

河床洗掘による根固め工の滑り限界の力学的検討

STUDY ON THE CRITICAL CONDITIONS REGARDING SLIDING FAILURE OF FOOT PROTECTION WORKS DUE TO BED SCOURING

土井豆政廣¹・内田龍彦²・渡邊明英³・福岡捷二⁴

Masahiro TSUCHIIZU, Tatsuhiko UCHIDA, Akihide WATANABE and Shoji FUKUOKA

¹学生会員 広島大学大学院 工学研究科 博士課程前期 社会環境システム専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

²正会員 工博 広島大学大学院 助手 工学研究科社会環境システム専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

³正会員 工博 広島大学大学院 助教授 工学研究科社会環境システム専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

⁴フェロー 工博 Ph.D 中央大学研究開発機構 教授 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

Foot protection works are commonly installed in the outer banks of curved channels to protect the foundations of revetment structures from bed scouring. Since sliding failure of foot protection works can cause a disaster, it is important to establish a design method concerning the width of foot protection works which avoids slippage against local scouring. Yet, a conventional design method in which the width of foot protection works is decided by geometric conditions without take into account dynamic considerations has not been assessed. The purpose of this study is to clarify the mechanism of the deformation and sliding failure of foot protection works due to bed scouring while taking into account dynamic considerations. And, we develop a method of measuring the forces which make foot protection works slide down to calculate the width of foot protection works.

Keywords: *foot protection works, deformation and sliding failure, necessary limit installation width, strain gages.*

1. 序論

根固め工は、河道湾曲部などの河床洗掘が著しい箇所において護岸基礎工を保護する代表的な洗掘対策工のひとつである¹⁾。根固め工の破壊は護岸の被災原因となるため、根固め工の設計法を確立することは重要な事項である。根固め工先端は、河床洗掘と洗掘部の速い流れに晒されることから、河床洗掘に対する屈撓性と洪水外力に対する安定性が求められる。設計の際にはこれらの水理機能についての十分な理解が必要である^{1),2)}。

根固め工や類似の構造物である護床工に関する研究を概観する。福岡ら^{3),4)}は、護岸ブロックや根固めブロックに作用する流体力を評価し、ブロックの突起形状と流速低減効果の一般的な関係と流水に対するブロックの安定性を示し、この研究成果は現在の護岸工の水理設計法¹⁾の基礎となっている。洪水流によって生じる構造物の被災要因は様々であるため、構造物設計法の確立のためには想定される被災要因に対して十分に検討する必要がある。護床工の被災要因となる下流の河床洗掘や下部砂の流失に着目した研究では、神田⁵⁾らは、様々な護床ブロックの種類や河床材料を用いて護床工下部の洗掘過程を検討し、河床洗掘に対するブロックの安定条件から捨

石工を用いた洗掘対策法を提案している。前野ら⁶⁾は護床工からの底面土砂の抜け出しと変動水圧の関係を実験により調べている。流体力による構造物の変形・破壊形態に関する研究には、自然石を用いた堰の破壊機構⁷⁾、護床工下流部の変形・流失機構^{8),9)}などがあるが、河床洗掘による根固め工の変形機構を検討した例は著者らの研究^{10),11)}以外にはほとんど例がない。

従来の根固め工の設計法では、図-1に示すように根固め工が砂の安定勾配である水中安息角 θ の限界斜面に沿うように変形すると想定し、洗掘深 Z_s による根固め工の変形が護岸等基礎工まで伝わらないようにするため、根固め工の必要な敷設幅 B_{d0} は式(1)で与えられている¹⁾。しかし、この考え方は力学的あるいは実験的に裏付けされたものでなく、用いる材料や重量、洗掘深 Z_s を受けたときに根固め工に作用する力など力学的条件が考慮せず変形の幾何学的条件によって決められたものであるため、式(1)の一般的な適用性については課題が残る。そこで本研究では、河床洗掘によって根固め工が変形した際に根固めブロックに作用している力を詳細に測定し、根固め工に滑りの生じない敷設幅の算定法とその考え方を力学的に考察する。

2. 実験方法

(1) 実験装置と根固めブロックに作用する力の測定方法

実験施設(図-2)は、長さ 2.0m、幅 3.0m、高さ 2.0m の大型水槽であり平均粒径 0.8mm の一様砂を平坦に敷き詰めている。図-2 の X,Y 方向はそれぞれ河川に対する縦断(流下)方向、横断(河岸から河道中央)方向を想定している。根固めブロックは幅 $b=0.15\text{m}$ 、高さ $d=0.10\text{m}$ のコンクリートブロックを用い、ブロック 1 個当たりが占める幅 $b_0=0.24\text{m}$ で連結して設置し、根固め工下部には吸出し防止マットを敷く。根固め工底部にある砂の流出による破壊を再現するため、静水状態において根固め工先端で強制的に洗掘を生じさせる。

個々の根固めブロックに作用している力について明らかにするため、ブロック連結部の力を直接測定する。図-3 に示すように、根固めブロックを防水型の歪みゲージ(KFW-5-120)を添付した連結材により連結している。歪みゲージは連結材の表裏面に添付し、曲げと温度影響を除去し引張応力成分のみを検出する。また、連結材には応力変化を明確に検出するため弾性係数の小さいアクリル樹脂を選定している。図-4 に諸量の定義を示す。初期河床高から先端ブロック下部の最深高までの河床の低下量を Z_s 、根固め工敷設幅を B_c 、ブロック一個の水中重量を W_0 とする。測定を行った連結力を最先端ブロックから河岸方向へ T_n ブロック角度を ϕ_n とする($n=1\sim 5$)。ブロックの重力成分と測定された連結力との力の釣り合いから、ブロックが砂面から受ける力の接線、法線成分 R_n, N_n は式(2),(3) で求められる。ここで、連結の方向は隣あうブロック角度の平均としている。

(2) 実験条件

本実験条件のように、静水状態において根固め工先端部で洗掘を与えると、根固め工は洗掘深 Z_s の増加に伴い、最先端ブロックの連結点を支点として砂面方向に回転する成分のモーメントが発生し、最先端ブロックから角度を増加させながら変形する¹¹⁾。その角度は水中安息角よりも大きく、図-4 に示すようにブロック下部からの土砂流出を抑制する変形形状をとる。水中安息角を想定した砂面(図-4 の破線)の上にある砂(図-4 のハッチ部)は、ブロックの連結力によって維持されているものであり、流出しやすい不安定な状態のものである。以下、本論文ではこの土砂を不安定土砂と呼ぶ。不安定土砂は流水の作用を受ける実河川において流出する可能性は小さくはなく、根固め工は洪水時には、

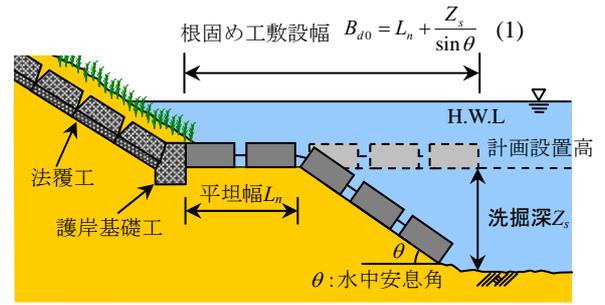


図-1 従来の根固め工の敷設幅 B の考え方

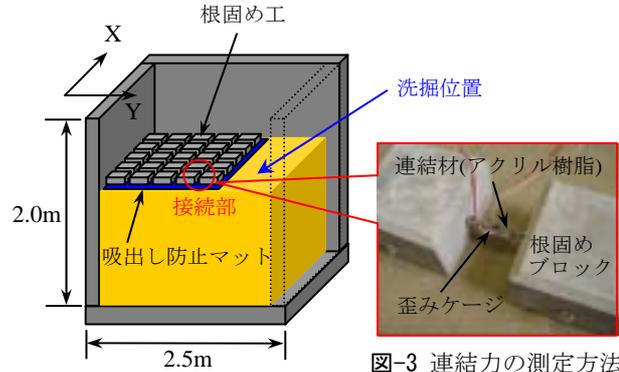


図-2 実験施設

図-3 連結力の測定方法

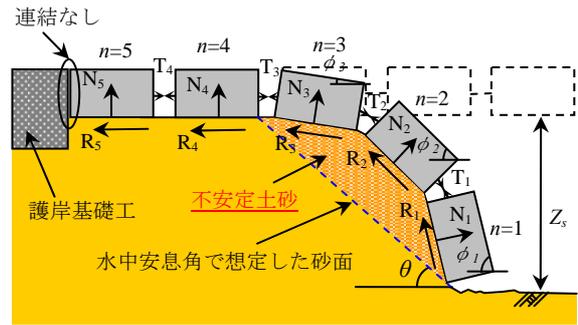


図-4 諸量の定義

$$R_n = W_0 \sin \phi_n - T_n \cos \left(\frac{\phi_n - \phi_{n+1}}{2} \right) + T_{n-1} \cos \left(\frac{\phi_{n-1} - \phi_n}{2} \right) \quad (2)$$

$$N_n = W_0 \cos \phi_n + T_n \sin \left(\frac{\phi_n - \phi_{n+1}}{2} \right) + T_{n-1} \sin \left(\frac{\phi_{n-1} - \phi_n}{2} \right) \quad (3)$$

n : Block number

表-1 実験条件

	変形形状	連結力測定	河岸との連結
CaseA1	ブロック下部に不安定土砂を有する	あり	なし(滑りを許容)
CaseA2	ブロック下部に不安定土砂を有する	なし	なし(滑りを拘束)
CaseB1	不安定土砂は完全に流出	あり	なし(滑りを許容)

河床変動によって不安定土砂を溜める過程と流出させる過程を経て変形すると考えられる。不安定土砂が完全に流出した状態は、図-1 に示すような従来の設計法で想定されている変形形状である。従って、図-1, 4 のような変形形状は、河床洗掘が生じた際に根固め工が変形しうる極端な 2 つの状態を表して

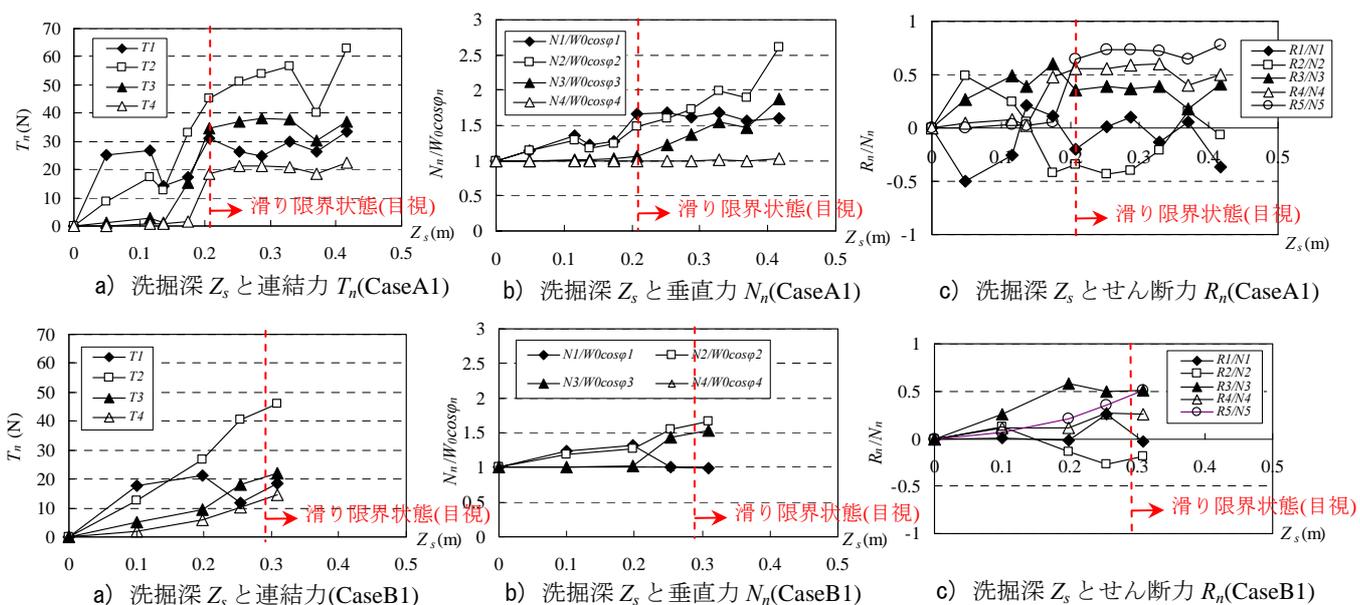


図-5 河床洗掘による根固めブロックに作用する力

いる。そこで根固め工が滑り破壊に至らないような設計条件を明らかにするために、不安定土砂と根固め工の滑り限界の関係をこれらの2つの限界状態に着目して検討する。表-1に実験条件を示す。CaseA1は根固め工下部に不安定土砂を有する状態、CaseB1は不安定土砂が完全に流出した状態である。CaseB1の形状は、根固め工を前面で洗掘を与え変形させると同時に振動を加え、随時不安定土砂を流出させながら実験を行っている。どちらのCaseについても河道横断方向(Y方向)にブロック5個を連結する根固め工敷設幅 $B_c=1.09\text{m}$ で実験を行う。なお、CaseA2は後述する(4. (1))ように河岸と根固め工を連結して滑りを拘束するものである。

3. 実験結果

(1) 根固めブロックが砂面から受ける力の特性

図-5にCaseA1,B1の河床洗掘による連結力 T_n の測定結果、根固めブロックが砂面から受ける垂直力 N_n 、せん断力 R_n を示す。垂直力 N_n はブロック重量の砂面に対する法線方向成分 $W_0 \cos \phi_n$ で無次元化し、せん断力 R_n は図-4に示す滑りの抵抗方向を正とし垂直力 N_n で除した摩擦係数を表している。

図-5a)に示すように、両Caseにおいて根固め工の先端部の洗掘に従い、まず最先端ブロックの連結力 T_1 が増加し、次いで T_2, T_3, T_4 の順に河岸方向へ連結力が伝達する。連結力の伝達は変形の伝達の大きいCaseB1よりもCaseA1のほうが大きい。CaseB1では洗掘の進行に伴い連結力は単調に増加しているが、CaseA1では洗掘深 $Z_s=0.2\text{m}$ 付近から連結力が一定値になっている。この理由については3. (2)で述べる。

図-5b)より根固め工変形時にブロックに作用している垂直力は、CaseB1ではほぼブロック重量の斜面垂直方向成分と等しいが、CaseA1では洗掘の増加に伴い変形部の垂直力は増加する。これはCaseA1では根固め工の変形に伴いブロック下部に不安定土砂の滑りを抑制するための土圧の作用を受けるためである。これは3. (2)で述べるように、根固め工の滑りの駆動力となり、滑り限界を考える上で重要な知見である。

図-5c)に示すように、 $n=1,2$ のブロックの底面のせん断抵抗は小さく、時には負の値をもつ。一方、 $n=3\sim 5$ のブロックでは洗掘が進行するとほぼ一定値の0.5付近に漸近している。本実験条件では、両Caseにおいて $n=1,2$ のブロックは変形部、 $n=3,4,5$ のブロックは根固め工平坦部である。これより変形部のブロック($n=1,2$)には、滑りに対するせん断抵抗力は期待できないことが分かる。これに対して、根固め工平坦部($n=3\sim 5$)では、河岸方向への連結力の増加に抵抗する摩擦力が作用する。

(2) 根固め工の滑り限界機構

根固め工の先端部の河床洗掘が大きくなると、図-6に示すように、根固め工が河道中央方向へ滑り、根固め工と護岸基礎工との間に隙間が生じる。根固め工に僅かでも滑りが生じると、基礎工付近に流れが集中し基礎工が洗掘被害を受ける危険性が高い¹¹⁾ため、本論文では根固め工の滑り限界に着目する。

図-5中の点線は、根固め工と河岸との間に隙間が目視により確認された滑り限界の洗掘深を示している。滑り限界の洗掘深はCaseA1では約0.2m、CaseB1では約0.3mであり、CaseA1が滑りに対して危険度が高い。CaseA1において滑り限界点($Z_s=0.2\text{m}$)を越

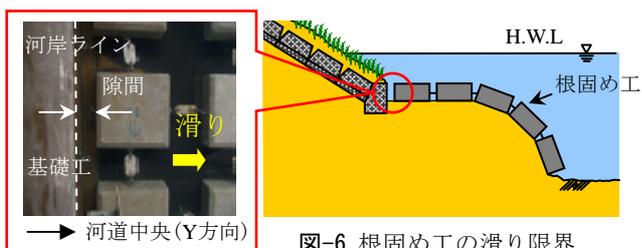


図-6 根固め工の滑り限界

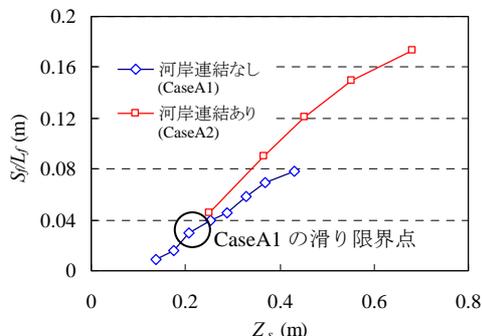


図-7 洗掘深 Z_s と不安定土砂量 S_f

えて連結力が一定値 0.5 になっているのは、根固め工に滑りが生じるのと同時にブロック下部の不安定土砂が流出しつつ、滑り限界状態を保っているためである。図-5c)において、滑り限界以降に摩擦係数がほぼ一定値となっている結果からも分かるように、根固め工平坦部には最大静止摩擦が作用している。このため、滑り限界($Z_s=0.2m$)を越える洗掘に対してこれ以上平坦部の摩擦抵抗を増加させて滑りに抵抗することができないため、下部土砂の流出によって滑りの駆動力の増加を緩和させているのである。

これに対して、河岸と根固め工を連結し滑りを拘束すると、CaseA1での滑り限界点($Z_s=0.2m$)を越えても不安定土砂の流出は生じない。図-7はCaseA1と河岸とを連結したCaseでの洗掘深に対する不安定土砂量 S_f を表している。河岸と根固め工を連結した場合は $Z_s=0.2m$ を越えた状態での不安定土砂量がCaseA1よりも多く、河岸との連結によって不安定土砂の流出が抑制されているのが分かる。

図-8は、根固め工に滑りが生じ始めた時の写真であり、下部土砂には降伏面が可視化できるように、着色したガラスビーズ(粒径 2mm)の層を作成している。図中の点線で結んだように、下部土砂の滑り面が確認できる。これより下部砂面は円弧滑り形態の破壊であることが確認された。また、田中忠次・鶴飼恵三ら¹²⁾による弾塑性有限要素解析プログラム GAD3D を使用し、下部砂面の状態を調べると、図-9に示す変位ベクトルが得られ、円弧滑り形態の破壊が生じていることが確認された。このことから不安定土砂を有する場合の滑り破壊を表現するためには、根固め工と下部土砂の間の滑り限界だけではなく、次章に示すように根固め工下部土砂の滑り面を考慮する必要がある。

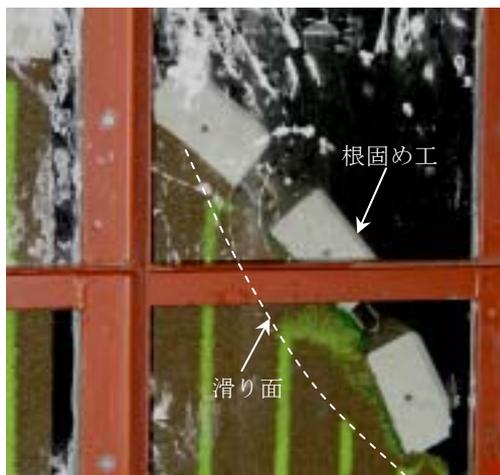


図-8 根固め工の滑り破壊現象の可視

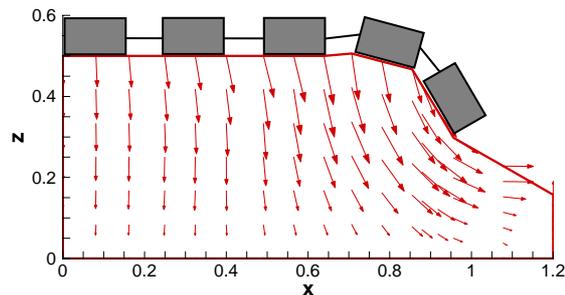


図-9 弾塑性解析結果(変位ベクトル)

4. 滑り力 F の定式化と必要限界敷設幅 B_d

前章までに示したように、ブロック下部に不安定土砂を有する CaseA1 のような状態は、不安定土砂がない CaseB1 と比較して根固め工の滑りに対する危険度が高いため、同じ洗掘深 Z_s であっても不安定土砂量によって滑りに抵抗できる必要な敷設幅は CaseA1 の方が大きい。前述のように、洪水時の河床変動は根固め工下部の不安定土砂を溜めたり流出させたりするため、洪水中に根固め工に滑り破壊を生じさせる駆動力も不安定土砂量によって変化する。よって、洗掘深 Z_s に対する駆動力の上限値と下限値を表す2つの状態(CaseA1, CaseB1)について滑りの生じない敷設幅の算定法を検討する。

(1) 根固め工に滑りを生じさせる駆動力

a) ブロック下部に不安定土砂を有する場合 (CaseA1, CaseA2)

3. (2)で述べたように、根固め工下部に不安定土砂を有する場合、根固め工の滑り破壊限界は下部土砂の円弧滑り面で生じると見なせる。

本検討では、実験において任意の洗掘深に対する根固め工の変形形状を与えて円弧滑り解析を行い、根固め工に滑りを生じさせる駆動力を算定する。ただし、CaseA1においては3. (2)で示したように滑り

限界点($Z_s=0.2\text{m}$)を越えると、滑りと同時に不安定土砂が流出するため滑り限界を越えた洗掘深について不安定土砂を有する場合の検討ができない。そこで、根固め工の滑りを拘束するために河岸際のブロックを河岸と連結し、同様の実験によって計測した変形状を用いた。この滑りを拘束する場合を CaseA2 とする(表-1)。

図-10 に示すように、下部土砂の流出点である最先端ブロックの下部点0から円弧滑り面を仮定し、斜面の安全率が最小となる限界円弧滑り面を探索する。この時、円弧滑り面は図中の点1,2,3...で示されるブロックとブロックの間の不連続点と下部土砂流出点0を結ぶものであると仮定する。斜面安定解析は簡便分割法(Fellenius 法)を用い、滑り面上の土塊の上にある根固めブロックは、分割されたスライスに等分布荷重として与える。そしてモーメントの釣り合いにより、抵抗力の不足分として連結力を式(4)により算出する。

そしてこの連結力 T_n を変形部と平坦部の接続点ま

$$T_n = \frac{r \left(\sum_i W_i \sin \theta_i - \sum_i W_i \cos \theta_i \tan \theta \right)}{r' \cdot \cos \theta_{Tn}} \quad (4)$$

W_i : スライス重量

r : 円弧半径

r' : 円弧半径(連結力について)

θ_i : スライス角度

θ_{Tn} : 円弧に対する連結力の作用角度

で力の釣り合いにより伝達させれば、滑りの駆動力となる。この駆動力をどちらの Case でも滑り力 F と定義する。

$$F = f \cdot T_n \quad \text{ここで式中の } f \text{ は伝達時の作用方}$$

向の角度変化とせん断抵抗による減衰を表す係数である。また伝達時のせん断抵抗の摩擦係数は実験における平坦部の平均的な静止摩擦係数である 0.5 を用いる。以上より各円弧 0-1,0-2,0-3...より算出された滑り力のうち最大となるものを滑り力 F とする。ここで円弧を 0-1,0-2,0-3...と不連続に設定する理由は以下に示す。図-10 中の点1と1',点2と2',...において、円弧面の安全率について比較するとほとんど差が見られないことから点1と1',点2と2',...は同一のものと考えて問題ないと判断できるためである。またブロック内部に円弧の終点を設けると、連結力はブロックの内部応力として算出されてしまうため、実験で測定された連結力のデータと比較することができないためである。

b) 不安定土砂が完全に流出した場合 (CaseB1)

CaseB1 の状態のようにブロック下部から不安定

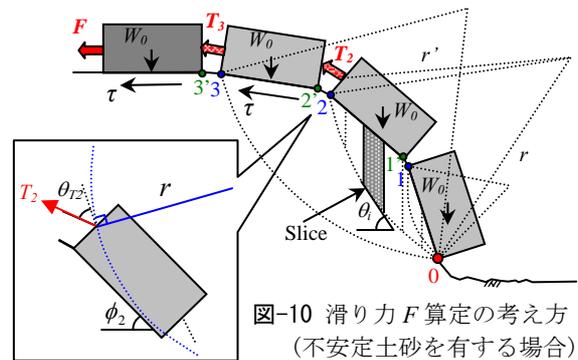


図-10 滑り力 F 算定の考え方 (不安定土砂を有する場合)

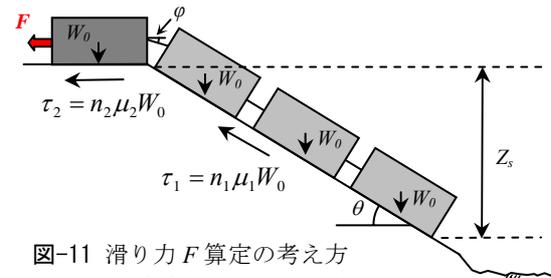


図-11 滑り力 F 算定の考え方 (不安定土砂が完全に流出)

土砂が完全に流出した状態は従来の設計法で仮定されている変形状に等しい。図-11 に示すように、変形部における滑り方向のブロック重力成分を平坦部及び変形部での摩擦で抵抗する力の釣り合いから式(5)により滑り力 F を得る。CaseB1 においても変形部、平坦部でのせん断抵抗の摩擦係数は 0.5 を用いている。

(2) 根固め工に滑りの生じないための必要限界

$$F = \frac{n_1(W_0 \sin \theta - \mu_1 W_0 \cos \theta) \cos(\theta - \phi)}{\cos \phi} - n_2 \mu_2 W_0 \quad (5)$$

$$n_1 = \frac{Z_s}{b_0 \cdot \sin \theta} \quad \begin{array}{l} \text{変形部ブロック数} \\ n_2: \text{平坦部ブロック数} \\ \mu_1: \text{変形部摩擦係数} \\ \mu_2: \text{平坦部摩擦係数} \end{array}$$

敷設幅 B_d

次に根固め工に滑り破壊の生じないための敷設幅の考え方を示す。根固め工に滑り破壊を生じさせないためには、4. (1)で示した滑り力 F に平坦部の摩擦で抵抗できなくてはならない。そこで図-12 に示すように滑り力 F を等価な摩擦抵抗を有する平坦部のブロック幅に換算して駆動部と抵抗部の幅を足し合わせれば、洗掘深 Z_s に対する滑りの生じない敷設幅である必要限界敷設幅 B_d を求めることができる。根固め工に滑りの生じない必要限界敷設幅 B_d の実験値と計算値の比較を示す。図-13 は実験で計測された平坦部のブロックに作用している連結力を滑り力として算出した必要限界敷設幅 B_d と4章で定式化した滑り力 F を用いて算出した B_d を示している。同図には、幾何学条件から根固め工の変形量を見積も

り、平坦幅 L_n にブロック 2 個を置くという従来の設計法¹⁾についても示している。従来式(1)は不安定土砂が完全に流出した場合(CaseB1)を想定しており、CaseB1 の計算結果との違いは、根固め工底部の摩擦係数の評価方法である。つまり式(5)が平坦部と変形部の摩擦係数 μ_1, μ_2 に依存する形であるため、CaseB1 のように変形部と平坦部の摩擦係数を一律 0.5 で与えるという見積もり方が本実験条件とは異なっているため実験値との差が生じている。

従来の設計法を見ると、CaseB1 の実験値に一致しているが、力学的根拠がないためこれを解釈することができない。そこで、平坦部の静止摩擦係数 μ_2 を実験で測定された 0.5 として(図-5c)、従来の設計法の直線に式(5)が一致するように変形部の摩擦係数を逆算する。結果、変形部では 0.5 よりも小さな摩擦係数であり本実験で確認されたように、変形部の摩擦抵抗の低下の影響を含むかたちになっているため、本実験条件で扱った洗掘深の範囲において従来式(1)はある程度の妥当性はあったといえる。

しかし、CaseA1 の実験値や下部土砂の円弧滑りを考慮して算出された計算値に見られるように、ブロック下部に不安定土砂を有する場合、根固め工に滑りが生じないためには必要限界敷設幅 B_d を約 1.5 倍長くしなくてはならない。よって従来の設計法では不安定土砂の存在による危険性を考慮できていないため、河床洗掘によって滑り破壊が生じる危険性が高くなる。

根固め工を設計する際には、不安定土砂を有する滑りの危険性の高い状態を想定し、必要限界敷設幅 B_d を定めれば、根固め工を安全側の条件で設計することができる。この事については、今後現地規模で根固め工の滑り破壊状況を調査し、確認する必要がある。

5. 結論

以下に本論文で得られた主要な結論を示す。

- 1) 根固め工の連結力を直接測定し、河床洗掘により根固め工が変形した際にブロックに作用している力の特性を明らかにした。
- 2) 根固め工下部土砂の構成状態(不安定土砂の有無)と滑り破壊の形態を考慮して、滑り力 F を算定し、洗掘深に対する必要限界敷設幅を求めた。
- 3) 従来の設計法は、ブロック下部から不安定土砂が流出したという状況を想定した場合については、力学的視点から見てもある程度妥当性がある。しかし、ブロック下部に不安定土砂を有する場合には、滑り力の増加が考慮されておらず、河床変動によって根固め工が滑り破壊を起こす危険性がある。根固め工の設計には、不安定土砂を有する状態を想定して滑

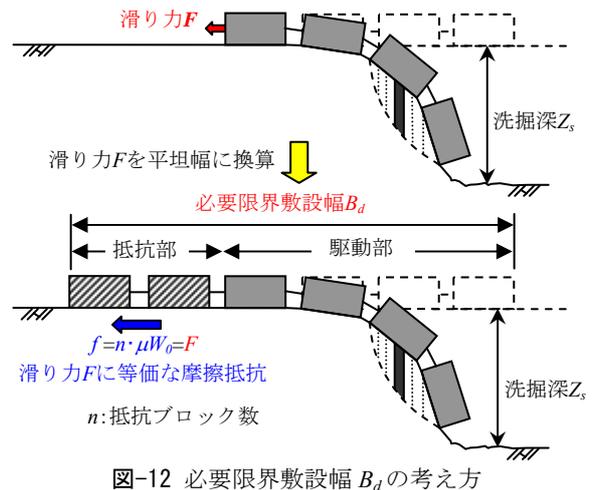


図-12 必要限界敷設幅 B_d の考え方

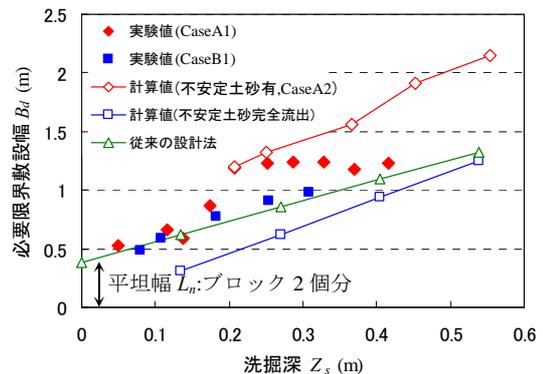


図-13 必要限界敷設幅 B_d (実験値と計算値の比較)

り力 F を求め、必要限界敷設幅 B_d を定めるのがよい。

参考文献

- 1) 護岸の力学設計法, (財)国土開発技術研究センター, 山海道, 1998.
- 2) 福岡捷二: 洪水の水理と河道の設計法, 森北出版, 2005.
- 3) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸工覆工の水理特性に関する研究, 土木技術資料 30-3, pp.3-8, 1988.
- 4) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸工の水理設計法, 土木技術資料 30-3, pp.9-14, 1988.
- 5) 神田佳一, 村本嘉雄, 藤田裕一郎: 護床工下流部における局所洗掘とその軽減法に関する研究, 土木学会論文集 No.551, pp.21-36, 1996.
- 6) 前野詩朗, 山縣正明, 里本公明: 護床工からの土砂の抜け出しに及ぼす変動水圧の影響に関する研究, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.409-414, 2001.
- 7) 前野詩朗, 道奥康治, 森永智, 大西利典: 捨石堰の破壊機構のモデル化, 水工学論文集, 第 47 巻, pp.781-786, 2003.
- 8) 川口広司, 諏訪義雄, 高田保彦, 末次忠司: 護床工下の河床材料の抜け出し及び下流跳水の非定常性と護床工の応答特性, 河川技術論文集, pp.243-248, 2002.
- 9) 内田龍彦, 田中幸志, 福岡捷二: 護床工最下流粗度要素の移動限界と破壊の実験, 水工学論文集, 第 48 巻(1), pp.841-846, 2004.
- 10) 内田龍彦, 福岡捷二, 福島琢二: 河床の洗掘による根固め工の変形特性に関する研究, 河川技術論文集, 第 8 巻, pp.237-242, 2002.
- 11) 内田龍彦, 福岡捷二, 盧庚範, 土井豆政廣, 山形勝巳: 根固め工の滑り破壊に関する研究, 河川技術論文集, 第 10 巻, 2004.
- 12) 地盤の三次元弾塑性有限要素解析, (株)丸善, 田中忠次, 鶴飼恵三, 河邑眞, 阪上最一, 大津宏康, 1998.

(2005. 9. 30 受付)