

172283



明渠及其附属建筑物计算

刘仲亮 编著



22
20

水利电力出版社

5122

7220

K3

明渠及其附屬建築物計算

刘 仲 亮 編著

水 利 电 力 出 版 社

1958年5月

明渠及其附屬建築物計算

編 著 者 刘仲亮
出 版 者 水利电力出版社(北京西郊科学路二里溝)
北京市書刊出版业營業許可証出字第 105 号
印 刷 者 水利电力出版社印刷厂(北京西城成方街13号)
发 行 者 新华書店

114千字 插表 1 850×1168 1/32开 4 7/16印張

1958年 5 月第一版 北京第一次印刷 印数1—1,900

統一書号: 15143·147 定价: (10)0.80元

目 錄

第一章 几个水力元素的計算.....	5
(一)單位能量.....	5
(二)临界水深.....	6
(三)临界坡度.....	13
(四)收縮水深.....	14
(五)共軛水深.....	19
(六)降水曲綫与回水曲綫.....	24
第二章 水工計算.....	35
(一)水工計算的任务.....	35
(二)沿底滲流直綫比例法.....	37
(三)流網法.....	40
(四)滲透水流的速度和流量.....	42
(五)反濾层.....	43
第三章 渠道設計.....	44
(一)渠道断面中流速的分布.....	44
(二)基本的計算公式.....	45
(三)渠道的水力計算.....	53
(四)經濟断面的确定.....	60
(五)容許流速.....	61
(六)渠道的滲漏与蒸发.....	66
(七)边坡的决定.....	68
(八)局部水头損失.....	72
第四章 联接建筑物.....	75
(一)單級式跌水.....	76
(二)多級式跌水.....	81

(三)悬臂式跌水·····	83
(四)陡坡·····	84
(五)人工糙度·····	86
第五章 涵洞·····	89
(一)无压式涵洞·····	90
(二)受压式涵洞·····	96
(三)半受压式涵洞·····	97
第六章 倒虹吸管·····	104
(一)倒虹吸管·····	104
(二)倒虹吸管计算·····	105
第七章 閘·····	116
(一)进水閘·····	116
(二)节制閘·····	119
(三)船閘·····	121
(四)閘的水力计算·····	125
第八章 调节水池·····	135
(一)流量变化曲线·····	135
(二)调节水池计算·····	137
(三)调节水池的排空时间·····	139
主要参考文献·····	141

第一章 几个水力元素的計算

(一) 單位能量

在單位時間內，水流經過任一過水断面，并从任一基准水平面算起的單位重量液体的能量，称为水流單位能量。通常以 E 表示。

$$E = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} = a + h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \quad (1)$$

式中 z ——由任一基准水平面至水流重心的距离；

$\frac{P}{\gamma}$ ——重心以上的水

头；

α ——流速不均匀系数；

v ——行近流速；

g ——重力加速度。

若將 0-0 基准面向上移动，与已知过水断面最低点相

重合，以这一水平面 0'-0' 算起的單位能量，称为断面單位能量或简称断面比能，以 θ 表示之。

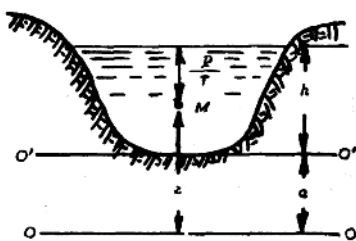


图 1

$$\theta = E - a = h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \quad (2)$$

由公式(2)說明了比能曲綫，系根据水流深度和流速而变化，因而这个函数可用曲綫的形式来表示，见图 2。

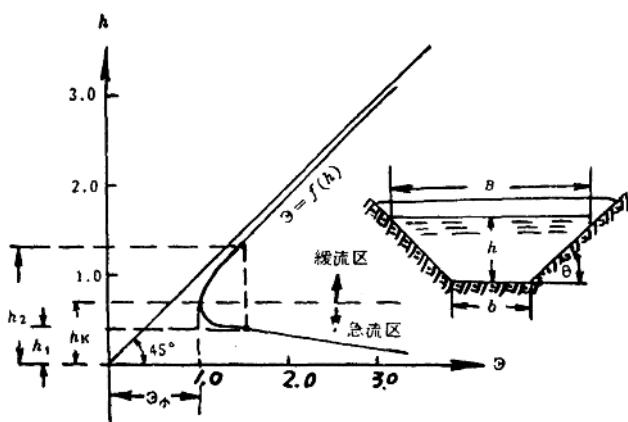


图 2

(二) 临界水深

断面单位能量 E 是随着流速与水深的变化而增大或者减少，当同一流量时渠道的断面单位能量达到最小值时的水深叫做临界水深。在渠道计算上，它不但用以判断水流的状态，而且在水工建筑物的水力计算中也是不可缺少的。

判断水流状态不外是以下三种情况：

当水深小于临界水深时 ($h < h_K$) 为急流状态；

当水深大于临界水深时 ($h > h_K$) 为缓流状态；

当水深等于临界水深时 ($h = h_K$) 为临界状态。

水流处于临界状态时，回水与降水曲线都不会在渠道内产生，因此在设计各种不同的水工建筑物时，都是尽量造成缓流或临界条件的。

用以求临界水深的公式，系不包括渠底坡降，亦不包含粗糙系数。所以临界水深是与渠底坡降及渠壁的粗糙程度并无关系，仅由设计流量及渠道断面的形式即可求出。

決定臨界水深的基本公式為：

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_K^3}{B_K} \quad (3)$$

式中 Q ——設計流量，以立方公尺/秒計；
 ω_K ——臨界水深時的水流斷面面積；
 B_K ——臨界水深時的水面寬度；
 α, g ——同前。

(1) 矩形斷面的臨界水深：

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad (4)$$

式中 單位流量 $q = \frac{Q}{b}$ ； b 為渠寬。

當 $\alpha = 1.0$ ， $h_K = 0.467 \sqrt[3]{q^2}$ 。

$\alpha = 1.1$ ， $h_K = 0.482 \sqrt[3]{q^2}$ 。

不同單位流量 q 時的臨界水深值列於表 1。

(2) 三角形斷面的臨界水深：

$$h_K = \frac{5}{\sqrt{g \tan^2 \frac{\theta}{2}}} \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}} \quad (5)$$

式中 θ ——頂角； m ——边坡係數。

當 $\alpha = 1.0$ ， $h_K = 0.728 \sqrt[5]{Q^2/m^2}$ 。

$\alpha = 1.1$ ， $h_K = 0.742 \sqrt[5]{Q^2/m^2}$ 。

不同設計流量 Q 時的臨界水深值列於表 2。

(3) 梯形斷面的臨界水深，須按下式用試算法求解：

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{h_K^3(b + mh_K)^3}{b + 2mh_K} \quad (6)$$

為了簡化計算，可引入一無因次數 $\eta_K = \frac{mh_K}{b}$ 代入上式，則得：

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{b^3 \eta_K^3 (b + b\eta_K)^3}{m^3 (b + 2b\eta_K)}$$

表1 矩形断面的渠道的临界水深 h_K 数值表

q	h_{KP}		q	h_{KP}		q	h_{KP}	
	$\alpha=1$	$\alpha=1.1$		$\alpha=1$	$\alpha=1.1$		$\alpha=1$	$\alpha=1.1$
0.05	0.064	0.066	2.05	0.754	0.778	4.05	1.186	1.224
0.10	0.100	0.104	2.10	0.766	0.790	4.10	1.196	1.235
0.15	0.132	0.136	2.15	0.778	0.803	4.15	1.206	1.245
0.20	0.160	0.165	2.20	0.790	0.815	4.20	1.216	1.255
0.25	0.186	0.192	2.25	0.802	0.829	4.25	1.225	1.265
0.30	0.209	0.216	2.30	0.814	0.840	4.30	1.235	1.275
0.35	0.232	0.240	2.35	0.826	0.852	4.35	1.246	1.285
0.40	0.254	0.262	2.40	0.837	0.864	4.40	1.255	1.294
0.45	0.274	0.283	2.45	0.848	0.876	4.45	1.264	1.304
0.50	0.295	0.304	2.50	0.861	0.889	4.50	1.274	1.314
0.55	0.314	0.323	2.55	0.872	0.900	4.55	1.282	1.323
0.60	0.332	0.343	2.60	0.883	0.912	4.60	1.292	1.333
0.65	0.350	0.362	2.65	0.894	0.924	4.65	1.301	1.343
0.70	0.368	0.380	2.70	0.906	0.934	4.70	1.310	1.352
0.75	0.385	0.397	2.75	0.917	0.946	4.75	1.320	1.362
0.80	0.402	0.415	2.80	0.928	0.958	4.80	1.330	1.372
0.85	0.419	0.432	2.85	0.939	0.969	4.85	1.338	1.381
0.90	0.435	0.449	2.90	0.950	0.980	4.90	1.348	1.390
0.95	0.451	0.465	2.95	0.961	0.991	4.95	1.357	1.400
1.00	0.467	0.482	3.00	0.972	1.003	5.00	1.366	1.410
1.05	0.483	0.498	3.05	0.983	1.014	5.05	1.375	1.420
1.10	0.497	0.513	3.10	0.993	1.025	5.10	1.384	1.429
1.15	0.512	0.529	3.15	1.004	1.035	5.15	1.393	1.438
1.20	0.527	0.544	3.20	1.014	1.047	5.20	1.402	1.447
1.25	0.542	0.559	3.25	1.025	1.058	5.25	1.411	1.456
1.30	0.556	0.574	3.30	1.035	1.069	5.30	1.420	1.465
1.35	0.570	0.589	3.35	1.046	1.080	5.35	1.428	1.474
1.40	0.584	0.604	3.40	1.056	1.090	5.40	1.437	1.484
1.45	0.598	0.618	3.45	1.068	1.100	5.45	1.446	1.493
1.50	0.612	0.632	3.50	1.077	1.110	5.50	1.455	1.502
1.55	0.626	0.646	3.55	1.087	1.122	5.55	1.464	1.511
1.60	0.639	0.660	3.60	1.096	1.130	5.60	1.473	1.520
1.65	0.652	0.673	3.65	1.107	1.143	5.65	1.482	1.529
1.70	0.665	0.687	3.70	1.118	1.153	5.70	1.491	1.538
1.75	0.678	0.700	3.75	1.128	1.164	5.75	1.500	1.549
1.80	0.692	0.714	3.80	1.137	1.174	5.80	1.509	1.557
1.85	0.704	0.727	3.85	1.147	1.183	5.85	1.518	1.566
1.90	0.716	0.740	3.90	1.157	1.194	5.90	1.527	1.575
1.95	0.729	0.753	3.95	1.167	1.204	5.95	1.534	1.584
2.00	0.742	0.765	4.00	1.176	1.214	6.00	1.543	1.593

(續表 1)

q	h _{KP}		q	h _{KP}		q	h _{KP}	
	α=1	α=1.1		α=1	α=1.1		α=1	α=1.1
6.05	1.551	1.601	8.05	1.876	1.936	10.05	2.175	2.245
6.10	1.559	1.609	8.10	1.885	1.945	10.10	2.182	2.252
6.15	1.568	1.618	8.15	1.893	1.953	10.15	2.190	2.260
6.20	1.577	1.628	8.20	1.900	1.961	10.20	2.198	2.268
6.25	1.586	1.637	8.25	1.908	1.970	10.25	2.205	2.276
6.30	1.595	1.646	8.30	1.915	1.977	10.30	2.212	2.283
6.35	1.601	1.655	8.35	1.923	1.985	10.35	2.219	2.290
6.40	1.610	1.662	8.40	1.920	1.993	10.40	2.226	2.298
6.45	1.618	1.670	8.45	1.938	2.000	10.45	2.233	2.305
6.50	1.627	1.680	8.50	1.945	2.009	10.50	2.240	2.312
6.55	1.636	1.689	8.55	1.953	2.018	10.55	2.247	2.319
6.60	1.644	1.698	8.60	1.961	2.023	10.60	2.258	2.331
6.65	1.653	1.705	8.65	1.969	2.032	10.65	2.265	2.338
6.70	1.661	1.714	8.70	1.977	2.040	10.70	2.272	2.345
6.75	1.670	1.723	8.75	1.983	2.048	10.75	2.275	2.348
6.80	1.677	1.731	8.80	1.990	2.055	10.80	2.282	2.356
6.85	1.686	1.740	8.85	1.998	2.062	10.85	2.289	2.363
6.90	1.694	1.749	8.90	2.005	2.070	10.90	2.296	2.370
6.95	1.703	1.758	8.95	2.013	2.077	10.95	2.303	2.377
7.00	1.710	1.765	9.00	2.020	2.085	11.00	2.310	2.384
7.05	1.717	1.773	9.05	2.028	2.093	11.05	2.317	2.391
7.10	1.726	1.782	9.10	2.036	2.102	11.10	2.324	2.399
7.15	1.735	1.790	9.15	2.043	2.109	11.15	2.330	2.405
7.20	1.743	1.799	9.20	2.051	2.116	11.20	2.338	2.413
7.25	1.750	1.806	9.25	2.058	2.124	11.25	2.345	2.420
7.30	1.759	1.815	9.30	2.066	2.132	11.30	2.352	2.427
7.35	1.767	1.823	9.35	2.073	2.140	11.35	2.358	2.434
7.40	1.774	1.831	9.40	2.080	2.148	11.40	2.366	2.441
7.45	1.782	1.839	9.45	2.089	2.155	11.45	2.373	2.448
7.50	1.790	1.847	9.50	2.097	2.162	11.50	2.379	2.455
7.55	1.798	1.856	9.55	2.105	2.171	11.55	2.386	2.464
7.60	1.806	1.865	9.60	2.111	2.179	11.60	2.393	2.470
7.65	1.813	1.872	9.65	2.119	2.188	11.65	2.400	2.477
7.70	1.821	1.880	9.70	2.125	2.194	11.70	2.407	2.483
7.75	1.830	1.888	9.75	2.132	2.200	11.75	2.414	2.491
7.80	1.838	1.896	9.80	2.139	2.208	11.80	2.421	2.498
7.85	1.845	1.905	9.85	2.146	2.215	11.85	2.428	2.506
7.90	1.853	1.913	9.90	2.154	2.223	11.90	2.434	2.512
7.95	1.861	1.920	9.95	2.161	2.230	11.95	2.441	2.519
8.00	1.868	1.928	10.00	2.168	2.237	12.00	2.448	2.529

表 2 三角形断面的渠道的临界水深 h_K 数值表

Q (立方公尺/秒)	h_{kp} (公尺)					
	$\alpha=1.0$			$\alpha=1.1$		
	$m=1$	$m=1.25$	$m=1.5$	$m=1$	$m=1.25$	$m=1.5$
0.50	0.55	0.51	0.47	0.56	0.52	0.48
1.00	0.73	0.67	0.62	0.74	0.68	0.63
1.50	0.86	0.78	0.73	0.87	0.80	0.74
2.00	0.96	0.88	0.82	0.98	0.90	0.83
2.50	1.05	0.96	0.89	1.07	0.98	0.91
3.00	1.13	1.03	0.96	1.15	1.06	0.98
3.50	1.20	1.10	1.02	1.22	1.12	1.04
4.00	1.27	1.16	1.08	1.29	1.18	1.10
4.50	1.33	1.21	1.13	1.35	1.24	1.15
5.00	1.39	1.27	1.18	1.41	1.29	1.20
5.50	1.44	1.32	1.22	1.47	1.34	1.25
6.00	1.49	1.36	1.27	1.52	1.39	1.29
6.50	1.54	1.41	1.31	1.57	1.44	1.33
7.00	1.59	1.45	1.35	1.62	1.48	1.37
7.50	1.63	1.49	1.39	1.66	1.52	1.41
8.00	1.68	1.53	1.42	1.70	1.56	1.45
8.50	1.71	1.57	1.46	1.75	1.60	1.48
9.00	1.76	1.61	1.50	1.79	1.64	1.52
9.50	1.79	1.64	1.52	1.82	1.67	1.55
10.00	1.83	1.67	1.55	1.86	1.70	1.58
11.00	1.90	1.74	1.62	1.93	1.77	1.64
12.00	1.97	1.80	1.67	2.00	1.83	1.70
13.00	2.03	1.86	1.73	2.07	1.90	1.76
14.00	2.09	1.91	1.78	2.13	1.95	1.81
15.00	2.15	1.97	1.83	2.19	2.04	1.86
16.00	2.22	2.03	1.88	2.26	2.07	1.92
17.00	2.26	2.07	1.92	2.30	2.11	1.96
18.00	2.32	2.12	1.97	2.36	2.16	2.00
19.00	2.36	2.16	2.01	2.41	2.21	2.04
20.00	2.42	2.21	2.06	2.46	2.26	2.09
21.00	2.46	2.25	2.09	2.51	2.30	2.13
22.00	2.51	2.30	2.13	2.56	2.34	2.17
23.00	2.56	2.34	2.17	2.60	2.38	2.21
24.00	2.59	2.37	2.20	2.64	2.42	2.24
25.00	2.64	2.41	2.24	2.69	2.46	2.28
26.00	2.68	2.45	2.28	2.73	2.50	2.32
27.00	2.72	2.49	2.32	2.77	2.54	2.36
28.00	2.76	2.52	2.34	2.81	2.58	2.39
29.00	2.80	2.56	2.38	2.86	2.62	2.42
30.00	2.84	2.60	2.42	2.90	2.65	2.46

(續表 2)

Q (立方公尺/秒)	h _{KP} (公尺)					
	α=1.0			α=1.1		
	m=1	m=1.25	m=1.5	m=1	m=1.25	m=1.5
31.00	2.88	2.63	2.44	2.93	2.68	2.49
32.00	2.91	2.66	2.48	2.97	2.72	2.52
33.00	2.95	2.70	2.50	3.01	2.76	2.55
34.00	2.98	2.73	2.54	3.04	2.79	2.58
35.00	3.02	2.76	2.56	3.08	2.82	2.61
36.00	3.05	2.79	2.59	3.12	2.85	2.64
37.00	3.08	2.82	2.62	3.15	2.88	2.67
38.00	3.12	2.85	2.65	3.18	2.91	2.70
39.00	3.15	2.88	2.68	3.21	2.94	2.72
40.00	3.18	2.91	2.70	3.24	2.97	2.75
41.00	3.22	2.94	2.73	3.28	3.00	2.78
42.00	3.25	2.98	2.76	3.31	3.04	2.81
43.00	3.28	3.00	2.78	3.34	3.06	2.84
44.00	3.31	3.02	2.81	3.37	3.08	2.86
45.00	3.34	3.05	2.84	3.40	3.12	2.89
46.00	3.36	3.08	2.86	3.42	3.14	2.91
47.00	3.39	3.10	2.88	3.46	3.16	2.93
48.00	3.42	3.13	2.91	3.49	3.20	2.96
49.00	3.45	3.16	2.93	3.52	3.22	2.98
50.00	3.48	3.18	2.96	3.55	3.25	3.01

簡化整理后得:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{b^5 \eta_K^3 (1 + \eta_K)^3}{m^3 (1 + 2\eta_K)},$$

$$\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5} = \frac{\eta_K^3 (1 + \eta_K)^3}{1 + 2\eta_K} = \psi(\eta_K). \quad (7)$$

如利用公式(7)繪制图表,可用直角坐标紙,在橫軸上表示 $\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}$ 的数值,在縱軸上表示 $\frac{m h_K}{b}$ 的数值,計算不同 $\frac{m h_K}{b}$ 时的曲綫族,再將各曲綫族用圓滑曲綫繪于坐标紙上即得。

按公式(7)計算的 $\psi(\eta_K)$ 值列于表3,在求临界水深时,只要先計算 $\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}$ 值,由表3查出相应的 η_K 值再乘以 $\frac{b}{m}$ 即可得出所求的临界水深。

表 3

η_K	$\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}$	η_K	$\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}$	η_K	$\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}$	η_K	$\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}$
0.05	0.00013	0.32	0.0461	0.56	0.3138	0.80	1.155
0.07	0.00038	0.34	0.0563	0.58	0.3563	0.82	1.269
0.10	0.00108	0.36	0.0684	0.60	0.3985	0.84	1.381
0.12	0.00196	0.38	0.0817	0.62	0.453	0.86	1.508
0.15	0.00394	0.40	0.0977	0.64	0.508	0.88	1.650
0.17	0.00588	0.42	0.1156	0.66	0.568	0.90	1.786
0.20	0.00994	0.44	0.1357	0.68	0.635	0.92	1.938
0.22	0.01348	0.46	0.1583	0.70	0.704	0.94	2.117
0.24	0.01783	0.48	0.1836	0.72	0.779	0.96	2.295
0.26	0.02330	0.50	0.2113	0.74	0.860	0.98	2.480
0.28	0.02960	0.52	0.2422	0.76	0.953	1.00	2.666
0.30	0.03715	0.54	0.2763	0.78	1.047		

(4) 圓形断面的临界水深:

$$h_K = \frac{D}{2}(1 + \cos \theta). \quad (8)$$

式中 D ——管的直径。

$$\text{令 } \frac{1 + \cos \theta}{2} = K,$$

則公式(8)具有下列形式:

$$h_K = K D.$$

不同角度 θ 时的 K 值, 列于表 4。

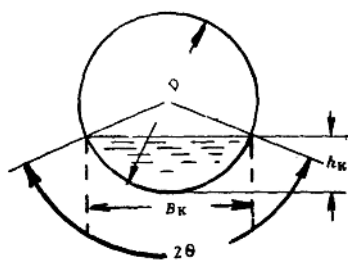


图 3

表 4

Q	K	Q	K	Q	K	Q	K
5	0.998	45	0.854	85	0.544	125	0.213
10	0.992	50	0.821	90	0.500	130	0.179
15	0.983	55	0.787	95	0.420	135	0.147
20	0.970	60	0.750	100	0.413	140	0.117
25	0.953	65	0.711	105	0.371	145	0.091
30	0.933	70	0.671	110	0.329	150	0.067
35	0.910	75	0.629	115	0.289	155	0.047
40	0.883	80	0.587	120	0.250	160	0.030

(三) 临界坡度

在既定的流量下，渠道断面内各处水深均等于临界水深时的渠道底坡度，称为临界坡度。

当水流系均匀流动及在临界坡度时，必须同时满足下列两个等式。

$$\begin{cases} Q = \omega_K C_K \sqrt{R_K i_K}, \\ \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_K^3}{B_K}, \end{cases}$$

联立以上两式即得：

$$i_K = \frac{g}{\alpha C_K^2} \cdot \frac{\chi_K}{B_K} \quad (9)$$

式中 C_K ——临界水深时的流速系数；

χ_K ——临界水深时的湿周；

B_K ——临界水深时的水面宽度。

(1) 矩形断面：

$$\left. \begin{aligned} B_K &= b, & \chi_K &= b + 2h_K \\ \omega_K &= b h_K, & R_K &= \frac{b h_K}{b + 2h_K} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

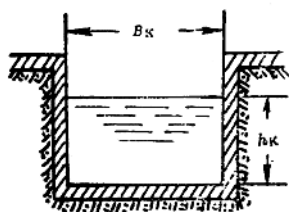


图 4

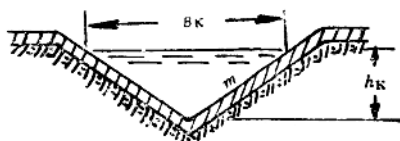


图 5

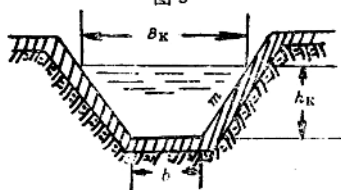


图 6

(2) 三角形断面:

$$\left. \begin{aligned} B_K &= 2mh_K, & z_K &= 2h_K\sqrt{m^2+1} \\ \omega_K &= mh_K^2, & R_K &= \frac{mh_K^2}{2h_K\sqrt{m^2+1}} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

(3) 梯形断面:

$$\left. \begin{aligned} B_K &= b + 2mh_K, & z_K &= b + 2h_K\sqrt{m^2+1} \\ \omega_K &= h_K(b + mh_K), & R_K &= \frac{h_K(b + mh_K)}{b + 2h_K\sqrt{m^2+1}} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(4) 圆形断面: 见图三;

$$\left. \begin{aligned} B_K &= D \sin \theta, & z_K &= \pi D \left(1 - \frac{\theta}{180}\right), \\ \omega_K &= \frac{6.28 - 0.035\theta + \sin 2\theta}{8} D^2, & R_K &= \frac{6.28 - 0.035\theta + \sin 2\theta}{8 \left(1 - \frac{\theta}{180}\right)} D. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

(四) 收缩水深

水流经过各种不同形式的堰顶溢流, 或在闸下出流, 以及跌水陡坡下落时, 它的水流厚度, 是随着水流愈接近护坦而愈减少, 当水流达到最小的水深, 便称为收缩水深。

(1) 矩形断面的收缩水深, 由下式用试算法确定。

$$\vartheta = h_c + \frac{\alpha g^2}{2g\varphi^2 h_c^2} \quad (14)$$

式中 h_c ——收缩水深;

φ ——流速系数;

ϑ ——以下游渠底为基准的上游水流的单位

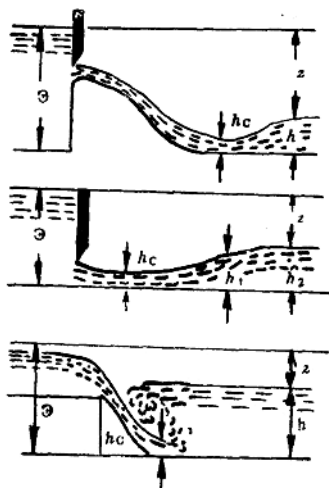


图 7

能量。

由于上式計算繁瑣，可用巴什基洛娃的簡化方法，即用 $q^{2/3}$ 去除公式(14)并以 $\frac{q^{2/3}}{9}$ 表示之則得：

$$\frac{q^{2/3}}{9} = \frac{2g\varphi^2 \left(\frac{h_c}{q^{2/3}} \right)^2}{\alpha + 2g\varphi^2 \left(\frac{h_c}{q^{2/3}} \right)^3} = f \left(\frac{h_c}{q^{2/3}} \right). \quad (15)$$

根据公式(15)，計算不同 φ 及不同 $\frac{q^{2/3}}{9}$ 时的 $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ 值，可制成图或表，使用时只要計算出 $\frac{q^{2/3}}{9}$ 值即可查出 $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ 值，而 h_c 等于 $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ 乘 $q^{2/3}$ 。一般情况下，單寬流量 q 与断面比能 ϑ 是預先知道的。

在 $\alpha=1.0$ 时，不同 $\frac{q^{2/3}}{9}$ 、不同 φ 时的 $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ 值列于表 5。

表 5

$\frac{h_c}{q^{2/3}}$	$\frac{h_2}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{9}$					
		$\varphi=0.75$	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
0.051	2.000	0.028	0.032	0.037	0.041	0.046	0.051
0.055	1.923	0.033	0.037	0.042	0.047	0.053	0.058
0.059	1.852	0.037	0.042	0.048	0.054	0.060	0.066
0.063	1.786	0.043	0.048	0.055	0.061	0.068	0.075
0.067	1.724	0.049	0.055	0.062	0.069	0.077	0.085
0.071	1.667	0.055	0.062	0.070	0.078	0.087	0.096
0.075	1.613	0.062	0.070	0.079	0.089	0.099	0.109
0.079	1.563	0.069	0.079	0.089	0.100	0.111	0.123
0.084	1.515	0.078	0.088	0.099	0.111	0.124	0.137
0.089	1.471	0.087	0.098	0.111	0.124	0.138	0.153
0.094	1.429	0.097	0.109	0.123	0.138	0.153	0.170
0.096	1.408	0.102	0.115	0.129	0.145	0.161	0.178
0.099	1.389	0.107	0.121	0.136	0.152	0.169	0.187
0.101	1.370	0.112	0.127	0.143	0.160	0.178	0.197
0.104	1.351	0.118	0.133	0.150	0.168	0.187	0.207
0.106	1.333	0.122	0.139	0.157	0.176	0.196	0.217
0.109	1.316	0.129	0.146	0.164	0.184	0.205	0.227
0.111	1.299	0.134	0.153	0.172	0.193	0.214	0.237
0.114	1.282	0.142	0.160	0.180	0.202	0.224	0.247
0.116	1.266	0.148	0.167	0.188	0.211	0.234	0.257

(續表 5)

$\frac{h_G}{q\%}$	$\frac{h_2}{q\%}$	$\frac{q_{23}^2}{\Theta}$					
		$\varphi=0.75$	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
0.119	1.250	0.154	0.174	0.196	0.220	0.244	0.269
0.122	1.235	0.162	0.181	0.204	0.229	0.254	0.281
0.124	1.220	0.168	0.189	0.213	0.238	0.264	0.293
0.127	1.205	0.174	0.197	0.222	0.248	0.275	0.305
0.130	1.190	0.181	0.205	0.231	0.258	0.286	0.317
0.132	1.176	0.188	0.213	0.240	0.268	0.297	0.329
0.135	1.163	0.196	0.221	0.249	0.278	0.309	0.341
0.138	1.149	0.204	0.230	0.259	0.289	0.321	0.354
0.141	1.136	0.212	0.239	0.269	0.300	0.333	0.367
0.143	1.124	0.220	0.248	0.279	0.311	0.345	0.380
0.146	1.111	0.228	0.257	0.289	0.322	0.357	0.393
0.149	1.099	0.236	0.266	0.299	0.333	0.369	0.406
0.151	1.087	0.244	0.275	0.309	0.344	0.381	0.419
0.154	1.075	0.253	0.284	0.319	0.356	0.394	0.434
0.157	1.064	0.262	0.294	0.330	0.368	0.408	0.449
0.160	1.053	0.271	0.305	0.341	0.381	0.422	0.464
0.163	1.042	0.280	0.315	0.353	0.394	0.436	0.479
0.165	1.031	0.289	0.325	0.364	0.406	0.449	0.493
0.168	1.020	0.297	0.335	0.375	0.418	0.462	0.507
0.171	1.010	0.306	0.345	0.386	0.430	0.475	0.522
0.174	1.000	0.315	0.356	0.398	0.443	0.489	0.537
0.188	0.952	0.360	0.409	0.458	0.508	0.560	0.613
0.202	0.909	0.412	0.464	0.518	0.574	0.631	0.688
0.216	0.870	0.468	0.520	0.578	0.640	0.701	0.763
0.230	0.833	0.520	0.577	0.640	0.705	0.771	0.838
0.244	0.800	0.573	0.633	0.700	0.769	0.839	0.910
0.258	0.769	0.622	0.688	0.759	0.831	0.904	0.977
0.272	0.741	0.670	0.741	0.815	0.890	0.965	1.040
0.285	0.714	0.710	0.792	0.869	0.946	1.022	1.098
0.298	0.689	0.760	0.840	0.919	0.997	1.074	1.150
0.312	0.665	0.798	0.886	0.966	1.045	1.122	1.198
0.326	0.645	0.845	0.929	1.009	1.088	1.165	1.240
0.339	0.625	0.886	0.968	1.048	1.127	1.203	1.277
0.351	0.606	0.930	1.003	1.084	1.161	1.236	1.308
0.364	0.588	0.955	1.036	1.115	1.192	1.265	1.335
0.377	0.571	0.983	1.066	1.144	1.219	1.290	1.358
0.389	0.556	1.020	1.092	1.169	1.242	1.311	1.377
0.401	0.541	1.036	1.115	1.190	1.262	1.329	1.392
0.413	0.526	1.060	1.136	1.209	1.278	1.343	1.404
0.424	0.513	1.081	1.154	1.225	1.292	1.355	1.413
0.436	0.500	1.094	1.169	1.239	1.303	1.364	1.420
0.447	0.488	1.128	1.183	1.250	1.312	1.370	1.424
0.458	0.476	1.125	1.193	1.259	1.319	1.375	1.426
0.467	0.467	1.131	1.201	1.265	1.323	1.377	1.426