

河岸の侵食機構に関する研究

京都大学防災研究所 正員 村本嘉雄 正員 藤田裕一郎
京都大学大学院 学生員 宮坂裕文

1. まえがき： 流路変動過程の支配要因の1つに、河岸侵食現象があり、本研究は、この機構を明確にして河岸侵食量を予測することを目的とするものであって、ここでは、従来実験されていない掃流力の大きい条件下における側岸侵食量、ついで、曲線点の多く残されている河岸の崩落条件、および、小規模河床形態形成時の側岸に働く有効掃流力の3点について、それぞれ実験を行い、検討と考察を加える。

表-1 測定結果

Run	T	x (m)	Q (l/s)	B (cm)	h (cm)	$U_{10^{-3}}$	U_{10} (cm/s)	U/U_{10}	η (cm/s)
010	1' 01"	1-6	2.13	33.8	1.11	13.0	3.65	16.1	0.0145
020	36' 16"	1-6	1.86	40.1	1.01	14.1	3.58	13.6	0.0122
030	52' 20"	1-6	2.60	49.3	1.13	14.4	3.57	17.3	0.0175
040	94' 20"	1-6	1.96	60.8	0.55	12.8	2.66	21.9	0.0151
100		1-6	6.24	43.3	4.95	10.4	5.99	6.0	
111	7' 41"	1-3	6.16	51.8	2.22	11.3	4.47	18.6	0.133
112	7' 41"	3.5-6	6.16	54.0	2.44	14.6	5.49	9.9	0.0922
121	20' 49"	1-3	5.92	63.2	1.87	14.7	5.02	10.3	0.0490
122	20' 49"	3.5-6	5.92	64.4	1.85	16.0	5.16	9.7	0.0698
131	33' 48"	1-3	6.14	73.7	1.49	15.4	4.69	12.9	0.0416
132	33' 48"	3.5-6	6.14	85.7	2.00	11.5	4.54	8.4	0.0420
210	5' 10"	2-6	5.89	53.1	2.63	21.3	6.97	7.3	0.109
220	12' 15"	2-6	5.85	61.5	1.52	38.3	7.21	11.2	0.0714
310	5' 35"	1-7	6.11	55.5	1.99	30.4	7.87	7.0	0.231
350	11' 56"	1-7	4.38	65.6	1.41	25.6	5.77	8.9	0.0911
411	5' 22"	1-3.5	3.46	33.5	2.69	3.58	2.66	16.0	
412	5' 22"	4-7	3.46	33.0	3.36	1.10	1.66	19.0	
421	71' 00"	1-3.5	3.42	57.6	2.63	4.64	3.28	7.1	0.0115
422	71' 00"	4-7	3.42	50.1	3.14	2.26	2.44	9.2	0.00466

2. 高掃流力時の河岸侵食量： 実験は、ジャッキで所定の値に設定した長さ10m幅107cmの鋼製の水路内に、珪砂($d_m=0.221mm$)を敷き、水路中心線に沿って切った台形断面の直線溝に通水して行った。実験の水理量は、停水直前に、流路幅と水位を、停水後に、河床高を測定して算定し、側岸侵食量は、流下方向に50cmごとの横断面の経時変化を精測して求めた。これらの結果を一括して表1に掲げる。図1はこれらの河岸侵食量を藤田の侵食量式および従来の実験結果と比較したものであって、本実験値は、意図したように、従来の実験値と右曲がりに接合しながらそれらの存在しない掃流力の大きい範囲にあるが、従来の平均的傾向を示す $\alpha=0.4$ の式の傾向よりもう少し垂直になっていて、 $\alpha=1.4$ が今回の実験値に適合することがわかる。 α のこの増加は本実験では流水抵抗が小さいことに対応した結果と考えられる。

3. 崩落条件の検討： 崩落条件を把握するために、これまでの方法に従って、図2のような実験装置を作成し、図3に示したような数値を計測して表2の結果を得た。崩落の高さ h_b と幅 b_b との関係は、図4に示すとおりであって、この程度の範囲では粒径によらず、両者の関係はほぼ同一の直線で表され、つぎの回帰式が得られた。

$$b_b = 0.8 h_b \quad (1)$$

さて、オーバーハング部のつけ根にクラックが入り、それが転落するという崩落過程の観察結果から考えると、そこではせん断破壊よりも、引張破壊が生じているものと判断されるので、見かけの粘着力が向けき水の不飽和度に対応して崩落域内部で鉛直上方に直線的に増加すると仮定すれば、モーメントのつり合いから

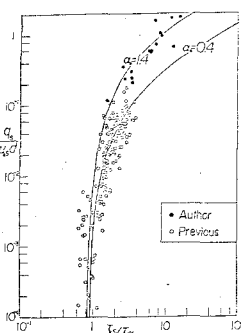


図1 側岸侵食量の検討

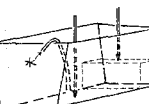


図2 実験装置

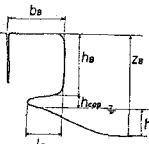


図3 測定量

表-2 測定結果

d_m (cm)	b_b (cm)	h_b (cm)	z_b (cm)	h (cm)
0.0221	3.3	4.0	8.99	1.90
0.0221	4.3	4.0	8.00	2.33
0.0221	3.0	2.5	6.26	2.56
0.0221	1.5	2.0	5.38	3.20
0.0221	1.5	2.0	5.33	3.37
0.0221	1.5	2.0	5.33	3.41
0.0221	1.5	2.0	4.85	2.87
0.0221	8.0	17.0	17.88	5.07
0.0219	1.0	1.5	5.60	4.37
0.0219	3.5	3.5	9.26	5.70
0.0219	6.5	7.0	16.40	8.51
0.0218	6.0	6.5	16.40	9.20
0.0218	3.5	4.0	16.40	11.88
0.0219	2.5	2.0	16.40	12.97
0.0218	4.5	4.0	16.40	13.08
0.0218	2.0	3.0	16.40	13.59
0.0218	1.5	2.0	16.40	14.56
0.0218	1.0	1.0	16.40	15.32
0.0967	3.0	3.0	5.94	2.16
0.0967	4.0	4.0	10.29	3.81

MURAMOTO YOSHIO, FUJITA YUICHIRO, MIYASAKA HIROFUMI

求められる崩落条件は、次式となる。

$$b_b = \sqrt{2\alpha p a r / 3g\rho\{\lambda(1-\alpha p h_0) + (1-\lambda)\sigma\}} \quad (2)$$

ここに、 λ : 向けき率、 α : 飽和度の減少率、 ρ : 係数、 σ , P : 砂水の比重
上式は、側岸の見かけの密度の変化に因する h_0 を根号内に含むが、この程度の h_0 では向けき木の飽和度の変化は、ほとんど無視できるので係数 α は小さく (1) 式と (2) 式とは対応しているものと判断される。

4. 小規模河床形態形成時の河岸侵食量: 小規模河床形態、とくに dune や ripple が形成されると、形状抵抗が増大するために、河床・河岸を通じて河床上の砂粒に働く平均の掃流力は減少する。河岸侵食の場合、河床波の形成によって河岸に流量が集中するなど、掃流力分布が変化するので、その予測を河床流砂の場合と同様の有効掃流力のみで行うことはできない。この点について検討するために、

最初に、dune 河床が形成された実験で右岸側半断面の流速分布の計測を行い、図-5 のような結果を得た。この図では、中央と側岸付近に流速の早いところが見られ、 $y=65\text{cm}$ では遅くなっている。河床波の影響によって、側岸付近でも掃流力が増加することになるが、

がわいする。つぎに、河床波 1 波長における全損失を形状損失と表面損失とに分離するために、図-6 のようなモデルを考え、形状損失は急流によるものとし、摩擦損失は A' から P の l_p 長の間に平均的に τ_p が働くことと仮定すると、この全損失 h_L は図中の記号を用いて次式で表される。

$$h_p \rho g h_L = \frac{\rho}{2} h_p U_p^2 - \frac{\rho}{2} h_c U_c^2 + \tau_p l_p \quad (3)$$

さらに、 $h_c = h_p + \delta$, $U_p/U_c = 6.0 + 5.75 \log_{10}(h_p/\delta)$, $\bar{h} = (h_p + h_c)/2$, $l_p = \lambda/2$, $\lambda = 65\bar{h}$ と仮定すると、 I_e および $\bar{h}$ の実測値を用いて、(3) 式から h_p が求められる。 U_p あるいは τ_p が次式から求められる。

$$U_p = \frac{2}{\rho} \left[h_p \rho g (6.0 + 5.75 \log_{10}(h_p/\delta)) \right] \quad (4)$$

ついで、 U_p の分布状況の補正係数 ε を導入すると、側岸の摩擦速度は、次式となる。

$$U_{*s} = \varepsilon U_{*p} \quad (5)$$

ε は上述の実験結果を参照して、 $\varepsilon=1$ としておく。このとき U_{*s} の作用時間は河床波の峰の通過時のみと考えられるので、河岸侵食量は算定値を λ とする必要がある。この方法を従来の実験値によって検討すると、図-7 のようであって、藤田の実験値は散在するものの、その中心は河床波の発生しない場合と同様の傾向にある。しかし、全体に実験者ごとに分離する傾向がある。これは、個々の実験において河床波の発達程度が異なることによっているためと考えられ、それに応じて ε を変化させる必要があろう。

5. あとがき: 今後、 ε 等について考察を加え、 α_* が実験条件によって影響されないような河岸侵食式の確立に努力したい。

《参考文献》 1 藤田裕一郎: 京都大学防災研年報、22-B、1979

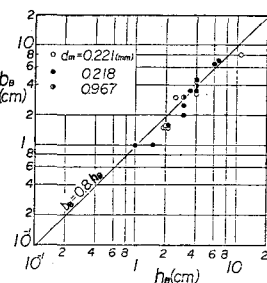


図-4 崩落幅と崩落高さの関係

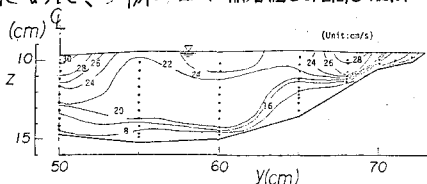


図-5 流速分布 (・は観測地点)

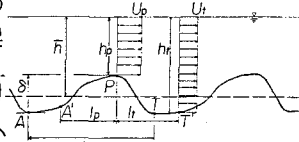


図-6 モデル図

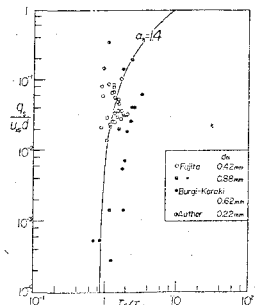


図-7 側岸侵食量に関する検討