

透水性砂礫堆積横工の流量調節効果 に関する模型実験と現地試験

菊 谷 昭 雄⁽¹⁾

Akio KIKUYA: Model and Field Experiments on Discharge
Control Effect of Permeable Gravel-fill Dam

要 旨：森林の水源かん養機能を補うために、山地流域の溪川に人工的に透水性横工を構築して
渓流流量の調節をはかることが考えられた。

筆者は、この種横工の一種として案出された砂礫堆積横工について模型実験を行なった。その
結果、横工の上流側に適当な大きさの貯水容量があり、また、その溪川の流況に適した透水性を
有する砂礫堆積横工を構築することによって、流量調節機能を十分もたせうことがわかった。
その後、模型実験の結果にもとづき、この横工を東京営林局河津営林署管内において実際に構築
して、流量変化の調査を行なった結果、あらかじめ期待した以上の調節効果がみとめられた。

この種透水性横工は、まだ工法として確立されたものではない。鋼製スクリーンえん堤の変形
工法などとともに、渓流流量調節工法としてこんども検討する必要がある。

目 次

1. まえがき	76
2. 模型実験	76
2-1. 透水性砂礫堆積横工の透水性	76
2-1-1. 均一粒径の透水係数	76
2-1-2. 混合粒径の透水係数	79
2-2. 透過流量の実験式	79
2-3. 透水性砂礫堆積横工の流量調節機能	82
2-3-1. 単独横工の機能	83
2-3-2. 階段状に配置された横工の機能	89
(1) 階段状に配置された横工ごとの使用される石礫粒径の使い分けと機能	90
(2) 階段状配置の場合の貯水容量と機能	91
3. 現地試験	97
3-1. 試験方法	97
3-2. 試験流域	98
3-3. 試験設備	100
3-3-1. 上流および下流量水路の構造	100
3-3-2. 透水性砂礫堆積横工の構造	101
3-3-3. 貯水容量	103
3-4. 試験結果	103
4. 摘要と今後の課題	111
文 献	113
Summary	114

1. ま え が き

森林の理水機能を積極的に活用するとともに、これを補なうある種の工法を山腹あるいは溪川に施工して、一流域の総合的な流量調節機能を増大させることが考えられる。たとえば、溪川に砂防えん堤を階段状に施工して出水ピークをずらせることが可能¹⁰⁾であり、また、山口・大谷⁸⁾によれば、堆砂した砂防えん堤は流水を堆砂内に侵入させることによって、出水調節が可能であることを実例をあげて論じている。

さて筆者は、積極的に流出調節を主要な目的の1つとした溪間工法の案出を試みた。

この工法は溪床に転在している大転石、小転石を溪床に固定したえん堤状のわく内に充てんするだけの簡単なものである。この横工は透水性である。これを便宜的に透水性砂礫堆積横工と呼ぶことにする。透水性であるが、ある水位ではある一定の流量しか透過できないので、流入量が横工の透過可能な流量よりも大きいときは、上流側に貯水が起こる。また、透水性横工の上流側に貯留された水が、溪岸より山体に浸透することも考えられる。このため、この横工は流量調節の機能をもつことになる。また、流出土砂のうちで小粒径のものは、横工の間隙を通過して流れ去るが、大きい粒径の土砂は上流側に堆積し、チェックダムとしての機能をもつことになる。

そして、土砂が横工の間げきをうめるにしたがって透水性が悪くなり、透過流量が少なくなるので、上流側の貯水容量が大きければ、流量調節の効果は増大する。しかし、大量の土砂・石礫がいきよに流入すれば、たちまち満砂して貯水容量はなくなり、流量調節機能は急減する。しかし、その後も前述の山口・大谷の述べる効果は当然発揮されるものと考えられる。

筆者は、以上述べた考えのうち、流量調節機能について実験水路による模型実験を行なった。また、その結果にもとづいて実際に溪流に透水性横工を構築して、流量調節効果の調査が行なわれたので、その資料によって効果の解析を行なった。ここにこれらの結果を報告する。

この研究を実施するにあたりご指導をいただいた防災部中野治山科長、また現地試験で施設の整備や観測にご協力いただいた東京営林局治山課、河津営林署の担当官、防災部理水第2研究室杉山室長（もと理水研究室長）、理水第1研究室森沢室長、同室真島技官に感謝の意を表する。

2. 模 型 実 験

2-1. 透水性砂礫堆積横工の透水性

溪川に透水性横工を構築し、溪床に固定して一時的に流水を貯留し、流量を調節させるために、透水性横工に使用する石礫の粒径と透水性との関係を調べる必要がある。実験水路に種々の粒径の石礫をつめた横工の模型を設置し、その透水性を調べ、透水係数 (Coefficient of permeability) の値を決めた。

過去の透水係数の値は大部分、土や砂のような小粒径の場合についてのみ求められているが、この実験に使用したような粒径がかなり大きな石礫については求められていない。粒径が大きい場合には Darcy の法則の適用範囲外であり、厳密に解釈すれば Darcy の法則は成立しないが、近似的、実用的な法則性を見出すことが1つの目的であるので、この場合にも Darcy の法則を近似的に適用して透水係数を算出した。

2-1-1. 均一粒径の透水係数

長さ約12 m、幅60 cm、深さ80 cmの鋼製実験水路を水平にし、その水路中に Fig. 1 に示すように厚

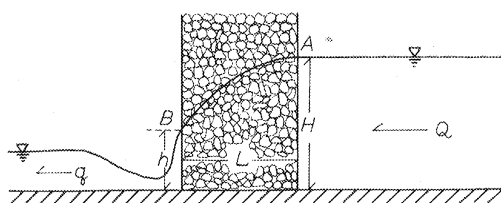


Fig. 1 模型透水性砂礫堆積横工の透水状態
Water permeation through a permeable
gravel-fill dam model.

Table 1. 実験に使用された石礫の粒径
Diameter of gravel used in the experiment

粒 径 範 囲 Range of diameter (mm)	平 均 粒 径 Mean diameter d_m (mm)
45 $> d > 32$	38.5
28 $> d > 19$	23.5
15 $> d > 10$	12.5
6.3 $> d > 4.9$	5.60
4.9 $> d > 3.0$	3.95

さ L (cm), 平均粒径 d_m (mm) の礫を充てんした透水性横工を設置し, 流量 Q (l/sec) の水を流す。ある時間後には上流側からの流入量 Q と横工を透過する流出量 q (l/sec) は平衡状態に達する。その時の上流側水位 H (cm), 下流側水位 h (cm) を測定し, 水流に直角の面内における単位幅の地下水流の方程式 (Darcy 式)

$$Q = q = \frac{k}{2L} (H^2 - h^2) \quad \dots\dots\dots (1)$$

を適用し, 次式から透水係数 k を計算した。

$$k = \frac{2Lq}{H^2 - h^2} \quad \dots\dots\dots (1')$$

実験に使用された石礫は平均粒径で 5 種類 (Table 1), 横工の厚さ L は 10, 20, 50, 100 cm の 4 種類とし, それぞれについて流量を種々変化させて k を測定した。

横工の模型はつぎのように作製した。まず, 長方形の木製わくを作り, このわくに, 石礫の粒径に応じて粒径と同じ程度の大きさの網目をもった金網を張った。この網わくを厚さ L の間隔で水路に取り付け, その間に石礫を充てんした。

透水係数は石礫の詰め方によって当然変わってくるもので, この実験の場合, 石礫は自然状態に放置しておく, 徐々に自重によって沈降するものと考えられるので, できるだけ密に充てんして実験を行なった。

観察によると, 横工内の透水状態は Fig. 1 のようになった。流入量と流出量が平衡状態に達するまでは, 上流側水位 H は徐々に上昇する。上流側の接近流速はきわめて小さいが, 透水性横工の下流側は Fig. 1 に示すように, 透過した流水は B 点から網に沿って落下し, ついで射流状態を示し流下した。

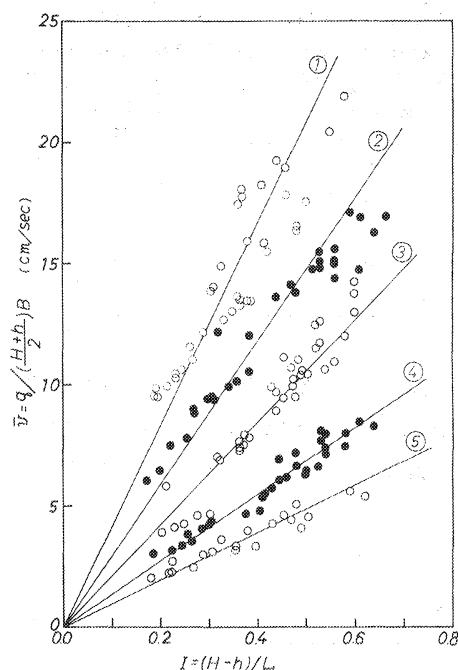
Darcy 式 (1) は地下水流が層流である場合に適用されるものであるが, この実験の場合は (1') 式で計算した透水係数 k の値が, 粒径が均一の場合に, L に無関係のときは近似的に Darcy 式が適用されるものと考えた。

(1) 式で水路幅を B として変形すると

$$q = \frac{k}{2L} B (H^2 - h^2)$$

$$\frac{q}{\left(\frac{H+h}{2}\right)B} = k \frac{H-h}{L}, \quad (\bar{v} = k I)$$

となり, 左辺は横工を透過する流水の平均流速 ($\bar{v}$) を表わし, 右辺 $(H-h)/L$ は動水勾配 (I) を表わしている。この実験の場合について, 平均流速および動水勾配を計算して図示したのが Fig. 2 である。平均粒径 d_m が大きくなるほど測定値のばらつきが大きい, ほぼ原点をとる直線とみなしてよいと考



- ① $d_m = 38.5 \text{ mm}$, $k = 41.58 \text{ cm/sec}$
 ② $d_m = 23.5 \text{ "}$, $k = 29.48 \text{ "}$
 ③ $d_m = 12.5 \text{ "}$, $k = 21.03 \text{ "}$
 ④ $d_m = 5.60 \text{ "}$, $k = 13.65 \text{ "}$
 ⑤ $d_m = 3.95 \text{ "}$, $k = 9.74 \text{ "}$

Fig. 2 模型透水性砂礫堆積横工内の透過水流の平均流速($\bar{v}$)と動水勾配(I)との関係

Relations between mean velocity ($\bar{v}$) of permeating water and its hydraulic gradient (I) in a permeable gravel-fill dam model.

える。この直線の勾配が透水係数 k を与えるものであるから、透水係数 k は厚さ L および流量 q には無関係で、粒径の大きさだけによって決まる値であるといなされる。したがって、この場合、近似的に Darcy の法則が適用できるものと考えた。厳密には Darcy の法則は REYNOLDS 数 $Re < 4$ でよく適合するといわれている⁶⁾。この実験の範囲内では $\bar{v}_{max} = 22 \text{ cm/sec}$, $\bar{v}_{min} = 2.0 \text{ cm/sec}$ で REYNOLDS 数 $Re = d_m \cdot \bar{v} / \nu$ (d_m : 平均粒径, ν : 水の動粘性係数でこの場合 $0.0131 (10^\circ\text{C})$ とする) として計算すると $\bar{v}_{max}$ のときで $Re \approx 6, 200$, $\bar{v}_{min}$ のときで $Re \approx 60$ で、石礫中の流れは層流でないことを示している。流れが乱流であれば平均流速 $\bar{v}$ は動水勾配 I の 1 乗以上に比例するが、Fig. 2 では測定値のばらつきが大きいために、このことは明らかでない。したがって、この実験の範囲内では近似的に Darcy の法則があてはまるものと考えた。

計算された透水係数 k を石礫の粒径別、厚さ L 別に示すと Table 2 のようになった。

透水係数 k は石礫の粒径のみに関係することがわかったので、石礫の平均粒径 d_m と k との関係を求めると、Fig. 3 中 ($k - d_m$) に示すようになった。この関係は次式で示される。

$$k = 4.47 d_m^{0.61} \dots \dots \dots (2)$$

k : 透水係数 (cm/sec), d_m : 平均粒径
 (粒径範囲の単純平均 mm)

Table 2. 平均粒径別、横工の厚さ別の透水
 Values of coefficient of permeability (k) by mean
 and by thickness of permeable gravel-fill dam

平均粒径 Mean diameter d_m (mm)	38.5		23.5		12.5	
厚さ Thickness L (cm)	k (cm/sec)	k の 範囲 Range of k	k (cm/sec)	k の 範囲 Range of k	k (cm/sec)	k の 範囲 Range of k
10	42.98	37.13~48.82	27.65	24.21~29.95	21.76	19.50~23.92
20	39.26	34.14~45.78	29.28	25.47~38.04	21.67	20.18~24.35
50	39.17	35.00~48.16	30.07	27.29~32.96	21.44	19.95~27.31
100	46.02	41.12~51.53	37.72	30.34~35.05	17.12	15.25~19.19
全 平 均 Average	41.58	34.15~51.53	29.48	24.21~38.04	21.03	15.25~27.31

HAZEN 式, KOŽENY 式, KRESNIK および SLICHTER 式⁷⁾の諸式では, 平均粒径の求め方は異なるが, いずれも k は粒径の 2 乗に比例している。これに対して, (2) 式は粒径の約 0.6 乗に比例していることは, DARCY の法則が厳密には適用されていないことを示している。

2-1-2. 混合粒径の透水係数

前項においては粒径の大体均一な石礫の透水係数を調べたが, 実際に溪間に横工を構築するとすれば, 種々の粒径の混合した石礫が用いられることになろうから, 混合石礫の透水係数についても検討しておく必要がある。

前項に述べた粒径の石礫のほかに $10.0 > d > 6.3$ (mm) のものを加えて, 合計 6 種類の石礫を Table 3 に示すような配合割合で A, B, C, D, E の 5 種類に配合し, 横工の厚さを $L = 20$ cm に一定にし, 流量 Q を種々変化させて透水係数 k' を測定した。この場合, 石礫を支持する金網は最小粒径と同じ大きさの網目の金網を使用した。測定した k' は均一粒径の場合と同様に流量 Q による変化はなく, ほぼ一定の値が得られた。

均一粒径の石礫と同様に混合石礫の場合にも, 透水係数 k' と粒径のある代表値との間の関係を調べてみると, 篩分曲線で 50% 点の粒径 d および, 重み付きの平均粒径 d_m ⁸⁾, また, 石礫混和曲線の形 λ ³⁾, 混合比 M ¹⁾ などのそれぞれと k' との関係は明らかでないことがわかった。さらに HAZEN, KRESNIK および SLICHTER の考えた篩分曲線において, 重量百分率で 10% 点における粒径 (有効径) d_{10} ⁷⁾ との関係は Fig. 3 中 ($k'-d_{10}$) に示すように, 両対数にとると均一粒径の場合と同じように直線とみられ, 実験式は次のようになった。

$$k' = 2.59 d_{10}^{0.69} \dots \dots \dots (3)$$

k' : 混合粒径を使用した横工の透水係数 (cm/sec)

係数 k の値
diameter of gravel
model

5.60		3.95	
k (cm/sec)	k の 範 囲 Range of k	k (cm/sec)	k の 範 囲 Range of K
13.82	12.83~15.17	9.20	8.24~10.43
13.17	12.65~14.21	10.05	8.96~11.09
13.48	11.74~14.93	9.71	8.26~11.81
14.26	13.12~16.11	10.08	8.96~11.51
13.65	11.74~16.11	9.74	8.24~11.81

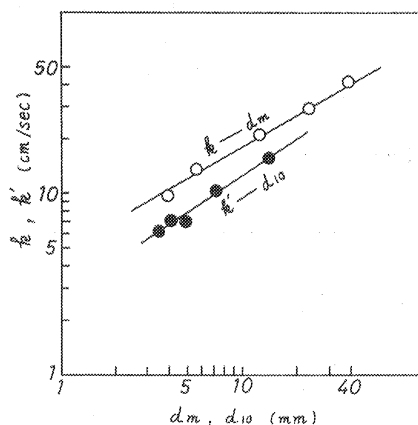


Fig. 3 透水係数 k と平均粒径 d_m および透水係数 k' と有効径 d_{10} との関係

Relations between coefficient of permeability k and mean diameter d_m of gravel, and coefficient of permeability k' and effective diameter d_{10} of mixed gravel respectively.

d_{10} : 有効径, 混合石礫の篩分曲線における重量百分率で 10% 点における粒径 (mm)

2-2. 透過流量の実験式

Fig. 1 のように溪間に横工を構築して, 流水を一時貯留させた場合, 横工を透過する単位幅の流量 q は, 鉛直面内における地下水流の方程式 (1) を適用することによって, 近似的に求めることができることがわかったが, この場合のように粒径がかなり大きく, 透水係数 k も大きい場合には Fig. 1 に示すように h の測定は困難で, また測定誤差も大きいと思われる。し

Table 3. 混合石礫の混合割合と透水係数
Values of coefficient of permeability (k') by effective
diameter (d_{10}) of mixed gravel

粒 径 範 囲 Range of diameter (mm)	混 合 割 合 (重 量 百 分 率) % Percentage in weight of mixed gravel				
	A	B	C	D	E
$4.9 > d > 3.0$	40.0	18.0	10.0	4.5	2.0
$6.3 > d > 4.9$	30.0	12.0	8.0	3.5	1.0
$10.0 > d > 6.3$	10.0	25.0	17.0	8.5	3.0
$15.0 > d > 10.0$	10.0	15.0	15.0	12.0	5.0
$28.0 > d > 19.0$	5.0	18.0	25.0	31.0	22.0
$45.0 > d > 32.0$	5.0	12.0	25.0	40.5	67.0
合 計 Total percentage	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
透 水 係 数 Coefficient of permeability k' (cm/sec)	6.24	7.03	6.98	10.37	15.86
k' の 範 囲 Range of k' (cm/sec)	5.84~6.54	6.40~7.60	6.38~7.55	9.53~11.16	14.58~17.31
有 効 径 Effective diameter d_{10} (mm)	3.48	4.06	4.90	7.23	14.00

たがって、比較的測定容易な上流側水位 H のみで、透過流量 q が算出できる式を求めておくことが必要である。また後述するように、流入量の時間的な変化に対して、流出量の時間的な変化（流出ハイドログラフ）を求めるとき、EKDAHL の数値解法または CHENG の図式解法を用いる場合、透過流量 q を H のみの関数としておくほうが都合がよい。

そこで q と H との関係を実験的に求めると、図示はしていないが両対数で直線関係があることがわかった。この関係は $L=10, 20, 50, 100$ cm と変化させるとこの直線は平行移動し、粒径、すなわち透水係数を変化させても直線の勾配は変化しないことがわかった。いま、この関係を次式で表わせるものとして

$$q = aH^b \dots \dots \dots (4)$$

定数 b を求めてみると、1.31~1.65 の範囲内で、 b の平均値 $\bar{b}=1.44$ となった。この値を約 $1.5=3/2$ とおけば、(4) 式は

$$q = aH^{3/2} \dots \dots \dots (5)$$

となる。

つぎに、Fig. 4. 5 から定数 a は k に比例し、 L に反比例することがわかる。そこで、 a をそれぞれ

$$a = \alpha_1 k^{\beta_1}, \quad a = \alpha_2 L^{\beta_2}$$

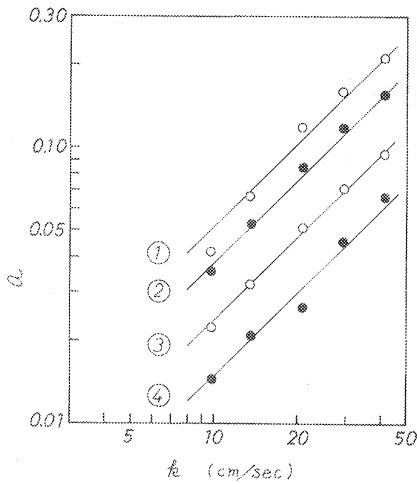
とおき、定数 β_1, β_2 を計算して平均すると

$$\bar{\beta}_1 = 1.06 \approx 1, \quad \beta_1 \text{ の範囲 } 1.01 \sim 1.13$$

$$\bar{\beta}_2 = -0.53 \approx -0.5, \quad \beta_2 \text{ の範囲 } -0.47 \sim -0.64$$

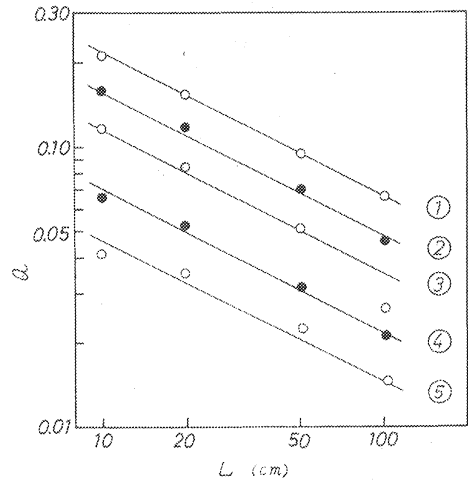
となり結局

$$a \propto \frac{k}{\sqrt{L}}$$



① $L=10$ cm, ② $L=20$ cm
③ $L=50$ " ④ $L=100$ "

Fig. 4 a と k との関係
Relations between a and k .



① $k=41.58$ cm/sec, ② $k=29.48$ cm/sec
③ $k=21.03$ " ④ $k=13.65$ "
⑤ $k=9.74$ "

Fig. 5 a と L との関係
Relations between a and L .

の形になる。この関係は Fig. 6 で明らかである。したがって (5) 式は定数を C , 流路幅を B とすれば

$$q = C \cdot B \cdot \frac{k}{\sqrt{L}} \cdot H^{3/2} \quad (6)$$

で表わされる。この場合、水路幅を実験水路の幅 56.6 cm としたので、(6) 式を単位幅当たり直す

$$q = C' \cdot B \cdot \frac{k}{\sqrt{L}} \cdot H^{3/2}, \quad (C' = \frac{C}{56.6}) \quad (7)$$

となり、無次元の定数 C' を計算して (7) 式に代入すれば透過流量実験式は

$$q = 2.91 \cdot 10^{-4} \cdot B \cdot \frac{k}{\sqrt{L}} \cdot H^{3/2} \quad (8)$$

q : 横工を透過する流出量 (l/sec), B : 水路幅 (cm), k : 横工の透水係数 (cm/sec)

L : 横工の厚さ (cm), H : 上流側水位 (cm)

となる。(8) 式は次元的にも両辺が等しい。 q は $H^{3/2}$ に比例し、この関係からすれば、長方形水路に設けられた透水性砂礫堆積横工は長方形せきと同じである。

さらに、横工を構築する場所の溪床が Fig. 7 のように傾斜している場合には、 L を斜距離で測り、溪床の勾配を θ° とすれば (8) 式の $\sqrt{L}$ を $\sqrt{L \cos \theta}$, A 点を通る水平線を基準線とし、これに BERNOULLI の定理を適用すれば位置の水頭が $L \sin \theta$ だけ増加したと考えられるので、

(8) 式は次式ようになる。

$$q = 2.91 \cdot 10^{-4} \cdot B \cdot \frac{k}{\sqrt{L \cos \theta}} \cdot (H + L \sin \theta)^{3/2} \quad (9)$$

(8) 式は (9) 式の $\theta=0^\circ$ とした場合の式で、(9) 式が一般的な透過流量実験式である。実験水路を $\theta=3^\circ$,

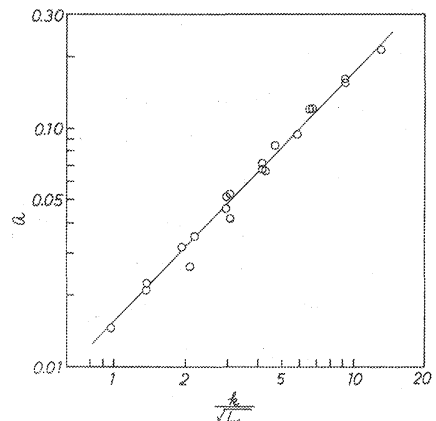


Fig. 6 a と $k/\sqrt{L}$ との関係
Relation between a and $k/\sqrt{L}$.

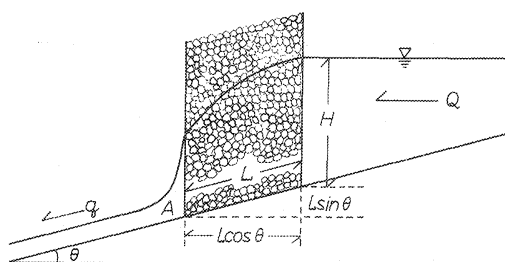


Fig. 7 溪床が傾斜している場合の透水状態
Water permeation through a permeable gravel-fill dam model on inclined stream bed.

Table 4. (9) 式の適合度
Fitness of equation (9)

	$\hat{q} - q$ の 符 号 Sign of $\hat{q} - q$			全 体 Total
	+	-	0	
測 定 回 数 n Number of measurement	150	140	1	$\Sigma n = 291$
$(\hat{q} - q / q) \times 100$ e	1,145.02	905.64		$\Sigma e = 2,050.66$
みかけの平均誤差率 % e/n Average percentage of error	7.63	6.47		$\Sigma e / \Sigma n = 7.05$
Σe^2	15,809.6068	9,087.1451		$\Sigma e^2 = 24,896.7519$
みかけの誤差率の標準偏差 $\sqrt{\Sigma e^2 / n}$ Standard deviation for percentage of error	10.27	8.06		$\sqrt{\Sigma e^2 / \Sigma n} = 9.25$

5°, 7° に傾斜させて (9) 式を検討した結果、大体適合することがわかった。

$\theta = 0^\circ, 3^\circ, 5^\circ, 7^\circ$ の場合に (9) 式の精度を調べたのが Table 4 である。(9) 式で計算した流量を $\hat{q}$ 、実測流量を q とし、この q を真の流量と仮定して、 $(\hat{q} - q)$ を誤差とした。Table 4 に示された平均誤差率 7.05% は相当大きいように思われるが、流量実験式を簡略化するために行なった係数のまるめ（たとえば、 $1.44 \approx 2/3$, $1.06 \approx 1$, $-0.53 \approx -1/2$ など）、さらに真の流量と仮定した実測流量の誤差（流量計の器差）、 H , B , L , θ などの測定誤差を考えれば、この程度の誤差でも十分に実用になる流量実験式であると思われる。

(8) 式の $\theta = 0^\circ$ の場合の透過流量 q を簡単に求めるために、共軸図を作っておけば便利である。(8) 式の共軸図を Fig. 8 に示した。 $\theta > 0^\circ$ の場合には、それぞれの θ から $L \sin \theta$, $L \cos \theta$ を計算して Fig. 8 から透過流量 q が求められる。

2-3. 透水性砂礫堆積横工の流量調節機能

以上述べた模型実験の結果から、溪間にこのような横工を構築した場合の流量調節機能の程度を調べた。横工の性質上、上流からの流入量が時間的に変化がない場合、つまり一定流入量の場合には、透過流量はある時間後には平衡状態に達し、流出量は流入量に等しくなり調節機能は結局、横工上流側に貯水された量のみとなり、調節機能は小さい。したがって、これから述べることはすべて流入量に時間的な変化があるものだけについて、主として計算と実験水路における模型実験からこの種の横工の調節機能を検討した。

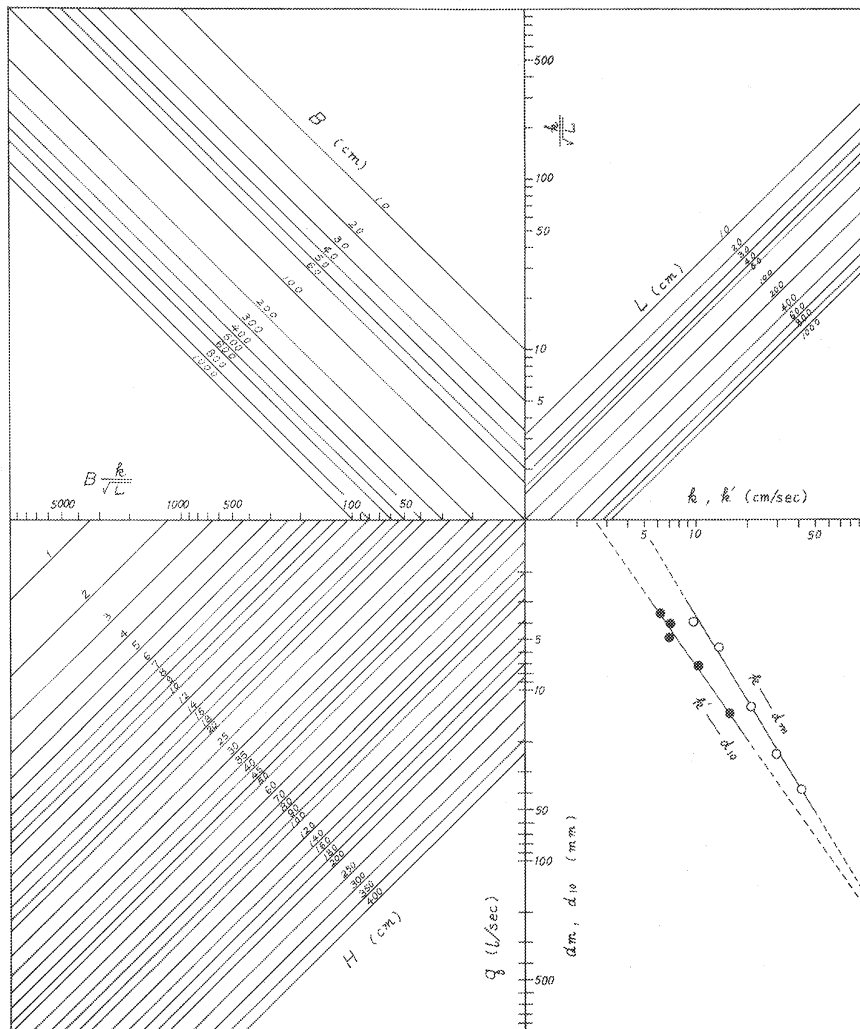


Fig. 8 透過流量実験式の共軸図
Coaxial graph of equation (8).

また、実際の溪川においては土石や落葉、落枝の流出があり、充てんした砂礫の孔げきはそれらのためしだいにふさがってしまい、調節機能は横工上流側の貯水池に湛水した量だけとなる。あるいは大量の土石流出で、いっきに満砂する場合も考えられ、このときは通常の貯砂ダムとして働いたことになり、流量調節機能は通常の貯砂ダムと同じものとなる。

ここでは、このようにつまるまでの横工の機能について計算した。

この横工の流量調節機能を調べるために用いた方法は、普通の洪水調節池における流出量計算に用いられる方法を採用した。この方法にはいくつか近似解法があるが、そのうちもっとも簡単に求まる CHENG の図式解法⁴⁾を用いることにした。

2-3-1. 単独横工の機能

この場合の調節機能は洪水調節池と同様と考えられるので、横工上流側の貯水容量 V が大きいほど調節

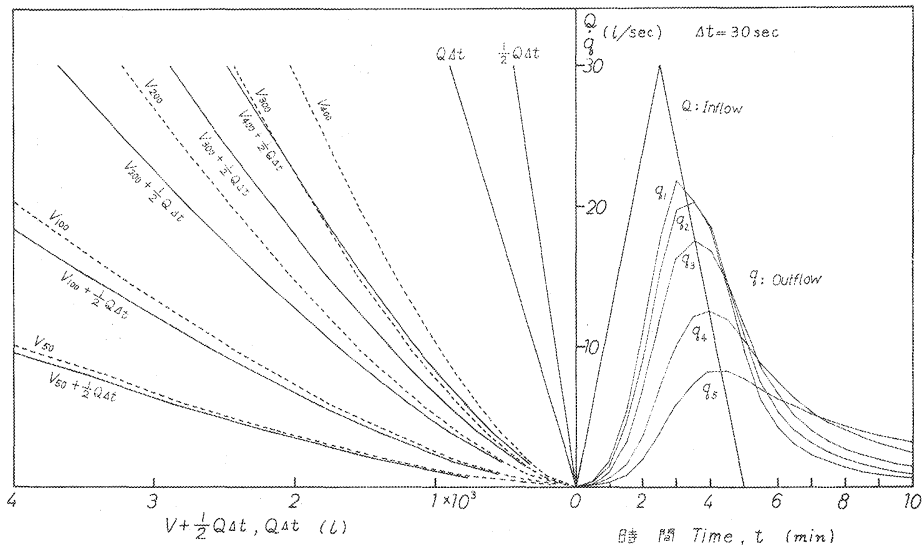


Fig. 9 CHENG の方法による流出量計算図
Hydrographs of outflow through permeable gravel-fill
dam model calculated by CHENG's method.

機能が大きくなり、また流入ハイドログラフがシャープであるほど、調節機能が大きくなることがわかって¹²⁾。そこで、仮想的な貯水容量 V を直方体と考えて水表面積を 5×10^4 (cm²)、深さ(水位)を H (cm)として、 $V = 5 \times 10^4 \times H$ (cm³) $= 50 \cdot H$ (l) (H : cm, V は水位 H の関数)とし、また流入ハイドログラフも Fig. 9 の Q に示すように一定にして、横工の種々の条件と調節機能とを計算した。横工の種々の条件というのは、横工に充てんした石礫の粒径、すなわち透水係数 k 、横工の厚さ L 、横工の幅 B のことで、横工の高さについては流入する流水が横工を越流しない範囲について考えた。したがって、必要条件は前記の k 、 L 、 B である。この条件を示す指標は Fig. 8 の共軸図、および(8)式における $B \cdot (k/\sqrt{L})$ という値をとることにし、この値を種々変化させて調節機能を計算した。 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ をここでは横工特性値と呼ぶことにする。

Fig. 9 に示すような流入時間が5分、その中点2.5分でピーク流量 $Q_{max} = 30$ l/secが生ずるような三角形流入ハイドログラフ Q を想定する。

CHENG の図式解法にしたがって、流出量 q を求める時間間隔 Δt を30秒にとり、 $Q\Delta t$ 直線およびその半分の $(1/2)Q\Delta t$ 直線を求め、それぞれ図の左側に描く。そこで貯水容量 $V = 50 \cdot H$ (l)を一定とし、横工特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を400から50まで変化させて、それぞれ Q に対して貯水容量 V を求めると、Table 5 の V_{400} から V_{50} のようになった。この求め方は Fig. 8 でそれぞれの Q と $B \cdot (k/\sqrt{L})$ との交点の H を読みとり、貯水容量 V を求める式に H を代入して V を求めた。この貯水容量曲線 V_{400} から V_{50} を Q に対応させてプロットし、 $(1/2)Q\Delta t$ を図上で加えて求めたのが $V_{400} + (1/2)Q\Delta t \sim V_{50} + (1/2)Q\Delta t$ 曲線である。Table 5 において求めておく Q の範囲の上限は Q_{max} である。

CHENG の図式解法より求めた $B \cdot (k/\sqrt{L}) = 400 \sim 50$ に対する流出ハイドログラフは、Fig. 9 の $q_1 \sim q_5$ のようになった。流出ハイドログラフの最大値を図上から求め、調節率を $\phi = [1 - (q_{max}/Q_{max})] \times 100$ によって計算した値を Table 5 の下に示した。 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ が小さくなるほど調節率が大きくなることが

Table 5. $B \cdot (k/\sqrt{L}) = 50 \sim 400$ に対する貯水容量とピーク流量調節率
Storage capacity and peak discharge control effect in per cent,
by $B \cdot (k/\sqrt{L}) = 50 \sim 400$

$B \cdot (k/\sqrt{L})$ Characteristic index	400		300		200		100		50	
Q Inflow (l/sec)	H (cm)	V_{400} (l)	H (cm)	V_{300} (l)	H (cm)	V_{200} (l)	H (cm)	V_{100} (l)	H (cm)	V_{50} (l)
1	4.2	210	5.1	255	6.8	340	10.5	525	17.0	850
2	6.7	335	8.1	405	10.5	525	16.8	840	26.5	1,325
4	10.7	535	12.8	640	16.8	840	26.5	1,325	42.0	2,100
6	13.9	695	16.7	835	22.0	1,100	35.0	1,750	55.5	2,775
8	16.8	840	20.3	1,015	26.5	1,325	42.0	2,100	66.5	3,325
10	19.5	975	23.6	1,180	31.0	1,550	49.0	2,450	79.0	3,950
15	25.5	1,275	30.9	1,545	40.5	2,025	64.5	3,225	102.	5,100
20	30.9	1,545	37.0	1,850	49.0	2,450	79.0	3,950	123.	6,150
25	35.8	1,790	43.0	2,150	57.0	2,850	90.5	4,525	143.	7,150
30	40.5	2,025	48.5	2,425	64.5	3,225	102.	5,100	162.	8,100
Q_{max} Peak of inflow (l/sec)	30		30		30		30		30	
q_{max} Peak of outflow (l/sec)	21.8		20.3		17.6		12.6		8.3	
$\phi = (1 - q_{max}/Q_{max}) \times 100(\%)$ Peak discharge control effect in per cent	27.3		32.3		41.3		58.0		72.3	

うかがえる。すなわち、 B 、 k が小さいほど、また L が大きいほど透水性が悪くなり、透水できない水が上流側に貯水されることになり、それだけ調節効果が大きくなる。実際に、 B 、 k 、 L および q_{max} に相当する H の値は、横工を構築する場所にもっとも適した値をえらび出さなければならない。これらの値をえらび出すには、Fig. 8を用いると簡単に求められる。

以上述べたことは上流側貯水容量が既知で、 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を種々変化させて調節率を計算したものであるが、実際に構築しようとする場合には、これとは逆で流入ハイドログラフのピーク流量が Q_{max} であった場合、これを調節して、流出ハイドログラフのピーク流量を q_{max} にするように $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を決めることになる。

いま、Fig. 10に示すような、ピーク流量が Q_{max} であるOABという流入ハイドログラフを、調節して q_{max} であるOCDという流出ハイドログラフにしようとする場合を考える。 q_{max} が生ずるC点は曲線AB上にあることは解っている¹⁰⁾ので、調節率を ϕ にする場合に q_{max} は

$$\phi = \left(1 - \frac{q_{max}}{Q_{max}}\right)$$

より

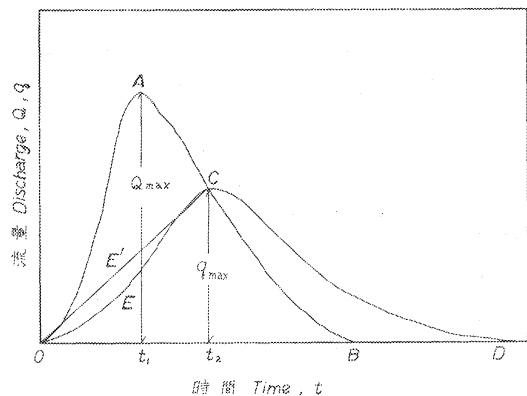


Fig. 10 流入ハイドログラフと透水性砂礫堆積横工で調節された流出ハイドログラフ
Inflow hydrograph and outflow hydrograph controlled by permeable gravel-fill dam.

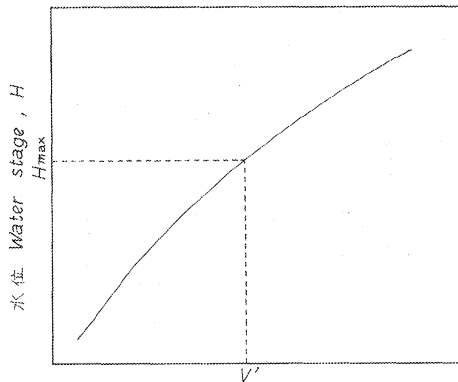
貯水容量 Capacity of reservoir, V

Fig. 11 貯水容量曲線

Relation between storage capacity
and water stage of a reservoir.

$$q_{max} = (1 - \phi) Q_{max} \dots\dots\dots (10)$$

である。 q_{max} がわかれれば曲線 AB 上に q_{max} に相当する点 C をとれば流入、流出ハイドログラフの OACE に相当する容積は、横工上流側の貯水量 V に等しい。しかし、流出ハイドログラフの OEC は未知であるから、近似値として O と C を直線で結んで OE'C とし、その容積 OACE' を V の近似値 V' とする。この V' を用いて Fig. 11 の貯水容量曲線から q_{max} に相当する水位 H_{max} が知れるから、横工の溪床が水平な場合には (8) 式から

$$B \cdot \frac{k}{\sqrt{L}} = \frac{q_{max}}{2.91 \cdot 10^{-4} \cdot H_{max}}$$

で求まる。しかし、他の方法として q_{max} と H_{max} がわかれれば、Fig. 8 から $B \cdot (k/\sqrt{L})$ が簡単に求め

られる。

例として Fig. 9 の q_4 について計算してみると、 $\phi = 58.0\%$ から $q_{max} = 12.6 \text{ l/sec}$ であるから Fig. 10 にならって AB 線上に q_{max} をとると C 点が求められ、C 点までの時間は 4 分である。OC を直線として OAC に相当する V' を計算すると Table 6 になり、貯水容量 $V = 50 \cdot H$ から H_{max} を計算すると $H_{max} = 2,628/50 \approx 52.6 \text{ (cm)}$ となった。Fig. 8 から $q_{max} = 12.6 \text{ l/sec}$ 、 $H_{max} = 52.6 \text{ cm}$ の交点を求めると $B \cdot (k/\sqrt{L}) \approx 112$ となった。実際の計算では $B \cdot (k/\sqrt{L}) = 100$ である。Fig. 9 の q_4 の流出ハイドログラフを実際に求めてから、 V を計算して $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を求めると、98 で大体合致し、112 との差は明らかに

Table 6. Fig. 9, q_4 の貯水容量計算表
Calculated storage capacity for q_4 in Fig. 9

時間 Time	流 入 Inflow				流 出 Outflow				流入-流出 (Inflow) -(Outflow)
	Q (l/sec)	$1/2(Q_t + Q_{t+\Delta t})$ (l/sec)	Δt (sec)	$1/2(Q_t + Q_{t+\Delta t})\Delta t$ (l)	q (l/sec)	$1/2(q_t + q_{t+\Delta t})$ (l/sec)	Δt (sec)	$1/2(q_t + q_{t+\Delta t})\Delta t$ (l)	
分 秒									V' (l)
min. sec									
0	0				0				
		3	30	90		0.7875	30	23.625	
30	6	9	30	270	1.575	2.3625	30	70.875	
1	12	15	30	450	3.150	3.9375	30	118.125	
30	18	21	30	630	4.727	5.5125	30	165.375	
2	24	27	30	810	6.300	7.0875	30	212.625	
30	30	27	30	810	7.875	8.6625	30	259.875	
3	24	21	30	630	9.450	10.2375	30	307.125	
30	18	15	30	450	11.025	11.8125	30	354.375	
4	12				12.600				
計 Total				4,140				1,512.000	2,628

流出ハイドログラフが未知であるため、近似値として V' を使用したことに起因するものと考えられる。しかし、第1近似として OC を直線で結んで得られた流出ハイドログラフをもとにして、第2近似としてそれに似た曲線を OC 間に結べば、かなり好結果が得られることもわかった。

また、調節率 ϕ は貯水容量 V と全流入量との比で表わされるが⁵⁾、 V はもちろん、水位 H の関数であり、横

工特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ の関数でもある。後者の $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を小さくするほど同じ流量を透過させるには、水位 H を大きくしなければならないので、貯水容量 V も大きくなり、したがって調節率も大きくなることは明白である。

つぎに、実験水路に横工の模型を設置して、実験を行なった結果を述べる。実験に使用した水路は 2-1-1 で述べた水路と同じで、長さ約 12 m、幅 60 cm、深さ 80 cm のもので、その中間に横工の模型を設置し、上流から既知の流入ハイドログラフにしたがって水を流し、横工を透過する流出ハイドログラフを求めた。流出ハイドログラフは横工の上流側水位を自記水位計で記録し、透過流量実験式に代入して求めた。一方、CHENG の図式解法から流出ハイドログラフを求め、両者の比較を行なった。横工上流側の貯水量は水路を θ だけ傾斜させて作った。 $\theta = 7^\circ, 5^\circ, 3^\circ$ の場合について、高さ H (cm) と貯水容量 V (l) との間の関係を求めたのが Fig. 12 の貯水容量曲線である。実験結果の内から Table 7 に示すように実験 1～3 の

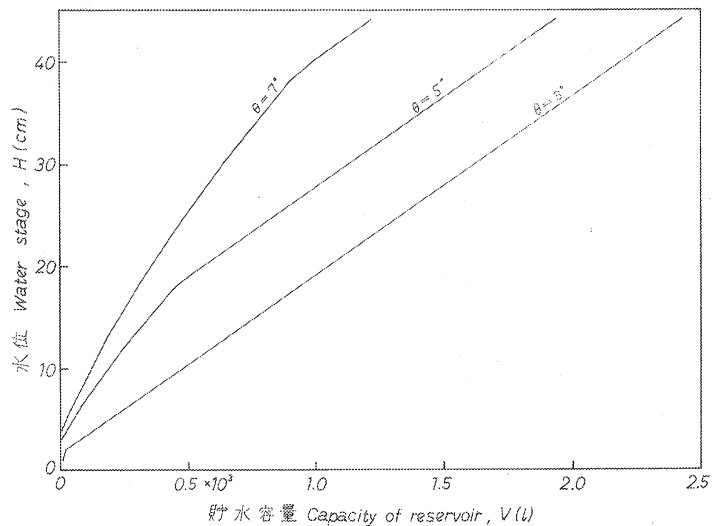


Fig. 12 単独の模型透水性砂礫堆積横工の実験に使用した貯水容量曲線
Relations between storage capacity and water stage of reservoir of a single permeable gravel-fill dam model.

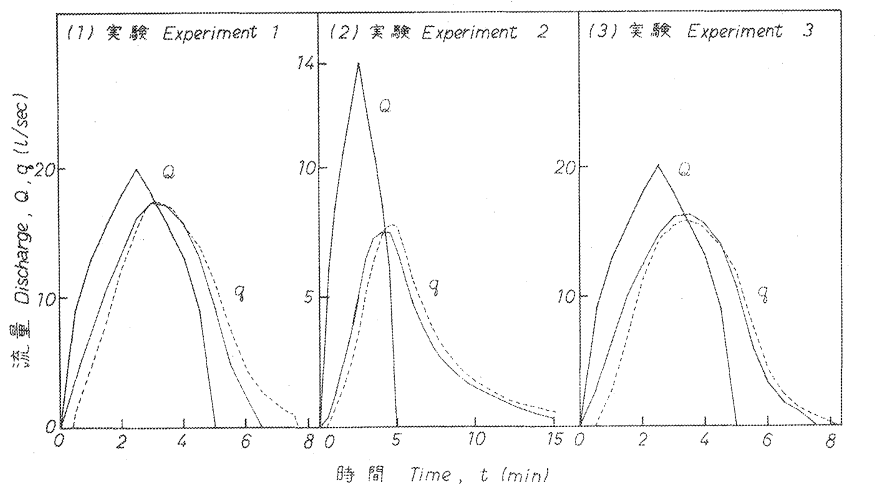
Table 7. 実験に用いられた模型透水性砂礫堆積横工の諸要素

Factors of permeable gravel-fill dam model used in three experiments

模 型 横 工 の 要 素 Factors of dam model	実 験 1 Experiment 1	実 験 2 Experiment 2	実 験 3 Experiment 3
平 均 粒 径 d_m (mm) Mean diameter of gravel	23.5	12.5	23.5
透 水 係 数 k (cm/sec) Coefficient of permeability	30.5	21.0	30.5
厚 度 L (cm) Thickness	50	50	20
幅 度 B (cm) Width	56.6	56.6	56.6
傾 斜 θ ($^\circ$) Inclination of flume bed	7	3	5
特 性 値 $B \cdot (k/\sqrt{L \cos \theta})$ Characteristic index of permeable gravel-fill dam model	245.1	168.2	386.7

Table 8. 実験に用いられた模型横工の貯水容量
Capacity of reservoirs of permeable gravel-fill dam
model used three experiments

実験 1 Experiment 1				実験 2 Experiment 2				実験 3 Experiment 3			
Q l/sec	$H+L\sin\theta$ cm	H cm	V l	Q l/sec	$H+L\sin\theta$ cm	H cm	V l	Q l/sec	$H+L\sin\theta$ cm	H cm	V l
20	43.0	36.9	865					20	31.0	29.3	1,095
18	40.0	33.9	765					18	30.0	28.3	1,040
16	36.5	30.4	655					16	27.5	25.8	895
14	34.0	27.9	578	14	44.0	41.4	2,285	14	25.0	23.3	750
12	30.5	24.4	478	12	39.0	36.4	2,000	12	22.5	20.8	610
10	27.0	20.9	378	10	34.5	31.9	1,740	10	20.0	18.3	470
8	23.5	17.4	290	8	30.0	27.4	1,485	8	17.0	15.3	365
6	19.0	12.9	180	6	24.5	21.9	1,165	6	14.0	12.3	265
4	14.5	8.4	89	5	21.5	18.9	990	4	10.5	8.8	160
2	9.1	3.0	—	4	18.5	15.9	820	2	6.9	5.2	60
1	5.9	—	—	3	15.5	12.9	645	1	4.2	2.5	—
				2	11.8	9.2	430				
				1	7.5	4.9	185				



Q: 流入ハイドログラフ q : 流出ハイドログラフ { — 計算値 Calculated hydrograph
Inflow hydrograph Outflow hydrograph 実験値 Observed hydrograph
Fig. 13 単独配置の模型透水性砂礫堆積横工による流量ハイドログラフの変化および実験値と計算値との比較

Changes in discharge hydrograph with the control by a single permeable gravel-fill dam model, and comparison between observed and calculated outflow hydrographs.

3例の結果を示すことにする。Table 8はそれぞれの横工特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L \cos \theta})$ における貯水容量 V の計算表を示したもので、いずれも Fig. 12の貯水容量曲線と Fig. 8の共軸図から求めたものである。実験の結果、流入ハイドログラフ Q に対して実験および計算の流出ハイドログラフ q は Fig. 13(1)~(3)に示すようになった。Fig. 13, Table 9をみると、実験ハイドログラフと計算ハイドログラフはほとんど一致していることがわかる。ハイドログラフの形は実験値では計算値に比較して増水初期に小さく、増水終期には大きくなっている。この原因については、実験に使用した自記水位計では、水位が変動している

Table 9. 単独でおかれた模型透水性砂礫堆積横工のピーク流量調節効果
 Peak discharge control effects of a permeable gravel-fill dam model

			実験 1 Experiment 1	実験 2 Experiment 2	実験 3 Experiment 3
流入 Inflow	ピーク流量 Peak discharge l/sec		20.0	14.0	20.0
流出 Outflow	実験 Observed	ピーク流量 Peak discharge l/sec	17.4	7.8	15.8
		調節率 ϕ %	13.0	44.3	21.0
	計算 Calculated	ピーク流量 Peak discharge l/sec	17.4	7.5	16.2
		調節率 ϕ %	13.0	46.4	19.0

時に水位の読みが遅れがあること、また実験では水路の最上流端に水が流入してから、水路の中間に設置した横工に水が到達するまでに時間がかかること、などが考えられる。その結果、実験値は Fig. 13 (1) ~ (3) をみてもわかるように、流出ハイドログラフの増水開始時は流入が始まってからやや遅れて始まっている。一方、計算値は図式計算の都合上、どんな時間間隔（ここでは $\Delta t = 30$ 秒）にとっても最初の計算値と $t = 0$ とを結ぶことになり、遅れはないことになる。したがって、流入の開始と同時に流出も開始している

2-3-2. 階段状に配置された横工の機能

前節に述べたものは、いずれも沢川に横工を1基だけ構築し、流量の調節をした場合について計算と模型実験から得られた結果であった。しかし、実際の上流山地の沢川でこの方法を用いる場合には、1基の横工のみでは十分な貯水容量が得られず、必要な流量調節を得るためには石礫の粒径を極端に小さくし、また貯水容量を大きくするために、横工の高さを高くしなければならない。粒径を小さくすると上流からの流出土砂による“つまり”が早まり、高さを高くすると横工の外力に対する安定性が悪くなり、構築がむずかしくなる。このような場合には沢川に横工を数多く階段状に構築して、1つ1つの横工の貯水容量は小さいが、合計貯水容量を大きくして全体の流量調節

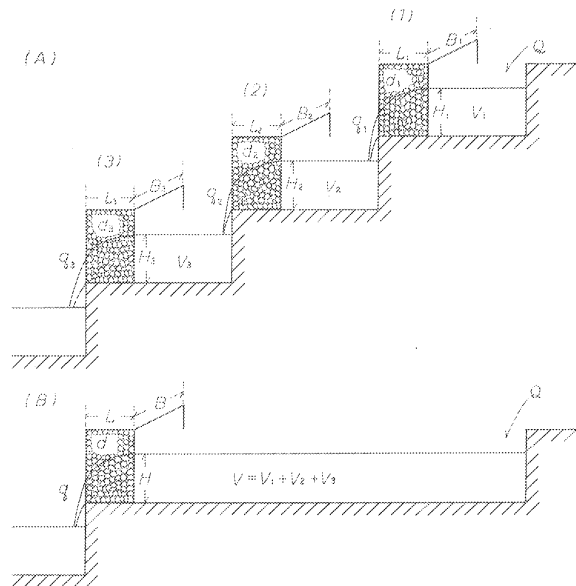

 (A) 階段状配置 Tiers arrangement
 (B) 単独配置 Single arrangement

Fig. 14 模型透水性砂礫堆積横工の階段状配置と単独配置の概略図

Schematic diagrams of single and tiers arrangement of permeable gravel-fill dam models.

Table 10. 階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工のピーク流量調節効果
(3基の貯水容量が同じ場合)

Peak discharge control effects of three permeable gravel-fill dam models, holding same storage capacity, arranged in tiers

透 水 係 数 k Coefficient of permeability (cm/sec)			調 節 率 Control rate (%)		
横 工 番 号 No. of dam model			ρ_1	ρ_2	ρ_3
No. 1	No. 2	No. 3			
20	10	5	11.3	25.7	50.7
20	5	10	11.3	39.7	49.7
10	20	5	20.0	25.3	49.7
10	5	20	20.0	45.3	49.7
5	20	10	34.0	38.7	49.3
5	10	20	34.0	44.3	49.0

Table 11. 階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工のピーク流量調節効果
(3基の貯水容量が異なる場合)

Peak discharge control effects of three permeable gravel-fill dam models, holding different storage capacity, arranged in tiers

透 水 係 数 k Coefficient of permeability (cm/sec)			調 節 率 Control rate (%)		
横 工 番 号 No. of dam model			ρ_1	ρ_2	ρ_3
No. 1	No. 2	No. 3			
20	10	5	4.3	11.3	38.7
20	5	10	2.7	16.3	31.0
10	20	5	5.3	8.0	37.3
10	5	20	5.3	17.7	24.7
5	20	10	10.0	8.7	25.0
5	10	20	10.0	13.3	20.0

率を大きくしようとするものである。

本節においては複数個の横工を階段状に構築した場合について、個々の横工に使用する石礫の粒径は、その上流側の貯水容量あるいは流況との関連でどの程度の大きさの石礫が適当か、また、上流のものと下流のものとで粒径を変えることが、調節率にどのような影響を及ぼすかを2, 3の場合について計算によって調べた。

(1) 階段状に配置された横工ごとの石礫粒径の使い分けと機能

Fig. 14 (A) のように溪川に横工を3基構築したとして、それぞれの横工の貯水池の水面積を同じ 2×10^4 (cm²) とし (この場合、貯水容量 $V = 20 \cdot H$ (l), H は貯水池の水位 cm), 横工の厚さ $L_1 = L_2 = L_3 = 50$ cm, 横工の幅 $B_1 = B_2 = B_3 = 100$ cm とした。横工の透水係数 k を 5, 10, 20 cm/sec の3種類として、この透水係数をもつ粒径の石礫を横工 1, 2, 3 に種々の組合せで充てんしたとして、最下流の横工 3 からのピーク流量 q_{3max} を計算によって求め、比較した。この場合の横工特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ は $k = 5$ cm/sec のとき約 71, 10 cm/sec のとき約 141, 20 cm/sec のとき約 283 である。流入ハイドログラフ

の形は Fig. 9 と同じように三角形で、ピーク流量 $Q_{max}=30 \text{ l/sec}$ とした。また横工 1 と 2 の間、および 2 と 3 との間には横から流入はないものとする。3 種類の透水係数をもつ石礫を 3 基の横工に充てんする組合せ、たとえば 1 に大粒径、2 に中粒径、3 に小粒径といった組合せは全部で 6 種類あり、それぞれの場合の流出ハイドログラフを図式計算で求めた。その結果をまとめたのが Table 10 である。これによると、横工の貯水池水面積がそれぞれ同じであれば、横工に使用する石礫の粒径の使い分け順序には関係なく最終調節率 q_3 は同じであることがわかる。

つぎに、通常の溪川では上流の方が下流より貯水池水面積が小さく、貯水容量が小さくなるのが普通である。そこで横工の貯水池をすべて直方体とし、その水表面積を上流から下流へ向かって、 $5 \times 10^3 (\text{cm}^2)$ 、 $10 \times 10^3 (\text{cm}^2)$ 、 $20 \times 10^3 (\text{cm}^2)$ とし、貯水容量をそれぞれ上流から $V_1=5 \times 10^3 \times H (\text{cm}^3)=5 \cdot H (l)$ 、 $V_2=10 \times 10^3 \times H (\text{cm}^3)=10 \cdot H (l)$ 、 $V_3=20 \times 10^3 \times H (\text{cm}^3)=20 \cdot H (l)$ (H : 水深 cm) として、横工の高さには制限がないものと仮定して計算する。また流入ハイドログラフ、使用する石礫の粒径（透水係数 k ）、横工の幅 B 、厚さ L などは上述のものと同じとする。計算の結果を Table 11 に示す。Table 10 と異なり、最終調節率 q_3 は 20.0~38.7% と大幅に相違していることがわかる。一般的にいえることは、当然のことながら貯水容量の大きな場所には透水係数の小さい横工を構築した方が、調節率が大きくなっていることがわかる。つまり、下流の方に透水係数の小さいものを使用した方が有利であることを示している。

(2) 階段状配置の場合の貯水容量と機能

Fig. 14 (A) に示した 3 基の階段状に配置された横工の貯水容量を、上流から V_1 、 V_2 、 V_3 とし、おのこの水面積を等しく、 $20 \cdot H (l)$ (H : 水深 cm) とする。また、Fig. 14 (B) は単独配置で、(A) に示した階段状配置の場合の 3 つの貯水量の合計、すなわち、貯水容量 $V=V_1+V_2+V_3=60 \cdot H (l)$ (H : 水深 cm) と仮定し、双方の流量調節効果を図式計算から比較した。(A)、(B) とも横工の幅 $B=B_1=B_2=B_3=100 \text{ cm}$ 、厚さ $L=L_1=L_2=L_3=50 \text{ cm}$ 、透水係数 $k=k_1=k_2=k_3=10 \text{ cm/sec}$ 、横工特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L}) \approx 141$ である。また、おのこの横工間には横からの流入はないものとし、横工の高さにも制限がないものとする、流入ハイドログラフは前述と同様とした。

図式計算の結果、それぞれの流出ハイドログラフは Fig. 15 の q 、 q_1 、 q_2 、 q_3 のようになった。(A) の場合の最終調節率は 45.0%，(B) の場合の調節率は 56.0% で、(B) の場合の方がかなり大きな値を示した (Table 12)。すなわち、同じ貯水池水面積で、使用する石礫の粒径が同じ場合には、それを階段状に横工を構築して分割するよりも分割しない方が、流量調節効果が大きいことが明らかになった。横工に使用する石礫の体積は明らかに (B) の場合の方が小さく、この点でも (B) の方が有利である。しか

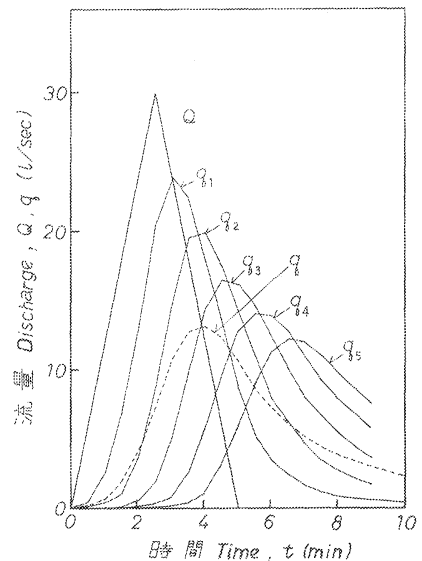


Fig. 15 同容量の貯水池をもった階段状配置と単独配置の模型透水性砂礫堆積横工による流量ハイドログラフの変化の比較

Comparison between changes in discharge hydrograph with the control by a single permeable gravel-fill dam model and by three ones arranged in tiers, both holding same storage capacity.

Table 12. 単独の模型透水性砂礫堆積横工のピーク流量調節効果と階段状に配置された3基のそれとの比較

Comparison between peak discharge control effects of a single permeable gravel-fill dam model and those of three ones arranged in tiers

	ピーク流量 Peak discharge (l/sec)	調節率 Control rate ϕ (%)	最高水位 Highest water stage H_{max} (cm)	最大貯水量 Max. storage capacity V_{max} (l)
Q_{max}	30			
q_{max}	13.2	56.0	46.0	2,760
q_{1max}	24.0	20.0	70.0	1,400
q_{2max}	20.0	33.3	62.0	1,240
q_{3max}	16.5	45.0	55.0	1,100
q_{4max}	14.1	53.0	49.0	980
q_{5max}	12.3	59.0	45.0	900

し、(A)の場合にはピーク流量の発生時を遅らせる効果はある。また、横工の個数を増やして q_4 , q_5 , ..., q_n を求め、 $q_{max}=q_n$ となったときの n を求めると、Fig. 15の q_4 , q_5 のようになった。 $q_{4max}=14.1$ l/sec $>$ $q_{max}=13.2$ l/sec $>$ $q_{5max}=12.3$ l/sec で n は $4 < n < 5$ となった。すなわち、階段状に横工を構築した場合には横工の個数も多く、貯水容量も1基の場合に比較してかなり大きくしないと、同じ流量調節

効果が得られないことが明らかになった。いま、ピーク時の最大貯水量 V_{max} を計算すると Table 12 の右端欄に示したようになり、(B)の場合には2,760 lであるのに対して、(B)の場合と大体同じ調節率が得られた q_5 までの V_{max} を合計すると5,620 lで、(B)の場合の約2倍近い貯水容量がないと同じ調節率が得られないことになる。

つぎに、貯水容量は同じで、(B)の場合と同じ調節率を得るためには、3基の横工特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ をどのような値にすればよいか検討した。 B と L は前と同じ値で一定とし、使用する石礫の粒径（すなわち、透水係数 k ）を変えてみる。(B)の場合と同じ粒径では上述のように横工の数を増やさなければならないので、当然3基の横工で(B)の場合と同じ調節率を得るには、粒径を小さくして、透水係数を低下させ、上流側に貯水させればよいことになる。このようにすれば、貯水位は上昇する。貯水量は水位の関数であるから、したがって貯水容量が大きくなることになる。

(B)の場合の調節率 $\phi=56.0\%$ を3基の横工のおおのに、均等に $1/3$ ずつの調節率を受けもたせようとする、横工1の調節率 $\phi_1=56.0 \times (1/3)=18.7\%$ 、横工2の調節率 $\phi_2=56.0 \times (2/3)=37.3\%$ 、横工3の調節率 $\phi_3=$

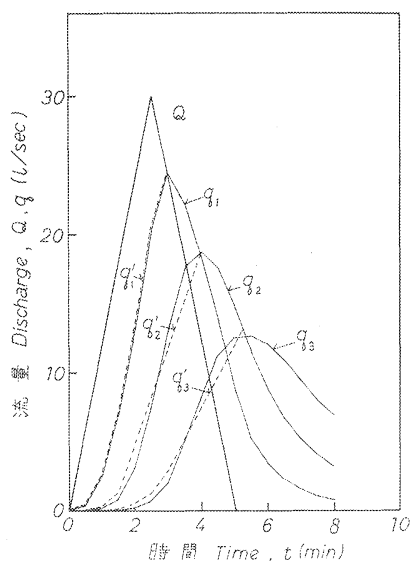


Fig. 16 単独配置と同じピーク流量調節率をうるよう階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工による流量ハイドログラフの変化

Changes in discharge hydrograph with the control by three permeable gravel-fill dam models arranged in tiers to be given the same peak discharge control effect as a single model.

Table 13. 階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工の特性値の計算
Calculating characteristic indexes of permeable gravel-fill
dam models arranged in tiers

(1) 横工 1 No. 1 model

時間 Time	Q	$\bar{Q}$	Δt	$\bar{Q} \cdot \Delta t$	q_1'	$\bar{q}_1'$	Δt	$\bar{q}_1' \cdot \Delta t$	$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 145$		
									Q	H	V_{145} $\frac{20H}{20H}$
分 秒	(l/sec)	(l/sec)	(sec)	(l)	(l/sec)	(l/sec)	(sec)	(l)	(l/sec)	(cm)	(l)
min. sec.											
0	0.0	3.0	30	90	0.0	0.2	30	6	25	70	1,400
30	6.0	9.0	30	270	0.4	1.55	30	46.5	20	61	1,220
1	12.0	15.0	30	450	2.7	4.85	30	145.5	15	50	1,000
30	18.0	21.0	30	630	7.0	10.1	30	303	10	38	760
2	24.0	27.0	30	810	13.2	16.85	30	505.5	8	33	660
30	30.0	27.0	30	810	20.5	22.45	30	673.5	6	27	540
3	24.0				24.4				4	20.5	410
計 Total				3,060				1,680	2	13	260
									1	5.3	166
$\Sigma \bar{Q} \cdot \Delta t - \Sigma \bar{q}_1' \cdot \Delta t = 3,060 - 1,680 = 1,380$									$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 145$		
$H_{max} = \frac{1,380}{20} = 69.0 \text{ cm}$									$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 145$		
$q_{1max} = 24.39 \text{ l/sec}$									$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 145$		
									B (cm)	100	
									L (cm)	50	
									k (cm/sec)	10.2	
									d_m (mm)	3.8	

(2) 横工 2 No. 2 model

時間 Time	q_1	$\bar{q}_1$	Δt	$\bar{q}_1 \cdot \Delta t$	q_2'	$\bar{q}_2'$	Δt	$\bar{q}_2' \cdot \Delta t$	$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 105$		
									Q	H	V_{105} $\frac{20H}{20H}$
分 秒	(l/sec)	(l/sec)	(sec)	(l)	(l/sec)	(l/sec)	(sec)	(l)	(l/sec)	(cm)	(l)
min. sec.											
0	0.0	0.2	30	6.0	0.0	0.0	30	0.0	20	76	1,520
30	0.4	1.55	30	46.5	0.0	0.15	30	4.5	18	70	1,400
1	2.7	4.85	30	145.5	0.3	0.85	30	25.5	16	65	1,300
30	7.0	10.2	30	306.0	1.4	3.05	30	91.5	14	60	1,200
2	13.4	16.9	30	507.0	4.7	6.45	30	193.5	12	54	1,080
30	20.4	22.45	30	673.5	8.2	10.0	30	300.0	10	47.5	950
3	24.5	23.4	30	702.0	11.8	13.55	30	406.5	8	41	820
30	22.3	20.25	30	606.5	15.3	17.05	30	511.5	6	34	680
4	18.2				18.8				4	25.5	510
計 Total				2,994.0				1,533.0	2	16.5	330
									1	10.2	204
$\Sigma \bar{q}_1 \cdot \Delta t - \Sigma \bar{q}_2' \cdot \Delta t = 2,994.0 - 1,533.0 = 1,461.0$									$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 105$		
$H_{max} = \frac{1,461.0}{20} = 73.1 \text{ cm}$									$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 105$		
$q_{2max} = 18.81 \text{ l/sec}$									$B \cdot (k/\sqrt{L}) = 105$		
									B (cm)	100	
									L (cm)	50	
									k (cm/sec)	7.4	
									d_m (mm)	2.2	

(3) 横工 3 No. 3 model

時間 Time 分 秒	q_2	$\bar{q}_2$	Δt	$\bar{q}_2 \cdot \Delta t$	q_3'	$\bar{q}_3'$	Δt	$\bar{q}_3' \cdot \Delta t$	$B(k/\sqrt{L})=64$		
	(l/sec)	(l/sec)	(sec)	(l)	(l/sec)	(l/sec)	(sec)	(l)	Q (l/sec)	H (cm)	V_{64} $\frac{20H}{20H}$ (l)
min. sec.											
0	0.0				0.0				20	105	2,100
30	0.0	0.0	30	0.0	0.0	0.0	30	0.0	18	98	1,960
1	0.2	0.1	30	3.0	0.0	0.0	30	0.0	16	90	1,800
30	0.8	0.5	30	15	0.2	0.1	30	3.0	14	84	1,680
2	3.1	1.95	30	58.5	0.6	0.4	30	12	12	75	1,500
30	7.4	5.25	30	157.5	1.3	0.95	30	28.5	10	65.5	1,310
3	13.2	10.3	30	309	3.0	2.15	30	64.5	8	58	1,160
30	17.7	15.45	30	463.5	5.1	4.05	30	121.5	6	47	940
4	18.8	18.25	30	547.5	7.4	6.25	30	187.5	4	35.5	710
30	17.6	18.2	30	546	9.7	8.55	30	256.5	2	23	460
5	14.9	16.25	30	487.5	12.0	10.85	30	325.5	1	14	280
15	13.2	14.05	15	210.75	13.2	12.6	15	189.0			
計 Total				2,798.25				1,188.0			
$\Sigma \bar{q}_2 \cdot \Delta t - \Sigma \bar{q}_3' \cdot \Delta t = 2,798.25 - 1,188.0 = 1,610.25$									B (cm) 100		
$H_{max} = \frac{1,610.25}{20} = 80.5 \text{ cm}$									L (cm) 50		
$q_{3max} = 13.2 \text{ l/sec}$									k (cm/sec) 4.5		
									d_m (mm) 1.0		

56.0%となる。したがって、それぞれのピーク流量は $q_{1max} = Q_{max}(1 - \varphi_1) = 30(1 - 0.187) = 24.4 \text{ l/sec}$, $q_{2max} = 30(1 - 0.373) = 18.8 \text{ l/sec}$, $q_{3max} = 30(1 - 0.560) = 13.2 \text{ l/sec}$ となる。横工 1 による流出ハイドログラフ q_1 を求めるには、流入ハイドログラフ Q 上の減水部分に Fig. 16 に示すように、上記の q_{1max} をとり、これと原点を結ぶ曲線 q_1' を横工 1 の仮定流出ハイドログラフとし（この場合、原点と q_{1max} を直線で結ぶよりは、Fig. 15 の結果をとり入れると q_1' のように曲線にした方が q_1 への接近が早い。しかし、既知のハイドログラフがない場合には、2-3-1 で述べたように直線で結び、これを数回繰返し、逐次 q_1 への接近を試みればよい）、これと流入ハイドログラフ Q との差を $q_{1max} = 24.4 \text{ l/sec}$ まで計算すると Table 13 (1) のようになり、これから $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を計算すると 145 となった。この $B \cdot (k/\sqrt{L})$ が決まれば、前述したように CHENG の図式解法から実際の流出ハイドログラフ q_1 は、Fig. 16 のように計算される。このようにして横工 2 の $B \cdot (k/\sqrt{L})$ は 105、横工 3 の $B \cdot (k/\sqrt{L})$ は 64 となった。実際の計算によると $q_{3max} = 12.7 \text{ l/sec}$ となり、 $\varphi_3 = 57.7\%$ で初期の目的が達せられた。この場合の各横工の透水係数および粒径は、Table 13 (1) ~ (3) の右下隅に示したように、横工 1 は (B) の場合と同じであるが、2, 3 は相当小さくしないと (B) と同じ調節率が得られないことがわかった。この場合にもピーク時の最大貯水量の合計値 V_{max} を計算すると約 4,450 l となり、(B) の場合に比較して約 1.6 倍も必要になることがわかった。

つぎに、実験水路における模型実験の結果について述べる。前記と同じ実験水路を 7° に傾斜させ、横工を水路の上、中、下流の 3 個所に設置してそれぞれ貯水できるポケットを作り、既知のハイドログラフで水を流し、それぞれの横工を通過流出するハイドログラフを、自記水位計で記録した水位から (9) 式

を用いて求めた。一方、図式解法より求めた流出ハイドログラフとの比較を試みた。多数の実験を行ったが、そのうち Table 14 に示す 2 例だけについて述べる。実験 1 は流入ハイドログラフのピークが 1 つの場合、実験 2 は複数のピークの場合である。横工の番号を上流側から 1, 2, 3 とすると、それぞれの貯水容量曲線は Fig. 17 に示すようになった。

実験 1 の結果は Fig. 18 の q_1 , q_2 , q_3 の実線で示した流出ハイドログラフになった。 q_1 は横工 1,

q_2 は横工 2, q_3 は横工 3 のそれぞれの流出ハイドログラフである。一方、図式計算から求めた流出ハイドログラフは、点線で示すような形になった。計算値と実験値との比較における流出ハイドログラフの上昇部、下降部のズレは 2-3-1 で述べたように、水位が変動するために自記水位計に遅れができたこと、また計算値では流入した水が横工 1, 2, 3 に到達する時間を考えに入れていないという理由によるものであろう。ピーク流量については Table 15 に示すように、実験値と計算値とはほとんど差がないことがわかった。した

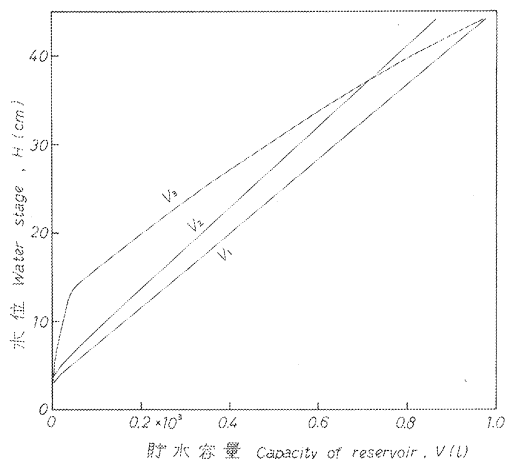


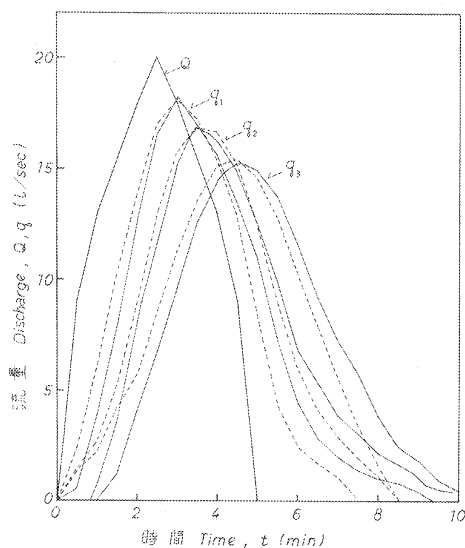
Fig. 17 階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工の貯水容量曲線

Relations between storage capacity and water stage of reservoirs of three permeable gravel-fill dam models arranged in tiers.

Table 14. 実験に用いられた模型透水性砂礫堆積横工の諸要素

Factors of permeable gravel-fill dam models used in two experiments

模型横工の要素 Factors of dam model	実験 1, 2 Experiment 1 and 2
平均粒径 d_m (mm) Mean diameter of gravel	12.5
透水係数 k (cm/sec) Coefficient of permeability	21.0
厚さ L (cm) Thickness	20
幅 B (cm) Width	56.6
傾斜 θ ($^\circ$) Inclination of flume bed	7
特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L \cos \theta})$ Characteristic index of permeable gravel-fill dam model	267



q_1, q_2, q_3 { — 実験値 Observed hydrograph
..... 計算値 Calculated hydrograph

Fig. 18 階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工による流量ハイドログラフの変化および実験値と計算値の比較
Changes in discharge hydrograph with the control by three permeable gravel-fill dam models arranged in tiers and comparisons between observed and calculated hydrographs.

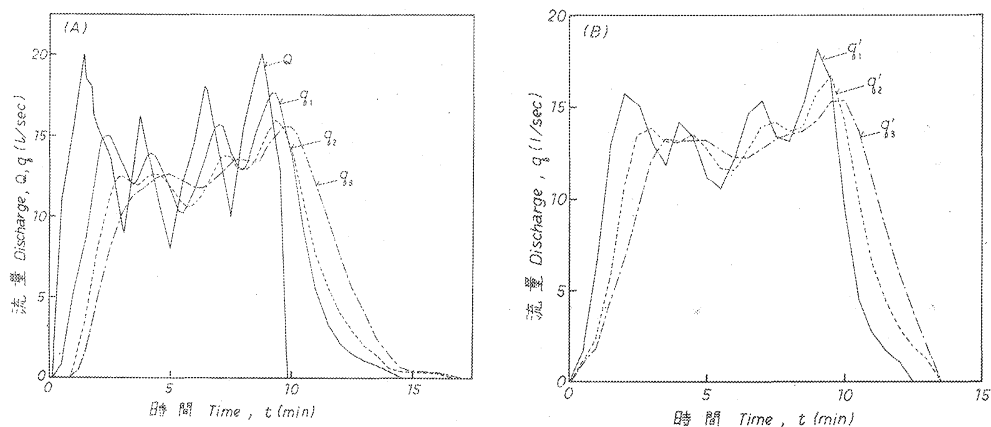


Fig. 19 階段状に配置された3つの模型透水性砂礫堆積横工による流量ハイドログラフの変化, 流入ハイドログラフが複数のピークをもつ場合
Changes in discharge hydrograph with the control by three permeable gravel-fill dam models arranged in tiers, in case of inflow hydrograph with plural peak.

がって、流水の横工への到達時間を考えに入れば、実際の場合においても図式計算によって流出ハイドログラフを求めても、大きな差がないことがわかった。

実験2の結果は実験値を Fig. 19 (A)、図式計算による計算値を Fig. 19 (B) に示した。この場合には流出ハイドログラフを上昇部、下降部およびピーク部にわけると実験値と計算値は相当に値が異なる。これも水位の変動のために自記水位計の遅れが影響しているためであろう。しかし、Table 15 の実験2の欄に示したピーク流量（ピーク中最大のものを示した）については、実験値と計算値には大差がないことがわかり、総流入量、総流出量の間にも大差がないことが判明したので、実際の場合についてもこの図式計算による方法を使用しても大差がないであろう。

また、横工3を透過した流出ハイドログラフと流入ハイドログラフとを比較すると、ピークがカットさ

Table 15. 階段状に配置された模型透水性砂礫堆積横工のピーク流量
調節効果 (実験結果)

Peak discharge control effects of three permeable gravel-fill dam models arranged in tiers, in No. 1 and No. 2 experiments

流入 Inflow	ピーク流量 (l/sec) Peak discharge		実験 1 Experiment 1			実験 2 Experiment 2		
	横工番号 No. of dam model		No. 1	No. 2	No. 3	No. 1	No. 2	No. 3
流出 Outflow	実験 Observed	ピーク流量 (l/sec) Peak discharge	18.2	16.8	15.2	17.7	15.9	15.7
		調節率 ϕ (%) Control rate	9.0	16.0	24.0	11.5	20.5	21.5
	計算 Calculated	ピーク流量 (l/sec) Peak discharge	18.2	16.7	15.4	18.1	16.6	15.4
		調節率 ϕ (%) Control rate	9.0	16.5	23.0	9.5	17.0	23.0

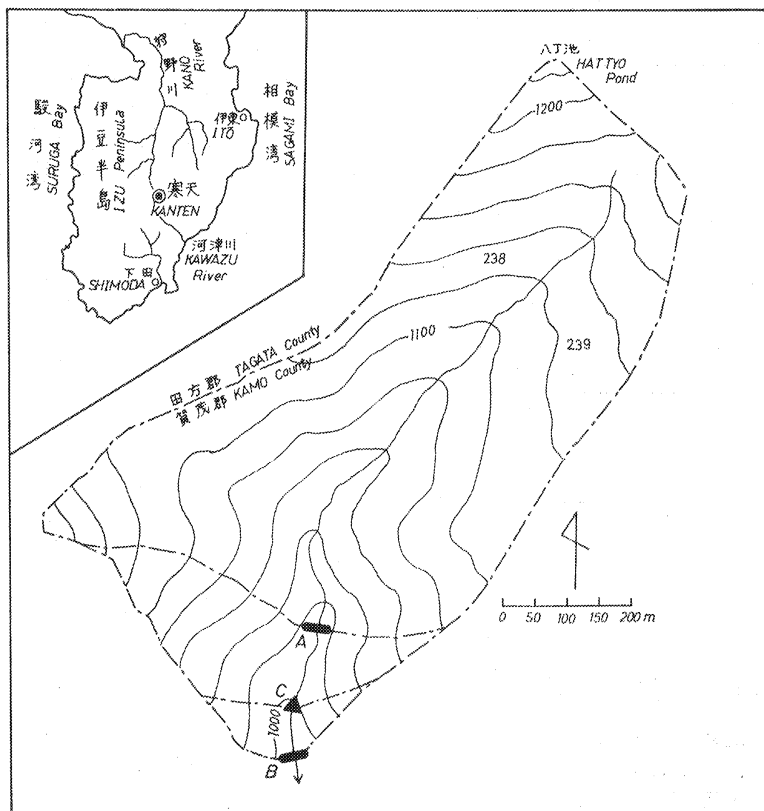
れて平滑になっていることがわかり、これはこの種の横工の効果の1つと考えられ、横工の規模が大きければ、洪水ピークの調節にかなり役立つものと思われる。

3. 現 地 試 験

模型透水性砂礫堆積横工を実際の溪川に構築して、流量調節機能が確かめられた。この試験は1965年度から1967年度までの林野庁治山事業調査費による拡水法試験の一部として、東京営林局河津営林署管内で行なわれたもので、その概要はすでに報告されている⁹⁾。この試験で、前節までに述べてきた透水性横工が浸透池法の試験の中であわせて検討された。

3-1. 試験方法

試験流域を設定し、前期期間として、その溪川に透水性横工を構築する予定地点の上流と下流にそれぞれ量水路をもうけ、流量観測を行ない、上、下量水路における流量の対応関係が判明した後に、後期期間として透水性横工を構築して、上、下量水路における流量の対応関係の変化やハイドログラフの変化などによって透水性横工の流量調節機能の判定を試みた。



- A: 上流量水路 Upper gaging channel
- B: 下流量水路 Lower gaging channel
- C: 透水性砂礫堆積横工 Permeable gravel-fill dam

Fig. 20 試験流域

Experimental watershed.

3-2. 試験流域

試験流域は Fig. 20 に示すとおり、東京営林局河津営林署管内、静岡県賀茂郡河津町河津国有林 238、239 林班内（寒天）に設定した。この流域は天城山脈の南側で、寒天林道の終点付近、標高約 1,000 m の南向き緩斜面で河津川の水源地帯である。天城山脈は富士火山脈に属する死火山で、天城火山群では一般に輝石安山岩、一部に凝灰岩がみられる。流域付近は湯ヶ島層群 A とよばれる変朽安山岩と古期礫岩、新期火山放出物である浮石質の凝流とからなっている。

この地帯は温帯北部に属し、標高約 800 m 以上はブナを主とする広葉樹林であるが、本試験流域付近はスギ・ヒノキの人工林（林齢 6～27 年：1965 年）である。土壌は一般に礫質壤土で腐植に富み、地味良好で林木の生育も良好である。

試験流域の流域条件を Table 16 に示した。ほぼ長方形で、面積は上流量水路地点で 40.47 ha、横工施工地点で 46.31 ha、下流量水路地点で 47.66 ha であり、他の条件も、それぞれの地点で大差がない。

Table 17. 試験流域付近の
Monthly precipitation at the

年 Year	観測所 Station	1	2	3	4
1965	寒天 KANTEN 天城山 AMAGISAN	*	*	*	*
1966	寒天 KANTEN 天城山 AMAGISAN	(47) *	(135) *	413 *	462 *
1967	寒天 KANTEN 天城山 AMAGISAN	207 *	78 *	(274) *	(215) *
1968	寒天 KANTEN 天城山 AMAGISAN	93 *	102 *	487 *	238 *
1969	寒天 KANTEN 天城山 AMAGISAN	189 *	231 *	336 *	300 *
天城営林署観測所における1945年～1959年までの15 年間の平均 Mean monthly precipitation from 1945 to 1959 at weather station of AMAGI District Forestry Office		124	152	254	273

注) 寒天：本試験流域の3か月巻自記雨量計による値。

Note) KANTEN: Observed values by long term precipitation gage at the experimental watershed.

天城山：静岡測候所、天城山無線雨量計による値(気象月表)、場所：賀茂郡上河津村、N 34° 50.3', E 138°

AMAGISAN: Observed values by AMAGISAN robbot precipitation gage of SHIZUOKA Meteo-
N 34° 50.3', Longitude: E 138° 58.3', Elevation: 1,236 m.

天城営林署観測所：N 34° 53', E 138° 56', 海拔高 215 m.

Location of AMAGI District Forestry Office: Latitude: N 34° 53', Longitude: E 138° 56', Eleva-

(): 欠測のあることを示す。Shows partial lack of measurement.

* : 冬期間の観測休止を示す。Shows cessation of measurement during winter season.

Table 16. 試験流域の流域条件
Topographical condition of experimental watershed

流域条件 Topographical condition	上流量水路地点 Upper gaging station	横工施工地点 Permeable dam	下流量水路地点 Lower gaging station
流域面積 (ha) Area	40.47	46.31	47.66
流域平均幅 (km) Mean width	0.47	0.40	0.39
流域平均高度 (m) Mean altitude	1,118	1,110	1,104
流域集中度 Compactness	0.79	0.85	0.79
形状係数 Form factor	0.40	0.35	0.32
形状比 Form ratio	0.71	0.67	0.64
レリーフ・レシオ Relief ratio	0.21	0.20	0.19

月別降水量 (mm)
experimental watershed

5	6	7	8	9	10	11	12	年降水量 Annual precipitation
*	(526)	490	384	457	*	323	117	—
495	747	429	502	509	274	147	22	(4,182)
(257)	688	(449)	494	512	256	*	*	—
(111)	(341)	(238)	291	173	229	334	30	(2,521)
*	305	488	(—)	(158)	(108)	*	*	—
376	(165)	1,481	643	73	(121)	(81)	483	(4,343)
(496)	(—)	1,229	686	(—)	(—)	(—)	*	—
367	(365)	(42)	579	192				(2,601)
262	(—)	(—)	(—)	(—)				—
291	399	353	394	474	304	198	112	3,328

58.3°, 海拔高 1,236m.

rological Observatory. Location : KAWAZU Village, KAMO County, SHIZUOKA Prefecture. Latitude :

tion : 215 m.

流域付近の降水量は、下流量水路から約 50 m はなれた伐跡地に 3 か月巻自記雨量計を設置して、1965 年 11 月から観測が開始された。

月別降水量を Table 17 に示す。本試験に用いられた 3 か月巻自記雨量計による測定値を寒天という欄に、静岡測候所天城山無線雨量計による測定値を天城山という欄に、また天城営林署の観測所における 15 年間の平均値を最下欄に示した。

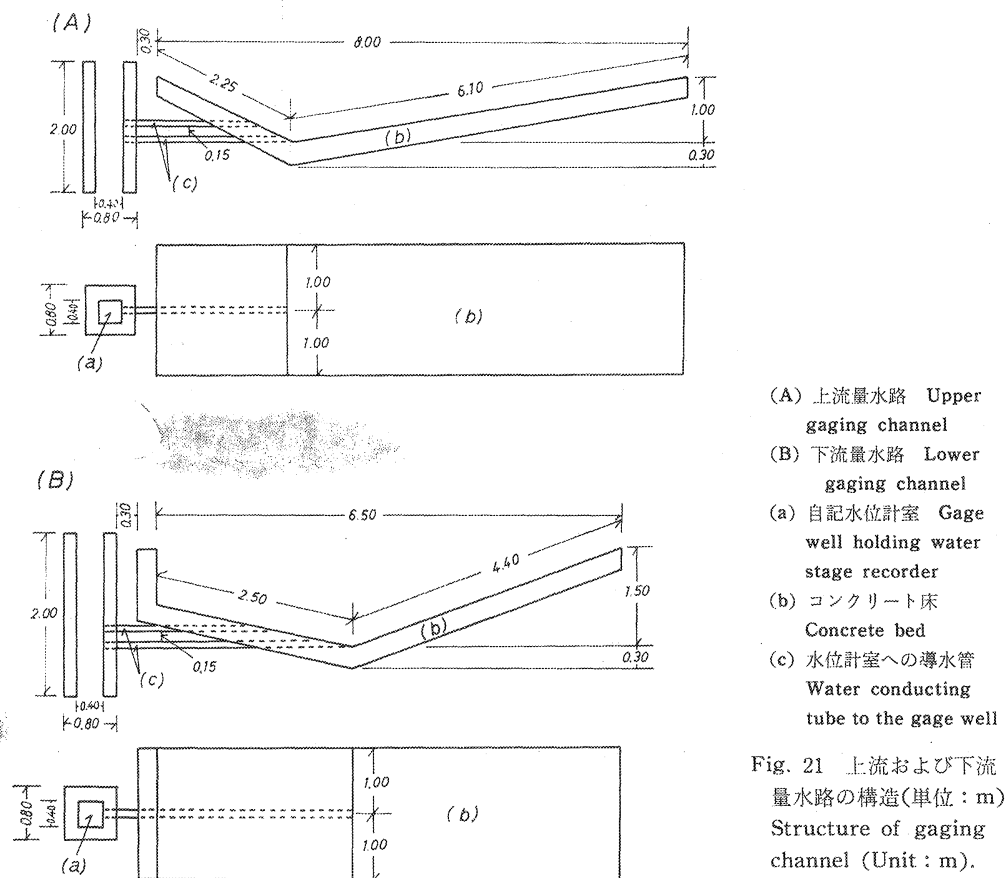
1965 年から 1969 年までの観測期間中、最大年降水量は 1968 年で、欠測期間があるにもかかわらず 4,300 mm 以上、天城営林署の観測所における 15 年間の平均年降水量でも 3,300 mm 以上という多雨地帯である。また、本試験期間（欠測をのぞく）の最大日雨量（日界 9 時～9 時）は 1968 年 7 月 29 日の 351 mm、最大 1 時間雨量は 1966 年 9 月 24 日、23 時～24 時の 63 mm であった。

3-3. 試験設備

3-3-1. 上流および下流量水路の構造

上流量水路は横工施工地点の上流約 130 m、下流量水路は下流約 80 m の地点に設けられた。

上流および下流量水路の構造を Fig. 21 に示す。量水路は厚さ約 30 cm のコンクリートを溪床の形状にそって、断面を三角形に構築したもので、量水路の中央部から図に示すように直径 11.4 cm の塩化ビニールパイプ 2 本で、水位計室に導水するようになっている。量水路のこのような構造のために、この量



水路を流れる水は地表水だけで、伏流した水はこの量水路では測定できない。したがって後述するように、この量水路で測定した1出水の流出率は最大でも17%前後であった。また、上、下量水路の上流側は自然溪床で湛水池がないため、増水時には土砂、転石などが量水路に堆積することがあった。

水位の観測は1965年10月15日から開始された。観測に使用した水位計は1965年10月～1967年4月までは1か月巻自記水位計を使用した。が、時計部分の故障が多く、1967年5月からは1週間巻自記水位計を使用した。さらに1968年9月より3か月巻日最高最低水位計が使用された。

上、下量水路における水位と流量関係を Fig. 22 に示す。上流量水路における流水は降雨中あるいは降雨終了直後だけしかみられないので、流量を決めるための流速の測定が全期間中でわずか4回測定できたにすぎず、その信頼性も小さい。したがって、上流量水路の水路断面は下流量水路のそれに似ているので、上流量水路における流量計算は下流量水路の水位と流量との関係で代用することにした。下流量水路における流速はピート管、浮子などを使用して測定され、1967年までに22回行なわれ、それから求めた水位—流量式は流量 Q (l/sec)、水位 H (cm) とすると

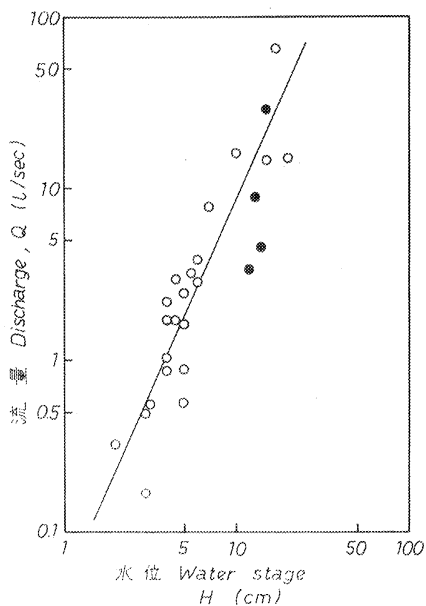
$$Q = 4.71 \cdot 10^{-2} \cdot H^{2.28} \quad (H \leq 65 \text{ cm})$$

であった。以後の流量計算にはすべてこの式を用いた。上流量水路については信頼できる水位—流量式が求められなかったので、上、下量水路の流量関係を解析する場合には、すべて両者の比で比較することにした。

3-3-2. 透水性砂礫堆積横工の構造

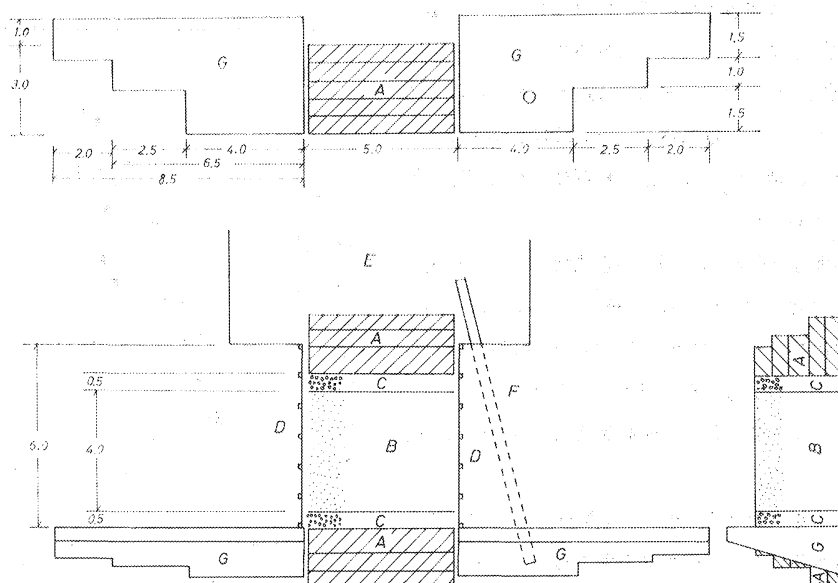
Fig. 23 に示すように全長 22m で、中央部 5 m だけ開口したコンクリートえん堤が量水路と同時に構築された。中央の開口部には上、下量水路における流量の対応関係が得られた後に、透水性横工として砂が充てんされた。砂が選ばれたことについては後述する。砂は高さ 3 m、奥行 5 m のうち中央部 4 m に充てんされ、その上流側と下流側には、粒径 3～5 cm の砕石を厚さ 0.5 m ほど充てんして砂の流亡をふせぎ、さらにその外側にふとん蛇籠を積み上げてこの横工を支持した。

透水性横工に使用する透水性物質の粒径決定には、その充てん前の上流量水路の流量を参考にした。一連続降水量 100mm 以下でピーク流量を約10%調節することを目標においた。この透水性横工によって作られる貯水池の容量は、後述するように高さ 3 m の天端までの最大で約 65m³ と非常に小さく、一般の洪水調節池の計算のように、近似的にこの貯水容量を全流入量で除した値を調節率の推算値とすると、Table 18



● 上流量水路 Upper gaging channel
○ 下流量水路 Lower gaging channel

Fig. 22 上流および下流量水路における水位と流量との関係
Relation between water stage and discharge at upper and lower gaging channels.



A. 蛇籠 Gabion E. 貯水池 Reservoir
B. 砂 Sand F. 堅穴への導水管 Water conducting tube
C. 砂利 Gravel to the water spreading well
D. 木枠 Wood frame G. コンクリート壁 Concrete wall

Fig. 23 透水性砂礫堆積横工の構造 (単位: m)

Structure of permeable gravel-fill dam (Unit: m).

Table 18. 透水性砂礫堆積横工の透水係数の決定
Decision of coefficient of permeability of proposed
permeable gravel-fill dam

増水番号 No. of storm hydrograph	連続降水 A rainfall (mm)	上流量水路の 全流入量 Total inflow at upper gaging channel R_u ^{b)} (m³)	調節率 $\frac{65}{Ru} \times 100$ Control rate (%)	上流量水路の ピーク流量 Peak discharge at upper gaging channel P_u ^{b)} (l/sec)	10%調節後の ピーク流量 Peak discharge after control by 10% $P_u - 0.1P_u$ (l/sec)	$B \cdot \frac{k}{\sqrt{L}}$ ^{c)} Characteristic index	透水係数 Coefficient of permeability k (cm/sec)
1	123	820.5 a)	7.92	19.1	17.2	11.49	0.46
5	121	180.0	36.11	11.1	10.0	6.68	0.27
7	75	437.0	14.87	14.8	13.3	8.88	0.36
8	75	948.3 a)	6.85	29.0	26.1	17.43	0.70
14	67	493.6	13.17	13.2	11.9	7.95	0.32
平均値 Average			15.78			10.49	0.422

注) a) 上流量水路における値は欠測のため、下流量水路における全流入量を用いた。

Note) Total inflow at lower gaging channel was used as substitute for upper inflow.

b) a) 以外の R_u , P_u の値は下流量水路における水位と流量関係を用いて上流量水路の水位から算出されている。

The values of R_u , P_u , except a), were calculated from water stage-discharge relation at lower gaging channel.

c) B は横工の幅 (ここでは 500 cm), L は厚さ (ここでは 400 cm), k は透水性物質の透水係数
 B is width, 500 cm, L is thickness, 400 cm and k is coefficient of permeability of porous material for permeable dam.

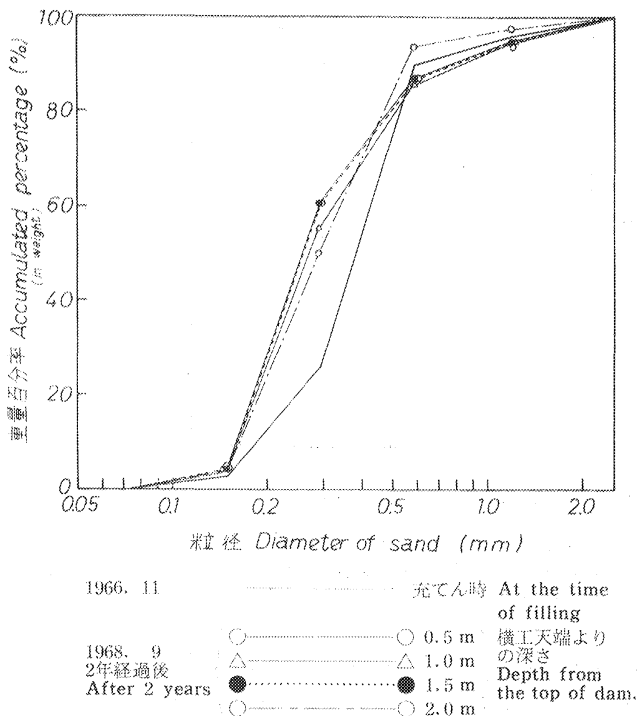


Fig. 24 透水性砂礫堆積横工に使用された砂の篩分曲線
(充填時 1966年11月)と約2年経過後の篩分曲線
Sieving curves of sand used as the porous
material of permeable gravel-fill dam and its
changes after 2 years.

(cm/sec) となった。粒径の実験範囲外ではあるが、一応この値を(3)式に代入して、混合石礫の粒径を計算すると $d_{10} \approx 0.07$ mm となり、砂程度の粒径をもった透水性物質を充てんすればよいことがわかった。そこで、現場付近で採取が容易な海砂を使用することにした。本試験に使用した海砂の篩分曲線を Fig. 24 中の充てん時という曲線で示した。これより d_{10} を求めると 0.19 mm となり、計画よりかなり大きな値となったが、これより細い砂の採取はできなかった。この海砂を上、下量水路における流量の対応関係が得られた後の1966年10月～11月にわたって充てんした。実際に充てんした砂の粒径からこの透水性横工の特性値 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ を計算すると20.5となって、計画の約2倍の値となった。

3-3-3. 貯水容量

透水性横工の流量調節機能を左右する上流側の貯水容量を Fig. 25 に示す。透水性横工に砂を充てんした当時まで、最大貯水容量は横工天端 300 cm まで 65.1 m^3 であったが、砂の充てん後の1966年11月25日の調査では急速に堆砂し、最大貯水容量は約1/2の 37.0 m^3 に減少し、予定の調節率が期待できなくなったので、1967年9月に貯水池のしゅんせつと拡大を行ない、最大貯水容量は 186.9 m^3 となった。しかし、その後も徐々に堆砂し、1968年9月に約 75 m^3 、1969年9月には約 55 m^3 に減少した。

3-4. 試験結果

試験結果を Table 19 に示す。1966年2月より1969年9月まで78回の増水記録が得られた。増水番号1

のように約7～36%、平均約16%となるが、10%の調節率を目標とした。したがって、ピーク流量を10%低下させるための、透水性物質の粒径を計算した。この場合、砂の流亡を防ぐために用いられた粒径 3～5 cm の碎石、およびふとん蛇籠の碎石は、砂の透水係数に比較してきわめて大きいので無視した。

透水性横工を透過する流量 q (l/sec) は、(8)または(9)式で与えられることはすでに述べた。式中、 H は透水性横工の貯水池の水位(cm)である。本試験においては貯水池最大水位は 300 cm で、Table 18に示した10%調節後のピーク流量 ($P_u - 0.1P_u$) を通過させなければならない(流水が横工を越流すると調節の意味がなくなる)から、 $B \cdot (k/\sqrt{L})$ は Table 18 に示した値となる。これから B 、 L を代入して k を算出して平均すると、 $k = 0.422$

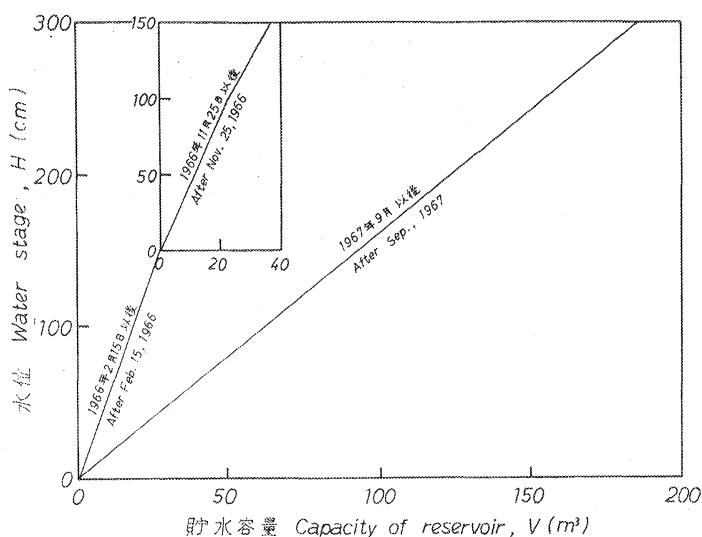
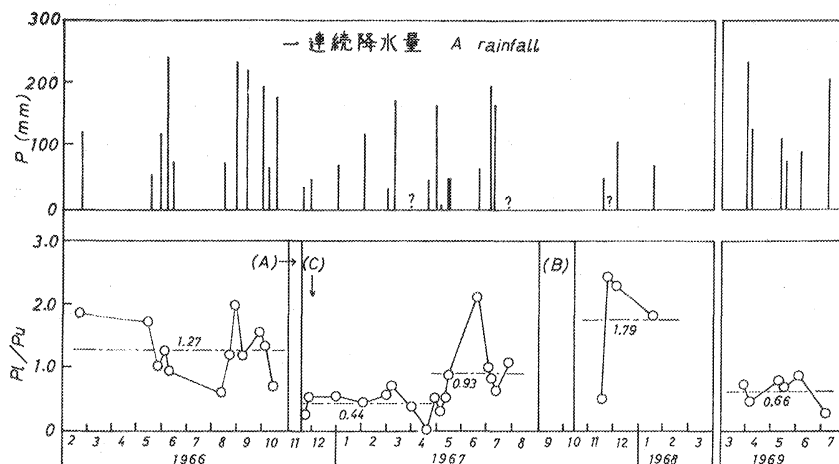


Fig. 25 透水性砂礫堆積横工上流側の貯水容量曲線
Relation between storage capacity and water stage of dam reservoir, and its changes.

～15までは透水性横工施工前、16～36までは施工後で最大貯水容量が 67m^3 から 37m^3 、さらに約 22m^3 までに減少した期間の記録、37～78までが貯水池のしゅんせつ、拡大を行なった以後の記録である。貯水池はその後徐々に堆砂し、1969年9月で約 55m^3 ほどの容量になった。使用した水位計の故障で、ピーク流量、全流出量の計算ができたものの数は少ない。



- (A) 横工の砂詰め (最大貯水容量: 65m^3) Filling sand as porous material of dam (Maximum storage capacity of reservoir: 65m^3).
- (B) 貯水池拡大工事 (最大貯水量: 187m^3) Dredging of reservoir (Maximum storage capacity of reservoir: 187m^3).
- (C) 最大貯水容量: 37m^3 Maximum storage capacity of reservoir: 37m^3

Fig. 26 透水性砂礫堆積横工施工前後の P/P_u の変化
Changes in P/P_u before and after construction of permeable gravel-fill dam.

Table 19. 透水性砂礫堆積横工施工前後の流出量、ピーク流量の比較
Comparison between storm runoff and peak discharge before and
those after construction of a permeable gravel-fill dam

増水 番号	No. of storm hydro-	増水年月日	Date	A rain- fall mm	P mm	Max. 1時間最大降水量 mm/hr	P_h mm/hr	上流量水路 ピーク流量 R_u m ³ /sec	下流量水路 ピーク流量 R_l m ³ /sec	流出量 ピーク 流量 P_l l/sec	Storm runoff, ratio, 比 R_l/R_u	Peak discharge, ratio, 比 P_l/P_u	上 流出 率 Runoff coefficient	備考	Remarks
1		1966. 2. 20~22		123	15	18	13	9	5.8	19.1	820.5	35.2	1.40		透水性横工施工 前
2		2. 22~27		74	18	—	—	—	—	—	1,194.0	49.9	3.39		
3		3. 22~26		53	13	—	—	—	—	—	1,381.0	22.1	5.47		Before const- ruction of per- meable dam
4		5. 15~21		56	9	180.0	548.5	11.1	5.8	10.0	1,047.1	10.0	3.92		
5		5. 22~28		121	9	548.5	—	11.1	11.1	11.2	1,458.6	11.2	2.53		
6		5. 29~6. 7		242	21	246.0	—	14.8	24.6	308.0	15,050.1	308.0	1.39		
7		6. 9~13		75	10	437.0	—	13.8	1,362.6	17.4	948.3	17.4	3.81		
8		8. 11~14		75	34	—	—	29.0	29.0	238	110	1.19	2.65		
9		8. 22 ~ 30		234	36	6,551.0	—	200	55.8	—	—	—	—		
10		9. 4 ~ 5		27	21	—	—	—	—	2.8	8.7	2.8	0.07		
11		9. 9 ~ 13		221	30	59.2	—	59.2	309.6	476	9,137.2	69.7	2.32		
12		9. 24~29		197	63	309.6	—	13.2	13.2	751.2	751.2	17.6	9.73		
13		10. 2 ~ 5		67	11	493.6	—	195	195	—	—	135	2.35		
14		10. 12~18		178	31	3,407.9	—	—	—	—	—	—	—		
15		11. 14~17		38	13	268.2	—	12.2	12.2	227.7	227.7	3.1	1.26		透水性横工施工 後
16		11. 25~26		51	10	157.9	—	27.8	15.6	8.7	14.9	8.7	0.76		
17		12. 23~1. 6		72	10	—	—	—	—	8.7	—	—	—		
18		1. 6 ~ 2. 21		118	30	83.3	—	5.8	197	87.5	714.5	87.5	—		
19		2. 23~3. 2		35	6	—	—	—	—	3.3	—	—	4.28		
20		3. 5 ~ 9		174	16	5,589.0	—	169.0	169.0	120.0	—	—	—		
21		3. 18~19		49	8	162.8	—	6.1	6.1	7.1	—	—	—		
22		3. 19~4. 11		44	6	122.5	—	2.8	2.8	0	—	—	—		
23		4. 20~27		163	30	6,186.5	—	291.0	291.0	13,698.6	13,698.6	154	17.63		透水性水路に おける修正さ れた値を示す
24		5. 1 ~ 2		7	3	108.3	—	3.3	3.3	54.3	54.3	1.1	1.63		Adjusted values at lo- wer gaging channel
25		5. 6 ~ 10		50	10	23.4	—	1.1	1.1	0.6	0.6	0.6	0.40		
26		5. 10~12		50	5	—	—	—	—	—	—	—	0.32		

Table 19. (つづき) (Continued)

増 番 No. of storm hydro- graph	増 水 年 月 日 Date	一連 続 降 水 量 A rain- fall	1時間最 大降水量 Max. precipi- tation	上流量水路 Upper gaging channel		下流量水路 Lower gaging channel		流出量 Storm runoff, ratio	ピーク 流量 Peak discharge, ratio	流出率 Runoff coefficient Upper gaging channel	流出率 Runoff coefficient Lower gaging channel	備考 Remarks
				流出量 Storm runoff R_u m^3	ピーク 流量 Peak discharge P_u l/sec	流出量 Storm runoff R_l m^3	ピーク 流量 Peak discharge P_l l/sec					
29	6.9 ~ 27	a) 66	—	—	7.9	—	16.8	—	2.13	—	—	貯水池のしゅん せつと拡大後 After dredg- ing of reser- voir
30	6.28 ~ 7.2	198	26	2,561.2	85.3	3,280.4	85.7	1.28	1.00	3.20	3.48	
31	7.2 ~ 3	167	33	—	316.	—	267.	—	0.84	—	—	
32	7.6 ~ 21	—	—	—	126.	7,618.6	80.8	—	0.64	—	—	
33	— ~ 21	—	—	—	26.9	2,491.1	29.3	—	1.09	—	—	
34	8.6 ~ 7	35	10	0	0	101.0	4.3	X	X	—	0.61	
35	8.21 ~ 28	171	36	—	—	4,306.1	132	—	—	—	5.28	
36	9.16	—	—	—	11.3	—	—	—	—	—	—	
37	11.12 ~ 14	53	13	305.4	20.7	631.0	10.8	2.07	0.52	1.42	2.50	
38	11.14 ~ 24	—	9	—	4.0	—	9.8	—	2.45	—	—	
39	11.29 ~ 12.7	109	17	384.4	36.1	3,965.2	84.0	10.32	2.33	0.87	6.12	
40	12.19 ~ 20	16	4	0	0	92.4	0.4	X	X	—	0.32	
41	1968. 1.7 ~ 9	21	5	0	0	88.4	1.7	X	X	—	0.88	
42	1.13 ~ 23	72	15	157.9	17.0	837.7	31.6	5.31	1.86	0.54	2.44	
43	2.24 ~ 3.6	74	17	—	—	—	121.	—	—	—	—	
44	3.8 ~ 17	60	14	—	—	2,855.6	102.	—	—	—	9.99	
45	— ~ 17	69	18	—	—	1,344.8	75.9	—	—	—	4.09	
46	3.17 ~ 22	170	14	—	—	—	78.5	—	—	—	—	
47	3.30 ~ 4.3	108	18	—	—	2,685.5	98.5	—	—	—	5.21	
48	4.28 ~ 11	—	11	—	—	—	22.9	—	—	—	—	
49	4.29 ~ 5.4	337	10	—	—	—	24.9	—	—	—	—	
50	5.4 ~ 5.8	—	19	—	—	—	79.0	—	—	—	—	
51	— ~ 13	—	5	—	—	—	9.7	—	—	—	—	
52	5.13 ~ 17	—	9	—	—	—	9.2	—	—	—	—	
53	5.17 ~ 20	153	16	—	—	—	95.8	—	—	—	—	
54	6.10 ~ 16	117	21	—	—	—	106	—	—	—	—	
55	6.16 ~ 16	—	—	—	—	—	198	—	—	—	—	
56	6.16 ~ 7.3	—	—	—	—	—	73.9	—	—	—	—	
57	—	143	14	—	—	—	86.3	—	—	—	—	

3-3-1 で述べたように、上流量水路における水位と流量の関係が得られなかったので、上流量水路における流量計算は、下流量水路における水位と流量の関係から算出した。したがって、ピーク流量の調節効果を検討する場合には、下流量水路におけるピーク流量 P_l と、上流量水路におけるピーク流量 P_u との比

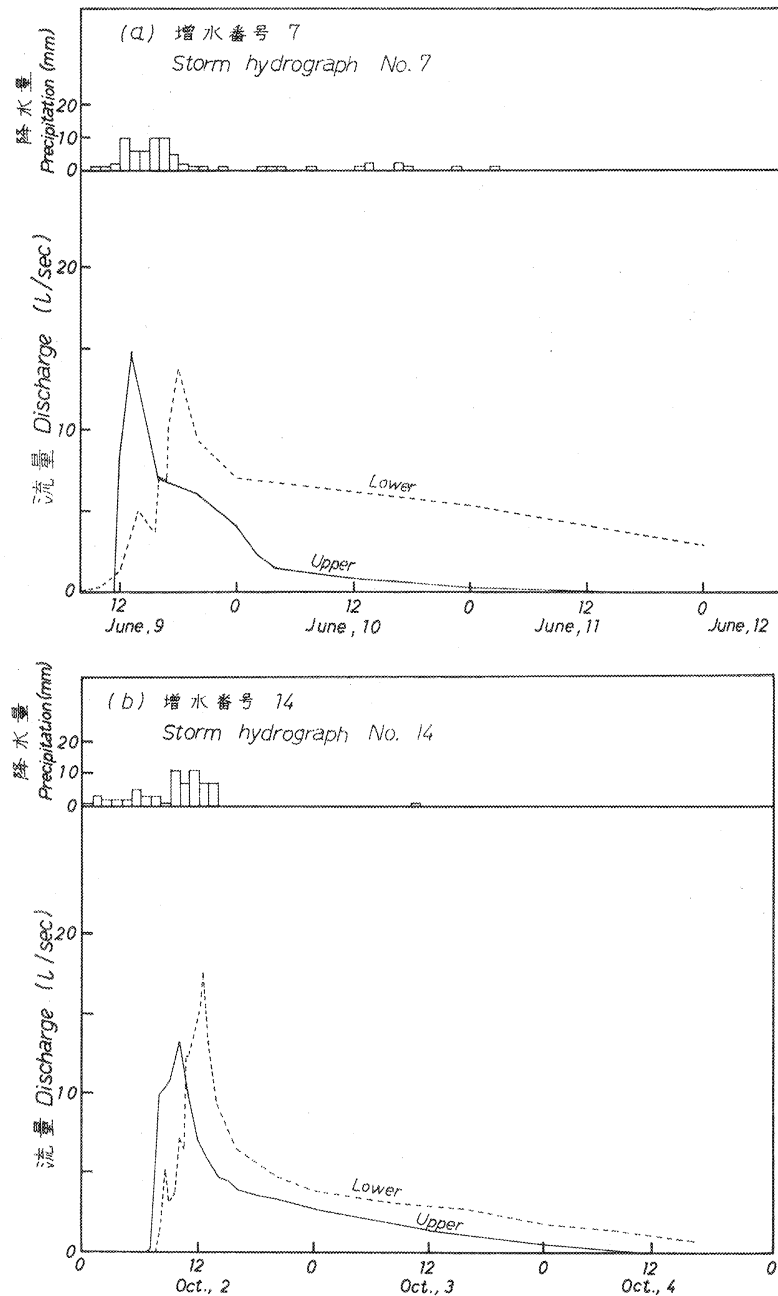


Fig. 27 透水性砂礫堆積横工施工前の増水例
Storm hydrographs before construction of permeable gravel-fill dam.

P_l/P_u について、横工施工前後の変化から調節効果を検討した。

P_l/P_u の経時的变化を Fig. 26 に示した。横工施工前における P_l/P_u の値は 0.60～1.97、平均で 1.27 となり、下流量水路におけるピーク流量の方が上流に比較してやや大きな値を示した。

横工施工前における代表的な増水例を Fig. 27 (a), (b) に示す。(a) は増水番号 7, (b) は 14 で、一連続降水量は、それぞれ 75mm, 67mm で前者の 1 時間最大降水量は 10mm, 後者は 11mm で同じようなものである。下流量水路においては両者とも基底流量をのぞいた値を示してある。(a) の基底流量は 18.8 l/sec, (b) は 8.30 l/sec であった。上流量水路では、前述したように無降雨日には流水はないため、基底流量はなかった。この水位計では時刻は正確にはわからないが、(b) の増水は降雨開始後 6 時間経った後に増水が開始している。基底流量をみると、(a) に比較して小さいことから、流域の乾湿状態のちがいによって生じた現象ではないかと思われる。また、量水路の構造から伏流水は測定できないので、これも増水開始の遅れの原因とも考えられる。ピークはこの程度の降雨でも、明確に認められる。なお、上流のピークと下流のピークの時間的な遅れは過大と思われるが、前記のように、この水位計では正確な時刻は読みとれないためと考えられ、したがって、ここでは増水ハイドログラフの形だけが検討の対象となり得る。

砂の充てん後の 1966 年 11 月～1967 年 4 月までの P_l/P_u は 0～0.71、平均 0.44 と、充てん前に比較してかなり下流量水路におけるピーク流量が低下したことがわかった。貯水容量は急速な堆砂のために 1/2 に減

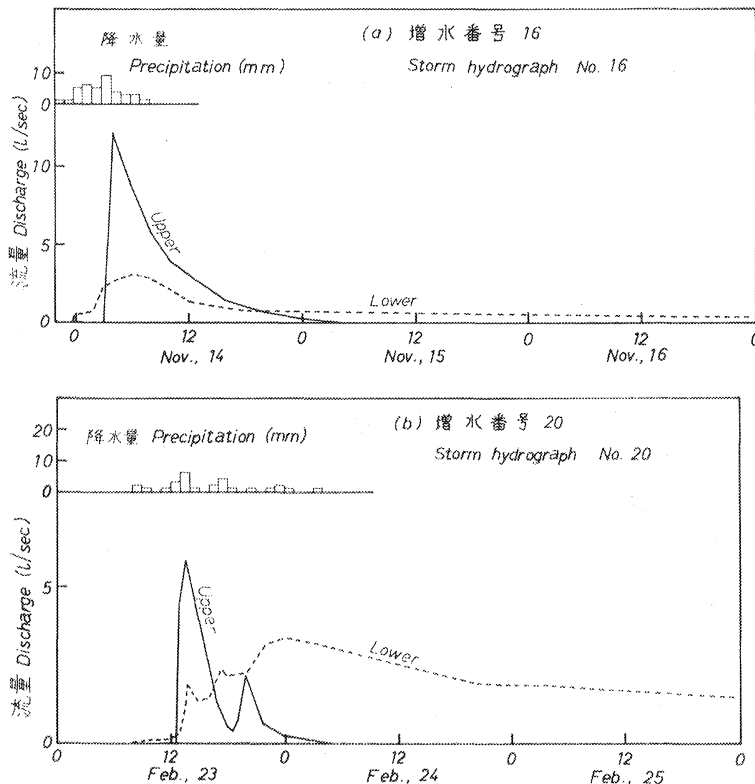


Fig. 28 透水性砂礫堆積横工施工後の増水例 (1)

Storm hydrographs after construction of permeable gravel-fill dam (1).

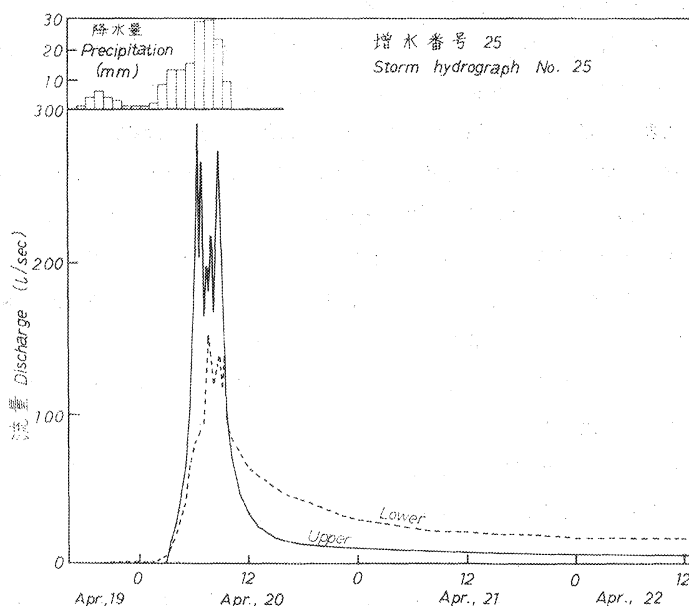


Fig. 29 透水性砂礫堆積横工施工後の増水例 (2).

A storm hydrograph after construction of permeable gravel-fill dam (2).

少しているから、あまり効果は期待できないと思われていたが、計画調節率10%よりもかなり大きな調節率を示した。増水番号24の増水では、上流量水路でピーク流量 2.8 l/sec を示したが、下流量水路では増水は認められなかった。

この期間の代表的な増水例を Fig. 28 (a), (b) に示す。この図と Fig. 27 (a), (b) と比較してみると、下流量水路におけるピーク流量は極端に平滑になって、施工前のような鋭いピークがなくなっている。また、降雨後の退水部分も Fig. 28 (b) のように、上流に比較して長期間にわたって流出している。これは貯水池に貯留された水が徐々に流出しているための現象と思われる。増水番号16は一連続降水量 38 mm, 20は 35 mm で、上流量水路における全流出量は前者が約、270 m³, 後者が83 m³ と極端に小さく、貯水容量から考えるとこのような大きな調節率が得られたことは理解できる。

多量の一連続降水量 (163 mm, 1時間最大降水量 30 mm) のあった増水番号25の例を、Fig. 29 に示す。貯水容量の大きさを考えに入れて計算すると、このような多量の流入量 (上流量水路における全流入量は 6,200 m³) では貯水池はただちに満水し、横工を流水が越流するようになって調節効果はあまり期待できないはずであるが、この例ではピーク流量が約 1/2 に減少している。この原因については明確な判断はできない。

いずれにせよ、上流量水路におけるピーク時の最高と最低の較差が 127 l/sec で、ピークの回数が5回あるにもかかわらず、下流量水路においては、その較差がわずか 38 l/sec と緩和され、ピークの回数も3回に減少した。これは Fig. 19 (A), (B) の実験のところでもわかったように、この種の横工の1つの効果であり、この程度の降雨に対しても、明らかに流量調節効果があったことが認められる。

増水番号26~36の P_1/P_u 値の平均は 0.93 で、調節率はやや悪化しているように思われる。1967年7月の貯水容量の概略測定では大きく見積っても 22 m³ となり、調節効果は期待できなくなったためと考えら

れる。

なお、Table 19 で増水番号 26～28 の下流量水路の流出量、ピーク流量は明らかな理由により修正された値があげられている⁸⁾。

貯水池のしゅんせつ、拡大工事後の増水番号37～57までの増水では、上流量水路における記録が得られず、 P_l/P_u 値を計算できたのはわずか4例であった。拡大工事後の1例だけが0.52で、他は1.86～2.45と大きな値を示した。増水番号40、41では一連続降水量が少ないために、上流量水路では増水が認められなかったが、下流量水路では小さいピーク流量があったことが認められた。

貯水容量を大きくしたにもかかわらず P_l/P_u が大きな値を示した原因について、1つは透水性構工の目づまりが考えられたので、1968年9月に充てんした砂の粒径分布を調査した。その篩分曲線を Fig. 24 中に示した。充てんした砂は、すでに天端より約50 cm 流亡しており、構工の天端よりの深さ0.5 mはその時点における充てんした砂の表面である。

調査した場所は砂の部分のほぼ中央で深さ0.5 m（調査時における構工透水部分の表面）、1.0 m、1.5 m、2.0 mの4か所である。深さ別にそれぞれ2～3 kgを採砂し、篩分して粒径分布を測定した。

この篩分曲線によると、どの深さも充てん時に比較して、篩目で0.149～0.297 mm、平均で0.223 mmの粒径の割合が多くなっていることがわかるが、 d_{10} では約0.17 mmで、充てん時の0.19 mmに比較して大差はないものと判断された。したがって、この P_l/P_u の大きな値は、砂の粒径調査時点よりも約10か月も前であり、貯水池のしゅんせつ、拡大工事にともなう土砂の流出によって蛇籠などの目づまりのため、一時的に透水性が悪化したものと考えられる。

この期間では例が少ないため、その原因についてここでは十分な検討ができなかった。

水位計を目最高最低水位計に交換した後の増水番号58～78の増水では、 P_l/P_u 値は0.29～0.89、平均で0.66で透水性構工施工当時の0.44よりはやや大きな値を示したが、この期間の貯水容量は堆砂のために187 m³から75 m³に減少し、透水性構工による十分な調節効果は期待できないものと思われたが、 P_l/P_u の小さい値から、この時点においてもなお調節効果が持続していたものと判断される。

全試験期間を通じて、上流量水路における正確な流量が得られなかったので、貯水池への正確な流入量が得られず、CHENGの図式計算が試みられなかった。

4. 摘要と今後の課題

山地流域における理水工法の1工種として、沢川に石礫の堆積体（仮に透水性砂礫堆積構工と名付けられた）を構築することが考えられた。この種の工作物は透水性であるために、流量を調節する機能を有し、しかも土砂流出時にはその貯留ダムとしても役立つものと考えられる。本報告では、この透水性構工の透水性、流量調節機能を実験水路での模型実験で明らかにし、その後実際の沢川で試験を試みてつぎのような結果が得られた。

(1) 水路実験の結果、透水性砂礫堆積構工の透水係数 k (cm/sec) は、構工に使用する石礫の粒径がほぼ均一であれば (Table 1), その平均粒径 d_m (mm) との間に

$$k = 4.47 \cdot d_m^{0.61}$$

の実験式 (Fig. 3) が得られた。また、使用する石礫が種々の粒径の混合からなっている場合 (Table 3) の透水係数 k' (cm/sec) と、石礫の篩分曲線で重量百分率10%点における粒径 d_{10} (mm) との間に

$$k' = 2.59 \cdot d_{10}^{0.69}$$

の実験式 (Fig. 3) が得られた。 k および k' は Darcy 式を用いて計算した。横工の透水状態からは、厳密には Darcy 式は適用できないが、実験に用いた粒径の範囲内では近似的に適用できるものと考えられた (Fig. 2)。

(2) 透水性砂礫堆積横工を透過する流量 q (l/sec) は、横工の幅を B (cm)、厚さ L (cm)、透水係数 k (cm/sec)、横工の上流側の貯水池水位 H (cm) とし、溪床が水平の場合には

$$q = 2.91 \cdot 10^{-4} \cdot B \cdot \frac{k}{\sqrt{L}} \cdot H^{3/2}$$

という関係があることが実験で明らかになった (Fig. 4 ~ 6)。上式で $B \cdot (k/\sqrt{L})$ が横工の透水量を決める値で、横工特性値と呼ばれた。

(3) 透水性砂礫堆積横工の性質として、流入量に変動がある場合には、透過できない水が上流側に貯水されることになるので、横工の流量調節効果を大きくするためには、上流側の貯水容量が十分大きくなければならない。

(4) 透水性砂礫堆積横工を透過する流量を、横工上流側の貯水池水位の関数で表わすことができたので、流入ハイドログラフがわかれば、任意の調節率を得るための横工特性値を決めることができる (Table 6)。また、普通の洪水調節池と同じ方法を用いて、流出ハイドログラフも計算によって求めることができる (Fig. 9)。この報告では CHENG の図式解法が用いられた。

(5) 水路実験で実測のピーク流量調節効果と、CHENG の図式解法による計算値との間には差がなく、図式解法が信頼のおけるものであることも確かめられた (Fig. 13)。

(6) 水源山地の溪川では、1基の透水性横工だけでは十分な計画ピーク流量調節率を得るための十分な貯水容量が得られないことがあるので、数基の透水性横工を階段状に構築する場合が考えられた。この場合、それぞれの横工上流側の貯水池容積が同じならば、横工に使用する石礫の粒径 (すなわち透水係数) は、上流に大粒径、中流に中粒径、下流に小粒径、あるいはその逆といったような粒径の使い分けの順序に関係なく、最終ピーク流量調節率は同じになった (Table 10)。

また、上流から下流に向かって貯水池の水面積が増大する場合について、水面積が大きく、大きな貯水容量が得られる場所には石礫の粒径を小さくした方が、最終ピーク流量調節率が大きくなることも知られた (Table 11)。

(7) 階段状に数基の横工を構築する場合、おのこの横工の上流側に作られる貯水池の水面積の合計と、同じ水面積をもつ単独の横工とのピーク流量調節率の比較では、後者の方が大きな調節率が得られ、階段状に構築する場合よりは有利であることが明らかにされた (Table 12, Fig. 15)。

(8) 透水性砂礫堆積横工の現地試験が東京営林局河津営林署管内の国有林 (Fig. 20) で行なわれた。構築された横工は1基で、幅 500 cm、厚さ 400 cm、高さ 300 cm で、両そではコンクリート壁体である (Fig. 23)。この試験流域の流況から、計画ピーク流量調節率を10%として、横工に充てんする砂礫の粒径を計算した (Table 18) とところ、非常に小さく、細砂を充てんすることになった。

(9) 透水性砂礫堆積横工を施工する前に、施工地点の上流側と下流側に量水路 (Fig. 21) をもうけて流量観測を行ない、横工施工後の上流の流量と、下流の流量との対応関係の変化から、横工のピーク流量調節効果を検討した。横工上流側の貯水容量 (Fig. 25) が小さい上に、堆砂などによって貯水容量が徐々に小さくなったので、計画ピーク流量調節率の10%は期待されなかったが、上、下量水路のピーク流

量比 P_t/P_u で、施工前は 1.27、施工後 6 か月間は 0.44 と極端に比が小さくなり、横工のピーク流量調節効果が検出された。その後、比は 0.93 とやや悪くなり、貯水池のしゅんせつ、拡大工事後は平均 1.79 と大きな値を示した。この原因は明確でないが、しゅんせつの際の流出土砂による蛇籠（砂の流亡を防ぐための）一時的な目づまりのためと考えられた。その後、約 1 年後には比は 0.66 と、ふたたび小さくなり、施工後約 2 年以上にしてなお効果が検出された（Table 19, Fig. 26）。

(10) ハイドログラフの形も透水性砂礫堆積横工の施工前後では相違が認められ、施工後の下流量水路のハイドログラフの形は極端にピークがカットされていることが認められた（Fig. 27, 28, 29）。

透水性砂礫堆積横工は理水工法として確立されたものではない。この研究は、透水性横工の基本的な性質を砂礫堆積体の透水性によって示したにすぎない。しかし、横工上流側に適当な大きさの貯水容量があり、しかも、その溪川の流況に適した透水性をもった横工を構築することによって、流量調節ができるかもしれないことが十分知られる。

近年、鋼製スクリーンえん堤が治山事業で数多く施工されるようになった。この種の鋼製スクリーンえん堤自体も、その構造のいかんによっては透水性横工の一種と考えられる。そしてすでに多少の研究が林業試験場で開始されている。この報告を基礎として、各種の透水性横工の研究が今後検討されることが望まれる。

なお、実際の溪川では、この報告で扱われたように必ずしも清水でなく、土砂などを含んだ流れで、この種の横工は当然目づまりが生じ、ついには不透水性の横工になるものと考えられる。しかし、不透水性になるまでの時間の非常に長い場合もあり得よう。もちろん、災害時にいっきに堆砂して、結果的に貯砂のための予防治山ダムとして働く場合もある。ともかく今後はこのような面もあわせて検討する必要がある。

文 献

- 1) 安芸皎一：河相論，岩波書店，p. 11, (1954)
- 2) ————：———，———，p. 69, (1954)
- 3) ————：———，———，p. 74, (1954)
- 4) 荒木正夫・椿東一郎：水理学演習（下），森北出版 K.K., 129～130, (1962)
- 5) 福田秀夫：洪水調節，常磐書房，110～114, (1942)
- 6) MUSKAT, M.: The flow of homogenous fluids through porous media. McGraw-Hill Book Co. Inc., p. 63, (1937)
- 7) 永井莊七郎：水理学，コロナ社，p. 440, (1961)
- 8) 林野庁治山課：拡水法調査報告書（治山調査報告書 XI），林野庁，7～23, (1970)
- 9) 山口伊佐夫・大谷裕示：砂防ダム（堆砂）の洪水調節機能，75回日林講，494～496, (1964)
- 10) 矢野勝正：洪水特論，理工図書 K.K., p. 7, (1958)
- 11) ————：———，———，p. 179, (1958)
- 12) ————：———，———，p. 180, (1958)

Model and Field Experiments on Discharge Control Effect of Permeable Gravel-fill Dam

Akio KIKUYA⁽¹⁾

Summary

An artificial accumulation of gravel in mountainous stream, which was called permeable gravel-fill dam in this report, has been proposed as a new method of streamflow-regulating, especially flood control supplementing the forest's function. It was imagined that the dam has a control effect of streamflow to holding permeability, and it was used as the protection of sediment transport.

In this report, the fundamental characteristics of permeable gravel-fill dam, permeability of porous material used in forming the dam, and discharge control effect of the dam, were studied by model experiments in open channel and field experiment.

The results obtained were as follows:

(1) On model experiments in open channel the relation between coefficient of permeability k (cm/sec) and mean diameter d_m (mm) of homogeneous gravel used in permeable gravel-fill dam model (Table 1) was expressed by $k=4.47 d_m^{0.61}$ (Fig. 3). The relation between coefficient of permeability k' (cm/sec) and effective diameter d_{10} (mm) of mixed gravel used in permeable gravel-fill dam model (Table 3) was expressed by $k'=2.59 d_{10}^{0.69}$ (Fig. 3). Here, k and k' were calculated by DARCY's formula. DARCY's law was not precisely applied to these model experiments, but the approximate application of DARCY's law was supposed by reason of the relation between mean velocity of permeating water and its hydraulic gradient in a permeable gravel-fill dam model (Fig. 2).

(2) Percolated discharge q (l/sec) through permeable gravel-fill dam was expressed as

$$q=2.91 \cdot 10^{-4} \cdot B \frac{k}{\sqrt{L}} \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

where B (cm) is width, L (cm) is thickness, k (cm/sec) is coefficient of permeability of porous material used in forming the dam, and H (cm) is water stage in upstream side reservoir of the dam (Fig. 4~6). In this equation, $B \cdot (k/\sqrt{L})$ was called the characteristic index of permeable gravel-fill dam, because the percolated discharge through permeable gravel-fill dam was decided by this index.

(3) Under the character of permeable gravel-fill dam, when there was a fluctuating volume of inflow, the water of streamflow which could not percolate through the permeable gravel-fill dam was stored in the reservoir, and a sufficiently large storage capacity of reservoir at upstream side of the dam was needed for increasing discharge control effect of permeable gravel-fill dam.

(4) When there was an inflow hydrograph, the characteristic index of permeable gravel-fill dam to be given the expected discharge control effect was decided by calculating (Table 6). Outflow hydrograph was calculated by the same method of flood control reservoir (Fig. 9), because the percolated discharge through permeable gravel-fill dam was expressed by

Received June 15, 1972

(1) Forest Influences Division

water stage in the reservoir. CHENG's method of graphical solution was used in this report.

(5) On model experiments in open channel, there were no differences between observed value of peak discharge control effect and the calculated value by CHENG's method, and we found that CHENG's method was a useful method in this experiment (Fig. 13).

(6) In a mountainous stream, it was imagined that sufficient storage capacity of reservoir could not be obtained by a single permeable gravel-fill dam; accordingly, expected peak discharge control effect was not obtained by it. Therefore, permeable gravel-fill dam models arranged in tiers which consisted of three dam models were constructed from upstream to downstream in the open channel instead of a single dam.

Peak discharge control effect from the last downstream one of three dam models arranged in tiers provided the same control effect regardless of used gravel diameter order (that is, coefficient of permeability) in three dam models from upstream to downstream, holding the same storage capacity of each reservoir (Table 10).

In the case of increasing storage capacity of reservoir from upstream to downstream, peak discharge control effect from the last downstream one of three models resulted in a large control effect when the large diameter of gravel was used in the upstream dam, and the small diameter of gravel was used in the downstream dam (Table 11).

(7) In a comparison of peak discharge control effect between a single permeable gravel-fill dam model and one using three dams arranged in tiers, peak discharge control effect of the single one was larger than that having three arranged in tiers, both holding same storage capacity of reservoirs (Table 12, Fig. 15).

(8) Field experiment of permeable gravel-fill dam was carried out at KAWAZU National Forest of Tokyo Regional Forestry Office (Fig. 20).

Constructed permeable gravel-fill dam was 500 cm in width, 400 cm in thickness and 300 cm in height, and each mountainous side of the dam was made of concrete wall (Fig. 23).

Expected peak discharge control effect was decided at 10% by considering the streamflow condition of this experimental watershed, and calculated diameter of permeable material of the dam was very small diameter of grain (Table 18). Fine sand was used for permeable material of this dam.

(9) Before construction of permeable gravel-fill dam, upper and lower gaging channels were constructed (Fig. 21) and discharge was measured by water stage recorder at each gaging channel.

Peak discharge control effect of permeable gravel-fill dam was investigated by the changes of discharge relation between upper and lower gaging channels after construction of permeable gravel-fill dam.

Storage capacity of reservoir of this dam was very small (Fig. 25), and storage capacity was gradually decreased by sedimentation, so that 10% of peak discharge control effect was not expected. But averaged peak discharge ratio P_l/P_u at upper and lower gaging channels was 1.27 before construction period, and 0.44 in a period of six months after construction of the dam. Peak discharge control effect of this permeable gravel-fill dam was detected in this period. The averaged ratio P_l/P_u was 0.93 at the latter part of this period, and was 1.79 after dredging of reservoir. It was supposed that the large ratio after dredging was caused by clogging of the gabion used to hold the permeable gravel-fill.

After about 1 year from dredging of reservoir, the averaged ratio P_l/P_u was 0.66 and it

was found that there was a peak discharge control effect of permeable gravel-fill dam 2 years after its construction (Table 19, Fig. 26).

(10) The shape of storm hydrograph at lower gaging channel after construction of permeable gravel-fill dam changed in comparison with before its construction. Cut of peak discharge and changes in recession curve of storm hydrograph at lower gaging channel resulted after its construction (Figs. 27, 28, 29).