

土 木 研 究 所 報 告

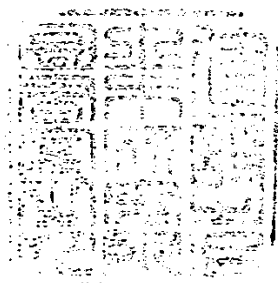
第 143 号

路面のすべり抵抗と自動車の運動.....市原 薫...(1)

山地流域における洪水流出の追跡.....青木佑久...(27)

海岸堤防に関する研究 (11)

—— 越 波 量 ——.....富永正照, 佐久間 襄...(59)



昭和 47 年 9 月

建 設 省 土 木 研 究 所

路面のすべり抵抗と自動車の運動

(昭和46年10月)

市 原 薫*

Vehicle movement and skidding Resistance on Road Surfaces

(October 1971)

by Kaoru Ichihara

Synopsis:

Vehicle movements under states of starting, driving and braking are analyzed and calculated using geometric design parameters and skid resistance of roads.

This paper reports ①New calculating method of brake stopping distance and its comparison with the usual formula. ②Calculations of vehicle deviation when brakes are used on straight and curved roads. ③Relations between skid resistance and startable gradient. ④Relations between steering angle and sideway slip, rolling resistance and curvature.

Key words (road surface, skidding, vehicle movement, stopping distance, deviation, startable gradient, rolling resistance of curve)

要 旨

発進、走行、制動のおおのの状態における自動車の運動は道路構造と路面のすべり抵抗から解析計算される。これらの計算に当り従来の一般式では実用上不十分な面が多かった。ここでは路面のすべり抵抗の実態を把握した上で新しい計算式を作成し、その計算結果について述べる。主要内容は①新しい制動停止距離の計算法および一般式との比較、②制動時の直線および曲線区間における偏走の計算、③すべり抵抗と発進可能こう配の計算、④その他ハンドル操作角と横すべりおよび曲線走行抵抗等についても述べる。

キーワード (路面、すべり、自動車の運動、制動停止距離、偏走、発進こう配、曲線抵抗)

目 次

1. ま え が き.....(2)	(3) オーバースピード、アンダースピード(15)
2. 直線走行とすべり抵抗.....(2)	(4) 特殊な片こう配を用いた場合の偏走(17)
〔1〕 縦すべり摩擦係数と制動停止距離.....(2)	(5) 雪氷路面での偏走.....(20)
〔2〕 縦すべり摩擦係数の左右の差.....(6)	4. 発進とすべり抵抗.....(21)
〔3〕 横断こう配がある場合の横すべり.....(7)	〔1〕 直線こう配区間の発進.....(21)
3. 曲線走行とすべり抵抗.....(10)	〔2〕 合成こう配区間の駆動抵抗.....(22)
〔1〕 曲線部走行時のつり合い.....(10)	(1) 合成こう配区間の発進.....(22)
〔2〕 ハンドル操作と横すべり.....(10)	(2) 曲線部の走行抵抗.....(23)
〔3〕 曲線上で制動した場合の偏走.....(11)	5. 路側の走行抵抗と走行の安全性.....(24)
(1) 設計速度で走行中制動した場合.....(12)	6. むすび.....(25)
(2) 構造令における望ましい曲線半径.....(15)	

*道路部長 工 博

1. ま え が き

自動車の運動特性についてはこれまで多く自動車の立場で論ぜられ、各種の公式が作成されている。これらの公式は道路状況が平坦で一様であるという前提の上に立っているものが多い。しかし道路上の自動車の運動を見る場合各種の道路条件との関係が非常に重要であり、実際の道路条件を入れることによって始めて解析されることになる。

道路と自動車は路面とタイヤで接している。したがって道路条件が自動車の運動に与える影響も総べて路面のすべり抵抗を介して行なわれる。ここでは実際の道路の幾何構造および路面のすべり性状に対応して走行の安全上自動車の運動が問題になる諸項目について、実際の解析をこころみた結果を報告する。

2. 直線走行とすべり抵抗

自動車が道路上を走行している場合、車両はタイヤと路面のすべり抵抗を介して路面上に安定していることになる。走行中のタイヤの駆動力は路面のもつすべり抵抗に比してはるかに小さくほとんど問題はない。しかし自動車が制動をした場合の運動は路面のすべり抵抗によって大きく左右される。まづ制動力が小さい場合は自動車はその制動力によって減速し操向は自由である。制動力が次第に増加して路面のすべり抵抗よりも大きくなるとタイヤはロック状態となり、自動車は路面形状とすべり抵抗に従った運動をすることになる。これらの運動のうち主要なものは制動停止、すべり抵抗の不均等による自動車の異状運動および横断こう配による横すべりの問題である。

〔1〕 縦すべり摩擦係数と制動停止距離

一般に自動車の走行状態における力のつり合いは次のようになる。

$$P = \nu W = \{ \mu_r + i + (1 + \varepsilon) \frac{\alpha}{g} \} W + \mu_l \cdot F \cdot V_a^2 \dots (2.1)$$

$$\therefore \nu = \mu_r + i + (1 + \varepsilon) \frac{\alpha}{g} + \frac{1}{W} \cdot \mu_l \cdot F \cdot V_a^2 \dots (2.2)$$

ここで P は自動車のけん引力、 ν はけん引状態における摩擦係数、 W は自動車の重量、 μ_r はころがり摩擦係数、 i は道路の縦断こう配、 α は自動車の加速度、 ε は自動車の回転部分相当量を自動車の重量 W に換算した係数、 μ_l は空気抵抗係数、 F は自動車の前面投影面積、 V_a は自動車と空気の相対速度である。

自動車が走行中に制動をかけると上式の P の代わりに制動抵抗 $R = -f \cdot W$ が働くことになる。したがって (2.2) 式は次のようになる。

$$-f = \mu_r + i + (1 + \varepsilon) \frac{\alpha}{g} + \frac{1}{W} \cdot \mu_l \cdot F \cdot V_a^2 \dots (2.3)$$

ここで $V_a = V$ とし、 f , μ_r , μ_l は速度に関係なく一定とすると (2.3) 式より

$$\alpha = \frac{dv}{dt} = - \frac{g}{(1 + \varepsilon)} \cdot \left(f + \mu_r + i + \frac{\mu_l \cdot F \cdot V^2}{W} \right)$$

これを2回積分すると

$$S = \frac{(1 + \varepsilon) W}{g \cdot \mu_l \cdot F} \cdot \log_e \sqrt{1 + \frac{\mu_l \cdot F \cdot V^2}{(\mu_r + f + i) W}} \dots (2.4)$$

実用的には制動中は $\varepsilon = 0$, $\mu_r = 0$, $i = 0$ とすると

$$S = \frac{W}{g \cdot \mu_l \cdot F} \cdot \log_e \sqrt{1 + \frac{\mu_l \cdot F \cdot V^2}{f \cdot W}} \dots (2.5)$$

(2.5) 式中の $\mu_l \cdot F \cdot V^2 / W$ を空気抵抗率とすると、これはすべり摩擦係数 f に相当するものである。実際の自動車に対する空気抵抗率は表-2-1のとおりである。表-2-1

表-2-1 自動車の空気抵抗率

車 種	μ_l	F (m^2)	W (kg)	空気抵抗率 = $\mu_l \cdot F \cdot V^2 / W$					
				30km/h	40	50	60	70	100
国産中型乗用車	0.0025	2.2	1,500	0.003	0.006	0.009	0.013	0.018	0.037
大型トラック	積載	0.0045	5.1	0.002	0.004	0.006	0.008	0.011	0.023
	空車	0.0045	5.1	0.004	0.007	0.012	0.017	0.023	0.046
大型バス	0.0035	6.7	12,000	0.002	0.002	0.005	0.007	0.010	0.020

μ_l : 空気抵抗係数 F : 自動車の前面投影面積 W : 自動車の重量

空気抵抗率 ($\mu_l \cdot F \cdot V^2 / W$) はすべり摩擦係数 f に相当するものとなる。

の値に対して路面のすべり摩擦係数は0.8~0.3程度であり、最悪の条件でも空気抵抗はすべり摩擦抵抗の約10%であり、普通5%以下の影響しか与えない。したがって低速の場合および空気抵抗係数の小さい場合には、制動停止距離の計算に当って空気抵抗を考える必要はない。

ただ走行中の抵抗を考える場合は、自動車のころがり抵抗との比較となり、ころがり抵抗は一般の舗装道路上では0.01~0.025程度であるから、30~40km/hの低速の場合には影響は小さいが、70km/h以上となると空気抵抗の方が大きくなるので非常に重要になる。

(1) すべり摩擦係数を一定とした制動停止距離の計算

すべり摩擦係数を一定とし、空気抵抗も考慮しない最も普通に用いられている簡単な式は (2.3) 式において $\mu_r=0$, $i=0$, $\varepsilon=0$, $\mu \cdot F \cdot V_a^2/W=0$ とすると

$$-f = \frac{a}{g}, \quad a = \frac{d^2 S}{dt^2} = -f \cdot g \quad (2.6)$$

(2.6) を積分して制動停止距離をだすと

$$S = \frac{V_0^2 - V^2}{2 \cdot g \cdot f} \quad (2.7)$$

完全に停止するまでの距離は

$$S = \frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot f} \quad (2.8)$$

実用計算上 V を km/h, S を m, $g=9.8 \text{ m/sec}^2$ とすると

$$S = \frac{V_0^2}{254 \cdot f} \quad (2.9)$$

これが普通に用いられている計算式である。各種のすべり摩擦係数に対応する制動停止距離を表わしたものが図 2-1 である。ここですべり摩擦係数が一定であるのは乾燥路面および雪氷路面であるので図 2-1 はこれらの路面

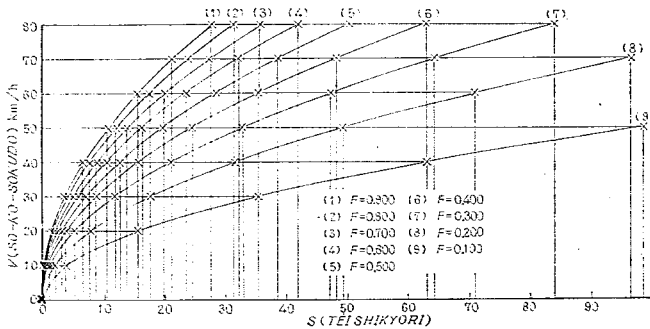


図 2-1 制動停止距離計算図 (乾燥路面、雪氷路面等)

についてのみ使用すべきであり、湿潤路面には使用すべきでない。

(2) 摩擦係数を速度の一次関数とした制動停止距離の計算

湿潤路面のすべり摩擦係数は速度の増大と共に減少する。その相関は二次関数と考えられるが比較的直線比例に近い。一部の道路で実測値より計算する場合は一次関数と考えて十分である。

ここで速度 V と摩擦係数 f の一次相関を $f=av+b$ とする。 a , b は路面およびタイヤ等によって定まる常数である。 $f=av+b$ を (2.6) 式に代入すると

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{d^2 S}{dt^2} = -(g \cdot a \cdot v + g \cdot b) \quad (2.10)$$

(2.10) を積分して制動停止距離 S をだすと

$$S - S_0 = \frac{1}{g \cdot a} \{ (V_0 - V) + \frac{b}{a} \log_e \left(\frac{av_0 + b}{av + b} \right) \} \quad (2.11)$$

さらに完全停止までの距離は

$$S = \frac{1}{g \cdot a} \{ V_0 + \frac{b}{a} \log_e \left(\frac{b}{av_0 + b} \right) \} \quad (2.12)$$

(3) 摩擦係数を速度の二次関数とした制動停止距離の計算

一般に湿潤路面の摩擦係数は速度の二次関数として表わされることは明らかである。この場合の制動停止距離

の計算は次のようになる。

まづ速度と摩擦係数の相関式を次のとおりとする。

$$f = av^2 + bv + c \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned} a = \frac{d^2 S}{dt^2} &= \frac{dv}{dt} = -g \cdot f \\ &= -(g \cdot a \cdot v^2 + g \cdot b \cdot v + g \cdot c) \\ &= a'v^2 + b'v + c' \end{aligned} \quad (2.14)$$

ここで $a' = -ag$, $b' = -bg$, $c' = -cg$ である。

$$\therefore \int \frac{1}{a'v^2 + b'v + c'} dv = \int dt \quad (2.15)$$

ここで $a'v^2 + b'v + c' = 0$ の判別式の正負が問題になるが、湿潤路面の場合一般に判別式は負になるので、負として (2.15) 式をとくと

$$S - S_0 = \frac{1}{a'} \cdot \log_e \left\{ \frac{\cos \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2a'v_0 + b'}{D'} \right)}{\cos \cdot \tan^{-1} \left(\frac{b'}{D'} \right)} \right\} - \frac{b'}{a'D'} \quad (2.16)$$

ここで $S_0=0$, $a'=-ag$, $b'=-bg$, $c'=-cg$ とすると

$$\begin{aligned} S &= -\frac{1}{ag} \left[\log_e \left\{ \frac{\cos \cdot \tan^{-1} \left(\frac{-2av_0 - b}{D} \right)}{\cos \cdot \tan^{-1} \left(\frac{-b}{D} \right)} \right\} + \frac{b}{D} \right. \\ &\quad \left. \times \left\{ \tan^{-1} \left(\frac{b'}{D'} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{-2av_0 - b}{D} \right) \right\} \right] \quad (2.17) \end{aligned}$$

ここで $D = \sqrt{4ac - b^2}$ である。

実際の自動車に制動した場合、制動装置の作動状態、車体の前後の傾きなどにより、理論どおりの摩擦係数は発生しない。さらに各車輪の制動のききの不均衡があった場合はさらに複雑になることは明らかである。

(4) 制動停止距離計算図

湿潤路面の制動停止距離は (2.17) 式によって計算すべきであり、その結果を図-2-2に示す。この図の読み方を図-2-2(a)に示す。図において V は制動開始時の自動車の走行速度、 S は制動停止距離であり、 f はその路面のすべり摩擦係数を表わす。ここで f^1 の $\times$ 印のついた線は (2.9) 式すなわち制動中摩擦係数を一定としたものであり、 f^2 の線は (2.17) 式すなわち摩擦係数は制動中も速度に2次相関するとした値である。いま路面のすべり摩擦係数を $f_{0.6}$ 、制動開始時の速度 V_0 とすると、(2.9) 式による制動停止距離は S_0^1 である。一方 V_0 に対し (2.17) 式による制動停止距離は S_0^2 となる。従来の制動中は摩擦係数を一定とした場合は f^1 の線を使用するが、湿潤路面

では f^2 の線を使用することが望ましい。路面状態、制動状態が複雑になり、必ずしも理論どおりの運動をしない場合の制動停止距離は S_0^1 と S_0^2 の中間にあると考えられる。特に平滑な路面とか、平滑タイヤで、すべり摩擦係数が小さい場合は制動停止距離は S_0^2 より小さい場合がある。

逆に制動停止距離 S_0 から制動開始時の速度を見る場合は、従来の (2.9) 式の計算によると V_0^1 となり、(2.17) 式によると V_0^2 となる。湿潤路面の場合 V_0^2 をとることが望ましいのは前述のとおりである。複雑な状況下においては制動開始時の速度は V_0^1 と V_0^2 の間にあると考えられる。

次に図における f の値であるが、 $f_{0.6}$ は湿潤路面で 35°C 、 60km/h におけるすべり摩擦係数が 0.6 となるような路面のすべり摩擦係数を表わしている。したがって $f_{0.6}$ の路面のすべり摩擦係数は温度と速度によって異なり、常に 0.6 ではない。すなわち (2.13) 式 $f = aV^2 + bV + c$ において $V = 60\text{km/h}$ 、 $t = 35^\circ\text{C}$ を入れた場合に f が 0.6 と

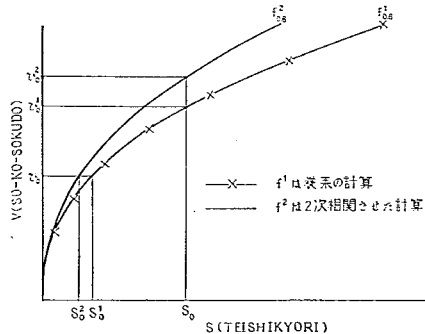


図-2-2(a) 制動停止距離計算図の使用法

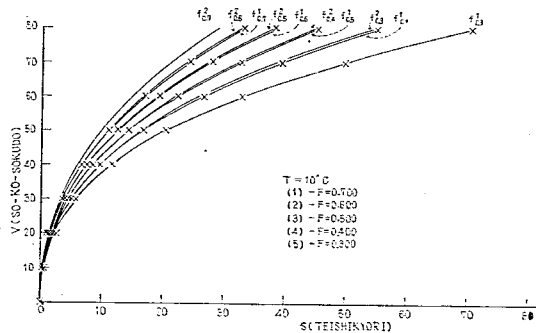


図-2-2(b) 制動停止距離計算図 (湿潤路面、冬期)

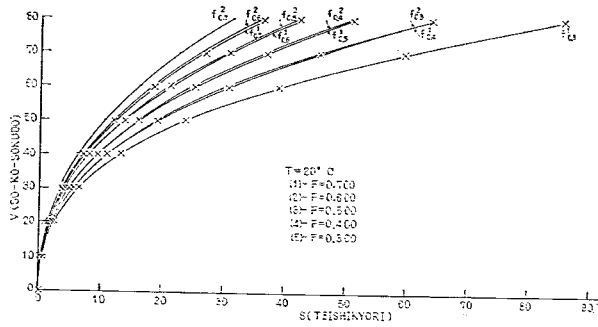


図-2-2(c) 制動停止距離計算図(湿潤路面、普通気温)

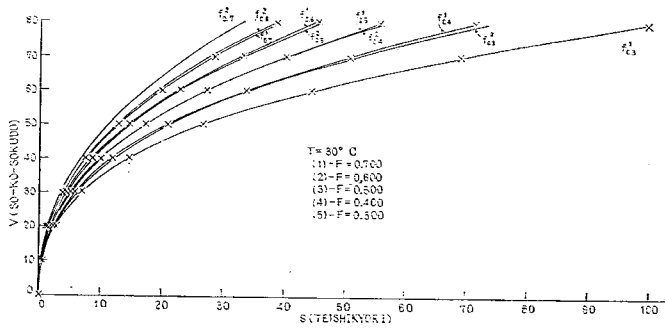


図-2-2(d) 制動停止距離計算図(湿潤路面、やや高温)

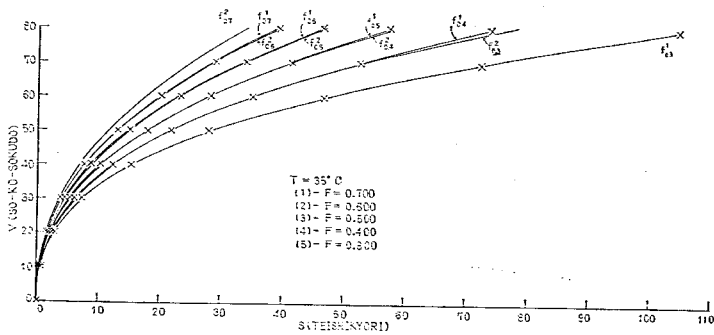


図-2-2(e) 制動停止距離計算図(湿潤路面、高温、標準状態)

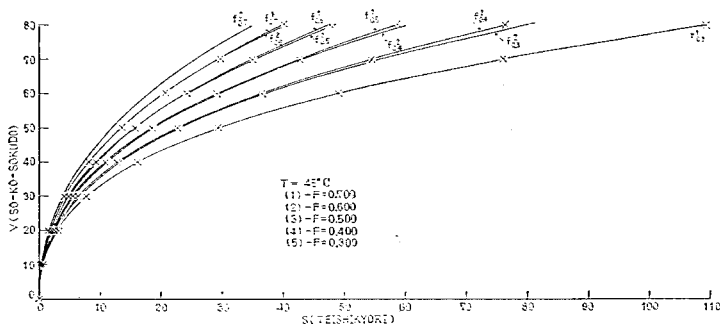


図-2-2(f) 制動停止距離計算図(湿潤路面、特に高温)

なるような常数値 a, b, c をもつ路面を表わす。ここで2次相関式が問題になるが、本図表ではわが国の舗装路面に対し最も一般的と考えられる次式を用いて計算した。²⁾

$$f = 0.000105V^2 + 0.00002Vt - 0.0111t + 0.000055V^2 - 0.0117V + C$$

したがって同じ $f_{0.5}$ の路面でも温度別の表に応じて摩擦係数が異なるのはもちろん、同一図中においても制動開始時の速度に応じて、その点に対応する摩擦係数値は異なっている。温度は正確には路面温度をとっているが、外気温をとっても大差はない。一般的には $f_{0.5}$ の路面は非常にすべりにくい路面で、良好に施工された、エメリー使用路面およびシリカサンド接着路面等である。 $f_{0.5}$ は普通のセメントコンクリート路面およびアスファルト舗装路面ですべり止め効果の良好なものおよび簡易なすべり止め舗装面である。 $f_{0.4}$ は普通の舗装面のうちややすべり易いものである。 $f_{0.3}$ はすべり易い舗装面である。完全にフラッシュしたような路面はさらに小さく $f_{0.2}$ ~ $f_{0.1}$ になることもある。

たとえば普通の舗装ですべり止め効果の良好な路面の冬の制動停止距離は $T=10^\circ\text{C}$ の $f_{0.5}$ の線を見ればよい。

これらの計算によると摩擦係数を一定にした場合と、二次相関式によった場合とでは、その差は5~20%に達し、走行速度が大きいかほどその差は大きい。H・W・Kummer and W・E・Meyer¹⁾は自動車の制動停止距離から計算した摩擦係数(SDN)と一定速度で走行しながら測定した摩擦係数(SN)の関係を次式のとおりとしている。

$$\text{SDN} = 1.25\text{SN} \dots \dots \dots (2.18)$$

これは上述の関係と同じ現象を実験的に把握したものと考えられる。

〔2〕 縦すべり摩擦係数の左右の差

路面のすべり摩擦係数が場所によって異なる場合、当

然自動車は左右のタイヤで異なる抵抗力を受けることになる。この場合の運動は次のとおりである。

(1) 前後方向の運動

(2.6) 式より $\alpha = -f \cdot g$

$$\therefore \frac{W}{g} \alpha = \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} (f_{fl} + f_{fr}) + \frac{W \cdot \ell_1}{2\ell} (f_{rl} + f_{rr}) \dots (2.19)$$

ここで W は車両の全重量、 f はすべり摩擦係数、 ℓ は重心よりの距離で図-2-3のとおりである。(2.19)式より

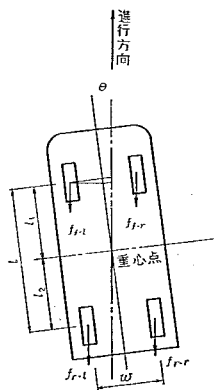


図-2-3 左右のすべり摩擦係数が異なる場合の車の運動

車全体の前後方向の運動は、左右のすべり摩擦係数が異なる場合はその平均値のすべり摩擦係数が働いた場合と同様な運動をする。

(2) 左右方向の運動

左右のすべり摩擦係数が異なった場合でも、特に横方向の外力が作用しないかぎり、車両は左右方向の運動はしない。

(3) 回転運動

図-2-3の状態に車両があるとした場合の回転のつり合いは次のとおりである。

$$J_z \frac{d^2\theta}{dt^2} = f_{f1} \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} (\ell_1 \sin\theta + \frac{w}{2} \cos\theta) + f_{fr} \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} \times (\ell_1 \sin\theta - \frac{w}{2} \cos\theta) + f_{r1} \frac{W \cdot \ell_1}{2\ell} (-\ell_2 \sin\theta + \frac{w}{2} \times \cos\theta) + f_{rr} \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} (-\ell_2 \sin\theta - \frac{w}{2} \cos\theta) \dots (2.20)$$

これを積分すると

$$\frac{d\theta}{dt} = \left[\frac{2}{J_z} \left\{ f_{f1} \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} (-\ell_1 \cos\theta + \frac{w}{2} \sin\theta) + f_{fr} \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} \times (-\ell_1 \cos\theta - \frac{w}{2} \sin\theta) + f_{r1} \frac{W \cdot \ell_1}{2\ell} (\ell_2 \cos\theta + \frac{w}{2} \times \sin\theta) + f_{rr} \frac{W \cdot \ell_2}{2\ell} (\ell_2 \cos\theta - \frac{w}{2} \sin\theta) + \frac{W \cdot \ell_1 \cdot \ell_2}{2\ell} \times (f_{f1} + f_{fr} - f_{r1} - f_{rr}) \right\} \right]^{1/2} \dots (2.21)$$

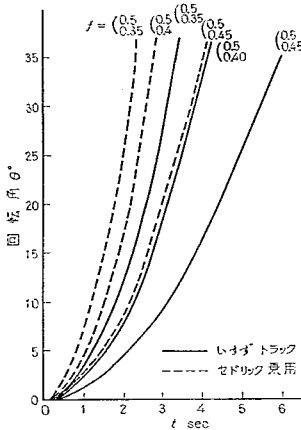


図-2-4 車種別回転角度

道路上で左右の摩擦係数は異なるが、前後は同じであるとして $(f_{f1} + f_{fr} - f_{r1} - f_{rr}) = 0$ とする。したがって (2.21) 式は次のとおりとなる。

$$f = \frac{1}{\left\{ \frac{2}{J_z} \cdot \frac{W}{2\ell} \cdot \frac{w}{2} (f_{f1} \ell_2 - f_{fr} \ell_2 + f_{r1} \ell_1 - f_{rr} \ell_2) \right\}^{1/2}} \times \int_0^\theta \frac{d\theta}{\sqrt{\sin\theta}} \dots (2.22)$$

(2.22) 式によって実際の車について計算したものが図-2-4である。この図によると左右のすべり摩擦係数の差が0.15 (約30%) の場合、乗用車では1.5秒程度で15°回転することになるが、トラックでは2.2秒で15°回転することになる。60km/hで走行した場合の制動停止時間は3秒程度であるので25°程度回転することになる。

実際の道路上のすべり摩擦係数の左右の差²⁾は5%程度までは建設および測定のためと考えると、アスファルト舗装の場合走行車の影響をうけて10%程度まではやむをえないようである。20%の差が表われているような道路は一部に限定されており、他の原因と重なって事故を起こす危険があるので注意を要する。30%の差が表われている地点はそれのみでも事故に関連しているようである。

〔3〕 横断こう配がある場合の横すべり

横断こう配のある直線上で自動車制動した場合、自動車は制動前の慣性力と横断こう配による横方向力との合成された方向にすべっていくことになる。計算方法については加藤氏の解法⁴⁾ ほかがあるが、ここでは第3章の(3.6)～(3.14)式を用いて計算した。その結果の主要なものを図-2-5に示す。またあらゆる条件に対するノモグラムを図-2-6に示す。図中の点線は $V=80\text{km/h}$, $f=0.4$,

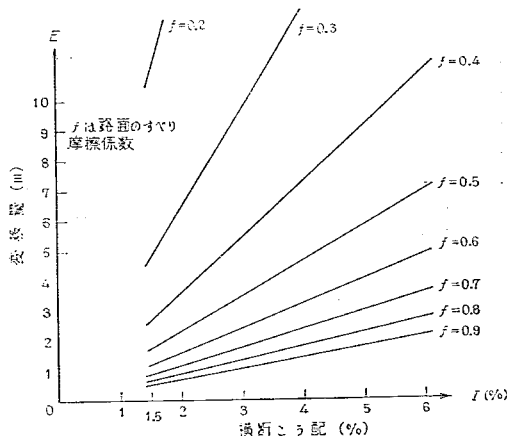
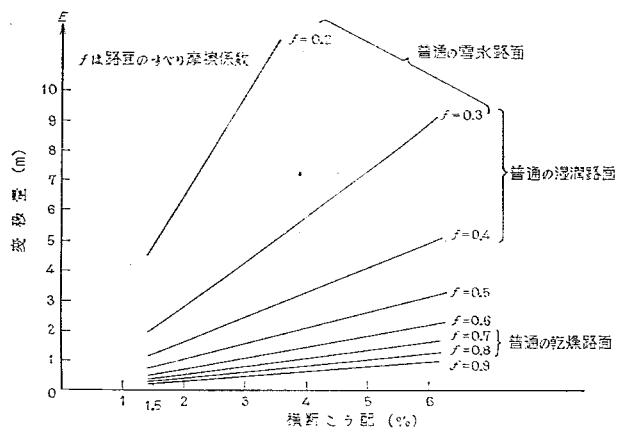
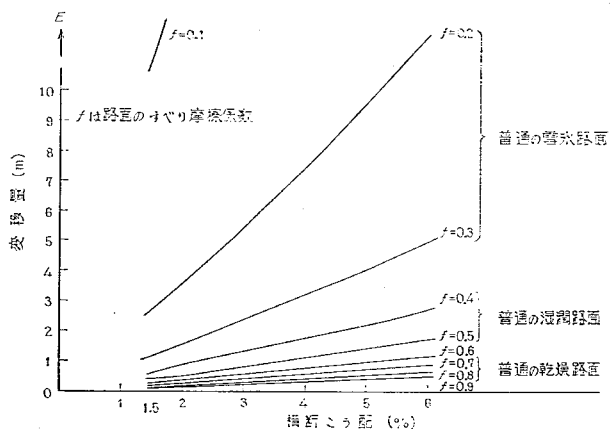


図-2-5(a) 直線部の偏走 ($V=120\text{km/h}$)

図-2-5(b) 直線部の偏走 ($V=80\text{km/h}$)図-2-5(c) 直線部の偏走 ($V=60\text{km/h}$)

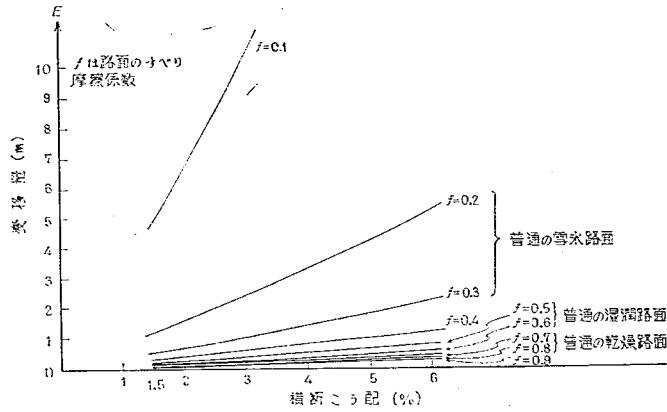


図-2-5(d) 直線部の偏走 ($V=40\text{km/h}$)

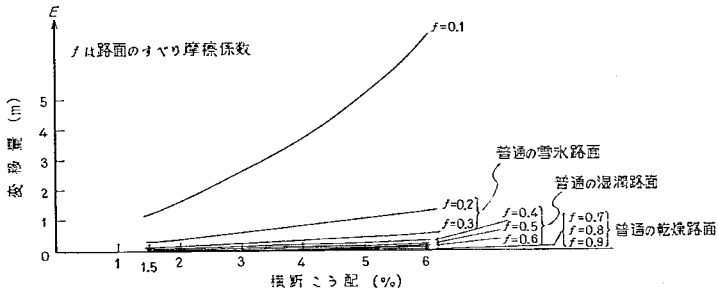


図-2-5(e) 直線部の偏走 ($V=20\text{km/h}$)

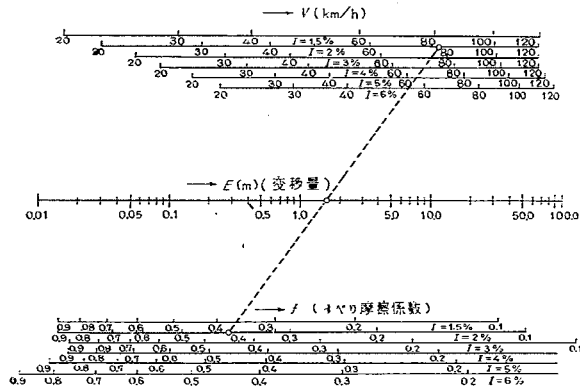


図-2-6 直線部の変移量ノモグラム (I は横断こう配)

$I=2\%$ の場合の変移量 E を求めた例である。

一般に直線部の横断こう配は1.5~2.0%程度であるので、特に高速で制動した場合とか、路面のすべり摩擦係数が特に小さい場合以外はそれほど危険ではない。しかし近時道路上にオーバーレイをした場合などで車道端部を側溝にすりつけると当然横断こう配が急になる所があるのでそのような場合は十分注意しなければならない。

3. 曲線走行とすべり抵抗

曲線走行とすべり抵抗の関係については、横すべりの問題とロック時の縦すべりの問題に分けて考えなければならない。横すべり状態は曲線に沿って走行中自動車に働く遠心力とタイヤの横すべり抵抗の問題であり又道路線形に関係なくハンドル操作をして曲線走行をした場合にも同様の現象が考えられる。曲線部走行中にロック制動をした場合には縦すべり現象を起こす。この場合縦すべりそのものは直線部の場合と同様であるが曲線および片こう配との関係で偏走を起こすので大きい問題となる。

[1] 曲線部走行時のつり合い

質量 M の自動車が半径 R の曲線部を速度 V で走行する場合、自動車には MV^2/R なる遠心力が働く。これに対してタイヤと路面の間の横すべり摩擦係数を f とすると、 $M \cdot f \cdot g$ なる横すべり摩擦抵抗が働いてつり合う。遠心力が $M \cdot f \cdot g$ より大きくなった場合には横方向にすべり始める。曲線半径の小さい部分には普通横断片こう配 i を付けており、そのために $i \cdot M \cdot g$ なる横方向力が働くことになる。

$$g(i+f) \geq \frac{V^2}{R} \quad (3.1)$$

(3.1) 式が成立つ間は走行中遠心力による横すべりは起こらず安全である。しかしこの場合の f は最大横すべり摩擦係数であって、横すべり角の小さい値に対する横すべり摩擦係数ではない。

実際に曲線部を走行中は速度および半径に応じた外向の遠心力から片こう配による内向の横方向力を差引いただけの横力が働くことになり、この力に対応する横すべり角だけの横すべりは起っていることになる。普通の走行状態ではこの横力は0~0.15 g 程度であり、⁵⁾ それに応じた横すべり角は0~3°程度である。目に見える横すべりを起していない普通の走行状態であっても自動車は上述のように0~3°程度外方にすべりながら前進していることになる。しかしこれは運転手はその角度だけ内方にハンドルを切ることによって容易に補正され、実際にはあまりすべっていることも感じないのである。したがって合成横力が最大横すべり摩擦抵抗より大きくなったとき始めて危険である。一方曲線部走行中の自動車の横

力(遠心力から片こう配を差引いたもの)は走行の快適性の面から0.15程度に制限されて設計されているため、路面の最大横すべり摩擦係数が雪氷その他の原因によって0.15以下に落ちないかぎり走行中横すべりを起こすことはない。

[2] ハンドル操作と横すべり

走行中にハンドルを切った場合は当然自動車は曲線運動を起こし遠心力を受けることになる。この場合の安全性も上述と同様に考えることができる。

一般に自動車がハンドル(前輪操舵角 α)を切ったときの回転半径 R は次のとおりである。

$$R = \frac{\ell + \frac{V^2}{g} \frac{(k_r - k_f)}{k_r \cdot k_f}}{\alpha} \quad (3.2)$$

ここで g は重力の加速度、 ℓ は軸距、 k_r , k_f はそれぞれ後輪、前輪のコーナリングパワー係数(kg/rad)である。いま仮にニュートラルステアとすると $k_r = k_f$

$$\therefore k = \frac{\ell}{\alpha} \quad (3.3)$$

一方自動車が半径 R 、速度 V で走行している場合の遠心力 F は

$$F = \frac{W}{g} \cdot \frac{V^2}{R} \quad (3.4)$$

$$\therefore f = \frac{V^2}{gR} \quad (3.5)$$

一方タイヤの横すべり摩擦係数と横すべり角 θ° の関係は図-3-1のとおりである。もちろんこの関係はタイヤの

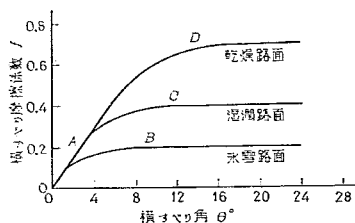


図-3-1 一般的な横すべり摩擦係数と横すべり角(比較的低い安全側の値である)

種類および路面の状態によって変化する。横すべりがAの区間にあるときはタイヤは横すべり角 θ° だけはすべるがハンドルをそれだけ大きく操舵することによってほぼ正しい走行を保つことができるが、横すべり力係数がB, CおよびDの値より大きくなると自動車はすべってしまうことはさきに述べたとおりである。

いま自動車の軸距 ℓ を道路構造令の値を参考に2.7mおよび6.5mとして計算すると表3-1のようになる。路面の状態(摩擦係数)および走行速度が異なると操舵の限界角が大き異なることに注意しなければならない。この計算には路面の横断こう配を加味していないので、横断こう配があった場合にはそれだけ増減することになる。

表-3-1(a) 横すべりを起こさない限界回転半径(R)

路面状態	f 値	車 種	20km/h	40	60	80	100	120
氷雪路面	0.2	乗 用 車	15.7m	63.0	141.7	251.9	393.7	566.9
		トラック	15.7m	63.0	141.7	251.9	393.7	566.9
湿潤路面	0.4	乗 用 車	7.9	31.5	70.9	126.0	196.8	283.4
		トラック	7.9	31.5	70.9	126.0	196.8	283.4
乾燥路面	0.7	乗 用 車	4.5	18.0	40.5	72.0	112.5	162.0
		トラック	4.5	18.0	40.5	72.0	112.5	162.0

表-3-1(b) 横すべりを起こさない限界タイヤ角(α)

路面状態	f 値	車 種	20km/h	40	60	80	100	120
氷雪路面	0.2	乗 用 車	9°49'26"	2°27'22"	1° 5'30"	0°36'50"	0°23'34"	0°16'22"
		トラック	23°39'01"	5°54'45"	2°37'40"	1°28'41"	0°56'46"	0°39'25"
湿潤路面	0.4	乗 用 車	19°38'53"	4°54'43"	2°10'59"	1°13'41"	0°47'09"	0°32'45"
		トラック	47°18'02"	11°49'31"	5°15'20"	2°57'23"	1°53'31"	1°18'50"
乾燥路面	0.7	乗 用 車	34°23'02"	8°35'45"	3°49'13"	2°08'56"	1°22'31"	0°57'18"
		トラック	82°46'34"	20°41'38"	9°11'50"	5°10'25"	3°18'40"	2°17'58"

表-3-1(c) 横すべりを起こさない限界ハンドル角(β)

路面状態	f 値	車 種	20km/h	40	60	80	100	120
氷雪路面	0.2	乗 用 車	186°15'47"	46°33'57"	20°41'44"	11°38'28"	7°27'00"	5°10'38"
		トラック	473°00'25"	118°15'06"	52°33'23"	29°33'44"	18°55'13"	13°08'21"
湿潤路面	0.4	乗 用 車	372°31'34"	93°07'52"	41°23'29"	23°17'00"	14°54'04"	10°20'54"
		トラック	946°00'50"	236°30'12"	105°06'46"	59°21'10"	37°50'26"	26°16'41"
乾燥路面	0.7	乗 用 車	651°55'12"	162°58'47"	72°26'07"	40°44'42"	26°04'34"	18°06'29"
		トラック	1,655°31'27"	413°52'52"	183°56'50"	103°28'14"	66°13'17"	46°18'36"

〔3〕 曲線上で制動した場合の偏走

自動車が曲線走行をしている場合のつり合いについては上に述べたが、曲線部を走行中に制動した場合には自動車はある程度の偏走は止むをえないものであり、以下

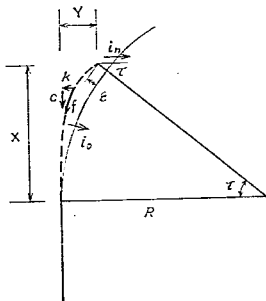


図-3-2 偏走の計算 (記号)

これについて述べる。

いま直線部を走行して来た自動車が円曲線の始点において制動するものとし、すべった状況を図-3-2に示す。ここで曲線半径を R 、片こう配を i 、直線方向の速度を V_x 、移動量を X 、直線に直角方向の速度を V_y 、移動量を Y 、路面のすべり摩擦係数を f 、 X 方向の分力係数を C 、 Y 方向の分力係数を k とすると、路面のすべり条件より

$$\left. \begin{aligned} C^2 + k^2 &= f^2 \\ C: k &= V_x: V_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.6)$$

一方曲線上任意の点における Y 方向の片こう配を i_n とすると、 i_n は近似的に次のようになる。

$$i_n = \frac{i_0}{\left\{ 1 + \left(\frac{\Sigma X}{R - \Sigma Y} \right)^2 \right\}^{1/2}} \dots\dots\dots (3.7)$$

さらに速度とすべり摩擦係数の関係は次のとおりである。

$$V_{x_n}^2 - V_{x_{n+1}}^2 = 2 \cdot g \cdot c_n \cdot dX \dots\dots\dots (3.8)$$

$$V_{y_n}^2 - V_{y_{n+1}}^2 = 2 \cdot g \cdot (k_n - i_n) \cdot dY \dots\dots\dots (3.9)$$

以上の式より

$$V_{xn+1} = -\frac{g \cdot f \cdot dt}{2 \left(1 + \frac{V_{yn}^2}{V_{xn}^2}\right)^{1/2}} + \frac{1}{2} \left(\frac{g \cdot f \cdot dt}{\left(1 + \frac{V_{yn}^2}{V_{xn}^2}\right)^{1/2}} \right)^2 + 4$$

$$\times \left\{ V_{xn}^2 - \frac{g \cdot f \cdot V_{yn} \cdot dt}{\left(1 + \frac{V_{yn}^2}{V_{xn}^2}\right)^{1/2}} \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (3.10)$$

$$V_{yn+1} = -\frac{g \cdot A \cdot dt}{2} + \frac{1}{2} \left\{ (g \cdot A \cdot dt)^2 + 4 \right. \\ \left. \times (V_{yn}^2 - g \cdot A \cdot V_{yn} \cdot dt) \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (3.11)$$

ここで $A = \frac{f}{\left(\frac{V_{xn}^2}{V_{yn}^2} + 1\right)^{1/2}} - \frac{i_0}{\left\{1 + \left(\frac{\sum X}{R - \sum Y}\right)^2\right\}^{1/2}}$

したがって偏走距離は次のとおりである。

$$\sum X = \sum_n V_{xn-1} \cdot dt \dots\dots\dots (3.12)$$

$$\sum Y = \sum_n V_{yn-1} \cdot dt \dots\dots\dots (3.13)$$

さらに自動車が行走中心線から変移する幅 E は次のとおりである。

$$E_n = \left\{ (\sum X)^2 + (R - \sum Y)^2 \right\}^{1/2} - R \dots\dots\dots (3.14)$$

これらの計算は電子計算機によりくり返し計算を行なった。計算によってえられた偏走軌跡の1例を図-3-3に示す。

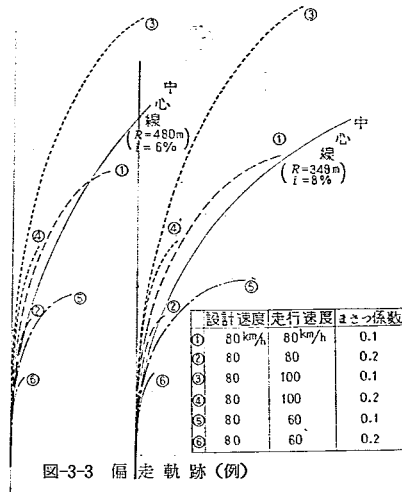


図-3-3 偏走軌跡(例)

(1) 設計速度で走行中制動した場合

曲線上を設計速度で走行中にロック制動した場合の変

移量を上述の方法で計算した結果を図-3-4に示す。図において実線は最大外側変移量であり、点線は最大内側変

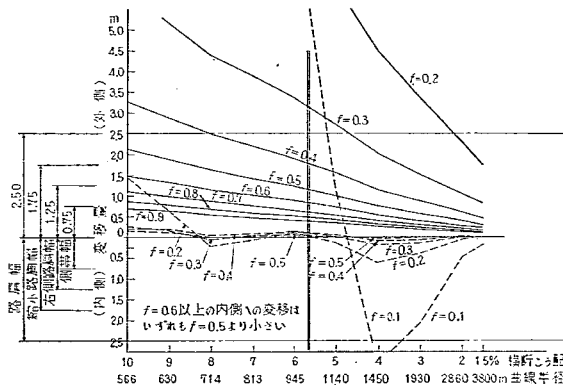
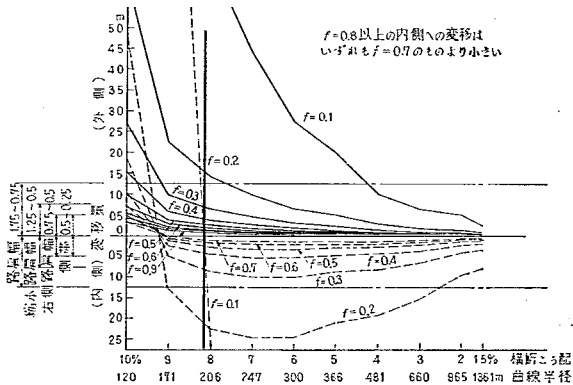
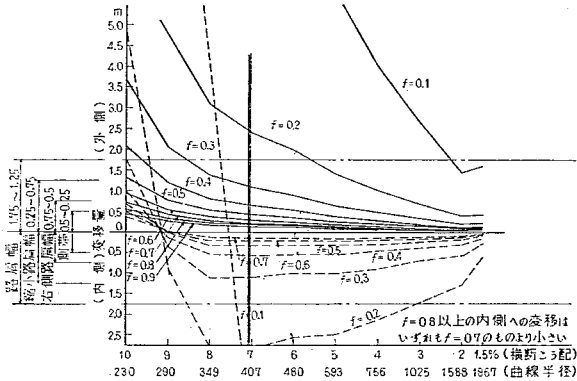
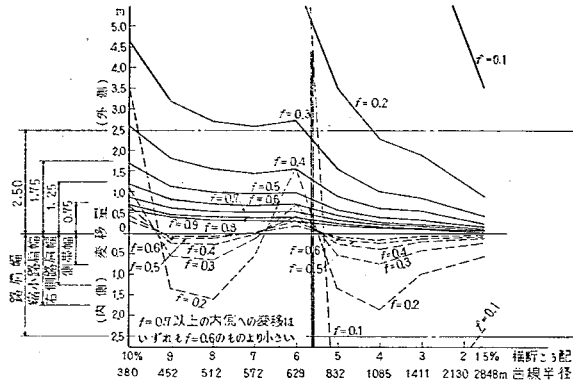
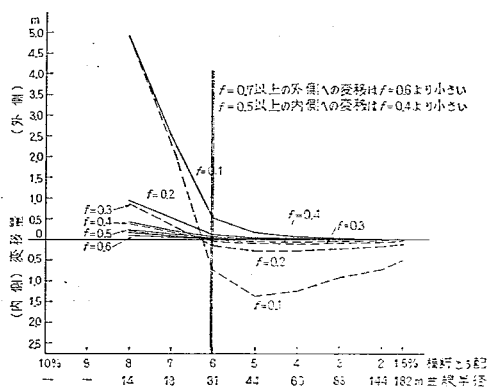
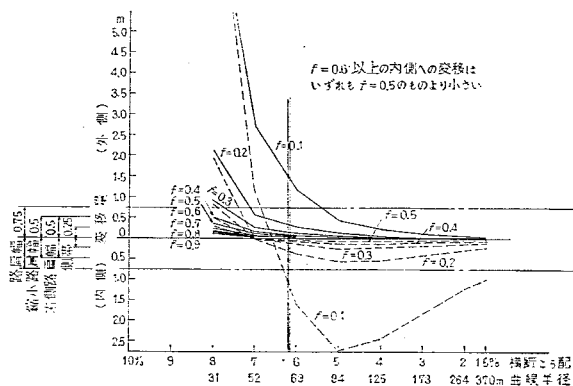
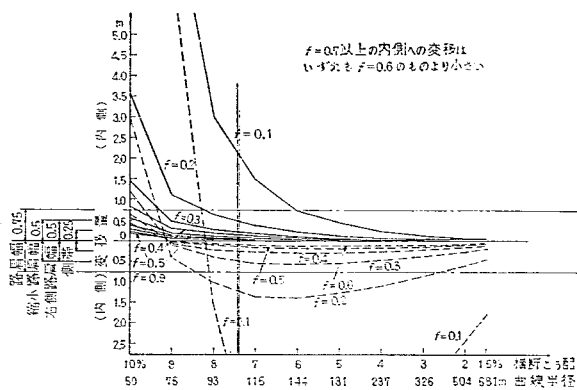


図-3-4(a) 最大変移量(設計速度 $V=120\text{km/h}$)





移量である。図より明らかなように普通の路面ですべり摩擦係数が0.4より大きい場合、変移量は比較的小さく、路肩幅等を考慮すると十分安全であると考えられる。しかし曲線の外側になる右側路肩の幅員についてはやや不足であり、今後再検討する必要があると考えられる。路面に雪水等があるすべり摩擦係数が0.2前後の小さい値になったときは非常に危険であることがよく分る。しかもこの場合は最初外側方向に大きく変移し、ついで内側方向にも大きく変移することに注意しなければならない。

(2) 構造令における望ましい曲線半径

道路構造令においては設計速度に対応する最小曲線半径が規定されている。しかし実際に路線設計をする場合には最小曲線半径にとらわれることなく、地形および工費の許すかぎり大きい曲線半径を使用することはいうまでもない。大きい曲線半径を使用する最大の理由は運転者に快適な走行を与えるためである。構造令の解説と運用に定められている望ましい最小曲線半径は表-3-2のと表-3-2最小曲線半径の一般値(望ましい最小曲線半径)

設計速度	R	$\frac{V_2}{127R}$	i	f
120	1,000	0.113	0.057	0.053
100	700	0.112	0.056	0.056
80	400	0.126	0.071	0.055
60	200	0.142	0.081	0.051
40	100	0.126	0.076	0.050
30	65	0.110	0.050	0.050

おりであり、この場合運転者に感ずる遠心方向加速度 f はいずれも0.06程度であり、ほとんど感じないといってもよい程度である。

さらに曲線上で制動した場合の安定性について考慮すると、図-3-4において構造令の最小曲線半径を使用した所(左端)ではかなり変移量が多くなっている。路面の状態が良好な場合は路肩幅員を利用してやっと安全性を保つことができるが、他の車線に自動車があった場合などでは事故に至る可能性が多分にある。構造令運用における望ましい最小曲線半径を図-3-4に入れると縦の2本線となる。この望ましい曲線半径上で制動した場合の自動車の変移量は普通路面ではほぼ1.0m以内であり、雪氷路面でもほぼ路肩幅員内で停止することができるので非常に安全である。この値よりさらに曲線半径を大きくした場合もちろん走行上快適ではあろうが、横方向加速度制動時の変移量は大きく改善されないと考えられる。

(3) オーバースピード、アンダースピード

運転者が設計速度のとおりに走行した場合の状況については上述したが、設計速度と異なる速度で走行し制動した場合について考える。

まづ道路構造令の解説にはチェックスピードによる片こう配が検討されており、設計速度より20km/hオーバーの速度に対しては曲線部の片こう配と横すべりの関係は十分安全である。しかし曲線上でオーバースピードの状態では制動した場合には非常に危険である。20km/hのオーバースピードで制動した場合の計算結果は図-3-5のとおりである。いずれも大きく外側に変移している。内側へ

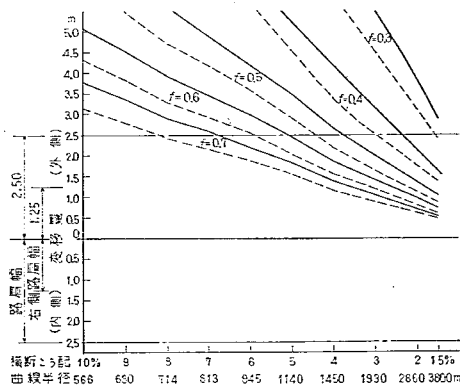


図-3-5(a) 最大変移量(設計速度+20km/h、 $V=120+20=140$)

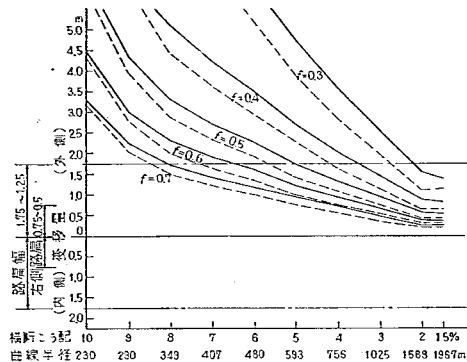


図-3-5(b) 最大変移量 (設計速度+20km/h、
 $V=80+20=100$)

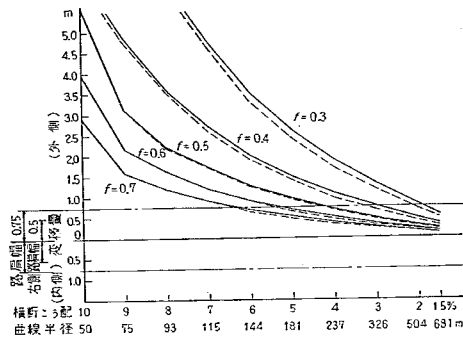


図-3-5(c) 最大変移量 (設計速度+20km/h、
 $V=40+20=60$)

の変移はほとんどなく外側に行きつばなしといった状態である。望ましい曲線半径を使用した場所でも湿潤状態では大きく外方にすべる。乾燥路面で変移量はほぼ路肩幅員程度となり辛うじて安全である。

20km/hのアンダースピードで制動した場合の計算結果を図-3-6に示す。いずれも外方への変移はほとんどなく、最終的に内側へかなり変移している。この場合路面が普通の乾燥又は湿潤状態であれば内側への変移量も少なく安全上問題はない。しかし雪氷等の路面ですべり摩擦係数が小さい場合には大きく内側に変移することに注意しなければならない。

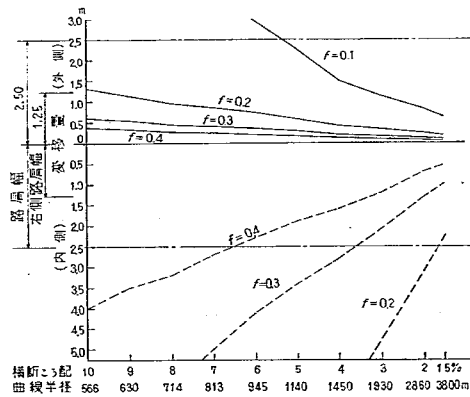


図-3-6(a) 最大変移量 (設計速度-20km/h、 $V=120-20=100$)

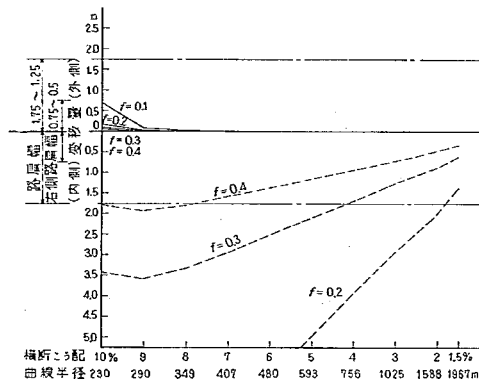


図-3-6(b) 最大変移量 (設計速度 20km/h 、 $V=80-20=60$)

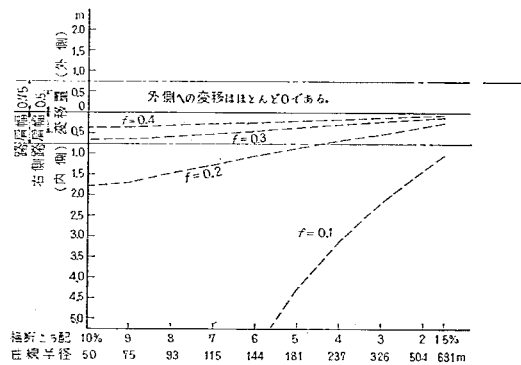


図-3-6(c) 最大変移量 (設計速度 20km/h 、 $V=40-20=20$)

(4) 特殊な片こう配を用いた場合の偏走

現在の道路の片こう配は単一直線こう配である。その結果上述のように外方、内方への変移もかなり大きくなっている。これを解決するために凹形断面を考えた。断面形として折れ線こう配および曲線形の2種について同様の偏走計算を行なった結果は図-3-7のとおりである。

図において実線は道路構造令どおりの単一直線片こう配を付けた場合の変移量であり、さきの図-3-4のものと同じである。図-3-7で×印のついたものは構造令の片こう配に対し車道中心線の外側では+2%、内側では-2%こう配をかえたものである。○印のついたものは構造令の片こう配値に対し、車道中心線からの横断方向の距離 E

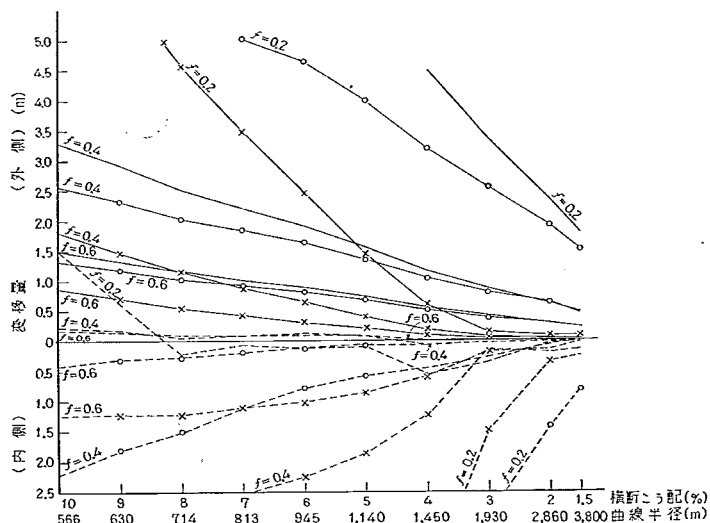


図-3-7(a) 特殊断面での最大変移量 (設計速度 $V=120\text{km/h}$)

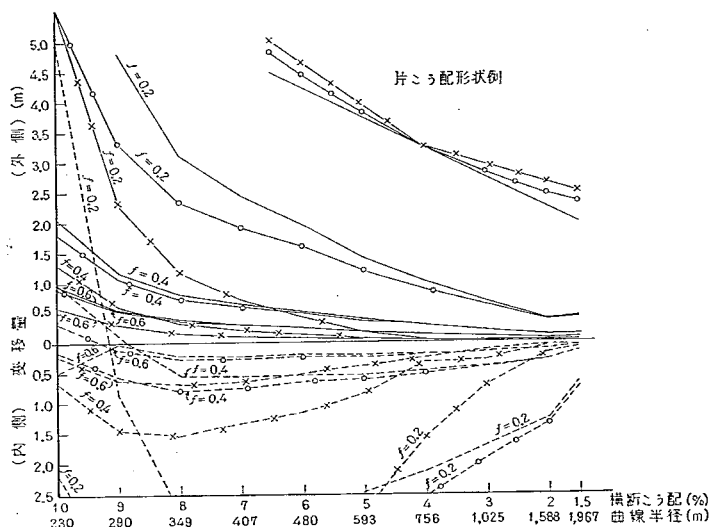
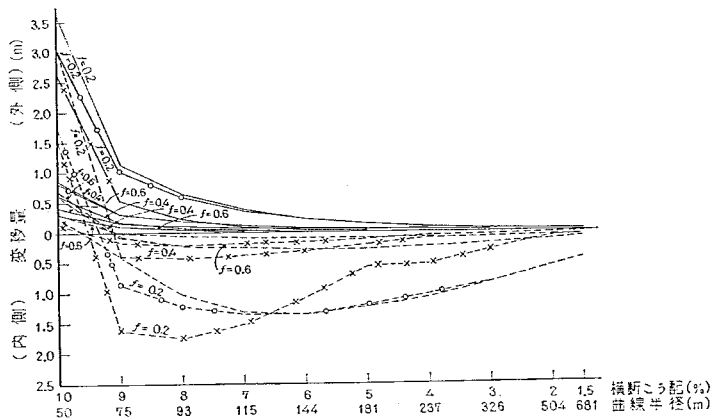
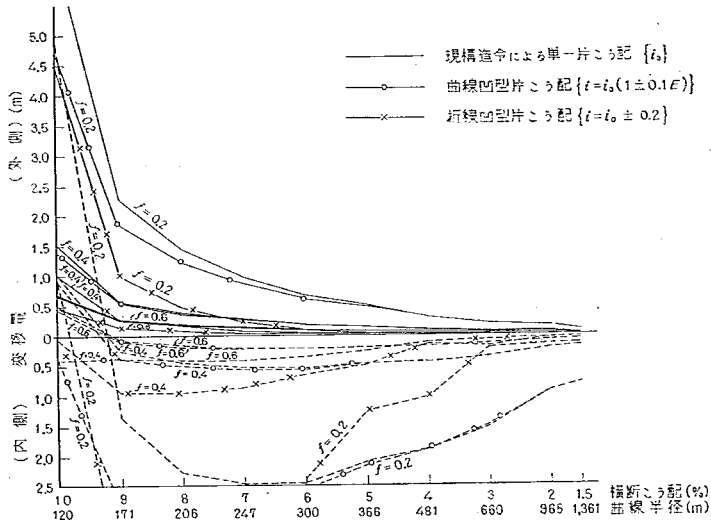


図-3-7(b) 特殊断面での最大変移量 (設計速度 $V=80\text{km/h}$)



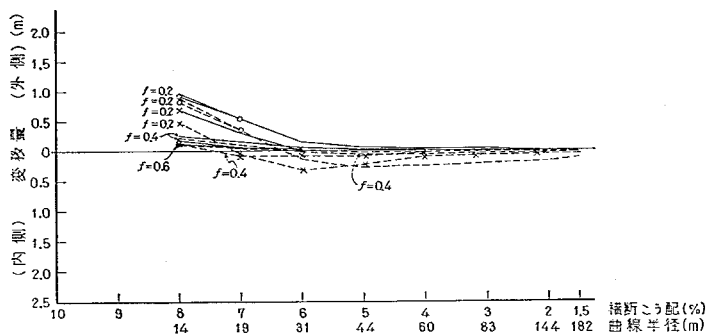


図-3-7(e) 特殊断面での最大変移量 (設計速度 $V=20\text{km/h}$)

(m)に応じて0.1Eだけ片こう配をかえたものである。この場合Eが車道中心線より外側の場合を+, 内側の場合を-としてある。図-3-7によると曲線凹形の場合いくぶん外側への変移が少なくなっており, 2%増減した場合さらに外側への変移は少なくなっている。しかしこれらの場合いずれも内側への変移量はかえって大きくなっている, これらについて今後検討しなければならない。

(5) 雪氷路面での偏走

道路構造令の片こう配に関する規定で第15条と第16条をそのまま解釈すると, 積雪寒冷地では最小曲線半径に

対し片こう配を6%という特例値が採用できるようになっている。冬期に一般走行速度が低下することを考えると当然であり, また夏期においても曲線部を走行しているときに残留遠心力が0.04g増加するだけであると考えればそれ程問題でもないように考えられる。しかしこの場合も曲線上で制動した場合を計算すると図-3-8のようになる。図において例えば摩擦係数0.4(湿潤路面)の場合を見ると, 80km/hで一般規格によると2.0m変移するのに対し, 特例値の場合は4.3mも変移することになり非常に危険である。

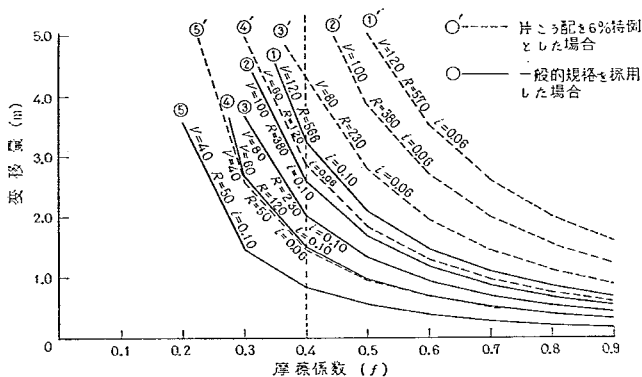


図-3-8 積雪寒冷地区で横断こう配を制限した場合の影響 (外側変移のみ)

4. 発進とすべり抵抗

自動車が発進駆動するときにも発進抵抗（ころがり抵抗＋加速抵抗＋こう配抵抗）に対応したタイヤと路面の間のすべり摩擦抵抗が働く。一般にすべり摩擦抵抗は十分発進抵抗より大きいので問題はない。ただレース用自動車が急発進したり、雪氷上で発進する場合には路面のすべり摩擦抵抗が不足してスリップを起こしたり、発進不能になったりすることがある。以下には雪氷路面上で発進する場合についての考え方を述べる。

〔1〕 直線こう配区間の発進

雪氷上での発進時のタイヤのすべり状態を見ると、まづ自動車が雪氷路面に静止し、自動車の駆動力が順次伝

達され増大される。この場合タイヤと雪氷路面との間の摩擦は、伝達動力が増大するにつれて抵抗力も増大し、ある最大値に達する。自動車を発進させるのに必要な力がこの最大摩擦抵抗力より小さい場合は自動車は発進を開始する。一方発進に必要な力が最大摩擦抵抗力より大きい場合はタイヤは空転を始める。空転を始めるとタイヤと雪氷路面の間の摩擦抵抗は急に小さくなり、もはや発進は全く不可能になる。この状態を図-4-1に示す。この場合の最大摩擦係数と空転時の摩擦係数は路面の状態によって変化するほか、タイヤの種類によっても異なる。

実際の発進時の現象はさらに複雑である。最大摩擦係数が非常に大きい場合は自動車は普通路面と同様に容易

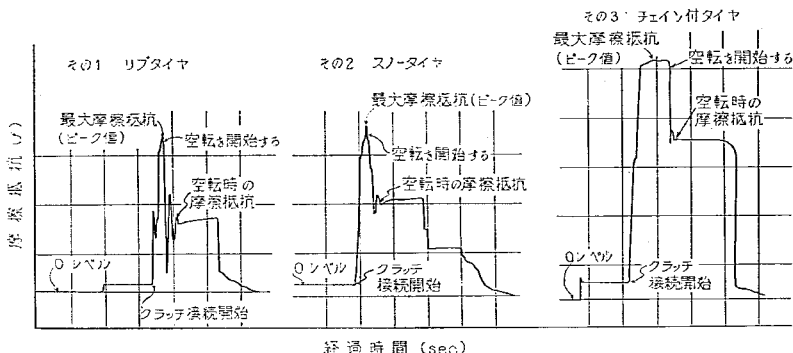


図-4-1 駆動時のすべり摩擦係数の変化

に発進する。しかし一般に雪氷上で急発進すると、雪氷路面とタイヤの間の最大摩擦係数がかなり大きい場合でも、さらに加速抵抗が大きくなり、自動車はわずかに発進するが、タイヤは一部空転を始める。空転の程度が大きい場合は（タイヤの回転速度の大きい場合）摩擦係数は急に低下し（停止空転の摩擦係数となる）車は前進しなくなる。この場合加速抵抗がやや小さいか、車輪の空転の程度が少ない場合には、タイヤは一部空転（すべり率のある状態）しながらも自動車は前進を続け、ある程度速度が増大すると（加速度が小さくなると）空転はなくなり、正常な走行状態になる。この一部空転しつつある状態のすべり摩擦係数を走行しながら空転時の摩擦係数と呼ぶことにする。すなわち走行しながら空転しているときの摩擦係数が自動車のころがり抵抗係数より大きい場合発進は可能となる。これらの関係は次のように表わされる。

$$r = f_r + i + \alpha$$

$$r > f_{\max} \cdots \cdots \text{発進不可能}$$

$$f_{\max} > r > f_0 \cdots \cdots \text{ほとんど発進不可能、静かに発進する良好な運転者のみ発進可能。}$$

$$f_0 > r > f_{\min} \cdots \cdots \text{大部分発進可能、不慣れで急加速して空転状態になる車は発進不可能}$$

$$f_{\min} > r \cdots \cdots \text{いずれの車も発進可能、普通路面はこの状態である。}$$

ここで r は発進抵抗係数、 f_r はころがり抵抗係数、 i は縦断こう配、 α は発進時の加速抵抗、 $f_{\max}$ は最大摩擦係数、 f_0 は走行しながら空転しているときの摩擦係数、 $f_{\min}$ は停止空転時の摩擦係数である。

ここでさらに問題になるのは自動車全体としての駆動力と駆動タイヤの摩擦係数の関係である。多くの自動車では駆動輪は後輪またはその他の特定の車輪である。全荷重 (M) に対する駆動輪の荷重配分係数を β とすると、実際の自動車に対する駆動力は $M \cdot f \cdot \beta$ となり、発進の条件は次のようになる。

$$M(f_r + i + \alpha) < M \cdot f \cdot \beta \dots\dots\dots (4.1)$$

f_r, α を無視すると

$$i < f \cdot \beta \dots\dots\dots (4.2)$$

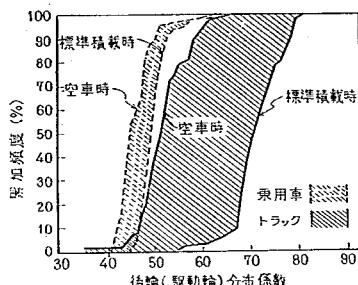


図-4-2 自動車の駆動輪への荷重配分

実用の自動車についてこの関係を調査した結果は図-4-2のとおりであり、幾何構造設計に当り安全側としてとりうる値は表-4-1のようになる。一方雪氷上の摩擦係数の実測値より安全側としてとりうる値は表-4-2のとおりである。表-4-2で駆動時摩擦係数の左側の値は空転時のものであり、右側は最大摩擦係数である。表-4-1、表-4-2の値を用いて計算した発進可能こう配は表-4-3のとおりである。表-4-3で最大こう配に範囲があるのはそれぞれ空転時および最大値に対応するもので、左側の数値は最悪の路面で運転操作もよくない人でも発進可能こう配である。右側の数値は雪質は最悪であるが、運転操作が最高の人の発進可能こう配である。負になっている所はころがり抵抗に打ち勝つだけの摩擦力が出ず、下りこう配でなければ発進できない状態を示す。しかもこれら

表-4-1 車種別駆動輪荷重配分係数

車 種	乗 用 車	ト ラ ッ ク	ト レ ー ラ ー
係 数 (β)	0.41	0.43	0.38

表-4-2 雪氷路面でのタイヤ摩擦係数の最小値

タイヤの種類 係数	リブタイヤ	スノータイヤ	スパイクタイヤ	チェーン付 タイヤ
f_s (駆 動 時)	0.04~0.17	0.07~0.21	0.08~0.27	0.27~0.35
f_d (制 動 時)	0.15	0.16	0.20	—
f_r (ころがり)抵抗	0.02(0.05)	0.02	0.02	0.03

表-4-3 雪面上 発進可能な最大こう配

タイヤの種類 車種	リブタイヤ	ス ノ ー タ イ ヤ	ス パ イ ク タ イ ヤ	チェン付 タ イ ヤ
乗 用 車	-0.4~4.9% (1.9%)	0.9~6.6%	1.3~9.1%	9.1~12.3%
ト ラ ッ ク	-0.3~5.3%	1.0~7.0%	1.4~9.6%	9.6~13.1%
セミトレーラー	-0.5~4.1%	0.6~6.0%	1.0~8.3%	8.3~11.3%

の値は加速抵抗を計算に入れていないので実際にはこのよう配よりもやや小さくなる。

〔2〕合成こう配区間の駆動抵抗

合成こう配区間では発進時に駆動力が減少する問題と、走行中に走行抵抗が増加する問題がある。これらについて以下に述べる。

(1) 合成こう配区間の発進

雪氷上の合成こう配区間で自動車が発進する場合その方向が問題となる。自動車が合成こう配方向に発進する場合には合成こう配は前述の発進可能こう配と同等またはそれ以下でなければならない。

しかし一般に自動車は道路の縦断方向に発進すると考えられる。 i を横断こう配、 j を縦断こう配とすれば

$$f_c = \sqrt{f_i^2 + f_j^2} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$f_i \cdot \beta = j + f_r \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\therefore f_c = \left\{ \left(\frac{j + f_r}{\beta} \right)^2 + i^2 \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (4.5)$$

ここで f_c は縦断こう配方向と横断こう配方向との力の合成方向力に対応する摩擦係数、 f_i は縦断方向力に対する摩擦係数、 f_r はころがり抵抗係数、 β は車両の駆動輪の荷重配分係数である。発進が可能ためには f_c が雪氷上の摩擦係数以下であればよいことになる。種々の路面に

対する(4.5)式の計算結果をまとめたものが図-4-3である。図によると横断こう配の影響は比較的少ないことが分る。

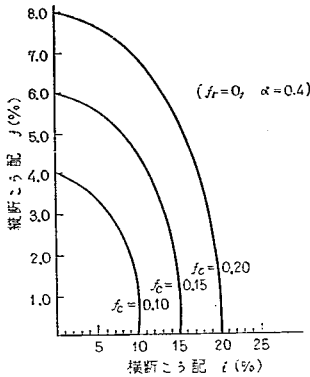


図-4-3 縦断こう配、横断こう配とその合成方向力に対応する摩擦係数との関係

(2) 曲線部の走行抵抗

発進には直接関係ないが合成こう配区間では曲線による走行抵抗が発生し、それだけ走行抵抗が増大することになる。いま図-4-4に示すようにA地点にあるXX方向

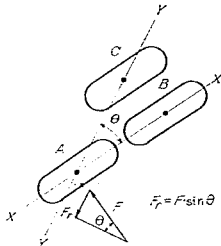


図-4-4 横すべり角度

に自由に回転しているタイヤがなんらの横方向力も受けない場合はXX方向に進行してB地点に到ることになる。しかし曲線部を走行するときにはFなる遠心力を受け、その結果タイヤはYYの方向に進行しC地点に到る。この場合XXとYYのなす角 θ をこのタイヤの横すべり角といい、横すべりによる走行抵抗 F_r は次のとおりとなる。

$$F_r = F \cdot \sin \theta \quad \dots \dots \dots (4.6)$$

ここでFは横すべり力である。一般に横すべり力係数(横すべり摩擦係数)と横すべり角との関係は図-4-5のとおりである。図より明らかなように横方向力の小さい間は横すべり角との関係はほぼ直線比例しているが、横方向力が大きくなると θ は急に大きくなりついには完全

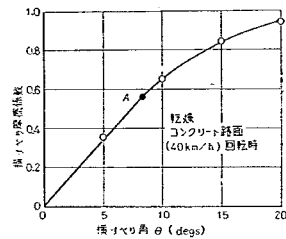


図-4-5 横すべり角と横すべり摩擦係数土研走路・谷田部試験場

な横すべり状態となる。この時の摩擦係数が普通にいう横すべり摩擦係数である。いま直線比例範囲における横すべり摩擦係数 f と横すべり角 θ との比を横すべり摩擦係数 P とすると次のとおりとなる。

$$P = \frac{f}{\theta} \quad \dots \dots \dots (4.7)$$

$$\therefore F_r = P \cdot \theta \cdot M \cdot \sin \theta \quad \dots \dots \dots (4.8)$$

ここでMはタイヤ荷重である。実用タイヤについてPは0.05~0.10の範囲にあり、普通の乗用車タイヤで最大0.10、バス、トラックで最小で0.05である。図-4-6はタイヤの種類と空積によるPの値を示す。この場合荷重に

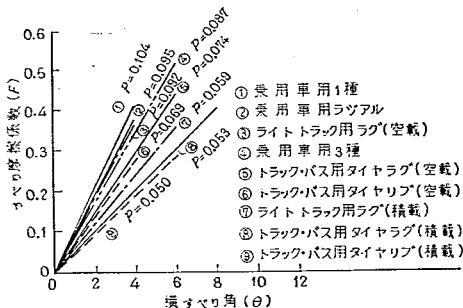


図-4-6 $P = F/\theta$ の一次範囲内直線式

比して剛性の大きなタイヤほど、またトレッドの摩耗したもののほど P は大きい。

実際の道路における曲線による走行抵抗を実測し、これと上述の方法による計算値とを比較したものが表-4-4

表-4-4 曲線走行抵抗

走行条件		実 測 値			計 算 値		
半径 m	実速度 km/h	トルク増 加 (kg)	減速力 $W \cdot a/g$	抵抗係数 合計/車 重	遠心力 G	すべり角	曲 線 抵 抗
120	58.7	7.08	6.17	0.011	0.227	2°50'	0.011
	49.6	4.72	5.71	0.009	0.161	2°01'	0.006
80	47.9	6.66	10.16	0.014	0.225	2°49'	0.011
	39.6	5.12	4.43	0.008	0.154	1°56'	0.005
50	38.1	10.58	11.21	0.019	0.229	2°51'	0.011
	29.4	4.72	3.22	0.007	0.136	1°42'	0.004
	20.0	1.44	0	0.001	0.063	47'	0.001
30	30.0	7.18	7.41	0.013	0.236	2°57'	0.012
	20.0	2.28	0	0.002	0.105	1°19'	0.002
15	20.0	13.32	2.08	0.013	0.210	2°38'	0.002

1. 自動車重量=1170kg

2. 横すべり係数率 $P=F/\theta=0.08$ とする。

である。表-4-4は曲線部に横断片こう配がないものとして、片こう配があった場合横方向力は相当減少する。その計算結果は表-4-5のとおりである。したがって

実際の道路で曲線による走行抵抗の増加は最大0.5%程度である。

表-4-5 道路における実際の曲線抵抗

設計 速度	120	km/h F_y	100	F_y	80	F_y	60	F_y	40	F_y	20	F_y	片こう配
曲 線 半 径	570	0.0021	380	0.0025	230	0.0031	120	0.0040	50	0.0050	—	—	0.100
	700	0.0015	500	0.0013	350	0.0009	200	0.0008	90	0.0008	15	0.0037	0.080
	1000	0.0006	700	0.0006	500	0.0004	300	0.0003	150	0.0001	30	0.0004	0.060
	1500	0.0003	1000	0.0003	700	0.0002	500	0.0001	250	—	65	—	0.040
	2500	0.0001	2000	—	1500	—	1000	—	400	—	100	—	0.020

1. $F_y = F \cdot \sin \theta$ の欄が曲線による走行抵抗係数の増大量である。

2. 横すべり摩擦係数率($P=F/\theta$)は0.08とした。

5. 路側の走行抵抗と走行の安全性

路側の走行抵抗には主としてすべり抵抗とかがり抵抗がある。ここではこれらを総合した走行抵抗として考える。

道路には走行の安全のために路肩および路側余裕幅がとられている。その状況は道路の種類によって異なり、高級の道路の場合この幅は大きく、低規格の道路では小さい。普通この余裕は走行中の側方余裕と道路側方の見通しおよび非常用駐車のためであると考えられている。しかしその外に、もし何らかの原因で自動車が側方に偏

走した場合の安全性のためにも役立つのである。統計資料によると自動車が逸脱する角度は道路方向に対してほとんど10°~30°であり、15°程度が最も多い。すなわち自動車は15°の角度で路肩部分を通過する間に路側部表面の走行抵抗によって減速されるのである。

路側余裕幅を W 、偏走角を15°とすると路側部分の走行距離は $S=W/\sin 15^\circ$ となる。一方すべった場合の速度と距離の関係は $S=(V_0^2-V^2)/2 \cdot g \cdot f$ である。したがって路側部分をすべって路側端に達したときの速度は次のとおりである。

$$V = \left(V_0^2 - \frac{2 \cdot g \cdot f \cdot W}{\sin 15^\circ} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (4.9)$$

(4.9)の計算の一例は図-4-7のとおりである。図において

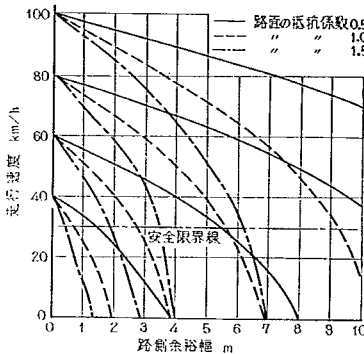


図-4-7 路側余裕幅と速度の関係(偏走角15°)

安全限界線とは、この速度で自動車が障害物等に衝突した場合乗員は負傷はするが死亡にはいたらない大体の限界線である。この図からも明らかなように路側の制動効果はかなり大きく、路側表面の走行抵抗を大きくしたほどその効果は顕著であり、道路の規格に応じた幅員と表面性状をもつ路側余裕帯を作ることにより、十分安全な道路とすることが可能である。

さらに実際の道路では余裕幅と同時に逆横断こう配(路側部分では外側を高くする)を付して2. [3] の効果も併せ発揮させ、しかも残留する速度に対し適切な防護柵を設置するならば道路に対する走行の安全性を定量

的に確保することができると考えられる。

6. む す び

自動車の運動はエンジン馬力以外は主として道路の幾何構造と路面のすべり抵抗によって決定される。自動車の運動についてはすでに解析は完了しているかのように考えられているが、まだまだ複雑な面が残されており、この面から走行の安全性を確保するための対策も残されていると考えられる。現在道路交通の安全性に対する社会的要望が非常に強いが、これに答えるためには単なる安全施設の設置のみでは十分な成果は期待できない。基本的な自動車の運動特性を解析し、それに対応するさらに安全度の高い道路構造を考えるべきであろう。

参 考 文 献

1. 市原薫「路面のすべり抵抗に関する研究(1)——一般路面のすべりについて——」土木研究所報告135号の3, 昭和44年2月
2. 市原薫「路面のすべり抵抗に関する研究(2)——雪氷路面のすべりについて——」土木研究所報告138号の2, 昭和45年1月
3. H.W.Kummer and W.E.Meyer "Tentative skid-resistance requirements for main rural highways" National Cooperative Highway Research Program Report 37, HRB. 1967
4. 加藤見, 小野弘「道路に原因するスリップ事故の理論解析」第6回日本道路会議論文集
5. 「道路構造令の解説と運用」日本道路協会, 昭和45年

山地流域における洪水流出の追跡

(昭和46年10月)

青 木 佑 久*

Physical Studies on Storm Runoff in Mountainous Watersheds

(October 1971)

by Sukehisa Aoki

Synopsis :

In this paper, the author discusses about the physical aspects of relations between rainfall and runoff, infiltration and surface flow, assessments of flood runoff models, some criteria of occurrence of serious flood disasters.

(1) Using the rainfall and runoff data obtained at five experimental basins (four of them have been managed by Public Works Research Institute, Ministry of Construction; one of them belongs to the Government Forest Experiment Station, Ministry of Agriculture and Forestry), he finds that the values of both runoff coefficients in the rational formula and storm runoff ratios increase with the increase of the storm duration and rainfall intensity. (see Fig. 3.)

(2) To clarify the facts above-mentioned, he studies on the mechanisms of rain water separation into surface flow and infiltration on the ground. Using the data obtained at two experimental sites for the surface flow detection on the basin slopes, he finds that the appearance of surface flow on mountainous slopes is strongly affected by the rainfall intensity in a short period and is affected by the accumulated rainfall and a storm duration. (see Figs. 5 and 6.)

(3) Based on the data obtained at the following laboratory experiments, he proposes the basic formulae to expand Horton's equation for infiltration capacity. Saturation in the layers is introduced as a parameter.

- i) the experiments on the time variation of infiltration during a storm. (see Eq.(3.3) and Fig. 9.)
- ii) the experiments on the vertical percolation through unsaturated porous layers. (see Eq.(4.8) and Figs. 13, 15.)

(4) Based on the above-mentioned studies, he investigates advantages and disadvantages in some computational procedures commonly applied to flood runoff in Japan. Sugawara-Maruyama's serial Tank Model proves to be better. (see Table 4.)

(5) Referring to the catalogues of conspicuous flood disasters in Japan, he concludes that the serious disasters have been caused by the rainfall under the following criteria :

- i) accumulated rainfall in the watershed reaches more than 100-150mm, and,
- ii) the rainfall intensity during a certain period is higher than the critical intensity shown as in Fig. 20.

Key words (runoff ratio, runoff coefficient, surface runoff, subsurface runoff, infiltration, percolation, flood runoff model, flood disaster)

要 旨

本稿において筆者は、まず、洪水時における降雨・流出の関係を概括的に考察するために、水文研究室がこれ

* 河川部水文研究室研究員

までに設置した神流川（若泉），美和（小大沢），多摩（南大沢），裏筑波（山口川）の4試験地，および農林省林業試験場宝川試験地（本流）を加えた5流出試験地の水文観測資料を用いて，洪水時の流出率，流出係数の実値について検討を試みた。

降雨時に流域における表面流出発生機構を考察するために，上記の多摩試験地内（清水入谷戸），裏筑波試験地内（祖父ヶ峰の谷）の2地点に表面流出量観測装置を設け，これにより，降雨量と表面流出発生量との関係を検討した。

赤羽支所構内においては次の3種の基礎実験を行ない，それぞれについてその追跡式を試案した。

- ・ 降雨時における雨水浸透能の時間的変化および発生した表面流の流下に関する実験
- ・ 浸透した雨水が土砂層中を不飽和状態で浸透降下する現象のモデル実験
- ・ 2次元変幅水路による飽和地下水の浸透流動に関するモデル実験

以上の諸考察の結果，降雨時の流出現象に関して，おおむね，次の事項が確められた。

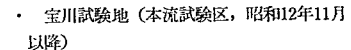
- ① 洪水の流出率・流出係数の値は流域ごとに差があるのは当然であるが，一流域について見れば両者の値はただ無作為にばらつく適当な数値ではなく，一定の傾向が認められる。両者の値は当然のことながら，洪水継続時間が長くなるに伴って（損失量の減少，中間流出量の増加により）増加している。降雨強度が強いときには（表面流出発生量の増加などにより）流出係数が増大する。（表-1および図-3）
 - ② 洪水流出量のうち中間流出成分の占める割合は，流域内山地表土層の透水性とその厚さに影響される。一般に，良透水層が浅いほど中間流出が多く早く流出する。
 - ③ 洪水流出の各流出成分の多少関係は洪水流出タンクモデル（直列3～4段）の各浸透孔乗数の大小とよく符合する。
 - ④ 降雨時の流出ではいうまでもなく表面流出成分が卓越するが，流域斜面における表面流出の発生は，短時間の降雨強度に強く影響される。小降雨の場合には発生時までの累加降雨量や降雨継続時間の影響は比較的小ない。したがって，基本的には Horton 型の浸透能方程式が実証される。（図-5，6，7，12）
 - ⑤ 単純な山地斜面でも，浸透能は各点によって非常にばらつきがあり，浸透能がほとんどゼロ（不浸透）の点から 100mm/hr 程度（ほとんど浸透）まで広く点在している。一つの谷で考えれば，概して，谷の下方が浸透能が小さく，上方ではかなり大きい。
- したがって，一般の降雨では，一つの流域の中にも，表面流出の発生する部分と，全浸透する部分とが併存しており，両者の面積率は降雨強度などに従って随時変化している。洪水の流出率・流出係数の値は，流域の平均的な表面流出発生面積率と強い相関がある。
- ⑥ 任意の各点における浸透能の時間的変化は，Horton の浸透能方程式から導かれる表土層飽和度と浸透能との一次関係式によって，時々刻々追跡することができる。（(3.3) 式および図-9）
 - ⑦ 最終浸透能は，Darcy の透水係数と同等ないし数分の1である。（図-11）
 - ⑧ 表土層に浸透した雨水が不飽和状態で浸透降下するときには，浸透降下量は土層中の有効飽和度の3乗に比例する。（(4.8) 式および図-13，15）
 - ⑨ 緩こう配の地下水の流動では，原則的には Dupuit-Horchheimer の式が成立つが，地下水流動の追跡計算においては，流動層の有効空隙率，透水係数，層厚層幅の的確な推定がなによりも重要である。
- さらに，以上の諸考察に付随する応用的な事項として，
- ・ 現行の各洪水流出計算法（有効降雨の推定法を含む）の特徴と問題点
 - ・ 著しい洪水災害をもたらした降雨の特徴
- の2項目について調査した。その結果，
- ⑩ 洪水流出計算法としては，洪水時の流出が表面流出だけではないから，浸透の時間的変化と複数の流出成分を採り入れた直列のタンクモデルがよい。（表-4）しかし，この計算法も流域面積が大きすぎる（大体 100km² 以上）と河道の流下効果が卓越して適合しにくくなる。
 - ⑪ 過去に大水害をもたらした洪水（表-5）の降雨パターンを見ると，累加雨量が多いこともさることながら，相当時間にわたり流域内の降雨強度がある限界強度以上のときに大水害が発生している。この限界強度値は洪水の継続時間の増加に伴って減少する。（図-20）
- キーワード（流出率，流出係数，表面流出，中間流出，浸透，浸透流動，洪水流出モデル，洪水災害）

1. 緒 言.....(3)	[3] 雨水の浸透と表流との分離の追跡 実験式.....(13)
2. 洪水の流出率とピーク時の流出係数の 実態.....(3)	4. 雨水の浸透流動に関する基本的実験式.....(16)
[1] 洪水の流出率と流出係数の物理的 意味.....(4)	[1] 雨水の不飽和浸透降下に関する実 験式.....(16)
[2] 各流出試験地の概要.....(4)	[2] 地下水流動式の実験的検討.....(20)
[3] 各試験地で観測された洪水の流出 率と流出係数.....(5)	5. 代表的な洪水流出計算法の特徴と問題点.....(20)
[4] タンクモデルの乗数に表われる洪 水流出の特徴.....(9)	[1] 概 要.....(20)
	[2] 各洪水流出計算法の概要.....(21)
	[3] 各洪水流出計算法の特長と問題点.....(22)
3. 洪水時における表面流出の発生に関す る考察.....(11)	6. 著しい洪水災害をもたらした降雨の特徴.....(28)
[1] 概 要.....(11)	[1] 概 要.....(28)
[2] 多摩および筑波試験地における 表面流出発生(量)の観測結果.....(12)	[2] 調査対象の洪水および降雨観測所.....(28)
	[3] 大洪水災害をもたらした降雨の特徴.....(30)

2. 洪水の流出率とピーク時の流出係数の実態

降雨による洪水の総流出率とピーク時の流出係数(ラショナル式)は、当該洪水の降雨量に対する流出量の大きさと強さを表す常用の数値として広く使われている。本節では、水文研究室所属の4流出試験地、すなわち、

- ・ 神流川試験地(若泉流域, 昭和23年4月～36年3月)
 - ・ 美和試験地(小沢沢流域, 昭和40年3月～42年3月)
 - ・ 多摩試験地(南大沢流域, 昭和43年7月以降)
 - ・ 裏筑波試験地(山口川流域, 昭和44年6月以降)
- および農林省林業試験場森林理水試験地の一つ,



を合わせて5流出試験地における降雨時の流出資料を調査して、このような山地流域における洪水流出率・流出係数の特徴を検討した。その結果、山地流域の流出率・流出係数が、ただ無作為にばらつく適当な数値ではなく、両者には互いに有意な相関関係があり、しかも、両者の値は（当然のことながら）継続時間が長い洪水ほど増大する傾向があることが確かめられた。神流川試験地のようにこの増大傾向が著しい流域では、洪水期間中にかゝる量の中間流出があるはずである。

洪水の流出率・流出係数の値は、原則的には降雨時における流域内の（浸透能的地域的分布による）平均的な表面流出発生面積率に相当し、これに洪水の時間経過による要因（損失雨量の減少、中間流出の増加分）が加

(3)

算されてそれぞれの値を形成している、と推定できる。

〔1〕 洪水の流出率と流出係数の物理的意味

(1) 洪水の流出率

→洪水の総降雨量に対する総有効流出高の比で表わす。すなわち、

$$f_r = \frac{\int_0^{t_c} q \, dt}{\int_0^{t_c} r \, dt}$$

(f_r : 流出率, t_c : 洪水継続時間)
(r : 降雨強度, q : 有効流出高)

である。ここで、上式の有効流出高 q は、「洪水時に流域内に降った降雨によって洪水期間中に流域末端に流出した総水量」であって、この量を推定するために、実測流量・ヒドログラフから適当な方法で基底流量を分離するという実用的な手法がとられる。

最大流出量 q_{peak} が大きくて、継続時間が短い洪水では基底流量をいかなる手法で分離しても大差ないが、流出量が小さな洪水、継続時間が長い洪水では、その分離方法によって流出率の値に差異が生じてくる。

流出成分を近似できる洪水流出計算法として直列のタンクモデル法がある。(2〔4〕参照) この計算法の適用性については後述する(5〔2〕(3))が、直列4段のタンクモデルによって洪水流出計算を行なった場合には、一般に各タンクからの流出量は図-2のような時間的変化を示す。この図を、われわれが常用している基底流量分離法

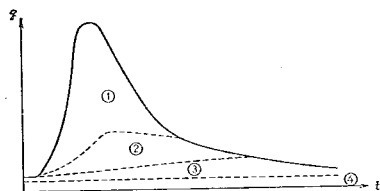


図-2 4段直列タンクモデルによる各段のタンクからの流出量の時間的変化の模式図

と比較対照してみると、両者はおおむね、

- ・ 水平直線分離法…基底流量は第4段のタンクからの流出
- ・ こう配急変点分離法…基底流量は第3～4段のタンクからの流出

のように対応していることが分かる。

(2) 流出係数

洪水のピーク流量を求めるラショナル式は、衆知のように、次の式で表わされる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f_p r A$$

$$\left(\begin{array}{l} Q_p: \text{洪水ピーク流量}(\text{m}^3/\text{sec}), \\ A: \text{流域面積}(\text{km}^2), f_p: \text{流出係数}, \\ r: \text{洪水到達時間内平均降雨強度}(\text{mm}/\text{hr}) \end{array} \right)$$

ピーク流量が上式のような形で表わされるためには、表面流出した洪水が流域内の各点から時間的に等分布で到達する(単位図法において長方形波形の単位図となる)ことが必要であるが、実際には、洪水到達は流域形状、降雨強度などによって均等分布ではなく、この式は厳密に言えば不合理である。したがって、流出係数 f_p は、単に流出に因与する有効降雨の比率を意味するだけでなく、式自体のあいまいさによるばらつきをも含めて一つの係数で表わした実用値である。

降雨の時間的変化が激しい場合には、平均降雨強度 r を求める到達時間のとり方により f_p の値が変動する。後述のように、中間流出成分の大きな流域では、洪水継続時間が長くなると $f_p > 1$ となることも珍しくない。

〔2〕 各流出試験地の概要

(1) 神流川試験地(若泉流域)

利根川右支川、流域面積 373.6km²。地質は秩父古生層から成り、輝緑凝灰岩などが見られる。表土は古生層の粘板岩・頁岩が風化したもので、浸透性は小さく、その透水層は浅いという。利根川上流域のなかでは流況が比較的良くない流域である。

この試験地における降水量、流出量その他の観測は昭和22年より始められ、昭和23年～35年の資料が整っている²⁾。雨量観測所は31箇所(うち自記雨量計は12箇所) 流量観測所は1箇所(若泉地点)である。昭和26年～35年の10年間の年平均で、

年降水量	1,279	mm/year
年流出量	898	mm/year
年流出率	70.2	%
平均損失量	1.04	mm/day

となっている。基底流量は約 0.8mm/day である。

神流川試験地はわが国における先駆的な河川流出試験地として高く評価され、その資料は多くの水文学研究に供されている。

(2) 美和試験地(小犬沢流域)

天竜川上流左支川三峰川美和ダム流域内右支川。流域面積 1.36km²。地質は石英片岩、千枚岩および緑泥片岩が交互にあらわれ、その一部は蛇紋岩化している。表土層が浅く、基岩の深度は地表面より 0.5～1.0m 程度。割れ目が発達し非常にポーラスだという(2〔3〕(2)参照)。昭和36年6～7月の伊那谷を中心とした梅雨前線豪雨の後に設立。降水量および流量の観測所は各1箇所、流量は開度 90°の菱形三角堰の越流深より求める。昭和40年3月より42年3月までの資料が整っている³⁾。これによれば、

	40年(3~11月)	41年(全年)	
降水量	1,029	1,280	mm
流出量	563	879	mm
流出率	54.2	68.1	%
平均損失量	2.2	1.1	mm/day

となっている。基底流量は約1.0mm/dayである。

(3) 多摩試験地(南大沢流域)

多摩川右支川大栗川右支川山田川右支川、都下多摩ニュータウン建設予定地内、流域面積は0.967km²。この地方は多摩川沿いに発達した河岸段丘で、火山灰の堆積による比較的厚い層のローム土より成る。堆積と侵蝕の繰返しで谷が広く発達しており、その谷の一つがこの流域である。流域内の土地利用は、山林が49%、畑地が42%、水田が9%である。低水時の流量は多くなく、この谷に沿った伏流水の流動があるようである。

ニュータウン建設に伴う流出の変化の調査(*)の一環として昭和43年7月より観測を開始し、現在に至る。雨量観測所は2箇所、流量観測所が1箇所(南大沢地点)で、流量は双形四角堰の越流深より求める。

なお、上述とは別に、この試験地内の清水入谷戸地点の畑地に降雨時表面流出発生観測装置を設けてある。

(4) 裏筑波試験地(山口川流域)

利根川(霞ヶ浦)水系桜川左支川山口川、茨城県筑波山北側、流域面積は3.12km²。流域の岩質は大部分が花崗斑岩で一部に花崗岩が見られる。流域の花崗岩・花崗斑岩は深く風化が進んでいる。各谷で長期無降雨時でも山腹や麓から浸透水の湧出が見られる。流域内の大部分が国有林地である。流況は比較的良好な流域である。

降水量および流出量の観測は昭和44年6月より開始し現在に至る。雨量観測所は流域内に3箇所、流量観測所は次の2箇所に設置した。

- ・ 山口川本川: 3.12 km²(凹形の双形四角堰により流量観測)
- ・ 祖父ヶ峰地点: 0.158 km²(開度90°の双形三角堰により流量観測)

上記の後者の流域は前者の流域の一部分である。これによれば、昭和45年1年間の観測値は、

	山口川	祖父ヶ峰	
年降水量	1,068		mm/year
年流出量	661.2	494.4	mm/year
年流出率	61.9	46.3	%
平均損失量	1.11	1.57	mm/day

となっている。基底流量は1.5~2.0mm/dayである。

なお、上述とは別に、祖父ヶ峰流域内の谷の一つ(約1 ha)を選んで降雨時表面流出量観測装置を設けてある。

(*) 土木研究所のほか、関東地建、東京都、日本住宅公団が参加している。

(5) 宝川試験地(本流試験区)

農林省林業試験場管轄の森林理水試験地の一。利根川上流藤原ダム流域内右支川。流域面積は19.06km²。本流試験区に並行して初沢試験区(流域面積1.18km²)がある。地質は主として花崗岩、いわゆる御坂層といわれる第3紀層、これら貫く諸種の小貫入岩体およびこれらの崩壊推移によってできた第4紀層より成っている。林況は、試験地の大部分をブナを主とする温帯北部の天然林で占められており、一部に樹木限界以上の無立木地域がある。天然林の主な樹種は、広葉樹ではブナ、ナラカエデ、ホオノキ、針葉樹ではヒバ、ヒメコマツなどである。降水量、流出量の観測は昭和12年より始められ、以来ほとんど無欠測で洪水・低水全資料が整っている(*)。

この試験地の気候は、夏半年はおおむね表日本型であるが冬半年は純然たる裏日本山岳気候で、全年を通じて降水量が多く(多雨多雪)寒冷である。年間降水量中の雨雪量の割合は約6:4で、したがって春期融雪流出が著しい。

昭和13年~33年の21年間の年平均で、

	本流	初沢	
年降水量	2,107.5		mm/year
年流出量	2,922.4	1,765.3	mm/year
年流出率	138.7	83.8	%
平均損失量	?	0.94	mm/day

となっている。

〔3〕各試験地で観測された洪水の流出率と流出係数

以上の5試験地で観測された洪水ごとの流出率 f_r とピーク時の流出係数 f_p をまとめて表-1に示す。ただし、この表において、流出率の計算では、有効流出高は洪水時の流出ハイドログラフからわずかに右上りの基底流量を差し引いた流出分として求め、流出係数の計算では、ピーク時の降雨強度は流出ピーク直前の一定時間(各流域の平均滞滞時間の2倍:同表備考欄)内の平均降雨強度とした。

この表に上げた洪水は、各試験地の観測資料から比較的大洪水と思われるものを選んだのであるが、美和・多摩・裏筑波の3試験地については、観測開始以後に著しい洪水はまだなく、すべてピーク流出高が2.5mm/hr(比流量0.7m³/sec/km²)以下の出水である。

(1) 神流川試験地の洪水流出

14洪水の流出率の平均値は $\bar{f}_r=0.404$ 、はピーク時の流出係数の平均値が $\bar{f}_p=0.792$ となり、流出係数が流出率よりもかなり大きな値となっている。(流出率の計算では実測流量から基底流量を差し引いており、流出係数の計算では差し引いていないので、ある程度は $f_r < f_p$ とな

(*) 洪水に関する資料は未公開。

表-1 各試験流域の洪水流出率、ピーク時流出係数一覧

流域名	ピーク 発生 年月日	総雨量 (mm)	洪水継続 時間(hrs)	総有効 流出高 (mm)	流出率 f_r	ピーク時 降雨強度 (mm/hr)	ピーク 流出高 (mm/hr)	ピーク 発生ま での時 間(hrs)	流出 係数 f_p	流域名	ピーク 発生 年月日	総雨量 (mm)	洪水継続 時間(hrs)	総有効 流出高 (mm)	流出率 f_r	ピーク時 降雨強度 (mm/hr)	ピーク 流出高 (mm/hr)	ピーク 発生ま での時 間(hrs)	流出 係数 f_p
神 流 川 試 験 地	23 9 16	230.8	46	113.3	0.491	7.71	9.29	31	1.205	裏 筑 波 試 験 地	44 6 26	56.0	11	3.27	0.058	10.25	0.55	7	0.053
	24 8 31	264.2	48	229.0	0.867	14.49	20.53	29	1.417		7 9	59.5	41	3.81	0.064	6.75	0.57	30	0.084
	9 23	72.4	29	16.9	0.233	7.49	2.83	17	0.378		7 31	25.0	9	0.89	0.036	11.50	0.44	2	0.038
	25 7 28	168.7	34	28.3	0.168	7.53	4.62	18	0.566		8 5	38.6	27	1.49	0.039	8.00	0.43	15	0.052
	8 5	104.0	34	82.5	0.793	11.68	10.70	18	0.916		8 23	43.5	20	2.76	0.064	16.00	1.03	4	0.064
	8 10	78.1	20	9.7	0.124	7.28	2.61	13	0.358		9 2	26.5	12	1.05	0.040	11.00	0.48	3	0.044
	28 9 26	85.0	36	16.4	0.193	4.27	3.29	25	0.771		10 8	51.7	17	2.14	0.041	9.50	0.57	8	0.060
	29 9 19	96.2	23	26.3	0.273	9.32	5.38	15	0.577		10 25	83.0	36	4.99	0.060	8.75	0.75	15	0.086
	30 10 11	91.9	33	31.3	0.341	6.50	3.06	16	0.471		16 7 23	97.8	58	48.60	0.497	4.3	3.88	34	0.902
	31 9 27	84.5	26	14.4	0.170	6.48	2.88	18	0.444		17 7 16	207.7	59	115.07	0.554	17.5	6.58	28	0.376
	33 9 18	214.2	40	110.6	0.516	17.46	15.42	25	0.883		10 11	132.7	66	42.10	0.317	7.7	2.93	31	0.381
	9 27	228.7	48	142.1	0.621	11.47	11.76	33	1.025		18 10 3	112.5	49	52.44	0.466	14.3	5.09	20	0.356
	34 8 14	267.8	58	135.2	0.505	14.57	20.62	44	1.415		19 7 20	164.1	72	94.89	0.578	21.8	8.00	11	0.367
	9 27	139.2	32	50.1	0.360	9.79	6.48	26	0.662		20 10 9	148.3	65	79.91	0.539	12.6	5.89	10	0.467
											22 9 15	263.9	59	155.94	0.591	37.6	16.35	23	0.435
											23 9 16	256.6	76	145.04	0.565	32.3	11.57	23	0.358
美 和 試 験 地	40 5 21	56.0	48	7.11	0.127	13.0	0.61	14	0.047	宝 川 試 験 地	24 8 31	198.4	69	105.48	0.532	34.7	11.07	15	0.319
	5 27	113.4	131	38.65	0.350	8.2	1.45	30	0.174		33 9 18	211.6	48	121.47	0.574	19.0	8.75	17	0.461
	6 21	53.6	47	8.35	0.156	18.3	0.71	10	0.038		34 8 12	182.5	57	85.35	0.468	27.0	9.21	19	0.341
	7 13	40.0	65	7.35	0.184	16.6	0.71	11	0.043										
	9 17	104.2	77	22.12	0.212	10.8	1.47	30	0.136										
	41 6 28	98.0	75	21.34	0.215	10.0	1.55	26	0.155										
多 摩 試 験 地	44 7 5	30.0	24	2.81	0.094	7.5	0.73	12	0.097	備 考 1. ピーク時降雨強度はピーク直前、下記の時間の平均降雨強度。 神流川… 10hrs, 美和… 1hr, 多摩…60min., 裏筑波…120min., 宝川… 1hr, 2. 美和試験地の流出係数の値は岡本らの計算 ¹⁾ による。									
	7 9	46.0	30	4.26	0.093	7.0	0.64	12	0.092										
	8 2	55.0	14	2.27	0.041	13.5	0.60	4	0.045										
	8 5	44.0	10	3.04	0.069	11.5	0.86	2	0.074										
	8 23	41.0	10	1.80	0.044	19.0	0.76	4	0.040										
	45 7 1	141.0	50	26.42	0.187	20.0	2.35	12	0.118										
	7 6	82.5	56	11.54	0.140	7.0	0.99	15	0.141										
	11 20	119.0	48	15.34	0.129	8.5	1.19	33	0.140										

りうるが、他の試験地では $f_r \approx f_p$ (もしくは $f_r > f_p$) である。) 24年8月31日および25年8月5日の洪水の流出率が大きいのは、直前にそれぞれ90mm, 170mmほどの降雨があったからであろう。

さらに、各洪水のピーク流出係数を縦軸にとり、降雨開始(流域平均時間降雨量が1mmを越えた時刻をもって降雨開始とみなした)よりピークまでの時間を横軸にとった図を描くと図-3のようになる。この図から、ピー

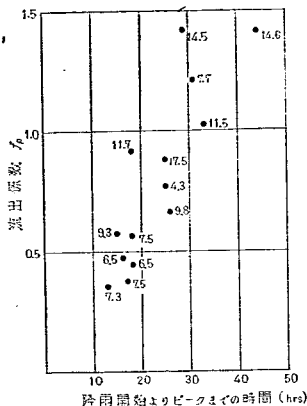


図-3 流出係数とピークまでの時間との関係 (神流川試験地)

(添数字はピーク直前10時間の平均降雨強度 mm/hr)

クまでの時間が長くなるのに伴って流出係数が増大する傾向があることが認められる。洪水流出率を縦軸に、洪水継続時間(降雨開始より有効流出高が0になるまでの時間)を横軸をとった図を描いても、同様に右上りの傾向が認められる。ピークまでの時間もしくは継続時間が長い洪水では流出率・流出係数が大きい現象は他の4試験地でも認められる。神流川および美和試験地でこの傾向が著しい。

以上のことから、神流川の洪水流出について次のような特徴があると推定できる。

- ① 時間の増長に伴って流出率・流出係数が増大する傾向がはっきりしている。その原因としては、当然、損失雨量の時間的減少および中間流出の時間的増加が考えられる。
- ② とくに、流出係数 $f_p > 1$ の洪水が14洪水中4洪水もある(雨量観測所が山地部にないことを考慮する必要はあるが)ほどなのに、各洪水の流出率がさほど大きくないので、この流域では、洪水の時間経過に伴って洪水盛期にかなりの量の中間流出があり、これが表面

流出に加算されていると推定できる。

神流川で中間流出が多いのは、試験地概要で述べたように、流域内山地表土層の透水層が比較的浅いことに関係があるものと思われる。

- ③ 総降雨量が200mmを越えると流出率・流出係数が大きくなっていく。これは、いうまでもなく、流域内で表土層が飽和に達した部分(表面流出発生域)が漸増するためであろう。
- ④ ピーク時の平均降雨強度が大きい洪水ではその流出係数も大きくなっていく。とくに強度が10mm/hr以上の洪水ではその傾向が著しく、表面流出の発生量・発生面積の増加などにより、流出量が加速度的に増大するものと考えられる。

(2) 美和試験地の洪水流出

2年間の観測は小洪水ばかりであるが、表-1の6洪水の流出率の平均値は $\bar{f}_r = 0.207$ 、ピーク時の流出係数の平均値は $\bar{f}_p = 0.099$ となっており、神流川試験地とは逆に、流出係数が流出率よりもかなり小さな値となっている。

ここで表の流出率および流出係数の値をよく見ると、両者の値が総雨量よりもむしろ洪水継続時間または降雨開始からピークまでの時間が長くなるのに伴って、ほぼ比例的に増大していることがわかる。この試験地の流出は、浅い流域表土層の浸透性が非常に大きく、流域に降った降雨は大部分が表土層に浸透して、それが洪水の時間経過とともに次第に表土層から浸透流出して来ると考えられる。したがって、流出係数はさほど大きな値とならない。ピーク時の流域内の表面流出発生面積率はこの程度の小洪水ではそのときの降雨強度とはあまり関係なく5%弱で、このわずかな表面流出量に、時間とともに漸増する表土層からの浸透流出量(中間流出)が加算されて、流出率、流出係数を次第に大きくするものと思われる。岡本ら²⁾によれば、この流域では、表土層が浅い残積土ないし運積土でありこれが非常にポーラスなので、中間流出が卓越していると述べているが、そのために中間流出は意外に早く流出し始め、降雨開始よりだいたい20時間後ごろには中間流出が表面流出より卓越し始めると推定できる。したがって、洪水の流出率がピーク時流出係数を上まわることになる。

(3) 多摩試験地の洪水流出

昭和44年の5回は小洪水であるが、45年の3回はそれより大きい。この8洪水の流出率の平均値は $\bar{f}_r = 0.100$ 、ピーク時の流出係数の平均値は $\bar{f}_p = 0.093$ となっており両者も比較的小さい。神流川・美和両試験地と同様に、洪水継続時間または降雨開始よりピークまでの時間が長い洪水では、流出率、流出係数が大きくなる傾向が一応認められるが、むしろこの試験地においては、総降雨量(累加雨量)が多い洪水で流出率、流出係数が大きくなると

見るのが適当である。(44年7月9日の洪水は7月5日の洪水の、8月5日の洪水は8月2日の洪水の、45年7月6日の洪水は7月1日の洪水の影響がそれぞれ残っていると考えられる。)流出率と流出係数を比較対照すると、8洪水中7洪水で、各洪水とも洪水継続時間と降雨開始からピークまでの時間とに時間差があるにもかかわらず両者の値は洪水ごとにはほぼ同等の値となっている。

以上のことから、この流域においては、洪水期間中に中間流出のような流出は卓越せず、表面流出発生面積が降雨量の増加に伴って漸増していると考えてよい。(この流域では水田の面積率が約9%であるから、これも表面流出発生面積率に関係しているものと思われる。)

すなわち、この試験地においては、流域内の厚い関東ローム表土層のために洪水期間中の中間流出成分はさほど目立たず、むしろ部分的な表面流出発生域で、降雨量の累加に伴って表土層の含水量が増加し損失雨量が減少して、これが流出率、流出係数の増加をもたらしていると推定できる。

もしこの試験地に強雨が相当時間継続すれば、比較的浸透性の小さい関東ローム表土層のために表面流出発生域が増加し、急激な洪水流出をもたらすであろう。

(4) 裏筑波試験地の洪水流出

この試験地においてもまだ小洪水しか観測されていない。8小洪水の流出率の平均値は $\bar{r}=0.050$ 、ピーク時の流出係数の平均値は $\bar{f}_p=0.060$ となって、両者とも小さな値である。この流域での流出率、流出係数の値はほぼ0.04~0.07の範囲にあり、他の試験地ほどのばらつきはない。洪水継続時間または降雨開始よりピークまでの時間が長い洪水でも、流出率、流出係数もさほど大きくならない。したがって、この流域では、この程度の小洪水では中間流出成分はさほど目立たないと言える。これはおそらく流域の表土層が深く風化しているために、浸透層の保水容量が比較的大きいのであろう。

後述の表面流出量観測の例に見られるように、表面流出はこの流域内のごく特定部分のみで発生しており、その部分の面積が平均して流域全体の4~7%程度(すなわち流出率、流出係数の値)であろう。その他の部分(流域の93~96%)では浸透能が大きく(少なくとも20mm/hr)、この程度の弱強度の降雨では表面流出が発生しなかった(降雨強度が浸透能を越えなかった)と推定される。すなわち、この試験地においても、この程度の強さの洪水では、一流域内に流出域と浸透域(貯留関数の用語と同義ではない。)とが併存し、洪水時の流出率、流出係数の値はこの流出域(表面流出発生域)の面積率にはほぼ同等であろう。

もしこの試験地に相当の累加降雨量があれば、浸透表

土層の飽和度が増し、表面流出、中間流出量ともに増加し流出係数が増大すると思われる。

(5) 宝川試験地における洪水流出

表-1に掲げる11洪水の流出率の平均値は $\bar{r}=0.516$ 、ピーク時の流出係数の平均値は $\bar{f}_p=0.433$ (16年7月の洪水(?)を除いた10洪水では $\bar{f}_p=0.386$)となり、後者の方が小さい。流出率の値はほぼ0.45~0.55の範囲にまわっており、弱降雨であった17年10月の洪水の流出率だけが小さい。流出係数の値はほぼ0.35~0.45の範囲にまわっており、大きな前期降雨があった20年10月の洪水(10月4日~8日に200mmを越える降雨)と、ピーク時降雨強度の強い22年9月の洪水(カスリーン台風)との流出係数が他洪水よりも少し大きい。

流出率の値が流出係数の値よりも大きく、両者ともそれぞれ洪水によるばらつきが少なく、また各洪水の継続時間が比較的長いことなどからみて、この試験地における洪水流出は、洪水盛期には流域の一定部分から発生した表面流出が卓越して、洪水後半になって林地における損失雨量の減少、中間流出の増加などにより流域の流出量が増加すると推定される。表面流出の発生面積率は大体40~50%の範囲にあって、総降雨量や降雨強度によってあまり変動しないようである。

(6) 流出率と流出係数のまとめ

以上、5試験地の洪水流出率およびピーク時の流出係数の資料によって、各流域の洪水流出の特徴を考察してみた。洪水時の流出率、流出係数は治水計画にとっても非常に重要な数値であるから、計画立案に当っては、過去の洪水流出資料から対象流域における上述のような洪水流出の特徴も考慮に入れて、計画洪水の規模を決定するようにしたい。

上記各試験地で認められた洪水流出の特徴を集約すると、

- ① 洪水時の流出率および流出係数は、流域内の表面流出発生面積率、損失雨量の時間的変化、中間流出の時間的変化などの諸要因より成っている1つの値であり流域ごとに卓越する要因とその程度が異なっている。
- ② 流出率、流出係数の値は、流域内の平均的な表面流出発生面積率に関係がある。降雨時には流域内につねに流出域(表面流出発生域)と浸透域(非発生域)とが併存し、流域内の浸透能の分布に従って大洪水では流出域の面積率が大きくなり、小洪水では小さくなると思われる。(表面流出の発生機構については3[2]を参照)
- ③ 流出率、流出係数の値は、大小の差はあれ、洪水の時間経過に伴って増加する傾向がある。その原因としては、いうまでもなく、損失雨量の時間的漸減、中間流出の時間的漸増があげられる。

- ④ 洪水継続時間またはピークまでの時間が長くなるほど流出率、流出係数の値が大きくなるような流域では洪水期間中にかなりの量の中間流出があるといえる。この場合、流出率 $f_r < \text{流出係数 } f_p$ ならば中間流出は洪水盛期に流出し、 $f_r > f_p$ ならば中間流出は洪水後半に流出していると考えてよい。
- ⑤ 洪水時の中間流出量は流域内山地表土層の透水性とその厚さに影響される。一般に、表層の良透水層が浅いほど中間流出が多く早く流出する傾向がある。

〔4〕 タンクモデルの乗数に表われる洪水流出の特徴

以上に述べたように洪水流出の流出形態は流域ごとにそれぞれ特徴がある。もしこのような各流域の洪水流出の特徴が既成の洪水流出計算モデルの諸定数のなかの何らかの形で表示できるとすれば、それは流出解析などの実用面で役立つことが多い。

洪水流出計算のモデルは数多く提案されているが、ここでは洪水時の各流出成分の時間的な変化を模擬できる(と考えられる)菅原のタンクモデル法(直列4段)を選び、このモデルの定数(とくに各タンクの乗数)と流域の洪水流出の特徴との関係を検討してみた。

タンクモデル法による洪水流出計算の特徴については後述する(5〔2〕(3))が、要するに洪水流出の性状について表面流出ないしは浸透(表層浸透、浅層・深層地下水)流出などの流出成分の組み合わせを重視して、一流域を3～4個の貯留型容器(タンク)の直列配置に置き換えたものである。このモデルでは、降雨時の流域内における流出・浸透両域の存在、流出水の地表、地層、河道における流動伝播効果などを抽象し、複雑な流域を画一的にモデル化したものであるから、各タンクからの流出は必ずしも実際の流域の洪水流出成分と正確に対応するものではない。しかし、洪水期間中に、表面流出に加えて中間流出など浸透流出成分が少なくない流域での洪水流出を検討するような場合には、直列配置のタンクモデルは他の流出計算モデルよりは精度よく洪水流出の実態を表わすことができるはずである。

菅原⁹⁾によれば、直列3～4段のタンクモデルの各タンクからの流出は、実際の洪水流出と対比して、おおむね、

- 最上段………表面流出
- 第2段………表層浸透流出
- 第3～4段………基底流出

のように対応するという。

対象流域における洪水流出の特徴は、タンクモデルでは各タンクの流出孔および浸透孔の乗数の値の大ききで表わされる。とくに洪水流出の特徴をその流出成分の組み合わせに着目して眺めるとすれば、雨水が、地表→表層→地下水のように(浸透)流動してゆく経過を擬視す

ることになるので、タンクモデルについては各タンクの浸透孔の乗数がとくに重要な意味をもってくる。浸透孔の乗数は単にそのタンクの損失を表わすばかりでなく、すぐ下段のタンクへのinput量を決定する値でもあるからである。

さて、2〔2〕、2〔3〕で流出率、流出係数を検討した5試験地(神流川、美和、多摩、裏筑波、宝川)の洪水資料から、それぞれの洪水流出タンクモデルを求めると、図-4(a)～(e)のようになる。なお、美和・多摩・裏筑波の試験地ではまだ大洪水が観測されていないので、その機会があれば、モデルが変わることがありうる。各タンクモデルの計算条件は次の通りである。

- ① 神流川：計算時間間隔 $dt = 1\text{hr}$ 、乗数の単位：1/hr。
左側の4段タンクが流域流出を表わし、右側のタンクは洪水の河道流下を表わす。
- ② 美和： $dt = 1\text{hr}$ 、乗数の単位：1/hr。
- ③ 多摩： $dt = 10\text{min}$ 、ただし図中の各孔の乗数は $dt = 10\text{min}$ で求めた各乗数の値を単純に6倍したもの。したがって、みかけ上の乗数の単位：1/hr。
- ④ 裏筑波：多摩に同じ。
- ⑤ 宝川：最上段およびその右のタンクでは $dt = 10\text{min}$ 乗数の単位：1/10min。第2～4段のタンクでは $dt = 1\text{hr}$ 、乗数の単位：1/hr。なおこのような型のモデルを溢流型のタンクモデルという⁹⁾。

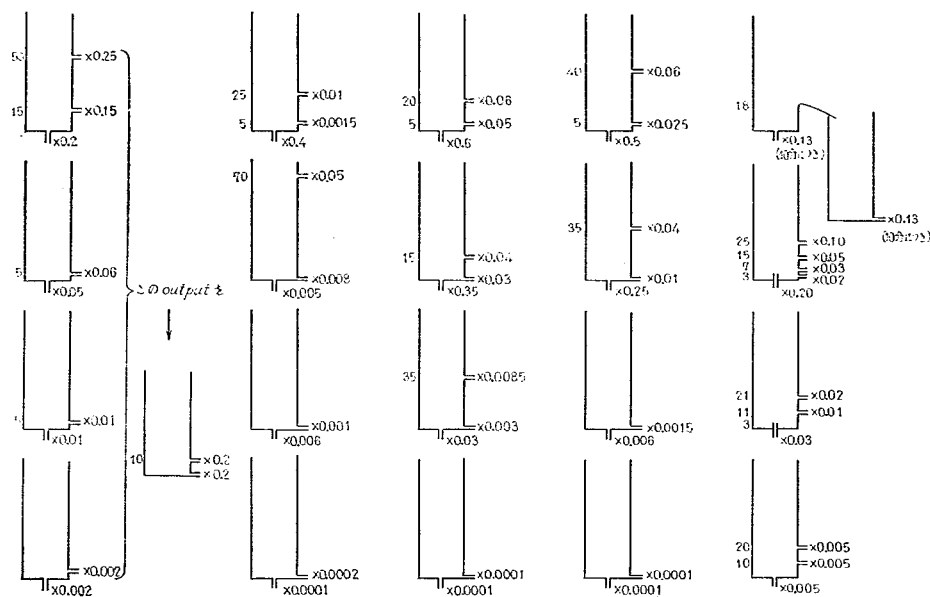
各試験地のモデルごとに流出計算時間間隔が異なるので、乗数の値の大小について厳密な比較はできないが、図中の浸透孔乗数を見れば試験地ごとにかなり差異が認められるので、それぞれの値のオーダーを比較しさえすれば各タンクモデルの特徴を把握することができよう。

(1) 神流川試験地のタンクモデル(菅原正巳による)

最上段の浸透孔乗数は美和、多摩、裏筑波に較べてわずかに小さく、流出孔乗数は大い。第2段の浸透孔乗数は多摩、裏筑波に較べて小さく、流出孔乗数は逆に少し大きい。したがって、最上段のタンクに入った雨はよく流出しよく浸透する。第2段のタンクに入った浸透水はよく流出するあまり浸透しない。このことからこのタンクモデルからの流出は洪水盛期には最上段および第2段からの流出が卓越していることが分かる。これは2〔3〕(1)に述べた事実(神流川試験地においては流出係数が非常に大きく、洪水盛期に表面流出に加えて中間流出が流出する)をこのモデルに具現したものと云える。右側の河道のタンクはこの流域は河道が長いのでその流下遅滞効果を表わすために付加されたものである。

(2) 美和試験地のタンクモデル

最上段の浸透孔乗数が大きく、第2段の浸透孔乗数は非常に小さい。流出孔乗数は最上段は小さく、第2段は



(a) 神流川試験地 (b) 美和試験地 (c) 多摩試験地 (d) 裏筑波試験地 (e) 宝川試験地

図-4 各試験流域の洪水流出タンクモデルの例(孔の乗数の単位: 本文参照, 孔の高さの単位: mm)

ある高さ(ここでは70mm)を越えると大きくなる。したがって、最上段のタンクに入った雨はほとんど流出せずよく浸透する。第2段のタンクに入った浸透水はある量に達するとよく流出しほとんど浸透しない。このことからこのタンクモデルからの流出は洪水期間中は第2段からの流出のみが卓越していることが分かる。これは2[3](2)に述べた事実(美和試験地においては洪水期間中に中間流出が表面流出よりも卓越し、流出係数が小さい)をこのモデルに具現したものと言える。第2段のタンクの上側の流出孔の高さはこの流域の表土層の平均保湿度不足量に関係する値であろうか。

(3) 多摩試験地のタンクモデル

観測された洪水の流出率ないしは流域内表面流出発生面積率が0.1程度であるから、これらの洪水流出をこの型のタンクモデルで表わすのは必ずしも適当でないかも知れない。

浸透孔乗数は最上段も第2段も大きく、流出孔乗数とともに小さい。したがって、最上段のタンクに入った雨はほとんど流出せずよく浸透する。第2段のタンクに入った浸透水もほとんど流出せずよく浸透する。つまり第3段以下のタンクからの流出が比較的多いことになる。これは2[3](3)に述べた事実(多摩試験地において観

測された洪水の流出率、流出係数が小さく、中間流出は目立たない)と符合する。タンクモデルでは降雨量の累加に伴う流出量の増加については最上段タンクの上側の流出孔からの流出で表わされるが、流出域面積の増減についてはこれを現象通りには表現できない。

(4) 裏筑波試験地タンクモデル

多摩と同様に、観測された洪水の流出率ないしは表面流出発生面積率が0.1以下であるから、これら小洪水の流出をこの型のタンクモデルで表わすのは必ずしも適当でなく、できればもっと大洪水の流出に適用するのがよい。

このタンクモデルは多摩試験地のモデルとほとんど変わらない。ただ最上段の上側の流出孔の高さが高くなっている。その分だけ最上段のタンクからの流出量が少なくなり浸透が促進されることになる。つまりこのモデルでは第3段以下のタンクからの流出が多いことになる。これは2[2](4)および2[3](4)に述べた事実(裏筑波試験地においては低水流量が豊富で流況が良い。観測された洪水の流出率、流出係数が小さく、中間流出は見立たない)と符合するが、流域内に表面流出発生域と浸透域が併存する現象についてはこれをうまく表現できない。

(5) 宝川試験地のタンクモデル(菅原正巳による⁷⁾)

図-4(e)の複雑なモデルは菅原が試算 117 回の後に得られたもので、それだけこの流域の洪水流出の特徴を把握しにくかったと思われる。

浸透孔乗数は最上段も第2段も大きく(最上段の0.13/10minは:もしこのタンクの貯水高が60分間継続して18mm以上の場合には $0.13 \times 6 = 0.78/\text{hr}$ に相当する。もしこのタンクの最初の貯水高が18mm以下で以後これに雨水が追加されなければ $1 - (1 - 0.13)^6 = 0.57/\text{hr}$ に相当する。), 流出孔乗数もともに大きい(最上段の溢流型タンクは18mmの高さに乗数1.0の流出孔があるのに同じ)。第3段の流出孔乗数も他の4試験地より大きい。

したがって、最上段のタンクに入った雨はよく流出しよく浸透する。(ただしこのタンクからの流出(表面流出)は右側の付加タンクにより遅滞し扁平化する。)第2段のタンクに入った浸透水もよく流出しよく浸透する。第3段のタンクに入った浸透水も次第に流出するようになり、洪水後半にはかなり増加する。

このことからこのタンクからの流出は洪水期間中には最上段、第2段ないしは第3段からの流出が卓越し、洪水流出が少し遅れて流出して来ることが分かる。これは2[3](5)に述べた事実(宝川試験地においては洪水盛期には表面流出が卓越し、洪水後半になってこれに中間流出が増加する)をよく表わしている。しかし、最上段右側の付加タンクは河道貯留による洪水波形に対応するというがそれならばこの付加タンクは最上段タンクからの流出のみならず、全4段タンクからの流出を受けるべきで、付加タンクの意味が必ずしも明解ではない。

(6) 洪水流出タンクモデルのまとめ

以上の検討から洪水流出タンクモデルについて次のようにまとめられる。

- ① 洪水流出タンクモデルにより、表面流出、中間流出など複数の流出成分を含む洪水流出の特徴を定性的ながらも具現できる。
- ② 各流出成分の量的関係はおおむね最上段および第2段のタンクの浸透孔乗数のオーダーで比較することができる。
- ③ 最上段の浸透孔乗数が大きく(10^{-1} のオーダー)、第2段の浸透孔数が小さい(10^{-2} 以下のオーダー)流域では、洪水期間中に少なからず中間流出があると考えてよい。
- ④ 最上段の浸透孔乗数も第2段の浸透孔乗数も大きい(10^{-1} のオーダー)流域では、(そのモデルを作成した洪水の規模の範囲内で)中間流出が目立たない、もしくはかなり遅れて流出していると考えられる。低水流量が豊富で、いわゆる流況の良い流域となる。
- ⑤ 直列型のタンクモデルでは降雨時に流域内に流出域

(表面流出発生域)と浸透域とが併存している現象を表現することができないから、流出率の小さい洪水で作成したモデルは精確なものとは言えない。

3. 洪水時における表面流出の発生に関する考察

[1] 概 要

すでに検討したように、洪水時の流出の主成分はいうまでもなく降雨時に、流域内に発生した表面流出によるものであり、これが水道(みずみち)を作り、小川に集まり、沢から河道を流れ下って流出するのである。したがって、対象流域の洪水流出調査を行なおうとする場合には、何よりもまず、その input たる有効降雨量の把握、すなわち流域内における表面流出の発生機構を調査することが必要不可欠である。従来の流出解析においては、降雨量から流出量への変換関数の技巧に主眼をおきその入力となる有効降雨量の推定についてこれを軽視したきらいがある。

一流域内でも表土層の浸透能は地点によって非常に広範囲に分布している。雨水がほとんど浸透しない0mm/hrの点からほとんど浸透する100mm/hr以上の点(図-20参照)まで、千差万別に点在しているのである。そのうえ各点の浸透能は降雨の時間経過、累加降雨量、降雨の断続に従って各点ごとに時間的に変化していくのであるから、現象はさらに複雑になる。表面流発生の可否は、原則的には、各点の各時刻における降雨強度と浸透能との大小関係によって決まると考えてよい。もし強強度の降雨があれば表面流出発生面積が増加し、もし累加降雨量が増せば表土層の含水量が増加し浸透能が低下して表面流出発生を促進する。総降雨量が多い洪水、短時間降雨強度が強い洪水で流出率、流出係数の値が大きくなる原因はこのような現象による。この表面流の流出に2.に述べたような中間流出が加えられて一回の洪水流出を形成していると言える。

流域の表層が十分に厚くてさらに下方への浸透降下が十分に続きうるような地層構成の場合には、洪水期間中の雨水浸透が継続するので、洪水の流出係数は小さくなり、浸透流出成分が増大する。

流域の表層含水層がさほど厚くなく、下層に不透水層があるような地層構成の場合には、降雨期間中に表層は飽和しやすく、雨水浸透量が激減するので、洪水の流出係数が大きくなり、洪水流出には表面流出成分が卓越することになる。

浸透能を上回る強度の降雨があって流域の斜面に表面流が広域に発生した場合でも、これが河道に達するまで継続しなければ斜面流下途中で浸透消失して流出しなくなる分もあるうし、流域下流端に到達するまで継続しな

ければ時間的に平均化されて目立たなくなる。

この節の報告は、筆者が多摩および裏筑波試験地内の小流域で観測した表面流出発生(量)の記録と、赤羽支所構内でライシメーターによる表面流発生の実験とにより山地斜面における降雨時の表面流出発生に関してごく基本的な考察を加えたものである。対象流域全体の浸透能の分布およびその時間的推移については実際問題として調査すべくもないので、ここではむしろ上述のように小面積の区画を選び、この「点」における表面流発生(量)観測を通じて山地斜面における表面流出発生の特徴を把握しようと試みた。

洪水時における流域内の平均的な浸透能の分布および時間的な推移に関する考察はむしろ「6. 著しい洪水災害をもたらした降雨の特徴」およびその図-20が参考になる。

多摩および裏筑波試験地内における表面流出発生(量)観測開始以来、まだ大降雨の機会がないので、大降雨の際の表面流の発生について詳らかな考察はできないが、現在までの観測資料からおおむね次のような事項が分った。

- ① 降雨時に任意の地点における表面流の発生については、原則的には Horton 型の浸透能方程式が成立つ。すなわち、表面流は降雨がある強度以上のときのみ発生する。
- ② 任意の地点における浸透能は降雨量の累加によって時間的に低減する傾向がある。
- ③ ごく小面積の山地斜面でも浸透能は地点によって非常に広範囲に分布している。例えば谷沢筋では下流端付近で浸透能が小さい(表面流が発生しやすい)が、それ以外の斜面では浸透能は比較的大きい(発生しにくい)。このように、表面流出は弱強度の降雨では、流域の特定の部分のみで発生する。
- ④ 表面流発生量は短時間の降雨強度に敏感である。以上のことから、降雨時の流出率および流出係数は、表面流出の発生する面積率に強く関係していることが分かる。
- ⑤ 任意の各点における浸透能の時間的変化は、Horton の浸透能方程式から導かれる表土層飽和度と浸透能との1次関係式によって、時々刻々追跡することができ

〔2〕 多摩および裏筑波試験地における表面流出発生(量)の観測結果

洪水時の流出の主成分は表面流出であるから、その流出の挙動を把握するには、第一に、流域内で表面流出がどのような条件でどのように発生するかについて検討する必要がある。そこで実験的な意味も兼ねて、すでに降雨・流出観測を継続している前述の2試験地の中に小面

積の区画を選び、ここで表面流出発生(量)観測を行なった。

(1) 観測地点および観測装置

① 多摩試験地(南大沢流域)内の清水入谷戸地点

地目は畑。穀物、菜、野菜などを栽培。流域面積は不詳。地表は耕土に覆われる。畑と畑との間の低い溝に堰板(全幅堰)をあてがい、降雨量および表面流出発生時の堰の湛水深を自記水位雨量計に同時記録。表面流発生可否のみ観測できる。昭和43年7月より45年9月まで観測。なお、この観測とは別に、この試験地の近くで松原・橋本らが類似の意図で実験条件を違えて表面流について現地散水実験とその解析を行なった例⁹⁾がある。

② 裏筑波試験地(山口川流域)祖父ヶ峰国有林内の一つの谷、谷の中央および下流端の2箇所

地目は国有林。植林による5~6年生の松および雑草。表層は花崗岩の風化土。谷の面積は約1ha、縦断こう配約1/2.0。表面流が発生した際に水道(みずみち)または流路となる谷筋に小流量観測用の小型箱型三角堰を置き、これより左右両側に山腹最大傾斜線に沿って集水用の袖板を出す(写真-1)。降雨量および堰の

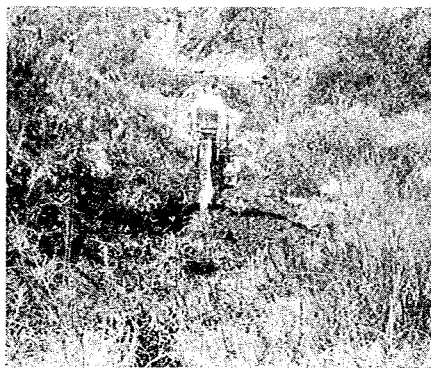


写真-1 表面流出量観測装置の例

越流深を自記水位雨量計に同時記録。昭和45年5月より観測開始。

(2) 多摩試験地清水入谷戸地点における観測

観測期間中に表-2のような6回の表面流発生を観測した。その一例を図-5に示す。

なお表面流が発生しなかった降雨のうち、最大の降雨強度および降雨量は、

- ・最大降雨強度……27mm/hr (S.44.7.5)
- ・最大総降雨量……153mm (S.45.6.15~17の48hrs)

であった。

降雨に関する上記の観測値からみて、この地域における表面流の発生は、ほとんど降雨強度の強弱によっ

表-2 多摩試験地清水入谷戸地点における表面流発生記録

発生年月日	発生時の 降雨強度 (10分間) (mm/hr)	発生直前 までの 累加 降雨量 (mm)	発生時 までの降雨 継続時間 (hrs)
43.12.10	36	60.5	12.0
44. 8. 5	57	5.0	1.0
8.23	45	3.5	2.0
45. 1.31	39	69.0	8.5
7. 1	27	49.0	5.5
8.20	63	17.5	2.0

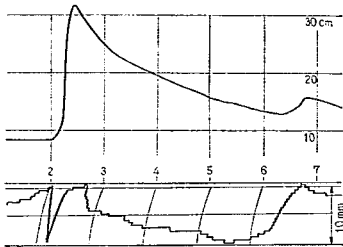


図-5 多摩試験地清水入谷戸における表面流発生観測例 昭和44年8月5日

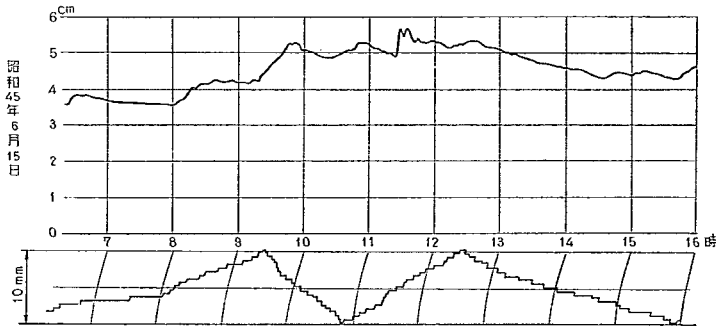


図-6 夷筑波試験地内祖父ヶ峯の谷(下流端)における表面流出量観測例(開度30°の三角堰)

でに観測された数降雨におけるピーク時の両者の関係を図-7に示す。この図から、降雨強度が30mm/hr以下の範囲では表面流発生量はおおむね降雨強度に比例しており、したがってこの谷(約1ha)の約0.7%の部分で、ほとんど浸透なしにつねに表面流出が発生していると推定できる。降雨時の現地調査により、表面流は谷の下流端近くのみで発生していることが確かめられる。もし、さらに強度の強い降雨があれば表面流発生部分が谷の上方に及び、それが相当時間継続すれば洪水の流出率、流

ることが分かる。すなわち、33mm/hr以上では必ず発生し、それ以下では全然発生しない。累加降雨量の影響については、表-2の発生時の降雨強度の欄を見ると、発生時までの累加降雨量が多いほど発生時強度が弱くなる傾向が認められる。さらに降雨量が多くなればもっと弱強度でも表面流が発生するかも知れない。これまでの観測では累加降雨量が3.5mmで発生しながら153mmの降雨でも発生していない。降雨継続時間については表面流発生時以外が弱降雨なのでここでは論じられない。

なお、表-2に掲げた6降雨強度の継続時間はいずれも10~20分程度の短時間で、下流への流出にはほとんど影響がなかった。

(3) 夷筑波試験地祖父ヶ峯国有林の谷(2箇所)における観測

昭和45年5月末に観測開始より、最大降雨強度は約30mm/hr(S.45.9.16)であるが、谷の中央においては一度も表面流の発生を見ず、谷の下流端においては降雨のたびごとに表面流の発生を記録した。谷の下流端における観測記録の例を図-6に示す。(ただしこの谷には下流端より少し上側につねに湧水があるので、下流端側の観測所では表面流の発生があればその発生量が湧水量に上積みされる。この図からみて、表面流発生量はその時々刻々の降雨強度に非常に敏感であることが分かる。す

出係数が增大することになるだろう。もし累加降雨量がさらに多い降雨があれば、表土層の飽和度が増加し浸透能が減少して同様の結果となるだろう。観測開始以来、このような降雨はまだない。

〔3〕 雨水の浸透と表流との分離の追跡実験式

雨水が地面に達すると、表層に浸透する分と表面流出する分とに分離され、浸透分は時間的に次第に減少しておおむねある一定量に近づく。雨水の浸透と表面流との分離の現象については、いまだで数多くの研究が行なわ

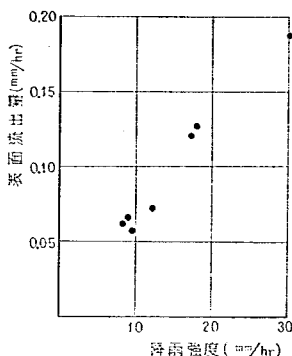


図-7 裏筑波試験地内祖父ヶ峰の谷（下流端）における降雨強度と表面流出量

れているが、ここでは赤羽支所構内に作製した箱型ライシメーターによる表面流発生実験の観察から、この現象に関して代表的な Horton の浸透能方程式が近似的に成立することを確認するとともに、この方程式に表層中の水分量（飽和度）をパラメーターとして導入し、浸透能と飽和度との関係式を実験および解析により求めることによって、任意のパターンの降雨による浸透量（および表流量）を時々刻々求められるようにした。さらに最終浸透能と土の空隙率、透水係数との関係を実験により確めた。

(1) 実験方法

降雨による浸透量の変化を求めるために、支所構内に写真-2のような箱型傾斜ライシメーター（たて3.2m、横0.9m、深さ約0.6m、傾斜角20°、下端に排水孔あり）を作製し、この中に砂質ローム土（白岡産、粒度分布 図-8）を詰めた。実験は降雨装置（写真-2、塩ビ管の小孔より水滴を落下）および自然降雨により行ない、表面流出量を測定してこれから浸透量を計算した。層中の

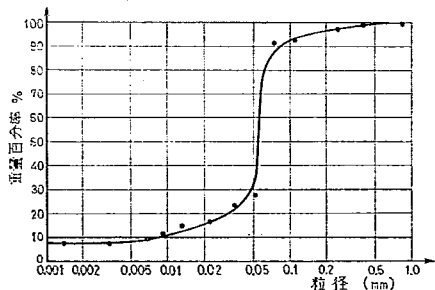


図-8 表面流発生実験土粒径加粒曲線



写真-2 表面流発生実験装置

水分量は表面より深さ数 cm の任意点の表土を採取して乾燥して求めた。

(2) 実験結果とその検討

いうまでもなく、浸透能は表土層の地質や土壌の状態締固まり具合などによって異なり、土壌水分量の変化に伴って変化するものであるが、従来の研究⁹⁾や筆者らの実験および野外観測（多摩清水入谷⁹⁾、裏筑波祖父ヶ峰の観測例、松原・橋本らの実験⁹⁾ほか）によっても、十分な降雨がある場合には「点」における浸透能の低減は意外に早く、降雨開始後30分～3時間以内に降雨量と表面流発生量との差がほぼ一定値（最終浸透能）になる。もし下層への浸透性が良くなければ、降雨量の累加によ

って表土層の水分量が増加し、浸透能は長時間にわたって少しずつ減少してゆく。

以上のことから、一般には、浸透能の時間的変化は、いわゆる Horton の浸透能方程式¹⁰⁾

$$f_t = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \dots \dots \dots (3.1)$$

（ f_t ：浸透能、 f_0 ：初期浸透能、 f_c ：最終浸透能）

で近似して十分に表わすことができる。

もし、表層で層中水分量以外の要素は時間的に変化しないとして、浸透能は表層中水分量のみの関数であるとし、この層から下方への浸透降水量は時間的に一定（ f_c とする）だと仮定（この仮定は必ずしも正しくない。後述）すれば、表層中

水分量の連続関係から、浸透量を f ($r \geq f_p$ のとき $f = f_p$, $r < f_p$ のとき $f = r$, (r : 降雨強度)), 表層中水分量を C として,

$$f - f_c = \frac{dC}{dt} \quad (3.2)$$

となる。いま、 $r \geq f_p$ なる場合を考えて上式を積分すれば、

$$(C - C_0)k = f_p - f_p \quad (3.3)$$

(C_0 : $t=0$ のときの C)

を得る。この式から、浸透能 f_p は表層中水分量 C の 1 次式で表わされる。(図-9) 実測によっても、(C , f_p) は

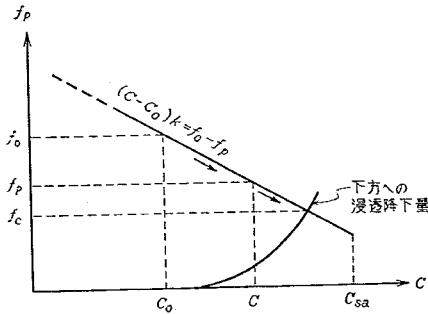


図-9 浸透能 f_p と表層中水分量 C との模式関係
おおよね 1 次関係であることが認められる。ゆえに、2 点以上の (C , f_p) を測定すれば、この直線を決定できる。浸透能を表層中水分量の関数で表わすことによって任意の時間分布をした、 $r < f_p$ なる場合を含んだ降雨による浸透量および表面流発生量を時々刻々追跡計算できる。さらに、大降雨により表層が飽和し浸透能が著しく低下するような (Horton の浸透能方程式では表わせないような) 現象についても、その状態を (C , f_p) の関

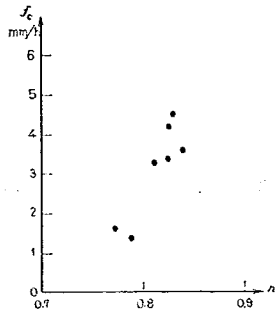


図-10 最終浸透能 f_c と表層空隙率 n との関係の一例

係として関数表示しておけば、これにより各点における浸透量、表面流発生量の時間的変化を模倣的に追跡できる。

追跡計算においては、表層の水分量から求められる浸透能を上限とする浸透量を表層水分への input とし、表層から下方への浸透降下量を output として、時間的に連続して層中水分量と浸透量とを求めてゆけばよい。

表層から下方への浸透降下量は一定ではなく、むしろ図-15 に示すように、層中水分量に従って変化する (4[1]参照。浸透層を不飽和状態で浸透降下する水量は層中の有効水分量のほぼ 3 乗に比例する) とした方が現象として理解できるし、そのようにしても上述の 1 次関数式による浸透能の計算誤差はさほど大きくない。層中水分量が浸透能に影響を及ぼす表層の範囲 (地表面からの深さ) はさほど深くなく、浸透能の低減係数からの逆算によれば、いずれの実験の場合でも 5~10cm 程度である。

表層から下方への浸透降下が十分に続くような地層構成ならば、降雨期間中のこの地点における損失雨量は初期のわずかな時間を除いてはほぼ一定量とみなすことができる。実用的な面から言えばこの一定の損失雨量、すなわち最終浸透能を求めることが重要になる。最終浸透能は、層表面の種々の条件によって大きな差異を生ずるものであるが、図-10 はその一例として、実験による最終浸透能を表層空隙率と対比して図示したものである。当然のことながら、空隙率が大いほど最終浸透能が大きくなる傾向が認められる。上記実験とは別に、関東ローム (乱した土) を箱 (下端に十分な排水孔あり) に詰めて、空隙率を適当に変えてそれぞれの場合の最終浸透能と Darcy の

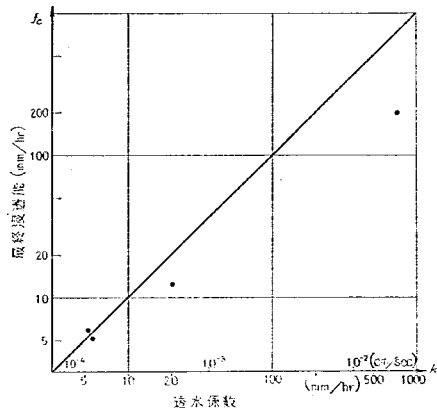


図-11 透水係数 k と最終浸透能 f_c との比較例

透水係数とを比較したのが図-11である。最終浸透能は透水係数の1ないし数分の1の範囲にあることが分かる。

実験ライシメーターに降った自然降雨が浸透分離してその斜面上を表面流下した量の観測例を、上述の方法により計算した結果と対比して図-12に示す。この計算に

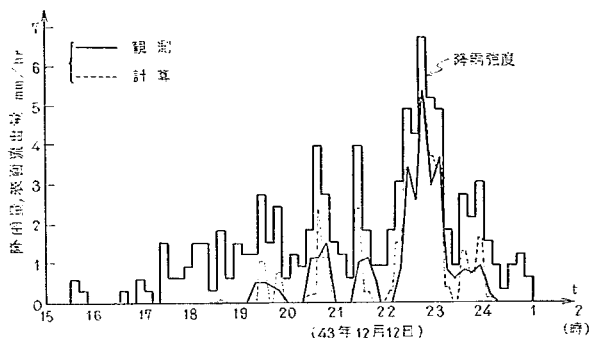


図-12 自然降雨による表面流出発生量観測例

おいては、(3.3) 式の関係式は別の実験結果により係数を定め、初期含水量 C_0 は直前に測定により求め、表面流の斜面流下については流下途中の浸透をも考慮したうえで Manning の不定流差式で追跡した。(流速公式は Manning 式でなく層流公式の方が適当だったかも知れない。) 現象としては、表面の凹凸による流水の滞留や水道(みずみち)の発生など、流れの抵抗係数だけでは処理できない不明瞭なことがまだ残っている。草木があればその根による浸透がむしろ卓越するかも知れない。

4. 雨水の浸透流動に関する基本的実験式

洪水の流出率は、大洪水の場合あるいは特別の流域を除けば、表-1に見るようにおおよそ60%以下である。したがって洪水時においては、流域内に降った総降雨量の少なくとも1/3以上が何らかの形で地表から地層に浸透しているはずである。浸透した雨水は、蒸発散して散逸するほかは、流域の地層構成に従って、ある部分は洪水期間中に流出して中間流出となり、ある部分は深く浸透して地下水となり、基底流出として長期間にわたって徐々に流出する。

地表から浸透した雨水が流域の土壌層を浸透流動し遅れて流れ出て来る現象、いわゆる流域の浸透流出現象を把握することは、洪水時の中間流出の実態を知るためにも、低水時の基底流出の流況を究めるためにも非常に重要なことである。しかしながら、このような浸透流出現象は完全に流域の局地的および全体的な地層(透水路)構成に支配されるものであるから、われわれは任意の対象流域の浸透流出現象について、ほとんどこれを詳らかにすることはできない。地下水の流動現象についても、対象地域にたかだか数箇所の浸透水検層孔を掘ってこの

観測結果から定性的な考察を加えるのが精一杯である。現在の探層技術からすればこれでやむをえないであろう。

さて、対象流域の地質地層構成の詳細な探査についてはその分野に委ねるにしても、地層内で浸透水が流動するときの基本的な運動法則についてはできるだけこれを解明しておく必要がある。筆者らはまず浸透水流動現象のなかでもっとも基本的で初歩的な2つの運動、すなわち、

- ① 浸透水が均質な土砂層中を不飽和状態で浸透降下してゆく現象
- ② 浸透水が均質な土砂層中を飽和状態で流動する現象に着目し、これに関して赤羽支所構内のライシメーターにより実験を行ない検討を加えた。その結果、
- ① 浸透水が不飽和状態で浸透降下するときには、浸透降下水量は層中の有効飽和度の3乗に比例する。この関係を使えば、任意の時間的分布をした表面からの浸透量が与えられれば任意の深さにおける不飽和浸透量ハイドログラフを求めることができる。
- ② 緩く配の飽和地下水の流動では、原則的には Dupuit-Horchheimer の式が成立つ。

ことが分った。

[1] 雨水の不飽和浸透降下に関する実験式

(1) 概 要

地下水の浸透流出や堤防浸透のように水が土砂間隙を飽和状態で流動する現象については、原則的には Darcy の浸透方程式から誘導できるはずであるが、たとえば雨水が地表面から地下水層まで浸透降下する場合のように浸透水が土砂間隙中を気体(空気)と混在しながら流動する現象は、水理学的には Darcy の式で表わされる浸透

現象とは異質のものである。

雨水が土砂層中を不飽和状態で浸透降下する運動を表わすために、土砂層中に含まれる水分量(飽和度)を媒介関数として導入して、この水分量と浸透降下量との間になんらかの関数関係を見いだすことに努めた。

このような考えはすでにアメリカにおいても S.Irmy¹¹⁾ や R.H.Brooks など¹²⁾ によって試みられているが、筆者らは数多くの実験によって浸透降下量が層中有効水分量の3次関数で表わしうることを確かめるとともに、この関数を固体表面を流れる層流理論を用いて導くことができた。

水分量を媒介関数として不飽和浸透流動の運動方程式を表わすことができれば、連続方程式と組合せて、任意の時間的分布の浸透水について土砂全層にわたる浸透降下水の流動を時々刻々に追跡できる。

(2) 実験方法およびその結果

赤羽支所構内(本館屋上)に縦1 m, 横1 m, 深さ1 mの箱型ライシメーター4個と、同じく深さ0.5 mの箱型ライシメーター4個とを製作(写真-3)し、このそれぞれに表-3に示すような実験用砂(粗砂, 細砂)および表面流発生実験と同じ関東ローム土(図-8)を詰め

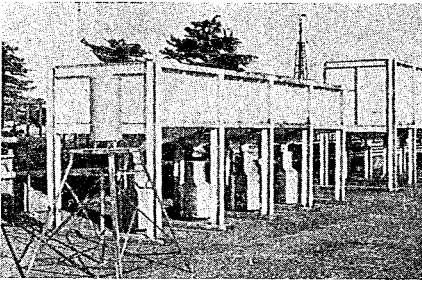


写真-3 不飽和浸透降下実験用箱型ライシメーター

表-3 不飽和浸透降下実験用砂の諸元

砂の種類	d_{10} (有効粒径) mm	d_m (平均粒径) mm	n (空隙率) %	k (透水係数) cm/s
粗 砂	0.37	0.7	39.3	0.030
細 砂	0.19	0.5	43.3	0.0154

た。ライシメーターの底部はいずれも十分に空気が流通できるような装置になっている。

測定装置としては、ライシメーター底部からの浸透流出量の測定には改造型転倒す自記雨量計(1転倒157cc)を使い、土砂層中の水分量測定には種々の方法を試みたが、結局は数点からサンプリングをして乾燥法によった。

実験に際しては、まず降雨としてライシメーター上か

らじょうろなどで人為的に任意の強度で散水する方法をとった。一定強度で散水を続けると0.5~1時間程度で底部からの浸透流出量が散水強度に等しくなる。そうすれば土砂層中の浸透降下水量もこの散水強度に等しい定常状態であると推定できるので、このときの層中水分量を測定する。水分量のサンプリングは深さ方向に15~20 cm おきとした。一つのライシメーターについて10種類以上の散水強度で散水した。

以上の方法により不飽和浸透降下実験を行なった結果を述べる。ただし土の浸透については、土の圧密、乱れ膨潤などの複雑な影響を受けるので、まずこれらの影響が少ない砂層の浸透について実験結果を考察する。

測定した砂層中水分量(深さ1 mの層中に含まれる水量で表わす) S (mm)と、このときの散水強度(すなわちこの砂層を通過する浸透降下水量) Q (mm/hr)とを対応して図-13に示す。図は粗砂および細砂について両対数尺で表わす。

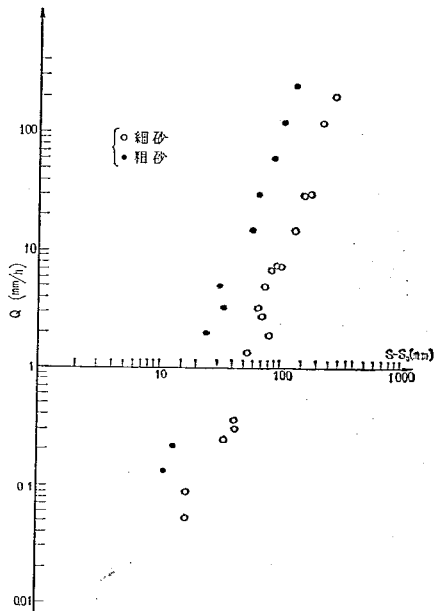


図-13 浸透流動量と有効水分量との関係

この図から、大略、 $Q=(S-S_0)^p$ なる関係が認められる。

ここで、 K および S_0 は砂の粒径による定数で、 p はほぼ3程度の定数となる。 K は Darcy の透水係数に相当する不飽和浸透層の透水性を示すもので、おおむね粒径の2乗に比例し、 S_0 は砂粒の表面に吸着して流動に関

与しない水分量（いわば吸着水分量）で、おおむね粒径に反比例すると推定される。 $p=3$ であるのは浸透降下流が表面流における層流の流れと同様の運動を示すためと思われる。

さらにこれらのライシメーターによる実験とは別に、上述の等式における、浸透水が砂粒に吸着されて流動に関与しない吸着水分量 S_0 を求める実験を行なった。（実験は、実験用砂を数種類のほとんど均一の粒径にふるいわけ、これらを完全に無水状態まで乾燥した後、底部に孔をあけた容器に入れ、底部から水が出て来るまで上から少しずつ水を加える方法によった。この加えた水量 S_0 を測定した。）吸着水分量 S_0 をそれぞれの砂の粒径 d と対応させて図-14に示す（ S_0 ：深さ1mの層中に含まれる吸着水分量mm， d ：mm）。

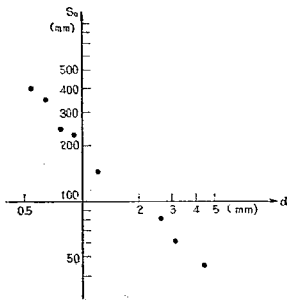


図-14 砂の粒径 d と吸着水分量 S_0 との関係

図-14により、 S_0 が粒径に反比例するのが認められる事実から、砂層の空隙率が一定でかつ砂粒が球形であると仮定すれば、 S_0 は層中の砂粒の総表面積に比例することになるので、この水分量は砂層空隙に滞っているのではなく、砂粒の表面に一定の厚さで吸着されている量であると推定できる。図-14によれば、浸透水の砂粒への吸着深は砂の単位表面積あたり0.05mm程度となる。

関東ローム土による同様の実験によっても、同様に図-15の結果が得られる¹³⁾。土はその条件により浸透状態が変化するのでこれだけの実験で一般的な考察は避けたいが、乱した土が深さ1mにつき200~300mm分の水分を流動せずに保留できるということは、降雨の初期損失量と対比して興味ある現象である。

(3) 不飽和の浸透降下流の理論的検討

・浸透降下流の運動方程式

前項に述べた実験により得られた浸透降下水量と層中水分量との関数関係について、S. Irmay らの文献¹³⁾を参考にしつつ、ここでは固体表面を流れる層流の理論が浸透降下粒子間隙を流下する不飽和浸透流にも適用できると仮定して検討を進めてみた。

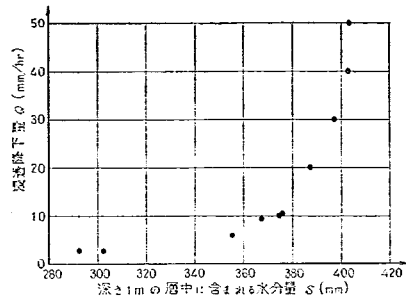


図-15 浸透降下量と層中含水量との関係
(関東ローム土の例)

層流が幅の広い開水路を流れるとき、その流速 u は水深 h によって、

$$u = \frac{gi}{3\nu} h^2 = Ch^2 \dots\dots\dots (4.1)$$

$$(C = gi/(3\nu))$$

で表わされる。ここでこの流れの径深 R は水深 h にほぼ等しいから、

$$u = CR^2 \dots\dots\dots (4.2)$$

と置き換えられる。この式が土砂間隙をぬって粒子表面を層流状態で流動する浸透流にも適用できると仮定すれば、径深 R は次のようになる。

まず、適当な土砂層（浸透降下断面積 a 、深さ l ）を想定する。この土砂層の断面で有効水分の占める断面積 A は、有効飽和度 $s-s_0$ 、空隙率 n として、

$$A = (s-s_0)n \cdot a \dots\dots\dots (4.3)$$

である。次に、水が土砂粒子と接する平均潤辺 P は、粒子が完全な球形（粒径 d ）だととしてこの層中の粒子の総表面積が

$$\frac{(1-n)al}{\frac{\pi d^3}{6}} \cdot \pi d^2 = \frac{6(1-n)al}{d} \dots\dots\dots (4.4)$$

であるから、

$$P = \frac{6(1-n)al}{d} / l = \frac{6(1-n)a}{d} \dots\dots\dots (4.5)$$

となる。

(4.3) 式と (4.5) 式とから、

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} = (s-s_0) na / \frac{6(1-n)a}{d} \\ &= \frac{(s-s_0)nd}{6(1-n)} \dots\dots\dots (4.6) \end{aligned}$$

となる。(4.6) 式を (4.2) 式に代入すれば、

$$u = \frac{C(s-s_0)^2 n^2 d^2}{36(1-n)^2} \dots\dots\dots (4.7)$$

である。一方、土砂層を通過するみかけの単位断面流量 q は、 $q = n(s-s_0)u$ であるから、(4.7) 式から、

$$q = \frac{C(s-s_0)^3 n^2 d^2}{36(1-n)^2} \dots (4.8)$$

が得られる。いま、 C 、 n および d は時間的に一定だとすれば、浸透降下水量 q は有効飽和度 $s-s_0$ の3乗に比例するといえる。したがって、ここで速さのデimensionを持ち、透水性を示す定数 κ を与えれば(4.8)式は、

$$q = \kappa (s-s_0)^3 \dots (4.9)$$

と表わせる。ただし、

$$\kappa = \frac{C n^2 d^2}{36(1-n)^2} \dots (4.10)$$

である。(4.8)～(4.10)式が運動方程式である。

参考までに、飽和浸透流の透水係数 k については、Kozeny¹⁴⁾が次の式を与えている。

$$k = \frac{\rho c n^3 d^2}{36\mu(1-n)^2} \dots (4.11)$$

(4.10)式を(4.11)式と対照してみると、不飽和浸透の定数の関係式が飽和浸透の透水係数の関係式と酷似していることが認められる。 κ と k との比は、

$$\frac{\kappa}{k} = \frac{C n^3 d^2}{36(1-n)^2} \cdot \frac{36\mu(1-n)^2}{\rho c n^3 d^2} = \frac{g i}{3c} \dots (4.12)$$

となるから、上式の比は浸透層の空隙率、粒径、浸透水の粘性によらず一定で、粒子の形状(角状～球状)によって変化することになる。 i は筆者の実験により $i=0.1 \sim 0.2$ 、 c はDonatの実験結果より $c=30 \sim 150 \text{ cm/sec}^2$ 程度であるから、 $\kappa=(0.4 \sim 1)k$ を得る。

・浸透降下流の連続方程式

土砂層の深さ方向に x をとり、薄い土砂層(厚さ dx)を考えると、 x および $x+dx$ における浸透降下水量はそれぞれ、 q 、 $q+(\partial q/\partial x)dx$ となり、この差は単位時間にこの層中の有効水分量 $(s-s_0) \cdot ndx$ が増加する量に等しいから、

$$q - (q + \frac{\partial q}{\partial x} dx) = \frac{\partial}{\partial t} \{ (s-s_0) \cdot ndx \}$$

$$\therefore \frac{\partial q}{\partial x} + n \frac{\partial s}{\partial t} = 0 \dots (4.13)$$

となる。これが連続方程式である。

(4.9)式と(4.13)式とを組合せて、不飽和状態で浸透降下する浸透水を追跡することができる。

・毛管現象や空気が浸透降下流に及ぼす影響

浸透降下流が一樣・定常な流れでないときには、

① 浸透層の水分量(飽和度)が一樣でないで、毛管作用が働き、そのために浸透降下が促進されまたは弱められる。毛管作用による浸透流動量は、おおむね、 $\partial s/\partial x$ に比例するものと思われる。いうまでもなく、粒径が細かいほどこの影響が大きいはずである。

② 下層にある空気が上層からの浸透水に圧縮されて上層にぬけ出ようとするので、そのために浸透降下が抑制される。高木・馬場らの研究¹⁵⁾¹⁶⁾によれば、浸透が

妨げられて層上に湛水を生ずる限界降雨強度は砂柱の透水係数の $1/3 \sim 1/2$ 程度であるとしているが、空気の圧出による影響を受けて浸透降下が弱められる限界は、この強度よりもかなり小さいものと思われる。この影響は、土砂の粒径や層の厚さ、 $\partial s/\partial x$ の関数として表わされるものと思われる。この分野の研究成果を待ちたい。

・土壌層の浸透降下流

いうまでもなく、土は砂に較べて水分を吸着しやすく吸水すると膨潤する。またその浸透性は圧密度や乱れの程度による影響を強く受ける。土壌層の浸透に関する定量的な考察は難しいが、筆者らの従前の観察¹⁷⁾¹⁸⁾では、土は砂よりも3～5倍ほど吸水しやすく、降雨初期の浸透流出量の立ち遅れがみられ、地表条件の影響を受けやすい傾向が見られる。

(4) 計算による不飽和浸透降下流出ハイドログラフの推定

前述の(4.9)式と(4.13)式とを適用して、計算によって不飽和浸透降下流出ハイドログラフを求めた例を図-16～17に示す。なお計算では、 $dx=0.1\text{m}$ 、 $dt=1/1200\text{hr}=3\text{sec}$ の差分式とした。

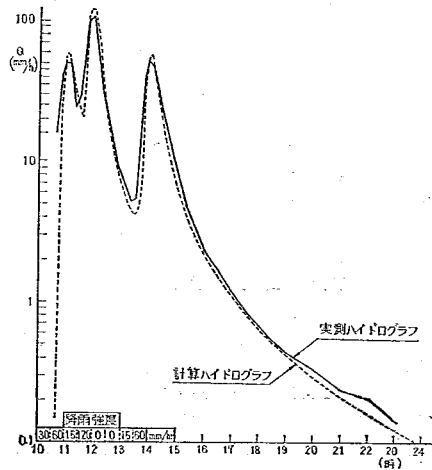


図-16 不飽和浸透降下実験。粗砂，層厚0.5m，S43.2.28～29

図-16は0.5m深さの粗砂のライシメーターで、実験開始より240分間、30分ごとに散水強度を30→60→15→120→0→0→15→60mm/hrと変化させて散水した実験および計算結果である。

図-17は深さ0.5mの細砂のライシメーターで、実験開始より200分間、散水強度を30mm/hrの一定で散水し

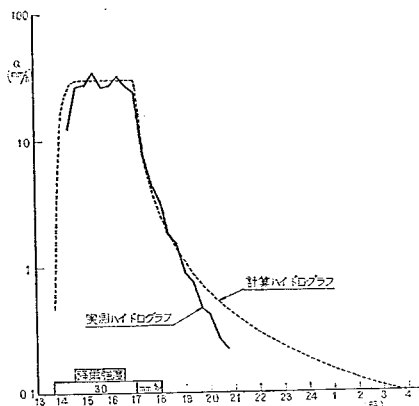


図-17 不飽和浸透降下実験。細砂、層厚0.5m,
S43.1.12~13

た実験および計算結果である。

ただし、図-16~17の計算結果には、(4.9)式の右边に毛管現象に関して $\partial s / \partial x$ に比例する補正項を加えてある。この補正項を加えないと計算流出量に10~20%の誤差が出る。空気の圧出現象に関しては考慮してない。

(5) そ の 他

この実験では散水強度をごく自然に起こりうる降雨強度をとったが、この範囲の浸透強度で砂層中の水分の飽和度 s は粗砂で20~40%、細砂で30~60%程度である。浸透降下量 q が $s-s_0$ の3乗に比例するとすれば、 $s-s_0$ の小さな変動が q の大きな変動をもたらす。これは水分量を媒介関数として不飽和浸透の流動量を求めることの問題点である。

[2] 地下水流動式の実験的検討

以上で浸透した雨水が不飽和状態で浸透降下してゆく現象について述べた。これに続く流出過程として、飽和地下水の流動(水道(みずみち)流出、地下水帯)については、Dupuit-Horchheimer⁽¹⁰⁾以来古くから多数の研究が続けられており、流動を単純化して考えれば次の式で表わされる。上層からの不飽和浸透降下水量を input として、近似的に、

$$\begin{cases} n \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ Q = k \left(i - \frac{\partial h}{\partial x} \right) A \end{cases}$$

n : 空隙率, A : 流動断面積, Q : 流動量,
 q : 不飽和層からの浸透降下水量,
 k : 透水係数, h : 地下水の水深,
 i : 不透水層こう配, x : 水平方向距離,
 t : 時間

となる。筆者らの実験では上式が少なからず適合していることが認められるが、問題は式の成立性よりも透水層の空隙率や透水係数をいかに的確に推定するかである。

この類の実験については本報告の趣旨ではないので、別の成果報告⁽¹¹⁾を参照されたい。

5. 代表的な洪水流出計算法の特徴と問題点

[1] 概 要

河川に関していろいろな調査を行ない計画を策定しようとするときには、その作業の一つとして、流域の降雨による計画地点の河川流出量を推定することが必要になる。その計画と目的に従ってこれを計算することを流出解析と呼んでいる。洪水防御対策には洪水流出解析が必要になり、利水開発計画には低水流出解析が必要となる。

ダムや貯水池によって流水の制御を行なうことの少なかった時代においては、たとえば洪水流出についていえば、洪水の流出ハイドログラフよりもむしろ洪水ピーク流量を推定することが洪水流出解析の主眼であったし、計画上でもそれで十分であった。現に下水道計画などでは、いわゆるラショナル式(合理式)によって求められるピーク流量値をもって計画の策定を行なっている。

しかしながら、わが国では昭和30年代になって、多数のダムが建造され始め、これによって洪水流を制御し、さらに水需要の増加に伴ってダムが利水補給の役目も負うようになると、従来のように単に流量の最大値を計画するだけでは不十分となり、加えて降雨による流量の時間的変化(流出ハイドログラフ)をも推定することが必要になってきた。このような時代の要請を背景にして、昭和30年前後からまず洪水流出に関して、昭和30年代後半からは低水流出についても、流域内の降雨量から流域末端の河川流出ハイドログラフを計算によって求めるいろいろな手法が提案され実用化されるようになった。

もとより降雨→流出の現象は、流域の地形、土壌・地質、気候、土地利用などあらゆる要素が地域的に時間的に複合し、変化し、影響しあって起こるものであるがわれわれはそのほんの概略しか把握することができない。したがって、われわれが実用目的のために流出解析を行なうときには、この複雑な水文循環過程のなかから流出に卓越する主要事象を選び出し、これを実用に必要な精度の範囲内でできるだけ理解しやすい単純な形にモデル化し、計算しやすい関数形で表わした計算法が必要になる。流出計算法の発達した跡を振り返ると、初期の計算法では、単に降雨(流域への input)から流出(流域からの output)への変換の応答関数を統計的に求める類のものであったが、次第に、流域の実際の流出現象(雨水の流動、浸透など)に着目して、これをモデル化

し関数形で表わして流出を追跡しようとする傾向が強くなってきている。しかし、いずれの計算法においても、流域および流出についていろいろな仮定を設けて大胆に単純化しているため、必ずしも降雨→流出の現象を完全に表現しているとはいえない。

各種の洪水流出計算のうち、ランショナル式（合理式）についてはすでにその特徴および流出係数の実態について事例検討した（2[1]～2[3]）ので、ここでは、いわゆる洪水流出ハイドログラフを求める諸計算法について検討を進める。

〔2〕 各洪水流出計算法の概要

（1）単位図法

流出ハイドログラフを求める手法の第一に挙げられるのは、アメリカの Sherman による単位図法（unit hydrograph 法）をわが国諸河川の流出事情に合うように工夫した中安米蔵および立神弘洋による単位図法²⁰⁾²¹⁾である。

単位図法の一般式は、よく知られているように、流域流出量 $q(t)$ が流域有効雨量 $r_e(t)$ から、

$$q(t) = \int_0^{\infty} r_e(t-\tau) \cdot K(\tau) \cdot d\tau \cdots \cdots (5.1)$$

のような変換式で表わされ、 $K(\tau)$ が単位降雨量に対する流出配分を表わす単位図である。

有効雨量 $r_e(t)$ を求める手法としては、中安法では損失曲線を用いて損失雨量を時間的に低減させて差し引く方法であり、立神法では損失雨量が洪水立上り直前の基底流量の関数であるとしてこれを洪水初期の降雨から一括して差し引く方法である。

単位図の求め方としては、——中安法では、まず流域の流路延長と流域面積とから流出の遅滞時間を求め、これによって指数型の洪水上昇・減水曲線を定めて、この曲線を単位図とする方法である。立神法では、まず流路に沿って流域を分割して集中面積図を作成し、これに洪水集中時間の関係を導入して仮集中時間図→仮集中曲線図と変換する。次に、これに貯留効果を導入して仮単位流出量曲線を求め、この曲線の頂点流量の遅れが実洪水の頂点流量の遅れと合致するように比例修正して単位流出量曲線とし、さらにこの曲線の洪水末期部分を修正してこれを単位図とする。この単位図と有効雨量とから置換雨図を求め、これに流出指示率を乗じて（修正して）流域流出量とする。

（5.1）式は単に単位図法の一般式を表わすにとどまらず、後述の流出関数法の一般式でもあり、タンクモデル法や貯留関数法の特異な場合もこの式に該当できる²²⁾。

（2）流出関数法

流出関数法は、上述の単位図 $K(t)$ を定式化したものの総称である。すなわち、佐藤・吉川・木村は

$$K(t) = \alpha^n t^n e^{-\alpha t}$$

とおき²³⁾、石原・高瀬は、

$$K(t) = \frac{\alpha^{n+1} t^n e^{-\alpha t}}{\Gamma(n+1)}$$

とおいた流出関数法²⁴⁾を提案した。その他にもいろいろの方法がある。

佐藤らの流出関数法では、まず洪水の到達時間 T を、最大雨量強度、それまでの累加雨量、ピークに対応する降雨のあった時刻の流量、またはピーク流量のいずれか（もっとも相関の強い 1 項目）の関数で表わし、この項目の各時刻の実測または計算値から、 $T=1/\alpha$ なる関係を利用して各時刻降雨ごとの α が求められる。（ α は各時刻ごとに变化する。）次に、この α を使って計算した流出量 $q_0(t)$ を実測流出量 $q(t)$ と比較して両者の比 f_0 を求め、もし f_0 の時間的変動が大きければ $f_0 = \text{const.}$ の流出関数で表わせないでその差 $q_0 = q - f_0 q_0$ (f_0 : ピーク時の f_0) を第 2 項の流出関数を設けて表わすことにする。したがって、計算流出量 q は、必要に応じて多項式、

$$q = f_0 \int_0^{\infty} r(t-\tau) \cdot \alpha^n \tau^n e^{-\alpha \tau} d\tau + f_1 \int_0^{\infty} r(t-\tau) \cdot \alpha^{n+1} \tau^n e^{-\alpha \tau} d\tau + \cdots \cdots (5.2)$$

で表わす。有効雨量の計算は上式の f_0 による一定比率計算のなかに含まれている。

石原・高瀬の流出関数は、次に述べるタンクモデル法で、流出孔がなく浸透孔数 α の同一タンクを直列に $n+1$ 個並べたものに等しいという²⁵⁾。

（3）タンクモデル法と貯留関数法

単位図法や流出関数法においては、降雨→流出の変換が線型変換であると仮定しているが、実際の流出現象はあきらかに非線型である。そこでこの特性を表わすために、新たな試みとして、降雨→流出の過程に「流域貯留」の過程を導入し、これを媒介関数として、貯留量～流出量の関係を関数式で表わし、貯留量の水収支を計算してこれから流出ハイドログラフを求めようという計算法が提案された。すなわち、菅原正巳による貯留型模型法（俗にタンクモデル法という）²⁶⁾と、木村俊晃による貯留関数法²⁷⁾である。

前者は指数低減形の単位図法（流出関数法）から発展して改良された模型計算法で、貯留型容器（タンク）の孔の数や位置および容器の配列組合せによって、洪水の初期浸透や各流出成分の流出特性を巧みに表わすことができる。

後者は、Manning の流れの式から、流域貯留量 S を流域流出量 Q の指数型関数、

$$S_i = K Q_i^p \quad (K, p: \text{流域による定数}) \cdots (5.3)$$

と表わして運動方程式とし、さらにこれを連続方程式、

$$\frac{1}{3.6} f_{rate} A - Q_i = -\frac{dS_i}{dt} \cdots \cdots (5.4)$$

$$\left(\begin{array}{l} f: \text{流入係数, } \text{ave: 流域平均雨量,} \\ Q_i(t) = Q(t + T_i), A: \text{流域面積,} \\ S_i: \text{みかけの流域貯留量, } T_i: \text{遅滞時間} \end{array} \right)$$

と組み合わせて流域流出量を求める。河道の貯留関数は、上流端流量を I 、下流端流量を Q として、(5.4) 式の左辺第 1 項を I または fI と置きかえて連続式とする。S は河道内貯留水量とする。

タンクモデル法では損失量はタンク底部の浸透孔で表わされる。これは他の流出計算法にない特長である。

貯留関数法では、洪水期間中に流出域と浸透域とが併存（流出域面積率を一次流出率という）するとし、浸透域では累加雨量がある量（飽和雨量）に達するまで全損失とする。

タンクモデルと貯留関数は、その由来や関数形、配列には多少の相違はあっても、その準拠する本質はまったく同一である。たとえば、タンクを並列に配列したタンクモデルは流域内に流出域と浸透域が併存するとしての貯留関数と同一のものである。

タンクを直列に配置したタンクモデルは表面流出ないし基底流出の流出成分を模擬することができ、流域流出量は各タンクごとに異なった低減係数をもつ指数関数の和で表わされる²⁵⁾。

(4) 特性曲線法（等価粗度法）

これまでの流出計算法が、対象の流域を一つの単位として、これの input→output の変換に着目していたのに対して、新たに、流域内における降雨から流出に至るまでの雨水流下に着目して、これを Manning の流れの法則を用いて直接に水理学的に追跡しようとするのがこの計算法である。運動・連続の式は代数的に解けないので最初、特性曲線による図解法で解こうとしたことから、これを特性曲線法と呼んでいる。代表的なものに、末石富太郎や上田年比古によるもの²⁷⁾²⁸⁾などがある。

流域をいくつかの広矩形斜面が枝状に分布しているものとみなし、一つの斜面を流下する雨水流について次の式を適用する。

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = K' q^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r(t) - f(t) \end{array} \right. \quad (5.5)$$

流水の河道流下については流域からの横流入を受けて次の式を適用する。

$$\left\{ \begin{array}{l} A = KQ^p \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t, x) \end{array} \right. \quad (5.6)$$

流域斜面を一樣な広矩形平面と仮定し、この仮想斜面を流下する雨水流が実斜面からの流出とできるだけ合致するような新たな Manning の粗度係数 (N) を仮定する。このようにに仮定した粗度係数を等価粗度係数といい実斜面の Manning の粗度係数 n とはかなり異った値となる。このような仮想斜面の組合せによる流域モデルを実流域の形状に合わせるために、仮想斜面に流入する枝

の斜面を設け、またこの斜面に流入する枝斜面を設ける、という手法がとられる。流域の規模や形状に応じてモデルを作ることができる。

〔3〕各洪水流出計算法の特長と問題点

洪水流出の計算を行なう手法は上述のほかにも少なからず提案されているが、ここでは建設省その他の管内でとくによく使われている上述の数手法についてその特徴と問題点を探ってみることにする。

流域は不規則波を含む短周期の降雨を長周期の流出ハイドログラフに変換する迂過装置である。しかし、この装置（流域）の機構は非常に複雑で不均質であるから、流域への流入（降雨）とこれからの流出との関係を求めるには、両者の関係を統計的に処理してその応答関数を流出計算法とすることもできるし、さらに、流出機構をできるだけ詳しく調べてこれに物理法則（水理諸公式）を適用するという手法を考える人もいる。

前述のいずれの流出計算法においても、流域の複雑な流出過程のなかから洪水流出に卓越する主要事象を選び出し、これを流域全体にわたって画一的に模擬化した単純で計算しやすい物理関数またはその組合せ（流出モデル）で表現しようとしたものである。この関数のなかに含まれる諸定数はいずれも過去の洪水資料から逆算して求めることとしている。したがって、洪水流出に影響を及ぼす諸々の事象のうち、いずれの事象が流出に卓越した影響を及ぼす事象として流出計算法に採り入れられるかによって、それぞれの計算法の特長と適用性がおのずから定められてくる。

各計算法とも、短周期の不規則降雨を遅れた長周期の流出ハイドログラフに変換する関数より成っていることは共通している（その関数形は前述のように互いに同巧異曲である）が、流出に卓越する事象の選び方によって各計算ごとにこれらの関数の特異な組合せないしは配列系が形成されている。たとえば、タンクモデル法では洪水時の流出成分の時間的変化を卓越する事象とみなしてこれを直列各タンクからの流出と浸透で表現することとし、貯留関数法では洪水時の表面流出発生域の時間的変化に着目して洪水期間中に流出・浸透域が併存するとして関数を並列に設定し、特性曲線法では発生した表面流の流下伝播が洪水流出に卓越する事象としてこれを不定流追跡する排水系統を組立てている。卓越するとして選んだ事象とその関数の組合せ・配列によって流出計算法ごとに特長が生まれ、またその捨象した事象については計算法の適用範囲が制限される（流出現象を十分に表現できない）ことになる。

筆者の経験では、洪水流出計算においては対象流域の流出機構の特性に従ってとくに次の 3 つの事象について重点をおくべきであると考えられる。

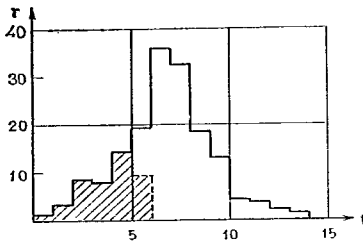
- ① 洪水時における有効降雨もしくは表面流出発生量の算定方法およびこの量の流出計算式への input 方式
- ② 洪水流出の各流出成分の表現方法
- ③ 流域および河道における洪水流の流下伝播の追跡手法

この3項目について、5[2]にあげた各洪水流出計算法の特長と問題点（卓越するとして選んだ事象と卓越しないとして捨象した事象）およびその適用性を検討するこ

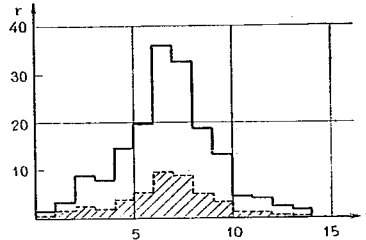
とにする。

(1) 有効降雨の算定方法およびその input 方式

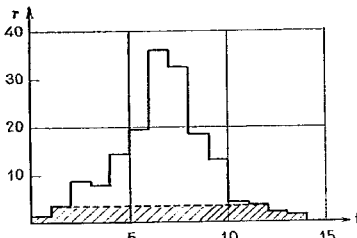
いかに優れた流出計算法であっても、いかに厳密な追跡手法による計算法であろうとも、その input たる有効降雨量の推定が的確でなければ劣勢多くして効少なしとなる。洪水時における降雨損失量の実態は、多くの人の研究努力によってもいまだ詳らかではないが、損失量が洪水初期に多く、時間経過とともに降雨量に従いつつ減



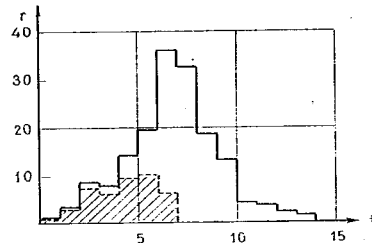
① 初期一括損失差引法
($R_L = 45.8 \text{ mm}$)



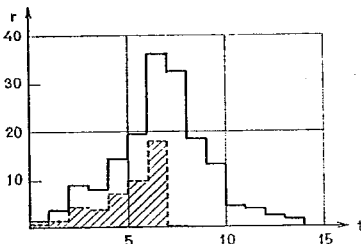
② 一定比損失差引法
($f = 0.728$, $R_L = 45.8 \text{ mm}$)



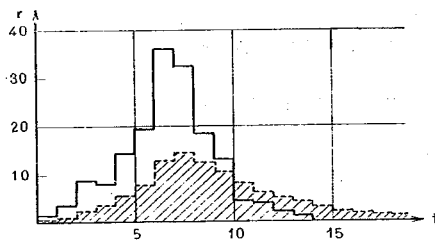
③ 一定量損失差引法
($c_L = 3.64 \text{ mm/hr}$, $R_L = 45.8 \text{ mm}$)



④ 損失量曲線による方法
(中安法方式, $R_L = 45.8 \text{ mm}$)



⑤ ①と②の組合せによる方法
(野間簡算法方式, $R_L = 45.8 \text{ mm}$
 $f_1 = 0.5$, $R_{2A} = 91.6 \text{ mm}$)



⑥ 流域貯留量に比例して差引く方法
(タンクモデル法方式 (図-4(a)左側)
最上段タンクによる場合の浸透量)

図-18 降雨時の損失量推定例 ($R_{\text{total}} = 168.5 \text{ mm}$)

(実線が毎時間降雨量, 斜線部分が推定損失量, mm/hr)

少することは確かである。流出計算における流域降雨量から損失量の差し引き手法は、このような降雨損失の実態に則した方法である必要がある。従来の流出計算においては、その追跡手法を強調しすぎて、そのinputたる有効降雨量の推定を軽視したきらいがある。

各流出計算法において、各時刻の降雨量から損失量の差し引き手法は次のように分類できる。それぞれの手法によって、互いに非常に差があることが分かる。(図-18)

- ① 初期一括損失差し引き法 (単位図法 (立神法))
- ② 一定比損失差し引き法 (流出関数法 (佐藤法), 特性曲線法 (上田法の一例))
- ③ 一定量損失差し引き法 (特性曲線法 (末石法の一例))
- ④ 損失量曲線による方法 (単位図法 (中安法))
- ⑤ 浸透能曲線による方法
- ⑥ 以上の組合せによる方法 (貯留関数法)
- ⑦ 流域貯留量に比例して差し引く方法 (タンクモデル法)

洪水時の流出の主成分はいくまでもなく降雨時に流域内に発生した表面流出によるものであり、この表面流出発生の可否はすでに3.で検討したように、原則的には、流域内各点の各時刻における降雨強度と浸透能との大小関係によって決まると考えてよい。流域表土層の浸透能は地点によって非常に広範囲(おおまかに0~100mm/hr)に分布しており、もし強強度の降雨があれば表面流出発生面積が増加し、もし累加降雨量が増せば表土層の含水量が増加し浸透能が時間とともに低下して表面流出発生を促進する。このことは過去に大洪水をもたらした降雨特性(図-20~21)からはっきり確かめることができる。したがって有効降雨量の算定手法としては、総降雨量が多い洪水および短時間降雨強度が強い洪水で流出率、流出係数が大きくなるような手法でなければならない。

① 初期一括損失差し引き法によれば、洪水初期に累加降雨量がある量に達するまでは計算流出量はゼロで、達した時刻以後は一般に損失量がゼロとして扱うことになる。

単位図法 (立神法) : 洪水立上りまでの降雨は全損失とし、それ以後は置換降雨図を修正する際に置換降雨量 P に比例的な流出指示率を乗ずる ($Q = f(P) \cdot P$) ので、実質的には、有効雨量算定手法のなかに総降雨量、降雨強度による効果が導入されていることになる。しかし定量的に見れば、流出指示率は流出計算の最後の過程で乗ずる (修正する) 係数なるがゆえにその算定式はとくに精確である必要があり、これを単純に置換降雨量 P の指数関数または一定値で表わすことには検討の余地がある。なぜならば、原論文²⁹⁾による蘭川、木曾川上流部、益田川の調査例でさえも、流出指示率の回帰式には無視

できないほど大きなばらつきが見られるからである。

②, ③ 一定比または一定量損失差し引き法によれば洪水初期も後期も一定の割合または量として扱うことになる。一定比損失 (一定比有効雨量) による方法は洪水時に流域内の表面流出発生面積が洪水の規模や型によってあまり変化しない (流出域と浸透域との別が判然としている) ような流域に適しており (洪水流出の降雨~流出の関係は一般に非線型であるから、厳密には、降雨量に一定比を乗ずる手法は好ましくない。) 一定量損失による方法は洪水時にはば全流域で表面流出が発生し降雨の損失量または浸透能が累加雨量などによってもあまり変化しないような流域に適している。

流出関数法 (佐藤法) : (5.2) 式の右辺第1項の f_0 は流域降雨量 r にかかる係数と考えて差支えないから、 f_0 は平均的な有効雨量率に相当するはずである。 f_0 の値は原論文²⁹⁾でも述べているように、洪水期間中になりに大きく変動する。洪水初期に比較的大きく、ピーク付近で最小となり、それ以後急激に増大するという。計算においては f_0 を一定値と仮定して計算し、そのために生ずる誤差を第2項 ((5.2) 式) で補う。洪水初期において f_0 が大きいというのは洪水時の損失現象とあきらかに矛盾するものであり、後期における f_0 の急激な増大も降雨の累加による増加と考えるには無理がある。換言すれば、単位図を単一の式に固定したためにこの式では流出ハイドログラフを十分に表現しえない部分が生じてしまい、本来ならば有効降雨の比率を表わすべき f_0 が、この部分を補正する係数の役目を負って、洪水期間中に大きく変動しているのである。したがって、係数 f_0 は有効降雨の比率なる意味が薄れている。(5.2) 式の第2項以下の物理的意味も判然としない。

特性曲線法 (上田法) : 上田は特性曲線法の改良に関する研究論文²⁹⁾のなかで、有効雨量 (損失雨量) について、「洪水のピークに関係する降雨時は、一般にそれ以前にかなりの降雨があって流域は飽和しているため、毎時損失雨量はかなり少なく、また時間的な変化も小さいものと考えられ、洪水のピーク付近を対象にする限り、それほど問題にならないのではないかと考えられる。」と述べている。そして、その事例研究として大山川 (筑後川上流) の洪水流出解析を行なうにあたり、「有効雨量は流出係数一定として求めた」という。

しかしながら、すでに2.3で考察したように、たとえ神流川の洪水流出ではピーク時の流出係数 f_p は洪水経過時間に伴って増大する傾向が認められる (図-3) し、宝川の洪水流出では流出係数の平均値は $\bar{f}_p = 0.433$ (表-1) であって損失雨量は決して少ないとは言えない。有効雨量の比率は基本的には時間的に変化すると考えるのが妥当であり、その詳細な解明はできないまでも

損失雨量を時間的に減少させるような何らかの関数を導入すべきであろう。特性曲線法では有効雨量を流域内各点ごとにinputすることができる利点があり、単に実測値に合わせるために流域一律に一定比率を乗ずるのではなく、対象流域の流出(損失)現象を反映した有効雨量算定手法が望まれる。

特性曲線法(末石法):末石は特性曲線法による出水解析の事例研究として大戸川(淀川水系瀬田川支川)の洪水流出解析を行なうにあたり²⁷⁾、その有効雨量の求め方について、「簡単のために損失降雨は雨量強度に無関係に一定であると仮定し、(有効雨量)/(総雨量)=0.648となるように有効降雨強度分布を定めた。」と述べている。損失雨量が時間的に一定にするという手法は一概に否定できないが、基本的にはやはり洪水初期には土壌保湿度不足その他により損失が大きいのが通常であり、時間とともに漸減して、損失量がほぼ一定になるのは図-20(過去に大洪水をもたらしした降雨の特性)からみても降雨開始よりかなり長時間後であると考えた方がよい。さらに、単に流域一律に一定量を差し引くのではなく、対象流域の流出(損失)現象に合わせて、流出域と浸透域とに区別して両域での差し引き量を変えるなどの方法も可能であろう。

④ 損失量曲線による方法によれば、損失量が時間とともに漸減する現象を表わすことができる。降雨強度が強いときには損失量も多いことになる。過去の数洪水の総降雨量、総直接流出量の資料があれば対象流域の損失量曲線は比較的容易に作成することができる。損失量曲線により損失雨量を計算するときには一般に累加雨量のみを媒介量とするので、降雨強度の強弱による損失量の変化を無視してしまうので、強度が強いときの損失量を大きく見積りがちである。

単位図法(中安法):中安は千代川の損失雨量の解析において、損失雨量 R_L が累加雨量 R の関数で表わされるとして、

$$R < 100\text{mmのとき}, R_L = R(1 - 3.6 \times 10^{-4} R^{1.5}) (\text{mm})$$

$$R \geq 100\text{mmのとき}, R_L = 64 (\text{mm})$$

とした。(ただし原論文²⁸⁾の図によれば、累加雨量が100mm以下の洪水は解析した全7洪水のうち1洪水だけである。)

損失量曲線により有効雨量を求める方法は、その手法が簡単でありながら、前述4方法に較べて降雨の損失現象を比較的正確に表わしうと思われる。

⑤ 浸透能曲線による方法は、筆者の知る限りでは既成の洪水流出計算法のなかに組み込まれている例はないが、東北地建が北上川(狐禅寺流域)の洪水流出解析において、Horton型の浸透能曲線に依って次の式により有効雨量を求めている²⁹⁾。

$$r_e = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{R}{R_{i0}}\right) \right\} r$$

$$R = \sum_{i=1}^T r_i + \sum_{i=1}^T R_i \mu_i$$

R : 累加雨量, r_i : 時刻 i の降雨量,
 R_i : i 日前の日降雨量
 R_{i0} : 流域の湿润状態を表わす定数(80~120mm)
 μ_i : i 日前の有効雨量率(下表)

i	1	2	3	4	5	6	7
μ_i	0.9	0.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1

すでに3.で検討したように、流域内の表土層浸透能は非常に広範囲に分布しており、またこれを平均化して扱うことはできないが、前期雨量の影響をも考慮して有効雨量の比率を算定するこの手法は、それなりに有用であり、発展が期待される。

なお北上川の有効雨量算定公式についてではないが、任意の浸透能曲線(時間~浸透能の関係式)を作成してこの量を降雨量から差し引いて有効雨量を求める方法は好ましくない。この方法では、降雨の中断もしくは降雨強度が浸透能より弱い場合の浸透能の回復を表わすことができない。その場合には、むしろ筆者が提案したような、浸透能と水分量との模擬関係式(3.3)式、図-9)を適用した方が降雨の時間的な変化にとらわれず浸透能の変化を連続して追跡できる。

⑥ 以上の組合せによる方法の例として貯留関数法が挙げられる。貯留関数法の有効雨量算定手法は、初期一括損失差し引き法と一定比損失差し引き法との組合せである。

貯留関数法:降雨時に流域内に流出域と浸透域とが併存するという扱いは、洪水時の流出現象をよく表わしているものと思われる。しかしながら、浸透域の有効雨量算定法として、降雨強度とは無関係に累加雨量がある量(飽和雨量)に達するまで一括して全損失としているがもし洪水初期に強雨がいった場合(極端な例:昭和45年7月の房総水害における大多喜町の降雨では8時間の累加雨量44.5mmの直後に時間雨量116.0mm/hrの強雨)でも、このときの流域の流出係数は一次流出率より大きくなることがない、という矛盾を伴う。

その他の疑問点として、飽和点以後の飽和流出率をつねに1としているが、洪水後半に流出率が大きいのは、2.の神流川の例で検討したように表面流出量に中間流出成分が加算されている場合もあるから、一概に1とせず、飽和流出率 >1 とすることも認めた方がよい。また流入係数 f についても、流出計算のときには面積 A にかかる係数としながら、貯留関数を作成するときには降雨 r_{ave} にかかる係数として扱うのは、 $p=1$ もしくは $f=1$

以外のときには理論的に矛盾であり、 f が小さくなるに従って作成した貯留関数による計算流量の誤差が大きくなる。

⑦ 流域貯留量に比例して差し引く方法では、たとえ降雨が止んでもありうる洪水流下中の損失を表わすことができる。もともと洪水時の（浸透）損失は降雨が損失するのではなく、雨水が流域内に存在するから損失するのである。その意味で、損失を降雨から差し引くのではなく、流域貯留量から差し引くとした方法は巧妙と言える。この方法は貯留関数法にもすぐ採り入れることが可能であるし、特性曲線法でも(5.5)式において $f(t) > r(t)$ となることを許せば可能になる。

タンクモデル法：いわゆる降雨損失はタンクの底部の浸透孔で表わされる。降雨強度が大きいと最上段のタンクの貯留高が増して流出量が大きくなり、強度が小さければ大部分が下方に浸透しゆっくり流出するようになっており、初期損失およびその損失量が降雨履歴（累加降雨量および降雨強度の時間的変化）によって変化する現象を自動的にモデルの中に含んでいる。浸透量は流域貯留量に比例するとしている。（浸透量に上限をつける場合もある。）

流域貯留量が増せば貯留水が流域表土と接する面積も増すので、雨水の浸透量を流域貯留量の増加関数とするのは理解できるが、浸透量が貯留量に「比例する」とするのは如何なものか。タンクモデル法では浸透量はすなわち下段のタンクへの流入量であるから、この量の推定値が及ぼす影響は大きい。筆者の経験では、洪水時に第2段のタンクからの流出量（おおむね中間流出に相当）がいささか多すぎる（最上段タンクからの浸透量が多すぎる）感があり、タンクモデルでは表わせない洪水流の流下伝播による遅滞現象を下方のタンクからの遅れた流出で補っているものと思われる。

②(4)でも述べたように、洪水時に流域内に存在する流出域と浸透域の両方の特徴を一つの最上段タンクで表わすのは無理を生じがちである。

しかし、筆者としては、種々の洪水流出計算法のなかで、累加降雨量や降雨強度によって有効雨量ないしは損失雨量が変化する現象をもっと実態に近似して表わしている計算法はタンクモデル法であると考え。いずれにしても洪水時の有効雨量を推定する作業は容易ではない。もし、流域の流出調査によって、その流域に適した洪水時有効雨量算定手法が見いだされれば、この手法によって有効雨量を計算し、その量を選定した流出計算法の計算式に代入すればよい。²⁹⁾ 有効雨量の算定手法は、かならずしも選定した流出計算法に定められている算定手法に則する必要はなく、他の流出計算法に定められている手法や、あるいは、対象流域に独自の新手法を適用し

て流出計算のための有効雨量を推定しても構わない、と考える。

(2) 洪水流出の各流出成分の表現方法

洪水流出の主成分は一般に表面流の斜面流下として解かれているが、すでに2(3)で検討したように、流域によっては中間流出や基底流出も無視できない場合がある。そのような場合には、従来のように基底流量を一定量または直線的变化とするよりむしろ、表面流出、中間流出、基底流出のそれぞれの流出成分を表わしている計算法が有用になる。

各洪水流出計算法では洪水時の流出成分（とくに表面流出以外の成分）について、次のように配慮している。

- ① 単位図法、流出関数法：流出成分としてはとくに配慮していないが、単位降雨の時間的配分図は表面流出および中間流出を含んで合成されていると考えるのが妥当である。
- ② タンクモデル法：直列のタンクモデルでは、洪水時の各流出成分は各タンクからの流出によって模擬的に（定性的に）表わされている。これを定量的な対応関係とみるのは早計であるが、定性的ながらもそれでの時間的変化を自動的に計算できるのは他の計算法にはない利点である。
- ③ 貯留関数法：とくに配慮されていない。
- ④ 特性曲線法：末石法、上田法ではとくに配慮されていない。（その後、石原・高柳の研究³⁰⁾により詳細に考察されている。）

(3) 流域および河道における洪水流の流下伝播の追跡手法

筆者のごく乱暴な推定によれば、流域に降った雨水が斜面を流下して付近の河道に流出するまでの時間（流域の遅滞時間）はだいたい 0.5~1hr であり、河道に集まった洪水流の流下速度が5~10km/hr 程度であるから河道の流下距離（流域の中心より流出点までの河道距離）が3~10km 以上の流域では「流域の遅滞時間」よりも「河道の遅滞時間」の方が卓越するようになると考えられる。貯留関数法において、 L （流域内の最遠地点から流出点までの流路延長） $\geq 11.9\text{km}$ の場合に流域の遅滞時間が $T_L > 0$ であるとし、また、単位図法（中安法）において、 L （最大流路延長） $\leq 15\text{km}$ で出水の遅れ時間 t_0 が不連続であるとしているのは、上述のような事実に裏付けられたものといえよう。この河道距離を流域面積に換算すれば50~100km² となり、これ以上の流域では洪水流の河道流下による遅滞効果を無視できないことになる。流出計算法について言えば、流域面積が50~100km² 以上の流域では、洪水流の河道流下による遅滞効果を表わすために、流域の流出計算とは別に河道の不定流追跡が必要になる。逆に言えば、洪水流出計算にお

いては1流域の流域面積がこれ以上大きくならないように適当に分割して計算するのが望ましいと言える。

不定流追跡についてはすでに多くの水文学書に掲載されているので筆者の拙論をはさむ余地はないが、貯留型のモデルにより洪水の河道追跡を行なう場合には、木下・野口の調査(*)による次の事実注意到注意する必要がある。

1つの河道区間を n 個に分割して、それぞれに貯留型モデル(ここでは貯留関数)を設定して直列配列により下流端流出点の流量を求めると、下流端流出点流量は河道分割数(n)によりかなりの差異を生ずる。 n が多くなるほどピーク流量が大きくなる。ある計算例では48kmの河道を分割しないで($n=1$)1つの関数で計算したピーク流量と、これを12分割して($n=12$, $L=4$ kmごと)12個の貯留関数で計算したピーク流量との比が、約2:3になっている。分割数 n が大きいほど精度がよいという。(厳密には n を大きくするだけでは不十分である。)すなわち、対象河道区間を1つの貯留型モデルで表わすことはあまり精度がよくないと言える。

① 単位図法、流出関数法: 洪水流の伝播流下についてはよくに配慮していないが、単位降雨の時間的配分図には河道流下による遅滞効果が含まれていると考えるのが当然である。その基本的な仮定である「有効降雨の強度が変化しても流出量の時間的配分の割合は変化しないのでつねに一定の流出を生ずる」ことについてはすでに十分論議されていることなのでここでは言及しない。ただし、単位図の形を $K(t)=\alpha^2 t e^{-\alpha t}$ などと固定できるか否かについてはなお検討の余地がある。

② タンクモデル法: 河道距離が長い流域では、直列のタンクモデルに加えて河道の洪水流下を表わすためのタンクを設定することが多い。(図-4(a)の神流川のタンクモデルがその1例)しかし、1つの貯留型モデルでは洪水の不定流現象を精確に表わすことができないのは前述の通りである。

③ 貯留関数法: 河道における洪水の不定流現象を表わすために、遅滞時間 T_L 、遅滞時間を考慮した下流端流量 Q_L およびみかけの河道貯留量 S_L を導入して、(5.3)式のような関数で表わす。

遅滞時間 T_L およびみかけの貯留量 S_L の物理的意味については別に解説されている²⁰⁾が、要旨は次の通りである。

河道の流入点から流出点 o までの平均流量を $\bar{Q}(t)$ とすれば、 $\bar{Q}(t)$ は $i \sim o$ 間のいずれかの点の流量として実在するはずであるから、この点 l での流量 $O_L(t) = \bar{Q}(t)$ が流出点 o に T_L 時間後に変形せずに現われるとすれば、 $O(t+T_L) \equiv O_L(t)$ ($O(t+T_L)$: 流出点 o の T_L 時間後の流量)となる。(図-19)いま、流入

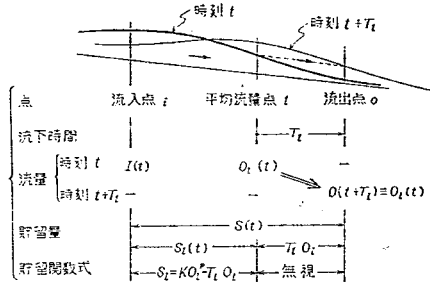


図-19 不定流の貯留関数式の模式図

点 i と点 l (l : 流出点 o までの流下時間が T_L になるようなある点)との間の河道の貯留量を S_L とすると時刻 t における $i \sim l$ 間の貯留量 S_L について次の連続式が成立つ。ただし i 点の流量を I とする。

$$I(t) - O_L(t) = \frac{dS_L(t)}{dt} \quad (5.4)'$$

運動式については、 $O_L(t)$ と $S_L(t)$ との関係が

$$S_L = K O_L^p - T_L O_L \quad (5.3)'$$

のように表わされる。

いふなれば、不定流の貯留関数(5.3)'式は $i \sim l$ 間に関する関数式であり、流出点 o に関するものではない。 $l \sim o$ 間を洪水流が変形せずに流下するというのも理解し難い。このことは、 $i \sim o$ 間の洪水流を1つの貯留型モデルで表わそうとした矛盾で、前述のように、河道を適当に分割してそれぞれに貯留関数を設定し、これを直列に配置すれば計算の精度を上げることができる。河道を適当に分割することにより、従来のように残流域からの流出量をすべて河道上流端から流入させていたのを改めて、任意の分割点で支川流入させることにすれば、水系配列の実態に則した河道系列を組むことができる。

④ 特性曲線法: 特性曲線法は、洪水流出については洪水流の伝播流下現象が卓越する事象であるとして解かれている計算法であるから、これに関しても筆者が拙論をはさむ余地はまったくない。流域の形状や洪水の粗度のモデル化に精度を欠きらいがあるが、流域の大小や洪水の規模にとらわれず、流域の変化にも対応でき、発展の余地のある計算法といえる。

以上いくつかの洪水流出計算法について、有効降雨、流出成分、洪水流伝播の3事象に関して考察を試みたがその結果をまとめると表-4のようになる。この表から考察して、ここに挙げた計算法のなかでは菅原のタンクモデル法(直列)が比較的正確に洪水流出現象を表現することができる、という結論がえられる。

(*) 河川部水文研究室、調査成果は未公表。

表-4 各洪水流出計算法の特徴まとめ表

計算法・事象	有効降雨	流出成分	流下伝播
単位図法(中安法)	◎	○	○
“(立神法)	△	○	○
流出関数法(佐藤法)	△	△	△
タンクモデル法	◎	◎	○
貯留関数法	○	△	○
特性曲線法(末石法)	△	△	◎
“(上田法)	△	△	◎

- 記号 { ◎: 現象をかなり十分に表現できる。
 ○: 現象をある程度表現できるが不十分な場合もある。
 △: 現象の表現が不十分である。

6. 著しい洪水災害をもたらした降雨の特徴

洪水は流域に降った降雨によって生起する。したがって洪水防御計画(治水計画)を作成するときには、まず、どのような型の降雨が大洪水をもたらすのか、その因果関係を追究することが必要になる。

そこで本筋では、その手始めとして、わが国でいままでに発生した大洪水を選び、これらの降雨資料をもとにして、洪水災害(水害)をもたらした降雨の種々の特性(総降雨量、最大時間雨量、降雨ピーク時までの経過時間および累加雨量)について調査した。

[1] 概 要

一口に「洪水災害」と言っても何を以て「災害」と定義するかが問題になる。同規模の洪水が生起したとしても、終戦直後の国土の疲弊していたときと、現在のようにな治水事業が一応充足しているときとではその被害程度は大きく異なるであろうし、また、同規模の氾濫があったとしても、その区域における生産活動の集中度、人口の粗密によって、洪水の被害程度およびその認識度には大きな差がある。

このように、洪水時の降雨とそれによる洪水被害との関係は単に自然現象の因果関係にとどまらず、種々の人為的・人文的要素による影響をも含んだ一つの因果関係であるから、災害をもたらした洪水をそのときの降雨の特性と一義的に対応させて論ずるのは早計であろう。しかし、本節の調査ではこれを承知のうえで、とくに「被害が顕著であった」戦前戦後の21大洪水を選び出し、これら大洪水の際にその地域に降った降雨について検討を行ってみた。

検討の結果、次の事項が確められた。

- ① いずれの大洪水も、降雨ピーク時までの累加雨量が100~150mm以上で発生している。
- ② 降雨強度については、洪水中心地の降雨強度が必ず

ある強度以上のときに「洪水」が発生している。この限界強度値は洪水経過時間が0 hrのときには100mm/hr程度であり、以後経過時間が24hrs程度まで直線的に減少している。

- ③ 以上の事実は降雨の累加に伴って流域内の浸透能が減少し表面流出発生域が増加する現象を証明しており大洪水ではとくに表面流出発生域は、浸透能が②に述べた値以上である地域にまで拡大するものと思われる。

[2] 調査対象の洪水および降雨観測所

調査対象に選んだ洪水は：——

- ① 昭和37年以前の洪水にあっては、建設省河川局防災課監修「わが国の災害誌 1965」¹⁾所載の全洪水(水害および風水害、ただし降雨資料不掲載の洪水を除く)とした。すなわち、六甲山水害(S.13.7)、枕崎台風(S.20.9)、カスリーン台風(S.22.9)、アイオン台風(S.23.9)、デラ台風(S.24.6)、キティ台風(S.24.8)、ジェーン台風(S.25.9)、ルース台風(S.26.10)、西日本水害(S.28.6)、近畿水害(S.28.7)、台風13号(S.28.9)、諫早水害(S.32.7)、狩野川台風(S.33.9)、台風7号(S.34.8)、伊勢湾台風(S.34.9)、梅雨前線豪雨(S.36.6)、である。

- ② それ以後の洪水にあっては①と同規模の洪水で災害報告などから降雨資料を手でできたものとした。すなわち、台風26号(S.41.9)、羽越水害(S.42.8)、飛騨川災害(S.43.8)、南九州水害(S.44.6~7)、房総水害(S.45.7)、である。

調査対象に選んだ降雨観測所は：——

- ① 被害の範囲が広域の洪水では各県の中心都市にある気象庁または建設省の観測所
- ② 被害の範囲が一地方の洪水ではその地方の中心都市にある気象庁、建設省または県の観測所
- ③ 被害の範囲が局所的な洪水ではその付近にある建設省、県、その他の観測所とした。

洪水時の降雨特性値の資料整理方法としては、——

- ① 総降雨量は常識的に対象洪水に対応する降雨量の合計値とし、無降雨またはほとんど降雨がない時間が半日~1日続いた場合にはこれを別々の2洪水として扱った。
- ② 最大時間雨量は降雨継続期間中任意60分間雨量の最大値で、任意60分間雨量の最大値の資料がない場合には毎正時間雨量の最大値とした。
- ③ 降雨ピーク時までの経過時間は、表-1の場合と同様に時間降雨量が1mmを越えた時刻から起算して降雨強度が最大になる時刻までの経過時間とした。

表-5 いままでにわが国で発生した大洪水の降雨特性

洪水番号	洪水名	生起年月	洪水の特徴	降雨観測所名	総雨量 (mm)	降雨ピーク時の時間雨量 (mm/hr)	降雨ピーク時までの	
							経過時間 (hrs)	累加雨量 (mm)
1	六甲山水害	13.7	水害(梅雨)	神戸	461.8	60.8	57	330
2	枕崎台風	20.9	風水害 (台風)	宮崎 大分 松山 津島 江山	243.6 274.3 218.7 294.7 272.7	56.5 27.5 57.1 22.5 57.4	17 32 41 37 26	118
3	カスリーン台風	22.9	水害 (台風)	本水 秩父 熊谷 藤岡 前橋 茨城 宇都宮	403.8 306.2 611.0 338.0 425.6 337.8 347.0 261.7	54.5 81.7 78.0 50.2 26.8 50.3 47.2 48.1	22 29 31 31 29 26 29 35	216 484 199 354 311 276 126
4	アイオン台風	23.9	風水害 (台風)	仙臺 台館	351.1 345.6	94 109	16 (17)	
5	デラ台風	24.6	風水害(々)	宮崎	387.0	24.4	(61)	
6	キティ台風	24.8	風水害・高潮	足尾	444.7	44.8	21	294
7	ジェーン台風	25.9	風水害・高潮	徳島	229.0	87	6	162
8	ルース台風	26.10	風水害(々)	宮崎	503.0	87	8	
9	西日本水害	28.6	水害 (梅雨)	福徳 熊佐 岡本 賀	657.0 640.9 613.4	74.5 57.8 69.6	(30) (30) (30)	
10	近畿水害	28.7	水害(前線)	富貴	391.7	59.6	20	164
11	台風13号	28.9	風水害 (台風)	尾上 鷺野 上名 古屋	407.7 207.2 192.0	60.0 22.8 65.6	15 32 40	166
12	諫早水害	32.7	水害 (前線)	大諫 西村 早郷	732.0 587.2 1,109.2	129.0 76.0 144.0	13 11 15	500 399 701
13	狩野川台風	33.9	風水害 (台風)	湯ケ 東京	740.0 444.1	120 68.5	33 23	612 258
14	台風7号	34.8	風水害 (台風)	甲府 上九一 色	194.7	19 33	41 (41)	
15	伊勢湾台風	34.9	風水害・高潮 (台風)	名古 岐阜 屋草	130.5 207.2	24.4 32.5	38 40	97 187
16	梅雨前線豪雨	36.6	水害 (梅雨)	飯田 美和	565 387.6	40.0 26.0	85 86	148
17	台風26号	41.9	風水害 (台風)	船上 九一 津色	295.3 300	82.8 100	17 15	202 209
18	羽越水害	42.8	水害 (前線)	胎内第一発電所 胎内第一ダム	611 702	74 90	18 21	301 459
19	飛騨川災害	43.8	風水害 (台風)	三上 麻川 生	354.5 382	74 98	(17) (18)	
20	南九州水害	44.6 44.7	水害 (梅雨)	川内 都城 城内	490.0 381.0 385.8	45.0 48.0 23.2	24 23 83	238 215 363
21	房総水害	45.7	水害 (梅雨)	大上 多喜 中野	340.0 396.5	116.0 113.5	9 9	102 150

備考・洪水の特徴は理科年表45年版による。
 ・()内は記事、報告などによる推定値。
 ・累加雨量の算定法は本文のとおり。

- ④ 降雨ピーク時までの累加雨量は、降雨の降り始め（総降雨量の起算に同じ）から降雨ピーク時直前までの累加雨量に②で求めた最大時間雨量の1/2を加えた量とした。

〔3〕 大洪水災害をもたらした降雨の特徴

以上の要領に従って調査した結果をまとめて表-5に示す。この表の降雨ピーク時の時間雨量を縦軸に、それまでの経過時間を横軸にとって描いた図を図-20に示す。

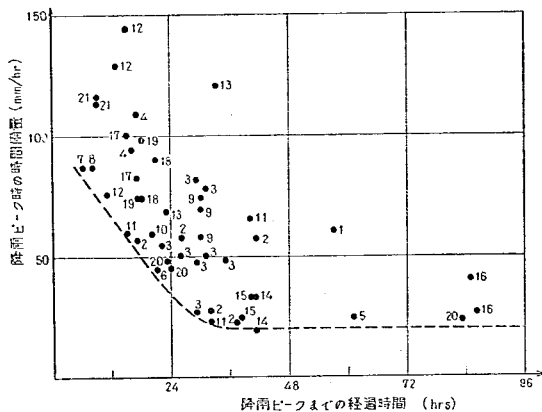


図-20 いままでにわが国で発生した大洪水における
降雨ピーク時の時間雨量とピークまでの経過時間との関係
(添数字は表-5掲載の洪水番号)

この図からみて、表-5に載せたような大洪水では、その降雨ピーク時の時間雨量がある包絡線（図中点線）よりつねに上にあることが認められる。この下限曲線はいわば「大洪水時における表面流出発生拡大域の浸透能曲線」ともいうべきものであって、次のように解釈できる。

流域内の浸透能はすでに述べたように非常に広範囲に分布しており、洪水時には降雨強度が浸透能を上回った部分のみで表面流出が発生する。各点の浸透能が降雨の累加に伴って時間的に減少するのはいうまでもない。大洪水になる（累加雨量が多い、降雨強度が強い）と中小洪水の場合よりも降雨強度が浸透能を上回る部分の面積（表面流出発生域）が拡大し、それだけ洪水流出量が增大するわけである。上記の下限曲線は、大洪水の各経過時間ごとに中小洪水の場合よりも表面流出発生域が拡大する部分での浸透能の限界曲線を意味すると考えてよい。洪水の規模が小さい場合には、大洪水の場合にくらべて流域内の浸透能の小さい部分のみで表面流出が発生するのだから、浸透能の限界曲線は図-20の曲線よりも下に移る。このことは洪水規模の異なる洪水群、たとえば表-1に掲げた神流川試

験地の14洪水について、それぞれのピーク時降雨強度とそれまでの経過時間との関係を図に描いて（図-21）み

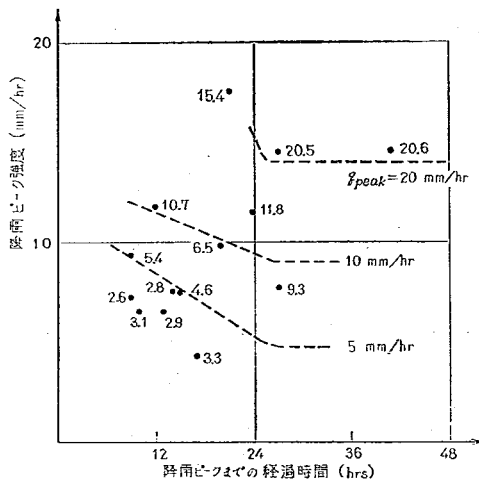


図-21 神流川試験地における降雨ピーク強度と降雨
ピークまでの経過時間との関係
(添数字はピーク流出量 mm/hr)

でも認められる。洪水の継続時間が長くなれば中間流出も漸増し、それだけ洪水流出量が追加することについてはすでに2[3]に述べた。

図-20からみて、戦後の洪水のうちで、諫早水害(⑫)と狩野川台風の水害(⑬)がとくに顕著な災害であったと推定される。

以上の考察から、筆者は大洪水が発生するための条件は、

- ① 累加雨量(総雨量ではない)が100~150mm以上であり、かつ、
- ② 降雨ピーク時の時間雨量 r_p が図-20に見られる下限曲線より大きいこと、すなわち、

$$\begin{cases} r_p > 100 - 2.8T \text{ (mm)} & (T < 29\text{hrs}) \\ r_p > 20 \text{ (mm)} & (T \geq 29\text{hrs}) \end{cases}$$

$$(T: \text{降雨ピーク時までの経過時間(hr)})$$

の2条件であると推定できる。

対象河川の治水計画を立てるときには、まずその基本的な作業として、その流域に大洪水をもたらすような降雨の特性について十分な解析を行なう必要があるが、従来の計画降雨に関する解析においては、どちらかと言えば総雨量を統計的に処理することが主となり、短時間の降雨量(降雨強度)や降雨継続時間についての解析はいささか軽く考えられてきたようである。昭和44年7月の房総水害の例が示すように、強度が100mm/hrを越す降雨(大多喜町)があれば、たとえ累加雨量が100mm強(直前までの累加雨量は44.5mm)程度でも突如として大災害を齎ることがあるわけで、今後の計画降雨の解析においては、総雨量のみならず、降雨強度~降雨継続時間(降雨の時間的分布)についてもそれ相当の調査と解析が望まれる。

おわりに

この報告は筆者がすでに土木技術資料および土木学会年次学術講演会に提出した若干の報文^{329)~329)}およびその他の調査成果とをひとまとめにしたものである。

これらの調査研究を進めるに当たって、水文研究室木下武雄室長から全般にわたり有益な御指導と助言を戴いた。また同研究室橋本健研究員からも適切な意見を受けた。さらに浸透実験とその解析では前水文研究室中村新一、山口和一郎両技官の助力を得た。試験地における諸観測とその資料解析においては、美和：前水文研究室日坂勲技官、多摩：水文研究室米田耕蔵技官、真筑波：同じく前山利雄技官の協力を得た。林業試験場宝川試験地永見郷康主任からは同試験地の長年にわたる貴重な洪水資料を快く見せて戴いた。お世話になった方々に厚くお礼申上げる次第である。

参考文献

- 1) 木下武雄：「流出と流量計画より見た下水道と河川の谷間」,土木技術資料 Vol.11, No.11, 昭和44年11月
- 2) 水文研究室：「神流川流域水文観測資料」,土木研究所資料第324号, 昭和43年1月
- 3) 水文研究室：「美和小試験地水文観測資料」,土木研究所資料第386号, 昭和43年4月
- 4) 農林省林業試験場：「森林理水試験地観測報告(II 降水量・日流出量)」, 昭和36年3月
- 5) 岡本芳美・辻川正昭：「美和小試験地における洪水流出についての一考察」,土木技術資料Vol.11, No.6, 昭和44年6月
- 6) 菅原正巳：「天竜川・熊野川の洪水予報について」,統計数理研究所, 昭和38年7月
- 7) 菅原正巳・勝山よし子：「宝川の流出機構について(2)」, 科学技術庁資源局, 昭和32年9月
- 8) 松原重昭・橋本健：「表面流についての現地実験とその解析」,土木技術資料 Vol.13, No.2, 昭和46年2月
- 9) 吉良芳夫ほか：「畑地灌漑の研究(第3報)」, 農業技術研究所資料F-4, 昭和31年 月
- 10) Horton R.E. : "The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle," Trans. A. G. U., Vol.14, 1933
- 11) Irmay S. : "On the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils," Trans. of A.G.U., Vol.35, No.3 June 1951
- 12) Brooks R. H. & Corey A. T. : "Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow," Proc. of A.S.C.E., Vol.92, No. IR2, June 1966
- 13) 山口和一郎：「地下水流動式の実験的検討」,土木技術資料 Vol.13, No.4, 昭和46年4月
- 14) Kozeny J. : "Über Grundwasserbewegung," Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 22 Jahrgang, Heft 5, März 1927
- 15) 石原安雄・高木不折・馬場洋二：「雨水の鉛直浸透に関する研究」,京大防災研年報第9号, 昭和41年3月
- 16) 高木不折・馬場洋二：「砂柱における鉛直浸透の機構に関する研究」,土木学会論文集第144号, 昭和42年8月
- 17) 水文研究室：「降雨流出に関する研究」,建設省土木研究所昭和40年度土木研究所費報告書, 昭和41年8月
- 18) 中村新一：「降雨の浸透流出に関する二、三の考察」,土木技術資料 Vol.8, No.1, 昭和41年1月
- 19) Muskat M. : "The Flow of Homogeneous Fluids

- through Porous Media," McGraw-Hill, 1937 に載る。
- 20) 中安米蔵：「本邦河川洪水の Unit Graph について」，建設省直轄工事第7回技術研究報告，昭和31年 月
- 21) 立神弘洋：「洪水流出の新解析法」，建設省中部地建，昭和30年6月
- 22) 木下武雄：「いろいろな流出モデルの比較」，土木技術資料 Vol. 9, No. 7, 昭和42年7月
- 23) 佐藤清一・吉川秀夫・木村俊晃：「降雨から流出量を推定する一方法」，土木研究所報告第87号，昭和29年1月
- 24) 石原藤次郎・高瀬信忠：「流出函数による由良川洪水の解析」，土木学会論文集第57号，昭和33年7月
- 25) 菅原正巳：「天竜川・熊野川の洪水予報について」，統計数理研究所，昭和38年7月
- 26) 木村俊晃：「貯留関数による洪水流出追跡法」，建設省土木研究所，昭和36年8月
- 27) 末石富太郎：「特性曲線による出水解析について—雨水流出現象に関する水理学的研究(第2報)—」，土木学会論文集No. 29, 昭和30年12月
- 28) 上田年比古：「降雨流出に関する基礎的研究」，九州大学工学部集報Vol. 32, No. 3~Vol. 35, No. 1, 昭和34年9月~36年9月
- 29) 岩手工事々務所：「北上川洪水予報とダム群統合管理」，建設省東北地建岩手工事々務所，昭和45年2月
- 30) 石原藤次郎・高棟琢馬：「中間流出現象とそれが流出過程に及ぼす影響について」，土木学会論文集第79号，昭和37年3月
- 31) 青木佑久・前山利雄：「流出計算例題集Ⅱ(第3章 貯留関数法)」，全日本建設技術協会，昭和46年5月
- 32) 全国防災協会：「わが国の災害誌 1965 (2. 各論)」同協会，昭和40年7月
- 33) 青木佑久：「降雨の浸透流出に関する二三の考察」，土木学会第23回年次学術講演会第2部門，昭和43年10月
- 34) 同上：「雨水の浸透流出に関する基本的実験式」，土木技術資料 Vol. 11, No. 1, 昭和44年1月
- 35) 同上：「雨水の浸透と表流との分離の一追跡式」，土木学会第24回年次学術講演会第2部門，昭和44年9月
- 36) 青木佑久・前山利雄：「山岳斜面における表面流出発生機構」，土木学会第25回同上，昭和45年11月
- 37) 青木佑久：「洪水の流出率とラショナル式の流出係数」，土木技術資料 Vol. 13, No. 2, 昭和46年2月
- 38) 同上：「過去に大洪水をもたらした降雨の特性」，土木学会第26回年次学術講演会第2部門，昭和46年10月

(46.10.30)

海岸堤防に関する研究(11)

— 越波量 —

(昭和46年10月)

富永正照*

佐久間 襄**

Wave overtopping on coastal dikes

(October 1971)

by Masateru Tominaga
Noboru Sakuma

Synopsis:

Wave overtopping on coastal dikes has been investigated experimentally, in order to obtain the data which can be used in the design of the height of coastal dikes. The various models of coastal dikes were set on the beach with the slope of 1:30, and wave overtopping volume on them were measured. At first, wave overtopping on vertical walls was studied in detail, and then the effects of the front slope, parapet wall, and wind were made clear by comparing with the result of vertical walls.

The relation between wave run-up and wave overtopping was investigated, and it was found that there is a simple relation between them in the case that coastal dikes are set in the breaker zone. The estimating method of wave overtopping was established on the basis of the relation.

Wave overtopping volume of the existing coastal dikes were calculated by use of the method, and it was found that wave absorber works are almost set in front of dikes when the volume of wave overtopping is large. This result may be considered as one of the verification that the method will be applicable in the practical fields.

Key words (coastal dikes, wave overtopping, front slope, parapet walls, wind, breaker zone, wave run-up, wave absorber works)

要 旨

海岸堤防の高さをきめる設計資料をうるために、越波量について広範な実験的研究を実施した。1/30 海底こう配上に種々の堤防を設置して越波量を測定し、まず、鉛直堤の無風時の越波量を量的に掴むとともに、これをもとにして、のりこう配の影響、波返の効果、風の影響などを明らかにした。さらに、波のうちあげ高と越波量との相関をしらべ、この関係を利用して、碎波領域に設置された堤防の越波量の算定法を示した。また、既設海岸堤防の越波量を上述の算定法により計算したところ、消波工の有無と計算越波量の大小との関係がよく一致し、この計算法の現地への適用性がある程度検証された。

キーワード 海岸堤防、越波量、のりこう配、波返、風、碎波領域、うちあげ高、消波工

* 河川部海岸研究室長 ** 鹿島試験所主任研究員

目 次

- | | |
|-------------------------------|---------------------------|
| 1. ま え が き.....(2) | 5. のりこう配の影響.....(10) |
| 2. 実験方法および実験条件.....(2) | 6. 波返の効果.....(16) |
| 3. 1/30海底こう配上の鉛直堤の越波量.....(3) | 7. 風の影響.....(20) |
| 4. うちあげ高と越波量との相関.....(5) | 8. 既設海岸堤防の高さと越波量.....(27) |
| (1) 碎波領域.....(5) | 9. 結論.....(35) |
| (2) 重複波領域.....(8) | |

1. ま え が き

海岸堤防の高さは基本的には、計画潮位+波のうちあげ高によって決められる。このような考え方がとられるようになったのは昭和28年の13号台風災害以後である。ここで問題となるのは波のうちあげ高である。その当時は、この値は大きくても沖波波高の1.4倍程度と考えられてきた。この数値は波のうちあげ高としては必ずしも正しくはないが、堤防高としてはこの程度であれば、その機能も満足せしめられ、かつ、堤防自身も安全であろうという工学的な判断から決められたようである。波のうちあげ高は水理条件、堤防の形状に左右され、沖波波高の1.4倍よりかなり大きくなる場合もある。したがって、堤防高を上記のように定めると、相当に高い堤防をつくることになるので、現実には、沖波波高の1.0~1.3倍程度の値をとって堤防高を決めることが多い。こうすると、条件によっては相当な越波を生ずることになり、これに対し十分な対策を考えねばならない。

最近の堤防は3面張りとなったので、相当量の越波にも耐えられるようであるが、背後地が冠水して被害が生じた例もみられるようになった。このような状況では堤防自体が安全でも、機能的には不十分となるので、越波量も考慮して高さを決める必要性が認められてきた。もちろん、このような議論は28年当時からも考えられてきたようであるが越波量がうちあげ高より取扱いがめんどうな量であり、また、堤防の背後地の重要度も現在より低くかったこともあって、一般に採用されるまでに至らなかったと推定される。

越波量は堤高、設置水深、表のりの形状、風の有無、沖波の性質、海底こう配などの種々の要素に左右されるので非常に複雑な現象である。したがって解析的な取扱いは困難で、一般に模型実験により研究されている。

越波に関する研究としては、1/10海底こう配上の鉛直堤の越波量に関する京都大学の研究^{(1),(2),(3)}、不規則波の越波量を取扱った合田、竹田の研究⁽⁴⁾、飛散分布に関する高田の研究などがあるが、うちあげ高に比べると計画に使える資料は少ない。

土木研究所では、海底こう配1/30の海浜上に種々の堤防を設置して越波量を測定し、計画に使える資料の整備

をはかるとともに、その適用性を広めるために、波のうちあげ高と越波量との相関を調べた。また、のりこう配の影響、波返の効果、風の影響などについても検討し越波量の特性の把握に努めてきた。不規則波による越波量を除いては一応の結論を得たので以下にこれらの結果を報告する。

2. 実験方法および実験条件

実験に用いた施設は、長さ35m、幅0.6m、深さ1.5mの風洞付造波水路と、長さ110m、幅1.5m、深さ2.5mの大型造波水路である。

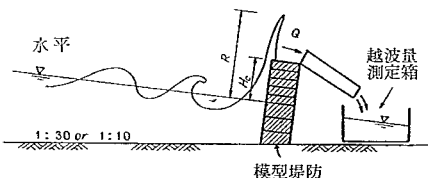


図-1 越波量の測定方法

水路の一端に1/30の海床をつくり、その上に種々の堤防を設置して波を当て越波量を測定した。図-1に示すように堤防は適当な厚さの板を積み重ね、その枚数を変えることにより高さを加減する。越波量は堤防の背後に箱をおき、その中に流入した水量をメスシリンダーで測定した。1回の実験で5波程度越波させ、その平均値を越波

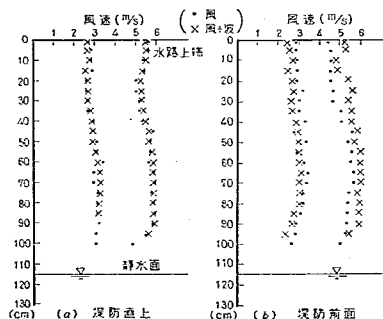


図-2 風洞内の風速分布

量とした。越波量が著しく大きく、2~3波で箱が一ぱいになる場合は同一の実験を数回くり返して平均した。風速はビートル管およびアルコールを用いた傾斜式マノメーターにより測定した。風速は水槽内で鉛直方向にある分布をなすので、堤防の天端上約30cmの位置で所要の風速に合せた。この風速分布の一例を図-2に示す。風速の大きい場合は、越波水量が堤防背後に大きく飛散するので、飛散水量も完全に集められるようにとくに留意した。なお、風扇付水路では波を機械的に発生させたが、波の上に風を吹かせると波の不規則性が強くなるので、これを避けるために堤防の位置から約10m手前で風を入れるように送風口を配置した。

表-1 実験条件

	風扇付水路	大型水路
波 高 (H_0)	5 ~ 25cm	20 ~ 60cm
周 期 (T)	1.1 1.5 1.9sec	2.0 3.0sec
波形こう配 (H_0/L_0)	0.02~0.06	0.04
堤防のり先水深(h)	0 ~ 21cm	6 ~ 30cm
比 水 深 (h/L_0)	0 ~ 0.06	0.01~0.04
風 速 (V)	0 ~ 10m/s	0
無次元化された風速 ($\frac{V}{\sqrt{gH_0}}$)	0 ~ 8	
堤 防 の 形 状	鉛 直 波返しなし 5分~3割 波返し付 5分~3割	鉛 直
比 堤 高 (H_c/H_0)	0.2 ~ 2.5	0.4 ~ 2.5

実験条件をまとめると表-1のとおりである。大型水路における実験は周期の影響を調べるために行なったもので、大部分の実験は風扇付水路で実施した。海底こう配は1/30を主として行ったが、1/10の場合にも若干実験を実施した。

3. 1/30海底こう配上の鉛直堤の越波量

図-3は無風時の鉛直堤の越波量を示したものである。越波量 Q は堤防の単位幅当り、一波当りの値で無次元化した形で与えられている。

これらの図によると、越波量は堤防を進行波の碎波点付近においた場合に最大となり、設置水深がそれより浅くなくても深くなくても越波量は小さくなる。とくに、碎波領域では減少の程度が大きい。したがって、越波量が問題となるのは、一般に設置水深が大きい場合である。しかし、海底こう配が著しく急で、波が大きい場合

は、堤防が汀線より陸側にあっても越波量が問題となる場合がある。昭和41年9月の駿河湾奥の吉原海岸における災害はこの例で、堤防は汀線から130m 陸側にあったが、越波により背後地が大きな被災を受けた。この海岸の海底こう配は1/4~1/5という急こう配である。

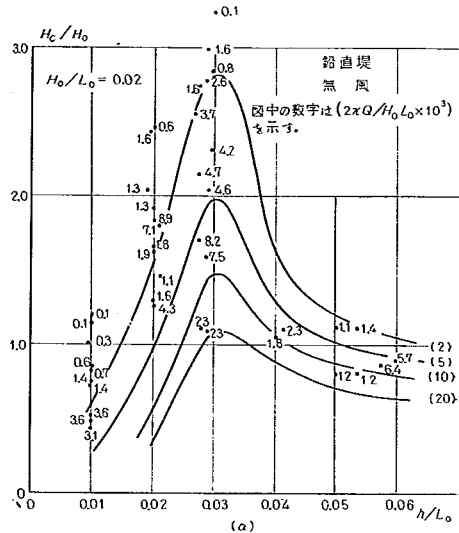


図-3 (a) 鉛堤直の越波量

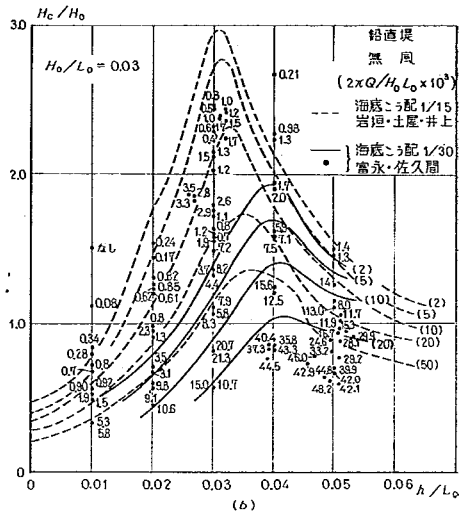


図-3 (b)

また、海底こう配が非常にゆるくなると、越波量の変化状況は図-3と若干異なった様相をとる。たとえば、岩崎・沼田の海底こう配1/60の場合の実験結果によると、設置水深を一定にして、波を大きくしてゆくと、越波量の極大値が2カ所あらわれる。第1のピークは図-3に認められるものと同じであるが、第2のピークは波が沖で碎けているにもかかわらず発生する。これは海底こう配がゆるい場合は、波がいったん碎けても、ある距離進んだ後にふたたび浅海波として再生し、ちょうど碎けた状態で堤防に当るからであろうと説明されている。

海底こう配が急になるとうちあげ高が大きくなるので堤防高などの条件が同一の場合、越波量も増大すると考えられる。図-3の中に示した点線は京都大学の海底こう配1/10および1/15の場合の実験結果である。これらの図をみると波形こう配が小さいほど両者の差は大きい。とくに、碎波領域において1/10こう配の場合の越波量が著しく大きい。一方重複波領域では両者の

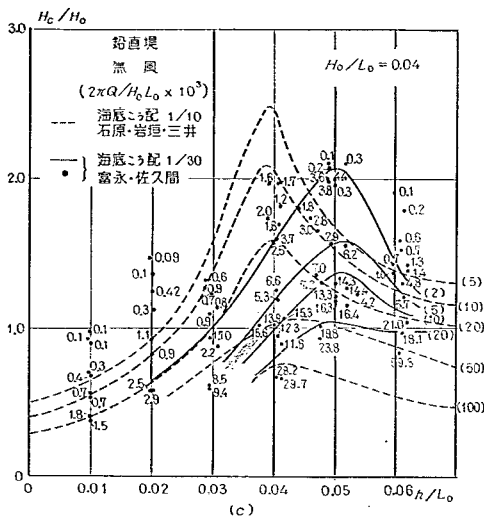


図-3 (c)

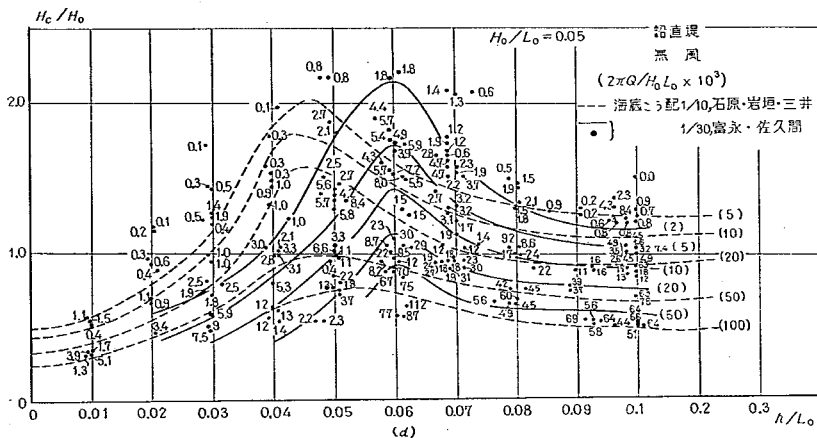


図-3 (d)

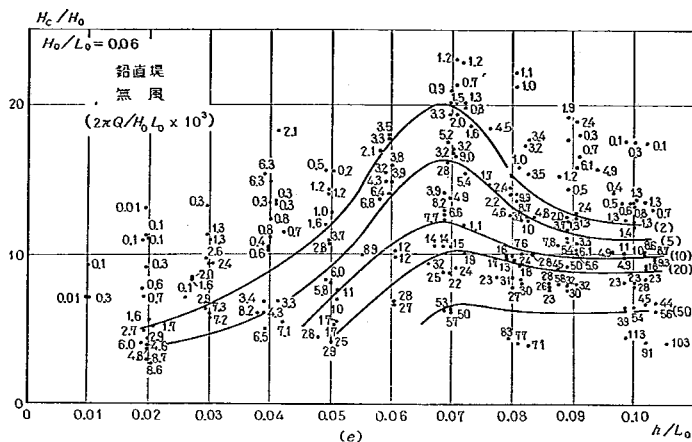


图-3 (e)

差は小さい。

越波量のピーク値が発生する相対水深は、 $1/10$ と $1/30$ とはかなり異っており、 $1/10$ の方が浅い方にずれている。したがって、碎波点付近では、 $1/30$ こう配の方が越波量が大きくなる場合があるので注意する必要がある。

4. うちあげ高と越波量との相関

越波は波のうちあげ高が堤防より高くなるときに生ずるものであるから、うちあげ高と越波量とはかなり密接な関係があるものと予想される。両者の間に簡単な相関があることがわかれば、うちあげ高の資料は相当に豊富なので、それが越波量の推定に生かされることも考えられる。

〔1〕 碎波領域

波のうちあげ高は堤防前面の波の形態に左右される面が大き。碎波後に堤防に当る場合は、沖波の影響が小さくなり、堤防のり先水深のみによりはばうちあげ高がきまると考えられる。一方、設置水深が大き、重複波または部分重複波が生ずる場合は、沖波の影響が大きくなり、うちあげ係数は波形こう配の関数となる。

砕波領域では、図-1に示すように、越波量は堤防天端より上に飛び出す部分の高さに密接に関係すると思われる。この高さは波のうちあげ高(R)と堤防の高さ(H_c)との差にはほぼ等しいので、 $R-H_c$ と越波量との関係を調べてみる。

表-2は土木研究所において実施したうちあげ高の実験⁽⁸⁾にもとづいて作成したものである。うちあげ高をこの表を用いて算定し、越波量との関係を調べた結果を図-4に

表-2 鉛直堤への波の打ちあげ高

R/H_o					
H_o/L_o	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06
0.01	1.5	1.05	0.85	0.77	0.70
0.02	4.0	2.1	1.4	1.1	0.95
0.03	4.2	3.0	1.9	1.4	1.2
0.04	2.3	3.3	2.9	2.0	1.6
0.05	1.5	2.2	3.4	2.7	1.8
0.06	1.3	1.65	2.2	3.0	2.3
0.07			1.7	2.15	2.65
0.08			1.5	1.8	2.1
0.09				1.6	1.8
0.10				1.5	1.65

示す。これをみると、かなりばらつきはあるが、越波量は $R-H_c$ のほぼ 2 乗に比例している。

$$Q = \alpha (R-H_c)^n$$

とにおいて、平均的に引いた実線について、 α と n とを求めてみると、 $\alpha=1.5 \times 10^{-2}$ 、 $n=2$ となっている。

この式は具体的には、堤防より上に飛び出す部分の断面形が、ほぼ三角形で、しかも、その単位幅当りの水量と越波量との比が一定であることを表わしていると考えられる。

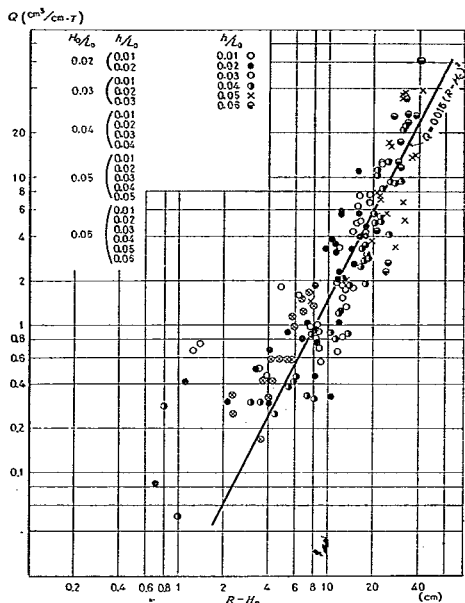


図-4 砕波領域におけるうちあげ高と越波量との相関

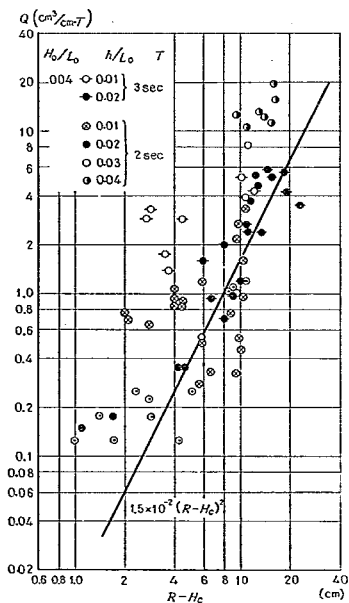


図-5 うちあげ高と越波量との相関(周期2~3sec)

以上の結果は風洞付造波水路で得られたもので、周期は1.1~1.9 secの範囲にあるが、大部分の実験で1.5 secの周期を用いた。砕波を含む領域では、周期が2 sec以下になると縮尺の影響が表われるといわれているので、大型水路で周期の長い波を用いてこの点を検討した。

図-5はこの結果を示したものである。この場合、うちあげ高の算定には実験値をそのまま用いた。実線は周期の短い場合の結果であるが、相対水深の小さい場合に両者の差の大きいケースが多いが、一般的には、周期の影響は大きくないと考えてよからう。さらに、図-3と同じ表示で表わした結果を図-6に示す。周期は1.5 sec, 2 sec, 3 secの3種であるが、周期による系統的な差は認められず、周期が1.5 sec以上であればほとんど影響はないと考えてよからう。

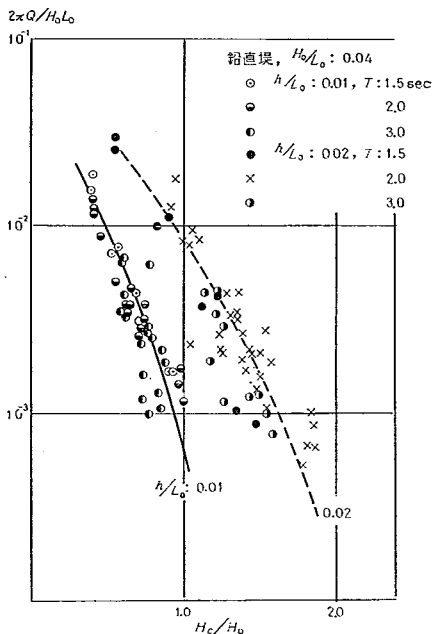


図-6 越波量に対する模型波の周期の影響

次に海底こう配 1/10 および 1/15 の場合について調べてみる。実験資料としては、京都大学防災研究所のものも使用した。うちあげ高と越波量との相関は図-7のとおりである。これを見ると、二つのグループに分けて考えることができる。

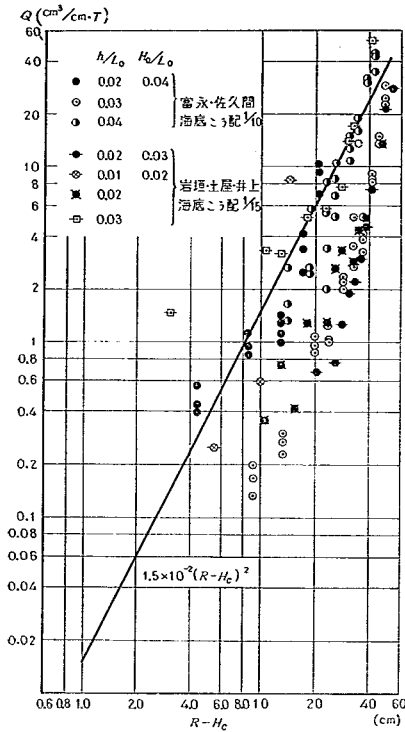


図-7 うちあげ高と越波量との相関
(海底こう配1/10および1/15)

表-3 相対水深の小さい場合の α の検討

(a) 海底こう配 1/30

実験 No.	H_0/L_0	h/L_0	R/H_0	H_0 cm	R cm	H_c cm	$R-H_c$ cm	Q cm³/cm²·T	$\frac{Q}{(R-H_c)^2}$
1	0.03	0.01	1.05	10.5	11.0	7.5	3.5	0.5	4.1×10^{-2}
2				10.7	11.2	7.5	3.7	0.42	3.1
3				10.9	11.5	5.5	6.0	0.97	2.7
4				10.7	11.3	5.5	5.8	1.13	3.4
5				16.2	16.9	13.4	3.5	0.48	3.9
6				16.9	17.7	13.4	4.3	0.42	2.3
7				16.9	17.7	9.4	8.3	1.35	2.0
8				16.7	17.4	9.4	8.0	1.38	2.2
								(平均)	3.0
9	0.04	0.01	0.85	14.3	12.2	7.5	4.7	0.58	2.6
10				13.7	11.6	7.5	4.1	0.58	3.5
11				13.9	11.8	9.5	2.3	0.33	6.3
12				13.9	11.8	9.5	2.3	0.25	4.7
13				14.4	12.3	5.5	6.8	1.22	2.7
14				14.1	12.0	5.5	6.5	1.50	3.6
								(平均)	3.9
15	0.05	0.01	0.77	17.5	13.5	5.5	8.0	1.33	2.1
16				16.8	12.9	5.5	7.4	1.67	3.0
17				17.5	13.5	9.5	4.0	0.32	2.0
18				17.8	13.7	9.5	4.2	0.42	2.4
								(平均)	2.4

一つは波が丁度砕けて堤防に衝突し、衝撃圧が作用する条件にはほぼ近い場合である。これは、図-7において次のケースである。

- (a) $H_0/L_0=0.04$ $h/L_0=0.03$
 (b) $\quad \quad \quad 0.03 \quad \quad \quad 0.02$
 (c) $\quad \quad \quad 0.02 \quad \quad \quad 0.02$

これらの場合は、うちあげ高が大きくても越波量は比較的小さい。越波量は $(R-H_c)^2$ に比例するが、係数は、 3×10^{-3} 程度で、(1)式における 1.5×10^{-2} に比較してかなり小さい。

残りのケースにおいては、越波量と $R-H_c$ との関係はほぼ、1/30 ころ配の場合に得られた結果と一致する。

図-4~5において、 h/L_0 が0.01の場合をみると、ほとんど α が 1.5×10^{-2} より大きいことがわかる。この点をさらに詳細にしらべてみる。表-3 (a) は波形こう配が0.03~0.05で、相対水深が0.01の場合について α の値を計算した結果である。これによると、 α は 1.5×10^{-2} より大きく、 $3 \sim 4 \times 10^{-2}$ 程度の値となっている。さらに、1/10 ころ配の場合では表-3 (b) のように、 α の値は 10×10^{-2} 前後の値をとっていることがわかる。

このように、堤防の設置水深が浅くなると、 $R-H_c$ が小さくても越波量は大きくなり、しかも、その程度は海底こう配が急になるほど大きい。

以上のべてきたことから、碎波領域における鉛直堤の越波量は、ほぼ $(R-H_c)^2$ に比例するといえるが、係数の α は、碎波衝撃圧が作用する場合は0.015より小さくなる。碎波衝撃圧は海底こう配が急なほど大きいので、この傾向も海底こう配が急なほど明瞭にみられる。こ

(b) 海底こう配 1/10

実験 No.	H_0/L_0	h/L_0	H_0 cm	R cm	H_c cm	$R-H_c$ cm	Q $m^3/m \cdot T$	$\frac{Q}{(R-H_c)^2}$
1	0.02	0	11	18.9	14.6	4.3	0.53	4.1×10^{-2}
2			12		8.9	10	3.0	3.0
3	0.03	0.01	18	24.7	18.8	5.9	3.1	8.9
4			16.9		16.8	7.9	5.6	9.0
5			17.8		13	11.7	11.4	8.3
6		0	17.6	17.7	13.1	4.6	4.3	20.3
7			17.7		8	9.7	13.2	14
8			19.2		10.9	6.8	4.3	10.4
9		-0.005	16	14.0	10	4	1.4	8.8
10			17.3		8	6	3.6	10
11			16.8		6	8	4.9	7.7
							(平均)	9.4

でも、1/30の場合はあまりはっきりした差は認められなかったが、1/10と1/15の場合は α は 3×10^{-3} でかなり小さい値となった。一方、設置水深がとくに浅くなると α は逆に大きくなる。結局、堤防上にうちあがった水量のうち、どの程度のものが越波するかは、衝突波の形状にも関係するので、 $R-H_c$ のみでは規定できないようである。

しかし、実用的な見地からみると、碎波衝撃圧を生ずる領域に海岸堤防をおく場合には、鉛直堤をそのまま設置することはないので、とくに浅い領域における補正を考えれば(1)式は有用であると考えられる。

(2) 重複波領域

最初に、先にのべた碎波領域と同様、重複波領域における Q と $(R-H_c)$ との関係を調べてみたが、その結果によるとばらつきが大きく、波高に対してのり先水深の大きい場合ほど越波量が大きくなっていることが見出された。これは重複波領域では、沖波の影響が強いので、

うちあげ波形はのり先水深、波形こう配などにより変化し、一定の形状にならないことによるものと考えられる。

重複波の波形はTadjbakhshとKellerの3次の近似式⁽⁹⁾によると次のように表わされる。

$$\eta' = \left[1 + \frac{\varepsilon^2}{256} (9\omega_0^8 + 6\omega_0^4 - 15 + 8\omega_0^4) \right] \cos x \\ + \frac{1}{8} \varepsilon (\omega_0^2 + 3\omega_0^6) \cos 2x \\ + \frac{3}{256} \varepsilon^3 (9\omega_0^{12} + 6\omega_0^6 + 30\omega_0^4 - 16 + \omega_0^4 + 2\omega_0^8) \\ \times \cos 3x \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $\varepsilon = ka$, $\omega_0 = gh \tanh kh$, $k = 2\pi/L$

$$\eta' = a^{-1} \eta$$

a = 深海における重複波の振幅

η = ある水深における波峰高

上式を用いて計算した堤防前面部の重複波形を波形こう配0.02の場合を例にとって示すと図-8のようになる。

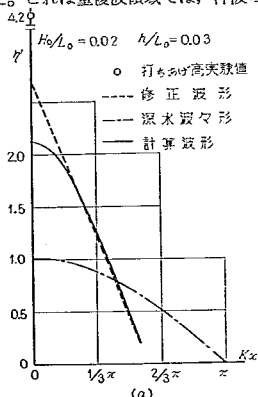


図-8 (a) 重複波のうちあげ波形

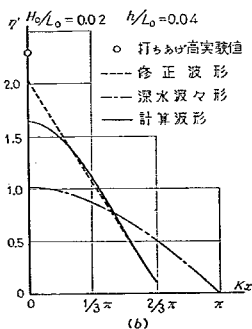


図-8 (b) 重複波のうちあげ波形

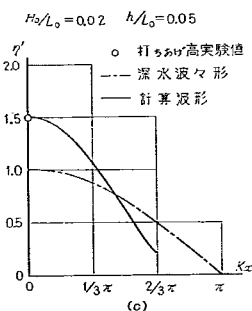


図-8 (c) 重複波のうちあげ波形

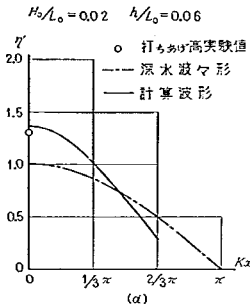


図-8 (d) 重複波のうちあげ波形

図中には同条件の波形こう配、比水深におけるうちあげ

$Q(\text{cm}^3/\text{cm} \cdot \tau)$

高の実験値 (○印) が記入されている。計算値と比較してみると、波高に対して水深の十分に大きい場合、すなわち、 $h/L_0 = 0.05$, 0.06 の場合は両者はよく一致しているが、水深の比較的小さい 0.03 , 0.04 の場合は、実験値の方が大きい。これはこの領域では上式の近似度が十分でなく、波もほとんど碎波しており、波形が堤防付近で下に凸のような形状をなしているためと考えられる。

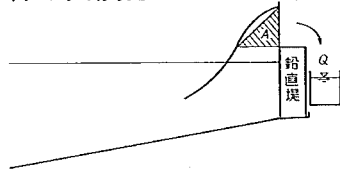


図-9 重複波のうちあげ水量の計算

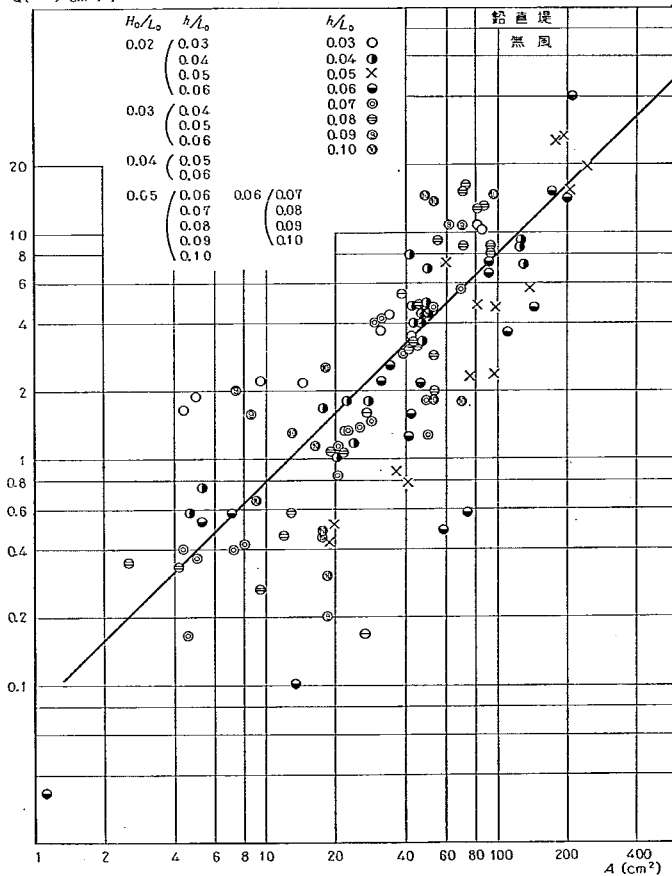


図-10 重複波領域におけるうちあげ水量と越波量との相関

以上の結果からみて、堤防前面の波形は式で完全に表わせるものではないが、うちあげ高の実験値を参考にすれば、おおよその形状は推定されよう。これらの結果を利用することにより、堤防上に飛び出す単位幅当りの水量を計算できるが、波形をそのまま生かして計算するのは、計算の複雑さ、精度の面で必ずしも適当ではないので、図-9に示すように、三角形の面積 A を計算し、これと越波量との関係を調べてみた。その場合、先にのべた波高に対し、のり先水深の小さい場合は、図-8に示すように若干修正した波形を用いた。

Q と A の関係は図-10のようになり、ほぼ、

$$Q = \beta A \dots\dots\dots (3)$$

とみなすことができる。ここで、係数 β は 8×10^{-2} 程度となっている。

5. のりこう配の影響

うちあげ高の実験によると、堤防が砕波領域内にある場合は、鉛直堤のうちあげ高が最大で、のりこう配がゆるくなるとうちあげ高は小さくなる。一方、鉛直堤より傾斜堤の方が当然越波しやすいので、越波量としては、鉛直堤より傾斜堤の方が大きい。うちあげ高が漸次小さくなるため、あるのりこう配でピークのであることが予

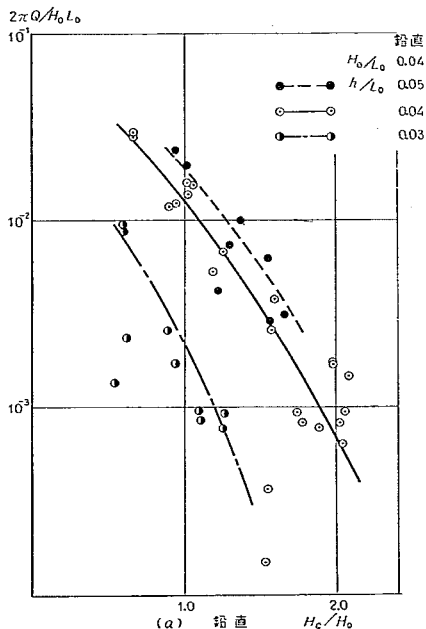


図-11 堤防高による越波量の変化

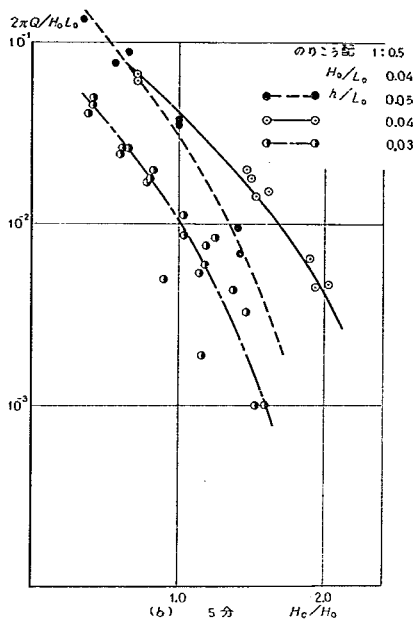


図-11 (b) 堤防高による越波量の変化

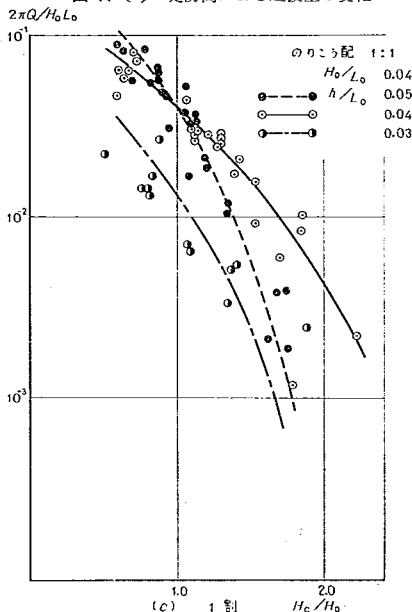


図-11 (c) 堤防高による越波量の変化

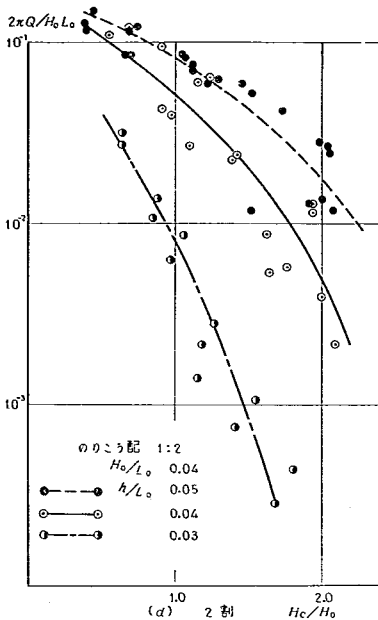


図-11 (d) 堤防高による越波量の変化

想される。

図-11は鉛直堤～3割堤の実験結果を整理したものである。波形こう配は0.04で、相対水深は0.03～0.05である。これらの図によると、鉛直堤と5分～1割堤の間には若干の差が認められる。すなわち、鉛直堤の場合は、相対水深が0.05のときに越波量をもっと大きくなっている。一方、5分～1割堤では、堤防高がとくに低い場合を除いて、相対水深が0.04の方が越波量は大きい。いずれの場合も、堤防上に飛び出す水量は、0.05の場合より0.04の方が多いと思われるが、鉛直堤では垂直上方にうちあがるので、飛沫が多くて高く上る場合より、比較的形状のととのった厚い水脈でうちあがる方がより多く越波すると推定される。

2割～3割堤の場合は、0.05でもっとも越波量が多い。この程度の傾斜になると、設置水深が大きくてもものり面上で波が砕けるようになり、また、衝撃的な圧力が作用して波が高くうちあがる現象もみられなくなって、急傾斜の場合とかなり異なった様相となる。この場合には、波がもっとも高くうちあがる相対水深は0.04より大きい方に移動し、0.03～0.05の範囲内では、0.05の場合が最大の越波量を与える。

図-11のままで、のりこう配による越波量の変化状

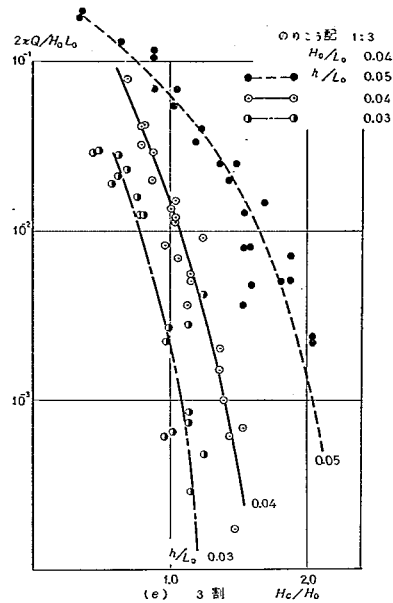


図-11 (e) 堤防高による越波量の変化

況が掴みにくいので、図-11に示した平均的な線で実験結果を代表させ、横軸にのりこう配、縦軸に越波量をとってのりこう配の影響をしらべた。その結果を図-12に

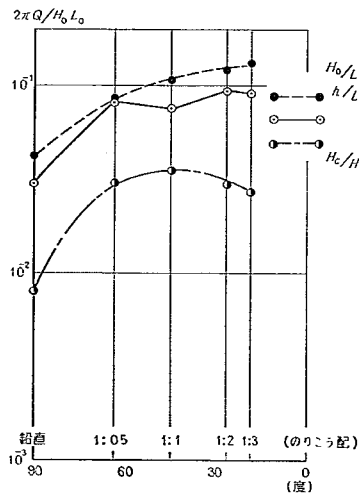


図-12 (a) のりこう配による越波量の変化

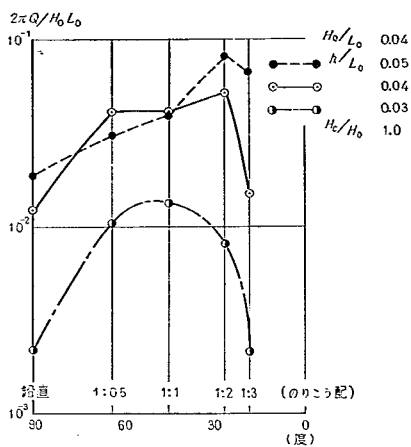


図-12 (d) のりこう配による越波量の変化

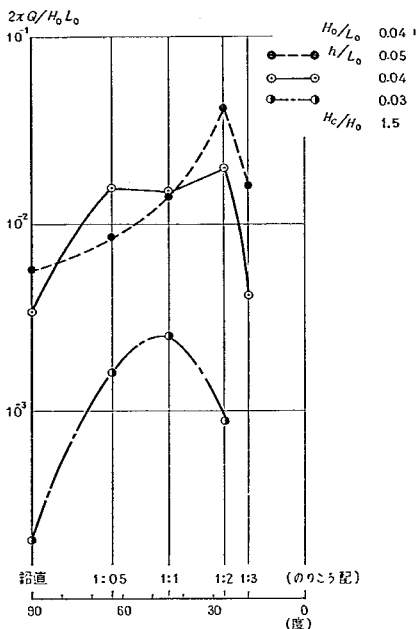


図-12 (c) のりこう配による越波量の変化

示す。この図では、 H_c/H_0 が 0.6, 1.0, 1.5 の各ケースにおいて図示してあるが、どの場合も一般的な傾向にあまり差はない。

h/L_0 が 0.03 で、波が完全に砕けてから衝突する場合

は 1 割こう配でピークが表われている。 h/L_0 がさらに大きくなると、堤防高によって若干の差はあるが、2~3 割付近にピーク値がみられる。堤防高が高い場合は 2 割堤がもっとも越波量が大きく、 H_c/H_0 が 0.6 の場合は 3 割堤の越波量が大きくなる場合もある。

石原、岩垣、三井は 1/10 海底こう配に種々のこう配をもった堤防を設置して越波量に対するのりこう配の影響をしらべた⁽¹⁾。その結果、重複波領域では、傾斜角が 30° 前後で越波量がピークになるが、砕波領域では 60° 程度で最大となっており、図-12 の結果とほぼ一致している。

5 分、1 割、2 割、3 割の各堤防について、無風時の越波量を測定した結果を (1) 式のような形式で図示すると図-13 のようになる。この場合、うちあげ高は土木研究所の実験結果から推定した。堤防が砕波領域の中にある場合について検討したので、波形こう配は 0.04 とし、比水深のみを変化させた。

この結果をみると、 $R-H_c$ を一定とした場合は、のりこう配がゆるくなるにつれて越波量は著しく増大する。2~3 割堤では、鉛直堤に比較して 10 倍程度の越波量となる。これを図-12 と比較すると、異なった結果が得られているようにみえるが、図-12 の場合は、のりこう配のみが変化していて、他の条件は同一である。一方、図-13

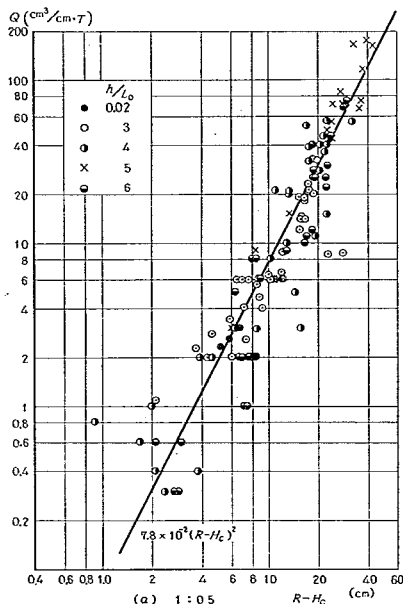


図-13 (a) 傾斜堤のうちあげ高と越波量との相関

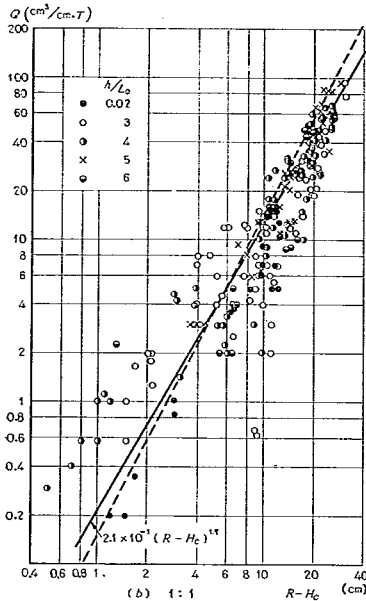


図-13 (b) 傾斜堤のうちあげ高と越波量との相関

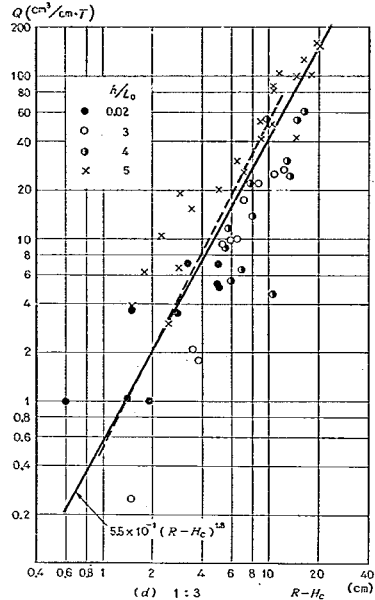


図-13 (d) 傾斜堤のうちあげ高と越波量との相関

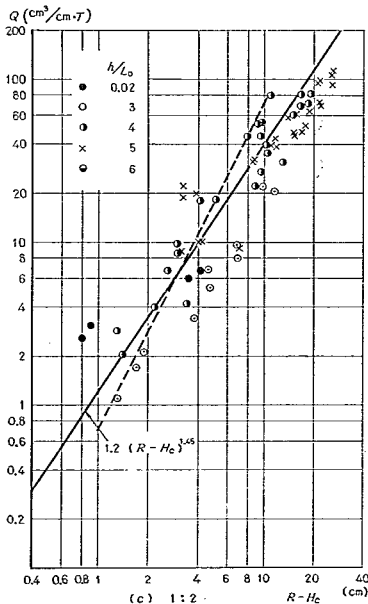


図-13 (c) 傾斜堤のうちあげ高と越波量との相関

の場合は、同一の $R-H_c$ についてのりこう配による越波量変化を示しているの、波は同一でなく、のりこう配がゆるくなるにつれて、うちあげ高が大きくなる波を用いている。したがって、図-13は純粹にのりこう配のみの影響を示すものではない。

図-13をみると、のりこう配がゆるくなると、 n が2より小さくなる傾向がみられる。のりこう配がゆるい場合は、堤防より上に飛び出した水量は全部越波すると考えられる。したがって、鉛直堤の場合と同様に、のり面上のその上水面がほぼ直線で示されるなら、 n の値はやはり2となり、越波量は堤防上に飛び出す水量に等しくなるはずである。

図-14は2割こう配の場合について、のり面上をそ上する水面形を調べたものである。これはのり面上のある位置における水脈の厚さを y 、その波の頂点からその位置までののり面に沿う距離を x として各実験値をプロットしたものである。

これによると、 $y=50\text{cm}$ 程度の範囲では、 y と x との間には近似的に直線関係のあることが認められる。すなわち、

$$y = mx \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $m = 6.5 \times 10^{-2}$

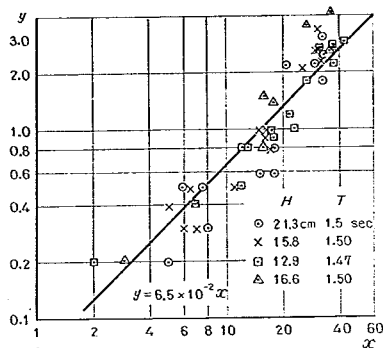


図-14 2割こう配を越す波の水面形

そこで、越波してもうちあげ高は不変として越波量を計算すると、

$$Q_c = \frac{1}{2} \times \sqrt{5} (R-H_c) \times 6.5 \times 10^{-2} \times \sqrt{5}$$

$$(R-H_c) = 0.163 (R-H_c)^2 \dots \dots \dots (5)$$

この式による計算値と実験値とを比較すると実験値の方が平均して数倍大きいことがわかる。越波する場合、とくに水脈が厚くなるとも考えられないので、越波水脈の長さが $\sqrt{5} (R-H_c)$ より相当に大きくなると推定される。また、 n の値が2より小さくなることからみて、水脈の厚さは $(R-H_c)$ に比例するのではなく、のりこう配により $(R-H_c)$ の $1/2 \sim 1$ 乗に比例するものと考えられる。

表-4 各種傾斜堤の α

のりこう配	α
1:0.5	7.8×10^{-2}
1:1	1.5×10^{-1}
1:2	1.2
1:3	5×10^{-1}

このように、傾斜堤の場合、 Q と $(R-H_c)$ との関係は鉛直堤の場合に比較して複雑であるが、近似的に(1)式のような関係が成立するものとして、各こう配について α の値を求めると表-4のようになる。この場合、実用的な面を考慮して $(R-H_c)$ が1~10の間でできるだけ一致するように α を定めた。

次に、小段を有する複断面堤についてしらべてみる。

図-15は長良川河口左岸の城南海岸堤防の断面および海底の形状を示したものである。堤防はのりこう配2割

で、天端高T. P3.5mの小段を有する。海底こう配はのり先から30m程度までは1/15、それより沖側ではほぼ水平である。

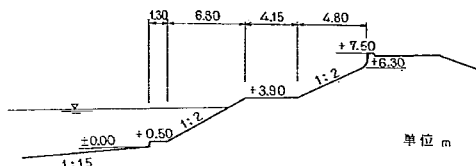


図-15 城南海岸堤防の形状

のり先水深は模型(縮尺 1/25)で14~24cm、波高は10~19cmなので、波は堤防に達する前に砕けているか、または、堤防上で砕けることになる。このような条件で、越波量と $R-H_c$ との関係を調べた結果を図-16に示す。図中の実線から α の値を求めると1.0となる。図-13(C)の場合 $\alpha = 1.2$ なので両者はほぼ一致している。

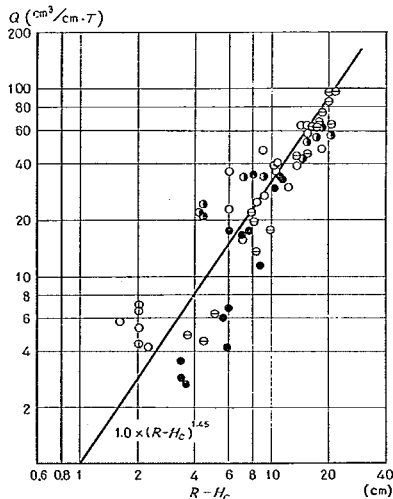


図-16 小段をもつた堤防のうちあげ高と越波量の関係

堤防が汀線より相当に陸側にあり、しかも、越波量が多い例として、駿河湾の吉原海岸の実験結果をしらべてみる。⁽⁶⁾ 海底こう配および堤防の断面などは図-17のとおりである。海底こう配は1/5、海浜こう配1/13で、堤防と汀線との距離は約143mである。

吉原海岸では汀線においてこう配が変化するので、⁽¹⁰⁾ 直堤に対するうちあげ高の計算には次式を用いる。

$$R = 1.7 \tan \beta_2 \left[\frac{\tan \beta_1 + \tan \beta_2}{2 \tan \beta_2} (H_0 L_0)^{1/2} - x \right] \dots \dots \dots (4)$$

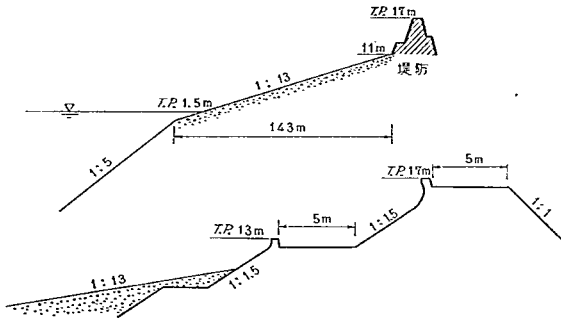


図-17 吉原海岸における海浜こう配および堤防の断面形状

ここに、 β_1 : 汀線より海側の海底こう配が水平面となす角

β_2 : 汀線より陸側の海浜こう配が水平面となす角

x : 汀線と堤防との距離

実際の堤防ののりこう配は1:1.5であるが、汀線付近に設置された場合は、のりこう配によるうちあげ高の変化は小さいようなので、ここでも、のりこう配による補正はせず鉛直堤の値をそのまま使用する。

うちあげ高と越波量との関係としては、堤防に波返があるので鉛直堤の結果を使用する。なお、 α の値としては、平均こう配が1/10よりやや大きいので0.1を採用する。以上のようにして計算した結果と実験値とを比較すると表-5のようになる。

この表によると、堤防高17mの場合は、実験値の方が一般に大きい、これはのりこう配の影響が波返のみでは十分に補なわれていないためであろう。いづれにしても、計算値と実験値との差はあまり大きくない。一方、堤防高が13mの場合は、実験値の方がはるかに大きく、

表-5 吉原海岸堤防の越波量の推定

実験 No.	H_0 m	L_0 m	H_0/L_0	R_{TP} m	H_c m	$R-H_c$ m	Q_{cal} $m^3/m \cdot T$	Q_{ex} $m^3/m \cdot T$	$\frac{Q_{ex}}{Q_{cal}}$
221 + 223	17	633	0.027	19.3	17	2.3	0.52	0.37	0.71
					13	6.3	2.9	14	4.8
224 + 226	20.2	655	0.031	22	17	5	2.5	3.5	1.4
					13	9	8.1	38	4.7
227 + 229	23.7	655	0.036	24.2	17	7.2	5.2	8.4	1.6
					13	11.2	12.5	100	8
255 + 257	17.4	646	0.027	19.9	17	2.9	0.8	1.5	1.9
					13	6.9	4.8	20	4.2
258 + 260	20.3	649	0.031	22	17	5	2.5	4.3	1.7
					13	9	8.2	70	8.5
261 + 263	22.1	644	0.034	22.9	17	5.9	3.8	10.1	2.7
					13	9.9	10	100	10

図-4の関係を用いる計算法は有効ではなく、したがって、 Q と $R-H_c$ との間に上記のような関係が成立していないことになる。

堤防を設置した場合の地盤高上のうちあげ高(R')と波頂高(η , 水脈の厚さ)との比は、(4)式では1.89にとっているの、 R' から η を求めて、堤高(H_c')と比較した結果を表-6に示す。

この表をみると、堤防高が17mの場合は、 H_c' より η の方が小さいか、または、多少大きい程度である。一

方、堤防高が13mの場合は、 H_c' よりいづれもが相当地

表-6 堤防前面における波頂高

実験 No.	η
221 ~ 223	4.4m
224 ~ 226	5.8
227 ~ 229	7.0
255 ~ 257	4.7
258 ~ 260	5.8
261 ~ 263	6.3

大きいことがわかる。したがって、図-4のような $R-H_c$ と Q との関係は、堤防前面の波頂高が堤防高と同程度以下の場合に成立し、堤防が波浪流にそのままのみこまれるような状態では越波量は著しく大きくなると推定される。

6. 波返の効果

上述のように、傾斜堤の場合は鉛直堤に比して越波量が大きくなるので、堤防の上部に波返を設けて越波量を小さくすることが一般に行なわれている。しかし、伊勢湾台風による災害時には、波返の重量が大きく、しかも大きな波圧を受ける位置にあったため、かえって災害を助長する傾向が認められた。さらに、有風時の効果にも疑問があるので、その効用については疑問視する意見が強かったのであるが、現在でも、その効果については十分検討されぬまま、一般に採用されている状況である。

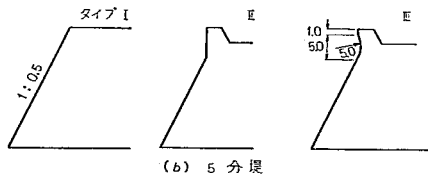
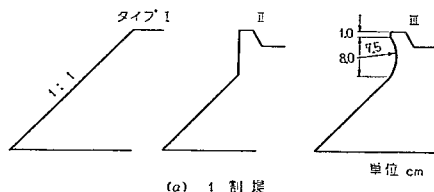


図-18 (a) 波返の効果実験に用いた模型堤防

ここでは、5分と1割堤については、図-18に示すような3種類の堤防を用いて無風時の波返の効果をしらべた。さらに2割堤と3割堤については、1割堤のタイプⅢの波返を用いてその効果を検討した。

図-19は1割堤について波返の効果を検討したものである。まず、波形こう配0.04の場合についてしらべてみる。相対水深が0.06では、波返はほとんど効果はないが、0.05以下では越波量がかなり小さくなることが認められる。タイプⅡとⅢとでは、やはりⅢの方が効果的で、曲線部により波が沖の方に返される効果のあることが認められる。

図中には同条件の鉛直堤の越波量がプロットされている

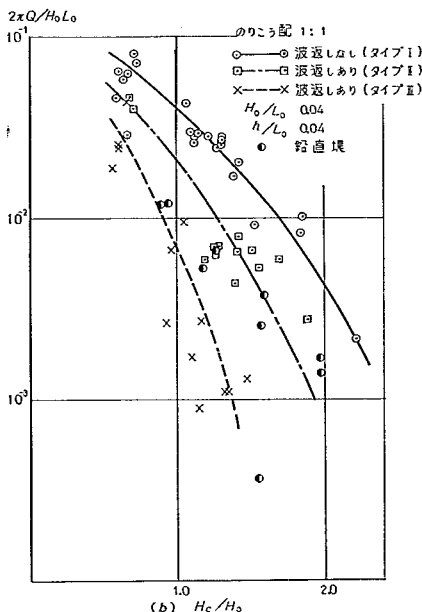
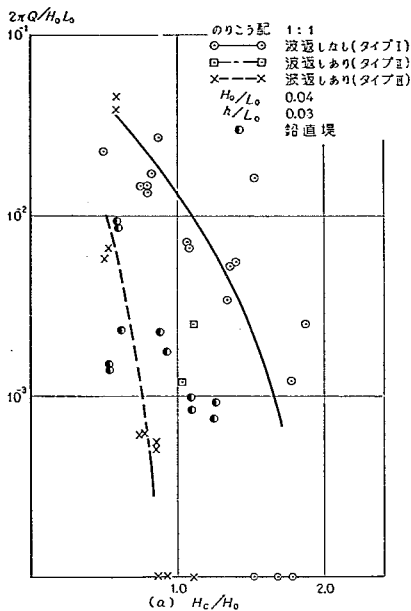


図-19 (b) 1 割堤における波返の効果

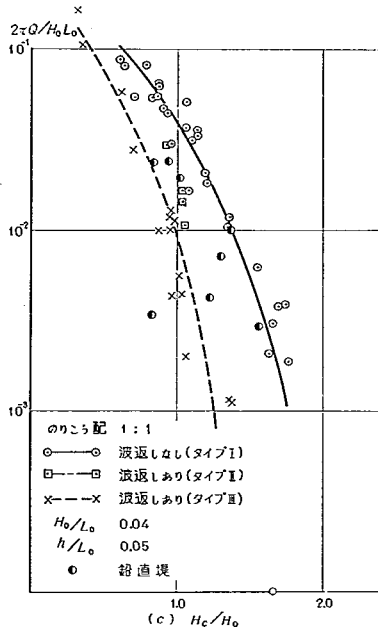


図-19 (c) 1 割堤における波返の効果

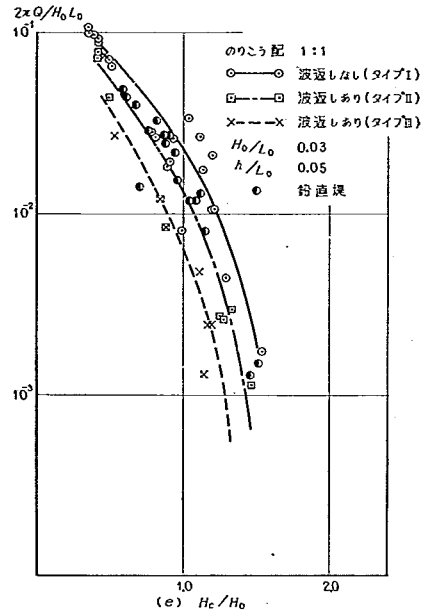


図-19 (e) 1 割堤における波返の効果

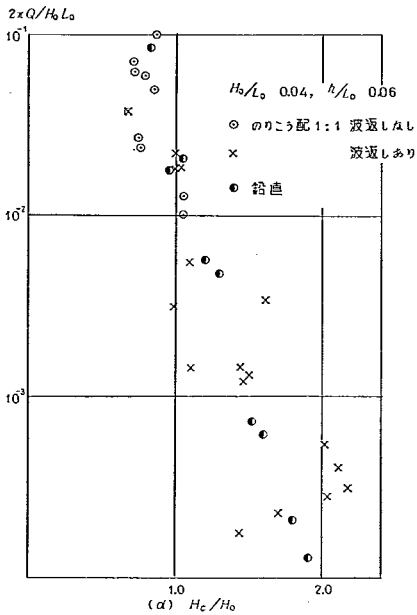


図-19 (d) 1 割堤における波返の効果

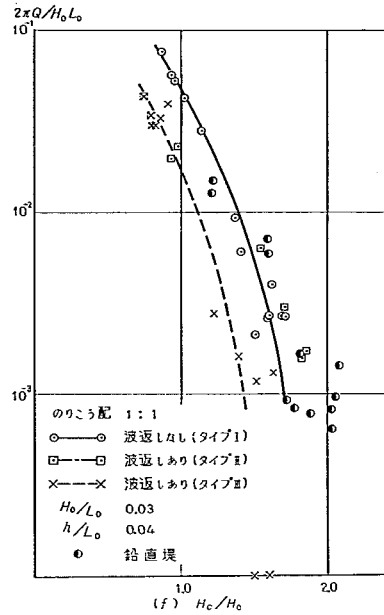


図-19 (f) 1 割堤における波返の効果

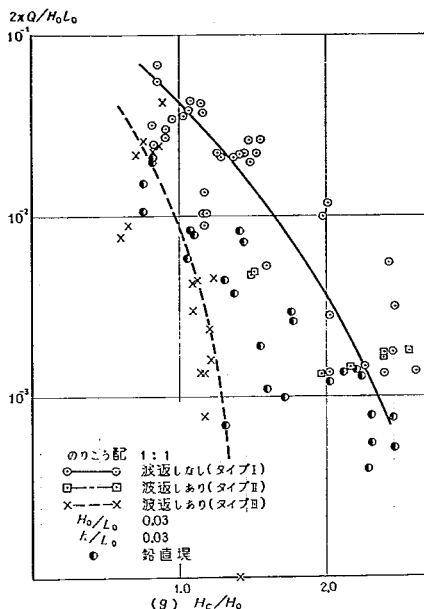


図-19 (a) 1割堤における波返の効果

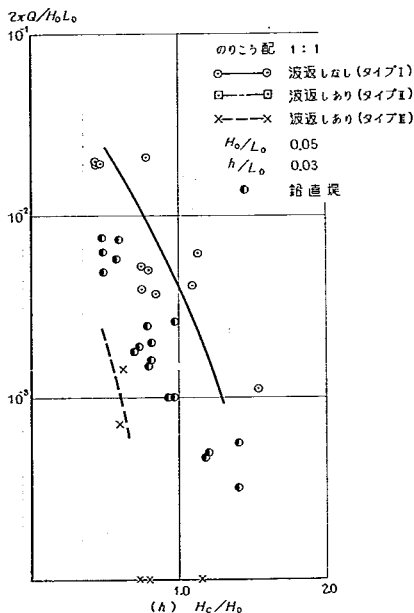


図-19 (h) 1割堤における波返の効果

る。相対水深が0.03の場合は、タイプⅢの越波量と鉛直堤の越波量とはほぼ一致しているが、0.04になると後者がやや大きくなる。さらに、0.05では、鉛直堤の越波量は波返のない場合に近くなる。これは、図-11から明らかなように、越波量が最大となる水理条件が鉛直堤の場合と傾斜堤の場合とで異なるためである。相対水深がさらに大きくなって、部分重複領域になると、越波量は堤防の形状に無関係となっている。

次に、波形こう配が0.03の場合であるが、部分重複波の領域において、波返の効果が若干認められることを除いては、0.04の場合と同傾向にある。

波形こう配が0.05の場合についてもほぼ同様であるが設置水深が小さい場合でも、鉛直堤の越波量はタイプⅢの越波量よりやや大きいこと、相対水深が0.06のときに鉛直堤の越波量がとくに大きくなっていることなどの点で若干の差がみられる。

次に、図-20は5分堤の実験結果を示したものである。5分堤の場合は図-18からもわかるように、1割堤に比して波返が小さい。したがって、タイプⅠとタイプⅢの間に明確な差はみられるが、1割堤に比してその差は小さい。しかし、1割堤においてみられた一般的な傾向はほぼ5分堤の場合にも成立していることが認められる。

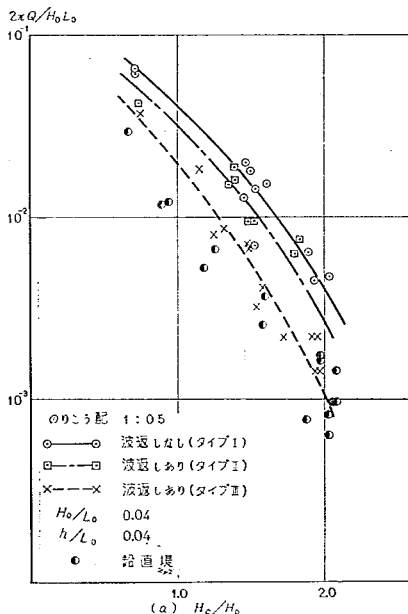


図-20 (a) 5分堤における波返の効果

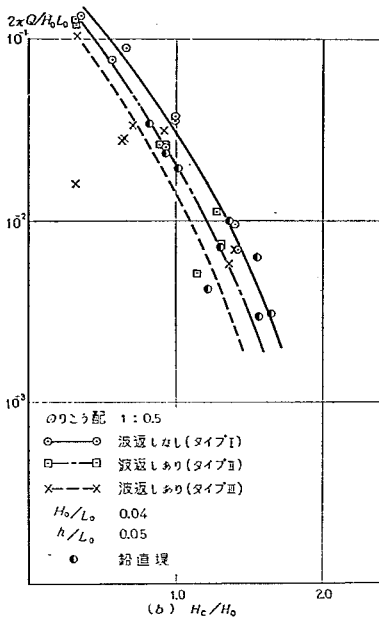


図-20 (b) 5分堤における波返の効果

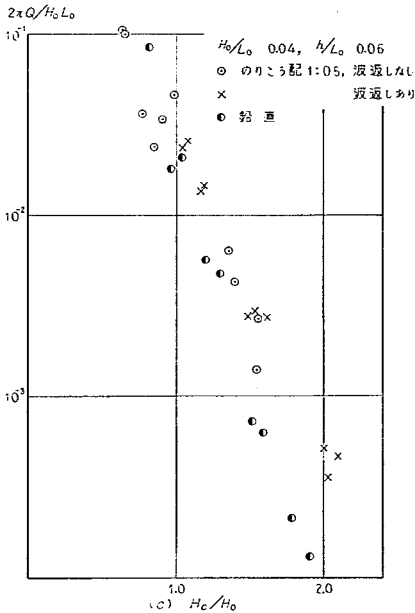


図-20 (c) 1分堤における波返の効果

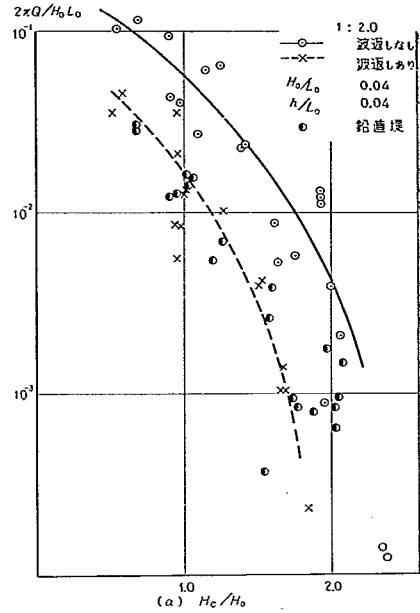


図-21 (a) 2分堤における波返の効果

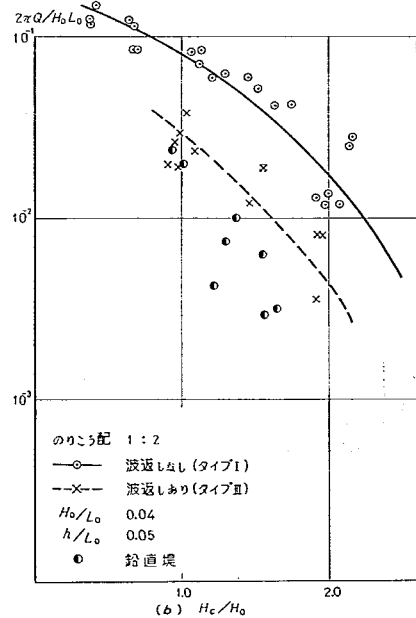


図-21 (b) 2分堤における波返の効果

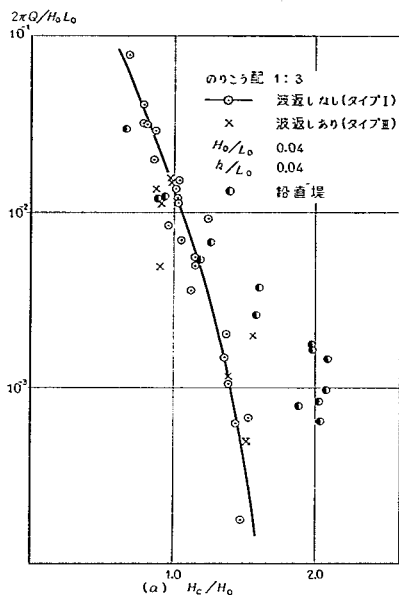


図-22 (a) 3 割堤における波返の効果

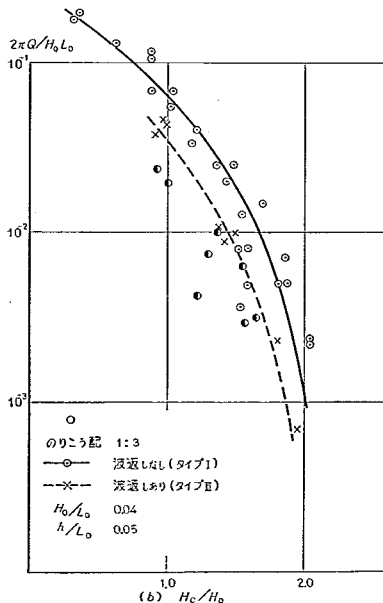


図-22 (b) 3 割堤における波返の効果

2 割堤については実験ケースは少ないが、波返が効果的に作用していること、鉛直堤の越波量はタイプⅡの越波量に近いことなどが示されている。

最後に 3 割堤では、相対水深が 0.04 の場合には波返の効果が見え認められず、他のこう配と異なった結果となっている。一方、0.05 の場合には、タイプⅠとⅡとの間に明瞭な差がでているので、0.04 のケースについてもさらによく検討することが必要であるが、他のこう配と比較して波返による越波量の減少度が小さいことは事実のようである。また、相対水深が小さくなると越波量は急激に減少し、鉛直堤の越波量よりも小さくなる。0.04 の場合に、 H_c/H_0 が 1 の付近で、3 割堤と鉛直堤との越波量が一致しているが、これは、波返の下端と静水面との差が小さく、波返が直立堤のような役割を果しているからである。

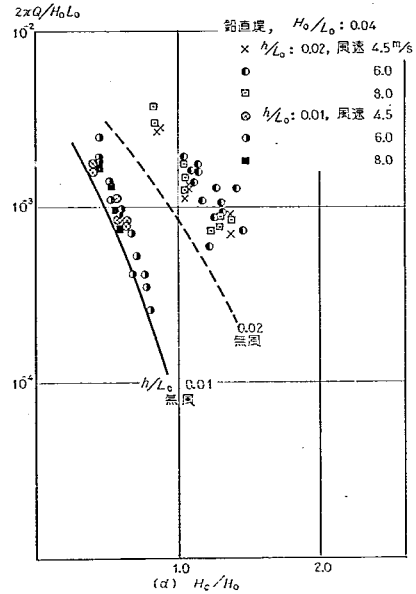
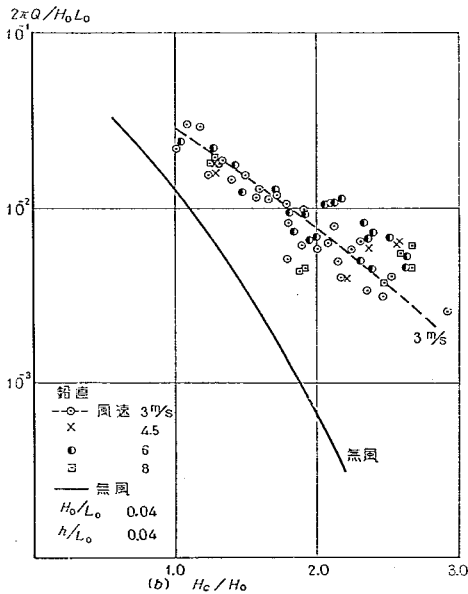
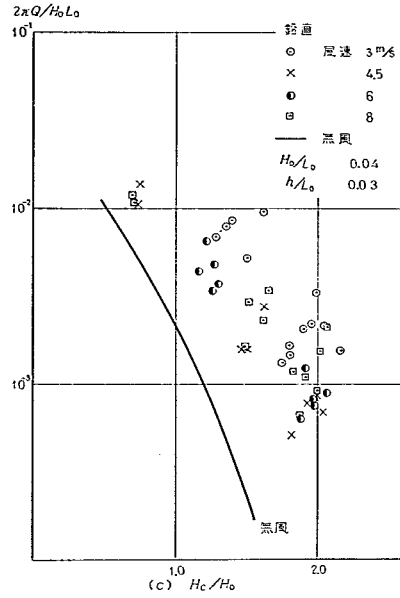
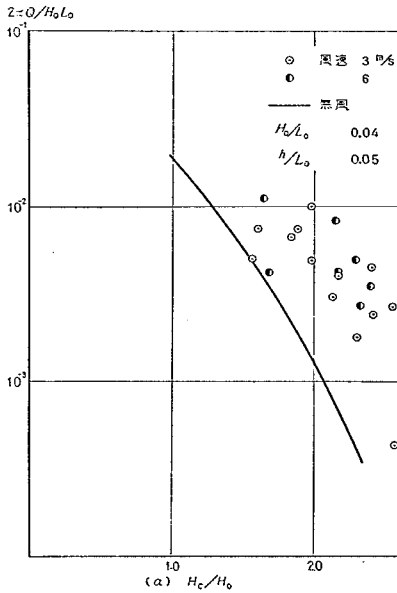
以上の結果から、5 分～2 割堤では、設置水深が浅い場合にとくに波返の効果が著しく、越波量は鉛直堤の越波量に近くなるといえよう。しかし、部分重複波を生ずる場合には、2 割堤を除いて、もともと越波量が鉛直堤に比して大きくならないので、効果的とはいえないようである。また、水深が極端に小さくなった場合には、越波状況も異なってくるので、波返の効果の面でも上述の領域のように効果的であるかどうか疑問でありさらに検討を要する。

7. 風の影響

越波量は風の影響を強く受けるので、無風時の越波量のみを測定しても設計に使える資料とはならない。しかし、風を入れた実験を種々のケースについて実施することは非常に時間がかかるので、ここでは、いくつかのケースについて風の影響を調べ、その結果と無風時の越波量との結果を合せて有風時の越波量を推定することにした。

図-23 は有風時の鉛直堤の越波量を測定し、無風時の結果と比較したものである。波形こう配は 0.04 であるが、無風時の越波量との差がもっとも大きいのは相対水深が 0.04 の場合である。堤防高が高く、無風時の越波量が小さい場合に風による増え方が大きく、有風時の越波量は無風時の 10 倍以上に達する。相対水深が小さくなるにつれて、風の影響は漸次小さくなり、 h/L_0 が 0.02 の場合は平均して 2 倍程度、0.01 の場合は 2～5 割増程度にすぎない。また、設置水深が 0 の場合は図-24 のように風の影響はほとんど認められない。

水深が大きくなって 0.05 になると風の影響は 0.04 の場合よりやや小さくなる。 h/L_0 が 0.04 の場合にその影響がとくに大きくなるのは、碎波衝撃圧が発生する条件に



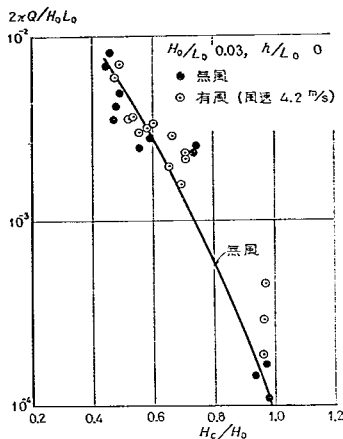


図-24 有風時の鉛直堤の越波量
(堤防の設置水深 0)

近いため、水塊が高くなちあげられるからである。水深の小さい場合は、飛沫が高く上るような状況ではなく、越流状態で波がこえるので風の影響も小さいと考えられる。

この図でもう一つ注目すべきことは、風速が大きくなっても越波量は増加しないことである。すなわち、堤防上にうちあがった波は、水脈がうすく、半ば飛沫状態であるので、風により容易に堤内に運ばれる。したがって、風速が増加すれば飛散距離は増すが、全越波量は風速の大小にあまり関係しない。

次に、傾斜堤の場合についてしらべた結果を図-25に示す。波形こう配は0.04で、 h/L_0 が0.04の場合は、5分～1割堤では風速の影響はほとんどなく、また、 h/L_0 が0.05の場合は、有風時の越波量は無風時の場合よりやや大きい、全般的に風の影響は小さいと考えてよいであろう。

一方、2割堤の場合は有風時の越波量が無風時のものより小さくなっている。また、3割堤の場合も2割堤ほどではないが、やはり有風時の越波量が小さくなる場合がある。しかし、全般的には、0.5～1割堤に比べて有風時の方がやや小さくなるという差はあるが、風の影響はやはり小さいと考えてよいであろう。

前章では、無風時の波返の効果をしらべたが、ここでは、有風時の波返の効果を検討する。図-26はのりこう配5分の場合である。相対水深が0.04の場合は、波返の効果により無風時の越波量は減少するが、6 m/sの風により、ほぼ、波返のない場合の越波量に戻ることがわかる。また、この図には、同風速の鉛直堤の越波量が示

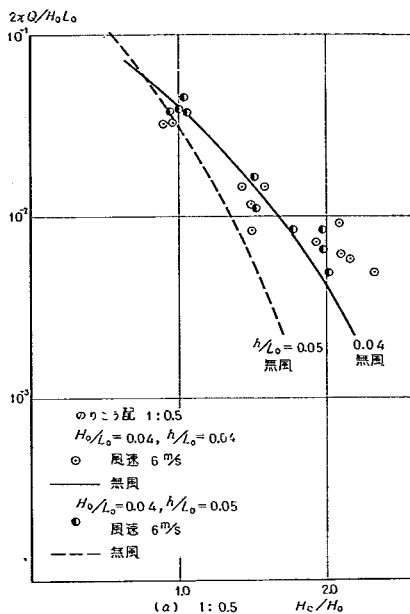


図-25 (a) 有風時の傾斜堤の越波量

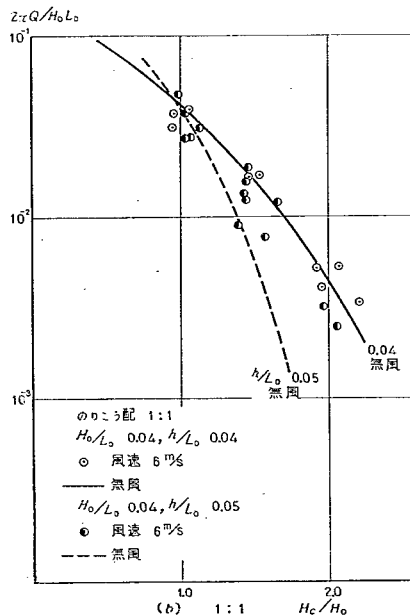


図-25 (b) 有風時の傾斜堤の越波量

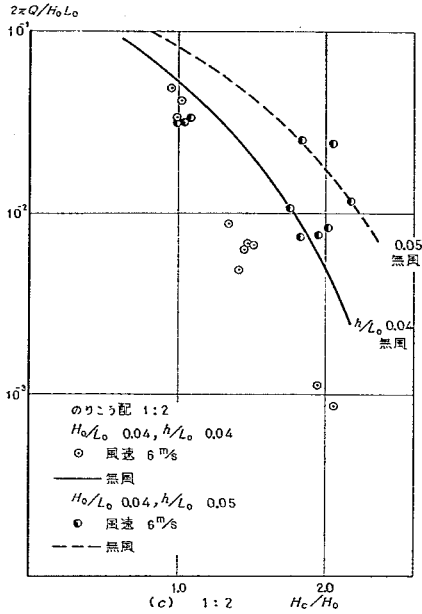


図-25 (c) 有風時の傾斜堤の越波量

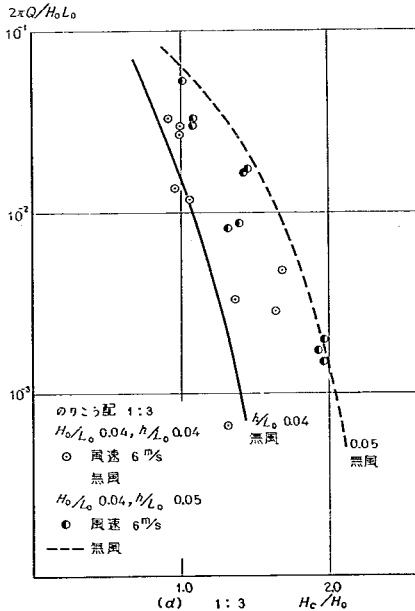


図-25 (d) 有風時の傾斜堤の越波量

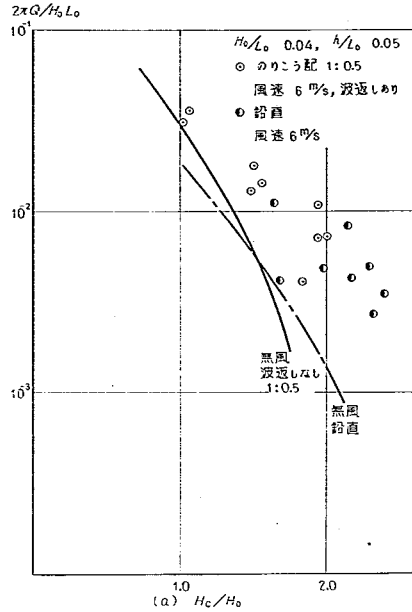


図-26 (a) 有風時の波返の効果 (1 : 0.5)

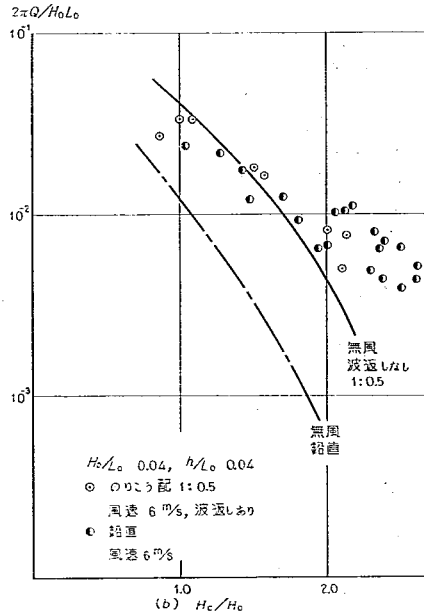


図-26 (b) 有風時の波返の効果 (1 : 0.5)

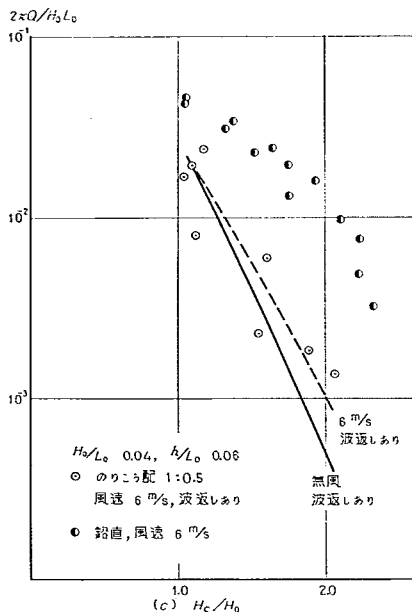


図-26 (c) 有風時の波返の効果 (1 : 0.5)

されているが、堤防高が H_c/H_0 にして2以上の領域を除いてタイプⅢの越波量にほぼ等しい。

相対水深が0.05の場合も同一傾向であるが、有風時の越波量がやや大きくなっている。さらに水深が深くなると、波返の効果もほとんどないのであるが、風の影響もやはり小さいことがわかる。ただこの場合、鉛直堤の有風時の越波量がかなり大きくなっているのが目につく現象である。

次に、1割こう配の場合であるが、相対水深が0.04と0.05については、5分堤とまったく同傾向である。しかし、0.06の場合は、風の影響がかなりみられ、5分堤の結果とは異なっている。

2割堤の場合もやはり同傾向にあるが、無風で波返のない場合より越波量は小さい。相対水深の大きい場合は、1割堤と同様、堤防高の高い部分で風の影響が大きくなっている。3割堤については、相対水深が0.06の1ケースのみであるが、他のこう配とあまり変らない結果となっている。ただ、鉛直堤の有風時の場合より越波量は相当に小さい。

以上の結果を通観すると、碎波領域に設置された傾斜堤 (5分～2割) に波返を設けると、一般に無風時の越波量は著しく減少する。しかし、風の影響が加わるとこの効果はほとんど失われ、無風時の波返のない堤防の

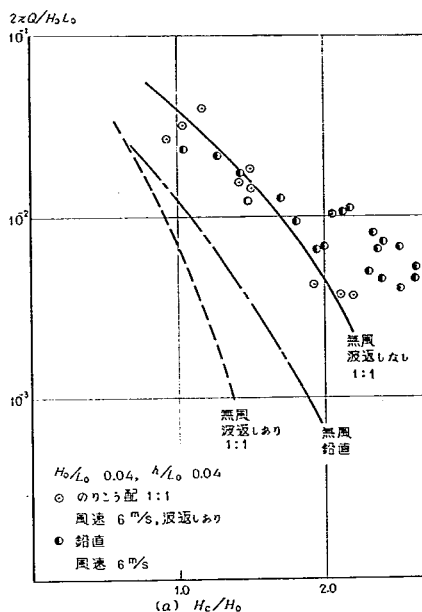


図-27 (a) 有風時の波返の効果 (1 : 1)

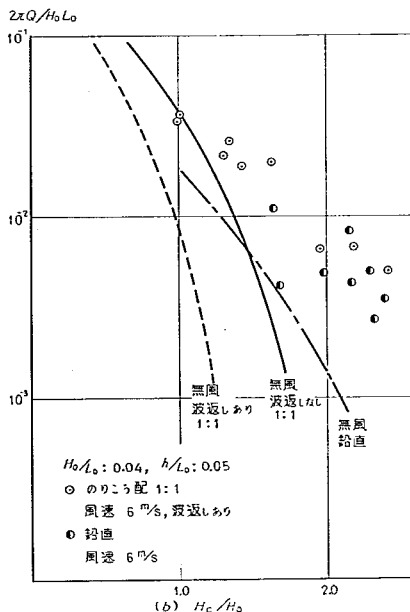


図-27 (b) 有風時の波返の効果 (1 : 1)

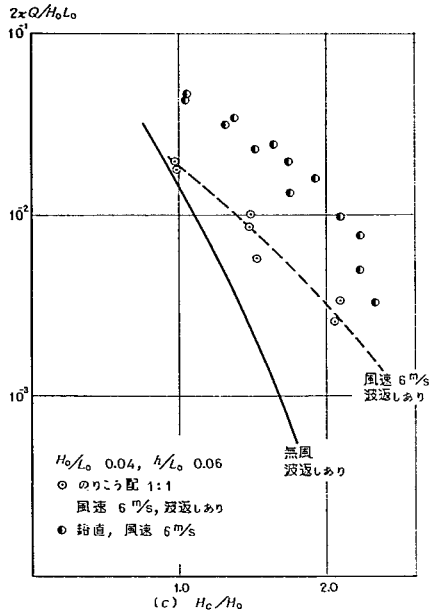


図-27 (c) 有風時の波返の効果 (1 : 1)

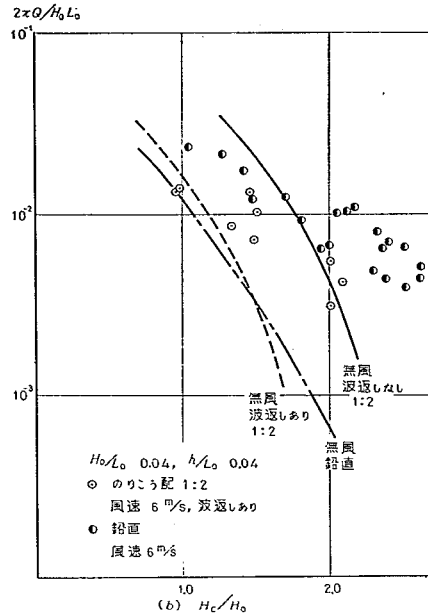


図-28 (b) 有風時の波返の効果 (1 : 2)

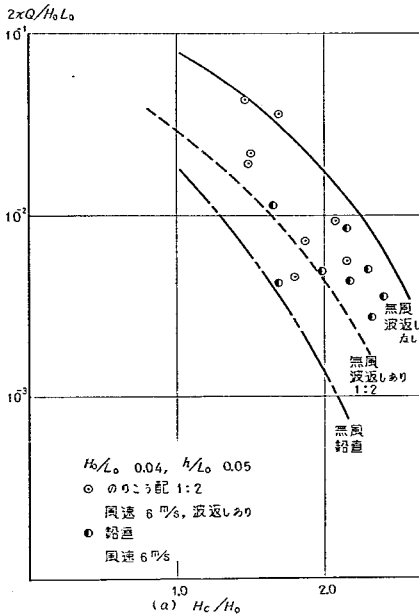


図-28 (a) 有風時の波返の効果 (1 : 2)

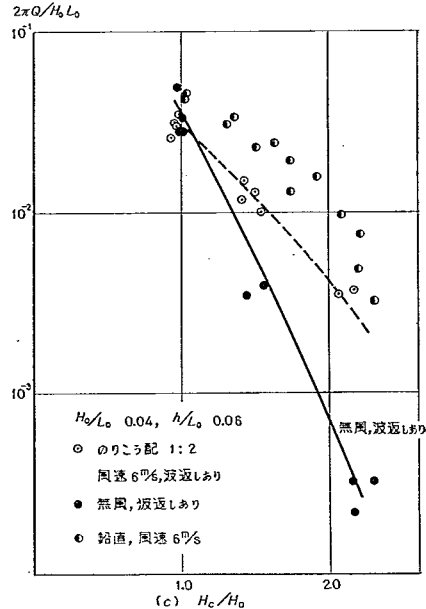


図-28 (c) 有風時の波返の効果 (1 : 2)

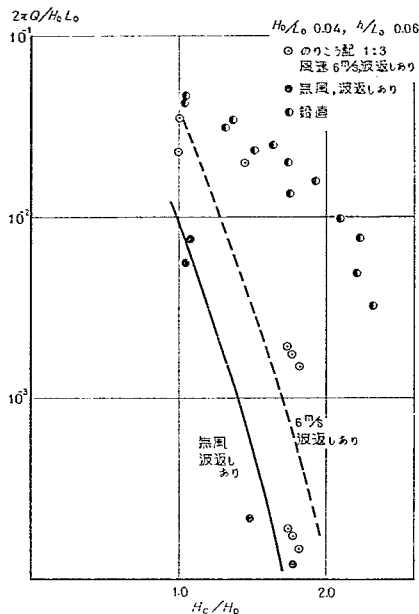


図-29 有風時の波返の効果 (1 : 3)

越波量に近くなる。この場合、両者の一致の程度は1割以下と2割では若干の差がある。さらに、この越波量は鉛直堤の有風時の越波量にはほぼ等しい値である。したがって、砕波領域における波返をもった傾斜堤の越波量は、無風時の波返のない堤防の越波量か、または、有風時の鉛直堤の越波量により代表させてもよいように思われる。

部分重複波の領域では、タイプⅡの有風時の越波量がタイプⅠの無風時の越波量より大きく、また、鉛直堤の有風時の越波量とも異なるので、上述のような便法をとることはできない。さらによく一般的な特性を検討すべきである。

上述のことから、越波量に対する風の定性的な影響について概略をつかむことができたと考えられる。実際の設計に際しては、越波量を定量的に把握することが必要となる。有風時については、図-3に相当する資料がないので、これに代る資料として、砕波帯中の傾斜堤については図-13の傾斜堤の越波量と $R-H_c$ との関係を利用することが考えられる。

もう一つの方法としては、鉛直堤の有風時の越波量を図-4の形式で整理し、無風時の結果と比較すると有用な資料が得られると思われる。

この結果を図-30に示す。これを見ると、越波量の小さいほど風の影響が大きい、とくに、風速6 m/sの場合で $H_0/L_0=0.04$, $h/L_0=0.04$ $R-H_c < 8$ cm の条件においてこの傾向が著しい。風速6 m/sの場合にのみとくにこのような現象が顕著になる原因ははっきりつかめないが、波が風により多少変化し、丁度、大きな衝撃圧が発生しやすい条件と一致するためであろうと考えられる。

図-23によれば、風の影響は相対水深により異なり、砕波衝撃圧を生ずる場合にもっとも大きく、それよりやや深い場合、浅い場合がこれにつき、さらに設置水深が小さくなるとその影響は減少する。一方、 $R-H_c$ と Q との関係を見ると、同一の $R-H_c$ に対し、砕波衝撃圧が生ずる場合は Q が最小で、これよりやや深い場合と浅い場合は α が0.015、さらに設置水深が浅くなると α の値は大きくなる。図-30では h/L_0 は0.05~0.01の範囲にわたっているが、風の影響と相対水深の影響とが上述のように丁度逆になるので、風の影響が相対水深により異なるにもかかわらず、図-30にこの影響ははっきりあらわれず比較的うすれているのはこのためである。図-30(b)の場合は、風の影響がとくに大きく、有風時の平均的な値からはなれた結果となっている。

図-30(a)は、 Q が $(R-H_c)^2$ に比例せず、上述のような特殊現象もあるので、有風時と無風時との越波量の比

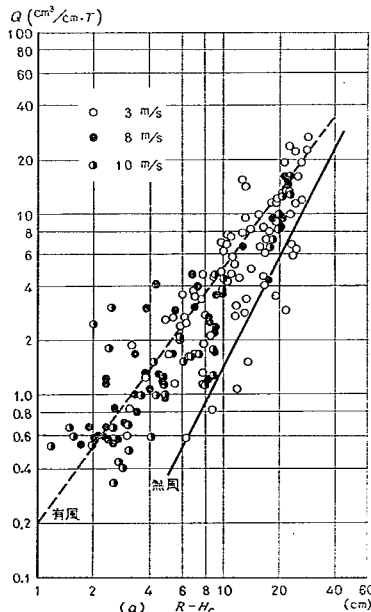


図-30 (a) 有風時のうちあげ高と越波量の相関

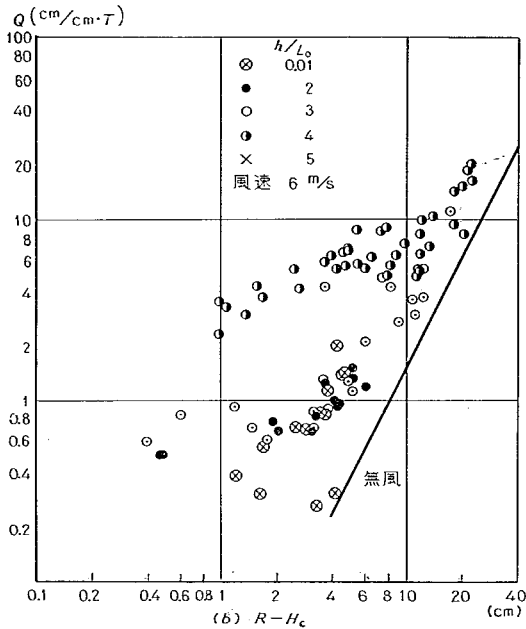


図-30 (b) 有風時のうちあげ高と越波量の相関

を定量的におさえるのには満足すべきものではないが、特殊現象が起るような領域を無視すれば、波形こう配、相対水深などに無関係に使用できるので、碎波帯中に設置された堤防の有風時の越波量をおおよそ推定するのに有用である。

8. 既設海岸堤防の高さと越波量

全国各地の海岸において、高潮または侵食対策として多数の海岸堤防がつくられているが、ここでは、昭和44年度に補助事業として実施された箇所の中から、約100箇所を選定し、堤防高の実態について調査するとともに、模型実験の結果を利用して、うちあげ高、越波量などを計算し、堤防高の妥当性などについて検討した。

約100箇の堤防について、堤防高(H_c)と沖波高(H_0)との比をくらべた結果を図-31~33に示す。 H_c/H_0 の値が0.4~0.59, 0.6~0.79などの間に入る数をしらべ、それらの全数に対する比(%)を計算してプロットしたものである。

堤防が汀線より海側に設置された場合は、 H_c/H_0 が1.0~1.4のケースが全体の約60%を占めている。堤防ののりこう配が鉛直~1割の場合は、海岸保全施設築造基準(昭和35年制定)によると、 H_c は波高の1.0~1.3倍にとるように規定されている。したがって、一応基準に

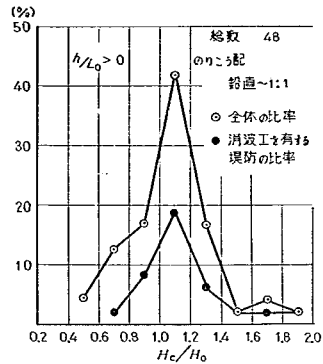


図-31 堤防高の分布状況(堤防が汀線より海側にある場合)

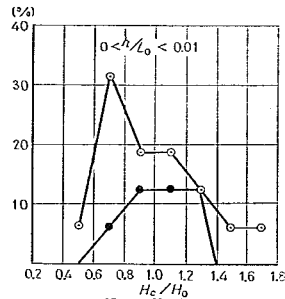


図-32 (a) 堤防高の分布状況

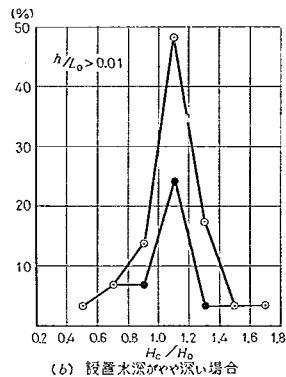


図-32 (b) 堤防高の分布状況

沿った設計がなされているといえよう。

一方、消波工を有する堤波の数をしらべてみると、図-31に黒丸で示してあるように、約半数近くの堤防に

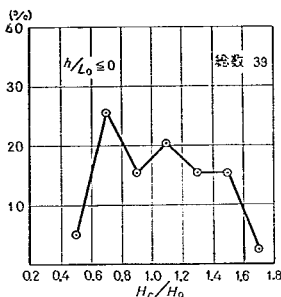


図-33 堤防高の分布状況（堤防が汀線より陸側にある場合）

消波工が設置されている。地形、背後地の状況などから、堤防を高くできない場合もあるが、一般に、当初設定した堤防高が低すぎるため、後から消波工を設置するケースが多いようである。

図-31を相対水深によりさらに分類してみると図-32のようになる。設置水深が小さい場合は、 H_c/H_0 が1より小さいケースが多く、堤防高の決定に設置水深の影響がある程度考慮されていることが認められる。設置水深の大きい場合は、図-31とほぼ同様な傾向を示す。

堤防が汀線より陸側に設置されている場合には、全体の傾向は図-32(a)に近く、 H_c/H_0 は1より小さくとられる場合が多い。また全般的に、 H_c/H_0 としては、比較的広い範囲の値が同程度に用いられている。

表-7は模型実験の結果を利用して各堤防のうちあげ高を算定し、堤防高と比較したものである。この表におけるうちあげ高の計算に用いた資料および方法は次のとおりである。

(1) 海底こう配1/20および1/30

土木研究所における実験結果を利用して算定する。

(2) 海底こう配1/10

図-34を用いて算定する。これは1/10こう配上の種々の位置に5分堤防を設置して波のうちあげ高をしらべたものである。

(3) 海底こう配1/5

熊野灘海岸を対象にした細井・三井の実験結果⁽¹²⁾を用いて計算する。堤防のりこう配は1:1.5である。

(4) 汀線より陸側にある場合

次式を用いて計算する。⁽¹⁰⁾

$$R = 1.7 \tan \beta \left[(H_0 L_0)^{1/2} - x \right] \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 R ：堤防のり先からはかったうちあげ高

β ：海底が水平面となす角

x ：汀線から堤防までの水平距離

H_0 ：沖波の波高

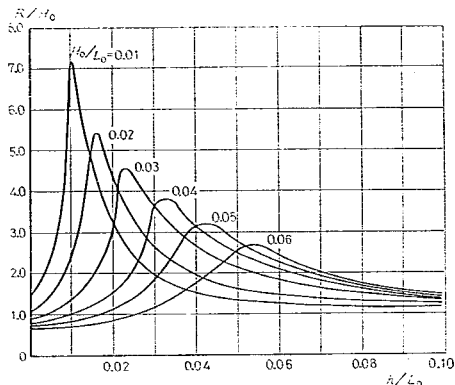


図-34 5分堤防への波のうちあげ高
(海底こう配1/10)

L_0 ：沖波の波長

(5) 海底こう配が1/30よりゆるい場合には1/20の実験結果を用いる。また、1/30より急な任意の海底こう配の場合は、上記の実験結果から比例配分で求める。

(6) 砕波領域では、堤防のりこう配が鉛直～1割の場合は、うちあげ高は鉛直堤の場合に等しいと仮定する。また、2割堤の場合は鉛直堤のうちあげ高より10%小さくする。

計算したうちあげ高と堤防高との比を海底こう配に対してプロットしてみると図-35のようになる。図-35(a)は堤防が汀線より海側にある場合であるが、大部分の R/H_c は1より大きい。海底こう配が小さい場合は、 R/H_c は1～1.5の範囲にあり、うちあげ高は堤防高より

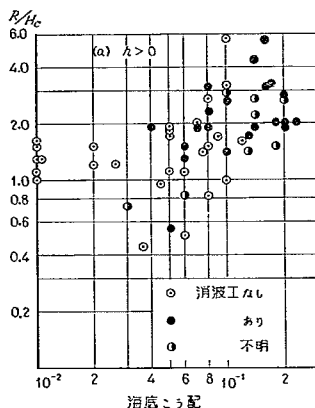


図-35 (a) 計算のうちあげ高と堤防高の比

表-7 既設海岸堤防のうちあげ高の計算

堤防 No	海底こう配 $\tan\beta$	のり先水深 h	計画波高 H_0	計画周期 T	計画波長 L_0	堤防高 H_c	$\frac{h}{L_0}$	$\frac{H_0}{L_0}$	堤防の のりこう配	$\frac{R}{H_0}$	うちあげ高 R	$\frac{R}{H_c}$	$\frac{H_0}{H_c}$	消波工 の有無
1	0.03	-1.2m	3.8m	9.6sec	144m	4.2m	-0.0083	0.027	1:0.5	0.46	1.74m	0.42	1.1	×
2	0.017	-2.0	3.8	9.6	144	4.2	-0.014	0.027	1:0.5	0	0	0	1.1	○
3	0.08	2.0	4.3	12.3	236	4.7	0.0085	0.018	1:1	2.5	11	2.3	1.1	○
4	0.12	-1.5	4.3	12.3	236	4.0	-0.0063	0.018	1:0.5	0.98	3.9	0.98	0.93	○
5	0.14	0.5	4.3	12.3	236	3.5	0.0021	0.018	1:0.7	1.5	6.5	1.9	0.82	○
6	0.1	0	4.5	12	225	4.0	0	0.02	1:1	1.1	5.0	1.3	0.89	○
7	0.2	1.5	4.3	12	225	5.8	0.0066	0.019	1:0.5	2.7	11.6	2.0	1.3	○
8	0.17	2.4	3.0	10	156	2.5	0.0077	0.019	1:0.5	2.8	8.4	3.4	0.83	○
9	0.05	2.4	2.8	8.9	124	3.3	0.019	0.023	1:0.5	2.1	5.9	1.8	1.2	×
10	小	4.1	2.2	4.0	25	3.2	0.16	0.088	1:1.6	1.5	3.3	1.0	1.5	×
11	小	1.25	2.6	9.5	141	2.3	0.0089	0.018	1:3	1.1	2.9	1.3	0.88	×
12	0.02	1.7	3.2	11	189	2.3	0.009	0.017	1:3	1.1	3.5	1.5	0.89	×
13	0.08	3.8	2.8	8.9	124	3.3	0.031	0.023	1:0.5	2.7	7.6	2.3	1.2	○
14	0.03	-1.4	9.0	13.9	303	5.5	-0.0046	0.03	1:2	0.024	0.22	0.04	0.61	×
15	0.02	3.0	9.0	13.9	303	2.5	0.0099	0.03	1:0.5	1.1	9.9		0.28	×
16	0.07	2.0	5.2	13	264	4.1	0.0076	0.02	1:0.5	1.5	7.8	1.9	0.79	○
17	0.1	2.7	1.2	4.5	31.5	1.2	0.086	0.038	1:0.4	1.4	1.7	1.4	1.0	○
18	0.08	1.5	1.6	5.2	42.5	1.6	0.035	0.038	1:1	3.1	5.0	3.1	1.0	○
19	0.1	1.5	1.6	5.3	44	1.7	0.034	0.037	1:0.5	3.6	5.4	3.2	1.1	×
20	0.1	-0.5	1.7	5.2	42.5	2.2	-0.012	0.04	1:2.5	0.35	0.6	0.27	1.3	
21	0.08	2.3	2.1	5.6	49	2.1	0.047	0.043	1:1	2.7	5.7	2.7	1.0	×
22	0.08	2.6	1.6	5.2	42.5	1.6	0.061	0.038	1:1	1.9	3.0	1.9	1.0	○
23	0.23	1.0	2.3	5.2*	42.5	2.6	0.024	0.054	1:0.5	2.2	5.1	2.0	1.1	○
24	0.06	1.0	2.0	5.2	42.5	2	0.024	0.047	1:0.33	1.5	3.0	1.5	1.0	○
25	0.13	1.0	1.6	5.2	42.5	2.5	0.024	0.038	1:0.3	2.6	4.2	1.7	1.6	○

○：消波工あり

×：消波工なし

*：推定値

海岸堤防に関する研究 (11)

表-7 (つづき) 既設海岸堤防のうちあげ高の計算

堤防 No.	海底こう配 $\tan\beta$	のり先水深 h	計画波高 H_0	計画周期 T	計画波長 L_c	堤防高 H_c	$\frac{h}{L_0}$	$\frac{H_0}{L_0}$	堤防の のりこう配	$\frac{R}{H_0}$	うちあげ高 R	$\frac{R}{H_c}$	$\frac{H_c}{H_0}$	消波工 の有無
26	0.075	2.6m	1.2m	4.5sec	31.5m	1.2m	0.083	0.038	1:0.4	1.4	1.7	1.4	1.0	×
27	0.13	-0.5	2.0	5.2	42.5	2.0	-0.012	0.047	1:0.5	0.65	1.3	0.65	1.0	
28	0.10	2.0	1.6	5.2	42.5	1.6	0.047	0.038	1:0.3	2.6	4.2	2.6	1.0	○
29	0.06	1.4	3.6	5.6	49	4.4	0.029	0.073	1:0.5	1.0	3.6	0.82	1.2	
30	0.07	0	3.6	5.6	49	4.2	0	0.073	1:0.5	0.4	1.4	0.33	1.2	
31	0.1	1.2	1.3	4.0	25	1.3	0.048	0.052	1:0.5*	2.9	3.8	2.9	1.0	
32	0.12	0	2.5	7.0	76.5	3.5	0	0.033	1:0.5	1.4	3.5	1.0	1.4	×
33	0.18	0.2	2.5	7.0*	76.5	3.5	0.0026	0.033	0:0.5	2.1	5.3	1.5	1.4	
34	0.06	0	2.5	7.0*	76.5	3.5	0	0.033	1:1	0.6	1.5	0.43	1.4	×
35	0.06	0.4	2.5	7.0*	76.5	4.0	0.0052	0.033	1:0.6	0.8	2.0	0.5	1.6	×
36	0.12	-1.0	4.0	8.0*	100	5.6	-0.01	-0.04	1:3	0.72	2.9	0.52	1.4	○
37	小	0	2.5	8.0	100	3.5	0	0.025	1:0.5	0.3	0.75	0.21	1.4	×
38	0.1	-0.3	3.0	6.0	56	4.2	-0.0054	0.053	1:2.5	0.43	1.3	0.42	1.4	×
39	小	0.7	3.1	7.0	76.5	2.0	0.0091	0.04	1:0.5	0.7	2.2	1.1	0.65	×
40	0.12	-1.7	2.5	5.8	52.5	3.9	-0.032	0.048	1:1	0	0	0	1.6	×
41	0.05	0.4	3.0	6.0	56	3.0	0.0071	0.054	1:0.25	0.55	1.65	0.55	1.0	○
42	0.06	-0.4	3.5	8.0	100	3.7	-0.004	0.035	1:0.5	0.34	1.2	0.32	1.0	○
43	0.04	-0.2	2.7	7.0	76.5	3.0	-0.0026	0.035	直	0.24	0.64	0.21	1.1	×
44	0.01	-0.3	2.4	8.0	100	2.6	-0.003	0.024	1:0.5	0	0	0	1.1	×
45	0.05	-1.0	8.0	15.0	351	5.2		0.023	直*	0.33	2.6	0.5	0.65	○
46	0.07	2.5	1.5	5.0	39	1.5	0.064	0.039	1:2.4	2.0	3.0	2.0	1.0	×
47	0.026	3.4	1.8	6.0	51.2	2.2	0.066	0.035	1:0.5	1.5	2.7	1.2	1.2	×
48	0.006	2.7	1.9	4.0	25	1.9	0.11	0.076	1:1.5	1.5	2.9	1.5	1.0	×
49	0.12	2.9	1.8	5.0	39	2.3	0.074	0.046	1:0.3	2.0	3.6	1.6	1.3	×
50	0.16	3.3	2.2	5.0*	39	0.8	0.085	0.056	1:1.5	2.2	4.4	5.5	0.36	○

○: 消波工あり

×: 消波工なし

*: 推定値

表-7 (つづき) 既設海岸堤防のうちあげ高の計算

堤防 No	海底こう配 $\tan\beta$	のり先水深 h	計画波高 H_o	計画周期 T	計画波長 L_o	堤防高 H_c	$\frac{h}{L_o}$	$\frac{H_o}{L_o}$	堤防の のりこう配	$\frac{R}{H_o}$	うちあげ高 R	$\frac{R}{H_c}$	$\frac{H_o}{H_c}$	消波工 の有無
51	0.08	0.2m	6.5m	10 sec	156m	4.7m	0.0013	0.042	1:0.5	0.6	3.9	0.82	0.72	×
52	0.06	—1.8	6.0	13	264	4.4			直 *	0.95	4.2	0.96	0.73	
53	0.15	—1.2	6.5	10	156	4.7	—0.0072	0.042	直 *	1.3	8.2	1.7	0.72	×
54	0.18	—2.6	6.5	10	156	4.7		0.042	1:0.5	0.23	1.5	3.2	0.72	×
55	0.07	—6.5	8.0	12	225	10.2					0		1.3	×
56	0.13	0.5	4.0	12	225	4.9	0.0022	0.018	1:0.8	2.3	9.2	1.9	1.2	○
57	0.2	0.3	4.0	12	225	4.9	0.0013	0.018	1:2	1.6	6.4	1.3	1.2	
58	0.14	2.8	3.2	11	188	3.5	0.015	0.017	1:1	3.1	9.9	2.8	1.1	○
59	0.2	0	3.8	11	188	5.8	0	0.02	1:0.5	1.7	6.5	1.1	1.5	○
60	0.06	—3.8	8.0	12	225	8.2			1:2	0.13	1.0	0.12	1.0	×
61	0.14	0.7	8.0	12	225	5.4	0.0031	0.033	1:0.5	1.5	12	2.2	0.68	
62	0.14	2.0	4.0	12	225	4.4	0.009	0.018	1:0.5*	3.0	12	2.7	1.1	
63	0.16	2.5	4.8	12	225	4.4	0.011	0.022	1:0.5	2.8	13.5	3.1	0.92	○
64	0.05	3.3	1.8	5.2*	42.3	2.4	0.078	0.043	1:2	2.2	4.0	1.7	1.3	×
65	0.05*	3.5	2.3	5.5*	42.3	2.2	0.074	0.049	1:0.5	1.8	4.1	1.9	0.96	×
66	小	3.6	1.8	5.2	42.3	1.8	0.085	0.043	1:0.2	1.6	2.9	1.6	1.0	×
67	小 *	5.4	1.5	4.5	31.5	1.5	0.12	0.048	1:0.5	1.3	2.0	1.3	1.0	×
68	0.12	—1.3	5.0	11	188	4.7			1:2.5	0.64	3.2	0.68	0.94	×
69	0.05	1.0	4.2	8.2	105	3.3	0.0095	0.04	1:0.4	0.8	3.4	2.8	0.79	×
70	0.06	1.2	5.0	11	188	4.0	0.0064	0.027	1:0.5*	0.89	4.5	1.1	0.8	×
71	0.16	—1.0	6.8	11	188	5.1			1:0.4	1.2	8.0	1.6	0.75	×
72	0.05	0	5.0	11	188	4.5	0	0.027	1:0.5	0.52	2.6	0.58	0.9	○
73	0.10	—0.7	3.1	7.0	76.5	3.4			1:0.6	0.45	1.4	0.41	1.1	×
74	0.02	1.3	6.5	12	225	3.3	0.0058	0.029	1:1	0.6	3.9	1.2	0.51	×
75	0.06	2.0	6.2	10.1	159	3.1	0.013	0.039	1:2	0.84	5.2	1.3	0.63	○

○：波消工あり ×：消波工なし *：推定値

海岸堤防に関する研究 (11)

表-7 (つづき) 既設海岸堤防のうちあげ高の計算

堤防 No	海底こう配 $\tan\beta$	のり先水深 h	計画波高 H_o	計画周期 T	計画波長 L_o	堤防高 H_c	$\frac{h}{L_o}$	$\frac{H_o}{L_o}$	堤防の のりこう配	$\frac{R}{H_o}$	うちあげ高 R	$\frac{R}{H_o}$	$\frac{H_c}{H_o}$	消波工 の有無
76	0.09	2.5m	6.8m	15.5sec	375m	6.3m	0.0066	0.018	1:2	1.6	11m	1.7	1.93	×
77	0.05 0.14	-4.5	5.8	9.6	142	6.9							1.2	
78	0.1	1.5	5.8	9.6	142	5.9	0.01	0.04	1:1	1.0	5.8	0.98	1.0	×
79	0.04	3.5	3.8	7.5	88	2.9~3.9	0.04	0.043	1:1	2.0	7.6	1.9	0.92	○
80	0.1	1.75	2.8	7.0	76.5	1.3	0.023	0.037	1:0.6	2.6	7.3	5.6	0.46	×
81	0.18	2.5	3.1	7.5	88	5.6	0.028	0.035	1:0.5*	3.5	11	2.0	1.8	○
82	0.14	1.7	3.1	7.5	88	1.9	0.019	0.035	1:0.5	2.6	8.1	4.3	0.61	○
83	0.036	0.4	4.2	12.5	224	4.8	0.0016	0.017	1:1	0.5	2.1	0.44	1.1	×
84	0.045	1.7	4.2	11	188	4.9	0.009	0.022	1:1*	1.1	4.6	0.94	1.2	×
85	0.05*	0	4.1	12.5	244	4.9	0	0.017	1:1	0.65	2.7	0.55	1.2	
86	0.14	1.0	1.6	5.3	43.8	1.8	0.023	0.037	1:1	3.0	4.8	2.7	1.1	
87	0.1	0	4.8	11.6	210	3.5	0	0.023	1:0.5	1.0	4.8	1.4	0.73	○
88	0.16	0	3.3	8.1	102	2.8	0	0.032	1:0.5	1.5	5.0	1.8	0.85	×
89	0.08	1.2	3.4	7.7	92.5	2.8	0.012	0.036	1:0.5	1.2	4.1	1.5	0.82	×
90	0.10	0	4.8	11.6	210	3.5	0	0.023	1:1	1.05	5.0	1.4	0.73	
91	0.03	0.5	2.2	6.0	56	2.5	0.009	0.039	1:0.5*	0.8	1.8	0.72	1.1	
92	0.02	-0.9	5.7	11.6	210	3.75					0	0	0.66	
93	0.033 0.16	-1.3	5.8	12	225	3.3		0.026	直 *	0.73	4.2	1.3	0.57	×
94	0.08 0.35	-3.5	8.6	13.5	234	5.2			直 *				0.6	
95	0.037 0.16	-1.7	8.6	13.5	284	5.2			直 *	0.63	5.4	1.0	0.6	○
96	0.028 0.10	-1.8	8.6	13.5	284	3.7			直 *	0.28	2.4	0.65	0.43	×
97														
98	0.08	-0.6	8.6	12.0	225	5.2			直 *	0.58	5.0	1.0	0.6	×

○: 消波工あり

×: 消波工なし

*: 推定値

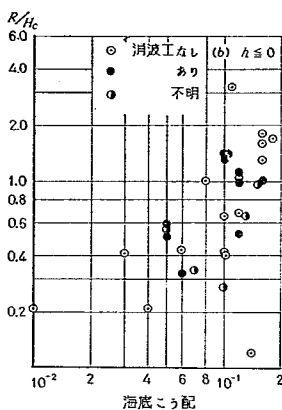


図-35 (b) 計算うちあげ高と堤防高の比

大きい、その程度は比較的小さいので、消波工は設置されていない。

海底こう配が急になると、 R/H_c の値はしだいに大きくなる。とくに、 $1/10$ より急こう配になると、 $1.5 \sim 3.0$ の範囲に大部分の点がちらばっている。極端な場合は5以上の値となっている。この領域では、消波工を設置するケースが非常に多く、堤防高が低すぎるため、背後地が越波による被害を受けたものと推定される。

堤防が汀線より陸側に設置されている場合は、 R/H_c が1以下になるケースが多い。しかし、海底こう配が急な場合は R/H_c が1よりかなり大きくなる場合もみられる。

堤防高をどの程度に止めるか、消波工をおくのが適切であるかの判断は、地形、背後地の条件、経済性などによりきまるので、一般には論じ難い。しかし、堤防高の決め方において、計画潮位+波のうちあげ高という考え方がとられておりながら、海岸堤防の一般的な高さが、うちあげ高より比較的低い水準にあることは恐らく事実であろう。それが消波工の多用にもつながっているものと思われる。

まえがきにものべたように、約10年前に、築造基準が設定された時点におけるうちあげ高の実験値は、正確にうちあげ高を表わしておらず、多少越波しても、堤防が破壊しなければよいという見地から決められてきたように考えられる。築造基準の $1.0 \sim 1.3H$ という堤防高の決め方には、そのような思想が根本にあるので、条件によっては実際上かなりの越波のあることが推定される。その当時は海岸の利用も現在のように進んでおらず、また一般の民衆の要求も波の直接的来襲を防げばよいという程度のものであったこと、急激には堤防高を高くしたく

ないという行政的な配慮なども加わっていたと考えられる。

しかし、近年、堤防自体は破壊せず、越波による背後地の被害が各所に出るに及んで、越波量を考慮して堤防高を決めるという考え方が一般的になってきた。そこで、既設堤防についてどの程度の越波があるのか、主として先に得られた結果を利用して算定してみる。その算定方法は次のとおりである。

- (1) 鉛直堤の無風時の越波量を(1)式から求める。この場合、うちあげ高はのりこう配の影響を考慮して求めることにする。
- (2) h/L_0 が0.01より小さくなると、越波量は(1)式による値より大きくなるので補正が必要である。補正量は海底こう配により異なるので、ここでは、図-36により補正係数を求める。ただし、波形こう配が極端に小さい場合は、0.01よりさらに小さい値から補正を行う。

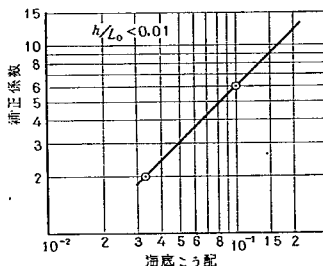


図-36 堤防の設置水深が小さい場合の越波量の補正

- (3) 越波量は風があると増加する。風速による補正は図-30(a)を利用する。 h/L_0 が0.01より小さい場合は、風速の影響は小さい。 h/L_0 が0.01程度では2割増、 h/L_0 が0の場合は補正しない。
- (4) 堤防の断面形状により無風時の越波量は著しく変化するが、有風時の越波量は、断面形状による変化が小さいので、鉛直堤の越波量により代用することにする。以上の方法により越波量を計算した結果を表-8に示す。

この表には消波工の有無が記入されているが、これと越波量の大小とを比較すると、大部分の場合、越波量が大きいつきに消波工が設置されていることがわかる。計算越波量からみて、消波工の有無に問題のある例については*印をつけてある。これを見ると、越波量が少ないのに消波工が設置してある例が3、越波量が多いのに消波工が施工されていないのが1例となっている。越波量の計算法はなお問題が多いと思われるが、以上の結果からみて、一応信頼性はあると考えてよからう。

表-8 既設海岸堤防の越波量計算

海岸堤防 No.	堤防高 H_c	うちあげ高 R	$R-H_c$	$0.015 \times$ $(R-H_c)^2$	$\frac{h}{L_c}$	$\frac{H_o}{L_o}$	海底こう配	補正係数 $a \times b$	越波量 Q	消波工無 有
3	4.7m	11m	6.3m	0.59m ³ /m $\cdot T$	0.0085	0.018	0.08	4.8 $\times$ 1.2	3.4m ³ /m $\cdot T$	○
5	3.5	6.5	3	0.14	0.0021	0.018	0.14	8.5 $\times$ 1	1.2	○
6*	4.0	5.0	1	0.015	0	0.02	0.1	6 $\times$ 1	0.08	○
8	2.5	8.4	5.9	0.56	0.0077	0.019	0.17	10 $\times$ 1.2	6.6	○
9	3.3	5.9	2.6	0.1	0.019	0.023	0.05	1 $\times$ 8	0.8	$\times$ 根
12	2.3	3.5	1.2	0.022	0.007	0.017	0.02	2 $\times$ 1.1	0.048	$\times$
13	3.3	7.6	4.3	0.28	0.031	0.023	0.08	1 $\times$ 5	1.4	○
16	4.1	7.8	3.7	0.21	0.0076	0.02	0.07	4.3 $\times$ 1.2	1.1	○
18	1.6	5.0	3.4	0.17	0.035	0.038	0.08	1 $\times$ 6	1.0	○
21	2.1	5.7	3.6	0.19	0.047	0.043	0.08	1 $\times$ 6	1.1	$\times$ 離
22	1.6	3.0	1.4	0.029	0.061	0.038	0.08			
24	2.0	3.0	1.0	0.015	0.024	0.047	0.06	1 $\times$ 13	0.2	$\times$
25	2.5	4.2	1.7	0.044	0.024	0.038	0.13	1 $\times$ 10	0.44	○
28	1.6	4.2	2.6	0.1	0.047	0.038	0.10	1 $\times$ 7	0.7	○
31	1.3	3.8	2.5	0.094	0.048	0.052	0.10	1 $\times$ 7	0.66	
33	3.5	5.3	1.8	0.049	0.0026	0.033	0.18	11 $\times$ 1.1	0.59	
46	1.5	3.0	1.5	0.034	0.064	0.039	0.07			$\times$
53	4.7	8.2	3.5	0.18	-0.0072	0.042	0.18	11 $\times$ 1	2.0	$\times$ 根
56	4.9	9.2	4.3	0.28	0.0022	0.018	0.2	12 $\times$ 1	3.4	○
57	4.9	6.4	1.5	0.034	0.0013	0.018	0.14	8.5 $\times$ 1	0.29	
58	3.5	9.9	6.4	0.61	0.015	0.017	0.2	1 $\times$ 4.5	2.7	○
59*	5.8	6.5	0.7	0.0074	0	0.02	0.12	7.2 $\times$ 1	0.053	○
61	5.4	12	6.6	0.65	0.0031	0.036	0.14	8.5 $\times$ 1.1	6.1	
64	2.4	4.0	1.6	0.038	0.0078	0.043	0.05	3 $\times$ 1.2	0.14	$\times$
71*	5.1	8.0	2.9	0.13	-0.0053	0.036	0.16	9.5 $\times$ 1	1.2	$\times$
75*	3.9	5.2	1.3	0.025	0.013	0.039	0.06	1 $\times$ 10	0.25	○
76	6.3	11	4.7	0.33	0.0066	0.018	0.09	5.5 $\times$ 1.1	2.0	$\times$ 根
80	1.3	7.3	6.0	0.54	0.023	0.037	0.1	1 $\times$ 4.5	2.4	○
82	1.9	8.1	6.2	0.58	0.019	0.035	0.14	1 $\times$ 4.5	2.6	○
86	1.8	4.8	3.0	0.14	0	0.037	0.14	8.5 $\times$ 1	1.2	
88	2.8	5.0	2.2	0.073	0	0.032	0.16	9.5 $\times$ 1	0.7	○

○：消波工あり $\times$ ：消波工なし 根：根間工あり 離：離岸堤あり a：設置水深による補正係数 b：風による補正係数

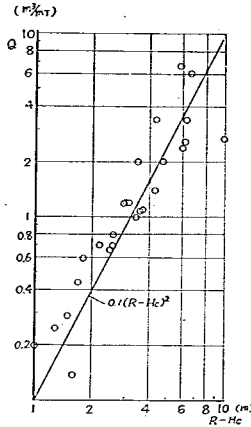


図-37 越波量とうちあげ高との相関 (砕波領域)

(1) 式は砕波領域において成立するので、この条件にあてはまる場合について、 $R-H_c$ と Q との関係を図示すると図-37 のようになる。多少のばらつきはあるが、越波量は $(R-H_c)^2$ に比例し、比例係数は 0.1~0.2 程度の値である。この図から、越波量を $0.3 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{T}$ まで許容すれば、堤防高はうちあげ高より 1.5 m 下げられることがわかる。また、許容値を $1 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{T}$ とすれば 3 m 程度の低下が可能となる。一般にいわれているように、 $0.1 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{T}$ 程度を越波量の許容限界とすると、うちあげ高より堤防高を低くする余地は非常に少なくなることが理解されよう。

9. 結 論

以上、種々の場合について海岸堤防の越波量を実験的にしらべ、その特性を明らかにするとともに、砕波領域については、越波量を定量的に見積る方法を示すことができたと考えられる。得られた主な成果を要約すると次のとおりである。

- (1) 1/30 海底こう配上の無風時の鉛直堤の越波量は図-3で与えられる。砕波点付近に堤防を設置した場合に越波量は最大となる。
- (2) 海底こう配が急なほど越波量は大きい。とくに、砕波領域においてその差が著しい。さらに、最大越波量を生ずる水深は海底こう配が急になるほど浅くなる傾向がある。
- (3) 砕波領域中の鉛直堤防の無風時の単位幅当り、1波当りの越波量は次式で与えられる。

$$Q = \alpha(R-H_c)^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 α : 常数、一般に 0.015 であるが、砕波衝撃圧

が作用する場合にはその値は小さくなり、また、相対水深が 0.01 以下になると大きくなる。後者の場合、その程度は海底こう配が急なほど大きく、量的な見積りには図-36が用いられる。

- (4) 重畳波領域中における鉛直堤の無風時の単位幅当り、1波当りの越波量は次式で与えられる。

$$Q = \beta A \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 β : 常数、一般に、0.08、 A : 堤防上にうちあがる水量 (図-9参照)

- (5) 越波量が最大となるのりこう配は水理条件により異なるが、設置水深の小さい場合は 5 分~1 割程度、設置水深の大きい場合は 2 割程度となる。
- (6) 波返は無風時には効果的であるが、有風時にはほとんど効果はない。ただし、設置水深の小さい場合にはさらに検討の要がある。

- (7) 鉛直堤の越波量は一般に有風時に著しく増加するが、模型風速が 3 m/s 以上になると、それ以上は増加せず飛散距離が大きくなるのみである。風の影響の補正には図-30(a)を用いる。

- (8) 風の影響は設置水深が浅くなるほど小さくなり、 h/L_0 が 0 の場合は、有風時も無風時も越波量にほとんど差はない。

- (9) 砕波帯中傾斜堤の越波量に対する風の影響は小さく、無風時の越波量で有風時の越波量を代表させてよいと思われる。

- (10) 波返をもった傾斜堤の有風時の越波量は、鉛直堤の有風時の越波量で代用させてもよいと思われる。

- (11) 既設海岸堤防のうちあげ高、越波量などを模型実験の結果を用いて計算し、堤防高と比較検討したところ、消波工の有無などの点においてはほぼ妥当な結果が得られた。このことは、上述の実験結果にもとづく越波量の算定法の妥当性を示す一つの例証となろう。

今後の問題点として、波の不規則性の影響が残されているが、この点について目下検討中である。さらに、現地との対比がなお不十分なので、できるだけ現地観測を実施してその相似性を確かめてみたいと考えている。

最後に、越波量の測定と資料整理には、海岸研究室の山下忠技官の助力を得たこと、また、既設堤防の資料収集には松村圭二研究員の手をわずらわしたことを付記し、ここに深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- (1) 石原藤次郎, 岩垣雄一, 三井宏: 海岸堤防の越波防止効果について, 第4回海岸工学講演会講演集 昭32
- (2) 岩垣雄一, 島 昭, 井上雅夫: 波高と潮位が越波と波のうちあげ高におよぼす影響, 第11回海岸工学講演会講演集 昭39
- (3) 岩垣雄一, 土屋義人, 井上雅夫: 海岸堤防の越波に及ぼす風の影響に関する研究(1), (2), 京都大学防災研究所年報(8), (9) 昭40~41
- (4) 合田良美・竹田英章: 不規則波に対する護岸の期待越波流量について, 第15回海岸工学講演会講演集, 昭43
- (5) 高田彰: 海岸堤防の越波の飛散分布について, 第15回海岸工学講演会講演集, 昭43
- (6) 富永正照, 橋本宏, 中村隆: 吉原海岸模型実験報告書, 土木研究所資料No.360, No.369, 昭42~43
- (7) 岩崎敏夫, 沼田淳: 消波工の越波防止効果に関する一実験, 第14回海岸工学講演会講演集, 昭42
- (8) 豊島修, 富永正照, 橋本宏: 海岸堤防に関する研究(8)一波のうちあげ高一土木研究所報告131号, 昭42
- (9) Tadibakhsh, I. and Keller, J. B. : Standing surface waves of finite amplitude, Jour. Fluid Mech. Vol. 8, 1960
- (10) 富永正照, 九津見生哲: 海岸堤防に関する研究(10), 波庄, 土木研究所報告No.142, 昭46
- (11) Shore protection, planning and design, P 185 1966, U. S. Army Coastal Engineering Research Center.
- (12) 細井正延, 三井宏: 碎波点より陸側にある堤防への波のうちあげ高, 第9回海岸工学講演会講演集, 昭37

路面のすべり抵抗と自動車の運動

土木研究所報告 143-1
昭. 47. 9 (1972)

市原 薫

要 旨

発進、走行、制動のおおのの状態における自動車の運動は道路構造と路面のすべり抵抗から解析計算される。これらの計算に当り従来の一般式では実用上不十分な面が多かった。ここでは路面のすべり抵抗の実態を把握した上で新しい計算式を作成し、その計算結果について述べる。主要内容は①新しい制動停止距離の計算方法および一般式との比較、②制動時の直線および曲線区間における偏走の計算、③すべり抵抗と発進可能こう配の計算、④その他ハンドル操作角と横すべりおよび曲線走行抵抗等についても述べる。

キーワード(路面、すべり、自動車の運動、制動停止距離、偏走、発進こう配、曲線抵抗)

山地流域における洪水流出の追跡

土木研究所報告 143-2
昭. 47. 9 (1972)

青木佑久

要 旨

浸透を伴う山地流域での降雨と流出との関係について定性的および定量的な考察を加えた。各章において、

- ① 洪水の流出率とピーク時の流出係数の実態
- ② 洪水時における表面流出の発生
- ③ 雨水の浸透流動に関する基本的実験式
- ④ 代表的な洪水流出計算法の特徴と問題点
- ⑤ 著しい洪水災害をもたらした降雨の特徴

についてその物理的な意味を追跡した。

キーワード(流出率、流出係数、表面流出、中間流出、浸透、浸透流動、洪水流出モデル、洪水災害)

海岸堤防に関する研究 (11)

土木研究所報告 143-3
昭. 47. 9 (1972)

— 越 波 量 —

富永正照, 佐久間 義

要 旨

海岸堤防の高さをきめる設計資料をうるために、越波量について広範な実験的研究を実施した。1/30海底こう配上に種々の堤防を設置して越波量を測定し、まず、鉛直堤の無風時の越波量を量的に掴むとともに、これをもとにして、のりこう配の影響、波返の効果、風の影響などを明らかにした。さらに、波のうちあげ高と越波量との相関をしらべ、この関係を利用して、砕波領域に設置された堤防の越波量の算定法を示した。また、既設海岸堤防の越波量を上述の算定法により計算したところ、消波工の有無と計算越波量の大小との関係がよく一致し、この計算法の現地への適用性がある程検証された。

キーワード(海岸堤防、越波量、のりこう配、波返、風、砕波領域、うちあげ高、消波工)

Vehicle movement and skidding Resistance on Road Surfaces

Kaoru Ichihara

Synopsis:

Vehicle movements under states of starting, driving and braking are analyzed and calculated using geometric design parameters and skid resistance of roads.

This paper reports ①New calculating method of brake stopping distance and its comparison with the usual formula. ②Calculations of vehicle deviation when brakes are used on straight and curved roads. ③Relations between skid resistance and startable gradient. ④Relations between steering angle and sideways slip, rolling resistance and curveture.

Key words (road surface, skidding, vehicle movement, stopping distance, deviation, startable gradient, rolling resistance of curve)

Physical Studies on Storm Runoff in Mountainous Watersheds

Sukehisa Aoki

Synopsis:

The author discusses about the physical relations between storm rainfall and runoff, as follows:-

- i) physical meanings of runoff coefficients in the rational formula and storm runoff ratios,
- ii) the factors affecting the appearance of surface flow on mountainous slopes,
- iii) the proposal of basic formulae on the time variation of infiltration and on the vertical percolation through unsaturated porous layers,
- iv) advantages and disadvantages in flood runoff models, and,
- v) some criteria of occurrence of serious flood disasters.

Key words (runoff ratio, runoff coefficient, surface runoff, subsurface runoff, infiltration, percolation, flood runoff model, flood disaster)

Wave overtopping on coastal dikes

Masateru Tominaga
Noboru Sakuma

Synopsis:

Wave overtopping volume of the existing coastal dikes were calculated by use of the method, and it was found that wave absorber works are almost set in front of dikes when the volume of wave overtopping is large. This result may be considered as one of the verification that the method will be applicable in the practical fields.

Key words (coastal dikes, wave overtopping, front slope, prapet walls, wind, breaker zone, wave run-up, wave absorber works)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 143, September 1972

CONTENTS

1. Kaoru Ichihara
Vehicle movement and skidding Resistance on Road Surfaces.....(1)
2. Sukehisa Aoki
Physical Studies on Storm Runoff in Mountainous Watersheds(27)
3. Masateru Tominaga and Noboru Sakuma
Wave overtopping on coastal dikes.....(59)