

# هیدرولوژی مهندسی



درس دکتر ذهبييون

## فهرست مطالب

عنوان	صفحة
فصل اول: مقدمه	۱
فصل دوم: حوضه آبريز و خصوصيات آن	۷
فصل سوم: بارش	۱۹
فصل چهارم: تلفات آب (شامل بخش هایی از برگاب، چالاب و نفوذ)	۴۳
فصل پنجم: تعریف رواناب، هیدروگراف سیلاب و برآورد دبی اوج سیلاب ها	۵۶
فصل ششم: تحلیل هیدروگراف سیلاب	۸۶
فصل هفتم: کاربرد آمار و احتمالات در هیدرولوژی مهندسی	۱۰۳

سال تحصيلي ۱۳۹۲-۱۳۹۳

## ۱-۱ معرفی، تعاریف و دسته بندی روش های تحلیل سامانه های آبی

کلمه هیدرولوژی به مفهوم علم شناخت آب است. به دلیل گستردگی این مفهوم و به منظور محدود نمودن مرزهای آن، اینطور تعریف می شود: "هیدرولوژی علم مطالعه آب در کره زمین شامل پیدایش، گردش، انتقال و توزیع، خصوصیات فیزیکی، شیمیایی، اندکنش آن نسبت به محیط، اعم از زنده و بی جان، است." در این علم، تمام فرآیندهای آبی، مانند گردش، توزیع زمانی و مکانی آن در منطقه مورد مطالعه اعم از سطحی (نظیر رودخانه و دریاچه ها)، زیرزمینی و تاثیرات اکولوژیکی آن بررسی می شود.

پایه های هیدرولوژی بر تجربه استوار است. لذا جنبه های عملی آن بیش از جنبه های نظری آن توسعه یافته است. کاربرد عملی هیدرولوژی در زمینه طراحی انواع سازه های هیدرولیکی نظیر سد ها، بندها، پل ها، سیستم های جمع آوری و دفع آب های سطحی شهری، شبکه های زهکشی، مهندسی رودخانه، کنترل فرسایش و رسوب، کنترل سیلان، آبخیز داری و آبخوان داری، تولید برق (با نیروگاه های برقابی) است. علم هیدرولوژی با توجه به گستردگی آن، که ناشی از چرخش آب در محیط های اتمسفر، سطح زمین، زیرزمین و نیز اندکنش های کمی و کیفی آب با محیط است، به زیر شاخه های زیر تقسیم می شود که عبارتند از علوم آب و هوا (Hydrometeorology)، دریاچه (Limnology)، اقیانوس (Hydrogeology)، رودخانه (Potamology)، آب های زیرزمینی (Cryology)، این و برف (Oceanography) هیدرولوگی (Hydrography)، هیدرومتری (Hydrometry) و کیفیت آب (Water Quality). با پیشرفت سریع این علم، هر روز بر این زیر شاخه ها افروده می شود. از آنجا که کاربرد این علم بیشتر در مسائل مهندسی نظیر کشاورزی، عمران، محیط زیست، مکانیک، شیمی و زمین شناسی است، لذا از واژه هیدرولوژی مهندسی (Engineering hydrology) به جای هیدرولوژی کاربردی (Applied hydrology) نیز استفاده می شود.

فرآیند گردش آب در طبیعت بسیار پیچیده است و عوامل بسیار متعددی (شامل زمانی و مکانی) در کمیت و کیفیت آن موثرند. در کاربردهای مربوط به طراحی های هیدرولوژیکی، بررسی و تعیین پارامترهای هیدرولوژیکی موثر عمل کار بسیار مشکلی است. ولی با ساده سازی و قبول میزان خطای معقول می توان به تخمین این پارامترها دست یافت. بسیاری از مدل های هیدرولوژی، که معرف شماتیک از حوضه آبریز واقعی در طبیعت است، با روش های استوکستیک (Stochastic) {در مقایسه با روش های جبری (Deterministic)} تحلیل می شوند. در تعریف یک مدل

استوکستیک، همواره از مفهوم احتمالاتی استفاده می شود. از طرف دیگر، مدل های جبری در هیدرولوژی به سه دسته مدل های تجربی (Empirical)، مدل های مفهومی (Conceptual) {که خود نیز از دو نوع یکجا (Lumped) و توزیعی (Distributed) تشکیل می شوند}، و مدل های فیزیکی (Physically) تقسیم می شود. ۱- مدل های تجربی بر اساس داده های مشاهداتی ورودی و خروجی تعریف می شوند. ۲- مدل های فیزیکی مبتنی بر شناخت کامل از نوع فرآیند هیدرولوژیکی در آن ها است. ۳- مدل های مفهومی دارای منطق تحلیلی بوده که نه از دسته اول (بدون نیاز به اطلاعاتی از حوضه آبریز) و نه از دسته دوم (با نیاز به اطلاعات زیاد از حوضه آبریز) هستند. توضیح در مورد دسته سوم مدل ها اینکه، فقط با شناخت بعضی از ویژگی های فیزیکی حوضه آبریز مانند مساحت، نوع و پوشش خاک قابل تحلیل اند. با پیشرفت علم هیدرولوژی، به تبع پیشرفت های علوم نرم افزاری و سخت افزاری و نیز گسترش مفاهیم ریاضی در این علم، امروزه کاربرد مدل های مفهومی در هیدرولوژی بسیار متداول شده است. ولی به هر حال، استفاده از این مدل ها بدون شناخت کافی از عوامل و پارامترهای هیدرولوژیکی و نوع فرآیندهای مرتبط با آن ها خالی از اشکال نیست. لذا، در استفاده از این دسته مدل ها بایستی شناخت کافی از مفاهیم اولیه هیدرولوژی در اولویت (نسبت به کاربرد مدل های موجود) قرار گرفته سپس اقدام به استفاده از این مدل ها نمود.

## ۲-۱ گردش آب در طبیعت

گردش آب در طبیعت یا چرخه هیدرولوژیکی (Hydrologic cycle) به کلیه مراحل حرکت، تغییر شکل، تغییر وضعیت، تغذیه، تلفات و ذخیره آب بر روی کره زمین، زیر زمین و آتمسفر اطراف آن گفته می شود که هیدروسفر (Hydrosphere) نام دارد. هیدروسفر خود از دو لایه آتمسفر (Atmosphere) و لیتوسفر (Lithosphere)، یا پوشش جامد سطحی زمین، تشکیل می شود. آب موجود بر روی سطح و داخل پوسته سطحی زمین به صورت جریانات سطحی نظیر رودخانه ها، دریاچه ها بوده و در داخل پوسته به صورت آب زیرزمینی موجود است. علت عدمه چرخش آب در طبیعت انرژی خورشیدی است، که سالانه بطور میانگین  $13.4 \times 10^{23}$  کیلوکالری به سطح زمین می رسد و باعث تبخیر آب و در فرایندی معکوس، باعث بارش از آتمسفر به زمین می شود.

گردش آب در طبیعت دارای یک سیستم بسته است. می توان اینطور تصور نمود آب از سطوح دریاها، اقیانوس ها و نیز خشکی ها تبخیر شده و وارد آتمسفر می شود. سپس در آتمسفر پس از متراکم و سرد شدن بصورت بارش به سطح زمین بازگردانده می شود. این ریزش های جوی یا روی سطح دریاها و یا اقیانوس ها بوده و یا روی سطوح خشکی زمین، به

صورت برگاب (گرفته شده توسط شاخه ها و برگ های گیاهان)، یا به صورت رواناب (جاری شده در سطح زمین، و یا به صورت نفوذ در خاک در می آید. برگاب یا به مرور تبخیر شده (برگشت به اتمسفر) و یا در اثر تکان خوردن شاخ و برگ درختان به سطح زمین ریخته شده رواناب گشته یا نفوذ می کند. قسمتی از رواناب ها نیز ممکن است به صورت چالاب به طور موقت در سطح زمین ذخیره شده که نهایتا نفوذ کرده یا تبخیر می شوند. آب نفوذی چنانچه در لایه های سطحی خاک ذخیره شود، ممکن است تبخیر شده و دوباره به اتمسفر بازگردد و در صورت نفوذ عمقی می تواند آب های زیرزمینی را تغذیه نماید. این آب نیز می تواند با تراوش به سطح زمین (به عنوان چشمeh های سطحی) یا نفوذ به رودخانه ها در سطح زمین ظاهر و یا به صورت ذخیره در منابع آب زیرزمینی باقی بمانند. قسمتی از آب نفوذ یافته می تواند جذب ریشه گیاهان شده از طریق آوندهای گیاهان (داخل ساقه و برگ) به سطوح گیاهان رسیده و تبخیر شوند. این نوع تبخیر از سطوح گیاهان را تعرق نامیده که در چرخه هیدرولوژی نیز وارد می شود. لازم به ذکر است که منظور از ریزشها جوی از اتمسفر انواع مختلف آن بوده که شامل باران، برف، تگرگ، یخ و یخچه، مه و شبنم است.

در بررسی گردش آب در طبیعت، که در واقع بررسی کنش ها و اندرکنش های بین محیط و مولفه های هیدرولوژیکی مانند بارش(p)، تبخیر(E)، تعرق(T)، نفوذ(I)، آبهای زیرزمینی(G) و رواناب سطحی(R) مورد توجه است، نه تنها وضعیت کمی آب (مقدار آب) بلکه کیفی آب (کیفیت آب) نیز مورد توجه است. هرچند عوامل هیدرولوژیکی محدود اند، ولی به دلیل فرایندهای اندرکنشی پیچیده آنها با محیط، بررسی چرخه آب در طبیعت امری دشوار و پیچیده است که نیاز به شناسایی، تخمین و تبیین فرایندهای اندرکنشی داخل آن دارد.

### ۳-۱ توازن یا بیلان آب (بیلان هیدرولوژیکی) سامانه های آبی (حوضه آبریز)

مقدار آب موجود در کره زمین محدود و ثابت است، لذا سیستم هیدرولوژیک کره زمین را می توان یک سامانه بسته نامید. اما در مطالعات هیدرولوژی، معمولا سیکل جهانی آب مورد نظر نیست. یعنی، سیکل آب در مورد سامانه های محلی یا منطقه ای، به نام حوضه آبریز، مطرح است. به دلیل نیاز به برآورد دبی آب در مقاطع آبراهه ها (رودخانه ها) به منظور طراحی سازه های آبی و یا مدیریت منابع آب، چنین سامانه هایی عموما سامانه (حوضه آبریز) باز به شمار می آیند. در این سامانه ها، ذر یک گام زمانی معین  $t$  ، بین مقدار آب های ورودی به آنها (I) و آب های خروجی از آنها (O) و تغییراتی که از نظر ذخیره آب در داخل آنها بوقوع می پیوندد ( $\Delta S$ ) رابطه ساده ای زیر برقرار است.

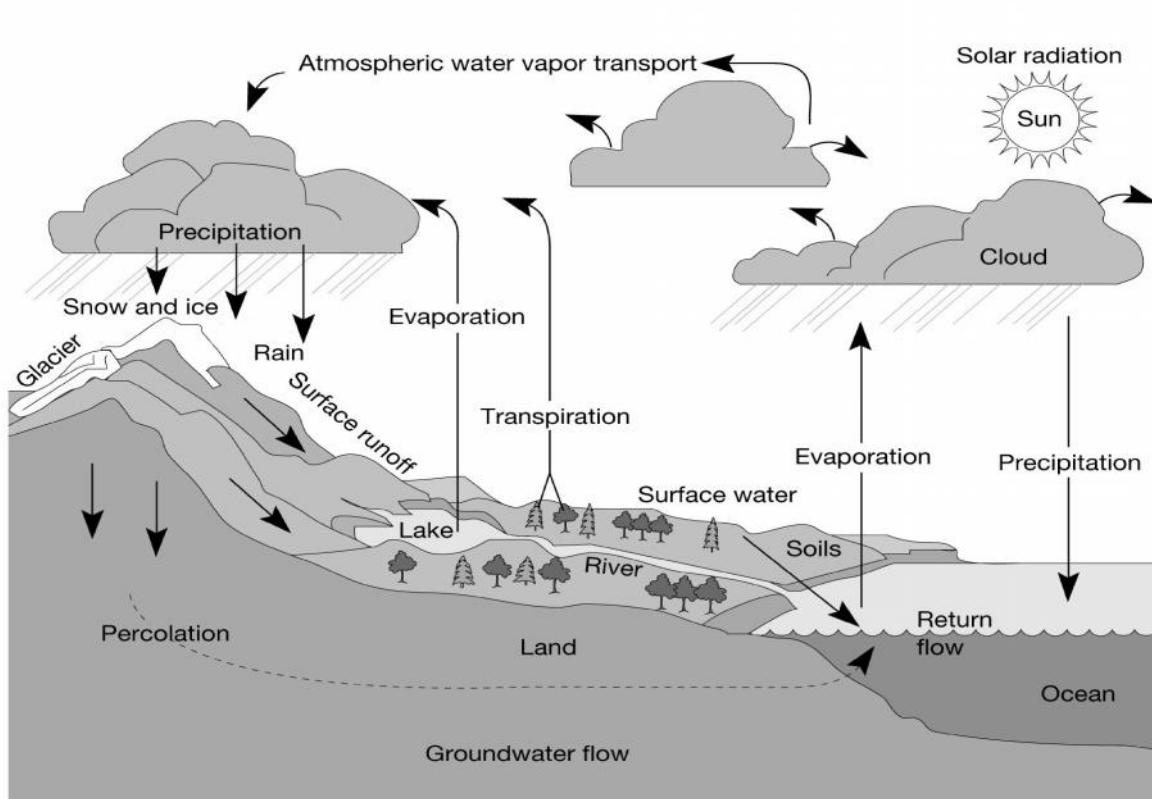
$$\sum I - \sum O = \Delta S \quad (1-1)$$

یعنی تغییراتی که از نظر آب در سیستم اتفاق می‌افتد برابر است با تفاضل آب ورودی به سیستم و آب خروجی از سیستم. اگر در این معادله بعد زمان نیز دخالت داده شود، یعنی دخالت دادن بازه زمانی مورد نظر، رابطه به شکل ریاضی زیر در می‌آید.

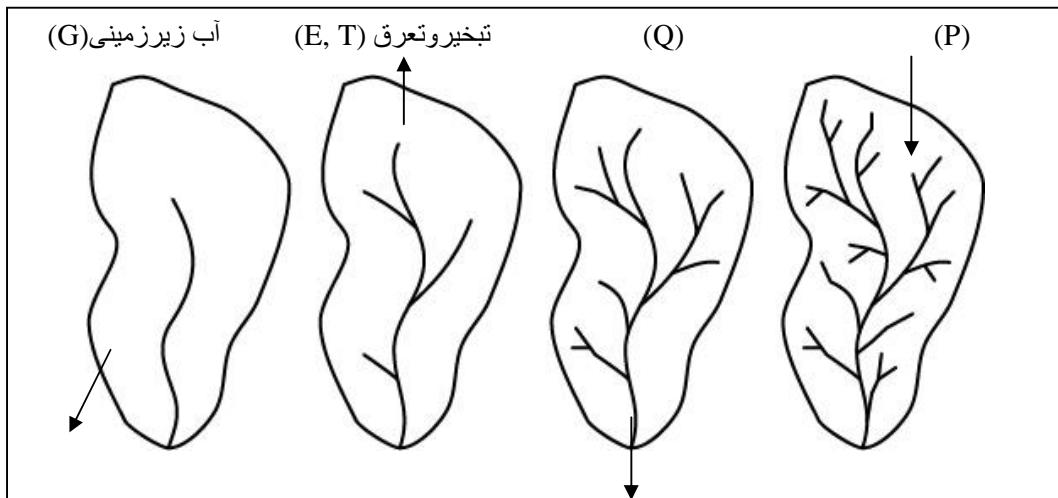
$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2-1)$$

که  $\frac{dS}{dt}$  تغییرات ذخیره آب در سیستم (dS/dt) است. این معادله به نام "معادله اساسی بیلان آب" معروف است. این معادله ساده‌ترین و در عین حال مهمترین معادله در هیدرولوژی است که در محاسبات مربوط به مولفه‌های موازنی یا توازن آب مورد استفاده قرار می‌گیرد. با توجه به وضعیت سیستم حوضه آبریز، هر یک از اجزای معادله بالا می‌تواند از چندین بخش تشکیل شود. مثلاً اگر به حوضه آبریز شکل ۱-۱ توجه شود و هدف تبیین معادله ۱-۱ در مورد آن باشد، با ترسیم شماتیک آن به صورت شکل ۲-۱ می‌توان رابطه‌ای به صورت زیر نوشت.

$$P - R - G - E - T = \Delta S \quad (3-1)$$



شکل ۱-۱ سامانه یک حوضه آبریز همراه با اغلب مولفه‌های آبی (هیدرولوژیک) موثر بر آن. مولفه‌های قابل مشاهده (پیکان‌ها) عبارت است از بارش (شامل برف)، تبخیر، تعرق، نفوذ، رواناب سطحی (دامنه‌ای و بین لایه‌ای) و آب زیرزمینی



شکل ۲-۱ شکل شماتیک حوضه آبریز (از ساده به پیچیده از نظر شبکه آبراهه) همراه با مولفه های آبی مورد نظر

به این ترتیب، مقدار تغییر ذخیره آب در حوضه آبریز ( $\Delta S$ ) عبارت است از تفاضل بین ورودی بارش (P) و جمع خروجی هایی مانند رواناب سطحی (R)، جریان آبی که بطور زیرزمینی خارج می شود (G)، تبخیر از سطح حوضه آبریز (E) و تعرق از خاک حوضه آبریز (T). مقدار تبخیر (E) و تعرق (T) معمولاً بصورت یکجا تخمین زده می شود که با علامت ET در معادلات ظاهر می شود. با این توضیح، شکل دیگر معادله موازن (بیلان) آبی حوضه آبریز به صورت زیر در می آید.

$$P - R - G - ET = \Delta S \quad (4-1)$$

**مثال ۱-۱:** در یک حوضه آبریز با مساحت  $2500 \text{ km}^2$ ، میانگین سالانه بارش  $1300 \text{ mm}$  و متوسط جریان خروجی از حوضه در طول سال  $30 \text{ متر مکعب در ثانیه}$  اندازه گیری شده است. حساب کنید مقدار تلفات آبی را که به صورت تبخیر-تعرق و نفوذ عمقی از دسترس خارج می شود. مقدار رواناب سطحی که به رودخانه این حوضه وارد می شود چند سانتی متر است؟ ضریب رواناب (درصدی از بارش سالانه که به رواناب سطحی تبدیل می شود) چقدر است؟

حل: اگر فرض کنیم که تغییرات ذخیره آب در داخل حوضه از سالی به سال دیگر صفر باشد در این صورت  $\Delta S=0$  است،

لذا معادله ۴-۱ عبارت خواهد بود از:

$$P - R - G - ET = \Delta S = 0, \quad ET + G = P - R$$

$$ET + G = (130 \text{ cm}) - \frac{(30 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}})(86.400 \frac{\text{sec}}{\text{day}})(365 \frac{\text{day}}{\text{yr}})(100 \frac{\text{cm}}{\text{m}})}{(2500 \text{ km}^2)(1000 \frac{\text{m}}{\text{km}})^2} = 130 \text{ cm} - 37.9 \text{ cm} = 92.1 \text{ cm}$$

بدین ترتیب مقدار تلفات آب در حوضه در اثر تبخیر- تعرق و نفوذ عمقی 92.1cm و ارتفاع رواناب (باقیمانده بارش) ۳۷.۹ سانتی متر  $(130 - 92.1 = 37.9)$  است.

ضریب رواناب، یعنی نسبت مقدار میانگین رواناب سالانه به مقدار میانگین

بارش سالانه، عبارت است از:

$$R / P = (37.9 \text{ cm}) / (130 \text{ cm}) = 0.29 = 29\%$$

توجه: ضریب رواناب ۲۹٪ یعنی در هر بارش ۲۹ درصد آن به رواناب تبدیل شده و در دسترس قرار می‌گیرد.

**مثال ۱-۲:** مقدار بارش قابل انتظار طی دو ماه از سال در یک حوضه آبریز به مساحت ۶۵ کیلومترمربع، واقع در بالا دست

یک سد مخزنی، ۲۵۴ میلیمتر پیش بینی شده است. پیش بینی می‌شود ۸۵ میلیمتر آن صرف تبخیر-تعرق، ۲۰ میلیمتر

با نفوذ در داخل خاک ذخیره شده و بقیه جاری و وارد مخزن شود. مقدار رواناب چند متر مکعب و یا چند لیتر خواهد

بود؟ اگر مصرف سرانه هر نفر برای شرب و بهداشت در روز ۱۶۰ لیتر آب باشد با این مقدار رواناب نیاز آبی چند نفر به

مدت ۲ ماه تامین خواهد شد.

$$P - R - ET = \Delta S, \quad R = P - ET - \Delta S = 254 - 85 - 20 = 149 \text{ mm} \quad \text{حل:}$$

$$R = \left[ \frac{149 \text{ mm}}{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}} \right] (65 \text{ km}^2) \left( 10^6 \frac{\text{m}^2}{\text{km}^2} \right) = 9.685(10^6) \text{ m}^3 = 9.685(10^9) \text{ lit}$$

مصرف آب توسط هر نفر در دوماه برابر است با  $160 \times 30 \times 2$  لیتر. لذا تعداد افرادی که نیاز آنها طی این مدت تأمین

$$N = \frac{9.685(10^9)}{160 \times 30 \times 2} = 1,008,854 \quad \text{خواهد شد برابر است با:}$$

**مثال ۱-۳:** دریاچه یک سد بطور متوسط ۱۵۰۰ هکتار وسعت دارد اگر مقدار تبخیر سالانه از سطح این دریاچه ۲۴۰

سانتی متر باشد هر روز چند هکتار-متر آب از سطح این دریاچه تبخیر می‌شود.

$$\text{حجم آب تبخیر شده} = 1500(240) = 360000 \text{ ha.cm} = 3600 \text{ ha.m} \quad \text{حل:}$$

$$\text{متوسط تبخیر روزانه} = 3600 / 365 = 9.863 \text{ ha.m}$$

## ۴- کلیات اقلیم و بیلان آب ایران

متوسط بارش سالانه در ایران برابر حدود یک سوم میزان متوسط سالانه جهانی آن است. توزیع مکانی این بارش مبین این است که ۲۸ درصد از سطح کشور دارای مقدار بارش متوسط سالانه کمتر از ۱۰۰ میلی متر است. از طرف دیگر، مقدار بارش متوسط در ۹۶ درصد از سطح کشور دارای ۲۰۰ میلی متر و کمتر نیز می باشد. با تعریف پذیرفته شده جهانی، به این ترتیب ایران در اقلیم خشک قرار می گیرد. از ویژگی های دیگر ایران (علاوه بر کمی بارش)، بالا بودن نسبی مقدار تبخیر و تعرق (پتانسیل) در آن است. با استفاده از معادله توازن آب، می توان به محدودیت دسترسی به آب پی برآورد. موضوع ریزش فصلی این بارش (توزیع زمانی) علاوه بر پراکندگی نامنظم آن (توزیع مکانی)، نیز موضوع قابل توجه است.

در زیر مقادیر تقریبی بارش، تبخیر و تعرق (پتانسیل) و رواناب سالانه در ایران در مقایسه با جهان نشان داده شده است.

جهان	ایران	مولفه توازن آب
860	242	بارش (میلیمتر) P
1130	900	تبخیر و تعرق پتانسیل (میلیمتر)
485	172	تبخیر و تعرق واقعی (میلیمتر) ET
P-ET=860-485=375	P-ET=242-172=70	رواناب یا آب قابل استحصال (میلیمتر) Q

مطابق مقادیر اندازه گیری شده (آمار) توسط وزارت نیرو، میانگین حجم بارش سالانه در ایران حدود ۴۰۰ میلیارد متر مکعب برآورد می شود. از این میزان، حدود ۳۱۰ میلیارد متر مکعب در سطح ۸۷۰ هزار کیلومتر مربع روی حوضه های آبریز کوهستانی و ۹۰ میلیار متر مکعب در سطح ۷۷۸ کیلومتر مربع روی حوضه های آبریز دشتی می باشد. با تبخیر و تعرق متوسط سالانه از حوضه های آبریز کوهستانی حدود ۲۰۰ میلیارد متر مکعب و از حوضه های آبریز دشتی حدود ۸۴ میلیارد متر مکعب آب از دسترس خارج می شود که جمما ۷۱ درصد از حجم بارش سالانه را شامل می شود. از حجم باقیمانده ۵۹ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز کوهستانی و ۲ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز دشتی نفوذ عمقی کرده رواناب زیرزمینی را تشکیل می دهد. بقیه حجم آب، یعنی ۵۱ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز کوهستانی و ۴ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز دشتی به شکل رواناب سطحی ظاهر می شود. از نظر مصارف سالانه آب در کشور، حدود ۸۰ درصد در بخش کشاورزی، ۱۵ درصد در بخش آب شرب و حدود ۵ درصد در بخش صنعت برآورد شده است.

## فصل دوم: حوضه‌های آبریز و خصوصیات آنها

در طراحی هیدرولوژیکی همواره عواملی وجود دارند که وابسته به موقعیت و مکان طرح هستند، یعنی خصوصیات منطقه به لحاظ کاربری اراضی، شیب، پوشش گیاهی، وجود ذخیره آب، نوع رودخانه و نهایتاً موقعیت نقطه تخلیه آب سطحی می‌تواند به طور مستقیم در طرح تأثیرگذار باشد. این مسأله به ویژه در زمینه مستحدثاتی که به طور مستقیم از رواناب سطحی متأثرند، نظیر سدها، سازه‌های کنترلی، سازه‌های انحرافی، تونل‌های انتقال آب، عملیات آبخیزداری و سازه‌های جلوگیری کننده از فرسایش‌های آبی حائز اهمیت است.

حوضه آبریز به محدوده ای اطلاق می‌شود که رواناب حاصل از بارش روی آن به طور طبیعی به یک نقطه ختم شود. اگر این نقطه بر روی مرز حوضه آبریز باشد آن را حوضه آبریز برونو ریز و اگر در داخل حوضه باشد آن را حوضه آبریز درون‌ریز گویند. خصوصیات حوضه‌های آبریز از جمله مساحت، شکل، طول آبراهه اصلی، خصوصیات هندسی، شیب متوسط، نوع خاک و پوشش گیاهی، زمان تمکز و کاربری اراضی که در میزان رواناب حوضه و به طور کلی طراحی هیدرولوژیکی به طور مستقیم مؤثرند در این فصل به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته است.

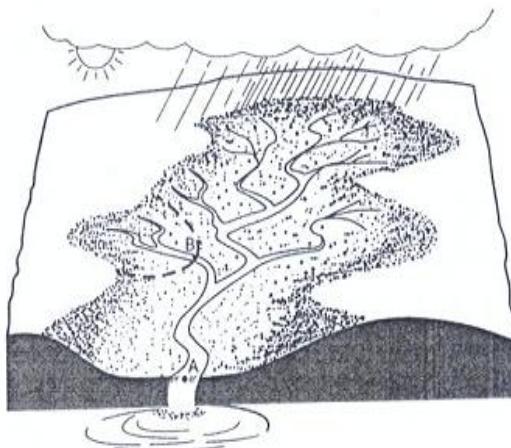
### ۱-۲ حوضه آبریز

حوضه آبریز (Watershed/Catchment) یک واژه هیدرولوژیکی است که در آن مفهوم نسبی بودن نهفته است و لذا در هنگام تعریف آن باید نقطه خروج آب (Outlet) از آن مشخص باشد. براساس تعریف حوضه آبریز شامل مساحتی از منطقه بالادرست نقطه خروجی است که آب باران آن به این نقطه تخلیه می‌شود. از این رو حوضه آبریز می‌تواند در مقیاس کوچک بر روی شاخه‌های یک رودخانه اصلی که به آن زیرحوضه آبریز (Sub-watershed/Sub-catchment) گفته می‌شود تعریف و یا در مقیاس بزرگ براساس نقطه تخلیه رودخانه به دریا یا دریاچه‌ها و یا منابع آبی بزرگ نظیر خورها و یا باتلاق‌ها به عنوان حوضه آبریز اصلی تعریف شود.

در شکل ۱-۲ مفهوم حوضه آبریز در مقیاس کوچک برای نقطه B که بر روی شاخه یک رودخانه تعریف شده و همچنین مفهوم حوضه آبریز بزرگ یا اصلی، که برای رودخانه اصلی و نقطه خروجی A تعریف شده نشان داده شده است.

به هر جهت برای تعیین مرز حوضه آبریز نسبت به نقطه خروج آب از آن بایستی مرتفع‌ترین نقاط منطقه مشرف به آبراهه اصلی حوضه آبریز را به یکدیگر متصل تا به نقطه خروجی برسیم، بدین مفهوم آب باریده در خط الرأس ها به دو سوی نقاط گود حرکت کرده و بخشی از آن که مربوط به حوضه مورد نظر است به سمت نقطه خروجی حوضه حرکت و از آن

نقطه خارج می‌شود و بخش دیگر به داخل حوضه مجاور حرکت می‌کند. به طور کلی مرز حوضه آبریز یا اصطلاحاً خط تقسیم آب (Water Divides) در هیچ نقطه‌ای به جز نقطه خروجی، رودخانه یا آبراهه را قطع نمی‌کند.



شکل ۲-۱: حوضه آبریز در خروجی A و یکی از زیرحوضه‌های آن در خروجی B

از تعریف حوضه آبریز مشخص می‌شود که مرزهای آن با توجه به عکس العمل منطقه نسبت به بارش و تبدیل آن به رواناب سطحی و خروجی آن از یک نقطه مشخص تعیین می‌شود، لذا حرکت و مرز آب‌های زیرزمینی می‌تواند از مرز حوضه‌های آبریز تبعیت نکرده و آب‌های زیرزمینی یک حوضه به حوضه دیگر وارد و یا از آن خارج شود. بحث محدوده آبخوان‌های زیرزمینی و تعیین حدود و مرزهای زیرزمینی به تفصیل بیان گردیده است.

## ۲-۲ خصوصیات حوضه‌های آبریز

خصوصیات حوضه‌های آبریز مجموعه پارامترهای فیزیکی است که مقادیر آنها برای هر حوضه تقریباً ثابت بوده و نشان دهنده وضع ظاهری حوضه است. این خصوصیات در فرایند تبدیل بارش به رواناب تاثیر گذار است. بعضی از خصوصیات مهم یک حوضه عبارتنداز نوع پوشش / کاربری اراضی، جنس خاک، و ویژگی‌های هندسی آن شامل مساحت، محیط، طول آبراهه اصلی، شکل حوضه، شیب متوسط، ارتفاع متوسط و تراکم آبراهه ای آن. در زیر این خصوصیات تشریح می‌شود.

### ۱-۲-۲ مساحت حوضه آبریز

مساحت حوضه مهم‌ترین شاخص هندسی حوضه طراحی است که به ویژه در برآورد حجم و شدت سیلاب تاثیر اصلی را در روابط هیدرولوژیکی دارد. مساحت حوضه براساس نقشه‌های توپوگرافی مسطحاتی دارای مقیاس مشخص به دست می‌آید. امروزه نرمافزارهای کامپیوتری متعددی برای محاسبه مساحت اشکال نامنظم وجوددارد که با دقت بالا مساحت برآورد می‌شود. مساحت حوضه‌ها عموماً بر حسب  $\text{Km}^2$  یا  $\text{ha}$  سنجیده می‌شود.

## ۲-۲-۲ محیط حوضه آبریز

محیط حوضه نیز براساس نقشه‌های مسطحاتی با مقیاس معلوم قابل محاسبه است و نشانگر طول جدایکننده حوضه از حوضه‌های مجاور است. محیط اشکال نامنظم حوضه‌ها نیز توسط نرم‌افزارهای کامپیوتری به سادگی قابل محاسبه است.

## ۳-۲-۲ طول آبراهه اصلی حوضه آبریز

طول آبراهه اصلی عبارتست از فاصله طولی آبراهه اصلی از نقطه خروجی حوضه تا دورترین نقطه تقسیم آب روی محیط حوضه، که عملاً از این نقطه که دورترین نقطه به خروجی است آب شروع به جریان یافتن می‌کند. لازم به ذکر است که منظور از طول آبراهه اصلی، طول آبراهه با در نظر گرفتن کلیه منحنی‌های آن بوده و لذا نیاز به محاسبه طول قوس‌ها و منحنی‌ها در طی مسیر آبراهه‌هاست. عملاً براساس این تعریف طول آبراهه اصلی بیانگر طول حوضه نیز می‌باشد.

## ۴-۲-۲ شکل حوضه آبریز

بطور کلی حوضه دارای شکل هندسی نیست. برخی از حوضه‌ها گردواره و برخی کشیده‌اند. شکل حوضه‌ها می‌تواند در دبی اوج و رژیم رواناب در خروجی حوضه آبریز تأثیر داشته باشد. مثلاً دو حوضه آبریز با مساحت یکسان، شبیب یکسان، کاربری اراضی یکسان و بارش یکسان، حوضه گردواره دارای دبی اوج بیشتری نسبت به دیگری دارد. اغلب شکل حوضه به طور مستقیم در طراحی‌های هیدرولوژیکی وارد نمی‌شود، بلکه خصوصیات شکل حوضه به طور غیرمستقیم وارد برآوردها می‌شود. این خصوصیات شامل فاصله مقطع خروجی تا مرکز ثقل حوضه، ضریب شکل، نسبت دایره‌ای Circularity Ratio و ضریب کشیدگی Elongation Ratio و ضریب گراویلیوس Gravelius Factor است. در زیر هر کدام تشریح می‌شود.

### فاصله تا مرکز ثقل حوضه آبریز ( $L_{ca}$ )

طولی از آبراهه اصلی که ابتداء آن نقطه خروجی حوضه و انتهای آن نقطه‌ای از آبراهه مقابل مرکز ثقل حوضه باشد.

### ضریب شکل حوضه آبریز ( $L_c$ )

ضریب شکل حوضه آبریز بر حسب km از رابطه زیر قابل برآورد است از ( $L$  طول آبراهه اصلی بر حسب کیلومتر):

$$L_c = (LL_{ca})^{0.3} \quad (1-2)$$

### نسبت دایره‌ای حوضه آبریز ( $R_c$ )

عبارتست از نسبت مساحت حوضه ( $A$ ) به مساحت دایره فرضی  $A_0$  که محیط آن برابر با محیط حوضه است:

$$R_c = A/A_0 \quad (2-2)$$

### نسبت کشیدگی حوضه آبریز ( $R_e$ )

عبارت است از نسبت قطر دایره معادل مساحت حوضه به بزرگ‌ترین طول حوضه در جهت موازی با آبراهه اصلی:

$$Re = 2/L_m * (A/\pi)^{0.5} \quad (3-2)$$

که  $A$  مساحت حوضه بر حسب کیلومترمربع و  $L_m$  بزرگ‌ترین طول حوضه (موازی با آبراهه اصلی) بر حسب کیلومتر است.

### ضریب گراویلیوس حوضه آبریز (C)

عبارتست از نسبت محیط حوضه ( $P$ ) به محیط دایره فرضی ( $P'$ ) که مساحت آن برابر با مساحت حوضه باشد:

$$C = P/P' \quad \text{یا} \quad C = 0.28P/\sqrt{A} \quad \text{مساحت بر حسب } Km^2 \quad (4-2)$$

### ۵-۲-۲ شیب آبراهه و حوضه آبریز

در بسیاری از محاسبات هیدرولوژیکی و هیدرولیکی مقدار شیب آبراهه در حوضه مستقیماً در معادلات وارد می‌شود. لذا تعیین شیب آبراهه از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. چنانچه شیب آبراهه در طول حوضه نسبتاً یکنواخت باشد، شیب آبراهه عبارت است از نسبت اختلاف ارتفاع بالاترین نقطه آبراهه از پائین‌ترین نقطه آن ( $E$ ) به طول کلی آبراهه:

$$S_c = \Delta E / L_c \quad (5-2)$$

در حوضه‌هایی که شیب آبراهه در طول حوضه یکنواخت نیست، می‌توان شیب متوسط را به صورت وزنی محاسبه نمود. در

چنین حوضه‌هایی شیب متوسط آبراهه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_i = (n/k)^2 \quad (6-2)$$

که  $n$  تعداد بازه‌هایی از آبراهه است که دارای شیب تقریباً یکنواختی است و مقدار  $k$  از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$K = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\left( \frac{\Delta e_i}{L_i} \right)^{0.5}} \quad (7-2)$$

که  $i$  = شماره بازه،  $e_i$  = اختلاف ارتفاع بالاترین نقطه و پائین‌ترین نقطه در بازه  $i$  ام، و  $L_i$  = طول بازه  $i$  ام می‌باشد. اگر چه روش‌های متعددی جهت برآورد شیب متوسط حوضه وجود دارد، ولی مانند محاسبه شیب آبراهه، در صورت یکنواختی شیب در طول حوضه از رابطه (5-2) و در صورت نایکنواختی از روابط (6-2) و (7-2) استفاده می‌شود. در این صورت حوضه به جای تقسیم به بازه‌های مختلف به چند زیرحوضه تقسیم می‌شود که در هر کدام شیب آن تقریباً ثابت باشد. در مورد معرفی دیگر خصوصیات حوضه آبریز مانند منحنی هیپسومتریک به کتب هیدرولوژی مراجعه نمایید.

### ۳-۲-۳ خصوصیات آبراهه‌های حوضه آبریز

سرعت جریان آب در آبراهه‌ها معمولاً بیشتر از سرعت جریان در سطح اراضی حوضه است. در حوضه‌های با تراکم آبراهه ای زیاد، زمان پیمایش آب عمدها براساس زمان حرکت آب در آبراهه‌ها برآورد می‌شود. هرچه تراکم آبراهه‌ها کمتر شود، زمان پیمایش رواناب بر روی اراضی در زمان پیمایش کلی آب در حوضه، که ترکیبی از زمان پیمایش رواناب و زمان

حرکت آب در آبراهه‌های میانگین سطحی می‌شود. لذا الگوی زهکشی رواناب سطحی که به خصوصیات و تراکم آبراهه‌ها بستگی دارد می‌تواند در میزان جریان سطحی مؤثر باشد. پارامترهای متعددی جهت نشان دادن الگوی آبراهه‌ها در حوضه‌های آبریز ارائه شده که در این قسمت به آن پرداخته می‌شود.

### ۲-۳-۱- قوانین هورتون (Horton's Laws) در حوضه آبریز

هورتون مجموعه‌ای از قوانین جهت بیان خصوصیات ریخت‌شناسی (Geomorphology) حوضه‌ها ارائه کرد. در مورد آبراهه‌های حوضه آبریز، وی مرتبه آبراهه را به عنوان میزان شاخه‌های درخت آبراهه‌ها در حوضه آبریز معرفی نمود. هر قسمت از آبراهه‌ها با یک مرتبه (برای نمونه مرتبه اول، دوم، سوم) بیان می‌شود. آبراهه مرتبه اول به سرشاخه‌های هر آبراهه گویند و آبراهه مرتبه دوم از اتصال حدائق دو آبراهه مرتبه اول تشکیل می‌شود. آبراهه مرتبه سوم از حدائق دو آبراهه مرتبه دوم حاصل می‌شود. به طورکلی آبراهه مرتبه ۱ از حدائق ۲ آبراهه مرتبه ۱-۱ ام به وجود می‌آید. مرتبه آبراهه‌ای حوضه آبریز براساس مرتبه آبراهه اصلی تعیین می‌شود. مثلاً حوضه آبریز شکل ۲-۲ دارای مرتبه آبراهه‌ای ۴ است.

ایده مرتبه آبراهه جهت محاسبه مشخصات زهکشی حوضه‌ها کاربرد دارد. نسبت انشعاب  $R_b = \text{Bifurcation Ratio}$  به صورت نسبت تعداد آبراهه‌های هر مرتبه به تعداد آبراهه‌های مرتبه بعدی است، که عموماً این نسبت بین ۲ تا ۴ است. در شکل ۲-۳ آبراهه‌های هم مرتبه شکل ۲-۲ به صورت مجزا نشان داده شده است، که نشانگر ۱۷ آبراهه مرتبه اول، ۶ آبراهه مرتبه دوم، ۲ آبراهه مرتبه سوم و یک آبراهه مرتبه چهارم است. لذا نسبت انشعاب برای مرتبه ۱ به ۲، ۲ به ۳ و ۳ به ۴ به ترتیب برابر با ۲.۸۳، ۳۰۰ و ۲۰۰ است و به طور میانگین معادل ۲.۶ است.

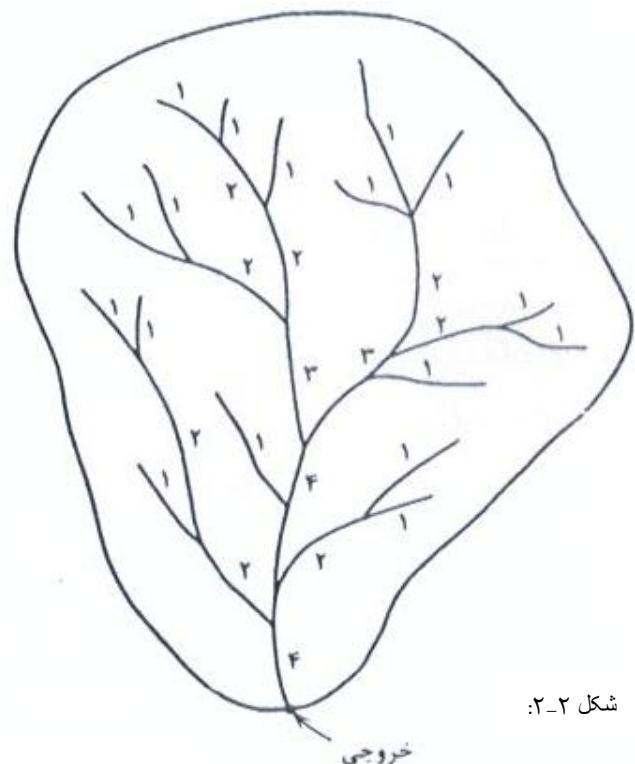
### ۲-۳-۲- تراکم زهکشی حوضه آبریز

تراکم زهکشی (Drainage Density) عبارتست از طول کل آبراهه‌ها به مساحت کل حوضه آبریز و لذا واحد تراکم زهکشی، معکوس واحد طول است. مقدار زیاد این شاخص، نشانگر تراکم زیاد آبراهه‌ها در حوضه و لذا پاسخ سریع حوضه نسبت به بارش است.

$$D_d = L_T / A$$

### ۲-۴- زمان تمرکز حوضه آبریز

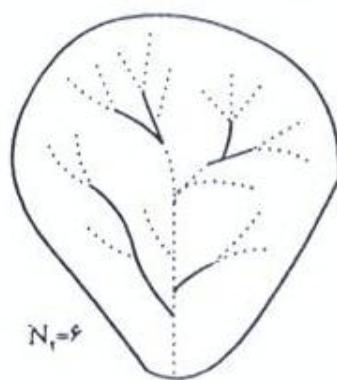
سازه‌های هیدرولیکی معمولاً براساس یک دبی سیلابی طراحی می‌شود. در مقدار دبی سیلابی خروجی، حوضه‌های آبریز، خصوصیات حوضه و نیز مؤلفه‌های هواشناسی موثرند. از جمله مشخصات حوضه‌های آبریز مؤثر در دبی های سیلاب، زمان تمرکز (Time of Concentration=t<sub>C</sub>) می‌باشد. دو تعریف اصلی برای t<sub>C</sub> وجود دارد که در زیر می‌آید.



شکل ۲-۲:

خروجی

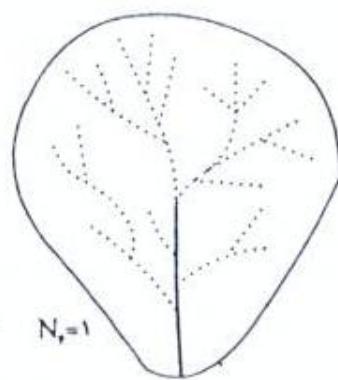
شکل ۲-۶: رتبه‌بندی آبراهه‌ها در یک حوضه آبریز فرضی



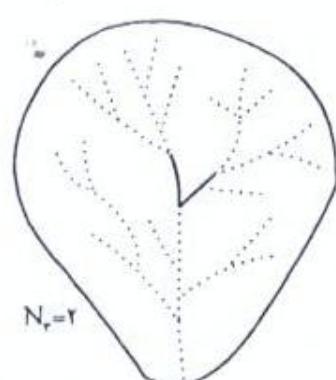
ب - آبراهه‌های مرتبه دوم



الف - آبراهه‌های مرتبه اول



د - آبراهه‌های مرتبه چهارم



ج - آبراهه‌های مرتبه سوم

شکل ۲-۳: جداسازی مرتبه آبراهه‌ها برای برآورد نسبت انشعاب

الف- مدتی است که یک قطره آب از دورترین فاصله هیدرولیکی حوضه به نقطه خروجی حوضه یا نقطه طراحی برسد. منظور از دورترین فاصله هیدرولیکی، دورترین فاصله هندسی نبوده بلکه ممکن است به دلیل شبیب کمتر بخشی از حوضه، دورترین نقطه به لحاظ زمان تمرکز دارای فاصله هندسی کمتری نسبت به خروجی یا نقطه طراحی داشته باشد. براساس این تعریف معادلات تجربی مختلفی برحسب مشخصات حوضه‌های آبریز ارائه شده است.

ب- براساس هیتوگراف بارش مشاهداتی و هیدروگراف رواناب مشاهداتی ناشی از آن بارش انجام می‌شود. یعنی به ترتیب از آن‌ها، میزان بارش مازاد (Rainfall excess) و رواناب مستقیم (Direct runoff) محاسبه می‌شود. زمان تمرکز، فاصله زمانی بین مرکز جرم بارش مازاد و نقطه عطف در بازوی کاهشی هیدروگراف است. در برخی از موارد نیز زمان تمرکز را به عنوان تفاوت زمانی بین انتهای بارش مازاد و نقطه عطف بازوی کاهش هیدروگراف در نظر می‌گیرند. تعریف دوم که در فصول بعد تشریح می‌شود عموماً به عنوان جایگزین تعریف اول مورد استفاده قرار می‌گیرد.

روش‌های مبتنی بر تعریف الف می‌تواند به دلیل تقریب در پارامترها و ثابت نبودن این پارامترها در دبی‌های سیلابی مختلف و یا تغییر این پارامترها با زمان، دارای تفاوت در تخمین زمان تمرکز حوضه باشد. روش دوم نیز دارای مشکلاتی است از آن جمله اینکه روش یگانه‌ای جهت برآورده رواناب مستقیم وجود ندارد (در فصول بعدی خواهد آمد). لذا در مجموع روش واحدی جهت تعیین  $t_c$  وجود نداشته و با توجه به شرایط حوضه آبریز با فرضیاتی که در هر روش تجربی ارائه شده روش مناسب انتخاب می‌شود. لذا بایستی توجه ویژه‌ای به فرضیات مورد نظر در بهره برداری از هر روش نمود.

#### ۴-۱- روش‌های تجربی تخمین زمان تمرکز (با تعریف اول)

روابط بسیار متعددی جهت تخمین زمان تمرکز با استفاده از مشخصات حوضه‌های آبریز نظری شیب، ابعاد حوضه یا طول آبراهه اصلی، ضریب زبری آبراهه و میزان نفوذناپذیری سطح حوضه ارائه شده که در اینجا به یازده رابطه معمول اشاره می‌شود. این یازده رابطه تجربی به طور خلاصه در جدول ۱-۲ ارائه گردیده است. آنچه که مهم است این که هر روش در چه شرایطی باید به کار رود و اصولاً هر روش برای چه شرایطی توسعه یافته است. پنج روش: Federal Aviation Agency- FAA، موج سینماتیکی، Kerby-Hathaway، Velocity SCS Lag و SCS Velocity در موقعي قابل کاربرد است که جریان اصولاً در حوضه به صورت سطحی Overland Flow و یا دو بعدی صورت گیرد. سه روش: کارتر و دو رابطه کرپیچ با فرض جریان غالب در آبراهه به دست آمده است. دو روش: اسپی- وینسلو و فون سیکل براساس جریان ترکیبی از سطحی و آبراهه‌های توسعه یافته و تنها روش ایگلسون برای حوضه‌هایی که دارای شبکه‌های جمع آوری آبهای سطحی با لوله‌گذاری است توسعه یافته و لذا عمدتاً در حوضه‌های آبریز شهری به کار می‌رود.

در تحقیقی با استفاده از داده‌های جمع‌آوری شده از شهر واشینگتن با کالیبره کردن داده‌ها برای حوضه‌های شهری و متغیرهای طول آبراهه و شب آبراهه اصلی، رابطه خود را مطابق جدول ۱-۲ ارائه نمود. لازم به ذکر است که داده‌های جمع‌آوری شده مربوط به حوضه‌های آبریز شهری تا مساحت ۲۰ کیلومتر مربع و طول آبراهه اصلی ۱۱ کیلومتر و شب کمتر از ۵۰۰۰۵ بوده است. همچنین ضریب زبری آبراهه از ۱۳ تا ۲۵ بوده است.

جدول ۲-۱: روابط تجربی برای تخمین زمان تمرکز

نام روش	معادله
کارتر	$t_c = 1.278 L_m^{0.6} S_m^{-0.3}$
ایگلسون	$t_c = 0.000275 L_f n R_h^{-\frac{2}{3}} S_f^{-\frac{1}{2}}$
اسپی-وینسلو	$t_c = 0.734 \phi L_f^{0.29} S_f^{-0.145} I^{-0.6}$
اداره هوانوردی آمریکا	$t_c = 0.0236 (1.1 - C) L_m^{0.5} S_f^{-0.333}$
موج سینماتیکی	$t_c = 0.11657 L^{0.6} n^{0.6} i^{-0.4} S_f^{-0.33}$
کربای-هاتاوی	$t_c = 0.0241 L_f^{0.47} n^{0.47} S_f^{-0.235}$
(PA)	$t_c = 0.0000541 L_f^{0.77} S_f^{-0.5}$
(TN)	$t_c = 0.000325 L_f^{0.77} S_f^{-0.385}$
SCS با زمان تأخیر	$t_c = 0.000142 L_f^{0.8} \left( \frac{25400}{CN} - 228.6 \right)^{0.7} S^{-0.5}$
SCS با تخمین سرعت	$t_c = 0.0002778 \sum (L_f K S^{-0.5})$
فون سیکل	$t_c = 0.01248 L_t^{0.13} L_m^{0.13} S_f^{-0.065}$

در معادلات فوق:

$t_c$  = زمان تمرکز (hr),  $L_m$  = طول آبراهه اصلی (km),  $S_m$  = شب میانگین آبراهه اصلی,  $L_f$  = طول کanal (m),  $n$  = ضریب زبری مانینگ,  $R_h$  = شعاع هیدرولیکی (m),  $S_f$  = شب کanal,  $I$  = درصد سطوح نفوذناپذیر,  $K$  = عامل کanal,  $C$  = ضریب سیلان در روش منطقی (استدلالی),  $L$  = طول آبراهه اصلی (m),  $S$  = شب آبراهه اصلی (برحسب درصد),  $i$  = شدت بارش mm/h,  $CN$  = شماره منحنی در روش SCS,  $K$  = ضریب تابع نوع کاربری اراضی,  $L_t$  = مجموع طول آبراهه‌های فرعی یا لوله‌های فرعی (m) و  $L_m$  = طول حوضه (m) است.

مثال ۲-۴: مطلوب است برآورد  $t_c$  در حوضه آبریزی با مشخصات جدول ۳-۲ برای دو حالت قبل و بعد از توسعه (با تغییر کاربری اراضی) به روش تخمین سرعت. حوضه قبل از توسعه عمدتاً جنگلی به مساحت ۱۶ هکتار با آبراهه طبیعی پوشیده از علف و پس از توسعه، یک لوله بتنی به قطر ۴۰۰ میلیمتر جایگزین بخشی از آبراهه طبیعی شده است. راهنمایی: تخمین

$$\text{سرعت در آبراهه با روش مانینگ} = V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{و در سطح با معادله}$$

جدول ۲-۲: مقادیر ضریب  $K$  برای محاسبه سرعت جریان در سطح حوضه با کاربری‌های مختلف

$K$	نوع کاربری اراضی
۰.۰۷۶	اراضی جنگلی با زمین‌های لخت
۰.۱۵۲	اراضی کشاورزی
۰.۲۱۳	مراتع با چمن کوتاه
۰.۲۷۴	اراضی کشاورزی با کشت ردیفی
۰.۳۰۵	اراضی بایر با خاک بدون پوشش گیاهی
۰.۴۵۷	آبراهه‌های با پوشش علفی
۰.۶۱۰	سطوح پوشش داده شده

جدول ۲-۳: شرایط حوضه آبریز قبل و بعد از توسعه (تغییر کاربری اراضی)

کاربری اراضی	(m)	طول (m)	شیب	شماره بازه جریان	شرایط توسعه
جنگلی	۴۳	۰.۰۱	۱		قبل از توسعه
آبراهه با پوشش علفی	۸۰	۰.۰۰۸	۲		
آبراهه کنار جاده	۱۴۵	۰.۰۰۸	۳		
اراضی با پوشش چمن کوتاه	۱۵	۰.۰۱	۱		بعد از توسعه (با تغییر کاربری اراضی)
اراضی پوشش داده شده	۱۵	۰.۰۱	۲		
آبراهه‌های با پوشش علفی	۹۰	۰.۰۰۸	۳		
لوله بتی به قطر mm ۴۰۰	۱۳۰	۰.۰۰۹	۴		

حل: در شرایط قبل از توسعه با استفاده از رابطه  $V = KS^{1/2}$  و جدول ۲-۲، مقدار سرعت جریان در بازه ۱ جریان

۰.۰۷۶ متر در ثانیه و در بازه ۲ جریان ۰.۴۱ متر در ثانیه به دست می‌آید. برای محاسبه سرعت جریان در آبراهه کنار

جاده با ضریب زبری مانینگ  $n = ۰.۱۵$  و شعاع هیدرولیکی  $R_h = ۰.۳$  متر خواهیم داشت:

$$V = \frac{1}{0.15} 0.3^{2/3} 0.008^{1/2} = 0.27 \text{ m/s}$$

لذا زمان تمرکز کلی حوضه قبل از توسعه برابر است با:

$$t_c = \frac{43}{0.076} + \frac{80}{0.41} + \frac{145}{0.27} = 1298 (\text{s}) = 21.6 (\text{min})$$

در شرایط پس از توسعه، سرعت در جریان در بازه‌های ۱، ۲ و ۳ جریان به ترتیب معادل ۰.۲۳۱، ۰.۶۱ و ۰.۵۴ متر در

ثانیه بدست می‌آید. با ضریب مانینگ  $n = ۰.۱$  برای لوله بتی و شعاع هیدرولیکی  $R_h = ۰.۱$  متر خواهیم داشت:

$$V = \frac{1}{0.011} 0.1^{2/3} 0.009^{1/2} = 1.86 \text{ m/s}$$

لذا زمان تمرکز کلی حوضه پس از شرایط توسعه برابر است با:

$$t_c = \frac{15}{0.213} + \frac{15}{0.61} + \frac{90}{0.54} + \frac{130}{1.86} = 332 (\text{s}) = 5.5 (\text{min})$$

لذا توسعه اراضی حوضه باعث کاهش زمان تمرکز آن از ۲۱.۶ دقیقه به ۵.۵ دقیقه شده است. در فصول بعد افزایش شدید دبی اوج سیلان با کاهش زمان تمرکز بررسی خواهد شد. از این روست که توسعه و تبدیل اراضی جنگلی و کشاورزی به اراضی نفوذناپذیر و سطوح شهری باعث تشدید سیلان در پائین دست می‌شود.

### مسائل

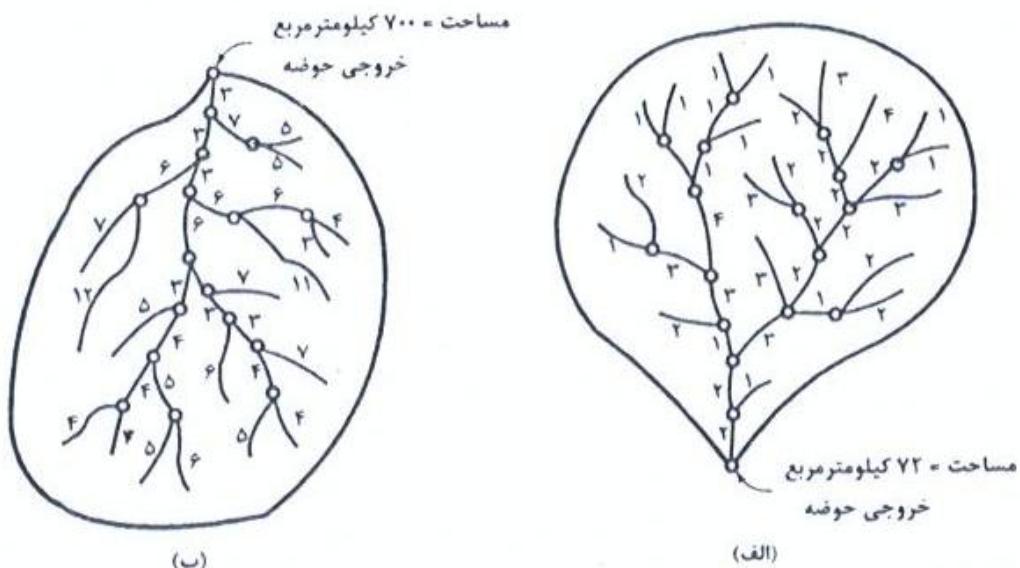
۱-۲- مطلوب است محاسبه تراکم زهکشی در حوضه‌های آبریز مطابق شکل ۵-۲-الف و ب که مساحت آنها برحسب کیلومتر مربع و طول آبراهه‌ها برحسب کیلومتر روی شکل نشان داده شده است.

۲-۲- در حوضه آبریز شکل ۴-۲-الف، ضمن مشخص نمودن مرتبه آبراهه‌ها، نسبت انشعباب  $R_b$  را محاسبه و براساس قانون هورتون برای تعداد آبراهه‌ها، تعداد واقعی آبراهه‌ها با مرتبه‌های مختلف را با مقدار محاسباتی آنها مقایسه نمایید.

۳-۲- برای شکل ۴-۲-الف، مطلوب است محاسبه نسبت طول آبراهه‌ها  $I_b$  و نسبت شیب آبراهه‌ها  $s_b$ . میانگین طول، مساحت و شیب را نیز برای هر مرتبه از آبراهه‌ها محاسبه و با مقادیر واقعی مقایسه نمایید.

۴-۲- در یک حوضه آبریز طبیعی، طول روخانه اصلی  $3500$  متر و شیب میانگین آن  $3$  درصد است. براساس شرایط نفوذپذیری خاک حوضه و پوشش گیاهی، مقدار شماره منحنی  $CN = \frac{1}{T_{\text{estimated}}}$  تخمین زده شده است. مطلوب است محاسبه زمان تمرکز این حوضه به روش SCS با زمان تأخیر.

۵-۲- در یک حوضه آبریز شهری، طول کanal اصلی جمع‌آوری آبهای سطحی  $2560$  متر و شیب آن  $S=0.004$  است. زمان تمرکز این حوضه براساس رابطه کرپیچ (TN) چند ساعت است؟



شکل ۴-۲ حوضه‌های آبریز با شاخه‌های مختلف، طول شاخه‌ها برحسب کیلومتر می‌باشد.

۶-۲ در یک حوضه آبریز شهری، کanalی از جنس بتن (n) با طول کلی ۶۵۰۰ متر و شیب میانگین  $S=0.002$  وظیفه جمع‌آوری آب‌های سطحی منطقه را به عهده دارد. زمان تمرکز این حوضه براساس روش کربای-هاتاوی چند دقیقه است؟

۷-۲ در یک حوضه آبریز شهری براساس نوع کاربری اراضی مقدار ضریب جریان در روش استدلالی  $C=0.65$  تخمین زده شده است. طول کanal اصلی جمع‌آوری آب‌های سطحی این حوضه ۴۸۰۰ متر و شیب میانگین آن  $S = .$  می‌باشد. زمان تمرکز این حوضه براساس روش اداره هوانوردی آمریکا چند دقیقه است؟

## فصل سوم: ریزش های جوی

ریزش جوی یعنی نزول بخار آب موجود در جو به صورت مایع، جامد و یا هر دو است. ریزش زمانی رخ می دهد که، از یک طرف، هوای مرطوب صعود نماید و، از طرف دیگر، هستک های کافی در جو وجود داشته باشد. به عبارت دیگر، ابتدا هوای مرطوب باید تا ارتفاعی بالا رود تا بر اثر سرد شدن به نقطه‌ی اشباع برسد تا ابر را پدید آورد. ولی نبود هستک های کافی در جو حاوی ابر منجر به وقوع ریزش نمی‌شود. بدین ترتیب، ریزش در مناطق مختلف روی زمین یکسان نیست. از این منظر، مناطق روی زمین را می‌توان به سه ناحیه کلی تقسیم کرد: نواحی پر ریزش یا خیلی مرطوب، نواحی کم ریزش یا کم آب و نواحی با ریزش متوسط.

در این فصل ضمن بررسی ریزش‌های جوی، به معرفی انواع روش‌های اندازه‌گیری ریزش‌ها (شامل باران، برف) پرداخته و روش‌های آماده‌سازی داده‌های ریزش نیز معرفی می‌شود. هم چنین، روش‌های برآوردهای منطقه‌ای بارش حاصل از داده‌های مشاهداتی نقطه‌ای (اندازه‌گیری شده با باران سنج) ارائه می‌شود. بررسی رابطه‌ی بین شدت و مدت بارش، معرفی منحنی‌های عمق – مساحت – مدت بارش، همراه با مثال‌هایی برای هر موضوع در این فصل ارائه خواهد شد. نهایتاً بحث تعدیل ریزش نقطه‌ای به ریزش منطقه‌ای و الگوهای زمانی ریزش مورد توجه قرار می‌گیرد.

### ۱-۳ ریزش‌های جوی (بارش)

این ریزش‌ها موقعی انجام می‌شود که اجزاء تشکیل دهنده ابر، به دلیل بزرگی و سنگینی نتوانند در ابر شناور باقی بمانند و در نتیجه به ناچار باریده می‌شود. بدیهی است که بزرگی اجزای مزبور باید آنقدر باشد که با وجود تبخیر در طول راه تا سطح زمین، بقایای آن بتواند به سطح زمین برسد. ریزش‌های جوی براساس ساختمان فیزیکی اجزاء آن به دو دسته مایع و جامد تقسیم می‌شوند. ریزش‌های مایع عبارتند از باران، ریزباران و رگبار (بطورکلی بارش باران). ریزش‌های جامد شامل برف، یخدانه و تنگرگ (بطورکلی بارش برف) است.

#### ۱-۱-۳ بارش‌های مایع

این نوع ریزش که باران نام دارد از قطرات فراوان آب تشکیل می‌شود که به نسبت سیستم به وجود آورنده‌ی آن می‌تواند کاملاً متفاوت باشد. قطره باران معمولاً از ۰.۵ تا ۵ میلیمتر قطر دارد. باران‌های با قطر کمتر از ۰.۵ میلیمتر را ریز باران گویند، که غالباً از ابرهای پائین به سطح زمین می‌بارد. رگبار از قطرات درشت تشکیل شده که دارای شدت زیاد و مدت (تداوم) کم بوده و عموماً در هوای ناپایدار تشکیل شده و می‌بارد.

## ۲-۱ بارش های جامد

این نوع ریزش که عمدتاً برف نام دارد از بلورهای شش گوش تشکیل شده است که حاصل تضعیف بخار آب در دمای کمتر از نقطه‌ی انجماد آن است. بلورهای مزبور به صورت منفرد یا مخلوط با سایر بلورهای یخ مشاهده می‌شوند. بلورهای برف در بیشتر موارد به تنها‌ی قابل به چسبیدن به یکدیگر نیستند، بلکه به وسیله‌ی قطرات آب سرد به یکدیگر متصل می‌شوند. بلورهای مزبور در این موارد به صورت تکه‌های برف با ابعاد ۴ تا ۵ سانتی‌متر رشد می‌کنند.

به طور کلی سهم برف نسبت به کل بارش، با کاهش دما یا افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود. یعنی بالاتر از یک ارتفاع معین، بارش تنها به صورت برف دیده می‌شود که به استقرار برف در ارتفاعات منجر می‌شود. یخدانه از دانه کروی نیمه شفاف و به ندرت مخروطی تشکیل شده است که بزرگی آن از ۲ تا ۵ mm است. یخدانه حاصل انجام آرام قطره آب سرد، در سطح دانه‌های برف است. یخدانه معمولاً موقعي تشکیل می‌شود که دمای لایه‌های جو بسیار کمتر از صفر درجه (C) باشد.

تگرگ از دانه یا تکدانه‌های یخ حداقل به قطر ۵ mm تشکیل شده است. رشد شدید تگرگ حاصل حرکات عمودی شدید و مکرر هوا در درون ابرهاست. یعنی هستک‌ها قطرات آب را به دفعات به دور خود جذب کرده سبب انجام آنها شوند. تگرگ غالباً به شکل رگبار، بطور محدود همراه با رعد و برق به ویژه در فصل بهار می‌بارد.

## ۲-۲ الگوهای صعود هوا منجر به بارش

صعود هوا مرطوب به منظور ایجاد بارش، به عوامل متعددی نسبت داده می‌شود. مهمترین این عوامل عبارتند از: بارش های جبهه‌ای، همرفتی (جابجایی) و کوه بارشی.

بارش های جبهه‌ای در اثر تلاقی حرکت دو جبهه‌ی هوا سرد و یا گرم (دارای حرکت موازی سطح زمین) و صعود هوا گرم در اثر این برخورد است. هوا گرم به علت ناپایداری ذاتی خود، در هر دو جبهه‌ی سرد و گرم صعود و در نهایت بارش ایجاد می‌شود. بنابراین هرچه مقدار رطوبت هوا گرم بیشتر باشد، مقدار بارش نیز بیشتر است.

بارش های همرفتی در مقیاس محلی و در نتیجه‌ی ناپایداری ناگهانی هوا صورت می‌گیرد. برخلاف بارش‌های جبهه‌ای، جابجایی در داخل یک توده‌ی هوا عمل می‌کند. این ناپایداری موقعی حاصل می‌شود که توده‌ی هوا در سطح زمین، به دلائل مختلف موضعی جوی/سطحی بطور ناگهانی گرمتر از هوا مجاور شود. گرم شدن توده‌ی هوا نسبت به محیط اطراف خود نزدیکی سطح زمین به دو دلیل می‌تواند روی دهد. ۱- قسمتی از زمین در منطقه‌ای وسیع، انرژی تابشی بیشتری نسبت به اطراف کسب کند و به تدریج تا حدی گرم شود که قسمت زیرین توده‌ی هوا بالایش را گرمتر از هوا مجاور

خود کند. چنین هوایی ناپایدار شده بالا می‌رود. ۲- توده‌ی هوا در مسیر حرکت خود از مناطق بسیار گرم عبور کرده که ناگاه بالا رود. یعنی گرمای چنین منطقه‌ای از طریق رسانایی به هوای گذرنده منتقل شده قسمت زیرین آن را گرمتر از قسمت‌های بالایش کند. این نوع صعود هوا همواره با رعد و برق همراه بوده و عمدتاً در تابستان غالب است.

بارش‌های کوه بارشی در اثر ناهمواری سطح زمین در مقابل حرکت افقی (موازی سطح زمین) ایجاد می‌شود. ناهمواری سطح زمین توده‌ی هوا را وادار به عبور از روی دامنه خود به طرف قله (کوه یا تپه) کرده تا از آن بگذرد. با استقرار سیستم کم فشار در یک منطقه، ممکن است توده هوا به اجبار از دامنه کوه بالا روند (حرکت توده هوا یعنی باد) که ضمن این صعود، دمای توده هوا کاهش می‌یابد. زمانی فرا می‌رسد که بر اثر کاهش دما، هوا از رطوبت اشباع شده (کمتر شدن گنجایش نگهداری رطوبت هوا از میزان رطوبت موجود)، در نتیجه تراکم آغاز و ابر و باران می‌تواند ایجاد شود.

### ۳-۳ اندازه‌گیری بارش

روش‌های گوناگونی جهت اندازه‌گیری بارش وجود دارد. منظور از اندازه‌گیری بارش، تعیین مقدار بارش در یک نقطه (mm) است. برخی وسائل اندازه‌گیری شدت، زمان شروع و زمان پایان بارش را نیز ثبت می‌کند. از آنجا که اغلب ریزش‌ها به صورت باران یا برف است، لذا دستگاه‌های ساخته شده نیز جهت اندازه‌گیری، به دو گروه مختلف تقسیم می‌شود.

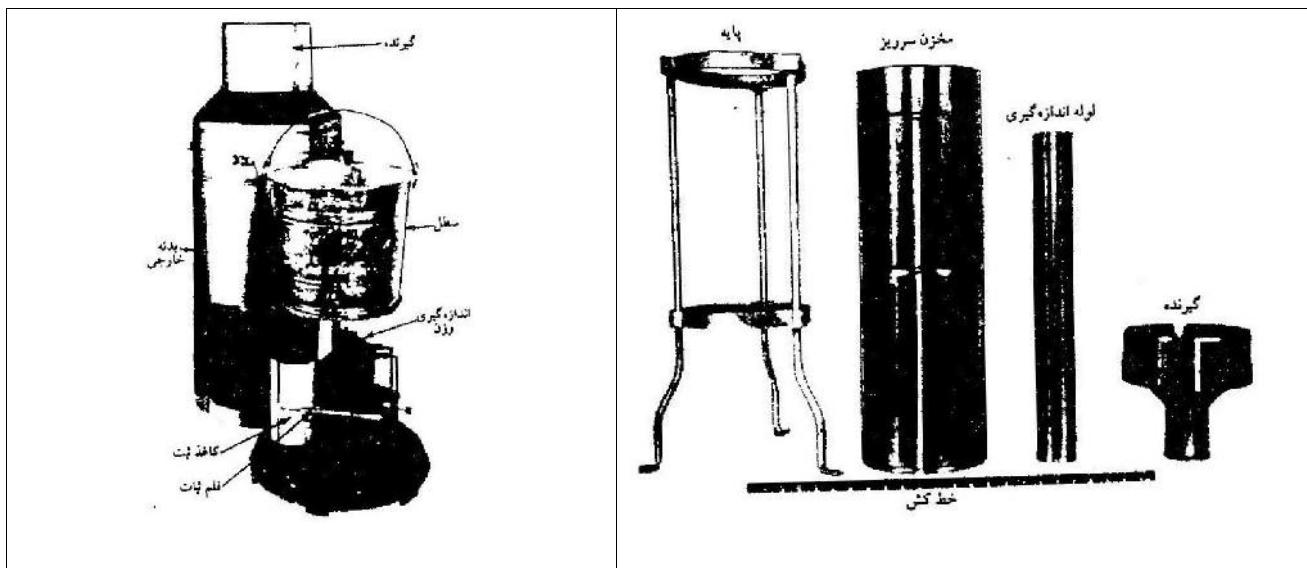
### ۱-۳-۳ اندازه‌گیری باران

بطورکلی اندازه‌گیری باران در سطح زمین با استفاده از دو نوع باران‌سنج، یکی ساده و دیگری ثبات، انجام می‌گیرد. همچنین ممکن است اندازه‌گیری باران با استفاده از رادار به ویژه در مقیاس‌های بزرگ نظیر اندازه‌گیری‌های منطقه‌ای صورت گیرد. در مورد استفاده از رادار در اندازه‌گیری بارش به کتب هیدرولوژی مراجعه شود.

مطابق شکل ۳-۱، باران‌سنج‌های ساده شامل یک استوانه است که آب باران در آن با قیفی به درون استوانه کوچکتری هدایت می‌شود. مساحت قسمت بالایی قیف‌گیرنده‌ی باران متفاوت است. مثلاً در باران‌سنج‌های هلمان سطح ۲۰۰ سانتیمتر مربع رعایت می‌شود. در حالی که در بعضی از کشورها سطح مزبور بزرگتر است. اندازه‌گیری آب باران در درون استوانه‌ی کوچک با خط‌کشی انجام می‌شود که درجه‌بندی آن متناسب با قطر استوانه‌ی داخلی است، به طوری که یک میلیمتر باران با یک لیتر آب باران در مترمربع مطابقت می‌کند.

در نقاط کمتر در دسترس و نبود امکان بازدید از باران‌سنج، بطوریکه ماهی یکبار تا دو ماه یکبار امکان قرائت باران وجود داشته باشد، از باران‌سنج‌های ذخیره‌ای استفاده می‌شود. باران‌سنج‌های ثبات به ویژه جهت اندازه‌گیری شدت بارش در

طول زمان‌های مختلف بارش بکار می‌رود. زیرا باران‌سنجهای ساده مقدار کل باران را در یک رخداد بارش به دست می‌دهند. باران‌سنجهای ثبات دارای انواع متعددی است که باران‌سنجهای وزنی (شکل ۲-۳) براساس وزن آب تجمع‌یافته در مخزن آن، عمق باران را روی کاغذ ثبت می‌کند. در نوع باران‌سنجهای ثبات سیفونی (شکل ۳-۳)، فشار آب جمع شده در مخزن به وسیله‌ی اهرم یا جسم شناوری که نوک آنها به قلم و رسام مججهز است روی استوانه‌ی ثبات منتقل می‌شود.



شکل ۲-۳ باران‌سنجهای ثبات وزنی

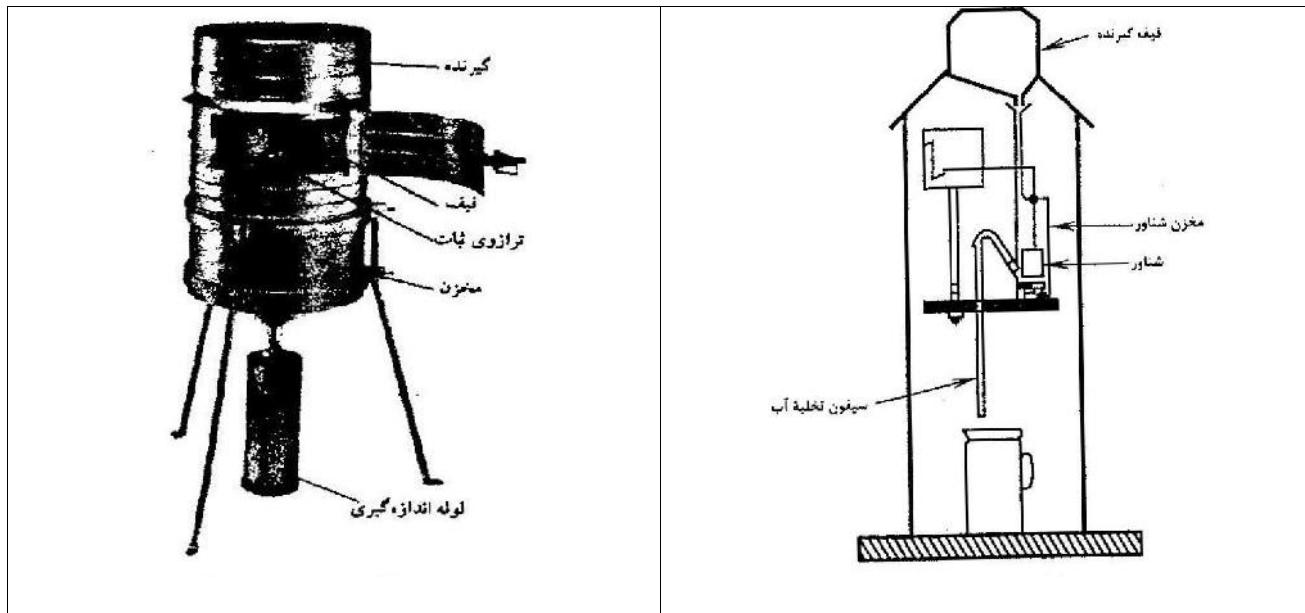
باران‌سنجهای ثبات ترازویی مطابق شکل ۳-۴، همانند باران‌سنجهای ساده بوده که به یک ترازوی حساس مججهز است و با اندازه‌گیری وزن آب وارد شده به مخزن، عمق آب را در زمان‌های مختلف بر روی استوانه‌ی ثبات منتقل می‌کند.

### ۲-۳-۳ اندازه‌گیری برف

هدف از اندازه‌گیری برف تعیین ارتفاع برف و در ارتفاع معادل آب آن است. شرایط محلی بارش برف به لحاظ توپوگرافی، شیب، پوشش گیاهی، کاربری اراضی، دما، وزش باد و جهت تابش خورشید یکسان نیست. لذا ارتفاع برف حتی در طی یک رخداد و در نقاط مختلف یک منطقه ثابت نبوده و اندازه‌گیری ارتفاع برف با خطای تقریبی نسبتاً بالایی همراه است. از طرف دیگر، مقدار ارتفاع برف نمی‌تواند به تنها یک معیاری جهت تعیین ارتفاع معادل آب حاصل از ذوب برف باشد. برای اساس، معیار چگالی برف تعریف می‌شود، که عبارتست از نسبت وزن آب معادل برف ذوب شده به حجم اولیه‌ی برف. که برای برف تازه باریده حدود  $40 \text{ kg/m}^3$  برای برف کهنه با تراکم زیاد به ویژه در ارتفاعات به حدود  $900 \text{ kg/m}^3$  می‌رسد.

برای اندازه‌گیری ارتفاع برف دو روش اندازه‌گیری در هنگام باریدن و اندازه‌گیری پس از بارش وجود دارد. در این روش اندازه‌گیری برف در هنگام باریدن از برف‌سنجهای نیفر استفاده می‌شود که دارای محفظه‌ای مخروطی با قطر بیرونی ۷۵۰

میلیمتر و قطر داخلی ۲۷۵ میلیمتر است که بر روی باران سنج نصب می‌شود و عملاً ارتفاع آب معادل ذوب برف را نشان می‌دهد. اندازه‌گیری ارتفاع برف پس از بارش توسط خطکش مدرج صورت گرفته و جهت افزایش دقت عمل اندازه‌گیری ارتفاع برف در چندین محل صورت گرفته و میانگین آن به عنوان ارتفاع متوسط در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳-۴ باران سنج ثبات ترازوی

شکل ۳-۳ باران سنج ثبات سیفوونی

#### ۴-۳ شبکه اندازه‌گیری بارش‌ها (شبکه باران سنجه)

از آنجا که مساحت تحت پوشش هر ایستگاه اندازه‌گیری بارش در مقایسه با مساحت تحت بارش بسیار کم است و لذا بایستی به تعداد کافی و در نقاط مناسب اندازه‌گیری بارش صورت گیرد تا بتوان تصویر مناسبی از وضعیت بارش در منطقه بدست آورد. از طرف دیگر تعداد زیادی ایستگاه اندازه‌گیری بارش بار مالی به همراه داشته و به جز هزینه‌ی اولیه احداث آن، هزینه‌های بهره‌برداری و نگهداری دربر دارد، از این رو بایستی تعداد بهینه‌ای از ایستگاه در هر منطقه وجود داشته باشد که هم نمایشگر وضعیت واقعی بارش در منطقه بوده و هم به لحاظ اقتصادی مقرر باشد. براساس توصیه‌ی سازمان جهانی هواشناسی توصیه می‌گرد تعداد ایستگاه‌ها در مناطق و اقلیم‌های مختلف به صورت زیر باشد:

- در مناطق مسطح و با اقلیم مدیترانه‌ای و همچنین در مناطق استوایی در هر ۶۰۰ تا ۹۰۰ کیلومترمربع وجود یک ایستگاه اندازه‌گیری بارش ایده‌آل است و در هر ۹۰۰ تا ۳۰۰۰ کیلومترمربع یک ایستگاه قابل قبول است؛
- در مناطق کوهستانی با اقلیم مدیترانه‌ای و همچنین در مناطق استوایی در هر ۱۰۰ تا ۲۵۰ کیلومترمربع وجود یک ایستگاه اندازه‌گیری بارش ایده‌آل و در هر ۲۵۰ تا ۱۰۰۰ کیلومترمربع قابل قبول است؛
- در مناطق خشک و بیابانی و نیز مناطق قطبی وجود یک ایستگاه در هر ۱۵۰۰ تا ۱۰۰۰۰ کیلومترمربع مناسب است.

### ۱-۴-۳ کفايت تعداد باراسنج ها

جهت بررسی کفايت تعداد ایستگاههای اندازه‌گيري بارش در منطقه‌ای که دارای تعدادی ایستگاه بوده و آمار آن موجود است، با استفاده از مشخصات آماری داده‌های ایستگاه می‌توان تعداد بهينه‌ی ایستگاه را تعیین نمود. اين تعداد از رابطه:

$$N = \left( \frac{C_v}{V} \right)^2 \quad (4-3)$$

تعیین می‌شود که  $N$  = تعداد بهينه‌ی ایستگاه اندازه‌گيري بارش،  $C_v$  = ضریب تغییرات داده‌های اندازه‌گيري شده از  $m$  ایستگاه موجود،  $V$  = درصد خطای مجاز در تعیین میانگین بارش منطقه است. اگر مقادیر بارش مشاهداتی در  $m$  ایستگاه موجود به ترتیب  $P_m, P_3, P_2, \dots, P_1$  باشد، ضریب تغییرات از روابط زیر بدست می‌آید:

$$C_v = \frac{100 \dagger_{m-1}}{\bar{P}} \quad (5-3)$$

$$\dagger_{m-1} = \sqrt{ \left[ \sum_{i=1}^m (P_i^2) - \frac{\left( \sum_{i=1}^m P_i \right)^2}{m} \right] / (m-1) } \quad (6-3)$$

که  $P_i$  = بارش در ایستگاه  $i$  ام،  $\bar{P}$  = میانگین بارش در منطقه است. برای محاسبه‌ی تعداد بهينه‌ی ایستگاههای اندازه‌گيري بارش عموماً درصد خطای مجاز  $10\%$  در نظر گرفته می‌شود. بدیهی است هرچه درصد خطای مجاز کمتر شود، تعداد ایستگاهها افزایش می‌یابد.

**مثال ۳-۲:** در منطقه‌ای ۶ ایستگاه اندازه‌گيري بارش وجود دارد. در طول یکسال، مقدار بارش میانگین در این ایستگاهها مطابق جدول ۳-۱ بوده است. اگر خطای مجاز میانگین بارش  $10\%$  باشد، تعداد بهينه‌ی ایستگاهها چقدر است؟

جدول ۳-۱ بارش میانگین در ۶ ایستگاه

شماره‌ی ایستگاه	بارش (mm)
6	136.7
5	98.8
4	110.3
3	180.3
2	102.9
1	82.6

حل: براساس داده‌های مسئله:  $m = 6$  ،  $V = 10\%$  و میانگین رياضي بارش اين ۶ ایستگاه برابر است با

$$\sigma_{m-1} = 35.04 \quad \text{لذا براساس رابطه (6-3) داريم: } \bar{P} = 118.6 \text{ ( mm )}$$

$$C_v = \frac{100 \times 35.04}{118.6} = 29.54 \quad \text{ضریب تغییرات براساس رابطه (5-3) برابر است با}$$

$$N = \left(\frac{29.54}{10}\right)^2 = 8.7 \approx 9$$

ایستگاه ۹

تعداد بهینه‌ی ایستگاه‌ها براساس رابطه‌ی (۴-۳) برابر است با  
براین اساس، تعداد ۳ ایستگاه جدید دیگر مورد نیاز است.

### ۳-۵ آماده‌سازی داده‌های مشاهداتی قبل از کاربرد

قبل از بکارگیری داده‌های مربوط به بارش ایستگاه‌های اندازه‌گیری، بایستی از پیوستگی یا سازگاری آنها مطمئن شد، یعنی داده‌های مشاهداتی مورد کنترل کیفی قرار گیرند. منظور از کنترل پیوستگی داده‌ها این است که در بین داده‌های اندازه‌گیری شده، داده‌ی اشتباه در اثر خرابی دستگاه یا قرائت اشتباه وجود نداشته باشد. داده‌ی اشتباه را می‌توان با استفاده از داده‌های مشاهداتی (آمار) ایستگاه‌های مجاور تشخیص داد. بدین منظور از تعریف بارش نرمال به عنوان مبنای مقایسه استفاده می‌شود. بارش نرمال عبارتست از میانگین میزان بارش در یک دوره‌ی مشخص نظیر ماه، سال در طی یک دوره‌ی سی‌ساله. بنابراین مفهوم بارش نرمال سالانه برای یک ایستگاه عبارتست از میانگین حداقل سی‌ساله‌ی بارش در این ایستگاه که آمار آن موجود باشد. یعنی داده‌های یک ایستگاه وقتی با یکدیگر سازگار است که از یک جامعه‌ی آماری به وجود آمده باشند. به عبارت دیگر، همگنی در آنها برقرار باشد.

### ۱-۵-۳ تخمین داده غیرموجود (مفقودی)

با استفاده از مقادیر بارش سالانه‌ی  $M$  ایستگاه مجاور باران‌سنجدی معادل  $P_1, P_2, P_1, P_3, \dots, P_M$  می‌توان مقدار داده‌ی غیرموجود  $P_x$  در ایستگاه  $x$  را به دست آورد. با فرض اینکه مقادیر بارش نرمال سالانه ایستگاه‌های اندازه‌گیری  $N_1, N_2, N_3, \dots, N_M$  با بارش نرمال سالانه دیگر ایستگاه‌ها کمتر از ۱۰ درصد باشد، مقدار  $P_x$  از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید.

$$P_x = \frac{1}{M} (P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_M) \quad (7-3)$$

ولی هرگاه میانگین نرمال سالانه در ایستگاه  $x$  یعنی  $N_x$  تفاوت قابل ملاحظه‌ای با میانگین نرمال سالانه‌ی دیگر ایستگاه‌ها داشته باشد، با استفاده از روش نسبت نرمال مطابق رابطه‌ی زیر مقدار  $P_x$  محاسبه می‌شود.

$$P_x = \frac{N_x}{M} \left[ \frac{P_1}{N_1} + \frac{P_2}{N_2} + \frac{P_3}{N_3} + \dots + \frac{P_M}{N_M} \right] \quad (8-3)$$

### ۲-۵-۳ آزمون سازگاری داده‌ها

داده‌ها وقتی سازگارند که از یک جامعه‌ی آماری باشند. داده‌های بارش ممکن است به دلایل زیر دارای ناسازگاری باشند:

- جابجایی ایستگاه باران‌سنجدی به محل جدید دیگری در منطقه؛

-تغییر در اقلیم منطقه ناشی از آتش‌سوزی جنگل‌ها، لغزش زمین و زلزله شدید؛

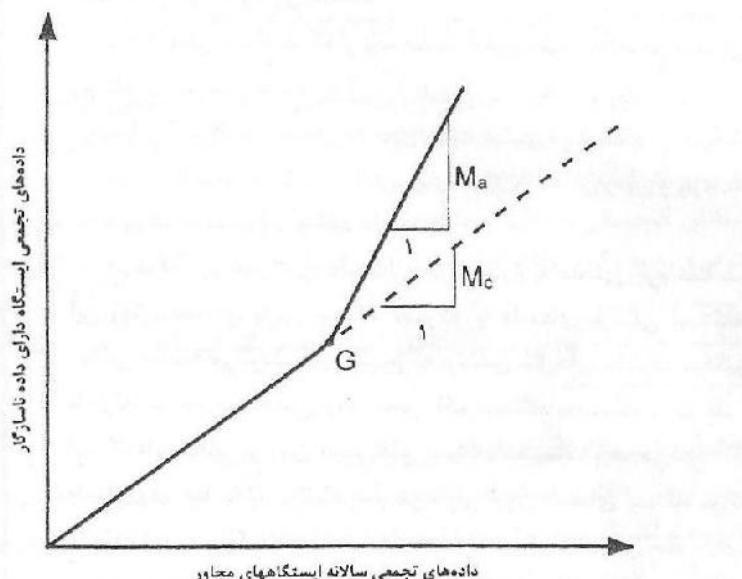
-خطای انسانی در قرائت یا ثبت داده‌ها

جهت بررسی ناسازگاری داده‌ها از منحنی تجمعی دوگانه استفاده می‌شود. در این روش داده‌های بارش ایستگاه ناسازگار با داده‌های بارش ایستگاه‌های مجاور به صورت تجمعی مقایسه می‌شود. یعنی براساس سال‌های مشترک میانگین بارش سالانه ایستگاه ناسازگار به صورت تجمعی روی محور قائم دستگاه مختصات و متناظر با آن میانگین سالانه ایستگاه‌های مجاور بر روی محور افقی دستگاه مختصات برد می‌شود. در حالت سازگاری داده‌ها، داده‌ها تقریباً روی یک خط مستقیم (شیب ثابت) قرار می‌گیرد. در حالت ناسازگاری داده‌ها، از یک نقطه به بعد شکست در خط ایجاد می‌شود. حتی ممکن است چند خط مستقیم با چند شیب متفاوت قابل برآش شود. لذا با استی داده‌های بارش ایستگاه ناسازگار در دوره‌ی ناسازگاری براساس شیب قبلی خط (دارای سازگاری با داده‌های ایستگاه‌های مجاور) اصلاح شود. در شکل ۳-۵ مقدار

$$\text{ضریب اصلاحی برای داده‌های از نقطه} G \text{ به بعد } K = \frac{M_c}{M_a} \text{ است و لذا داده‌ها براساس رابطه زیر اصلاح می‌شود.}$$

$$P_c = P \frac{M_c}{M_a} \quad (9-3)$$

که  $P_c$  = داده‌ی اصلاح شده،  $P$  = داده‌ی ناسازگار یا اصلاح نشده،  $M_c$  = شیب اصلاحی در منحنی تجمعی دوگانه،  $M_a$  = شیب اصلی در منحنی تجمعی دوگانه از قسمت داده‌های ناسازگار به بعد. توصیه می‌شود تعداد ایستگاه‌های مجاور جهت استفاده از این روش ۵ تا ۱۰ ایستگاه باشد.



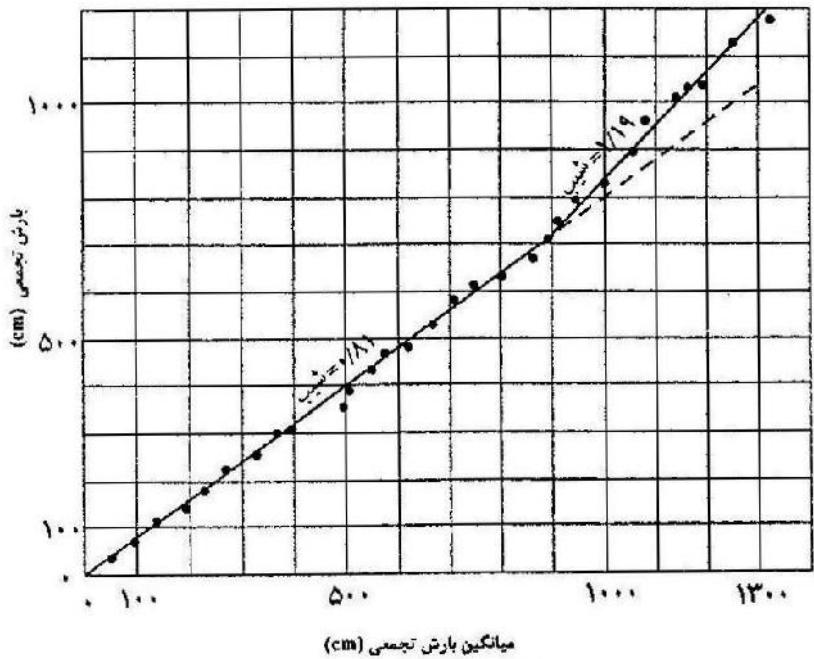
شکل ۳-۵ منحنی تجمعی دوگانه

**مثال ۴-۳:** در جدول ۲-۳ مقادیر میانگین بارش سالانه از سال ۱۳۵۱ تا ۱۳۸۰ برای ایستگاه باران‌سنگی A که دارای ناسازگاری با ۱۰ ایستگاه مجاور است و نیز مقادیر تجمعی بارش سالانه داده شده است. با استفاده از روش منحنی تجمعی دوگانه مقادیر بارش سالانه ایستگاه A را اصلاح نمایید.

حل: با رسم تجمعی میانگین بارش سالانه در ایستگاه A در مقابل بارش تجمعی سالانه در ۱۰ ایستگاه مجاور، منحنی مطابق شکل ۶-۳ به دست می‌آید که از سال ۱۳۶۱ به قبل دارای ناسازگاری با ایستگاه‌های مجاور است. شیب قسمت ابتدای منحنی معادل  $M_c = 0.81$  و در بخش دارای ناسازگاری معادل  $M_a = 1.19$  است. لذا ضریب اصلاح داده‌ها از سال ۱۳۵۱ تا سال ۱۳۶۱ معادل  $K = \frac{0.81}{1.19} = 0.68$  می‌شود. در جدول ۳-۳ مقادیر بارش اصلاح شده در طی سال‌های ۱۳۵۱ تا ۱۳۶۰ آمده است.

**جدول ۲-۳** مقادیر میانگین بارش سالانه در ایستگاه A و ۱۰ ایستگاه مجاور

سال	بارش در ایستگاه A (cm)	بارش تجمعی در ایستگاه A (cm)	میانگین بارش در ۱۰ ایستگاه مجاور (cm)	بارش تجمعی در ایستگاه ۱۰ ایستگاه مجاور (cm)
1351	50.5	1178.7	71.5	1321.5
1352	90.0	1128.2	57.0	1250.0
1353	6.0	1038.2	27.5	1193.0
1354	21.5	1032.2	25.0	1165.5
1355	50.5	1010.7	60.5	1140.5
1356	62.5	96.02	22.0	1080.0
1357	69.5	897.7	55.0	1058.0
1358	36.0	828.2	57.0	1003.0
1359	42	792.2	36.5	946.0
1360	42	750.2	19.0	909.5
1361	36	708.2	27.5	890.5
1362	42	672.2	60.5	8633.0
1363	18.0	630.2	55.0	802.5
1364	30.0	612.2	38.5	747.5
1365	54.0	582.2	38.5	709.0
1366	48.0	528.2	47.5	670.5
1367	12.0	480.2	49.5	623.0
1368	36.0	468.2	24.0	573.5
1369	42.0	432.2	44.0	549.5
1370	36.0	390.2	60.5	505.5
1371	44.5	354.2	47.5	495.0
1372	9.5	309.2	29.5	397.5
1373	45.5	300.2	40.5	368.0
1374	31.2	254.7	56.0	327.5
1375	43.5	223.5	40.5	270.5
1376	39.5	180.0	38.5	230.0
1377	24.0	140.5	55.0	195.5
1378	44.5	116.5	42.0	137.5
1379	36.0	72.0	46.0	95.5
1380	36.0	36.0	49.5	49.5



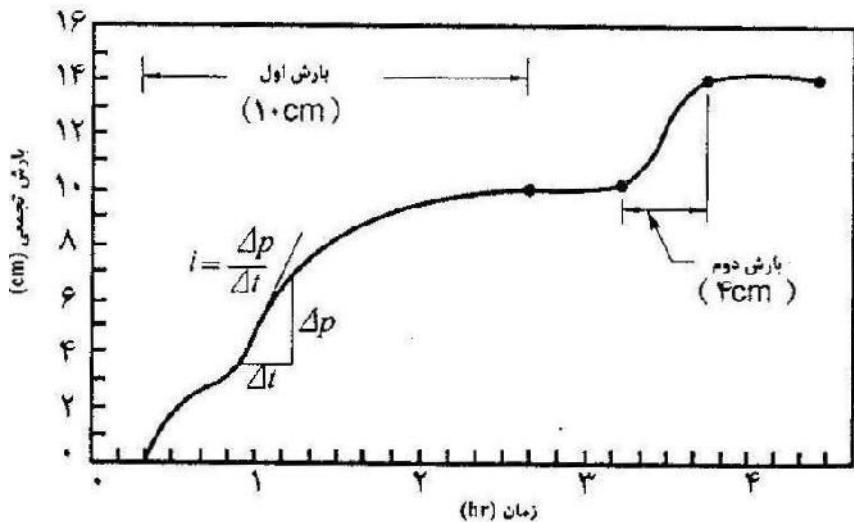
شکل ۳-۳ منحنی تجمعی دوگانه

جدول ۳-۳ مقادیر بارش اصلاح شده در طی سال های ۱۳۵۱ تا ۱۳۶۰

سال	بارش اصلاح نشده (cm)	بارش اصلاح شده (cm)
1360	42.0	28.56
1359	42.0	28.56
1358	36.0	24.48
1357	69.5	47..26
1356	62.5	42.5
1355	50.5	34.34
1354	21.5	14.62
1353	6.0	4.08
1352	90.0	61.2
1351	50.5	34.34

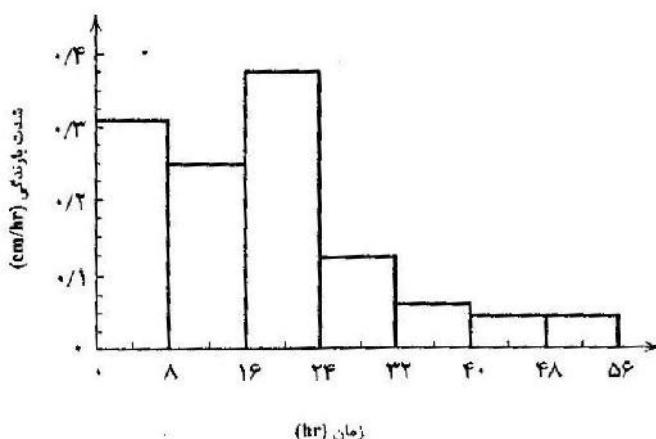
### ۶-۳ نمایش داده های بارش

برای نمایش گرافیکی داده های بارش دو روش اصلی وجود دارد. روش اول موسوم به منحنی تجمعی و روش دوم هیتوگراف بارش است. منحنی تجمعی بارش در حقیقت منحنی است که مقدار تجمعی بارش را در مقابل زمان از شروع بارش نشان می دهد. باران سنج های وزنی و سیفونی میزان بارش را بدین صورت ثبت می کنند. نمونه ای از این نوع منحنی در شکل ۳-۷ نشان داده شده است. از منحنی تجمعی بارش، مدت بارش، مقدار بارش و شدت آن به سادگی استخراج می شود. براساس شکل ۳-۷ دو بارش رخ داده است، که اولی به مدت ۳ ساعت و مقدار ۱۰ سانتیمتر و دومی به مدت ۰.۵ ساعت و مقدار ۴ سانتیمتر باریده است. شدت بارش اول در طی مدت ۳ ساعت ثابت نبوده و در ابتدا با شدت زیاد (شیب منحنی تندتر) و سپس شدت کمتر (شیب منحنی کندتر) می شود. شدت بارش دوم تقریباً ثابت است. شدت بارش در هر گام زمانی عبارتست از شیب منحنی تجمعی در آن نقطه که مطابق شکل ۳-۷ برابر با  $\frac{Up}{\Delta t}$  است.



شکل ۷-۳ منحنی تجمعی بارش (مشاهداتی)

هیتوگراف بارش عبارتست از تغییرات شدت بارش در بازه‌های زمانی در طول بارش که به صورت نمودار ستونی نشان داده می‌شود. نمونه‌ای از هیتوگراف بارش در شکل ۸-۳ آمده است. بدیهی است هیتوگراف بارش از منحنی تجمعی بارش قابل استخراج است. بدین صورت که در گام‌های زمانی مختلف شیب منحنی تجمعی بارش نشانگر شدت بارش است و ترسیم مقدار آن در مقابل گام زمانی، هیتوگراف بارش را تشکیل می‌دهد. از هیتوگراف بارش می‌توان بیشترین شدت بارش، کمترین شدت بارش و زمان تداوم هریک را به دست آورد. همچنین مساحت هیتوگراف بارش مقدار کل بارش را می‌دهد.



شکل ۸-۳ هیتوگراف بارش

مثال ۳-۵: براساس داده‌های باران‌سنجی، مقادیر بارش تجمعی بر حسب زمان در طی یک بارش ۵۰ دقیقه‌ای مطابق جدول ۳-۴ است. مطلوب است رسم منحنی تجمعی و هیتوگراف این بارش. حداقل و حداکثر شدت بارش بر حسب سانتیمتر در ساعت چقدر است؟

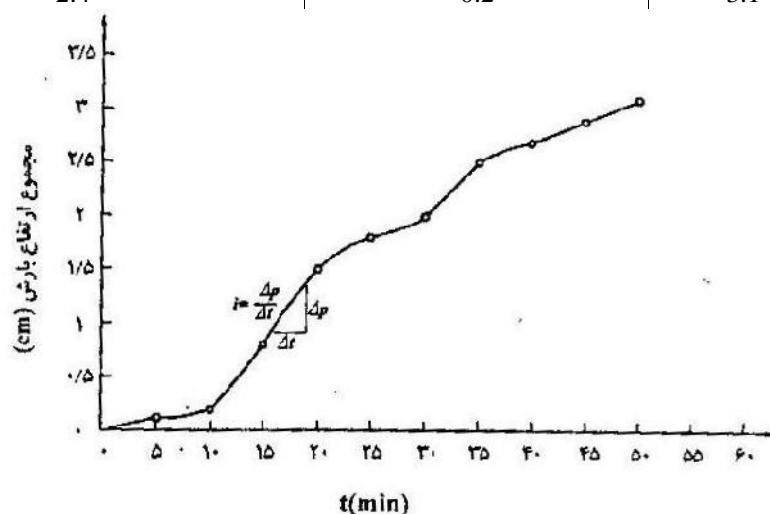
جدول ۳-۴ بارش تجمعی در طی یک بارش ۵۰ دقیقه‌ای

زمان از شروع بارش (min)	بارش تجمعی (cm)
50	3.1
45	2.9
40	2.7
35	2.5
30	2.0
25	1.8
20	1.5
15	0.8
10	0.2
5	0.1

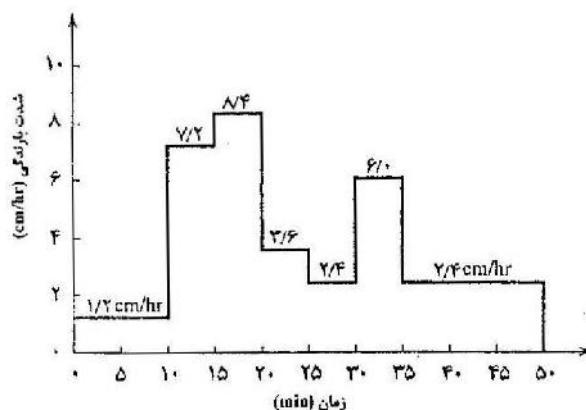
حل: منحنی بارش تجمعی نسبت به زمان که منحنی تجمعی بارش نیز نامیده می شود در شکل ۹-۳ آمده است. جهت استخراج هیتوگراف بارش نیاز به محاسبه شدت بارش در طی گامهای زمانی مختلف است که در این مثال  $(min) = Ut = 5$  در نظر گرفته شده است. در جدول ۹-۵ نحوه محاسبه شدت بارش در طی زمانهای مختلف و در شکل ۹-۳ ۱۰ هیتوگراف بارش نشان داده شده است. براین اساس حداقل شدت بارش  $1.2 \text{ cm/hr}$  و حداکثر  $8.4 \text{ cm/hr}$  بوده است.

جدول ۹-۵ محاسبه شدت بارش در طی گامهای زمانی مختلف از شروع بارش

$i = (Up / Ut) \times 60 (\text{cm} / \text{hr})$	شدت بارش	$\Delta t = 5(\text{min})$	بارش در طول مدت	بارش تجمعی (cm)	زمان (min)
1.2			0.1	0.1	5
1.2			0.1	0.2	10
7.2			0.6	0.8	15
8.4			0.7	1.5	20
3.6			0.3	1.8	25
2.4			0.2	2.0	30
6.0			0.5	2.5	35
2.4			0.2	2.7	40
2.4			0.2	2.9	45
2.4			0.2	3.1	50



شکل ۹-۳ منحنی تجمعی بارش



شکل ۹-۴ هیتوگراف بارش در مدت ۵۰ دقیقه بارش

## ۷-۳ منطقه‌ای نمودن داده‌های نقطه‌ای بارش

اطلاعات اخذ شده از باران‌سنج‌ها نشانگر مقدار و شدت بارش در نقاط اندازه‌گیری است. از آنجا که بارش در سطوح وسیع با مقدار و شدت یکسان نمی‌بارد، لذا برای تبدیل داده‌های نقطه‌ای بارش به میانگین منطقه‌ای نیاز به روش‌های زمین آماری است. تغییرات بارش در یک رخداد به ویژه در مناطق کوهستانی بیشتر بوده و نیاز به اطلاعات نقطه‌ای بیشتری است. در مناطق وسیع‌تر که با چندین باران‌سنج همزمان داده‌های بارش اندازه‌گیری می‌شود و مقادیر مختلفی را نشان می‌دهند، نیاز به تبدیل این بارش‌ها به بارش میانگین منطقه است تا بتوان حجم بارش را در کل منطقه تعیین نمود. سه روش اصلی جهت میانگین‌گیری از داده‌های نقطه‌ای وجود دارد که عبارتند از: میانگین‌گیری حسابی، چندضلعی تیسن و خطوط همباران. کاربرد هرکدام در زیر تشریح می‌شود.

### ۱-۷-۳ روش میانگین‌گیری ریاضی

وقتی مقادیر بارش مشاهداتی در ایستگاه‌های مختلف منطقه تغییرات زیادی نداشته باشند (مانند وضعیت مناطق مسطح)، با میانگین‌گیری ریاضی از مقادیر بارش در ایستگاه‌های مختلف می‌توان به میانگین بارش در منطقه با تقریب مناسبی دست یافت. لذا در صورتی که بارش در ایستگاه‌های مختلف  $p_1, p_2, \dots, p_N$  باشد، مقدار بارش میانگین برابر با:

$$\bar{P} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N P_i \quad (10-3)$$

خواهد بود که در آن  $P_i$  بارش در ایستگاه  $i$  و  $\bar{P}$  میانگین بارش منطقه است. هرچند این روش ساده است، ولی در مناطقی که تفاوت داده‌های بارش ثبت شده با یکدیگر زیاد و یا توزیع مکانی باران‌سنج‌ها یکنواخت نباشد، کاربرد ندارد.

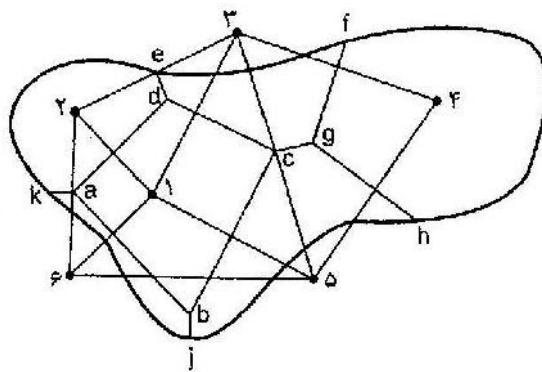
### ۲-۷-۳ روش چندضلعی تیسن

در مناطقی که توزیع باران‌سنج‌ها یکنواخت نبوده و یا تفاوت بارش در ایستگاه‌های مختلف زیاد باشد، بایستی به نحوی به هر ایستگاه وزن خاصی که رابطه مساحت تحت پوشش آن است داده شود و به نحوی میانگین وزنی از داده‌ها گرفته شود. در روش تیسن وزن هر ایستگاه عملاً مساحتی است که از تقاطع عمود منصف‌های اضلاعی که از اتصال ایستگاه‌های مجاور حاصل شده بدست می‌آید. از تقاطع این عمود منصف‌ها چندضلعی‌هایی به وجود می‌آید که بنام چندضلعی‌های تیسن معروف است (شکل ۱۱-۳). قابل ذکر است که هر ایستگاه فقط به نزدیکترین ایستگاه‌های مجاور خود متصل شده و از رسم خط اتصال با ایستگاه‌های دورتر بایستی اجتناب کرد. در روش تیسن نه تنها داده‌های ایستگاه‌های داخل منطقه بلکه از ایستگاه‌های خارج از منطقه و در مجاورت آن نیز جهت افزایش دقت محاسبه‌ی میانگین استفاده می‌شود. اگر مساحت

چندضلعی های تیسن متناظر با هر ایستگاه که در آن قرار گرفته به ترتیب  $A_1, A_2, A_3, \dots, A_N$  و مقادیر بارش در ایستگاه باران سنجی  $p_1, p_2, p_3, \dots, p_N$  باشد، مقدار بارش میانگین از رابطه‌ی وزنی زیر بدست می‌آید:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^N A_i P_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \quad (11-3)$$

که مخرج کل مساحت منطقه است. حسن این روش این است که تا وقتی محل ایستگاه‌های باران‌سنج تغییر نکرده و یا ایستگاهی حذف یا اضافه نشده، مساحت‌های متناظر با هر ایستگاه ثابت بوده و نیاز به مساحت در هر بارش نیست و فقط مقادیر بارش متناظر با هر مساحت تغییر می‌کند. لذا روش نسبتاً ساده در محاسبه‌ی میانگین بارش منطقه‌ای است.



شکل ۱۱-۳ چندضلعی های تیسن متناظر با ۶ ایستگاه باران سنجی

### ۳-۷-۳ روش خطوط همباران

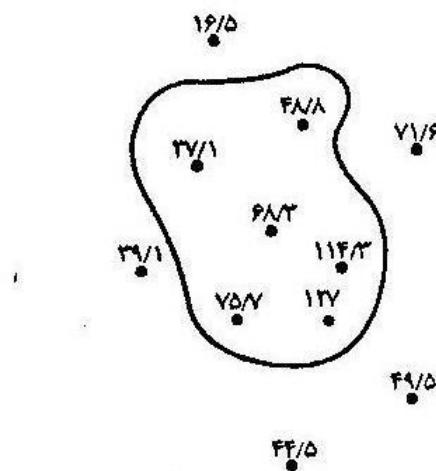
خطوط همباران از اتصال نقاط متنطقه با بارش برابر حاصل و رسم می‌شود. این خطوط حاصل یک رخداد بارش است. الگوی یکسانی برای بارش‌های مختلف وجود ندارد. در روش خطوط همباران برای محاسبه‌ی میانگین بارش در متنطقه با رسم خطوط همبارش براساس داده‌های نقطه‌ای که از ایستگاه‌های مختلف بدست آمده و به روش درونیابی خطی این منحنی‌ها رسم شده، مساحت بین خطوط همباران محاسبه می‌شود. این مساحت در حقیقت باقیتی وزن میانگین بارشی قرار گیرد که دو خط همبارش در اطراف آن قرار گرفته است. میانگین بارش در کل متنطقه از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$\bar{p} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{p}_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (12-3)$$

که  $\bar{p}_i =$  میانگین بارش بین دو منحنی همباران،  $A_i =$  مساحت بین دو منحنی همباران.

لازم به ذکر است که در این روش نیز از ایستگاههای خارج از منطقه جهت رسم دقیق‌تر خطوط همباران استفاده می‌شود. روش خطوط همباران به ویژه در مناطق کوهستانی که تفاوت بارش در ایستگاههای مختلف آن زیاد است مناسب‌ترین روش جهت محاسبه‌ی میانگین بارش است. از طرفی به دلیل نیاز به رسم خطوط همباران در هر رخداد بارش و مساحت جدید برای تعیین  $A_i$ ، دارای حجم محاسباتی زیادی است و برخلاف روش تیسن که یکبار  $A_i$ ‌های متناظر با ایستگاههای مختلف محاسبه می‌شود، در این روش برای هر بارش بایستی خطوط همباران ترسیم و مساحت‌ها اندازه‌گیری شود.

**مثال ۳-۶:** در طی یک بارش مقادیر بارش در ۶ ایستگاه باران‌سنجی در منطقه‌ای و ۵ ایستگاه مجاور آن مطابق شکل ۳-۶ اندازه‌گیری شده است. مطلوب است محاسبه‌ی میانگین بارش در این منطقه با هر سه روش مذکور.



شکل ۳-۶ مقادیر بارش در ایستگاه‌های مختلف

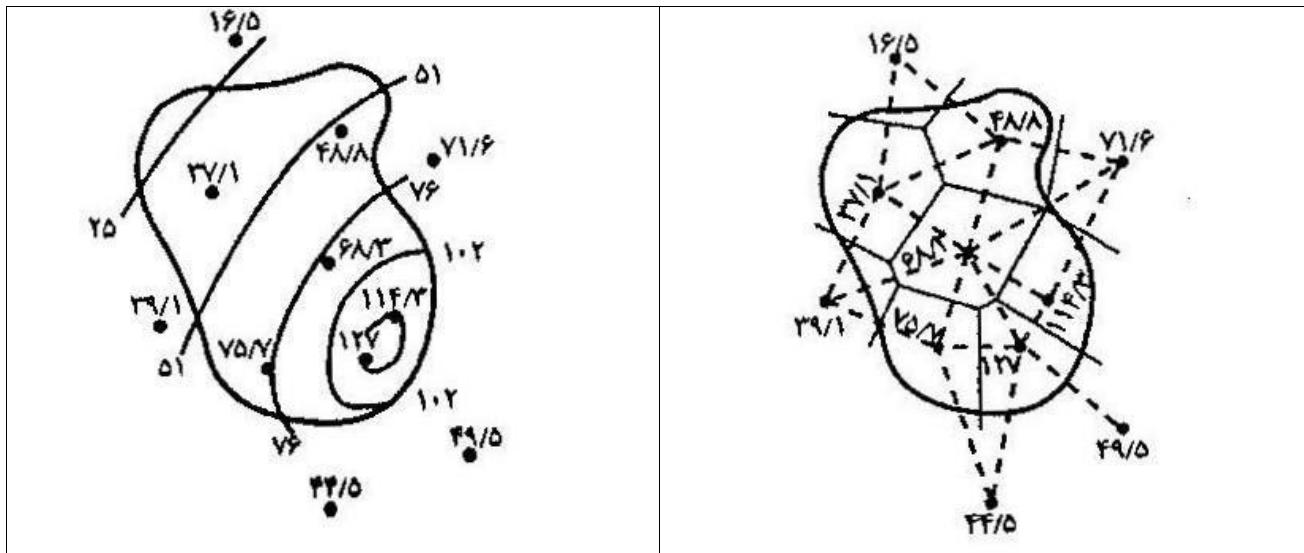
حل: برای برآورد میانگین بارش منطقه فقط از داده‌های داخل منطقه استفاده می‌شود. چرا؟ میانگین حسابی منطقه:

$$P = (37.1 + 48.8 + 68.3 + 114.3 + 75.7 + 127) / 6 = 78.5 \text{ (mm)}$$

ولی به دلیل تفاوت زیاد (بیش از ۱۰-۱۵٪)، از میانگین وزنی استفاده می‌شود. با بکارگیری روش تیسن، با رسم چندضلعی‌ها (شکل ۳-۳)، مساحت متناظر با هر ایستگاه محاسبه و به عنوان وزن در مقدار بارش ضرب و حاصل به کل مساحت منطقه تقسیم می‌شود. خلاصه‌ی محاسبات این روش در جدول ۳-۶ آمده است که بارش میانگین می‌شود

$$\bar{p} = 116328.9 / 1621 = 71.8 \text{ (mm)}$$

بارش براساس محاسبات جدول ۳-۳ معادل  $\bar{p} = 107061.5 / 1621 = 66.0$  است.



شکل ۳-۱۴ خطوط همباران

شکل ۳-۱۳ چند ضلعی های تیسن

جدول ۳-۶ خلاصه‌ی محاسبات به روش چندضلعی تیسن

مساحت $(km^2 \times mm)$	مساحت چندضلعی $(km^2)$	مقدار بارش (mm)
297	18	16.5
11538.1	311	37.1
13761.6	282	48.8
21241.3	311	38.3
20.33.2	52	39.1
18016.6	238	75.7
26924	212	127.0
22517.1	197	114.3
116328.9	1621	مجموع

جدول ۳-۷ خلاصه‌ی محاسبات روش خطوط همباران

مساحت $(km^2 \times mm)$	مساحت میانگین خطوط همباران $(km^2)$	خط همباران (mm)
4318	34	127
22785.5	199	102
26700	300	76
32258	508	51
19000	500	25
2000	80	
107061.5	1621	مجموع

### ۸-۳ رابطه بین شدت - مدت بارش (ID)

بارش‌ها حتی در یک منطقه مشخص در طول سال دارای شدت و مدت مختلف‌اند. بطور کلی هرچه مدت بارش افزایش یابد از شدت بارش کاسته می‌شود. یعنی بارش‌های شدید و رگبارها تداوم زیادی نداشته و در مدت کوتاهی می‌بارند و بالعکس بارش با تداوم زیاد دارای شدت کمی هستند. براساس تجربه اندازه‌گیری‌های شدت و مدت بارش در ایستگاه‌های مختلف، رابطه زیر بین شدت ( $i$ ) و مدت ( $t$ ) برای بارش‌های با تداوم بین ۵ تا ۱۲۰ دقیقه می‌تواند برقرار باشد.

$$i = \frac{a}{t+b} \quad (13-3)$$

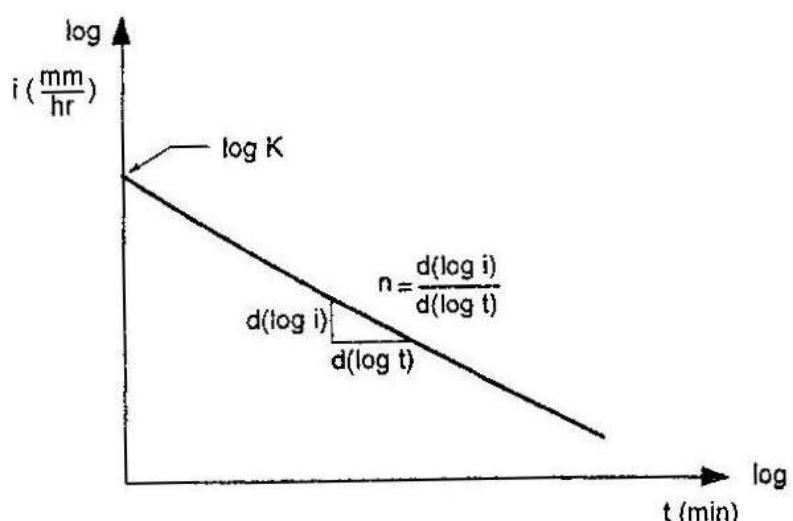
که  $i =$  شدت بارش ( $\text{mm/hr}$ ),  $t =$  مدت بارش ( $\text{min}$ ) و  $a$  و  $b$  به ترتیب ضرایب حاصل از برآش رابطه مناسب بین داده‌های مشاهداتی  $i$  و  $t$  در ایستگاه مربوطه است. برای بارش‌های با مدت بیش از ۱۲۰ دقیقه، رابطه به شکل زیر است.

$$i = \frac{k}{t^n} \quad (14-3)$$

که  $k$  و  $n$  ضرایب حاصل از برآش بهترین منحنی بین مقادیر  $i$  و  $t$  (داده‌های مشاهداتی) است. در سیستم لوگ لوگ، این رابطه به صورت خط شده که براحتی ضرایب  $k$  و  $n$  برآورد می‌شود. با لگاریتم‌گیری از طرفین این رابطه داریم:

$$\log i = \log k - n \log t \quad (15-3)$$

مطابق شکل ۱۵-۳ اگر داده‌های اندازه‌گیری شده که مقادیر  $t$  و متناظر با آن  $i$  را نشان می‌دهد، روی کاغذ دو لگاریتمی برده و بهترین خط بین آنها را برآش دهیم. عرض از مبدأ آن مقدار  $j$  و شیب خط، مقدار  $n$  را به دست می‌دهد.



شکل ۱۵-۳ برآش خط بین داده‌های  $t$  و  $i$  جهت تعیین شکل رابطه

مثال ۳-۷: براساس اندازه‌گیری شدت و مدت بارش در ایستگاه باران‌سنگی، داده‌هایی مطابق جدول ۸-۳ به دست آمده است. مطلوب است رابطه‌ی شدت – مدت بارش برای این ایستگاه.

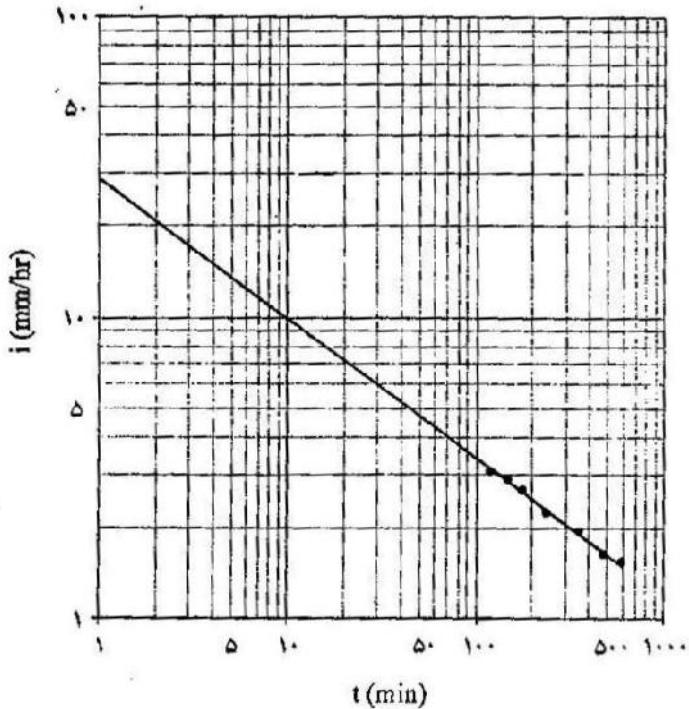
جدول ۸-۳ مدت و شدت بارش ثبت شده در ایستگاه باران‌سنگی

$T(\text{min})$	$i (\text{mm/hr})$
600	1.5
480	1.6
360	1.9
240	2.2
180	2.6
150	2.8
120	3.0
	$i (\text{mm/hr})$

حل: با رسم داده‌های جدول ۸-۳ روی محورهای دو لگاریتمی و برآش بهترین خط بین آنها مطابق شکل ۱۶-۳ مقادیر

$$i = 28 / t^{0.46} \quad (15-3)$$

ضرایب  $k$  و  $n$  در رابطه (۱۵-۳) برابرند با  $k=28$ ,  $n=0.46$ . لذا رابطه شدت – مدت برابر است با:



شکل ۳-۱۶ تعیین ضرایب  $n$  و  $k$

### ۹-۳ منحنی‌های عمق - مساحت - مدت بارش (DAD)

اصولاً بارش در مناطق وسیع بطور یکنواخت و با شدت ثابت نمی‌بارد. در برخی نقاط عمق بارش زیاد و در نقاط دیگر کم است. با رسم خطوط همباران نحوه‌ی توزیع مقدار بارش در منطقه (طی یک رخداد بارش) بهتر مشخص می‌شود. در برخی مناطق مطالعات هیدرولوژی نیاز به ترسیم نقشه‌های همباران برای بارش‌های یک روزه، دو روزه، سه روزه و حتی در برخی مناطق ۵ روزه است. اگر باران سنج کافی برای رسم خطوط همباران در منطقه موجود باشد (برای بارش‌های با تداوم مورد نظر)، می‌توان منحنی‌های عمق-مساحت-مدت بارش (DAD) را برای آن منطقه ترسیم نمود. به ترتیب مراحل زیر:

- الف- براساس تداوم بارش مورد نظر، مثلاً یک روزه، دو روزه و ... بزرگترین مقدار بارش اتفاق افتاده انتخاب می‌شود؛
- ب- خطوط همباران منطقه براساس بزرگترین میزان بارش انتخابی در گام قبل ترسیم می‌شود،
- ج- براساس نقشه‌ی همباران، مرکز با مراکز بارش منطقه که عملاً نقاط با بیشترین مقدار بارش هستند مشخص می‌شود؛
- د- با شروع از مراکز بارش، مساحت داخل هر منحنی همباران اندازه‌گیری می‌شود،
- ه- مساحت بین هر دو منحنی همباران در متوسط بارش این منحنی‌ها ضرب تا عمق بارش بین دو منحنی بدست آید؛
- و- مقدار افزایش حجم حاصل با مقادیر جزیی قبلی جمع شده و برای کل منطقه به صورت تجمعی پیش می‌رود تا کل حجم بارش به دست آید؛

ز- عمق میانگین بارش، از حاصل تقسیم حجم بارش بدست آمده بر مساحت کلی به دست می‌آید؛

ح- منحنی براساس یک تداوم بارش خاص (مثلًا یک روزه) در دستگاه مختصاتی که محور افقی آن مساحت و محور قائم آن میانگین عمق بارش است (به نام منحنی عمق - مساحت - مدت بارش- DAD) را می‌توان ترسیم نمود.

با انجام این مراحل برای بارش‌های با تداوم‌های مختلف (دو روزه، سه روزه و ...) منحنی‌های DAD حاصل می‌شود.

**مثال ۳-۸:** با داده‌های ایستگاه‌های باران‌سنجدی منطقه‌ای، خطوط همبازان برای بارش حداقل ۴ روزه (شکل ۱۷-۳) بدست آمده است (دارای دو مرکز بارش A و B). مطلوب است ترسیم منحنی DAD بارش با مدت ۴ روز در این منطقه.

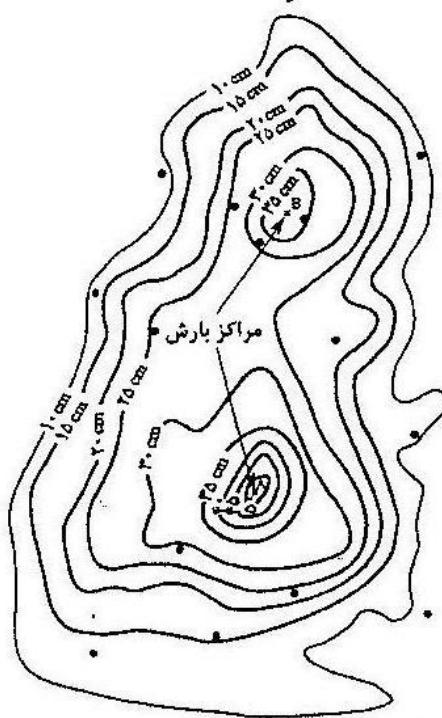
حل: خلاصه‌ی محاسبات جهت ترسیم منحنی عمق - مساحت - مدت در جدول ۹-۳ درج گردیده است. نهایتاً منحنی DAD برای تداوم ۴ روزه براساس مساحت و عمق متوسط در شکل ۱۸-۳ رسم شده است.

**جدول ۹-۳ خلاصه‌ی محاسبات استخراج منحنی DAD برای تداوم ۴ روزه**

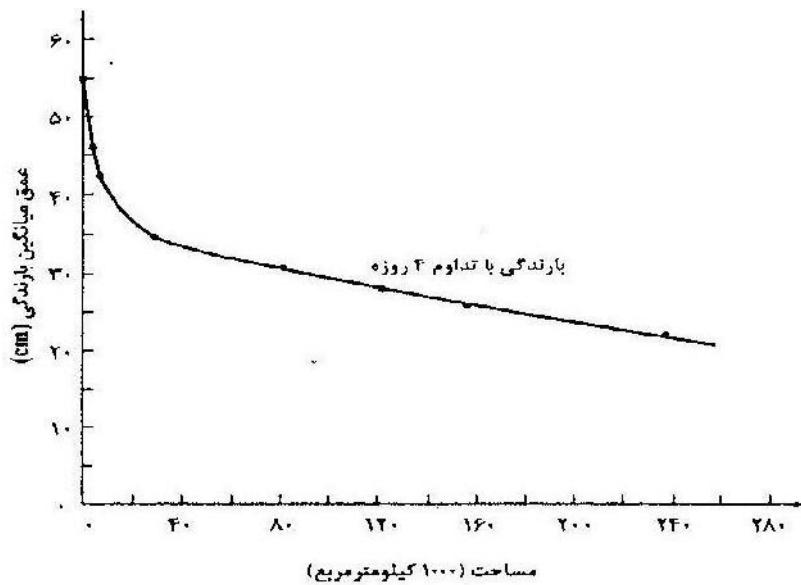
مقدار برابر با میانگین بروز (cm)	مقدار برابر با میانگین بروز (km <sup>2</sup> )	مقدار برابر با میانگین بروز (km <sup>2</sup> )	مساحت همبازان بروز (km <sup>2</sup> )	مقدار برابر با میانگین بروز (cm)	مقدار برابر با میانگین بروز (cm)	مساحت محصور (km <sup>2</sup> )	مساحت همبازان (km <sup>2</sup> )	منحنی همبازان (cm)	مرکز بروز
55.0	27.5	27.5	0.5	55.0	55	0.5	50	A	
46.25	185.0	157.5	3.5	45	40-50	4	40		
42.5	297.5	112.5	3	37.5	35-40	7	35		
34.91	1012.5	715.0	22	32.5	30-35	29	30		
37.5	75.0	75.0	2	37.5	>35	0.2	35	B	
33.6	319.0	244.0	7.5	32.5	30-35	9.5	30		
30.8	2527.0	1196.2	43.5	27.5	25-30	82	25	A	
28.1	3427.8	900	40	22.5	20-25	122	20		
25.8	4022.8	595	34	17.5	15-20	156	15		
21.3	5022.8	1000	80	12.5	10-15	236	10		

### ۱۰-۳ تعدیل بارش نقطه‌ای به بارش منطقه‌ای

در بسیاری از مناطق تعداد ایستگاه‌های باران‌سنجدی و یا تراکم آنها به حدی نیست که بتوان از روش‌های یادشده جهت تبدیل بارش نقطه‌ای به بارش منطقه‌ای استفاده کرد، لذا باستی به نحوی بر مبنای تجزیه و تحلیل داده‌های موجود بارش نقطه‌ای را برای چنین مناطقی تبدیل به بارش منطقه‌ای کرد. براساس اندازه‌گیری‌های انجام شده و ارتباط بین مدت تداوم بارش با مساحت، ضرایبی جهت تبدیل بارش نقطه‌ای به منطقه‌ای به دست آمده که طبیعتاً کوچکتر از یک است و با افزایش مساحت منطقه کوچکتر شده و با افزایش مدت تداوم بارش به یک نزدیکتر می‌شود. سازمان جهانی هواشناسی، این ضریب را مطابق جدول ۱۰-۳ برای تداوم بارش از ۱۵ دقیقه تا ۴۸ ساعت و مساحت منطقه از ۱۰ تا ۱۰۰۰ کیلومتر مربع ارائه می‌دهد. جهت تعیین ضریب تبدیل ارقام بین این اعداد جدول، می‌توان از درونیابی خطی استفاده کرد.



شکل ۱۷-۳ خطوط همباران برای بارش حداقل ۴ روزه



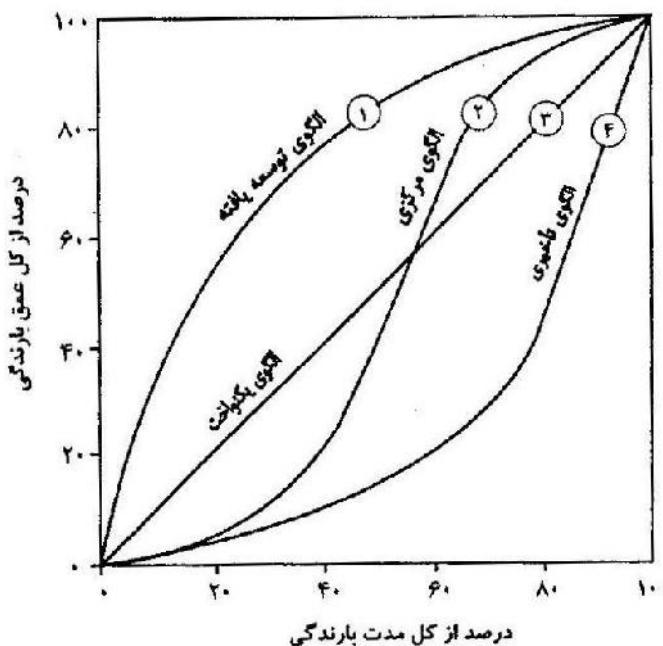
شکل ۱۸-۳ منحنی DAD برای بارش با تداوم ۴ روزه

جدول ۱۰-۳ ضریب تعدیل بارش نقطه‌ای به بارش منطقه‌ای.

مساحت منطقه‌ی ( $km^2$ )							مدت بارش
10000	3000	1000	300	100	30	10	
-	0.29	0.39	0.53	0.64	0.77	0.85	۱۵ دقیقه
0.31	0.41	0.51	0.62	0.72	0.82	0.89	۳۰ دقیقه
0.44	0.53	0.62	0.71	0.79	0.86	0.91	۶۰ دقیقه
0.55	0.65	0.73	0.79	0.84	0.90	0.93	۲ ساعت
0.62	0.71	0.78	0.83	0.87	0.91	0.94	۳ ساعت
0.73	0.79	0.83	0.87	0.90	0.93	0.96	۶ ساعت
0.83	0.86	0.89	0.92	0.94	0.96	0.97	۲۴ ساعت
0.86	0.88	0.91	0.94	0.96	0.97	0.98	۴۸ ساعت

### ۱۱-۳ الگوهای زمانی بارش

در بسیاری از طراحی‌های هیدرولوژیکی، نظری طراحی سیستم‌های جمع‌آوری آبهای سطحی، توزیع زمانی بارش یا نحوه تغییر شدت بارش در طول مدت بارش از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. براساس تجرب سازمان جهانی هواشناسی در نقاط مختلف دنیا، چهار تیپ عمومی نحوه توزیع عمق بارش در طول بارش را نشان می‌دهد (شکل ۱۹-۳).



شکل ۱۹-۳ الگوهای عمومی توزیع زمانی بارش

در این شکل، نوع اول الگوی بارش که به نام الگوی توسعه‌یافته معروف است، شدت بارش در ابتدا زیاد و درصد عمدات از مقدار بارش در ابتدای بارش ایجاد می‌شود. در نوع دوم تقریباً بارش در طول مدت بارش به صورت یکنواخت و با شدت ثابت می‌بارد که به الگوی مرکزی معروف است. تیپ سوم یک الگوی کاملاً یکنواخت را نشان می‌دهد که به ندرت در طبیعت رخ می‌دهد که از اینرو معمولاً از این الگو استفاده نشده و ارائه آن نیز صرفاً جهت تسهیل در مقایسه شکل عمومی سایر الگوهای بارش است. در تیپ چهارم، عمدات بارش در انتهای مدت تداوم بارش روی داده که به الگوی تأخیری معروف است. البته این چهار الگو کلی بوده و جهت طراحی‌های محلی نیاز به استخراج دقیق الگوهای زمانی بارش است.

### مسایل

- ۱-۳ تعداد ایستگاه‌های باران‌سنجدی در منطقه ای ۷ است. میانگین بارش در طول یکسال در این ۷ ایستگاه در جدول ۱۱-۳ داده شده است. با فرض قبول خطای ۵٪ برای میانگین بارش‌ها، چند ایستگاه باران‌سنجدی دیگر باید احداث شود؟

**جدول ۱۱-۳ بارش در هفت ایستگاه مختلف**

G	F	E	D	C	B	A	نام ایستگاه
146.9	102.1	165.2	108.5	118.2	142.1	130.190	بارش (mm)

۲-۳ بارش نرمال سالانه در پنج ایستگاه باران‌سنگی به ترتیب ۱۲۵، ۱۰۲، ۷۶، ۱۱۳ و ۱۳۷ سانتیمتر است. در طی یک واقعه‌ی بارش، ۴ ایستگاه اول مقادیر بارش را به ترتیب ۱۳۰.۲، ۹۰.۲، ۶۰.۸ و ۱۰۰.۲ سانتیمتر ثبت نموده‌اند. باران‌سنگ پنجم به دلیل خرابی عددی را ثبت نکرده است. مطلوب است تخمین مقدار بارش در این ایستگاه در طی این رخداد.

۳-۳ مطلوب است بررسی سازگاری داده‌های بارش سالانه مشاهداتی در ایستگاه A (جدول ۱۲-۳) موجود برای مدت ۲۲ سال. مقادیر میانگین بارش مشاهداتی در ۸ ایستگاه مجاور متناظر با هر سال نیز در جدول نیز داده شده است. ۱) از چه سالی تغییرات نمایان شده است؟ ۲) مقادیر ناسازگار در ایستگاه A را براساس میانگین ۸ ایستگاه مجاور اصلاح کنید.

**جدول ۱۲-۳ بارش ۲۲ ساله‌ی در ایستگاه A و ۸ ایستگاه مجاور**

سال											
بارش در ایستگاه A (cm)											
میانگین بارش در ۸ ایستگاه مجاور (cm)											
1366	1365	1364	1363	1362	1361	1360	1359	1358	1357	1356	سال
141	196	160	144	196	168	194	162	178	144	177	
156	193	128	117	152	155	161	147	146	132	143	
1377	1376	1375	1374	1373	1372	1371	1370	1369	1368	1367	سال
162	130	137	130	140	142	148	95	132	145	158	
161	146	130	143	135	163	135	115	143	155	164	میانگین بارش در ۸ ایستگاه مجاور (cm)

۴-۳ بارش سالانه بر حسب سانتیمتر، در چهار ایستگاه A، B، C و X بین سال‌های ۱۳۶۰ تا ۱۳۷۵ (جدول ۱۳-۳) اندازه‌گیری شده است. ضمن بررسی سازگاری داده‌های ایستگاه X، در صورت ناسازگاری آنرا اصلاح کنید.

**جدول ۱۳-۳ بارش در ایستگاه‌های مختلف در طی سال‌های ۱۳۶۰ تا ۱۳۷۵**

سال											
1369	1368	1367	1366	1365	1364	1363	1362	1361	1360		
42	36	34	35	39	40	37	36	44	41	A	
37	30	31	31	39	38	36	33	41	37	B	
43	38	36	36	44	43	40	40	44	42	C	
46	37	38	37	43	45	42	40	46	43	X	

**ادامه‌ی جدول ۱۳-۳**

سال						
1375	1374	1373	1372	1371	1370	
38	42	45	43	38	43	A
38	41	40	39	36	39	B
37	43	45	46	40	42	C
34	38	42	39	36	40	X

۵-۳ داده‌های جدول ۱۴-۳ از یک باران نگار در طول یک واقعه‌ی بارش استخراج گردیده است. مطلوب است: الف-رسم هیتوگراف بارش، و ب- حداقل شدت بارش در طول این بارش چقدر بوده است؟

جدول ۱۴-۳ بارش تجمعی در طول ۱۰.۵ ساعت بارش

زمان آغاز بارش (min)	بارش تجمعی (mm)
90	80
166	160
70	152
60	124
50	91
40	68
30	48
20	41
10	19

۶-۳ براساس مشاهدات یک رخداد بارش در ایستگاه‌های مختلف منطقه‌ای به مساحت  $600 \text{ km}^2$ ، خطوط همباران رسم

و مساحت بین این خطوط به صورت جدول ۱۵-۳ بدست آمده است. مطلوب است برآورد عمق متوسط بارش این منطقه.

جدول ۱۵-۳ مساحت بین خطوط همباران در طی یک رخداد بارش

مساحت بین خطوط $\text{km}^2$	زمان (hr)	۱-۳	۳-۶	۶-۹	۹-۱۲	۱۲-۱۵
85	175	120	128	92		

۷-۳ در منطقه‌ای مطابق شکل ۲۰-۳، هفت ایستگاه بارانسنجی در داخل منطقه و ۳ ایستگاه در خارج از آن میزان بارش

را در یک رخداد بارش ثبت کرده‌اند. مقادیر بارش روی شکل بر حسب میلی‌متر است. مطلوب است محاسبه بارش میانگین

در منطقه به سه روش میانگین ریاضی، روش تیسن و روش خطوط همباران.

۸-۳ خطوط همباران برای بارش با تداوم ۲ روز برای منطقه‌ای به مساحت  $1038/2 \text{ کیلومترمربع}$  مطابق شکل ۲۱-۳

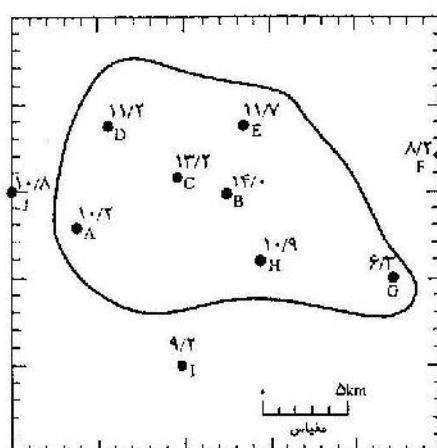
است. مساحت بین خطوط همباران به صورت جدول ۱۷-۳ مساحی شده است. مطلوب است رسم منحنی عمق-مساحت

- مدت بارش (DAD) با تداوم ۲ روزه در این منطقه.

جدول ۱۷-۳ مساحت مناطق مختلف شکل ۲۱-۳

مساحت $\text{km}^2$	منطقه	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$	$A_6$
63.4		278.0	389.0	220.0	55.2	32.7	

۹-۳ مطلوب است ارائه رابطه‌ی بین شدت با مدت بارش در ایستگاهی که داده‌های آن مطابق جدول ۱۶-۳ است.



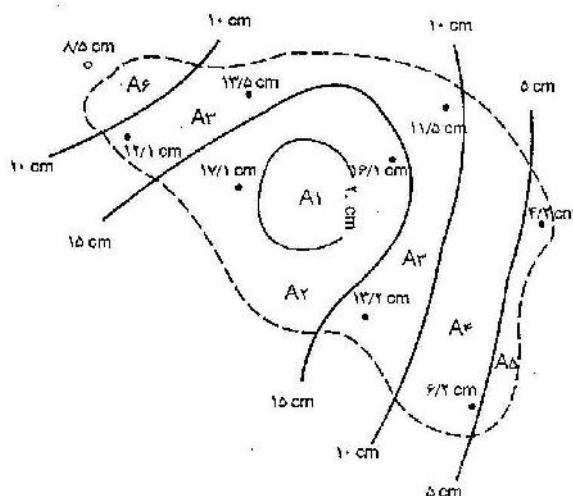
شکل ۲۰-۳ مقادیر بارش ثبت شده در ایستگاه‌های مختلف منطقه

### جدول ۳-۱۶ بارش تجمعي در طول ۴۸ ساعت

خطوط همباران (cm)	بارش تجمعی (cm)	48	14	12	6	3	2	1
33.6	21.6	13.49	8.46	5.08	4.17	2.49		

۳-۱۰ مقدار بارش ثبت شده توسط بارانسنجی در منطقه‌ای به مساحت ۱۲۰ کیلومترمربع با تداوم ۶۰ دقیقه معادل ۳۴

میلیمتر بوده است. بطور میانگین حجم بارش منطقه را چقدر برآورد می‌کنید؟



شکل ۳-۲۱ خطوط همیاران در حوضه آبریزی به مساحت  $1038/2$  کیلومتر مربع

## فصل چهارم تلفات آب (شامل بخش هایی از برگاب، چالاب و نفوذ)

بخشی از بارش، قبل از جاری شدن بر روی سطح زمین به صورت نگهداشت روی سطوح برگ، شاخه و تنہ‌ی درختان و گیاهان باقی می‌ماند، که برگاب (Interception) نام دارد. بخش دیگری که در فرو رفتگی‌ها، گودال‌ها و/یا چاله‌های روی زمین باقی می‌ماند و نیز تبدیل به جریان نمی‌شود، ذخیره‌ی چالاب (Depression) یا اختصاراً چالاب گویند. در اثر خاصیت نفوذپذیری خاک، ممکن است بخشی از بارش به مرور به داخل خاک فرو رفته که به آن نفوذ (Infiltration) گفته می‌شود. همه این موارد می‌توانند سهم عمدۀ ای در کاهش اوج و حجم سیلان در مناطق طبیعی داشته باشد. مقداری از آب نفوذ یافته ممکن است به رواناب سطحی محدوده حوضه آبریز برگشته (چشمۀ موقتی) و بقیه آب‌های زیرزمینی را تغذیه نماید. از این آب تغذیه شده ممکن است مقداری وارد رودخانه (در محدوده حوضه آبریز) شده و بقیه از دسترس (محدوده حوضه آبریز) خارج شود. این آب اخیر تلفات زیرزمینی نامیده می‌شود. به مجموع مقادیر برگاب و چالاب، در اصطلاح نگهداشت آب (Retention) گفته می‌شود. به مجموع مقادیر برگاب، چالاب، تلفات زیرزمینی و نیز مقادیر نفوذ یافته که به هر نحو به رواناب تبدیل نشود تبخیر و تعرق یا تلفات آبی (Losses) گفته می‌شود. منظور از تلفات مجموع آبی است که از مقدار بارش کسر شده و مابقی آن به جریان تبدیل می‌شود. در این فصل ابتدا به معرفی کلی برگاب و چالاب پرداخته می‌شود. سپس، فرآیند نفوذ به دلیل مهم بودن و نقش پیچیده آن در مقدار رواناب تشریح می‌شود.

### ۱-۴ برگاب

فرایند گیرش و جذب مقداری از آب بارش توسط سطوح برگ، شاخه و تنہ‌ی درختان و گیاهان در طی اوایل رخداد ریزش و سپس تبخیر یا بازگشت این آب به جو، پس از اتمام ریزش، برگاب نام دارد. در مطالعات هیدرولوژیکی مربوط به بارش‌های شدید مولد سیلان‌های بزرگ، می‌توان از میزان برگاب صرف نظر کرد. ولی در مطالعات مربوط به بیلان آب بلند مدت، مخصوصاً در رژیم‌های آرام بارش، مقدار آن باقیستی برآورد و در محاسبات وارد شود. مقدار برگاب بستگی به مشخصات بارش، نوع گیاه، سن و تراکم گیاه و نهایتاً به فصل سال دارد. در فصول رشد گیاهان، معمولاً بین 10 تا 20 درصد بارش می‌تواند تبدیل به برگاب شود و در مناطق جنگلی حتی این مقدار می‌تواند به بیش از 25 درصد کل بارش برسد. مقدار ظرفیت برگاب در ابتدای بارش حداقل است و سپس با افزایش مدت بارش ظرفیت آن کاسته شده تا نهایتاً به صفر می‌رسد. مقدار کل برگاب در طی بارش و پس از آن بستگی به ظرفیت نگهداشت آب توسط گیاه و میزان تبخیر دارد. اگر مولفه‌های دیگر معادله

بیلان شامل بارش، تبخیر و تعرق، نفوذ، چالاب و رواناب مشخص باشد، می‌توان مقدار برگاب را از رابطه بیلان آب به دست آورد. ولی برای مطالعه برآورد مستقل برگاب با استفاده از ویژگی‌های گیاهان حوضه آبریز و استخراج روابط مربوطه به کتب هیدرولوژی مراجعه شود.

## ۲-۴ چالاب

چالاب بخشی از ریزش است که در چاله‌ها، گودال‌ها و شیارهای سطح زمین وارد شده و به صورت ذخیره مانده تبدیل به جریان یا رواناب نمی‌شود. چالاب به مرور به صورت تبخیر به جو باز می‌گردد. مقدار چالاب بستگی به جنس زمین، کاربری اراضی، شبیب زمین، ابعاد گودال‌ها و شدت بارش دارد. از آنجا که مقدار چالاب به عوامل بسیار متعددی بستگی داشته و از طرفی داده‌های کافی جهت فرموله کردن این عوامل وجود ندارد، لذا رابطه عمومی جهت محاسبه چالاب ارائه نشده است. ولی اگر مولفه‌های دیگر معادله بیلان شامل بارش، تبخیر و تعرق، نفوذ، برگاب و رواناب مشخص باشد، می‌توان مقدار چالاب را از رابطه بیلان آب به دست آورد.

## ۳-۴ نفوذ

بخشی از بارش که به سطح زمین می‌رسد از طریق سطح خاک به داخل زمین نفوذ کرده که ممکن است در لایه‌های بالایی زمین باقی مانده و به صورت تبخیر و تعرق خارج شود، یا با تراوش عمیقی به آبهای زیرزمینی متصل شود، این فرایند را نفوذ می‌نامند. فرایند نفوذ می‌تواند همانند دیگر تلفات بارش مانند برگاب، چالاب و تبخیر و تعرق، نقش کاهش دهنده رواناب سطحی داشته و در مقدار و زمان به اوج رسیدن آبدهی سطحی موثر است. نفوذ عمقی آب در خاک باعث تغذیه آبهای زیرزمینی شده و آنرا از تأثیر تبخیر و تعرق دور می‌سازد. در اغلب مواقع آب نفوذ کرده فقط صرف افزایش میزان رطوبت خاک سطحی شده که پس از قطع بارش به مرور در اثر تبخیر و تعرق از میزان افزایش رطوبت خاک کاسته می‌شود. در بحث نفوذ آب در خاک، سه معیار شدت نفوذ، مقدار تجمعی نفوذ (Cumulative infiltration) و ظرفیت نفوذ (Infiltration capacity) به عنوان شاخص‌های بررسی فرایند و اندازه گیری نفوذ مطرح است.

شدت نفوذ عبارتست از ارتفاع آب نفوذ کرده در واحد زمان، که عموماً بر حسب واحد میلیمتر در ساعت سنجیده می‌شود. مقدار نفوذ تجمعی معادل ارتفاع کل آب نفوذ کرده در طی یک دوره زمانی مشخص است و مقدار نفوذ تجمعی کل، مقدار آب

نفوذ کرده در کل زمان بارش است که بر حسب واحد ارتفاع میلیمتر سنجیده می شود. ظرفیت نفوذ عبارتست از حداکثر شدت نفوذی که در یک خاک مشخص در تحت شرایط معین اتفاق می افتد.

### ۱-۳-۴ عوامل موثر در نفوذ

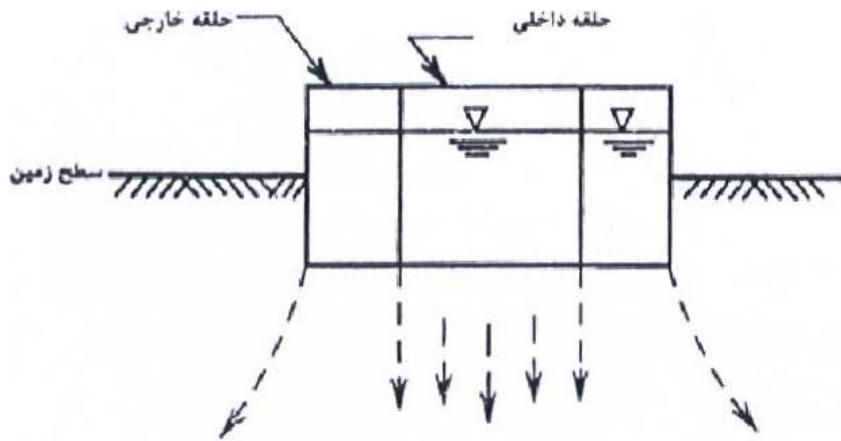
مقدار و شدت نفوذ آب در خاک از سطح زمین بستگی به پارامترهای مختلفی از جمله مشخصات بارش، شرایط خاک سطحی و مشخصات خاک اعم از مشخصات فیزیکی و مکانیکی آن دارد. شدت و مدت بارش در مکانیزم نفوذ موثر است. بارش‌های مداوم و سنگین، باعث کاهش سریع ظرفیت نفوذ خاک شده تا به یک مقدار ثابت نفوذ برسد. در بارش‌های با شدت کم، میزان کاهش ظرفیت نفوذ کمتر شده و باران با شدت ثابتی در مدت طولانی تری به میزان نسبتاً ثابتی نفوذ می کند.

شرایط خاک سطحی اعم از وجود پوشش گیاهی در آن، نوع کاربری اراضی و شیب سطح زمین در میزان نفوذ موثر است، بطوری که اراضی دارای پوشش گیاهی، ظرفیت نفوذ بیشتری نسبت به اراضی مشابه و بدون پوشش گیاهی دارند. با افزایش شیب زمین، ارتفاع آب روی زمین کاسته شده و باعث نفوذ کمتر آب به داخل خاک می شود.

مشخصات خاک شامل رطوبت اولیه، تخلخل، بافت و ساختمان خاک و هدایت هیدرولیکی در نفوذ اولیه و شدت نفوذ موثرند. تخلخل زیاد خاک باعث افزایش شدت نفوذ شده و خاک‌های با بافت ریزدانه، ظرفیت نفوذ به مراتب کمتری نسبت به خاک‌های درشت دانه دارند. هر چه میزان رطوبت اولیه خاک کمتر باشد به همان نسبت شدت نفوذ اولیه بیشتر می شود. شرایطی آب در حال نفوذ نیز در مکانیزم نفوذ موثر است. بطوریکه آب گل آلوده یا لزج تر، شدت نفوذ کمتری نسبت به آب صاف دارد.

### ۲-۳-۴ اندازه‌گیری مقدار نفوذ

اندازه‌گیری مقدار نفوذ توسط نفوذسنج‌ها به صورت صحرایی صورت می گیرد. کاربردی ترین نوع نفوذسنج‌ها، از نفوذسنج با حلقه مضاعف (Double-ring infiltrometer) است. مطابق شکل ۱-۴ این نفوذسنج از دو حلقه درونی و بیرونی تشکیل شده است که قطر حلقه داخلی 30 و بیرونی 60 سانتیمتر و ارتفاع آنها 25 سانتیمتر است. این حلقه‌ها توسط چکش به داخل زمین کوبیده شده تا حدود ارتفاع 15 سانتیمتر آنها در خاک فرو رود. داخل حلقه درونی و بین حلقه‌ها را آب می ریزند. سپس در فواصل زمانی 5، 10، 15، 20، 30، 40 و 60 دقیقه تا حدود 6 ساعت مقدار پائین رفتگی سطح آب استوانه داخلی اندازه‌گیری می شود. آب بین استوانه داخلی و خارجی فقط برای کنترل حرکت عمودی آب در استوانه داخلی است و هیچگونه اندازه‌گیری روی آن صورت نمی گیرد. با اندازه‌گیری افت سطح آب نسبت به زمان، رابطه بین شدت نفوذ و زمان حاصل می شود.



شکل ۱-۴ نفوذسنج با حلقه مضاعف

### ۳-۴ معادلات نفوذ

از آنجا که تخمین میزان نفوذ در بررسی فرایندهای هیدرولوژیکی به ویژه تبدیل بارش به جریان، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، لذا تاکنون بطور نظری و با در نظر گرفتن عوامل موثر در پدیده نفوذ و شدت آن، معادلات متعددی ارائه گردیده که هر کدام دارای مزیت‌ها و قابلیت‌های کاربردی خاص خود است. در این رابطه دو معادله کاربردی برای برآورد مقدار و شدت نفوذ، یعنی معادلات هورتون (Horton) و فیلیپ (Philip) ارائه شده است. در اینجا فقط به معادله هورتون پرداخته می‌شود.

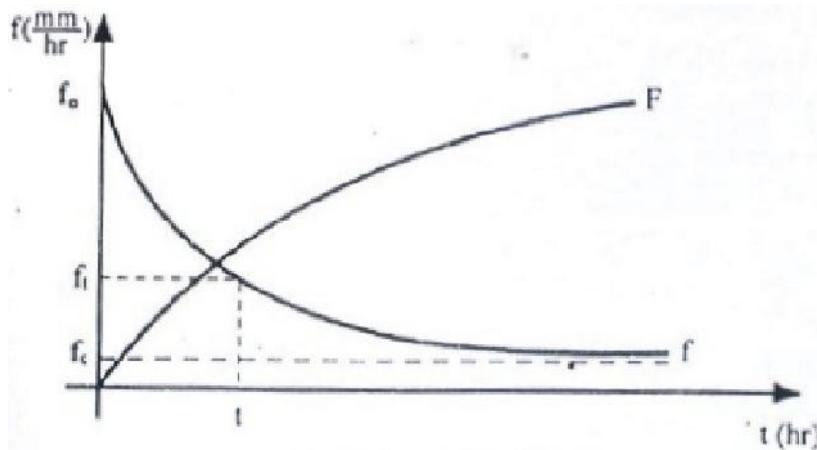
#### معادله هورتون

همانگونه که ذکر شد، شدت نهایی نفوذ آب در خاک را ظرفیت نفوذ گفته با  $f_t$  نشان می‌دهند. هرگاه شدت بارش کمتر از ظرفیت نفوذ خاک باشد، شدت نفوذ عملاً برابر با شدت بارش بوده و هیچگونه روانابی بر روی زمین تشکیل نمی‌شود. در صورتی که شدت بارش بیشتر از ظرفیت نفوذ باشد، آنگاه بخشی از بارش در داخل خاک نفوذ کرده و بخشی دیگر به صورت رواناب بر روی سطح زمین جریان می‌یابد. بدیهی است ظرفیت نفوذ خاک با افزایش زمان به شدت و تقریباً به صورت نمایی نسبت به زمان نفوذ کاهش می‌یابد. بطوری که در ابتدای بارش ظرفیت آن حداقل  $(f_0)$  می‌رسد. ساده‌ترین و کاربردی‌ترین معادله نفوذ، معادله هورتون است که به فرم زیر بیان می‌شود:

$$f_t = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

که  $f_t$  = شدت نفوذ در زمان  $t$  از شروع بارش  $(mm / hr)$ ،  $f_0$  = شدت نفوذ اولیه  $(mm / hr)$ ،  $f_c$  = شدت نفوذ از زمان از شروع بارش  $(hr)$ ،  $k$  = ثابت هورتون که بستگی به کاربری اراضی و جنس خاک دارد  $(hr^{-1})$ . در

شکل ۲-۴ فرم کلی منحنی هورتون نشان داده شده است.



شکل ۲-۴ فرم کلی منحنی نفوذ هورتون

مقدار نفوذ تجمعی از برآورد سطح زیر منحنی شدت نفوذ به دست آمده و یا با انتگرال گیری از رابطه نفوذ محاسبه می شود:

$$F = \int_0^t f_t dt$$

که  $F = \text{نفوذ تجمعی} = f_t \cdot t$  (mm) شدت نفوذ در زمان t (hr).

مقدار شدت نفوذ نهایی عمدتاً بستگی به جنس خاک و پوشش گیاهی منطقه دارد. پوشش گیاهی خود باعث افزایش مقدار شدت نفوذ نهایی به دلیل متخلخل کردن بیشتر خاک توسط ریشه های آن می شود. در جدول ۲-۴ مقادیر  $f_c$  برای انواع خاک ها و در جدول ۳-۴ ضریب تعديل جهت اعمال پوشش گیاهی در منطقه ارائه گردیده است.

جدول ۲-۴ سرعت نفوذ نهایی آب در خاک ( $f_c$ )

$f_c$ (mm / hr)	نوع خاک
۱۳-۲۵	شن غیر متراکم
۲/۵-۷/۶	لوم
۰/۲۵-۲/۵	رس متراکم

جدول ۳-۴ ضرایب تعديل سرعت نفوذ نهایی براساس نوع پوشش گیاهی

ضریب تعديل	تراکم پوشش گیاهی	نوع پوشش
۳ تا ۷/۵	زیاد	جنگل ها و مراتع دائمی
۲ تا ۱/۳	متوسط	
۱/۲ تا ۱/۴	کم	
۱/۳ تا ۱/۵	زیاد	گیاهان ردیفی
۱/۳ تا ۱/۱	متوسط	
۱/۰ تا ۱/۱	کم	
۲/۵ تا ۳/۰	زیاد	گیاهان غیر ردیفی
۱/۶ تا ۲/۰	متوسط	
۱/۱ تا ۱/۳	کم	

سرعت نفوذ اولیه آب در خاک باید با توجه به نوع خاک و پوشش گیاهی تخمین زده شود. البته در صورت نیاز به دقت بالا، لازم است این مقدار در محل اندازه گیری شود. در جدول ۴-۴ مقادیر تجربی سرعت اولیه نفوذ آب در خاک ( $f_o$ ) آمده است.

جدول ۴-۴ سرعت نفوذ اولیه آب در خاک ( $f_o$ )

$f_o$ (mm/h)	نوع خاک و پوشش گیاهی
۱۶/۲	خاک های فاقد پوشش گیاهی
۱۱/۷	اراضی جنگلی و علفزارها
۳/۶	خاک های رسی بدون پوشش گیاهی
۱۰/۸	خاک های شنی دارای پوشش گیاهی متراکم

از عوامل دیگر معادله هورتون، ثابت آن ( $k$ ) است که با انجام آزمایش در محل تعیین می شود. در صورت نیاز به یک تخمین اولیه از مقادیر پارامترهای معادله هورتون می توان از مقادیر مندرج در جدول ۴-۵ نیز استفاده نمود.

جدول ۴-۵ مقادیر تجربی پارامترهای معادله هورتون

$k(\text{min}^{-1})$	$f_c$ (mm/h)	$f_o$ (mm/h)	نوع خاک و پوشش گیاهی
۱/۶	۶ تا ۲۲۰	۳۸۰	خاک کشاورزی بدون پوشش گیاهی
۰/۸	۲۰ تا ۲۹۰	۹۰۰	خاک کشاورزی پوشیده از چمن
۱/۸	۲ تا ۲۹	۳۲۵	خاک های آلی (Peat)
۱/۰	۲ تا ۲۵	۲۱۰	خاک های رسی حاوی شن ریز بدون پوشش گیاهی
۱/۴	۱۰ تا ۳۰	۶۷۰	خاک های رسی حاوی شن ریز دارای پوشش چمن

مثال ۱-۴ در منطقه ای شدت بارش و شدت نفوذ در طول ۳۰ دقیقه مطابق جدول ۴-۶ اندازه گیری شده است. مطلوب است برآورد اجزا، معادله هورتون و ارتفاع معادل آبی که به رواناب تبدیل شده است. از تبخیر و تعرق و چالاب صرفنظر شود.

جدول ۴-۶ شدت بارش و نفوذ در طی ۳۰ دقیقه

۱۲	۱۰	۸	۶	۵	۴	۳	۲	۱	$t(\text{min})$
۷/۵	۷/۵	۷/۵	۷/۵	۵	۵	۵	۵	۵	$I(\text{cm/hr})$
۱/۵۴	۱/۸	۲/۰	۲/۳	۲/۵	۲/۷	۳/۱	۳/۴	۳/۹	$f(\text{cm/hr})$
۳۰	۲۸	۲۶	۲۴	۲۲	۲۰	۱۸	۱۶	۱۴	$t(\text{min})$
۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۷/۵	$I(\text{cm/hr})$
۱/۲۰	۱/۲۰	۱/۲۲	۱/۲۳	۱/۲۵	۱/۲۸	۱/۳۱	۱/۳۶	۱/۴۳	$f(\text{cm/hr})$

حل: برای محاسبه ثابت هورتون،  $k$ ، با لگاریتم گیری از طرفین معادله هورتون داریم:

$$\log(f_t - f_c) = \log(f_o - f_c) - kt \log e \quad , \quad t = \frac{\log(f_o - f_c)}{k \log e} - \frac{\log(f_t - f_c)}{k \log e}$$

که معادله یک خط در کاغذ نیمه لگاریتمی به صورت  $y = ax + b$  است که در آن  $y = \log(f_t - f_c)$ ،  $x = t$  است

$$b = \frac{\log(f_o - f_c)}{k \log e} \quad \text{و} \quad a = \frac{-1}{k \log e}$$

روی محور غیر لگاریتمی، مقدار ضریب هورتون مشخص می شود. مقدار نفوذ نهایی  $f_c = 1.2 \text{ (cm/hr)}$  می باشد و بر این اساس مقادیر  $(f_t - f_c)$  مطابق شکل ۳-۴ براساس زمان رسم گردیده است. از این نمودار ضریب زاویه برابر است با:

$$a = -0.1933 = -\frac{1}{k \log e}, \quad \log e = 0.434, \quad k = \frac{1}{0.1933 \times 0.434} = 11.92 \text{ (hr}^{-1}\text{)}$$

$$f_t - f_c = 3.3 = f_o - f_c \quad , \quad f_o = 3.3 + 1.2 = 4.5 \text{ (cm/hr)} \quad \text{از طرفی در } t=0 \text{ داریم:}$$

و لذا فرم معادله هورتون در این منطقه به صورت زیر به دست می آید:

$$f_t = 1.2 + (4.5 - 1.2)e^{-11.92t}, \quad f_t = 1.2 + 3.3e^{-11.92t}$$

برای محاسبه مجموع آب نفوذ کرده داریم:

$$F = \int_o^t f_t dt = \int_o^{60} (1.2 + 3.3e^{-11.92t}) dt = \left[ 1.2t + \frac{3.3}{-11.92} e^{-11.92t} \right]_o^{60} = 0.876 \text{ (cm)}$$

$$P = 5 \times \frac{5}{60} + 7.5 \times \frac{10}{60} + 2.5 \times \frac{15}{60} = 2.29 \text{ cm} \quad \text{مجموع ارتفاع آب باریده برابر است با:}$$

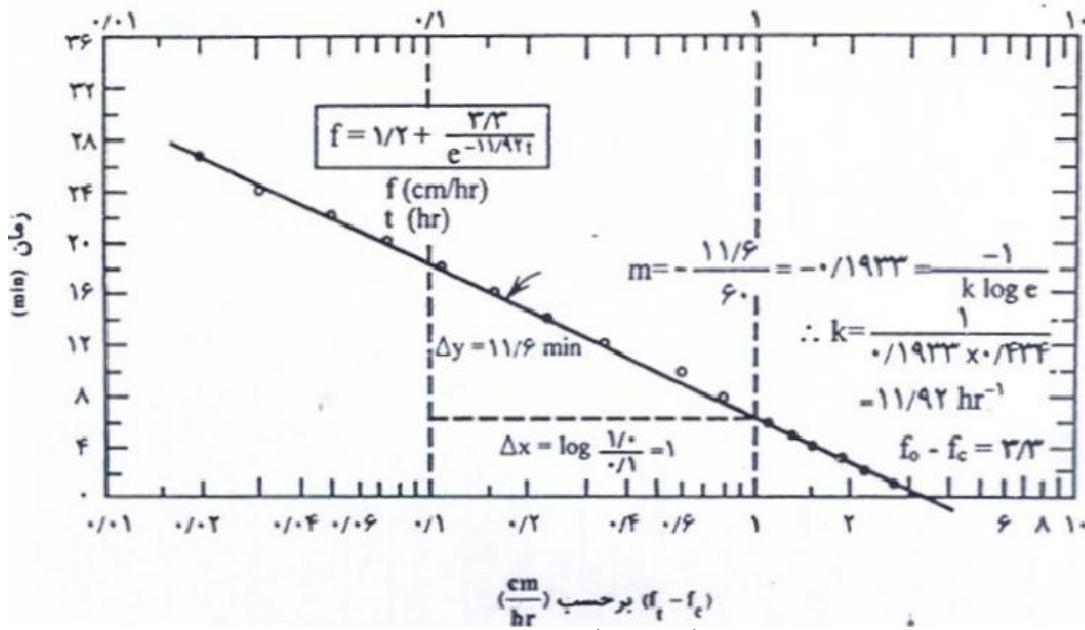
$$R = P - F = 2.29 - 0.876 = 1.414 \text{ (cm)} \quad \text{لذا ارتفاع معادل رواناب برابر است با:}$$

مثال ۴-۲: در منطقه ای به مساحت ۱.۸ کیلومترمربع بارشی به ارتفاع ۱۰ سانتیمتر در طول مدت ۲۴ ساعت رخ داده است.

بخشی از این بارش در خاک نفوذ کرده، که ظرفیت نفوذ اولیه آن  $0.3 \text{ (cm/hr)}$  و ظرفیت نهایی آن  $1 \text{ (cm/hr)}$  پس از ۱۵

ساعت از شروع بارش است. ثابت هورتون  $k = 5 \text{ (hr}^{-1}\text{)}$  می باشد. در این منطقه مقدار تبخیر از تشک در طول این روز پس

از کسر مقدار بارش ۹.۶ سانتیمتر می باشد. اگر ضریب تشتک ۰.۷ و از بقیه تلفات صرفنظر شود، حجم رواناب تولیدی در این منطقه چند مترمکعب بوده است؟



شکل ۴-۳ تغییرات  $(f_t - f_c)$  بر حسب  $t$  بر روی کاغذ نیمه لگاریتمی

حل: مجموع ارتفاع آب نفوذ کرده برابر است با:

$$F = \int_0^{24} f_t dt = \int_0^{24} [0.3 + (1.0 - 0.3)e^{-5t}] dt = \left[ 0.3t - \frac{0.7}{5}e^{-5t} \right]_0^{24} = 7.34 \text{ (cm)}$$

$$E_O = kE_{pan} = 0.7 \times 0.6 = 0.42 \text{ (cm)}$$

از طرفی ارتفاع معادل تبخیر برابر است با:

$$R = 10 - 7.34 - 0.42 = 2.24 \text{ (cm)}$$

لذا ارتفاع رواناب برابر با:

$$V_R = R \times A = \frac{2.24}{100} \times 1.8 \times 10^6 = 40,320 \text{ (m}^3\text{)}$$

و از این رو حجم رواناب برابر است با:

#### ۴-۳-۴ اندیس های نفوذ/تلفات

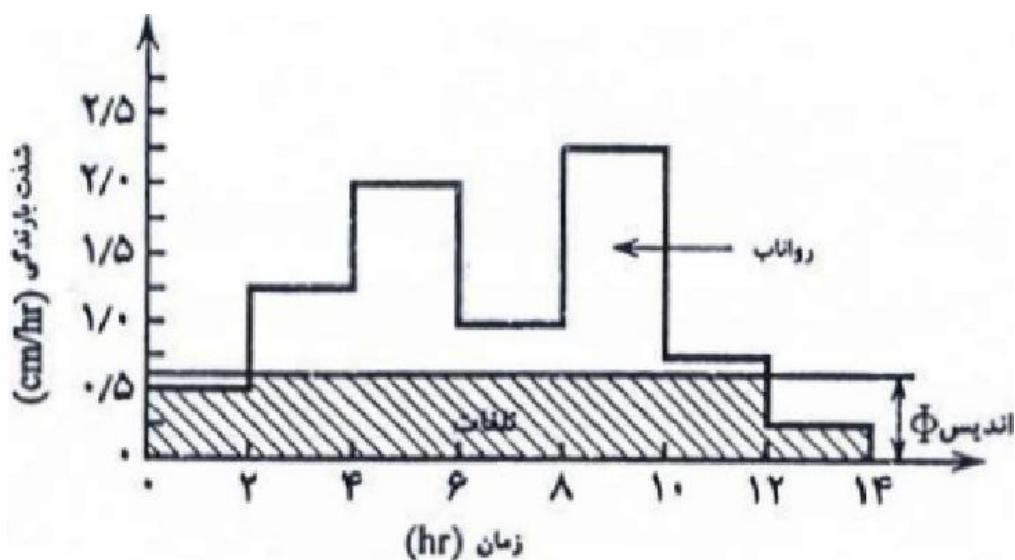
در طراحی های هیدرولوژیکی جهت سادگی محاسبات سعی می شود به جای استفاده از معادلات نفوذ که با زمان تغییر می کند، از یک نفوذ ثابت در طول بارش استفاده شود. در واقع شاخص های نفوذ<sup>۱</sup> عبارتست از مقدار میانگین نفوذ در طول یک بارش. شدت بارش می تواند نیز در طول مدت بارش متغیر باشد. بدیهی است در این حالت، مقدار نفوذ واقعی در ابتدای بارش از میزان برآورد شده با اندیس نفوذ بیشتر و در انتهای بارش کمتر باشد. با فرض اینکه مقادیر این اندیس ها نفوذی باشد که به رواناب تبدیل نشود (این فرض در مواردی می تواند درست باشد)، یعنی تلفات محسوب شود، مقدار مازاد بر آن را می توان

<sup>۱</sup> - Infiltration indices

برابر رواناب دانست که به رواناب مستقیم معروف است. بدین ترتیب، در صورتیکه مقدار شدت بارش بیشتر از این اندیس ها باشد، رواناب ایجاد می شود. لذا به سادگی با استفاده از هیتوگراف بارش و مقدار اندیس نفوذ (هیدروگراف اندیس!) می توان حجم رواناب را به دست آورد. دو اندیس معمول قابل کاربرد در هیدرولوژی عبارتند از اندیس های  $\Phi$  و W که تفاوت آنها در میزان برگاب و چالاب است.

#### اندیس $\Phi$

اندیس  $\Phi$  عبارتست از میانگین شدت بارشی که بالاتر از آن بطور کامل به رواناب تبدیل شده و برابر با حجم رواناب خروجی از منطقه است. در شکل ۴-۴ مفهوم اندیس  $\Phi$  نمایش داده شده است. براساس تعریف اندیس  $\Phi$  ، کلیه تلفات بارش مشتمل بر نفوذ، برگاب و چالاب در تعیین این اندیس موثرند. از آنجا که مقدار تبخیر و تعرق در طول مدت بارش ناچیز می باشد، لذا مقدار آن عموماً به عنوان تلفات بارش در طول مدت بارش مطرح نمی شود. برای محاسبه مقدار اندیس  $\Phi$  با استفاده از حجم رواناب خروجی از منطقه و نیز هیتوگراف بارش که حجم بارش را بدست می دهد، مقدار حجم تلفات با کسر حجم بارش از حجم رواناب حاصل می شود. اندیس  $\Phi$  برابر با اختلاف این دو حجم تقسیم بر طول مدت بارش مزاد می باشد. منظور از طول مدت بارش مزاد<sup>۱</sup>، مدت زمانی است که شدت بارش بیشتر از شدت میانگین تلفات یا اندیس  $\Phi$  ، باشد، لذا تعیین مقدار اندیس  $\Phi$  به صورت حدس و خط از حدس اولیه آن صورت می گیرد.



شکل ۴-۴ شمایی از اندیس  $\Phi$  بر روی هیتوگراف بارش

<sup>۱</sup> - Time of rainfall excess

مثال ۴-۳: بارش با ارتفاع 10 سانتیمتر در طول 8 ساعت با شدت های مطابق جدول ۴-۸ رخ داده و روانابی به ارتفاع معادل 5.8 سانتیمتر ایجاد نموده است. مقدار انديس  $\Phi$  چقدر است؟

جدول ۴-۸ شدت بارش در طول بارش 8 ساعته

زمان (hr)	شدت بارش (cm / hr)
۷-۸	۰/۵
۶-۷	۱/۰
۵-۶	۱/۶
۴-۵	۱/۸
۳-۴	۲/۳
۲-۳	۱/۵
۱-۲	۰/۹
۰-۱	۰/۴

$$10 - 5.8 = 4.2 \text{ (cm)}$$

حل: مقدار ارتفاع معادل تلفات برابر است با:

از آنجا که مدت بارش 8 ساعت بوده است، لذا حدس اولیه برای مقدار انديس  $\Phi$  عبارتست از:

$$\Phi = \frac{4.2}{8} = 0.525 \left( \frac{\text{cm}}{\text{hr}} \right)$$

براساس اين مقدار اولیه  $W = 0.525 \text{ (cm / hr)}$  شدت بارش های ساعت اول و هشتم کمتر از شاخص نفوذ است و لذا

طول مدت بارش مازاد به 6 ساعت کاهش می یابد. در طول اين مدت ارتفاع معادل تلفات برابر است با:

$$10 - 0.4 - 0.5 - 5.8 = 3.3 \text{ (cm)}$$

$$W = \frac{3.3}{6.0} = 0.55 \text{ (cm / hr)}$$

و لذا مقدار ثانویه برای  $\Phi$  برابر است با:

از آنجا که اين مقدار انديس  $\Phi$  از كلیه مقادیر شدت بارش در طول مدت 6 ساعته بارش مازاد کمتر است، لذا به عنوان مقدار

نهایی انديس  $\Phi$  قابل قبول است و براساس  $0.55 \left( \frac{\text{cm}}{\text{hr}} \right) = \Phi$ ، ارتفاع معادل رواناب در طول مدت بارش، مطابق جدول ۴-۹

به دست می آید، که مجموع ارتفاع رواناب نیز 5.8 سانتیمتر می باشد.

جدول ۴-۹ ارتفاع رواناب در طول مدت بارش براساس  $W = 0.55 \text{ (cm / hr)}$

زمان (hr)	ارتفاع رواناب (cm)
۷-۸	۰
۶-۷	۱/۴۵
۵-۶	۱/۰۵
۴-۵	۱/۳۵
۳-۴	۱/۷۵
۲-۳	۰/۹۵
۱-۲	۰/۳۵
۰-۱	۰

### انديس $W$

از آنجا که در تعریف انديس  $\Phi$  کلیه تلفات بارش اعم از نفوذ، برگاب و چالاب دخالت داده شده، انديس دیگری به نام انديس  $W$  تعریف گردیده که در آن منظور از تلفات فقط نفوذ است و لذا به غیر از میزان رواناب، مقادیر چالاب و برگاب نیز از مقدار

بارش کسر می شود. لذا می توان اندیس  $W$  را بدین صورت تعریف نموده که عبارتست از میانگین شدت نفوذ در مدت زمان بارش که در طول این مدت شدت بارش بیشتر از ظرفیت نفوذ باشد، با:

$$W = \frac{P - R - I_\ell}{t_e}$$

که:  $P$  = ارتفاع کل بارش (cm)

$R$  = ارتفاع معادل رواناب (cm)

$I_\ell$  = تلفات اولیه شامل برگاب و چالاب (cm)

$t_e$  = زمان بارش مازاد که در آن شدت بارش بزرگتر از  $W$  است (hr)

$W$  = میانگین شدت نفوذ یا اندیس  $\left( \frac{cm}{hr} \right)$

در شرایطی که خاک کاملاً مرطوب باشد و یا ظرفیت نفوذ آب در خاک به حداقل خود رسیده، اندیس  $W$  به حداقل خود می رسد. لازم به ذکر است که در طول یک بارش همواره مقدار اندیس  $\Phi$  بزرگتر از اندیس  $W$  است و در حالتی که خاک قبل از بارش شرایط مرطوب داشته و یا تلفات اولیه شامل برگاب و چالاب ناچیز باشد، مقدار این دو اندیس با یکدیگر برابر است.

مثال ۴-۴: در طی یک بارش 140 دقیقه ای، شدت بارش در فواصل 20 دقیقه ای به ترتیب 3، 3، 9، 6.6، 1.2 و 6 سانتیمتر در ساعت اندازه گیری شده است. با فرض اینکه  $\Phi = 3 \text{ cm/hr}$  و تلفات اولیه معادل 3 سانتیمتر باشد، مقدار ارتفاع معادل رواناب و اندیس  $W$  را محاسبه کنید.

حل: ارتفاع رواناب برابر است با:  $R = [(9-3) + (6.6-3) + (6-3)] \times \frac{20}{60} = 4.2 \text{ cm}$

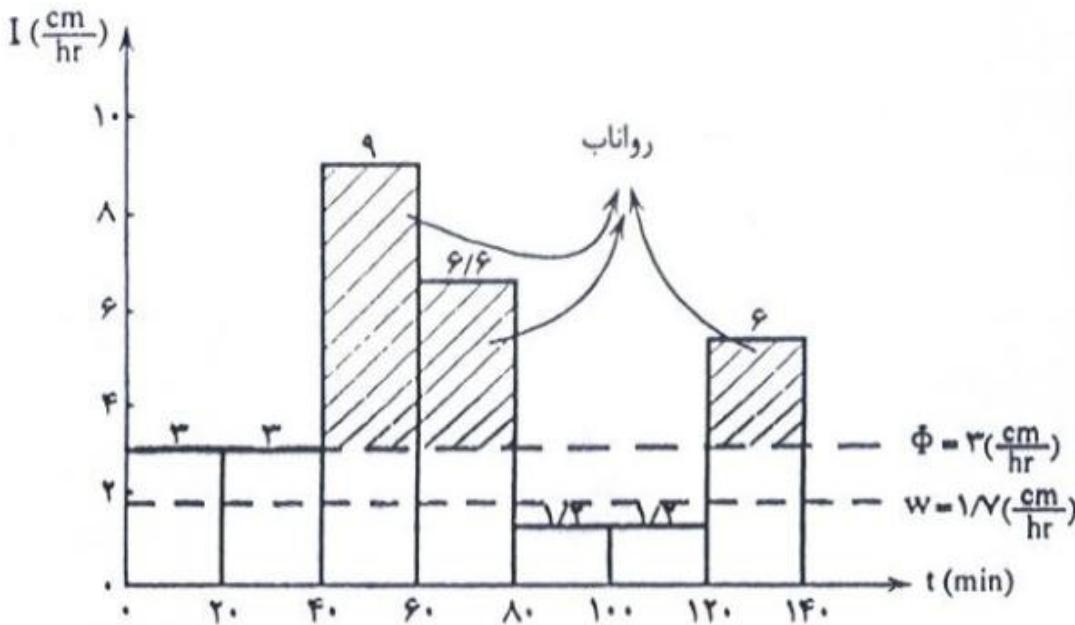
در کل مدت 140 دقیقه معادل  $P = 10 \text{ cm}$  است، لذا اندیس  $W$  برابر است با:

$$W = \frac{P - R - I_\ell}{t_e} = \frac{10 - 4.2 - 3.0}{2.3} = 1.22 \text{ cm / hr}$$

از آنجا که شدت بارش در بیست دقیقه های پنجم و ششم کمتر از  $W = 1.22 \text{ cm / hr}$  است، لذا مقدار اصلاحی برای اندیس  $W$  براساس زمان موثر ( $t_e = 100 \text{ min}$ ) می باشد و لذا:

$$W = \frac{10 - 4.2 - 3.0}{1.667} = 1.7 \text{ (cm / hr)}$$

از آنجا که زمان موثر برای این انديس همان يكصد دقيقه است، پس جواب نهايی برای انديس W مقدار  $W=1.7 \text{ (cm / hr)}$  می باشد. در شکل ۴-۵ بر روی هيتوگراف بارش، مقادير انديس  $\Phi$  و W نشان داده شده است.



شکل ۴-۵ هيتوگراف بارش و مقادير انديس های  $\Phi$  و W

### مسايل

۱-۴ در منطقه اي که پوشش گياهي آن درختان ميوه است، بارشی به ارتفاع 40 ميليمتر اتفاق می افتد. مقدار برگاب را در طول اين رخداد بارش چند ميليمتر براورد می کنيد؟

۲-۴ بارش به مدت 22 دقيقه با شدت بارش مطابق جدول ۱۰-۴ رخ داده است. ظرفين نفوذ براساس زمان بارش نيز در جدول داده شده است. مطلوب است استخراج اجزاء معادله هورتون و ارتفاع معادل رواناب در اين منطقه با فرض اينكه از تبخیر و تعرق و چالاب صرفنظر شود.

جدول ۱۰-۴ شدت بارش و نفوذ در طی مدت ۲۲ دقيقه

۲۲	۲۰	۱۸	۱۶	۱۴	۱۲	۱۰	۸	۶	۵	۴	۳	۲	۱	$t(\text{min})$
$2/5$	$2/5$	$2/5$	$2/5$	$7/5$	$7/5$	$7/5$	$7/5$	$7/5$	$6/5$	$5/0$	$5/0$	$5/0$	$5/0$	$I(\text{cm / hr})$
$1/8$	$1/8$	$1/85$	$1/9$	$2/0$	$2/1$	$2/2$	$2/4$	$2/8$	$3/0$	$3/2$	$3/5$	$3/9$	$4/3$	$f(\text{cm / hr})$

۳-۴ ظرفيت نفوذ مختلف منطقه اي در مواقع مختلف مطابق جدول ۱۱-۴ مشاهده شده است. مطلوب است اجزاء معادله هورتون.

#### جدول ۱۱-۴ ظرفیت نفوذ در طول مدت ۲ ساعت

۲/۰	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	۱/۰	۰/۷۵	۰/۵	۰/۲۵	۰	$t(hr)$
۱/۰	۱/۰	۱/۱	۱/۲	۱/۵	۱/۲	۳/۲	۵/۶	۱۰/۴	$f(cm/hr)$

۴-۴ در منطقه ای به مساحت ۱۵۰۰ هکتار که خاک آناز نوع آلی است، بارش با شدت ثابت  $I = 400 \text{ cm/hr}$  در طول مدت ۳۵ دقیقه می‌بارد. اگر ظرفیت نفوذ نهایی خاک این منطقه  $20 \text{ mm/hr}$  باشد، حجم آب نفوذ کرده در خاک در طول مدت بارش را چند مترمکعب برأورد می‌کنید؟

۴-۵ بارش از ساعت ۹ صبح تا ۳ بعد از ظهر با شدت متغیر مطابق جدول ۱۲-۴ در حوضه ای به مساحت ۳۷۵ کیلومتر مربع اتفاق می‌افتد. اگر ارتفاع معادل رواناب این منطقه  $3.58 \text{ سانتیمتر}$  باشد، مقدار شاخص  $\Phi$  را محاسبه کنید.

#### جدول ۱۲-۴ بارش در طی ساعات مختلف در طول حوضه

زمان (ساعت)	بارش (cm)
۱۴-۱۵	۱۳-۱۴
۱۳-۱۴	۱۲-۱۳
۱۲-۱۳	۱۱-۱۲
۱۱-۱۲	۱۰-۱۱
۱۰-۱۱	۹-۱۰
۹-۱۰	۸-۹
۸-۹	۷-۸
۷-۸	۶-۷
۶-۷	۵-۶
۵-۶	۴-۵
۴-۵	۳-۴
۳-۴	۲-۳
۲-۳	۱-۲
۱-۲	۰-۱
۰-۱	(hr)

۴-۶ بارش به مدت ۷ ساعت در منطقه ای به مساحت ۴۵ هکتار مطابق جدول ۱۳-۴ رخ داده است. اگر حجم رواناب خروجی از این منطقه  $2.25 \text{ ha.m}$  باشد، شاخص  $\Phi$  چقدر بوده است؟

#### جدول ۱۳-۴ میزان بارش در طول ۷ ساعت

زمان (hr)	بارش (cm)
۶-۷	۵-۶
۵-۶	۴-۵
۴-۵	۳-۴
۳-۴	۲-۳
۲-۳	۱-۲
۱-۲	۰-۱
۰-۱	(hr)

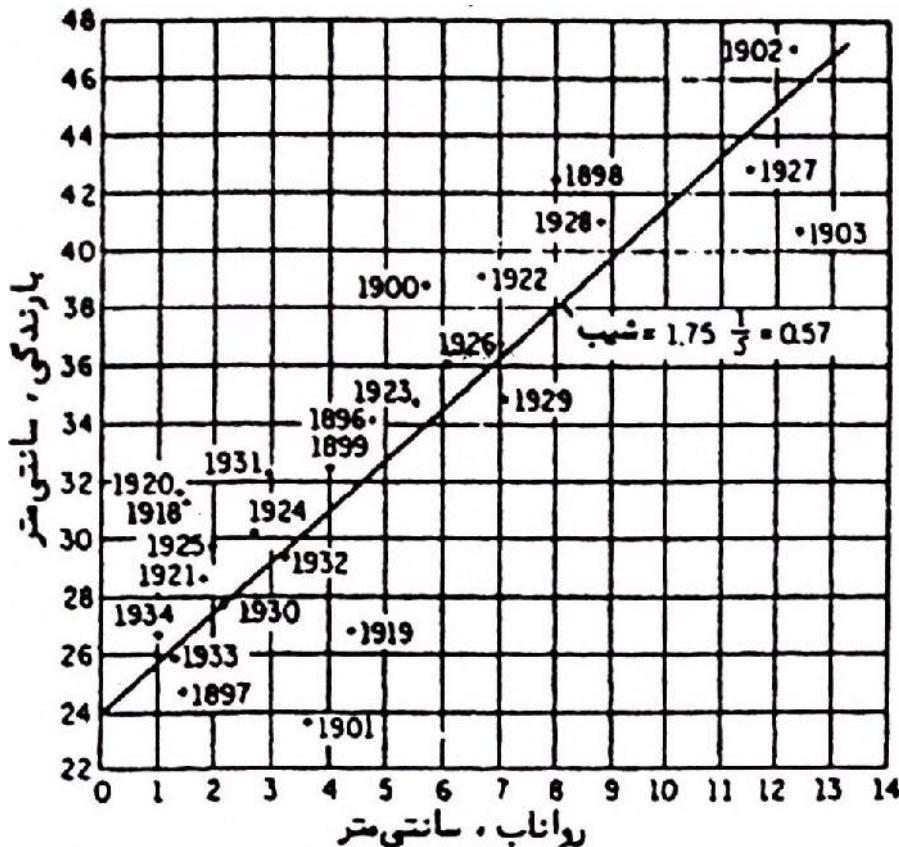
۴-۷ اگر بارش در طول ۵ ساعت متوالی به ترتیب  $2, 6, 9, 5$  و  $3 \text{ cm/hr}$  باشد، ارتفاع معادل رواناب چقدر است؟  
۴-۸ بارش که به صورت تجمعی مطابق جدول ۱۴-۴ اندازه گیری شده، تولید ارتفاع رواناب معادل  $3.5 \text{ cm}$  کرده است. مقدار اندیس  $\Phi$  چقدر است؟

#### جدول ۱۴-۴ بارش تجمعی در طول ۶ ساعت بارش

زمان از شروع بارش (hr)	بارش تجمعی (cm)
۶	۵
۵	۴
۴	۳
۳	۲
۲	۱
۱	۰
۰	(hr)

## فصل پنجم: تعریف رواناب، هیدروگراف سیلاب و برآورد دبی اوج سیلاب ها

هرگاه شدت بارش از ظرفیت نفوذ آب به داخل خاک بیشتر شود بخشی از آب بارش در سطح حوضه آبریز باقی می‌ماند. این آب پس از پر کردن گودیهای سطح زمین که به آن چالاب گفته می‌شود، در امتداد شبیب زمین روی سطح جریان پیدا کرده تا از طریق شبکه آبراهه‌ها و سپس رودخانه اصلی از حوضه آبریز خارج شود. به این بخش از بارش، که به درون رودخانه‌ها وارد می‌شود، همراه با بارش‌های نازل شده مستقیم بر سطح آب‌های موجود در رودخانه رواناب یا جریان سطحی (surface runoff) گفته می‌شود. به جریانی که در سطح زمین پس از بارش بصورت ورقه‌ای راه می‌افتد، قبل از آنکه به اولین رده آبراهه برسد، جریان دامنه‌ای (overland flow) گفته می‌شود. اگر تراکم شبکه آبراهه‌های حوضه  $D_d$  کیلومتر در هر کیلومتر مربع باشد متوسط طول جریان دامنه‌ای  $0.5/D_d$  خواهد بود. مثلاً چنانچه تراکم شبکه رودخانه‌ها در حوضه  $2/63$  کیلومتر در هر کیلومترمربع باشد، طولی را که رواناب به صورت جریان دامنه‌ای قبل از رسیدن به آبراهه‌ها طی می‌کند بطور متوسط  $0/19$  کیلومتر یا  $190$  متر است. با توجه به ثابت بودن خصوصیات فیزیکی حوضه، بین بارش و رواناب سالانه می‌توان یک رابطه مستقیم انتظار داشت. یعنی اگر برای چند سال، مقادیر مشاهداتی سالانه بارش سالانه روی حوضه و رواناب خروجی سالانه آن در یک دستگاه محور مختصات رسم شود، می‌توان از بین آن نقاط یک خط یا منحنی با ضریب همبستگی خوب (بالای  $0.5$ ) برآش داد. مثلاً در نمودار  $1-5$  رابطه بین بارش سالانه (سانتی‌متر) و رواناب سالانه (سانتی‌متر) برای یک حوضه آبریز، بر اساس داده‌هایی که در سالهای مختلف بدست آمده است بصورت نمودار رسم شده است. از روی شبیب خط مذکور که در این نمودار  $1/75$  است می‌توان رابطه ریاضی بین بارش و رواناب سالانه را بدست آورد. در این نمودار دیده می‌شود که خط از مرکز مختصات عبور نکرده است بلکه دارای عرض از مبدأ  $24$  سانتی‌متر است. یعنی در سالهایی که بارش سالانه کمتر از  $24$  سانتی‌متر بوده، عملاً رواناب وجود نداشته است. این رابطه از نظر ریاضی به صورت  $R = S(P - P_a)$  است که در آن شبیب خط نسبت به محور عرض‌ها است. این معادله به وضعیت  $R = 0.57(P - 24)$  در می‌آید. اگر مثلاً بارشی در یک سال  $34$  سانتی‌متر باشد، مقدار رواناب از روی نمودار یا این معادله  $5/7$  سانتی‌متر برآورد می‌شود. استخراج چنین روابطی برای حوضه‌های آبریز با اهمیت بوده و می‌تواند از نظر تخمین آورد سالانه رودخانه‌ها مفید باشد. اما بدست آوردن این نوع روابط تنها در صورتی امکان پذیر است که داده‌های کافی اندازه گیری شده بارش و رواناب سالانه در حوضه وجود داشته باشد.



نمودار ۱-۵ رابطه بین بارش و رواناب سطحی برای مقادیر سالانه

### ۱-۵ برآورد عمق یا ارتفاع رواناب سیلاب ها

رواناب سیلابی حاصله از بارش های طوفانی (بر حسب ارتفاع یا حجم) را می توان به روش های مختلف برآورد نمود. از جمله روش های معمول، روش پیشنهادی سازمان حفاظت خاک آمریکا (SCS) است که برای حوضه هایی که در آن ها داده های اندازه گیری دبی رواناب سیلاب وجود ندارد بکار می رود. در این روش، ارتفاع رواناب حاصله از یک بارش طوفانی (سیلاب زا) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$R = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (1-5)$$

$R$ =ارتفاع رواناب (in)،  $P$ =ارتفاع بارش (in)، و  $S$ =حداکثر نگهداشت آب در سطح خاک و از رابطه زیر برآورد می شود.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2-5)$$

که  $CN$  به نام شماره منحنی و تابع شرایط نوع پوشش و نوع خاک (زمین) حوضه و حاصل از جدول ۱-۵ است. نوع خاک در این جدول با تقسیم کلیه خاک ها به ۴ گروه هیدرولیکی A، B، C و D تعیین می شود. بدین ترتیب، با داشتن مقادیر بارش (P) و شماره منحنی حوضه (CN) می توان ارتفاع رواناب سیلاب را بدست آورد.

جدول ۵-۲ تبدیل CN از وضعیت متوسط به وضعیت خشک یا مرطوب

CN وضعيت متوسط رطوبتی خاک	CN تصحیح شده زمین خشک	CN زمین مرطوب
۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۹۹	۸۷	۹۵
۹۸	۷۸	۹۰
۹۷	۷۰	۸۵
۹۴	۶۳	۸۰
۹۱	۵۷	۷۵
۸۷	۵۱	۷۰
۸۳	۴۵	۶۵
۷۹	۴۰	۶۰
۷۵	۳۵	۵۵
۷۰	۳۱	۵۰
۶۵	۲۷	۴۵
۶۰	۲۳	۴۰
۵۵	۱۹	۳۵
۵۰	۱۵	۳۰
۴۵	۱۲	۲۵
۳۹	۹	۲۰
۳۳	۷	۱۵
۲۶	۴	۱۰
۱۷	۲	۵
.	.	.

جدول ۱-۵ مقدار CN برای حوضه های مختلف با توجه به نفوذ پذیری خاک (گروه های A,B,C,D) و پوشش سطح حوضه

D	C	B	A	خصوصیات پوشش سطح حوضه
۷۹	۷۳	۶۰	۳۶	پوشش جنگلی متوسط
۷۷	۷۰	۵۵	۲۵	پوشش جنگلی خوب
۸۴	۷۹	۶۹	۴۹	مراتع طبیعی با پوشش متوسط
۸۰	۷۴	۶۱	۳۹	مراتع طبیعی با پوشش خوب
				اراضی کشاورزی
۸۳	۷۸	۶۹	۵۵	زیر کشت حبوبات
۸۸	۸۴	۷۶	۶۵	زیر کشت غلات(ردیفهای مستقیم)
۸۴	۸۱	۷۳	۶۰	زیر کشت غلات (ردیفها به موازات خطوط تراز)
				زیر کشت گیاهان ردیفی
۹۱	۸۸	۸۱	۷۲	ردیفهای مستقیم با پوشش متوسط
۸۹	۸۵	۷۸	۶۷	ردیفهای مستقیم با پوشش خوب
				ردیفها به موازات خطوط تراز
۸۸	۸۴	۷۹	۷۰	با پوشش متوسط
۸۶	۸۲	۷۵	۶۵	با پوشش خوب
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸	پشت بامها، پارکینگها و دیگر جاهای آسفالتی
۹۲	۹۰	۸۵	۷۷	مناطق مسکونی با ۶۵ درصد آسفالت
۸۴	۷۹	۶۸	۵۱	مناطق مسکونی با ۲۰ درصد آسفالت
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸	خیابانها و جاده های آسفالتی
۸۹	۸۷	۸۲	۷۲	جاده های خاکی
۹۱	۸۹	۸۵	۷۶	جاده های شوسه

مثال ۵-۱: مطلوب است عمق رواناب حاصل از ۲ اینچ بارش روی سطح یک پارک به وسعت ۴ هکتار که بخش اعظم آن پوشیده از چمن باشد. خاک این حوضه در گروه هیدرولزیک B قرار داشته و به دلیل بارش های قبلی مرطوب است.

حل: چنانچه شماره منحنی (CN) را برای وضعیت پوشش حوضه از جداول مربوطه در فصل قبل بدست آوریم مقدار آن حدوداً برابر  $CN=60$  خواهد بود. که اگر آن را برای وضعیت رطوبتی خاک اصلاح کنیم  $CN=78$  خواهد شد. بنابراین:

$$S = \frac{1000}{78} - 10 = 2.82 \quad R = \frac{(2 - 0.2 \times 2.82)^2}{(2 + 0.8 \times 2.82)} = 0.4845 \text{ in.} = 12.3 \text{ mm}$$

لذا مقدار رواناب  $Q = 12.3 / 1000 \times 4845 = 0.04845 \text{ m}^3/\text{mm}$  یا  $24 \text{ درصد بارش}$  است که حجم رواناب برای سطح ۴ هکتار برابر است با:

$$Q = \frac{12.3}{1000} \times (4 \times 10,000) = 492 \text{ m}^3$$

مقدار  $Q = 0.04845 \text{ m}^3/\text{mm}$  (حاصل از تقسیم ارتفاع رواناب سیلاب به ارتفاع بارش آن) را ضریب سیلاب نامند.

**مثال ۲-۵:** مقدار CN در یک حوضه برابر ۶۹ است، چنانچه بارش ۷۵ میلی‌متر باشد ارتفاع رواناب را محاسبه کنید. اگر

سطح حوضه ۲۰ کیلومتر مربع باشد حجم رواناب چقدر است؟

$$CN=69 \quad P = 75 \text{ mm} = 3 \text{ inch} \quad S = \frac{1000}{69} - 10 = 4.49 \quad \text{حل:}$$

$$R = \frac{(3 - 0.2 \times 4.49)^2}{(3 + 0.8 + \times 4.49)} = 0.67 \text{ in.} = 17.0 \text{ mm} \quad Q = 20 \times 10^6 \times \frac{17}{1000} = 340,000 \text{ m}^3$$

برای حوضه‌هایی که مقدار حداکثر نگهداشت آب در سطح زمین زیاد باشد، ۱- این رابطه بصورت منحنی نمایی است، ۲- با افزایش نمایه S منحنی از مرکز مختصات نیز فاصله گرفته و بخش زیادی از بارش بدون جاری شدن در سطح حوضه نگهداشته می‌شود. ارتفاع رواناب سیلاب با رابطه زیر برآورد می‌شود:

$$R=C.P \quad 3-5$$

که در آن C ضریب رواناب سیلاب، P مقدار ارتفاع بارش مولد آن و R مقدار ارتفاع رواناب است. این ضریب بستگی به خصوصیات فیزیکی حوضه داشته و مقدار آن را می‌توان از جدول ۳-۵ تخمین زد. اگر در رابطه ۱-۵ مقدار P بر حسب mm باشد و بخواهیم R نیز بر حسب mm محاسبه شود، لازم است که S نیز بر حسب mm باشد. در این صورت مقدار S برابر خواهد بود با:

$$S = \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) 25.4 \quad S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad 4-5$$

**مثال ۳-۵:** بارشی به مدت ۸ ساعت روی حوضه‌ای که شماره منحنی اراضی آن ۸۰ است رخ داده است. مقدار بارش در هر ساعت بر اساس اندازه گیری‌های باران نگاری مطابق اعداد و ستون ۱ و ۲ جدول ۴-۵ بوده است. حساب کنید مقادیر بارش مازاد (رواناب مستقیم) در هر ساعت را.

**حل: الف** – ارتفاع تجمعی بارش برآورد می‌شود (ارقام ستون ۳ جدول ۴-۵)، سپس ب – ارتفاع بارش مازاد تجمعی در هر ساعت برآورد می‌شود (ارقام ستون ۴ جدول). مثلاً برای بارش ۴۰ میلی‌متر در ساعت دوم خواهیم داشت:

$$S = \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) 25.4 = \left( \frac{1000}{80} - 10 \right) 25.4 = 63.5, \quad R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} = \frac{[40 - 0.2(63.5)]^2}{40 + 0.8(63.5)} = 8.2$$

ج – با کسر هر کدام از اعداد ستون ۴ از عدد قبلی ارتفاع بارش مازاد در هر ساعت (هیتوگراف بارش مازاد) بدست می‌آید.

باید توجه داشت که استفاده از روابط ۱-۵ فقط مربوط به یک بارش مولد سیلاب است و نمی‌توان آن را فرضا برای بارش ماهانه و سالانه که در آن نبود بارش و یا بارش کم نیز وجود دارد بکار برد. با این وجود از آنجایی که در مناطق خشک، بارش‌ها عمدتاً زمستانه و فقط در یک دوره کوتاه زمستانه صورت می‌گیرد. گاها فرمول‌های فوق در بارش ماهانه و سالانه نیز بکار رفته است.

**جدول ۳-۵ مقدار C برای پوشش‌های مختلف حوضه آبریز**

شیب زمین			نوع پوشش سطح حوضه
۱۰ - ۳۰ %	۵ - ۱۰ %	۰ - ۵ %	
اراضی مرتعی			
۰/۲۲	۰/۱۶	۰/۱	خاک شنی لومی
۰/۴۲	۰/۳۶	۰/۳	خاک رسی لومی
۰/۶۰	۰/۵۵	۰/۴	خاک رسی سنگین
اراضی جنگلی			
۰/۳	۰/۲۵	۰/۱	خاک شنی لومی
۰/۵	۰/۳۵	۰/۳	خاک رسی لومی
۰/۶	۰/۵۰	۰/۴	خاک رسی سنگین
اراضی کشاورزی			
۰/۵۲	۰/۴	۰/۳	خاک شنی لومی
۰/۷۲	۰/۶	۰/۵	خاک رسی لومی
۰/۸۲	۰/۷	۰/۶	خاک رسی سنگین
اراضی شهری			
۰/۵	۰/۴	۰/۳۰٪	آسفالت
۰/۶۵	۰/۵۵	۰/۵۰٪	آسفالت
۰/۸۰	۰/۶۵	۰/۷۰٪	آسفالت

**جدول ۴-۵**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
زمان (hr)	ارتفاع رگبار (mm)	ارتفاع بارش تجمعی (mm)	ارتفاع تجمعی بارش مازاد (mm)	ارتفاع بارش مازاد (mm)
0	0	0	0	0
1	15	15	0	0
2	25	40	8.2	8.2
3	20	60	20.2	12
4	10	70	27.2	7
5	8	78	33.1	5.9
6	6	84	37.7	4.6
7	4	88	40.8	3.1
8	2	90	42.4	1.6

**مثال ۴-۵:** داده‌های یک حوضه آبریز به مساحت ۶ هکتار به این شرح است: مقدار بارش ۱۰۰ میلی‌متر، خشک بودن رطوبت خاک قبل از بارش، پوشش زمین با گیاهان ردیفی ۴۰ هکتار با گروه هیدرولوژیکی از نوع B (جدول ۵-۱)،

پوشش زمین با گیاهان جنگلی ۲۰ هکتار و گروه هیدرولوژیکی از نوع B (جدول ۵-۱). چنانچه روز بعد از بارش ۱۰۰ میلی‌متری، بارش دیگری به میزان ۵۰ میلی‌متر ریزش کند. مطلوب است مقدار رواناب حاصل از حوضه و ضریب رواناب را در روزهای اول و دوم

حل: با توجه به ارقام جدول ۵ - ۱ مقادیر زیر برای CN برای پوشش زمین زراعی در شرایط متوسط = CN ۸۲ برای پوشش زمین جنگلی در شرایط خوب = ۵۵

در صورتی که مقادیر CN برای وضعیت خاک خشک در نظر باشد، مقادیر فوق بر اساس ارقام جدول ۵-۲ به ترتیب برابر

$$CN = \frac{(65 \times 40) + (36 \times 20)}{60} = 55 \quad ۳۶ \text{ و } ۶۵ \text{ اصلاح می شود. در این صورت میانگین وزنی CN عبارتست از:}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = 207 \text{ mm}, \quad R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} = \frac{(100 - 0.2 \times 207)^2}{100 + (0.8 \times 207)} = \frac{3434}{265} = 13 \text{ mm}$$

ضریب رواناب حاصل از بخش ۱۳ بر ۱۰۰ بدست می‌آید که برابر ۱۳ درصد است ( $C = 0.13$ ). در روز بعد جمع بارش

$$P = 100 + 50 = 150 \text{ mm} \quad ۱۵۰ \text{ میلی‌متر خواهد بود. لذا:}$$

برای روز دوم لازم است CN متوسط به CN مربوط به خاک مرطوب تبدیل شود که با توجه به ارقام جدول ۵-۵ مقادیر

CN برای اراضی زراعی ۹۳ و برای اراضی جنگلی ۷۴ در نظر گرفته می‌شود و مقدار وزنی آن عبارت خواهد بود از:

$$CN = \frac{(93 \times 40) + (74 \times 20)}{60} = 86.5$$

$$S = \frac{25400}{86.5} - 254 = 39.64 \text{ mm}$$

برای ۵۰ میلی‌متر بارش در روز دوم مقدار رواناب برابر است با:

$$R = \frac{[(50 - (0.2 \times 39.64))]^2}{50 + (0.8 \times 39.64)} = 21.66 \text{ mm}$$

در این وضعیت ضریب رواناب برابر است با:

$$C = 21.66 / 50 = 0.43$$

برای آن که نقش رطوبت خاک در تولید رواناب مشخص شود در مثال ۳-۵ مشاهده گردید که ۱۰۰ میلی‌متر بارش در یک

روز که خاک خشک بوده است تنها ۱۳ میلی‌متر رواناب تولید کرد. حال آنکه در همان حوضه در روز بعد ۵۰ میلی‌متر

بارش، که روی یک خاک مرطوب باریده است، توانست ۲۱/۶۶ میلی‌متر رواناب ایجاد نماید.

## ۲-۵ برآورد آبدهی سالانه حوضه

رواناب سالانه یک حوضه آبریز (آورد سالانه) در مقطع خروجی آن، از مهمترین مقادیری است که برآورد آن از یک هیدرولوژیست انتظار می‌رود. این برآورد در خروجی (رودخانه) هایی که دارای ایستگاه اندازه گیری آب هستند با حاصل ضرب بارش سالانه در ضریب رواناب سالانه آن بدست می‌آید ( $R=KP$ ). ضریب رواناب سالانه همان شیب خط حاصل از نمودار ۵-۱ است. اما برآورد آن برای حوضه‌های فاقد ایستگاه، نسبتاً مشکل است. امروزه مدل‌های کامپیوتی به انجام این امر کمک فراوان کرده‌اند. اما در طرحهای کوچک اگر دسترسی به این مدل‌ها وجود نداشته باشد می‌توان از روش‌های دارای معادلات تجربی استفاده کرد. یکی از این روش‌ها که برای تخمین آوردن سالانه بکار می‌رود، جاستین (Justin) نام دارد. این روش بر اساس عملکرد مشابه حوضه‌های همچوar استوار است. یعنی ابتدا در منطقه مورد نظر یک حوضه آبریز، که دارای آمار اندازه گیری آب بوده و مشخصات زیر در آن معلوم باشد، در نظر گرفته می‌شود.

- مساحت حوضه،  $A$  (کیلومتر مربع)
- حداقل و حداقل ارتفاع حوضه به ترتیب  $H_{\min}$  و  $H_{\max}$  (کیلومتر)
- آبدهی سالانه،  $W$  (میلیون متر مکعب)
- متوسط بارش سالانه در حوضه،  $P$  (سانتی‌متر)
- متوسط دمای سالانه هوای  $T$  (سانتی‌گراد)

حال با داشتن این مشخصات، محاسبات زیر را انجام و ضریب  $K$  (ضریب جاستین) برای این حوضه برآورد می‌شود.

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{A}} \quad (5-5)$$

$$R = \frac{W}{A} \quad (6-5)$$

$$K = \frac{R(1.8T + 32)}{S^{0.155} P^2} \quad (7-5)$$

پس از بدست آوردن ضریب  $K$  برای حوضه مذکور، آبدهی سالانه ( $W$ ) با انجام عمل عکس برای حوضه مورد نظر، که در همان منطقه اقلیمی واقع شده است، مطابق مثال زیر بدست می‌آید.

مثال ۵-۵: مطلوب است برآورد آبدهی (آورد) سالانه یک حوضه در منطقه بیرونی با مشخصات فیزیکی به شرح زیر.

- مساحت حوضه،  $A = 3230 \text{ km}^2$
- حداقل ارتفاع از سطح دریا،  $H_{\max} = 2787 \text{ m}$
- حداقل ارتفاع از سطح دریا،  $H_{\min} = 1100 \text{ m}$

-  $P = 166 \text{ mm}$  متوسط بارش سالانه،

-  $T = 12.2^\circ\text{C}$  دمای متوسط سالانه حوضه

در حوضه دیگری بنام حوضه رودخانه سالار واقع در همین منطقه مشخصات فیزیکی و آبدھی سالانه آن بشرح زیر است.

- مساحت حوضه رودخانه سالار  $A = 2070 \text{ km}^2$

- حداکثر ارتفاع حوضه رودخانه سالار  $H_{\max} = 2700 \text{ m}$

- حداقل ارتفاع حوضه رودخانه سالار  $H_{\min} = 1230 \text{ m}$

- آبدھی سالانه رودخانه سالار بر اساس اندازه گیریهای موجود ۴۰ میلیون متر مکعب

- متوسط بارش سالانه در رودخانه سالار  $P = 250 \text{ mm}$

- دمای متوسط سالانه  $T = 13.7^\circ\text{C}$

حل: ضریب  $K$  حوضه رودخانه سالار با استفاده از فرمولهای زیر برآورد و سپس به حوضه مورد نظر تعمیم داده می شود.

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{A}} = \frac{2.700 - 1.230}{\sqrt{2070}} = 0.03231$$

$$R = \frac{W}{A} = \frac{40 \times 10^6}{2070 \times 10^6} = 0.0193 \text{ m} = 1.93 \text{ cm}$$

$$K = \frac{R(1.8T + 32)}{S^{0.155} P^2} = \frac{1.93(1.8 \times 13.7 + 32)}{(0.03231)^{0.155} (25)^2} = 0.2979$$

حال با داشتن این ضریب مقدار آبدھی حوضه مورد نظر قابل محاسبه است. یعنی با انجام عمل عکس خواهیم داشت:

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{A}} = \frac{2.787 - 1.100}{\sqrt{3230}} = 0.0296$$

$$R = \frac{K(S)^{0.155} P^2}{(1.8T + 32)} = \frac{0.2979(0.02968)^{0.155} (16.6)^2}{(1.8 \times 12.2 + 32)} = 0.88 \text{ cm}$$

$$W = A \cdot R = (3230 \times 10^6) \times (0.88 \times 10^{-2}) = 28.42 \times 10^6 \text{ m}^3 = 28.42 \text{ Mm}^3$$

بنابراین مقدار آورد سالانه این حوضه ۲۸/۴۲ میلیون متر مکعب در سال تخمین زده می شود.

### ۳-۵ برآورد حداکثر دبی هیدروگراف سیلاب

در طراحی سازه‌های آبی علاوه بر برآورد حجم یا ارتفاع رواناب سیلابی حاصل از بارش های طوفانی (رگبار)، حداکثر شدت لحظه‌ای رواناب نیز مورد نظر است. در طراحی اغلب سازه‌های کوچک آبی (مانند پل‌های عبور سیلاب در رودخانه های خشک) صرفا برآورد حداکثر شدت اوج سیلاب (دبی اوج) مد نظر است. ساده ترین رابطه‌ای که برای تخمین این کمیت

بکار می رود معادله استدلالی (rational) نام دارد. یعنی چنانچه بارشی با شدت ثابت  $i$  روی حوضه مورد نظر با مساحت سطح حوضه  $A$  و مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه (یا بیشتر) بیارد، با فرض این که بارش تمام سطح  $A$  را در بر گیرد، حداکثر دبی رواناب با داشتن ضریب رواناب  $C$  از معادله زیر بدست می آید:

$$Q = \frac{1}{36} C i A \quad (8-5)$$

که  $Q$ =شدت بارش (cm/h)،  $A$ =مساحت حوضه (هکتار)،  $C$ =ضریب رواناب (جدول ۳-۵)،  $i$ =حداکثر دبی رواناب ( $m^3/s$ ).

چنانچه شدت بارش بر حسب میلی متر در ساعت و مساحت حوضه بر حسب کیلومتر مربع باشند دبی خروجی ( $Q$ ) بر حسب مترمکعب در ثانیه عبارت خواهد بود از:

$$Q = 0.278 C i A \quad (9-5)$$

مثال ۳-۶: از یک حوضه آبریز که خاک آن از نوع شنی لومی است به عنوان مرتع استفاده می شود. شدت بارش طراحی (حاصل از منحنی های شدت-مدت-فراوانی) ۱۵ میلی متر در ساعت است. مطلوب است مقدار دبی اوج هیدروگراف سیلان آن. شیب اراضی حوضه ۷ درصد است و مساحت حوضه  $2/5$  کیلومتر مربع است. زمان تمرکز حوضه برابر  $1/5$  ساعت فرض می شود. (از منحنی های شدت-مدت-فراوانی ایستگاه باران سنگی معینی که نزدیک محل طراحی سازه باشد برای برآورد شدت بارش طرح استفاده شده است. نمونه آن در انتهای فصل آمده است، نمودار ۳-۵).

حل: از جدول ۳-۳ مقدار ضریب رواناب  $C = 0.16$  بدست می آید. سپس حداکثر دبی هیدروگراف سیلان برابر است با:

$$Q = \frac{1}{36} C i A = \frac{1}{36} 0.16 \times \frac{15}{10} \times 250 = 1.67 m^3 / sec$$

در این روش (استدلالی)  $T$  حداکثر دبی لحظه ای با این فرض محاسبه می شود که مدت بارش حداقل برابر زمان تمرکز حوضه باشد. یعنی شدت بارش در رابطه بالا (15) از مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه بدست می آید. برای این کار از رابطه IDF (شدت-مدت-فراوانی) و با داشتن دوره برگشت (فراوانی) استفاده می شود. در غیر این صورت (اگر مدت بارش کمتر از زمان تمرکز باشد) دبی حداکثر کمتر از مقدار مورد نظر خواهد بود. زیرا اگر مدت بارش کمتر از زمان تمرکز باشد، قبل از آنکه تمام سطح حوضه در رواناب مشارکت نماید بارش خاتمه پیدا کرده و لذا دبی به حداکثر ممکن نمی رسد.

روش دیگر برآورد حداکثر دبی، روش مدت-مساحت (time-area method) است. این روش پیشرفته تر از روش استدلالی است. با این روش وقتی شدت بارش در ساعت های مختلف تغییر کند، رواناب با دقت بالا قابل برآورد است. فرض

کنید در یک حوضه آبریز، بارشی به مدت چند ساعت ببارد و شدت بارش در دوره‌های زمانی  $t$  (مثلاً یک ساعت) مطابق نمودار ۲-۵ به ترتیب  $i_1$  و  $i_2$  و  $i_3$  و  $i_4$ , ... و  $i_n$  باشد. در نمودار، خطوط هم زمان پیمایش خطوطی اند که نقاط همزمان تمرکز را به یکدیگر متصل می‌کنند. مقدار دبی خروجی حوضه در هر دوره با توجه به رابطه استدلالی عبارتست از:

- برای دوره اول ( $t_1$ ) که فقط مساحت  $A_1$  در دبی خروجی دخالت دارد.

$$Q_1 = 0.278C(A_1 i_1) \quad (10-5)$$

- برای دوره دوم ( $t_2$ ) که علاوه بر مساحت  $A_1$ ، مساحت  $A_2$  نیز در دبی لحظه‌ای دخالت دارد با توجه به اینکه مساحت  $A_1$  نزدیک قسمت خروجی است لذا برای آن باید شدت بارش در ساعت دوم ( $i_2$ ) را در نظر گرفت و برای مساحت  $A_2$  شدت مربوط به ساعت اول موثر بوده است. یعنی تأثیر مجموع این مساحت‌ها بصورت زیر است.

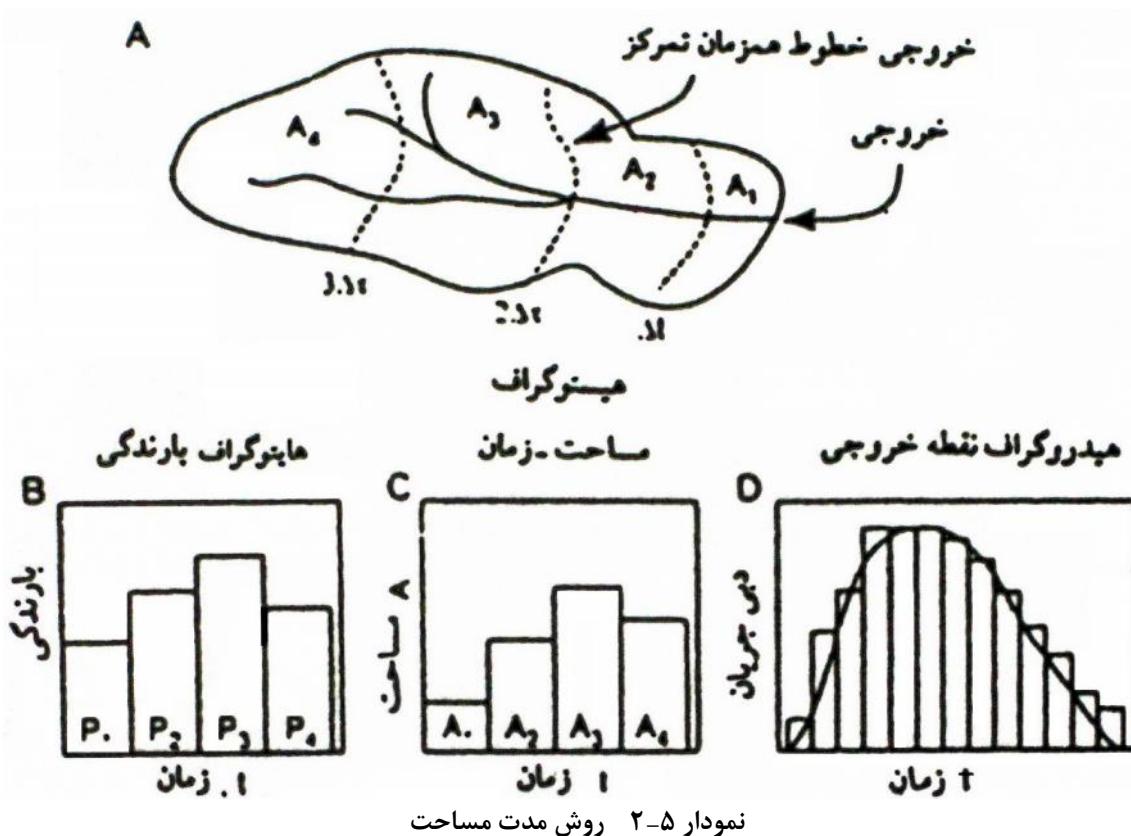
$$Q_2 = 0.278C(A_1 i_2 + A_2 i_1) \quad (11-5)$$

و به همین روش در انتهای ساعت‌های سوم و چهارم خواهیم داشت که:

$$Q_3 = 0.278C(A_1 i_3 + A_2 i_2 + A_3 i_1) \quad (12-5)$$

$$Q_4 = 0.278C(A_1 i_4 + A_2 i_3 + A_3 i_2 + A_4 i_1) \quad (13-5)$$

دیده می‌شود دبی در حال افزایش است تا به زمان تمرکز حوضه برسد که در آن موقع دبی به حداقل می‌رسد. اگر شدت بارش افزایش نیابد و مدت بارش بیشتر از زمان تمرکز حوضه باشد دبی هیدروگراف با قطع بارش کاهش می‌یابد.



مزیت روش مدت- مساحت این است که در آن فرض یکنواخت بودن بارش در طول مدت بارش وجود ندارد. از طرف دیگر شدت بارش بستگی به مدت بارش داشته و برای ما پیش بینی مدت بارش از قبل مشخص نیست. از انجایی که در اکثر موارد پیش بینی حداکثر دبی، مورد نظر است برای تخمین حداکثر جریانی که از حوضه ممکن است خارج شود می‌توان چنین فرض نمود که مدت بارش برابر زمان مرکز حوضه ( $t_c$ ) باشد ولی شدت بارش در هر یک از دوره‌ها ( $\Delta t$ ) از الگوی توزیع بارش منطقه پیروی کند. اگر تغییرات شدت بارش نسبت به زمان (هایتوگراف hyetograph) در دست باشد محاسبات بیشتر با واقعیت تطبیق خواهد داشت در غیر این صورت می‌توان از الگوهای مرسوم توزیع زمانی بارش استفاده کرد (جدول ۵-۵). روش ساده تر این است که فرض شود شدت بارش در هر ساعت کمتر از قبل بوده و کاهش آن متناسب با رابطه شدت - مدت بارش‌های منطقه باشد. مثلاً برای زمان مرکز ۳ ساعت، در ساعت اول بارش شدتی معادل حداکثر شدت بارش‌های یک ساعته و در ساعت سوم معادل حداکثر بارش‌های سه ساعته را برای آن فرض نمود. البته در واقع چنین نبوده و اگر بارش سه ساعته بطور پیوسته ببارد با توجه به مطالب فوق شدت آن در ساعات اول و دوم زیادتر از معمول لحاظ شده است. این می‌تواند به عنوان ضریب اطمینان در نظر گرفته شود. بدین ترتیب می‌توان حداکثر روانابی را که از حوضه خارج می‌شود با اطمینان زیاد پیش‌بینی نمود. برای این منظور به ترتیب عمل زیر انجام می‌گیرد:

۱- خطوط هم زمان پیمایش حوضه را برای دوره‌های زمانی  $\Delta t$  رسم کنید. سعی شود زمان مرکز ( $t_c$ ) ضریبی از  $\Delta t$  باشد. زمان مرکز برای حوضه‌های کوچک از رابطه کرپیچ که در سیستم متريک بصورت زیر است محاسبه می‌شود.

$$t_c = 0.0003L^{0.77} S^{-0.385} \quad (14-5)$$

در این معادله  $L$  طول حوضه در مسیر رودخانه اصلی بر حسب متر،  $S$  شیب آبراهه اصلی (بر حسب متر بر متر) و  $t_c$  بر حسب ساعت است. برای رسم خطوط هم زمان پیمایش ساده ترین روش استفاده از تعیین سرعت حرکت آب روی شیب حوضه و بدست آوردن فاصله‌ای است که آب در دوره زمانی مورد نظر طی می‌کند.

۲- از روی الگوی توزیع بارش منطقه مقدار و سپس شدت بارش را برای هر یک از دوره‌های زمانی  $\Delta t_1$  و  $\Delta t_2$  و ... برآورد کنید. الگوی پیشنهادی سازمان هواسناسی جهانی (WMO) برای توزیع مقدار بارش در طول بارش به شرح جدول ۵-۵ است. با استفاده از این الگو امکان تغییر مقدار و شدت بارش در هر کدام از این رودها امکان پذیر است.

۳- با روابط مدت - مساحت، دبی خروجی از حوضه را محاسبه کنید.

**مثال ۵-۷:** زمان تمرکز یک حوضه آبریز ۵ ساعت برآورد شده است. با توجه به منحنی شدت-مدت بارش و خطوط هم زمان پیمایش حوضه که در نمودار ۳-۵ رسم شده است حداکثر دبی که از این حوضه در اثر بارش ۸ ساعته خارج خواهد شد چقدر است (ضریب رواناب را  $0/6$  در نظر بگیرید).

حل: با توجه به این که زمان تمرکز  $t_c = 5\text{hr}$  است و  $\Delta t = 1\text{hr}$  برابر یک ساعت انتخاب می‌شود ( $\Delta t = 1\text{hr}$ ) منحنی‌های هم زمان پیمایش حوضه را به ازای  $\Delta t$ ‌های یک ساعته رسم می‌کنیم که در نمودار ۳-۵ ب نشان داده شده است. مساحت‌های محصور بین خطوط ایزوکرونال حوضه نیز در روی نمودار بر حسب کیلومتر مربع مشخص شده اند. حال از روی الگوی توزیع شدت بارش (نمودار ۳-الف) شدت بارش در ساعت‌های ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ را به دست آورده که بطور متوسط برابر خواهد بود با  $45$ ،  $22$ ،  $35$  و  $15$  میلی‌متر در ساعت. مقادیر دبی خروجی از حوضه در  $\Delta t$ ‌های مختلف با توجه به رابطه  $Q_2 = 0.278C_i A$  به شرح زیر است.

**جدول ۵-۵ توزیع بارش در طول بارش بر اساس روش WMO**

زمان بارش (%)	مقدار بارش (%)
0 شروع	0
10	3
20	13
30	20
40	16
50	70
60	78
70	83
80	90
90	95
100 پایان	100

$$Q_1 = 0.278(0.6)(45)(10) = 75 \text{ m}^3 / \text{s}$$

پس از  $\Delta t$  (یک ساعت):

$$Q_2 = 0.278(0.6)[(35)(10) + (45)(15)] = 170 \text{ m}^3 / \text{s}$$

پس از  $2\Delta t$  (۲ ساعت):

$$Q_3 = 0.278(0.6)[(22)(10) + (35)(15) + (45)(12)] = 214 \text{ m}^3 / \text{s}$$

پس از  $3\Delta t$  (۳ ساعت):

$$Q_4 = 0.278(0.6)[(15)(10) + (22)(15) + (35)(15) + (35)(12) + (45)(20)] = 300 \text{ m}^3 / \text{s}$$

پس از  $5\Delta t$  (۵ ساعت):

$$Q_5 = 0.278(0.6)[(9)(10) + (15)(15) + (22)(12) + (35)(20) + (35)(12) + (45)(13)] = 310 \text{ m}^3 / \text{s}$$

براین حداکثر دبی پس از ۵ ساعت معادل  $310$  مترمکعب در ثانیه خواهد بود. چون بارش ۸ ساعت بطول انجامیده است

شدت بارش در ساعت‌های  $6, 7, 8$  و به ترتیب  $i_6 = 7 \text{ mm/hr}^{-1}$ ،  $i_7 = 6 \text{ mm hr}^{-1}$  و  $i_8 = 5 \text{ mm hr}^{-1}$  است لذا رواناب در

ساعت‌های  $6, 7, 8$  به ترتیب عبارت خواهد بود از:

$$Q_6 = 0.278(0.6)[(7)(10) + (9)(15) + (15)(12) + (22)(20) + (35)(13)] = 213 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

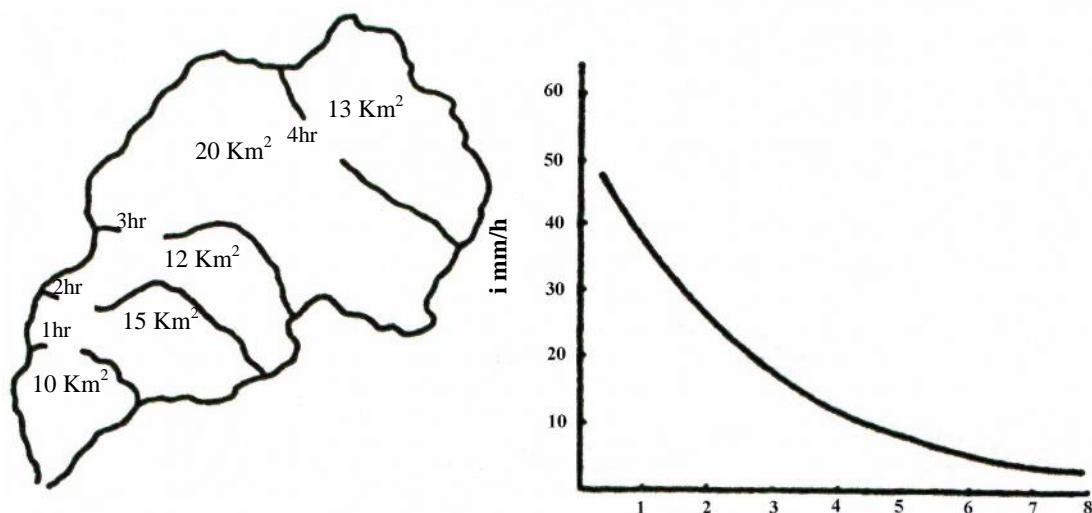
$$Q_7 = 0.278(0.6)[(6)(10) + (7)(15) + (9)(12) + (15)(20) + (22)(13)] = 143 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

$$Q_6 = 0.278(0.6)[(5)(10) + (6)(15) + (7)(12) + (9)(20) + (15)(13)] = 100 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

مشاهده می شود که دبی مرتب در حال نزول است. بطوریکه اگر منحنی تغییرات  $Q$  نسبت به  $\Delta t$  های مختلف رسم شود،

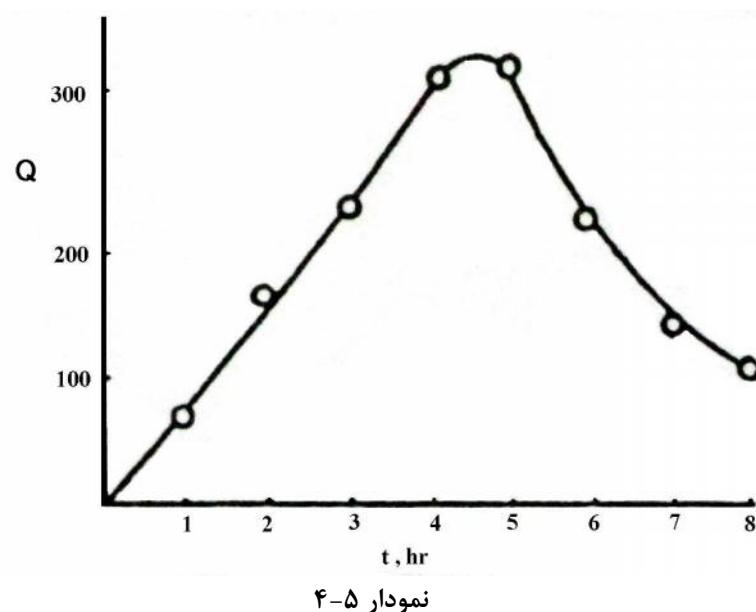
مشاهده می شود که دبی ابتدا افزایش یافته، پس از ۵ ساعت به حداکثر می رسد و سپس دوباره کاهش می یابد. یعنی

بالاترین مقدار دبی در زمانی که معادل زمان تمرکز حوضه است رخ می دهد (نمودار ۴-۵).



نمودار ۵-۳-۵-ب- حوضه آبریز و منحنیهای ایزوکرون

نمودار ۵-۳-الف- منحنی شدت - مدت



نمودار ۴-۵

در معادله استدلالی آنچه مهم است تخمین ضریب  $C$  و شدت بارش  $I$  است. شدت بارش تابعی از مدت بارش و دوره برگشت آن است. اگر مقدار بارش  $(F)$  و مدت  $(t)$  معلوم باشد ساده ترین روش برای برآورد شدت بارش (با درجه اطمینان بالا) بجای تقسیم  $F$  بر  $t$  استفاده از رابطه  $I = F / 2 + 1 / t$  است. مثلاً اگر مدت بارش ۳ ساعت و مقدار آن ۲۶ میلی‌متر باشد با استفاده از رابطه فوق شدت بارش  $mm/h = 13/3$  در ساعت خواهد بود در حالیکه با تقسیم  $F$  بر  $t$  مقدار آن  $8/6$   $mm/h$  بدست می‌آید. اما اگر فقط مدت زمان تمرکز در اختیار باشد توصیه می‌شود برای تخمین شدت بارش و استفاده از  $mm/h$  آن در معادله استدلالی از معادلات زیر استفاده شود. در این روابط  $I$  بر حسب  $mm/h$  و  $t$  بر حسب  $min$  است.

$$- \text{برای بارش‌های معمولی } I = 30.48 / t^{0.5}$$

$$- \text{برای بارش‌های معمولی تا شدید } I = 63.8 / t^{0.687}$$

$$- \text{برای بارش‌های آرام و زمستانی } I = 15.24 / t^{0.5}$$

$$- \text{برای بارش‌های با دوره بازگشت ۱۰ سال } I = (1045 / t)^{0.5}$$

$$- \text{برای بارش‌های با دوره بازگشت ۱۵ سال } I = (2090 / t)^{0.5}$$

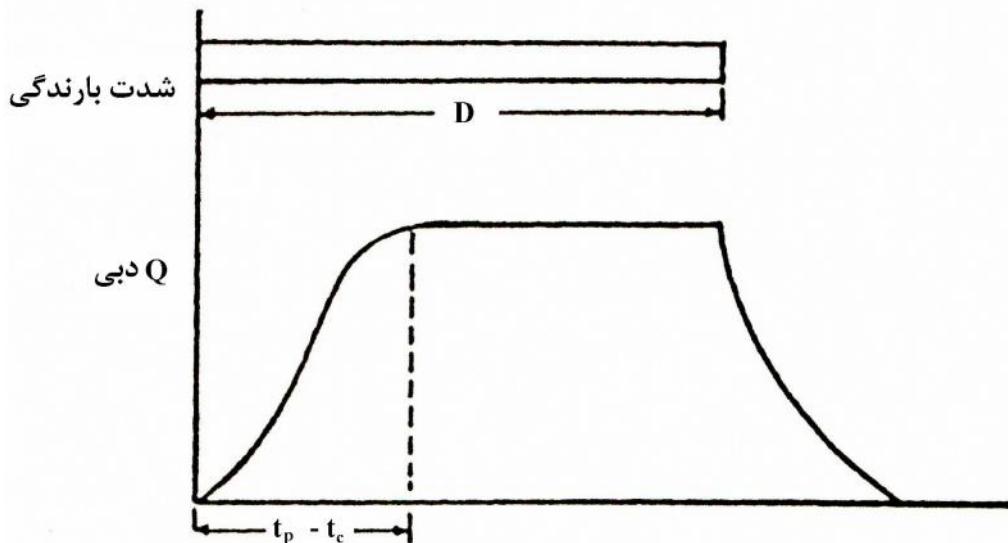
$$- \text{برای بارش‌های با حداکثر شدت } I = 98.4 / t^{0.687}$$

مثلاً اگر زمان تمرکز  $25 min$  باشد، شدت بارش با این روابط به ترتیب  $10/8, 9/1, 6/5, 6/9, 3/1, 6/1, 6/5, 6/9, 10/8 mm/h$  می‌شود.

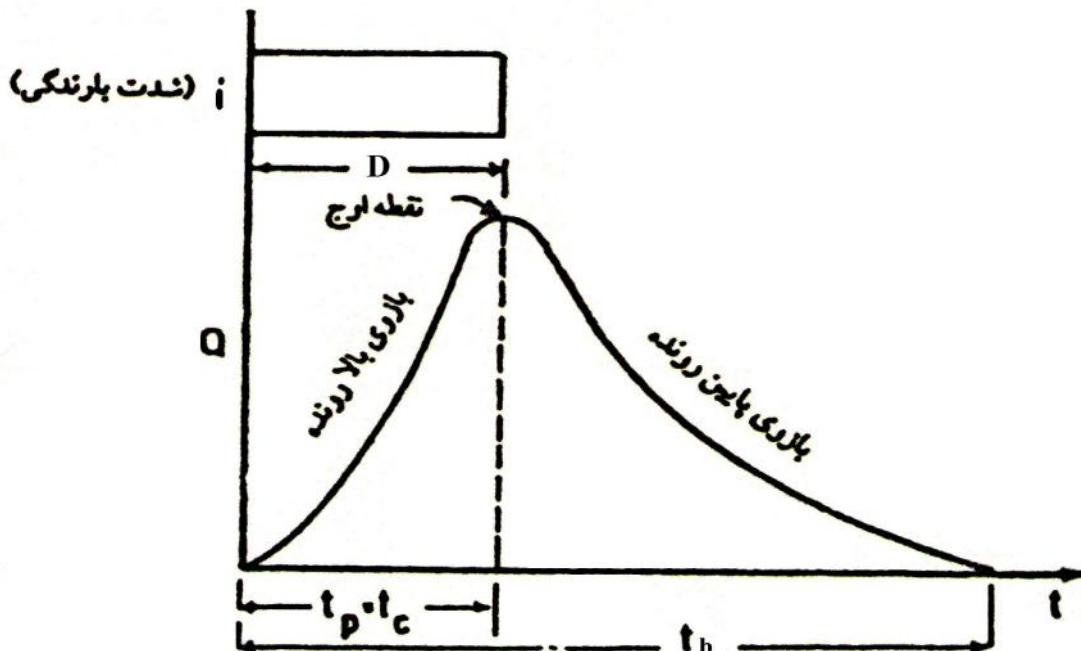
#### ۴-۵ برآورده تمامی شکل هیدروگراف سیلان

هیدروگراف نموداری معرف تغییرات دبی رواناب نسبت به زمان است. قبل از گفته شد که اگر روی یک حوضه آبریز (با زمان تمرکز  $t_c$ ) بارش یکنواختی به مدت  $D$  ساعت ببارد و  $t_c > D$  باشد دبی خروجی از حوضه بتدریج افزایش می‌یابد و در زمانی برابر زمان تمرکز حوضه به حداکثر خود می‌رسد. تا زمانی که بارش ادامه دارد دبی ثابت باقی مانده ولی بلافاصله پس از قطع بارش دبی نیز تقلیل می‌یابد. چنین منحنی که تغییرات دبی را در زمان‌های مختلف نشان می‌دهد هیدروگراف  $S$  نام داشته و زمان اوج ( $t_p$ ) با زمان تمرکز حوضه برابر می‌شود ( $t_c = t_p$ ). اما اگر مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه ( $D = t_c$ ) باشد، شکل هیدروگراف دارای اوج یا قله خواهد داشت. هیدروگراف می‌تواند پس از رسیدن به اوج نزول می‌کند. در چنین وضعیتی چون دوام بارش دقیقاً برابر زمان تمرکز حوضه است زمان رسیدن به اوج نیز برابر زمان تمرکز خواهد بود (نمودار ۴-۵). این نمودار برای وضعیتی است که زمان تمرکز حوضه  $t_c$  و تداوم بارش ( $D$ ) با هم برابر است. در این وضعیت زمان رسیدن به اوج در هیدروگراف برابر زمان تمرکز و تداوم بارش است  $.(t_p = t_c = D)$

اگر مدت بارش کوتاه‌تر از زمان تمرکز حوضه باشد باز هم هیدروگراف شکل زنگوله‌ای خود را حفظ خواهد کرد ولی هیدروگراف پس از یک تاخیر زمانی به نقطه اوج می‌رسد (نمودار ۵-۷) فاصله زمانی بین مرکز بارش تا نقطه اوج هیدروگراف را زمان تاخیر (lag time) می‌گویند. ( $t_l$  در نمودار ۵-۷ و یا  $t_{lag}$  در نمودار ۵-۸).



نمودار ۵-۵ نمونه یک هیدروگراف برای وضعیت بارش با شدت ثابت و مدت طولانی تر از زمان تمرکز است



نمودار ۵-۶ نمونه یک هیدروگراف برای وضعیتی که زمان بارش مساوی زمان تمرکز است.

بطور کلی هر هیدروگراف از سه قسمت اساسی تشکیل شده است که عبارتند از:

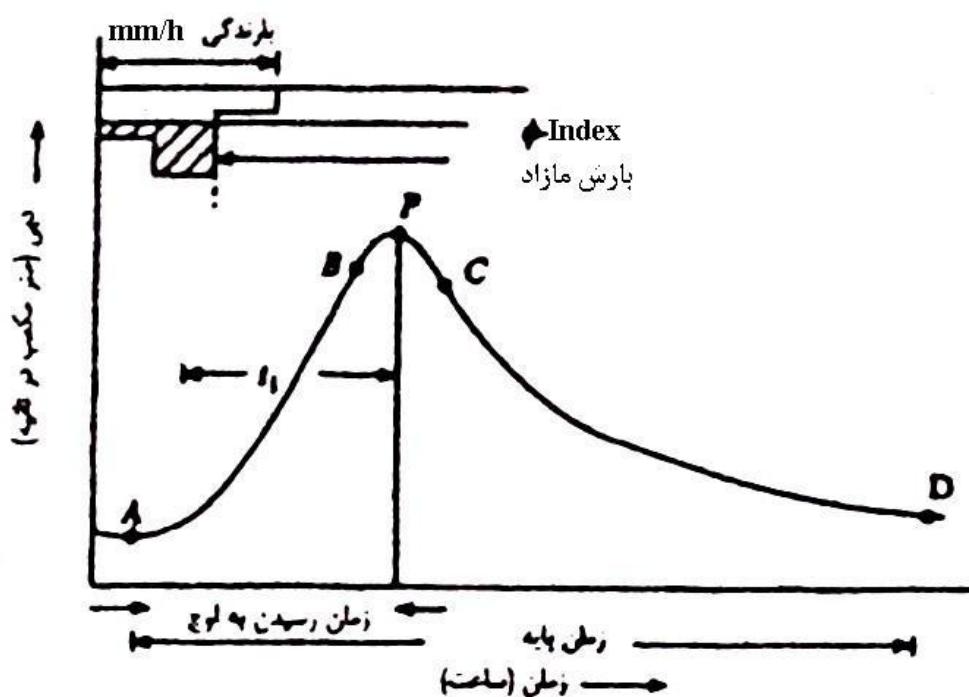
- بازوی بالارونده یا طغیان (rising limb): در هیتوگراف نمودار ۵-۷، مازاد بارش پس کسر تلفات به مقدار نمایه  $\phi$

در سطح حوضه و رودخانه جاری شده و هیدروگراف نمودار را شکل می‌دهد. قسمت A تا B بازوی بالا رونده هیدروگراف 70

بوده که نشان دهنده چگونگی طغیان دبی خروجی از حوضه پس از بارش است. بدین ترتیب، تمام سطح حوضه در رواناب خروجی مشارکت نمود هیدروگراف به نقطه اوج می‌رسد.

- اوج (peak) یا تاج (crest segment): حداکثر دبی هیدروگراف معمولاً یک نقطه نیست بلکه بخشی از منحنی هیدروگراف است که در نمودار ۷-۵ از B تا C است. با این وجود همیشه هیدرولوژیست‌ها علاقمند هستند که یک نقطه مشخص را مانند P در هیدروگراف مشخص کنند تا از آن به عنوان حداکثر دبی استفاده نمایند.

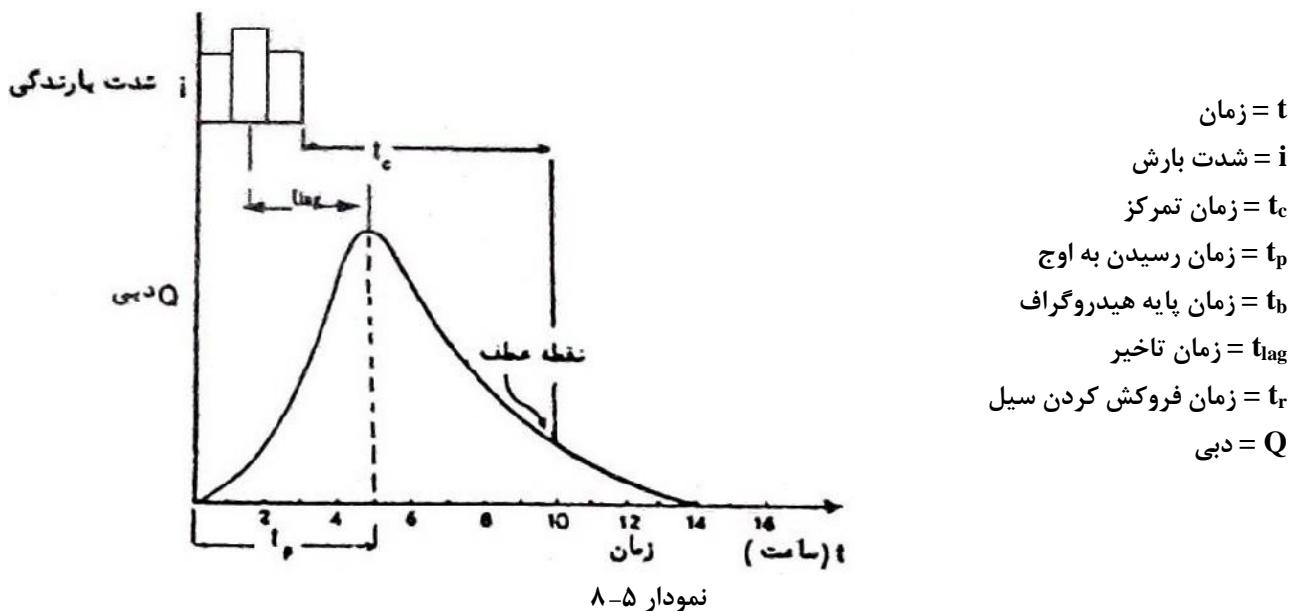
- بازوی پایین رونده یا فروکش (recession limb): بخش C تا D را روی نمودار ۷-۵ بازوی پایین رونده هیدروگراف گویند. این بخش نشان دهنده چگونگی تخلیه آب ذخیره شده در حوضه پس از بارش است. یعنی تا نقطه C آب در حوضه ذخیره شده و از آن پس تخلیه می‌شود. نقطه D جایی است که از آن پس آب جاری در رودخانه عمدتاً ناشی از آبهای زیر زمینی و زیر سطحی است. فاصله زمانی A تا P روی نمودار ۷-۵ زمان رسیدن به اوج (time to peak) و فاصله زمانی A تا D زمان پایه هیدروگراف (base time) نام دارد. زمان رسیدن به اوج با  $t_p$  و زمان پایه هیدروگراف با علامت  $t_b$  نشان داده می‌شود. چنانچه مدت بارش کمتر از زمان تمرکز باشد، از روی هیدروگراف زمان تمرکز قابل برآورد نیست. بطور تقریبی و تجربی فاصله زمانی بین انتهای بارش موثر تا نقطه ای عطف روی بازوی پایین رونده را می‌توان برابر زمان تمرکز گرفت (نمودار ۷-۸).



نمودار ۷-۵ وضعیت هیدروگراف در شرایط که مدت بارش کوتاه‌تر از زمان تمرکز حوضه باشد.

مثلا در نمودار ۸-۵، با بارаш به مدت ۳ ساعت روی حوضه نسبتاً بزرگ، زمان وقوع اوج سیل ۵ ساعت بعد از شروع بارش و زمان تمرکز حوضه برابر با ۷ ساعت ( = - ) است که زمان وقوع اوج هیدروگراف نسبت به مرکز بارش  $\frac{3}{5}$  ساعت تاخیر دارد. رسم هیدروگراف‌های سیل از چند نظر حائز اهمیت بوده که به برخی از آن‌ها اشاره می‌شود.

- از هیدروگراف می‌توان زمان شروع و پایان سیل را نسبت به آغاز بارش مشخص کرد.
- دبی اوج سیل و زمان وقوع آن از روی هیدروگراف قابل تشخیص است.
- شکل بازوی بالارونده و پایین رونده هیدروگراف مشخص کنندهٔ چگونگی افزایش و فروکش کردن سیل است.
- حجم سیلان را می‌توان از روی سطح زیر منحنی هیدروگراف محاسبه کرد.
- تداوم سیل برابر زمان پایه هیدروگراف است. ( $t_b$ )



مثال ۵-۹: در یک رودخانهٔ دبی سیل در زمان‌های مختلف اندازهٔ گیری و ارقام زیر بدست آمده است.

(ساعت)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
(متر مکعب در ثانیه) $Q$	0	3	8	23	18	13	10	7	5	3	2	1	0

این سیل ناشی از بارش یک ساعته‌ای است که شدت بارش در نیم ساعت اول ۲۰ و در نیم ساعت بعد ۱۵ میلی‌متر در ساعت است. مشخصات سیل را بدست آورید. مساحت حوضه ۲۵ کیلومتر مربع است.

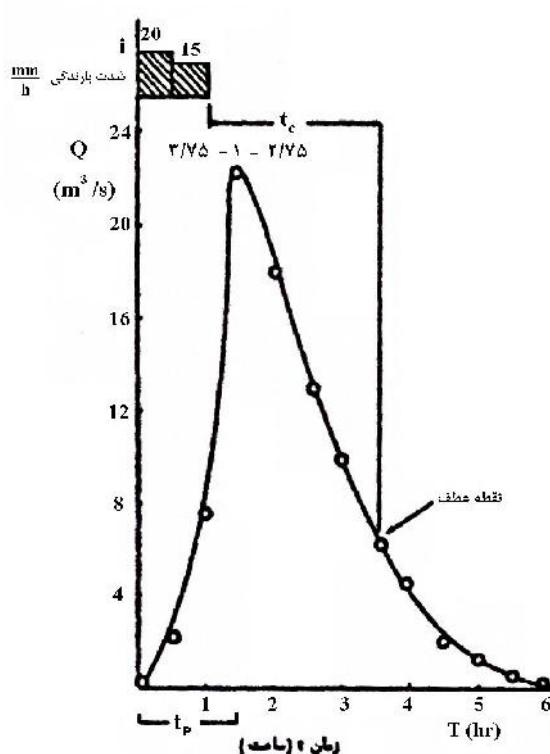
حل: چنانچه دبی را نسبت به زمان در یک دستگاه محور مختصات رسم کنیم (نمودار ۹-۵) هیدروگراف سیل بدست می‌آید. از روی هیدروگراف مشخصات سیل به شرح زیر قابل استخراج است:

حجم سیلاب با توجه به جدول ۵-۶ که از روی داده‌های هیدروگراف بدست آمده است معادل ۱۶۷۴۰۰ مترمکعب است.

در این جدول ستون اول زمان با دوره‌های نیم ساعته، ستون دوم دبی بر اساس هیدروگراف سیل، ستون سوم متوسط دبی

در هر دوره است که از تجمعی دبی‌ها در ابتدا و انتهای هر دوره و تقسیم آن بر دو به دست آمده است.

برای مثال، اگر دبی در شروع بارش صفر و نیم ساعت پس از آن  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  باشد متوسط آن در طی  $1/5$  مترمکعب در ثانیه است. ارقام ستون چهارم حجم آبی است که در هر دوره از رودخانه می‌گذرد و از حاصلضرب دبی متوسط در مدت (نیم ساعت =  $1800 \text{ sec}$ ) به دست می‌آید. مثلا در دوره پنجم حجم رواناب  $(15/5 \times 1800) 27900 \text{ m}^3$  است.



نمودار ۹-۵

زمان شروع بارش -

زمان شروع سیل -

زمان خاتمه بارش -

زمان خاتمه سیل -

تداوم سیل -

$t_{lag} = 1.5 \text{ hr} - 0.5 \text{ hr} = 1 \text{ hr}$  -

$t_b = 6 \text{ hr}$  -

زمان رسیدن به اوج -

$Q = 23 \text{ m}^3/\text{s}$  -

دبی اوج (حداکثر) -

$t_c = 2.75 \text{ hr}$  ( $3.75 - 1 = 2.75$ ) -

$t_r = 4.5 \text{ hr}$  ( $6 - 1.5 = 4.5$ ) -

به دلیل این که مساحت حوضه ۲۵ کیلومترمربع است ارتفاع رواناب ناشی از این بارش  $(167400) / (25 \times 10^6) = 0.0065$

متر و یا  $6/5 \text{ mm}$  است که اگر متوسط ارتفاع بارش را نیز  $(20+15)/2 = 17.5 \text{ mm}$  فرض شود، ملاحظه می‌شود که

۳۷ یا  $6.5/17.5$  درصد بارش به رواناب تبدیل می‌شود. یعنی ضریب رواناب  $0/37$  است.

همانطور که گفته شد بازوی بالا رونده هیدروگراف نمایه ایست که بستگی به خصوصیات هندسی، فیزیکی، پوشش سطح حوضه و ویژگی‌های بارش از قبیل شدت و مدت و یکنواختی آن دارد. حال آنکه بازوی پایین رونده هیدروگراف بستگی به فرایندهای زهکشی و تخلیه آب از حوضه دارد. پس از به نقطه اوج رسیدن هیدروگراف ممکن است مدتی در این مرحله

باقي مانده و يا بلافارسله شروع به نزول کند. پس از رسیدن دي به نقطه اوج يا قطع بارش ابتدا دي سيل با شدت نسبتا زیاد کاهش يافته اما پس از مدتی در منحنی بازوی پایین رونده هیدروگراف تغییر شیب يا نقطه عطف ایجاد می شود. فروکش سیل از این نقطه به بعد مستقل از خصوصیات بارش بوده و فقط بستگی به وضعیت زهکشی حوضه از نظر تخلیه آب زیر زمینی، رواناب های دیررس و زیر سطحی و خارج شدن آب نگهداشته شده در سطح حوضه دارد.

جدول ۶-۵

1 (hr) t	2 m <sup>3</sup> /s دبی	3 متوجه دبی (m <sup>3</sup> /s)	4 حجم آب (m <sup>3</sup> )
0	0	1.5	2700
0.5	3	5.5	9900
1	8	15.5	27900
1.5	23	20.5	36900
2	18	15.5	27900
2.5	13	11.5	20700
3	10	8.5	15300
3.5	7	6	10800
4	5	4	7200
4.5	3	2.5	4500
5	2	1.5	2700
5.5	1	0.5	900
6	0		

این بخش از هیدروگراف را منحنی فروکش (recession curve) نامند. اگر دبی در نقطه عطف يا نقطه شروع فروکش  $Q_0$  باشد، معادله بازوی فروکش منحنی (برای برآورده دبی تخلیه رواناب در هر زمان) را می توان به صورت زیر نوشت.

$$Q = Q_0 K^t \quad (15-5)$$

که  $K$  نمایه وضعیت زهکشی حوزه،  $Q_0$  دبی در زمان شروع فروکش سیل (نقطه عطف منحنی بازوی پایین رونده هیدروگراف) و  $t$  مدت زمان از شروع فروکش سیل است. با توجه به ثابت بودن  $K$  برای حوضه های آبریز معادله فوق را می توان بصورت نمایی زیر نیز نوشت.

$$Q = Q_0 e^{-at} \quad (16-5)$$

که در آن  $a$  ضریب مربوط به خصوصیات فیزیکی حوضه (برحسب معکوس زمان) و  $e$  مبنای لگاریتم طبیعی است.

مثال ۱۰-۵: بازوی پایین رونده هیدروگراف سالانه رودخانه ای در مدت ۶ سال پیاپی مطابق با نمودار ۱۰-۵ بوده است. با توجه به این نمودار مطلوب است ضریب ثابت  $a$  برای این حوضه (معادله فروکش). دبی رودخانه ۴۰ روز پس از شروع فروکش چه مقدار پیش‌بینی می شود؟ در نمودار ۱۰-۵ قسمت فروکش سیل در سالهای مختلف نشان داده شده است.

$$Q = Q_0 e^{at} \quad , \quad e^{-at} = Q / Q_0 \quad , \quad -at = \ln Q / Q_0 \quad , \quad a = -\frac{1}{t} \ln \frac{Q}{Q_0} \quad \text{حل:}$$

از روی نمودار ۱۰-۵ مقدار  $Q = 1500 \text{ m}^3 / \text{sec}$  در زمان  $t=0$  (زمان ۰) و در زمان  $t=100$  مقدار دبی  $Q_0 = 3500 \text{ m}^3 / \text{sec}$

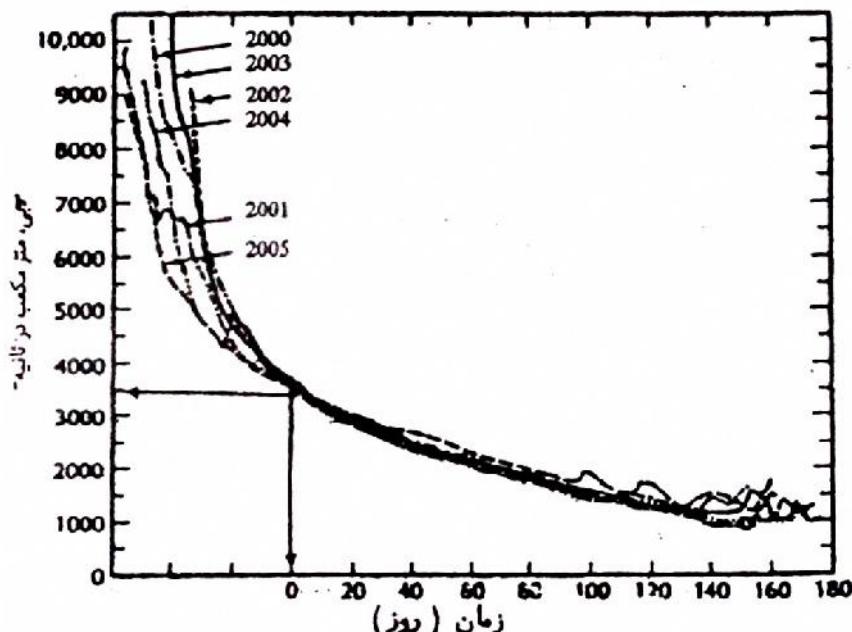
$$a = -\frac{1}{100} \ln \frac{1500}{3500} = 8.47 \times 10^{-3}$$

است. لذا با داشتن این دو نقطه  $a$  را برآورد می شود.

بنابراین معادله فروکش سیل در این رودخانه به این صورت می شود:

$$Q = 3500 e^{-(8.47 \times 10^{-3})(40)}, \quad Q = 2400 \text{ m}^3 / \text{s}$$

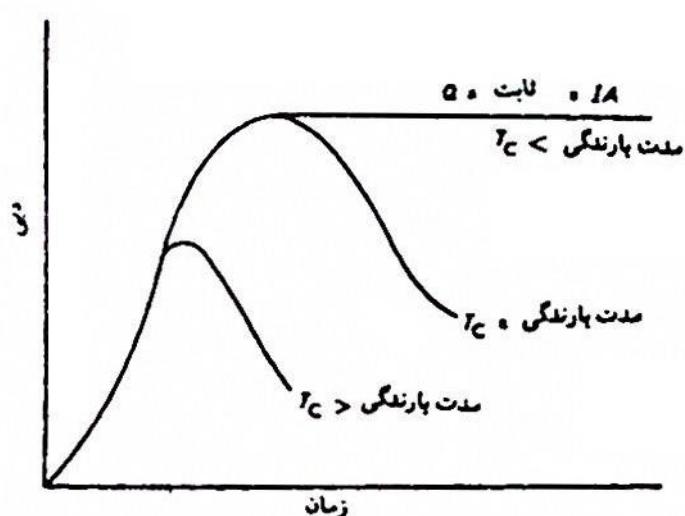
و پس از ۴۰ روز از شروع فروکش، دبی می شود:



نمودار ۱۰-۵ منحنی فروکش دبی سالانه

### ۵-۵ تجزیه هیدروگراف سیلاب مشاهداتی به رواناب مستقیم و جریان پایه

بسطه به بیشتر، مساوی و یا کمتر بودن مدت بارش از زمان تمرکز، شکل هیدروگراف حاصل متفاوت است (نمودار ۱۱-۵).

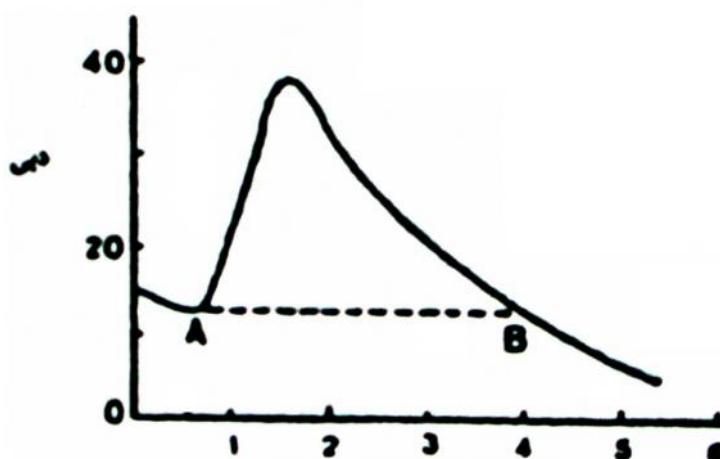


نمودار ۱۱-۵ شکل هیدروگراف حوضه با فرض ثابت بودن شدت بارش

این هیدروگراف فقط مربوط به بارش اخیر است. اما اگر قبل از وقوع بارش جدید، رودخانه به دلیل بارش های قبلی آبدار (رودخانه در مرحله تخلیه سیل قبلی) باشد، هیدروگراف رودخانه جمع رواناب ناشی از بارش جدید و بارش قبلی می شود. لذا همواره بخشی از دبی رودخانه مربوط به بارش های قبلی است که اگر هدف برآورد هیدروگراف سیل رودخانه ناشی از فقط بارش جدید باشد لازم است دبی قبلی رودخانه (بنام دبی پایه یا جریان پایه یا base flow) از آن کسر شود. این فرایند را جدا سازی یا تجزیه هیدروگراف (hydrograph separation) گویند و منظور از آن جدا ساختن جریان پایه (جریان موجود در رودخانه ناشی از بارش های قبلی) از هیدروگراف کل سیالاب مشاهداتی در رودخانه است. به عبارت دیگر، در تجزیه هیدروگراف سیالاب مشاهداتی، قسمتی مربوط به بارش های قبلی (جریان پایه) و بقیه ناشی از بارش سیالاب زای اخیر (بنام رواناب مستقیم) است. بطورکلی، دبی پایه را به سه روش زیر می توان از کل هیدروگراف مشاهداتی جدا کرد.

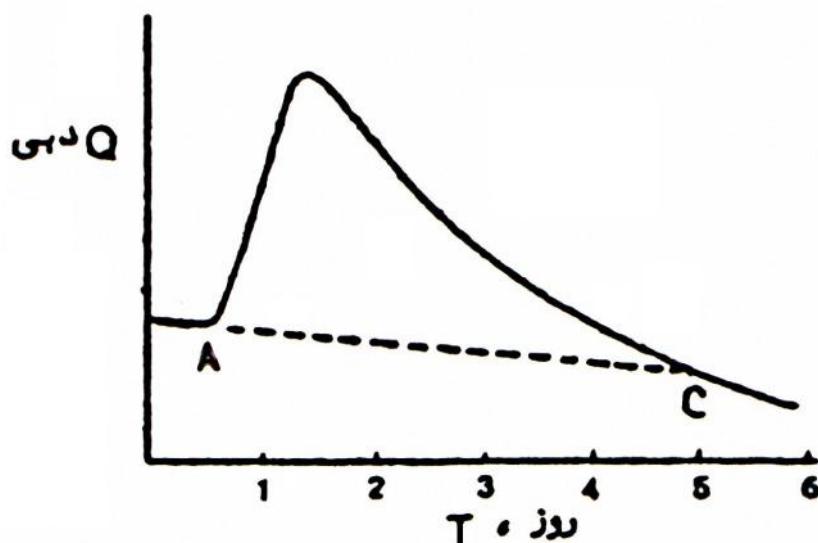
طبعی است جداسازی در رودخانه های خشک بی معنی است زیرا هیدروگراف مشاهداتی برابر است با رواناب مستقیم.

**روش اول** - ساده ترین روش برای جدا کردن دبی پایه هیدروگراف رودخانه، ترسیم یک خط افقی از نقطه‌ی شروع طغیان آب (A) تا محل تقاطع با بازوی فروکش (B) است. بخشی از هیدروگراف بالای خط AB هیدروگراف رواناب مستقیم نام دارد. معمولاً خط AB که ابتدا و پایان سیل را به هم وصل می کند یک خط شیبدار است که با مشخص نبودن نقطه پایان سیل یعنی B خط افقی رسم می شود. آنچه در پایین خط AB واقع می شود دبی یا جریان پایه رودخانه نام دارد. در اینجا فرض می شود دبی پایه در طول سیل ثابت باقی می ماند. مثلاً در نمودار ۱۲-۵ دبی پایه حدود  $12/5$  متر مکعب در ثانیه است. لذا از تمام دبی‌ها باید رقم  $12/5$  به عنوان دبی پایه کسر شود تا هیدروگراف رواناب مستقیم بدست آید. بطور خلاصه، در این روش دبی رودخانه قبل از شروع سیل به عنوان دبی پایه در نظر گرفته می شود.



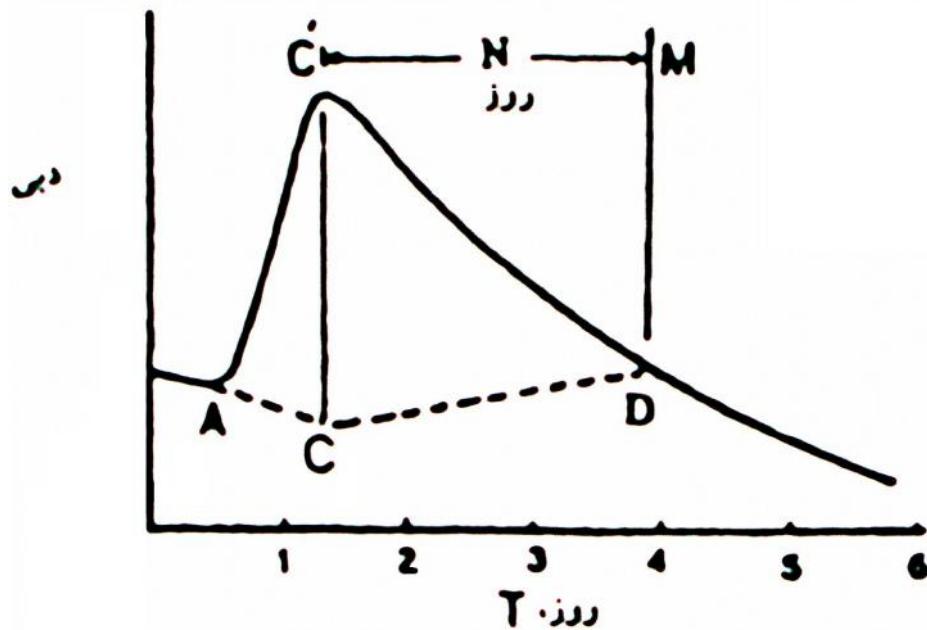
نمودار ۱۲-۵ تجزیه هیدروگراف (نقطه A شروع و نقطه B پایان سیل). با نا مشخص بودن نقطه B، خط AB افقی رسم می شود

گاهی دبی پایه با ترسیم خط مستقیم شیب دار مماس بر نقطه قبل طغیان سیلاب تا محل تقاطع با بازوی پایین رونده مجزا می شود. بدین ترتیب، بخشی از منحنی که بالای این خط (AC در نمودار ۱۳-۵) قرار می‌گیرد به عنوان هیدروگراف رواناب مستقیم محسوب می‌شود. در این روش بر خلاف حالت قبل که دبی پایه در طول تداوم سیل ثابت فرض شده بود به تدریج وبا شیبی که قبل داشته است کاهش می‌یابد. مشکل اغلب این است که چون شیب خط دبی پایه قبل از طغیان سیلاب معمولاً آسان بdest نمی‌آید، ممکن است خط شیب دار بازوی پایین رونده هیدروگراف را قطع نکند. در این صورت بهتر خواهد بود که برای جدا کردن هیدروگراف از این شیوه استفاده نشود.



نمودار ۱۳-۵ تجزیه هیدروگراف (خط AC با شیب قبلی خود رسم شده است)

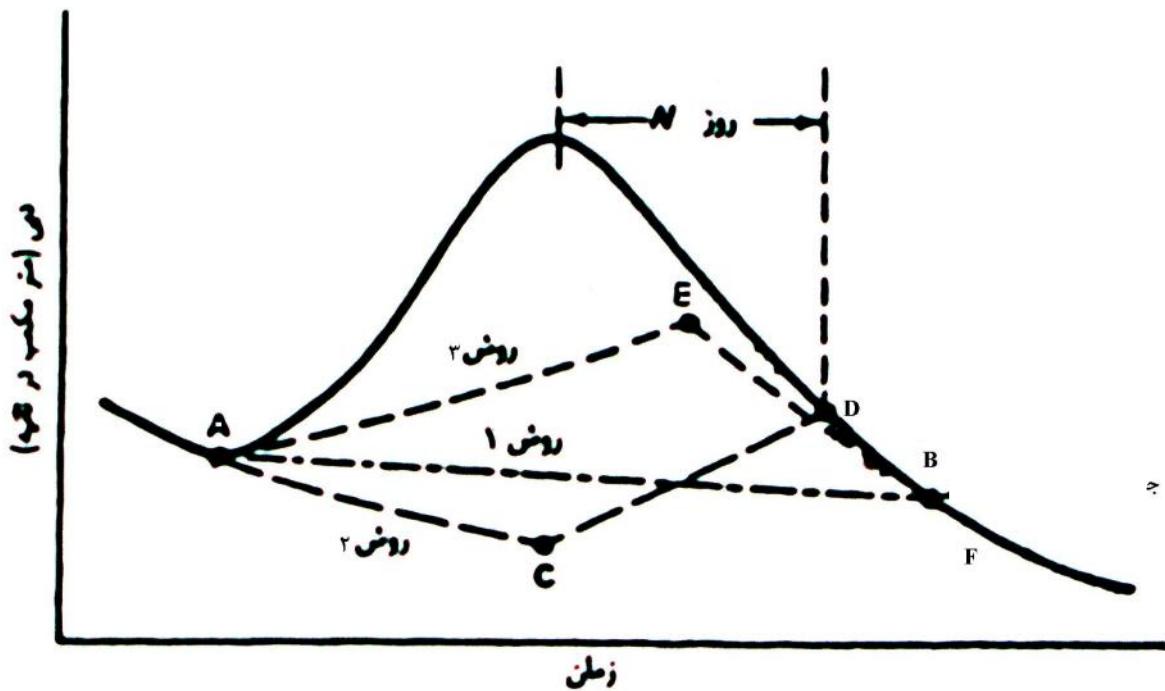
روش دوم - در این روش، ابتدا با رسم هیدروگراف مشاهداتی در یک دستگاه محور مختصات، سعی می‌شود خط مستقیمی با همان شیبی که قبل از طغیان آب داشته است رسم تا خط عمودی مار بر نقطه اوج هیدروگراف (و عمود بر محور افق) را در نقطه ای بنام C قطع کند (نمودار ۱۴-۵). سپس از نقطه اوج یک خط افقی نیز اخراج کرده و در روی آن طولی را که معادل  $N = 0.83A^{0.2}$  روز مشخص کرده (A مساحت حوضه حسب کیلومترمربع و N بر حسب روز) و از این نقطه انتهایی این خط (M) عمود دیگری به سمت محور افق اخراج تا بازوی پایین رونده هیدروگراف را در نقطه D قطع کند. با وصل نقطه C به نقطه D مرز تفکیک جریان پایه از هیدروگراف رواناب مستقیم بdest می‌آید. در اینجا توجه شود چون N بر حسب روز است محور افقی هیدروگراف نیز بهتر است با همان واحد روز مدرج شده باشد. اگر محور افقی بر حسب واحد اندازه گیری دیگری مثل ساعت باشد، ابتدا N را بر حسب روز برآورد سپس با توجه به مقیاسی که در محور طولها در نظر گرفته شده است طول N را نیز بر حسب همان مقیاس برآورد می‌شود.



نمودار ۱۴-۵ تجزیه هیدروگراف (روش دوم)

**روش سوم** - در این روش، با ترسیم یک خط مستقیم از انتهای سمت راست بازوی فروکش هیدروگراف (در صورت ترسیم هیدروگراف مشاهداتی روی دستگاه مختصات با محور قائم لگاریتمی از نوع نپرین) به سمت چپ (و با همان شبیه کاهش می‌یافته) و امتداد تا نقطه E بددست آید (شکل ۱۵-۵). نقطه E محل تقاطع این خط با خط مار بر نقطه عطف (روی بازوی پایین رونده هیدروگراف) و عمود بر محور افق است. حال اگر از نقطه شروع هیدروگراف (A) به این نقطه (E) وصل شود وضعیتی مشابه نمودار ۱۵-۵ (روش ۳) ایجاد می‌شود. بخشی از هیدروگراف که بالای AEB قرار دارد به عنوان هیدروگراف رواناب مستقیم (مجزا شده از دبی پایه) در نظر گرفته می‌شود. نقطه B نقطه ایست که خط مستقیم امتداد یافته به سمت چپ (حاصل از انتهای سمت راست بازوی فروکش هیدروگراف در صورت ترسیم هیدروگراف مشاهداتی روی دستگاه نیمه لگاریتمی مذکور) از بازوی فروکش جدا می‌شود.

انتخاب هر کدام از این روش‌ها به شرایط حوضه آبریز از نظر قدرت ذخیره سازی بارش، منعکس شده روی جریان پایه، بستگی دارد که با ترسیم هیدروگراف سیلان مشاهداتی (با بررسی داده‌های مورد استفاده و دقت مورد نیاز) قابل ارزیابی است. با این وجود در اکثر مطالعات سیلان و با فرض سیلان شدید (مخصوصاً در حوضه آبریز شهری) جریان پایه با مقدار ثابت در نظر گرفته می‌شود که در واقع همان روش اول است.



نمودار ۵-۱۵ روش های جدا سازی جریان پایه از هیدروگراف مشاهداتی سیلاب

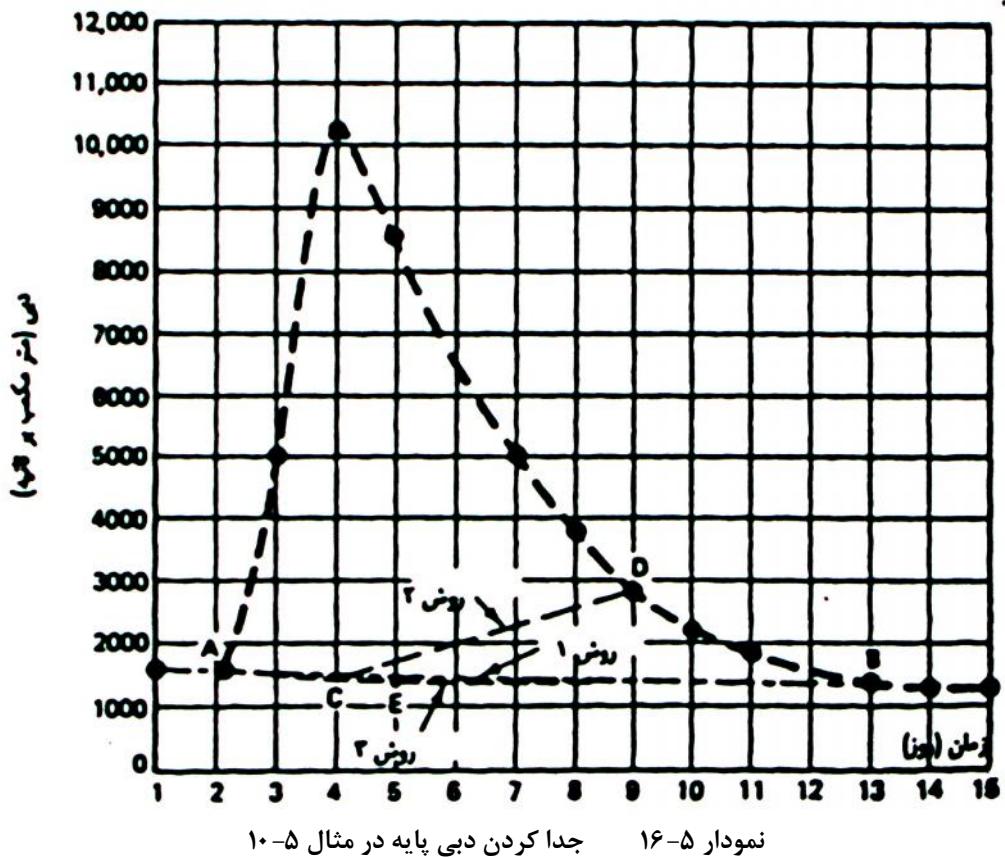
مثال ۵-۱۱: در یک حوضه آبریز به وسعت  $6500 \text{ km}^2$  بارشی به مدت ۱۲ ساعت رخ داده و دبی مشاهداتی در خروجی حوضه طی مدت ۱۵ روز در جدول زیر است. با روش های مختلف دبی پایه را جدا کرده هیدروگراف جریان مستقیم را بدست آورید.

حل: در یک دستگاه محور مختصات هیدروگراف سیل رسم (نمودار ۵-۱۶) و نقاط E, D, C, B, A به روشهای سه گانه جدا کردن دبی پایه (قبل آمد) مشخص شده اند. در روش اول B, A با یک خط مستقیم شیبدار به هم وصل شده اند. نقطه A شروع سیل و نقطه B پایان سیل که به صورت چشمی از روی هیدروگراف تشخیص داده شده است. در روش دوم نقطه C در زیر قله هیدروگراف تعیین گردیده و مقدار N که بر اساس آن نقطه D بدست امده است برابر ۵ بوده است

$$N = 0.83(A)^{0.2} = 0.83(6500)^{0.2} \approx 5 \text{ days} \quad \text{زیرا:}$$

جدول ۵-۵

زمان (روز)	(m <sup>3</sup> /sec)	دبی	زمان (روز)	(m <sup>3</sup> /sec)	دبی
1	1600		9	2800	
2	1550		10	2200	
3	5000		11	1850	
4	11300		12	1600	
5	8600		13	1330	
6	6500		14	1300	
7	5000		15	1280	
8	3800				



در روش سوم نقطه عطف بازوی پایین رونده هیدرولوگراف را مشخص کرده (قریبا ۵ روز پس از شروع بارش) که نقطه E زیر آن قرار می‌گیرد. با استفاده از این سه روش، نتایج رواناب مستقیم مطابق جدول ۸-۵ است.

**جدول ۸-۵ رواناب مستقیم حاصل از جدا سازی جریان پایه با ۳ روش تعریف شده**

زمان (روز)	رواناب مستقیم (متر مکعب در ثانیه)		
	روش ۱	روش ۲	روش ۳
1	0	0	0
2	0	0	0
3	3480	3520	3500
4	9800	9900	9850
5	7150	6900	7200
6	5050	4550	5100
7	3550	2700	3600
8	2400	1250	2400
9	1420	0	1420
10	820	0	820
11	470	0	470
12	250	0	250
13	0	0	0

## ۶-۵ منحنی تداوم جریان

جریان پایه رودخانه یا به دلیل رواناب ناشی از ذوب برفها و یا به دلیل رواناب دیررس (تغذیه رودخانه توسط آبهای زیرزمینی) و یا هر دو است. رودخانه‌ها را، بر حسب چگونگی جریان پایه آن‌ها در طول سال، می‌توان طبقه‌بندی ( دائمی،

فصلی و سیلابی) نمود. برای این منظور، معمولاً از نمودار منحنی تداوم جریان یا دبی کلاسه استفاده می‌شود. این منحنی از رسم دبی رودخانه نسبت به زمان (تجمعی) به دست می‌آید. مثلاً اگر متوسط دبی در هر روز از سال برای ۳۶۵ روز مطابق جدول ۹-۵ در اختیار باشد (ستون ۲) و این دبی‌ها به ترتیب نزولی در ستون سوم قرار گیرد، می‌توان تغییرات دبی (ستون ۳) و زمان تجمعی را (ستون ۱) در دستگاه محور مختصات رسم کرد که نمودار آن در نمودار ۹-۵ آمده است.

هر یک از نقاط منحنی ۹-۵ نشان دهنده تعداد روزهای از سال است که دبی رودخانه مساوی یا بیشتر از مقدار دبی معین بوده است. مثلاً ارتباط  $500 \text{ متر مکعب در ثانیه} = 45 \text{ روز}$  یعنی در  $45 \text{ روز}$  از سال دبی رودخانه مساوی یا بیشتر از  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  است. با توجه به این منحنی می‌توان پارامترهای زیر را به عنوان مشخصه رودخانه به دست آورد.

(۱) دبی نرمال پر آبی: مقدار دبی که در  $0.25 \times 365 = 91 \text{ روز}$  از سال مساوی یا بیشتر از یک مقدار معین باشد.

(۲) دبی نرمال کم آبی: مقدار دبی که در  $0.75 \times 365 = 274 \text{ روز}$  از سال مساوی یا بیشتر از یک مقدار معین باشد.

(۳) دبی نرمال: مقدار دبی که در  $0.5 \times 365 = 182 \text{ روز}$  (نیمی) از سال مساوی یا بیشتر از یک مقدار معین باشد.

(۴) دبی میانگین (mean): عبارت است از مقدار دبی حاصل حجم آبی عبوری از رودخانه تقسیم بر مدت،  $t / (\sum V)$ .

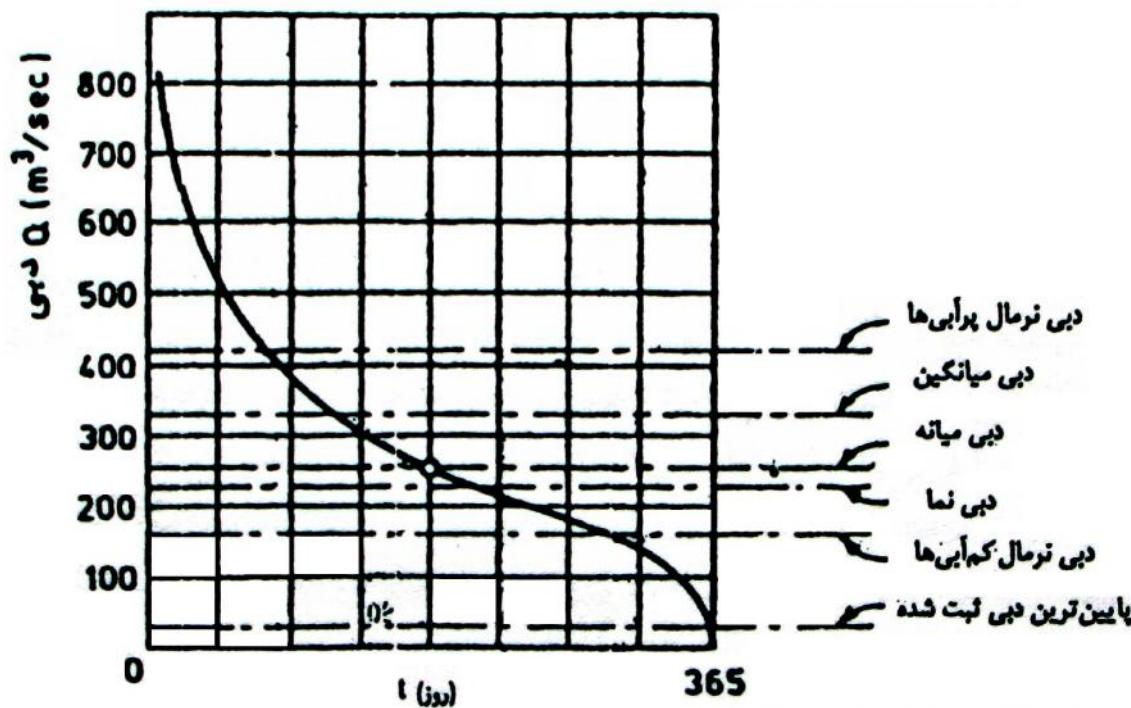
یعنی حجم کل آب رودخانه در سال (بر حسب  $\text{m}^3$ ) تقسیم بر  $365 \times 86400 = 3153600 \text{ ثانیه}$ .

(۵)- دبی میانه (median): با ترتیب بندی دبی روزانه‌ها بطور نزولی، عبارت است از متوسط دبی روزهای ۱۸۲ و ۱۸۳.

(۶)- دبی نما (mode): مقدار دبی یا محدوده‌ای از آن که بالاترین فراوانی وقوع را در طول سال داشته باشد.

جدول ۹-۵

شماره روزها	$\text{m}^3/\text{sec}$	متوسط دبی روزانه به ترتیب نزولی	متوسط دبی روزانه
1	2	3	
1	57	820	
2	42	810	
3	182	800	
4	520	780	
5	680	750	
6	820	700	
7	810	680	
8	750	610	
9	610	520	
10	520	520	
...	...	...	
364	42	5	
365	47	4	



نمودار ۱۷-۵ نمونه ای از منحنی تداوم جریان (دبی کلاسه)

بدهست آوردن منحنی تداوم جریان طی سالهای آماری طولانی (مثلا ۲۰ سال یا بیشتر) این امکان را فراهم می آورد که بتوان روی داده‌ها تحلیل آماری انجام داده و چنین منحنی‌هایی را برای دوره‌هایی برگشت مختلف رسم نمود. در بسیاری موارد به جای این که روی محور افقی تعداد روزها را مشخص کنیم احتمالات تجمعی وقوع داده‌ها منظور می‌شود.

به عنوان مثال متوسط دبی رودخانه‌ای در ۳۶۵ روز از سال در جدول ۱۰-۵ مورد بررسی قرار می‌گیرد. فراوانی وقوع آن‌ها را در گروه‌های مختلف دبی در ستون اول این جدول آمده است. تعداد روزهای مشاهداتی مطابق ستون دوم است. فراوانی تجمعی و احتمال وقوع آن‌ها به ترتیب در ستونهای ۴ و ۵ نوشته شده است. حال چنانچه در یک کاغذ احتمالات ستون ۴ نسبت به ستون ۱ (حد وسط گروه‌ها) رسم شود منحنی تداوم جریان به دست می‌آید. در این جدول اعداد ستون ۴ بالاترین فراوانی مربوط به گروه ۲۹۹/۹-۲۰۰ است. لذا متوسط این گروه (۲۵۰ متر مکعب در ثانیه) به عنوان دبی نمای رودخانه نامیده می‌شود.

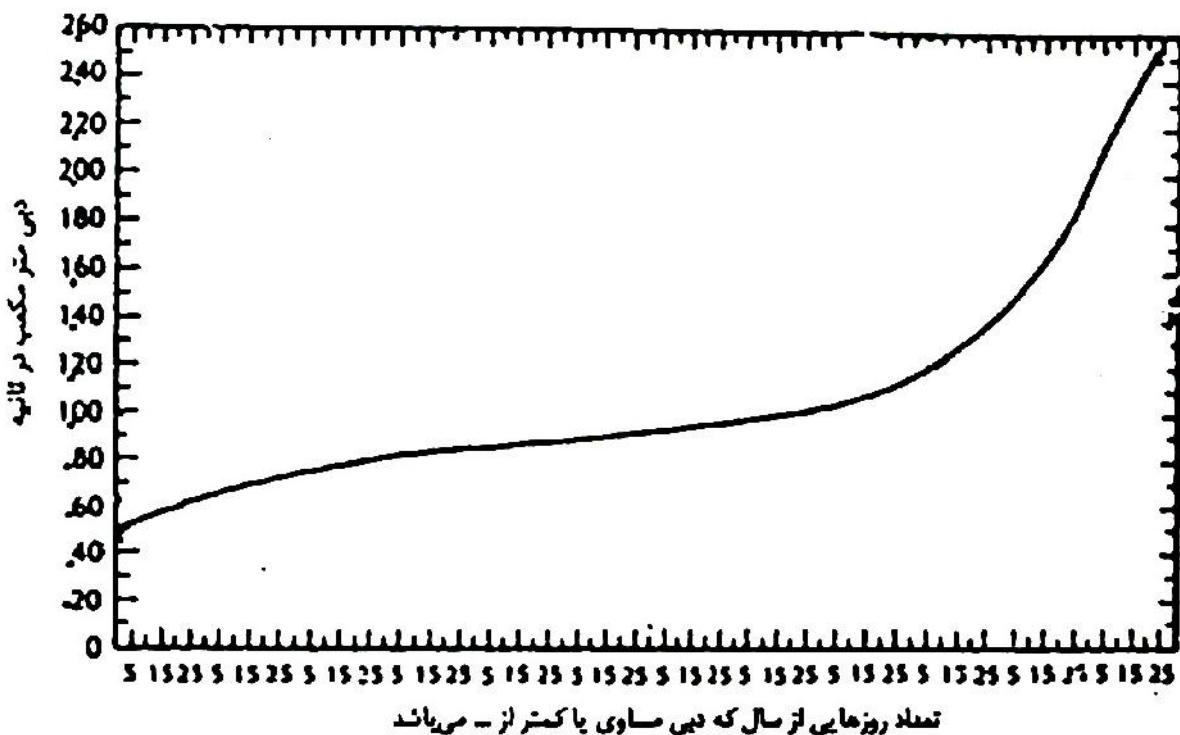
در نمودار ۱۸-۵ منحنی تداوم جریان روزانه یک رودخانه به صورت معمولی رسم شده است. مشاهده می‌شود که فقط ۱۰ درصد موارد (۳۶ روز از سال) ممکن است دبی این رودخانه از ۷۰۰ لیتر در ثانیه کمتر باشد و یا این که در ۷۵ درصد موارد ۲۷۳ روز از سال) متوسط دبی روزانه کمتر از یک متر مکعب در ثانیه است.

جدول ۵ گروه بندی دبی رودخانه

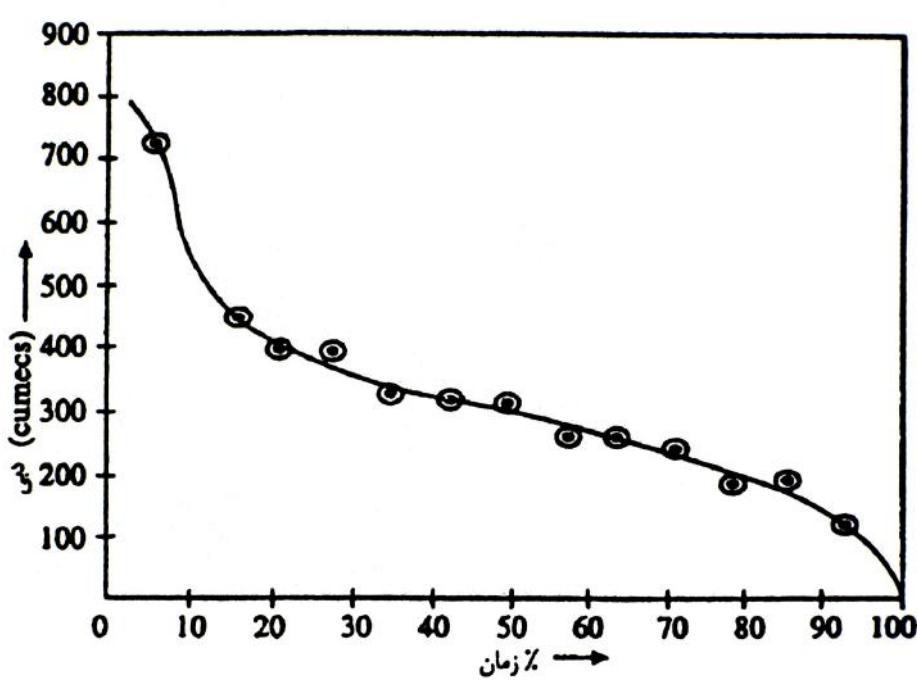
۱	۲	۳	۴	۵
ردیف	گروه بندی دبی‌ها $m^3/sec$	تعداد روزهای وقوع	فراآنی تجمعی	احتمال*
۱	0-99.9	62	62	16.9
۲	100-199.9	73	135	36.8
۳	200-299.9	105	240	65.5
۴	300-399.9	25	265	72.4
۵	400-499.9	44	309	84.4
۶	500-599.9	20	329	89.8
۷	600-699.9	15	344	93.9
۸	700-799.9	12	356	97.2
۹	800-899.9	6	362	98.8
۱۰	900-999.99	3	365	99.72

\* برآورد احتمال از رابطه  $\frac{m}{n+1}$  شماره ردیف فراآنی تجمعی و  $n$  تعداد کل روزها (۳۶۵)، مثلا برای فراآنی تجمعی ۲۶۵ ردیف ۴  $p = \frac{265}{365+1} = 0.72$  بدست می‌آید.

منحنی تداوم جریان (دبی کلاسه) و تعیین دبی‌های شاخص (مانند دبی عادی، دبی میانه، دبی نرمال) در برنامه ریزی‌های آب رودخانه جهت استفاده شرب و یا احداث بندهای انحرافی (مورد استفاده در کشاورزی) حائز اهمیت بوده و معمولاً در مطالعات هیدرولوژی رودخانه‌ها انجام می‌شود. مثلا اگر قرار باشد از آب رودخانه برای کشاورزی استفاده شود، از روی این منحنی می‌توان الگو و تراکم کشت را مشخص کرد و یا در استفاده از آب برای مصارف شهری کمبودها و مازاد آب را برآورد و نسبت به ذخیره سازی آب در موقع مازاد اقدام کرد. برای این منظور منحنی دبی کلاسه غالباً مطابق نمودار ۵-۱۹ به صورت تغییرات دبی نسبت به درصدی از زمان که دبی برابر یا بیشتر از مقدار مورد نظر باشد رسم می‌شود. مثلا از این نمودار می‌توان دریافت که در ۳۰ درصد سال (۱۱۰ روز از سال) دبی رودخانه ۳۵۰ مترمکعب در ثانیه یا بیشتر است و یا در ۷۰ درصد ایام سال (۲۵۵ روز) دبی رودخانه از ۲۵۰ مترمکعب در ثانیه بیشتر است.

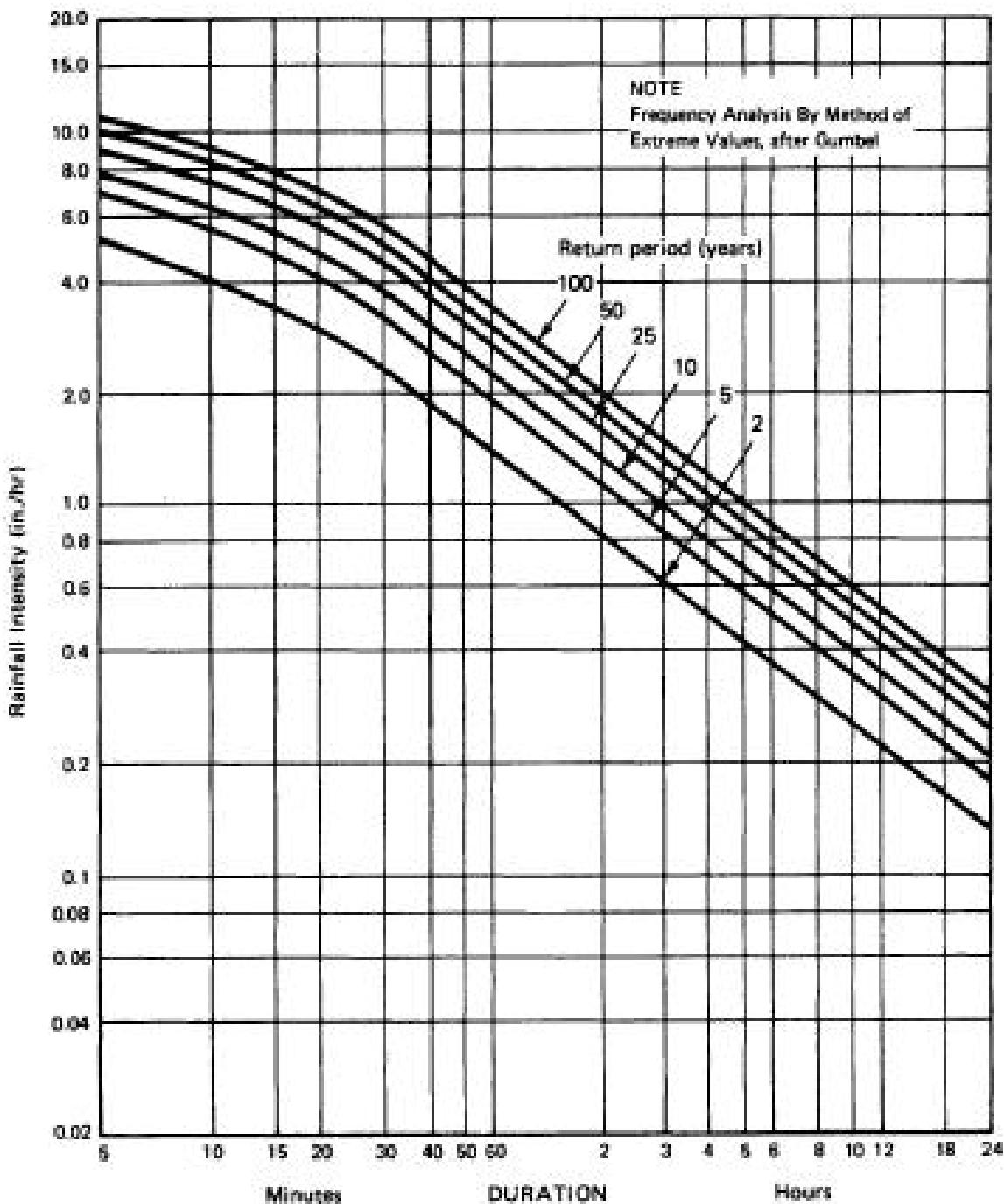


نمودار ۱۸-۵ منحنی تداوم جریان. تعداد روزهای سال که دنی مساوی یا کمتر از - میلیارد



نمودار ۱۹-۵ تیپ منحنی تداوم جریان

توجه شود که در نمودار ۱۹-۵ در محور افقی بجای درصد ایام سال (0-100) می‌توان تعداد روزهای سال (0-360) را قرار داد و یا محور عمودی اعداد را از زیاد به کم نوشت که در این صورت منحنی معکوس خواهد شد.



نمودار ۵-۲۰ منحنی های شدت-مدت-فرآوانی حاصل از یک ایستگاه معین

### مسائل

- ۱-۵ مقدار دبی در یک رودخانه در ساعات مختلف اندازه گیری شده است. در بین ساعات اندازه گیری که در جدول زیر نشان داده شده است سیلی به وقوع پیوسته است. هیدروگراف سیل را به سه روشی که قبلاً ذکر شد تجزیه کنید و هیدروگراف مجزا شده سیل را در سه حالت رسم نمایید. مساحت حوضه ۱۰ کیلومتر مربع است.

زمان ساعت	۰	۵	۱۰	۱۵	۲۰	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵	۶۰	۶۵
(m³ / s) دبی	۱۸	۱۶	۱۴	۱۴	۳۵	۳۲	۲۵	۲۰	۱۸	۱۵	۱۳	۱۰	۸	۵

۲-۵ متوسط دبی‌های روزانه یک رودخانه را در گروههای زیر دسته بندی و تعداد روزهایی که دبی در هر گروه قرار می‌گیرد در جدول زیر مشخص شده است. منحنی تداوم جریان را برای این رودخانه رسم کنید.

دبی، $(m^3/s)$	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80
تعداد روزها	32	43	125	80	42	17	21	5

۳-۵ زمان تمرکز در یک حوضه کمتر از مدت بارش است آیا رواناب محاسبه شده با روش استدلالی:

- أ. کمتر از دبی اوج رواناب خواهد بود.
- ب. در دبی اوج ثابت خواهد شد.
- ج. مساوی دبی رودخانه خواهد بود.
- د. محسوس نیست.

(جواب – ب)

۴-۵ در روش استدلالی ضریب رواناب برابر است با:

- أ. کمتر از یک.
- ب. یک.
- ج. بیشتر از یک.
- د. هیچکدام.

(جواب – الف)

۵-۵ اگر زمان تمرکز بیشتر از مدت بارش باشد با روش استدلالی:

- أ. میتوان حجم رواناب را حساب کرد.
- ب. میتوان دبی رواناب را محاسبه کرد.
- ج. میتوان دبی اوج رواناب را محاسبه کرد.
- د. نمیتوان دبی اوج را محاسبه کرد.

(جواب – د)

## فصل ششم: تحلیل هیدروگراف سیلاب

تحلیل هیدروگراف سیلاب بخش مهمی از مطالعات سیلاب را به خود اختصاص می‌دهد. مطابق یک تعریف، هیدروگراف (نمودار تغییرات دبی در مقابل زمان) در یک مقطع رودخانه (آبراهه) نموداری است که در آن عکس العمل حوضه آبریز نسبت به بارش در خروجی آن (که حوضه آبریز آن در بالادست آن مقطع رودخانه قرار دارد) تصویر می‌شود. بدین ترتیب، می‌توان از هیدروگراف سیلاب برای برآورد سیلاب‌هایی که در آینده روی خواهد داد نیز استفاده نمود. یکی از هدف‌های عمده در هیدرولوژی مهندسی برآورد این هیدروگراف است که به عنوان هیدروگراف طراحی هم مطرح می‌شود. در این مورد، با تحلیل مقادیر اندازه گیری (مشاهداتی) هیدروگراف سیلاب در خروجی حوضه آبریز و بارش‌های انجام گرفته روی حوضه آبریز بالادست می‌توان هیدروگراف واحد حوضه آبریز را استخراج نمود. سپس، می‌توان هیدروگراف موردنظر، که در آینده احتمال وقوع آن است، را بدست آورد. هیدروگراف طراحی بدست آمده می‌تواند در طراحی سازه‌های آبی مورد استفاده قرار گیرد.

### ۱-۶ هیدروگراف واحد

از مهمترین قدمهایی که در تجزیه و تحلیلهای هیدرولوژی و تهیه هیدروگراف طرح برداشته شده است، مفهوم هیدروگراف واحد (unit hydrograph) است که برای اولین بار در سال ۱۹۳۲ توسط یک مهندس آمریکایی به نام شرمن (Sherman) پیشنهاد گردید. بر حسب تعریف، هیدروگراف واحد (UH) هیدروگراف رواناب مستقیمی است که ارتفاع هیتوگراف بارش مازاد آن یک واحد (مثلاً ۱۰ میلیمتر) باشد. یعنی اگر حجم رواناب این هیدروگراف (مساحت زیر هیدروگراف) بر سطح حوضه تقسیم شود ارتفاع حاصله یک واحد شود. این واحد می‌تواند سانتی متر، میلی متر و یا اینچ انتخاب شود. در تعریف هیدروگراف واحد لازم است مدت بارش مازاد نیز مشخص شود. یعنی ارتفاع یک واحد رواناب مستقیم مربوط به چه مدت از بارش مازاد است. بنابراین هیدروگراف واحد می‌تواند مثلاً ۱، ۲، ۳ و یا چند ساعته باشد. هیدروگراف واحد  $T$  ساعته یعنی هیدروگرافی که از  $T$  ساعت بارش مازاد واحد حاصل شده و ارتفاع رواناب مستقیم آن نیز واحد (مثلاً ده میلی متر) باشد. اولین بار شرمن برای ارتفاع بارش مازاد واحد از واحد اینچ استفاده نمود که واحدهای سانتی متر و میلی متر هم به کار برده می‌شود. توجه شود که در هیدروگراف واحد ارتفاع رواناب مستقیم (بارش مازاد) مدد نظر است نه ارتفاع کل بارش.

هیدروگراف رواناب مستقیم حاصل تفاضل هیدروگراف رواناب مشاهداتی رودخانه و جریان پایه آن است. هیتوگراف بارش مازاد نیز از تفاضل هیتوگراف کل بارش و هیتوگراف تلفات بارش بدست می‌آید. توجه شود در این تعریف، برای مدت بارش (T) مقداری مشخص شده است که همواره لازم است مقدار آن پس از کلمه هیدروگراف واحد ذکر شود. بنابراین، هر حوضه در مقطع خروجی خود (یا در هر مقطع رودخانه) می‌تواند بی‌نهایت هیدروگراف واحد داشته باشد، مانند هیدروگراف واحد یک ساعته، هیدروگراف واحد ۲ ساعته و هیدروگراف واحد نیم ساعته، ولی هیدروگراف واحد T ساعته برای هر حوضه آبریز در مقطع خروجی آن (یا در هر مقطع رودخانه‌ای) منحصر به فرد است.

با داشتن هیدروگراف واحد T ساعته یک حوضه آبریز می‌توان از آن هیدروگراف طرح را که قرار است سازه آبی براساس آن طراحی شود، با فرض برابری مدت گام زمانی (ضربان) بارش با مدت (T) هیدروگراف واحد، بدست آورد. بنابراین تهیه هیدروگراف واحد حوضه برای مدت (تمداوم) های مختلف از اقدامات مهم در هیدرولوژی است. هیدروگراف واحد یا از روی هیدروگراف‌های سیلان اندازه گیری شده حوضه استخراج می‌شود و در صورت نبود این نوع هیدروگراف‌ها، باید هیدروگراف واحد مصنوعی حوضه آبریز را استخراج نمود که شرح آن در کتب هیدرولوژی آمده است.

## ۱-۶ محدودیت‌های تئوری هیدروگراف واحد

کاربرد تئوری هیدروگراف واحد با دو محدودیت اساسی، یکی در یکنواخت فرض کردن شدت بارش مازاد در زمان و دیگری یکنواخت فرض کردن بارش در کل سطح حوضه روی رو است. اغلب بارش‌ها چه به صورت زمانی و چه مکانی، به ویژه در حوضه‌های بزرگ، یکنواخت نبوده و لذا تئوری هیدروگراف واحد اصولاً در حوضه‌های آبریز کوچک قابل کاربرد است. برای حوضه‌های آبریز بزرگ، نیاز است که آنرا به زیر حوضه‌های کوچکتر تقسیم و در هر زیر حوضه از هیدروگراف واحد مربوط به خود استفاده کرد. هیدروگراف واحد برای حوضه‌های با مساحت کمتر از  $(km^2)$  ۵۰۰۰ به کار می‌رود. همچنین تئوری هیدروگراف واحد برای مساحت‌های بسیار کوچک نیز مناسب نیست. عموماً توصیه می‌شود در حوضه‌هایی به مساحت ۴.۵ تا ۲۵۰ کیلومتر مربع از هیدروگراف واحد استفاده شود. در عمل تبدیل بارش مازاد به رواناب مستقیم، برخلاف تئوری هیدروگراف واحد، خطی نبوده و می‌تواند خطایی در برآورد شکل و یا دبی اوج هیدروگراف سیلان، برای هیتوگراف‌های ترکیبی ایجاد کند. فرض خطی بودن سیستم هیدروگراف واحد در کتب هیدرولوژی تشریح شده است.

همچنین اصل تغییر ناپذیری با زمان (که در هیدروگراف واحد لحاظ می‌شود)، به دلیل تغییرات فصلی در مشخصات حوضه‌های آبریز (مانند تغییر کاربری اراضی توسط انسان و تغییر مشخصات توپوگرافی حوضه به مرور زمان)، همواره صادق نبوده و می‌تواند خطایی را در ثابت فرض کردن هیدروگراف واحد ۱ ساعته در طول زمان ایجاد کند. از طرف دیگر،

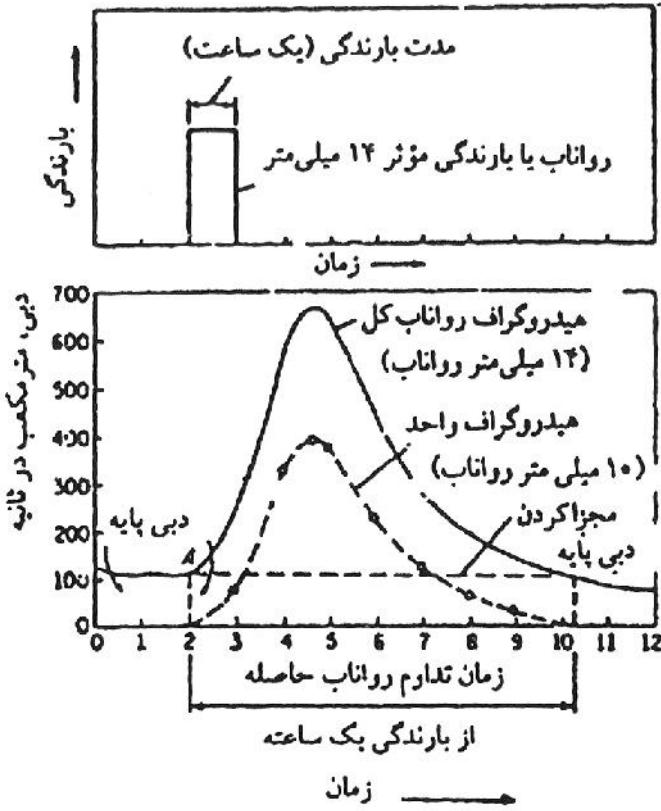
وقتی قسمت اعظم بارش به صورت برف باشد، نمی‌توان از روش هیدروگراف واحد استفاده نمود، زیرا فرآیند تبدیل برف به رواناب، دارای یک مرحله میانی تبدیل برف به آب و سپس به رواناب است، که تابع عوامل محیطی و جوی از جمله دما و رقوم ارتفاعی سطح پوشیده از برف است.

## ۲-۶ استخراج هیدروگراف واحد

استخراج هیدروگراف واحد از روی هیدروگراف سیل را با ذکر یک مثال بهتر می‌توان تشریح کرد. فرض کنید بارشی به مدت یک ساعت روی حوضه‌ای بوقوع پیوسته و هم زمان دبی رودخانه نیز اندازه گیری شده است (ستون دوم جدول ۶-۱). اگر دبی پایه رودخانه طی مدت ۱۲ ساعت اندازه گیری سیل مطابق ارقام ستون سوم این جدول باشد از تفاضل ارقام ستون ۲ و ۳ رواناب مستقیم حاصل از این بارش یک ساعته بدست می‌آید، که ارقام مربوطه در ستون چهارم این جدول آمده است. هیدروگراف سیل رودخانه براساس ارقام ستون ۴ در نمودار ۶-۱ رسم شده است. حال با توجه به مقادیر رواناب در هر ساعت می‌توان حجم رواناب در هر ساعت و لذا حجم کل سیلاب را در مدت تداوم سیل از مجموع رواناب‌های ساعتی بدست آورد. حال چنانچه این حجم را بر سطح حوضه تقسیم کنیم ارتفاع رواناب بدست می‌آید. با توجه به وسعت حوضه فرض کنید ارتفاع رواناب  $14$  میلی متر ( $1/4$  سانتی متر) بدست آمده باشد. چون ارتفاع رواناب مستقیم این بارش  $1/4$  سانتی متر است، اگر اعداد ستون  $4$  را بر  $1/4$  تقسیم شود نتیجه (ستون ۵ جدول مذکور) معرف ابعاد هیدروگراف برای  $10$  میلی متر رواناب یعنی همان هیدروگراف واحد یک ساعته حوضه (یک سانتی متر ارتفاع رواناب) است. حال اگر این هیدروگراف به صورت مجزا رسم شود وضعیتی مانند منحنی خط چین در نمودار مذکور حاصل می‌شود با توجه به نقطه صفر در شروع هیدروگراف واحد، زمان بندی این هیدروگراف از شروع در ستون  $6$  جدول مذکور آمده است.

**جدول ۶-۱ تعیین ابعاد هیدروگراف واحد**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
زمان hr	دبی رودخانه $m^3/s$	دبی پایه $m^3/s$	رواناب مستقیم $(2)-(3) m^3/s$	دبی هیدروگراف واحد $(4):1.4 m^3/s$	زمان از شروع هیدروگراف واحد
1	110	110	0	0	
2	122	122	0	0	0
3	230	120	110	78.6	1
4	578	118	460	328.6	2
5	645	115	530	378.6	3
6	434	114	320	228.6	4
7	293	113	180	128.6	5
8	202	112	90	64.3	6
9	160	110	50	35.7	7
10	117	105	12	8.6	8
11	90	90	0	0	9
12	80	80	0		



نمودار ۱-۶ روش استخراج هیدروگراف واحد

بدست آوردن هیدروگراف سیلاب طرح از روی هیدروگراف واحد نیز امکان پذیر است که به صورت عکس عمل می شود. برای نمونه اگر در مثال قبل هدف برآورد هیدروگراف سیلاب برای بارش یک ساعته به مقدار ۴۲ میلی متر باشد، با داشتن هیدروگراف واحد یک ساعته (که قبلا استخراج شده است) ابتدا مقدار بارش مازاد (ارتفاع رواناب مستقیم) با کسر تلفات بارش از کل بارش برآورد می شود. ممکن است نسبت بارش مازاد به کل بارش تحت عنوان ضریب رواناب سیلاب در دسترس باشد که در این صورت کافی است این ضریب در مقدار کل بارش ضرب شود تا رواناب مستقیم بدست آید. سپس بررسی شود که مقدار رواناب مستقیم چند برابر رواناب مربوط به هیدروگراف واحد (یعنی ۱۰ میلی متر) است. بدین ترتیب، به همان نسبت ابعاد هیدروگراف واحد بزرگ یا کوچک می شود. این موضوع در مثال زیر تشریح شده است.

**مثال ۶-۱: هیدروگراف واحد یک ساعته حوضه‌ای مطابق ارقام ستون ۵ جدول ۱-۶ است. چنانچه بارش یک ساعته طرح**

۴۲ میلی متر و ضریب رواناب ۰.۴۵ باشد، هیدروگراف طرح این حوضه را بدست آورید.

حل: با داشتن  $mm = 42$  کل بارش و  $= 0.45$  ضریب رواناب، آنگاه رواناب مستقیم می شود  $(42) \times (0.45) = 18.9mm$ .

بدین ترتیب، ضریب تبدیل هیدروگراف واحد به هیدروگراف طرح عبارت است از  $18.9/10 = 1.89$ . در اینجا ابعاد هیدروگراف واحد بزرگ تر می شود.

## جدول ۲-۶ تهیه هیدروگراف طرح از هیدروگراف واحد

(1) زمان hr	(2) دبی هیدروگراف واحد $m^3/s$	(3) = (2) $\times$ 1.89 دبی هیدروگراف طرح $m^3/s$
0	0	0
1	78.6	148.6
2	328.6	621.1
3	378.6	715.6
4	228.6	432.1
5	128.6	243.1
6	64.3	121.5
7	35.7	67.5
8	8.6	16.3
9	0	0

بنابراین با ضرب ابعاد هیدروگراف واحد در ۱.۸۹، هیدروگراف طرح مطابق ستون سوم جدول ۲-۶ بدست می‌آید.

## ۳-۱-۶ اشتاقاق هیدروگراف واحد از یک بارش مرکب

در اینجا نیاز به اشتاقاق هیدروگراف واحد از یک بارش مرکب از چند شدت متفاوت، ولی ثابت در تمام گام (ضریبان) های زمانی، است. برای این کار، ابتدا از هیدروگراف کلی رواناب جریان پایه را جدا کرده تا هیدروگراف رواناب مستقیم بدست آید. سپس حجم رواناب مستقیم که همان سطح زیر منحنی هیدروگراف رواناب مستقیم است را به دست آورده و به روش حدس و خطا مقدار اندیس  $\Phi$  (یعنی تلفات بارش) تعیین و روی هیتوگراف بارش مرکب ترسیم می‌شود تا هیتوگراف بارش مزاد به دست آید. اگر هیتوگراف بارش مزاد دارای  $M$  ضربان با تداوم یکسان  $D$  ساعته و با شدت‌های ثابت در هر زمان  $(I_1, I_2, \dots, I_M)$  باشد، پس حجم رواناب حاصله برابر است با مجموع حجم‌های ناشی از هر ضربان بارش دارای مقادیر  $P_1, P_2, \dots, P_M$  یعنی مجموع  $P_1 + P_2 + \dots + P_M$  هرگاه است.  $P_1 = I_1 D, P_2 = I_2 D, \dots, P_M = I_M D$ . مقدار  $Q_1, Q_2, \dots, Q_M$  مقادیر دبی هیدروگراف رواناب مستقیم باشد و  $U_1, U_2, \dots, U_M$  دبی‌های هیدروگراف واحد فرض شود، روابط بین  $Q_1, Q_2, \dots, Q_M$  و  $P_1, P_2, \dots, P_M$  مطابق دستگاه معادلات پیچشی (با نمونه شکل زیر) است. در روش پیچشی، مقادیر  $P$ ،  $U$  معلوم و مقادیر  $Q$  مجهول بودند. ولی در اینجا مقادیر  $P$ ،  $Q$  معلوم و بایستی مقادیر  $U$  تعیین شوند. این حالت را روش واپیچشی نامند.

$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_2 U_1 + P_1 U_2$$

$$Q_3 = P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3$$

$$Q_4 = P_3 U_2 + P_2 U_3$$

$$Q_5 = P_3 U_3$$

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n-M} P_m U_{n-m+1} = P_n U_1 + P_{n-1} U_2 + P_{n-2} U_3 + \dots + P_{n-M+1} U_M \quad n = 1, 2, \dots, N$$

و بطورکلی:

که  $M$  تعداد ضربان بارش مازاد و  $N$  تعداد ضربان رواناب مستقیم مربوطه است. یعنی  $N$  معادله برای  $Q_n$  (n=1,2,...,N) می‌توان نوشت، که تعداد مجھولات هیدروگراف واحد برابر  $N-M+1$  می‌شود.

با استفاده از دستگاه معادلات یعنی  $Q_1 = P_1 U_1$  و با داشتن  $P_1, Q_1$ ، می‌توان مقدار  $U_1$  را بدست آورد. از طرفی  $Q_2 = P_1 U_2 + P_2 U_1$  و باز با داشتن مقادیر  $P_2, P_1, Q_2$  (که در گام قبل تعیین شد)، لذا مقدار  $U_2$  تعیین می‌شود. با این روش دستگاه معادلات را می‌توان برای تعیین مقادیر  $U_N, U_3, U_2, \dots, U_1$  حل نمود.

در این روش حل، فرض اصلی بر این است که بتوان هیتوگراف بارش را، اگرچه با شدت‌های متفاوت، ولی با گام‌های زمانی  $D$  برای تمام ضربان‌ها فرض نمود. این روش اشتقاق هیدروگراف واحد دارای این مشکل است که محاسبه مقدار  $U$  در هر مرحله بستگی به مقادیر محاسبه شده  $U$  در گام‌های قبلی خود دارد و هرگونه خطایی در محاسبات قبلی باعث ایجاد خطای تا انتهای محاسبات می‌شود. هم‌چنین خطای‌های اندازه گیری در مقادیر شدت بارش و نیز دبی جریان باعث ایجاد خطای در مقادیر هیدروگراف واحد می‌شود که حتی در برخی موارد باعث ایجاد مقادیر منفی برای هیدروگراف واحد می‌شود.

**مثال ۶-۲:** هیتوگراف بارش مازاد بر حوضه‌ای به مدت ۱۲ ساعت و با شدت‌های ۲، ۰.۷۵ و ۴ سانتی متر در ساعت دارای تداوم‌های یکسان ۴ ساعته است. دبی‌های هیدروگراف رواناب مستقیم ناشی از این بارش مرکب با فواصل ۴ ساعته به ترتیب عبارتست از: ۱۶۰، ۳۰۰، ۵۷۰، ۶۳۶، ۲۳۴، ۴۰۴ و ۴۸  $\text{m}^3/\text{s}$ . مطلوب است محاسبه هیدروگراف واحد ۴ ساعته این حوضه به روش واپیچشی.

حل: براساس داده‌های مسئله که  $D = 4(\text{hr})$  است داریم:

$$I_1 = 2.0\left(\frac{\text{cm}}{\text{hr}}\right), \quad I_2 = 0.75\left(\frac{\text{cm}}{\text{hr}}\right), \quad I_3 = 4.0\left(\frac{\text{cm}}{\text{hr}}\right)$$

$$P_1 = I_1 D = 2 \times 4 = 8(\text{cm}), \quad P_2 = I_2 D = 3(\text{cm}), \quad P_3 = I_3 D = 16.0(\text{cm})$$

$$Q_1 = 160, \quad Q_2 = 300, \quad \dots, \quad Q_8 = 48\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right), \quad M = 3, \quad R = 8$$

لذا هیدروگراف واحد ۴ ساعته دارای ۶ (مولفه دبی خواهد بود.

$$Q_1 = P_1 U_1 = 8U_1 = 160$$

$$U_1 = \frac{Q_1}{P_1} = \frac{160}{8} = 20\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}/\text{cm}\right)$$

$$Q_2 = P_1 U_2 + P_2 U_1 = 8U_2 + 3 \times 20 = 8U_2 + 60 = 300$$

$$U_2 = \frac{Q_2 - 60}{8} = \frac{300 - 60}{8} = 30\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}/\text{cm}\right)$$

$$Q_3 = P_1 U_3 + P_2 U_2 + P_3 U_1 = 8U_3 + 3 \times 30 + 16 \times 20 = 8U_3 + 410 = 570$$

$$U_3 = \frac{Q_3 - 410}{8} = \frac{570 - 410}{8} = 20\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}/\text{cm}\right)$$

$$Q_4 = P_1 U_4 + P_2 U_3 + P_3 U_2 = 8U_4 + 3 \times 20 + 16 \times 30 = 8U_4 + 540 = 636$$

$$U_4 = \frac{Q_4 - 540}{8} = \frac{636 - 540}{8} = 12 \left( \frac{m^3}{s} / cm \right)$$

$$Q_5 = P_1 U_5 + P_2 U_4 + P_3 U_3 = 8U_5 + 3 \times 12 + 16 \times 20 = 8U_5 + 356 = 404$$

$$U_5 = \frac{Q_5 - 356}{8} = \frac{404 - 356}{8} = 6 \left( \frac{m^3}{s} / cm \right)$$

$$Q_6 = P_1 U_6 + P_2 U_5 + P_3 U_4 = 8U_6 + 3 \times 6 + 16 \times 12 = 8U_6 + 210 = 234$$

$$U_6 = \frac{Q_6 - 210}{8} = \frac{234 - 210}{8} = 3 \left( \frac{m^3}{s} / cm \right)$$

لذا مختصات هیدروگراف واحد ۴ ساعته حوضه با گام زمانی ۴ ساعت به ترتیب ۳۰، ۲۰، ۱۲، ۶ و ۳ cms/cm است.

**مثال ۳-۶:** در جدول ۳-۶ هیدروگراف واحد یک ساعته برای حوضه‌ای استخراج شده است (ارقام ستون ۲). چنانچه سه

رگبار متوالی، که تداوم هر کدام یک ساعت و مقادیر بارش مازاد آن‌ها به ترتیب ۰.۷، ۰.۷ و ۱.۲ سانتی متر باشد، روی

حوضه روی دهد هیدروگراف رواناب مستقیم حاصله از این سه بارش مازاد را بدست آورید.

حل: ستون ۳ شماره رگبارها در ساعت وقوعشان و ستون ۴ مقادیر بارش مازاد هر کدام از رگبارها است. چنانچه مقادیر هر

کدام با توجه به موقعیت زمانی خود که در ساعتها ۱، ۲ و ۳ اتفاق افتاده‌اند بطور جداگانه در ابعاد هیدروگراف واحد ضرب

شوند، ارقام ستونهای ۵ و ۶ و ۷ بدست می‌آید. مثلاً ارقام ستون ۵ از حاصل ضرب ارقام ستون ۲ در ۰.۷ بدست آمده و ارقام

ستون ۶ حاصل ضرب ارقام ستون ۲ در ۱.۷ است که با یک ساعت تاخیر نسبت به ستون ۱ نوشته شده است و همین

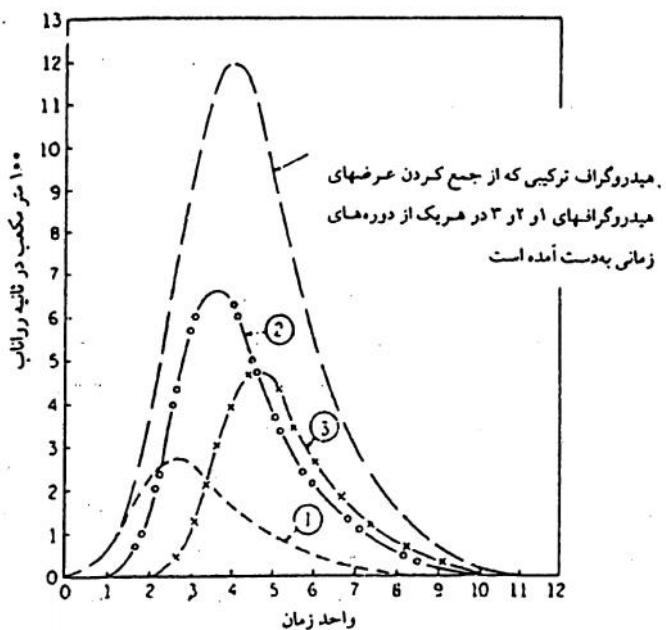
طور ارقام ستون ۷ حاصل ضرب ستون دوم در ۱.۲ است که با یک ساعت تاخیر نسبت به ارقام ستون ۶ در نظر گرفته

شده است. ستون هشتم این جدول مجموع ستونهای ۵، ۶ و ۷ است که هیدروگراف رواناب مستقیم حاصل از سه رگبار یک

ساعتی را نشان می‌دهد. ترکیب نموداری این هیدروگراف‌ها در نمودار ۲-۶ آمده است.

**جدول ۳-۶ جدول کاربرد هیدروگراف واحد**

(۱) زمان	(۲) ابعاد هیدروگراف واحد	(۳) شماره رگبار	(۴) بارش مازاد	(۵) بارش ۱	(۶) بارش ۲	(۷) بارش ۳	(۸) مجموع
0	0			0			0
1	78.7	1	0.7	55	0		55
2	328	2	1.7	229	133.8	0	362.8
3	379	3	1.2	265	557.6	94.4	917.0
4	229			160	644	393.6	1197.6
5	129			90.5	389.3	454.8	934.6
6	64.2			44.9	219.3	274.8	539.8
7	35.7			24.8	109.1	154.8	288.7
8	8.6			6	60.7	77	143.7
9	0			0	14.6	42.8	57.4
					0	10.3	10.3



نمودار ۶-۲: ترکیب هیدروگراف‌های حاصله از هیدروگراف واحد به روش نموداری

مثال ۶-۴: بارشی به مدت دو ساعت روی حوضه‌ای با مساحت  $50 \text{ km}^2$  صورت گرفته است. ارتفاع بارش در این مدت ۱۲۸ میلی متر بوده است. دبی سیل ناشی از این بارش نیز اندازه گیری شده و مقادیر آن به شرح جدول زیر است.

هیدروگراف واحد ۲ ساعته این حوضه را بدست آورید. با فرض صفر بودن دبی پایه، ضریب رواناب سیلان چقدر است؟

$t (\text{hr})$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$Q (\text{m}^3/\text{s})$	0	5	12.9	34.9	48.1	42.3	31.5	20.8	13.3	8.3	4.8	3	0

حل: برای استخراج هیدروگراف واحد ابتدا ارتفاع رواناب مستقیم حاصله محاسبه می‌شود. حجم رواناب مطابق جدول زیر قابل محاسبه است. در این جدول ارقام ستون اول زمان، ستون دوم دبی هیدروگراف، ستون سوم متوسط دبی در هر دوره (۵ ساعته) و ستون چهارم حجم رواناب در هر ۵ ساعت است که از حاصل ضرب ارقام ستون ۳ در ۱۸۰۰۰ (۵×۳۶۰۰) بدست آمده است. ارتفاع رواناب مستقیم از تقسیم حجم رواناب بر سطح حوضه به دست می‌آید.

$$50 \text{ km}^2 = 50 \times 10^6 \text{ m}^2 \quad \text{سطح حوضه} = 4129200 \text{ m}^3$$

$$\text{Direct Runoff Height} = \frac{\text{Direct Runoff Volume}}{\text{Catchment Area}} \times 1000 = \frac{4129200 \times 1000}{50 \times 10^6} = 82.5 \text{ mm}$$

ملحوظه می‌شود که ارتفاع رواناب مستقیم ۸۲.۵ میلی متر است. چون این ارتفاع در هیدروگراف واحد ۱۰ میلی متر با ۱ سانتی متر تعریف می‌شود، لذا ارقام ستون دوم جدول زیر را بر  $(82.5/10) = 8.25$  تقسیم نموده در ستون پنجم می‌آید. دیده می‌شود بارشی معادل  $128 \text{ mm}$ , روانابی برابر  $82/5 = 16.4$  میلی متر تولید نموده و لذا ضریب رواناب سیلان  $C = 82.5/128 = 0.64$  درصد است.

#### جدول ۴-۶ استخراج هیدروگراف واحد ۲ ساعته

1 زمان ساعت	2 $m^3/s$	3 $m^3/s$	4 متوسط دبی در دوره زمانی $m^3$	5 ابعاد هیدروگراف واحد ( $m^3/s$ )
0	0			0
5	5	2.5	45000	0.6
10	12.9	8.95	161100	1.6
15	39.4	26.15	470700	4.8
20	48.1	43.75	787500	5.8
25	42.3	45.20	813600	5.1
30	31.5	36.90	664200	3.8
35	20.8	26.15	470700	2.5
40	13.3	17.05	306900	1.6
45	8.3	10.80	194400	1.0
50	4.8	6.55	117900	0.6
55	3	3.90	70200	0.4
60	0	1.50	27000 = 4129200	0

مثال ۵-۵: در حوضه‌ی به وسعت  $50 km^2$  (مثال قبلی) با هیدروگراف واحد دو ساعته آمده در ستون ۵ جدول ۴-۶،

بارشی به مدت ۲ ساعت با ارتفاع  $62 mm$  می‌بارد. مطلوب است هیدروگراف رواناب مستقیم ناشی از این بارش.

حل: با توجه به ابعاد هیدروگراف آمده در ستون دوم این جدول، ارقام ستونهای ۳ و ۴ آن جدول، حجم رواناب برآورد شده (ستون ۴) به مقدار  $4129200$  متر مکعب و وسعت حوضه ( $50$  کیلومتر مربع)، ارتفاع رواناب مستقیم  $82.5$  میلی متر و ضریب رواناب سیلان  $0.64$  می شود. لذا از  $62$  میلی متر بارش  $39.6$  میلی متر ( $62 \times 0.64 = 39.6$ ) یا حدود  $40$  میلی متر به رواناب مستقیم تبدیل می‌شود که این مقدار  $4$  برابر ارتفاع هیدروگراف واحد ۲ ساعته حوضه است. بدین ترتیب، برای برآورد ابعاد هیدروگراف سیلان ناشی از این بارش، ارقام ستون ۵ جدول در  $4$  ضرب نمود تا هیدروگراف رواناب مستقیم ۲ ساعته مورد نظر بدست آید (جدول ۵-۵). به دلیل صفر بودن جریان پایه هیدروگراف طراحی برابر با آن است.

#### جدول ۵-۶ استخراج هیدروگراف طرح از هیدروگراف واحد ۲ ساعته

hr زمان	دبی هیدروگراف واحد ( $m^3/s$ )	دبی هیدروگراف طرح $m^3/s$
0	0	0
5	0.6	2.4
10	1.6	6.4
15	4.8	19.2
20	5.8	23.2
25	5.1	20.4
30	3.8	15.2
35	2.5	10
40	1.6	6.4
45	1.0	4
50	0.6	2.4
55	0.4	1.6
60	0	0

ارقام ستون سوم این جدول از حاصلضرب اعداد ستون دوم در  $4$  بدست آمده‌اند.

#### ۴-۱ کاربرد هیدروگراف واحد

هیدروگراف واحد در بسیاری از طرح‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی کاربرد دارد، از جمله:

الف- در استخراج هیدروگراف سیلاب از بارش طرح در طراحی سازه‌های هیدرولیکی

ب- در مدل‌های شبیه سازی حوضه‌های آبریز

ج- در مطالعات پیش‌بینی سیلاب و سیستم‌های اعلام خطر آن

د- در طرح‌های مهندسی رودخانه اعم از مدیریتی و سازه‌ای

در کاربرد هیدروگراف واحد، همواره باید به محدودیت‌های آن (آمده در بخش‌های قبل) توجه نمود و همراه با قضاوت‌های مهندسی از آن استفاده کرد. به هر حال تبدیل بارش به رواناب یک فرآیند کاملاً خطی نبوده و فرض خطی سیستم آن با تئوری هیدروگراف واحد می‌تواند در برخی موارد خطاهای زیادی را در پیش‌بینی جریان سطحی ایجاد نماید. شیوه استفاده از هیدروگراف واحد در استخراج هیدروگراف کلی رواناب سطحی را می‌توان براساس گام‌های زیر انجام داد:

الف- هیتوگراف بارش طرح، با تخمین میزان تلفات و تعیین مقدار  $\Phi$  به هیتوگراف بارش مازاد تبدیل می‌شود.

ب- هیتوگراف بارش مازاد به ضربان‌های تقریباً یکسان از نظر زمان تداوم تقسیم بندی می‌شود. سعی می‌شود زمان تداوم هر رگبار برابر با زمان هیدروگراف واحدی باشد که از حوضه در دسترس است.

ج- هیدروگراف رواناب مستقیم (DRH) هر شدت بارش موثر، با استفاده از هیدروگراف واحد آن حوضه برآورد می‌شود.

د- هیدروگراف‌های رواناب مستقیم (DRH) به دست آمده گام قبل را با در نظر گرفتن زمان تاخیر آن‌ها ترکیب و هیدروگراف کلی رواناب مستقیم حوضه برای کل هیتوگراف بارش مازاد به دست می‌آید.

ه- جریان پایه تخمینی به هیدروگراف رواناب مستقیم اضافه می‌شود تا هیدروگراف کلی جریان به دست آید.

**مثال ۶-۶:** بارشی با شدت‌های ۰.۷۵، ۲.۲۵ و ۱.۲۵ cm/h روی حوضه آبریزی با مشخصات زیر می‌بارد. تداوم هر شدت

بارش ۴ ساعت است. با فرض وجود جریان پایه به میزان  $(s/m^3) 10$  به طور ثابت در مقطع خروجی آبراهه اصلی حوضه و

مقدار اندیس نفوذ  $\Phi = 2.5(mm/h)$ ، مطلوب است هیدروگراف سیلاب کل ناشی از این بارش.

حل: تداوم گام‌های زمانی هیتوگراف بارش ۴ ساعت است، لذا از هیدروگراف واحد ۴ ساعته حوضه استفاده می‌شود. بارش

مازاد در هر ۴ ساعت از رابطه  $I = Q \times 4$  بدست می‌آید. بنابراین، در ۴ ساعت اول  $(cm) 2 = (0.75 - 0.25) \times 4$  و در

چهار ساعت دوم  $(cm) 8 = 4 \times (2.25 - 0.25)$  و در چهار ساعت آخر  $(cm) 4 = 4 \times (1.25 - 0.25)$  است. پس هیدروگراف کل

جریان مطابق محاسبات آمده در جدول ۶-۵-الف بدست می‌آید.

**مثال ۷-۶:** اگر فقط از هیدروگراف واحد ۴ ساعته در محاسبه دبی اوج رواناب مستقیم استفاده شود، مطلوب است در صد خطای تخمین دبی اوج.

حل: با فرض مقادیر بارش ۱.۵، ۵ و ۲ cm در گامهای ۴ ساعته و استفاده از هیدروگراف واحد ۴ ساعته (جدول ۶-۵-ب)،

$$\cdot E = \frac{530.8 - 513.85}{530.8} = \% 3.2 = Q_p = 530.8 [m^3/s]$$

**جدول ۶-۵-الف**

محاسبه هیدروگراف سیلاب براساس بارش طرح و هیدروگراف واحد حوضه (دبی ها بر حسب cms)							(hr)	زمان (hr)		
(cms) هیدروگراف کل (۸)=(۶)+(۷)	(cms) جریان پایه (۷)	رواناب مستقیم برای بارش های مختلف و جمع آن ها			(cms/cm) هیدروگراف واحد ۴ ساعته (۲)					
		جمع دبی ها (۶)=(۳)+(۴)+(۵)	(cm) ۴	(cm) ۸						
۱۰	۱۰	.	-	-	۰	.	.	.		
۳۵۰.۴	۱۰	۲۵۰.۴	-	-	۲۵۰.۴	۱۲.۵۲	۲			
۵۲.۶۴	۱۰	۴۲.۶۴	-	۰	۴۲.۶۴	۲۱.۳۲	۴			
۱۵۷.۲۴	۱۰	۱۴۷.۲۴	-	۱۰۰.۱۶	۴۷.۰۸	۲۳.۵۴	۶			
۲۱۶.۲۴	۱۰	۲۰۶.۲۴	-	۱۷۰.۰۶	۳۵.۶۸	۱۷.۸۴	۸			
۲۷۷.۹۸	۱۰	۲۶۷.۹۸	۵۰.۰۸	۱۸۸.۳۲	۲۹.۵۸	۱۴.۷۹	۱۰			
۲۶۲.۳۶	۱۰	۲۵۲.۳۶	۸۵.۲۸	۱۴۲.۷۲	۲۴.۳۶	۱۲.۱۸	۱۲			
۲۴۲.۰۶	۱۰	۲۳۲.۰۶	۹۴.۱۶	۱۱۸.۳۲	۲۰.۰۸	۱۰.۰۴	۱۴			
۱۹۵.۳۲	۱۰	۱۸۵.۳۲	۷۱.۳۶	۹۷.۴۴	۱۶.۰۲	۸.۲۶	۱۶			
۱۶۲.۵۰	۱۰	۱۵۲.۵۰	۵۹.۱۶	۸۰.۳۲	۱۳.۰۲	۶.۵۱	۱۸			
۱۳۴.۷۶	۱۰	۱۲۴.۷۶	۴۸.۷۲	۶۶.۰۸	۹.۹۶	۴.۹۸	۲۰			
۱۱۰.۱۴	۱۰	۱۰۰.۱۴	۴۰.۱۶	۵۲.۰۸	۷.۹۰	۳.۹۵	۲۲			
۸۸.۹۸	۱۰	۷۸.۹۸	۳۳.۰۴	۳۹.۸۴	۶.۱۰	۳.۰۵	۲۴			
۷۲.۱۶	۱۰	۶۲.۱۶	۲۶.۰۴	۳۱.۶۰	۴.۰۲	۲.۲۶	۲۶			
۵۷.۵۲	۱۰	۴۷.۵۲	۱۹.۹۲	۲۴.۴۰	۳.۲۰	۱.۶۰	۲۸			
۴۶.۰۲	۱۰	۳۶/۰۲	۱۵/۸۰	۱۸/۰۸	۲/۱۴	۱.۰۷	۳۰			
۳۶.۰۱۶	۱۰	۲۶۰.۰۶	۱۲.۲۰	۱۲.۸۰	۱.۰۶	۰.۵۱۳	۳۲			
۲۷.۶۰	۱۰	۱۷.۶۰	۹.۰۴	۸.۰۶	۰	۰	۳۴			
۲۰.۶۴	۱۰	۱۰.۶۴	۶.۴۰	۴.۲۴			۳۶			
۱۴.۲۸	۱۰	۴.۲۸	۴.۲۸	۰			۳۸			
۱۲.۱۲	۱۰	۲.۱۲	۲.۱۲				۴۰			
۱۰	۱۰	۰	۰				۴۲			

**جدول ۶-۵-ب**

محاسبه دبی اوج هیدروگراف سیلاب با استفاده از هیدروگراف واحد ۴ ساعته - دبی ها بر حسب cms است								(hr)
هیدروگراف کل (۸)	دبی پایه (۷)	دبی (۶)	رواناب مستقیم (۵)	ناشی از بارش ۲	ناشی از بارش ۵	ناشی از بارش ۱.۵	ناشی از بارش ۴ ساعته (۲)	
(۸)	(۷)	(۶)	(۵)	(۴)	(۳)	(۲)	(۱)	
۱۵۰.	۱۵	۰			۰	۰	۰	۰
۹۶۰.	۱۵	۸۱۰.		۰	۸۱	۵۴	۴	
۳۸۷.۹	۱۵	۳۷۲.۹	۰	۲۷۰	۱۰۲.۹	۶۸.۶	۸	
۵۳۰.۸	۱۵	۵۱۵.۸	۱۰۸	۳۴۳	۶۴.۸	۴۳.۲	۱۲	
۴۰۱.۲	۱۵	۳۸۶.۲	۱۳۷.۲	۲۱۶	۳۳	۲۲.۰	۱۶	
۲۳۷.۴۵	۱۵	۲۱۲.۴۵	۸۶.۴	۱۱۰	۱۶.۰۵	۱۰.۷	۲۰	

از مطالب بالا نتیجه می‌شود که برای استخراج هیدروگراف واحد حوضه باید حداقل یک هیدروگراف مشاهداتی موجود باشد. یعنی اگر هدف برآوردهیدروگراف واحد یک ساعته حوضه‌ای باشد باید قبل از بارشی چند ساعته در حوضه بارپیده باشد و آمار اندازه گیری این بارش و هیدروگراف آن موجود باشد تا بتوان هیدروگراف واحد یک ساعته را استخراج کرد.

حال اگر هدف برآوردهیدروگراف واحد ۲ ساعته باشد و هیچ وقت بارشی با این گام زمانی و سیلاب آن در سطح حوضه روی نداده باشد (یا در صورت وقوع اندازه گیری نشده و یا در دسترس نباشد) دو حالت مطرح می‌شود. الف- برای حوضه، هیدروگراف واحد مثلا ۱ ساعته در اختیار است ولی هدف داشتن هیدروگراف واحد ۲ ساعته (یا نیم ساعته) باشد. یعنی هیدروگراف واحدی به غیر از هیدروگراف واحدی که در اختیار است. ب- وقتی هیچگونه هیدروگراف واحدی برای حوضه در اختیار نیست ولی هدف مثلا استخراج هیدروگراف واحد ۲ ساعته آن باشد تا بتوان با داشتن بارش ۲ ساعته این حوضه هیدروگراف سیلاب آن را بدست آورد. در حالت الف، با روش‌های آمده در زیر می‌توان مدت هیدروگراف واحد موجود را تغییر داده و از آن یک هیدروگراف واحد بلند مدت‌تر یا کوتاه مدت‌تر ساخت. اما برای حالت دوم باید اقدام به استخراج هیدروگراف‌های واحد مصنوعی کرد.

## ۶-۲ تغییر مدت هیدروگراف واحد

الف- استخراج هیدروگراف واحد بلند مدت از یک هیدروگراف حاصله از یک بارش  $t$  ساعته حوضه‌ای موجود باشد، این امکان وجود دارد که از روی آن بتوان برای آن حوضه هیدروگراف واحد  $t$  ساعته یا  $nt$  ساعته بسازیم (n می‌تواند هر عدد صحیحی باشد). مثلا اگر آمار هیدروگراف حاصله از بارش دو ساعته حوضه‌ای در دست باشد ابتدا برای آن حوضه مطابق آنچه در بخش‌های قبل گفته شد هیدروگراف واحد دو ساعته می‌سازیم و سپس به ترتیبی که در مثال زیر آمده است از روی هیدروگراف واحد دو ساعته می‌توان هیدروگراف واحد ۴، ۶، ۸، ... و یا عبارت دیگر  $2n$  ساعته حوضه را استخراج نمود. این موضوع با ذکر یک مثال تشریح شده است.

**مثال ۶-۸:** بارش یک ساعتی‌ای که رواناب مازاد (موثر) آن (رواناب مستقیم) ۱.۴ سانتی متر است روی حوضه‌ای باریده است. دبی سیل در ساعات مختلف اندازه گیری شده است که مقادیر مشاهده شده آن در جدول زیر (ستون ۲) ذکر گردیده است. با توجه به دبی پایه رودخانه (ارقام ستون ۳) هدف ترسیم هیدروگراف واحد دو ساعته این حوضه است.

حل: ابتدا هیدروگراف واحد یک ساعته استخراج می‌شود. مانند قبل، در اینجا نیز عملیات زیر را انجام می‌دهیم.

(۱) دبی پایه از رواناب رودخانه کسر تا رواناب مستقیم حاصل شود. این ارقام در ستون ۴ جدول زیر آمده است.

(۲) رواناب حاصله از بارش  $14 \text{ mm}$  است، لذا با تقسیم ارقام ستون ۴ را بر  $1.4$ ، دبی هیدروگراف واحد یک ساعته برآورد می شود. ارقام بدست آمده در ستون ۵ نوشته شده است. حال برای تبدیل آن به هیدروگراف واحد دو ساعته فرض می کنیم پس از خاتمه این بارش یک ساعته، بارش مشابه جدیدی با همان خصوصیات و به مدت یک ساعت دیگر شروع شود، لذا هیدروگراف واحد آن مشابه هیدروگراف واحد بارش یک ساعته قبلی ولی با یک ساعت تاخیر خواهد بود. ابعاد این هیدروگراف در ستون ۶ جدول با یک ساعت تاخیر نسبت به هیدروگراف اولی نوشته شده است. حال اگر ارقام ستون ۵ و ۶ را جمع کنیم و در ستون ۷ بنویسیم هیدروگراف دو ساعته ای به دست می آید که از جمع دو هیدروگراف یک ساعته حاصل شده است. ارتفاع رواناب در این هیدروگراف جدید، حاصل جمع ارتفاع دو هیدروگراف واحد قبل است.

این دو هیدروگراف جمعا  $20 \text{ mm}$  رواناب دارند که یک واحد ( $10 \text{ mm}$ ) آن از هیدروگراف اول و یک واحد دیگر از هیدروگراف دوم تامین شده است. پس با تقسیم بر ۲ ارقام این هیدروگراف، هیدروگراف واحد دو ساعته ای به دست می آید که رواناب حاصل از آن یک واحد ( $10 \text{ mm}$ ) است. ارقام ستون ۸ جدول زیر هیدروگراف واحد دو ساعته ای حاصل از هیدروگراف واحد یک ساعته است. نمودار ۳-۶ روشن استخراج هیدروگراف بلند مدت (۲ ساعته) از هیدروگراف کوتاه مدت (یک ساعته) را به صورت نموداری نشان می دهد. با انجام ترکیبات مختلف می توان انواع هیدروگراف های واحد را ساخت. مثلا با داشتن هیدروگراف واحد یک ساعته می توان سه تای آن ها را که هر کدام نسبت به قبلی یک ساعت تاخیر داشته باشد، نوشته و سپس مجموع آن ها را بر سه تقسیم کرده تا هیدروگراف واحد سه ساعته حوضه به دست آید.

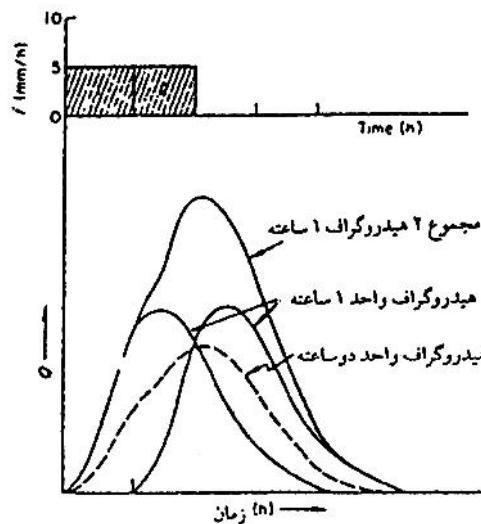
**جدول ۳-۶ طریقه استخراج هیدروگراف واحد دو ساعته از هیدروگراف یک ساعته**

۱ زمان ساعت	۲ رواناب کل متر مکعب در ثانیه	۳ دبی پایه متر مکعب در ثانیه	۴ رواناب مستقیم یا بارش مازاد مترمکعب در ثانیه	۵ عرض هیدروگراف واحد $(4:1)$	۶ هیدروگراف واحد با یک ساعت تاخیر	۷ جمع ستونهای $(5+6)$	۸ عرض هیدروگراف واحد دو ساعته: ( )
1	110	110	0	0		0	0
2	122	122	0	0	0	0	0
3	230	120	110	78.7	0	78.7	39.3
4	578	118	460	328	78.7	406.7	203.3
5	645	115	530	379	328	707	353.5
6	434	114	320	229	379	608	304
7	293	113	180	129	229	358	179
8	202	112	90	64.2	129	193.2	96.6
9	160	110	50	35.7	64.2	99.9	49.9
10	117	105	12	8.6	35.7	44.3	22.1
11	90	90	0	0	8.6	8.6	4.3
12	80	80	0	0	0	0	0
					0	0	0

**ب- استخراج هیدروگراف واحد کوتاه مدت از یک هیدروگراف واحد بلند مدت:** در تبدیل یک هیدروگراف واحد بلند مدت به کوتاه مدت از روش منحنی  $S$  استفاده می شود. یعنی ابتدا هیدروگراف منحنی  $S$  را ساخته سپس به مدت ۹۸

مورد نظر تبدیل می شود. اگر هیدروگراف واحد  $t$  ساعته‌ای را داشته باشیم و فرض شود که پس از پایان  $t$  ساعت، بارش مشابه دیگری به همان مدت  $t$  ساعت ببارد و باز پس از تمام شدن آن، بارش مشابه دیگری آغاز شود هیدروگراف‌های واحد این بارش‌ها نیز با تأخیر، بطور مشابه تکرار خواهد شد که اگر با همدیگر جمع شوند سرانجام دبی ثابت خواهد شد. در واقع مثل این است که بارشی با شدت یکسان بطور دائم روی دهد. برای مثال، جدول ۷-۶ هیدروگراف واحد بارش ۴ ساعته‌ای و دبی آن در زمان‌های مختلف در ستون دوم نوشته شده است ( $m^3/s$ ). بارش مشابهی که پس از پایان این بارش شروع شود هیدروگراف مشابهی با ۴ ساعت تأخیر ایجاد خواهد کرد که در ستون ۳ مقادیر مربوط به آن با ۴ ساعت تأخیر نوشته شده است. به همین ترتیب بارش‌های دیگری که هر کدام با ۴ ساعت تأخیر می‌بارند، دبی‌های آن‌ها نیز با ۴ ساعت تأخیر نسبت به هم تکرار می‌شود. مجموع این هیدروگراف‌ها، هیدروگراف مجموع یا  $S$  را تشکیل داده که در ستون ۸ جدول آمده است. دیده می‌شود در این ستون دبی در حد  $207 m^3/s$  باقی مانده است.

اگر زمان پایه هیدروگراف واحد  $t$  ساعته  $T$  ساعت باشد، در برآورد هیدروگراف  $S$  باید حداقل تعداد  $T/t$  بار (اینجا  $5 = 21/4$ ) هیدروگراف واحد با هم جمع تا هیدروگراف مجموع بدست آید. یعنی، با داشتن هیدروگراف واحد  $t$  ساعته (با زمان  $T$ )، باید حداقل تعداد  $T/t$  هیدروگراف واحد با زمان تأخیر  $t$  ساعت با هم جمع شود تا دبی ثابت شود (نمودار ۶).



اگر هدف ساختن مثلا هیدروگراف واحد ۳ ساعته از یک هیدروگراف واحد ۴ ساعته باشد (که منحنی مجموع آن آماده است)، هیدروگراف  $S$  یا ستون ۸ جدول ۷-۶ با سه ساعت تأخیر تکرار می‌شود (ستون ۹). پس از آن ستون ۹ از ستون ۸ کسر می‌شود تا ارقام ستون ۱۰ که تفاضل آن هاست حاصل شود. ارقام ستون ۱۰ رواناب حاصل از سه ساعت بارش است. ولی چون ستون ۱۰ حاصل تفاضل دو ستون ۹ و ۸ است (هر کدام در مدت ۴ ساعت یک cm رواناب تولید می‌کردند) اگر

هدف تولید همان ۱۰ میلی متر رواناب باشد، باید ارقام هیدروگراف ستون ۱۰ در مدت ۳ ساعت در ۴/۳ ضرب شود.  
 ستون ۱۱ حاصل ضرب ارقام ستون ۱۰ در ۴/۳ است که هیدروگراف واحد ۳ ساعته حوضه بشمار می‌رود. این هیدروگراف واحد ۳ ساعته در واقع از هیدروگراف واحد ۴ ساعته حاصل شده است. طرز استخراج هیدروگراف واحد کوتاه مدت از هیدروگراف واحد بلند مدت در نمودار ۶-۴ به صورت ترسیمی نیز آمده است. حال اگر ارقام ستون ۹ بجای این که با ۳ ساعت تاخیر تکرار شود با ۵ ساعت تاخیر تکرار شود و ارقام ستون ۱۰ که تفاضل هیدروگراف مجموع با ۵ ساعت تاخیر است در ۴/۵ ضرب می‌شود هیدروگراف واحد ۵ ساعته بدست می‌آمد. در واقع از هیدروگراف مجموع می‌توان هم هیدروگراف بلند مدت تر و هم هیدروگراف کوتاه مدت تر ساخت. زیرا به هر تعداد ساعت می‌توان ستون ۹ را تشکیل داد.

جدول ۷-۶ تهیه هیدروگراف واحد کوتاه مدت از هیدروگراف واحد بلند

۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱
۰	۰	-	-				۰	-	۰	۰
۱	6	-	-				6	-	6	8
2	36	-	.				36	-	36	48
3	66	-	.				66	0	66	88
4	91	0	-				91	6	85	112
5	106	6	-				112	36	76	101
6	93	36	-				129	66	63	84
7	79	66	-				145	91	54	72
8	68	91	0	-			159	112	47	63
9	58	106	6	-			170	129	41	55
10	49	93	36	-			178	145	22	44
11	41	79	66	-			186	159	27	26
12	34	68	91	0	-		192	170	23	31
13	27	58	106	6	-		197	178	19	25
14	23	49	93	36	-		201	186	15	20
15	17	41	79	66	-		203	193	10	13.5
16	13	34	68	91	0	-	206	197	9	12.5
17	9	27	58	106	6	-	206	201	5	6.5
18	6	23	49	93	36	-	207	203	4	5.5
19	3	17	41	79	66	-	206	206	0	0
20	1.5	13	34	68	91	0	207	206	0	
21	0	9	27	58	106	6	206	207	0	
		6	23	49	93	36	207	206	0	
		3	17	41	79	66	206	207		
		1.5	13	34	68	91	207	206		
		0	9	27	58	106	206	207		

ستون ۱- زمان بر حسب ساعت از شروع هیدروگراف واحد ۴ ساعته.

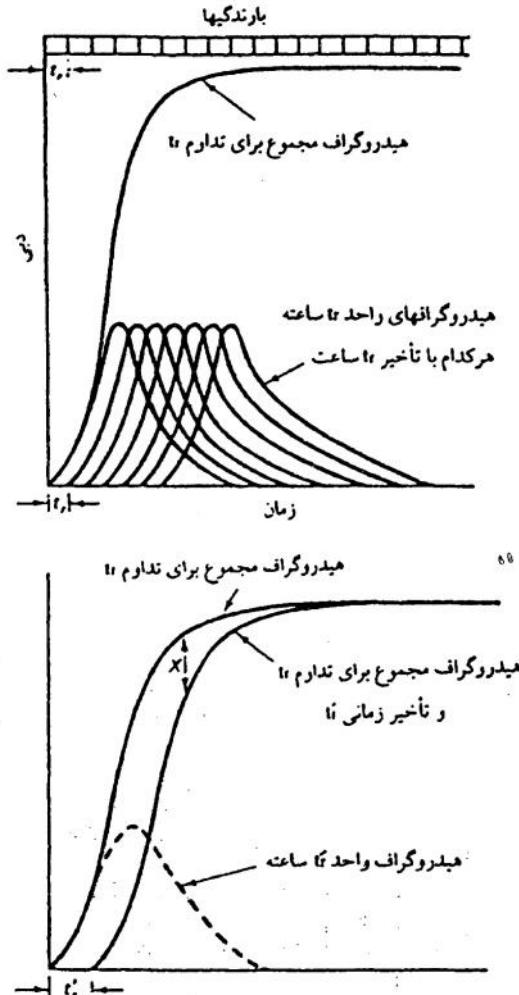
ستون ۲- دبی بر حسب متر مکعب در ثانیه در هیدروگراف واحد ۴ ساعته.

ستون ۳- تکرار دبی‌های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.

ستون ۴- تکرار دبی‌های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.

ستون ۵- تکرار دبی‌های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.

- ستون ۶- تکرار دبی های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.
- ستون ۷- تکرار دبی های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.
- ستون ۸- هیدروگراف مجموع یا  $\Delta$  حاصل جمع هیدروگراف ستونهای ۲ تا ۷.
- ستون ۹- هیدروگراف مجموع با سه ساعت تاخیر نسبت به ستون قبل.
- ستون ۱۰- اختلاف ستون ۹ و ۸.
- ستون ۱۱- حاصل ضرب ستون ۱۰ در  $3/4$  که دبی هیدروگراف واحد سه ساعته است.



(S-curve) هیدروگراف مجموع

بطور خلاصه برای ساختن هیدروگراف واحد  $t_r$  ساعته از یک هیدروگراف واحد  $t_r$  ساعته به روش منحنی  $S$ ، ابتدا چند هیدروگراف  $t_r$  ساعته را با زمان تاخیر  $t_r$  با یکدیگر جمع می کنیم تا پس از ثابت شدن دبی، منحنی  $S$  بدست آید. سپس منحنی  $S$  را با زمان تاخیر  $t_r$  ترسم تا دو منحنی جداگانه مطابق نمودار ۴-۶ بدست آید. اگر اختلاف این دو منحنی را در هر یک از زمان های مربوطه در  $t_r / t_r$  ضرب تا هیدروگراف حاصله هیدروگراف واحد  $t_r$  ساعته باشد.

**مثال ۶-۹:** با هیدروگراف واحد ۲ ساعته حوضه ای جدول زیر، مطلوب است هیدروگراف واحد ۶ ساعته آن با منحنی  $S$ .

$t$ (hr)	0	1	2	3	4	5	6
UH( $m^3/s$ )	0	1.42	8.50	11.30	5.66	1.45	0

حل: با داشتن  $t_r = 2 \text{ hr}$ ، هدف استخراج هیدروگراف واحد ۶ ساعته است ( $t_r = 6 \text{ hr}$ ). برای ساخت هیدروگراف منحنی  $S$

$$n = \frac{6 \text{ hrs}}{2 \text{ hrs}} = 3$$

لازم است ۳ هیدروگراف واحد ۲ ساعته با زمان تاخیر ۲ ساعت با هم جمع شود. زیرا

ستونهای ۳ و ۴ جدول ۸ دو هیدروگراف مشابه ۲ ساعته هستند که هر کدام با زمان تاخیر ۲ ساعت نسبت به هیدروگراف اول (ستون ۲) رسم شده‌اند. مجموع هیدروگراف‌های ستونهای ۲، ۳ و ۴ در ستون ۵ نوشته شده است. دبی تقریباً در ۱۴.۱۶ متر مکعب در ثانیه ثابت می‌شود. اگر جمع کردن این هیدروگراف‌ها را ادامه می‌دادیم این رقم ثابت باقی می‌ماند. که در این ستون رقم ۱۴.۱۶ تکرار و نشان دهنده مجموع ثابت هیدروگراف‌ها است. حال ارقام ستون ۵ را با ۶ ساعت تاخیر تکرار می‌کنیم که نتیجه در ستون ۶ نوشته شده است. چنانچه ارقام ستون ۶ را از ستون ۵ کسر کنیم (ارقام ستون ۷) آنچه به دست می‌آید ابعاد هیدروگرافی است که از اختلاف دو هیدروگراف که هر کدام در مدت ۲ ساعت، یک واحد رواناب ایجاد کرده‌اند بدست آمده است و اگر بخواهیم این هیدروگراف در مدت ۶ ساعت یک واحد رواناب تولید کند باید

$$\text{بعاد آن در عدد } 2 / 6 = 0.333 \text{ (دو ششم)} \text{ ضرب شود} \quad (t_r / t_r = 2 / 6)$$

**جدول ۸-۸ هیدروگراف مجموع و تبدیل هیدروگراف واحد ۲ ساعته به هیدروگراف واحد ۶ ساعته**

(1) (hr) $t$	(2) 2UH ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	(3) 2UH (2hrs lag)	(4) 2UH (4hrs lag)	(5) (2+3+4)	(6) (2+3+4) (6hrs lag)	(7) (5+6)	(8) 6UH
0	0			0		0	0
1	1.42			1.42		1.42	0.47
2	8.50	0		8.50		8.50	2.83
3	11.30	1.42		12.72		12.72	4.24
4	5.66	8.50	0	14.16		14.16	4.72
5	1.45	11.30	1.42	14.17		14.17	4.72
6	0	5.66	8.50	14.16	0	14.16	3.77
7		1.45	11.3	14.16	1.42	11.3	1.89
8		0	5.66	14.16	8.50	5.66	0.48
9			1.42	14.16	12.72	1.45	0
10			0	14.16	14.16	0	0
11					14.17	0	
12					14.16		
13					14.16		

ستون ۶: هیدروگراف مجموع که از جمع تعداد زیادی هیدروگراف با ۲ ساعت تاخیر بدست آمده است.

ستون ۷: هیدروگراف مجموع با ۶ ساعت تاخیر

## فصل هفتم: کاربرد آمار و احتمالات در هیدرولوژی مهندسی

### ۱-۷ مقدمه

متغیرهای هیدرولوژیکی، تحت عنوان داده های هواشناسی (بارش، درجه حرارت، و...) و داده های جریان سطحی (دبی جریان رودخانه، اعم از دبی های کم یا زیاد یا سیلابی، رسوب و ...)، در گام های زمانی مختلف (لحظه ای، ساعتی، روزانه، ماهانه و ...) جمع آوری و ثبت می شوند. این کار در ایستگاه های هواشناسی ( محل جمع آوری داده های هواشناسی) و هیدرومتری ( محل جمع آوری داده های جریان سطحی)، شامل صدها و هزارها عدد مربوط به هر متغیر، انجام می گیرد. از این داده ها در طراحی سازه های آب استفاده می شود. همانگونه که در فصل های قبل بیان گردید، بسیاری از فرآیندهای هیدرولوژیکی، به دلیل پیچیدگی و نیز تعدد عوامل مؤثر بر آنان، دارای قوانین فیزیکی کاملاً شناخته شده ای نبوده و لذا تابع متغیرهای تصادفی (Random variable) یا شانسی (Chance) توصیف می شوند. به عبارت دیگر، متغیرهای تصادفی در هیدرولوژی معمولاً متغیرهایی هستند که وقوع و مقدار آنها بستگی به بسیاری از عوامل دیگر دارد، که دارای فیزیک شناخته شده و کاملاً معینی (Determined) نیستند. لذا وقوع و مقدار آنان قابل پیش بینی دقیق نبوده و برای پیش بینی حدودی آن ها نیز، نیاز به آمار گذشته تاریخی آن ها و هم چنین شناخت عوامل مؤثر در وقوع آنان دارد. به عنوان مثال، دبی یک رودخانه در محل مشخصی از آن، که تحت شرایط کنترلی بالا دست نظیر سد نیست، ممکن است از روزی به روز دیگر و از یک ماه به ماه دیگر تغییر کند و در روزهای مشابه در سال های مختلف نیز یکسان نباشد. از این رو نمی توان دبی رودخانه مذکور را در دو سال آینده (مثالاً در ۲۰ خرداد ماه) حتی با داشتن آمار تاریخی قابل توجه پیش بینی نمود. هر چند از داده های تاریخی مربوط به دبی رودخانه (در یک محل معین) همراه با مشخصات حوضه آبریز و نیز مقادیر داده های تاریخی بارش های گذشته می توان جهت پیش بینی مقدار دبی آن محل استفاده کرد، ولی مفهوم قطعی بودن نخواهد داشت. بدین ترتیب، از قوانین احتمالات و قوانین حاکم بر فرآیندها و متغیر های هیدرولوژی کمک گرفته می شود تا با دقت بیشتر یا اصطلاحاً احتمال بالاتر بتوان به میزان دبی که رخ خواهد داد، نزدیک شد.

از بین داده های تاریخی، که در برخی موارد ممکن است به هزاران داده اندازه گیری شده برسد، می توان ویژگی هایی را تجمیع و استخراج نمود (مانند ویژگی های آماری میانگین و انحراف معیار) که نشانگر تقریبی خواص کلیه داده های اندازه گیری شده باشد. علم آمار و احتمالات کمک می کند تا هیدرولوژیست تمایل های مرکزی این اعداد و نیز میزان انحراف اعداد از این مقادیر مرکزی را به دست آورده و به جای کار با صدها و هزاران عدد، با چند عدد بیشتر سر و کار نداشته که

به نحوی کلیه مشخصه های آن اعداد را در خود جای داده باشد. لذا علم آمار و احتمالات، کاربرد زیادی در هیدرولوژی مهندسی مربوط به فرآیندهای طراحی و بهره برداری از سیستم های منابع آب، نظیر مخازن سدها، سیستم های آبیاری، سیستم های آبرسانی شهری و مدیریت رودخانه ها دارد. هم چنین، پیش بینی وقوع شرایط حدی نظیر شرایط سیلابی و خشک سالی ها و تداوم آن ها تحت عنوان تحلیل فراوانی (Frequency analysis) متغیرهای تصادفی (Random variable) در هیدرولوژی مطرح می شود.

به طور کلی اعم کاربردهای آمار و احتمالات در هیدرولوژی مهندسی عبارت است از:

-تفسیر داده های مشاهداتی.

-مشخص نمودن توابع احتمالاتی برای فرآیندهای هیدرولوژیکی.

-استخراج مقادیر حدی، حداقل ها و حدکثرها، بر اساس داده های هیدرولوژیکی موجود.

-بیان و نمایش فشرده داده های هیدرولوژیکی به صورت عدد، جدول، نمودار و یا توابع ریاضی برای تصمیم گیری در طراحی و بهره برداری از سیستم های منابع آب.

بطورخلاصه، می توان گفت که هدف از کاربرد علم آمار و احتمالات در هیدرولوژی این است که با استفاده از داده های تاریخی یا اندازه گیری شده قبلی، بتوان وضعیت آینده را پیش بینی کرد.

در این فصل ابتدا ضمن بیان مفاهیم اولیه احتمال، انواع متغیرهای تصادفی و مشخصه های آماری آن ها مطرح و سپس انواع توابع احتمالاتی معرفی می شود. در ادامه به بحث قابلیت اعتماد تحلیل های آماری، روش های تحلیل نکویی برآش توابع احتمالاتی، بر اساس داده های تاریخی، پرداخته می شود. لازم به توضیح است که این فصل و فصل بعدی مقدمه ای بر شاخه خاصی از هیدرولوژی به نام هیدرولوژی استوکستیک (Stochastic hydrology) است که در آن به تحلیل سری های زمانی، بر اساس دو مؤلفه آماری و احتمالی، پرداخته می شود. در این رابطه می توان به کتب تخصصی مربوطه با عنوان "تحلیل سری های زمانی" مراجعه شود. توجه شود در این دو فصل نیز بیشتر از کلمه "مشاهدات" بجای "داده های تاریخی، ثبت شده و یا اندازه گیری شده" استفاده می شود. هم چنین بیشتر از کلمه "پیش بینی" به عنوان نتایج حاصل از مدل سازی ها، استخراج معادلات، و بطورکلی اعداد محاسبه شده از فرمول های ریاضی استفاده می شود.

## ۲-۷ مفاهیم مقدماتی احتمال

نتیجه پرتاب یک سکه روی زمین دو حالت شیر یا خط است، این دو حالت را که نتیجه یک مشاهده یا واقعه است را پیشامد (Outcome) یا نقاط (Sample Points) نمونه ای گویند، لذا در پرتاب یک سکه دو پیشامد شیر یا خط وجود دارد.

یک واقعه (Event) به عنوان مجموعه ای از پیشامدها تعریف می شود. به عنوان مثال اگر پرتاب هم زمان دو سکه را در نظر بگیریم، می تواند ترکیبی از حالت های شیر (H) یا خط (T) یا صورت (H,H), (H,T), (T,H), (T,T) اتفاق بیافتد، که به عنوان واقعه ای که دارای مجموعه ای از پیشامدهاست مطرح می شود.

اگر فرض شود A و B دو واقعه باشند، آن گاه  $A \cup B$  نشانگر این است که حداقل یکی از وقایع A یا B اتفاق افتاده باشد، یعنی این که یا A اتفاق افتاده و B اتفاق نیافتد، یا B اتفاق افتاده و A اتفاق نیافتد و یا این که هر دو A و B اتفاق افتاده اند. هم چنین  $A \cap B$  نشانگر این است که هم واقعه A و هم واقعه B رویداده افتاده باشد.

احتمال (Probability) به مفهوم وقوع یک رخداد در میان مجموعه ای از حالت های مختلف است و برابر با نسبت تعداد حالت های مورد نظر واقعه به کل تعداد حالت های ممکن است، که همه این حالت ها دارای شرایط وقوع یکسانند. به

عنوان مثال در پرتاب سکه، احتمال این که شیر بباید  $\frac{1}{2}$  و نیز احتمال این که خط  $\frac{1}{2}$  بباید است.

قوانين احتمال در واقع پایه ای برای مطالعات آماری است. تخمین احتمال از داده های مشاهداتی به عنوان فراوانی نسبی (Relative frequency) مطرح می شود. لذا اگر یک واقعه  $n_1$  بار در طول N بار تکرار اتفاق بیافتد، لذا مقدار  $\frac{n_1}{N}$  به عنوان

فراوانی مطلق (Absolute frequency) و نسبت  $\frac{n_1}{N}$  فراوانی نسبی است، لذا:

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \text{احتمال} = (\text{فراوانی نسبی})$$

يعنى اگر بخشی از جامعه به عنوان حالت های مشاهداتی در نظر گرفته شود به آن فراوانی نسبی گویند، ولی اگر کل جامعه در نظر گرفته شود، آن گاه مفهوم احتمال به کار می رود.

به طور خلاصه قوانین احتمال که به راحتی می توان از آزمایش پرتاب سکه آن ها درک نمود، عبارتند از:

احتمال وقوع یک حادثه، نا منفی و همواره کمتر از یک است. لذا اگر  $X_1$  یک رخداد باشد، آنگاه:

$$0 \leq P(X_1) \leq 1 \quad (1-7)$$

۱- مجموع احتمالات کلیه حالت های ممکن یک پیشامد همواره یک است.

$$\sum_{i=1}^N P(X_i) = 1 \quad (2-7)$$

۲- احتمال وقوع یکی از دو پیشامد مستقل (Independent events)، برابر با مجموع احتمالات آنهاست:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) \quad (3-7)$$

پیشامدهای مستقل، رخدادهایی است که وقوع یکی به دیگری بستگی نداشته باشد. به عنوان مثال وقوع شیر در پرتاب بار دوم سکه بستگی به پیشامد پرتاب در حالت اول آن ندارد.

۳- احتمال این که دو پیشامد مستقل به طور هم زمان یا پشت سر هم اتفاق بیافتد، برابر با حاصل ضرب احتمال مجزای هر یک است:

$$P(X_1 \cap X_2) = P(X_1) \times P(X_2) \quad (4-7)$$

۴- قانون کلی احتمالات برای انواع پیشامدها عبارت است از:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) - P(X_1 \cap X_2) \quad (5-7)$$

۵- احتمال شرطی یعنی احتمال وقوع  $X_1$  اگر  $X_2$  اتفاق افتاده باشد، برابر است با:

$$P(X_1/X_2) = \frac{P(X_1 \cap X_2)}{P(X_2)} \quad (6-7)$$

و لذا اگر پیشامدها مستقل باشند، آنگاه بر اساس رابطه (4-7) داریم.

$$P(X_1 / X_2) = P(X_1) \quad (7-7)$$

مثال ۷-۱: وقوع سیلاب در رودخانه ای، دارای فراوانی نسبی  $2/0$  و از کار افتادن نیروگاه برقابی بر روی این رودخانه، دارای فراوانی نسبی  $3/0$  است. به تجربه مشاهده شده که احتمال این که در موقع سیلابی، نیروگاه نیز از کار افتاد  $5/0$  است. مطلوب است محاسبه فراوانی های نسبی در حالتی که (الف) به طور هم زمان سیلاب و از کار افتادن نیروگاه برقابی روی دهد و (ب) فراوانی نسبی این که یا رودخانه سیلابی شود و یا نیروگاه از کار افتاد.

$$P(F) = \text{فراوانی نسبی سیلابی شدن رودخانه} = 0.2 \quad \text{حل:}$$

$$P(P) = \text{فراوانی نسبی از کار افتادن نیروگاه} = 0.3$$

$$P(P/F) = 0.5$$

$$P(F \cap P) = P(F) \times P(P/F) = 0.2 \times 0.5 = 0.1 \quad \text{لذا بر اساس رابطه (6-7) داریم:}$$

يعنى فراوانی نسبی این که به طور هم زمان هم رودخانه در شرایط سیلابی قرار گیرد و هم نیروگاه از کار بیافتد  $10$  درصد است. هم چنین بر اساس رابطه (5-7) داریم:

$$P(FUP) = P(F) + P(P) - P(F \cap P) = 0.2 + 0.3 - 0.1 = 0.4$$

يعنى فراوانی نسبی این که یا رودخانه سیلابی شود و یا نیروگاه از کار افتاد  $40$  درصد است.

**مثال ۲-۷:** اگر مقدار دبی در سه شاخه فرعی رودخانه ای به ترتیب از مقادیر  $q_1$ ,  $q_2$  و  $q_3$  بیشتر شود، آن گاه آن رودخانه سیلابی می شود. مقادیر احتمال ایجاد سیلاب در هر شاخه و حالت های ترکیبی آن ها به شرح زیر است.

$$P(Q_1 \geq q_1) = 0.3, \quad P(Q_2 \geq q_2) = 0.4, \quad P(Q_3 \geq q_3) = 0.2$$

$$P(Q_1 \geq q_1, Q_3 \geq q_3) = 0.15, \quad P(Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) = 0.2, \quad P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2) = 0.1$$

$$P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) = 0.05$$

مطلوب است محاسبه احتمال این که حداقل در یکی از شاخه های رودخانه سیلاب اتفاق بیافتد.

حل: مقدار  $P(Q_1 \geq q_1 \cup Q_2 \geq q_2 \cup Q_3 \geq q_3)$  یعنی احتمال این که در رودخانه حالت سیلابی ایجاد شود:

$$= P(Q_1 \geq q_1) + P(Q_2 \geq q_2) + P(Q_3 \geq q_3)$$

$$- P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2) - P(Q_1 \geq q_1, Q_3 \geq q_3)$$

$$- P(Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) + P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) = 0.5$$

یعنی احتمال سیلابی شدن جریان در رودخانه ۵۰ درصد خواهد بود.

### ۳-۷ توزیع های احتمالاتی

متغیری که ناشی از یک فرآیند تصادفی است را متغیر تصادفی (Random variable) گویند. اگر  $X$  را به عنوان یک متغیر

تصادفی نظیر رواناب فرض کنیم، در زمان ها و مکان های مختلف، مقدار این متغیر تصادفی تفاوت می کند. مقدار مشاهده

شده (Observed value)، مقداری است که در یک واقعه در طبیعت اندازه گیری شده است.

اگر احتمال وقوع یک فرآیند تصادفی با متغیر  $X$  برابر با مقدار مشخص  $a$  شود، آن را به صورت نشان ( $P(X = a)$  می دهیم

و به طور مشابه ( $P(a \leq X \leq b)$ ، نمایشگر احتمال وقوع  $X$  در بازه  $a \leq X \leq b$  است. حال اگر مقدار

احتمال برای کلیه مقادیر  $a$  و  $b$  را بدانیم، آن گاه اشراف کاملی نسبت به احتمال وقوع برای متغیر بین مقادیر مختلف  $a$  و

خواهیم داشت، که اصطلاحاً گفته می شود که توزیع احتمالی (Probability distribution) یا به طور خلاصه توزیع

متغیر تصادفی  $X$  معلوم است.

اگر  $x$  نشانگر عددی باشد که احتمال کمتر یا مساوی بودن متغیر تصادفی از آن به صورت ( $P(X \leq x)$  نشان داده شود، آن

گاه تابع توزیع (d.f.) به صورت زیر نشان داده می شود:

$$F(x) = P(X \leq x) \tag{8-۷}$$

فرض کنیم  $a$  و  $b$  مقادیر عددی با فرض  $a < b$  باشند. وقایع  $a \leq X \leq b$  و  $X \leq a$  به طور هم زمان اتفاق نمی افتد و لذا

مجموع این وقایع منتج به این خواهد شد که  $a \leq X \leq b$  باشد و لذا:

$$P(X \leq b) = P(X \leq a) + P(a \leq X \leq b) \tag{9-۷}$$

و از این رو:

$$P(a \leq X \leq b) = F(b) - F(a) \quad (10-7)$$

لذا اگر تابع توزیع  $F(x)$  برای کلیه مقادیر  $x$  باشد، توزیع احتمال متغیر به طور کامل مشخص خواهد بود. از آن جا که بر اساس قوانین احتمالات، مقدار احتمال نا منفی است، لذا بر اساس رابطه  $(7-10)$  همواره  $F(b) \geq F(a)$  خواهد بود و لذا تابع توزیع در هیچ موقعی یک تابع کاهشی از متغیر نخواهد بود.

برای مقادیر بی نهایت داریم:

$$F(+\infty) = \lim_{x \rightarrow \infty} F(x) = 1 \quad (11-7)$$

$$F(-\infty) = \lim_{x \rightarrow -\infty} F(x) = 0 \quad (12-7)$$

اگر نیز در معادله  $(7-10)$  مقدار  $b$  ثابت و مقدار  $a$  به سمت  $b$  میل کند و بار دیگر عکس این عمل انجام گیرد، داریم:

$$F(a) - F(a-0) = P(X = a) \quad (13-7)$$

$$F(a+0) - F(a) = 0 \quad (14-7)$$

معادله  $(14-7)$  نشان می دهد که تابع توزیع  $F(x)$  از سمت راست هر مقدار  $X$  پیوسته است. از طرف دیگر معادله  $(13-7)$  نشان می دهد که  $F(x)$  از سمت چپ هر نقطه ای نظیر  $x=a$  گستته است، زیرا که  $P(x = a) > 0$ .

توزیع های احتمالاتی زیادی را می توان در فرآیندهای هیدرولوژیکی بکار برد که به طور کلی به دو دسته گستته (Discrete) و پیوسته (Continuous) تقسیم می شود.

### ۱-۳-۷ توزیع های گستته

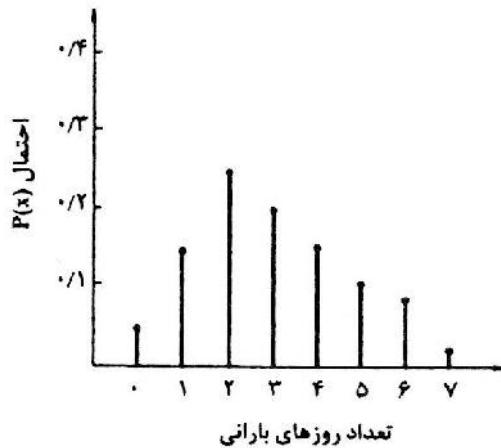
متغیری را گستته گوئیم که فقط اعداد صحیح را بتوان به آن نسبت داد. مثلاً  $N$  به عنوان تعداد روزهای بارانی در طول یک ماه، یک متغیر  $N$  گستته نامیده می شود. زیرا نمی تواند عددی غیرصحیح یا اعشاری به آن نسبت داد.

برای مثال در نمودار ۱-۷ توزیع احتمالاتی تعداد روزهای بارانی را در طول یک ماه برای محل مشخص نشان داده شده است. این توزیع گستته است، زیرا تعداد روزها عدد صحیح است. بر اساس اطلاعات تاریخی از تعداد روزهای بارانی در این ماه، مشخص شده که بیش از ۷ روز بارانی در این ماه اتفاق نیفتاده و احتمال بارانی بودن یک تا هفت روز برابر است با:

$$P(0) = 0/05, \quad P(1) = 0/25, \quad P(2) = 0/2, \quad P(3) = 0/15$$

$$P(4) = 0/1, \quad P(5) = 0/08, \quad P(6) = 0/02$$

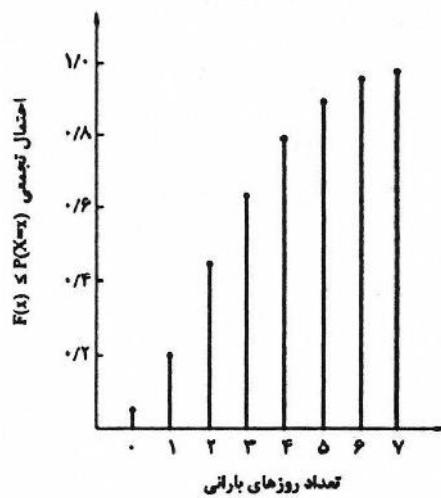
لذا مجموع این احتمالات یک خواهد بود. نحوه دیگر بررسی احتمالاتی، استفاده از تابع توزیع تجمعی احتمال (Cumulative probability distribution function-CDF) است، که در جدول ۱-۷ به صورت  $F(x) = P(X \leq x)$  نمودار ۲-۷ مقادیر آن نشان داده شده است.



نمودار ۱-۷ توزیع احتمالاتی روزهای بارانی در یک ماه خاص

جدول ۱-۷ توزیع احتمالاتی و تابع توزیع تجمعی

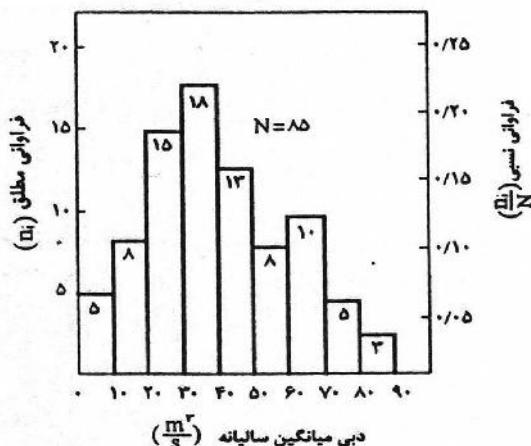
$F(x)$	$P(x)$	$x$
0.05	0.05	0
0.20	0.15	1
0.45	0.25	2
0.65	0.20	3
0.80	0.15	4
0.90	0.10	5
0.98	0.08	6
1.00	0.02	7



نمودار ۲-۷ تابع توزیع تجمعی احتمال روزهای بارانی

## ۲-۳-۷ توزیع های پیوسته

متغیری پیوسته است که بتواند هر مقدار اعشاری را به خود اختصاص دهد. به عنوان مثال، اگر دبی عبوری از مقطع معینی از رودخانه  $Q$  یک متغیر تصادفی در نظر گرفته شود، آن گاه این متغیر می‌تواند کلیه اعداد صحیح و اعشاری را به خود اختصاص دهد، لذا یک متغیر پیوسته است. در عمل برای نشان دادن توزیع های پیوسته اگر طول کلی آن  $N$  باشد، آن را به تعدادی فواصل با بازه های مشخص تقسیم بندی می‌کنند. به عنوان مثال در نمودار ۳-۷ هیستوگرام ۸۵ سال آمار دبی رودخانه ای نشان داده شده است. دبی های مشاهداتی به ۹ بازه از صفر تا ۹ متر مکعب بر ثانیه تقسیم گردیده و بر این اساس تعداد  $n_i$  رخ داد، که تعداد دبی های اتفاق افتاده در هر بازه است، بر روی محور سمت چپ به عنوان فراوانی مطلق نشان داده شده است و هم چنین روی محور سمت راست مقدار فراوانی نسبی ( $n_i/N$ ) نشان داده شده است. در شکل تابع CDF دبی این رودخانه رسم گردیده است.



نمودار ۳-۷ توزیع فراوانی دبی میانگین سالانه

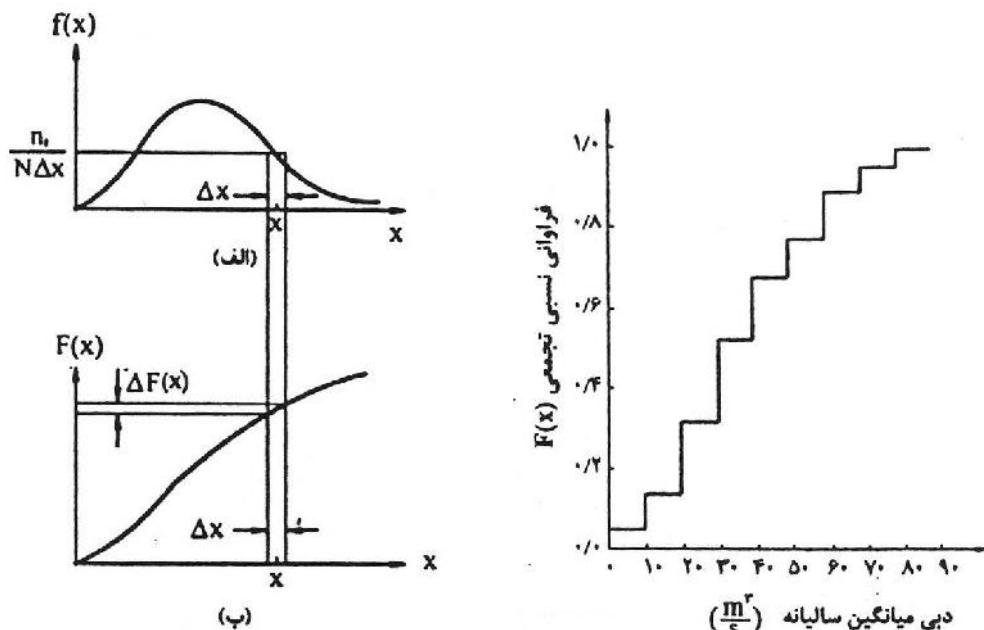
هر چه تعداد مقادیر مشاهداتی  $N$  بیشتر شود، توزیع به پیوسته نزدیک تر شده و لذا بازه های تقسیم کوچک تر می شود. لذا در نهایت نمودار های ۳-۷ و ۴-۷ تبدیل به نمودار ۵-۷ می شود، با این تفاوت که محور قائم نمودار ۳-۷ که نشانگر فراوانی نسبی بود به احتمال تبدیل شده و از این رو مساحت سطح زیر این منحنی یک می شود. بر این اساس، مقدار  $\frac{n_i}{N}$

مفهوم احتمال دارد و نسبت  $\frac{n_i}{N\Delta x}$  مقدار احتمال در واحد عرض است، که نشانگر چگالی میانگین احتمال است. احتمال

$\frac{n_i}{N}$  در هر فاصله روی نمودار CDF نشانگر  $F(x + \frac{\Delta x}{2}) - F(x - \frac{\Delta x}{2})$  است، لذا:

$$f(x) = f(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta F(x)}{\Delta x} = \frac{dF(x)}{dx} \quad (15-7)$$

که  $f(x)$  به عنوان تابع چگالی احتمال (Probability density function) نامیده می شود. این تابع در حقیقت چگالی یا شدت احتمال در هر نقطه است و  $f(x)dx$  مقدار احتمال تفاضلی را نشان می دهد.



نمودار ۷-۴ توزیع فراوانی نسبی تجمعی دبی میانگین سالانه نمودار ۷-۵ توزیع پیوسته احتمال دبی میانگین سالانه

برای متغیرهای پیوسته همواره  $f(x) \geq 0$  بوده و لذا مقدار احتمالات منفی نیست. به علاوه برای هر تابع احتمال:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1 \quad (16-7)$$

که به مفهوم یک شدن مجموع احتمالات کلیه رخ دادها است. احتمال این که  $X$  بین  $a$  تا  $b$  قرار گیرد برابر است با

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x)dx \quad (17-7)$$

و احتمال این که  $x$  دقیقاً مقدار  $b$  را به خود بگیرد، صفر است:

$$\int_b^b f(x)dx = 0 \quad (18-7)$$

مقدار CDF را بر اساس PDF می توان چنین تعریف نمود که:

$$P(-x \leq X \leq x) = \int_{-x}^x f(w)dw \quad (19-7)$$

که در آن  $w$  یک متغیر نخودی (Dummy variable) است، لذا سطح زیر منحنی CDF بی معنی است و مقادیر روی محور

قائم منحنی CDF برای تعیین مقدار احتمال به صورت زیر به کار می رود:

$$P(x_1 \leq X \leq x_2) = F(x_2) - F(x_1) \quad (20-7)$$

در توزیع های گسسته نمی توان از شکل انتگرالی استفاده کرد و لذا معادلات به صورت مجموع نوشته می شود.

$$\sum_i f(x_i) = 1 \quad (21-7)$$

$$P(a \leq X \leq b) = \sum_{x_i \geq a}^{x_i \leq b} f(x_i) \quad (22-7)$$

$$P(X \leq x_j) = \sum_{i=1}^{i=j} f(x_i) \quad (23-7)$$

**مثال ۳-۷:** اگر تابع چگالی احتمال به صورت زیر باشد:

$$f(x) = \begin{cases} Ax & \text{for } 0 \leq x \leq 4 \\ A(8-x) & \text{for } 4 \leq x \leq 8 \\ 0 & \text{for other values} \end{cases}$$

مطلوب است مقدار  $A$ ،  $P(X \leq 6)$  و تعیین تابع تجمعی احتمال (CDF).

حل: بر اساس معادله (۱۶-۷) می‌توان نوشت:

$$\int_0^\infty f(x)dx = 1$$

$$\int_0^4 Ax dx + \int_4^8 A(8-x) dx + \int_8^\infty 0 dx = 1$$

$$A\left(\frac{x^2}{2}\right) \Big|_0^4 + \left(\frac{-A(8-x)^2}{2}\right) \Big|_4^8 = 1$$

$$P(X \leq 6) = \int_0^4 Ax dx + \int_4^6 A(8-x) dx = 14A = 14 \times \frac{1}{16} = \frac{7}{8} \quad \text{lذا } A = \frac{1}{16} \text{ به دست می آید، حال:}$$

$$F(x) = \left(\frac{Ax^2}{2}\right) \Big|_0^4 + \left(\frac{-A(8-x)^2}{2}\right) \Big|_4^8 \quad \text{و در حالت کلی تابع CDF برابر است با:}$$

بر این اساس در جدول ۲-۷ مقادیر تابع PDF و CDF آمده است.

جدول ۲-۷ توزیع احتمالاتی و تابع توزیع تجمعی

F(x)	f(x)	x
.	.	.
1/32	1/16	1
4/32	2/16	2
9/32	3/16	3
8/16	4/16	4
23/32	3/16	5
28/32	2/16	6
31/32	1/16	7
1	.	8

### ۳-۳-۷ تمایل مرکزی میانگین ها

میانگین حسابی (Mean): متداول ترین تمایل مرکزی داده های مشاهداتی، مقدار میانگین حسابی (Arithmetic mean)

آنهاست، که در حقیقت همان گشتاور مرتبه اول حول مبدأ است، که برای متغیرهای گسسته برابر است با:

$$E(X) = \sum_{i=1}^n P(x_i)x_i \quad (24-7)$$

و برای متغیرهای پیوسته برابر است با:

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x)dx \quad (25-7)$$

به عنوان اميد رياضي (Expected value) مقدار متغير تصادفي  $X$  ناميده شده و به صورت يكى از دو رابطه زير و بر اساس داده هاي مشاهداتي (نمونه) تخمين زده مى شود.

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (26-7)$$

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^K x_i f(x_i) \quad (27-7)$$

كه رابطه (26-7) برای داده هاي با فراوانی برابر و رابطه (27-7) برای داده هاي با فراوانی نسبی  $f(x)$  به کار مى رود. هر چند ميانگين حسابي به سادگي برآورد و از کلية داده هاي مشاهداتي استفاده شده و نيز نيازى به مرتب کردن داده ها ندارد، ولی داراي اين نقايص نيز هست که اولاً به طور مستقيم قابل بررسی و اندازه گيرى نيسن و ثانیاً عدم اندازه گيرى يا عدم دقت در اندازه گيرى داده ها بر ميزان دقت تمایيل مرکزى داده ها تأثير زيادي دارد.

**مثال ۷-۴:** بر اساس اندازه گيرى هاي انجام شده در يك ايستگاه باران سنجي، مقدار بارش در طی روزهای مختلف مطابق جدول ۳-۷ ثبت گردیده است. مطلوب است محاسبه ميانگين بارش در اين ايستگاه.

جدول ۳-۷ داده هاي ثبت شده بارش

	۲	۶	۸	۵	ارتفاع بارش (mm)
	۱	۴	۲	۳	تعداد روز

حل: از آن جا که بارش با فراوانی هاي نسبی متفاوت افتاده، لذا بر اساس رابطه (27-7) داريم:

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^k x_i f(x_i) \quad , \quad f(x_i) = \frac{n_i}{N} \quad , \quad N = 10$$

$$\bar{X} = \frac{3 \times 5}{10} + \frac{8 \times 2}{10} + \frac{6 \times 4}{10} + \frac{2 \times 1}{10} = 5.7 \text{ (mm)}$$

**ميانگين وزني:** در محاسبه ميانگين داده ها اگر ارزش آن ها يكسان نباشد، عاملی به عنوان وزن به هر داده تعلق مى گيرد که نشانگر اهميت آن است. يعني ميانگين وزني (weighted mean) برای داده هاي  $x_i$  با وزن  $w_i$  برابر است با:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N w_i x_i}{\sum_{i=1}^N w_i} \quad (28-7)$$

**مثال ۷-۵:** مطلوب است محاسبه میانگین وزنی بارش در حوضه آبریزی به مساحت ۳۱۰۰ کیلومتر مربع، که در آن ۶ باران سنج نصب شده و در طی یک رخ داد بارش مقادیر ارتفاع بارش را مطابق جدول ۴-۷ ثبت نموده است. مساحت تحت پوشش هر باران سنج نیز در این جدول درج شده است.

**جدول ۴-۷** مقدار بارش و مساحت تحت پوشش باران سنج های مختلف

شماره باران سنج	ارتفاع بارش (mm)	مساحت تحت پوشش باران سنج (km <sup>3</sup> )	W <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	(۴)
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	
۱	۳۰	۳۲۳/۵	۹۷۰۵/۰	
۲	۲۳	۳۱۵/۵	۷۲۵۶/۵	
۳	۸	۸۶۱/۰	۶۸۸۸/۰	
۴	۱۹/۲	۷۱۰/۰	۱۳۶۳۲/۰	
۵	.	۳۱۰/۰	.	
۶	.	۵۸۰	.	
$\sum = 37481.5$		$\sum = 3100.0$		

حل: بر اساس رابطه (۲۸-۷) و مقادیر محاسبه شده در ستون (۴) جدول ۴-۷ داریم:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N W_i X_i}{\sum_{i=1}^N W_i} = \frac{3748.5}{3100} = 12.09 \text{ (mm)}$$

**میانگین هندسی:** میانگین هندسی (Geometric mean) N داده به صورت زیر تعریف می شود:

$$\bar{X}_g = (x_1 x_2 x_3 \dots x_N)^{\frac{1}{N}} \quad (29-7)$$

میانگین هندسی بویژه برای محاسبه میانگین متغیرهایی که به صورت توانی در معادلات وارد می شود کاربرد دارد.

**میانگین هارمونیک:** میانگین هارمونیک (Harmonic mean) N داده به صورت زیر تعریف می شود:

$$\bar{X}_h = \frac{N}{\frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2} + \frac{1}{x_3} + \dots + \frac{1}{x_N}} = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{x_i}} \quad (30-7)$$

هم چنین میانگین وزنی هارمونیک برابر است با:

$$\bar{X}_h = \frac{N}{\frac{w_1}{x_1} + \frac{w_2}{x_2} + \frac{w_3}{x_3} + \dots + \frac{w_N}{x_N}} = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{x_i}} \quad (31-7)$$

بایستی توجه نمود که میانگین حسابی یک سری داده مشخص، همواره از میانگین هندسی آن بزرگ تر و نیز میانگین هندسی آن ها از میانگین هارمونیک آن ها بزرگتر است.

### میانه Median

اگر داده های مشاهداتی به صورت صعودی و یا نزولی مرتب شود و تعداد آن ها فرد باشد، میانه، عدد وسطی است و اگر تعداد داده ها زوج باشد، میانه در حقیقت میانگین دو عدد وسطی خواهد بود. از آن جا که مقادیر بیشتر از میانه و مقادیر

کم تر از میانه دارای احتمال برابر و معادل  $1/5$  هستند. لذا مقدار میانه در توزیع های آماری به عنوان یک تمایل مرکزی هم است. برای داده های دسته بندی شده ای که دارای فراوانی وقوع هستند. مقدار میانه برابر است با

$$M = L_1 + C \left[ \frac{\frac{N}{2} - (\sum f)_l}{f_{\text{median}}} \right] \quad (32-7)$$

که در آن،  $L_1$  = حد پائینی دسته میانه،  $N$  = مجموع فراوانی ها،  $(\sum f)_l$  = مجموع فراوانی ها در همه دسته های کوچکتر

از دسته میانه،  $f_{\text{median}}$  = فراوانی دسته میانه،  $C$  = اندازه دسته میانه

**مثال ۷-۶:** مطلوب است برآورد مقدار میانه داده های دسته بندی شده بارش با فراوانی هر دسته (جدول ۵-۷).

جدول ۷-۵ بارش های دسته بندی شده و فراوانی آنها

فراوانی تجمعی (day)	فراوانی (day)	دسته بارش (mm)
۱۰	۱۰	۱۰۰-۱۱۰
۲۶	۱۶	۱۱۰-۱۲۰
۳۵	۹	۱۲۰-۱۳۰
۴۵	۱۰	۱۳۰-۱۴۰
۶۵	۲۰	۱۴۰-۱۵۰
۸۰	۱۵	۱۵۰-۱۶۰
۱۰۰	۲۰	۱۶۰-۱۷۰

حل: اگر داده ها را به صورت پیوسته در نظر بگیریم، لذا میانه در وسط فراوانی مجموع  $(\frac{100}{2} = 50)$  قرار گرفته و نیمی از داده ها در بالای آن و نیم دیگر در پائین آن قرار می گیرند. از طرفی مجموع فراوانی های چهار دسته اول  $= 45$  است. لذا برای رسیدن به فراوانی ۵۰ نیاز به ۵ فراوانی از دسته پنجم است و از آن جا که دسته پنجم  $= 15$  است، لذا میانه در این دسته قرار می گیرد. با استفاده از رابطه (۳۲-۷) داریم.

$$L_1 = 140 \text{ (mm)} , N = 100 , (\sum f)_l = 45 , f_{\text{median}} = 20 , C = 10$$

$$M = 140 + 10 \left[ \frac{100/2 - 45}{20} \right] = 142.5 \text{ (mm)}$$

**مثال ۷-۷:** مطلوبست محاسبه میزان بارش مطابق دسته بندی و فراوانی وقوع مطابق جدول ۷-۶.

$$N = 40 , C = 8 , f_{\text{median}} = 12 , (\sum f)_l = 17 \quad \text{حل: بر اساس رابطه (۳۲-۷) داریم:}$$

$$M = 145 + 8 \left[ \frac{40/2 - 17}{12} \right] = 147.25 \text{ (mm)}$$

## جدول ۶-۷ دسته بندی بارش و فراوانی هر یک

فراوانی (day)	بارش (mm)
۳	۱۱۸-۱۲۶
۵	۱۲۷-۱۳۵
۹	۱۳۶-۱۴۴
۱۲	۱۴۵-۱۵۳
۵	۱۵۴-۱۶۲
۴	۱۶۳-۱۷۱
۲	۱۷۲-۱۸۰

### (Mode) نما

نما برای متغیرهای گستته، بیشترین مقدار فراوانی است. برای داده های پیوسته، مقداری است که مقدار چگالی احتمال آن حداکثر باشد. مقدار نما به ویژه برای رخدادهای حدی (Extreme events) نظیر سیلاب ها و خشک سالی ها مهم است. وقتی توزیع فراوانی برای دسته های مختلف داده ها معلوم باشد، مقدار نما از روابط زیر به دست می آید:

$$I = \frac{f - f_1}{(f - f_1) + (f - f_2)} \times C \quad (33-7)$$

که  $I$  = حد پائینی دسته نمایی،  $f$  = فراوانی حداکثر،  $f_1$  = فراوانی دسته قبل از دسته نمایی،  $f_2$  = فراوانی دسته بعد از دسته نمایی،  $C$  = اندازه دسته نمایی هستند. در توزیع های متقارن، مقادیر میانگین حسابی، میانه و نما برابرند.

مثال ۷-۸: مطلوب است محاسبه نما برای داده های مثال (۷-۷).

حل: مقدار فراوانی حداکثر ۱۲ مربوط به دسته ۱۴۵-۱۵۳ است ولذا این دسته نمایی است.

$$I = 145, f = 12, f_1 = 9, f_2 = 5, C = 8$$

$$I = \frac{12 - 9}{(12 - 9) + (12 - 5)} \times 8 = 147 \text{ (mm)} \quad \text{lذا بر اساس رابطه (33-7) داریم:}$$

## ۴-۳-۷ تغییرات حول تمایل مرکزی

### (Variance) واریانس

میزان پراکندگی داده ها حول تمایل مرکزی را می توان با میزان انحرافات از میانگین داده ها سنجید. بر این اساس گشتاور مرتبه دوم حول میانگین از اهمیت ویژه ای برخوردار است. این آماره (پارامتر) واریانس نامیده شده و مقدار آن با علامت  $\sigma^2$  به جای  $\mu$  به صورت زیر محاسبه می شود. جذر آن را انحراف معیار (Standard Deviation-StdDev) نامند.

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \quad (36-7)$$

به دلیل مشخص نبودن میانگین جامعه آماری، تخمین واریانس،  $s^2$ ، با استفاده از مشاهدات صورت می گیرد:

$$s^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2 = \frac{\sum x^2}{n} - \left( \frac{\sum x}{N} \right)^2 \quad (37-7)$$

و برای داده هایی که دارای فراوانی هستند، داریم:

$$s^2 = \sum_{i=1}^k f(x_i)(x_i - \bar{X})^2 \quad (38-7)$$

که  $k$  تعداد دسته ها و  $x_i$  نماینده دسته با فراوانی نسبی  $f(x_i)$  است. اگر  $N < 30$ ، بهتر است مقدار واریانس حاصل از (۳۷-۷) را با  $\frac{N}{N-1}$  ضرب شود. جذر آن (انحراف معیار  $s$  یا  $\sigma$ ) دارای واحد میانگین است و لذا بهتر تفسیر می شود.

### ضریب تغییرات

ضریب تغییرات (Coefficient of variation) معرف ویژگی پراکندگی ولی بدون بعد است:

$$C_v = \sigma / \mu \quad (39-7)$$

$$\hat{C}_v = s / \bar{X} \quad (40-7)$$

که  $C_v$  مربوط به جامعه آماری و  $\hat{C}_v$  مربوط به تعداد نمونه های محدود مشاهداتی است.

مثال ۷-۶: مقادیر بارش روزانه بر اساس مقدار دسته بندی های مختلف در جدول ۷-۷ همراه با فراوانی هر دسته درج گردیده است. مطلوب است محاسبه انحراف معیار و ضریب تغییرات بارش در این ایستگاه.

جدول ۷-۷ فراوانی مطلق بارش روزانه

فراباری (day)	دسته بارش (mm)
۱۰	۱۰۰-۱۱۰
۱۶	۱۱۰-۱۲۰
۹	۱۲۰-۱۳۰
۱۰	۱۳۰-۱۴۰
۲۰	۱۴۰-۱۵۰
۱۵	۱۵۰-۱۶۰
۲۰	۱۶۰-۱۷۰

حل: با میانگین داده های بارش روزانه برابر  $x = 138.9$  (mm)، انحراف معیار و ضریب تغییرات مطابق جدول ۷-۸ داریم:

$$s^2 = 407.77, \quad s = 20.2 \text{ (mm)}, \quad \hat{C}_v = \frac{20.2}{138.9} = 0.145$$

جدول ۸-۷ محاسبه واریانس داده های بارش روزانه

$f(x_i)(x - \bar{X})^2$	فراباری نسبی $f(x_i)$	$(x - \bar{X})^2$ (mm) <sup>2</sup>	$(x - \bar{X})$ (mm)	نماینده دسته (mm)	بارش روزانه (mm)
۱۱۴/۹۲	۰/۱۰	۱۱۴۹/۲۱	-۳۳/۹	۱۰۵	۱۰۰-۱۱۰
۹۱/۳۹	۰/۱۶	۵۷۱/۲۱	-۲۳/۹	۱۱۵	۱۱۰-۱۲۰
۱۷/۳۸	۰/۰۹	۱۹۳/۲۱	-۱۳/۹	۱۲۵	۱۲۰-۱۳۰
۱/۵۲	۰/۱۰	۱۵/۲۱	-۳/۹	۱۳۵	۱۳۰-۱۴۰
۷/۴۴	۰/۲۰	۳۷/۲۱	۶/۱	۱۴۵	۱۴۰-۱۵۰
۳۸/۸۸	۰/۱۵	۲۵۹/۲۱	۱۶/۱	۱۵۵	۱۵۰-۱۶۰
۱۳۶/۲۴	۰/۲۰	۶۸۱/۲۱	۲۶/۱	۱۶۵	۱۶۰-۱۷۰
$\sum ۴۰۷/۷۷$					

## چولگی

در توزیع های کاملاً متقارن، گشتاورهای زوج آن ها صفر است. یک توزیع چوله یا نا متقارن دارای عدم تقارن نسبت به مرکز بوده و دارای گشتاورهای زوج غیر صفرند. گشتاور مرتبه سوم به عنوان چولگی (Skewness) تعریف می شود. از آن جا که میزان عدم تقارن بر حسب واحد متغیر بیان می شود، ضریب چولگی (Skewness coefficient) به صورت نسبت گشتاور مرتبه سوم حول مبدأ به توان سوم انحراف معیار تعریف می شود.

$$\gamma_1 = \frac{\mu_3}{\sigma^3} = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^3}{N\sigma^3} \quad (41-7)$$

برای تعداد داده های آماری کم ( $N \leq 30$ ) توصیه می شود که ضریب چولگی محاسبه شده از رابطه (41-7)، که برای

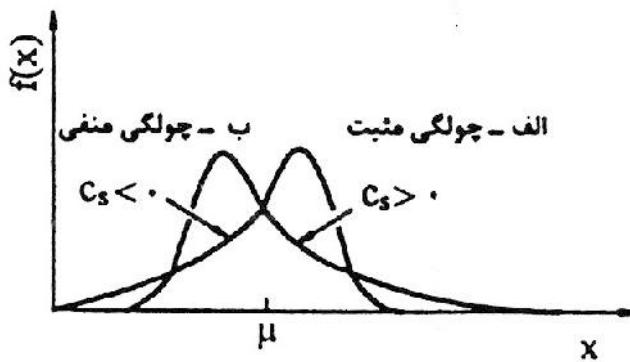
$$\text{جامعه آماری است، در ضریب } \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \text{ ضرب شود.}$$

در توزیع های متقارن، گشتاور مرتبه سوم صفر است ( $\gamma_1 = 0$ ). در حالت چولگی به راست (دنباله طولانی توزیع در سمت راست) (نمودار ۷-۶-الف)،  $> 0$  و در حالت چولگی به چپ (دنباله طولانی توزیع در سمت چپ) (نمودار ۷-۶-ب)،  $< 0$  است. وقتی تعداد داده های مشاهداتی برای محاسبه ضریب چولگی کمتر از ۵۰ عدد باشد، به جای  $\gamma_1$  (ضریب چولگی جامعه آماری)، از  $C_s$  (ضریب چولگی نمونه) استفاده می شود. چولگی به صورت های زیر محاسبه می شود:

$$\text{Skewness coefficient} = \frac{3(\text{mean} - \text{median})}{\text{std dev}} \quad (42-7)$$

$$\text{Skewness coefficient} = \frac{(\text{mean} - \text{mode})}{\text{std dev}} \quad (43-7)$$

که رابطه (42-7) را ضریب چولگی اول پیرسون (Pearson's first coefficient of skewness) و رابطه (43-7) را ضریب چولگی دوم (Pearson's second coefficient of skewness) پیرسون نامند.



**مثال ۷-۱۰:** مطلوب است محاسبه ضرایب پیرسون برای چولگی داده های بارش روزانه مثال ۷-۹

حل: بر اساس حل مثال ۷-۹ داریم:

لذا بر اساس رابطه (۴۲-۷) برای ضریب چولگی اول پیرسون داریم:

$$\text{چولگی} = \frac{3 \times (138.9 - 142.5)}{20.2} = -0.53$$

لذا چولگی به سمت چپ است. برای محاسبه ضریب چولگی دوم پیرسون نیاز به محاسبه نما است و لذا:

$$I = 140, f = 20, f_1 = 10, f_2 = 15, C = 10$$

$$\text{nma} = 140 + \frac{20-10}{(20-10)+(20-15)} \times 10 = 146.67 \text{ (mm)} \quad 9$$

$$\text{چولگی} = \frac{138.9 - 146.67}{20.2} = -0.38 \quad \text{پس بر اساس رابطه (۴۳-۷) داریم:}$$

**مثال ۷-۱۱:** مطلوب است محاسبه ضریب چولگی داده های بارش مثال ۷-۹

حل: خلاصه محاسبات گشتاور مرتبه سوم در جدول ۷-۹ آمده است. لذا بر اساس این

$$C_s = \frac{\hat{\mu}}{S^3} = \frac{-2100.46}{20.2^3} = -0.25$$

#### جدول ۷-۹ محاسبه واریانس داده های بارش روزانه

$f(x_i)(x - \bar{X})^3$	فرآوانی نسبی $f(x_i)$	فرآوانی مطلق	$(mm)^3 (x_i - \bar{X})^3$	$(x_i - \bar{X})$ (mm)	نماینده دسته $x_i$ (mm)	بارش روزانه (mm)
-۳۸۹۵/۸۲	۰/۱	۱۰	-۳۸۹۵۸/۲۲	-۳۳/۹	۱۰۵	۱۰۰-۱۱۰
-۲۱۸۴/۳۱	۰/۱۶	۱۶	-۱۳۶۵۱/۹۲	-۲۳/۹	۱۱۵	۱۱۰-۱۲۰
-۲۴۱/۷۱	۰/۰۹	۹	-۲۶۸۵/۶۲	-۱۳/۹	۱۲۵	۱۲۰-۱۳۰
-۵/۹۳	۰/۱	۱۰	-۵۹/۳۲	-۳/۹	۱۳۵	۱۳۰-۱۴۰
۴۵/۴	۰/۲	۲۰	۲۲۶/۹۸	۶/۱	۱۴۵	۱۴۰-۱۵۰
۶۲۵/۹۹	۰/۱۵	۱۵	۴۱۷۳/۲۸	۱۶/۱	۱۵۵	۱۵۰-۱۶۰
۳۵۵۵/۹۲	۰/۲	۲۰	۱۷۷۷۹/۵۸	۲۶/۱	۱۶۵	۱۶۰-۱۷۰
$\sum = -۲۱۰۰ / ۴۶$		$N = \sum f = ۱۰۰$				

#### ۴-۷ تحلیل فراوانی یا فرایند برازش توابع توزیع احتمال به داده ها

موضوع انتخاب نوع تابع توزیع احتمال برای داده های مورد استفاده در هیدرولوژی تحلیل فراوانی نام دارد. متغیرهای

هیدرولوژیکی را می توان به دو صورت تحلیل نمود. یکی به صورت توصیفی (Descriptive) و دیگری استنتاجی

(Inferential). روش توصیفی (کاربرد در هیدرولوژی مهندسی)، در حقیقت تحلیل داده های تاریخی جهت انتخاب نوع

توزیع آماری مناسب است، که می تواند از بین توزیع های شناخته شده باشد. با انتخاب نوع توزیع آماری می توان وضعیت

عملکرد پروژه های منابع آب را در آینده پیش بینی نمود. با انتخاب یک تابع توزیع احتمال، می توان از کلیه خواص آن

جهت پیش بینی وضعیت آینده استفاده نمود. یعنی فرض بر این است که رفتار هیدرولوژیکی در آینده نیز حفظ خواهد شد. بایستی توجه داشت که همه توزیع های تئوریک، توصیف کننده دقیق واقعیت های طبیعی نیستند و تقریب ها و احتیاط هایی در کاربرد آن ها برای داده های مشاهداتی مد نظر بوده است. در جدول ۱۰-۷ خلاصه توابع توزیع احتمال، مورد کاربرد در هیدرولوژی، به انضمام پارامترهای آن درج گردیده است. در ادامه به تشریح و موارد کاربرد هر یک از این توزیع ها پرداخته و مثال های کاربردی از آن ها در هیدرولوژی ارائه شده است.

#### جدول ۱۰-۷ توابع توزیع احتمال مورد کاربرد در هیدرولوژی

نام توزیع	تابع توزیع احتمالی	محدوده تغییرات	میانگین ( $\bar{X}$ یا $\mu$ )	واریانس ( $s^2$ یا $\sigma^2$ )
دو جمله ای (Binomial)	$P(x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} P^x (1-p)^{n-x}$	$0 \leq x \leq n$	np	np(1-p)
پواسون (Poisson)	$p(x) = \frac{\lambda^x e^{-\lambda}}{x!}$	$0 \leq x \leq n$	$\lambda$	$\lambda$
یکنواخت (Uniform)	$f(x) = \frac{1}{b-a}$	$a \leq x \leq b$	$\frac{(a+b)}{2}$	$\frac{(b-a)^2}{12}$
نمایی (Exponential)	$f(x) = \frac{1}{a} e^{-\frac{x}{a}}$	$0 \leq x \leq +\infty$	a	$a^2$
نرمال (Normal)	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(x-\mu)^2 / 2\sigma^2\right]$	$-\infty \leq x \leq +\infty$	$\mu$	$\sigma^2$
لاگ نرمال (Lognormal)	$f(y) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(y-\mu_y)^2 / 2\sigma_y^2\right]$	$-\infty \leq y \leq +\infty$ $0 \leq x \leq +\infty$	$\mu_y$	$\sigma_y^2$
گاما (Gamma)	$f(x) = \frac{x^\alpha \exp(-x/\beta)}{\beta^{\alpha+1} \Gamma(\alpha+1)}$	$0 \leq x \leq +\infty$	$\beta(\alpha+1)$	$\beta^2(\alpha-1)$
مقادیر حدی (Extreme value)	$f(x) = \alpha \exp\{-\alpha(x-\mu) - \exp(-\alpha(x-\mu))\}$	$-\infty \leq x \leq +\infty$	$\mu + \frac{0.5772}{\alpha}$	$\frac{\pi^2}{6\alpha^2}$

#### ۱-۴-۷ توابع توزیع با متغیرهای گسسته

توابع توزیع برای متغیرهای گسسته برای رخدادهایی به کار می رود که نتیجه این رخدادها، موفقیت (Success) یا شکست (Failure) است. این رخدادها در هیدرولوژی همانند سیلابی بودن یا نبودن، ابری بودن یا نبودن، شکست سازه هیدرولیکی یا پابرجا بودن آن به کرات بررسی می شود. فرض های اساسی این توزیع آن است که n رخداد مستقل از هم بوده و فقط هر رخداد یا اتفاق می افتد یا نمی افتد (دو حالت) و احتمال هر پیشامد در طول تکرارهای مختلف ثابت است. از مهم ترین توزیع های احتمالاتی با متغیرهای گسسته، می توان به توزیع دو جمله ای و توزیع پواسون اشاره کرد.

## توزیع دو جمله ای

اگر  $X$  متغیر تصادفی،  $n$  تعداد تکرار و  $p$  احتمال وقوع باشد، آنگاه احتمال عدم وقوع  $(1-p) = q$  است و لذا احتمال

رویداد  $X = x$  برابر است با:

$$P(X=x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} p^x (1-p)^{n-x} \quad 44-7$$

مثال ۱۲-۷: بر اساس داده های مشاهداتی نسبتا طولانی برای ماه فروردین، احتمال بارانی بودن روزانه در این ماه  $\%10$  است. برای انجام یک کار تعمیراتی در طی این ماه که  $10$  روز طول میکشد، هدف برآورده احتمال عدم وقوع بارش در این  $10$  روز است. دو روز بارش در  $12$  روز کاری نیز مجاز است. مطلوب است احتمال انجام به موقع کار (احتمال اینکه در این  $12$  روز بارش روی دهد

حل: از معادله توزیع دو جمله ای (۴۴-۷):

$$n=10, p=0.1, q=0.9, x=0, \quad P(X=0) = \frac{10!}{0!(10-0)!} (0.1)^0 (0.9)^{10} = 0.35$$

$$n=12, p=0.1, q=0.9, x=2, \quad P(X=2) = \frac{12!}{2!(12-2)!} (0.1)^2 (0.9)^{10} = 0.23 \quad \text{در حالت دوم:}$$

$$P(x=2) + P(x=1) + P(x=0) = ?$$

## توزیع پواسون

اگر در توزیع دو جمله ای  $n$  به سمت بی نهایت میل کند،  $p$  به سمت صفر میل کرده و حاصل ضرب آنها  $np$  مقدار ثابتی نظیر  $\lambda$  خواهد داشت. در این صورت توزیع، پواسون خواهد بود. در عمل نیاز نیست که واقعا  $0 \rightarrow \infty$  و  $n \rightarrow \infty$  میل کند، بلکه اگر  $p$  نسبتا کوچک و  $n$  بطور نسبی زیاد باشد، می توان ازتابع پواسون زیر استفاده کرد:

$$p(X=x) = \frac{\lambda^x e^{-\lambda}}{x!} \quad 45-7$$

در هیدرولوژی، عمدتا مسائل حدی (با احتمال وقوع  $p$  متناسب با دوره آمار مشاهداتی  $n$ ) با توزیع پواسون برآورده می شود، به شرط آنکه مقدار احتمال  $p$  نسبت به مقدار  $n$  کوچک باشد. به ویژه توزیع پواسون در تعیین احتمال خشکسالی در دوره زمانی معین، تعداد روزهای بارش برای موقعیتی خاص، و برآورده احتمال وقوع سیلاب با دوره بازگشت زیاد بکار می رود.

مثال ۱۳-۷: براساس آمار ۹۴ ساله ایستگاه هیدرومتری مقطع رودخانه ای، احتمال افزایشی دبی  $Q_i = 100 \text{ (m}^3/\text{s)}$  است. با فرض استقلال وقوع سیلاب های سالانه، مطلوب است برآورده احتمال وقوع  $4$  سیلاب با دبی بیشتر از  $(Q_i = 100 \text{ (m}^3/\text{s)})$  طی  $10$  سال آینده و نیز احتمال عدم وقوع این سیلاب در این مدت.

حل: بر اساس رابطه (۴۵-۷) داریم:

$$\lambda = np = 10 \times 0.02326 = 0.2326, x = 4, P(X = 4) = \frac{(0.2326)^4 \times e^{-0.2326}}{4!} = 0.0000966$$

$$P(X = 0) = \frac{(0.2326)^0 \times e^{-0.2326}}{0!} = 0.7925$$

همچنین در حالت دوم:

#### ۲-۴ توابع توزیع با متغیرهای پیوسته

متغیرهای هیدرولوژیکی تصادفی پیوسته با توابع توزیع احتمالی پیوسته برازش می‌شوند. اینجا تابع توزیع با متغیرهای

پیوسته ای که در هیدرولوژی بیشتر کار برآورده دارند معرفی و مثال‌های کاربردی هر یک ارائه می‌شود.

#### توزیع نرمال

توزیع نرمال یا توزیع گوسی (Guassian distribution)، دارای تابع چگالی احتمال (PDF) و نمودار یک زنگوله متقارن

است. با متغیر تصادفی پیوسته، تابع آن به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] \quad (46-7)$$

دو پارامتر این توزیع میانگین  $\mu$  و انحراف معیار  $\sigma$  است که برای داده‌های محدود به ترتیب با  $\bar{X}$  و  $s$  برآورده شود. با

یک تغییر متغیر ساده می‌توان آن را به یک تابع تک پارامتره تبدیل نمود. با تعریف  $t = (x - \mu)/\sigma$  و  $dx = \sigma dt$  داریم:

$$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) \quad (47-7)$$

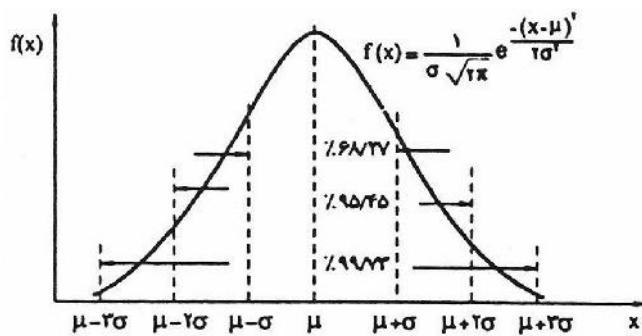
و لذا تابع توزیع تجمعی (CDF) آن برابر است با:

$$F(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du \quad (48-7)$$

متغیر  $t$  به عنوان متغیر استاندارد نرمال نامیده شده که دارای توزیع نرمال با میانگین صفر و انحراف معیار یک است. در

جدول ۷-۱۱ مقادیر مساحت زیر منحنی نرمال استاندارد درج گردیده که پس از استاندارد کردن متغیرها قابل کاربرد

است. در نمودار ۷-۷ مقادیر مساحت زیر منحنی نرمال برای سه مقدار مختلف نشان داده شده است.



نمودار ۷-۷ منحنی توزیع نرمال

چهار شرط اصلی برای متغیری که در تابع توزیع نرمال بکار می رود بایستی بر قرار باشد:

- ۱- عوامل بسیار زیادی بر روی مقادیر متغیر ناشی از پیشامد موثر باشد،
- ۲- هر عامل بطور جداگانه تاثیر جزیی بر پیشامد داشته باشد،
- ۳- تاثیر هر عامل، مستقل از تاثیر دیگر عوامل باشد،
- ۴- تاثیر عوامل مختلف بر روی پیشامد قابل جمع کردن باشد.

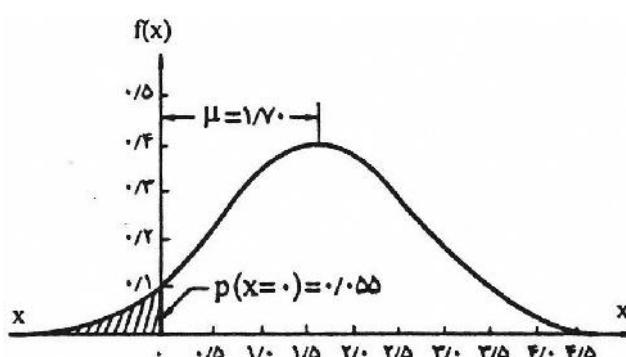
تابع توزیع نرمال و به ویژه استاندارد آن در تئوری احتمالات جایگاه ویژه ای دارد. این تابع برای موارد زیر کاربرد دارد:

- ۱- تقریب زدن خطاهای تصادفی مرتبط با مشاهدات یا اندازه گیری های هیدرولوژیکی،
- ۲- برای مقایسه توزیع های دیگر غیر نرمال،
- ۳- برای میانگین های متغیرهای هیدرولوژیکی،
- ۴- تولید اعداد تصادفی به عنوان گام مهمی در تولید داده در هیدرولوژی.

عموماً توزیع درازمدت داده های هیدرولوژیکی تقریباً نرمال است. به عنوان مثال دبی های سالانه در ایستگاه های

هیدرومتری روی رودخانه ها با توزیع نرمال همخوانی دارد، در حالیکه دبی های روزانه دارای توزیع نرمال نیست.

توزیع حاصل از داده های مشاهداتی هیدرولوژیکی را توزیع تجربی (Empirical distribution) نامند. در واقع مسئله مهم  
برازش توزیع نرمال به مقادیر تجربی داده های هیدرولوژیکی، تغییر متغیر توزیع نرمال از  $-\infty$  تا  $+\infty$  است. ولی اغلب  
متغیرهای هیدرولوژیکی، نظیر دبی، مقداری مثبت دارند و نمی توانند دارای مقادیر منفی باشد. از طرف دیگر، برخی  
متغیرهای هیدرولوژیکی ممکن است برای طولانی مدت دارای مقادیر صفر باشد، مانند تبخیر و بارش. در چنین حالتی  
مقدار صفر، جرم احتمالی کمی دارد. لذا جرم احتمالی برای  $x=0$  به صورت تئوریک این چنین تفسیر می شود که  
مجموع چگالی های احتمالی برای مقادیر منفی از  $-\infty$  تا صفر مطابق نمودار ۷-۸ است.



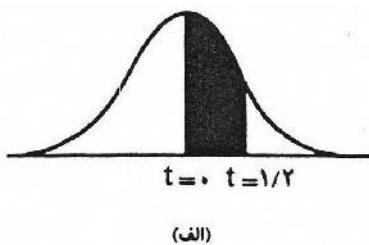
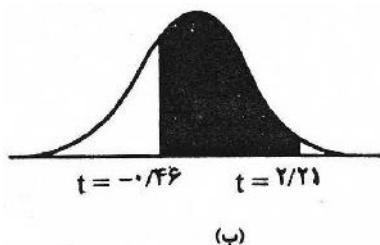
نمودار ۷-۸ قسمت منفی تابع چگالی احتمال نرمال را می توان در قسمت  $P(X=0)$  به عنوان خطای توزیع نرمال فرض کرد  
مثال ۷-۱۴: مطلوبست برآورد سطح زیر منحنی نرمال استاندارد: ۱) بین  $t=0$  تا  $t=1.2$ ، ۲) بین  $t=-0.46$  تا  $t=2.21$   
حل: بر اساس جدول ۷-۱۱ و مطابق نمودار داریم:

$$P(0 \leq x \leq 1.2) = 0.3849 - 0 = 0.3849$$

الف-

ب - (مساحت بین  $t=0$  تا  $t=2.21$ ) + (مساحت بین  $t=0$  تا  $t=-0.46$ ) =  $P(-0.46 \leq x \leq 2.21) = 0.1772 + 0.4865 = 0.6637$   
 که بنا به تقارن منحنی توزیع نرمال، مساحت بین  $t=0$  تا  $t=-0.46$  برابر با مساحت بین  $t=0$  تا  $t=0.46$  است و  
 $P(-0.46 \leq x \leq 2.21) = 0.1772 + 0.4865 = 0.6637$

لذا با استفاده از جدول ۷-۱۱ می توان نوشت



نمودار ۷-۹ مساحت زیر منحنی نرمال (الف) بین  $t=0$  تا  $t=1/2$  (ب) بین  $t=-0.46$  تا  $t=2.21$

جدول ۷-۱۱ مساحت زیر منحنی نرمال

$$F(t) = \int_0^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{-t^2}{2}\right) dt$$

.۹	.۸	.۷	.۶	.۵	.۴	.۳	.۲	.۱	۰	$t$
.۰/۰۳۵۹	.۰/۰۳۱۹	.۰/۰۲۷۹	.۰/۰۲۳۹	.۰/۰۱۹۹	.۰/۰۱۵۹	.۰/۰۱۲۰	.۰/۰۰۸۰	.۰/۰۰۴۰	.۰/۰۰۰۰	.۰/۰
.۰/۰۷۵۳	.۰/۰۷۱۴	.۰/۰۶۷۵	.۰/۰۶۳۶	.۰/۰۵۹۶	.۰/۰۵۵۷	.۰/۰۵۱۷	.۰/۰۴۷۸	.۰/۰۴۳۸	.۰/۰۳۹۸	.۰/۱
.۰/۱۱۴۱	.۰/۱۱۰۳	.۰/۱۰۶۱	.۰/۱۰۲۶	.۰/۰۹۸۷	.۰/۰۹۴۸	.۰/۰۹۱۰	.۰/۰۸۷۱	.۰/۰۸۳۲	.۰/۰۷۹۳	.۰/۲
.۰/۱۵۱۷	.۰/۱۴۸۰	.۰/۱۴۴۳	.۰/۱۴۰۶	.۰/۱۳۶۸	.۰/۱۳۳۱	.۰/۱۲۰۳	.۰/۱۲۵۵	.۰/۱۲۱۷	.۰/۱۱۷۹	.۰/۳
.۰/۱۸۷۹	.۰/۱۸۴۴	.۰/۱۸۰۸	.۰/۱۷۷۲	.۰/۱۷۲۶	.۰/۱۷۰۰	.۰/۱۶۶۴	.۰/۱۶۲۸	.۰/۱۵۹۱	.۰/۱۵۵۴	.۰/۴
.۰/۲۲۲۴	.۰/۲۱۹۰	.۰/۲۱۵۷	.۰/۲۱۲۳	.۰/۲۰۸۸	.۰/۲۰۵۴	.۰/۲۰۱۹	.۰/۱۹۸۵	.۰/۱۹۵۰	.۰/۱۹۱۵	.۰/۵
.۰/۲۵۴۹	.۰/۲۵۱۸	.۰/۲۴۸۶	.۰/۲۴۵۴	.۰/۲۴۲۲	.۰/۲۳۸۹	.۰/۲۳۵۷	.۰/۲۳۲۴	.۰/۲۲۹۱	.۰/۲۲۵۷	.۰/۶
.۰/۲۸۵۲	.۰/۲۸۲۳	.۰/۲۷۹۴	.۰/۲۷۶۴	.۰/۲۷۳۴	.۰/۲۷۰۴	.۰/۲۶۷۳	.۰/۲۶۴۲	.۰/۲۶۱۱	.۰/۲۵۸۰	.۰/۷
.۰/۳۱۳۳	.۰/۳۱۰۶	.۰/۳۰۷۸	.۰/۳۰۵۱	.۰/۳۰۲۳	.۰/۲۹۹۵	.۰/۲۹۶۷	.۰/۲۹۳۹	.۰/۲۹۱۰	.۰/۲۸۸۱	.۰/۸
.۰/۳۳۸۹	.۰/۳۳۶۵	.۰/۳۳۴۰	.۰/۳۳۱۵	.۰/۳۲۸۹	.۰/۳۲۶۴	.۰/۳۲۳۸	.۰/۳۲۱۲	.۰/۳۱۸۶	.۰/۳۱۵۹	.۰/۹
.۰/۳۶۲۱	.۰/۳۵۹۹	.۰/۳۵۷۷	.۰/۳۵۵۴	.۰/۳۵۲۱	.۰/۳۵۰۸	.۰/۳۴۸۵	.۰/۳۴۶۱	.۰/۳۴۳۸	.۰/۳۴۱۲	.۱/۰
.۰/۳۸۳۰	.۰/۳۸۱۰	.۰/۳۷۹۰	.۰/۳۷۷۰	.۰/۳۷۴۹	.۰/۳۷۲۹	.۰/۳۷۰۸	.۰/۳۶۸۶	.۰/۳۶۶۵	.۰/۳۶۴۳	.۱/۱
.۰/۴۰۱۵	.۰/۳۹۹۷	.۰/۳۹۸۰	.۰/۳۹۶۲	.۰/۳۹۴۴	.۰/۳۹۲۵	.۰/۳۹۰۷	.۰/۳۸۸۸	.۰/۳۸۶۹	.۰/۳۸۴۹	.۱/۲
.۰/۴۱۷۷	.۰/۴۱۶۲	.۰/۴۱۴۷	.۰/۴۱۳۱	.۰/۴۱۱۵	.۰/۴۰۹۹	.۰/۴۰۸۲	.۰/۴۰۶۶	.۰/۴۰۴۹	.۰/۴۰۳۲	.۱/۳
.۰/۴۳۱۹	.۰/۴۳۰۶	.۰/۴۲۹۲	.۰/۴۲۷۹	.۰/۴۲۶۵	.۰/۴۲۵۱	.۰/۴۲۳۶	.۰/۴۲۲۲	.۰/۴۲۰۷	.۰/۴۱۹۲	.۱/۴
.۰/۴۴۴۱	.۰/۴۴۳۰	.۰/۴۴۱۸	.۰/۴۴۰۶	.۰/۴۳۹۴	.۰/۴۳۸۲	.۰/۴۳۷۰	.۰/۴۳۵۷	.۰/۴۳۴۵	.۰/۴۳۳۲	.۱/۵
.۰/۴۵۴۵	.۰/۴۵۳۵	.۰/۴۵۲۵	.۰/۴۵۱۵	.۰/۴۵۰۵	.۰/۴۴۹۵	.۰/۴۴۸۵	.۰/۴۴۷۴	.۰/۴۴۶۳	.۰/۴۴۵۲	.۱/۶
.۰/۴۶۳۳	.۰/۴۶۲۵	.۰/۴۶۱۶	.۰/۴۶۰۸	.۰/۴۵۹۹	.۰/۴۵۹۱	.۰/۴۵۸۲	.۰/۴۵۷۳	.۰/۴۵۶۴	.۰/۴۵۵۴	.۱/۷
.۰/۴۷۰۶	.۰/۴۶۹۹	.۰/۴۶۹۳	.۰/۴۶۸۶	.۰/۴۶۷۸	.۰/۴۶۷۱	.۰/۴۶۶۴	.۰/۴۶۵۶	.۰/۴۶۴۹	.۰/۴۶۴۱	.۱/۸
.۰/۴۷۶۷	.۰/۴۷۶۲	.۰/۴۷۵۶	.۰/۴۷۵۰	.۰/۴۷۴۴	.۰/۴۷۳۸	.۰/۴۷۳۱	.۰/۴۷۲۶	.۰/۴۷۱۹	.۰/۴۷۱۳	.۱/۹
.۰/۴۸۱۷	.۰/۴۸۱۲	.۰/۴۸۰۸	.۰/۴۸۰۳	.۰/۴۷۹۸	.۰/۴۷۹۳	.۰/۴۷۸۸	.۰/۴۷۸۳	.۰/۴۷۷۸	.۰/۴۷۷۲	.۲/۰
.۰/۴۸۵۷	.۰/۴۸۵۰	.۰/۴۸۵۰	.۰/۴۸۴۶	.۰/۴۸۴۲	.۰/۴۸۳۸	.۰/۴۸۳۴	.۰/۴۸۳۰	.۰/۴۸۲۶	.۰/۴۸۲۱	.۲/۱
.۰/۴۸۹۰	.۰/۴۸۸۷	.۰/۴۸۸۴	.۰/۴۸۸۱	.۰/۴۸۷۸	.۰/۴۸۷۵	.۰/۴۸۷۱	.۰/۴۸۶۸	.۰/۴۸۶۵	.۰/۴۸۶۱	.۲/۲
.۰/۴۹۱۶	.۰/۴۹۱۳	.۰/۴۹۱۱	.۰/۴۹۰۹	.۰/۴۹۰۶	.۰/۴۹۰۴	.۰/۴۹۰۱	.۰/۴۸۹۸	.۰/۴۸۹۶	.۰/۴۸۹۳	.۲/۳
.۰/۴۹۳۶	.۰/۴۹۳۴	.۰/۴۹۳۲	.۰/۴۹۳۱	.۰/۴۹۲۹	.۰/۴۹۲۷	.۰/۴۹۲۵	.۰/۴۹۲۲	.۰/۴۹۲۰	.۰/۴۹۱۸	.۲/۴
.۰/۴۹۵۲	.۰/۴۹۵۱	.۰/۴۹۴۹	.۰/۴۹۴۸	.۰/۴۹۴۶	.۰/۴۹۴۵	.۰/۴۹۴۳	.۰/۴۹۴۱	.۰/۴۹۴۰	.۰/۴۹۳۸	.۲/۵
.۰/۴۹۶۴	.۰/۴۹۶۳	.۰/۴۹۶۲	.۰/۴۹۶۱	.۰/۴۹۶۰	.۰/۴۹۵۹	.۰/۴۹۵۷	.۰/۴۹۵۶	.۰/۴۹۵۵	.۰/۴۹۵۳	.۲/۶
.۰/۴۹۷۴	.۰/۴۹۷۳	.۰/۴۹۷۲	.۰/۴۹۷۱	.۰/۴۹۷۰	.۰/۴۹۶۹	.۰/۴۹۶۸	.۰/۴۹۶۷	.۰/۴۹۶۶	.۰/۴۹۶۵	.۲/۷

۰/۴۹۸۱	۰/۴۹۸۰	۰/۴۹۸۰	۰/۴۹۷۹	۰/۴۹۷۸	۰/۴۹۷۷	۰/۴۹۷۷	۰/۴۹۷۶	۰/۴۹۷۵	۰/۴۹۷۴	۲/۸
۰/۴۹۸۶	۰/۴۹۸۶	۰/۴۹۸۵	۰/۴۹۸۵	۰/۴۹۸۴	۰/۴۹۸۴	۰/۴۹۸۳	۰/۴۹۸۳	۰/۴۹۸۲	۰/۴۹۸۱	۲/۹
۰/۴۹۹۰	۰/۴۹۹۰	۰/۴۹۸۹	۰/۴۹۸۹	۰/۴۹۸۹	۰/۴۹۸۸	۰/۴۹۸۸	۰/۴۹۸۷	۰/۴۹۸۷	۰/۴۹۸۷	۳/۰
۰/۴۹۹۳	۰/۴۹۹۳	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۱	۰/۴۹۹۱	۰/۴۹۹۱	۰/۴۹۹۰	۳/۱
۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۳	۰/۴۹۹۳	۳/۲
۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۳/۳
۰/۴۹۹۸	۰/۴۹۹۸	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۳/۴
								۰/۴۹۹۹۶۸	۴/۰	

**مثال ۷-۱۵:** دبی میانگین سالانه رودخانه ای به مدت ۲۹ سال مطابق جدول ۱۲-۷ به مقدار ۱۷.۱۴ برآورد می شود. با فرض فراوانی نسبی  $\text{ويبول}(N+1)/m$ , که در آن  $m$  شماره ردیف سری داده های مرتب شده به صورت صعودی و  $N$  مجموع کل داده ها است، مطلوبست برآش توزیع نرمال و تخمین پارامترهای آن به صورت نموداری. این برآش همان تحلیل فراوانی تشریح شده در بخش بعد است.

حل: تعداد دبی های سالانه  $N=29$  بوده و فراوانی نسبی داده های مرتب شده به صورت صعودی در جدول ۱۲-۷ محاسبه گردیده است. با ترسیم داده های این جدول بر روی کاغذ احتمال نرمال، مطابق نمودار ۱۰-۷ یک خط مستقیم بین این داده ها برآش می شود. لذا مقادیر پارامترهای توزیع نرمال مطابق نمودار ۱۰-۷ برابر است با:

$$\bar{Q} = 17.14 \left( \frac{m^3}{s} \right), Q_{84/13} = 20.4 \left( \frac{m^3}{s} \right), Q_{15.87} = 13.94 \left( \frac{m^3}{s} \right), s = \frac{(20.4 - 13.94)}{2} = 3.23 \left( \frac{m^3}{s} \right)$$

لذا توزیع فراوانی تجربی با فرض میانگین  $17.14 \text{ m}^3/\text{s}$  و انحراف معیار  $3.23 \text{ m}^3/\text{s}$  به صورت توزیع نرمال باتابع زیر برآش داده شده است.

جدول ۱۲-۷ دبی میانگین سالانه برای مدت ۲۹ سال

سال	دبی میانگین ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	مقادیر دبی مرتب شده به صورت صعودی ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	ردبه، $m$	فرداونی نسبی ( $\text{m}/(N+1)$ )
۱۳۵۱	۱۹/۷۵	۹/۵۲		۱	۰/۰۳۳
۱۳۵۲	۱۸/۸۹	۹/۹۵		۲	۰/۰۶۷
۱۳۵۳	۲۰/۴	۱۰/۰۰		۳	۰/۱
۱۳۵۴	۱۴/۱۱	۱۳/۶۶		۴	۰/۱۳۳
۱۳۵۵	۱۷/۶۳	۱۴/۱۱		۵	۰/۱۶۷
۱۳۵۶	۱۹/۱۹	۱۴/۴۵		۶	۰/۲۰
۱۳۵۷	۱۹/۱۰	۱۵/۱۰		۷	۰/۲۳۳
۱۳۵۸	۱۹/۱۳	۱۵/۴۴		۸	۰/۲۶۷
۱۳۵۹	۱۶/۹۲	۱۵/۷۰		۹	۰/۳۰
۱۳۶۰	۹/۵۲	۱۵/۷۳		۱۰	۰/۳۲۳
	۱۵/۱۰	۱۵/۹۸		۱۱	۰/۳۶۷
	۱۳/۶۶	۱۶/۱۲		۱۲	۰/۴۰
	۱۰/۰۰	۱۶/۲۷		۱۳	۰/۴۲۳
	۱۵/۹۸	۱۶/۲۹		۱۴	۰/۴۶۷
	۲۰/۹۷	۱۶/۹۲		۱۵	۰/۵۰
	۱۴/۴۵	۱۷/۶۳		۱۶	۰/۵۳۳
	۱۸/۱۱	۱۷/۹۱		۱۷	۰/۵۶۷

۰/۶۰	۱۸	۱۸/۰۲	۱۶/۱۲
۰/۶۲۳	۱۹	۱۸/۱۱	۹/۹۵
۰/۶۶۷	۲۰	۱۹/۱۰	۱۵/۷۰
۰/۷۰	۲۱	۱۹/۱۳	۱۷/۹۱
۰/۷۲۳	۲۲	۱۹/۱۹	۲۰/۳۸
۰/۷۶۷	۲۳	۱۹/۷۵	۱۶/۲۷
۰/۸۰	۲۴	۱۹/۸۹	۱۵/۴۴
۰/۸۲۳	۲۵	۲۰/۳۸	۱۶/۲۹
۰/۸۶۷	۲۶	۲۰/۴۰	۱۸/۰۲
۰/۹۰	۲۷	۲۰/۶۳	۲۰/۶۳
۰/۹۳۳	۲۸	۲۰/۹۷	۲۱/۶۵
۰/۹۶۷	۲۹	۲۱/۶۵	۱۳۷۸
			۱۳۷۹

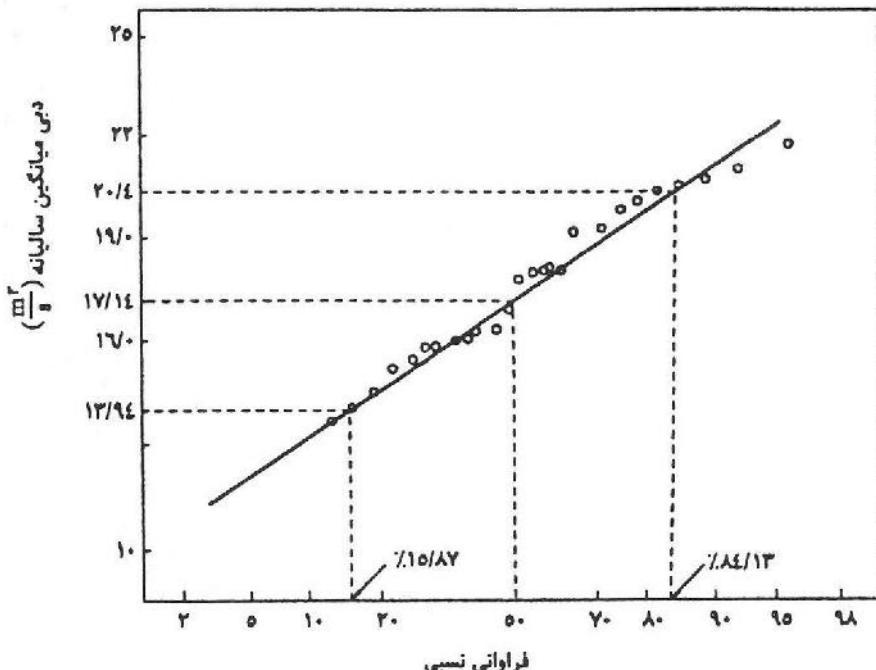
مثال ۷-۱۶: با فرض اینکه حجم رواناب سالانه حوضه ابریزی از توزیع نرمال با میانگین (mm) ۲۳۹۰ و انحراف معیار (mm) ۵۶۷ تبعیت می کند مطلوب است احتمال اینکه رواناب سالانه بیشتر از (ha.m) ۳۰۰۰ باشد همچنین احتمال اینکه حجم رواناب سالانه بین ۱۸۰۰ تا (ha.m) ۲۸۰۰ باشد چقدر است؟

حل: برای استفاده از جدول ۷-۱۱ نیاز به استاندارد کردن متغیر بر اساس مقادیر میانگین و انحراف معیار است. لذا:

$$P(X \geq 3000) = P(t \geq \frac{3000 - 2390}{567}) = P(t \geq 1.076) = 0.5 - P(t \leq 1.076) = 0.5 - 0.359 = 0.141$$

برای قسمت دوم مثال داریم:

$$P(1800 \leq X \leq 2800) = P(\frac{1800 - 2390}{567} \leq t \leq \frac{2800 - 2390}{567}) = P(-1.0406 \leq t \leq 0.7231) = 0.26493 + 0.35074 = 0.6157$$



نمودار ۷-۱۰ دبی میانگین سالانه بر اساس فراوانی نسبی روی کاغذ احتمال نرمال

**مثال ۷-۷:** بارش سالانه منطقه‌ای با احتمال ۴۰٪ بیش از ۷۲۰ mm و با احتمال ۳۲/۵٪ بیش از ۷۸۰ mm برآورد شده

است. با فرض تبعیت بارش سالانه از توزیع نرمال، مطلوب است احتمال تجاوز بارش سالانه از ۹۰۰ mm در این منطقه.

حل: با فرض مقادیر میانگین و انحراف معیار بارش سالانه به ترتیب برابر  $\mu$  و  $\sigma$ ، می‌توان نوشت:

$$t_1 = \frac{720 - \mu}{\sigma}, \quad t_2 = \frac{780 - \mu}{\sigma}$$

$$P(X \geq t_1) = 0.4, \quad P(X \geq t_2) = 0.325, \quad P(X \leq t_1) = 0.5 - 0.4 = 0.1, \quad P(X \leq t_2) = 0.5 - 0.325 = 0.175$$

$$t_1 = 0.25 \Rightarrow 0.25 = \frac{720.0 - \mu}{\sigma}, \quad t_2 = 0.45 \Rightarrow 0.45 = \frac{780.0 - \mu}{\sigma}$$

$$\mu = 645 \text{ (mm)}, \quad \sigma = 300 \text{ (mm)}$$

از این رو:

$$t_3 = \frac{900 - \mu}{\sigma} = \frac{900 - 645}{300} = 0.85 \quad P(X \geq 0.85) = 0.5 - P(X \leq 0.85) = 0.5 - 0.3023 = 0.1977 \quad \text{حال:}$$

### توزیع لوگ نرمال

برخی متغیرهای هیدرولوژیکی دارای توزیعی با چولگی به سمت راست هستند، که عمدتاً ناشی از نامنفی بودن متغیر و نیز محدود نبودن حد بالایی تغییرات متغیر است. از این‌رو اینگونه متغیرها از توزیع نرمال تبعیت نمی‌کنند و لذا لگاریتم متغیر با توزیع نرمال تطابق بهتری نشان می‌دهد.تابع PDF توزیع لگ نرمال به صورت:

$$f(y) = \frac{1}{x\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp\left[-(y - \mu_y)^2 / 2\sigma_y^2\right] \quad (49-7)$$

که در آن  $y = \ln x$  با میانگین  $\mu_y$  و انحراف معیار  $\sigma_y$  برای مقادیر  $y$  است.

روابط بین مشخصات آماری متغیر  $x$  با متغیر  $y$  عبارتست از:

$$\mu_y = \exp(\mu_x + \frac{\mu_x^2}{2}) \quad (50-7)$$

$$\sigma_y^2 = \mu_x^2 \left[ \exp(\sigma_x^2) - 1 \right] \quad (51-7)$$

$$C_v = \left[ \exp(\sigma_x^2) - 1 \right]^{0.5} \quad (52-7)$$

$$C_s = 3C_v + C_v^3 \quad (53-7)$$

با این‌توسط نمود که  $\mu_y$  در حقیقت میانگین لگاریتم های  $x$  یا همان میانگین  $y$  ها است و نبایستی با لگاریتم میانگین  $x$  ها اشتباه نمود و همین طور  $\sigma_y$  انحراف معیار لگاریتم های  $x$  یا انحراف معیار  $y$  هاست و نه لگاریتم انحراف معیار  $x$  ها، که رابطه بین میانگین  $\mu$  و انحراف معیار  $\sigma$  مقادیر  $x$  ها با میانگین  $\mu_y$  و انحراف معیار  $\sigma_y$  مقادیر  $y$  ها بر اساس روابط (50-7) و (51-7) ارائه شده است.

**مثال ۱۸-۷:** مطلوب است برازش دبی میانگین اردیبهشت ماه رودخانه ای به مدت ۲۹ سال مطابق جدول ۱۳-۷ و تعیین

پارمترهای میانگین و انحراف معیار توزیع لاغ نرمال به صورت نموداری.

حل: با ترسیم مقادیر دبی های مرتب شده به صورت صعودی روی کاغذ لگاریتمی احتمال نرمال که محور عمودی آن دبی

های میانگین و محور افقی ان فراوانی نسبی دبی هاست و برازش خط بین این نقاط (نمودار ۱۱-۷) ترسیم گردیده داریم:

$$\mu = \text{Log} 6.29 = 0.799 \quad , \quad \sigma_y = \frac{(\text{Log} 7.25 - \text{Log} 5.44)}{2} = 0.063$$

بدیهی است رابطه بین  $\text{Log}_{10}x$  با  $\text{Ln}x = 2.3\text{Log}_{10}x$  (لگاریتم در مبنای نپرین) به صورت

**جدول ۱۳-۷ دبی میانگین اردیبهشت ماه برای مدت ۲۹ سال**

$m / (N+1)$	فراوانی نسبی	m رتبه	مقادیر دبی میانگین مرتب شده به صورت صعودی ( $m^3 / s$ )	دبی میانگین ( $m^3 / s$ )
۰/۰۳۳		۱	۵/۰۷	۷/۷۴
۰/۰۶۷		۲	۵/۳۰	۹/۵۲
۰/۱۰		۳	۵/۳۰	۷/۴۲
۰/۱۳۳		۴	۵/۶۴	۶/۷۴
۰/۱۶۷		۵	۵/۷۲	۵/۹۲
۰/۲۰		۶	۵/۷۵	۶/۷۲
۰/۲۳۳		۷	۵/۸۱	۷/۹۱
۰/۲۶۷		۸	۵/۸۱	۶/۱۲
۰/۳۰		۹	۵/۸۴	۶/۵۷
۰/۳۳۳		۱۰	۵/۹۲	۵/۳۰
۰/۳۶۷		۱۱	۶/۱۲	۵/۳۰
۰/۴۰		۱۲	۶/۲۶	۵/۰۷
۰/۴۳۳		۱۳	۶/۲۶	۵/۷۵
۰/۴۶۷		۱۴	۶/۲۷	۵/۸۴
۰/۵۰		۱۵	۶/۲۹	۶/۲۹
۰/۵۳۳		۱۶	۶/۳۰	۶/۳۰
۰/۵۶۷		۱۷	۶/۳۵	۶/۲۶
۰/۶۰		۱۸	۶/۵۵	۶/۸۰
۰/۶۳۳		۱۹	۶/۶۹	۵/۷۲
۰/۶۶۷		۲۰	۶/۷۲	۵/۸۱
۰/۷۰		۲۱	۶/۷۲	۷/۴۲
۰/۷۳۳		۲۲	۶/۷۴	۶/۹۴
۰/۷۶۷		۲۳	۶/۷۴	۶/۹۴
۰/۸۰		۲۴	۶/۸۰	۶/۲۶
۰/۸۳۳		۲۵	۶/۹۴	۵/۸۱
۰/۸۶۷		۲۶	۷/۴۲	۶/۲۶
۰/۹۰		۲۷	۷/۴۲	۵/۶۴
۰/۹۳۳		۲۸	۷/۷۴	۶/۷۲
۰/۹۶۷		۲۹	۷/۹۱	۶/۵۵

## ۷-۵ روش های دیگر تحلیل فراوانی

در تحلیل فراوانی داده های هیدرولوژیکی و برآش توابع احتمالاتی با این گونه داده ها، دو روش عمدۀ مطرح است، یکی استفاده از روش ترسیمی برای توزیع تجمعی داده ها و دیگری روش استفاده از ضرایب فراوانی جهت برآش تابع توزیع احتمالاتی. روش اول که همان ترسیم توزیع تجمعی است، به ویژه برای تعیین احتمال یک واقعه با مقدار مشخص کاربرد دارد. به عنوان یک قاعدة کلی، بایستی در نظر داشت که از تحلیل فراوانی با داده های کمتر از ۱۰ عدد و نیز پیش بینی وقایع با طول بیش از دو برابر طول دوره آماری موجود، بایسیتی اجتناب نمود.

### ۱-۵-۷ روش ترسیمی

در این روش، برای هر مقدار متغیر هیدرولوژیکی، یک فراوانی نسبی محاسبه و سپس روی کاغذ احتمالاتی مربوطه، مقادیر متغیر در مقابل فراوانی نسبی آن ترسیم می شود. برای وقایع حداکثر هیدرولوژیکی، نظیر دبی سیلان، بارش حداکثر، جهت بدست آوردن فراوانی نسبی لازم است داده های هیدرولوژی را به ترتیب نزولی مرتب کرده و شماره‌ی ردیف هر مقدار را تعیین و فراوانی نسبی آن از رابطه‌ی ویبول (Weibull) به صورت  $\frac{m}{N+1}$  که  $N$  تعداد کل سال‌های آماری است، به دست می‌آید. لازم به ذکر است که براساس محاسبه‌ی فراوانی نسبی وقایع حداقل، نظیر دبی کم‌ابی و بارش حداقل، نیاز است این داده‌ها را به ترتیب صعودی مرتب و فراوانی نسبی آن‌ها را محاسبه کنیم. برای محاسبه‌ی فراوانی نسبی در هیدرولوژی، به جز رابطه‌ی ویبول، روابط تجربی دیگری مطابق جدول ۱۴-۷ رائه گردیده است که هر رابطه در شرایط خاص خود کاربرد دارد، ولی در اغلب تحلیل‌های فراوانی توصیه گردیده که از رابطه‌ی ویبول استفاده شود.

جدول ۱۴-۷ روابط مختلف جهت تعیین مقدار فراوانی نسبی

فراوانی نسبی	نام فرمول
$\frac{m}{N}$	کالیفرنیا (California)
$\frac{m}{N+1}$	ویبول (Weibul)
$\frac{(2m-1)}{N}$	هیزن (Hazen)
$1-(0.5)^{\frac{1}{N}}$	بیرد (Beard)
$\left(\frac{m-0.3}{N+0.4}\right)$	چگوکیف (Chegadayev)
$\left(\frac{m-3}{N+0.25}\right)$	بلوم (Blom)
$\left(\frac{3m-1}{3N+1}\right)$	توکی (Tukey)
$\left(\frac{m-0.44}{N+0.12}\right)$	گرینگورتن (Gringorten)

در هیدرولوژی غالباً به جای کاربرد فراوانی نسبی از احتمال یا دوره‌ی بازگشت ( $T_r$ ) استفاده می‌شود. دوره برگشت عبارت است از تعداد سال‌هایی است که به طور میانگین بین وقوع دو حادثه مشابه وجود دارد. بر حسب تعریف:

$$T_r = \frac{1}{p} \quad (54-7)$$

لذا وقوع یک متغیر هیدرولوژیکی با دوره‌ی بازگشت ۲۰ سال به مفهوم احتمال وقوع  $p = 0.05$  است و به طور مشابه احتمال وقوع  $p = 0.05$  معادل دوره‌ی بازگشت ۲ سال است.

مثال‌های (۱۵-۷) و (۱۸-۷) مواردی از کاربرد روش ترسیمی برای تحلیل فراوانی است که البته برای احتمال ( $x \leq X$ ) یا آنالیز حداقل‌ها به کار رفته و لذا احتمال برابری یا کمتر بودن محاسبه گردیده است. از این رو مرتب کردن دبی‌ها در هر دو مثال به صورت صعودی صورت گرفته است و فراوانی نسبی یا رابطه ویبول محاسبه گردیده است.

## ۲-۵-۷ روش ضریب فراوانی

روش دوم تحلیل فراوانی، با استفاده از ضریب فراوانی توسط V.T.Chow پیشنهاد گردید. معادله‌ی عمومی برای تحلیل فراوانی به صورت زیر است:

$$x = \bar{X} + K_s \quad (55-7)$$

که در آن  $K$  ضریب فراوانی (Frequency factor) و  $s$  انحراف معیار است. در توزیع‌های دو پارامتری، مقدار  $K$  فقط با احتمال متناظر با آن، دوره‌ی بازگشت تغییر می‌کند. ولی در توزیع‌های دارای چولگی، ضریب  $K$  با ضریب چولگی تغییر کرده و به تعداد سال‌های آماری نیز بستگی زیادی دارد. اینجا به تعیین مقدار  $K$  در توزیع‌های مختلف می‌پردازیم.

**لوگ پیرسون نوع سوم:** مقادیر ضریب فراوانی برای توزیع‌های پیرسون نوع سوم (حسابی و لگاریتمی) در جدول ۱۵-۷ بر اساس مقادیر مختلف احتمال یا دوره بازگشت و ضریب چولگی درج گردیده است. برای برآش توزیع، ابتدا از مقادیر سیلانه لگاریتم گرفته می‌شود ( $y = \log x$ ) و سپس مقادیر میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی لگاریتم‌ها محاسبه و از روی آن مقدار  $K$  برای هر احتمال یا دوره بازگشت از جدول ۱۵-۷ استخراج شود. حال مقدار  $Q$  برای هر دوره بازگشت یا احتمال مورد نظر از رابطه:

$$\log Q = \bar{Y} + K s_y \quad (56-7)$$

محاسبه می‌شود. بایستی توجه نمود که  $K = f(T_r, C_s)$ ،تابع هر دو مقدار احتمال یا دوره بازگشت و ضریب چولگی است. از آن جا که ضریب چولگی دارای تغییرات بیشتری نسبت به میانگین است، بیرد (Beard) پیشنهاد نمود که از

ضرایب منطقه ای چولگی برای تحلیل سیلاب استفاده شود، مگر اینکه تعداد سال های آماری در ایستگاه مورد نظر از ۱۰۰ سال بیشتر باشد. لذا در عمل توصیه می شود که به جای تحلیل های نقطه ای از تحلیل های منطقه ای برای سیلاب استفاده شود. استفاده از لگاریتم اعداد در جهت کاهش چولگی بسیار موثر است. برای رفع مشکل تعداد کم نمونه ها، هیزن (Hazen) پیشنهاد نمود که ضریب چولگی اصلاحی  $\bar{C}_s$  برای روش پیرسون نوع سوم به صورت زیر به کار رود:

$$\bar{C}_s = \left(1 + \frac{8.5}{N}\right) C_s \quad (57-7)$$

که در آن  $C_s$  چولگی نمونه ها و  $N$  تعداد نمونه ها یا سال های آماری است.

جدول ۱۵-۷ ضریب فراوانی  $K$  در توزیع پیرسون نوع سوم

دوره بازگشت (سال)													چولگی $C_s$
درصد احتمال													
۲۰۰	۱۰۰	۵۰	۲۵	۱۰	۵	۲	۱/۲۵۰۰	۱/۱۱۱۱	۱/۰۵۲۶	۱/۰۱۰۱	(۱)		
۰/۵	۱	۲	۴	۱۰	۲۰	۵۰	۸۰	۹۰	۹۵	۹۹	(۲)	(۳)	(۴)
(۱۲)	(۱۱)	(۱۰)	(۹)	(۸)	(۷)	(۶)	(۵)	(۴)	(۳)	(۲)	(۱)		
چولگی مثبت													
۴/۹۷۰	۴/۰۵۱	۳/۱۵۲	۲/۲۷۸	۱/۱۸۰	-۰/۴۲۰	-۰/۳۹۶	-۰/۶۳۶	-۰/۶۶۰	-۰/۶۶۵	-۰/۶۶۷	۳/۰		
۴/۹۰۹	۴/۰۱۳	۳/۱۳۴	۲/۲۷۷	۱/۱۹۵	-۰/۴۴۰	-۰/۳۹۰	-۰/۶۵۱	-۰/۶۸۱	-۰/۶۸۸	-۰/۶۹۰	۲/۹		
۴/۸۴۷	۳/۹۷۳	۳/۱۱۴	۲/۲۷۵	۱/۲۱۰	-۰/۴۶۰	-۰/۳۸۴	-۰/۶۶۶	-۰/۷۰۲	-۰/۷۱۱	-۰/۷۱۴	۲/۸		
۴/۷۸۳	۳/۹۳۲	۳/۰۹۳	۲/۲۷۲	۱/۲۲۴	-۰/۴۷۹	-۰/۳۷۶	-۰/۶۸۱	-۰/۷۲۴	-۰/۷۳۶	-۰/۷۴۰	۲/۷		
۴/۷۱۸	۳/۸۸۹	۳/۰۷۱	۲/۲۶۷	۱/۲۳۸	-۰/۴۹۹	-۰/۳۶۸	-۰/۶۹۶	-۰/۷۴۷	-۰/۷۶۲	-۰/۷۶۹	۲/۶		
۴/۶۵۲	۳/۸۴۵	۳/۰۴۸	۲/۲۶۲	۱/۲۵۰	-۰/۵۱۸	-۰/۳۶۰	-۰/۷۱۱	-۰/۷۷۱	-۰/۷۹۰	-۰/۷۹۶	۲/۵		
۴/۵۸۴	۳/۸۰۰	۳/۰۲۳	۲/۲۵۶	۱/۲۶۲	-۰/۵۳۷	-۰/۳۵۱	-۰/۷۲۵	-۰/۷۹۵	-۰/۸۱۹	-۰/۸۳۲	۲/۴		
۴/۵۱۵	۳/۷۵۳	۲/۹۹۷	۲/۲۴۸	۱/۲۷۴	-۰/۵۵۵	-۰/۳۴۱	-۰/۷۳۹	-۰/۸۱۹	-۰/۸۵۰	-۰/۸۶۷	۲/۳		
۴/۴۴۴	۳/۷۰۵	۲/۹۷۰	۲/۲۴۰	۱/۲۸۴	-۰/۵۷۴	-۰/۲۳۰	-۰/۷۵۲	-۰/۸۴۴	-۰/۸۸۲	-۰/۹۰۵	۲/۲		
۴/۳۷۲	۳/۶۵۶	۲/۹۴۲	۲/۲۳۰	۱/۲۹۴	-۰/۵۹۲	-۰/۳۱۹	-۰/۷۶۵	-۰/۸۶۹	-۰/۹۱۴	-۰/۹۴۶	۲/۱		
۴/۳۹۸	۳/۶۰۵	۲/۹۱۲	۲/۲۱۹	۱/۳۰۲	-۰/۶۰۹	-۰/۳۰۷	-۰/۷۷۷	-۰/۸۹۵	-۰/۹۴۹	-۰/۹۹۰	۲/۰		
۴/۲۲۳	۳/۵۰۳	۲/۸۸۱	۲/۲۰۷	۱/۳۱۰	-۰/۶۲۷	-۰/۲۹۴	-۰/۷۸۸	-۰/۹۲۰	-۰/۹۸۴	-۱/۰۳۷	۱/۹		
۴/۱۴۷	۳/۴۹۹	۲/۸۴۸	۲/۱۹۳	۱/۳۱۸	-۰/۶۴۳	-۰/۲۸۲	-۰/۷۹۹	-۰/۹۴۵	-۱/۲۰۲	-۱/۰۸۷	۱/۸		
۴/۰۶۹	۳/۴۴۴	۲/۸۱۵	۲/۱۷۹	۱/۳۲۴	-۰/۶۶۰	-۰/۲۶۸	-۰/۸۰۸	-۰/۹۷۰	-۱/۰۵۶	-۱/۱۴۰	۱/۷		
۳/۹۹۰	۳/۳۸۸	۲/۷۸۰	۲/۱۶۳	۱/۳۲۹	-۰/۶۷۵	-۰/۲۵۴	-۰/۸۱۷	-۰/۹۹۴	-۱/۰۹۳	-۱/۱۹۷	۱/۶		
۳/۹۱۰	۳/۳۳۰	۲/۷۴۳	۲/۱۴۶	۱/۳۳۳	-۰/۶۹۰	-۰/۲۴۰	-۰/۸۲۵	-۱/۰۱۸	-۱/۱۳۱	-۱/۲۵۶	۱/۵		
۳/۸۲۸	۳/۲۷۱	۲/۷۰۶	۲/۱۲۸	۱/۳۳۷	-۰/۷۰۵	-۰/۲۲۵	-۰/۸۳۲	-۱/۰۴۱	-۱/۱۶۸	-۱/۳۱۸	۱/۴		
۳/۷۴۵	۳/۲۱۱	۲/۶۶۶	۲/۱۰۸	۱/۳۳۹	-۰/۷۱۹	-۰/۲۱۰	-۰/۸۳۸	-۱/۰۶۴	-۱/۱۲۰	-۱/۳۸۳	۱/۳		
۳/۶۶۱	۳/۱۴۹	۲/۲۶۲	۲/۰۸۷	۱/۳۴۰	-۰/۷۳۲	-۰/۱۹۵	-۰/۸۴۴	-۱/۰۸۶	-۱/۲۴۳	-۱/۴۴۹	۱/۲		
۳/۵۷۵	۳/۰۸۷	۲/۵۸۵	۲/۰۶۶	۱/۳۴۱	-۰/۷۴۵	-۰/۱۸۰	-۰/۸۴۸	-۱/۱۰۷	-۱/۲۸۰	-۱/۵۱۸	۱/۱		
۳/۴۸۹	۳/۰۲۲	۲/۵۴۲	۲/۰۴۳	۱/۳۴۰	-۰/۷۵۸	-۰/۱۶۴	-۰/۸۵۲	-۱/۱۲۸	-۱/۳۱۷	-۱/۵۸۸	۱/۰		
۳/۴۰۱	۲/۹۵۷	۲/۴۹۸	۲/۰۱۸	۱/۳۳۹	-۰/۷۶۹	-۰/۱۴۸	-۰/۸۵۴	-۱/۱۴۷	-۱/۳۵۴	-۱/۶۶۰	۰/۹		
۳/۳۱۲	۲/۸۹۱	۲/۴۵۳	۱/۹۹۳	۱/۳۳۶	-۰/۷۸۰	-۰/۱۳۲	-۰/۸۵۶	-۱/۱۶۶	-۱/۳۸۸	-۱/۷۳۳	۰/۸		
۳/۲۲۲	۲/۸۲۴	۲/۴۰۷	۱/۹۶۷	۱/۳۳۳	-۰/۷۹۰	-۰/۱۱۶	-۰/۸۵۷	-۱/۱۸۳	-۱/۴۲۲	-۱/۸۰۶	۰/۷		
۳/۱۳۲	۲/۷۵۵	۲/۳۵۹	۱/۹۳۹	۱/۳۲۸	-۰/۸۰۰	-۰/۰۹۹	-۰/۸۵۷	-۱/۲۰۰	-۱/۴۵۸	-۱/۸۸۰	۰/۶		
۳/۰۴۱	۲/۶۸۶	۲/۳۱۱	۱/۹۱۰	۱/۳۲۳	-۰/۸۰۸	-۰/۰۸۳	-۰/۸۵۶	-۱/۲۱۶	-۱/۴۹۱	-۱/۹۵۵	۰/۵		

۲/۹۴۹	۲/۶۱۵	۲/۲۶۱	۱/۸۸۰	۱/۳۱۷	۰/۸۱۶	-۰/۰۶۶	-۰/۸۵۵	-۱/۲۳۱	-۱/۵۲۴	-۲/۰۲۹	.۰/۴
۲/۸۵۶	۲/۵۴۴	۲/۲۱۱	۱/۸۴۹	۱/۳۰۹	۰/۸۲۴	-۰/۰۵۰	-۰/۸۵۳	-۱/۲۴۵	-۱/۵۵۱	-۲/۱۰۴	.۰/۳
۲/۷۸۳	۲/۴۷۲	۲/۱۵۹	۱/۸۱۸	۱/۳۰۱	۰/۸۳۰	-۰/۰۳۳	-۰/۸۵۰	-۱/۲۵۸	-۱/۵۸۶	-۲/۱۷۸	.۰/۲
۲/۷۰۰	۲/۴۰۰	۲/۱۰۷	۱/۷۸۵	۱/۲۹۲	۰/۸۳۶	-۰/۰۱۷	-۰/۸۴۶	-۱/۲۷۰	-۱/۶۱۶	-۲/۲۵۲	.۰/۱
۲/۵۷۶	۲/۳۲۶	۲/۰۵۴	۱/۷۵۱	۱/۲۸۲	۰/۸۴۲	.	-۰/۸۴۲	-۱/۲۸۲	-۱/۶۴۵	-۲/۳۲۶	.۰/۰
۲/۴۸۲	۲/۲۵۲	۲/۰۰۰	۱/۷۱۶	۱/۲۷۰	۰/۸۴۶	-۰/۰۱۷	-۰/۸۳۶	-۱/۲۹۲	-۱/۶۷۳	-۲/۱۰۰	-۰/۱
۲/۳۸۸	۲/۱۷۸	۱/۹۴۵	۱/۶۸۰	۱/۲۵۸	۰/۸۵۰	-۰/۰۳۳	-۰/۸۳۰	-۱/۳۰۱	-۱/۷۰۰	-۲/۴۷۲	-۰/۲
۲/۲۹۴	۲/۱۰۴	۱/۸۹۰	۱/۶۴۳	۱/۲۴۵	۰/۸۵۳	-۰/۰۵۰	-۰/۸۲۴	-۱/۳۰۹	-۱/۷۲۶	-۲/۵۴۴	-۰/۳
۲/۲۰۱	۲/۰۲۹	۱/۸۳۴	۱/۶۰۶	۱/۲۳۱	۰/۸۵۵	-۰/۰۶۶	-۰/۸۱۶	-۱/۳۱۷	-۱/۷۵۰	-۲/۶۱۵	-۰/۴
۲/۱۰۸	۱/۹۵۵	۱/۷۷۷	۱/۵۶۷	۱/۲۱۶	۰/۸۵۶	-۰/۰۸۳	-۰/۸۰۸	-۱/۳۲۳	-۱/۷۷۴	-۲/۶۸۶	-۰/۵
۲/۰۱۶	۱/۸۸۰	۱/۷۲۰	۱/۵۲۸	۱/۲۰۰	۰/۸۵۷	-۰/۰۹۹	-۰/۸۰۰	-۱/۳۲۸	-۱/۷۹۷	-۲/۷۵۵	-۰/۶
۱/۹۲۶	۱/۸۰۶	۱/۶۶۳	۱/۴۸۸	۱/۱۸۳	۰/۸۵۷	-۰/۱۱۶	-۰/۷۹۰	-۱/۳۳۳	-۱/۸۱۹	-۲/۸۲۴	-۰/۷
۱/۸۳۷	۱/۷۳۳	۱/۶۰۶	۱/۴۴۸	۱/۱۶۶	۰/۸۵۶	-۰/۱۳۲	-۰/۷۸۰	-۱/۳۳۶	-۱/۸۳۹	-۲/۸۹۱	-۰/۸
۱/۷۴۹	۱/۶۶۰	۱/۵۴۹	۱/۴۰۷	۱/۱۴۷	۰/۸۵۴	-۰/۱۴۸	-۰/۷۶۹	-۱/۳۳۹	-۱/۸۵۸	-۲/۹۵۷	-۰/۹
۱/۶۶۴	۱/۵۸۸	۱/۴۹۲	۱/۳۶۶	۱/۱۲۸	۰/۸۵۲	-۰/۱۶۴	-۰/۷۵۸	-۱/۳۴۰	-۱/۸۷۷	-۳/۰۲۲	-۱/۰
۱/۵۸۱	۱/۵۱۸	۱/۴۳۵	۱/۳۲۴	۱/۱۰۷	۰/۸۴۸	/۱۸۰	-۰/۷۴۶	-۱/۳۴۱	-۱/۸۹۴	-۳/۰۸۷	-۱/۱
۱/۵۰۱	۱/۴۴۹	۱/۳۷۹	۱/۲۸۲	۱/۰۸۶	۰/۸۴۱	/۱۹۵	-۰/۷۳۲	-۱/۳۴۰	-۱/۹۱۰	-۳/۱۴۹	-۱/۲
۱/۴۲۴	۱/۳۸۳	۱/۳۲۴	۱/۲۴۰	۱/۰۶۴	۰/۸۳۸	/۲۱۰	-۰/۷۱۹	-۱/۳۳۹	-۱/۹۲۵	-۳/۲۱۱	-۱/۳
۱/۳۵۱	۱/۳۱۸	۱/۲۷۰	۱/۱۹۸	۱/۰۴۱	۰/۸۳۲	/۰۲۵	-۰/۷۰۵	-۱/۳۳۷	-۱/۹۳۸	-۳/۲۷۱	-۱/۴
۱/۲۸۲	۱/۲۵۶	۱/۲۱۷	۱/۱۵۷	۱/۰۱۸	۰/۸۲۵	/۰۴۰	-۰/۶۹۰	-۱/۳۳۳	-۱/۹۵۱	-۳/۳۳۰	-۱/۵
۱/۲۱۶	۱/۱۹۷	۱/۱۶۶	۱/۱۱۶	۰/۹۹۴	۰/۸۱۷	/۰۲۵۴	-۰/۶۷۵	-۱/۳۲۹	-۱/۹۶۲	-۳/۳۸۸	-۱/۶
۱/۱۵۵	۱/۱۱۰	۱/۱۱۶	۱/۰۷۵	۰/۹۷۰	۰/۸۰۸	/۰۲۶۸	-۰/۶۶۰	-۱/۳۲۴	-۱/۹۷۲	-۳/۴۴۴	-۱/۷
۱/۰۹۷	۱/۰۸۷	۱/۰۶۹	۱/۰۳۵	۰/۹۴۵	۰/۷۹۹	/۰۲۸۲	-۰/۶۴۳	-۱/۳۱۸	-۱/۹۸۱	-۳/۴۹۹	-۱/۸
۱/۰۴۴	۱/۰۳۷	۱/۰۲۳	۰/۹۹۶	۰/۹۲۰	۰/۷۸۸	/۰۲۹۴	-۰/۶۲۷	-۱/۳۱۰	-۱/۹۸۹	-۳/۵۵۳	-۱/۹
۰/۹۹۵	۰/۹۹۰	۰/۹۸۰	۰/۹۵۹	۰/۸۹۵	۰/۷۷۷	/۰۳۰۷	-۰/۶۰۹	-۱/۳۰۲	-۱/۹۹۶	-۳/۶۰۵	-۲/۰
۰/۹۴۹	۰/۹۴۶	۰/۹۳۹	۰/۹۲۳	۰/۸۶۹	۰/۷۶۵	/۰۳۱۹	-۰/۵۹۲	-۱/۲۹۴	-۲/۰۰۱	-۳/۶۵۶	-۲/۱
۰/۹۰۷	۰/۹۰۵	۰/۹۰۰	۰/۸۸۸	۰/۸۴۴	۰/۷۵۲	/۰۳۳۰	-۰/۵۷۵	-۱/۲۸۴	-۲/۰۰۶	-۳/۷۰۵	-۲/۲
۰/۸۶۹	۰/۸۶۷	۰/۸۶۴	۰/۸۵۵	۰/۸۱۹	۰/۷۳۹	/۰۳۴۱	-۰/۵۵۵	-۱/۲۷۴	-۲/۰۰۹	-۳/۷۵۳	-۲/۳
۰/۸۳۳	۰/۸۳۲	۰/۸۳۰	۰/۸۲۳	۰/۷۹۵	۰/۷۲۵	/۰۳۵۱	-۰/۵۳۷	-۱/۲۶۲	-۲/۰۱۱	-۳/۸۰۰	-۲/۴
۰/۸۰۰	۰/۷۹۹	۰/۷۹۸	۰/۷۹۳	۰/۷۷۱	۰/۷۱۱	/۰۳۶۰	-۰/۵۱۸	-۱/۲۵۰	-۲/۰۱۲	-۳/۸۴۵	-۲/۵
۰/۷۶۹	۰/۷۶۹	۰/۷۶۸	۰/۷۶۴	۰/۷۴۷	۰/۶۹۶	/۰۳۶۸	-۰/۴۹۹	-۱/۲۳۸	-۲/۰۱۳	-۳/۸۸۹	-۲/۶
۰/۷۴۱	۰/۷۴۰	۰/۷۴۰	۰/۷۳۸	۰/۷۲۴	۰/۶۸۱	/۰۳۷۶	-۰/۴۷۹	-۱/۲۲۴	-۲/۰۱۲	-۳/۹۳۲	-۲/۷
۰/۷۱۴	۰/۷۱۴	۰/۷۱۴	۰/۷۱۲	۰/۷۰۲	۰/۶۶۶	/۰۳۸۴	-۰/۴۶۰	-۱/۲۱۰	-۲/۰۱۰	-۳/۹۷۳	-۲/۸
۰/۶۹۰	۰/۶۹۰	۰/۶۸۹	۰/۶۸۳	۰/۶۸۱	۰/۶۵۱	/۰۳۹۰	-۰/۴۴۰	-۱/۱۹۵	-۲/۰۰۷	-۴/۰۱۳	-۲/۹
۰/۶۶۷	۰/۶۶۷	۰/۶۶۶	۰/۶۶۶	۰/۶۶۰	۰/۶۳۶	/۰۳۹۶	-۰/۴۲۰	-۱/۱۸۰	-۲/۰۰۳	-۳/۰۵۱	-۳/۰

مثال ۷-۱۹: مطلوب است برازش تابع پیرسون نوع سوم با داده های بارش ۲۳ ساله ایستگاه باران سنجی مطابق جدول

۷-۱۶ و بر اساس آن پیش بینی بارش برای دوره بازگشت های ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰، ۵۰۰ سال.

حل: پارامترهای میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی مقادیر بارش مطابق جدول ۷-۱۶ محاسبه می شود:

$$\bar{X} = \frac{343}{23} = 14.91 , \quad \mu_2 = \frac{771.97}{23} = 33.56 , \quad \mu_3 = \frac{-627.82}{23} = -27.3$$

و از انجا که تعداد نمونه ها  $n=23$  یعنی کمتر از  $30$  است، لذا نیاز به اصلاح است:

$$s = \left( \frac{N}{N-1} \times \mu_2 \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{23}{22} \times 33.56 \right)^{\frac{1}{2}} = 5.92$$

$$\gamma_1 = \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \frac{\mu_3}{\mu_2^2} = \frac{23^2}{22 \times 21} \times \frac{(-27.3)}{(33.56)^2} = -0.16$$

از طرفی چون تعداد سالهای آمار کم است، ضریب چولگی نیز اصلاح می شود:

$$\bar{C}_s = (1 + \frac{8.5}{23}) \times (-0.16) = -0.22$$

جدول ۱۶-۷ مقادیر بارش سالانه

$(cm^3)$ بر حسب $(x - \bar{X})^3$	$(cm^2)$ بر حسب $(x - \bar{X})^2$	بارش سالانه، $x$ بر حسب $(cm)$
-۲۰۶/۴۳	۳۴/۹۳	۹
۶۸/۴۲	۱۶/۷۳	۱۹
۶۸/۴۲	۱۶/۷۳	۱۹
-۲۰۶/۴۳	۳۴/۹۳	۹
-۳۲۹/۹۴	۴۷/۷۵	۸
-۷۰۷/۳۵	۷۹/۳۹	۶
۰/۰۰۰۷	۰/۰۱	۱۵
۱۳۱/۸۷	۲۵/۹۱	۲۰
-۵۹/۷۸	۱۵/۲۹	۱۱
-۲۰۶/۴۳	۳۴/۹۳	۹
۲۹/۵۰	۹/۵۵	۱۸
-۳۲۹/۹۴	۴۷/۷۵	۸
۵۲۹/۴۸	۶۵/۴۵	۲۳
۹/۱۳	۴/۳۷	۱۷
۵۲۹/۴۸	۶۵/۴۵	۲۳
۹/۱۳	۴/۳۷	۱۷
-۱۱۸/۳۷	۲۴/۱۱	۱۰
۲۹/۵	۹/۵۵	۱۸
-۹۷۳/۲۳	۹۸/۲۱	۵
۷۵۱/۰۹	۸۲/۶۳	۲۴
۶۸/۴۲	۱۶/۷۳	۱۹
۰/۰۰۰۷	۰/۰۱	۱۵
۲۲۵/۸۷	۷/۰۹	۲۱
$\sum = -627 / 82$	$\sum = 771 / 97$	$\sum x = ۳۴۳$

حال با استفاده از جدول ۱۵-۷ که ضرایب فراوانی را برای چولگی دوره بازگشت های مختلف به دست می دهد، برای دوره بازگشت های ۲ تا ۲۰۰ سال مطابق جدول ۱۷-۷، مقادیر بارش سالانه مطابق رابطه (۷-۵۵) محاسبه می شود.

جدول ۱۷-۷ مقادیر بارش سالانه با دوره بازگشت های مختلف

دوره بازگشت (سال)	ضریب فراوانی $K$	بارش (cm)
۲۰۰	۱۰۰	۵۰
۲/۳۱۹۱	۱/۱۶۳۲	۱/۹۳۴
۱/۶۷۲۶	۱/۲۵۵۴	۰/۸۵۰۶
۲۸/۶۴	۲۷/۷۲	۲۶/۳۶
۲۴/۸۱	۲۲/۳۴	۱۹/۹۵

## ۶- ریسک یا خطر شکست

ریسک (Risk) به مفهوم احتمال وقوع حداقل یک رخداد در طی یک دوره زمانی مشخص است. چون این دوره زمانی می تواند عمر مفید یک پروژه (سازه آبی) باشد از اقلیم به عنوان خطر شکست سازه نیز تعبیر می شود. برآورد آن به این شرح است. اگر احتمال وقوع افزایشی حادثه ای در هر سال  $p$  باشد، احتمال عدم وقوع آن در هر سال ( $1-p$ ) و احتمال عدم وقوع آن طی  $n$  سال آینده برابر با  $(1-p)^n$  است (با فرض استقلال وقایع از یکدیگر که در مورد سیلاب های حداکثر سالانه فرض درستی است). پس نهایتاً ریسک (خطر شکست) یا احتمال وقوع حادثه در طی  $n$  سال آینده برابر است با:

$$R = 1 - (1-p)^n \quad (57-7)$$

دوره برگشت عکس احتمال افزایشی وقایع است ( $T_r = \frac{1}{p}$ )، لذا مقدار ریسک بر حسب دوره برگشت برابر است با:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (58-7)$$

اگر هدف محاسبه ریسک به معنای احتمال وقوع تعداد معینی ( $m$  بار) از رخدادهای مشخص (با احتمال افزایشی  $p$  در هر سال، یعنی حادثه ای دوره بازگشت  $T_r$ ) در طول دوره زمانی مشخص ( $n$  سال آینده) باشد، مقدار این ریسک برابر است با

: (توزيع دو جمله ای Binomial Distribution)

$$R = \frac{n!}{m!(n-m)!} \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{n-m} \left(\frac{1}{T_r}\right)^m \quad \text{or} \quad R = \frac{n!}{m!(n-m)!} (1-p)^{n-m} (p)^m \quad (59-7)$$

همان طور که اشاره شد، عموماً  $n$  مفهوم عمر مفید سازه هیدرولیکی نظیر سد، بند انحرافی، کالورت و دیگر سازه های هیدرولیکی گرفته می شود (کاربرد در طراحی های سازه های آبی) که برای سیلاب های با احتمال مشخص یا بطور متناظر با دوره بازگشت های معلومی طراحی می شوند. لذا اگر عمر مفید سازه هیدرولیکی با دوره بازگشت طراحی برابر فرض شود، ( $T_r = n$ ) آنگاه:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \approx 1 - e^{-\frac{n}{T_r}} = 1 - e^{-1} = 0.632 \quad (61-7)$$

لذا ریسک یک پروژه با دوره بازگشت معادل با عمر مفید آن برابر  $\frac{63}{2} = 31.5$  سال است. به عنوان مثال ریسک وقوع سیلاب ۵۰ ساله برای سازه ای که عمر مفید آن نیز برابر ۵۰ سال است، حدود ۳۱.۵ سال است.

**مثال ۷-۲۰:** مخزن یک سد خاکی پس از ۵۰ سال پر از رسوب می شود. ریسک وقوع سیلاب لحظه ای با دوره بازگشت ۱۰۰ سال در طول عمر مفید است سد چقدر است؟

$$n=50, \quad T_r = 100 \quad R = 1 - \left(1 - \frac{1}{100}\right)^{50} = 0.395$$

مثال ۷-۲۱: کالورتی برای عمر مفید ۱۰ ساله طراحی شده است. اگر ریسک مجاز طراحی این کالورت ۱۰ درصد باشد،

این کالورت بر اساس دبی با دوره بازگشت چند ساله بایستی طراحی شود؟

$$\text{حل: } R = 0.1 \quad n = 10 \quad \text{سال} \quad \text{درنتیجه: } 0.1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{10} \quad \text{که می شود } T_r = 95.4 \approx 95 \text{ (سال)}$$

### مسایل

۱-۷ تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی به صورت  $f(x) = kx^2$  ( $0 \leq x \leq 3$ ) است. مطلوب است (الف) محاسبه مقدار  $k$ ، احتمال اینکه این متغیر ب) کمتر یا مساوی یک باشد، (ج) بزرگتر یا مساوی ۲ باشد و (د) بین  $\frac{1}{5}$  تا  $\frac{2}{5}$  باشد.

۲-۷ تابع چگالی احتمال یک متغیر تصادفی به صورت  $f(x) = kx$  و برای  $0 \leq x \leq 9$  است. مطلوب است محاسبه مقادیر  $k$ ، میانگین، انحراف معیار و ضریب چولیگی این توزیع.

۳-۷ دبی میانگین سالانه رودخانه ای دارای توزیع نرمال با میانگین  $(m^3/s)$  ۵۰ و انحراف معیار  $(m^3/s)$  ۲۰ است. احتمال اینکه دبی میانگین  $(m^3/s)$  ۴۰ در یک سال اتفاق بیافتد چقدر است؟

۴-۷ بارش میانگین در حوضه آبریزی از توزیع نرمال با میانگین ۸۰ سانتیمتر و انحراف معیار ۱۰ سانتیمتر تبعیت می کند. احتمال اینکه بارش سالانه از ۱۰۰ سانتیمتر بیشتر شود، چقدر است؟ بارش با احتمال ۷۵٪ در این حوضه چقدر است؟ مقدار بارش میانگینبا احتمال بیشتر از ۵٪ چقدر است؟

۵-۷ اگر سیلانی با دبی مشخص با احتمال ۰/۰۲ در هر سال اتفاق بیافتد، احتمال اینکه، این سیلان دو سال متوالی اتفاق بیفتند چقدر است؟ احتمال اینکه در طی یک دوره ۵ ساله اتفاق نیفتند چقدر است؟ احتمال اینکه بیش از ۲ بار در طی یک دوره ۱۰ ساله اتفاق نیافتد چقدر است؟

۶-۷ با فرض تبعیت نرخ تبخیر  $E$  از سطح آزاد دریاچه ای در تیرماه از توزیع نرمال با میانگین  $5 \text{ mm/day}$  و انحراف معیار  $1 \text{ mm/day}$  مطلوب است احتمال اینکه (الف)  $E > 6 \text{ mm/day}$ ، (ب)  $E < 2 \text{ mm/day}$  و (ج)  $E < 5 \text{ mm/day}$  باشد.

۷-۷ دبی اوج سالانه رودخانه ای در طول ۲۰ سال متوالی به ترتیب  $190, 155, 154, 91, 140, 131, 137, 136, 298, 155, 164, 269, 270, 142, 72, 130, 111$  متر مکعب در ثانیه اندازه گیری شده است. مطلوب است محاسبه میانگین، انحراف معیار، ضریب چولگی و ضریب رعنایی این داده های مشاهداتی.

۸-۷ دبی اوج سالانه رودخانه ای برای مدت ۲۰ سال متوالی به ترتیب ۱۳۴۰، ۱۳۸۰، ۱۴۵۰، ۶۱۸، ۱۳۸۰، ۱۴۵۰، ۵۲۳، ۱۷۸۰، ۱۲۲۰، ۱۰۶۰، ۱۱۳، ۸۷۶، ۱۴۸۰، ۴۱۲، ۱۸۴، ۵۱۶، ۹۴۴، ۱۰۹۰، ۳۹۷، ۲۸۲، ۳۵۳ متر مکعب در ثانیه اندازه گیری شده است. ضمن محاسبه مقادیر میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی این داده ها، با فرض اینکه توزیع حدی گامبل برای این داده ها مناسب باشد، مطلوب است محاسبه احتمال اینکه دبی حداکثر رودخانه از  $(m^3/s)$  ۲۰۰۰ بیشتر شود.

۹-۷ دبی رودخانه ای از توزیع حدی گامبل با میانگین  $(m^3/s)$  ۵۲۰ و انحراف معیار  $(m^3/s)$  ۲۸۰ تبعیت می کند. احتمال اینکه دبی رودخانه از  $(m^3/s)$  ۸۰۰ بیشتر شود، چقدر است؟ مقدار دبی با احتمال بیش از ۱۰٪ چقدر است؟ دبی با دوره بازگشت ۵۰ سال چقدر است؟

۱۰-۷ یک متغیر تصادفی با احتمال ۰/۰۲ دارای مقدار ۲۴۰ یا بیشتر خواهد بود و به احتمال ۱۰٪ دارای مقدار ۲۸۰ یا بیشتر است. با فرض اینکهتابع توزیع این متغیر از نوع حدی گامبل باشد، مقادیر میانگین و انحراف معیار این متغیر چقدر است؟ به ازای احتمال تجاوز ۰/۰۰۵ مقدار متغیر چقدر خواهد بود؟

۱۱-۷ مقادیر دبی حداکثر سالانه رودخانه ای در طی ۲۰ سال اندازه گیری به ترتیب، ۱۹۰، ۱۵۵، ۲۹۸، ۱۳۶، ۱۳۷، ۱۳۱، ۱۳۰، ۱۰۹، ۱۵۴، ۹۱، ۱۰۴، ۱۸۵، ۱۲۴، ۱۴۰، ۱۱۰، ۱۳۰، ۷۲، ۲۰۷، ۱۴۲، ۲۶۹، ۱۶۴، ۲۰۹، ۱۰۹، ۱۵۴، ۹۱، ۱۰۴، ۱۸۵، ۱۲۴، ۱۴۰ است. مطلوب است برازش تابع پیرسون نوع سوم با دبی های حداکثر این رودخانه و پیش بینی دبی اوج این رودخانه با دوره بازگشت های ۵، ۲۰، ۲۵، ۵۰، و ۱۰۰ سال.

۱۲-۷ دبی اوج سالانه رودخانه ای برای ۹ سال متوالی به ترتیب  $45/3$ ،  $45/5$ ،  $27/5$ ،  $16/9$ ،  $41/1$ ،  $19/9$ ،  $22/7$ ،  $31/2$ ،  $41/2$ ،  $59/5$  اندازه گیری شده. با استفاده از توزیع لاغ نرمال مطلوبست: (الف) احتمال اینکه دبی اوج سالانه بیشتر از  $m^3/s$   $35/4$  نشود، (ب) دوره بازگشت دبی  $(m^3/s)$   $42/5$  و (ج) مقدار دبی اوج با دوره بازگشت ۲۰ سال.

۱۳-۷ میانگین انحراف معیار و ضریب چولگی لگاریتم دبی ها رودخانه ای با آمار ۲۴ ساله به ترتیب  $3648/2456$ ،  $0/3$  است مطلوب است: (الف) تعیین دبی سیلابی با دوره بازگشت های ۲۰، ۱۰۰، ۲۰ ساله با استفاده از توزیع لاغ نرمال ب) تعیین دبی سیلابی با همان دوره بازگشت ها با استفاده از توزیع لاغ پیرسون نوع سوم و مقایسه با نتایج قسمت الف.

۱۴-۷ دبی حداکثر سالانه رودخانه ای مطابق جدول ۷-۳۰ برای ۱۶ سال متوالی اندازه گیری شده است مطلوب است دبی سیلابی این رودخانه با استفاده از توزیع لاغ پیرسون نوع سوم برای دوره بازگشت های ۱۰۰، ۲۵، ۵۰ و ۲۰۰ سال وسپس محاسبه خدود اطمینان ۹۵ درصد برای دوره بازگشت های فوق.

۱۵-۷ دبی حداکثر سالانه‌ی رودخانه‌ای برای مدت ۴۰ سال مطابق جدول ۳۱-۷ ثبت گردیده است. مطلوب است برازش

توزیع لاغ پیرسون نوع سوم بر این داده‌ها ۴۰ ساله، همچنین آزمون نیکوئی برازش به روش کای مربع با سطح اعتماد

۹۵ درصد برای توضیع لاغ پیرسون نوع سوم. آیا این توضیع خوب پردازش شده است؟

۱۶-۷ سازه‌ای برای عمر مفید ۱۵ سال طراحی شده است اگر ریسک ۲۰ درصد را برای شکست این سازه بپذیریم دوره

بازگشت طرح چقدر است؟

۱۷-۷ سازه‌های کنترل سیلابی بر اساس سیلاب با دوره بازگشت ۲۵ سال طراحی گردیده است ریسک اینکه این سازه‌ها

در طی ۱۰ سال سیل گیر شود چقدر است؟ ریسک پروژه چقدر بایستی کاهش یابد تا سیلاب با دوره بازگشت ۱۰۰ ساله

سازه را سیل گیر نماید.

۱۸-۷ طرح هیدرولوژیکی با رگذاری با میانگین ۱۰ واحد و انحراف معیار ۲ واحد است. اگر ظرفیت ۱۲ واحد باشد ریسک

شکست طرح چقدر است؟ فرض کنید توضیع بارگذاری نرمال است.

۱۹-۷ در مسئله ۱۸-۷ اگر توضیع بارگذاری لاغ نرمال باشد ریسک چقدر است؟

۲۰-۷ در مسئله ۱۸-۷ فرض کنید ظرفیت دارای توضیع نرمال با میانگین ۱۲ و انحراف معیار یک واحد است ریسک

شکست طرح اگر بارگذاری دارای توزیع نرمال باشد چقدر است؟

۲۱-۷ اگر توزیع‌های بارگذاری و ظرفیت لاغ نرمال باشد نشان ددهید که ریسک از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$R = F_t \left( \frac{-\ln \left[ \frac{\mu_c}{\mu_l} \left( \frac{1+CV_l^2}{1+CV_c^2} \right) \right]}{\left\{ \ln \left[ (1+CV_c^2)(1+CV_l^2) \right] \right\}^{\frac{1}{2}}} \right)$$

۲۲-۷ اگر بارگذاری و ظرفیت دارای توضیع لوگ نرمال باشد نشان دهید ریسک از رابطه تقریبی زیر به دست می‌آید:

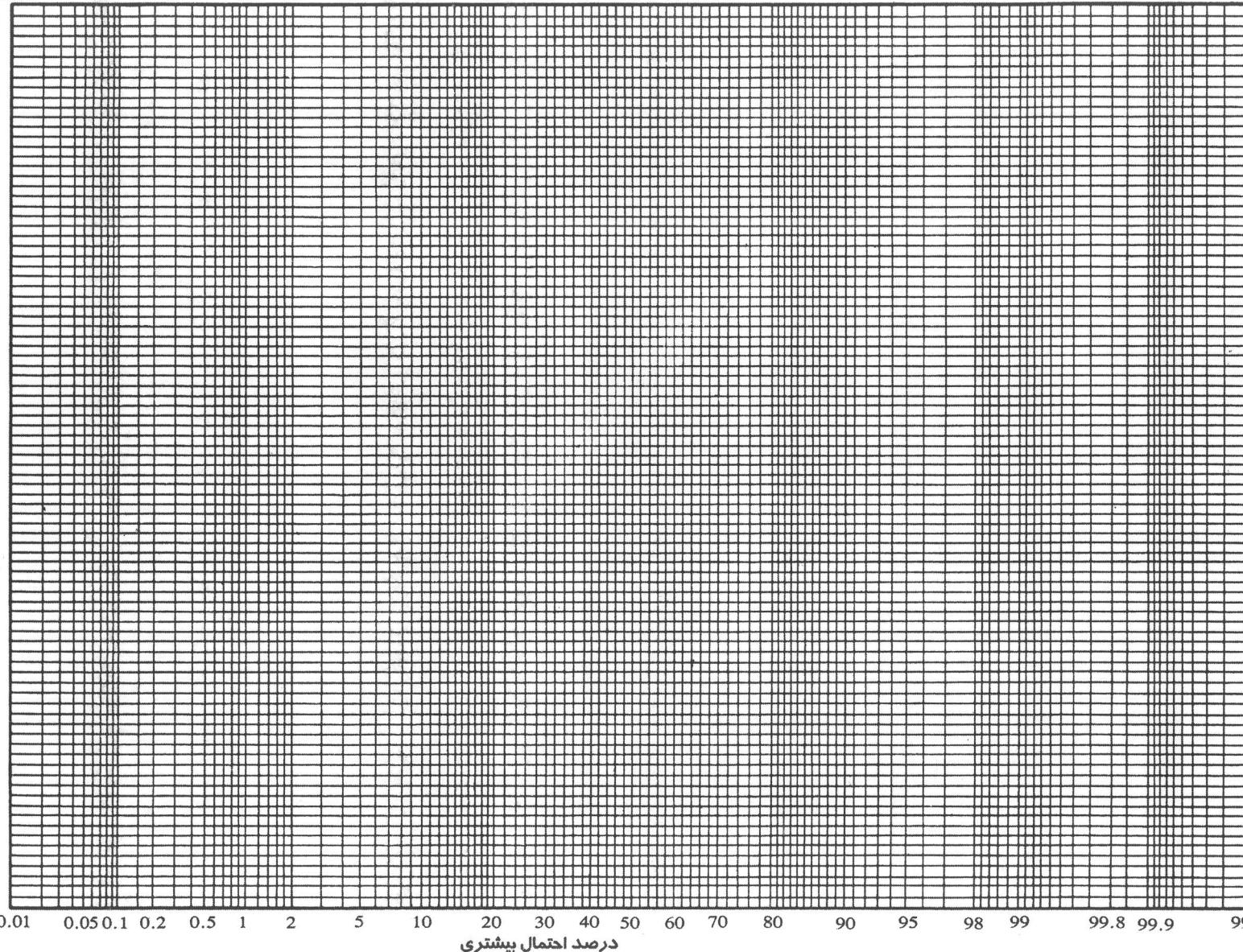
$$R = F_t \left( \frac{-\ln \left[ \frac{\mu_l}{\mu_c} \right]}{(CV_l^2 + CV_c^2)^{\frac{1}{2}}} \right)$$

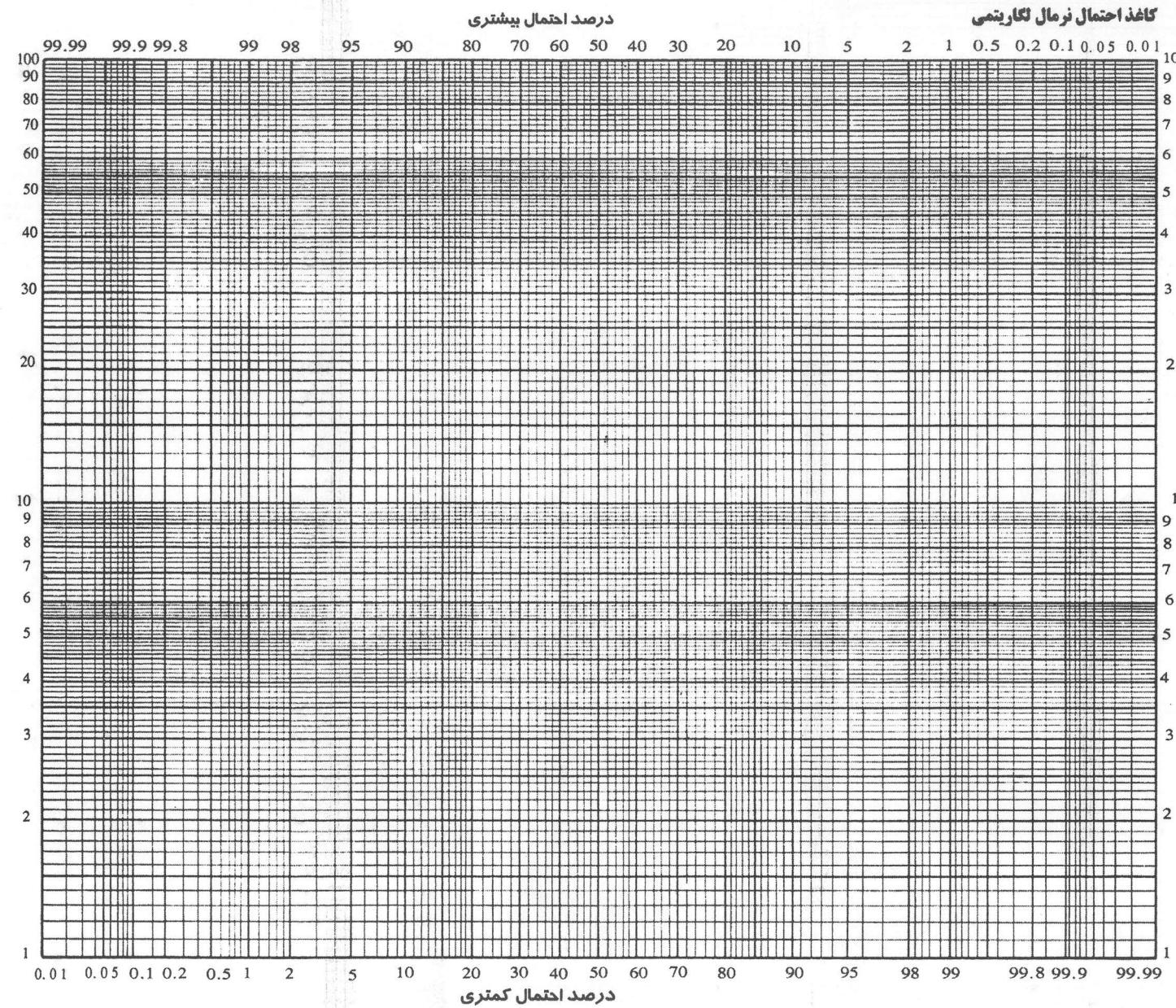
که در آن  $F_t$  نشانگر تابع توزیع نرمال استاندارد است.

کاغذ احتمال نرمال

درصد احتمال کمتری

99.99 99.9 99.8 99 98 95 90 80 70 60 50 40 30 10 5 2 0.5 0.2 0.1 0.05 0.01





کاغذ احتمال کامل

احتمال

