石礫河川の河道形成機構と堤防決壊に伴う氾濫流量ハイドログラフの計算法

Formation Mechanism of Stony Bed Rivers and Calculation Method of Inundation Discharge

Hydrograph Caused by Dyke Breach

土木工学専攻 塚本 洋祐

Yousuke TSUKAMOTO

1.はじめに

石礫河川は,巨石(粒径 30cm 以上)等の大粒径の 河床材料により河床高が規定されていることが近年明 らかにされてきた.石礫河川の流れと河床変動を考え る際,大粒径の河床材料が存在することによる影響を 明らかにすることは重要である.また,毎年どこかで 堤防決壊が発生していることを考えると,避難住民を 確実に誘導するためには,堤防決壊に伴う氾濫流量を 精度良く評価することが求められている.決壊により 堤内地へ氾濫流出する流量を精度良く求め,氾濫水の 進行を予測できるようにすることは,被害の最小化の ため重要である.本研究では,常願寺川で行われた大 規模現地実験の結果を基に,大きな河床材料からなる 石礫河川の河道形成機構の解明,破堤による氾濫流量 ハイドログラフを求めるための計算法の確立を目的と する.

2. 常願寺川現地実験

2004 年,2005 年,2006 年に,石礫河川である常願 寺川の河川敷に澪筋規模の水路を掘削し大規模現地実 験を行った^{1),2)}.表-1 に実験水路概要,図-1 に2006 年実験水路平面図を示す.2004 年,2005 年実験は直線 水路,2006 年実験は,自然河岸と護岸が設置されて いる2つの蛇行部を有する蛇行水路で行われている. 実験は2種類行われており,caseS:定常流実験(2004 ~2006),caseF堤防決壊実験(2005~2006)である.caseS は各流量規模に応じた安定な河床が形成されるまで定 常流量が通水された.caseFはcaseSのピーク流量で形 成された安定状態の水路に非定常流を通水し,ピーク 流量に達する前に河岸決壊させた.測定項目は水位, 流量,河床縦横断面形状,河床材料粒度分布であり, 特に水面形の時間変化を密に観測した.

3. 石礫河川の河道形成機構

3-1 石礫河川の河床変動と粒度分布特性

現地実験結果を基に,河道線形や護岸工の有無が石 礫河川の河道形成機構,特に河床形状・河床材料粒度 分布に与える影響の検討を行う図-2aに2004年2005 年直線水路実験の河床材料粒度分布を示す.河床材料 粒度分布は河床表層画像解析法³⁾から求めている.安 定した形状の直線水路では,河床材料分布形状が相似



形を成しており、その大きさは河床勾配により異なる. 石礫河川では,流れの掃流力に耐えうる巨石等の大粒 径の河床材料が,河床の洗掘により地中から河床表面 に出現し,それらが掃流力を受け持つことで,小粒径 の河床材料さえも静止する静的平衡状態となっている. 図-2b に蛇行水路における河床材料粒度分布を示す. 蛇行水路の粒度分布は直線水路と比べ相対的に細粒分



が少なくなり, 分布形状が異なる.また, 自然河岸と 護岸工前面の粒度分布を比較すると,護岸工前面では 全体的に粒径が小さくなっている.図-3に護岸工設置 箇所である W07 地点と自然河岸である W16 地点の河 床横断面形状を,図-4にピーク流量時の摩擦速度コン ターと主流速線を示す.摩擦速度は,4章に示す2次 元非定常流解析結果を用いて求めたものである.自然 河岸である蛇行 では,摩擦速度が0.5m/sと上流側の 直線区間と比べ大きな摩擦力が働いている
. 自然河岸 では,この大きな流体力により河岸が侵食され,この 浸食された土砂が崩れ落ちることで側岸勾配が緩くな り(図-3)安定河道を形成する.このとき,河岸から 巨石を含む土砂が供給されることで広い粒度分布を形 成し静的平衡状態となる.護岸工が設置されている蛇 行では,護岸工前面で摩擦速度が0.7m/sと非常に大 きな摩擦力が働いており,また,主流速線が護岸前面 に寄っていることが分かる. 護岸工前面では, 流れが 集中することで局所洗掘(図-3)が生じるものの,大 粒径の河床材料が出現することで洗掘が止まり安定状 態となる.このとき,護岸工により河岸からの土砂供 給が無いため 粒度分布は全体的に小さくなる また, W08 と W05 地点は他の護岸前面と異なり粒度分布が 全体的に大きい.W08地点は堤防決壊により発生した 巨石を含む土砂が主流に乗って流送され W08 地点で 堆積し,この巨石を中心に粒度分布を形成したためで あると考えられる.W05地点は護岸工と自然河岸の境 界であり,護岸工によって速い流れが外岸側に寄るこ とで,護岸工直下流の自然河岸が大きく侵食されてい

る.河岸侵食で巨石を含む材料が供給されることが河 床の粒度分布を大きくしている.以上の検討より,石 礫河川では巨石の存在が河道の形成を規定し,さらに 河道線形や護岸工の有無による土砂移動の違いが河床 形状と河床材料粒度分布の形成に影響を及ぼしている ことが明らかとなった.

3-2 石礫河川の流れの抵抗評価法

石礫河川では,流れの抵抗は河床形状による抵抗に 加え、河床洗掘や河岸侵食により出現した巨石等の大 粒径の河床材料自体が流れの抵抗になることから、摩 擦抵抗だけでなく、大粒径の河床材料が存在すること により生じる形状抵抗を考えることが必要である.本 節では,直線水路で行なわれた現地実験結果を基に, 石礫河川の流れの抵抗評価を行う.図-5に相当粗度 k。 と代表粒径 d₈₀の関係を示す.これより,近似的に k_s≈5.0d₈₀の関係が見られる.常願寺川では,巨石・粗 石に分類される d₈₀ 程度の粒径の河床材料が,河床の 安定に寄与すると考えられるため,代表粒径に dg を 用いている . 図-6 に石礫河川の抵抗図を示す . 摩擦損 失係数 ($f'=2(u_{*}u)^{2}$)を左軸に, d_{80} とエネルギー勾配 I. を用いた無次元流量を横軸に,相対水深を右軸に示 している.図-5 に示す k_s≈5.0d₈₀の関係から,相対水 ·深は粒径と水深(径深)の比でもある.この図より,f は $Q/\sqrt{gI_sd_{s0}^5}$ が1000 より大きければ, $k_s/4R \sim k_s/d_{80}$ によって決まり, f'は 0.02~0.03 の値をとることがわ かる . $Q/\sqrt{gI_{a}d_{so}^{5}}$ が小さくなるに従いfが大きくなる . これは,小さい水深に対して河床材料が大きな抵抗を 及ぼすためである.



4.堤防決壊に伴う氾濫流量ハイドログラフの算定法4-1 氾濫流量ハイドログラフの新解析法

従来の氾濫流量の計算方法は,誤差の大きい堤防決 壊幅・決壊点近傍の水位を用い堰の越流公式から求め ているため氾濫流量を精度良く見積もることは難しい. 福岡らは,観測された水面形の時間変化を解とした二 次元非定常流解析から流量ハイドログラフを高精度に 求めている⁴⁾.本解析ではこの方法を応用し,越流公 式や決壊点近傍の水位を用いずに,氾濫時の本川の水 面形の時間変化から氾濫流量を求めるものである.

図-7に解析フローチャートを示す.本川上下流に仮 想の池と堰を設置し,堰により池の水位を調節するこ とで,各時間の解析水面形が観測水面形を再現するよ うに粗度分布を決める.初期の粗度分布は,河道形状, 河床材料と流れの状況から設定し,水面形を説明でき るように調整する.堤防決壊後は,決壊点を挟む上下 流域において水位観測断面を数箇所選定し,各断面に おける観測水位と計算水位の差が全体的に小さくなる ように,かつ,本川の解析水面形が観測水面形を全体 的に再現するように氾濫水路下流端に設けた堰の高さ を調節することで氾濫流量を決定している.

解析対象区間は,図-1に示すW01からW22の120mで あり,上流側境界条件設定箇所はW22,下流側境界条 件設定箇所はW02である.決壊点近傍の堤防決壊影響 箇所として,W08,W10,W12,W14の4断面を用いて いる.仮想の氾濫水路の決壊幅には,実験終了後に得 られた最終決壊幅を用いている.表-2に解析に用いた 粗度係数分布を示す.蛇行部では,流路の曲率により 流線が曲げられることで壁から大きな力を受けること から,大きな粗度係数値が用いられている.

図-8に観測値と解析値の比較を示す.観測水面形と 解析水面形を比較すると,流量上昇期,ピーク流量付 近,流量下降期の各時間において,解析水面形は観測 水面形を全体的に再現することができている.流量ピ ーク付近では,蛇行 において解析水位が観測水位と 比べ低くなっている.これは,蛇行部では3次元性の強 い流れ場になっており,圧力分布が静水圧分布と異な るため,静水圧分布を仮定している二次元浅水流方程 式では流れを十分に再現できないためである.観測流 量と解析流量を比較すると,全体的に解析流量は観測 流量を高い精度で再現している.流量下降期は,堤防 決壊により生じた河床変動により,河床形状と粗度分 布が想定した値と異なるようになったため,解析流量 の精度が低くなっている.

4-2 本解析手法の現地への適用性に関する検討

実河川の破堤時には,現地実験の様な時空間的に詳細な水位データを得ることが困難である.実河川への本解析の適用方法について検討する.

堤防決壊が生じた場合,その影響は決壊点近傍だけ でなく本川全体に現れている.よって,決壊点をはさ む本川の上流側と下流側で水面形の時間変化を別々に 解析し,流量ハイドログラフを求めることで,本川上 下流の流量の差として氾濫流量が評価できる.考え方 は4-1節に示す解析方法と同様で,それぞれの区間で観



測された水面形の時間変化を再現するように2次元非 定常流解析を行っている.上流側解析では,境界条件 としてW22,W20を用いており,下流側解析では,境 界条件としてW08,W02を用いている.粗度係数は表 -2と同じ値を用いている.

図-9に2006年実験の観測流量,上流側・下流側解析 の解析流量ハイドログラフとその差として求めた氾濫 流量ハイドログラフを示す.流量下降期において精度 が低くなるものの,上流側と下流側で別々に行った解 析流量の差は氾濫水路観測流量をかなりの精度で再現 することができている.

4-3 堤防決壊に伴う氾濫流量ハイドログラフの

従来の計算法

従来の氾濫流量ハイドログラフの計算法として,一 般に本間の式や土木研究所算定式が用いられている. 本節では,従来の氾濫流量ハイドログラフの計算法を 常願寺川現地実験結果に適用し,その適用性と問題点 について検討を行う.

本間の式は堰の越流量を評価する正面越流公式であ り越流状態により式(1),(2)で表される.土木研究所算 定式は,種々の河床勾配を有する直線水路において横 越流現象を再現する実験を行い,決壊部へ流入する洪 水流の流入角と,決壊部に生じる死水域を考慮したも のであり,本間の式を修正する形で式(3),(4),(5)で 表される.

図-10に本間の式,土木研究所算定式,水面形からの 算定量と現地実験との比較を示す.本間の式,土木研 究所算定式は,現地実験により詳細に観測された決壊 点近傍の水位,決壊幅の時間変化を用いている.縦軸 の計算総流出量は,本間の式,土木研究所算定式,著 者の結果から得られた各時間の計算流出量を直線で補 間し時間積分することで算出している.また,横軸の 観測総流出量も各時間に観測された流量から同様に算 出している.著者による算定方法は,観測総流出量を 精度良く表現している.2006年実験については本間の 式から算出した総流出量は観測総流量を説明する結果 となっている.しかし実洪水では,決壊幅の時間変化 や決壊点近傍の水位等の精度の良い観測値を得ること は困難であり,観測値に大きな誤差を含んでしまうた め,従来の算定法で精度の良い氾濫流量を評価するこ とは難しい.よって,水面形の時間変化から上下流の 流量の差として氾濫流量を求める著者の方法が望まし いことがわかる.

5.まとめ

本研究では常願寺川現地実験結果を基に,石礫河川 の河道形成機構の解明と氾濫流量ハイドログラフを求 めるための計算方法の確立を行った.以下に本研究で 得られた知見を示す.

(1)石礫河川では,巨石が存在することで静的平衡状態 を形成し河道が安定していること,河道線形や護岸工 の有無による土砂移動の違いが河床形状と河床材料粒 度分布の形成に影響を及ぼすことを明らかにした.(2) 常願寺川現地実験では無次元流量が 1000 以上で抵抗 係数 f は 0.02 ~ 0.03 の値をとる.(3)堤防決壊に伴う氾 濫流量ハイドログラフの計算法を構築し,常願寺川現 地実験に適用することでその有効性を示した.(4)本解 析法は実河川においても,氾濫流量を精度良く算出で きることを示した.(5) 実河川では決壊幅,決壊点近 傍の水位等の精度の良い観測値を得ることが困難であ るため,水面形の時間変化から氾濫流量を求める著者 の方法が望ましい.

参考文献:1)黒田勇一,福岡捷二,山本輝,吉田和弘,井内拓馬: 礫床河川の澪筋変動機構と河床粒度分布特性,河川技術論文集, 第11巻,pp.363-368,2005.2)福岡捷二,山崎憲人,黒田勇一, 井内拓馬,渡邊明英:急流河川の河床変動機構と破堤による氾 濫流量算定法の調査研究,河川技術論文集,第12巻,pp.55-60, 2006.3)山崎憲人,寺沢直樹,福岡捷二:巨石を含む広い礫径分 布を有する礫床河川における粒度分布調査法,河川技術論文集, 第13巻,pp141-146,2007 4)福岡捷二:洪水の水理と河道の設 計法,森北出版,2005