



Parte Seconda

Le piene dei corsi d'acqua

Premessa

Secondo la terminologia adottata dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale si definiscono:

piena di un corso d'acqua: il singolare (ed infrequente) stato idrometrico caratterizzato dall'occupazione della sezione di deflusso in misura eccedente un prefissato valore dell'altezza idrometrica detto **livello di guardia** e per il quale si attua lo stato di allerta ;

portata di massima piena, correlata all'**altezza di massima piena:** è il massimo evento registrato nella storia del corso d'acqua;

portata di piena ordinaria è quella che in un quarto degli anni di osservazione è stata raggiunta una volta e superata le altre

Le Piene vengono generalmente distinte in **piene da rigurgito** e **piene da deflusso**. Le prime sono caratterizzate da innalzamenti di livello non dovuti ad aumento della portata, ma da ostacoli temporanei che generano rigurgito:

1. *ostruzione parziale o totale della sezione dell'alveo per effetto di frane delle sponde, crollo di ponti, ecc.*
2. *rigurgito nel tratto terminale di un corso d'acqua per effetto dell'innalzamento del tirante idrico nel corso d'acqua ricettore;*
3. *congelamento superficiale di tratti di fiume: il conseguente aumento del valore del perimetro bagnato comporta un aumento delle resistenze al moto ed un innalzamento dei livelli nei tratti a monte;*

Le piene da deflusso, al contrario, sono generate da aumento di portata conseguente a piogge di notevole intensità e/o ad una rapida fusione delle nevi. Eccezionalmente possono essere causate per rottura di uno sbarramento naturale o artificiale (dam break) o dall'improvvisa attivazione o brusco aumento della portata di un torrente carsico quale emissario sotterraneo di un lago controllato da sifone naturale.

1. Stima delle portate di piena

Un valore della portata di piena assunto per una sezione di un corso d'acqua è un riferimento generico se non è correlato ad un tempo di ritorno T_r , il numero d'anni nel quale l'evento considerato possa essere eguagliato o superato. Il legame funzionale tra i valori della portata massima Q_{\max} e T_r è rappresentato da una funzione monotona crescente, cioè all'aumentare di T_r , aumenta Q_{\max} . I fattori idrologici e geometrici che concorrono alla formazione e alla propagazione dell'onda di piena agiscono con meccanismi estremamente variabili e complessi nei rapporti tra quantità delle precipitazioni e decorso delle piene, che generalmente viene identificato nella **trasformazione afflussi-deflussi**. Il valore della portata massima può essere determinato adottando differenti procedure, utilizzando **metodi di calcolo** più o meno semplificati.

1.1. Metodi empirici : derivano dalla elaborazione di osservazioni sistematiche eseguite in una o più sezioni di un corso d'acqua, con risultati e deduzioni tanto più attendibili quanto più estesa è la serie dei valori di portata osservati, correlati, generalmente, all'estensione A del bacino tributario (generalmente in km^2) oppure, secondo un esame più approfondito, anche alla lunghezza L dell'asta e all'altitudine media H del bacino.

Le varie formule proposte quantificano la portata massima $Q_{\max} = A \cdot q_{\max}$ attraverso un **contributo specifico di piena** q_{\max} (espresso in $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$) dedotto da una curva che involupi i valori osservati riportati su di un piano $q_{\max} - A$ (Figura 1). In ordine cronologico, per questo tipo di formule, si ricordano in particolare:

Whistler (1919):
$$q_{\max} = \frac{1538}{A+259} + 0,054 \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

che Scimemi verificò applicabile ai corsi d'acqua italiani per A compreso tra 1.000 e 12.000 km^2 .

Forti (1920) per superficie $A < 1000 \text{ km}^2$ e precipitazioni massime nelle 24 ore di circa 400 mm

$$q_{\max} = 3,25 \frac{500}{A+125} + 1 \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

e di circa 200 ÷ 250 mm

$$q_{\max} = 2,25 \frac{500}{A+125} + 0,5 \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

Scimemi (1928) per superficie $A < 1000 \text{ km}^2$

$$q_{\max} = \frac{600}{A+10} + 1 \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

De Marchi (1936) per superficie $A \leq 500 \text{ km}^2$ e precipitazioni massime nelle 12 ore di circa 400 mm

$$q_{\max} = 6 \frac{500}{A+125} + 5 \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

Pagliari (1936) per superficie $20 < A < 1000 \text{ km}^2$

$$q_{\max} = \frac{2900}{90+A} \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

Giandotti (1940) per superficie $A < 1000 \text{ km}^2$

$$q_{\max} = \frac{532,50}{A+16,20} + 5 \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2]$$

Questi metodi di stima, in uso intorno agli anni '50, non danno nessuna indicazione della frequenza probabile o tempo di ritorno delle portate che si ottengono, pertanto possono essere ancora utilizzati solo per ottenere indicazioni speditive piuttosto che valori su cui basare la progettazione. Con un

criterio diverso per il calcolo di q_{max} si utilizza una struttura monomia di dipendenza di q_{max} da A del tipo $q_{max} = cA^{-n}$; le costanti c ed n si determinano interpolando con una retta, nel piano logaritmico, i valori di q_{max} al variare di A.

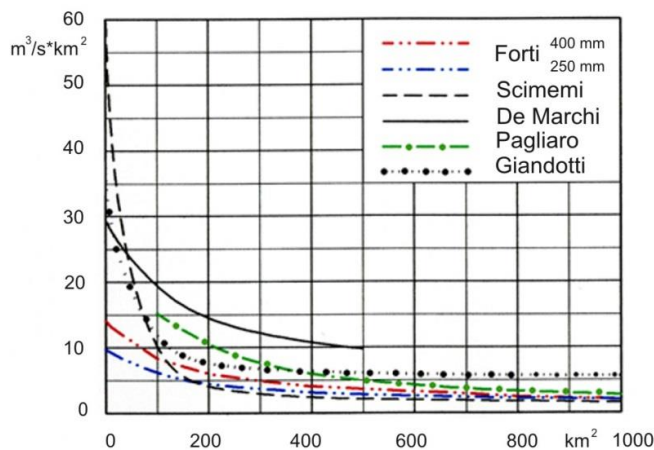


Figura 1

1.2. Metodi semi-empirici

Gherardelli (1939) propose, a seguito di elaborazioni dei dati di piena pubblicati dal S.I.I. relativi ad un trentennio di osservazioni in varie Regioni Italiane, la seguente formula:

$$q_{max} = q_{100} \left(\frac{A}{100} \right)^{-\alpha}$$

$\alpha = 0,5$ bacini permeabili $\alpha = 0,7$ bacini prevalentemente impermeabili

q_{100} = coefficiente di piena caratteristico del bacino di ciascuna regione idrografica (Figura 2) rappresenta il contributo alla piena di un bacino di 100 km²

Regione	Corso d'acqua e sezione	valori di q_{100} osservati (m ² /sec km ²)	
		Bacini preval. impermeabili	Bacini preval. permeabili
Piemonte	Sesia, Dora Baltea, Stura	8 ÷ 17	—
	Dora Riparia, Varaita	< 2	—
	Tanaro, Po, Scrivia	~ 8	—
Lombardia	Orba a Ortiglio	20,5	—
	Bacini sopralacuali	—	—
	Ticino a Bellinzona	6,6	—
Veneto	Adda e Fuentes	4,4	—
	Bacini sottolacuali	—	—
	Ticino a Sesto Calende	14,5	—
Liguria	Adige a Trento e a Boara Pis.	4 ÷ 4,5	—
	Isonzo	—	6,8
	Piave e Brenta	—	2 ÷ 4
Emilia Romagna	Magra a Calamazza	16	—
	Varatella	—	8,5
	Bagnone	—	7,1
Toscana	Reno a Casalecchio	9 ÷ 11	—
	Castellano	8,4	—
	Tronto a Tolignano	6,8	—
Umbria e Lazio	Chienti	—	2,4
	Serchio	8,7	—
	Arno	6,3	—
Abruzzo e Mol.	Cecina	13	—
	Ombrone	7,5	—
	Fiora	—	—
Campania	Tevere a Città di Castello	2,3	—
	Tevere a Roma	6,2	—
	Canale acque alte della bonif. di Latina	3,6	—
Puglie	Nera, Velino	—	~ 1
	Amaseno	—	~ 2
	Sangro (inferiore)	4,7	—
Lucania	Fortore	3	—
	Lavino	—	3,5
	Sangro (superiore)	—	< 2
Calabria	Biferno a Colledara	—	2,9
	Sele	8	—
	Sele a Contrursi	—	3,54
Sicilia	Volturno	7,1	—
	Gargigliano	4,6	—
	Ofanto	4,1	—
Sardegna	Ofanto	~ 4	—
	Ancinale	16,5	—
	Amato alla foce	—	7,1
Sicilia	Simeto a Giarretta	~ 9,8	—
	Belice e Platani	~ 8	—
	S. Leonardo	—	5,8
Sicilia	Cixerri, Cedrino, Flumendosa	~ 13	—
	Tirso a S. Chiara	8	—

Figura 2. Valori del q_{100} relativi ai diversi corsi d'acqua italiani (da Arredi 1947)

Mongiardini (1959), ipotizzando una correlazione tra eventi intensi e normali, ha messo in relazione il valore q_{100} ad alcune grandezze giudicate significative; suddiviso il territorio italiano in 32 aree

idrologicamente caratteristiche della regione geografica, propose una formula, simile a quella di Gherardelli, esprimendo il coefficiente di piena $q_{100} = k_r \cdot \varphi \cdot h_d$

$$q_{\max} = k_r \cdot \varphi \cdot h_d \left(\frac{A}{100} \right)^{-0,667} \quad [m^3/s * km^2]$$

k_r = indice caratteristico della regione geografica (funzione della permeabilità)

φ = valore medio del coefficiente di deflusso annuo

h_d = indice di piovosità (rapporto tra massima precipitazione annua e giorni piovosi)

1.3. Metodi statistici .

Nelle elaborazioni idrologiche la serie dei massimi valori annuali è quella che trova più frequente impiego. Il valore annuo della portata di piena rilevato nelle sezioni di un corso d'acqua è un evento estremo: singolare e relativamente infrequente. Se il bacino che produce l'evento non ha subito variazioni per speciali interventi – sistemazioni idrauliche, diversioni, serbatoi per grandi invasi, crollo di versanti, ecc. – in un significativo numero di anni, la serie dei valori massimi annui della portata può ritenersi formata da un insieme di grandezze omogenee e fra loro indipendenti; e la portata può essere trattata come una variabile casuale. In queste condizioni, può determinarsi la frequenza probabile del verificarsi di un assegnato valore ed applicare a questi valori le proposizioni del calcolo delle probabilità.

Fuller (1914), elaborando una serie assai estesa di osservazioni e correlando al valore considerato la durata del periodo di tempo entro il quale l'evento fu superato od eguagliato, formulò una legge di carattere generale. Indicata con \bar{Q}_{\max} la portata massima media giornaliera relativa ad un periodo di ritorno T_r e con \bar{Q}_0 la portata media delle massime assunte nel periodo d'osservazione, Fuller propose:

$$\bar{Q}_{\max} = \bar{Q}_0 (1 + 0.8 \log T_r)$$

assumendo che, al colmo, la portata fosse: $Q_{\max} = (1 + 2.66A^{-0.3}) \bar{Q}_{\max}$ con A in km².

Il coefficiente di punta secondo Fuller fu modificato per i corsi d'acqua italiani da D. Tonini (1966) nella forma:

$$Q_{\max} = (1 + 65A^{-0.5}) \bar{Q}_{\max}$$

1.4. Metodi analitici.

Avendo a disposizione, per un periodo sufficientemente esteso, di valori di misure dirette delle portate massime rilevate, su una sezione dell'asta fluviale prossima alla zona interessata, al *colmo della piena* (valori istantanei e non giornalieri) questi si prestano ad elaborazioni tipiche della statistica idrologica (statistica del massimo valore osservato di Gumbel). Occorre accertare, però, che nel periodo considerato il corso d'acqua non abbia subito trasformazioni per opere che siano state eseguite nel suo bacino, quali serbatoi, diversioni, ecc..

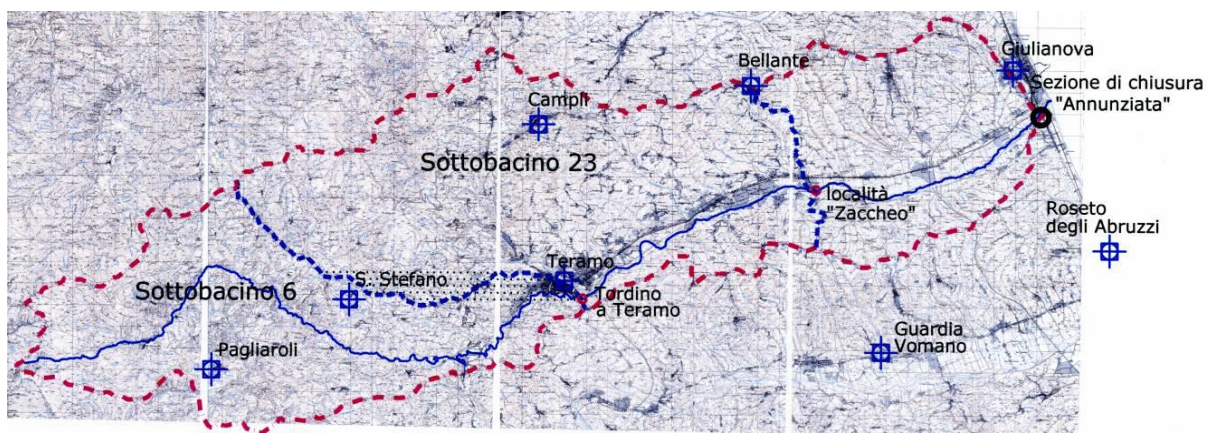
La serie di dati da elaborare deve essere omogenea e di qualità comparabile.

Esempio 7.1 . Stima delle portate di piena per assegnati tempi di ritorno

Sulla base della serie storica dei valori osservati delle portate al colmo del fiume Tordino, stazione idrografica di Teramo, vengono determinate le massime portate di piena probabili per gli assegnati tempi di ritorno di 25, 50, 200, 500 m³/s.

Il fiume Tordino nasce sulle pendici del Monte Gorzano della catena dei Monti della Laga, a 2458

metri di quota, alimentato dalle sorgenti del "Quarticciolo". Il bacino idrografico del Fiume Tordino ha una superficie complessiva di 446 km².



Lungo il corso del fiume è presente la stazione di misura S.I.M.N. "Tordino a Teramo", dotata di misurazioni di portate, che viene assunta coincidente con la sezione di chiusura del sottobacino "6" con le seguenti caratteristiche:

- ⊕ superficie 147 km²; lunghezza dell'asta fluviale 38,2 km;
- ⊕ quota massima del bacino 2435 m s.l.m.; quota minima del bacino 222 m s.l.m.;
- ⊕ quota media del bacino 930 m s.l.m.; pendenza media 38,5 %

La serie storica delle portate al colmo misurate nella stazione idrometrica ha dimensione N=46

Tabella I

	anno	Altezza	Portata	giorno	mese		anno	Altezza	Portata	giorno	mese
1	1929		236,0			24	1960	2,06	152,0	17	2
2	1934	1,68	78,3	5	2	25	1961	1,96	138,0	15	1
3	1935	1,10	33,3	1	3	26	1962	1,27	51,9	4	3
4	1936	1,50	56,3	29	6	27	1963	2,18	160,0	17	5
5	1937	1,24	45,9	3	12	28	1966	1,34	54,0	11	11
6	1938	1,60	68,2	30	6	29	1967	1,24	42,7	14	4
7	1939	1,84	84,7	1	6	30	1968	1,88	114,0	18	12
8	1940	1,86	51,0	28	6	31	1969	2,24	169,0	5	3
9	1941	1,34	45,5	5	11	32	1970	1,01	21,5	30	0
10	1942	1,60	63,7	21	6	33	1971	1,05	12,7	10	4
11	1947	1,66	55,7	23	5	34	1973	1,47	55,0	1	1
12	1948	2,48	110,0	16	5	35	1974	1,57	65,0	7	11
13	1949	2,90	217,0	12	10	36	1975	0,22	3,8	13	5
14	1950	1,02	29,3	26	8	37	1976	1,40	49,9	20	8
15	1951	3,30	340,0	5	9	38	1980	0,25	4,7	1	5
16	1952	1,92	127,0	19	9	39	1981	0,10	3,9	4	3
17	1953	2,04	142,0	7	9	40	1982	0,51	8,8	10	6
18	1954	1,68	96,0	19	6	41	1983	1,55	65,2	18	3
19	1955	1,86	118,0	12	9	42	1984	1,70	80,0	4	12
20	1956	1,23	47,5	26	2	43	1985	-0,48	3,8	10	7
21	1957	1,90	130,0	26	3	44	1991	1,68	70,0	14	1
22	1958	1,73	107,0	28	11	45	1992	1,94	111,9	10	4
23	1959	2,50	214,0	1	4	46	1993	0,75	9,4	1	3

Per approssimare questa serie campionaria ed allargare il campo delle previsioni delle portate di piena ai tempi di ritorno 25, 50, 200, 500 anni viene utilizzata la funzione di distribuzione di Gumbel, resa dalla relazione di stima:

$$Q(T_r) = \bar{Q} + \frac{\sigma_x}{S_N} Y(T_r) - \frac{\sigma_x}{S_N} \bar{Y}_N \quad [a]$$

Tabella II

Tordino a Teramo	
N	Q _{piena}
anni	(m ³ /s)
1	340,00
2	236,00
3	217,00
4	214,00
5	185,00
6	160,00
7	160,00
8	152,00
9	142,00
10	138,00
11	130,00
12	127,00
13	118,00
14	114,00
15	110,00
16	107,00
17	96,00
18	84,70
19	80,00
20	78,30
21	69,87
22	68,20
23	65,15

24	65,00
25	63,70
26	56,30
27	55,00
28	53,50
29	51,90
30	51,00
31	50,70
32	49,90
33	47,50
34	45,90
35	45,50
36	42,70
37	33,30
38	25,30
39	21,50
40	12,70
41	9,40
42	8,80
43	4,72
44	3,90
45	3,80
46	3,76
Q _{med}	138,792
var.	4320,882
σ _x	65,733

Stima della media della variabile ridotta \bar{Y}_N										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,5410	0,5438	0,5461	0,5481	0,5499	0,5514	0,5528	0,5540	0,5551	0,5561
20	0,5570	0,5578	0,5586	0,5593	0,5593	0,5605	0,5611	0,5616	0,5621	0,5625
30	0,5629	0,5633	0,5637	0,5641	0,5644	0,5647	0,5650	0,5653	0,5656	0,5658
40	0,5661	0,5663	0,5665	0,5668	0,5670	0,5672	0,5674	0,5675	0,5677	0,5679
50	0,5680	0,5682	0,5683	0,5685	0,5686	0,5688	0,5689	0,5690	0,5692	0,5693
60	0,5694	0,5695	0,5696	0,5697	0,5698	0,5699	0,5700	0,5701	0,5702	0,5703
70	0,5704	0,5705	0,5705	0,5706	0,5707	0,5708	0,5709	0,5709	0,5710	0,5711
80	0,5711	0,5712	0,5713	0,5713	0,5714	0,5715	0,5715	0,5716	0,5716	0,5717
90	0,5717	0,5718	0,5718	0,5719	0,5719	0,5720	0,5720	0,5721	0,5721	0,5722
100	0,5722	0,5723	0,5723	0,5724	0,5724	0,5724	0,5725	0,5725	0,5726	0,5726

Stima dello scarto quadratico medio della variabile ridotta S_N										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,1849	1,1906	1,1955	1,1998	1,2037	1,2071	1,2102	1,2130	1,2156	1,2179
20	1,2201	1,2221	1,2239	1,2256	1,2272	1,2287	1,2301	1,2315	1,2327	1,2339
30	1,2350	1,2361	1,2371	1,2380	1,2389	1,2398	1,2406	1,2414	1,2422	1,2429
40	1,2436	1,2443	1,2449	1,2455	1,2461	1,2467	1,2472	1,2478	1,2483	1,2488
50	1,2492	1,2497	1,2502	1,2506	1,2510	1,2514	1,2518	1,2522	1,2526	1,2530
60	1,2533	1,2537	1,2540	1,2543	1,2546	1,2549	1,2552	1,2555	1,2558	1,2561
70	1,2564	1,2566	1,2569	1,2572	1,2574	1,2577	1,2579	1,2581	1,2584	1,2586
80	1,2588	1,2590	1,2592	1,2594	1,2596	1,2598	1,2600	1,2602	1,2604	1,2606
90	1,2608	1,2609	1,2611	1,2613	1,2614	1,2616	1,2618	1,2619	1,2621	1,2622
100	1,2624	1,2625	1,2627	1,2628	1,2630	1,2631	1,2632	1,2634	1,2635	1,2636

$$\bar{Y}_N = 0,5674 \quad S_N = 1,2472$$

Tabella III

Q _{med}	σ _x	S _N	Y _N	T _r	ln $\frac{T_r - 1}{T_r}$	Y(T _R)	Q max
(m ³ /s)	(m ³ /s)			anni			(m ³ /s)
138,792	65,733	1,2472	0,5674	25	-0,0408	3,1985	277
138,792	65,733	1,2472	0,5674	50	-0,0202	3,9019	315
138,792	65,733	1,2472	0,5674	200	-0,005	5,2958	388
138,792	65,733	1,2472	0,5674	500	-0,002	6,2136	436

Oltre alla procedura descritta, si perviene utilizzando la [a] nella forma:

$$Q(T_r) = x_0 + a^{-1} \cdot Y(T_r)$$

Il valore dei parametri x_0 ed a viene conseguito sia con il metodo statistico dei *momenti*, adottando le relazioni di stima (Tabella IV):

$$x_0 = \bar{Q} - m \cdot a^{-1} \quad a^{-1} = n \cdot \sigma_x$$

Tabella IV

$$m = 0,5772 \quad n = 0,7797$$

T _r anni	a ⁻¹ = 51,252	a= 0,01951
25	x ₀ = 109,209	Q _{max} 273
	a ⁻¹ = 51,252	a= 0,01951
50	x ₀ = 109,209	Q _{max} 309
	a ⁻¹ = 51,252	a= 0,01951
200	x ₀ = 109,209	Q _{max} 381
	a ⁻¹ = 51,252	a= 0,01951
500	x ₀ = 109,209	Q _{max} 428

e sia con il metodo statistico della *massima verosimiglianza*, secondo le relazioni di stima (Tabella V e VI):

$\bar{Q} = \frac{\sum x_i \cdot e^{-a \cdot Q_i}}{\sum e^{-a \cdot Q_i}} + a^{-1}$ questa è una equazione implicita nella incognita a , che può essere risolta con metodi matematici numerici.

$$x_0 = \frac{-\ln(N^{-1} \sum e^{-a \cdot Q_i})}{a}$$

Tabella V

N	Qi (m ³ /s)	N= 46		N	Qi (m ³ /s)	N= 46	
		e ^{-aqi}	qi*e ^{-aqi}			e ^{-aqi}	qi*e ^{-aqi}
1	340,00	0,00	0,3660	24	65,00	0,27	17,5998
2	236,00	0,01	2,0549	25	63,70	0,28	17,7044
3	217,00	0,01	2,7682	26	56,30	0,32	18,1572
4	214,00	0,01	2,8996	27	55,00	0,33	18,2075
5	185,00	0,02	4,4900	28	53,50	0,34	18,2530
6	160,00	0,04	6,4184	29	51,90	0,35	18,2859
7	160,00	0,04	6,4184	30	51,00	0,36	18,2968
8	152,00	0,05	7,1612	31	50,70	0,36	18,2992
9	142,00	0,06	8,1795	32	49,90	0,37	18,3024
10	138,00	0,06	8,6146	33	47,50	0,38	18,2831
11	130,00	0,07	9,5309	34	45,90	0,40	18,2447
12	127,00	0,08	9,8896	35	45,50	0,40	18,2317
13	118,00	0,09	11,0109	36	42,70	0,42	18,1003
14	114,00	0,10	11,5282	37	33,30	0,51	17,0513
15	110,00	0,11	12,0550	38	25,30	0,60	15,2149
16	107,00	0,12	12,4551	39	21,50	0,65	13,9559
17	96,00	0,15	13,9398	40	12,70	0,77	9,8388
18	84,70	0,18	15,4351	41	9,40	0,83	7,7817
19	80,00	0,20	16,0230	42	8,80	0,84	7,3733
20	78,30	0,21	16,2277	43	4,72	0,91	4,2928
21	69,87	0,25	17,1543	44	3,90	0,92	3,6060
22	68,20	0,25	17,3159	45	3,80	0,93	3,5206
23	65,15	0,27	17,5873	46	3,76	0,93	3,4863

86,91 14,86 551,6112
a-1= 49,7512 Qm 86,86
a= 0,02010 x0 56,205

si assegnano
valori ad a per
avere Qm =
Qmed campione

Tabella VI

Tr	25	a ⁻¹ = 49,751	a= 0,02010
Y(Tr)	3,20	x ₀ = 56,205	Q _{max} 215
Tr	50	a ⁻¹ = 49,751	a= 0,02010
Y(Tr)	3,90	x ₀ = 56,205	Q _{max} 250
Tr	200	a ⁻¹ = 49,751	a= 0,02010
Y(Tr)	5,30	x ₀ = 56,205	Q _{max} 320
Tr	500	a ⁻¹ = 49,751	a= 0,02010
Y(Tr)	6,21	x ₀ = 56,205	Q _{max} 365

Esempio 7.2. Verifica della funzione di Gumbel con i Test statistici di adattamento

Con la funzione di distribuzione di Gumbel si determinano, mediante l'espressione [a], le massime portate correlate a prefissati tempi di ritorno Tr, con la probabilità di essere superate una volta in un intervallo di tempo pari ai relativi tempi di ritorno. Successivamente è necessario verificare che " la

distribuzione ottenuta descriva in modo accettabile la popolazione", ovvero verificare che la funzione sia attendibile attraverso test statistici di adattamento; come già detto i più utilizzati nell'idrologia statistica sono:

Test χ^2 di Pizzetti–Pearson Test di Kolmogorov–Smirnov (K–S) Fasce Fiduciarie

a. test χ^2 di Pizzetti–Pearson

Utilizzando i valori riportati nella Tabella I, disposti in ordine crescente, si suddivide ogni campione in un numero di classi di valori avendo assunto un range di 25 m³/s . Ogni classe è delimitata dal massimo valore contenuto e da quello minimo che sarà il massimo della serie immediatamente precedente. Si trova la frequenza di classe n_j , rappresentata dal numero di valori contenuti in ciascuna classe e per ognuna di essa si calcola la probabilità di non superamento:

$$P(h)=\exp\{-\exp[-a(h-x_0)]\}$$

la probabilità teorica $\Delta P(h)$ tra i valori estremi di una classe ed infine il χ^2 .

Il χ^2 calcolato va confrontato con il χ^2_t .

Nella seguente Tabella VI sono riportati, in forma tabellare, gli elementi per il calcolo del χ^2 .

Stazione: Tordino a Teramo							
N. rilevazioni	46	Q_{med}	86,910	n	0,7797	a	0,01797
N. gruppi	4	σ_x	71,336	m	0,5772	x_0	54,795

Range : 25 [m³/s]

Gruppo	1	2	3	4
Inf	3,8	28,8	53,8	78,8
Sup	28,8	53,8	78,8	infinito

Tabella VI

N. Elementi

8	9	10	19
---	---	----	----

3,8	29,3	54,0	80,0
3,8	33,3	55,0	84,7
3,9	42,7	55,7	96,0
4,7	45,5	56,3	107,0
8,8	45,9	63,7	110,0
9,4	47,5	65,0	111,9
12,7	49,9	65,2	114,0
21,5	51,0	68,2	118,0
	51,9	70,0	127,0
		78,3	130,0
			138,0
			142,0
			152,0
			160,0
			169,0
			214,0
			217,0
			236,0
			340,0

Pizzetti-Pearson

N= 46

h [mm]	n _i	P(Q) <small>exp(-exp(-a(h-x₀)))</small>	ΔP(Q)	v _j <small>v_j=ΔP*N</small>	(v _j -n _i) ² /v _j
0		0	0		
	8				
21,5		0,162181	0,1619	7,4486	0,0408
	9				
51,9		0,34875	0,1866	8,5822	0,0203
	10				
78,3		0,519192	0,1704	7,8403	0,5949
	19				
infinito		1,0000	0,4808	22,1172	0,4393
$\chi^2_c = \sum [(v_j - n_i)^2 / v_j] =$					1,10
$gdl = \text{num di classi} - 2 - 1 =$					1
α (livello di significatività) =					0,05
$\chi^2_T = f(gdl; \alpha) =$					3,84
$\chi^2_c < \chi^2_T$					si

b. test di Kolmogorov-Smirnov (K-S)

a= 0,01797

x₀= 58,309

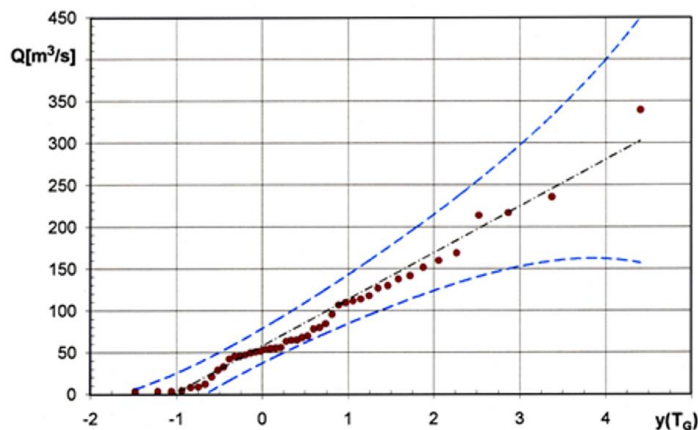
portata	Rango	Tempo ritorno Grigorten	Probabilità campionaria	Probabilità di Gumbel	Scostamento
Q [m ³ /s]	i	T _G	P _C =1-1/T _G	P	D= P _C -P
340,0	1	82,35714	0,98786	0,9937	0,0058
236,0	2	29,56410	0,96618	0,9598	0,0064
217,0	3	18,01563	0,94449	0,9439	0,0006
214,0	4	12,95506	0,92281	0,9409	0,0181
169,0	5	10,11404	0,90113	0,8721	0,0290
160,0	6	8,29496	0,87944	0,8514	0,0280
152,0	7	7,03049	0,85776	0,8305	0,0272
142,0	8	6,10053	0,83608	0,8007	0,0354
138,0	9	5,38785	0,81440	0,7876	0,0268
130,0	10	4,82427	0,79271	0,7590	0,0337
127,0	11	4,36742	0,77103	0,7475	0,0235
118,0	12	3,98962	0,74935	0,7103	0,0391
114,0	13	3,67197	0,72767	0,6924	0,0353
111,9	14	3,40118	0,70598	0,6827	0,0233
110,0	15	3,16758	0,68430	0,6737	0,0106
107,0	16	2,96401	0,66262	0,6591	0,0035
96,0	17	2,78502	0,64094	0,6017	0,0392
84,7	18	2,62642	0,61925	0,5367	0,0826
80,0	19	2,48491	0,59757	0,5080	0,0895
78,3	20	2,35787	0,57589	0,4975	0,0784
70,0	21	2,24319	0,55421	0,4446	0,1096
68,2	22	2,13915	0,53252	0,4329	0,0996
65,2	23	2,04433	0,51084	0,4133	0,0975
65,0	24	1,95756	0,48916	0,4120	0,0771

portata	Rango	Tempo ritorno Grigorten	Probabilità campionaria	Probabilità di Gumbel	Scostamento
Q [m ³ /s]	i	T _G	P _C =1-1/T _G	P	D= P _C -P
63,7	25	1,87785	0,46748	0,4035	0,0640
56,3	26	1,80438	0,44579	0,3546	0,0912
55,7	27	1,73645	0,42411	0,3506	0,0735
55,0	28	1,67344	0,40243	0,3460	0,0564
54,0	29	1,61485	0,38075	0,3394	0,0413
51,9	30	1,56022	0,35906	0,3256	0,0335
51,0	31	1,50916	0,33738	0,3197	0,0177
49,9	32	1,46134	0,31570	0,3125	0,0032
47,5	33	1,41646	0,29402	0,2969	0,0029
45,9	34	1,37426	0,27233	0,2866	0,0142
45,5	35	1,33449	0,25065	0,2840	0,0333
42,7	36	1,29696	0,22897	0,2661	0,0372
33,3	37	1,26149	0,20729	0,2086	0,0013
29,3	38	1,22790	0,18560	0,1856	0,0000
21,5	39	1,19606	0,16392	0,1440	0,0199
12,7	40	1,16582	0,14224	0,1034	0,0389
9,4	41	1,13708	0,12056	0,0900	0,0306
8,8	42	1,10972	0,09887	0,0877	0,0112
4,7	43	1,08365	0,07719	0,0728	0,0044
3,9	44	1,05877	0,05551	0,0701	0,0146
3,8	45	1,03501	0,03382	0,0697	0,0359
3,8	46	1,01229	0,01214	0,0697	0,0576
D _{max} =					0,1096
α=0,05 N>35					D _α = 1,36/N ^{0,5} =
VERIFICA D _{max} <D _α					si

c. fasce fiduciarie

a= 0,01797 x₀= 58,309

Q m ³ /s	i	T _G	y(T _G)	Q m ³ /s	P	f	σ*	FF ⁺	FF ⁻
340,0	1	82,3571	4,4050	303,44	0,9879	0,00022	74,461	449,380	157,495
236,0	2	29,5641	3,3694	245,81	0,9662	0,00060	44,615	333,255	158,366
217,0	3	18,0156	2,8628	217,62	0,9445	0,00097	34,830	285,887	149,353
214,0	4	12,9551	2,5216	198,63	0,9228	0,00133	29,540	256,529	140,733
169,0	5	10,1140	2,2623	184,20	0,9011	0,00169	26,105	235,370	133,037
160,0	6	8,2950	2,0521	172,51	0,8794	0,00203	23,647	218,854	126,157
152,0	7	7,0305	1,8745	162,62	0,8578	0,00236	21,777	205,305	119,941
142,0	8	6,1005	1,7202	154,03	0,8361	0,00269	20,293	193,808	114,262
138,0	9	5,3879	1,5832	146,41	0,8144	0,00300	19,078	183,808	109,020
130,0	10	4,8243	1,4598	139,54	0,7927	0,00331	18,062	174,944	104,141
127,0	11	4,3674	1,3470	133,27	0,7710	0,00360	17,195	166,969	99,583
118,0	12	3,9896	1,2429	127,47	0,7493	0,00389	16,445	159,707	95,241
114,0	13	3,6720	1,1460	122,08	0,7277	0,00416	15,789	153,027	91,135
111,9	14	3,4012	1,0551	117,02	0,7060	0,00442	15,208	146,831	87,215
110,0	15	3,1676	0,9693	112,25	0,6843	0,00466	14,691	141,041	83,454
107,0	16	2,9640	0,8878	107,71	0,6626	0,00490	14,226	135,597	79,832
96,0	17	2,7850	0,8101	103,39	0,6409	0,00512	13,806	130,448	76,329
84,7	18	2,6264	0,7356	99,24	0,6193	0,00533	13,425	125,554	72,929
80,0	19	2,4849	0,6638	95,25	0,5976	0,00553	13,077	120,881	69,618
78,3	20	2,3579	0,5945	91,39	0,5759	0,00571	12,759	116,400	66,383
70,0	21	2,2432	0,5273	87,65	0,5542	0,00588	12,468	112,087	63,213
68,2	22	2,1391	0,4618	84,01	0,5325	0,00603	12,200	107,921	60,098
65,2	23	2,0443	0,3979	80,45	0,5108	0,00617	11,953	103,882	57,026
65,0	24	1,9576	0,3354	76,97	0,4892	0,00629	11,726	99,955	53,990
63,7	25	1,8779	0,2739	73,55	0,4675	0,00639	11,516	96,123	50,979
56,3	26	1,8044	0,2133	70,18	0,4458	0,00647	11,324	92,374	47,986
55,7	27	1,7364	0,1534	66,85	0,4241	0,00654	11,146	88,694	45,000
55,0	28	1,6734	0,0940	63,54	0,4024	0,00658	10,984	85,072	42,014
54,0	29	1,6148	0,0350	60,26	0,3807	0,00661	10,836	81,495	39,016
51,9	30	1,5602	-0,0240	56,98	0,3591	0,00661	10,703	77,952	35,998
51,0	31	1,5092	-0,0830	53,69	0,3374	0,00659	10,583	74,432	32,948
49,9	32	1,4613	-0,1423	50,39	0,3157	0,00654	10,477	70,923	29,853
47,5	33	1,4165	-0,2022	47,06	0,2940	0,00647	10,386	67,413	26,698
45,9	34	1,3743	-0,2629	43,68	0,2723	0,00637	10,311	63,887	23,468
45,5	35	1,3345	-0,3248	40,24	0,2507	0,00623	10,253	60,332	20,141
42,7	36	1,2970	-0,3881	36,71	0,2290	0,00607	10,213	56,730	16,694
33,3	37	1,2615	-0,4534	33,08	0,2073	0,00586	10,196	53,062	13,093
29,3	38	1,2279	-0,5213	29,30	0,1856	0,00562	10,205	49,304	9,300
21,5	39	1,1961	-0,5924	25,34	0,1639	0,00533	10,247	45,425	5,257
12,7	40	1,1658	-0,6680	21,14	0,1422	0,00498	10,331	41,388	0,889
9,4	41	1,1371	-0,7494	16,61	0,1206	0,00458	10,475	37,139	-3,922
8,8	42	1,1097	-0,8389	11,62	0,0989	0,00411	10,705	32,605	-9,358
4,7	43	1,0836	-0,9406	5,97	0,0772	0,00355	11,075	27,675	-15,741
3,9	44	1,0588	-1,0617	-0,77	0,0555	0,00288	11,706	22,172	-23,716
3,8	45	1,0350	-1,2198	-9,57	0,0338	0,00206	12,949	15,808	-34,951
3,8	46	1,0123	-1,4841	-24,28	0,0121	0,00096	16,778	8,604	-57,163



2. Modelli di trasformazione afflussi - deflussi

Come detto quando non si hanno a disposizione dati osservati delle portate nella sezione di interesse è necessario ricorrere, per un assegnato tempo di ritorno, alla determinazione della pioggia di progetto per poter esprimere un correlato valore della massima portata probabile. Definito attraverso i parametri morfometrici l'operatore *bacino*, all'interno del quale si attua la trasformazione, l'input è rappresentato dallo ietogramma, rappresentazione grafica della pioggia derivata dalla curva di possibilità pluviometrica.

2.1. Costruzione dello ietogramma

Seguendo una procedura semi-empirica, secondo la quale il massimo della pioggia si verifica a metà della sua durata, si procede dividendo il tempo di pioggia in n intervalli e discretizzando la curva di possibilità pluviometrica con una curva a gradini (Figura 1).

Sullo ietogramma si riporta la prima altezza di pioggia a metà della durata $t_p/2$, per rappresentare il picco della precipitazione, e i valori degli scalini, man mano che diminuiscono di altezza, a destra e a sinistra del picco centrale.

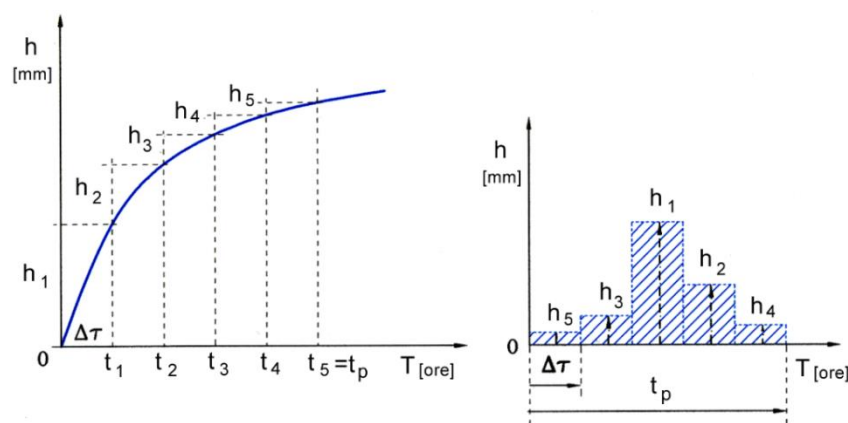


Figura 1. Discretizzazione della curva pluviometrica

In questo modo, assumendo noto l'andamento temporale della pioggia a scala di bacino, è possibile costruire uno **ietogramma storicamente registrato** (Figura 2)

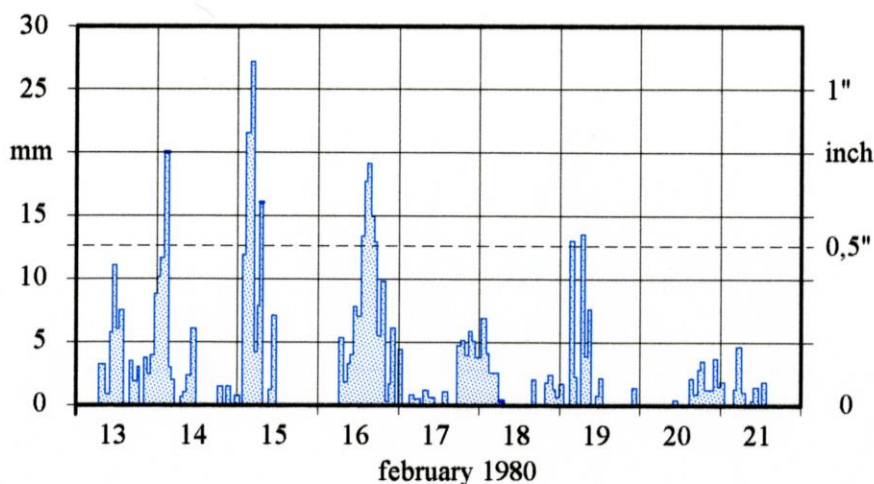


Figura 2. Ietogramma . Piogge orarie misurate durante sei temporali nel periodo 13-21 febbraio 1980 a Pasadena - California

Ai fini della formazione della piena contribuisce solo la **precipitazione netta** che, non infiltrandosi nel terreno, scorre in superficie. Lo ietogramma netto si ottiene depurando la quantità di pioggia infiltrata nel terreno così come riportato nella seguente Figura 3.

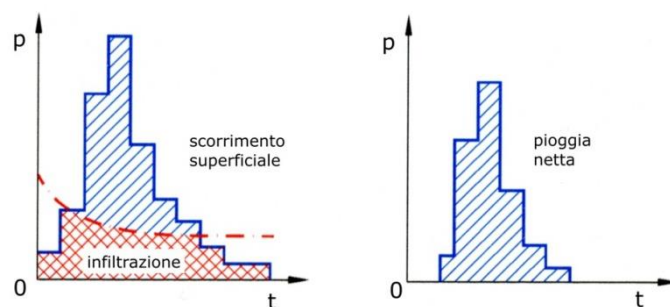


Figura 3. Costruzione dello ietogramma netto

2.2. Scorrimento superficiale e ritenzione del terreno

Come già accennato nella Prima Parte il rapporto il volume netto di precipitazione ed il volume totale è detto **Coefficiente di deflusso ϕ** . Rappresenta gli effetti integrati dell'infiltrazione, evaporazione, ritenzione e ruscellamento e dipende da molti parametri del bacino. Pertanto è di difficile determinazione e richiede un'attenta valutazione e conoscenza da parte del progettista. I valori riportati nelle numerose Tabelle sono specifici e suscettibili di aggiustamenti, in aumento o diminuzione in percentuale, se il sito si discosta dalle condizioni tipiche descritte.

Per eventi di piena che si sviluppano in intervalli di tempo dell'ordine delle ore, il deflusso nella sezione di chiusura è dato in buona parte dallo scorrimento superficiale, poiché lo scorrimento sotterraneo, alimentato dall'infiltrazione, avviene in tempi molto più lunghi. Il deflusso varia in funzione dall'uso del suolo, dalle coperture vegetali e delle varie tipologie di terreno (più o meno permeabili). In letteratura sono reperibili svariate Tabelle (ad esempio la Tabella I) con valori dei coefficienti ϕ_i correlati alle varie condizioni.

Tabella I
Valore dei coefficiente di deflusso ϕ
da "La sistemazione dei bacini idrografici" Vito Ferro

Tipo di suolo	Copertura del bacino			
	Coltivazioni	Pascoli	Boschi	
Molto permeabile (sabbioso o ghiaioso)	0.20	0.15	0.10	
Mediamente permeabile (Terreni di medio impasto, Terreni senza strati di argilla)	0.40	0.35	0.30	
Poco Permeabili (Suoli argillosi, con strati di argilla in prossimità della superficie, suoli poco profondi su substrato roccioso impermeabile)	0.50	0.45	0.40	
Copertura del bacino	Pendenza dei versanti	Terreni Leggeri	Terreni di medio impasto	Terreni compatti
Boschi	> 10%	0.13	0.18	0.25
	< 10%	0.16	0.21	0.36
Pascoli	> 10%	0.16	0.36	0.56
	< 10%	0.22	0.42	0.62
Colture agrarie	> 10%	0.40	0.60	0.70
	< 10%	0.52	0.72	0.82

Un ulteriore elemento che condiziona il ruscellamento è rappresentato dal grado di imbibizione del terreno caratterizzato dalla natura geolitologica del suolo.

Nel 1954 il Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti . Soil Conservation Service – sviluppò un modello per la previsione del deflusso causato per un evento di pioggia: il **Number Curve Method**¹.

¹ National Engineering Handbook, Sect. 4: Hydrology (NEH-4) (SCS, 1956, 1964, 1971, 1985, 1993)

Il modello di trasformazione afflussi-deflussi , di cui si tratterà nel seguito, innanzi tutto classifica i terreni in funzione dalla *possibilità di infiltrazione* (Tabella II).

Tabella II

I numeri al disotto delle lettere indicano i valori min. e max. dell'infiltrazione espressa in mm

Gruppo	Descrizione
A 8 - 11	Potenzialità di deflusso scarsa <i>Forti spessori di sabbia con scarsissimo limo ed argilla,forti spessori di ghiaie profonde, molto permeabili</i>
B 4 - 8	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa <i>Strati sabbiosi meno spessi del gruppo A, terriccio marnoso sottile. Alta capacità di infiltrazione</i>
C 1,5 - 4	Potenzialità di deflusso moderatamente alta <i>Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla , poveri di contenuti organici. Scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.</i>
D 0 - 1,5	Potenzialità di deflusso molto alta <i>Comprende la maggior parte di argille con capacità di rigonfiamento, strati sottili pressocchè impermeabili in prossimità della superficie</i>

A seguito di questa suddivisione molti ricercatori hanno ridefinito i coefficienti ϕ in funzione anche del gruppo di terreno (Tabelle III e IV)

Tabella III

Hydrologic Soil Group	A			B			C			D		
A. Commercial Area	.75	.80	.95	.80	.85	.95	.80	.85	.95	.85	.90	.95
B. Neighborhood Area <i>(quartieri)</i>	.50	.55	.65	.55	.60	.70	.60	.65	.75	.65	.70	.80
Residential:												
A. Single Family	.25	.25	.30	.30	.35	.40	.40	.45	.50	.45	.50	.55
B. Multi-Unit (Detached)	.35	.40	.45	.40	.45	.50	.45	.50	.55	.50	.55	.65
C. Multi-Unit (Attached)	.45	.50	.55	.50	.55	.65	.55	.60	.70	.60	.65	.75
Industrial												
A. Light Areas <i>minore densità</i>	.55	.60	.70	.60	.65	.75	.65	.70	.80	.70	.75	.90
B. Heavy Areas <i>maggior densità</i>	.75	.80	.95	.80	.85	.95	.80	.85	.95	.80	.85	.95
Parks, Cemeteries												
Playgrounds	.10	.10	.15	.20	.20	.25	.30	.35	.40	.35	.40	.45
Schools	.30	.35	.40	.40	.45	.50	.45	.50	.55	.50	.55	.65
Railroad Yard Areas	.20	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.50	.55
Streets												
A. Paved <i>pavimentata</i>	.85	.90	.95	.85	.90	.95	.85	.90	.95	.85	.90	.95
B. Gravel <i>ghiaia</i>	.25	.25	.30	.35	.40	.45	.40	.45	.50	.40	.45	.50
Drives, Walks, & Roofs <i>tetti</i>	.85	.90	.95	.85	.90	.95	.85	.90	.95	.85	.90	.95
Lawns <i>prati</i>												
A. 50%-75% Grass <i>erba</i> (Fair Condition)	.10	.10	.15	.20	.20	.25	.30	.35	.40	.30	.35	.40
B. 75% Or More Grass (Good Condition)	.05	.05	.10	.15	.15	.20	.25	.25	.30	.30	.35	.40
Undeveloped Surface <i>foreste o zone agricole</i>												
A. Flat (0-1%)	0.04-0.09			0.07-0.12			0.11-0.16			0.15-0.20		
B. Average (2-6%)	0.09-0.14			0.12-0.17			0.16-0.21			0.20-0.25		
C. Steep	0.13-0.18			0.18-0.24			0.23-0.31			0.28-0.38		

Tabella IV

Slope :	Soil Group A			Soil Group B			Soil Group C			Soil Group D		
	< 2%	2-6%	> 6%	< 2%	2-6%	> 6%	< 2%	2-6%	> 6%	< 2%	2-6%	> 6%
Forest	0.08	0.11	0.14	0.10	0.14	0.18	0.12	0.16	0.20	0.15	0.20	0.25
Meadow	0.14	0.22	0.30	0.20	0.28	0.37	0.26	0.35	0.44	0.30	0.40	0.50
Pasture	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.30	0.42	0.52	0.37	0.50	0.62
Farmland	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.20	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
Res. 1 acre	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.40	0.31	0.35	0.46
Res. 1/2 acre	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.46
Res. 1/3 acre	0.28	0.32	0.35	0.30	0.35	0.39	0.33	0.38	0.45	0.36	0.40	0.50
Res. 1/4 acre	0.30	0.34	0.37	0.33	0.37	0.42	0.36	0.40	0.47	0.38	0.42	0.52
Res. 1/8 acre	0.33	0.37	0.40	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
Industrial	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
Commercial	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.90	0.89	0.89	0.90
Streets: ROW	0.76	0.77	0.79	0.80	0.82	0.84	0.84	0.85	0.89	0.89	0.91	0.95
Parking	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97
Disturbed Area	0.65	0.67	0.69	0.66	0.68	0.70	0.68	0.70	0.72	0.69	0.72	0.75

Risulta evidente che l'attribuzione del coefficiente ϕ ad una tipologia di terreno è soggettiva. Maggiore è la conoscenza del territorio e maggiore è l'attendibilità potendo tener conto dei vari elementi che ne condizionano il valore.

Di seguito viene illustrato un approccio sistematico, utilizzabile per bacini di piccola estensione e dei quali si conosca bene il territorio, che aiuta alla definizione di un valore globale per l'intero bacino. Le informazioni necessarie vengono desunte dalle Carte Geolitologica e dell'Uso del Suolo in formato informatizzato. Queste riportano una descrizione dettagliata delle aree, con una suddivisione molto particolareggiata delle zone a diverso uso e consistenza.

Questo aspetto ne consente un utilizzo pratico e immediato ai fini delle determinazione del coefficiente ϕ con l'ausilio del software GIS ArcView.²

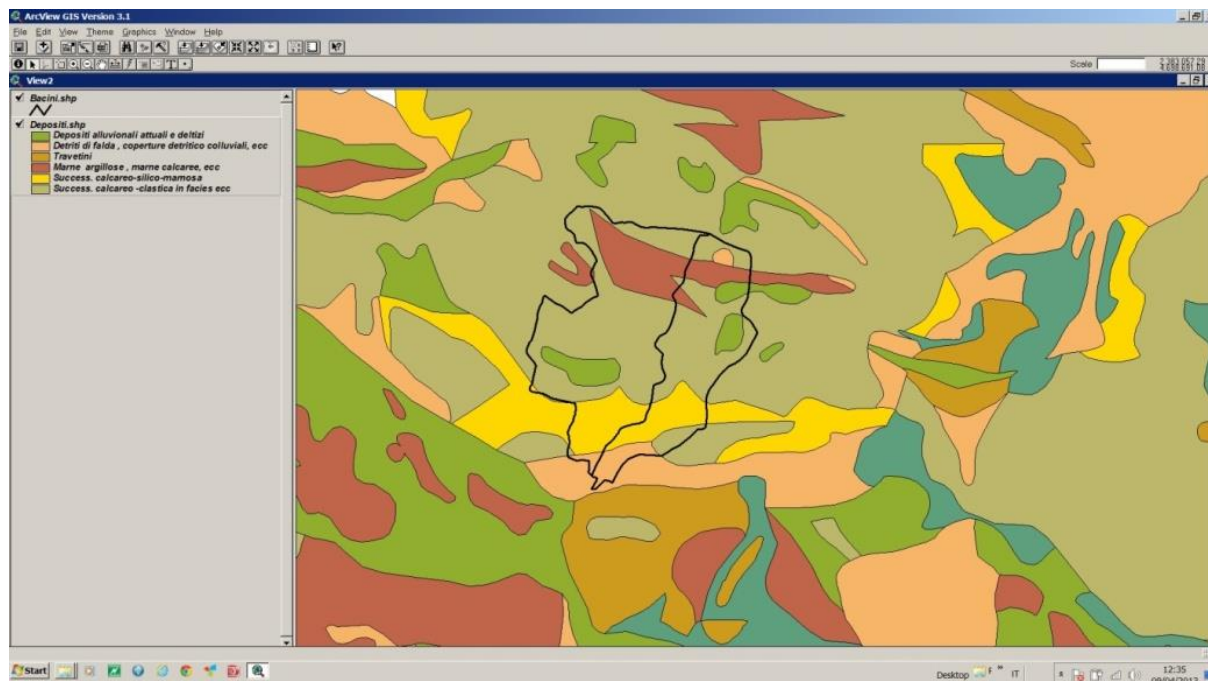


Figura 4. Delimitazione dei Bacini sulla Carta geolitologica

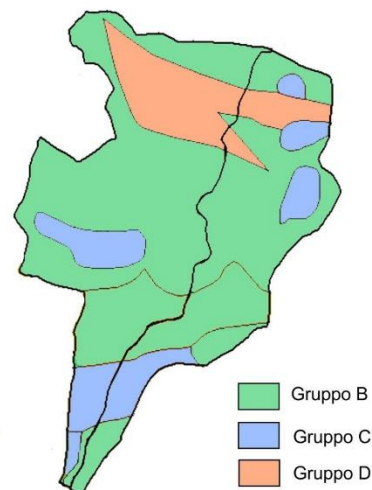
² M.Leopardi. *Manuale di Idrologia e di Idraulica per la Difesa dell'Ambiente dalle inondazioni*. Grafiche Martintype -2007

La sovrapposizione del contorno territoriale dei bacini d'interesse sulle due carte, Figure 4 e 5 , genera, per ogni tematismo, uno *shapefiles* con un associato database dove ogni singola superficie è associata ad un **ID_DEP** ed una **DESCR_DEP** .

Questi, rispettivamente, evidenziano e descrivono le singole unità geologiche ricadenti all'interno dei bacini in esame; queste possono essere correlate, secondo le indicazioni SCS e con l'esperienza di un geologo, ad un Tipo di suolo: A,B,C e D in funzione dalla *possibilità di infiltrazione* (Tabella V).

Tabella V

ID_DEP	DESCR_DEP	Gruppo
2	Depositi alluvionali attuali deltizi	C
3	Detriti di falda, coperture detritico colluviali, con detritici e conoidi alluvionali; depositi fluvio glaciali e glacio lacustri; depositi morenici, lingue e cordoni di rock glaciers, accumuli di frana e paleofrane; depositi eluvio colluviali	C
5	Travertini	B
26	Marne argillose, marne e marne calcaree emipelagiche con intercalazioni di calcareniti nodulari, marne calcaree ed argille marnose, con intercalazioni calcarenitiche e calciruditiche	D
27	Successione calcareo-silico-marnosa in facies di bacino prossimale: calcari micritici con selce, calcari marnosi nodulari, marne calcaree ed argille marnose con intercalazioni calcarenitiche e calciruditiche	B
28	Successione calcareo-clastica in facies di scarpata-bacino prossimale: calcari micritici con selce, calcari nodulari di "alto strutturale", livelli marnosi e calcareo-marnosi con intercalazioni calcarenitiche e calciruditiche risedimentate, talora torbiditi	B



Nella Carta dell'uso del suolo la superficie territoriale sottesa dai due bacini, sebbene limitata, evidenzia numerose aree. Nell'ipotesi di poter ridurre il numero delle informazioni, piccole aree con uso diverso, possono essere inglobate all'interno di grandi zone; tale semplificazione è condizionata comunque ad una variazione trascurabile dei risultati conseguibili.

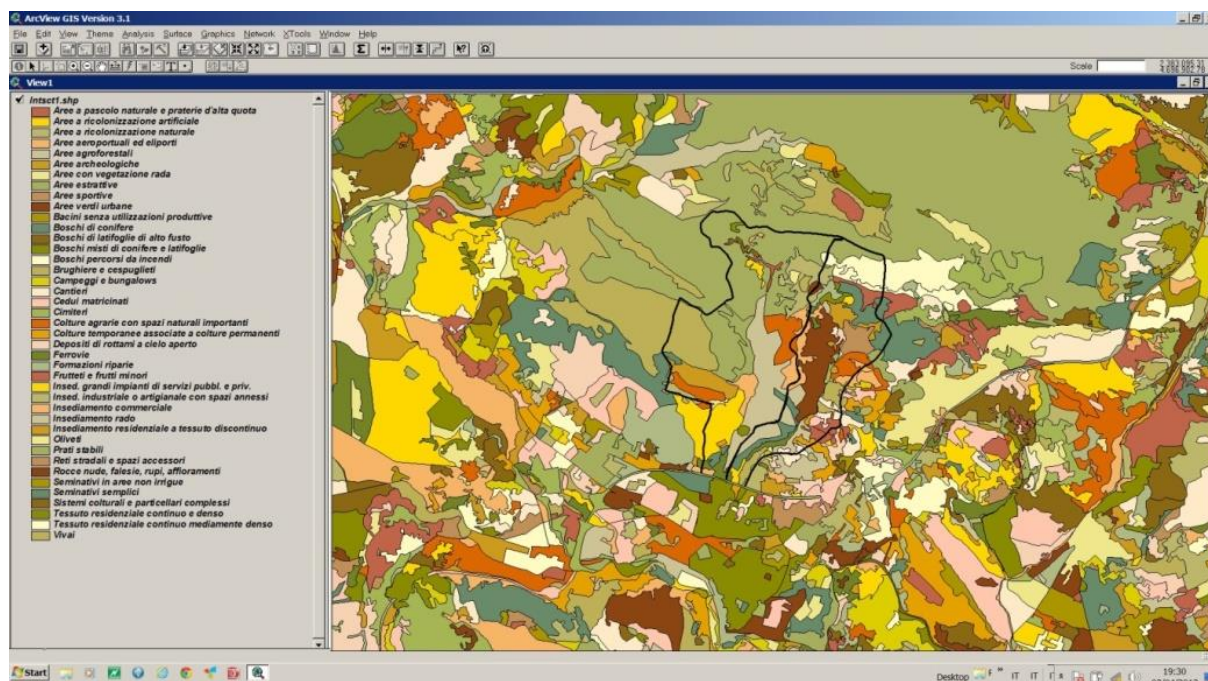


Figura 5. Delimitazione dei Bacini sulla Carta dell'uso del suolo

In questo caso il database fornisce, per ogni singola superficie, una **DESCR_POL** ovvero la legenda delle varie tipologie di uso del suolo, in funzione della quale è possibile assegnare, per ogni area, un coefficiente di base ϕ_c .

Aprendo il database con il programma Excel di Office si genera un *Foglio di Calcolo* (Figura 6) sul quale si ritrovano, per ogni area:

la **DESCR_POL**, il **Bacino di appartenenza**, **A** superficie [m²], **ID_DEP** ed il correlati tipo di suolo, ϕ_c di base (come, ad esempio, specificato nella seguente Tabella VI).

DESCR_POL	Bacino	A = Area	ID_DEP	Tipo	ϕ_c	ϕ_i	ϕ_p	ϕ_r	ϕ_t	A* ϕ_t
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	14.260,79	27	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	4848,67
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	2.811,66	26	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	955,96
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	132.225,72	2	B	0,10	0,06	0,12	0,00	0,28	37023,20
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	1.908.089,53	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	572426,86
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	7.911,16	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	2373,35
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	117.528,82	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	35258,65
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	71.628,06	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	21485,42
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	15.920,04	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	4776,01
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	3.146,08	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	943,82
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	14.562,42	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,30	4368,73
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	796.275,29	26	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	270733,60
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	36.066,65	26	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	12262,66
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	42.396,04	26	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	14414,65
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	8.573,55	26	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	2915,01
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	San Giuliano	2.084,06	26	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	708,58
Aree a ricolonizzazione naturale	San Giuliano	48.689,68	3	B	0,08	0,06	0,12	0,00	0,26	12659,32
Aree a ricolonizzazione naturale	San Giuliano	149.586,34	2	B	0,08	0,06	0,12	0,00	0,26	38892,45
Aree a ricolonizzazione naturale	San Giuliano	635.560,59	28	C	0,08	0,08	0,12	0,00	0,28	177956,96
Aree agroforestali	San Giuliano	6.721,14	27	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	2285,19
Aree agroforestali	San Giuliano	344.944,24	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,3	103483,27
Aree agroforestali	San Giuliano	70.371,94	28	C	0,10	0,08	0,12	0,00	0,3	21111,58
Aree estrattive	San Giuliano	32.981,05	27	D	0,10	0,12	0,12	0,00	0,34	11213,56
Boschi di conifere	San Giuliano	39.061,59	3	B	0,06	0,06	0,12	0,00	0,24	9374,78
Boschi di conifere	San Giuliano	391.899,75	27	D	0,06	0,12	0,12	0,00	0,30	117569,93
Boschi di conifere	San Giuliano	52.548,79	27	D	0,06	0,12	0,12	0,00	0,30	15764,64
Boschi di conifere	San Giuliano	620,57	2	B	0,06	0,06	0,12	0,00	0,24	148,94
Boschi di conifere	San Giuliano	70.654,89	2	B	0,06	0,06	0,12	0,00	0,24	16957,17
Boschi di conifere	San Giuliano	58.825,41	2	B	0,06	0,06	0,12	0,00	0,24	14181,10
Boschi di conifere	San Giuliano	801.856,25	28	C	0,06	0,08	0,12	0,00	0,26	208482,63

Figura 6. Foglio di Calcolo di Excel di Office

Tabella VI

Copertura vegetale	ϕ_c
Assente o rada: prati e pascoli di altura	0,10 ÷ 0,15
Scarsa, circa il 20% dell'area totale aree agroforestali- cedui matricinati	0,08 ÷ 0,14
Presente su circa il 50% dell'area totale: boschi radi o misti a prati-pascolo o aree coltivate	0,06 ÷ 0,08
Copertura equivalente a circa il 90% dell'area totale - Boschi di conifere	0,04 ÷ 0,06

A questo valore di base vengono sommati i seguenti coefficienti correttivi:

ϕ_i = **coefficiente di infiltrazione**; tiene conto della capacità drenante del sottosuolo così come classificato nelle Tipologie A,B,C e D;

ϕ_p = **coefficiente di dislivello**; considera la pendenza media del bacino riferita all'asta fluviale, elemento che favorisce, ovviamente, il ruscellamento;

ϕ_r = **coefficiente di ritenzione**; valuta la tendenza del bacino a trattenere l'acqua in depressioni naturali o ad essere drenato da fossi o canali.

Anche l'attribuzione di questi valori (Tabella VII) è soggettiva. Occorre, pertanto, avere una conoscenza del territorio in modo in modo da correlare al meglio coefficiente e condizione del terreno.

Tabella VII

Tabella III	A	B	C	D
Φ_i - <i>Coefficiente di infiltrazione</i>	0,04 ÷ 0,06	0,06 ÷ 0,08	0,08 ÷ 0,12	0,12 ÷ 0,16
Φ_p - <i>Coefficiente di pendio</i>	lieve 0 - 5%	normale 5 - 10%	alto 10-30%	estremo > 30%
	0 ÷ 0,05	0,06 ÷ 0,15	0,16 ÷ 0,28	0,28 ÷ 0,35
Φ_r - <i>Coefficiente di invaso</i>	molto basso	basso	medio	alto
	0 ÷ 0,02	0,03 ÷ 0,05	0,06 ÷ 0,08	0,09 ÷ 0,12

Di significato analogo è il **CN**, *runoff curve number* o più semplicemente *Curve Number*

Per la valutazione del CN, seguendo la procedura del **Soil Conservation Service (SCS)**³, si definisce innanzi tutto il tipo di terreno in funzione dalla *possibilità di infiltrazione*.

Poiché lo stato iniziale di imbibizione del terreno influenza notevolmente la capacità di ritenzione e, conseguentemente, lo scorrimento superficiale, l'appropriato valore CN dovrà essere preso in corrispondenza di una particolare condizione di umidità del terreno. Il metodo specifica tre condizioni:

AMC-I. Potenziale di scorrimento superficiale minimo. I suoli del bacino sono sufficientemente asciutti da permettere un'aratura o una coltivazione soddisfacente.

AMC-II. Condizione media o "di bassa umidità"

AMC-III. Potenziale di scorrimento superficiale massimo o "di alta umidità". Il bacino è stato praticamente saturato dalle piogge precedenti.

Tutti i valori riportati nelle Tabelle vengono attribuiti per una condizione **AMC II**. (Tabelle VIII e IX).

Tabella VIII

Cover description		hydrologic soil group			
		A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas (vegetation established)</i>					
aree urbane totalmente urbanizzate					
Open space (lawns, prati parks, golf courses, cemeteries, etc.)					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; storm sewers		98	98	98	98
Paved; open ditches		83	89	92	93
Gravel - ghiaia		76	85	89	91
Average percent impervious area					
Urban districts:					
Commercial and business		85			
Industrial		72			
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less		65	77	85	90
1/4 acre		38	61	75	83
1/3 acre		30	57	72	81
1/2 acre		25	54	70	80
1 acre = 4.047,87 m ²		20	51	68	79
2 acres		12	46	65	77

³ SOIL CONSERVATION SERVICE, (1972) *National Engineering Handbook, section 4, Hydrology, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., U.S.A.*

Tabella IX
Valori dei Coefficienti CN per aree a pascolo, boschi e prati

Cover type		hydrologic soil group			
		A	B	C	D
Pasture, grassland, forage for grazing. Pascolo, prateria, foraggio per pascolo <i>Poor:</i> < 50% ground cover or heavily grazed molto pascolato <i>Fair:</i> 50 to 75% ground cover and not heavily grazed. <i>Good:</i> > 75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.	Hydrologic condition				
	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow—continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay. prato continuo con erba protetta dal pascolo, produzione di fieno	—	30	58	71	78
Brush, brush-weed-grass mixture arbusti, arbusti misti a graminacee <i>Poor:</i> < 50% ground cover. <i>Fair:</i> 50 to 75% ground cover. <i>Good:</i> > 75% ground cover.	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30	48	65	73
Woods—grass combination (orchard or tree farm). bosco misto ad erba, frutteto, agriturismo	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods. <i>Poor:</i> sottobosco, piccoli alberi, cespugli distrutti dal pascolo o bruciati <i>Fair:</i> bosco misto a pascolo non bruciato ma, coperto di sottobosco <i>Good:</i> bosco protetto dal pascolo con terreno coperto equamente da cespugli e sottobosco	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30	55	70	77

Dai valori del CN presi in corrispondenza dell' AMC II e possibile ricavarli analiticamente per le :

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2,38 - 0,0138CN_{II}} ; CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0057 \cdot CN_{II}} \quad [1]$$

2.3. Tempo di corrivazione o di concentrazione

E' assunto come elemento caratteristico del bacino.

L'afflusso della portate attraverso una sezione di un corso d'acqua (naturale o artificiale) deriva dalla durata e Tempo di ritorno dell'evento pluviometrico ed è condizionato, non solo dalla natura del suolo e della sua copertura vegetale ma anche dalle caratteristiche morfometriche del bacino tributario sotteso: estensione, lunghezza, forma e pendenza dei versanti.

Per una precipitazione, estesa su tutto il bacino, di altezza h e di intensità media i , costante nella durata t_p , si raggiunge la portata massima quando alla sezione considerata giungono insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino stesso. Questo intervallo di tempo è detto t_c , **tempo di corrivazione o di concentrazione**.

In una prima ipotesi, molto esemplificativa, consideriamo che questa precipitazione netta produca volumi proporzionali alle aree dei sottobacini e che questi volumi affluiscano verso la sezione di chiusura del bacino in modo progressivo, dalle aree più vicine e via via da quelle più distanti; il volume sarà massimo quando tutta l'area del bacino contribuirà al deflusso della piena. Al termine della pioggia l'andamento sarà contrario; ci sarà una progressiva diminuzione dei volumi affluiti a cominciare da quelli originati nelle aree prossime alla sezione di chiusura. Per ultimi affluiranno i volumi correlati alle aree più lontane e per le quali i tempi di percorrenza sono maggiori (Figura 7).

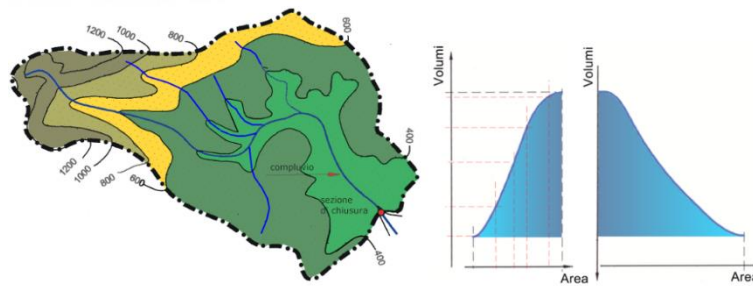


Figura 7.

Gli apporti di piena di una zona scolante restano definiti, dunque, dal processo di trasformazione degli afflussi meteorici, rappresentati dal diagramma cronologico delle precipitazioni (**ietogramma netto**), in deflussi superficiali, rappresentati dal diagramma cronologico delle portate effluenti nella sezione di progetto (**idrogramma**) Figura 8.

Quest'ultimo è caratterizzato da un tratto iniziale rapidamente ascendente, **fase crescente o curva di concentrazione**. Le portate aumentano per effetto degli apporti dei deflussi superficiali conseguenti alla pioggia. Segue **l'istante di colmo**, nel quale la portata raggiunge il massimo valore istantaneo. Nel caso in cui la portata massima resta costante per un periodo di tempo, l'idrogramma ha un tratto orizzontale detto **fase di stanca**. Infine la **fase decrescente o curva di esaurimento** descrive il periodo in cui, terminate le precipitazioni, cessando progressivamente il ruscellamento dalle zone più lontane, il bacino tende a vuotarsi e la portata tende a zero. L'onda di piena si esaurisce con durata complessiva T_b detta **tempo di base**.

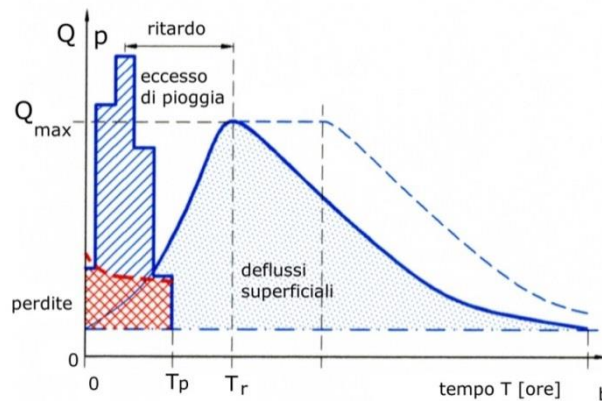


Figura 8. Idrogramma o Diagramma cronologico delle portate effluenti

Dell'idrogramma tipico, rappresentato nella Figura 8, se ne può dedurre uno schematico nell'ipotesi che l'effettiva modalità dell'evoluzione della pioggia nel tempo sia ad intensità costante, considerando variazioni lineari della pioggia e delle portate esitate con il tempo (Figura 9).

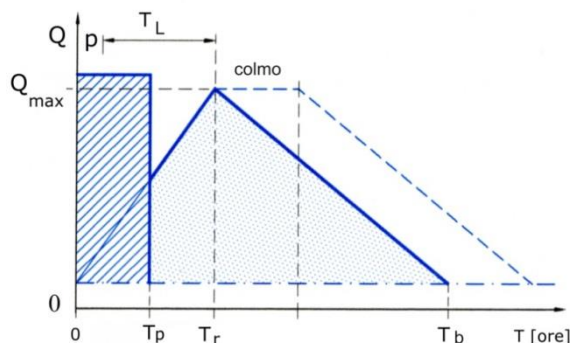


Figura 9. Idrogramma semplificato

La forma dell'idrogramma di piena, oltre che dipendere dalla pioggia, è altresì funzione delle caratteristiche geologiche e morfologiche del bacino drenante. Ad un bacino di forma tondeggiante si correla un idrogramma di piena con forma contratta con colmi Q_1 pronunciati e durata della piena t_1 ridotta; per bacini di forma allungata si avrà, per contro, un idrogramma schiacciato, durata della piena t_2 maggiore con portata al colmo ridotta Q_2

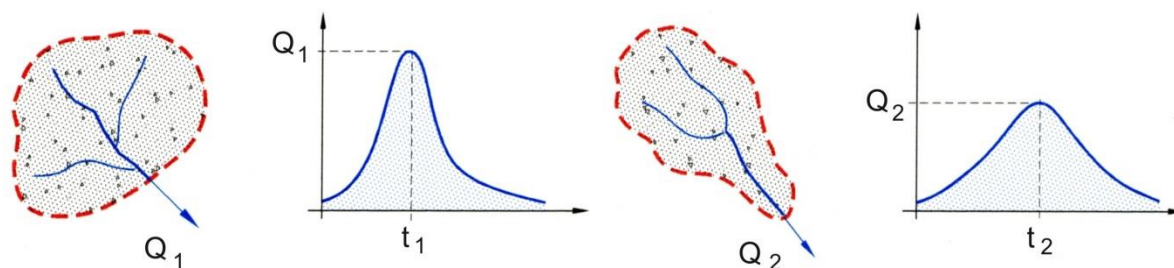


Figura 10. Forme dell' Idrogramma di piena in funzione della forma del bacino

La copertura vegetale, anche nelle forme più semplici quali i pascoli, esercita una forma di difesa contro l'erosione, mentre la vegetazione arbustiva influenza l'idrologia del bacino attenuando le portate di colmo. Un primo effetto ritardante è costituito dall'apparato fogliare che intercetta la pioggia ritardandone la caduta al suolo. Il suolo di un bosco è molto poroso e pertanto l'acqua di pioggia viene assorbita; una parte verrà utilizzata direttamente dalle piante, un'altra, detta acqua di detenzione, si infiltra negli strati profondi del terreno (Figura 11)

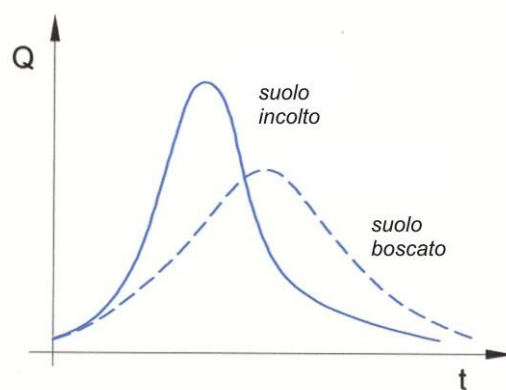


Figura 11.

Va sottolineato che la risposta del terreno costituisce il punto critico della trasformazione afflussi-deflussi, in quanto essa regola il volume di scorrimento durante la piena, mentre la risposta della rete idrografica distribuisce tali volumi nel tempo.

I modelli utilizzati per descrivere le piene formalizzano la trasformazione idrologica mediante relazioni concettuali semplificate, che rispettano il bilancio di massa del sistema e si basano su schemi analogici elementari, che possono venire combinati tra loro per modellare i processi in gioco.

I modelli di formazione del deflusso superficiale permettono di depurare lo idrogramma delle piogge lorde $i(t)$ dagli effetti dell'intercettazione da parte della copertura vegetale, della detenzione superficiale nei piccoli invasi naturali, della infiltrazione nel terreno e dell'effetto di saturazione del terreno stesso, per valutare l'intensità di pioggia netta $P(t)$ che, a causa del rifiuto del bacino di assorbire una parte più o meno rilevante di $i(t)$, determina il deflusso superficiale (*Risposta del terreno*).

Questo, per effetto complessivo di laminazione, concentrazione e di trasporto da parte della rete di drenaggio superficiale (*Dispersione idrografica o Risposta della rete*), genera l'onda di piena $q(t)$ allo sbocco del bacino, e in particolare consente la valutazione del valore della portata al colmo Q_i .

Il funzionamento del bacino è comunque sempre rappresentato da un insieme di relazioni, che ne costituiscono la descrizione matematica. Il bacino idrografico viene identificato con un volume di controllo comprendente gli acquiferi, per il quale si assume che gli scorrimenti profondi entranti e uscenti siano trascurabili. L'equazione di continuità idraulica, riferita ad un intervallo di tempo dell'ordine delle ore, si scrive nella forma semplicissima:

$$P(t) = Q(t) + \Delta V$$

dove $P(t)$ è la *pioggia lorda*, Q il *deflusso alla sezione di chiusura* e ΔV l'*incremento della quantità di acqua immagazzinata nel bacino* (in superficie, nel suolo e negli acquiferi).

L'andamento dei volumi idrici durante la piena ed il loro deflusso nella rete idrografica, via via che l'impulso meteorico aumenta, può essere sintetizzato secondo due meccanismi:

- 1) *di ruscellamento (Hortoniano)*, dovuto a un tasso di pioggia maggiore della naturale capacità di infiltrazione del terreno (Figura 12). All'incalzare della pioggia diminuisce la capacità di infiltrazione del terreno ed aumenta il tasso di ruscellamento.

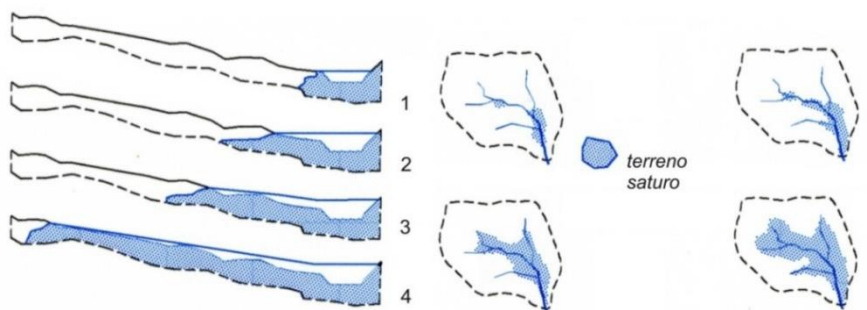


Figura 12. Meccanismo Hortoniano di rifiuto del terreno

- 2) *saturazione (Dunniano)* : all'incalzare della pioggia i diversi suoli vengono progressivamente saturati e l'area contribuente aumenta, poiché aumentano le zone saturate che rifiutano la pioggia (Figura 13).

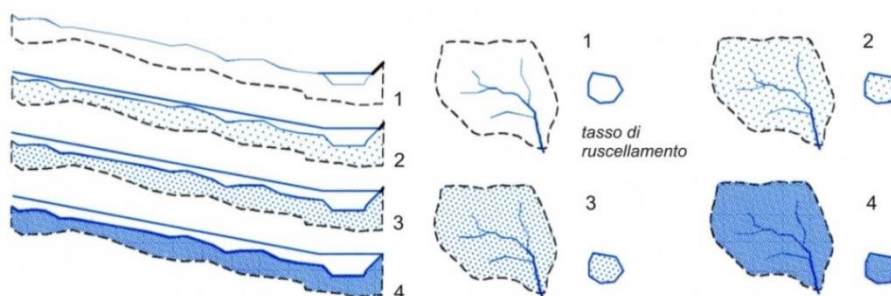


Figura 13. Meccanismo Dunniano di rifiuto del terreno

2.4. Determinazione del tempo di corrivazione

Non è né agevole né univoca! In questa prospettiva, un indirizzo semplice e non senza fondamento, è quello di considerare il ritardo pari al *tempo di ruscellamento* t_r della particella d'acqua lungo il versante fino alla linea di compluvio sommato al *tempo di percorrenza o di vettoriamento* t_v di ogni singolo tratto delle rete idrografica:

$$t_c = t_r + t_v$$

Il tempo di ruscellamento è dato dal rapporto tra la lunghezza del versante L_v e la velocità di ruscellamento $V_r \cong 0,2 \div 0,01$ m/s .

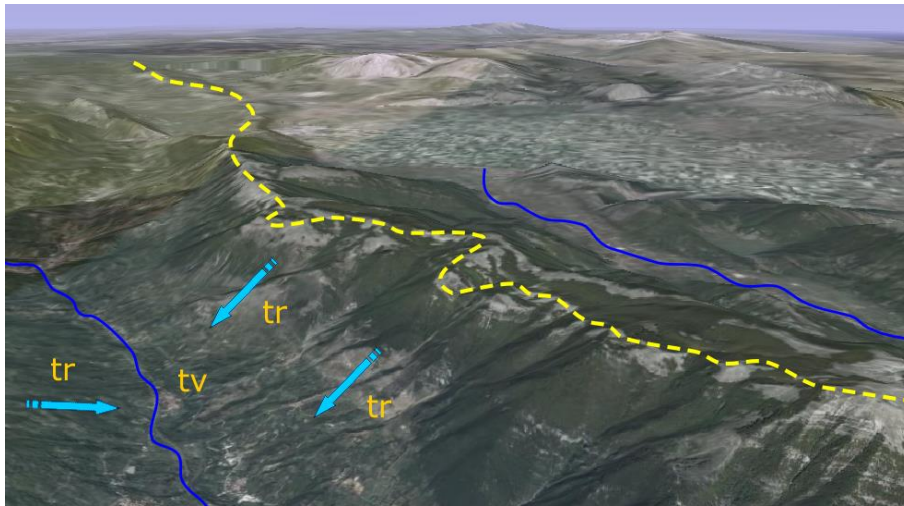


Figura 14. Schematizzazione del tempo di corrivazione

Il tempo di percorrenza o di vettoriamento all'interno di ogni asta fluviale, di lunghezza L_i , percorso in condizioni di moto uniforme con velocità media V_i può essere espresso:

$$t_v = \sum_i \cdot \frac{L_i}{V_i}$$

Secondo alcuni ricercatori, utilizzando valori della velocità V_i di moto uniforme si perviene a valori sottostimati della portata di colmo, ritenendo più attendibili valori pari a $1,5 V_i$ calcolata lungo il percorso idraulicamente più lungo.

Nota. *Malgrado la semplicità della formula resta però abbastanza difficile esprimere il valore della velocità V essendo condizionata da forme e scabrezze molto variabili lungo il percorso L . Pertanto, in letteratura si trovano numerose formule (alcune discutibili) desunte da interpretazioni di osservazioni sperimentali assai semplificate, da usare con cautela nell'assumere l'una piuttosto che l'altra.*

Definite, per ogni bacino, le varie caratteristiche morfometriche:

A [km²] area del bacino L [km] lunghezza dell'asta principale i_a [m/m] pendenza media della rete

determinabile con l'espressione di Fornari [1932]

$$\sqrt{i_a} = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_i}{\frac{l_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{i_2}} + \dots + \frac{l_i}{\sqrt{i_i}}}$$

essendo l_1, l_2, \dots, l_i ed i_1, i_2, \dots, i_i rispettivamente lunghezze e pendenze dei vari tronchi

d [m] dislivello dell'asta principale

H_0 [m] altezza media del bacino data dalla differenza tra l'altitudine media H_m e la quota H_{min} della sezione di chiusura

t_c [ora o frazione decimale] i tempi di corrivazione

Giandotti: [1934]

per bacini di forma non allungata ed estensione superiore a 100 km² $t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8 \cdot \sqrt{H_0}}$

Aronica [1954]

adatta la precedente per bacini con estensione inferiore a 10 km² : $t_c = \frac{1}{M \cdot d} \frac{\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_0}}$

M e d sono costanti numeriche riportate nella seguente Tabella

Tipo di copertura	M	Permeabilità	d
Terreno nudo	0.667	Terreni semi-impermeabili	1.270
Terreni coperti con erbe rade	0.250	Terreni poco permeabili	0.960
Terreni coperti da bosco	0.200	Terreni mediamente permeabili	0.810
Terreni coperti da prato permanente	0.167	Terreni molto permeabili	0.690

Ventura [1905] $t_c = 0,127 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_a}}$

Pasini [1914] $t_c = 0,108 \cdot \frac{(A \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i_a}}$

Pezzoli [1970] $t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{i_a}}$

Kirpich [1940]

per bacini di superfici sensibilmente inferiori, 0,5 ÷ 45,4 ha: $t_c = 0,95 \cdot \frac{L^{1,155}}{d^{0,385}}$

I risultati ottenenti, spesso sono molto discordanti, confermando l'elevata incertezza nella stima di tale parametro. Inoltre non tengono conto che l'andamento dei deflussi nel corso d'acqua dipende dalla capacità di invaso degli alvei costituenti la rete idrografica. Pertanto, sconsigliando l'utilizzo "secco" di un'unica formula, si sceglierà il valore ricorrente tra varie espressioni ed eventualmente confrontarlo con i correlati valori di velocità media \bar{V} di percorrenza nel canale principale, trascurando il contributo del ruscellamento,

$$\bar{V} = \frac{L}{t_c}$$

riscontrati valori "compatibili" con le caratteristiche dell'asta fluviale si risale ad un tempo $t_c = \frac{L}{1,5 \cdot \bar{V}}$ da confrontare con i valori desunti precedentemente.

2.5 Il Metodo Razionale ⁴

Si suppone che la portata massima è prodotta da una pioggia costante e che permane tale per tutto il tempo "di concentrazione" del deflusso nella sezione di chiusura del bacino.

La portata al colmo, con tempo di ritorno T_r , è espressa dalla relazione di stima:

$$Q_{\max(T_r)} = \frac{\varphi \cdot A \cdot h(T_r, t_c)}{t_c} \cdot \gamma = \varphi \cdot i(T_r, t_c) \cdot A \cdot \gamma \cdot \frac{1000}{3600} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad [2]$$

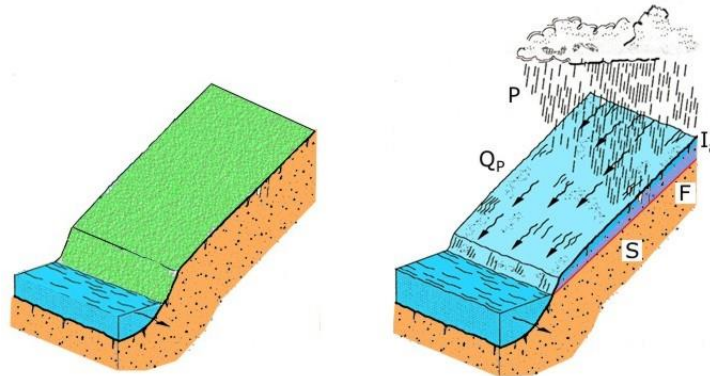
- φ è il coefficiente di deflusso
- $i(T_r, t_c)$ [mm/ora] è l'intensità media di pioggia ricavata dalla pioggia di progetto $h = a \cdot t^n$ con tempo di ritorno T_r e per una durata uguale al tempo di corrivazione t_c
- A [km²] è l'area del bacino.
- γ , coefficiente di incremento, funzione del tempo di ritorno; tiene conto della possibilità che, all'aumentare del tempo di ritorno, possano verificarsi più eventi sfavorevoli in concomitanza tra di loro.

Tr (anni)	20	50	100	200	500
γ	1	1,1	1,15	1,2	1,3

⁴ noto in Italia come metodo cinematico o del ritardo di corrivazione, proposto da D. TURAZZA nel 1879

2.6. Metodo CN - Curve Number del Soil Conservation Service

Il Soil Conservation Service (SCS) degli Stati Uniti ha messo a punto e divulgato una metodologia per la determinazione del deflusso corrispondente allo scorrimento superficiale da utilizzare nello studio delle piene di bacini idrografici di superficie limitata a $15 \div 20 \text{ km}^2$, per i quali non esistono osservazioni idrometriche. Finché l'afflusso pluviometrico P [mm] (derivato dalla legge di pioggia $P = h = a \cdot t^n$ con assegnato tempo di ritorno T_r) non raggiunge un valore minimo I_a , il deflusso specifico Q_p [mm] resta uguale a zero. Questo significa che una parte dell'afflusso si perde, principalmente, per infiltrazione nel terreno e per invaso nelle depressioni superficiali.



Pertanto il deflusso superficiale Q_p [mm] è derivante, in quantità, dalla precipitazione netta $P - I_a$ [mm], così come il volume infiltrato, espresso con lo spessore F [mm] è funzione della massima ritenzione potenziale S del terreno, anche questa espressa in [mm]:

$$\frac{Q_p}{P - I_a} = \frac{F}{S} \quad [3]$$

con l'ipotesi che il volume infiltrato è pari alla differenza tra volume netto di pioggia e volume di ruscellamento, espresso di bilancio di massa come $F = P - I_a - Q$, dalla (3) si deduce:

$$Q_p = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad [\text{mm}]$$

che esprime la stima del **volume specifico** di ruscellamento in funzione di quello di pioggia e di due parametri caratteristici del bacino:

la capacità di assorbimento iniziale I_a

la massima ritenzione potenziale S .

Il parametro I_a dipende dalle condizioni del suolo (comprese le lavorazioni a cui è sottoposto), dall'intercettazione, dall'infiltrazione, dall'immagazzinamento nelle depressioni superficiali, dall'umidità iniziale del suolo.

Un'analisi empirica ha comunque mostrato che I_a si può assumere proporzionale ad S , secondo l'espressione $I_a = 0,2 \cdot S$; effettuando la sostituzione, si ottiene la relazione:

$$Q_p = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad [\text{mm}] \quad [4]$$

S è esplicitato dalla relazione:
$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{\text{CN}} - 10 \right) \quad [5]$$

CN è il **runoff curve number** o più semplicemente **Curve Number**

Per la valutazione del CN, seguendo la procedura del SCS, si definisce innanzi tutto il tipo di terreno

in funzione dalla *possibilità di infiltrazione* (Tabella II- Pag.97).

Successivamente, secondo l'uso del suolo, attraverso varie Tabelle vengono scelti gli appropriati valori del CN da introdurre nella [5]

Infine la portata al colmo sarà :

$$Q = \frac{Q_p \cdot A}{t_c} \cdot \frac{1000}{3600} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad [6]$$

con A area del bacino in km² e t_c tempo di corrivazione in ore.

2.7. Metodo VAPI - Regione Abruzzo

Secondo la procedura VAPI (VALutazione PIene) , promossa dal C.N.R.-Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (G.N.D.C.I.), l'obiettivo è di consentire la stima del valore di una prefissata grandezza idrologica (precipitazione massima annua h_{d,T} di durata d=1÷24 ore o portata massima annua al colmo Q_T) per un assegnato tempo di ritorno Tr, in punti del territorio o in sezioni idrografiche, ove:

- a) è disponibile una serie storica sperimentale sufficientemente lunga da permettere la valutazione di alcuni parametri statistici, ma insufficiente a permettere una stima affidabile della grandezza idrologica corrispondente a tempi di ritorno elevati;
- b) non è disponibile un'informazione sperimentale sufficiente per qualunque elaborazione statistica affidabile o l'informazione sperimentale è totalmente assente.

Le Zone Appenninica e Costiera sono state ritenute valide anche per la definizione delle aree omogenee nei confronti delle portate di piena al colmo, in quanto dedotte a partire da una base di dati (quelli pluviometrici) molto più ampia di quella delle portate massime annuali. L'equazione personalizzata per la stima delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno Tr nella generica sezione di interesse è data dall'espressione :

$$Q_T = X'(T) \cdot m_Q \quad [7]$$

con X'(T) fattore di crescita ed m_Q portata indice

a. Zona appenninica

La curva di crescita regionale è resa dalla relazione di stima:

$$X'(Tr) = -0,2781 + 0,923 \cdot \ln Tr$$

mentre la grandezza indice m_Q, nel caso di **sezioni fluviali strumentate**, è fornita dal valore medio della stessa variabile casuale **portata al colmo** Q_c:

$$m_Q = N^{-1} \cdot \sum_{i=1}^N Q_{c,i} \quad [8]$$

e, nel caso di **sezioni fluviali non strumentate**, è dato:

$$m_Q = 0,00858 \cdot A_{imp}^{0,6506} \cdot m_g^{1,4387} \quad [9]$$

A_{imp}[km²], area sottesa dal bacino definita impermeabile secondo S.I.&M⁵;

m_g [mm], pioggia indice di durata un giorno valutata nel baricentro del bacino. Il valore m_g viene stimato con riferimento alle isolinee riportate nella mappa georeferenziata (Figura 2) .

⁵ Servizio Idrografico e Mareografico



Figura 1

Nel caso in cui il baricentro del bacino non ricada su una isolinea, la portata indice si determinerà mediante interpolazione lineare.

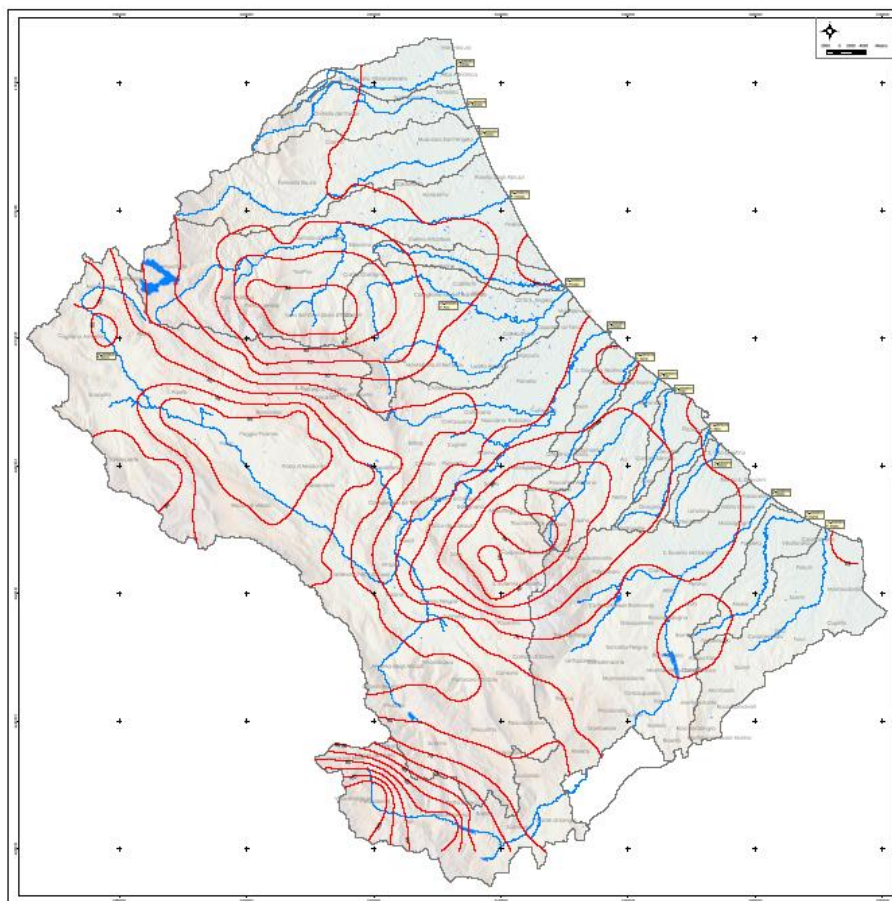


Figura 2. Stralcio della mappa con le isolinee dei valori di m_g (BETA studio)

Inoltre la portata indice m_Q può essere dedotta a partire dalla curva di possibilità climatica stimata sui valori medi delle altezze di pioggia massime annuali, secondo la formula:

$$m_Q = \varphi \cdot A \cdot ARF(T_c, A) \cdot m_1 \cdot T_c^{n-1} \quad [10]$$

dove φ rappresenta il coefficiente di deflusso, A la superficie idrografica del bacino (km^2), $\text{ARF}(T_c, A)$ il fattore di riduzione areale per la precipitazione di durata $d=T_c$, stimato con la relazione:

$$\text{ARF}(t_{c,A}) = 1 - \left\{ \left[(1 - \exp(-0,01298 \cdot A)) \cdot \left[\exp(-0,6786 \cdot t_c^{0,332}) \right] \right] \right\} \quad [11]$$

m_1 la pioggia indice di durata 1 ora (mm) ed n l'esponente della curva di possibilità climatica valutati nel baricentro del bacino sotteso e T_c il tempo di corrivazione calcolato mediante la formula di Giandotti.

La stima di m_1 e del coefficiente n può essere ottenuta mediante la lettura delle mappe georeferenziate (Parte Prima - Figura 2 Pagina 51).

Per poter utilizzare l'equazione [10], poiché risultano note le altre grandezze per tutte le sezioni idrografiche (per le quali si dispone di almeno 10 anni di dati) è necessario definire il coefficiente di deflusso il quale è strettamente correlato alle caratteristiche di permeabilità del bacino idrografico sotteso. La relazione che ha fornito la miglior ricostruzione dei coefficienti di deflusso φ è risultata essere:

$$\varphi = 0,315 \cdot \left(\frac{A_{\text{imp}}}{A} \right)^{0,393} \quad [12]$$

B. Zona costiera

*"Per la stima di m_Q valgono ovviamente le stesse considerazioni precedenti. Stante l'incertezza già sottolineata che sottintende la stima della curva di crescita per la Zona Costiera, e la mancanza di un'adeguata base sperimentale di supporto per la verifica dell'attendibilità della procedura proposta, si consiglia comunque di effettuare per i bacini che ricadono in tale area una valutazione della portata al colmo di assegnato tempo di ritorno anche mediante il metodo razionale, utilizzando le curve di possibilità pluviometriche ricavabili operativamente dalle mappe presentate nelle Tavole C0606-C0611, e utilizzando una stima del coefficiente di deflusso secondo quanto precedentemente suggerito. **Sarà quindi compito dell'utilizzatore, anche sulla base di eventuali informazioni aggiuntive disponibili a scala locale (ad esempio le già citate note riportate nella Sez.F degli Annali Idrologici consegnate nell'ambito del I° Stato Avanzamento Lavori, misure idrologiche anche occasionali disponibili per il bacino in esame, la caratterizzazione geomorfologica dell'area idrografica, notazioni su specifici episodi idrologici intensi) valutare quale dei due valori sia più idoneo per rappresentare la specifica situazione.**"*

Esempio 8.1 - Piene probabili del Torrente Raio – Metodo Cinematico

La Sezione di chiusura del bacino idrografico del Raio ⁶ Sez.RA01 è situata in località Peschio (quota 623 m s.m e coordinate Gauss-Boaga fuso Est 2383143 ; 4690522). L'area scolante, di forma quasi rettangolare (Figura a) e pendenza media $P = 35\%$, ha una superficie di 192,08 km² al netto del bacino chiuso di Campo Felice, caratterizzato da elevata permeabilità.

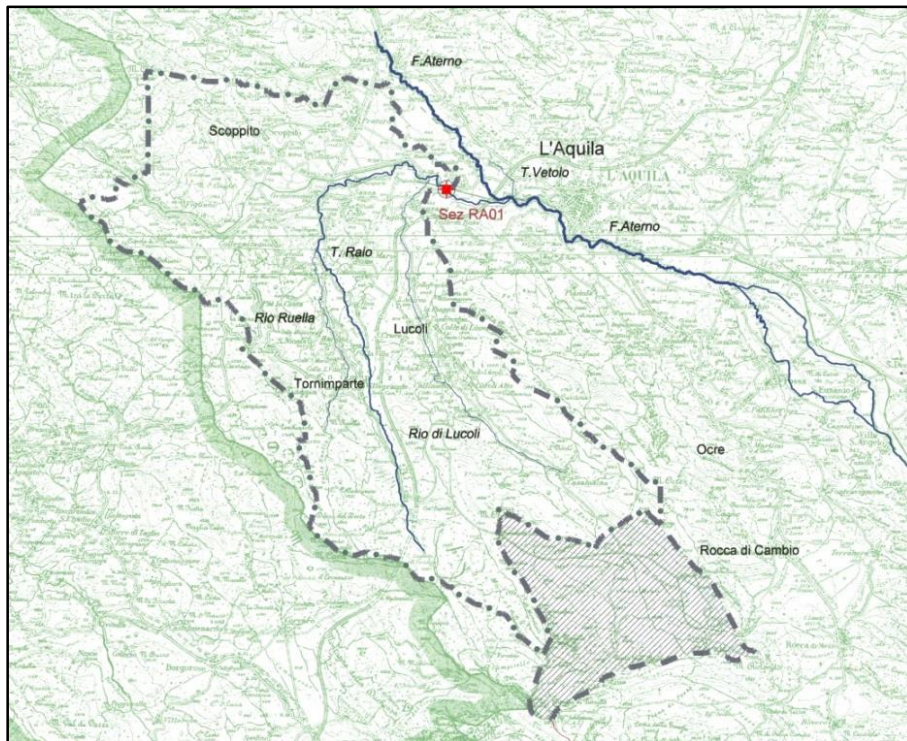


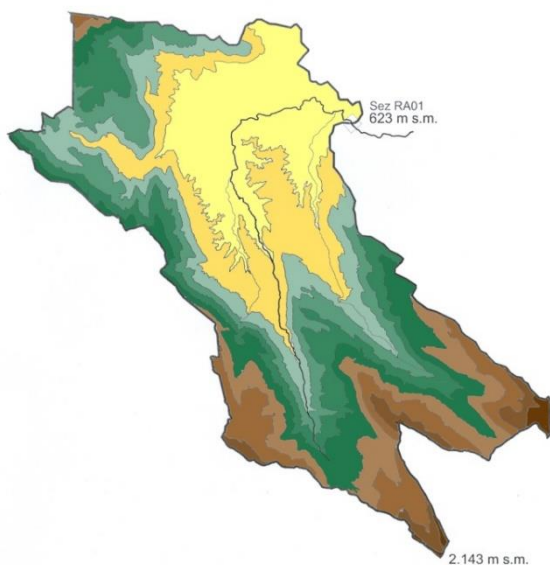
Figura a. Bacino idrografico del Torrente Raio

Le principali caratteristiche morfometriche, che influiscono direttamente sullo scorrimento superficiale, sono:

lunghezza dell'asta fluviale principale $L = 22,36$ km

quota massima e minima : $H_{max} = 2143,00$ m s.m. e $H_{min} = 623,00$ m s.m.

Per la determinazione dell'altitudine media \bar{H} si costruisce la curva ipsografica Figura b:



Quote m s.m.	Aree km ²	Δq m	A_i km ²	$\Delta q \cdot A_i$ m ³ km ²
2143	0			
2100	0,171	43	0,085	3,67
2000	1,468	100	0,819	81,95
1900	4,335	100	2,902	290,17
1800	10,444	100	7,389	738,94
1700	19,546	100	14,995	1.499,48
1600	30,317	100	24,931	2.493,14
1500	42,327	100	36,322	3.632,19
1400	56,154	100	49,240	4.924,02
1300	70,450	100	63,302	6.330,19
1200	85,087	100	77,769	7.776,86
1100	99,612	100	92,350	9.234,96
1000	113,981	100	106,796	10.679,64
900	128,557	100	121,269	12.126,86
800	148,665	100	138,611	13.861,10
700	176,054	100	162,360	16.235,96
623	192,080	77	184,067	14.173,15
$\Sigma \Delta q \cdot A_i =$				104.082,26

$H_m = 1.164,87$ m s.m.

⁶ non coincidente con la confluenza nell'Aterno

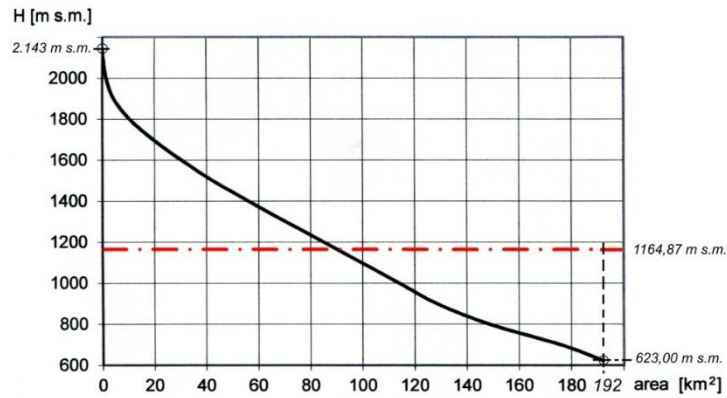


Figura b. Curva ipsografica del bacino del T.Raio

Pertanto l'altezza media $H' = 1164,87 - 623,00 = 541,87$ m ed il tempo di corrivazione (stimato con la formula di Giandotti) è $t_c = 4,78$ ore

Determinazione del Coefficiente di Deflusso ϕ

Le informazioni necessarie sono state desunte dalla Carta regionale dell'Uso del Suolo (Figura c), in scala 1:25.000,

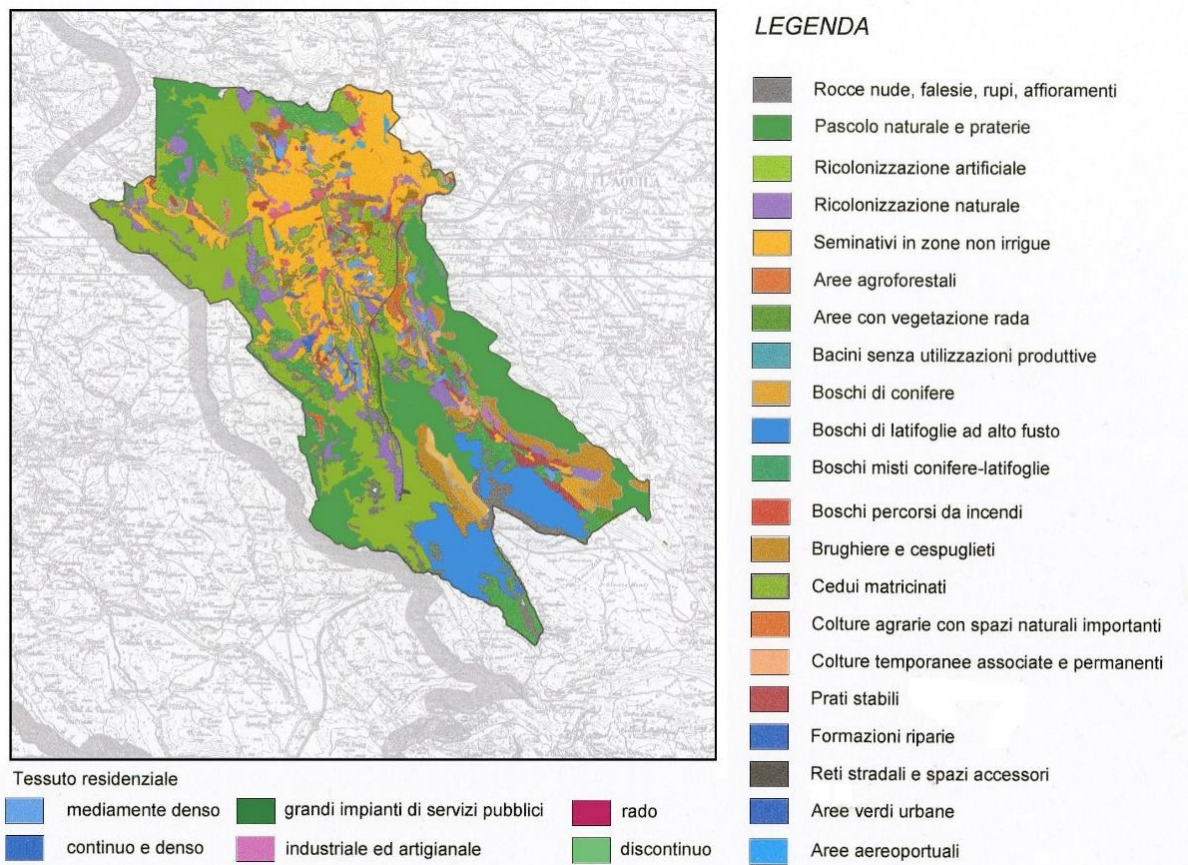


Figura c. Carta dell'uso del suolo

Come detto precedentemente il ruscellamento è condizionato dall'infiltrazione, funzione dalla natura geolitologica del suolo. Pertanto vengono individuate sulla Carta Geolitologica Regionale le singole unità (Figura d).

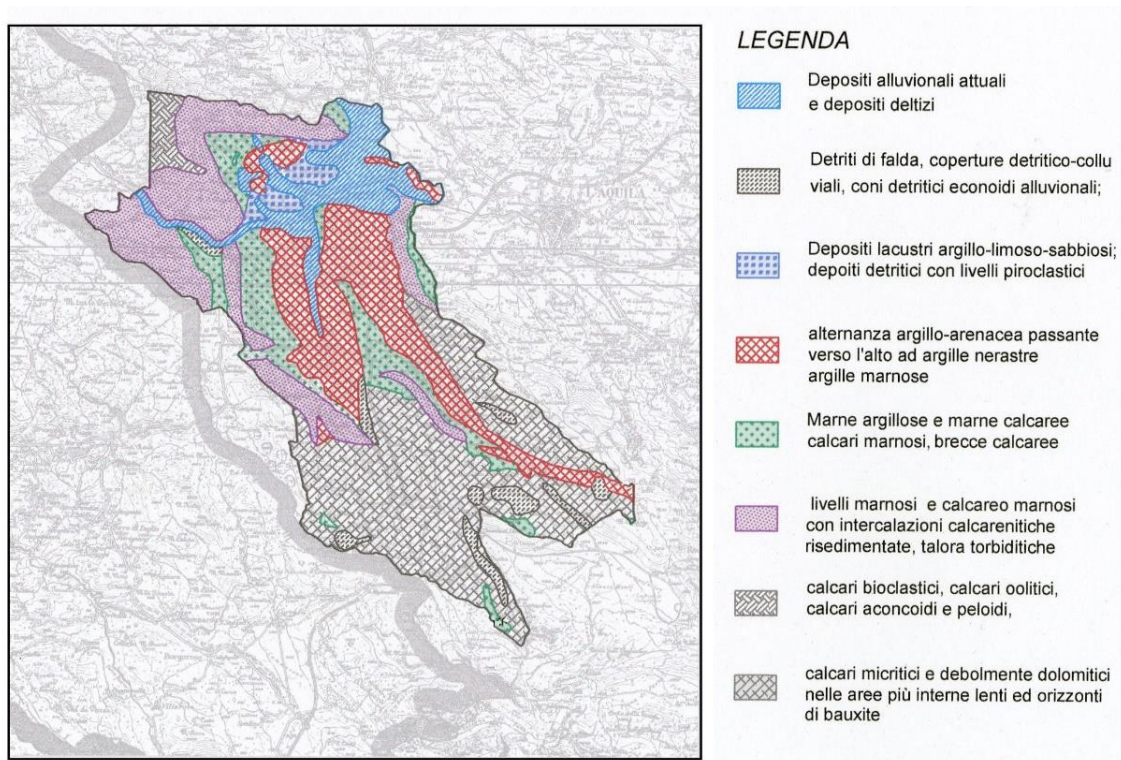


Figura d. Carta Geolitologica Regionale

Queste vengono successivamente associate singolarmente ad un gruppo di suolo A,B,C e D (Figura e)⁷.

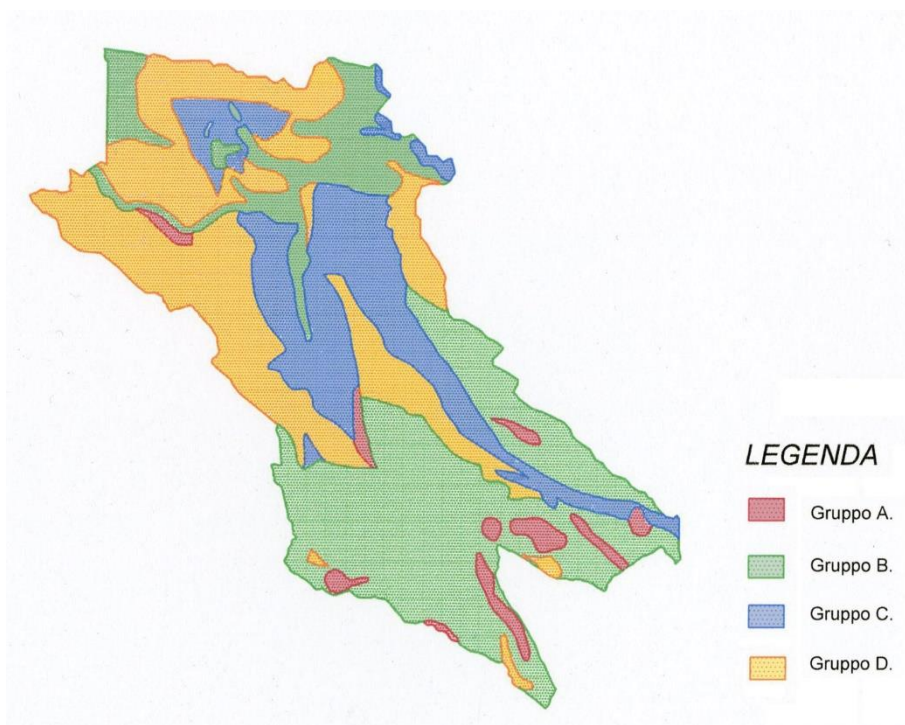


Figura e. Carta dei Gruppi di Suolo - Bacino del Torrente Raio

Semplificando la carta dell'uso del suolo, accorpando aree omogenee ed eliminando all'interno di grandi superfici le piccole aree, si ottiene una carta "ridotta" (Figura f) che verrà successivamente

⁷ Questa operazione presuppone una conoscenza della natura geologica dei terreni, pertanto, potrebbe essere utile consultare un geologo.

sovrapposta alla carta dei Gruppi di suoli. Nella Figura g è riportata, a titolo di esempio, la sovrapposizione delle *aree a pascolo naturale* sui *gruppi di suolo*: restano così definite le porzioni ricadenti su singolo gruppo. Questa operazione, come detto, viene eseguita automaticamente dal programma ArcView che genera la Tabella I, in Excel.

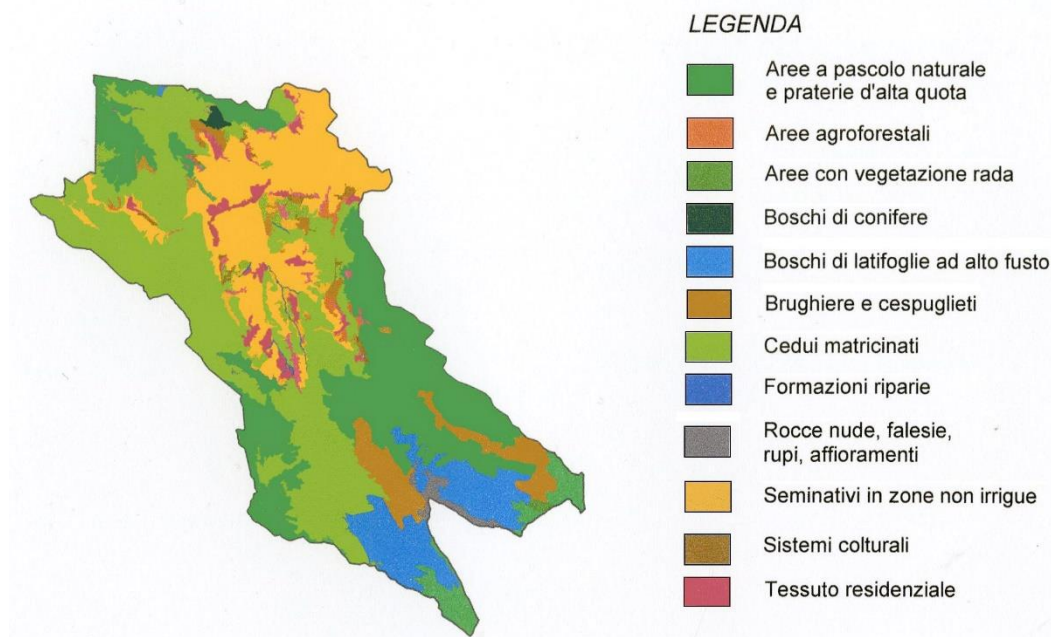


Figura f. Carta dell'uso del suolo ridotta

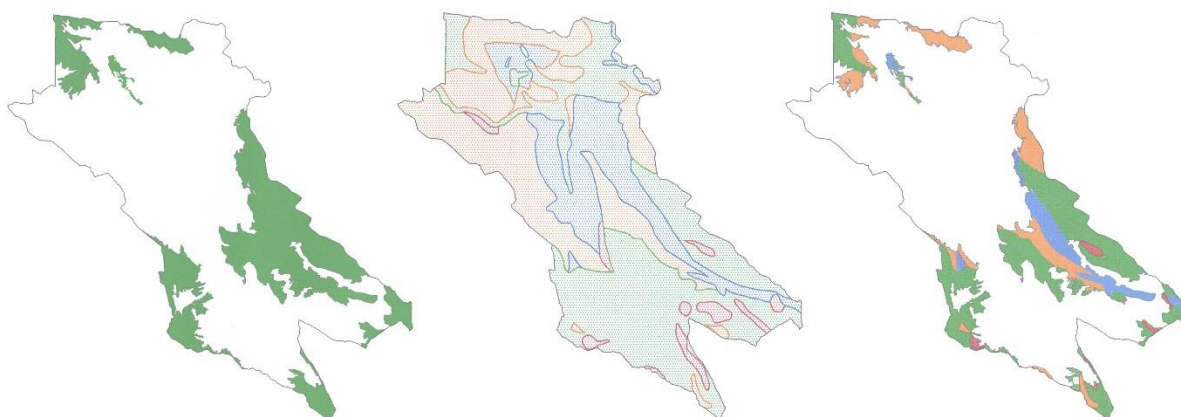


Tabella I

Uso del suolo	area km ²	A	B	C	D	A _i [km ²]
		A _i [km ²]				
1 aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	52,34	2,193	29,922	7,361	12,862	52,34
2 aree agroforestali	1,28			0,942	0,341	1,28
3 aree con vegetazione rada	0,34	0,047	0,297			0,34
4 boschi di conifere	0,60			0,269	0,330	0,60
5 boschi di latifoglie ad alto fusto	15,74	0,731	12,025	0,095	2,892	15,74
6 brughiere e cespuglieti	10,12	0,491	7,778	1,240	0,611	10,12
7 cedui matricinati	66,67	1,320	15,459	11,616	38,278	66,67
8 formazioni riparie	0,41	0,003	0,033	0,363	0,007	0,41
9 rocce nude, falesie, rupi, affioramenti	1,80	0,249	1,276		0,277	1,80
10 seminativi in zone non irrigue	34,45	0,550	13,514	13,151	7,234	34,45
11 sistemi colturali complessi	2,54		0,435	1,821	0,283	2,54
12 tessuto residenziale e insediamenti vari	5,81		1,568	3,372	0,868	5,81

Alle aree così evidenziate sono stati attribuiti valori di φ , tratti dalla letteratura tecnica e, successivamente, è stato determinato un coefficiente medio ponderato valido per l'intera area $\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i A_i}{\sum A_i}$

Tabella II

	A		B		C		D		$\Sigma A_i \cdot \varphi_i$	ΣA_i
	A_i [km ²]	φ	A_i [km ²]	φ	A_i [km ²]	φ	A_i [km ²]	φ		
1	2,193	0,30	29,922	0,35	7,361	0,45	12,862	0,50	20,87	52,34
2					0,942	0,45	0,341	0,50	0,59	1,28
3	0,047	0,40	0,297	0,50					0,17	0,34
4					0,269	0,25	0,330	0,30	0,17	0,60
5	0,731	0,15	12,025	0,20	0,095	0,22	2,892	0,24	3,23	15,74
6	0,491	0,25	7,778	0,30	1,240	0,35	0,611	0,40	3,13	10,12
7	1,320	0,30	15,459	0,35	0,260	0,40	38,278	0,45	23,14	55,32
8	0,003	0,60	0,033	0,65	0,363	0,70	0,007	0,75	0,28	0,41
9	0,249	0,70	1,276	0,75			0,277	0,80	1,35	1,80
10	0,550	0,25	13,514	0,30	13,151	0,35	7,234	0,40	11,69	34,45
11			0,435	0,40	1,821	0,45	0,283	0,50	1,14	2,54
12			1,568	0,60	3,372	0,65	0,868	0,70	3,74	5,81
									69,50	180,75

$\bar{\varphi} = 0,385$

Infine con le piogge dei progetto definite per assegnati tempi di ritorno (Esempio 1-Parte Prima) sono state calcolate le massime portate probabili secondo la relazione:

$$Q_{\max(T_r)} = \frac{\varphi \cdot A \cdot h(t_c, T_r)}{t_c} \cdot \gamma = \varphi \cdot i(t_c, T_r) \cdot A \cdot \gamma \cdot \frac{1000}{3600}$$

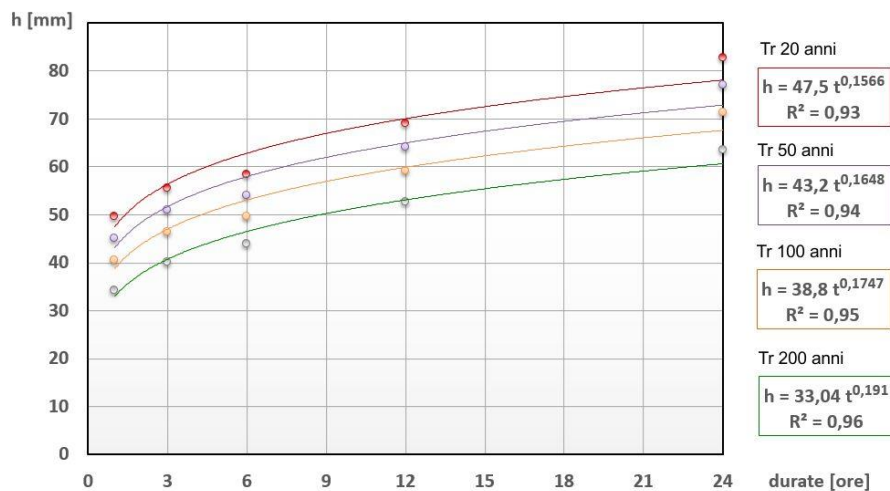


Figura g. Rappresentazione delle piogge di progetto ai vari tempi di ritorno Tr

e riportate nella seguente Tabella III

Tabella III

Tr	t_c	a	n	h	φ	γ	A	Q_T
anni	ore			mm			km ²	m ³ /s
20	4,78	33,0	0,191	44,5	0,385	1	192,1	191,4
50	4,78	38,8	0,175	51,0	0,385	1,1	192,1	241,1
100	4,78	43,2	0,165	55,9	0,385	1,15	192,1	276,3
200	4,78	47,5	0,157	60,7	0,385	1,2	192,1	313,0

Esempio 8.2. - Piene probabili del Torrente Raio – Metodo del Soil Conservation Service

Per ogni area individuata e misurata, deve essere attribuito un valore di CN per la condizione media AMC II (terreni mediamente umidi).

Nella Tabella IV sono riportate le aree classificate secondo coltura o uso del suolo; le singole aree A_i caratterizzate da uguale uso del suolo ma ricadenti in gruppi A,B,C e D diversi..

Tabella IV

cod	A		B		C		D		$\Sigma A_i \cdot CN_i$	ΣA_i
	A_i [km ²]	CN _i	A_i [km ²]	CN _i	A_i [km ²]	CN _i	A_i [km ²]	CN _i		
1	2,193	75	29,922	85	7,361	88	12,862	90	4513,24	52,34
2					0,942	87	0,341	89	112,35	1,28
3	0,047	68	0,297	79					26,68	0,34
4					0,269	82	0,330	86	50,48	0,60
5	0,731	60	12,025	70	0,095	77	2,892	83	1132,96	15,74
6	0,491	65	7,778	78	1,240	85	0,611	88	797,78	10,12
7	1,320	75	15,459	80	11,616	87	38,278	90	5791,31	66,67
8	0,003	85	0,033	90	0,363	92	0,007	95	37,27	0,41
9	0,249	98	1,276	98			0,277	98	176,67	1,80
10	0,550	75	13,514	80	13,151	84	7,234	86	2849,09	34,45
11			0,435	79	1,821	83	0,283	85	209,61	2,54
12			1,568	90	3,372	91	0,868	92	527,78	5,81
									16225,21	192,11

Nella penultima colonna sono stati calcolati i valori delle sommatorie dei prodotti di ogni singola area A_i per il correlato valore di CN_i.

Per l'intero bacino si ottiene il valore CN_{II} =84, per la suddetta condizione di terreno mediamente imbibito AMC II. Infine la Tabella V riassume i dati relativi alle elaborazioni per la stima dei valori di CN_I e CN_{III} (stimati con le espressioni [1] rispettivamente nella situazione di terreni asciutti (AMC I) e terreni saturi (AMC III))

Tabella V

$\Sigma A_i \cdot CN_i$	ΣA_i	AMC II		AMC I		AMC III	
		CN _{II}	S	CN _I	S	CN _{III}	S
16225,21	192,11	84	46,73	70	111,23	93	20,10

Infine con le dovute sostituzioni si determinano il valore di $S = 25,4 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 10 \right)$,

$Q_p = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S}$ [mm] e $Q = \frac{Q_p \cdot A}{t_c} \cdot \frac{1000}{3600}$ [m³/s], ed infine le portate al colmo Q per gli assegnati

tempi di ritorno Tr:

Tabella VI

Tr	t _c	a	n	h=P	Q _p	Q
anni	ore			mm	mm	m ³ /s
20	4,78	33,0	0,191	44,5	15,1	168,8
50	4,78	38,8	0,175	51,0	19,6	219,1
100	4,78	43,2	0,165	55,9	23,2	259,4
200	4,78	47,5	0,157	60,7	26,9	300,0

Esempio 8.3. - Piene probabili del Torrente Raio – Metodo della portata indice

La stima delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno T_r nella generica sezione di interesse è data dall'espressione :

$$Q_T = X'(T) \cdot m_Q$$

con $X'(T)$ fattore di crescita calcolato mediante l'espressione valida per la sola Zona Appenninica:

$$x'(Tr) = -0,2781 + 0,923 \cdot \ln Tr$$

ed m_Q portata indice stimata rispettivamente con le relazioni:

$$m_Q = 0,00858 \cdot A_{imp}^{0,6506} \cdot m_g^{1,4387} \quad [a]$$

$$m_Q = \psi \cdot A \cdot ARF(T_c, A) \cdot m_1 \cdot T_c^{n-1} \quad [b]$$

A_{imp} è l'area impermeabile secondo le indicazioni del S.I.&M. (km^2)

m_g è la pioggia indice di durata 1 giorno valutata nel baricentro del bacino (mm) utilizzando le isolinee riportate nella mappa georeferenziata riprodotta nella Figura a.

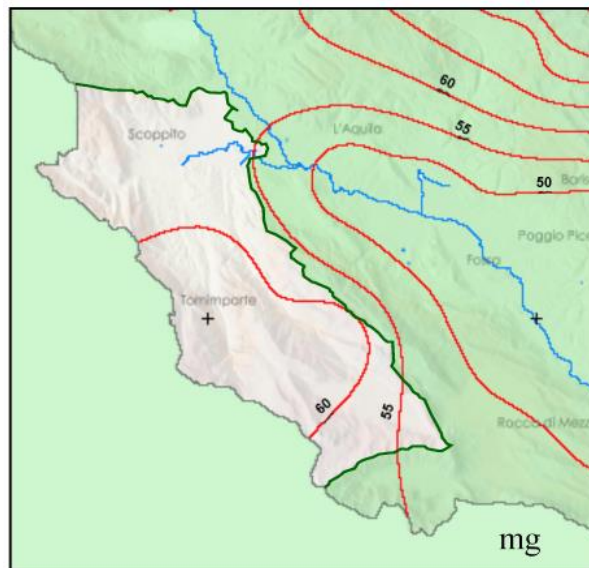


Figura a. Stralcio della mappa con le isolinee dei valori di m_g (BETA studio)

Risolta la [a] con i valori di A_{imp} ed m_g , desunti dalle Tabelle 30a e 30b del PSDA della Regione per la sezione di interesse RA1, si stimano le portate ai correlati tempi di ritorno (Tabella VII):

Tab.30a Bacino idrografico del fiume Aterno-Pescara. Grandezze geomorfologiche che caratterizzano i bacini idrografici sottesi dalle sezioni considerate.

Sezione	A (km^2)	A perm. (%)	A imp. (km^2)	L (km)	ΔH (m)	Z (m s.l.m.)
Sez.AT1	168.5	35	109.5	24.4	355.0	1074.0
Sez.RA1	227.1	50	113.6	21.5	623.4	1258.0
Sez.AT1-RA1	130.0	50	65.0	12.0	347.0	1024.0

Tab.30b Bacino idrografico del fiume Aterno-Pescara. Grandezze geomorfologiche che caratterizzano i bacini idrografici sottesi dalle sezioni considerate.

Sezione	m_Q (m^2/s)	T_c (ore)	m_1 (mm)	m_g (mm)	n (-)	ARF (-)
Sez.AT1	-	5.9	20.0	54.1	0.353	0.738
Sez.RA1	-	4.6	20.2	63.6	0.399	0.694
Sez.AT1-RA1	-	4.3	20.0	55.3	0.358	0.729

Tabella VII

Tr	$x'(Tr)$	A_{imp}	m_g	m_Q	$Q(Tr)$
anni		km^2		m^3/s	m^3/s
20	2,487	113,6	63,6	73,342	182,4
50	3,333	113,6	63,6	73,342	244,4
100	3,972	113,6	63,6	73,342	291,3
200	4,612	113,6	63,6	73,342	338,3

L'utilizzo della [b] è conseguente alla valutazione del coefficiente di deflusso ψ , secondo l'espressione:

$$\varphi = 0,315 \cdot \left(\frac{A_{imp}}{A} \right)^{0,393}$$

con A superficie idrografica del bacino [km^2] ed A_{imp} [km^2] parte impermeabile;

$ARF(t_{c,A})$ fattore di riduzione areale per la precipitazione di durata $d=T^c$ è reso dall'espressione:

$$ARF(t_{c,A}) = 1 - \left\{ \left[(1 - \exp(-0,01298 \cdot A)) \cdot \exp(-0,6786 \cdot T_c^{0,332}) \right] \right\}$$

m_1 la pioggia indice di durata 1 ora (mm) n è l'esponente della curva di possibilità climatica

La stima di m_1 e del coefficiente n può essere ottenuta mediante la lettura delle mappe georeferenziate (Figura b). T_c il tempo di corrvazione calcolato mediante la classica formula di Giandotti.

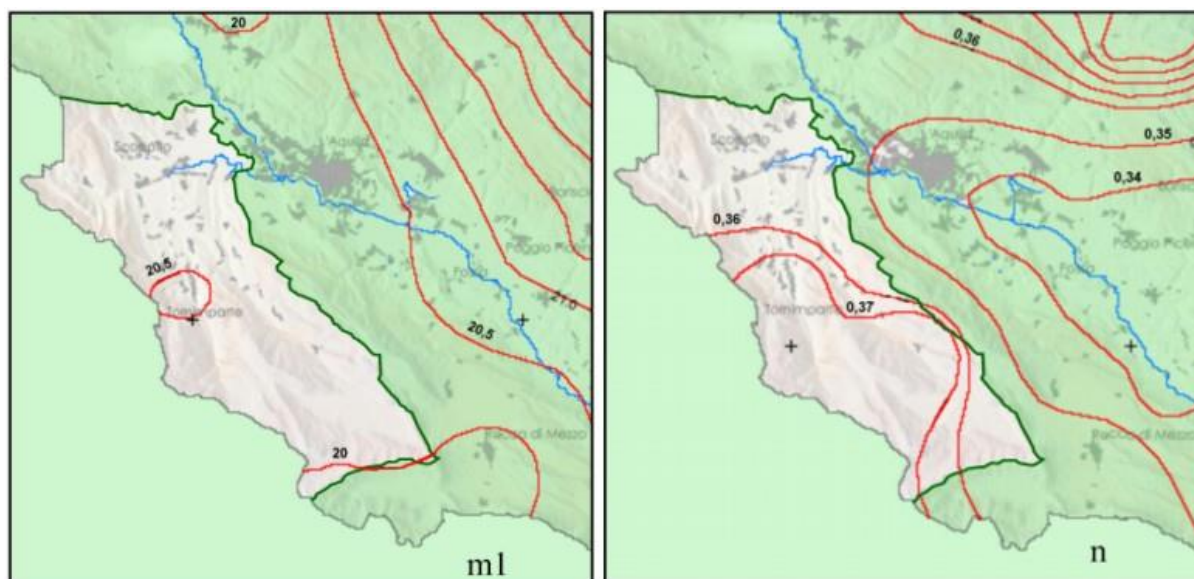


Figura b. Stralcio della mappa con le isolinee dei valori di m_1 ed n (BETA studio)

Con le dovute sostituzioni, le portate correlate ai tempi di ritorno, stimate dalla [1] in funzione della [4] sono riassunte nella seguente Tabella VIII

Tabella VIII

Tr	x'(Tr)	ψ	A	ARF	m_1	n	Tc	m_Q	$Q_{(T)}$
anni			km ²				ore	m ³ /s	m ³ /s
20	2,487	0,240	192	0,694	20,2	0,399	4,78	70,108	174,4
50	3,333	0,240	192	0,694	20,2	0,399	4,78	70,108	233,6
100	3,972	0,240	192	0,694	20,2	0,399	4,78	70,108	278,5
200	4,612	0,240	192	0,694	20,2	0,399	4,78	70,108	323,4

In conclusione, riportando tutti i risultati conseguiti in un'unica Tabella IX, è evidente come questi siano compresi in un sensibile range di portate. Questo è dovuto, ovviamente, alle diverse procedure di stima adottate soprattutto nella valutazione dei valori dei coefficienti di deflusso.

Tabella IX

Tr	Razionale	CN	VAPI	
			m_Q [a]	m_Q [b]
anni	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
20	191,4	168,8	182,4	174,4
50	241,1	219,1	244,4	233,6
100	276,3	259,4	291,3	278,5
200	313,0	300,0	338,3	323,4

Definita la massima portata probabile $Q_{max} f(h, Tr)$ sarà possibile verifica o dimensionare la "sezione" idraulica ω di chiusura del bacino in esame con la consueta espressione

$$Q_{max} = \omega \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Esempio 9. - Verifica della capacità idrica di una sezione

Nell'ipotesi di aver scelto, per un tempo di ritorno bicentenario, tra i valori in Tabella, una portata probabile di $Q_{max} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$, è da verificare la capacità idraulica della sezione ω di chiusura del bacino, riprodotta nella Figura a. La pendenza del fondo è dello 0,0015 % mentre la scabrezza omogenea può essere rappresentata da un coefficiente Strickler $k = 30$

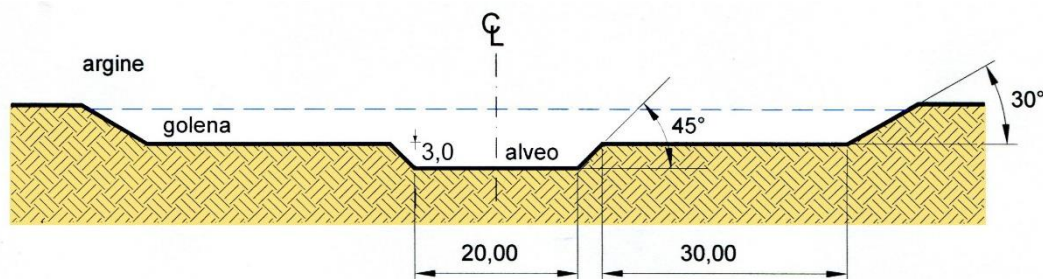


Figura a

La verifica consiste nel determinare l'altezza di moto uniforme h_u per il prefissato valore della portata Q . Il procedimento numerico è stato eseguito per via tabellare utilizzando Excel di Windows; la simbologia adottata è riportata nella seguente Figura b

2.9. Il Metodo del Volume di Invaso

Quando il bacino tributario della sezione idraulica di chiusura ha un andamento pianeggiante, così come riprodotto nella Figura 3, questo condiziona il deflusso dei vari elementi costituenti la rete idrografica secondo un **modello di rifiuto del terreno**.

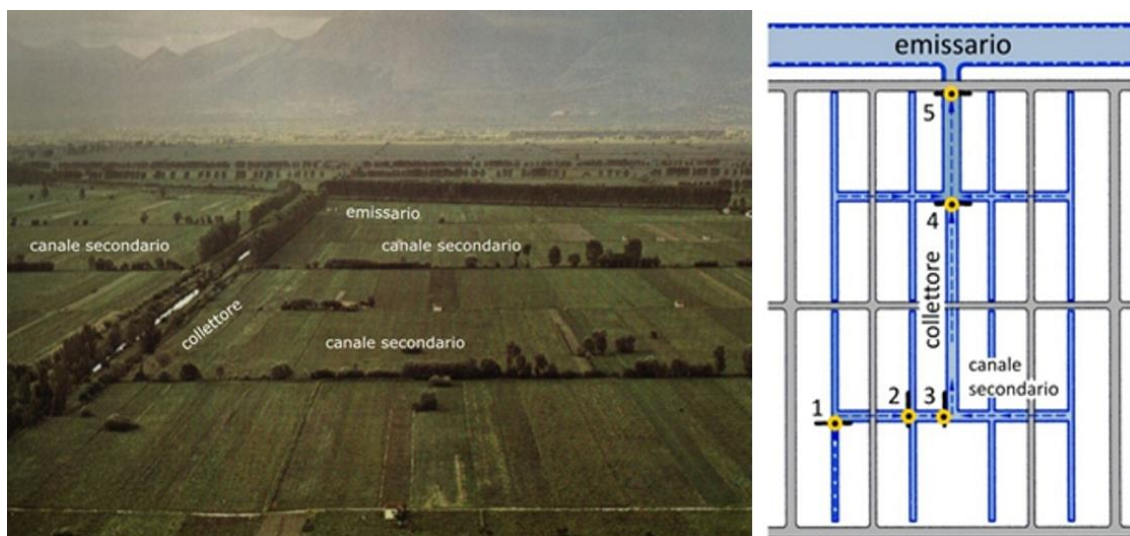


Figura 3. Schematizzazione di un bacino pianeggiante

Considerata una qualsiasi sezione idrica, correlata ad una specifica area scolante, si vuole verificare che il suo dimensionamento sia sufficiente a smaltire la massima portata affluente in conseguenza delle piogge che cadono sul bacino tributario nel rispetto degli assegnati franchi. Per la determinazione della portata massima si tiene presente la realtà fisica della contemporaneità del passaggio, attraverso una generica sezione, dell'onda di piena generata da un evento di pioggia p , della durata t_p ed altezza h , e del riempimento dei canali a monte di essa.

Supposto che la rete sia a:

- **funzionamento autonomo**: il deflusso non deve avere vincoli di interruzione o limitazione di portata né essere rigurgitato dal recipiente (collettore, emissario);

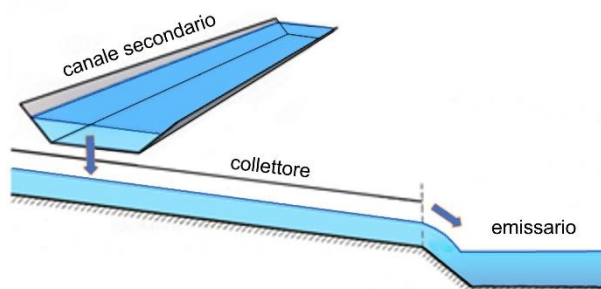


Figura 4

- **sincrono**: tutti gli elementi delle rete raggiungono contemporaneamente lo stesso stato idraulico

$$\frac{v}{V} = \frac{\omega}{\Omega} \rightarrow v = \frac{V}{\Omega} \omega \quad [1]$$

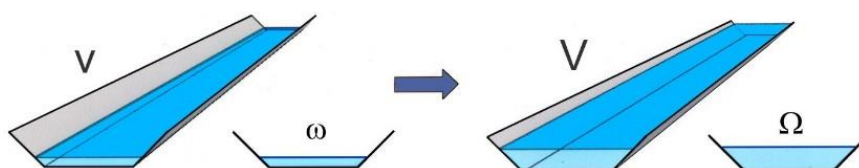


Figura 5

Definiti, per la sezione di verifica di un canale, nel generico istante t :

- p portata affluente, sul bacino tributario di superficie A
- q portata defluente nella sezione ω
- v il volume d'acqua invasato nella rete, a monte delle sezione,.

L'attitudine della rete a trattenere parte del volume affluito ha il significato classico di *funzione moderatrice* del deflusso. Il principio di continuità dello stato di piena, riferito ad un generico intervallo temporale dt dell'evento di pioggia, è espresso dall'equazione differenziale :

$$pdt = qdt + dv \quad [2]$$

in un generico intervallo di tempo dt, il volume d'acqua pdt affluito al comprensorio, posto a monte della sezione considerata, è uguale alla somma del volume d'acqua qdt defluito nella sezione e dell'incremento di volume dv che è stato invasato dalla rete.

Per l'integrazione della (2), in termini finiti, è necessario esplicitare i fattori che la influenzano e le dipendenze tra i vari termini.

- **Fattore idrologico:** è rappresentato dalla portata meteorica affluente alla rete, in conseguenza di una pioggia di prefissata intensità $I = \frac{h}{t_p}$

$$p = \frac{\varphi I A}{360} \quad [m^3/s] \quad [3]$$

I [mm/ora] t_p tempo di pioggia [ora]

A superficie bacino [ha] φ coefficiente di afflusso

- **Fattore idraulico:** è rappresentato dalla scala delle portate della sezione trasversale del canale. E' conveniente assumere un'espressione in cui la portata q sia funzione dell'area bagnata ω , al posto dell'usuale altezza idrometrica h, secondo l'espressione di Manning:

$$q = \omega \cdot k R^{2/3} i^{1/2}$$

può essere trasformata nell'espressione monomia:

$$q = \mu \omega^m \quad [4]$$

Graficamente si riportano su un cartogramma bilogarithmico i punti di coordinate $\log \omega$, $\log q$; la retta di regressione di tali punti intercetterà sull'asse delle ordinate un segmento pari a $\log \mu$, mentre il coefficiente m è rappresentato dalla pendenza della suddetta retta.

μ è un parametro, indipendente sia da q che da ω , che tiene conto della pendenza i, del coefficiente di scabrezza k e della forma e dimensioni della sezione; m dipende solo dalla forma e dimensioni della sezione considerata.

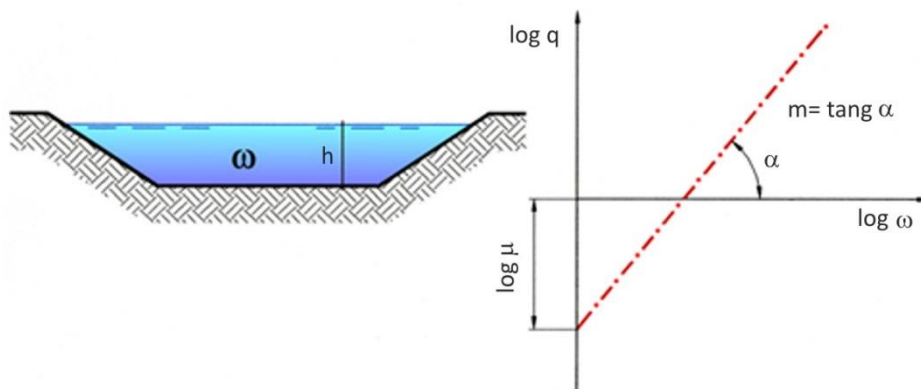


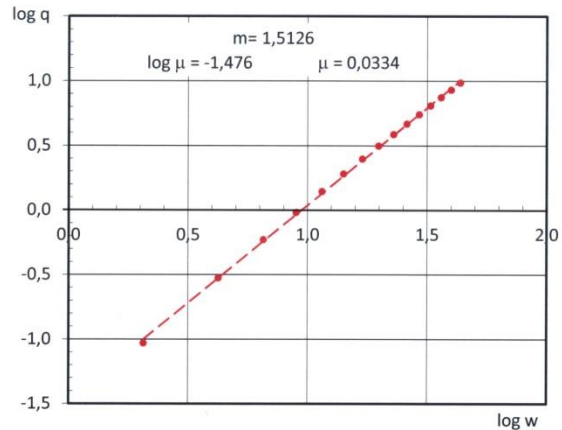
Figura 6. Determinazione grafica dei parametri μ ed m della funzione $q = \mu \omega^m$

Esempio 10. Ricerca dei parametri m ed μ per una sezione trapezia

Si determinino i coefficienti μ ed m relativi ad una sezione trapezia con base $b=10,00$ m, pendenza delle sponde $2/3$, pendenza di fondo $i = 0,000015$, scabrezza Strickler 35 ed un tirante massimo di $3,00$ m. Suddiviso il tirante h in un numero sufficiente di punti, si determinano, per i prefissati valori della pendenza di fondo i e del coefficiente di scabrezza k , i corrispondenti valori dell'area bagnata ω del contorno bagnato C , del raggio idraulico R ed infine della portata secondo l'espressione di Manning. Interpolando la serie di dati (di coordinate $\log \omega$, $\log q$) con una funzione lineare si determinano i valori di m e μ (Tabella a):

Tabella a

h	ω	C	R	$R^{2/3}$	q	$\log \omega$	$\log q$
m	m^2	m	m	$m^{2/3}$	m^3/s	log	log
0,20	2,06	10,72	0,19	0,333	0,093	0,3139	-1,0316
0,40	4,24	11,44	0,37	0,516	0,297	0,6274	-0,5280
0,60	6,54	12,16	0,54	0,661	0,586	0,8156	-0,2320
0,80	8,96	12,88	0,70	0,785	0,953	0,9523	-0,0208
1,00	11,50	13,61	0,85	0,894	1,394	1,0607	0,1441
1,20	14,16	14,33	0,99	0,992	1,905	1,1511	0,2798
1,40	16,94	15,05	1,13	1,082	2,485	1,2289	0,3953
1,60	19,84	15,77	1,26	1,165	3,134	1,2975	0,4962
1,80	22,86	16,49	1,39	1,243	3,853	1,3591	0,5858
2,00	26,00	17,21	1,51	1,317	4,640	1,4150	0,6665
2,20	29,26	17,93	1,63	1,386	5,497	1,4663	0,7402
2,40	32,64	18,65	1,75	1,452	6,425	1,5138	0,8079
2,60	36,14	19,37	1,87	1,515	7,424	1,5580	0,8706
2,80	39,76	20,10	1,98	1,576	8,494	1,5994	0,9291
3,00	43,50	20,82	2,09	1,635	9,638	1,6385	0,9840



La valutazione del volume di invaso V si realizza supponendo, come detto, la rete vuota all'inizio della pioggia. Al volume rappresentato dai canali e dai fossi va aggiunto il volume rappresentato da casse d'espansione o zone depresse che possono, durante la piena, avere la stessa funzione (golene). Anche per queste ultime la valutazione del volume viene effettuata geometricamente supponendole vuote all'inizio dell'evento di piena. La scala di deflusso espressa dalla $q = \mu \omega^m$, relativa a generici valori di q e ω , per la costanza dei parametri μ e m , della sezione di verifica, può essere scritta per la massima portata Q e la corrispondente area bagnata Ω :

$$Q = \mu \Omega^m \quad [4']$$

considerato il loro rapporto:

$$\frac{q}{Q} = \frac{\mu \omega^m}{\mu \Omega^m} = \left(\frac{\omega}{\Omega}\right)^m \Rightarrow q = Q \left(\frac{\omega}{\Omega}\right)^m \quad [5]$$

Per $m=1$ * la [5] si semplifica

$$q = \frac{Q}{\Omega} \omega \quad [5']$$

Risolvendo il sistema costituito dalla (1) e (5')

$$\begin{cases} v = \frac{V}{\Omega} \omega \\ q = \frac{Q}{\Omega} \omega \end{cases} \rightarrow \omega = q \frac{\Omega}{Q} \rightarrow v = \frac{V}{\Omega} q \frac{\Omega}{Q} \quad \text{per cui} \quad v = \frac{V}{Q} q \quad [6]$$

Si perviene così alla semplice relazione [6] che lega la portata defluente q nella sezione considerata, in un generico istante t della piena, al corrispondente valore dell'invaso v attraverso i valori della

* Valido per le sezioni chiuse, essendo al massimo $q = Q$ ed $\omega = \Omega$, vista la (9) m non potrà che essere uguale ad 1; per le sezioni aperte, poichè q ed ω possono assumere valori maggiori di Q ed Ω , sarà $m > 1$. Per le sezioni trapezie m è compreso tra 1,33 e 1,66, con valore più frequente di $\cong 1,50$.

massima portata Q e l'equivalente volume invasato V . Derivando la [6], $dv = \frac{V}{Q} dq$ e sostituita

$$\text{nell'equazione di continuit\`a : } p dt = q dt + dv \quad \Rightarrow \quad p dt = q dt + \frac{V}{Q} dq$$

questa pu\`o essere facilmente integrata se risultano valide le condizioni che:

- la portata di afflusso alla rete sia uniforme nel tempo t_p di durata della pioggia ed abbia inizio al tempo $t=0$. Si ammette che la pioggia abbia intensit\`a costante e si abbia l'afflusso alla rete sin dall'inizio della pioggia, trascurando prudenzialmente un'eventuale ritardo tra inizio della pioggia ed il deflusso in rete.
- all'istante $t=0$ la pioggia trovi la rete vuota in modo che per $t=0$ $q=0$.

Separando le variabili $\rightarrow (p-q)dt = \frac{V}{Q}dq$ \u00e8 possibile dedurre

$$dt = \frac{V}{Q} \frac{dq}{p-q} \quad \text{questa integrata risulta} \quad t = -\frac{V}{Q} \ln(p-q) + C \quad [7]$$

la costante C si determina ricordando che per $t=0 \rightarrow q=0$ $C = \frac{V}{Q} \ln p$

$$t = -\frac{V}{Q} \ln(p-q) + \frac{V}{Q} \ln p \quad \rightarrow \quad t = \frac{V}{Q} \ln \frac{p}{p-q} \quad [8]$$

Questa rappresenta la formula generale del Metodo del Volume di Invaso che consente di determinare il tempo t necessario per la sezione di verifica, dimensionata per la massima portata Q , per smaltire una portata q prodotta da un afflusso costante p ed avendo a disposizione un volume di invasato V . Allorch\u00e9 $q = Q$ si ha riempimento totale della rete nel tempo

$$T_r = \frac{V}{Q} \ln \frac{p}{p-Q} \quad \text{posto} \quad \varepsilon = \frac{p}{Q} \quad \text{con } p \geq Q \quad T_r = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} \quad [9]$$

Nota

Nella terminologia del Fantoli T_r \u00e8 detta durata compatibile; rappresenta la durata nella quale la rete arriva, al termine della pioggia, al massimo riempimento consentito V , per effetto di una pioggia di intensit\`a costante I , ed alla quale corrisponde la portata di afflusso massima Q . Poich\u00e9 ad una pioggia di data intensit\`a I corrisponde una sola e determinata durata τ , detta durata possibile, per quell'intensit\`a di pioggia, possono verificarsi i seguenti casi :

- $T_r > \tau$ la rete non arriva a riempirsi poich\u00e9 la pioggia termina prima che ci\`o possa avvenire ; la rete \u00e8 sovradimensionata;
- $T_r < \tau$ la rete raggiunge la condizione di massimo riempimento prima che la pioggia abbia termine; la rete \u00e8 sottodimensionata;
- $T_r = \tau$ si \u00e8 nel caso particolare per cui si raggiunge il massimo riempimento proprio al termine della pioggia; la rete \u00e8 giustamente dimensionata.

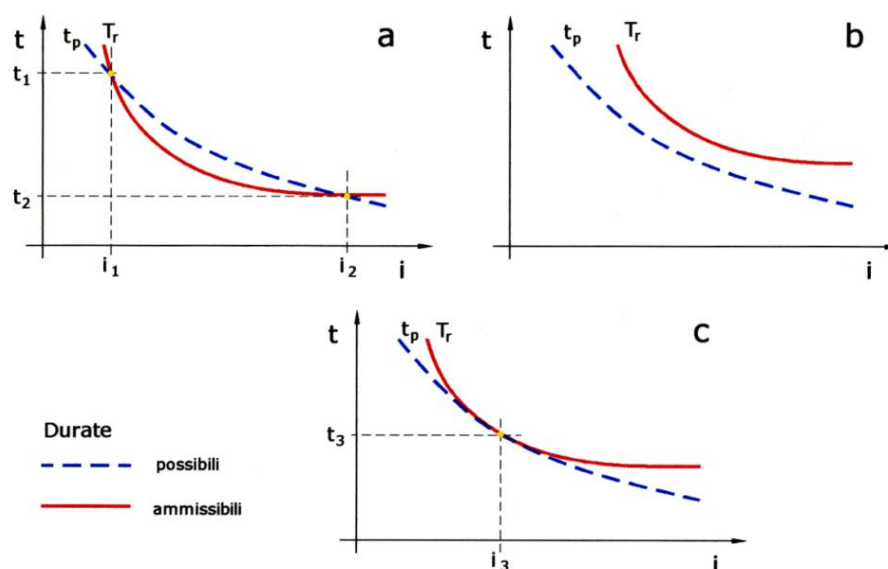


Figura 7. Durata compatibile e durata possibile

La verifica dell'efficienza idraulica della rete deve essere estesa a più piogge rappresentate da una prefissata curva delle piovosità, relativa ad un dato stato idraulico di verifica, e precisamente a quelle che determinano una portata affluente $p > Q$. Il risultato di tali elaborazioni può essere riportato su un sistema di assi cartesiani con ascisse le intensità di pioggia I e ordinate le durate t (Figura 7).

2.10. Metodo diretto o del coefficiente udometrico

Il precedente metodo, pur presentando una semplicità di calcolo, richiede numerosi tentativi per determinare la pioggia critica relativa alle numerose sezioni di verifica. Pertanto la necessità di rendere più speditivi i calcoli ha condotto più Autori (Massari, Puppini, Supino) alla determinazione del coefficiente udometrico u , espresso in l/s ha, correlato alla pioggia di progetto $h = a t_p^n$, per un assegnato tempo di ritorno:

$$u = (26m + 66)n(qa)^{1/n} \cdot w^{-\left(\frac{1}{n}-1\right)} \quad [\text{l/s ha}] \quad [1]$$

m è l'esponente della scala di deflusso espressa dalla relazione [7] $q = \mu \omega^m$

a espresso in [m/ora]

$w = V/A$, invaso specifico [m]

V rappresenta il volume idrico totale invasato dal bacino scolante di area A , somma dei volumi:

- v_1 **invasato dalle canalizzazioni della rete**: prodotto delle singole aree bagnate ω_i per le lunghezze L_i dei singoli tronchi;
- v_2 **invasato in elementi secondari**. Per la determinazione di v_2 necessita conoscere nel dettaglio il sistema elementare di raccolta e convogliamento delle acque di pioggia, unitamente alla tipologia di tutti gli altri elementi costituenti la rete non tenuti in conto nel calcolo di v_1 (Fossi, depressioni naturali, ecc);
- v_3 **costituito dal velo idrico superficiale**. La valutazione di v_3 è molto complessa e con incertezza crescente a seconda che si tratti di reti di drenaggio urbano, reti di fognature ed infine reti idrografiche. Dall'affermazione di Supino che "per invaso si intende non il volume disponibile, ma quello effettivamente invasato nella rete quando il fiume ricevente è in piena" pertanto questo volume

dovrà essere frutto di stime e valutazioni dirette.

Partendo dal presupposto che quanto più il terreno è lavorato tanto maggiore è il volume che resta sui campi è prassi fare riferimento a veli idrici di spessore compreso tra un minimo di 5 mm, equivalenti a 50 m³/ha, ad un massimo di 10÷15 mm, equivalenti a 100÷150 m³/ha. Questi valori possono essere ridotti per aree caratterizzate da clivometria accentuata.

Procedimento analitico

Termini noti :

L [m] lunghezza dell'elemento

A [ha] area zona scolante

$h = a t_p^n$ Pioggia di progetto per un assegnato tempo di ritorno.

Termini incogniti:

w [m] Invaso unitario $w = \frac{v_1 + v_2 + v_3}{A}$

Nella determinazione di w, i volumi v₂ e v₃, pur se di incerta valutazione, sono noti e costanti, non dipendono dalla dimensione delle singole sezioni ω_i che, invece, restano da verificare e concorrono nella valutazione del volume invasato dai canali v₁ = Σ_i (ω_i L_i) .

Valutato w resta definito un primo valore coefficiente udometrico

$$u' = (26m + 66) n (\varphi a)^{1/n} \cdot w^{-\left(\frac{1}{n}-1\right)}$$

con il quale sarà possibile, per ogni sezione ω tributaria di un sottobacino di area A_i, determinare la portata Q' = uA e verificare, a mezzo dell'equazione di Manning, l'efficienza della sezione:

$$Q' = \Omega_i k R^{2/3} J^{1/2}$$

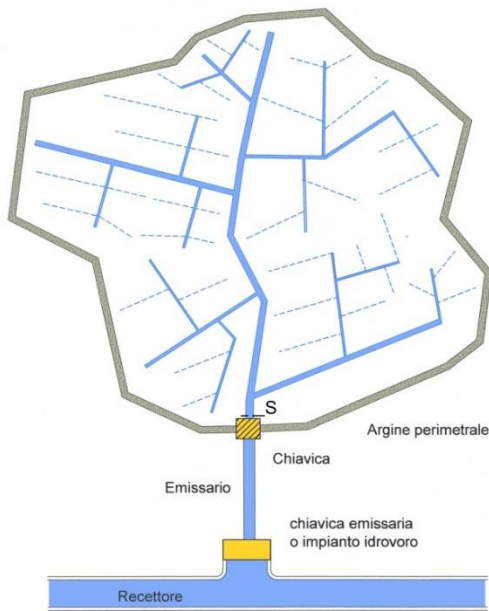
Nell'ipotesi che la sezione non sia verificata, ma sia possibile modificarla, si definirà una nuova geometria per ω_i. Tale modifica influirà solo sul valore di v₁ e, conseguentemente, sul valore w e del coefficiente udometrico u'', di seconda soluzione; a questo si correla un nuovo valore di Q'' di verifica. Il problema è risolto quando i valori dei coefficienti udometrici di due successive iterazioni risultano pressoché coincidenti (scarto <2%) .

Esempio n.11 . Portata di piena - Metodo diretto o del coefficiente udometrico

Verificare con il metodo diretto o del coefficiente udometrico la sezione terminale della rete scolante del comprensorio di bonifica, riprodotto nella seguente Figura, per un evento pluviometrico definito per una tempo di ritorno Tr=100 anni , h=49,1 t^{0,301}.

Data l'utilizzazione agricola del territorio e le pendenze lievi si assume un coefficiente di deflusso medio φ= 0,25.

L'area totale del bacino è di 2640 ha. Dalla sezione terminale del collettore attraverso un canale emissario perviene al mezzo recettore . La rete, a funzionamento autonomo e sincrono.



Descrizione delle rete

la rete è costituita da :

- 1 canale principale o collettore con pendenza di fondo $i = 0,00015$.
- 5 canali secondari con pendenza di fondo $i = 0,00012$
- 13 canali terziari con pendenza di fondo $i = 0,00010$
- 39 fossi

Predimensionamento delle sezioni dei canali

A titolo di esempio si verifica la sezione terminale S , ovviamente il procedimento è analogo per la verifica delle sezioni a monte. Come detto il metodo è di verifica e, pertanto, occorre assegnare ad ogni canale una

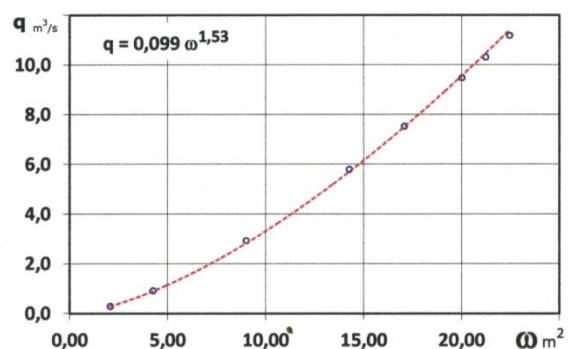
forma e delle dimensioni. Per tutti i canali vengono assunte le sezioni di forma trapezia con sponde inclinate a 45° e coefficiente di scabrezza di Strickler $k = 30$. Più difficile assegnare delle dimensioni. Piuttosto che mettere numeri a caso si può seguire il seguente procedimento, **che pur restando nei limiti della casualità**, fornisce delle dimensioni di " **prima sistemazione** ". Assunto un coefficiente udometrico fittizio di $u^* = 4$ l/s ha, derivano delle portate presunte esitanti per ogni sezione a chiusura di ogni sottobacino:

$$Q_S = A_T u^* = 2640 \cdot 4 \cdot \frac{1}{1000} = 10,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dall'equazione del moto uniforme, scritta per ogni portata $q_i = \omega_i k R_i^{2/3} i_i^{1/2}$, si calcolano tirante h ed area bagnata ω ; queste ultime correlate ai valori di portata q secondo l'espressione $q = \mu \omega^m$, consentono di definire i valori dell'esponente m , necessario per le ulteriori elaborazioni. Nella successiva figura sono riportate per la sezione S le caratteristiche idrauliche e geometriche .

Sezione S

b	h	ω	C	R	$R^{2/3}$	q	V
m	m	m ²	m	m		m ³ /s	m/s
8,0	0,25	2,06	8,71	0,24	0,383	0,29	0,14
8,0	0,50	4,25	9,41	0,45	0,588	0,92	0,22
8,0	1,00	9,00	10,83	0,83	0,884	2,92	0,32
8,0	1,50	14,25	12,24	1,16	1,107	5,79	0,41
8,0	1,75	17,06	12,95	1,32	1,202	7,53	0,44
8,0	2,00	20,00	13,66	1,46	1,290	9,48	0,47
8,0	2,10	21,21	13,94	1,52	1,323	10,31	0,49
8,0	2,20	22,44	14,22	1,58	1,355	11,17	0,50



Assunti per

v_2 : **invaso negli elementi secondari** : $10 \text{ m}^3/\text{ha}$

v_3 : **velo idrico superficiale** : 10 mm equivalenti a $100 \text{ m}^3/\text{ha}$

Sostituendo i dati nella [1] e risolta numericamente in forma tabellare si perviene ad un valore del coefficiente udometrico $u' = 9,30$ l/s ha che determina una portata $Q = 24,76 \text{ m}^3/\text{s}$. Successivamente, Tabella b, viene verificata la sezione S, che risultando insufficiente, si porta ad una base $b = 14 \text{ m}$

Tabella b

φ	a	n	m	u fittizio	A	L	h	b	Ω	V_1
	mm/ora			(l/s/ha)	(ha)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)
0,25	49,1	0,301	1,53	4,0	2640	1500	2,20	8,00	22,44	33660
V_2		V_3		w	a	u'	Q_{max}			
m ³ /ha		m ³ /ha		(m)	m/giorno	(l/s/ha)	(m ³ /s)			
10		100		0,01228	0,1278	9,38	24,76			

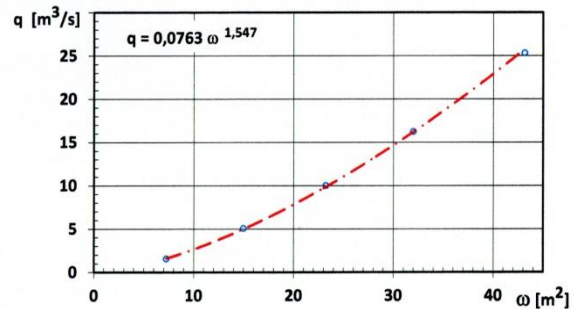
$u' > 4$ (valore inizialmente assunto). Pertanto la portata di ridimensionamento della Sezione 5 è $Q \cong 25 \text{ m}^3/\text{s}$

b	h_i	h_u	α_{dx}	b_{dx}	C_{dx}	B	ω	C	R	α_{sn}	b_{sn}	C_{sn}
m	m	m		m	m	m	m ²	m	m		m	m
14,00	0	0										
14,00	0,50	0,50	45,0	0,50	0,71	15,00	7,25	15,41	0,47	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	1,00	45,0	0,50	0,71	16,00	15,00	16,83	0,89	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	1,50	45,0	0,50	0,71	17,00	23,25	18,24	1,27	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	2,00	45,0	0,50	0,71	18,00	32,00	19,66	1,63	45,0	0,50	0,71
14,00	0,60	2,60	45,0	0,60	0,85	19,20	43,16	21,35	2,02	45,0	0,60	0,85

k= 30,0
i= 0,00015
b= 14,00
n= 1

h_u	ω	q
m	m ²	m ³ /s
0,0	0,0	0,00
0,50	7,25	1,61
1,00	15,00	5,10
1,50	23,25	10,04
2,00	32,00	16,27
2,60	43,16	25,36

b	h	Q
(m)	(m)	(m ³ /s)
14,00	2,60	25,356



Questa nuova sezione, modificando il valore V_1 , porta ad un nuovo valore del coefficiente udometrico $u''=7,61 \text{ l/s ha}$ e della portata $Q=20,1 \text{ m}^3/\text{s}$. Questa risulta sufficiente per un tirante $h=2,30 \text{ m}$ (Tabella c). Successivamente il nuovo valore di $u'''=8,07 \text{ l/s ha}$ (Tabella d). Si nota una significativa convergenza dei valori del coefficiente udometrico che, finalmente, termina nella ultima iterazione, Tabella d) con una dimensione finale della sezione 5 una base $b=14,00 \text{ m}$ e tirante $h=2,30 \text{ m}$.

Tabella c

φ	a	n	m	u'	A	L	h	b	Ω	V_1
	mm/ora			(l/s/ha)	(ha)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)
0,25	49,1	0,301	1,55	9,38	2640	1500	2,60	14,00	43,16	64740
V_2		V_3		w	a	u''	Q_{max}			
m ³ /ha		m ³ /ha		(m)	m/giorno	(l/s/ha)	(m ³ /s)			
10		100		0,01345	0,1278	7,61	20,103	$u'' \neq u'$		

b	h_i	h_u	α_{dx}	b_{dx}	C_{dx}	B	ω	C	R	α_{sn}	b_{sn}	C_{sn}
m	m	m		m	m	m	m ²	m	m		m	m
14,00	0	0										
14,00	0,50	0,50	45,0	0,50	0,71	15,00	7,25	15,41	0,47	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	1,00	45,0	0,50	0,71	16,00	15,00	16,83	0,89	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	1,50	45,0	0,50	0,71	17,00	23,25	18,24	1,27	45,0	0,50	0,71
14,00	0,80	2,30	45,0	0,80	1,13	18,60	37,49	20,51	1,83	45,0	0,80	1,13

k= 30,0
i= 0,00015
b= 14,00
n= 1

h_u	ω	q
m	m ²	m ³ /s
0,0	0,0	0,00
0,50	7,25	1,61
1,00	15,00	5,10
1,50	23,25	10,04
2,30	37,49	20,60

b	h	Q
(m)	(m)	(m ³ /s)
14,00	2,30	20,60

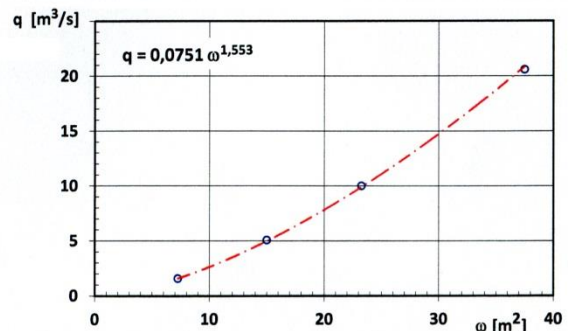


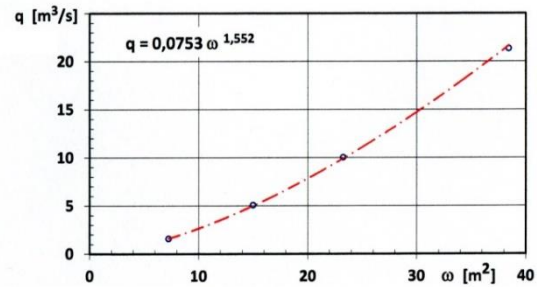
Tabella d

φ	a	n	m	u''	A	L	h	b	Ω	V_1
	mm/ora			(l/s/ha)	(ha)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)
0,25	49,1	0,3010	1,553	7,61	2640	1500	2,30	14,00	37,49	56235
V_2		V_3		w	a	u'''	Q_{max}			
m ² /ha	(m ³)	m ³ /ha	(m ³)	(m)	m/giorno	(l/s/ha)	(m ³ /s)			
10	26400	100	264000	0,01313	0,1278	8,07	21,298			$u''' \neq u''$

b	h_l	h_u	α_{dx}	b_{dx}	C_{dx}	B	ω	C	R	α_{sn}	b_{sn}	C_{sn}
m	m	m		m	m	m	m ²	m	m		m	m
14,00	0	0										
14,00	0,50	0,50	45,0	0,50	0,71	15,00	7,25	15,41	0,47	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	1,00	45,0	0,50	0,71	16,00	15,00	16,83	0,89	45,0	0,50	0,71
14,00	0,50	1,50	45,0	0,50	0,71	17,00	23,25	18,24	1,27	45,0	0,50	0,71
14,00	0,85	2,35	45,0	0,85	1,20	18,70	38,42	20,65	1,86	45,0	0,85	1,20

k= 30,0
i= 0,00015
b= 14,00
n= 1

h_u	ω	q
m	m ²	m ³ /s
0,0	0,0	0,00
0,50	7,25	1,61
1,00	15,00	5,10
1,50	23,25	10,04
2,35	38,42	21,36



b	h	Q
(m)	(m)	(m ³ /s)
14,00	2,35	21,36

φ	a	n	m	u'''	A	L	h	b	Ω	V_1
	mm/ora			(l/s/ha)	(ha)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)
0,25	49,1	0,3010	1,552	8,07	2640	1500	2,35	14,00	38,42	57634
V_2		V_3		w	a	u^{IV}	Q_{max}			
m ² /ha	(m ³)	m ³ /ha	(m ³)	(m)	m/giorno	(l/s/ha)	(m ³ /s)			
10	26400	100	264000	0,01318	0,1278	7,99	21,094			$u^{IV} \approx u'''$

La sezione è verificata

3. Costruzione dell'idrogramma di piena

3.1. Metodo Razionale

In materia di protezione idraulica del territorio, oltre il valore al colmo della portata Q_{max} (T_p), correlata ad un assegnato tempo di ritorno, può essere necessaria la conoscenza della forma dell'onda o idrogramma di piena $Q(t)$, cioè l'andamento della portata Q in funzione del tempo. Tutto ciò equivale alla conoscenza del volume idrico della piena transigente, in corrispondenza della sezione di chiusura bacino, e della sua distribuzione temporale. La costruzione dell'onda di piena generata da una pioggia di caratteristiche (h, t_p) rappresentata da una curva del tipo $h = a t_p^n$, si effettua per punti su un piano cartesiano con ascisse le durate di pioggia ed ordinate le portate Q . Generalmente la sezione di riferimento è quella terminale o di chiusura. Sulla planimetria del bacino (Figura 1) si evidenziano un discreto numero di punti per i quali viene determinato il corrispondente valore del tempo di corrivazione $T_{C,i}$; per interpolazione vengono tracciate le *isocorrive*, curve aventi lo stesso tempo di corrivazione.

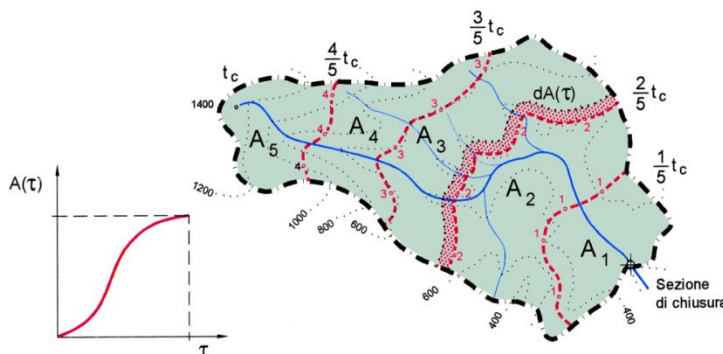
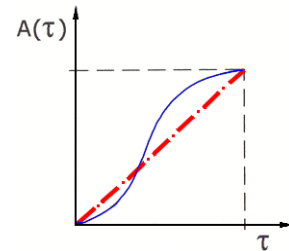


Figura 1. Curve isocorrive

Sempre nella Figura 1 è raffigurata la funzione $A(\tau)$ (A area - τ tempo di corrivazione), mentre il differenziale $dA(\tau)$ rappresenta l'areola elementare compresa tra due tempi di corrivazione τ e $\tau+d\tau$. Il bacino risulta drenato da infiniti canali lineari in ognuno dei quali entra il contributo dell'area $dA(\tau)$ sommato a quelli delle aree a monte. Indicando con $\varphi_\tau(t) \cdot i_\tau(t)$ l'intensità di pioggia caduta sull'isocorriva τ al tempo t , la portata in uscita dal bacino sarà :

$$Q(t) = \int_0^{A(\tau)} \varphi_\tau(t-\tau) i_\tau(t-\tau) dA(\tau) = \int_0^{t^*} \varphi_\tau(t-\tau) i_\tau(t-\tau) \frac{dA(\tau)}{d\tau} d\tau \quad [1]$$

La difficoltà consiste nell'individuazione della funzione $A(\tau)$; infatti il tempo di corrivazione dipende da molteplici fattori non sempre di facile determinazione, quali ad esempio la velocità di deflusso. Pertanto una notevole semplificazione ⁸ può essere quella di considerare la funzione $A(\tau)$ lineare e quindi la derivata $\frac{dA(\tau)}{d\tau} = \text{costante}$



Nel caso in cui il bacino abbia caratteristiche morfometriche e geologiche uniformi, le curve isocorrive possono essere assimilabili a tanti archi di cerchio con centro in S e raggi variabili con valore

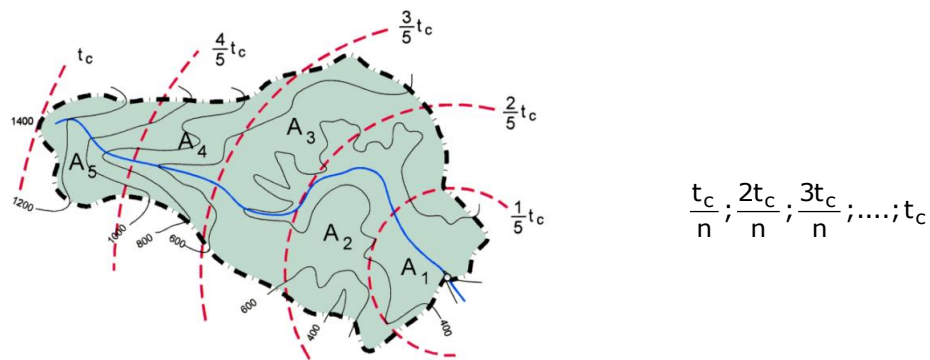


Figura 2. Aree isocorrive per caratteristiche morfometriche e geologiche uniformi

Nella Figura 2 il tempo di corrivazione, suddiviso in 5 parti, delimita le correlate aree isocorrive : $A_1, A_2, A_3, A_4,$ e A_5 .

Nell'ipotesi di poter considerare le isocorrive coincidenti con le curve di livello, o isoipse, per la soluzione della [2], le singole aree A_i vengono desunte utilizzando la curva ipsografica ⁹ (Figura 3).

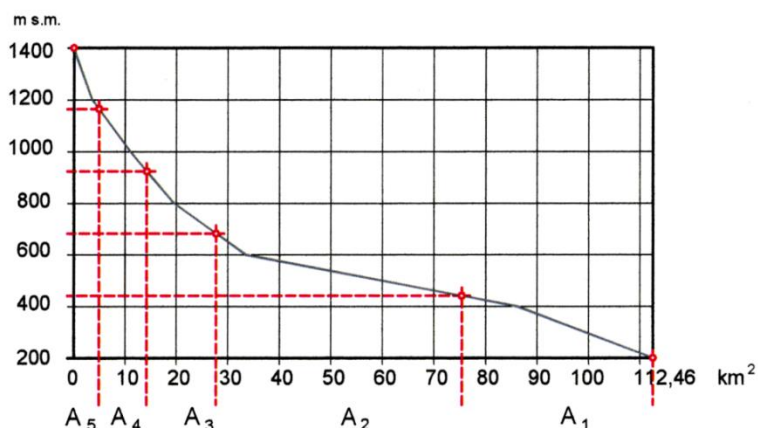


Figura 3 . Acquisizione delle aree isocorrive dalla curva ipsografica

⁸ Il metodo schematizza il processo di formazione della piena da una superficie scolante, piana e di forma rettangolare, investita da una pioggia uniforme e d'intensità costante. La portata, nella sezione terminale, cresce in modo lineare fino al valore del tempo di corrivazione e, da questo, decresce, ancora linearmente, nella fase di esaurimento con durata, pari al tempo di corrivazione, contata a partire dalla cessazione della pioggia

⁹ Viparelli C. Ricostruzione dell'idrogramma di piena - Pubblicazione n.12 - Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo (1961)

Si divide l'altezza del bacino H , $H_{\max} - H_{\min}$, in n parti (tante quanti sono gli intervalli di tempo in cui si intende suddividere il tempo di corrivazione t_c). La generica area, compresa tra due isocorve, si ricava come differenza tra le ascisse di due punti della curva ipsografica, le cui ordinate differiscono proprio di :

$$\frac{H_{\max} - H_{\min}}{n}$$

Con le ulteriori ipotesi semplificative di ietogramma costante e coefficienti di deflusso φ costanti, le portate $Q(t)$ variano linearmente e, a seconda di come il tempo di pioggia t_p si rapporta al tempo di corrivazione t_c , si possono avere tre casi :

Per $t_p = t_c$ le portate crescono con valori via via crescenti in funzione delle aree investite dalla pioggia, fino al valore massimo in corrispondenza della durata $t_p = t_c$, quando tutta la superficie del bacino contribuirà al deflusso:

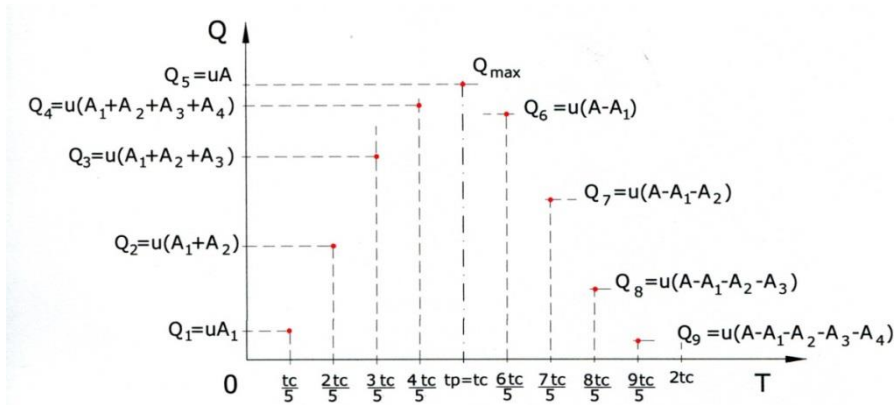


Figura 4

Terminata la pioggia le aree prossime alla sezione cessano di contribuire al deflusso che diminuirà gradualmente fino a cessare al tempo $(t_p + t_c) = 2t_c$.

Il tratto discendente dell'idrogramma verrà tracciato riportando, sulle ascisse

$$t_p + \frac{t_c}{5}; t_p + \frac{2t_c}{5}; t_p + \frac{3t_c}{5}; t_p + \frac{4t_c}{5};$$

le corrispondenti ordinate

$$Q_6 = u(A - A_1), Q_7 = u(A - A_1 - A_2), Q_8 = u(A - A_1 - A_2 - A_3), Q_9 = u(A - A_1 - A_2 - A_3 - A_4).$$

Per $t = t_c + t_p$ la portata sarà, ovviamente, $Q = 0$

L'idrogramma finale è riprodotto nella seguente Figura; l'area colorata rappresenta il volume della piena transitato nella sezione terminale, mentre, il triangolo isoscele tratteggiato è l'idrogramma semplificato.

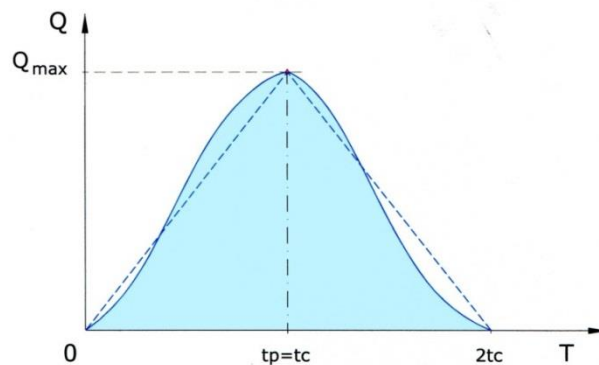


Figura 5. Idrogramma per $t_p = t_c$

Per $t_p > t_c$ Per tutta la durata della pioggia fino al valore di t_c l'andamento delle portate con il tempo segue l'andamento precedente fino a raggiungere il valore della massima portata $Q=uA$ il quale rimarrà costante per tutto il periodo che andrà da t_c a t_p , detta *fase di stanca*. Successivamente, da questo punto, il tratto discendente dell'idrogramma verrà tracciato in modo analogo al caso precedente.

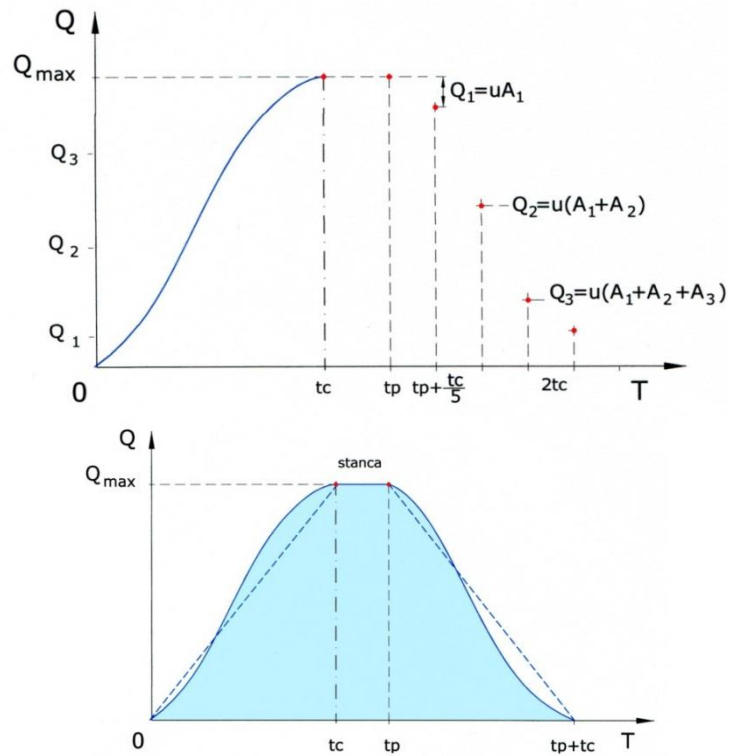


Figura 6. Idrogramma di piena per $t_p > t_c$

Per $t_p < t_c$ Il tratto ascendente della $Q f(t)$ assume l'andamento dei casi precedenti fino al punto K di intersezione della verticale su t_p e la curva (Figura 7). In corrispondenza di questo valore cessa la pioggia prima che le aree più lontane abbiano contribuito al deflusso, pertanto, il bacino che effettivamente contribuisce al deflusso ha una superficie $A_p < A$

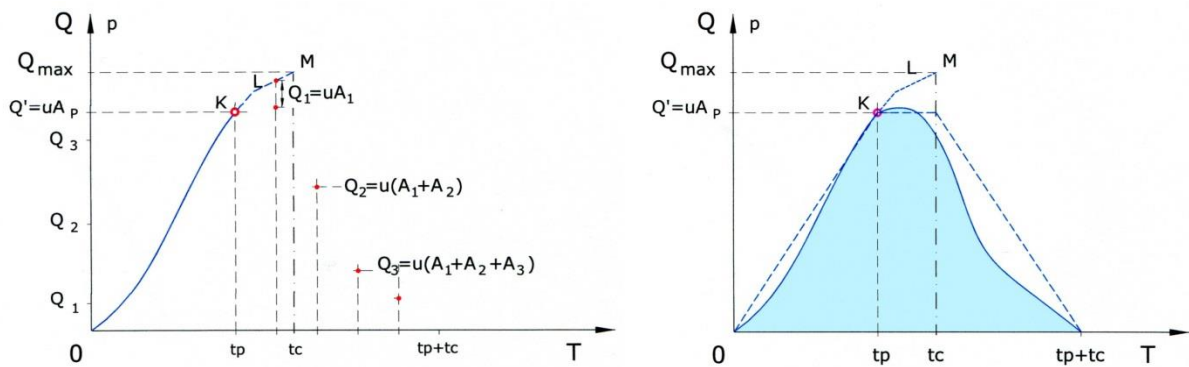


Figura 7. Idrogramma di piena per $t_p < t_c$

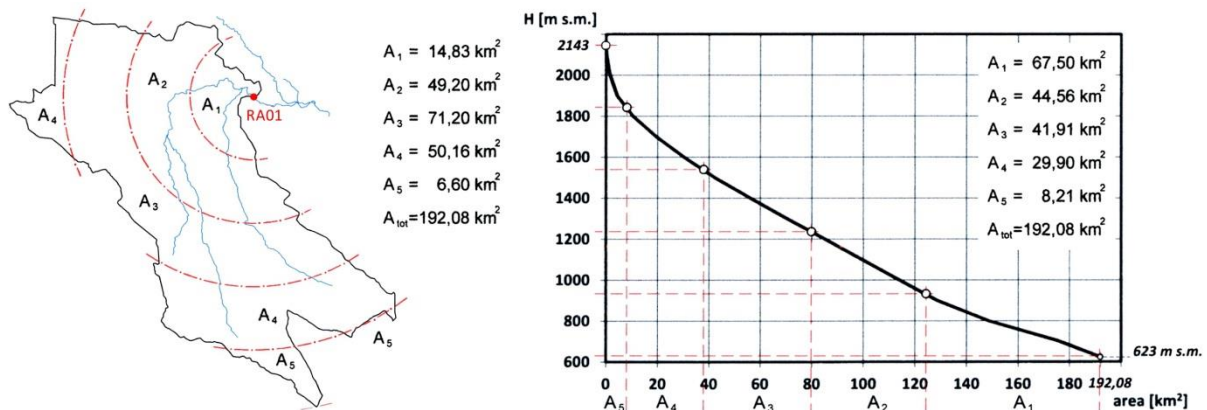
In corrispondenza di K si riportano, dalla KLM, verso il basso, le quantità pari a $Q_1 = uA_1$, $Q_2 = u(A_1 + A_2)$ rispettivamente ai tempi $t_p + \frac{t_c}{5}$; $t_p + \frac{2t_c}{5}$; Per $T = t_c + t_p$ la portata $Q = 0$.

Esempio 12.1 .Costruzione dell'idrogramma di piena con il metodo delle isocorrive

Riprendendo l'Esempio 8.1 si costruisce l'idrogramma di piena per un tempo di ritorno $T_r=200$ anni. L'idrogramma di piena viene costruito, per assegnato tempo di ritorno T_r , secondo lo schema tradizionale di calcolo del metodo della corrivazione posto in forma tabellare:

tempi	Aree isocorrive					portate
	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	
0	0					0
$\Delta t=1/5 t_c$	$\varphi' \cdot h_5 / \Delta t \cdot A_1$					Q_1
$2\Delta t=2/5 t_c$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_1$	$\varphi' \cdot h_5 / \Delta t \cdot A_2$				Q_2
$3\Delta t=3/5 t_c$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_1$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_2$	$\varphi' \cdot h_5 / \Delta t \cdot A_3$			Q_3
$4\Delta t=4/5 t_c$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_1$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_2$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_3$	$\varphi' \cdot h_5 / \Delta t \cdot A_4$		Q_4
$5\Delta t=t_c$	$\varphi' \cdot h_4 / \Delta t \cdot A_1$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_2$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_3$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_4$	$\varphi' \cdot h_5 / \Delta t \cdot A_5$	Q_{max}
$6\Delta t=6/5 t_c$	⇒	$\varphi' \cdot h_4 / \Delta t \cdot A_2$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_3$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_4$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_5$	Q_6
$7\Delta t=7/5 t_c$		⇒	$\varphi' \cdot h_4 / \Delta t \cdot A_3$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_4$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_5$	Q_7
$8\Delta t=8/5 t_c$			⇒	$\varphi' \cdot h_4 / \Delta t \cdot A_4$	$\varphi' \cdot h_3 / \Delta t \cdot A_5$	Q_8
$9\Delta t=9/5 t_c$				⇒	$\varphi' \cdot h_4 / \Delta t \cdot A_5$	Q_9
$10\Delta t=2 t_c$					0	0

Definite le aree isocorrive, sia nell'ipotesi che il bacino abbia caratteristiche morfometriche e geologiche uniformi e sia dalla curva ipsografica



Ricordato che il bacino del T.Raio ha una superficie di $192,08 \text{ km}^2$, un coefficiente di deflusso medio $\varphi' = 0,317$ ed un tempo di corrivazione $t_c = 4,78$ ore. La pioggia di progetto, per l'assegnato tempo di ritorno $T_r = 200$ anni, $h = 54,1 t^{0,295}$.

Per determinare l'andamento temporale della portata di piena, suddiviso il tempo di corrivazione di 4,78 ore, in 5 intervalli $\Delta \tau \cong 0,96$ ore di ora ciascuno, vengono calcolati gli incrementi di deflusso $Q_i = \varphi' \cdot i \cdot A_i$, nell'ipotesi che l'intensità $i = 18 \text{ mm/ora} = \text{cost}$:

Tabella I

$T_r=200$	$i=h(t_c)/t_c=18,0 \text{ mm/ora}$					A	$\gamma_i=1,2$	
	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5			
	14,83	49,2	71,2	50,16	6,69	192,08		
φ'	0,317	0,317	0,317	0,317	0,317			
ore	Contributi di portata [m³/s]					Q_i [m³/s]	V_i [m³]	ΣV_i [m³]
0,0						0	0	0
0,96	28,14					28,14	25.323,4	25.323,4
1,91	28,14	93,35				121,48	134.659,8	159.983,2
2,87	28,14	93,35	135,09			256,57	340.252,4	500.235,6
3,82	28,14	93,35	135,09	95,17		351,74	547.484,4	1.047.720,0
4,78	28,14	93,35	135,09	95,17	12,69	364,44	644.560,3	1.692.280,3
5,74		93,35	135,09	95,17	12,69	336,30	630.660,6	2.322.940,9
6,69			135,09	95,17	12,69	242,95	521.324,2	2.844.265,1
7,65				95,17	12,69	107,86	315.731,6	3.159.996,7
8,60					12,69	12,69	108.499,6	3.268.496,4
9,56						0,00	11.423,7	3.279.920,1

Nella Figura a sono rappresentati, rispettivamente, l'idrogramma di piena e la cumulata dei volumi affluiti nella sezione di chiusura del bacino RA01.

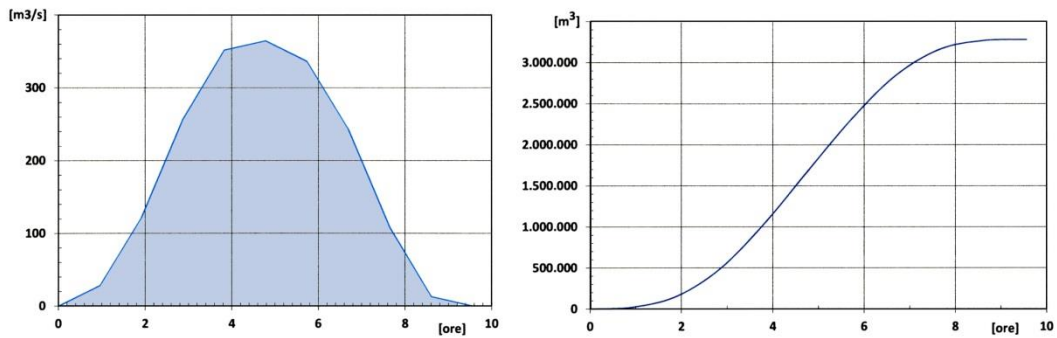


Figura a

Analogamente nel caso di isocorve derivate dalla curva ipsografica:

Tabella II

Tr=200	i=h(t _c)/t _c = 18,0 mm/ora					A	γ = 1,2	Q _i [m ³ /s]	V _i [m ³]	ΣV _i [m ³]
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅					
	67,5	44,56	41,91	29,9	8,21	192,08				
φ'	0,317	0,317	0,317	0,317	0,317					
ore	Contributi di portata [m ³ /s]									
0,0							0	0	0	
0,96	128,07						128,07	115.261,7	115.261,7	
1,91	128,07	84,54					212,61	306.613,1	421.874,8	
2,87	128,07	84,54	79,52				292,13	454.267,6	876.142,3	
3,82	128,07	84,54	79,52	56,73			348,86	576.888,9	1.453.031,2	
4,78	128,07	84,54	79,52	56,73	15,58		364,44	641.964,8	2.094.996,0	
5,74		84,54	79,52	56,73	15,58		236,37	540.722,4	2.635.718,4	
6,69			79,52	56,73	15,58		151,82	349.370,9	2.985.089,3	
7,65				56,73	15,58		72,31	201.716,5	3.186.805,7	
8,60					15,58		15,58	79.095,1	3.265.900,8	
9,56							0,00	14.019,2	3.279.920,1	

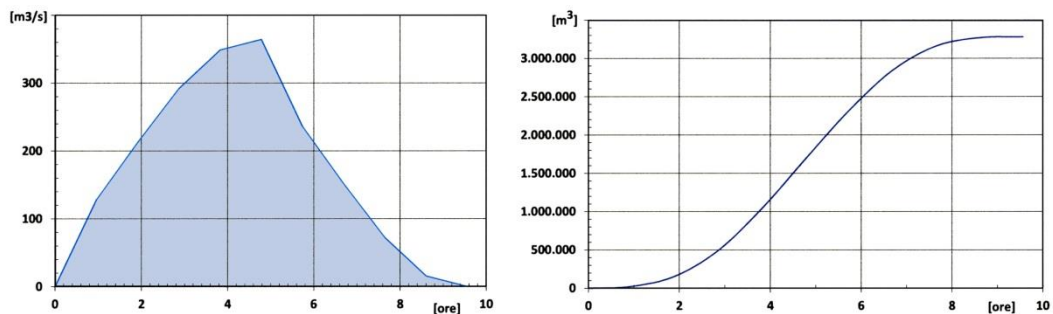


Figura b

Esempio 12. 2. Costruzione dell'idrogramma di piena con il metodo del Curve Number

Si utilizza un idrogramma approssimato di forma triangolare (Figura a) caratterizzato da una portata crescente fino al valore al colmo Q_{max} che raggiunge con durata t_a ; la fase di esaurimento ha una durata t_e .

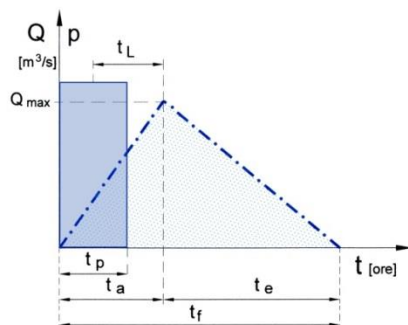


Figura a. Idrogramma Metodo SCS

Il volume defluito nella durata t_f , equivalente all'area dell'idrogramma, è dato dalla relazione:

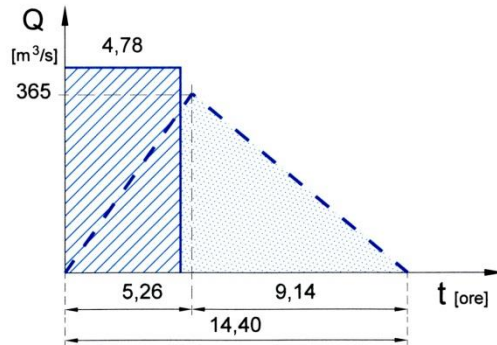
$$V = \frac{Q_{max}}{2} (t_a + t_e) = \frac{Q_{max} \cdot t_f}{2} \cdot 3600 \quad [m^3] \quad [1]$$

A seguito di numerose osservazioni è stato possibile definire che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico pari al 37,5% del volume totale V . Ne consegue che la durata della fase crescente t_a è pari a $0,375 t_f$, da cui deriva che $t_f = 2,67 t_a$.

Dalla Figura a si rileva che $t_a = 0,5 t_p + t_L$; il Metodo SCS esplicita il valore di $t_L \cong 0,6 * t_c$

Per il bacino del torrente Raio $t_L \cong 0,6 * t_c = 0,6 * 4,78 = 2,87$ ore; durata della fase crescente $t_a = 0,5 t_c + t_L = 0,5 * 4,78 + 2,87 = 5,26$ ore e $t_b = 2,67 t_p = 14,04$ ore.

Il volume defluito nella durata t_f è $V = \frac{Q_{max} \cdot t_b}{2} = \frac{365 \cdot 14,4}{2} \cdot 3600 = 9.460.800 \text{ m}^3$



Esempio 12. 3. Costruzione dell'idrogramma sintetico di Gregorig

In maniera più speditiva conviene fare riferimento alle relazioni indicate da *Gregorig*, secondo il quale la morfometria dell'onda di piena è interpretata dalle seguenti relazioni di stima:

$$\text{fase di crescita} \quad 0 \leq t \leq t_c \quad Q(t) = Q_{max} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot t}{2 \cdot t_c}\right) \quad [1]$$

$$\text{fase di esaurimento} \quad t \geq t_c \quad Q(t) = Q_{max} \cdot \exp\left[-1,386\left(\frac{t}{t_c} - 1\right)\right] \quad [2]$$

per $t = 2 t_c$ il valore della portata $Q(t)$ si riduce ad $1/4$ di Q_{max} .

Il volume di piena, considerata la portata al colmo correlata ai differenti tempi di ritorno, si ottiene integrando le relazioni di *Gregorig* rispetto al tempo; pertanto i deflussi corrispondenti alle ipotizzate onde di piena risultano:

$$\text{accrescimento} \quad t=0 \Rightarrow t_c \quad V_a = Q_{max} \int_0^{t_c} \text{sen}^2\left(\frac{\pi t}{2 \cdot t_c}\right) dt \cong 0,5 \cdot Q_{max} \cdot t_c \quad [3]$$

$$\text{esaurimento} \quad : t_c \Rightarrow t \quad V_e = -1,386^{-1} Q_{max} \cdot t_c \cdot e^{1,386} \left[\exp\left(-1,386 \frac{t}{t_c}\right) - \exp(-1,386) \right] \quad [4]$$

$$V_{tot} = V_a + V_e$$

Riprendendo l'esempio precedente, si costruisce l'idrogramma sintetico di Gregorig per un tempo di corrvazione $t_c = 4,78$ ore e la portata massima $Q = 365,00 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabella a

ore	t _a	t _e	Q _i [m ³ /s]	V _i [m ³]	ΣV _i [m ³]
0,0	0,0		0,00	0	
0,5	1,6		9,77	8.789	8.789
1,0	3,1		38,02	43.005	51.794
1,5	4,7		81,73	107.775	159.570
2,0	6,3		136,23	196.168	355.738
2,5	7,9		195,68	298.723	654.460
3,0	9,4		253,72	404.465	1.058.925
3,5	11,0		304,14	502.076	1.561.001
4,0	12,6		341,54	581.112	2.142.113
4,5	14,1		361,92	633.112	2.775.226
4,78	15,0		365,00	366.367	3.141.593
5,5		0,2	296,23	856.951	3.998.543
6,5		0,4	221,67	932.207	4.930.751
7,0		0,5	191,75	372.074	5.302.824
7,5		0,6	165,87	321.859	5.624.683
8,0		0,7	143,49	278.421	5.903.103
9,0		0,9	107,37	451.538	6.354.642
10,0		1,1	80,34	337.884	6.692.525
11,0		1,3	60,12	252.837	6.945.362
12,0		1,5	44,99	189.196	7.134.558
13,0		1,7	33,66	141.575	7.276.133
14,0		1,9	25,19	105.940	7.382.072
15,0		2,1	18,85	79.274	7.461.346
16,0		2,3	14,11	59.320	7.520.667
17,0		2,6	10,56	44.389	7.565.056
18,0		2,8	7,90	33.216	7.598.272
19,0		3,0	5,91	24.855	7.623.127
20,0		3,2	4,42	18.599	7.641.727

Volume onda di piena **7.641.727**

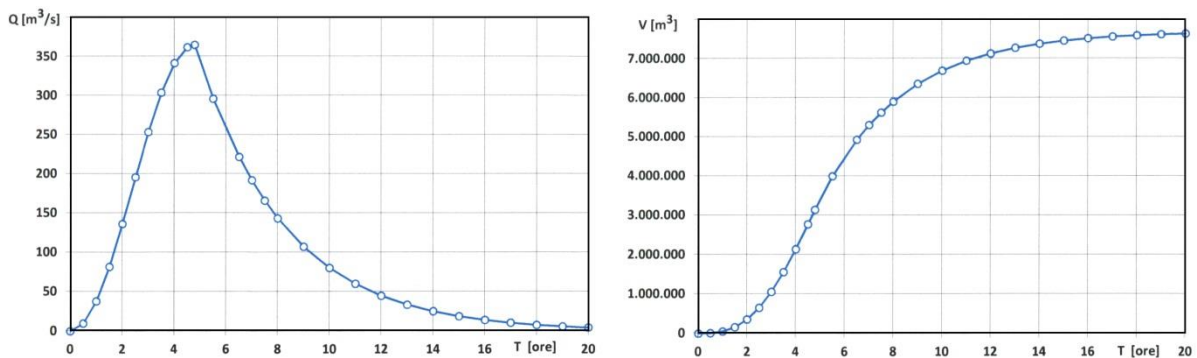


Figura a. Idrogramma di piena e cumulata dei volumi affluiti – Metodo di Gregorig

Esempio 12.4. Costruzione dell'idrogramma di piena - metodo del Volume di Invaso

E' possibile tracciare il diagramma delle portate $Q=f(t)$ in due distinte fasi:

a. riempimento della rete:

la costruzione si effettua per punti su un piano cartesiano t,Q secondo la legge : $q = p \left(1 - e^{-\frac{Qt}{V}} \right)$ [1]

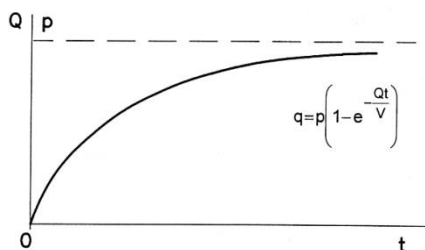


Figura a

la portata defluente dalla sezione finale cresce con il tempo sotto l'afflusso costante p :

$$\text{per } t \rightarrow 0 \quad q \rightarrow 0 \quad \text{per } t \rightarrow \infty \quad q \rightarrow p$$

b. svuotamento della rete:

è regolato dall'equazione : $q = q_1 e^{-\frac{Q}{V}(t-\tau)}$ [2]

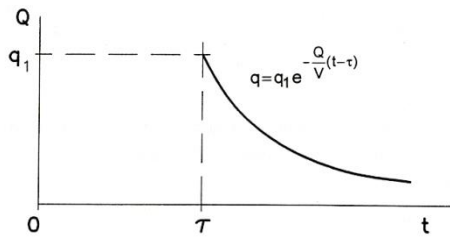


Figura b

Al tempo τ cessa la pioggia ; la portata decresce .

$$\text{per } t = \tau \quad q = q_1 \quad \text{per } t \rightarrow \infty \quad q \rightarrow 0$$

La sovrapposizione delle due fasi realizza l'idrogramma . Durante la pioggia ($0 \leq t \leq \tau$) il volume affluito alla rete è rappresentato dall'area OABC; il volume defluito attraverso la sezione terminale durante lo stesso intervallo di tempo dall'area OB'C; il volume defluito attraverso la sezione dopo la fine della pioggia è definita dall'area racchiusa dalla verticale CB', l'asse delle ascisse e la curva decrescente $q(t)$ ed è pari a quello rappresentato dall'area OABB'.(Figura c)

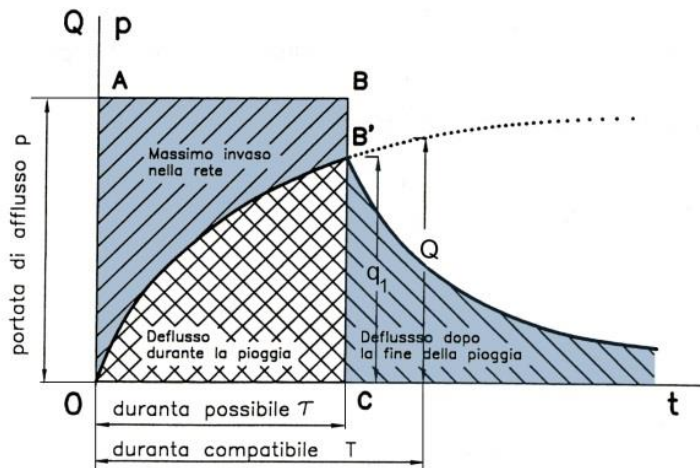


Figura c

Dall'Esempio n.9 : il bacino scolante di 2.640 ha di superficie a seguito di una legge di pioggia $h = 49,1 \cdot t^{0,301}$ [mm], correlata ad un tempo di ritorno $T_r=100$ anni, genera una portata di 21,04 m^3/s .

Per la pendenza di fondo $i=0,00015$ e scabrezza Strickler $k=30$ è stata definita una sezione trapezia (Figura d) .Dalla scala di deflusso, posta nella forma $q = \mu \omega^m$, si rilevano i valori di $\mu = 0,0753$ ed $m = 1,552$.

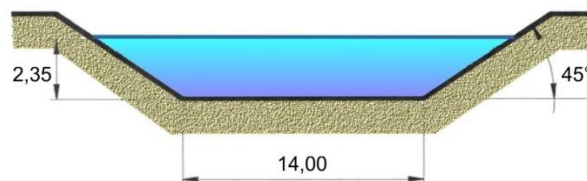


Figura d

In questa condizione si costruisce il diagramma $Q=f(t)$ delle portate defluite a seguito di una pioggia di durata $t_p \approx 8$ ore (Tabella 1).

Pertanto la massima altezza di pioggia $h = 49,1 \cdot 8^{0,301} = 91,8$ mm, la portata affluente $p = \varphi I A = 0,25 \cdot \frac{91,8}{8} \cdot 2640 \cdot \frac{10}{3600} \cong 21,04 \text{ m}^3/\text{s}$ ed il Volume massimo invasabile dalla rete $V = V_1 + V_2 + V_3 = 348.034 \text{ m}^3$

Tabella 1

A	2640	Ha
φ	0,25	
a	49,1	mm
n	0,301	
t_p	8	ore
m	1,552	m
h	91,8	mm
V_i	348034	m^3
Q_t	21,04	m^3/s
Q_i/V_i	0,00060	
p	21,04	m^3/s

t ore	t secondi	p m^3/s	$-(Q/V)*t$	e^{\dots}	qi m^3/s
0	0	0	0,000	1,000	0,00
1	3600	21,04	-0,218	-0,804	4,12
2	7200	21,04	-0,435	-0,647	7,43
3	10800	21,04	-0,653	-0,521	10,09
4	14400	21,04	-0,871	-0,419	12,23
5	18000	21,04	-1,088	-0,337	13,95
6	21600	21,04	-1,306	-0,271	15,34
7	25200	21,04	-1,523	-0,218	16,45
8	28800	21,04	-1,741	-0,175	17,35
9	32400	21,04	-1,959	-0,141	18,07
10	36000	21,04	-2,176	-0,113	18,65
11	39600	21,04	-2,394	-0,091	19,12
12	43200	21,04	-2,612	-0,073	19,50
13	46800	21,04	-2,829	-0,059	19,80
14	50400	21,04	-3,047	-0,048	20,04
15	54000	21,04	-3,265	-0,038	20,24
16	57600	21,04	-3,482	-0,031	20,39
17	61200	21,04	-3,700	-0,025	20,52
18	64800	21,04	-3,917	-0,020	20,62
19	68400	21,04	-4,135	-0,016	20,70
20	72000	21,04	-4,353	-0,013	20,77
21	75600	21,04	-4,570	-0,010	20,82
22	79200	21,04	-4,788	-0,008	20,87
23	82800	21,04	-5,006	-0,007	20,90
24	86400	21,04	-5,223	-0,005	20,93

$$q = p \left(1 - e^{-\frac{qt}{V}} \right)$$

$$q = qe^{-\frac{Q}{V}(t-\tau)}$$

$-(Q/V)*(t-\tau)$	e^{\dots}	qi m^3/s
-0,218	0,804	13,96
-0,435	0,647	11,70
-0,653	0,521	9,71
-0,871	0,419	8,01
-1,088	0,337	6,57
-1,306	0,271	5,36
-1,523	0,218	4,37
-1,741	0,175	3,55
-1,959	0,141	2,88
-2,176	0,113	2,33
-2,394	0,091	1,88
-2,612	0,073	1,52
-2,829	0,059	1,23
-3,047	0,048	0,99
-3,265	0,038	0,80
-3,482	0,031	0,64

