

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 2303A

ANNO: 2018

A P P U N T I

STUDENTE: Cavallo Federico

MATERIA: Idrologia Operativa - Esercitazioni - Prof. Vezza

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente
e il Territorio
a.a. 2016/2017

Corso di Idrologia Operativa

Esercitazioni



Docente:
Prof. Paolo Vezza

Matteo Pinna
251514
Federico Cavallo
245415

Sommario

Esercitazione 1: Determinazione di massima dell'altezza dei rilevati arginali in una generica sezione di un corso d'acqua.....	3
1. Diagrammare la serie storica di dati disponibili per identificare eventuali non-stazionarietà.....	4
2. Stimare i parametri delle distribuzioni esponenziale, logaritmica, di Gumbel e GEV con il metodo dei momenti ed il metodo degli L-momenti:	5
Distribuzione esponenziale	6
Distribuzione lognormale.....	7
Distribuzione di Gumbel.....	8
Distribuzione GEV	9
3. Sottoporre le quattro distribuzioni ai test di adattamento di Pearson e di Anderson-Darling con livello di significatività del 5 %.	10
Test di Pearson	10
Test di Anderson-Darling.....	13
4. In base alle risultanze dei precedenti punti, stimare il valore della portata di progetto corrispondente al tempo di ritorno $T = 100$ anni, e determinare la corrispondente altezza dei rilevati arginali	16
Esercitazione 2: Costruzione di una curva di possibilità pluviometrica, verifica e dimensionamento di una condotta di raccolta delle acque di pioggia.....	17
Costruzione della curva di possibilità pluviometrica.....	19
1. Calcolo della probabilità di crisi del sistema di drenaggio	21
2. Calcolo della dimensione della condotta di adatta ad evacuare le precipitazioni con tempo di ritorno di 10 anni.....	21
Esercitazione 3: Determinazione degli ietogrammi di progetto e del pluviogramma netto	22
Determinazione degli ietogrammi di progetto	22
Stima del tempo di corrvazione	24
Determinazione del pluviogramma netto	24
Esercitazione 4: determinazione della funzione di risposta e dell'idrogramma di progetto.....	29
Determinazione della funzione di risposta.....	29
Determinazione dell'idrogramma di progetto	31
Esercitazione 5: valutazione della fattibilità di un impianto idroelettrico ad acqua fluente	34
Realizzazione delle CDP dal 2003 al 2016 a Gaiola	36
Calcolo della CDP tramite la distribuzione di Burr	38
Costruzione CDP per la Stura a Argentera e calcolo del DMV	42
Dimensionamento di massima di un impianto idroelettrico	47

1. Diagrammare la serie storica di dati disponibili per identificare eventuali non-stazionarietà

Per diagrammare la serie storica dei dati è sufficiente creare un diagramma portate-tempo (Figura 1.1) con i valori riportati nel file dorabaltea_tavagnasco.txt.

Dal grafico si nota che sono assenti alcuni punti, in quanto mancano le misure di alcuni anni. E' importante in questo caso non considerare una portata nulla per quei determinati anni, ma è necessario non rappresentare il dato mancante sul grafico.

Nel diagramma è anche rappresentata la linea di tendenza dei parametri.

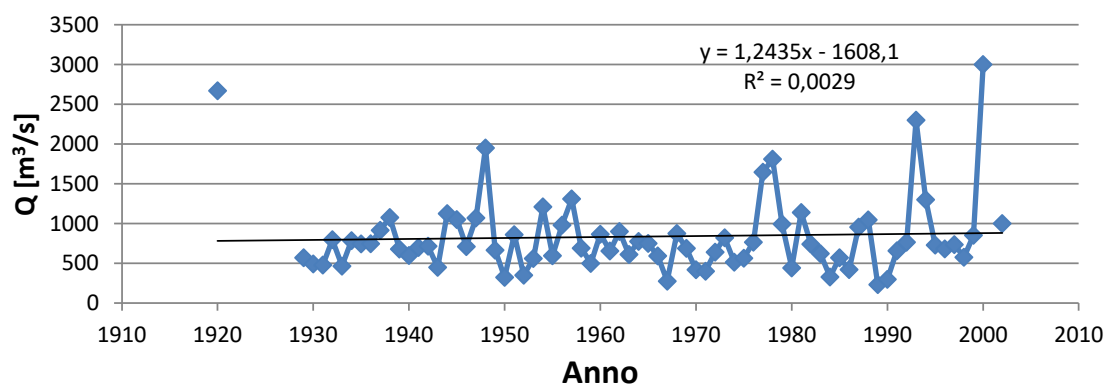


Figura 1.1

Per individuare le non stazionarietà bisogna eliminare dal grafico i punti che rappresentano dei massimi o dei minimi, ovvero i punti che si distanziano di molto dalla linea di tendenza e vedere come si modifica la nuova linea di tendenza.

In Figura 1.2 è rappresentato un nuovo diagramma portate-anni, dove sono state tolte le misure relative agli anni 1920 e 2000.

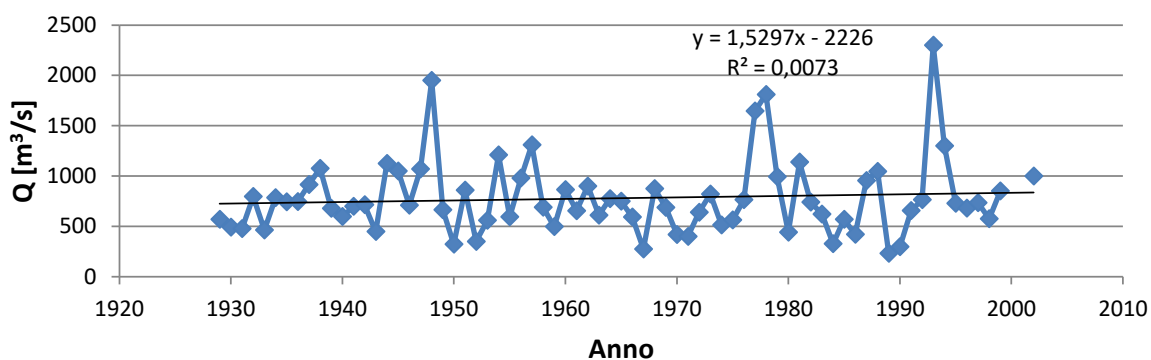


Figura 1.2

Distribuzione esponenziale*Momenti*

$$\mu = \theta$$

$$\sigma^2 = \theta^2$$

$$\gamma = 2$$

$$k = 6$$

L Momenti

$$L_1 = \theta$$

$$L_2 = \theta/2$$

$$\tau_3 = 1/3$$

$$\tau_4 = 1/6$$

Parametri(M)

$$\hat{\theta} = \bar{x}$$

Parametri(L_M)

$$\hat{\theta} = l_1$$

Tabella 1.2

Esponenziale			
Momenti		L - Momenti	
μ =	835	L1=	835
σ² =	696796	L2=	417
γ =	2	τ3=	0.333333
k =	6	τ4=	0.166667
Parametri (M)		Parametri (LM)	
θ=	835	θ=	835

$$P(x) = 1 - e^{-\frac{x}{\theta}}$$

$$p(x) = \frac{1}{\theta} e^{-\frac{x}{\theta}}$$

Distribuzione di Gumbel*Momenti*

$$\mu = \theta_1 + 0.5772\theta_2$$

$$\sigma^2 = \pi^2(\theta_2^2/6)$$

$$\gamma = 1.1396$$

$$\kappa = 5 + 2/5$$

L Momenti

$$L_1 = \theta_1 + 0.5772\theta_2$$

$$L_2 = \theta_2 \ln 2$$

$$\tau_3 = 0.1699$$

$$\tau_4 = 0.1504$$

Parametri(M)

$$\hat{\theta}_1 = \bar{x} - 0,5772s(\sqrt{6}/\pi)$$

$$\hat{\theta}_2 = s(\sqrt{6}/\pi)$$

Parametri(L_M)

$$\hat{\theta}_1 = l_1 - 0.5772\theta_2$$

$$\hat{\theta}_2 = l_2/\ln 2$$

Tabella 1.4

Gumbel			
Momenti		L - Momenti	
μ =	835	L1=	835
σ² =	249851	L2=	236
γ=	1.1396	τ3=	0.1699
k=	5.4	τ4=	0.1504
Parametri (M)		Parametri (LM)	
θ1	610	θ1	638.4398
θ2	389.7323	θ2	340.096

$$P(x) = e^{-e^{-\frac{x-\theta_1}{\theta_2}}}$$

$$p(x) = \frac{1}{\theta_2} e^{-\frac{x-\theta_1}{\theta_2}} e^{-e^{-\frac{x-\theta_1}{\theta_2}}}$$

3. Sottoporre le quattro distribuzioni ai test di adattamento di Pearson e di Anderson-Darling con livello di significatività del 5 %.

Test di Pearson

Il test di Pearson richiede che il campo di esistenza delle variabili x (in questo caso le portate ordinate in modo crescente), venga suddiviso in k intervalli che si escludono a vicenda. Il numero di classi equiprobabili k si può ricavare dalla seguente relazione (1.6):

$$k = 2 * n^{0.4} \quad (1.6)$$

dove n è il numero delle misure di portata effettuate.

Si è ricavato un numero di classi k pari a 11.

Successivamente per ogni classe e per ogni distribuzione si ricava il quantile $x(F)$, il quale è necessario per poter identificare il numero n_i di misure di portata che si trovano al di sotto di quel determinato valore di quantile. Le formule per i quantili $x(F)$ per ogni distribuzione sono riportate al di sotto delle tabelle con i risultati finali (Tabella da 1.6 a 1.9).

Quindi ad ogni classe è associato un determinato numero di misure n_i , le quali si trovano comprese tra i valori di quantile della classe successiva e precedente a quella considerata (numero di dati dell' i -esima classe).

Il passo successivo è quello di calcolare il χ^2 , sempre per ogni classe e per ogni distribuzione, grazie alla formula (1.7):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - np_i)^2}{np_i} \quad (1.7)$$

dove: n_i : numero di dati dell' i -esima classe;

n : dimensione del campione, pari a 74;

k : numero di classi;

p_i : probabilità di essere nella classe i -esima se l'ipotesi H_0 è valida e coincide a i/k .

Trovato il valore del χ^2 totale, dato dalla somma dei χ^2 calcolati per ogni classe, è necessario calcolare i valori di $\chi^2_{\text{superiore}}$ e $\chi^2_{\text{inferiore}}$ grazie alle seguenti relazioni (1.8).

$$\begin{aligned} x_{i\text{sup}} &= F_X^{-1}\left(\frac{i}{k}\right) \\ x_{i\text{inf}} &= F_X^{-1}\left(\frac{i-1}{k}\right) \end{aligned} \quad (1.8)$$

Esercitazione di Idrologia Operativa

Federico Cavallo

Tabella 1.8. Test di Pearson per distribuzione Log-Normale

Tabella 1.9. Test di Pearson per distribuzione GEV

Log-Normale					GEV				
Momenti					Momenti				
classi	Prob. F	Quantili	ni	X ²	classi	Prob. F	Quantili	ni	X ²
1	0.091	341.996	5.000	0.443	1	0.091	344.145	5.000	0.443
2	0.182	433.121	4.000	1.106	2	0.182	442.444	5.000	0.443
3	0.273	512.464	6.000	0.079	3	0.273	523.921	6.000	0.079
4	0.364	590.429	6.000	0.079	4	0.364	601.627	8.000	0.241
5	0.455	672.296	9.000	0.768	5	0.455	681.591	8.000	0.241
6	0.545	762.892	13.000	5.849	6	0.545	768.868	13.000	5.849
7	0.636	868.672	9.000	0.768	7	0.636	869.900	7.000	0.011
8	0.727	1000.829	7.000	0.011	8	0.727	995.687	6.000	0.079
9	0.818	1184.170	6.000	0.079	9	0.818	1170.706	7.000	0.011
10	0.909	1499.691	3.000	2.065	10	0.909	1476.294	3.000	2.065
11	1.000	3000.000	6.000	0.079	11	1.000	3000.000	6.000	0.079
			X ²	11.324				X ²	9.541
			X ² inf	15.507				X ² inf	14.067
			X ² sup	18.307				X ² sup	18.307
L-Momenti					L-Momenti				
classi	Prob. F	Quantili	ni	X ²	classi	Prob. F	Quantili	ni	X ²
1	0.091	369.957	6.000	0.079	1	0.091	408.011	7.000	0.011
2	0.182	460.195	5.000	0.443	2	0.182	479.514	6.000	0.079
3	0.273	537.579	5.000	0.443	3	0.273	541.111	3.000	2.065
4	0.364	612.734	9.000	0.768	4	0.364	601.823	8.000	0.241
5	0.455	690.841	9.000	0.768	5	0.455	666.300	6.000	0.079
6	0.545	776.440	12.000	4.133	6	0.545	738.986	9.000	0.768
7	0.636	875.415	7.000	0.011	7	0.636	826.138	10.000	1.592
8	0.727	997.799	5.000	0.443	8	0.727	939.149	6.000	0.079
9	0.818	1165.586	7.000	0.011	9	0.818	1104.691	8.000	0.241
10	0.909	1449.888	3.000	2.065	10	0.909	1416.810	5.000	0.443
11	1.000	3000.000	6.000	0.079	11	1.000	3000.000	6.000	0.079
			X ²	9.243				X ²	5.676
			X ² inf	15.507				X ² inf	12.592
			X ² sup	18.307				X ² sup	18.307

$$x(F) = \exp [\theta_1 + \theta_2 \Phi^{-1}(F)] \quad \theta_2 > 0 \quad x(F) = \begin{cases} \theta_1 + \theta_2 [1 - (-\ln F)^{\theta_3}] / \theta_3, & \theta_3 \neq 0 \\ \theta_1 - \theta_2 \ln(-\ln F), & \theta_3 = 0 \end{cases}$$

Tabella 1.11. Test di Anderson-Darling per distribuzione esponenziale

Esponenziale					Esponenziale				
Momenti			L- Momenti		Momenti			L- Momenti	
i	P(x)	A ²	P(x)	A ²	i	P(x)	A ²	P(x)	A ²
1	0.243	-42.272	0.001	-6.904	41	0.590	-102.472	0.048	-249.370
2	0.281	-51.581	0.002	-18.453	42	0.591	-101.763	0.049	-253.475
3	0.300	-57.067	0.004	-28.665	43	0.593	-101.049	0.050	-257.529
4	0.321	-62.516	0.005	-38.078	44	0.600	-100.336	0.051	-261.534
5	0.325	-64.735	0.006	-46.919	45	0.600	-99.525	0.052	-265.490
6	0.342	-69.230	0.007	-55.313	46	0.605	-98.677	0.054	-269.399
7	0.381	-77.245	0.008	-63.342	47	0.610	-97.763	0.055	-273.261
8	0.395	-80.706	0.010	-71.062	48	0.615	-96.770	0.056	-277.079
9	0.396	-81.813	0.011	-78.512	49	0.626	-95.593	0.057	-280.851
10	0.411	-85.195	0.012	-85.725	50	0.640	-94.250	0.058	-284.580
11	0.416	-86.729	0.013	-92.726	51	0.643	-93.011	0.059	-288.266
12	0.426	-89.086	0.014	-99.533	52	0.645	-91.763	0.060	-291.910
13	0.436	-91.189	0.015	-106.164	53	0.649	-90.396	0.062	-295.513
14	0.445	-93.158	0.017	-112.633	54	0.660	-88.700	0.063	-299.076
15	0.449	-94.195	0.018	-118.952	55	0.666	-87.080	0.064	-302.598
16	0.460	-96.132	0.019	-125.130	56	0.681	-84.898	0.065	-306.081
17	0.489	-100.775	0.020	-131.177	57	0.691	-82.877	0.066	-309.526
18	0.491	-101.232	0.021	-137.100	58	0.696	-80.990	0.067	-312.933
19	0.495	-101.827	0.023	-142.906	59	0.698	-79.170	0.068	-316.303
20	0.495	-101.869	0.024	-148.602	60	0.714	-76.364	0.069	-319.636
21	0.498	-102.381	0.025	-154.193	61	0.716	-74.429	0.070	-322.934
22	0.509	-103.668	0.026	-159.684	62	0.722	-72.030	0.072	-326.195
23	0.510	-103.742	0.027	-165.080	63	0.724	-69.939	0.073	-329.422
24	0.511	-103.866	0.028	-170.384	64	0.740	-66.514	0.074	-332.614
25	0.519	-104.598	0.030	-175.601	65	0.744	-63.988	0.075	-335.772
26	0.525	-105.108	0.031	-180.734	66	0.765	-59.679	0.076	-338.897
27	0.535	-105.942	0.032	-185.786	67	0.789	-54.828	0.077	-341.989
28	0.544	-106.486	0.033	-190.760	68	0.792	-51.914	0.078	-345.049
29	0.545	-106.239	0.034	-195.659	69	0.861	-42.225	0.079	-348.076
30	0.549	-106.264	0.035	-200.485	70	0.886	-36.397	0.080	-351.072
31	0.557	-106.501	0.036	-205.241	71	0.903	-30.694	0.082	-354.036
32	0.558	-106.130	0.038	-209.930	72	0.936	-23.172	0.083	-356.970
33	0.561	-105.933	0.039	-214.552	73	0.959	-15.639	0.084	-359.873
34	0.562	-105.508	0.040	-219.110	74	0.973	-7.692	0.085	-362.746
35	0.567	-105.284	0.041	-223.606		A ² =	10.319	A ² =	145.759
36	0.573	-105.053	0.042	-228.042		ξ p	0.169	ξ p	0.169
37	0.575	-104.591	0.043	-232.419		β p	0.229	β p	0.229
38	0.582	-104.292	0.045	-236.739		η p	1.141	η p	1.141
39	0.585	-103.743	0.046	-241.003		ω	17.684	ω	601.762
40	0.588	-103.149	0.047	-245.213		ω lim	0.461	ω lim	0.461

4. In base alle risultanze dei precedenti punti, stimare il valore della portata di progetto corrispondente al tempo di ritorno $T = 100$ anni, e determinare la corrispondente altezza dei rilevati arginali

Dal momento che l'unica distribuzione che supera sia il test di adattamento di Anderson-Darling che quello di Pearson è la distribuzione GEV con gli L-Momenti, si utilizza questa relazione per il calcolo dell'altezza dell'argine.

Dato un tempo di ritorno $T=100$ anni, si calcola la probabilità $P(x)$ grazie alla seguente relazione (1.10):

$$P(x) = 1 - 1/T \quad (1.10)$$

Ottenendo $P(x)$ pari a 0.99.

Si procede quindi al calcolo della portata limite Q_{lim} utilizzando la relazione per il calcolo dei quantili ($x(F) = Q_{lim}$) della distribuzione GEV esposta al punto 3, ponendo pari ad F la $P(x)$ appena calcolata.

Si ottiene una Q_{lim} pari a 2821,85 m³/s.

Il valore appena trovato si sostituisce nella (1.1) e si risolve l'equazione nella incognita h , che rappresenta l'altezza dell'argine.

Si ottiene un valore dell'altezza dell'argine pari a **5.17 metri**.

dove:

$$K_T = 1 - C.V. \left[\gamma_E \frac{\sqrt{6}}{\pi} + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \ln[-\ln[1 - 1/T]] \right] \quad (2.2)$$

- La portata uscente dal parcheggio corrispondente ad un prefissato tempo di ritorno può essere determinata tramite la formula razionale (2.3), assumendo la durata critica pari al tempo di corrivazione del bacino. Per il calcolo del tempo di corrivazione, la velocità di percorrenza dell'acqua di precipitazione sulle superfici asfaltate può essere assunta pari a 2 cm/s, mentre la velocità dell'acqua nelle canalette di scolo è di circa 10 cm/s;

$$Q_{\max} = \frac{A * i_T(d)}{3,6} \quad (2.3)$$

Dove A corrisponde alla superficie asfaltata in km².

- La condotta di scarico ha pendenza $j = 1\%$, e coefficiente di scabrezza di Strickler $k_s = 65 \text{ m}^{0.33}/\text{s}$. la portata massima evacuabile può essere determinata tramite l'equazione (2.4):

$$Q_{\text{out}}(y) = \frac{1}{2} * k_s * y^{2.66} * \sqrt{j} \quad (2.4)$$

Dove y è la lunghezza del lato della sezione quadrata della condotta.

Determinare:

1. La probabilità di crisi del sistema di drenaggio, ossia la probabilità che in un dato anno si determini una situazione di inadeguatezza della condotta esistente (a sezione quadrata con lato di 30 cm) ad evacuare completamente le precipitazioni.
2. La dimensione della condotta di scarico (sempre considerata a sezione quadrata) adatta ad evacuare le precipitazioni con tempo di ritorno di 10 anni.

Si calcola il tasso di crescita K_T dalla (2.2), posto C.V. come la media dei C.V. calcolati per le diverse ore di precipitazione (CV medio = 0.35), γ_E pari a 0.5722 e il tempo di ritorno T pari a 10 anni.

Si sostituisce quindi il valore appena calcolato nella (2.1), facendo variare la durata d tra 1 ora e 20 ore, ricavando i valori di intensità riportati nella Tabella 2.2.

Tabella 2.2

i (mm)	d (h)
44.7	1.0
26.4	2.0
19.4	3.0
15.6	4.0
13.1	5.0
11.4	6.0
10.2	7.0
9.2	8.0
8.41	9.0
7.76	10.0
7.22	11.0
6.76	12.0
6.36	13.0
6.01	14.0
5.7	15.0
5.43	16.0
5.18	17.0
4.96	18.0
4.76	19.0
4.58	20.0

Questi valori inseriti in un diagramma durata-intensità, formano la curva di possibilità pluviometrica (CPP) o anche ietogramma Chicago per un tempo di ritorno di 10 anni (Figura 2.3).

CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA

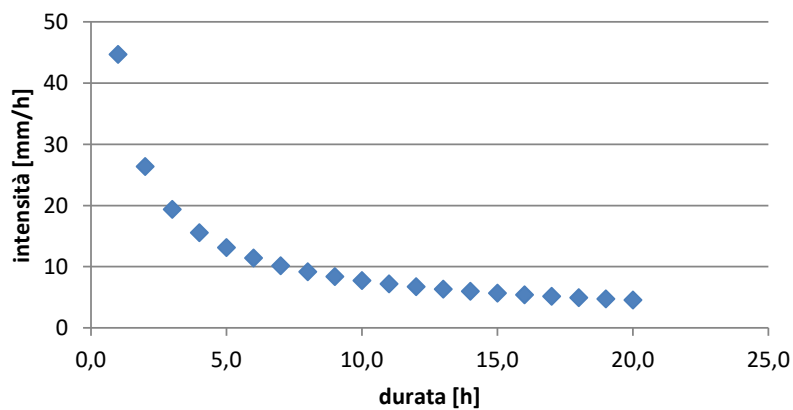


Figura 2.3

Esercitazione 3: Determinazione degli ietogrammi di progetto e del pluviogramma netto

Determinazione degli ietogrammi di progetto

Con riferimento alla curva di probabilità pluviometrica (CPP) determinata con il metodo della precipitazione indice per la stazione di Torino nell'esercitazione 2, si determinino gli ietogrammi di progetto rettangolare di durata pari al tempo di corrivazione e "Chicago con picco centrale" con tempo di ritorno $T=100$ anni. Si stimi il tempo di corrivazione del bacino con la formula di Giandotti (3.1) ed almeno altre tre equazioni empiriche reperite in rete. Si utilizzi un intervallo di campionamento Δt pari ad 1 ora, ed un tempo base pari a 24 ore per lo ietogramma Chicago.

Svolgimento:

E' necessario costruire uno ietogramma che sia interamente consistente con la curva di possibilità pluviometrica. La curva ottenuta per lo ietogramma dovrà quindi avere la proprietà che, per ogni durata d , il volume massimo sotteso sia pari alla relativa ordinata h_d della CPP.

Nel caso di un picco posto alla distanza τ_p pari a 13 ore dall'inizio dell'evento di pioggia, si utilizzano le formule (3.2) e (3.3) per il calcolo dell'intensità della precipitazione:

$$i(t) = K_T * n * a * \left(\frac{\tau_p - t}{r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t < \tau_p \quad (3.2)$$

$$i(t) = K_T * n * a * \left(\frac{t - \tau_p}{1-r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t > \tau_p \quad (3.3)$$

mentre per la tredicesima ora si utilizza la seguente equazione (3.4):

$$i(t) = K_T * a * d^{n-1} \quad (3.4)$$

dove a ed n sono i parametri ricavati nell'esercitazione precedente grazie alla (2.6), K_T viene ricavata sempre dalla precedente esercitazione grazie alla (2.2) (valori riportati in Tabella 3.1), d varia tra 1 ora e 24 ore e r si ricava grazie alla (3.5), con t_p pari a 24 ore.

$$r = \frac{\tau_p}{t_p} \quad (3.5)$$

Tabella 3.1

n	0.2395
a	30.72879
CV	0.34881
Kt	2.0941

Stima del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione è stato ricavato utilizzando la formula di Giandotti riportata di seguito:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}} \quad (3.1)$$

dove A è l'area del bacino, H è la quota del punto considerato ed L è la distanza da questo punto alla sezione di chiusura.

Oltre alla formula di Giandotti, sono state utilizzate altre formule per il calcolo del tempo di corrivazione, i cui risultati sono riportati di seguito (i tempi sono espressi in ore):

Tempo di corrivazione Giandotti	5.47532924
Tempo di corrivazione Quignones	10.46221945
Tempo di corrivazione Pezzoli	12.91624106
Tempo di corrivazione Ventura	12.511916
Tempo di corrivazione Pasini	14.09496797

Determinazione del pluviogramma netto

Con riferimento ai due ietogrammi ottenuti, si determinino i corrispondenti ietogrammi di precipitazione netta (pluviogrammi netti) utilizzando il metodo del Curve Number. Per la stima del CN si considerino le Tabelle 3.3 e 3.4. Si consideri che nel bacino idrografico in esame il 43.9% dell'area è coperta da boschi, il 29.4% da pascoli, il 26.7% da superfici non vegetate (spazi aperti); i suoli possono essere considerati sottili e con scarso contenuto in sabbia, eccetto che nelle zone non vegetate, dove affiora il substrato roccioso. Si consideri ancora che, dato l'elevato valore del tempo di ritorno considerato, conviene fare riferimento ad una classe AMC III (suolo umido).

Rappresentare graficamente i due pluviogrammi netti ottenuti.

Svolgimento:

Il metodo proposto dal Soil Conservation Service (1972), noto con il termine inglese di *Curve Number*, considera la seguente equazione di continuità ai fini del bilancio idrologico:

$$P_{netta} = P - S'$$

in cui P_{netta} è la precipitazione netta cumulata all'istante t , P è la precipitazione totale cumulata allo stesso tempo ed S' è il volume specifico di acqua complessivamente perduto.

Tabella 3.3

<i>Tipo idrologico di suolo</i>	<i>Descrizione</i>
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e coloidi, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Nel caso in esame si ha un suolo della categoria C per quanto riguarda le aree coperte da boschi e da pascoli, mentre il suolo risulta essere della categoria D per le aree verdi.

Nella Tabella 3.4 sono riportati i valori del CN II per ogni tipologia di suolo.

Tabella 3.4

<i>Valori del parametro CN (adimensionale)</i>	<i>← Tipo idrologico Suolo →</i>			
<i>↓ Tipologia di Uso del Territorio</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m ² (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m ² (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500÷2000 m ² (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m ² (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m ² (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Tabella 3.6

d (h)	P netta cumulata	P netta (mm)
1	3.53	3.53
2	15.08	11.55
3	29.47	14.40
4	45.10	15.63
5	61.38	16.27
6	78.03	16.65

Pluviogramma netto Chicago

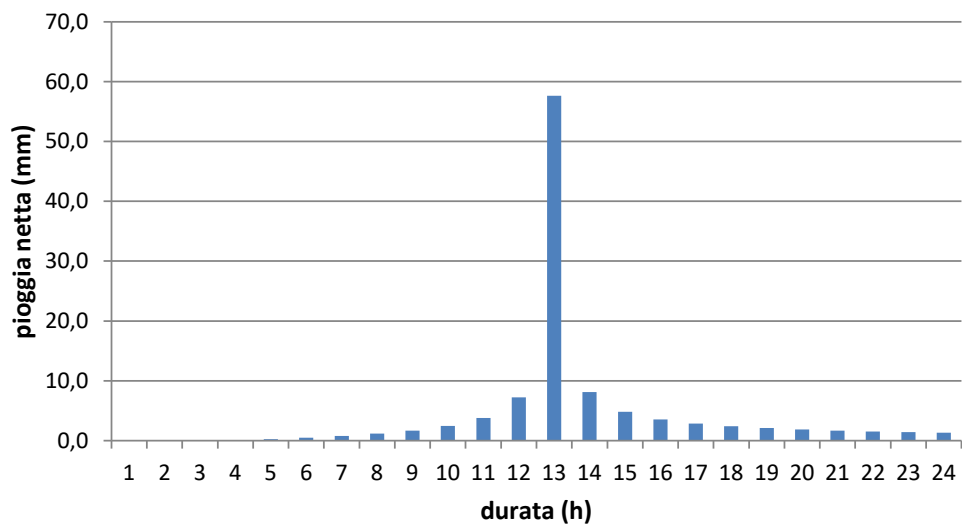


Figura 3.3

Pluviogramma netto rettangolare

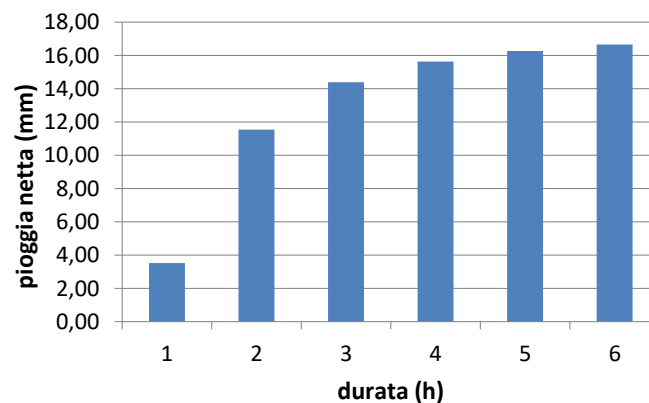


Figura 3.4

Fissato l'intervallo di campionamento della curva ipsografica Δt pari ad un ora, dal momento che nelle precedenti esercitazioni si era trovato un tempo di corrivazione pari a 5,47 ore, si considerano 6 sotto intervalli per il campionamento della curva ipsografica.

Ogni sotto intervallo avrà pari ampiezza, data dalla differenza tra la quota massima e la quota minima divisa per i 6 sotto intervalli, ottenendo un Δz pari a 469,8 m.

Per ogni sotto intervallo è necessario calcolare l'area racchiusa tra gli estremi dell'intervallo. Per ottenere questo risultato si calcola la retta che interpola i due estremi del singolo sotto intervallo, in modo da poter ottenere il coefficiente angolare m e l'intercetta c , grazie ai quali è possibile ottenere l'area A_s semplicemente ricavando la y (A_s) dall'equazione della retta:

$$A_s = m \cdot z + c$$

I risultati sono riportati nella Tabella 4.2.

Tabella 4.2

quota z	A_s	m	c
3234	0		
2764	13.859	-0.029498476	95.3981
2294	124.44	-0.2941875	799.406
1825	273.69	-0.321801552	860.819
1355	412.43	-0.292017103	808.011
885	520.98	-0.218792714	714.577
415	580.53		

Per ottenere la funzione di risposta si utilizza la seguente formula (4.1):

$$u(t_i) = \frac{A_i - A_{i-1}}{\Delta t} \quad (4.1)$$

ottenendo i risultati riportati di seguito (Tabella 4.3), i quali si utilizzano per ricavare il relativo grafico (Figura 4.2).

Tabella 4.3

t	u (km ² /h)
1	13.85936712
2	110.5819454
3	149.2509076
4	138.7332679
5	108.5564285
6	59.54808354

Tabella 4.4

idrograma Chicago		u (km ² /h)						Q tot
P ist netta (mm)	t	13.86	110.58	149.25	138.73	108.56	59.55	
0.00	1	0						0
0.00	2	0	0					0
0.00	3	0	0	0				0
0.00	4	0	0	0	0			0
0.23	5	3.153479859	0	0	0	0		0.8759666
0.50	6	6.865220264	25.1612	0	0	0	0	8.8962204
0.81	7	11.17033778	54.7766	33.9596842	0	0	0	27.751848
1.19	8	16.46798751	89.1266	73.9312514	31.5665616	0	0	58.636766
1.70	9	23.51150476	131.396	120.29287	68.7213517	24.7	0	102.39494
2.45	10	33.96052031	187.595	177.343024	111.81589	53.77	13.54922	160.56582
3.79	11	52.46918809	270.966	253.194348	164.845747	87.49	29.49707	238.46295
7.22	12	100.1106339	418.644	365.719331	235.351864	129	47.99441	360.22487
57.62	13	798.6394811	798.769	565.038351	339.947266	184.2	70.75627	765.91914
8.11	14	112.351173	6372.23	1078.08696	525.22037	266	101.0194	2348.587
4.81	15	66.64381942	896.434	8600.51302	1002.11469	411	145.9146	3089.6101
3.54	16	49.09489831	531.742	1209.90478	7994.439	784.1	225.4388	2998.5436
2.85	17	39.52369911	391.721	717.684324	1124.64337	6256	430.1348	2488.6723
2.41	18	33.40425495	315.354	528.700774	667.109455	880	3431.43	1626.6703
2.10	19	29.11436799	266.528	425.628956	491.443485	522	482.7275	615.95666
1.87	20	25.91992502	232.299	359.728934	395.635088	384.5	286.3415	467.90863
1.69	21	23.4373918	206.811	313.531333	334.379009	309.6	210.9409	388.52161
1.55	22	21.44567428	187.004	279.130519	291.43693	261.6	169.8173	336.24445
1.43	23	19.80780922	171.112	252.396229	259.460325	228	143.5245	298.42927
1.33	24	18.43414739	158.044	230.947512	234.609988	203	125.0926	269.48648
	25		147.083	213.309416	214.672752	183.6	111.3674	241.66983
	26			198.516513	198.277604	168	100.701	184.85358
	27				184.527149	155.1	92.14337	119.94983
	28					144.4	85.10613	63.748748
	29						79.20406	22.001128

Idrogramma di progetto - Chicago

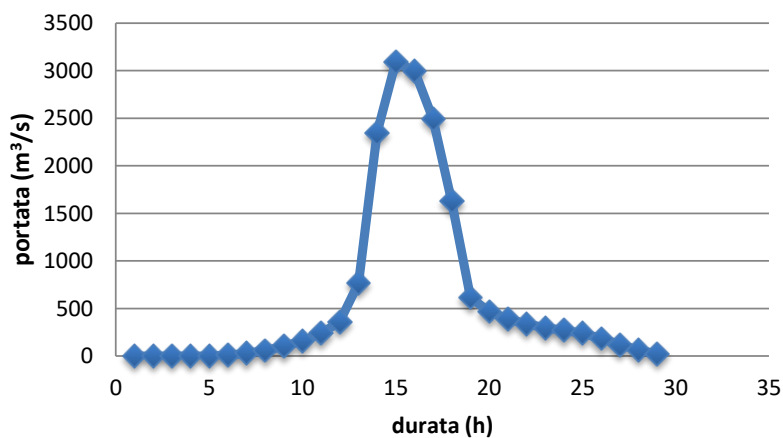
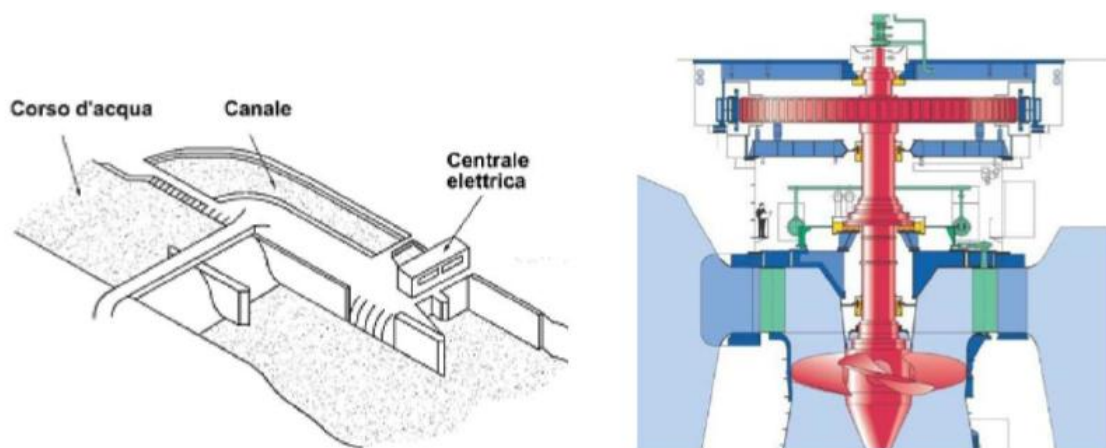


Figura 4.3

Esercitazione 5: valutazione della fattibilità di un impianto idroelettrico ad acqua fluente

Si vuole valutare la fattibilità e l'impatto di un impianto idroelettrico ad acqua fluente che operi sulla Stura di Demonte nel Comune di Argentera. A tal fine occorre quantificare la risorsa disponibile e la portata minima e massima derivabile.



Utilizzando i dati di deflusso giornaliero della stazione idrometrica di Gaiola, reperibili nel file (*GAIOLA STURA DI DEMONTE_giornalieri_2003_2016.txt*, in m³/s), si traccino le curve di durata delle portate giornaliere (CDP) per ogni anno disponibile. Sullo stesso grafico, ma con tratto più marcato, si tracci anche la curva di durata media e la curva di durata globale utilizzando tutta la serie di dati.

Utilizzando i quantili Q10, Q91, Q182, Q274, Q355 si stimi la CDP in forma logaritmica

$$\ln Q = \alpha + z\beta \quad (5.1)$$

dove **z** è la variabile ridotta distribuita secondo una N(0,1), e tramite la distribuzione di Burr:

$$Q(P) = a \left(\frac{(1 - P)^{-b} - 1}{b} \right)^{1/c} \quad (5.2)$$

dove **a** è il parametro di scala, **b** e **c** sono i parametri di forma e **P** è la probabilità di non superamento. Utilizzare i descrittori del bacino dello Stura di Demonte a Gaiola (file *Descrittori_Stura_Demonte_Gaiola_Argentera.xls*), per la stima degli L-momenti (L-CA e L-CV), per la distribuzione di Burr sopra riportata. Le griglie per la determinazione dei coefficienti “b” e “c” sono riportate nel file *Griglia_valori_coef_b_c.xls*.

Ripetendo la costruzione della CDP tramite la distribuzione di Burr per il bacino dello Stura di Demonte a Argentera (file *Descrittori_Stura_Demonte_Gaiola_Argentera.xls*), si determini quindi il Deflusso Minimo Vitale (DMV) di base alla sezione di presa, secondo il Regolamento Regionale recante: “Disposizioni per la prima attuazione delle norme in materia di deflusso minimo vitale” del

Realizzazione delle CDP dal 2003 al 2016 a Gaiola

Per la costruzione della curva di durata delle portate (CDP) è necessario ordinare le portate in ordine decrescente per ogni anno. Si ottengono quindi una serie di CDP per ogni anno.

La CDP media si calcola come media delle singole curve annue, mentre la CDP totale si calcola mettendo tutti gli anni insieme. (Figura 5.1).

CURVE DI DURATA A GAIOLA

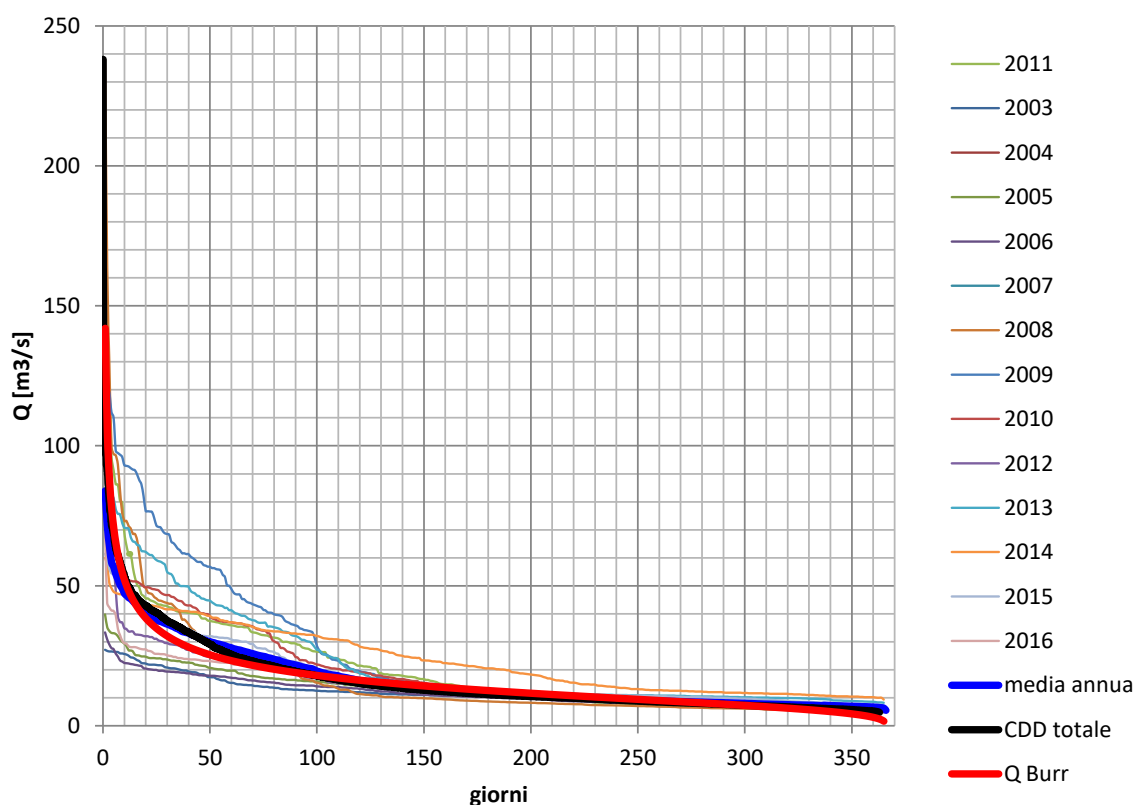


Figura 5.1

La stima in forma logaritmica della CDP viene fatta utilizzando la (5.1).

Facendo riferimento ai quantili delle portate indicate nel testo dell'esercitazione, si calcola la portata riferita ad ogni quantile, ovvero quella portata che verrà superata per un determinato numero di giorni durante l'anno (il quantile Q10 indica che una determinata portata sarà superata per 10 giorni durante un anno).

Le portate appena calcolate devono essere riportate in un diagramma logaritmico, in modo da poterle interpolare linearmente per ottenere l'equazione (5.1), dalla quale è possibile trovare i valori di α (intercetta) e di β (coefficiente angolare). (Tabella 5.1 e Figura 5.2).

Calcolo della CDP tramite la distribuzione di Burr

Per la stima della CDP tramite la distribuzione di Burr per la Stura di Demonte a Gaiola, è necessario prima di tutto stimare i parametri a , b e c della distribuzione, seguendo una serie di operazioni.

La stima si può effettuare grazie ad una serie di metodi: momenti, massima verosimiglianza, regressione e L-momenti. Nel caso in oggetto si sceglie di procedere alla stima con gli L-momenti.

Si utilizzano per questa operazione i descrittori del bacino in esame, riportanti nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2

Descrittori del bacino: Stura di Demonte a Gaiola			
Area_km	558.54	km ²	
quota_media	1818.5	m	
quota_massima	2992	m	
curva_ipso_75per cento	1426	m	
MAP	1100.2623	mm	
IDFa	15.98029	mm/h	
IDFa_std	1.5156	mm/h	
fourier_B1	2.5382	-	
cv_rp	0.29771	-	
clc2_perc	46.0397	%	
clc3_perc	22.7522	%	
c_int	0.01452407		

Il parametro a si ricava grazie alla seguente relazione (5.5):

$$a = \frac{\bar{Q}}{b^{-1/c}} * \frac{\Gamma[1/b]}{\Gamma\left[\frac{1}{b} - \frac{1}{c}\right] * \Gamma\left[1 + \frac{1}{c}\right]} \quad (5.5)$$

dove $\Gamma(x)$ si implementa con il comando in Excel EXP(LN.GAMMA.PRECISA(x)).

La portata media annua \bar{Q} , espressa in m³/s, si calcola con la seguente espressione (5.6):

$$\bar{Q} = \frac{Y * A}{31536} \quad (5.6)$$

Dove Y , espresso in mm, rappresenta il deflusso medio ottenuto riferendosi a condizioni non alterate dagli effetti antropici (regime “naturalizzato”) e calcolato grazie alla (5.7), mentre A è l’area del bacino, espressa in km², ottenuta dai dati della Tabella 5.2.

$$Y = -7.3605 * 10^2 + 1.2527 * MAP + 3.2569 * 10^{-1} * h_m + 5.2674 * \text{fourier}_{B1} - 6.7185 * \text{clc}_2 \quad (5.7)$$

Parametri Climatici

Curva di possibilità pluviometrica

IDFa [mm/h], valore medio a scala di bacino del coefficiente pluviale orario della curva di possibilità pluviometrica nella forma $h = ad^n$.

IDFa_std [mm/h], deviazione standard a scala di bacino del coefficiente pluviale orario della curva di possibilità pluviometrica nella forma $h = ad^n$.

Afflusso medio annuo

MAP [mm], valore medio a scala di bacino dell'afflusso totale annuo.

Coefficiente di intensità

c_int [-], parametro climatico calcolato come il rapporto $c_{int} = \frac{IDFa}{MAP}$

Variabilità climatica

Regime pluviometrico

fourier_{B1} [-], valore medio del coefficiente B_1 della rappresentazione in serie di Fourier del regime pluviometrico $RP(t)$:

$$RP(t) = A_0 + B_1 \cdot X_1(t) + C_1 \cdot Y_1(t) + B_2 \cdot X_2(t) + C_2 \cdot Y_2(t).$$

dove X_1 , X_2 , Y_1 e Y_2 sono le basi armoniche.

Regime pluviometrico

cv_rp [-], coefficiente di variazione del regime pluviometrico medio sul bacino, considerando i 12 valori medi mensili.

Costruzione CDP per la Stura a Argentera e calcolo del DMV

Seguendo fedelmente le operazioni descritte al punto precedente, è possibile costruire la CDP per la Stura ad Argentera utilizzando la distribuzione di Burr (metodi di regionalizzazione).

Rispetto a quanto visto in precedenza, cambiano solo i descrittori del bacino, i quali sono riportati nella Tabella 5.4.

Tabella 5.4

Descrittori del bacino: Stura di Demonte Argentera		
Area_km	78.97	km ²
quota_media	2188.61	m
quota_massima	2897	m
curva_ipso_75per cento	1976	m
MAP	1022.61	mm
IDFa	14.723	mm/h
IDFa_std	0.517	mm/h
fourier_B1	6.322	-
cv_rp	0.2213	-
clc2_perc	22.9581	%
clc3_perc	23.7305	%
c_int	0.01439747	-

Da questi dati e grazie alle formule descritte al punto precedente, si ottengono i seguenti risultati (Tabella 5.5):

Tabella 5.5

L-CV =	0.4332043	si è scelto:	0.43
L-CA =	0.3838369	si è scelto:	0.38
da cui, da tabelle:			
b =	0.6812		
c =	1.921		
e da formula:			
L1 = Qmedio =	2.8467825		
a =	2.2525001		

Inserendo i dati della Tabelle 5.5 nella formula della distribuzione di Burr (5.2) si ottiene la CDP rappresentata in Figura 5.3.

Determinazione del parametro k

Il parametro k esprime la percentuale della portata media annua naturale che deve essere considerata nel calcolo della componente idrologica del deflusso minimo vitale.

I valori del parametro k, variabili tra 0 e 1 estremi esclusi e diversificati per aree omogenee in relazione ai regimi idrologici di magra, in coerenza con gli esiti degli studi finalizzati alla redazione del Piano di tutela delle acque, sono così stabiliti:

Area idrografica	Fattore k
Gesso, Stura di Demonte, Grana Mellea, Maira, Varaita, Alto Po, Pellice, Chisone, Sangone, Chisola, Dora Riparia, Stura di Lanzo, Malone, Orco, Basso Po in sponda sinistra fino alla confluenza Dora Baltea	0,15
Dora Baltea, Basso Sesia, Toce, Alto Sesia, Ticino lacuale, Basso Po in sponda sinistra dalla confluenza Dora Baltea fino alla confluenza Sesia	0,13
Cervo, Agogna, Terdoppio	0,11
area idrografica afferente al Ticino sub lacuale, esclusa l'asta principale, Basso Po in sponda dalla confluenza Sesia al confine regionale	0,10
Alto Tanaro, Basso Tanaro, Bobore, Belbo, Bormida, Orba, Scrivia, Curone, Banna e Basso Po in sponda destra	0,07 per bacini di estensione superiore a 50 km ² 0,10 per bacini di estensione inferiore o uguale a 50 km ²

Determinazione della q_{meda}

La valutazione della portata specifica media annua naturale di un corso d'acqua per unità di superficie del bacino - detta q_{meda} - è effettuata secondo una delle modalità di seguito descritte:

a) utilizzando il modello di regionalizzazione delle portate e cioè la formula:

$$q_{meda} = 0,00860 \cdot H + 0,03416 \cdot A - 24,5694$$

dove:

H rappresenta l'altitudine media sul livello del mare del bacino idrografico sotteso alla presa, espressa in m;

A rappresenta l'afflusso meteorico medio annuo, ragguagliato al bacino idrografico, espresso in mm.

L'altitudine media del bacino può essere calcolata, in alternativa al classico metodo ipsografico, per mezzo della seguente relazione semplificata:

$$H = 0,5 \cdot (0,9 \cdot H_{max} + H_{min})$$

con

H_{max} , altezza della vetta più elevata del bacino considerato

H_{min} : altezza del fondo alveo nella sezione di prelievo

Area idrografica	Corso d'acqua	Tratto interessato	Classe di interscambio
AI01 Alto Po	Po	da confluenza Rio Albeta a confluenza Rio Torto	4
AI03 Pellice	Pellice	da confluenza Chisone a confluenza Po	5
AI07 Grana-Mellea	Grana-Mellea	da ponte stradale Caraglio-Bernezzo a ponte strada provinciale Centallo- Tarantasca	4
AI15 Dora Baltea	Dora Baltea	da ponte strada statale n° 26 della Valle d'Aosta a confluenza roggia Nuova dei Cagnoni	4
AI17 Basso Sesia	Sesia	da confluenza Cervo a confluenza roggia Lampora	1
A21 Stura di Demonte	Stura di Demonte	da bealera Leona a ponte strada provinciale n° 45 Fossano-Salmour	1
A22 Gesso	Gesso	da confluenza canale Vermenagna a confluenza Stura di Demonte	5
AI32 Ticino	Ticino	da ponte di Oleggio a ponte ferrovia Novara-Busto Arsizio	1

Per tutti i rimanenti corsi d'acqua e tratti di essi in riferimento ai prelievi esistenti si applica un valore pari a 1.

I risultati delle operazioni sopra esposte sono riportati nella Tabella 5.6.

Tabella 5.6

DMV argentera	
k	0.15
Qmedio	29.19
S	78.97
M	0.90
A	1.00
DMV	0.31

Si ha quindi un DMV pari a $0.31 \text{ m}^3/\text{s}$.