

破碎帯流域における荒廃溪流の動態に関する 砂防学的研究

眞 板 秀 二 *

Studies on the Sediment Dynamics of Torrential Rivers
in a Fractured Basin

Hideji MAITA*

論 文 目 次

緒 言	22	1. 測定方法	46
I 研究方法	23	2. 縦・横断面形の変化	47
1. 問題提起	23	3. 流路および平面形の変化	52
1) 破碎帯流域の保全	23	4. 堆積地の構造	52
2) 研究小史	25	1) 溪床堆積物の粒度	52
3) 観測方法	25	2) 堆積形態の特徴	57
2. 対象流域	26	IV 溪流への土砂流入プロセス	58
1) 大井川の流域概要	26	1. 崩壊地における岩屑移動の プロセス	59
2) 試験流域	30	1) 表面の構成物質	59
II 全体流域における土砂移動	35	2) 岩屑の移動と堆積	60
1. 場の条件	36	3) 植生侵入	62
1) 流域条件	36	2. rock fallの実態	63
2) 河道条件	38	1) rock fallの周年変化	63
2. 流出土砂量	40	2) 土砂生産上の役割	66
3. 土砂の移動と降雨	42	V 溪床変動の解析	67
4. 微細土砂の流出	44	1. 溪床変動量の定義	67
III 溪床における土砂移動の実態	46		

* 筑波大学農林工学系

* Institute of Agricultural and Forest Engineering, University of Tsukuba, Tsukuba-shi, Ibaraki 305

2. 洪水時の流量	68	2) 谷幅と流出モデル	99
3. 溪床土砂堆積厚	69	3) 土砂移動過程と流出モデル	101
4. 変動量	71	Ⅶ 破碎帯流域の砂防計画	103
1) 断面変動量・溪床変動量	71	1. 河道調節	103
2) 流量と溪床変動の規模との 応答	77	1) 砂防計画における河道調節の 位置づけ	103
5. 変動形態	80	2) 河道調節と流出モデル	104
Ⅵ 河道の自己調整	85	2. 土砂コントロール計画	106
1. 動態認識	85	1) 砂防施設配置の意義	106
1) 自己調整	85	2) 堆積土砂のコントロール	108
2) 谷幅と土砂移動	86	3) 貯水ダムの保全	111
2. 溪床堆積土砂の安定化	88	結 言	112
1) 評価の方法	88	摘 要	113
2) 安定化のプロセス	91	引用文献	116
3. 溪床堆積土砂の流出モデル	94	Summary	120
1) 土砂の流出モデル	94	参考写真	123

緒 言

山地河川における土砂移動は自然現象であるが、土砂災害は自然現象と社会現象の複合した現象である。わが国の自然的条件は、土砂の生産・流出を促進させる条件にある。すなわち、温帯モンスーン地帯に位置し多量の降水があり、特に台風期および梅雨期には短時間に強い降雨がある。また、地質学的にみて日本列島は変動帯に属し、高度は比較的高く起伏に富み山地が多く、河川は短く急勾配である。しかも、山間部は、山崩れ、地すべり、土石流を起こし易い地形・地質条件をもっている。

一方、社会的条件は、昭和30年代からの高度経済成長によって、これまで経験したことのない変貌を遂げた。すなわち、人口、産業の都市集中化が起こり、土地利用は、粗放な形態から集約、高度化した形態へと急速に変化した。したがって、これまで居住空間でなかった山麓地まで宅地は開発され、大規模な土地改変も行われるようになった。

この自然的条件と社会的条件の出合が、わが国の土砂災害を多発させることになった。近年でも、1972年高知県繁藤災害⁴⁶⁾、1975年高知県仁淀川災害⁵⁵⁾、1976年香川県小豆島災害¹⁹⁾、1977年北海道有珠山災害¹⁴⁾、1981年北海道全域の災害¹⁷⁾、1982年長崎県災害⁶⁰⁾、1983年島根県災害¹⁰⁾、1984年長野県西部地震の土砂災害⁵⁷⁾など多くの災害を挙げることができる。また、河川災害(1967～1976)の死者の中で、土砂災害によるものが72%を占めている⁶⁸⁾。

これは、災害の形態がそれまでの水害型から土砂災害型に移行していることを示している。ところで、これらの規模の大きい災害は、地質学的な破碎帯地域あるいはその周辺に多発する傾向もみせている。これは、破碎帯に位置する流域に、先にあげたわが国の自然的条件および社会的条件が最も厳しい形であられるからにはかならない。

従来から、砂防（治山）事業は、土砂災害防止の方策を模索し実行してきた。しかし、頻発する災害の当面の対策に力を注ぐあまり、荒廃溪流を歴史的に判別する余裕がないため、基本的な問題の検討が十分でない観がある。このことは、砂防計画における計画諸量の多くが、実際の土砂移動・堆積現象に基づいて与えられるものでなく、便宜的に与えられる傾向にあることにもあらわれている。

本来、砂防技術は、災害を事前に防止しあるいは回避するための技術のはずである。このためには、土地の持っている自然現象としての個性を知る必要がある。これによってはじめて、土地の災害危険性、さらには砂防工事による危険の防止あるいは軽減の可能性も明らかになるはずである。このような視点に立つと、土地利用の可能性と限界が明らかになり、災害の事前の防止につながっていくのである。各土地におけるこのような情報の積み重ねが、実態に即した砂防計画を樹立させることになり、ここに、予防の技術としての砂防の体系が構築されていく可能性が出てくるのである。

本論文は、災害の素因ともいうべき厳しい地形・地質条件下の破碎帯流域を対象にし、その自然的、社会的特性を明らかにするとともに、山腹から河道に至る土砂移動や、ダムなどの人為的介入による堆積現象などを時系列的に検討することにより、流域保全の方法を明らかにしようとしたものである。

本研究を纏めるに際し、種々ご指導頂いた北海道大学教授 東 三郎氏、同助教授 新谷 融氏、貴重な御意見を頂いた北海道大学教授 藤原 滉一郎氏、同教授 大金 永治氏、筑波大学教授 海上 道雄氏、同助手 大坪 輝夫氏、同講師 内田 煌二氏、研究のきっかけと終始御激励を頂いた東京教育大学名誉教授 藤井 真一氏、現地調査において種々ご援助頂いた筑波大学農林技術センター井川演習林助手 砂坂 元幸氏、同文部技官 遠藤 徹氏、同瀬川 邦比呂氏、同文部事官 滝波 明氏、資料の提供を頂いた東京営林局、中部電力株式会社の関係各位に深謝の意を表す。

なお、本論文は「北海道大学審査学位論文」である。

Ⅰ 研究 方 法

1. 問題提起

1) 破碎帯流域の保全

小出³¹⁾は、破碎帯についてのそれまでの地質学的概念を拡張し、災害との関連でこれを位置づけた。この破碎帯は、顕著な地すべり地帯として特徴づけられ、その分布は図1-1のように示

されている。

図1-1から明らかなように、わが国で最も著しい破碎帯地域は、糸魚川—静岡線および中央構造線で区画された西南日本外帯である。本論文での破碎帯流域とは、この西南日本外帯の諸流域を指している。

ところで、破碎帯（西南日本外帯）流域の特徴は何れも酷似しており、それはつぎのように表される³⁰⁾。

- ① 流域面積の割に流路が長く、細長い流域形状を持ち、流域面積も比較的小さい。
- ② 地域の大部分は山地部からなり、平野部はごく少ない。
- ③ 山間部では甚だしい穿入蛇行をともない、特に四万十帯で著しい。
- ④ 降雨量が大きいという気象条件と破碎帯流域のため保水力が大きく、かつ高所に貯水ダムを設け得るという地形、地質条件から一大水力発電地帯を形成している。
- ⑤ わが国でも、最も土砂の生産、流出の活発な地域である。

これらの破碎帯流域の特徴は、その保全に対しても固有の問題を投げかけている。まず、土砂の生産、流出が活発であるということは、災害が起こりやすい自然的条件にあるということである。しかも、東海地区に位置する破碎帯流域では、日本の動脈である主要交通路（国道1号線、東名高速道路、東海道線、東海道新幹線など）および静岡市、浜松市をはじめとする東海工業地帯、東海道メガロポリスを流域下流部に保全対象として持つという社会的条件にある。さらに、最も特徴的なことは、破碎帯流域の持つ自然的条件の故に、この地方には多くの貯水池が築設され、発電、洪水調節、かんがい等に利用されている。この一方で、その同じ条件が堆砂を進行させ貯水機能を低下させつつあるということである。

このように、破碎帯流域では、下流都市部だけでなく、山間部の貯水ダムも保全対象としなければならないという特徴を持っているのである。したがって、かねてから荒廃溪流の土砂流出のコントロールにつとめてきている砂防技術分野においても、土砂移動の実態を現在的な時間・空間

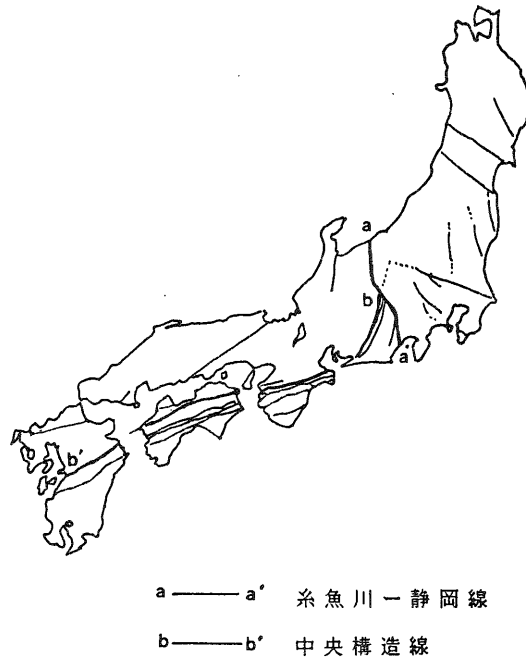


図1-1. 日本の主要な地質構造線と破碎帯
日本の国土（小出 博）³¹⁾による

Fig. 1-1. Main tectonic lines and fractured zones in Japan (from Koide, H. (1973)).

的視点で捉え、その技術的な可能性を明らかにする必要があると思われる。そこで、破碎帯流域の特徴およびその保全上の問題点を典型的にもつ大井川流域をモデル流域に選定し、そこにおける荒廃溪流の動態を具体的に研究することにした。

2) 研究小史

破碎帯は、もともと地すべりとの関連で注目されてきた地域²⁹⁾であり、地すべりに関する研究^{1, 11, 12, 67, 72)}、地形・地質学的な研究^{42, 53, 76)}、災害報告^{55, 58, 69)}は多いが、土砂の移動・堆積現象を動的に捉えた研究は、ほとんど見られない。大井川においても、地形・地質学的観点から流域全体の災害について論じた研究^{48, 70)}、治山事業のための荒廃地調査^{63, 64, 71)}など、土砂の生産、流出に関連した研究も見られるが、崩壊地の分布あるいはその量を静的に捉えたものである。

土砂の生産、流出と言ったとき、いつ、どこで生産された土砂が、どこに流出したか、これが明らかでない限りその概念は明確にならない。現行の砂防計画では、土砂流出を基準点で捉え、山腹および溪床を生産の場として、その量的収支を求めている。しかし、いつ、どこで生産された土砂が、どのくらいの時間をかけて移動、堆積を繰り返し基準点に流出したか、この土砂移動のプロセスが全く考慮されていない。したがって、山腹で生産された土砂が、溪床（河道）のどの部分に堆積し、どの部分から二次洗掘による土砂生産が行われるかが不明のまま、河道調節がいわれ、また溪床からの土砂生産がいわれている。このように、土砂移動過程に果している河道の役割が不明確なまま砂防工事が行われるという現状では、工事による効果の評価も確実なものとはならない。

土砂の移動・堆積現象は、空間における時系列変化として把握されなければならない。しかも、砂防学的時間スケール¹⁵⁾の中で考えなければならない。従来、この観点に立った研究が、新谷³⁾、清水⁵⁹⁾、中村⁴⁷⁾によって行われている。これらは、樹木年代学的手法¹⁵⁾を用い、一時点の調査によって流域内の堆積地の空間分布と時間分布を求めることにより、土砂移動過程における流域の特性を明らかにしようとしたものである。

3) 観測方法

本研究も、土砂移動・堆積現象を上述の立場で把握するものである。しかし、研究の方法はつぎのとおりであり、新谷らの方法とは異なっている。

まず、大井川に築設された貯水池群を流出土砂を把握するための野外の実験装置として捉え、貯水池堆砂量を年単位で分析することにより、流域全体という空間スケールでみた土砂移動の特性を検討した。

つぎに、自然状態の溪流が持っている土砂の移動、堆積に果たす役割を明らかにするため、人為的影響の比較的小さい東河内流域を試験流域に設定し、実際溪流を野外実験の場とする見方で研究を進めた。そして土砂が移動（洗掘）するか堆積するかは、供給される土砂と水の量それに河道の土砂輸送能力によって決まるという立場から、流量条件も重視した。また、移動（洗掘）、堆積の現象が顕著にあらわれる場として溪流拡幅部に着目し、この拡幅部を実験溪流観測区間と

名づけた。供給土砂が、山腹からと溪床からの両者の複合したものであると現象が複雑になる。そこで、主として山腹からの供給土砂を把握するという意味で、最上流部の拡幅部を観測区間に選んだ。観測区間では、洪水によって溪床変動が起こるたびに溪床形態を計測し、洪水時系列における溪床形態の変化を把握した。一方でその洪水の流量も把握した。また山腹において、どのようなプロセスで土砂が集積され、それがどのように溪流に供給されるかを、観測区間に接した単位斜面で調べた。

以上のように、一つの拡幅部空間における土砂の移動・堆積現象の変化を洪水時系列で把握することによって、自然溪流が土砂移動過程に果たしている役割を明らかにしようとした。これによって、今後の砂防技術のあるべき姿について考察した。

2. 対象流域

1) 大井川の流域概要

(1) 地形、地質、気象

大井川流域は、西南日本外帯の東端にある糸魚川—静岡線と中央構造線に挟まれた三角地帯、いわゆる赤石楔状地に位置する（図 1—2）。この地帯は、第 4 紀に入ってから平均隆起速度が 2 mm/year 強と推定され⁷⁾、日本でも有数の変動帯である。地質は、山地部の大部分は中生界白亜系の四万十層群⁶¹⁾で、上述の構造運動により破碎されている。

流域形状は、糸魚川—静岡線の横ずれ断層の引きずりのため、南北方向の山体の配列が優占し、南北に細長い。流域面積は、山地部が 1236 km^2 、平地部が 75 km^2 であり、流域の大部分は山地部からなる。

大井川は、この流域の最高峰間の岳（ 3189 m ）に源を発し、穿入蛇行をしながら地質構造に適応して流れる。上・中流部で河道は著しく東偏し、源流部から井川までは、河道は峡谷部と比較的兩岸の開けた部分を繰り返す。この間、支谷赤石沢は、樺島付近で河道を直角に曲げ、本流とともに鳥森山付近に特異な水系パターンを呈する。井川から奥泉にかけては穿入蛇行が著しく、環流丘陵も多く見られる。また、この区間は、大部分峡谷をなしており、特に井川から長島にかけては接阻峡と呼ばれ、溪谷美で知られている。

土本では、大井川最大の支流寸又川（ 244 km^2 ）を合わせ、千頭を過ぎるところから蛇行の波長が大きくなる。また、河幅は広がり、兩岸の開けた床谷をなし、現河床との比高 $30 \sim 50 \text{ m}$ の段丘が目立ってくる。この段丘上には集落が発達し、このあたりで流路はいくぶん西偏するようになる。

神座を過ぎて河道は南東に向きをかえ、河幅を急拡させながら大井川扇状地に出る。扇状地では、河川改修により固定された河道を下流駿河湾に注ぐ。間の岳源流と河口までの直線距離は 96 km であるが、著しい蛇行のため本流の河道長は約 2 倍の 180 km におよぶ。

気象的には年間降水量の多いのが特徴的である。すなわち、上流域で 3000 mm 程度、下流平野部でも 2000 mm を越し⁵⁶⁾、日本の多雨地帯の一つになっている。この降雨条件は、地形、地質条

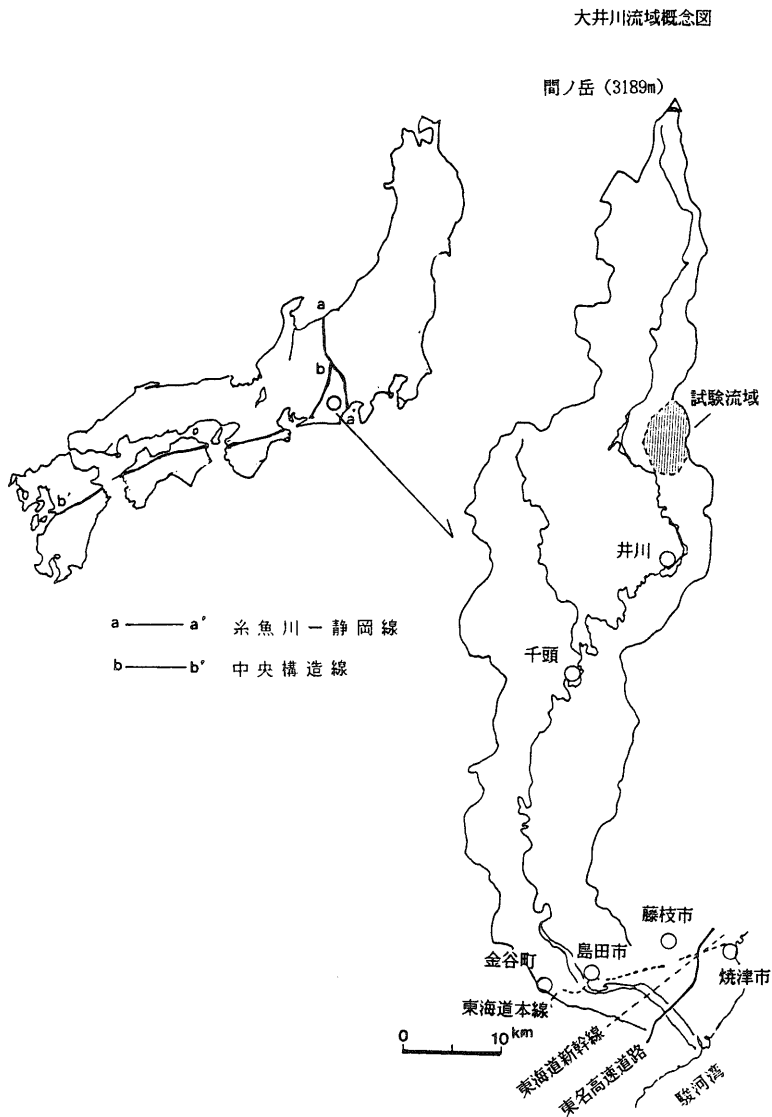


図 1-2. 研究対象流域

Fig. 1-2. Location of the investigated basin.

件と相まって大井川流域の土砂の生産・流出を活発なものとさせている。

以上のように見てくると、大井川流域が、いかに破碎帯流域の特徴を典型的に持った流域であるかがわかる。

(2) 土地利用と災害

先に述べた自然的条件のため、大井川は江戸時代より“暴れ川”として有名で、東海道第一の難所であった。これは、「箱根八里は馬でも越すが、越すに越されぬ大井川」と馬子歌にも唄わ

れるほどであった。

ここでは、江戸時代まで遡って、大井川流域の社会史と自然史の変遷を見てみることにする。

本格的な土地利用の歴史は、江戸期に入ってからであり、下流扇状地の新田開発という形で始められた。また、幕府によって東海道の宿駅に指定された島田・金谷は、この区間以外の舟運、架橋、徒渉を禁じた幕府の政策により宿駅として大いに繁栄した^{4,5)}。これらの土地利用に対応して治水事業も進められたが、土地利用の進展はまた災害をも多発させることになった。水害は、記録されたものだけでも徳川期267年間に56回に及んでいる⁶³⁾。上流山間部は、峡谷をなすという地形的条件と幕府が河川統制を行ったという理由により、同じ流域にありながら下流平野部と全く隔絶した閉鎖的・孤立的な社会を形成していた。この山間部は、森林資源に恵まれており、本来林業的な土地利用が進められてもおかしくはなかったが、幕府の天領であったため、地元民による用材生産は禁止され、土地利用といえば自給的な焼畑が行われるに過ぎなかった。なお、例外的な用材生産として、御用材の伐出があった。伐出された用材は、これもまた例外的に河川統制下にあった大井川を管流して搬出された。これを請け負ったのは地元民ではなく、紀国屋文佐衛門等の幕府の御用商人達であった⁴⁾。

ところで、上流山間部が完全に孤立していたかという点、そうではなかった。最北端の村落井川は、峠を越えて安部川流域を通り駿府に至る交通路を持っていたし、川根地区も峠を越える横断型の交通路を持っていた(図1-3)。しかし、いずれの交通路も標高差の大きい峠を越えねばならず容易な交通路ではなかった。このような、いわば変則的な交通路を取らざるを得なかったところに、明治以前の大井川流域の持つ自然史と社会史の絡み合いが端的にあらわれていると言っていることができる。

明治期に入り、河川統制は解かれ、平野部と山間部は舟運によって結びつくように

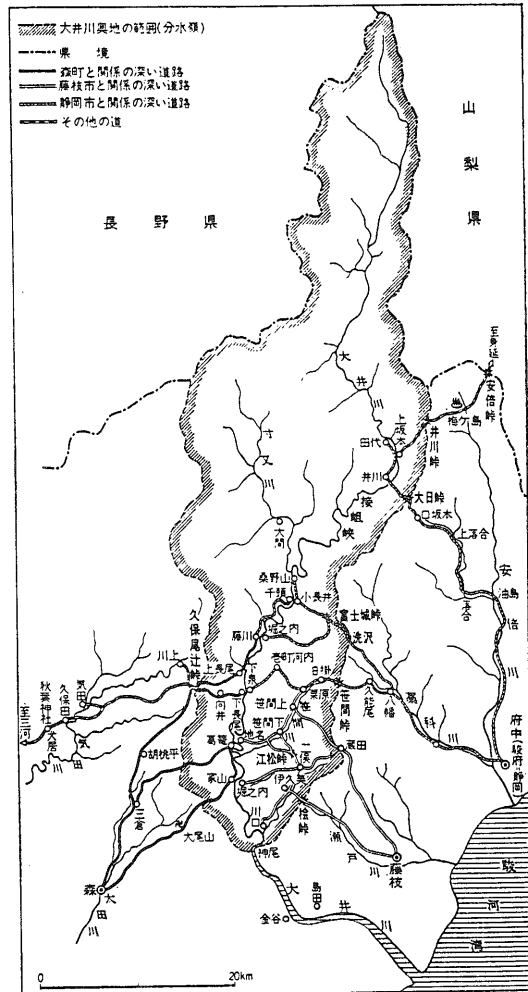


図1-3. 大井川流域の江戸時代の交通路
日本地誌11²⁾による

Fig. 1-3. Traffic routes of the Oi River basin in the Edo era (from Aono, T. et al. (1973)).

なった。これによって、川根地区ではその隔絶性は徐々に薄れ、商圈も大井川に沿って拡大していった。しかし、深い峡谷接阻峡に舟運を阻まれた上流井川地区は、昭和 20 年代後半に電源開発がこの地区に及ぶまで取り残されることになる。また、天領という束縛から解放された山間部では、寸又川流域は御料林（のちの国有林）として、本流源流部は会社有林（大倉山林のちの東海パルプ）として、林業的土地利用が開始されるようになった。ここで伐採された木材は大井川を使って下流平野部に流送され、島田は木材の集散加工地として大井川流域の中心都市へと発展していった。一方、水利事業・治水事業の進歩により、平野部での農業的土地利用も一層進展していった。大井川は、この時期に入ってようやく、流域住民の生活にとって欠くことのできない身近な存在となっていった。

大正・昭和と時代の進展にともない、林業的土地利用も農業的土地利用も一層進展はしたが、大井川との結びつきに関しては基本的にそれほど大きな変化はなかった。大井川流域に画期的な変化をもたらしたのは、昭和 10 年代からはじめられ 20 年代に入ってから本格的になった電源開発事業であった。貯水ダムの建設は、自然的な面で言えば川としての連続性を人工的に分断することであり、大井川自体を一部改変するものであった。社会的な面では、ダム建設および関連事業による労働力需要の増大、人的交流の増大などがこれまでの隔絶した山村社会を大きく変容させることになった。そしてこれに果たした道路の新設あるいは整備の影響は計り知れないものがある。先に述べた井川地区は、この典型であって、井川ダム建設を契機として大きな変貌を遂げることになった。また、ダム建設は潜在的な観光資源の開発も促進させることになった。それに、ダム湖自身が一つの観光資源でもあった。山間奥地に建設された道路は、従来一部の人々のものでしかなかった南アルプスの自然景観を、一般の人々のものとする役割をも果たしたのである。ここに来て、農林業的土地利用が主であった山間部にも観光という新しい波が押し寄せ、土地利用も多面化してきたのである。下流平野部では、島田市で木材、紙パルプ、繊維を中心とする軽工業化が進み、上流山間部で生産された電力はここでももちろん消費された。しかし、大部分は沼津、富士、清水、静岡、浜松に至る東海工業地帯で消費され、第 2 次世界大戦後のこの地帯の工業生産の増大を支えてきたのである。

それでは、このような明治以来の土地利用の進展に対して、災害はどのような様相を見せたであろうか。静岡県異常気象災害史⁸²⁾によれば、明治 13 年から昭和 30 年までの大井川の災害の記述は、ほとんど破堤による浸水被害あるいは橋（橋脚）の流失であり、この 43 年間に 15 回の洪水被害が記録されている。これに対して昭和 30 年以降は、土砂崩れ被害の記述が多くなり、浸水被害の記述は本流筋ではほとんど見られなくなってくる。これは、治水事業の進展あるいは土木技術の進歩を反映したものであるが、上流に建設された貯水ダムによる洪水調節の影響も見逃すことはできない。また、土砂災害の増大は、昭和 30 年代以降の土地利用の濃密化を反映したものともみることができる。

以上のように、江戸期の大井川流域の土地利用は、基本的には地形的条件と幕府の大井川政策と

いう二つの要因に規定され展開してきたと考えることができる。また、明治期に入り、幕府の政策の直接的影響は当然なくなった。これに替わり新たに土地利用に大きな影響力を持つようになったのは、昭和20年代に入ってから本格的になった電源開発事業である。これは、土地利用だけでなく他の面にも大きな影響を与え、今日の大井川を考える際に、避けて通ることのできない重要な要素となっている。すなわち、大井川に築設された10ヶ所の貯水ダムは、多くの恩恵を与えたが、一方でまた多くの損失ももたらしたのである。

2) 試験流域

(1) 流域の特性

試験流域に設定した東河内は、北端に位置する最高峰青雫山(2406m)から本流合流点(770m)まで標高差1640mを、直線距離7.5kmで南下する急峻な流域である(図1-4)。流域面

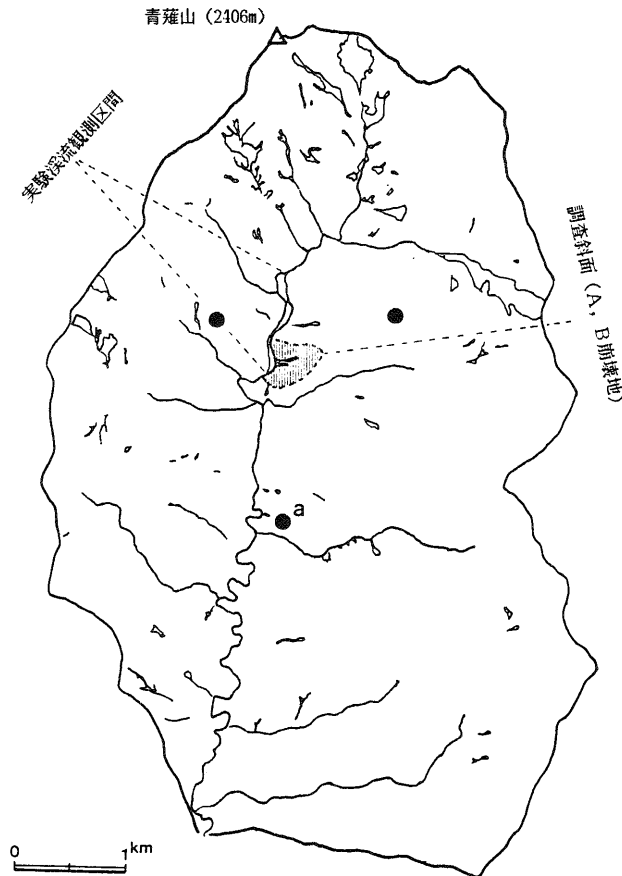


図1-4. 試験流域

Fig. 1-4. Outline of the experimental basin.

● Rain gauge (a : Sannosawa)

△ Landslide scars (data from SUIRIKAGAKU
KENKYUSYO (1967))

積は27.6km²，流域の平均傾斜は37.4°である。地質は，四万十層群の頁岩，砂岩が互層し，フォッサマグナ形成にともなう横引きずりにより破碎されている。崩壊地は，図1－4に見られるように極めて多く，数ha以上の大規模なものも5つある。崩壊面積率は全体で2.9％であるが，後述の実験溪流観測区間の上流域（7.7km²）では，7.6％におよぶ。気候は，図1－5に示すとおりで，月平均気温をみると，最低は1月の－0.3℃，最高は8月の20.1℃で，年平均気温は9.8℃である。降雨量は，観測期間の4～12月までの合計が2590mmで，8～9月の台風期に最も多く，ついで6～7月の梅雨期に多い。植生は，山地帯でブナ，ミズナラ，イタヤカエデ，サワグルミ，カツラなどの広葉樹林となり，亜高山帯でコメツガ，シラベ，トウヒ，カラマツなどの針葉樹にダケカンバなどの広葉樹が混交する。しかし，演習林設定以前に，利用可能立木の皆伐が行われ，原生状態は破壊され二次林となっている。土地利用は，流域内の中上流域17.6km²が，1962年に筑波大学農林技術センター井川演習林（当時東京教育大学農学部附属井川演習林）として設定されており，山地帯ではカラマツ，ヒノキ，スギの造林が行われ，亜高山帯では天然更新による施業が計画されている。

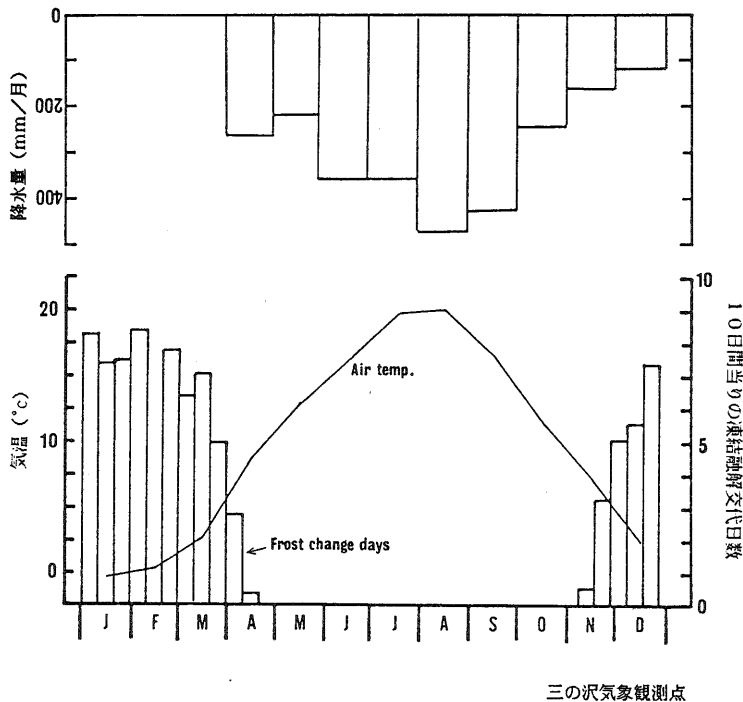


図1－5. 試験流域の気候

Fig. 1-5. Climate of the experimental basin.

(2) 溪流形態

図1－6は，試験流域内にある実験溪流の平面形態を示したもので，1970年林野庁撮影の空

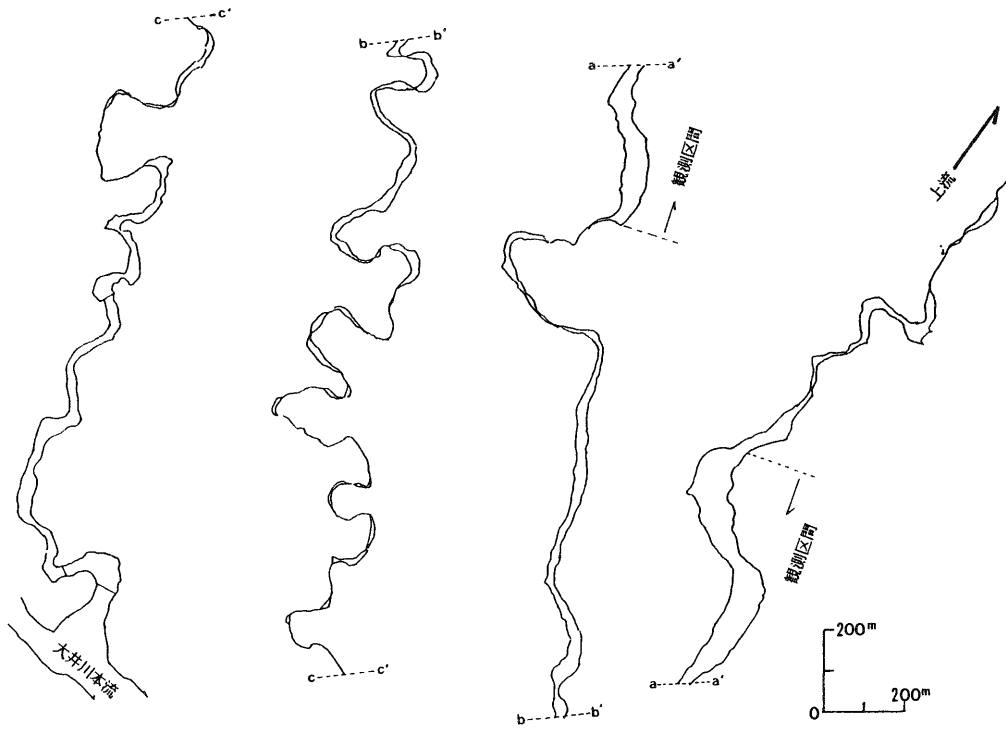


図1-6. 実験溪流の平面形態

Fig. 1-6. The plane shape of the experimental torrent.

中写真(山-588)を筆者がステレオメトログラフを使って図化したものである。図1-6を見ると大井川本流と同様、蛇行が著しく、また谷幅変化も著しいことがわかる。図1-7は縦断面図で、溪床勾配は上、中、下流部でそれぞれ1/10, 1/20, 1/30 となっている。流域内には、東京営林局の直轄治山事業により下流から治山ダムが築設されているが、最も近いものでも観測区間(0測線)から約2.5 km下流にあり、観測区間に対する影響は見られない。なお、1985年に下流1.4 km地点に新たな治山ダムが築設されつつある。

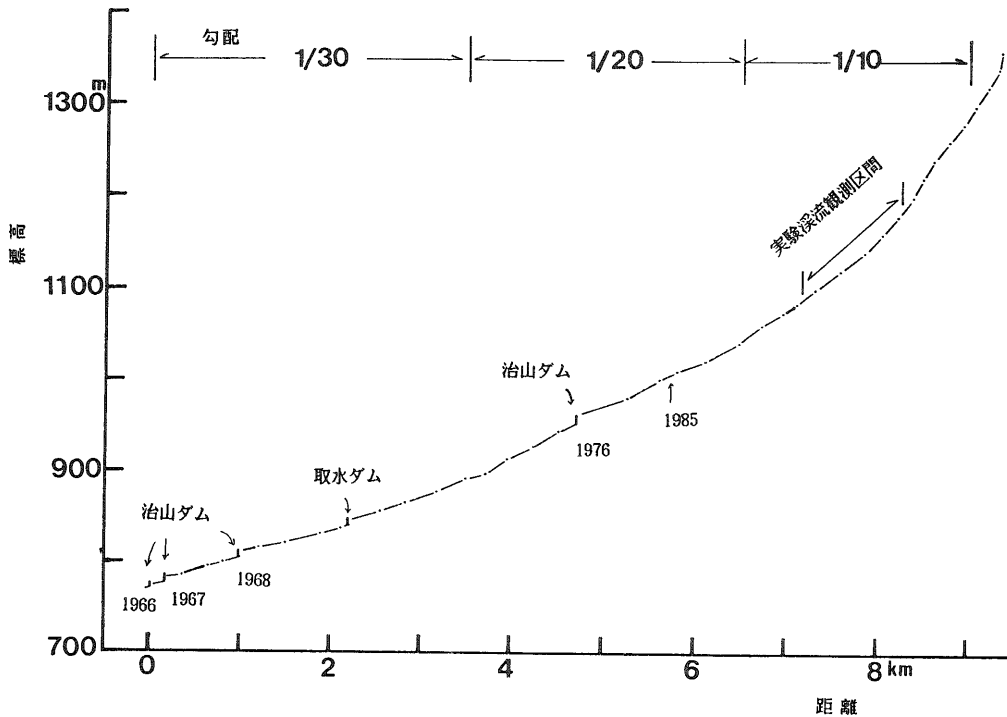


図 1-7. 実験溪流の縦断面形

Fig. 1-7. The channel bed profile of the experimental torrent.

(3) 実験溪流観測区間

観測区間は、実験溪流上部に位置する最大規模の拡幅部（図 1-6）であり、山腹をはじめとする上流からの生産土砂が、本格的に堆積することが可能な最初の空間である。観測区間長約 1.1 km，最大谷幅約 130 m で、下流は、谷幅が 10 数 m の岩盤の露出する基盤河道（bedrock channel）に接続している。観測区間は、4 測線および 7 測線を節点として流路変動（図 1-8）、縦断面形の変化（図 1-9）、谷蛇行の変化（図 1-10）が起きており、これによってⅠ、Ⅱ、Ⅲ区間に 3 分することが可能である³⁶⁾。節点となっている 4 測線および 7 測線の流路部分は岩盤が露出し、下流に接続する基盤河道と同様、非侵食面となっており、砂防学的には重要な意味をもっている。

観測区間およびその上流には、治山、砂防施設はなく、溪流本来の姿を観測できる。

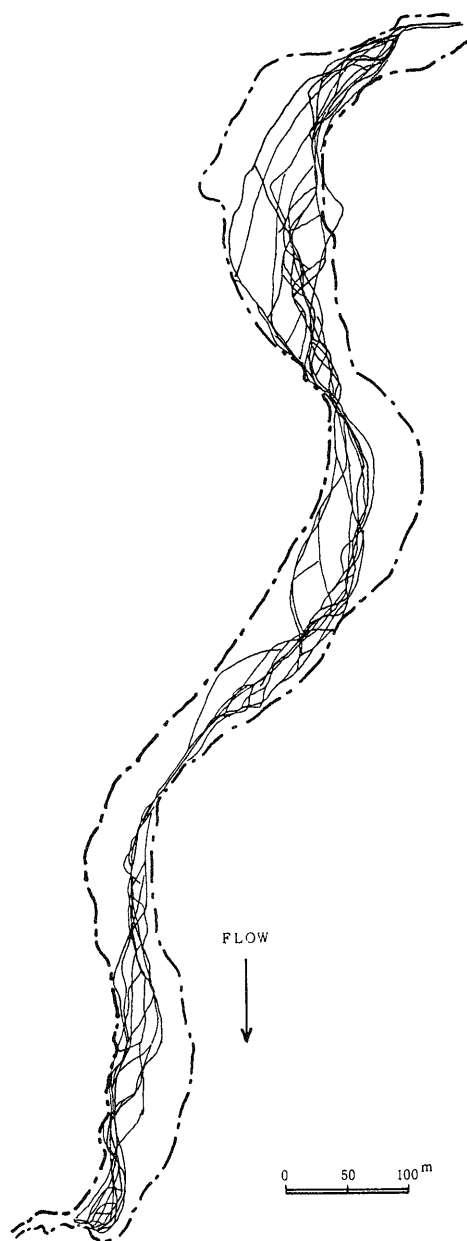


図1-8. 観測区間の流路の変動

Fig. 1-8 Changes of the talweg in the observation reach of the experimental torrent.

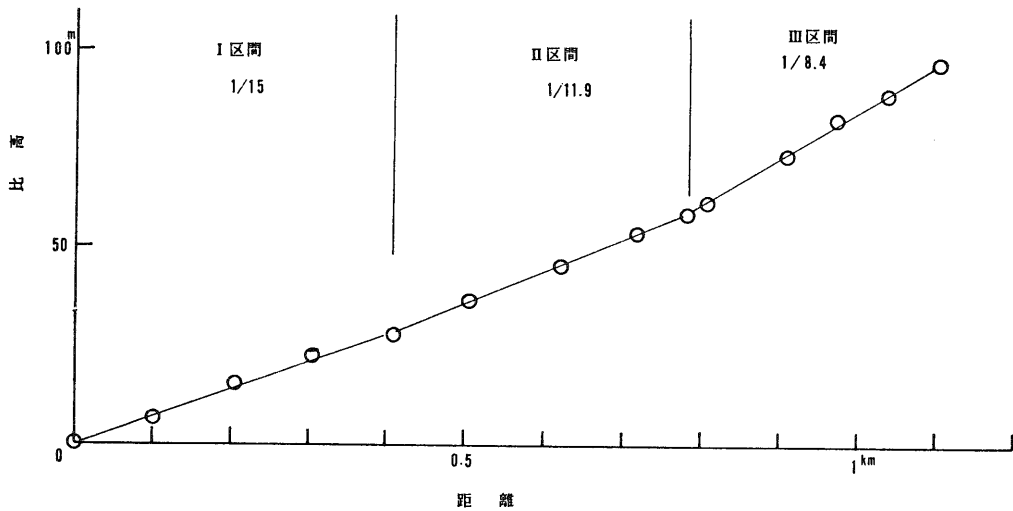


図 1-9. 観測区間の縦断面形

Fig. 1-9. The channel bed profile of the observation reach of the experimental torrent.

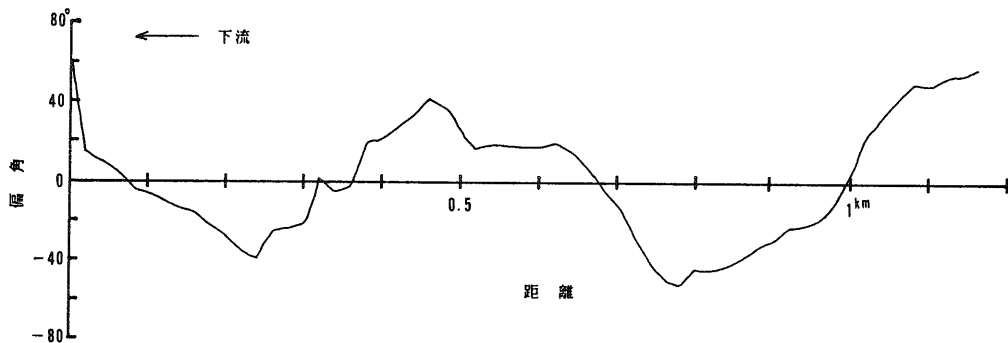


図 1-10. 観測区間の谷の蛇行

Fig. 1-10. Meander of the valley in the observation reach of the experimental torrent.

Ⅱ 全体流域における土砂移動

本章では、貯水池群を流出土砂を把握するための実験装置と考えることにより、大井川流域全体の土砂移動の特性を検討してみる。まず、本流に流入する支谷の流域場の特性を各支流域ごとのマップで表現し、つぎに、本流河道の形態的特性を明らかにする。そして、貯水池堆砂量を検討することによりダム地点までの流出土砂量を把握し、これによって巨視的にみた土砂の移動性

と堆積性を明らかにする。さらに、微細土砂の流出についての検討も行ってみる。

以上のような、土砂移動の実態把握の過程で、貯水ダムが河川に与えている影響もまた明らかにされる。

1. 場の条件

1) 流域条件

図2-1は、大井川山地部の支谷の位置図、図2-2は、支谷の諸条件を図化したものである。傾斜は、1/5万の地形図上に1cm間隔のグリッドを切ってホートン法によって求め、河川密度は、同図上で河川と表示されるものを使って算出した。崩壊地面積率、森林面積率、森林蓄積は、1975～1979年に東京営林局および静岡県によって作成された森林調査簿によって算出した。支谷河川の電気伝導度は、1980年7月15～17日に測定したものである。

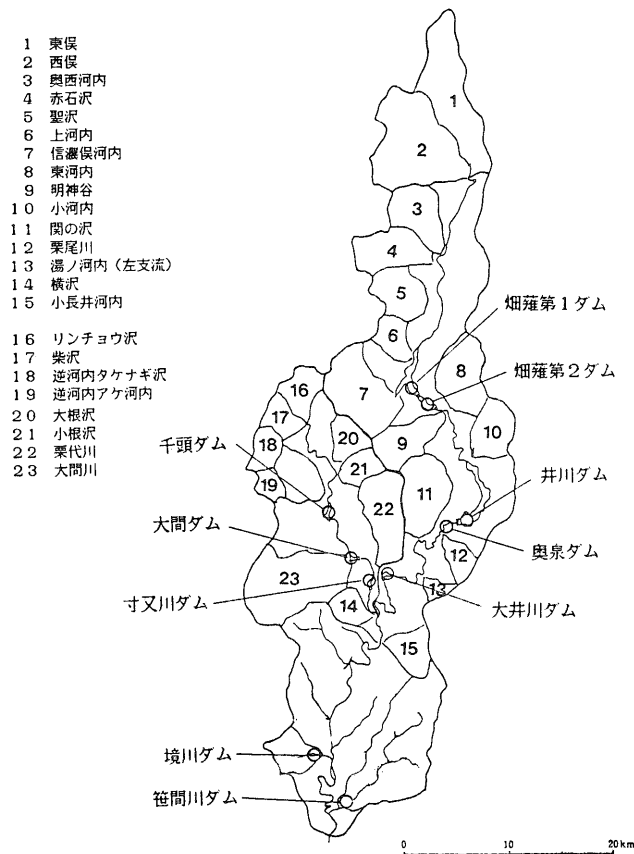


図2-1. 支谷および貯水池の位置

Fig. 2-1. Location of the subbasins and the reservoirs in the Oi River basin.

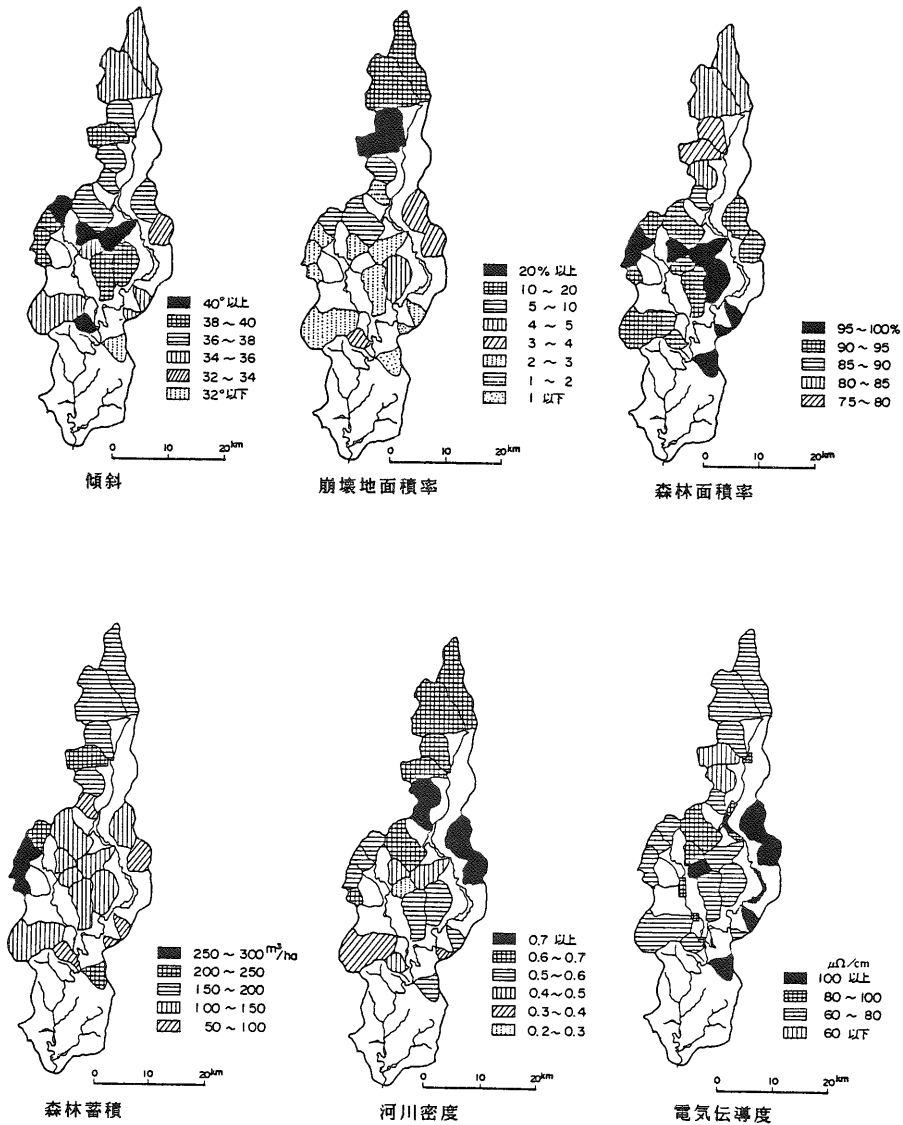


図 2-2. 支谷の流域諸条件

Fig. 2-2. Characteristics of the subbasins in the Oi River basin.

傾斜は、大井川本流と支流寸又川が平行して流下するその間に挟まれた支谷で急になっている。崩壊地面積率は、源流部の東俣から赤石沢にかけて 10 ~ 20 % 台と極めて大きな値をとるが、これは、崩壊地の中に植生限界以上の岩石地を含めたためであり、岩石地を除くと 3 ~ 7 % 台となる。いずれにしても、上流部で崩壊地が多い傾向にあることは間違いない。平均的には、数%の崩壊面積率ということになる。森林面積率は、ほとんどの支谷で 90 % 台であるが、源流部では植生限界以上の岩石地が存在するために 70 ~ 80 % となっている。しかし、ここの森林蓄積は

150～200 m³/haであり、平均的な蓄積を持っている。河川密度は、上流部で高い傾向がみられる。電気伝導度は、流水中のイオン濃度を表しており、この値は、地下での滞留時間の一つの指標になる。電気伝導度の分布をみると、東河内から小長井河内にかかる東側山稜付近の支谷で100 $\mu\text{V}/\text{cm}$ 以上の高い値をとる。これは、この山稜の東側にはほぼ南北に走る笹山構造線との関係が推察され、東河内から小長井河内にかかる支谷は、かなり深くまで破碎されている可能性がある。なお、比較の意味で雨水の電気伝導度の測定結果の一例をあげると、実験溪流から直線距離で約14 km南に位置する井川西山平（1981年7月9日測定）で11 $\mu\text{V}/\text{cm}$ であり、溪流水に比べるとかなり小さい値である。

2) 河道条件

図2-3は大井川本流河道の河床縦断面、図2-4は河幅変化、図2-5は蛇行状況を示したものである³⁶⁾。貯水ダムは、畑薙第1、第2ダム、井川ダム、奥泉ダム、大井川ダムが本川河道に、千頭ダム、大間ダム、寸又川ダムが支川寸又川にそれぞれダム群として存在する。また、境川ダムは支川境川に、笹間川ダムは支川笹間川にそれぞれ単独で築設されている（図2-1）。表2-1は、ダムの規模を示したものである。

河床縦断面形（図2-3）、河幅変化（図2-4）をみると、いかに貯水ダムが河道の条件を大きく変更させているかがわかる。とくに、ダム高が100 mを越す畑薙第1ダム、井川ダム（表2-1）の影響が大きい。

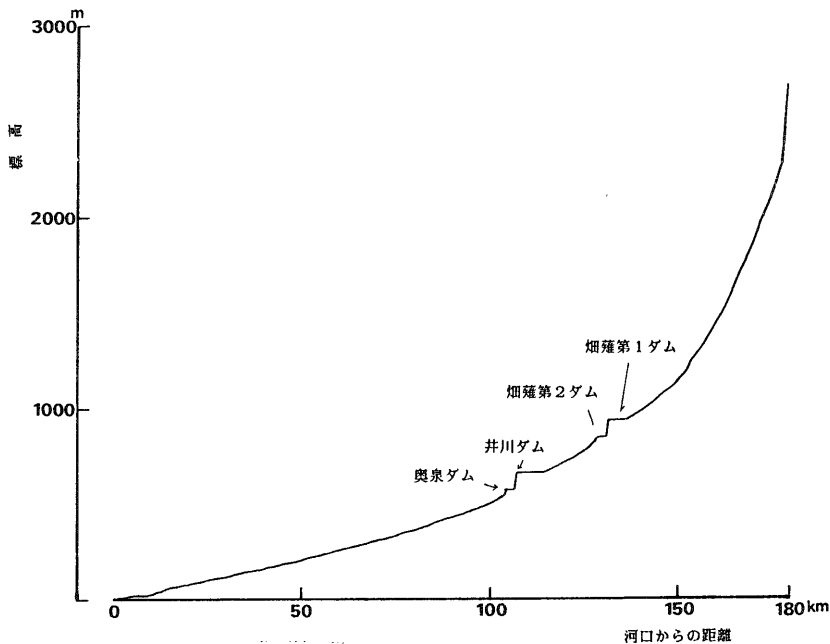


図2-3. 大井川本流の縦断面形

Fig. 2-3. The channel bed profile of the Oi River.

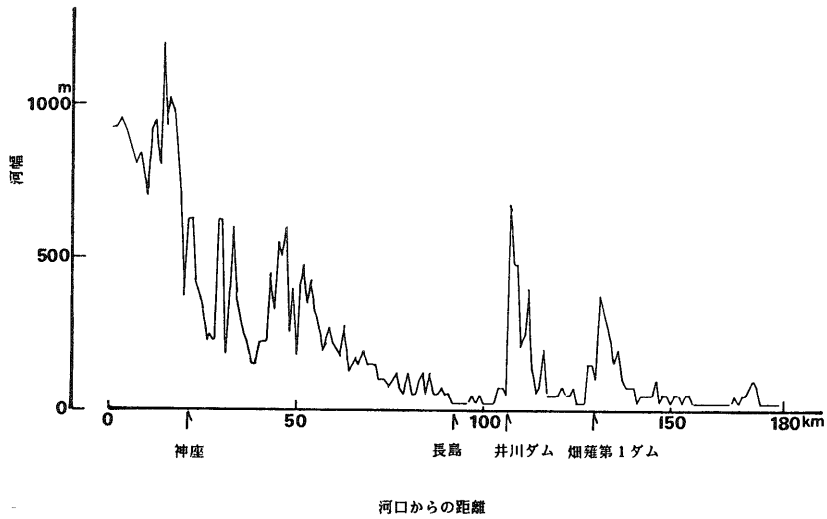


図 2-4. 大井川本流の河幅変化

Fig. 2-4. Changes of the channel width in the Oi River.

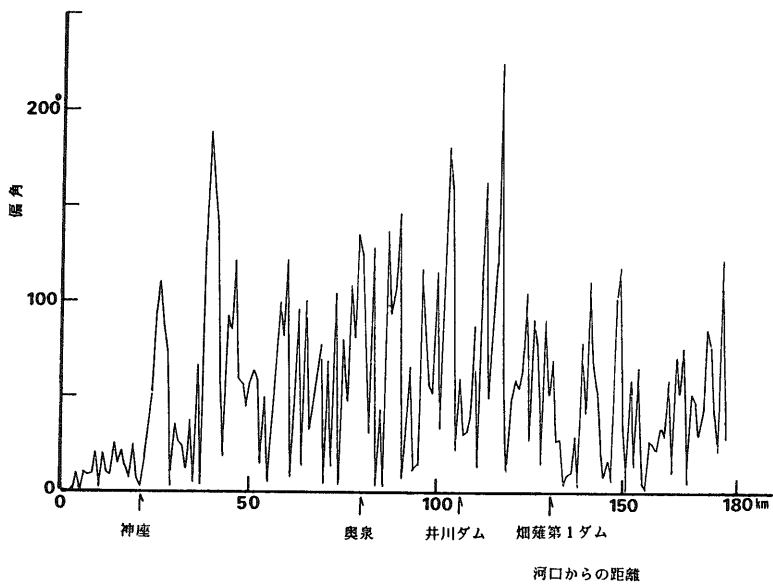


図 2-5. 大井川本流の蛇行

Fig. 2-5. Meander of the Oi River.

表2-1. 貯水池の規模

Table 2-1. Dimensions of the reservoirs.

ダム名	建設年 (年、月)	ダム高 (m)	総貯水容量(建設時) (10^3m^3)	流域面積 (km^2)
畑薙第1	1961, 7	125	107400	320
畑薙第2	1961, 7	69	11400	331
井川	1957, 7	103.6	150000	461
奥泉	1955, 12	44.5	3150	464
大井川	1936, 8	33.5	788	535
千頭	1935, 8	64	4950	131
大間	1938, 9	46	1519	200
寸又川	1936, 11	34.8	987	239
境川	1944, 2	34.2	1173	12
笹間川	1960, 9	46.3	6340	70

河床勾配は、河口から100, 150, 178kmにみられる遷移点によって、大局的には四分される。すなわち、平均勾配は、河口～100kmの間が $1/220$ 、100～150kmの間が $1/63$ 、150～178kmの間が $1/24$ 、178km以上が $1/4.7$ となる。なお、扇状地面の平均勾配は、およそ $1/500$ である⁴⁸⁾。

蛇行状況図(図2-5)をみると、奥泉(河口より80km)と河口より120km地点との間で蛇行が著しく、下流では石風呂(河口より41km)、神尾(河口より25km)付近に顕著な蛇行帯がみられる。神座から下流では、大井川は扇状地を流れるが、この区間の河道は河川改修により固定されている。

2. 流出土砂量

河道を流出してきた土砂は、貯水ダムにより、移動を阻止され、そこに堆積することになる。したがって、貯水池堆砂量を調べることににより、その地点の流出土砂量を推定することが可能になる。表2-2は各貯水池の堆砂状況で、1979年現在の全堆砂量 $Q_S(\text{m}^3)$ 、この Q_S を完成時の総貯水容量(C)で除した1979年現在の全堆砂率 $R_S(\%)$ 、年比堆砂量の平均である平均年比堆砂量 $q_S(\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year})$ をそのレンジとともに示してある。なお、上流に貯水池がある場合は、上流貯水池の堆砂量も合算して年比堆砂量を求めた。

表2-3は、年間の 1km^2 当りの流出土砂量の平均を示した平均年比流砂量である。これは、貯水池の土砂捕捉率の考慮および堆砂実態の検討を行い、貯水池堆砂量を流出土砂量に変換したものである³⁶⁾。なお、上流に貯水池がある場合は、上流貯水池の年流出土砂量も合算して年比流砂量をもとめた。

表2-3から、大井川流域の平均年比流砂量は、概略2千～6千($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$)の値を示すことがわかる。また、この平均年比流砂量を使って、最上流にあるダム地点の年間の流出土砂量を求めた。これによると、畑薙第1ダム地点で102万 m^3 (6～270万 m^3)、千頭ダム地点で39万 m^3 (5～71万 m^3)、境川ダム地点で6万 m^3 (0.2～28万 m^3)、笹間川ダム地点で17万 m^3 (0.1

表 2-2. 貯水池の堆砂指標

Table 2-2. Sediment indexes of the reservoirs.

貯水池	流域面積 (km ²)	総貯水容量 C (10 ³ m ³)	全堆砂量 Q _s (10 ³ m ³)	全堆砂率 R _s (%)	平均年比堆砂量 (レンジ) q _s (m ³ /km ² /year)	経過年数 (year)
畑薙第 1 ダム	320	107400	18898	17.6	3590(170~19700)	17.4
畑薙第 2 ダム	331	11400	3003	26.3	3980(480~23300)	18.5
井川ダム	461	150000	25813	17.2	6040(880~18100)	22.3
奥泉ダム	464	3150	1495	47.4	5870(880~18000)	23.9
大井川ダム	535	788	487	61.8	1750(20~8200)	43.3
境川ダム	12	1173	659	56.2	3430(120~15600)	35.8
笹間川ダム	70	6340	2409	38.0	1820(10~5600)	19.2
千頭ダム	131	4950	4832	97.6	1060(20~3500)	44.3
大間ダム	200	1519	1397	92.0	950(40~2500)	41.2
寸又川ダム	239	987	826	83.7	1110(50~2900)	43.0
全国平均				18.8	469	

1979年現在

表 2-3. 平均年比流砂量

Table 2-3. Specific sediment yield at each dam site.

貯水池	平均年比流砂量(レンジ) (m ³ /km ² /year)	平均年数
畑薙第 1 ダム	3190(200~8500)	15
畑薙第 2 ダム	3520(590~8400)	14
井川ダム	5700(2500~10800)	11
境川ダム	5320(190~23600)	27
笹間川ダム	2410(20~7700)	15
千頭ダム	2970(360~5400)	13

1979年現在

～5.4 万 m³)となる。これら年流出土砂量の値は、括弧で示したレンジにみられるように非常に大きな変動を含むことを忘れてはならない。

ところで、このような大井川流域の年流出土砂量の大きさは、全国的にみてどのような位置を占めるであろうか。大井川流域と全国平均の年比堆砂量を比較することにより検討してみた。全国平均の年比堆砂量は 470 (m³/km²/year)、わが国最大は黒部第 4 ダム（黒部川）で 7980 (m³/km²/year)²⁸⁾であり、大井川の年比堆砂量は、全国平均よりも 1 オーダー大きく、黒部川とほぼ匹敵するものである。したがって、年比流砂量もわが国で、第 1 位か第 2 位に位置する極めて大

きいものであることは明らかである。このため、大井川流域につくられた各貯水池の堆砂は、計画よりも早く進行し、全堆砂率 80 % を基準にとると千頭ダムで 19 年、大間ダムで 20 年、寸又川ダムで 8 年でこれに到達し、総貯水容量の比較的小さい貯水池では、本来の役割を短期間のうちに果たしえなくなっている。

ここで、再び貯水ダムに視点を移し、貯水ダムが大井川流域の土砂移動にどのような影響を及ぼしているか検討してみることにする。このため、大井川の河道条件を大きく変化させている畑薙第 1 ダム、井川ダム（表 2-1）を含む上流部を選び、そこでの平均的にみた年間の土砂収支を調べ、図 2-6 のような結果を得た³⁶⁾。図 2-6 で、 α はダム間河道堆積土砂量である。これがどのような値をとるか今のところ不明であるが、この区間の流入土砂量に比べると極めて小さいものである。いずれにせよ、井川ダム地点より上流の大井川流域では、少なくとも年間約 208 万 m^3 以上の土砂が生産・流出し、畑薙第 1 ダムをはじめとするダム区間に流入することになる。そのうち、約 192 万 m^3 が 3 つの貯水池に堆砂し、井川ダムから下流に流出する土砂量は、わずかに 16 万 m^3 である。この検討結果は、貯水ダムが下流への供給土砂をいかに多くカットしているか、その影響力の大きさを改めて確認させる。

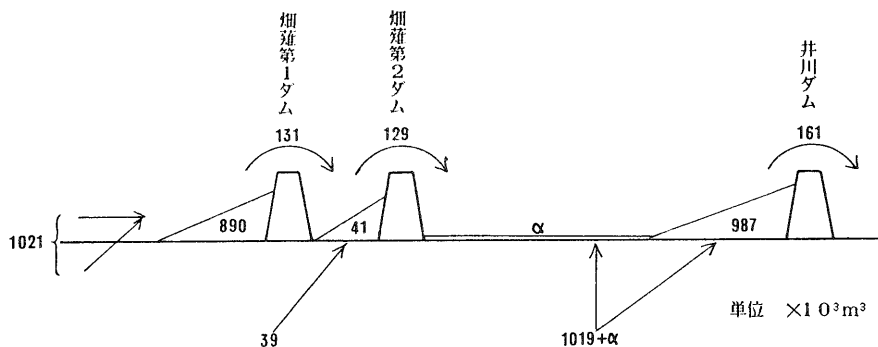


図 2-6. 大井川上流域の土砂収支

Fig. 2-6. Mean annual sediment budget in the upper basin of the Oi River.

3. 土砂の移動と降雨

図 2-7 は、本流量上部に位置する畑薙第 1 ダムの年比堆砂量と降雨量を示したものである。なお、この降雨量は畑薙第 1 ダム地点のもので、日降雨量 50 mm 以上の年合計値である。図 2-7 をみると、ダム築設の翌年、すなわち 1962 年の年比堆砂量がとびぬけて大きい値をとり、ダム築設にともなう不安定土砂が極めて大量に存在したことを示している。その後、1968 年までは、降雨が多ければ、比堆砂量も多いという対応関係がみられるが、1969 年以後は、全くみられなくなっている。このことは、ダム上流に移動可能な土砂が十分に存在する場合は、降雨（流量）と流出土砂量とにある程度対応があるが、存在しない場合は対応がないことを意味している。

破砕帯流域における荒廃溪流の動態に関する砂防学的研究（真板）

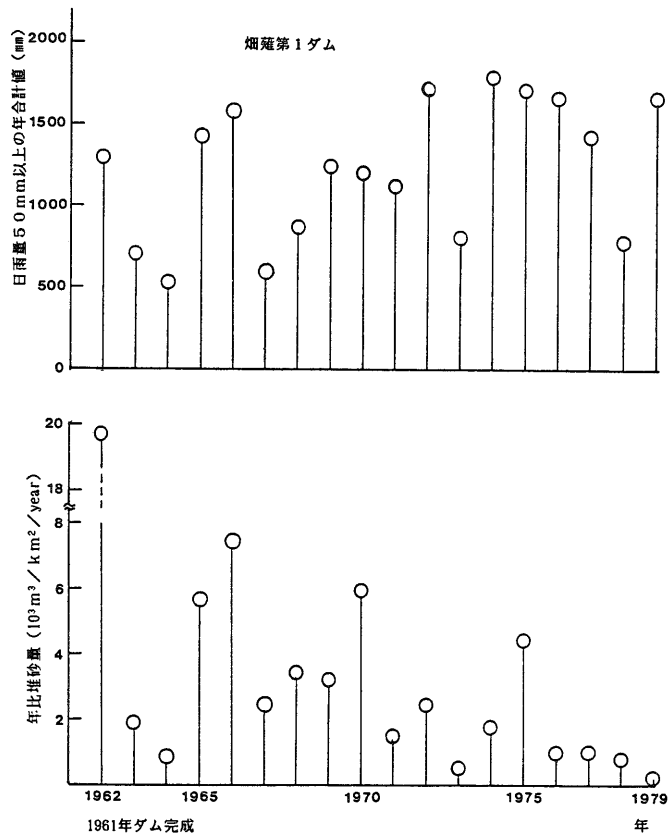


図 2-7. 降雨量と年比堆砂量

Fig. 2-7. Comparison of rainfall and volume of annual deposit per unit area in Hatanagi Reservoir (no. 1). This rainfall is the annual sum of a daily rainfall which exceeds 50 mm.

すなわち、降雨条件だけでは流出土砂量が決まらないことを物語っている。また、煙薙第1ダム、井川ダムの各貯水池における堆砂量の経年変化パターン（図2-8）は、それぞれ異なっており、ここでも降雨は、土砂の流出に必要な条件ではあるが、十分な条件ではないことを示している。これらのことから、流水とは異なった土砂移動の堆積性の特徴をみることができる。

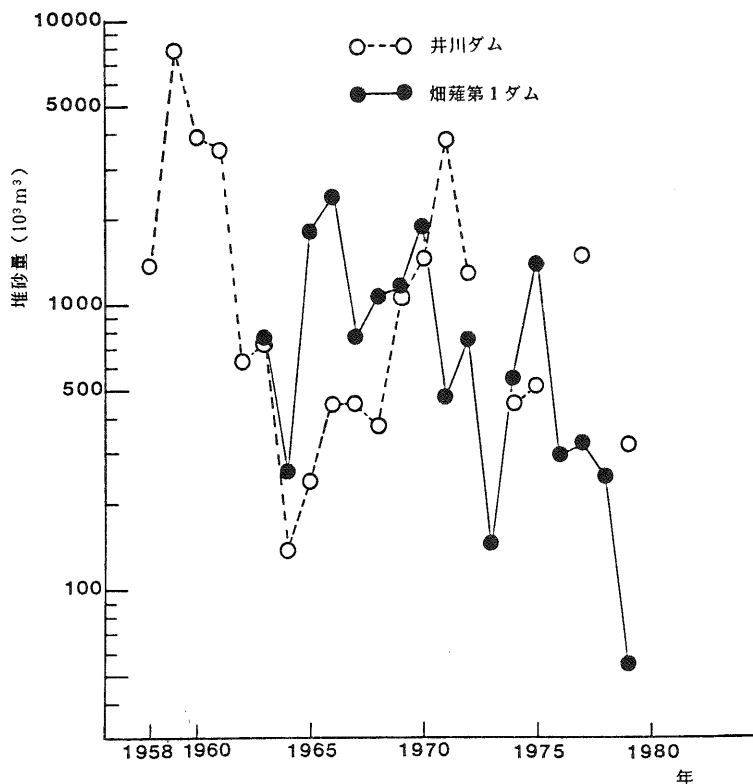


図2-8. 貯水池堆砂量の経年変化

Fig. 2-8. Annual changes of deposit volume in Hatanagi Reservoir (no. 1) and Ikawa Reservoir.

4. 微細土砂の流出

図2-9は、1980年7月15日から17日にかけての各支谷の河川濁度の調査結果である³⁵⁾。調査前後の降雨状況は、畑薙第1ダムから笹間川ダムに至る12のダム地点の降雨データを調べたもので、7月11日に日雨量30～80mm、12、13日と無降雨、14日に20～30mm、15日は無降雨、16、17日は若干の地点で数mmの降雨がみられたが、ほとんど無降雨とみてよい。このように、図2-9は特定の降雨条件のときの一つの例に過ぎないが、各支谷の微細土砂流出に対する特性を表しているとみることができる。大局的には、森林面積率が小さく崩壊地面積率が大きい(図2-2)源流部で高い濁度を示し、この部分からの微細土砂の流出が活発なことを示唆している。このことは、重回帰分析およびパス解析によって、より明瞭になった⁴⁰⁾。すなわち、崩壊地面積率、流域面積、流域平均傾斜、エロンゲーション比、河川密度、森林面積率、森林蓄積、林齢構成の8因子のうち、つぎにあげる4因子が選ばれ、濁度に最も影響を与えているのは流域面積、ついで流域面積の1/3程度の影響度合で流域平均傾斜および崩壊地面積

率，そして流域面積の $1/4 \sim 1/5$ の影響度
合で森林蓄積ということになった。なお，流
域面積，崩壊地面積率が大きくなれば，濁度
が大きくなり，流域平均傾斜，森林蓄積が大
きくなれば，濁度が少さくなるという関係に
ある。この検討で興味深いのは，濁度に対す
る重要な因子として森林面積率と同じ内容を
示すとされた崩壊地面積率（濁度に対する効
き方は逆）および森林蓄積がとりあげられた
ことである。このことは，人間が改変可能な
森林の状況が，微細土砂流出と密接な関係に
あることを物語っており，この流出を減少さ
せる可能性を示している。

一方、貯水ダムが微細土砂流出にどのような影響をあたえているかも調べた³⁵⁾。図2-10はその結果で、畑薙第1ダム、井川ダムの各貯水池と本流河川（畑薙第1ダム上流）の濁度の経年変化を示してある。図2-10をみると、源流部の本流河川の濁りは通常数ppmであるが、降雨時には100ppmを越すような濁りになることがあり、河川の濁度は降雨に敏感に反応することを示している。これに対して貯水池では、濁水が滞留するため本流河川ほど敏感に反応していない。これは、貯水池が高濁度の河川水を緩和して下流に流すという役割を果たしていることを意味している。

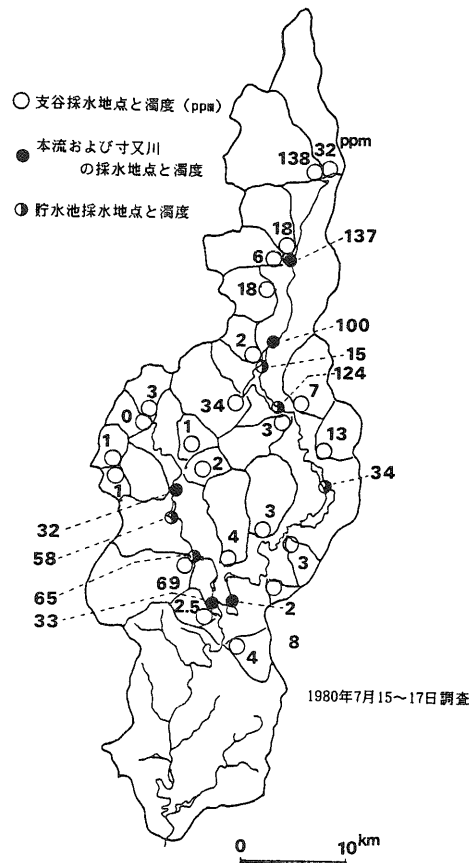


図 2-9. 大井川流域各地点の濁度

Fig. 2-9. Water turbidity of each site in the Oi River basin (July 15-17, 1980).

- ☐ tributary
☒ the main river and the Sumata River
☐ reservoir

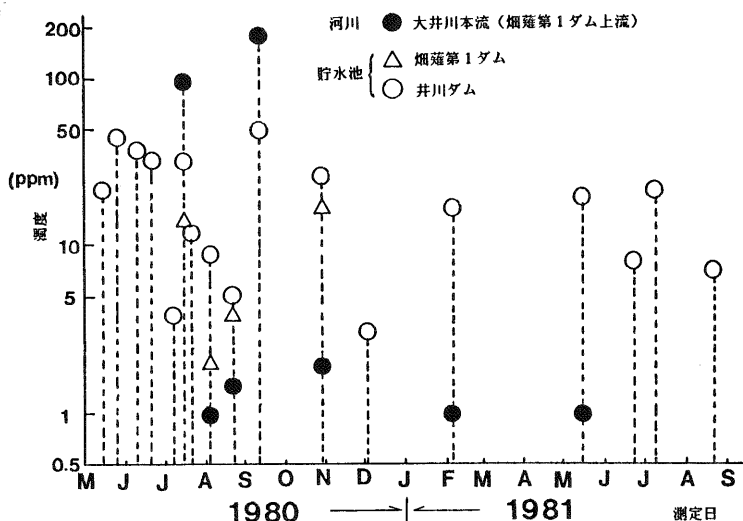


図2-10. 河川と貯水池の濁度変化

Fig. 2-10. Changes of water turbidity in the river and the reservoirs.

- upper reach of Hatanagi Reservoir (no. 1)
- △ Hatanagi Reservoir (no. 1)
- Ikawa Reservoir

Ⅲ 溪床における土砂移動の実態

Ⅱ章での検討から、大井川が、わが国でも有数な土砂の生産、流出の活発な流域であることが明らかになった。また、流出土砂量の検討の中で、流水とは異なる土砂移動現象の移動性・堆積性の特徴が見いだされた。すなわち、降雨（流量）規模と土砂の生産、流出の規模が、必ずしも対応しないということである。そして、これには、移動可能土砂の量とその分布状態が重要な意味を持つことが示唆された。

本章では、流域全体という巨視的な立場から得られたこの土砂移動現象の特徴が、どのような機構によるものかを検討するため、溪床における土砂移動の実態を把握することにした。

1. 測定方法

溪床の形態的变化および量的変化を把握するため、洪水によって溪床変動が起こるたびごとに平板測量と縦・横断水準測量を行うことを原則とした。しかし、測量のための労力と時間には限りがあり、全ての溪床変動に対して平板測量と縦・横断測量を実施することは困難であった。そこで、量的把握を第一と考え、縦・横断測量については毎回必ず実施することにしたが、平板測量については一部実施できないものもあった。

横断測量は、観測区間に設けた22の横断測線で行った（図3-1）。横断測線は約50m間

隔に設けることを原則とし、さらに幅変化部には補助測線を設けた。なお、第一回目の測量時（1980年7月）は測線の基本間隔が100mであったので、測線数は14であった。水準測量の精度は、左右両岸に固定した横断基準点でチェックすることにし、前回の測定値と数cm以上の差があった場合は、再測することにした。しかし、ほとんどの場合その差は1cm以内であり、測定による誤差は余り問題にならなかった。これよりも問題は、横断変化点の取り方であった。各溪床変動に対していかに同じ基準で変化点を取るかに特に注意を払った。溪床堆積物が細粒である場合は変化点が明瞭でありそれほど問題はないが、流路に近く粗粒になると変化点の取り方は難しく、特に注意する必要があった。こんな場合には横断変化点をマーキングし、この付近が変動しない限りはいつもこれを測定することにした。

測量を実施するか否かは、溪床変動が起こったか否かの判定にかかわっており、その判定が重要になる。大規模な溪床変動の場合は一見して明らかであり、その判定に困ることはないが、小規模な場合は、その判定は意外と困難である。そこで、この判定を確実なものとするため、ライン法と称する方法を採用することにした。ライン法とは、実際の溪床の横断測線上にカラスプレーでラインを引き、そのラインが消えたか否かによって溪床変動発生の有無を判定するものである。

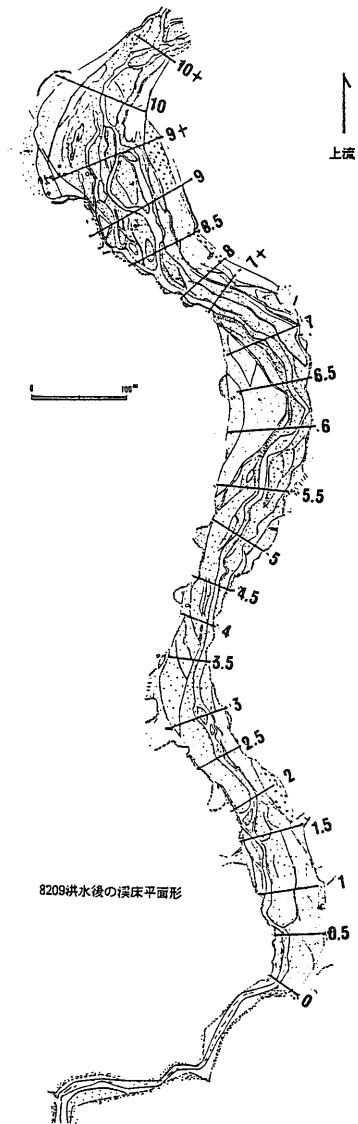


図3-1. 横断測量の測線位置

Fig. 3-1. Lines of cross sectioning.

2. 縦・横断面形の変化

表3-1は、上述の方法によって確認された溪床変動とそれを測量した時期を示したものである。1979年から1985年にかけて9回の溪床変動が発生したことがわかる。なお、表中では洪水名（溪床変動名）を西暦の後二桁と月を併せて四桁で表現している。以後、洪水名（溪床変動名）はこのように略記する。

表3-1. 溪床変動の発生時期

Table 3-1. The occurrence periods of riverbed variation. A period of a continuous rainfall is defined as an occurrence period of riverbed variation.

洪水名	溪床変動の発生時期*	測量の時期	備考
7910	1979.10.18~19	1980.5.12~15	台風20号
8009	1980.9.10~12	1980.10.2~5	台風13号
8108	1981.8.22~23	1981.10.3~6	台風15号
8208	1982.8.1~3	1982.8.23~26	台風10号
8209	1982.9.10~12	1982.9.23~26	台風18号
8305	1983.5.15~16	1983.6.21~23	前線
8308	1983.8.15~17	1983.8.29~31	台風5号
8309	1983.9.27~28	1983.10.28~29	台風10号
8506	1985.6.29~7.1	1985.7.9~11	台風6号

* 一連続降雨の降雨期間をもって溪床変動の発生時期とした。

図3-2は、降雨量（三の沢観測点、前図1-4）と溪床変動の発生との対応を示したもので、日雨量分布と溪床変動が起こった際の一連続雨量および最大時間雨量（括弧をつけて）を示したものである。東河内実験溪流では、日雨量がほぼ150mm、一連続雨量がほぼ200mm、最大時間雨量が20~30mmを越えると土砂移動が発生することがわかる。岩井法²⁰⁾によって、この降雨の生起確率を計算すると、1.3~1.5年確率の降雨となった。

図3-3は、各洪水による縦断面形（谷底線）の変化を示したものである。図中、実線は各洪水によって形成された谷底線で、変化の様子が良くわかるように8009洪水による谷底線を破線で対比してある。また、8208洪水はⅠ、Ⅱに分けている。8208Ⅰは、8208洪水時の最高堆積面に流路の掘れ込みが起こる前の縦断面形を復元したもので、8月後半（23~26日）の測量による横断面図の流路部分を埋め戻すことによって推定したものである。これは、10号台風直後の8月4日の観察“水は横方向に拡散して流れ、その中を大礫、巨礫が各個に移動していた。また、流路部分の掘れ込みはそれほど進んでいなかった。”に基づいている。なお、8208Ⅱは、8月後半の測量によって得られた谷底線である。図3-3をみると、8208洪水によって数mから約8mにわたって溪床が上昇した様子が良くわかる。しかし、はやくもこの洪水の減水によって、2測線から下流、9測線から上流の谷底線はほとんどもとに戻っている。つぎの8209洪水では、さらにもとの谷底線に近づきつつあるが、2.5測線から7+測線にかけては、まだ1~2m高い位置にある。しかし、この区間も8305洪水によって6測線から7+測線の部分以外は、ほとんどもとの位置に戻ってしまった。8308洪水では、この部分も元に戻り、全体の谷底線がほとんど元に戻ったことになった。その後の8309、8506洪水では、谷底線にそれほど大きな変化はみられない。以上のように8208洪水によって上昇した溪床も、谷底線についてみれば、極めて速くもとの位置に戻ろうとする傾向があることがわかる。

破碎帯流域における荒廃溪流の動態に関する砂防学的研究（真板）

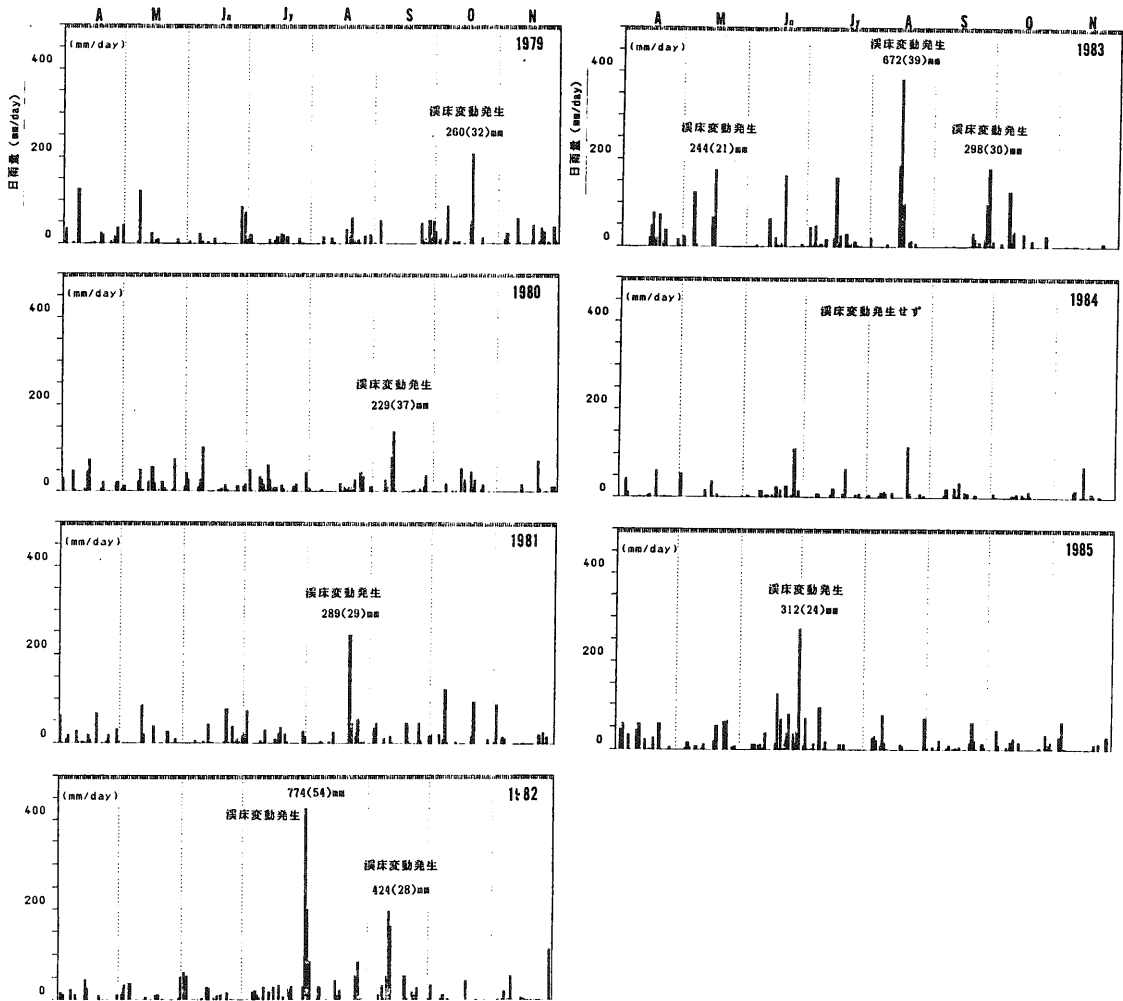


図3-2. 降雨量と溪床変動の発生

Fig.3-2. Relation between rainfall and the occurrence of riverbed variation. Numbers in this figure show a continuous rainfall and the maximum rainfall of an hour of the flood time when riverbed variation occurred. A:April, M:May, Jn: June, Jy: July, A:August, S:September, O:October, N:November

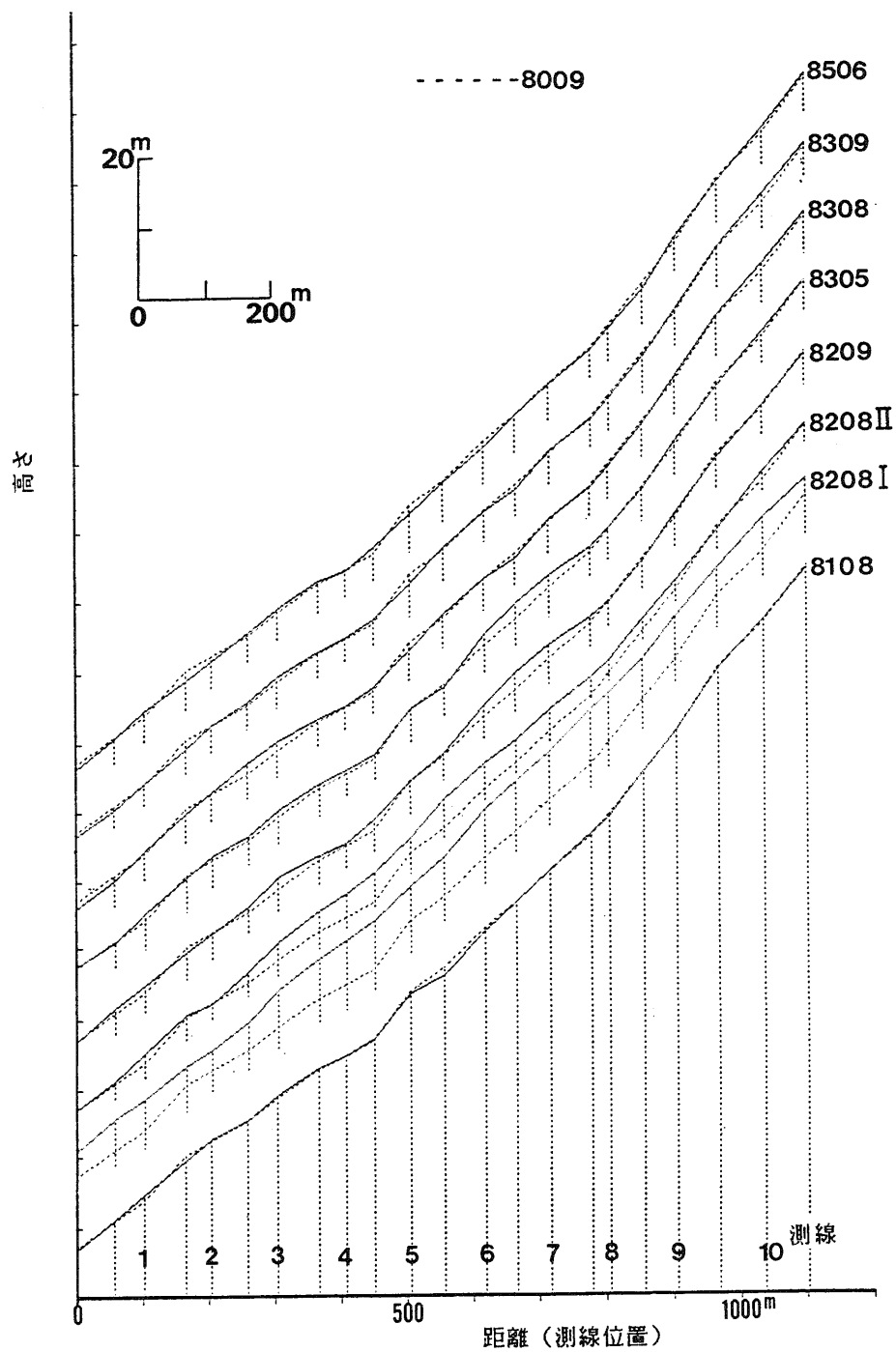


図3-3. 縦断面形(谷底線)の変化

Fig.3-3. Changes of the lowest channel bed profile.

図3-4は、各洪水による横断面形の変化の一部を示したものである。図3-3と同様8208洪水は、Ⅰ，Ⅱに分けている。図中、左側の太線は測量時の流路部分を示している。8208洪水の堆積によって流路位置が大きく変動し、横断面形も大きく変化しているのがわかる。また、その後の洪水では、流路位置および流路付近の横断面形も元に戻ろうとする傾向がみられる。特に、3.5 測線から9 測線にかけてこの傾向が著しい。しかし、その戻り方の速さは、それぞれの断面

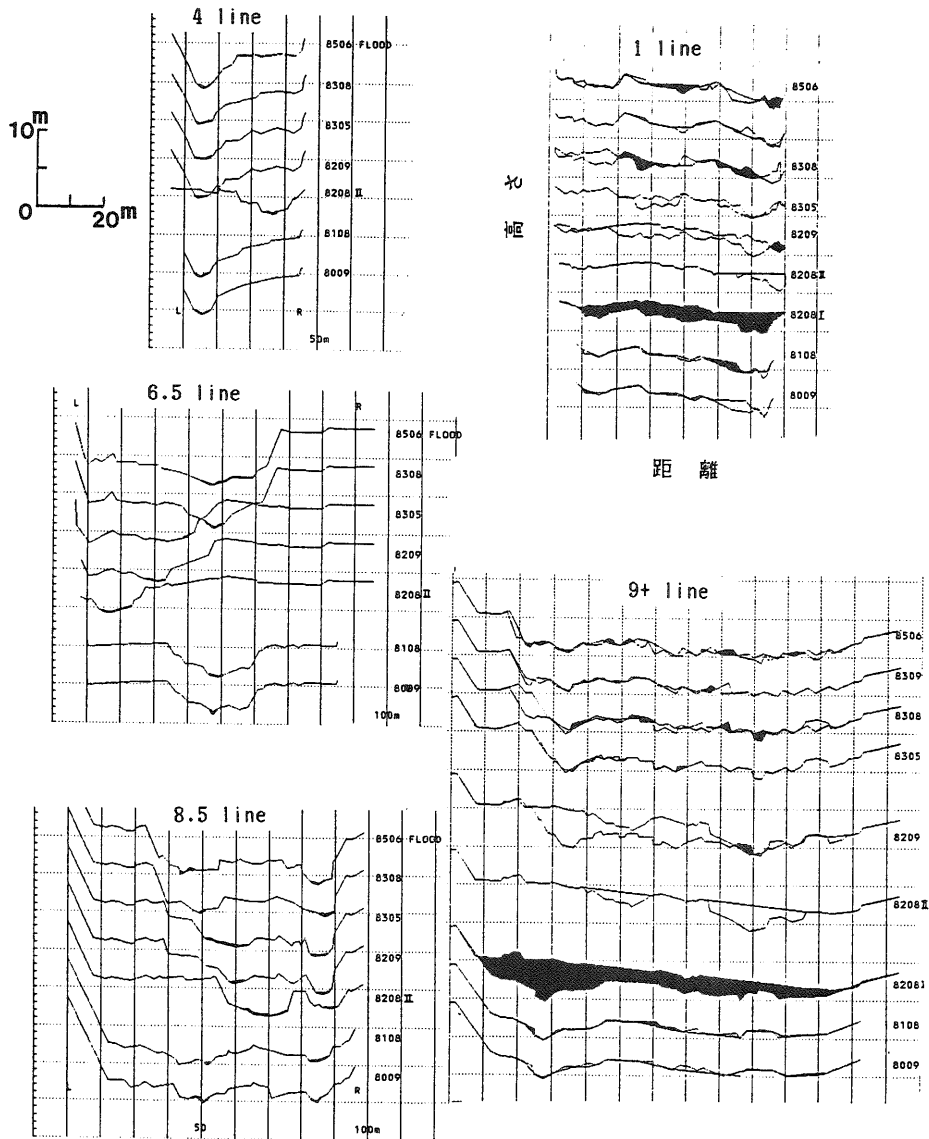


図3-4. 横断面形の変化

Fig.3-4. Changes of cross sectional shapes.

によって異なっている。例えば、谷幅の狭い4測線では、つぎの8209洪水で流路も横断面形もほとんどもとに戻っているのに対して、谷幅の広い6.5測線では、8308洪水になってはじめて流路位置および流路付近の横断面形がもとに近づきつつある。しかし、この場合でも右岸側の堆積物（8208洪水による）が洗掘されずに取り残されたため、全体の横断面形はもとの形態と同じにはなっていない。

図3-4の右側は、横断面形態を重ね合わせたもので、それぞれの洪水による一断面内での堆積部と洗掘部の関係を示したものである。黒塗りの部分は堆積部、白抜きの部分は洗掘部を示している。一つの断面内に、堆積部と洗掘部が共に存在するのが普通であって、断面内のすべてが堆積あるいはすべてが洗掘になるというのは、極めて大規模な土砂移動に伴って生ずる希な現象であることがわかる。

このように、各洪水による縦・横断面形の変化をみてくると、溪床堆積物の形態を大きく変化させるプロセスは大規模な堆積であり、それをもとに戻そうとするプロセスが洗掘であるということがわかる。

3. 流路および平面形の変化

図3-5は、各洪水による溪床の平面形態の変化を示したものである。なお、この図では8208、8308洪水については、流路の掘れ込み部分の平面形態が省略されている。また、黒く塗りつぶした部分は、測量時の流路部分である。

図3-5をみると、後述の狭義の溪床堆積物には、流量規模に応じた様々な規模の州（bar）がみられる。特にⅢ区間（7+測線から上流）では、州が多くみられ、流路も網状流形態を示す。流路の変動をみると、8108洪水までは、ある特定の区間で少しずつ流路位置が変わるという程度であったが、8208洪水では、全体にわたって大きな流路変動が起こった。特に、これまで流路位置をほとんど変化させず節点となっていた3測線から4測線にかけてが、全く反対の流路位置をとったことは注目すべきである。このように大きな流路変動が起こった理由は、つぎのように考えられる。8208洪水では、多量の土砂を含む流れが谷壁いっぱいに流れたため、谷地形に制約された堆積形態が形成された。この堆積形態が減水期の流路を規制し、流路はこれまでとは異なる位置を取らざるを得なくなったのである。しかし、その後の洪水で流路は、またもとの位置に戻ろうとする傾向がみられる。

4. 堆積地の構造

1) 溪床堆積物の粒度

まず、各洪水後の溪床の表面粒径の分布変化をみるため、典型的な段丘状堆積物と溪床堆積物の礫径と分級度合を調べ、以下に述べるように表面粒径の類型化を試みた。なお、ここでは溪床堆積物をつぎのように広義と狭義に分けている。なお、この項では狭義の意味で使用している。

（広義の）溪床堆積物	{	（狭義の）溪床堆積物 段丘状堆積物
------------	---	----------------------

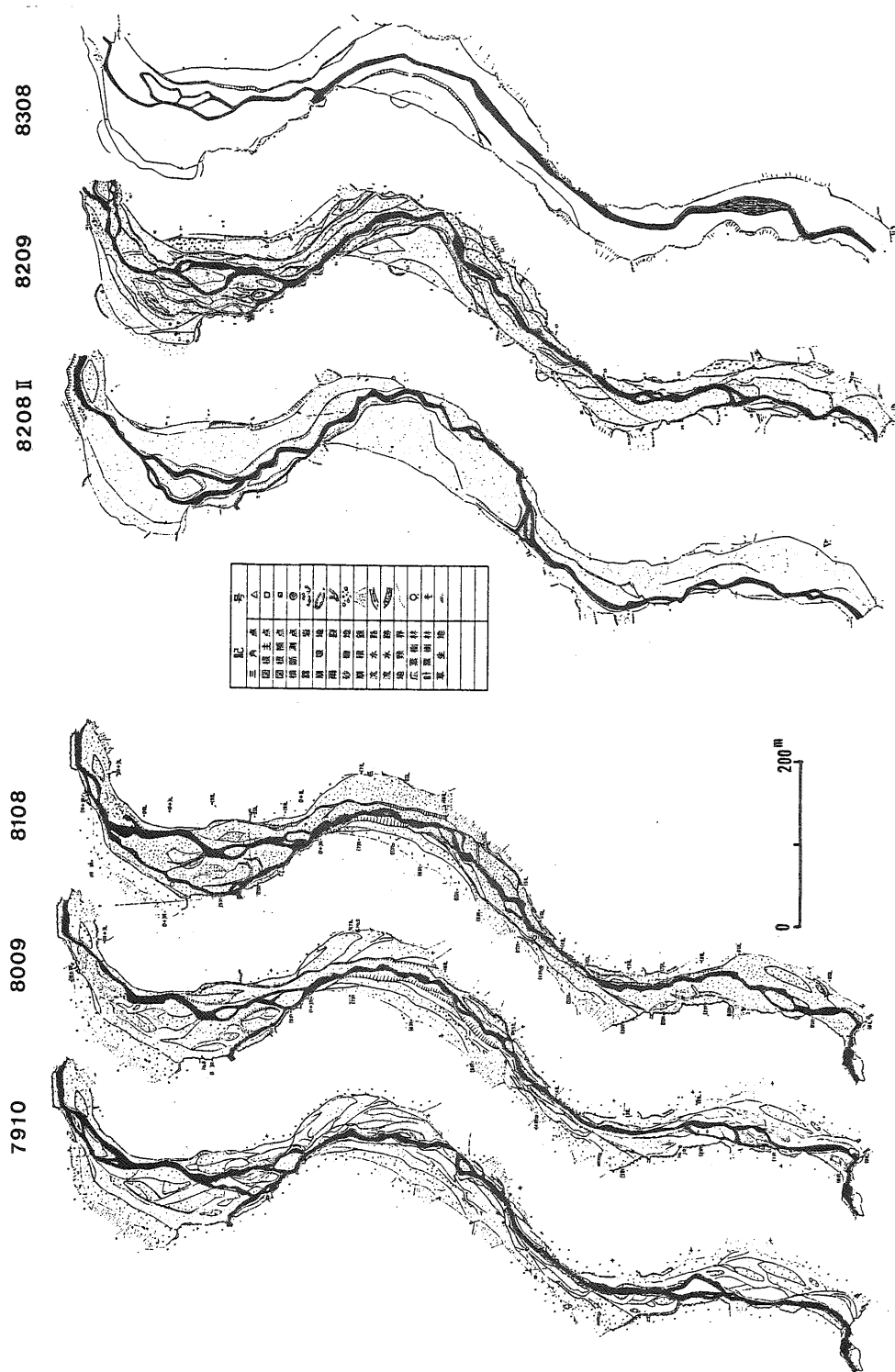


図3-5. 溪床平面形態の変化
Fig. 3-5. Changes of plane shapes.

測定時期は、大規模な堆積（8208洪水による）が起こる前の8009洪水後とその後の8209洪水後である。なお、8208洪水後は前述のように洗掘過程にあった。粒径の測定は、線格子法³²⁾によった。線格子法とは、上、下流方向に直線を張り、礫の最大径以上に格子点間隔をとって、この下の礫の長径（a）、中径（b）、短径（c）を測定するものである。なお、サンプル数は100個程度とし、数mm程度の礫まで測定する。代表径は、次式により算出した⁷⁴⁾。

$$\text{代表径} = \sqrt[3]{a b c} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

表3-2は、代表径を ϕ スケールに変換し、平均、標準偏差を計算した結果である。表3-2をみると段丘状堆積物は溪床堆積物に比べて平均粒径が小さく、また、明らかに分級も良い。これは段丘状堆積物が、後述のように掃流堆積という斉一な現象に強く支配されて形成されたのに対して、溪床堆積物は、洗掘を主とする複雑な流水環境によって形成されたためである。このようにみえると典型的な段丘状堆積物と典型的な溪床堆積物との間には、何段階もの類型化が可能であるが、粒径構成の基本は堆積現象であるという認識から類型を多くせず、段丘状堆積物を二つに分けるにとどめた。なお、8208洪水の前後で平均粒径、分級度に違いがみられる。これは、以前に大規模な堆積を起こした洪水と8208洪水との洪水規模および流送物質の量と質の違いを反映したためである。

表3-2. 溪床堆積物の表面粒径

Table 3-2. Grain-size characteristics of the surface material on the deposits.

位置	形態	平均	標準偏差	最大	最小
B 1	溪床堆積物	-6.3 ϕ	1.7 ϕ	-9.6 ϕ	-2.2 ϕ
B 2	溪床堆積物	-5.6 ϕ	1.8 ϕ	-9.3 ϕ	-0.9 ϕ
B 3	段丘状堆積物	-3.0 ϕ	1.3 ϕ	-6.4 ϕ	-0.9 ϕ
A 1	溪床堆積物	-7.3 ϕ	1.5 ϕ	-10.1 ϕ	-4.5 ϕ
A 2	溪床堆積物	-5.2 ϕ	1.1 ϕ	-8.2 ϕ	-3.0 ϕ
A 3	段丘状堆積物	-4.5 ϕ	0.9 ϕ	-6.6 ϕ	-2.7 ϕ

以上の類型を基に、溪床の表面粒径の分布を示したのが図3-6である。凡例Ⅰは典型的な段丘状堆積物（B 3, A 3）、凡例Ⅱは若干の変形（洗掘）を受けた段丘状堆積物、凡例Ⅲは溪床堆積物である（B 1, B 2, A 1, A 2）。なお、8009, 8108, 8209洪水については、各洪水後の現地調査によって類型化したものであるが、8208, 8308洪水については、その時の実測平面図および横断面図を使って類型化したものである。したがって、これらについては凡例Ⅰを表現するにとどめた。図3-6より、礫径からみれば堆積は細粒化過程、洗掘は粗粒化過程と言うことができる。

図3-6. 溪床の表面粒径分布

Fig.3-6. Grain-size distribution of the surface materials on the riverbed.

つぎに、溪床変動に関与する粒径成分について検討した。図3-7は、段丘状堆積物と山腹土層の粒径の頻度分布の一例を示したものである³⁹⁾。山腹土層では、 2ϕ (0.25mm) 以下の細かい成分が、全体の20%以上を占めるのに対して、段丘状堆積物では1%程度と、この粒径成分が欠落しているのが特徴的である。この欠落は、溪床変動に関与しないwash load成分が、 2ϕ 以下であることを示している。なお、山腹土層の固相のうち32%（体積比）が、また、崩壊地土層では8%がwash load成分である³⁹⁾。このように山腹斜面中にはかなり多くのwash load成分を含み、この成分は、山腹からの土砂生産が起こっても溪床変動に関与せずに流下するが、流水の濁りの原因になるとともに、貯水池の堆砂には大きな役割を果たしている。

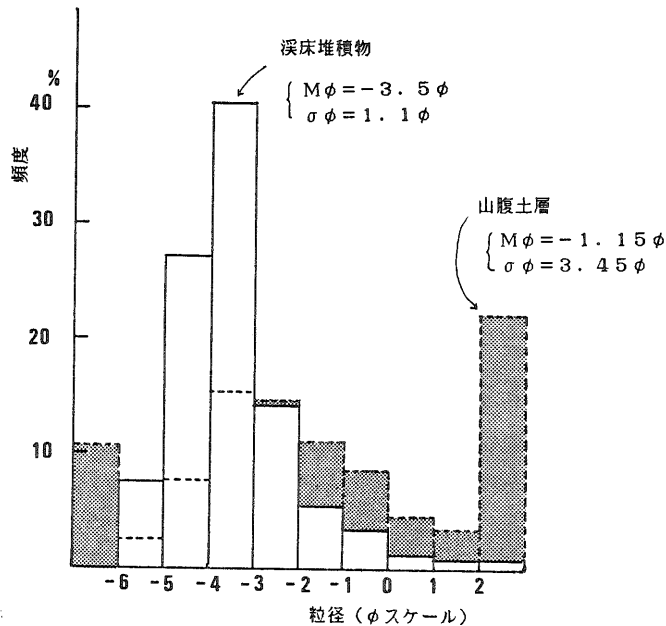


図3-7. 溪床堆積物と山腹土層の粒度分布

Fig.3-7. Grain-size distribution of the bed materials and that of the slope materials.

2) 堆積形態の特徴

図3-8は、8208洪水時の堆積物の構造を記載したものの一部を示したもので、下流部の3測線、上流部の10測線のものである。なお、図中でマトリクスと呼んでいるのは、砂以下の粒径成分のことである。また、aは礫の長軸径で、分母がその概略のレンジ、分子が概略の平均を意味している。

図3-8をみると、いずれも礫の並びが揃った層状構造がみられ、少なくとも堆積物上部は掃流による堆積環境にあったことを物語っている。また、粒径の粗いものから細かいもの（必ずしもこのような規則性を持たないものもみられるが）への堆積ユニットがいくつもみられ、一回の

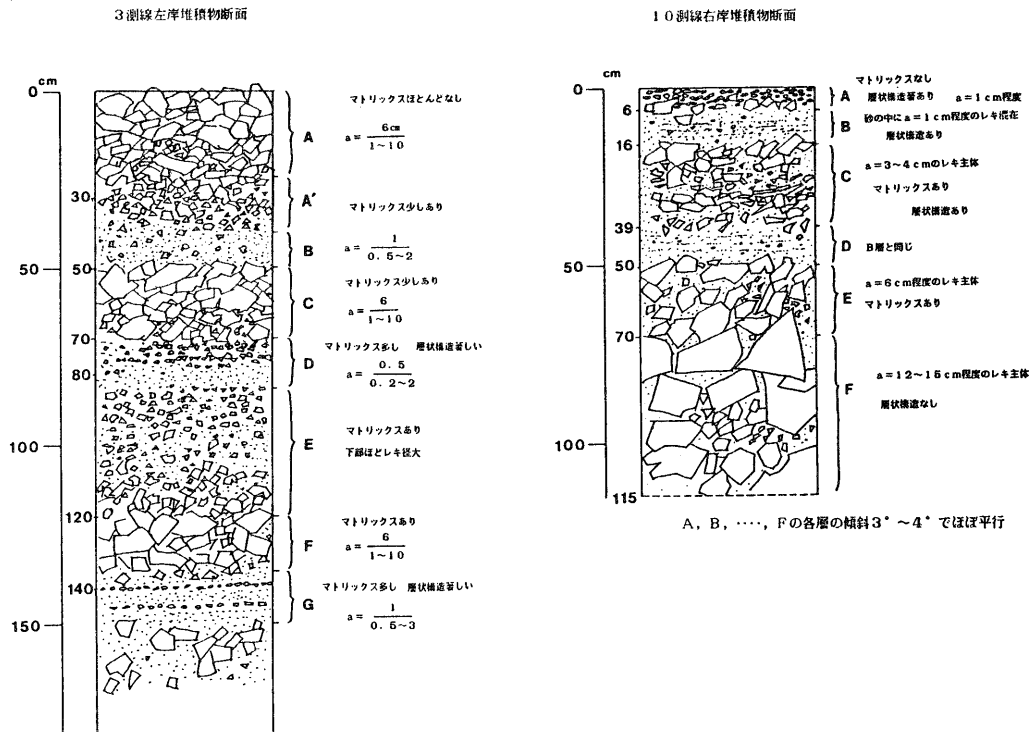


図3-8. 8208洪水堆積物の構造

Fig.3-8. Structure of the 8208 flood deposits.

洪水においても流水の宮力は何回もピークを持つことが指摘される。ところで、前述の観察、そして、8208洪水の洪水位が堆積面上面あるいは上面から数10 cmの高さにあった（洪水痕跡調査による）という事実、また、堆積ユニットが存在し、しかもこれが $3^{\circ} \sim 4^{\circ}$ の勾配をもって平行するという事実を考え合わせると、掃流による堆積構造を持つといっても、貯水池のプール内堆積のような堆積環境を考えることはできない。詳細は別の機会に譲るとして、ここでは、水面が溪床面とそれほど高さを違えず、溪床上昇とともに水位も上昇したという考えを述べておきたい。なお、上流区間では、下部に粒径が大きく層状構造を全く持たない部分もみられ、初期には土石流的な移動が起こっていたことが推察される。

N 溪流への土砂流入プロセス

前章でみたように、8208洪水で溪床に大量の土砂が供給された。この土砂供給には、山腹における可動性物質（斜面上のルーズな堆積物質）の集積が、重要な意味を持つてくる。

ところで、破碎帯でしかも寒候季の気温低下とその日較差の大きい地域では、岩盤裸地からの

岩屑生産が活発である。本章では、岩盤裸地の岩屑生産を知るため、および土砂生産前史（山腹から溪床への土砂生産のポテンシャルを高める過程）としての可動性物質の集積について知るため、源頭部に岩盤裸地を持つ崩壊地の岩屑の生産およびその移動・堆積プロセスについて検討した。具体的には、隣接の崩壊地でありながら岩屑生産に差のある単位斜面内のA、B崩壊地（前図1-4）を主な調査対象とした。

1. 崩壊地における岩屑移動のプロセス

1) 表面の構成物質

A、B崩壊地の各地点（図4-2）から数10 cmまでの深さで、3 kg～6 kg程度の岩屑を採取し、粒度分析を行った。試料は、 -1ϕ （2 mm）以上については1 ϕ 間隔でふるい分け、各階級の重量を測定した。この測定結果から累加曲線を作成し、平均粒径と標準偏差⁶⁵⁾を求めた。採取地点がCOBBLEサイズ以上の岩屑からなる場合は、0.5 m²程度の中の数10個について長径と短径を直接測定した。そして、長径と短径の相加平均を代表径とし、これを使って、計算によって平均粒径と標準偏差をもとめた。また、試料全重量に対する -1ϕ 以下の重量の割合（以下これをRSAと呼ぶ）を求めた。この結果を示したのが図4-1である。なお、図中の数字にダッシュをつけたものは、同一地点の下層の試料であることを意味している。

図4-1は、崩壊地斜面下の岩屑層が、MP（MEDIUM PEBBLE）、CP（COARSE PEBBLE）、C（COBBLE）の3タイプに分類できることを示している。なお、いずれのタイプにも属さない試料がいくつかみられるが、これらはいずれも標準偏差が大きく、複数のタイプ

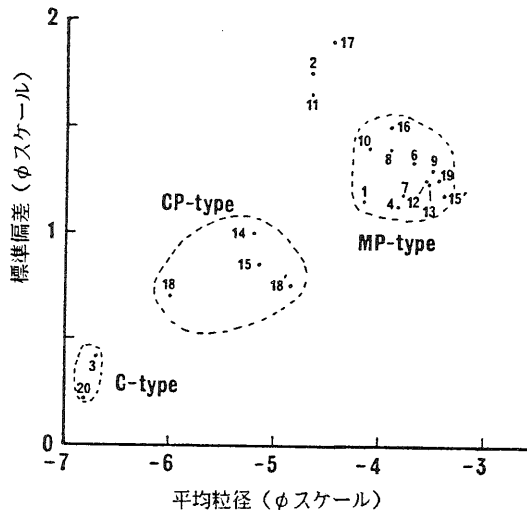


図4-1. 崩壊地の表面構成物質の粒度特性

Fig.4-1. Grain-size characteristics of the surface materials on the landslide scars.

を混合してサンプルしたためと考えられる。以下、各タイプの粒度特性を述べてみる。

MPタイプ岩屑層は標準偏差が $1\phi \sim 1.5\phi$ 程度とmoderately sorted⁶⁵⁾の分級状態を示し、平均粒径は、 $-3.5\phi(11\text{mm}) \sim -4\phi(16\text{mm})$ 程度と最も小さい。このタイプは、RSAの値によりMP₁タイプ岩屑層、MP₂タイプ岩屑層に細分される。MP₁タイプ岩屑層は、RSAの値が0.2前後で、角礫間が砂以下の細粒物で充填され、外見上は滑らかな面を呈している。MP₂タイプ岩屑層は、RSAの値が0.05~0.1程度で、角礫間に空隙が多く、ルーズな堆積層となっている。

CPタイプ岩屑層は、MPタイプ岩屑層より粒径が大きく、また、分級も良い。平均粒径は、 $-5\phi(32\text{mm}) \sim -6\phi(64\text{mm})$ 程度、標準偏差は0.8 ϕ 前後の値を示す。RSAの値は、0.05以下と小さく、角礫間は空隙となっており、ルーズな堆積層となっている。

Cタイプ岩屑層は、最も粒径が大きく、平均粒径は $-7\phi(128\text{mm})$ 程度を示す。また、標準偏差は0.5以下と、well sorted⁶⁵⁾に相当する良い分級状態を示す。このタイプも角礫間は空隙となっており、ルーズな堆積層となっている。

図4-2は、以上の4つのタイプの岩屑層を基準に、1973年時点の崩壊地の表面を構成する岩屑層タイプの大略の分布を示したものである。この図を見ると、岩屑粒径の表面構成が無秩序でなく、ある種のふるい分け作用が働いていることがわかる。

2) 岩屑の移動と堆積

1973年より10年余りA、B崩壊地の岩屑の移動・堆積を観察してきている。この結果、町田ら⁴³⁾が足尾荒廃地の崖錐斜面の観察から崖錐を成長させる主要な岩屑の移動・堆積プロセスとして指摘したrock fall、乾燥岩屑流(dry fragments flow)、岩屑流(debris flow)は、当崩壊地においても主要なプロセスであることが認められた。ここでは、土砂生産に対する可動性物質の集積という観点から岩屑の移動・堆積プロセスを検討してみる。以下に各プロセスの特徴と前述の岩屑層タイプとの関係を述べる。

rock fallは文字どおり、岩片の落下、転落である。1973年3月27日のA崩壊地の観察によれば、数分から10数分間隔でrock fallが起こり(13時から16時にかけて)、風が吹くとrock fallが助長されるようであった。落下岩片径は、 $-5\phi \sim -6\phi$ 程度のものと -7ϕ 程度以上の2つに大別することができた。前者のPEBBLEサイズの岩片は、斜面中部では斜面上を接触しながら転動する運動形態を示した。一方、後者のCOBBLEサイズの岩片は、斜面上を跳躍しながら移動し、溪床にまで到達した。そして、この岩片の通過が、乾燥岩屑流を生じさせる原因となった。落下の頻度は、PEBBLEサイズのものが圧倒的に多かった。この観察結果と、転落岩片はその粒径とはほぼ等しい平均粒径をもつ岩屑層が分布する位置で停止するという町田ら⁴³⁾の指摘を考え合わせると、前述のC、CPタイプ岩屑層は、rock fallによる堆積物であると考えることができる。

乾燥岩屑流は、不安定に堆積した乾燥岩屑層が、rock fall等の何らかの衝撃を受けて動き出

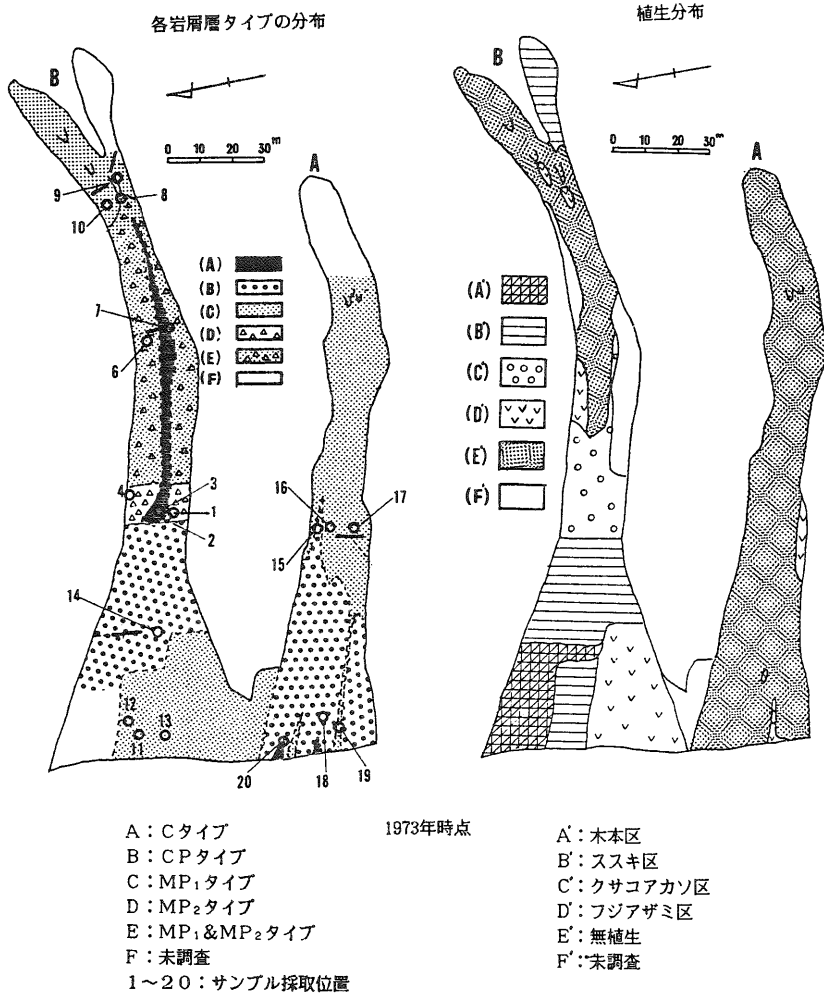


図4-2. 崩壊地の表面構成物質と植生分布

Fig.4-2. Distribution of each deposit type and that of each vegetation type on the landslide scars investigated in 1973.

(A):C type, (B):CP type, (C):MP₁ type, (D):MP₂ type, (E):Mixed type (MP₁ and MP₂), (F):no investigation, (A'):Woody plant type, (B'):Susuki type, (C'):Kusakoakaso type, (D'):Fujiazami type, (E'):no invasion, (F'):no investigation, 1-20:Debris sampling locality

すもので、水流を介在せずにある広がりの岩屑層が mass として流動する現象である。この形式の移動がおこる岩屑層は限定され、当崩壊地では MP₂ タイプ岩屑層に典型的にみられる。したがって MP₂ タイプ岩屑層は、乾燥岩屑流による堆積物ということになる。このように、MP₂ タイプ岩屑層は不安定なため分布域は変化し易く、また、局所的に小面積で散在することが多い。このため、図4-2ではその分布が必ずしも十分に表現されているとはいえない。

岩屑流は、これまで述べた岩屑の移動・堆積プロセスと異なり、水流の介在によって引き起こされるものである。1973年時点ではこのタイプの岩屑層が識別されなかったので、このプロセスによる堆積物の粒度特性およびその分布を記載することはできなかった。

崩壊地においては、以上の各プロセスのほか崩落崖あるいはその周辺の土層部分からの debris fall⁴⁴⁾、岩屑なだれ (debris avalanche)⁴⁴⁾ が考えられる。しかし、前者は、落下後の debris 中の岩片は rock fall そのものということになり、実際は、rock fall と debris fall を分離することは困難であった。したがって、ここでは debris fall も含めて rock fall と呼ぶことにした。後者は、岩屑流と漸移する⁴⁴⁾ため堆積物の特徴からこれらを区別することは困難である。そこで、これもまた岩屑流と一括することにした。

以上のように、当崩壊地では主として rock fall、乾燥岩屑流、岩屑流の3つのプロセスによって、岩屑は斜面下方に移動していくわけであるが、土砂生産に対する可動性物質の集積という点では、rock fall が特に重要ということになる。なぜなら、rock fall は、崩壊地への岩屑の供給をともない、気候的因子に強く支配されて、冬季から春先にかけて毎日のように起こる確実なプロセスであるからである。ところで、可動性物質の下方移動という点では、岩屑流が、rock fall、乾燥岩屑流と巧みに連携して重要な役割を果たしている。すなわち、岩屑流は、梅雨期から台風期の豪雨によって発生し、岩屑を斜面下方に一気に移動させ、斜面上にガリーを生じさせる。このガリーの凹地は、冬季から春先にかけて卓越する rock fall、乾燥岩屑流によって徐々に埋め戻されていく。特に乾燥岩屑流は、その移動形態からも、実際の観察からもこの凹地の埋め戻しに重要な役割を果たしていると言える。

3) 植生侵入

岩屑の移動・堆積が植生侵入に対してどのような役割を果たしているかを検討するため、A、B崩壊地の植生侵入状況について1973年に調査した。図4-2にその結果を示した。なお、植生区分は相観によったもので、フジアザミ区、クサコアカソ区、ススキ区、木本区の4つに区分することができた。岩屑屑タイプの分布と植生分布それに着色礫の移動状況による地表面のカク乱程度の調査結果⁴¹⁾を考え合わせることで、図4-3のような岩屑の移動・堆積プロセスと植生侵入との関係が得られた。この図で、矢印に添えた数字は、地表面のカク乱の程度をあらわし、この数字が大きいくほどカク乱が大きいことを示している。4がMP₁、C、CPタイプ岩屑層、3がC、CPタイプ岩屑層、2がMP₂タイプおよびMP₁ & MP₂ タイプ岩屑混在層と概略対応する。また、1はカク乱の程度が極めて小さいことを示している。図4-3から、地表面のカ

ク乱が侵入植生を規制している様子をはっきり読み取ることができる。また、rock fallが当崩壊地の植生遷移に対して、いかに重要な役割を果たしているかも明らかである。

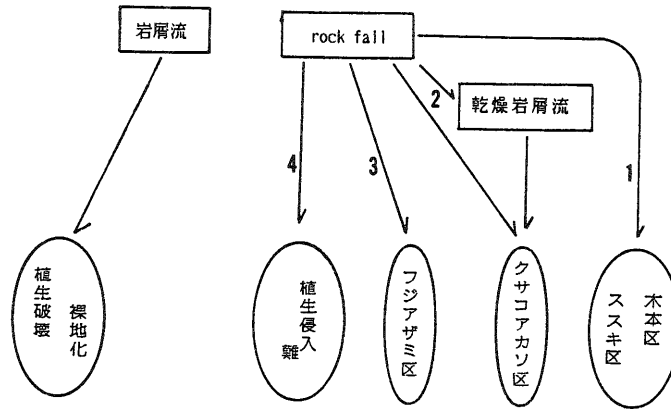


図4-3. 岩屑の移動・堆積プロセスと植生侵入

Fig.4-3. Relation between the movement and deposition process of debris and each type of vegetation.

2. rock fallの実態

前節までの検討により、岩屑の供給を伴い確実なプロセスである rock fall が、可動性物質の集積に特に重要であることが指摘された。本節では、溪流への土砂供給に果たしている rock fall の役割を明確にする目的で、このプロセスの持つ周年変化および岩屑量について検討してみた。なお、岩屑生産に関係のある凍結融解交代日の出現期間は、11月から4月までで、その日数は年間約99日である（前図1-5）。

1) rock fallの周年変化

rock fallの周年変化をみるため、A崩壊地の斜面中部に、斜面を横断して2列に26本の鉄パイプを20～30cmの深さで打ち込み、ある期間後のパイプの存在の有無および変形程度を調べた。打ち込んだパイプの規格は、外径0.7cm、長さ75cm、厚さ0.5mmで、 $-6\phi \sim -7\phi$ 程度以上の転落岩片が当たれば、容易に曲がるものである。また、調査期間は、1979年11月から1980年12月である。この結果を示したのが、図4-4である。単位期間をそろえて調査できなかったため、細かい検討は困難だが、周年変化の傾向は、明瞭にあらわれている。すなわち、11月から5月にかけてパイプの変形および喪失が著しく、冬季から春先にかけて rock fall が活発なこと。一方、7月から8月にかけては、ほとんどパイプは変形を受けておらず、夏季には rock fall の発生が極めて少ないことを示している。この周年変化は、試験流域（東河内流域）の凍結融解交代日の周年変化（前図1-5）とよく対応しており、当崩壊地の rock fall が、凍結破砕作用による岩盤の風化に極めて強く支配された現象であることを示している。しかし、頻

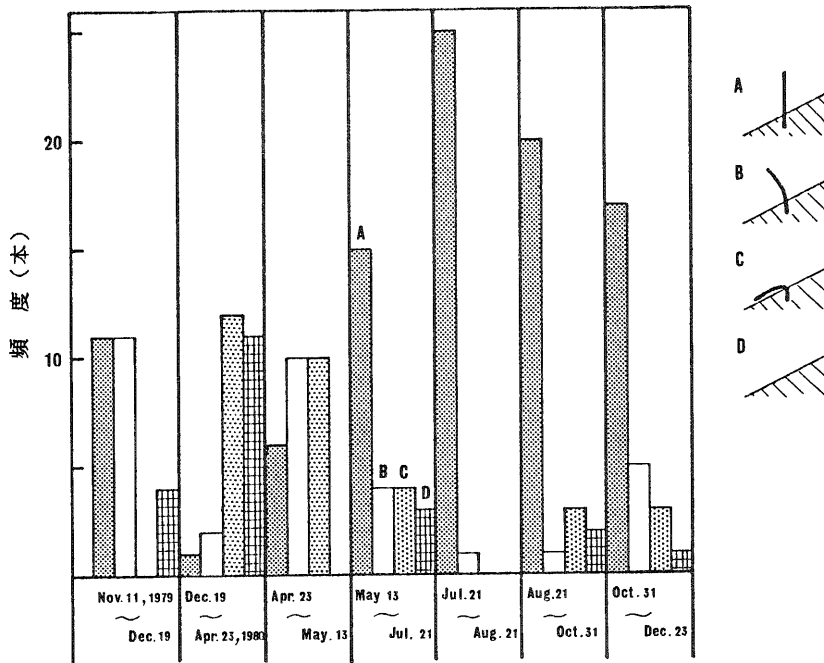


図4-4. rock fallの周年変化

Fig.4-4. Periodic changes of the rock fall frequency (from Nov., 1979 to Dec., 1980).

- A: no damage to stakes,
 B: light damage to stakes,
 C: heavy damage to stakes,
 D: very heavy damage (stakes are pulled out)

度は少ないが、暖候気にも rock fall はみられ、凍結破砕作用のみが rock fall の原因でないことも示している。

つぎに、rock fall による岩屑量を調べるため溪床に到達した岩屑の量を計ってみた。転落岩片は、斜面上に停止堆積するものが多く、溪床に達したものは岩屑量の一部ということになる。しかし、後述のように、岩屑量のオーダーについての論議はある程度可能であり、推定の足がかりとはなろう。幸い、1982年8月の台風10号で溪床は一新され、この量を計測するには都合のよい状況が準備された。計測を行ったのは、A崩壊地とH崩壊地である。なお、B崩壊地は、溪床にまで到達した岩片がほとんどみあたらなかったで、計測の対象としなかった。

H崩壊地は、A、B崩壊地とは反対の東向きの右岸斜面上にあり、これら崩壊地とは直線距離で約450 m離れている。標高は1140～1230 mにわたり、幅は10～25 m、傾斜は流送部および堆積部で37°前後であるが、崩落崖では50°を越し、下端は溪床に接している。調査は1982年10月28日、12月17日、1983年5月9日の3回で、1回目は全数調査により、2、3回目は標準地法により行った⁴¹⁾。この結果を示したのが図4-5である。なお、1982年8月25

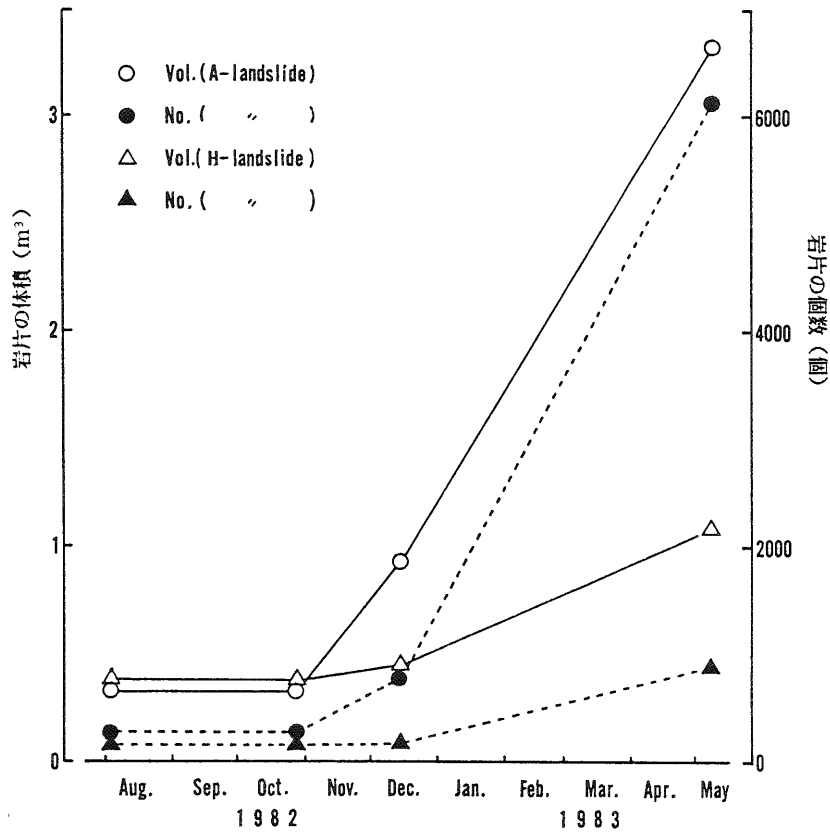


図4-5. rock fallの溪床到達累加量

Fig.4-5. The cumulative amount of rock fragments (rock fall) on the riverbed.

日の時点で、1回目に計測した到達岩片の大多数は既に存在していたことを観察しており、この図は、この観察結果を生かして描いている。rock fallの周年変化を考え合わせると、図4-5より年間の溪床へのrock fall到達量を推定することができる。これによれば、A崩壊地で3.0 m³（5850個）、H崩壊地で0.7 m³（750個）となり、少なくともこれ以上の岩屑が、毎年生産されているということになる。

rock fallによる岩屑径は、対数正規分布する⁴¹⁾ので、rock fallによるC Pタイプ岩屑層の岩屑径の平均（-5.5.φ）と標準偏差（0.8 φ）および溪床に到達した岩屑径は-6 φより大きい⁴¹⁾という関係を使うと溪床到達量から全体量を推定することができる。この結果、溪床到達量のおよそ4倍がrock fallによる全岩屑量ということになり、年間、A崩壊地で12 m³、H崩壊地で2.8 m³の岩屑が生産されていると推定された。

ところで、崩落崖（主として露出岩盤からなる）の概略の斜面積が、A崩壊地でおよそ300 m²、H崩壊地でおよそ1800 m²であるので、年間1 m²当たりの岩屑量は、A崩壊地で 10^{-2} (m³/m²)

オーダー、H崩壊地で $10^{-3} \sim 10^{-4}$ (m^3/m^2)オーダーということになる。これを年平均崩落深としてmm単位であらわせば、A崩壊地で 10^1 オーダー、H崩壊地で $10^0 \sim 10^{-1}$ オーダーとなり、当地のrock fallによる岩屑量は、ほぼ $10^{-1} \sim 10^1$ (mm)オーダーの値をとると考えることができる。オーダーが異なるということは、rock fallによる岩屑量には極めて大きなバラツキがあるということを意味している。岩屑量を推定しようとする際は、このことを十分に考慮する必要がある。

2) 土砂生産上の役割

山腹斜面における土砂移動のプロセスとは、massiveな斜面物質を分解し安息角で下方集積させることであり、土砂生産のポテンシャルを高めるプロセスであるということができる。ところで、1982年の台風10号による豪雨によって、これまでにない大規模な土砂生産が行われた。しかし、大半は既存崩壊地の深掘れ(再崩壊)によるもので、新期崩壊による生産量はそれほどではなかった⁴⁹⁾。これは、この豪雨の起こる直前に、流域内が土砂生産ポテンシャルの高い状態にあったこと、すなわち、可動性物質が十分に集積された状態にあったことを物語っており、土砂生産の前史としての可動性物質の集積プロセスが重要な意味を持つことを示している。

これまでみてきたように、東河内流域の可動性物質の集積という点では、岩屑の生産を伴うrock fallが特に重要と考えられたわけであるが、その重要性は、大井川全体で考えた場合、さらに大きくなると考えられる。なぜなら、土砂生産源である大井川上流部は、rock fallが起こり易いつぎのような条件下にあるからである。第一に、凍結破碎作用がより卓越する気候条件にある。第二に、地質構造に起因する大規模崩壊や植生限界以上の岩石地など破碎された岩盤裸地を多く持つという場の条件にあるからである。

なお、rock fallによる年間の岩屑量のオーダーは、 $10^{-1} \sim 10^1$ (mm)と推定された。期間の長さや面積の大きさによっては、岩屑生産の絶対量がかなりのものになることに注意する必要がある。ちなみに、数haを越す東河内流域内の5つの大規模崩壊地(合計面積約68ha、ほぼ50%を岩盤面積と仮定)のrock fallによる岩屑量を試算してみると、数十年間で数千 m^3 ~数十万 m^3 という値が得られた。土砂生産と言う意味からも無視出来ないものであることがわかる。

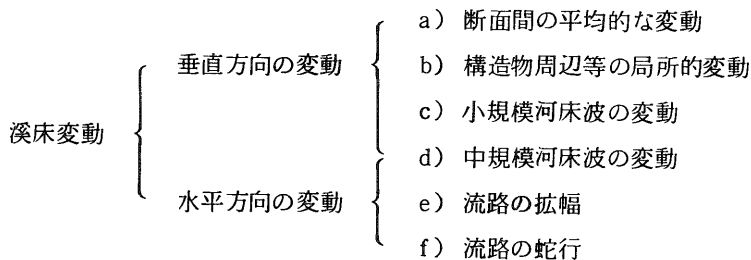
このようにみえてくると、大規模な土砂生産が行われるためには、そのポテンシャルがある限度まで高まっていること、すなわち可動性物質が集積されていることが必要な条件となる。したがって、豪雨があっても、可動性物質が集積されていなければ、土砂生産は行われない。実際、東河内の斜面(前図1-4)の調査では、山腹から溪床への土砂の供給サイクルは、数十年程度と推定されている³⁷⁾。従来、この可動性物質の集積について、注目されなかった。しかし、山腹からの土砂生産を考える場合には、極めて重要なことである。そして、この可動性物質の集積に岩屑の生産を伴うrock fallが重要な役割を果たしているのである。

V 溪床変動の解析

土砂の移動・堆積現象は、溪床を場とする土砂と流水の相互作用によって起こるものである。本章では、流量情報を入れることによって溪床変動の解析を行い、変動の特性と規則性を明らかにする。

1. 溪床変動量の定義

溪床変動（河床変動）とは、河道の縦断面形および横断面形の時間に伴う変動でありつぎのように区分することができる。



しかし、溪床変動量（河床変動量）といった場合には、a) についての量的な関係、すなわち変動前の溪床堆積量と変動後の溪床堆積量の差を指すのが一般的である^{50,68)}。これは、土砂収支を考える際には変動量をこのように定義する必要があること⁶⁸⁾、また、一般的な計算法が確立されている流砂の不均衡に基づく断面間の平均的（一次元的）な変動を計算する場合にも、このように定義する必要があること^{7,9)}に由来していると考えられる。

ところで、現実の溪床変動量は、二時期の縦横断面測量から求められる。まず、横断面測量の結果から平均河床高を求め、さらに、二時期の平均河床高の差を変動高とし、これを使って変動量を求めることになる^{50,75)}。これからわかるように変動中（洪水中）に洗掘と堆積がどのようなかについては全く考慮していない。したがって、一つの断面内で、ある部分は堆積し別の部分で堆積量と同じ量の洗掘が起こった場合には、平均河床高は前の平均河床高と同じ値をとることになり、この断面では変動がなかったとみなされる。土砂収支あるいは一次元的な変動という量だけを問題にする場合には、これでなら差し支えない。しかし、変動の場などその質を問題にする場合は、これでは不十分である。

以上のことから、本論文では、溪床変動量を改めて定義し直すことにする。まず、その準備として、断面変動量を定義することにする。二時期の断面形態を重ね合わせると堆積部（プラスの面積）と洗掘部（マイナスの面積）があらわれるのが普通である。そこで、堆積面積と洗掘面積をそのまま加え合わせたものを断面変動量と呼び、一方、それぞれの絶対値をとって加え合わせたものを断面変動総量と呼ぶことにする。断面変動総量は、洪水中に時時刻刻と変化した洗掘と堆積の状況、言わば字義どおりの洪水中の断面変動の総量を反映した量と考えられる。したがって、二断面間の断面変動総量の平均と区間距離を乗ずれば、溪床変動の総量を反映した量が求め

られることになる。そこで、これを溪床変動総量と定義することにする。これに対して、断面変動量は、先に述べた変動高と同じ概念のものであり、二断面間の断面変動量の平均と区間距離を乗ずれば、通常使われている意味での溪床変動量と同じものになる。したがって、ここでもこれを溪床変動量と再定義することにする。もちろん、断面変動総量、溪床変動総量と言っても、堆積、洗掘に係わった全ての土砂の量が示されているわけではなく、それらの第一近似としての量であることに注意する必要がある。

2. 洪水時の流量

溪床変動の解析にあたっては、流量の情報が不可欠である。東河内流域では流量観測が実施されていないので、流量は降雨量を変換することによって求めた。この変換は、単位図法、貯留関数法、雨水流法などの流出モデルによって行うことができる²²⁾。ここでは、実用的に広く用いられる貯留関数法を使った。

永井⁴⁵⁾らは、貯留関数の定数と水文地形量との対応を明確にする総合化を試み山地河川流域の総合化定数推定式を提案している。ところで、東河内流域は、糸魚川—静岡線および中央構造線に挟まれた破碎帯地域にあり、この地形・地質的な特性を考慮できれば、さらに推定精度を高めることができる。そこで、地形・地質条件がほぼ同一な隣接の雨畑川流域(図5-1、流域面積97.5km²)の流量、降雨の実測データをもとに定数推定式の変更を試みた。その結果、(5・1)、

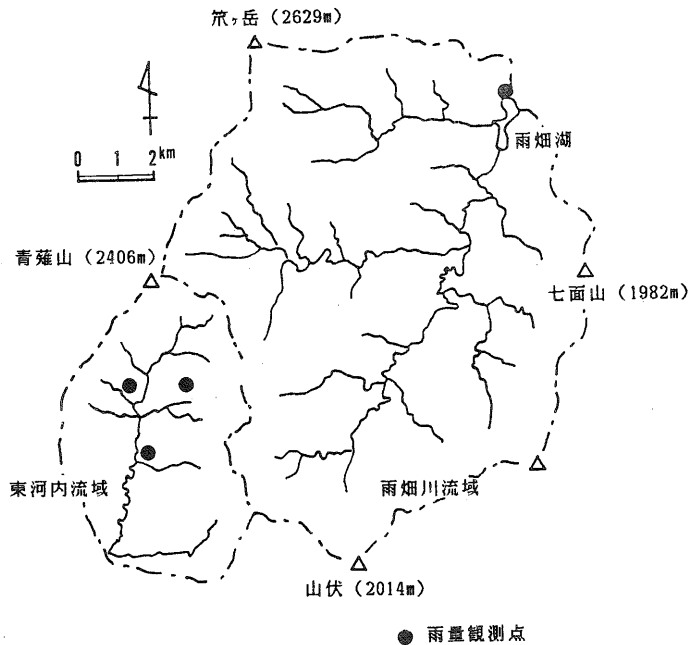


図5-1. 東河内流域と雨畑川流域

Fig.5-1. Map of the Higashigouchi River basin and the Amehata River basin.

(5・2), (5・3) 式のような定数推定式がえられた³⁸⁾。この推定式を使って、東河内流域の貯留関数を定め、洪水時のハイドログラフを求めた。図5-2は、0測線地点のハイドログラフを示したものである。

$$P = 0.6 \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 1)$$

$$K = 8.6 A^{0.14} \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 2)$$

$$T_1 = 2.5 A^{0.14} re^{-0.4} \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 3)$$

K, P, T_1 : 貯留関数の定数 (mm-h単数), A : 流域面積 (km^2),

re : ピーク流量 Q_p (m^3/s) の有効降雨強度換算値 (mm/h)

3. 溪床土砂堆積厚

溪床基盤岩面は、溪床変動の場の一つの境界条件となっており、土砂の移動・堆積現象は、すべてこの基盤岩面上で展開されることになる。この意味では、変動場の特性を定める最も基本的な要素といえることができる。また、溪床変動量あるいは溪床変動総量を考える場合も、移動可能量としての堆積土砂の総量（基盤岩上の）を把握しておく必要がある。そこでまず、基盤岩の位置を推定することにした。方法は弾性波探査によることとし、各横断測線上に測定線を取り、ハンディサイズ P S-5（応用地質製）を使って測定を行った。測定時期は、1981年10月であった。得られた測定結果を萩原法¹³⁾により解析し、弾性波速度が、200～500 m/s の第一層と、1300～1800 m/s の第二層に明瞭に区分された（図5-3）。弾性波速度からみて、第一層が溪

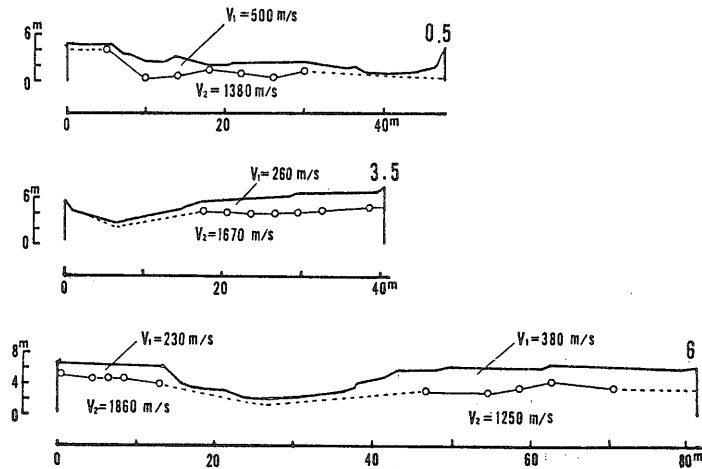


図5-3. 弾性波探査による基盤岩面の推定

Fig.5-3. Cross sectional shapes of bedrock measured by the seismic prospecting.

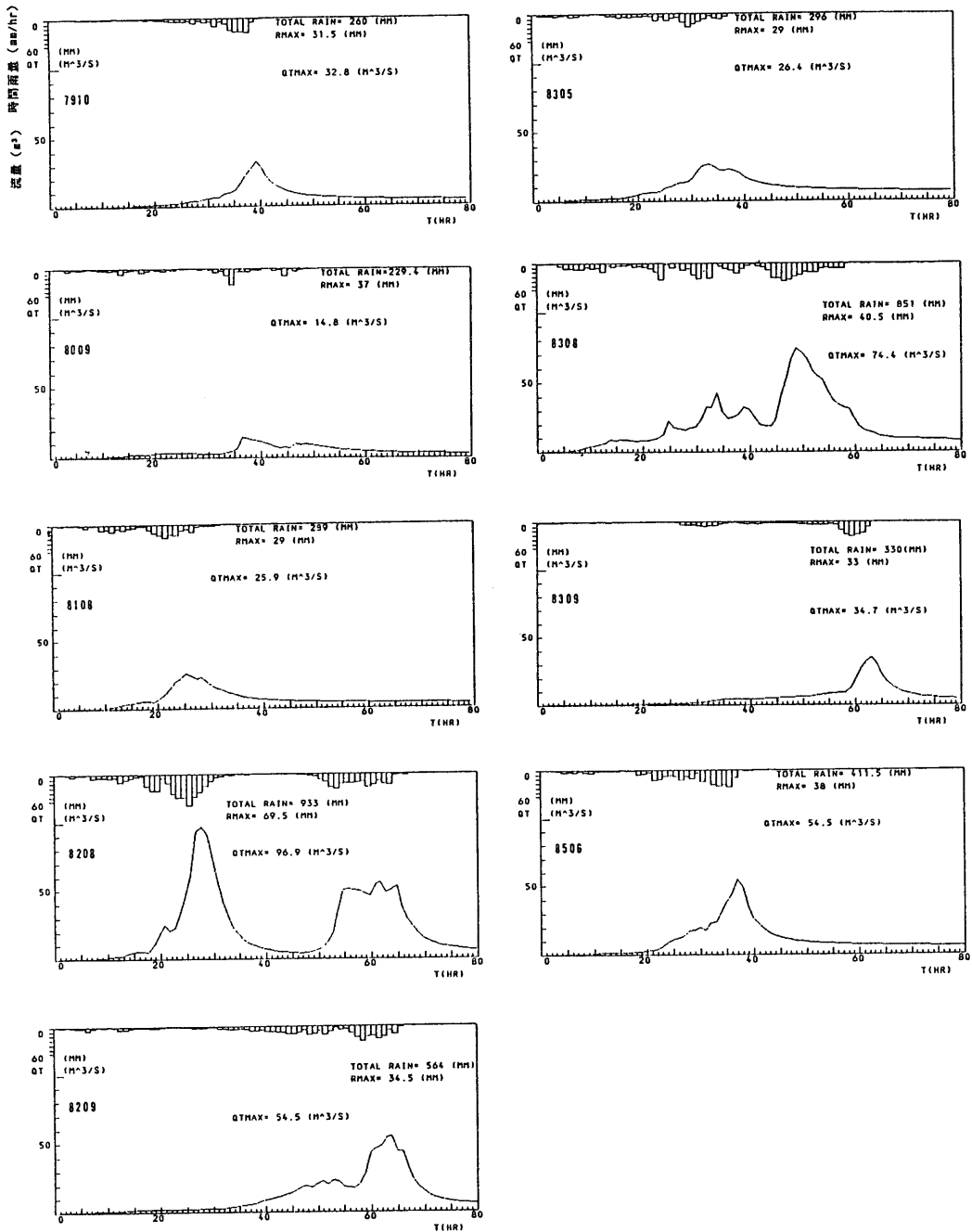


図5-2. 各洪水時のハイドログラフとハイエトグラフ
Fig.5-2. Hydrographs and hyetographs of each flood.

床堆積物層。第二層が基盤岩層と推定される。この解析結果から、基盤岩上の土砂の平均堆積厚を求め、さらに、基盤岩上の土砂堆積量（横断測線間の）を求めた。以後、土砂堆積量とは基盤岩上の土砂堆積量の意味で使用することにする。表5-1は、これを示したもので、8108洪水によって形成された溪床面の値ということになる。表5-1からわかるように、実験溪流観測区間の8108洪水後の溪床土砂堆積量は、約12万 m^3 ということになる。

表5-1. 基盤岩上の土砂堆積量

Table 5-1. Volume of deposits on the bedrock.

測線名	平均堆積厚 (m)	堆積土砂量 (m^3)
0	(1.1)	
0.5	1.1	2590
1	1.3	2880
1.5	1.7	5660
2	3.0	5100
2.5	(2.7)	7970
3	2.4	6680
3.5	1.4	6460
4	2.0	2710
4.5	1.6	2820
5	(1.5)	4080
5.5	1.4	4690
6	1.9	7780
6.5	2.1	7400
7	1.9	7760
7+	(1.8)	6950
8	(1.8)	2170
8.5	(1.8)	5550
9	1.7	7030
9+	1.9	11240
10	(1.3)	10320
10+	0.7	3890
		121730

注) 平均堆積厚の括弧は、前後の測線からの推定値

4. 変 動 量

1) 断面変動量・溪床変動量

表5-2、表5-3は、各測線間の溪床変動量、溪床変動総量を示したものである。なお、溪床変動量には符号がある。プラスは堆積、マイナスは洗掘である。しかし、溪床変動量の増大あるいは減少といったその変化をいうときは、その絶対値を考えている。

表5-2によると、8208洪水による溪床変動量は、実験溪流観測区間で約15万 m^3 （減水による流路の掘れ込みが起こる前の最大堆積時の8208 I断面について溪床変動量を計算すると約21万 m^3 ）であり、時には、それまでの溪床土砂堆積量と匹敵するだけのあるいはそれ以上の変動が起こることを示している。また、大規模な溪床変動は、まず堆積によって引き起こされることもわかる。

表5-2. 溪床変動量

Table 5-2. Volume of riverbed variation.

測線名	溪床変動量 (m ³)							
	8009	8108	8208	8209	8305	8308	8309	8506
0	-663	-144	4059	-2301	-795	-916	-257	-539
0.5	-372	159	3808	-2133	-1169	-530	-230	25
1	-412	20	4995	-3274	-1053	-558	-229	-398
1.5	-239	-200	1856	-1521	-348	-538	-114	-52
2	-365	-99	2211	-2384	-502	583	-627	479
2.5	-362	2	3303	-2661	-548	1040	-597	193
3	-431	24	5062	-4335	-503	255	-398	37
3.5	-200	-42	3110	-3565	-72	-58	-85	37
4	-385	-61	3353	-3504	-144	90	0	-286
4.5	-1184	-783	7569	-6675	-787	-726	56	-650
5	-1388	-1557	11198	-9246	-1133	-980	-168	-245
5.5	-1407	-1726	16278	-8015	-1335	-3420	-343	96
6	-886	-728	13261	-3296	-890	-5868	-61	-240
6.5	-772	-396	12805	-4271	-1093	-5043	0	-515
7	-583	-324	11474	-5742	-949	-2129	0	-478
7+	-83	-25	3673	-1792	-272	-350	0	-78
8	-232	-133	8921	-3629	-902	-1345	-96	-86
8.5	-556	36	10538	-7420	-489	-681	-156	-186
9	-566	636	11926	-10653	-30	9	-448	-538
9+	-499	668	8286	-6383	177	-1170	-635	-1032
10	-200	-76	3272	-2327	307	-467	-439	-382
10+								
	-11785	-4749	150958	-95127	-12530	-22802	-4827	-4838

図5-4は、各洪水時の各測線の断面変動量を示したもので、この曲線を積分したものが、観測区間の溪床変動量ということになる。図5-5は、各洪水による観測区間全体の溪床土砂堆積量の変化を、図5-6は、各測線間の溪床土砂堆積量の変化を一部示したものである。なお、図5-6は、区間長の相違を消去するため、単位溪流長当りの溪床土砂堆積量で表現してある。

図5-5は、洪水のたびに徐々に洗掘され、12万m³程度に収れんしつつあった観測区間の溪床土砂堆積量が、8208洪水の大堆積によって一挙に27万m³を越すまでになり、これを契機に、また、溪床がダイナミックな変動をはじめたことを示している。この変動は、もっぱら8208洪水の堆積土砂の洗掘という形で行われ、観測区間の溪床土砂堆積量は、やはり13万m³程度の一定値に収れんする傾向をみせている。このように、大規模な堆積が起ると、その後の溪床土砂堆積量の収れん値が、以前の収れん値に比べて若干大きくなる傾向がうかがえる。

表 5－3. 溪床変動総量

Table 5-3. Net volume of riverbed variation.

測線名	溪床変動総量 (m³)							
	8009	8108	8208	8209	8305	8308	8309	8506
0	1058	533	6561	2437	1169	1402	601	1208
0.5	783	684	5441	2421	1283	1890	536	1163
1	971	1115	6883	3752	1263	2977	844	1928
1.5	508	735	3857	1784	544	1232	540	1396
2	690	781	4562	2673	872	1947	798	3259
2.5	613	501	5042	3075	757	1792	683	2535
3	719	503	7997	5377	622	1363	516	1299
3.5	358	172	4910	4173	162	468	101	407
4	540	214	5233	3965	195	559	0	672
4.5	1425	1224	10005	7013	886	1656	118	1210
5	1635	1914	12649	9266	1264	2090	484	1022
5.5	1695	1810	19561	8076	1513	5670	583	1451
6	1099	773	16036	3431	1086	6987	106	1372
6.5	994	458	15840	4513	1250	5505	0	1248
7	1008	536	17398	5916	1121	2410	0	917
7+	371	242	6768	1875	427	487	0	295
8	740	770	14339	3879	1125	2295	278	885
8.5	895	892	14874	7784	679	2340	444	1524
9	1132	1063	17072	11365	434	2768	840	2548
9+	1125	1200	12682	6882	425	4029	962	2360
10	868	845	6148	2449	376	2303	561	1459
10+								
	19225	16966	213855	102102	17451	52170	8994	30158

各測線区間の個別の溪床土砂堆積量の変化（図 5－6）は、大局的に見れば観測区間全体でみられた傾向とはほぼ同じと言える。しかし、少し詳細に見ると各断面の個性があらわれている。一つは、谷幅の広狭に関するもので、各区間の土砂堆積量は谷幅の変化とはほぼ対応した量的分布を示し、幅の広い部分で土砂堆積量の絶対量は多くなっている。また、観測区間の比較的谷幅の狭い 2～4.5 測線にかけては、8209 洪水で、すでにほぼ収れんする傾向がみられる。もう一つは、個別区間でみると収れん値が必ずしも一サイクル前とは同じようにはなっていないということである。特に、5.5～9 測線にかけては、以前の収れん値より大きい値に収れんする傾向があるし、4.5～5 測線のように逆の傾向にあるものもみられる。このことは、元に戻るといっても大規模堆積による新たな条件変化に対応して戻るのであって、全く元のようになるということではないことを意味している。

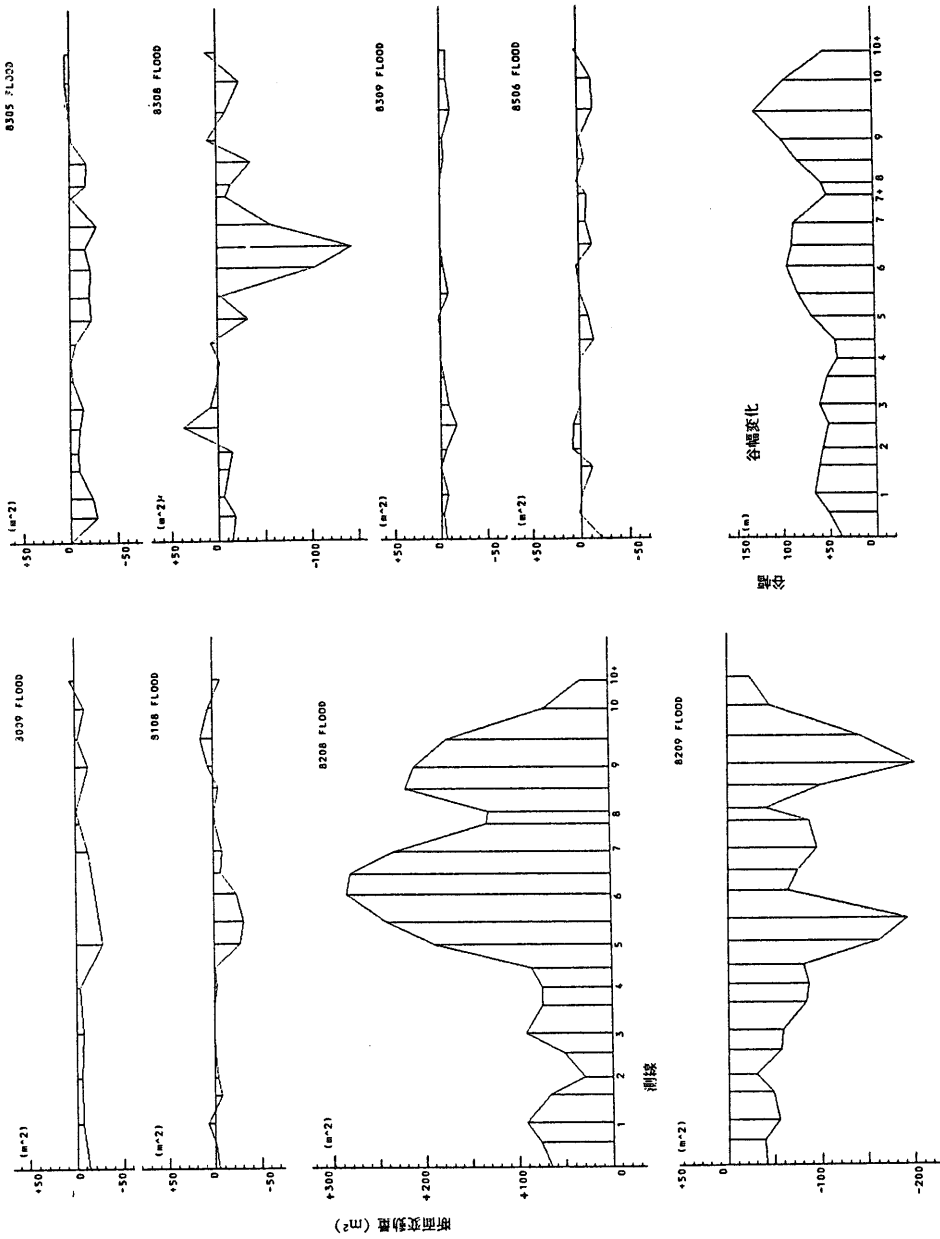


図5-4. 各測線の断面変動量

Fig.5-4. Variation area of cross section at each cross sectioning line for each flood.

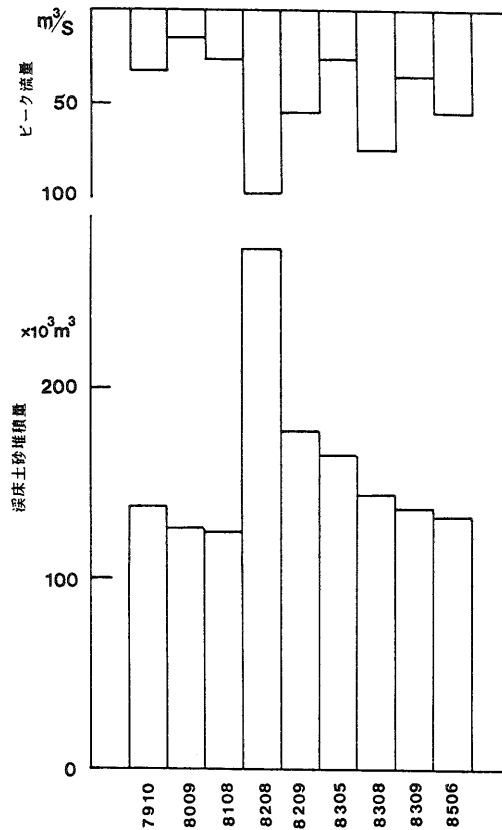


図5-5. 観測区間全体の溪床土砂堆積量の変化

Fig.5-5. Changes of deposit volume in the observation reach for each flood.

図5-4, 図5-5を考え合わせると, つぎのようなことも読み取ることができる。すなわち, 観測区間の溪床土砂堆積量が減少し, 収れん値(12~13万 m^3)に近づいた時点で起こる溪床変動は, ある区間で洗掘, ある区間で堆積というように両現象が交互に起こるようになるということである。この関係は, 一つの断面内でも見ることができ, 洗掘部と堆積部が交互にあらわれ, しかも量的にもほぼ同じ規模になるような傾向もみられる(前図3-4)。もちろん, この時点で大量の土砂の供給があれば, 8208洪水の時のように各断面で, したがって全ての区間でも一斉に堆積になり, また, 新たな溪床変動のサイクルが始まるわけである。

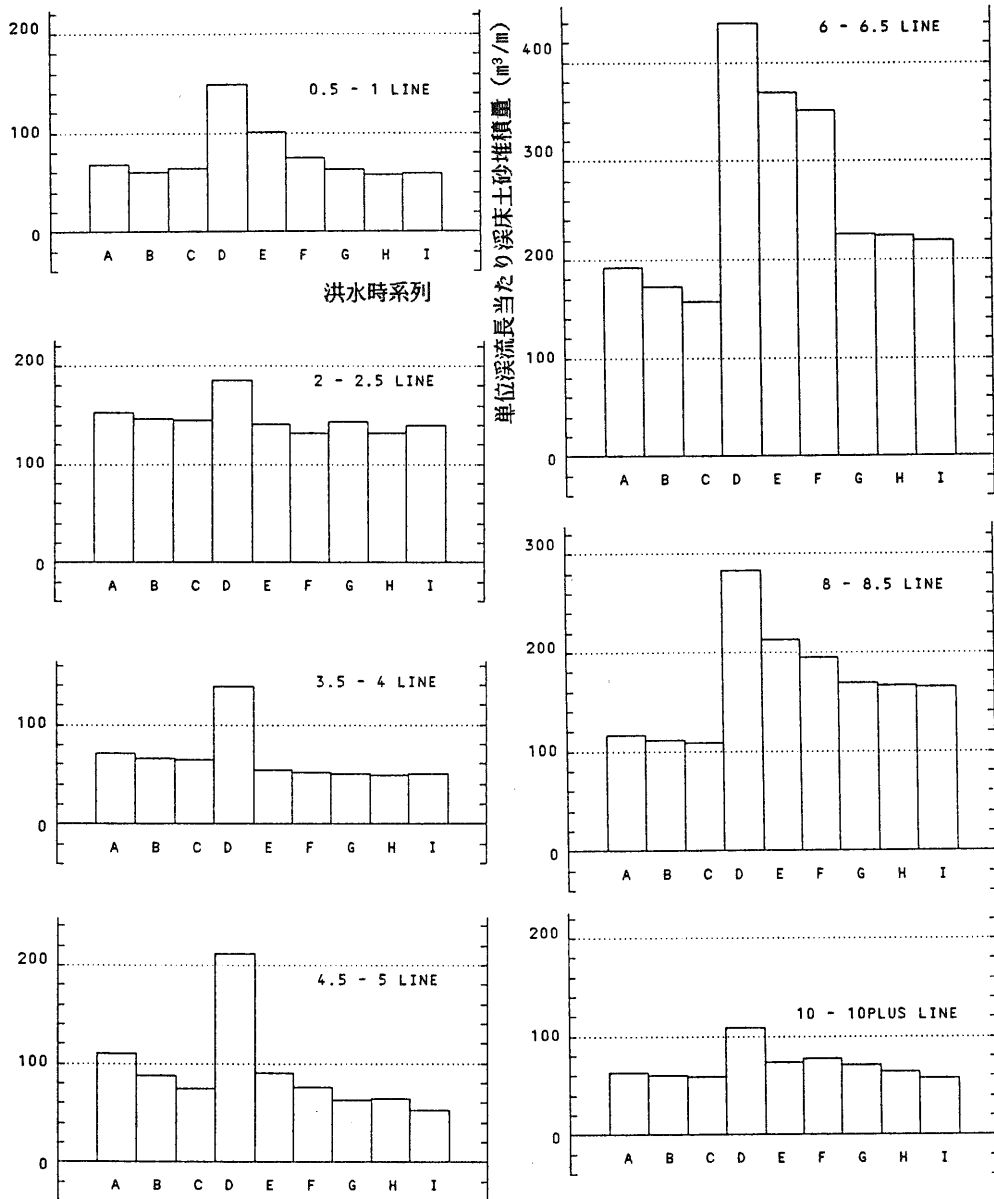


図5-6. 各測線区間の溪床土砂堆積量の変化

Fig.5-6. Changes of deposit volume between two adjacent lines (cross sectioning lines) for each flood.

A: 7910 flood, B: 8009 flood, C: 8108 flood, D: 8208 flood,
E: 8209 flood, F: 8305 flood, G: 8308 flood, H: 8309 flood,
I: 8506 flood

この洗掘と堆積の関係を別の観点から整理したものが、図5-7である。ただし、8208洪水については最大堆積時の8208 I断面を用いて溪床変動量を計算している。この図は、溪床変動量の絶対値を溪床変動総量で除したもので、1に近い値をとれば、洗掘あるいは堆積のいずれか一方が卓越する溪床変動を示し、0に近い値をとれば、洗掘と堆積がほぼ均衡した溪床変動を示すことになる。図5-7をみると、8208洪水の大規模な堆積直後は、洗掘の卓越する溪床変動であるが、後の洪水ほど、つまり収れん値に近づくほど、洗掘と堆積が均衡する傾向にあることが明瞭に示されている。特に、8506洪水では、洗掘量と堆積量が均衡したため、この値は1/6程度となっている。このことは、溪床変動量としてそれほど大きくなくても、溪床変動に係わった土砂の総量としては、かなりの量になる場合（この場合は溪床変動量の6倍以上）のあることを意味しており、従来の溪床変動量だけの概念では、場の変動の実態を十分に把握できないことを示している。すなわ

ち、溪床変動の規模を考える際には、土砂収支的な量的規模を表す溪床変動量と、場の変動規模を表す溪床変動総量の両方を考慮しなければならないということである。

2) 流量と溪床変動の規模との応答

図5-8は、流量と溪床変動量および溪床変動総量との関係を示したものである。この図を見ると、溪床変動量および溪床変動総量のいずれもが、流量によって一意に決まるという関係にならないことがわかる。さらに、少し詳細に図5-8を見ると、洪水発生の順序、すなわち洪水履歴が流量と複雑に絡み合って、溪床変動の規模に強く影響を与えていることを読み取ることができる。特に、溪床変動量については、洪水履歴の影響が強いように見える。いずれにせよ、溪床変動の規模が流量によって一意に決定されるものでないという事実は、極めて重要なことで、降雨（流量）の確率と土砂移動規模の確率が、1対1に対応するという前提で組み立てられているこれまでの砂防計画に、根本的に疑義を投げかけるものである。

先に述べたように洪水履歴と流量が絡み合っているために、溪床変動との応答関係が複雑になっている。この絡み合いを解きほぐすことによって何らかの規則性を見つけ出すことができるのではないかと考え、流量規模を揃えて、洪水時系列にそって溪床変動の規模の変化を眺めてみることにした。そこで、図5-9、図5-10のように、溪床変動量、溪床変動総量をピーク流量

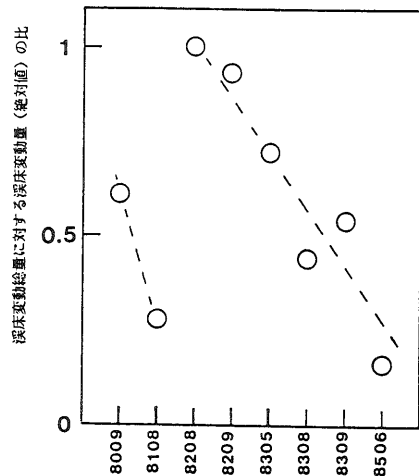


図5-7. 溪床変動総量に対する溪床変動量（絶対値）の比

Fig.5-7. Ratio of the volume of riverbed variation (absolute value) to the net volume of riverbed variation. A dashed line shows a series of the scouring process.

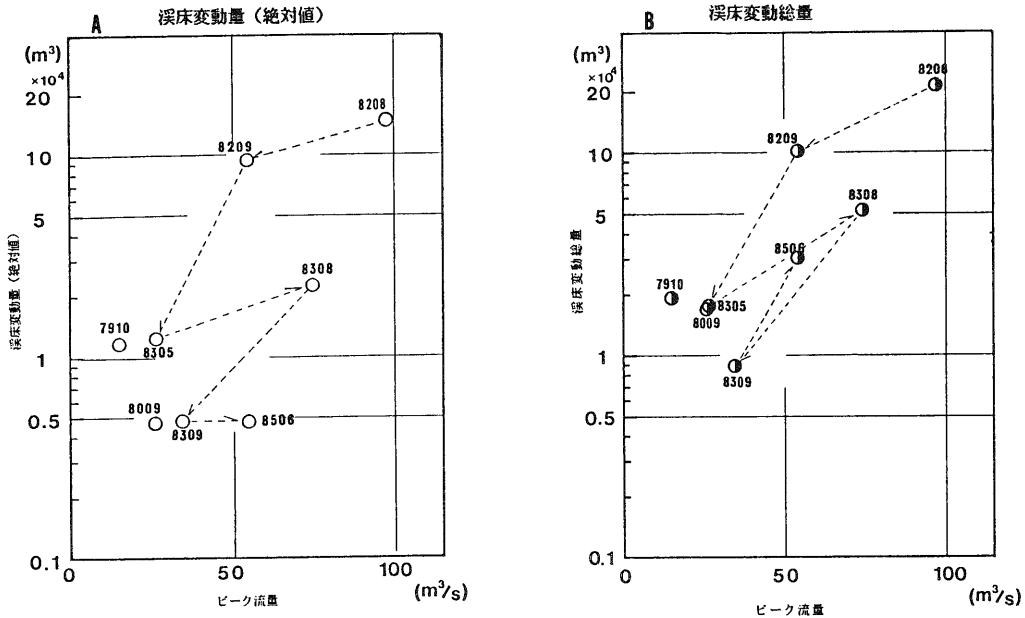


図5-8. 流量と溪床変動の規模との関係

Fig.5-8. Relation between the peak discharge and the magnitude of riverbed variation. Dashed lines show the occurrence order of riverbed variation after 8208 flood.

A: Volume of riverbed variation (absolute value).

B: Net volume of riverbed variation.

で除し、それを洪水時系列にそって整理してみた。

単位流量当りの溪床変動量の時系列変化には(図5-9), はっきりした規則性を見ることができた。それは、大規模な堆積の後の洗掘の卓越する過程(以後、洗掘過程と呼ぶ)にあっては、洪水流量の大きさがどんなものであれ、単位流量当りの溪床変動量は洪水時系列にそって、指数関数的に減少していくということである。

図5-5で、観測区間の溪床土砂堆積量が洪水のたびに徐々に洗掘され、12~13万 m^3 程度に収れんする傾向が見られた。これは、単位流量当りの溪床変動量が洪水時系列にそって、指数関数的に減少するという規則性の結果であることが明らかになった。

ここで、注意しなければならないことは、この規則性は、観測区間全体について見たときにあられるということである。各測線区間については、指数関数的に減少するという傾向は、ある程度見られる(図5-6)が、それぞれの区間には個性があり、すべての区間で、図5-9のような関係があるということではない。逆に言えば、それぞれの区間の個性が平均化されて、図5-9のような規則性になったと考えるべきである。

ところで、堆積するか洗掘流出するかは、入力としての流量と供給土砂それに溪流の場の特性によって決まってくる。一般的に、流量に比べて供給土砂の量が多く、河道の土砂輸送能力より

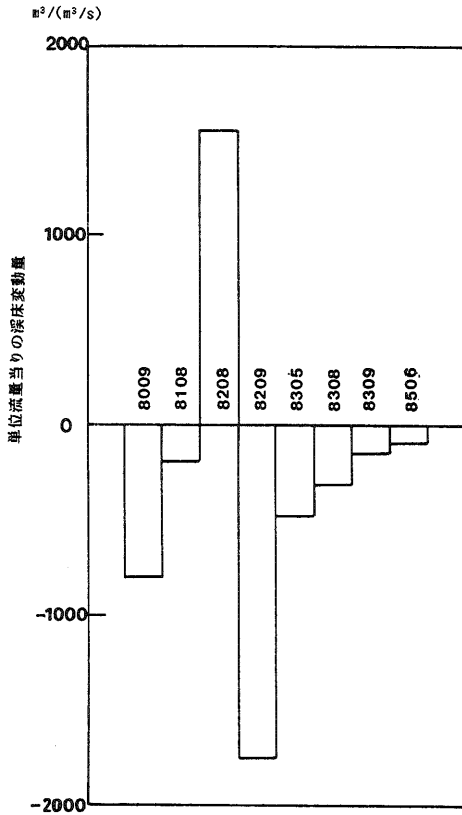


図 5-9. 観測区間全体の単位流量当りの溪床変動量

Fig.5-9. Changes of the volume of riverbed variation per unit peak discharge in the observation reach.

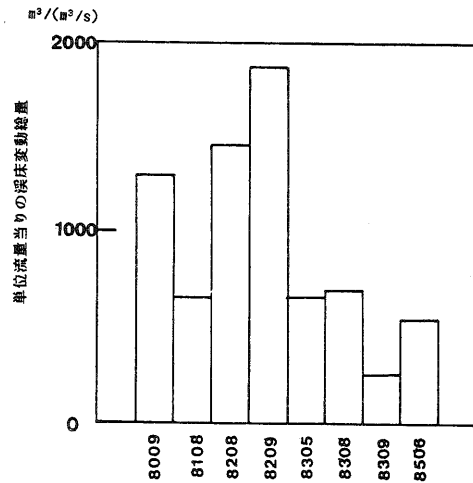


図 5-10. 観測区間全体の単位流量当りの溪床変動総量

Fig.5-10. Changes of the net volume of riverbed variation per unit peak discharge in the observation reach.

大きいときに堆積が起こり、流量が多いとき洗掘が起こる。したがって、8208洪水の大規模な堆積後、数年から10年確率程度の流量（表6-1）があったにもかかわらず、洗掘過程が続いたということは、この間の供給土砂量が多くなかったことを物語っている。また、堆積現象が突発的に起こるランダム性の強いものであり、予測が極めて困難であるのに対して、一旦、土砂が溪床に堆積すると、その後の溪床変動量には規則性が見られ、変動量についての予測がある程度可能になる。

溪床変動現象を別な観点からみた、単位流量当りの溪床変動総量の洪水時系列変化には、溪床変動量のような規則性は見られない。しかし、8305洪水以後は、 $600 \text{ m}^3 / (\text{m}^3 / \text{s})$ 前後（8309洪水では $300 \text{ m}^3 / (\text{m}^3 / \text{s})$ と小さいが）の値をとる傾向がある。この傾向と8305洪水以後の溪床変動量が -500 から $-100 \text{ m}^3 / (\text{m}^3 / \text{s})$ に指数関数的に減少することを比べると、後の洪水になる

ほど両者の差が大きくなることがわかる。先に、8506洪水で溪床変動総量が溪床変動量の6倍程度になったと述べたが、これは、この理由によるものである。

5. 変動形態

溪床変動の場合は、流水の広がった領域と考えられ、変動形態としては流路幅が重要な要素となってくる。本節では、変動形態として流路幅の変化を取り上げ、流量と流路幅の応答についての検討を行ってみる。

一般に流路の幾何形状をあらわす特性値と流量との間には、ベキ関数関係があるとされ、この関数関係を水理幾何学と呼んでいる。そして、河川工学でいうレジーム公式は、平衡状態下における水理幾何学的関係式であるとされる⁶⁶⁾。従来、水理幾何学あるいはレジーム理論の研究は、緩流河川でなされており、溪流においては、わずかに芦田・高橋ら⁶⁾、池谷¹⁸⁾の研究があるのみである。しかし、彼らの研究も、水路実験あるいは緩流河川の過去のデータを再整理したものであって、現実の溪流の観測に基づくものではない。そこで、溪流においても流量と流路幅に関する水理幾何学的関係が成立するのか、成立するとすれば、その式形はどのようなものであるかについて、実際の観測データを基に検討してみるとことにした。まず、問題になるのは、流量としてどのような量をとるかである。緩流河川においては、常時ほぼ一定ということで年平均流量をとることが多い。しかし、溪流においては、流量の変動が極めて大きく、年平均流量をとってみても余り意味はない。それよりは、洪水時のピーク流量の方が、流路幅の決定に大きく関与するとみられ、溪流においてはピーク流量をとるのが合理的と考えられる。そこで、2節で述べた方法により、各測線の対象流域毎にハイドログラフを求め、それからピーク流量を読み取った。この結果を示したのが、表5-4である。ここで、Aは0～3.5測線、Bは4～8.5測線、Cは9～10+測線の対象流域面積である。なお、流路幅は、洪水痕跡あるいは横断面形の変化により判定した。

表5-4. 各洪水時のピーク流量

Table 5-4. Peak discharge for each flood.

洪水	A (7.76km ²)	B (7.38km ²)	C (5.73km ²)
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
7910	32.9	31.6	25.9
8009	14.8	14.2	11.8
8108	25.9	24.8	20.1
8208	96.9	92.4	72.7
8209	54.5	52.1	41.6
8305	26.4	25.4	21.1
8308	74.4	71.0	56.3
8309	34.7	33.2	26.9
8506	54.5	52.3	42.3

図5-11は、各洪水時の各測線における流量と流路幅の関係を示したものである。この図を見ると、上限を区切る線分は、流量（ Q ）と流路幅（ B ）に関する水理幾何学的関係式（5・4式）において、 $r = 1.5$ 、 $b = 0.5$ と表すことが可能であり、少なくとも B と Q の上限の関係については、溪流においても水理幾何学的関係が成立することを示している。下限については、バラツキは大きいが、この原因となっているのが、主として8309洪水あるいは特定の場所（谷幅が狭くⅠ、Ⅱ、Ⅲ区間の節点となっている4測線前後と7+測線）のデータであり、これを除くと下限線を区切ることが可能である。この時の、 r 、 b の値は、それぞれ $r = 3.5$ 、 $b = 0.5$ となる。なお、この下限のバラツキについては、制約条件の変化という観点から後述のような検討を加えている。

$$B = r Q^b \quad \text{..... (5・4)}$$

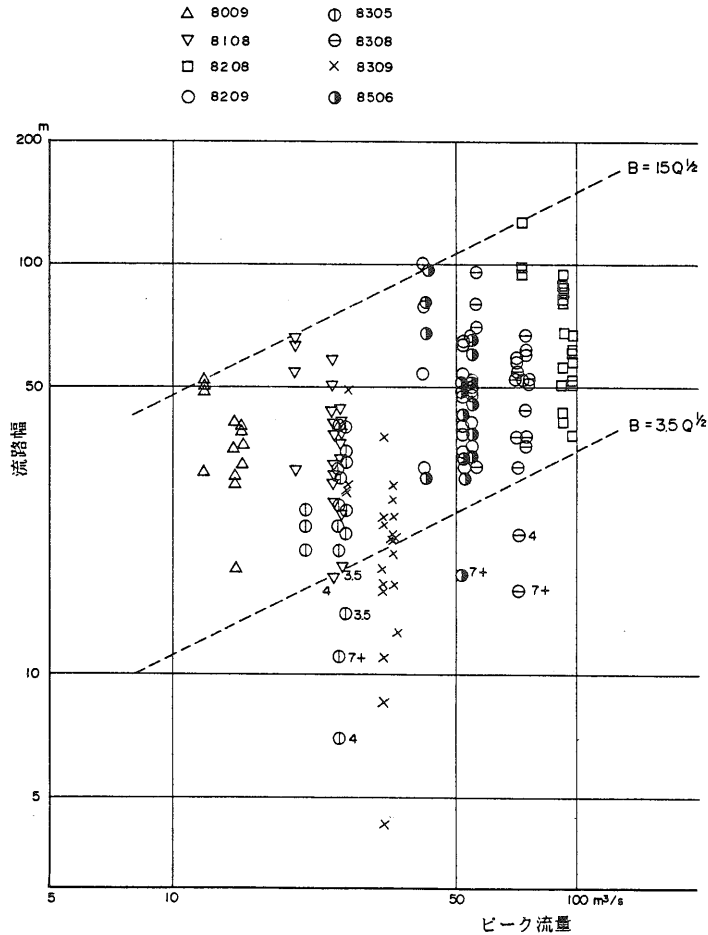


図5-11. 流量と流路幅との関係

Fig.5-11. Relation between peak discharge and channel width.

従来、レジーム公式によれば $b = 0.5$ ，水理幾何学（高山の整理による⁶⁶⁾）では，流下方向の流量変化に対して $b \approx 0.5$ ，一地点における流量変化に対して $0.04 \leq b \leq 0.5$ を示しており，溪流においても上限と下限との関係については，緩流河川とはほぼ同様のベキ指数をとることがわかる。 γ については，芦田・高橋らが $\gamma = 3.5 \sim 7$ を示しており，今回得られた $\gamma = 3.5 \sim 15$ とは範囲が異なる。 γ の値は，流量の取り方（年平均流量を取るか，ピーク流量を取るかなど）によっても変化するものであり，これについての検討も含めて， γ の範囲の相違が溪流と緩流河川の本質的な違いによるものかどうかについては，今後の課題としたい。

ところで，図5-11のプロットで，水理幾何学的関係の規則性を乱したのは，特定の場所あるいは特定の洪水のデータであった。この原因を探る意味で，図5-11の関係を溪流の場の特性に応じて整理してみた。具体的には，節点を別個に取り出し，観測区間をⅠ，Ⅱ，Ⅲ区間とその節点（N）の4つに区分し，各区分における流路幅を平均して，その平均値と流量との関係を見たものである。図5-12は，その結果で，Qのベキ指数が $1/2$ であるという点を重視し平

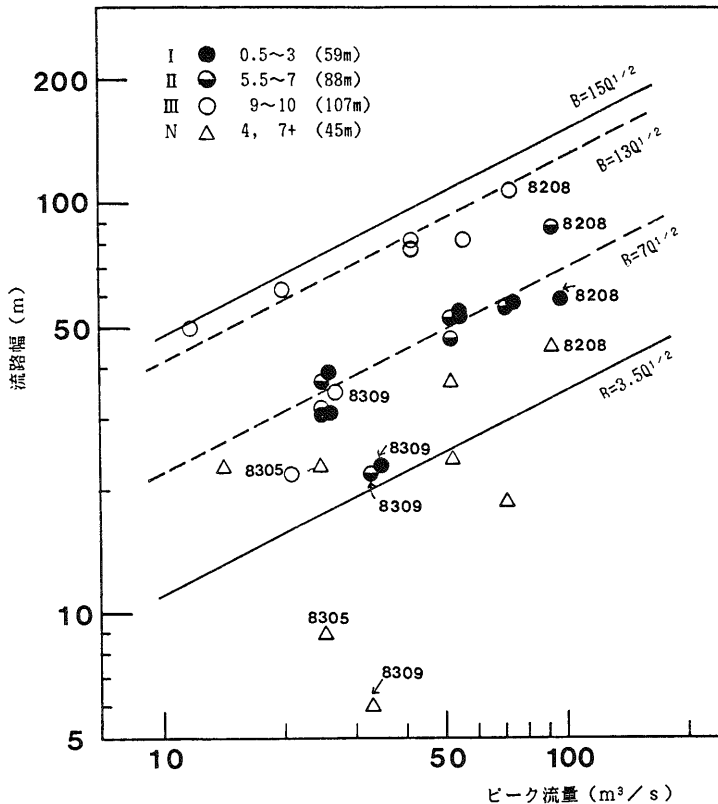


図5-12 流量と区間平均流路幅との関係

Fig.5-12. Relation between peak discharge and the average channel width of a part in the observation reach.

分線を引いている。この意味は、流量と流路幅の関係に関して上限と下限だけでなく、中間においても、基本的には $B = \gamma Q^{1/2}$ の関係が成り立つとの観点に立つということである。この場合、係数 γ は、流路幅決定に関する流量以外の各種制約条件（谷勾配、谷幅、堆積物の受食性、土砂濃度、粗度など）の総合的な指標としての意味を持ち、 γ が大きければ、流路幅が広がり易いということ、小さければ、広がりにくいということを意味する。また、 γ が一定ということは、各流量規模に対して制約条件（前述の各種制約条件の総合化されたもの、以下この意味で使用する）が変化しないということを意味する。

プロットはかなりバラツクが、 $B = 13 Q^{1/2}$ 、 $B = 7 Q^{1/2}$ の平分線を引くことは可能である。 $B = 13 Q^{1/2}$ の平分線の回りには、Ⅲ区間のプロットが分布する。しかし、8309洪水のプロットは、この平分線より下側に大きく離れ、制約条件が大きく変化したことを意味している。一方、 $B = 7 Q^{1/2}$ の平分線の回りには、Ⅰ、Ⅱ区間のプロットが分布する。しかしこれも、8309洪水のプロットは、この平分線より下側に大きく離れ、制約条件の大きな変化を示している。節点については、プロットが大きくバラツキ、平分線を引くことは困難であった。このように、区間によって平分線が分かれたということ、あるいはプロットが大きくバラツキ、平分線を引くことができなかったということ、これらは、各区間の持つ溪流の場としての特性が、流路幅の取り方にあらわれたとみることができる。最も谷幅の広いⅢ区間（平均谷幅107 m）で、 $\gamma = 13$ と最も大きな値を取ったことは、谷幅が、流路幅の広がるための必要条件であることを示している。しかし、谷幅の異なるⅠ区間（平均谷幅59 m）とⅡ区間（平均谷幅88 m）で、 $\gamma = 7$ と同じ値を取ったということは、谷幅が十分条件でないことも示している。

具体的に、図5-13のモデル図（Ⅱ区間）を使って、谷幅の広いⅡ区間とこれに比べて狭いⅠ区間のプロットが、なぜ同じ平分線であらわされるのかを考えてみた。洗掘過程に入ったc、d洪水時点では、新しい堆積物（細粒物質）の受食性が流路幅制約の主要な因子となり、制約条件もそれほど変化しない。しかし、e、f洪水時点になると細粒物質の流出によって巨礫あるいは岩盤が露出し、流量および土砂濃度によってはその形状および粗度が流路幅制約の主要な因子となり、制約条件は大きく変化することになる。したがって、谷幅がいくら広くても流路幅はモデル図（Ⅱ区間）で示したようにBe程度にしか広がれなくなることもある。Ⅰ区間とⅡ区間のプロットが同じ平分線であらわされたのは、このBe部分と谷幅（Ⅰ区間の）全体の当該の流量に対する制約条件がほぼ同じであったためである。

また、8309洪水（一部8305洪水）のプロットが平分線から大きくはずれたのは、モデル図（Ⅱ区間）で言えばf洪水時点の状態（Bf）のようであったということであり、上述と同じ理由によるものである。なお、b洪水時点（8208洪水に対応）では、谷幅が第一の制約となり、流路幅は谷幅以上に広がることはできない。このことから考えると、図5-12のⅠ区間の8208洪水のプロットは、谷幅の制約がなければ、 $B = 7 Q^{1/2}$ の平分線上に乗る可能性がある。同様に、Ⅱ区間の8208洪水のプロットも $B = 13 Q^{1/2}$ の平分線上に乗る可能性がある。

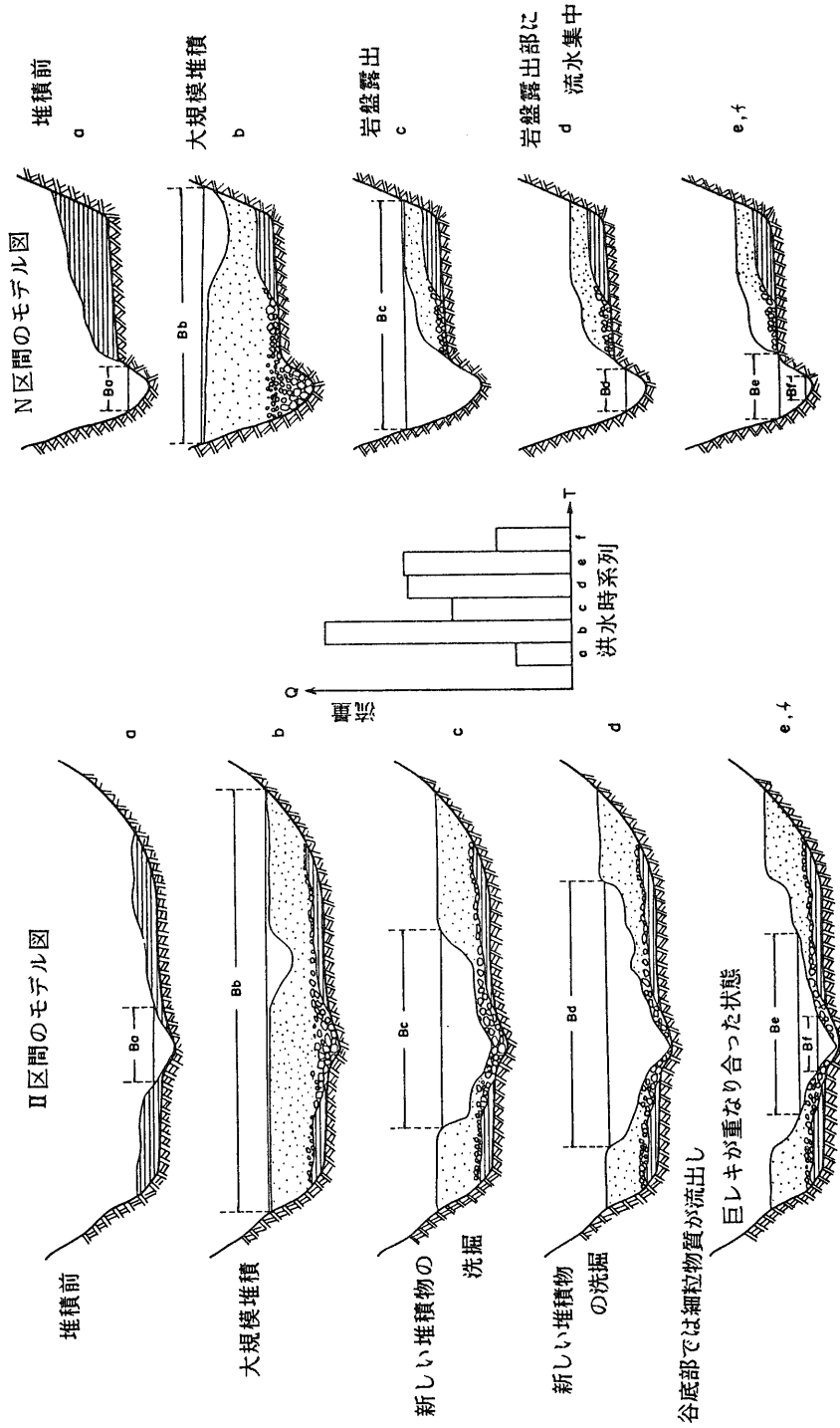


図5-13. 流路幅変化のモデル図

Fig.5-13. Schematic representation of channel width variation.

最後に、節点（N区間）のプロットが、なぜ大きくバラツクのかをN区間のモデル図（図5-13）によって考えてみた。節点は、谷幅が狭いため、大規模な堆積の洪水時点（b）およびその直後の洪水時点（c）では、谷幅が第一の制約となり、流路幅は谷幅によって頭打ちになってしまう。また、比較的流水が集中し易いため、c洪水時点で岩盤が露出してしまうことになる。そして、一旦岩盤が露出すると、流水はそこにさらに集中し、岩盤の縦横断面形態およびその粗度が第一の制約となる。さらに、このような状態では、流送土砂の有無あるいはその大小の影響が大きく、前述の第一の制約とあいまって、流路幅の広がり方は複雑になる。これらの理由により、節点（谷幅が狭い）では、流量と流路幅の間に規則性を見い出すことが難しくなるのである。

Ⅵ 河道の自己調整

1. 動態認識

1) 自己調整

Ⅲ章で述べたように、実験溪流観測区間の縦横断面形状および平面形状は、8208洪水の大規模な堆積により一変した。その後、この区間は洗掘過程に入り、溪床は洪水毎にダイナミックに変動していった。この一連の溪床変動は、縦横断面形および流路が、元の形状に近づこうとすることによってもたらされたもので、最もはやく元の形状に近づいたのは、谷底線であった（前図3-3）。特に、下流狭さく部の基盤河道に接続する0測線では、はやくも8208洪水の減水によって元に戻っている。また、観測区間の節点となる比較的谷幅の狭い4測線および7+測線でも、つぎの8209洪水で元の谷底であった岩盤が再びあらわれている。そして、この谷底線の変化に引き続く形で、横断面形が元の形状に戻ろうとする傾向がみられる（前図3-4）。このことは、大規模堆積後の洗掘過程における溪床変動は、最初にタテの変化、それに誘発される形でヨコの変化が起こることを物語っている。この意味では、タテの変化を規制する非侵食面としての下流狭さく部の基盤河道の岩盤面あるいは4測線、7+測線の流路の岩盤面が、全体の溪床変動に対して重要な役割を果たしているということになる。

ところで、この元に戻ろうとする形態的变化の過程は、量的な見方、すなわち観測区間全体の溪床土砂堆積量の変化でみると、洪水のたびごとに堆積量が減少し、ある一定値に収れんするという形であらわれていた（前図5-5）。そして、この変化はⅤ章で述べたように、単位流量当りの溪床変動量が洪水時系列に沿って、指数関数的に減少するという規則性（前図5-9）によってもたらされたものである。なお、1サイクル前の7910および8009洪水によっても、溪床土砂堆積量は、ある一定値に収れんするという傾向をみせており、溪床土砂堆積量の収れんというサイクルは、繰り返し起こっていることを示している。

以上のようにみえてくると、観測区間で起こっている溪床変動は、大規模な堆積が河道に不安定な状態をもたらし、その後の洗掘過程が、これを解消し安定を取り戻そうとしているとみるこ

ができる。そしてこの安定な状態は、元の形状に戻ろうとする河道の形態的变化にみられるように、最終的には溪流の場の特性、すなわち非侵食面によって形成される谷床勾配、谷幅、溪床堆積物の受食性などによって制約されているとみることができる。

このように溪流は、河道の安定を乱すカク乱要素としての大規模な堆積が起これと、その後の洗掘過程で河道自身がその勾配、幅などの形状を調整することによって、安定な河道を目指そうとする。これは、溪流に、カク乱（例えば堆積）を打ち消すような補償的变化（元に戻ろうとする変化）を促す作用があることを示している。また、この補償的变化の過程で、河道は自身の形状を調整し、調整することによってこの変化を促すことになる。これを、河道の自己調整作用と呼ぶ。そして、この形状調整能力は谷床勾配、谷幅、堆積物の受食性などに制約されることになる。

ところで、観測区間全体の溪床土砂堆積量の変化、あるいは単位流量当りの溪床変動量の変化は、各洪水時の形状の調整結果が総合的に表現されたものと考えられ、これらは、大局的にみた河道の不安定から安定へのプロセスを指標しているとみることができる。したがって、安定な河道の状態とは、その区間の溪床変動量が小さく、溪床土砂堆積量がある一定の収れん値に近づいた状態ということになる。

なお、溪床変動量が小さいといっても洗掘も堆積も起こらない状態ということではない。V章で述べたように、場の変動規模をあらわす溪床変動総量は、溪床変動量のように、その単位流量当りの量が指数関数的に減少せず、一定値をとる傾向もみられる。したがって、溪床変動量が小さくなくても溪床変動総量は必ずしも小さくならない。ここで言っている安定な河道の状態とは、量的にみたものであって、場の変動は起こっていることに注意する必要がある。

2) 谷幅と土砂移動

溪床土砂堆積量の変化あるいは単位流量当りの溪床変動量の変化は、河道が不安定な状態から安定な状態へ変化するプロセスの指標となっていると考えられた。ここでは、谷幅の狭い部分と広い部分とで、これらの変化がどのようにあらわれるかを比較することにより、不安定から安定へのプロセスの違い、すなわち自己調整作用の働き方の違いをみてみることにする。

図6-1は、観測区間の節点付近、3.5～4測線間および7+～8測線間の谷幅の比較的狭い部分（平均谷幅50m）とそれ以外の谷幅の広い部分（平均谷幅72m）との溪床土砂堆積量の変化を示したものである。また、図6-2は、同じように単位流量当りの溪床変動量の変化を示したものである。なお、図6-1、図6-2とも比較可能なように単位溪流長当りの値に換算してある。

図6-1をみると、谷幅の狭い部分では、8209洪水ですでに収れん値に近い値をとっていることがわかる。これに対して谷幅の広い部分では、いくつかの洪水を経て徐々に収れん値に近づいている。このことは、単位流量当りの溪床変動量の変化（図6-2）に、より一層明瞭にあらわれている。すなわち、谷幅の狭い部分でも広い部分でも単位流量当りの溪床変動量が指数関数的に減少していくことは同じであるが、谷幅の狭い部分では溪床変動量が急減に減少するのに対

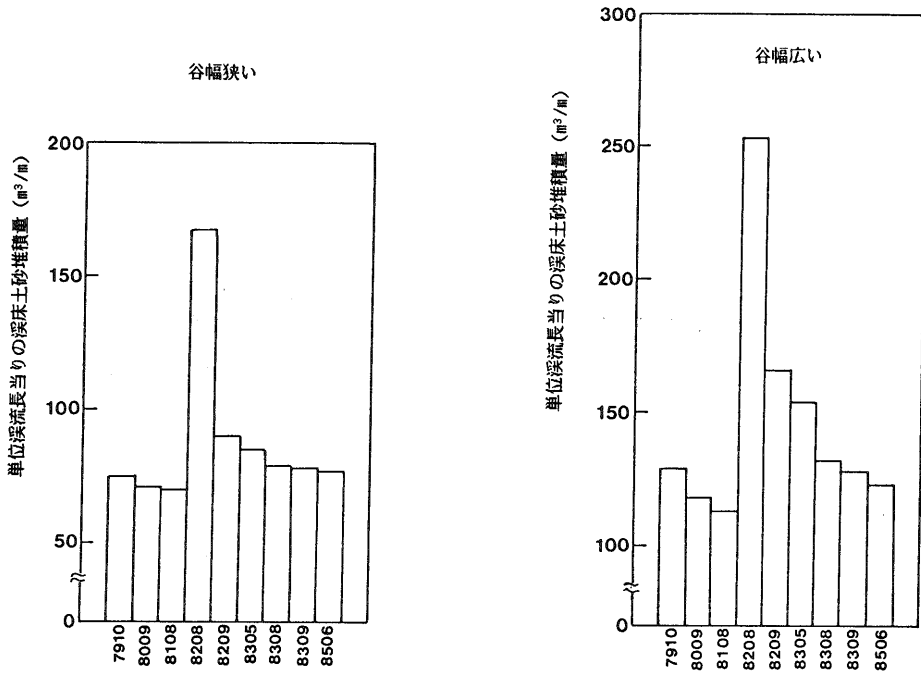


図 6-1. 谷幅と溪床土砂堆積量変化との関係

Fig.6-1. Relation between valley width and changes of deposit volume on the rivebed for a series of floods.

して、広い部分では徐々に減少することを示している。

このようにみえてくると、谷幅の狭い部分は、河道自身の形状調整能力が小さく、早期に安定状態に戻る“遊び”の少ない空間とすることができる。これに対して、広い部分は、河道自身の形状調整能力が大きく、長い時間をかけて安定状態に戻る“遊び”の多い空間とすることができる。なお、谷幅の狭い部分の極端な例は、観測区間下流に接続する谷幅が10数mの基盤河道である。ここは、河道が岩盤で構成されているため、河道自身の形状調整能力は皆無で、全く“遊び”のない空間となっている。ここに入力された土砂はすぐに出力され、ここでは洗掘も堆積も起こらないことになる。そこで、このような部分を、特に、狭さく部と呼び、これに対して谷幅の特に広い部分を拡幅部と呼ぶことにする。ところで、反対に広い部分の極端な例は、谷幅の制約のない扇状地ということになる。ここでは、河道の形状調整能力が極めて大きく、なかなか安定状態に到達しないということになる。

以上のように、谷幅の広狭によって河道の自己調整作用の働き方が異なるので、土砂の移動・堆積現象を考える際には、溪流区間を谷幅の狭い部分と広い部分とに分ける必要がある。

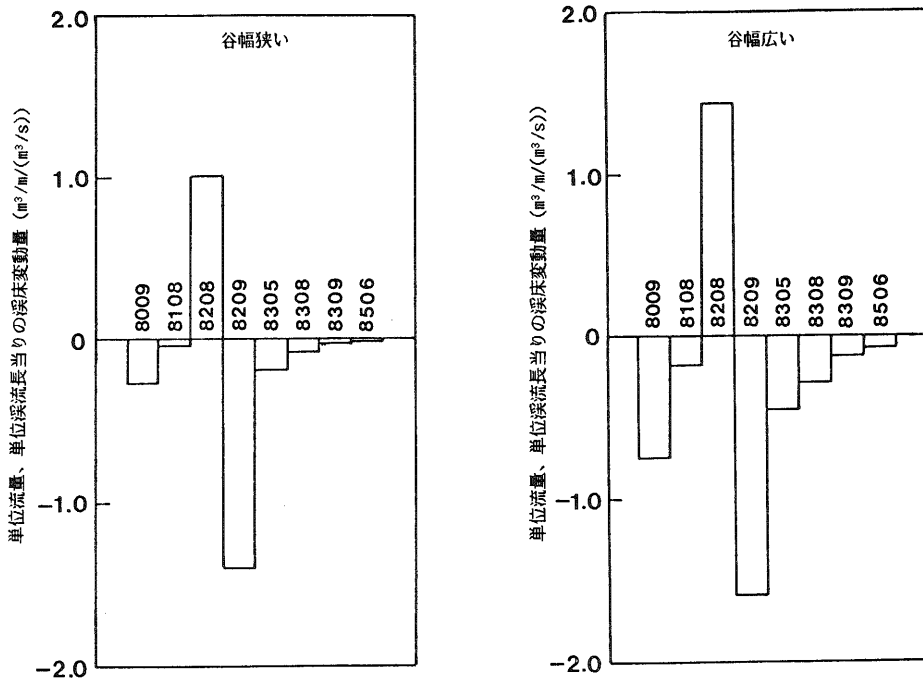


図6-2. 谷幅と単位流量当りの溪床変動量変化との関係

Fig.6-2. Relation between valley width and changes of the volume of riverbed variation per unit peak discharge for a series of floods.

2. 溪床堆積土砂の安定化

観測区間全体という大局的にみた、河道の不安定から安定へのプロセスは、溪床土砂堆積量がある一定値に収れんするという変化、あるいは単位流量当りの溪床変動量が指数関数的に減少するという変化にあらわれていると考えられた。ここでは、個別断面の溪床面の不安定性を水理量との関連で直接評価することによって、大規模な堆積による河道の不安定化とその後の洗掘過程による安定化について検討してみる。

1) 評価の方法

図6-3に示した手順に従って、N年確率流量をA洪水で形成された断面に与え、これに対応したN年確率の水位を算出する。そしてその水位面を基準に、それ以下の溪床面は不安定であるという見方で評価するものである。この評価は、相対的なものであって、N年確率の水位面以上にある溪床面が、N年確率流量に対して絶対的に安定であるという意味ではない。溪床面が、その水位面より上位にあればあるほど、N年確率流量に対する溪床面の安定性が相対的に高いということの意味するものである。

具体的な手順は、つぎのとおりである。まず、観測降雨強度（ R ）を有効降雨強度（ R_e ）に変換することを考える。このため、東河内および雨畑川流域の、既往の各降雨の最大観測降雨強度と最大有効降雨強度との関係を検討してみた。 R と R_e との間には、図6-4のような関係があり、（6・1）式のように表すことが可能であった²³⁾。そこで、（6・1）式を使って、観測降雨強度を有効降雨強度に変換することにした。

$$R_e = 0.19 R^{1.34} \dots\dots\dots (6 \cdot 1)$$

つぎに、（6・2）式の合理式で用いるべき洪水到達時間内の平均有効降雨強度を求めた。この平均有効降雨強度は、（6・3）式の角屋・福島の洪水到達時間式²¹⁾から得られる曲線群と（6・4）式の確率有効降雨強度式から得られる曲線群との交点として求められる（図6-5）。なお、洪水到達時間式の C の値は、建設省砂防課および土木研究所が行った山地河川での調査²⁶⁾から得られた120^{注1)}を与えた。また、確率有効降雨強度式は、タルボット型とし、 a 、 b の定数は、岩井・石黒による10分間特性係数値の分布図²⁰⁾から求めた。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} R_e A \dots\dots\dots (6 \cdot 2)$$

$$t_p = C A^{0.22} R_e^{-0.35} \dots\dots\dots (6 \cdot 3)$$

$$R_e = \frac{a}{t + b} \dots\dots\dots (6 \cdot 4)$$

最後に、このようにして算出された N 年確率流量を、 A 洪水によって形成された各断面に与えて、水位を算出

することになる。水位算出の際、マニング式を使うが、このときの粗度係数 n は、 A 洪水時のもの、溪床勾配 I は、 A 洪水によって形成された勾配を与えることにする。なお、 A 洪水時の粗度係数は、つぎのようにして求める。 A 洪水によって形成された断面に、 A 洪水の洪水位を与えて得られる流積と、同じ洪水位を A 洪水の前に形成されていた断面に与えて得られる流積とを平均して、これを A 洪水の流積と考える。この流積を A 洪水のピーク流量で除し、流速を算出し、マニングの平均流速式を逆算して粗度係数を求める。算出の過程からわかるように、この n は、

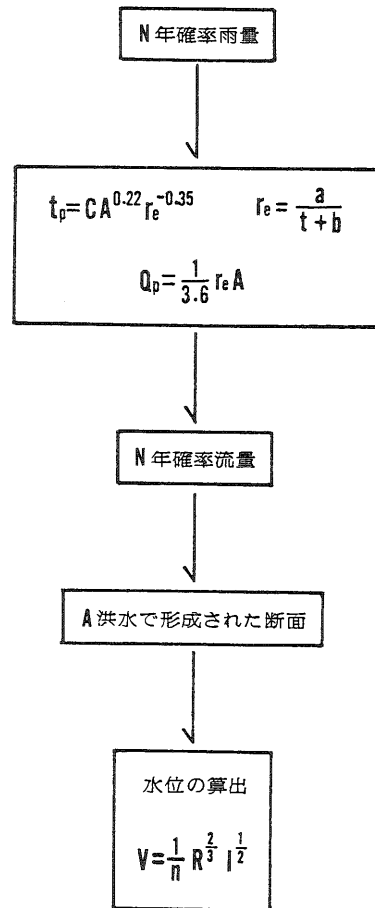


図6-3. 水位算出の手順

Fig.6-3. The flow chart of the calculation of a water-stage for a given rainfall.

注1) 原著では、 C の値を80～90としているが、式の誘導に明らかな間違いがみられた。これを訂正すると C の値は120～140となる。ここでは $C=120$ を採用することにした。

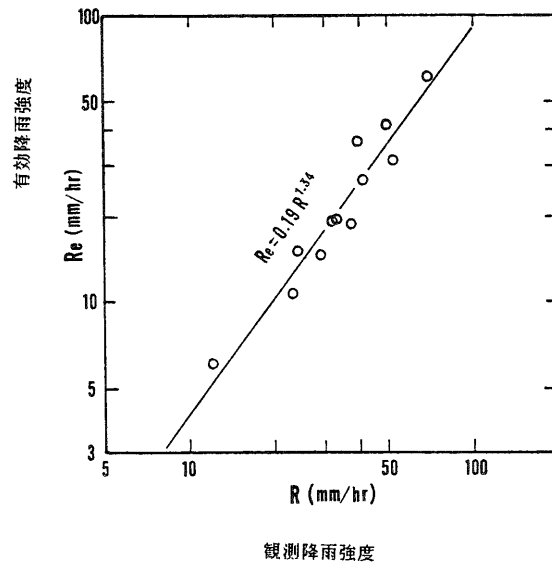


図 6-4. 観測降雨強度と有効降雨強度との関係

Fig.6-4. Relation between observed rainfall intensity and effective rainfall intensity.

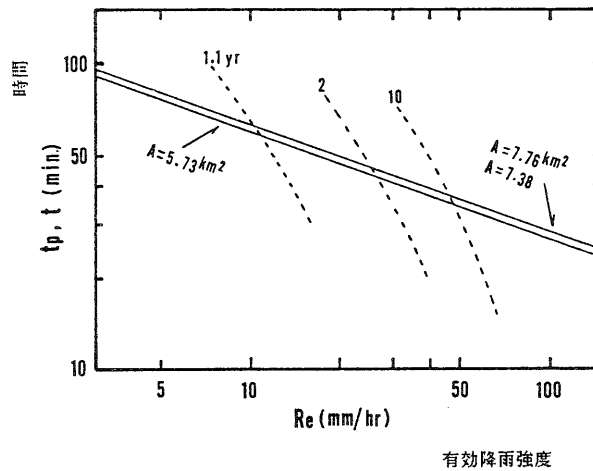


図 6-5. 洪水到達時間内の平均有効降雨強度の算出

Fig.6-5. Calculation of the effective rainfall within the concentration time.

通常の意味のマニングの粗度係数ではない。洗掘および土砂濃度の状況など未知の要素をすべて n の中に取り込んだ係数と言える。この意味では、 n を粗度係数と呼ぶのはふさわしくないかもしれないが、一応ここでは、便宜的にこのように呼ぶことにする。

2) 安定化のプロセス

表6-1に、観測区間の各対象流域面積毎のN年確率流量の値を示した。このN年確率流量を与えて、各河道断面の各時期のN年確率の水位を算出した。なお、8208断面については、8209洪水の粗度係数を与えて水位を算出している。

表6-1. 確 率 流 量

Table 6-1. Discharge for each recurrence interval.

確率年 y r	A (7.76 km ²)	B (7.38 km ²)	C (5.73 km ²)
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1.1	16.6	16.0	13.1
2	43.0	41.3	33.7
5	66.7	64.0	52.0
10	81.2	77.9	63.1
30	101.0	96.8	78.0

図6-6は、その結果の一部を示したもので、実線は、8208～8506洪水によって形成された断面形態、破線は、比較のために示した8208洪水発生前の断面（8108断面）形態である。また、一点鎖線は、各確率流量に対する水位線で、標高値（仮標高）として与えられている。これらの図を見ると、各洪水による断面形態の変化とともに、各確率流量に対する水位線が、どのように変化しているかが明瞭であり、この変化の様子から、溪床面の安定化のプロセスを検討することができる。以下、谷幅の広い8.5測線、狭い4測線を例に、この安定化のプロセスを具体的に検討してみる。はじめに、8.5測線についてみる。

8208断面（a）で左岸側に形成されている段丘状堆積物は、数年確率程度の流量に対しても不安定であると判定される。実際、8209洪水では、52.1m³/sのピーク流量があり、8209断面（b）を見ると、この段丘状部がかなり洗掘されているのがわかる。そして、この洪水で洗掘されなかった段丘状部は、その安定性を増大させていると判定される。

8305洪水は、ピーク流量が25.4m³/sと比較的小さかったので、8305断面（c）と8209断面（b）とに、それほど大きな断面形態の変化は見られないが、左岸側段丘状部の安定性は、相対的に増大していると判定される。しかし、低位の段丘状部は、数年～5年確率程度の流量でも洗掘される可能性は残されているように思われる。実際、8308洪水は、ピーク流量が71.0m³/sと大きかったので、この部分は、洗掘されてしまっている（8308断面（d）と8305断面（c）参照）。ここでも、この洪水で洗掘されなかった段丘状部は、その安定性を増大させており、しかも安定化の程度は、これまでに比べて大きいと判定される。

8309洪水のピーク流量は、33.2m³/sであったが、8309断面（e）と8308断面（d）との

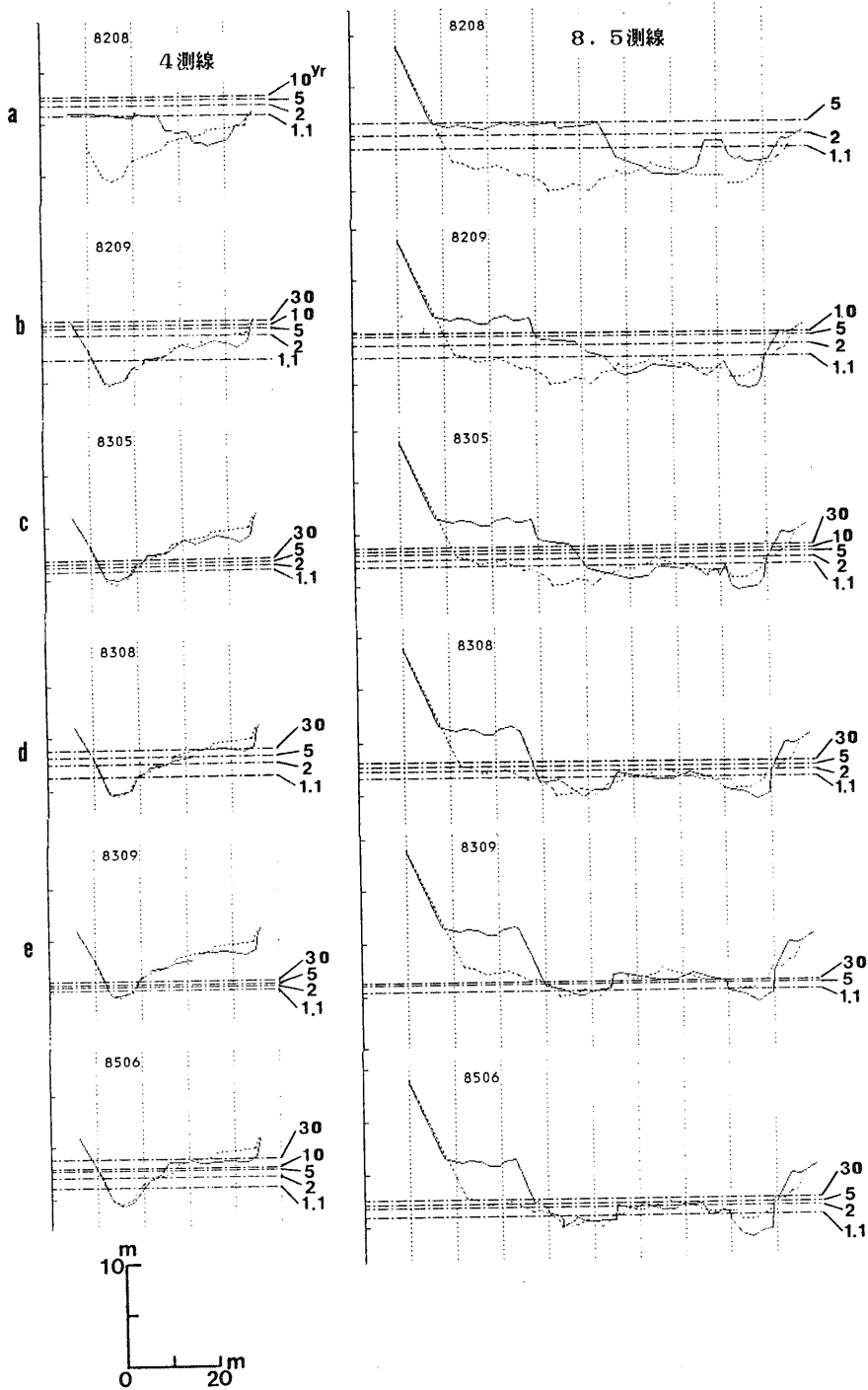


図6-6. 溪床の安定性の変化

Fig.6-6. Changes of riverbed stability judged by the water-stage for a given recurrence interval.

形態にそれほどの変化はみられない。ただ、8309断面の左岸段丘状部は、今まで以上に大きく安定化したのが特徴的である。すなわち、30年確率の流量があったとしても、段丘状部下端までしか水位は上昇せず、洗掘の卓越する過程では、この段丘状部が、全面的に破壊される可能性は小さいと判定される。では、実際の8506洪水では、この断面はどのように変化したであろうか。8506洪水のピーク流量は、 $52.3 \text{ m}^3/\text{s}$ であったが、水位は、段丘状部下端までしか上昇せず、これに伴う若干の洗掘のみである。同程度の流量規模の8209洪水時には大きく洗掘されており、この間の段丘状堆積部の安定化を実際に物語っている。

つぎに、谷幅の狭い4測線についてみる。8208洪水によって、谷幅いっぱいに堆積した8208断面では、他の測線と同様、極めて不安定性の高い状態と判定される。実際、8209洪水では、8208洪水の堆積物はほとんど洗掘され、左岸側の流路部分の岩盤が露出する（全体の1/3程度）という堆積前の状態に戻っている。このように岩盤部分が多くなると、河道は常に安定ということになり、確率水位は、溪床面の安定性を評価する指標ではなくなる。

以上のように、大規模堆積以後の溪床堆積土砂の安定化のプロセスをみると、つぎのような興味ある知見が得られる。

- ① 谷幅の広い部分でもあるいは比較的狭い部分でも、大規模堆積直後の溪床面は、極めて不安定性の高い状態にある。
- ② 洗掘過程において、溪床面の段丘状化が起これと、その段丘状堆積物は、洗掘を免れれば、免れるほど安定性を増大する傾向がある。そして、ついには洗掘過程では、ほとんど破壊されなくなる。この段丘状堆積物が大きく破壊されるのは、堆積の卓越する大規模な溪床変動が起こった時と考えられる。

前節で、観測区間全体の溪床土砂堆積量あるいは単位流量当りの溪床変動量の変化から、大規模な堆積が河道を不安定にさせるカク乱要素と述べたが、①に示したように、このことを直接的に確認することができるのである。また、その後の洗掘過程が、河道を安定化へ向かわせると述べたが、これもまた直接的に確認することができる。そして、②から考えると、多くの洪水の洗礼を受け、それでも洗掘されずに残っている段丘状堆積物は、同一の土砂であるにもかかわらず、再移動し難くなるという質的变化を遂げているとみることができる。この土砂移動に対する溪床堆積物の質的变化は、単位流量当りの溪床変動量が指数関数的に減少するという量的にみた場合の規則性となってあらわれ、これが、溪床土砂堆積量のある一定値に収れんさせるという結果になったのである。

なお、前節でみたように、溪床土砂堆積量の収れん値は、8208洪水以後のサイクルとそれ以前のサイクルで若干異なる傾向がみられた。これは、図6-6にみられるように、安定化した段丘状堆積物の土砂量に起因している。したがって、これまでに形成されていた段丘状堆積物の高さを越えて堆積するような大規模な堆積が起こった場合には、この収れん値は、これまでより大きくなると考えられる。

3. 溪床堆積土砂の流出モデル

1) 土砂の流出モデル

8208洪水の大規模堆積後、観測区間の単位流量当りの溪床変動量は、指数関数的に減少した。図6-7は、これがどのような指数関数式であらわされるかを示したものである。縦軸に8209洪水以後の洗掘過程における洪水発生時系列（ t は洪水回数、 $t=1, 2, \dots$ ），縦軸に単位溪流長あたりに換算した単位流量当りの溪床変動量（ $S(t)$ ； $\text{m}^3/\text{m}/(\text{m}^3/\text{s})$ ）をとっている。各プロットは、片対数紙上ではほぼ一直線上に乗り、（6・5）式のようにあらわされ、 $\alpha=3.3$ ， $\beta=0.8$ となる。

$$S(t) = -\alpha e^{-\beta t} \dots\dots\dots (6 \cdot 5) \quad e ; \text{自然対数の底}$$

ただし、 $\alpha > 0$ ， $\beta > 0$

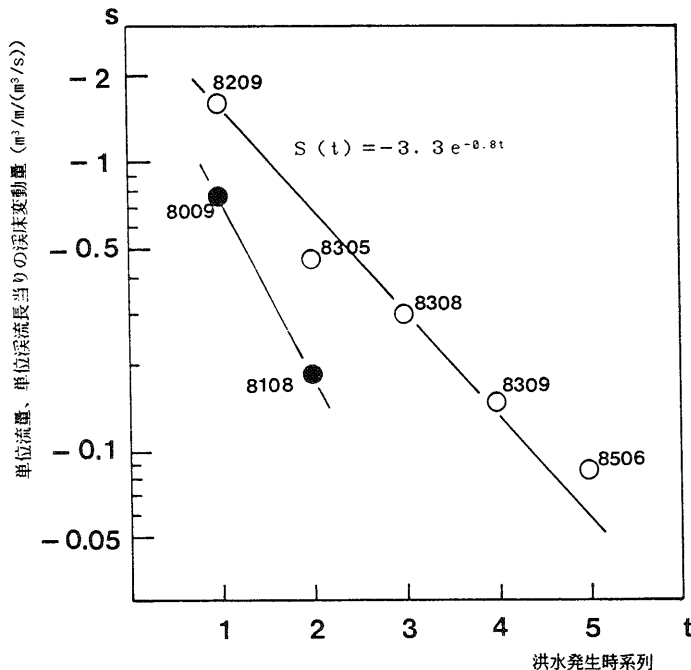


図6-7. 洗掘過程における単位流量当りの溪床変動量変化とその指数関数式

Fig.6-7. The exponential equation on the decrease of the volume of riverbed variation per unit peak discharge in the scouring process. A Solid lines shows a exponential equation.

s : The volume of riverbed variation per unit peak discharge per unit distance

t : A series of flood occurrence which is expressed as 1, 2, \dots .

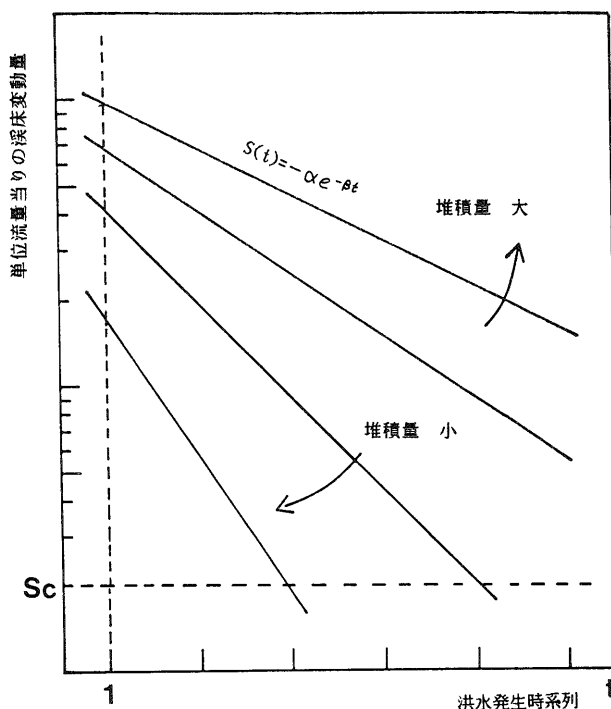
図6-7には、1サイクル前の8009、8108洪水の溪床変動量についてもプロットしてある。ここで、8009洪水の溪床変動量を $t=1$ の位置にプロットしたのは、つぎの理由による。観測区間の設定は、7910洪水の後であり、この洪水による変動量は得られていない。しかし、当時の現地での観察およびその後の8009、8108洪水による溪床変動量の変化の仕方（前図5-5、前図5-9）からみると、7910洪水の溪床変動は、堆積傾向にあったことは間違いない。したがって、8009洪水で、はじめて洗掘過程に入ったと考えられたからである。ところで、洗掘過程での溪床変動量の変化を示した（6・5）式は、観測区間の溪床堆積土砂の流出状況にあらわす一つのモデルと考えることもできる。また、1サイクル前の8009、8108洪水についても（6・5）式の関係は成立する。

単位流量当りの溪床変動量 $S(t)$ が、小さくなるとは、観測区間の溪床土砂堆積量がある一定値に近づくということであった。（6・5）式を図6-7のように表現すると、直線を延長することにより、いくらでも小さな $S(t)$ が求められることになるが、実際は、溪床変動量の計測精度との関連があり、余り小さな値をとっても意味がない。前図5-5、前図5-9それに計測精度から考えると、観測区間の溪床変動量が、 -1000m^3 程度になったら、ほぼ収れんしたと考えてよい。したがって、 $S(t)$ の値が、 $-0.02 \sim -0.05 \text{ m}^3/\text{m}/(\text{m}^3/\text{s})$ 程度になったら観測区間の溪床土砂堆積量は、ほぼ収れんしたと判定されることになる。また、流出モデルの一般式にも、この収れんの判定の基準になる S_c が想定され、 $S(t) < S_c$ になると溪床土砂堆積量は収れんしたと判断される。

以上から、観測区間の実測データにより得られた図6-7の関係を一般化することによって、同一の溪流区間における、堆積規模の違いによる土砂の流出モデルの α 、 β の違いを表わすことができる。図6-8は、これを示したものである。なお、ここでの流出モデルは、収れん値に近づいた時点で起こる堆積を契機とするものである。収れんの途中で堆積が起こった場合については、後述する。

図6-8は、カク乱要素としての堆積の規模が大きければ大きいほど、その後の洗掘過程でそれぞれの溪床変動量が大きく、土砂流出量も大きいこと。また、再びある収れん値に近づくためには、より多くの洪水を経験する必要があることを示している。（6・5）式でいえば、 $|S(1)|$ の値が大きくなり、また、 β の値が小さくなるということである。これを溪床土砂堆積量の推移で示すと、図6-9のようになる。この図では、わかりやすいように洗掘過程での各洪水時の流量がすべて同じと仮定している。また、8208洪水時のような大規模な堆積が起った場合には、収れん値が前のサイクルより大きくなる傾向がみられるが、これも $d_c < d'_c$ として表現してある。この場合でも、図6-8の S_c は一定である。すなわち、溪床土砂堆積量の収れんについての判定の基準は変わっていない。

模式的には、同一の溪流区間で、収れん値に近づいた時点で堆積が起こった場合、堆積量の大きさ（ D_s 、 D_b ）によって（6・5）式の α 、 β が定まり、（6・5）式に従って堆積土砂が流



(堆積後はじめて洗掘過程に入った際の t の値は 1, 以後は 2, 3, ……)

図 6-8. 堆積規模と土砂の流出モデル

Fig.6-8. Schematic relation between the magnitude of deposition and the sediment yield model in the scouring process. The phrase 'sediment yield model' is named to the exponential equation.

S_c : A criterion to judge the convergence on the volume of riverbed variation.

$t=1$: The first time when a flood begins to scour the deposits on the riverbed after the large deposition.

出し、溪床土砂堆積量はその収れん値 (d_c , d'_c) に近づくといえることができる。

これまでの観測区間でみられたような、溪床土砂堆積量が収れん値に近づいた時点で起こる堆積を契機とする溪床変動を考えてきた。しかし、一般的には、堆積傾向が何回か続きその後に洗掘過程に入る場合、収れんしないうちに、つぎの堆積が起こり新たな洗掘のサイクルがはじまる場合も想定することができる。以下、この場合について検討してみる。

堆積傾向が何回か続いた場合、あるいは溪床土砂堆積量が収れんしないうちに堆積が起こった

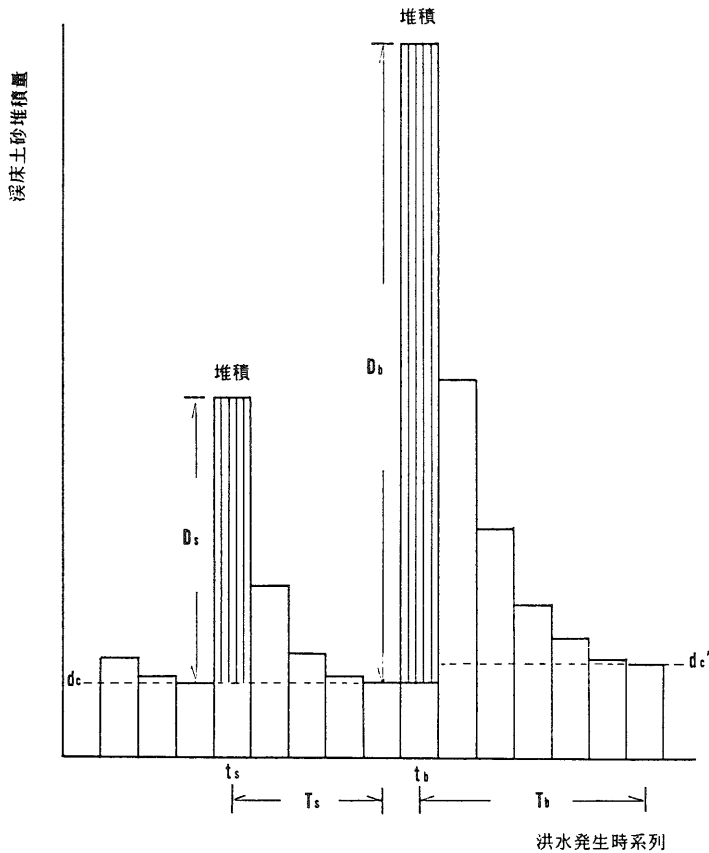


図6-9. 堆積規模と溪床土砂堆積量推移の基本パターン

Fig.6-9. Relation between the magnitude of deposition and the basic pattern on decrease of deposit volume. The deposition occurred after deposit volume got near to d_c or d'_c . The value of d_c or d'_c is a convergent value of deposit volume.

場合でも、その後、洗掘過程に入れば、単位流量当りの溪床変動量は指数関数的に減少し、(6・5)式の流出モデルが成立すると考えられる。問題は、この場合、 α 、 β がどのように定まってくるかである。

そこで、まず図6-9のように収れん値に近づいた時点で、堆積が起こった場合の溪床土砂堆積量の推移を、基本パターンと考える。つぎに、それまでの経過がどうであれ、堆積から洗掘過程に入る場合、その直前の収れん値以上の土砂堆積量が基本パターンのそれと同じ場合は流出モデルの係数 α 、 β は、基本パターンと同じ値をとると考え、これを土砂堆積量推移の変化パターンと呼ぶことにした。図6-10は、この変化パターンを示したもので図6-9の基本パターンと対応している。すなわち、堆積傾向が何回か続いた場合でも、それぞれの堆積量の合計($D_\alpha +$

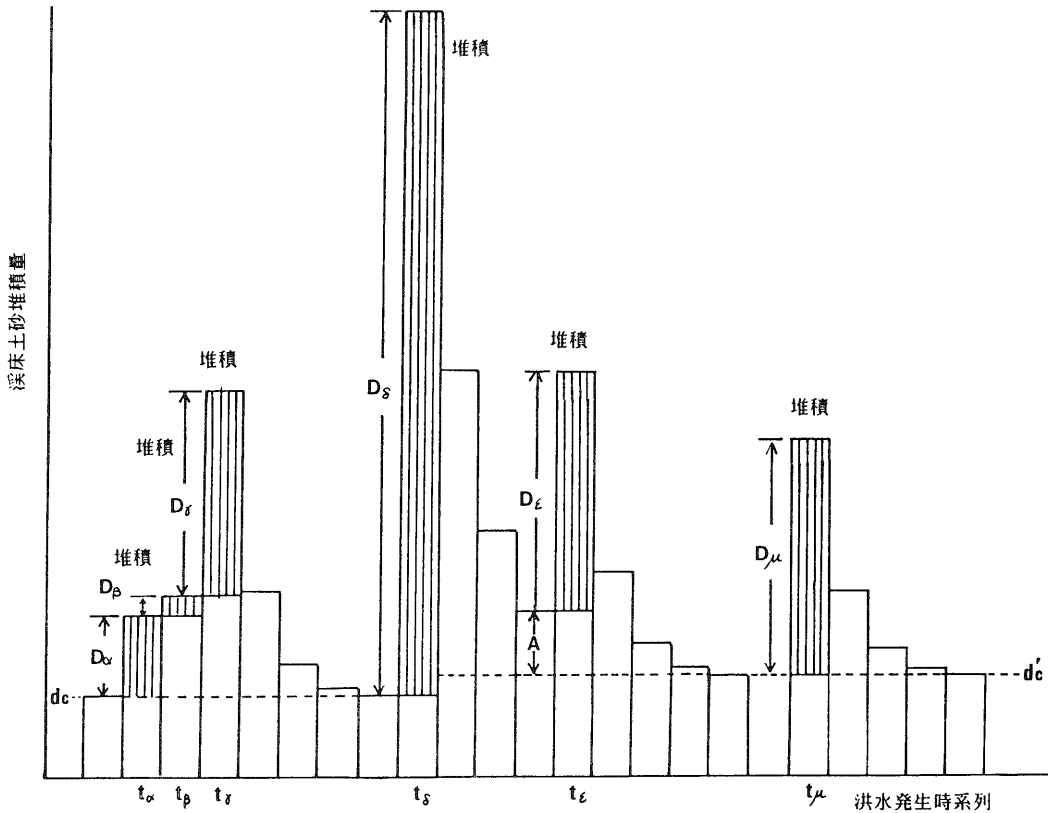


図6-10. 溪床土砂堆積量推移の変化パターン

Fig.6-10. Transformed patterns on decrease of deposit volume. The deposition occurred before deposit volume got near to d_c or d'_c .

$D_\beta + D_\gamma$ が基本パターンの収れん値(d_c)以上の堆積量(D_δ)と等しい場合は、流出モデルの係数 α , β は、基本パターンと同じ値をとる。また、収れんしないうちに堆積が起こった場合でも、このときの堆積量(D_ϵ)とこのときまでの収れん値(d'_c)以上の堆積量(A)との合計が、基本パターンの D_δ と等しい場合も、同様である。

このように、“それまでの経過がどうであれ、堆積から洗掘過程に入る場合、その直前の収れん値以上の土砂堆積量の大きさで流出モデルの α , β が決まってくる”とすると、堆積量がわかりさえすれば、同一区間の溪床土砂堆積量推移のすべての変化パターンを再現することが可能になる。すでに述べたように、基本的には溪流の場の特性と堆積量が、その後の洗掘過程での溪床変動量の変化を規制しており、上述の仮定は合理的なものと考えられる。

以上の検討により、土砂の流出モデルおよび溪床土砂堆積量推移の基本および変化パターンが得られた。これらのモデルおよびパターンが示している最も重要な点は、いつ、どのくらいの量が堆積するかについては予測できないが、一旦溪床に堆積した土砂については、その後の流出の

予測が、ある程度可能であるということにある。

2) 谷幅と流出モデル

本項では、谷幅の狭い部分と広い部分に同一規模の堆積が起こった場合、流出モデルの係数 α , β が、両者でどのように異なるかを検討してみる。なお、この場合の同一規模の堆積とは、谷幅の広い部分と狭い部分の連続する区間が、ある一つの洪水で同じように埋積した場合である。したがって、同一規模と言っても、広い部分と狭い部分での土砂堆積量（単位溪流長当たり）は同じではなく、広い部分で多くなる。

図6-11は、8208洪水の大規模堆積後、節点となっている比較的谷幅の狭い区間（3.5～4測線間および7～8測線間、平均谷幅50m）とそれ以外の観測区間（平均谷幅72m）で、

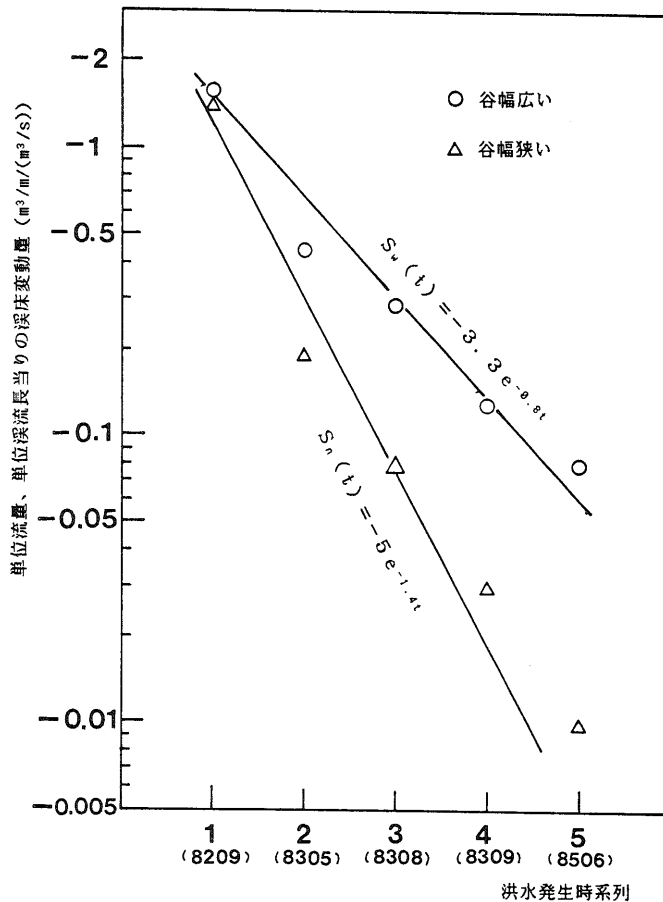


図6-11. 谷幅と指数関数式との関係

Fig.6-11. Relation between valley width and the exponential equation on the decrease of the volume of riverbed variation.

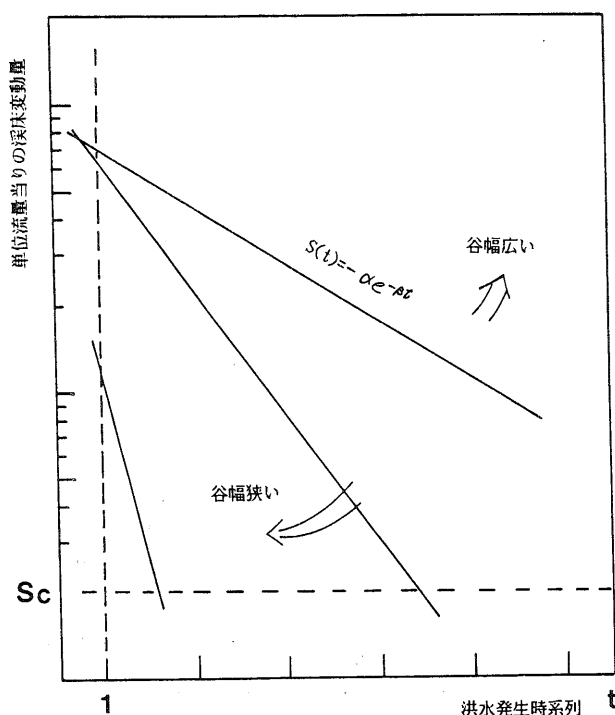
単位流量当りの溪床変動量が、どのような指数関数式であらわされるかを示したものである。縦軸は、単位溪流長について換算した単位流量当りの溪床変動量、横軸は、8209洪水以後の洪水発生時系列を示す。土砂の流出モデルは、谷幅の広い区間では(6・6)式、狭い区間では(6・7)式であらわされる。狭い区間の β が大きく、はやく溪床堆積土砂の収れん値に到達することを示している。また、 $|S(1)|$ は、この例では、ほぼ同じような値をとっているが、谷幅がある限界値以下になって、土砂が十分に多く堆積できない場合は、急激に小さくなると考えられる。

$$S_w(t) = -3.3e^{-0.8t} \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 6)$$

$$S_n(t) = -5e^{-1.4t} \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 7)$$

以上から、同一規模の堆積が起こった場合、谷幅の広狭による土砂の流出モデルの α 、 β の違いは、図6-12のようにあらわされるようになる。これを溪床土砂堆積量の推移で示すと図6-13のようになる。図6-13は、基本パターンで、また図6-9と同様、洗掘過程での各洪水時の流量はすべて同じと仮定している。

図6-12、図6-13は、同一規模の堆積であっても、谷幅の広いほど、その後の洗掘過程



(堆積後はじめて洗掘過程に入った際の t の値は1, 以後は2, 3, ……)

図6-12. 谷幅と土砂の流出モデル

Fig.6-12. Schematic relation between valley width and the sediment yield model in the scouring process.

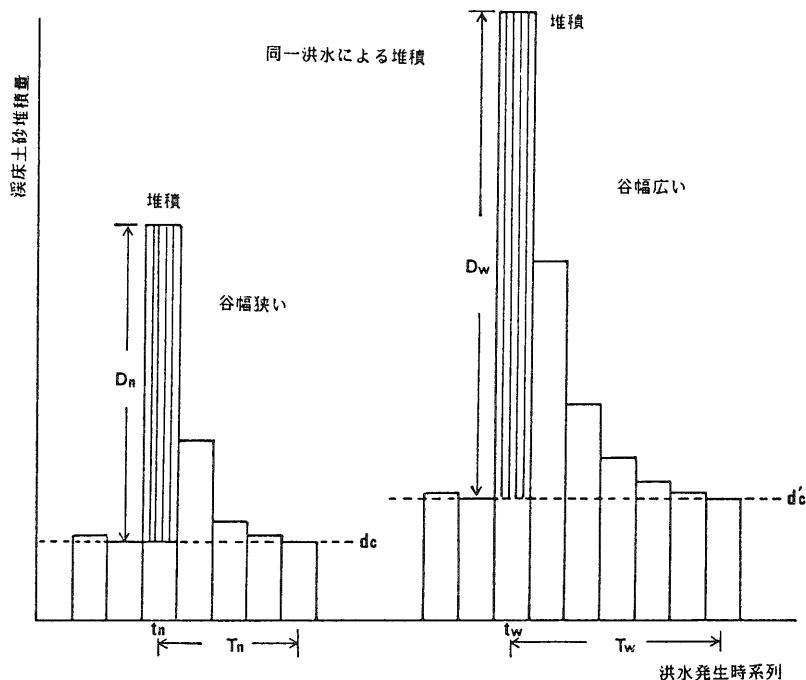


図 6-13. 谷幅と渓床土砂堆積量推移の基本パターン

Fig.6-13. Relation between valley width and the basic pattern on the decrease of deposit volume.

での渓床変動量が大きく、土砂流出量も大きいこと。また、再びある収れん値に近づくためには、より多くの洪水を経験する必要があることを示している。

ところで、谷幅が 10 数 m の基盤河道のように、洪水の前後で堆積も洗掘も起こらない場合は、土砂の流出モデル（（6・5）式）では表現できない。しかし、図 6-8、図 6-12 の関係の極限としての理解は可能である。

これまで、谷幅の狭い部分あるいは広い部分という表現を使ってきたが、何を基準に狭いあるいは広いとするかは、極めて難しい問題である。それは、流路幅が、入力としての流量および流送土砂量との関係で決まってくるからである。しかし、V 章で述べた流量と流路幅の関係を使えば、狭さく部（土砂が通過する区間）あるいは拡幅部（“遊び”の多い典型的な区間）についての判定はある程度可能と考えられる。

3) 土砂移動過程と流出モデル

本項では、実際溪流の狭さく部と拡幅部の組み合わせを極めて単純化し（図 6-14）。ここの土砂移動過程を流出モデルによって検討してみる。

図 6-14 の左側の I は、流送域が狭さく部となっていて、この区間では、堆積も洗掘も起こらない場合である。これに対して、右側の II は、流送域の中に拡幅部が一つある場合で、前後は狭さく部となっている。

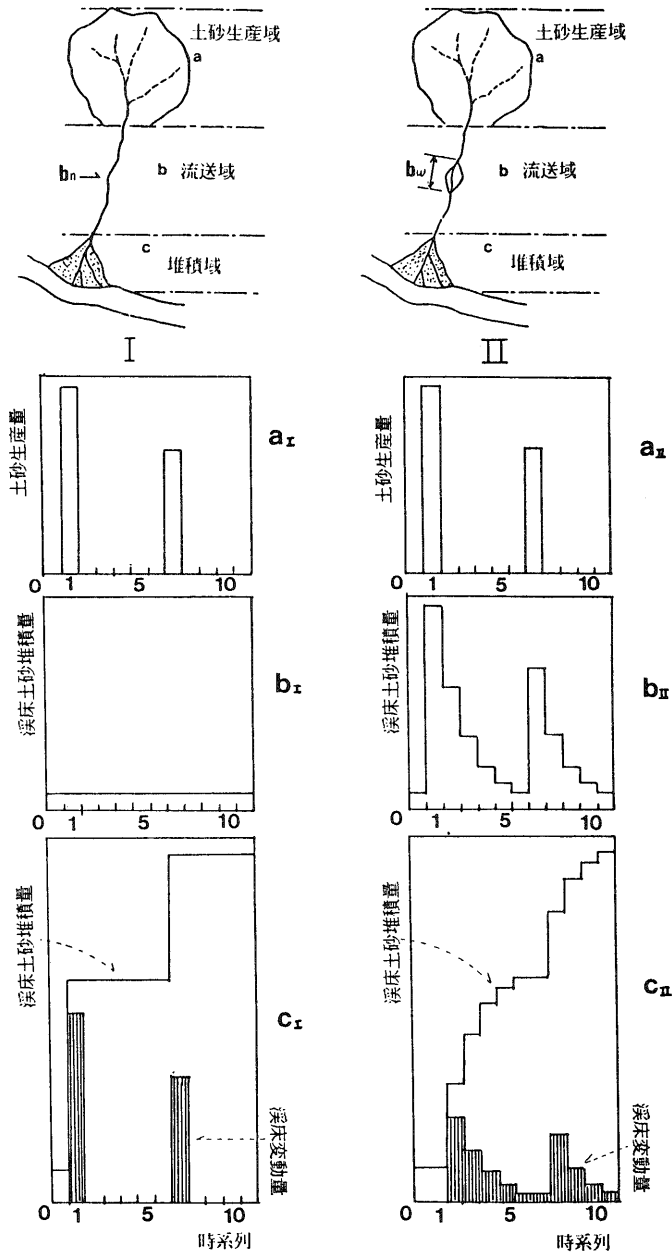


図6-14. 拡幅部の有無と土砂移動過程

Fig.6-14. Comparison of the process of sediment movement in the river valley having no wide part of valley width and the process of sediment movement in the river valley having a wide part of valley width.

a_I , a_{II} は、土砂生産域での土砂の生産状況をあらわし、縦軸は土砂生産量、横軸は豪雨の時系列である。簡単のため、1, 7 豪雨以外の降雨量は同じとしている。また、生産された土砂は、すべて流送域に供給される。

b_I , b_{II} は、流送域の b_n 地点および拡幅部 (b_w) の溪床土砂堆積量の洪水時系列による変化を示している。なお、堆積が起こる前は、溪床土砂堆積量は収れんし安定な河道状態にあったとしている。縦軸は溪床土砂堆積量、横軸は洪水時系列で、生産域での豪雨の時系列と対応している。生産域で生産され流送域に供給された土砂は、一度この拡幅部にすべて堆積すると考える。このように考えると、山腹からの土砂生産は 7 豪雨（洪水）までないので、拡幅部は 2 洪水から洗掘過程にはいり、堆積量は、土砂の流出モデルに従って変化する。その後、7 豪雨で再び土砂生産が起こるが、これも同じような過程をたどる。

c_I , c_{II} は、堆積域での溪床土砂堆積量と溪床変動量の洪水時系列による変化を示したものである。縦軸に溪床土砂堆積量および溪床変動量を取り、横軸に洪水時系列をとっている。

I および II のシリーズを比較すると、拡幅部が土砂移動過程に対してどのような役割を果たしているかが明らかである。すなわち、流送域に拡幅部が無い場合は、生産域での土砂生産は、そのまま堆積域での溪床変動となって直ちに反応することになる。これに対して、拡幅部のある場合は、生産域での土砂生産はそこで緩和され、堆積域での溪床変動が小さくなるとともに、土砂生産に対する反応の時間が長くなる。さらに言えば、拡幅部は、突発的に発生する生産域での大規模な土砂生産を、小規模化、継続化しているとみることができる。しかし、同じ現象も視点を変えると、つぎのように言える。すなわち、生産域で土砂が生産されていない場合でも、拡幅部が存在することによって、堆積域で溪床変動が起こることである。拡幅部が、生産域での土砂生産を小規模化、継続化するとは、規模は減少させるが、そのかわり長い間、下流に対する土砂生産源になるということである。

Ⅶ 破碎帯流域の砂防計画

1. 河道調節

前章で得られた土砂の流出モデルは、自己調整作用を土砂量の変化として捉えたものとみることができる。本節では、この流出モデルを使って計画論的な概念である河道調節について検討してみる。

1) 砂防計画における河道調節の位置づけ

河道調節の概念は、木村 (1951)²⁷⁾ が、定量的な砂防計画の立て方をはじめて示した「砂防計画樹立に対する構想」の中にあらわれる。この中で、砂防ダムに調節機能があることを述べ、これと同じ機能が自然の河道にも存在するという形で河道調節が述べられている。したがって、ここで考えられている河道調節とは、“洪水時に多量の土砂を貯留し、その後の流水で徐々に水

筋をつくりながら土砂を流下させる”^{24,25)}という砂防ダムの調節と同じものを想定している。なお、砂防ダムの調節という概念には、“その後の流水で流れ出るものは下流には害のないもの”^{26,27)}という前提があり、河道調節の中にもこれが暗に仮定されていることに注意する必要がある。ところで、この時点の河道調節は、まだ概念の段階で、砂防計画の中でその量が具体的に上げられている訳ではない。ただ、間接的に崩壊土砂量に乗じる流出係数という形で考慮されているだけであった。その後、新沢(1953)の「崩壊係数、堆積係数」⁵²⁾、柿(1964)の「土石流下率」^{8,54)}、打荻(1970)の「安全河道調節量」⁷³⁾など、河道調節に直接、間接に関連した概念が提案されたが、いずれも決定的なものとはなっていない。現行の河川砂防技術基準⁵⁰⁾では、河道調節の概念は、調節量として砂防計画の中に具体的に取り上げられている。そして、生産土砂量のうち河道に堆積し計画基準点にまで到達しなかった量という意味づけをされ、一見、概念は明確になったようにみえる。しかし、実際には生産土砂量にある係数に乗じて求められており⁵⁰⁾、木村の時代と基本的には変わっていない。しかも、その時代と同様、この係数は極めて便宜的に与えられている^{33,51)}。また、先に述べたように、本来、河道調節は、土砂の堆積とその後の洗掘という時系列変化に対する河道の影響(一旦堆積した土砂を、その後下流に無害に流すという意味で、これを調節と呼んだものと考えられる)を述べたものであって、河道調節量もこの時系列変化の中に位置づけられる必要がある。ところが、河川砂防技術基準で示されている河道調節量は、この位置づけがなされておらず、生産土砂量の中に河床堆積物の二次洗掘による土砂生産量も含むと述べながら、これと河道調節量との関係については、何も触れられていない。これでは、河道調節量はわかって、河道が土砂の堆積、洗掘に果たしている役割はわからず、河道調節の概念は当初よりわかりにくいものになったと言わざるを得ない。

これらのことは、河道調節が、もっぱら机上の計画論の中で取り扱われ、現実の河道で起こっている土砂の移動・堆積現象に基づいて考えられてきたものでないという事情による。すなわち、河道のどの部分に、どのくらいの量が調節されるのか、また、調節された土砂が、その後どのように下流へ流出するかについて、ほとんど明らかにされていないということによる。

2) 河道調節と流出モデル

本項では、実験溪流観測区間の溪床変動量の計測結果およびこれから得られた土砂の流出モデルを使って、河道のどの部分に、どのくらいの量の土砂が堆積するのか。また、堆積した土砂が、その後、下流に対する生産源としてどのような役割を果たしているかについて検討してみる。なお、前項でみたように、河道調節は、現実の土砂移動・堆積現象と遊離して使われてきた傾向があり、土砂の移動、堆積に果たしている河道の役割を示す言葉として適当でないかもしれない。しかし、河道調節という言葉が定着していることから、従来の不明確さを、現実の河道で起こっている土砂の移動・堆積現象に基づいて正したうえで使うことにする。

観測区間の溪床土砂堆積量の変化(前図5-5)をみると、8208洪水で約15万 m^3 の土砂が堆積し、その後の洗掘過程で、洪水ごとに堆積量は指数関数的に減少していった。これは、この

区間の河道が、上流から来た土砂を一気に通過させるのではなく、ある量を一時堆積させ、その後、その土砂を指数関数的に小規模化させ、下流に継続的に流出させるという役割を果たした結果とみることができる。この河道の役割、また前章の土砂移動過程と流出モデルの項で述べた拡幅部の役割は、当初木村が河道調節と呼んだものであった。ただし、これほど概念は明確でなかった。

結局、河道調節は、二つに要約して表現することができる。すなわち、一時的に土砂を堆積させる作用（その量が河道調節量）とその堆積土砂の下流に対する流出を小規模化（指数関数的に）継続化させる作用から成っているということである。ただし、これは、溪床土砂堆積量が収れん値に近い安定な河道の状態ですら十分発揮されることに注意する必要がある。なお、“その後の流水で流れ出るものは下流には害のないもの”ということ暗に仮定していたが、後述のように、この仮定は成立しない。

河道調節 { ① 一時的に土砂を堆積させる作用（その量が河道調節量）
② 小規模化（指数関数的に）、継続化させる作用

一方、狭さく部になっている観測区間下流の基盤河道では、8208洪水による溪床変動量は0 m³であり、河道調節の、①の作用も②の作用も起きていないということがわかる。したがって、河道調節は、狭さく部では作用しないということになる。

つぎに、河道調節について、溪床土砂堆積量推移の基本パターンと収れんしないうちに堆積が起こった場合の変化パターンを使って検討してみた。

谷幅の広狭による土砂堆積量推移の基本パターン（前図6-13）では、 D_n 、 D_w が河道調節量ということになり、谷幅の広い区間で河道調節量が大きいこと（ $D_w > D_n$ ）が示されている。さらに、谷幅の広い区間で調節土砂を小規模化（指数関数的に）し、下流への流出を継続化させる（ $T_w > T_n$ ）作用も大きいことが示されている。

堆積規模の違いによる土砂堆積量推移の基本パターン（前図6-9）では、 D_b 、 D_s が河道調節量ということになり、堆積規模（河道調節量）が大きい（ $D_b > D_s$ ）ほど、調節土砂を小規模化（指数関数的に）し、下流への流出を継続化させる（ $T_b > T_s$ ）作用の大きいことが示されている。

収れんしないうちに堆積が起こった場合、あるいは堆積が何回か続いて起こった場合の土砂堆積量推移の変化パターン（前図6-10）では、 D_α 、 D_β 、 D_γ 、 D_δ 、 D_ϵ 、 D_μ が河道調節量ということになる。 t_ϵ 時点と t_μ 時点との河道調節量は等しい（ $D_\epsilon = D_\mu$ ）が、 t_ϵ 時点では、収れんしないうちに堆積が起こったため、その後の洗掘の過程は、両者で異なっている。すなわち、河道調節量が同じであっても、収れん値に近づいた時点で堆積が起こった場合は、調節土砂の小規模化（指数関数的な）、継続化の作用が大きくなることが示されている。また、収れんしないうちに堆積が起こった場合には、当該の河道調節量より直後の洗掘量が大きくなるということも

ある。同じことは、堆積が何回か続いて起こった場合の河道調節量についてもあてはまる。

以上のように、河道調節の、①、②の作用を河道調節機能と呼ぶと、谷幅が広いほど、調節機能も大きいということになり、狭さく部では、この機能はないということになる。また、同一の河道区間では、堆積規模が大きいほど、河道調節機能が大きいということになる。なお、この調節機能は、安定な河道状態のときに十分に発揮される。そうでないときは、河道調節量は同じであっても、調節土砂の小規模化（指数関数的な）、継続化の作用は小さくなる。また、河道状態の不安定さの程度によっては、当該の河道調節量より、直後の洗掘量が大きくなることもある。

このように、溪流の谷幅の広い部分（拡幅部）は、本来的には、一時的に土砂を堆積させ、その後、この調節された土砂を指数関数的に小規模化し、下流に継続的に流出させるという作用をするのである。しかし、小規模化といっても河道調節量に比べての表現であり、河道調節量が多い場合には、絶対値はやはりかなり大きいことに注意する必要がある。特に、指数関数的に小規模化されるので、堆積直後は、下流に対して大きな土砂生産源となるのである。例えば、観測区間の河道は、8208洪水で約15万 m^3 の土砂を調節したが、その直後の8209洪水では、この区間から下流に9万 m^3 を越す莫大な量の土砂を生産しているのである。河道調節と言う表現は、この側面を忘れさせてしまう響きがあり、常に下流に対する影響を念頭に置く必要がある。

2. 土砂コントロール計画

1) 砂防施設配置の意義

山腹で生産された土砂は、河道調節すなわち“①一時的に土砂を堆積させる作用、②その土砂を小規模化（指数関数的に）させ、下流に継続的に流出させる作用”を受け流下していくことになる。本項では、このような土砂の移動・堆積プロセスを検討することによって、砂防施設配置の意義を明らかにする。図7-1は、拡幅部が、a) 1ヶ所とb) 4ヶ所の場合の土砂生産から流出に至る移動・堆積プロセスの違いを示したパターン図である。ここでは、山腹からの一回の土砂生産に対する溪床での移動・堆積プロセスを考えており、以前のサイクルの土砂は、このプロセスに加わらないとしている。図の中段に、流送域における拡幅部の溪床土砂堆積量の変化、下段に砂防基準点における累計流出土砂量の変化が示されている。上段には、山腹での土砂生産が示されている。

土砂生産は、可動性物質の十分な集積と豪雨という両条件が揃ったときにはじめて起こる。 t_1 豪雨（洪水）で可動性物質は除去されているので、 t_2 、……、 t_5 豪雨では山腹からの土砂生産は起こらないとしている。また、パターン図作成にあたって、つぎの仮定を置いている。 t_1 洪水でa)、b)とも同一規模の土砂生産が起こり、それがすべて流送域間の拡幅部（Wあるいは W_1 ……、 W_4 ）に堆積するとする。b)については、その堆積量の分布は指数関数的に少なくなるとする。一旦このように堆積したあと、堆積土砂は、土砂流出モデルに従って変化することになる。流出モデルの適用に当たっては、つぎの仮定を与える。a)、b)の拡幅部とも係数 α 、 β は同じとする。また、 t_2 、……、 t_5 洪水の流量も同じとする。 t_2 洪水から全体的には洗掘過

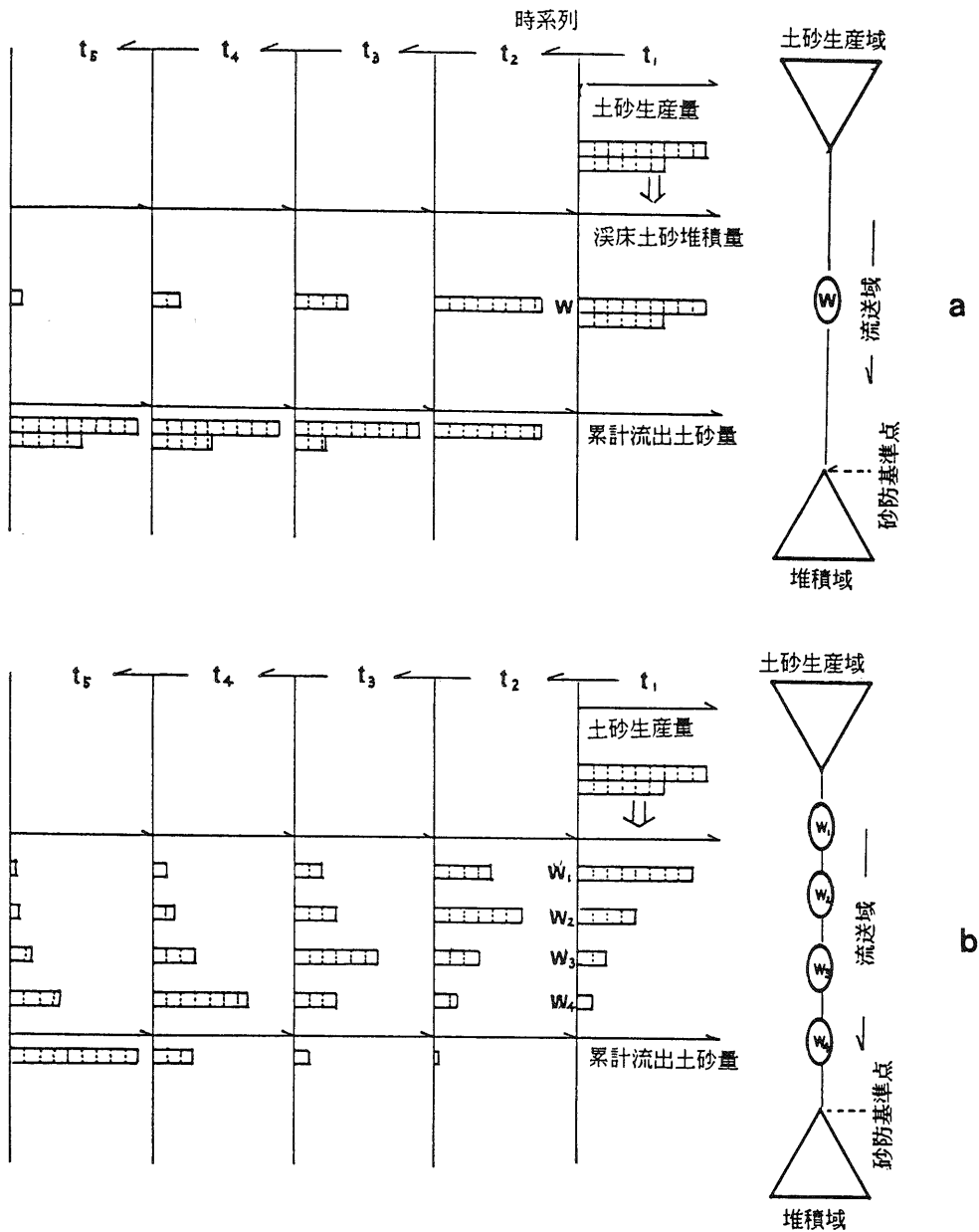


図 7-1. 拡幅部の数と土砂移動過程

Fig.7-1. Relation between the process of sediment movement and the number of wide parts of a river valley.

程に入るが、b) の場合は W_1, \dots, W_4 の拡幅部がどの時点で洗掘過程に入るか決める必要がある。ここでは、堆積土砂量がある限度を越えたら洗掘過程に入り、そのまま洗掘が続くとする。この場合、洗掘土砂は下流に堆積するが、その量は指数関数的に少なくなるとする。

図7-1から、以下の各点を指摘することができる。

- ① 山腹で生産された土砂は、多くの拡幅部を通過するほど小規模化され、基準点に長期にわたって流出することになる。すなわち、拡幅部の数が多い区間ほど河道調節機能は大きくなる。しかし、拡幅部の多少に係わらず、山腹で生産された土砂は、いずれ基準点に流出してくる。この現象は、土砂生産という観点に立つと、つぎのようにも表現できる。
- ② 土砂生産の場という点では、生産の場の下流への移動という現象がみられる。まず、山腹から河道拡幅部へ、そしてより下流の拡幅部へとその場は移動していく。
- ③ 土砂生産の起こり方という点では、山腹の場合は突発的であるが、河道拡幅部に移るとある程度規則的になる。
- ④ 土砂生産の規模と頻度という点では、山腹の場合は規模が大きい、頻度は少ない。河道拡幅部に移ると、規模は小さくなるが、頻度は多くなる。

このようにみえてくると、土砂をコントロールする場として、拡幅部が最も適していることが理解される。すなわち、山腹における土砂生産は突発的で、しかもどこに発生するか予測困難である。これに対して、一旦河道に流出し拡幅部に堆積した場合は、そこがつぎの土砂生産の場となり、事前にコントロールする場を確定できる。さらに、堆積前の拡幅部が安定な河道状態にあれば、ここからの生産土砂量は河道調節によって、より小さくなっている。また、生産土砂量の予測もある程度可能である。

生産される前に抑止する。これが最も確実な土砂コントロールの方法であり、拡幅部ではこれが実行可能なのである。したがって、砂防施設は拡幅部の堆積土砂を抑制するように配置されるのが、最も効果的ということになる。これによって、本来拡幅部が持つ河道調節機能が十分発揮され、下流への土砂流出量はより小さくなるのである。

2) 堆積土砂のコントロール

山腹からの流出土砂は、無尽蔵とも言えるものである。したがって、貯砂によって土砂コントロールを行おうとする発想は、自ずと無理がある。前節で述べたように、河道の拡幅部は、本来流出土砂を小規模化させ、継続化させるという働きを持っている。この自然の持つ働きの中に、土砂コントロールの方法を学ぶことができる。すなわち、“土砂の動きを完全に止めるのではなく、移動・堆積の過程で流出土砂を小規模化し、人間にとって無害なものにして流下させる”という理念が浮かび上がってくるのである。そして、このためには、多くの拡幅部群が存在することが有利であり、砂防施設は、この拡幅部の役割を助長するように配置されるところにその意義がある。

破砕帯では、拡幅部は蛇行にともなって存在することが多い。また、この自然拡幅部だけでは土砂コントロールに十分でない場合も多い。この場合は、まず人工的な拡幅部を造成する必要がある。一つの方法は、ダム高を少し高くすることで堆砂面積が大きくなる場所に砂防ダムを築設し、その背後を人工拡幅部とする。そして、この人工拡幅部を土砂コントロールの場にするので

ある。なお、ここでの砂防ダムは、人工拡幅部の造成が目的となっており、堆積量でなく堆積面積を確保することに主眼が置かれている。この点が従来の砂防ダムと異なっている。しかし、従来の砂防ダムも結果的には堆砂面積を増大させる役割を果たしており、既設の砂防ダムによる拡幅部も土砂コントロールの場になることはもちろんである。

（1）拡幅部のコントロール

拡幅部の堆積土砂を抑制する方法に、二つの考え方がある。一つは、現行の河川砂防技術基準に示される考え方³⁰⁾である。これは、堆積土砂の直下流に単独ダム（縦侵食防止ダム、河床堆積物流出防止ダム）を配置することによって、土砂流出を抑制しようとするものである。また、一つは、東による低ダム群工法に示される考え方¹⁶⁾である。これは、ダム天端を非侵食線として捉え、非侵食線の有機的な関連により土砂流出を抑制し、安定空間を造ろうとするものである。Ⅵ章で述べたように、洗掘過程での溪床変動は、まずはじめにタテの変化（deepening）、それに誘発される形でヨコの変化（widening）が起こる。これから判断すると、低ダム群工法のように拡幅部の各所に非侵食線が設置されると、直ちにタテの変化が規制され、土砂流出が抑制されることになる。これに対して、単独ダムのように非侵食線が一つの場合は、タテの変化の規制範囲は限られ、範囲外の土砂は、抑制困難になるのである。

このように、堆積土砂のコントロール方法としては、拡幅部の各所に非侵食線を配置する方法が有効である。ここでは、非侵食線として配置する砂防施設を床固と呼び、その群的な配置を床固工群と呼ぶことにする。なお、床固工群による不安定土砂の固定は、溪床土砂堆積量推移の基本および変化パターンでみると、その収れん値（ d_0 、 d_0' ）を人為的に上げることを意味している。

（2）床固工群による土砂抑制の可能性

床固工群の土砂抑制の可能性について、実験溪流観測区間における8208洪水の堆積を例に、具体的に検討してみる。8208洪水の後、間隔を東のように40～50 m¹⁶⁾として横断測線位置（前図3-1）に床固工群を配置すると仮定する。すると、この区間の堆積地は固定され、その後の洗掘土砂量約15万 m^3 のほとんどは抑制されることになる。下流に対する15万 m^3 に及ぶ土砂が事前にコントロールされることを意味する。このように不安定土砂が多い場合には、土砂処理の効果も大きい。ところで、この抑制量は、山地面積1 km^2 あたりに換算すると2万 m^3 ということになる。表7-1¹⁶⁾は、大型砂防ダムの堆砂量を示したものである。この堆砂量と床固工群による抑制量を比較することによっても、拡幅部が、かなり大きな土砂処理の可能性を持つことがわかる。

（3）床固工群の配置順序

床固工群の配置順序を決める際、二つの立場が考えられる。一つは、保全対象の安全を第一に考える立場である。この場合、保全対象に近い拡幅部から床固工群が配置されることになる。また、一つは、最も効果的に生産土砂を抑制するという立場である。この場合、最も不安定な拡幅

表7-1. 大型砂防ダムの貯砂量

 Table 7-1. Sediment storage capacity of large check dams
 (from Higashi, S. (1982)).

幹 川	支 川	ダム名	高さ (m)	有効高 (m)	長 さ (m)	貯砂量 (m ³)	上流流 域面積 (km ²)	*貯砂量 (m ³ /km ²)
常願寺川		本 宮	22.0	17.0	111	5000000	200	25500
"		白 岩	47.0	47.0	69	1000000	23	43434
相模川	道志川	大瀬戸	16.0	13.0	37	700000	17	41177
"	"	小瀬戸	15.0	11.0	29	268000	19	14105
酒匂川	玄倉川	立 間	13.0	9.0	51	400000	38	10526
富士川	御勅使川	源	8.8	6.8	107	210000	53	3962
"	"	芦 安	22.0	22.0	66	180000	30	6000
鬼怒川	稲荷川	日 向	13.6	13.6	84	72000	5	14400
早 川		出 山	20.0	17.0	52	190000	48	3958
"		大平台上流	18.0	18.0	31	150000	44	3409

 *貯砂量：流域面積1 km²あたりに換算した貯砂量

 低ダム群工法（東 三郎）¹⁶⁾による

部から床固工群が配置されることになる。実際には、保全対象の安全を第一に考え、まず、保全対象に近い拡幅部に床固工群を配置し、保全対象の安全が確保されたら、つぎに不安定な拡幅部へと配置していくのが得策であろう。なお、後者の場合、拡幅部の安定状態を判定する必要がある。洪水時系列ごとに溪床変動量が計測されている場合は、容易かつ確実に判定でき、これが最も望ましい。しかし、一洪水時の溪床変動量の計測からもある程度判定可能である。V章で述べたように、溪床変動量の絶対値を溪床変動総量で除した値が、1に近ければ不安定、0に近ければ安定と判断されるからである。

(4) 床固工群の埋積と土砂コントロールの機能

破碎帯流域の土砂生産量は大きい。豪雨のたびごとに山腹から大量の土砂が生産されるものでないことは、再三述べてきた。しかし、山腹の土砂生産源に近い拡幅部では、十数年～数十年に一度、溪床が一面に4～6 m程度上昇するような土砂生産が起こることもある。このような大規模な堆積の場合には、床固工群は、当然埋積することになる。この埋積は、河道調節の①の作用によるもので、床固工群の存在とはほとんど無関係に起こる。しかし、大規模堆積が起こった後は、必ず洗掘過程に入り、その際に床固工群の影響が大きくあらわれることになる。すなわち、それぞれの拡幅部に床固工群が施工されていると、それまでの土砂は溪床に固定され、安定な河道となっており、河道調節の②の作用が十分に発揮されることになる。したがって、山腹からの生産土砂は、拡幅部を通過するにつれ確実に小規模化され、床固工群で直接処理できる量になる。このように、埋積した場合でも床固工群は、河道調節の②の作用を十分発揮させるという働きをすることによって、土砂コントロールに参画することになるのである。

（5）床固工群による場の変動のコントロール

これまで、河道の安定を量的側面から見てきた。すなわち、溪床変動量が小さく、溪床土砂堆積量がある一定の収れん値に近づいた状態、これを、安定な河道状態と考えてきた。土砂収支的な観点では、これで何等問題はない。しかし、溪床変動量が小さい場合でも、場の変動規模を問わず溪床変動総量は、必ずしも小さくはない。このことは、場の変動も考慮しなければならない土地利用の進んだ地域の砂防、つまり扇状地砂防、都市砂防では、大きな問題である。ここでの土砂のコントロールは、溪床変動量を小さくするとともに、場の変動も小さくしなければならないのである。しかし、砂防基準点という点を基礎としたこれまでの発想では、面のコントロールは不可能なのである。実際、現行の砂防計画では、土砂量のみが計画の対象として取り上げられており、場の変動をコントロールするという視点は、全く欠落している。

場の変動をコントロールするという視点に立つと、各所に非侵食線を配置するという方法を採らなければならない。すなわち、床固工群の配置によって、はじめて場の変動をコントロールできることになる。

これまで述べてきたように、土砂流送域の各拡幅部に床固工群、また、下流扇状地に床固工群を有機的に配置することによって、土砂の量的コントロールを行うだけでなく、土砂移動の場のコントロールも可能になるのである。なお、床固工群による土砂コントロールは、単独の拡幅部では難しく、拡幅部が多いほどコントロールし易いということになる。自然の拡幅部で土砂コントロールが十分できない場合は、最初に述べたようにまず人工的な拡幅部を造成することになる。

また、破碎帯流域においては、床固工群は、十数年～数十年に一度埋積する可能性がある。この場合も床固工群は、河道調節の②の作用を介して土砂コントロールに参画する。しかし、これでは十分でない場合もあり、埋積し不安定になった河道をさらに床固工群で固定する必要もでてくる。このため破碎帯流域では十数年あるいは数十年という短い期間で現状を見直し計画を改変していくことが必要になってくる。

3）貯水ダムの保全

破碎帯流域の一つの特徴は、貯水ダムを保全対象に持つという点であった。この貯水ダムは、人々に多くの恩恵を与えると同時に、また多くの損失ももたらした。すなわち、電力は、工業をはじめとする諸産業を支え、人々の生活を豊かにしてきた。また、洪水調節によって、下流扇状地を災害から守る役割を果たし、土地利用を進展させた。一方、損失は、川が貯水ダムによって分断されることでもたらされた。例えば、人々に、安らぎと憩いを与えてくれた豊かな流れは消え、自然の豊かさも減少した。また、下流への土砂供給は断たれ、下流の河床低下と海岸侵食は、新たな社会問題を引き起こした。このように、本流は人工河道化したのが、一方で支流域にはまだ豊かな自然が残されている。

利益を受けようとする人間の都合によって、川を人工的に改変したのである。損失は甘んじて受けなければならないだろう。このような選択をした以上、貯水ダムの機能を保全し、損失だけ

が残ることのないよう、また、残された自然環境を保全していくのが、自然を改変したものの責務であろう。

このようにみえてくると、貯水ダムの保全は、残された自然環境を保ちながら、貯水ダムの堆砂の進行をいかに制御するかが命題になる。

ところで、従来の貯砂ダムによって流出土砂をコントロールする方法では、支流までも人工河道化させることになる。本流で貯水ダムが果たしたマイナスの役割を、支流で砂防ダムが演じることになるのである。

自然環境を保ちながら貯水ダムを保全する。このためには、現状の河道状態を大きく変更せずに土砂コントロールを行う必要がある。このためには、床固工群を拡幅部群に配置する前述の方法が有効になる。この場合、流出土砂の規模は小さくなり、流出する期間は長くなるが、山腹で生産された土砂は、いつかは流出してくる。予めその土砂の処理を検討しておかなければならない。すなわち、除石工が必要になる。除石作業により、取り除かれた土砂は、骨材資源として活用することになる。なお、自然拡幅部だけでは、土砂コントロールが十分にできない場合もある。この場合は、最初に述べたようにまず人工拡幅部の造成が計画されることになる。

また、貯水ダム堆砂の中には、微細土砂（wash load、浮遊砂）が多く含まれ、これらの粒径成分は、床固工群によってもコントロールすることはできない。Ⅱ章で述べたように、森林には微細土砂の流出を抑制する機能がある。森林を造成することによって上流山地の裸地を減少させること、あるいは既存の森林を良好な状態へ誘導していくことが有効な方法となる。

最後に、大井川上流域における床固工群の土砂抑制量について試算し、貯水池の堆砂抑制の技術的可能性を検討してみよう。試験流域（東河内流域）の流域面積（27.6 km²）のうち拡幅部面積は、0.1 km²程度である。この割合で、拡幅部が存在すると仮定すると、井川ダム地点より上流（461 km²）での拡幅部面積は、1.7 km²となる。移動し易い土砂の堆積を2 mとすると各拡幅部に床固工が配置された場合の土砂抑制量は、330 万 m³、1 mとしても170 万 m³となる。ところで、Ⅱ章で述べたように、井川ダム地点の流出土砂量は、年間約208 万 m³程度である。両者を比較すると、床固工群による拡幅部群の固定は、貯水池への土砂流入防止に対しても有効な技術的方法であるということができるのである。

結 言

破碎帯流域は、土砂の生産・流出が極めて活発な流域である。大井川流域でみると、年比流砂量は2千～6千（m³/km²/year）と大きく、かつ年ごとの変動の大きいことが特徴的である。しかし、土砂の生産・流出が活発だからといって、豪雨のたびに山腹から土砂生産が起こるのではないということも明らかになった。可動性物質が集積されているという条件が、土砂生産には重要なのである。大井川上流域では、可動性物質の集積に岩屑の生産を伴う rock fall が大きな役

割を果していたのである。

山腹で生産された土砂は、河道に流出し、溪床上を移動、堆積しながら流下することになる。この移動・堆積の過程に拡幅部が重要な役割を持つことが明らかになった。すなわち、堆積後、洗掘過程に入ると、単位流量当りの溪床変動量が指数関数的に減少するという規則性が見られたのである。これは、拡幅部が本来、“一時的に土砂を堆積させる作用”、“その土砂を小規模化（指数関数的に）、継続化させる作用”を持つことを意味している。そしてこの作用は、堆積の起こる前の河道が、安定した状態で十分発揮されることになる。この自然の溪流で起こっている土砂の移動・堆積現象から、土砂コントロールの理念を学ぶことができる。すなわち、“土砂の動きを完全に止めるのではなく、移動・堆積の過程で流出土砂を小規模化し、人間にとって無害なものにして流出させる”という発想である。このためには、拡幅部を前もって安定した空間にさせ、本来拡幅部が持つ機能を十分に発揮させるようにするのが砂防の技術であることが明確になった。

拡幅部の安定化は、予防の技術としても位置づけられる。すなわち、土砂生産が突発的に起こり、発生場所の特定の困難な山腹よりも、土砂生産の予測が可能でかつ発生場所も特定できる拡幅部でコントロールする方が、容易でありまた確実なのである。これは、生産される前に抑止するということであり、事前のコントロールということにもなる。

土砂コントロールの方法として、拡幅部各所に非侵食線を配置するという方法が、最も有効である。具体的には、拡幅部群に床固工群を配置するということである。これは、土地利用の高度化した地域（扇状地、都市部）で問題になる溪床の場の変動（これまでの砂防には、この概念はない）の抑制にもつながる方法でもある。なお、破碎帯流域においては、十数年～数十年に一度、床固工群が埋積するような土砂生産が起こる可能性がある。このため、十数年あるいは数十年という短い期間で現状を見直し計画を改変していくことが必要になってくる。

破碎帯流域の保全にとって、貯水ダム堆砂の進行抑制は、大きな問題である。残された流域の自然を保持しながら、ダム堆砂の進行抑制を行う。この困難な問題を解決する方法としても、自然の河道状態を大きく変更せずに土砂コントロールを行おうとする、拡幅部群に床固工群を配置する方法が有効なのである。なお、大井川上流域（井川ダム上流）の床固工群による土砂抑制量の試算では、不安定土砂の堆積を2 mとして330万 m^3 、1 mとして170万 m^3 となり、井川ダム地点の年間流出土砂量約208万 m^3 と比較することにより、拡幅部処理の重要性が具体的に明らかにされた。

摘 要

本論文は、災害の素因ともいえるべき、厳しい地形・地質条件下の破碎帯流域を対象にし、その自然的、社会的特性を明らかにするとともに、山腹から河道に至る土砂移動や、ダムなどの人為的

介入による堆積現象などを時系列的に検討することにより、破碎帯流域の保全について考察したものである。

1章では、まず、破碎帯流域の特性およびその保全上の問題点を述べ、貯水ダムの保全が特徴であることを示した。つぎに、研究の対象として選んだ大井川は、破碎帯流域の特徴を典型的に持つモデル的な流域であることを述べた。さらに、研究の基本的立場を、“土砂移動現象は、空間における時系列変化として把握されなければならない”という点に置き、具体的には、つぎのような方法をとったことを述べた。①流域全体の土砂移動現象の把握には、貯水池群を野外の実験装置と捉え、貯水池堆砂量を年単位で分析する。②土砂移動過程の解明には、実際溪流を野外実験の場と捉え、洪水ごとの溪床変動を把握する。また、③土砂が移動（洗掘）するか、堆積するかは、供給される土砂と水の量それに河道の土砂輸送能力によって決まるという立場から、流量との関連で土砂移動現象を解析する。

2章では、流域全体の巨視的な土砂移動の特性について調べた。この結果、以下の点が明らかになった。①大井川流域の平均年比流砂量は、2千～6千（ $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$ ）の値を示し、わが国でも最も土砂の生産・流出の活発な地域である。②上流域の土砂収支を行うと、井川ダム地点より上流では、年間約208万 m^3 以上の土砂が生産・流出し、約192万 m^3 が井川ダムをはじめとする3つの貯水池に堆積する。下流に流出するのは、わずか16万 m^3 であり、貯水ダムが下流への供給土砂の大半をカットし、その影響力は極めて大きい。③巨視的な土砂移動現象の解析により、降雨（流量）規模と土砂移動規模が必ずしも対応しないことがわかった。これには、移動可能土砂量が重要な役割を果たしていることが示唆された。

3章では、2章で示唆された土砂移動現象の特徴を詳細に検討するため、実験溪流における土砂移動の実態について調べた。この結果、以下の点が明らかになった。①1979年～1985年にかけて9回の溪床変動が確認され、日雨量がほぼ150mm、一連続雨量がほぼ200mm、最大時間雨量が20～30mm（1.3～1.5年確率雨量）を越すと溪床変動が発生する。②8208洪水は、これまでの溪床を数mから約8mにわたって上昇させる大規模な溪床変動をもたらした。この後、洗掘過程に入り、溪床はダイナミックに変化し、縦・横断面形、平面形および流路形態は元に戻ろうとする傾向が見られた。この中で、縦断面形、特に谷底線が最も早く元の形態に近づいた。③8208洪水の堆積物構造を調べると、礫の並びが揃った層状構造がみられ、掃流による堆積環境であったことを示している。しかし、層状構造の中には堆積ユニットがいくつも見られ、一回の洪水でも流水の営力は、何回もピークを持つことを示している。この層状構造は、溪床の上昇とともに水位が上昇することにより形成されたものと推定された。

4章では、溪床へ土砂を供給する側の山腹における土砂移動プロセスを調べた。この結果、以下の点が明らかになった。①崩壊地における主要な岩屑の移動・堆積プロセスとしてrock fall・乾燥岩屑流、岩屑流が指摘され、可動性物質の集積という点では、rock fallが特に重要ということになった。また、可動性物質の下方移動という点では、岩屑流がrock fall、乾燥岩屑流と

巧みに連携して重要な役割を果たしている。② rock fall によって生産された岩屑量は、年平均崩落深として、 $10^{-1} \sim 10^1 \text{ mm}$ のオーダーであった。東河内流域で試算してみると数十年間で数千～数十万 m^3 という値が得られた。流域全体の土砂生産源である上流部は、さらに rock fall が起こり易い条件下にあることを考えると、土砂生産という意味からも rock fall は、無視出来ないものである。③ 8208 洪水の土砂生産の状態から判断して、土砂生産のためには可動性物質が集積されていることが必要条件で、豪雨があっても可動性物質が集積されていなければ、土砂生産は行われない。この可動性物質の集積に rock fall が重要な役割を果たしている。

5 章では、流量情報を入れて溪床変動を洪水時系列で解析した。この結果、以下の点が明らかになった。①従来の溪床変動量の概念では、溪床の場の変動を十分に把握できないことを示し、このためには、溪床変動に係わった土砂の総量を指標する溪床変動総量の概念が必要なことを指摘した。②降雨（流量）確率と土砂移動規模の確率は 1 対 1 に対応しない。③ 8208 洪水後の洗掘過程では、単位流量当りの溪床変動量が指数関数的に減少するという規則性がみられた。④溪流においても水理幾何学的関係（ $B = rQ^b$ ）がある程度成立した。

6 章では、これまでの検討を踏まえて、溪流の動態認識を述べるとともに土砂の流出モデルについて考えた。①溪流の自然河道には自己調整作用が働いている。これは、大規模な堆積が河道の安定を乱すカク乱要素となり、その後の洗掘過程で河道自身はその勾配、幅などの形状を調整することにより、安定な河道への到達を指向するというものである。谷幅の狭い部分は、河道自身の形状調整能力が小さい“遊び”の少ない空間、広い部分は形状調整能力が大きい“遊び”の多い空間である。②溪床堆積土砂の安定化のプロセスを水量との関連で直接評価した。この方法によっても、大規模堆積後の溪床面は極めて不安定な状態にあると判定された。その後洗掘過程で、溪床面が段丘状化し、その段丘状堆積物が洗掘を免れれば免れるほど、安定化した。これは、同一の土砂であるにもかかわらず、再移動し難くなるという質的变化を遂げているということであった。③土砂の流出モデルは $S(t) = -\alpha e^{-\beta t}$ のように表された。また、堆積規模あるいは谷幅の広狭による係数、 α 、 β の変化について調べた。流出モデルを溪床土砂堆積量推移のパターンで示し、拡幅部の有無による下流への土砂流出の時系列変化を検討した。この結果、拡幅部は、生産域で起こった土砂生産を緩和し、下流での溪床変動を小さくし、土砂生産に対する反応時間を長期化させることが明らかになった。

7 章では、河道調節機能を取り上げ、破碎帯流域の砂防計画について考えた。①河道調節を“a）一時的に土砂を堆積させる作用（その量が河道調節量）、b）その堆積土砂の下流に対する流出を小規模化（指数関数的に）、継続化させる作用”と新たに意味づけ、これまでのあいまいな概念を明確なものにした。②溪床土砂堆積量推移のパターンを使って、谷幅の広狭、堆積規模などの違いによる河道調節の違いを検討した。この結果、谷幅の広いほど、また同一区間では堆積規模が大きいほど、河道調節機能が大きいということになった。なお、この調節機能は、安定な状態のとき十分発揮され、そうでないときは、河道調節量は同じであっても、b) の作用が小さくなるこ

と、また河道の不安定さの程度によっては、当該の河道調節量より、直後の洗掘量が大きくなることもある。③拡幅部の数と土砂生産から流出に至る移動・堆積プロセスとの関係を検討した結果、多くの拡幅部を通過するほど、山腹で生産された土砂は小規模化されるということになった。④拡幅部は、そこからの土砂生産がある程度予測できること、土砂生産を事前にコントロールできることから土砂コントロールの場としても最も適している。砂防施設は、拡幅部の河道調節機能を助長させるように配置されることに意義があり、この方法として床固工群が有効であることが明らかになった。また、床固工群の土砂抑制量について試算したところ、量的にみても有効な技術的方法であることがわかった。なお、破碎帯流域では、十数年～数十年に一度、床固工群が埋積するような土砂生産が起る可能性がある。このため、十数年あるいは数十年という短い期間で現状を見直し計画を改変していくことが必要になってくる。

拡幅部群に床固工群を配置するという方法は、土地利用の高度化した下流扇状地部の防災にとって有効であるばかりでなく、残された自然環境を保ちながら貯水ダムの保全を計るという破碎帯流域に課せられた難題を解く可能性を持つ方法でもあるといえる。

引 用 文 献

- 1) 天田高白・近藤浩一(1982): 破碎帯地域における地すべり・崩壊と水質特性について - 吉野川流域を例として - (英文), 新砂防, 34(4)
- 2) 青野壽郎・尾留川正平編(1973): 日本地誌 11, - 長野県・山梨県・静岡県 -, 日本地誌研究所
- 3) 新谷 融(1971): 荒廃溪流における土石移動に関する基礎的研究, 北大演研報, 28(2)
- 4) 浅井治平(1958): 大井川の下と上, 地理, 3(9)
- 5) 浅井治平(1963): 大井川を中心とした交通路の変遷, 地理学評論, 36(1)
- 6) 芦田和男・高橋 保・水山高久(1975): 流路工計画に関する水理学的研究, 新砂防, 28(2)
- 7) 芦田和男・高橋 保・道上正規(1983): 河川の土砂災害と対策, 森北出版
- 8) 防災ハンドブック編集委員会(1964): 防災ハンドブック 第5編山地防災, 技報堂
- 9) 土木学会編(1971): 水理公式集, 土木学会
- 10) 土井 巧・右近則男(1983): 昭和58年7月豪雨による島根県災害について, 新砂防, 36(2)
- 11) 古屋尊彦(1967): 破碎帯地すべりの予察的研究, 地すべり, 4(2)
- 12) 古屋尊彦(1973): 四国島の2・3の地形計測結果と破碎帯地すべりの関係について, 第10回自然災害シンポジウム論文集

- 13) 萩原尊礼（1951）：物理探鉱法，朝倉書店
- 14) 東 三郎・新谷 融・小野寺弘道（1978）：有珠山噴火に伴う地表の変貌と土砂災害防止に関する研究，北海道大学
- 15) 東 三郎（1979）：地表変動論，北大図書刊行会
- 16) 東 三郎（1982）：低ダム群工法，北大図書刊行会
- 17) 北海道林務部治山課（1982）：日高地方の山地災害及び治山計画調査報告書，北海道林務部治山課
- 18) 池谷 浩（1978）：流路工計画における計画河幅の考え方，新砂防，31（1）
- 19) 井上千良（1976）：小豆島の山地災害，治山，23（4）
- 20) 岩井重久・石黒政儀（1970）：応用水文統計学，森北出版
- 21) 角屋 睦・福島 晟（1976）：中小河川の洪水到達時間，京大防災研年報，19号-B2
- 22) 角屋 睦（1979）：流出解析法（その1），農土誌，47（10）
- 23) 海上道雄・眞坂秀二・大坪輝夫（1985）：洗掘過程における溪流河道形態の変化が流量と溪床変動との応答に及ぼす影響，96 回日林論
- 24) 柿 徳一（1941）：治水砂防工学，土木技術社
- 25) 建設省河川局砂防課（1957）：砂防基本計画樹立について，河川，昭和32年8月号
- 26) 建設省河川局砂防部砂防課・建設省土木研究所（1982）：砂防河川の土砂動態に関する研究，35 回建設省技術研究会報告
- 27) 木村弘太郎（1951）：砂防計画樹立に対する構想，河川，昭和26年5月号
- 28) 吉良八郎・石田陽博・畑 武志（1975）：貯水池の堆砂に関する基礎的諸問題（I）日本における貯水池堆砂の実態，神戸大農研，11（2）
- 29) 小出 博（1955）：日本の地すべり，東洋経済新報社
- 30) 小出 博（1972）：日本の河川研究，東大出版会
- 31) 小出 博（1973）：日本の国土（上），東大出版会
- 32) 河村三郎（1970）：山地河川における河床材料のサンプリング方法と粒度分布，土木学会誌，55（12）
- 33) 枸杞芳彦（1972）：第4回砂防学会シンポジウム 砂防計画の考え方ー都市地域の砂防計画についてー，新砂防，24（2）
- 34) 眞板秀二（1980）：大井川の河川特性，筑波大学大井川プロジェクト編「山地崩壊にともなう土砂流出の機作と環境保全に関する山岳地域生態的研究」I
- 35) 眞板秀二・中村義司（1982）：大井川流域の水質－濁度，PH，電気伝導度からみた流域特性と水質の変動－，筑波大学大井川プロジェクト編「山地崩壊にともなう土砂流出の機作と環境保全に関する山岳地域生態的研究」II
- 36) 眞板秀二・大坪輝夫・海上道雄（1982）：大井川流域の土砂流出，筑波大学大井川プロ

ジェクト編「山地崩壊にともなう土砂流出の機作と環境保全に関する山岳地域生態的研究」

II

- 37) 眞板秀二(1983):大井川上流のある斜面における崩壊の変遷とその地盤状況. 筑大農林技術センター演習林報告第1号
- 38) 眞板秀二・大坪輝夫・海上道雄(1984):自然溪流の水理幾何. 95回日林論
- 39) 眞板秀二・内田煌二(1984):山腹土層の粒径成分とその土量変化 - 東河内流域の土砂収支検討の前提として -. 59年度砂防学会大会発表概要集
- 40) 眞板秀二(1985):浮遊土砂流出に及ぼす流域諸因子の影響. 96回日林論
- 41) 眞板秀二(1985):大井川上流崩壊地における岩屑の移動・堆積と植生侵入. 新砂防, 38(4)
- 42) 町田 洋(1959):安部川上流域の堆積段丘-荒廃山地にみられる急速な地形変化の一例-. 地理学評論, 32(10)
- 43) 町田 貞・松本栄司・石井孝行(1975):足尾荒廃地における崖錐の形成プロセス. 地理学評論, 48(11)
- 44) 町田 貞・井口正男・貝塚爽平・佐藤 正・根 勇・小野有五編(1981):地形学辞典. 二宮書店
- 45) 永井明博・角屋 睦・杉山博信・鈴木克英(1982):貯留関数法の総合化. 京大防災研年報, 25号B-2
- 46) 中川 鮮・奥西一夫(1977):高知県繁藤地区の大規模崩壊について(その1). 京大防災研年報, 20号B-1
- 47) 中村太士(1986):河床堆積地の年代分布による土砂滞留及び移動過程の比較研究(英文). 地形, 7(3)
- 48) 中野尊正・松本繁樹・門村 浩(1967):大井川流域の防災地学上の諸問題. 静岡県消防防災課
- 49) 中田 博(1983):山地小流域における土砂の生産と移動. 筑波大学農林学類 卒業論文(未発表)
- 50) 日本河川協会(1976):建設省河川砂防技術基準. 山海堂
- 51) 日本砂防史編集委員会(1981):日本砂防史(水系工事誌). 全国治水砂防協会
- 52) 新沢直治(1953):砂防計画試案. 新砂防, No.10
- 53) 岡田篤正(1970):吉野川流域の中央構造線の断層変化地形と断層運動速度. 地理学評論, 43(1)
- 54) 奥村武信(1977):砂防計画における流出土砂量推算に関する研究. 鳥取大演報, No.10
- 55) 大久保 駿・太田原幸旦・板垣 治・岡本正男・白石一夫(1976):台風5号, 6号による高知・徳島の土砂災害. 土木技術資料, 18(1)

- 56) 大坪輝夫（1980）：大井川流域の気象　－主に降雨について－．筑波大学大井川プロジェクト編「山地崩壊にともなう土砂流出の機作と環境保全に関する山岳地域生態的研究」Ⅰ
- 57) 瀬尾克美・吉松弘行・水山高久・仲野広章・原　義文（1984）：長野県西部地震に伴う災害（速報）．新砂防，37（4）
- 58) 嶋　通保・中川　鮮・奥西一夫・竹内篤雄（1973）：繁藤地区の地すべり性崩壊について．昭和47年7月豪雨災害の調査と防災研究（科研報告書）
- 59) 清水　宏（1983）：溪流における砂防計画手法に関する研究．北大演研報，40（1）
- 60) シンポジウム実行委員会（1983）：第15回砂防学会シンポジウム概要．新砂防，36（1）
- 61) 土　隆一編（1974）：静岡県地質．静岡県
- 62) 静岡地方気象台・静岡県産業気象協会（1980）：静岡県異常気象災害史．静岡県産業気象協会
- 63) 水利科学研究所（1959）：流域管理からみた大井川流域の治山事業．東京営林局
- 64) 水利科学研究所（1967）：大井川流域治山調査報告書．林野庁治山課
- 65) 床司力偉（1971）：堆積学．朝倉書店
- 66) 高山茂美（1974）：河川地形．共立出版
- 67) 高谷精二（1979）：結晶片岩地域における地すべりと粘土鉱物（2）　－徳島県・森遠，善徳，半平地すべり－．新砂防，32（2）
- 68) 武居有恒編（1980）：地すべり・崩壊・土石流．鹿島出版会
- 69) 谷　　勲（1975）：山地の荒廃と土砂の生産・流出（4）　－有田川流域・南山城地域の災害－．新砂防，28（2）
- 70) 徳山　明（1977）：赤石山地の山地災害と基盤地質．第14回自然災害シンポジウム論文集
- 71) 東京営林局（1966）：大井川流域治山調査報告書．
- 72) 栃木省二（1977）：祖谷川流域における地すべりの分類とその特徴．14回自然災害シンポジウム論文集
- 73) 打荻珠男（1970）：砂防計画について．新砂防，23（2）
- 74) 山本晃一（1971）：礫河床のサンプリングと統計的処理．土木技術資料，13（7）
- 75) 山本三郎編（1958）：河川工学．朝倉書店
- 76) 吉川虎雄（1968）：西南日本外帯の地形と地震性地殻変動．第4紀研究，7（4）
- 77) 吉川虎雄（1985）：湿潤変動帯の地形学．東大出版会

SUMMARY

Recently in Japan, land development has been progressing into areas of interior among mountains and upper reach of basins. With the progression of its development, natural disasters, such as flood, landslide and debris flow are accelerating. Especially, the possibility of occurrence of sediment disasters in the basins of the Pacific Coast of Southwest Japan is stronger. This is because tectonic movements have been steepening the landforms and fracturing the bedrocks, and besides intensive rainfall occurs frequently. In these fractured basins, many reservoirs for flood control, the generation of electricity and others have been constructed, and the sediments have been depositing rapidly in these reservoirs because of the conditions described above. To control the sediments, therefore, it is more necessary to construct Sabo facilities in these fractured basins.

To carry out Sabo works effectively, the relation among the scale, the frequency, the channel characteristics and the history of sediment movement must be understood clearly. In this study, the process of sediment movement in the Oi River basin, which is a typical fractured basin, has been investigated and the methods for protecting lives, properties, reservoirs and others from sediment disasters have been discussed.

I) The macro characteristics of sediment yield and runoff in the Oi River basin have been investigated using the data of sediment volume of reservoirs.

(1) The volume of specific sediment yield from seven basins was 2000~6000 ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$). This shows that the Oi River basin is one of the most active area of sediment production in Japan.

(2) The magnitude of sediment movement is not always correspondent to the magnitude of rainfall or water discharge. The amount of movable sediments by water on slopes and riverbeds may play an important role to the sediment movement.

II) In order to clarify the characteristics of sediment movement, dynamics of sediment movement in the Higashigouchi experimental torrent have been investigated.

(1) Nine times of occurrence of riverbed variation have been confirmed from 1979 to 1985, and it has been found that the threshold rainfall for the occurrence of riverbed variation in the Higashigouchi experimental basin is a daily rainfall about 150mm or a continuous rainfall (within two days) of about 200mm.

(2) On August 1, 1982, typhoon No.10 hit the Oi River basin resulting in rainfall amounted to about 800mm in three days. This rain brought a catastrophic flood named (by the author) the 8208 flood, and the sediments which exceeded $150,000\text{m}^3$ in volume deposited on the riverbed of the experimental torrent. Since then, rapid erosion of the riverbed ensued and the riverbed has been recovering its former profile, and also the channel has been nearly regaining its former shape and form. Thus channel profile, shape and form have been changed dynamically.

Ⅲ) Since the riverbed sediments are supplied from slopes, it is important that the processes of different form of mass wasting on the slopes, especially landslide, are understood. Therefore, different processes in the landslide scars of the experimental basin have been investigated.

(1) It has been pointed out that rock fall, dry fragments flow and debris flow have been the main processes on the movement and deposition of rock fragments on the landslide scars. Among these, rock fall has been the most important process of the accumulation of unstable materials for landsliding.

(2) Judging from the conditions of landslide scars, caused by a heavy rain in August, 1982, the accumulation of unstable materials on slopes is one of the necessary condition for the occurrence of landsliding. In other words even if a heavy rain falls if unstable materials do not accumulate on slopes, landsliding does not occur.

Ⅳ) The relation between water discharge and riverbed variation has been analyzed.

(1) The current definition of the volume of riverbed variation does not sufficiently represent the realities of riverbed variation. Therefore, the author proposed another definition. Both definitions are necessary for the proper representation of the realities of riverbed variation.

(2) In a series of floods after the 8208 flood, the volume of riverbed variation per unit peak discharge has been found decreasing exponentially.

V) Finally, an understanding of dynamics on sediment movement based on the realities of riverbed variation has been stated. And a model of sediment runoff from a riverbed, which is based on the relation between water discharge and riverbed variation, has been proposed and the Sabo planning for the fractured basins has been discussed.

(1) A natural torrential river adjusts its channel slope and channel geometry to maintain a dynamic equilibrium condition for given external constraints, such as water and sediment discharge, valley slope and width, geological constraints and others.

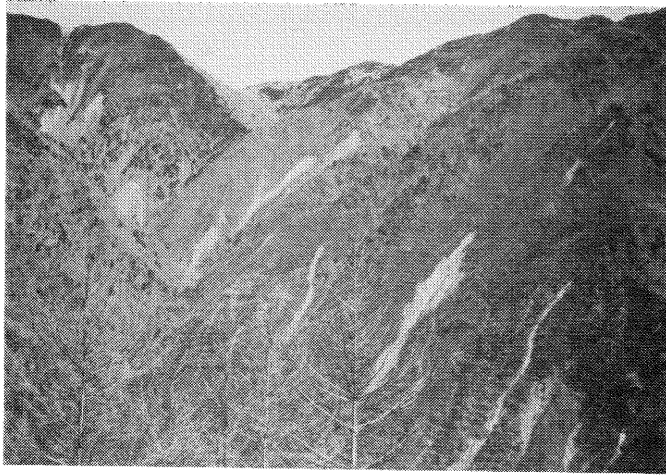
(2) The sediment runoff model can be expressed by the equation of $S(t) = -\alpha e^{-\beta t}$, where S is the volume of riverbed variation per unit peak discharge, t is a series of flood occurrence which is expressed as 1, 2, . . . , β is the exponent and α is the constant.

(3) The Self-Regulation function of a river channel has been clarified as follows: ① A river channel makes excess sediments deposit temporarily, and the volume of these deposits is an indicator of the Self-Regulation of a river channel, and ② it produces small amount of sediment from the riverbed exponentially, and this retards the sediment runoff to the downstream of the river.

(4) It becomes clear by using the sediment runoff model that the Self-Regulation function of a river channel becomes very small at the narrow parts of a river valley but that this function becomes large at the wide parts of a river valley.

(5) The wide parts of a river valley are the most suitable places to control the sediments, because the sediment production from these parts can be predicted to a certain extent.

Sabo facilities must be constructed to promote the Self-Regulation function of natural rivers, and the construction of a series of low dams at each wide part of a river valley is an effective way to promote this function. Therefore, the construction of these dams is not only an effective way to control the sediments in the alluvial fans but also it is an effective way to maintain the storage capacity of reservoirs without disturbing the natural environment in the fractured basins.



写真－ 1. 試験流域上流部の崩壊地

1983 年11月26日撮影

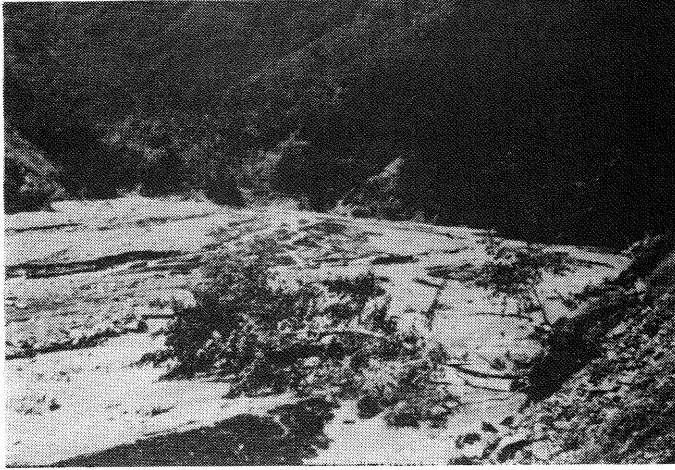
Photo 1. Landslide scars in the experimental basin.
This photograph was taken on November 26,
1983 after the 8208 flood.



写真－ 2. 8208 洪水（1982 年 8 月 1 日－ 3 日）直後の実験溪流観測区間
下流部（Ⅰ区間）の堆積状況

1982 年 8 月 4 日撮影

Photo 2. The buried valley of the segment I of the observation reach by the
deposits of the 8208 flood which occurred on August 1-3, 1982.
This photograph was taken on August 4, 1982.



写真— 3. 8208 洪水直後の実験溪流観測区間
中流部（Ⅱ区間）の堆積状況

1982 年 8 月 4 日撮影

Photo 3. The buried valley of the segment Ⅱ of the observation reach by the deposits of the 8208 flood. This photograph was taken on August 4, 1982.



写真— 4. 8209 洪水による8208 洪水堆積物
（Ⅱ区間）の洗掘状況

1982 年10月22日撮影

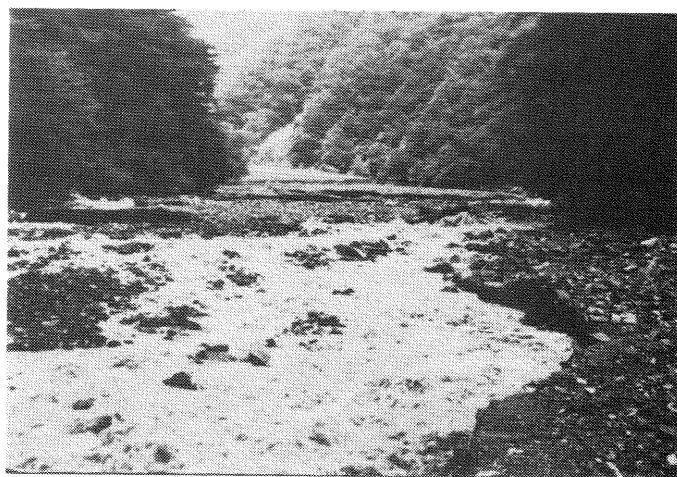
Photo 4. The state of the 8208 flood deposits (segment Ⅱ) scoured by the 8209 flood. This photograph was taken on October 22, 1982.



写真－5. 8309洪水後の8208洪水堆積物の
（Ⅱ区間）の状況

1983年11月25日撮影

Photo 5. The state of the 8208 flood deposits(segment Ⅱ) scoured by the 8209 flood-the 8309 flood. This photograph was taken on November 25, 1983.



写真－6. 8208洪水直後の観測区間5測線付
近の堆積状況

1982年8月4日撮影

Photo 6. The state on August 4, 1982 of buried valley of the observation reach (near No.5 of cross sectioning lines) by the deposits of the 8208 flood.



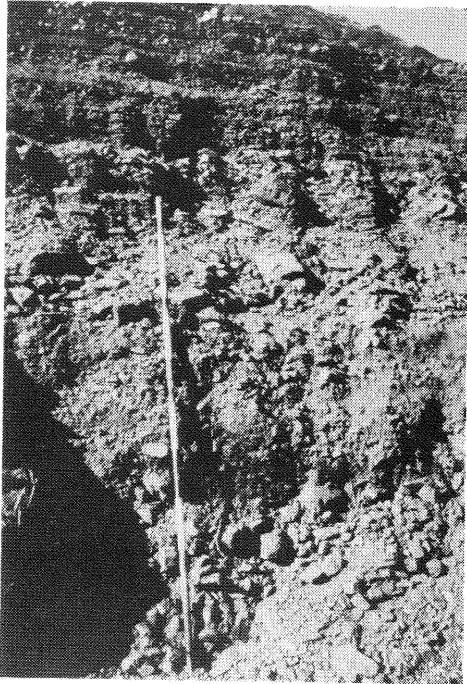
写真一7. 8208洪水後(8月26日)の5測線
付近の8208洪水堆積物の状況
1982年8月26日撮影

Photo 7. The state on August 26, 1982 of buried valley
of the observation reach (near No.5 of cross
sectioning lines) by the deposits of the 8208
flood.



写真一8. 8209洪水による8208洪水堆積物
(5測線付近)の洗掘状況
1982年10月22日撮影

Photo 8. The state on October 22, 1982 of the 8208 flood
deposits scoured by the 8209 flood near No.5 of
cross sectioning lines.



写真－9. 8208 洪水堆積物（観測区間 5.5 測線）
の堆積構造

1982 年 8 月 26 日撮影

Photo 9. Structure of the 8208 flood deposits at No.5.5 of cross sectioning lines. This photograph was taken on August 4, 1982.

写真－10. 8208 洪水堆積物（観測区間 8 測線）
の堆積構造

1982 年 8 月 26 日撮影

Photo 10. Structure of the 8208 flood deposits at No.8 of cross sectioning lines. This photograph was taken on August 4, 1982.

