

F.Ə. İmanov

TƏTBİQİ HİDROLOGİYA

*Kitab Bakı Dövlət Universitetinin
Coğrafiya fakültəsi Elmi Şurasının 7
saylı 12 may 2010-cu il tarixli qərarı
ilə çap olunur.*

Bakı-2010

Elmi redaktor: **R.N.Mahmudov**,
coğrafiya elmləri doktoru, professor
(Bakı Dövlət Universiteti)

Rəyçilər: **Ə.Ş.Məmmədov**, texnika elmləri namizədi
(Sukanal Elmi Tədqiqat Layihə İnstitutu)
R.H.Verdiev, coğrafiya elmləri namizədi
(Ekologiya və Təbii Sərvətlər Nazirliyi
Hidrometeorologiya Elmi-Tədqiqat İnstitutu)

551.4
i 40

İmanov Fərda. Tətbiqi hidrologiya. Bakı, 2010, 232 s.

Kitabda hidrologiyanın dörd bölməsi-hidrometriya, hidravlika, hidrologiyada statistik üsullar və hidroloji hesablamalar üzrə misalların həlli verilmişdir.

Kitab Bakı Dövlət Universitetinin coğrafiya fakültəsində hidrometeorologiya ixtisası üzrə təhsil alan tələbələr üçün nəzərdə tutulsa da, müvafiq ixtisaslı magistrant, aspirant və mühəndislər üçün də faydalı ola bilər.

© **F.Ə. İmanov**

ÖN SÖZ

Dərs vəsaitinin məqsədi dörd fənn üzrə “Hidrometriya və təhlükəsizlik texnikası”, “Hidravlika”, “Hidrometeorologiyada statistik üsullar” və “Çay axımı və hidroloji hesablamalar” hidroloq tələbələrin nəzəri biliklərini tətbiqi misallarla möhkəmləndirməkdir.

Keçmiş SSRİ-də bu fənnlərin hər birinin ayrıca dərsliyi və məşğələ tapşırıqları üçün praktikumları hazırlanırdı. Lakin bu dərslük və praktikumlar qismən köhnəlmiş və rus dilindədir.

Hazırda yuxarıda göstərilən fənnlərin əksəriyyəti üçün azərbaycan dilində dərslük və dərs vəsaitləri hazırlanmış və çap olunmuşdur. Lakin məşğələ tapşırıqlarının geniş izahlı praktikumları yox səviyyəsindədir. Bunu nəzərə alaraq, bu dərs vəsaitində ABŞ və Avropa ölkələrinin təcrübəsindən istifadə olunmuşdur. Belə ki, bu ölkələrdə hidrologiya ixtisası üzrə tədris olunan tətbiqi yönümlü əsas fənnlərin ümumi praktikumu hazırlanır. Bunların ən geniş istifadə olunanları V.T. Çounun “Tətbiqi hidrologiya praktikumu”, David Chinin “Su ehtiyatları mühəndisliyi” və U.Vissmen, T.Xarbağ və D.Kneppin “Hidrologiyaya giriş” kitablarıdır.

Bu dərs vəsaitinin hazırlanmasında adları çəkilən kitablarla yanaşı, Rusiya Federasiyasında son illərdə çap olunmuş dərslük, dərs vəsaitləri və normativ sənədlərdən geniş istifadə olunmuşdur. Qeyd etmək lazımdır ki, hazırda azərbaycanlı tələbələr və onların müəllimləri başlıca olaraq rus dilində çap olunmuş dərslük və elmi ədəbiyyatdan istifadə edirlər. Bu baxımdan, Qərbi ölkələrində işlənmiş və orada istifadə olunan hidroloji hesablama üsulları ilə tanışlıq tələbələr üçün müxtəlif məktəblərin yanaşmalarını müqayisə etmək üçün yaxşı imkandır.

ABŞ-da Beynəlxalq Vahidlər Sistemi istifadə olunmur və orada ənənəvi olaraq İngiltərədə qəbul edilmiş Vahidlər Sistemi təklif olunur. Buna görə də, dərs vəsaitinin axırında ingilis ölçü vahidlərindən Beynəlxalq Ölçü Vahidləri Sisteminə keçid üçün cədvəllər verilmişdir.

Dərs vəsaitindən tələbələr fərdi işləri yerinə yetirdikdə də istifadə edə bilirlər. Dərs vəsaitinin bakalavriat və magistratura pillələrində təhsil alan hidroloq tələbələr üçün nəzərdə tutulmasına baxmayaraq, meteoroloq və okeanoloq tələbələr də ondan istifadə edə bilirlər. O, həmçinin mühəndis hidroloqlar və hidrometeoroloji məlumatlarla işləyən digər ixtisasçılar üçün də faydalı ola bilər.

Müəllif dərs vəsaitinin hazırlanmasında iştirak etmiş A.Quliyevaya, A.İbrahimovaya, G.Hacıyevaya, A.Nuriyevə və R.Rəcəbova öz minnətdarlığını bildirir.

Gələcəkdə bu dərs vəsaitinin müvafiq fəsil və paragraflarına nəzəri materialların əlavə olunması nəzərdə tutulur.

1. Hidrometriya

1.1. Suyun səviyyəsi

Misal 1.1. Aşağıdakı verilənlərə görə çay üzərindəki tamasalı suölçmə məntəqəsinin profilini tərtib edin:

1. Suölçmə məntəqəsinin nivelirləmə jurnalı (cədvəl 1.1)
2. Səviyyənin qiymətləri: a) maksimal səviyyə 151,48 m müt. hün, 11/IV 1970-ci il; b) minimal səviyyə 149,03 m müt. hün, 25/III 1970-ci il; c) nivelirləmə günü faktiki səviyyə 149,11 m müt. hün, 19/V 1970-ci il.
3. Məntəqə qrafikinin sıfırı 148,40 m müt. hün.

Həlli: Məntəqənin nivelirlənməsi zamanı nivelir 2 dayanacaqda yerləşdirilmişdir. Arxa hesabat reperə aparılmışdır və tamasa üzərində hesabatlar aralıq hesab olunur. Nivelirləmə zamanı hesabatlar tamasanın qara və qırmızı tərəfləri üzrə götürülmüşdür. Tamasanın qara tərəfinin hesabatları: reperə 0,468; 1 №-li dirəyə 0,967. Hesabatların fərqi mənfi işarəsi ilə cədvələ yazılır: $0,967 - 0,468 = - 0,499$. Tamasanın qırmızı tərəfinin hesabatları: reperə 0,426; 1 №-li dirəyə 0,879. Hesabatların fərqi $0,879 - 0,426 = - 0,453$. Tamasanın konstruksiyasına görə onun qırmızı tərəfi 1,1 əmsalına malikdir. Hesabatlar qara tərəf ilə uyğun olsun deyə, qırmızı tərəfin hesabatlar fərqi 1,1-ə vurmaq lazımdır. 1 №-li dirək üçün $0,453 \times 1,1 = 0,4983 \approx 0,498$ alınır. 1 №-li dirəyin orta hesabatlar fərqi:

$$\frac{0,499 + 0,498}{2} = -0,498m.$$

1 №-li reper məntəqəyə ən yaxın dövlət şəbəkəsinin reperinə bağlanıb. 1 №-li reperin mütləq hündürlüyü = 153,258 m, 1 №-li dirəyin mütləq hündürlüyü = $153,258 - 0,498 = 152,760$ m. Bu qayda ilə bütün dirəklərin hündürlükləri hesablanır.

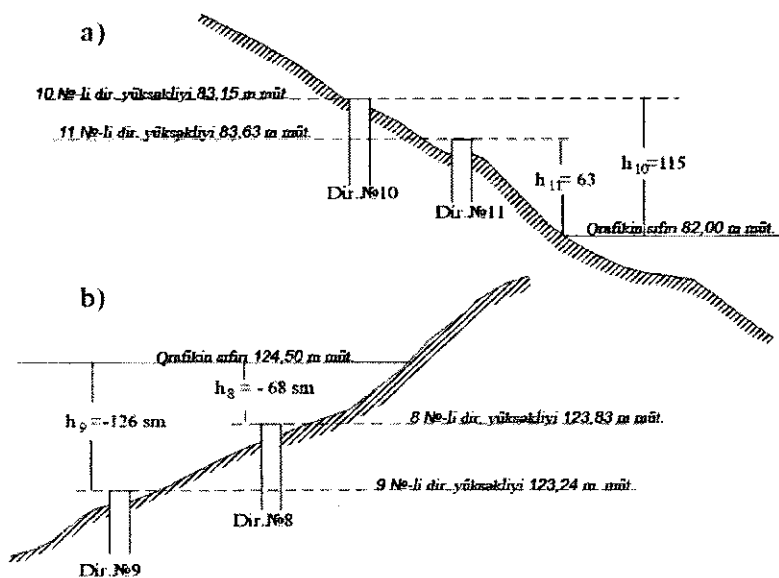
Suölçmə məntəqəsi üçün qrafikin sıfırı təyin olunur. Bu, məntəqənin kəsiyində suyun səviyyəsinin ən kiçik qiymətindən

təxminən 0.5 m aşağıda keçən xəyalı üfüqi müstəvidir. Qrafikin sıfırı sabit müstəvidir, müşahidə olunan səviyyə hündürlükləri bu müstəviyə nəzərən hesablanır. Sıfır qrafikinin müstəvisi məntəqənin reperi ilə eyni hündürlük sisteminə malik olmalıdır və bu hündürlük məntəqənin bütün fəaliyyət dövrü sabit qalmalıdır.

Hər bir dirək üçün h gətirilməsi hesablanır. Gətirilmə, dirəyin başlığının sıfır qrafikindən sm -lə məsafəsidir. Şəkil 1.1-də dirəklərin, sıfır qrafikinin və gətirilmənin hündürlüklər sxemi göstərilib. Burada qrafikin sıfırı düzgün (a) və uğursuz (b) təyin olunduğu iki hal göstərilmişdir. Dirəyin gətirilmələrinin qiymətləri:

a) $h_{10} = 83,15 - 82,00 = 1,15 \text{ m} = 115 \text{ sm}$; $h_{11} = 82,63 - 82,00 = 0,63 \text{ m} = 63 \text{ sm}$; b) $h_8 = 123,82 - 124,50 = 0,68 \text{ m} = -68 \text{ sm}$; $h_9 = 123,24 - 124,50 = -1,26 \text{ m} = -126 \text{ sm}$.

1 №-li reperi gətirilməsi $h=153,258 - 148,00 = 486 \text{ sm}$ təşkil edir. 1 №-li dirəyin gətirilməsi isə $h_1=152,760 - 148,400 = 436 \text{ sm}$ -dir. Analoji hesablamalar bütün dirəklər üçün aparılır və cədvəl 1.1-də yazılır.



Şəkil 1.1. Dirəklərin və sıfır qrafikinin hündürlüyünün sxemi
Cədvəl 1.1. Suölçmə məntəqəsinin nivelirlənmə jurnalı

Dayanaqların nömrəsi	Nöqtələrin adı (reper, piket)	Tamasa üzrə hesabat			Artım, mm		Orta artım, mm		Mütləq hündürlük, m	Reperdən dirəyə qədər məsafə, m	Gətirilmə, sm
		arxa	ön	aralıq	+	-	+	-			
1	Rp № 1	0468							153.258	0.0	486
	Dir №1	0426		0967		0499				3.0	436
	Dir №2			0879		0453/0498	498	152.760		4.6	385
2	1479	1011
	Dir № 9			1344	0918/1010	1010	152.248	
				2882	2140		11.0	47
			2621	1946/2141	2140	148.873	

Suölçmə məntəqəsinin profili məntəqə quraşdırıldıqdan sonra tərtib oluna bilər. Miqyas hündürlüyün qiymətlərinə və üfqi məsafəyə görə təyin edilir (şəkil 1.2).

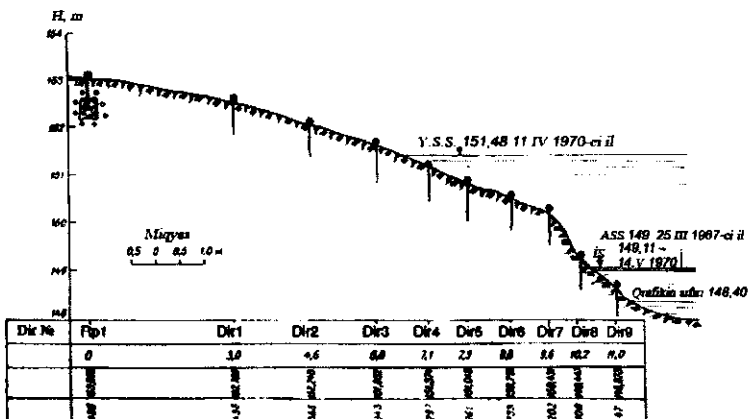
Qeyd etmək lazımdır ki, suölçmə məntəqəsinin profili tərtib edilərkən şaquli miqyas mütləq hündürlüklər və ya gətirilmələrdə (santimetrlə) göstərilə bilər. Milli Hidrometeorologiya Departamentinin müşahidə məntəqələrində profillər gətirilmələr sistemində tərtib olunur (nəzarətin və işləmələrin asanlaşdırılması məqsədilə), çünki bütün hidroloji illiklərdə səviyyələr qrafikin sıfırına nəzərən göstərilmişdir.

Profil (şəkil 1.2) üzərində şaquli oxdan sağda şaquli miqyasa uyğun olaraq reperin mövqeyi göstərilir. Suölçmə dirəklərinin mövqeyini təyin etmək üçün reperdən hər bir dirəyə kimi məsafə miqyasa müvafiq qeyd olunur və onların hündürlükləri tapılır. Yer in səthi profildə səlis xətlə keçirilir. Dirəyin başlığı bu xəttədən 2 mm-ə qədər hündürlükdə göstərilməlidir.

Suölçmə məntəqəsinin profilində şərti işarələrlə reperlərin və dirəklərin tipi (metal vintli, beton, taxta), həmçinin quruntun

xarakteri (qayalı, daşlı, çınqıllı, xırda çınqıllı, qumlu və s.) göstərilir. Üfüqi ox boyu müvafiq hündürlükdə səviyyələr və onların müşahidə tarixləri göstərilir: 1) tarixi səviyyələr (yüksək və alçaq su səviyyəsi), 2) nivelirləmə günü işçi səviyyə, 3) qrafikin sıfırının qiymətləri. Səviyyələr 1 sm və ya 0.01 m dəqiqliklə yazılır.

Profilin altındakı cədvəldə reperlər və dirəklərin nömrələri, daimi başlanğıcdan və ya reperdən dirəyə kimi məsafələr, dirəklərin mütləq hündürlükləri və gətirilmələr göstərilir.



Şəkil 1.2. Tamasalı suölçmə məntəqələrinin profili

(YSS-yüksək su səviyyəsi; ASS-alçaq su səviyyəsi; İS-nivelirləmə günü işçi səviyyə)

Misal 1.2. $L=1000$ m uzunluqlu çay hissəsində meyillik $I=0.00001$ təşkil edir və o, 6% dəqiqliklə təyin olunmuşdur. Səviyyənin ölçülmə xətası $\Delta H = \pm 2$ mm təşkil edir. Həndəsi meyilliyi verilən dəqiqliklə təyin etmək üçün iki meyillik məntəqəsi arasındakı məsafəni hesablayın.

Həlli: 1. Suyun sərbəst səthinin həndəsi meyilliyi, iki kəsikdə sürətlər bərabər olduqda hidravliki meyilliyin xüsusi halıdır.

Buna görə də həndəsi meyillik aşağıdakı düstura görə hesablanıla bilər:

$$I_h = \frac{z_1 - z_2}{L}$$

Həndəsi meyilliyin nisbi xətasının düsturu aşağıdakı kimidir:

$$\frac{\Delta I_h}{I_h} = \frac{\Delta z_{1-2}}{z_{1-2}} + \frac{\Delta L}{L}$$

$\frac{\Delta L}{L}$ çox kiçik olduğuna görə,

$$\frac{\Delta I_h}{I_h} = \frac{\Delta z_{1-2}}{z_{1-2}}$$

Misalın şərtinə görə nisbi xəta:

$$\frac{\Delta I_h}{I_h} = \frac{\Delta z_{1-2}}{z_{1-2}} = 6\%$$

Buna görə $\Delta z_{1-2} = 0.06 z_{1-2}$.

$I = \frac{z_{1-2}}{z}$ olduğuna görə, verilmiş qiymətlərdə $z_{1-2} = 0.00001 \cdot 1000 = 0.01 m$ və $\Delta z_{1-2} = 0.06 \cdot 0.00001 \cdot 1000 = 0.0006 m = 0.001 m$.

Beləliklə, məntəqələr arasında məsafə $L=1000 m$ və meyillik $I=0.00001$ olduqda səviyyənin hesabları $0.001 m=1 mm$ dəqiqliklə yerinə yetirilməlidir.

2. Müasir ölçü cihazları ilə səviyyənin $1 mm$ dəqiqliklə ölçülməsi çox çətindir. Buna görə, verilən dəqiqliyi təmin etmək üçün məsafəni artırmaq lazımdır və $L=5 km$ qəbul edək.

II sinif nivelirləmədə (hər $1 km$ məsafədə xəta $5 mm$ -dir) və $\Delta H=2 mm$ olduqda, səviyyənin enməsinin təyini xətası:

$$\Delta z_{1-2} = 4 + 0.5\sqrt{5} = 4 + 0.5 \cdot 2.236 = 3.118 mm = 0.0031 m \text{ alınır.}$$

$L=5000 m$ və $I=0.00001$ olduqda

$$z_{1-2} = 0.00001 \cdot 5000 = 0.050 m.$$

Həndəsi meyilliyin nisbi xətası aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$\frac{\Delta I_{hən}}{I_{hən}} = \frac{\Delta z_{1-2}}{z_{1-2}} = \frac{0.0031 \cdot 100}{0.050} = 6.2\%.$$

Beləliklə, meyilliyin tələb olunan ölçülmə dəqiqliyini (6%) təmin etmək üçün çay hissəsinin uzunluğu $L=5$ km olmalıdır.

1.2.Çayın dərinliyi

Misal 1.3. Aşağıdakı verilənlərə görə çayın en kəşik sahəsini hesabat səviyyəsinə gətirin:

1. Qrafikin sıfırı üzərində suyun səviyyəsi $H=205$ sm olduqda 1 №-li kəsikdə suyun sərfi təyin edilib. Cədvəl 1.2-də sürət şaqulları arasında su kəsiklərinin sahələri verilmişdir (dərinlik şaqulları nəzərə alınmaqla).

2. Həmin kəsikdə səviyyə $H=224$ sm olduqda su sərfi yenidən ölçülmüşdür. Bu dəfə dərinlik ölçü işləri aparılmamış və su sərfini hesablamaq üçün canlı en kəşik sahəsinin əvvəlki məlumatları istifadə olunub.

Həlli: 1. Su sərfinin təyini zamanı bəzən dərinlik ölçü işlərinin aparılması mümkün olmur. Belə hallarda su sərfini tapmaq üçün əvvəlki ölçmələrin məlumatlarından istifadə etmək olar. Sərf hesablanan və dərinliklər ölçülən günlərdə suyun səviyyələri arasındakı fərq səviyyənin dəyişməsinə göstərir.

Bu misalda hesabat səviyyəsi $H_h=224$ sm qəbul olunur. Səviyyənin dəyişməsi $\Delta H=224 - 205=19$ sm=0.19 m təşkil edir. Səviyyənin dəyişməsi müsbət işarəlidir, çünki, su kəsiyinin sahəsini təyin etmək üçün istifadə olunan hesabat səviyyəsi dərinlik ölçmələri aparılan səviyyədən yüksəkdir. Şaqullar arasındakı sahələrin fərqi ΔF aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$\pm \Delta F = b \Delta H,$$

burada b – sürət şaqulları arasındakı məsafə, metr; ΔH - səviyyənin dəyişməsidir, metr.

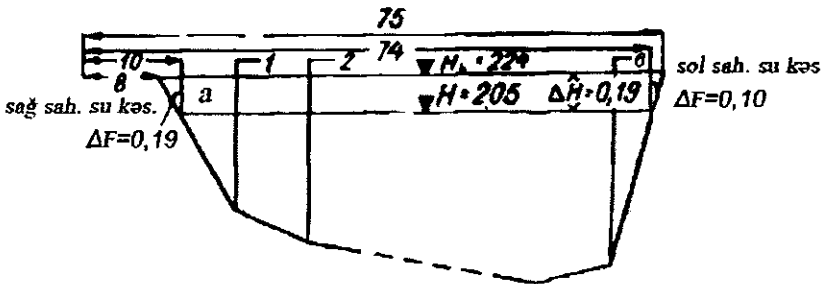
Şaqullar arasındakı sahələrin fərqi cədvəl 1.2-də göstərilir. Məsələn, sağ sahilin su kəsimi ilə 1 №-li şaqul arasındakı hissədə

sahələrin fərqi (şəkil 1.3, a-hissəsi) $\Delta F=10 \cdot 0.19=1.90 \text{ m}^2$ və verilən səviyyədə sahə

$$F \pm \Delta F = 13.5 + 1.90 = 15.4 \text{ m}^2 \text{ təşkil edir.}$$

Cədvəl 1.2 Canlı en kəsiyinin ölçülmüş sahəsi və hesabat səviyyəsi ($H_h=224 \text{ sm}$) üçün en kəşik sahəsinin hesablanması

Surət şaqulunun №-si	Daimi başlanğıcdan məsafə, m	Şaqullararası məsafə, m	H səviyyəsində şaqullar arası sahə F, m ²	Sahələrin fərqi $\pm \Delta F$, m ²	Hesabat səviyyəsində sahə $F \pm \Delta F$, m ²
Sağ sah. su kəs. (H_h)	8.0	2	-	0.19	0.19
Sağ sah. su kəs. (H)	10.0	10	13.5	1.90	15.4
Sağ sah. su kəs. (H)	20.0	10	24.7	1.90	26.6
.....
6	70.0	4.0	9.2	0.76	9.96
Sol sah. su kəs. (H)	74.0	1.0	-	0.10	0.10
Sol sah. su kəs. (H_h)	75.0		F=152		$F_h=164$



Şəkil 1.3. En kəşik sahəsinin hesabat səviyyəsinə gətirilmə sxemi

Şəkil 1.3-dən görüldüyü kimi, sahil hissələrdə kəşik sahələrinin fərqi $\Delta F_{\text{sağ}}$ və ΔF_{sol} ilə işarə olunub. Sağ sahilə H_h və H səviyyələri arasında su kəsiyinin sahələr fərqi

$$\Delta F_{sağ} = \frac{(10-8) \cdot 0.19}{2} = 0.19 \text{ m}^2;$$

sol sahilə H və H_p səviyyələri arasında isə

$$\Delta F_{sol} = \frac{(75-74) \cdot 0.19}{2} = 0.10 \text{ m}^2 \text{ təşkil edir.}$$

Qeyd etmək lazımdır ki, H ilə H_h arasında fərq böyük və sahilin meyilliyi az olduqda, kəsiklərin sahələrinin fərqi maksimal səviyyəyə kimi tərtib olunmuş en kəsik profili nəzərə alınmaqla hesablanmalıdır. Su sərfi ölçülən kəsik üçün belə profil adətən məntəqədə olur.

2. Hesabat səviyyəsinə ($H_h = 224$ sm) gətirilən en kəsik sahəsi $F=164 \text{ m}^2$ təşkil edir.

1.3. Suyun axın sürəti

Misal 1.4. Yüksək səviyyələrdə axının üzgəc üsulu ilə ölçülmüş orta səth sürətini aşağıdakı verilənlərə görə təyin edin:

1. Su səthinin orta meyilliyi $I=0.00020$;
2. Üzgəclə ölçmələrə görə hesablanmış fiktiv su sərfi $Q_f=327 \text{ m}^3/\text{s}$;
3. Su kəsiyinin sahəsi $F=344 \text{ m}^2$;
4. Çayın eni $B=98.3 \text{ m}$;
5. Çay düzənlikdə axır, məcra düz xətlidir, dib gətirmələri qumlucadır.

Həlli: 1. Orta fiktiv sürət və dərinlik məlum düsturlara görə təyin olunur:

$$v_{ort,s} = \frac{Q_s}{F} = \frac{327}{344} = 0.95 \text{ m/s}$$

$$h_{ort} = \frac{F}{B} = \frac{344}{98.3} = 3.50 \text{ m.}$$

2. Orta sürət aşağıdakı iki tənliyin birgə həlli yolu ilə təyin oluna bilər:

Birinci, Şezi tənliyidir:

$$v_{ort} = C \sqrt{h_{ort} I},$$

İkinci tənlik isə aşağıdakıdır:

$$v_{ort} = K v_f,$$

burada K – Şezi əmsalının qiymətindən asılı olan əmsaldır.

Bu tənliklərin birgə həllində məlum orta dərinlik h_{or} , su səthinin meyilliyi I və üzgəclərlə ölçmələrə görə təyin olunmuş fiktiv orta sürət $v_{or.f}$ haqqında məlumatlardan istifadə olunur:

$$v_{ort} = C \sqrt{3.50 \cdot 0.00020} = 0.0266C,$$

$$v_{ort} = K v_{ort.f} = 0.95K.$$

Şezi əmsalına C bir neçə qiymət verərək orta sürətin $v_{or}=0.0266C$ qiymətləri təyin edilir. Bu əmsal $C = 10 - 70 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ arasında qiymətlər alır.

$v_{or}=0.95K$ düsturu ilə hesablamalar aparılarkən K -nın qiymətləri aşağıdakı düstura görə təyin oluna bilər.

$$K = \frac{C^{2/3}}{C^{2/3} + 1.6}$$

burada C – Şezi əmsalının orta qiymətidir, $\text{m}^{0.5}/\text{s}$.

Hesablamaların nəticələri cədvəl 1.3-də yazılır.

Cədvəl 1.3. Orta sürətin təyini üçün tənliklər sisteminin birgə həlli

$C, \text{m}^{0.5}/\text{s}$	$v_{or}=0.0266C, \text{m/s}$	K	$v_{or}=0.95K, \text{m/s}$
25	0.665	0.84	0.798
30	0.798	0.86	0.817
35	0.931	0.87	0.826

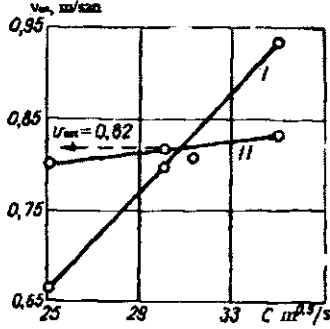
Şəkil 1.4-də $v_{or}=f(C)$ əlaqəsinin iki qrafiki göstərilmişdir. İki düz xəttin kəsişmə nöqtəsinin ordinatı orta sürətin qiymətini verir: $v=0.82 \text{ m/s}$.

Artıq faktiki su sərfini təyin etmək olar:

$$Q = v_{or} F = 0.82 \cdot 344 = 282 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Keçid əmsalı K aşağıdakı düstura görə tapılır:

$$K = \frac{Q}{Q_s} = \frac{282}{327} = 0.86.,$$



Şəkil 1.4. Axının orta sürətinin təyini üçün tənliklər sisteminin qrafiki həlli
 I – $v_{ort}=0.0266C$ düsturuna görə;
 II – $v_{ort}=0.95K$ düsturuna görə.

Misal 1.5. Aşağıdakı verilənlərə görə ölçmənin davamiyyəti məhdud olduqda nöqtədə sürətin ölçülməsinin orta və maksimal xətasını təyin edin:

1. 0.6 h nöqtəsində axının sürəti $v=0.50$ m/s; axının maksimal sürəti $v_{mak}=0.70$ m/s;
2. Sürət ölçülərkən müşahidənin davamiyyəti $t=20$ san;
3. Şaqulun dərinliyi $h=2.65$ m.

Həlli: 1. Orta və maksimal xətalər, onların Frud ədədindən asılılıqlarına görə təyin oluna bilər. 0.6h nöqtəsində orta sürət ölçülən zaman $h=2.65$ m, $y=1.06$ m olduğunu nəzərə alsaq, onda

$$\text{Frud ədədi } fr = \frac{v^2}{g(h-y)} = \frac{0.50^2}{9.81(2.65-1.06)} = 0.016 \text{ alınır. Səthdə}$$

maksimal sürət ölçüldükdə $y=h=2.65$ m və $fr = \frac{0.70^2}{9.81 \cdot 2.65} = 0.015$ təşkil edir.

2. Xətalarnın təyini düsturları aşağıdakı kimidir:

$$\frac{\Delta v}{v_{ort}} = \frac{1.1}{\sqrt{fr}}$$

$$\frac{\Delta v}{v_{mak}} = \frac{3.1}{\sqrt{fr}}$$

Bu misalda $\frac{\Delta v}{v_{ort}} = \frac{1.1}{\sqrt{0.016}} = 8.7\%$ və $\frac{\Delta v}{v_{mak}} = \frac{3.1}{\sqrt{0.015}} = 2.5\%$.

Göründüyü kimi, müşahidələrin davamiyyəti $t=20$ san olduqda, orta sürətin ölçülmə xətası daha böyükdür.

Misal 1.6. Aşağıdakı verilənlərə görə Şezi əmsalının təyini xətlərini hesablayın:

1. Sürətin $\frac{\Delta v}{v} = 3\%$, hidravliki radiusun $\frac{\Delta R}{R} = 1\%$ və meyilliyin $\frac{\Delta I}{I} = 6\%$ nisbi xətləri;
2. Hidravliki radiusun qiymətləri: $R_1=6.0$ m və $R_2=1.2$ m;
3. Kələ-kötürlük əmsalları: $n_1=0.030$ və $n_2=0.025$ (*Sribniya* görə).

Həlli: Şezi əmsalının C təyini metodundan asılı olaraq onun dəqiqliyini təyin etmək üçün müxtəlif üsullardan istifadə olunur.

a. Şezi əmsalı sürətin v , hidravliki radiusun R və hidravliki meyilliyin faktiki ölçmə məlumatlarına görə $C = \frac{v}{\sqrt{RI}} m^{0.5}/s$ düsturu ilə təyin edilir və bu halda C-nin təyininin nisbi xətası v, R, I -nin xətlərindən asılı olur:

$$\frac{\Delta C}{C} = \frac{\Delta v}{v} + \frac{\Delta R}{2R} + \frac{\Delta I}{2I}$$

C-nin xətasının kəmiyyətinə sürət və meyilliyin ölçülmə xətləri daha güclü təsir göstərir. Çünki, hidravliki radius kifayət qədər dəqiqliklə təyin edilə bilər.

Bu misalda C əmsalının nisbi xətası

$$\frac{\Delta C}{C} = \frac{\Delta v}{v} + \frac{\Delta R}{2R} + \frac{\Delta I}{2I} = 3 + \frac{1}{2} + \frac{6}{3} = 5.5\% \text{ təşkil edir.}$$

b. Şezi əmsalını təyin etmək üçün çoxsaylı düsturlar məlumdur. Bu misalda N.N.Pavlovskinin düsturundan istifadə edilmişdir ($R>1.0$ m olduqda):

$$C = \frac{1}{n} R^y m^{0.5}/s.$$

Q.V. Jeleznyakov və B.B. Danileviç C-nin nisbi xətasını təyin etmək üçün aşağıdakı düsturu təklif etmişlər:

$$\frac{\Delta C}{C} = 1.3\sqrt{n} \frac{\Delta R}{R} + (1 - 1.3\sqrt{n} \ln R) \frac{\Delta n}{n}.$$

Bu düsturda n-nin hesablanma xətasından başqa, qalan bütün parametrlər məlumdur.

Kələ-kötürlük əmsalının xətasını təyin etmək üçün cədvəl 1.4-dən istifadə etmək olar.

Cədvəl 1.4. Sribniyə görə kələ-kötürlük əmsalları və onların qonşu qiymətlərinin fərqi orta kəmiyyətə nisbəti

Axının kateqoriyası	Kələ-kötürlük əmsali	Qonşu qiymətlərin fərqi Δn , %-lə	Axının kateqoriyası	Kələ-kötürlük əmsali	Qonşu qiymətlərin fərqi Δn , %-lə
I	0.020	10	VII	0.050	22
II	0.022	12	VIII	0.065	26
III	0.025	18	IX	0.080	21
IV	0.030	16	X	0.100	22
V	0.035	13	XI	0.140	32
VI	0.040		XII	0.200	35

Bu cədvəl belə alınıb: VI və VII kateqoriyalı axınlar üçün n əmsalının orta qiyməti $\frac{0.040+0.050}{2} = 0.045$, fərq $n=0.050-0.040=0.010$ təşkil edir. Fərqi orta qiymətə nisbəti $\frac{0.010}{0.045} \cdot 100 = 22\%$ -ə bərabərdir. Beləliklə, qonşu qiymətlərin fərqi orta kəmiyyətə nisbəti 10-35% arasındadır. Bu misalda nisbi xətanı $\Delta n/n$ cədvəl 3.14-dəki qiymətlərin yarısına bərabər (5-18%) qəbul edirik.

Misalın şərtində kələ-kötürlük əmsali $n=0.030$ verilmişdir. Cədvəl 1.4-ə görə iki qonşu fərq 18 və 16, onların yarısı isə 9 və 8 təşkil edir. Onda:

$$\frac{\Delta n}{n} = \frac{9 + 8}{2} = 8.5\%.$$

Beləliklə,

$$\frac{\Delta C}{C} = 1.3\sqrt{0.030} \cdot 1\% + (1 - 1.3\sqrt{0.030} \ln 6) \cdot 8.5\% = 5.38\%$$

alınır.

Şezi əmsalının qiymətlərinin eyni ilkin məlumatlara görə, lakin müxtəlif üsullarla hesablanmış xətalari bir-birinə yaxındır: 5.5 və 5.38%. Analoji hesablamaları $R_2=1.2m$ və $n_2=0.025$ qiymətləri üçün yerinə yetirib $\Delta C/C$ xətasını hesablamaq olar.

Bu halda, $\frac{\Delta n}{n} = \frac{6+9}{2} = 7.5\%$ alınır və

$$\frac{\Delta C}{C} = 1.3\sqrt{0.025} \cdot 1\% + (1 - 1.3\sqrt{0.025} \ln 1.2) \cdot 7.5\% =$$

7.43% təşkil edir.

Misal 1.7. Aşağıdakı verilənlərə görə şaqulda orta sürətin təyininin xətasını hesablayın:

1. Şaqulda dərinlik $h=5.87$ m;
2. Sürətin istiqaməti və normal arasındakı bucaq (axının çəpiliyi) $\beta=15^0$;
3. Şaqulda beşnöqtəli ölçmələrə görə hesablanmış orta sürət $v_{ort}=1.52$ m/s;
4. Şezi əmsalı $C=30$ m^{0.5}/s;
5. Fırlanğıcın arvalaşdırılma xətası 1,2%.

Həlli: 1.Şaqulda orta sürətin təyininin xətası aşağıdakılardan asılıdır:

a) fırlanğıcın arvalaşdırılma dəqiqliyindən, b) çöl ölçmələrinin dəqiqliyindən, c) şaqulda orta sürətin hesablanma üsulundan.

Çöl ölçmələrindəki xətalarn iki növü var:

1) Ölçmə nöqtəsində fırlanğıcın oxu ilə axın istiqamətinin üst-üstə düşməməsindən yaranan xəta. Bu xəta axının çəpliyindən və fırlanğıcın tipindən asılıdır (cədvəl 1.5).

$\beta=15^0$ olduqda komponentsiz fırlanğıc üçün $\frac{\Delta v}{v} = 2.0\%$ alınır.

Cədvəl 1.5. Fırlanğıcın oxu ilə axın istiqamətinin üst-üstə düşməməsindən yaranan xəta, $\frac{\Delta v}{v} \%$.

№	Axının çəprik bucağı	Fırlanğıc		№	Axının çəprik bucağı	Fırlanğıc	
		Komponentli	Komponentsiz			Komponentli	Komponentsiz
1	5	0,3	0,6	5	25	1,6	3,4
2	10	0,6	1,3	6	30	2,0	4,3
3	15	0,9	2,0	7	35	2,4	5,2
4	20	1,3	2,8				

2) Şaqulda fırlanğıcın qeyri-dəqiq yerləşdirilməsi nəticəsində yaranan xəta aşağıdakı düsturla hesablanır:

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta h}{0.17hC'}$$

burada, h – dəqiqləşdirilmiş dərinlik, metrə; Δh – dəqiqləşdirilmiş dərinliyin xətası; C' – Şezi əmsəlidir, $m^{0.5}/s$.

Yuxarıdakı düsturda məlum olmayan kəmiyyət dəqiqləşdirilmiş dərinliyin Δh xətasıdır. Bu xəta xüsusi cədvəllərin (cədvəl 1.6 və 1.7) köməyi ilə hesablanır: $\Delta h' = 0.10 m$; $\Delta(\Delta_2) = 0.02 m$, onda $\Delta h = \Delta h' + \Delta(\Delta_2) = 0.10 + 0.02 = 0.12 m$ alınır.

Cədvəl 1.6. Ölçmələr zamanı trosun meyletmə bucağının dərinliyin ölçülmə xətasına təsiri (metrlə)

h, m	α^0		
	10	20	30
1	0.06	0.06	0.08
5	0.07	0.09	0.12
10	0.09	0.12	0.19
20	0.12	0.16	0.27

Cədvəl 1.7. Trosun su altında olan hissəsinin dərinliyinin ölçülmə xətasına təsiri (metrlə)

h, m	α^0				
	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35
5	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03
10	0.02	0.02	0.03	0.04	0.04
15	0.02	0.04	0.04	0.04	0.08
20	0.04	0.04	0.06	0.06	0.10

Fırlanğıcın şaqulda qeyri-dəqiq yerləşdirilməsi nəticəsində orta sürətin təyini xətası:

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{0.12}{0.17 \cdot 5.87 \cdot 30} 100 = 4\% \text{ təşkil edir.}$$

2. Orta sürəti hesablamaq üçün istifadə olunan düsturların qeyri-dəqiqliyi hesabına yaranan xəta dərinlikdən və Şezi əmsəlindən asılıdır. Bu asılılıq cədvəl 1.8-də göstərilmişdir.

Cədvəl 1.8. Beşnöqtəli üsulla orta sürətin hesablanma xətası, $\frac{\Delta v}{v}$

C, m ^{0.5} /s	h, m				
	1.0	3.0	5.0	7.5	10.0
10	5.1	1.7	-1.2	-3.5	-4.6
35	2.0	-0.7	-0.5	-1.4	-1.9
50	1.0	-0.4	-0.2	-0.7	-0.9

Bu misalda $C=30 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ və $h=5.87 \text{ m}$ olduğu üçün interpolasiya yolu ilə xəta -0.7% alınır.

3. Şaqulda orta sürətin təyininin ümumi nisbi xətası yuxarıda baxılan bütün xətalərin cəminə bərabərdir:

$$\frac{\Delta v}{v} = 1.2 + 0.4 - 0.7 = 0.9\%.$$

Orta sürətin $v=1.52 \text{ m/s}$ təyininin mütləq xətası 0.13 m/s təşkil edir.

1.4. Su sərfi və axının qeydiyyatı

Misal 1.8. Aşağıdakı verilənlərə görə $Q=f(H)$ əyrisinə düzəlişlərin edilməsi üsulu ilə dayanıqsız yuyulan məcrada sutkalıq su sərfələrini təyin edin:

1. 2008-ci ilin məlumatlarına əsasən $Q=f(H)$ əyrisi qurulub (şəkil 1.5). Məcəranın dayanıqsızlığı nəticəsində 2009-cu ilin su sərfələri $Q=f(H)$ əyrisinin üzərinə düşmür və ondan kənarəda yerləşirlər;

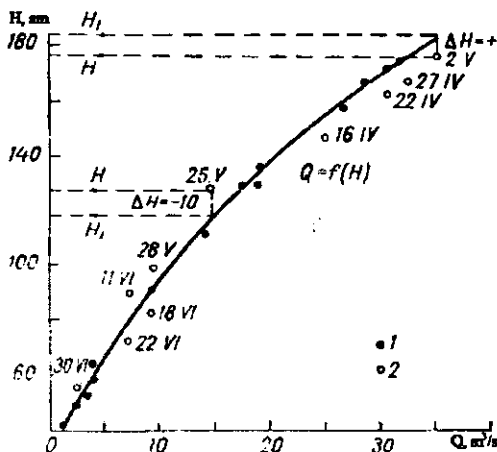
2. 10/IV-31/VI 2009-cu il üçün suyun səviyyəsinin tərəddüd qrafiki (şəkil 1.6);

3. 2008-ci il üçün $Q=f(H)$ əyrisinin koordinatları (cədvəl 1.9).

Cədvəl 1.9. $Q=f(H)$ əyrisinin koordinatları (2008-ci il)

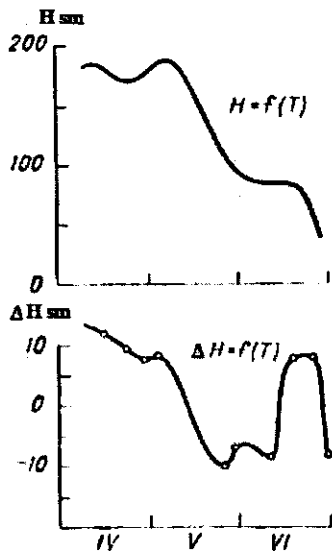
H, sm	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
40	0.60	0.76	0.92	1.08	1.24	1.40	1.56	1.72	1.88	2.04
.....
180	33.0	33.5	34.2	34.8	35.2	35.9	36.4	36.8	37.1	37.3
190	37.8	38.3	-	-	-	-	-	-	-	-

Həlli 1. Şəkil 1.5-də nöqtələrin yerləşməsindən görünür ki, 2008-ci il üçün birmənalı $Q=f(H)$ əlaqəsi qurula bilər.



Şəkil 1.5. $Q=f(H)$ əyrisi

1 – 2008- ci il; 2 – 2009-cü il



Şəkil 1.6. $H=f(T)$ və $\Delta H=f(T)$ qrafikləri (2009-cu il)

2009-cu ilə müvafiq nöqtələr əyridən yuxarıya və aşağıya meyl edirlər ki, bu da məcranın yuyulması ilə izah olunur. 2009-cu ildə ölçülmüş hər bir sərf üçün ΔH düzəlişi aşağıdakı düsturla hesablanır:

$$\pm \Delta H = H_1 - H,$$

burada H_1 – ölçülmüş su sərfinə görə $Q=f(H)$ əyrisindən təyin olunmuş səviyyə, sm; H – su sərfi ölçülən gün müşahidə edilmiş səviyyədir, sm.

Məsələn: 02.05.2009-cu ildə su sərfi ölçülərkən səviyyə $H=176$ sm olub. Bu su sərfinə uyğun nöqtə $Q=f(H)$ əyrisinə proyeksiya olunur: ordinat oxuna paralel düz xətt çəkilir və əyri ilə kəsişmə nöqtəsinin ordinatı tapılır $H_1=184$ sm. Beləliklə, düzəliş $\Delta H=8$ sm təşkil edir.

25.05.2009-cu ildə su sərfi ölçülərkən səviyyə $H=128$ sm olub və nöqtə əyridən yuxarıda yerləşir. Bu nöqtə əyriyə proyeksiya olunur və $H_1=118$ sm alınır. Düzəliş isə $\Delta H=118-128=-10$ sm təşkil edir.

H_1 səviyyəsini $Q=f(H)$ əyrisinin ordinatları verilən cədvəl 1.9-a görə daha dəqiq təyin etmək olar. 02.05.2009-cu ildə ölçülmüş su sərfi $Q=35.0$ m³/s cədvəldəki $Q=35.2$ m³/s su sərfinə yaxındır və bu sərfə müvafiq səviyyə $H_1=184$ sm-dir. Bu yolla yuyulma dövründə ölçülmüş bütün sərfələrə düzəlişlər hesablanır və xronoloji ardıcılıqla cədvəl 1.10-a yazılır.

Düzəlişlər qrafiki $\Delta H=f(T)$ səviyyənin tərəddüd qrafikinin $H=f(T)$ altında qurulur (şəkil 1.6). İstənilən gün üçün su sərfinin qiyməti təyin edildikdə ΔH -ın qiyməti $\Delta H=f(T)$ asılılığından götürülür və həmin gün müşahidə olunmuş H -ın qiymətinə düzəliş edilir. Düzəliş edilmiş səviyyəyə ($H \pm \Delta H$ sm) görə cədvəl 1.9-dan su sərfi təyin olunur. Sutkalıq su sərfələrinin hesablanması cədvəl 1.10-da göstərilən ardıcılıqla aparılmalıdır.

Cədvəl 1.10. Düzəlişləri nəzərə almaqla sutkalıq su sərfələrinin hesablanması

Tarix	Müşahidə olunmuş orta sutkalıq səviyyə H , sm	Düzəliş ΔH , sm	Düzəliş edilmiş səviyyə $H_1=H \pm \Delta H$, sm	Düzəliş edilmiş səviyyəyə müvafiq su sərfi Q , m ³ /s
12/V	145	+1	146	22.2
13/V	142	0	142	21.2
14/V	137	-1	136	19.6
15/V	132	-2	134	19.2

Misal 1.9. Aşağıdakı verilənlərə görə hidroloji müşahidə məntəqəsi üçün tərtib olunmuş sutkalıq su sərfələri cədvəlini təhlil edin və axımın illik xarakteristikalarını hesablayın:

1. 2005-ci il üçün sutkalıq su sərfələrinin illik cədvəli (cədvəl 1.11);

2. Hövzənin sahəsi $F=1950$ km²;

3. Orta çoxillik dövr üçün su sərfi $Q=11.3 \text{ m}^3/\text{san}$ (1935-2005-ci illər);

4. Hövzədə illik yağıntıların miqdarı $P=648 \text{ mm}$;

Cədvəl 1.11. Sutkalıq su sərfəri cədvəli

tarix	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1	10.8	7.74	8.36	8.00	77.6	6.46	11.1	6.44	6.22	5.42	7.73	12.0):
2	10.7	8.19	8.28	8.29	45.5	6.18	11.8	6.28	6.30	5.57	7.65	13.7):
.....
30	7.83		8.10	75.8	6.46	10.7	6.28	6.37	5.71	8.63	13.1	18.2
31	7.74		8.10		6.60		6.44	6.37		8.06	18.1	18.1
Orta	8.74	7.85	8.15	8.30	12.9	6.69	9.26	9.11	5.83	6.61	10.4	14.9
Ən												
böyük	10.9	8.61	8.36	215	83.7	11.4	12.2	16.2	6.45	9.32	16.2	18.2
Ən												
kiçik	7.74	7.20	7.85	8.0	6.46	6.04	6.28	6.28	4.87	5.21	6.14	11.8

Orta illik 15.3. Ən böyük 215 15/IV. Ən kiçik yay 4.87 21,22/X. Ən kiçik qış 7.20 14/II.

Həlli: 1.Yuxarıdakı cədvəldə buz hadisələri şərti işarə ilə göstərilir. Orta aylıq və orta illik sərflər, həmçinin hər ay üçün ən böyük və ən kiçik sərflər cədvəlin aşağısında qeyd olunur. Cədvəlin məlumatlarına görə kompleks qrafikdə sutkalıq su sərfələrinin dəqiq qiymətləri qeyd olunur və onların gedişatı bütün hidrometeoroloji ünsürlər nəzərə alınmaqla analiz olunur.

2. İllik axımın əsas xarakteristikaları aşağıdakılardır:

a) orta illik sərf:

$$Q_{ort} = \frac{\sum_1^n Q_i}{n},$$

burada Q_i – sutkalıq su sərfi; n – bir ildəki sutkaların sayıdır.

$$Q_{ort} = \frac{5384}{365} = 15.3 \text{ m}^3/\text{san};$$

b) axım modulu:

$$q = \frac{Q_{ort} \cdot 10^3}{F} \text{ l/s} \cdot \text{km}^2,$$

burada F – hövzənin sahəsidir, km^2 .

$$q = \frac{15.3 \cdot 10^3}{1950} = 7.85 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2;$$

c) illik axım həcmi:

$$W = Q_{ort}T;$$

$$W = \frac{qF}{10^3}T,$$

burada $T=86400 \cdot 365=31.5 \cdot 10^6$ – bir ildəki saniyələrin sayıdır,
 $W=15.3 \cdot 31.5 \cdot 10^6 = 481 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{il}$ və ya $0.48 \text{ km}^3/\text{il}$, $W = \frac{7.8 \cdot 1950}{10^3} \cdot 31.5 \cdot 10^6 = 481 \cdot 10^6$ və ya $0.48 \text{ km}^3/\text{il}$.

d) axım layı:

$$h = \frac{W \cdot 10^3}{F \cdot 10^6} = \frac{W}{F \cdot 10^3}.$$

h, q və W arasında asılılıq mövcuddur:

$$h = \frac{W}{F \cdot 10^3} = \frac{qF \cdot 31.5 \cdot 10^3}{F \cdot 10^3} = 31.5 q \text{ mm/il}.$$

Eyni zamanda:

$$q = \frac{1}{31.5} h = 0.0317h \text{ l/s} \cdot \text{km}^2.$$

Axım həcmi və axım layı arasındakı əlaqə aşağıdakı kimidir:

$$W = hF \cdot 10^3$$

Bu misalda:

$$h = 31.5q = 31.5 \cdot 7.85=247 \text{ mm},$$

$$W = 247 \cdot 1950 \cdot 10^3 = 0.48 \text{ m}^3/\text{il};$$

e) axım əmsalı:

$$\alpha = \frac{h}{p} = \frac{247}{648} = 0.38;$$

f) modul əmsalı aşağıdakı nisbətlərlə ifadə olunur:

$$K = \frac{Q_i}{Q_0}; \frac{q_i}{q_0}; \frac{W_i}{W_0}; \frac{h_i}{h_0},$$

burada Q_i, q_i, W_i, h_i – hər hansı il üçün axım; Q_0, q_0, W_0, h_0 – çoxillik dövr üçün axımdır.

Azsulu ildə $K < 1$, çoxsulu ildə isə $K > 1$ olur.

1.5. Gətirmələr və həll olmuş maddələr sərfi

Misal 1.10. Hidroloji müşahidə məntəqəsində asılı gətirmələr sərfini cədvəl 1.12-nin məlumatlarına görə analitik üsulla hesablayın.

Həlli: Vahid zamanda çayın en kəsiyindən asılı vəziyyətdə keçən gətirmələrin (bərk hissəciklərin) miqdarına asılı gətirmələr sərfi deyilir R , kg/s və ya q/s .

Asılı gətirmələr sərfinin təyini metodikası en kəsiyinin müxtəlif nöqtələrində nümunələrin götürülməsinə əsaslanır. Şaqul və ya bütün en kəsik boyu nümunələrin inteqrasiya üsulu da tətbiq edilir. Eyni zamanda axının sürəti, dərinliyi və eni təyin olunur. Nümunələr laboratoriyada işləndikdən sonra gətirmələrin çəkisi P_n , q və bulanıqlıq ρ , q/m^3 hesablanır.

Hər bir şaqul üçün vahid gətirmələr sərfi təyin olunur α , $\text{q/m}^2 \cdot \text{s}$.

Asılı gətirmələr sərfinin təyini metodikasının nəzəri əsasları su sərfi üçün olduğu kimidir.

1. Bulanıqlığın iki nöqtəli və bir nöqtəli üsullarla təyini

Cədvəl 1.12-də asılı gətirmələr sərfi ilə eyni zamanda ölçülmüş su sərfi haqqında məlumatlar verilib. Laboratoriyada yerinə yetirilmiş işləmələrin nəticələrinə əsasən nöqtədəki gətirmələrin çəkisi P_n cədvəlin 9-cu qrafasına yazılır və həmin nöqtədə bulanıqlıq ρ hesablanır:

$$\rho = \frac{P_n \cdot 10^6}{A},$$

burada A - nümunənin həcmidir, millilitr.

Nöqtədə gətirmələrin vahid sərfi hesablanır:

$$\alpha = \rho v,$$

burada v – nöqtədə sürətdir, m/s .

Cədvəl 1.12. Su sərfinin ölçülmə kitabçasından çıxarış

Şaqulun №-si	Dərnlilik, m	Fırlanğıcın sudayerləşdirilmə dərnlılığı		Nöqtədə orta sürət, m/s	Şaqulda orta sürət, m/s	Asılı gətirmələr					
		Nöqtə	metr			Nümunə-nin №-si	Süzgəcın №-si	Gətirmənin çəkisi, qram	Nümunənin həcmi, ml	Bulanqlıq, q/m ³	Gətirmələrin vahid sərfi, q/m ² · s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	2.28	Səth	0.15	3.22	2.98	32/22	60	0.4195	1000	420	1352
		0.2	0.46	3.26		33/23	61	0.4413	1000	440	1434
		0.6	1.37	3.12		34/24	62	0.4412	1000	440	1373
		0.8	1.82	2.70		35/25	63	0.4455	1000	450	1215
		Dib	2.08	2.40		36/26	64	0.6005	1000	600	1400
.....	
III	3.06	Dib	2.86	2.30	3.11	46/36	74	0.6024	1000	600	1380

Qeyd: Su sərfinin təyini zamanı səviyyənin hündürlüyü qrafikin sıfırından 434 sm təşkil edib. Gətirmə nümunələri 1 litr həcmli batometr vasitəsilə götürülmüşdür.

Cədvəl 1.13. Su sərfi və gətirmələr sərfinin analitik üsulla hesablanması

Şaqulun №-si	Daimi baş. məsafə, m	Şaqulun dərinliyi, m	Su sərfi					Asılı gətirmələr sərfi						
			Şaqullararası orta dərinlik, m	Şaqullararası məsafə, m	Canlı kəsiyin sahəsi, m ²		Şaqulda orta sürət, m/s	Şaqullararası orta sürət, m/s	Şaqullararası su sərfi, m ³ /s	Şaqulda orta bulanqlıq	Orta vahid sərf, q/m ² · s			
					Ölçmə şaqullararası məsafə	Sürət şaqullararası məsafə					Şaqulda	Şaqullararası		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Sol su.kəs.	9.00	0.00												
1	14.0	1.78	0.89	5.00	4.45									
2	18.0	2.06	1.57	4.00	6.28									
3/1	22.0	2.28	2.17	4.00	8.68	19.4		2.09	40.5			927	18.0	
.....	2.98	443	1324	
9/III	46.0	3.06	3.11	
10	50.0	2.50								610	1819			
			2.78	4.00	11.1							1273	20.0	
			1.25	3.50	4.38	15.2	2.18	23.8					R=148	
Sağ su.kəs.	53.5	0.00				F=101		Q=274						

Cədvəl 1.12-də dəqiq ölçmə üsulu ilə təyin edilmiş ρ və α haqqında məlumatlar verilmişdir. Bu məlumatlar qrafiki üsulla hesablamə zamanı istifadə oluna bilər.

Şaqulun 0.2h və 0.8h nöqtələrində və ya 0.6h nöqtəsində bulanıqlıq ölçülərkən orta vahid sərf ($q/m^2 \cdot s$) aşağıdakı düsturlarla hesablanır:

$$\alpha_{ort} = 0.5(\alpha_{0.2} + \alpha_{0.8}),$$

$$\alpha_{ort} = \alpha_{0.6}$$

burada $\alpha_{0.2}, \alpha_{0.6}, \alpha_{0.8}$ -dərinliyin müvafiq nöqtələrində vahid sərlərdir.

Şaqullarda orta vahid sərlərin hesablanmış qiymətləri cədvəl 1.13-ün 12-ci qrafasına yazılmışdır.

Asılı gətirmələr sərfi aşağıdakı düsturla hesablanır:

$$R = 0.001 \left[K\alpha_1 f_0 + \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} f_1 + \dots + \frac{\alpha_{n-1} + \alpha_n}{2} f_{n-1} + K\alpha_n f_n \right],$$

burada $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ – orta vahid gətirmələr sərfi, $q/m^2 \cdot s$; f_0, f_1, \dots, f_n – sürət şaqulları arasındakı canlı en kəsik sahələri, m^2 ; $K = 0.7$ əmsəldir və sahilyanı ərazidə axın sürətinin paylanma xarakterindən asılıdır; 0.001 – qramdan kiloqrama keçid əmsəlidir.

Asılı gətirmələrin hesablanması cədvəl 1.13-də (13,14-cü qrafalar) göstərilir. Gətirmələrin ümumi sərfi $R=148$ kq/s təşkil edir.

2. Şaqulda bulanıqlığın cəm üsulla təyini

1. 0.2h və 0.8h nöqtələrində gətirmələrin çəkələrinə və nümunələrin həcminə görə (cədvəl 1.12, 9 və 10-cu qrafalar) hər bir şaqul üçün cəm nümunə hesablanır. Məsələn, 1 № - li şaqul üçün

$$P_n = P_{n0.2} + P_{n0.8} = 0.4413 + 0.4455 = 0.8868 q \text{ alınır.}$$

Su həcmlərinin cəmi də tapılır:

$$\sum A = A_{0.2} + A_{0.6} = 2000 \text{ ml.}$$

Şaqulda orta bulanıqlıq hesablanır:

$$\rho_{or} = \frac{P_n \cdot 10^6}{A}.$$

1№-li şaqul üçün $\rho_{or} = \frac{0.8868 \cdot 10^6}{2000} = 443 \text{ q/m}^3$ alınır. Orta bulanıqlığın hesablanmış qiymətləri cədvəl 1.14-də verilmişdir.

Cədvəl 1.14. Cəm üsulu ilə ölçülmüş asılı gətirmələr sərfinin hesablanması

Sürət şaqulunun № - si	Şaqullararası su sərfi, m ³ /s	Orta bulanıqlıq, q/m ³		Şaqullararası asılı gətirmələr sərfi, kq/s
		Şaqulda	Şaqullararası	
Sol su.kəs.	40.5	0.00	443	17.9
1		443		
.....
3		610		
Sağ su.kəs.	23.8	0.00	610	<u>18.5</u>
				<u>R=146</u>

2. Bulanıqlıq şaqullarda cəm üsulu ilə təyin olunduqda gətirmələr sərfi (kq/s) aşağıdakı düsturla təyin olunur:

$$R = 0.001 \left[\rho_1 Q_0 + \left(\frac{\rho_1 + \rho_2}{2} \right) Q_1 + \dots + \left(\frac{\rho_{n-1} + \rho_n}{2} \right) Q_{n-1} + \rho_n Q_n \right],$$

burada $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ – şaqullarda cəm üsulu ilə təyin olunmuş orta bulanıqlıq; Q_0, Q_1, \dots, Q_n – şaqullar arasındakı və sahil ərazilərdə hissə su sərfəlidir.

Sağ sahilin su kəsimi ilə 1№-li şaqul arasındakı hissə üçün asılı gətirmələrin sərfi $R=443 \cdot 40.5=17941 \text{ q/s}=17.9 \text{ kq/s}$ təşkil edir (cədvəl 1.14). Gətirmələrin ümumi sərfi $R=146 \text{ kq/s}$ alınır.

3. Bütün en kəsik üçün bulanıqlığın cəm üsulla təyini

1. Baxılan misalda 0.2h və 0.8h nöqtələrindən götürülmüş nümunələrdəki gətirmələrin ümumi çəkisi 3,1500 q, cəm həcmi isə 6000 ml-dir.

Orta bulanıqlıq hesablanır:

$$\rho_{ort} = \frac{3,1500 \cdot 10^6}{6000} = 525 \text{ q/m}^3.$$

2) Asılı gətirmələr sərfi hesablanır:

$$R = 0.001 \rho_{ort} Q = 0.001 \cdot 525 \cdot 274 = 143 \text{ kq/s},$$

burada ρ_{ort} - orta bulanıqlıq, q/m^3 ; Q – su sərfidir, m^3/s .

Dəqiq üsulla götürülmüş bütün nümunələri nəzərə alsaq, orta bulanıqlıq

$$\rho_{ort} = \frac{7.596 \cdot 10^6}{15000} = 506 \text{ q/m}^3 \text{ təşkil edir.}$$

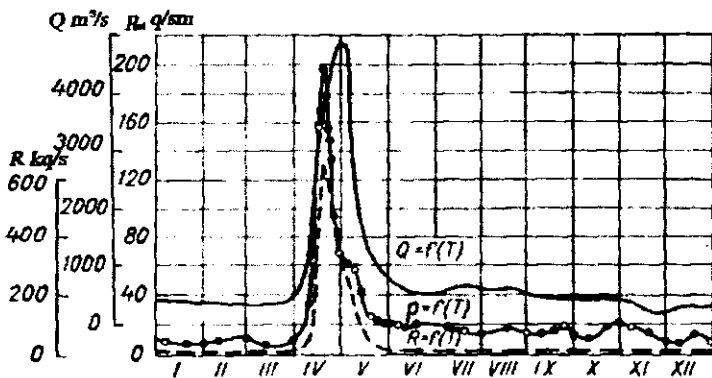
Bu halda gətirmələr sərfi:

$$R = 0.001 \cdot 506 \cdot 274 = 139 \text{ kq/s alınır.}$$

Misal 1.11. Hidroloji müşahidə məntəqəsində 2006-cı ilin müşahidə məlumatları əsasında qurulmuş orta bulanıqlığın xronoloji qrafikinə (şəkil 1.7) görə sutkalıq asılı gətirmələr sərfini hesablayın. Cədvəl 1.15-in məlumatlarından istifadə edin.

Cədvəl 1.15. Ölçülmüş su sərfəri və bulanıqlığın vahid nəzarət nümunələri

№	Tarix	Səviyyə, sm	Gətirmələr sərfi R, kq/s	Su sərfi Q, m^3/s	Orta bulanıqlıq ρ , q/m^3	Nöqtədə vahid bulanıqlıq ρ_{vah} , q/m^3
1	6/I	537	3.77	415	9.1	7.4
....
5	22/IV	850	603	3890	155	163
....
12	31/XII	559	2.14	319	6.7	6.0



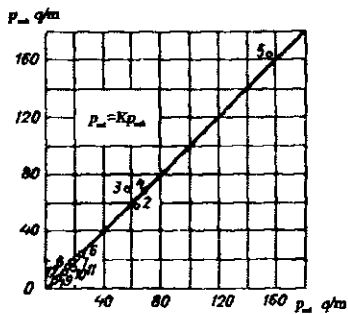
Şəkil 1.7. Su sərfəri Q, orta bulanılıq ρ_{ort} və gətirmələr sərfərinin R tərəddüdlərinin xronoloji qrafikləri (2009-cu il)

Həlli: 1. Orta və vahid bulanılığın qiymətləri arasında (cədvəl 1.15) $\rho_{ort} = K\rho_{vah}$ əlaqə qrafiki qurulur (şəkil 1.8). Bu düzxətli əlaqə kifayət qədər sıxdır.

Alınmış əlaqədən vahid bulanılığın hər hansı bir qiymətinə görə müvafiq orta bulanılıq təyin olunur və sonra keçid əmsalı tapılır. Məsələn: $\rho_{ort}=121 \text{ q/m}^3$ və $\rho_{vah}=120 \text{ q/m}^3$ qiymətləri üçün keçid əmsalı $K=121/120=1.01$ alınır.

2. Orta bulanılığın hesablaması üçün vahid nümunədəki bulanılığın qiyməti keçid əmsalına ($K=1.01$) vurulur (cədvəl 1.15).

3. Şəkil 1.7-də orta bulanılığın tərəddüdünün xronoloji qrafiki göstərilmişdir. Bu qrafik bulanılığın ölçülmüş və şəkil 1.8-dəki əlaqədən təyin edilmiş qiymətlərinə görə qurulmuşdur.



Şəkil 1.8. Orta bulanılıq və vahid nəzarət nümunələrinin bulanılığın arasında əlaqə qrafiki

İlin hər bir günü üçün $\rho_{or}=f(T)$ qrafikindən (şəkil 1.7) orta bulanılıqlığın qiyməti tapılır və cədvəl 1.16-ya yazılır. Bu misalda sutkalıq asılı gətirmələr sərfələrinin hesablanmış qiymətləri yalnız aprel ayı üçün verilir (cədvəl 1.16).

Cədvəl 1.16. Sutkalıq asılı gətirmələr sərfəsinin hesablanması (aprel, 2006-cı il)

Tarix	Orta bulanılıqlıq, q/m^3	Su sərfi, m^3/s	Asılı gətirmələr sərfi, kq/s
1	8.4	450	3.78
2	10.8	476	5.14
...
30	68.1	4870	332
Orta			283
Ən böyük			668
Ən kiçik			3.78

4. Orta sutkalıq asılı gətirmələr sərfəsinin hesablanması üçün cədvəl 1.17-yə orta sutkalıq su sərfələrinin qiymətləri köçürülür. Orta sutkalıq asılı gətirmələr sərfi aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$R=0.001\rho_{or}Q.$$

Məsələn, 1/IV üçün:

$$R=0.001 \cdot 8.4 \cdot 450=3.78 \text{ kq/s.}$$

Cədvəl 1.17. Ölçülmüş su və gətirmələr sərfələri

Sərfin №-si	Tarix	Səviyyə, sm	Asılı gətirmələr sərfi, kq/s	Su sərfi, m^3/s
1	26/I	8	1.42	69.2
2	23/II	-13	0.80	59.2
3	25/III	-14	0.65	61.5
4	11/IV	320	50.0	640
5	12/IV	345	58.0	909
6	13/IV	387	50.9	1230
7	16/IV	422	37.2	1410
8	17/IV	388	16.7	1160
9	29/IV	179	9.02	381
10	3/V	61	5.00	199
11	11/V	-1	3.95	132
12	4/VI	-43	2.40	90.1
13	4/VIII	-97	1.01	48.1

Bundan sonra sutkalıq asılı gətirmələr sərfləri cədvəlini tərtib etmək və orta dekadalıq, həmçinin orta aylıq gətirmələr sərflərini hesablamaq olar.

5. 2006-cı il üçün çayın asılı gətirmələr sərfinin tərəddüd qrafiki şəkil 1.7-də göstərilmişdir.

Misal 1.12. Cədvəl 1.18-in məlumatlarına görə çayın dib gətirmələri sərfini təyin edin.

Həlli: 1. Dib gətirmələrinin ortalaşdırılmış kəmiyyətini təyin etmək üçün şaqulda müşahidələr bir neçə mərhələdə yerinə yetirilir. Buna görə də müşahidələrin ümumi davamiyyətini təyin etmək üçün mərhələlərin sayı hər mərhələdəki müşahidələrin davamiyyətinə vurulur. Məsələn, 1 №-li şaqulda hər biri 600 san olmaqla 3 müşahidə aparılmışdır. Buna görə də ümumi davamiyyət $t=1800$ san təşkil edir.

2. Şaqulda 1 poqon metr üçün gətirmələr sərfləri aşağıdakı düsturla hesablanır:

$$g = \frac{P_n 100}{lt},$$

burada P_n – gətirmələrin çəkisi, qramlarla; l – cihazın ağız hissəsinin eni, 10 sm; t – müşahidələrin davamiyyətidir, san.

Cədvəl 1.18-də 1 №-li şaqul üçün $g = \frac{12.49 \cdot 100}{10 \cdot 1800} = 0.07 \text{ q/m} \cdot \text{s}$ alınır.

3. Dib gətirmələri sərfləri aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$G = 0.001 \left[\frac{g_1}{2} b_0 + \frac{g_1 + g_2}{2} b_1 + \dots + \frac{g_{n-1} + g_n}{2} b_{n-1} + \frac{g_n}{2} b_n \right],$$

burada g_1, g_2, \dots, g_n – 1 poqon metr üçün elementar dib gətirmələri sərfləri; b_0, b_1, \dots, b_n – şaqullararası məsafədir, metrə.

Sərfin hesablanması cədvəl 1.18-də göstərilib.

Cədvəl 1.18. Dib gətirmələri sərfini ölçmə kitabçasından çıxarış

Şaqulun №-si	Daimi başlanğıcdan məsafə, m	Dərinlik, m	Bir mərhələdə müşahidənin davamiyyəti, san	Bir mərhələdə nümunənin həcmi, sm ³			
				1	2	3	4
1	2	3	4	5	6	7	8
Səğ sah. su. kəs 1	105	0.00	600	13.3	15.0	14.2
	125	4.20					

	570	10.1	120	37.6	24.3	29.3	30.0
	634	0.00	1800	0.07	0.04	20	-
36/7	12.49						
.....						
9	0.08	62	-	
Sol sah. su. kəs	40/19	84.35	480	1.7
					2.4	120	0.28
					0.85	64	0.05
							G=0.7 0

Misal 1.13. Cədvəl 1.19 və 1.20-nin məlumatlarına görə 2005-ci il üçün çayda həll olmuş maddələrin orta sutkalıq sərfələrini və 25 iyul-4 avqust tarixləri üçün onların axımını hesablayın.

Cədvəl 1.19. Suyun kimyəvi analizinin nəticələri

a)

Nümunənin götürüldüyü yer, dərinlik, m məntəqədən yuxarı, aşağı, m	Götürülmə tarixi Analiz tarixi	Orta sutkalıq su sərfi Q, m ³ /s	Temperatur, t ⁰	Şəffafliq	Q, mq/l Hopma, %	CO ₂ , mq/l	PH
0.5 Y, 3.5	31/VII 12/VIII	134	9.8	3	-	-	8.15

b)

Ölçü vahidi	İonların miqdarı				
	Kationlar K			Anionlar A	
	Ca ^{**}	Mg ^{**}	Na [*] + K [*]	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ⁻
mq/l	29.6	3.8	4.8	74.4	32.7
mq-ekv	1.477	0.312	0.209	1.219	0.681
% ekv	37.4	7.8	4.8	30.8	17.2
% ekv ¹	73.4	15.6	10.5	61.1	34.1

Ölçü vahidi	İonların miqdarı			İonların cəmi		
	Anionlar A			ΣK	ΣA	Σu= ΣA+ ΣA
	Cl ⁻	NO ₃ ⁻	NO ₂ ⁻			
mq/l	2.1	1.32	0.004	38.2	110.5	148.7
mq-ekv	0.059	0.036	0.0001	1.998	1.995	3.993
% ekv	1.5	0.5	-	-	-	-
% ekv ¹	2.95	1.90	-	-	-	-

Qeyd: % ekv¹ - kation və anionların cəmlərinə görə aynılıqda hesablanıb.

c)

Fosfatlar P, mq/l	Silisium Si, mq/l	Dəmir Fe, mq/l	Cədluq, mq-ekv			Suyun rəngi	Oksidləşmə O, mq/l	
			ümumi	müvəqqəti	daimi		perman- qanat	bixro- mat
0.010	6.8	0.08	1.79	1.22	0.57	8	3.2	10.9

Cədvəl 1.20. Suyun kimyəvi tərkibi

Tarix	Su sərfi, Q, m ³ /s	İonların miqdarı, mq/l						Minerallaşma (ionların cəmi) Σu, mq/l
		Kationlar			Anionlar			
		Ca ^{**}	Mg ^{**}	Na [*] +K [*]	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ⁻	Cl ⁻	
2005-ci il								
31/III	9.29	49.1	11.8	13.2	109.2	99.1	3.2	286.3
30/VI	92.0	30.7	4.6	6.8	75.0	41.1	2.1	162.1
31/VII	134	29.6	3.8	4.8	74.4	32.7	2.1	148.7
16/VIII	119	27.8	3.4	8.2	75.0	30.5	2.5	149.8
30/IX	27.6	35.9	7.5	11.8	87.8	63.8	2.7	211.1
2006-cı il								
27/II	9.13	49.5	10.6	13.8	108.0	37.1	2.5	283.4
28/VI	150	30.3	5.0	0.0	79.9	25.9	2.1	146.3
30/VII	183	27.8	6.2	0.0	76.9	27.6	2.2	140.7
2/XII	15.1	45.5	11.4	8.0	108.6	77.3	3.1	256.1

Həlli: 1. Həll olmuş maddələrin sərfi aşağıdakı düsturla hesablanır:

$$S = \frac{aQ}{10^3}$$

burada S – həll olmuş maddələr sərfi, kq/s ; a - minerallaşma, mq/l və ya q/m^3 ; Q -nümunə götürülən gün su sərfidir, m^3/s .

Bu misalda həll olmuş maddələr sərfi

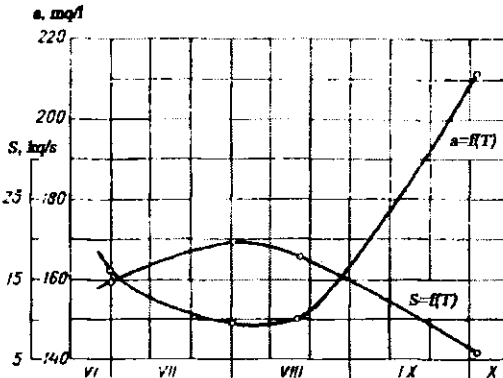
$$S = \frac{aQ}{10^3} = \frac{148.7 \cdot 134}{10^3} = 19.9 \text{ kq/s təşkil edir.}$$

Analoji yolla 2005-ci ildə yerinə yetirilmiş bütün müşahidələr üçün həll olmuş maddələr sərfi hesablanır (cədvəl 1.21).

Cədvəl 1.21.Həll olmuş maddələr sərfi, 2005-ci il

Tarix	$S = \frac{aQ}{10^3}$
31/III	2.661
30/VI	14.93
31/VII	19.9
16/VIII	17.8
30/IX	5.82

Ölçmə işləri yerinə yetirilən tarixlər üçün həll olmuş maddələr sərfi S və minerallaşmanın a qiymətləri şəkil 1.9-da qeyd olunmuşdur. Bu nöqtələri səlis əyri xətlə birləşdirsək, sərfin və minerallaşmanın xronoloji qrafiklərini alarıq.



Şəkil 1.9. Həll olmuş maddələr sərfi və minerallaşmanın dəyişməsi (iyun-sentyabr, 2005-ci il)

Həll olmuş maddələr axımını hesablamaq üçün həll olmuş maddələr sərfinin sutkalıq qiymətlərini təyin etmək lazımdır. Bunun üçün üç üsuldən istifadə oluna bilər.

a) İl ərzində kifayət sayda nümunə götürüldükdə minerallaşma və ya həll olmuş maddələr sərfi şəkil 1.19-da göstərilən xronoloji qrafiklərə görə təyin olunur. Həll olmuş maddələr axımının bu üsula görə təyin olunmuş qiyməti cədvəl 1.22-də verilmişdir.

Cədvəl 1.22. Həll olmuş maddələr axımı

Tarix	S, kq/s	Tarix	S, kq/s	Tarix	S, kq/s
25/VII	19.2	29/VII	19.7	2/VIII	19.6
26/VII	19.4	30/VII	19.8	3/VIII	19.5
27/VII	19.5	31/VII	19.9	4/VIII	19.3
28/VII	19.6	1/VIII	19.7		

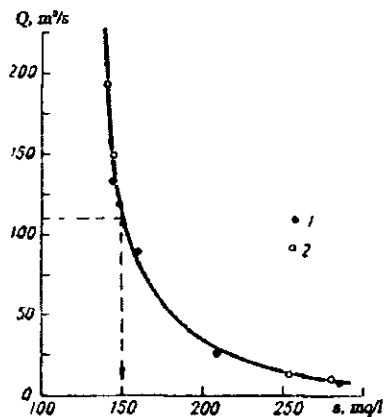
Axımın orta dekadalıq qiyməti $S_{ort.dek}=19.6$ kq/s təşkil edir. Analoji yolla orta aylıq, orta illik qiymətlər tapılır və il üçün ekstremal qiymətlər seçilir.

b) İkinci üsulda $a=f(Q)$ asılılığından istifadə olunur (şəkil 1.10). Əgər, bu əlaqə kifayət qədər sıxdırsa, onda sutkalıq su sərfələrinə görə minerallaşmanın qiyməti təyin edilə bilər. Məsələn, $Q=110$ m³/s olduqda, $a=150$ mq/l (şəkil 1.10-da oxla göstərilib) tapılır və daha sonra məlum düstura görə həll olmuş maddələrin sutkalıq sərfi hesablanır.

c) Üçüncü üsul $S=f(Q)$ əlaqəsindən istifadəyə əsaslanır (şəkil 1.11).

Məlum sutkalıq su sərfələrinə görə həll olmuş maddələr sərfi hesablanır.

Orta 19,6



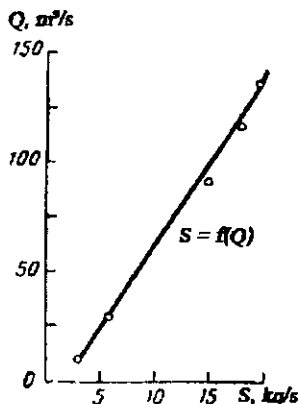
Şəkil 1.10. Minerallaşma və su sərfi arasında əlaqə qrafiki 1-2005; 2-2006.

İstənilən zaman intervalı, məsələn, bir il üçün həll olmuş maddələr axımını təyin etmək üçün aşağıdakı düsturdan istifadə olunur:

$$V_{h.o.m} = 0.001 S_0 \cdot 31.54 \cdot 10^6 \text{ t/il},$$

burada 0.001 – kiloqramdan tona keçid əmsalı; $31.5 \cdot 10^6$ - bir ildəki saniyələrin sayıdır.

25 iyuldan 5 avqusta kimi çayın həll olmuş maddələr axımı $P_{h.o.m} = 0.001 \cdot 19.6 \cdot 86400 \cdot 10 = 16934$ t/dəkada təşkil edir.



Şəkil 1.11. Həll olmuş maddələr sərfi və su sərfi arasında əlaqə qrafiki

2.HİDAVLİKA

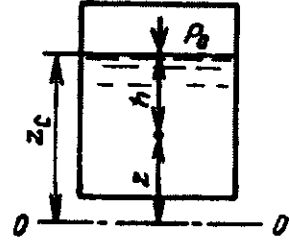
2.1.Hidrostatika

Misal 2.1. Adi şəraitdə açıq qabdakı suyun $h=1\text{m}$ dərinlikdə yerləşən nöqtəsində təzyiği təyin edin (şəkil 2.1).

Həlli: Məsələnin şərtlərinə görə $p_0=p_{atm}=10^5 \text{ Pa}$, suyun sıxlığı $\rho=1000 \text{ kq/m}^3$ və sərbəstdüşmə təcili $g=9.81 \text{ m/san}^2$ təşkil edir.

Aşağıdakı düsturu tətbiq etməklə, verilmiş nöqtədə mütləq təzyiği tapmaq olar:

$$p = p_0 + \rho gh = p_{atm} + \rho gh$$



Şəkil 2.1

Ədədi qiymətləri yerinə yazsaq

$$p = 10^5 + 1000 \cdot 9.81 \cdot 1 = 109810 \text{ Pa} = 109.81 \text{ kPa}$$

alınar.

Alınan təzyiç atmosfer təzyiqindən çox olduğundan, izafi (monometrik) təzyiç hesablanır:

$$p_m = p - p_{atm} = \rho gh = 1 \cdot 9.81 \cdot 1 = 9.81 \text{ kPa}$$

Misal 2.2. Əgər, qab qapalıdırsa və xarici təzyiç

a) $p_0=120 \text{ kPa}$;

b) $p_0=80 \text{ kPa}$ olarsa, 1 m dərinlikdə yerləşən nöqtədə təzyiçi təyin edin.

Həlli:

$$a) p = 120 + 1 \cdot 9.81 \cdot 1 = 129.81 \text{ kPa}$$

$p > p_{atm}$ olduğundan, verilmiş nöqtədə monometrik təzyiç təyin olunur:

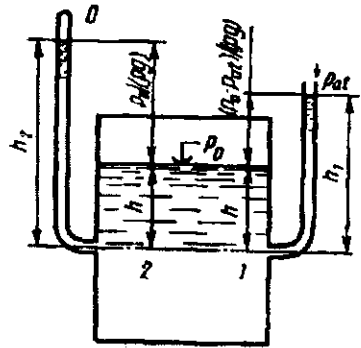
$$b) p_m = p - p_{atm} = 129.81 - 100 = 29.81 \text{ kPa}$$

$$p = 80 + 1 \cdot 9.81 \cdot 1 = 89.81 \text{ kPa}$$

$p < p_{atm}$ olduğundan verilmiş nöqtədə vakum təyin edilir:

$$p_v = p_{atm} - p = 100 - 89.81 = 10.19 \text{ kPa}.$$

Misal 2.3. Su qabına eyni səviyyədə 2 şüşə boru-pyezometr birləşdirilmişdir. Bir boru açıq sonluqludur. Digəri isə bağlıdır və ondan hava tamamilə çıxarılıb (şəkil 2.2). Əgər $h=0.8\text{m}$ və $p_0=110\text{ kPa}$ olarsa, pyezometrlər birləşən yerlərdə təzyiqi və borularda su sütununun hündürlüyünü təyin edin.



Şəkil 2.2

Həlli: 1 və 2 nöqtələrində təzyiq eynidir:

$$p_1 = p_2 = p_0 + \rho gh = 110 + 1 \cdot 9.81 \cdot 0.8 = 117.85 \text{ kPa}$$

Bu nöqtələrdəki monometrik təzyiq

$$p_{m1} = p_{m2} = p_0 + \rho gh - p_{atm} = 117.85 - 100 = 7.85 \text{ kPa}$$

təşkil edir.

Borulardakı su sütununun hündürlüyünü təyin etmək üçün qab və pyezometr üçün ümumi nöqtəyə tarazlıq şərtini tətbiq etmək lazımdır. 1 nöqtəsindəki təzyiq qab tərəfdən $p_1 = p_0 + \rho gh$, pyezometr tərəfdən isə $p_1 = p_{atm} + \rho gh_1$ düsturuna görə hesablanır.

$$\text{Onda } p_0 + \rho gh = p_{atm} + \rho gh_1.$$

Buradan,

$$h_1 = (p_0 + \rho gh - p_{atm}) / (\rho g) = p_{m1} / (\rho g) = 17.85 / (1 \cdot 9.81) \approx 1.8 \text{ m}$$

alınır.

Birinci pyezometrə su sütununun hündürlüyü onun qaba birləşdiyi nöqtədəki monometrik təzyiqlə bərabərdir.

Tarazlıq tənliyindən alınır ki, birinci pyezometr və qabdakı su səviyyələrinin fərqi qabın sərbəst səthindəki monometrik təzyiqlə bərabərdir:

$$h_1 - h = (p_0 - p_{atm}) / (\rho g).$$

2 nöqtəsi üçün tarazlıq tənliyi aşağıdakı kimidir:

$$0 + \rho gh_2 = p_0 + \rho gh$$

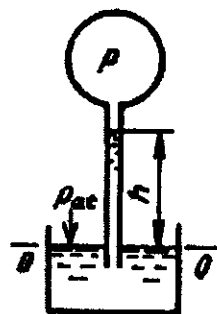
Buradan

$$h_2 = (p_0 + \rho gh)/(\rho g) = p_2/(\rho g) = 117.85/(1 \cdot 9.81) \approx 12 \text{ m}$$

İkinci pyezometrədə su sütununun hündürlüyü 2 nöqtəsindəki mütləq təzyiqlə bərabərdir. Pyezometr və qabdakı su səviyələrinin fərqi isə sərbəst səthdə mütləq təzyiqlə göstərir:

$$h_2 - h = p_0/(\rho g).$$

Misal 2.4. İçində hava olan balonda təzyiqlə (p) atmosfer təzyiqindən azdır. Balon boruya birləşdirilib və boru içində maye olan qaba salınıb (şəkil 2.3). Atmosfer təzyiqinin təsiri nəticəsində maye boruda h hündürlüyünə qədər qalxır. Əgər $p=90.2$ kPa olarsa, su boruda hansı hündürlüyə qalxar?



Şəkil 2.3

Həlli: Mütləq sükunətdə 0-0 üfüqi müstəvisinin bütün nöqtələrində təzyiqlər eynidir. Tarazlıq tənliyinə görə:

$$p_{atm} = p + \rho gh.$$

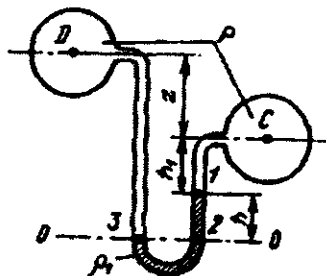
Buradan

$$h = (p_{at} - p)/(\rho g) = p_v/(\rho g) = (100 - 90.2)/(1 \cdot 9.81) \approx 1 \text{ m}$$

alınır.

Beləliklə, maye sütunu atmosfer təzyiqlə balondakı təzyiqlə fərqi tarazlaşdırır və onun hündürlüyü ilə vakum ölçülür.

Misal 2.5. Mərkəzləri bir birindən z məsafədə və differensial monometrə mayenin hündürlüklər fərqi h olan C və D çənlərində təzyiqlə fərqi təyin edin. Mayenin sıxlığı ρ_1 -dir. Qablar su ilə doludur (şəkil 2.4). Hesablamaları aşağıda verilənlərə əsasən yerinə yetirin:



Şəkil 2.4

a) $z=0$, $\rho_1=850 \text{ kq/m}^3$, $h=0.2 \text{ m}$;

b) $z=0.5 \text{ m}$, $\rho_1=13600 \text{ kq/m}^3$, $h=0.1 \text{ m}$.

Həlli: h hündürlüyü 1 və 2 nöqtələri arasındakı təzyiç fərqi göstərir. 2 və 3 nöqtələrində təzyiç eynidir.

C nöqtəsindən 1 nöqtəsinə qədər məsafəni h_1 ilə işarə etsək, onda aşağıdakı tənliyi alırıq:

$$p_C + \rho gh_1 + \rho_1 gh - \rho g(h_1 + h + z) = p_D$$

0-0 kəsiyinə nəzərən tarazlıq tənliyini tərtib etdikdə də eyni ifadə alınır.

Onda

$$p_D - p_C = (\rho_1 - \rho)gh - \rho gz$$

Əgər, çənlər eyni səviyyədədirlərsə ($z=0$), onda

$$p_D - p_C = (\rho_1 - \rho)gh.$$

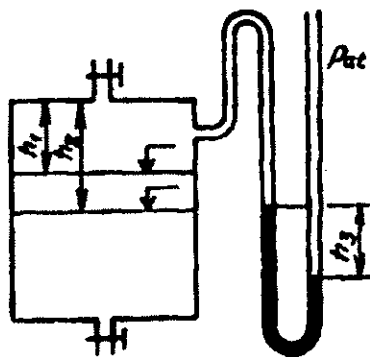
Axırncı bərabərlikdən görünür ki, $\rho_1 < \rho$ olduqda D çəmində təzyiç C çəmindəkindən azdır və əksinə.

Beləliklə, verilmiş qiymətlərə görə yerinə yetirilmiş hesablamaların nəticələri aşağıdakı kimidir:

a) $p_C - p_D = (1000 - 850) \cdot 9.81 \cdot 0.2 = 294.3 \text{ Pa}$

b) $p_D - p_C = (13600 - 1000) \cdot 9.81 \cdot 0.1 - 1000 \cdot 9.81 \cdot 0.5 = 7455.6 \text{ Pa}.$

Misal 2.6. Atmosfer təzyiç şəraitində silindirik qabı yuxarı kran vasitəsilə su ilə doldurduqdan sonra suyun səviyyəsi yuxarı müstəvidən $h_1=0.2\text{m}$ məsafədə qərarlaşmışdır (şəkil 2.5). Yuxarı kran bağlandıqdan sonra su qismən aşağı kranla boşaldılıb. Əgər, pyezometrədə civenin səviyyə fərqi $h_3=0.15\text{m}$ olarsa, onda qabdakı havanın təzyiçini və yuxarı müstəvidən sərbəst səthə kimi h_2 hündürlüyünü təyin edin. Proses izotermikdir.



Şəkil 2.5

Həlli: Havanın genişlənməsinin izotermik prosesi üçün düstur aşağıdakı kimidir:

$$p_{atm}h_1(\pi d^2/4) = \rho h_2(\pi d^2/4),$$

burada d-qabın diametridir.

Buradan $h_2 = p_{atm}h_1/p$ alınır.

Havanın sıxlığının mayenin sıxlığından dəfələrlə az olduğunu nəzərə alsaq, hesab etmək olar ki, qabdakı havanın bütün nöqtələrində və pyezometrin sol dirsəyində təzyiq eynidir.

Pyezometrin göstəricilərinə əsasən:

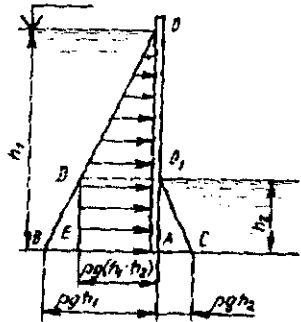
$$p = p_{atm} - \rho gh_3 = 100 - 13.6 \cdot 9.81 \cdot 0.15 = 80 \text{ kPa}$$

Onda $h_2 = 100 \cdot 0.2/80 = 0.25 \text{ m}$ alınır.

Misal 2.7. Əgər sipərin qarşısında suyun dərinliyi $h_1=4 \text{ m}$, arxasında isə $h_2=1 \text{ m}$ olarsa, OA sipərinə izafi təzyiq epyurasını qurun (şəkil 2.6).

Həlli: Solda su kəsiminin O nöqtəsində $p_{mO}=0$; dibdə A nöqtəsində $p_{mA}=\rho gh_1$; epyura OAB üçbucağı şəklindədir. Sağda su kəsiminin O_1 nöqtəsində $p_{mO_1}=0$, dibdə A nöqtəsində $p_{mA}=\rho gh_2$; epyura O_1AC üçbucağı şəklindədir.

Sol tərəfdən sipərə təsir edən hidrostatik təzyiqin bir hissəsi sağ tərəfdən əks istiqamətə yönəlmiş təziqlə tarazlaşır. O_1 və A nöqtələrində təzyiq:



Şəkil 2.6

$$\rho g(h_1 - h_2) = 1 \cdot 9.81(4 - 1) = 29.4 \text{ kPa} \text{ təşkil edir.}$$

Epyura OAED trapesiyası ilə göstərilmişdir.

Misal 2.8. Dib suburaxıcının sipərinə izafi təzyiq epyurasını qurun (şəkil 2.7).

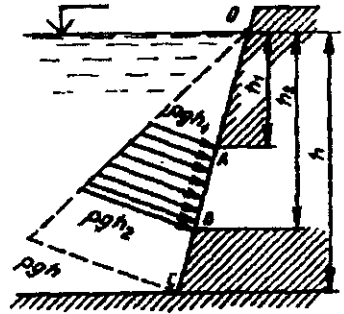
Həlli: Bu epyura 2 yolla qurula bilər.

1. C nöqtəsindən sipərin müstəvisinə uzunluğu ρgh olan perpendikulyar xətt çəkilir. Onun sonu O ($p_m=0$) nöqtəsi ilə birləşdirilir. A və B nöqtələrinə perpendikulyar xətlər üçbucaqdan təzyiq epyurasının lazımı hissəsini ayırır.

2. A və B nöqtələrində izafi təzyiç təyin edilir:

$$p_{m1} = \rho gh_1 \quad \text{və} \quad p_{m2} = \rho gh_2$$

Bu nöqtələrdən sipərin müstəvisinə perpendikulyar xətlər keçirilir və onların üzərində müvafiq parçalar qeyd olunur. Sonra onların sonları birləşdirilir. AB kəsiyinə izafi təzyiç epyurası trapesiya formasında alınır.

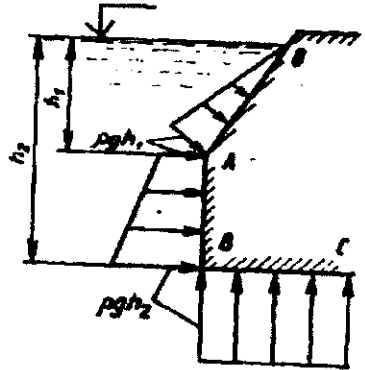


Şəkil 2.7

Misal 2.9. OABC divarına təsir edən izafi təzyiç epyurasını qurun (şəkil 2.8).

Həlli: Konturun hər bir hissəsində səciyyəvi nöqtələr seçilir, bu nöqtələrdə təzyiç təyin olunur və onlar miqyasa müvafiq xətt parçaları şəklində göstərilir.

OA hissəsində oturacağı $p_{mA} = \rho gh_1$ olan üçbucaq epyura alınır (xətt parçası OA divarına perpendikulyardır). A nöqtəsi eyni zamanda ikinci hissəyə də aiddir. Buna görə AB-yə perpendikulyar olan digər xətt də çəkilir. Eyni zamanda AB və BC-yə aid olan B nöqtəsində izafi təzyiç A nöqtəsindəkindən çoxdur:



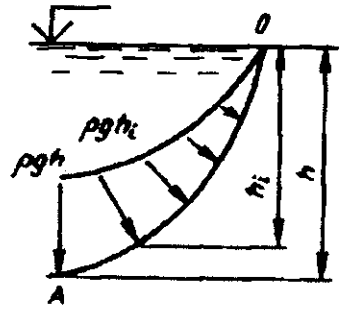
Şəkil 2.8

$p_{mB} = \rho gh_2$.

AB-yə müvafiq uzunluqlu perpendikulyar xətt çəkildikdə, ikinci hissə üçün trapesiya formalı epyura alınır. BC hissəsində bütün nöqtələr eyni h_2 dərinliyində yerləşir və onlara təsir edən təzyiç eynidir. Epyura, ordinatı ρgh_2 olan düzbucaqlı şəklindədir.

Misal 2.10. Suyun dərinliyi h olarsa, əyrixətli OA divarına təsir edən təzyiç epyurasını qurun (şəkil 2.9).

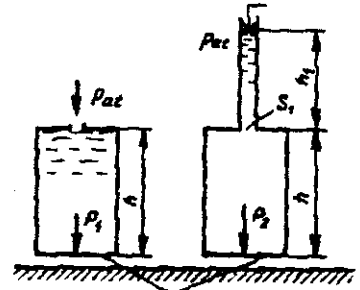
Həlli: Su kəsiminin O nöqtəsində izafi təzyiq 0, h dərinliyindəki A nöqtəsində isə ρgh təşkil edir. İstənilən h_1 dərinliyində izafi təzyiq ρgh_1 -dir. Təzyiq qüvvəsi islanmış səthə perpendikulyar olduğundan, epyurayı qurmaq üçün iki nöqtə kifayət etmir.



Şəkil 2.9

Δh addımını seçərək, hər bir nöqtədə izafi təzyiq təyin edilir və miqyasa müvafiq olaraq səthə perpendikulyarlar çəkilir. Bu xətlərin uclarını birləşdirdikdə şəkil 2.9-da göstərilən epyura alınır.

Misal 2.11. Aşağıdakı iki hal üçün izafi təzyiqin su qabının dibinə təsir qüvvələrini və onların nisbətini hesablayın: a) qabın qapağında dəlik olduqda b) qabın qapağındakı dəliyə hündürlüyü $h_1=9$ m olan su ilə dolu boru birləşdirildikdə (şəkil 2.10). Qabın hündürlüyü $h=1$ m-dir.



Şəkil 2.10

Həlli: Hər iki halda qüvvə aşağıdakı düstura görə təyin olunur:

$$p = \rho ghS.$$

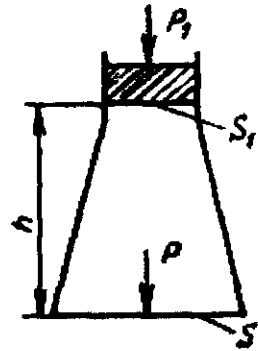
Birinci halda qabın dibinin bütün nöqtələri sərbəst səthdən h dərinliyindədir və izafi təzyiq ρgh təşkil edir. İkinci halda dərinlik $(h+h_1)$, təzyiq isə $\rho g(h+h_1)$ -dir.

Buna görə

$$P_2/P_1 = \rho g(h + h_1)S/(\rho ghS) = (h + h_1)/h = (1 + 9)/1 = 10 \text{ alınır.}$$

Borunun qaba birləşdirilməsi qüvvəni 10 dəfə artırır.

Misal 2.12. Ağzı porşen ilə bağlanmış qabın dibinə izafi təzyiqli qüvvəsini təyin edin. Porşenə $P_1=200N$ güc təsir edir (şəkil 2.11). Dibin sahəsi $S=0.5 \text{ m}^2$, porşenin sahəsi $S_1=0.1 \text{ m}^2$, qabın dolma hündürlüyü $h=1.02 \text{ m}$ təşkil edir.

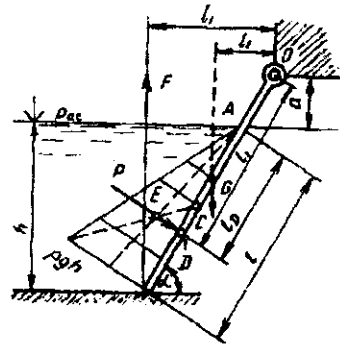


Şəkil 2.11

Həlli: Atmosfer təzyiqinin porşenə və qabın divarlarına təsiri tarazlaşır. Buna görə yalnız qabın dibinə izafi təzyiqli və ona müvafiq güc təyin edilir. P_1 qüvvəsi porşenin altında $p_1=P_1/S_1$ təzyiqlini yaradır. Qabın dibində təzyiqli ρgh qədər çoxdur. Onda qabın dibinə təzyiqli qüvvəsi:

$$P = (P_1/S_1 + \rho gh)S = (0.200/0.1 + 1 \cdot 9.81 \cdot 1.02) \cdot 0.5 = 6 \text{ kN} \text{ alınır.}$$

Misal 2.13. O oynağı ətrafında fırlanan yastı dördbucaqlı sipərin açılması üçün başlanğıc qüvvəni təyin edin. Oynaqdan suyun səviyyəsinə qədər məsafə $a=0.5\text{m}$, suyun dərinliyi $h=2 \text{ m}$, qabının eni $b=3\text{m}$, üfüq xəttinə meyl bucağı $\alpha=60^\circ$ və kütləsi $m=2.2 \text{ t}$ təşkil edir.



Şəkil 2.12

Oynaqda sürtünmə və başlanğıc anda Arximed qüvvəsi nəzərə alınmır (şəkil 2.12).

Həlli: Sipərə ağırlıqli qüvvəsi G, suyun təzyiqli qüvvəsi P və qaldırıcı qüvvə F təsir edir. F qüvvəsini hesablamalıqlı üçün O oynağına nəzərən bütün qüvvələrin momentləri tənliyi tərtib olunmalıdır. Axtarılan qüvvənin qolu:

$$l_1 = (a + h)/\text{tg}\alpha \text{ təşkil edir.}$$

Ağırlıqli qüvvəsi $G=mg$ sipərin ağırlıqli mərkəzindən keçir. Ağırlıqli qüvvəsinin qolu $l_2 = 0.5l_1$ təşkil edir. P qüvvəsi sipərin

səthinə perpendikulyardır və kəsişmə nöqtəsi (təzyiq mərkəzi D) su kəsimindən l_D , oynaqdan isə $l_3 = l_D + a/\sin \alpha$ məsafədədir.

Momentlər düsturuna görə $\sum M_0 = Fl_1 - Gl_2 - Pl_3 = 0$

Məsələnin həlli üçün P qüvvəsini və l_D təzyiq mərkəzinin koordinatını təyin etmək lazımdır. Atmosfer təzyiqinin təsiri tarazlaşır və buna görə izafi təzyiq qüvvəsi təyin olunur: $P = \rho gh_c S$.

Dördbucaq formalı səthin ağırlıq mərkəzinin batma dərinliyi $h_c = 0.5h$ təşkil edir.

İslənmiş səthin sahəsi: $S = bl = bh/\sin \alpha$.

Onda

$$P = \rho gh_c S = 0.5 \rho gh^2 b / \sin \alpha = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 2^2 \cdot 3 / 0.866 = 68 \text{ kN}$$

Təzyiqin koordinat mərkəzi:

$$l_D = l_c + J_0 / (l_c S).$$

Dördbucaqlı səth üçün ətalətin mərkəzi momenti:

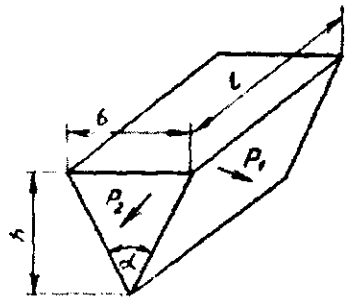
$$J_0 = bl^3 / 12 = bh^3 / 12 \sin^3 \alpha.$$

Nəzərə alsaq ki, $l_c = h_c / \sin \alpha$, onda

$$\begin{aligned} l_D &= l_c + J_0 / (l_c S) \\ &= h / (2 \sin \alpha) - (bh^3 2 \sin^2 \alpha) / (12 \sin^3 \alpha h b) = \\ &= 2h / 3 \sin \alpha = 2/3 l \\ l_D &= 2/3 (2 / 0.866) = 1.54 \text{ m} \end{aligned}$$

Alınmış bu qiymətləri momentlər düsturunda yerinə yazdıqda tələb olunan qüvvə tapılır: $F = 110 \text{ kN}$.

Misal 2.14. Sıxlığı $\rho = 900 \text{ kq/m}^3$ olan maye ilə doldurulmuş çənin üçbucaq və düzbucaq formalı divarlarına izafi təzyiq qüvvəsini və təzyiq mərkəzinin koordinatını təyin edin. Qabın hündürlüyü $h = 30 \text{ sm}$, eni $b = 40 \text{ sm}$, uzunluğu $l = 100 \text{ sm}$ təşkil edir (şəkil 2.13).



Şəkil 2.13

Həlli: Təzyiq qüvvəsi təyin olunur: $P = \rho g h_c S$.

Yan divar: düzbucaqlının ikinci tərəfinin uzunluğu $l_1 = \sqrt{h^2 + (0.5b)^2} = \sqrt{0.3^2 + 0.2^2} = 0.36 \text{ m}$.

Yan divarın sahəsi: $S_1 = l_1 l = 0.36 \cdot 1 = 0.36 \text{ m}^2$.

Divarın ağırlıq mərkəzinin batma dərinliyi: $h_{c_1} = 0.5h = 0.5 \cdot 0.3 = 0.15 \text{ m}$.

Onda

$$P_1 = 900 \cdot 9.81 \cdot 0.15 \cdot 0.36 = 477 \text{ N}.$$

Sərbəst səthə çıxan düzbucaqlı divar üçün təzyiq mərkəzinin koordinatı:

$$l_{D_1} = \frac{2}{3} l_1 = 0.24 \text{ m alımr.}$$

Görünən divar: üçbucaq formalı divarın sahəsi $S_2 = 0.5hb = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 0.06 \text{ m}^2$, divarın ağırlıq mərkəzinin batma dərinliyi $h_{c_2} = 1/3h = 0.1 \text{ m}$ təşkil edir. Təzyiq qüvvəsi:

$$P_2 = \frac{1}{6} \rho g h^2 b, \text{ və ya } P_2 = 900 \cdot 9.81 \cdot 0.10 \cdot 0.6 = 53 \text{ N}.$$

Üçbucaq formalı sahə üçün ətalətin mərkəzi momenti $J_0 = bh^3/36$. Onda təzyiq mərkəzinin koordinatı:

$$l_{D_2} = h_{D_2} = \frac{1}{3} h + \frac{bh^3 \cdot 3 \cdot 2}{36hb} = \frac{1}{2} h = 0.15 \text{ m}.$$

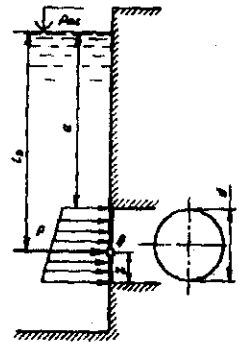
Misal 2.15. Borunun ağzını bağlayan disk şəkilli sipərə təzyiq qüvvəsini təyin edin (şəkil 2.14). Boruda su yoxdur, $d=1 \text{ m}$, və $a=2.5 \text{ m}$ təşkil edir.

Həlli: Sipərin sahəsi $s = \pi d^2/4 = 0.785d^2$. Onun ağırlıq mərkəzinin batma dərinliyi

$$h_c = a + 0.5d = 2.5 + 0.5 \cdot 1 = 3 \text{ m}.$$

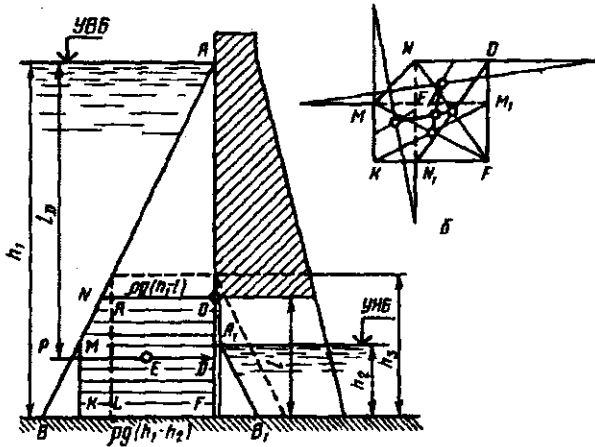
Dairəvi formalı sahə üçün ətalətin mərkəzi momenti $J_0 = \pi d^4/64$. Onda, məlum düstura görə:

$$P = 0.785 \rho g h_c d^2 = 0.785 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 3 \cdot 1^2 = 23.1 \text{ kN}.$$



Şəkil 2.14

Misal 2.16. Yuxarı və aşağı byeflərdə verilmiş səviyyələrdə dib suburaxıcının sipərinə suyun təzyiq qüvvəsini və təzyiq mərkəzini təyin edin (şəkil 2.15). Sipər kvadrat formalıdır: $h_1=8$ m, $h_2=1.5$ m və $l=2$ m təşkil edir.



Şəkil 2.15

Həlli: Əvvəlcə, hesablamalar yuxarı byef üçün yerinə yetirilir.

Sipərin islanmış sahəsi

$S_j = l^2 = 2^2 = 4 \text{ m}^2$. Bu sahənin ağırlıq mərkəzinin batma dərinliyi $h_{C_1} = h_1 - 0.5l = 8 - 0.5 \cdot 2 = 7 \text{ m}$.

Soldan təzyiq qüvvəsi

$$P_1 = 1 \cdot 9.81 \cdot 7 \cdot 4 = 274.7 \text{ kN}.$$

Təzyiq mərkəzinin koordinatı

$$l_{D_1} = 2(h_1^2 + ah_1 + a^2)/3(h_1 + a),$$

burada $a = h_1 - l = 8 - 2 = 6 \text{ m}$.

$$l_{D_1} = 2(8^2 + 6 \cdot 8 + 6^2)/3(8 + 6) = 7.05 \text{ m}.$$

Aşağı byef üçün hesablamalarda da yuxarıdakı düsturlardan istifadə etmək olar;

$$P_2 = 0.5\rho gh_2^2 l = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 1.5^2 \cdot 2 = 22.1 \text{ kN}$$

$$l_{D_2} = \frac{2}{3} h_2 = 1 \text{ m}.$$

Bərabərtəsirli qüvvə $P = P_1 - P_2 = 274.7 - 22.1 = 252.6 \text{ kN}$.
 Bu qüvvənin təzyiqlik mərkəzini təyin etmək üçün yuxarı byefdə su kəsiminə görə (A nöqtəsi) momentlər tənliyini tərtib edək:

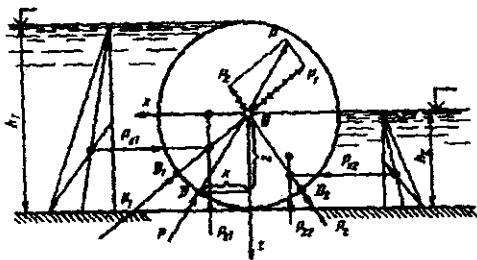
$$Pl_D = P_1 l_{D_1} - P_2 (l_{D_2} + h_1 - h_2).$$

buradan

$$l_D = [274.7 \cdot 7.05 - 22.1(1 + 8 - 1.5)] / 252.6 = 7.01 \text{ m}$$

alınır.

Misal 2.17. Əgər yuxarı byefdə dərinlik $h_1=4 \text{ m}$, aşağı byefdə $h_2=2 \text{ m}$, silindirik formalı siperin diametri $d=4 \text{ m}$, siperin üstünü örtüyü aşırımın eni $b=10 \text{ m}$ olarsa, silindirik siperə uyğun təzyiqlik qüvvəsini və təzyiqlik mərkəzinin koordinatını təyin edin (şəkil 2.16).



Şəkil 2.16

Həlli: Yuxarı byef üçün təzyiqlik qüvvəsinin üfüqi toplananı aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$P_{x1} = 0.5 \rho g h_1^2 b = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 4^2 \cdot 10 = 784.8 \text{ kN}$$

Şaquli toplanan:

$$P_{z1} = \rho g (\pi d^2 / 8) b = 1 \cdot 9.81 \cdot 3.14 \cdot 4^2 \cdot 10 / 8 = 616 \text{ kN}.$$

Aşağı byef üçün analogi yolla alırıq:

$$P_{x2} = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 2^2 \cdot 10 = 196.2 \text{ kN}$$

$$= 1 \cdot 9.81 \cdot 3.14 \cdot 4^2 \cdot 10 / 16 = 308 \text{ kN}.$$

Qüvvələrin istiqamətlərini nəzərə alaraq, üfüqi və şaquli qüvvələrin bərabərtəsirli qüvvələri təyin edilir:

$$P_x = P_{x1} - P_{x2} = 784.8 - 196.2 = 588.6 \text{ kN},$$

$$P_z = P_{z1} + P_{z2} = 616 + 308 = 924 \text{ kN}.$$

Onda yekun qüvvə $P = \sqrt{588.6^2 + 924^2} = 1095.5 \text{ kN}$.

P-nin üfüqə meyillik bucağının funksiyası $\cos \theta = 588.6 / 1095.5 = 0.537$;

$\sin \theta = 924 / 1095.5 = 0.843$, buradan $\theta = 57.5^\circ$.

Təzyiqin koordinat mərkəzləri: $x=2 \cdot 0.537=1.07 \text{ m}$;
 $z=2 \cdot 0.843=1.69 \text{ m}$.

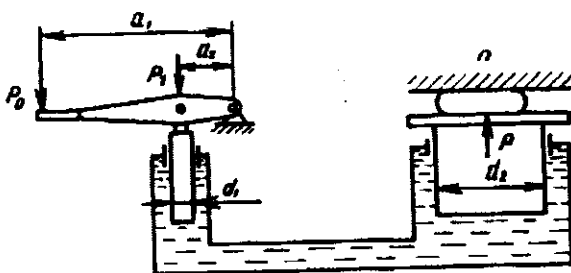
Misal 2.18. Radiusu r , qalınlığı isə t olan dairəvi borunun divarlarında gərginliyi tapın. Boruda mayenin izafi təzyiqi p -yə bərabərdir.

Həlli: Borunun l uzunluqlu hissəsinə baxaq. Təzyiq (p) ilə müqayisədə boru hissəsində təzyiqin dəyişməsinə və mayenin ağırlığını nəzərə almamaq olar. P gücü borunu iki yarım silindire bölməyə çalışır.

P üfqi toplanan kimi təyin olunur: $P=P_x=pS_x$, burada $S_x=2rl$ -silindirik səthin üfqi diametral müstəviyə proyeksiyasıdır. Tarazlaşdırıcı elastiklik qüvvələri l uzunluqlu və t qalınlıqlı iki düzbucaqlı müstəvi üzrə bərabər paylanmışdır. Borunun divarlarında normal gərginlik

$$\bar{\sigma} = p2rl / (2lt) = pr / t.$$

Misal 2.19. Əgər plunjerin diametri $d_1=0.05 \text{ m}$, porşenin diametri $d_2=0.5 \text{ m}$ və faydalı iş əmsalı $\eta=0.8$ olarsa, detallı sıxan hidravlik presin P gücünü təyin edin. Tutacağına $P=200 \text{ N}$ qüvvə təsir edən ling plunjerə bərkidilmişdir. Ling qolları: $a_1=1.2 \text{ m}$; $a_2=0.2 \text{ m}$ (şəkil 2.17).



Şəkil 2.17

Həlli: Plunjerə $P_1=Pa_1/a_2$ qüvvəsi ötürülür. Plunjerin altında olan mayenin S_1 sahəsində təzyiq $\Delta p=P_1/S_1$ qədər artır. Təzyiqin

dəyişməsi mayenin yayıldığı bütün nöqtlərə, o cümlədən porşenin üfûqi aşağı səthinə S_2 ötürülür. Nəticədə $P_2 = \Delta p S_2$ qüvvəsi yaranır. Düstura faydalı iş əmsalı daxil edildikdə $P_2 = (a_1/a_2)(S_2/S_1)P\eta = a_1/a_2 (d_2/d_1)^2 P\eta$ alınır.

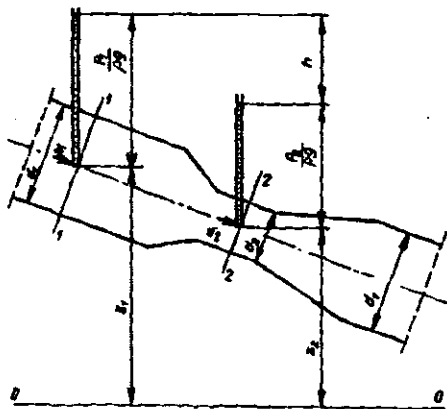
Ötürücü ədəd

$$S_2/S_1 = (d_2/d_1)^2 = (0.5/0.05)^2 = 100$$

$$\text{Axtarılan qüvvə: } P_2 = (1.2/0.2) \cdot 100 \cdot 200 \cdot 0.8 = 96 \cdot 10^3 \text{ H}$$

2.2. Mayenin hərəkət növləri. Bernulli tənliyi

Misal 2.20. Venturi suölçəninin köməyi ilə basqı itkisini nəzərə almadan su sərfini Q təyin edin. Pyezometrlərin göstəricilərinin fərqi $h=23.5$ sm, boru kəmərinin diametri $d_1=150$ mm, onun dar hissəsinin diametri $d_2=75$ mm təşkil edir (şəkil 2.18). Misalın həlli zamanı mayenin dar hissədə sıxılması nəzərə alınmır.



Şəkil 2.18

Həlli: İxtiyari 0-0 üfûqi müstəvisinə görə 1-1 və 2-2 canlı kəsikləri üçün Bernulli tənliyi tərtib olunur:

$$z_1 + p_1/(\rho g) + \alpha_1 v_1^2/(2g) = z_2 + p_2/(\rho g) + \alpha_2 v_2^2/(2g) + h_f.$$

Misalın şərtinə görə, $h_f=0$. Həmçinin, hesab edirik ki, $\alpha_1=\alpha_2=1$.

Onda

$$(z_1 + p_1/\rho g) - (z_2 + p_2/\rho g) = v_2^2/(2g) - v_1^2/(2g)$$

Məlumdur ki:

$$[z_1 + p_1/(\rho g)] - [z_2 + p_2/(\rho g)] = h \text{ (bax şəkil 2.2-yə).}$$

Onda

$$h = v_2^2/(2g) - v_1^2/(2g).$$

Bu tənlikdə iki naməlum kəmiyyət var: v_1 və v_2 . Bu problemi həll etmək üçün kəsilməzlik tənliyi tərtib olunur: $v_1 S_1 = v_2 S_2$ və $v_1 = S_2 v_2 / S_1$.

Onda

$$h = v_2^2/(2g) - (S_2/S_1)^2 v_2^2/(2g) = v_2^2/(\rho g) [1 - (S_2/S_1)^2].$$

2-2 kəsiyində orta sürət təyin edilir:

$$v_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - (S_2/S_1)^2}} \sqrt{2gh}$$

Kəsilməzlik tənliyindən alınır:

$$Q = v_2 S_2 = \frac{S_2 \sqrt{2g}}{\sqrt{1 - (S_2/S_1)^2}} \sqrt{h} = A \sqrt{h},$$

burada A-suölçənin sabitidir, $A = \frac{S_2 \sqrt{2g}}{\sqrt{1 - (S_2/S_1)^2}}$.

Su sərfi hesablanır:

$$Q = A \sqrt{h} = 2021.05 \sqrt{23.5} = 9797.4 \text{ sm}^3/\text{s} \approx 9.8 \text{ l/s},$$

burada, $S_1 = \pi d_1^2/4 = \pi \cdot 15^2/4 = 176.71 \text{ sm}^2$; $S_2 = \pi d_2^2/4 = \pi \cdot 7.5^2/4 = 44.18 \text{ sm}^2$;

$$A = \frac{44.18 \sqrt{2 \cdot 981}}{\sqrt{1 - (44.18/176.71)^2}} = 2021.05 \text{ sm}^{2.5}/\text{s}.$$

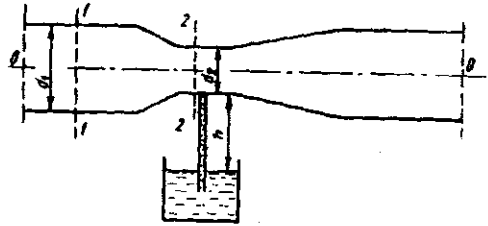
Nəzərə almaq lazımdır ki, faktiki su sərfi hesablanmış su sərfindən az olacaq, çünki hesablama zamanı itkilər nəzərə alınmayıb. Venturi suölçəni ilə hesablamlar aparılarkən su sərfi aşağıdakı düstura görə təyin olunur:

$$Q = \mu A \sqrt{h},$$

burada μ -suölçənin sərf əmsəlidir, eksperiment yolla təyin olunur. $\mu=0.95$ olarsa, onda

$$Q = \mu A \sqrt{h} = 0.95 \cdot 9797.4 = 9307.5 \text{ sm}^3/\text{s} = 9.31 \text{ l/s}.$$

Misal 2.21. Qabdakı suyun borucuq ilə qalxma hündürlüyünü (h) təyin edin (şəkil 2.19). Borunun diametri $d_1=125$ mm, onun dar hissəsinin diametri $d_2=75$ mm, su sərfi



Şəkil 2.19

$Q=15$ l/san, 1-1 kəsiyində izafi təzyiq $p_{m1}=3050$ Pa. Hesablama zamanı təzyiq itkisini nəzərə almayın.

Həlli: Borunun oxu boyu ixtiyari

üfqi 0-0 müstəvisi keçirək. 1-1 və 2-2 kəsikləri üçün Bernulli tənliyini tərtib edək. Basqı itkisini nəzərə almırıq. Əgər, $z_1=z_2=0$, $\alpha_1=\alpha_2=1$ və $p_1=p_{at}+p_{m1}$ olduğunu nəzərə alsaq, onda Bernulli tənliyinə görə:

$$p_{m1}/\rho g + p_{at}/(\rho g) + v_1^2/(2g) = p_2/(\rho g) + v_2^2/(2g).$$

Tənliklərdən

$$h_v = v_2^2/2g - v_1^2/2g - p_{m1}/\rho g,$$

$$h_v - 2-2 \text{ kəsiyində seyrəlmədir (vakuüm), } h_v = (p_{at} - p_2)/\rho g.$$

Borucuqda suyun tarazlıq şərtini nəzərə alsaq, onda

$$p_2 + \rho gh = p_{at} \text{ olar.}$$

$$\text{Buradan } h = (p_{at} - p_2)/\rho g \text{ alınır.}$$

$$\text{Beləliklə } h = h_v.$$

Hesablamalara görə

$$S_1 = \pi d_1^2/4 = \pi \cdot 12.5^2/4 = 122.72 \text{ sm}^2; S_2 = \pi d_2^2/4 = \pi \cdot 7.5^2/4 = 44.18 \text{ sm}^2.$$

$$v_1 = Q/S_1 = \frac{15000}{122.72} = 122.23 \frac{\text{sm}}{\text{s}} = 1.22 \frac{\text{m}}{\text{san}},$$

$$v_2 = Q/S_2 = \frac{15000}{44.18} = 339.53 \frac{\text{sm}}{\text{s}} = 3.39 \frac{\text{m}}{\text{san}},$$

$$v_1^2/2g = 1.22^2/(2 \cdot 9.81) = 0.076 \text{ m}; v_2^2/2g = 3.39^2/(2 \cdot 9.81) = 0.586 \text{ m}$$

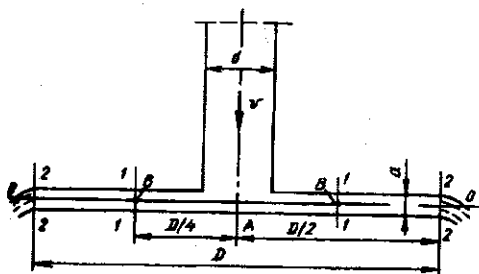
Onda

$$h = h_v = v_2^2/(2g) - v_1^2/(2g) - p_{m1}/(\rho g) =$$

$$= 0.586 - 0.076 - 3050/(1000 \cdot 9.81)$$

$$= 0.586 - 0.076 - 0.311 = 0.199 \text{ m} = 19.9 \text{ sm}$$

Misal 2.22. Su, diametri $d=150 \text{ mm}$ olan boru ilə $v=6.25 \text{ m/s}$ sürətlə axır. O, aşağıda diametri $D=850 \text{ mm}$ olan və bir-birindən $a=30 \text{ mm}$ məsafədə yerləşdirilmiş iki paralel dairəvi lövhə arasında hər tərəfə yayılır (şəkil 2.20).



Şəkil 2.20

yayılır (şəkil 2.20). Basqı itkisini nəzərə almadan, A mərkəzindən $D/4=212.5 \text{ mm}$ məsafədə yerləşən B nöqtəsində təzyişi p_B təyin edin. Nəzərə almaq lazımdır ki, su borudan havaya axır.

Həlli: Su sərfi hesablanır:

$$Q = vS = v\pi d^2/4 = 6.25 \cdot \pi \cdot 0.15^2/4 = 0.1104 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Aşağı dairəvi lövhədən $a/2=15 \text{ mm}$ məsafədə 0-0 xəyalı üfüqi müqayisə müstəvisi keçiririk.

Basqı itkisini nəzərə almadan 1-1 və 2-2 kəsikləri üçün Bernulli tənliyini tərtib edirik.

Əgər, $z_1=z_2$, $\alpha_1=\alpha_2=1$, $p_1=p_B$, $p_2=p_{at}$ olduğunu nəzərə alsaq, onda

$$p_B/(\rho g) + v_1^2/(2g) = p_{at}/(\rho g) + v_2^2/(2g)$$

Buradan

$$p_B = \rho g [p_{at}/(\rho g) + v_2^2/(2g) - v_1^2/(2g)].$$

Hesablamalara görə

$$S_1 = (\pi D a)/2 = \pi \cdot 0.85 \cdot 0.03/2 = 0.04 \text{ m}^2,$$

$$v_1 = Q/S_1 = 0.1104/0.04 = 2.76 \text{ m/s},$$

$$v_1^2/(2g) = 2.76^2/(2 \cdot 9.81) = 0.388 \text{ m},$$

$$S_2 = \pi D a = \pi \cdot 0.85 \cdot 0.03 = 0.08 \text{ m}^2; v_2 = Q/S_2 =$$

$$0.1104/0.08 = 1.38 \text{ m/s},$$

$$v_2^2/(2g) = 1.38^2/(2 \cdot 9.81) = 0.097 \text{ m}.$$

Onda

$$p_B = 1000 \cdot 9.81(98100/1000 \cdot 9.81 + 0.097 - 0.388) \\ = 95735.8 \text{ Pa} =$$

= 95.74 kPa alınır.

Misal 2.23. Diametri $d=150$ mm olan üfûqi boru ilə axıdılan su sərfinin $Q=35$ l/s sabit qalması üçün çəndə basqını H_1 təyin edin (şəkil 2.21).

Kranın açılma bucağı $\alpha=30^\circ$, borunun uzunluğu $l=50$ m təşkil edir.

Çəndəki sürət basqısını nəzərə almayın.

Həlli: Əvvəlcə, üfûqi boru ilə $Q=35$ l/s su sərfini axıtmaq üçün lazım olan basqı H_1 təyin edilməlidir. Borunun oxu boyu 0-0 müqayisə müstəvisi keçirək. 1-1 ilə 2-2 kəsikləri üçün bütün itkilər nəzərə alınmaqla Bernulli tənliyi tərtib olunur:

$$z_1 + p_1/(\rho g) + \alpha_1 v_1^2/(2g) = z_2 + p_2/(\rho g) + \alpha_2 v_2^2/(2g) + h_f$$

Misalın şərtinə görə,

$$z_1=H_1; z_2=0; p_1=p_{at}; p_2=p_{at}; \alpha_1 v_1^2/(2g) \approx 0$$

$$h_f = \sum h_1 + \sum h_{loc} = h_l + h_{in} + h_{co} =$$

$$= \lambda \frac{1}{d} \frac{v^2}{2g} + \zeta_{in} \frac{v^2}{2g} + \zeta_{co} \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} \left(\lambda \frac{l}{d} + \zeta_{in} + \zeta_{co} \right),$$

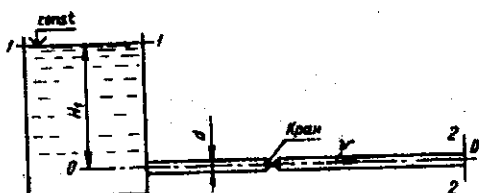
burada, h_{in} və h_{co} - müvafiq olaraq, borunun girişində və krandan olan basqı itkiləridir; ζ_{in} və ζ_{co} - onlara uyğun müqavimət əmsallarıdır; v - boruda suyun orta hərəkət sürətidir.

Onda

$$H_1 + p_{at}/(\rho g) + 0 = 0 + p_{at}/(\rho g) + \alpha v^2/(2g) + v^2/2g \left(\lambda \frac{l}{d} + \zeta_{in} + \zeta_{co} \right),$$

və ya

$$H_1 = v^2/2g \left(\alpha + \lambda \frac{l}{d} + \zeta_{in} + \zeta_{co} \right).$$



Şəkil 2.21.

$\alpha=300$ üçün xüsusi cədvəldən $\zeta_{co}=5.47$ tapılır.

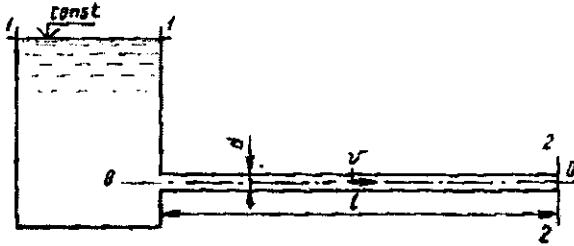
Onda $v = Q/S = 4Q/(\pi d^2) = 4 \cdot 0.035/\pi \cdot 0.15^2 = 1.98 \text{ m}^3/\text{san}$,

$v^2/2g = 1.98^2/2 \cdot 9.81 = 0.2 \text{ m}$ və $\alpha=1$.

$H_l = 0.2(1 + 0.0233 \cdot 50/0.15 + 0.5 + 5.47) = 2.95 \text{ m}$.

2.3. Mayenin hərəkət rejimləri. Hidravliki müqavimət

Misal 2.24. Üfüqi borudan keçən su sərfini Q təyin edin: basqı $H=4 \text{ m}$, borunun uzunluğu $l=52 \text{ m}$, diametri $d=100 \text{ mm}$, boru divarlarının mütləq kələ-kötürlüyü $\Delta=1 \text{ mm}$, suyun temperaturu $t=20^\circ \text{C}$ təşkil edir (şəkil 2.22).



Şəkil 2.22

Həlli: 0-0 üfüqi müqayisə müstəvisinə nəzərən 1-1 və 2-2 canlı kəsikləri üçün Bernulli tənliyi tərtib olunur:

$$z_1 + p_1/(\rho g) + \alpha_1 v_1^2/(2g) = z_2 + p_2/(\rho g) + \alpha_2 v_2^2/(2g) + h_f$$

Çəndə sürət basqısı $\alpha v_1^2/(2g) = \alpha_0 v_0^2/(2g)$ kiçik olduğuna görə nəzərə alınmır. Misalın şərtinə görə (şəkil 2.22):

$$z_1=H; z_2=0; p_1=p_2=p_{at}; v_2=v; \alpha_2=\alpha;$$

$$h_f = \sum h_{loc} + \sum h_l. \text{ Onda}$$

$$H = \alpha v^2/(2g) + (\sum h_{loc} + \sum h_l).$$

Məlumdur ki, $\sum h_{loc} = h_{in} = \zeta_{in} \frac{v^2}{2g}$; $\sum h_l = h_l = \lambda(l/d) \cdot$

$(v^2/2g)$.

İndi basqı üçün aşağıdakı ifadə alınır:

$$H = \alpha v^2/(2g) + \zeta_{in} \frac{v^2}{2g} + \lambda(l/d) \cdot (v^2/2g)$$

$$= \frac{v^2}{2g} (\alpha + \zeta_{in} + \lambda(l/d)),$$

Bu ifadədən burada suyun hərəkət sürətini

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \zeta_{in} + \lambda(l/d)}} \sqrt{2gH}$$

və sərfini tapırıq

$$Q = \mu_S S \sqrt{2gH},$$

burada μ_S - sərf əmsəlidir, $\mu_S = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \zeta_{in} + \lambda(l/d)}}$.

Müqavimət əmsalını $\zeta_{in} = 0.5$ qəbul edirik (giriş iti kənarlıdır). Axın turbulent rejimli, müqavimət sahəsi isə kvadratik olduğu üçün $\alpha=1.1$ və

$$\lambda = 0.11(\Delta/d)^{0.25} = 0.11(1/100)^{0.25} = 0.0348,$$

$$\mu_S = 1/\sqrt{1.1 + 0.5 + 0.0348(52/0.1)} = 0.2253,$$

$$Q = \mu_S S \sqrt{2gH} = 0.2253(\pi \cdot 0.1^2/4) \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 4}$$

$$= 0.01567 \text{ m}^3/\text{s} = 15.67 \text{ l/s}$$

Bilirik ki,

$$v = Q/S = 4Q/(\pi d^2) = 4 \cdot 0.01567/(\pi \cdot 0.1^2) = 1.995 \text{ m/s}$$

$$Re = vd\nu = 199.5 \cdot 10/0.0101 = 197524.8;$$

$$Re_{sq} = 500(d/\Delta) = 500(100/1) = 50000,$$

ν -suyun kinematik özlülüyüdür, ($t=20^\circ\text{C}$ olduqda $\nu=0.0101 \text{ sm}^2/\text{s}$).

$Re > Re_{sq}$ olduğuna görə, turbulent rejim ($Re > Re_{cr} = 2320$) və müqavimət sahəsinin kvadratikliyi şərtləri düzgündür və su sərfi Q düzgün hesablanıb.

Misal 2.25. Diametri $d=2.5 \text{ sm}$ və uzunluğu $l=25 \text{ m}$ olan borucuq ilə $v=10 \text{ m/s}$ sürətlə su verilərəkən basqı itkisini təyin edin. Suyun temperaturu $t=15^\circ\text{C}$ və kinematik özlülük əmsalı $\nu = 0.0114 \text{ sm}^2/\text{san}$ təşkil edir.

Həlli: Reynolds ədədini tapırıq

$$Re = vd/\sigma = 10 \cdot 2.5/0.0114 = 2192.98.$$

$Re < Re_{cr} = 2320$ olduğundan, hərəkət rejimi laminardır və buna görə də $\lambda = 64/Re = 0.0292$.

Onda borucuqda basqı itkiləri uzunluq boyu basqı itkilərinə bərabərdir və Darsi-Veysbax düsturuna görə təyin edilə bilər:

$$h_l = \lambda(l/d)[v^2/(2g)] = 0.0292(25/0.025) \cdot [0.1^2/(2 \cdot 9.81)] \\ = 0.0149 \text{ m} = 1.49 \text{ sm}$$

Misal 2.26. Diametri $d=250 \text{ mm}$, mütləq kələ-kötürlüyü $\Delta = 0.5 \text{ mm}$, uzunluğu $l=1200 \text{ m}$ olan boru kəmərinə su sərfi $Q=50 \text{ l/s}$ olarsa, suyun basqı itkisini təyin edin. Suyun temperaturu $t=15^\circ\text{C}$, kinematik özlülük $\nu = 0.0114 \text{ sm}^2/\text{san}$ təşkil edir.

Həlli: Boru kəmərinə suyun orta sürəti təyin edilir:

$$v = 4Q/(\pi d^2) = 4 \cdot 0.05/(\pi \cdot 0.25^2) = 1.02 \text{ m/s}.$$

Reynolds ədədi tapılır:

$$Re = vd/\sigma = 102 \cdot 25/0.0114 = 223648.2.$$

$Re > Re_{cr} = 2320$, $Re < Re_{sq} = 500d/\Delta = 500 \cdot 250/0.5 = 250000$ və $Re > Re_s = 20d/\Delta = 20 \cdot 250/0.5 = 10000$. Buna görə suyun hərəkət rejimi turbuləntdir və keçid müqavimət sahəsi səciyyəvidir.

Darsi əmsalı (λ) A.D.Altşulun düsturuna görə təyin edilir:

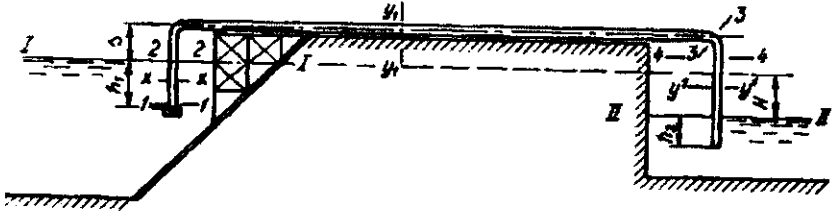
$$\lambda = 0.11(\Delta/d + 68/Re)^{0.25} \\ = 0.11(0.5/250 + 68/223684.2)^{0.25} = 0.0241$$

Onda boru kəmərinə basqı itkisi:

$$h_l = \lambda(l/d)[v^2/2g] = \\ 0.0241(1200/0.25) \cdot [1.02^2/(2 \cdot 9.81)] = 6.13 \text{ m alınır}.$$

Misal 2.27. Su anbarından sifon ilə kanala verilən su sərfini təyin edin (şəkil 2.23). Su anbarı ilə kanalın səviyyə fərqi 2.5 m -dir. Sifonun uzunluğu $l=100 \text{ m}$, diametri isə $d=0.3 \text{ m}$ təşkil edir. Borular poladdandır və bir neçə il istifadədən sonra çirklənmişlər. Kələ-kötürlük əmsalı $\Delta = 1.5 \text{ mm}$ təşkil edir. Sifonun borusunun suya batırılma dərinliyi başlanğıcda və sonda müvafiq olaraq $h_1=3 \text{ m}$, $h_2=1.5 \text{ m}$ -ə bərabərdir. Sifon borusunun üfüqi oxu su

anbarındakı suyun səviyyəsindən $s=2\text{ m}$ hündürdədir. Borunun döngələrinin nisbi əyrilik radiusu $r/R_C=0.25$ -dir. Su anbarında və kanalda sürət basqıları nəzərə alınmır.



Şəkil 2.23

Həlli: I-I və II-II kəsikləri üçün Bernulli tənliyi tərtib edilir. II-II kəsiyi, üfüqi müqayisə müstəvisidir. Məlumdur ki,

$$H + p_{at}/\rho g = p_{at}/\rho g + h_f.$$

Buradan $H=h_f$ və $h_f = \sum h_{loc} + \sum h_l$ alınır.

Yerli və uzunluq boyu müqavimət əmsalları təyin edilir. Əks klapanlı tor üçün $d=0.3\text{ m}$ olduqda, müqavimət əmsalı $\zeta_{vs}=3.7$ -ə bərabər qəbul olunur.

Borunun döngəsi 90° bucaq əmələ gətirdikdə və nisbi əyrilik radiusu $r/R_C=0.25$ olduqda, $\zeta_c=0.15$ -dir. Borunun çıxışında isə müqavimət əmsalı $\zeta_{cx}=1$ -ə bərabərdir.

Darsi əmsalını (λ) təyin etmək üçün əvvəlcə İ.İ.Aqroskinin düsturuna görə Şezi əmsalını tapaq. Nəzərə alaq ki, çirklənmiş su boruları üçün $n = 0.014$. Onda:

$$\begin{aligned} C &= 1/n + 17.72 \lg R = 71.43 + 17.72 \lg 0.075 \\ &= 71.43 + 17.72(-1.125) \\ &= 51.5\text{ m}^{0.5}/\text{s}, \text{ burada } R = d/4 = 0.075\text{ m}. \end{aligned}$$

Buradan

$$\lambda = 8g/C^2 = 78.48/51.5^2 = 0.0296 \text{ alınır.}$$

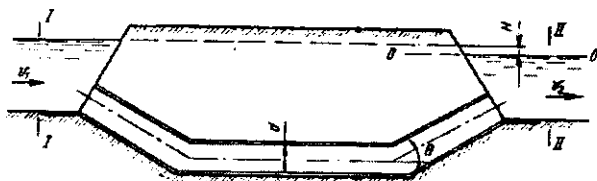
Bernulli tənliyinə görə $H=h_f$ və ya $H=(\lambda l/d + \zeta_{vs} + 2\zeta_c + \zeta_{cx})v^2/2g$. Müqavimət əmsallarının qiymətlərini yerinə yazsaq:

$$H=(0.0295 \cdot 100/0.3 + 3.7 + 2 \cdot 0.15 + 1)v^2/(2g), \text{ yəni } H=14.833 \cdot v^2/(2g).$$

Sifonun borusunda suyun orta sürəti $v = \sqrt{2gH}/\sqrt{14.833} = 1.818 \text{ m/s}$, su sərfi isə

$$Q = Sv = 0.7850d^2v = 0.785 \cdot 0.3^2 \cdot 1.818 = 0.1284 \text{ m}^3/\text{s} = 128.4 \text{ l/s} \text{ olar.}$$

Misal 2.28. Diametri $d=2 \text{ m}$ olan dəmir beton dükerdən keçən su sərfini təyin edin (şəkil 2.24). Düker quraşdırılan yerdə kanalın su daxil olan və çıxan hissələrində səviyyə fərqi $H=0.3 \text{ m}$ -dir. Dükerin uzunluğu $l=60 \text{ m}$; kanalın dükerə su gətirən hissəsində suyun sürəti $v_1=0.8 \text{ m/s}$; çıxışında isə $v_2=0.9 \text{ m/s}$ təşkil edir. Döngənin bucaqları $Q=30^\circ$; kələkötürlük əməslı $\Delta=1.6 \text{ mm}$, suyun temperaturu $t=14^\circ \text{C}$ -dir.



Şəkil 2.24

Həlli: Kanalın I-I və II-II kəsikləri üçün Bernulli tənliyi tərtib olunur. Müqayisə müstəvisi 0-0 su çıxan kanalda sərbəst su səthinin səviyyəsi ilə üst-üstə düşür. Bernulli tənliyi aşağıdakı kimi yazıla bilər:

$$H + \frac{p_{at}}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = \frac{p_{at}}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f$$

və ya

$$H = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_f.$$

$\alpha_1 = \alpha_2 = 1.1$ qəbul etsək, onda

$$H = \frac{1.1 \cdot 0.9^2}{19.62} - \frac{1.1 \cdot 0.8^2}{19.62} + h_f = 0.0095 + h_f.$$

Daha sonra

$$H = 0.0095 + h_f = 0.0095 + \frac{v^2}{2g} \left(\zeta_{in} + 2\zeta_2 + \zeta_{ex} + \lambda \frac{l}{d} \right).$$

$$\zeta_{in} = 0.5, \zeta_2 = 0.2, \zeta_{ex} = 1; \lambda = 0.11(\Delta/d)^{0.25} = 0.0185.$$

Darsi əmsalı tapılarkən, $\Delta/d = 1/1250$. olduqda müqavimət sahəsinin kvadratik olması fərz edilmişdir. Bu səbəbdən:

$$2g(H - 0.095) = v^2 \cdot 1.838 \text{ və ya } v = \sqrt{(19.62 \cdot 0.29)/1.838} = 1.76 \text{ m/s. alınır.}$$

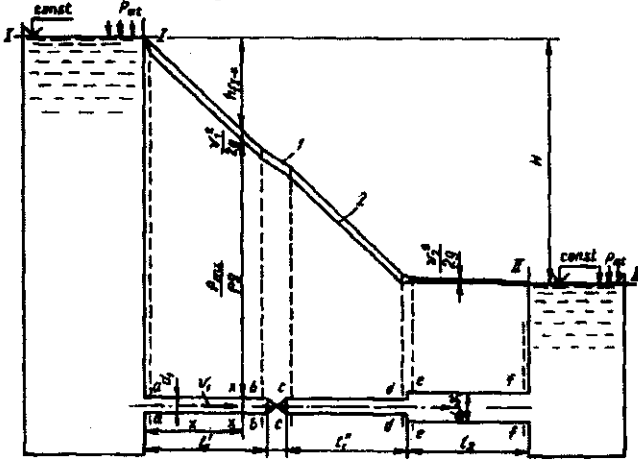
Su sərfi $Q = vS = 1.76 \cdot 0.785 \cdot 2^2 = 5.52 \text{ m}^3/\text{s}$ təşkil edir.

$t=14^\circ\text{C}$, $\nu = 0.0118 \text{ sm}^2/\text{s}$ qəbul etməklə, Reynolds ədədi tapılır:

$$Re = vd/\nu = 176 \cdot 200/0.0118 = 2.983 \cdot 10^6.$$

Reynolds ədədi və kələ-kötürlük əmsalının alınmış qiymətlərində müqavimət sahəsi həqiqətən kvadratik olacaq, belə ki, $Re = 2.983 \cdot 106R_{esq}$.

Misal 2.29. Şəkil 2.25-də göstərilən boru kəmərləri sistemi üçün su sərfini Q təyin edin. Hesablamanı aşağıdakı məlumatlara əsasən aparın: $d_1 = 100 \text{ mm}$; $l_1 = 120 \text{ m}$, $d_2 = 200 \text{ mm}$; $l_2 = 85 \text{ m}$; $H = 12 \text{ m}$; $\zeta_{in} = 0.5$; rəzənin müqavimət əmsalı $\zeta_g = 2.06$, rəzənin nisbi açılması $a/d = 1/2$; ekvivalent kələ-kötürlük $\Delta = 0.5 \text{ mm}$; suyun temperaturu $t = 16^\circ\text{C}$ təşkil edir.



Şəkil 2.25

1-basqlı xətt; 2-pyezometrik xətt

Həlli: Əvvəlcə, I-I və II-II kəsikləri üçün Bernulli tənliyi tərtib edilir. Müqayisə müstəvisi sağ çəndəki suyun səviyyəsində keçirilir.

Bütün basqı itkiləri və kəsilməzlik tənliyini nəzərə alıb, bir neçə fərziyyə qəbul edib və çevirmələr aparıb, su sərfini təyin etmək üçün aşağıdakı düsturu almaq olar:

$$Q = \mu_s S_2 \sqrt{2gH},$$

burada

$$\mu_s = 1 / \sqrt{\left(\frac{S_2}{S_1}\right)^2 \left(\lambda_1 \frac{l_1}{d_1} + \zeta_{in} + \zeta_g\right) + \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} + \zeta_{a,l} + \zeta_{ex}};$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \pi d_2^2 / 4; S_1 = \pi d_1^2 / 4; \zeta_{a,l} = (S_2 / S_1 - 1)^2 \\ &= [(d_2 / d_1)^2 - 1]^2 = [(200 / 100)^2 - 1]^2 \\ &= 9; \zeta_{ex} = 1 \end{aligned}$$

Su sərfini təyin etmək üçün ardıcıl yaxınlaşma üsulu tətbiq edilə bilər. Birinci yaxınlaşmada fərz edək ki, borularda hərəkət rejimi turbulent, müqavimət sahəsi isə kvadratikdir.

Qəbul edilmiş şərtlər daxilində B.L.Şifrinsonun düsturuna görə hər bir boruda Darsi əmsalını təyin edirik:

$$\lambda_1 = 0.11(\Delta / d_1)^{0.25} = 0.11(0.5 / 100)^{0.25} = 0.02925,$$

$$\lambda_2 = 0.11(\Delta / d_2)^{0.25} = 0.11(0.5 / 200)^{0.25} = 0.0246.$$

Onda ilkin yaxınlaşmada:

$$\begin{aligned} \mu_s &= 1 / \sqrt{\left(\frac{\pi \cdot 0.2^2 \cdot 4}{4\pi \cdot 0.1^2}\right)^2 \left(0.02925 \cdot \frac{120}{0.1} + 0.5 + 2.06\right) + 0.0246 \cdot \frac{85}{0.2} + 9 + 1} \\ &= 0.04006; \end{aligned}$$

$$Q = \mu_s S_2 \sqrt{2gH} = 0.04006 \frac{\pi \cdot 0.2^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 12} =$$

$$0.01931 \text{ m}^3/\text{s} = 19.31 \text{ l/s}.$$

Borunun birinci və ikinci hissələrində bu su sərfinə $Q = 0.01931 \text{ m}^3/\text{s}$ müvafiq sürətləri hesablayırıq:

$$v_1 = Q / S_1 = 4Q / (\pi d_1^2) = 4 \cdot 0.01931 / (\pi \cdot 0.1^2) = 2.46 \text{ m/s};$$

$$\begin{aligned} v_2 &= Q / S_2 = 4Q / (\pi d_2^2) = 4 \cdot 0.01931 / (\pi \cdot 0.2^2) \\ &= 0.615 \text{ m/s}. \end{aligned}$$

$t=16^\circ\text{C}$ olduqda, $\nu = 0.0112 \text{ sm}^2/\text{s}$ təşkil edir. Bunu nəzərə alaraq, boru kəmərinin birinci və ikinci hissələrində Reynolds ədədini təyin edirik:

$$\begin{aligned} Re_1 &= v_1 d_1 / \nu = 241 \cdot 10 / 0.0112 = 215178.57 > Re_{cr} \\ &= 2320; \end{aligned}$$

$$Re_2 = v_2 d_2 / \gamma = 61.5 \cdot 20 / 0.0112 = 109821.43 > Re_{cr} = 2320.$$

Beləliklə, boru kəmərinin hər iki hissəsində turbulent rejim müşahidə olunur, çünki $Re_i > Re_{cr}$.

$$Re_{sq1} = 500 d_1 / \Delta = 500 \cdot 100 / 0.5 = 100000 < Re_1 = 215178.57$$

və

$$Re_{sq2} = 500 d_2 / \Delta = 500 \cdot 200 / 0.5 = 200000 > Re_2 = 109821.43.$$

Hesablamalar göstərir ki, birinci hissədə müqavimət sahəsi kvadratikdir ($Re_1 > Re_{sq1}$). İkinci hissədə müqavimət sahəsini dəqiqləşdirmək üçün hesablamalar davam etdirilir:

$$Re_{s2} = d_2 / \Delta = 20 \cdot 200 / 0.5 = 8000 < Re_2 = 109821.43.$$

$Re_{s2} = 8000 < Re_2 = 109821.43 < Re_{sq2} = 200000$ olduğuna görə ikinci hissədə keçid müqavimət sahəsi müşahidə olunur. Bu səbəbdən, A.D.Altşulun düsturuna görə Darsi əmsalı dəqiqləşdirilir:

$$\lambda_2 = 0.11(\Delta/d_2 + 68/Re_2)^{0.25} = 0.11(0.5/200 + 68/109821.43)^{0.25} = 0.026.$$

İkinci yaxınlaşmada:

μ_s

$$= 1 / \sqrt{\left(\frac{\pi \cdot 0.2^2 \cdot 4}{4\pi \cdot 0.1^2}\right)^2 \left(0.02925 \cdot \frac{120}{0.1} + 0.5 + 2.06\right) + 0.026 \cdot \frac{85}{0.2} + 9 + 1} = 0.040045.$$

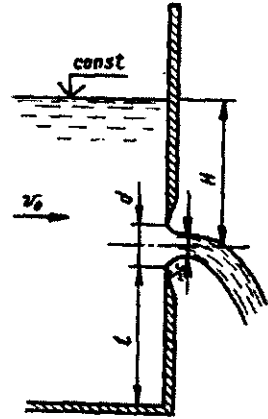
Onda

$$Q = \mu_s S_2 \sqrt{2gH} = 0.040045 \frac{\pi \cdot 0.2^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 12} = 0.0193 \text{ m}^3/\text{s} = 19.3 \text{ l/s}$$

alınır. Bu rəqəm birinci yaxınlaşmada alınan rəqəmlə demək olar ki, üst-üstə düşür ($|\Delta Q| = 0.052\%$). Yekun olaraq, $Q=19.3 \text{ l/s}$ qəbul edilir.

2.4. Daimi və dəyişən basqıda mayenin dəlik və lülələrdən axını

Misal 2.30. Açıq çənin divarındakı diametri $d = 4.5 \text{ sm}$ olan dəlikdən $Q_1 = 6 \text{ l/s}$ su sərfi buraxılmalıdır (şəkil 2.26). Sıxılma təməlidir. a) Hansı basqı H verilmiş su sərfini təmin edər? b) Hesablanmış basqıda dəliyə diametri 4.5 sm olan xarici silindrik lülə keçirilsə, su sərfi necə dəyişər?



Şəkil 2.26

Həlli: a) Dəliyin mərkəzi üzərində basqını aşağıdakı düsturla təyin edək:

$$Q_1 = \mu_1 S \sqrt{2gH}; \quad H = \frac{Q_1^2}{\mu_1^2 S^2 2g}$$

Ədədi qiymətləri yerinə yazsaq $\mu_1 = 0.62$,

$$S = \pi d^2 / 4 = 3.14 \cdot 4.5^2 / 4 = 15.9 \text{ sm}^2,$$

$2g = 19,62 \text{ sm/s}^2$ alınır. Hesab edək ki, başlanğıc sürət $v_0 = 0$, onda

$$H = \frac{6000^2}{0.62^2 \cdot 15.9^2 \cdot 1962} = 189 \text{ sm}.$$

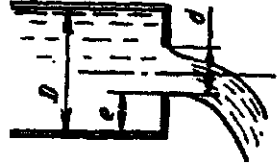
b) Basqının bu qiymətində lülədən keçən su sərfi eyni düstura görə təyin edilə bilər. Lakin bu zaman silindrik lülə üçün sərf əmsalı $\mu_2 = 0.82$ qəbul edilməlidir. Su sərfi isə μ_2 / μ_1 dəfə artacaqdır:

$$Q_2 = Q_1 \mu_2 / \mu_1 = 6000 \cdot 0.82 / 0.62 = 7935 \text{ sm}^3 / \text{s} = 7.94 \text{ l/s}.$$

Misal 2.31. Diametri $D = 20 \text{ sm}$ olan borunun mərkəzindəki iti tinli dəlikdən axan suyun sərfi $Q = 15 \text{ l/s}$ -dir. Dəliyin diametri $d = 10 \text{ sm}$ -dir. Boruda dəliyin qabağında təzyiqi (P) təyin edin (şəkil 2.27).

Həlli: Dəliyin qabağındakı H_0 basqısını təyin etmək üçün əvvəlcə μ sərf əmsalı təyin olunmalıdır. Dəliyin tinindən borunun divarına qədər olan məsafə

$$e = (D - d)/2 = (20 - 8)/2 = 6 \text{ sm-dir.}$$



Şəkil 2.27

Bu, $3d = 3 \cdot 8 = 24 \text{ sm}$ -dən az olduğuna görə, sıxılma natamamdır. Buna görə $\mu_{q/m}$ başqa düstura görə hesablanır:

$$\begin{aligned} \mu_{q/m} &= \mu[1 + 0.6(S/S_1)^2] = 0.62[1 + 0.6(78.5/314)^2] \\ &= 0.643, \end{aligned}$$

burada

$$S = 3.14 \cdot 10^2/4 = 78.5 \text{ sm}^2 \text{ və } S_1 = 3.14 \cdot 20^2/4 = 314 \text{ sm}^2.$$

Sürət basqısı da nəzərə alınmalıdır, belə ki, $S_1=314 \text{ sm}^2$ və bu $5S=5 \cdot 78.5=394 \text{ sm}^2$ -dən azdır.

Borunun dəliyinə suyun yaxınlaşma sürəti:

$$v_0 = Q/S = 15000/314 = 48 \text{ sm/s}$$

$$\text{və sürət basqısı } v_0/2g = 48^2/1962 = 1.17 = 1.2 \text{ sm.}$$

Məlum düstura görə:

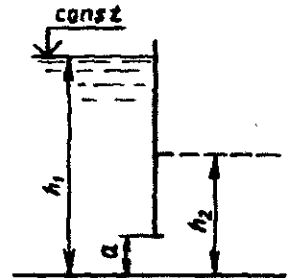
$$\sqrt{H_0} = Q/\mu_{q/m} S \sqrt{2g} = 15000/0.643 \cdot 78.5 \cdot 44.3 = 6.71;$$

$$H_0=45 \text{ sm. Yaxınlaşma sürətini nəzərə almasaq, } H = 45 -$$

$1.2 = 44 \text{ sm}$. Boruda təzyiq:

$$p = \rho g H = 1000 \cdot 9.81 \cdot 0.44 = 4316 \text{ Pa alınır.}$$

Misal 2.32. 1. Çənin dibindəki kvadrat formalı dəlikdən sərbəst axımlı su sərfinin $Q = 8 \text{ l/s}$ olması üçün lazım olan h_1 dərinliyini təyin edin. Dəliyin bir tərəfinin uzunluğu $a = 4.6 \text{ sm}$ -dir və o, yan divarın dib tərəfdən ortasındadır (şəkil 2.28). 2. Çənin arxasında suyun dərinliyi $h_2 = 120 \text{ sm}$ olarsa, 8 l/s an su axıtmağa imkan verən kvadrat dəliyin a_2 tərəfinin uzunluğunu təyin edin.



Şəkil 2.28

Həlli: 1. Dəlik dibdə yerləşdiyinə görə, sıxılma natamam olacaq və sərf əmsalı μ_{nat} düsturuna görə təyin edilir:

$$\mu_{nat} = \mu(1 + k\chi_1/\chi) = 0.62(1 + 0.15 \cdot 1/4) = 0.643.$$

Məlum düsturdan basqı tapılır:

$$\sqrt{H} = Q/\mu_{nat}S\sqrt{2g} = 8000/0.643 \cdot 4.6^2 \cdot 44.3 = 13.3;$$

$$H = 176 \text{ sm}$$

Çənin dərinliyi:

$$h = H + a/2 = 176 + 4.6/2 = 178.3 \text{ sm olmalıdır.}$$

2. Su qeyri-sərbəst axdıqda basqı

$$z = h_1 - h_2 = 178.3 - 120 = 58.3 \text{ sm təşkil edir.}$$

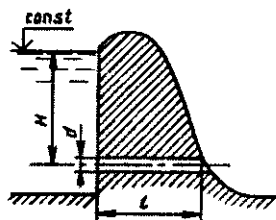
Dəliyin sahəsi aşağıdakı düstura görə tapılır:

$$S = Q/(\mu\sqrt{2gz}) = 8000/(0.643 \cdot 44.3\sqrt{58.3}) = 36.8 \text{ sm}^2.$$

Kvadrat dəliyin tərəfinin uzunluğu $a = \sqrt{36.8} = 6.1 \text{ sm}$ təşkil edir.

Misal 2.33. Bəndin daxilində yerləşən və uzunluğu $l = 35 \text{ m}$, diametri isə $d = 0.6$ olan suburaxıcının sərfini təyin edin. Suburaxıcının mərkəzi üzərində olan basqı $H = 6.9 \text{ m}$, axım isə sərbəstdir (şəkil 2.29)

Həlli: Suburaxıcının sərfini təyin etmək üçün əvvəlcə sərf əmsalı μ_s tapılmalıdır.



Şəkil 2.29

Darsi əmsalını $\lambda = 0.02$ qəbul edərək, suburaxıcının uzunluğu boyu itki əmsalı $\zeta_l = \lambda l/d_1$ düsturu ilə hesablanır. λ əmsalını daha dəqiq hesablamaq üçün onun boru divarlarının kələkötürlüyündən, Reynolds ədədindən və müqavimət sahəsindən asılılığından istifadə edilməlidir.

Əgər, $\zeta_{in} = 0.5$, $\alpha = 1$, olarsa, onda $\zeta_l = 0.02 \cdot 35/0.6 = 1.17$ və

$$\mu_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.5 + 1.17}} = \frac{1}{\sqrt{2.67}} = 0.61.$$

Suburaxıcıdan keçən su sərfi:

$$Q = \mu_s S \sqrt{2gH} = 0.61 \cdot 0.785 \cdot 0.6^2 \cdot 4.43 \sqrt{6.9} = 2 \text{ m}^3/\text{s}$$

alınır.

Misal 2.34. Prizma formalı çənin en kəsik sahəsi $S_r = 1.8 \text{ sm}^2$, suyun dərinliyi isə $h = 1.48 \text{ m}$ -dir. Çənin dibində sahəsi $S = 25 \text{ sm}^2$ olan dəlik var. Bu verilənlərə görə aşağıdakıları təyin edin: 1. Çənin ilkin həcmnin 2 dəfə azalması üçün tələb olunan (t_1) vaxtı; 2. Çənin tam boşalması üçün tələb olunan (t_2) vaxtı. Çənə axım yoxdur.

Həlli: 1. Çənin həcmi yarıya qədər boşaldıldıqda dibdəki dəliyin üzərindəki basqı $H_1 = h_1 = 1.48 \text{ m}$ -dən $H_2 = h/2 = 1.48/2 = 0.74 \text{ m}$ -ə qədər azalacaq və buna sərf olunan vaxt aşağıdakı düstura görə təyin edilə bilər:

$$t_1 = \frac{2S_r}{\mu_s \sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2})$$

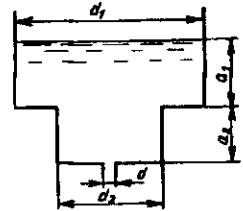
$$= \frac{2 \cdot 1.8}{0.62 \cdot 0.025 \cdot 4.43} \cdot (\sqrt{1.48} - \sqrt{0.74}) = 187 \text{ s}$$

$$= 3 \text{ dəq } 07 \text{ s}$$

2. Çənin tam boşalması üçün tələb olunan vaxt aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$t_2 = \frac{2S_r}{\mu_s \sqrt{2g}} \sqrt{H_1} = \frac{2 \cdot 1.8 \cdot \sqrt{1.48}}{0.62 \cdot 0.025 \cdot 4.43} = 638 \text{ s} = 10 \text{ dəq } 38 \text{ s}.$$

Misal 2.35. Su ilə dolu çənin boşalması üçün tələb olunan vaxtı təyin edin (şəkil 2.30). Yuxarı hissənin diametri $d_1=2 \text{ m}$, orada su layının hündürlüyü $a_1=95 \text{ sm}$, aşağı hissənin diametri $d_2=1.5 \text{ m}$, su layının hündürlüyü $a_2=75 \text{ sm}$, dəliyin diametri $d=6 \text{ sm}$ təşkil edir. Dəlik çənin alt hissəsinin mərkəzindədir.



Şəkil 2.30

Həlli: Çənin tam boşalma müddəti 2 hissədən ibarətdir.

1. Dəliyin mərkəzi üzərindəki basqının $H_1=a_1+a_2=95+75=170$ sm-dən $H_2=75$ sm-dək azalmasına tələb olunan vaxt (t_1).

Boşalan hissənin sahəsinin

$S_{r1} = \pi d_1^2/4 = 0.785 \cdot 2^2 = 3.14 \text{ m}^2$ və dəliyin sahəsinin $S = 0.785 \cdot 6^2 = 28.26 \text{ sm}^2$ olduğunu nəzərə alsaq, onda:

$$t_1 = \frac{2S_{r1}}{\mu S \sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2})$$
$$= \frac{2 \cdot 3.14}{0.62 \cdot 0.002826 \cdot 4.43} \cdot (\sqrt{1.7} - \sqrt{0.75})$$
$$= 351 \text{ s}$$

2. Dəliyin mərkəzi üzərindəki basqının $H_2=75$ sm-dən sıfıra qədər azalması üçün tələb olunan vaxt (t_2). Çənin aşağı hissəsinin sahəsinin $S_{r2} = 0.785 \cdot 1.5^2 = 1.766 \text{ m}^2$ təşkil etdiyini nəzərə alsaq, onda

$$t_2 = \frac{2S_{r2}}{\mu S \sqrt{2g}} \sqrt{H_2} = \frac{2 \cdot 1.766 \cdot \sqrt{0.75}}{0.62 \cdot 0.002826 \cdot 4.43} = 349 \text{ s.}$$

Çənin tam boşalma vaxtı:

$$t = t_1 + t_2 = 351 + 394 = 745 \text{ s} = 12 \text{ dəq } 25 \text{ s.}$$

2.5. Mayenin basqılı hərəkəti.

Boru kəmərlərində hidravliki zərbə

Misal 2.36. Aşağıdakı verilənlərə görə boru kəməmindən keçən su sərfini təyin edin: $H=6$ m, $l=1225$ m, $d=200$ mm, borular normaldır.

Həlli: Diametri $d=200$ mm olan normal borular üçün sərf xarakteristikası $K_{sq}=340,8$ l/s tapılır.

Hidravliki meyillik hesablanır:

$$I = H/l = 6/1225 = 0.004898.$$

Müqavimət sahəsini kvadratik qəbul etməklə su sərfi təyin olunur:

$$Q = K_{sq}\sqrt{I} = 340.8\sqrt{0.004898} = 23.85 \text{ l/s.}$$

Müqavimət sahəsi dəqiqləşdirilir. Bunun üçün $Q=23.85 \text{ l/s}$ olduğunu nəzərə almaqla, borudakı suyun orta sürəti təyin edilir:

$$v = Q/S = 4 \cdot 23.85/\pi \cdot 12^2 = 7.59 \text{ dm/s} = 0.759 \text{ m/s.}$$

Sürətin bu qiymətini xüsusi cədvəldən tapılan $v_{sq}=1 \text{ m/s}$ ilə müqayisə edirik: $v < v_{sq}$ olduğuna görə, müqavimət sahəsi kvadratik deyil və hesablamada qeyri-kvadratiklik düzəlişi (θ_1) ilə nəzərə alınmalıdır.

Normal borular üçün $v=0.759 \text{ m/s}$ olduqda, $\theta_1 = 0.9659$ -a (xüsusi cədvəldən tapılır) bərabərdir. Onda su sərfi

$$Q = 0.9659 \cdot 28.35 = 27.38 \text{ l/s alınır.}$$

Misal 2.37. Əvvəlki misalda verilən boru kəməmindən $Q=75 \text{ l/s}$ su sərfinin keçməsi üçün tələb olunan basqını H təyin edin.

Həlli: Orta sürəti təyin edirik:

$$v = Q/S = 4 \cdot 75/\pi(2.0)^2 = 23.87 \text{ dm/s} = 2.387 \text{ m/s} > v_{sq} = 1 \text{ m/s.}$$

Beləliklə, müqavimət sahəsi kvadratikdir və $\theta_1 = \theta_2 = 1$.

Basqı təyin olunur:

$$H = \theta_2 Q^2 L (1000/K_{sq}^2) = 1 \cdot 75^2 \cdot 1.225 \cdot 0.00861 = 59.33 \text{ m,}$$

burada, $1000/K_{sq}^2$ -diametri $d=200\text{m}$ olan normal borular üçün xüsusi cədvəldən götürülür.

Misal 2.38. Diametri $d=250 \text{ mm}$, uzunluğu $l=3200 \text{ m}$ olan BT9, I tip asbestsement borulardan ibarət boru kəməri ilə $Q=88 \text{ l/s}$ su sərfini axıtmaq üçün lazım olan (H) basqını təyin edin.

Həlli: Məlum cədvələ görə $d=250\text{mm}$ üçün xüsusi müqavimətin qiyməti $A=2.227$ tapılır ($d_c=235 \text{ mm}$ -lik borunun daxili diametri cədvələ görə təyin olunur).

Borudakı suyun orta sürəti təyin edilir:

$$v = \frac{4Q}{\pi d_c^2} = \frac{4 \cdot 0.088}{\pi \cdot 0.235^2} = 2.03 \text{ m/s.}$$

Məlum düstura görə:

$$k_1 = 0.751[1 + 3.51/v]^{0.19} = 0.751[1 + 3.51/2.03]^{0.19} = 0.9088.$$

Onda:

$$A = A'k_1 = 2.227 \cdot 0.9058 = 2.024.$$

Basqı:

$$H = AlQ^2 = 2.024 \cdot 3200 \cdot 0.088^2 = 50.16 \text{ m}.$$

Misal 2.39. Dəmırbeton boru kəmərindəki basqı itkisini təyin edin: $d=1000$ mm, $l=6328$ m, $Q=1390$ l/s= 1.39 m³/s.

Həlli: $d=1000$ mm üçün $A^1=0.001751$ tapılır (xüsusi cədvəldən).

Qalan hesablamalar aşağıdakı ardıcılıqla yerinə yetirilir:

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 1.39}{\pi \cdot 1^2} = 1.77 \text{ m/s};$$

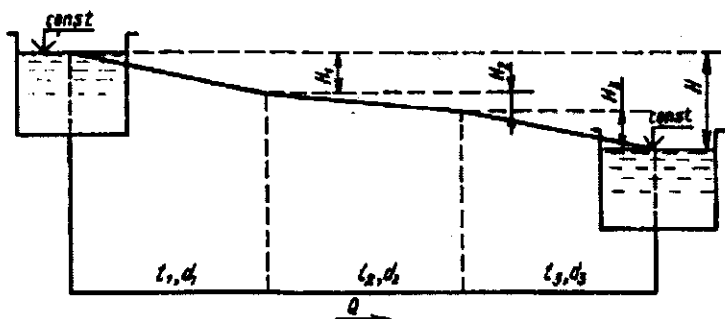
$$k_4 = 1/v^{0.15} = 0.9179;$$

$$A = A^1k_4 = 0.001751 \cdot 0.9179 = 0.0016073.$$

Onda,

$$H = AlQ^2 = 0.0016073 \cdot 6328 \cdot 1.39^2 = 19.65 \text{ m}.$$

Misal 2.40. Üç hissədən ibarət olan boru kəmərindən $Q=60$ l/s su sərfini axıtmaq üçün tələb olunan basqını təyin edin: $l_1=300$ m, $d_1=250$ mm, $l_2=350$ m, $d_2=150$ mm, $l_3=380$ m, $d_3=200$ mm. Borular normaldır (şəkil 2.31).



Şəkil 2.31. Boruların ardıcıl birləşdirilməsi

Həlli: Xüsusi cədvəldən diametri $d_1=250$ mm, $d_2=150$ mm və $d_3=200$ mm olan normal borular üçün müvafiq sərf xarakteristikaları tapılır:

$$K_{sq(1)} = 616.4 \text{ l/s} \quad (1000/K_{sq(1)}^2 = 0.00263);$$

$$K_{sq(2)} = 158.4 \text{ l/s} \quad (1000/K_{sq(2)}^2 = 0.03985);$$

$$K_{sq(3)} = 340.8 \text{ l/s} \quad (1000/K_{sq(3)}^2 = 0.00861).$$

Boru kəmərinin ayrı-ayrı hissələrində sürət hesablanır:

$$d_1=250 \text{ mm üçün } v_1 = Q/S_1 = 4 \cdot 60/\pi \cdot 2.5^2 = 12.22 \text{ dm/s} = 1.222 \text{ m/s};$$

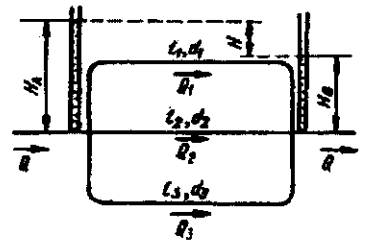
$$d_2=150 \text{ mm üçün } v_2 = Q/S_2 = 4 \cdot 60/\pi \cdot 1.5^2 = 33.95 \text{ dm/s} = 3.395 \text{ m/s};$$

$$d_3=200 \text{ mm üçün } v_3 = Q/S_3 = 4 \cdot 60/\pi \cdot 2^2 = 19.1 \text{ dm/s} = 1.91 \text{ m/s}.$$

Xüsusi cədvəldən müqavimətin kvadratik sahəsinə uyğun sürətlər tapılır: $v_{sq(1)}=1.05$ m/s; $v_{sq(2)}=0.95$ m/s; $v_{sq(3)}=1$ m/s. Boru kəmərinin hər üç hissəsində kvadratik müqavimət sahəsi müşahidə olunur, çünki $v_i > v_{sq(i)}$. Buna görə də $\theta_{2(1)} = \theta_{2(2)} = \theta_{2(3)} = 1$. Basqı hesablanır:

$$\begin{aligned} H &= Q^2 \sum_{i=1}^n \left(\theta_{2(i)} L_i \frac{1000}{K_{sq(i)}^2} \right) = \\ &= Q^2 \left(\theta_{2(1)} l_1 \frac{1000}{K_{sq(1)}^2} + \theta_{2(2)} l_2 \frac{1000}{K_{sq(2)}^2} + \theta_{2(3)} l_3 \frac{1000}{K_{sq(3)}^2} \right) = \\ &= 60^2 (1 \cdot 0.3 \cdot 0.00263 + 1 \cdot 0.35 \cdot 0.03985 + 1 \cdot 0.38 \cdot 0.00861) = 64.83 \text{ m} \end{aligned}$$

Misal 2.41. Bir-birinə paralel birləşdirilmiş üç borudan ibarət su kəmərinə $Q=68$ l/s su sərfi keçir (şəkil 2.32). Əgər, $l_1=600$ m, $d_1=150$ mm, $l_2=420$ m, $d_2=150$ mm, $l_3=980$ m, $d_3=200$ mm olarsa, hər bir xətt üçün Q_1 , Q_2 və Q_3 sərfələrini,



Şəkil 2.32. Boruların paralel birləşdirilməsi

həmçinin qovşaqlar arasında H basqı itkisini təyin edin. Borular normaldır və

$$K_{sq(1)} = K_{sq(2)} = 158.4 \text{ l/s}; K_{sq(3)} = 340.8 \text{ l/s}.$$

Həlli: İkinci və üçüncü boruların su sərfələrini (Q_2 və Q_3) birinci borunun su sərfi (Q_1) ilə ifadə edək. Müqavimət sahəsinin kvadratik olduğunu nəzərə alsaq, onda:

$$Q_2 = Q_1 (K_{sq(2)} / K_{sq(1)}) \sqrt{l_1 / l_2} =$$

$$= Q_1 (158.4 / 158.4) \sqrt{600 / 420} = 1.1952 Q_1;$$

$$Q_3 = Q_1 (K_{sq(3)} / K_{sq(1)}) \sqrt{l_1 / l_3} =$$

$$= Q_1 (340.8 / 158.4) \sqrt{600 / 980} = 1.6835 Q_1.$$

Bütün sistemin sərfi:

$$Q = 68 \text{ l/s} = Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q_1 + 1.1952 Q_1 +$$

$$1.6835 Q_1 = 3.878 Q_1 \text{ buradan,}$$

$$Q_1 = 17.53 \text{ l/s}, Q_2 = 20.95 \text{ l/s}, Q_3 = 29.52 \text{ l/s}.$$

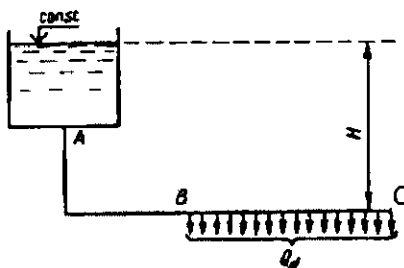
A və B nöqtələri arasında basqı itkisi birinci xətt üzrə ($l_1 = 0.6$ km; $1000 / K_{sq(1)}^2 = 0.03985$):

$$H = Q_1^2 l_1 (1000 / K_{sq(1)}^2) = 17.68^2 \cdot 0.6^2 \cdot 0.03985 = 7.47 \text{ m}$$

alınır.

Digər xəttlər üçün də H eyni qiyməti alır.

Misal 2.42. Boru kəmərinin BC hissəsində $Q_d = 15$ l/s su sərfi aramsız paylanır (şəkil 2.33). ABC boru kəmərinin diametri $d = 150$ mm-dir. Kəmərin hissələrinin uzunluqları müvafiq olaraq $l_{AB} = 600$ m, $l_{BC} = 405$ m təşkil edir. Borular normaldır. A çənindən C nöqtəsinə qədər H basqı itkisini təyin edin.



Şəkil 2.33

Həlli: ABC boru kəmərinə basqı itkisi AB və BC hissələrinə itkilərin cəminə bərabərdir. AB hissəsində basqı itkisi:

$$H_{AB} = \theta_2 L_{AB} Q_{AB}^2 1000 / K_{sq}^2 = 1.0443 \cdot 0.6 \cdot 16^2 \cdot 0.03985 = 6.39 \text{ m,}$$

burada $1000 / K_{sq}^2 = 0.03985$ ($d=150$ mm üçün xüsusi cədvəldən tapılır); $L_{AB} = 0.6$ km; $Q_{AB} = Q_d = 16$ l/s; $\theta_2 = 1.0443$ (xüsusi cədvəldən).

$$\text{Onda } v_{AB} = Q/S = 16 \cdot 4/\pi \cdot 1.5^2 = 9.05 \text{ dm/s} = 0.905 \text{ m/s} < v_{sq} = 0.95 \text{ (xüsusi cədvəldən).}$$

BC hissəsində $Q_d=16$ l/s su aramsız paylanır və tranzit sərf $Q_{tr}=0$. Bu halda $Q_{BC} = Q_C = 0.55Q_d = 0.55 \cdot 16 = 8.8$ l/s və onda, $v_{BC} = Q_d/S = 8.8 \cdot 4/\pi \cdot 1.5^2 = 4.98 \text{ dm/s} = 0.498 \text{ m/s}$; $\theta_2 = 1.151$ (cədvələ görə).

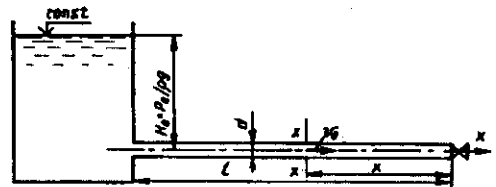
BC hissəsində basqı itkisi:

$$H_{BC} = \theta_2 L_{BC} Q_C^2 1000 / K_{sq}^2 = 1.151 \cdot 0.405 \cdot 8.8^2 \cdot 0.03985 = 1.44 \text{ m.}$$

Ümumi basqı itkisi:

$$H = H_{AB} + H_{BC} = 6.39 + 1.44 = 7.83 \text{ m.}$$

Misal 2.43. Diametri $d=500$ mm və qalınlığı $e=7$ mm olan polad boru kəmərinə suyun qərarlaşmış hərəkət sürəti $v_0=2.5$ m/s təşkil edir. Boru kəməri ani olaraq



Şəkil 2.34

bağlansa, hidravliki zərbə dalğasının yayılma sürətini (C) və təzyiğin Δp artımını təyin edin. $l=1000$ m və $p_0=3$ Mpa olarsa, rəzənin yanında ($x=0$) rəzədən $x=0.5$ l məsafədə (şəkil 2.34) boru kəmərinin kəsiyində təzyiğin dəyişmə qrafiklərini qurun.

Həlli: Xüsusi cədvələ görə $E/E_{pip}=0.01$ tapılır və hidravliki zərbənin yayılma sürəti aşağıdakı düsturla hesablanır:

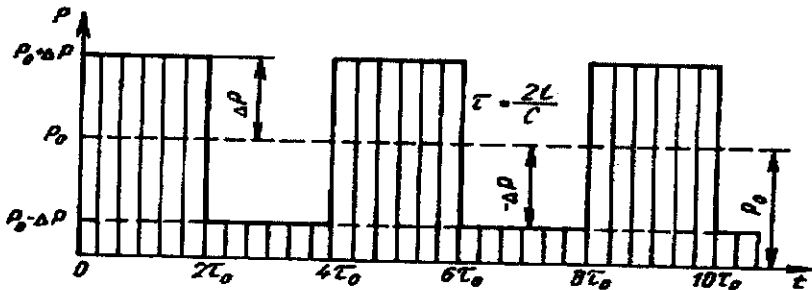
$$C = \frac{\sqrt{E/\rho}}{\sqrt{1 + (d/c)(E/E_{pip})}}$$

burada E-suyun həcmi elastiklik moduludur, $E=2,03 \cdot 10^6$ kPa;
 ρ -suyun sıxlığıdır, $\rho=1000$ kq/m³. Onda $\sqrt{E/\rho}=1425$ m/s;

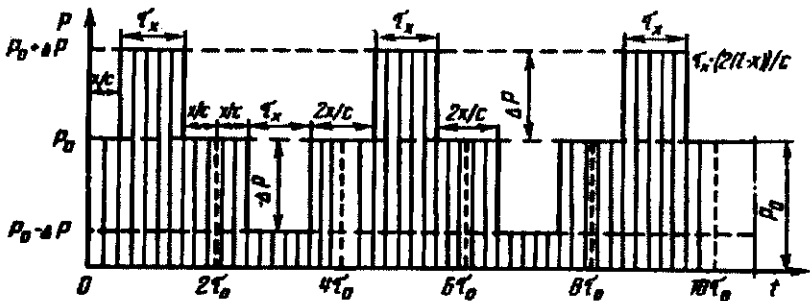
$$c = 1425 / \sqrt{1 + 500 \cdot 0.01/7} = 1088.36 \text{ m/s};$$

$$\Delta p = \rho c v_0 = 1000 \cdot 1088.36 \cdot 2.5 = 2720904.3 \text{ Pa} \approx 2.72 \text{ MPa}.$$

Rəzənin yanında təzyiqin dəyişmə qrafiki şəkil 2.35-də, $x=0.5l$ məsafəsində isə şəkil 2.36-da göstərib. Hidravliki zərbənin fazası $\tau_0 = 2l/c = 2 \cdot 1000/1088.36 = 1.838$ s, tərəddüdün periodu isə $T = 2\tau_0 = 3.676$ s təşkil edir (şəkil 2.35).



Şəkil 2.35



Şəkil 2.36

2.6. Açıq məcralarda axının müntəzəm hərəkəti

Misal 2.44. Eni $b=6$ m, dərinliyi $h_0=2$ m və dibinin meyilliyi $i=0.0003$ olan düzbucaqlı beton kanalda su müntəzəm hərəkət edərsə, su sərfini və orta sürəti təyin edin.

Həlli: Canlı en kəsiyin sahəsi $S=bh_0=12$ m³, ıslanmış perimetrin uzunluğu $\chi=b+2h_0=10$ m, hidravliki radius $R=S/\chi=12/10=1.2$ m təşkil edir. Şezi əmsalı aşağıdakı düstura görə təyin edilir:

$$C=1/n+17.72\lg R,$$

burada n - kələ-kötürlük əmsalıdır və beton kanallar üçün $n=0.014$ (xüsusi cədvəldən).

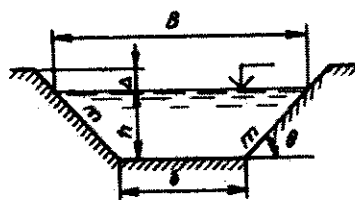
$$\text{Onda, } C=1/0.014+17.72\lg 1.2=72.83 \text{ m}^{0.5}/\text{s}.$$

Açıq məcralarda müntəzəm hərəkətin tənliyinə görə:

$$Q=SC\sqrt{R_i}=12\cdot 72.83\sqrt{1.2\cdot 0.0003}=16.6 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$v=Q/S=1.38 \text{ m/s}.$$

Misal 2.45. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya formalı kanalda suyun müntəzəm hərəkətində su sərfi və orta sürəti təyin edin: $b=10$ m, $h_0=2.3$ m, $m=1$ (yamacın yatım əmsalı, $m=\text{ctg}\theta$), $n=0.02$, $i=0.0002$ (şəkil 2.37).



Şəkil 2.37

Həlli: Canlı en kəsik sahəsi:

$$S=(b+mh_0)h_0=(10+1\cdot 2.3)\cdot 2.3=28.29 \text{ m}^2;$$

ıslanmış perimetrin uzunluğu:

$$\chi=b+2h_0\sqrt{1+m^2}=10+2\cdot 2.3\sqrt{1+1^2}=16.5 \text{ m};$$

Hidravliki radius:

$$R=S/\chi=28.29/16.5=1.71 \text{ m};$$

Şezi əmsalı:

$$C=1/n+17.72\lg R=50+17.72\lg 1.71=54.13 \text{ m}^{0.5}/\text{s};$$

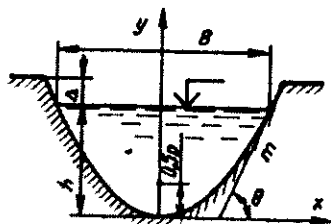
Su sərfi:

$$Q = SC\sqrt{Ri} = 28.29 \cdot 54.13\sqrt{1.71 \cdot 0.0002} = 28.3 \text{ m}^3/\text{s};$$

Orta sürət:

$$v = Q/S = 1 \text{ m/s.}$$

Misal 2.46. Parabolik formalı kanalın su səthi boyu enini, suburaxma qabiliyyətini və su kəsimində yamacın yatım əmsalını təyin edin: $h_0=1.2 \text{ m}$, $p_p=3 \text{ m}$, $n=0.017$, $i=0.001$ (şəkil 2.38).



Şəkil 2.38

Həlli:

Kanalın su səthi boyu eni:

$$B = 2\sqrt{2p_p h_0} = 2\sqrt{2 \cdot 3 \cdot 1.2} = 5.37 \text{ m};$$

Canlı en kəsik sahəsi:

$$S = 2B h_0/3 = 2 \cdot 5.37 \cdot 1.2/3 = 4.29 \text{ m}^2;$$

Ölçü vahidi olmayan xarakteristika:

$$\tau = h_0/p_p = 1.2/3 = 0.4 \text{ və } N(\tau) = 2.005;$$

İslanmış perimetrin uzunluğu:

$$\chi = p_p N(\tau) = 3 \cdot 2.005 = 6.02 \text{ m};$$

Hidravliki radius:

$$R = S/\chi = 4.29/6.02 = 0.71 \text{ m};$$

Şezi əmsalı:

$$C = 1/0.017 + 17.72 \lg 0.71 = 56.19 \text{ m}^{0.5}/\text{s};$$

Su sərfi:

$$Q = SC\sqrt{Ri} = 4.29 \cdot 56.19\sqrt{0.71 \cdot 0.001} = 6.4 \text{ m}^3/\text{s};$$

Suyun kəsimində yamacın yatım əmsalı:

$$m_m = (B/h_0)/4 = (5.37/1.2)/4 \approx 1.1.$$

Misal 2.47. Trapesiya formalı kanalın ölçülərini təyin edin: $Q=4.8 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0.0004$, $n=0.025$, $m=1$, $\beta=6$.

Həlli: β -kanalın nisbi enidir: $\beta=b/h$. Açıq məcralarda suyun müntəzəm hərəkət tənliyinə daxil olan bütün kəmiyyətləri kanalın nisbi eni β ilə ifadə edək və Şezi əmsalını aşağıdakı düstura görə hesablayaq:

$$C\sqrt{R} = (1/n)R^{1/6}R^{1/2} = (1/n)R^{2/3} = \\ = (1/n)h_0^{2/3}(\beta + m)^{5/3}/(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{2/3}; \\ Q = SC\sqrt{R} \cdot \sqrt{i} = (\sqrt{i/n})(\beta + m)^{5/3}/(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{2/3} h_0^{8/3} \\ = Ah_0^{8/3}.$$

Qiymətləri yerinə yazsaq, onda:

$$A = (\sqrt{0.0004}/0.025)(6+1)^{5/3}/(6+2\sqrt{1+1^2})^{2/3} = 4.8.$$

Normal dərinlik:

$$h_0 = (Q/A)^{3/8} = (4.8/4.8)^{3/8} = 1 \text{ m.}$$

$\beta=6$ olduğuna görə,

$$b = \beta h_0 = 6 \cdot 1 = 6 \text{ m.}$$

Misal 2.48. Kanalın parabolik formalı kəsiyinin hidravliki ən sərfəli (HS) ölçülərini təyin edin: $Q=3 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0.001$, $n=0.014$.

Həlli: HS kəsiyi üçün $\tau_{HS}=1.8856$ (xüsusi cədvəldən). Kəsiyin parametrlərini τ_{HS} və h_{HS} kəmiyyətləri ilə ifadə edək:

$$S_{HS} = 1.8856h_{HS}^2/\sqrt{\tau_{HS}} = 1.37h_{HS}^2;$$

$$R_{HS} = 1.8856h_{HS}\sqrt{\tau_{HS}}/N(\tau_{HS}) = 0.46 h_{HS},$$

burada $N(\tau_{HS}) = 5.66$ (xüsusi cədvəldən).

$$C_{HS} = (1/n)R_{HS}^{1/6}; (C\sqrt{R})_{HS} = (1/n)R_{HS}^{2/3} = 0.60h_{HS}^{2/3}/n.$$

Alınmış ifadələri müntəzəm hərəkətin tənliyində yerinə yazsaq:

$$Q = 1.37h_{HS}^2 \cdot 0.60h_{HS}^{2/3} \sqrt{i/n} = (0.82\sqrt{i/n})h_{HS}^{8/3} = Ah_{HS}^{8/3}.$$

Verilən i və n -ə görə

$$A = 0.82\sqrt{0.001}/0.014 = 1.85,$$

onda,

$$h_{HS} = (Q/A)^{3/8} = (3/1.85)^{0.375} = 1.2 \text{ m.}$$

Parabolanın parametri $p_{HS} = C/\tau_{HS} = 0.53h_{HS} = 0.64 \text{ m.}$

En kəsiyinin səth boyu eni: $B_{HS} = 2\sqrt{2h_{HS}}/\sqrt{\tau_{HS}} = 2.06h_{HS} = 2.47 \text{ m.}$

Su kəsində yamacın yatım əmsalı: $m_m = 1/\sqrt{2\tau_{HS}} = 0.5.$

Misal 2.49. $Q=40 \text{ m}^3/\text{s}$ suyun buraxılması üçün layihələndirilən suvarma kanalının kələ-kötürlük əmsalını, yamacların yatım əmsalını və kanalın dibi üçün tövsiyə olunan nisbi eni təyin edin. Qrunt yüngül gillicədir.

Həlli: Əlaqəli qruntda çəkilən kanallar üçün $Q>25 \text{ m}^3/\text{s}$ olduqda, $n=0.02$ qəbul olunur (xüsusi cədvəldən).

Yüngül gillicəli qruntda kanalın su sərfi $Q>10 \text{ m}^3/\text{s}$ olduqda, sualtı yamacların yatım əmsalı $m=2$ götürülə bilər (xüsusi cədvəldən).

Kanalın dib üzrə eni:

$$\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m = 3\sqrt[4]{40} - 2 \approx 5.5.$$

Misal 2.50. Aşağıdakı şərtlərə görə layihələndirilmiş trapesiya kəsikli kanalın yuyulmasını hesablayın: $Q=42 \text{ m}^3/\text{s}$; $b=10 \text{ m}$; $h=2.5 \text{ m}$; $m=1.5$. Qrunt gillicədir və onun xüsusi ilişənliyi $c=0.10 \cdot 10^5 \text{ Pa}$, axımda gilli gətirmələrin miqdarı 0.2 kq/m^3 təşkil edir.

Həlli: Axının canlı en kəsik sahəsi təyin edilir:

$$S = (b + mh)h = (10 + 1.5 \cdot 2.5)2.5 = 34.38 \text{ m}^2;$$

Orta sürət:

$$v = Q/S = 42/34.38 = 1.22 \text{ m/s.}$$

İşləmə şəraiti əmsalı xüsusi cədvəldən tapılır və $\gamma=1$ olduqda yuyulma baş verməyən orta sürət $v_{adm,i}=1.16 \text{ m/s}$ (xüsusi cədvəldən) alınır. İşləmə şəraiti nəzərə alınmaqla, sürətin yol verilən qiyməti:

$$v_{adm} = 1.16\sqrt{1.3} = 1.32 \text{ m/s alınır.}$$

$v = 1.22 \text{ m/s} < v_{adm} = 1.32 \text{ m/s}$ olduğuna görə, yuyulma təhlükəsi yoxdur.

Misal 2.51. Aşağıdakı şərtlərə görə trapesiya kəsikli kanal lillənməyə görə yoxlayın: $Q = 7.7 \text{ m}^3/\text{s}$; $b = 5 \text{ m}$; $h = 1.8 \text{ m}$; $m = 2$; $n = 0.0225$; $i = 0.0001$. Suyun bulanıqlığı $\rho = 0.9 \text{ kq/m}^3$ təşkil edir. Gətirmələrin tərkibi belədir: 1-ci fraksiya ($d = 0.25 \dots 0.10 \text{ mm}$) – 3%; 2-ci fraksiya ($d = 0.10 \dots 0.05 \text{ mm}$) – 17 %; 3-cü fraksiya ($d = 0.05 \dots 0.01 \text{ mm}$) – 80 %.

Həlli: Canlı en kəsik parametrlərini və orta sürəti təyin edirik:

$$S = (b + mh)h = (5 + 2 \cdot 1.8)1.8 = 15.48 \text{ m}^2;$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 5 + 2 \cdot 1.8\sqrt{1 + 2^2} = 13.05 \text{ m};$$

$$R = S/\chi = 15.48/13.05 = 1.19 \text{ m};$$

$$v = Q/S = 7.7/15.48 = 0.50 \text{ m/s}.$$

Müvafiq orta diametrlı (d) hissəciklər üçün hidravliki iriliyi (w_d) xüsusi cədvəldən tapırıq: $d = 0.25 \text{ mm}$ üçün $w_d = 27 \text{ mm/s}$;

$$0.1 - 6.92; 0.05 - 1.73;$$

$$d = 0.01 \text{ mm} \text{ üçün } w_d = 0.0693 \text{ mm/s}.$$

Hər bir fraksiya üçün hidravliki iriliyin orta qiyməti aşağıdakı düstura görə təyin edilir:

$$w_f = (w_1 + w_2 + \sqrt{w_1 w_2})/3.$$

Ədədi qiymətləri yerinə yazsaq, onda:

$$w_{f1} = (27.0 + 6.92 + \sqrt{27.0 \cdot 6.92})/3 = 15.86 \text{ mm/s};$$

$$w_{f2} = 4.04 \text{ mm/s}; \quad w_{f3} = 0.72 \text{ mm/s}.$$

Hər bir fraksiyanın ümumi tərkibdəki payından (p_i , %-lə) asılı olaraq gətirmələrin orta hidravliki iriliyi təyin olunur:

$$w = \sum w_{fi} p_i / 100 = (15.86 \cdot 3 + 4.04 \cdot 17 + 0.72 \cdot 80) / 100 \\ = 1.74 \text{ mm/s} = 0.00174 \text{ m/s}.$$

Bu hesablamalardan sonra kanalın lillənməsini yoxlamaq olar. $w < 0.002 \text{ m/s}$ olduğuna görə, axının gətirmələri nəql etmə qabiliyyəti aşağıdakı düstura görə hesablanıla bilər:

$$p_t = 11v\sqrt{vRiW} = 11 \cdot 0.5\sqrt{0.5 \cdot 1.19 \cdot 0.0001/0.00174} \approx 1 \text{ kq/m}^3.$$

$p_t = 1 \text{ kq/m}^3 > p = 0.9 \text{ kq/m}^3$ olduğuna görə, lillənmə

təhlükəsi yoxdur.

Misal 2.52. Müntəzəm hərəkətdə $Q=2.3\text{m}^3/\text{s}$ su sərfi buraxmaq üçün trapesiya kəsikli kanalın dibinin meyilliyini təyin edin. Qrunt orta gillicədir, dibin eni $b=3\text{ m}$, normal dərinlik $h_0=1\text{ m}$ təşkil edir.

Həlli: Əvvəlcə, verilənlərə görə xüsusi cədvəllərdən $n=0.0225$ və $m=1.25$ tapılır. Onda canlı en kəsik sahəsi:

$$S=(b+mh_0)h_0=(3+1.25 \cdot 1)1=4.25\text{ m}^2;$$

İslanmış perimetr:

$$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} = 3 + 2 \cdot 1\sqrt{1+1.25^2} = 6.2\text{ m};$$

Hidravliki radius:

$$R=S/\chi=4.25/6.2=0.685\text{ m};$$

Şezi əmsalı:

$$C = 1/n + 17.72\lg R = 1/0.0225 + 17.72\lg 0.685 = 41.53\text{ m}^{0.5}/\text{s}.$$

Müntəzəm hərəkət tənliyindən:

$$i = Q^2/(S^2C^2R) = 2.3^2/(4.25^2 \cdot 41.53^2 \cdot 0.685) = 0.00025\text{ alınır.}$$

Misal 2.53. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya kəsikli kanalda orta dərinliyi, orta sürəti və dibdə nisbi eni təyin edin: $Q=30\text{ m}^3/\text{s}$; $i=0.0004$; $n=0.02$; $m=1$, $b=10\text{ m}$.

Həlli: Hesablamalar müntəzəm hərəkət düsturuna görə $Q = SC\sqrt{Ri}$ aparılır. Bu düsturda ilk üç kəmiyyət axtarılan dərinlikdən asılıdır. Dərinliyin müxtəlif h_i qiymətlərinə görə ardıcıl olaraq aşağıdakılar hesablanır:

$$S_i = (b + mh_i)h_i = (10 + h_i)h_i;$$

$$\chi_i = b + 2h_i\sqrt{1+m^2} = 10 + 2\sqrt{2h_i};$$

$$R_i = S_i/\chi_i;$$

$$C_i = 1/n + 17.72\lg R_i.$$

Baxılan məsələ su sərfi ilə dərinlik arasındakı əlaqə qrafikinə $Q_i=f(h_i)$ (şəkil 2.39) görə həll edilə bilər. Yuxarıdakı düsturlara görə hesablamalar aparmaq üçün verilənlər və alınmış nəticələr cədvəldə göstərilir:

h_i, m	S_i, m^2	χ_i, m	R_i, m	$C_i, m^{0.5}/s$	$Q_i, m^3/s$
0.5	5.25	11.41	0.46	44.03	3.14
1	11	12.83	0.86	48.84	9.96
1.5	17.25	14.24	1.21	51.47	19.53
2	24	15.66	1.53	53.27	31.63

Verilən su sərfinə ($Q=30 m^3/s$) müvafiq normal dərinlik $h_0=1.94 m$ dir ($h_i=0$ üçün $Q_i=0$ qəbul edirik).

Dibin nisbi eni:

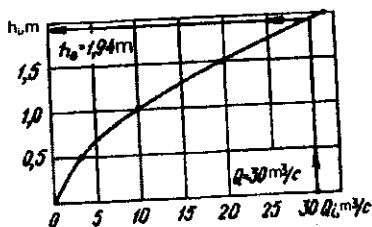
$$\beta = b/h_0 = 10/1.94 \approx 5.2.$$

Canlı en kəsiyin sahəsi:

$$S=(10+1 \cdot 1.94)1.94=23.16 m^2.$$

Orta sürət:

$$V=Q/S=30/23.16=1.3 m/s.$$



Şəkil 2.39

Misal 2.54. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya kəsikli kanalın dibinin enini təyin edin: $Q=50 m^3/s$; $i=0.0004$; $n=0.020$; $m=2 m$; $h=2 m$.

Həlli: Müntəzəm hərəkətdə sərf xarakteristikası təyin edilir:

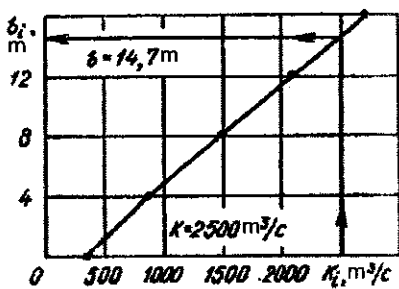
$$K_0 = Q/\sqrt{i} = 50/\sqrt{0.0004} = 2500 m^3/s$$

Kanalın dibinin eninə (b_i) müxtəlif qiymətlər verərək S_i , χ_i , R_i , C_i və $K_i = S_i C_i / \sqrt{R_i}$ kəmiyyətləri hesablanaraq aşağıdakı cədvəldə yazılır:

b_i, m	S_i, m^2	χ_i, m	R_i, m	$C_i, m^{0.5}/s$	$K_i, m^3/s$
0	8	8.94	0.89	49.1	370.6
4	16	12.94	1.24	51.6	919.3
8	24	16.94	1.42	52.7	1507.2
12	32	20.94	1.53	53.3	2109.7
16	40	24.94	1.60	53.6	2712.

$K_i=f(b_i)$ qrafikinə (şəkil 2.40) görə $K=2500 m^3/s$ olduqda, $b \approx 14.7 m$ alınır.

Kanalın dibinin eni standart kəmiyyətə qədər yuvarlaqlaşdırıldığına görə, $b=15$ m qəbul edilir.



Şəkil 2.40

Misal 2.55. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya kəsikli qurutma kanalının ölçülərini təyin edin: $Q=5$ m³/s; $i=0,001$; $n=0,025$; $m=1,5$. Yol verilən yuyulma sürəti $v_{adm}=1.1$ m/s təşkil edir.

Həlli: Misalı yalnız əlavə şərtin qəbul edilməsi ilə həll etmək olar: kanalın en kəsiyi hidravliki sərfəliyə mümkün qədər yaxın olmalıdır. Onda, hesablamalarda β kəmiyyəti nəzərə alınmalıdır: $\beta = \beta_{HS} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m) = 2(\sqrt{1 + 1.5^2} - 1.5) = 0.6$ Müntəzəm hərəkət tənliyinin parametrlərini nisbi en ilə ifadə edirik və təqribi olaraq h və b -nin qiymətlərini tapırıq:

$$A = (\sqrt{i}/n)(\beta + m)^{5/3} / (\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{2/3};$$

$$A = (\sqrt{0.001}/0.025)(0.6 + 1.5)^{5/3} / (0.6 + 2\sqrt{1 + 1.5^2})^{2/3} = 1.67;$$

$$h = (Q/A)^{3/8} = 1.51 \text{ m};$$

$$b = \beta h = 0.6 \cdot 1.51 = 0.91 \text{ m}.$$

Adətən, $b=1$ m qəbul edilir. $K_0 = Q/\sqrt{i} = 158.1$ m³/s olmaq şərti ilə normal dərinliyi iterasiya metodu ilə təyin edirik. Hesablamaların nəticələri aşağıdakı cədvəldə göstərilir:

$h_i, \text{ m}$	$S_i, \text{ m}^2$	$\chi_i, \text{ m}$	$R_i, \text{ m}$	$C_i, \text{ m}^{0.5}/\text{s}$	$K_i, \text{ m}^3/\text{s}$
1.45	4.60	6.23	0.74	37.7	149.2
1.48	4.77	6.34	0.75	37.8	156.1
1.49	4.82	6.37	0.756	37.85	158.6

Normal dərinliyin yekun qiymətini $h_0=1.49$ m qəbul edirik.

Onda $\beta=b/h_0=1/1.49=0.67$.

Hidravliki sərfəli en kəsik sahəsi $S_{HS}=(0.91+1.5 \cdot 1.51) \cdot 1.51=4.79$ m^2 alınır. Beləliklə, $S/S_{HS}=1.01$.

1.01....1.05 arası fərq yol veriləndir.

Yuyulma təhlükəsini yoxlayırıq:

$$v=Q/S=5/4.82=1.04 \text{ m/s} < v_{adm}=1.1 \text{ m/s}.$$

Beləliklə, yuyulma təhlükəsi yoxdur.

Misal 2.56. $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0.0003$, $n=0.02$ və $m=1.25$ olarsa, trapesiya kəsikli suvarma kanalının ölçülərini təyin edin. Yol verilən yuyulma sürəti $v_{adm}=1.28 \text{ m/s}$ təşkil edir.

Həlli: Əvvəlki misalda olduğu kimi, yenə də əlavə şərtə ehtiyac var. Hesablama $v < v_{adm}$ şərti ilə aparılır, sonra isə $\beta \approx \beta_r$ şərtinin ödənilməsi yoxlanılır. $v=v_{adm}=1.28 \text{ m/s}$ qəbul etsək, onda $S=Q/v=50/1.28=39.06 \text{ m}^2$ alınır.

$v = R^{2/3} \sqrt{i/n}$ düsturundan hidravliki radiusun qiyməti hesablanır:

$$R = (vn/\sqrt{i})^{3/2} = (1.28 \cdot 0.02/\sqrt{0.0003})^{3/2} = 1.8 \text{ m}.$$

İslanmış perimetr: $\chi=S/R=39.06/1.8=21.7 \text{ m}$.

S və χ -nin, en kəsiyin ölçüləri olan b və h -dan asılılıqlarını nəzərə alaraq, iki məchullu tənliklər sistemi tərtib edilir:

$$39.06=(b+1.25h)h=bh + 1.25h^2;$$

$$21.7 = b + 2h\sqrt{1 + 1.25^2} = b + 3.2h.$$

Sistemi həll edərək, iki cüt cavab alırıq: $b_1=14.46 \text{ m}$ və $h_1=2.26 \text{ m}$; $b_2=6.68 \text{ m}$ və $h_2=8.87 \text{ m}$.

Qəbuledilməz həlli istisna edirik və kanalın enini standart kəmiyyətin böyük qiymətinə kimi yuvarlaqlaşdırırıq. $b=15 \text{ m}$ olduqda, normal dərinliyi dəqiqləşdirmək lazımdır. Məsələn, $h_0=2.23 \text{ m}$ qəbul etsək, onda:

$$S=(15+1.25 \cdot 2.23)2.23=39.67 \text{ m}^2; \chi=15+3.2 \cdot 2.23=21.14 \text{ m};$$

$$R=39.67/21.14=1.79 \text{ m}; C=1/0.02 + 17.72 \lg 1.79=54.48 \text{ m}^{0.5}/\text{s}.$$

Beləliklə, $Q=50.1 \text{ m}^3/\text{s} \approx 50 \text{ m}^3/\text{s}$ və $v=Q/S=1.26 \text{ m/s} < v_{adm}$.

Suvarma kanalı üçün tövsiyə olunan nisbi en hesablanır:

$$\beta_r = 3^4 \sqrt[4]{Q} - m = 3^4 \sqrt[4]{50} - 1.25 \approx 6.7.$$

$b=15$ m və $h_0=2.23$ olduğunu nəzərə alsaq, $\beta=b/h_0 \approx 6,7$ olar. Beləliklə, kanalın en kəsiyinin ölçüləri hər iki şərti ödəyir: $v < v_{adm}$ və $\beta \approx \beta_r$.

Misal 2.57. Yamacların dayanıqlığı şərti ilə parabolik kəsikli kanalın ölçülərini təyin edin: $Q=12$ m³/s, $i=0.0001$, $n=0.0225$. Qrunt yüngül gillicədir.

Həlli: Verilmiş qurunt üçün $Q > 10$ m³/s olduqda, xüsusi cədvəldən $m=2$ alınır. Su kəsimində $m_m=m=2$ qəbul edirik. Onda, parabolanın ölçü vahidi olmayan xarakteristikası $\tau=0.5/m^2_m=0.5/2^2=0.125$ alınır.

$N(\tau)$ funksiyasının qiymətini nəzərə almaqla:

$$S = 1.8856 h^2 / \sqrt{\tau} = 5.33 h^2;$$

$$N(\tau) = 1.04;$$

$$R = 1.8856 h \sqrt{\tau} / N(\tau) = 0.641 h;$$

$$C = R^{1/6} / n = 41.27 h^{1/6}.$$

Bu ifadələri müntəzəm hərəkət tənliyində yerinə yazırıq və onu h -a görə həll edirik:

$$Q = 5.33 h^2 41.27 h^{1/6} \sqrt{0.641 h} \cdot \sqrt{i} = 1.761 h^{8/3},$$

$$h = (12/1.761)^{0.375} = 2.05 \text{ m}.$$

Onda, kanalın səth boyu eni $B=4$ m, dərinliyi $h=16.4$ m, parabolanın parametri $p_p=h/\tau=16.4$ m alınır.

Misal 2.58. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya kəsikli kanalın normal dərinliyini təyin edin: $Q=30$ m³/s; $i=0.0004$; $n=0.02$; $m=1$; $b=10$ m. Hesablamaları İ.İ.Aqroskinin üsulu ilə yerinə yetirin.

Həlli: Etalon kimi hidravliki sərfəli kəsiyi qəbul edərək, müəyyən çevirmələrdən sonra müntəzəm hərəkət tənliyini belə yazmaq olar:

$$F(R_{HS}) = Q / (4m_0 \sqrt{i}); \quad R_{HS} = [Qn / 4m_0 \sqrt{i}]^{0.375}.$$

İ.İ.Aqroskin iki xüsusi cədvəl tərtib etmişdir. Bunlardan biri, kəsiyin formasından asılı deyil və bu cədvəl R , n və onların funksiyalarının qiymətlərini əhatə edir. İkinci cədvəldə isə canlı en kəsiyin, ölçü vahidləri olmayan parametrləri verilmişdir və bu parametrlər en kəsiyinin formasından asılıdır.

Hesablamalar aşağıdakı ardıcılıqla aparılır. Əvvəlcə, $m=1$ olduqda $4m_0 = 4(2\sqrt{1+1^2} - 1) = 7.314$ hesablanır. Onda:

$$F(R_{HS}) = 30 / (7.314 \sqrt{0.0004}) = 205.1.$$

Yuxarıdakı düstura görə $R_{HS}=1.705m$ tapılır. Sonra, kanalın eninin $b=10m$ olduğunu bilərək, $b/R_{HS}=10/1.705=5.865$ alırıq. Aqroskinin ikinci cədvəlindən istifadə edərək $h/R_{HS}=1.141$ təyin olunur.

Verilən şərtlərdə kanalın normal dərinliyi

$$h_0 = (h/R_{HS})R_{HS} = 1.141 \cdot 1.705 = 1.94m \text{ təşkil edir.}$$

Misal 2.59. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya kəsikli kanalın normal dərinliyini təyin edin: $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$; $i=0.00024$; $n=0.0225$; $m=1.25$; $\beta=6.8$. Hesablamanı İ.İ.Aqroskinin üsulu ilə yerinə yetirin.

Həlli: Q , i və m haqqında məlumatlardan istifadə edərək məlum düsturlara görə ilkin hesablamalar yerinə yetirilir:

$$m_0 = 2\sqrt{1 + 1.25^2} - 1.25 = 1.952; 4m_0 = 7.808;$$

$$F(R_{HS}) = 10 / (7.808 \sqrt{0.00024}) = 82.7.$$

Əvvəlki misalda verilmiş düstura və ya Aqroskinin birinci cədvəlinə görə R_{HS} hesablanır: $n=0.0225$ olduqda, $R_{HS}=1.26m$ alınır. Sonra ölçü vahidi olmayan σ xarakteristikası tapılır:

$$\sigma = m_0 / (\beta + m) = 1.962 / (6.8 + 1.25) = 0.242.$$

Aqroskinin ikinci cədvəlindən $b/R_{HS}=7.13$ təyin olunur və buradan $b=(b/R_{HS})R_{HS}=7.13 \cdot 1.26=8.98m$ alırıq. Kanalın standart enini $b=9m$ qəbul edərək, b/R_{HS} kəmiyyətini dəqiqləşdiririk: $b/R_{HS} = 9/1.26=7.17$. Həmin cədvəldən $h/R_{HS}=1.041$ tapılır. Nəticədə normal dərinlik $h_0 = (b/R_{HS}) R_{HS}=1.041 \cdot 1.26=1.31 \text{ m}$ alınır. Kanalın nisbi eninin hesablanmış qiyməti $\beta=b/h_0=9/1.31=6.87$ verilən qiymətə yaxındır.

Misal 2.60. $Q=19 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0.000625$, $n=0.017$ və sürət $v \leq 1.57$ m/s olarsa, düzbucaqlı formalı kanalın en kəsiyinin ölçülərini təyin edin. Hesablamaları İ.İ.Aqroskin üsulu ilə yerinə yetirin.

Həlli: Düzbucaqlı en kəsik üçün $m=0$ olduğundan, $m_0=2\sqrt{1+m^2} - m = 2$ tapılır.

Məlum düstura görə $F(R_{HS})$ funksiyası hesablanır:

$$F(R_{HS}) = 19 / (4 \cdot 2\sqrt{0.000625}) = 95.$$

Aqroskinin ikinci cədvəlindən $n=0.017$ olduqda $R_{HS}=1.2\text{m}$ tapılır.

Sürətin verilmiş qiymətində Aqroskinin ikinci cədvəlinə giriş kimi v/v_{HS} və ya R/R_{HS} nisbətlərindən istifadə oluna bilər. Şəzi əmsalı hesablanır:

$$C_{HS} = 1/0.017 + 17.72 \lg 1.2 = 60.23 \text{ m}^{0.5}/\text{s}.$$

Onda hidravliki sərfəli kəsikdə sürət:

$$v_{HS} = C_{HS} \sqrt{R_{HS} i} = 60.23 \sqrt{1.2 \cdot 0.000625} = 1.65 \text{ m/s}.$$

$v/v_{HS}=1.57/1.65=0.9515$ nisbətində görə Aqroskinin ikinci cədvəlindən axtarılan $b/R_{HS}=6.46$ tapılır. Onda $b=(b/R_{HS})R_{HS}=6.46 \cdot 1.2=7.75\text{m}$ alınır. Kanalın eni yuvarlaqlaşdırılaraq $b=8\text{m}$ qəbul edilir. $b/R_{HS}=8/1.2=6.67$ qiymətinə görə xüsusi cədvəldən $h/R_{HS}=1.271$ və $v/v_{HS}=0.9456$ tapılır.

Kanalda suyun normal dərinliyi $h_0=1.27 \cdot 1.2=1.53\text{m}$ təşkil edir.

Orta sürət $v=(v/v_{HS}) v_{HS}=0.9456 \cdot 1.65=1.56 \text{ m/s}$ verilən qiymətdən ($1,57\text{m/s}$) kiçikdir.

Misal 2.61. Parabola kəsikli kanalda $i=0.0003$, $n=0.0225$, $Q=22.5 \text{ m}^3/\text{s}$, yamaqların yatım əmsalı $m=1$, sürətin yol verilən həddi $v_{adm}=1.1 \text{ m/s}$ təşkil edir. Parabolanın parametri $p_p=8\text{m}$ olarsa, İ.İ.Aqroskinin üsulu ilə kəsiyin ölçülərini təyin edin.

Həlli: Hesablamaların yerinə yetirilmə ardıcılığı trapesiya formalı kəsik üçün olduğu kimidir. Lakin $F(R_{HS})$ funksiyası üçün əmsal və ikinci cədvəl fərqlidir.

Parabolik kəsik üçün funksiyalar aşağıdakı düsturlara görə hesablanır:

$$F(R_{HS}) = Q / (6.56\sqrt{i}); R_{HS} = [Q_n / (6.56\sqrt{i})]^{0.375}.$$

Verilən şərtlərdə:

$$F(R_{HS}) = 22.5 / (6.56 \sqrt{0.0003}) = 198.$$

Aqroskinin ikinci cədvəlinə və ya yuxarıdakı düstura görə R_{HS} hesablanır: $n=0.0225$ olduqda, $R_{HS}=1.75\text{m}$ alınır.

Parabolik kəsik üçün $p_p/R_{HS}=8/1.75=4.57$ tapılır.

Bu kəmiyyətə görə Aqroskinin ikinci cədvəlindən aşağıdakı nisbətlər təyin olunur:

$$B/R_{HS}=7.31; h/R_{HS}=1.462; v/v_{HS}=0.923.$$

Onda,

$$B=(B/R_{HS}) R_{HS}=7.31 \cdot 1.75=12.8 \text{ m};$$

$$h_0=(h/R_{HS}) R_{HS}=1.462 \cdot 1.75=2.56 \text{ m}.$$

Bu hesablamalarda $m=1$ əmsali nəzərə alınmadığı üçün kanalın yamaclarının dayanıqlığı dəqiqləşdirilməlidir. Aqroskinin cədvəlindən $B/h_0=4m_m=5$ tapılır. Bu isə o deməkdir ki, kəsiyin su kəsində yamacın yatım əmsali $m_m=1.25$ təşkil edir. Göründüyü kimi, yamacların dayanıqlığı təmin olunub, çünki $m_m=1.25 > m=1$.

Hidravliki sərfəli kəsik üçün Şezi əmsali və sürət hesablanır:

$$C_{HS} = 1/0.0225 + 17.72 \lg 1.75 = 48.75 \text{ m}^{0.5}/\text{s},$$

$$v_{HS} = 48.75 \sqrt{1.75 \cdot 0.0003} = 1.12 \text{ m/s}.$$

Onda, kəsikdə orta sürət:

$$v=(v/v_{HS}) v_{HS}=0.923 \cdot 1.12=1.03 \text{ m/s} < v_{adm}=1.1 \text{ m/s} \text{ alınır.}$$

Beləliklə, kanalın yuyulma təhlükəsi yoxdur.

Misal 2.62. Diametri $d=1 \text{ m}$ olan dairəvi borunun $h=0.6\text{m}$ dərinliyində su sərfini və sürəti təyin edin: $i=0,001$ və $n=0,013$.

Həlli: $h=d$ üçün Q_n və v_n təyin edilir:

$$R_n = d/4 = 0.25 \text{ m}; C_n = R_n^{1/6}/0.013 = 61.05 \text{ m}^{0.5}/\text{s};$$

$$v_n = C_n \sqrt{R_n i} = 61.05 \sqrt{0.25 \cdot 0.001} = 0.965 \text{ m/s};$$

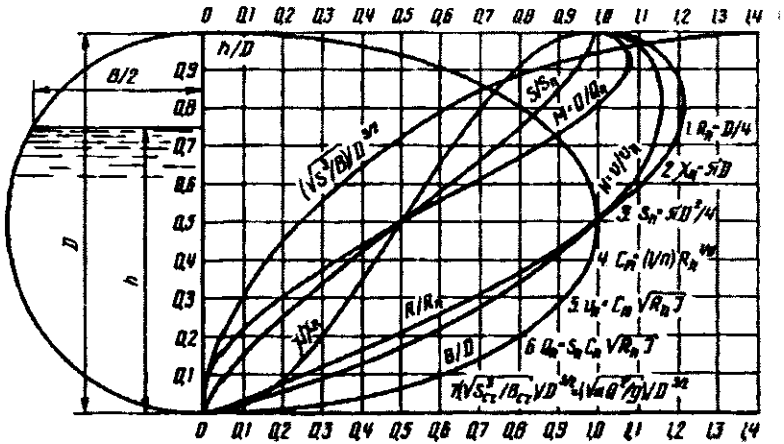
$$S_n = \pi d^2/4 = 0.785 \text{ m}^2;$$

$$Q_n = S_n v_n = 0.785 \cdot 0.965 = 0.758 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$h/d=0.6$ olduqda şəkil 2.41-dən $M=0.67$, $N=1.08$ alınır. Onda:

$$Q = M Q_n = 0.67 \cdot 0.758 = 0.5 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$v = N v_n = 1.08 \cdot 0.965 = 1 \text{ m/s}.$$



Şəkil 2.41. Dairəvi borular üçün nisbi ölçülərin əlaqəsi (R.R.Çuqayev)

Misal 2.63. Diametri $d=2\text{m}$ olan dairəvi boruda müntəzəm hərəkətin h dərinliyini təyin edin: $Q=3.25 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0.0009$ və $n=0.017$.

Həlli: $h=d$ olduqda kəsiyin elementləri təyin edilir:

$$S_n = \pi d^2/4 = 3.14 \text{ m}^2; R_n = d/4 = 0.5 \text{ m}.$$

Onda, $C_n = R_n^{1/6}/n = 0.5^{1/6}/0.017 = 52.41 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$;

$$Q_n = S_n C_n \sqrt{R_n} i = 3.49 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Verilən sərfdə $M=Q/Q_n=0.93$. Bu qiymətə şəkil 2.41-də $h/d=0.75$ nisbəti uyğun gəlir. Beləliklə, $h=0.75 \cdot 2=1.5\text{m}$ alınır.

Misal 2.64. Diametri $d=2 \text{ m}$ olan dairəvi boruda axının səthi üzrə enini və orta sürətini təyin edin: $i=0.0004$, $n=0.014$. Birinci halda dolma dərinliyi $h_1=1,5\text{m}$, ikinci halda isə $h_2=1,74\text{m}$ təşkil edir.

Həlli: $h=d$ olduqda:

$$R_n = d/4 = 0.5 \text{ m}; C_n = R_n^{1/6}/n = 63.64 \text{ m}^{0.5}/\text{s};$$

$$v_n = C_n \sqrt{R_n} i = 63.64 \sqrt{0.5 \cdot 0.0004} = 0.9 \text{ m/s}.$$

Şəkil 2.41-dəki qrafikə görə, həm $h_1/d=0.75$, həm də $h_2/d=0.87$ olduqda $N=1.15$ alınır. Buna görə $v_1=v_2=1.5 \cdot 0.9=1.04$ m/s. Axının səthində onun eni birinci halda $B_1=(B/d)d=0.865 \cdot 2=1.73$ m, ikinci halda isə $B_2=0.68 \cdot 2=1.36$ m təşkil edir.

2.7. Açıq məcralarda axının qeyri-müntəzəm hərəkəti

Misal 2.65. $Q=18$ m³/s və $b=10$ m olarsa, düzbucaqlı məcrada böhran dərinliyi təyin edin.

Həlli: $\alpha=1.1$ olduqda,

$$h_{cr} = \sqrt[4]{\alpha Q^2 / gb^2} = \sqrt[4]{1.1 \cdot 18^2 / 9.81 \cdot 10^2} = 0.71 \text{ m.}$$

Misal 2.66. $Q=16$ m³/s və $p=5$ m olarsa, parabolik məcrada böhran dərinliyi təyin edin.

Həlli: $\alpha=1.1$ olduqda:

$$\begin{aligned} h_{cr} &= \sqrt[4]{(27/64)(\alpha Q^2 / gb)} \\ &= \sqrt[4]{(27/64)(1.1 \cdot 16^2) / (9.81 \cdot 5)} = 1.25 \text{ m.} \end{aligned}$$

Misal 2.67. $Q=1$ m³/s və $m=1$ m olarsa, üçbucaq formalı məcrada böhran dərinliyi təyin edin.

Həlli: $\alpha=1.1$ olduqda:

$$\begin{aligned} h_{cr} &= \sqrt[5]{(2\alpha/g)(Q/m)^2} = \sqrt[5]{(2 \cdot 1.1 \cdot 1^2) / (9.81 \cdot 1^2)} \\ &= 0.74 \text{ m.} \end{aligned}$$

Misal 2.68. $Q=8.2$ m³/s, $m=1.5$ və $b=7$ m olarsa, trapesiya formalı məcrada böhran dərinliyi təyin edin.

Həlli: Əvvəlcə, $\alpha=1.1$ olduqda böhran dərinliyinin qiyməti (düzbucaqlı məcrə üçün) təyin edilir:

$$\begin{aligned} h_{cr,r} &= \sqrt[3]{\alpha Q^2 / gb^2} = \sqrt[3]{(1.1 \cdot 8.2^2) / (9.81 \cdot 7^2)} = 0.54 \text{ m və} \\ z_r &= mh_{cr,r} / b = (1.5 \cdot 0.54) / 7 = 0.1157. \end{aligned}$$

Sonra bu dərinlik aşağıdakı düstura görə dəqiqləşdirilir:

$$\begin{aligned}
 h_{cr} &= (1 - z_r/3 + 0.105z_r^2)h_{cr,r} \\
 &= (1 - 0.1157/3 + 0.105 \cdot 0.1157^2)0.54 \\
 &= 0.52 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Misal 2.69. $Q=2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ və $d=3 \text{ m}$ olarsa, dairəvi (seqmentli) məcrada böhran dərinliyi təyin edin.

Həlli: Köməkçi kəmiyyət hesablanır:

$$h_{cr,r} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / gb^2} = \sqrt[3]{(1.1 \cdot 2.2^2) / (9.81 \cdot 3^2)} = 0.392 \text{ m.}$$

Onda $h_{cr,r}/d = 0.392/3 = 0.131 < 0.4$ alınır. Buna görə böhran dərinlik aşağıdakı düsturla hesablanır:

$$\begin{aligned}
 h_{cr}/d &= 1.55 h_{cr,r}/d - 0.9(h_{cr,r}/d)^2 + 0.025 \\
 &= 1.55 \cdot 0.131 - 0.9 \cdot 0.131^2 + 0.025 = 0.2126
 \end{aligned}$$

Onda,

$$h_{cr} = (h_{cr,r}/d)d = 0.2126 \cdot 3 = 0.64 \text{ m.}$$

Misal 2.70. Trapesiya formalı kanal üçün $Q=8,2 \text{ m}^3/\text{s}$, $m=1,5$, $b=7\text{m}$ və $n=0.0225$ olarsa, böhran meyilliyi təyin edin.

Həlli: Əvvəlcə, aşağıdakı böhran göstəricilər hesablanır:

$$\chi_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1 + m^2} = 7 + 2 \cdot 0.52\sqrt{1 + 1.5^2} = 8.875 \text{ m};$$

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr} = (7 + 1.5 \cdot 0.52)0.52 = 4.046 \text{ m}^2;$$

$$R_{cr} = S_{cr}/\chi_{cr} = 4.046/8.875 = 0.456 \text{ m};$$

$$\begin{aligned}
 C_{cr} &= 1/n + 17.72 \lg R_{cr} = 1/0.0225 + 17.72 \lg 0.456 \\
 &= 48.4 \text{ m}^{0.5}/\text{s};
 \end{aligned}$$

$$B_{cr} = b + 2mh_{cr} = 7 + 2 \cdot 1.5 \cdot 0.52 = 8.56 \text{ m.}$$

Bundan sonra böhran meyillik tapılır:

$$\begin{aligned}
 i_{cr} &= g\chi_{cr}/\alpha B_{cr}C_{cr}^2 = (9.81 \cdot 8.875)/(1.1 \cdot 8.56 \cdot 48.4^2) \\
 &= 0.0063.
 \end{aligned}$$

Misal 2.71. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya formalı məcrada axının vəziyyətini müəyyən edin: $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$, $b=10 \text{ m}$, $m=1$ və $h=1.4 \text{ m}$.

Həlli: Axının kinetiklik parametri təyin edilir:

$$\begin{aligned}
 P_k &= (\alpha Q^2 / g S^3) B = \\
 &= 1.1 \cdot 25^2 (10 + 2 \cdot 1 \cdot 1.4) / 9.81 [(10 + 1 \cdot 1.4) 1.4]^3 = \\
 &= 0.221 < 1,
 \end{aligned}$$

Buna görə də $h=1.4$ m olduqda, axın sakit vəziyyətdədir.

Misal 2.72. Aşağıdakı verilənlərə görə trapesiya formalı məcrada böhran dərinliyi və axının vəziyyətini təyin edin: $Q=25$ m³/s, $b=15$ m, $m=1$ və $h=1.1$ m.

Həlli: Böhran dərinlik aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$\begin{aligned}
 h_{cr} &= (1 - z_r/3 + 0.105z_r^2) h_{cr,r} \\
 &= (1 - 0.0452/3 + 0.105 \cdot 0.0452^2) 0.678 \\
 &= 0.668 \text{ m,}
 \end{aligned}$$

burada, $h_{cr,r} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / g b^2} = \sqrt[3]{(1.1 \cdot 25^2) / (9.81 \cdot 15^2)} = 0.678 \text{ m};$

$$z_r = m h_{cr,r} / b = (1 \cdot 0.678) / 15 = 0.0452.$$

$h=1.1 \text{ m} > h_{cr}=0.668 \text{ m}$ olduğuna görə axın sakit vəziyyətdədir.

Misal 2.73. $Q=20$ m³/s, $b=10$ m, $m=1$, $i=0.0004$, $n=0.0225$ və $h_{cr}=0.75$ m olarsa, trapesiya formalı məcrada sərbəst səthin formasını təyin edin. Qeyri-müntəzəm hərəkətdə canlı en kəsiyində dərinlik $h=1.5$ m-dir.

Həlli: Müntəzəm hərəkət düsturu və ardıcıl yaxınlaşma metodunu tətbiq etməklə, $h_0=1.64$ m tapılır.

Sərbəst səth əyrisinin analizi qeyri-müntəzəm hərəkət tənliyinə görə yerinə yetirilir.

Məlumdur ki, $i>0$ və $h<h_0$, yəni $K = SC\sqrt{R} < K_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0}$; $h_0 > h_{cr}$ və $P_k < 1$ olduqda axın sakit vəziyyətdədir. Onda, qeyri-müntəzəm hərəkət tənliyinə görə:

$$\Delta h / \Delta l = i \frac{1 - (K_0 / K)^2}{1 - P_k} = \frac{-\text{sürət}}{+\text{məxrəc}} = < 0.$$

Buradan görünür ki, axının dərinliyi mənsəbə doğru azalır. Bu vəziyyətə sərbəst səthin b_1 tipli ($h_{cr} < h < h_0$ və $i > 0$) enmə əyrisi

uyğundur. Bu əyri bütövlükdə b zonasında yerləşmişdir (normal böhran dərinlik xəttləri arasında).

Misal 2.74. $Q=18 \text{ m}^3/\text{s}$, $p=5 \text{ m}$ və $i=0$ olarsa, parabolik kəsikli məcrada sərbəst səth əyrisini müəyyən edin. Qeyri-müntəzəm hərəkətdə verilən canlı kəsikdə dərinlik $h=1.8 \text{ m}$ təşkil edir.

Həlli: Böhran dərinlik hesablanır:

$$h_{cr} = \sqrt[4]{(27/64)(\alpha Q^2/gp)} \\ = \sqrt[4]{(27/64)(1.1 \cdot 18^2)/(9.81 \cdot 5)} = 1.32 \text{ m.}$$

$h > h_{cr}$ olduğuna görə, qeyri-müntəzəm hərəkətdə axın sakit vəziyyətdədir ($P_k < 1$).

Sərbəst səth əyrisinin formasını analiz etmək üçün $i=0$ şərti ilə qeyri-müntəzəm hərəkət tənliyini tətbiq edirik:

$$\Delta h / \Delta l = - (Q^2 / S^2 C^2 R) / (1 - P_k) = \frac{-surət}{+məxrəc} = < 0.$$

Buradan görünür ki, axın boyu dərinlik azalır. Beləliklə, böhran dərinliklər xəttindən yuxarıda yerləşən enmə əyrisi formalaşır.

Misal 2.75. Su sərfi $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$, novun eni $b=5 \text{ m}$ və dibinin meyilliyi $i=0.008$, kələ-kötürlük əmsali $n=0.014$, 1-1 kəsiyində dərinlik $h_1=0.66 \text{ m}$, 2-2 kəsiyində $h_2=0.58 \text{ m}$, normal dərinlik $h_0=0.53 \text{ m}$ olarsa, düzbucaqlı beton novda sərbəst səth əyrisinin l_{1-2} hissəsinin uzunluğunu təyin edin. Hesablamaları $x=2$ və $x=4$ olduqda yerinə yetirin.

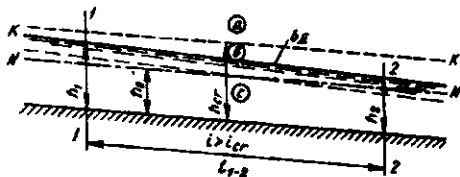
Həlli: Böhran dərinlik təyin edilir:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / gb^2} = \sqrt[3]{(1.1 \cdot 10^2) / (9.81 \cdot 5^2)} = 0.765 \text{ m.}$$

Sərbəst səth əyrisinin analizi yerinə yetirilir. Baxılan halda $i > 0$; $h_0 < h_{cr}$ ($i > i_{cr}$); $h_1 > h_0$ və $h_2 > h_0$, olduğuna görə $K_1 > K_0$ və $K_2 > K_0$; $h_1 < h_{cr}$ və $h_2 < h_{cr}$. Buna görə $P_{k1} > 1$ və $P_{k2} > 1$, yəni axının l_{1-2} hissəsində qeyri-müntəzəm hərəkət müşahidə olunur və axın çəşqun vəziyyətdədir. Onda, qeyri-müntəzəm hərəkət tənliyinə görə:

$$\Delta h / \Delta l = i \frac{1 - (K_0 / K)^2}{1 - P_k} = \frac{+sürət}{-məxrəc} = < 0.$$

Buradan görünür ki, axın boyu dərinlik azalır. Beləliklə, sərbəst səthin b zonasında yerləşən b_{II} tipli enmə əyrisi müşahidə olunur (şəkil 2.42).



Şəkil 2.42

$i > 0$ olduğuna görə, axının l_{1-2} hissəsinin uzunluğu aşağıdakı düstur ilə hesablanır:

$$l_{1-2} = a/i \{ (z_2 - z_1) - (1 - P'_k)_m [\Phi(z_2) - \Phi(z_1)] \}.$$

Q' , P'_k , P'_{km} və $(1 - P'_k)_m$ parametrlərini təyin etmək üçün cədvəl hazırlanır (cədvəl 2.1).

Cədvəl 2.1

Kəsiyin №-si	h, m	S_1 , m ²	χ , m	$R=S/\chi$, m	B, m	C , m ^{0.5} /s	Q' , m ³ /s	$P'_k = (\alpha Q')^2 / (gS^3) B$	P_{km}	$(1 - P'_k)_m$	Qeyd
1-1	0.66	3.3	6.32	0.522	5	66.428	14.168	3.132	3.134	-2.134	$S=(b+mh)h$ $X=b+2h$ $\sqrt{1+m^2}$ $B=b; m=0;$ $C=1/n+17.72$ lqR $Q'=SC\sqrt{Ri}$
2-2	0.58	2.9	6.16	0.471	5	65.631	11.680	3.136			

Yuxarıdakı düstura görə l_{1-2} -nin hesablanması $x=2$ olduqda cədvəl 2.2-də, $x=4$ olduqda isə cədvəl 2.3-də verilmişdir.

Cədvəl 2.2
 $x=2$

Kəsiyin №-si	h, m	$z=Q'/Q$	$\Delta z=z_2-z_1$	$\Phi(z)$	$\Delta \Phi(z)$	$(1 - P'_k)_m$	6 sər*7 sər
1	2	3	4	5	6	7	8
1-1	0.66	1.417	-0.249	0.8786	0.4002	-2.134	-8.54
2-2	0.58	1.168		1.2788			

ardı

Kəsiyin №-si	4 sər-8 sər.	$\Delta h=h_2-h_1$, m	$\alpha = \Delta h / \Delta z$	α/i	$l_{1-2} = 9sər*12 sər, m$	Qeyd
1-1	9	10	11	12	13	14
1-1	0.608	-0.08	0.3213	40.1606	24.3	$\Phi(z)$ (7.20) düsturuna görə tapılır: $\Delta \Phi(z) = \Phi(z_2) - \Phi(z_1)$

2-2

Kəsiyin №-si	h, m	$z = \sqrt{Q'/Q}$	$\Delta z = z_2 - z_1$	$\Phi(z)$	$\Delta \Phi(z)$	$(1 - P'_k)_m$	6 sər*7sər
1	2	3	4	5	6	7	8
1-1	0.66	1.1904	-0.1097	1.0467	0.1777	-2.134	-0.3777
2-2	0.58	1.0807		1.2244			

ardı

Kəsiyin №-si	4 sər-8 sər.	$\Delta h = h_2 - h_1$, m	$\alpha = \Delta h / \Delta z$	α/i	$h_{1-2} = 9\text{sər} * 12\text{sər}$, m	Qeyd
	9	10	11	12	13	14
1-1	0.268	-0.8	0.7293	91.158	24.43	$\Phi(z)$ (7.20) düsürünə görə tapılır: $\Delta\Phi(z) = \Phi(z_2) - \Phi(z_1)$
2-2						

2.8.Suaşırıclar

Misal 2.76. Aşağıdakı verilənlərə görə düzbucaqlı formalı düz suaşırıçı su sərfini təyin edin: $H=1$ m, $p=p_1=2$ m, $h_t=1.5$ m, $B=b=3$ m $t_w=1$ m, $m=0.4$. Suaşırıçıdan yuxarıda məcrə düzbucaqlı formadadır.

Həlli: $B=b$ olduğuna görə yandan sıxılma yoxdur və $\varepsilon_w=1$. Lakin $h_t < p$ olduğu üçün aşağı byefdə suyun səviyyəsi suaşırıçıdan keçən axıma təsir göstərmir və $\sigma_s=1$. Əgər $t_w/H=1 > 0.67$ olarsa, onda suaşırıçı nazik divarlı deyil və suyun suaşırıçıya yaxınlaşma sürətini H_0 basqısı ilə nəzərə alacağıq.

İlkin yanışmada $H_0=H$ qəbul edirik, onda, su sərfi aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$Q = 1 \cdot 1 \cdot 0.4 \cdot 3 \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 1^3/2} = 5.32 \text{ m}^3/\text{s}.$$

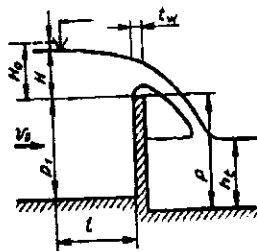
Yuxarı byefdə axının canlı en kəsik sahəsini $S=b(p+H)=3(2+1)=9\text{m}^2$, yaxınlaşma sürətini təyin etdikdən sonra tapırıq: $v_0=Q/S=0.59\text{m/s}$ və basqı $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2 / (2g) = 1 + 1.1 \cdot 0.59^2 / 19.62 = 1.02 \text{ m}$ alınır (tədricən dəyişən axın üçün $\alpha=1.1$).

Sərfi dəqiqləşdiririk:

$$Q = 0.4 \cdot 3 \cdot 4.43 \cdot 1.02^3/2 = 5.47 \text{ m}^3/\text{s},$$

Onda, yaxınlaşma sürəti $v_0=5.47/9=0.61$ m/s; basqı $H=1+1.1 \cdot 0.61^2/19.62=1.02$ m alınır və beləliklə, növbəti dəqiqləşdirməyə ehtiyac yoxdur.

Misal 2.77. Aşağıdakı verilənlərə görə düzbucaqlı suaşırıcının suburaxma qabiliyyətini hesablayın: suaşırıcının dəliyinin eni $b=B=1$ m, astanasının qalınlığı $t_w=0.15$ m, yuxarı və aşağı byeflərdə dibin yüksəkliyi 2 m, suaşırıcının yalının yüksəkliyi 2.8 m, yuxarı byefdə səviyyənin yüksəkliyi 3.3 m-dir (şəkil 2.43). Hesablamaları aşağı byefdə iki müxtəlif səviyyə üçün yerinə yetirin: 2.5 m və 3.1 m.



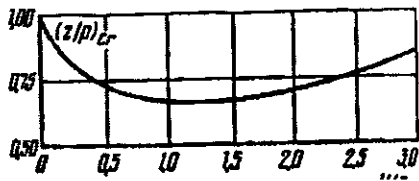
Şəkil 2.43. Nazik divarlı suaşırıcı

Həlli: Suaşırıcı üzərində basqı $H=3.3-2.8=0.5$ m təşkil edir. $t_w/H=0.15/0.5=0.3 < 0.67$ olduğuna görə, suaşırıcı nazik divarlıdır. Yan sıxılma olmadığından ($b=B$) sərf əmsalı Bazen düsturuna görə hesablanır: $m=(0.405+0.0027/H) \{1+0.55[H/(H+P_1)]^2\}$. Sonra astananın hündürlüyü $p_1=p=2.8-2=0.8$ m təyin edilir. Sərf əmsalının ədədi qiyməti hesablanır:

$$m = (0.405 + 0.0027/0.5) \{1 + 0.55[0.5/(0.5 + 0.8)]^2\} = 0.444.$$

I variant: aşağı byefdə suyun səviyyəsi yalın hündürlüyünü keçmir $\sigma_s=1$; onda $Q=1 \cdot 0.444 \cdot 1 \cdot 4.43 \cdot 0.5^{3/2}=0.695$ m³/s.

II variant: aşağı byefdə suyun səviyyəsi yalın hündürlüyündən yuxarıdır. Səviyələrin nisbi fərqi təyin edirik: $z/p=(3.3-3.1)/0.8=0.25$. $H/p=0.5/0.8=0.625$ üçün qrafikə görə $(z/p)_{cr} \approx 0.7$ alırıq (şəkil 2.44).



Şəkil 2.44. Nazik divarlı suaşırıcı üçün $(z/p)_{cr}=f(H/p)$ qrafiki

Suaşırıcı batmışdır, belə ki, $z/p < (z/p)_{cr}$. Aşağı byefin səviyyəsi astanadan $h_s=3.1-2.8=0.3$ m yüksəkdir və $h_s/p=0.3/0.8=0.375$.

Alınan qiymətləri nəzərə almaqla, batma əmsalını düzəlişlərsiz təyin edirik:

$$\sigma_s = 1.05(1 + 0.2 \cdot 0.375)^3 \sqrt{0.2/0.5} = 0.832.$$

Onda $Q=0.832 \cdot 0.444 \cdot 1 \cdot 4.43 \cdot 0.5^{3/2} = 0.578 \text{ m}^3/\text{s}$.

Misal 2.78. Nazik divarlı suaşırıcdan $Q=250 \text{ l/s}$ su keçməsi üçün tələb olunan basqını təyin edin. Suaşırıcnın dəliyi düzbucaqlı şəklindədir; onun eni $b=0.5 \text{ m}$; su gələn məcranın eni $B=1 \text{ m}$; astananın hündürlüyü $p_1=p=0.3 \text{ m}$ təşkil edir.

Həlli: Suaşırıcı batmamış olmalıdır, yəni $\sigma_s=1$. Yandan sıxılma nəzərə alınmalıdır, belə ki, $B>b$. Sərf əmsalı basqıdan asılıdır. Buna görə ilkin yaxınlaşmada $m_{0,c}=0.45$ qəbul edirik. Onda:

$$H = [Q / (m_{0,c} b \sqrt{2g})]^{2/3} = [0.25 / (0.45 \cdot 0.5 \cdot 4.43)]^{2/3} = 0.4 \text{ m}.$$

Sərf əmsalını aşağıdakı düstura görə dəqiqləşdiririk:

$$m_{0,c} = [0.405 + 0.0027/0.4 - 0.3(1 - 0.5)/1] \{1 + 0.55(0.5/1)^2 [0.4/(0.4 + 0.3)]^2\} = 0.415.$$

İkinci yaxınlaşmada basqı:

$$H = [0.25 / (0.415 \cdot 0.5 \cdot 4.43)]^{2/3} = 0.42 \text{ m},$$

onda $m_{0,c} = 0,415$

və növbəti dəqiqləşdirməyə ehtiyac yoxdur.

$H=0.42 \text{ m}$ qəbul edirik.

Misal 2.79. $Q=450 \text{ l/s}$; $p_1=p=0.5 \text{ m}$, $H=0.6 \text{ m}$ olarsa, nazik divarlı düzbucaqlı suaşırıcnın enini təyin edin. Su gələn məcranın eni $B=0.8 \text{ m}$, aşağı byefdə suyun dərinliyi $h_t=0.65 \text{ m}$ təşkil edir.

Həlli: $h_t > p$ olduğuna görə batma mümkündür. Batmanın ikinci şərtini yoxlayaq. Bunun üçün səviyyənin nisbi dəyişməsi təyin edilir:

$z/p = (H + p - h_t)/p = 0.45/0.5 = 0.9$. $H/p = 0.6/0.5 = 1.2$ olduqda, qrafikdən (şəkil 2.44) $(z/p)_{cr} = 0.66$ alınır. $z/p > (z/p)_{cr}$ olduğuna görə suaşırıcı batmamışdır və $\sigma_s = 1$.

Hesab etsək ki, yandan sıxılma yoxdur, onda sərf əmsalı m_0 misal 2.77-dəki düstura görə təyin oluna bilər:

$$m_0 = (0.405 + 0.0027/0.6)\{1 + 0.55[0.6/(0.6 + 0.5)]^2\} = 0.476.$$

Suaşırıcının dəliyinin eni ilkin yaxınlaşmada:

$$b = Q/m_0\sqrt{2gH^{3/2}} = 0.45/(0.476 \cdot 4.43 \cdot 0.6\sqrt{0.6}) = 0.46 \text{ m.}$$

Suaşırıcı yandan sıxılma şəraitində işləyir ($b < B$) və buna görə m_{0c} aşağıdakı düstura görə təyin edilir:

$$m_{0c} \left[0.405 + \frac{0.0027}{H} - 0.03(B - b)/B \right] \times \{1 + 0.55b^2/B^2[H/(H + p_1)]^2\} = [0.405 + 0.0027/0.6 - 0.03(0.8 - 0.46)/0.8]\{1 + 0.55(0.46/0.8)^2[0.6/(0.6 + 0.5)]^2\} = 0.418.$$

Suaşırıcının eni dəqiqləşdirilir

$b = 0.45/(0.418 \cdot 4.43 \cdot 0.6 \cdot \sqrt{0.6}) = 0.52 \text{ m.}$ Bu qiymətdə $m_{0c} = 0.427$ alınır. Onda $b = 0.51 \text{ m}$ və növbəti dəqiqləşdirməyə ehtiyac yoxdur.

Misal 2.80. Aşağıdakı verilənlərə görə üçbucaq şəkilli nazik divarlı suaşırıcının ölçülərini təyin edin: mərkəzi bucaq $\theta = 90^\circ$, maksimal sərf $Q = 43 \text{ l/s}$, maksimal səviyyə üzərində ehtiyat $a = 5 \text{ sm}$.

Həlli: Maksimal basqının qiyməti təyin olunur:

$H = (Q/1.4)^{0.4} = (0.043/1.4)^{0.4} = 0.25 \text{ m.}$ Ehtiyat da nəzərə alınmaqla, $h = H + a = 0.25 + 0.05 = 0.3 \text{ m}$ və kəsiyin eni $B = 2h = 0.6 \text{ m}$ alınır.

Misal 2.81. Aşağıdakı verilənlərə görə enli astanalı suaşırıcının suburaxma qabiliyyətini təyin edin: suaşırıcının eni suğətirən məcranın eninə bərabərdir: $b = B = 6 \text{ m}$, yuxarı byef tərəfdən astananın hündürlüyü $p_1 = 0.9 \text{ m}$, aşağı byef tərəfdən $p = 1 \text{ m}$, yuxarı byefdə suyun dərinliyi $h = 2.4 \text{ m}$, aşağı byefdə $h_i = 2.35 \text{ m}$, suyun suaşırıcıya yaxınlaşma sürəti $V_0 = 0.3 \text{ m/s}$ təşkil edir. Giriş dairəvi formadadır və $r/H = 0.05$.

Həlli: Suaşırıcının üzərində basqı $H=h-p_1=1.5\text{m}$; sürət basqısı isə $\alpha_0 v_0^2/(2g) = 1 \cdot 0.3^2/19.62 = 0.005\text{ m}$ təşkil edir və o çox kiçik olduğuna görə, nəzərə alınmaya bilər. $H_0 \approx H=1.5\text{ m}$ və $p_1/H=0.9/1.5=0.6$ olduqda, xüsusi cədvəldən $m=0.364$ alınır. Batma ehtimalını yoxlayaq: $h_1 > p$ və $h_s/H=(h_1-p)/H=0.9 > 0.75$. Deməli, suaşırıcı batmışdır. Aşağı byefdə axının nisbi genişlənməsi $bh_s/S_2=6 \cdot 1.35/6 \cdot 2.35=0.57$ -yə bərabərdir və xüsusi cədvəldən $\sigma_s=0.92$ alınır. Onda suaşırıcıda sərf $Q = \sigma_s m_c b \sqrt{2gH_0}^{3/2} = 0.92 \cdot 0.364 \cdot 6 \cdot 4.43 \cdot 1.5^{3/2} = 16.35\text{ m}^3/\text{s}$ olar.

Misal 2.82. Yuxarı tını üfüqi və astanasının qalınlığı $t_w=10\text{ m}$ olan suaşırıcının suburaxma qabiliyyətini təyin edin. Sugətirən düzbucaqlı məcranın eni $B=8\text{ m}$, suaşırıcının dəliyinin eni $b=6\text{ m}$, yuxarı byefdə dərinlik 10 m , aşağı byefdə 7.9 m , suaşırıcının yalının hündürlüyü 8 m , dibinin hündürlüyü 7 m təşkil edir.

Həlli: Suaşırıcının üzərində basqı $H=10-8=2\text{ m}$ təşkil edir. $t_w/H=10/2=5$ olduğundan, suaşırıcı enli astanalıdır. Aşağı byefdə səviyyə suaşırıcının yalının hündürlüyündən aşağı olduğuna görə, o batmamışdır və $\sigma_s=1$. Astananın hündürlüyü $p_1=p=8-7=1\text{ m}$ -dir. Yuxarı byefdə canlı en kəsiyinin sahəsi təyin olunur: $S_1=(10-7) \cdot 8=24\text{ m}^2$. $b < B$ olduğundan, sərf əmsalı aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$m_c = 0.3 + 0.08(bH/S_1) = m_c = 0.3 + 0.08 \cdot 6 \cdot 2/24 = 0.34.$$

Əvvəlcə, yaxınlaşma sürəti nəzərə alınmamaq şərti ilə su sərfi tapılır:

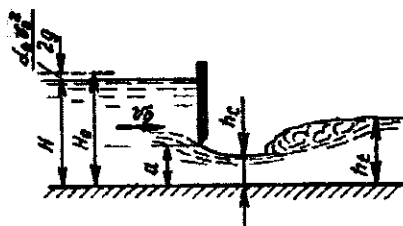
$$Q = \sigma_s m_c b \sqrt{2gH_0}^{3/2} = 1 \cdot 0.34 \cdot 6 \cdot 4.43 \cdot 2^{3/2} = 25.56\text{ m}^3/\text{s}.$$

Yaxınlaşma sürəti $v_0=Q/S_1=25.56/24=1.07\text{ m/s}$, sürət basqısı isə $\alpha_0 v_0^2/(2g) = 1 \cdot 1.07^2/19.62 = 0.06\text{ m}$ alınır. Yaxınlaşma sürəti nəzərə alınmaqla basqı $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2/(2g) = 2 + 0.06 = 2.06\text{ m}$ təşkil edir.

İkinci yaxınlaşmada su sərfi $Q=1 \cdot 0.34 \cdot 6 \cdot 4.43 \cdot 2.06^{3/2}=26.72\text{ m}^3/\text{s}$ alınır. Onda, $v_0=26.72/24=1.11\text{ m/s}$; $\alpha_0 v_0^2/(2g) \approx 0.06\text{ m}$ və növbəti dəqiqləşdirməyə ehtiyac yoxdur.

2.9. Mayenin sipərin altından axını

Misal 2.83. En kəsiyi düzbucaqlı formalı olan kanalın sutullayan dəliyini bağlayan yastı şaquli sipərin altından keçən su sərfini təyin edin. Dəliyin eni $b=5$ m, basqı $H=3$ m, sipərin qaldırılma hündürlüyü $a=0.6$ m, sipərdən aşağı hissədə dibin meyilliyi $i=0$ və dərinlik $h_t=1.6$ m təşkil edir (şəkil 2.45).



Şəkil 2.45.

Həlli: Əvvəlcə, sipərin altından keçən axının xarakterini təyin edirik (sərbəst və ya qeyri-sərbəst). Bu məqsədlə $a/H=0.2$ nisbəti üçün xüsusi cədvəldən şaquli sıxılma əmsali $\varepsilon_v=0.62$ tapılır və sonra sıxılma dərinliyi hesablanır:

$$h_c = \varepsilon_v a = 0.62 \cdot 0.6 = 0.372 \text{ m.}$$

$$\text{Daha sonra } (h_t/h_c)(h_t/h_c + 1) < 4\varphi^2(H_0/h_c - 1)$$

şərti yoxlanılır. $H_0 \approx H$ güman etməklə və $\varphi=0.95$

$$\begin{aligned} &\text{qəbul etməklə } (1.6/0.372) \cdot (1.6/0.372 + 1) = \\ &= 22.79 < (4 \cdot 0.95^2)(3/0.372 - 1) = 25.5 \text{ alırıq, yəni} \end{aligned}$$

sipərin altından axının hərəkəti sərbəstdir.

$H_0 \approx H$, $\varphi=0.95$, $\varepsilon_v=0.62$ olmaqla su sərfi təyin edilir:

$$\begin{aligned} Q &= \varphi \varepsilon_v a b \sqrt{2g(H - \varepsilon_v a)} \\ &= 0.95 \cdot 0.62 \cdot 0.6 \cdot 5 \cdot 4.43 \cdot \sqrt{3 - 0.372} \\ &= 12.69 \text{ m}^3/\text{s.} \end{aligned}$$

Yaxınlaşma sürəti tapılır: $v_0 = Q/bH = 12.69/5 \cdot 3 = 0.846 \approx 0.85$ m/s. Onda $\alpha_0=1.1$ qəbul edib, yaxınlaşma sürəti nəzərə alınmaqla basqımı hesablayırıq: $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2/(2g) = 3 + 1.1 \cdot 0.85^2/19.62 = 3.04$ m.

Su sərfinin qiymətini dəqiqləşdiririk:

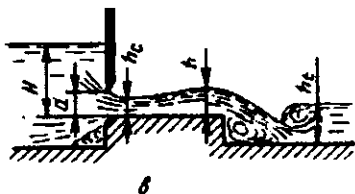
$$Q = 0.95 \cdot 0.62 \cdot 0.6 \cdot 5 \cdot 4.43 \cdot \sqrt{3.04 - 0.372} = 12.79 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Su sərfinin sürət basqısının nəzərə alındığı və alınmadığı qiymətləri arasında fərq 0.78%-dir. Buna görə də $Q = 12.79 \text{ m}^3/\text{s}$ qəbul edirik.

Əgər, nəticələrin fərqi 2%-dən çox olsaydı, onda hesablamaları təkrarlamağa ehtiyac olardı.

Misal 2.84. Enli astanalı suaşırıcının əvvəlində yerləşdirilmiş yastı şaquli sipərin qaldırılma hündürlüyünü təyin edin (şəkil 2.46).

Sutullayan dəliyin en kəsiyi düzbucaqlı formasındadır. Su sərfi $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$, basqı $H=2.5 \text{ m}$, qarşısı kəsilən aşırımın eni $b=6 \text{ m}$, astananın hündürlüyü $p_1=p_2=2 \text{ m}$ və dərinlik $h_1=2.8 \text{ m}$ təşkil edir.



Şəkil 2.46.

Həlli: Sipərin altından axının hərəkətinin sərbəst olduğunu güman edək. $H_0 \approx H$ və sürət əmsalını $\varphi=0.8$ qəbul etsək, onda $F(\tau_c) = q/\varphi e_0^{3/2} = 1.667/0.85 \cdot 2.5^{3/2} = 0.496$ alınır. Sonra xüsusi cədvəldən $F(\tau_c) = 0.496$ qiymətinə müvafiq $a/H=0.193$ və $\tau_c=0.1195$ tapılır. Onda $a=0.193H=0.193 \cdot 2.5=0.48 \text{ m}$ alınır.

2.10. Hidravliki sıçrayış. Hidrotexniki qurğuların byeflərinin hesablanması

Misal 2.85. $Q=6.2 \text{ m}^3/\text{s}$ və $b=2 \text{ m}$ olduqda, düzbucaqlı prizmatik məcrada sıçrayış baş verir. Əgər, birinci əlaqələndirici dərinlik $h'=0.3 \text{ m}$ olarsa, ikinci əlaqələndirici dərinliyi h'' , sıçrayışın uzunluğunu ℓ_i və sıçrayış zamanı enerji itkisini təyin edin.

Həlli: Əlaqələndirici dərinlik:

$$h'' = h'/2(\sqrt{1 + 8P_{k1}} - 1) = 0.3/2(\sqrt{1 + 8 \cdot 36.28} - 1) = 2.4 \text{ m},$$

$$\text{burada } P_{k1} = \frac{\alpha' Q^2}{g b^2 (h')^3} = \frac{1 \cdot 6.2^2}{9.81 \cdot 2^2 \cdot 0.3^2} = 36.28.$$

Kinetiklik parametri $P_{k1} > 3$ və $(h''/h') > 2$ olduğuna görə sıçrayış tamdır.

Sıçrayışın uzunluğu:

$$\begin{aligned} l_i &= (3 + 19/\sqrt{P_{k1}} - 30/P_{k1})(h'' - h') \\ &= (3 + 19/\sqrt{36.28} - 30/36.28) \cdot (2.4 - 0.3) \\ &= 11.19 \text{ m.} \end{aligned}$$

Sıçrayış zamanı enerji itkisi:

$$h_f = \frac{(h'' - h')^3}{4h''h'} = \frac{(2.4 - 0.3)^3}{4 \cdot 0.3 \cdot 2.4} = 3.22 \text{ m.}$$

Misal 2.86. İkinci əlaqələndirici dərinliyi $h''=2.8$ m olan parabolik məcrada tam hidravliki sıçrayış müşahidə olunur. Əgər, $Q=8$ m³/s və $p=2.7$ m olarsa, birinci əlaqələndirici dərinliyi h' tapın.

Həlli: $\alpha' = 1$ üçün z_2 parametrinin qiyməti tapılır:

$$z_2 = \frac{Q\sqrt{\alpha' 45/64}}{(h'')^2 \sqrt{gp}} = \frac{8\sqrt{1 \cdot 45/64}}{2.8^2 \sqrt{9.81 \cdot 2.7}} = 0.1663.$$

Onda:

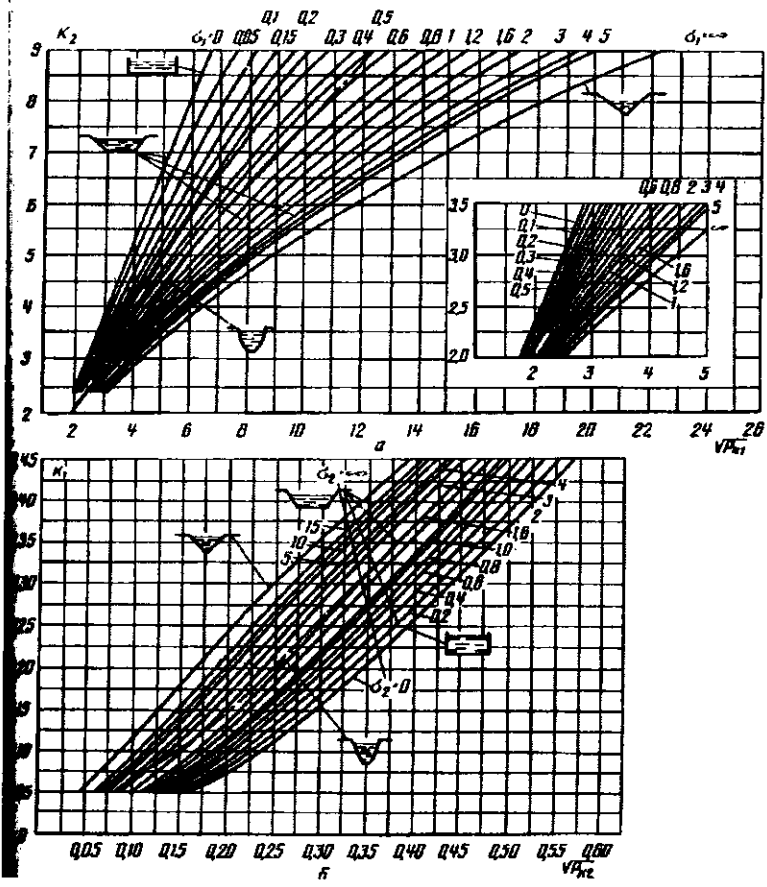
$$h' = h''(0.815 \cdot 0.1663 - 0.047) = 0.25 \text{ m.}$$

Misal 2.87. $Q=16$ m³/s, $b=7$ m və $m=1.5$ olduqda, trapesiya formalı məcrada sıçrayış baş verir. Əgər $h' = 0.50$ m olarsa, ikinci əlaqələndirici dərinliyi h'' təyin edin.

Həlli: Əvvəlcə $\sigma_1 = mh'/b = 1.5 \cdot 0.5/7 = 0.1071$ və

$$\sqrt{P_{k1}} = \frac{Q}{bh'(1+\sigma_1)} \sqrt{\frac{\alpha'(1+2\sigma_1)}{h'g(1+\sigma_1)}} = \frac{16}{7 \cdot 0.5(1+0.1071)} \sqrt{\frac{1(1+2 \cdot 0.1071)}{0.5 \cdot 9.81(1+0.1071)}} =$$

1.953 hesablanır. Sonra, qrafikdən (şəkil 2.47) $k_2=2.24$ tapılır. Onda, $h'' = k_2 h' = 2.24 \cdot 0.5 = 1.12$ m alınır. $k_2 > 2$ olduğuna görə, tam sıçrayış müşahidə olunur və misalın həlli düzgündür.



Şəkil 2.47. İkinci (a) və birinci (b) əlaqələndirici dərinlikləri təyin etmək üçün qrafiklər

2.11. Sudüşürən və cəldaxıdanın hidravliki hesablanması

Misal 2.88. Kriqer-Ofiserovun koordinatlarına ($m=0.49$, $\varphi=0.95$) görə inşa olunmuş əyri xətti praktik profilli ℓ_i suaşırıcı üzərindən keçən su şırnağının sıxılan kəsiyində dərinliyi və aşağı byefdə axının əlaqələnməsinin növünü təyin edin. Suaşırıcının hündürlüyü $p=8$ m, $q=9$ m³/s·m, məişət dərinliyi $h_t=3.8$ m təşkil edir.

Həlli: Batmamış suaşırıcının su sərfi düsturundan istifadə etməklə və yaxınlaşma sürətini nəzərə almaqla, suaşırıcının astanası üzərində basqı təyin olunur:

$$H_0 = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{9}{0.49\sqrt{2 \cdot 9.81}} \right)^{2/3} = 2.58 \text{ m.}$$

Yuxarı byefdə xüsusi enerji aşağı byefin dibinə nəzərən $e_0 = H_0 + p = 2.58 + 8 = 10.58$ m təşkil edir.

Sıxılmış kəsikdə dərinliyi tapmaq üçün ardıcıl yaxınlaşma metodunu tətbiq edək. Birinci yaxınlaşmada $h_C=0.8$ m qəbul etsək, onda:

$$h_C = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(e_0 - h_C)}} = \frac{9}{0.95\sqrt{2 \cdot 9.81(10.58 - 0.8)}} = 0.687 \text{ m alınır.}$$

İkinci yaxınlaşmada $h_C=0.68$ m və onda:

$$h_C = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(e_0 - h_C)}} = \frac{9}{0.95\sqrt{2 \cdot 9.81(10.58 - 0.687)}} = 0.68 \text{ m.}$$

Üçüncü yaxınlaşmada $h_C=0.68$ m və onda:

$$h_C = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(e_0 - h_C)}} = \frac{9}{0.95\sqrt{2 \cdot 9.81(10.58 - 0.687)}} = 0.68 \text{ m.}$$

Beləliklə, $h_C=0.68$ m təşkil edir.

$h_C'' = h_C$ və $h_C' = h_C$ qəbul edərək, h_C'' dərinliyini təyin edirik:

$$h_C'' = h_C/2[\sqrt{1 + 8P_{k1}} - 1] = 0.68/2[\sqrt{1 + 8 \cdot 26.26} - 1] = 4.6 \text{ m,}$$

burada

$$P_{k1} = P_{kc} = \frac{\alpha' q^2}{gh_c^3} = \frac{1 \cdot 9^2}{9.81 \cdot 0.68^3} = 26.26.$$

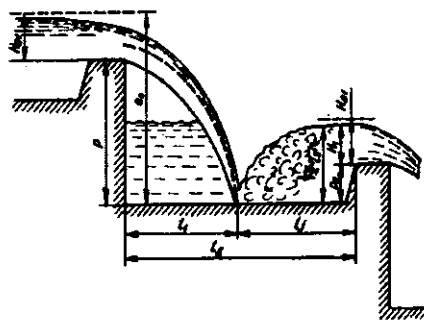
$h_c'' = 4.6 \text{ m} > h_t = 3.8 \text{ m}$ olduğuna görə, əlaqələnmə qovulmuş sıçrayışla baş verəcək.

Eyni hesablamaları İ.İ.Aqroskin üsulu ilə də yerinə yetirək. Əvvəlcə, funksiyanın qiyməti hesablanır:

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi e_0^{3/2}} = \frac{9}{0.95 \cdot 10.58^{3/2}} = 0.2753.$$

$\Phi(\tau_c)=0.2753$ və $\varphi=0.95$ olduqda, xüsusi cədvəldən $\tau_c = 0.0643$ və $\tau_c''=0.4348$ tapılır. Onda, $h_c = \tau_c e_0 = 0.0643 \cdot 10.58 = 0.68 \text{ m}$ və $h_c'' = \tau_c'' e_0 = 0.4348 \cdot 10.58 = 4.6 \text{ m}$ alınır. Göründüyü kimi, hər iki üsul eyni nəticə verir.

Misal 2.89. Sudüşürənin pilləsi üzərindəki sudöyən divarın hündürlüyünü təyin edin. Sudüşürənin əvvəlki pilləsinin divarla birlikdə hündürlüyü, yəni düşmə hündürlüyü $P=4 \text{ m}$ (şəkil 2.48), $Q=18 \text{ m}^3/\text{s}$, düzbucaqlı pillənin eni $b=5 \text{ m}$, $m=0.42$, $\varphi=0.9$ təşkil edir. Sudöyən divar batmayan suşırııcı kimi işləyir. Sudöyən divarın ön tilinə kimi pillənin uzunluğunu da (ℓ_b) tapın.



Şəkil 2.48

Həlli: Sudüşürənin əvvəlki pilləsinin sudöyən divarı üzərində basqı H_{01} tapılır:

$$H_{01} = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{18}{5 \cdot 0.42\sqrt{19.62}} \right)^{2/3} = 1.55 \text{ m}.$$

Onda, $e_0 = p + H_{01} = 4 + 1.55 = 5.55$;

$$\Phi(\tau_C) = q/\varphi e_0^{3/2} = 18/5 \cdot 0.9 \cdot 5.5^{3/2} = 0.3059;$$

$$\tau_C'' = 0.4297; h_C'' = \tau_C'' e_0 = 0.4297 \cdot 5.55 = 2.38 \text{ m};$$

$$v_{01} = q/\eta_s h_C'' = 18/5 \cdot 1.05 \cdot 2.38 = 1.44 \text{ m/s};$$

$$\alpha_{01} v_{01}^2/2g = 1.1 \cdot 1.44^2/19.62 = 0.12 \text{ m};$$

$$H_1 = H_{01} - \alpha_{01} v_{01}^2/2g = 1.55 - 0.12 = 1.43 \text{ m və}$$

$$p_B = \eta_s h_C'' - H_1 = 1.05 \cdot 2.38 - 1.43 = 1.07 \text{ m.}$$

$$\text{Beləliklə, } l_B = l_j + l_1 = 7.14 + 3.5 = 10.64$$

burada $l_j = 3h_C'' = 3 \cdot 2.38 = 7.14 \text{ m və}$

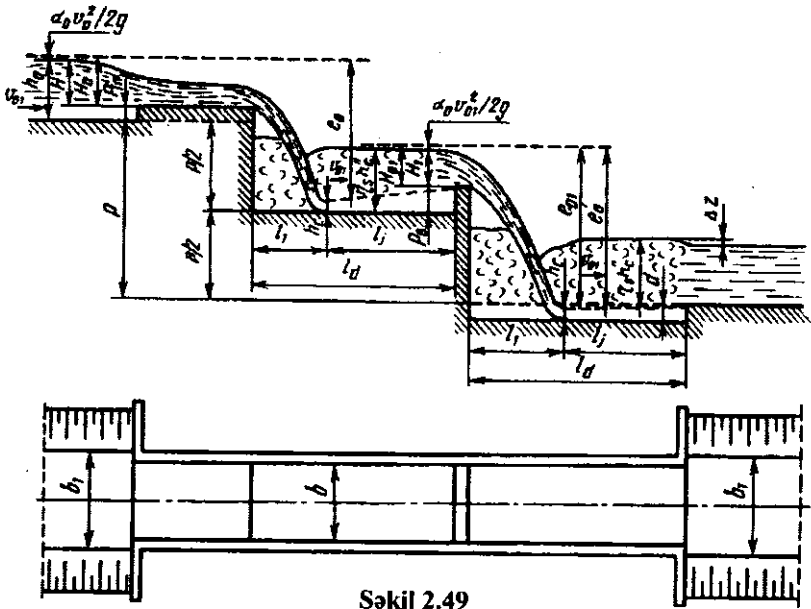
$$l_1 = 1.33\sqrt{H_{01}(p + 0.3H_{01})} = 1.33\sqrt{1.55(4 + 0.3 \cdot 1.55)} = 3.5 \text{ m alınır.}$$

Misal 2.90. Suburaxma qabiliyyəti $Q=18 \text{ m}^3/\text{s}$ olan trapesiya formalı kanalda ikipilləli sudüşürənin hidravliki hesabətını yerinə yetirin. Yuxarı və aşağı byeflərin diblərinin hündürlüklər fərqi $Z=5 \text{ m}$, kanalın dibinin eni $b_1=10 \text{ m}$, müntəzəm hərəkətdə kanalda suyun dərinliyi $h_0=1.58 \text{ m}$, kanalın yamaclarının yatım əmsalı $m_1=1.5$ təşkil edir. Sudüşürənin en kəsiyi düzbucaqlı formasındadır və divarları şaqulidir. Sudüşürənin giriş hissəsinin konstruksiyası enli astanalı suaşırıcı formasındadır (şəkil 2.49).

Sudüşürənin giriş hissəsinin hesabətını kanalda müntəzəm hərəkətin saxlanması şərti ilə yerinə yetirin. Sudüşürənin pillələrini (pillənin eni və sudöyən divarlarının hündürlüyünü) və çıxış hissəsinə boğulmuş (şişmiş) sıçrayışın formalaşması şərti ilə hesablayın. Sudüşürənin önündə və arxasında kanalın xarakteristikaları eynidir. Sudüşürənin enini b_i xüsusi sərfi $q \leq \text{m}^2/\text{s}$ nəzərə almaqla təyin edin.

Həlli: 1. *Sudüşürənin giriş hissəsinin hesablanması.* Bu hesablamalar kanalda $h_0=1.82 \text{ m}$ dərinlikdə müntəzəm hərəkətin saxlanması şərti ilə yerinə yetirilir.

Sudüşürənin giriş hissəsinin eni b xüsusi sərfin buraxılması şərti ilə təyin edilir: $q=2 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ və $Q=18 \text{ m}^3/\text{s}$ olduqda $b=Q/q=9 \text{ m}$ alınır.



Şəkil 2.49

Hesablamalarda sudüşürənin giriş hissəsinə axın yandan sıxılan enli astanalılı suaşırıcı kimi baxırıq. Fərz edək ki, suaşırıcı batmır. Belə suaşırıcının sərf əmsalı V.V.Smislovun düsturu ilə təyin edilə bilər:

$$m=0.3+0.08bH/S_1,$$

burada H-basqı, S_1 -sugətirən kanalın canlı en kəsiyinin sahəsidir: $S_1=(b_1+m_1h_0)h_0$.

Baxılan halda $m=0.3+0.08 \cdot 9H/19.54=0.3+0.0368H$,

burada $S_1=(10+1.5 \cdot 1.58)1.58=19.54 \text{ m}^2$.

$$\text{Onda: } Q = mb\sqrt{2gH_0}^{3/2} = (0.3 + 0.0368H)9 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot (H + 0.043)^{3/2} = 18 \text{ m}^3/\text{s},$$

burada $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2/2g = H + 1.1 \cdot \frac{0.92^2}{2} \cdot 9.81 = H + 0.043 \text{ basqı}$; $v_0 = Q/S = 18/19.54 = 0.92 \text{ m/s}$ kanalın giriş hissəsinə yaxınlaşma sürətidir.

Əgər, $0.0368H$ və $\alpha_0 v_0^2/2g = 0.043$ m kəmiyyətlərini nəzərə almasaq, onda təqribi olaraq $H = (18/0.3 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 9.81)^{2/3} = 1.31$ m alınır.

Suaşırıcının sərf əmsalının qiymətini dəqiqləşdiririk:
 $m=0.3+0.0368H=0.3+0.0368 \cdot 1.31=0.348$ və basqı

$$H_0 = [Q/(mb\sqrt{2g})]^{2/3} = [18/(0.348 \cdot 9\sqrt{2 \cdot 9.81})]^{2/3} = 1.19 \text{ m təşkil edir.}$$

Onnda, $H = H_0 + \alpha_0 v_0^2/2g = 1.19 + 0.043 = 1.147$ alınır.
 Buradan da $m=0.3+0.0368 \cdot 1.147=0.342$,

$H_0 = (18/0.342 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 9.81)^{2/3} = 1.203$ m və $H=1.203-0.043=1.16$ m. Növbəti dəqiqləşdirmədə $m=0.3427$, $H_0=1.202$ m və $H=1.159 \approx 1.6$ m alınır.

Yekun olaraq $H=1.16$ m qəbul edirik və sudüşürənin giriş hissəsində astananın hündürlüyünü təyin edirik: $p_{in}=h_0-H=1.58-1.16=0.42$ m.

2. *Sudüşürənin pillələrinin hesablanması.* Hər bir pillənin hündürlüyünü təyin edirik: $p_1=p_2=p/2=5/2=2.5$ m. Birinci pillənin hesablanması sudöyən divarın hündürlüyü və pillənin uzunluğunun təyini nəzərdə tutur. Birinci pilləyə düşən axının xüsusi enerjisini təyin edirik:

$$e_0=p_1+H_0+p_{in}=2.5+1.202+0.42=4.122 \text{ m.}$$

$\varphi=0.90$ üçün $\Phi(\tau_C)$ funksiyası tapılır:

$$\Phi(\tau_C) = q/(\varphi e_0^{3/2}) = 2/(4.122^{3/2} \cdot 3.702^{3/2}) = 0.2655.$$

$\Phi(\tau_C) = 0.2655$ və $\varphi=0.9$ üçün xüsusi cədvəldən

$$\tau_C = 0.4037 \text{ alınır.}$$

Onnda,

$$h_C = \tau_C e_0 = 0.4037 \cdot 4.122 = 1.66 \text{ m olar.}$$

Divarın batmaması şərti ilə onun altında basqını təyin edirik:

$$H_{01} = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{2}{0.42\sqrt{2 \cdot 9.81}} \right)^{2/3} = 1.05 \text{ m,}$$

burada $m=0.42$ qəbul edilir.

Divara yaxınlaşma sürəti v_{01} , sürət basqısı $\alpha_{01} v_{01}^2/2g$ və basqı H_1 $\eta_s=1.05$ və $\alpha_{01}=1.1$ olduqda hesablanır:

$$v_{01} = q/\eta_s h_c'' = 2/1.05 \cdot 1.66 = 1.147 \text{ m/s}; \quad \alpha_{01} v_{01}^2/2g = 1.1 \cdot 1.147^2/2 \cdot 9.81 = 0.074 \text{ m};$$

$$H_1 = H_{01} - \alpha_{01} v_{01}^2/2g = 1.05 - 0.074 = 0.976 \text{ m}.$$

Divarın hündürlüyü təyin edilir:

$$p_B = \eta_s h_c'' - H_1 = 1.05 \cdot 1.66 - 0.976 \approx 0.77 \text{ m}.$$

Pillənin sudöyən hissəsinin uzunluğu l_d tapılır:

$$l_d = l_1 + l_j = 3.22 + 4.98 = 8.2 \text{ m},$$

burada

$$l_1 = 1.64 \sqrt{H_0(p_{in} + p_1 + 0.24H_0)} = 1.64 \sqrt{1.202(0.42 + 2.5 + 0.24 \cdot 1.202)} = 3.22 \text{ m}, \quad l_j = 3h_c'' = 3 \cdot 1.66 = 4.98 \text{ m}.$$

Birinci pillədə suyun dərinliyi $\eta_s h_c'' = 1.05 \cdot 1.66 = 1.74 \text{ m}$ sudüşürənin giriş hissəsində suyun düşdüyü hündürlükdən ($p_{in} + p_1$) = 0.42 + 2.5 = 2.92 m azdır. Bu o deməkdir ki, giriş hissə batmamışdır və hesablamalar düzgün aparılmışdır.

İndi ikinci pillə üçün hesablamalar aparaq.

İkinci pilləyə tökülən suyun aşağı byefdəki axınla əlaqələnməsinin növünü təyin etmək üçün aşağıdakılar hesablanır: $e_0 = p_1 + H_{01} + p_B = 2.5 + 0.77 + 1.05 = 4.32 \text{ m}$;

$$\Phi(\tau_c) = q/\varphi e_0^{3/2} = 2/(0.9 \cdot 4.32^{3/2}) = 0.2475 \quad (\varphi_p = 0.9 \text{ olduqda})$$

$\Phi(\tau_c) = 0.2475$ və $\varphi_p = 0.9$ üçün xüsusi cədvəldən $\tau_c'' = 0.3913$ tapılır, onda $h_c'' = \tau_c'' e_0 = 0.3913 \cdot 4.32 = 1.69 \text{ m} > h_t = h_0 = 1.58 \text{ m}$, yəni əlaqələnmə qovulmuş sıçrayışla baş verəcək. Əlaqələnmənin dartılmış sıçrayışla baş verməsi üçün sudöyən quyuyu layihələndirilməlidir. Quyunun dərinliyi ardıcıl yaxınlaşma metodu ilə təyin edilir: $\eta_s = 1.05$ və $\varphi = 0.9$ qəbul etsək, su quyudan çıxdıqdan sonra müşahidə olunan dərinlik fərqi ΔZ hesablamaq olar:

$$\begin{aligned} \Delta z &= q^2/2g\varphi^2 h_t^2 - \alpha_{01} v_{01}^2/2g \\ &= 2^2/2 \cdot 9.81 \cdot 0.9^2 \cdot 1.58^2 \\ &\quad - 1.1 \cdot 1.13^2/2 \cdot 9.81 = 0.03 \text{ m}, \end{aligned}$$

$$\text{burada } v_{01} = q/(\eta_s h_c'') = 2/1.05 \cdot 1.69 = 1.13 \text{ m/s}.$$

Birinci yaxınlaşmada quyunun dərinliyi:

$$d = \eta_s h_c'' - (h_t + \Delta z) = 1.05 \cdot 1.69 - (1.59 + 0.03) = 0.17 \text{ m alınır.}$$

Quyu olduqda xüsusi enerjinin miqdarı artır və

$$e_0 = p_1 + H_{01} + p_p + d = 2.5 + 1.05 + 0.77 + 0.17 = 4.49 \text{ m təşkil edər.}$$

$$\text{Onda, } \Phi(\tau_c) = 2 / (0.9 \cdot 4.49^{3/2}) = 0.2336.$$

$\Phi(\tau_c) = 0.2336$ və $\varphi_p = 0.9$ üçün $\tau_c'' = 0.3813$ alınır və qalan parametrlər hesablanır:

$$h_c'' = \tau_c'' e_0 = 0.3813 \cdot 4.49 = 1.71 \text{ m; } v_{01} = q / \eta_s h_c'' = 2 / 1.05 \cdot 1.71 = 1.11 \text{ m/s; } \Delta z = 2^2 / 2 \cdot 9.81 \cdot 0.9^2 \cdot 1.58^2 - 1.1 \cdot 1.11^2 / 2 \cdot 9.81 \approx 0.03 \text{ m.}$$

İkinci yaxınlaşmada quyunun dərinliyi $d = 1.05 \cdot 1.71 - (1.58 + 0.03) = 0.19 \text{ m}$ alınır.

Üçüncü yaxınlaşmada $d=0.19 \text{ m}$ qəbul etsək, onda:

$$e_0' = p_1 + H_{01} + p_p + d = 2.5 + 1.05 + 0.77 + 0.19 = 4.51 \text{ m; } \Phi(\tau_c) = 2 / 0.9 \cdot 4.51^{3/2} = 0.232, \text{ buradan da } \tau_c'' = 0.3801 \text{ və } h_c'' = 0.3801 \cdot 4.51 = 1.714 \text{ m;}$$

$$v_{01} = 2 / 1.05 \cdot 1.714 = 1.111 \text{ m/s;}$$

$$\Delta z = 2^2 / 2 \cdot 9.81 \cdot 0.9^2 \cdot 1.58^2 - 1.1 \cdot 1.111^2 / 2 \cdot 9.81 \approx 0.03 \text{ m.}$$

Üçüncü yaxınlaşmada quyunun dərinliyi $d = 1.05 \cdot 1.711 - (1.58 - 0.03) = 0.19 \text{ m} \approx 0.2 \text{ m}$ olar ki, bu da öncə verilən dərinliyə uyğundur.

Quyunun uzunluğunu ℓ_d təyin edirik: $\ell_d = \ell_1 +$

$$\ell_j = 2.65 + 5.13 = 7.78 \text{ m} \approx 7.8 \text{ m, burada}$$

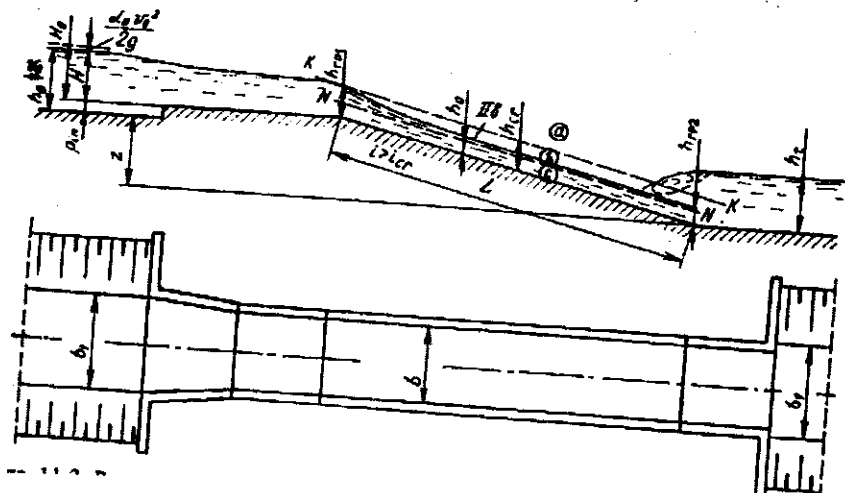
$$\ell_1 = 1.33 \sqrt{H_{01}(p_1 + p_p + d + 0.3H_{01})} =$$

$$1.33 \sqrt{1.05(2.5 + 0.77 + 0.2 + 0.3 \cdot 1.05)} = 2.65 \text{ m, } \ell_j =$$

$$3h_c'' = 3 \cdot 1.711 = 5.13 \text{ m.}$$

Quyuda suyun dərinliyi $\eta_s h_c'' = 1.05 \cdot 1.711 = 1.8 \text{ m}$ alınır və bu $p_1 + p_B + d = 2.5 + 0.77 + 0.2 = 3.47 \text{ m}$ -dən azdır. Buna görə də birinci pillədəki divar batmamışdır və hesablamamızın nəticələri düzgündür.

Misal 2.91. Su buraxma qabiliyyəti $Q=15.5 \text{ m}^3/\text{s}$ olan çəldaxıdanın parametrlərini hesablayın (şəkil 2.50).



Şəkil 2.50

Hesablamaları aşağıdakı şərtləri nəzərə almaqla yerinə yetirin: suyu çəldaxıdana gətirən və sonra kənarlaşdıran hər iki kanal trapesiya formalıdır və onların dibinin eni $b_1=6 \text{ m}$, yamacın yarımsı $m_1=2$, müntəzəm hərəkətdə kanalda normal dərinlik $h_0=2.1 \text{ m}$ təşkil edir. Çəldaxıdanın en kəsiyi düzbucaqlıdır, materialı betondur (kələ-kötürlük əmsali $n=0.017$), uzunluğu $L=150 \text{ m}$, yuxarı və aşağı byeflərin diblərinin hündürlüklər fərqi $Z=6 \text{ m}$, eni isə $b=5 \text{ m}$ -dir. Çəldaxıdanın giriş hissəsinin konstruksiyası enli astanalı suaşırıcı formasındadır. Sugətirən kanalın çəldaxıdanının yuxarı hissəsi ilə əlaqələnməsi rastrub tiplidir.

Həlli 1. Çəldaxıdanın giriş hissəsinin hesablanması. Hesablamalar sugətirən kanalda müntəzəm hərəkətin və dərinliyin $h_0=2.1 \text{ m}$ saxlanması şərti ilə aparılır. Çəldaxıdanın giriş hissəsi axın yandan sıxılan enli astanalı batmamış suaşırıcı kimi işləyir. Sugətirən kanalın çəldaxıdanının yuxarı hissəsi ilə əlaqələnməsi раstrуб tipli olduğundan, suaşırıcının sərf əmsali $0.35 \dots 0.36$

olur. V.V.Smislova görə $m=0.35$ qəbul edək. Onda, basqı
 $H_0 = [Q/(mb\sqrt{2g})]^{2/3} = (15.5/0.35 \cdot 5\sqrt{2 \cdot 9.81})^{2/3} =$
 $1.59 \text{ m};$

yaxınlaşma sürəti:

$$v_0 = Q/[(b_1 + m_1 h_0)h_0] = 15.5/(6 + 2 \cdot 2.1)2.1 =$$
 $0.72 \text{ m/s};$

sürət basqısı:

$$\alpha_0 v_0^2/2g = 1.1 \cdot 0.72^2/2 \cdot 9.81 = 0.03 \text{ m};$$

basqı (sürət basqısı nəzərə alınmaqla):

$$H = H_0 - \alpha_0 v_0^2/2g = 1.59 - 0.03 = 1.56 \text{ m alınır.}$$

Cəldaxıdanın giriş hissəsində astananın hündürlüyünü təyin edirik:

$$p_{in} = h_0 - H = 2.1 - 1.56 = 0.54 \text{ m.}$$

2. Suaxıdan novun parametrlərinin hesablanması. Əvvəlcə, cəldaxıdanın dibinin meyilliyini təyin edirik: $i = Z/L = 6/150 = 0.04$.

Suaxıdan novda sərbəst səth əyrisinin tipini təyin edirik. Hesablamanı M.D.Çertousovun üsulu ($x=4$) ilə yerinə yetiririk. Suaxıdan novun girişində böhran dərinliyi təyin edirik:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\alpha Q^2/gb^2} = \sqrt[3]{1.1 \cdot 15.5^2/9.9 \cdot 5^2} = 1.03 \text{ m.}$$

Suaxıdan novda normal dərinliyi h_0 ardıcıl yaxınlaşma metodu ilə hesablayırıq. Aşağıdakı ifadələri Şezi düsturunda yerinə yazsaq

$$S = bh_0; R = S/\chi = bh_0/b + 2h_0; C = 1/nR^y,$$

sadə çevirmələrdən sonra

$$h_0 = [(nQ/\sqrt{i})(b + 2h_0)^{0.5+y}/b^{1.5+y}]^{1/(1.5+y)} \text{ alınar.}$$

Nəzərə alsaq ki, $y=0.165 \dots 0.3$, onda, bu parametrin orta qiymətini $y \approx 0.2$ qəbul etmək olar ($R < 1 \text{ m}$ olduqda $y \approx 1.5\sqrt{n}$ alınır). $n=0.017$ və $y \approx 1.5\sqrt{0.017} = 0.1956 \approx 0.2$ olarsa, onda

$$h_0 = [(nQ/\sqrt{i})(b + 2h_0)^{0.7}/b^{1.7}]^{1/1.7}.$$

Birinci yaxınlaşmada $h_0=0.6$ qəbul edirik. Onda, $n=0.017$, $Q=15.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0.04$ və $b=5 \text{ m}$ üçün

$$h_0 = \left[\frac{0.017 \cdot 15.5(5+2 \cdot 0.6)^{0.7}}{\sqrt{0.04 \cdot 5^{1.7}}} \right]^{1/1.7} = 0.499 \text{ m alınır.}$$

İkinci yaxınlaşmada $h_0 = 0.499 \text{ m}$ qəbul edirik və

$$h_0 = \left[\frac{0.017 \cdot 15.5(5+2 \cdot 0.499)^{0.7}}{\sqrt{0.04 \cdot 5^{1.7}}} \right]^{1/1.7} = 0.492 \text{ m alınır.}$$

Üçüncü yaxınlaşmada $h_0 = 0.492 \text{ m}$ qəbul edirik və

$$h_0 = \left[\frac{0.017 \cdot 19.5(5+2 \cdot 0.492)^{0.7}}{\sqrt{0.04 \cdot 5^{1.7}}} \right]^{1/1.7} = 0.491 \approx 0.49 \text{ m alınır.}$$

Növbəti yaxınlaşmada da $h_0 \approx 0.49 \text{ m}$ alınır.

$h_0 = 0.49$ qəbul edirik və suaxıdan novda sərbəst səth əyrisinin analizini yerinə yetiririk.

Artıq məlumdur ki, $i > 0$ və $h_0 < h_{cr}$, yəni $i > i_{cr}$. Sərbəst səth əyrisinin sol sərhəddindəki dərinlik suaxıdan novun başlanğıcındakı dərinliyə bərabərdir $h_{sər1} = h_{cr}$. Bu halda, $h_{cr} > h > h_0$, onda, $K = SC\sqrt{R} > K_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0}$ və $K_0/K < 1$. $h < h_{cr}$ olduğundan, kinetiklik parametri $P_k > 0$, yəni, axın qeyri-müntəzəm hərəkətdə coşqun vəziyyətdədir. Onda, axının qeyri-müntəzəm hərəkət tənliyinə müvafiq olaraq $dh/dl = \Delta h/\Delta l = i \frac{i - (K_0/K)^2}{1 - P_k} = \frac{+sürət}{-mənfi} < 0$

alınır. Göründüyü kimi, suaxıdan novun uzunluğu boyu dərinlik azalır. Buna görə də N-N normal dərinliklər xəttinə asimptotik yaxınlaşan II_B tipli düşmə əyrisi yaranır (şəkil 2.50). $h_{sər2} = 1.03 \cdot h_0 = 1.03 \cdot 0.49 \approx 0.5 \text{ m}$ qəbul edərək, enmə əyrisinin hissələrinin uzunluqları təyin olunur. Bu hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

$$l_{1-2} = a/i \left\{ (Z_2 - Z_1) - (1 - P^1_k)_m [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \right\}.$$

$x=4$ qəbul edərək Z hesablanır:

$$Z = \sqrt[3]{(Q^1/Q)^2}$$

Hesablamalar cədvəl formasında aparılır. Əvvəlcə, suaxıdan novda dərinliyə $h_{sər1} = h_{cr} = 1.03 \text{ m}$ -dən $h_{sər2} = 0.5 \text{ m}$ aralığında qiymətlər verilir və sonra müvafiq hesablamalar yerinə yetirilir (cədvəl 2.4).

Cədvəl 2.4

Kəsiyin №-si	h, m	S, m ²	χ, m	R=S/χ, m	B, m	C, m ^{0.5} /s	Q', m ³ /s	P _k = =[α (Q) ² /gS ³]B	P _{km} = (P _{k1} +P _{k2})/2	(1-P _k) _m	Qeyd
1-1	1.03	5.15	7.06	0.729	5	55.22748	5.68	9.682	9.68	-8.68	S=b h;
2-2	0.9	4.5	6.8	0.662	5	54.16239	6.61	9.678	9.65	-8.65	X=b+2h;
3-3	0.8	4	6.6	0.606	5	53.21733	1.42	9.622	9.574	-8.574	B=b;
4-4	0.7	3.5	6.4	0.547	5	52.13526	9.91	9.526	9.445	-8.445	C=1/n·R ² ; y≈0.2 b=5m n=0.017 i=0.04 α=1.1
5-5	0.6	3	6.2	0.484	5	50.87421	2.36	9.364	9.242	-8.242	

Növbəti hesablamaların nəticələri cədvəl 2.5-də verilmişdir.
 $\Sigma l_{1-2} = 94.13 \text{ m} < L = 150 \text{ m}$ olduğuna görə suaxıdan novun axırında $h \approx 0.5 \text{ m}$ dərinlikli müntəzəm hərəkətə oxşar axın qərarlaşır.

Cədvəl 2.5

Kəsiyin №-si	h, m	$z = \sqrt{Q'/Q}$	$\Delta z = z_2 - z_1$	$\Phi(z)$	$\Delta \Phi(z)$	(1-P _k) _m	6 sütun *7sütun
1	2	3	4	5	6	7	8
1-1	1.03	1.7701		0.8483			
2-2	0.9	1.5996	-0.1705	0.8728	0.0245	-8.68	-0.2127
3-3	0.8	1.4623	-0.1373	0.9037	0.0309	-8.66	-0.2673
4-4	0.7	1.3196	-0.1427	0.9567	0.053	-8.574	-0.4544
5-5	0.6	1.1705	-0.1491	1.0679	0.1112	-8.445	-0.9391
6-6	0.5	1.0142	-0.1563	1.6349	0.567	-8.242	-4.6732

Cədvəl 2.5-in ardı

Kəsiyin №-si	4 sər-8 sər.	$\Delta h = h_2 - h_1$, m	$\alpha = \Delta h / \Delta z$	α/i	$l_{1-2} =$ 9sütun*12 sütun, m	Qeyd
	9	10	11	12	13	14
1-1						Q=15.5 m ³ /s, m=0
2-2	0.0422	-0.13	0.7625	19.0616	0.8	b=5.0 m, i=0.04
3-3	0.13	-0.1	0.7283	18.2083	2.37	n=0.017, h ₀ =0.49 m
4-4	0.3117	-0.1	0.7008	17.5193	5.46	x=4, z = $\sqrt{Q'/Q}$

5-5	0.79	-0.1	0.6707	16.7673	13.25	$\Phi(z)$ $= 1/4 \ln \left \frac{1+z}{1-z} \right $ $+ 1/2 \operatorname{actg} z$
6-6	4.5169	-0.1	0.6398	15.9949	72.25	$\Delta\Phi(z) = \Phi(z_2) - \Phi(z_1)$
					Σl_{1-2} $= 94.13 \text{ m}$	

3. Suaxıdan novun çıxış hissəsinin hesablanması.

Su, suaxıdan novdan çıxdıqdan sonra axının əlaqələnməsinin xarakterini müəyyən etmək üçün $h' = h_1 = 0.5 \text{ m}$ qiymətində hidravliki sıçrayışın ikinci əlaqələndirmə dərinliyini h'' təyin edirik:

$$h'' = h' / 2 (\sqrt{1 + 8P_{k1}} - 1) = 0.5 / 2 (\sqrt{1 + 8 \cdot 7.837} - 1) = 1.75 \text{ m,}$$

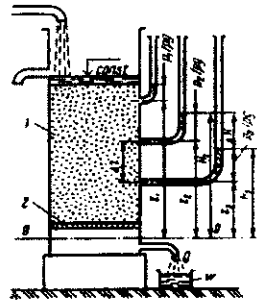
burada $\alpha = 1$ olduqda

$$P_{k1} = \frac{\alpha' Q^2}{g b^2 (h')^3} = \frac{1 \cdot 15.5^2}{9.81 \cdot 5^2 \cdot 0.5^3} = 7.837$$

Suyu aparan kanalda dərinlik $h_0 = h_1 = 2.1 \text{ m}$ olduğuna görə, dartılmış sıçrayışlı əlaqələndirmə yaranır və söndürücünün layihələndirilməsinə ehtiyac yoxdur.

2.12. Yeraltı suların hərəkəti

Misal 2.92. Darsi cihazı ilə filtrasiya əmsalını təyin edin (şəkil 2.51). Su, en kəsik sahəsi $S = 925 \text{ sm}^2$ olan silindrin içərisindəki qruntdan süzülür. İki qonşu pyezometrin göstəriciləri $H_2 = z_2 + p_2 / \rho g = 70 \text{ sm}$ və $H_3 = z_3 + p_3 / \rho g = 55.2 \text{ sm}$, pyezometrlərin arasındakı məsafə $\Delta l = 20 \text{ sm}$, suyun həcmi 925 sm^3 , ölçmə müddəti 185 saniyə təşkil edir. Alınan filtrasiya əmsalı hansı qrunta müvafiqdir?



Şəkil 2.51 Darsi cihazı
1-qrun; 2-tor

Həlli: Filtrasiya sərfini təyin edirik:

$$Q = W/t = 925/185 = 5 \text{ sm}^3/\text{s}.$$

İtkiləri və hidravliki meyilliyi hesablayırıq:

$$h_f = H_2 - H_3 = 70 - 55.2 = 14.8 \text{ sm}$$

$$\text{və } I = h_f/\Delta l = 14.8/20 = 0.74.$$

$v = Q/S = 5/295 = 0.01695 \text{ sm/s}$ olduqda filtrasiya əmsalı $k = v/I = 0.01695/0.74 = 0.0229 \text{ sm/s}$ alınır.

Alınan filtrasiya əmsalı iri dənəli quma müvafiqdir (xüsusi cədvələ görə təyin olunur).

Misal 2.93. Filtrasiyanın xüsusi sərfi $q = 0.02 \text{ sm}^3/\text{s}\cdot\text{sm}$, filtrasiya əmsalı $k = 0.004 \text{ sm/s}$ və sukeçirməyən layın meyilliyi $i = 0.0075$ təşkil edir. Normal dərinliyi h_0 və bir-birindən $\Delta l = 200 \text{ m}$ məsafədə olan iki kəsik arasındakı basqı itkisini tapın.

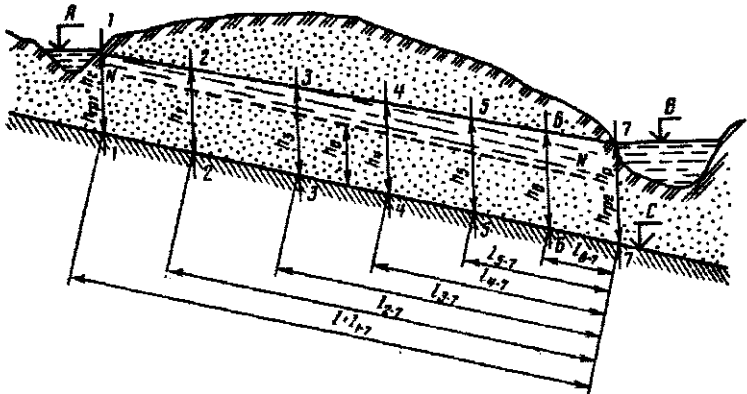
Həlli: Normal dərinliyi tapırıq:

$$h_0 = q/ki = 0.02/0.004 \cdot 0.0075 = 667 \text{ sm} = 6.67 \text{ m}.$$

Müntəzəm hərəkət zamanı hidravliki meyillik I sukeçirməyən layın dibinin meyilliyinə bərabərdir, yəni $I = i$. Onda,

$$h_f = I \Delta l = i \Delta l = 0.0075 \cdot 200 = 1.5 \text{ m} \text{ alınır.}$$

Misal 2.94. Filtrasiyanın kanaldan çaya doğru baş verdiyini nəzərə alaraq qrunt sularının sərbəst səth əyrisini hesablayın (şəkil 2.52). Kanalda səviyyənin hündürlüyü $A = 20.4 \text{ m}$, çayda isə



Şəkil 2.52

$B=16.5$ m təşkil edir. Sukeçirməyən layın meyilliyi çaya tərəfdir və $i=\sin\theta=0.012$. Bu layın çaya çıxışında səviyyəsinin hündürlüyü $C=11$ m-dir. Sukeçirən lay sukeçirməyən layın üzərində yerləşir və filtrasiya əmsalı $k=0.0055$ sm/s olan qumdan təşkil olunub. Çaydan $l=416.92$ m aralıda yerləşən kanaldan qırt suları axınının xüsusi sərfi $q=0.025$ sm³/s·sm-dir.

Həlli: Normal dərinlik tapılır:

$h_0=q/ki=0.025/0.0055\cdot 0.012=378.8\approx 3.79$ m. Sərbəst səth əyrisinin tipini təyin edirik. Məlumdur ki, $h_{qr1}=h_C=A-(C+il)=20.4-(11+0.012\cdot 416.92)\approx 4.4$ m; $h_{qr1}=h_r=B-C=16.5-11=5.5$ m; $\eta_{qr1}=h_{qr1}/h_0=4.4/3.79=1.161$; $\eta_{qr2}=h_{qr2}/h_0=5.5/3.79=1.451$. $\eta_{qr1}=1.161>1$ və $\eta_{qr2}=1.451>1$ olduğuna görə, sərbəst səth əyrisi şişmə əyrisi formasındadır.

Şişmə əyrisini 7 kəsiklə 6 hissəyə bölürük və bu kəsiklərdə η_1 -ə müxtəlif qiymətlər veririk: $\eta_{qr2}=1.451$ dən $\eta_{qr1}=1.161$ -dək. Sonra çaydan (kəsik 7-7) baxılan kəsiyə qədər olan məsafəni hesablayırıq. Məsələn, $\eta_1=h_1/h_0=1.2$ qəbul etsək, onda $h_1=1.2h_0=1.2\cdot 3.79=4.55$ m və:

$$l_{1-2} = h_0/i [\eta_2 - \eta_1 + 2.3026 \lg((\eta_2 - 1)/(\eta_1 - 1))] = \\ = 3.79/0.012 [1.451 - 1.20 + 2.3026 \lg((1.451 - 1)/(1.2 - 1))] = 336.09 \text{ m,}$$

burada $\eta_2 = \eta_{qr2} = \eta_r = 1.451$.

η_1 -ə digər qiymətlər verərək $\eta_2 = \eta_{qr2} = \eta_r = 1.451$ şərti ilə baxılan kəsikdən çaya qədər olan məsafəni tapırıq. Hesablamaların gedişi və alınan nəticələr cədvəl 2.6-da verilmişdir.

Cədvəl 2.6

Kəsiyin №-si	$\eta = h/h_0$	$h = \eta h_0, \text{ m}$	h_0/i	$l_{1-2}, \text{ m}$	Qeyd
7-7	1.451	5.5		0	$q=0.025$ sm ³ /s·sm;
6-6	1.4	5.31		54.01	$k=0.0055$ sm/s;
5-5	1.35	5.12		111.97	$i=0.012$;
4-4	1.3	4.93	315.8333	176.45	$h_0=3.79$ m;
3-3	1.25	4.74		249.83	$h_{qr1}=4.4$ m;
2-2	1.2	4.55		336.09	$H_{qr2}=5.5$ m
1-1	1.161	4.4		416.92	

Bu cədvəlin məlumatlarına əsasən şişmə əyrisi qurulub (şəkil 2.52).

Misal 2.95. Aşağıda verilənlərə görə tam artezian quyusunun debitini təyin edin. Basqılı sular qalınlığı $t=14$ m olan xırda dənəli qum layındadır. Filtrasiya əmsalı $k=0.0055$ sm/s, quyunun diametri $d_0=30$ m ($r_0=15$ sm), təsir radiusu $R_0=150$ m və suçəkmə dərinliyi $S_0=4.8$ m təşkil edir. Əgər, quyuda suyun dərinliyi $h_k=25$ m olarsa, quyu oxundan $r=55$ m məsafədə basqını da təyin edin.

Həlli: Artezian quyusunun debitini təyin edirik:

$$Q = 2.73 \frac{ktS_0}{\lg(R_0/r_0)} = 2.73 \frac{0.0055 \cdot 10^2 \cdot 14 \cdot 4.8}{\lg(150/0.15)} \\ = 3.3634 \cdot 10^{-3} m^3/s.$$

Quyunun oxundan $r=55$ m məsafədə basqı:

$$H = h_k + 0.37(Q/kt)\lg(r/r_0) \\ = 25 + 0.37 \frac{3.3634 \cdot 10^{-3}}{0.0055 \cdot 10^{-2} \cdot 14} \lg \frac{55}{0.15} \\ = 29.14m$$

təşkil edər.

Misai 2.96. Su təchizatı məqsədi ilə sukeçirməyən laya qədər su quyusu qazılıb. Bu quyu sukeçirən layın bütün qalınlığı boyu $H_0=12$ m filtr ilə təchiz olunub. Qumun filtrasiya əmsalı $k=0.0045$ sm/s, quyunun diametri $d_0=250$ mm və təsir radiusu $R_0=150$ m, suçəkmə dərinliyi $S_0=4.8$ m təşkil edir. Quyunun debitini, həmçinin quyu oxundan $r_1=25$ m və $r_2=50$ m məsafələrdə qunt suları axınının h_1 və h_2 dərinliklərini təyin edin:

Həlli: Quyunun debitini təyin edirik:

$$Q = 1.36 \frac{k(H_0^2 - h_k^2)}{\lg(R_0/r_0)} = 1.36 \frac{0.0045 \cdot 10^{-2}(12^2 - 7.2^2)}{\lg(150/0.125)} \\ = 1.832 \cdot 10^{-3} m^3/s,$$

burada $h_k = H_0 - S_0 = 12 - 4.8 = 7.2$ m; $r_0 = d_0/2 = 250/2 = 125$ mm = 0.125 m.

Dərinliklər aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$h = \sqrt{h_k^2 + 0.73(Q/k) \lg(r/r_0)}.$$

Onda, $r_1 = 25$ m olduqda:

$$h_1 = \sqrt{7.2^2 + 0.73 \frac{1.832 \cdot 10^{-3}}{0.0045 \cdot 10^{-2}} \lg \frac{25}{0.125}} = 10.96 \text{ m};$$

$r_2 = 50$ m olduqda isə:

$$h_2 = \sqrt{7.2^2 + 0.73 \frac{1.832 \cdot 10^{-3}}{0.0045 \cdot 10^{-2}} \lg \frac{50}{0.125}} = 11.37 \text{ m}$$

alınır.

3. HİDROLOGİYADA STATİSTİK ÜSULLAR

3.1. Hidrologiyada istifadə olunan analitik paylanma funksiyaları

Misal 3.1. Məlumdur ki, X təsadüfi kəmiyyəti parametrləri $m_x = 10$, $\sigma_x = 5$ olan normal paylanma qanununa tabedir. x_p -nin 95%-i aşmayan ehtimala müvafiq 5% təminatlı qiymətini tapın (yəni, $F(x)=95\%$ olduqda).

Həlli: 1. Cədvəl 3.1-ə əsasən normalaşdırılmış t təsadüfi kəmiyyətinin 95%-li kvantili təyin edilir: $t'_{95} = 1,64$.

2. Məlum düstura görə:

$$x'_{95} = t_{95}\sigma_{95} + m_x = 1,64 \cdot 5 + 10 = 18,2.$$

Cədvəl 3.1. Normal paylanan t təsadüfi kəmiyyətinin normalaşdırılmış kvantilləri ($F(t)$ -nin qiymətləri %-lə verilmişdir)

F(t)	t	F(t)	t
0.01	-3.72	60	0.25
0.1	-3.09	70	0.52
0.5	-2.58	75	0.67
1	-2.33	80	0.84
2	-2.02	90	1.28
2.5	-1.96	95	1.64
3	-1.88	97	1.88
5	-1.64	97.5	1.96
10	-1.28	98	2.02
20	-0.84	99	2.33
25	-0.67	99.5	2.58
30	-0.52	99.9	3.09
40	-0.25	99.99	3.72
50	0.00		

Misal 3.2. Əvvəlki misaldan X təsadüfi kəmiyyəti üçün x_p -nin 1% təminatla müvafiq qiymətini təyin edin ($P(x)=1\%$ olduqda).

Həlli: 1. Cədvəl 3.1-də inteqral paylanma funksiyasının

ordinatları verildiyindən, əvvəlcə normalaşdırılmış t təsadüfi kəmiyyəti üçün $F(t)$ (% -lə) təyin edilir:

$$F(t) = 100 - P(t) = 100 - 1 = 99\%.$$

2. Cədvəl 3.1-dən normalaşdırılmış t təsadüfi kəmiyyətinin 99%-li kvantili təyin edilir: $t'_{99} = 2,33$.

3. Aşağıdakı düstura əsasən $x_{1\%}$ hesablanır:

$$x_{1\%} = x'_{99} = 2,33 \cdot 5 + 10 = 21,65.$$

Misal 3.3. Loqarifmik-normal paylanma qanunundan istifadə etməklə çayın 1% təminatlı (Q_1) maksimal su sərfini təyin edin.

Cədvəl 3.2. Yağış daşqınlarının maksimal su sərfəri (m^3/s)

İl	Sərf	İl	Sərf
1954	71.4	1970	84.5
1955	22.1	1971	37.5
1956	32.7	1972	24.0
1957	145	1973	22.1
1958	46.0	1974	130
1959	29.9	1975	21.3
1960	28.4	1976	58.2
1961	73.8	1977	58.7
1962	121	1978	130
1963	25.0	1979	22.0
1964	31.4	1980	54.0
1965	17.3	1981	100
1966	54.8	1982	78.1
1967	29.9	1983	39.2
1968	104	1984	66.0
1969	27.5	1985	84.4

Həll 1. İlk sətirinin hədləri $z_i = \ln Q_i$ düsturuna əsasən dəyişdirilir və yeni sıra tərtib olunur.

2. Z təsadüfi kəmiyyətlər sırasına əsasən təqribi olaraq m_z və σ_z təyin edilir:

$$m_z = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i \approx 3,87, \quad \sigma_z = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (z_i - m_z)^2} \approx 0,64.$$

3. Cədvəl 3.1-də inteqral paylanma funksiyasının ordinatları verildiyindən, təminat paylanma funksiyası ilə əvəz edilir: $F(t)=100- P(t)=100-1=99\%$.

4. Cədvəl 3.1-ə əsasən normal paylanmış normalaşdırılmış t təsadüfi kəmiyyətin 99%-li kvantili təyin edilir: $t'_{99} = 2,33$.

5. z_1 hesablanır:

$$z_1 = z'_{99} = \sigma_z t'_{99} + m_z = 2,33 \times 0,64 + 3,87 = 5,36.$$

6. $z_1 = \ln Q_1$, olduğundan, $Q_1 = \exp(z_1) = \exp(5,36) = 213 \text{ m}^3/\text{s}$.

Həll 2.

1. Bilavasitə ilkin sıraya əsasən (cədvəl 1.2-ə bax) təqribi olaraq m_Q və σ_Q təyin edilir:

$$m_Q \approx 58,44; \sigma_Q \approx 37,19.$$

2. m_z və σ_z hesablanır:

$$\sigma_z^2 = \ln\left(\frac{\sigma_x^2}{m_x^2} + 1\right) \ln\left[\frac{(37,19)^2}{(58,44)^2} + 1\right] = 0,34; \sigma_z = 0,58;$$

$$m_x = \ln(m_x) - \frac{\sigma_z^2}{2} = \ln(m_x) - \frac{\ln(\sigma_x^2/m_x^2 + 1)}{2} = \ln(58,44) - 0,34/2 = 3,90.$$

$$m_x = \ln(m_x) - \frac{\sigma_z^2}{2} = \ln(m_x) - \frac{\ln(\sigma_x^2/m_x^2 + 1)}{2} = \ln(58,44) - 0,34/2 = 3,90.$$

3. Sonrakı hesablamalar birinci variantda olduğu kimi yerinə yetirilir:

$$t'_{99} = 2,33; z_1 = z'_{99} = 2,33 \cdot 0,58 + 3,90 = 5,25;$$

$$Q_1 = \exp(5,25) = 191 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Misal 3.4. Üçparametrlı loqarifmik-normal paylanmadan istifadə etməklə çayın (cədvəl 3.2) 1% təminatlı (Q_1) maksimal su sərfini təyin edin.

Həlli: 1. Bilavasitə müşahidə sırasına əsasən təqribi olaraq riyazi gözləmə, orta kvadratik meyletmə və variasiya əmsalı təyin edilir: $m_Q \approx 58,4$; $\sigma_Q \approx 37,2$; $C_v = \sigma_Q / m_Q = 37,2/58,4 \approx 0,64$.

2. Empirik məlumatlara əsasən asimmetriya əmsalı çox böyük

xəta ilə hesablandığından, C_s/C_v nisbətinin rayon qiymətindən istifadə olunur. $C_s/C_v=2,5$. Uyğun olaraq, $C_s = 2,5 \cdot C_v \approx 0,64 \cdot 2,5 \approx 1,60$.

3. Aşağıdakı düstura görə modul əmsalının minimal qiyməti (k_0) tapılır:

$$C_s = \frac{3C_v}{1 - k_0} + \left(\frac{C_v}{1 - k_0} \right)^3.$$

Modul əmsalının minimal qiyməti cədvəl 3.3-dən də tapıla bilər: $k_0=-0,3$.

Cədvəl 3.3. $C_v=0,64$ olduqda, $k_0=f(C_{s,T})$ asılılığı

$k_0, \dots, \dots,$	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1
$C_{s,T}, \dots, \dots,$	1,36	1,47	1,60	1,75	1,94	2,18	2,49

4. k_0 -ı bilməklə a parametrisini tapırıq:

$$a = k_0 \bar{Q} = 58,4(-0,3) = -17,5.$$

Qeyd. Mənfi işarəsi onu göstərir ki, böyük təminatlarda əyri mənfi qiymətlər zonasına keçəcək. Bu təəccüblü deyildir, belə ki, sıranın asimmetriyası böyük deyil və $C_{s,Q} > 3C_{v,Q} + C_{v,Q}^3$ şərti ödənilmir.

5. Q ilə $u_i = Q_i - a$ ifadəsi vasitəsilə əlaqəli olan U təsadüfi kəmiyyətinin ədədi xarakteristikaları hesablanır:

$$\bar{U} = \bar{Q} - a = 58,4 - (-17,5) = 58,4 + 17,5 = 75,9; \sigma_u = \sigma_x = 37,2.$$

6. m_z və σ_z hesablanır (bax misal 3.3-ə):

$$Z = \ln(U); \sigma_z^2 = \ln[(37,2)^2 / (75,9)^2 + 1] = 0,22;$$

$$\sigma_z = 0,47; m_z = \ln(75,9) - (0,22/2) = 4,22.$$

7. Cədvəl 3.1-ə əsasən normal paylanmış normalaşdırılmış təsadüfi t kəmiyyətinin 99%-li kvantili təyin edilir: $t'_{99} = 2,33$.

8. z_1 hesablanır:

$$z_1 = z'_{99} = \sigma_z t'_{99} + m_z = 2,33 \cdot 0,47 + 4,22 = 5,32.$$

9. $z_1 = \ln(Q_1 + a)$ olduğu üçün, $Q_1 = \exp(z_1) - a = \exp(5,32) - 17,5 = 187 \text{ m}^3/\text{s}$.

Misal 3.5. Humbelin paylanma qanunundan istifadə etməklə çayın (cədvəl 3.2) maksimal su sərfinin 1% təminatlı qiymətini

$Q_1\%$ hesablayın.

Həlli: 1. Q təsadüfi kəmiyyətlər sırasına əsasən təqribi olaraq m_Q və σ_Q təyin edilir:

$$m_Q \approx \bar{x} = 58,4; \sigma_Q \approx 37,2.$$

2. Aşağıdakı düstura görə $y_{1\%}$ hesablanır:

$$y_{1\%} = -\ln\{-\ln[(100 - 1)(100)]\} = 4,60.$$

$y_{1\%}$ cədvəl 3.4-ə görə də hesablanı bilər.

3. Sıranın uzunluğundan n əsli olaraq cədvəl 3.5-ə əsasən \bar{y} və σ_y -i təyin edilir. Belə ki, bu halda $n=32$ olduğundan, $\bar{y}=0,54$; $\sigma_y=1,12$.

Cədvəl 3.4. Müxtəlif təminatlar üçün y_p -nin qiymətləri

$p \%$	y_p	$p \%$	y_p	$p \%$	y_p
0.01	9.09	10	2.25	80	-0.48
0.1	6.89	20	1.50	90	-0.83
0.5	5.29	30	1.03	95	-1.10
1	4.60	50	0.37	99.0	-1.53
5	2.97	70	-0.19	99.9	-1.93

Cədvəl 3.5. Müxtəlif uzunluqlu sıralar üçün \bar{y} və σ_y parametrlərinin orta qiymətləri (Humbelə görə)

n	\bar{y}	σ_y	n	\bar{y}	σ_y
20	0.524	1.063	50	0.548	1.161
22	0.527	1.076	52	0.549	1.164
24	0.530	1.086	54	0.550	1.167
26	0.532	1.096	56	0.551	1.170
28	0.534	1.105	58	0.552	1.172
30	0.536	1.112	60	0.552	1.175
32	0.538	1.119	65	0.554	1.180
34	0.540	1.126	70	0.555	1.185
36	0.541	1.131	75	0.556	1.190
38	0.542	1.136	80	0.557	1.194
40	0.544	1.141	85	0.558	1.197
42	0.545	1.146	90	0.559	1.201
44	0.546	1.150	95	0.559	1.204
46	0.547	1.154	100	0.560	1.206
48	0.548	1.157	∞	0.577	1.282

4. $(1/\alpha)$ və q parametrləri hesablanır:

$$1/\alpha = \sigma_Q / \sigma_y = 37,2 / 1,12 = 33,2;$$

$$q = \bar{x} - \bar{y}(1/\alpha) = 58,4 - 0,54 \cdot 33,2 = 40,5.$$

5. Hesabi su sərfi aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$\begin{aligned} Q_{1\%} &= q + (1/\alpha) y_{1\%} = 40,5 + 33,2 \cdot y_{1\%} \\ &= 40,5 + 33,2 \cdot 4,60 = 193 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

Misal 3.6. Pirsonun III tip təminat əyrisindən istifadə etməklə çayın (cədvəl 3.2) maksimal su sərfinin 1% təminatlı qiymətini $Q_{1\%}$ hesablayın.

Həlli: 1. Verilmiş su sərfi sırası üçün

$$m_Q \approx \bar{Q} = 58,4; \sigma_Q \approx 37,2; C_v \approx 0,64$$

təyin edilir.

2. Empirik məlumatlara əsasən C_s -in qiyməti böyük xəta ilə təyin edildiyindən, bütün baxılan hidroloji rayon üçün C_s/C_v nisbətinin orta qiyməti qəbul edilir: $C_s/C_v = 2,5$. Beləliklə, C_v və C_s/C_v -ni bilməklə asimetriya əmsalı təyin edilir: $C_s = 2,5 \cdot 0,64 = 1,60$.

3. Xüsusi cədvələ əsasən Pirsonun III tip təminat əyrisinin normalaşdırılmış ordinatı tapılır: $t_{1\%} = 3,39$.

4. $t_{1\%}$ -dən $Q_{1\%}$ -ə keçilir:

$$Q_{1\%} = t_{1\%} \sigma_Q + \bar{Q} = 3,39 \cdot 37,2 + 58,4 = 185 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Hesabi su sərfi başqa yolla da təyin edilə bilər. Əvvəlcə modul əmsalı hesablanır: $k_{1\%} = t_{1\%} C_v + 1 = 3,39 \cdot 0,64 + 1 = 3,17$. Daha sonra su sərfi tapılır:

$$Q_{1\%} = k_{1\%} \bar{Q} = 3,17 \cdot 58,4 = 185 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Misal 3.7. Kritski-Menkelin təminat əyrisindən istifadə etməklə çayın (cədvəl 3.2) maksimal su sərfinin 1% təminatlı qiymətini ($Q_{1\%}$) hesablayın.

Həlli: 1. Empirik məlumatlara əsasən sıranın parametrləri təyin edilir: $m_Q \approx \bar{Q} = 58,4; C_v \approx 0,64; C_s/C_v = 2,5$ (bax misal 3.6-

ya).

2. Xüsusi cədvələ əsasən 1% təminatlı modul əmsalı təyin olunur. Əgər cədvəllər C_s/C_v -nin yalnız tam qiymətləri üçün tərtib olunubsa, onda interpolyasiya etmək lazım gəlir.

$C_s/C_v=2$ üçün $C_v=0,64$ və $p=1\%$ olduqda $k_{1\%}=3,05$.

$C_s/C_v=3$ üçün $C_v=0,64$ və $p=1\%$ olduqda $k_{1\%}=3,24$.

Müvafiq olaraq, $C_s/C_v=2,5$ üçün $k_{1\%}=3,15$ alınır.

3. Modul əmsalını \bar{Q} -ya vurmaqla, hesabi su sərfini alırıq:
 $Q_{1\%}=k_{1\%} \cdot \bar{Q}=3,15 \cdot 58,4=184 \text{ m}^3/\text{s}$.

Misal 3.8. Conson təminat əyrisindən istifadə etməklə çayın (cədvəl 3.2) maksimal su sərfinin 1% təminatlı qiymətini ($Q_{1\%}$) hesablayın. Nəzərə alın ki, a və b parametrləri məlumdur: $a=11$, $b=490$.

Həlli: 1. Verilmiş sıranın hədləri aşağıdakı düstura görə dəyişdirilir:

$$z_i = \ln \left(\frac{Q_i - a}{b - Q_i} \right) = [(Q_i - 11) / (490 - Q_i)].$$

2. Z təsadüfi kəmiyyətlər sırasına əsasən təqribi olaraq m_z və σ_z təyin edilir: $m_z=-2,54$; $\sigma_z=0,95$ (bax misal 3.3-ə).

3. Cədvəl 3.1-də inteqral paylanma funksiyasının ordinatları verildiyindən, əvvəlcə normalaşdırılmış t təsadüfi kəmiyyəti üçün $F(t)=100 - P(t)=100 - 1=99\%$ təyin edilir.

4. 3.1 cədvəlinə əsasən t təsadüfi kəmiyyəti üçün 99%-li kvantil təyin edilir: $t'_{99} = 2,33$.

5. z_1 hesablanır: $z_1 = z'_{99} = \sigma_z t'_{99} + m_z = 0,95 \cdot 2,33 - 2,54 = -0,33$. $Q_{1\%}$ təyin edilir:

$$Q_{1\%} = \frac{b \cdot \exp(z_1) + a}{\exp(z_1) + 1} = (490 e^{-0,33} + 11) / (e^{-0,33} + 1) = 363/1,72 = 211 \text{ m}^3/\text{s}.$$

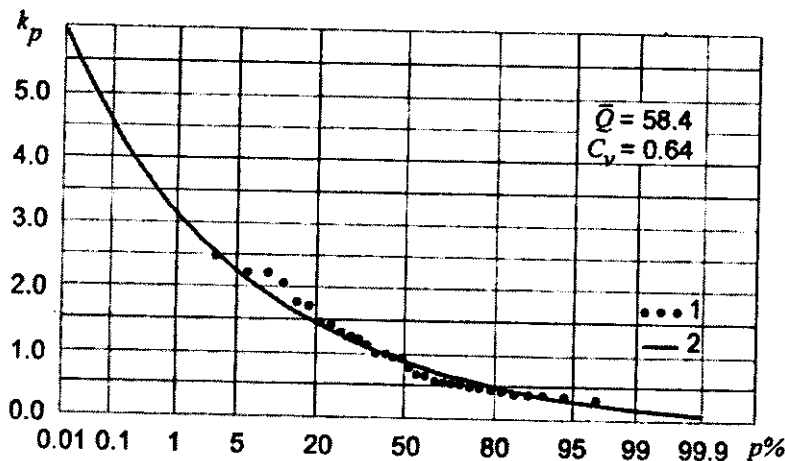
3.2. Təminat əyrilərinin qurulması və empirik məlumatlara görə paylanma parametrlərinin qiymətləndirilməsi

Misal 3.9. Cədvəl 3.2-də verilmiş maksimal su sərfələrinin empirik təminat əyrisini qurun.

Həlli: 1. Verilmiş su sərfələri sırası azalan qaydada düzülür (cədvəl 3.6).

2. Azalma sırasının hər bir su sərfi üçün, $P = \frac{m}{n+1} \cdot 100\%$ düsturuna əsasən empirik təminat hesablanır. Sıranın uzunluğu $n=32$ -dir və sıranın birinci həddinin təminatı $p_1=(1/33)100\%=3,03\%$; ikinci həddininki isə $p_2=(2/33)100\%=6,06\%$ -ə bərabərdir və s.

3. Cədvəl 3.6-nın axıncı iki sütununun məlumatlarına əsasən ehtimal damasında empirik təminat əyrisi qurulur (şəkil 3.1).



Şəkil 3.1. Empirik (1) və analitik (2) təminat əyriləri

Cədvəl 3.6. Maksimal su sərfələri üçün empirik təminat
əyrisinin ordinatlarının hesablanması

m _i	İllər	Su sərfələri, m ³ /s	Azalma sıraları		Təminat, %
			su sərfələri, m ³ /s	modul əmsalları	
1	1954	71.4	145	2.48	3.03
2	1955	22.1	130	2.22	6.06
3	1956	32.7	130	2.22	9.09
4	1957	145	121	2.07	12.1
5	1958	46.0	104	1.78	15.2
6	1959	29.9	100	1.71	18.2
7	1960	28.4	84.5	1.45	21.2
8	1961	73.8	84.4	1.44	24.2
9	1962	121	78.1	1.34	27.3
10	1963	25.0	73.8	1.26	30.3
11	1964	31.4	71.4	1.22	33.3
12	1965	17.3	66.0	1.13	36.4
13	1966	54.8	58.7	1.00	39.4
14	1967	29.9	58.2	1.00	42.4
15	1968	104	54.8	0.94	45.5
16	1969	27.5	54.0	0.92	48.5
17	1970	84.5	46.0	0.79	51.5
18	1971	37.5	39.2	0.67	54.6
19	1972	24.0	37.5	0.64	57.6
20	1973	22.1	32.7	0.56	60.6
21	1974	130	31.4	0.54	63.6
22	1975	21.3	29.9	0.51	66.7
23	1976	58.2	29.9	0.51	69.7
24	1977	58.7	28.4	0.49	72.7
25	1978	130	27.5	0.47	75.8
26	1979	22.0	25.0	0.43	78.8
27	1980	54.0	24.0	0.41	81.8
28	1981	100	22.1	0.38	84.9
29	1982	78.1	22.1	0.38	87.9
30	1983	39.2	22.0	0.38	90.9
31	1984	66.0	21.3	0.36	93.9
32	1985	84.4	17.3	0.30	97.0

Misal 3.10. 1954-1985-ci illəri əhatə edən dövrün maksimal su sərfələrinin müşahidə sırasına əsasən (cədvəl 3.6) paylanma

parametrlərini momentlər üsulu ilə qiymətləndirin.

Həlli: Parametrləri bu üsulla qiymətləndirmək üçün aşağıdakı düsturlardan istifadə olunur. Cədvəl 3.7-də bu aralıq hesablamalar verilmişdir.

Cədvəl 3.7. Maksimal su sərfələrinin parametrlərinin hesablanması

№	$Q_i, \text{m}^3/\text{s}$	$k_i = Q_i/\bar{Q}$	$k_i - 1$	$(k_i - 1)^2$	$(k_i - 1)^3$
1	71.4	1.22	0.22	0.0484	0.01065
2	22.1	0.38	-0.62	0.3844	-0.23833
3	32.7	0.56	-0.44	0.1936	-0.08518
...
30	39.2	0.67	-0.33	0.1089	-0.03594
31	66.0	1.13	0.13	0.0169	0.00219
32	84.4	1.45	0.456	0.2025	0.09112
Cəm	1868	32	0.00	12.698	6.857
Orta	58.4	1	0		

Cədvəl 3.7-nin məlumatlarına və aşağıdakı düsturlara əsasən paylanma parametrlərinin qiymətləri hesablanır:

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} = \frac{1868}{32} = 58,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_v^* = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (k_i - 1)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{12.698}{31}} = 0,64;$$

$$C_v^* = \sqrt{\frac{n \sum_{i=1}^n (k_i - 1)^3}{(n-1)(n-2)C_v^3}} = \frac{32 \cdot 6,857}{31 \cdot 30 \cdot 0,64^3} = 0,90;$$

$$C_s/C_v = 1,41.$$

Misal 3.11. 1954-1985-ci illəri əhatə edən dövrün maksimal su sərfələrinin müşahidə sırasına əsasən (cədvəl 3.2) paylanmanın parametrlərini ən çox həqiqətə bənzər üsul ilə qiymətləndirin.

Həlli: 1. Sıranın orta qiyməti və λ_2 , λ_3 statistikalarını hesablamaq üçün köməkçi cədvəl (cədvəl 3.8) tərtib olunur.

Cədvəl 3.8. Paylanma parametrlərinin qiymətlərini ən çox həqiqətə bənzər üsul ilə hesablamaq üçün köməkçi cədvəl

No	$Q_i, m^3/s$	k	$\lg(k)$	$k \cdot \lg(k)$
1	71.4	1.22	0.086	0.1054
2	22.1	0.38	-0.4202	-0.1435
3	32.7	0.56	-0.2518	-0.1410
...
30	39.2	0.67	-0.1739	-0.1165
31	66.0	1.13	0.0531	0.0600
32	84.4	1.45	0.1614	0.2340
Cəm	1868		-2.697	2.573
Orta	58.4			

2. Aşağıdakı düsturlara görə λ_2 və λ_3 statistikaları hesablanır:

$$\lambda_2 = \frac{\sum_{i=1}^n \lg k_i}{n-1} = \frac{-2,697}{31} = -0,087, \quad \lambda_3 = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \lg k_i}{n-1} = \frac{2,573}{31} = 0,083.$$

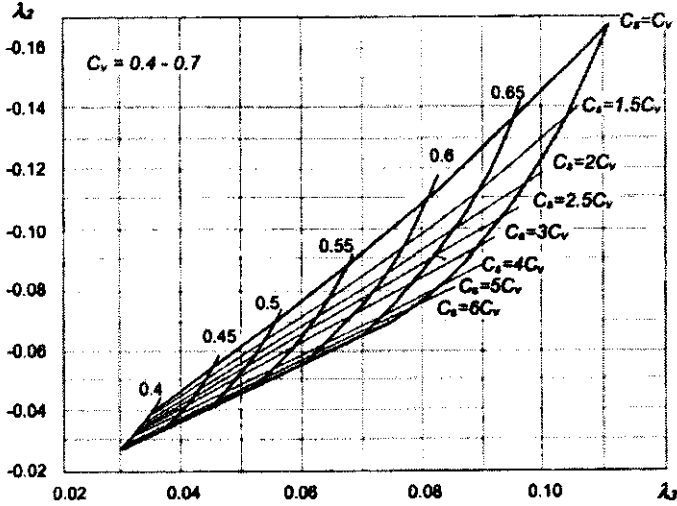
$$\lambda_2 = \frac{\sum_{i=1}^n \lg k_i}{n-1} = \frac{-2,697}{31} = -0,087, \quad \lambda_3 = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \lg k_i}{n-1} = \frac{2,573}{31} = 0,083.$$

3. λ_2 və λ_3 -ün qiymətlərinə görə nomogrammadan istifadə etməklə (şəkil 3.2) paylanmanın parametrləri təyin edilir:

$$C_v = 0,67; \quad C_s/C_v = 2,8.$$

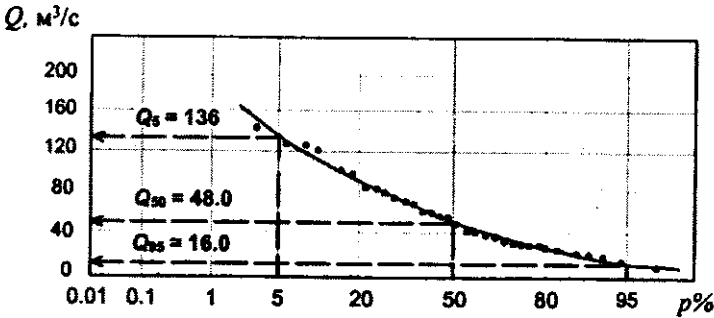
Misal 3.12. Maksimal su sərfələrinin müşahidə sırasına əsasən (cədvəl 3.2) paylanmanın parametrlərini qrafoanalitik üsul ilə qiymətləndirin. Analitik təminat əyrisi kimi III tip Piron əyrisindən istifadə edin.

Həlli: 1. Sıra azalma qaydasında düzülür və $P = \frac{m}{n+1} \cdot 100\%$ düsturuna görə empirik təminat əyrisinin ordinatları hesablanır (cədvəl 3.6).



Şəkil 3.2. Üç parametrlı qamma paylanmanın parametrlərini ən çox həqiqətə bənzər üsul ilə qiymətləndirmək üçün nomogramma

2. Mülayim asimmetriyalı ehtimal damasında empirik təminat əyrisi qurulur (şəkil 3.3).



Şəkil 3.3. Hamarlaşdırılmış empirik təminat əyrisinin dayaq ordınatlarının təyin edilmə sxemi

3. Hamarlaşdırılmış empirik təminat əyrisinin dayaq ordınatları təyin edilir: $Q_5^* = 136$; $Q_{50}^* = 48$; $Q_{95}^* = 16$.

4. Əyrintilik əmsalı hesablanır:

$$S^* = (Q_5 + Q_{95} - 2Q_{50}) / (Q_5 - Q_{95}) = (136 + 16 - 2 \cdot 48) / (136 - 16) = 0,47$$

5. Əyrintilik əmsalına görə xüsusi cədvələ əsasən III tip Pirson əyrisinin üç normalaşdırılmış ordinatı və asimmetriya əmsalı təyin edilir:

$$t_5 = 1,98; t_{50} = -0,26; t_{95} = -1,07; C_s^* = 1,67.$$

6. Aşağıdakı düstura görə orta kvadratik meyletmə hesablanır:

$$\sigma_Q = (Q_5 - Q_{95}) / (t_5 - t_{95}) = (136 - 16) / (1,98 + 1,07) = 39,3.$$

7. Riyazi gözləmənin qiyməti hesablanır:

$$\bar{Q} = Q_{50} - \sigma_Q^* \cdot t_{50} = 48 - 39,3(-0,26) = 58,2.$$

8. Variasiya əmsalının (C_v) qiyməti hesablanır:

$$C_v^* = \sigma_Q^* / \bar{Q} = 39,3 / 58,2 = 0,68.$$

9. Beləliklə verilmiş sıranın əsas parametrləri aşağıdakılardır:

$$\bar{Q} = 58,2; C_v^* = 0,68; C_s^* = 1,67; C_s^* / C_v^* = 2,46.$$

Misal 3.13. Maksimal su sərfələrinin müşahidə sırasına əsasən (cədvəl 3.2) paylanmanın parametrlərini qrafoanalitik üsulla qiymətləndirin. Analitik təminat əyrisi kimi üçparametrlili loqarifmik-normal əyridən istifadə edin.

Həlli: 1-4 bəndlər misal 3.12-nin bəndləri ilə eynidir.

5. Əyrintilik əmsalına əsasən cədvəl 3.9-dan loqarifmik-normal paylanmanın üç normalaşdırılmış dayaq ordinatı və asimmetriya əmsalı təyin edilir: $t_5 = 1,88; t_{50} = -0,26; t_{95} = -1,03; C_s^* = 2,35.$

6. Orta kvadratik meyletmənin qiyməti hesablanır:

$$\sigma_Q^* = (Q_5 - Q_{95}) / (t_5 - t_{95}) = (136 - 16) / (1,88 + 1,03) = 41,2.$$

7. Riyazi gözləmənin qiyməti hesablanır:

$$\bar{Q} = Q_{50} - \sigma_Q^* \cdot t_{50} = 48 - 41,2(-0,26) = 58,7.$$

8. Variasiya əmsalının qiyməti hesablanır:

$$C_v^* = \sigma_Q^* / \bar{Q} = 41,2 / 58,7 = 0,70.$$

Cədvəl 3.9. Əyrintilik və asimmetriya əmsallarının qiymətləri (loqarifmik-normal paylanma üçün)

C_S	S	Normalaşdırılmış ordinatlar t_p			C_S	S	Normalaşdırılmış ordinatlar t_p		
		5%	50%	95%			5%	50%	95%
0	0	1.64	0	-1.64	1.9	0.41	1.89	-0.23	-1.12
0.1	0.03	1.67	-0.02	-1.62	2.0	0.42	1.89	-0.24	-1.10
0.2	0.06	1.70	-0.04	-1.59	2.1	0.44	1.89	-0.24	-1.08
0.3	0.09	1.72	-0.06	-1.56	2.2	0.45	1.89	-0.25	-1.06
0.4	0.11	1.75	-0.07	-1.53	2.3	0.46	1.88	-0.25	-1.04
0.5	0.14	1.77	-0.09	-1.49	2.4	0.48	1.88	-0.26	-1.02
0.6	0.16	1.79	-0.10	-1.46	2.5	0.49	1.88	-0.26	-1.00
0.7	0.19	1.81	-0.11	-1.43	2.6	0.50	1.87	-0.26	-0.99
0.8	0.21	1.82	-0.13	-1.40	2.7	0.51	1.87	-0.27	-0.97
0.9	0.23	1.84	-0.14	-1.37	2.8	0.51	1.86	-0.27	-0.96
1.0	0.25	1.85	-0.15	-1.34	2.9	0.52	1.86	-0.27	-0.95
1.1	0.27	1.86	-0.16	-1.31	3.0	0.53	1.85	-0.28	-0.93
1.2	0.29	1.87	-0.17	-1.29	3.2	0.55	1.84	-0.28	-0.90
1.3	0.31	1.88	-0.18	-1.26	3.4	0.56	1.83	-0.29	-0.88
1.4	0.33	1.88	-0.19	-1.23	3.6	0.57	1.81	-0.29	-0.86
1.5	0.35	1.89	-0.20	-1.21	3.8	0.58	1.80	-0.29	-0.84
1.6	0.37	1.89	-0.21	-1.18	4.0	0.59	1.78	-0.29	-0.82
1.7	0.38	1.89	-0.22	-1.16	4.5	0.62	1.75	-0.30	-0.78
1.8	0.39	1.89	-0.22	-1.14	5.0	0.64	1.71	-0.30	-0.74

9. Beləliklə, verilmiş sıranın əsas parametrləri aşağıdakılardır:

$$\bar{Q} = 58,7; C_v^* = 0,70; C_s^* = 2,35; C_s^*/C_v^* = 3,36 .$$

Əgər, bu parametrlərə görə analitik təminat əyrisinin ordinatlarını hesablamaq tələb olunarsa, onda a parametri hesablanır:

$$a = \frac{Q_5 \cdot Q_{95} - Q_{50}^2}{Q_5 + Q_{95} - 2Q_{50}} = (136 \cdot 16 - 48^2)/(136 + 16 - 2 \cdot 48) = -2,29.$$

Qalan hesablamalar misal 3.4-də olduğu kimi yerinə yetirilir.

Misal 3.14. Maksimal su səflərinin müşahidə sırasına əsasən (cədvəl 3.2) paylanma parametrlərini qrafoanalitik üsulla qiymətləndirin. Analitik təminat əyrisi kimi Kritski-Menkelin

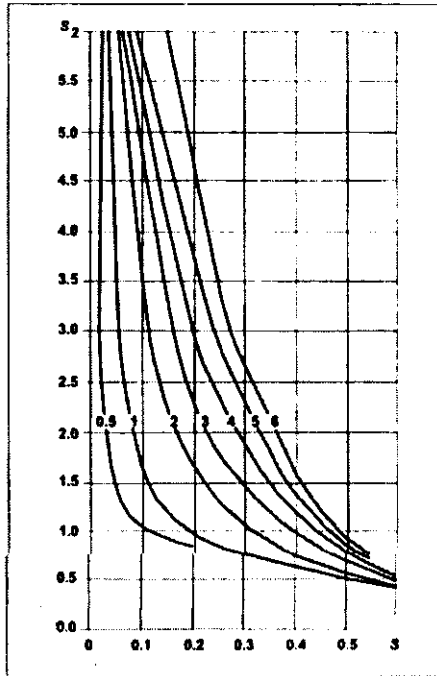
təminat əyrisindən istifadə edin.

Həlli: 1-4-cü bəndlər misal 3.12-nin bəndləri ilə eynidir.

5. S_2 əmsalı təyin edilir:

$$S_2 = 2Q_{50} / (Q_5 - Q_{95}) = 2k_{50} / (k_5 - k_{95}) = (2 \cdot 48) / (136 - 16) = 0,80.$$

6. $S=0,47$ və $S_2=0,80$ qiymətləri üçün nomoqrammaya (şəkil 3.4) əsasən C_s/C_v nisbəti təyin edilir. Bu halda (tama qədər yuvarlaqlaşdırmaqla) $C_s/C_v=3$.



Şəkil 3.4. Kritski-Menkelin təminatlar əyrisi üçün C_s/C_v nisbətinin əyrintilik əmsalı və S_2 parametrisinə görə təyində istifadə olunan nomoqramma

7. Cədvəl 3.10-a əsasən $S=0,47$ və $C_s/C_v=3$ üçün variasiya əmsalı təyin edilir. Bu halda $C_v=0,72$.

Cədvəl 3.10. Əyrintilik əmsalının qiymətlərinin C_v və C_s/C_v nisbətindən asılılığı (Kritski-Menkelin təminat əyrisi üçün)

C_v	C_s/C_v nisbəti						
	0.5	1	2	3	4	5	6
0.1	0.027	0.036	0.055	0.061	0.068	0.091	0.152
0.2	0.030	0.056	0.113	0.163	0.198	0.238	0.270
0.3	0.041	0.084	0.169	0.229	0.286	0.326	0.356
0.4	0.050	0.113	0.226	0.298	0.348	0.378	0.402
0.5	0.074	0.156	0.279	0.357	0.403	0.427	0.443
0.6	0.114	0.206	0.335	0.409	0.450	0.464	0.481
0.7	0.197	0.270	0.390	0.461	0.488	0.489	0.508
0.8		0.358	0.445	0.504	0.527	0.538	0.539
0.9		0.456	0.506	0.546	0.561	0.563	0.571
1.0		0.562	0.565	0.586	0.595		
1.1		0.663	0.618	0.623	0.625		
1.2		0.754	0.667	0.658	0.652		
1.3		0.823	0.715	0.689	0.679		
1.4		0.871	0.760	0.719	0.704		
1.5		0.904	0.796	0.746	0.726		
1.6		0.930	0.823	0.772	0.748		
1.7		0.952	0.856	0.795	0.768		
1.8		0.969	0.882	0.817	0.786		
1.9		0.983	0.902	0.837	0.803		
2.0		0.996	0.920	0.855	0.819		

8. Kritski-Menkelin təminatlar əyrisi cədvəllərinə əsasən $C_s/C_v=3$ və $C_v=0,72$ olduqda k_{50} təyin edilir: $k_{50}=0,815$.

9. Orta qiymət \bar{Q} təyin edilir: $\bar{Q} = Q_{50} / k_{50} = 48,0 / 0,815 = 58,9$ m³/s.

Analitik təminat əyrisinin ordinatlarının hesablanması misal 3.7 –də verilmiş sxemə əsasən aparılır.

Misal 3.15. Maksimal su sərfələrinin müşahidə sırasına əsasən (cədvəl 3.2) paylanmanın parametrlərini qrafiki üsulla qiymətləndirin. Analitik təminat əyrisi kimi Kritski-Menkeli əyrisindən istifadə edin.

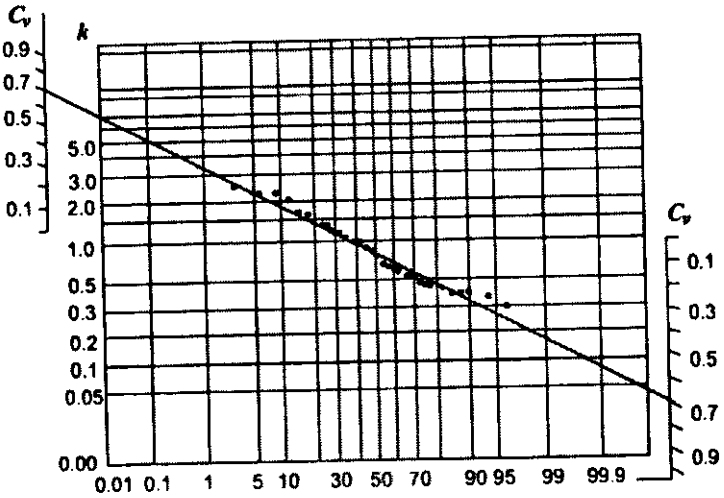
Həlli: 1. Riyazi gözləmənin qiyməti hesablanır: $\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} = \frac{1868}{32} = 58,4$.

2. $k_i = Q_i/\bar{Q}$ düsturuna əsasən modul əmsalları hesablanır.

3. Modul əmsalları sırası azalan qaydada düzülür və $P = \frac{m}{n+1}$ 100% düsturuna əsasən empirik təminat əyrisinin ordinatları hesablanır (cədvəl 3.6).

4. Kritski-Menkel əyrisini düzləndirən xüsusi ehtimal damalarında beş dəfə empirik təminat əyriləri qurulur ($C_s/C_v=1$; 1.5; 2.0; 3.0; 4.0 üçün).

5. Hesablamalar üçün $C_s/C_v=3$ qiymətini qəbul edirik, beləki, bu nisbətdə ehtimal damasında empirik nöqtələr düz xətt boyunca qruplaşır (şəkil 3.5).



6. Nöqtələri ortalaşdıran düz xətt keçirilir və ehtimal damasının künclərindəki şkalalara əsasən variasiya əmsalı təyin edilir $C_v^* = 0,70$.

Beləliklə, verilmiş sıranın əsas parametrləri aşağıdakılardır:

$$\bar{Q} = 58,4; C_v^* = 0,70; (C_s/C_v)^* = 3$$

və müvafiq olaraq $C_s^* = 2,1$.

Misal 3.16. Maksimal su sərfələrindən ibarət sıra üçün (cədvəl 3.2) paylanmanın parametrlərini qiymətləndirin.

Aproksimasiyaladıncı əyri kimi Consonun təminat əyrisindən istifadə edin.

Həlli: 1. $0 \leq a < Q_{min}$ və $Q_{max} < b < M$ ifadəsinə görə təqribi olaraq a və b parametrlərinin mümkün qiymətlər oblastı müəyyən edilir: $0 \leq a < 17,3$; $145 < b < (145 \cdot 5 = 725)$.

2. a parametrinin müxtəlif qiymətləri üçün ($a_0=0, a_1=1, a_2=2, \dots, a_{17}=17$) b parametrinin elə qiymətləri ($b_0, b_1, b_2, \dots, b_{17}$) tapılır ki, $z_i = \ln[(x_i - a)/(b - x_i)]$ qiymətlər sırası üçün seçmə asimetriya əmsalı sıfıra yaxın olsun. Bu cür optimizasiyanın nəticələri cədvəl 3.11-də verilmişdir.

Cədvəl 3.11. Conson paylanması a və b parametrlərinin optimizasiyasının nəticələri

Optimallaşdırılan parametrlər		$C_{s,z}^*$	Optimallaşdırılan parametrlər		$C_{s,z}^*$
a	b		a	b	
0	həlli yoxdu	-	11	490	0,00
5	həlli yoxdu	-	12	365	0,00
10	770	0,00	15	202	0,00

3. Hesabi parametr kimi $a=11$; $b=490$ qəbul edilir. Beləki, bu $b < M$ olduqda a -nın sıfıra ən yaxın qiymətidir.

Qeyd: M kəmiyyəti kifayət qədər ixtiyari təyin olunduğundan, həllin $a=10$; $b=770$ və ya $a=12$; $b=365$ cütünün olması da istisna deyildir. Beləliklə, a və b parametrləri haqda əlavə məlumat olmadığı halda, son həllin seçilməsi həmişə kifayət qədər subyektiv olacaq.

4. Verilmiş sıra $z_i = \ln[(x_i - 11)/(490 - x_i)]$ düsturuna əsasən dəyişdirilir.

5. \bar{z} və σ_z momentlər üsulunun məlum düsturlarına görə təyin edilir: $\bar{z}=-2,54$; $\sigma_z=0,95$. Sonrakı hesablamalar misal 3.8-də verilmiş sxemə əsasən aparılır.

3.3. Parametrlərin intervallar üzrə qiymətləndirilməsi və statistik fərziyələrin yoxlanması

Misal 3.17. Uzunluğu $n=37$ il olan sıranın orta kəmiyyəti və orta kvadratik meylectməsi hesablanmışdır: $\bar{x} = 12,0$; $S_x = 6,00$. Riyazi gözləmə (m_x) üçün 90%-li etibarlılıq intervalının sərhədlərini təyin edin.

Həlli: 1. 90%-li etibarlılıq intervalı üçün $p=0.9$. Beləliklə, $t'_{(1+p)/2} = t'_{95}$.

Styudentin t paylanma cədvəlinə əsasən $v=36$ olduqda, $t'_{95} = 1,69$.

2. Bu qiymət aşağıdakı düsturda yerinə qoyulur:

$$\bar{x} - \frac{t'_{(1+p)/2} S_x}{\sqrt{n}} \leq m_x < \bar{x} + \frac{t'_{(1+p)/2} S_x}{\sqrt{n}}$$

$$12 - (1,69 \cdot 6,00)/\sqrt{36} \leq m_x < 12 + (1,69 \cdot 6,00)/\sqrt{36}$$

3. Nəticədə, m_x üçün 90%-li etibarlılıq intervalı $10,31 \leq m_x < 13,69$ olacaq. Bu o deməkdir ki, 90% ehtimalla m_x -in qiyməti $10,31 - 13,69$ intervalındadır.

Misal 3.18. Uzunluğu $n=26$ il olan sıraya əsasən müəyyən olunub ki, dispersiya $D^*=147$. Dispersiya (D) üçün 95%-li etibarlılıq intervalının sərhədlərini təyin edin.

Həlli: 95%-li etibarlılıq intervalı üçün $p=0.95$. Beləliklə, $\chi^2_{(1+p)/2} = \chi^2_{97,5}$; $\chi^2_{(1-p)/2} = \chi^2_{2,5}$.

χ^2 paylanmasının cədvəlinə əsasən $v=n-1=25$ olduqda, $\chi^2_{97,5} = 40,65$ və $\chi^2_{2,5} = 13,12$ alınır.

2. Bu qiymətlər aşağıdakı düsturda yerinə qoyulur:

$$\frac{(n-1)S_x^2}{\chi^2_{(1+p)/2}} < D \leq \frac{(n-1)S_x^2}{\chi^2_{(1-p)/2}}$$

$$(25 \cdot 147)/40,65 < D \leq (25 \cdot 147)/13,2. \text{ Son nəticədə: } 90,4 < D \leq 280.$$

Bu o deməkdir ki, 95% ehtimalla dispersiyanın qiyməti $90,4 - 280$ intervalındadır.

Misal 3.19. Dispersiya (D) üçün 90%-li etibarlılıq intervalının sərhədlərini təyin edin: $n=54$; $D^*=312$.

Həlli: 1. $p=0.90$ olduqda, $\chi_{(1+p)/2}^2 = \chi_{95}^2$ və $\chi_{(1-p)/2}^2 = \chi_5^2$. Baxılan sıra üçün sərbəstlik dərəcəsi $\nu=n-1=53$ alınır. Bu ədəd 30-dan böyük olduğu üçün aşağıdakı düsturdan istifadə olunur:

$$\chi_p^2(\nu) \approx \nu \left[1 - 2/(9\nu) + t'_p \sqrt{2/(9\nu)} \right]^3.$$

$$\chi_p^2 \approx 53 \left[1 - 2/(9 \cdot 53) + t'_p \sqrt{2/(9 \cdot 53)} \right]^3.$$

2. Normal paylanmanın kvantillərinin qiymətləri cədvəl 3.1-ə əsasən təyin edilir: $t'_{95} = 1,64$; $t'_5 = -1,64$. Bunları yuxarıdakı düsturda yerinə qoymaqla $\chi_{95}^2 = 70,9$ və $\chi_5^2 = 37,3$ alınır.

3. Bu qiymətlər aşağıdakı düsturda yerinə qoyulur:

$$\frac{(n-1)S_x^2}{\chi_{(1+p)/2}^2} < D \leq \frac{(n-1)S_x^2}{\chi_{(1-p)/2}^2}.$$

$$(53 \cdot 312)/70,9 < D \leq (53 \cdot 312)/37,3; 233 < D \leq 443.$$

Misal 3.20. Uzunluğu 43 il olan su sərfələri sırasının orta qiymətə görə birincisliyini əhəmiyyətlik səviyyəsi $2\alpha=10\%$ olduqda yoxlayın.

Həlli: 1. Çay axımına antropogen amillərin təsiri haqqında məlumat olmadığına görə, sıra təxmini olaraq iki bərabər hissəyə bölünür: $m = 22$, $n = 21$.

2. Sıranın birinci yarısı üçün seçmə orta və orta kvadratik meyletmə təyin edilir:

$$\bar{x} = 20,4; S_x = 9,50.$$

3. Sıranın ikinci yarısı üçün seçmə orta və orta kvadratik meyletmə təyin edilir:

$$\bar{y} = 32,7; S_y = 11,4.$$

4. Aşağıdakı düstura əsasən ümumi dispersiya və orta kvadratik meyletmə hesablanır:

$$S = \sqrt{\frac{(m-1)S_x^2 + (n-1)S_y^2}{m+n-2}}.$$

$$S^2 = [(22 - 1)(9,50)^2 + (21 - 1)(11,4)^2]/(22 + 21 - 2) \\ = 109,6;$$

$$S = \sqrt{109,6} = 10,5.$$

5. Onda, t statistikasının seçmə qiyməti aşağıdakı kimi hesablanır:

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{y}}{S} \sqrt{\frac{mn}{m+n}}.$$

$$t^* = [(20,4 - 32,7)/10,5] \sqrt{(22 \cdot 21)/(22 + 21)} = -3,84.$$

6. Xüsusi cədvələ əsasən əhəmiyyətlik səviyyəsi $2\alpha=10\%$ və sərbəstlik dərəcəsi $\nu=43-2=41$ olduqda t -nin nəzəri qiyməti tapılır: $t_{1-\alpha}=1,68$

Beləliklə, t^* üçün etibarlılıq intervalı $[-1,68; +1,68]$ arasındadır. Deməli, t^* -nin qiyməti etibarlılıq intervalının həddlərindən kənara çıxır, yəni, böhran oblasta düşür. Bu səbəbdən $2\alpha=10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində sıranın orta qiymətə görə bircinsliyi haqda fərziyyə təkzib olunur.

Misal 3.21. Uzunluğu 43 il olan su sərfləri sırasının dispersiyaya görə bircinsliyini $2\alpha=10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində yoxlayın.

Həlli: 1. Sıra təxmini olaraq iki bərabər hissəyə bölünür: $m = 22, n = 21$.

2. Sıranın birinci hissəsi üçün seçmə dispersiya tapılır: $S_m^2 = 370$.

3. Sıranın ikinci hissəsi üçün seçmə dispersiya tapılır: $S_n^2 = 442$.

4. $F^* = S_n^2/S_m^2$ düsturuna əsasən F statistikasının empirik qiyməti hesablanır: $S_n > S_m$ olduğundan, $F^* = 442/370 = 1,19$.

5. F -paylanmanın cədvəlinə əsasən $2\alpha=10\%$ üçün $\nu_1 = n - 1 = 20$ və $\nu_2 = m - 1 = 21$ olduqda Fişer meyarının nəzəri qiyməti təyin edilir: $F_{1-\alpha} = F_{95} = 2,09$. $F^* < F_{1-\alpha}$ olduğundan, sıranın dispersiyaya görə bircinsliyi haqda fərziyyə təkzib olunmur.

Misal 3.22. Uzunluğu $N=17$ il olan maksimal su sərfələri sırasının (cədvəl 3.12, sütun 3) Uilkokson-Mann-Uitni meyarından istifadə etməklə $2\alpha=10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində orta kəmiyyətə görə bircinsliyini yoxlayın.

Cədvəl 3.12. Maksimal su sərfələri sırası üçün ranq cəmlərinin hesablanması (Uilkokson-Mann-Uitni meyarına görə)

Artan qaydada düzülən sıra	Ranq	İlkin sıra	Ranq	Artan qaydada düzülən sıra	Ranq	İlkin sıra	Ranq
1	2	3	4	1	2	3	4
11.5	1	53.4	6	67.4	9	38.4	4
27.0	2	99.2	14	69.0	10	67.4	9
30.5	3	27.0	2	78.0	11	162	17
38.4	4	11.5	1	91.6	12	64.0	8
49.6	5	95.6	13	95.6	13	30.5	3
53.4	6	49.6	5	99.2	14	122	15
60.0	7	69.0	10	122	15	137	16
64.0	8	78.0	11	137	16	91.6	12
				162	17	60.0	7
Cəm	62	Cəm	91				

Həlli: 1. Sıra artan qaydada düzülür və yeni sıranın hər bir həddinin qarşısında müvafiq sıra nömrəsi-ranq yazılır (cədvəl 3.12, sütunlar 1,2).

2. İlkin sıranın hər bir həddinin qarşısında, onun artan sıradakı ranqı yazılır (cədvəl 3.12, sütun 4).

3. İlkin sıra iki hissəyə bölünür $m=8$ və $n=9$ və hər bir hissə üçün ranq cəmi ω_1 və ω_2 tapılır: $\omega_1=62$; $\omega_2=91$. Bunların cəmi $\omega_1 + \omega_2 = 62 + 91 = 153$ edir.

4. Hesablamaların düzgünlüyü aşağıdakı düstura görə yoxlanılır:

$$\omega_1 + \omega_2 = N(N+1) / 2 = 17(17+1) / 2 = 153.$$

5. Müvafiq düsturlara görə U_m və U_n hesablanır:

$$U_m = m \cdot n + m(m+1)/2 - \omega_1 = 8 \cdot 9 + 8 \cdot (8+1)/2 - 62 = 46;$$

$$U_n = m \cdot n + n(n+1)/2 - \omega_2 = 8 \cdot 9 + 9 \cdot (9+1)/2 - 91 = 26.$$

6. Hesablamaların düzgünlüyü aşağıdakı düstura görə yoxlanılır: $U_m + U_n = mn$; $U_m + U_n = 46 + 26 = 72$; $mn = 72$.

7. $U_n < U_m$ olduğundan, U^* kimi $U^* = U_n = 26$ qəbul edilir.

8. Müvafiq düsturlara görə riyazi gözləmə (m_U) və orta kvadratik meylətmə (σ_U) hesablanır: $m_U = mn/2 = 72/2 = 36$;

$$\sigma_U = \sqrt{mn(m+n+1)/12} = \sqrt{8 \cdot 9(8+9+1)/12} = 10,4.$$

9. $m \geq 8$ və $n \geq 8$ şərti ödənildiyindən, cədvəl 3.1-ə əsasən $2\alpha = 10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində standart normal paylanmanın ordinatı təyin edilir: $t_{1-\alpha} = t_{0,5} = 1,64$.

10. Aşağıdakı düsturu nəzərə almaqla U statistikasını üçün etibarlılıq intervalı təyin edilir:

$$m_U - t_{1-\alpha} \cdot \sigma_U \leq U < m_U + t_{1-\alpha} \cdot \sigma_U$$

$(36 - 1,64 \cdot 10,4) \leq U < (36 + 1,64 \cdot 10,4)$; tama qədər yuvarlaqlaşdırmaqla $19 \leq U < 53$ alınır.

11. $U^* = 26$ olduğundan, yəni, U statistikasının empirik qiyməti etibarlılıq intervalına düşdüyündən, sıranın orta kəmiyyətə görə birincisliyi haqqında fərziyyə $2\alpha = 10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində təkzib edilmir.

Misal 3.23. Uzunluğu $N=17$ il olan su sərfələri sırasının (cədvəl 3.13, sütun 3) Zigel-Tyuki meyarının istifadəsi ilə $2\alpha = 10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində dispersiyaya görə birincisliyini yoxlayın.

Həlli: 1. Sıra artan qaydada düzülür və yeni sıranın hər bir həddinin qarşısında Zigel-Tyuki meyarına uyğun rəng yazılır (bax cədvəl 3.13, sütun 1,2).

Qeyd: Zigel-Tyuki meyarına görə rənglər aşağıdakı kimi müəyyən olunur: 1-ci rəng-sıranın ən kiçik həddi; 2-ci və 3-cü rənglər- sıranın ən böyük və ona ən yaxın hədlər; 4-cü və 5-ci rənglər- növbəti ən kiçik hədlər; 6-cı və 7-ci rənglər-növbəti ən böyük hədlər və s.

2. İlk sıranın hər bir həddinin qarşısında onun artan sıradakı rəngi yazılır (cədvəl 3.13, sütun 4).

3. İlk sıra iki hissəyə bölünür. Birinci hissənin uzunluğu $m=8$ -dir. İkinci hissənin uzunluğu da $n=9-1=8$ -dir, çünki,

birleşmiş sıranın hədlərinin ümumi sayı təkdir. Bu səbəbdən 67,4 qiyməti (sıranın orta, 9-cu həddi) ümumi sıradan çıxarılır və ranq almır.

Qeyd: biz burada $m > 9$ və $n > 9$ şərtindən bir az yayındıq.

Cədvəl 3.13. Maksimal su sərfəli sırası üçün ranq cəmlərin hesablanması
(Zigel-Tyuki meyarına görə)

Artan qaydada düzülən sıra	Ranq	İlkin sıra	Ranq	Artan qaydada düzülən sıra	Ranq	İlkin sıra	Ranq
1	2	3	4	1	2	3	4
11.5	1	53.4	12	67.4	-	38.4	8
27.0	4	99.2	7	69.0	15	67.4	-
30.5	5	27.0	4	78.0	14	162	2
38.4	8	11.5	1	91.6	11	64.0	16
49.6	9	95.6	10	95.6	10	30.5	5
53.4	12	49.6	9	99.2	7	122	6
60.0	13	69.0	15	122	6	137	3
64.0	16	78.0	14	137	3	91.6	11
				162	2	60.0	13
Cəm			72	Cəm			64

4. Sıranın hər bir hissəsi üçün ranqların cəmi tapılır: $R_1=72$ və $R_2=64$.

5. Aşağıdakı düstura görə ranqların hesablanmasının düzgünlüyü yoxlanılır:

$$R_1 + R_2 = (m+n)(m+n+1)/2$$

$$R_1 + R_2 = 72 + 64 = 136; (m+n)(m+n+1)/2 = (8+8)$$

$$(8+8+1)/2 = 136.$$

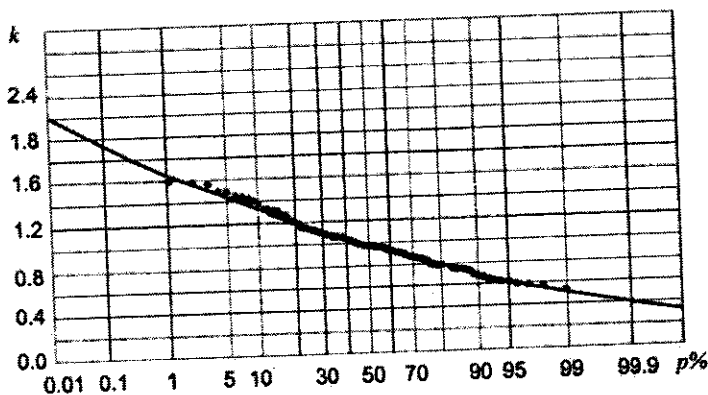
6. Aşağıdakı düstura görə Z^* statistikasını hesablarır:

$$Z^* = \frac{2R_1 - m(m+n+1) + 1}{\sqrt{m(m+n+1)(n/3)}} = \frac{2 \cdot 72 - 8(8+8+1) + 1}{\sqrt{8(8+8+1)(8/3)}} = \frac{9,0}{19,0} = 0,47.$$

7. Cədvəl 3.1-ə əsasən $2\alpha=10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində standart normal paylanmanın ordinatı tapılır: $t_{1-\alpha} = t_{95} = 1,64$ və sonra Z üçün etibarlılıq intervalı təyin edilir: $-1,64 \leq Z < +1,64$.

8. $Z^*=0,47$ olduğundan, yəni, Z statistikasının empirik qiyməti etibarlılıq intervalına düşdüyündən, sıranın dispersiyaya görə bircinsliyi haqqında fərziyyə $2\alpha=10\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində təkzib edilmir.

Misal 3.24. Şəkil 3.6-da orta illik su sərfələrinin empirik təminat əyrisi ($n=98$ il) və Kritski-Menkelin parametrləri $\bar{Q}=19,5$ m³/s, $C_v=0,25$, $C_s/C_v=2$ olan üçparametrlı qamma paylanmasının analitik əyrisi göstərilmişdir. χ^2 (Pirson) meyarına görə $2\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində empirik və analitik əyrilərin uyğunluq dərəcəsini qiymətləndirin.



Şəkil 3.6. Orta illik su sərfələri üçün empirik və analitik təminat əyriləri

Həlli: 1. Bu tapşırığın həlli üçün qrafikin təminat oxu 10 bərabər intervala bölünür: $k \approx 5 \lg(n) \approx 10$.

2. İntervalların sərhədlərində analitik təminat əyrisinin ordinatlarının qiymətləri tapılır. Paylanma funksiyası yuxarıdan məhdudlanmadığından, birinci interval üçün (0 – 10%) yuxarı sərhəd sonsuzluğa bərabər olacaq. İkinci interval üçün (10 – 20%) yuxarı sərhəd birinci intervalın aşağı sərhəddinə bərabərdir və s.; axırıncı interval üçün aşağı sərhəd sıfıra bərabərdir, belə ki, paylanma funksiyasının aşağı sərhəddi sıfırdır (cədvəl 3.14).

Cədvəl 3.14. χ^2 meyarının hesablanması üçün ilkin məlumatlar

İnterval k	Təminat, %	İntervalların sərhədləri	Su sərfələrinin intervala düşmə hallarının sayı m_i^*	$(m_i^*)^2$
1	0 – 10	$\infty-1,33$	11	121
2	10 – 20	1,33 – 1,20	8	64
3	20 – 30	1,20 – 1,11	10	100
4	30 – 40	1,11 – 1,05	8	64
5	40 – 50	1,05 – 0,98	13	169
6	50 – 60	0,98 – 0,92	11	121
7	60 – 70	0,92 – 0,85	10	100
8	70 – 80	0,85 – 0,79	6	36
9	80 – 90	0,79 – 0,70	11	121
10	90 – 100	0,70 – 0,00	10	100
			Cəm	996

3. Hər bir interval üçün su sərfələrinin müvafiq intervala düşmə hallarının sayı (m_i^*) hesablanır, (cədvəl 3.14). Əgər sərfin qiyməti intervalın sərhəddinə düşürsə, onu yuxarı intervala aid etmək lazımdır. m_i^* -nin qiymətləri cədvəl 3.14-ün 4-cü sütununa yazılır.

4. Su sərfələrinin hər bir intervala düşmə hallarının nəzəri sayı $m=n / k$ ifadəsinə görə təyin edilir və $m=98 / 10=9,8$. Cədvəl 3.14-ün 4-cü sütununda verilmiş empirik məlumatlar nəzəri qiymətdən (9,8) fərqlənir. Bu fərqlər ya seçmə tezliklərin təsadüfi tərəddüdü, ya da empirik və analitik təminat əyrilərinin uyğunsuzluğu ilə əlaqədardır.

5. Aşağıdakı düsturdan istifadə etməklə χ^2 -nin empirik qiyməti hesablanır:

$$(\chi^2)^* = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^{10} (m_i^*)^2 - n = \frac{1}{9,8} 996 - 98 = 3,63.$$

6. Xüsusi cədvələ əsasən, sərbəstlik dərəcəsi $\nu=k - r - 1=10 - 3 - 1=6$ və əhəmiyyətlik səviyyəsi $2\alpha=5\%$ olduqda χ^2 -nin nəzəri qiyməti tapılır. Bu halda $\chi_{95}^2 = 12,6$.

7. $(\chi^2)^* < \chi_{95}^2$ olduğundan, belə bir nəticəyə gəlmək olar ki,

empirik və analitik təminat əyrilərinin uyğunluğu haqda fərziyyə $2\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində təkzib olunmur.

Misal 3.25. İlk məlumatlar misal 3.24-də olduğu kimidir. Kolmoqorov meyarına görə $\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində empirik və Kritski-Menkelin analitik əyrisinin (şəkil 3.6) uyğunluq dərəcəsini qiymətləndirin.

Həlli: Verilmiş sıranın 98 su sərfinin hər biri üçün empirik və nəzəri təminatlar arasındakı fərqin mütləq qiyməti hesablanır. Belə hesablamaların fraqmenti cədvəl 3.15-də verilmişdir.

Cədvəl 3.15. Empirik və nəzəri təminatlar arasındakı fərqin hesablanması

No	k_i	$P^* \%$	$P \%$	$ P^* - P $
...
40	1.03	40.40	42.14	1.74
41	1.02	41.41	43.72	2.31
42	1.01	42.42	45.22	2.80
43	1.00	43.43	46.70	3.27
44	0.99	44.44	48.19	3.75
45	0.99	45.45	48.19	2.74
46	0.98	46.46	49.68	3.22
47	0.98	47.47	49.68	2.21
48	0.98	48.48	49.68	1.20
49	0.98	49.49	49.68	0.19
...

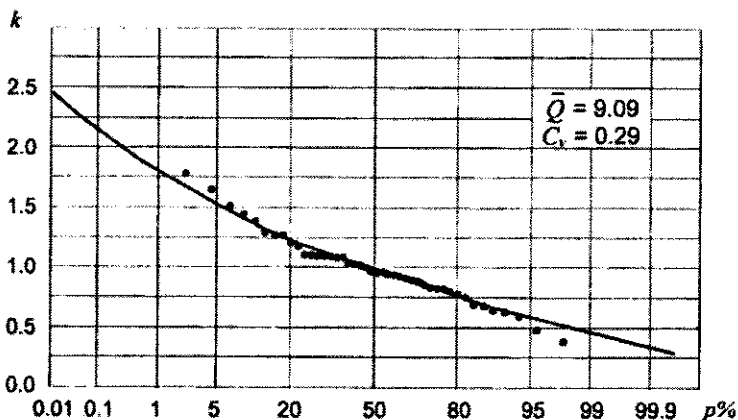
2. Cədvəldən görüldüyü kimi, P^* və P arasında ən böyük fərq 3,75%-dir və ya vahidin hissəsi kimi ifadə edildikdə $\Delta=0,0375$ olur.

3. Kolmoqorov statistikasının empirik qiyməti hesablanır:
 $\lambda^* = \Delta\sqrt{n} = 0,0375\sqrt{98} = 0,367$.

4. Xüsusi cədvələ əsasən Kolmoqorovun təminat funksiyasının ordinatı təyin edilir: $P(\lambda^*)=0,999$.

5. Beləliklə, $P(\lambda^*)$ qəbul olunmuş əhəmiyyətlik səviyyəsindən ($\alpha=5\%$ və ya 0,05) olduqca çoxdur: $0,999 \gg 0,05$. Buna görə də empirik nöqtələrin Kritski-Menkel analitik əyrisinə uyğunluğu haqda fərziyyə təkzib olunmur.

Misal 3.26. 1945-1988-ci illər ($n=44$) üçün orta illik su sərfələrinin müşahidə sırasının parametrləri momentlər üsulu ilə qiymətləndirilmişdir: $\bar{Q}=9,09$; $C_v^*=0,29$; $C_s/C_v=2$. $n\omega^2$ meyarının köməyi ilə $2\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində empirik məlumatların üçparametrlı Kritski-Menkel qamma-paylanmasının analitik əyrisi (şəkil 3.7) ilə uyğunluq dərəcəsini qiymətləndirin.



Şəkil 3.7. Orta illik su sərfələri üçün empirik və analitik təminat əyriləri

Həlli: 1. Cədvəl 3.16-da sıranın bütün hədləri üçün empirik p^* və nəzəri p təminatlar arasındakı fərqlərin Δp kvadratlarının hesablanması nəticələri verilmişdir.

2. $[(n+1)\omega^2]^*$ statistikasının empirik qiyməti aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$(n+1)\omega^2 = \sum_{i=1}^n \left[P(x) - \frac{m}{n+1} \right]^2 + \frac{n}{12(n+1)^2}$$

Bu empirik statistikanın qiyməti 0,04468-ə bərabərdir. Alınan bu qiymət $\alpha=5\%$ üçün nəzəri qiymət (xüsusi cədvələ görə) $(n\omega^2)_{5\%}=0,461$ ilə müqayisə olunur.

3. $[(n+1)\omega^2]^* \ll (n\omega^2)_{5\%}$ olduğundan, empirik məlumatların Kritski-Menkelin analitik təminat əyrisi ilə uyğunluğu haqda fərziyyə təkzib olunmur.

Cədvəl 3.16. Empirik p^* və nəzəri p təminatlar arasındakı fərqlərin Δp kvadratlarının hesablanması; $(\Delta p)^2$ -nin qiymətləri vahidin hissələri kimi verilmişdir, yəni $(\Delta p)^2 = [(p^* - p) / 100]^2$

№	k_i	$p^* \%$	$p \%$	$(\Delta p)^2$
1	1.78	2.22	1.73	0.00002
2	1.65	4.44	2.91	0.00023
3	1.51	6.67	6.07	0.00004
...
20	1.02	44.44	43.75	0.00005
21	1.00	46.67	46.25	0.00002
22	0.97	48.89	50.00	0.00012
...
42	0.60	93.33	92.48	0.00007
43	0.49	95.56	97.75	0.00048
44	0.38	97.78	99.60	0.00033
Cəm				0.04287

Misal 3.27. 1946-1984-cü illəri əhatə edən dövr üçün ($n=39$ il) maksimal su sərfələri sırasının ehtimal strukturunun *seriyaların ümumi sayı meyarının* köməyi ilə təsadüfi kəmiyyət modelinə uyğunluğu haqda fərziyyəni yoxlayın ($2\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində).

Həlli: 1. Sıranın orta qiyməti hesablanır: $\bar{Q}_{max}=57,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Qiyməti $57,3 \text{ m}^3/\text{s}$ -dən böyük olan su sərfələrinə a , kiçik olanlara isə b indeksi verilir (cədvəl 3.17).

2. Cədvəl 3.17-nin məlumatlarına əsasən a və b elementlərindən ibarət seriyaların sayı hesablanır (onların uzunluqlarından (i) asılı olmayaraq). Bu halda $r_a=12$, $r_b=11$. Beləliklə, verilmiş sırada seriyaların ümumi sayı 23-ə bərabərdir ($R=23$).

3. Aşağıdakı düsturlara görə: $m_R = \frac{n+1}{2} = \frac{39+1}{2} = 20$ və $\sigma_R = \frac{\sqrt{n-1}}{2} = \frac{\sqrt{39-1}}{2} = 3,08$. Cədvəl 3.1-ə əsasən $2\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsinə uyğun olan standart normal paylanmanın kvantili təyin edilir: $t'_{1-\alpha} = t'_{97,5} = 1,96$.

Cədvəl 3.17. 1946-1984-cü illəri əhatə edən dövrün maksimal su sərfələri sırası üçün seriyaların ümumi sayının hesablanması

İl	Q_3 , m ³ /s	İndeks	İllərin sayı, <i>i</i>	İl	Q_3 , m ³ /s	İndeks	İllərin sayı, <i>i</i>
1946	66.0	a	1	1966	79.0	a	1
1947	46.1	b	1	1967	36.4	b	1
1948	61.1	a	1	1968	64.0	a	2
1949	40.1	b	2	1969	54.1	a	
1950	26.5	b		1	1970	33.0	b
1951	72.7	a	1	1971	50.4	a	1
1952	35.5	b	3	1972	29.4	b	4
1953	34.1	b		1973	19.4	b	
1954	18.0	b		1974	26.6	b	
1955	79.6	a	1975	23.6	b		
1956	68.3	a	3	1976	72.7	a	1
1957	68.7	a		1977	39.9	b	5
1958	45.1	b	1	1978	32.5	b	
1959	77.4	a	2	1979	29.4	b	
1960	81.5	a		1980	32.5	b	
1961	29.6	b	1	1981	35.7	b	3
1962	70.2	a	1	1982	58.2	a	
1963	40.8	b	1	1983	67.5	a	
1964	84.6	a	1	1984	67.4	a	
1965	49.4	b	1				

4. Alınmış bu qiymət aşağıdakı düsturda yerinə qoyulur:

$$m_R - t_{1-\alpha} \cdot \sigma_R \leq R < m_R + t_{1-\alpha} \cdot \sigma_R$$

R üçün etibarlılıq intervalı hesablanır: $14 \leq R < 26$

5. Müşahidə sırası üçün alınmış seriyaların ümumi sayı ($R^* = 23$) etibarlılıq intervalına düşdüyündən, bu nəticəyə gəlmək olar ki, sıranın təsadüfliyi haqda fərziyyə təkzib olunmur.

Misal 3.28. Misal 3.27-nin məlumatlarına əsasən K seriyalarının maksimal uzunluğu meyarına görə hidroloji sıranın ehtimal strukturunun təsadüfi kəmiyyət modelinə uyğunluğu haqda fərziyyəni yoxlayın ($2\alpha = 5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində).

Həlli: 1. Cədvəl 3.17-dən görüldüyü kimi, maksimal uzunluğa b elementlərindən ibarət və 1977-1981-ci illəri əhatə edən seriya malikdir, yəni $K=5$.

2. Aşağıdakı düstura əsasən K_α hesablanır:

$$K_\alpha = \frac{\lg \left[-\frac{n}{\ln(1-\alpha)} \right]}{\lg 2} - 1 = 8,6.$$

3. $K^* < K_\alpha$ olduğundan, verilmiş əhəmiyyətlik səviyyəsində sıranın təsadüfiliyi haqda fərziyyə təkzib olunmur.

Misal 3.29. 1946-1984-cü illəri əhatə edən dövr üçün ($n=39$ il) maksimal su sərfələrindən ibarət sıranın $2\alpha=5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində artma və azalma seriyalarının sayı meyarına görə təsadüfiliyi haqda fərziyyəni yoxlayın.

Həlli: 1. Cədvəl 3.18-də müşahidə sırası verilmişdir və sütun 3-də “+” və “-” indeksləri ilə artma və azalma işarə olunmuşdur.

Cədvəl 3.18. Maksimal su sərfələri sırasında artma “+”, azalma“-” və ekstremumların “e” sayının hesablanması (1946-1984-cü illər)

İl	$Q, m^3/s$	+/-	e	İl	$Q, m^3/s$	+/-	e
1	2	3	4	1	2	3	4
1946	66.0			1966	79.0	+	e
1947	46.1	-	e	1967	36.4	-	e
1948	61.1	+	e	1968	64.0	+	e
1949	40.1	-		1969	54.1	-	
1950	26.5	-	e	1970	33.0	-	e
1951	72.7	+	e	1971	50.4	+	e
1952	35.5	-		1972	29.4	-	
1953	34.1	-		1973	19.4	-	e
1954	18.0	-	e	1974	26.6	+	e
1955	79.6	+	e	1975	23.6	-	e
1956	68.3	-	e	1976	72.7	+	e
1957	68.7	+	e	1977	39.9	-	
1958	45.1	-	e	1978	32.5	-	
1959	77.4	+		1979	29.4	-	e
1960	81.5	+	e	1980	32.5	+	
1961	29.6	-	e	1981	35.7	+	
1962	70.2	+	e	1982	58.2	+	
1963	40.8	-	e	1983	67.5	+	e
1964	84.6	+	e	1984	67.4	-	
1965	49.4	-	e				

2. Cədvəl 3.18-dən görünür ki, verilmiş sırada artma seriyalarının sayı $k_+^* = 17$, azalmaların sayı isə $k_-^* = 21$ -dir.

3. Aşağıdakı düsturlara əsasən artma və azalma seriyalarının sayının riyazi gözləməsi və dispersiyası hesablanır: $m_+ = m_- = n/2 = 39/2 = 19,5$; $D_+ = D_- = (n+1)/12 = (39+1)/12 = 3,33$ və $\sigma_+ = \sigma_- = \sqrt{D} = \sqrt{3,33} = 1,82$.

4. Cədvəl 3.1-ə əsasən $2\alpha = 5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsinə uyğun olan normalaşdırılmış normal paylanmanın kvantili təyin edilir: $t'_{1-\alpha} = t'_{97,5} = 1,96$.

5. Alınmış bu qiymət aşağıdakı düsturda yerinə qoyulur və k üçün etibarlılıq intervalı hesablanır:

$$m - t_{1-\alpha} \sqrt{D} \leq k < m + t_{1-\alpha} \sqrt{D} \text{ və } 16 \leq k < 23.$$

6. Sıraya əsasən hesablanmış k_+^* və k_-^* etibarlılıq intervalına düşdüyündən, yoxlanılan fərziyyə təkzib olunmur.

Misal 3.30. Misal 3.29-un məlumatlarına əsasən *ekstremumların sayı meyarına* görə sıranın təsadüfliyi haqda fərziyyəni yoxlayın ($2\alpha = 5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsində).

Həlli: 1. Cədvəl 3.18-dən görüldüyü kimi, verilmiş sıra üçün ekstremumların sayı 26-ya bərabərdir ($k_e^* = 26$).

2. Aşağıdakı düsturlara əsasən riyazi gözləmə (m_e) və dispersiyanın (D_e) qiymətləri hesablanır: $m_e = \frac{2n}{3} = \frac{39 \cdot 2}{3} = 26$; $D_e = \frac{16n-29}{90} = 6,6$ və $\sigma_e = \sqrt{D_e} = \sqrt{6,6} = 2,57$.

3. Cədvəl 2.1-ə əsasən $2\alpha = 5\%$ əhəmiyyətlik səviyyəsinə uyğun olan normalaşdırılmış normal paylanmanın kvantili təyin edilir: $t_{1-\alpha} = t_{97,5} = 1,96$.

4. Ekstremumların sayı üçün etibarlılıq intervalı hesablanır: $m_e - \sigma_e t_{1-\alpha} < k_e < m_e + \sigma_e t_{1-\alpha}$ və $21 \leq k_e < 31$.

5. $k_e^* = 26$ olduğundan və bu qiymət etibarlılıq intervalına düşdüyündən, sıfırıncı fərziyyə (sıranın təsadüfliyi) inkar olunmur.

3.4. Hidroloji dəyişənlər arasındakı əlaqələrin statistik analizi

Misal 3.31. Minimal 30-sutkalıq (y) və sutkalıq (x) su sərfələri haqda məlumatlara (cədvəl 3.19) əsasən xətti reqressiya tənliyinin parametrlərini hesablayın.

Həlli: 1. Hesablamalar köməkçi cədvəl 3.19-dan istifadə etməklə yerinə yetirilir.

Cədvəl 3.19. İkidəyişənli xətti reqressiya tənliyinin parametrlərini hesablamaq üçün köməkçi cədvəl

No	x_i	y_i	$\Delta x = (x_i - \bar{x})$	$\Delta y = (y_i - \bar{y})$	$(\Delta x)^2$	$(\Delta y)^2$	$\Delta x \Delta y$	$\Delta x + \Delta y$	$(\Delta x + \Delta y)^2$
1	8.53	9.53	-7.43	-7.36	55.20	54.17	54.68	-14.79	218.74
2	10.5	11.0	-5.46	-5.85	29.81	34.22	31.94	-11.31	127.92
3	17.0	17.6	1.04	0.71	1.08	0.50	0.74	1.75	3.06
4	16.1	17.9	0.14	1.01	0.02	1.02	0.14	1.15	1.32
5	26.0	27.9	10.04	11.01	100.8	121.2	110.5	21.05	443.10
6	13.4	14.4	-2.56	-2.45	6.55	6.00	6.27	-5.01	25.10
7	15.3	16.0	-0.66	-0.89	0.44	0.79	0.59	-1.55	2.44
8	13.0	14.0	-2.96	-2.89	8.76	8.35	8.55	-5.85	34.22
9	14.6	15.4	-1.36	-1.49	1.85	2.22	2.03	-2.85	8.12
10	12.9	13.3	-3.06	-3.59	9.36	12.89	10.99	-6.65	44.22
11	11.4	12.3	-4.56	-4.59	20.79	21.07	20.93	-9.15	83.72
12	29.7	30.3	13.74	13.41	188.8	179.8	184.2	27.15	737.12
13	19.0	19.0	3.04	3.01	9.24	9.06	9.15	6.05	36.60
Cəm	207.5	219.5	0.0	0.0	423.7	451.3	440.8	0.0	1765.6
Orta	15.96	16.89							

Nəzarət üçün hesablama: $\sum(\Delta x)^2 + \sum(\Delta y)^2 + 2\sum \Delta x \Delta y = \sum(\Delta x + \Delta y)^2 \rightarrow 432,7 + 451,3 + 2 \cdot 440,8 = 1765,6 \rightarrow 1765,6 = 1765,6$.

2. Cədvəl 3.19-dan istifadə etməklə xətti reqressiya tənliyinin parametrləri hesablanır:

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n x_i / n = 15,96, \quad \bar{y} = \sum_{i=1}^n y_i / n = 16,89;$$

$$\sigma_x^* = \sqrt{\frac{\sum(\Delta x)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{427,7}{12}} = 6,00;$$

$$\sigma_y^* = \sqrt{\frac{\sum(\Delta y)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{451,3}{12}} = 6,13;$$

$$r = \frac{\sum \Delta x \Delta y}{\sqrt{\sum(\Delta x)^2 \sum(\Delta y)^2}} = \frac{440,8}{\sqrt{432,7 \cdot 451,3}} = 0,997;$$

$$a_{y/x} = r \frac{\sigma_y^*}{\sigma_x^*} = 0,997 \frac{6,13}{6,00} = 1,02;$$

$$b_{y/x} = \bar{y} - a\bar{x} = 16,89 - 1,02 \cdot 15,96 = 0,61;$$

$$y(x) = 1,02x + 0,61.$$

Misal 3.32. İki dəyişən kəmiyyət arasında xətti reqressiyanın korrelyasiya əmsalı ($r^* = 0,82$), korrelyasiya əmsalının orta kvadratik meyletməsi ($\sigma_r^* = 0,096$), sıraların uzunluğu ($n=13$ il) olarsa, korrelyasiya əmsalının 90%-li etibarlılıq intervalını tapın.

Həlli: 1. İkitərəfli əhəmiyyətlik səviyyəsindən hansının qəbul edilmiş etibarlılıq intervalına uyğun olduğu təyin edilir: $2\alpha = 1 - 0,90 = 0,10$ (və ya 10%).

2. Əhəmiyyətlik səviyyəsi (α) tapılır: $\alpha = 0,10/2 = 0,05$ (və ya 5%)

3. Cədvəl 2.1-ə əsasən $t'_{1-\alpha}$ kvantili tapılır: $t'_{1-\alpha} = t'_{95} = 1,64$.

4. r üçün etibarlılıq intervalı hesablanır:

$$r^* - t_{1-\alpha} \sigma^* \leq r < r^* + t_{1-\alpha} \sigma^*$$

$$0,82 - 1,64 \cdot 0,096 \leq r < 0,82 + 1,64 \cdot 0,096 \text{ və } 0,66 \leq r < 0,98.$$

Misal 3.33. İki dəyişən kəmiyyət arasında xətti reqressiyanın korrelyasiya əmsalı ($r^* = 0,82$), korrelyasiya əmsalının orta kvadratik meyletməsi ($\sigma_r^* = 0,096$), sıraların uzunluğu ($n = 13$ il) olarsa, korrelyasiya əmsalının 90%-li etibarlılıq intervalını tapın (Fişerin Z - əvəzləməsini tətbiq edin).

Həlli: 1. Z və r arasında funksional əlaqə olduğunu nəzərə alaraq, Z^* -in empirik qiyməti hesablanır:

$$Z^* = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1+r}{1-r} \right) = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1+0,82}{1-0,82} \right) = 1,157.$$

$$2. \sigma_z^* = 1/\sqrt{n-3} = 1/\sqrt{13-3} = 0,316.$$

3. Z üçün etibarlılıq intervalı hesablanır:

$$Z^* - t_{1-\alpha}\sigma^* \leq Z < Z^* + t_{1-\alpha}\sigma^*$$

$$(1,57 - 1,64 \cdot 0,316) \leq Z < (1,57 + 1,64 \cdot 0,316) \text{ və } 0,639 \leq Z < 1,675.$$

4. Korrelyasiya əmsalı üçün etibarlılıq intervalı hesablanır. Bunun üçün Z-dən r -ə keçmək lazımdır:

$$r = (e^{2Z} - 1) / (e^{2Z} + 1)$$

$$\frac{\exp(2 \cdot 0,639) - 1}{\exp(2 \cdot 0,639) + 1} \leq r < \frac{\exp(2 \cdot 1,675) - 1}{\exp(2 \cdot 1,675) + 1} \text{ və } 0,56 \leq r < 0,93.$$

Misal 3.34. İki müxtəlif çayın orta illik su sərfələri (y_i və x_i). Paralel müşahidələr dövrü 1959-1988-ci illəri əhatə edir və sıraların uzunluğu 30 ildir. Spirmenin ranq korrelyasiya əmsalını hesablayın və $\alpha=5\%$ olduqda onun əhəmiyyətliliyini qiymətləndirin.

Həlli: 1. y_i və x_i sıraları artan qaydada düzülür. Nəticələr cədvəl 3.20-nin 4 və 5-ci sütunlarına yazılır.

2. Artan sırada hər bir y_i və x_i qiymətinə sıra nömrəsi (ranq) verilir. Ən kiçik sərfə birinci ranq, kəmiyyətinə görə növbəti sərfə ikinci ranq verilir və s.

3. İlk sıraların hər bir sərfənin qarşısında uyğun ranqlar 6-cı və 7-ci sütunlara yazılır.

4. y_i və x_i ranqlarının fərqi hesablanır- Δ (8-ci sütun).

5. Ranqlar fərqinin kvadratları hesablanır- Δ^2 (9-cu sütun).

6. Ranqlar fərqinin kvadratları cəmi təyin edilir: $\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_i^2$

7. Aşağıdakı düstura əsasən ranq korrelyasiya əmsalı hesablanır:

$$r_s = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^{i=n} \Delta_i^2}{n(n^2 - 1)} = 1 - \frac{6 \cdot 470}{30(30^2 - 1)} = 0,895.$$

8. Cədvəl 3.21-ə əsasən ranq korrelyasiya əmsalının böhran qiyməti təyin edilir: $n=30$ və $\alpha=5\%$ olduqda $(r_s)_{5\%}=0,306$ alınır.

9. Beləliklə: $(|r_s^*| = 0,895) > ((r_s)_{5\%} = 0,306)$ bərabərsizliyi alınır və deməli y_i və x_i arasındakı asılılıq statistik baxımdan əhəmiyyətlidir. Bu əlaqə kifayət qədər sıxdır, beləki, $r_s^* > 0,7$.

Adətən, $n \leq 30$ olduqda hesablamalar yuxarıdakı kimi yerinə yetirilir. Lakin, baxılan misalda $n=30$ olduğundan, korrelyasiya əmsalının əhəmiyyətliliyi başqa yolla da qiymətləndirilə bilər.

Bunun üçün cədvəl 3.1-ə əsasən $\alpha=5\%$ olduqda normalaşdırılmış normal paylanmanın kvantili təyin edilir: $t'_{1-\alpha} = t'_{95\%} = 1,64$.

Sonra, $|r_s^*| > \frac{t'_{1-\alpha}}{\sqrt{n-1}}$ bərabərliyindən $\frac{t'_{95\%}}{\sqrt{n-1}} = \frac{1,64}{\sqrt{30-1}} = 0,305$ alınır.

Yekunda, praktiki olaraq eyni nəticəyə gəlinir:

$$(|r_s^*| = 0,895) > ((r_s)_{5\%} = 0,305).$$

Cədvəl 3.20. Rəng korrelyasiya əmsalının hesablanması

№	İlkin sıralar		Artan sıralar		Rəng		Δ	Δ^2
	y_i	x_i	y_i	x_i	y_i	x_i		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	15.2	79.0	8.32	40.4	16	18	-2	4
2	11.6	59.5	9.29	46.6	9	8	1	1
3	17.3	84.3	10.4	47.6	22	22	0	0
4	20.7	95.5	10.5	48.2	29	26	3	9
5	10.4	46.6	10.9	53.2	3	2	1	1
6	11.3	48.2	11.3	54.0	6	4	2	4
7	16.3	69.0	11.4	54.6	19	11	8	64
8	22.3	105	11.5	59.5	30	30	0	0
9	16.1	75.0	11.6	61.6	18	15	3	9
10	14.9	78.8	12.8	66.1	15	17	-2	4
11	15.6	72.3	13.0	69.0	17	13	4	16
12	10.5	53.2	13.8	69.9	4	5	-1	1
13	13.0	54.0	14.3	72.3	11	6	5	25
14	8.32	40.4	14.3	72.5	1	1	0	0
15	9.29	47.6	14.9	75.0	2	3	-1	1
16	12.8	66.1	15.2	77.6	10	10	0	0
17	11.4	54.6	15.6	78.8	7	7	0	0
18	14.3	69.9	16.1	79.0	13	12	1	1
19	18.7	99.8	16.3	79.1	24	28	-4	16
20	19.8	94.9	16.6	79.2	27	25	2	4
21	10.9	61.6	17.0	80.1	5	9	-4	16
22	11.5	72.5	17.3	84.3	8	14	-6	36
23	18.7	87.6	17.9	87.6	25	23	2	4
24	16.6	77.6	18.7	93.7	20	16	4	16
25	18.7	79.2	18.7	94.9	26	20	6	36
26	20.2	93.7	18.7	95.5	28	24	4	16
27	14.3	79.1	19.8	98.4	14	19	-5	25
28	17.9	98.4	20.2	99.8	23	27	-4	16
29	17.0	101	20.7	101	21	29	-8	64
30	13.8	80.1	22.3	105	12	21	-9	81
Cəm							0	470

Cədvəl 3.21. Spirmenin ranq korrelyasiya əmsalının böhran qiymətləri, r_s ($n \leq 30$ olduqda)

n	Əhəmiyyətlilik səviyyəsi, α %				
	0.5	1	2.5	5	10
5		0.9000	0.9000	0.8000	0.7000
6	0.9429	0.8857	0.8286	0.7714	0.6000
7	0.8929	0.8571	0.7450	0.6786	0.5357
8	0.8571	0.8095	0.6905	0.5952	0.4762
9	0.8167	0.7667	0.6833	0.5833	0.4667
10	0.7818	0.7333	0.6364	0.5515	0.4424
11	0.7545	0.7000	0.6091	0.5273	0.4182
12	0.7273	0.6713	0.5804	0.4965	0.3986
13	0.6978	0.6429	0.5549	0.4780	0.3791
14	0.6747	0.6220	0.5341	0.4593	0.3626
15	0.6536	0.6000	0.5179	0.4429	0.3500
16	0.6324	0.5824	0.5000	0.4265	0.3382
17	0.6152	0.5637	0.4853	0.4118	0.3260
18	0.5975	0.5480	0.4716	0.3994	0.3148
19	0.5825	0.5333	0.4579	0.3895	0.3070
20	0.5684	0.5203	0.4451	0.3789	0.2977
21	0.5545	0.5078	0.4351	0.3688	0.2909
22	0.5426	0.4963	0.4241	0.3597	0.2829
23	0.5306	0.4852	0.4150	0.3518	0.2767
24	0.5200	0.4748	0.4061	0.3435	0.2704
25	0.5100	0.4654	0.3977	0.3362	0.2646
26	0.5002	0.4564	0.3894	0.3299	0.2588
27	0.4915	0.4481	0.3822	0.3236	0.2540
28	0.4828	0.4401	0.3749	0.3175	0.2490
29	0.4744	0.4320	0.3685	0.3113	0.2443
30	0.4665	0.4251	0.3620	0.3059	0.2400

Misal 3.35. İki dəyişən kəmiyyət arasında xətti regressiya tənliyinin regressiya əmsalı $a=1,18$, regressiya əmsalının standart xətası $\sigma_a=0,096$ və sıranın uzunluğu $n=13$ il olarsa, regressiya əmsalının 90%-li etibarlılıq intervalını təyin edin.

Həlli: 1. İkitərəfli əhəmiyyətlilik səviyyəsindən hansının qəbul edilmiş etibarlılıq intervalına uyğun olduğu təyin edilir: $2\alpha=1 -$

0,90=0,10 (və ya 10%).

2. α təyin edilir: $\alpha=0,10/2=0,05$ (və ya 5%).

3. Student paylanmasının cədvəlinə əsasən $\nu=13-2=11$ olduqda $t'_{1-\alpha}$ kvantili tapılır: $t'_{1-\alpha} = t'_{95} = 1,80$.

3. a üçün etibarlılıq intervalı hesablanır:

$$a^* - t_{1-\alpha}\sigma_a < a \leq a^* + t_{1-\alpha}\sigma_a$$

$$1,18 - 1,80 \cdot 0,25 \leq a < 1,18 + 1,80 \cdot 0,25 \text{ və } 0,75 \leq a < 1,63.$$

Misal 3.36. İki dəyişən kəmiyyət arasında xətti reqressiya tənliyinin sərbəst həddi $b=-1,34$, sərbəst həddin standart xətası $\sigma_b=3,19$ və sıranın uzunluğu $n=13$ il olarsa, sərbəst həddin statistik əhəmiyyətliliyini qiymətləndirin (əhəmiyyətlik səviyyəsi $2\alpha=10\%$ qəbul olunub).

Həlli: 1. Aşağıdakı düstura görə Student statistikasının empirik qiyməti hesablanır: $t_b^* = b^*/\sigma_b = |-1,34/3,19| = 0,42$.

2. Student paylanmasının cədvəlinə əsasən $\nu=13-2=11$ olduqda $t_{1-\alpha}$ kvantili tapılır: $t_{1-\alpha} = t_{95} = 1,80$.

3. $0,42 < 1,80$, yəni $t_b^* < t_{1-\alpha}$ olduğundan sıfır fərziyyə $H_0: b=0$ təkzib olunmur. Başqa sözlə, b əmsalı statistik baxımdan əhəmiyyətsizdir, yəni X və Y arasında asılılığın aproksimasiyası üçün $\tilde{y}_i = ax_i$ bərabərliyi tövsiyə oluna bilər ($b=0$).

4. ÇAY AXIMI VƏ HİDROLOJİ HESABLAMALAR

4.1. Atmosfer yağıntıları və buxarlanma

Misal 4.1. Sahəsi 10 000 kv mil olan çay sutoplayıcısına il ərzində 20 düym yağıntı düşüb. Çayın qapayıcı məntəqəsində illik axımın miqdarı 6000 kub.fut/s təyin edilib. Müşahidə ili ərzində sutoplayıcının səthindən gedən buxarlanma və transpirasiyanın təqribi cəm qiymətini hesablayın.

Həlli: Çay hövzəsinin su balansı tənliyindən buxarlanma və transpirasiyanın cəmi aşağıdakı tənliyə görə hesablanıla bilər:

$$E+T=P-R-G-\Delta S,$$

burada E – buxarlanma; T – transpirasiya; P – atmosfer yağıntıları; R – səth axımı; G – dərin laylara yeraltı axım; ΔS – hövzədə suyun akumulyasiyasıdır.

Tənliyin E və T hədləri məlum deyil, P və R isə dəqiq müəyyən edilib. Beləliklə, bu tənliyin beş dəyişəni və üç məchulu var və o, əlavə məlumat olmadan həll oluna bilməz. Bu tənliyi həll etmək üçün iki fərziyyə qəbul edək. Sutoplayıcı sahə çox böyük olduğu üçün, yeraltı və səth suayrıcıları üst-üstə düşür. Bu halda G-ni sıfıra bərabər qəbul etmək olar. Həmçinin $\Delta S=0$ qəbul edilə bilər. Bu onu göstərir ki, il ərzində hövzədə qunt və səth suları ehtiyatının həcmi dəyişməyəcək. Göstərilən sadələşdirmələri nəzərə alsaq, hövzənin su balansı tənliyi aşağıdakı kimi yazılar:

$$E+T=P-R.$$

R-i düym ilə ifadə etsək, il üçün $R=8.1$ düym alırıq. Buna görə də, $E+T=20-8.1=11.9$ düym/il təşkil edir.

Beləliklə, verilmiş il üçün buxarlanma və transpirasiyanın təqribi cəm qiyməti 11.9 düym təşkil edir. Əlbəttə, bu kobud qiymətləndirmə üsuludur, lakin o su ehtiyatlarının planlaşdırılmasında yardımçı ola bilər.

Misal 4.2. Müxtəlif yüksəkliklərdə temperatur və su buxarının elastikliyi haqda məlumatlara (cədvəl 4.1) əsasən 18 000 fut

hündürlüyə malik hava sütunundan yağıntı halında düşə biləcək su layını hesablayın.

Cədvəl 4.1. İlk məlumatlar

Hündürlük, min fut	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
Temperatur, °F	58	52	44	38	30	23	16	8	2	-6
Təzyiq, mbar	1013	942	875	812	753	697	644	595	550	500
Su buxarının elastikliyi, mbar	7.0	5.0	3.8	3.2	2.0	1.6	1.1	0.8	0.6	0.4

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

$$W = \frac{0,622}{g} \int_P^{P_0} e \frac{dp}{p},$$

burada W – oturacağının sahəsi 1 m^2 olan hava sütununda su buxarının miqdarı, q/sm^2 ; g – sərbəstdüşmə təcili, m/san^2 ; P – rütubətli havanın cəm təzyiqi, mbar; e – su buxarının elastikliyidir, mbar.

W -ni düym ilə ifadə etməklə yuxarıdakı düsturdan alırıq:

$$W = 0,0004 \int_P^{P_0} q dp$$

burada W – atmosferdə olan və yağıntı halında düşə biləcək su buxarının ümumi miqdarı; q – xüsusi rütubətlik, q/kg ; p – təzyiqdir, mbar.

$$\text{Qeyd: } q = 0,622 \frac{e}{p}.$$

Bu tənliyi həll etmək üçün verilmiş hava sütununu 2000 futluq hündürlük zonalarına ayıraraq və hər bir zona üçün su buxarının orta qiymətindən istifadə edək. Beləliklə, yekun tənlik belə yazıla bilər:

$$W = 0,0004 \sum \bar{q} \Delta p,$$

burada \bar{q} – hər bir zona üçün xüsusi rütubətliyin orta qiymətidir. Hesablamalar cədvəl 4.2-də göstərilmişdir. Son nəticə:

$$W = 0,0004 \cdot 1013 = 0.41 \text{ düym.}$$

Cədvəl 4.2. Misal 4.2 üçün hesablamalar

Hündürlük, min fut	Xüsusi rütubətlik, $622 \frac{e}{p} q/kq$	Xüsusi rütubətliyin orta qiyməti, \bar{q}	Δp	$\bar{q} \Delta p$
0	432			
2	330	381	71	271
4	266	298	67	199
6	245	255	63	161
8	165	205	59	121
10	141	153	56	86
12	106	123	53	65
14	84	95	49	47
16	68	76	45	34
18	50	59	50	29
Cəm				1013

Misal 4.3. Sutka ərzində gölün səthindən gedən buxarlanmanı hesablayın: havanın temperaturu 87°F , suyun temperaturu 63°F , küləyin sürəti 10 mil/saat və nisbi rütubətlik 20%-dir.

Həlli: Hesablamalar Meyerin empirik düsturuna görə yerinə yetirilir:

$$E = C(e_0 - e_b) \left(1 + \frac{W}{10}\right),$$

burada W – su səthindən 25 fut hündürlükdə küləyin sürəti, mil/saat; C – empirik əmsaldır və $C=0,36$; e_0 – suyun verilmiş temperaturunda doymuş su buxarının elastikliyi, mbar; e_b – havada su buxarının elastikliyidir, mbar.

Cədvəl 4.3. Müxtəlif temperaturlarda doymuş su buxarının elastikliyi

Temperatur		Su buxarının təzyiqi (elastikliyi)		
$^{\circ}\text{F}$	$^{\circ}\text{C}$	mbar	fut/düym ²	düym, cv. st.
32	0	6.11	0.09	0.18
40	4.4	8.36	0.12	0.25
50	10.0	12.9	0.18	0.36
60	15.5	17.51	0.26	0.52
70	21.1	24.79	0.36	0.74
80	26.2	34.61	0.51	1.03
90	32.2	47.68	0.70	1.42
100	37.7	64.88	0.96	1.94

Cədvəl 4.3-dən interpolasiya etməklə

$e_0=0,58$ düym civə sütunu,

$e_b=1,29 \cdot 0,20=0,26$ düym civə sütunu alırıq.

Sonra, buxarlanmanın qiyməti hesablanır:

$$E = 0,36 (0,58 - 0,26) \left(1 + \frac{10}{10}\right) = 0,23 \text{ düym/sutka.}$$

Misal 4.4. Cənubi Kaliforniyada iyul ayı ərzində yoncanın istifadə etdiyi suyun miqdarını təyin edin: orta aylıq temperatur 72°F , sutkanın işıqlı hissəsinin davamiyyəti 9,88 (illik kəmiyyətin faizi) və bu bitkinin orta aylıq sudan istifadə əmsalı 0,85-dir.

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

$$U = \frac{kt p}{100}$$

burada U – sudan istifadənin aylıq kəmiyyəti, düym; k – orta aylıq sudan istifadə əmsalı; p – ay ərzində sutkanın işıqlı hissəsinin davamiyyəti, illik kəmiyyətin %-i; t – orta aylıq temperaturdur, $^{\circ}\text{F}$.

Beləliklə:

$$U = \frac{0,85 \cdot 72 \cdot 9,88}{100} = 6,05 \text{ düym.}$$

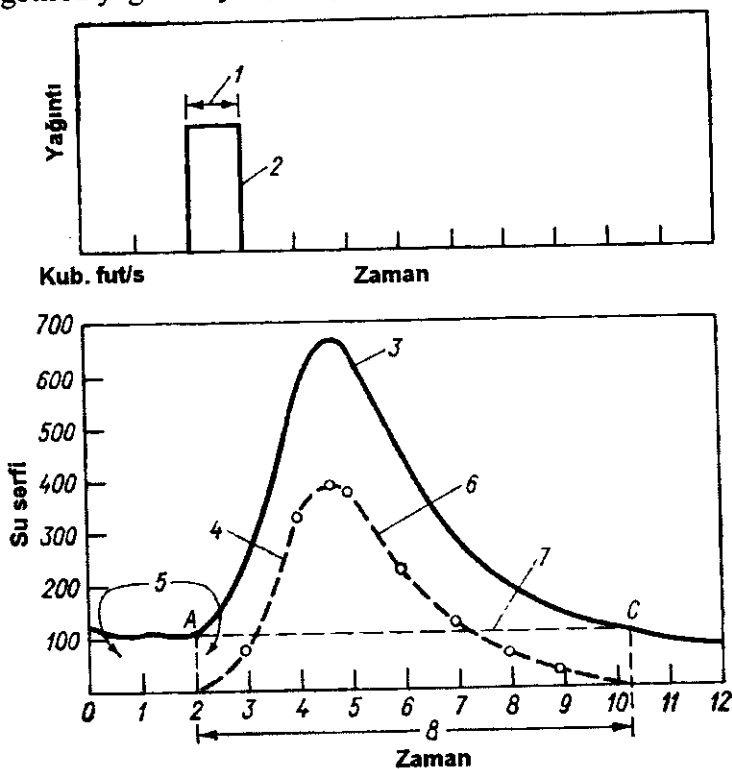
4.2. Çay axımı

Məsələ 4.5. Şəkil 4.1-də göstərilmiş hidroqrafdan istifadə etməklə sahəsi 3 kv.mil olan sutoplayıcı sahə üçün vahid hidroqraf qurun. Daha sonra alınmış vahid hidroqrafdan istifadə etməklə cədvəl 4.5-də verilmiş yağıntılar üçün daşqın axımı hidroqrafını tərtib edin.

Həlli: Bu misalın həlli aşağıdakı ardıcılıqla yerinə yetirilir:

1. Bazis, yaxud yeraltı axımı ayırmaqla daşqın axımının hidroqrafını alırıq. Bu, hidroqrafda su sərfələrinin nəzərə çarpacaq dərəcədə artdığı nöqtədən (A), daşqının qurtardığı nöqtəyə (C) AC düz xəttini keçirməklə alınır.

2. Səth axımını formalaşdıran effektiv yağıntıların davamiyyətini müəyyən edirik. Onların layı daşqın axımının həcminə bərabərdir. Öyrənilən hövzənin ölçülərindən asılı olaraq effektiv yağıntıların zaman vahidi sutka, yarım sutka, saat və ya istənilən zaman intervalı qəbul edilir. Leysanların davamiyyətinin vahidi sutoplayıcı hövzədə qaçış müddətinin maksimal qiymətinin 25%-ni aşmamalıdır. Baxılan misal üçün yağıntıların effektiv hissəsi və onun davamiyyəti şəkil 4.1-də göstərilmişdir. Bu misalda axım əmələgətirən yağıntı layı 1,4 düym təşkil edir.



Şəkil 4.1. Yağışın əmələgətirdiyi vahid hidroqrafın tərtib olunması
 1-yağışın davamiyyətinin vahidi; 2- izafi yağıntılar (1,4 düym); 3- müşahidə olunmuş axım hidroqrafı; 4- daşqın axımı (axım layı 1,4 düym); 5- bazis axımı; 6- 1 düym axım layına müvafiq hidroqraf; 7- bazis axımını ayıran xətt; 8- vahid davamiyyətli leysanın əmələ gətirdiyi daşqının davamiyyəti.

3. Hidroqrafda qrunt sularının əmələ gətirdiyi hissəni ayıran AC xəttinin absis oxuna proyeksiyası vahid hidroqrafın davamiyyətini, yəni oturacağını verir. Vahid hidroqraf nəzəriyyəsinə əsasən, intensivliyindən asılı olmayaraq eyni davamiyyətə malik leysanlar eyni müddətli səth axımı yaradırlar.

4. Daşqın hidroqrafının ordinatlarını təyin edirik. Bunun üçün şəkil 4.1-də verilmiş hidroqrafın ordinatlarından bazis axımının müvafiq ordinatları çıxılır.

5. Vahid hidroqrafın ordinatlarını təyin edirik:

$$\frac{Q_d}{V_d} = \frac{Q_v}{1},$$

burada, Q_d – axım layı V_d olan daşqın hidroqrafının ordinatı; Q_v – eyni zaman anı üçün vahid hidroqrafın ordinatıdır. Vahid hidroqrafın axım layı 1 düym təşkil edir.

Baxılan misalda vahid hidroqrafın ordinatları daşqının ordinatlarını 1.4-ə bölməklə alınıb (cədvəl 4.4).

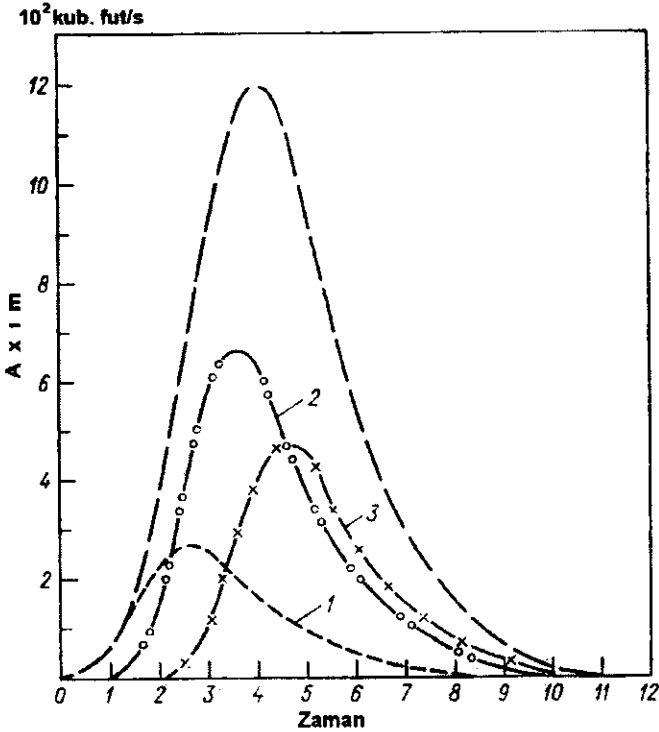
Cədvəl 4.4. Konkret leysan üçün vahid hidroqrafın təyini

Zaman, hesabı vahidlərdə	Suyun ümumi sərfi, kub.fut/s	Qrunt sularının sərfi, kub.fut/s	Daşqının su sərfi, kub.fut/s	Vahid hidroqrafın ordinatları, kub.fut/s
1	110	110	0	0
2	122	122	0	0
3	230	120	110	78.7
4	578	118	460	328
4.7	666	116	550	393
5	645	115	530	379
6	434	114	320	229
7	293	113	180	129
8	202	112	90	64.2
9	160	110	50	35.7
10	117	105	12	8.6
10.5	105	105	0	0
11	90	90	0	0
12	80	80	0	0

Qeyd: 1. Daşqın sərfi ümumi su sərfindən qrunt sularının sərfini çıxmaqla alınır; 2. Vahid hidroqrafın ordinatları daşqının su sərfələrini 1.4 düymə bərabər olan yağıntı layına bölməklə alınır.

6. Vahid hidroqrafın hesablanmış ordinatları fərdi hidroqrafların hesablanmasında istifadə olunur. Fərdi hidroqraflar effektiv yağıntılarnın hər bir hissəsindən ardıcıl zaman vahidləri üçün hesablanır (cədvəl 4.5).

7. Su sərfələrinin sintez olunmuş hidroqrafı üç fərdi hidroqrafın ordinatlarının toplanması ilə alınır. Bu şəkil 4.2-də göstərilmişdir



Şəkil 4.2. Vahid hidroqraf metodu ilə qurulmuş sintezləşdirilmiş hidroqraf (sintez olunmuş hidroqrafın ordinatları 1-3 fərdi hidroqrafların eyni vaxta uyğun ordinatlarının cəmlənməsi yolu ilə alınmışdır)

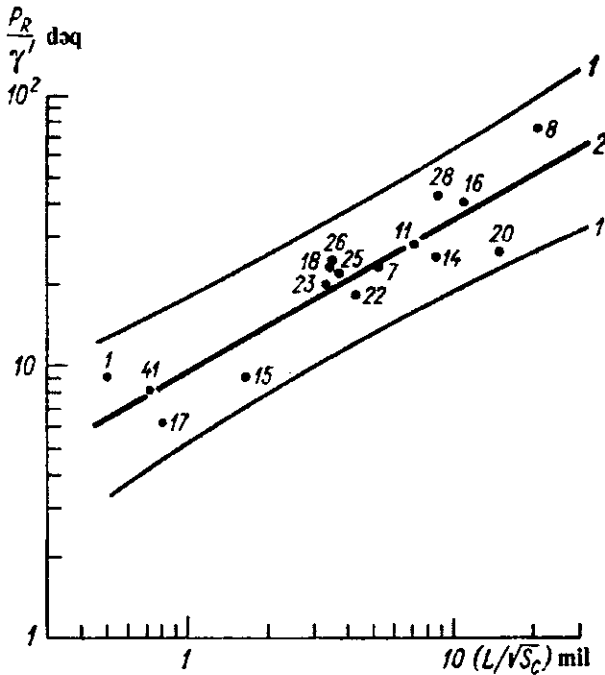
Cədvəl 4.5. Vahid hidroqrafın tətbiqi

Zaman, hesabi vahidlərdə	Yağıntuların vahid hissəsinin nömrəsi	Effektiv yağıntular, düym	Yağıntı hissələri üçün fərdi hidroqrafların ordinatları		
			1	2	3
1	2	3	4	5	6
1	1	0.7	55.1	-	-
2	2	1.7	229	134	-
2.7	3	1.2	275	-	-
3	-	-	265	558	94.3
03.7	-	-	-	668	-
4	-	-	161	644	393
4.7	-	-	-	-	472
5	-	-	90.5	389	455
6	-	-	44.9	219	275
7	-	-	25.0	109	155
8	-	-	6.0	60.7	77
9	-	-	-	14.6	42.8
10	-	-	-	-	10.3

Qeyd: Yağıntı hissələri üçün fərdi hidroqrafların ordinatları effektiv yağıntular və vahid hidroqrafın ordinatlarının hasili kimi hesablanır.

Misal 4.6. Sutoplayıcı sahəsi 0.62 kv. mil, uzunluğu $L=0.98$ mil və meyilliyi $S_c=1.5\%$ olan Qrin Ark çayı üçün Qrey metodundan istifadə etməklə vahid hidroqraf qurun.

Həlli: 1. Şəkil 4.3-dən $\frac{L}{\sqrt{S_c}} = 0.813$ mil parametrinə görə $\frac{P_R}{\gamma} = 8.25$ dəq tapılır.



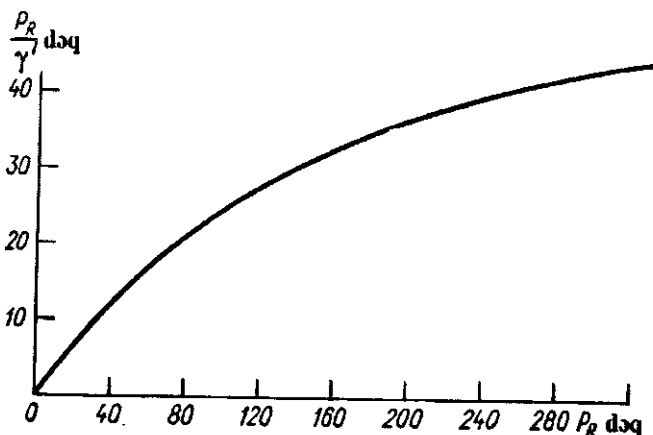
Şəkil 4.3. Ayova-Missuri-İllinoys-Viskonsin ştatları üçün akumulyasiya amili $\frac{P_R}{\gamma'}$ və hövzə parametri $\frac{L}{\sqrt{S_c}}$ arasında əlaqə qrafiki

- 1- $\frac{P_R}{\gamma'}$ nisbəti üçün 95%-lik etibarlılıq sərhədləri; 2- $\frac{P_R}{\gamma'}$
 $=9,27\left(\frac{L}{\sqrt{S_c}}\right)^{0.562}$.

2. Şəkil 4.4-ə görə $\frac{P_R}{\gamma'}=8.25$ dəqiqə olduqda daşqının qalxma müddəti $P_R=24.9$ dəqiqəyə bərabərdir. Zaman intervalı $0.25P_R=6$ dəq. təşkil edir.

3. $q = 1 + \gamma' = 4.02$ və deməli, $\gamma' = 3.02$.

Bu parametrlərə görə cədvəl 4.6 hesablanır.



Şəkil 4.4. $\frac{P_R}{\gamma}$ akumulyasiya amili ilə P_R daşqının qalxma müddəti arasında əlaqə qrafiki

Cədvəl 4.6. Vahid hidroqrafın hesablanması

Nisbi vaxt, $\frac{t}{P_R}$	Həqiqi vaxt, dəq.	Nisbi su sərfi	Nisbi su sərfələrinin cəmi	Vahid hidroqraf, kub.fut/s
0.000	0	0	0	0
0.125	3.11	0.448	0.448	17.3
0.375	9.33	5.800	6.248	224
0.625	15.55	12.700	18.948	490
0.875	21.77	16.350	35.298	631
1.000	24.900	16.850	-	651
1.125	27.99	16.250	51.548	628
1.375	34.21	14.200	65.748	548
1.625	40.43	11.100	76.848	428
1.875	46.65	7.970	84.818	308
2.125	52.87	5.570	90.368	214
2.375	59.29	3.560	93.928	138
2.625	65.51	2.28	96.208	88
2.875	71.73	1.410	97.618	54.40
3.125	77.95	0.864	98.482	33.30
3.375	84.17	0.500	99.982	19.30

Qeyd: 1. a) Vahid hidroqrafın həcmi $V=1 \text{ düym} \cdot A \text{ kv mil} \cdot 640 \text{ akr/kv mil} \cdot 12 \text{ düym/fut} \cdot 43560 \text{ kv fut/akr}=1 \cdot 0.62 \cdot 640 \cdot 43560/12=14.4 \cdot 10^5 \text{ kub.fut.}$; b)

Ölçüsüz hidroqrafın həcmi $V_D = \Sigma \text{kub fut/s} \cdot 0.25 \cdot P_R \cdot 60 \text{ s/dəq} = 0.25 \cdot 24.9 \cdot 60 \cdot \Sigma = 373.5 \text{ kub. fut/s}$. c) $\Sigma = 3860 \text{ kub.fut/s}$

2. 2-ci sütundakı kəmiyyətlər 1-ci sütunun məlumatlarını 24.9-a vurmaqla alınıb.

3. Nisbi sərfin kəmiyyətləri (sütun 3) aşağıdakı tənliyə görə hesablanıb:

$$\frac{Q_t}{P_R} = \frac{25,0(\gamma')^q}{\Gamma(q)} \left(e^{-\frac{yt}{P_R}} \right) \left(\frac{t}{P_R} \right)^{q-1}$$

burada, $\frac{Q_t}{P_R} - \frac{t}{P_R}$ -in istənilən qiyməti üçün su sərfi (kub.fut/s) ($0,25P_R$ - zaman vahidinin ortasına aid edilir və ölçüsüz hidroqrafın bütün müddəti üçün belə su sərfələrinin cəmə nisbətən faizi ilə ifadə olunur); q və γ' - forma və miqyas indeksləridir; Γ - q -nün qamma-funksiyasıdır və $(q - 1)$ -ə bərabərdir; e - natural loqarifmin əsasıdır; P_R - hidroqrafın qalxma müddətidir, dəq.; T - zamandır, dəq.; γ' və q - müvafiq düsturlara görə təyin olunur: $\gamma' = \gamma \cdot P_R$; $q = 1 + \gamma'$.

4. Vahid hidroqrafın ordinatları (sütun 5) 3-cü sütundakı kəmiyyətləri $3860/100$ -ə vurmaqla alınıb.

4.3. Hidroloji hesablamalar (ümumi məsələlər)

Misal 4.7. Dəmir yolu xətləri altından keçəcək suötürücü kanalı layihələndirərkən yaxın 5 il ərzində daşqının keçmə riskinin 10% təşkil etməsi üçün, hansı təkrarlanma dövrü istifadə olunmalıdır?

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^n$$

burada R -daşqının keçmə riski, vahidin hissəsi ilə; T - daşqının təkrarlanma dövrü, il; n - hidrotexniki qurğunun (bu misalda kanalın) istismar müddətidir, il.

$$0.10 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^5$$

$T=48,1$ il.

Misal 4.8. Üç müşahidə məntəqəsi üçün illik cəm yağıntı sıralarının (cədvəl 4.7) parametrlərini təyin edin və bu sıraların paylanmalarının müqayisəli təhlilini yerinə yetirin.

Cədvəl 4.7. İllik cəm yağıntılar, düym

İl	Enniston, Alabama ştatı	Los-Anceles, Kaliforniya ştatı	Riçmond, Virciniya ştatı
1928	48	9	43
1927	49	19	44
1926	55	19	38
1925	98	9	31
1924	43	8	47
1923	53	6	49
1922	56	15	52
1921	47	20	31
1920	69	11	51
1919	57	9	40
1918	61	18	41
1917	64	8	43
1916	99	23	37
1915	54	17	36
1914	40	23	34
1913	47	17	38
1912	58	10	36
1911	44	18	37
1910	44	5	43
1909	64	24	34
1908	44	19	53
1907	51	15	49
1906	71	21	47

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düsturlara görə yerinə yetirilir.

Orta kəmiyyət:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

Standart meylətmə:

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

Variasiya əmsalı:

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}}$$

Asimmetriya əmsalı:

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2) \cdot S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

Alınmış nəticələr aşağıdakı cədvəldə verilir:

Cədvəl 4.8. Yağıntı sıralarının statistik parametrləri

Parametr	Enniston	Los-Anceles	Riçmond
Orta kəmiyyət, \bar{x} , düym	57.2	14.9	41.5
Standart meyletmə, S , düym	15.5	5.9	6.8
Variasiya əmsalı, C_v	0.27	0.40	0.16
Asimmetriya əmsalı, C_s	1.58	-0.15	0.16

Şərhlər:

1. Enniston şəhərindəki müşahidələr yağıntı norması və variasiyanın yüksək olmasına dəlalət edir. Paylanma kifayət qədər qısa müşahidə sırasında böyük qiymətli hədlərin olması ilə səciyyəlidir. Bu səbəbdən sıra aydın seçilən sağ asimmetriyaya malikdir.

2. Los-Anceles şəhəri üçün məlumatlar çox kiçik orta qiymətlə xarakterizə olunur, lakin onların dəyişkənliyi böyükdür. Asimmetriya isə zəif mənfidir.

3. Riçmond şəhəri üçün yağıntıların paylanması daha bircinsdir: dəyişkənlik nisbətən kiçik, asimmetriya isə zəif müsbətdir.

Misal 4.9. Bundan əvvəlki misalda Riçmond və Los-Anceles məntəqələrinin yağıntı məlumatlarına görə paylanma funksiyalarını təyin edin.

Həlli: Hər iki paylanma zəif asimmetriyaya malikdir, yəni, təqribən normaldır. Nümunə üçün Riçmond məntəqəsinin məlumatlarının normal paylanmaya, Los-Anceles məntəqəsinin məlumatlarının isə Pirson III tip paylanmasına uyğun olduğunu qəbul edək.

Aşağıdakı cədvəldə yağıntı məlumatlarının azalan sıra ilə düzülüşü və onlara uyğun empirik təminatlar verilmişdir.

Cədvəl 4.9. Empirik təminat ayrılığının koordinatları

m	Riçmond	Los-Alceles	Empirik təminatlar, $P = \frac{m}{n+1} \cdot 100\%$
1	53	24	4.2
2	52	23	8.3
3	51	23	12.5
4	49	21	16.7
5	49	20	20.8
6	47	19	25.0
7	47	19	29.2
8	44	19	33.3
9	43	18	37.5
10	43	18	41.7
11	43	17	45.8
12	41	17	50.0
13	40	15	54.7
14	38	15	58.3
15	38	11	62.5
16	37	10	66.7
17	37	9	70.8
18	36	9	75.0
19	36	9	79.7
20	34	8	83.3
21	34	8	87.5
22	31	6	91.7
23	31	5	95.8

1. Bu məlumatlara görə ehtimallar damasında yağıntılardan təminat ayrılıqları qurulmuşdur (şəkil 4.5 və 4.6).

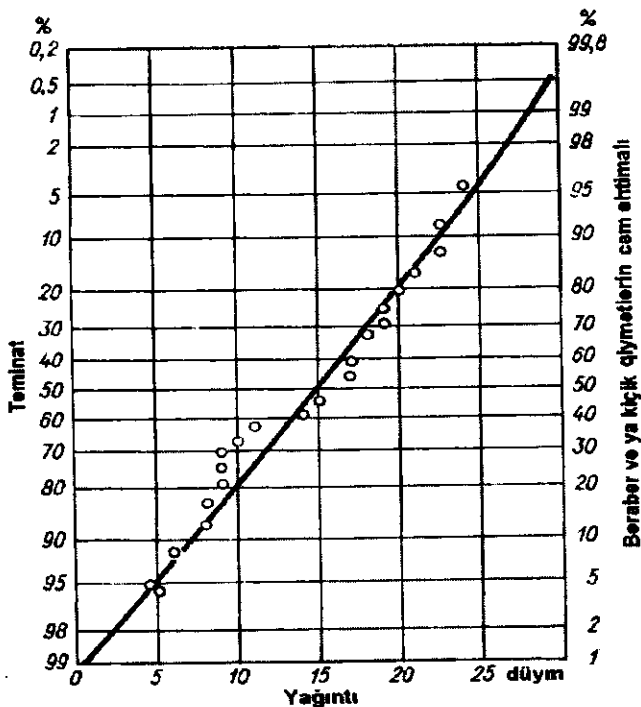
2. Riçmond məntəqəsinin yağıntıları üçün, normal paylanmaya uyğun olan və $(\bar{X} - s)$ 15,9 %, \bar{X} 50% və $(\bar{X} + s)$ 84,1% koordinatlı nöqtələrdən keçən düz xətti əlaqə qurulub (şəkil 4.5).

3. Şəkil 4.6-da nöqtələr zəif batıq əyri boyunca düzülüşlər (zəif müsbət asimmetriya). Analitik təminat ayrılığı kimi Pirson III tip paylanması qəbul olunub. Təkrarlanma əmsalları* $C_S = -0,15$ üçün xüsusi cədvəldən götürülmüşdür. Los-Anceles şəhəri üçün hesablamaların nəticələri aşağıdakı cədvəldə verilmişdir.

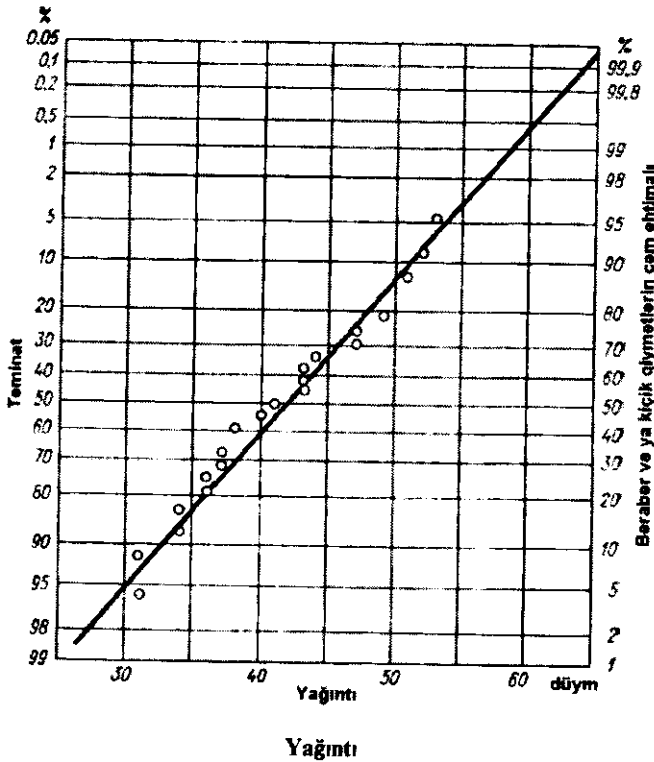
Təminat, %	99	95	90	80	50	20
$K(C_s = -0.15)$	-2.44	-1.69	-1.30	-0.83	0.33	0.85
$x = 14.9 + K(5.9)$	0.5	4.9	7.2	10.0	15.0	19.9

Təminat, %	10	4	2	1	5
$K(C_s = -0.15)$	1.26	1.70	1.97	2.22	2.44
$x = 14.9 + K(5.9)$	22.4	24.9	26.5	28.0	29.3

Qeyd*: Təkrarlanma əmsalı (K_s) təsadüfi kəmiyyətin müxtəlif təminatlı qiymətlərini hesablamaq üçün təklif olunmuşdur: $X_{p\%} = \bar{X} + K_s$ və $K_s = K \cdot \sigma$ (σ – orta kvadratik meyletmədir)



Şəkil 4.5. Riçmond məntəqəsi üçün illik yağıntıların təminat əyrisi



Şəkil 4.6. Los-Anceles məntəqəsi üçün illik yağıntıların təminat əyrisi

Misal 4.10. Müşahidə dövrü 25 il olan hidroloji məntəqədə maksimal su sərfələri sırasının orta qiyməti 1000 kub fut/s, orta kvadratik meyletmə 400 kub. fut/s təşkil edir. Ötmə (aşma) ehtimalı 50 ildə 1 dəfə olan maksimal su sərfini hesablayın.

Həlli: Cədvəl 4.10-a görə $K=3.088$,

$$x = \bar{x} + K_s = 1000 + 3.088 \cdot 400 = 2235 \text{ kub. fut/s.}$$

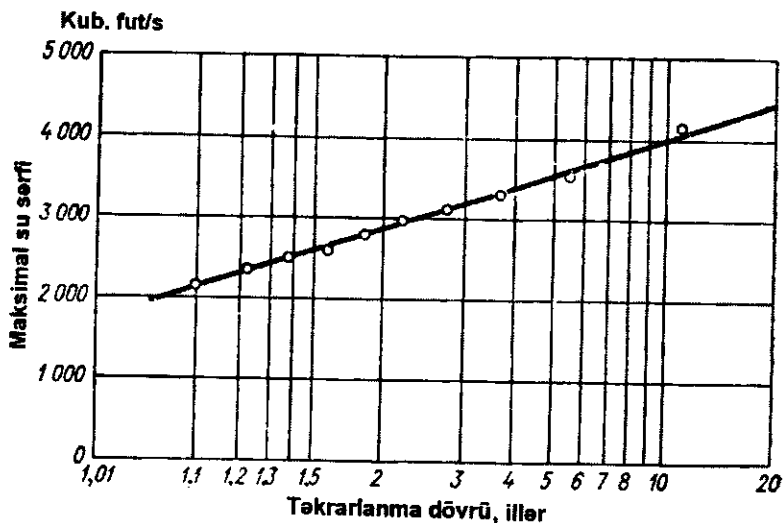
Cədvəl 4.10. Ekstremal qiymətlər üçün təkrarlanma əmsalları (k)

Sıranın uzunluğu, il	Təkrarlanma dövrü T , il						
	10	20	25	50	75	100	1000
15	1.703	2.410	2.632	3.321	3.721	4.005	6.265
20	1.625	2.302	2.517	3.179	3.563	3.836	6.006
25	1.575	2.235	2.444	3.088	3.463	3.729	5.842
30	1.541	2.188	2.393	3.026	3.393	3.653	5.727
40	1.495	2.126	2.326	2.943	3.301	3.554	5.476
50	1.466	2.086	2.283	2.889	3.241	3.491	5.478
60	1.446	2.059	2.253	2.852	3.200	3.446	
70	1.430	2.038	2.230	2.824	3.169	3.413	5.359
75	1.423	2.029	2.220	2.812	3.155	3.400	
100	1.401	1.998	2.187	2.770	3.109	3.349	5.261

Misal 4.11. Aşağıdakı cədvəlin ilk iki sütununda Missuri hövzəsində yerləşən kiçik çayın maksimal su sərfələri haqqında məlumat verilmişdir. Verilənləri artan sıra ilə düzün və onları ekstremal kəmiyyətlərin ehtimallar damasında qeyd edin.

Hidroloji il	Maksimal su sərfələri, kub fut/s	Ranq, m	$\frac{n+1}{m}$
1967	2510	8	1.375
1966	4150	1	11.0
1965	2990	5	2.2
1964	2120	10	1.1
1963	3555	2	5.5
1962	2380	9	1.22
1961	2550	7	1.57
1960	2800	6	1.83
1959	3300	3	3.67
1958	3150	4	2.75

Analizin nəticələri yuxarıdakı cədvəldə və şəkil 4.7-də verilmişdir.



Şəkil 4.7. Missuri hövzəsində yerləşən kiçik çay üçün maksimal su sərfələrinin təkrarlanma əyrisi

Misal 4.12. Mauri çayının Leksinqton məntəqəsində 26 illik müşahidə dövrü üçün maksimal su sərfələri aşağıdakı kimidir:

Hidroloji il	Sərf, kub fut/s	Hidroloji il	Sərf, kub fut/s	Hidroloji il	Sərf, kub fut/s
1926	6 730	1935	13 800	1944	6 680
1927	9 150	1936	40 000	1945	6 540
1928	6 310	1937	10 200	1946	5 560
1929	10 000	1938	13 400	1947	7 700
1930	15 000	1939	8 950	1948	8 630
1931	2 950	1940	11 900	1949	14 500
1932	8 650	1941	5 840	1950	23 700
1933	11 100	1942	20 700	1951	15 100
1934	6 360	1943	12 300		

5, 10, 50 və 100 ildə bir dəfə təkrarlana bilən maksimal su sərfələrini təyin edin və cədvəl 4.11-dən istifadə edərək onların aşağı və yuxarı etibarlılıq sərhədlərini göstərin.

Cədvəl 4.11. Daşqınların təkrarlanma əyrləri üçün xətalərin sərhədləri

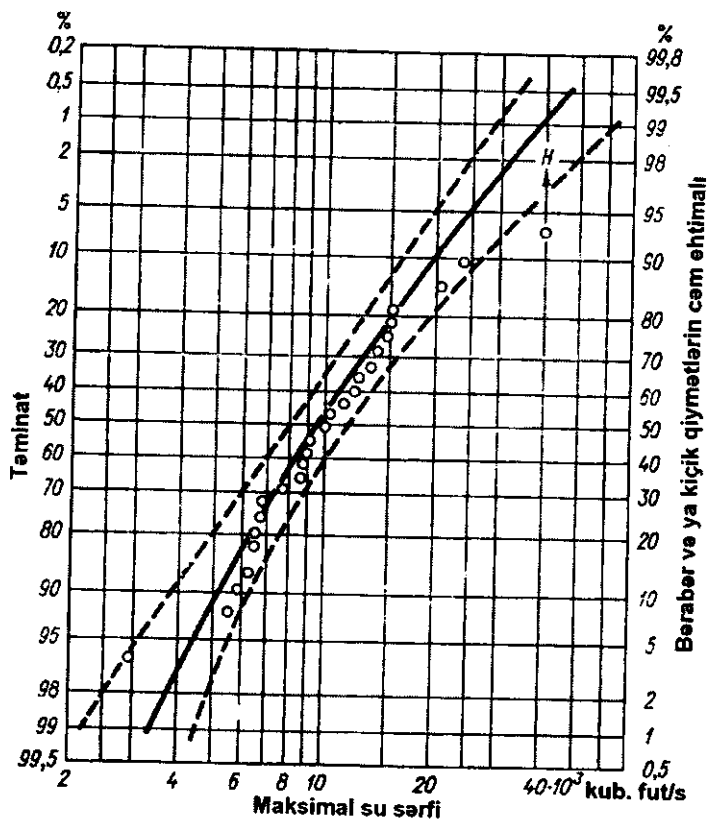
Müşahidə dövrü, il	Etibarlılıq intervalı (%), 5%-li əhəmiyyətlik səviyyəsi						
	99,9	99	90	50	10	1	0,1
5	1.22	1.00	0.76	0.95	2.12	3.41	4.41
10	0.94	0.76	0.57	0.58	1.07	1.65	2.11
15	0.80	0.65	0.48	0.46	0.79	1.19	1.52
20	0.71	0.58	0.42	0.39	0.64	0.97	1.23
30	0.60	0.49	0.35	0.31	0.50	0.74	0.93
40	0.53	0.43	0.31	0.27	0.42	0.61	0.77
50	0.49	0.39	0.28	0.24	0.36	0.54	0.67
70	0.42	0.34	0.24	0.20	0.30	0.44	0.55
100	0.37	0.29	0.21	0.17	0.25	0.36	0.45
	0,1	1	10	50	90	99	99,9

Etibarlılıq intervalı (%), 95%-li əhəmiyyətlik səviyyəsi

Həlli: 1. Əsas statistik parametrlərin hesablanmış qiymətləri aşağıdakı cədvəldə verilmişdir:

Sıranın parametrləri	Mütləq	Loqarifmik
Sıranın uzunluğu	26	26
Orta kəmiyyət	11 606	4, 001
Dispersiya, s^2	$53,87 \cdot 10^6$	0, 0516
Asimmetriya əmsalı, C_s	2,4	0, 38

2. Məlumatları artan sıra ilə düzdükdən sonra onlar ehtimallar damasına köçürülmüşdür (şəkil 4.8).



Şəkil 4.8. Mauri çayının maksimal su sərfərinin təkrarlanma əyrisi və etibarlılıq sərhədləri (Leksinqton məntəqəsi, Virciniya ştatı)

3. Şəkil 4.8-də Pirson III tip loqarifmik paylanma əyrisi keçirilmişdir. Əyrinin koordinatları məlumat kitablarında verilən cədvəllər əsasında müəyyən edilmişdir. Hesablamaların nəticələri aşağıdakı cədvəldə verilmişdir:

Təminat, %	$C_s=0.38 K$	$\bar{y}=4.001,$ $s=0.227,$ $\bar{y} + K_s = \log Q$	$Q, m^3/s$
99	-2.050	3.535	3 424
95	-1.532	3.653	4 496
90	-1.241	3.719	5 235
80	-0.855	3.760	5 752
50	-0.062	3.987	9 700
20	0.818	4.187	15 370
10	1.315	4.300	19 930
4	1.872	4.426	26 670
2	2.248	4.511	32 470
1	2.597	4.590	38 950
5	2.924	4.665	46 290

Cədvəl 4.11-in məlumatlarına əsasən təyin olunmuş etibarlılıq sərhədləri şəkil 4.8-də göstərilmişdir. Bir nöqtənin etibarlılıq intervalı sərhədlərindən kənara çıxması diqqəti cəlb edir. Meyl edən H nöqtəsinin qrafikdə yeri Xazen metoduna görə dəqiqləşdirilmişdir.

Misal 4.13. Leysan yağışların 30 dəqiqəlik maksimumlarının təkrarlanması illik və natamam davamiyyət sıralarına görə qiymətləndirin. Nəticələri qrafikdə qeyd edin. Müşahidə məlumatları cədvəl 4.12-də verilir.

Cədvəl 4.12. Maksimal 30-dəqiqəlik yağıntılar (Merilend ştatı, Baltimor məntəqəsi, 1945-1954-cü illər)

Leysanın sıra nömrəsi	Yağıntı layı, düym	Leysanın sıra nömrəsi	Yağıntı layı, düym	Leysanın sıra nömrəsi	Yağıntı layı, düym
1945-ci il		1948-ci il		4	0.70
1	0.38	1	1.33*	5	0.57
2	0.47	2	0.65	6	0.46
2	0.39	3	0.47	7	0.48
4	0.76	4	0.84	8	1.30*
5	0.56	5	0.68	1953-cü il	
6	0.35	6	0.63	1	0.40
7	0.43	7	0.47	2	0.45
8	0.40			3	0.53
9	0.36	1949-cu il		4	2.50*
		1	0.52	5	1.03
1946-cı il		2	0.49	6	0.75
1	0.62			7	0.70
2	0.55	1950-ci il		8	1.70
3	0.88	1	0.55	1954-cü il	
4	0.47	2	0.63	1	0.42
5	0.36	3	0.69	2	0.70
6	1.15*	4	1.27*	3	0.85
7	0.75	5	1.10*	4	0.60
8	1.53*			1955-ci il	
9	0.51	1951-ci il		1	0.70
		1	0.88	2	0.95
1947-ci il		2	0.97	3	1.02
1	0.88	3	0.59	4	0.50
2	2.04*	4	0.46	5	0.65
3	0.76	5	0.50	6	0.55
4	0.97	6	0.55	7	0.52
5	0.71			8	0.45
6	1.07*	1952-ci il		9	0.54
7	0.94	1	0.47	10	0.60
8	1.20*	2	1.20*	11	0.80
		3	0.93	12	0.95

Qeyd: 1. Hər bir müşahidə illərində qeydə alınmış maksimal yağış layının altından xətt çəkilmişdir (illik sıra). 2. Bütün müşahidə dövründə qeydə alınmış ən böyük yağış layları (*) işarəsi ilə göstərilmişdir (natamam sıra).

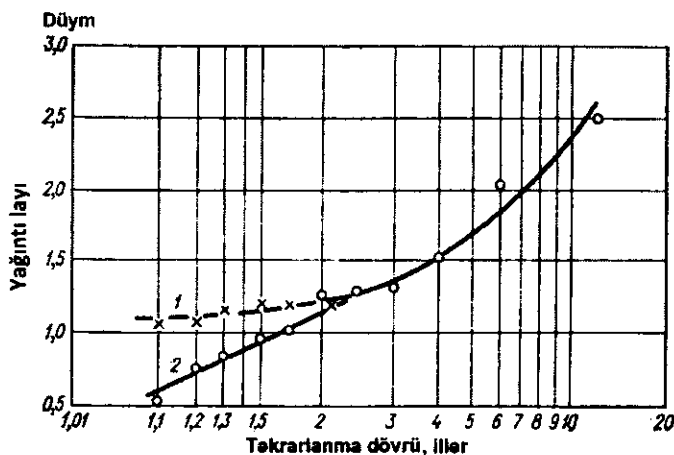
Həlli: Bu misalın həlli aşağıdakı cədvəldə göstərilmişdir:

№	Yağın təbəqəsi, düym		Təkrarlanma dövrü (n+1)/m
	İllik sıra	Natamam sıra	
1	2.50	2.50	12
2	2.04	2.04	6
3	1.53	1.53	4
4	1.33	1.33	3
5	1.30	1.30	2.4
6	1.27	1.27	2
7	1.02	1.20	1.7
8	0.97	1.20	1.5
9	0.85	1.15	1.3
10	0.76	1.10	1.2
11	0.52	1.07	1.1

Cədvəl 4.13. İllik və natamam davamiyyət sıraları üçün təkrarlanma dövrlərinin müqayisəsi

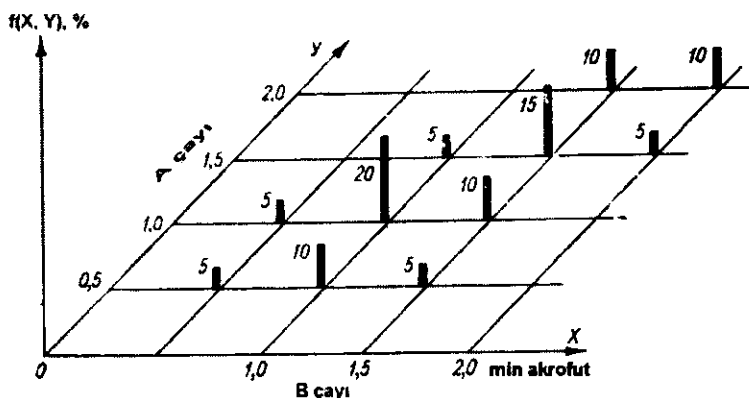
Təkrarlanma dövrü, il	
Natamam sıra	İllik sıra
0.5	1.2
1.0	1.6
1.5	2.0
2.0	2.5
5.0	5.5
10.0	10.5

Hesablamaların nəticələri şəkil 4.9-da göstərilmişdir.



Şəkil 4.9. 30 dəqiqə davam edən yağışların maksimal laylarının təkrarlanma dövrlərinin illik və natamam sıralar üçün müqayisəsi
1-natamam sıra; 2-illik sıra.

Misal 4.14. İki çayın kvartal axımının birgə diskret paylanması üçün (şəkil 4.10) X və Y marginal paylanmanı tapın, həmçinin orta kəmiyyət, dispersiya, orta kvadratik meyletmə, kovariasiya və korrelyasiya əmsallarını hesablayın.



Şəkil 4.10. A və B çayları üçün kvartal axımının birgə diskret paylanması

Həlli: 1. Y-in qiymətlərinin cəmi X marginal paylanmanı verir:

X ······	0.5	1.0	1.5	2.0
f(x) ·····	0.10	0.35	0.40	0.15

2. X-in qiymətlərinin cəmi Y marginal paylanmanı verir:

X ······	0.5	1.0	1.5	2.0
f(x) ·····	0.20	0.35	0.25	0.20

3. $\bar{x} = \sum x f(x) = 0.5(0.1) + 1.0(0.35) + 1.5(0.40) + 2.0(0.15) = 1.3$ min akrofut.

4. $s_x^2 = \sum (x - \bar{x})^2 f(x) = (0.5 - 1.3)^2(0.1) + (1.0 - 1.3)^2(0.35) + (1.5 - 1.3)^2(0.40) + (2.0 - 1.3)^2(0.15) = 0.459$ min kv. akrofut

5. $s_x = 0.677$ min akrofut.

6. Analoji olaraq $\bar{y} = 1.23$ min akrofut; $s_y^2 = 0.262$ min kv. akrofut; $s_y = 0.512$ min akrofut.

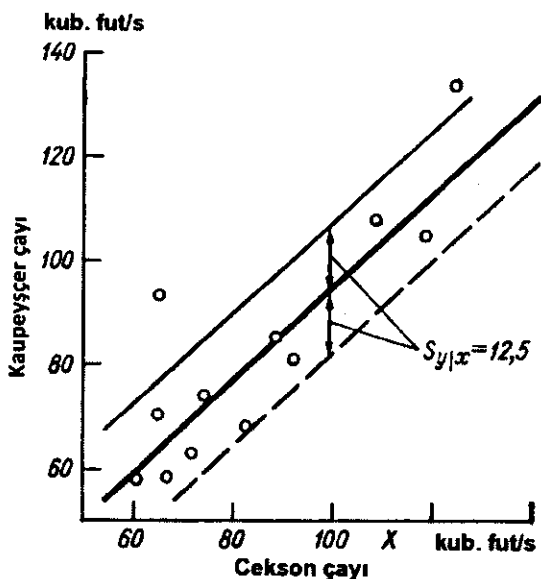
7. $cov(x, y) = \sum (x - \bar{x})(y - \bar{y}) f(x, y) = (0.5 - 1.3)(0.5 - 1.23)(0.05) + (0.5 - 1.3)(1.0 - 1.23)(0.05) + \dots + (2.0 - 1.3)(2.0 - 1.23)(0.10) = 0.145$.

8. $r_{x,y} = \frac{cov(x, y)}{(s_x)(s_y)} = \frac{0.145}{0.677 \cdot 0.512} = 0.418$

Misal 4.15. Cekson x və Kaupeyşçer y çaylarının orta sutkalıq minimal su sərfələri arasında korrelyasiya əmsalını hesablayın və reqressiya tənliyini tərtib edin. Sıraların uzunluğu 12 ilə bərabərdir. Müşahidə məlumatları aşağıdakı cədvəldə verilir.

İl	Cekson çayı	Kaupeyşçer çayı
1941	61	58
1942	92	81
1943	65	70
1944	72	63
1945	82	68
1946	67	58
1947	74	74
1948	118	105
1949	124	134

1950	108	108
1951	65	93
1952	88	85
Orta	84,7	83,1
Orta kvadratik meyiletmə	20,8	22,3



Şəkil 4.11. Kaupeyşer və Cekson çaylarının orta sutkalıq minimal su sərfələri arasında əlaqə qrafiki

Həlli: 1. Əvvəlcə cəm ifadələr hesablanır: $\sum x = 1016$, $\sum y = 997$, $\sum x^2 = 91\,216$, $\sum xy = 89\,299$.

2. Reqrəssiya tənliyinin α və β parametrləri tapılır:

$$\beta = \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} = \frac{89\,299 - \frac{1016 \cdot 997}{12}}{91\,216 - \frac{(1016)^2}{12}} = 0.941,$$

$$\alpha = \frac{\sum y_i}{n} - \frac{\beta \sum x_i}{n} = \frac{997}{12} - 0.941 \frac{1016}{12} = 3.44.$$

Reqrəssiya tənliyi belə alınır: $y = 3.44 + 0.941 x$.

3. Korrelyasiya əmsalı hesablanır: $r = \beta \frac{\sigma_y}{\sigma_x} = \frac{0.941 \cdot 20.8}{22.3} = 0.86$.

4. Əlaqənin orta kvadratik xətası hesablanır:

$S_{x/y} = \frac{n}{n-2} S_y^2 (1 - r^2)$. Xəta $\pm 12,5$ təşkil edir. Bu xətanın qiymətini nəzərə almaqla şəkil 4.11-də əlaqələrin dayanıqlıq dərəcəsini göstərən iki düz xətt keçirilmişdir. Onlar regressiya xəttinə paraleldir.

Misal 4.16. Şəkil 4.12-də orta illik su sərfələrinin paylanma ehtimalı diskret formada verilmişdir. Su sərfələrinin qiymətləri 60-100 min akrofut arasında dəyişir. Şəkil 4.12a-da dörd diskret qradasiyaya bölünmüş (60-dan 70-ə və 70-dən 80 min akrofuta qədər və s.) müşahidə olunmuş su sərfələrinin ehtimallarının tam xarakteristikası verilmişdir. İllik axımın sonrakı təhlilində müəyyən olunmuşdur ki, serial korrelyasiya mövcuddur və o ehtimalların dörd şərti paylanması formasında ümumiləşdirilə bilər (şəkil 4.12b-d).

Keçid ehtimalları matrisini tərtib edin və 2 vəziyyətindən başlayaraq (sərfələr qradasiyası 70-80 min akrofut arasında), stasionar prosesin ehtimallarının şəkil 4.12a-da verilən ilə eyni olduğunu göstərin.

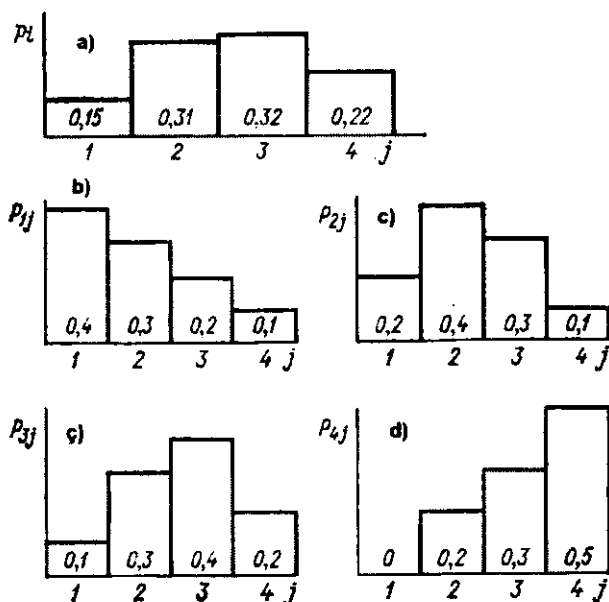
Cədvəl 4.14. Keçid ehtimalları matrisi

İntervallar üzrə y ilində su sərfinin qiyməti, i	İntervallar üzrə $y+1$ ilində su sərfinin qiyməti, j			
	1	2	3	4
1	0.4	0.3	0.2	0.1
2	0.2	0.4	0.3	0.1
3	0.1	0.3	0.4	0.2
4	0.0	0.2	0.3	0.5

Həlli: 1. Stasionar prosesin ehtimalı, yəni, şəkil 4.12a-dakı ehtimal vektoru $P_i = (0.15, 0.31, 0.32, 0.22)$ -dir. Qeyd etmək lazımdır ki, $\sum P_i = 1$.

2. Bir vəziyyətdən o birinə keçidin ehtimalı P_{ij} təşkil edir. Başqa sözlə P_{ij} i vəziyyətində olma və növbəti ildə j vəziyyətinə keçidin ehtimalıdır və onun qiymətləri şəkil 4.12b-d-dən

götürülür. Keçid ehtimalı matrisi (cədvəl 4.14) P_{ij} kimi yazıla bilər (sətir üzrə cəmləmə vahid verir).



Şəkil 4.12. Orta illik su sərfələrinin diskret ehtimallarının paylanması

a-marginal paylanma. Şərti paylanma; *b*-1 vəziyyətindən *j* vəziyyətinə kimi; *c*-2 vəziyyətindən *j* vəziyyətinə kimi; *ç*- 3 vəziyyətindən *j* vəziyyətinə kimi; *d*- 4 vəziyyətindən *j* vəziyyətinə kimi. 1-4 – su sərfələrinin intervalları.

3. Vəziyyət 2-dən başlayaraq, *y* ili üçün vəziyyətin ehtimal vektoru $P_i^{(y)}=(0,1, 0,0)$ -dir. Növbəti *y*+1 ilinə keçmək üçün $P_i^{(y+1)} = P_i^{(y)} P_{ij}$ tənliyi həll olunmalıdır.

$$P_i^{(y+1)} = (0 \ 1 \ 0 \ 0) \begin{pmatrix} 0,4 & 0,3 & 0,2 & 0,1 \\ 0,2 & 0,4 & 0,3 & 0,1 \\ 0,1 & 0,3 & 0,4 & 0,2 \\ 0,0 & 0,2 & 0,3 & 0,5 \end{pmatrix} \\ = (0,2 \ 0,4 \ 0,3 \ 0,1).$$

Analoji olaraq P_i^{y+2} vektoru üçün keçid aşağıdakı kimi yazıla bilər:

$$P_i^{y+2} = (0.2 \quad 0.4 \quad 0.3 \quad 0.1)P_{ij} = (0.19 \quad 0.33 \quad 0.31 \quad 0.17).$$

4. 9 keçiddən sonra stasionar prosesin vektoru cədvəl 4.15-də göstərilən kimi alınır.

Cədvəl 4.15. Ardıcıl keçidlərin ehtimallar vektoru

il y	Sərflərin ehtimalı			
	$p_1^{(y)}$	$p_2^{(y)}$	$p_3^{(y)}$	$p_4^{(y)}$
y	0.000	1.000	0.000	0.000
y+1	0.200	0.400	0.300	0.100
y+2	0.190	0.330	0.310	0.170
y+3	0.173	0.316	0.312	0.199
y+4	0.164	0.311	0.314	0.211
y+5	0.159	0.310	0.315	0.216
y+6	0.157	0.309	0.316	0.218
y+7	0.156	0.309	0.316	0.219
y+8	0.154	0.309	0.317	0.220
y+9	0.150	0.310	0.320	0.220
y+10	0.150	0.310	0.320	0.220

Misal 4.17. Aşağıda verilmiş məlumatlardan istifadə etməklə yağıntılarda 10% təminatlı intensivlik-davamiyyət-təkrarlanma əyrisini qurun.

Davamiyyət, t dəq	0.5	10	15	30	60	120
İntensivlik, i düym/saat	7.1	5.9	5.1	3.8	2.3	1.4
1/i	1.4	1.7	2.0	2.6	4.3	7.1

Həlli: 1. $i = \frac{A}{t+B}$ bərabərliyi aşağıdakı xətti şəkə salına bilər:

$$\frac{1}{i} = \frac{t}{A} + \frac{B}{A}$$

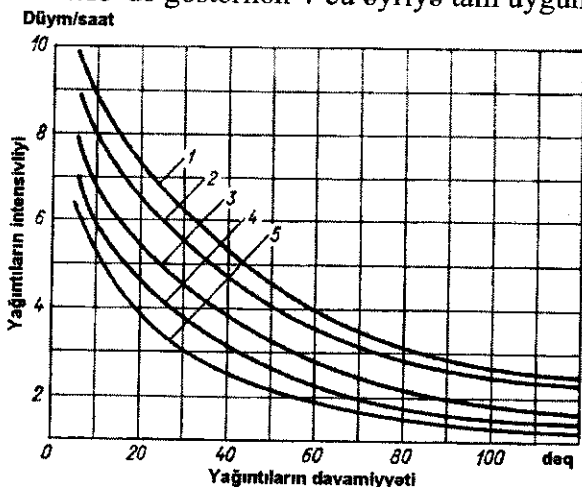
2. 1/i-nin zamandan (t) asılılıq qrafikini quraraq, $\frac{1}{i} = 0.005 t \pm 0.12$ rəqressiya tənliyini alırıq. Bu tənlikdən görünür ki, A=200, B=24.

3. Beləliklə, yağıntının intensivliyi üçün düstur belə yazılır:

$$i = \frac{200}{(t+24)}.$$

Korrelyasiya əmsalı – 0.997-ə bərabərdir. Empirik

nöqtələr şəkil 4.13-də göstərilən 4-cü əyriyə tam uyğundur.



Şəkil 4.13. İntensivlik-davamiyyət-təkrarlanma əyriləri

1- 100 ildə 1 dəfə təkrarlanma; 2- 50 ildə 1 dəfə təkrarlanma; 3- 20 ildə 1 dəfə təkrarlanma; 4- 10 ildə 1 dəfə təkrarlanma; 5- 5 ildə 1 dəfə təkrarlanma.

Misal 4.18. Su səfləri loqarifmlərinin orta kvadratik meylectməsi (X_1), sutoplayıcı sahələrin loqarifmləri (X_2) və bir il ərzində yağışsız günlərin sayının loqarifmləri (X_3) məlumdur (cədvəl 4.16). Mənfi qiymət almamaq üçün, X_1 parametri ($1+\log s$)-ə bərabər götürülür. Regional korrelyasiyanı qiymətləndirmək üçün reqressiya tənliyini və çoxhədli korrelyasiya əmsalını tapın.

Həlli: 1. Hesablamalarda aşağıdakı tənliklərdən istifadə olunur:

$$\begin{aligned} \sum y &= an + \beta_1 \sum x_1 + \beta_2 \sum x_2, \\ \sum y x_1 &= \alpha \sum x_1 + \beta_2 \sum x_1^2 + \beta_1 \sum x_1 x_2, \\ \sum y x_2 &= \alpha \sum x_2 + \beta_1 \sum x_1 x_2 + \beta_2 \sum x_2^2. \end{aligned}$$

Bu tənliklərin parametrləri aşağıdakılardır:

$$\alpha = 1,34; \quad \beta_1 = -0,013; \quad \beta_2 = -0,49.$$

Reqressiya tənliyi

$$X_1 = 1,31 - 0,013X_2 - 0,49$$

və ya

$$\log s = 0,34 - 0,013 \log (X_2) - 0,49 \log (X_3)$$

2. Çoxhadli korrelyasiya əmsalı aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$S_{y|x_1x_2}^2 = \frac{1}{n-3} \sum (y_1 - \hat{y})^2,$$

$$R = \left(1 - \frac{S_{y|x_1x_2}^2}{S_y^2} \right)^{1/2}.$$

Cədvəl 4.16. 50 yağıntıölçənin müşahidə məlumatı (loqarifmlə)

No	X ₂	X ₃	X ₁	No	X ₂	X ₃	X ₁
1	1.61	2.11	0.29	35	3.63	1.81	0.64
2	2.89	2.12	0.18	36	1.91	1.58	0.37
3	4.38	2.11	0.17	37	2.26	1.48	0.27
4	3.20	2.04	0.44	38	2.97	1.89	0.54
5	3.92	2.07	0.38	39	0.70	1.32	0.63
6	1.61	2.04	0.37	40	0.30	1.54	0.78
7	3.21	2.09	0.30	41	0.38	1.62	0.46
8	3.65	1.99	0.35	42	2.87	2.03	0.44
9	3.23	2.15	0.16	43	2.42	2.26	0.24
10	4.33	2.08	0.11	44	4.53	1.93	0.03
11	1.60	2.09	0.32	45	3.04	1.78	0.30
12	2.82	2.00	0.34	46	4.13	2.00	0.17
13	2.40	2.00	0.25	47	1.49	2.01	0.14
14	3.69	2.09	0.43	48	5.37	1.95	0.10
15	2.18	2.19	0.27	49	1.36	2.11	0.27
16	2.09	2.17	0.25	50	2.31	2.23	0.18
17	4.48	1.91	0.52				
18	4.95	1.95	0.18	Σ X	147.55	96.24	17.89
19	2.21	1.97	0.39	\bar{X}	2.951	1.925	0.358
20	3.41	2.08	0.40				
21	4.82	1.88	0.25	Σ X X ₂	503.7779	285.5627	51.1527
22	1.78	1.93	0.23	$\frac{\Sigma X \Sigma X_2}{n}$	435.4200	284.0042	52.7934
23	4.39	1.74	0.54				
24	3.23	2.01	0.51	Σ X X ₂	68.3579	1.5585	-1.6407
25	3.58	2.04	0.45				
26	1.64	1.78	0.63	Σ X X ₃		187.5912	33.2598

27	4.58	1.76	0.45	$\frac{\Sigma X \Sigma X_3}{n}$		185.2428	34.4347
28	3.26	1.93	0.59				
29	4.29	1.81	0.46	$\Sigma x x_3$	1.5585	2.3484	-1.1749
30	1.23	1.89	0.32				
31	3.44	1.48	0.96	$\Sigma X X_1$			8.1635
32	2.11	1.97	0.12	$\frac{\Sigma X \Sigma X_3}{n}$			6.4010
33	1.94	1.87	0.20				
34	2.73	1.36	0.58	$\Sigma x x_3$	-1.6407	-1.1749	1.7625

Qeyd: $X_1 = 1 + \log s$; $X_2 = \log(F)$ (F – sutoplayıcının sahəsidir); X_3 – bir il ərzində yağışsız günlərin sayı; $x = (X - \bar{X})$.

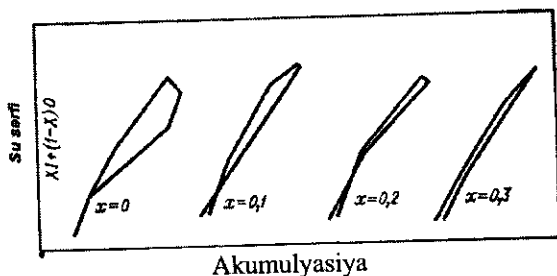
Misal 4.19. Maksvemp çayının aşağı və yuxarı məntəqələrində su sərfələri aşağıdakı cədvəldə verilir. Bu çay hissəsi üçün Mas-kinqam üsulunun K və x parametrlərinin qiymətlərini təyin edin.

Aydın günü	Məntəqədə su sərfi, kub.fut/s	Məntəqədə su sərfi, kub.fut/s	Məcrada suyun həcmi, 10^3 kub.fut/s \times (s·sutka)	x-in müxtəlif qiymətlərində çay hissəsində su sərfi (kub.fut/s)		
				x=0.1	x=0.2	x=0.3
M A R T						
16	5.870	4.180	1.7	4.350	4.520	4.690
17	9.310	6.970	4.0	7.200	7.440	7.670
18	12.900	7.560	9.4	8.090	8.630	9.160
19	20.500	14.200	15.7	14.800	15.500	16.100
20	21.000	18.300	18.4	18.600	18.800	19.100
21	23.400	18.500	23.3	19.000	19.500	20.000
22	32.500	21.300	34.5	22.400	23.500	24.700
23	55.400	29.300	60.6	31.900	34.500	37.100
24	62.700	39.700	83.6	42.000	44.300	46.600
25	52.600	47.700	97.5	49.100	49.500	50.000
26	43.200	53.300	87.4	52.300	51.300	50.300
27	25.200	48.700	73.9	46.400	44.000	41.700
28	22.800	37.100	59.6	35.700	34.200	32.800
29	41.200	35.800	65.0	36.300	36.900	37.400
30	50.400	35.800	79.6	37.300	38.700	40.200
31	45.300	35.800	89.1	36.800	37.700	38.600

APREL						
1	38.800	42.700	85.2	42.300	41.900	41.500
2	27.000	44.100	68.0	42.400	40.800	39.000
3	16.200	35.400	48.9	33.500	31.600	29.600
4	12.400	25.200	36.1	23.900	22.600	21.400
5	10.200	16.400	29.9	15.800	15.200	14.500
6	8.080	11.500	26.5	11.200	10.800	10.500
7	6.010	9.380	23.1	9.040	8.710	8.370
8	5.050	7.860	20.3	7.300	7.300	7.020

Həlli: Çay hissəsində akumulyasiya olunan suyun miqdarı aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$S = \frac{b}{a} \left[xI^{\frac{m}{n}} + (1-x)Q^{\frac{m}{n}} \right].$$



Şəkil 4.14. x -in müxtəlif qiymətlərində ilgəyin formaları

Maskinqam üsulunda $\frac{m}{n} = 1$ və $\frac{b}{a} = K$ qəbul olunur. Bu halda yuxarıdakı düstur belə yazılır:

$$S = K [xI + (1-x)Q],$$

burada, K – əmsaldır və çay hissəsində su həcmnin orta su sərfinə nisbətində bərabərdir; x – çəki əmsalındır və 0-1 arasında dəyişir.

K və x parametrlərini təyin etmək üçün çayın yuxarı və aşağı məntəqələrində hidroqraflar qurulmalıdır. Çay hissəsində, müəyyən zaman intervalında su ehtiyatının dəyişməsi bu hissəyə daxil olan və çıxan su həcmlərinin fərqinə bərabərdir. Baxılan zaman intervalı üçün x -in müxtəlif qiymətlərində axımın bu dəyişməsi ilə su həcmnin axırncı düstura görə hesablanmış qiymətləri arasında əlaqə qrafiki qurulur (şəkil 4.14). İlgək ən nazik olan

əyriyə müvafiq x parametrinin qiyməti növbəti hesablamalar üçün qəbul olunur (bu halda əlaqə birmənəliyə daha yaxın olur). K parametrinin qiyməti də axırınıcı düstura görə hesablanır: $x=0.2$, $K = \frac{20}{10} = 2.0$ sutka.

Misal 4.20. $x=0.2$ və $K=2$ sutka olduqda, çay hissəsi üçün daşqın dalğasının transformasiyasını Maskinqam üsulu ilə hesablayın. Çay hissəsinə daxil olan su sərfələri cədvəlin ikinci sütununda verilmişdir.

Ayın günü	Yuxarı məntəqədə su sərfi, kub fut/s	$C_0 I_2$	$C_1 I_1$	$C_2 Q_1$	Hesablanmış su sərfi Q_2 , kub fut/s
16	4.260	203	1.823	2.232	4.268
17	7.646	365	3.272	4.006	7.481
18	11.167	533	4.780	5.852	9.327
19	16.730	798	7.160	8.767	13.912
20	21.590	1.030	9.241	11.313	19.006
21	20.950	999	8.967	10.978	21.017
22	26.570	1.267	11.372	13.923	23.920
23	46.000	2.194	19.688	24.104	36.475
24	59.960	2.860	25.663	31.419	52.374
25	57.740	2.754	24.713	30.487	58.344
26	47.890	2.284	20.497	25.094	52.667
27	34.460	1.644	14.748	18.057	41.308
28	21.660	1.033	9.270	11.350	28.382
29	34.680	1.654	14.843	18.172	29.086
30	45.180	2.155	19.337	23.674	39.550
31	49.140	2.344	21.032	25.749	47.740
1	41.290	1.969	17.672	21.636	44.823
2	33.830	1.614	14.479	17.727	37.743
3	20.510	978	8.778	10.747	27.194
4	14.720	702	6.300	7.713	18.105
5	11.436	545	4.895	5.992	13.270
6	9.294	441	3.959	4.846	10.443
7	7.831	374	3.352	4.103	8.670
8	6.228	297	2.666	3.263	7.056
9	6.083	290	2.604	3.187	6.227
$x=0.2$ $K=2$ sutka $C_0=0.0477$ $C_1=0.428$ $C_2=0.524$					

Hesablamalar aşağıdakı düsturlara görə yerinə yetirilir:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t},$$

$$S_2 - S_1 = K[x(I_2 - I_1) + (1 - x)(Q_2 - Q_1)],$$

$$Q_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 Q_1,$$

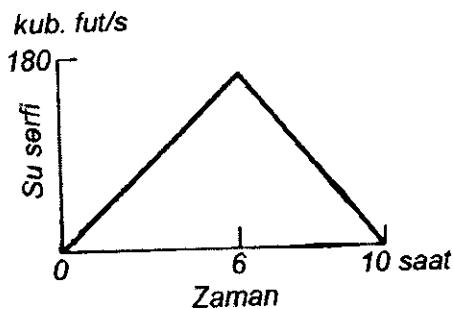
$$C_0 = \frac{-Kx + 0,5\Delta t}{K - Kx + 0,5\Delta t},$$

$$C_1 = \frac{K - Kx + 0,5\Delta t}{K - Kx - 0,5\Delta t},$$

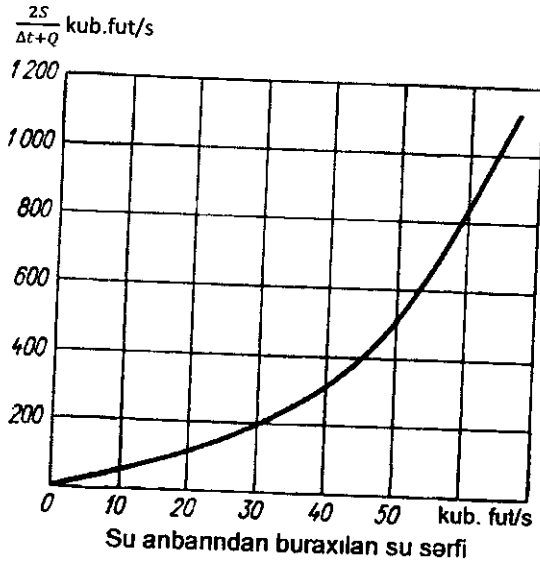
$$C_2 = \frac{K - Kx + 0,5\Delta t}{K - Kx + 0,5\Delta t}.$$

Transformasiya olunmuş daşqın dalğasının hidroqrafi yuxarıdakı cədvəlin axıncı sütununda verilmiş su sərfərinə görə tərtib oluna bilər.

Misal 4.21. Axımın üçbucaq formalı hidroqrafi (şəkil 4.15) və həcm əyrisi ($\frac{2S}{\Delta t} + Q$) verilmişdir (şəkil 4.16). Leysan başlamazdan əvvəl su anbarının ölü həcmnin tam dolmuş olduğunu nəzərə almaqla, su anbarının transformasiya etdiyi hidroqrafi tərtib edin.



Şəkil 4.15. Üçbucaq formalı axım hidroqrafi



Şəkil 4.16. $\frac{2S}{\Delta t} + Q = f(Q)$ əyrisi

Həlli: Su anbarından buraxılan su sərfi ilə anbardakı su həcmi arasında əlaqə qrafiki qurmaq olar. Belə asılılıq, aşağıdakı tənliyi addım-addım həll etməyə imkan verir:

$$I_n + I_{n+1} + \left(\frac{2S_n}{\Delta t} - Q_n \right) = \frac{2S_{n+1}}{\Delta t} + Q_{n+1},$$

burada I_n və I_{n+1} – müvafiq olaraq n və $n+1$ intervallarında çay hissəsinə daxil olan su sərfələri; Q_n və Q_{n+1} – çay hissəsindən axım; S_n və S_{n+1} – çay hissəsində akumulyasiya olunan suyun miqdarıdır.

S_n və Q_n -in məlum qiymətlərinə əsasən S_{n+1} və Q_{n+1} -in qiymətləri təyin olunur. Misalın həllinin gedişatı axımın üçbucaq formalı hidroqrafı üçün cədvəl 4.17-də göstərilmişdir.

Cədvəl 4.17. Transformasiyanın hesablanma cədvəli

Zaman, saat	n	I_n , kub fut/s	$I_n + I_{n+1}$, kub fut/s	$\frac{2S_n}{\Delta t} - Q_n$, kub fut/s	$\frac{2S_{n+1}}{\Delta t} + Q_{n+1}$, kub fut/s	Q_{n+1} , kub fut/s
1	2	3	4	5	6	7
0	1	0	30	0		0
1	2	30	90	20	30	5
2	3	60	150	74	110	18
3	4	90	210	160	224	32
4	5	120	270	284	370	43
5	6	150	330	450	554	52
6	7	180	315	664	780	58
7	8	135	225	853	976	63
8	9	90	135	948	1078	65
9	10	45	45	953	1085	65
10	11	0	0	870	998	64
11	12	0	0	746	870	62
12	13	0	0	630	746	58

Δt hesabi interval adətən elə seçilir ki, verilmiş hidroqrafın qalxma əyrisini ən azı beş intervala bölmək mümkün olsun. Qalxma əyrisində nöqtələrin sayının artırılması, yəni, Δt -nin azalması ədədi inteqrallamanın dəqiqliyini artırır.

Yuxarıda göstərilən tənliyi həll etmək üçün aşağıdakı düsturdan da istifadə olunmalıdır:

$$Q = CLH^x,$$

burada, Q – suaşırıcdan keçən su sərfi, kub fut/s; C – sərf əmsalı; L – suaşırıcnın yalının eni, fut; H – suaşırıcnın yalı üzərində basqı, fut; x – üst göstəricisi, adətən $x = 3/2$.

Hər bir hesablama intervalında su anbarının müxtəlif səviyyələri üçün onun həcm əyrisindən istifadə etməklə S və Q -in, daha sonra isə $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ funksiyasının qiymətləri təyin olunur. Bu funksiyanın su anbarından buraxılan su sərfindən asılılıq qrafikini qurduqda, şəkil 4.16-da verilmiş əyri alınır. Bu əyriyə əsasən cədvəl 4.17-də göstərilmiş 13 zaman intervalının hər biri

üçün hesabat aparılıb. Cədvəlin 3-cü sütununda anbara axımın hidroqrafının ordinatları I_n , 4-cü sütununda isə $I_n + I_{n+1}$ cəmləri yazılmışdır. Şərtə əsasən ölü həcm tamamilə dolu olduğundan 5 və 7-ci sütunların ilk qiymətləri sıfıra bərabərdir.

6-cı sütunun ilk qiyməti, yəni, 30 kub.fut/s, yuxarıdakı əsas tənlikdən alınıb:

$$I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2,$$

$$30 + 0 = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

Su sərfi $Q_2 = 5$ kub fut/s şəkil 4.16-da verilən əyridən $\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 = 30$ kub.fut/s-qiymətinə görə təyin olunub. Sonra ikinci interval üçün ($n=2$) Q_2 -nin məlum kəmiyyətinə görə 5-ci sütunda verilmiş funksiya alınıb. Bunun üçün $\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$ kəmiyyətindən Q_2 kəmiyyətini iki dəfə çıxmaq yetərlidir. Nəticədə 20 kub fut/s alınır.

Bütün n intervallar üçün su anbarından buraxılan sərfərin cədvəl üzrə hesablanması aşağıdakı ardıcılıqla yerinə yetirilir:

1. 1 və 3-cü sütunlardakı kəmiyyətlər su anbarına axım hidroqrafının məlumatlarından məlumdur.

2. 4-cü sütundakı məlumatlar 3-cü sütundan götürülmüş rəqəmlərin cəmini $I_n + I_{n+1}$ göstərir.

3. $\frac{2S}{\Delta t} + Q = f(Q)$ qrafikinə əsasən Q -nün qiyməti tapılır.

4. 6-cı sütunda olan rəqəmlərdən iki dəfə 7-ci sütunun uyğun rəqəmləri çıxılır və 5-ci sütuna yerləşdirilmiş $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ -nün qiyməti tapılır.

5. 4 və 5 sütunlarının rəqəmləri ardıcıl olaraq cəmlənir. Nəticə növbəti hesabi zaman intervalı üçün 6-cı sütuna yazılır.

6. Su anbarından buraxılan növbəti sərfin qiyməti şəkil 4.16-da göstərilmiş asılılıqdan istifadə etməklə, $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ kəmiyyətinə əsasən tapılır.

7. 3-6-cı əməliyyatlar su anbarından buraxılan su sərfələrinin tam hidroqrafı alınana kimi təkrarlanır.

4.4. Yeraltı suların hidrologiyası

Misal 4.22. Sulu horizontda suyun temperaturu 60°F , xüsusi sərf isə $1,2$ fut/s-dir. Məsəməli mühitdə hissəciklərin orta diametri $0,08$ düymdür. Reynolds ədədini tapın və Darsi qanununun tətbiqinin mümkünlüyünü təyin edin.

Həlli: Reynolds ədədi aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$N_{Re} = \frac{\rho q d}{\mu},$$

burada q – xüsusi sərf; d – hissəciklərin orta diametri, düym; ρ – suyun sıxlığı; μ – dinamiki özlülük əmsalındır, (funt·s)/kv.fut .

Bu düstur aşağıdakı kimi yazıla bilər:

$$N_{Re} = \frac{d q}{\nu},$$

burada ν – kinematik özlülük əmsalındır ($\nu = \frac{\mu}{\rho}$).

Xüsusi cədvəldən tapılır ki, $t=60^{\circ}\text{F}$ olduqda, $\nu = 1,21 \cdot 10^{-5}$ fut/s-dir. Xüsusi sərfi fut/s ilə ifadə etsək,

$$q = \frac{1,2}{86400} = 1,39 \cdot 10^{-5} \text{ fut/s.}$$

Hissəciklərin orta diametri isə fut ilə

$$d = \frac{0,08}{12} = 0,0067$$

təşkil edir.

Reynolds ədədi

$$N_{Re} = \frac{1,39 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0067}{1,21 \cdot 10^{-5}} = 0,0077 \text{ alınır.}$$

$N_{Re} < 1$ olduğundan, Darsi qanunu tətbiq edilə bilər.

Misal 4.23. Su saxlayan süxurların laboratoriyada tədqiqinə əsasən, standart sukeçirmə əmsalı $K_c = 3,78 \times 10^2$ (qallon·sutka)/kv.fut təşkil edir. Temperatur 50°F olduqda çöl sukeçirmə əmsalını K_{ζ} təyin edin.

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

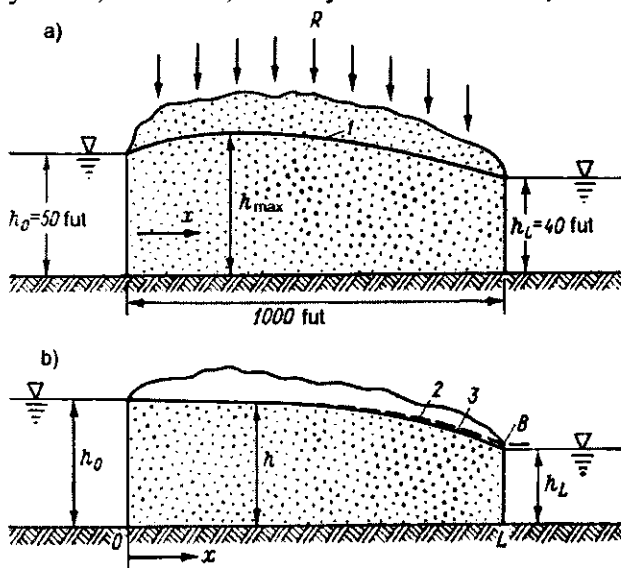
$$K_{\zeta} = K_c \frac{\mu_{60}}{\mu_{\zeta}},$$

burada μ_{60} – temperatur 60°F olduqda dinamik özlülük əmsalı; μ_{ζ} – çöl şəraitinə uyğun temperaturda dinamik özlülük əmsalıdır.

60°F temperaturda kinematik özlülük $1,21 \cdot 10^{-5}$ kv.fut/s, 50°F -də isə $1,41 \cdot 10^{-5}$ kv.fut/s təşkil edir (bu rəqəmlər xüsusi cədvəldən götürülür).

$$K_{\zeta} = \frac{3,78 \cdot 10^2 \cdot 1,21 \cdot 10^{-5}}{1,41 \cdot 10^{-5}} = 3,24 \cdot 10^2 \text{ (qallon·sütka)/kv. fut.}$$

Misal 4.24. Parametrləri şəkil 4.17-də göstərilən filtrasiya axınının sərfini Döpüü tənliyinin köməyi ilə tapın. Yan axının intensivliyi $R=0,01$ fut/süt, filtrasiya əmsalı $K=8$ təşkil edir.



Şəkil 4.17. İki su kütləsi arasındakı məsaməli mühidə qərarlaşmış axın a-infiltrasiya hesabına qidalanma şəraiti dəyişən basqısız axın, R ; b-infiltrasiya hesabına qidalanma şəraiti dəyişməyən basqısız axın; 1- sərbəst səth; 2- faktiki sərbəst səth; 3- Döpüü parabolası.

Həlli: Nəzərə alaq ki,

$$\frac{dQ}{dx} = R$$

və ya $Q = Rx + C$ ($x=0, Q=Q_0$ – olduqda). Ona görə də

$$Q = Rx + Q_0.$$

Həmçinin

$$Q = -Kh \frac{dh}{dx}.$$

Ona görə də

$$-Kh \frac{dh}{dx} = Rx + Q_0.$$

Bu ifadəni inteqrallasaq, aşağıdakını alarıq:

$$-\frac{Kh^2}{2} \Big|_{h_0}^{h_L} = \frac{Rx^2}{2} \Big|_0^L + Q_0x \Big|_0^L.$$

Buradan,

$$\frac{-K(h_L^2 - h_0^2)}{2} = \frac{RL^2}{2} + Q_0L,$$

$$Q_0 = \frac{K(h_0^2 - h_L^2)}{2L} - \frac{RL}{2}.$$

$Q = Rx + Q_0$ olduğundan, nəticədə

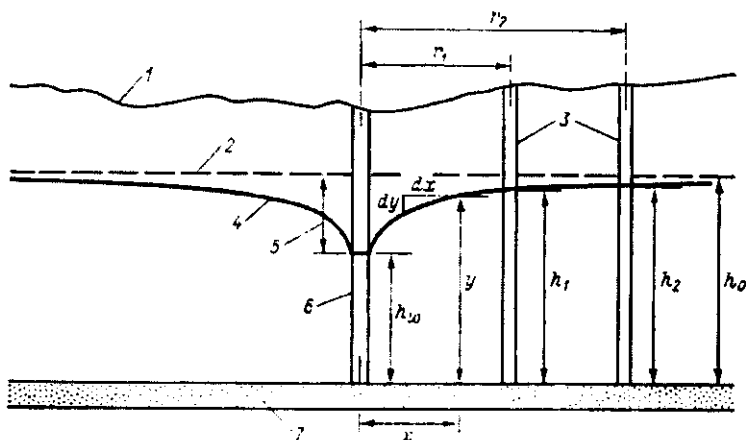
$$Q = R \left(x - \frac{L}{2} \right) + \frac{K(h_0^2 - h_L^2)}{2L},$$

$R=0,01 \cdot 7,5=0,075$ (qallon·sutka)/kv.fut,

$$Q = 0,075(1000 - 500) + \frac{8(50^2 - 40^2)}{2000} = 41,1 \quad (\text{qallon·sutka})/\text{kv.fut}$$

fut alınır.

Misal 4.25. Qalınlığı 100 fut olan təzyiqsiz sulu horizontdan 18 düymlük quyu vasitəsilə uzun müddət ərzində su götürülür. Bu quyudan 100 və 235 fut məsafədə yerləşən iki müşahidə quyusunda səviyyə müvafiq olaraq 22,2 və 21 fut aşağı düşmüşdür. Axını qərarlaşmış və filtrasiya əmsalını $K=1320$ (qallon·sutka/kv.fut) qəbul edərək su sərfini hesablayın (şəkil 4.18).



Şəkil 4.18. Basqısız sulu horizontda quyu

1- yerin səthi; 2- su aynasının ilkin vəziyyəti; 3- baxış quyuları; 4- depressiya qığı; 5- qrunt sularının səviyyəsinin enməsi; 6- su götürülən quyu; 7- sukeçirməyən lay.

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

$$Q = \frac{\pi K_p (h_2^2 - h_1^2)}{\lg \frac{r_2}{r_1}},$$

burada K_p – filtrasiya əmsalı, (qallon·süt)/kv.fut; r_1 və r_2 – məsafə, fut; h_1 və h_2 – sulu horizontların qalınlığıdır, fut.

Bu düstur verilmiş ölçü vahidlərinə müvafiq olaraq aşağıdakı kimi yazılır:

$$Q = \frac{K(h_2^2 - h_1^2)}{1055 \lg \left(\frac{r_2}{r_1} \right)},$$

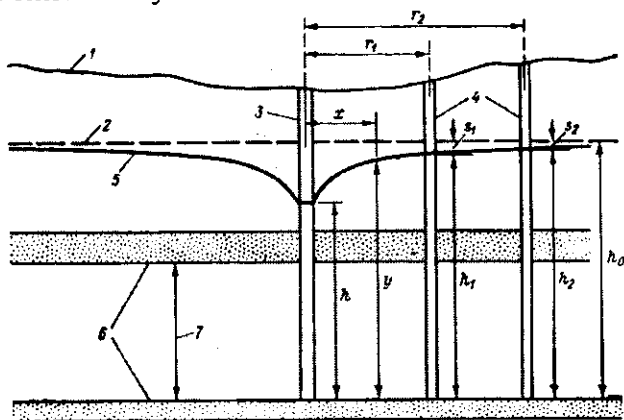
$$\lg \left(\frac{r_2}{r_1} \right) = \lg \left(\frac{235}{100} \right) = 0,37107,$$

$$h_2 = 100 - 21 = 79 \text{ fut}, \quad h_1 = 100 - 22,2 = 77,8 \text{ fut},$$

$$Q = \frac{1320 (79^2 - 77,8^2)}{1055 \cdot 0,37107} = 634,44 \text{ qallon/dəq.}$$

Misal 4.26. Artezian sulu horizontun qalınlığı 90 fut, tərkibi isə orta ölçülü qumdur. Qərarlaşmış rejimdə, götürülən suyun

sərfi 850 qallon/dəq-dir. Suyun səviyyəsinin enməsi quyudan 50 fut məsafədə yerləşən müşahidə quyusunda 10 fut, 500 fut uzaqdakı ikinci müşahidə quyusunda isə 1 fut təşkil edir (şəkil 4.19). Tam quyuyu ilə su götürülən artesian sulu horizontun filtrasiya əmsalını təyin edin.



Şəkil 4.19. Basqılı sulu horizontda quyuyu

1- yerin səthi; 2- başlanğıc pyezometrik səth; 3- su götürülən quyuyu; 4- baxış quyuları; 5- su götürüldükdən sonra pyezometrik səth; 6- sukeçirməyən laylar; 7- sulu horizontun qalınlığı, m.

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı düstura görə yerinə yetirilir:

$$K_{\zeta} = \frac{528Q \lg\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{m(h_2 - h_1)} = \frac{528 \cdot 850 \cdot \lg(10)}{90(10 - 1)} = 554 \text{ (qallon-sutka)/kv fut.}$$

Qeyd: m – sulu horizontun qalınlığıdır, fut.

Misal 4.27. Axının məqbul hidrodinamiki torundan istifadə etməklə quyuya axıb gələn su sərfini tapın. Sulu horizontun qalınlığı 35 fut, çöl şəraitində filtrasiya əmsalı $K_{\zeta} = 3,65 \cdot 10^{-4}$ fut/s təşkil edir. Digər parametrlər şəkil 4.20-də göstərilmişdir.

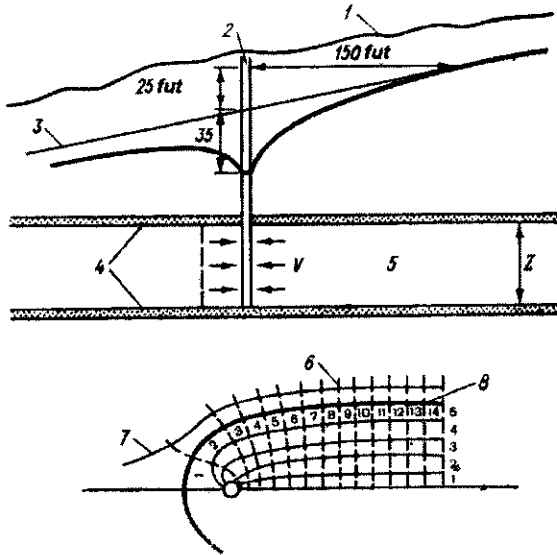
Həlli: Sulu horizontun vahid qalınlığına müvafiq su sərfi aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$q = \frac{Kmh}{n}$$

Beləliklə,

$$h = (35+25) = 60 \text{ fut}, \quad m = 2 \cdot 5 = 10, \quad n = 14,$$

burada m – axının bölündüyü seksiyaların sayı; n – axının hesabi uzunluğu boyu ekvipotensial xətlərin sayıdır.



Şəkil 4.20. Basqılı müntəzəm axında quyu və axının hidrodinamiki toru
 1- yerin səthi; 2- su götürülən quyu; 3- başlanğıc pyezometrik səth; 4- sukeçirməyən laylar; 5- basqılı sulu lay; 6- ekvipotensial xətlər; 7- axın xətləri; 8- quyunun qidalanma sahəsinin suayırıcısı.

$$q = \frac{3,65 \cdot 10^{-4} \cdot 60 \cdot 10}{14} = 0,0156 \text{ kub fut/s.}$$

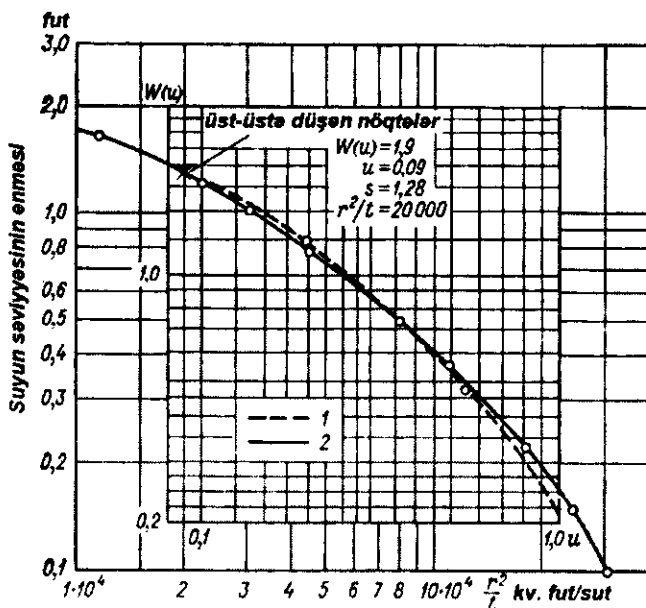
Sulu horizontdan axının ümumi sərfi $Q=0,0156 \cdot 35=0,55$ kub. fut/s və ya 245 qallon/dəq təşkil edir.

Misal 4.28. Teys tənliyinin qrafiki həllindən və aşağıda verilmiş cədvəlin məlumatlarından istifadə etməklə sulu horizontun sabitlərini təyin edin. Quyudan götürülən su sərfi 540 qallon/dəq təşkil edir.

Qeyd: r – su götürülən quyudan baxış quyusuna kimi olan məsafədir.

Həlli: $s = f\left(\frac{r^2}{t}\right)$ və $W(u) = f(u)$ ayrıləri eyni qrafikdə qurulur (şəkil 4.21).

r , fut	r^2/t	s , fut
50	1 250	3,04
100	5 000	2,16
150	11 250	1,63
200	20 000	1,28
300	45 000	0,80
400	80 000	0,51
500	125 000	0,33
600	180 000	0,22
700	245 000	0,15
800	320 000	0,10



Şəkil 4.21. Teys tənliyinin qrafiki həlli
1- W , 2- S .

Qrafiklərdə üst-üstə düşən nöqtələrin koordinatları şəkil 4.21-dən təyin olunur. T və S_k -nin qiymətləri isə aşağıdakı düsturlara görə hesablanır:

$$T = \frac{114,6Q}{s} W(u) = \frac{114,6 \cdot 540}{1,28} \cdot 1,9$$

$$= 99\,500 \left(\frac{\text{qallon} \cdot \text{sutka}}{\text{fut}} \right),$$

burada, T – keçiricilik əmsalı, qallon·sutka/fut; s – quyuda suyun səviyyəsinin azalması, fut; W(u) – quyru funksiyasıdır (cədvəl 4.18).

Cədvəl 4.18. W(u) funksiyasının qiymətləri

u	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
·1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
·10 ⁻¹	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
·10 ⁻²	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.15	2.03	1.92
·10 ⁻³	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
·10 ⁻⁴	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
·10 ⁻⁵	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
·10 ⁻⁶	13.24	12.14	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
·10 ⁻⁷	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
·10 ⁻⁸	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
·10 ⁻⁹	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
·10 ⁻¹⁰	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
·10 ⁻¹¹	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
·10 ⁻¹²	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
·10 ⁻¹³	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
·10 ⁻¹⁴	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
·10 ⁻¹⁵	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

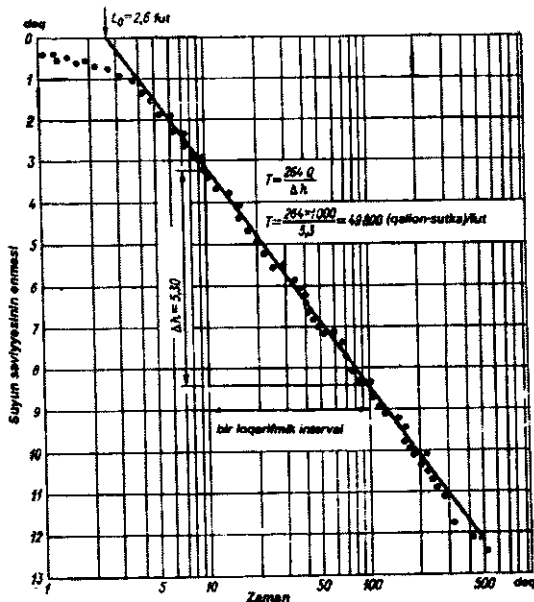
$$S_k = \frac{uT}{1,87 \frac{r^2}{t}} = \frac{0,09 \cdot 99\,500}{1,87 \cdot 20\,000} = 0,240,$$

burada, u–quyuda səviyyənin enməsinə səciyyəvləndirən parametr; t – quyudan su götürmənin başlanğıcından hesablanan vaxtdır, sutka; S_k – akumulyasiya əmsalıdır.

Misal 4.29. Şəkil 4.22-də göstərilmiş məlumatlara əsasən sulu horizontun keçiricilik T və akumulyasiya S_k əmsallarını tapın: $Q=1000$ qallon/dəq və $r = 300$ fut.

Həlli: Qrafikə əsasən (şəkil 4.22) quyuda səviyyənin enməsi $\Delta h=5.3$ fut təşkil edir. Keçiricilik əmsalı hesablanır:

$$T = \frac{264 \cdot Q}{\Delta h} = \frac{264 \cdot 1000}{5,3} = 49\,800 \text{ (qallon} \cdot \text{sutka)/fut}.$$



Şəkil 4.22. Quyuda səviyyənin suyun götürülmə davamiyyəindən asılılıq qrafiki

Akumulyasiya əmsalı aşağıdakı düstura görə hesablanır:

$$S_k = \frac{0,3 T t_0}{r^2}.$$

burada, t_0 – quyuda su səviyyəsinin sıfır azalmasına uyğun vaxtdır.

Şəkil 4.22-dən, başlanğıc zaman $t_0=2.6$ dəq və ya $t_0=1,81 \cdot 10^{-3}$ sutka alınır. Beləliklə,

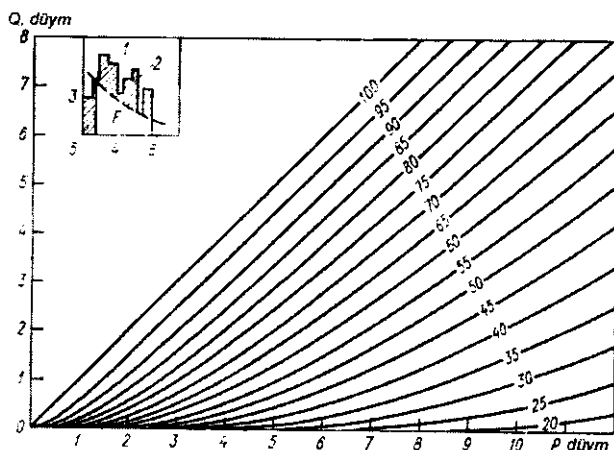
$$S_k = \frac{0,3 \cdot 49\,800 \cdot 1,81 \cdot 10^{-3}}{300^2} = 0,0003.$$

4.5. Hidrotexniki qurğular üçün hidroloji hesablamalar

Misal 4.30. Sutoplayan qurğunu (b kateqoriyalı) layihələndirmək üçün tələb olunan daşqın hidroqrafını ABŞ-ın Torpaqları Mühafizə Xidmətinin SCS üsuluna görə tərtib edin. Sutoplayıcı sahə 1.86 kv.mil, yağış sularının konsentrasiya (yığılma) müddəti 1.25 saat və tələb olunan təkrarlanmaya uyğun yağıntı layı 9,4 düym təşkil edir. 82 № -li axım əyrisindən istifadə edin.

Həlli: 1. Yağıntıların sahəyə görə reduksiya əmsalı təyin edilir. Sutoplayıcının sahəsi 10 kv.mil-dən az olduğu üçün bu əmsal vahidə bərabərdir.

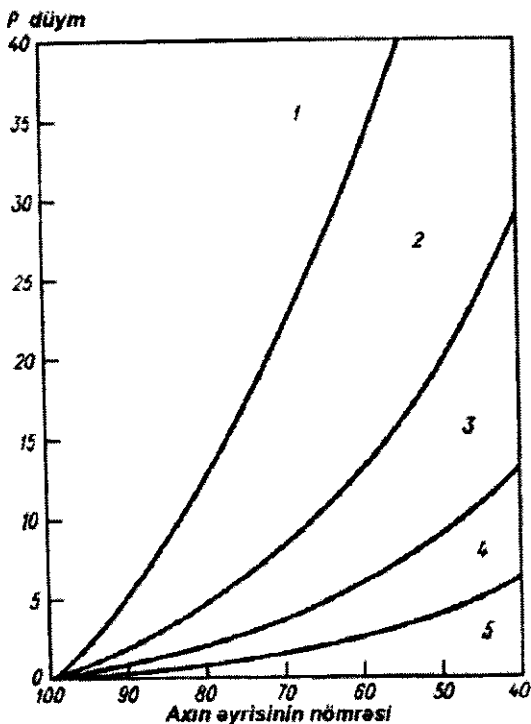
2. $T < 6$ saat olduğundan yağış sularının konsentrasiya (yığılma) müddəti dəqiqləşdirilir.



Şəkil 4.23. Yağış layına görə daşqının axım layının təyini qrafikləri
1-yağıntılar; 2- $P \geq I_N$, $S \geq I_N + F$ və $F = P - I_N - Q$ olduqda axım layı
 $Q = \frac{(P - I_N)^2}{P - I_N + S}$, burada I_N - yağıntıların başlanğıc itkiləri, S - cəm itkilər, F -
axım məmələgələn dövrdə infiltrasiya itkiləri; 3-yağışın şiddətliyi; 4- zaman; 5-
yağıntıların başlanğıc itkiləri; 6- infiltrasiya əyrisi. Əyriyənin yanında
onların nömrələri göstərilmişdir: № $= \frac{1000}{10 + S}$.

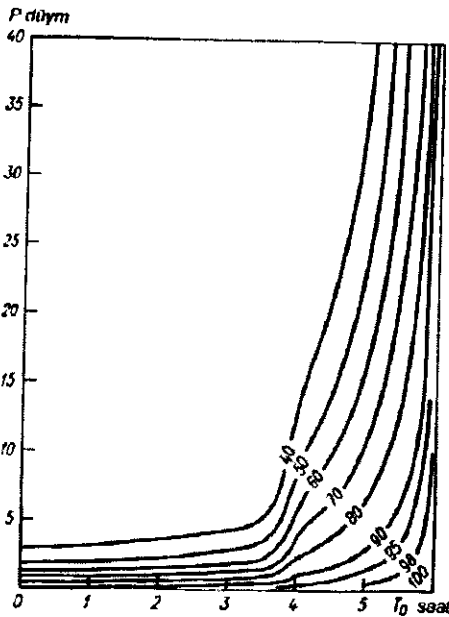
3. Daşqının axım layı Q şəkil 4.23-ə əsasən təyin edilir. 82 №-li əyridən tapırıq ki, $P=9.4$ düym olduqda, $Q=7,21$ düym təşkil edir.

4. Şəkil 4.24-ə əsasən hidroqraflar qrupunun nömrəsi təyin olunur. 82 №-li əyriyə uyğun və yağıntı layı $P=9.4$ düym olan nöqtə sektor 2-də yerləşir, yəni hesablamalar üçün 2№-li hidroqraflar qrupu qəbul olunmalıdır.



Şəkil 4.24. Axım əyrisinin nömrəsi
(əyrilər arasında hidroqraflar qrupunun nömrəsi göstərilir)

5. $P=9,4$ düym olduqda 82 №-li əyri üçün yağıntıların davamiyyəti şəkil 4.25-dən tapılır: $T_0=5,37$ saat.



Şəkil 4.25. İzafi yağıntıların davamiyyəti (T_0)

6. Hidroqrafın qalxma müddəti hesablanır: $T_p=0,7$; $T_k=0,88$ saat.

$$7. \frac{T_0}{T_p} = \frac{5,37}{0,88} = 6,10 .$$

8. T_0/T_p nisbətinin düzəliş edilmiş qiyməti xüsusi cədvələ əsasən 6-ya bərabərdir.

$$9. \text{Düzəliş nəzərə alınır: } \frac{T_0}{T_p} = \frac{5,37}{6,0} = 0,895 \text{ saat.}$$

$$10. q_{\max} = 484 A/T_p = 1006 \text{ kub.fut/s (A – sutoplayıcı sahədir).}$$

$$11. Q_{q_{\max}} = (7,21) (1006) = 7250 \text{ kub.fut/s hasil hesablanır.}$$

12. Sintez olunan hidroqrafın zaman koordinatı saatlarla təyin edilir. Bu məqsədlə, SCS üsulunda istifadə olunan xüsusi cədvəlin (cədvəl 4.19a) 2№-li ayrılar qrupu üçün $T_0/T_p=6$ sütunundan uyğun qiymətlər seçilir və düzəliş edilmiş T_p -yə vurulur (cədvəl 4.19b).

Cədvəl 4.19a. SCS üsulumun xüsusi cədvəlinin fraqmenti (2№ -li hidroqraflar qrupu üçün)

$T_0/T_p=6$			
t/T_p	q_k/q_{max}	t/T_p	q_k/q_{max}
0	0	5.44	0.152
0.34	0.001	5.78	0.139
0.68	0.005	6.12	0.129
1.02	0.015	6.46	0.113
1.36	0.037	6.80	0.085
1.70	0.098	7.14	0.055
2.04	0.244	7.48	0.035
2.38	0.407	7.82	0.020
2.72	0.464	8.16	0.012
3.06	0.429	8.50	0.008
3.40	0.367	8.84	0.005
3.74	0.309	9.18	0.004
4.08	0.261	9.52	0.003
4.42	0.224	9.86	0.002
4.76	0.193	10.20	0.001
5.10	0.169	10.54	0

Cədvəl 4.19b. Hidroqrafın ordinatları

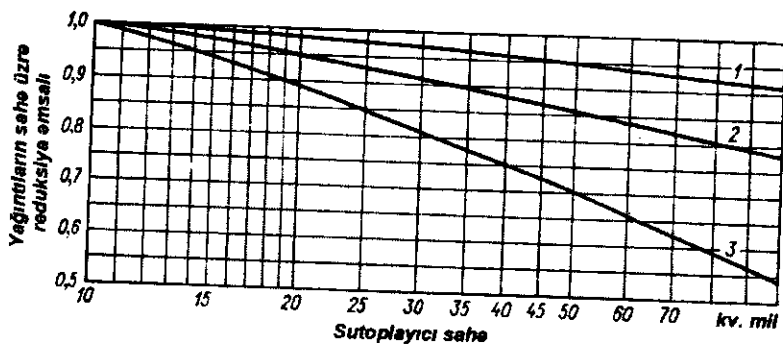
№	t saat	q , kub.fut/s	№	t saat	q , kub.fut/s
1	0	0	17	4,87	1102
2	0,30	7	18	5,17	1008
3	0,61	36	19	5,48	935
4	0,91	109	20	5,78	819
5	1,22	268	21	6,09	616
6	1,52	710	22	6,39	399
7	1,82	1769	23	6,69	254
8	2,13	2951	24	7,00	145
9	2,43	3364	25	7,30	87
10	2,64	3110	26	7,61	58
11	3,04	2661	27	7,91	36
12	3,35	2240	28	8,22	29
13	3,65	1892	29	8,52	22
14	3,96	1624	30	8,82	14
15	4,26	1399	31	9,13	7
16	4,56	1225	32	9,43	0

13. Hidroqrafın ordinatlarını q (kub.fut/s) hesablamak üçün cədvəl 4.19a-dan 2№-li əyrilər qrupu və $T_0/T_p=6$ -ya müvafiq q_k/q_{\max} sütununun bütün qiymətlərini Qq_{\max} -un qiymətlərinə vurmaq lazımdır (cədvəl 4.19b).

Qeyd: *b* kateqoriyalı hidrotexniki qurğular əsasən kənd təsərrüfatı rayonlarında inşa olunur. Bu cür qurğularda qəza baş verərsə evlərə, yollara və digər obyektlərə müxtəlif ziyanlar dəyə bilər.

Misal 4.31. Bəndin yalının anbardakı suyun səviyyəsindən hündürlüyünü təyin etmək üçün hesabi hidroqraf tərtib edin. Qurğu *c* kateqoriyasına aiddir. Onun sutoplayıcı sahəsi 23,0 kv.mil, yağıntı sularının konsentrasiya (yığılma) müddəti 10,8 saat və yağıntı layı $P = 25,5$ düym təşkil edir. 77№-li axım əyrisindən istifadə edin.

Həlli: 1. Şəkil 4.26-dakı əyridən istifadə etməklə yağıntıların sahə üzrə reduksiya əmsalı təyin edilir. Verilən misalda rütubətli və mülayim-rütubətli iqlim şəraiti üçün reduksiya əmsalı 0,93-ə bərabərdir. Yağıntıların dəqiqləşdirilmiş qiyməti $P=25,5 \cdot 0,93 = 23,72$ düym təşkil edir.



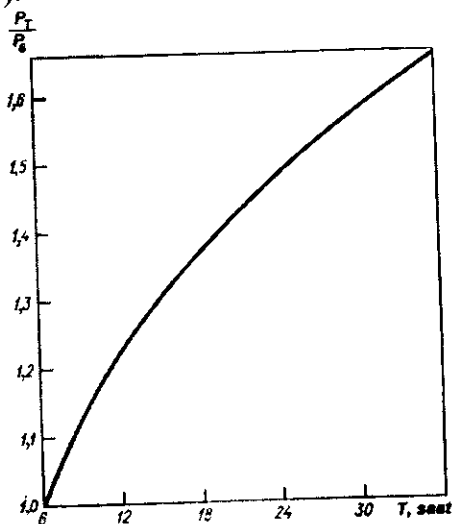
Şəkil 4.26. Yağıntıların sahəyə görə reduksiya əmsalları
1- Sakit okeanın sahillərinin iqlimi üçün; 2- rütubətli və mülayim-rütubətli iqlim üçün; 3- quraq və yarımquraq iqlim üçün.

2. Leysanın davamiyyəti dəqiqləşdirilir. $T_k > 6$ saat olduğundan, yağışın hesabi davamiyyəti yağıntıların konsentrasiya

müddətinə bərabər qəbul edilir. Şəkil 4.27-yə əsasən 6 saatlıq yağıntı layından 10,8 saatlıq yağıntı layına keçid əmsali tapılır. Bu əmsal 1,18-ə bərabərdir. Beləliklə, hesabi yağıntılar $P=23,72 \cdot 1,18=28$ düym təşkil edir.

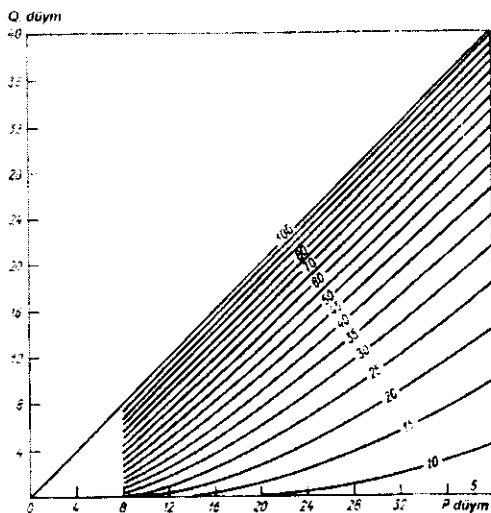
3. $P=28$ düym olduqda 77 №-li əyriyə görə (şəkil 4.28) daşqının axım layı təyin edilir: $Q=24,7$ düym.

4. Hidroqraflar qrupu şəkil 4.24-ə əsasən təyin edilir. №77 axım əyrisi və $P=28$ üçün 1№-li hidroqraflar qrupu müəyyən olunur (sektor 1).



Şəkil 4.27. Yağıntı layının nisbi artımının yağıntının davamiyyətindən asılılıq qrafiki

5. Effektiv yağıntıların davamiyyəti hesablanır. Cədvəl 4.20-yə əsasən 77№-li əyri üçün yağıntıların başlanğıc itgiləri $P^* = 0.60$ düym tapılır. Cədvəl 4.21-dən $\frac{P^*}{P} = \frac{0.60}{28,0} = 0,0214$ nisbətində görə yağıntının tam davamiyyətinin onun effektiv davamiyyətinə gətirilmə əmsali təyin edilir ki, bu da 0,950-yə bərabərdir. Effektiv yağıntıların hesabi davamiyyəti, vaxtın gətirilmə əmsali ilə leysanın davamiyyətinin hasilinə bərabərdir: $T_0=0.950 \times 10,8=10,26$ saat.



Şəkil 4.28. Yağış layına görə daşqının axım layının təyini qrafikləri
(Əyriyənin yanında rəqəmlər onların hesabi nömrələridir).

Cədvəl 4.20. Yağıntıların başlanğıc itkiləri

Əyrinin №-si	P^* düym	Əyrinin №-si	P^* düym	Əyrinin №-si	P^* düym	Əyrinin №-si	P^* düym	Əyrinin №-si	P^* düym
100	0	86	0.33	72	0.78	58	1.45	44	2.54
99	0.02	85	0.35	71	0.82	57	1.51	43	2.64
98	0.04	84	0.38	70	0.86	56	1.57	42	2.76
97	0.06	83	0.41	69	0.90	55	1.64	41	2.88
96	0.08	82	0.44	68	0.94	54	1.70	40	3.00
95	0.11	81	0.47	67	0.98	53	1.77	39	3.12
94	0.13	80	0.50	66	1.03	52	1.85	38	3.26
93	0.15	79	0.53	65	1.08	51	1.92	37	3.40
92	0.17	78	0.56	64	1.12	50	2.00	36	3.56
91	0.20	77	0.60	63	1.17	49	2.08	35	3.72
90	0.22	76	0.63	62	1.23	48	2.16	34	3.88
89	0.25	75	0.67	61	1.28	47	2.26	33	4.06
88	0.27	74	0.70	60	1.33	46	2.34	32	4.24
87	0.30	73	0.74	59	1.39	45	2.44	31	4.44

Cədvəl 4.21. Yağışın tam davamiyyətinin onun effektiv davamiyyətinə gətirilmə əmsalları ($T_0 > 6$ saat olduqda)

$\frac{P^*}{P}$ (başlangıç itki əmsali)	Davamiyyətin gətirilmə əmsali	$\frac{P^*}{P}$	Davamiyyətin gətirilmə əmsali	$\frac{P^*}{P}$	Davamiyyətin gətirilmə əmsali	$\frac{P^*}{P}$	Davamiyyətin gətirilmə əmsali
0	0.00	0.070	0.852	0.140	0.746	0.210	0.684
0.002	0.995	0.072	0.848	0.142	0.744	0.212	0.682
0.004	0.990	0.074	0.844	0.144	0.742	0.214	0.680
0.006	0.985	0.076	0.841	0.146	0.740	0.126	0.679
0.008	0.981	0.078	0.837	0.148	0.739	0.218	0.677
0.010	0.976	0.080	0.833	0.150	0.737	0.220	0.675
0.012	0.971	0.082	0.830	0.152	0.735	0.222	0.673
0.014	0.967	0.084	0.827	0.154	0.733	0.224	0.672
0.016	0.962	0.086	0.824	0.156	0.732	0.226	0.670
0.018	0.957	0.088	0.821	0.158	0.730	0.228	0.668
0.020	0.952	0.090	0.818	0.160	0.728	0.230	0.667
0.022	0.948	0.092	0.815	0.162	0.726	0.232	0.666
0.024	0.943	0.094	0.812	0.164	0.724	0.234	0.666
0.026	0.938	0.096	0.809	0.166	0.723	0.236	0.665
0.028	0.933	0.098	0.806	0.168	0.721	0.238	0.665
0.030	0.929	0.100	0.803	0.170	0.719	0.240	0.664
0.032	0.924	0.102	0.800	0.172	0.717		
0.034	0.919	0.104	0.797	0.174	0.716		
0.036	0.915	0.106	0.794	0.176	0.714		
0.038	0.911	0.108	0.791	0.178	0.712		
0.040	0.908	0.110	0.788	0.180	0.710	0.250	0.662
0.042	0.904	0.112	0.785	0.182	0.709	0.300	0.651
0.044	0.900	0.114	0.782	0.184	0.707	0.350	0.640
0.046	0.896	0.116	0.779	0.186	0.705	0.400	0.628
0.048	0.893	0.118	0.776	0.188	0.703	0.450	0.617
0.050	0.889	0.120	0.773	0.190	0.702	0.500	0.606
0.052	0.885	0.122	0.770	0.192	0.700	0.550	0.595
0.054	0.882	0.124	0.767	0.194	0.698	0.600	0.583
0.056	0.878	0.126	0.764	0.196	0.696	0.650	0.542
0.058	0.874	0.128	0.761	0.198	0.695	0.700	0.500

0.060	0.870	0.130	0.758	0.200	0.693	0.750	0.447
0.062	0.867	0.132	0.755	0.202	0.691	0.800	0.386
0.064	0.863	0.134	0.751	0.204	0.689	0.850	0.310
0.066	0.859	0.136	0.749	0.206	0.687	0.900	0.220
0.068	0.856	0.138	0.747	0.208	0.686	0.950	0.116

6. Daşqın hidroqrafının qalxma müddəti hesablanır:
 $T_p=0,7 \cdot T_k=7,56$ saat.

7. $T_0/T_p=10,26/7,56=1,357$. Bu nisbət yuvarlaqlaşdırılır və $T_0/T_p=1,5$ qəbul edilir.

8. T_p -nin düzəliş edilmiş qiyməti tapılır: $T_p = \frac{10,26}{1,5}=6,84$ saat.

9. $q_{max} = 484 \cdot \frac{23,0}{6,84} = 1628$ kub.fut/s.

10. $Q_{q_{max}}=24,7 \cdot 1628=40\ 212$ kub.fut/s .

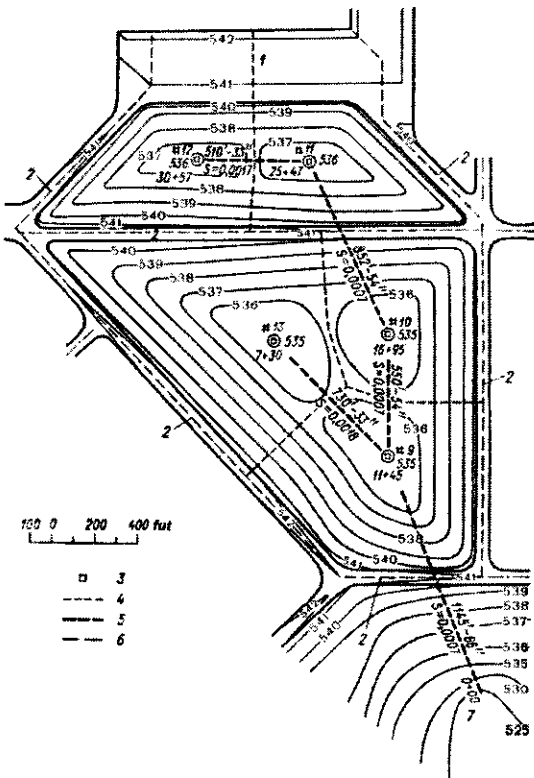
11. SCS üsulunun xüsusi cədvəlindən (cədvəl 4.22) 1№-li hidroqraflar qrupu və $T_0/T_p=1,5$ üçün t/T_p -nin qiymətləri götürülərək T_p kəmiyyətinə vurulur və beləliklə, hidroqrafın absisləri (t saatlar) hesablanır (cədvəl 4.23).

Cədvəl 4.22. SCS üsulunun xüsusi cədvəlinin fraqmenti (1№-li hidroqraflar qrupu üçün)

$T_0/T_p=1,5$			
t/T_p	q_k/q_{max}	t/T_p	q_k/q_{max}
0	0	3.52	0.090
0.32	0.012	3.84	0.057
0.64	0.118	4.16	0.037
0.96	0.377	4.48	0.024
1.28	0.711	4.80	0.015
1.60	0.815	5.12	0.008
1.92	0.719	5.44	0.004
2.24	0.526	5.76	0.002
2.56	0.352	6.08	0.001
2.88	0.225	6.40	0
3.20	0.143		

Cədvəl 4.23. Hidroqrafın ordinatları

<i>Nö</i>	<i>t, saat</i>	<i>q, kub.fut/s</i>	<i>Nö</i>	<i>t, saat</i>	<i>q, kub.fut/s</i>
1	0	0	12	24.08	3619
2	2.19	482	13	26.26	2292
3	4.38	4 745	14	28.45	1488
4	6.57	15 160	15	30.64	965
5	8.76	28 591	16	32.83	603
6	10.94	32 773	17	35.02	322
7	13.13	28 912	18	37.21	161
8	15.32	21 152	19	39.40	80
9	17.51	14 155	20	41.59	40
10	19.70	9 048	21	43.78	0
11	21.89	5 750			

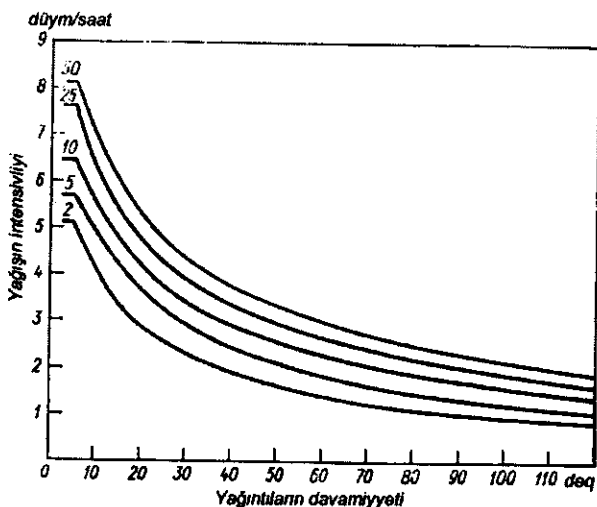


Şəkil 4.29. Yağıntı sularını kənarlaşdırmaq üçün layihələndirilən şəbəkənin sxemi (hava limanı hissəsi üçün)

1- dayanacaq meydançası; 2- dönəcək yolları; 3- yağış sularının qəbuledicisi; 4- arx; 5- yağış kanalizasiyası; 6- su toplayıcıların sərhədləri; 7- çıxış.

12. Hidroqrafın ordinatlarını q kub.fut/s hesablamak üçün cədvəl 4.22-dən götürülmüş q_k/q_{\max} -qiymətləri Qq_{\max} hasilinə vurulur (cədvəl 4.23).

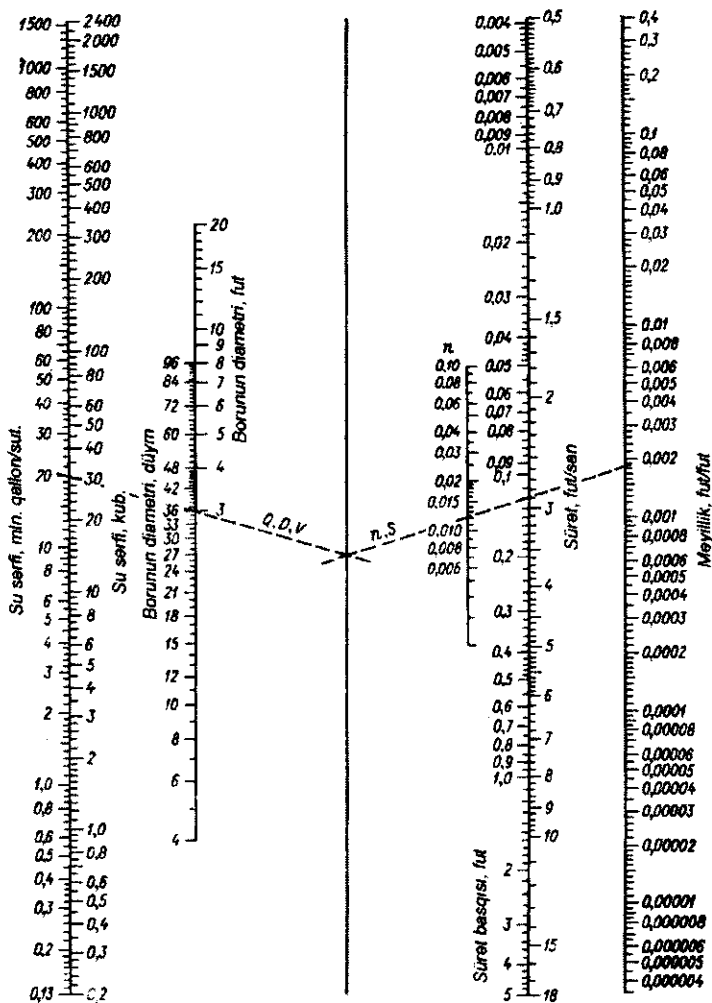
Misal 4.32. Hava limanının verilmiş hissəsindən (şəkil 4.29) drenaj şəbəkəsinin köməyi ilə səth sularının kənarlaşdırılmasını hesablayın. Yağıntuların təkrarlanma müddəti 5 ildə 1 dəfədir. Müxtəlif təkrarlanmaya malik yağıntuların reduksiya əyriləri şəkil 4.30-da verilmişdir.



Şəkil 4.30. Leysanların şiddətliyinin onların davamiyyətinə və təkrarlanmasına görə reduksiya əyriləri (Əyrilərin yanında leysanın təkrarlanması (illərlə) göstərilmişdir)

Həlli: Sutoplayıcı sahələrin, axım əmsallarının ortalaşdırılmış qiymətlərinin C və yamac qaçış müddətinin hesablanması haqqında cədvəl 4.24-də verilmişdir. Drenaj sisteminin hesablanması haqqında məlumatlar cədvəl 4.25-də göstərilmişdir. Suyu kənarlaşdırmaq üçün tələb olunan boruların en kəsiyinin sahəsi meyillik və kələ-kötürlük əmsalından asılıdır. Beton borular üçün kələ-kötürlük əmsalı 0,015-ə bərabər qəbul edilir. Suyun sərfini borunun diametri və digər hidravliki kəmiyyətlərlə əlaqələndirən

nomogramma şəkil 4.31-də göstərilmişdir. Gətirmələrin çox çökməsinin qarşısını almaq üçün boruda suyun minimal sürəti 2,5 fut/s qəbul edilir.



Şəkil 4.31. Borularda su sərfini təyin etmək üçün nomogramma (Manning düsturuna görə)

Cədvəl 4.24. Axım əmsalları və yamac qaçış müddətinin hesablanması

Suqəbuledici quyuların nömrəsi	Sutoplayıcı sahə, akra					Ən uzaq nöqtədən məsafə, fut			Yamac qaçış müddəti, dəq		
	Süni döşəməli	Torpaq örtüklü sahə	Cəmi	Ümumi cəm	C [*]	Süni döşəməli	Torpaq örtüklü sahə	Cəmi	Süni döşəməli	Torpaq örtüklü sahə	Cəmi
12	4.78	9.91	14.69	14.69	0.49	100	790	890	4	37	41
11	5.48	9.24	14.72	29.41	0.53	90	750	840	4	36	40
10	1.02	10.95	11.97	41.38	0.35	65	565	630	3.5	31.3	34.8
13	1.99	19.51	21.50	21.50	0.35	110	1140	1250	4.3	44.3	48.6
9	1.46	14.59	16.05	78.93	0.35	85	612	697	3.9	32.4	36.3
Cəm	14.73	64.20	78.93								

Qeyd: C^{*} - C əmsalının orta çəki qiymətidir: süni döşəməli səthlər üçün C=0.9 və torpaq örtüklü sahələr üçün isə C=0.3.

Cədvəl 4.25. Drenaj sisteminin hesablanması üçün məlumatlar

Suqəbuledici quyuların nömrələri	Müvafiq №-li quyular arasında kollektor hissələri	Kollektor hissəsinin uzunluğu, fut	Yamac qaçış müddəti, dəq	Kollektor hissəsində suyun qaçış müddəti, dəq	Yağış sularının tam yığılma müddəti, dəq	Axım əmsalının orta çəki qiymətləri, C	Yağışın şiddətliyi, l düym/saat	Sutoplayıcı sahələr, A akr	Fərdi sutoplayıcılardan su sarfı, Q kub fut/san	Qapayıcı məntəqədə cəm su sarfı, kub fut/san	Drenaj şəbəkəsində suyun sürəti, fut/san (şəkil 4.31-ə görə)	Boronun diametri, düym	Boronun meyilliyi, fut/fut	Boronun suburaxma qabiliyyəti, kub fut/san (şəkil 4.31-ə görə)	Boronun dibinin yüksəkliyi, fut
12	12-11	510	41	2.7	41.0	0.49	2.40	14.69	17.28	17.28	3.18	33	0.0017	18.90	530.65
11	11-10	852	40	5.0	43.7	0.53	2.31	14.72	18.02	35.30	2.84	54	0.0007	45.00	528.03
10	10-9	550	34.8	3.3	48.7	0.35	2.15	11.97	9.01	44.31	2.84	54	0.0007	45.00	527.44
13	13-9	730	48.6	3.7	48.6	0.35	2.16	21.50	16.25	16.25	3.27	33	0.0018	19.44	530.11
9	9-çixış	1145	36.3	5.9	52.3	0.35	2.03	16.05	11.40	71.96	3.24	66	0.0007	77.00	526.05
ÇIXIŞ															525.05

Qeyd: 1. Yamac qaçış müddəti aşağıdakı düstura görə təyin olunub:

$$T = \frac{1.8(1.1 - C)\sqrt{D}}{\sqrt[3]{S}}$$

burada C - axım əmsalı; S - meyillik; D - yamacın uzunluğudur.

2. Kollektor hissəsində suyun qaçış müddətini tapmaq üçün hissənin uzunluğu boruda suyun hərəkət sürətinə bölünür.

3. Yağış sularının ümumi yığılma müddəti yamacda (ən uzaqda yerləşən nöqtədən) və boruda suyun qaçış müddətlərinin cəminə bərabərdir. Məsələn, 11№-li suqəbuledici quyu üçün yağış sularının ümumi yığılma müddəti 43.7 dəqiqə ($41+2.7=43.7$) təşkil edir. Eyni qayda ilə 10№-li suqəbuledici quyu üçün yağış sularının ümumi yığılma müddəti 48.7 dəqiqə ($41+2.7+5=48.7$) alınır.

4. Yağışın intensivliyi verilən təkrarlanma dövrü üçün (5 ildə bir dəfə) yağış sularının yığılma müddətinə görə təyin olunur (şəkil 4.30).

5. Minimal sürət 2.5 fut/san təşkil edir.

6. Borunun minimal diametri 12 düym qəbul olunmuşdur.

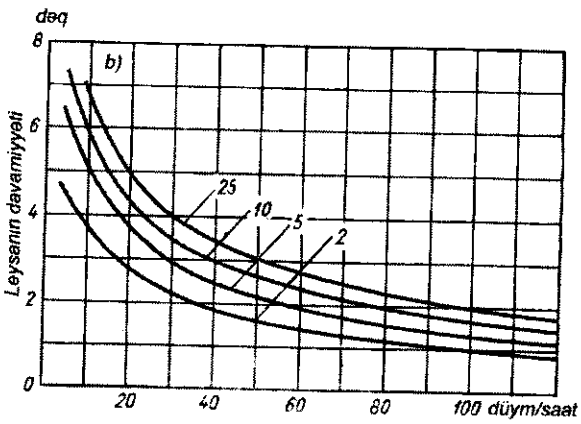
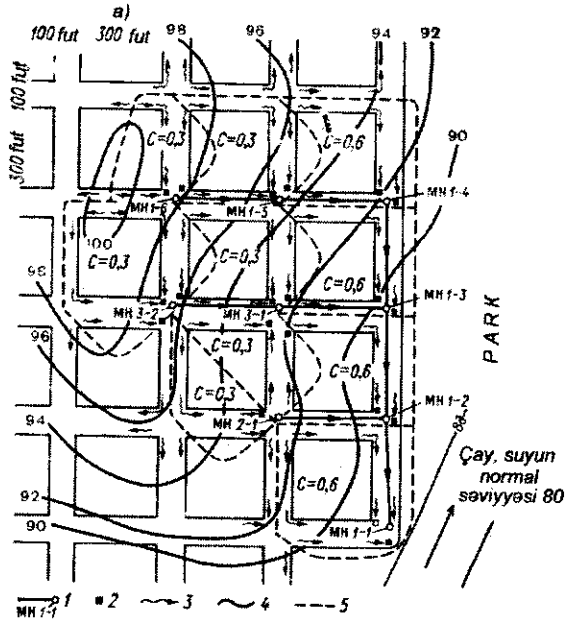
Misal 4.33. Şəkil 4.32-də göstərilmiş leysan kanalizasiyasının qapayıcı kəsiyində su sərfini təyin edin. Axım əmsalının ortalaşdırılmış C qiyməti yaşayış rayonları üçün 0,30, işgüzar məhəllələr üçün isə 0,60 qəbul edilib. Yağıntuların təkrarlanması 5 ildə 1 dəfə (şəkil 4.32b), yamac qaçış müddətinin minimal kəmiyyəti 20 dəqiqə təşkil edir.

Həlli: Hesablamalar rəasional düstura görə yerinə yetirilir:

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

burada Q – su sərfi, kub.fut/s; I – leysanın şiddətliyi, düym/saat; A – sutoplayıcı sahədir, akra.

Hesablamaların gedişatı və alınmış nəticələr cədvəl 4.26-da göstərilmişdir.



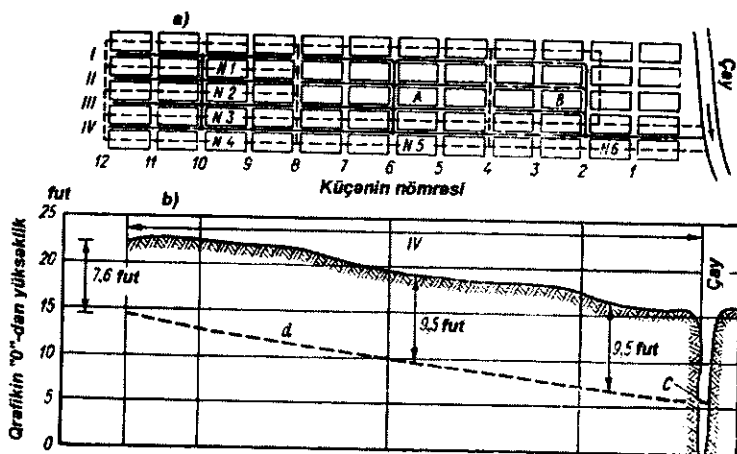
Şəkil 4.32. Yağış sularının kənarlaşdırılması tələb olunan ərazinin sxemi (a) və leysanın davamiyyəti ilə intensivliyi arasında əlaqə qrafikləri (b) 1-sutoplayıcı xətlər və baxış quyuları; 2- leysan sularının qəbuledicisi; 3- yağış sularının küçələr boyu kənarlaşdırılma xətləri; 4- horizontallar; 5- sutoplayıcıların sərhədləri. Əyrilərin yanındakı rəqəmlər leysanların təkrarlanması (illərlə) göstərir.

Cadval 4.26. Q = C:I-A rasionel düsturuna esasən leysan kanalizasiyasının hesablanması (38)

Xətt	Məşahədə quyuların № si		Saha, akra		Qaçış müddəti, dəq	Orta axım əmsali		Yəgünəlmə şiddəti	Axım sürli, kub/fut/s.Yakra	Cəm su sürli, kub/fut/s	Kollektorun meylliyi, %	Borunun diametri, düym	Borunun tən suburaxma qabiliyyəti, kub/fut/s	Boru dolu olduğda sürət, fut/s	Sürət, fut/s	Suyun dərinliyi, m	Müşahidə quyununda düşmə, fut	Kollektorda bəşq, fut		Borunun aşağı qurtaracağıın yüksəkliyi, fut		Yer səhəinin yüksəkliyi, fut	
	A	B	Hissə	Ümumi		Yuxarı sərhəddə	Kasikda											Yuxarı sərhəd	Aşağı sərhəd	Yuxarı sərhəd	Aşağı sərhəd		
1	1-6	1-5	400	2.64	2.64	20.0	1.4	0.3	3.7	1.11	2.93	0.85	12	3.3	4.0	4.6	9	...	3.40	93.00	89.60	98.4	94.9
1	1-5	1-4	400	3.61	6.25	21.4	1.2	0.3	3.6	1.08	6.75	0.75	18	9.2	0.1	5.6	11	0.40	3.00	89.20	86.20	94.9	91.8
1	1-4	1-3	400	3.88	10.13	22.6	1.2	0.42	3.4	1.43	14.5	0.45	24	15.2	4.8	5.6	18	0.40	1.80	85.80	84.00	91.8	89.7
3	3-2	3-1	400	5.55	5.55	20.0	1.1	0.3	3.7	1.11	6.16	1.00	15	6.4	5.1	5.9	12	...	4.00	91.00	97.00	96.2	92.3
3	3-1	1-3	400	6.43	11.98	21.1	1.1	0.3	3.6	1.08	12.92	0.60	24	17.5	5.5	6.1	15	0.60	2.40	86.40	84.00	92.3	89.7
1	1-3	1-2	400	3.92	26.03	23.7	1.1	0.39	3.3	1.29	33.6	0.30	36	37.0	5.1	5.9	26	0.80	1.20	83.20	82.00	89.7	89.5
2	2-1	1-2	400	2.52	2.52	20.0	1.4	0.39	3.7	1.11	2.80	0.90	12	3.2	4.1	4.7	9	...	3.60	87.50	83.90	92.7	89.5
1	1-2	1-1	400	3.86	32.41	24.9	1.1	0.41	3.2	1.31	42.5	0.24	42	50.0	5.2	5.9	29	0.40	0.96	81.60	80.64	89.5	88.5
1	1-1		125	5.44	37.85	26.0	...	0.44	3.2	1.41	53.2	0.30	42	56.0	5.7	6.6	33	0.10	0.38	80.54	80.16	88.5	...

Qeyd: 1-6-cı baxış quyularından (A) 1-5-ci baxış quyularına (B) kimi

Misal 4.34. Leysan kanalizasiya sisteminin baş kollektorunda su sərflərini təyin edin (şəkil 4.33).



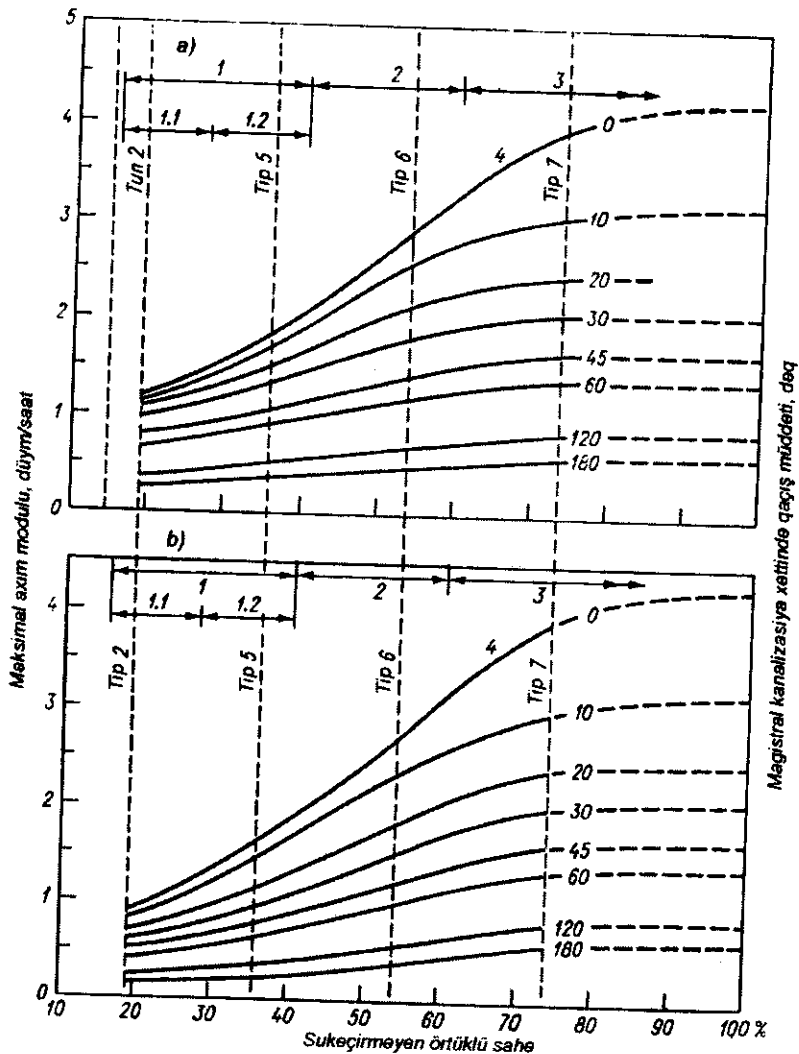
Şəkil 4.33. Şəhər ərazisindən yağış sularının kənarlaşdırılma sxemi a-plan; b- uzununa profil; № 1-6 kiçik sutoplayıcı sahələrin nömrələri; I, II, III- küçələr; IV- əsas küçə; d- layihədə nəzərdə tutulan hidravlik qradient; c- suqəbuledici çayın səviyyəsi; A və B- yan kollektorlar.

Həlli: Hesablamaların ardıcılığı və nəticələri cədvəl 4.27-də verilmişdir. Bu cədvəlin 1-4 sütunlarının məlumatları şəkil 4.33-dən götürülmüşdür.

Cədvəl 4.27. Maksimal sərfin transformasiya üsulu ilə hesablanması

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	Korneliy a Avenyu					0	1	20	20	38.6	7.72	7.72	38.6	1.82	36
10- cu küçə		330	0.002	4.5	1.2										
	Blekkok					1.2	2	20	40	34.5	6.90	14.62	36.5	1.69	68
Eyni ilə		330	0.0017	4.9	1.1										
	Olbanı Avenyu					2.3	3	20	60	36.0	7.20	21.82	36.4	1.67	100
"		330	0.0014	5.0	1.1										
	Əsas küçə					3.4	4	20	80	45.5	9.10	30.92	38.6	1.75	140
Əsas küçə		2.640	0.0012	5.2	8.5										
	6-cı küçə						5	20		42.8	8.56				
	Eyni ilə					11.9	A	60	160	35.2	21.12	60.60	37.9	1.51	242
Eyni ilə		2.640	0.001	5.5	8.0										
	2-ci küçə						6	23		50.1	11.52				
	Eyni ilə					19.9	B	34	217	37.2	12.68	84.80	39.0	1.30	282
"		1.650	0.0009	5.6	4.9										
	Çay					24.8									282

Cədvəlin 9-cu sütununda ərazinin bölündüyü hissələrin sahələri, 11-ci sütununda bu ərazi hissələrində sukeçirməyən sahələr (%-lə) verilmişdir. Bu iki sütunun məlumatlarının hasilı sukeçirməyən ərazinin həqiqi sahəsini (akra ilə) verir (12-ci sütun). 13-cü sütunda AI_{II} hasilı göstərilmişdir (burada, A —ərazi hissələrinin sahəsi, akra; I_{II} — sutoplayıcıda kollektor kəsiyinə qədər sukeçirməyən ərazinin ümumi sahəsidir). Sonra 13-cü sütunun məlumatları 10-cu sütunun müvafiq məlumatlarına bölünür və alınan nəticələr 14-cü sütunda yazılır. Daha sonra 14-cü və 7-ci sütunların (suyun qaçış müddəti) məlumatlarına əsasən şəkil 4.34b-nin köməyi ilə axım modulu təyin olunur (15-ci sütun).



Şəkil 4.34. Kanalizasiya sistemlərində axının intensivliyinin qaçış müddəti və sukeçirməyən ərazilərin sahəsindən asılılıqları
a və b depressiyalarda suyun yığılması; 1- bir ailə üçün tikili (1.1 şəhər ətrafında, 1.2-şəhərdə); 2- yaşayış və işgüzar rayonlar; 3- sənaye və ticarət rayonları; 4- qaçış müddəti sıfıra uyğun olan əyri (yuxarı suqəbuledicidə). Şaquli qırıq xətlər torpaqdan istifadənin tiplərini göstərir.

Kollektorun uzunluğu boyu su sərfi, axım modulu ilə verilən kəsiyə qədər sutoplayıcı sahənin hasili kimi tapılır (16-cı sütun).

Su sərfi (16-cı sütun) və meyillik (4-cü sütun) haqqında məlumatlara görə hidravlikanın mövcud diaqramlarından axının hesabi sürəti və qaçış müddəti təyin edilir.

Kollektor hissəsinin uzunluğunu axın sürətinə (5-ci sütun) bölməklə qaçış müddəti (6-cı sütun) hesablanır.

6-cı sütunda verilmiş rəqəmləri ardıcıl toplayaraq hər bir hesabi kəsiyə kimi qaçış müddəti təyin olunur. Əsas kollektora yan kollektorlar daxil olduqda (məsələn, 6-cı və IV küçələrin tinində) 9-cu və 10-cu sütunlarda 2 suyığılan ərazinin sahələri göstərilmişdir. Belə kəsişmələrdən aşağıda axımın şiddətliyini hesablamaq üçün kəsikdən yuxarıdakı bütün sahələrin cəmindən istifadə olunur. Məsələn, 160 akra (10-cu sütunun 10-cu sətiri), 80 akra (10-cu sütun və 7-ci sətir) 20 və 60 akra (9-cu sütunun 9-cu və 10-cu sətirləri) əlavə etməklə alınır. Analoji olaraq 13-cü sütunun (10-cu sətir) məlumatları 13-cü (7-ci sətir) və 12-ci sütunlardakı (9 və 10-cu sətirlər) rəqəmlərin cəminə bərabərdir.

4.6. Hidroloji sıraların modelləşdirilməsi

Misal 4.35. Cədvəl 4.28-in məlumatlarına əsasən təsadüfi ədədlər cədvəlinin köməyi ilə iki il üçün çayın kvartallıq su sərfələri (mil.qallon/sutka) sırasını tərtib edin.

Cədvəl 4.28. Orta kvartallıq su sərfələri sırasını modelləşdirmək üçün istifadə olunan tənliyin parametrləri

j	b_j	σ_j	r_j	$(1 - r_j^2)^{1/2}$	\bar{Q}_j
1	0.66	73	0.57	0.82	68
2	0.43	85	0.41	0.91	137
3	0.14	90	0.43	0.90	183
4	0.91	29	0.36	0.93	107

Həlli: Hesablamalar aşağıdakı tənliyə görə yerinə yetirilir:

$$Q_{i+1,j+1} = \bar{Q}_{j+1} + b_j(Q_{ij} - \bar{Q}_j) + t_i\sigma_j(1 - r_j^2)^{1/2}.$$

Modelləşdirmənin ardıcılıığı və alınmış nəticələr cədvəl 4.29-da verilmişdir.

Cədvəl 4.29. Kvartallıq su sərfələrinin ardıcıl qiymətlərinin modelləşdirilməsi

i	j	\bar{Q}_j	Q_{i-1}	$Q_{i-1,j-1}$	k	t_j	$b_j(Q_{i-1,j-1} - \bar{Q}_{j-1})$	$t_i\sigma_j(1 - r_j^2)^{1/2}$	$Q_{i,j}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	68	107	107	0.5374	0.094	0.0	5.6	73.6
2	2	137	68	73.6	0.6338	0.342	2.4	26.5	165.9
3	3	183	137	165.9	0.3530	-0.377	4.0	-30.6	156.4
4	4	107	183	153.4	0.5343	0.343	-24.2	9.3	92.1
5	1	68	107	92.1	0.0263	-1.94	-9.8	-116.4	0.0
6	2	137	68	0.0	0.6455	0.373	-29.2	28.9	136.7
7	3	183	137	136.7	0.8507	1.04	-0.04	84.5	267.5
8	4	107	183	267.5	0.3485	0.39	76.8	10.6	194.5

Qeyd:

Qrafa 1. i indeksi iki illik dövr üçün ümumi sırada kvartalın mövqeyini göstərir.

Qrafa 2. Bir ildəki kvartalların indeksləri ($j=1, \dots, 4$).

Qrafa 3. İlin j -ci kvartalı üçün su sərfinin orta çoxillik kəmiyyəti.

Qrafa 4. İlin $j-1$ -ci kvartalı üçün su sərfinin orta çoxillik kəmiyyəti.

Qrafa 5. Su sərfi modelləşdirilən kvartaldan əvvəlki kvartalın su sərfi. Kvartallıq su sərfələrinin modelləşdirilmə prosesinin lap əvvəlində başlanğıc su sərfi kimi qrafa 4-də verilən birinci su sərfi götürülür.

Qrafa 6. Bu qrafanın elementlərinin qiyməti, 0 – 1 arasında bərabər paylanan, təsadüfi ədədlər cədvəlindən götürülmüşdür.

Qrafa 7. Təsadüfi meylətmə $f(z)$, xüsusi cədvəldən götürülmüşdür. Əgər, qrafa 6-dakı təsadüfi k kəmiyyəti 0,5-dən kiçikdirsə, onda cədvəldən $f(z)=(0,5-k)$ parametri üçün z -in qiyməti tapılır, zaman t isə z -yə bərabər qəbul edilir. Əgər, $k>0,5$ olarsa, onda z -in qiyməti $f(z)=(k-0,5)$ kəmiyyətinə əsasən axtarılır, zaman t isə z -ə bərabər götürülür.

Qrafa 8. Yuxarıdakı tənliyin komponenti (reqressiya əmsalı ilə).

Qrafa 9. Tənliyin təsadüfi toplananı.

Qrafa 10. Modelləşdirilən kvartallıq su sərfi (3,8 və 9-cu sütunlarda verilmiş rəqəmlərin cəmi).

Misal 4.36. Yağıntılar üzərində aparılan müşahidələrə əsasən aşağıdakı statistik parametrlər təyin edilmişdir: yağışlar arasındakı t_v zaman intervalının orta qiyməti (sutka); yağışın orta davamiyyəti t_E (sutka); leysanların davamiyyətinin orta kvadratik meylətməsi σ_E və yağıntı layını leysanın davamiyyəti ilə əlaqələndirən reqressiya tənliyinin $D = at_E^b$ parametrləri. Hər bir ay üçün bütün bu kəmiyyətlər aşağıdakı cədvəldə verilmişdir. Modelləşdirmə nəticəsində alınmış kəmiyyətlərin etibarlığını qiymətləndirin.

<i>Xarakteristikalar</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>	<i>VI</i>
T_v	4.17	5.60	4.67	6.13	4.38	6.63
t_E	1.92	3.10	1.83	2.50	3.06	5.37
σ_E	0.95	4.11	0.83	1.59	2.22	1.87
a	0.0703	0.1530	0.0850	0.1370	0.0708	1.860
b	1.595	1.183	1.617	1.380	2.130	0.0340
<i>Xarakteristikalar</i>	<i>VII</i>	<i>VIII</i>	<i>IX</i>	<i>X</i>	<i>XI</i>	<i>XII</i>
T_v	12.57	7.17	6.75	7.38	7.55	13.87
t_E	11.00	3.67	4.75	3.00	5.36	4.38
σ_E	9.02	2.80	1.48	2.00	7.46	4.21
a	0.3830	0.0706	0.0100	0.1570	0.2690	0.0317
b	0.897	1.710	3.438	1.354	1.121	2.019

Həlli: $1.R_n$ qiyməti seçilir və aşağıdakı tənliyə əsasən leysanlar arasındakı zaman intervalının davamiyyəti hesablanır:

$$T_n = \frac{1}{\lambda} \ln(1 - R_n).$$

2. Aşağıdakı tənliyə əsasən leysanların davamiyyəti hesablanır:

$$T_n = \exp(N_n \sigma_y + \mu_y).$$

3. Leysan üçün yağıntı layı və $D = at_E^b$ təyin edilir.

4. Bu proses aydan aya, fəsildən fəsilə və nəhayət, ildən ilə ardıcıl təkrarlanır.

5. 30 illik sıranın modelləşdirilməsi nəticəsində müşahidə məntəqəsi üçün illik yağıntıların orta qiyməti 70,8 düym alınmalıdır.

Qeyd: Modelləşdirmə nəticəsində alınan sıranın statistik parametrləri müşahidə sırasının müvafiq parametrlərindən fərqlənməməlidir.

Əlavə

İngilis ölçü vahidlərindən metrik ölçü vahidlərinə keçid

Uzunluq ölçü vahidləri

1 mil = 1.609 km

1 yard = 3 fut = 0.91 m

1 fut = 12 düym = 0.305 m

1 düym = 2.54 sm

Sahə ölçü vahidləri

1 kv. mil = 640 akr = 2.59 kv. km

1 akr = 0.405 ha

Həcm ölçü vahidləri

1 qallon = 3.785 l

1 fut³/san = 0.0283 m³/san

1 fut³/san · kv. mil = 10.93 l/san · km²

Çevrilmə əmsalları:

1 s · fut · gün / kv. mil = 0,03719 düym

1 düym axım / kv. mil = 26,9 s · fut · gün

= 53,3 akrofut

= 2,23 200 kub. fut

1 kub. fut / s = 0,9917 akrodüym / saat

1 at gücü = 0,746 kVt

= 550 fut · fut / s

$e = 2,718\ 28$

$lg\ e = 0,434\ 29$

$lg\ 10 = 2,302\ 59$

1 fut = 30,5 sm

1 kv. mil = 2,59 km²

1 düym = 25,4 mm

1 ark = 0,405 qa

1 mil = 1,61 km

1 s·fut·gün = 2445 m³

1 akrofut = 1233 m³

1 kub. fut/kv. mil = 0,0109 m³/km²

Suyun xassələri

Temperatur °F	Xüsusi çəki	Çəki vahidi, funt/akrofut	Kinematik özlülük, kv. fut/s	Su buxarının təzyiqi		
				mb	funt/kv. düym	düym cv. st.
32	0,999 87	62, 416	$1,93 \cdot 10^{-5}$	6,11	0,09	0,18
40	0,999 99	62, 423	$1,67 \cdot 10^{-5}$	8,36	0,12	0,25
50	0,999 75	62, 408	$1,41 \cdot 10^{-5}$	12,19	0,18	0,36
60	0,999 07	62, 366	$1,21 \cdot 10^{-5}$	17,51	0,26	0,52
70	0,998 02	62, 300	$1,06 \cdot 10^{-5}$	24,79	0,36	0,74
80	0,996 69	62, 217	$0,929 \cdot 10^{-5}$	34,61	0,51	1,03
90	0,995 10	62, 118	$0,828 \cdot 10^{-5}$	47,68	0,70	1,42
100	0,993 18	61, 998	$0,741 \cdot 10^{-5}$	64,88	0,95	1,94

Ədəbiyyat siyahısı

1. Məmmədov M.Ə., Mahmudov R.N., İmanov F.Ə. Çay axımı və hidroloji hesablamalar (metodiki göstəriş). Bakı-1995.-94s.
2. Бендат Дж., Пирсол А. Применение корреляционного и спектрального анализа. – М.: Мир, 1983. – 312 с.
3. Бокс Дж., Дженкинс Г. Анализ временных рядов. – М.: Мир, 1974. – 406 с.
4. Боровиков В.П., Боровиков И.П. STATISTICA. Статический анализ и обработка данных в среде Windows. – М.: Информационно-издательский дом «Филинь», 1998. – 608 с.
5. Боровиков В.П., Ивченко В.П. Прогнозирования в системе STATISTICA в среде Windows. Основы теории и интенсивная практика по компьютеру: Учебное пособие – М.: Финансы и статистика, 1999. – 384 с.
6. Вентцель Е.С., Овчаров Л.А. Теория вероятностей и ее инженерные приложения. – М.: Наука, 1988. – 480 с.
7. Вентцель Е.С., Овчаров Л.А. Теория случайных процессов и ее инженерные приложения. – М.: Наука, 1991. – 384 с.
8. Виссмен мл У., Харбаф Т.И, Кнепп Д.У. Введение в гидрологию. Гидрометеиздат, 1979.-470с.
9. Владимиров А.М., Дружинин В.С. Сборник задач и упражнений по гидрологическим расчётам. Гидрометеиздат, 1992.-208с.
10. Гидравлика/Кременецкий Н.Н., Штеренлихт Д.В., Альшев В.М., Яковлева Л.В. – М.: Энергия, 1980.
11. Гидравлический расчет и устройство водопроводов и железобетонных труб / Дикаревский В.С., Якубчик П.П., Продоус О.А., Константинов Ю.М. – Лиев: Будивельник, 1984.

12. Закс Л. Статистическое оценивание. М.: «Статистика», 1976. – 600 с.
13. Казакевич Д.И. Основы теории случайных функций в задачах гидрометеорологии. – Л.: Гидрометиздат, 1989. – 230 с.
14. Кайсл Ч. Анализ временных рядов гидрологических данных. Л.: Гидрометиздат, 1972. – 138 с.
15. Клибашев К.П., Горошков И.Ф. Гидрологические расчёты. Гидрометеоздат.-Л., 1970.-460с.
16. Лучшева А.А. Практическая гидрометрия. Гидрометеоздат, 1972.-382с.
17. Маршл-мл. С.Л. Цифровой спектральный анализ и его приложения. – М.: Мир, 1990. – 584 с.
18. Международный руководство по методам расчета основных гидрологических характеристик. – Л.: Гидрометеоздат, 1984. – 247 с.
19. Митропольский А.К. Техника статистических вычислений. – М.: Наука, 1971. – 576 с.
20. Определения основных расчетных гидрологических характеристик. СП 33-101 – 2003. – М.: Стройиздат, 2004. 72 с.
21. Пособие по определению расчетных гидрологических характеристик. – Л.: Гидрометеоздат, 1984. – 447 с.
22. Расчеты поводочного стока. Методика расчета на основе мирового опыта / Под ред. А.А. Соколова, С.Е. Ранца и др. - Гидрометеоздат, 1978. – 304 с.
23. Рождественский А.В., Ежов А.В., Сахаров А.В., Сахарюк А.В. Оценка точности гидрологических расчетов. – Л.: Гидрометеоздат, 1990. – 273 с.
24. Рождественский А.В. Оценка точности кривых распределения гидрологических характеристик. – Л.: Гидрометеоздат, 1977. – 268 с.
25. Рождественский А.В., Чеботарев А.И. Статистические методы в гидрологии. – Л.: Гидрометеоздат, 1974. – 424 с.

26. Сванидзе Г.Г. Математическое моделирование гидрологических рядов. – Л.: Гидрометеиздат, 1977. – 296 с.
27. Справочник по прикладной статистике. Т. 1, 2 / Под ред. Э. Ллойда, У. Линдермана. – М.: Финансы и статистика, 1990.
28. Справочник по гидравлике / Под ред. В.А. Большакова. – Киев, Вища школа, 1984.
29. Химмельблау Д. Анализ процессов статистическими методами. – М.: Наука, 1973. – 958 с.
30. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлических расчетов водопроводных труб. – М.: Стройиздат, 1984
31. Шелутко В.А. Численные методы в гидрологии. – Л.: Гидрометеиздат, 1991. – 238 с.
32. Штеренлихт Д.В. Гидравлика. – М.: Энергоатомиздат, 1984.
33. Яковлева Л.В. Практикум по гидравлике. – М.: Агропромиздат, 1990.
34. Штеренлихт Д.В., Алышев В.М., Яковлева Л.В. Гидравлические расчёты. Москва-Колос, 1992.-288с
35. David A. Chin. Water-resources Engineering (Second edition). Pearson Education International, USA, New Jersey, 2006.-962pp.
36. V.T.Chow, D.R.Maidment and L.W. Mays. Applied Hydrology. Mc Graw-Hill, Inc., New York, 1988.-572 pp.

Mündəricat

1. Hidrometriya	
1.1. Suyun səviyyəsi	5
1.2. Çayın dərinliyi	10
1.3. Suyun axın sürəti.....	12
1.4. Su sərfi və axımın qeydiyyatı.....	19
1.5. Gətirmələr və həll olmuş maddələr sərfi.....	24
2. Hidravlika	37
2.1. Hidrostatika.....	37
2.2. Mayenin hərəkət növləri. Bernulli tənliyi	50
2.3. Mayenin hərəkət rejimləri. Hidravliki müqavimət.....	55
2.4. Dəimi və dəyişən basqıda mayenin dəlik və lülələrdən axımı	63
2.5. Mayenin basqılı hərəkəti. Boru kəmərlərində hidravliki zərbə.....	67
2.6. Açıq məcralarda axımın müntəzəm hərəkəti.....	74
2.7. Açıq məcralarda axımın qeyri-müntəzəm hərəkəti	88
2.8. Suaşırıcılar	93
2.9. Mayenin sipərin altından axını.....	98
2.10. Hidravliki sıçrayış. Hidrotexniki qurğuların byeflərinin Hesablanması	99
2.11. Sudüşürən və cəldaxıdanın hidravliki hesablanması	102
2.12. Yeraltı suların hərəkəti.....	113
3. Hidrologiyada statistik üsullar	118
3.1. Hidrologiyada istifadə olunan analitik paylanma funksiyaları.....	118
3.2. Təminat əyrilərinin qurulması və empirik məlumatlara görə paylanma parametrlərinin qiymətləndirilməsi	125
3.3. Parametrlərin intervallar üzrə qiymətləndirilməsi və statistik fərziyyələrin yoxlanması.....	136
3.4. Hidroloji dəyişənlər arasındakı əlaqələrin statistik analizi.....	150
4. Çay axımı və hidroloji hesablamalar	156
4.1. Atmosfer yağıntıları və buxarlanma.....	156
4.2. Çay axımı	159
4.3. Hidroloji hesablamalar (ümumi məsələlər).....	166
4.4 Yeraltı suların hidrologiyası	194
4.5. Hidrotexniki qurğular üçün hidroloji hesablamalar	203
4.6. Hidroloji sıraların modelləşdirilməsi	222
Əlavə	225
Ədəbiyyat	227

Fərda Əli oğlu İmanov

TƏTBİQİ HİDROLOGİYA

Nəşir: Rafiq Xan-Sayadoğlu

Texniki redaktor: Ülvi Novruzov

Dizaynerlər: İradə Əhmədova, Ceyhun Əliyev

Yığılmağa verilmişdir: 05.05.2010
Çapa imzalanmışdır: 11.06.2010
Tiraj 500; ş.ç.v. 14,5
“MBM” MMC mətbəəsində
çap olunmuşdur