第八章　管水路の水理

[36] 管水路の平均流速及び水頭損失

玆に**管水路** (Pipe line) と稱するは斷面形の如何を問はず、水流が凡ての斷面に於て充滿して流れ自由水面を有せざる場合を意味する。

(1) **平均流速公式及び摩擦損失**　斷面及び粗度一樣なる直線管水路を一定の流量 Q が流るゝ時は $Q=A\cdot v,\ v=CR^mI^k=\text{const.}$ にして、$C,\ m,\ k$ 等も亦一定であり、C 及び $m,\ k$ の等しき開水路の場合と同一である。但し管水路の I は動水勾配線，即ち壓力水頭線の傾斜にして、開水路の水面勾配に相當し管軸の傾斜とは無關係のものである。

管水路に於ては直接水面勾配を測定する事困難なると、多くの場合斷面形及び粗度一定せるを以て、總ての損失を水頭を以て表はす方便利である。今 l なる長さの區間の摩擦水頭 h_r を求むるに $I=h_r/l$ なるを以て

$$h_r=C^{-\frac{1}{k}}R^{-\frac{m}{k}}v^{\frac{1}{k}}\cdot l=2gC^{-\frac{1}{k}}\cdot v^{\frac{1}{k}-2}\cdot\frac{l}{R^{\frac{m}{k}}}\cdot\frac{v^2}{2g}$$

$$\therefore\ h_r=f_r''\cdot\frac{l}{R^{\frac{m}{k}}}\cdot\frac{v^2}{2g},\quad 玆に\quad f_r''=2gC^{-\frac{1}{k}}v^{\frac{1}{k}-2}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\ (246)$$

f_r'' を**摩擦損失係數** (Coefficient of friction loss) と稱し普通 meter 單位にて表はす。

即ち $k\neq0.5$ なる時は凡ての指數は著しく複雜となるを以て f_r が R 及び粗度に依て多少變化するも $k=0.5$ を用ふる。即ち

$$h_r=\frac{2g}{C^2}\cdot\frac{l}{R^{2m}}\frac{v^2}{2g},\qquad f_r'=\frac{2g}{C^2}\quad\cdots\ C\cdots\ 流速係數\quad\cdots\cdots\cdots\ (247)$$

流速公式	Manning	Forchheimer	King
C	$1/n_1$	$1/n_2$	—
$2m$	4/3	1.4	1.25

又は

$$h_r=\frac{2g}{C^2R^{2m-1}}\frac{l}{R}\frac{v^2}{2g},\qquad f_r=\frac{2g}{C^2R^{2m-1}}=f_r'\frac{1}{R^{2m-1}}\quad\cdots\cdots\cdots\ (248)$$

圓形管に對しては普通 R の代りに直徑 D を用ふる、$R=D/4$

$$\therefore\ h_r=\frac{2g\cdot4^{2m}}{C^2}\frac{l}{D^{2m}}\frac{v^2}{2g},\qquad f'=\frac{4^{2m}\cdot2g}{C^2}=4^{2m}f_r'\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (249)$$

又は

$$h_r=\frac{4^{2m}\cdot2g}{C^2D^{2m-1}}\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}=f\frac{l}{D}\frac{8}{\pi^2g}\left(\frac{Q}{D^2}\right)^2,\qquad f=\frac{4^{2m}\cdot2g}{C^2D^{2m-1}}=4f_r\quad\cdots\ (250)$$

圓形以外の斷面に上式を應用する時は D の代りに $4R$ を用ふる。次に管水路の場合種々の流速公式に對する諸係數を示せば

第 64 表　f_r, f_r', f, f' の値

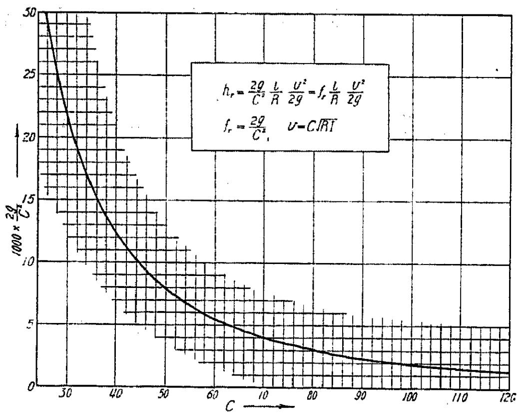
流速公式	Chézy	Manning	Forchheimer	Hazen	
式番號	(140)	(152)	(153)	(259)	
管　種				新鑄鐵管	其他の滑面管
流速係數	C	$1/n_1$	$1/n_2$	120	110
m	0.5	2/3	0.7	0.63	
k	0.5	0.5	0.5	0.54	
f_r'	$2g/C^2$	$2gn_1^2$	$2gn_2^2$	$2gR^{0.093}/C^{1.85}\cdot v^{0.15}$	
f_r	$2g/C^2$	$2gn_1^2R^{-\frac{1}{3}}$	$2gn_2^2R^{-0.4}$	$2g/C^{1.85}v^{0.15}R^{0.167}$	
f'	$8g/C^2$	$12.7gn_1^2$	$13.96gn_2^2$	$11.48gR^{0.093}/C^{1.85}v^{0.15}$	
f	$8g/C^2$	$12.7gn_1^2R^{-\frac{1}{3}}$	$13.96gn_2^2R^{-0.4}$	$11.48g/C^{1.85}v^{0.15}R^{0.167}$	

R, D 又は C, n の同一なる多くの區間に分ちて各の h_r を知る方便利にして、各區間に適當する C は第 142, 147 圖又は第 35 表等より知るを以て Chézy 式 (Kutter, Bazin), Manning $\left(C=\frac{1}{n_1}R^{\frac{1}{6}}\right)$, Forchheimer $\left(C=\frac{1}{n_2}R^{0.2}\right)$ 等を用ふ方便利である。依て C を既定として

$$h_r=\frac{2g}{C^2}\frac{l}{R}\frac{v^2}{2g},\quad f_r=\frac{2g}{C^2}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (251)$$

Kutter　　　　同簡單式　　　Bazin　　Manning　Forchheimer

$$C=\frac{23+\frac{1}{n}+\frac{0.00155}{I}}{1+\left(23+\frac{0.00155}{I}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}},\quad \frac{100\sqrt{R}}{m+\sqrt{R}},\quad \frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{R}}},\quad \frac{1}{n_1}R^{\frac{1}{6}},\quad \frac{1}{n_2}R^{0.2}$$



第 301 圖　C と $\frac{2g}{C^2}$ (N.M.)

圓管に於ては R の代りに $D=4R$ を用ひ

$$h_r=\frac{8g}{C^2}\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g},$$

$$f=\frac{8g}{C^2}=4f_r\quad\cdots\cdots\ (252)$$

依て C と $\frac{2g}{C^2}$ との關係を曲線を以て表はし置けば (第 301 圖)、如何なる流速公式を用ふる場合も C を知れば (251), (252) 式に依り容易に f_r 又は f を求むる事が出來る。

(2) 圓管水路の摩擦水頭 (h_r) を表はす實驗式

1. Darcy 公式 (佛, 1858) 米國に於て多く用ひらる。

新鑄鐵管　　$I=\left(0.001644+\frac{0.000042}{D}\right)\frac{Q^2}{D^5}$,　從て

$$f=0.0199+\frac{0.000508}{D},\quad D<0.5\,\mathrm{m}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (253)$$

但し、十年以上經過する時は f は上式の二倍位となる。

2. Flamant 公式 (佛, 1892)　鑄鐵管の場合に用ふる。

$$f=\frac{m}{(D\cdot v)^{0.25}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (254)$$

m…鋼管 0.0122, 新鑄鐵管 0.0145, 古鑄鐵管 0.0181

3. Lang 公式 (獨, 1919) 水の溫度 15°C, $D>0.05$ m, $v>0.7$ m/sec

$$f=a+\frac{0.0018}{\sqrt{D\cdot v}}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (255)$$

	ガラス, 眞鍮, 鉛管	瀝青塗布新管	鋼管	鋲接鐵管	鋲接マンネスマン鋼管	同左鋲綴	遠心力應用コンクリート管
$a=$	0.010	0.012～0.016	0.020	0.014	0.013	0.015～0.020	0.015

銹の爲に D なる管が D_n に減じたる時に對し D を用ひて計算する場合は

$$f=f_n=\left(\frac{D}{D_n}\right)^5\left(0.02+\frac{0.0018}{\sqrt{D\cdot v}}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (256)$$

D_n/D =	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.85	0.90	0.92	0.94	0.96	0.98
$(D/D_n)^5$ =	411.0	97.6	32.0	12.85	5.95	3.06	2.27	1.69	1.50	1.35	1.25	1.18

然し D_n は與へられて居らぬを以て (256) 式に依て算出する。

4. Manning 公式　$h_r=\frac{124.6n_1^2}{D^{\frac{1}{3}}}\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$,　$f=\frac{124.6n_1^2}{D^{\frac{1}{3}}}$ … (N.M.) … … (257)

種々の D 及び n_1 に對する f の値を第 302 圖に示す。N 年使用後の h_r は n_1 の代りに $n_1\Big/\left(1-2.68\frac{\sqrt{N}}{D}\right)^{\frac{3}{8}}$ を用ふる。

5. Forchheimer 公式　$h_r=\frac{136.5n_2^2}{D^{0.4}}\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$,　$f=\frac{136.5n_2^2}{D^{0.4}}$ … (N.M.) … (258)

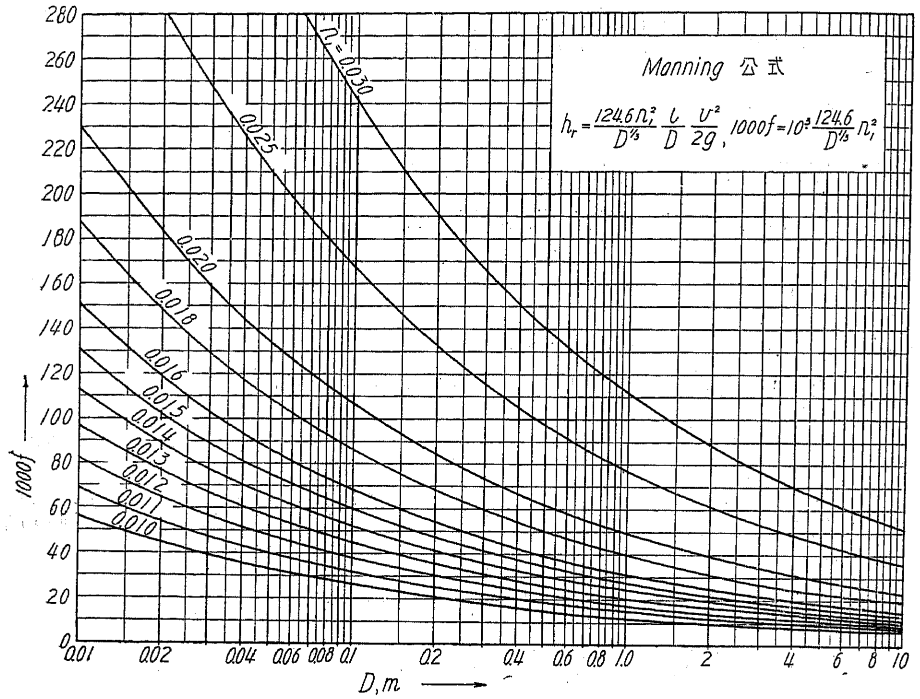
種々の D 及び n_2 に對する f の値を第 303 圖に示す。N 年使用後の h_r は n_2 の代りに $n_2\Big/\left(1-2.68\frac{\sqrt{N}}{D}\right)^{2.7}$ を用ふる。

6. Hazen & Williams 公式　元來の形は　$v=CR^{0.63}I^{0.54}$ … … … … (259)

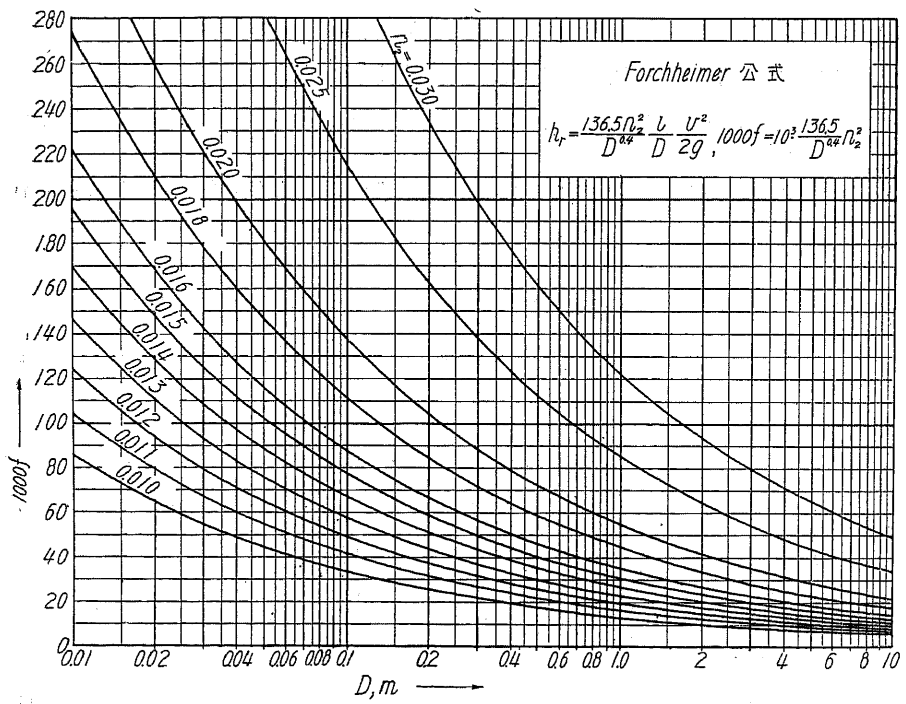
にして摩擦損失を流速水頭にて表はすには不便なる形であるが、我國の水道に多く用ひらるゝを以て、比較的簡單なる方法を作成した。即ち新鑄鐵管に對しては

$$h_r=\frac{1}{C^{\frac{1}{0.54}}}\cdot l\cdot\left(\frac{4}{D}\right)^{\frac{0.63}{0.54}}v^{\frac{1}{0.54}}\fallingdotseq\frac{98.88}{C^{1.85}}\frac{1}{D^{\frac{1}{6}}\cdot v^{0.15}}\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$$

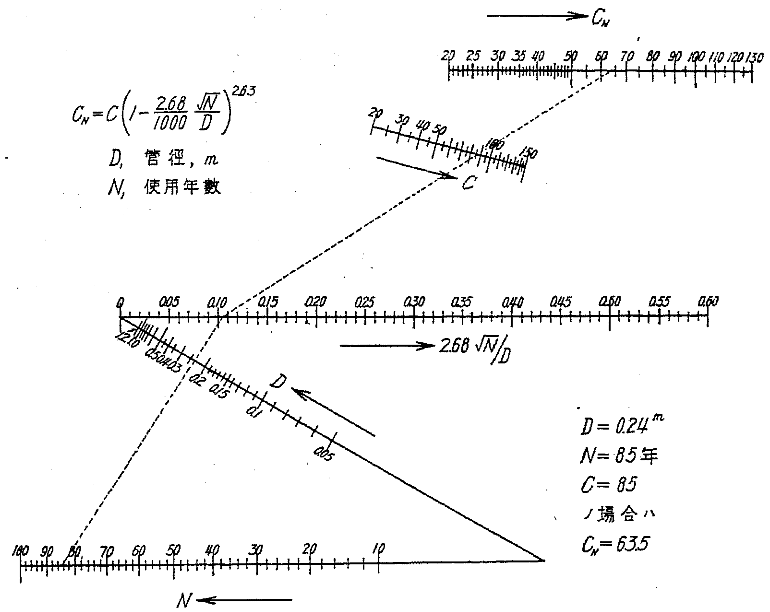
茲に　$$f=\frac{98.88}{C^{1.85}}\cdot\frac{1}{D^{\frac{1}{6}}v^{0.15}}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (260)$$



第 302 圖 Manning 公式に依る f の値 (N.M.)



第 303 圖 Forchheimer 公式に依る f の値 (N.M.)



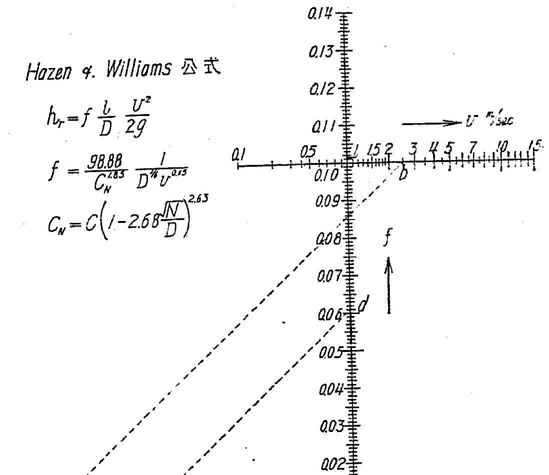
第 304 圖 N 年使用後に於ける流速係數 C_N の値 (N.M.)

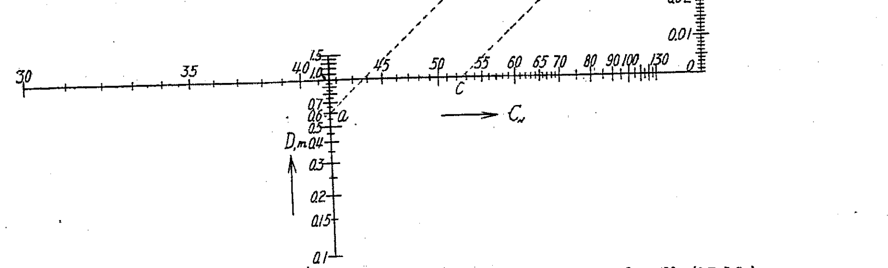
[使用例] $D=0.6$ m

$v=2.5$ m/sec, $C_N=52.5$

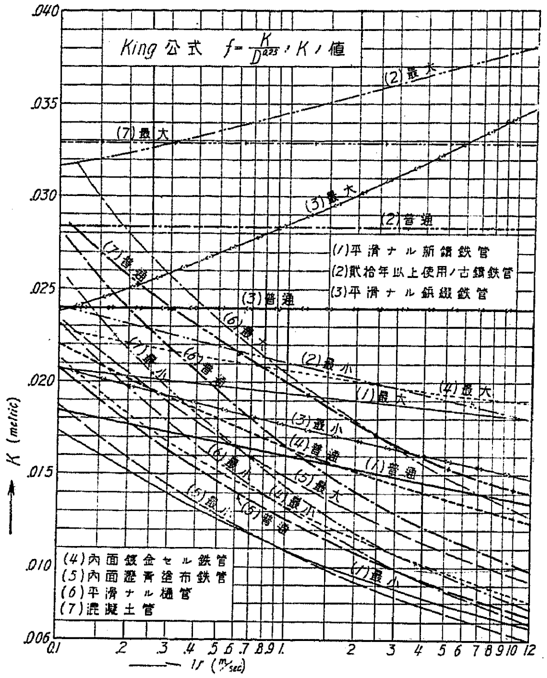
之等を與へて f を求むるには、先づ D 軸及び v 軸上にて夫々與へられたる値を取る二點 a, b を結ぶ直線に定規を當て、之を平行移動して、C_N 軸上の $C_N=52.5$ の點 c を通らしめたる時の f 軸上の讀み d が求むる f の値である。即ち

$f=0.061$





第 305 圖 Hazen & Williams 公式に依る f の値 (N.M.)



第 306 圖　(N.M.)

N 年使用後の古鑄鐵管に對しては、C の代りに $C_N=C\left(1-2.68\frac{\sqrt{N}}{D}\right)^{2.83}$ 用ふる…[26] (1) 參照。玆に $2.68\sqrt{N}$ は N 年後の有効管徑の減少, D は mm 單位とす。C_N の値は他の何れの公式を用ふるも殆んど同一である。

C 及び D を知れば第 304 圖より任意の N に對する C_N を求め、更に第 305 圖より容易に f の値を求め得る。

尙 Hazen & Williams の $D=100\sim1524$ mm の鑄鐵管に對する測定に依れば f の値は

	新　管	13〜20 年使用後	26〜47 年使用後
f =	0.0151	0.026	0.041

7. Fanning 公式 (米, 1878)　$h_r=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$

第 65 表　Fanning 公式　内面良好なる鑄鐵管に對する f の値 (略値)

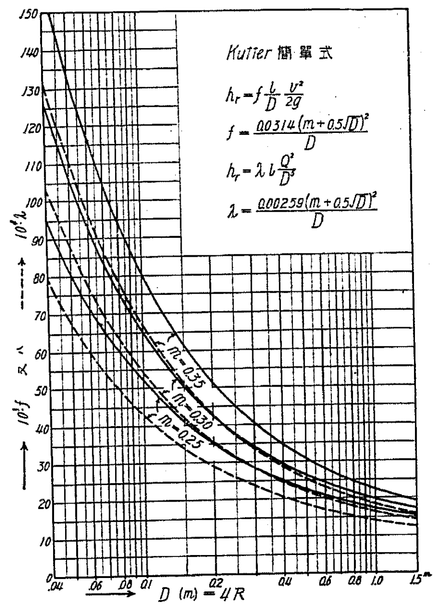
v m/sec \ D mm	50	100	150	200	250	300	400	500	600	900	1200
0.30	0.0330	.0306	.0289	.0275	.0262	.0250	.0232	.0216	.0202	.0171	.0150
0.60	0.0301	.0279	.0264	.0253	.0242	.0233	.0218	.0204	.0193	.0166	.0147
0.90	0.0284	.0265	.0252	.0242	.0232	.0224	.0210	.0198	.0187	.0164	.0146
1.20	0.0272	.0255	.0243	.0234	.0225	.0218	.0205	.0194	.0184	.0162	.0145
1.50	0.0263	.0247	.0236	.0227	.0220	.0213	.0201	.0191	.0182	.0161	.0144
3.00	0.0237	.0226	.0219	.0212	.0206	.0201	.0192	.0184	.0176	.0156	.0141
4.50	0.0228	.0219	.0212	.0207	.0201	.0196	.0188	.0180	.0173	.0154	.0139
6.00	0.0223	.0214	.0208	.0202	.0197	.0192	.0184	.0177	.0170	.0152	.0138

本式は米國に於て廣く使用されしも Hazen, King 等の諸式の出現後は殆んど用ひられぬ。

8. T. Christen (獨, 1903), **F. C. Lea** (米, 1907), **King 公式** (米, 1918)

$$f=\frac{K}{D^{0.25}},\quad [K]=[L]^{0.25}\quad \cdots\cdots\cdots (261)$$

第 306 圖は Lea 公式より King の作成せる表を、更に著者が m-sec 單位に換算し多少修正して曲線を以て表はせるものである。f の最小値は工作繼手等極上の直線管に對するものにして、



第 307 圖　(N.M.)

設計には平均値に適當の餘裕を加へて用ふる。

$D^{0.25}$ の値は卷末附錄第 3 表 (數表中) に示す。

9. Kutter 簡單式

$$h_r=\frac{0.0314(m+0.5\sqrt{D})^2}{D}\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$$

$$=f\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}\quad\cdots\cdots\cdots (262)$$

又は　$$h_r=\frac{6.485}{C^2}\cdot l\cdot\frac{Q^2}{D^5}=\lambda\cdot l\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdots\cdots (263)$$

玆に　$$f=0.0314(m+0.5\sqrt{D})^2\cdot\frac{1}{D}$$

$$\lambda=\frac{6.485}{C^2}=0.00259(m+0.5\sqrt{D})^2\cdot\frac{1}{D}$$

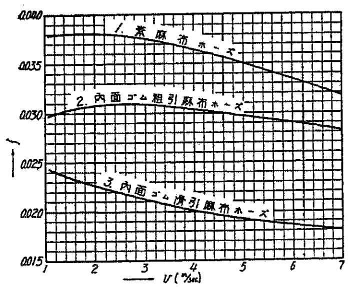
但し D は m 單位にして、第 307 圖は管徑 D と $10^3\cdot f$ 及び $10^4\cdot\lambda$ との關係を示す曲線である。

10. Biel 公式 (瑞西, 1907)　$$f=0.0785\left[0.12+\frac{2f'}{\sqrt{D}}+\frac{2b}{v\sqrt{D}}\nu\right]\cdots\cdots\cdots (264)$$

f', b…粗度に對する係數、ν…動粘性係數…[3] (6) 參照。

係　數	極めて平滑なる面, ガラス, 眞鍮, 鉛管	平滑なる鐵管及びセメント管	木の桶管 新鑄鐵管
f'	0.0064	0.018	0.036
b	0.95	0.71	0.46
$b\cdot\nu$ (12°C)	0.0118	0.0088	0.0057

11. Freeman (米) 消火ホーズ (Fire hose) の摩擦損失



第 308 圖　(N.M.)

$$h_r=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g},\qquad D=2\frac{1''}{2}=6.35\text{ cm}$$

1. 内面ゴム引きなきホーズ　(Unlined linen hose)
2. 内面粗ゴム引きホーズ　(Rough rubber-lined hose)
3. 内面滑ゴム引きホーズ　(Smooth　,,　,,)

(3) 二三の公式に據る摩擦水頭の比較　Calame (佛, 1926) が圓形壓力隧道及び大徑鋼管に對する摩擦水頭を種々の流速公式に依て計算せる値を第 66 表に示す。圓形に近き斷面に於ては $D=4R$ として表の數値を用ひて差支ない。

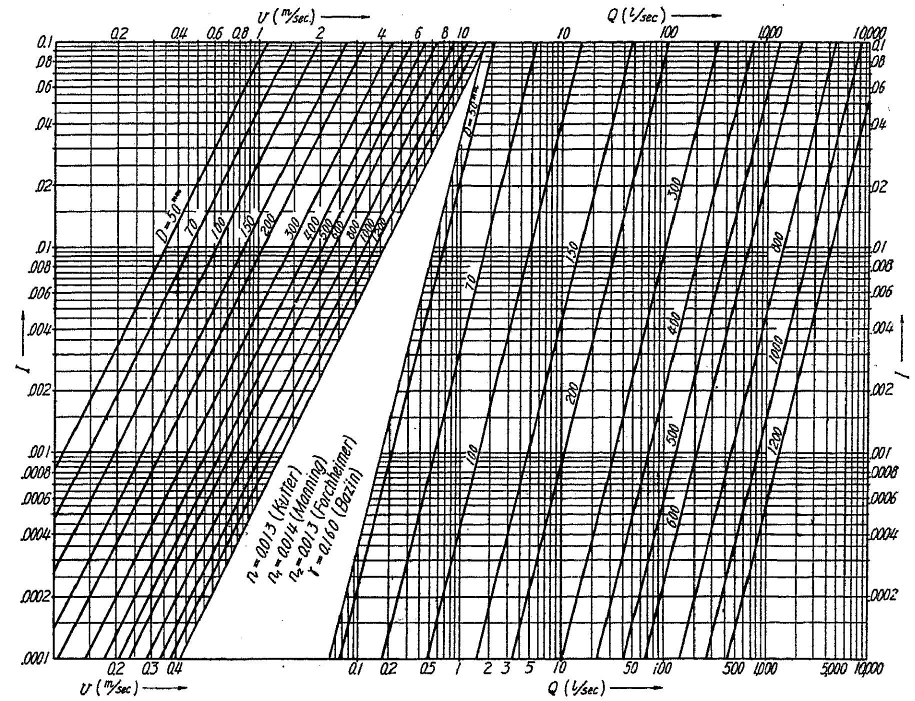
第 66 表　圓形壓力隧道に對する摩擦水頭 (m/km), Calame (佛, 1926)

粗度、最小値, 極平滑なる上塗; 設計値, 古き鋼管及び普通混凝土卷

管徑	平均流速	流量	公式 粗度	Bazin (142)式 最小値	設計値	Kutter 簡單式(151)式 最小値	設計値	Biel (157)式 最小値	設計値
D m	v m/sec	Q m³/sec		$\gamma=0.06$	0.16	$m=0.15$	0.35	$b=0.018$	0.072
				h_r m	h_r	h_r	h_r	h_r	h_r
1.0	1	0.785		0.67	0.92	0.68	1.16	0.70	1.08
,,	2	1.571		2.66	3.69	2.71	4.63	2.64	4.27
,,	3	2.356		5.97	8.30	6.10	10.41	5.83	9.58
2.0	1	3.142		0.31	0.40	0.29	0.44	0.32	0.45
,,	2	6.283		1.25	1.59	1.17	1.78	1.21	1.79
,,	3	9.425		2.80	3.57	2.64	4.00	2.69	4.01
3.0	2	14.137		0.81	0.99	0.74	1.05	0.78	1.09
,,	3	21.206		1.81	2.23	1.65	2.37	1.74	2.46
,,	4	28.274		3.22	3.96	2.94	4.21	3.06	4.35
4.0	2	25.133		0.60	0.71	0.53	0.73	0.57	0.78
,,	3	39.699		1.34	1.60	1.19	1.64	1.27	1.74
,,	4	50.266		2.38	2.84	2.11	2.91	2.24	3.08
5.0	2.5	49.087		0.74	0.87	0.65	0.86	0.70	0.91
,,	3.5	68.762		1.45	1.70	1.26	1.68	1.35	1.77
,,	4.5	88.352		2.39	2.80	2.06	2.78	2.23	2.92
6.0	2.5	70.686		0.61	0.71	0.53	0.68	0.57	0.75
,,	3.5	98.960		1.18	1.38	1.03	1.35	1.12	1.46
,,	4.5	127.234		1.96	2.29	1.71	2.24	1.84	2.42
7.0	3	115.453		0.74	0.86	0.64	0.82	0.70	0.90
,,	4	153.934		1.32	1.52	1.14	1.46	1.24	1.60
,,	5	192.423		2.06	2.38	1.78	2.28	1.93	2.50
8.0	3	150.797		0.65	0.74	0.55	0.70	0.61	0.77
,,	4	201.062		1.15	1.32	0.98	1.24	1.08	1.37
,,	5	251.328		1.80	2.05	1.53	1.94	1.68	2.14

次に略算を便ならしむる爲め I に對する v 及び Q の關係を種々の D に對して曲線を以て示す (第 309 圖)。但し粗度係數は $n=0.013$ (Kutter), $n_1=0.014$ (Manning), $n_2=0.013$ (Forchheimer), $\gamma=0.16$ (Bazin) に對するものにして何れも 10 數年位使用の鑄鐵管及び引拔鋼管, フユーム管, 桶管, 極上仕上の大混凝土水路等に對するものにして、他の粗度に對する v', Q' を求むるにはその粗度係數を n', n_1'…とすれば

$$\frac{v'}{v} \fallingdotseq \frac{n}{n'} \fallingdotseq \frac{n_1}{n_1'} \fallingdotseq \frac{n_2}{n_2'} \fallingdotseq \frac{Q'}{Q}, \qquad \frac{f'}{f} \fallingdotseq \frac{n'}{n} \fallingdotseq \frac{n_1'}{n_1} \fallingdotseq \frac{n_2'}{n_2} \fallingdotseq \frac{v}{v'}$$

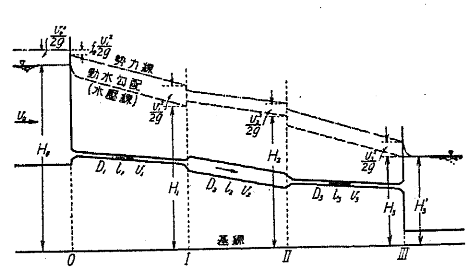


第 309 圖　管水路に於ける D, I と v 及び Q の關係 (N.M.)

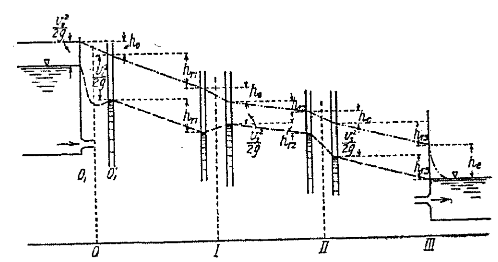
[37] 管水路の水理

(1) 管水路に於ける動水勾配 (Hydraulic gradient) 及び勢力線 (Energy line)　水面が各々一定せる二池を連絡する長き管水路に於て管徑同一ならず、且つ屈曲, 量水器, 半開水弁等ある場合は種々の損失及び壓力の變化を生ずる。

先づ屈曲, 水弁, 量水器等の無き場合を考ふれば、管徑同一なる區間は勢力線も壓力線卽ち動水勾配線も共に直線にして同一勾配を有し、前者は後者より流速水頭 $v^2/2g$ だけ高い。次に管徑漸變する場合、各變化點の前後に於ける兩線の高さを表記する。但し變化點の上流側の勢力線の



第　310　圖



第　311　圖

高さを H_e, 壓力線の高さを H とし下流側の夫等に $'$ を附し、尾字に依て變化點を示す。

	勢力線の高さ (He) 上流側	下流側	壓力線の高さ (H) 上流側	下流側
流入口, O	$H_{e0}=H_0+\frac{v_0^2}{2g}$	$H'_{e0}=H_0+\frac{v_0^2}{2g}-f_0\frac{v_1^2}{2g}$	$H_0=H_0$	$H_0'=H_0+\frac{v_0^2}{2g}-f_0\frac{v_1^2}{2g}-\frac{v_1^2}{2g}$
I	$H_{e1}=H'_{e0}-f\frac{l_1}{D_1}\frac{v_1^2}{2g}$	$H'_{e1}=H_{e1}-f_{ge}\frac{v_1^2}{2g}$	$H_1=H_0'-f\frac{l_1}{D_1}\frac{v_1^2}{2g}$	$H_1'=H_1+\left(\frac{v_1^2}{2g}-\frac{v_2^2}{2g}\right)-f_{ge}\frac{v_1^2}{2g}$
II	$H_{e2}=H'_{e1}-f\frac{l_2}{D_2}\frac{v_2^2}{2g}$	$H'_{e2}=H_{e2}-f_{ge}\frac{v_3^2}{2g}$	$H_2=H_1'-f\frac{l_2}{D_2}\frac{v_2^2}{2g}$	$H_2'=H_2+\left(\frac{v_2^2}{2g}-\frac{v_3^2}{2g}\right)-f_{ge}\frac{v_3^2}{2g}$
III	$H_{e3}=H'_{e2}-f\frac{l_3}{D_3}\frac{v_3^2}{2g}$	$H'_{e3}=H_{e3}-f_{ge}\frac{v_3^2}{2g}=H_3'$	$H_3=H_2'-f\frac{l_3}{D_3}\frac{v_3^2}{2g}=H_3'$	$H_3'=H_{e3}'$

變化點以外の任意の點に於ては $H_e=H+\frac{v}{2g}$

直徑一樣なる圓管水路又は斷面一樣なる壓力隧道等に於て多くの屈曲, 水弁その他の變化ある場合は各種の損失を別々に計算する方便利なる場合が多い。

次に管水路中に起る流況變化に因る損失の種類, 公式及び係數の表等の番號及び頁等を表示する…第七章參照。

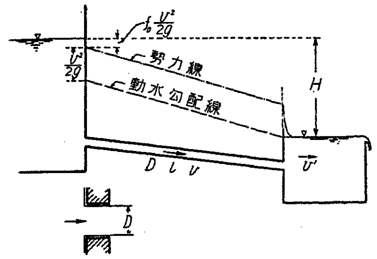
第 67 表 管水路諸損失に關する節, 公式及び表

水頭損失	節, 項	公 式	係 數 表	頁
1. 流入損失	[31] (4)	$f_0\frac{v^2}{2g}$	第 253 圖及び第 254 圖	136～138
2. 摩擦損失	[36]	$f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$	第 65 表及び第 302 圖乃至第 309 圖	153～161
3. 彎曲損失	[33] (3), [34]	$f_b\frac{v^2}{2g}$	第 60 表, 第 61 表及び第 281 圖	144～148
4. 屈折損失	[33] (1)	$f_{b0}\frac{v^2}{2g}$	第 55 表, 第 56 表及び第 57 表	140～142
5. 斷面急擴損失	[31] (1)	$f_e\frac{v^2}{2g}$	第 47 表	132～134
6. ,, 漸擴損失	[32] (2)	$f_{ge}\frac{v^2}{2g}$	第 258 圖及び第 54 表	139～140
7. 斷面急縮損失	[31] (2)	$f_c\frac{v^2}{2g}$	第 49 表	134～135
8. ,, 漸縮損失	[32] (1)	$f_{gc}\frac{v^2}{2g}$	(223) 式	138～139
9. 一般障碍物損失	[31] (5)	$f_s\frac{v^2}{2g}$	第 53 表	138
10. 分岐損失	[33] (2)	f_n, f_{n1} 又は f_{n2}	第 58 表, 第 59 表	143～144
11. 量水器損失	[35] (1)	$f_m\frac{v^2}{2g}$	[35] (1)	150
12. 水弁損失	[35] (2)	$f_v\frac{v^2}{2g}$	第 62 表及び第 63 表	151～152

D, v 等の不明なる問題に於ては先づ第 309 圖の曲線に依り Q に對する D を推定し、D 及び v に相當する f を求め、各部 f を異にする時はその平均値…$\frac{l}{D}$ を輕重率とする平均を取れば合理的である…を取り、更に彎曲, 斷面變化, 分岐其他の多少に應じて相當の餘裕を加へたるものを以て全管路の平均 f とする。普通は

小徑鐵管 0.030 大徑鐵管 0.025

(2) 單一管水路の流量 大なる高低二水槽を單一なる直線管 (第 312 圖) を以て連絡し落差 H を一定に保つ時は、管内に等速定流を生じ毎秒 $Q\,\mathrm{m}^3$ の水が斷えず上槽より下槽に流るゝ。此場合 H は流入口に於ける流速水頭 $v^2/2g$, 流入口の急變損失 h_0 及び管内の摩擦損失 h_r 等の和に等しく、流出口に於ける流速水頭は極端なる斷面急擴の爲め槽内の水を攪亂して大部分熱又は音の勢力に變じて失はれ、若し下流に更に流出口を有する場合はそれに向ふて流るゝ動勢力の一部となり猶有効水頭として殘存する。



第 312 圖

$$H=\frac{v^2}{2g}+h_0+h_r=\left(1+f_0+f\frac{l}{D}\right)\frac{v^2}{2g} \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (265)$$

圖の如き流出口に於て $f_0 \fallingdotseq 0.5$ とすれば

H, D, l 既定の場合 $$v=\left(\frac{2gH}{1+f_0+f\frac{l}{D}}\right)^{1/2}=\sqrt{2g}\left(\frac{H}{1.5+f\frac{l}{D}}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \cdots \cdots \cdots \cdots (266)$$

$$Q=A\cdot v=\frac{\pi D^2}{4}\sqrt{2g}\cdot\left(\frac{H}{1.5+f\frac{l}{D}}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (267)$$

普通 f_0, f は v に依て異るを以て先づ之等を假定して v を求むる。

Q, D, l 既定の場合 $$H=\frac{8}{\pi^2 g}\left(1+f_0+f\frac{l}{D}\right)\frac{Q^2}{D^4} \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (268)$$

Q, H, l 既定の場合 $$D^5=\frac{8}{\pi^2 g}[(1+f_0)D+fl]\frac{Q^2}{H} \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (269)$$

此式に於ては先づ右邊の D を適當に假定し、f_0, f を撰定して D を出し、之より流速を出して f_0, f を求め之等を右邊に入れて D の稍正しき値を得、更に之を繰り返せば誤差は愈々小となるも普通は二回にて充分である。$l/D>3000$ ならば $(1+f_0)D$ を棄つるも誤差は 1% を超えぬ。

大氣中に流出する時は上水槽水面と流出口中心との落差を以て H とする。

[例 8] $H=2\,\mathrm{m}$, $D=0.4\,\mathrm{m}$, $l=400\,\mathrm{m}$ 新鑄鐵管

(266) 式より $v=\left(\frac{2g\cdot 2}{1+0.5+f\frac{400}{0.4}}\right)^{0.5}=\frac{6.26}{(1.5+1000f)^{0.5}}$

粗度係數は 3 年及び 30 年使用後の場合を用ふる。

第 68 表

公 式	Kutter	同簡單式	Manning	Forchheimer	Hazen	King
新管粗度係數	$n=0.012$	$m=0.25$	$n_1=0.012$	$n_2=0.011$	—	—
流速係數 (C)	57	56	83	90	120	—

新管損失係數 (f)	0.0244	0.0252	0.0243	0.0238	0.0160	0.0202
3 年後 ,, ,,	0.0250	0.0258	0.0249	0.0244	0.0166	0.0207
30 年後 ,, ,,	0.0264	0.0272	0.0262	0.0257	0.0188	0.0218

今, 新管に對し $f=0.025$, 30 年使用後に對し 0.027 とすれば $1+f_0=1.5$ に對し $f\dfrac{l}{D}$ の値は

$l/D=$	100	500	1,000	2,000	3,000	4,000	5,000	10,000
$f=0.025,\ f\cdot l/D=$	2.5	12.5	25.0	50	75	100	125	250
$f=0.027,\ f\cdot l/D=$	2.7	13.5	27.0	54	81	108	135	270

本例の場合は $f\dfrac{l}{D}=27$ にとり $1+f_0$ を無視すれば略 5 年位使用の $1+f_0+f\dfrac{l}{D}$ に相當する。

$$\therefore\ v=\frac{6.26}{(27)^{0.5}}=1.20\ \text{m/sec},\qquad Q=\frac{\pi D^2}{4}\cdot 1.20 \fallingdotseq 0.150\ \text{m}^3/\text{sec}=150\ \text{l/sec}$$

（3） 種々の管の組合より成る管水路 第 310 圖の如く種々の徑の管を連結して上下二水槽を連絡する場合、流出口の流速水頭は全部失はるゝものとすれば、兩水槽間の全落差 H は途中の種々の水頭損失と流出口に於ける流速水頭との和に等しい。即ち

$$H=f_0\frac{v_1^2}{2g}+f_1\frac{l_1}{D_1}\frac{v_1^2}{2g}+f_{ge}\frac{v_1^2}{2g}+f_2\frac{l_2}{D_2}\frac{v_2^2}{2g}+f_{gc}\frac{v_3^2}{2g}+f_3\frac{l_3}{D_3}\frac{v_3^2}{2g}+\frac{v_3^2}{2g}\quad\cdots\ (270)$$

然るに $\quad Q=A_1v_1=\ldots=\dfrac{\pi D_1^2}{4}\cdot v_1=\dfrac{\pi D_2^2}{4}\cdot v_2=\dfrac{\pi D_3^2}{4}\cdot v_3$

$$\therefore\ v_1=\frac{4Q}{\pi D_1^2},\quad v_2=\frac{4Q}{\pi D_2^2},\quad v_3=\frac{4Q}{\pi D_3^2}\quad\cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ (271)$$

(270) 式に於て v を Q 及び D を以て表はせば

$$H=\frac{1}{2g}\left(\frac{4Q}{\pi}\right)^2\left[\frac{f_0}{D_1^4}+\frac{l_1}{D_1}\frac{f_1}{D_1^4}+\frac{f_{ge}}{D_1^4}+\frac{l_2}{D_2}\frac{f_2}{D_2^4}+\frac{f_{gc}}{D_3^4}+\frac{l_3}{D_3}\frac{f_3}{D_3^4}+\frac{1}{D_3^4}\right]=\frac{1}{2g}\left(\frac{4Q}{\pi}\right)^2K\quad\cdots\ (272)$$

$$\therefore\ Q=\frac{\pi}{4}\frac{1}{\sqrt{K}}\sqrt{2gH},\quad K=\frac{1}{D_3^4}+\frac{f_0}{D_1^4}+\frac{l_1}{D_1}\frac{f_1}{D_1^4}+\frac{l_2}{D_2}\frac{f_2}{D_2^4}+\frac{l_3}{D_3}\frac{f_3}{D_3^4}+\frac{f_{ge}}{D_1^4}+\frac{f_{gc}}{D_3^4}\quad\cdots\ (273)$$

若し n 種の異る管より成り種々の損失を含む場合は

$$K=\frac{1}{D_n^4}+\frac{f_0}{D_1^4}+\sum_1^n\frac{l}{D}\frac{f}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_{ge}}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_{gc}}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_e}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_c}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_{b0}}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_b}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_m}{D^4}+\sum_1^n\frac{f_v}{D^4}+\ldots\ (274)$$

然るに損失係數中 v に依り異るもの…f, f_{ge} 等…あり、Q 與へらるれば v を知り f, f_{ge} 等の係數を求め得るを以て、(272) 及び (274) 式に依て容易に H を求め得るも、H を與へられて v, Q を求むる場合は f を適當に定め得ぬを以て先づ近似的に Q を求むる。即ち (273) 式に於て管水路の全長 L が平均管徑の 2000 倍以上にして、斷面變化, 彎曲等特に多からざる場合は摩擦損失のみを考へ

$$Q\fallingdotseq\frac{\pi}{4}\sqrt{2gH}\Big/\left[f_1\frac{l_1}{D_1^5}+f_2\frac{l_2}{D_2^5}+\ldots\ldots+f_n\frac{l_n}{D_n^5}\right]^{0.5}\quad\cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ (275)$$

依て全長の代表管徑として次式に依る D_m を用ひ

$$\frac{L}{D_m^5}=\frac{l_1}{D_1^5}+\frac{l_2}{D_2^5}+\ldots\ldots+\frac{l_n}{D_n^5}\quad\cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ (276)$$

次に $v_m=C\sqrt{RI}=C\sqrt{\dfrac{D_m}{4}\dfrac{H}{L}}$ に於て C を平均流速公式 (Kutter, Manning, Forchheimer 等) に依て定め

$$\frac{4}{\pi}Q=D_m^2\cdot v_m=D_1^2v_1=\ldots\ldots=D_n^2v_n$$

に依て各部の v を出し D と v に相當する f を定むる。精確を期する場合は之等の f 及び v を用ひ更に (275) 式に依て Q を求め (271) 式に依て各部の v を定め正しき f の値を知る。

[例 9] 第 310 圖の如く三種の異なれる管を組合せて上下二水槽を連結せる場合 $D_1=300$ mm, $D_2=600$ mm, $D_3=450$ mm, $l_1=200$ m, $l_2=500$ m, $l_3=300$ m, 總落差 $H=15$ m を與へて、流量 Q 及び各部の流速 v_1, v_2, v_3 を求むる。新鑄鐵管を用ひ Forchheimer $n_2=0.012$, 30 年使用後に對する n_{N2} は $n_{N2}=n_2\Big/\left(1-2.68\dfrac{\sqrt{N}}{D}\right)^{2.7}$ により、更に第 303 圖より f の値を求め得る。故に近似的に (273) 式より

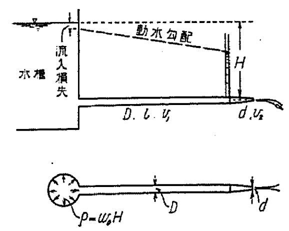
$$K=0.041\cdot\frac{200}{0.3^5}+0.027\cdot\frac{500}{0.6^5}+0.033\cdot\frac{300}{0.45^5}=3380+174+537=4091$$

$$\therefore\ Q=\frac{\pi}{4}\frac{1}{\sqrt{4091}}\sqrt{2\cdot 9.8\cdot 15}=0.211\ \text{m}^3/\text{sec}$$

依て (271) 式より v_1, v_2, v_3 を求むれば次表の末列の如し。

區 間	管 徑	n_{N2}	f	v
I	300 mm	0.0138	0.041	2.99 m/sec
II	600 ,,	0.0129	0.027	0.75 ,,
III	450 ,,	0.0132	0.033	1.33 ,,

（4） 下流端に射水管を取り付けたる場合 射水管 (Nozzle) の長を含み管の全長を l とす。



第 313 圖

	管徑	長	斷面積	流 速
管	D	l	$\dfrac{\pi}{4}D^2$	v_1
射水管口	d	無視	$\dfrac{\pi}{4}d^2$	$v_2=v_1\left(\dfrac{D}{d}\right)^2$

$$H=f_0\frac{v_1^2}{2g}+f\frac{l}{D}\frac{v_1^2}{2g}+f_{gc}\frac{v_2^2}{2g}+\frac{v_2^2}{2g}$$

射水管取付部に於て斷面の急縮あらば $f_{gc}\dfrac{v_2^2}{2g}$ の代りに $f_c\dfrac{v^2}{2g}$ v は急縮せる所の流速…を用ふる。普通の射水管は急縮なく f_{gc}… **[32] (2)** …は極めて小である。

$$v_1=\left[\frac{2gH}{f_0+f\dfrac{l}{D}+(1+f_{gc})\left(\dfrac{D}{d}\right)^4}\right]^{0.5},\qquad v_2=v_1\left(\frac{D}{d}\right)^2$$

$$Q=\frac{\pi}{4}D^2v_1^2=\frac{\pi}{4}d^2v_2^2\quad\cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ (277)$$

[例 10] 内面ゴム粗引麻ホース、$D=0.06$ m, $d=0.03$ m, $l=60$ m, $H=30$ m, $\therefore D/d=2.0$, $f=0.032$

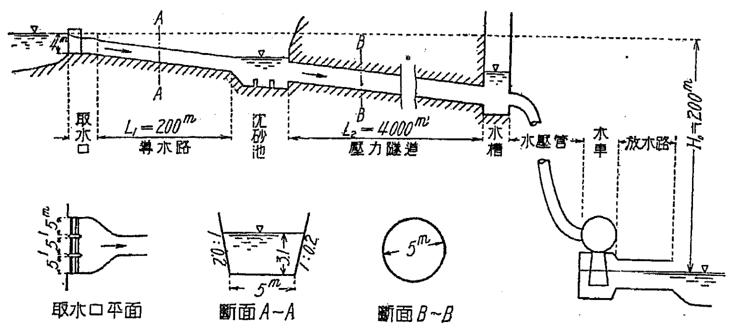
[49] (1) 8 に依り　$Q=Ca\sqrt{2gH}$ に於て $C\fallingdotseq 0.97$　$\therefore\ (1+f_{gc})=1+\left(\frac{1}{C^2}-1\right)=1.063$

$$\therefore\quad v_1=\left(\frac{2\cdot 9.8\cdot 30}{0.5+0.032\cdot\frac{60}{0.06}+1.063\cdot 2^2}\right)^{0.5}=\left(\frac{588}{36.75}\right)^{0.5}=4\ \mathrm{m/sec}$$

射水管口に於ける流速　$v_2=4\cdot\left(\frac{D}{d}\right)^2=16\ \mathrm{m/sec}$,　$\frac{v_2^2}{2g}\fallingdotseq 13\ \mathrm{m}$

鉛直に上昇し得る高さは (362) 式より　$H'=13-0.000113\frac{13^2}{0.03}=12.43\ \mathrm{m}$

(5) 發電水路の計算例　使用水量 $Q=40\ \mathrm{m^3/sec}$, 總落差 $H_0=200\ \mathrm{m}$



第 314 圖

1. 取水口に於ける損失水頭

a) 流入口に於ける損失水頭

$$h_1=f_0\frac{v^2}{2g}+\frac{v^2}{2g}$$

f_0…流入損失係數にして、此場合 0.5 にとる。…[31] (4) 參照

v…入口通過後の平均流速

$$v=\frac{Q}{A}=\frac{40}{3\cdot 5\cdot 4}=0.67\ \mathrm{m/sec},\qquad \therefore\ h_1=(1+0.5)\frac{0.67^2}{2\cdot 9.8}=0.034\ \mathrm{m}$$

b) 制水門の橋脚に因る損失水頭　d'Aubuisson 公式 (564)…[71] (2)…に依れば

$$h_2=\alpha\frac{Q^2}{2g}\left[\frac{1}{\mu^2(B-\Sigma t)^2(H-h_2)^2}-\frac{1}{B^2H^2}\right]=1.1\frac{40^2}{2\cdot 9.8}\left[\frac{1}{0.9^2(17-2)^2(3.966-h_2)^2}-\frac{1}{17^2\cdot 3.966^2}\right]$$

之を解いて　$h_2=0.012\ \mathrm{m}$

c) 塵除格子に因る損失水頭　[72] (1) の (579) 式　$h_3=\beta\sin\theta\left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}}\frac{v^2}{2g}$　に於て

$$\beta=1.8,\quad \theta=70^\circ,\quad \frac{t}{b}=\frac{1}{3},\quad v=\frac{Q}{A}=\frac{40}{0.9\cdot 15\cdot 3.954}=0.75\ \mathrm{m/sec}$$

$$\therefore\ h_3=1.8\cdot 0.940\cdot\left(\frac{1}{3}\right)^{\frac{4}{3}}\frac{0.75^2}{2\cdot 9.8}=0.011\ \mathrm{m}$$

2. 導水路に於ける損失水頭

a) 流入口に於ける損失水頭　$h_4=f_0\frac{v_2^2}{2g}+\frac{1}{2g}(v_2^2-v_1^2)$,　$f_0=0.05$…[31] (4) 參照

$$v_1=\text{水路入口前の平均流速}=\frac{Q}{A}\fallingdotseq\frac{40}{17\cdot 4}=0.59\ \mathrm{m/sec}$$

$$v_2=\text{導水路内の平均流速}=\frac{Q}{A}=\frac{40}{5\cdot 3.1+0.2\cdot 3.1^2}=2.29\ \mathrm{m/sec}$$

$$\therefore\ h_4=0.05\frac{2.29^2}{2\cdot 9.8}+\frac{1}{2\cdot 9.8}(2.29^2-0.59^2)=0.263\ \mathrm{m}$$

b) 導水路の摩擦損失水頭　Manning 流速公式　$v=\frac{1}{n_1}R^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}$　より

$$i=n_1^2\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}},\qquad \therefore\ h_5=iL_1=n_1^2\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}L_1,$$

混凝土水路とし $n_1=0.013$ にとれば

$$h_5=0.013^2\frac{2.29^2}{(1.54)^{\frac{4}{3}}}200=0.10\ \mathrm{m},\qquad \therefore\ i=\frac{0.10}{200}=\frac{1}{2000}$$

沈澱池に於ける水頭損失は徴小なるを以て省略する。

3. 壓力隧道に於ける損失水頭

a) 隧道の入口及び出口竝に摩擦に因る損失水頭の合計　$h_6=\left(1+f_0+f\frac{L_2}{D}\right)\frac{v^2}{2g}$

$$v=\text{隧道内の平均流速}=\frac{Q}{A}=\frac{40}{\frac{\pi}{4}\cdot 5^2}=2.04\ \mathrm{m/sec}$$

Manning 公式を用ひ $n_1=0.013$ とする時は 第 302 圖 より $f=0.013$

$$\therefore\ h_6=\left(1+0.05+0.013\cdot\frac{4000}{5}\right)\frac{2.04^2}{2\cdot 9.8}=2.427\ \mathrm{m}$$

b) 彎曲に因る損失水頭　[34] (1) の (232), (236) 及び (233) 式に依り

$$h_7=f_{b\theta}\frac{v^2}{2g},\qquad f_{b\theta}=f_b\left(\frac{\theta^\circ}{90}\right)^{0.5},\qquad f_b=0.131+1.847\left(\frac{r}{R}\right)^{3.5}$$

No.	R, m	r, m	f_b	θ	$f_{b\theta}$	v, m/sec	h, m
1	100	2.5	0.1310	20° 30′	0.0625	2.04	0.013
2	200	2.5	0.1310	30° 0′	0.0756	2.04	0.016
3	50	2.5	0.1311	25° 20′	0.0696	2.04	0.015
							$h_7=0.044$ m

4. 水壓管に於ける損失水頭　水壓管は同大のもの三本とし、各管は下部に至るに從ひ次第に管徑を縮小せる 4 種の管より成る。

a) 流入損失水頭　$h_8=f_0\frac{v^2}{2g}=f_0\frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{A}\right)^2=0.1\cdot\frac{1}{2\cdot 9.8}\left(\frac{40}{3\cdot\frac{\pi}{4}\cdot 2.75^2}\right)^2=0.026\ \mathrm{m}$

b) 摩擦損失水頭　$h_9=\sum_1^4 f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$

No.	D, m	l, m	v, m/sec	f	h, m
1	2.75	54.50	2.246	0.011	0.056
2	2.65	80.00	2.418	0.011	0.099
3	2.50	70.00	2.716	0.011	0.116
4	2.40	47.35	2.948	0.011	0.096
					$h_9=0.367$ m

c) 彎曲損失水頭　3. b) と同一の公式に依る

No.	R, m	r, m	f_b	θ	$f_{b\theta}$	v, m/sec	h, m
1	5	1.33	0.1489	31° 15′	0.0877	2.418	0.026
2	5	1.20	0.1435	43° 34′	0.0998	2.948	0.044
							$h_{10}=0.070$ m

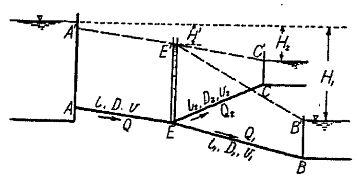
尙、放水路，制水門，各種バルブ，ドラフト管等に因る損失水頭あり、之等の合計を $h_{11}=0.50$ m とすれば水路に於ける全損失水頭 h 及び有効落差 H は次の如し。

$$h=\sum_{n=1}^{11}h_n=3.854\text{ m}\fallingdotseq 3.85\text{ m},\qquad H=H_0-h=196.15\text{ m}$$

依てこの水力發電に於ける理論馬力$=\frac{1000}{75}\cdot QH=\frac{1000}{75}\cdot 40\cdot 196.15\fallingdotseq 104,600$ H.P.

[38] 分岐又は合流する管水路

（1） **分岐管水路 (Branching)** A 水槽より B 及び C 水槽に送水する場合、途中 E 迄一管路を用ひ之れより分岐する時は、EB 及び EC 間の落差は H_1-H' 及び H_2-H' である。



第 315 圖

區間	長	徑	兩端落差	流速	f	流量
AE	l	D	H'	v	f	$Q=Q_1+Q$
EB	l_1	D_1	H_1-H'	v_1	f_1	Q_1
EC	l_2	D_2	H_2-H'	v_2	f_2	Q_2

一般に長き管水路の場合は、先づ摩擦損失のみを考へて略値を求むる。

$$H'=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g},\qquad H_1-H'=f_1\frac{l_1}{D_1}\frac{v_1^2}{2g},\qquad H_2-H'=f_2\frac{l_2}{D_2}\frac{v_2^2}{2g}$$

$$\therefore\ H_1=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}+f_1\frac{l_1}{D_1}\frac{v_1^2}{2g}=\frac{f}{2g}\frac{l}{D}\left(\frac{4}{\pi D^2}Q\right)^2+\frac{f_1}{2g}\frac{l_1}{D_1}\left(\frac{4}{\pi D_1^2}Q_1\right)^2=0.0827\left(f\frac{lQ^2}{D^5}+f_1\frac{l_1Q_1^2}{D_1^5}\right)$$

$$H_2=\frac{f}{2g}\frac{l}{D}\left(\frac{4}{\pi D^2}Q\right)^2+\frac{f_2}{2g}\frac{l_2}{D_2}\left(\frac{4}{\pi D_2^2}Q_2\right)^2=0.0827\left(f\frac{lQ^2}{D^5}+f_2\frac{l_2Q_2^2}{D_2^5}\right)\cdots\quad\cdots(278)$$

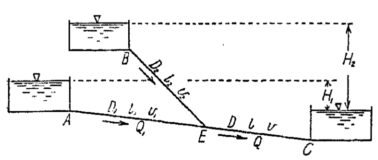
管長，管徑及び Q, Q_1 又は Q_2 既定なる時は (271) 式に依り v を知り、從て f を求め得るを以て H, H_1, H_2 を知る。

管長，管徑及び H_1, H_2 が既定にして Q_1, Q_2 を求むるには管種竝に管徑より適當なる f, f_1, f_2 を假定して $H_1=0.0827\left(f\frac{lQ^2}{D^5}+f_1\frac{l_1Q_1^2}{D_1^5}\right)$, $H_2=0.0827\left(f\frac{lQ^2}{D^5}+f_2\frac{l_2Q_2^2}{D_2^5}\right)$, 及び $Q=Q_1+Q_2$ の三式より Q, Q_1 及び Q_2 を求むる。

次に D, Q 及び H_1, H_2 が與へられて各管徑を求むる時は

$$D_1=\left(\frac{f_1l_1Q_1^2}{\frac{H_1}{0.0827}-f\frac{lQ^2}{D^5}}\right)^{\frac{1}{5}},\qquad D_2=\left(\frac{f_2l_2Q_2^2}{\frac{H_2}{0.0827}-f\frac{lQ^2}{D^5}}\right)^{\frac{1}{5}}\quad\cdots\quad\cdots(279)$$

（2） **合流する管水路 (Junction)** A 及び B 水槽より出る管が途中 E にて合流し C 水槽に Q を送水する場合の各水槽の落差と各流量との關係は (278) 式の場合と同様にして



第 316 圖

$$H_1=0.0827\left(f\frac{lQ^2}{D^5}+f_1\frac{l_1Q_1^2}{D_1^5}\right)$$

$$H_2=0.0827\left(f\frac{lQ^2}{D^5}+f_2\frac{l_2Q_2^2}{D_2^5}\right)\quad\cdots\quad\cdots(280)$$

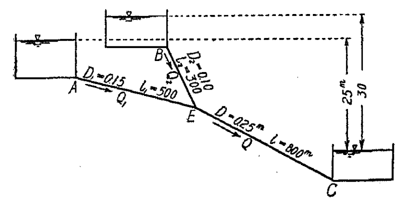
[例 11] (Forchheimer) $D_1=0.15$ m, $l_1=500$ m, $H_1=25$ m
$D_2=0.10$,, $l_2=300$,, $H_2=30$,,
$D=0.25$,, $l=800$,,

(280) 式に於て f, f_1, f_2 等は粗度係數，管徑，流速公式等に依て多少異るも假りに Manning 公式を用ひ新鑄鐵管 $n_1=0.011$ として 第 302 圖 に依れば

D =	0.15	0.10	0.25 m
f =	0.028	0.0324	0.024

なるも此場合計算を簡單ならしなる爲め平均値を取り $f\fallingdotseq f_1\fallingdotseq f_2\fallingdotseq 0.03$ とすれば $0.0827\cdot 0.03=0.00248\fallingdotseq 0.0025$ となる。(280) 式は

$$H_1=0.0025\left[\frac{l(Q_1+Q_2)^2}{D^5}+\frac{l_1Q_1^2}{D_1^5}\right]\ \text{及び}\ H_2=0.0025\left[\frac{l(Q_1+Q_2)^2}{D^5}+\frac{l_2Q_2^2}{D_2^5}\right]$$



第 317 圖

$\therefore\ (Q_1+Q_2)^2+8.04Q_1^2=0.0122$ 及び

$(Q_1+Q_2)^2+36.62Q_2^2=0.0146$

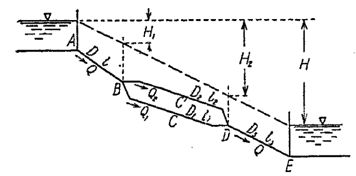
この二元二次方程式を解き正根を取れば

$Q_1=0.0346\ \text{m}^3/\text{sec}=34.6\ l/\text{sec}$,

$Q_2=0.0179\ \text{m}^3/\text{sec}=17.9\ l/\text{sec}$,

$Q=Q_1+Q_2=0.0525\ \text{m}^3/\text{sec}=52.5\ l/\text{sec}$

（3） **一部複線なる管水路** 二水槽を連絡する管水路の途中 $\overline{BD}$ 部が二管よりなる時は、B 及び D に於ける水壓水頭は同一なるを以て $\overline{BCD}$ 及び $\overline{BC'D}$ 間の水頭損失は同一である。



第 318 圖

區間	長	管徑	兩端落差	流速	流量	摩擦損失係數
AB	l	D	H_1	v	Q	f
BCD	l_1	D_1	H_2-H_1	v_1	Q_1	f_1
$BC'D$	l_2	D_2	H_2-H_1	v_2	Q_2	f_2
DE	l_3	D_3	$H-H_2$	v_3	Q	f_3

管長大にして l/D 大なる場合は摩擦以外の損失及び流速水頭を無視して

$$H_1=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g},\qquad H_2-H_1=f_1\frac{l_1}{D_1}\frac{v_1^2}{2g}=f_2\frac{l_2}{D_2}\frac{v_2^2}{2g},\qquad H-H_2=f_3\frac{l_3}{D_3}\frac{v_3^2}{2g}\quad\cdots\ (\mathrm{i})$$

然るに $Q=Q_1+Q_2$, $\therefore\ D^2\cdot v=D_3^2\cdot v_3$, $D_1^2\cdot v_1+D_2^2\cdot v_2=D^2\cdot v$ $\cdots\quad\cdots$ (ii)

(i) より $v_1\left(f_1\frac{l_1}{D_1}\right)^{0.5}=v_2\left(f_2\frac{l_2}{D_2}\right)^{0.5}$

依て $\left(f_1\frac{l_1}{D_1}\right)^{0.5}=\lambda_1$, $\left(f_2\frac{l_2}{D_2}\right)^{0.5}=\lambda_2$ と置けば (ii) より

$$D_1^2v_1+D_2^2\frac{\lambda_1}{\lambda_2}v_1=v_1\left(D_1^2+D_2^2\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)=D^2\cdot v$$

$$\therefore\ v_3=\left(\frac{D}{D_3}\right)^2v,\qquad v_2=\frac{\lambda_1D^2}{\lambda_2D_1^2+\lambda_1D_2^2}v,\qquad v_1=\frac{\lambda_2D^2}{\lambda_2D_1^2+\lambda_1D_2^2}v$$

$$\therefore\quad H=\frac{v^2}{2g}\left[f\frac{l}{D}+f_1\frac{l_1}{D_1}\left(\frac{\lambda_2D^2}{\lambda_2D_1^2+\lambda_1D_2^2}\right)^2+f_3\frac{l_3}{D_3}\left(\frac{D}{D_3}\right)^4\right]\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(281)$$

(281) 式より v 又は H を求むるには先づ第 309 圖の曲線を利用し Q に對する各管の v を假定し之れに對する平均の f を推定し、更に彎曲, 分岐, 斷面變化等の多少に依りて相當の餘裕を加へて全管路の平均の f として v を求め、之より $v_1,\ v_2,\ v_3$ を出し、次に之等の D 及び v に相當する各 f を知り、之を (281) 式に入れて正しき v を知るが、最後には摩擦以外の凡ての損失 Σh を考慮して H の代りに $H-\Sigma h$ として計算する。

但し $v_1=v_2,\ D=D_3$ なる時は多少簡單になる。卽ち

$$v_1=v_2,\qquad \lambda_1=\lambda_2=\lambda\qquad \therefore\ \lambda_1=f_1\frac{l_1}{D_1}=\lambda_2=f_2\frac{l_2}{D_2}=\lambda,\qquad \text{と置く}$$

$$\therefore\quad H=\frac{v^2}{2g}\left[f\frac{l+l_3}{D}+f_1\frac{l_1}{D_1}\left(\frac{D^2}{D_1^2+D_2^2}\right)^2\right]\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(282)$$

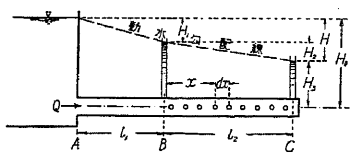
若し更に $\overline{BCD},\ \overline{BC'D}$ 兩管の斷面積の和が $\overline{AB}$ 及び $\overline{DE}$ の斷面積に等しき時は

$$D_1^2+D_2^2=D^2,\qquad v_1=v_2=v,\qquad H=\frac{v^2}{2g}\left(f\frac{l+l_1+l_3}{D}\right)\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(283)$$

[39] 配水本管

淨水池 (Clean water reservoir) 又は幹線管路より出づる送水管がその途中より支管によりて各戶に給水する時は給水部に於ては漸次 Q 減少するを以て、其區間の動水勾配は上流部より小である。普通の場合各支管に計畫水量を供給して末端に於て猶消火上必要なる壓力水頭 H_3 を保有せざるべからず、此場合の計算は普通給水區域の全給水量を**配水本管** (Water main) の長さにて除したる流量 q づゝを一樣に供給するものとして大體の水頭損失を計算する。

(1) 配水管の徑一樣なる場合　管徑一樣にして配水末端迄に全送水量 Q を配水し盡す場合は



第　319　圖

區間	徑	長	流量 上端	流量 下端	流速 上端	流速 下端	平均 f
AB	D	l_1	Q	Q	v	v	f_1
BC	D	l_2	Q	0	v	0	f_2

長き管路とし摩擦以外の損失を無視すれば

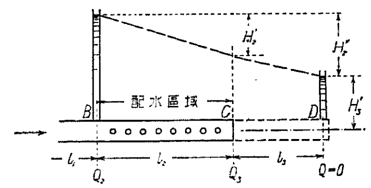
$$AB\ 間\qquad Q=\text{const.}\qquad H_1=f_1\frac{l_1}{D}\frac{v^2}{2g}\ \cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(\text{i})$$

BC 間に於ては流量は dx に對し qdx づゝ減じ C に於て零となる。從て v は $\frac{v}{l_2}dx$ づゝ減じ C より x 上流に於ては $\frac{v}{l_2}\cdot x$ となり其點に於て dx 間の損失は $f_2\cdot\frac{dx}{D}\cdot\frac{1}{2g}\left(\frac{v}{l_2}x\right)^2$ である。

$$\therefore\quad H_2=\int_0^{l_2}f_2\frac{dx}{2gD}\left(\frac{v}{l_2}x\right)^2=f_2\frac{v^2}{2gDl_2^2}\int_0^{l_2}x^2dx=f_2\frac{l_2}{D}\cdot\frac{1}{3}\frac{v^2}{2g}\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(\text{ii})$$

$$\therefore\quad H=H_1+H_2=H_0-H_3=f_1\frac{l_1}{D}\frac{v^2}{2g}+f_2\frac{l_2}{D}\cdot\frac{1}{3}\frac{v^2}{2g}\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots(284)$$

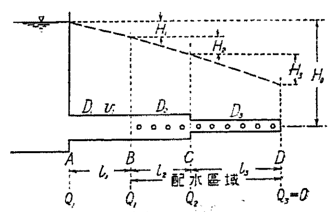
卽ち l_2 間の損失は一定の Q を流す場合の 1/3 であるが、實際は分岐, 屈曲, 給水一樣ならざる爲め等の損失あるを以て相當の餘裕を見込まねばならぬ。f_2 は BC 間の流速の平均卽 $\frac{v}{2}$ に對する値を用ふる。H_0 は終端の管中心より水槽水面迄の高さにして ABC 水平なる時は第 319 圖の如く $H_0=H_1+H_2+H_3$ となり、A に於て幹線より分岐する場合は其點の動水勾配線と C 點との落差を以て H_0 とする。



第　320　圖

若し C 點に於て猶 Q_3 なる流量を下流に送水するを要する場合は、配水管が更に $l_3=\frac{Q_3}{q}$ 迄卽ち D 點(第 320 圖)迄延長し居るものと假定し (ii) の l_2 の代りに l_2+l_3 を入れて BD 間の損失 H_2'' を求め、BC 間の損失は

$$H_2'=\frac{l_2}{l_2+l_3}\cdot H_2''\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(285)$$



第　321　圖

(2) 給水區域の途中に於て管徑縮小する場合　單位管長に對し q づゝ給水するものと假定す。

區間	管徑	長	流量	流速	平均 f
AB	D_1	l_1	Q_1	v_1	f_1
BC	$D_2=D_1$	l_2	$Q_1\sim Q_2$	$v_1\sim v_2$	f_2
CD	D_3	l_3	$Q_2\sim 0$	$v_2\sim 0$	f_3

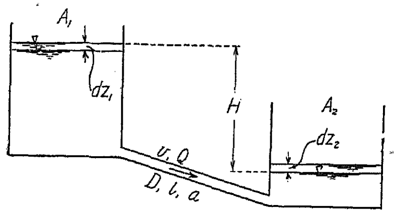
$$\left.\begin{array}{ll}AB\ 間の摩擦損失 & H_1=f_1\dfrac{l_1}{D_1}\dfrac{v_1^2}{2g}\\[2ex] BC\ 間の摩擦損失 & H_2=\displaystyle\int_0^{l_2}f_2\frac{1}{D_2}\frac{1}{2g}\left(\frac{v_1-v_2}{l_2}x+v_2\right)^2dx=f_2\frac{l_2}{D_2}\frac{1}{2g}\left[\frac{(v_1-v_2)^2}{3}+v_1v_2\right]\\[2ex] CD\ 間の摩擦損失 & H_3=f_3\dfrac{l_3}{D_3}\cdot\dfrac{1}{3}\dfrac{v_2^2}{2g},\qquad v_2=\dfrac{Q-ql_2}{\dfrac{\pi}{4}D_2^2}\end{array}\right\}\cdots(286)$$

若し D 點以下に Q_3 たけを送る場合は (285) 式と同樣に

$$CD\ 間の摩擦損失\quad H_3'=\frac{l_3}{l_3+l_4'}H_3'',\quad H_3''=f_3\frac{l_3+l_4'}{D_3}\cdot\frac{1}{3}\frac{v_2^2}{2g}\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots(287)$$

$$茲に\qquad v_2=\frac{4}{\pi}\frac{1}{D_2^2}(Q-ql_2),\qquad l_4'=\frac{Q}{q}-l_2-l_3=\frac{Q_3}{q}$$

(3) 管水路に依る送水　一樣なる斷面積 A_1 を有する水槽より他の一樣なる斷面積 A_2 を有する水槽に送水する場合は、兩者の落差 H は漸減し同時に流量も漸減して兩水面一致するに到れば $H=0$ にして送水止み、[51] (6) の場合と略同一なるも此場合は管內流過に因る摩擦損失を考慮する必要がある。



第 322 圖

今，管の斷面積を $a=\frac{\pi}{4}D^2$ とし、ある時刻 t に於て落差 H なりとすれば (265) 式に依り

$$H=\left(1+f_0+f\frac{l}{D}\right)\frac{v^2}{2g}$$

$\frac{l}{D}$ が著しく大なる場合は $1+f_0$ を無視し

$$H=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g} \qquad \therefore \quad v=\sqrt{\frac{D}{fl}2gH} \quad \text{且つ} \quad Q=av=A_1\frac{dz_1}{dt}=A_2\frac{dz_2}{dt}$$

然るに微小期間 dt 間に Qdt たけの水が A_1 より A_2 水槽に移り、A_1 の水面は dz_1 たけ下り A_2 に於ては dz_2 たけ上るを以て、落差は $dH=(dz_1+dz_2)$ たけ減じ即ち $-dH$ たけ増加する。依て單位時間の變化を考ふれば

$$-\frac{dH}{dt}=\frac{dz_1}{dt}+\frac{dz_2}{dt}=\frac{av}{A_1}+\frac{av}{A_2}=av\left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)$$

今，落差が t_1 に於て H_1 より，t_2 に於て H_2 に減じたりとすれば

$$dt=-\frac{1}{a\left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)\sqrt{\frac{D}{fl}\cdot 2g}}H^{-\frac{1}{2}}dH$$

上式を H_1 より H_2 迄積分して所要時間 $t=t_2-t_1$ を求むれば

$$t_2-t_1=t=\frac{2}{a\left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)}\sqrt{\frac{fl}{2gD}}\left(H_1^{\frac12}-H_2^{\frac12}\right)=\frac{8\sqrt{fl}\,(H_1^{\frac12}-H_2^{\frac12})}{\pi\left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)\sqrt{2g}\cdot D^{2.5}} \quad \cdots \quad \cdots \quad (288)$$

若し A_1 水槽が他よりの給水に依り常に一定水位を保つ時，最初の落差を H_1，t 後の落差を H_2 とすれば $dz_1=0$ にして、A_1 水槽の斷面積無限大にして送水を繼續するも水位は下らずと考ふると同一にして

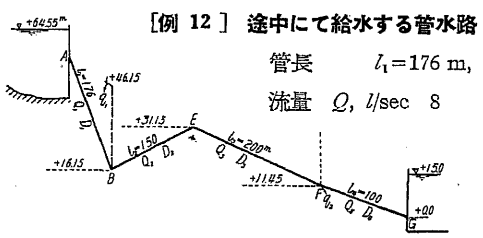
$$t=\frac{8A_2\sqrt{fl}}{\pi\sqrt{2g}\cdot D^{2.5}}(H_1^{\frac12}-H_2^{\frac12}) \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \quad (289)$$

若し摩擦損失を $h_r=f\frac{l}{D^m}v^n$ とすれば (288) 式は

$$t=\frac{4(fl)^{\frac{1}{n}}}{\pi\left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)D^{2+\frac{m}{n}}}\cdot\frac{n}{n-1}\left(H_1^{\frac{n-1}{n}}-H_2^{\frac{n-1}{n}}\right) \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \quad (290)$$

[例 12] 途中にて給水する管水路 A, G 兩槽を第 323 圖の如き管水路にて連絡し

管長	$l_1=176$ m,	$l_2=150$ m,	$l_3=200$ m,	$l_4=100$ m
流量 Q, l/sec	8	3.6	3.6	2.6



第 323 圖

即ち B 點にて水頭 30 m を有し $q_1=4.4$ l/sec を給水し E に於て氣壓を下らず、更に F に於て $q_2=1$ l/sec を給水し G に於て 15 m の水頭に對し 2.6 l/sec の給水をなし得る爲の各部の管徑 D, 落差即ち水頭損失

h を求むる。

水量小なるを以て管徑小に從て l/D 大なるを以て摩擦損失のみを考慮する。

第一區 $\quad h_1=64.55-(16.15+30)=18.4\,\mathrm{m}=f\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$

(269) 式に依り $\quad D_1^5=\frac{8}{\pi^2 g}\cdot f\frac{l_1}{h_1}Q_1^2=\frac{8}{9.87\cdot 9.8}\cdot\frac{176}{18.4}\cdot\left(\frac{8}{10^3}\right)^2 f=0.79\frac{64}{10^6}\cdot f$

$\therefore \quad (100D_1)^5=50.6\cdot10^4\cdot f, \quad f=0.040$ とすれば $D_1=0.07265$ m

$f=0.050$,, $D_1=0.0760$ m

第二區 $\quad E$ に於て水壓を零とし即ち大氣壓に等しき壓力を有せしむるには BE 間に於て B 點の水壓 $h_2=30$ m を消費する事を得る。然るに $Q_2=8-4.4=3.6$ l/sec, $f=0.04$ とすれば

$$D_2^5=\frac{8}{\pi^2 g}\cdot f\cdot\frac{l_2}{h_2}Q_2^2=0.0827\cdot0.04\cdot\frac{150}{30}\left(\frac{3.6}{10^3}\right)^2 \qquad \therefore \quad D_2=4.63\,\mathrm{cm}$$

$f=0.05$ とすれば $\quad D_2=4.84\,\mathrm{cm}\fallingdotseq5.0\,\mathrm{cm}$

第三區 $\quad$ 第三第四區に於ては總落差 $31.15-15.00=16.15$ m にして管徑又は F に於ける所要壓力は與へられざるを以て D_3 及び D_4 は不定である。然し $\overline{ABE}$ 間に於ては落差 33.4 m にして Q は平均 5.8 l/sec, 延長 326 m なるに第三第四兩區に於ては平均 $Q=3.1$ l/sec, 延長 300 m である。然るに D^5 は l 及び Q^2 に比例し h に逆比例するを以て第一第二區の徑を D', 第三第四區の徑を D'' とすれば大體に於て

$$\left(\frac{D'}{D''}\right)^5=\frac{326}{300}\cdot\frac{16.15}{33.4}\left(\frac{5.8}{3.1}\right)^2\fallingdotseq1.90 \qquad \therefore \quad \frac{D'}{D''}=1.14$$

即ち略同程度の管徑を要する。依て第三區に對し $D_3=7$ cm を用ひ所要水頭 h_3 を求むるに (268) より

$$h_3=f\frac{l_3}{D_3}\cdot\frac{8}{\pi^2 g}\left(\frac{Q^2}{D_3^4}\right)=f\cdot\frac{200}{0.07}\cdot\frac{8}{\pi^2\cdot9.8}\cdot\left(\frac{3.6}{10^3}\right)^2\frac{10^8}{7^4}=128f$$

$f=0.04, \quad h_3=5.12$ m, $\quad f=0.05, \quad h_3=6.40$ m

依て後者をとれば F に於ける壓力水頭は $31.15-6.4=24.75$ m

第四區 $\quad$ 落差 $24.75-15=9.75$ m, $\quad l_4=100$ m, $\quad Q=2.6$ l/sec

$$D_4^5=0.0827\cdot f\frac{100}{9.75}\left(\frac{2.6}{10^3}\right)^2=573\cdot f\cdot10^{-8}$$

$f=0.04, \quad D_4=4.70$ cm; $\quad f=0.05, \quad D_4=4.911\fallingdotseq5.0$ cm

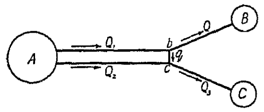
上記の結果を一括すれば

	D_1	D_2	D_3	D_4
$f=0.04$	7.3 cm	4.7 cm	7 cm, $h_3=5.12$m	4.7 cm
,, $=0.05$	7.6	5.0	,, ,, $=6.40$	5.0 cm

市場品を用ふる爲め上記より大なる管徑を用ふる時は損失水頭 h は減じ有效壓力水頭は增大する。小管なるを以て內面腐蝕の爲め損失增大するを以て、實際は

$D_1=8$ cm, $\quad D_2=6$ cm, $\quad D_3=7$ cm, $\quad D_4=6$ cm 位を要する。

[例 13] A 貯水池より B, C 二淨水池に各々の所要水量 Q 及び Q_3 を送水するに AB 管路に大管を用ひ其流量中 Q 以上の部分を途中の bc 連絡管に依て cC 管に補給し Ac 管の流量 Q_2 に合して C 池に Q_3 だけを送水する爲に必要なる cC 部の管徑 D_3 を求むる…下關市水道當局の計算に據る。



第 324 圖

管路	AB	bB	Ac	cC	bc
管長, m	$l_1=12200$		l_2	$l_3=525$ m	0
落差, m	$\leftarrow h=33.73\rightarrow$		$\leftarrow h=33.73\rightarrow$		0
管徑, m	$D_1=0.4572(18'')$	D_1	$D_2=0.3556(14'')$	D_3	
流量 m³/sec	Q_1	$Q=0.107$	Q_2	$Q_3=Q_2+q=0.1007$	q
動水勾配	I_1		I_2	I_3	
公式係數	a_1		a_2	a_3	

H. Darcy (佛, 1858) の新管に對する所要動水勾配の公式は…(253) 式

$$I=\left(0.001644+\frac{0.000042}{D}\right)\frac{Q^2}{D^5}=a\frac{Q^2}{D^5}$$

今，將來再擴張を要する迄に腐蝕其他に依り管流量は AB 及び cC 管に於て 80%，Ac 管に於て 75% に減ずるものとすれば豫め Q_1, Q_3 の代りに夫々 $Q_1/0.8$，$Q_3/0.8$，Q_2 の代りに $Q_2/0.75$ なる流量を用ひて計算する必要がある。

a の値を定むる爲め管徑を次の如く假定する。

$$D_1=0.4572\text{ m},\qquad D_2=0.3556\text{ m},\qquad D_3=0.4064\text{ m}=16''$$

$$\therefore\quad I_1=a_1'\frac{1}{D_1^5}\cdot\left(\frac{Q_1}{0.8}\right)^2=\left(0.001644+\frac{0.000042}{0.4572}\right)\frac{1}{0.8^2}\cdot\frac{Q_1^2}{D_1^5}=0.00272\frac{Q_1^2}{D_1^5}=a_1\frac{Q_1^2}{D_1^5}$$

$$I_2=a_2'\frac{1}{D_2^5}\left(\frac{Q_2}{0.75}\right)^2=\left(0.001644+\frac{0.000042}{0.3556}\right)\frac{1}{0.75^2}\cdot\frac{Q_2^2}{D_2^5}=0.00315\frac{Q_2^2}{D_2^5}=a_2\frac{Q_2^2}{D_2^5}$$

$$I_3=a_3'\frac{1}{D_3^5}\left(\frac{Q_3}{0.8}\right)^2=\left(0.001644+\frac{0.000042}{0.4064}\right)\frac{1}{0.8^2}\cdot\frac{Q_3^2}{D_3^5}=0.00274\frac{Q_3^2}{D_3^5}=a_3\frac{Q_3^2}{D_3^5}$$

然るに管長 $Ab=Ac$ にして bc に於て互に連絡され水壓は同一なるを以て此區間に於ては動水勾配も亦同一である。故に

$$I_1=I_2\quad\text{即ち}\quad a_1\frac{Q_1^2}{D_1^5}=a_2\frac{Q_2^2}{D_2^5}\quad\text{即ち}\quad Q_2=\left(\frac{D_2^5}{D_1^5}\cdot\frac{a_1}{a_2}\right)^{0.5}\cdot Q_1=kQ_1\quad\text{と置く。}$$

且つ Ac 間及び cC 間の落差の和は A, C の落差 33.73 m に等しきを以て

$$\frac{a_1'}{D_1^5}\left(\frac{Q_1}{0.8}\right)^2 l_1+\frac{a_3'}{D_3^5}\left(\frac{Q_3}{0.8}\right)^2 l_3=h=33.73\text{ m},\qquad I_1l_1+I_3l_3=h=33.73\text{ m}$$

而て $\quad Q_1=Q+Q_3-Q_2\qquad\therefore\quad Q_1=\dfrac{Q+Q_3}{1+k}=\dfrac{0.107+0.1007}{1+k}$

$$\therefore\quad\frac{a_1}{D_1^5}l_1\left(\frac{Q+Q_3}{1+k}\right)^2+\frac{a_3}{D_3^5}l_3Q_3^2=h\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(\text{i})$$

然るに D_1, l_1, Q, Q_3, k, l_3, a_1, a_3 等は旣知なるを以て

$$D_3^5=\frac{a_3l_3Q_3^2}{h-\dfrac{a_1}{D_1^5}l_1\left(\dfrac{Q+Q_3}{1+k}\right)^2}\qquad\therefore\quad D_3=0.382\text{ m}$$

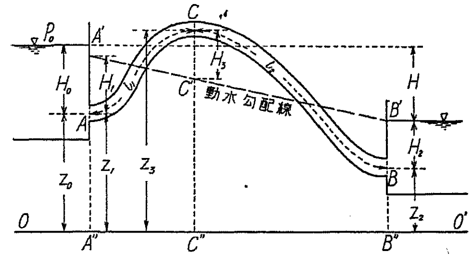
實際は市場寸法の關係より $D_3=16''=0.4064$ m を用ふるを以て之に對する流量 Q_x を求むるに $\dfrac{a_3}{a_1}\left(\dfrac{D_1}{D_3}\right)^5\dfrac{l_3}{l_1}(1+k)^2=K$ と置けば (i) 式より

$$Q_x^2+\frac{2Q}{1+K}Q_x+\frac{Q^2}{1+K}-\frac{(1+k)^2}{1+K}\cdot\frac{D_1^5}{a_1l_1}\cdot h=0\quad\text{然るに}\ k=0.495,\ K=0.206\quad\therefore\ Q_x=0.1008\text{ m}^3/\text{sec}$$

事故の際全部の水を C 淨水池に送水する場合の流量 Q_4 を求むるに $Q=0$, $Q_4=1.94$ m³/sec となる。

[40] 吸水管

吸水管 (Siphon) は管路の一部が動水勾配線以上にある管水路にして、高所を超えて水を高き水槽より低き水槽に移す場合に用ひらるる。



第 325 圖

(1) **吸水管の理論** 管路の最高點 (Throat, C) の位置がその點の動水勾配線より H_3 たけ高き時はその點の壓力は氣壓 p_0 より w_0H_3 たけ低く、此場合 H_3 は負値にして、一方壓力は決して零以下となり得ざるを以て、$|H_3|$ は p_0/w_0 以下にあらざれば水は流動し得ぬ。

今，兩水槽間の落差 H, 各屈曲損失係數の總和 Σf_b を f_b とすれば、等斷面管路に於ては流速 v は一定にして、

$$v=\sqrt{\frac{2gH}{1+f_0+f\dfrac{l_1+l_2}{D}+f_b}},\quad Q=\frac{\pi}{4}D^2v\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(291)$$

今，基線上管軸の高さ z_0, z_1, z_3, z_2; 管軸より動水勾配線迄の高さを H_0, H_1, H_3, H_2 とすれば (第 325 圖) Bernoulli 定理に依り

$$z_0+H_0=z_1+H_1+\frac{v^2}{2g}+f_0\frac{v^2}{2g}=z_3+H_3+\frac{v^2}{2g}+f_0\frac{v^2}{2g}+f\frac{l_1}{D}\frac{v^2}{2g}+f_{bc}$$

$$=z_2+H_2+\frac{v^2}{2g}+f_0\frac{v^2}{2g}+f\frac{l_1+l_2}{D}\frac{v^2}{2g}+f_{bb}$$

但し f_{bc} は AC 間の f_b の和, f_{bb} は AB 間の f_b の和,

$$\therefore\quad H_3=z_0+H_0-\left[z_3+\frac{v^2}{2g}\left(1+f_0+f\frac{l_1}{D}+f_{bc}\right)\right]\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(292)$$

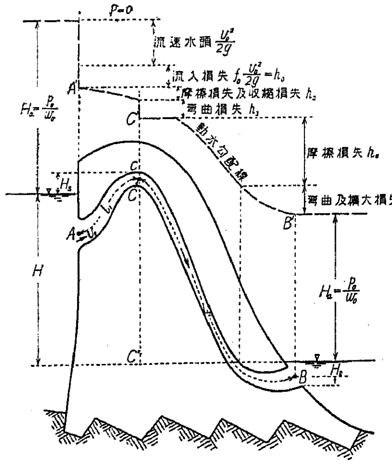
若し z_3 及び v 大にして $z_3+\dfrac{v^2}{2g}\left(1+f_0+f\dfrac{l_1}{D}+f_{bc}\right)>z_0+H_0$ ならば C 點は C' 點より上位に在り、H_3 は負値にして水槽面の氣壓を p_0 とすれば、C 點の壓力…水壓+氣壓…は

$$p_c=p_0-w_0|H_3|\qquad\text{但し}\ |H_3|\ \text{は}\ H_3\ \text{の絶對値を示す。}$$

然るに流體の壓力は負値となり得ぬを以て p_c の理論上可能なる最低値は零にして即ち

$$p_c=0\qquad\therefore\quad\overline{CC'}=\frac{p_0}{w_0}\fallingdotseq 10\text{ m}$$

實際は $-H_3$ が $\dfrac{p_0}{w_0}$ の 80～85% 即ち 8～8.5 m 以上となれば吸水管の作用は困難であり、殊に高地に於ては氣壓低きを以て一層困難となる。而て C 點の壓力が氣壓より低き場合は附近の繼手又は水に泥じて流入せる空氣が此所に蓄積して水流の斷面を縮小するか、又は管が外壓に依て潰るゝ惧あるを以て永久的設備に於ては C 點を上水槽以上に著しく上げぬ樣にする。



第 326 圖

(2) 高落差吸水管 第 326 圖の如く落差大にして l_1 小なる時は l_2 は著しく大にして而も流入口 A は普通鐘口狀をなすを以て、l_1 間の損失を無視すれば C に於て理論上達し得る最大流速は

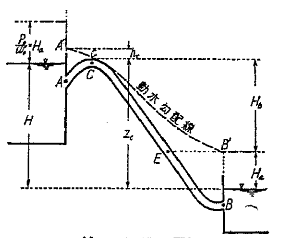
$$v=\sqrt{2g\left(\frac{p_0}{w_0}-H_s\right)}=\sqrt{2g(H_a-H_s)} \cdots \quad (293)$$

玆に $H_a=\frac{p_0}{w_0}$, H_s は上流水面上管頂迄の高さ

管頂 c と上流水面と同高ならば $H_s=0$

$$\therefore \quad v_{\max}=\sqrt{2gH_a}$$

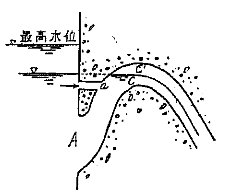
C 上流の損失及び C の彎曲損失を微小ならしむれば C 點に於て流速は $v_{\max}$ に著しく接近し壓力は零に近くなる。管頂より下流に於ては流出口外に於て氣壓及び水壓卽ち $w_0H_2+p_0$ が作用するを以て C に於ける動水勾配線の高さ $C''C'$ は $H_a+(v$ に相當する CB 間の損失 $h_4)$ より大ならざれば管頂の v を保ち得ず、若し H が著しく大にして頂點に於て動水勾配線が c 迄下れば $v_{\max}=\sqrt{2gH_a}$ となり理論上の最大流速となるを以て、H が如何に大なるも之れ以上の流速は生じ得ず、從て $Q=v_{\max}\cdot$(頂點の斷面積) を以て理論上の最大流量とする。故に堰堤の吸水管の如き上下流の大なる落差を充分に利用するには v を $\sqrt{2gH_a}$ より若干小に取り、最大限は一定なるを以て AC 迄の斷面を出來るたけ大にし、CB の大部分は下流ほど斷面を縮小して流速を大ならしめ、CB の損失水頭 H_b を CB の間の落差に等しからしむる。



第 327 圖

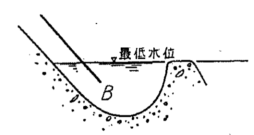
高落差の場合，等斷面管を用ふる時は、下部水流の斷面の縮小に依り空氣が B より管內に侵入して壓力を氣壓に等しからしむるを以て、CE 間は $v_{\max}$ と同一の流速となりて管內に充滿して流れ、夫れ以下に於ては瀧の如く自由落下を爲す。

(3) 實際の餘水吐吸水管 上下兩水面の落差大なる場合は吸水管は殆んど全落差を利用し得るを以て堤頂溢流に比し著しく小なる斷面積を以て足り、又水門を用ふる場合に比して經費は著しく小である。但し一管を以て全餘水を急に放流すれば下流に危險を及ほす如き場合は各獨立に作用せしめ得る數本に分つ。



第 328 圖

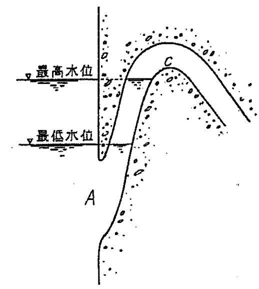
大なる餘水吐は多く混凝土の矩形斷面にして上流最高水面より頂點 c 迄の高さをなるべく小にし、落差の小なる場合の他下流に斷面積を縮小し、下流端に於て外氣が管に侵入せざる用意を爲す。



第 329 圖

自働的に作用する吸水管に於ては上流水域の最高水面より稍下方管頂下面 c と同高位に氣孔 a を設け（第 328 圖）管內外の壓力を平衡せしめ、水位上りて a 以上となれば外氣と遮斷され水は c を溢流し上部の空氣を伴ひ去りて壓力を氣壓以下に下ぐる。

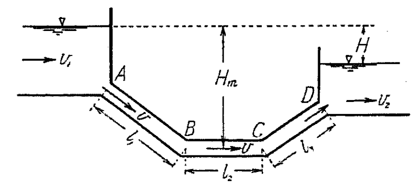
上端が外氣と遮斷されて後下流端が外氣に通じ居れば之れより空氣侵入するを以て吸水管の下端は最低水面以下に置く（第 329 圖）。



第 330 圖

閘門又は可動堰に給水する吸水管の如く必要に應じて作用を起さしむるものは c を外水面より高くし、必要に應じて c 部の空氣を吸出して始動せしむる（第330 圖）。

(4) 仰彎管 (Inverted siphon) 仰彎管は V 字狀に敷設せる管水路にして谷を橫ぎる場合か又は障碍物の下を潛りて水路を導く場合に用ひられ、その水理上の性質は吸水管の如き特別のものにあらず、普通の管水路と同一である。


第 331 圖

Q…流量, a…斷面積, R…徑深, H…落差, v_1…上流接近流速, v_2…下流水路流速, v…管內流速, $l=l_1+l_2+l_3$…管全長

內徑 D なる圓管を用ふれば

$$H=\frac{v_2^2-v_1^2}{2g}+\left(1+f_o+f_c+f_e+\Sigma f_b+f\frac{l}{D}\right)\frac{v^2}{2g} \quad \cdots \quad (294)$$

玆に f_o, f_c, f_e, Σf_b, f は夫々流入，斷面縮小，斷面擴大，屈曲，摩擦等の損失係數にして、Σf_b は各の屈曲の f_b の總計である。

Q, D 既定の場合は (294) 式に依り所要の落差を求め得る。H を與へられ Q を求むるには上式を書換へて $v=\sqrt{\dfrac{2gH+v_1^2-v_2^2}{1+f_o+f_c+\Sigma f_b+f_e+f\dfrac{l}{D}}}$, $Q=\frac{\pi D^2}{4}\cdot v$ … (295)

圓形以外の斷面を用ふる場合は $f\frac{l}{D}$ の代りに $\frac{2gl}{C^2R}$ 又は D の代りに $4R$ を用ふれば足る。

管の最低部に於ては H_m に相當する水壓を受くるを以て深き谷を橫ぎる場合は鋼管、30 m 以下にては鐵管、15 m 以下にては鐵筋混凝土管、H_m 著しく小なる時は土管を用ふる。出入口及び屈曲部は充分の圓味を付して損失を小にし、且つ流入部に土砂の流入を防ぐ用意をする。

[例 14] 第 331 圖に於て $l_1=10$ m, $l_2=50$ m, $l_3=10$ m, $Q=1.8\ \text{m}^3/\text{sec}$, $H=0.5$ m なる場合に必要なる混凝土管の徑を求む。Manning 式に於て $n_1=0.015$ とし $D=1.2$ m と假定すれば第 302 圖の曲線より $f=0.026$, $f_o=0.5$, $\Sigma f_b=2\cdot0.3=0.6$, v_1 及び v_2 は共に小にして之を無視すれば

(295) 式より $v=\sqrt{\dfrac{2\cdot9.8\cdot0.5}{1+0.5+0.6+0.026\cdot\dfrac{70}{1.2}}}=1.62$ m/sec, $Q=\frac{\pi}{4}\cdot1.2^2\cdot1.62=1.83\ \text{m}^3/\text{sec}$, 故に

$D=1.2$ m の管を用ふれば宜しい。