

洪水時の河床洗掘について

岐阜大学工学部 河村 三郎

緒言 洪水時における河床洗掘の深さの推定は護岸の根入れ深さ、床固めの基礎の深さ等の決定に際して考慮すべき重要な問題である。とくに縮流部分、たとえば不透水制や橋台、橋脚部分における洪水時洗掘水深は非常に大きくなるので注意する必要がある。本研究では障害物のない流砂河川と橋脚部での最大洗掘水深を取り扱っており、洗掘水深を求めようとしている断面のみの資料から問題を処理せず、その断面の上流部分の資料を使用して解析を行なった。最大洪水時には近似的に動的平衡の状態にあると仮定できるからすでに発表した長い縮流部における平衡洗掘水深に関する解析結果¹⁾を適用して研究した。

従来の研究 T. Blench²⁾³⁾ は橋脚部などの局所洗掘は単位幅流量の $2/3$ 乗に比例することを示しており、また R. Khosla⁴⁾ らは Lacey の Regime 式を使用して次式を得た。

$$h_2 = 0.9 \left(\frac{q_2^2}{f} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (1) \text{ (ft単位)}$$

ここに h_2 は橋脚部の平衡水深である。

f = Lacey の Silt factor. 土砂粒径

D (mm) とすると Silt factor は

$$f = 1.76 \sqrt{D} \dots\dots\dots (2)$$

単位幅流量 q_2 は洪水流量を Q_f とすると

$$q_2 = Q_f / B_2 \dots\dots\dots (3)$$

を h_{2m} とすると

$$h_{2m} = K h_2 = 0.9 K \left(\frac{q_2^2}{f} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (4) \text{ (ft単位)}$$

ここに K は橋脚部の形状係数である。M. Ahmad⁵⁾ は次元解析から (5) 式を得た。 (5) 式における

$$h_{2m} = K_{\max} q_2^{2/3} \dots\dots\dots (5)$$

$K_{\max}$ は水制角度、流れの角度、水流の集中度により決

まるある常数、C. R. Neill⁶⁾ は Beaver 河 (カナダ)

の洪水時最大水深の推定に (6a) 式を使用し、Echo-Sounder による実測値と比較して (6a) 式が非常によい結果を与えることを示した。ただし (6a) 式の 1.3 倍を最大水深とした。

$$h_2 = 0.9 q_2^{2/3} \dots\dots\dots (6a), \quad \text{メートル単位では } h_2 = 1.34 q_2^{2/3} \dots\dots\dots (6b)$$

前述のごとく $h_{2m} \propto q_2^{2/3}$ として表現できるが $K_{\max}$ は従来経験的に使用されてきたものであって、その内容は明らかにされていない。

動的平衡理論の適用 洪水のピーク時における河床洗掘を動的平衡の状態にあると仮定して、長い縮流部の平衡洗掘水深に関する解析結果を使用する。掃流力が限界掃流力より非常に大きい場合の動的平衡水深は次式で与えられる。(なお以下の式はすべて meter-sec 単位で表示されている)

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (7)$$

ここに B_1 = 断面 1 における河川幅, B_2 = 断面 2 における河川幅, Manning 式を使用すると u_1 は近似的に

$$u_1 = \frac{1}{n_1} h_1^{\frac{2}{3}} S_1^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (8)$$

ここに n = Manning の粗度係数, S = エネルギー勾配, $B_1 = Q_1 / h_1 u_1 \dots\dots\dots (9)$
 (3), (8), (9) 式を (7) 式に代入して

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{n_1}{h_1^{\frac{2}{3}} S_1^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{2}} q_2^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (10)$$

さらに,

$$h_2 = C_{S1} q_2^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (11)$$

ここに C_{S1} は

$$C_{S1} = \left(\frac{n_1}{h_1^{\frac{2}{3}} S_1^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (12)$$

一般に最大水深 h_{2m} と平衡平均水深 h_2 の比は

$$h_{2m} / h_2 = C_r \dots\dots\dots (13)$$

したがって動的平衡理論の適用によって得られる最大水深, h_{2m} は

$$h_{2m} = C_r C_{S1} q_2^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (14)$$

(12) 式における粗度係数は一般に次式で表現できる。

$$n_1 = C_n D_1^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (15)$$

(15) 式を (12) 式に代入すれば,

$$C_{S1} = \left(\frac{C_n^2}{S_1} \right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{D_1}{h_1} \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (16)$$

C_n の値として一般的な値, $C_n = 1/7.66\sqrt{g}$ = 0.0417 を使用すると

$$C_{S1} = 0.120 S_1^{\frac{3}{2}} (D_1/h_1)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (17)$$

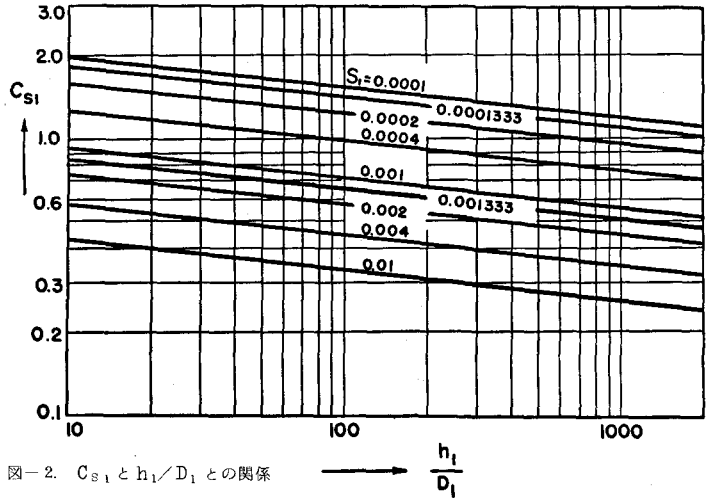


図-2. C_{S1} と h_1/D_1 との関係

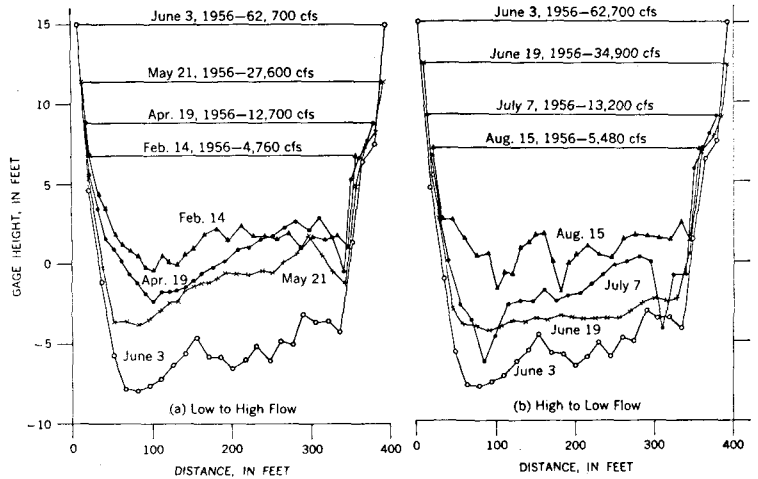


図-3. コロラド河 Lees Ferry 地点における河床変動

S_1 をパラメーターにとり (17) 式の関係を示したのが図-2である。 C_r の値は H.K. Liu⁷⁾ らの水制に関する多数の実験資料から計算すると $C_r = 1.01 \sim 1.74$ であり, 平均値は $C_r = 1.10$ である。 A.R.B. Eggecombe⁸⁾ や K. Arunachalam⁸⁾ はインドにおける 17 個所の鉄道橋の橋脚部の測定から $C_r = 1.73 \sim 2.59$, 平均値は 2.0であることを示した。 W. H. R. Nimmo⁸⁾ は $C_r = 1.273$ を使用している。 G. Lacey⁸⁾ は湾曲流路にある橋脚部の値として, $C_r = 1.5$ を使用している。 Popovitch⁸⁾ は流路湾曲部の曲率半径を R_c とするとき C_r は $C_r =$

$f(B/R_0)$ で表現できることを示し、 B/R_0 の小さな値に対しては $C_r=1.5$ 、 B/R_0 の大きい値に対しては $C_r=2.0$ であることを示した。P. Andru⁹⁾ は水制部の C_r の値として砂質河川の資料と模型実験の資料から $C_r=1.8$ を得ている。C.C.Inglis¹⁰⁾ は C_r の値としてつぎのような値をとることを提案している。(a) 橋梁下流部の最大洗堀水深、 $C_r=4.0$ ；(b) 橋梁部分における最大洗堀水深、 $C_r=2.0$ ；(c) 上向き水制（先端が急な傾斜）、 $C_r=3.8$ ；(d) 上向き水制（先端がゆるやかな傾斜）、 $C_r=2.25$ ；(e) 横堤等で先端に大きい半径の円弧をもつもの、 $C_r=2.75$ ；(f) 河道に沿う水制、 $C_r=1.7\sim 3.8$ 。図-1より洗堀水深 h_s は

$$h_s = h_{2m} - h_{1m} = C_r C_{s1} (q_2^{3/2} - q_1^{3/2}) \quad \dots\dots\dots (18)$$

洪水前の平均河床面からの低下量 Z_{1s} と Z_{2s} はそれぞれ

$$Z_{1s} = h_{1m} - (h_{1r} + h_{1b}) \quad \dots\dots\dots (19), \quad Z_{2s} = h_{2m} - (h_{2r} + h_{2b}) \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここに h_b = 洪水前の水深、 h_r = 洪水による水位上昇高。

洪水時における河床変動の実測例 縮流部や湾曲部のない流路の洪水時河床洗堀の観測は黄河¹¹⁾、コロラド河の Yuma 地点¹²⁾ および Lees Ferry 地点¹³⁾ 等でなされてきた。1例としてコロラド河の Lees Ferry 地点における洪水時水位と下降時の河床洗堀と堆積の状態を図-3に示す。一方、橋脚部分での洪水時洗堀の観測は Rio Grande 河、¹²⁾ 利根川、¹⁴⁾ Beaver 河（カナダ）の Beaver Crossing 橋、⁶⁾ と La Corey 橋⁶⁾ Ravi 河、（西パキスタン）の Shahdara 鉄道橋、¹⁵⁾ Jhelum 橋¹⁵⁾ Shahdara 橋¹⁵⁾ において行なわれた。なお利根川における観測はラジオ・アイソトープ（⁶⁶C。と¹³⁷Cs）による測定であり、Beaver Crossing 橋と La Corey 橋での観測は Echo-Sounder による測定である。Rio Grande 河の San Marcial 地点における河床変動を図-4に示す。

1961年6月に利根川で行なわれた洪水時の水位と河床洗堀量と洪水の減水時における埋戻し現象の観測結果を図-5に示す。Echo-Sounder による Beaver Crossing 橋と La Corey 橋での観測結果を図-6、図-7に示す。水制や湾曲のない流砂河川の資料として黄河とコロラド河の実測値を使用して h_{2m} と $q_{2w} = Q_f/B_{2w}$ の関係をプロットすると図-8のごとくである。ここに B_{2w} は水面幅である。 h_{2m} と $q_2 = Q_f/B_2$ の関係を示すと図-9のごとくである。図-8、図-9は(14)式が成立することを示している。

洪水時最大水深の計算式 C_r の値は河川幅として水面幅をとるときは $C_{rw}=1.56$ でありまた有効河川幅をとるときは $C_r=1.10$ である。したがって水制や橋脚等のない河川の洪水時最大水深は(21a)

$$h_{2m} = 1.56 C_{s1} q_{2w}^{3/2} \quad \dots\dots\dots (21a)$$

$$h_{2m} = 1.7 q_{2w}^{3/2} \quad \dots\dots\dots (21b)$$

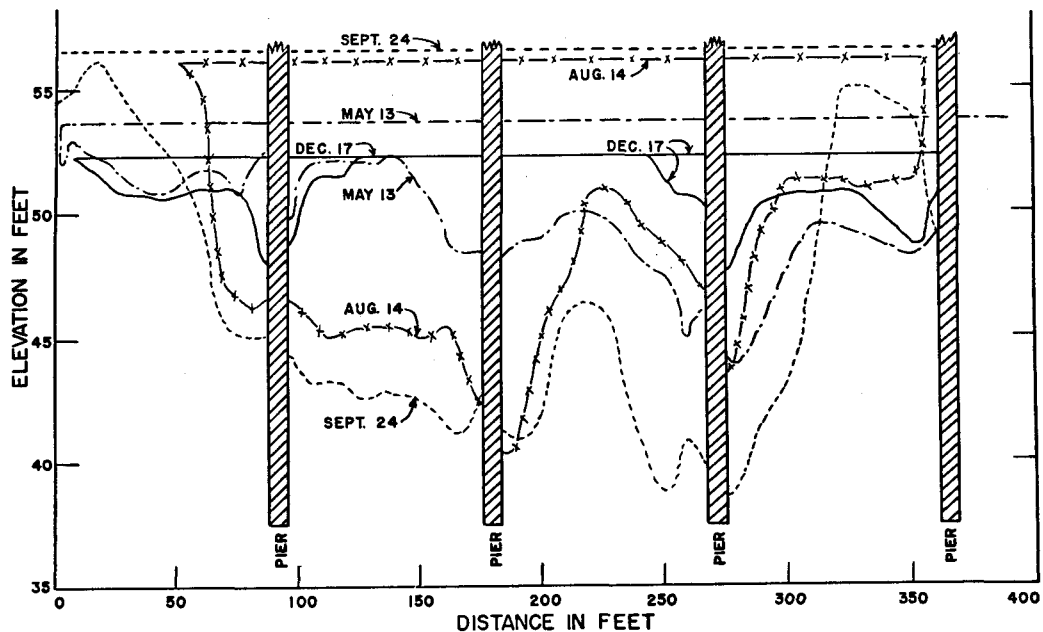
$$h_{2m} = 1.10 C_{s1} q_2^{3/2} \quad \dots\dots\dots (22a)$$

$$h_{2m} = 1.4 q_2^{3/2} \quad \dots\dots\dots (22b)$$

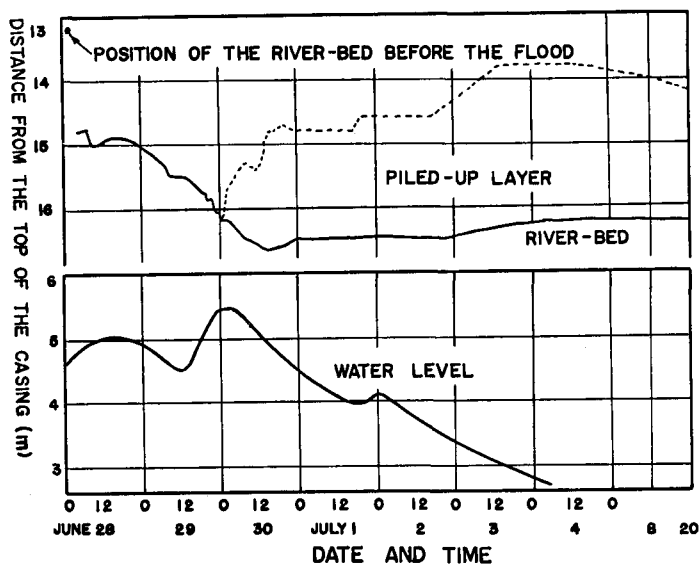
$$h_{2m} = 1.8 C_{s1} q_2^{3/2} \quad \dots\dots\dots (23a)$$

$$h_{2m} = 2.1 q_2^{3/2} \quad \dots\dots\dots (23b)$$

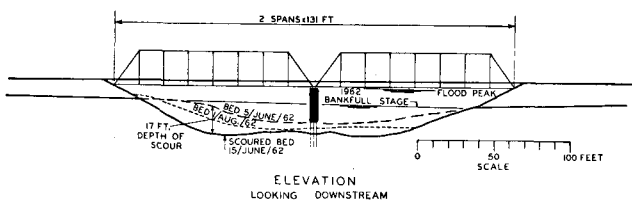
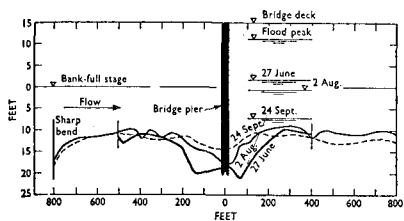
式となる。 $C_{rw} C_{s1}$ の実測値は 1.7 であるから (21b) 式のごとくになる。有効幅についての q_2 を使用すると (22a) 式が得られる。 $C_{s1} C_r$ の実測値は $C_r C_{s1}=1.4$ であるから (22b) 式となる。Beaver Crossing 橋、La Corey 橋、Shahdara 鉄道橋、西パキスタンの諸橋梁の実測値から $C_r=1.8$ が得られた。したがって橋脚部の最大水深は (23a) 式となる。 $C_r C_{s1}$ の実測値は $C_r C_{s1}=2.1$ であるから (23b) 式となる。



図一四. Rio Grande 河 San Marcial 地点における河床変動



図一五. 利根川, 栗橋における洪水時河床変動



図一六. Beaver 橋における洪水時河床変動

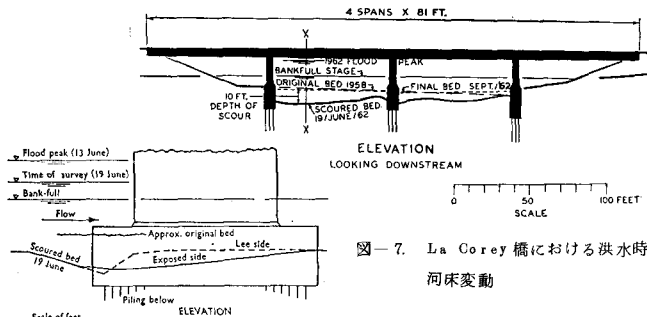
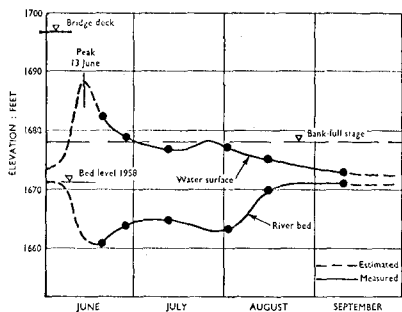


図-7. La Corey 橋における洪水時河床変動

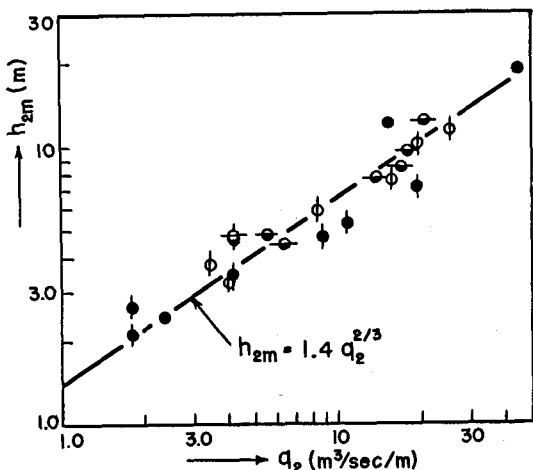


図-9. 最大水深と単位幅流量との関係

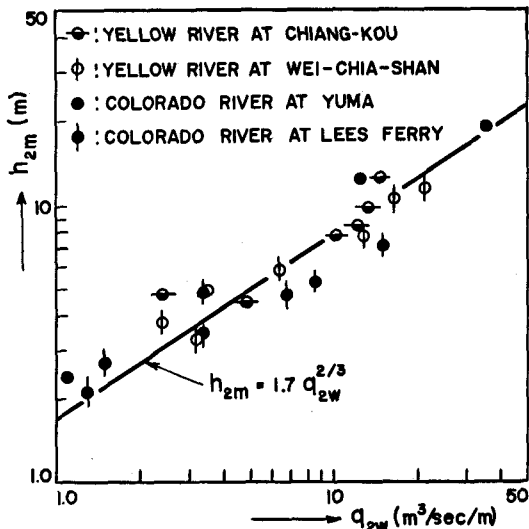
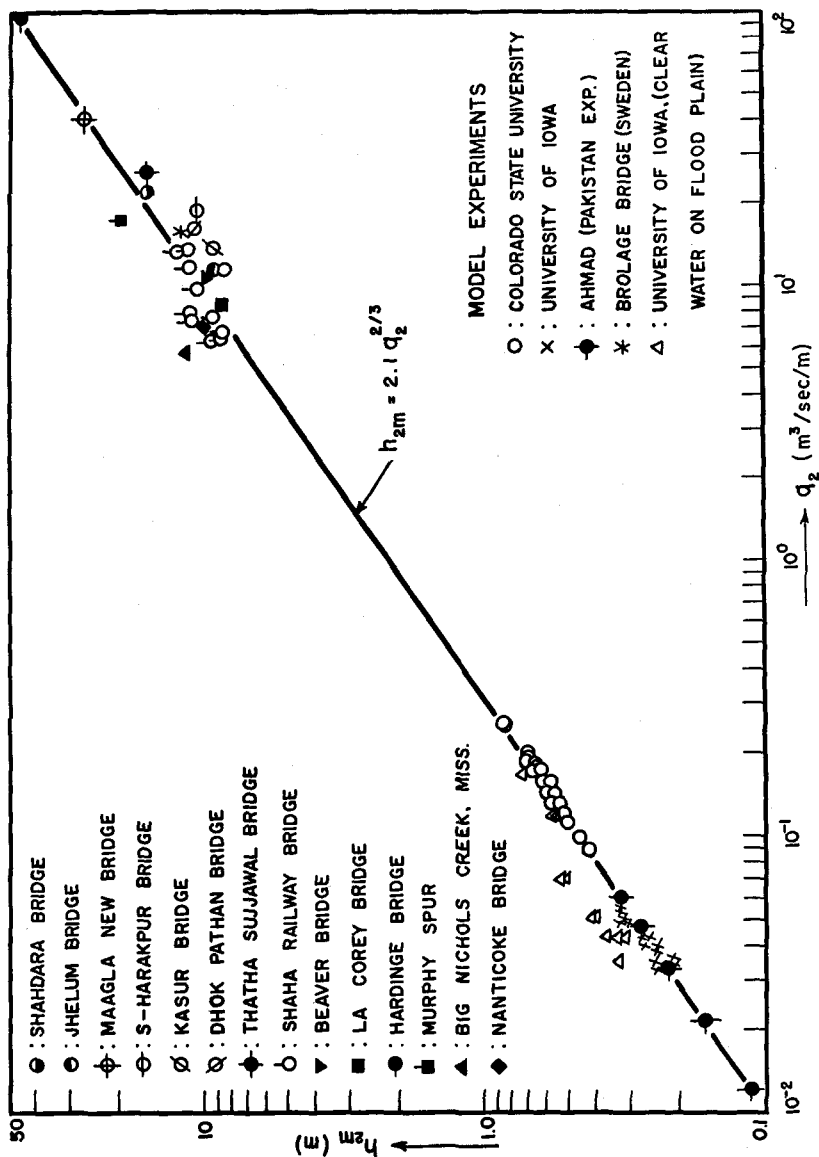


図-8. 最大水深と単位水面幅流量との関係

h_{2m} と q_2 の関係と実測値が図-10 に示されている。図中には模型実験から得られた結果¹⁶⁾や Hardinge 橋などの実測値¹⁶⁾ も記入されている。

参 考 文 献

- 1) Komura, S.: Equilibrium Depth of Scour in Long Constrictions, Proc. ASCE, Vol. 92, HY5, Proc. Paper 4898, Sept., 1966, pp. 17-37.
- 2) Blench, T.: Regime Behaviour of Canals and Rivers, Butterworths Scientific Publications, London, 1957, 138pp.
- 3) Blench, T.: Mobile Bed Fluviology, University of Alberta Bookstore, Alberta, Canada, 1966.
- 4) Khosla, R., Bahadur, A. N., Bose, N. K., and Taylor, E. M.: Design of Weirs on Permeable Foundations, Central Board of Irrigation, India, Publication No. 12, Sept., 1936, p. 131.
- 5) Ahmad, M.: Experiments on Design and Behavior of Spur Dikes, Proc. Minnesota International Hydraulics Convention, 1953, Univ. of Minn., Minneapolis, Minn.
- 6) Neill, C. R.: Measurements of Bridge Scour and Bed Changes in a Flooding Sand Bed River, Proc. of the Institution of Civil Engineers, Vol. 30, Paper No. 6775, Feb., 1965, pp. 415-436.
- 7) Liu, H. K., Chang, F. M., and Skinner, M. M.: Effect of Bridge Construction on Scour and Backwater, CER60HKL22, Civil Engineering Section, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado, Feb., 1961, 118pp.
- 8) Discussion on "Measurements of Bridge Scour and Bed Changes in a Flooding Sand-Bed River," by C. R. Neill, Proc. of the Institution of civil Engineers, Vol. 36, Feb., 1967, pp. 397-421.
- 9) Andru, P.: Scour at Obstructions in Non-Cohesive Beds, Thesis for M. S., Univ. of Alberta, 1956.
- 10) Inglis, C. C.: The Behaviour and Control of Rivers and Canals, Res. Publ., Central Bd. Irrig. India, No. 13, 1949.
- 11) Freeman, J. R., Flood Problems in China, Trans. ASCE, Vol. 85, 1922, p. 1436.
- 12) Lane, E. W., and Borland, W.M.: River-Bed Scour During Floods, Proc. ASCE, Vol. 79, Separate No. 254, August, 1953, p.13.



図一10. 橋脚部における最大水深と単位幅流量との関係

- 13) Leopold, L. B., Wolman, M. G., and Miller, J. P.: Fluvial Processes in Geomorphology, W. H. Freeman and Company, San Francisco, 1964, pp. 228-229.
- 14) Ariizumi, A., and Kondo, O.: Measurement of Riverbed Variations During a Flood, Proc. of a Symposium on the Application of Radioisotopes in Hydrology, International Atomic Energy Agency, Vienna, 1963, pp. 237-253.
- 15) Ahmad, M.: Discussion of "Scour at Bridge Crossings, Proc. ASCE, HY9, Nov., 1960, pp. 149-150.
- 16) 岩垣雄一, 米国における土砂水理学の現況, 京都大学防災研究所年報, 第2号, 昭和33年12月 p. 159.