

# 開発途上国の未改修・不安定河川の架橋計画に関する河川工学的考察

横倉順治<sup>1</sup>・須賀如川<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 M.S. 国際協力事業団 客員専門員

(Bureau de la JICA au Senegal, Immeuble ABM, 20 Avenue Leopold Sedar Senghor, Dakar, Senegal, BP 3323)

E-mail: Yokokura.Junji@jica.go.jp

<sup>2</sup>フェロー 工博 宇都宮大学名誉教授 河相工学研究室代表 (〒276-0023 千葉県八千代市勝田台4丁目2番4号)

E-mail: kyo.suga@jcom.home.ne.jp

近年開発途上国の河川では、日本のODAによる橋梁建設が増加している。その多くは原始的河川が対象であって、大河川の沖積部では粒径が細かく、また、雨季の流量が長期間継続する等、日本の河川の場合とは異なる特徴があつて不安定である。かつ資料が少ない。したがって、治水施設が施され、豊富かつ精緻な資料を前提とした日本の河川の考え方をそのまま適用できない。そのため、架橋位置・橋長・桁下高・局所洗掘対策等の計画検討に困難をきたすことが多い。本論文では、日本の開発援助により調査された信頼できる資料を用いてこれらの橋を総合的に調査し、沖積河川の長大橋と氾濫原の橋梁という2つの課題に関し、多数の事例に基づいて問題点の抽出・整理や現象の解明を行つて、一般的な考察と事例研究を行い、実務遂行上重要で新しい提案を行った。

**Key Words:** bridge construction planning, unstable alluvial rivers, bank erosion, channel shift, riverbed fluctuation, local scour

## 1. はじめに

日本のODAにより、近年多くの橋梁が開発途上国の河川で建設されており、1999年の1年間だけでも、無償資金協力で建設工事中の橋梁の数は82にのぼった。これらの河川の中には、河床変動や河道変遷が顕著なものや、季節による氾濫の範囲や水深の差が大きく、その経年変化を無視しえないものが少なくない。かつ、資料が少ないものが大部分である。

一般的に、河川は主に地殻活動によって、その流域面積と地形のスケールなどが決まったあと、洪水流量と土砂の条件などによってその形状が変化する。長い時間的尺度で見れば、攪乱要因の出現により、河川安定の度合いは変化を繰り返しつつも、やがてその変動の幅を縮小し、かつ変化の速度を減少させながら、安定化の方向に向かつていくと考えられている<sup>1) 2)</sup>。したがって、これらの架橋の対象とされている不安定な河川は、河道が安定状態への収束過程にあつて、平衡を保っていない状態にあるといえる。開発途上国の河川では、砂防・治水施設等が整備されていることはまれで、その大部分は自然河川であつて、未改修あるいは改修初期の段階にある。これらの自然河川では、砂防・治水施設がないために、流量や洗砂量などの水理条件はその分大きく変動し、また河岸が土砂により構成されているので、河床や河岸の変化が起り易いことが、その不安定さの要因として考えられる。

このような河川に橋梁を建設する場合、質・量共に十分に信頼できる資料を用いた解析の結果求められた高水位と、これを用いて定められた河川断面・平面形状に基づいて橋梁を計画

する、という日本の手法をそのまま適用することができない。開発途上国の未改修・不安定な河川での架橋計画に関する資料や研究事例は多くなく、その計画手法は十分には体系化されていない。そのため、架橋の位置・橋長・桁下高や橋脚周り、護岸前面の河床の保護等の検討に困難をきたす場合が多い。このような状況は日本では十分に認識されていないと思われる。これらの河川での橋梁計画上の問題点は、河川工学的観点から捉えることが重要とされている。

河岸の侵食を伴う変動については、従来から実河川や実験流路について、実測値に基づく検討<sup>3) 4)</sup>、模型実験による考察、及び数値解析による研究<sup>5)~11)</sup>が行われている。海外の河川に関しては、例えば村本<sup>12)</sup>、河内<sup>13)</sup>がシングラデシュのメグナ河について、河道変動や河床変動の研究を行つており、長田<sup>14)</sup>は河岸侵食過程をモデル化した流路変動解析を、メグナ河に適用している。

橋脚周りの局所洗掘に関しては、これまで数多くの研究が行われており<sup>15)~20)</sup>、多くの最終洗掘深についての予測式が提案されている<sup>21)</sup>。実用面からの推定図<sup>22)</sup>や、数値解析シミュレーションモデル<sup>23)</sup>の開発も行われている。水制等の構造物による局所洗掘についても、従来から研究<sup>24) 25)</sup>が行われており、いくつかの計算法<sup>26)~28)</sup>が提案されている。

開発途上国における多くの河川での架橋計画には、河川の性質の相違から、現象のさらなる解明が必要とされている。しかし、実河川ではその形状が複雑であり、土質が不均一で、洪水流量や土砂供給量も一定ではないことから、その現象を橋の寿命と同程度の将来期間について、架橋計画という実務上求めら

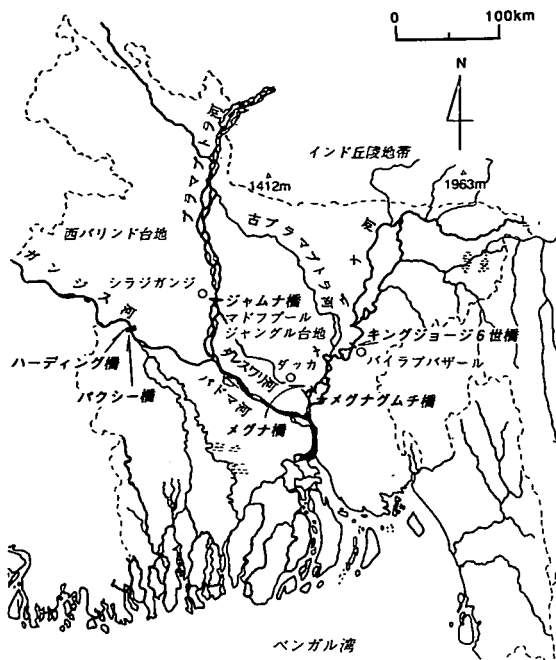


図-1 バングラデシュ略図

れる精度で推定することは、現在の研究段階では十分にはできていないと考えられる。したがって、既に建設された橋梁で実際に起っている問題を調査し、日本の河川の場合とは異なる条件下での現象の解明を行い、それによって明らかになった点を、維持管理や新たな計画に反映させることが重要である。

本研究で取り扱った、開発途上国の未改修・不安定河川での架橋計画における、河川工学上の問題点は次のとおりである。

- (1) 不安定な河道での架橋地点の選定
- (2) 横断面での河川区域が不明確な場合の橋長の検討
- (3) 資料が不十分なために、水文・水理解析の結果の信頼性が低い場合の桁下高の決定と超過洪水対策、および、財政的理由などにより、計画対象洪水の生起確率を小さくせざるを得ない場合の超過洪水対策
- (4) 河道変動現象としての湾曲部の河岸侵食が、そこに建設された橋脚・護岸等の安全性に与える影響、および構造物による局所洗掘とその拡大の予測
- (5) 水深・洪水ピークの継続期間や河床材料の粒径の細かさが、予測式の適用範囲を超える場合の、橋脚周辺河床の洗掘深の推定
- (6) 氾濫原の中の道路盛土がダムとなって洪水流を阻害し、その結果、橋梁部へ流れが集中して引き起こされる橋脚周辺の河床洗掘や盛土の流失対策
- (7) 現地の伝統的工法も考慮した、維持管理が容易となるような設計上の工夫
- (8) 資料調査手法

今回、最近の日本からの資金協力により開発途上国で建設された橋梁、およびそれらの国自身によって建設された橋梁を網

羅的に調査した結果、これらの問題点は、不安定な沖積河川に架かる長大橋と、氾濫原道路の橋梁で典型的に見られることが明らかとなったので、本研究ではそれぞれの課題について考察を行った。使用した資料は日本の開発援助により調査されたもので、信頼性は高いと思われる。その他、近年欧州コンサルタントにより設計された長大橋についても調査した。これらの中から、沖積河川の長大橋については、不安定さが顕著なバングラデシュのメグナ河に架けられ、かつ調査開始以降16年間に得られた資料が揃っているメグナ橋をその事例研究の対象とし、併せて他の長大橋についても考察を行った。このうちバングラデシュの橋梁については、架橋位置を 図-1 に示した。氾濫原道路の橋梁に関しては、被災の規模と、被災による社会・経済的影響が大きく、かつ資料が比較的よく揃っているプノンペン上流のメコン河を事例研究の対象とし、併せて他の同様な被災例についても、その状況を明らかにした。

本論文では以上のような橋梁の現地における実態を明らかにしたうえで、それぞれの河川における現象の特徴について検討し、共通した問題点を抽出・整理して、一般的な考察を行った。そして河川工学の視点から架橋計画のあり方に関して、実務上重要で新しい提案を行った。また、一般的に開発途上国では資料が少ないので、そのような場合の現地調査手法については工夫を行い、その結果についての評価を行った。開発途上国の未改修・不安定河川の架橋の課題は、日本の河川に関する資料のみで研究することはその性質の違いから困難であるが、現在実施されている事業量からすれば、重要な課題であると言える。

## 2. 不安定な沖積河川に架かる長大橋に関する河川工学的考察

### (1) メグナ橋の事例研究

#### a) 河川工学上の問題点

メグナ橋は日本の無償資金協力により、1987年から91年までの工期と79.6億円の工事費で完成し、1995年に土木学会技術賞を受賞した。1992年における橋梁地点での写真と横断面図をそれぞれ写真-1と図-2に示した[図-2縦軸の標高表示RL (Reduced Level) は、バングラデシュの多くの公共事業に使われており、測量局の基準点にもとづく標高に1509フィート(45.7m)を加えた数値を表すものである]。

しかし、この橋に関する河川工学上の問題点の所在は、これまで日本では、十分には知られていなかったと思われる。メグナ橋の位置はフェリー渡河地点近傍で、河道が最も安定していると判断された場所が、調査時の1984年に選定されたが、建設当時より現在まで、その上下流で河床と河岸の変化が継続し、護岸の崩壊や橋脚周りの洗掘が発生している。1991年10月には、左岸上流矢板護岸がその前面の河床洗掘により、195mにわたって崩壊したため、113億円の追加的無償資金協力により、蛇籠・捨石の新護岸(写真-1参照)が建設された。1997年の調査では、橋脚周りの河床が最深部 P7~P8橋脚の間で約14m低下して、橋脚安定上の限界河床高となっており、同護岸前面にも洗掘孔が発達していることが判った。このため、再度22億円の

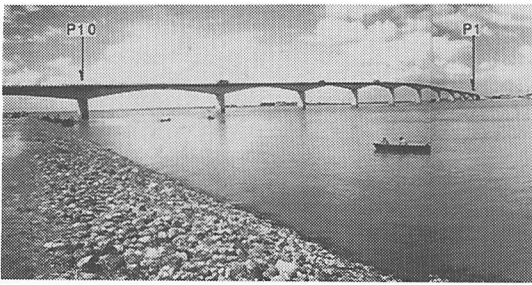


写真-1 メグナ橋の概観 (上流左岸側より)

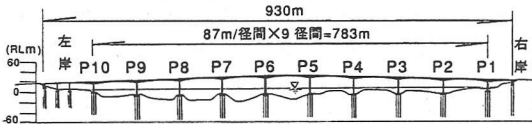


図-2 メグナ橋地点での横断面図 (1992) と橋脚番号

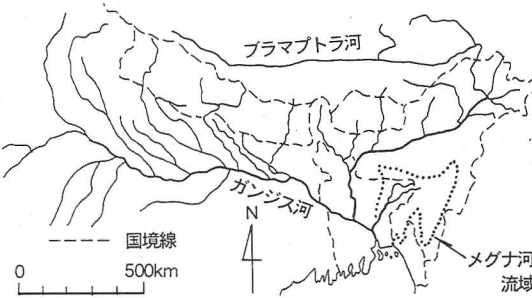


図-3 バングラデシュを流れる主要河川の流域図

追加的無償資金協力によって、捨石などによる対策が行われた。今後も、河道変遷とその護岸や橋脚への影響は継続するものと考えられている。しかし今のところ、実際の土質・地形の複雑さや流れの3次元性等から、メグナ河の河道変遷の予測を数値解析のみで行うには限界があると思われる。そこで、変遷の状況をモニタリングして、その実測値に関する考察の結果を将来の対策にフィードバックすることが課題となっている。またその結果は、類似河川の橋梁計画にも実務上有用と考えられる。

これまでのメグナ河に関する資料については、現地機関から入手できたものは、流域主要観測所の水位・雨量のみであって、空中写真や国土基本図は国防上の機密のため、入手できなかった。そのため、資料の大部分は日本の開発援助により調査されてきた<sup>29)~32)</sup>。主なものとして、メグナ橋の上下流あわせて11km (湾曲約1波長) の範囲で、1984年から99年現在まで継続的に河道横断と地形形測量、流速・水位・流量観測、河床表層の土質試験等が実施されてきた。1997年には、潜水夫による橋脚や護岸周辺河床の確認、河道変遷に関する現地住民からの聞き取り、河岸地質調査、護岸前面の流速・流向観測と浮遊砂濃度の測定等が行われた。これらは日本にはない不安定で大規模な低平地湿地河川での、初めての長期間にわたる調査であった。このうち、潜水夫による調査では、水中写真撮影とテープによる計測などが行われ、得られた結果によって、橋脚や護岸周辺

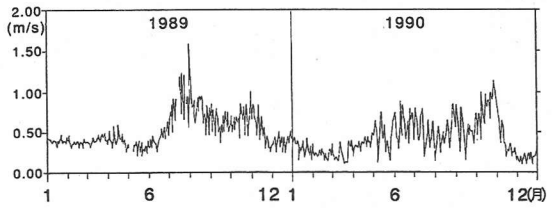


図-4 メグナ橋地点での流速 (1989-90)

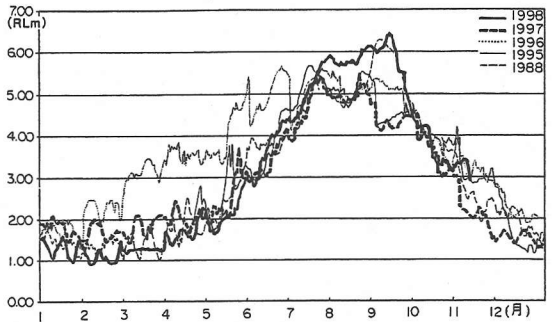


図-5 メグナ橋地点での水位 (1988-98)

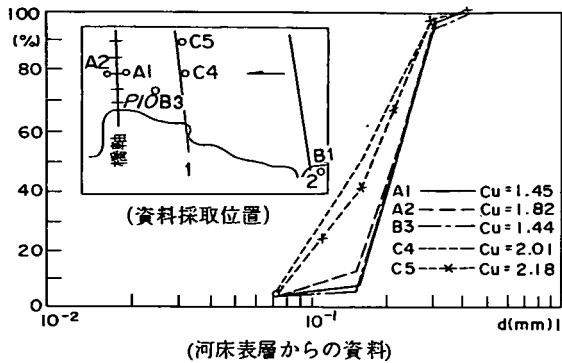
河床の状況が具体的に明らかにされた。

#### b) メグナ河の特徴

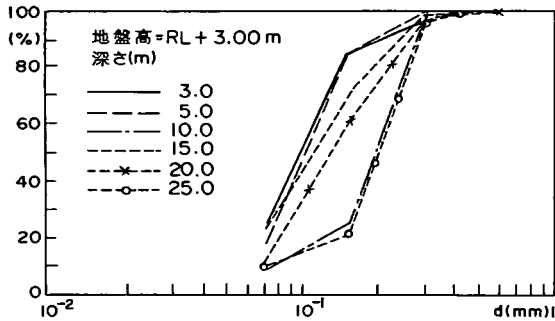
メグナ河の概要とメグナ橋付近の状況について述べる (図-1, 図-3を参照)。メグナ河の流域面積は7.7万km<sup>2</sup>、幹流路長は880kmであり、その上流域はインド領の山地・丘陵地帯にある。流域の土地利用形態は、上流部では、インド領山地・丘陵地帯の森林・草地であるが、バングラデシュ国内では、面積の多い順に、水田、畑、草地、ジュート、雑木、果樹園等となっている。バングラデシュを流れる部分は極緩流河道であり、標高3~5mの平坦な低地を流れている。低地の堆積域の河床勾配は約1/10万<sup>33)</sup>と極めて小さい。洪水時でも、水面勾配は1/3.8万と推定されている<sup>31)</sup>。雨季は6~10月であって、この間の橋梁地点の流量は0.3~1.3万m<sup>3</sup>/s、乾季の流量は数百m<sup>3</sup>/sである。

流速については、橋梁建設中、P5橋脚付近の上流約50mの位置で、毎日定時 (午前8時) にプロペラ流速計を用いて表層流速を観測した結果を 図-4に示した。観測の際、流速計の回転軸は橋軸に対して直角方向であったことから、この観測結果は同方向の流速成分を表していると考えられる。村本らによって1989年雨季に橋軸勾配の横断面で、浮子を使用して測定された表層流速 (後述 図-19参照) の横断平均値は、その時のP5付近での値と概ね一致している。したがって、P5より約50m上流点の観測結果である 図-4は、橋軸勾配の橋軸直角方向の流速成分の平均に近い値を示していると考えられる。図-4では、半月周期の波状変化が見られる期間が数回あり、流速は上流からの流量だけでなく、潮位の影響も受けていると思われる。乾季での流速は0.5m/s未満、雨季には概ね 0.5~1.0m/sであるが、1.0m/sを越す期間も見られる<sup>34)</sup>。

高水期は雨季の間、約5ヶ月間継続する (図-5)。低水期の日最低水位はメグナ橋上流約60kmのバイラバサールでの水



(河床表層からの資料)

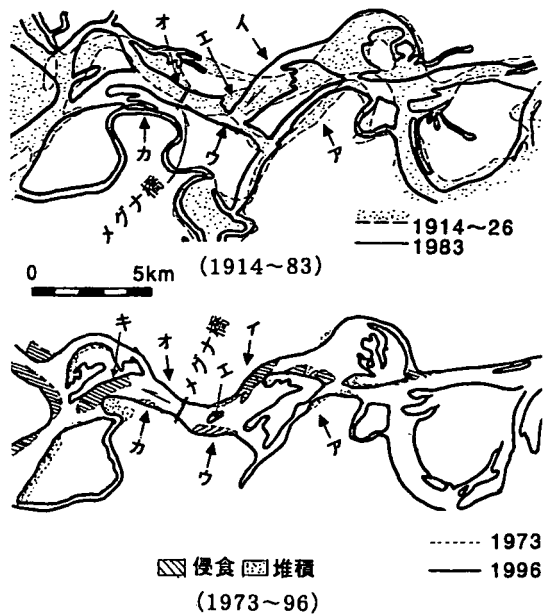


(左岸B1でのボーリング調査からの資料)

図-6 メグナ橋付近の河床材料の粒径加積曲線

位とほぼ等しく、時には水面勾配が負になる状態<sup>39)</sup>も見られる。6~7月の水位の上昇期や10月の下降期より、水位がピークとなる8~9月において、流速がむしろ小さくなっている。これは、メグナ橋下流約35kmの地点でメグナ河が流入しているパドマ河の平均流量(1966~83)が $7\text{万m}^3/\text{s}$ <sup>39)</sup>と、メグナ河のそれを大きく上回っているため、合流点からの背水の影響で、水面勾配が減少するためと考えられる。

河床材料には粘着力のあるシルト及び粘土分はほとんど含まれておらず、主に平均粒径( $d_m$ ) $\approx 0.1\sim 0.2\text{mm}$ の微細砂から構成されており、土質は非常に軟い。均等係数( $C_u$ )は2程度と小さくて、粒度がそろっている(図-6)。1830年より以前には、ブラマプトラ河はメグナ橋の上流約50km付近、バイラババザールや下流でメグナ河と合流していた。旧合流点より上流では、東西70km、南北100kmに広がった湿地帯の中を、中小規模の支派川が複雑に分合流を繰り返している<sup>39)</sup>。これに対して、旧合流点下流では比較的流路がまとまり、幅20km程度の氾濫原の中央を流路幅約1kmで流れている。1830年以前には、古ブラマプトラ川から砂分の供給量が大きかったことにより、旧合流点下流では、旧合流点上流に比べて砂分が多くなっている。そのためこの河道区間では、一時的に派川が形成されても、そこに流砂が入り込んで埋まるために、流路がまとまり易くなると考えられる。流路がまとまると流れの侵食力が増大し、かつ、砂分が多いために侵食され易いので流路変遷が著しく、蛇行河川跡が高い密度で分布する低平地湿地帯となっている。水源地域からの土砂供給量は少なく、河道侵食に基づく土砂生産が土砂供給源の主体となっている。湾曲部での侵食幅は、同じ場所



ア~キ：周辺住民から聞き取り調査を行った場所を示し、文中の説明と対応している。

図-7 河道の平面形状の変化(1914~1996)

でも時間経過と共に変化するが、20~40m/年に達する場合もある。

このように、雨季のピーク流量と水位が大きくて、その継続期間が長く、かつ河床材料は微細砂が主体であるため、河岸がシルトや粘性土で構成されていて耐侵食性の大きいデルタ性河川に比べて、流路の変動量が大きいのが特徴である。

ここで、ブラマプトラ河およびガンジス河の河道特性との比較を行い、メグナ河の特徴を更に明確にする。

ブラマプトラ河は、シラジガンジ(図-1参照)付近までは、ヒマラヤ山麓から続く扇状地の末端部を開削し、10~20kmの幅に広がった直線性の大きい河谷平野を、網状化して流下している。上流からの土砂供給により発生・発達した網状の河道は極めて不安定である。水衝部では、侵食幅が1km/年にも達する場所がある。その河床勾配は約1/5万、河床材料はインド国境で $d_m=0.25\text{mm}$ <sup>39)</sup>である。シラジガンジの下流からガンジス河との合流点の間の河道区間は、蛇行河川に近づいており、河床勾配は1/2万、河床材料は合流点で $d_m=0.16\text{mm}$ である。

ガンジス河は、ブラマプトラ河の両側に広がる西バリンド台地と、マドプフル・ジャングル台地の南側の隆起性地上を、単一流路で自然堤防と後背湿地帯を形成しながら流れている。何本かの派川が右岸(南)側の海岸方面に分派し、さらにその南側には、感潮デルタが広がっている。河床勾配は約1/3万である。ハーディング橋(河口から約300km)地点での河床材料は $d_m=0.14\text{mm}$ の微細砂であり<sup>39)</sup>、同橋の上流では大きな振幅の蛇行流路の形態をなして、流路は不安定である。但しこれより下流では、シルト・粘土質で耐侵食性が大きく、流路の振幅はより小さい。

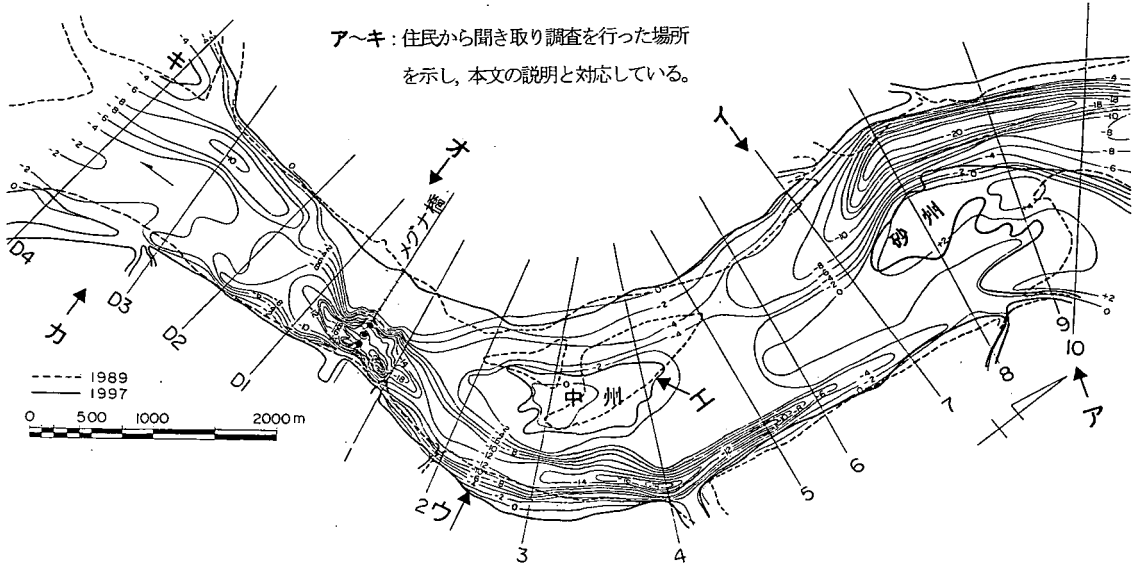


図-8 河道平面形状の変化 (1989-97)

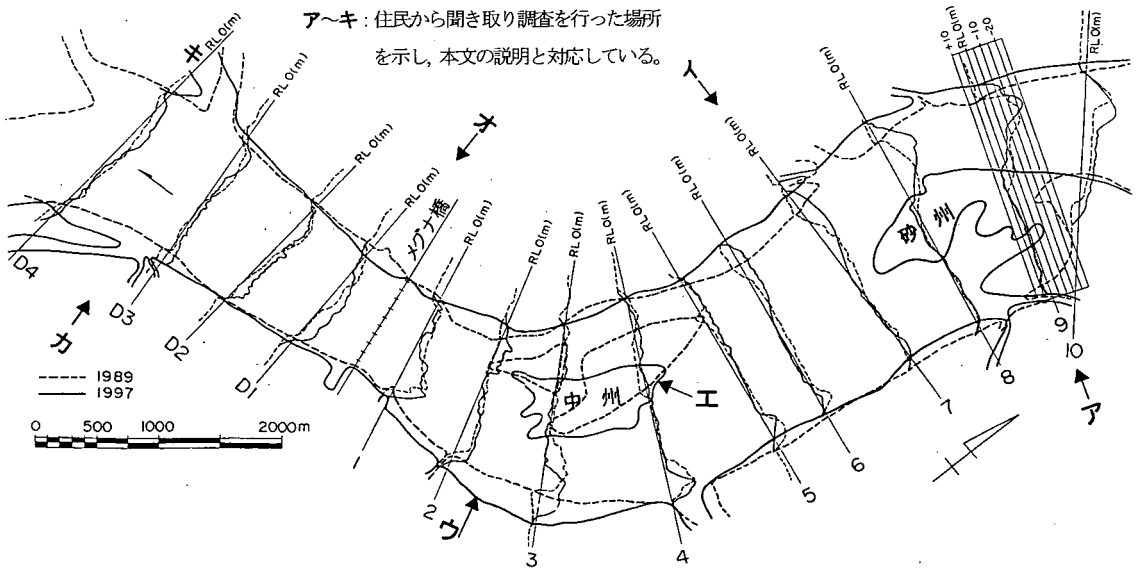


図-9 河道横断形状の変化 (1989-97)

このように、ブラマプトラ河は扇状地の末端を流れ、変動が極めて大きい網状流路河川、ガンジス河は比較的安定した自然堤防を有する単一流の蛇行性沖積河川、であるのに対して、メグナ河は、丘陵に囲まれた平坦な低地で分合流を複雑に繰り返す、低平地湿地河川と特徴づけることができる。

c) メグナ橋付近の河道平面形状の経年変化

メグナ橋付近における河道の平面形状の経年変化について考察を行った。1914年～96年の地形の比較を図-7<sup>29)</sup>、<sup>31)</sup>に示した。これより平面的に不安定であることがわかる。

1989年と1997年の比較 (図-8<sup>31)</sup>) では、No.3とNo.6付近で河岸がそれぞれ約250m (31m/年) と230m (29m/年) ずつ後退しており、その速度が大きいことが特徴的である。また、No.3

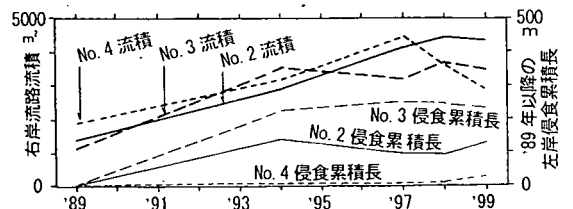


図-10 左岸の侵食と中州右岸水路の拡大

付近にある砂州は、1988年洪水により右岸から分離して中州となり、その後も次第に河川中央へと移動している。図-10に示すように、中州の右岸 (湾曲内側) 水路の拡張と、左岸付近の

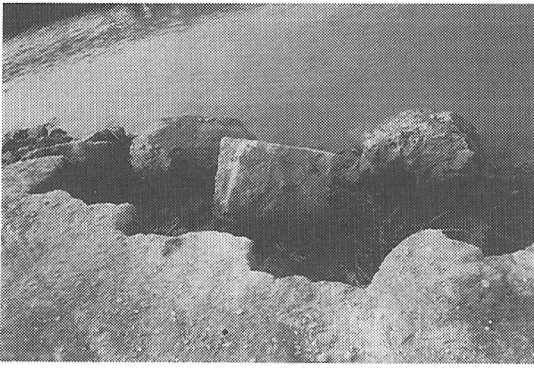


写真-2 メグナ橋上流左岸の崩落

湾曲外側の河岸後退の減速は、関連して起きている。

ここで、**図-10**の右岸水路流積とは、**横断面(図-9<sup>32)</sup>)**で、RL1mの水面と中州との交点(標高がそれ以下の場合には、その横断線上での最高標高地点)に垂線を立て、それより右岸側の水位RL4mの時の流積を計測したものである。この中州は乾季に陸化するが、雨季には水没する。RL1mは**図-5**での乾季最低水位、RL4mは毎年雨季に越える水位である。したがって、この流積は全流量に対する流積ではなく、中州の位置や形状との関係の経年変化を表す、ひとつの指標としたものである。

**図-10**では、1994年以降に、No.2~4の湾曲外側の侵食長の累積増加傾向が見られない。これは、湾曲内側の新規流路の拡大と、そこを流れる流量の増大があり、湾曲外側流路の流量が減少したことが主因と考えられる。

No.10~D4で1997年に、住民に河道の変遷について聞き取り調査を行った<sup>31)</sup>。聞き取りの際には、複数の人間に同じ質問をすること、できるだけ高い学歴を持つ人やそこに長く住んでいる人に聞くこと、等の工夫を行った。その主な結果を以下のようにア~キにまとめ、それぞれの調査結果に対応する位置を、ア~キの記号で**図-7**~**図-9**に示した。ア~キの場所は湾曲の外側または内側にあり、そこでは、河岸の侵食や堆積現象がより顕著に起っている。これらの変化をメグナ橋の上下流にわたって総合的に見ると、住民から得た情報は、上述の地形測量や衛星写真での変化と整合性が取れていると考えられる。

ア. No.7~10左岸付近は、1935年以前は町道であったが、その後左岸に砂州ができ始めたため、現在町道が右岸側に移動している。

イ. No.6~8右岸付近では、河岸が現在より約700m河側にあったが、1971年(パキスタンから独立した年)頃より後退が始まり、現在の位置になった。1988年洪水では一気に200m後退して、No.8付近のマーケットで約300戸が河岸の崩壊で流された。ウ. No.1~4左岸付近では、1965年頃から河岸の侵食が始まり、1997年までに700m後退した。しかし1988年の洪水以降、後退量はかなり減少している。この河岸の後退は収束しつつある。

エ. No.3付近右岸寄りに、1988年洪水の後、中州が出現した。

オ. D1右岸では、1983~97年の14年間で50mの堆積があり、1988年洪水では、その量が非常に大きかった。

カ. D3左岸は、1971年頃は耕作地であったが、現在まで400mの

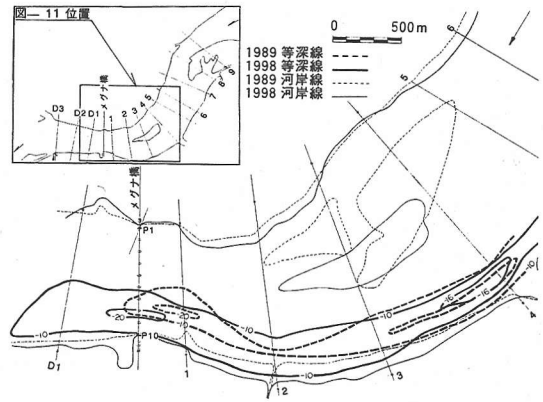


図-11 河岸線と等深線の変化(1989-98)

侵食を受けている。1988年洪水では50m後退した。

キ. D4右岸では、1971年から1993年まで、300mの侵食があった。しかし、1994年以降侵食はない。

河岸の侵食形態は、No.1~4左岸では、9月以降の減水期に発生する崩落型である(**写真-2**)。減水時に約1m角の土塊がブロック状になって崩落し、その現象が水位の低下とともに継続する。崩落のあとは垂直となり、一回の崩落による侵食幅と、垂直になった河岸の高さはほぼ同じである。一方、No.8右岸付近では、住民からの聞き取りによれば、1988年の洪水の最中に一度に奥行き3~5m、幅15mという、より大きなブロックの規模で、マーケットのある河岸の崩壊が連続した。このように、あまり大きくないブロック状の崩壊が連続して起こる理由は、以下のように推察される。

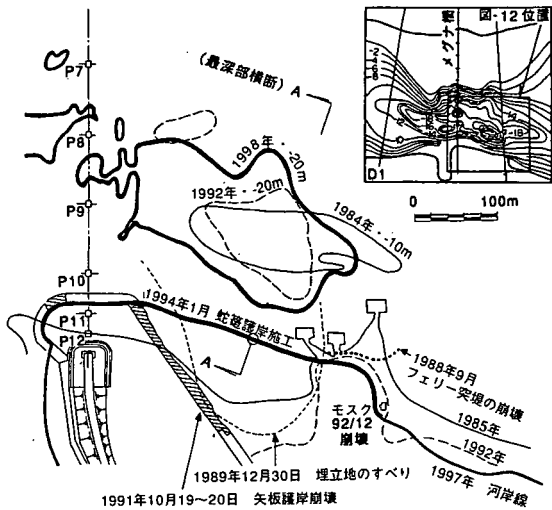
- ・河岸が主に粘着力の少ない微細砂からなっている。
- ・減水期には、河岸土壌中の間隙水圧が増加する。
- ・高水期には、河床が洪水流によって洗掘されて、河岸の斜面勾配が安定の限界勾配よりも急になる。

#### d) メグナ橋付近の河道横断形状の経年変化

次に、橋梁周辺河道における横断形状の経年変化について述べる。1989年と97年の横断形状の比較を**図-9**に示した。

No.4付近の左岸は湾曲外側にあり、この湾曲沿いでは河床が最も洗掘されているが、河岸の侵食は比較的小さい。その下流に行くにしたがってこの傾向が逆転し、No.3付近で河床の洗掘は少なくなるが、河岸の侵食が最も大きくなっている。同様な現象が、その上流のNo.8~9付近の右岸湾曲外側でも起きている。このように、湾曲頂点付近では河床の洗掘が最大となり、河岸の侵食はその河幅程度下流で最大となっている。このことは湾曲流と河岸の性質によるものであるが、長田ら<sup>19)</sup>による河床変動計算結果でも示されている。

また、No.2の湾曲外側では89年に比べて、97年には河床高の低下と河岸の後退が見られる。同時に、No.4付近の湾曲頂点から続くRL-10m等深線で包絡される湾曲に起因すると思われる河床洗掘は、**図-11**に示すように、1989年から98年にかけて下流に伸びている。これらのことから、この湾曲外側の侵食箇所は次第に下流に移動していると言える。



(平面形状の変化：1984-98)

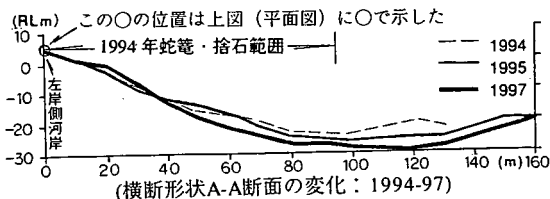


図-12 護岸付近の河岸崩壊と洗掘孔

### e) メグナ橋護岸周辺河床の洗掘と河岸の崩壊

こういった中で、メグナ橋の左岸に建設された護岸前面の河床洗掘と、同護岸区間の河岸崩壊が特筆される。左岸護岸区間の河岸では、1994年に蛇籠と捨石による新護岸が完成するまで、河岸崩壊が継続していた。図-12に、護岸前面の洗掘孔の形状の変化、および河岸崩壊が発生した場所と年月を示した。崩壊の形態は目撃者によれば、フェリー突堤とモスクの幅10m、奥行き3m程度のブロック崩壊であった。埋め立て盛土工事での崩壊は滑り性崩壊であり、奥行き約80mの円弧状の滑りが盛土工事の9割が終了した時点、1989年12月30日に突発的に発生した。自立式鋼矢板護岸は、前面河床の洗掘より、1991年10月19~20日の2日間で倒壊した。これら護岸区間の河岸の崩壊は、すべて9~12月の減水期に起きており、水面からの比高の増大に加え、河岸の間隙水圧の増加が一因として推定される。これらの河岸の崩壊現象は、護岸前面の洗掘孔と相互に影響を及ぼしていると考えられる。この洗掘孔は、河道の蛇行法線や中州の位置から見ると、不自然な位置に発生しており、フェリー突堤存在中の期間では、この突堤を原因とした河床の局所洗掘であると思われる<sup>12)</sup>。新護岸完成後も同洗掘孔は存在しており、最深部の深さRL-28m(図-12)は、No.4付近左岸湾曲部の洗掘RL-18(図-8)と比べて深くなっていて、将来的に護岸の安定に影響を与える可能性があると考えられた。

ここで、新護岸完成後における洗掘孔の形成について考察を行う。まず、新護岸の形状について説明する(図-13<sup>31)</sup>)。左

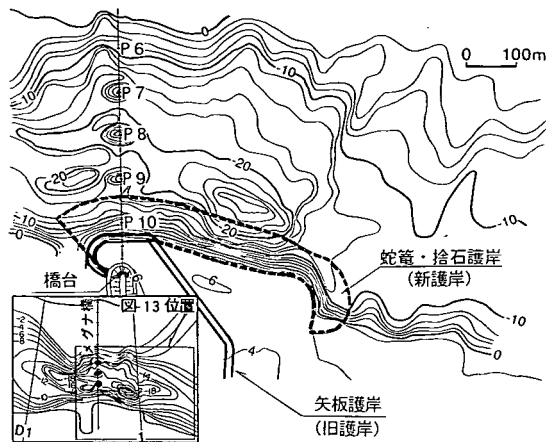


図-13 メグナ橋左岸側周辺の平面形状(1997.4)

岸護岸上流の自然河岸は、旧護岸完成後も後退を続けた。一方旧護岸の河岸線と旧フェリー突堤基部を結ぶ線上新護岸を建設したため、新護岸とその上流の自然河岸との接合部に河岸線の急変部ができた。同護岸下流側でも、自然河岸は護岸より後退した位置にある。したがって、新護岸は幅の長い凸状に河側に張り出した形状となっている。そののり勾配は3割で、のり面は天端(RL6m)からRL-2mまで蛇籠、それ以降は捨石で覆われている。なお、旧護岸は、天端(RL6m)からRL2mまでがのり勾配3割のファブリマツ、それ以降が自立式矢板であった。新旧護岸の平面的な施工範囲は図-13に示すとおりである。

新護岸前面にできた洗掘孔形成の現象を解明するため、1997年8月に護岸周辺で、流速・流向と浮遊砂濃度の観測が行われた<sup>31)</sup>。その結果を図-14に示した。この時ボートの位置は、地上に設定した見通し線とテープで決め、ロープでボートに結んだ鉄製アンカーを河床まで降ろして、位置を固定した。流速・流向観測には、電磁式流速計(ACM-210DH、ハイドロテック社製)を使用した。観測は水深6mピッチで行い、このほかにも、水深2mと河床の約1m上でも行った。浮遊砂濃度測定のための採水は、北原式B号採水器を使用して、河床から約1m上で行った。以上の観測を行った際の水位は、RL4.2mであった。

河岸沿いの流線を除いて、護岸上流隅角部より下流側の流速は、上流側に比較して増大する傾向が見られる。また、この隅角部より下流の河岸沿いでは、逆流現象が起きている領域が見られる。この護岸は河岸より河心側に突出しているため、この護岸周辺では、不透水水制や、河道に張り出して造られる大型反縮切工周辺と類似の流れの状況が発生していると考えられる。

道土<sup>27)</sup>や崇田<sup>28)</sup>は、不透水水制上流部で、水制により流れが抑制されて水制先端部へ集中する状況、および水制背後で流速が逆流している状況を、二次元あるいは準三次元的に解析している。福岡<sup>31)</sup>は、堰建設のために必要とされた鋼矢板反縮切工周辺の河床変動に関し、移動床を用いた水理模型実験を行っている。この実験では、反縮切工上流隅角部で流れが集中して大規模な局所洗掘が生じ、その洗掘範囲は洗掘深の増大に伴って広がることが確認されている。このほか、旧建設省の土

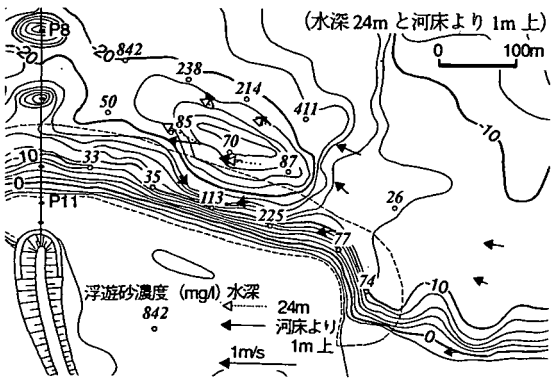
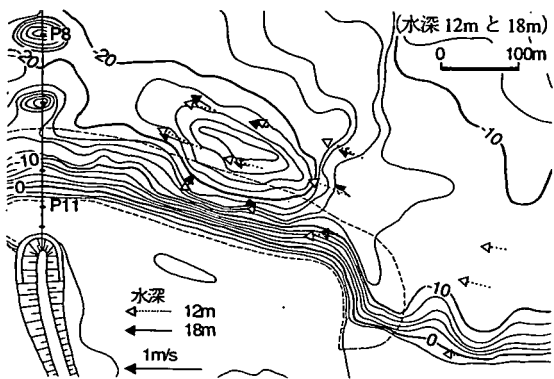
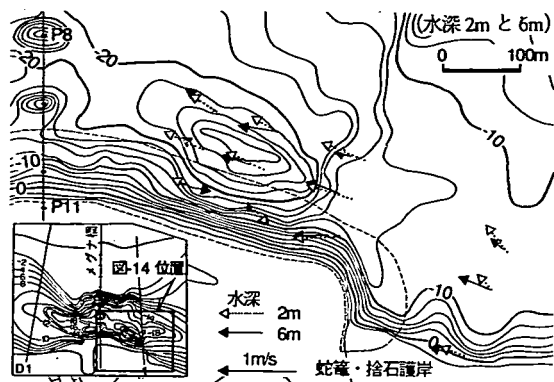


図-14 護岸前面の流速・流向と浮遊砂濃度 (1997.8)

木研究所では、これ以前にも大型仮締切工周辺の洗掘について多数の水理模型実験<sup>30)</sup>が行われており、同様な結果が得られている。

メグナ橋左岸の護岸においては、河の中に突出した護岸の上流部で流線が渦巻的に曲げられて、隅角の先端付近から下流の河心寄りでは流速が増大し、一方岸寄りでは、剥離域が発生して渦が形成されていると考えられる。この剥離域は橋梁の上からの目視によっても確認することができた。ここでは、直径10m程度の渦が多数、極めてゆっくりとした動きで漂いながら、下流に移動している様子が認められた<sup>31)</sup>。河道の中に凸状に張り出した護岸という不透過構造物によって、平面的な流れがそ

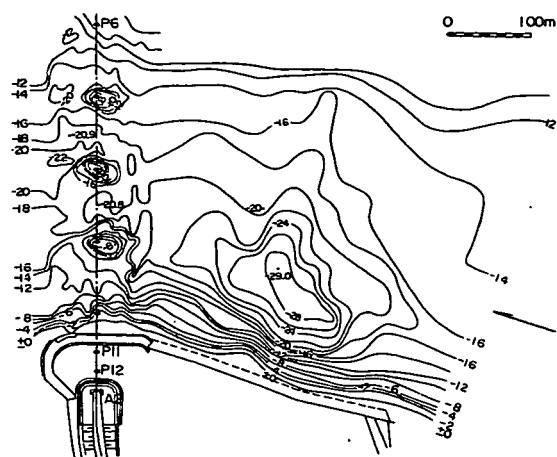


図-15 メグナ橋周辺河床の平面形状 (1998.10)

の隅角へ集中して、その下流に続く護岸前面の流速も増大し、この流速の変化によって流砂の非平衡が発生して、護岸前面の洗掘孔が形成されたと推定される。

この洗掘孔は、旧フェリー突堤に起因して形成されたと考えられる洗掘孔のやや下流側にずれて重なり、かつその平面的範囲が広がっている(図-12の平面図)。また旧フェリー突堤存在中の1984年における洗掘孔最深部の深さは約RL-18m<sup>30)</sup>であったが、図-12の断面図に示すように、新護岸が完成した1994以降も次第に深くなり、1997年にはRL-28mとなっている。このことから、旧フェリー突堤に起因すると思われる洗掘孔は、新たに建設された護岸の影響によって、深さを増しながら下流に向かってほぼ同心円状に拡大したと考えられる。

久宝<sup>30)</sup>によれば、 $dm$ が0.1~0.2mmの微細砂の水中安息角は27°付近であるが、洗掘孔ののり面は、実測(図-13、図-15)によれば、最も緩やかである下流側では $2^{\circ}$ ~ $3^{\circ}$ であって、平面的広がりが大きい。乾季終末期の実測(1997年4月、図-13)と雨季終末期の実測(1998年10月、図-15)の比較では、洗掘孔の深さや広がりはほぼ同じである。これは、乾季にも洗掘孔は埋まらないことを示している。洗掘孔は高水期の数カ月間にわたって継続的に洗掘を受けるため、徐々に拡大し、これに伴って、のり面勾配は水中安息角で安定することなく、緩やかになっていったと考えられる。

しかしこの場合は、一般的に不透過水制や大型仮締切工の上流側前面から、隅角部先端に沿って見られるような、局所洗掘が見られない。これは以下のような理由が推定される。

ア. 3割という緩やかなのり勾配を持つ護岸と根固工が、垂直壁と比べて、渦の強度や、欄脚周辺で見られるような集束下降流などの流れの集束傾向の抑制に寄与している。

イ. のり面に蛇籠・捨石で保護されているので、洗掘を受けにくい。

ウ. フェリーの突堤が存在していた間、突堤周辺の河床を洗掘から保護するためにレンガが投入され、あるいは突堤が崩壊した残骸が存在すると推定されるため、河床が洗掘を受けにくい状態になっている。

洗掘孔周辺での土砂の動きに関しては、以下のような考察を



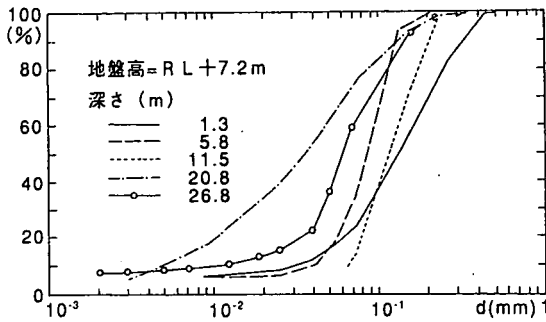


図-16 キングジョージ6世橋付近の河岸材料の粒径

行った

ア. 洗掘孔中心を通る流線上の浮遊砂濃度の差は僅かであり、しかも、それらの値もその外側（河心寄り）の流線上のものよりも小さい。同時に、洗掘孔中心を通る流線の河床付近の流速は、河心寄りのものより大きい（図-14）。これらの観測結果は、洗掘孔中心付近では、土砂の補給が河心寄りの流線上と比較して少なく、浮遊砂は河心寄りに偏って流れていることを示していると考えられる。

イ. 洗掘位置（洗掘孔中心）の河床付近の流砂濃度が小さい原因として、かなり上流の流砂濃度の小さい表層付近の水が、弱い集束下降流の影響で、この付近に入り込んでいる可能性が考えられる。洗掘現象は河床の侵食量と上流からの供給量の差で生じるが、この場合には流速は小さくないので、洗掘が進行すると推測される。

ウ. 洗掘孔中心付近では、年単位程度の時間尺度では土砂の移動が平衡に近い状態にあるが、少なくとも埋まる方向には変化していないと思われる。粒径が小さく洪水期間が数カ月と長いので、僅かな流砂の非平衡の状況であっても、それが長時間継続することによって洗掘が徐々に進行し、結果的に深さと広がり大きな洗掘孔の存在となって現れていると推定される。

エ. 護岸前面では、傾斜によって流速・流向や浮遊砂濃度の傾向が異なっているという観測結果は、流れが3次元的構造となっていて、渦が存在していることを示唆している。今後はこのような3次元的流れの構造と、その洗掘への関与の解明が必要とされている。

以上ア～エの考察は、これまでに実施された限定的な観測・測量の結果に基づいたものである。洗掘孔周辺での土砂の動きをより正確に知るためには、護岸周辺の更に広い範囲における流速・流向と浮遊砂濃度、および洗掘孔の河床材料、などを新たに調査しなければならない。このうちエについては、護岸上流側前面沿いの流速・流向観測、およびそこから隅角部先端にかけての地質調査が必要であると考えられる。

ここで、参考のためメグナ橋より約60km上流の崩壊事例をあげる<sup>40)</sup>。規模の大きい滑り性の河岸崩壊は、パイラバザールでメグナ河に架かる鉄道橋キングジョージ6世橋近傍でも起きている（同橋の位置は図-1参照）。ここでは、サイクロン来襲中の1988年11月30日午前3時から午後2時の間に、河岸が幅430m、奥行き120m、面積4～5haの範囲で崩壊した。その崩壊範

囲の下流端は、橋から右岸側上流に25mの位置にあった。

まず30日の午前3時頃、少なくとも3個の円弧滑りが発生し、次に夜明けから午後2時にかけて、サイクロンの風によって引き起こされた高さ約1mの波によって、更にブロック状に河岸が崩落して、大規模な崩壊地形が形成されたと想定されている。崩壊の原因はつぎのように考えられる。

ア. 崩壊が起った付近の河道では、流れが右岸に偏っており、その年の洪水によって、河岸前面の河床の洗掘がRL-33.6mまで進んで、河岸が急勾配で不安定となっていた（ここに、崩壊地形周辺の河岸の高さは約RL8m、1988年の最高水位は9月10日のRL7.66m、11月30日の水位はRL3.12m）。

イ. サイクロンによりもたらされた降雨によって、河岸土壌の間隙水圧が急激に増大した。

侵食のスケールがメグナ橋付近の崩壊より大きいのは、河岸材料が粘着力の大きいシルトなどの細粒材料をより多く含むことが一因として考えられる。崩壊地形と橋の間の河岸上で行われたボーリング調査によって得られた資料の粒度試験の結果を、図-16<sup>40)</sup>に示した。粘着力が大きければ崩壊に対する抵抗力は増すが、一旦崩壊が起れば、その規模はそれまで抵抗した分だけ大きくなると考えられる。メグナ橋周辺での河岸の崩壊の状況と比較すると、このことは、河岸材料の粒度が侵食の規模に関与していることを示している。

メグナ橋上流左岸側では、河岸材料の相違から、自然河岸の状態では、パイラバザールのような規模の崩壊は起きないと思われる。護岸上流の自然河岸の後退速度が大きく、例えば図-8のウ付近の部落が流失しているのは、一回の崩壊の形態は比較的規模の小さいブロック状のものであるが、このような崩壊が減水期に継続するためである。

護岸による補強後の河岸では崩壊が抑制されるが、一旦崩壊が生じた場合には、それまで崩壊が抑制された分だけその規模が大きくなると思われる。すなわち、護岸の存在が崩壊規模の拡大と無関係ではないと考えられる。1997年には、新護岸のモニタリングが行われ<sup>31)</sup>、洗掘規模が拡大したことが判ったので、翌年砂利を充填したジュート袋による護岸根固めの補強が行われた。

#### f) メグナ橋橋脚周辺河床の洗掘の状況

橋脚下部構造の概要について述べる。メグナ橋の下部構造は、現場打ちRC杭（直径1.5m、長さ40m～45m、9本フーチング）が使用され、ピア断面は幅3.2m、長さ6.5mの縦長六角形のRC構造である。

設計段階で、下部構造の設計条件として、最深河床高の予測が行われた。この場合河床の低下は、湾曲流によるものと、橋脚周りの局所洗掘によるものとに分けて考えられ、その他の砂れん、または小規模河床波の流下に伴う河床変動等は、相対的に無視された。

湾曲流によるものとして、計画高水（超過確率1/100でRL6.99m、ピーク流量 $Q_p=15,200\text{m}^3/\text{s}$ ）に対応する最大水深が18m、河床高はRL-11mとされた。最大水深18mの値は、メグナ橋とメグナダムチ橋の計画地点で実測された河道横断面の最深河床地点の水深と、それに対応する径深の関係から推定されている（図-17<sup>29)</sup>）。横断測量は、メグナ河1箇所とメグナダム

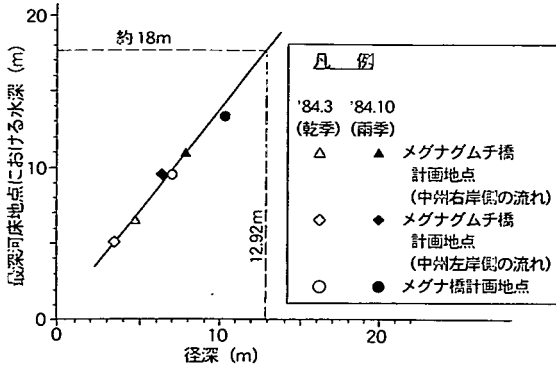


図-17 設計における湾曲による河床低下の予測

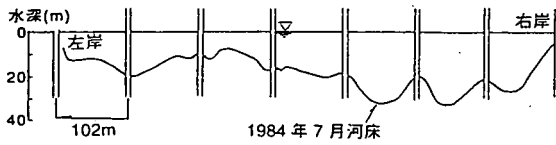


図-18 キングジョージ6世橋の横断形状(1984)

チ河2箇所、それぞれ1984年3月(乾季)と8月(雨季)に実施され、合計6種類の横断面図が得られている。横断面における最深可床地点での水深をY軸、その水深に対応する径深をX軸とした直交グラフ上に6点がプロットされ、この6点に基づいて引かれた回帰直線を外推して、メグナ橋計画地点での1/100洪水の径深12.92mに対応する水深18mが求められている。設計では、河床変動や河岸侵食に関する数値計算は行われず、架橋計画地点および近傍の類似河川の河道の現況から最深可床高を類推する、という手法が取られたものと推察される。

橋脚周りの局所洗掘現象については、種々の推定式を用いて試算が行われ、これらのうち最も大きい値であった Laursen による  $Z=7.9m$  が採用されたが、実際の設計には、それより大きい  $11m$  が使用された。

これらの洗掘現象の線形和を仮定し、計画河床高をRL-22mとして杭の構造計算が行われた<sup>29)</sup>。これは通常の河川に適用されている通常の考え方に基づいたものである。橋脚周辺における設計時点1985年当時の河床高は、後述の図-20に示すとおりであり、P8ではRL-7mからRL-22mまで、15mの河床低下が予測された。このため、P1からP10について、橋脚フーチングを覆うように、直径15cm~30cmの玉石が2mの厚さで、橋脚周り半径20mの範囲に施工時に敷きつめられた。

これはキングジョージ6世橋において、1937年に建設されて以来、橋脚周りの河床低下に対して繰り返して行われてきた捨石工が有効に機能していたため、同様の工法を用いることとされたものである。1984年7月に行われたキングジョージ6世橋の橋脚断面測量の結果を図-18<sup>29)</sup>に示す。右岸側主流部においては、3本の橋脚で捨石工が円錐形となって橋脚のフーチング以下の部分を保護している。なお橋脚周りへの捨石は、ガンジス河のハーディング橋でも、1918年の建設以来継続して

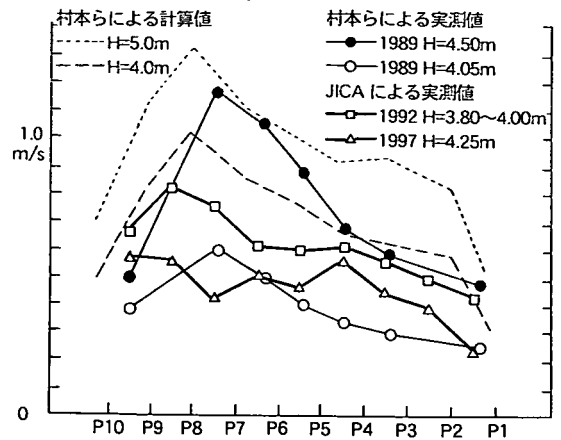


図-19 メグナ橋橋軸での流速分布

行われており、その効果が実証されている。バングラデシュ鉄道局の説明によれば、ハーディング橋では数年毎に捨石工が行われており、これまでこの橋に投入された捨石合計数量は20~30万 $m^3$ である。

橋軸における流速分布については、国際協力事業団(JICA)によって1992年9月と1997年8月に行われた橋軸に沿った横断面における表層流速の観測結果<sup>30) 31)</sup>を、村本ら<sup>12)</sup>による計算値およびメグナ橋地点における1989年の実測値と比較した(図-19)。同図中、1992年と1997年の実測値は、流速・流向観測によって得られた流速の大きさの絶対値である。その流向は概ね橋軸に直角であり、流下方向とほぼ一致している。村本らによる1989年の2種類の実測値は、表面浮子によって測定された値であり、流下方向に沿った流速値を示していると考えられる。また、村本らの計算値は、数値解析によって得られた流速ベクトルの絶対値であり、ベクトルの方向は橋軸に対して概ね直角となっている。村本らの計算結果及び1989年の実測値で、P8~P9に流速のピークが一つだけあるのは、中州右岸水路が比較的狭く、そこからの流れの影響が大きくなかったためと考えられる。1992年の実測値で、P4~P5にもピークが出現し、97年にこのピークがさらに大きくなっている。これは、右岸寄りであった中州が次第に河川の中央に向かって移動し、このために砂州と右岸の間の流路が拡張して、ここからの流れがP4周辺に流れ込んだためと思われる。また観測結果は全体的に0.3m/s程度計算値より小さい値を示している。この理由は以下のように推定される。

ア. 計算では河道から氾濫原への流出はないと仮定しているが、実河川では水位がRL4~5mを越えると流れが河道から氾濫原へ越流する<sup>30)</sup>ので、河道の流速の増加がその分抑えられる。

イ. 計算では Manning の粗度係数  $n$  は 0.02 とされているが、実河川ではこの付近の河岸や河床の地形は複雑で、局所的に  $n$  の値はこれ以上になっていると推定される。

橋軸における河床高の変化に関し、1985、97、98年の地形・地質断面図を図-20<sup>31)</sup>に示した。1985年の河床は12年後の1997年には、右岸側が堆積によりP3~P4間で7.8m上昇し、左岸側は侵食によりP8~P9間で14.1m低下した。これは湾曲流による流れ

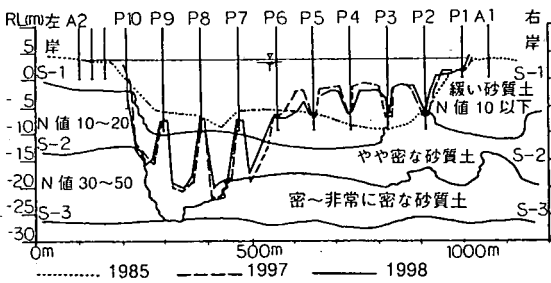


図-20 メグナ橋橋軸での河床高の変化 (1985-98)

の外側への偏りに起因する現象と考えられる。一方、1998年には97年と比較して、左岸河床は約2m上昇して、右岸河床は約2m低下した。この逆転現象には、中州右岸側水路の拡大が影響していると考えられる。

左岸側半分においては、1985年以来、N値10以下~20の、緩い~やや密な砂質土層が侵食を受けており、1997年にはN値50以上の固い砂質層が露出していた。この砂質層は潜水調査においてナイフを突き立てても、刃先をほとんど土中に入れることができなかった程硬く、かなりの耐侵食性を有していると想定された。設計では全ての橋脚に同じ大きさの局所洗掘が想定されたが、実際には河床の耐侵食性により、洗掘の進行の速さに違いがあると思われる。したがって、ボーリング調査の結果を重視し、この結果を基礎構造に反映させることによって、より合理的な設計を行うことができたと思われる。

P7~P9では、建設時に捨石を橋脚周りに施工していたものが、河床低下に伴い、橋台フーチングを頂点とする円錐となっている。この状況は1997年に、潜水夫による目視で確認されている。各橋脚周りの河床は各橋脚フーチングよりもかなり低下しているが、杭は露出しておらず、玉石によって表面を覆われた円錐形のマウンドによって包みこまれ、保護されている。マウンドののり勾配は、P8では約40°で最も急になっており、ここではフーチングの下面が露出していた。これは河床の低下にともなって玉石が崩れていることを示しており、水中における捨石によるのり面安定の限界的狀況にあると考えられる。

1997年と98年の河床の平面形状を表している図-13と図-15では、P6~P9の下流側には洗掘孔が存在している。Duarteら<sup>41)</sup>によれば、橋脚周りの捨石のレベルを河床以上とした場合、洗掘孔は橋脚下流側に出来るという実験結果が得られている。メグナ橋の場合、下流洗掘孔の存在は、橋脚周りの捨石の幅が不足していたために河床が低下し、この結果橋脚周りの捨石が円錐状に突き出た形状になったことによると考えられる。図-13で、P8とP9下流の洗掘孔が水中安息角より緩やかな勾配で下流に伸びているのは、護岸前面の洗掘孔と同様、高水期における継続的な洗掘によるためと思われる。

### g) メグナ橋橋脚周辺河床の洗掘の原因

次に橋梁周辺河床の低下の原因に関して考察を行った。1997年には、湾曲流による橋梁上流左岸側での河床洗掘が横断線No.4で最大となっている(図-8)。それより下流では次第に浅くなり、橋脚はRL-8~10mの等深線が達して、左岸側の橋脚P7~P10を包み込んでいると考えられる。一方護岸前面には洗掘

孔が存在し、この影響は橋梁まで続いていて、P7~P9に達している(図-13)。これらの橋脚の下流側にできた洗掘孔は橋脚自身による局所洗掘と思われる。1998年の状況も同様である(図-11、図-15)。

これらのことから、橋脚周辺における河床の低下の原因として、河川の湾曲流、河道に突出しているという護岸の形状に起因する洗掘孔の影響、橋脚による局所洗掘、の3種類<sup>42)</sup>が考えられる。これらは相互に影響しあうが、湾曲のスケールは10<sup>3</sup>m、護岸形状による洗掘の影響スケールは10<sup>2</sup>m、橋脚による洗掘の影響スケールは10<sup>1</sup>m、であって、それぞれの原因となる現象の規模のオーダーの違いから、原因別洗掘量は線形河川に近いと考えられる。現在、個々の原因による洗掘量は、ある程度定量的に評価できるようになってきているが、お互いの重複量については、充分解明されていないと思われる。また、このように大規模な局所洗掘の原因別洗掘量の研究の先例も見当たらない。したがって本研究では、原因別洗掘量の検討にあたっては、線形河川を前提として、これらを等深線から第一近似として読み取ることとした<sup>43)</sup>。その方法を以下のように定義した。

まずP7周りの原因別河床低下量については、湾曲による影響をつぎのように推定した(図-8)。

- 1) 護岸前面の洗掘孔から上流に伸びる RL-12m の等深線と、No.4 左岸にある湾曲の河床最深部から下流に伸びる RL-12m の等深線は、No.2 付近で出会っている。しかしその形状がNo.2 付近でくびれていることから、この等深線は、湾曲の影響のみで橋梁に達しているのではないと考えられる。条件は異なるが、右岸上流の No.8~9 を中心としたスムーズな洗掘形状からも、このことが裏推される。
- 2) No.4 左岸湾曲の河心側から下流に伸びる RL-4m の等深線は中州に周り込んでいて、これも橋梁には達していない。
- 3) No.4 左岸湾曲からは、RL-6~10m の3本の等深線がくびれることなく橋梁まで伸びている。
- 4) これらの等深線のうち、どれが洗掘孔と重複せずに湾曲の影響のみで橋梁まで達しているのかを、定量的に解析することは困難と考えられる。そこで、若干の無理はあるが、No.4 を中心とした左岸洗掘の全体的な形状から類推して、RL-8~10m の等深線は、洗掘孔と重複することなく橋梁まで達していると推定した。RL-8~10m は、RL-6~10m の範囲では梁めの値であるが、深めの値を採用することによって、護岸前面の洗掘孔による橋脚への最低限の影響を知ることができると思われる。

以上より、RL-8~10m と1985年におけるP7での河床高RL-5.5mとの差である2.5~4.5m(およそ3.5m)を、1985年から1997年までの湾曲に起因する洗掘量とした。

次に、P7への護岸前面の洗掘孔による影響を推定した。図-13で、護岸前面の洗掘孔からP7には、RL-15mの等深線が達していると考えられる。そこで、橋脚による影響を受けず、湾曲と護岸前面の洗掘孔だけの影響を受けたとすれば、河床高はRL-15mとなり、RL-8~10mとの差約6mを、護岸前面の洗掘孔の影響によるおよその河床低下量とした。

P7での橋脚による河床低下量は、橋脚下流側にできた洗掘孔の河床高RL-18mとRL-15mとの差、約3mとした。

表-1 メグナ橋橋脚周辺河床の原因別低下量

	洗掘の位置	(1) 1985年 河床高 (RLm)	(2) 1997年湾曲か ら橋脚に達す る等深線 (RLm)	(3) 1997年護岸前 面洗掘孔から 橋脚に達する 等深線 (RLm)	(4) 1997年 河床高 (RLm)	(5) 湾曲流による 洗掘(m) (1) - (2)	(6) 護岸前面洗掘 孔の影響(m) (2) - (3)	(7) 橋脚による 洗掘(m) 実測: (3) - (4) 設計: (2) - (4)	(5) ~ (7) 合計 (m)
実測値	P7下流	-5.5	-8~-10	-15	-18	3.5	6	3	12.5
	P8下流	-7	-8~-10	-18	-22	2	9	4	15
	P9下流	-5.4	-8~-10	-16	-22	3.6	7	6	16.6
	平均	-6	-9	-16.3	-20.7	3	7.3	4.4	14.7
実測値	P7-8間	-8.4	-8~-10	-18	-22	0.6	9	4	13.6
	P8-9間	-6.3	-8~-10	-19	-20.4	2.7	10	1.4	14.1
	平均	-7.4	-9	-18.5	-21.2	1.6	9.5	2.7	13.8
設計値	P7周辺	-5.5	-11	予測せず	-22	5.5	-	11	16.5
	P8周辺	-7	-11	予測せず	-22	4	-	11	15
	P9周辺	-5.4	-11	予測せず	-22	5.6	-	11	16.6
	平均	-6	-11	予測せず	-22	5	-	11	16

表-2 橋脚による局所洗掘の予測

Author	洗掘深さ: Z(m)	Author	洗掘深さ: Z(m)
Andru	11.2	Neill	7.5
Laursen	7	Oureshi	3.4
Tarapore	4.3	国鉄	5.1
Larras	4.8	須賀ら	1.9 (適用外)
Breusers	4.5		

ho=14m, v=1m/s, dm=0.2mm, D=3.2m

表-3 長大橋の事例の概要

橋梁名	流路幅 m	橋長 m	主橋 脚数	下部工形式	主設計者国籍 と完成年
ハーディング	1600	1800	16	ケーソン	英, 1918
キングジョージ6世	900	1100	9	ケーソン	英, 1937
メグナ	800	930	10	場所打RC	日, 1991
メグナグムチ	1300	1410	16	場所打RC	日, 1994
ジャムナ	9000	4800	121	ピアパイル	英・蘭, '98
メコン (カンボジア)	1100	1360	8	ピアパイル	日, 建設中
バクシー(ガンジス)	1600	1786	16	ピアパイル	英, 計画中

P8とP9についても同様の推定方法を適用した。その結果を表-1にまとめた。P8~P9間では、護岸形状に起因する洗掘孔の影響は、全河床低下量の7割と大きい。

ここで、橋脚による局所洗掘の大きさを、いくつかの予測式および推定図を用いて求めた(表-2)<sup>21)・22)・44)</sup>。表-2中、hoは橋脚付近の平均水深であり、高水期の平均的水位RL5mと、湾曲流の影響によると考えられる河床高RL8~-10mの平均値RL9mとの差14mとした。Dは橋脚の幅3.2mである。いくつかの式は、P7~P9の下流にある橋脚による局所洗掘と考えられる洗掘孔の深さに近い値を与えている。このうち、国鉄の推定式(Z=1.6D)は過去被災した橋脚の実測値に基づいて考案されており、その実測値にはメグナ橋のように、橋脚による局所洗掘以外の原因で河床低下をきたしたものと考えられている<sup>22)</sup>。TaraporeとBreusersの推定式はそれぞれ、Z=1.35D, Z=1.4Dであり、国鉄の式に近い結果となっている。須賀らの推定式は、その適用範囲が、 $ho/D \leq 3.5$ ,  $ho/dm \leq 10^4$ であるのに対して、メグナ橋地点では、 $ho/D=4.4$ ,  $ho/dm=7 \times 10^4$ であるため、適用範囲外となる。適用範囲外となっているのは、日本の河川に比べてメグナ河の水深が大きく、かつ、粒径が微細なためである。ちなみに、外車により求めるとZ=1.9mを得、これは実測値より小さい値を示している。Andrewの式も、 $ho/D=4.4$ となり、適用範囲外と考えられている値( $ho/D < 2$ )<sup>44)</sup>を超えている。

実測値を設計値と比較してみると、湾曲流によるものは、両値おぼろげ一致している。橋脚による局所洗掘量に関しては、実測値がかなり小さかった。これは、 $ho/D$ が4.4と大きいので、Laursenの式お過大な結果を与えているためと思われる<sup>22)</sup>。これまで提案されている橋脚周りの局所洗掘予測の式やグラフ

では、橋脚周辺の洗掘は、比較的短時間で平衡に近い最終洗掘の状態に達するスケールの小さい現象として捉えられており、一度の短期間の洪水によって生じる河床の水中心安息角による最終洗掘深を予測していると考えてよいと思われる<sup>44)</sup>。したがって、これらの式やグラフを、開発途上国で見られる洪水ピークが長期間継続するような状況に適用するには、前提条件が異なり、無理があると考えられる。護岸形状に起因する深掘れの拡大現象は、設計では予測されていない。これは、洗掘により生産された土砂が遠方の下流に輸送され、直下流には堆積しないことを示しており、日本の河川ではあまり見られない現象と言える。

## (2) 沖積河川に架かるその他の長大橋の事例

バングラデシュ国内の長大橋(図-1)、およびメコン橋(カンボジア)の橋長と流路幅の関係や、下部構造の形式等を表-3に整理した。

ジャムナ橋(正式名Bangabandhu Bridge)の下部構造は、直径2.5~3.15mの鋼管2~3本の斜め杭によるピアパイル方式で、橋脚周りには捨石などの保護工はない。ピアパイルの橋脚は、河床低下による下部構造の露出に対しては、フーチング+杭構造よりも有利と考えられる。橋の約6km上流の両岸にhard pointとして、長さ約3kmのバナナ型導流堤が建設され、両橋台周りにも半槽形のguide bundが建設されている。これらの構造物により流れを集中させて架橋地点の流路幅を絞っている。架橋地点での河道の幅は約9kmであって、洪水期間中の氾濫の幅は14kmになるが、橋長はおおよそ1/100確率の流量9万 $m^3/s$ に対

表-4 3橋での河川の概要

橋梁名	河床材料 dm(mm)	水深 (m)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	橋地点の流路 幅 (km)
メグナ橋	0.1-0.2, 微細砂	24	1万	0.8
K. G. 6世橋	約0.2, シルト混	33	1.5万	0.9
ハーディング橋	0.14, 微細砂	42	7万	1.6

応する流路幅4.8kmとされた<sup>45)</sup>。網状流の河道に張り出されて建設された取り付け道路による洪水阻害や、hard pointとguide bundによる導流効果は、今後モニタリングを継続して評価すべきであると思われる。

パクシー橋（ガンジス河）はハーディング橋の下流約300mに現在計画中である。この橋では、1996年時点での最深河床高よりさらに20m程度の河床低下が設計に考慮され、各橋脚とも4本の直径3mの鋼管を用いたピアパイルが採用されている。橋脚周りに捨石等の保護工は計画されていない。橋長は単一流の流路幅一杯のことである。

ジャムナ橋、パクシー橋、メコン橋（カンボジア）の橋梁下部構造には、近年の施工技術の進歩に伴って、大口径の鋼管によるピアパイルが使用されている。大流量の洪水ピークが数カ月継続する条件下で、大口径鋼管が複数近接して橋脚として使用される場合や、ジャムナ橋のように、それらが塗杭の場合などの局所洗掘については未解明の部分があり、今後のモニタリングを含めた研究が必要である。

メグナグムチ橋はメグナ本流の派川であるメグナグムチ河に架っている。下部構造はメグナ橋と同じく、フーチング+場所打ちRC杭で、橋脚周りに捨石が行われている。橋長は単一流路幅一杯のことである。この河はメグナ本川に比べて安定しており、河岸侵食や河床低下の問題が起こっていないのは、本川に比べて川幅が大きく、かつ流量がその約半分であって、流れが穏やかなためと考えられる。

### (3) 考察

開発途上国の沖積河川での架橋計画のあり方に関し、不安定さが顕著なメグナ橋を事例として、河川工学的見地から考察を行った

- 1914年以降の地形変化からは、メグナ橋付近の河道が長い期間安定していたとの判断は妥当と思われる。しかし、そのすぐ上流No.2の左岸側の河岸は、89年から99年までに約130m後退して、この不安定箇所の影響が工事中と工事終了後に、護岸区間の河岸の崩壊となって現れた。さらにその崩壊河岸を復旧した新護岸に起因すると思われる局所洗掘が存在している。このような河川では、橋梁完成後もモニタリングを継続することが重要である。
- メグナ橋の取り付け道路と、これに続く道路盛土を挟んだ氾濫原上下流の水位にはほとんど差がつかない。このため、河道では、道路盛土を挟んだ上下流の水位差による流速の発生がほとんど見られない。これは、盛土道路に多数の中小橋梁やカルバートが建設されていること、および高水期には、パドマ河との合流点の背水の影響によって、水面勾配が小さくなるので、水位の上昇が緩慢になるため、と考えられる。
- 橋脚周辺河床の低下に最も大きな影響を与えている護岸前面の洗掘孔については、その深さと広がりスケールが大きい。その下流のり面は、水中安息角よりもはるかに緩やかな1/20~1/30の勾配で、橋脚地点まで至っている。このような洗掘孔の発生は、フェリー突堤や流路に突出した護岸の形状に起因する局所流の掃流力の増大と、洗掘孔の拡大による流れの拡散によって、土砂の移動限界に達するまで洗掘が進行するため<sup>46)</sup>と

考えられる。洗掘孔の規模が比較的大きい要因は、以下のように推定される。

- 河床材料が微細砂で洗掘・運搬され易い。
- 数カ月にもわたる高水期中、漸近的に最終洗掘梁に近づく挙動が継続する。

その発達を阻止または抑制することは、橋脚と護岸双方の安定のために重要である。

- メグナ橋上下流の河床一帯は比較的に広い範囲で低下している。しかし、捨石は周辺の河床の低下に柔軟に追従して、円錐形をなして基礎構造を覆い、フーチング以下の基礎部分が露出することを防いでいる。捨石がこのように有効に機能しているのは、その柔軟さと掃流力に抵抗できる重量（径）、及び敷設範囲と厚さが確保できているためであると考えられる。Duarteらの研究<sup>41)</sup>を適用すると、捨石は半径27mの範囲に必要となり、P7~P10では、ほぼこの値を満足している。

以上メグナ橋に関する考察を踏まえ、他の長大橋の事例も参考に一般論を述べると、以下ようになる。

- 洪水阻害を最小限に抑えるためには、橋長は雨季の流路を考慮して決定することが重要である。ハーディング橋とキングジョージ6世橋で、建設以来護岸や橋脚に致命的損傷が起こっていない理由として、捨石の投入による適切な維持管理が行われていること、橋長が雨季の流路の河沖程度とされており、洪水阻害を抑える配慮がされていることがあげられる。hard pointとguide bundによるジャムナ橋への導流効果は、今後モニタリングしたうえで評価する必要がある。
- メグナ河に代表される砂分を多く含む沖積河川では、ガンジス河に代表される粘土質で耐侵食性の大きい河川とは異なり、一般に侵食による河岸の後退速度が大きい。したがって、護岸は侵食されず、その周辺の自然河岸だけが後退する場合には、結果的に護岸が流路の中に突堤状構造物となって残される。このような形状に起因して水流の乱れが発生し、その結果洗掘孔が形成され、その規模が拡大すると考えられる。しかし、このような状況を、計画段階で正確に予測するのは難しいと思われる。したがって、設計ではこのような局所流が生じないように護岸の形状に注意し、維持管理の段階では、護岸の形状に起因する局所流発生を解消や、洗掘孔発達の抑制に留意すべきである。具体的には整流（護岸とその上流河岸との透過水制によるすり付け等）と、洗掘孔の被覆（捨石あるいは砂利を詰めたジュート袋の投入等）が必要となる。
- ハーディング橋、キングジョージ6世橋、およびメグナ橋での河川の特徴は表-4のとおり類似しており、これらの事例から、雨季に数万m<sup>3</sup>/sの流量が継続するモンスーン地帯の沖積河川で、河床材料が微細砂の場合でも、直径30cm程度の玉石を使用した捨石工は、橋脚周辺の河床洗掘対策として有効と思われる。

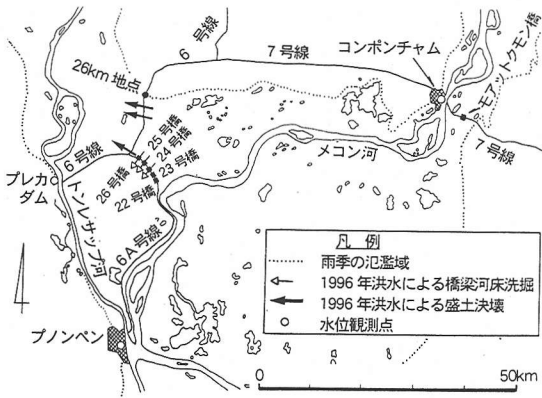


図-21 メコン河右岸氾濫原の橋梁・道路被害



写真-3 6号線交差点手前での6A号線盛土の越流

橋梁建設の際に橋脚周辺に捨石を敷き詰めた場合でも、河床の低下はその範囲を越えて広がっていくことがあるので、捨石を補充するという維持管理は継続的に必要となる。バングラデシュ国内では石材が不足しているが、捨石の材料となる玉石の価格(2001年価格)は約2,400タカ/m<sup>3</sup>=5,040円/m<sup>3</sup>は、代替品として考えられるモルタルを詰めたジュート袋、レンガ屑を詰めたナイロン袋、コンクリートブロック、などよりは1~6割廉価となっている。また長期的な耐久性に優れていることもあり、これまで玉石が使用されてきたと思われる。

d) 開発途上国の長大橋では、今後大口径鋼管によるピアパイル形式の採用の増加が予想されるが、その橋脚による局所洗掘の予測には未解明な部分がある。一方、捨石は洗掘の速度の抑制に有効であり、また施工が容易であって、不安定な河床に柔軟に追従するという長所がある。したがって、計算で推定された最深河床高を条件にその構造設計を行う場合でも、捨石を併せて施工する利点は大きいと考えられる。今後メグナ河などの類似河川で同形式の橋梁を計画する場合には、この利点を考慮して捨石工の採否を検討することが重要と思われる。

### 3. 氾濫原道路の橋梁に関する河川工学的考察

#### (1) プノンペン上流メコン河氾濫原道路の橋梁の事例研究

##### a) 河川工学上の問題点

開発途上国では、交通機能だけの視点から、平年の洪水では冠水しない程度の高さの盛土構造の道路と、最小限の橋長の橋が、氾濫原に建設される事例が多く見られる。これはお川側から見れば、氾濫原の中に治水的配慮なしにダムや堤防を築いたことになり、洪水を阻害して橋梁・道路ともに被災する、という深刻な状況が発生している。

その典型的な事例が、カンボジアのコンボンチャム~プノンペン間のメコン河右岸の氾濫原で、1996年9月に発生した。これは、メコン河下流域での1980年以来最大の洪水により、そこを走る国道6A号線と6号線で、道路盛土の流失と、橋梁地点の河床洗掘の被害があったものである。その被害は、両国道がプノンペン北方のメコン河右岸氾濫原を横断している区間に集中

した。この状況を 図-21と写真-3に示す。当該氾濫原は、同図の中で、メコン河、トンレサップ河、国道6号線、および河7号線で囲まれた部分である。

開発途上国の氾濫原道路とその橋梁計画のあり方に関する河川防災的見地からの研究例は、横倉ら<sup>47)</sup>によるもののみであるが、このような被災例は他にも少なくなく、実務上重要な研究課題である。

##### b) メコン河の特徴と氾濫原の自然状況

メコン河流域の気候はメグナ河とほぼ同様に、5月から10月までの雨季と、11月から4月までの乾季に分かれる。コンボンチャムの上流約70kmにあるクラチエで、乾季の平均流量1,750m<sup>3</sup>/s、雨季の平均流量52,000m<sup>3</sup>/sである。このため下流域であるカンボジアでは、毎年雨季に氾濫が発生している<sup>48)</sup>。メコン河はトンレサップ河とプノンペンで合流しているが、雨季にプノンペンでのメコン河水位はトンレサップ湖よりも高くなるため、メコン河の水の一部はトンレサップ河を逆流してトンレサップ湖に流れ込む。

当該氾濫原の中の土地利用形態は、6、7号線沿い(南側)は3~5kmの幅で水田になっている。さらにその内側は灌木の繁る湿地帯である。氾濫原の標高はMSL(平均海面)約10mで、地表は全体的に粘土あるいはシルト質の粘土で覆われている<sup>49)</sup>。6A号線がメコン河沿いから外れる地点から6号線との交差点を経て、氾濫原外縁にあたる6号線26km地点までの19km区間は、氾濫原を横断している。このうち、6-6A交差点から6号線26km地点の間10kmの区間の中央付近は、氾濫原の中心に位置しているため灌木で覆われ、乾季でも湿地帯となっている。この10kmの間には、1996年時点で2本の橋が建設されていた。6A号線がメコン河沿いから外れる地点より6-6A交差点までの9kmの区間には、草地と水田が続き、雨季の流路が通っている。この区間には22号~26号橋の5橋が建設されている(図-21参照)。

##### c) 橋梁と道路の構造及び1996年洪水による被害状況

国道6、6A、7号線は氾濫水位より高い路面を確保するため、全線盛土構造、盛土天端幅は10m前後で、2車線のアスファルト舗装である。1996年の洪水の際には、26号橋と6-6A交差点との間で盛土の越流があった。また、26号橋(橋長36m、3径間RC橋、径400mm鋼管を使ったパイルベントの橋脚)の河床が洗掘を

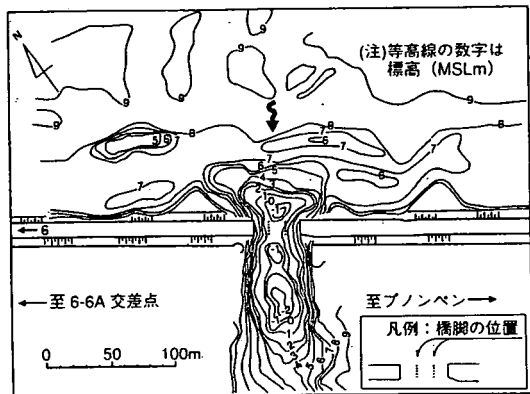


図-22 26号橋の河床洗掘

受け、MSL-2.5mまで9.5m低下した。この洗掘によって橋台土留め壁が崩れ、さらに橋脚が次第に沈下し、6ヶ月後には最大沈下量約40cmとなって、橋梁が使用できなくなった。洗掘後の地形を図-22に示した。26号橋地点の地質は、1996年洪水による被災後、架け替えのために行われた地質調査<sup>50)</sup>によれば、次のような結果が得られている。

MSL7~3m: 粘土質のシルト, N値 9~50 (平均 32)

MSL3~2m: シルト質の砂, N値 40

MSL2~-10m: シルト質粘土, N値 50以上

橋の中央真下とその上下流10mの3点で、地表より1mの深さから採取した資料の粒径は、それぞれ $d_{60}=0.012\text{mm}$ ,  $0.0055\text{mm}$ ,  $0.055\text{mm}$ であった。したがって、ここで其固結した粘性土の河床が局所洗掘を受けたと考えられる。25号橋(橋長12m, 単径間RC橋)でも、河床が洗掘を受け、橋台のフーチングの下の基礎地盤が1m程度露出した。24号橋(橋長84m, 7径間RC橋)では大きな河床洗掘はなかったが、右岸側の橋台練り石積み護岸が一部崩壊した。6-6A交差点付近から氾濫原外縁の6号線26km地点にかけては、越流したところが区間延長5.5kmあった他、3ヶ所で、盛土が延長442mにわたって決壊した。これらの国道の盛土道路の被害は、1996年以前にも発生している<sup>51)</sup>。

#### d) 1996年洪水の氾濫原における流れ

9月10日に南シナ海に発生した台風ウィリーは、13日から21日まで約1週間にわたってメコン河流域に記録的降雨をもたらした。この降雨によって、9月中旬より下流域で急激に水位が上昇し始め、9月末~10月初めにかけてピークに達した(図-23)。コンボンチャムが最高水位となった9月29日では、3地点の水位差 $\Delta h$ とその間の縦断勾配は次のようになった。

コンボンチャム~プノンベン

$$\Delta h = 5.32\text{m}, L = 78\text{km}, I = 1/15,000$$

コンボンチャム~プレカダム

$$\Delta h = 5.59\text{m}, L = 73\text{km}, I = 1/13,000$$

プレカダム~プノンベン

$$\Delta h = -0.27\text{m}, L = 36\text{km}, I = -1/133,000$$

このような水位の関係から、コンボンチャム下流では、メコン河の右岸に溢れた氾濫水の一部は、6-6A交差点から6号線26km地点の間の区間を経て、トンレサップ河に逆流した。地形と植生からも、この流れに沿って氾濫原の主流路が形成されて

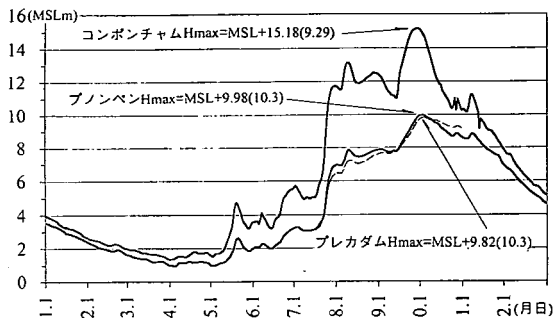


図-23 1996年メコン河水位

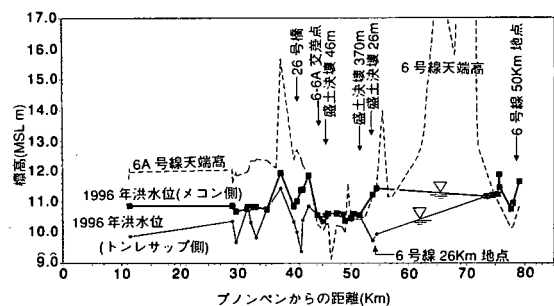


図-24 聞き取り調査による6A/6号線水位縦断

いることがわかる。

#### e) 1996年洪水の被害箇所周辺における流れ

被害にあった国道の沿線周辺において、住民からの聞き取り調査を行った。聞き取り調査によって得ることのできたメコン河サイド(上流側)とトンレサップ河サイド(下流側)の水位、および国道の中心線における地盤高を縦断的に整理すると、図-24のようになる。その他の聞き取り調査の主な点をまとめると以下ようになる。

ア. 26号橋付近では、氾濫原の水深が例年は約1mであるが、1996年9月下旬には3mとなって、道路面より80cm下まで水面が迫り、この状態が2週間ほど10月初旬まで続いた。上下流の水位差は例年30~50cmであるが、1996年には1~2mの差があった。高水位が継続した期間においては、26号橋を通過する流速は3~4m/sであった。

イ. 6-6A交差点~6号線26km地点では、上下流の水位差が最高1.5mであり、この水位が9月下旬から1週間続いた。この区間で越流があり、3ヶ所で道路盛土が決壊した。

以上より次のような状況が発生したと推定される。氾濫原主流路の通る6-6A交差点から6号線26km地点方面に向かった洪水は、氾濫原を横断して建設された道路盛土にその流れを阻害された。洪水は6A号線の22~26号橋と6号線の2橋、合計7箇所の橋梁から流出したが、その橋長が不十分であったため、流出しきれない水は上流側に貯留されて、次第に盛土上下流の水位差が大きくなった。また26号橋から6号線26km地点までの、氾濫原主流路を横断している部分の道路高は、その前後のものよりも1~2m低くなっていて、この10kmの間は横断形状が凹に

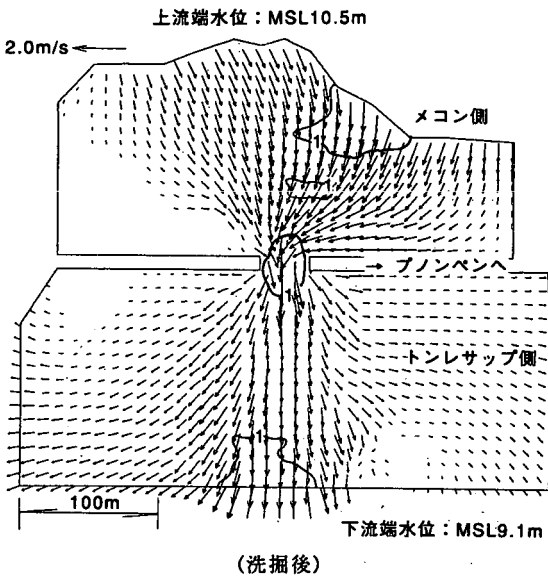
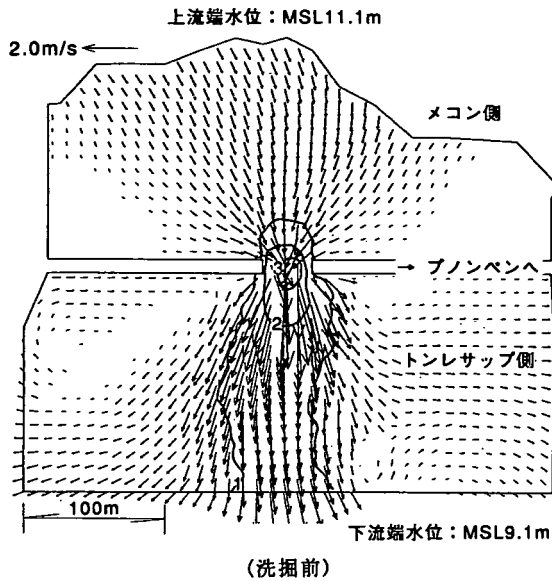


図-25 2次元計算による流速ベクトル図と等流速線図

なっている。このため洪水はここから盛土を越流して、洗掘・決壊に至ったと推察される。

f) 1996年洪水による26号橋の橋脚周辺河床の洗掘に関する水理的検討

26号橋での住民からの聞き取りによって得られた水量に関する情報を検証することを目的として、上下流水位差が聞き取りにより得られた値(1~2m)の場合における、26号橋地点での流速の大きさを計算した。これには、有限要素法による2次元水理計算と不等流計算とを用い、河床洗掘前後の地形についてそれぞれ計算を行った。洗掘前の地形は、洗掘後のものをMSL7mまで水平に埋め戻した形状とした。この標高は、1996年洪水の被害調査の際、周辺住民よりの聞き取りから推定され

表-5 26号橋における水理計算結果

	周辺住民からの聞き取り	不等流計算		2次元計算	
		洗掘前	洗掘後	洗掘前	洗掘後
上下流水位差 (m)	1~2	2.01	1.33	2	1.4
流速 (m/s)	3~4	4.8	1.7	3.2	1.6
流量 (m <sup>3</sup> /s)		355	355	250	380

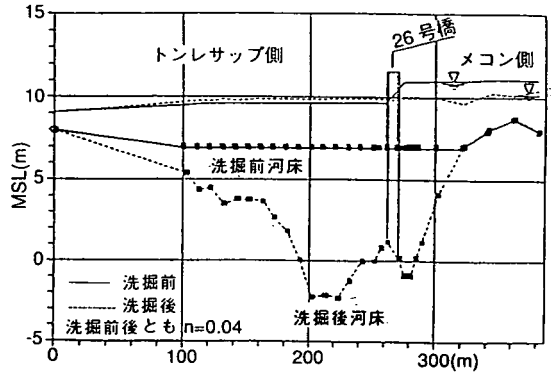


図-26 不等流計算による水位縦断

た数字である。また、2次元計算では、洗掘前後の条件で流速ベクトルを調べることにより、洗掘状況の傾向を概略推定した。

計算結果を表-5、図-25、図-26に整理した。ここに、図-25の等流速線は毎1m/sである。

2次元計算には米国で開発されたSMS (Surfacewater Modeling System)<sup>52)</sup>を適用した。これは平面2次元浅水方程式を適用し、有限要素法により数値解を得ているものである。 $\epsilon$  (渦動粘性係数) = 25m<sup>2</sup>/s、 $n$  (粗度係数) = 0.04、とした。上下流端の境界条件は、洗掘前後とも、住民から聞き取った水位に関する情報をもとに設定した。洗掘前については、上流側水位は、ピーク時の水位と橋梁の高さの関係より、MSL11.1mとした。その際水位差が2mあったということから、下流側水位をMSL9.1mと推定した。洗掘後に関しては、下流側水位はMSL9.1mのままとし、上流側水位は上下流水位差が、不等流計算により得られたおおよその値である1.4mとなるMSL10.5mとした。一般的には、下流端境界条件として水位、上流端境界条件として流量を入力するが、今回は流量は実測されていないので、上下流端の境界条件には、住民から聞き取った水位を入力した。流量はその計算結果得られた値である。

不等流計算の流路平面形状は、流路中心線を橋軸直角方向に取り、橋梁両端で下流側には左右に11°、上流側には26°それぞれ開いた形状とした。これは不等流計算の急拡・急縮断面における死水域設定に、旧建設省の基準<sup>53)</sup>を適用したものである。兩岸は壁立てとした。洗掘前の地形については、下流端水位をMSL9.1mに設定し、上流水位がMSL11.1mとなるまで流量を変化させて試算を繰り返した。洗掘後の地形については、その結果得られた流量、および下流端水位MSL9.1mを用いて上流端水位を求めた。不等流計算結果は、平面的な流れの広がりや表現できる2次元計算結果とは必ずしも一致しないが、住民から聞き取った洪水時の水位と流速を検証するために必要



とされる概略値を得ることは、可能と考えられる。

水位差は最大で2m、その時の流速は3~4m/sという、聞き取りにより得られた値は、洗掘前の条件による計算で再現されており、両者はほぼ一致している。また、この水位と流速が2週間ほど続いたという住民の証言は、MSL9.50m以上の水位が9月26日~10月12日の17日間続いた、というプノンペン水位記録と整合する。実際このような水理的状況が発生して、約2週間継続したと推定できる。更に、河床の固結した粘性土が水を含んで柔らかくなっていたことも原因し、大きな洗掘を受けたものと思われる。

洗掘の形状と範囲については、橋梁の下流側で細長く橋軸直角方向に伸びている形状は、2次元計算の流速ベクトルや等流速線に反映されている。一方上流側では、橋軸に平行な洗掘孔が生じている。流速ベクトルが水深方向に一樣となる浅水流方程式を適用した解析では、このような上流側の洗掘形状を十分に反映できていないと思われる。これは局所的に3次元流の効果が現れていることを示している。橋脚周りの洗掘はレベルの位置に関係無く、橋長全部にわたって凹状に発生し、そのまま下流へと続いている。その形状から、この洗掘は橋脚だけでなく、流出水による局所洗掘が入っていると考えられる。

## (2) その他の事例

氾濫原道路とその橋梁の同様な被害は、他にも次のようなものが発生している。また、氾濫原の中にあっても被害がほとんどない事例や、越流されても被害のなかった橋梁についても考察を行った。これらの事例中、1998年10月に中米諸国を襲ったハリケーンミッチによる道路・橋梁被害については、日本のODAによる復興計画策定のための被害状況調査が、1999年にホンジュラス<sup>54</sup>とニカラグア<sup>55</sup>で実施された。これに続いて、無償資金協力による橋梁復旧に必要な基本設計を策定するための現地調査が、これらにエル・サルバドルを加えた3ヶ国で実施された<sup>56-59</sup>。

### a) 氾濫原を長距離横断する道路盛土や橋梁が被災した事例

ア. カンボジアの国道7号線は、コンポンチャム対岸のメコン河左岸氾濫原9kmの区間を盛土道路で横断している。氾濫原の中の流路に架けられたムアットクモン橋（橋長約150m、RC橋、位置は図-21参照）では、1998年洪水によって河床が洗掘されて、橋脚が2本倒壊した<sup>60</sup>。

イ. ホンジュラスの国道13号線は、アグアン川河口から20km上流地点で、同川を橋長150mのRC橋で渡可しており、その左右岸併せて約5kmの間続く氾濫原を盛土道路によって横断している。また、国道21号線は、橋長240mのPC橋でウルア川を渡河しており、同様にその左右岸併せて約5kmの間続く氾濫原を盛土道路によって横断している。これらの盛土道路がハリケーンミッチの際、洪水によって越流され、盛土が洗掘された。

b) 中小河川の橋梁で、氾濫原や河道に突き出して建設された盛土構造の取り付け道路が、洪水を阻害して、橋台裏側が洗掘を受けた事例

ハリケーンミッチにより被災した橋梁のうち、エル・サルバドル、ホンジュラスとニカラグアの39の中小橋について、被害状況を表-6に整理した。取り付け道路の流出と橋台裏側の洗

表-6 ハリケーン・ミッチによる橋梁の被害

被害の状況	橋梁の数
取り付け道路の流出と橋台裏側の洗掘	13
橋台前面河床の洗掘	3
橋脚周りの河床の洗掘	5
橋桁のみの流失（流木等による）	18
合計	39

掘は、39件中13件を占めた。これは、盛土取り付け道路による洪水阻害が主原因となって発生したと考えられる。

### c) 氾濫原の中にあっても橋梁や道路の被害が少ない事例

バングラデシュのダッカ~チッタゴン道路は、ダッカから南東80kmの区間では、盛土構造でメグナ河の氾濫原を通過している。しかし、ここでは橋梁や道路の被害がほとんど見られない。これは前出第2章の考察で述べた理由によって、水位の上昇が緩慢となり、盛土上下流の水位差がつきにくいとめと考えられる。この区間には、72の中小橋と14のボックスカルバートが建設されている。

### d) 越流を受けても被害のなかった橋の事例

ハリケーンによってもたらされた洪水に越流されたにもかかわらず、構造上の損傷を受けなかった橋梁が、ハイチとホンジュラスの各首都にあった。その時の状況について、付近の住民から聞き取りが行われた。

ハイチのクロワ・デ・ミシオン橋（橋長60.5m、単径間トラス橋）は1994年に橋面上約2m、1998年には約0.5mの水深で越流されたが、被害は軽微であった。流木は全く無かった<sup>61</sup>。

ホンジュラスの首都テグシガルパの西端を流れる Cholte カ川は、1998年のハリケーンミッチの際、左岸山裾で起った地滑りによりせき止められた。そのため、その約1km上流にあるカリアス橋（橋長114m、5径間石積みアーチ橋）が約4m水没した。この状況は、川をせき止めた土砂が流失するまで、3日間続いたが、被害は軽微であった。洪水の後、橋上流には流木の堆積は見られなかった。

これらの橋が越流を受けても被害が軽微であった要因は、河川工学的見地からは、以下のように考えられる。

ア. 取り付け道路が河道に突き出しておらず、また、その路面高が周辺地盤高程度に低く抑えられていて、洪水を阻害しにくかった。

イ. 流木や土石流による被害が無かった。

## (3) 考察

開発途上国で建設される氾濫原道路の橋梁には、わが国とは異なり、以下のようなものがあることが判った。

a) 大河川の沖積氾濫原を、道路が長距離にわたって横断している区間がある。この場合、雨季の冠水を避けるための方策として、盛土構造の道路が建設され、氾濫原を流れる小支・派川に架けられた橋梁は、主に財政事情からと思われるが、被災例から判断すると、安全に流下させるべき洪水流量に対して、橋長が不足していることが多い。

b) 同様な事情から、中小河川では、低水路にだけ橋梁が建設され、氾濫原に盛土構造の取付道路が建設されている事例が目立

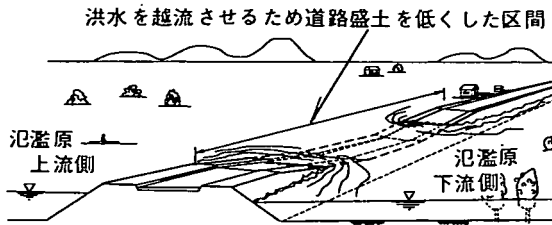


図-27 コーズウェー概念図

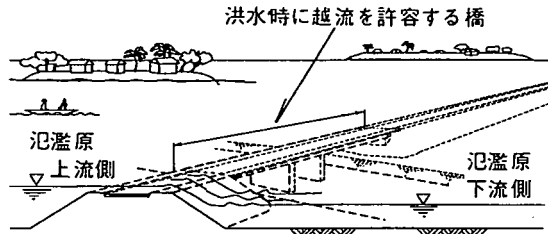


図-28 越流を許容する橋の概念図

つ. このため、洪水の際に道路盛土が流水を阻害し、橋梁が被災している。

以上を踏まえ、以下に問題点と課題を示した。

- a) 開発途上国では、一般に比較的小規模な洪水を対象として橋梁が設計されている。このため橋長や桁下高の不足で被災するケースが多い。被害の頻度を少なくするためには、より大きな洪水を処理できるよう、橋長や桁高を大きくする必要がある。しかし、それだけ工事費が高くなるので、どの程度の洪水を想定するかについては、被災額及びその国の財政状況も考慮して判断しなければならぬ。安全度とコストの問題である。
- b) 開発途上国では、一般に水文観測や河川測量等のデータが揃っていないので、水文・水理解析を行っても、その結果の信頼性が乏しい。そのため、計画高水を設定してそれ以下の洪水には安全な構造にする、という日本の考え方はそのまま通用しない。開発途上国における自然現象（規模、発生確率）を推定することの困難さの問題がある。
- c) 開発途上国において橋梁を建設する場合、このような事情を考慮し、わが国の基準を画一的に適用するのではなく、洪水対策に関して、設計上種々工夫することが重要である。水理解析の精度を考慮すると、とりわけ超過洪水に対する配慮が必要である。また、その国の財政状況や経済効果を考えると、通行不能の頻度が増加する等、多少の利便性を犠牲にしても、もう少し小さな規模の洪水を設計対象とし、超過洪水に対する配慮を重視する設計が、より合理的であると考えられる場合もある。具体例として、以下のような洪水処理上の工夫があげられる。
  - ア. 越流・冠水の影響と橋への流れの集中を緩和するため、路面高を道路交通機能上支障がない程度まで低くし、さらに、一部区間をより低くしたコースウェー（概念図を図-27に示した）、或いはカルバートを設置する。
  - イ. 洪水流の阻害を最小限に抑えるため、氾濫原に高い盛土構造の取り付け道路を造ることを避け、氾濫原の中の流路には、

周辺道路路面高と橋面高をあわせた潜水橋（越流を許容する橋、概念図を図-28に示した）を建設する。

ハイチとホンジュラスの、越流されても損傷を受けなかった橋梁の実証例から、流水圧への配慮を適切に行えば、越流を許容する橋を設計することは可能と考えられる。しかし、流木や土石流がある場合は、別の観点からの検討が必要である。

#### 4. 結論

近年日本のODAにより、開発途上国で多くの橋梁が建設されている。しかし、開発途上国の未改修・不安定で、かつ資料の少ない河川での架橋計画における課題は、日本ではあまり知られておらず、経験も十分には蓄積されていないと思われる。この現状に鑑み、これらの河川での架橋計画上の問題点について、河川工学の立場から考察を行った。本研究では、開発途上国という厳しい環境の下で行われた大がかりな観測の結果や、数年にわたって現地調査された信頼性の高いと思われる多くの資料を用いた。そして、日本とは異なる条件下で起きている洗掘現象などの解剖や実務上の提言を行い、また、既存の橋脚周りの洗掘予測式の適用限界の指摘を始めとする今後の研究課題を示した。本研究で明らかにされた諸点は以下のとおりである。

(1) 不安定な河川では、その湾曲外側の侵食は次第に下流に伝播するので、これを放置しておくと、その自然河岸から下流に続く護岸や橋脚の安定を損なうこととなる。メグナ河の事例では、橋梁完成直後に護岸の崩壊が起きている。維持管理上は、いつそのような危険な状態になるのかを知ることが必要となるが、数値計算だけでこれを予測するのは困難と考えられる。そこで、実務上は実際の現象をモニタリングし、その結果を反映させて、侵食現象の阻止あるいはその抑制を図ることが重要である。開発途上国の財政や技術の現状を考慮すると、架橋位置の選定にあたっては、とりわけ完成後の維持管理への配慮が必要である。したがって、それらの国の不安定河川では、構造物によって強制的に河岸を固定するのではなく、湾曲現象として安定している地点を架橋位置とすることが、維持管理の観点からは有利であると考えられる。

(2) 洪水期間が長く、河床材料の粒径が細かい沖積河川では、一旦できた洗掘孔は、流砂がほとんど平衡に近いと考えられる場合であっても、わずかなバランスの不具合で洗掘が進み、安息角でとどまることなく、徐々に緩やかな配分で水平・垂直双方向に拡大していく。メグナ河の場合、河道に張り出た護岸形状に起因すると思われる洗掘孔はその広がりが大きいため、橋脚周りの局所洗掘と重複し、更に湾曲流による侵食の影響もあったため、これらが重なって大きな洗掘現象となっている。護岸が河道に張り出た形状となったのは、上下流の自然河岸が後退したためである。これらは、日本の河川ではあまり見られない現象であるので、開発途上国の類似河川で橋梁を計画する場合には、このような点に留意して橋脚や護岸を設計することが重要である。

(3) 氾濫原道路では、小支・派川の架橋部での橋脚周辺の河

床が洗掘されたり、盛土が越流によって流失している。これは、道路盛土や橋長不足によって洪水流が阻害されて上流側にダムアップされ、橋梁を流下する際に流速が増大するためと考えられる。このような災害に対しては、氾濫原における洪水流の処理手法が工夫が必要である。

(4) 架橋計画のありかたについて、実用性の観点から考察を行った。重要な事柄を2項目あげる。

a) 橋脚周りの局所洗掘対策として、捨石工はメグナ橋をはじめ、現地の他の類似した橋でも60~80年以上継続的に実施されてきたものであり、その設計・施工の単純さから、今後も持続可能と考えられる。河道特性や維持管理体制が日本と異なる場合には、日本の考え方をそのままには適用できないので、このように実際の事例に基づいて、現地における伝統的工法を再評価することが重要である。

b) 水文資料の精度を考慮すると、確率論的アプローチには限度があり、日本の考え方が画一的に適用できない事例が多くあることが判った。このような場合、潜り橋やコーズウェーのように、日本の手法にこだわらず、現地の状況に応じた工夫をすることが必要である。

(5) 資料が少ない河川では、聞き取り調査で質問の方法に工夫をすれば、かなり信頼のできる情報を得ることができる実証例を得た。この方法は資料が十分に揃っていない開発途上国では、新しい有効な調査手法として評価できる。

(6) 本研究をさらに発展させるための今後の課題は、以下の通りである。

a) 橋脚による局所洗掘に関しては、河床材料の平均粒径が小さくかつ水深が大きい場合、あるいは流量や水位のピークが長期間継続する場合、および大口径の鋼管を近接して複数用いたピアパイル形式の場合等については、十分には解明されていない。これらは今後の研究課題である。

b) 護岸により固定された河岸の上流部において、上述(2)で述べたように、その自然河岸が湾曲流などの侵食により著しく後退した場合、この河岸線の急変部に生じる局所流に起因する局所洗掘の拡大現象の解明については、事例研究の蓄積などにより、更に一般化が必要である。

c) 潜り橋(越流を許容する橋)やコーズウェーの設計ガイドラインの作成が、今後海外でも必要とされる。

**謝辞:** 本論文作成にあたっては(株)パシフィックコンサルタント・インターナショナル及び(株)大林組より貴重な資料を提供して戴きました。厚くお礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 須賀堯三: 川の個性・河相形成のしくみ, pp.51, 鹿島出版会, 1992
- 2) 清水康行, 渡辺康玄, 鳥谷部寿人: 直線および蛇行河川の安定河床形状に関する研究, 土木学会論文集, No.509/II-30, pp.67-78, 1995
- 3) 佐々木克也, 山本晃一, 藤田光一: 低水路川幅の変化, 土木学会第47回年次学術講演会論文集要集2, pp.98-99, 1992
- 4) Darby, S. E. and Thorne, C. R.: Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sand-bed rivers, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.122, No.4, pp.184-202, 1996

- 5) Ikeda, S., Parker, G. and Sawai, K.: Bend theory of river meanders Part I Linear development, *J. Fluid Mechanics*, Vol.112, pp.363-377, 1981
- 6) 福岡捷二, 山坂昌成, 竹内聡, 古屋晃, 永納栄一: 湾曲流路の側岸侵食, 第27回水理講演会論文集, pp.721-726, 1983
- 7) Hasegawa, K.: Universal bank erosion coefficient for meandering rivers, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.115, No.6, pp.744-765, 1989
- 8) Pizzuto, J. E.: Numerical simulation of gravel river widening, *Water Resources Research*, Vol.26, No.9, pp.1971-1980, 1990
- 9) Kovacs, A. and Parker, G.: A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels, *J. Fluid Mechanics*, Vol.267, pp.153-183, 1994
- 10) 関根正人: 側岸侵食機構を考慮した河川の流路変動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.533/II-34, pp.51-59, 1996
- 11) Duan, G., Jia, Y. and Wang, S.: Meandering process simulation with a two dimensional numerical model, *Proc. of the Conf. on Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision*, pp.389-394, 1997
- 12) 村本嘉雄, 藤田裕一郎, 河内友一: メグナ河下流部における洪水流と河道変動, 京大防災研年報第37号B-2, pp.421-440, 1994
- 13) 河内友一, 村本嘉雄, 細田尚, 長田信寿: 蛇行河川の流れと河床変動に関する数値解析的研究, 土木学会11回年次学術講演会論文集要集2, pp.610-611, 1996
- 14) 長田信寿, 細田尚, 村本嘉雄: 河岸侵食を伴う河道変動の特性とその数値解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.621/II-47, pp.23-39, 1999
- 15) 中川博次, 鈴木幸一: 橋脚による局所洗掘架梁の予測に関する研究, 京大防災研年報, 第17号B, pp.725-751, 1974
- 16) Breusers, H. N.: Local scour around cylindrical piers, *J. Hydraulic Research*, IAHR, Vol.15, No.2, pp.221-252, 1977
- 17) Jain, C.: Maximum clear water scour around circular piers, *J. Hydraulic Division*, ASCE, Vol.107, HY5, pp.611-626, 1981
- 18) Raudkivi, A. J.: Functional trends of scour at bridge piers, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.112, No.1, pp.1-13, 1986
- 19) Melville, B. W.: Pier and abutment scour: Integrated approach, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.123, No.2, pp.125-136, 1997
- 20) 宮川博昭, 福岡捷二, 名尾耕司: 近接したP柱間橋脚まわりの河床変動と流体力, 水工学論文集, 第44巻, pp.1059-1064, 2000
- 21) 土木学会: 昭和60年度版水理公式集, pp.272-276, 1985
- 22) 須賀堯三, 西田祥文, 高橋晃, 坂野章: 橋脚による局所洗掘架梁の予測と対策に関する水理的検討, 土木研究所資料, 第179号, pp.13-14, 41-49, 1982
- 23) 福岡捷二, 富田邦裕, 堀田哲夫, 宮川博昭: 橋脚まわりの局所洗掘推定のための実用数値シミュレーションの開発, 土木学会論文集, No.497/II-28, pp.71-79, 1994
- 24) 秋草勲, 吉川秀夫, 坂上義二郎, 芦田和男, 土屋昭彦: 水制に関する研究, 土木研究所報告, 第107号, 1960
- 25) Grade, R. J., Subramanya, K. and Numbudripad, K. D.: Study of scour around spur-dikes, *J. Hydraulic Division*, ASCE, Vol.87, HY6, pp.23-37, 1961
- 26) 福岡捷二, 渡辺明英, 西村達也: 水制工の配置法の研究, 土木学会論文集, No.443, II-18, pp.27-36, 1992
- 27) 道上正規, 梅谷治: 水制周辺の平面次元河床変動計算に関する研

- 究, 水工学論文集, 第36巻, pp.61-66, 1992
- 28) 崇田徳彦, 清水康行: 水制を含む流の準次元数値計算モデルの開発, 土木学会論文集, No.497/II-28, pp.31-39, 1994
- 29) 国際協力事業団: バングラデシュ人民共和国メグナ・メグナグムチ橋建設計画調査報告書資料編, pp.2-12-2-13, 2-22-2-24, 1985
- 30) 国際協力事業団: バングラデシュ共和国メグナ河護岸対策計画基本設計調査報告書, pp.51, 71-73, 1992
- 31) 国際協力事業団: バングラデシュ人民共和国メグナ橋護岸改修計画基本設計調査報告書, pp.3-3, 4-1, 5-1-5-29, 1998
- 32) 国際協力事業団: バングラデシュ人民共和国メグナ橋護岸改修計画基本設計調査報告書資料編, pp.資1-7-資1-15, 1998
- 33) 村本嘉雄, 大矢雅彦, 岡太郎, 小田利勝, 松本享: 1987年モンスーン季の豪雨によるバングラデシュの洪水氾濫災害の調査研究, 文部省科学研究費No.62124049, pp.2, 37-39, 45, 77-78, 1988
- 34) 村本嘉雄, 藤田裕一郎: バングラデシュ主要河川の近年における河道変動-メグナ河の河岸侵食を中心として-, 京都大学防災年報第35号 B-2, pp.94-97, 1992
- 35) 中尾忠彦: バングラデシュの治水計画に関する研究, 河川情報センター, pp.27, 1996
- 36) Elahi, K. M., Ahmed, K. S., Mafizuddin, M.: *Riverbank Erosion, Flood and Population Displacement in Bangladesh, Riverbank Impact Study*, pp.14, 70, 1991
- 37) 福岡建二, 高橋晃, 平林桂, 長谷川賢市: 紀の川大堰水理模型実験報告書(Ⅲ), 土木研究所資料第2663号, pp.111-117, 1988
- 38) 例えば, 土屋昭彦, 石崎勝義, 本間勝一, 本間久枝, 矢崎恒夫: 北上大堰(飯野川河動州)に関する水理録集報告書, 土木研究所資料第460号, pp.1-57, 1969
- 39) 石原謙次郎, 本間仁: 応用水理学 I, pp.13-15, 丸善株式会社, 1958
- 40) Bangladesh Railway: *Second Flood Damage Restoration Project, Protection of Meghna River Railway Bridge at Bhairab Bazar*, pp.16-20, 1990
- 41) Duarte, C. A., Sainz, J. A.: Riprap at bridge piers, *J. Hydraulic Research*, IAHR, Vol.37, No.3, pp.291-307, 1999
- 42) 山本晃一: 沖積河川学, pp.191-192, 山海堂, 1994
- 43) 山本晃一: 日本の水制, pp.236-240, 山海堂, 1996
- 44) 宇多高明, 高橋晃, 伊藤克雄: 治水から見た橋脚問題に関する検討, 土木研究所資料第3225号, pp.13-17, 1993
- 45) 国際協力事業団: バングラデシュ共和国ジャムナ河架橋計画調査報告書, Vol.2, 河川開発計画, pp.155-157, 1976
- 46) 中川専次, 辻本哲郎: 土木学会編新体系土木工学23, 移動床流の水利, pp.263-264, 技報堂出版, 1994
- 47) 横倉貞台, 須賀堯三: 開発途上国の河川監祭道路とその橋梁計画のありかた-河川防災の視点から-, 水工学論文集, 第44巻, pp.337-342, 2000
- 48) 吉松昭夫, 小泉肇: メコン河流域の開発, pp.6-8, 山海堂, 1996
- 49) 国際協力事業団: カンボジア国道6号線復旧計画基本設計調査報告書, pp.3-7-3-11, 1993
- 50) 国際協力事業団: カンボジア王国国道6号線復旧計画基本設計調査報告書, 添付資料5-2, 2000
- 51) 国際協力事業団: カンボジア王国国道6号線改修計画基本設計調査報告書, pp.2-25-2-27, 1997
- 52) BOSS International, Inc.: *Surfacewater Modeling System v.6*, 1999
- 53) 建設省河川局: 建設省河川河形規正技術基準(案)同解説, 調査編, pp.191, 山海堂, 1993
- 54) 国際協力事業団: ホンジュラス・ハリケーン災害復興調査報告書, 別紙3, 1999
- 55) 国際協力事業団: ニカラグア共和国災害復興専門家派遣要綱調査報告書, 1999
- 56) 国際協力事業団: ホンジュラス共和国橋梁復旧計画基本設計調査報告書, pp.2-21-2-29, 1999
- 57) 国際協力事業団: ニカラグア共和国主要幹線橋梁架替計画基本設計調査報告書, pp.15-17, 2000
- 58) 国際協力事業団: エル・サルバドル共和国主要幹線上橋梁緊急復旧計画基本設計調査報告書, pp.2-23-2-29, 2000
- 59) 国際協力事業団: ホンジュラス共和国・ニカラグア共和国グアサウレ橋架替計画基本設計調査報告書, pp.18-19, 2000
- 60) 国際協力事業団: カンボジア王国国道7号線コンボンチャム区間改修計画基本設計調査報告書, pp.3-1, 2001
- 61) 国際協力事業団: ハイチ共和国クロワ・デ・ミシオン橋架替計画基本設計調査報告書, pp.3-17, 1999

(2000. 8. 23 受付)

## PLANNING OF BRIDGES OVER VERY UNSTABLE RIVERS IN DEVELOPING COUNTRIES FROM THE VIEWPOINT OF RIVER ENGINEERING

Junji YOKOKURA and Nyosen SUGA

Although a number of bridges have been constructed overseas with Japanese ODA, many rivers requiring bridges have unequilibrium with a lack of flood control facilities. These rivers also have unique characteristics such as peak discharge continuing for several months and riverbeds consisting of fine sand. Their channels are unstable and relevant data are scarce. Therefore, problems related to planning of bridging sites, total length of bridges, and countermeasures for local scour are difficult to be solved. By thoroughly studying the information so far surveyed through Japanese development cooperation, the authors have integrated these issues into two topics: bridges over large alluvial rivers and bridges on flood plain roads. The problems are analyzed and new ideas are proposed.