

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3225号



土木研究所資料

治水上から見た橋脚問題に関する検討

平成5年11月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1993) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

治水上から見た橋脚問題に関する検討

河川研究室 室 長 宇 多 高 明

主任研究員 高 橋 晃

伊 藤 克 雄

要 旨

本報告書は、橋脚に関する水理的諸問題、および近年における橋脚の大規模化等に伴って生じつつある新たな問題に対応するための基本的な考え方や、事例等について全般的にとりまとめたものである。

キーワード：橋脚，局所流，局所洗掘，近接橋，流木

は じ め に

許可工作物として設置される橋の許可の一般的基準については、既に河川管理施設等構造令第60条～第67条に規定されている。しかし、近年は高規格道路や車線数の多い道路が計画され、橋脚長が長くまた広い橋、土地利用の制約から橋軸の方向が堤防法線と斜交する橋、橋のデザインや景観上から従来形状と大きく変わった橋脚、あるいは既設橋の近くに新たな橋が計画されるなど、既往の考え方では整理できない事例が多く見られるようになった。そして、このような新しい問題に対する河川管理者の対応が求められている。本報告書は、これらの新しい問題に対応し得るよう、河川に設置される橋脚の設計上の留意点についてとりまとめたものである。

目 次

はじめに

第1章 橋脚に関する治水上の諸問題	1
1. 1 橋脚に関する水理的諸問題	1
1. 2 河川管理施設等構造令での橋脚の取り扱い	1
第2章 橋脚周辺の流れと水位上昇	4
2. 1 橋脚周辺の流れ	4
2. 2 橋脚に作用する流体力	4
2. 3 橋脚による水位せき上げ量	7
第3章 橋脚による局所洗掘とその範囲	13
3. 1 橋脚周辺の局所洗掘とその機構	13
3. 2 橋脚による局所洗掘の分類	13
3. 3 局所洗掘深の推定式とその精度の評価	13
3. 4 局所洗掘深を規定する要因と次元解析	18
3. 5 円柱型橋脚の局所洗掘深の評価	22
3. 6 橋脚形状と局所洗掘深の関係	28
3. 7 局所洗掘範囲の評価	33
第4章 橋脚周りの局所洗掘の防止と補強工法	38
4. 1 局所洗掘防止工の工種	38
4. 2 局所洗掘防止工の設計	39
4. 2. 1 捨石、異形コンクリートブロックの移動限界流速	39
4. 2. 2 局所洗掘防止工の敷設範囲とその厚さ	46
4. 2. 3 吸い出し防止工法	47
4. 3 橋脚の補強工法	47
第5章 橋脚が河道および河川構造物へ及ぼす影響	51
5. 1 近接橋脚が河道に及ぼす影響	51
5. 2 河道形状と橋脚周辺の局所洗掘	58
5. 3 橋脚が下流河床、河岸および河川構造物へ及ぼす影響	63

5. 4	橋脚・橋桁への流木の集積と流水障害	65
5. 5	橋脚設置に伴う護岸等の補強対策	67
第6章 橋脚設置に当たりのチェック項目と検討の流れ		71
6. 1	河道および水理特性に関する検討項目	71
6. 2	橋脚設置に際しての水理的検討の手順	72
あとがき		75
参考文献		76

第1章 橋脚に関する治水上の諸問題

1. 1 橋脚に関する水理的諸問題

橋脚を設計施工する場合、水理的な面から検討を必要とする事項は、橋脚に作用する流れの力、橋脚上流の水位のせき上げ、橋脚周辺に生じる局所洗掘等がある。これらのうち河川の計画や維持管理等の面からは、河道の平面形状に対して影響の少ない橋脚の方向や配置形状、流下能力、橋脚が河岸および下流河床や流向に及ぼす影響などの問題がある。さらに既設橋脚の補強あるいは洗掘防止のための工法、河川構造物等（護岸、堰、床止め、分流）に及ぼす影響などの問題がある。

すなわち河川管理の面からは、橋脚の設置によって下流側において新たな水衝部が発生したり、既水衝部位置の変化につながる問題も生じる。特に河道の湾曲部では、橋脚の配置とともに、橋脚軸方向の設定も重要となる。さらに将来の計画河道における低水路法線と橋脚の相互位置の問題に関する配慮も必要である。また、近年は高規格道路の建設や景観上の配慮への問題、斜角の大きい橋、橋脚の大規模化などによって、河川水理に及ぼす影響も多種多様となっている。

一方、流域の開発による流量規模の増大や河床低下等によって、橋脚の設計条件が変化して根入れ不足となるなど、既設橋脚の補強や洗掘防止対策が必要とされる場合も出てきた。写真－1.1～1.2は、橋脚周りの局所洗掘に伴う根入れ不足による被災事例を示したものである。よって、このような災害を防止する上からも洗掘深と洗掘範囲の合理的な予測法や対策工法を明確にする必要がある。

橋脚が河川構造物に及ぼす影響としては、既設の低水護岸あるいは高水護岸への影響、堰や床止め近傍（特に直上流）では護床工や高水敷保護工、取水施設等への影響などがある。また、河川の分流点付近では、分流量や分流施設に影響を及ぼす場合も考えられる。

1. 2 河川管理施設等構造令での橋脚の取り扱い

河川管理施設等構造令¹⁾において、橋とは道路、鉄道、水道およびガス管等が河川と交差する場合において、河川を横過するもの（河底を横過するものを除く）をいうほか、河川区域内の水路を横過するもの、および工作物の管理橋を含む。

高架道路や高架鉄道が小河川を横過する場合、その横過部分が他の部分と同じ構造であれば、道路工学の分野では特にその部分を橋と呼ばないのが普通であるが、構造令の適用に当たってはこれも高架橋に含まれる。河川管理上の立場からは、その構造に関係なく河川を横過していれば橋である。

高架道路や高架鉄道が小河川を横過する場合で、河川区域内に橋脚および橋台を設けない場合でも、河川法第24条（土地の占用の許可）の許可に当たっては構造令に定める規定に準拠して審査を行う必要がある。例えば、令第65条（橋の護岸等）第2項の規定に準拠して必要に応じ河岸又は堤防をコンクリートその他これに類するもので保護するとともに、令第66条の規定に準拠して河川管理用通路の保全を図らなければならない。

また、堤外水路に設けられる橋や河川の低水路部分に設けられる潜水橋等も橋としての構造令の適用を

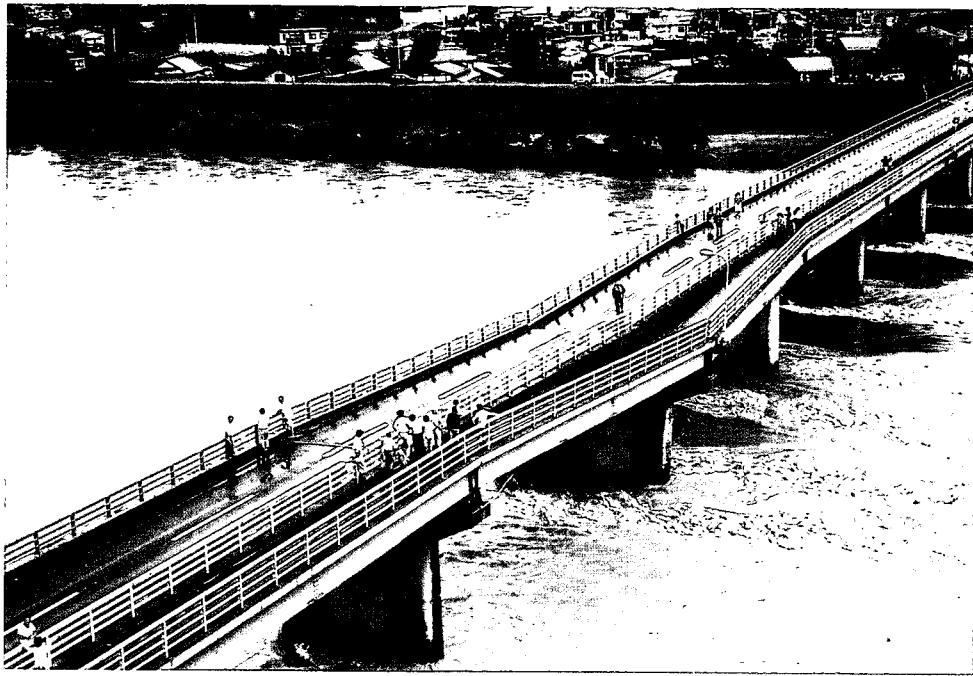
受けるが、令第67条（適用除外）第1項および規則第34条（治水上の影響が著しく小さい橋）の規定により、治水上の影響が著しく小さいと認められるときは、径間長や桁下高等については適用除外となっている。

また、堰および水門の管理橋（道路橋と兼用しているものを含む）並びに樋門又は取水塔の管理橋も橋であり、構造令の適用を受けるが、令第67条第2項の規定により、桁下高に関する規定（令第64条）および管理用通路の構造の保全に関する規定（令第66条）以外は適用除外となっている。さらに、工事中仮橋等についても、令第73条第3号の規定により適用除外となっている。

以上の適用範囲の規定に基づき、河川区域内に設けられる橋台および橋脚の構造の原則が令第60条に次のように定められている。

- ・河川区域内に設ける橋台および橋脚は、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造とするものとする。
- ・河川区域内に設ける橋台および橋脚は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げず、付近の河岸および河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに橋台または橋脚に接続する河床および高水敷の洗掘の防止について適切に配慮された構造とするものとする。

本条は、橋台および橋脚について河川管理上必要とされる条件を総括的に定めた訓示規定であり、これを受けて令第61条以下の具体的な規定が定められている。



写真－１．１ 橋脚周りの局所洗掘に伴う被災事例（北上川小谷木橋）

橋脚周りの局所洗掘によって橋脚が傾いてしてしまった事例



写真－１．２ 橋脚周りの局所洗掘に伴う被災事例（鹿児島県，日当山橋）

橋脚周りの局所洗掘に伴い橋脚が沈下した事例

第 2 章 橋脚周辺の流れと水位上昇

2. 1 橋脚周辺の流れ

流れの中に橋脚が存在すると、流水の断面積が減少し、そこに縮流の現象が生じる。このため橋脚の上流側は水位の上昇によるせき上げ背水、下流側は低下背水となるほか、橋脚の上流端では流れの阻害によって局所的な水位の上昇が見られる。

このときの流れは、橋脚前面で左右に分かれる流れと、前面で鉛直下方に橋脚に沿う下降流が生じ、非常に複雑である。さらに橋脚の後流領域では、橋脚両側面からの流れがはく離し、渦や乱れが発生する。このような橋脚周辺の流れの状況を写真-2.1～2.3に示す。以上のように橋脚は、流水によって受ける力のほかに、その流れを妨げてエネルギー損失を生じさせ、上流側水位は橋脚がなかった場合に比べて上昇する。これが橋脚による水位せき上げ量となる。

2. 2 橋脚に作用する流体力

一般に橋脚を設計する場合の外力としては、流れによる抗力よりも上部工の荷重や地震時の水平力の方がはるかに大きく、流れによる抗力を設計荷重として見込まねばならない場合はあまりないと思われる。しかしながら、水深の非常に大きい所にある橋脚や、流速の大きい流れの中の架設足場等に作用する流水抗力は無視し得ない大きくなることも予想される。ここでは橋脚に作用する抗力の算定方法について、土屋・浦²⁾の研究結果を以下に述べる。

橋脚が流水によって受ける抗力は、形状抗力と造波抗力から成る。形状抗力は水の粘性によるもので、橋脚の後流領域で渦や乱れが発生し、このために流れの方向への力を受ける。この力は次式で表わされる。

$$F_r = \frac{1}{2} \rho \cdot C_r \cdot A_r \cdot u^2 \quad (2.1)$$

ここに、 F_r : 形状抗力

ρ : 流水密度

C_r : 形状抗力係数

A_r : 流れ方向の橋脚の投影面積

u : 平均流速

また、造波抗力は物体が水面に波を造るために生じる抵抗力で、次式で表わされる。

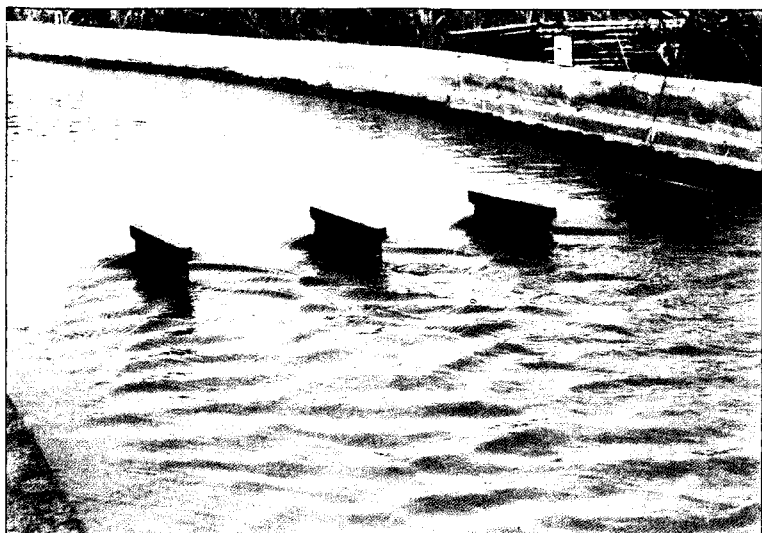
$$F_w = \frac{1}{2} \rho \cdot C_w \cdot A_w \cdot u^2 \quad (2.2)$$

ここに、 F_w : 造波抗力

C_w : 造波抗力係数

A_w : 水面での橋脚の断面積

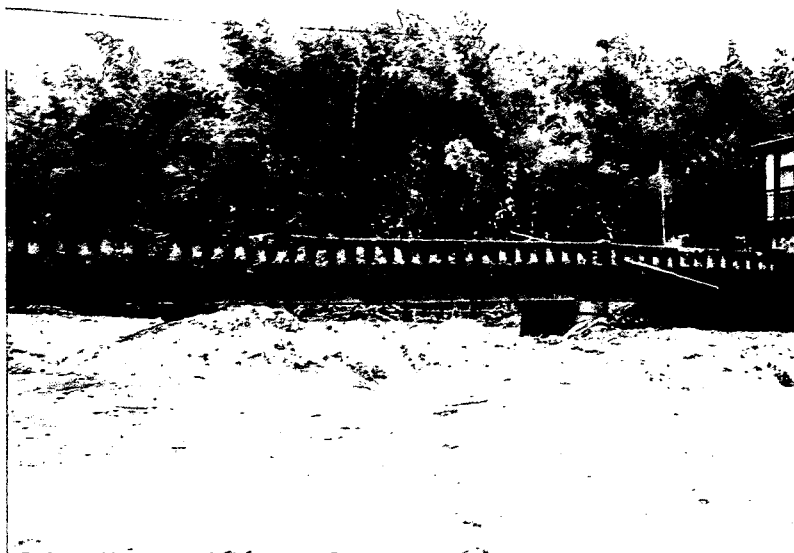
全抗力 F_D は形状抗力 F_r と造波抗力 F_w の和として次式で表わされる。



写真－ 2. 1

橋脚周辺の流れの状況（模型実験）

橋脚上下流で水位差が生じ、かつ水面が乱れている様子が分かる



写真－ 2. 2

洪水時における橋脚周辺の水面状況
（那珂川支川の逆川）



写真－ 2. 3

洪水時における橋脚周辺の水面状況
（富士川南部橋）

高流速の流れが橋脚上流側にとって
水面が盛り上がっている。

$$F_D = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot A_D \cdot u^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot u^2 (C_f \cdot A_f + C_w \cdot A_w) \quad (2.3)$$

ここに、 C_D ：全抗力係数、 $A_D = A_f$ である。全抗力係数 C_D は一定値ではなく、流速の影響を受ける。一般にレイノルズ数の関数として表わされているが、橋脚の端部形状によってもかなり異なる。図-2.1, 2.2は土木研究所における実験結果²⁾を示すもので、 C_D の値は0.35~2.0の間にある。実験では、水路幅や流速の関係からレイノルズ数をあまり大きくすることはできない。しかし実際の流れでは、レイノルズ数が 10^6 程度になることはまれでなく、したがってその場合には、図-2.1, 2.2のデータから外挿して求めるより仕方がない。図-2.1の実線は無限に長い円柱の風洞実験の結果である。

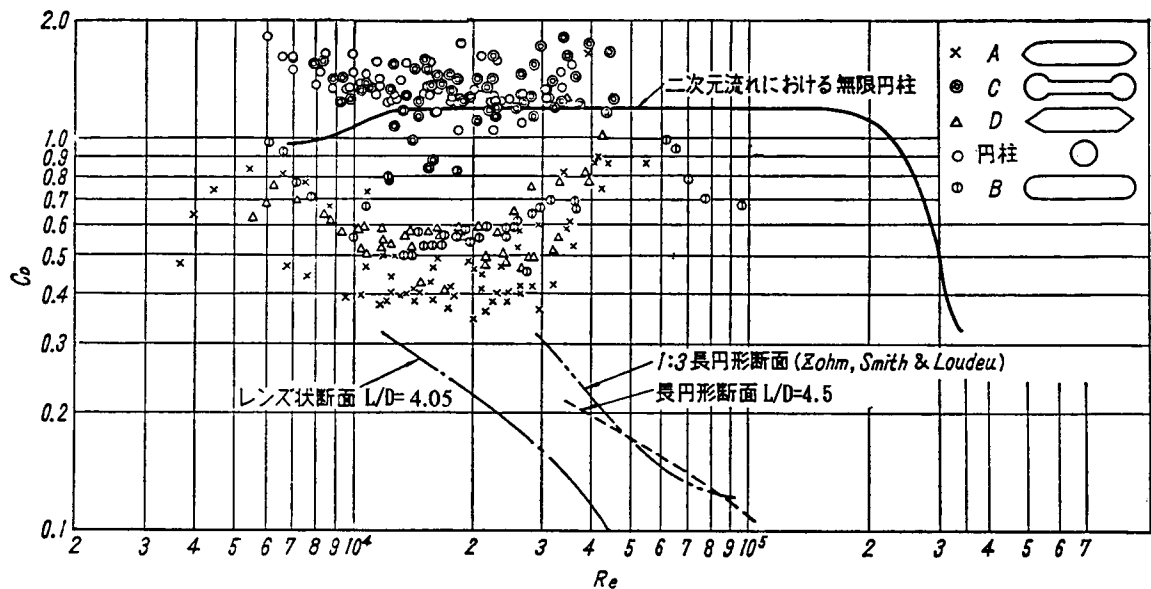


図-2.1 全抗力係数 C_D とレイノルズ数 R_e の関係

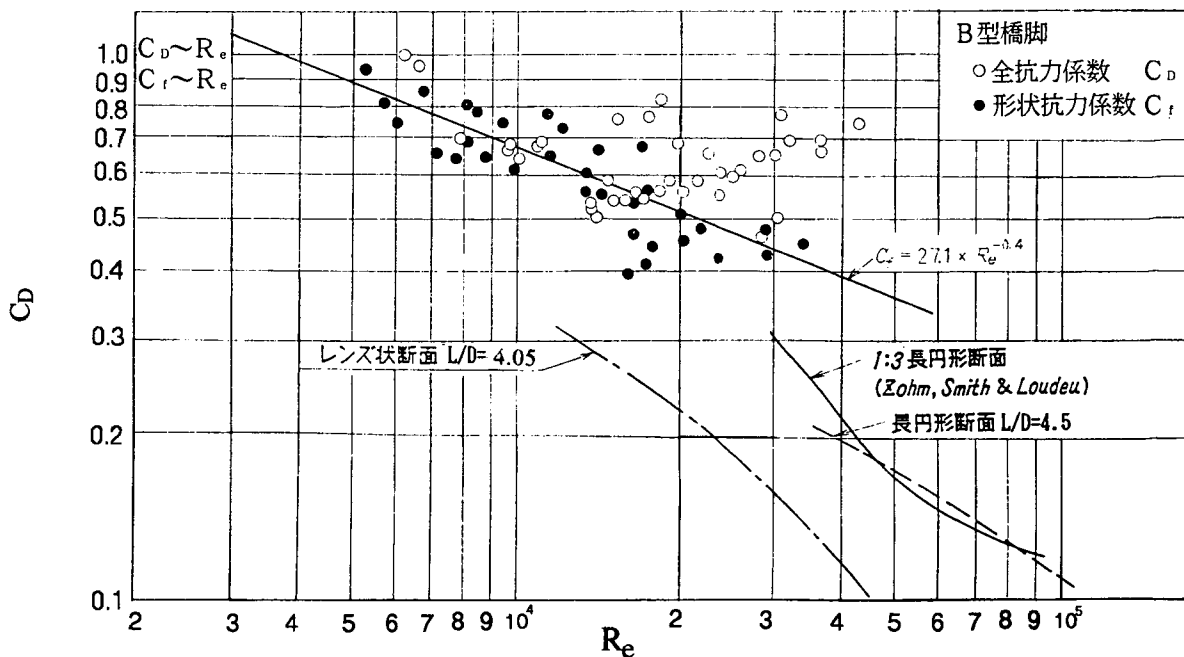


図-2.2 全抗力係数 C_D とレイノルズ数 R_e の関係 (B型橋脚)

以上の結果に基づいた計算例を次に示す。

[計算例]

水深6m, 平均流速3.0m/sの河川に設置された幅4.0m, 端部形状が半円形の橋脚が受ける力を求めよ。

[解]

レイノルズ数 R_e は

$$R_e = \frac{u \cdot h}{\nu} = \frac{3.0 \times 6.0}{10^{-4}} = 1.8 \times 10^5$$

であるから図-2.2より, 形状Bの場合の C_D の値として外挿法により0.7を想定する。式(2.3)より全抗力 F_D は

$$F_D = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot A_D \cdot u^2 = \frac{1.0 \times 0.7 \times 6 \times 4 \times 3.0^2}{2 \times 9.8} \approx 7.7 \text{ [ton]}$$

となる。

2.3 橋脚による水位せき上げ量

一様断面の一様流れの中に置かれた橋脚周りの流れは, 図-2.3に示すような状態になり, 下流水深と上流水深の差 Δh が水位せき上げ量となる。これを求める公式については, 従来から多くの研究があり, 種々の公式³⁾が提案されているが, それらによって得られた値は必ずしも一致しない。この理由としては, 実験条件によって係数が異なることや, 水位せき上げ量そのものが小さいため, 模型実験の精度上の問題が考えられる。しかし, これらの公式によっておおよその値は求めることができる。以下に従来より提案されている代表的なせき上げ公式を示す。なお式中の記号は次のようである。

Δh : 水位せき上げ量

h : 水路の水深

V : 水路の平均流速

B : 水路の幅

Q : 流量

D : 橋脚の幅

$b = B - \Sigma D$: 橋脚地点の純幅

$\alpha = \Sigma D / B$: 橋脚による断面の縮小率

$$F_r = V / \sqrt{g h}$$

$$w = V^2 / 2 g h = F_r^2 / 2$$

K_D : D'Aubuisson 公式の係数

K_N : Nagler公式の係数

K_R : Rehbock公式の係数

添字1, 2, 3 はそれぞれ

橋脚の上流, 橋脚間,

下流における値を示す。

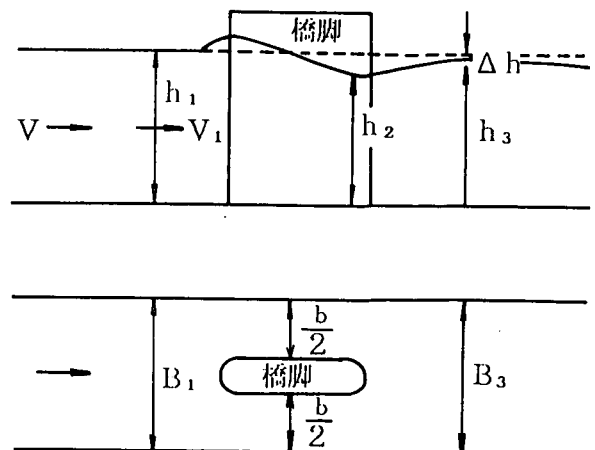


図-2.3 橋脚周りの流れと記号の定義

(1) ドビュッソン (D'Aubuisson) 公式

D'Aubuisson は、せき上げは流れが縮小断面に入るとき流速の変化に基づくと考え、橋脚間と上流断面における流速水頭の差としてせき上げ量を次式で表わした。

$$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{1}{K_D^2} \cdot \left[\left(\frac{B}{b} \right)^2 - 1 \right] \quad (2.4)$$

(2) ナグラー (Nagler) 公式⁴⁾

Nagler は、橋脚間断面の流れをオリフィスの流量公式として求め、次式を得ている。

$$\Delta h = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{K_N \cdot b (h_3 - \theta \cdot V_3^2 / 2g)} \right]^2 - \beta \frac{V_1}{2g} \quad (2.5)$$

ここに $\theta = 0.3$, β は図-2.4 に示すように、橋脚による断面の縮小率 α によって定まる定数である。

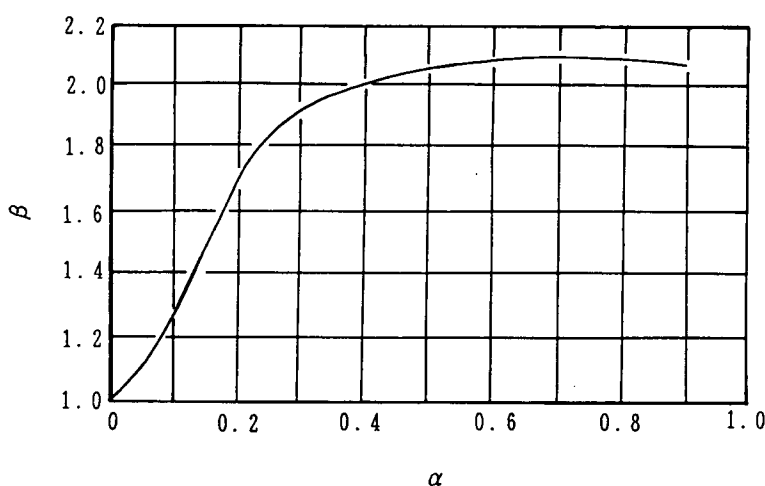


図-2.4 橋脚による断面の縮小率と定数 β の関係

(3) レーボック (Rehbock) 公式

Rehbock は幅1.5m、水深0.2mの鋼製水路において種々の流頭部形状の橋脚模型を用いた多数の実験を行い、その結果より次の実験式を得た。

$$\Delta h = [K_R - \alpha (K_R - 1)] \cdot (0.4 + \alpha + 9\alpha^3) \cdot \alpha (1 + 2w) \frac{V_3^2}{2g} \quad (2.6)$$

ここに、 K_R は橋脚の形状により定まる係数である。

以上の公式より、発表者の各係数を用いて同一条件（ピア形状：両端部半円形、 $\alpha = \Sigma D/B = 0.05, 0.2$ ）のもとで計算した $\Delta h/h$ を図-2.5 に示す。これによると D'Aubuisson の公式が他の式に比べて大きな値を与えている。

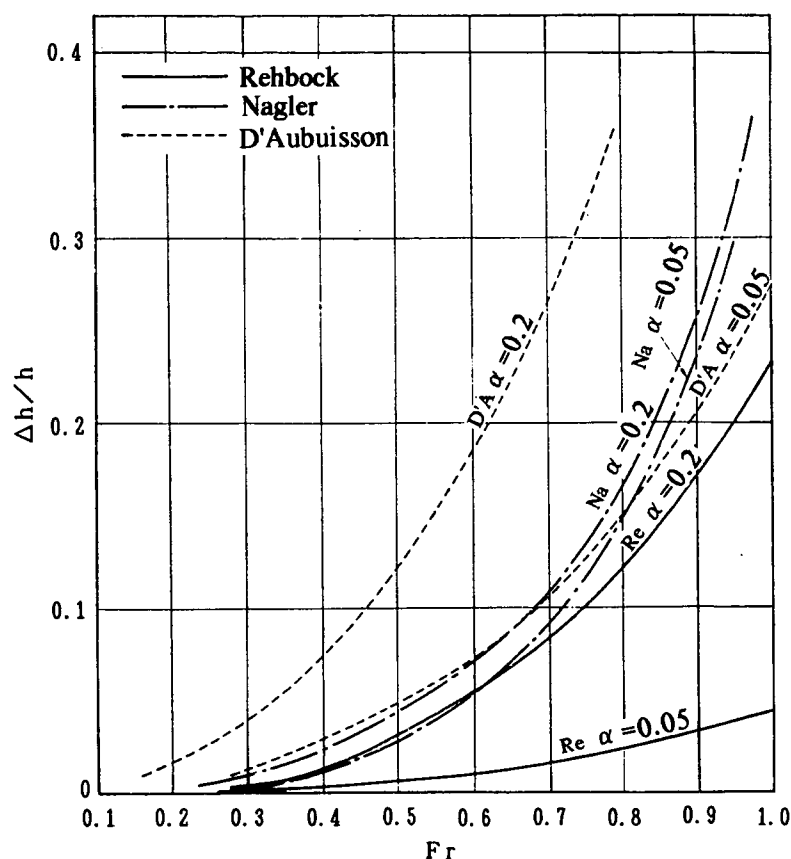


図-2. 5 各公式によるせき上げ量の比較図

(4) ヤーネル (Yarnell)による各公式の係数の修正⁵⁾

上述の各公式はかなり異なった結果を与えるので、Yarnell は実験によって各公式中の係数を修正し、次のような計算方法を提案している。

まず、橋脚下流地点の流れの状態を無次元量 $w = Fr^2/2$ で表わし、橋脚間の流れのフルード数が 1.0 以上と以下で流れの状態を 2 つに分類した。この限界流となるときの下流地点における w の値を w_c とすると、 w_c の値は橋脚による断面縮小率 α によって、次式で表わされる。

$$\frac{w_c}{(1+w_c)^3} = \frac{4}{27} (1-\alpha)^2 \quad (2.7)$$

式 (2.7) の関係を示したのが図-2.6 である。そして、ここで用いられる

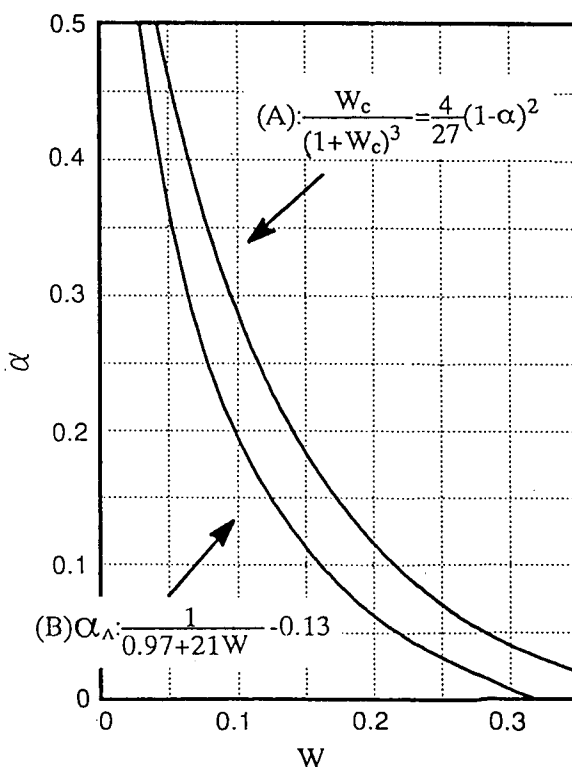


図-2. 6 橋脚による断面縮小率と無次元量 W の関係

公式は $w < w_c$ を満足する範囲内で適用するものとし、そのときの各公式の α に対応する修正係数 K を図-2.7 によって与えた。

さらに、Rehbock の公式については、流れの状態を次式

$$\alpha_A = \frac{1}{0.97 + 21w} - 0.13 \quad (2.8)$$

によって与えられる α_A よりも α が小さい場合のみ適用できるとしている。すなわち、図-2.6 の (B) 曲線よりも下側の領域についてのみ適用可能である。よって、水位せき上げ量の算定にあたっては、流れの状態が D' Aubuisson の公式および Nagler の公式では $w < w_c$ 、Rehbock の公式では $\alpha < \alpha_A$ であるかどうか検討する必要がある。

以上の結果より、半円形の端部を持つ橋脚について、Yarnell の修正係数を用いた計算値と実験値を比較すると図-2.8 となる。これによると公式の適用範囲 ($w < w_c$) において、かなり断面が縮小される場合 ($\alpha = 0.2$) は、 $Fr = 0.3$ までは D' Aubuisson, Nagler, Rehbock のいずれの公式を用いても実験値とほぼ同一値を与える。しかし、 $Fr = 0.35$ を超えると各公式の値はいずれも過小となり、 $Fr = 0.55$ では実験値の 1/2 以下の値となる。

一方、実際河川の橋脚のように断面の縮小割合が小さい場合 ($\alpha = 0.05$) には、 $Fr = 0.66$ までは Nagler, Rehbock の両公式はいずれも良い近似度を示している。しかし、D' Aubuisson の公式を用いた場合は、 Fr が大きくなると過大な値を算定していることが分かる。 $Fr = 0.66$ 以上において Rehbock の式は、実験値より小さくなる。これは Rehbock のいう $\alpha_A = \alpha$ となる限界値であることから当然であり、Rehbock 式の適用範囲はこの場合ここまでとなっている。なお、実際河川においては、洪水時の流木、ゴミ等が橋脚に引掛かってせき上げ量が著しく増大する場合もあるので留意しておかなければならない。

これらの結果に基づいた計算例を以下に示す。

[計算例]

幅 250m の河川に幅 4.0m の橋脚が 5 本設けられている。橋脚の端部形状は半円形とし、流量 $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、下流側の水深 6m の時の水位せき上げ量を求めよ。

[解]

まず、Yarnell による各公式の修正係数を求める。

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g h} = \left(\frac{4500}{250 \times 6} \right)^2 \times \frac{1}{9.8 \times 6} = 0.153$$

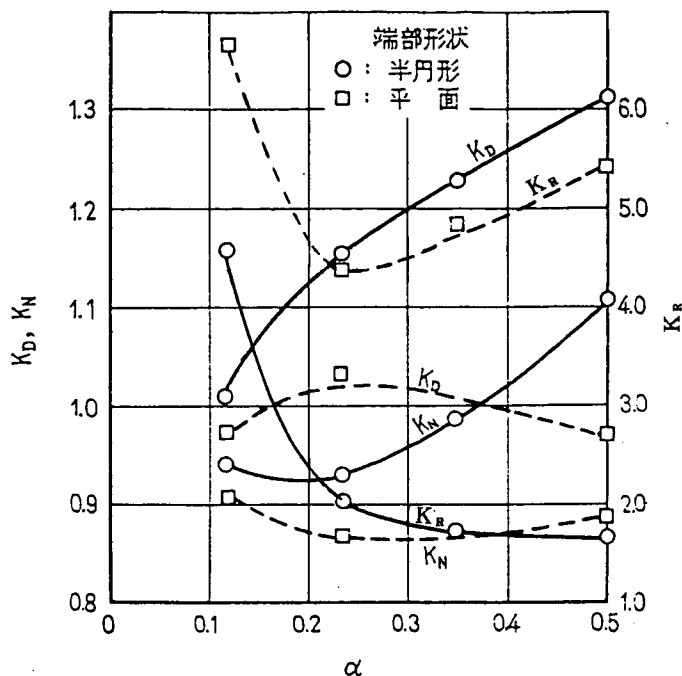


図-2.7 Yarnellによる各公式の修正係数

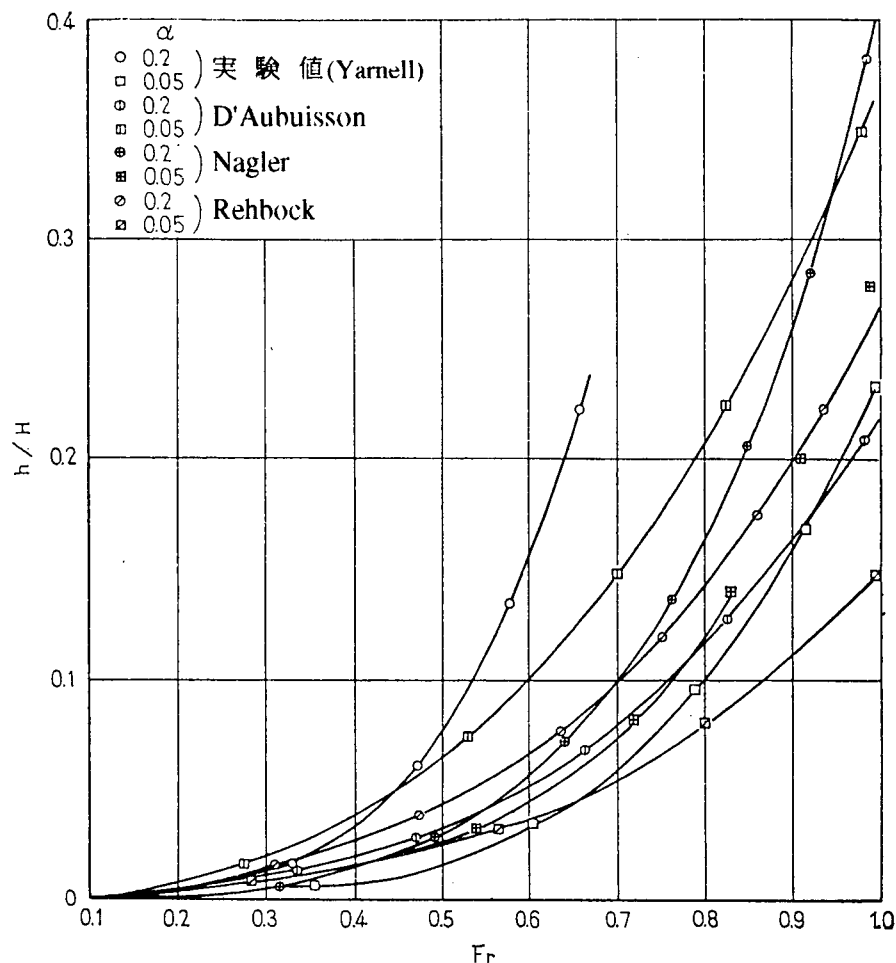


図-2.8 各公式の計算値と実験値の比較

$$w = \frac{Fr^2}{2} \approx 0.077, \quad \alpha = \frac{\Sigma D}{B} = \frac{4 \times 5}{250} = 0.08$$

図-2.6より $\alpha=0.08$ に対する(A)曲線の w_c の値および(B)曲線の $w=0.077$ に対する α_A の値を求めるとそれぞれ $w_c=0.23$, $\alpha_A=0.26$ を得る。よって、この値は $w < w_c$, $\alpha < \alpha_A$ を満足する。次に図-2.7より、半円形の場合の K_D , K_N , K_R の値を外挿して求める。

$$K_D = 0.94, \quad K_N = 0.96, \quad K_R = 6.0$$

① ドビュソン (D'Aubuisson) 公式

$$\begin{aligned} \Delta h &= \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{1}{K_D^2} \left[\left(\frac{B}{b} \right)^2 - 1 \right] \\ &= \frac{2.96^2}{2 \times 9.8 \times 0.94^2} \left[\left(\frac{250}{250 - 4 \times 5} \right)^2 - 1 \right] = 0.092\text{m} \end{aligned}$$

なお、計算は $\Delta h/h_1 \approx 0$ と仮定して $\Delta h'$ を求め、さらにこの近似値を代入して、試算により Δh を求める。

② ナグラー (Nagler) 公式

$$\Delta h = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{K_N \cdot b (h_3 - \theta \cdot V_3^2 / 2g)} \right]^2 - \beta \frac{V_1^2}{2g}$$

図-2.4より $\beta=1.2$ を得る。

$$= \frac{1}{19.6} \left[\frac{4500}{0.96 \times 230 (6 - 0.3 \times 3^2 / 2 \times 9.8)} \right]^2 - 1.2 \frac{2.96^2}{19.6} = 0.080\text{m}$$

③ レーボック (Rehbock) 公式

$$\begin{aligned} \Delta h &= [K_R - \alpha (K_R - 1)] \cdot (0.4 + \alpha + 9\alpha^3) \cdot \alpha (1 + 2w) \frac{V_3^2}{2g} \\ &= [6.0 - 0.08(6.0 - 1)] \times (0.4 + 0.08 + 9 \times 0.08^3) \times 0.08(1 + 2 \times 0.0765) \times \frac{3.0^2}{19.6} \\ &= 0.115\text{m} \end{aligned}$$

となる。以上の計算結果によると、Rehbock 公式のせき上げ量が若干大きいものの、Yarnellの修正公式の結果は、三者ともほぼ同じような値を示している。なお、このような計算値や先の実験値は、河床が変化せず、一様な河道の場合に適用される。実際には橋脚周辺の河床は洗掘され、また流速が大きい場所では掃流力が增大して河床低下が生じるため、せき上げ量を小さくする働きを持つ。

一方、橋脚の端部形状が半円形および平面形以外のものについては、D'Aubuisson 公式の K_D が水理公式集⁶⁾に図-2.9のように示されているので、これより算定することが可能である。

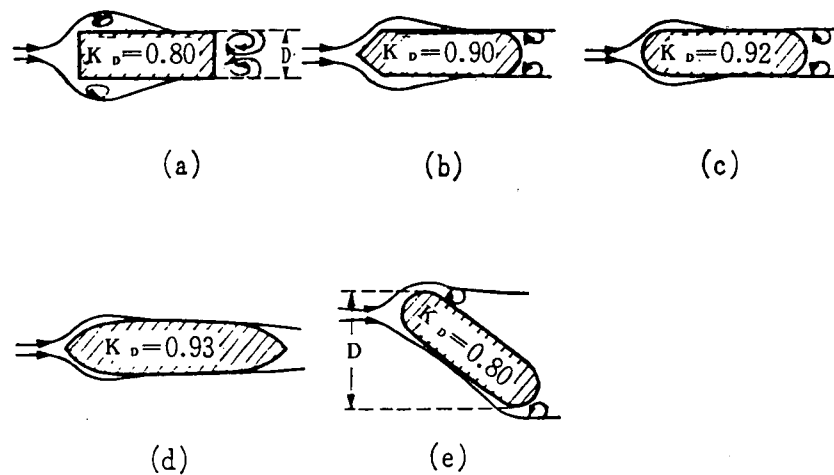


図-2.9 ピア形状と K_D

第3章 橋脚による局所洗掘とその範囲

本章においては橋脚周辺の局所洗掘の機構、局所洗掘深、洗掘範囲の予測手法について述べることとする。

3.1 橋脚周辺の局所洗掘とその機構

橋脚周辺の流れは、橋脚前面で左右に分かれる流れと、前面で鉛直下方に橋脚に沿う下降流とに大別される。左右に分かれた流れは、橋脚壁面に沿った湾曲流となり、橋脚側面で局所的な流れの集中が生じる。一方、橋脚前面での下降流は河床に衝突し、河床砂礫を巻き上げる回転渦を発生する。この渦によって巻き上げられた土砂は、左右に分かれる流れにのって橋脚後方に運ばれる。一般に、同一水理量ならば橋脚幅の厚いほど流れが集中、すなわち流速が大きくなり橋脚最前縁から側部にかけての河床材料を掃流する。これらの現象や最大洗掘位置は橋脚の規模および形状、水理量ならびに河床材料等の特性に支配される。洗掘機構の異なる二つの作用によって生じた洗掘口は、洗掘深の増加に伴い橋脚の平面形状とほぼ相似な形状となる。平衡状態に達した洗掘口ののり面勾配は河床材料の水中安息角とほぼ同一となり、最深部が帯状に橋脚側面に沿って伸び、その深さは次第に浅くなる。掃流力の低下する橋脚下流部では一般に洗掘されることはまれで、上流で洗掘された土砂を後流領域では堆積する。このような橋脚周りの局所洗掘状況を写真-3.1～3.3に示す。

3.2 橋脚による局所洗掘の分類

局所洗掘は洗掘される領域からの流出土砂量 Q_{so} とその領域への流入土砂量 Q_{si} のアンバランスから生じる現象であって、 $Q_{so}=Q_{si}$ となるように洗掘深形状が変化していく。 Q_{so} と Q_{si} との関係から局所洗掘は次の3つに分類される⁷⁾。

- (a) $Q_{so}=Q_{si}=0$: No scour (固定床)
- (b) $Q_{so}>Q_{si}=0$: Clear water scour (静的平衡洗掘)
- (c) $Q_{so}>Q_{si}>0$: Scour with continuous sediment motion (動的平衡洗掘)

ここに(a)は洗掘の起こらない場合である。(b)は限界掃流力以下の流れで、河道内の河床が移動していない場合に橋脚周りにのみ起こる洗掘で、(c)は限界掃流力を越える流れの場で起こる洗掘を指す。静的平衡洗掘状態では最終洗掘深に達するのに長時間を要するが、動的平衡洗掘状態では短時間のうちに平衡洗掘深に達し、河床波の影響を受けて洗掘深は変動する。

3.3 局所洗掘深の推定式とその精度の評価

橋脚周辺の局所洗掘に関する研究はかなり古くから行われており、我が国では1938年～1942年に京都大学の石原⁸⁾により系統的に検討された。その後も研究が進み、洗掘深に対する推定式が提案され始めたのは1960年代以後であるといえる。これらの研究による円柱型橋脚の最大洗掘深の評価式を年代順にまとめ



写真－3. 1 円柱橋脚模型周りの
洗掘状況



写真－3. 2 橋脚周りの洗掘状況（利根川）
周辺の高水敷部の高さより2 m以上の局所洗掘が生じている。



写真－3. 3 橋脚周りの洗掘状況（黒部川）

扇状地河川では、洪水時における橋脚周りの局所洗掘はかなり大きくなる。しかし、減水時や出水後に砂州の流下等によって埋め戻されてしまうので、大きな洗掘形状のままに残っていることは少ない。

ると表-3. 1, 3. 2のごとくである。しかしながら、これらの推定式は、それぞれの提案者の行った実験、実例の範囲では正しくても、実際河川で生じる種々の水理量に対して推定できるものではなかった（須賀ら⁹⁾の推定式は実際河川で生じる水理量の範囲をある程度カバーできるものとなっている）。

既往の橋脚周りの洗掘深に関する実験値を用いて、表-3. 1, 3. 2のうちLaursen^{10), 11)}, Andru¹²⁾, Tarapore, Breusers¹³⁾, Neill, 国鉄の推定式と比較したのが、図-3. 1である。ここに Z : 洗掘深, D : 円柱径 (= 橋脚幅), h_0 : 平均水深, d_m : 河床材料の平均粒径, τ_* : 無次元掃流力である。

Laursen の推定式は、 $Z/D = f(h_0/D)$ で与えられ、実験値の最大値をほぼ包絡する表現式となっている。Neill の式は、Laursen の式とよく一致するが、同様に h_0/D および h_0/d_m の大きい範囲で過大な結果を与える。国鉄の式は被災を受けた橋脚の根入れ長と橋脚幅の関係から求められたものであるが、 h_0/D の小さな範囲では過大な結果を与える。また、 h_0/D が大きな所ではほぼ妥当な値を与えるが、水深粒径比の小さい扇状地河川では洗掘深を過小に評価するであろう。Breusersの式も同様である。

Andru の式は、実験結果と実測結果とを整理することによって得られたものであるが、洗掘深が水深のみによって支配されるというものであって、限られた範囲で適用可能な式であり、 $h_0/D \geq 2.0$ では過大な値を与えるであろう。Taraporeの推定式は h_0/D が小さい場合と大きい場合に分け、Andru の式をより合理的に修正したもののように見えるが、水深粒径比の小さい範囲では過小評価する傾向を示している。また洗掘深は h_0/d_m によっても変化するものであるからTaraporeの比較した実験データの範囲のみではほぼ妥当とみなされるべきであろう。図-3. 1には実測資料も示してあるが、各河川で h_0/D が違うにもかかわらず Z/D はほぼ一定となっている。このことは無次元掃流力 τ_* や h_0/d_m の違いが洗掘深に寄与していることを表わしているとも考えられる。

Carstens¹⁴⁾ の推定式はAndru の式と同様の性質を持ち、半実験的理論より導かれたものであるが、定数の決定にあたり種々の実験が使用されており、実際的使用は難しい。Maza and Sanchezの式は d_m/h_0 が大きい場合、つまり h_0/d_m の小さい場合には Z/D が負となり推定不能となる。したがって、限られた範囲で適用可能な式となっていることが考えられ、実際に使用することは難しい。

Larrasの式は洗掘深が D の関数であり、流速や水深等に関係なく、比較した実験、実測データの範囲のみで成立するものであると言える。Shen¹⁵⁾ の推定式は土木研究所で行った実験と比較すると図-3. 2のごとくであり、Shenの推定式は洗掘深を過大に評価している。

以上のように、各推定式はそれぞれ種々の問題点を持っており、実際に使用する際には各推定式の適用範囲などに十分注意しなければならない。

表-3. 1 洗掘深推定式比較表

研究者	推 定 式	備 考
Andru (1956)	$\frac{Z}{D} = 0.8 \frac{h_0}{D}$	
Laursen (1960)	$\frac{D}{h_0} = 5.5 \frac{Z}{h_0} \left[\left(\frac{1}{11.5} \cdot \frac{Z}{h_0} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$	Continuous sediment motion
" (1963)	$\frac{D}{h_0} = 5.5 \frac{Z}{h_0} \left[\frac{\left(\frac{1}{11.5} \cdot \frac{Z}{h_0} + 1 \right)^{1.75}}{\left(\frac{\tau_*}{\tau_c} \right)^{1/2}} - 1 \right]$	Clear water scour
Tarapore (1962)	$\frac{Z}{D} = 1.35 \quad h_0 / D > 1.15$ $\frac{Z}{h_0} = 1.17 \quad 0 < h_0 / D \leq 1.15$	
Larras (1963)	$Z = 1.42 K D^{0.75}$	円柱ピア- K=1 方形ピア- K=1.4
Breusers (1964)	$Z = 1.4 D$	
Maza and Sanchez (1964)	$\frac{Z}{D} = K_1 K_2 \frac{u_0^2}{g D} - \frac{3100 d_m}{D}$ $= \frac{h_0}{D} \left(K_1 K_2 \frac{u_0^2}{g h_0} - \frac{3100 d_m}{h_0} \right)$	K ₁ : 橋脚形状と流れの入射角による係数 K ₂ : h ₀ /Dとu ₀ ² /gDによって変化する係数
Neill (1965)	$\frac{Z}{D} = K \left(\frac{h_0}{D} \right)^{0.3}$	円柱ピア- K=1.2 方形ピア- K=1.5
Qureshi (1965)	$\frac{Z}{D} = 1.8 \left(\frac{h_0}{D} \right)^{0.75} - \frac{h_0}{D}$	
Carstens (1966)	$\frac{Z}{D} = 0.546 \left(\frac{N_s^2 - N_{s1}^2}{N_s^2 - N_{s2}^2} \right)^{3/4}$ $N_s = \frac{u_0}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) g \cdot d_m}}$	Continuous sediment motion N _{s2} =2.24 N _{s1} ≒1.12
斎藤・浦・柴田 (1969)	$\frac{Z}{h_0} = f(Fr)$	
Shen (1969)	$Z = f \left(\frac{D u_0}{\nu} \right) = f(R_p)$	
小川 (1966) 吉川・福岡(1971)	$\frac{Z}{h_0} = f(Fr)$	

表-3. 2 洗掘深推定式比較表

研究者	推定式	備考
中川・鈴木(1974)	$\frac{Z}{D} = 3.4 - 0.9 \log \frac{D}{d_m}$ $\frac{Z_t}{D} = \frac{N_s - k N_{sc}}{N_{sc} - k N_{sc}} \cdot \frac{Z}{D}$	Continuous sediment motion Clear water scour $k=0.5$
今井(国鉄, 年代不明)	$\frac{Z}{D} = 1.6$	
須賀・西田・高橋 坂野 (1982)	$\frac{Z}{D} = f \left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, Fr \right)$	

ここに Z : 洗掘深, h_0 : 水深, D : 円柱径, τ_* : 無次元掃流力, τ_{*c} : 無次元限界掃流力, Fr : フルード数, N_s : セデメントナンバー $= \phi \cdot \tau_*^{1/2}$, ϕ : 流速係数 $= u_0/u_*$, $R_p = D \cdot u_0/\nu$

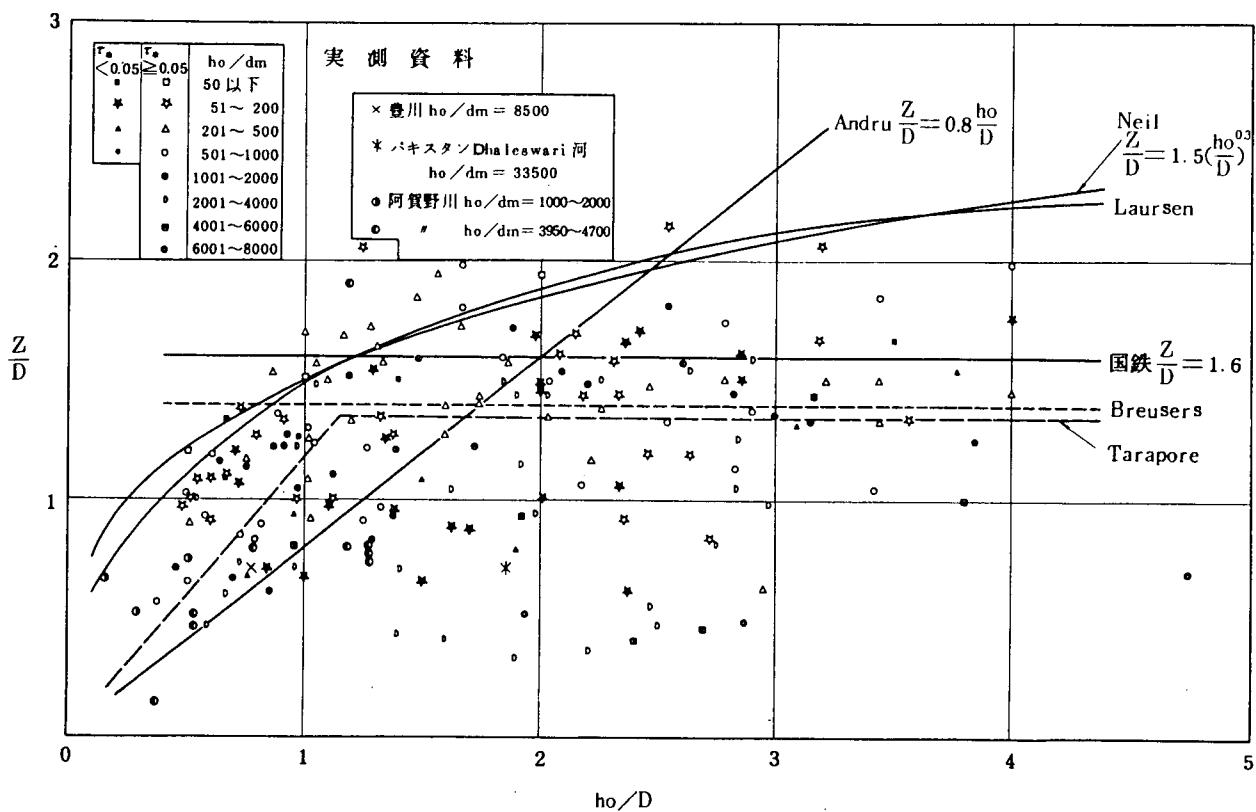


図-3. 1 $Z/D \sim h_0/D$ の関係図

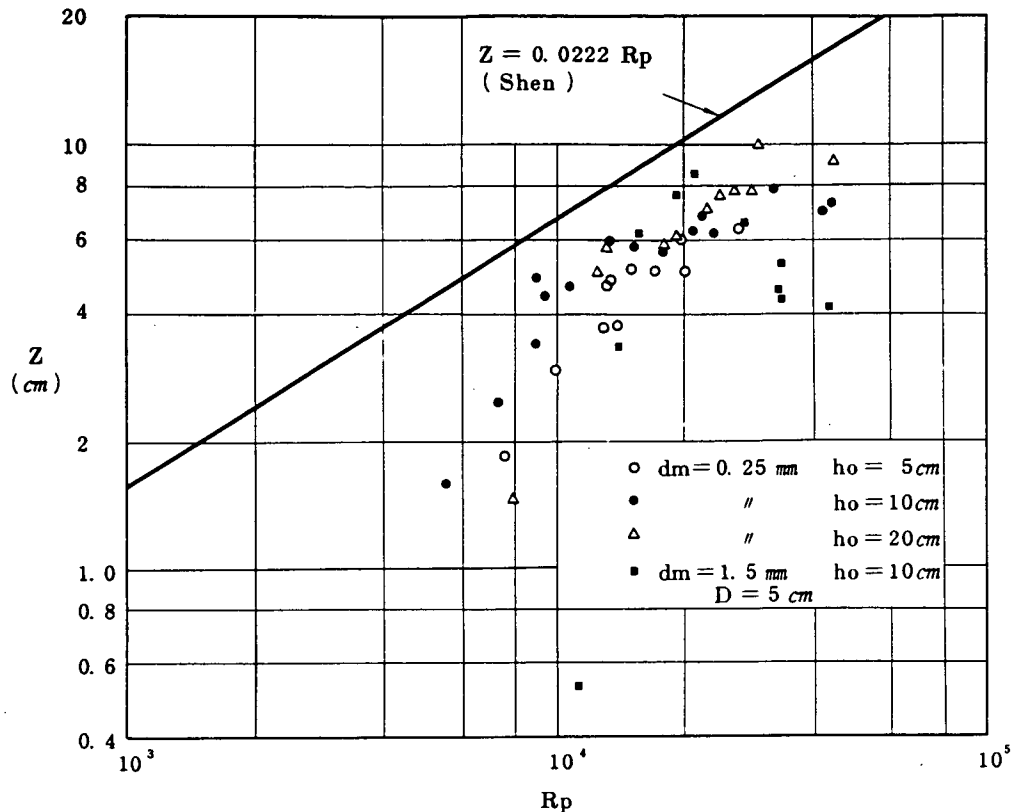


図-3.2 実験値と推定式 (shen) の比較図

3.4 局所洗掘深を規定する要因と次元解析

前節で見たように、従来より提案されている橋脚周りの局所洗掘深の評価式には多くの問題点がある。これは橋脚周りの洗掘深 Z に影響する要因が多く、これらの要因を全て取り込んだ形式となっていないためである。そこで洗掘深に及ぼす影響因子を取り出し、それを次元解析を用いて無次元洗掘深 Z/D がどのような次元量に影響されるかについて以下に検討することとする。

橋脚周りの洗掘深 Z に影響を及ぼす因子としては、次のようなものが考えられる。

橋脚の影響のない所での流れの状態を規定する因子：流れが等流で河床材料が均一粒径であり、川幅の影響のないような条件では、流れの状態量は勾配 I ，水深 h_o ，水の密度 ρ_w ，水の動粘性係数 ν ，粒径 d_m ，河床材料の密度 ρ_s ，重力の加速度に規定される。

橋脚に関する因子：橋脚幅 D ，形状特性 k (k は長さの次元を持つものとする。たとえば橋脚長 L)，橋軸の方向と流れの方向の交差角 θ 。

洗掘に関する物理量：最大洗掘深 Z ，洗掘範囲 (x ， y) および洗掘形状

これらより，最大洗掘深は次の形に表現できる。

$$Z/D = f(\tau_*, h_o/d_m, R_{*s}, s, h_o/D, k/D) \quad (3.1)$$

ここに τ_* は無次元掃流力， R_{*s} は粒子レイノルズ数 ($= u_* d / \nu$)， u_* は摩擦速度， s は河床材料の水中相対密度 $[= (\rho_s - \rho_w) / \rho_w]$ である。

式 (3.1) の右辺の 1 項から 4 項は移動床流れの状態量 (流砂の運動形態や小規模河床形態等) を規

定する無次元量である。これらのうち R_{*} の影響は、 τ_* 、 h_0/d_m に比較すればそれほど小さくなく、また s は通常の河床材料であれば1.65で一定値である。さらに橋脚として円柱型のものを考えると k/D は省略できるので、式(3.1)は

$$Z/D \approx f_1(\tau_*, h_0/d_m, h_0/D) \quad (3.2)$$

となる。すなわち、円柱周りの相対洗掘深は3つの次元量(τ_* 、 h_0/d_m および h_0/D)に支配されることとなる。

ところで、流れの状態量を規定する因子として I の代わりに流れの平均流速 u_0 を選ぶと、式(3.2)は須賀ら⁹⁾が示したように

$$Z/D = f_2(Fr, h_0/d_m, h_0/D) \quad (3.3)$$

となる。ここで Fr はフルード数($=u_0/\sqrt{g h_0}$)である。 Fr は、

$$Fr = \phi \cdot s^{1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \cdot (h_0/d_m)^{-1/2} \quad (3.4)$$

であり、 ϕ は図-3.3～図-3.6に示すように¹⁶⁾、ほぼ τ_* と h_0/d_m で規定されるので、式(3.2)は式(3.3)に変換可能であり、単に無次元量の形が異なるだけである。

これまでの研究で用いられたパラメータについて整理すると次のようになる。

$$\frac{Z}{D} = F_1\left(\frac{h_0}{D}\right) \dots\dots\dots \begin{array}{l} \text{Laursen, Andru, Tarapore} \\ \text{Neill, Qureshi} \end{array}$$

$$\frac{Z}{D} = F_2(D) \dots\dots\dots \text{Larras, Breusers}$$

$$\frac{Z}{D} = F_3\left(\frac{D}{d_m}\right) \dots\dots\dots \text{中川・鈴木}$$

$$\frac{Z}{D} = F_4(R_D) = F_4\left(\phi \cdot R_{*} \cdot \frac{D}{d_m}\right) \dots\dots\dots \text{Shen}$$

$$\frac{Z}{D} = \left(\frac{h_0}{D} K_1 \cdot K_2 \cdot Fr^2 - 3100 \frac{d_m}{h_0}\right) \dots\dots\dots \text{Maza and Sanchez}$$

$$\frac{Z}{D} = F_6(Ns) = F_6(\phi \cdot \tau_*^{1/2}) \dots\dots\dots \text{Carstens, 中川・鈴木(Clear water scour)}$$

$$\frac{Z}{D} = F_7(Fr) = F_7\left[\phi \cdot s^{1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \left(\frac{h_0}{d_m}\right)^{-1/2}\right] \dots\dots\dots \begin{array}{l} \text{斎藤・浦・柴田} \\ \text{吉川・福岡} \end{array}$$

$$\frac{Z}{D} = F_8\left(\tau_*, \frac{h_0}{D}\right) \dots\dots\dots \text{Laursen(Clear water scour)}$$

以上のように、MazaとSanchezの式を除けば、 Z/D の支配パラメータは1つまたは2つであって、現象を適切に表現する上でやや無理があると考えられる。これが前節で見たように各推定式が実施した実験実例の範囲で適用可能であっても、他の水理量の領域の実験値と一致しない原因となっている。

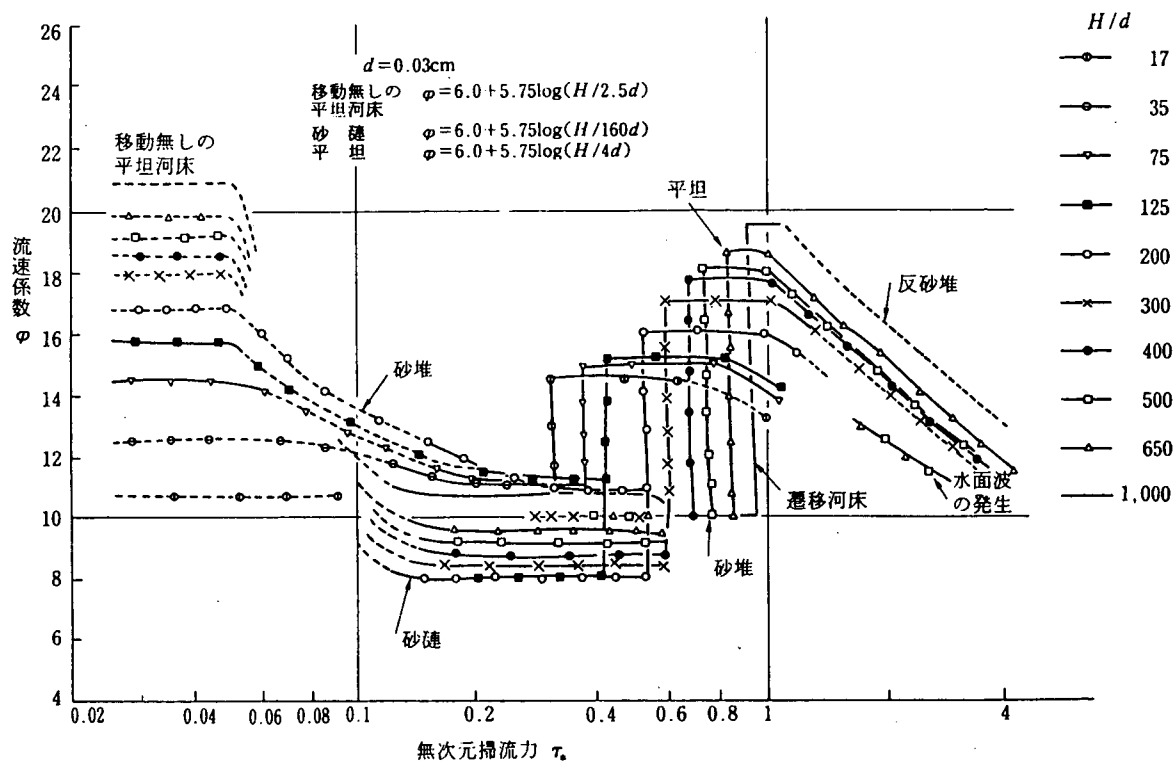


図-3.3 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03\text{cm}$)

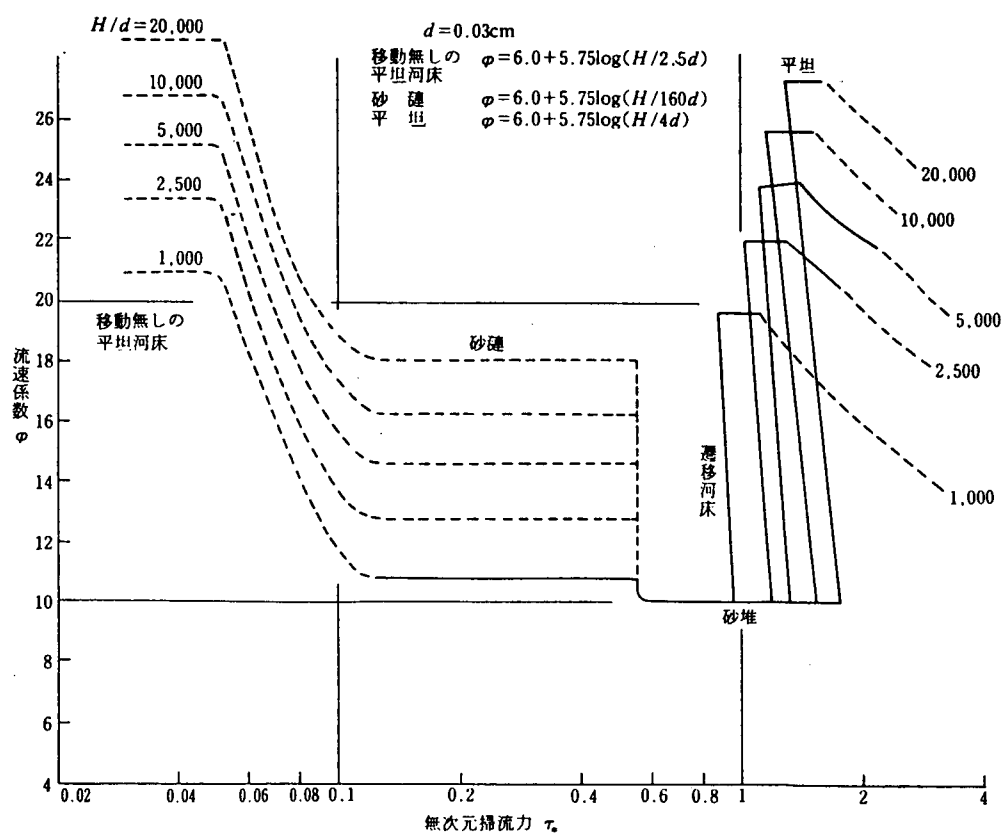


図-3.4 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03\text{cm}$)

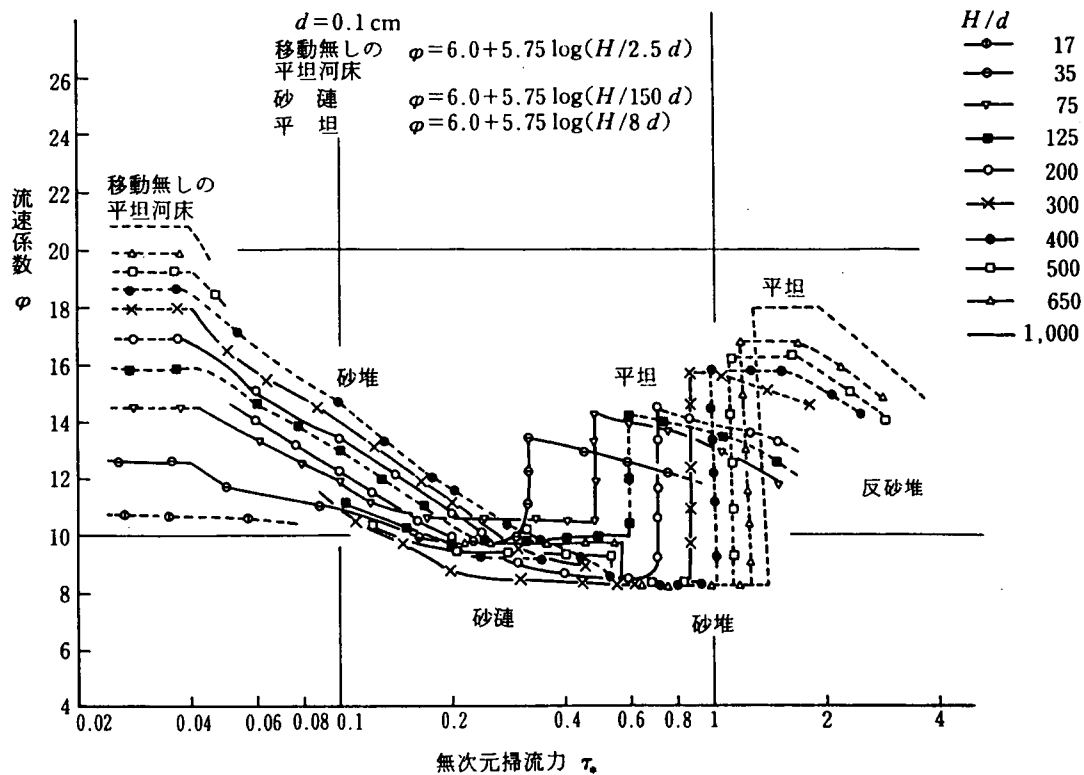


図-3.5 ϕ と τ_* の関係 ($d = 0.1 \text{ cm}$)

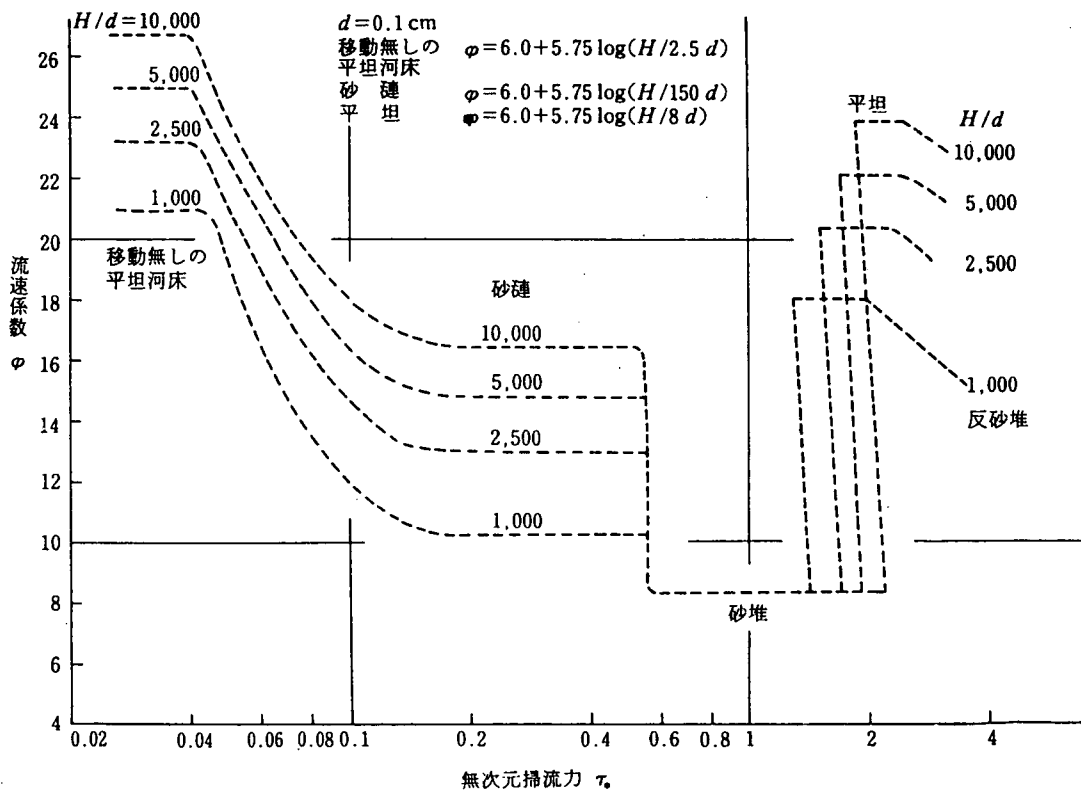


図-3.6 ϕ と τ_* の関係 ($d = 0.1 \text{ cm}$)

3. 5 円柱型橋脚の局所洗掘深の評価

須賀ら⁹⁾は、局所洗掘深の推定のために、過去に行われた実験データを収集し、さらに不足する水理量の領域の補足および実験水理条件の拡大を行い、約 300に及ぶ資料を基に式(3. 3)の関係を求めている。以下にその概要を示す。

まず、すべてのデータについて、式(3. 3)の無次元量を求め、次に h_0/D を0.5~0.7, 0.75~1.25, 1.75~2.25, 2.75~3.50の範囲に分割して他の3要素を同一図面上に表わした。すなわち、上記 h_0/D の一定範囲のデータを $Fr \sim h_0/d_m$ の図面上にプロットし、 Z/D の値を記し、 Z/D の等値線を描いた。その結果を図-3.7~図-3.10に示す。図中の $\tau_* = 0.05$ の線は、 $Fr \sim h_0/d_m$ の図面上の $\tau_* = 0.05$ の値を式(3. 4)より求めたものであり、Clear water scourの場合とcontinuous sediment motionの場合の概略の区分を示すものである。また図中には、山本¹⁷⁾による $Fr \sim h_0/d_m$ の図面上での小規模河床形態の領域区分図より、領域区分曲線も示してある。

Z/D の実験値は、 h_0/D の相違や R_{*} の影響、実験時間(平衡状態あるいは最大洗掘深に達する時間に達していないデータも含まれている。)の問題もあってバラツキがあるが、おおむね図中の等 Z/D 曲線のごとくなる。さらに、この洗掘深推定図 h_0/D と h_0/d_m を指標として Z/D と Fr の関係を図示したものが図-3.11~図-3.14である。

以上の図より、次の点が明らかである。

- h_0/d_m が1000以上になると、同一 h_0/d_m 線上で Fr の増加に対して Z/D のピーク(ほぼ $\tau_* = 0.04 \sim 0.06$ に対応している Fr)を持たない。また、 h_0/d_m が1000以上かつ $\tau_* = 0.05$ 以上では、河床が移動し始めると河床上に砂漣が生じている。

- 一方、 h_0/d_m が1000以下では、同一 h_0/d_m 線上で Fr の増加とともに Z/D が増加し、 τ_* が0.05付近に対応する Fr のところで Z/D がピークとなり、これ以上 Fr が増加すると Z/D が多少小さくなり、一定値に近づく。

- h_0/d_m , Fr が同一であって、 h_0/D が0.5~0.7(図-3.7), 0.75~1.25(図-3.8), 1.75~2.25(図-3.9)および2.75~3.50(図-3.10)を比較すると、 h_0/D が大きいほど Z/D が大きい。ただし、 h_0/D が増加しても、 Z/D はあまり変わらないので、同一の h_0/d_m , Fr の場合では D の大きい方が Z が大きくなる。

さて図-3.7~図-3.10の洗掘深推定図より、工学上最大の洗掘深を推定することが重要となってくる。水深粒径比が小さい場合は、限界掃流力となる付近で最大洗掘深を与えるが、 h_0/d_m が大きい場合は、その河川で実在しうる最大のフルード数を与えて最大洗掘深を求める必要があろう。ただし、山本¹⁷⁾によって概略示されている自然河川で生じる水理量限界以下の範囲では、 h_0/d_m の大きい場合はUpper Regime(Flat Antidune領域)を与える線で推定すればほぼ最大となるようである。したがって、このような観点から最大洗掘深を与える $Z/D \sim h_0/D$, h_0/d_m の関係を求めたのが図-3.15である。なお、図-3.7~図-3.10の推定図は、橋脚構造物自体の局所洗掘深について示したものである。したがって、河川における局所洗掘深の予測にあたっては、河道が湾曲していたり、砂州によって偏流が生じている場合、あるいは河道断面が急変するような場合、河道特性の変化による洗掘深を別途考慮した判断が必要である。

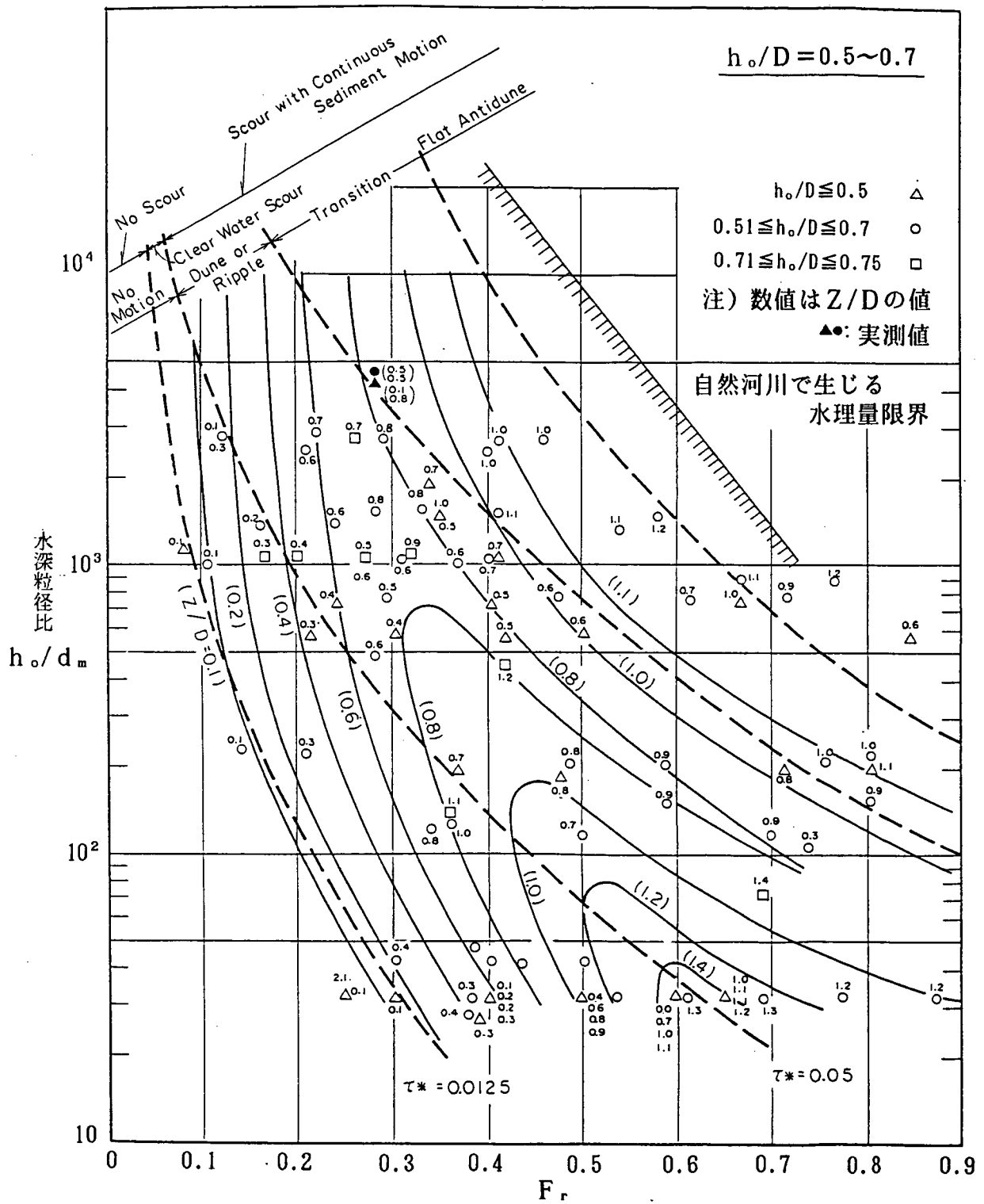


図-3.7 洗掘深推定図 ($h_o/D = 0.5 \sim 0.7$)



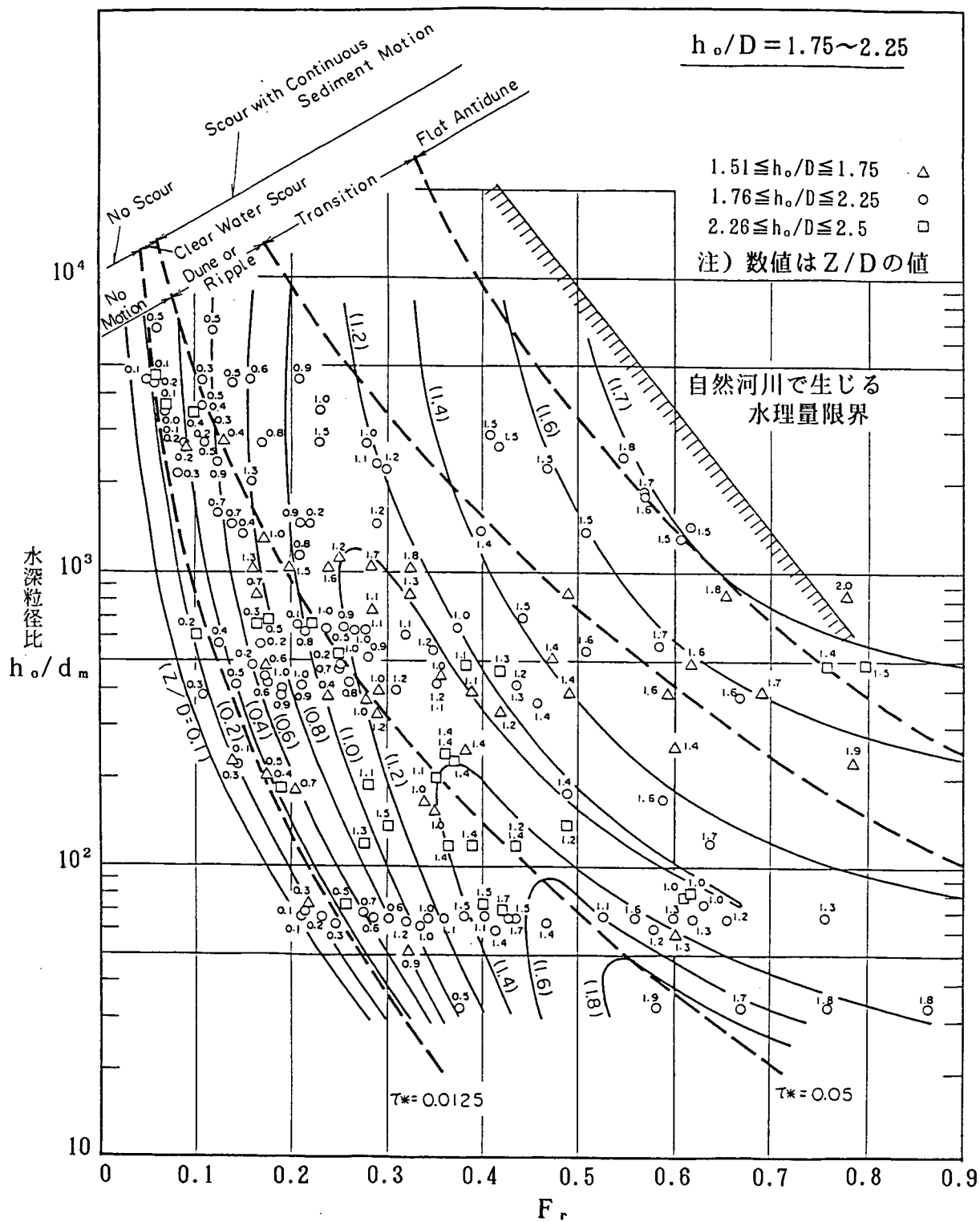


図-3. 9 洗掘深推定図 ($h_o/D = 1.75 \sim 2.25$)

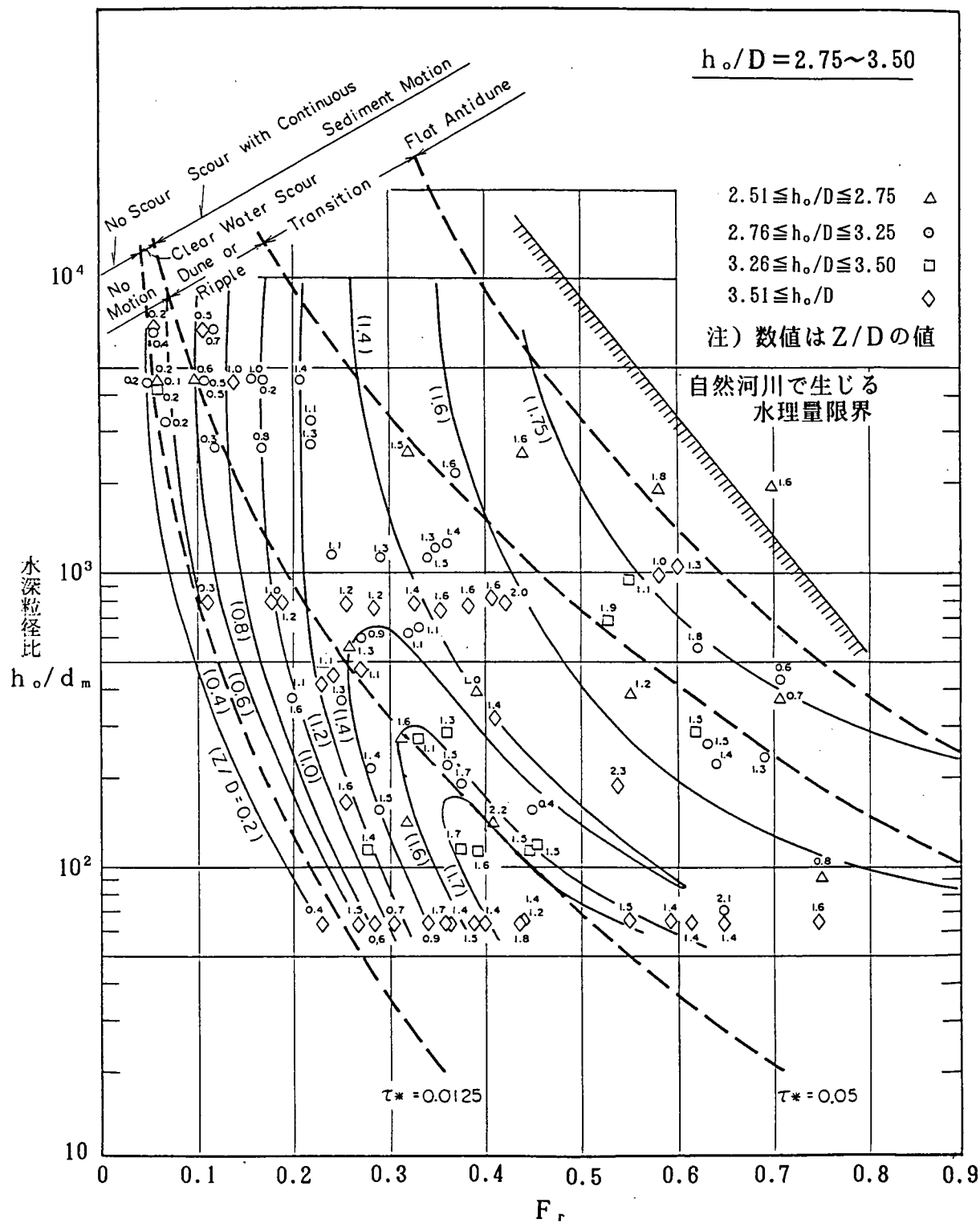


図-3. 10 洗掘深推定図 ($h_o/D = 2.75 \sim 3.50$)

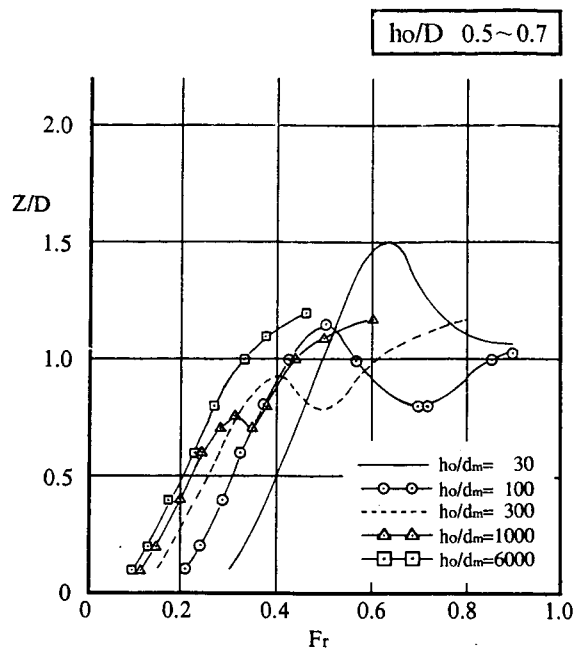


図-3. 11 $Fr \sim Z/D$ と h_o/d_m の関係
($h_o/D = 0.5 \sim 0.7$)

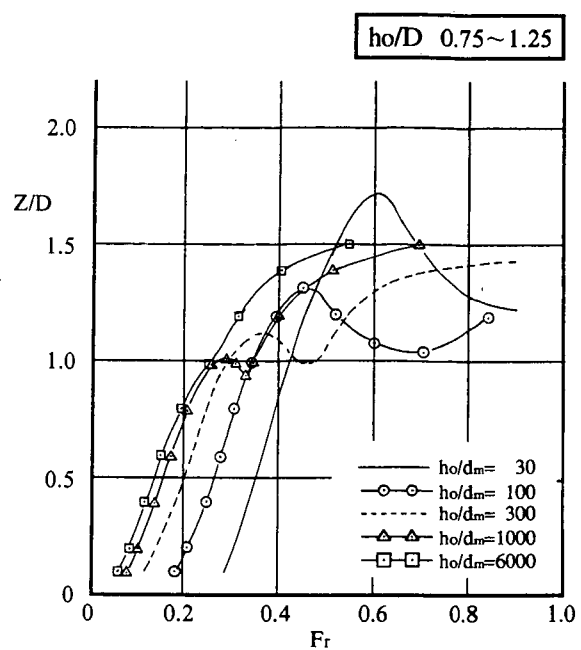


図-3. 12 $Fr \sim Z/D$ と h_o/d_m の関係
($h_o/D = 0.75 \sim 1.25$)

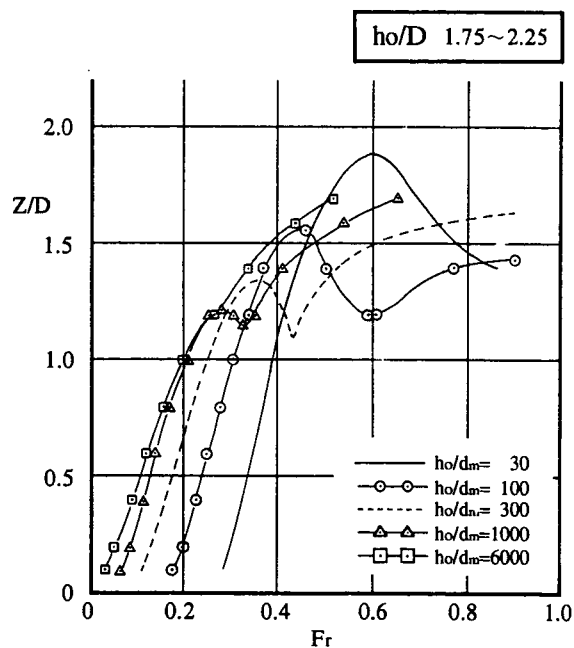


図-3. 13 $Fr \sim Z/D$ と h_o/d_m の関係
($h_o/D = 1.75 \sim 2.25$)

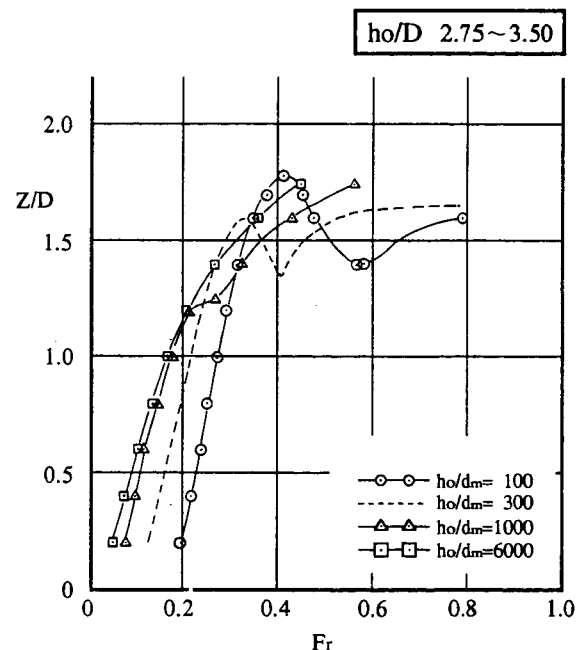


図-3. 14 $Fr \sim Z/D$ と h_o/d_m の関係
($h_o/D = 2.75 \sim 3.50$)

さらに洗掘に伴う土質変化やその強度等も検討して局所洗掘深を適切に評価する必要がある。

一方、図-3. 7～図-3. 10で分割している h_o/D の範囲外の洗掘深を推定するような場合は、分割した大小両側の h_o/D より洗掘深を求め、さらにその間の h_o/D に対する洗掘深を推定する方法で使用可能である。なお、 $h_o/D > 3.5$ の領域は、現在のところ外挿によって推定するほかない。これについては実測

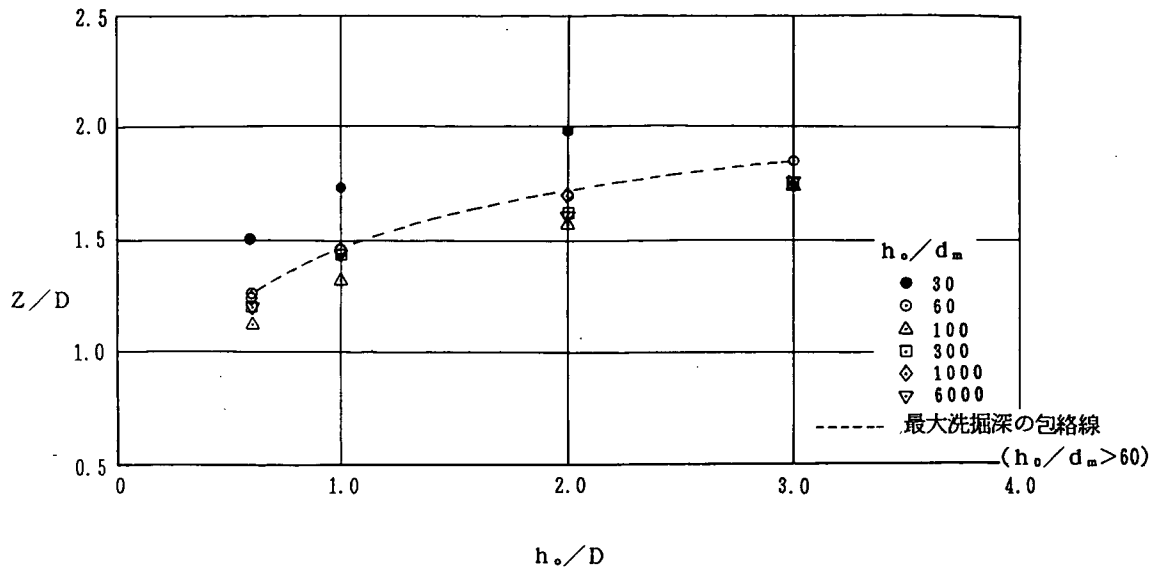


図-3.15 $Z/D \sim h_o/D$, h_o/d_m の関係

等によるデータ補完が今後の課題である

3.6 橋脚形状と局所洗掘深の関係

橋脚形状と洗掘量との関係は、石原⁸⁾によって図-3.16に示すような一円弧型、二円弧型あるいは直線型の形状のものを前・後頭部に取りつけた橋脚模型による詳しい実験が行われた。それによると、洗掘深は前頭部先端の接角値 2η が 180° から減少するにしたがって激減するが、ある程度以下に 2η を減少させても洗掘量の軽減にさしたる効果はなかった。また、橋脚先端をあまり尖らすと、種々の流下物の衝突によって先端を破損するおそれがあるので、結局実用上最も優れた前頭部形状としては、二円弧型で $2\eta = 70 \sim 80^\circ$ ($L:D/2 = 3.2 \sim 2.6:1$)、直線型では $2\eta = 40 \sim 60^\circ$ ($L:D/2 = 2.6:1$) を提唱した。

さらに橋脚後部の形状および橋脚の長さは、前頭部の洗掘形、洗掘深には影響がほとんど認められないことが分かった。前頭部の形状については、側部への移行を円滑にして側部壁体に接する鉛直渦の範囲をなるべく小さくする点から、直線型より二円弧型の方が好ましいとしている。

円柱橋脚に対して橋脚形状が変わった場合の洗掘深は、土木研究所の実験⁹⁾によると図-3.17に示すよ

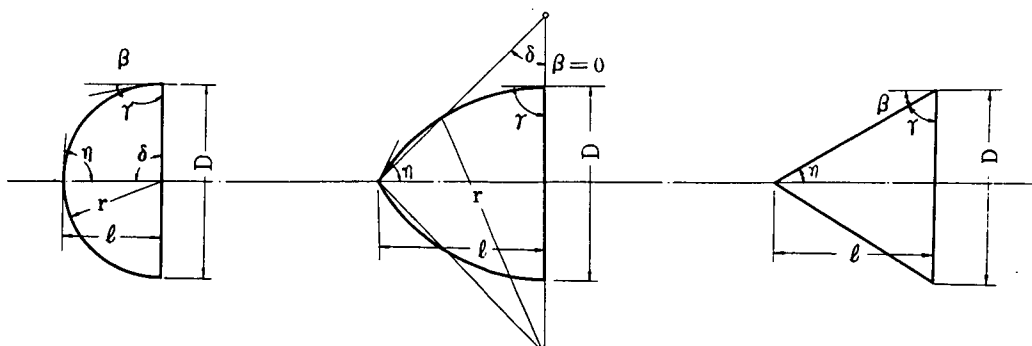
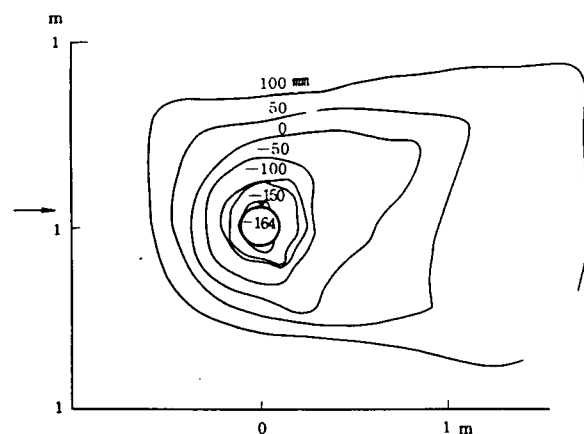
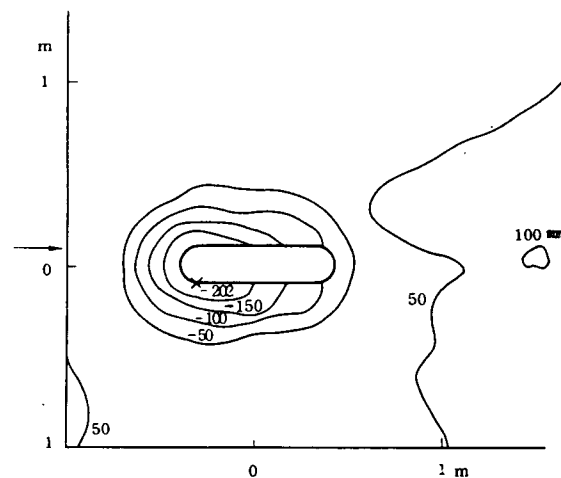


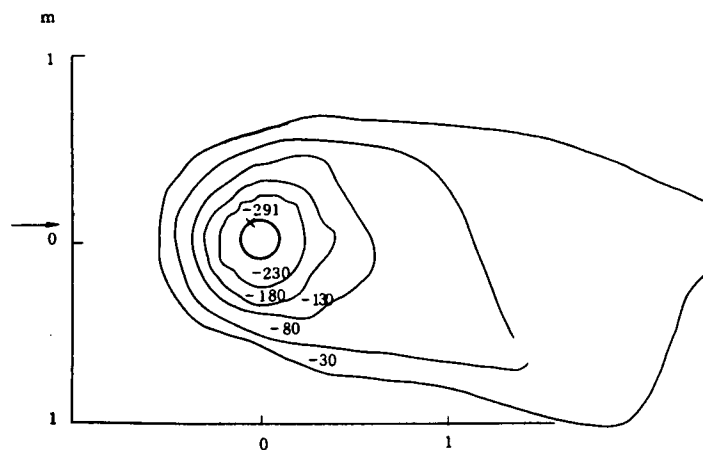
図-3.16 橋脚模型の前後頭部形状 (石原の実験)



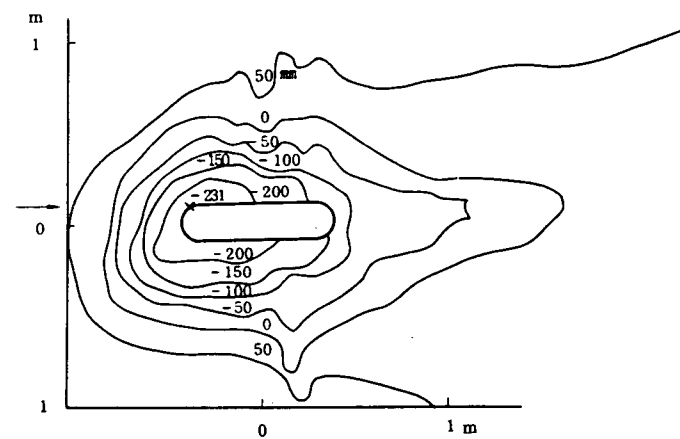
$Q = 1,400 \text{ l/s}$ $h_0 = 26.7 \text{ cm}$
 $Z = 30.7 \text{ cm}$ $D = 21.6 \text{ cm}$
 $Z/D = 1.42$ $h_0/d_m = 1,210$
 $d_m = 0.022 \text{ cm}$ $Fr = 0.54$



$Q = 1,400 \text{ l/s}$ $h_0 = 35.9 \text{ cm}$
 $Z = 23.3 \text{ cm}$ $h_0/d_m = 1,630$
 $D = 20 \text{ cm}$ $Z/D = 1.17$
 $d_m = 0.022 \text{ cm}$ $Fr = 0.35$



$Q = 2,800 \text{ l/s}$ $h_0 = 40.8 \text{ cm}$
 $Z = 37.1 \text{ cm}$ $D = 21.6 \text{ cm}$
 $Z/D = 1.72$ $h_0/d_m = 1,860$
 $d_m = 0.022 \text{ cm}$ $Fr = 0.57$



$Q = 2,800 \text{ l/s}$ $h_0 = 32.7 \text{ cm}$
 $Z = 30.2 \text{ cm}$ $h_0/d_m = 1,530$
 $D = 20 \text{ cm}$ $Z/D = 1.51$
 $d_m = 0.022 \text{ cm}$ $Fr = 0.76$

图-3.17 洗掘深形状比较图

うな結果が得られている。水理条件が完全に同一でないため、単純に比較できないが、円柱橋脚に対し、半円形小判型橋脚の前頭部の最大洗掘深は、円柱型とほとんど変わらない結果となっている。これは石原が指摘しているように、橋脚の長さは、前頭部の洗掘形状、洗掘深にはほとんど影響がないという結果と同様なものとなっている。他の形状の前頭部に対する洗掘深の評価については、Laursen¹⁰⁾によって軽減率 k_s が図-3.18のごとく示されている。これによると半円形状に比して、二円弧型の $L:D/2 = 2:1$ の場合で洗掘深 Z は89% ($0.80/0.90$)、 $3:1$ では78% ($0.70/0.90$)となる。これらの洗掘の軽減率は、石原の実験値によると前者が86%、後者が60%となっており、軽減率がやや大きい。ただここで示すLaursenによる洗掘軽減率の値はどのような資料から求められたものかはっきりしない。

流水の方向に対する橋脚軸の傾きの影響については、以下のごとくである。

石原の実験でも明らかにされているが、図-3.19に示す土木研究所の実験結果によると、流水方向に対する橋脚軸の傾斜角 α が 10° の

場合、最大洗掘深がやや増大し、その位置も流頭部より下流側に発生する。 $\alpha = 20^\circ$ になると流水の当る後頭部側で最大の洗掘深となり、その領域とともに最大洗掘深も大幅な増加を示す。このように α の増大による悪影響は加速度的に増すことから、橋脚軸は洪水時の流向に一致させ、流量や水位によって流向が変化しても、最少限の α となるようにする必要がある。 α の増大に伴う洗掘深への悪影響は、橋脚形状によっても異なる。一般に壁体式橋脚では流頭部を尖らすほど洗掘量を軽減させるが、反対に流向に対して傾斜している場合は、図-3.20に示すように、流頭部を尖らすほど影響が大きい。したがって、流れの方向が一定しない河川では、むしろ流頭部を丸くしておく方が安全なことになる。特に円柱橋脚は流向に影響されないため、流向の変動が大きい河川では細長い橋脚よりも円柱橋脚の方が問題が少ない。

橋脚の方向と流向とが一致しない場合の洗掘深に及ぼす影響は、Laursen¹⁰⁾によって図-3.21のように表わされている。同図と土木研究所の実験結果を比較したところ数少ないデータではあるが、ほぼ一致する結果が得られており、この係数 ($K_{\alpha L}$) を図-3.7~3.10での推定値に乗ずることによって、橋脚軸

頭部形状	長さとの比	K_s
長方形		1.00
半円形		0.90
長円形	2 : 1	0.80
	3 : 1	0.75
レンズ形	2 : 1	0.80
	3 : 1	0.70

図-3.18 橋脚前頭部の形状に関する修正係数 K_s 。

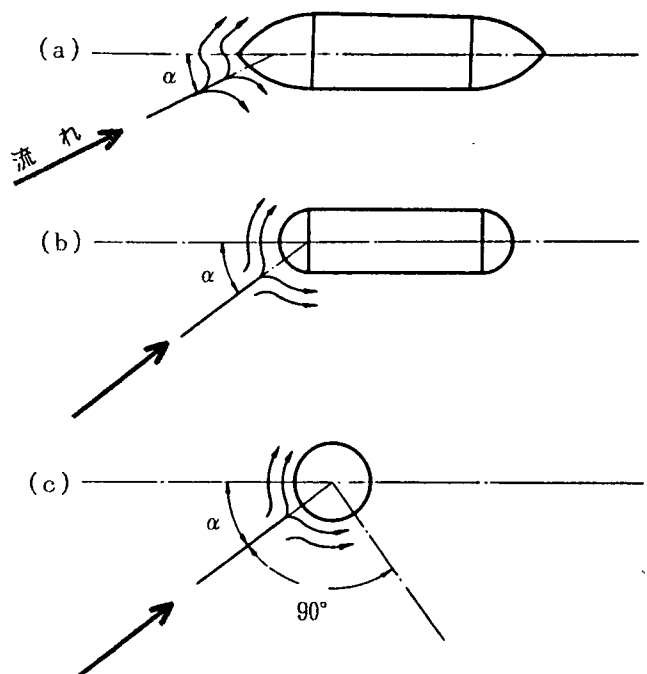


図-3.20 流水が斜めに当る場合の橋脚形状による流線の変化

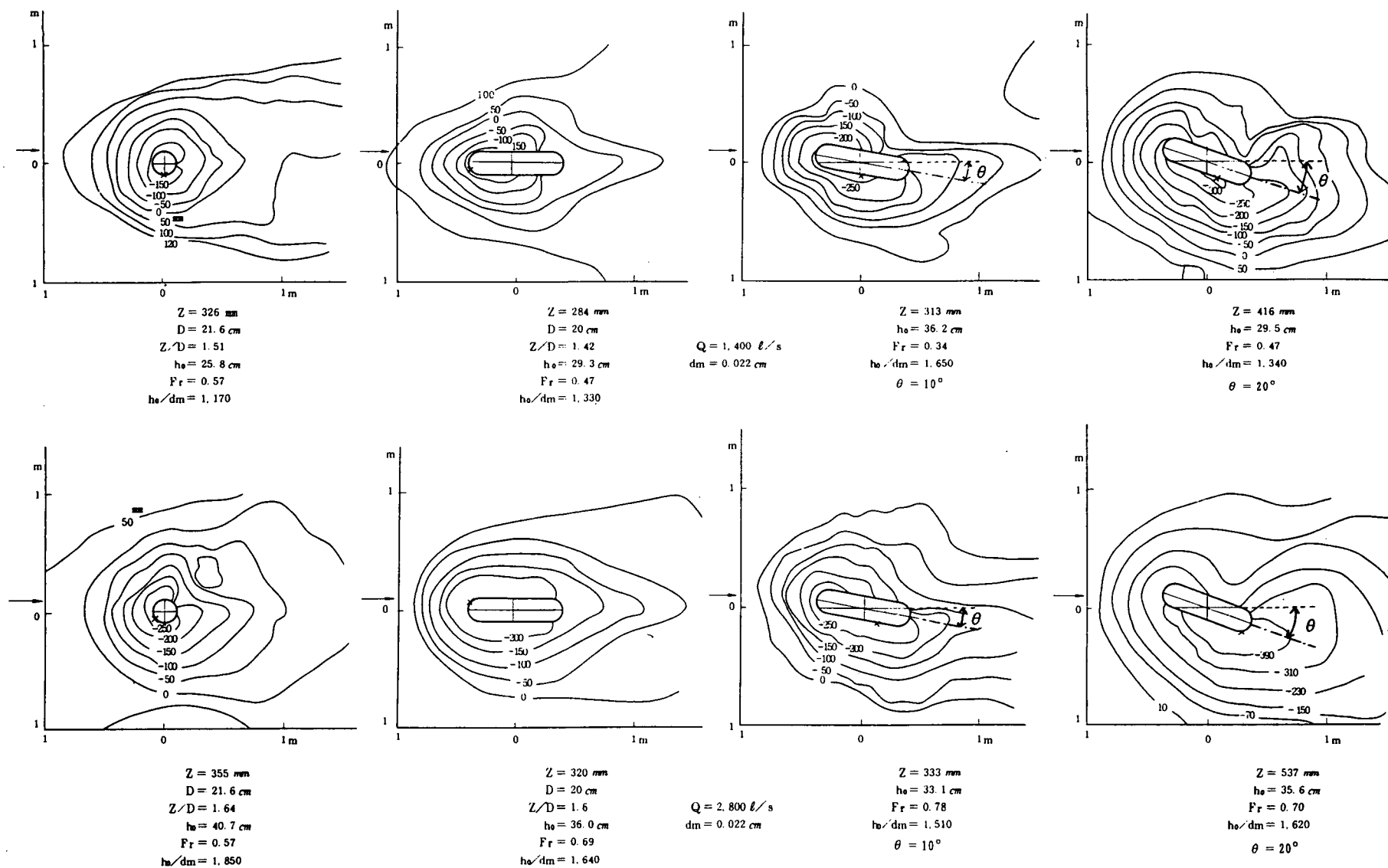


図-3.19 橋脚軸変化による洗掘深形状比較図

方向と流向が一致しない場合の洗掘深を求めることが可能であろう。

次に、円柱型橋脚二本で橋梁を支えている場合の流向の影響について述べる。

石原は⁸⁾、水路幅 182cmの水路に直径15cmの円柱を30cm離して設置し、橋脚軸と流向 α の関係を実験によって調べている。この実験結果によると、傾斜角 α が約 5° 以下の場合のみ壁体式の半円形小判型に似た性質を示し、ほとんど悪影響を見ないが、 α がそれ以上になるとまず上流側円柱の後側で洗掘深が増大

し、さらに下流側円柱の前面および側面（左岸側）の洗掘深が増大して橋脚の安定を害することになる。

これらの洗掘深は、傾斜角 α が $15^\circ \sim 20^\circ$ 付近から約 35° まではほぼ一定値を保つので、橋脚の安定上大差を認め難いが、約 35° 以上となると下流側円柱が独立橋脚としての性質を持ち、その周囲の洗掘深を増す。さらに 45° 位になるとますますその程度が著しくなる。この2本の円柱橋脚では、その中間部分の河床洗掘に対する傾斜角の影響が極めて大きく、ここにこの橋脚の最大の欠点があることを述べている。

洗掘範囲については、傾斜角が約 25° までは半円形小判型橋脚の場合と大差なく、むしろ軽減するぐらいである。しかし、その後は下流側円柱が独立した橋脚としての性質を持ち、側面（左岸側）の洗掘幅を激増させ、その影響が次第に上流側円柱の側面（左岸側）にも及んでくる。

以上の結果より、2本の円柱型橋脚では、下流側円柱が上流側円柱前面の洗掘には影響を及ぼさないとと言える。しかし、橋脚軸と流向の傾斜角 α の増大に伴って、2本の円柱の中間部分で洗掘深が増し、下流側円柱が独立した橋脚としての性質を持ち、前面および側面（左岸側）の洗掘の増大とともに悪影響が大きくなる。

次に洗掘深および橋脚軸が流向に対して傾いている場合の計算例を示す。

[計算例]

幅250m、河床材料平均粒径 $d_m = 15\text{mm}$ の河川に橋脚幅4.0mの橋脚を4本設置する計画が立てられている。橋脚の端部形状は半円形とし、計画高水流量 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ 、平均水深6.0mのときの洗掘深および最大洗掘深を求めよ。なお、橋脚の長さ $L = 16\text{m}$ とし、このとき橋脚軸が流向に対して 15° 傾いている場合の洗掘深も求めよ。

[解]

まず h_0/D 、 h_0/d_m 、 Fr 数を求める。

$$h_0/D = 6/4 = 1.5, \quad h_0/d_m = 6/0.015 = 400$$

$$Fr = u_0 / \sqrt{g h_0} = (4500/1500) / \sqrt{9.8 \times 6.0} = 0.391$$

$h_0/D = 1.5$ であるから、図-3.8 および図-3.9 から中間値を求める。

図-3.8 ($h_0/D \approx 1.0$) より $Z/D = 1.02$, $\therefore Z = 4.08\text{m}$

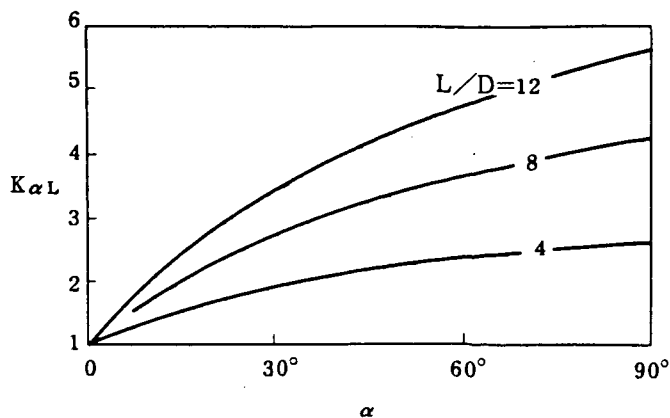


図-3.21 流向が洗掘に及ぼす効果を表わす係数 $K_{\alpha L}$

図-3.9 ($h_0/D \approx 2.0$) より $Z/D = 1.20$, $\therefore Z = 4.80\text{m}$

$h_0/D = 1.5$ のときは両者の中間であるから、洗掘深 Z は

$$Z = (4.08 + 4.80) / 2 = 4.44\text{m}$$

となる。なお、最大洗掘深は、 Fr 数が 0.391 より小さいときに発生する。その最大洗掘深は

図-3.8 より $Z/D = 1.1$ ($Fr = 0.35$ 付近), $\therefore Z = 4.4\text{m}$

図-3.9 より $Z/D = 1.3$ ($Fr = 0.32$ 付近), $\therefore Z = 5.2\text{m}$

よって $h_0/D = 1.5$ のときの最大洗掘深は

$$Z = (4.4 + 5.2) / 2 = 4.8\text{m} \quad (Fr \approx 0.335)$$

となる。次に橋脚軸に対して流向が傾いた場合 ($\alpha = 15^\circ$) は、 $L/D = 4$ であるから図-3.21 より

$$K\alpha_L = 1.5$$

よって、 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ 時の洗掘深は $Z = 4.44 \times 1.5 = 6.66\text{m}$

$$\text{最大洗掘深は } Z = 4.8 \times 1.5 = 7.2\text{m}$$

とかなり増大する。

3.7 局所洗掘範囲の評価

橋脚周辺の局所洗掘の範囲に関しては、局所洗掘深と河床砂の水中安息角が密接な関係を示す。一般に安息角は、漏斗の口などから落下する砂れきが堆積して形成される円錐形の山の自然勾配として測定され

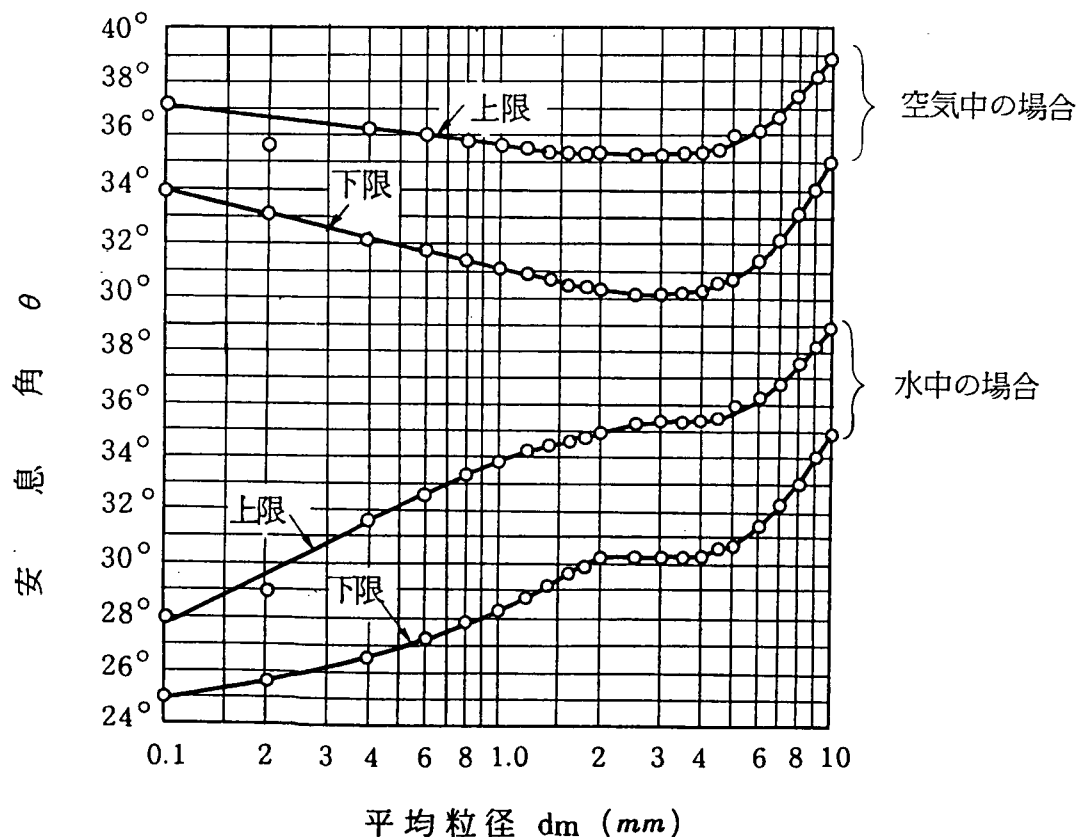


図-3.22 空気中および水中における安息角と平均粒径との関係 (久宝の実験)

る。この場合には、砂れきが斜面を滑り落ちながら漸次停止して山を形成するのであるから、そのときの斜面のなす角度は動摩擦角とみなして良いであろう。図-3.22は久宝¹⁸⁾の実験結果を示したもので、空気中および水中の場合も、共に実験値の上限と下限とにかなりの開きがあるのは、砂れきの移動開始を示す静止摩擦角が動摩擦角より大きいことに原因があるように思われる。なお、平均粒径が2mmより小さくなればなるほど、水中安息角が空気中におけるものより小さくなっていくことが分かる。これは粒径が小さくなると水中では流動性を帯び、動摩擦係数が小さくなるためである。安息角は粒径のほかに砂れきの形や比重に影響されると考えられる。Gibson¹⁸⁾はこれらの効果を導入して、水中における安息角 θ について次のような実験式を得ている。

$$\tan \theta = K \cdot d_m^{0.125} (\sigma/\rho - 1)^{0.19} \cdot \gamma^{0.25} \quad (3.5)$$

ここに d_m は平均粒径 (inch), σ/ρ は砂の比重, γ は砂の最長径と最短径との比, K は定数であって、水を乱さないとき0.92, 乱したとき0.71である。なお、式(3.5)の基礎となる実験範囲は、粒径が0.00505~0.0223inch, 比重が1.90~3.89, γ が1.19~1.57である。

洗掘口形状は、土木研究所の実験⁹⁾によると上流部が半円状の逆円錐形を示す。このときの橋脚前面と橋脚側面における最大洗掘深の比較図を図-3.23に示す。図中の Z_{front} および Z_{side} は、それぞれ橋脚前面と側面の最大洗掘深を表わし、これを平均水深 h_0 で無次元化している。これによると最大洗掘位置は橋脚前面に生じ、最大洗掘深が側面に生じるような場合でも前面と側面との差はわずかであることが分かる。なお、図-3.23で塗りつぶしてある記号はClear water scourの場合の実験値である。

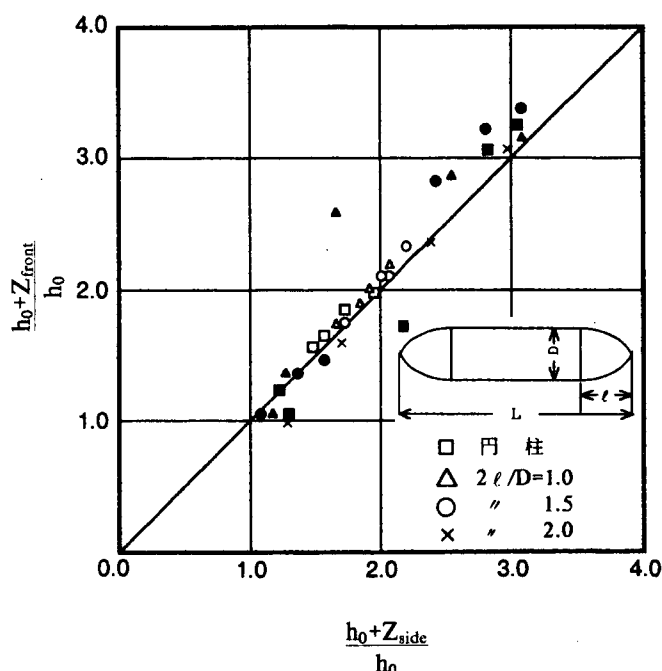


図-3.23 ピア-前面と側面の洗掘深比較図

洗掘深とその範囲の関係については、河床材料の平均粒径が0.22mmの場合、図-3.24~3.26に示すように洗掘深によって範囲がほぼ決まり、橋脚前面と側面での斜面勾配は同一であることが分かる。この洗掘口の斜面勾配は約28°であり、図-3.22で示した水中での安息角の上下限の平均値を示している。また、粒径 $d_m = 0.87$ mmの実験でも $\theta = 29 \sim 33^\circ$ の範囲であり、ほぼ平均値の勾配を与えれば良いと考えられる。

以上より、局所洗掘範囲は推定される最大洗掘深から、図-3.22に示される水中安息角の平均値を用い、図-3.27の模式図のようにその勾配に見合う水平距離を橋脚周囲に与え、洗掘深は橋脚前面と上流の側面で最大として、洗掘範囲の下流端で平均河床へ結ぶ形状としたものを推定される概略の洗掘範囲、形状とすれば良いであろう。

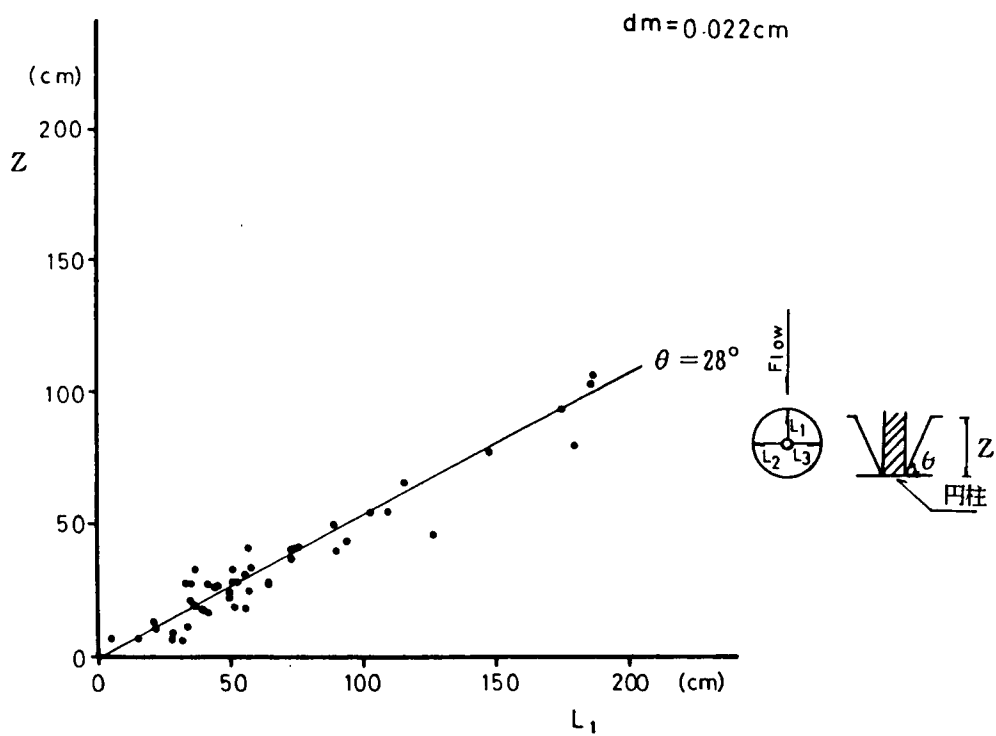


図-3. 24 洗掘深と範囲の関係

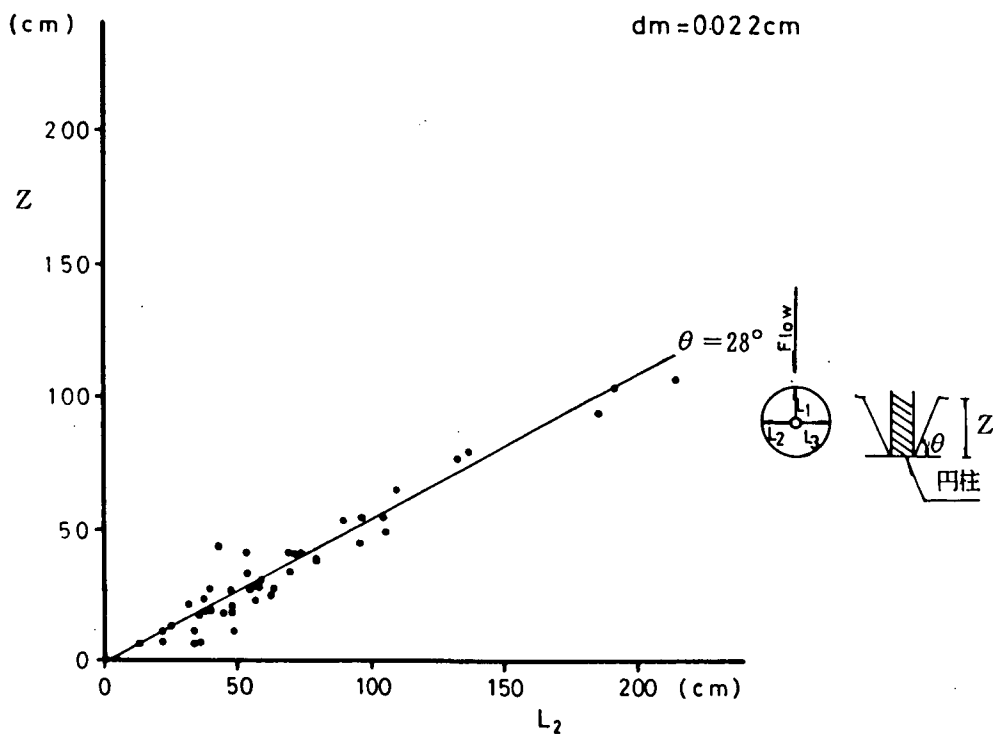


図-3. 25 洗掘深と範囲の関係

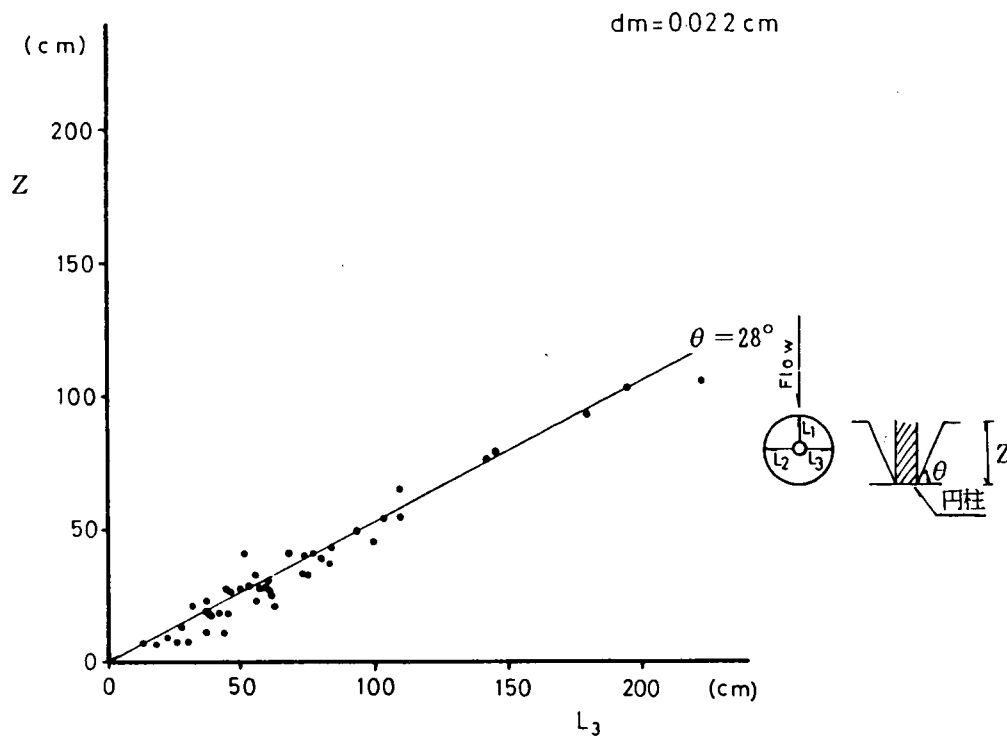


図-3. 2 6 洗掘深と範囲の関係

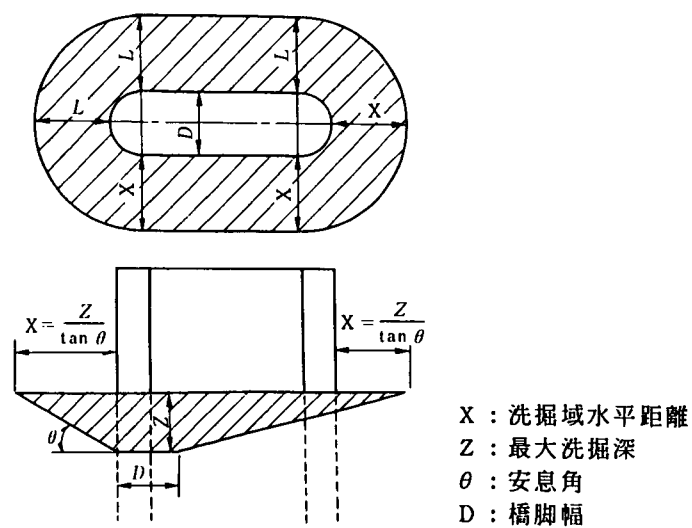


図-3. 2 7 橋脚周囲の洗掘範囲と形状の推定模式図

次にその計算例を示す。

[計算例]

幅400m, 河床材料平均粒径 $d_m = 2\text{ mm}$ の河川に, 橋脚幅3.0m, 端部形状が半円形の橋脚が設置されている。計画高水流量 $6,500\text{ m}^3/\text{s}$, 平均水深6.0mのときの洗掘深と洗掘範囲を求めよ。

[解]

h_0/D , h_0/d_m , Fr 数を求める。

$$h_0/D = 6/3 = 2.0, \quad h_0/d_m = 6/0.002 = 3,000$$

$$Fr = u_0 / \sqrt{g h_0} = (6500/2400) / \sqrt{9.8 \times 6} = 0.353$$

図-3.9より洗掘深を求めると

$$Z/D = 1.40, \quad \therefore Z = 4.20\text{ m}$$

となる。 $d_m = 2\text{ mm}$ の水中安息角を図-3.22より求めると

$$\theta = 32.5^\circ$$

洗掘深と水中安息角から洗掘範囲は

$$X = Z / \tan \theta = 4.20 / \tan 32.5^\circ = 6.59\text{ m}$$

となる。

第4章 橋脚周りの局所洗掘の防止と補強工法

4.1 局所洗掘防止工の工種

橋脚周りの局所洗掘深は、橋脚の形状や配置を工夫することによって若干軽減されるが、洗掘を受けても安全なように、その分を見込んだ根入れを十分行う必要がある。しかしながら、種々の制約や外力条件の増大、および河床低下などにより根入れ不足が生じる場合には、対策として洗掘防止工が必要となる。

洗掘防止工としては、種々の根固め工法が考えられる。根固め工の基本的な性能としては河床とのなじみが良く、河床変動に追従して変形するという屈撓性が要求される。このような機能を持つものとしては、古くから種々の方法が考え出され実用化されてきた。根固め工法には大別して捨石工、蛇籠工あるいは布団籠、沈床工および異形コンクリートブロック工等によるものがあるが、それらの歴史はかなり古く、人々が沖積平野に生活の基盤を見い出すと共に改良、発展してきたものである。

近代的な河川改修が行われるようになった明治期以降では、蛇籠工や沈床工が根固め工の主流であったが、これらの工法は耐久性や施工性の面で問題が残ったこと、また急流河川ではその強度をさらに増加させ、根固めの効果をより確実に期待する必要があったことから、各種の異形コンクリートブロックを主体とした根固め工法の開発、応用へと向かうようになった。しかし、形状等の異なる多種類のブロックが開発使用されてきたにもかかわらず、その機能や性能についてほとんど検討が加えられていない。したがって洗掘防止だけに絞ってみても、各種異形コンクリートブロック類の効用を適切に評価、判断することは難しく、このことがこのように多種類のブロックを開発し、使用している最大の理由といっても過言ではない。一方、実際の河道では河相や流況の違いも大きく、これら多種類のブロックが全ての河川に同様に適用可能というものでないことも明らかであって、河道特性との関連から適切な工種、工法の選定が行われなければならないことは言うまでもない。

異形コンクリートブロック類による洗掘防止工としては、平型で屈撓性を重視したものが望ましく、また形状だけではなく、重量、結線の有無、対策範囲等も考慮しなければならない。しかし、異形コンクリートブロックにはもともと海岸における消波を主目的に開発使用されてきたものも多く、これらのブロックは本来波力に対する安定性を重視した形状を持っている。したがって、河川のような一方向流の場では単体として移動し易い欠点もあり、かつ河川の根固め工として開発されたブロック類と比べて、洗掘防止という面に問題を残すブロック類も少なくない。特に根固め工としての基本的な要件は、洗掘防止と洗掘を若干生じて河床となじんで屈撓し、構造物を保護することにあり、そのためには単体ブロックではなく、群としてのブロックの機能を持つ必要がある。よって、連結を可能とするようなブロックの方が望ましく、特に層積み可能な場合には、屈撓性の良い連結されたブロックが望ましいことが指摘できる。なお、根固め工に代る洗掘防止工として、円柱周りに円板を取付けた例¹⁹⁾や、橋脚上流側へベン工を配置した例²⁰⁾が試みられているが、まだ実用化までには至っていない。

4. 2 局所洗掘防止工の設計

4. 2. 1 捨石, 異形コンクリートブロックの移動限界流速²¹⁾

根固め工に使用される玉石, 割石, 異形コンクリートブロックは, 洗掘防止機能を保持し得るように, その位置が大きく変わってはならない。すなわち, 根固め工の材料は, 流水に対して移動しないだけの重さ, 大きさ, 形状を有する必要がある。ここではこの根固め工材料の移動限界流速を評価する。

(1) 玉石, 割石の場合

粒径 d_{50} の玉石, 割石の移動限界流速は, 河床がほぼ平坦で均一に敷きならされていれば, 良く知られた Shields²²⁾, 岩垣²²⁾ らによる移動限界無次元掃流力 τ_{*c} の値を用いて評価し得る。すなわち玉石, 割石の存在する場所の掃流力が限界掃流力より小さくなる条件

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{s g d_{50}} = \frac{V^2}{\phi^2 s g d_{50}} < \tau_{*c} \quad (4.1)$$

より

$$d_{50} > \frac{1}{\tau_{*c} s g \phi^2} \cdot V^2 \quad (4.2)$$

となる。

河岸斜面角 α の上に玉石材料がある場合には, Lane²³⁾ によって示された斜面の移動限界掃流力

$$\tau_{*ca} = \tau_{*c} \left(1 \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \theta} \right)^{1/2} \quad (4.3)$$

を式 (4.2) に代入して d_{50} を評価する必要がある。ここに θ は材料の静止摩擦角である。なお, 橋脚周辺は流れが加速されるので安全性等を考えて式 (4.2) の限界値より大きい石を使用する必要がある。これについては, Isbash²⁴⁾ によって実験的に検討された安定条件をより体系化した U. S. Army Corps の評価式²⁵⁾ が参考になる。この式は

$$d_{50} > \frac{1}{C^2 2 g s} V^2 \quad (4.4)$$

の形となっており, C の値は low turbulence level flow で 1.20, high turbulence level flow で 0.86 としている。low turbulence flow とは通常の河川における流れの場合, high turbulence flow は堰下流の護床工のように激しい乱れのある流れの場合である。

$C=1.20$ の場合には, 式 (4.2) で移動限界無次元掃流力 $\tau_{*c}=0.06$ とすると $\phi=7$, 移動限界無次元掃流力 $\tau_{*c}=0.03$ とすると $\phi=10$ と評価したことになり, ほぼ妥当な値である。 $s=1.65$ とすると

$$d_{50} > \frac{1}{46.6} V^2 \quad (4.5)$$

となる。ここに単位は m-sec 系である。

$C=0.86$ の場合は, 式 (4.2) で $\tau_{*c}=0.06$ とすると $\phi=5$, $\tau_{*c}=0.03$ とすると $\phi=7$ と評価したことになり。 $s=1.65$ とすると

$$d_{50} > \frac{1}{23.9} V^2 \quad (4.6)$$

である。

Vの値は、ポテンシャル理論によれば橋脚の影響のない所の流速に対して、橋脚側面における流速は2倍になることから、これらを考慮して評価することが必要である。図-4.1に示す実線は式(4.5)，(4.6)を図示したものであり、破線は式(4.2)において $\tau_{*c}=0.05$ とし、 $\phi=10$ ， $\phi=15$ の場合を示したものである。

中砂の河川ではVが大出水時に3～4 m/s 程度となるので、 d_{50} が20～40 cmの石が必要となる。

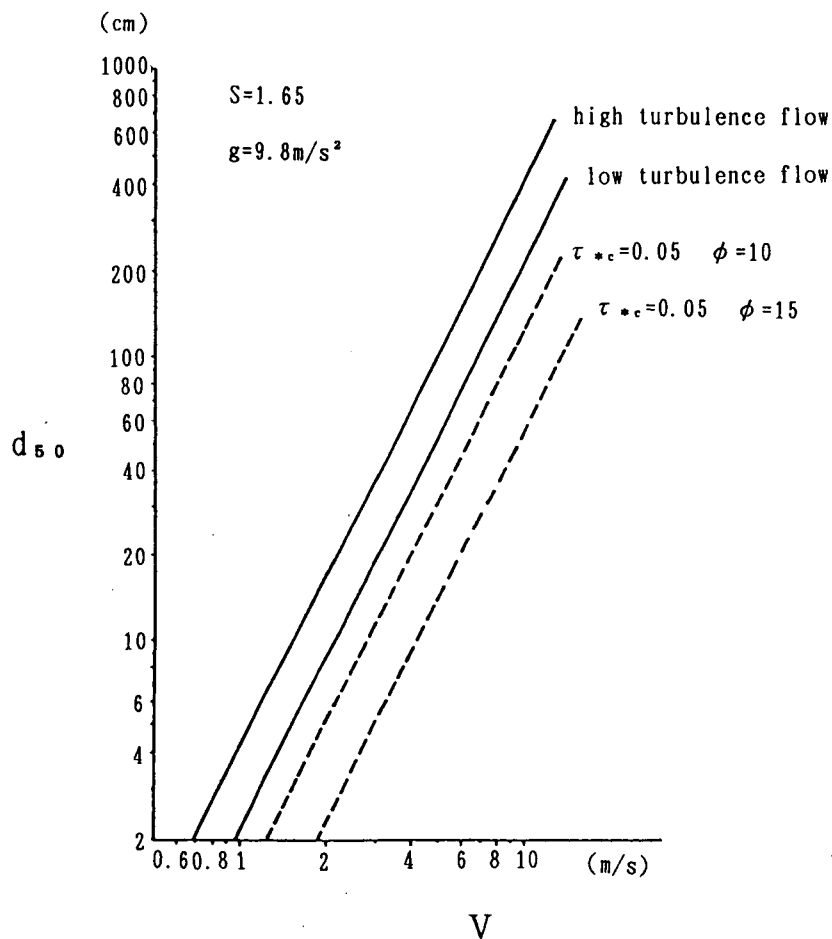


図-4.1 捨石の大きさと移動限界流速

(2) 異形コンクリートブロックの場合

① 単体ブロックの移動限界流速

まず単体ブロックが河床に置かれた場合の安定性を考えてみる。ブロックの一辺の代表長さを ℓ ，ブロックの空中重量を W ，流れの方向の投影面積を A とすると

$$W = K \ell^3, \quad A = C \ell^2$$

ブロックに作用する流体力は、抗力 D と揚力 L に分けられ、次のように表わすことができる。

$$D = \frac{1}{2} \rho_w A C_D V^2, \quad L = \frac{1}{2} \rho_w A C_L V^2$$

ここに C_D : 抗力係数, C_L : 揚力係数, ρ_w : 水の密度, V : ブロックに作用する流速 (m/s)。

ブロックが滑動する場合には, ブロックと河床との間の摩擦係数を μ とすれば, ブロックが移動しない条件は

$$D < \mu (W_w - L) \quad (4.7)$$

である。ここに W_w は水中におけるブロックの重量で

$$W_w = (1 - \rho_w / \rho_b) W \quad (4.8)$$

である。 ρ_b はブロックの密度である。したがって

$$W > \left[\frac{\rho_w (C_D C + C_L \mu)}{2 \mu (1 - \rho_w / \rho_b) K} \right]^3 K V^6 \quad (4.9)$$

が流れによって滑動しないブロックの重さの条件である。

ブロックが転動する場合には, 図-4.2 に示すように, 流体力 P の作用力の重心の位置と河床面からの垂直距離を h_g , ブロックの重心位置からブロックの転動点 C 点の水平距離を L_s とすれば, ブロックが転動しない条件は

$$D \cdot h_g < (W_w - L) L_s \quad (4.10)$$

となる。したがって

$$C_D \rho_w C \ell^2 \frac{V^2}{2} h_g < \left[\left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_b} \right) K \ell^3 - C_L \rho_w C \ell^2 \frac{V^2}{2} \right] L_s \quad (4.11)$$

となり,

$$\ell > \frac{C_D \rho_w C h_g + C_L \rho_w C L_s}{2 (1 - \rho_w / \rho_b) K L_s} V^2 \quad (4.12)$$

すなわち

$$W > \left[\frac{C_D \rho_w C + C_L \rho_w C \frac{L_s}{h_g}}{2 \cdot L_s / h_g \cdot (1 - \rho_w / \rho_b) K} \right]^3 K V^6 \quad (4.13)$$

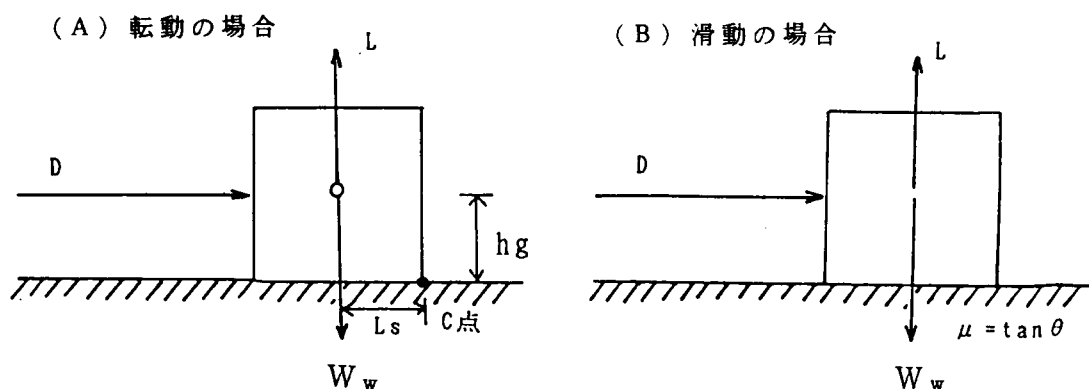


図-4.2 ブロックの移動についての力のバランス

となる。

ブロックの相似性（形状の幾何学的相似）が成立していれば、ブロックの大きさ、重さ、比重等が変わっても、抵抗係数 C_D 、 ρ_w 、 C 、 g 、 μ 、 $\frac{L_s}{h_g}$ および K はほぼ一定である。したがって、ブロックが滑動で動こうとも、転動で動こうとも、ブロックが移動しない条件は、

$$W > a \left\{ \frac{1}{(1 - \rho_w / \rho_b)} \right\}^3 V^6 \quad (4.14)$$

となり、 a は滑動の場合

$$a = \left[\frac{C_D C + C_L \mu}{2 \mu K} \cdot \rho_w \right]^3 \cdot K \quad (4.15)$$

転動の場合

$$a = \left[\frac{C_D C + C_L C L_s h_g}{2 g L_s / h_g K} \cdot \rho_w \right]^3 \cdot K \quad (4.16)$$

となる。

なお、 W として ton 、流速として m/s の単位を使えば、 a の単位は $\boxed{\text{ton} \cdot \text{s}^6 / \text{m}^6}$ である。 a の値は、次のような実験により求められている。

・実験とその結果

長さ20m、幅60cmの鋼製可傾水路（図-4.3）に河床材料（ $d_m = 1.4\text{mm}$ ）を敷き均して、図示する位置に模型ブロック（4トンの1/25）を置き、水を流して河床勾配と下流端水位を漸次変化させ、ブロックが滑動および転動する限界を疑似等流状態で見い出した。また、その時の流量、水深（ブロック設置地点）、ブロック頭部の流速、河床勾配を測定した。実験は5～16回繰り返して行い、移動限界時のブロック頭部の流速はそれらの単純平均とした。

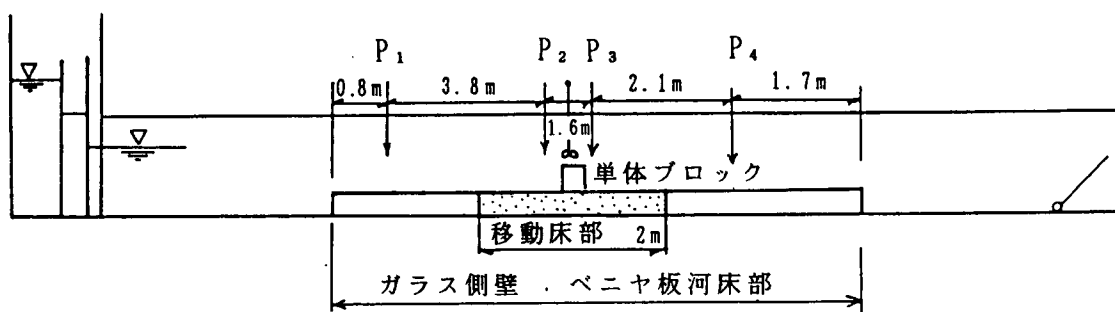


図-4.3 ブロックの単体移動実験水路概要図

なお、ブロックの移動限界はブロックの置き方、つまり流れに対するブロックの設置方向によって変化する。本実験は、前もってブロックの流れに対する一番安定した方向を求めておき、その置き方により実験を行っている。

ブロックの移動は、各ブロックとも、初めに滑動による移動が生じた。表-4.1は、実験結果より式(4.14)から求めた a の値を示す。 a は5回の実験結果の平均値である。

表-4. 2 および図-4. 4 はこの a を使い、実物のブロックの移動限界時の流速とブロックの重さの関係を示したものである。なお ρ_b を 2.3 ton/m^3 として計算してある。各ブロックは、1ton の場合の移動限界流速は $2.9 \sim 3.5 \text{ m/s}$ 、3ton の場合は $3.5 \sim 4.3 \text{ m/s}$ 、5ton の場合 $3.9 \sim 4.5 \text{ m/s}$ となっている。移動限界のブロックの重さ W は V の 6 乗に比例するので、流速が 2 倍になると 64 倍になるので注意が必要である。

同一ブロック重量であれば、底面に突起があり、河床にくいこみ易いもの、高さの低いものの方が移動しにくいようである。

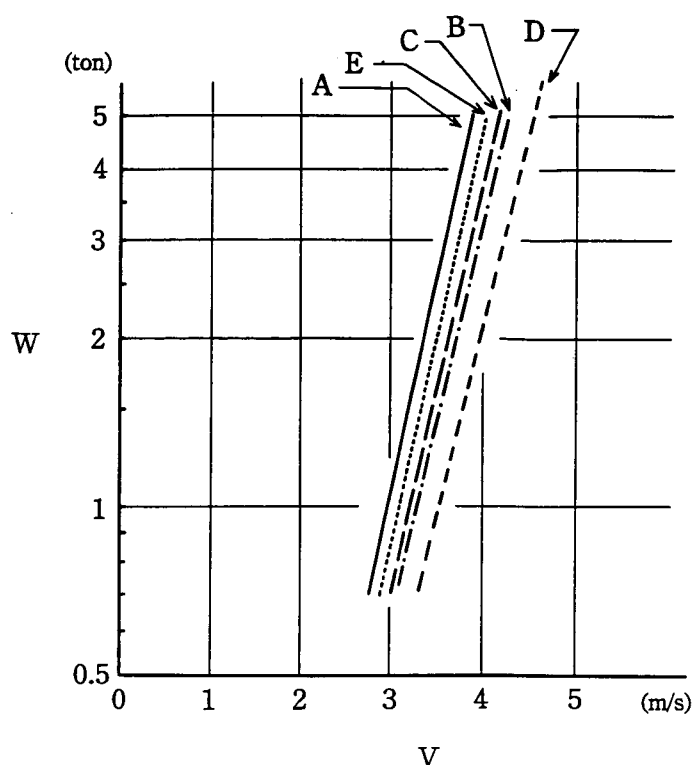


図-4. 4 ブロック単体の移動限界流速

② 群としてのブロックの移動限界流速

根固め工として異形コンクリートブロックを用いる場合、ブロックは群として用いられる。それらは一般に噛み合わさっており、また単体の場合に比べてブロック群による遮へい効果により流体力が小さくなり移動しにくくなる。これについては次の実験結果²⁴⁾ が参考になる。

・実験方法とその結果

長さ20m、幅60cmの鋼製可傾水路の固定床上に模型ブロックを最も多用されている形で敷設し、単体の場合と群の場合とで、ブロック移動時のブロック頭部での流速を比較し、またどのブロックが最初に動き出すか観察した。なお、ブロック頭部の流速は、側壁から25cmの位置で測定した。

実験結果を抽出すると次の通りとなる。

A (対称突起型)	$V_{\text{single}} = 83.4 \text{ cm/s}$,	$V_{\text{group}} = 128.7 \text{ cm/s}$,	$K_2 = \frac{V_{\text{group}}^2}{V_{\text{single}}^2} = 2.38$
B (平面型)	$V_{\text{single}} = 73.8 \text{ cm/s}$,	$V_{\text{group}} = 151.7 \text{ cm/s}$,	$K_2 = \quad \quad \quad = 4.23$
C (三角錐型)	$V_{\text{single}} = 84.3 \text{ cm/s}$,	$V_{\text{group}} = 121.5 \text{ cm/s}$,	$K_2 = \quad \quad \quad = 2.08$
D (三点支持型)	$V_{\text{single}} = 47.3 \text{ cm/s}$,	$V_{\text{group}} = 111.6 \text{ cm/s}$,	$K_2 = \quad \quad \quad = 5.57$
E (長方形型)	$V_{\text{single}} = 57.4 \text{ cm/s}$,	$V_{\text{group}} = 160.8 \text{ cm/s}$,	$K_2 = \quad \quad \quad = 7.85$

敷設方法によっては、移動限界流速値は若干異なると考えられ、また移動床と固定床の違いもあるが、これらの値はブロック群と単体ブロックの移動限界の違いを示すものと考えられる。 K_2 は、群としてのブロックの移動限界力が単体の場合に較べて何倍であるかを示すものであり、移動限界流速は、単体の場合の移動限界流速を $\sqrt{K_2}$ 倍すれば良い。

表-4. 1 模型ブロックの移動限界流速測定実験結果表

ブロック名		流 動 限 界 流速V (m/s)	a	$\bar{a}$
A 対称突起型	$\rho_b/\rho_w = 2.219$ $W_m = 0.24\text{kgf}$	0.67	0.440	0.252
		0.77	0.191	
		0.75	0.224	
		0.79	0.164	
		0.74	0.242	
B 平 面 型	$\rho_b/\rho_w = 2.028$ $W_m = 0.216$	0.74	0.171	0.141
		0.85	0.075	
		0.70	0.239	
		0.85	0.075	
		0.76	0.146	
C 三角錐型	$\rho_b/\rho_w = 2.351$ $W_m = 0.235$	0.81	0.158	0.162
		0.88	0.096	
		0.77	0.214	
		0.76	0.231	
		0.86	0.110	
D 三点支持型	$\rho_b/\rho_w = 2.250$ $W_m = 0.257$	0.88	0.095	0.094
		0.89	0.089	
		0.89	0.089	
		0.92	0.073	
		0.84	0.125	
E 長 方 形	$\rho_b/\rho_w = 2.091$ $W_m = 0.297$	0.74	0.257	0.191
		1.01	0.040	
		0.79	0.174	
		0.83	0.129	
		0.69	0.391	
		0.82	0.139	
		0.79	0.174	
		0.80	0.161	
		0.77	0.202	
		0.74	0.257	
		0.87	0.097	
		0.79	0.174	
		0.74	0.257	
		0.72	0.303	
		0.85	0.112	
		0.78	0.187	

W_m : 模型ブロック重量

$$a = \frac{W_m}{\left\{ \frac{1}{1 - \rho_w/\rho_b} \right\}^3 V^6}$$

表-4. 2 実物ブロックの移動限界流速

ブロック名	$\overline{a}$	ブロック重量 W (kg)	流 動 限 界 流速V (m/s)
A 対称突起型	0.252	1,000	2.99
		2,000	3.36
		3,200	3.63
		4,000	3.77
		5,000	3.91
B 平 面 型	0.141	1,020	3.31
		2,012	3.70
		3,036	3.97
		4,014	4.15
		5,025	4.31
C 三角錐型	0.162	1,001	3.22
		2,013	3.62
		2,990	3.86
		4,016	4.06
		5,029	4.21
D 三点支持型	0.094	1,012	3.53
		1,976	3.95
		3,414	4.33
		5,419	4.67
E 長 方 形	0.191	1,044	3.16
		2,038	3.53
		2,861	3.73
		3,885	3.93
		4,901	4.08
		$V = \left[\frac{W}{\overline{a} \left\{ \frac{1}{1 - \rho_w / \rho_b} \right\}^3} \right]^{1/6}$	

以上の結果より、洗掘防止のための根固め工として、玉石を用いた場合の必要粒径、および根固めブロックの場合の必要重量についての計算例を示す。

[計算例]

幅400m, 河床材料の平均粒径 $d_m = 2.0\text{mm}$ の河川に、橋脚幅3.0m, 端部形状が半円形の橋脚が設置されている。計画高水流量 $6,500\text{m}^3/\text{s}$, 平均水深6.0mのときの橋脚周りの根固め工として、玉石の必要粒径および根固めブロックとした場合の必要重量を求めよ。また、この根固めブロックが群として噛み合わさっているときの移動限界流速も求めよ。根固めブロックは平面型とし、 $\rho_b = 2.3\text{ton}/\text{m}^3$ とする。

[解]

3.7節に示した計算例より、橋脚周りの洗掘範囲は6.59mであり、この範囲に根固め工を設置する必要がある。

$$V = Q/A = 6500/(400 \times 6) = 2.71\text{m/s}$$

であるから、橋脚周辺の流速はこの2倍を想定して5.42m/sとし、さらに $\tau_{*c} = 0.06$, $\phi = 10$ とすると式(4.2)より

$$d_{50} > \frac{1}{\tau_{*c} \cdot s \cdot g \cdot \phi^2} \cdot V^2 = \frac{5.42^2}{0.06 \times 1.65 \times 9.8 \times 10^2} = 0.30\text{m}$$

となる。よって、根固め工としての玉石の粒径は、 d_{50} 粒径で30cm以上が必要となる。

単体の場合の必要根固めブロックの重量は

$$V = Q/A = 2.71\text{m/s}, a = 0.141 \text{ であるから式(4.14)より}$$

$$W > a \left\{ \frac{1}{(1 - \rho_w/\rho_b)} \right\}^3 V^6$$

$$W > 0.141 \left[\frac{1}{(1 - 1.0/2.3)} \right]^3 \times 2.71^6 = 309\text{kg}$$

となる。よって309kg以上の重量の根固めブロックが必要である。

次にこのブロックの群としての移動限界流速 V'

$$V' = V \sqrt{K_2} = 2.71 \times \sqrt{4.23} = 5.57\text{m/s}$$

となる。

4.2.2 局所洗掘防止工の敷設範囲とその厚さ

洗掘防止のための根固め工は、群として一体となって流勢や洗掘力に抵抗するものである。したがって、捨石や異形コンクリートブロックの重量の決定とともに、敷設範囲とその厚さの設計が重要となる。洗掘防止工としての根固め工は、第3章に述べた最大洗掘深の推定とそれに見合う水中安息角による推定洗掘範囲を保護する必要がある。また、このほかに河道特性による河床波の発達や、流れが蛇行する場合にはさらに敷設範囲を大きくするなど、設計に際しては河川の状況を十分反映させる必要がある。

一方、敷設厚さは、ブロック群内の流速を減少させ、ブロック群下の河床材料の吸い出しを防止するための重要な要素である。

一般に根固めブロックは一層、二層積みが多用されており、三層以上の敷設厚を持つ根固め工は重量の小さい場合、河床材料の粒径が小さい場合が多い。

根固め工は、採用するブロック工種、重量、敷設される河道特性によって安定と考えられる厚さとする必要がある。ただし、三層以上の場合には基層に捨石をするなど吸い出し防止を主目的として層厚を増やすべきでなく、吸い出しが問題となる場合には、粗朶沈床、捨石および吸い出し防止マットなどを優先的に検討することが必要であろう。なお、乱積みの場合の敷設厚さは、同様にブロック工種、重量に応じて変化するが、下層に小型ブロックを投入し、上層に大型ブロックを敷設するなどの方策を講じておくとい考えられる。

4. 2. 3 吸い出し防止工法

一般に河床材料として砂やシルトが主体となる中間地河道や三角州河道では、河床砂のブロック群下からの吸い出しが発生し、ブロックの沈下によって破壊を受ける恐れがあるので、吸い出し防止工が必要となる。吸い出し防止工法には、河床材料の置き換えや捨石、吸い出し防止マット、粗朶沈床などがある。施工実例によれば、河床材料粒径が10mm以下になると吸い出し防止マットの施工例が増えるようである。

なお、河床材料の置き換えを行った場合、著しく河床を乱す恐れのあるときは、吸い出し防止マットの使用等の措置を講ずる必要がある。さらに中間地河道、デルタ性河道では、二層積みにしてもブロック群下の土砂が移動する恐れが強いので、原則として吸い出し防止工を行うことが望ましい。

4. 3 橋脚の補強工法

洗掘された橋脚に対して補修対策が必要となるのは次のような場合が考えられる。

- ① 洗掘深が設計地盤面以下に達したか、または将来設計地盤面以下に達すると判断され、構造物の強度や安全性、耐久性に問題が生じた場合
- ② 洗掘の影響で既に橋脚の沈下や傾斜、移動、断面破損などの弊害が生じている場合

対策工法の選定にあたっては、洗掘深と洗掘範囲の調査および構造物の変状調査、河床の地質調査、河道特性調査などを行い、橋脚については洗掘深を設計地盤面とした安定計算を、上部工については橋脚の沈下などの影響を考慮した応力計算を行う必要がある。これによって現在置かれている橋梁の安全度が判明し、その程度に応じた対策工法の選定の目安になる。

以下に具体的な方法と施工事例²⁶⁾を述べる。

(1) 桁受梁で杭に荷重分担させる方法

既設橋脚の周囲に突き出し杭を打ち込み、杭頭部に結合した桁受梁で直接上部工を支持する方法である。図-4.5には鋼管杭を用いた対策事例を示す。この場合、既設橋脚の頭部を取壊し、上部工反力は全て杭で支持させるものであるが、予想される将来の洗掘面からの突出し長さが非常に長いため、杭本数と杭径は鉛直方向の支持力よりも水平方向の安定度から決定されている。

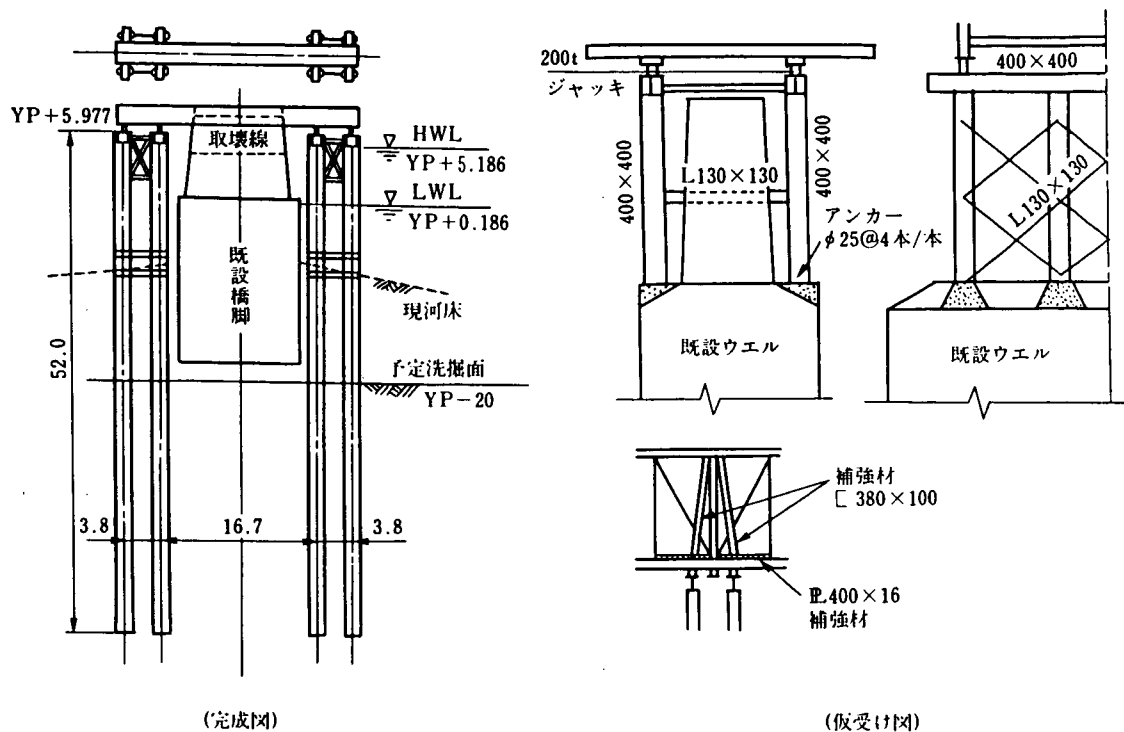


図-4.5 桁受梁で杭に荷重分担させる方法

(2) 新設フーチングで杭に荷重分担させる方法

既設橋脚の周囲に杭を打ち込み、フーチングで結合して安定度を増加させる方法である。既設基礎と新設基礎を一体化して安定させるには、旧コンクリートと新コンクリートの結合方法に十分な配慮を必要とする。

図-4.6は鋼管杭を用いた対策事例を示したものである。フーチングの施工方法としては、仮締切を設けてドライ状態でコンクリートを打設する方法や、または事例のようにプレパクトコンクリートで水中施工する方法がある。

(3) 矢板とコンクリート充填で周辺を固める方法

基礎の周囲を矢板等で取り囲み、洗掘の進行を防止するとともに矢板内部にコンクリートを充填して周囲を固める方法である。充填材として捨石などの投入も行われる。

図-4.7は簡易鋼矢板を施工し、内部にコンクリートを充填した事例である。この事例は過去に新設フーチングで杭に荷重分担させる方法で洗掘補修を行ったものの、再び洗掘されたため、図のように再補修を行った事例である。コンクリートの打設については矢板が仮締切として利用できれば、ドライ状態での施工が可能であり、仮締切としての兼用ができなければ、水中コンクリートで施工することになる。

(4) 根固め工で周囲を固める方法

これは先の4.2に述べた根固め工による洗掘防止対策と同一である。橋脚周辺の局所洗掘に対しては直接投入ができ、乱積、水中施工が可能な捨石や異形コンクリートブロックがよく用いられる。異形コンク

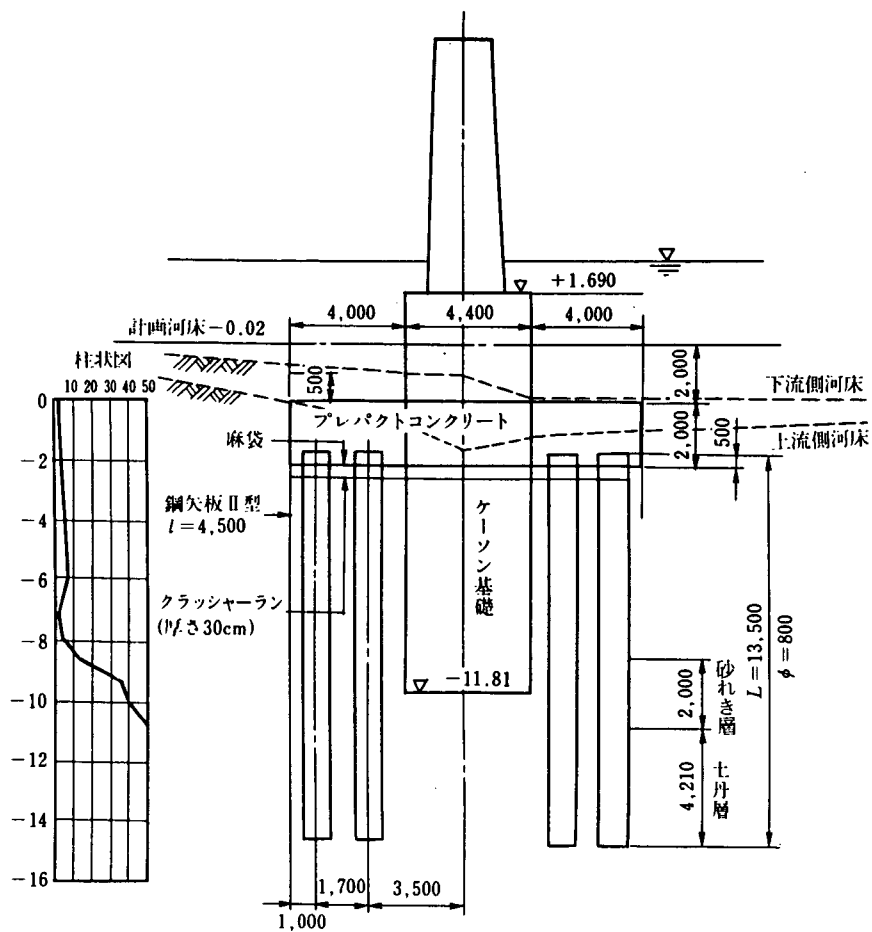


図-4.6 新設フーチングで杭に荷重分担させる方法

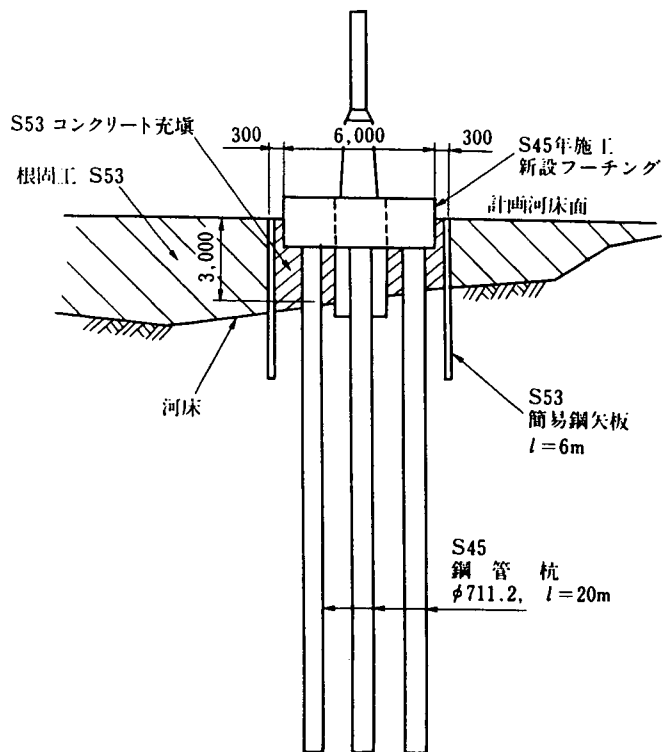


図-4.7 矢板とコンクリート充填で周辺を固める方法

リートブロック類には各種のものがあリ、その選定には流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状とし、さらにそれぞれの河川の特性に合った工法とする必要がある。なおこの方法による橋脚補強は、多くの場合他の補修方法と併用して行われる。図-4. 8は三連ブロックの一層積み事例である。

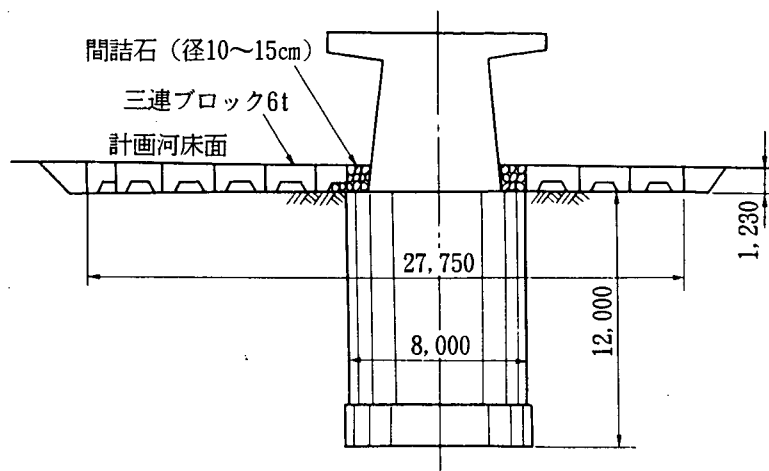


図-4. 8 根固め工で周辺を固める方法

(5) 地盤改良で周辺を固める方法

河床地盤の強度増加と洗掘の進行を防止する目的で地盤改良を行う方法である。図-4. 9は固結強度の大きいセメント系の注入材と、砂れき層の均質な改良を行うために浸透性の良いガラス系の注入材を複合注入した事例である。削孔、注入とも水上足場を設けて水中施工が可能である。事例の場合以外に、注入材の逸出防止のためにあらかじめ注入範囲を矢板で囲むことも行われる。

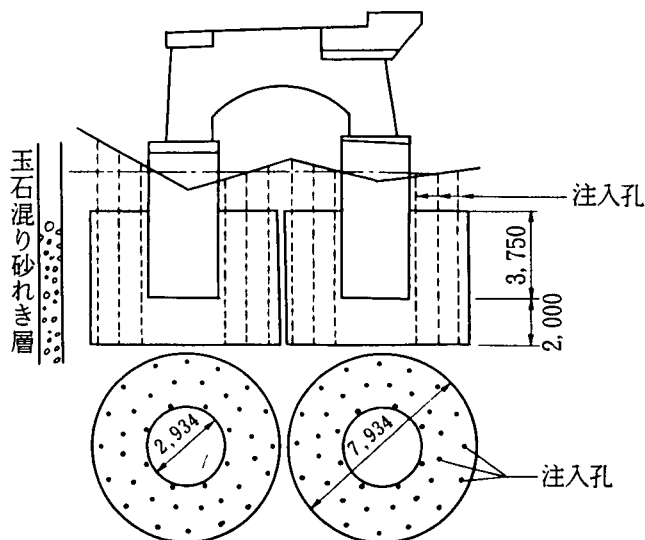


図-4. 9 地盤改良で周辺を固める方法

第5章 橋脚が河道および河川構造物へ及ぼす影響

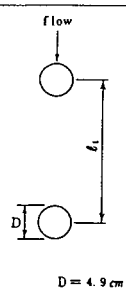
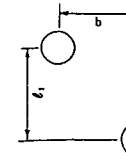
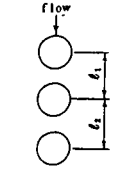
5.1 近接橋脚が河道に及ぼす影響

連続して配置される近接橋の場合、橋脚群が流れに及ぼす影響や橋脚相互の洗掘は非常に複雑である。ここではこのような複数の円柱橋脚が配置された場合の水理機構と局所洗掘、および配置の相違がこれらに及ぼす影響について調べた土木研究所の実験結果⁹⁾を以下に述べる。なお、砂州の移動やみお筋の変化等、河道特性によって生じる現象やそれに伴う諸問題を考慮した検討も必要であるが、ここでは橋脚自体の影響のみを主眼として検討を進める。

実験は長さ30m、幅1.46m、深さ1.0mの二次元水路へ $d_m = 0.87\text{mm}$ のほぼ一様粒径の砂を25cm厚に敷き詰めて行った。実験条件は限界掃流力近傍の水理量を用い、円柱橋脚（直径 $D = 4.9\text{cm}$ ）の配置を種々変えた検討を実施した。

実験条件および実験結果の一覧表を表-5.1に示す。実験の観察結果によると全ケースとも橋脚前面で水位が盛り上がり、側面で下がる傾向になるが、橋脚の間隔 ℓ が大きくなるにしたがい、橋脚間の流れの相互干渉が弱まり、単円柱のような流れを示す。2本円柱の場合、 $\ell/D = 2$ までは1本の単円柱のような流れを示し、円柱間の巻き込みも少ない。洗掘深は、図-5.1~5.6に示すように、円柱前面の先端部が最も深く、洗掘口形状は逆円錐形に近似される。しかし、橋脚の間隔が広くなるにしたがい後流域部の堆積が徐々に増加し、中心間隔の違いの影響が生じている。 $\ell/D = 4$ 以上に中心間隔が広がると、後方円柱前面も単円柱のような水位の盛り上がりを示し、洗掘口形状も後方円柱に単独の逆円錐形に近似した洗掘

表-5.1 実験条件および実験結果一覧表

ケース	実験条件	ℓ_1/D	ℓ_2/D	b/D	$Z_{p1}\text{ cm}$	$Z_{p2}\text{ cm}$	$Z_{p3}\text{ cm}$	$h_0\text{ cm}$	F_r	備考
直線配置ケース	1				7.09			35.31	0.21	
	2	1			6.90			35.18	"	
	3	2			7.90			35.38	"	
	4	4			7.58	5.73		35.34	"	
	5	6			7.89	5.10		35.24	"	
	6	8			9.19	6.12		35.24	"	
	7	10			8.53	5.25		35.29	"	
	8	15			7.06	7.38		35.18	"	
不規則配置ケース	9	1		1	7.40	7.64		35.27	"	
	10	2		1	8.20	7.39		35.39	"	
	11	3		1	8.40	8.70		35.26	"	
	12	1		2	7.90	8.21		35.23	"	
	13	2		2	8.0	7.40		35.24	"	
直線配置ケース(3本円柱)	14	1	1		8.0			35.054	"	
	15	2	2		8.5	6.6	6.0	35.254	"	
	16	4	4		8.6	4.7	4.8	35.259	"	
	17	2	4		7.5	5.7	4.1	35.984	"	
	18	4	2		8.4	7.1	4.0	35.112	"	

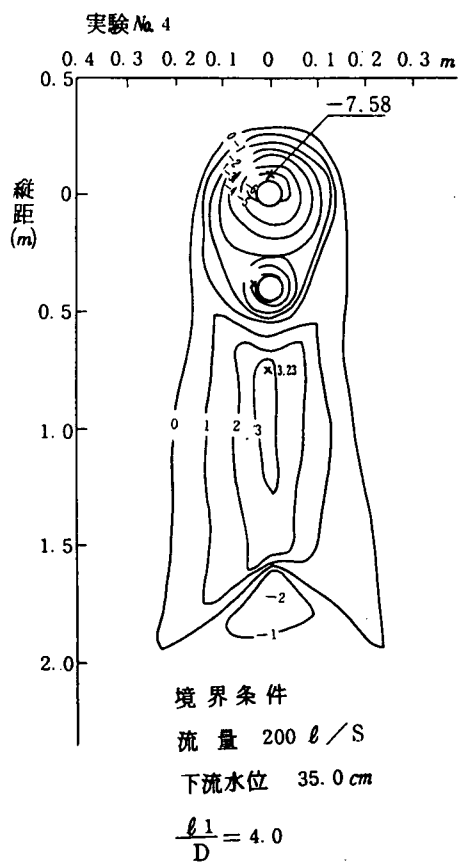
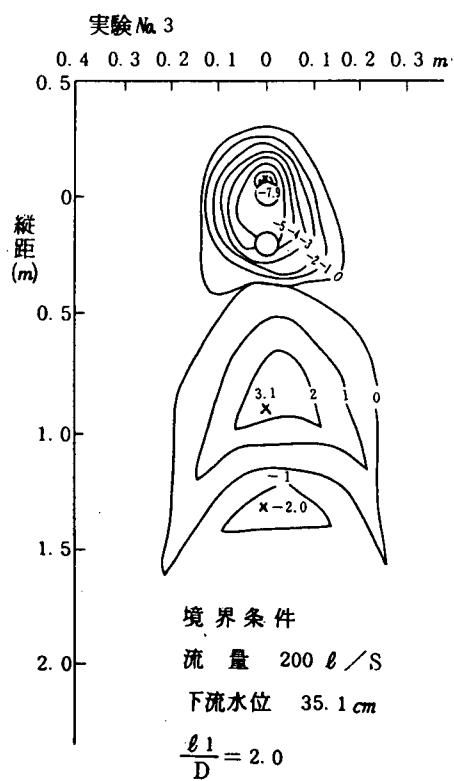
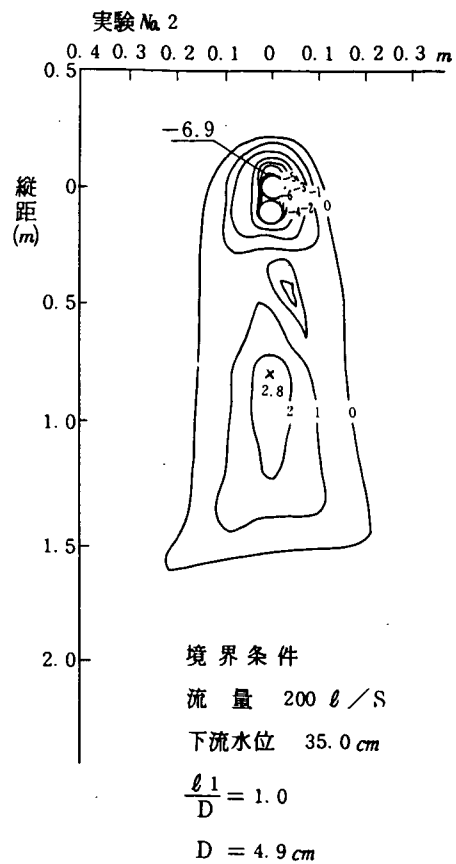
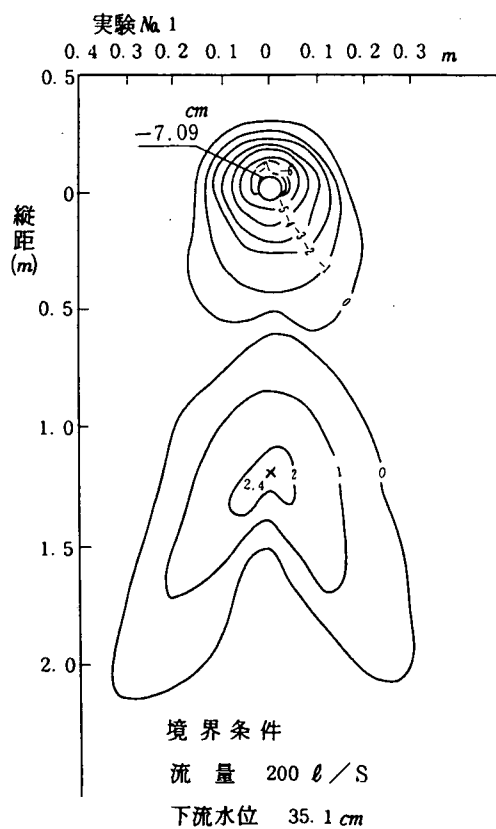


図-5. 1 洗掘深形状比較図 (実験No. 1~No. 4)

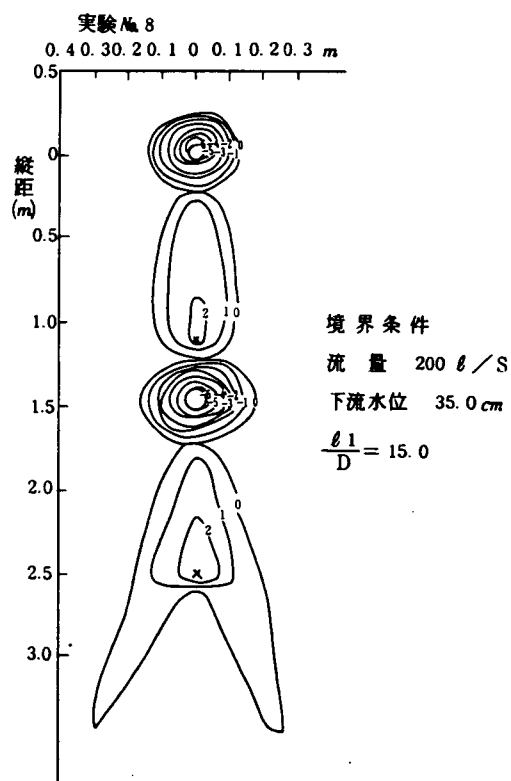
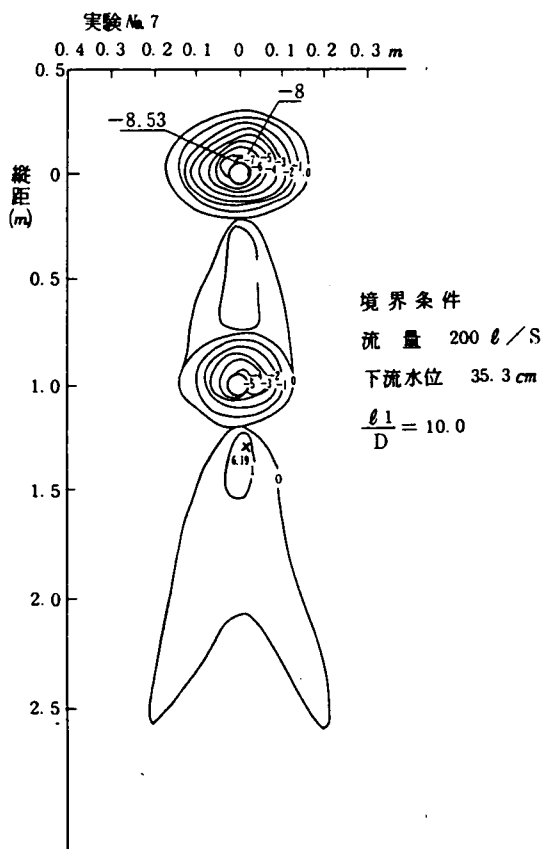
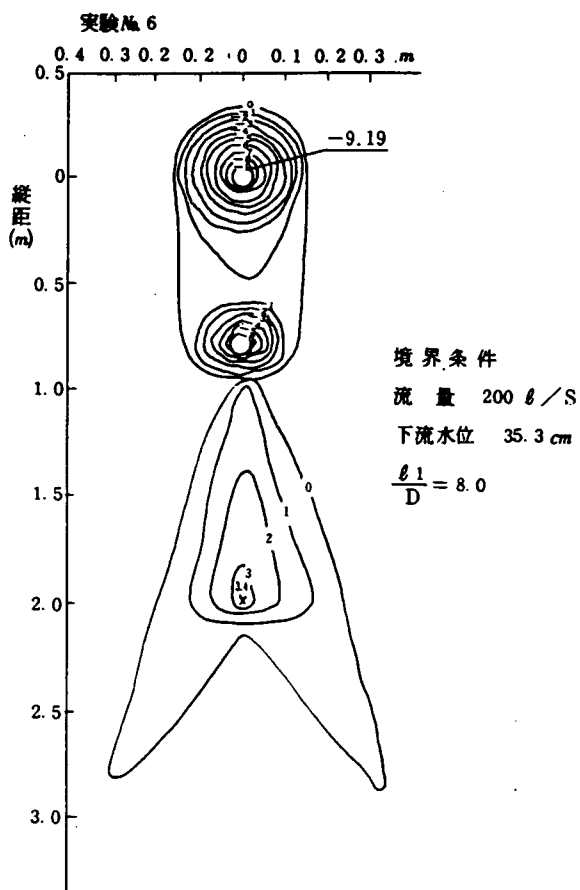
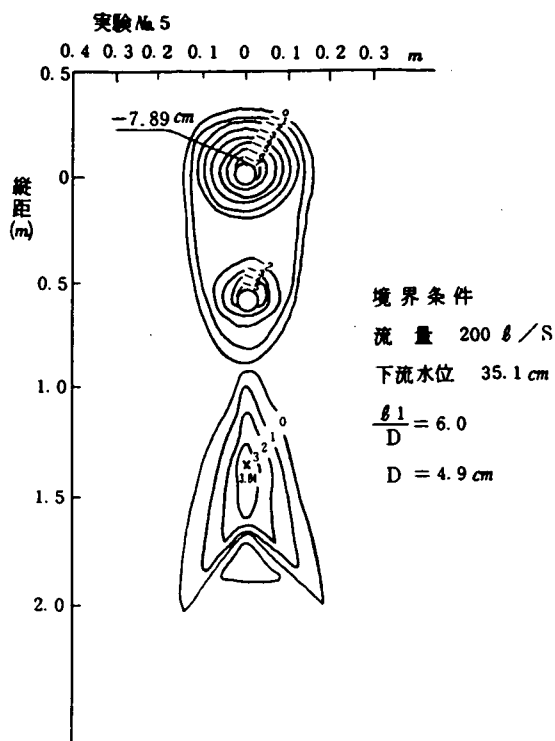


図-5. 2 洗掘深形状比較図 (実験No. 5~No. 8)

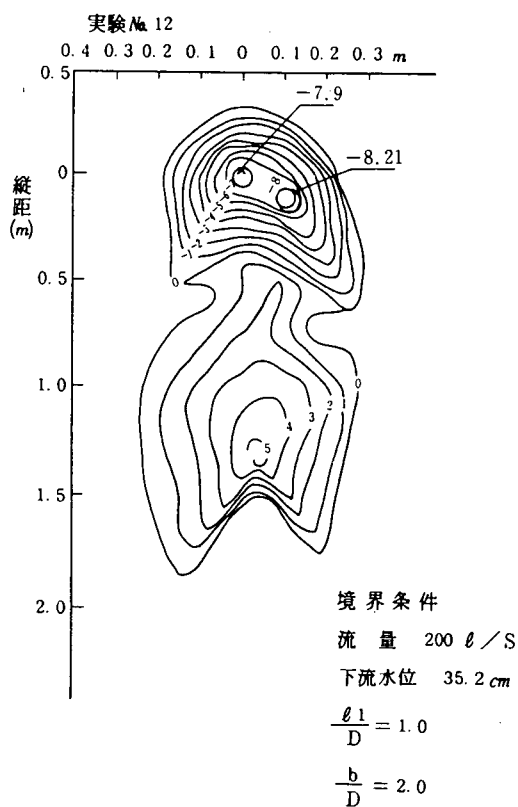
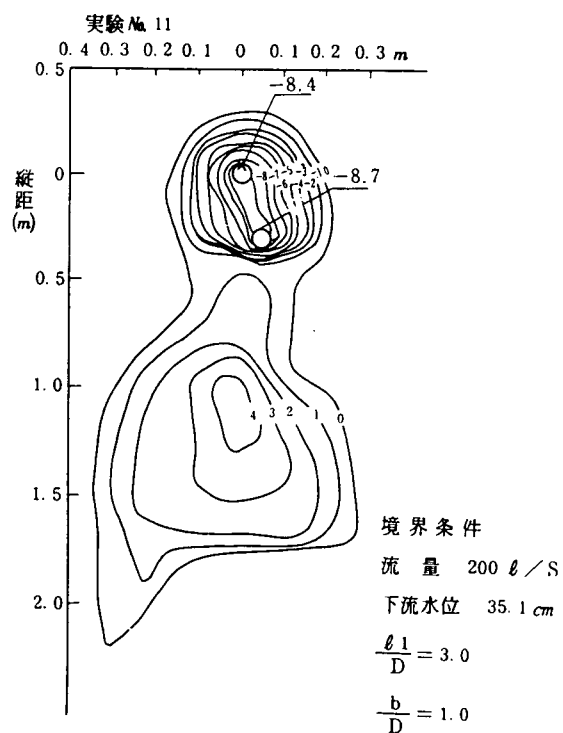
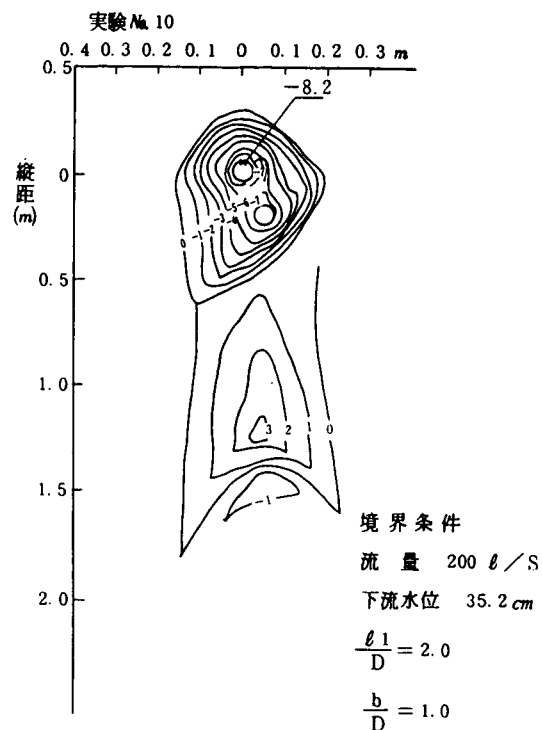
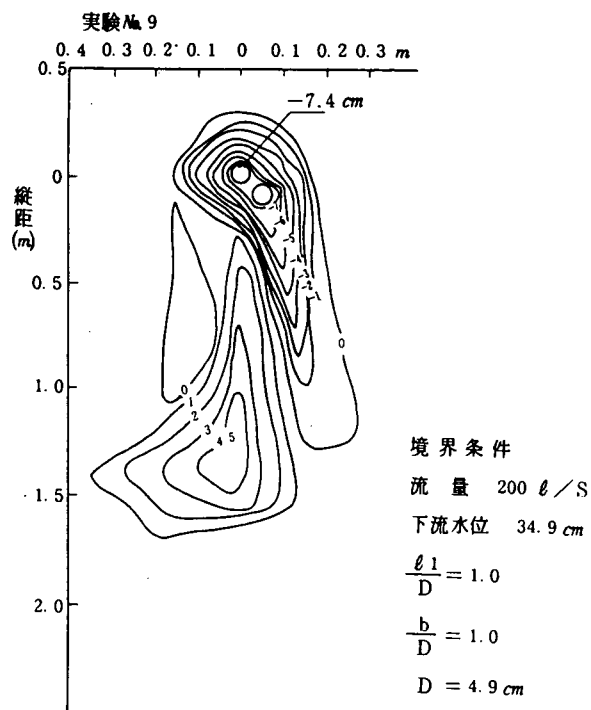


図-5.3 洗掘深形状比較図 (実験No. 9 ~ No. 12)

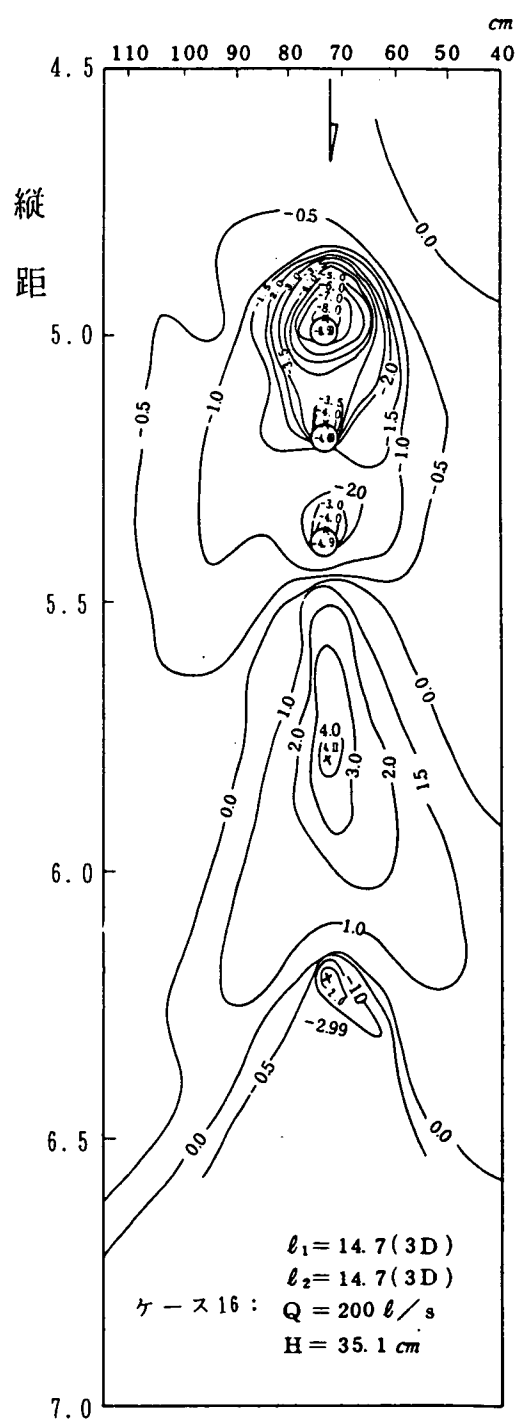
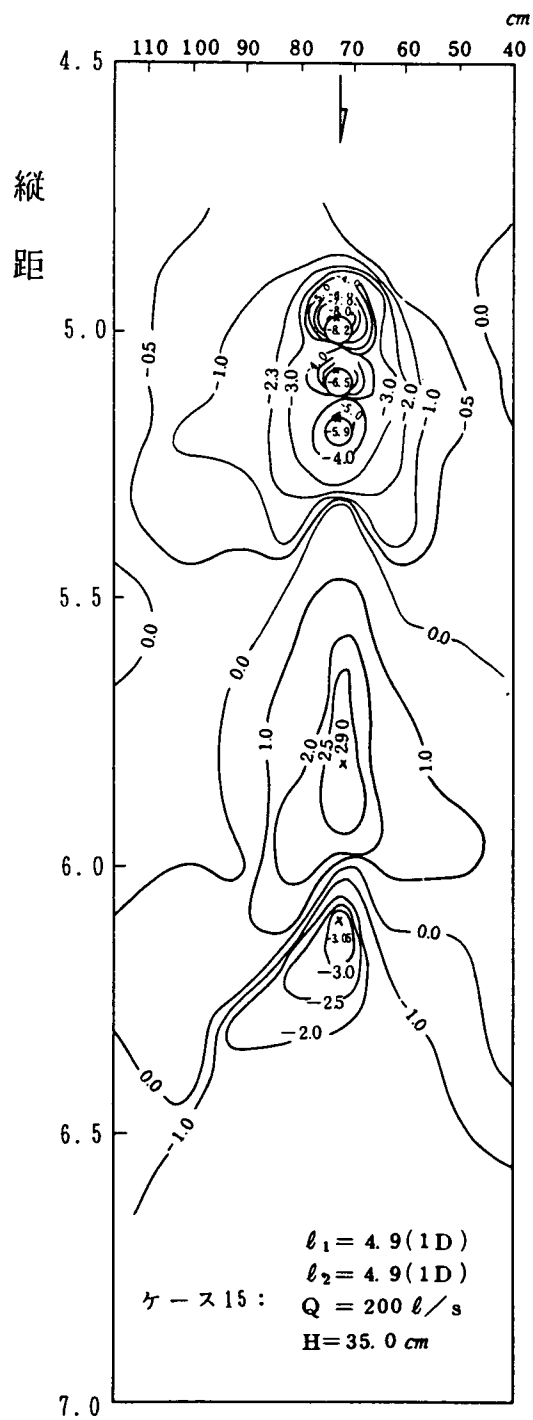


図-5.5 洗掘深形状比較図 (実験No. 15~No. 16)

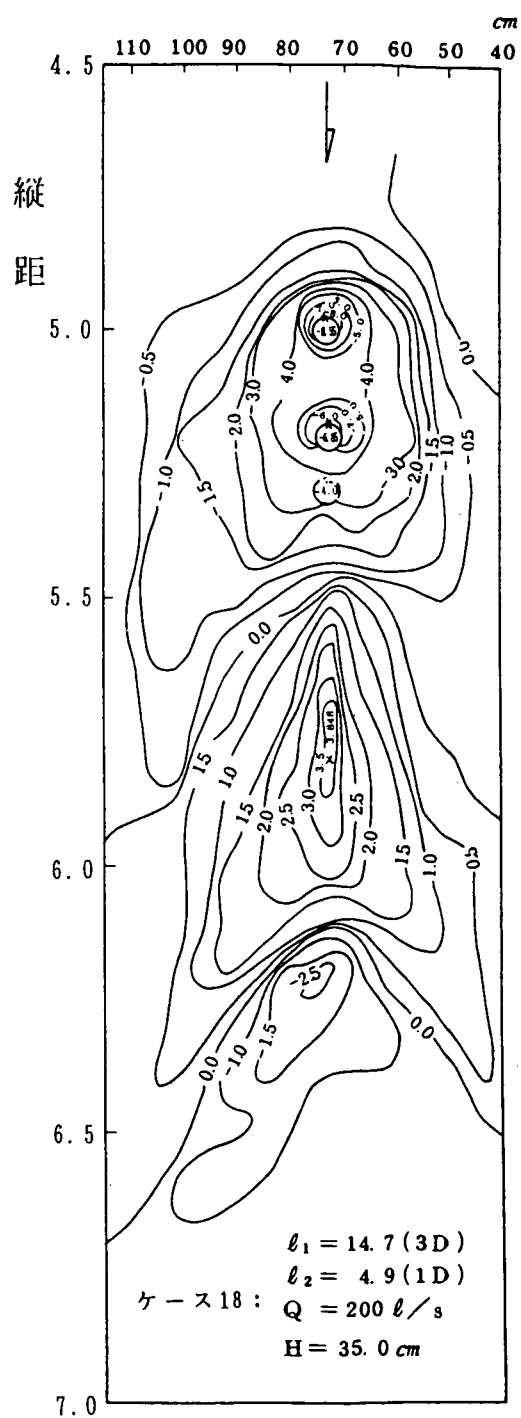
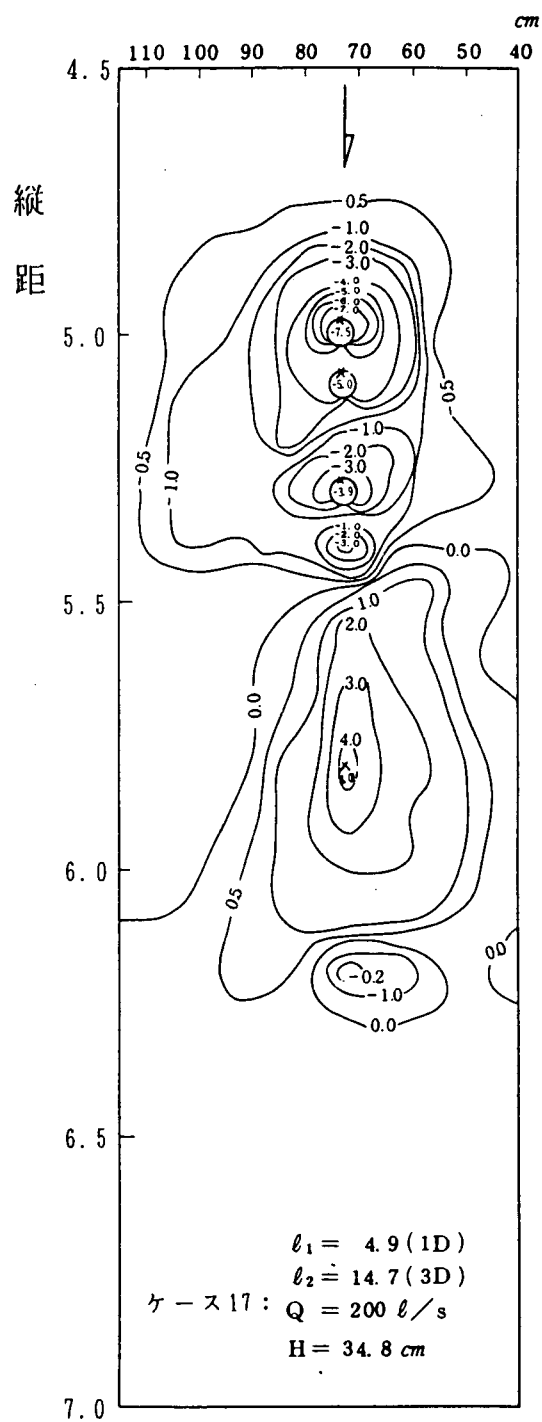


図-5.6 洗掘深形状比較図 (実験No. 17~No. 18)

が生じる。ただし、上流側円柱で洗掘され、その下流に堆積しようとする砂れきが後方円柱の影響を受けて、さらに後方へ流されることによって、 $l/D=10$ までは下流側円柱の洗掘深、範囲とも小さい。しかし、さらに間隔の広い $l/D=15$ では円柱間に堆積域が生じることによって、むしろ下流側円柱で洗掘深、範囲とも大きい結果となっている。したがって、近接橋においては、後方堆積域とその下流に橋脚を設置する場合では洗掘深、範囲にかなりの違いが生じると考えられる。また、単円柱の場合の後流堆積域の分布からみて、橋脚相互の影響をなくするには $l/D=40$ 以上は必要と思われる。

不規則配置の場合は、円柱間へ巻き込む流れが直線配置に比べて激しく、洗掘口形状は円柱前面でハート形に近似した逆円錐形を示す。また、円柱間もかなりの洗掘を生じ、流水に対する遮蔽幅と橋脚の相互干渉によって洗掘を助長させるというような悪影響が強い。

一方、3本の円柱を直線的に配置したケースは、橋脚間隔が狭い場合 ($l_1/D = l_2/D = 2$)、上流側第1橋脚の乱れが第2、第3橋脚によって弱められるような流れを示す。この流況の乱れを穏やかにする橋脚配置は、 $l_1/D = l_2/D = 2$ 以下が良いようである。洗掘口形状は橋脚間がある以上の間隔になると、各橋脚が単独に逆円錐形の洗掘口が生じる。しかし、2本円柱の場合と同様に、洗掘された砂れきが後方円柱の影響を受けてさらに後方へ運ばれることによって、下流側の洗掘深は小さく、 $l_1/D = l_2/D = 4$ までの結果では、3橋脚一体の領域周辺部が洗掘範囲の傾向を示している。

以上の結果より、橋梁が隣接して並列し、両橋脚軸が流れ方向と同一で直線に配置された場合、橋脚間の距離 $l/D=10$ 以下ならば下流側橋脚は洗掘深、範囲とも上流より少なく、 l/D が小さいほど下流側橋脚の洗掘は軽減される。ただし、両橋脚の軸線と流向が一致しない場合は、反対に洗掘深、範囲ともより助長させ、悪影響が大きくなる。また、橋脚軸と流向を並列して一致させることは河床変化等からして非常に困難であり、これらの問題解決には、両橋脚相互に悪影響を与えない距離をとる必要があろう。円柱橋脚の場合、 $l \approx 40D$ 以上の距離が必要と考えられる。

5. 2 河道形状と橋脚周辺の局所洗掘

第3章に述べた橋脚周りの洗掘深は、橋脚構造物自体の局所洗掘深である。したがって、河道が湾曲していたり、砂州によって偏流が生じている場合、あるいは河道断面が急変するような場合は、河道特性の変化によって生じる洗掘深を別途考慮しなければならない。さらに洗掘に伴う土質変化やその強度等も適切に評価して洗掘深に反映させる必要がある。ここでは当該地点が湾曲部あるいは砂州によって水衝部となっている場合の橋脚による洗掘深への影響等について述べる。

(1) 湾曲部における橋脚周りの局所洗掘深

湾曲部においては、河道自体の局所洗掘深を把握した上で橋脚を設置した場合の局所洗掘深を評価する必要がある。

湾曲部外岸側の局所洗掘深は、山本¹⁶⁾によって図-5.7に示すように平均年最大流量時の $H_{max}/H_m \sim R/B$ の関係が求められている。ここに H_{max} ：最大水深、 H_m ：平均水深、 B ：川幅、 R ：河道中央法線の曲率半径である。同図には交互砂州が発生する条件下で、直線部の淵の部分の水深を H_{max} とし

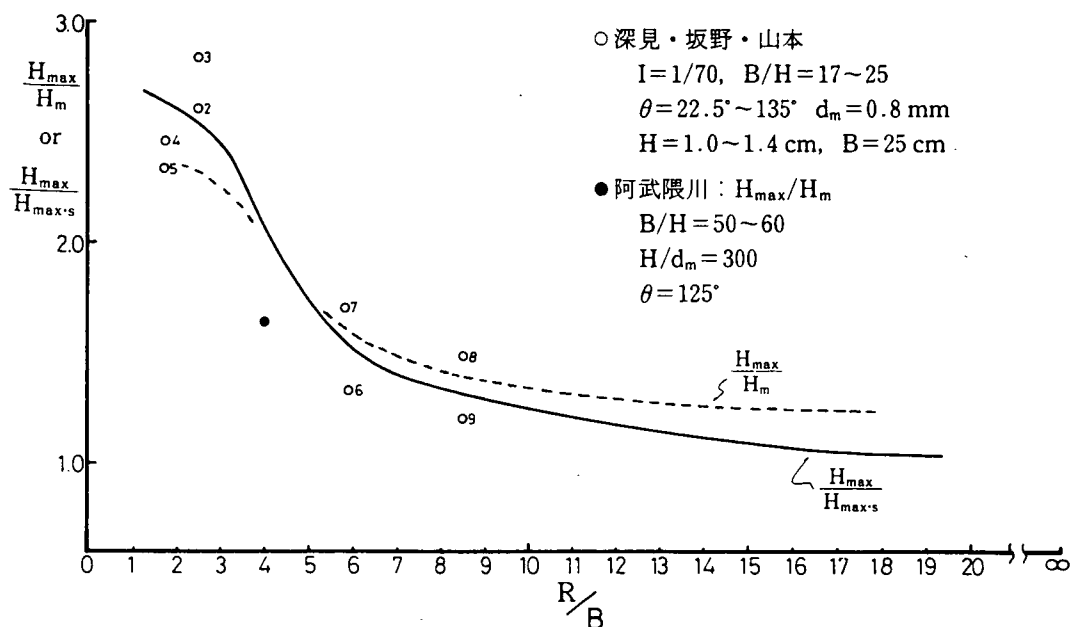


図-5. 7 湾曲部における $H_{\max}/H_m$ と R/B の関係

たときの関係も示してある。この結果によると R/B が7以下になると $H_{\max}/H_m$ が急増することが分かる。これより実測値がない場合や、河道法線形を変更した場合のおおよその洗掘深を予測することができる。

次に湾曲部の外岸側に配置される橋脚周りの洗掘深は、その外岸側の平均的な代表流速 u_0' から求めるものとする²⁷⁾。

これは基準流速 u_0 （断面平均流速）に対し、代表流速を

$$u_0' = A \cdot u_0 \quad (5.1)$$

で表わすものとする。 A は河道形状に応じた補正係数で

$$A = 1 + B/R \quad (5.2)$$

である。よって式(5.1)，(5.2)より u_0' を求め、これより $Fr' = u_0' / \sqrt{gH_m}$ としたときの橋脚周りの洗掘深を評価すれば良いと考えられる。

以上より、橋脚周りの洗掘深と湾曲自体の洗掘深を加え、その洗掘範囲と河岸への影響等を予測することができる。

(2) 砂州の形成に伴う橋脚周りの局所洗掘深

砂州の垂直スケール H_s （河床波の高さ、河床波のクレストの高さと底の高さの差）について、山本¹⁶⁾は次のように論じている。

図-5.8は交互砂州の高さ H_s を平均水深 H_m で無次元化した H_s/H_m が、 H_m/B 、 H_m/d に対してどのように変わるかを調べたものである。 τ_* が0.03~0.4では、 H_s/H_m に対する τ_* の影響がほとんどないことが砂州長の場合と同様に確かめられている。なお図中の実線は、実験資料を基にして H_s/H_m と B/H_m との関係を H_m/d ごとに示したものであり、破線は推定線である。 H_s/H_m はばらつきが大きい

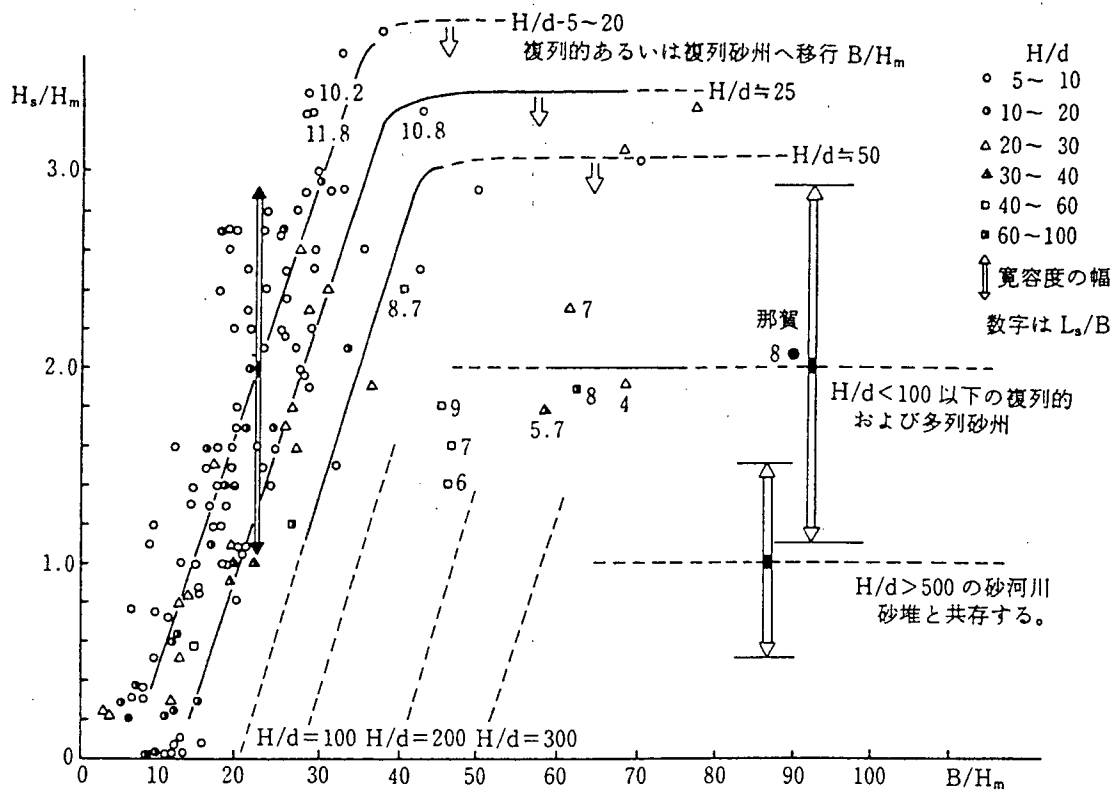


図-5.8 H_s/H_m と B/H_m の関係

同図および実河川の資料等より次のことが言える。

- ① H_m/d が小さいほど B/H_m が小さい値で H_s/H_m が大きい。また、 H_m/d および B/H_m が 30 以下では

$$H_s/H_m = \alpha + \beta \cdot B/H_m \quad (5.3)$$

の関係がある。ここで α は H_m/d が小さいほど小さく、 β は 0.12 程度である。このことは H_m/d および B/H_m が 30 以下で交互砂州が発生し、かつ水深が同一の河川では、川幅が大きいほど H_s が大きくなることを示している。

- ② 交互砂州の発生限界の B/H_m に近いほど、砂州の垂直スケール H_s/H_m は小さくなる。 H_m/d が 100 以上の場合の H_s/H_m は資料が少なく明らかでないが、交互砂州の発生限界から推定すると、図-5.8 の破線で示す推定線上の H_s/H_m となろう。

- ③ H_s/H_m の値には限界があり、複列砂州の条件に入る B/H_m より多少小さい B/H_m が最大となるようである。 H_m/d が 5~10 では、 H_s/H_m の最大値が 3.6 程度、 H_m/d が 20~30 では 3.2 程度である。 B/H_m が複列の条件に近づく、交互砂州の形状が複列の形態と似たものとなり、 L_s/B (L_s : 砂州波長) が 6~8 と半減して H_s も同様に急減する。 H_m/d が 100 以下で小規模河床波が発生しない条件では H_s/H_m が 2 前後の値となる。なお、直線河道で多少複列的性格を持つ交互砂州の発生している那賀川の 4~9 km の砂州高は 7~8 m であり、平均年最大流量程度の水理量 ($B/H_m = 87$, $H_m/d = 110$, $\tau_* = 0.1$, $B = 300\text{m}$, $d_m = 3\text{cm}$) で生じたとすると H_s/H_m が 2 前後となる。図-5.8 に●印でプロットされたように、ほぼ推定値と近い所にある。

- ④ 実験結果などによると最深部の生じる箇所の横断面の平均河床高は、一般に最深部から H_s の7～8割程度の所にある。実験は H_m/d が15以下で行われているので、この実験範囲を越える H_m/d での状態を外挿的に類推することには多少問題が残るが、砂州上に小規模河床波が発生しないような水深条件での最深部の水深 H_{max} は

$$\frac{H_{max}}{H_m} \approx 1 + 0.8 \frac{H_s}{H_m} \quad (5.4)$$

で評価される程度の値になると推測される。

- ⑤ H_m/d が大きい場合の H_s/H_m は資料がなく、明確なことは言えないが、 B/H_m が十分に大きくて多列砂州の発生する実河川の H_s を音響測深器による河床高の調査結果から評価すると、 H_s/H_m が1程度であるようである。例えば1971年7月24日の斐伊川での中出水（水深1m前後、 $d_m = 2\text{mm}$ 前後、勾配1/800程度）において観測された河床形状を見ると、砂堆と砂州が共存し、砂州の H_s は水深程度のスケールとなっている。また、1980年3月27日および4月25日に阿賀野川の1～4km区間（ $d_m = 0.6\text{mm}$ ）で、山本らが行った音響測深器による河床波の観測によると、 H_s が3m程度の砂州が存在することが確認されている。4月7日に融雪出水のピークが $2,170\text{m}^3/\text{s}$ であり、その時の H_m は3m程度であるので、 H_s/H_m が1程度の値となっている。
- ⑥ B/H 、 τ_* および H_m/d が同一の値を持つ条件においても、砂州波長 L_s と同様、 H_s も平均的な高さに対して、個々の交互砂州の波高 H_s は0.5から1.5倍の波高になり得ると思われる。 B/H が20の場合、 H/d が5～30で H_s/H_m が0.8～2.8の間に実測資料が散らばっていることから理解し得る。

多列砂州の場合も、交互砂州同様その垂直スケール H_s は、図-5.8に示した寛容度の幅とした範囲に観測資料がばらつくものと推定される。

以上の山本の研究結果より、砂州の形成に伴う概略の最深河床高を求めることができる。次に橋脚を設けようとする当該地点が、砂州による水衝部に当たっている場合の橋脚周りの洗掘深は、先の式(5.1)を用い、補正係数Aは

$$A = 1 + H_s/2H_m \quad (5.5)$$

より算定する²⁷⁾。ここに H_s は図-5.9に示すように、平均河床高から測った最大洗掘深である。これより式(5.1)から u_0' を求め、 $Fr' = u_0' / \sqrt{gH_m}$ として、橋脚周りの洗掘深を評価すれば良いと考えられる。よって、これと砂州による洗掘深を加えることにより、その影響等を予測することが可能であろう。

以上の結果を用い、河道地形が影響する場合の洗掘深の計算例を次に示す。

[計算例]

幅 $B = 250\text{m}$ 、河床材料の平均粒径 $d_m = 3\text{mm}$ の河川に、端部形状が半円形で橋脚幅3.0mの橋脚を4本設置する

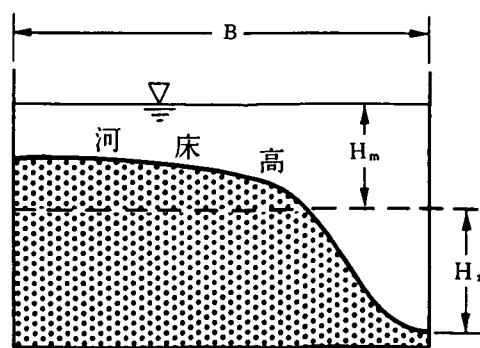


図-5.9 H_s 、 H_m の定義

計画が立てられている。計画高水流量 $1,500\text{m}^3/\text{s}$ ，平均水深 3.0m で河道が湾曲している場合（曲率半径 $R=1,000\text{m}$ ），および直線河道で砂州により水衝部となる場合の洗掘深，洗掘範囲を求めよ。

[解]

・湾曲部の場合

$R/B=1,000/250=4.0$ であるから図-5.7より

$$H_{\max}/H_m \approx 2.0, \quad \therefore H_{\max} = 6.0\text{m}$$

式(5.1)，(5.2)より A および u_0' を求める。

$$A = 1 + B/R = 1.25, \quad u_0 = Q/B \cdot H_m = 1500/250 \times 3 = 2.0\text{m/s}$$

$$u_0' = A \cdot u_0 = 1.25 \times 2.0 = 2.5\text{m/s}$$

h_0/D ， h_0/d_m ， Fr' を求める（ $h_0 = H_m$ である）。

$$h_0/D = 3.0/3.0 = 1.0, \quad h_0/d_m = 300/0.3 = 1,000$$

$$Fr' = u_0' / \sqrt{g H_m} = 2.5 / \sqrt{9.8 \times 3} = 0.46$$

図-3.8より洗掘深を求めると

$$Z/D \approx 1.31, \quad \therefore Z = 3.93\text{m}$$

となる。よって，湾曲部外岸の橋脚周りの最大洗掘深 Z' は，湾曲自体による洗掘深が 3.0m （ $= 6.0 - 3.0$ ）であるから

$$Z' = 3.93 + 3.0 = 6.93\text{m}$$

となる。図-3.22より $d_m = 3\text{mm}$ の水中安息角を求めると

$$\theta \approx 33^\circ$$

洗掘深と水中安息角から洗掘範囲は

$$X = Z' / \tan \theta = 6.93 / \tan 33^\circ = 10.7\text{m}$$

となる。

・砂州が形成されて水衝部となる場合

$$B/H_m = 250/3 = 83.3, \quad H_m/d_m = 300/0.3 = 1,000$$

であるから，図-5.8より H_s/H_m を求めると， $H_s/H_m \approx 1.0$ となる。式(5.4)より $H_{\max}$ を求めると

$$H_{\max}/H_m = 1.0 + 0.8 H_s/H_m = 1.8, \quad \therefore H_{\max} = 5.4\text{m}$$

となる。次に式(5.1)，(5.5)より A および u_0' を求める。

$$A = 1 + H_s/2 H_m = 1 + (5.4 - 3.0)/2 \times 3 = 1.4$$

$$u_0' = A \cdot u_0 = 1.4 \times 1,500/250 \times 3 = 2.8\text{m/s}$$

$$h_0/D = 1.0, \quad h_0/d_m = 1,000, \quad Fr' = u_0' / \sqrt{g H_m} = 2.8 / \sqrt{9.8 \times 3.0} = 0.52 \text{であるから，}$$

図-3.8より洗掘深は

$$Z/D \approx 1.41, \quad \therefore Z = 4.23\text{m}$$

となる。よって，砂州による洗掘深と橋脚周りの洗掘深を加えた最大洗掘深 Z' は

$$Z' = (5.4 - 3.0) + 4.23 = 6.63\text{m}$$

となる。洗掘範囲は、水中安息角が $\theta \approx 33^\circ$ であるから、

$$X = Z' / \tan \theta = 6.63 / \tan 33^\circ = 10.2\text{m}$$

となる。

5. 3 橋脚が下流河床、河岸および河川構造物へ及ぼす影響

橋脚の配置、形状については、河川管理施設等構造令の第62条に次のように定められている。

・河道内に設ける橋脚（基礎部（底版を含む。次項において同じ。）その他流水が作用するおそれがない部分を除く。以下この項において同じ。）の水平断面は、できるだけ細長い楕円形その他これに類する形状のものとし、かつ、その長径（これに相当するものを含む。）の方向は、洪水が流下する方向と同一とするものとする。ただし、橋脚の水平断面が極めて小さいとき、橋脚に作用する洪水が流下する方向と直角の方向の荷重が極めて大きい場合であって橋脚の構造上やむを得ないと認められるとき、又は洪水が流下する方向が一定でない箇所に設けるときは、橋脚の水平断面を円形その他これに類する形状のものとすることができる。

・河道内に設ける橋脚の基礎部は、低水路（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係る低水路を含む。以下この項において同じ。）および低水路の河岸の法肩から20メートル以内の高水敷においては低水路の河床の表面から深さ2メートル以上の部分に、その他の高水敷においては高水敷（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係る高水敷を含む。以下この項において同じ。）の表面から深さ1メートル以上の部分に設けるものとする。ただし、河床の変動が極めて小さいと認められるとき又は河川の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められるときは、それぞれ低水路の河床の表面又は高水敷の表面より下の部分に設けることができる。

さらにこの令第62条の解説1-④に以下のような記述がある。

「洪水が流下する方向が一定でない箇所に設けるとき」とは、やむを得ず河川の合流点や湾曲部、又は洪水時の流向と低水路流心線とが平行でないような位置に架橋せざるを得ない場合などをいい、細長い楕円形又はこれに類する形状のものとすれば、その方向の選定に窮することとなるので、このような場合には、河積阻害率が大きくなるけれども、方向性のない円形断面を選ばざるを得ない。このような場合にあっても、円形断面の橋脚は、低水路部のみにとどめ、高水時の流向が比較的一定している高水敷部分では洪水時の流向を十分検討したうえで極力楕円形とし、河積阻害率を小さくするよう努める必要がある。特に重要な河川のこのような区間にあっては、模型実験によって橋脚の形状、方向などを定めることが必要である。

一方、橋脚の位置については、令第63条に定める径間長の規定を満足することはもちろんのこと、令第62条の解説3-①、②で次の点に留意する必要があることを述べている。

・橋脚の位置は、原則として、河岸又は堤防ののり先および低水河岸ののり肩からそれぞれ10m（計画高水流量が $500\text{m}^3/\text{s}$ 未満の河川にあっては5m）以上離すこととする。

・やむを得ず河岸又は堤防ののり先又は低水河岸ののり肩付近に設置せざるを得ない場合は、必要に応じ、護岸をより強固なものとするとともに、護床工又は高水敷保護工を設けるものとする。

以上のような規定のほか、橋脚の配置形状が河道に及ぼす影響や留意事項等については次のようなものがある。

河道の湾曲する位置や河岸近くに橋脚が設置される場合、その形状や配置によっては下流河床や河岸等に影響が及ぶ。すなわち、橋脚の設置によって下流側において新たな水衝部の発生、あるいは既水衝部位置の変化につながる問題が生じる場合があり、したがって将来河道における低水路法線と橋脚の相互位置の問題も考慮しなければならない。

さらに湾曲部では橋脚の配置とともに、橋脚軸方向の設定についても慎重な配慮が必要とされる。しかしながらこのような場所では、固定的な砂州が形成されたり、あるいは砂州の流下によって、必ずしも湾曲流理論どおりの流れや河床形状が形成されるわけではないこと、また砂州上では流れが集中発散をくり返しながら蛇行して、砂州も流下することによって流向も変化し、川幅の違いや流量に応じて流向が変化する。このようなことから、実際上は流れが多少なりとも橋脚軸に斜めに当ることを覚悟しなければならない。先に述べたように円柱橋脚の方が問題点が少ない場合もある。

なお、これまでの検討例によると、直線河道において橋脚自体が下流側河床変動に及ぼす影響は、河床粒径や河床勾配、水理量等によっても異なるが、概略橋脚幅 D の40倍程度である。河岸に対する影響については、橋脚の位置を原則として河岸または堤防ののり先および低水河岸ののり肩から10m以上離すこととしているが、橋脚形状が大規模の場合、橋脚軸方向と流線が一致していないような場合、あるいは湾曲部等の河道形状によっては、10m程度では河岸に影響を及ぼす場合があるので留意する必要がある。例えば砂河川で橋脚幅が4.0mの場合、先の図-3.15に示すように最大洗掘深 $Z/D=1.7$ 程度となる。これより $Z=6.8$ mとなるから、水中安息角を $\theta=30^\circ$ とすると洗掘範囲は約11.8mになる。よって、低水護岸ののり面勾配を2割、低水路内水深を4mとするとのり肩から20m以上離さないと河岸に影響を及ぼすことになる。

以上のように、河道が湾曲する付近の低水路法線形や河道に対して影響の少ない橋脚形状と配置、および河道特性から生じる水理的諸問題の把握と対策等の検討に対しては、定性的な法則はある程度明らかにされているものの、個々の河道特性による3次元的な流れの場の問題であるので、現在のところ模型実験による検討を必要とする場合が多い。

一方、堰や床止め工に近接して橋梁が設置されるような場合、それらの構造物に影響を及ぼすことも考えられる。すなわち、床止め工等の下流側に橋脚が設置される場合は、影響は少ないと思われるが、上流側に近接して設置される場合、橋脚自体による河床変動や流況の変化によって、護床工や高水敷保護工あるいは取水施設等に影響を及ぼすことが考えられる。特に橋脚の設置によって流れが阻害されるため、橋脚上下流で水位差が生じ、このとき下流水位が低下して橋脚下流で流速が増大する場合がある。このような現象は、高水敷上の橋脚において顕著に現われることがある。したがって、高水敷保護工や高水護岸に影響が生じることがあり、これらを防止するためには、先に述べた橋脚自体による下流側河床変動、および流れに及ぼす影響が橋脚幅の約40倍まで及ぶことから、それ以上離すことが賢明であろう。

5. 4 橋脚・橋桁への流木の集積と流水阻害

洪水時に発生する大量の流木やゴミは、流下の途中各種の河川構造物を破損し、災害を激化させる。特に橋梁に対しては、単にその衝撃力によって橋梁自体を破損するだけでなく、橋脚にせき止められた流木がうず高く集積され、洪水の疎通を著しく阻害し、橋梁上流側の水位をせき上げる。その結果、堤防の越流破堤あるいは洗掘による橋梁の破壊や流失を引き起こす。写真－5.1～5.2は、このような流木の集積に伴う流水阻害による橋梁の被災事例である。特に近年は、既存の橋梁で構造令に適合していない準用河川における被災が多発している。

流木に関する調査、研究事例は非常に少なく、かつ近年はほとんど行われていない。ここでは足立・大同²⁸⁾、米元²⁹⁾の研究報告を以下に概説することとする。

(1) 流木による橋梁被害の実例

足立・大同は、被災橋梁を流木に着目して次のように分類した。

① 洪水水位が計画高水位をはるかに突破し、橋梁が水中に没して流木が直接橋桁に激突したもの

② 橋脚が脆弱で、流木の衝突に耐えかねたもの

③ 流木の堆積著しく、基礎部の洗掘また堆積流木の浮力、重圧にによって破損もしくは流失したものの三つの場合があり、①、②は河川上流部の橋梁に、③は中・下流部の橋梁に多く、その傾向は各水系に共通している。特に③の場合には、橋梁自体は堅牢であって、一部の破壊に止まったが、そのため流木堆積による水位せき上げが堤防の越流、破堤の非常事態を引き起こした例も少なくないことを述べている。

一方、米元は、狩野川台風時の被災橋梁80例のうち、せき止められた流木の最大長と最大径の記録の74例について表－5.2のようにまとめている。これによると流木の最大長は、10～20mの範囲が多いことが分かる。また、その流木の最大径は、0.2～0.7mと様々である。

表－5.2 流木の最大長と最大径

流木最大長 (m)	橋 梁 数	流木最大長 (m)	橋 梁 数
25	4	1.2	2
20	15	1.0	5
15	15	0.8	1
13	1	0.7	6
10	19	0.6	15
9	1	0.5	7
8	6	0.45	8
7	4	0.4	12
6	1	0.3	10
5	6	0.2	8
4	2		
計 74		計 74	



写真－５．１ 流木による橋梁の被災（岩手県，黒沢川川原田橋）

流木が橋桁に集積し，かつ流水を阻害して橋梁が破壊された事例



写真－５．２ 流木による橋梁の被災（岩手県黒沢川稲沢橋）

流木が橋脚および橋桁に大量に集積した事例，洪水の疎通を著しく阻害する。

(2) 流木の集積機構

流木の集積機構について、米元は実験結果より次のように述べている。

流木の堆積の初期は、まず橋脚にかかることから始まり、次第にこの集積が成長して行く。しかし、集積は案外不安定なもので、ある大きさになると傾いて全体が流れ出してしまうこともしばしばである。1～2本の流木が橋脚と橋桁あるいは橋脚と川底にわたってつかい棒を形成すると、後続の流木が急速に集積して行き、しかも相当に安定である。この集団が発達して安定を失って橋脚先端を中心に回転して、流木集団がそのまま桁下をくぐって流失することもあるが、桁につかえたりあるいは隣の橋脚の発達しかけている集団とつながって極めて強力な閉塞を形成することもある。こうなると後から来る流木はほとんど引掛かって急速に集積が進行する。

流木が掛かり始めると橋梁をくぐる流水は次第に射流の状態を増してくる。両橋脚間に流木が溜まると、後続の流木は水面近くに集積していくものと、既成集団の下をくぐって橋の下を通り抜けるものがある。このくぐる時にうまく通り抜けないものは、突きささって集積して行く。この場合は、流木長と水深との関係が大きな要素となる。

水面が桁下端より上に来る場合でも、流木が単独であれば橋桁に簡単に引掛からないで、くると桁下を潜って流下してしまうものが多い。しかし、組み合わせた流木になるとせき止められるものが多い。これらの実験結果、諸資料より

- ① 流木は、一本毎にバラバラに流れてくるより、集団で来た方がはるかに掛かり易い。
- ② 流木は、流木長と径間長の比 r が大きい方が掛かり易く、 $r \approx 0.5$ 以上になると流木のせき止め率およびそのせき止めによる危険性が増大する。
- ③ 桁下の余裕高がなくなると流木のせき止め率が急増する。

等を明らかにした。

以上の結果より、実際問題としては橋桁の下端が水面に触れないということが最も重要であること、また流木が大量に集積した場合の水位せき上げ量は、最大2～3m程度に達しうるので、橋梁の径間長や堤防の補強対策等にも十分配慮する必要があるとしている。

5. 5 橋脚の設置に伴う護岸等の補強対策

橋の設置に伴って必要となる護岸は、河川管理施設等構造令の規則第31条に次のように定められている。規則第31条 橋の設置に伴い必要となる護岸は、次の各号に定めるところにより設けるものとする。ただし、地質の状況等により河岸又は堤防の洗掘のおそれがない場合その他治水上の支障がないと認められる場合は、この限りでない。

- 一 河道内に橋脚を設けるときは、河岸又は堤防に最も近接する橋脚の上流端および下流端から上流および下流にそれぞれ令第63条第1項の規定による基準径間長の2分の1の距離の地点を結ぶ区間以上の区間に設けること。
- 二 河岸又は堤防に橋台を設けるときは、橋台の両端から上流および下流にそれぞれ10メートルの地点を結ぶ区間以上の区間に設けること。

三 護岸の高さについては、第16条第3号および第4号の規定を準用する。この場合において、同条第3号中「床止め」とあるのは、「橋」と読み替えるものとする。

以上の規定に基づく必要護岸長を図-5.10に示す。また、令第65条の解説2-②には次のようなことが述べられている。

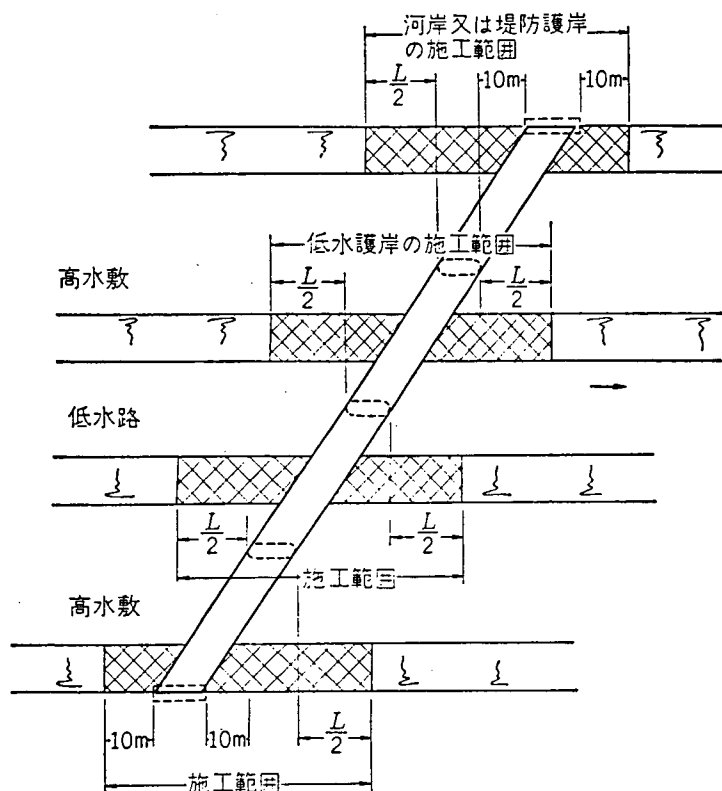


図-5.10 橋の設置に伴い必要となる護岸長

・やむを得ず湾曲部や急流区間等に橋脚を設ける場合又は橋脚の流心方向の長さが著しく長い場合においては、必要に応じ護岸の延長を長くしなければならないが、この場合は規則第31条において「区間以上の区間」で読むこととなる。構造令は最低基準を定めたものであり、しかるべき根拠が明らかであれば、基準値以上の処置を講じなければならない。

さらに護床工および高水敷保護工として、令第65条の解説1に次のように述べられている。

橋脚の設置に伴う流水の乱れ等により河床又は高水敷が洗掘されるのを防止するため、必要があるときは適当な護床工又は高水敷保護工を設けなければならない。

なお、それらを設けようとする場合の範囲等については、下記を標準とするものとする。

- ① 護床工および高水敷保護工の範囲は、おおむね橋脚周辺5m以上とする。
- ② 高水敷保護工は、洗掘が著しいと認められるときおよび高水敷の利用度が高いとき（公園、運動場等）に設けるものとする。

一方、橋脚設置に伴う河岸や下流側河床に及ぼす影響等については、先の5.3に述べた通りである。したがって橋脚設置に伴う護岸等の必要対策工は、河道特性や河道形状、橋脚位置と橋脚規模あるいは流量

規模（掃流力）によっても異なるため、今のところ種々の河道条件に対応しうる対策範囲や対策工を決定する手法は確立していない。このため必要諸対策工を適切に評価する手段としては、水理模型実験が重要な役割を果たしている。ここではこのような模型実験による検討事例に基づいた対策工範囲等について述べる。

表－5. 3～5. 5 は、橋脚設置に伴う対策工範囲等を検討した結果について示したものである。検討対象事例は、河道の湾曲部や斜角の大きい橋、大規模橋脚あるいは近接橋でいずれも橋脚の設置によって河道に影響を及ぼすと予想されるような場合である。

したがって、このような場合の対策工範囲は、湾曲部と橋梁位置の関係や河道特性等によっても各河川でかなり異なる。ただし湾曲部の内岸側、および高水敷幅が広くかつ流れが高水護岸に影響を及ぼすような可能性がない場合は、構造令に準拠した対策範囲となっている。しかし、湾曲部の外岸側や主流部が河岸沿いに片寄って水衝部を形成するような場所では、高水護岸および低水護岸とも橋梁上下流それぞれについて、低水路幅程度から低水路幅の約1.5 倍程度の長さを必要対策範囲としている。

なお、対策工範囲は、橋梁位置が湾曲部の上流側に位置する場合は橋梁の下流側が広範囲となり、反対に湾曲部の下流側に橋梁位置がある場合は、橋梁の上流側において対策範囲が広範囲となる傾向がある。

表－5. 3 橋脚設置に伴う対策工範囲等の検討事例（1）

河 道 諸 元	橋 梁 計 画	対 策 工 等
・ A 河川 - X(距離標) =123.5km - i(河床勾配) =1/3300 - B(河道幅) =1,020m - b(低水路幅) =380m d_m(河床材料平均粒径) =0.3mm Q_0(計画高水流量) =17,000m³/s - Q(既往最大流量) =11,610m³/s	橋梁位置 右岸：123.5km 左岸：123.5km－185m 低水路内の橋脚幅×本数： 6.0m×2基 高水敷の橋脚数：7基 径間長：86～250m ・高規格幹線道路	高水護岸 右岸：橋軸上下流140m（構造令に準拠） 左岸：橋軸上下流140m（構造令に準拠） 低水護岸 右岸：橋軸上流 70m " 下流370m 左岸：橋軸上流115m " 下流 70m+445m（捨石） 後流の発生領域：橋脚下流約200m
・ B 河川 - X =14.6km - i =1/380 - B =240m - b =200m d_m=53mm Q_0=4,800m³/s - Q =3,442m³/s (湾曲部の約1.5km下流)	橋梁位置 右岸：14.6km+120m 左岸：14.4km+120m 低水路内の橋脚幅×本数： 4.0m×3基×2列 高水敷の橋脚数：3基×1列 径間長：105m ・円柱橋脚で縦断方向 50m間に3基設置、斜角45°で横断	高水護岸 右岸：構造令に準拠 左岸：橋軸上流130m " 下流（構造令に準拠） 高水敷保護工 左岸：14.45km～14.65km(200m) 低水護岸 右岸：なし 左岸：橋軸上流170m " 下流230m

表－ 5. 4 橋脚設置に伴う対策工範囲等の検討事例（２）

河 道 諸 元	橋 梁 計 画	対 策 工 等
・ C河川 $X = 17.0\text{km}$ $i = 1/3600$ $B = 460\text{m}$ $b = 220\text{m}$ $d_m = 0.2\text{mm}$ $Q_0 = 7,700\text{m}^3/\text{s}$ $Q = 5,200\text{m}^3/\text{s}$ (湾曲部)	橋梁位置 右岸：17.0km 左岸：17.0km-50m 低水路内の橋脚幅×本数： 4.9m, 5.2m×2基 高水敷の橋脚数：2基 径間長：80m, 136m ・ s形状の複湾曲部に計画	高水護岸 右岸：橋軸上流74m(構造令に準拠) " 下流150m 左岸：橋軸上流540m " 下流210m 低水護岸 右岸：橋軸上流1,010m " 下流 260m 左岸：橋軸上流1,075m " 下流 325m
・ D河川 $X = 1.5\text{km}$ $i = 1/70$ $B = b = 80\text{m}$ $d_m = 60\text{mm}$ $Q_0 = 1,100\text{m}^3/\text{s}$	橋梁位置 a 橋：1.5km+46m b 橋：1.5km+28m 橋脚幅×本数 a：2.8m×1基 b：3.0m×1基 ・ 1.5km, 1.43kmに既設橋脚あり，連続した近接橋となる。	高水護岸 右岸：1.6km～1.36km間（240m） 左岸：1.6km～1.38km間（220m） ・ 1.4km, 1.46kmに幅10mの帯工を設置

表－ 5. 5 橋脚設置に伴う対策工範囲等の検討事例（３）

河 道 諸 元	橋 梁 計 画	対 策 工 等
・ E河川 $X = 10.0\text{km}$ $i = 1/350$ $B = 245\text{m}$ $b = 80\text{m}$ $d_m = 30.5\text{mm}$ $Q_0 = 2,300\text{m}^3/\text{s}$	橋梁位置 右岸：10.1km+55m 左岸：9.8km-30m 橋脚幅 3.5m×2基（高水敷および低水路） 5.0m×1基（低水路） 径間長：150～160m ・ 斜角約32°で横断 ・ 扇状地の扇頂部でかつ湾曲部	橋脚設置に伴う影響範囲のみを提示 高水敷 右岸：橋軸上流約345m " 下流約305m 低水路 右岸：橋軸上流約100m " 下流約150m (右岸が湾曲外岸側である)

第6章 橋脚設置に当たってのチェック項目と検討の流れ

橋脚の設置に当たっては、河川管理施設等構造令に定められている規定を満足することは当然であるが、本章においては水理的な面から検討が必要とされる事項等を全般的に述べることにする。

6.1 河道および水理特性に関する検討項目

橋を設置しようとする場合、必要となる基礎資料や検討しなければならない対象場の水理特性としては以下のようなものが挙げられる。

① 河道の平均的なスケール

川幅、水深、河床勾配、河床材料粒径

② 河道計画諸元

計画高水流量と計画高水位、計画築堤高、計画河道法線形、河川構造物等の施工計画

③ 洪水時の水理量

流速、掃流力、流向

④ 河道の平面形状

蛇行形態、砂州の挙動、河岸侵食位置と侵食速度

⑤ 河道の縦横断形と地質

平均・最深河床高、洗掘深、アーミング状況

⑥ 河道の経年的な変化状況

流路の平面形状と砂州、みお筋、土砂収支、河床変化の方向、縦横断形変動形態

⑦ 高水敷の特性

高水敷堆積物の質、洪水時の高水敷の挙動、土地利用

⑧ 河川構造物の設置機能

河川構造物（護岸、根固め工、水制、堰等）の設置状況・諸元と設置目的、河川構造物の設置効果、河川構造物の変形および被災状況、河川構造物設置による周辺の地形変化状況

⑨ 生態系

植物、動物、環境と種

なお河道には、玉石がごろごろしている急流河川から、河床材料が細砂でゆったりと流れるデルタ河川まで様々なものがある。このような千差万別な河道も、表-6.1に示すように河道地形、景観、洪水時の流速等似たような特徴を持ったものに分類することができる。

一般に河道の縦断形は、多くの場合同一勾配を持つそれぞれの区間がいくつか集まってできており、同一勾配を持つ河道区間は、ほぼ同じ大きさの河床材料を持っている。さらに河床に働く掃流力や低水路幅、深さもこれらの各区間では同じような値を持っていることが多い。似たような特徴を持つ区間ごとに河道を区分して種々の検討を行うことが“セグメント単位の見方”であり、区分された各区間を“セグメント”

と呼ぶ。日本の河川の場合、縦断形を大きく区分すると、山間地、扇状地、自然堤防帯、デルタの地形区分と対応したセグメントになるのが一般的である。

表-6. 1 各セグメントとその特徴

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地 形 区 分	← 山 間 地 → ← 扇 状 地 → ← 谷 底 平 野 → ← 自然堤防帯 → ← デ ル タ →				
河床材料の平均粒径 d_m	様 々	2 cm以上	3 cm～1 cm	1 cm～0.3mm	0.3mm以下
河 岸 構 成 物 質	河床河岸に岩が出ていることが多い。	表層に砂、シルトがのることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物	シルト・粘土	
勾 配 の 目 安	様 々	1/60～1/400	1/400～1/5,000	1/5,000～水平	
蛇 行 程 度	様 々	曲がりが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行又は島の発生	蛇行が大きいものもあるが小さいものもある。	
河 岸 侵 食 程 度	非常に激しい	非常に激しい	中、河床材料が大きい方が水路は良く動く。	弱、ほとんど水路の位置は動かない。	
低水路の平均深さ	様 々	0.5～3 m	1～5 m	1～5 m	

これらのセグメントに区分された河道分類ごとに、洪水時に河道に生じる種々の現象、すなわち河道に働く外力の大きさ、また外力として評価すべき項目が異なる。したがって、分類された河道ごとに必要となる補強対策の適用し得る工種、工法も異なってくる。なお河道特性の把握手法の詳細については文献16)を参照されたい。

6. 2 橋脚設置に際しての水利的検討の手順

橋脚設置に際して水利的な面から必要とされる検討の手順は図-6. 1のようなものとなる。

最初に「橋梁の架設計画」があり、この架設計画に伴う水利的な諸問題を明確にするための検討が必要となる。河川の計画や維持管理の面からは、河道の平面形状と橋脚の方向や配置形状、流下能力、河岸および下流河床や流向に及ぼす影響、河川構造物や既設橋脚等に対する影響を明確にする必要がある。

「調査」では、橋を設置しようとする場所における種々の河道特性を把握し、外力条件や橋脚の設計条件の算定に資する。必要な調査内容は、先の6. 1に述べた通りであるが、河道分類区分によっては異なる場合もある。なお、橋梁架設地点の地質調査は、洗掘深を適切に評価する上からも必ず必要である。

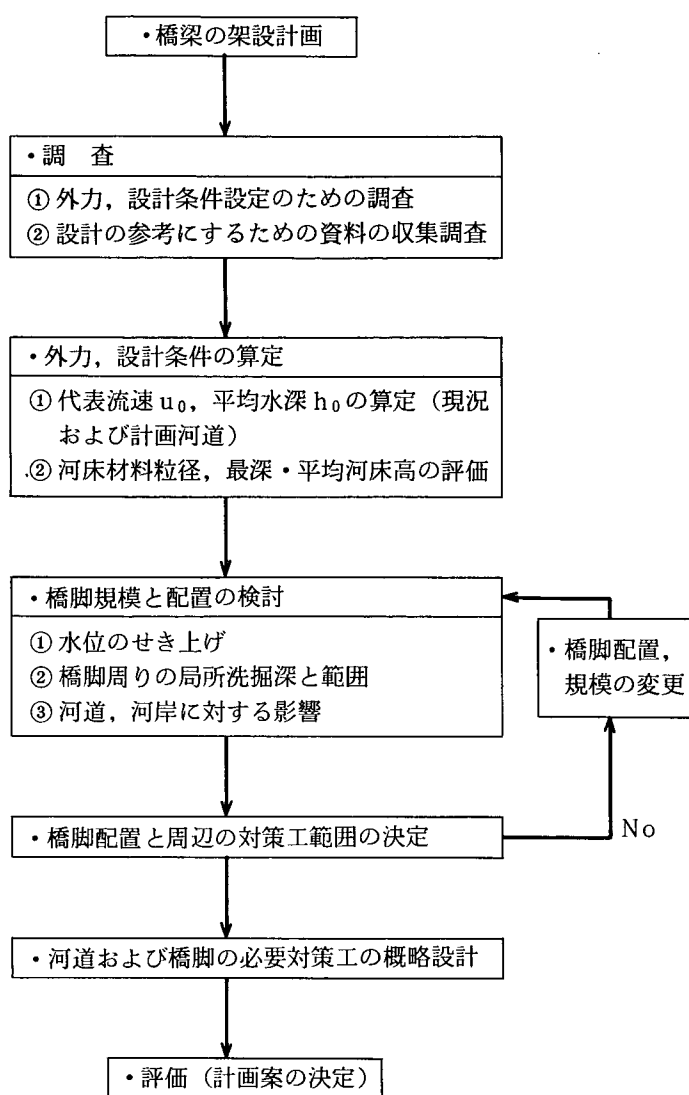
「外力、設計条件の算定」では、河道および河川構造物に対する影響の検討、橋脚設置に伴う対策工の設計に必要な河道諸元、外力条件を算定する。代表流速 u_0 、平均水深 h_0 の算定は、計画高水流量時における等流あるいは不等流計算によって求める。湾曲および砂州による深掘れの影響等がある場合、

5. 2 に述べたような流速の割増しを考慮した評価を行う。平均・最深河床高の評価は、低水路の平面形状が大きく変わらないならば、低水路の平均・最深河床高の経年変化データを用いて評価する。この評価法は、砂利河川では洪水後の深掘れ部の埋め戻しが少ないので適用性が高いが、砂河川では埋め戻しがあるので最深河床を過小評価している可能性がある。調査資料がない場合は、既往の湾曲形状と深掘れに関する研究成果、砂州による深掘れ深に関する研究成果、準三次元河床変動計算等の数値計算や移動床水理模型実験によって評価する方法がある。これらの方法には適用条件等種々の制約や問題点があるので、最深河床高は、評価に必要となる費用、河岸の対策の重要度を総合的に判断して決める必要がある。

「橋脚規模と配置の検討」では、先の外力条件の算定結果を基に、橋脚規模・配置に対する水位のせき上げ、橋脚周りの洗掘深と洗掘範囲、河道および河岸に及ぼす影響等を評価する。これらの算定手法については、前章までに詳述した通りである。

次に「橋脚配置と周辺の対策工範囲の決定」では、橋脚規模と配置に対する影響評価の結果より、対策が必要となる範囲を評価する。このとき対策工については、どのような工種が選択可能であるかある程度目安的な案を作っておく。なお、河川管理上の影響が大きい場合、あるいは対策的にも問題が大きい場合は、橋脚規模や橋脚配置の変更を行って再度検討し直す。

「河道および橋脚の必要対策工の概略設計」は、護岸・根固め工の法線、敷設延長、施工天端高、縦断勾配、護岸のり覆工ののり面勾配、護岸のり覆工および根固め工に必要な粗度を設定する³⁰⁾。これらは基本的には河道計画によって定まっている法線形や河床高に準拠して設定するが、現場の特殊性や河岸処理、河床洗掘防止工に求められている機能に応じて柔軟に対応する。なお、護岸・根固め工の工種には様々なものがあるので、似たような工種、すなわち設計の考え方が同じような工種に分類し、当該工種毎に設計に考慮すべき外力、必要な安全度や機能を満足する構造諸元を評価し得る手法を提示し、それを決定できるようにする。



図－6. 1 橋脚の設置計画の検討手順

「計画案の決定」においては、選ばれた橋脚形状・配置と必要対策工の工種に対して、その施工性、経済性、対策工に期待されている機能、現地条件等を総合的に評価して計画案を決定することになる。

あ　と　が　き

本報告書は、河川に設置される橋脚の水理的諸問題について、河川管理者がどのように判断し、かつ決定したら良いかに関する基本的な考え方、検討手法および手順等について全般的にとりまとめたものである。各河川の個々の場における現象の定量評価については、まだ分からないことが多く完全なものとはなっていないが、河川技術者の参考となれば幸いである。

なお、本報告書は、山本晃一前河川研究室長（現河川管理総括研究官）によって企画され、その意志を引継いでとりまとめたものである。しかし、当初の目標からすれば、はなはだ不十分であり、まだ考慮すべき項目やさらに検討すべき問題も残っている。これらについては、今後さらに調査研究を積み重ね、補足と充実を図っていくつもりである。

参 考 文 献

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編(1978): 解説・河川管理施設等構造令, 日本河川協会, 404p.
- 2) 土屋昭彦・浦 勝(1967): 橋脚の抗力係数について, 土木研究所報告, 第131号, pp. 31-40.
- 3) 土屋昭彦・浦 勝(1966): 橋脚のせき上げについて, 土木技術資料, 8-2, pp. 22-26.
- 4) Nagler, F. A. (1918): Obstruction of bridge piers to the flow of water, Trans. A. S. C. E. No. 1409. pp. 336-395.
- 5) Yarnell, D. L. (1934): Bridge piers as channel obstructions, U. S. Dept. of Agriculture Tech. Bull. No. 442, pp. 1-51.
- 6) 水理公式集(1971): 昭和46年改訂版, 土木学会編, pp. 251-252.
- 7) 中川博次・鈴木幸一(1974): 橋脚による局所洗掘の予測に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 17-B, pp. 725-751.
- 8) 石原藤次郎(1938, 1942): 橋脚による河床洗掘に関する実験的研究, 土木学会誌, 24-1, 28-9, 28-11.
- 9) 須賀堯三・西田祥文・高橋 晃・坂野 章(1982): 橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討, 土木研究所資料, 第1797号, 117p.
- 10) Laursen, E. M. (1960): Scour at bridge crossings, Proc. of A. S. C. E. HY2, Vol. 86. pp. 39-54.
- 11) Laursen, E. M. (1963): An analysis of relief bridge scour, Proc. of A. S. C. E. HY3, Vol. 89. pp. 93-118.
- 12) Andru, P. (1956): Scour at obstructions in non-cohesive beds, Thesis for M. Sc. University of Alberta.
- 13) Brenseres, H. N. C. : Scour around drilling platforms; Bulletin, Hydraulic Research 1964 and 1965, I. A. H. R. Vol. 19. 276p.
- 14) Carstens, M. R. (1966): Similarity laws for localized scour, Proc. of A. S. C. E. Vol. 92, HY3. pp. 13-36.
- 15) Shen, H. W., V. R. Schneider and S. Karaki, (1969): Local scour around bridge piers, Proc. of A. S. C. E. Vol. 95, HY6. pp. 489-503.
- 16) 山本晃一(1988): 河道特性論, 土木研究所資料, 第2662号, 260p.
- 17) 山本晃一(1977): 河川の抵抗係数の予測法, 土木技術資料, 19-7, pp. 33-38.
- 18) 石原藤次郎・本間 仁編(1958): 応用水理学 I, 丸善株式会社, pp. 13-15.
- 19) 吉川秀夫・福岡捷二・岩間 汎・曾小川久貴(1971): 橋脚の洗掘ならびにその防止に関する考察, 土木学会論文報告集, 第194号, pp. 83-90.
- 20) 河森克至・須賀堯三・池田裕一(1991): ベーン工による橋脚洗掘の軽減効果, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, pp. 648-649.
- 21) 山本晃一(1992): 現代水制論—水制は生き残れるか—, 土木研究所資料, 第3049号, pp. 305-315.

- 22) 水理公式集(1985) : 昭和46年度版, 土木学会, pp. 221-222.
- 23) Lane, E. W., (1953): Progress report on studies on the design of stable channels of the Bureau of Reclamation. Proc. A. S. C. E. 79. Separate No. 280.
- 24) Isbash, S. V., (1936): Construction of dams by depositing rock in running water, Second Congress on Large Dams, Vol. 5.
- 25) U. S. Army Corps of Engineers, (1970): Hydraulic Design Criteria, Chart 712- I.
- 26) 岡原美知夫・中谷昌一・高橋 晃(1989) : 建設技術Q&A, 洗掘された橋脚はどう補修したらよいでしょうか, 土木技術資料, 31-7, pp. 13-16.
- 27) 福岡捷二・藤田光一・森田克史(1988) : 護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第2635号, 74p.
- 28) 足立昭平・大同淳之(1957) : 流木に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, pp. 41-49.
- 29) 米元卓介(1961) : 洪水時に流木が橋脚及び堤防に及ぼす影響とその対策に関する研究, 早稲田大学理工学研究所報告, 第17輯, pp. 1-15.
- 30) 山本晃一・諏訪義雄(1993) : 護岸根固め工設計のフローと考え方, 土木技術資料, 35-8, pp. 22-27.

治水上から見た橋脚問題
に関する検討

ISSN 0386-5878
土木研究資料 第3225号
平成5年11月 (1993年)
建設省土木研究所
河川研究室 室長 宇多 高明
主任研究員 高橋 晃
伊藤 克雄

要 旨

本報告書は、橋脚に関する水理的諸問題、および近年における橋脚の大規模化等に伴って生じつつある新たな問題に対応するための基本的な考え方や、事例等について全般的にとりまとめたものである。

キーワード：橋脚，局所流，局所洗堀，近接橋，流木

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

建設省土木研究所
河川部河川研究室 御中

茨城県つくば市旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究資料第 3225 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3225号

