

土 木 研 究 所 資 料

河床砂礫の粒径減少に関する試験

平成2年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright ©(1990)by P.W.R.I.

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

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

河床砂礫の粒径減少に関する試験

砂防研究室 室長 水山高久

要 旨

四国吉野川を対象に粒径の縦断的な変化を調べ、代表的な3種類の岩種について破壊試験を実施して、流域内の礫の縦断的分布状況、岩種別破碎状況、礫の粒径減少と細粒土砂の生産、流域内の粒度の変化特性について考察した。

キーワード：河床砂礫，粒径，粒径減少，砂防

Decrease in Grain Sizes of River Bed Material associated with Transport

Sabo Division Head : Takahisa MIZUYAMA

Synopsis

Longitudinal bed material grain size decrease is investigated at the Yoshino River. Free fall impact tests of boulders of three geologies were executed. The mechanism of grain size decrease was considered with the test results.

KEY WORD : Grain Size, Wear, Bed Material, Sabo

ま え が き

河床砂礫は地形学の分野では縦断方向に、指数関数的に減少するととらえられてきた。一方、土砂水理学では、砂礫の大きさは変わらないものとして取扱われることが多い。実際には、岩の種類によって減少し易いもの、しにくいものがあると考えられる。四国の吉野川は中央構造線によって地質的に破砕された地帯を流れる川で、多量の微細粒子の流入により貯水池の濁水が長期化して問題になったこともある。この吉野川を対象として、水源から河口までの粒径の変化を概観したうえで、この流域の代表的な岩種である黒色片岩、緑色片岩、花崗岩について自由落下による衝撃試験を実施し、その結果に基づいて、

- ① 流域内の礫の縦断的分布状況およびその特徴
- ② 岩種別の破砕状況およびその特徴
- ③ 礫の粒径減少と細粒土砂の生産との関係
- ④ 流域内の粒度の変化特性（特に流下に伴う粒度の変化）

について考察したものである。

この試験を実施するに当たり、種々便宜をはかって頂いた依頼者である四国地方建設局吉野川砂防工事事務所および貴重な資料を提供頂いた同徳島工事事務所の関係各位に謝意を表します。また、この作業を実際に行われた国土防災技術株式会社プロジェクト本部の小菅尉多氏の努力に対しても感謝いたします。

目 次

まえがき

1. 調査概要	1
1.1 調査の目的	1
1.2 調査範囲	1
1.3 調査内容	1
2. 調査結果	3
2.1 現地概査	3
2.2 粒度分布試験とその結果	11
(1) 粒度分析試験とその結果の資料整理	11
(2) 礫の縦断的分布状況	11
(3) 礫径分布の特徴	18
2.3 礫の落下試験	22
2.3.1 礫の採取とその特徴	22
2.3.2 礫の落下試験とその結果	26
(1) 落下試験台の作成と試験の概要	26
(2) 岩種別の破砕状況とその特徴	27
3. 解 析	56
3.1 砂礫の跳躍による破砕現象	56
3.1.1 砂礫の跳躍機構	56
3.1.2 砂礫の跳躍による衝撃力の算定と粒径の減少	66
3.2 砂礫の破砕と細粒土砂の生産	72
3.3 流域内の粒度の変化特性（流下に伴う粒度の変化）	74
参考文献	81
写真集	83

1. 調査概要

1.1 調査の目的

本調査の目的は、主に吉野川流域を対象にして、岩種別の礫の落下試験と、粒度分布調査を実施し、その結果より河床砂礫の流下に伴う粒径減少を明らかにすることを目的としている。

1.2 調査範囲

調査範囲は、吉野川流域の河口から本川沿いに吉野川の上流域までである。

1.3 調査内容

(1) 現地概査

対象地域を概査し、粒度分布調査、礫の落下試験のサンプリング地点の選定を行った。その際、流域および荒廃の状況、流下方向における粒径の変化、微細土砂の河床堆積状況等についても併せて調査し、解析の資料とした。

(2) 礫の落下試験

① 礫の採取

現地調査によって設定した採取地から、中径30cm程度の礫を岩種毎に3個ずつ採取した。岩種は、黒色片岩、緑色片岩および花崗岩とした。なお、この際、採取した礫の風化度を確認し、風化度の異なる礫を採取した。

② 礫の落下試験

落下台の上に①で採取した礫を1.5m、1.0m、0.5mから繰り返し落下させ、1回の落下毎に残った最大のものの粒径、重量およびその他のものの粒度分布を調べた。なお、予備試験の結果から落下高は、1.0m、1.5m、2.0mに変更した。

最大のものについては落下試験を繰り返し、これをそれぞれ10回ずつ繰り返し試験した。

(3) 粒度分布試験

昭和63年度に実施した早明浦ダム上流の河床堆積物の粒度分析に加えて、早明浦ダム下流から河口まで、流下にともない礫径がどのように変化しているかを把握する目的で粒度分布調査を行なった。調査間隔は、5～10km程度とし、20ヶ所実施した。

また、山腹斜面で生産される土砂の粒度を把握するために、山腹斜面で3ヶ所選定して粒度分析を実施した。粒度分析試験は合計23試料について実施した。

(4) 資料整理

① 礫の落下試験の資料整理

(2)の②で残った最大礫径、重量の変化を落下回数、総エネルギー($\Sigma g m_i h_i$)に対して図示した。また、粒度試験結果は10回を1枚の図に示した。

② 粒度試験結果の資料整理

昭和63年度に実施した早明浦ダム上流の粒度試験結果に、本年度の早明浦ダム下流から河口まで、および山腹斜面での粒度試験に加えて、16%, 50%, 84%, 95%および平均粒径を流路の長さ(距離)を横軸にとって図に示した。

(5) 解 析

以上の試験結果をもとに、河床礫の流下にもなう粒径減少等について以下の解析を行なった。

- ① 流域内の礫の縦断的分布状況およびその特徴
- ② 岩種別の破碎状況およびその特徴
- ③ 礫の破碎減少と細粒土砂の生産との関係
- ④ 流域内の粒度の変化特性 (特に流下に伴う粒度の変化)

2. 調査結果

2.1 現地概査

(1) 縦断形状、河床幅の分布の特徴および計画流量

<縦断形状の特徴>

吉野川の縦断形状を、図-2.1.1に示す。縦断図は、河口からSP. 60km地点までは、実際に測量した縦断図(1.0km間隔)より作成し、SP. 60kmより上流域では、2.0~5.0km間隔で $S=1/25,000$ の地形図より読み取り作成した。縦断形状の特徴は、以下のようである。

- ① 河口からSP. 12km地点までは $I=1/5,700$ と最も緩勾配であり、潮汐の影響を受けていると考えられる区間である。
- ② SP. 12~90kmの区間は、SP. 12~57kmの区間が $I=1/890$ 、SP. 57~90km(銅山川合流)の区間が $I=1/610$ と漸次勾配は急になる。
- ③ SP. 90~95kmの区間は、銅山川の合流点から小歩危の区間に当たり溪谷をなし岩盤露出区間であり、この区間は $1/128$ と急勾配をなす。
- ④ SP. 95~138kmの区間は、小歩危から早明浦ダムまでの区間で、SP. 95~114km(南小川合流)が $I=1/340$ 、SP. 114~138kmまでの区間が $I=1/490$ と緩い凸型の縦断形状を示す。
- ⑤ SP. 138~159kmの区間は、早明浦ダムの貯水域である。
- ⑥ SP. 159~164kmの区間は、 $I=1/31$ と急勾配を呈する。
- ⑦ SP. 164~166kmの区間は、SP. 164に高菰ダムがあることからその影響で勾配は少し緩くなり、吉野川本川が大橋ダムから流入するSP. 166までが $I=1/138$ となる。
- ⑧ SP. 166kmから上流は、漸次急勾配となり、SP. 166~172kmが $I=1/40$ 、SP. 172~174kmが $I=1/20$ 、SP. 174kmより上流が $I=1/5.6$ となる。

<河床幅の分布の特徴>

河床幅の縦断的な分布を、図-2.1.2に示す。河床幅は、縦断図の作成と同様に、河口からSP. 60km地点までは、実際に測量した横断図より、計画高水位線より計測し、SP. 60kmより上流域では、 $S=1/25,000$ の地形図と粒度分析実施時に目測した概略河床幅より推定した。なお、同図は、粒度分析試験実施位置についてのみ示している。

河床幅の分布の特徴は、以下のとおりである。

- ① 河口からSP. 20km区間までが800m前後を呈し、SP. 30km地点付近では1,800mに達する。
- ② SP. 30kmより上流SP. 85km地点(池田ダムの貯水域末端)までは、川幅はおおむね漸次狭くなり、1,800mから100m程度に狭まる。
- ③ SP. 85km地点からSP. 138km地点(早明浦ダム)までは、おおむね一律の川幅を示し、約70~110m程度となる。

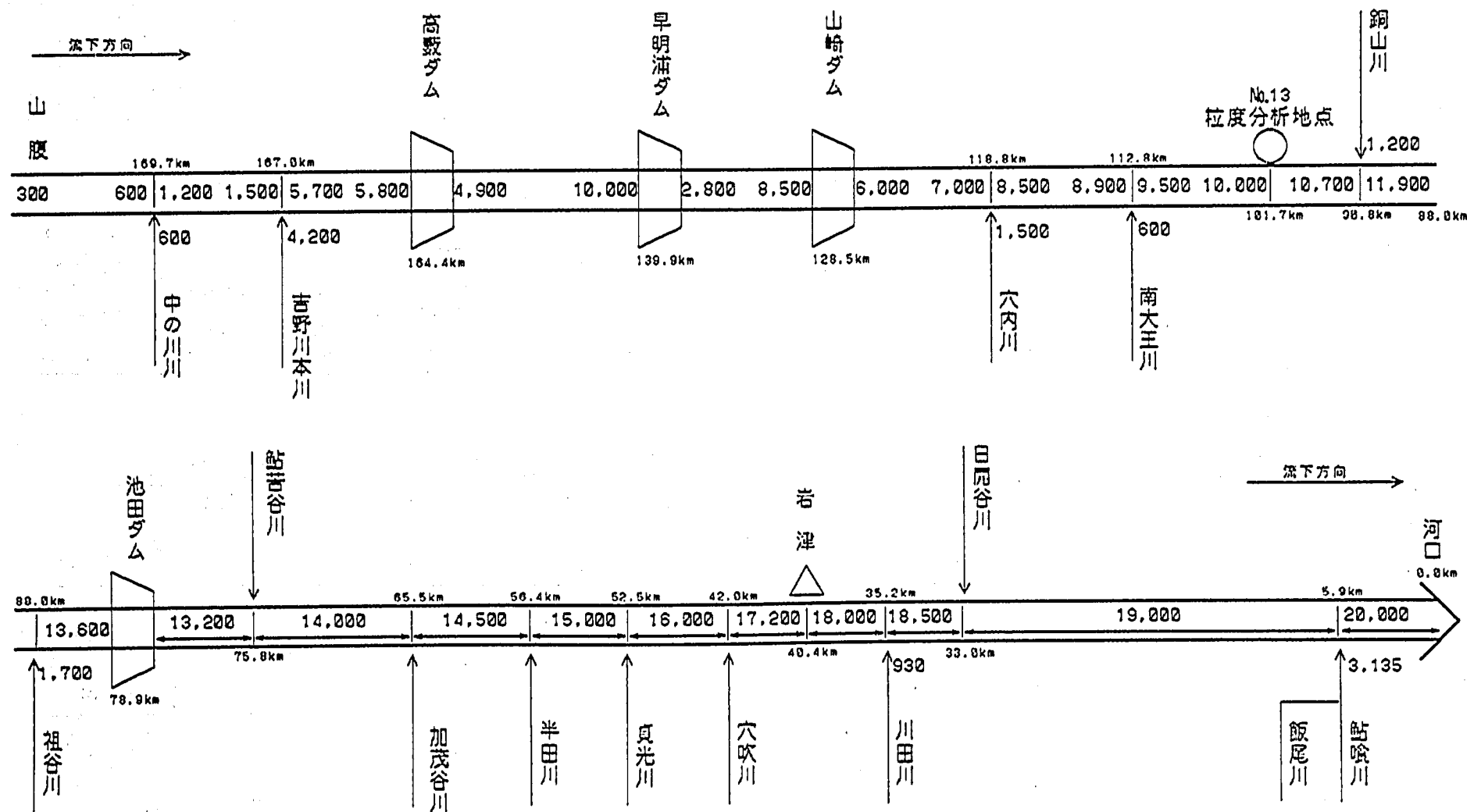


図-2.1.3 吉野川流域の計画流量図 単位: m^3/s

表-2.1.1 現地概査結果一覧表

区間および 地 点	区 間 番 号	流 域 荒 廃 状 況			河 床 堆 積 地 の 状 況	礫 径 の 変 化		
		溪 岸	河 床	合 流 点		最大礫径	目視礫径	礫の形状
0.0~14.0km 〔河口～ 斜め堰の 区間〕	I 区 間	——	- 河床堆積地は少ない - 流水は川幅一杯に流れている - 調査時点では流速は遅い	鮎喰川が6.0 kmに流入するが、流入土砂量は本川に比べれば非常に少ない	- 堆積地は水面からの比高1.0 m前後 - 堆積面には草本が侵入しており、中には10~20年生の植生が侵入している 12.0~14.0km区間は多少、網状の堆積地あり - この間は海の影響がある区間ではないか	粘土分、シルト分が大部分		
14.0~24.0km 〔斜め堰～ 床園工の 区間〕	II 区 間	——	河床堆積地は前区間より多くなる	大きな支川の合流はない	草本の侵入していない砂礫堆が出現する	4~7 cm	砂分が	レキは円レキ
						- レキ分が出現してくる - しかしその径はまだ小さい		
24.0~64.0km 〔床園工～ 東三好橋 付近〕	III 区 間	- 露岩地点 - 護岸ブロックを敷設している地点も見受けられる	- 単列砂礫堆が多くなる - 前区間より流速は早く感じられる - 流水が川幅一杯(B₀=300 m程度)に広がっている所もあり、中にはよどみ部もある	- 小溪流が多数流入するがその影響は小さい - 穴吹川からの土砂流入の影響はありそう - 現在、井口谷川からの土砂流入あり - 現在、曾江谷川、貞光川からの土砂流入は少なそう	- 単列砂礫堆が多くなる - 堆積地面に植生が侵入していないものが多い - 植生が侵入している堆積地は草本が多く、一部木本(ヤナギ類)10~20年生が侵入している - SP.38.0km地点では砂利採取を行っている - この付近の堆積量多し	10~20cm	3~5 cm	円レキ
						- この区間のレキの変化は少なそう - 一堆積地の中でも位置により砂分の多い所、レキ分の多い所と異なっている。ただし、この判断は表面礫の様子である		
64.0~79.0km 〔東三好橋 付近～ 池田ダム の区間〕	IV 区 間	- 一部露岩部分も見受けられる。また護岸ブロックを敷いた箇所も見られる - 全体的に安定している	- 堆積地の形状は前区間と同形状の感じを受ける - 流れの穏やかな地点もあり(ふち部) - SP.75.0km 付近では大きな堆積地があり、砂利採取が行われている - B₀=100~150 m	- 黒川原谷川は本川に扇状堆積している - 井内谷川の合流の影響少ない - 鮎苦谷川土砂流入あり	- 前区間と同様の堆積形状を示している - 堆積地面上には10~30年生の木本が侵入している箇所も見受けられる	30~50cm	5~10cm	円レキ
						- この区間は前区間より礫径が大きくなる感じを受ける - 流れの穏やかなふち部では砂分、シルト分が多い堆積地も見られる。小径レキとなる - この区間は確かにレキが前区間より大きい感じを受けるが砂分、シルト分の多い地点も見受けられる		
79.0~85.0km 〔池田ダム の湛水域〕	V 区 間	露岩地域あり	——	——	——	——	——	——

区間および 地 点	区 間 番 号	流 域 荒 廃 状 況			河 床 堆 積 地 の 状 況	礫 径 の 変 化		
		溪 岸	河 床	合 流 点		最大礫径	目視礫径	礫の形状
85.0 ~ 120.0 km 〔池田ダム 湛水域末 端から 穴内川合 流点の 区間〕	VI 区 間	・ 露岩地域 ・ 狭さく部 ・ 大歩危付近には崩壊地 (溪岸)あり、しかし、 その供給量の影響は少な いであろう		・ 合流点付近に土砂の堆積 地あり、祖谷、大谷、南 小川 等	・ 節理状に破碎した $\phi = 1.0 \sim 3.0$ m級のレキ 多し ・ 合流点付近に堆積地が形成されている場合が 多い	・ 溪岸付近にある節理状に破碎 したレキは1.0 m以上と大き い ・ 合流点付近に堆積しているレ キは池田ダムの下流区間と同 じ程度である	20~50cm	3~10cm 円レキ
120.0 ~ 140.0 km 〔穴内川 合流点~ 早明浦ダ ムの区間〕	VII 区 間	・ 溪岸は安定している感じ を受ける ・ 護岸工を施工している区 域もあり	・ $B_0 = 50 \sim 100$ m ・ 128.5 m地点に山崎ダム あり	・ 大きな支川の合流は少な い	・ 堆積地面には10~20年生の木本が侵入してい る所もあり	・ ただし南小川付近では大きく なる	100 cm	40~50cm 円レキ
140.0 ~ 167.0 km 〔早明浦ダ ム~ 大橋ダム 区間〕	VIII 区 間 IX 区 間	(140 ~ 160 km) 早明浦ダム湛水域 昨年度実施区間 (160 ~ 167 km) 昨年度実施区間				(-)	(-)	(-)
167.0 km ~ 〔大橋ダム より上流〕	X 区 間	・ 岩盤露出 ・ 溪岸は安定した感じを受 ける	・ 転石が多く、流水はその 間を流下している感じを 受ける	・ 170.0 km地点で中の川が 合流、合流点付近には土 砂が堆積している	・ 大転石が多くその間を流水は流下している ・ 合流点(中の川)付近に堆積地が形成されて おり、5年生のヤナギが侵入している。安定 した感じを受ける	・ レキ径は下流の区間よりも大 きくなっているものと思われる ・ この区間内での変化はあまり ないものと思われる	3.0 ~ 10.0m の大巨礫	20~50cm 亜角レキ 角レキを 示すもの もあり

- ④ 早明浦ダムの貯水域末端，SP. 159km 地点から上流の河床幅はさらに狭くなる。SP. 159～166km（大橋ダム）区間は約40m，SP. 166km より上流は，約30～35m 程度となる。

<計画流量図>

吉野川流域の計画流量図を，図－2.1.3 に示す。同図は，建設省徳島工事事務所，吉野川砂防工事事務所の資料に基づき作成したものであり，今後の作業に必要な地点で計画流量が示されていない地点は，流域面積で計画流量を配分して示した。

(2) 現地概査結果

現地概査は，粒度分布調査地点および落下試験用の礫の採取地点を選定するために行ったものであり，その際に，

① 流域の荒廃状況

溪岸崩壊の状況，河床の堆積洗掘の傾向，合流点における土砂の流入堆積状況等

② 河床の土砂堆積状況

堆積形状，堆積地面上の植生，微細土砂の堆積状況等

③ 流下方向の礫径変化状況

最大礫径，目視礫径，礫の形状等

についても調査した。

調査結果を，表－2.1.1，写真－1 に示す。

各区間の総合的な特徴は以下のとおりである。

I 区間について

- ・堆積地は少なく，流水は川幅一杯に流下している。
- ・出現する堆積地面には草本が浸入している。
- ・粘土分，シルト分が大部分を占めている。
- ・この区間は，干満の影響を受ける区間であると考えられ，河川水の流速は遅い。

II 区間について

- ・草本の浸入していない砂礫堆が出現してくる。
- ・堆積地の構成材料は礫分が多くなる。しかし礫径はまだ小さい。
- ・最大礫径で7～4 cm 程度，目につく礫径で砂分，最大礫径の形状は円礫。

III 区間について

- ・単列砂礫堆が多くなる。堆積地面上には植生の侵入していない堆積地が多くなり，植生が侵入している場合は，10～20年生のヤナギ類が侵入している。
- ・前区間より礫径は大きくなる。
- ・最大礫径で10～20 cm 程度，目につく礫径で3～5 cm 程度，礫の形状は円礫。
- ・一堆積地内でも，位置により砂分の多い箇所，礫分の多い箇所がある。ただしこの判断は表面礫からの判

断である。

- ・この区間内での礫径変化（縦断方向の礫径の大径化）は比較的少ないように思える。

Ⅳ区間について

- ・堆積地の形状は前区間と同様である。植生が侵入している堆積地では、10～30年生と、心持ち大きくなる感じを受ける。
- ・この区間の礫径は、前区間の礫径より大きくなる感じを受ける。
- ・最大礫径で30～50 cm程度、目につく礫径で5～10 cm程度、礫の形状は円礫。
- ・流れの穏やかな淵部と比較的早い瀬部とがあり、淵部では砂分シルト分が多い堆積地も見受けられ、その堆積地の礫径は小径である。

Ⅴ区間について

- ・池田ダム（S. 47 ?）の湛水域

Ⅵ区間について

- ・露岩地帯で狭窄部。
- ・溪岸付近にある節理状に破砕した礫は1.0 m以上と大きい。
- ・ほとんど堆積地は形成されていないが、合流点（祖谷、大谷谷、南小川等）付近には堆積地が形成されている。
- ・その堆積地の礫径は、最大礫径で20～50cm程度、目につく礫径で3～10cm程度、礫の形状は円礫。ただし、南小川合流点付近の堆積地の礫径は大きくなり、最大礫径で100cm程度、目につく礫径で40～50cm程度、礫の形状は円礫。

Ⅶ区間について

- ・礫径は下流区間（Ⅶ区間より下流）とあまり変わらない感じを受ける。
- ・この区間での礫径変化（縦断方向の礫径の大径化）はあまりないものと思われる。

Ⅷ区間について

- ・早明浦ダム湛水域。

Ⅸ区間について

- ・昨年度調査区間。

X区間について

- ・この区間は巨礫の間にそれ以下の礫径が分布しているという感じで、流水は巨礫の間を流下している感じを受ける。
- ・堆積地と言えるものが存在するのは少ない区間である。この区間の礫径は、最大礫径で3.0～10.0m程度目につく礫径で20～50cm程度、礫の形状は亜角礫、角礫を呈するものもあり。
- ・この区間での縦断方向の礫径の大径化は見られない。

以上の現地調査結果から、吉野川流域の流域の荒廃状況、微細土砂の河床堆積状況、流下方向の礫径変化の特徴は、次のようにまとめられる。

<流域の荒廃状況>

吉野川上流域の山腹の崩壊状況は、昭和50、51年に多くの崩壊地が発生したが、現在は崩壊地内に植生が侵入しているところが多く認められ、崩壊地は復旧しているものと思われる。河川全体を通じて溪岸も安定しており、溪岸からの土砂の供給も少ないものと思われる。

<微細土砂の河床堆積状況>

河口付近は、流水が川幅一杯に流れており、河床堆積物の状況は不明であるが、SP. 10km 付近の堆積物では、微細土砂が含まれる量は多く感じられる。しかし、これより上流域では、表面礫からの判断では、微細土砂の量は少ない。これは、小歩危、大歩危の溪谷部でも、早明浦ダムの上流域でも、同じように感じられた。

以上の判断は、あくまでも表面の土砂を見た感じであり、アーマコートされた結果をみての判断である。

<流下方向の礫径変化>

吉野川流域の縦断方向の礫径変化は、全体を通して、Sternberg の法則のように指数関数的に下流に向かって減少していくのではなく、区間毎に小径化してゆくのではないかとと思われる。また、各区間内では、比較的大きな礫径が分布する地点と比較的小きな礫径が分布する区間が交互に出現したりすると考えられる。そして、それぞれの区間内で対比すれば、小径化していく。

大きい礫が分布する区間で、比較的小径の礫が分布している地点がある。たとえば、Ⅵ区間の岩盤露出の狭窄部の区間では、2.0 m以上の巨礫が分布しているが、ある地点に堆積地が形成され、その粒径は小さい。これは、河川形態、たとえば、合流点の影響、狭窄部による流水のせき上げ等が影響し、流速が低下して堆積したためと考えられる。

河床における粒度試験地点は、次のように選定した。

- | | | |
|---|-----------------------|-----|
| ① | 10.1 km地点 (10.1 km) | Ⅰ区間 |
| ② | 17.8 km地点 (7.8 km) | Ⅱ区間 |
| ③ | 21.8 km地点 (4.0 km) | Ⅱ区間 |
| ④ | 27.8 km地点 (6.0 km) | Ⅲ区間 |
| ⑤ | 31.0 km地点 (3.1 km) | Ⅲ区間 |
| ⑥ | 37.1 km地点 (6.1 km) | Ⅲ区間 |
| ⑦ | 44.5 km地点 (7.4 km) | Ⅲ区間 |
| ⑧ | 51.0 km地点 (6.5 km) | Ⅲ区間 |
| ⑨ | 57.4 km地点 (6.4 km) | Ⅲ区間 |
| ⑩ | 64.2 km地点 (6.8 km) | Ⅳ区間 |

2.2 粒度分布試験とその結果

(1) 粒度分析試験とその結果の資料整理

前述の粒度試験選定位置において粒度分布試験を実施した（写真－2）。アーマコートの形成を考慮して表面にある礫径程度を剥いだ後、実施した。

(2) 礫の縦断的分布状況

河口より山腹までの粒径の縦断的な（ d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} 、 d_{16} ）変化を示すと、図－2.2.1～図－2.2.3のようになる。以下にその特徴を述べる。

< 500mm 以下の粒径分布 >

図－2.2.1 の 500mm 以下の礫径の縦断方向の分布の特徴は、以下のようである。

① 概ね、河口から SP. 70km 地点の区間は、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} 、 d_{16} の各粒径とも上流に向かうにしたがい、漸次大きくなる傾向を示す。ただし、SP. 28km 地点では、この前後の粒径よりも極端に小さくなっている。これは、SP. 24km にある堰の影響によるものと考えられる。また、粒径別でみると、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} は同じような縦断的な変化をするが、 d_{16} が SP. 45, 69km で他の粒径と異なった縦断的な変化を示す。

② SP. 70km 地点から SP. 115km 地点（南小川の直上流）の区間は、①の区間と関係なく d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} 、 d_{16} の各粒径とも上流に向かうにしたがい、漸次大きくなる。

③ SP. 120km 地点（穴内川合流点）から上流の区間では、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} 、 d_{16} の各粒径とも概ね上流に向かうにしたがい、漸次大きくなる傾向を示すが、バラツキが多しい。

④ 山腹の土砂は河床に分布する粒径よりも全体的に小さい。最下流にある粒径と比較すると、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} はあまり変わらないが、 d_{16} 、 d_{50} を比較すると山腹の粒径はずっと小さく、山腹にある土砂は微細な土砂が多いことを示す。

< 50.8mm、9.52mm 以下の粒度分布 >

図－2.2.2、図－2.2.3 は、500mm 以下の場合には、偶然大きな礫が混入する可能性があるために小粒径に限定して、その粒径の縦断方向の分布をみたものである。

同図より、50.8mm 以下および 9.52mm 以下の粒径の縦断方向の特徴は以下のとおりである。

① 50.8mm 以下の粒径分布、9.52mm 以下の粒径分布の各粒径とも、下流域から上流域まで、粒径はほぼ一律となり、縦断的な変化は認め難くなる。

② 各粒径毎の縦断的な変化に注目すると、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} の各粒径の縦断的な変動は少なく一律の傾向を示すが、 d_{50} 、 d_{16} の粒径は前者よりも縦断的な変動が大きい。

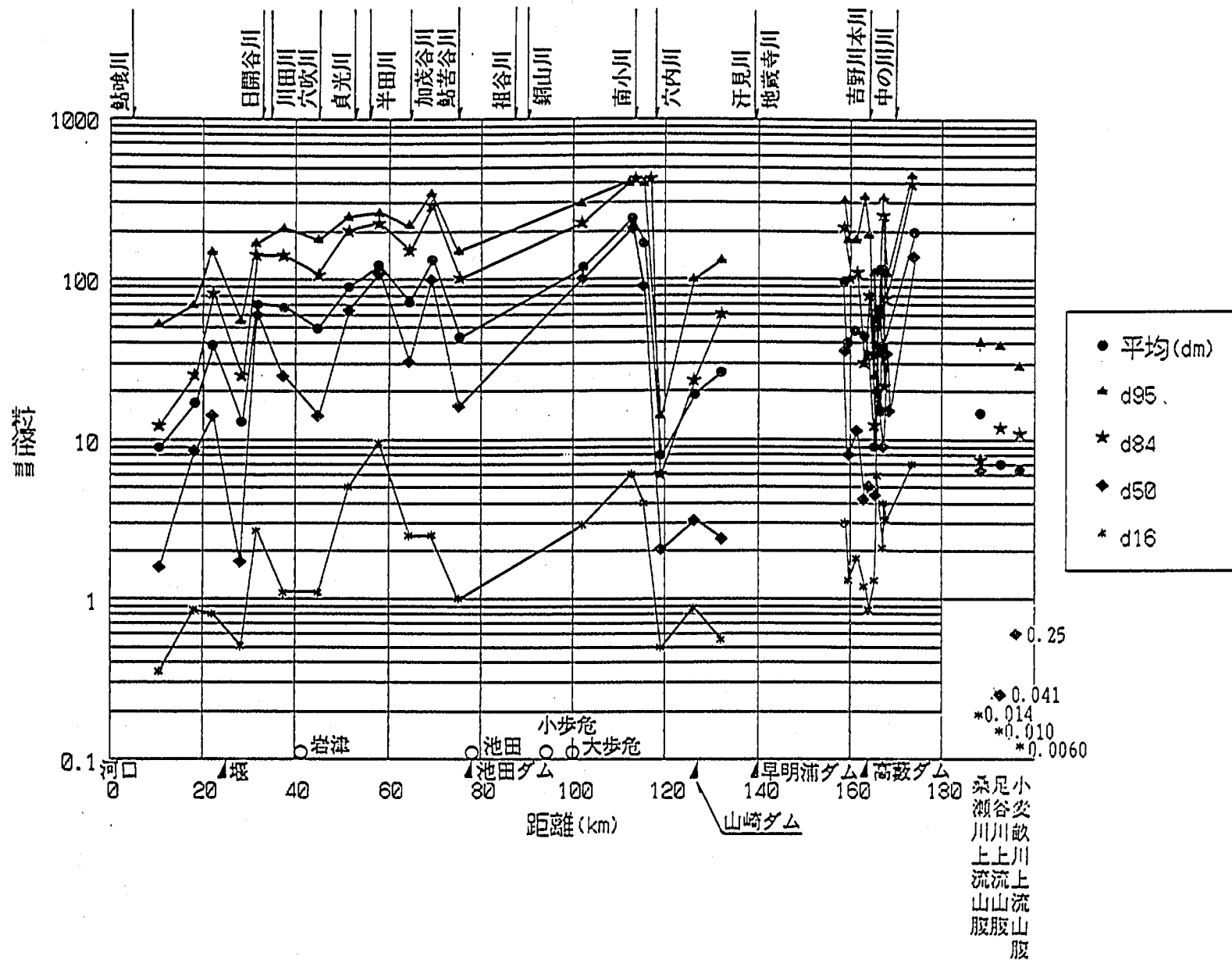
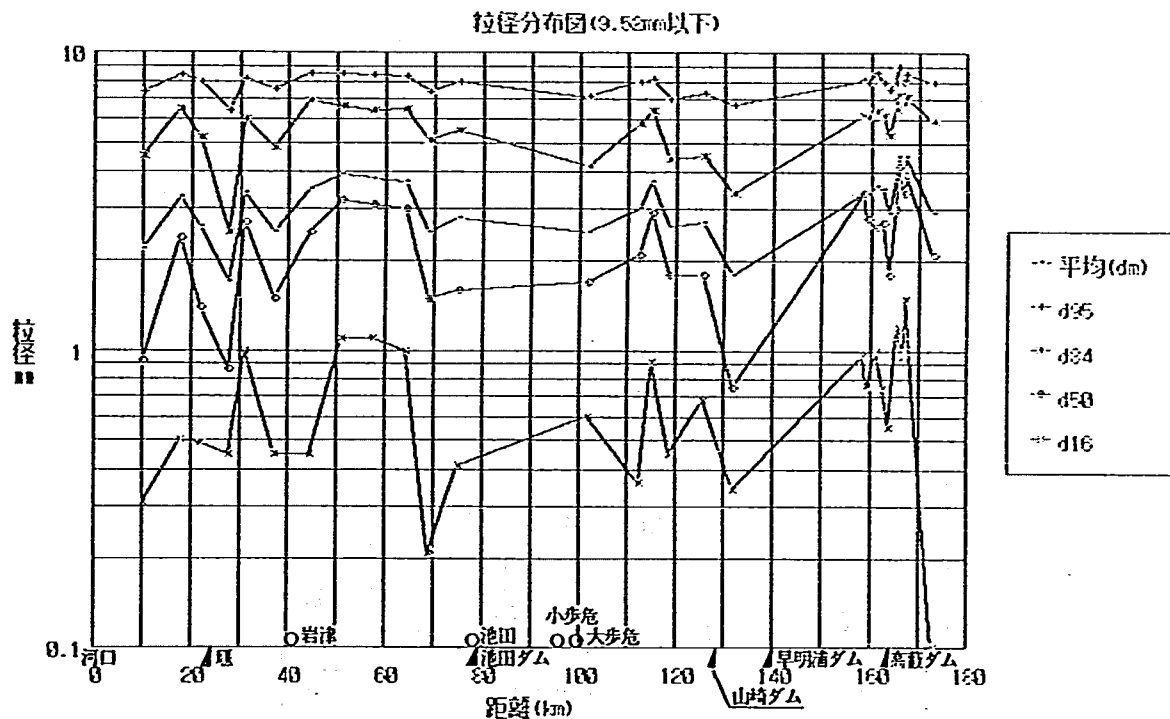
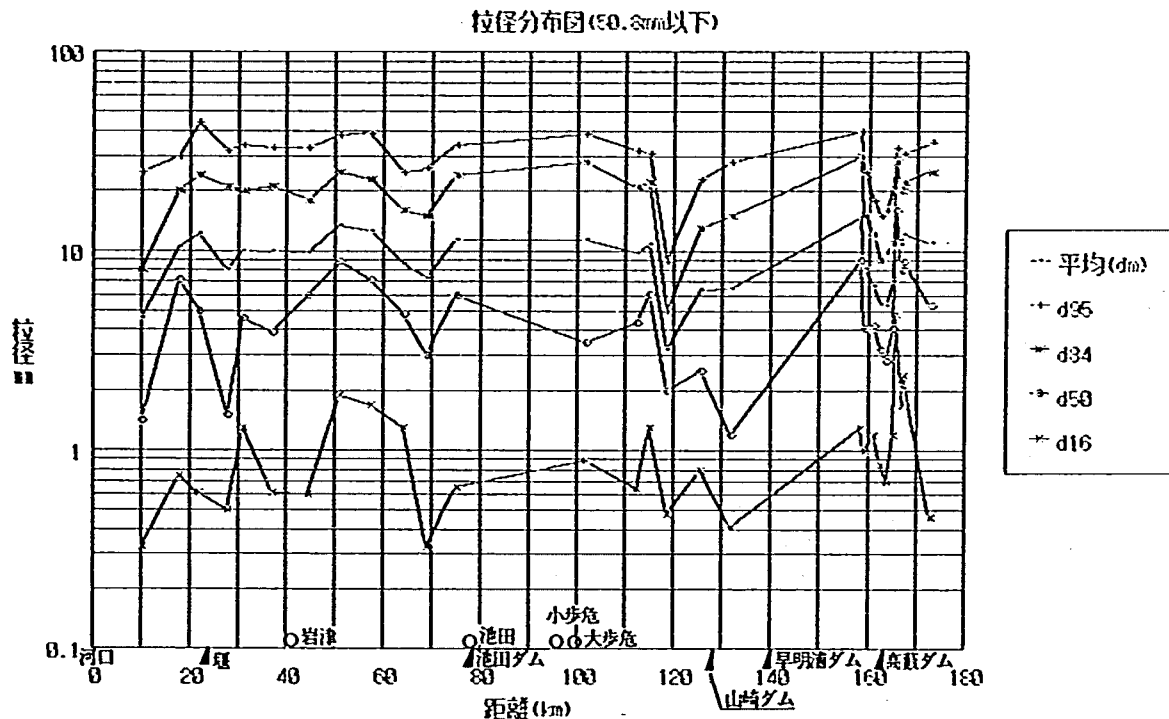


図-2.2.1 粒径の縦断的な変化 (500mm 以下)



<限界粒径より修正した粒径縦断的の分布>

以上に示した礫径の分布は、試掘した土砂内に含まれているすべての礫を対象したものと、ある粒径以下を、下流から上流まで一律の粒径を除外したものである。前者には偶然、たとえば、縦断方向の礫の流送の結果ではなく、溪岸からの土砂の供給の結果、あるいは、過去古い時代に堆積したものが現在河床に露出した

結果等、最近の流水により流送されたもの以外の礫をも含んでその地点の粒度分布を表現している恐れがある。また、下流から上流まで一律に除外したのでは、除外する粒径の意味付けが乏しい。河川においては、各地点の河川の掃流力に応じた大きさ以下の土砂が移動していることが想定されることから、計画流量に対する移動可能な最大礫を算出し、その礫径以上のものは、偶然性により粒度分析調査地点に混入したものと見なして、除外して粒度分布を見る必要がある。

計画流量に対する移動可能な最大礫径は、以下の方法で算出した¹²⁾。

- ① 計画流量は図-2.1.3を使用する。
- ② 計画流量に対する流下幅を横断面図より求める。横断面図がない場合は、平面図 $S = 1/25,000$ より求めた。
- ③ 河床勾配を図-2.1.1より求める。
- ④ 河床材料、勾配、河川地形および粗度観測資料より流速係数を求める（図-2.2.4¹²⁾）。
- ⑤ 以上の水理資料より径深 R を次式より求める。

$$R = (Q/\phi \times B \times (gl)^{1/2})^{2/3}$$

- ⑥ 上式の径深 R を使用して u_*^2 を求める。

- ⑦ u_*^2 を用い、エギアザロフの式

$$\frac{u_{*c}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_1} = \frac{0.1}{(\log_{10} 19(d_1/d_m))^2}$$

を $d_1 = d_m$ として、一様粒径の時の限界掃流方式、

$$\frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_{\max}} = 0.06$$

とし、上式より移動限界最大粒径 ($d_{\max}$) を求める。

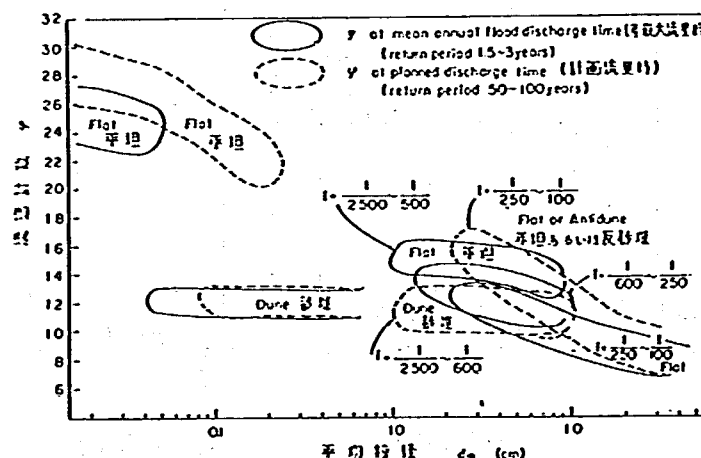


図-2.2.4 年平均最大流量時の流速係数 ϕ (ただし1級河川)¹²⁾

以上の方法で算出した結果は、表-2.2.4.のとおりであり、同表より、実際に分布している最大粒径と移動限界粒径をまとめると表-2.2.5.のようになる。なお、同表には、岩垣式で求めた移動限界粒径も参考までに示した。

表-2.2.4 移動限界粒径算出表

調査 地点	距離 km	平均 粒径 dm (mm)	勾配 I	川幅 B(m)	流速 係数 ϕ	流量 Q (m ³ /s)	径深 R(m)	掃流力 τ (N/m ²)	無次元 掃流力 τ_{*m}	限界摩擦 速度 ² u_*^2 (cm ² /s ²)	限界粒径 岩垣式 dmax (mm)	限界粒径 Egiazaroff dmax (mm)	実際の 最大粒径 dmax (mm)	修正 平均粒径 dm (mm)	修正無次元 限界掃流力 τ_{*m}
Na1	10.1	8.9	0.0029	840	12	19,000	5.00	142.11	0.987	1,421.1	175.7	146.5	93.0	8.9	0.987
Na2	17.8	16.6	0.0012	675	12	19,000	7.76	91.30	0.340	913.0	112.9	94.1	117.0	15.1	0.374
Na3	21.8	38.2	0.0014	740	14	19,000	6.26	85.87	0.139	858.7	106.1	88.5	133.0	24.0	0.221
Na4	27.8	12.8	0.0008	1,690	12	19,000	4.82	37.79	0.183	377.9	46.7	38.9	107.0	8.0	0.292
Na5	31.0	69.0	0.0015	1,640	12	19,000	3.99	58.62	0.053	586.2	72.5	60.4	170.0	32.4	0.112
Na6	37.1	65.1	0.0021	1,035	12	18,000	4.67	96.18	0.091	961.8	118.9	99.1	210.0	25.4	0.234
Na7	44.5	48.3	0.0025	490	13	16,000	6.36	155.87	0.200	1,558.7	192.7	160.7	200.0	41.9	0.230
Na8	51.0	91.1	0.0032	490	11	16,000	6.55	205.40	0.139	2,054.0	253.9	211.7	263.0	91.1	0.139
Na9	57.4	122.5	0.0025	525	10	14,500	6.78	166.05	0.084	1,660.5	205.3	171.2	290.0	86.2	0.119
Na10	64.2	70.9	0.0015	450	11	14,500	8.36	122.85	0.107	1,228.5	151.9	126.6	217.0	53.7	0.141
Na11	68.9	130.0	0.0016	315	10	14,000	10.80	169.35	0.081	1,693.5	209.3	174.5	343.0	70.4	0.149
Na12	74.9	42.7	0.0015	240	14	14,000	10.57	155.38	0.225	1,553.8	192.1	160.2	170.0	42.7	0.225
Na13	101.7	121.0	0.0023	85	10	10,000	18.31	412.75	0.211	4,127.5	510.2	425.4	300.0	121.0	0.211
Na14	112.4	238.4	0.0028	120	8	9,500	15.28	419.33	0.109	4,193.3	518.3	432.2	400.0	238.4	0.109
Na15	115.0	166.1	0.0018	65	9	8,800	23.41	412.94	0.154	4,129.4	510.4	425.6	400.0	166.1	0.154
Na16	118.5	7.9	0.0020	70	12	8,500	17.35	340.09	2.662	3,400.9	420.4	350.5	143.0	7.9	2.662
Na17	125.6	18.2	0.0020	65	12	6,300	14.93	292.64	0.994	2,926.4	361.7	301.6	180.0	18.2	0.994
Na18	131.7	26.3	0.0023	120	15	6,900	8.67	195.44	0.460	1,954.4	241.6	201.4	173.0	26.3	0.460
(1)	158.5	94.9	0.0001	30	11	6,100	70.38	68.98	0.045	689.8	85.3	71.1	329.0	21.3	0.200
(2)	159.2	40.3	0.0001	45	14	6,000	45.23	44.33	0.068	443.3	54.8	45.7	202.0	8.1	0.338
(3)	161.0	47.5	0.0215	40	13	5,600	8.20	1,726.76	2.248	17,267.6	2,134.4	1,779.8	212.0	47.5	2.248
(4)	162.5	44.8	0.0373	40	13	5,300	6.57	2,403.28	3.318	24,032.8	2,970.7	2,477.1	341.0	44.8	3.318
(5)	163.6	33.2	0.0373	35	15	5,100	6.37	2,327.54	4.336	23,275.4	2,877.1	2,399.0	233.0	33.2	4.336
(6)	165.0	8.9	0.0073	50	12	5,800	10.93	782.02	5.434	7,820.2	966.6	806.0	71.0	8.9	5.434
(7)	165.7	33.5	0.0073	55	15	5,800	8.84	632.43	1.168	6,324.3	781.7	651.9	170.0	32.5	1.203
(8)	166.5	14.9	0.0165	40	12	5,700	9.55	1,544.88	6.412	15,448.8	1,909.6	1,592.3	116.0	14.9	6.412
(9)	167.0	111.8	0.0165	95	10	5,700	6.06	980.03	0.542	9,800.3	1,211.4	1,010.1	359.0	111.8	0.542
Na19	167.3	35.7	0.0165	30	14	1,500	4.29	693.48	1.201	6,934.8	857.2	714.8	197.0	35.7	1.201
Na20	173.0	193.8	0.0505	35	9	400	1.48	733.69	0.234	7,336.9	906.9	756.2	487.0	193.8	0.234

表-2.2.5 実際に分布している最大粒径と移動限界粒径

調査地点	距 離 (km)	移動限界粒径 (mm)		実際に分布している 最 大 粒 径 (mm)
		Egiazaroff の式	岩 垣 の 式	
Na 1	10.1	146.5	175.7	93.0
Na 2	17.8	94.1	112.9	117.0
Na 3	21.8	88.5	106.1	133.0
Na 4	27.8	38.9	46.7	107.0
Na 5	31.0	60.4	72.5	170.0
Na 6	37.1	99.1	118.9	210.0
Na 7	44.5	192.7	160.7	200.0
Na 8	51.0	211.7	253.9	263.0
Na 9	57.4	171.2	205.3	290.0
Na 10	64.2	126.6	151.9	217.0
Na 11	68.9	174.5	209.3	343.0
Na 12	74.9	160.2	192.1	170.0
Na 13	101.7	425.4	510.2	300.0
Na 14	112.4	432.2	518.3	400.0
Na 15	115.0	425.6	510.4	400.0
Na 16	118.5	350.5	420.4	143.0
Na 17	125.6	301.6	361.7	180.0
Na 18	131.7	201.4	241.6	173.0
(1)	158.5	71.1	85.3	329.0
(2)	159.2	45.7	54.8	202.0
(3)	161.0	1,779.8	2,134.4	212.0
(4)	162.5	2,477.1	2,970.7	341.0
(5)	163.6	2,399.0	2,877.1	233.0
(6)	165.0	806.0	966.6	71.0
(7)	165.7	651.9	781.7	170.0
(8)	166.5	1,592.3	1,909.6	116.0
(9)	167.0	1,010.1	1,211.4	359.0
Na 19	167.3	714.8	857.2	197.0
Na 20	173.0	906.9	756.2	487.0

同表より、移動限界粒径と実際に分布している最大粒径を比較し、移動限界粒径よりも大きい粒径は偶然にその地点に含まれたものと仮定して除外して粒度分布を求めると、図-2.2.5 のようになる。先の500mm以下の粒度分布（図-2.2.1）の特徴と対比させて、その特徴を述べると以下のようになる。

① 500mm以下の粒度分布の図からは、河口からSP.70km、SP.70kmからSP.115kmのそれぞれの区間内で、上流へ向かうにしたがい粒径が大きくなる傾向（粒径の減少）が認められたが、修正した本図か

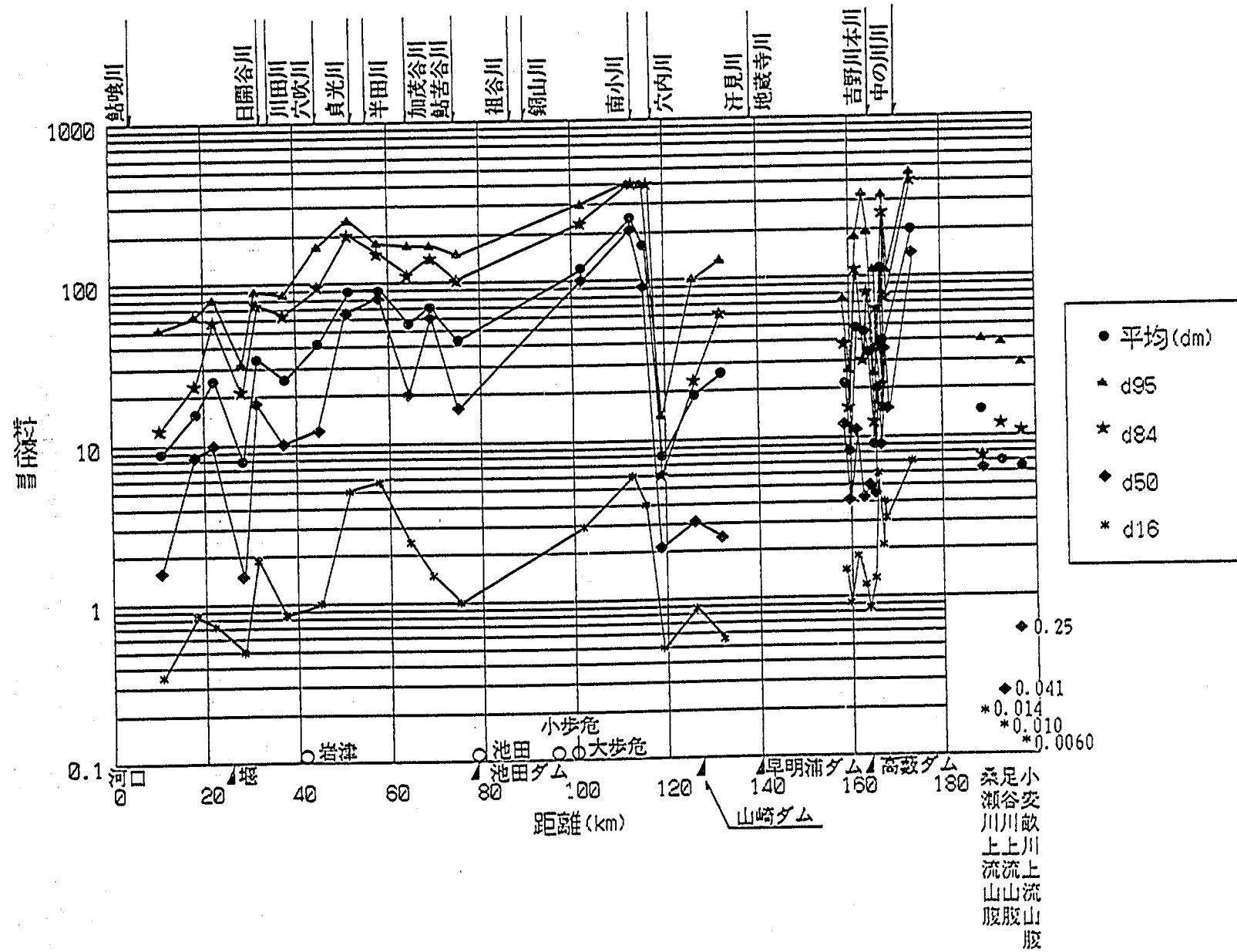


図-2.2.5 粒径の縦断的な変化 (修正)

らは、この両区間を含めて、同様な傾向が読み取れるようになる。このような特徴は、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} で認められ、 d_{16} では500mm以下の粒度分布の図と同じ傾向を示す。

② SP. 120km地点（穴内川合流点）より上流域では、500mm以下の粒度分布の図と同じ傾向を示すが上流に向かうにしたがい粒径が大きくなる傾向（粒径の減少）は、強く現れてくる。

③ 各粒径毎にみると、 d_m 、 d_{95} 、 d_{84} 、 d_{50} が同じような縦断的变化を示し、 d_{16} だけが多少異なる変化をする地点がある（SP. 21.8km地点、68.9km地点）。

④ 山腹の土砂についてみると、500mm以下の分布でみたように、 d_m 、 d_{84} 、 d_{95} は最下流の河口付近の土砂と同じ程度の粒径を示すが、 d_{50} 、 d_{16} についてはずっと小さい。すなわち微細な土砂が多くなることを示す。

(3) 粒径分布の特徴

(2)では、各粒径自体の縦断的变化の状況とその特徴を検討した。ここでは、

① 河床勾配・河床幅と平均粒径の関係

② 掃流力の縦断的变化および掃流力と平均粒径の関係

③ 無次元掃流力と平均粒径の関係

について検討する。

(2)で見たように、各粒径の縦断的变化は d_{16} が多少異なる変化をする地点があるが、おおむね一致しているため、平均粒径で検討する。

<河床勾配・河床幅と平均粒径の関係>

河床勾配と平均粒径との関係および河床幅と平均粒径との関係をそれぞれ、図-2.2.6、図-2.2.7に示す。河床勾配は、粒度分析地点の上流1.0～2.0km間の平均勾配を示し、河床幅は、粒度分析実施地点の河床幅を示している。これらの図より以下のことが読み取れる。

河床勾配と平均粒径の関係

図-2.2.7より、河床勾配と平均粒径との間には明かな関係は見あたらないが、河床勾配が急勾配になると、平均粒径も大きくなる傾向はうかがえる。

河床幅と平均粒径の関係

図-2.2.8より、河床幅と平均粒径との間には明かな関係は見あたらないが、河床勾配と逆の関係がうかがわれる。すなわち、河床幅が広くなると平均粒径は小さくなり、河床幅が狭くなると平均粒径は大きくなる傾向を示す。

<掃流力の縦断的变化および掃流力と平均粒径の関係>

掃流力は前出の表-2.2.4で算出した計画洪水流量に対する掃流力を用いる。その算出した掃流力の縦断的变化は、図-2.2.8に示すとおりである。

掃流力の縦断的变化

① 河口からSP. 115km地点までは、おおむね掃流力は上流に向かうにしたがい大きくなる傾向を示す。

河床勾配

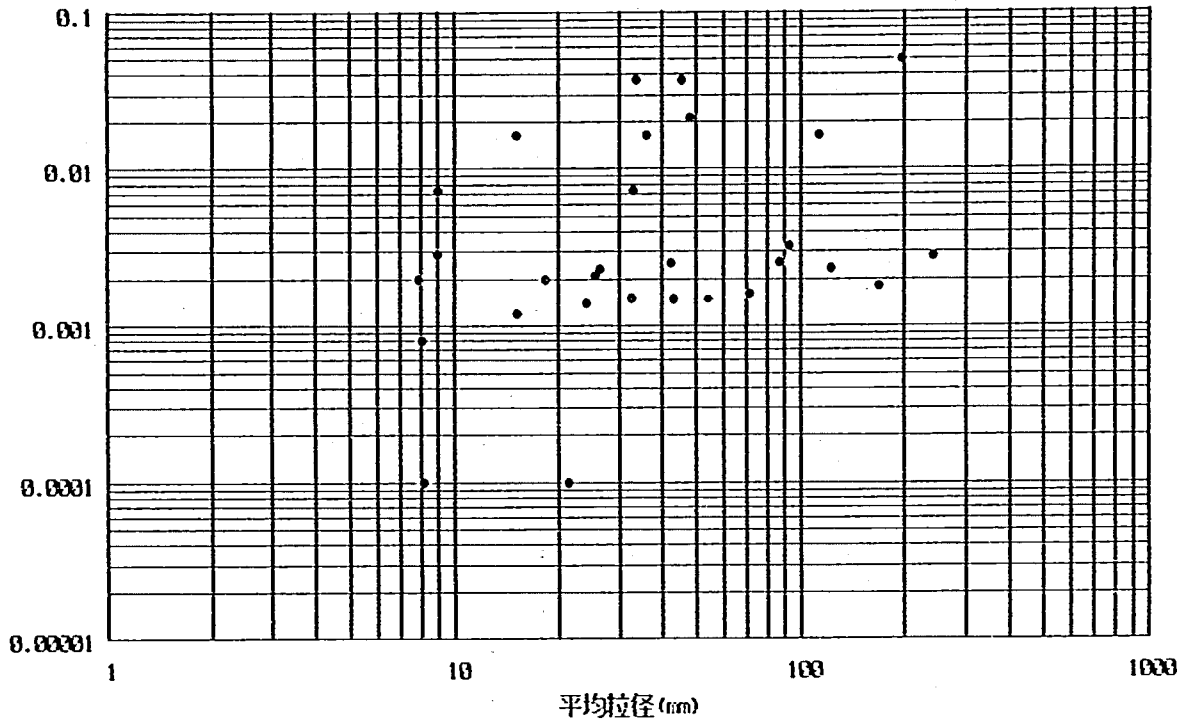


図-2.2.6 河床勾配と平均粒径との関係

河床幅 (m)

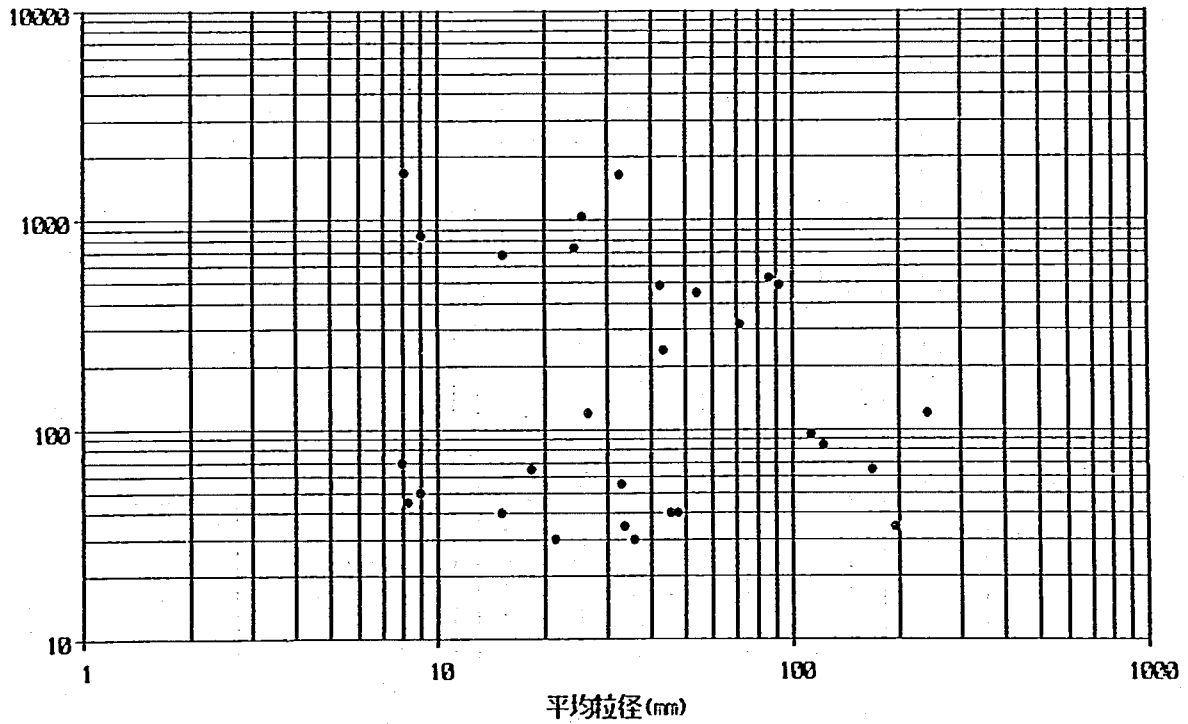


図-2.2.7 河床幅と平均粒径との関係

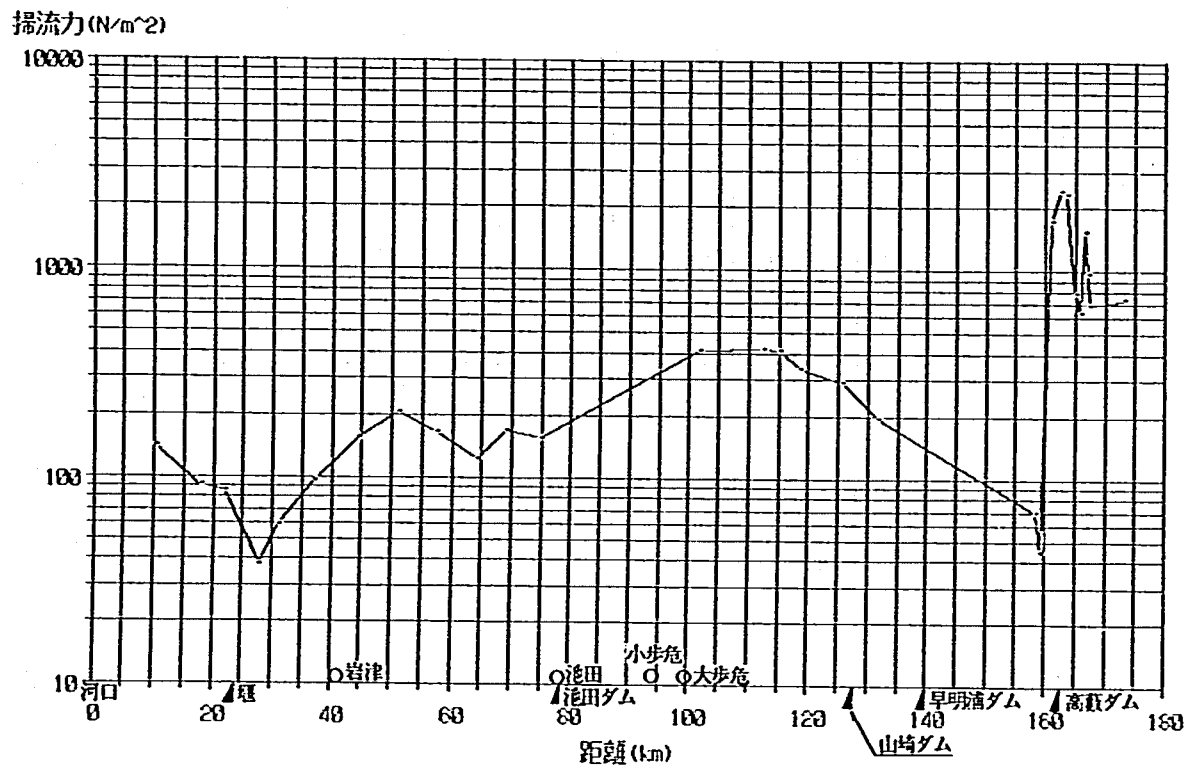


図-2.2.8 掃流力の縦断的变化

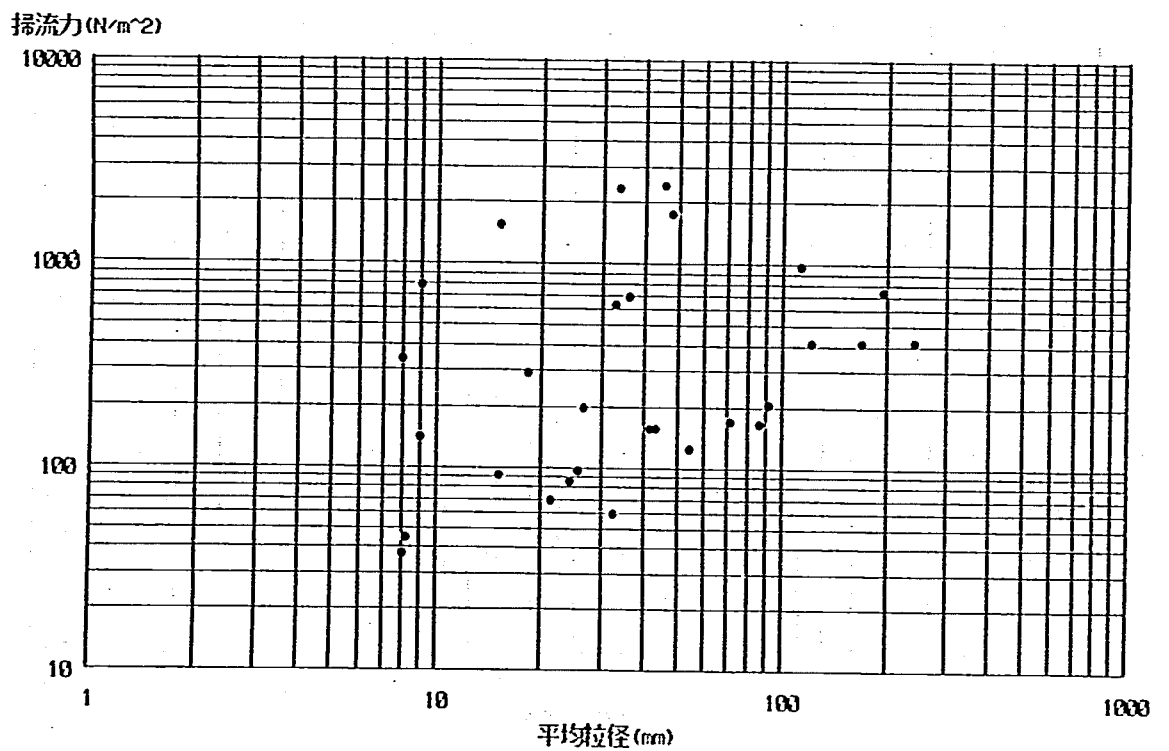


図-2.2.9 掃流力と平均粒径との関係

ただし、SP. 10km 地点において掃流力 140 N/m^2 と比較的大きな値を示しているが、この地点は潮汐の影響があるものと考えられ、実際にはもっと小さな値を示すものと考えられる。また、SP. 28km 地点では、掃流力 40 N/m^2 と小さな値を示し、SP. 57.5～75.0km 間が比較的小さな掃流力を示す。

② SP. 115km 地点付近（穴内川合流点）より上流では掃流力は減少する。

③ 早明浦ダム上流 SP. 158km より上流では、SP. 159km 地点が小さい掃流力を示すがこれより上流域では、掃流力 1000 N/m^2 と非常に大きな値を示す。以上の掃流力の変化は、河床勾配、河床幅の変化よりも粒径の縦断的な変化に類似している。

掃流力とその地点の平均粒径との関係を示すと図-2.2.10のようになる。

掃流力と平均粒径との関係

掃流力が大きくなると、平均粒径も大きくなる傾向が窺われる。

次に、掃流力を無次元化して平均粒径との関係を見ると、図-2.2.10のようになる。なお、同図には、早明浦ダム上流と下流では河床勾配で検討したように、明瞭に河床勾配が異なる。したがって、早明浦ダム上流と下流のデータを区分して示す。

無次元掃流力と平均粒径との関係

早明浦ダム下流と上流とに区分すると、それぞれ、平均粒径は無次元掃流力に反比例するように見える。

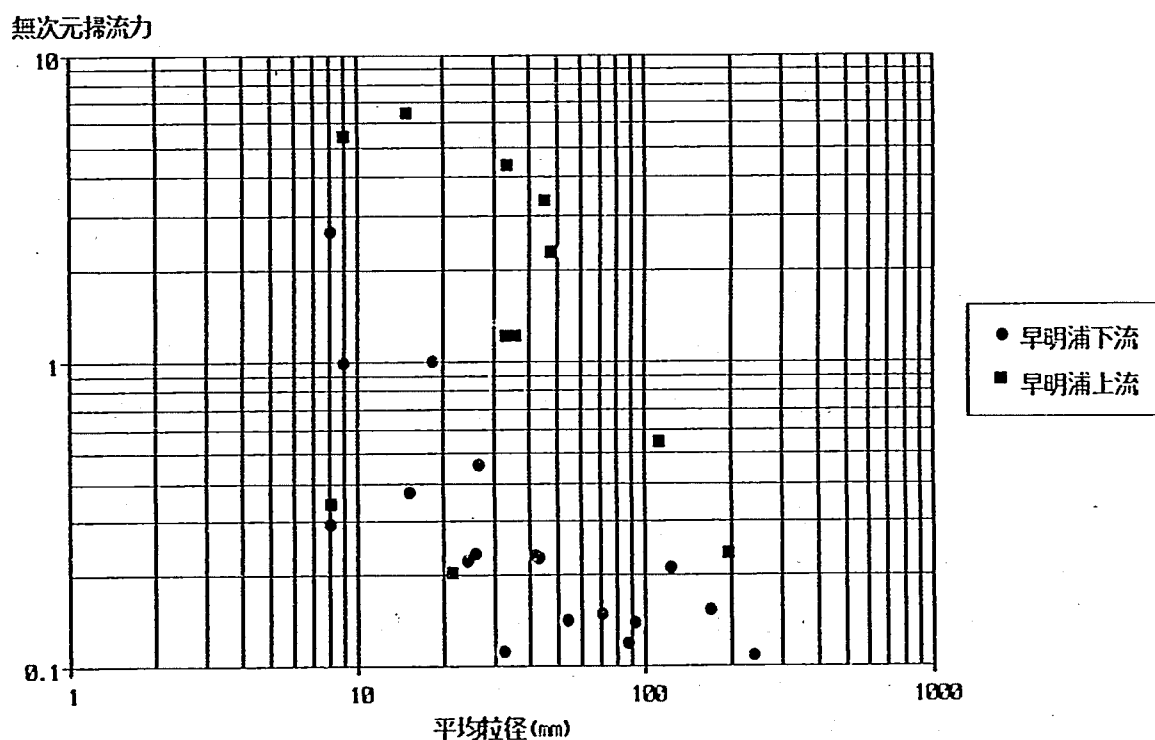


図-2.2.10 無次元掃流力と平均粒径との関係

2.3 礫の落下試験

2.3.1 礫の採取とその特徴

落下試験用の礫は、吉野川上流域に広く分布している、緑色片岩および黒色片岩とそれらと対比させる目的で日本の代表的な岩種である花崗岩をそれぞれ礫径30cm程度のものを3個ずつ採取した。

各岩種の一般的な特徴は、以下のように言われている。¹⁾²⁾³⁾

緑色片岩

塩基性火成岩起源で低温の変成作用を受けてできた片岩であり、緑泥石、アクチノ閃石、緑簾石、アルバイトなどを含み、肉眼で緑色に見えるものである。黒色片岩ほどではないが、片理構造が良く発達するが、剥離性は黒色片岩よりも小さく、破砕しにくい。

黒色片岩

泥質の堆積岩起源で低温の変成作用を受けてできた結晶片岩であり、構成鉱物は、白雲母、緑泥石、石墨、斜長石、石英などである。石墨を含んでいるため外観が黒色を呈するため、緑色片岩にならって、黒色片岩と呼ばれているが正確には、泥質片岩である。一般に、片理が著しく、リネーション、微褶曲構造も良く発達している。高変成度になると黒雲母片岩になる。剥離性は大きく鱗片状、薄板状に割れ易い。風化すれば必ずしも黒色でなく、灰～銀白色となっていることがある。

花崗岩

顕晶質の深成岩で、主成分は石英、長石、雲母からなっている。長石はカリ長石を主体とし、石英・カリ長石・斜長石3者の量比はほとんど同様であるが斜長石が少なく含まれている。化学的組成は酸性で、 SiO_2 含有量65～77%程度である。花崗岩は地球上最も広く分布しており、大陸の基盤を構成し地殻をつくる主要な物質と考えられている。花崗岩は、粗粒で、節理が発達し、層理はない。凍結融解作用は花崗岩を破砕し、岩塊にする。化学的風化作用は著しく、その影響は変化に富む。しばしば、粒状に分解する。

落下試験用の礫の採取には、礫表面から判断して、なるべく風化の程度の異なるものを3種類選んで採取するようにした。風化の判断は、Ollier (1965) ⁴⁾によって提案されたものがあり、以下の5項目のスケールを提示している。

- (1) 新鮮。ハンマーをはね返す。
- (2) ハンマーで容易に碎ける。
- (3) 岩石は一蹴り（長靴で）で碎くことはできるが、手では無理。
- (4) 岩石は手でばらばらに碎けるが、水では分解しない。
- (5) 水浸状態で崩れる軟岩。

しかし、現地河川では、上記の(1)の石礫がほとんどを占め、(2)～(5)の石礫は非常に少なかった。これは、河床にある石礫は、当然流水の作用により流下してきた結果そこに堆積したものであり、(2)～(5)のようなものは流下途中で破砕してしまうためと考えられる。したがって、緑色、黒色片岩は、(1)のなかで片理の状態およびロックハンマーで石礫を叩いた場合のハンマーのはね返りの程度で3個、花崗岩も(1)の中からロックハンマーで石礫を叩いた場合のハンマーの跳ね返りの程度で3個採取した。なお、花崗岩においては、落下

試験の結果破砕しない場合を考慮して、(2)、(3)の礫を見つけて採取しておいた。

各採取石礫の特徴は表-2.3.1のとおりである。

表-2.3.1 各採取礫の特徴

礫No	緑 色 片 岩	黒 色 片 岩	花 崗 岩
1	最も片理構造が発達している。ハンマーの跳ね返りが、3個のなかでは、最も良い。	最も片理構造が発達している。ハンマーの跳ね返りが、3個のなかでは、最も悪い。	ハンマーの跳ね返りが3個の中では最も良いが、さほど差は感じられない。礫の重量が最も重く感じられる。
2	比較的片理構造が発達している。ハンマーの跳ね返りは、No 1と同程度である。	比較的片理構造が発達している。ハンマーの跳ね返りは、No 1、3の中間程度である。	ハンマーの跳ね返りが3個の中では、中間に位置する。しかし、さほど差はない。
3	礫は扁平であるが、肉眼的では片理構造は発達していない。ハンマーの跳ね返りは、最も悪い。	肉眼的には片理構造はあまり発達していない。ハンマーの跳ね返りは、3個の中では最も良い。	ハンマーの跳ね返りが3個の中では、比較的悪く感じられる。

なお、各礫の採取地点の概略位置は表-2.3.2に示すとおりである。

表-2.3.2 落下試験用の礫採取位置の概要

No	緑 色 片 岩	黒 色 片 岩	花 崗 岩
1	吉野川本川SP. 68.9	吉野川本川SP. 101.7	富士川支川尾白川第3砂防ダム上流
2	吉野川本川SP. 112.4	吉野川本川SP. 68.9	富士川支川尾白川第3砂防ダム上流
3	吉野川本川SP. 112.4	吉野川本川SP. 68.9	富士川支川尾白川第3砂防ダム上流

以上で述べたことは、定性的な判断であることから、定量的なものとして、

① シュミットハンマー試験

② 見かけの密度試験

を各礫において実施した。①は、礫表面の圧縮強度を推定あるいは比較するためのものであり、②は風化が進めば見かけの密度が小さくなるだろうと推定されることから実施したものである。

<シュミットハンマー試験>

シュミットハンマーによる試験は、礫に対して鉛直に実施した。また、実際はシュミットハンマー実施面は、なるべく凹凸のない滑らかな面にした方が、異常値が発生し難いといわれているが¹⁹⁾、本試験は礫の表面を加工せずそのまま実施した。その試験結果は表-2.3.3に示すとおりである。

表－2.3.3 落下礫のシュミットハンマー試験結果

礫 名	シュミットハンマーの読み値 (反発度)
緑色片岩№1	57, 46, 51, 52, 49, 44, 58, 51, 54, 54, 53, 50, 52, 47, 51, 54, 51
緑色片岩№2	48, 44, 53, 52, 48, 46, 52, 49, 53, 52, 46, 53, 51,
黒色片岩№3	41, 43, 50, 47, 41, 50, 45, 43, 46, 44, 45, 49, 46, 45, 40
黒色片岩№1	38, 36, 34, 48, 37, 38, 40, 38, 47, 38, 35, 35, 40, 34,
黒色片岩№2	54, 59, 52, 49, 50, 49, 53, 46, 52, 46, 46, 55, 47, 54, 58, 56, 53 57, 60, 52, 39, 27
黒色片岩№3	53, 51, 47, 52, 41, 49, 45, 39, 36, 48, 60, 54, 38, 50, 60, 53, 41 41, 47, 40, 46, 47
花 崗 岩№1	24, 29, 24, 38, 33, 40, 30, 42, 36, 44, 41, 34, 34, 41, 49, 47, 37 33, 40, 27, 28, 13, 30, 40, 40, 41, 16, 37, 45
花 崗 岩№2	40, 44, 36, 34, 37, 45, 35, 43, 41, 46, 41, 43, 38, 31, 28, 27, 33 48, 41, 50, 40, 40
花 崗 岩№3	22, 32, 36, 38, 32, 28, 29, 30, 32, 44, 42, 30, 40, 34, 35, 40, 43 30, 43, 28, 50, 43, 34, 46, 44, 42, 45, 38

同表より、反発度のヒストグラムを作成すると、図－2.3.1のようになる。

同図より、反発度にはバラツキがあり、異常値の発生を考慮しなければならないが、石礫のどの面も同じような値を示すとも考え難く、どの値が異常値かの判断が難しいため、ここでは、測定値全体の平均値を取り、その値を礫の反発度とした。反発度は表－2.3.4のようになる。

表－2.3.4 各礫の反発度

	№ 1	№ 2	№ 3
緑 色 片 岩	51	50	45
黒 色 片 岩	38	52	47
花 崗 岩	35	39	37

同表より、反発値から見た礫の硬度の大小は、岩種別ではおおむね、

花崗岩<黒色片岩<緑色片岩

の順に大きくなった。

<見かけの密度試験>

見かけの密度試験は、石礫の体積は、大きめのポリバケツに水を一杯に注ぎ、その中にビニールに包んだ礫（礫を濡らさないため）を沈めて、ポリバケツからあふれた水をメスシリンダーで計量して測定した。また、礫の重量は、最小読み値10gの秤で計測した。

その結果は表－2.3.5のとおりである。

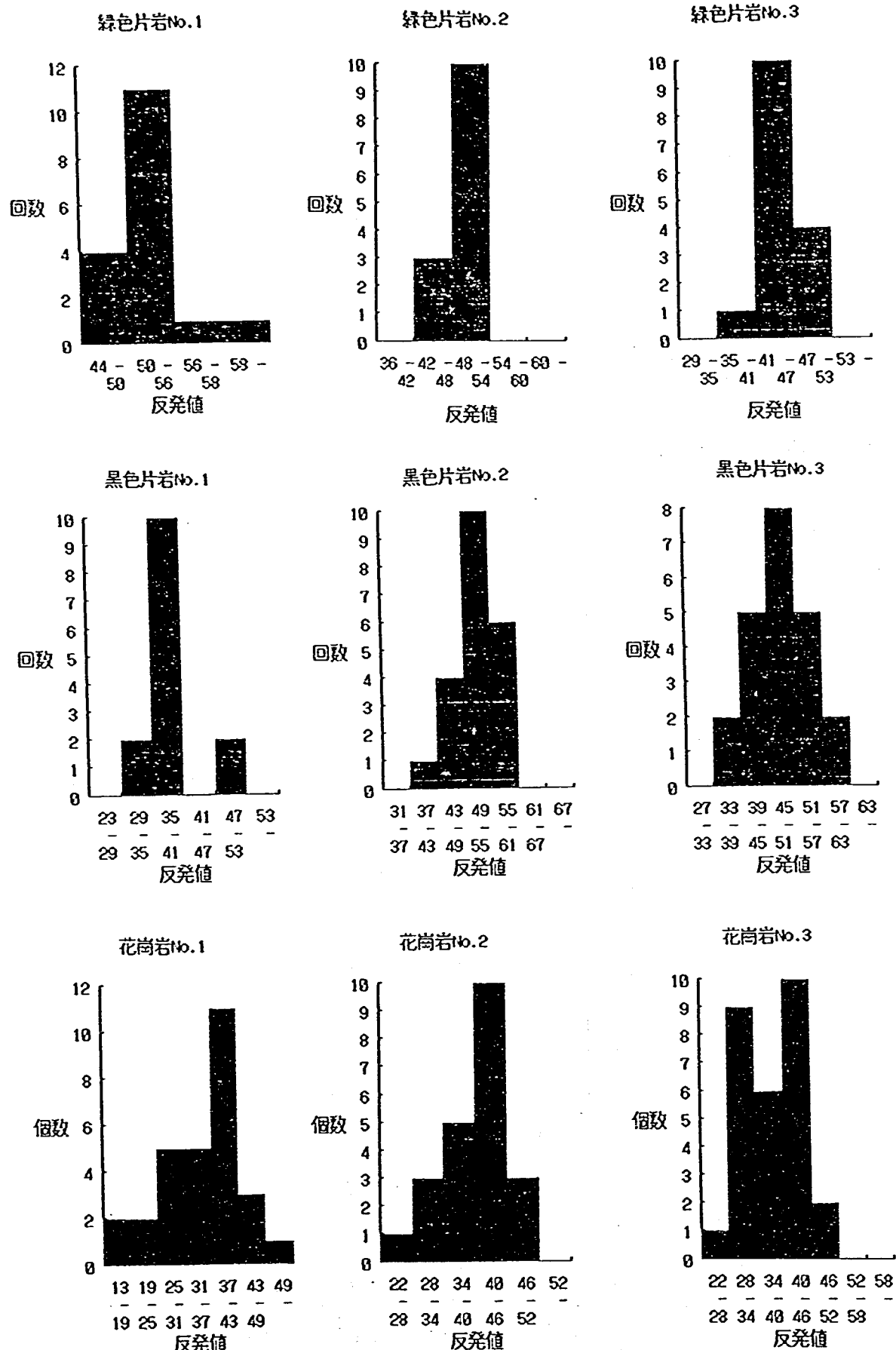


図-2.3.1 岩種別のシュミットハンマーによる反発度ヒストグラム

表－2.3.5 各礫の見かけの密度

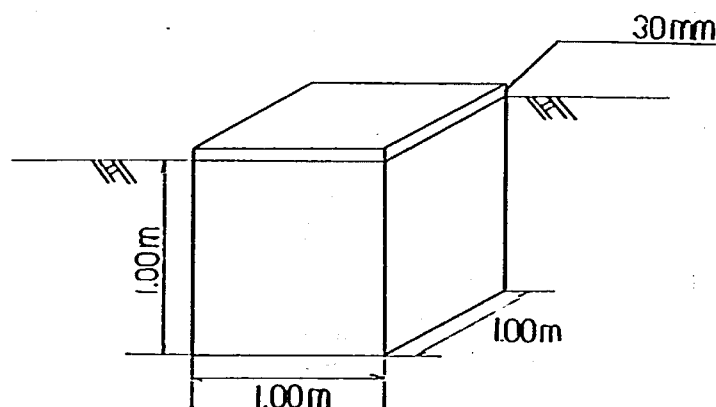
岩種と礫No	重量 (gf)	体積 (cd)	見かけの密度 (gf/cd)
緑色片岩No 1	21, 250	7, 690	2. 76
緑色片岩No 2	27, 570	10, 440	2. 64
緑色片岩No 3	18, 320	6, 480	2. 83
黒色片岩No 1	17, 040	6, 635	2. 57
黒色片岩No 2	27, 860	10, 625	2. 62
黒色片岩No 3	21, 780	8, 590	2. 54
花 崗 岩No 1	16, 870	6, 940	2. 43
花 崗 岩No 2	20, 370	8, 640	2. 36
花 崗 岩No 3	15, 870	6, 500	2. 44

2.3.2 礫の落下試験とその結果

(1) 落下試験台の作成と試験の概要

<落下台の作成>

落下台はコンクリートの上に鉄板を敷いて作成することとした。鉄板を敷いた理由は、コンクリートの上に直接礫を落下させたのでは、礫とコンクリート表面との接触点でコンクリート表面が破壊することが予想され、また、コンクリート表面には小さな凹凸があり、これが衝突エネルギーを吸収してしまうことが予想されるため、硬くかつ表面の滑らかな鉄板をコンクリートの上に敷くことにした。なお、コンクリートと鉄板との接触面に空洞ができ礫を落下させたときに衝撃エネルギーを吸収しないように、コンクリート打設直後に鉄板を敷き、コンクリートと鉄板を密着させるようにした。鉄板の大きさは、 $1.0 \times 1.0 \text{ m}$ ($t = 30 \text{ mm}$) とした。落下台の模式図は図－2.3.2のとおりである。



図－2.3.2 落下台の模式図

コンクリートは、表－2.3.7.に示すものを使用した。

表－2.3.7 コンクリートの配合

呼び強度	スランプ	粗骨材最大寸法	セメントの種類	空気量	混和材の種類	材 令
240 kg / cd	8.0 cm	40 mm	早強セメント	4.0	AE減	7日

<落下試験の概要>

落下試験は、各岩種毎に以下の順序で実施した。

- ① 1.0 mの高さから自由落下させ、落下台に衝突させる。
- ② 落下の結果、破砕し残った最大礫の重量、礫径を測定し、その他のものは、刷毛で収集して、試験室にて粒度分布を試験した。
- ③ 以上の方法で10回繰り返し実施した。なお、礫の落下の方法は、長軸を落下台に平行にして落下させ、各落下毎に落とす面を順次変えて落下させた。
- ④ さらに、残った最大礫を同様の方法で、1.5 m、2.0 mから繰り返し落下させた。

(2) 岩種別の破砕状況とその特徴

<落下試験時に観察した岩種別の破砕状況>

各岩種別の破砕状況を定性的にまとめると以下のようになる。

緑色片岩

- ① 落下初期の段階で、まだ、礫が大きく破砕する前は、礫は、落下台の鉄板表面との接触面で極少量破砕される程度である。その極少量の破砕形態は片理面に沿って破砕されることが多い。
- ② 衝撃力が何回か加わると、礫が疲労してくるのか、大きく破砕される。破砕形態は、片理面に沿って破砕される場合と、片理面に直角方向に破砕される場合とがある。どのような状況で片理面に沿って破砕されたり、片理面に直角方向に破砕されたりするのかは、本試験結果からは判断できなかった。
- ③ 大きく破砕する場合にはその直前の落下で、亀裂が入り、次の落下でその亀裂から破砕する形態を取る場合と、全く亀裂が入った様子が肉眼では認められない状況で、突然破砕する場合とがある。
- ④ 大きく破砕すると、その直後の落下では少し多く破砕される傾向を示す。これは、落下台との接触面だけでなく、破砕された面からも礫に加わる衝撃力で破砕されるためであると考えられる。しかしこの傾向は、だんだん減少し、その後また衝撃力が蓄積され礫が疲労した段階で大きく破砕し、同様の過程を繰り返す傾向が認められる。

黒色片岩

- ① 落下初期の段階で、まだ、礫が大きく破砕する前は、礫は、落下台の鉄板表面との接触面で極少量破砕される程度である。その極少量の破砕形態は片理面に沿って破砕される。
- ② 緑色片岩と同様、衝撃力が何回か加わると、礫が疲労してくるのか、大きく破砕される。破砕形態は、片理面に沿って破砕される形態を取る場合が多い。片理面に沿って破砕し、礫径が細長くなると、片理面に直角に破砕される形態を取る。
- ③ 礫が大きく破砕すると、その破砕面から剥離形態で破砕され、片状の礫が生産される場合が多い。
- ④ 礫に亀裂が入ってから破砕することは認められず、突然破砕する傾向がある。

花崗岩

- ① 落下初期の段階で、まだ、礫が大きく破砕する前は、緑色片岩、黒色片岩と同様に落下台の鉄板との接触面で少量破砕する程度である。破砕され生産された礫は、片状でなく、粒状を呈している。
- ② 緑色片岩、黒色片岩と同様、衝撃力が何回か加わると、礫が疲労してくるのか、大きく破砕される。

破砕形態は、片岩のように規則性がなく破砕し、比較的塊状の礫を生産する。

- ③ 大きく破砕する時は、その前の落下の段階で礫に亀裂が入り、そこから破砕する場合が多い。その亀裂の発生形態は、単一の亀裂が入り、他に亀裂が生じていない場合が多く認められたが、亀裂の入った所付近に局部的に微細な亀裂を生じている場合も認められた。

- ④ 大きく破砕するときは、粉々に破砕する場合が認められる。

<岩種別の破砕量と破砕割合>

岩種別の各落下回数毎に破砕し生産された土砂の量を示すと図-2.3.3のとおりであり、岩種毎に落下させる前の礫の量に対する破砕し生産された土砂量の割合を示すと図-2.3.4のとおりである。

図-2.3.3より読み取れる特徴は、以下のようになる。

緑色片岩

- ① あまり破砕しないときに生産される土砂の量は、10g以下である。
- ② あまり破砕しないときに生産される土砂の量が、落下回数が多くなると増加する傾向を示すのはNa 1の礫の場合で、他のNa 2, Na 3はそのような傾向は明かでない。
- ③ 1,000g以上と大きく破砕し生産される場合は、ある程度落下が繰り返され、礫に疲労が蓄積されてからである。
- ④ 大きく破砕してからは、あまり破砕しなくなる傾向を示す期間がある。その期間については明かでない。

黒色片岩

- ① あまり破砕しないときに生産される土砂の量が、10g以下の場合はNa 1の時であり、Na 2, Na 3の場合は10g前後を示す。
- ② あまり破砕しない時に生産される土砂の量が、落下回数が多くなると増加する傾向を示すのはNa 2の礫の場合で、他のNa 1, Na 3はそのような傾向はなく落下初期の時も落下回数が多くなってからも同じである。
- ③ 1,000g以上と大きく破砕し生産される場合は、ある程度落下が繰り返され、礫に疲労が蓄積されてから起こる傾向を示す。
- ④ 大きく破砕する場合は、その傾向が数回持続する場合がある(Na1礫の4～5回, Na3礫の13～16回)。

花崗岩

- ① あまり破砕しないときに生産される土砂の量は、10g前後である。ただし、Na 3の礫については、落下回数20以降は1g以下と少なくなるが、これは落下させるもとの礫が小さいためである。
- ② 1,000gと大きく破砕すると、その後、大きく破砕するようになる(Na 1の礫の12回目以降, Na 2の礫の9回目以降, Na 3の礫の4回目以降)。

図-2.3.4より読み取れる特徴は、以下のとおりである。

緑色片岩

- ① 10%オーダーの破砕は、ある程度礫に疲労が蓄積されてから発生する傾向がある。
- ② あまり破砕しない時は、0.01%のオーダーの破砕である。

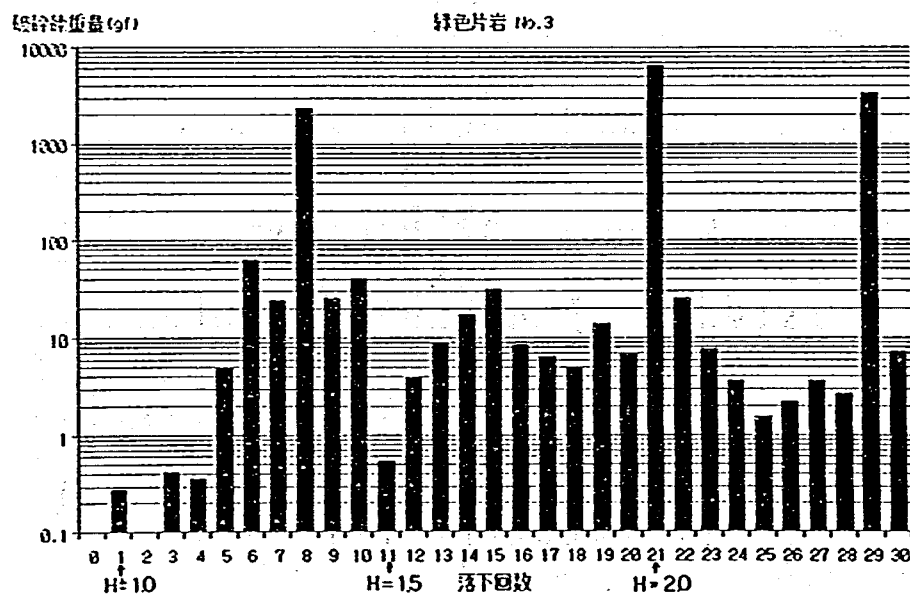
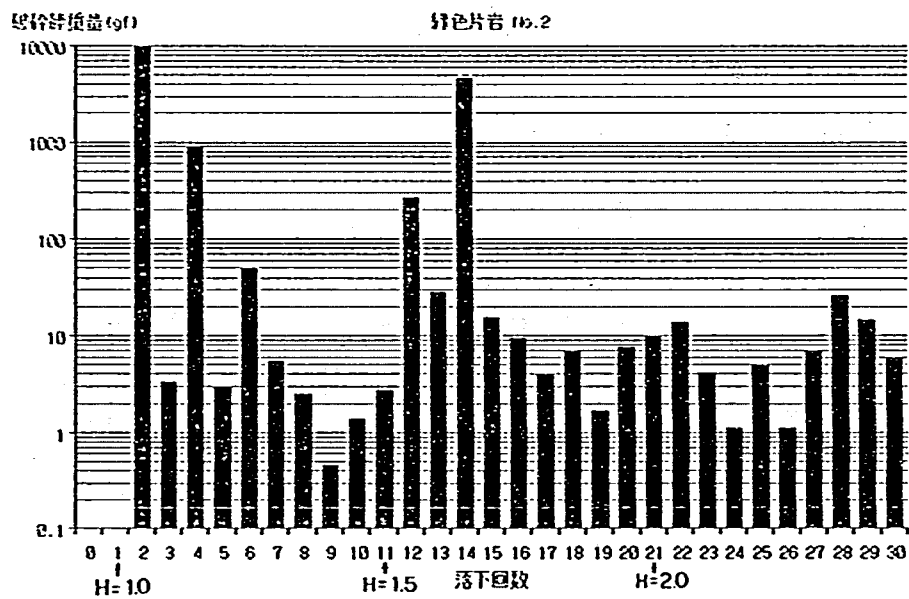
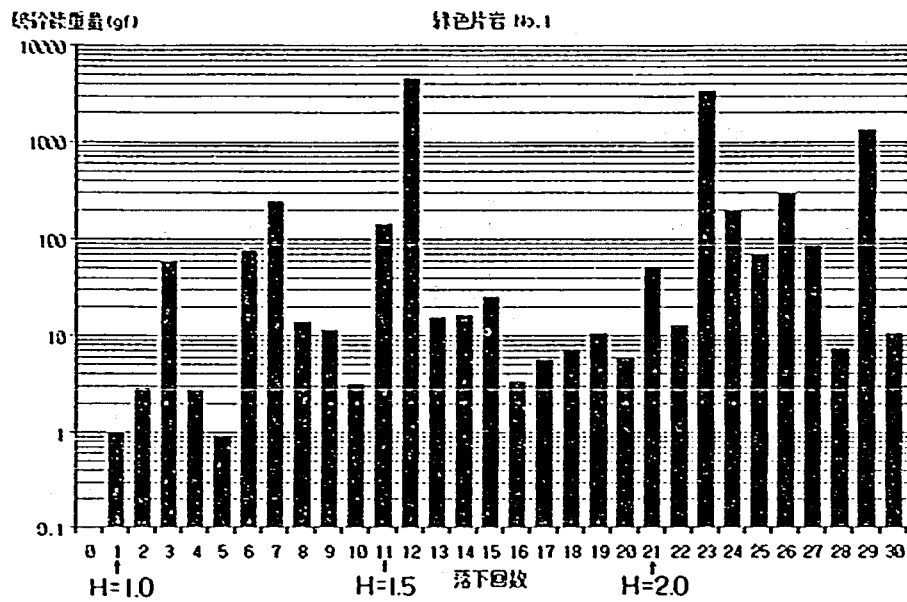


図-2.3.3(1) 岩種別の各落下回数毎に破碎し生産された土砂の量

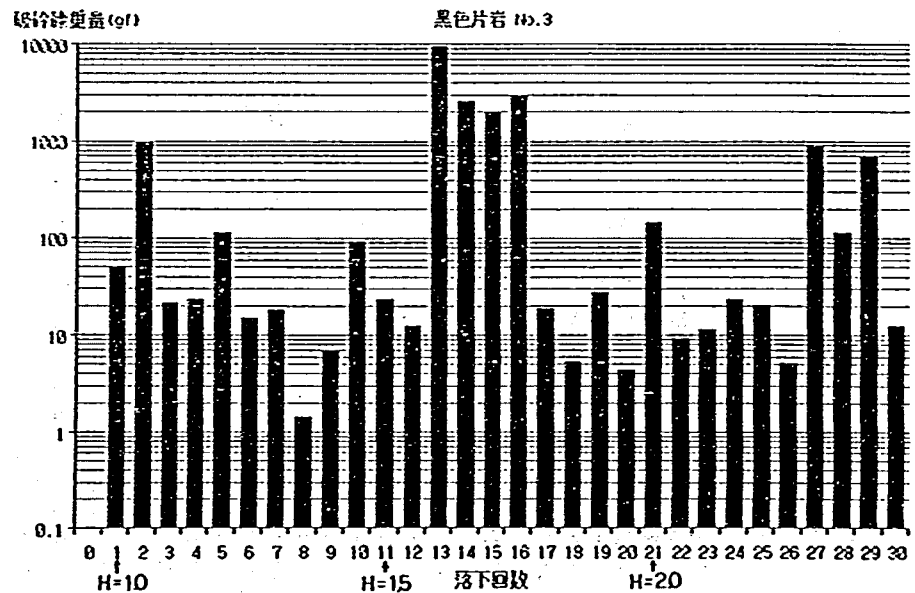
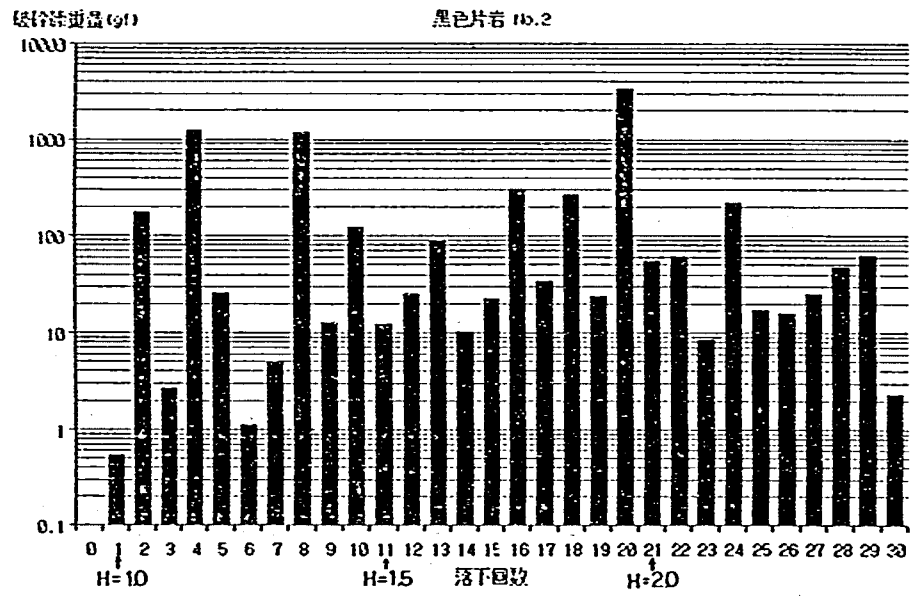
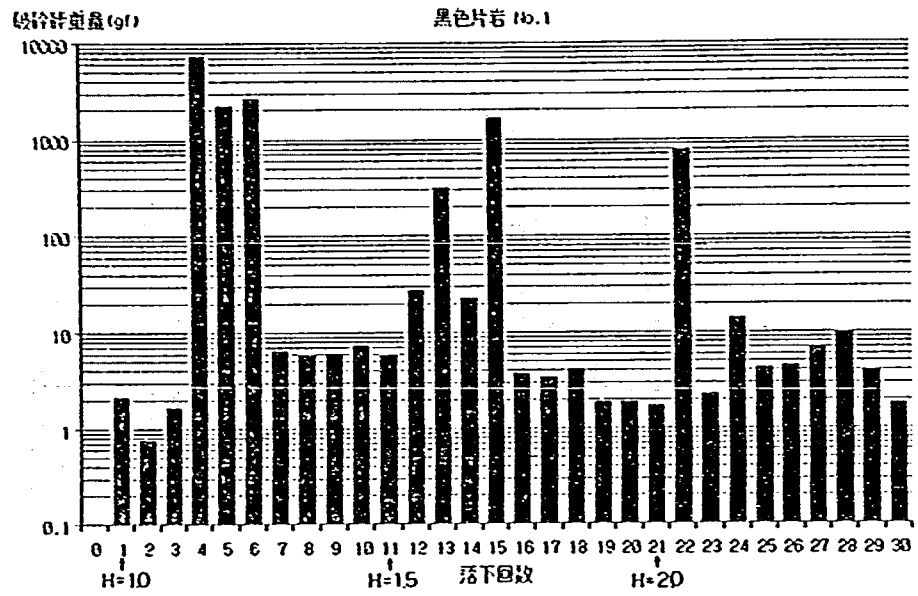


図-2.3.3(2) 岩種別の各落下回数毎に破砕し生産された土砂の量

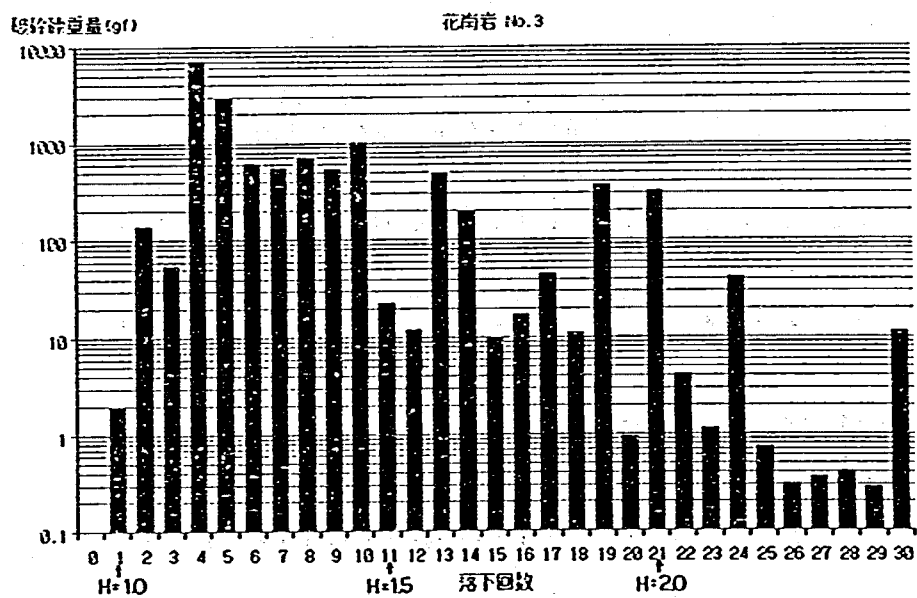
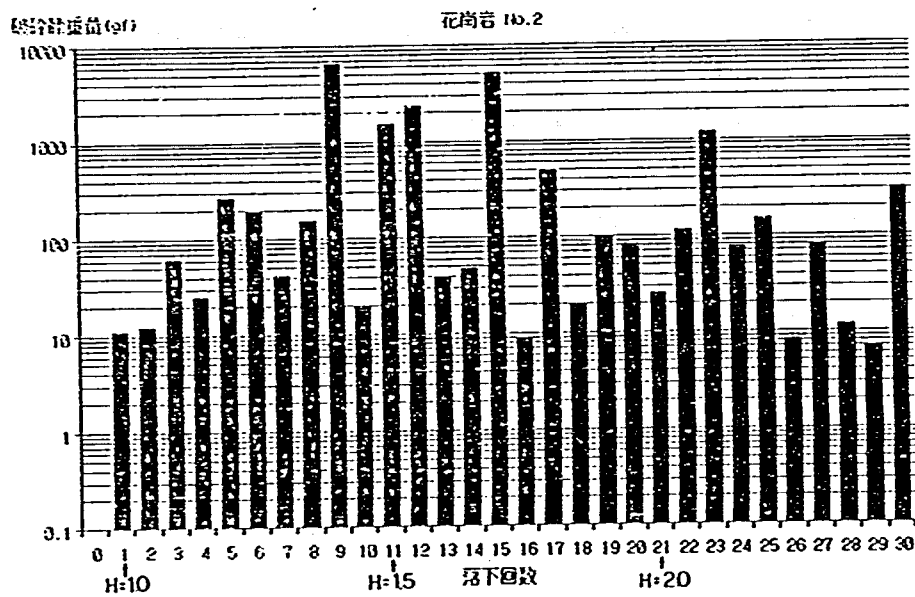
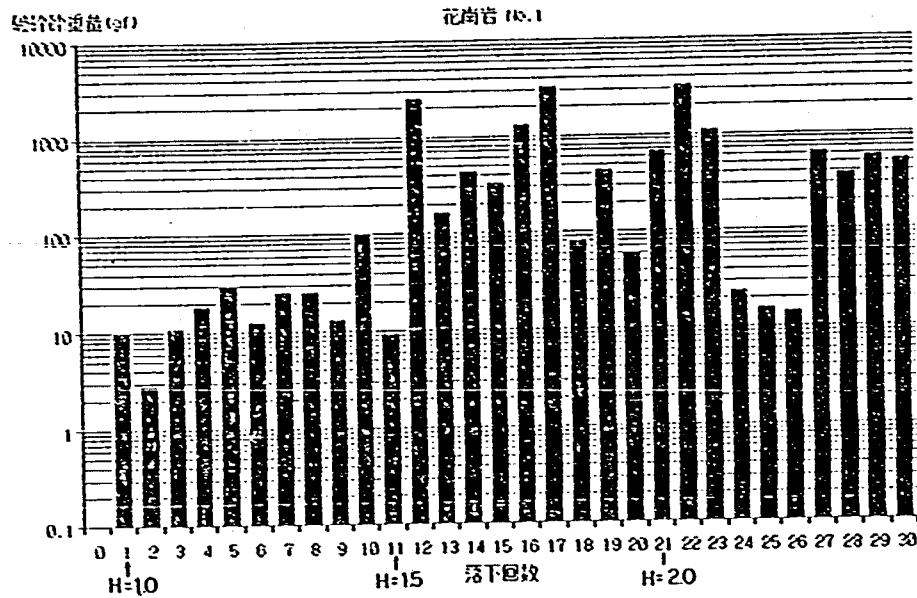
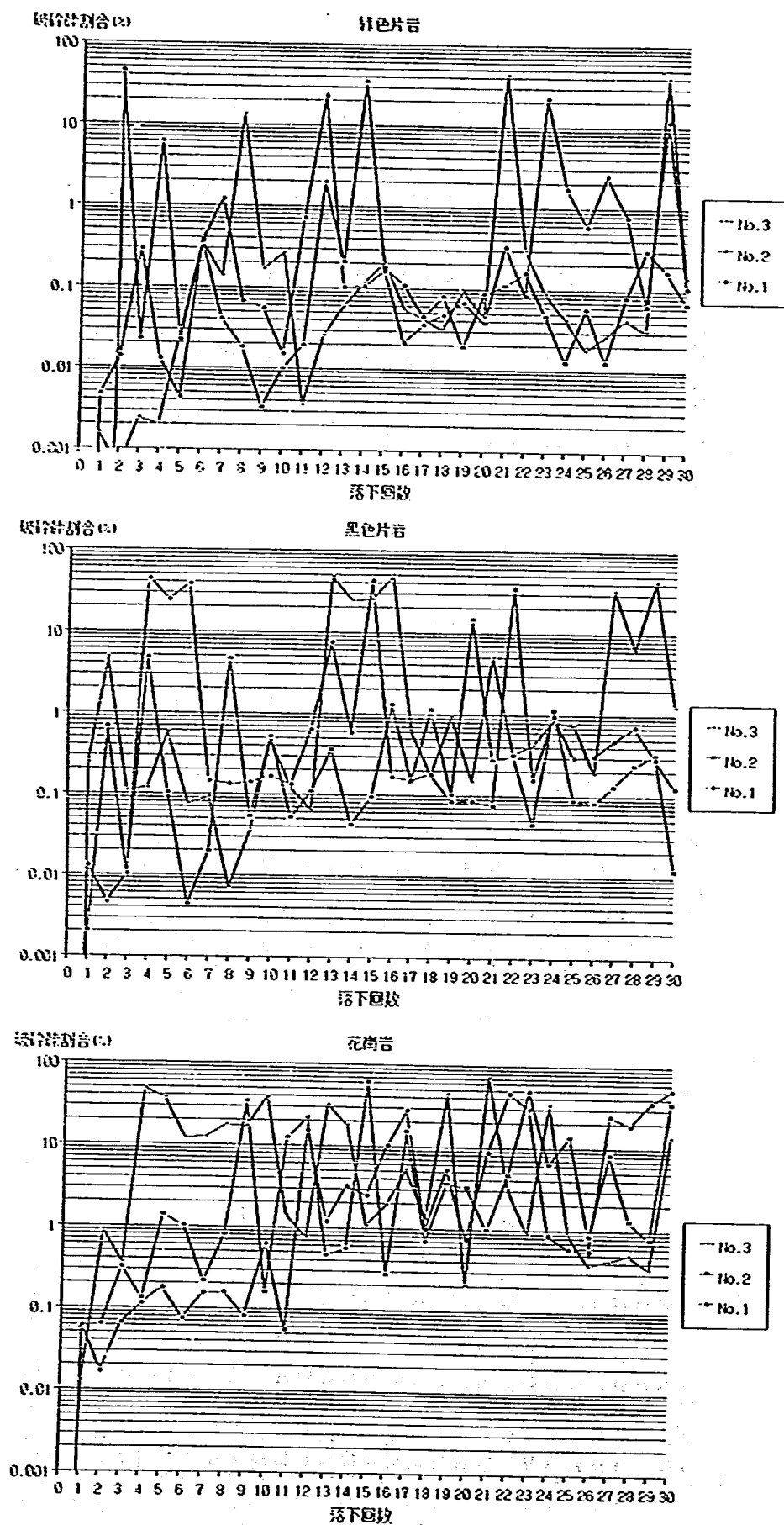


図-2.3.3(3) 岩種別の各落下回数毎に破碎し生産された土砂の量



図一 2.3.4 岩種毎落下毎に破砕し生産された土砂量の割合

黒色片岩

- ① 10%オーダーの破砕は、ある程度礫に疲労が蓄積されてから発生する傾向がある。
- ② 10%オーダーの破砕が数回持続する場合がある (No 1 の礫の 4 ~ 6 回目, No 3 の礫の 13 ~ 16 回目, 27 ~ 29 回目)。
- ③ あまり破砕しない時は、0.1%のオーダーの破砕である。

花崗岩

- ① 10%オーダーの破砕が発生すると、その後、そのような大きな破砕が持続する傾向を示す。
- ② 落下初期には、破砕する割合は、漸次増加する傾向を示す。しかし、一度10%オーダーの破砕が発生すると、その後の破砕割合は大きくなり、その変化は少なくなる。
- ③ その時の、あまり破砕しない時の割合は、1.0%のオーダーの破砕である。

<破砕し生産された土砂の粒度分布>

破砕し生産された土砂の粒度分布を岩種毎かつ落下高さ毎にまとめて示すと、図-2.3.5のとおりである。同図より読み取れる岩種毎の特徴は以下ようになる。

緑色片岩

- ① 中央粒径で1mmオーダーの粒径加積曲線が大部分を占める。
- ② これらの粒径加積曲線は比較的まとまっている。すなわち、粒度分布は比較的類似している。
- ③ 中央粒径で10mmオーダーの粒径加積曲線が発生するのは、一つの礫の一落下高で2~3回である。しかし、No 1 の礫の $H=2.0$ m の落下およびNo 3 の礫の $H=1.0$ m の落下では、半数以上発生している。
- ④ 中央粒径で10mm以上のオーダーの粒径加積曲線は、バラツキが大きい。

黒色片岩

- ① 緑色片岩の粒径加積曲線と比較すると、曲線のバラツキが大きい。
- ② しかし、中央粒径で1mmオーダーの粒径加積曲線が多い。
- ③ 中央粒径10mm以上で粒径加積曲線が、類似した形態を示す場合がある (No 1 の礫の $H=1.0$ m, No 2 の礫の $H=2.0$ m, No 3 の礫の $H=2.0$ m の場合)。

花崗岩

- ① 緑色片岩、黒色片岩と比較すると、粒径加積曲線の分布範囲は最も広い。
- ② 中央粒径で0.1mmオーダーの粒径加積曲線が出現する場合がある (No 1 の礫の $H=1.0$ m, $H=1.5$ m, No 3 の礫の $H=1.0$ m, $H=1.5$ m, $H=2.0$ m)。
- ③ 中央粒径で1.0mmオーダーと10mmオーダーの粒径加積曲線が類似した形態を示す場合がある (No 1 の礫の $H=1.0$ m, $H=2.0$ m, No 2 の礫の $H=1.0$ m, No 3 の礫の $H=1.0$ m)。

以上述べたことは、大きな礫が生産された場合を含んでいる。大きな礫が生産される場合は、数個のことが多く、その影響で粒径加積曲線は右側に著しく移動してしまうことになる。そこで、大きな礫を除外して、50.8mm以下の土砂について粒径加積曲線を作成し、小粒径の土砂の生産について見ると図-2.3.6のようになる。同図より、各岩種別に見ると細粒土砂の生産のされ方には際だった特徴は認められず、緑色片岩、黒色片岩、花崗岩いずれも差異は認められない。

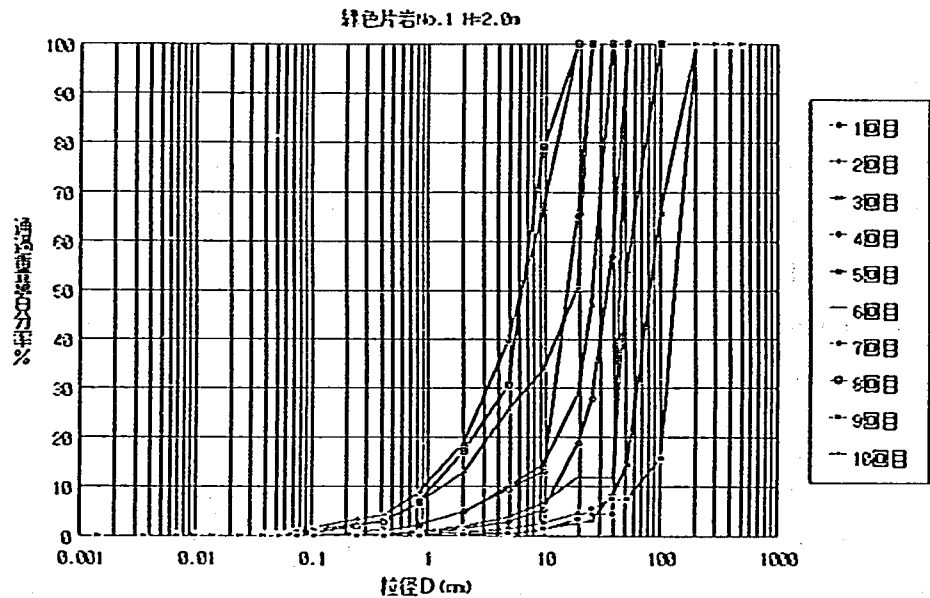
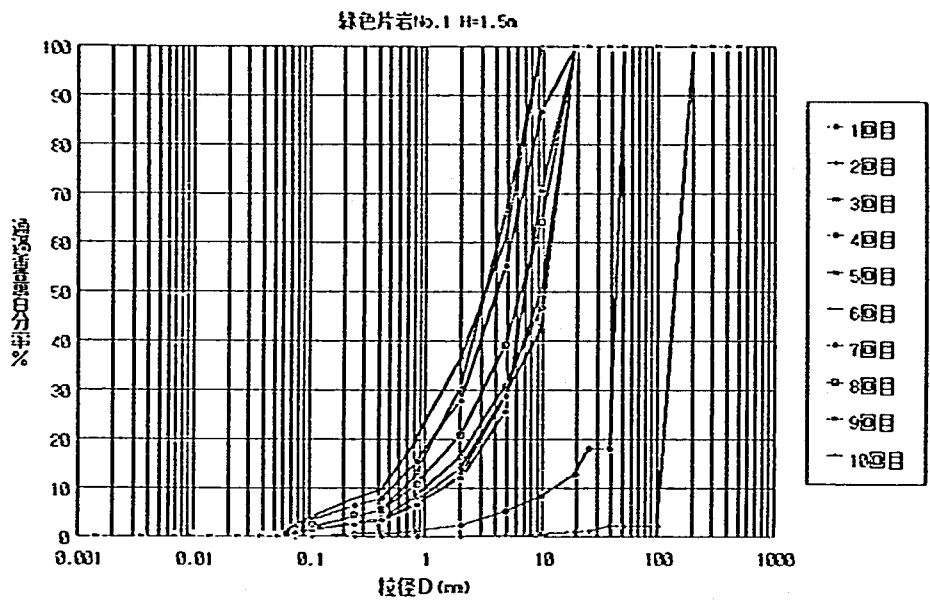
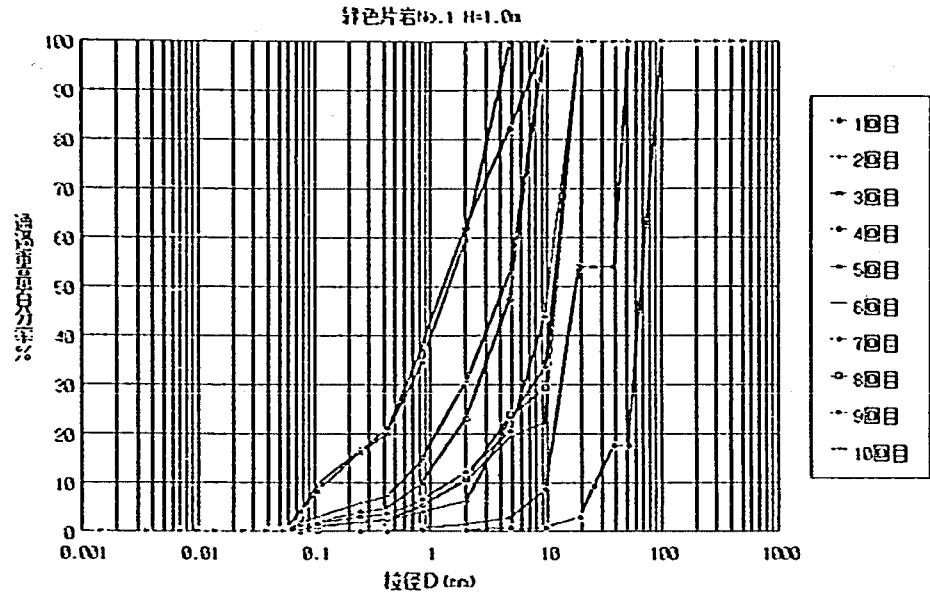


図-2 3.5(1) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

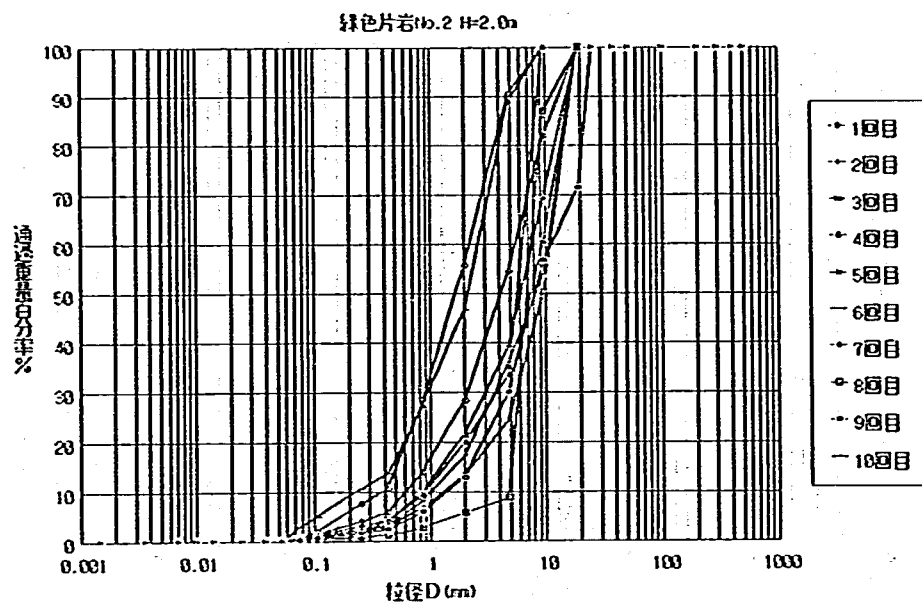
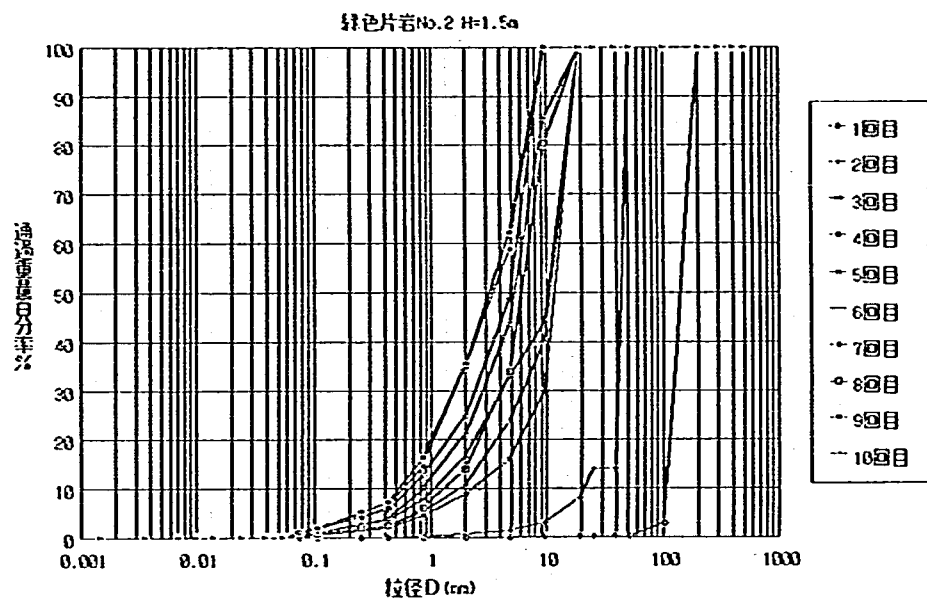
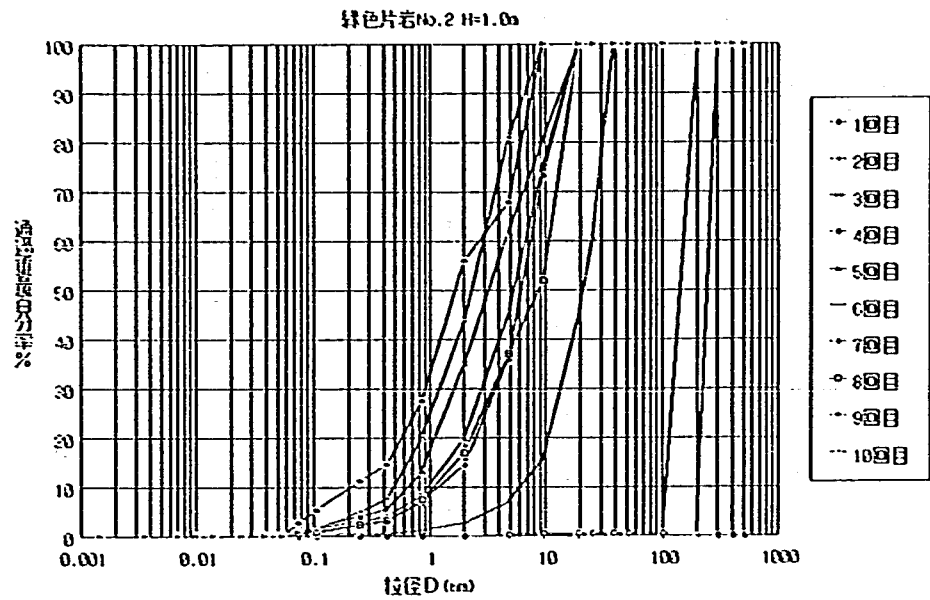


図-2.3.5.(2) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

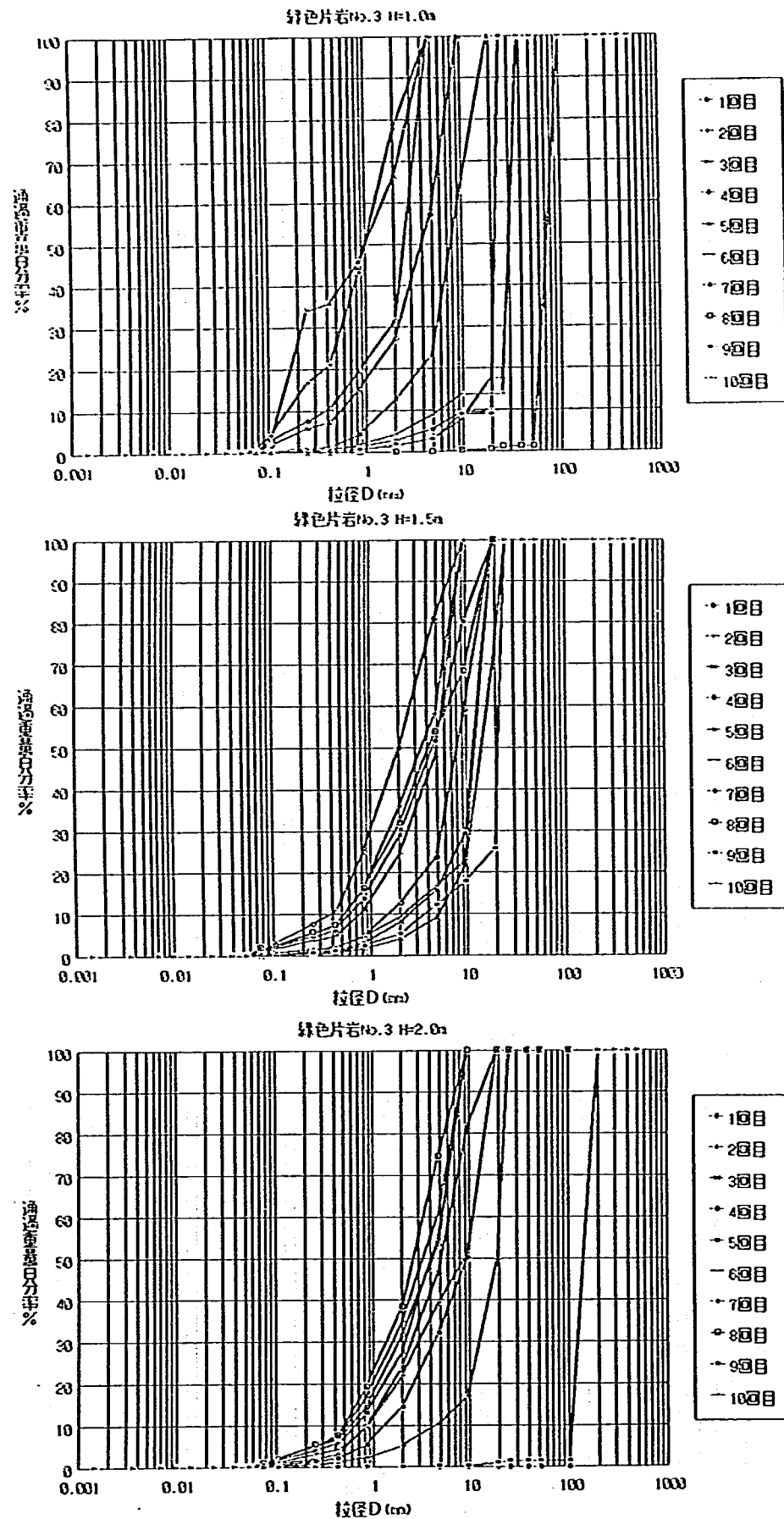


図-2.3.5.(3) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

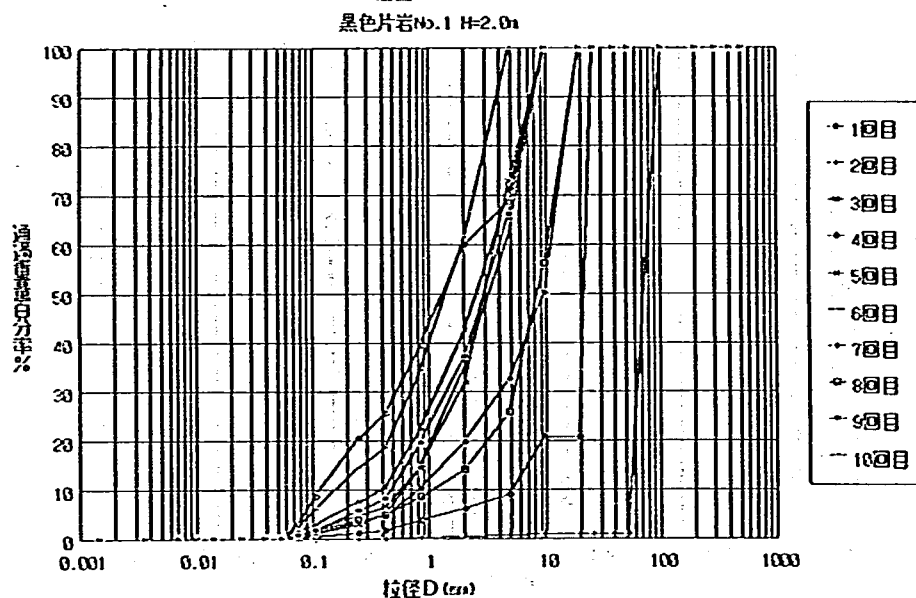
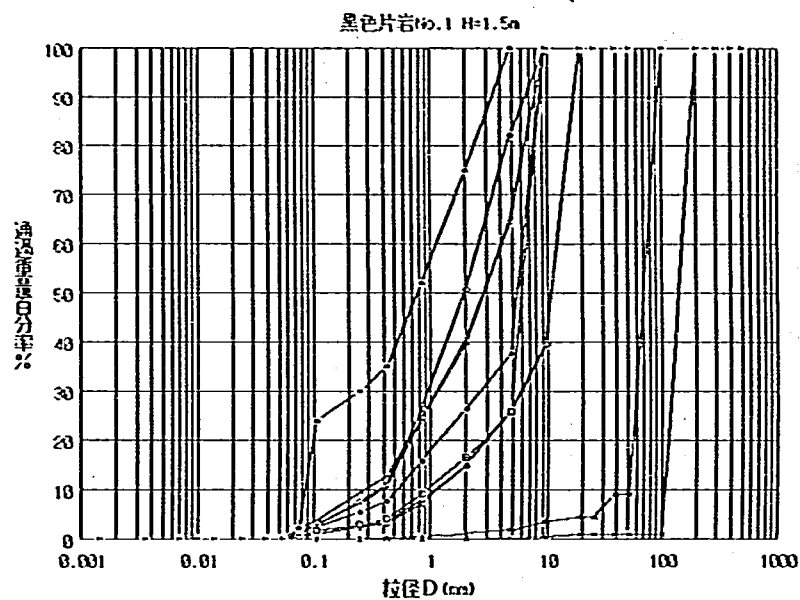
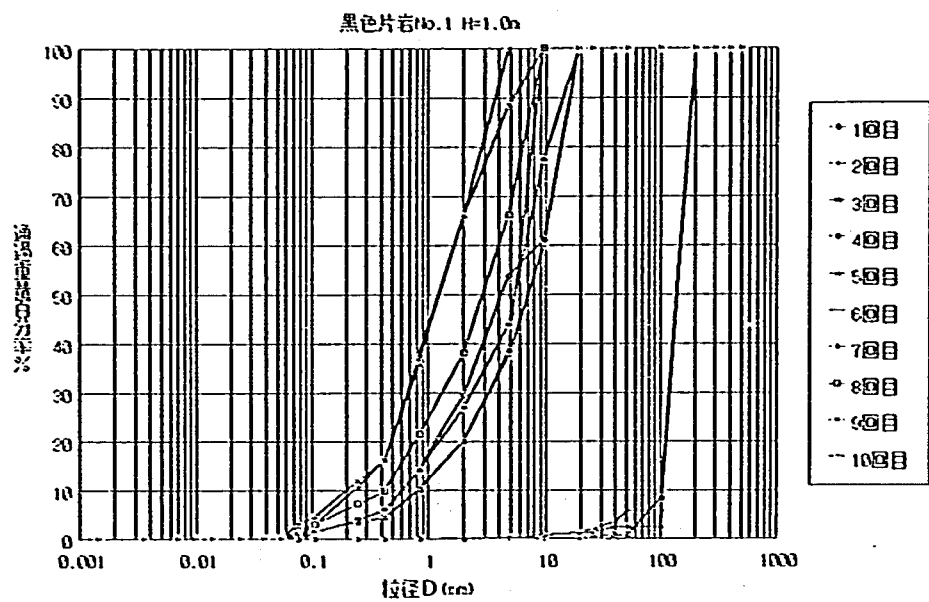


図- 2.3.5.(4) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

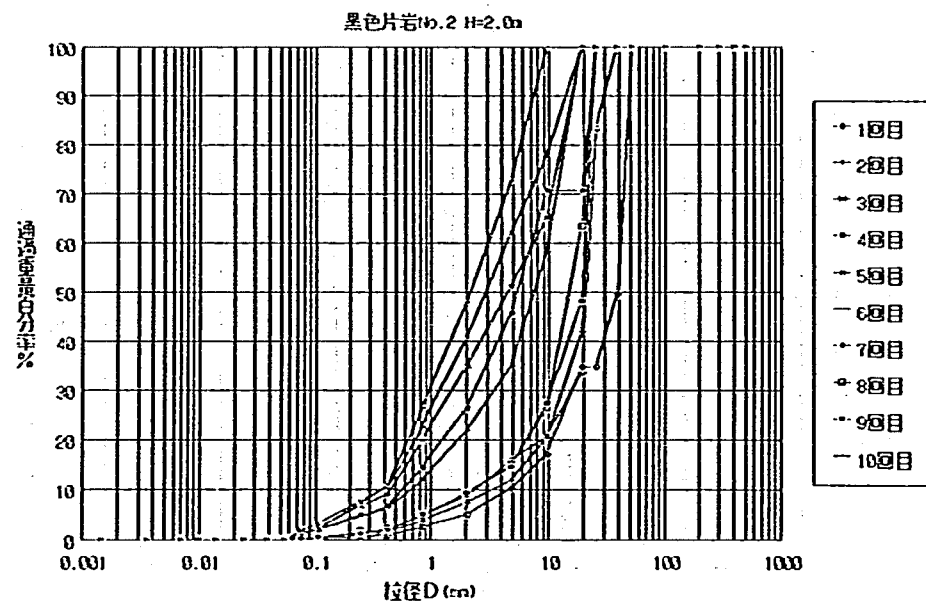
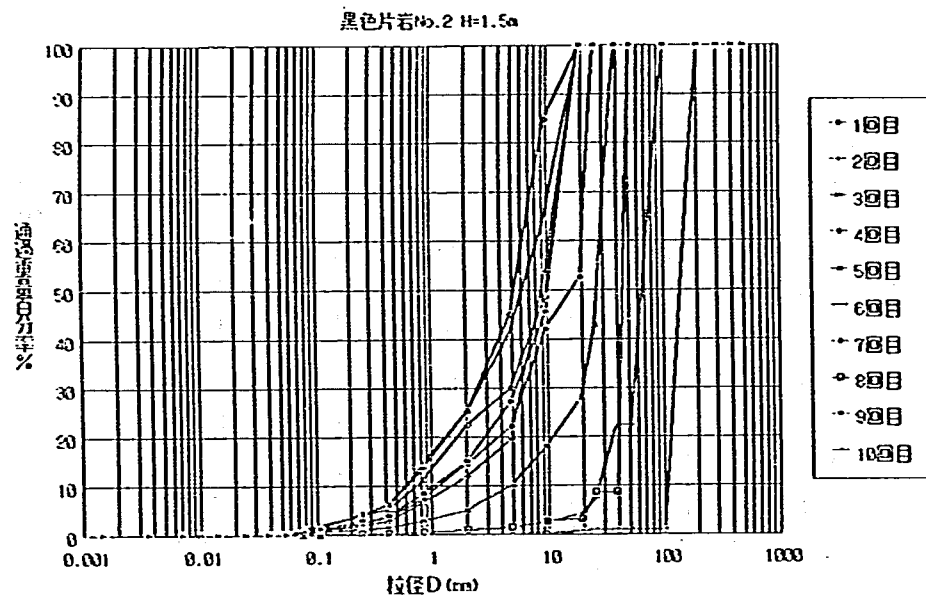
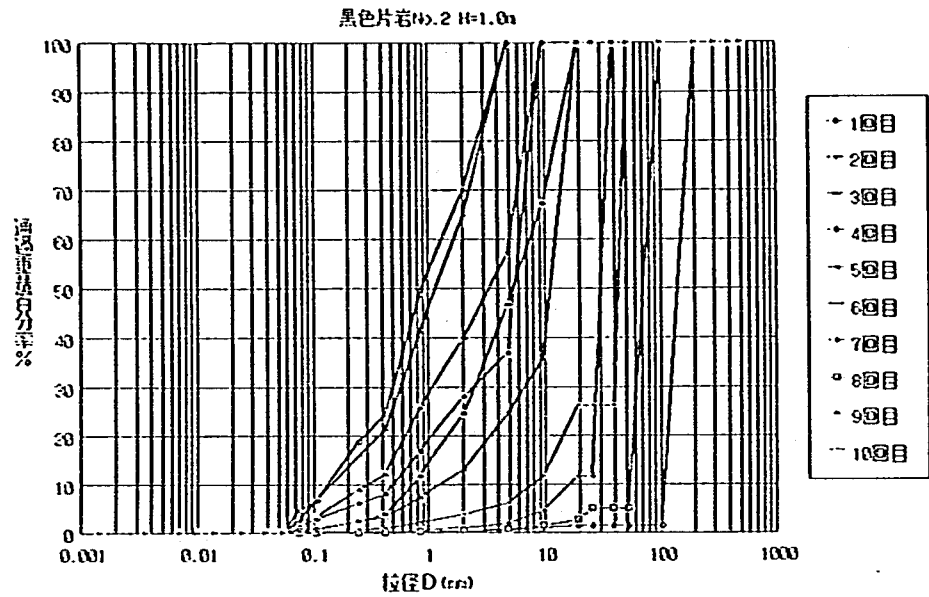


図-2.3.5.(5) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

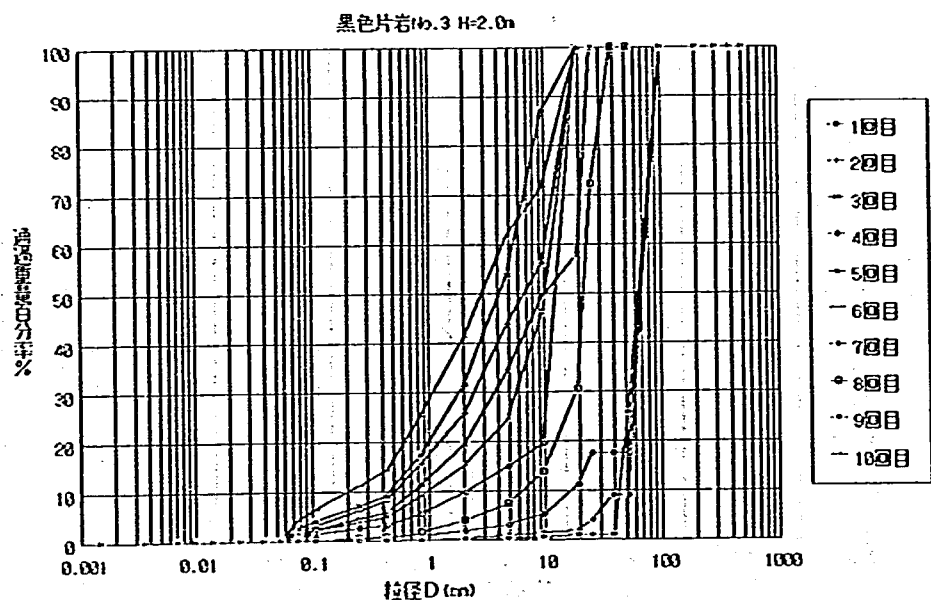
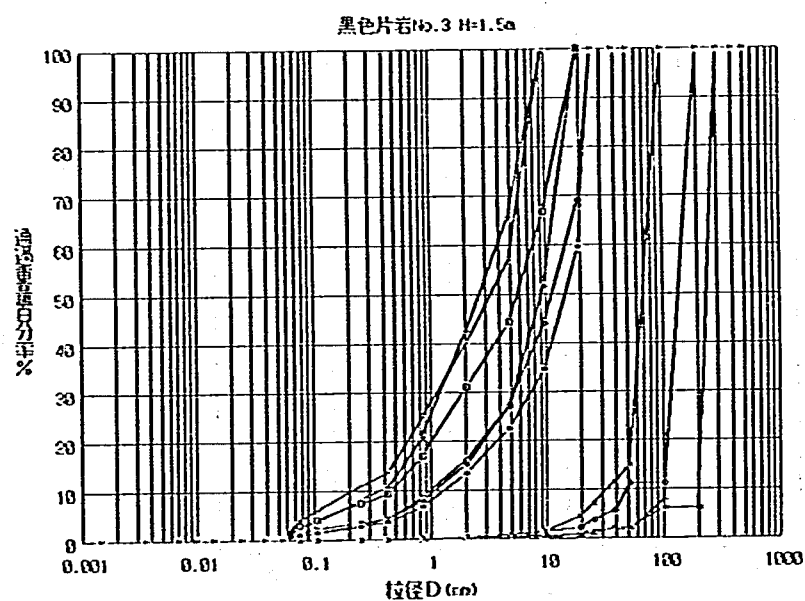
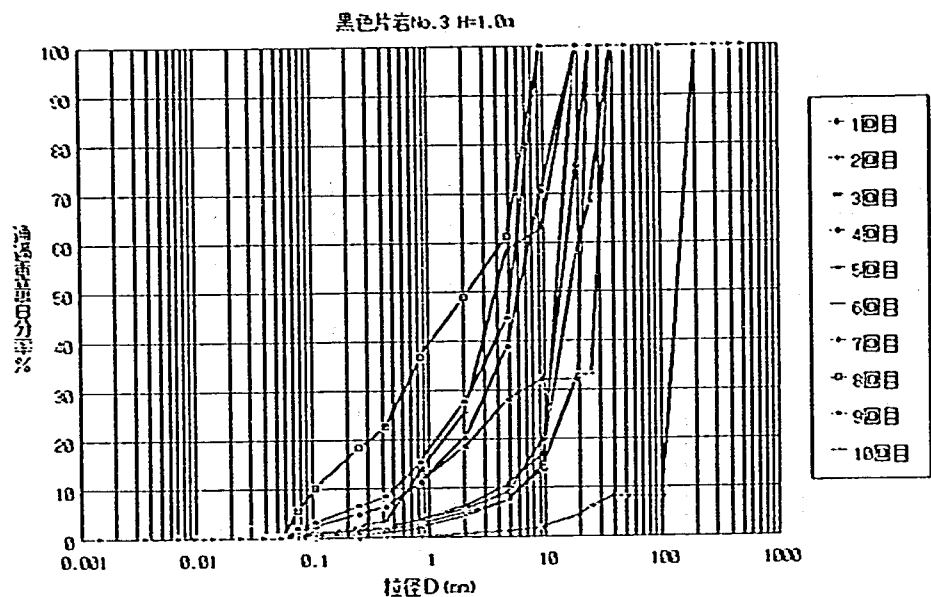
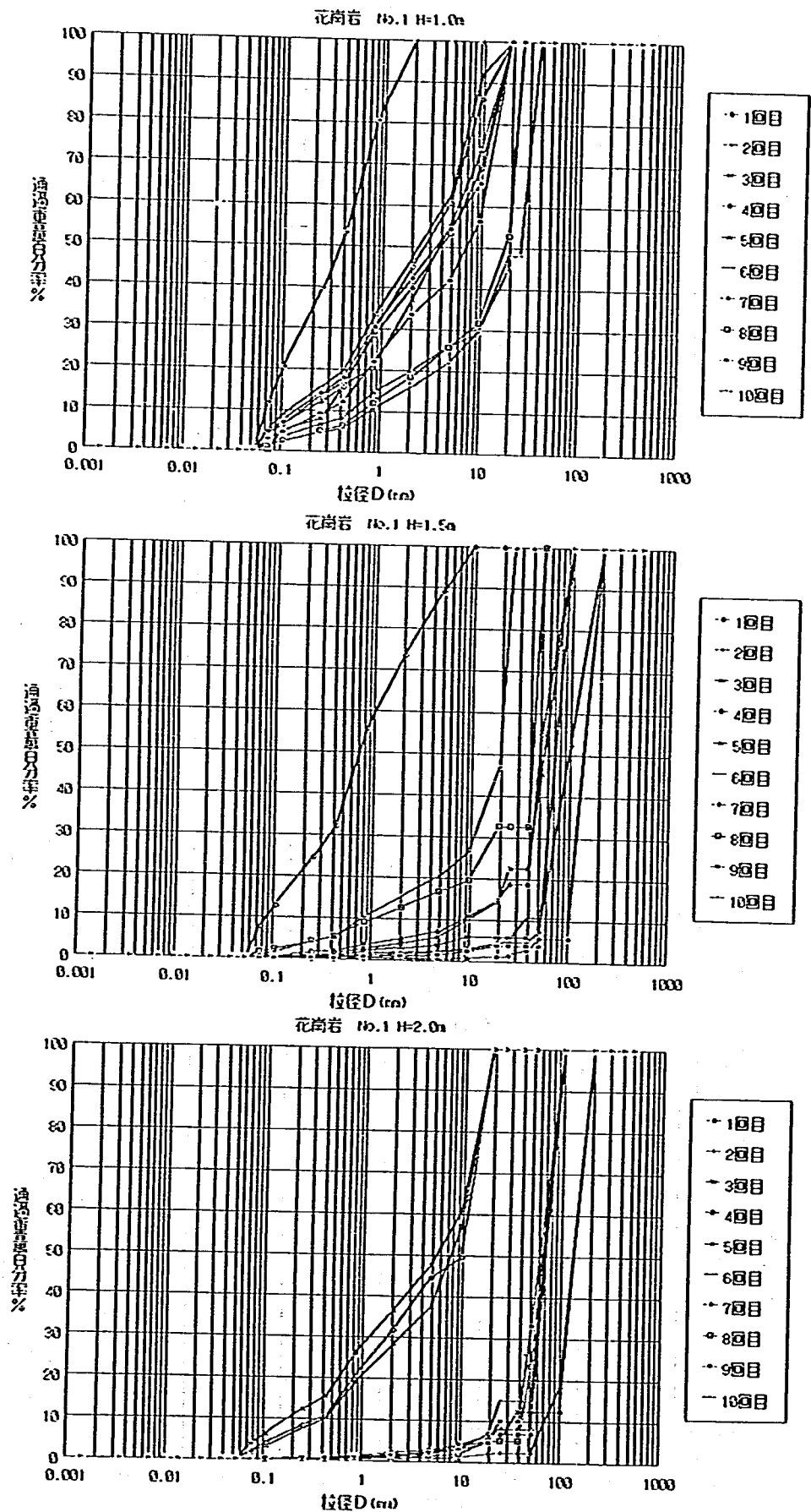


図-2.3.5.(6) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)



図一 2.3.5(7) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

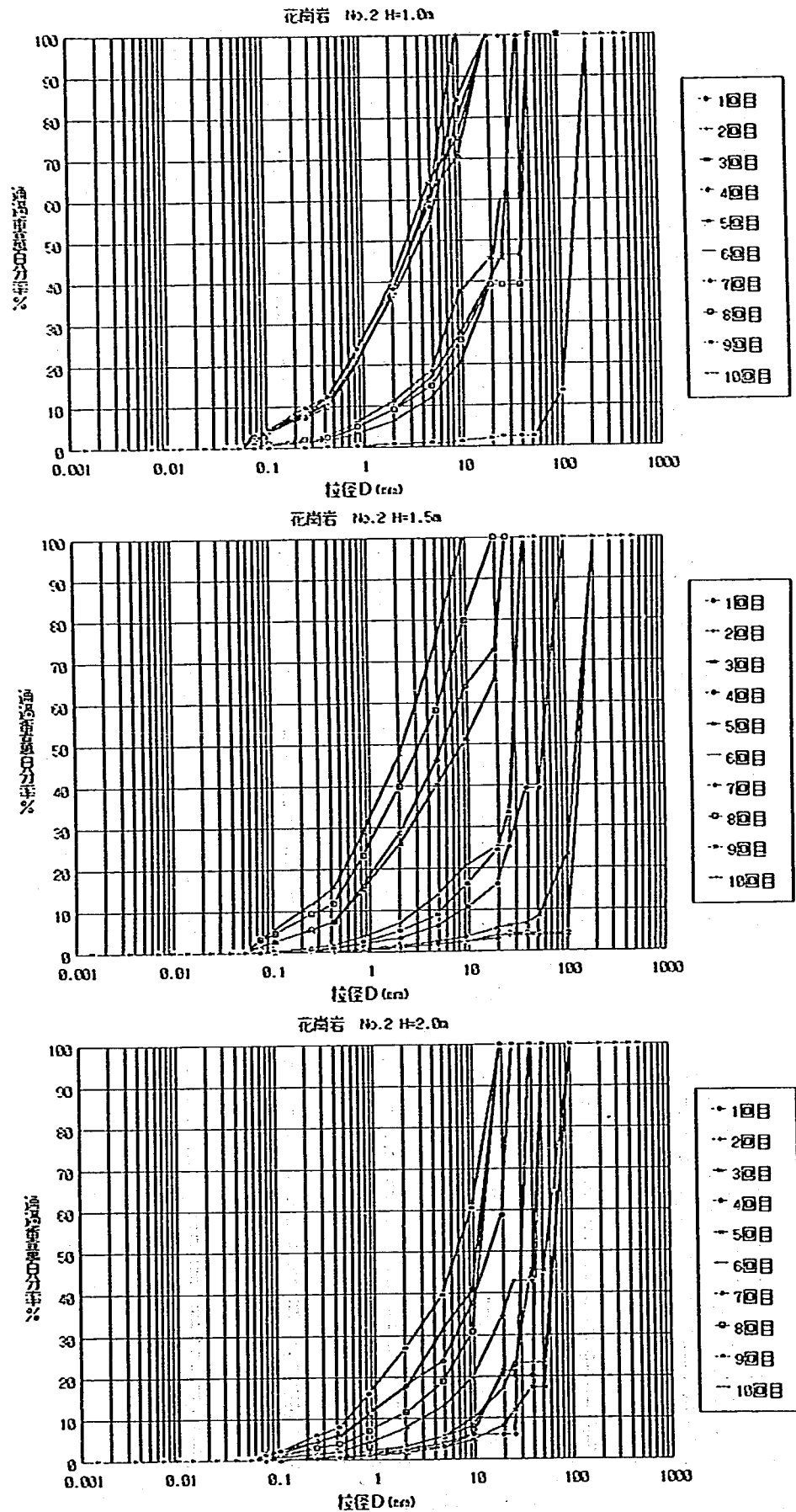


図-2.3.5.(8) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

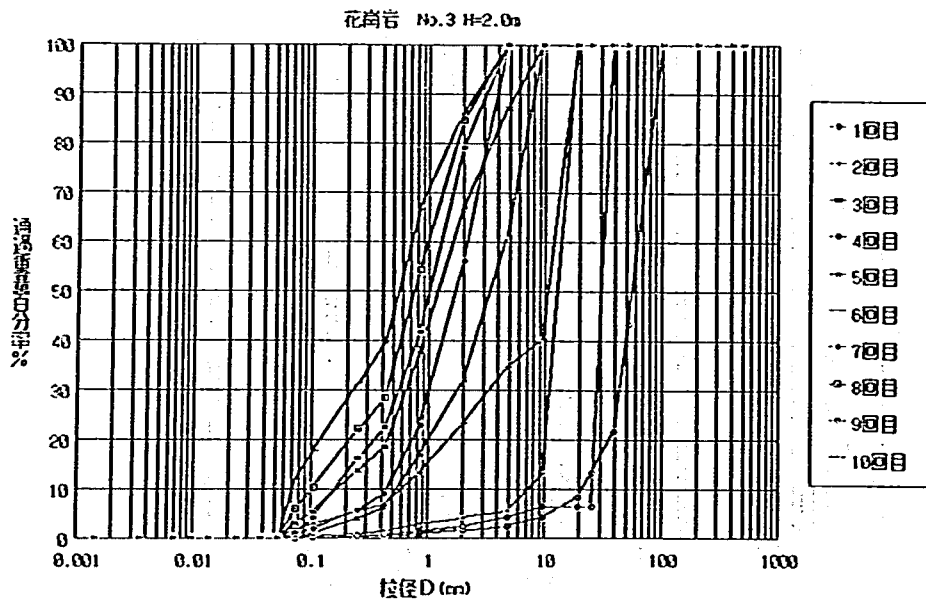
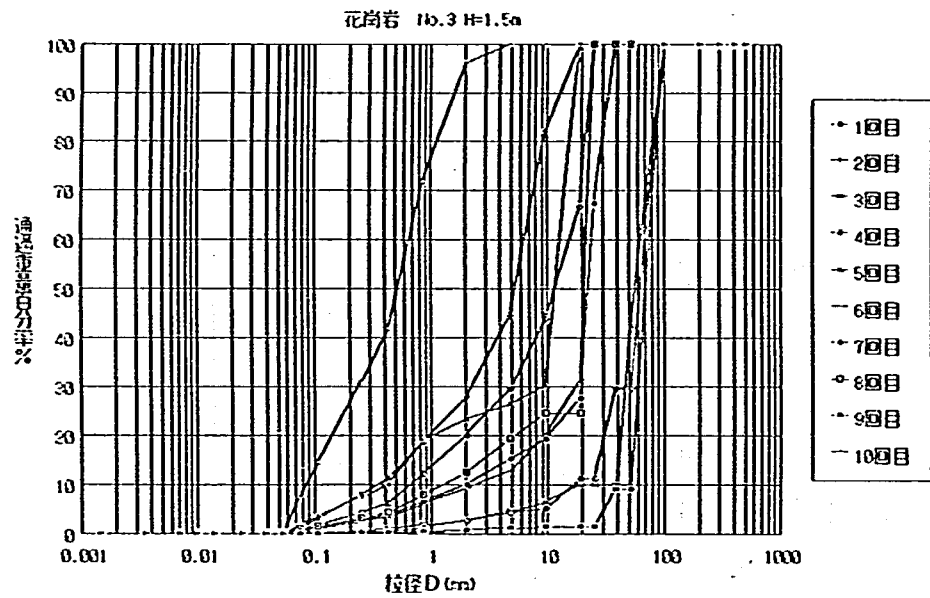
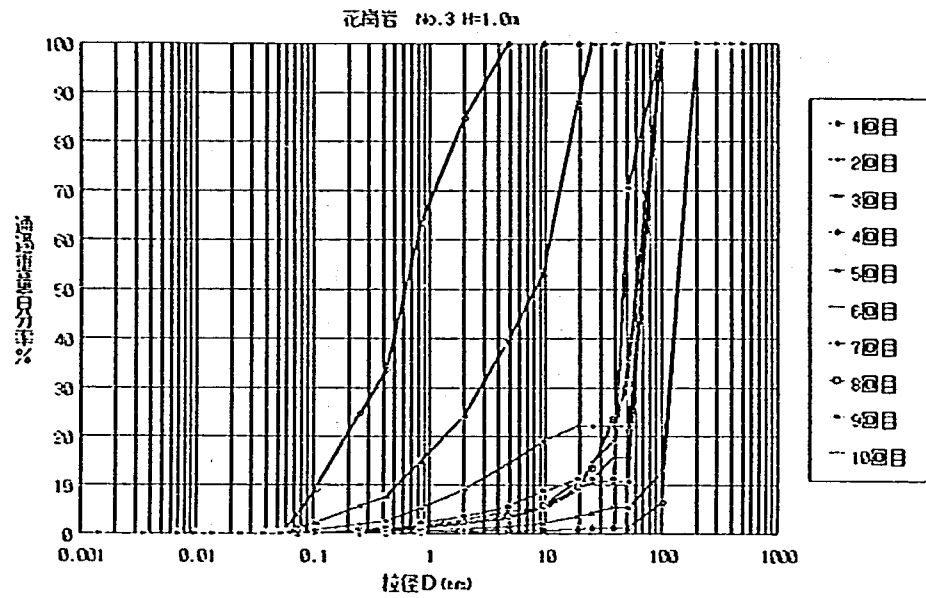


図-2.3.5.(9) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線 (岩種別, 落下高別)

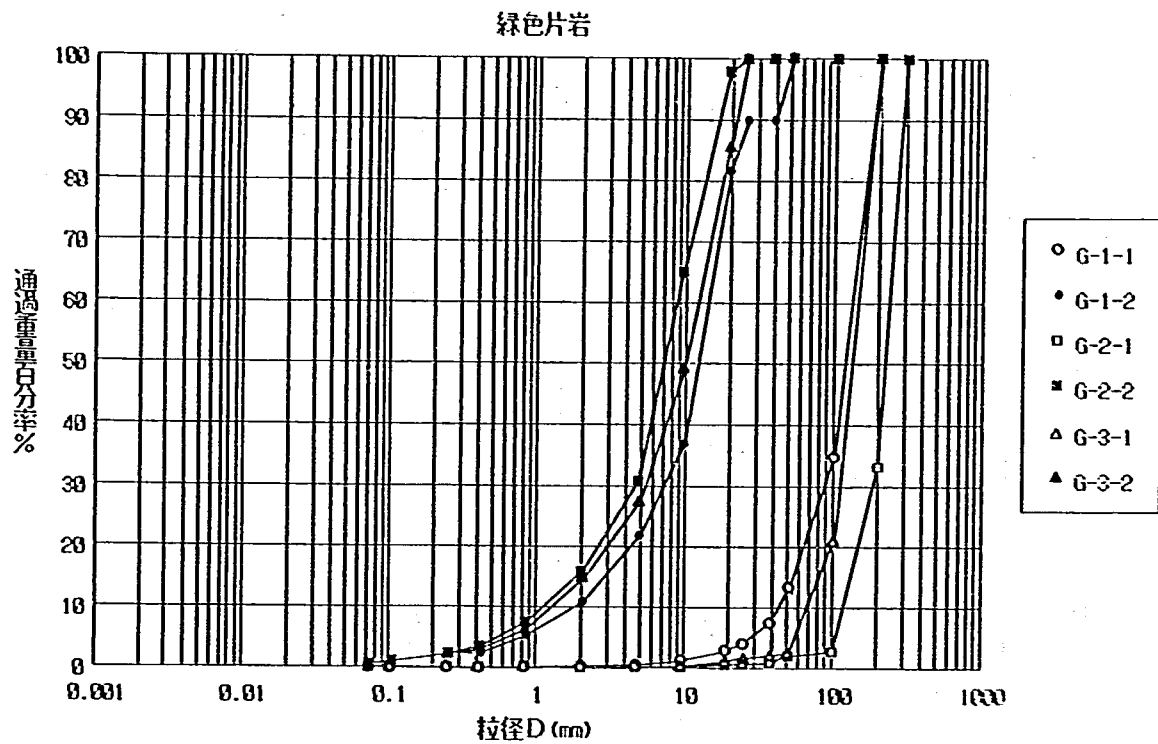


図- 2. 3. 6.(1) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線の平均

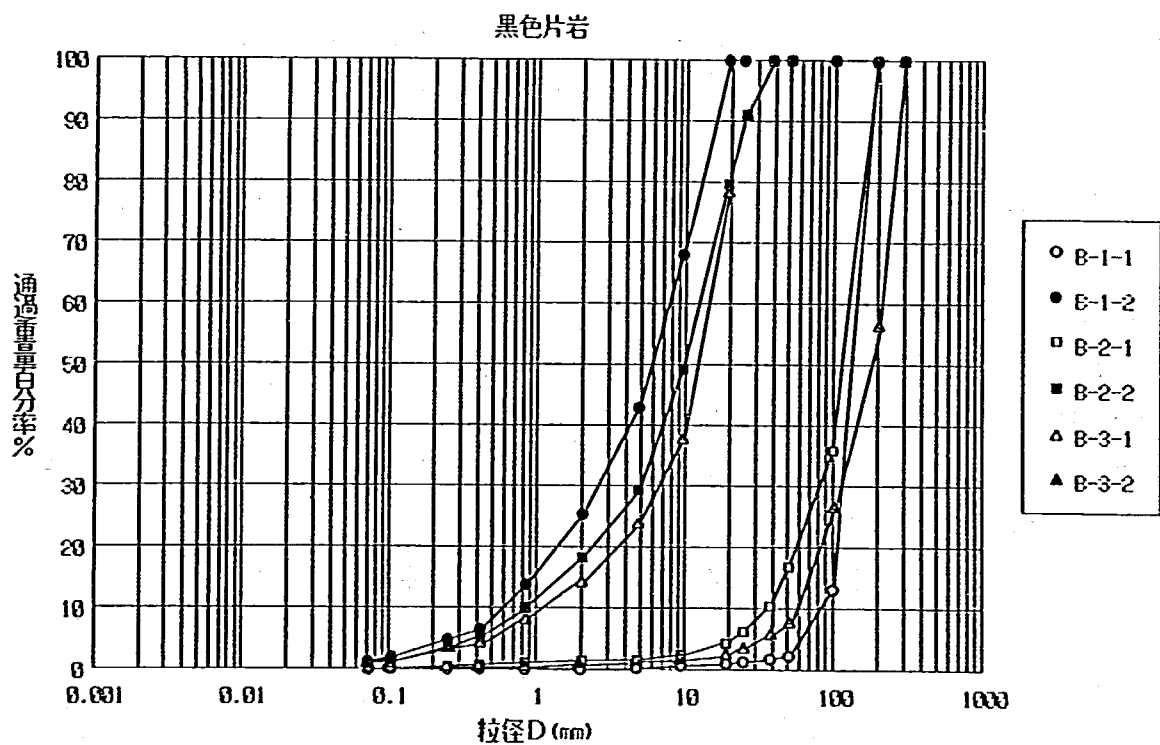


図- 2. 3. 6.(2) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線の平均

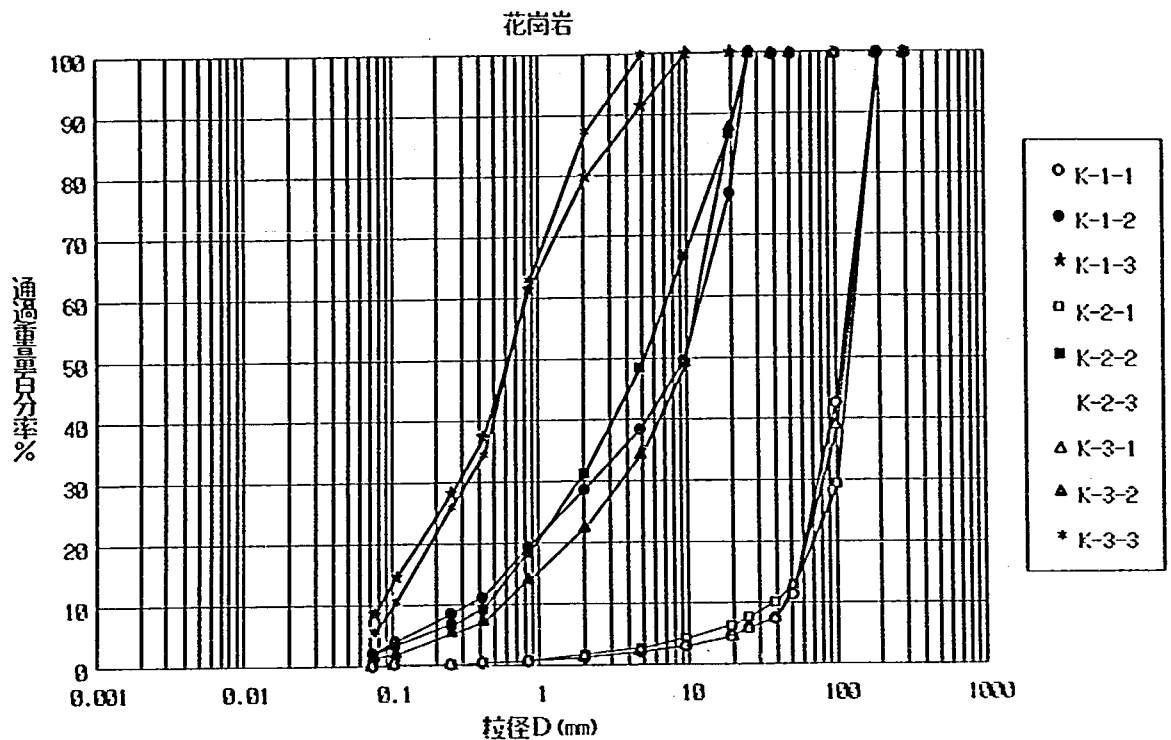


図-2.3.6(3) 落下試験により生産された土砂の粒径加積曲線の平均

次に、図-2.3.5から読み取れる特徴で述べたように、緑色片岩、黒色片岩、花崗岩とも、粒径加積曲線が2つのパターン（花崗岩は3つのパターン）に分類でき、これと、先に述べた破砕量との関係でみると、少量の破砕時が d_{50} で1.0mmオーダーの粒径加積曲線、大きな破砕の時が、 d_{50} で20.0mm以上の粒径加積曲線が比較的類似した曲線形態を示すことが判る。そこで、このような類似した曲線どうしを平均して、各岩種毎の粒径加積曲線を作成してみた。その結果が図-2.3.7である。なお、図中の凡例G-1-1は、緑色片岩-№1の際-大きな破砕をした時の粒径加積曲線を示し、G-1-2の2は少量の破砕時の粒径加積曲線を示す。また、花崗岩においてはK-1-1の最後の数字が、1の時が大きな破砕をした時の粒径加積曲線、2の時が少量の破砕をした時の粒径加積曲線、3の時がさらに少量の破砕をした時の粒径加積曲線を示す。

同図より、読み取れる特徴は、

① 同一の岩種内では、№1～№3ともいずれも類似した粒径加積曲線を示す。このことは、破砕して生産される場合には、ある程度決まった粒径分布の土砂を生産することを示唆する。

② 岩種別に比較すると、ほとんど同じ粒径加積曲線を示すことが認められるが、多少、

緑色片岩<黒色片岩<花崗岩

の順で細かい土砂を多く生産する傾向が認められる。このことは、破砕量と一致している。

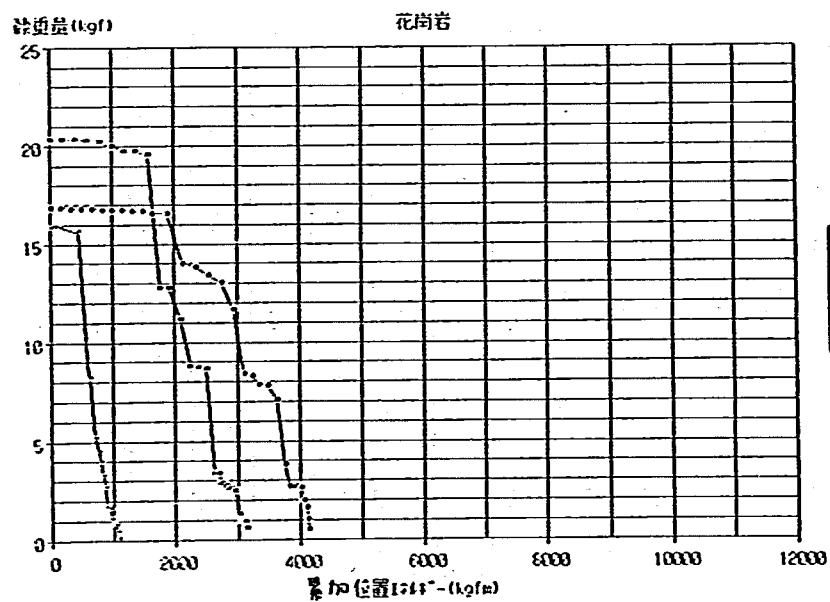
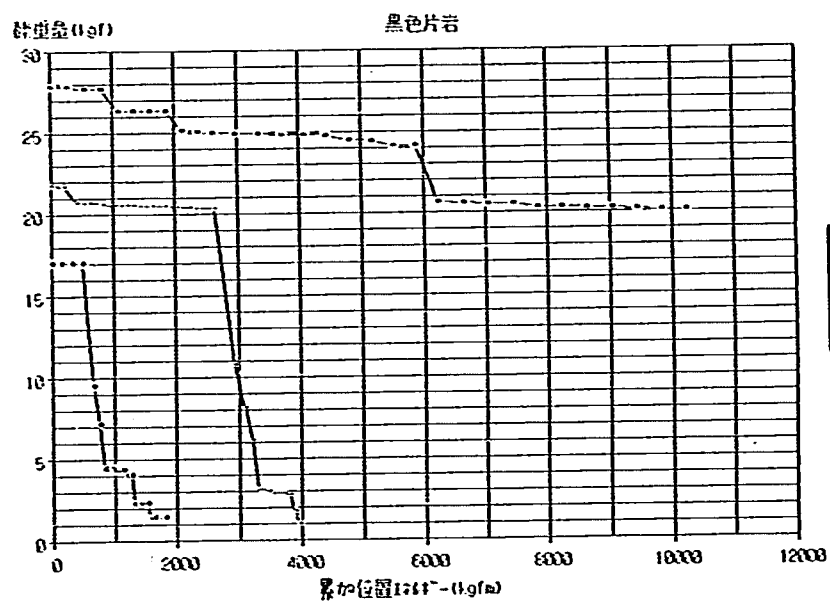
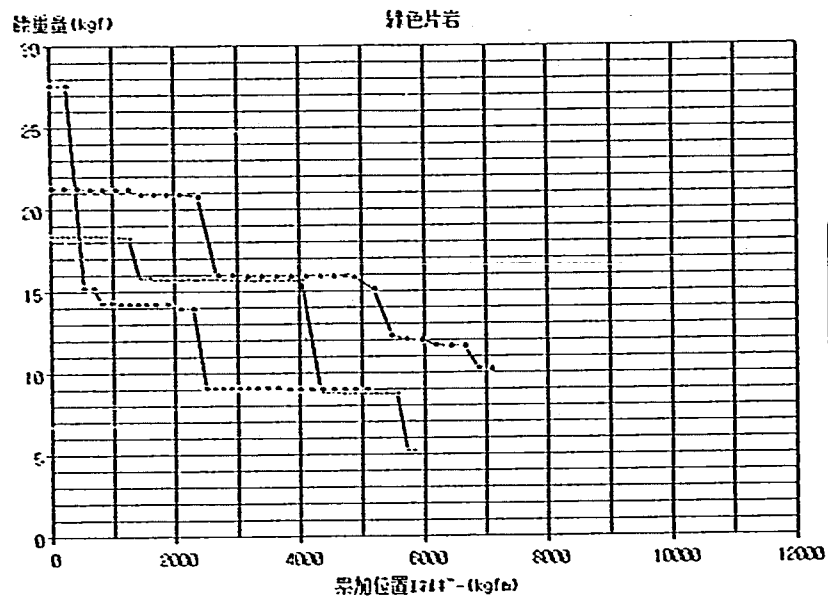


図-2.3.8 累加位置エネルギーと礫重量の関係

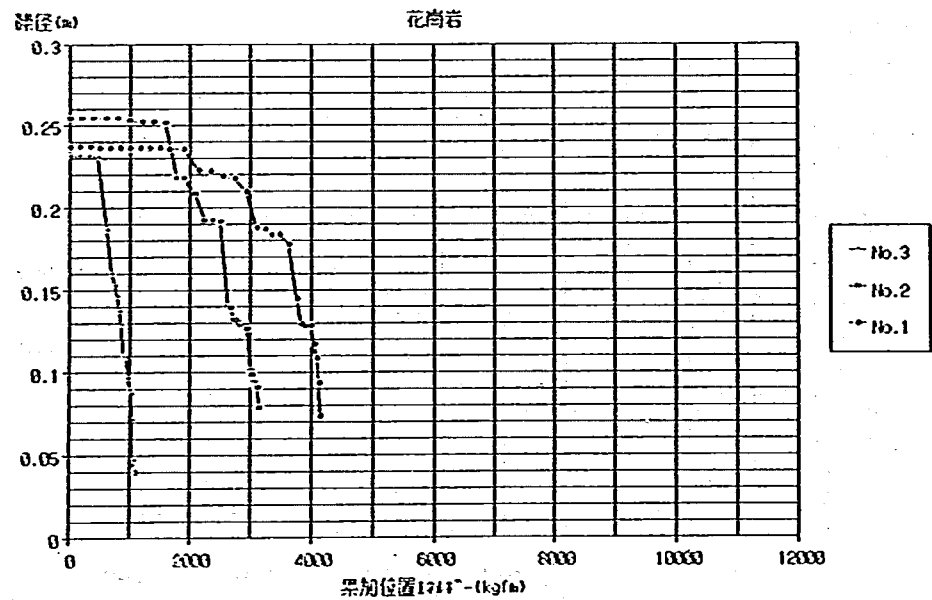
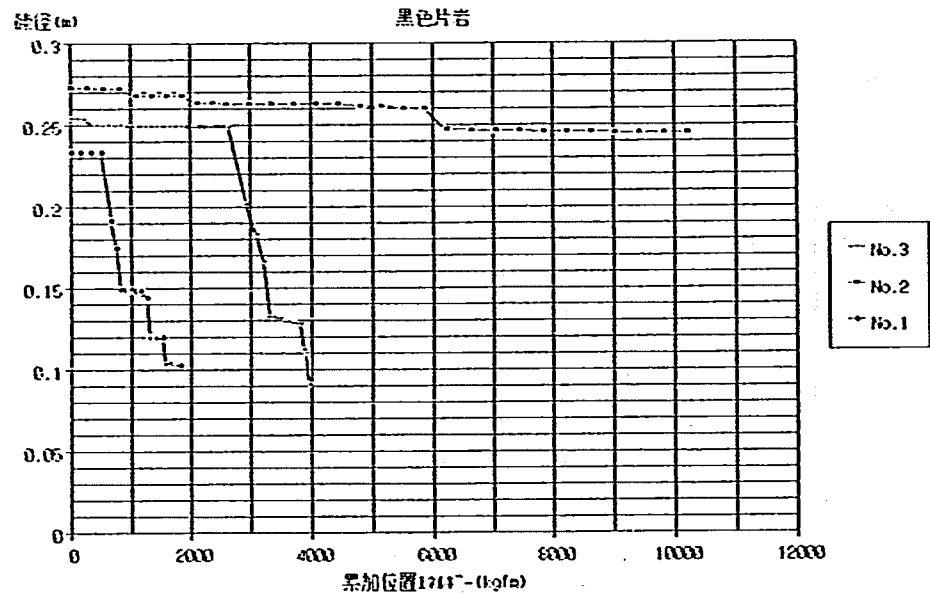
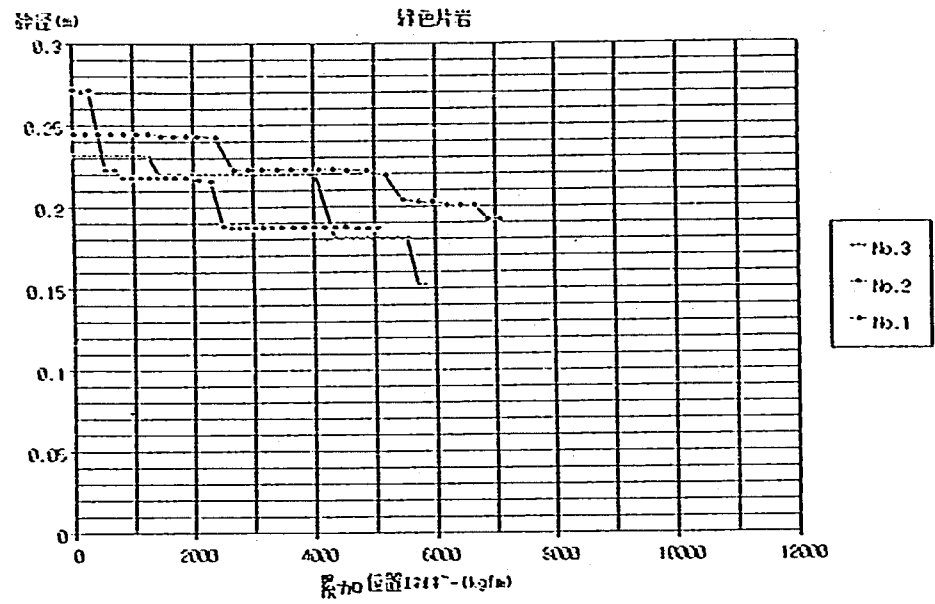


図-2.3.9 累加位置エネルギーと砕径の関係

<破碎した内の最大礫（残存礫）の変化>

累加位置エネルギー、累加衝撃力、礫重量、礫径の関係

累加位置エネルギーと礫重量の関係、累加位置エネルギーと礫径の関係、累加衝撃力と礫重量の関係、累加衝撃力と礫径の関係の各図を比較して見ると、形はほとんど同じである。

いま、本報告で検討しているのは、流下方向における礫径の減少の問題である。礫が流下して破碎するのは、礫に衝撃力等が加わる結果である。したがって、位置エネルギーと礫径、礫重量との関係で検討するよりも、衝撃力と礫径、礫重量との関係で検討しておく方が意味がある。以上のことから累加衝撃力と礫重量、礫径の関係について検討することにする。なお衝撃力は以下のように求めた。

① 衝撃力の算定式

礫が落下台に衝突するときの衝撃力は、Hertzの2球面弾性衝撃理論より推定するものとする。弾性な2球体が衝突するとき発生する最大反力（P）は、

$$P = n \alpha^{3/2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \sqrt{\frac{16R_1R_2}{9\pi^2(k_1+k_2)(R_1+R_2)}} \\ k_1 = \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}, k_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1n}\right)^{2/5} \\ n_1 = \frac{m_1+m_2}{m_1m_2} \end{array} \right.$$

E_1, E_2 : 弾性係数

ν_1, ν_2 : ポアソン比

R_1, R_2 : 球の半径

v : 相対速度

である。²²⁾

ここで、礫と落下台との衝突を考えて落下台の厚さを無限大と考え、

$$R_1 = \infty, R_2 = d/2 \text{ (d は粒径)}, m_1 = \infty$$

とすると、

$$P = n \alpha^{3/2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \sqrt{\frac{16\left(\frac{d}{2}\right)}{9\pi^2(k_1+k_2)^2}} \\ k_1 = \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}, k_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1n}\right)^{2/5} \\ n_1 = \frac{1}{m_1} \end{array} \right.$$

E_1 : 落下台の弾性係数

E_2 : 礫の弾性係数

ν_1 : 落下台のポアソン比

ν_2 : 礫のポアソン比

d : 礫径

v : 礫の衝突直前の速度

となる。

② 各物理定数の設定

上記の式の物理定数は以下の方法で求めた。

i) 落下台の弾性係数 (E_1)、ポアソン比 (ν_1)

前述したように、落下台は $1.0 \times 1.0 \times 1.0$ m のコンクリート台の上に、厚さ $t = 3.0$ cm の鉄板を密着させて敷いたものであるが、ここでは、鉄板の厚さ (t) を ∞ として算定するものとする。

落下台の弾性係数 (E_1)、ポアソン比 (ν_1) は理科年表より、

$$E_1 = 2.1 \times 10^{10} \text{ Nm}^{-2} = 2.05 \times 10^{10} \text{ kgf/m}^2$$

$$\nu_1 = 0.28$$

とする。

ii) 礫の弾性係数 (E_2) とポアソン比 (ν_2)

各岩石の弾性係数およびポアソン比の概略値は表-2.3.8のような値を示す。

表-2.3.8 岩石の弾性係数、ポアソン比 (土木工学ハンドブック)⁶⁾

岩 石	$E \text{ (kg/cm}^2) \times 10^4$	σ
花 崗 岩	6 ~ 60	0.11 ~ 0.23
安 山 岩	15 ~ 60	0.07 ~ 0.22
珪 岩	40 ~ 60	—
砂 岩	6 ~ 25	0.14 ~ 0.33
凝 灰 岩	10 ~ 20	—
石 灰 岩	30 ~ 40	0.19 ~ 0.27
大 理 石	50 ~ 80	0.25 ~ 0.38
粘 土 岩	90 ~ 100	—
結 晶 片 岩		0.08 ~ 0.20

また、シュミットハンマーの反発度と静的に測定したヤング係数との関係は、図-2.3.10のように示されている。⁵⁾

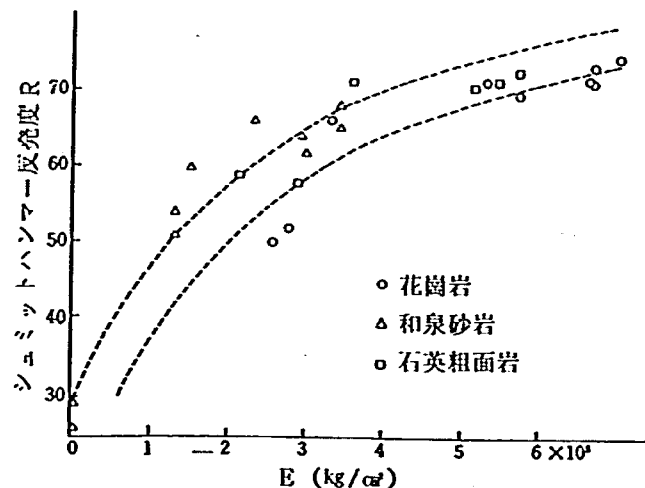


図-2.3.10 シュミットハンマーの反発度と静的に測定したヤング係数との関係⁶⁾
(岩の工学的性質と設計施工への応用, 土質工学会編)

以上より、岩石の弾性係数は先に述べた採取礫のシュミットハンマーによる反発度を用いて図-2.3.10より推定するものとする。しかし、ポアソン比に関しては、これを推定するものがないため、ここでは表-2.3.8より、平均値を与えるものとする。したがって、採取礫の弾性係数、ポアソン比は表-2.3.9のように設定した。

表-2.3.9 採取礫の弾性係数、ポアソン比

	礫の弾性係数 (E_2) kg/cm ²			ポアソン比 (ν_2)		
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 1	No. 2	No. 3
緑色片岩	1.7×10^5	1.6×10^5	1.2×10^5	0.14	0.14	0.14
黒色片岩	0.8×10^5	1.9×10^5	1.3×10^5	0.14	0.14	0.14
花崗岩	0.6×10^5	0.9×10^5	0.7×10^5	0.17	0.17	0.17

③ 礫の衝突直前の落下速度と礫の粒径

i) 礫の衝突直前の落下速度

礫の衝突直前の落下速度は、自由落下させていることから、

$$mgh = 1/2 mv^2 \quad \therefore v = \sqrt{2gh}$$

より求めた。

ii) 破砕し残った礫の粒径

破砕し残った礫の粒径は、少量の破砕の場合には、計測による礫径の減少を表現できないため、計測した重量より以下の式で礫の形状を球に置き換えて礫径を算出した。

$$d = (6W/\pi/\sigma')$$

d : 球相当の粒径 (m)

W : 重量 (kgf)

σ' : 見かけの密度 (kgf/m³)

累加衝撃力と礫重量、粒径との関係

まず、岩種を問わず礫の破砕の特徴をまとめ、次に岩種毎の特徴をまとめると以下ようになる (図-2.3.11, 図-2.3.12)。

① 礫はある程度疲労するまでは少量の破砕を繰り返す程度で、疲労が蓄積した段階で、一気に破砕し、礫重量、粒径の減少が行われる。

② そして、その後の礫の破砕の仕方には2つの形態が認められる。

③ 一つは、①で述べたのと同様に、また、ある程度疲労するまで少量の破砕を繰り返し、疲労が蓄積した段階で一気に破砕し、礫重量、粒径の減少が行われる場合である。なお、疲労するまでに必要な期間 (衝撃力) は段々少なくなる傾向を示すが規則性は認められない。

④ もう一つは、破砕し出すと、その後、一気に破砕を繰り返す場合である。

⑤ 礫の減少は、指数関数的に減少する傾向が認められる。特に、礫重量と累加衝撃力との関係が顕著である。

岩種毎に対比すると、

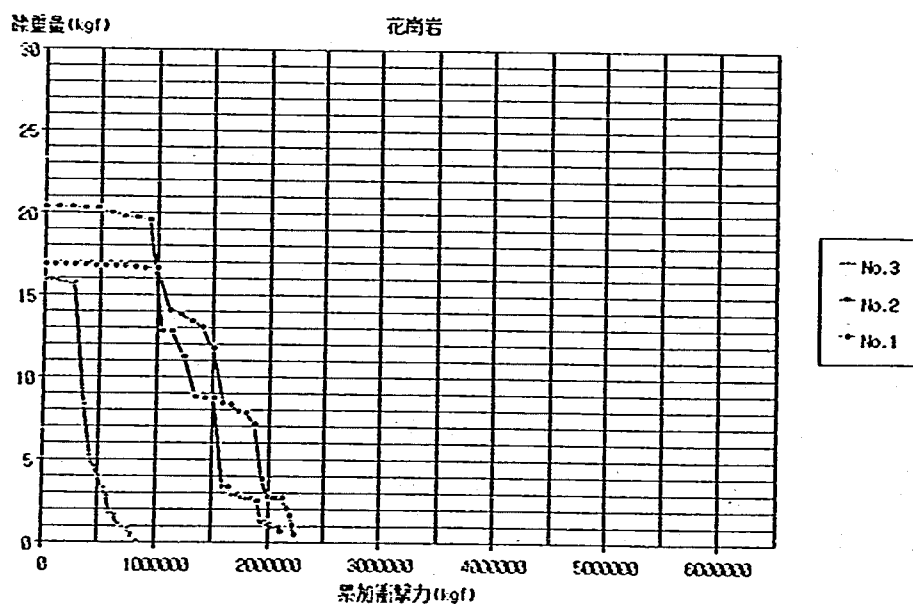
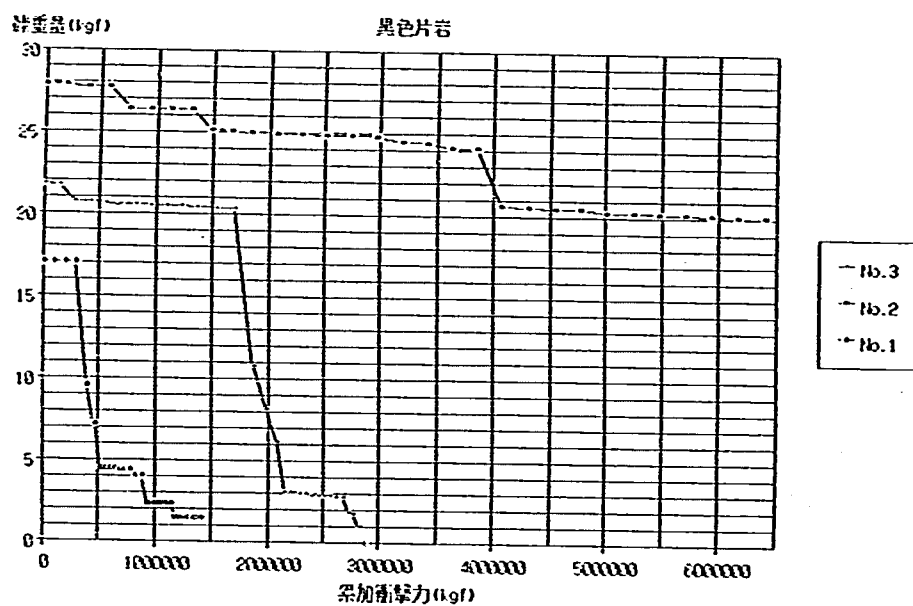
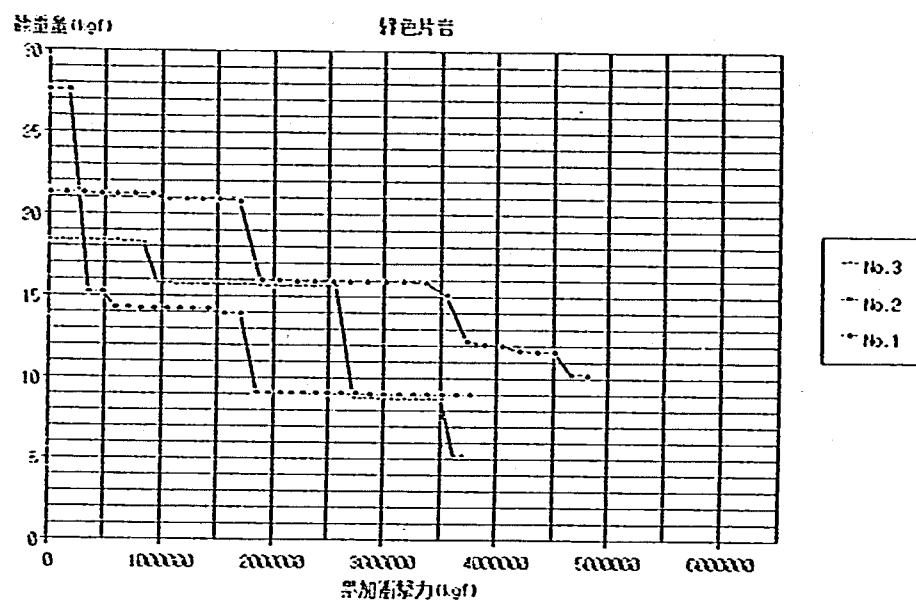


図-2.3.11 累積衝撃力と砂重量の関係

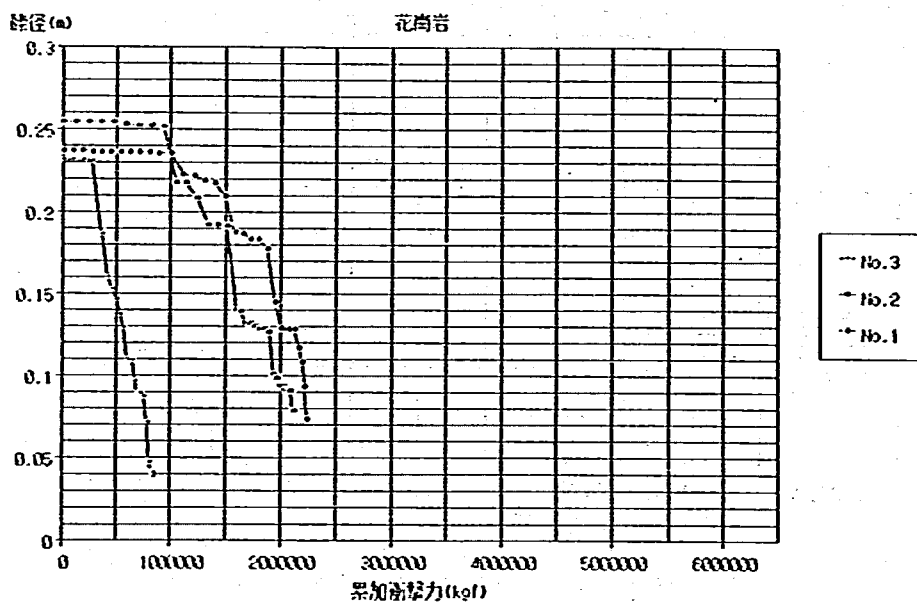
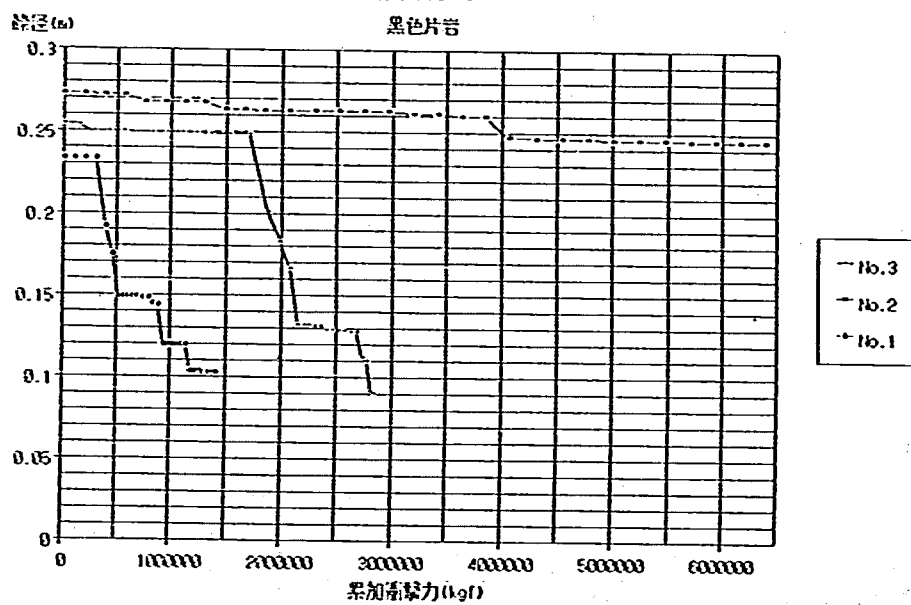
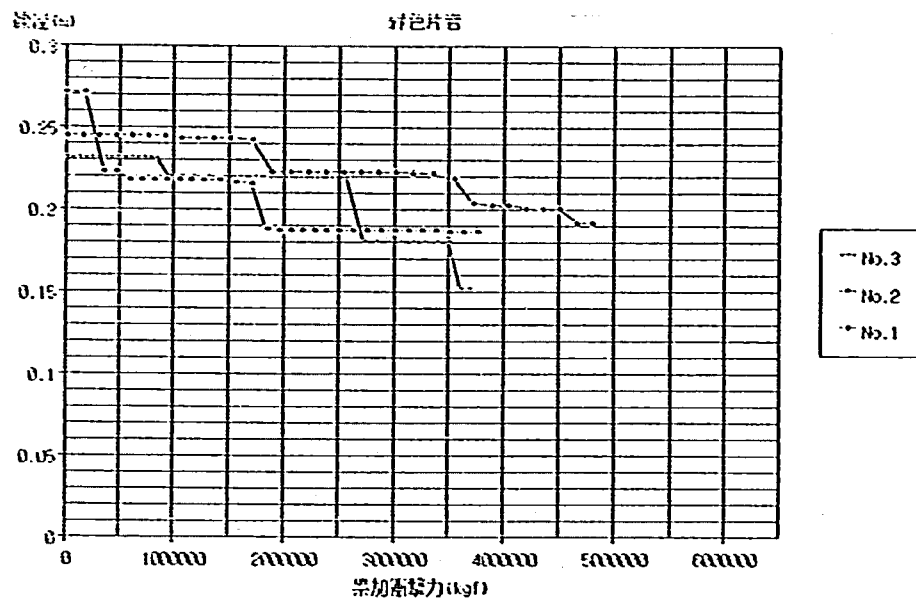


図-2.3.12 累加衝撃力と礫径の関係

- ① 礫重量、粒径の減少は、緑色片岩、黒色片岩、花崗岩の順で著しい。
- ② 破碎形態は、緑色片岩が前述の③の形態、花崗岩が④の形態を示し、黒色片岩はそれらの中間の形態を示す。

岩種別の礫の減少率の算出

礫重量、粒径の減少が指数関数的な減少を示すことから、礫重量、粒径を対数軸で書き改めると、図-2.3.13、図-2.3.14のようになる。

ここで粒径の減少（図-2.3.14）について考え、同図を指数関数で近似する。指数関数で近似する場合、破碎形態が、

- ① 少量の破碎を繰り返し、あまり大きな破碎をしない場合。
- ② 大きな破碎と少量の破碎を繰り返しながら破碎していく場合。
- ③ 礫が疲労し、破碎し始めると一気に破碎する場合。

とがあるため、各形態毎に指数関数で近似した。

指数関数は、

$$d = d_0 \times e^{-\alpha P}$$

となり、 α は礫径の減少率を表すことになる。

各岩種別の礫径の減少率 α をまとめると、表-2.3.15のようになる。

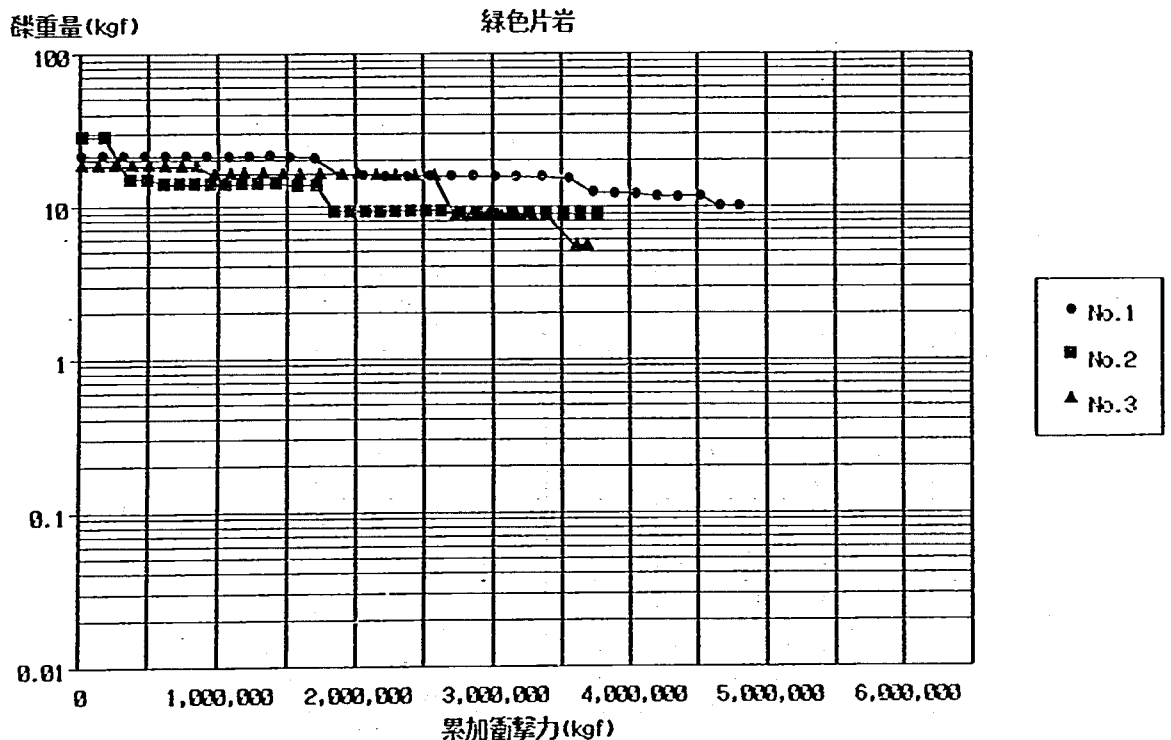


図-2.3.13(1) 累加衝撃力による礫重量の減少

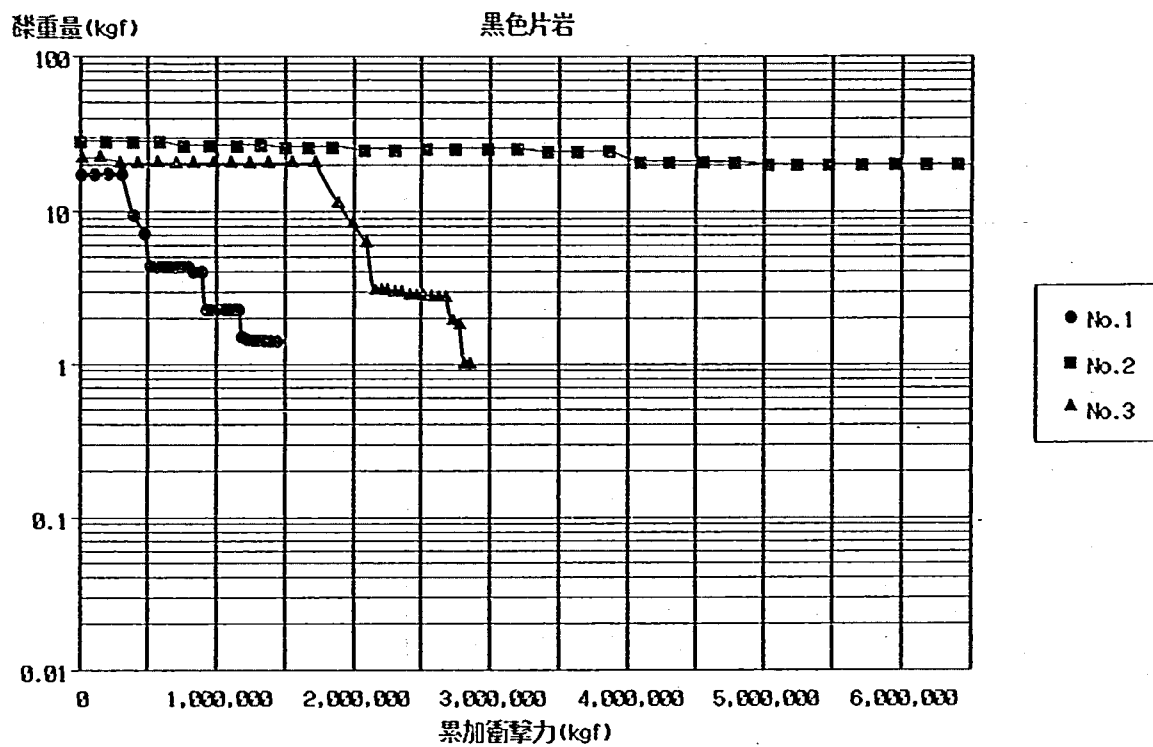


図- 2.3.13.(2) 累加衝撃力による礫重量の減少

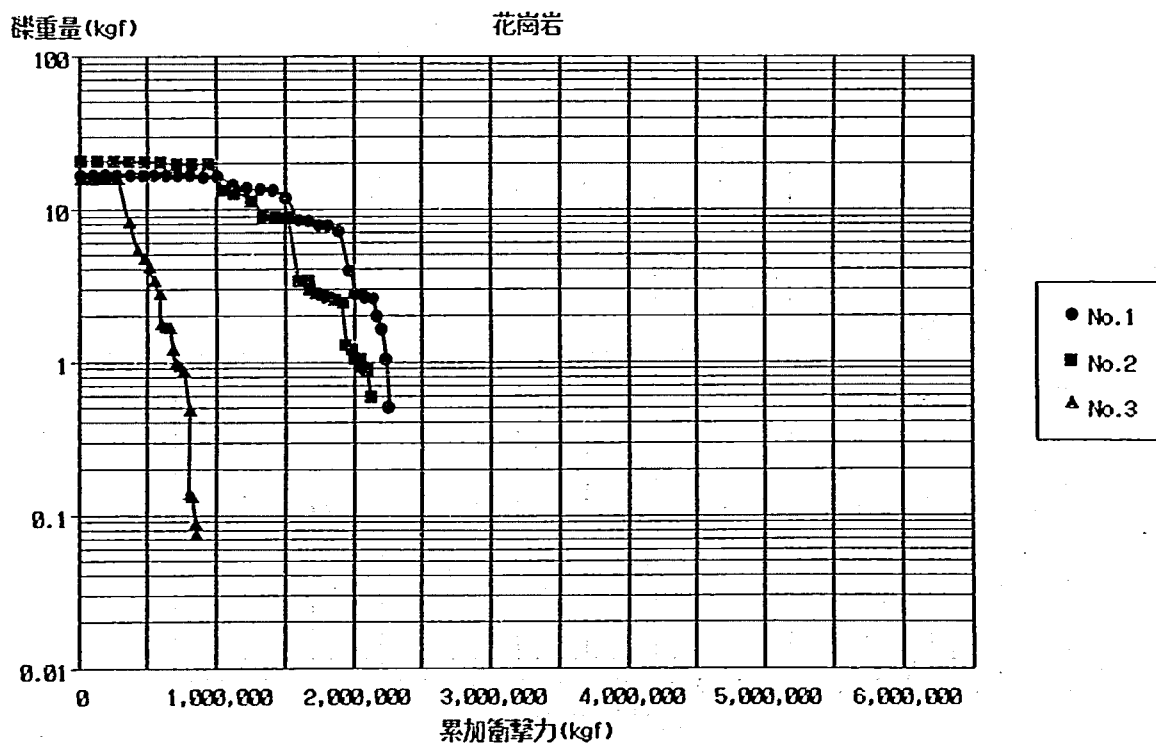


図- 2.3.13.(3) 累加衝撃力による礫重量の減少

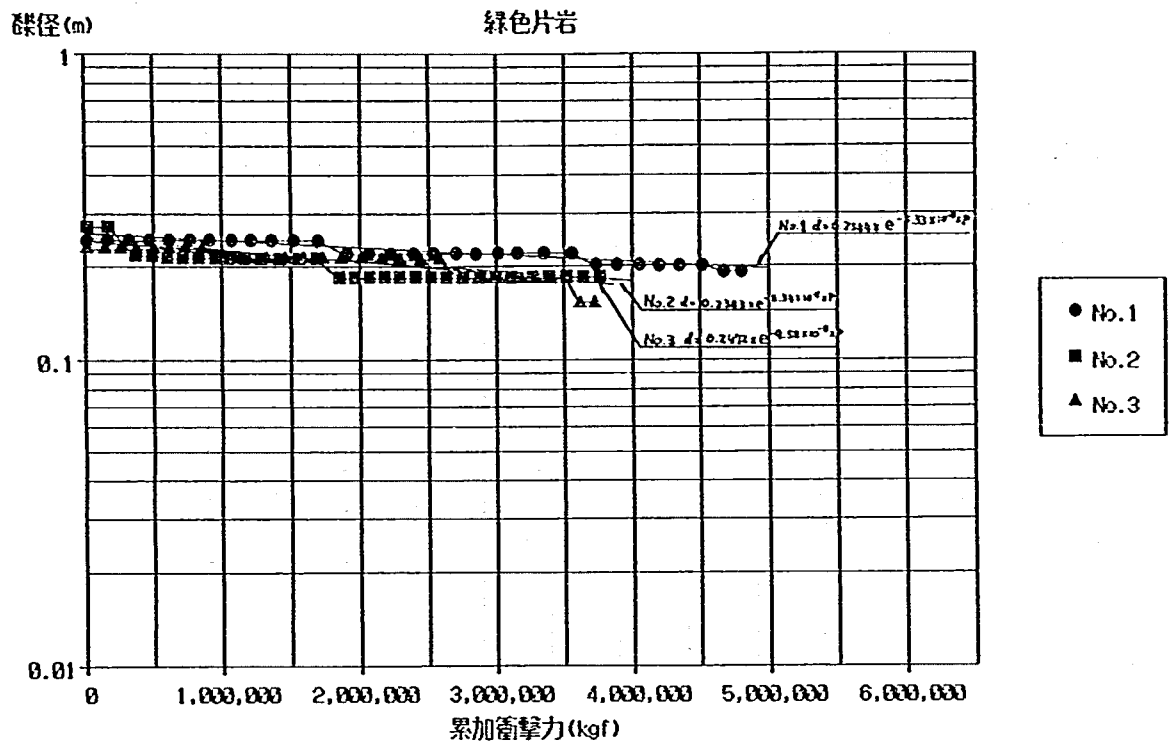


図- 2. 3. 14.(1) 累加衝撃力による粒径の減少

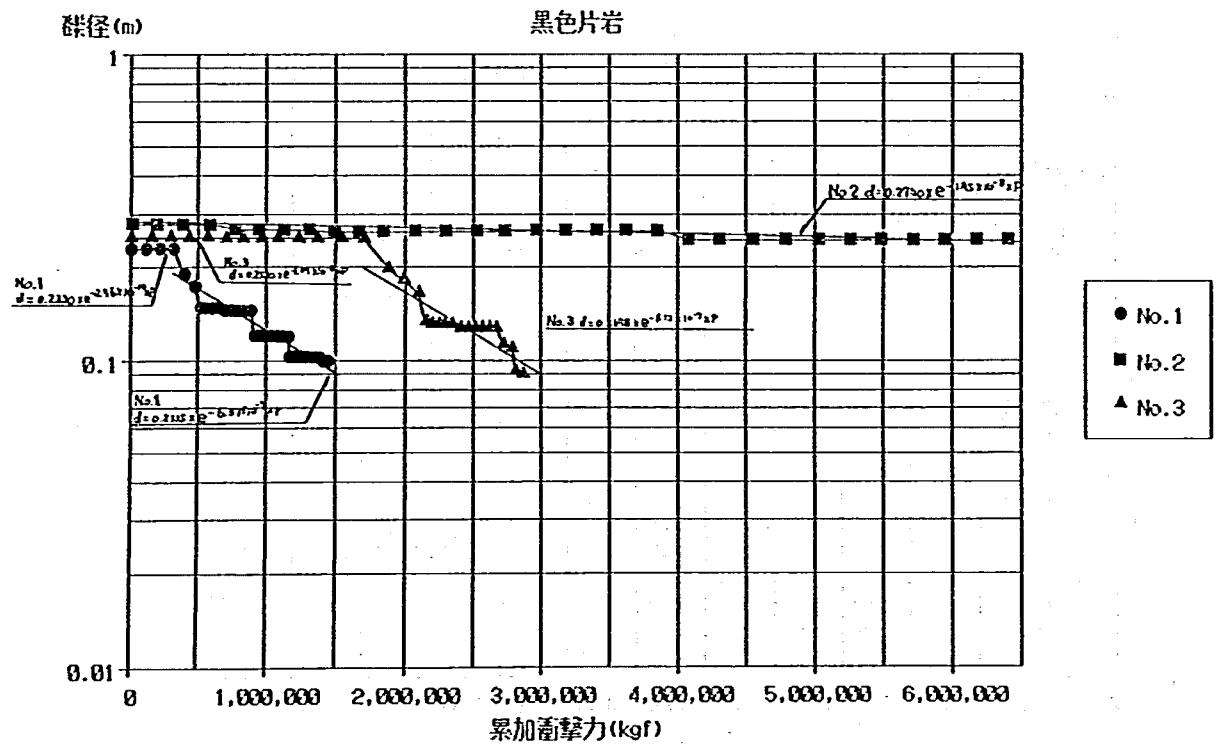


図- 2. 3. 14.(2) 累加衝撃力による粒径の減少

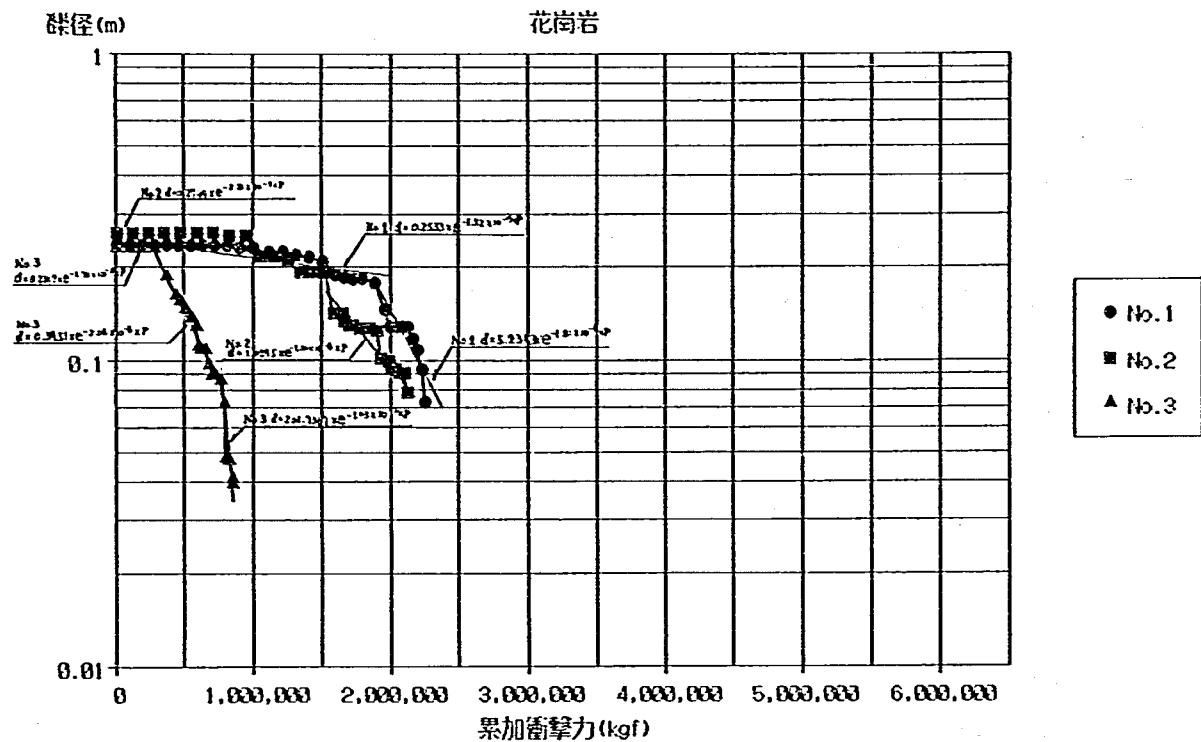


図-2.3.14.(3) 累加衝撃力による粒径の減少

表-2.3.10 各岩種別の粒径の減少率 (α)

岩 種	礫 No	礫 の 減 少 率 (α)			
		少 量 破 碎 時	少量破碎と大きな 破碎の繰り返し時	一気に破碎する時	更に破碎する時
緑 色 片 岩	No. 1	-5.33×10^{-8}	—	—	—
	No. 2	-8.34×10^{-8}	—	—	—
	No. 3	-9.58×10^{-8}	—	—	—
黒 色 片 岩	No. 1	-2.96×10^{-10}	-6.37×10^{-7}	—	—
	No. 2	-1.95×10^{-8}	—	—	—
	No. 3	-1.09×10^{-8}	-6.12×10^{-7}	—	—
花 崗 岩	No. 1	-1.52×10^{-7}	—	-1.81×10^{-6}	—
	No. 2	-2.13×10^{-7}	—	-1.20×10^{-6}	—
	No. 3	-1.75×10^{-8}	—	-2.06×10^{-6}	-1.03×10^{-5}

同図表より、各岩種毎の礫の破碎による減少の特徴は、

- ① 緑色片岩の減少率 α は、少量の破碎をする時は、 10^{-8} オーダーの減少率を示す。
- ② 黒色片岩の減少率 α は、少量の破碎をする時は、 $10^{-8} \sim 10^{-10}$ オーダーの減少率を示し、少量の破碎と大きな破碎を繰り返す時は、 10^{-7} オーダーの減少率を示す。
- ③ 花岗岩の減少率 α は、少量の破碎をする時は、 $10^{-7} \sim 10^{-8}$ オーダーの減少率を示し、破碎し出すと 10^{-6} 、さらに破碎し出すと 10^{-5} オーダーの減少率を示す。

となる。

3. 解 析

3.1 砂礫の跳躍による破砕現象

3.1.1 砂礫の跳躍機構

〈砂礫の破砕現象の仮定〉

流水中を流下する砂礫が破砕する現象を、砂礫が跳躍し、着地時に床面に衝突する場合を想定し、砂礫が床面と衝突する時、流下砂礫に衝撃力が加わり、その結果、流下砂礫がその衝撃力に耐え得なければ内部破壊を起こし破砕するものと仮定する。

この時、必要な事項は、

- ① 砂礫が跳躍する機構
- ② 床面に衝突する直前の砂礫の速度
- ③ 跳躍距離

である。

〈砂礫の Saltation の機構〉

掃流砂の移動形態は、転動、滑動、跳躍(Saltation)に大別される。この中で、掃流砂の移動形態を Saltation 形式による輸送と考え、その機構を検討しているものとして、岸・福岡(1969)³⁴⁾、土屋等(1969, 1970, 1973)²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾の研究がある。

ここでは、砂礫に働く力を抗力によるものとした土屋・渡戸・青山(1969)²⁵⁾、土屋・青山(1970)²⁶⁾の検討結果を用いるものとする。以下に式の誘導過程を示す。

(1) Saltation 砂礫の運動方程式

これらの Saltation モデルでは、流水中を砂礫が跳躍する運動においては、一般にその際の Reynolds 数がかなり大きい値に達するため、砂礫に働く流体抵抗としては、相対速度の 2 乗に比例するものと仮定し、次のように考えている。

- ① 流水の乱れが直接砂礫の運動に及ぼす影響については、それが省略できる程、砂礫が大きいものと仮定し、この範囲の砂礫について考える。
- ② 砂礫の運動方程式としては、砂礫の軌跡が比較的平坦であることから、簡単のために、鉛直方向および水平方向に対して別々に運動方程式を立てて考察できるものとする。
- ③ 砂礫は球体とし、Basset 項は省略できるものとする。

以上の仮定の下に、運動方程式は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{鉛直方向} \quad \frac{dw}{dt} = \mp \frac{3}{4} \frac{C_{D1} \cdot W^2}{\left(\sigma/\rho + \frac{1}{2}\right)d} - \frac{(\sigma/\rho - 1)g}{\sigma/\rho + \frac{1}{2}} \\ \text{水平方向} \quad \frac{dU}{dt} = \frac{3}{4} \frac{C_{D2}}{\left(\sigma/\rho + \frac{1}{2}\right) \cdot d} (u - U)^2 \end{array} \right\} \quad (1)$$

ここに、 W : 砂礫の鉛直方向の速度成分

U : 砂礫の水平方向の速度成分

C_{D1} : 鉛直方向における砂礫の抗力係数

C_{D2} : 水平方向における砂礫の抗力係数

ρ : 流水の密度

σ : 砂礫の密度

d : 砂礫の粒径

g : 重力加速度

u : 砂礫の跳躍運動における代表流速

砂礫の跳躍高さがあまり大きくなく、流速分布の影響が省略できるものとして、

$$u = A_r u_* \quad (2)$$

と仮定する。ここに、 u_* : 摩擦速度、 A_r : 完全粗面乱流の場合約 8.5 の値を取る定数となる。

(1)式を u_* 、 d を基準量として、無次元量を、

$$\left. \begin{aligned} \bar{U} &= \frac{U}{u_*}, \bar{W} = \frac{W}{u_*} \\ K^2 &= \frac{4}{3} \frac{(\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d}{u_*^2 \cdot C_{D1}} \\ \tau_1 &= \frac{3}{4} \frac{C_{D1}}{(\sigma/\rho + \frac{1}{2})} \frac{u_* t}{d} \\ \tau_2 &= \frac{3}{4} \frac{C_{D2}}{(\sigma/\rho + \frac{1}{2})} \frac{u_* t}{d} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

と表す。 $\bar{u} = \frac{u}{u_*}$

この無次元表示を用いると、(1)式は、

$$\left. \begin{aligned} \text{鉛直方向} \quad \frac{d\bar{W}}{d\tau_1} &= \mp \bar{W}^2 - K^2 \\ \text{水平方向} \quad \frac{d\bar{U}}{d\tau_2} &= (\bar{u} - \bar{U})^2 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

となる。

ここで、跳躍開始の位置を原点とし、流れの方向とそれに直角な鉛直方向にそれぞれ x および y をとり、それらに対する無次元量を

$$\left. \begin{aligned} \eta &= y/d \\ \xi &= x/d \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

とする。

なお、(1), (4)式の複合は、砂礫の上昇運動に対して負、下降運動に対して正とする。

以下、鉛直方向、水平方向の運動に分けて

- ① 跳躍砂礫の床面に衝突する直前の鉛直、水平方向の速度
- ② 跳躍高さ
- ③ 跳躍長さ

を求める式を誘導する。

(2) 鉛直方向の破砕の運動

鉛直方向の砂礫の運動は、上昇時と下降時に分けて検討する。

(2.1) 上昇時の鉛直方向の砂礫の運動

(4)式より、上昇時の鉛直方向の運動方程式は、

$$\frac{d\bar{W}}{d\tau_1} = -\bar{W}^2 - K^2 \quad (6)$$

となる。

(6)式を $\tau_1=0$, $W=W_0$ の初期条件のもとに、積分すると、

$$\bar{W} = K \frac{\frac{\bar{W}_0}{K} - \tan k\tau_1}{1 + \frac{\bar{W}_0}{K} \tan k\tau_1} \quad (7)$$

となる。

次に、跳躍高さを求める。

$$W = \frac{dy}{dt}, \quad W = u, \bar{W}, \quad \eta = y/d, \quad \tau_1 = \frac{3}{4} \frac{C_{D1}}{\left(\sigma/\rho + \frac{1}{2}\right)} \frac{u, t}{d}$$

を用いて、

$$W = \frac{3}{4} \frac{C_{D1}}{\left(\sigma/\rho + \frac{1}{2}\right)} \frac{d\eta}{d\tau_1}$$

となる。したがって、(7)式は、

$$\frac{d\eta}{d\tau_1} = \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}} k \tan\left(\tan^{-1} \frac{\bar{W}_0}{K} - k\tau_1\right) \quad (8)$$

となる。(8)式を、 $\tau_1=0$, $\eta=0$ の初期条件のもとに積分すると、

$$y = \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}} \ln\left(\cos k\tau_1 + \frac{\bar{W}_0}{K} \sin k\tau_1\right) \quad (9)$$

となる。

ここで、砂礫の跳躍高さが最大となるのは、 $\bar{W}=0$ となる $r=r_{01}$ の時である。

すなわち、(7)式より、 $\bar{W}=0$ において、

$$r_{01} = \frac{1}{K} \tan^{-1} \frac{\bar{W}_0}{K} \quad (10)$$

となり、(10)式を(9)式に代入して変形すると、砂礫の最大跳躍高さは、

$$\eta_{\max} = \frac{2}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}} \ln \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right] \quad (11)$$

となる。

なお、 $\left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right) \ll 1$ の時(11)式は、近似式として、

$$\eta_{\max} = \frac{2}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}} \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \quad (12)$$

と表わせる。

(2.2) 下降時の鉛直方向の砂礫の運動

下降時、床面に衝突する直前の砂礫の流速を求める。

(4)式より、下降時の鉛直方向の運動方程式は、

$$\frac{d\bar{W}}{d\tau_1} = \bar{W}^2 - k^2 \quad (13)$$

となる。ここで、最大跳躍高さに達したときの τ_1 を τ_1' とすると(13)式は、

$$\frac{d\bar{W}}{d\tau_1'} = \bar{W}^2 - k^2 \quad (14)$$

となる。

(14)式を $\tau_1'=0$, $\bar{W}=0$ の初期条件のもとに、積分すると、

$$\bar{W} = -k \tanh k \tau_1' \quad (15)$$

となる。

ここで、 $\bar{W} = \frac{d}{u} \frac{d\eta'}{dt} dt = \frac{4}{3} \frac{\left(\sigma/\rho + \frac{1}{2} \right) d}{C_{D1}' u} d\tau_1'$ を(15)式に代入して整理すると、

$$\frac{3}{4} \frac{C_{D1}'}{\sigma/\rho + \frac{1}{2}} d\eta' = -K \tanh k \tau_1' \cdot d\tau_1' \quad (16)$$

となる。

(16)式を $\tau_1'=0$, $\eta'=\eta'_{\max}$ の初期条件で積分すると、

$$y' - y'_{\max} = \frac{4}{3} \frac{\left(\sigma/\rho + \frac{1}{2}\right)}{C_{D1}'} \ln \cosh k \tau_1' \quad (17)$$

となる。

ここで、 $\eta=0$ の時、 $\tau_1' = \tau_{02}'$ とする。 τ_{02}' は下降時間を表す無次元表示である。この条件を(17)式に代入すると、

$$y'_{\max} = \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}'} \ln \cosh k \tau_{02}' \quad (18)$$

となる。

ところで、(18)式の $y'_{\max}$ は、上昇時の砂礫の運動から求めた(11)の $\eta_{\max}$ に等しいから、

$$\frac{2}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}} \ln \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right] = \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}'} \ln \cosh k \tau_{02}'$$

となり、 τ'_{02} について整理すると、

$$\tau'_{02} = \frac{1}{K} \cosh^{-1} \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{\frac{C_{D1}'}{2C_{D1}}} \quad (19)$$

となる。

ところで、下降時の流速 W は、(15)式より

$$\bar{W} = -k \tanh k \tau_1'$$

であり、 $\tau_1' = \tau'_{02}$ を(15)式に代入すると、 W は床面に衝突する直前の流速を表す。その時の流速を $W = W_{02}$ とすると、

$$\bar{W}_{02} = -k \tanh \left[k \cdot \frac{1}{K} \cosh^{-1} \left\{ 1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right\}^{\frac{C_{D1}'}{2C_{D1}}} \right]$$

となり、変形して、

$$-\bar{W}_{02} = k \left[1 - \left\{ 1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right\}^{-\frac{C_{D1}'}{C_{D1}}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (20)$$

となる。

ここで、 $C_{D1} = C'_{D1}$ とすると、(20)式は、

$$-\bar{W}_{02} = \bar{W}_0 \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (21)$$

となり、 $\left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \ll 1$ であれば、近似式として、

$$-\bar{W}_{02} = W_0 \quad (22)$$

となる。

(3) 水平方向の砂礫の運動

砂礫の水平方向の流速，および，跳躍距離を求める。

(4)式より，水平方向の砂礫の運動方程式は，

$$\frac{d\bar{U}}{d\tau_2} = (\bar{u} - \bar{U})^2 \quad (23)$$

であり，上式を $\tau_2 = 0$, $\bar{U} = U_0$ の初期条件のもとに積分すると，

$$\bar{U} = \bar{u} - \frac{\bar{u} - U_0}{1 + \tau_2(\bar{u} - U_0)} \quad (24)$$

となる。

ここで，砂礫が跳躍している時間は， $\tau_2 = \tau_{01} + \tau'_{02}$ であり，(10)と(19)式より，

$$\tau_2 = \frac{1}{K} \tan^{-1} \frac{\bar{W}_0}{K} + \frac{1}{K} \cosh^{-1} \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{\frac{C_{D1}}{2C_{D2}}} \quad (27)$$

であり，この式を(24)式に代入すると，

$$\bar{U} = \bar{u} - \frac{\bar{u} - U_0}{1 + (\bar{u} - U_0) \frac{1}{K} \left[\tan^{-1} \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right) + \cosh^{-1} \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{\frac{C_{D1}}{2C_{D2}}} \right]} \quad (27')$$

となり，さらに， $\bar{W}_0/K \ll 1$ と見なせば，近似的に

$$\bar{U} = \bar{u} - \frac{\bar{u} - U_0}{1 + 2(\bar{u} - U_0) \frac{\bar{W}_0}{K^2}} \quad (27'')$$

となる。

次に，跳躍距離を求める。

ここで， $\bar{U} = \frac{d}{u} \frac{d\xi}{dt} dt = \frac{4}{3} \frac{(\sigma/\rho + \frac{1}{2})d}{C_{D2} \cdot u} dz_2$ を(24)式に代入し整理すると，

$$\frac{3}{4} \frac{C_{D2}}{(\sigma/\rho + \frac{1}{2})} \frac{d\xi}{d\tau_2} = \bar{u} - \frac{\bar{u} - U_0}{1 + (\bar{u} - U_0)\tau_2} \quad (25)$$

となる。

(25)式を $\xi = 0$, $\tau_2 = 0$ の初期条件のもとに積分すると，

$$\xi = \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D2}} [\bar{u}\tau_2 - \ln\{(\bar{u} - U_0)\tau_2 + 1\}] \quad (26)$$

となる。

ここで、砂礫が跳躍している時間は、(27)より、

$$\tau_2 = \frac{1}{K} \tan^{-1} \frac{\bar{W}_0}{K} + \frac{1}{K} \cosh^{-1} \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{\frac{C_{D2}}{2C_{D1}}} \quad (27)$$

であり、したがって、上式の τ_2 を(26)式に代入して整理すると、 $\xi_{\max}$ が求まり、

$$\begin{aligned} \xi = & \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D2}} \left[\bar{u} \left\{ \frac{1}{K} \tan^{-1} \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right) + \frac{1}{K} \cosh^{-1} \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{\frac{C_{D2}}{2C_{D1}}} \right\} \right. \\ & \left. - \ln \left[(\bar{u} - \bar{U}_0) \left\{ \frac{1}{K} \tan^{-1} \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right) + \frac{1}{K} \cosh^{-1} \left[1 + \left(\frac{\bar{W}_0}{K} \right)^2 \right]^{\frac{C_{D2}}{2C_{D1}}} \right\} + 1 \right] \right] \end{aligned} \quad (28)$$

となる。

ここで、 $\frac{\bar{W}_0}{K} \ll 1$ とすれば、(28)式は近似的に、

$$\xi = \frac{4}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D2}} \left[\bar{u} \cdot \frac{\bar{r} \bar{W}_0}{K^2} - \ln \left[(\bar{u} - \bar{U}_0) \frac{\bar{r} \bar{W}_0}{K^2} + 1 \right] \right] \quad (29)$$

となる。

(4) 砂礫の反発機構

砂礫の反発機構を図-3.1.1のように考える。

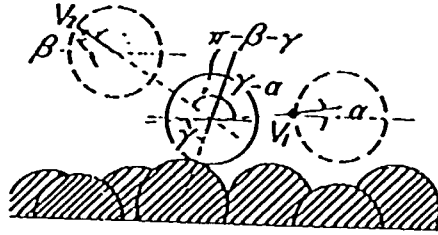


図-3.1.1 砂礫の反発機構概念図

V_1 : 衝突前の砂礫の速度ベクトル

V_2 : 衝突後の砂礫の速度ベクトル

α : 衝突前の砂礫の速度ベクトル (V_1) の水平軸となす角度

β : 衝突後の砂礫の速度ベクトル (V_2) の水平軸となす角度

γ : 反発砂礫と静止砂礫の中心間を結んだ直線が水平軸となす角度

ここで、

① 砂礫は球形であり、かつ、衝突前後にそれ自身の回転運動はしない。

② 衝突時において、接線方向には外力は働かず運動量は保存される。

と仮定すると、反発係数を e として、砂礫の運動量保存則は、

$$\begin{aligned} \text{接線方向} \quad & V_1 \sin(\gamma - \alpha) = V_2 \sin(\gamma + \beta) \\ \text{鉛直方向} \quad & e V_1 \cos(\gamma - \alpha) = V_2 \cos(\gamma + \beta) \end{aligned} \quad (30)$$

となる。

(30)式より、 γ を消去して e について整理すると、

$$e = \frac{(V_1 \cos \alpha - V_2 \cos \beta)V_2 \cos \beta - (V_1 \sin \alpha + V_2 \sin \beta)V_2 \sin \beta}{(V_1 \cos \alpha - V_2 \cos \beta)V_1 \cos \alpha - (V_1 \sin \alpha + V_2 \sin \beta)V_1 \sin \alpha} \quad (31)$$

となる。さらに、

$$\begin{aligned} V_1 \cos \alpha &= U_1, \quad V_1 \sin \alpha = W_1 \\ V_2 \cos \beta &= U_0, \quad V_2 \sin \beta = W_0 \\ U_1 &= W_1 \cot \alpha = \delta_1 W, \quad U_0 = W_0 \cot \beta = \delta_2 W_0 \\ (\delta_1 < 0, \delta_2 > 0) \end{aligned} \quad (32)$$

と置き、かつ、 u_i を用いて無次元表示で表せば、

$$\begin{aligned} \bar{U}_1 &= \frac{U_1}{U_i}, \quad \bar{W} = \frac{W_1}{u_i}, \quad \bar{U}_0 = \frac{U_0}{u_i}, \quad \bar{W}_0 = \frac{W_0}{u_i} \\ \bar{U}_1 &= \delta_1 \bar{W}_1, \quad \bar{U}_0 = \delta_2 \bar{W}_0 \end{aligned} \quad (33)$$

となる。

(32), (33)の表示を用いて、(30)式から W_1 と W_0 の関係を求めると、

$$\bar{W}_0 = \frac{(1 + \delta_1 \delta_2)(1 + e) \pm \sqrt{(1 + e)^2(1 + \delta_1 \delta_2)^2 - 4e(1 + \delta_1^2)(1 + \delta_2^2)}}{2(1 + \delta_2^2)} \bar{W}_1 \quad (34)$$

となる。ここで、 $\delta_1 < 0$, $\delta_2 > 0$ であり、 δ_1 , δ_2 は 2~10 程度の値を取ることから、 δ_1^2 , δ_2^2 , $|\delta_1 \delta_2|$ は 1 よりも充分大きいと見なせば、(34)式は近似式として

$$\bar{W}_0 = e \frac{\delta_1}{\delta_2} \bar{W}_1 \quad (35)$$

と表せる。

また、(30)式を変形整理して、 $\delta_2 = \cot \beta$ と γ および α の関係式を求めると、

$$\frac{1}{\delta_2} = \tan \beta = \frac{(1 - e) \tan \gamma - (1 + e \tan^2 \gamma) \cdot \tan \alpha}{e + \tan^2 \gamma + (e - 1) \tan \alpha \cdot \tan \gamma} \quad (36)$$

となる。

ここで、(32), (33)式より、

$$\tan \alpha = \frac{1}{\delta_1}, \quad \bar{U}_1 = \delta_1 \bar{W}_1, \quad \bar{U}_0 = \delta_2 \bar{W}_0 \quad (37)$$

であり、この関係式を(35)式に代入すると、 U_0 と U_1 関係が求まり、

$$\bar{U}_0 = e \bar{U}_1 \quad (38)$$

となる。

また、(37)式を(35)式に代入し、さらに(38)式を代入して整理すると、 W_0 と $\tan \gamma$, W_1 , U_1 が求まり、

$$\bar{W}_0 = e \frac{(1-e)\tan\gamma \cdot \bar{U}_1 - (1+e\tan^2\gamma) \frac{\bar{W}_1}{\bar{U}_1}}{e + \tan^2\gamma + (e-1)\tan\gamma \cdot \bar{W}_1/\bar{U}_1} \quad (39)$$

となる。

上式を $b_1 = (e-1)\tan\gamma$, $b_2 = -(1+e\tan^2\gamma)$, $b_3 = \tan^2\gamma + e$ と置けば,

$$\bar{W}_0 = e \frac{b_1 \bar{U}_1 + b_2 \bar{W}_1}{b_3 + b_1 \left(\frac{\bar{W}_1}{\bar{U}_1} \right)} \quad (40)$$

となる。

(5) 砂礫の継続跳躍の機構

砂礫は一般に跳躍を開始してから、4回目あるいは5回目の跳躍において、砂礫の跳躍の際の初速度は、その跳躍開始時の初速度に関わらず一定値に収束する。

この収束値は、初速度の影響を受けずに、河床条件と代表する因子である e , $\tan\gamma$ および掃流力を表す掃流力に規定される。

この速度を砂礫の Saltation における定常速度と名付け、その水平方向および鉛直方向の速度成分をそれぞれ U_s および W_s で表すことにする。

砂礫の跳躍における定常速度を算定する。

いま、反発と跳躍が交互に繰り返されてきた砂礫が k 回目の跳躍において定常速度に達したものとすれば、次式が成立する。

$$\bar{U}_{k,0} = P'\bar{u} \quad \bar{W}_{k,0} = Q'\bar{u} \quad \bar{U}_{k+1,0} = \bar{U}_{k,0} = P'\bar{u} \quad \bar{W}_{k+1,0} = \bar{W}_{k,0} = Q'\bar{u} \quad (41)$$

ここに、 $P'\bar{u}$: 砂礫の水平方向の定常速度

$Q'\bar{u}$: 砂礫の鉛直方向の定常速度

$\bar{U}_{k+1,0}$: $k+1$ 回目の跳躍における水平方向の初速度

$\bar{W}_{k+1,0}$: $k+1$ 回目の跳躍における鉛直方向の初速度

ここで、 $(\bar{W}_0/K)^2 \ll 1$ と見なして近似した式(27), (27')にそれぞれ(41)式を代入すると、

$$\left. \begin{aligned} \bar{W}_{k,1} &= -Q'\bar{u} \\ \bar{U}_{k,1} &= \bar{u} - \frac{(1-P')\bar{u}}{1+2(1-P')Q'\bar{u}^2/K^2} \end{aligned} \right\} \quad (42)$$

となる。

上式を(38), (40)式に代入すると、

$$\begin{aligned} \bar{W}_{k+1,0} &= e \frac{b_1(P'/e) - b_2Q'\bar{u}}{b_3 - b_1e \frac{Q'}{P'}} \bar{u} \\ \bar{U}_{k+1,0} &= e \left(\bar{u} - \frac{(1-P')\bar{u}}{1+2(1-P')Q'\bar{u}^2/K^2} \right) \end{aligned} \quad (43)$$

となり，上式と(41)を用いて， $W_{k+1,0}$ ， $U_{k+1,0}$ を消去し，整理すれば，

$$P' = e \left(1 - \frac{1-P'}{1+2(1-P')Q'u^2/K^2} \right) \quad (44)$$

$$Q' = e \frac{(b_1/e)P' - b_2Q'}{b_3 - b_1e \left(\frac{Q'}{P'} \right)} \quad (45)$$

となる。

(45)式より Q' について解くと，

$$Q' = \frac{(b_3 + b_2e) \pm \sqrt{(b_3 + b_2e)^2 - 4b_1e} P'}{2b_1e} \quad (46)$$

となる。

ここで，流水の場合の物理条件を考慮して，負を取れば，(46)式は，

$$Q' = \frac{(b_3 + b_2e) - \sqrt{(b_3 + b_2e)^2 - 4b_1e}}{2b_1e} P' = \lambda P' \quad (47)$$

となる。

(47)式を(44)式に代入し， P' について解くと，

$$P' = \frac{(1+e) \pm \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}}}{2} \quad (48)$$

となり，上式において砂礫の移動速度は流水の速度よりも遅いことを考慮して負を取れば，

$$P' = \frac{(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}}}{2} \quad (49)$$

となる。

ここで，(49)式に代入して Q' を求めると，

$$Q' = \lambda \frac{(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}}}{2} \quad (50)$$

となる。

したがって，砂礫の定常速度は，(49)，(50)式を(41)に代入して，

$$\bar{U}_s = \frac{(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}}}{2} \bar{u} \quad (51)$$

$$\bar{W}_s = \lambda \frac{(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}}}{2} \bar{u} \quad (52)$$

となる。

次に、跳躍高さ、跳躍距離の平均値を算出する。

一回目の跳躍における跳躍高さ、跳躍距離は、それぞれ(12)と(29)式で表される。

ここで、(29)式において、 $(\bar{u}-\bar{U}_0)\frac{2\bar{W}_0}{K^2}\ll 1$ として近似式で表すと、

$$\zeta = \frac{8}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D2}} \frac{\bar{U}_0 \bar{W}_0}{K^2} \quad (53)$$

となる。

(12)式と(53)式にそれぞれ U_s , W_s を代入して整理すると、定常跳躍時の跳躍高さ $\bar{H}_m$ および跳躍距離 $\bar{L}_m$ は、それぞれ、

$$\bar{H}_m = \frac{1}{6} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D1}} \lambda^2 \left[(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}} \right]^2 \left(\frac{\bar{u}}{K} \right)^2 \quad (54)$$

$$\bar{L}_m = \frac{2}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D2}} \lambda \left[(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}} \right]^2 \left(\frac{\bar{u}}{K} \right)^2 \quad (55)$$

となる。

上式より、 $\bar{H}_m$ と $\bar{L}_m$ の関係は、

$$\lambda = 4 \frac{C_{D1}}{C_{D2}} \left(\frac{\bar{H}_m}{\bar{L}_m} \right) \quad (56)$$

となる。

3.1.2 砂礫の跳躍による衝撃力の算定と粒径の減少

前述した砂礫の跳躍機構により、砂礫が跳躍し床面と衝突する時にどのくらいの衝撃力が砂礫に加わり、その結果どのように礫が破砕して行くかを試算する。この場合、吉野川の上流部 SP. 174.0 km 地点を上流端とし、この地点から砂礫が 2.0 km 跳躍しながら流下する時に、どのくらい砂礫が破砕して行くかを試算する。

(1) 河道形態と流量の想定

SP. 174 km から 2.0 km 下流までの河道形態は、

河 床 幅……………B=35.0m

河 床 勾 配……………I=1/20

断 面 形 状……………矩形断面

とし、流量は図-2.1.3 に示した吉野川流域の計画流量を採用し、SP. 174 km 地点の計画流量を流域面積で配分して、

計画流量……………Q=400m³/sec

とする。

また、マンニングの粗度係数は、

粗度係数…………… $n=0.035$

とする。

この時、基本水理量、摩擦速度 u_* および平均粒径の無次元掃流力 τ_{*m} は、

$$u_* = \sqrt{gRI} \quad \tau_{*m} = u_*^2 / (\sigma/\rho - 1)gd_m$$

となる。

(2) 粒径別流砂量の算定と想定粒径の移動個数

粒径別流砂量

粒径別流砂量は、芦田・高橋・水山式²⁹⁾を用いる。同式は、

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_m^3}} = \frac{12 - 24\sqrt{i}}{\cos \theta} \tau_{*m}^{(1.5 - \sqrt{i})} \times \left(1 - 0.85 \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*m}}\right) \left(1 - 0.92 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*m}}}\right)$$

q_B : 単位幅当たりの流砂量

ρ : 流水の密度

σ : 砂礫の密度

τ_* : 無次元掃流力

$$\tau_* = u_*^2 / (\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_m$$

u_* : 摩擦速度

g : 重力加速度

d_m : 平均粒径

τ_{*c} : 無次元限界掃流力²⁹⁾

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.761}$$

である。

そして、SP. 173.0 km 地点の粒度分析結果より、想定粒径 d_i の河床砂礫中に占める割合を $f_0(d_i)$ とすると、想定粒径 d_i の単位幅単位時間当たりの流砂量 q_{Bi} は、

$$q_{Bi} = q_B \times f_0(d_i)$$

で求められる。

これを、SP. 174.0 km 地点を通過する 1.0 時間当たりの流砂量 Q_{Bi} で表すと、

$$Q_{Bi} = 3600 \times B \times q_{Bi}$$

となる。

想定粒径の移動個数

想定粒径 d_i の移動個数 N_i は、

$$N_i = Q_{Bi} / (1/6 \times \pi \times d_i^3)$$

となる。

(3) 砂礫の跳躍による垂直方向の速度と跳躍距離の算出

砂礫の跳躍による垂直方向の速度 W_s と跳躍距離 L_m は、それぞれ 3.1.1 の(5), (5)式より求める。

$$\bar{W}_s = \lambda \frac{(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}}}{2} \bar{u} \quad (52)$$

$$\bar{L}_m = \frac{2}{3} \frac{\sigma/\rho + \frac{1}{2}}{C_{D2}} \lambda \left[(1+e) - \sqrt{(1-e)^2 + \frac{2(1-e)}{\lambda(\bar{u}/K)^2}} \right]^2 \left(\bar{u}/K \right)^2 \quad (55)$$

したがって、

$$W_s = \bar{W}_s \times u,$$

$$L_m = \bar{L}_m \times u, \text{ となる。}$$

(4) 砂礫の跳躍による衝撃力の算定

砂礫の跳躍による衝撃力は、跳躍砂礫が着地時に床面の砂礫と衝突することにより生じるものとし、前述した Hertz の 2 球面弾性衝突理論より推定する。

この時河床面には、 $d=0.3\text{m}$ の砂礫があるものとし、この礫に跳躍砂礫が衝突するものと仮定すると、衝撃力は、

$$P = n\alpha^{3/2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \sqrt{\frac{4d_1d_2}{q\pi^2(k_1+k_2)^2(d_1+d_2)}} \\ k_1 = \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}, k_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1n} \right)^{2/5} \\ n = \frac{m_1+m_2}{m_1m_2} \end{array} \right.$$

ここで、

E_1 : 床面砂礫の弾性係数

E_2 : 跳躍砂礫の弾性係数

ν_1 : 床面砂礫のポアソン比

ν_2 : 跳躍砂礫のポアソン比

m_1 : 床面砂礫の重量

m_2 : 跳躍砂礫の重量

d_1 : 床面の砂礫の粒径

d_2 : 跳躍砂礫の粒径

v : 跳躍砂礫の床面衝突垂直方向の速度

で表される。

(5) 跳躍砂礫に加わる衝撃力による礫の破碎と粒径の減少

(4)で求めた衝撃力により礫がどのくらい破碎するかを求める。

砂礫に加わる衝撃力とその結果としての砂礫の破碎との関係は、2.3.2の(3)で求めた、岩種別の砂礫の粒径減少率を用いる(表—2.3.15)。なお、同表の結果は、同一岩種においてもその値は異なることから、ここでは岩種別にその平均値を用いると、表—3.1.1のようになる。

表—3.1.1 岩種別の礫の減少率の平均値

岩 種	礫 の 減 少 率 (α)	
	少量破碎時の平均値	少量破碎と大きな破碎の繰り返し時の平均値
緑 色 片 岩	-7.75×10^{-8}	—
黒 色 片 岩	-1.52×10^{-8}	-6.43×10^{-7}

なお、同表の黒色片岩の少量破碎時の平均値は、No. 1の礫の値が他の礫と比較して小さいためこれを除外して No. 2, 3の平均値を取った。したがって、跳躍砂礫に衝撃力が加わると、砂礫の粒径は、緑色片岩および黒色片岩それぞれ、

$$\text{緑色片岩} \quad d = d_0 \times \exp(-7.75 \times 10^{-8} P)$$

$$\text{黒色片岩} \quad d = d_0 \times \exp(-1.52 \times 10^{-8} P), d = d_0 \times \exp(-6.43 \times 10^{-7} P)$$

ここで、 d : 減少した砂礫の粒径 (m)

d_0 : 跳躍する前の砂礫の粒径 (m)

P : 跳躍により砂礫に加わる累加衝撃力 (kgf)

となる。黒色片岩の場合は、平均的な No. 2の礫の破碎状況を参考にして、累加衝撃力が約 1,170,000 kgf 加わったときから少量破碎と大きな破碎を繰り返しながら粒径が減少する

$$d = d_0 \times \exp(-6.43 \times 10^{-7} P)$$

の式を用いることとする。

(6) 砂礫の跳躍による粒径減少の試算

(1)~(5)までに示した方法で、砂礫の跳躍による粒径減少の試算を行う。水理基本量、流砂量、砂礫の跳躍定常速度及び跳躍定常距離を試算するに当たって、各定数は以下のように設定した。

① 計算範囲

SP. 174 km から 2.0 km 下流まで。

② 河道形態、計画流量および基本定数

河 床 幅..... $B=35.0\text{m}$

河 床 勾 配..... $I=1/20$

断 面 形 状.....矩形断面

計 画 流 量..... $Q=400\text{m}^3/\text{sec}$

粗度係数..... $n=0.035$

流水の密度..... $\rho=1.0$

砂礫の密度..... $\sigma=2.65$

重力加速度..... $g=9.80$

平均粒径..... $d_m=0.1938$ (m) (SP. 173 km 地点の粒度分析結果)

粒径 30 μ m の粒度組成 $f(d_{0.3})=2.8\%$ (SP. 173 km 地点の粒度分析結果)

③ 砂礫の跳躍現象における基本定数

反発係数..... $e=0.55$

効力係数..... $C_D=0.4$

λ $\lambda=0.4$

u $u=Ar=8.5$

対象粒径..... $d=0.3$ (m)

④ 砂礫の跳躍による衝撃力の算定における基本定数

床面砂礫の弾性係数..... $E_1=1.4 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$ (緑色片岩と黒色片岩の平均値)

跳躍砂礫の弾性係数..... $E_2=1.5 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$ (緑色片岩)

$E_2=1.3 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$ (黒色片岩)

床面砂礫のポアソン比..... $\nu_1=0.14$

跳躍砂礫のポアソン比..... $\nu_2=0.14$

砂礫の見かけの密度..... $\sigma'=2740 \text{ kgf/m}^3$ (緑色片岩)

$\sigma'=2580 \text{ kgf/m}^3$ (黒色片岩)

以上の定数のもとに、(1)~(5)までの手順で砂礫の跳躍しながら流下することによる粒径の減少結果を算出すると、表—3.1.2 (巻末) のようになる。なお、礫の跳躍による衝撃力は 10 回の跳躍毎に算出し、その累加衝撃力の結果、礫が破砕するものとして計算した。

同表より、流下に伴う粒径の減少結果を図に表すと、図—3.1.2 のようになる。

また、 $d=0.3\text{m}$ の粒径の流砂量は、

$$Q_{B0.3}=485\text{m}^3$$

となり、 $d=0.3\text{m}$ の粒径の移動個数 $N_{0.3}$ は、

$$N_{0.3}=Q_{B0.3}/(1/6 \times \pi \times d_{0.3}^3)$$

$$=34295 \text{ 個}$$

である。

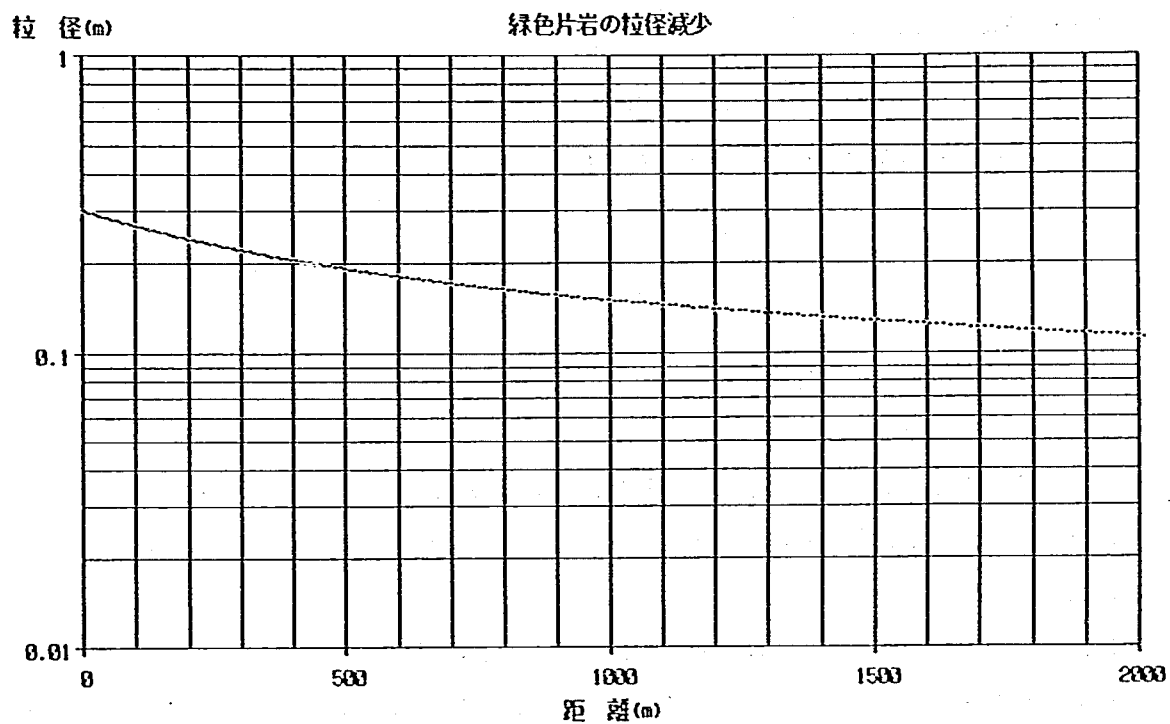


図-3.1.2(1) 砂礫の流下に伴う粒径減少 (試算結果)

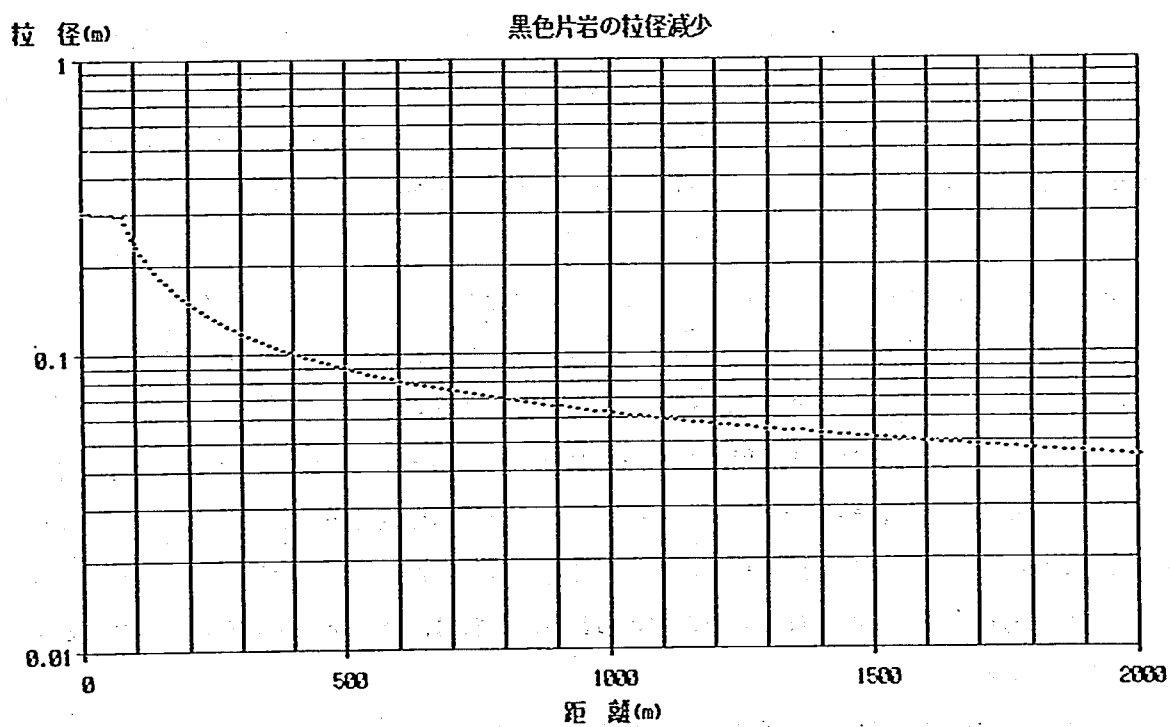


図-3.1.2(2) 砂礫の流下に伴う粒径減少 (試算結果)

3.2 砂礫の破碎と細粒土砂の生産

砂礫の破碎による土砂の生産については、先の礫の落下試験結果からどのくらいの衝撃力が加わればどのくらいの土砂が生産されるかは、粒径の減少した分だけの土砂が生産されると考えれば、推定することができる。

それでは、その生産された土砂の粒度分布がどのようなものであるかは、礫の落下試験結果より2つの粒度分布の形態が確認され、

① 少量破碎の時の粒度分布

② 大きな破碎の時の粒度分布

で粒度分布の形態が異なっていた。しかし、これは、大きな破碎時には、粒径の大きな砂礫が生産されることを示し、その結果、粒度分布形態が異なることが判った。したがって、大きな礫を除外した粒度分布は、ほとんど、大きな破碎時も少量の破碎時も同一であった。

実際には、礫の破碎特徴は、ある程度衝撃力が加わり、礫が疲労したとき、大きな破碎をして礫は減少することが認められた。すなわち、礫が疲労するまでの期間は、少量の破碎を繰り返し、疲労が蓄積した時、一気に破碎する現象が認められ、疲労までに要する衝撃力の値は、累加衝撃力が大きくなり、礫の破碎が進むにしたがって、少なくなる傾向は認められるものの、どのくらいの衝撃力で、このような現象が発生するかについては、同一の岩種でも異なっており、その規則性は本試験結果だけでは認められなかった。

さて、3.1で跳躍機構により流下する砂礫の減少程度を試算したが、これは、礫の落下試験結果より推定した岩種毎の衝撃力による減少率を用いたものであった。この減少率は、指数曲線で近似して求めたものである。したがって、この指数曲線で示される礫径の減少状況により、生産される土砂の量は算出できても、その粒度分布の形態、特に、大きい破碎時の粒度分布の形態は、そのような破碎が発生する回数とその時の土砂量を推定しない限り推定することはできない。また、これを本落下試験の結果だけから推定することも難しいものと考えられる。

実際の流砂現象を考えた場合、大きな破碎で粒径の大きな礫が生産されると、その礫も下流へ流下していくものと考えられる。この流下過程で、破碎された比較的大きな礫も、当然破碎することが予想され、粒度分布の形態は、少量破碎時の粒度分布の形態に近づいて行くものと考えられる。

また、落下試験の結果、極少量(1g程度)破碎された時も、10g程度破碎された時も、粒度分布の形態は同一であった。このことは、砂礫の破碎により生産される土砂の粒度分布形態は、緑色片岩、黒色片岩とも、落下試験結果の少量破碎時の粒度分布であろうと考えられる。ただし、これに摩耗が加わるとさらに粒度分布は変化し、微細土砂が生産されるものと考えられる。これは、ロサンゼルスすり減り試験結果からも認められることである。

ここでは、先の砂礫の流下に伴う粒径の減少は礫の床面の礫への衝突の結果生じるものであるとし、摩耗の影響を無視してとりあえず考えてみる。そして、この過程で生産された土砂の粒度分布形態を、落下試験結果の少量破碎時の粒度分布形態で置き換えて検討することにする。なお、微細土砂については、0.1mm以下の範囲の土砂を微細土砂と定義する。³¹⁾³²⁾

(1) 礫の減少結果生産される土砂の量 (V_g, V_b) の算出

前述の図-3.1.2より, SP. 174.0 kmから2.0 km流下する過程で, 緑色片岩は, $d=0.30\text{m}$ から $d=0.133\text{m}$ に減少し, 黒色片岩は $d=0.30\text{m}$ から $d=0.044\text{m}$ に減少することから,

$$\text{緑色片岩} \quad V_g = 1/6 \pi (0.30^3 - 0.113^3) = 1.338 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\text{黒色片岩} \quad V_b = 1/6 \pi (0.30^3 - 0.044^3) = 1.409 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

の土砂が1個の礫から生産されることになる。

ところで, 流砂量式から推定した, SP. 174.0 kmを通過する $d=0.3\text{m}$ の粒径の個数は

$$N = 34,300 \text{ 個}$$

である。なお, この内に緑色片岩と黒色片岩が同数含まれているとし, かつ, これらの礫がすべて跳躍しながら流下するものとする, 2.0 km流下する過程で, 礫の破碎により生産される土砂量は,

$$\text{緑色片岩} \quad V_g = 1.338 \times 10^{-2} \text{ m}^3 \times 34,300 / 2 \times 2 = 460 \text{ m}^3$$

$$\text{黒色片岩} \quad V_b = 1.409 \times 10^{-2} \text{ m}^3 \times 34,300 / 2 \times 2 = 480 \text{ m}^3$$

となる, なお, 2倍しているのは, 今考えている礫の衝突は, 移動礫と河床礫との衝突を考えていることから, 移動礫だけでなく, 河床礫も破碎するものとして考え, 衝突する礫の破碎と同量の土砂が生産されると仮定したものである。

破碎の結果生産される土砂の内の0.1 mm以下の土砂が生産される割合は, 礫の落下試験より, (図-2.3.9の少量破碎の平均値)

$$\text{緑色片岩} \quad F(0.1) = 0.920 \%$$

$$\text{黒色片岩} \quad F(0.1) = 1.638 \%$$

であることから, 0.1 mm以下の土砂は,

$$\text{緑色片岩} \quad 0.920/100 \times 460 = 4.2 \text{ m}^3$$

$$\text{黒色片岩} \quad 1.638/100 \times 480 = 4.8 \text{ m}^3$$

となり, 合計9.0 m^3 の微細土砂が生産されることとなる。

(2) 破碎により生産される微細土砂の割合

ここで, このように算出された結果が, 多いものか, 少ないものか検討することとする。

山地部河道における微細土砂の生産の場は, 一般には裸地のみを取り扱ってきた。しかし, 裸地のみからの流出では, 微細土砂の流出量を説明し得ないことが判ってきており³¹⁾³²⁾, 微細土砂の主要な生産の場としては, ① 裸地, と② 溪岸堆積物が挙げられている。³¹⁾³²⁾

今, 溪岸堆積物の粒度分析結果はないことから, 山腹の土砂で, 崩壊し河床に供給される可能性のある場所で実施した, 今回粒度分析結果を見ると, その粒径加積曲線は, 図-3.2.1のようになる。

同図より, 0.1 mm以下の土砂の含有率を見ると,

$$\text{桑瀬川上流} \cdots \cdots \cdots 33.0 \%$$

$$\text{足谷川上流} \cdots \cdots \cdots 65.5 \%$$

$$\text{小麦畝川上流} \cdots \cdots \cdots 46.3 \%$$

となり, 平均的に見ると約48%程度であるものと推定される。

先に粒径の減少を試算した 2.0 km 区間の両岸から $10.0 \times 10.0 \times 1.0 \text{ m}$ の表層崩壊が発生し、河道に供給されたものとする、この表層崩壊により生産される微細土砂の量は、

$$10.0 \times 10.0 \times 1.0 \times 2 \times 48 / 100 = 96.0 \text{ m}^3$$

となる。

この量と、礫の破碎により生産されるとして検討した量とを比較すると、

$$9/96 = 0.094$$

となり、1/10 程度となる。

上述の比較において、砂礫の破碎による微細土砂の生産は、計画流量時のピーク 1 時間での検討でありかつ、 $d = 0.3 \text{ m}$ の砂礫のみを考えた結果である。しかし、1 洪水で跳躍を始めた $d = 3.0 \text{ m}$ のすべての礫が 2.0 km 下流まで跳躍し続けるとは考えられず、既往の裸地斜面、溪岸堆積物からの微細土砂の生産も考えると、砂礫の破碎による微細土砂の生産が全体の微細土砂の生産に含まれる割合は、数%程度のものでないと思われる。

なお、このような $d = 0.1 \text{ mm}$ 以下の微細土砂は、河床には数%以下であることから、ほとんどの微細土砂は早明浦ダムの貯水域内に直接流入することとなる。実際、早明浦ダム貯水域内の粒径加積曲線は図-3.2.2 (位置は図-2.3.4 参照) に示すとおりであり、貯水域内に 0.1 mm 以下の微細土砂が 70~90% 堆砂している。

3.3 流域内の粒度の変化特性 (流下に伴う粒度の変化)

<平均粒径の縦断的变化特性>

吉野川流域の各粒径の縦断的な分布の特徴は、2.2 の(3)で見たように (図-2.2.5) 下流へ向かうにしたがって粒径が小さくなる傾向が認められ、その傾向は河口から SP. 115 km (穴内川合流点) の区間とこの地点より上流域の区間で異なっていた。ここでは、各粒径の縦断的な変化が概ね一致していたことから、平均粒径で検討して行く。

平均粒径の縦断的な分布を、特徴的な上記 2 区間毎に指数関数で近似すると、図-3.3.1 のようになる。

同図より、

① SP. 0.0 km (河口) ~ SP. 115 km (穴内川合流) $d_m = 10.204 e^{0.0265 L}$

② SP. 115 km (穴内川合流) から上流域 $d_m = 0.050 e^{0.0450 L}$

で近似できる。なお、SP. 115.0 km より上流域においては、特に早明浦ダムの直上流 (昨年度の調査区間) で平均粒径はばらついており、上記の式は平均粒径の大きいもの (図中の黒丸) についての近似式である。

ここで、①、②の係数 0.0265 および 0.0450 はともに平均粒径の流下に伴う減少率と考えることができる。そして、この係数の大きいものほど流下に伴う粒径の減少が大きいことになり、①の区間より、②の上流域の区間の方が粒径の減少率は大きいことが判る。

<河床勾配の縦断的变化特性>

一方、2.1 で示した縦断形状を、4.0 ~ 5.0 km 間隔の勾配を算出し、粒径の変化と同様に河床勾配の分布を指数関数で近似してみると、図-3.3.2 のようになる。

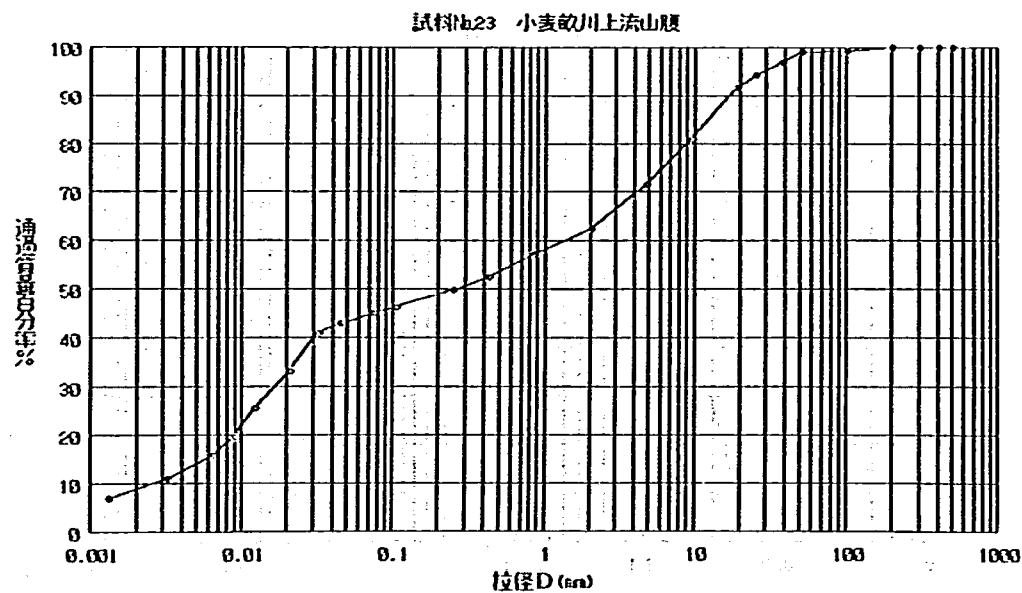
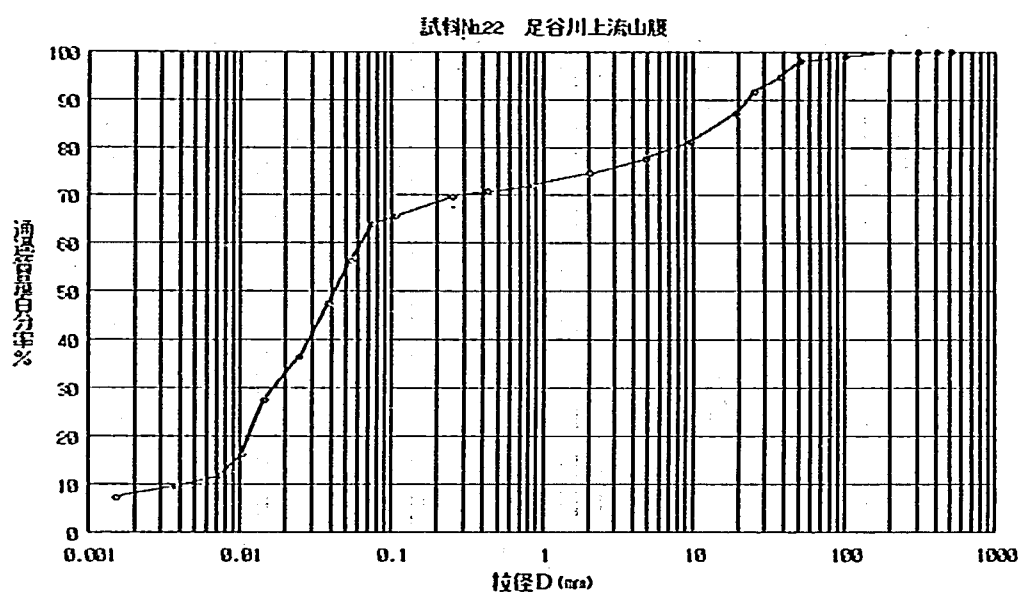
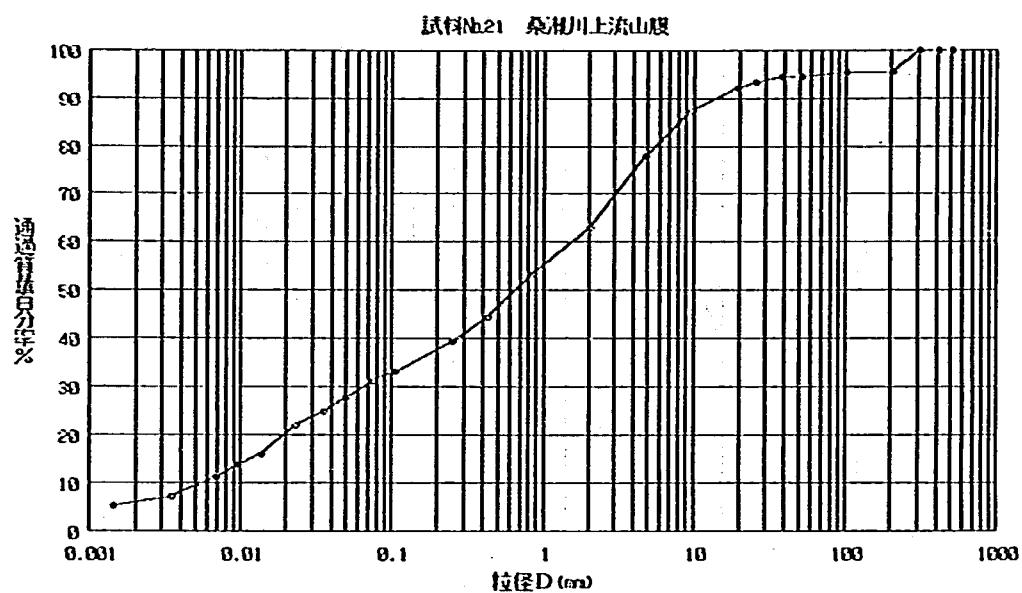


図-3.2.1 山腹土砂の粒度分布

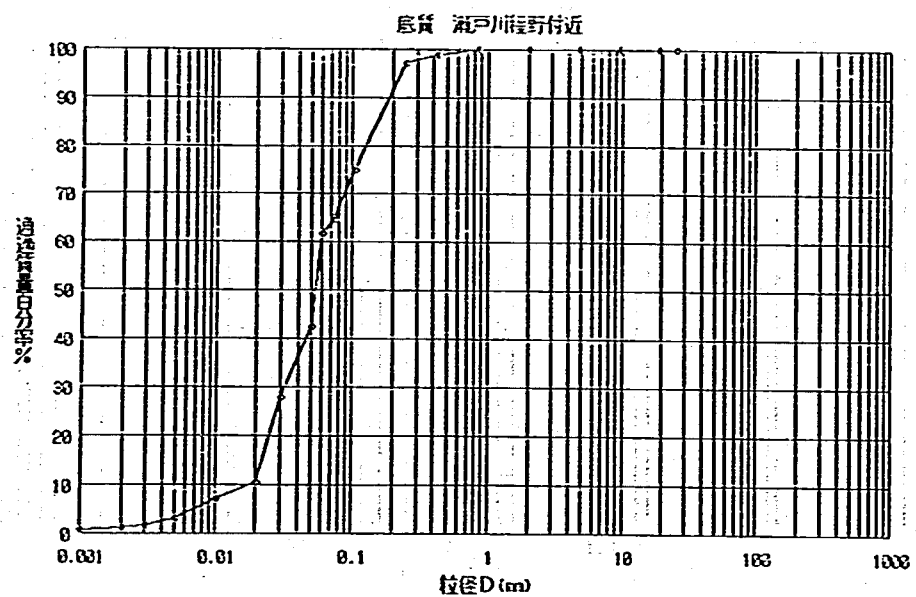
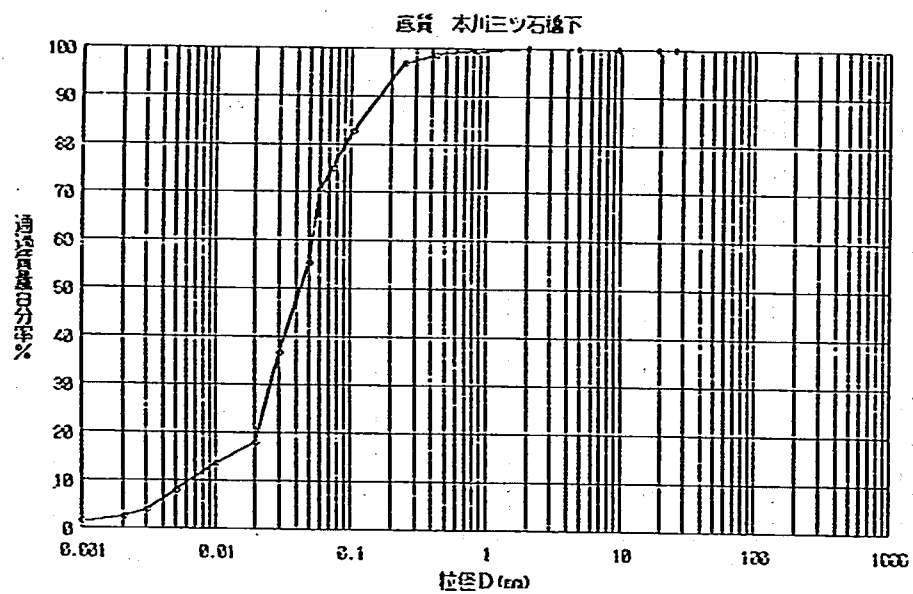
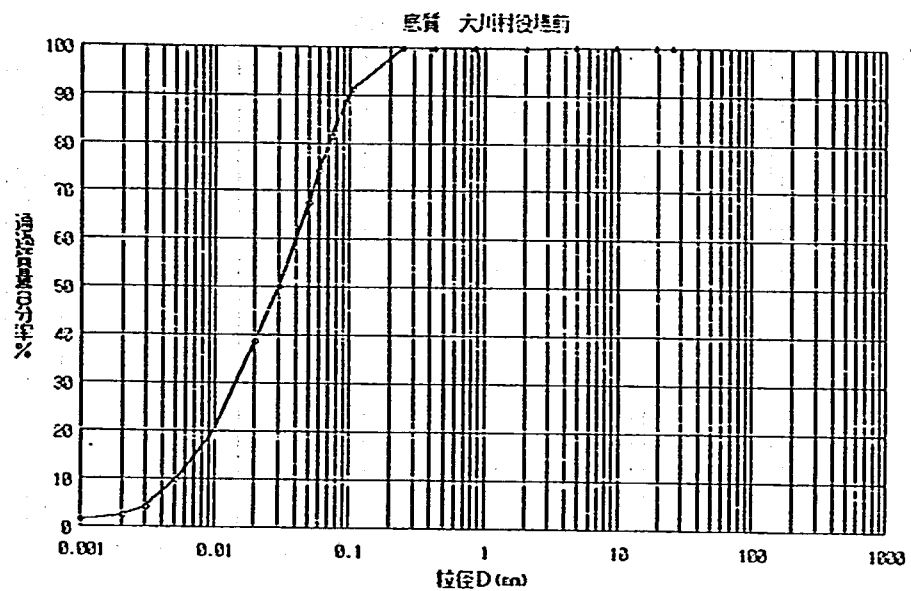


図-3.2.2 早明浦ダム貯水池内の堆積土砂の粒度分布

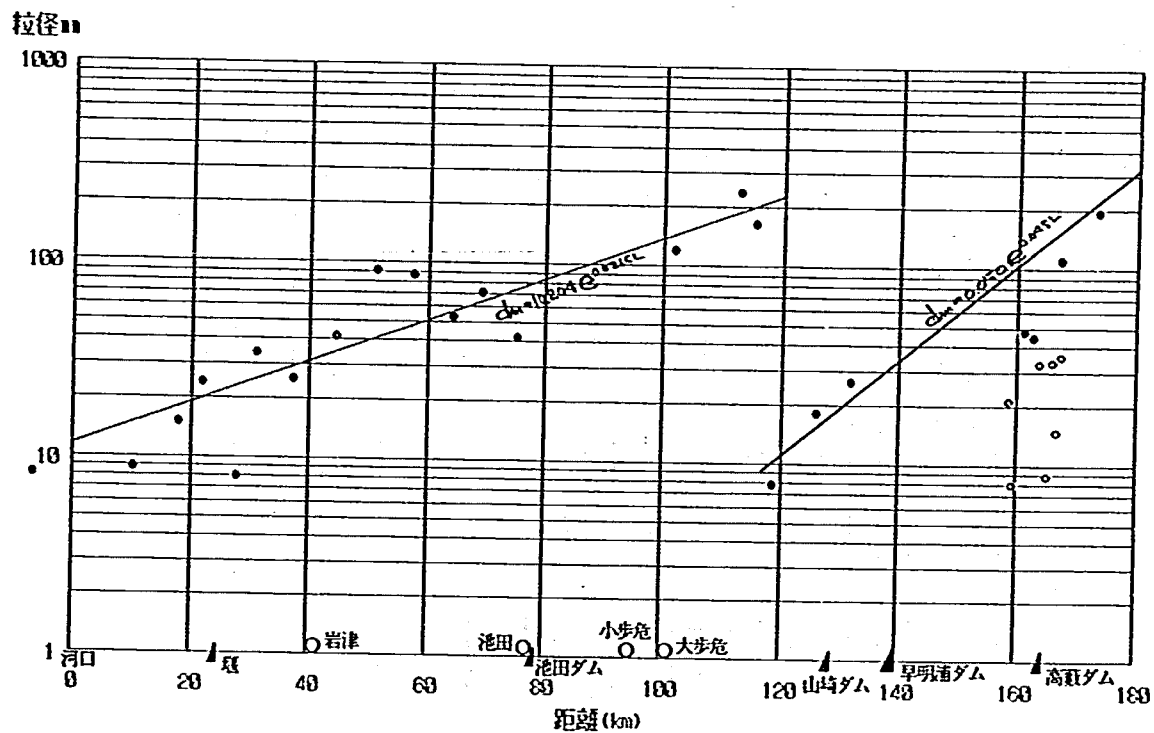


図-3.3.1 平均粒径の縦断的分布特性

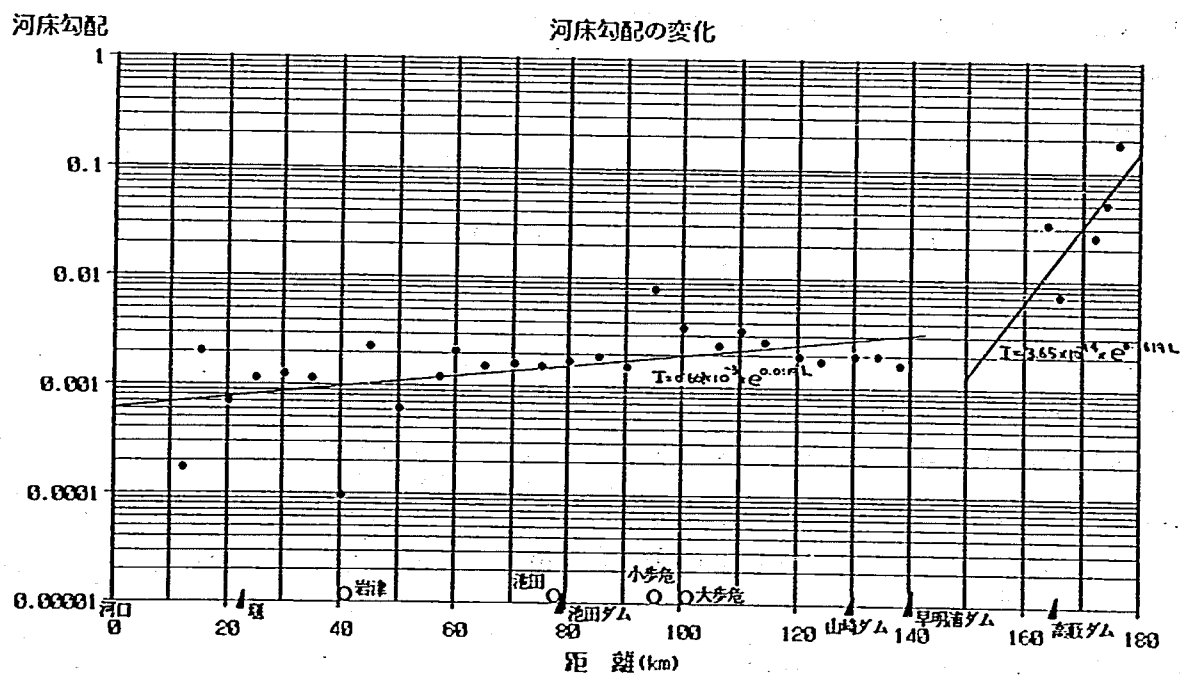


図-3.3.2 河床勾配の縦断的分布特性

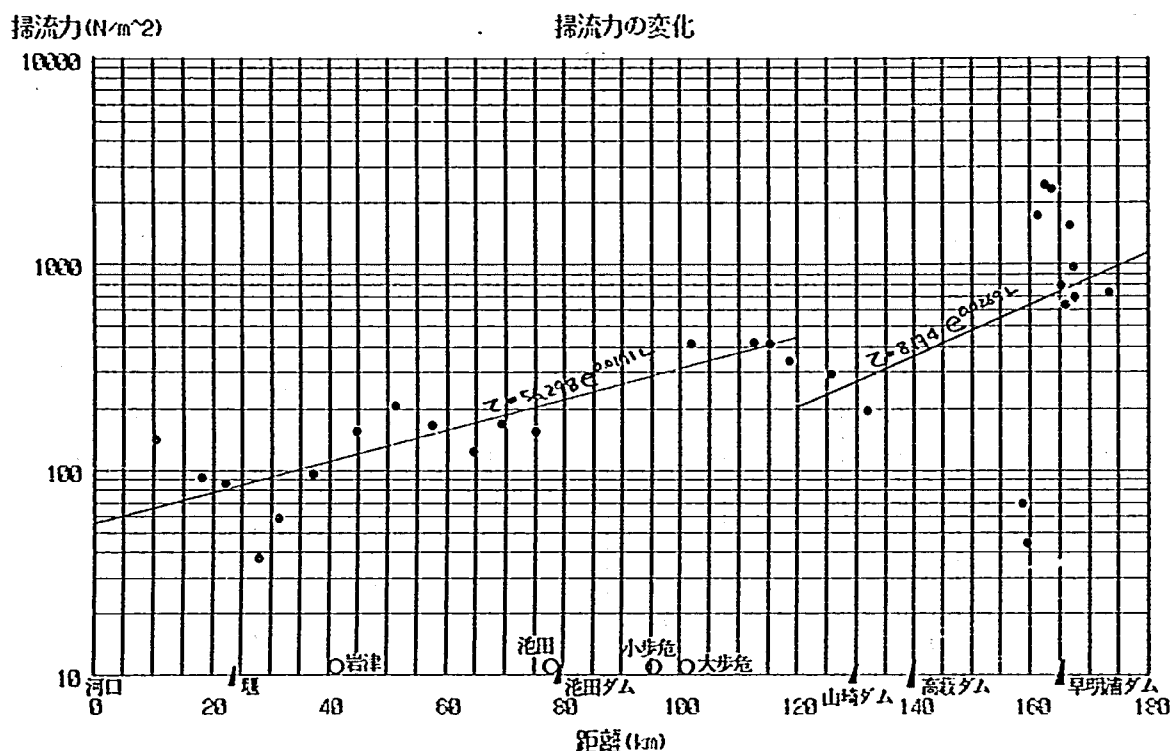


図-3.3.3 掃流力の縦断的分布特性

同図より,

- ① SP. 0.0 km (河口)～SP. 140 km (早明浦ダム) $I = 6.01 \times 10^{-4} e^{0.0119L}$
- ② SP. 115 km (穴内川合流) から上流域 $I = 3.65 \times 10^{-14} e^{0.1619L}$

で近似できる。

河床勾配の分布は、平均粒径の時とは①と②の境界点が異なり、河床勾配の方は、さらに上流に移行し、SP. 140 kmの早明浦ダム地点がおおむね河床勾配の変化点に当たる。

①, ②の区間の勾配減少率はそれぞれ0.0119, 0.1619となり、下流①の区間は、上流②の区間の1/136の緩勾配である。

<掃流力の縦断的分布特性>

また、2.2の(3)で示した掃流力の縦断的变化を同様に指数関数で近似させると、図-2.3.3のようになる。なお、掃流力の算出は粒度分析試験地点で行ってある。

同図より,

- ① SP. 0.0 km (河口)～SP. 115 km (穴内川合流) $\tau = 56.298 e^{0.0171L}$
- ② SP. 115 km (穴内川合流) から上流域 $\tau = 8.194 e^{0.0269L}$

で近似できる。ただし、掃流力に関しては、図から判断して①, ②の変化が把握し難い傾向にある。

しかし、①, ②の区間の掃流力の減少率はそれぞれ0.0171, 0.0269となり、やはり上流②の区間の方が大きい。

<砂礫の破碎による粒径減少の試算結果>

3.1.2で試算した跳躍砂礫の破碎による粒径減少の試算結果(図-3.1.2)をみると、粒径の減少は緑色

片岩、黒色片岩とも著しく、特に破碎し易い黒色片岩の場合は、2.0 km流下する過程で0.30 mから0.04 mと1/7.5に粒径が減少することになる。

また、同図の曲線形態を見ると、跳躍砂礫の粒径の破碎による減少は、指数関数ではないが、指数関数以上に減少していくものであることが判る。

<吉野川における粒度の縦断的分布特性>

粒径の縦断的分布については古くから検討されており、安芸(1944)¹¹⁾は縦断勾配が、河床物質が砂礫から砂に変わるところで、縦断勾配が折れ曲がって見えることを指摘している。谷津(1954)¹⁵⁾も、河床物質が砂・礫から砂だけに急変し、それに対応して、河床勾配、微地形などが急変することを指摘し、それぞれの区間で粒径の減少は指数関数に表せるとしている。安芸(1944)、木下(1961)はこのような現象は、河川自体によるものではなく、「周囲の条件」によるものだとしている⁷⁾。中野(1967)はこの「周囲の条件」を後氷期の海進によると考えた⁷⁾。一方谷津は、河床物質の不連続的崩壊にその原因があるとしている¹⁵⁾。

しかし、この議論は、今も解決していない⁷⁾。

吉野川における平均粒径の縦断的分布を見ると、確かに、上流と下流で異なった粒径の減少を見せている。しかし、谷津(1954)等が示したように上流側で指数関数的に減少する粒径は大きく、それがあつた地点で不連続的に急激に粒径が減少し、この地点から下流ではまた、指数関数的に減少するというような変化はみせていない。これらの流径の変化と河床勾配の変化はよく対応している。

吉野川流域の場合は、河口からSP. 115 km地点(穴内川合流点)の間は、指数関数的に粒径は減少し、SP. 115 km地点から上流はあたかも河口から始まるような指数関数的な粒径の減少を示している。そして、これは、河床勾配の減少とは対応していない。掃流力との対応でみると、河床勾配よりは対応していると見れるが、明瞭な対応はしていない。

このような吉野川の粒径分布の特徴は、次のように考えられる。

- ① 谷津等が示した、粒径の縦断的分布を調査した河川は、大きな支川の流入しない河川を取り扱っている。
- ② これに対して、吉野川流域においては、大きな支川例えば、穴吹川(SP. 42.0 km)、貞光川(SP. 52.5 km)、祖谷川(SP. 88.0 km)、南小川(SP. 112.8 km)、穴内川(SP. 118.8 km)、汗見川(SP. 138.2 km)、地蔵寺川(SP. 138.5 km)、吉野川本川(SP. 167.0 km)等多くの支川が流入している。
- ③ 粒径分布が不連続な地点には穴内川(SP. 118.8 km)が流入しており、この合流点の影響が強く働いているのではないかと考えられる。すなわち、この合流点で流水の堰上げ現象が洪水時に発生し、その結果流水の流速が小さくなり、粒径の小さな土砂が堆積しているのではないかと考えられる。
- ④ また、現在早明浦ダムで流出土砂がカットされている。このことは、早明浦ダムの上流と下流で土砂移動が不連続になっていることを示し、早明浦ダム下流の土砂は、汗見川、地蔵寺川等の土砂流入の影響を受けていることになる。もし、ここからの流入土砂が小粒径のものであれば、当然、早明浦ダムの下流の土砂の粒径は小さくなる。しかし、吉野川上流域とほぼ同一の地質であることからこれらの流域だけ小粒径の土砂が生産されているとも考え難いが、データがないため不明であるが、この支川の流入の結果あるいは人工構造物(貯水ダム)等も影響していると考えられる。

また、吉野川流域では、SP. 170 km地点（吉野川支川桑瀬川最上流部）付近の礫とSP. 115 km地点（南小川の合流点）付近の粒径がほぼ同じ大きさを示す。河床勾配の分布と掃流力の分布から見ると、明らかにSP. 170 km地点の方がどちらも大きな値を示すことから、SP 170 km 地点の粒径がもっと大きくても良さそうである。この点に関しては、

- ① 粒度分析試験の採取試料の量によるものと考えられる。
- ② すなわち、本報告のような $1.0 \times 1.0 \times 0.5$ mの試料では少な過ぎたものと考えられる。2.2の(2)で算出したように限界粒径は、1.00 m程度の礫は計画洪水時には移動しているものと推定され、これらの礫をも含めた粒度分析試料を試験しなければならないものと考えられる。この場合は、人力では無理であり、バックホー等を使用しなければならない。

次に、流下に伴う礫の破砕による減少と現地の粒度分布の特徴とを考察すると、次のようになる。

- ① 先に示したように、跳躍砂礫の破砕による粒径の減少の試算結果では、粒径は大きく減少することになった。
- ② この試算では、床面砂礫のヤング率等を緑色片岩、黒色片岩のそれぞれの平均値で示した。しかし、床面砂礫は、土砂中にあるものであり、この周りの土砂がクッションの役目をし、衝撃力を減じる可能性がある。この影響についても考える必要がある。
- ③ しかし、早明浦ダムの上流域においては、0.30 m以上の礫が計画洪水時には移動することが推定される。このような大きな礫が移動する際には、当然衝撃力も大きくなり、試算結果ほどではないにしても累加衝撃力は大きくなるものと考えられる。したがって、礫が停止することなく下流に流下して行くものであれば、礫が破砕することは確かと考えられる。
- ④ 破砕した結果は流水の掃流力に応じて流送されるものであり、現在堆積している土砂から礫の破砕によって、堆積している土砂があるのか、河床に溪岸・山腹から与えられた土砂がそのまま流下し、分級作用によって堆積したものか、その割合等は本報告では断定できない。
- ⑤ ただし、砂礫の粒径は、小さくなると破砕し難くなることが推定される。したがって、砂礫の破砕による粒径の減少は、早明浦ダム上流域の区間では、発生しているものと考えられるが、早明浦ダム下流の緩勾配の地点ではあまり発生していないのではないかとと思われる。

次に細粒土砂（ $d = 0.105$ mm）の分布について検討してみる。

吉野川流域の粒度組成を河口から上流域まで、山腹の土砂、早明浦ダム貯水域内の土砂を含めて図示すると、図-3.3.4のとおりである。

細粒土砂が河床に多く堆積しているところは、① 早明浦ダムの貯水域内と② 河口～海（同図にはデータがない。想像である。）である。

逆に、河床にこのような土砂を供給することが考えられる場として、① 山腹（表層崩壊の場、裸地を含む）、② 溪岸、③ 河床（河床堆積物からの他に、礫の破砕による微細土砂の生産）が挙げられる。

また、河道内においては、 $d = 0.105$ mm以下の土砂は数%と少なく、これは河口から吉野川上流域までその割合に変化はない。このことは、先に示した50.8 mm, 9.52 mm以上の礫を除外して粒径の分布の特徴を見た時に述べたように、このような土砂は、河口から吉野川上流域までほとんど粒径変化が認められな

かったことから判る。すなわち、後者の①、②、③から流水中に供給された微細土砂は、早明浦ダム貯水
域内、および河口まで流出する事を示している。このことも吉野川流域の粒度の変化特性としてあげられる。

なお、本報告において、粒径縦断的分布が谷津¹⁵⁾が示したようなきれいな分布を示していないことに関し
ては、

- ① 支川の影響を考慮していないこと。
- ② 早明浦ダム等の人工構造物が施工されていること（計画流量の配分を含む）。
- ③ 礫床河川での粒度分析地点の選定の難しさ（粒度分析地点の代表性）
- ④ 粒度分析試験採取試料の量の問題

等が関係しているものと考えられる。

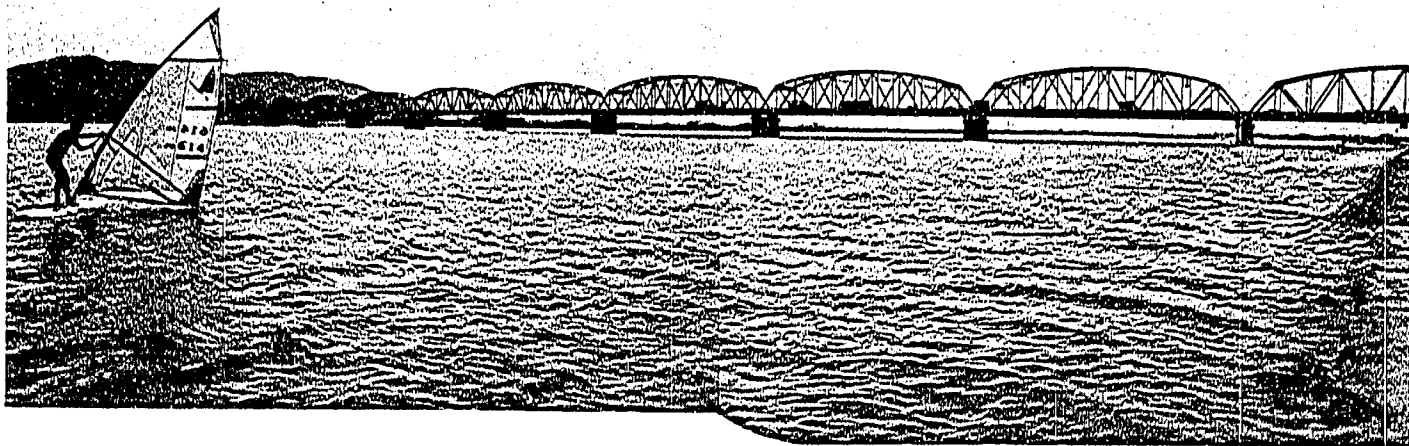
参 考 文 献

- 1) 地学団体研究会地学辞典編集委員会編集(1981):地学辞典,平凡社
- 2) 町田 貞他編集(1982):地形学辞典,二宮書店
- 3) 都城秋穂(1979):変成岩と変成帯,岩波書店
- 4) C.D.Oller(1971):風化—その理論と実態—,監訳者 松尾新一郎,ラテイス社
- 5) 土質工学会編(1977):岩の工学的性質と設計・施工への応用,土質工学会,岩の力学委員会編集
- 6) 土木学会編(1971):土木工学ハンドブック,上巻,技報堂
- 7) 吉川虎雄・杉村 新(1973):新編日本地形論,東京出版会
- 8) 高山茂美(1974):河川地形,共立出版
- 9) 河村三郎(1982):土砂水理学Ⅰ,森北出版
- 10) 吉川秀夫編著(1985):流砂の水理学,丸善株式会社
- 11) 安芸皎一(1944):河相論,岩波書店
- 12) 山本晃一(1979):河川材料からみた河川の特徴,土技資,21-1
- 13) 深見親雄(1978):河川における砂礫の分級,土技資,20-1
- 14) 吉野文雄(1979):山地流域の構成地質が河床砂礫径分布に及ぼす影響,土技資,21-10
- 15) 谷津栄寿(1954):平衡河川の縦断面形について(1),(2),(3),資源研彙報33,34,35
- 16) 中山正民(1952):河川礫の大きさの分布に関する研究,地理学評論Vol.25 No10 P401~408
- 17) 中山正民(1963):平野河川における礫の円磨度に関する研究,地理学評論,1963年度総会・春季大会記事
- 18) 平山光衛・井口正男(1965):岩石の風化指数ffとその地形学的意義,資源研彙報65
- 19) 斉藤徳美・阿部 司(1973):シュミット・テストハンマーによる風化火成岩の反発度について,物理探鉱,第26巻,第1号
- 20) 九里尚一・阿部 司・斉藤徳美(1970):花崗岩類の風化に関する研究Ⅰ,物理探鉱,第24巻,第1号
- 21) 斉藤徳美・阿部 司・九里尚一(1971):花崗岩類の風化に関する研究Ⅱ,物理探鉱,第24巻,第5号
- 22) 水山高久(1979):砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点,新砂防112
- 23) 水山高久(1980):砂防ダムに対する土石流衝撃力実験,土技資22-11
- 24) 水山高久・下東久巳(1985):土石流衝撃力の緩衝材に関する基礎的研究,新砂防139

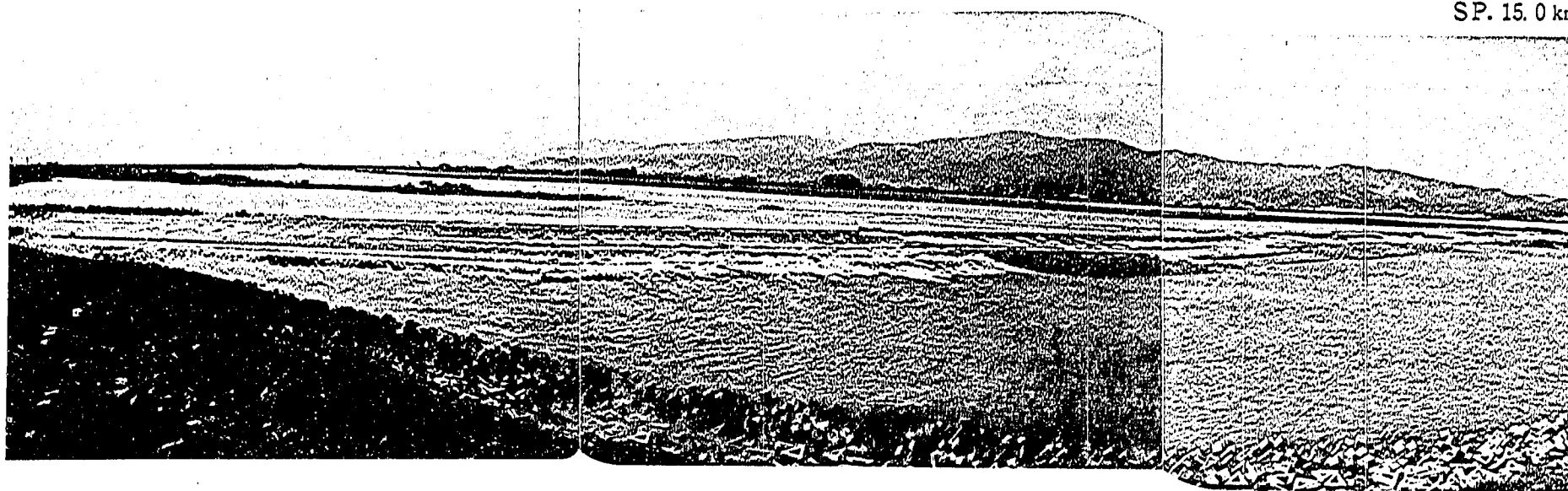
- 25) 土屋義人・渡戸健介・青山俊樹(1969):流水による砂礫の Saltation の機構(1), 京都大学防災研究所年報, 第12号B
- 26) 土屋義人・青山俊樹(1970):流水による砂れきの Saltation の機構(2), 京都大学防災研究所年報, 第13号B
- 27) 土屋義人・河田恵昭(1973): Saltation機構にもとづく流砂量について, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, II-28
- 28) 芦田和男・高橋 保・水山高久(1978):山地河川の掃流砂量に関する研究, 新砂防 107
- 29) 芦田和男・高橋 保・水山高久(1975):流路工計画に関する水理学的研究, 新砂防97
- 30) 芦田和男・道上正規(1972):移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文, 206
- 31) 芦田和男・江頭進治(1981):山地流域における微細土砂の生産場と流出過程に関する研究, 京都大学防災研究所年報第24号B-2
- 32) 芦田和男・江頭進治(1982):山地河道部における微細土砂濃度の推定法, 水資源研究センター研究報告第1号
- 33) 鈴木藤一郎・福田正晴(1980):河川の濁水発生機構に関する研究(中間報告)第34回建設省技術研究会報告
- 34) 岸 力・福岡捷二(1969):河床粒子の Saltation の構造と掃流砂量, 土木学会第10回水理講演会講演概要集 II-81
- 35) シュミットハンマーN型, NR型取扱説明書

写真一 1 吉野川の現況

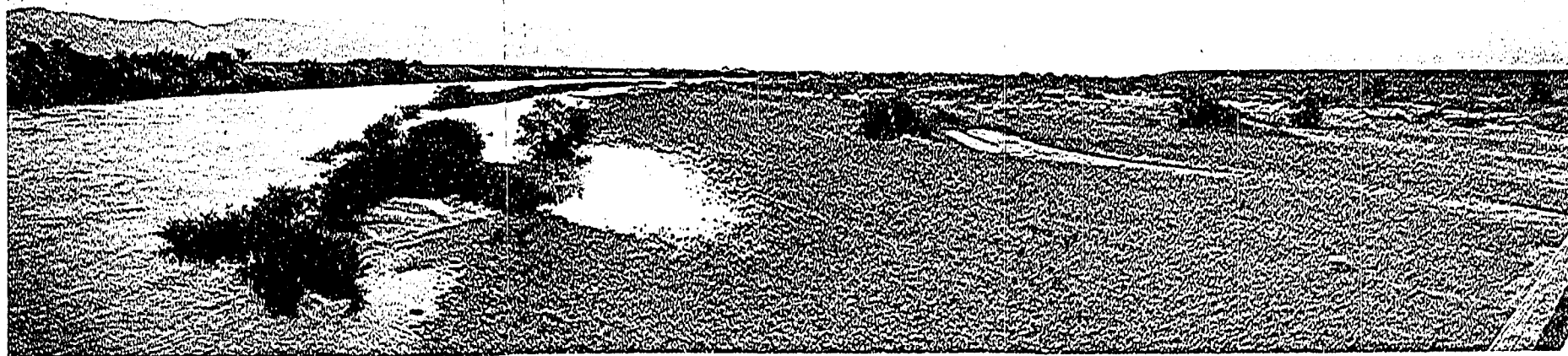
SP. 4.0 km



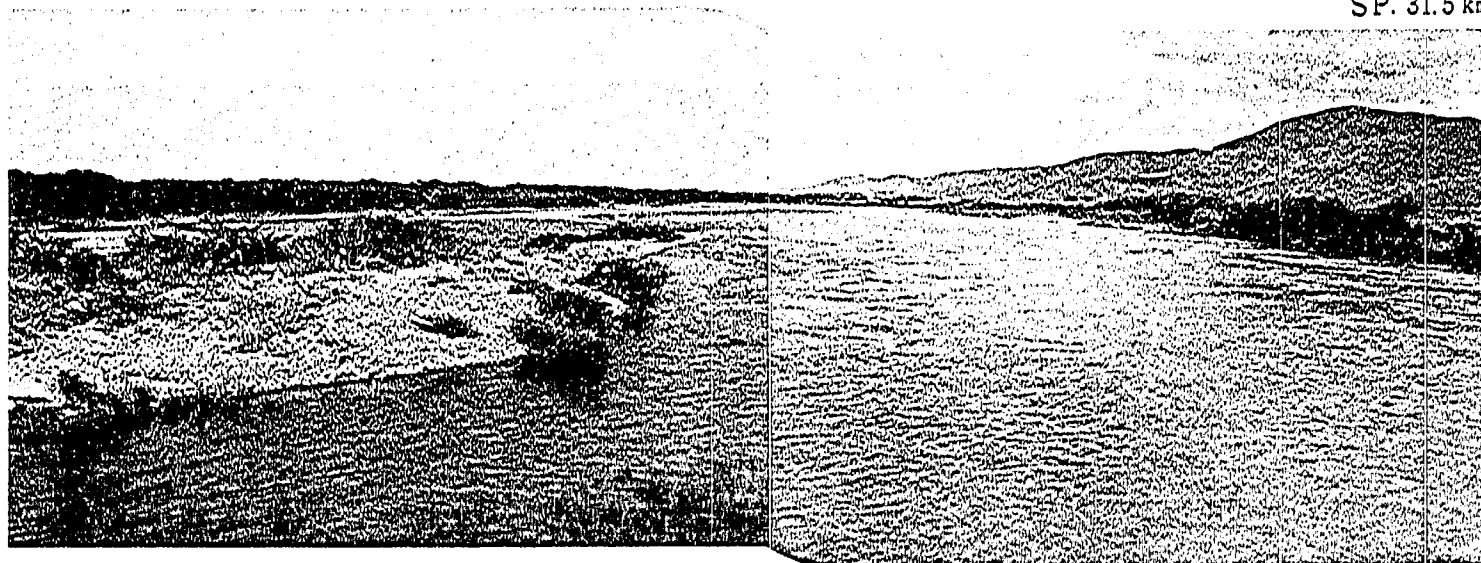
SP. 15.0 km



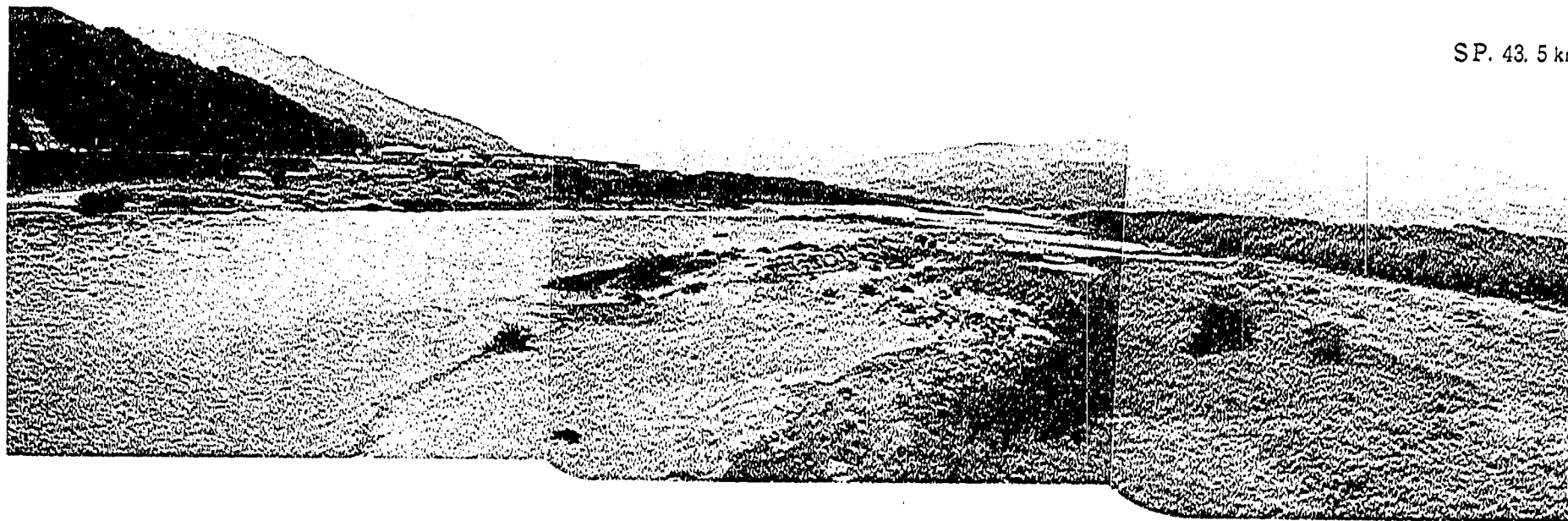
SP. 21.0 km



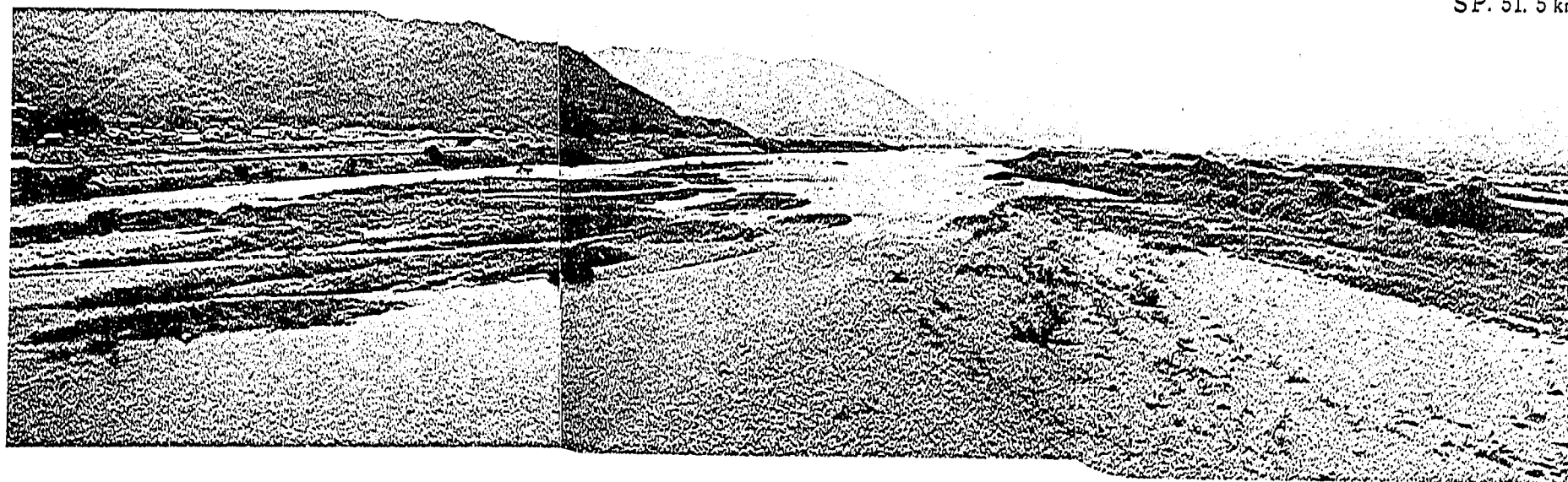
SP. 31.5 km



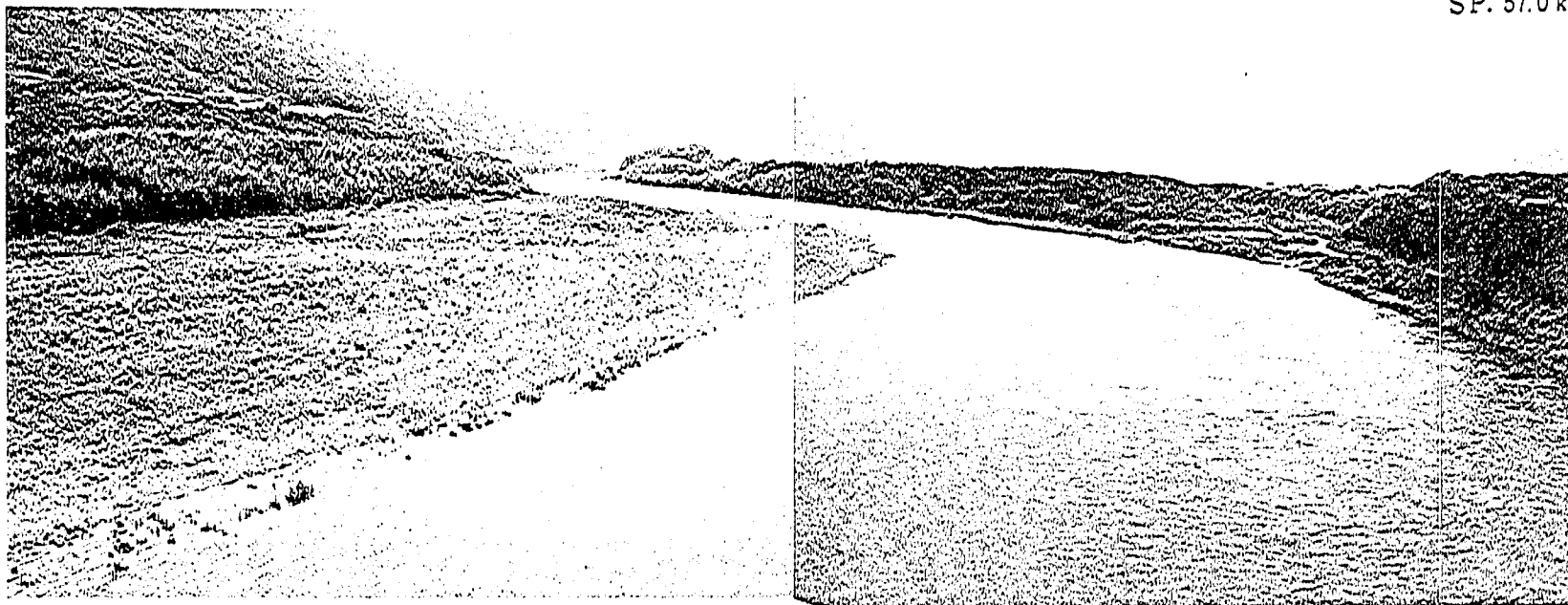
SP. 43. 5 km



SP. 51. 5 km



SP. 57.0 km



SP. 67.2 km

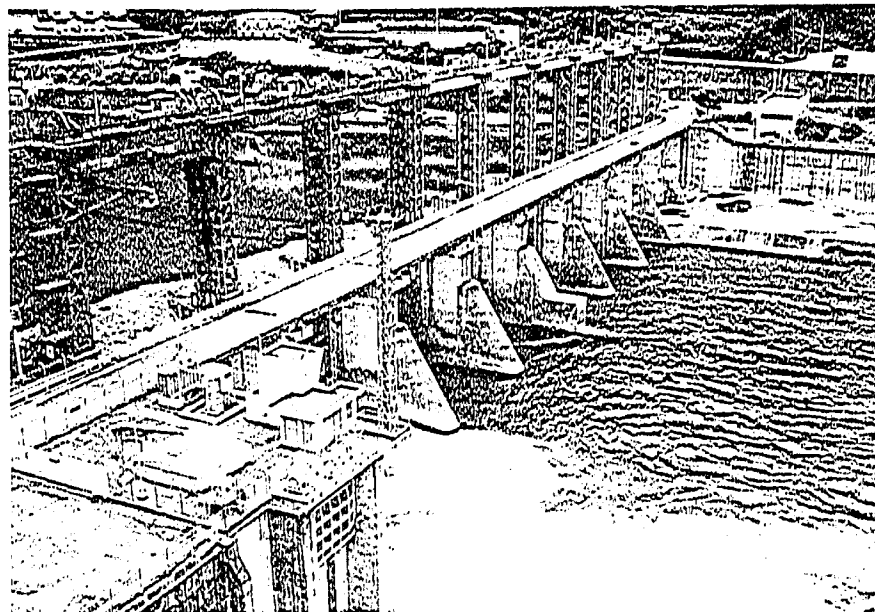


SP. 75.0 km



SP. 79.0 km

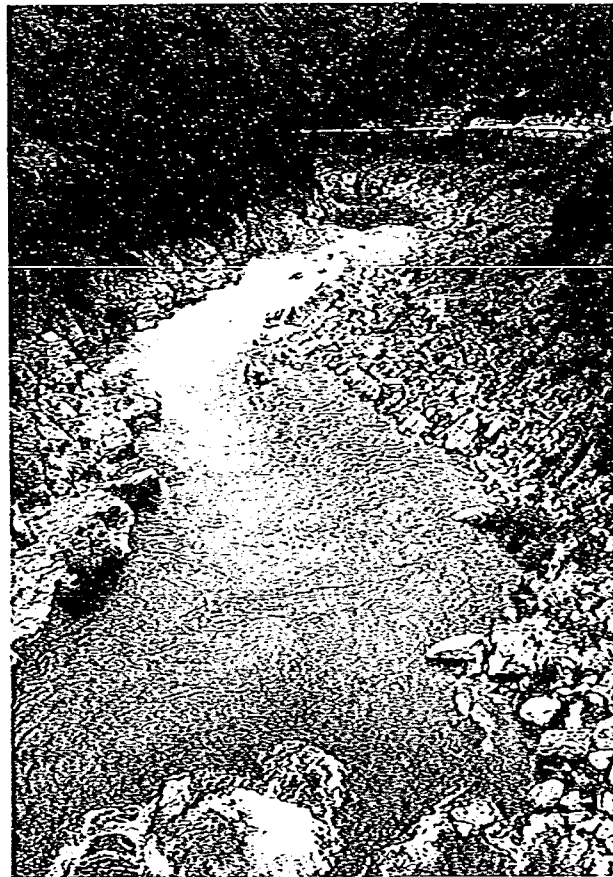
池田ダム



SP. 88.0 km



SP. 93.0 km



SP. 112.0 km

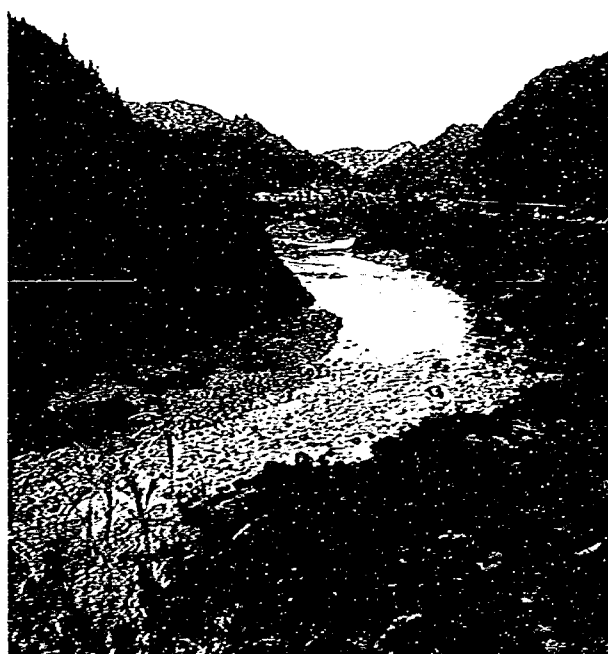


SP. 118.2 km
穴内川合流点

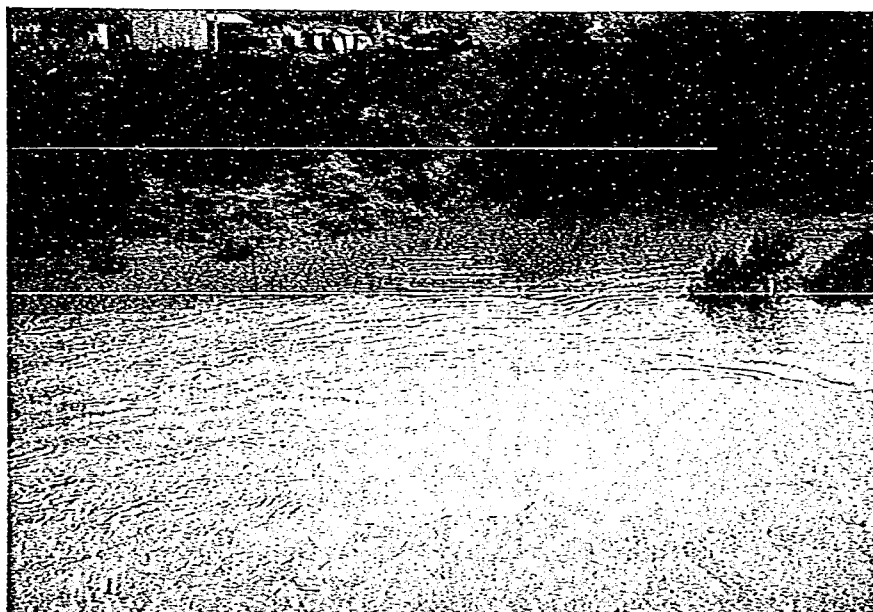


9 / 13日
洪水時
の状況

平水時
の状況

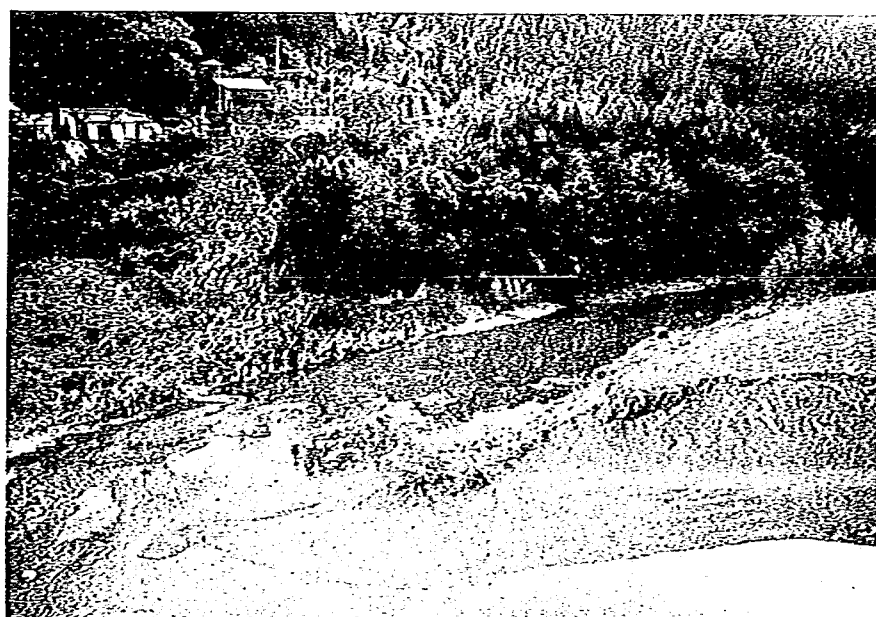


SP. 118.2 km
穴内川合流点



9/13日
洪水時

濁っている方
が吉野川本流

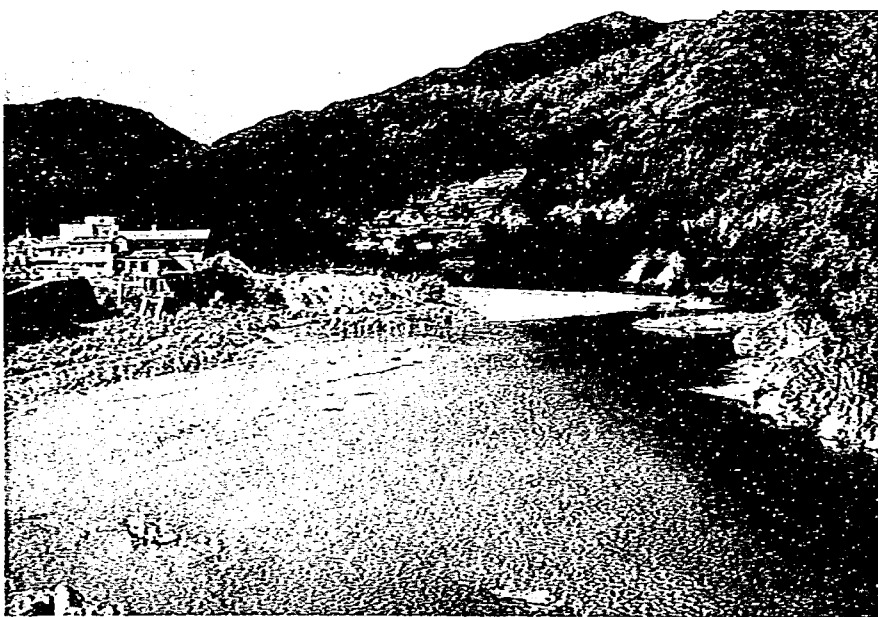


平水時
の状況

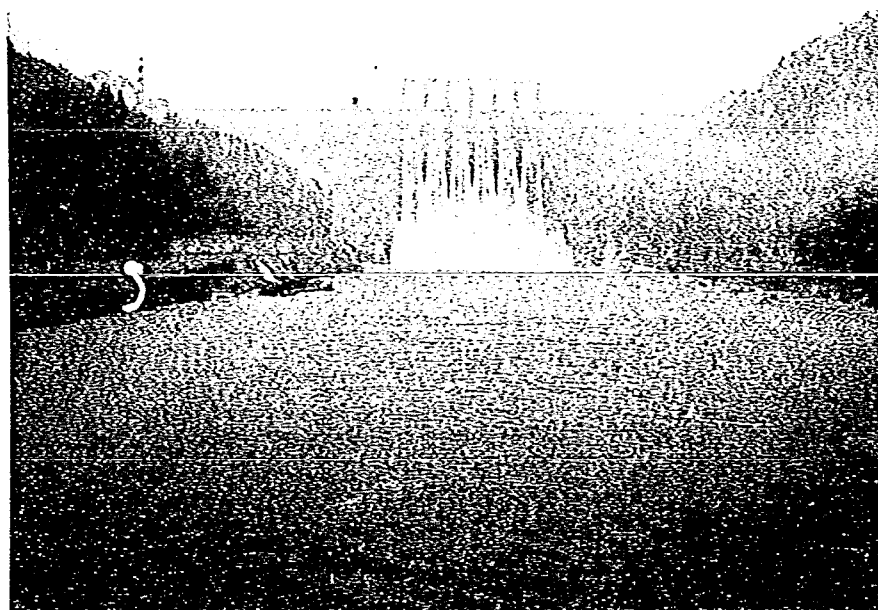
SP. 123.5 km



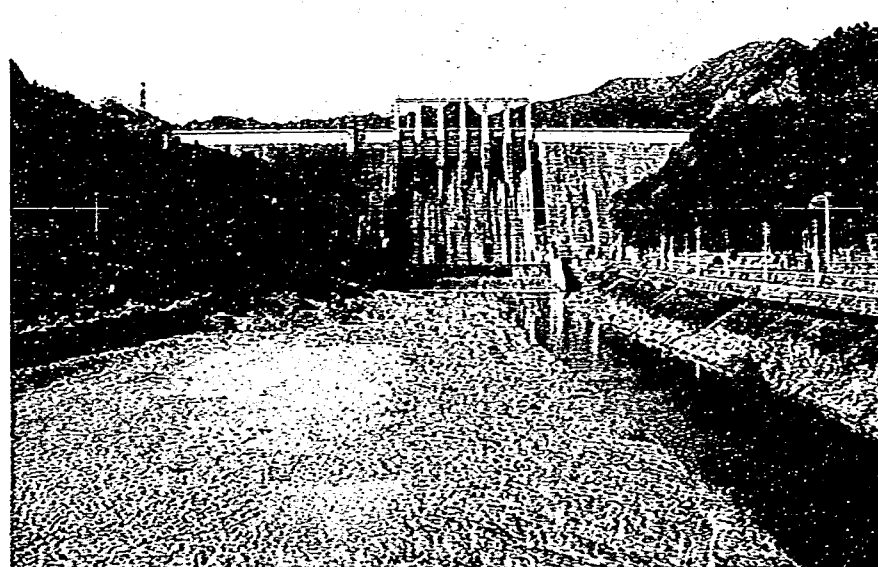
SP. 134.5 km



SP. 139.2 km
早明浦ダム

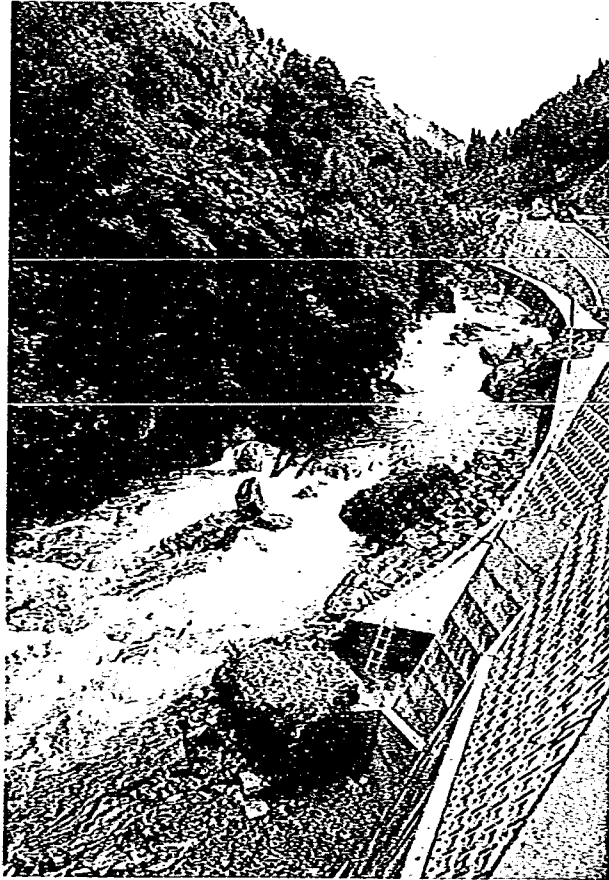


9/13日
洪水時
の状況

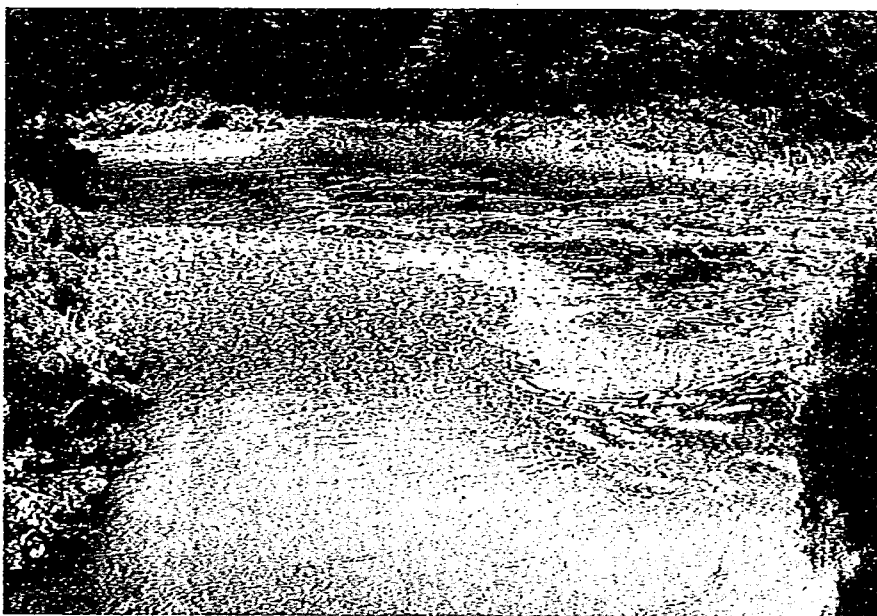


平水時
の状況

SP. 168.8 km



SP. 169.8 km



中の川川
合流点



SP. 172.5 km

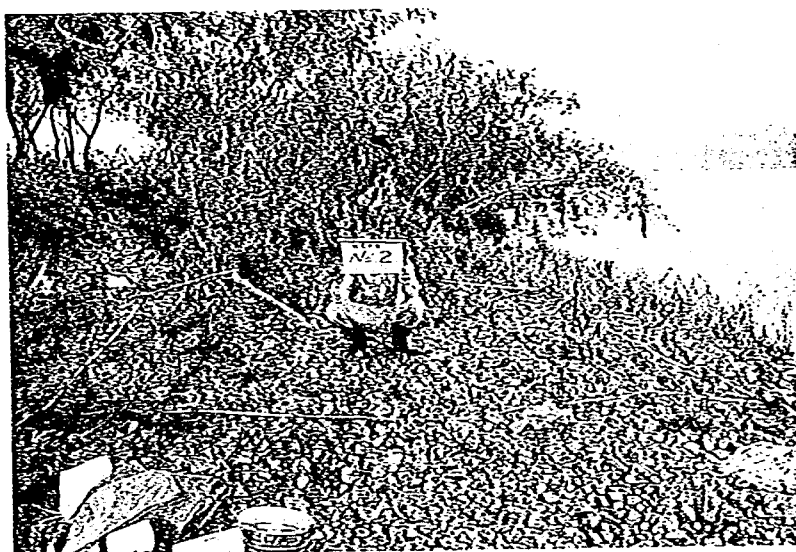


SP. 172.8 km

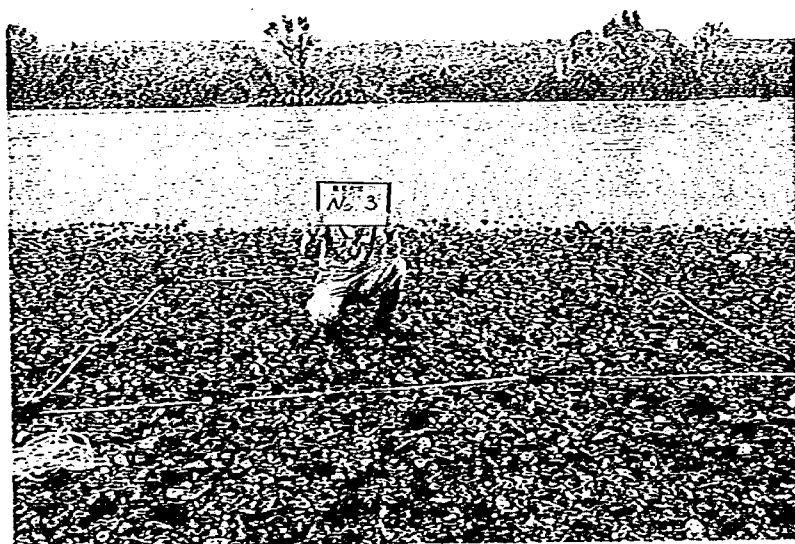
写真一 2 粒度分析地点の状況



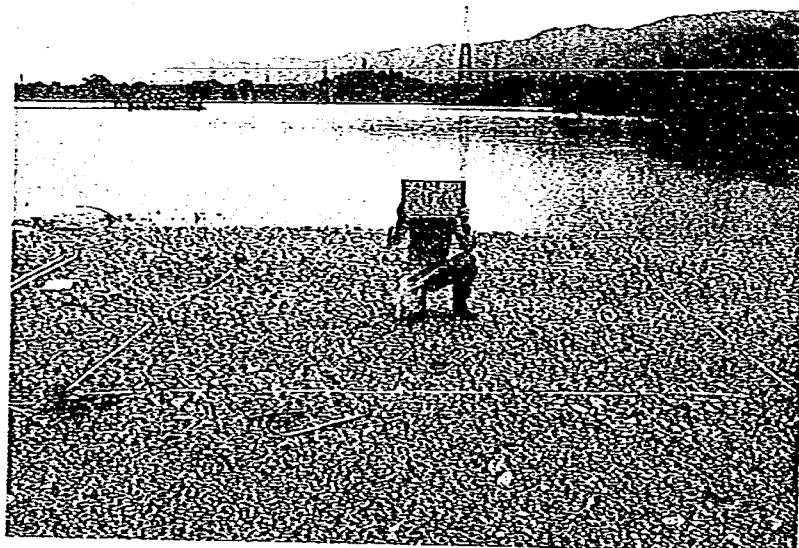
№ 1
(SP. 10. 1 km)



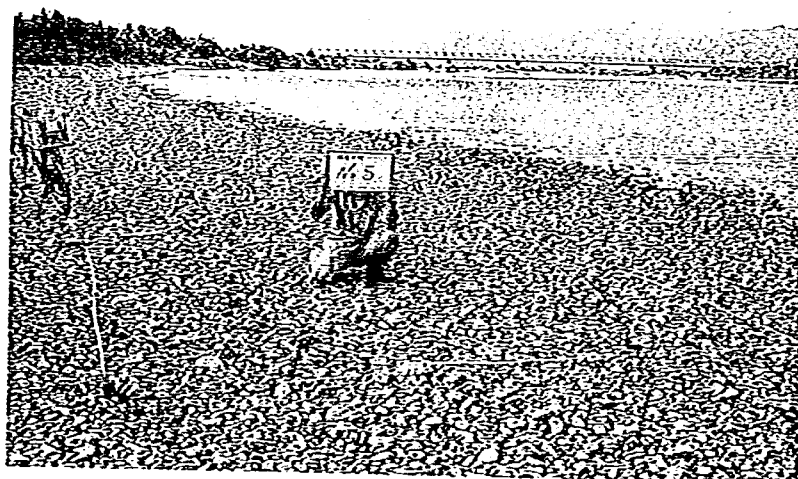
№ 2
(SP. 17. 8 km)



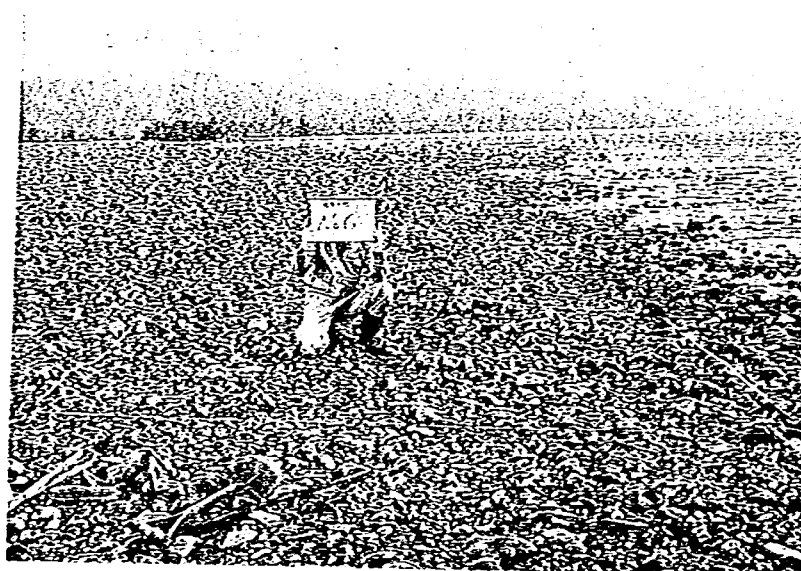
№ 3
(SP. 21. 8 km)



№ 4
(SP. 27. 8)



№ 5
(SP. 31. 0)



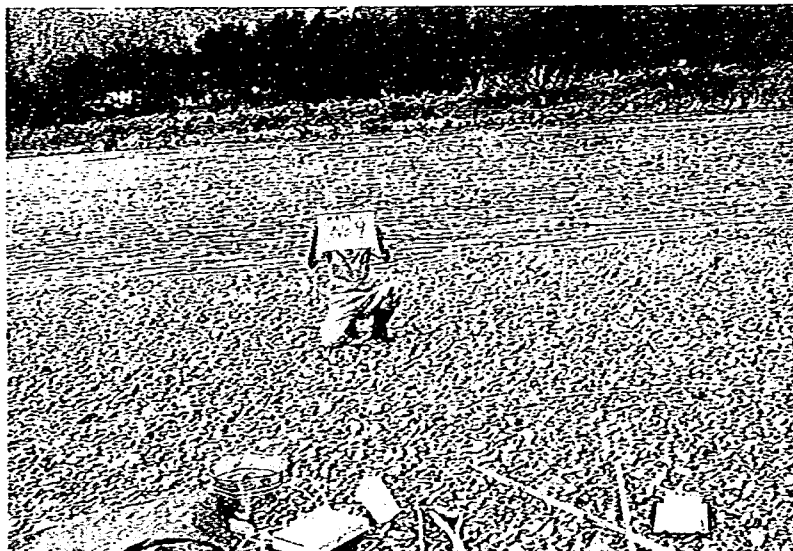
№ 6
(SP. 37. 1)



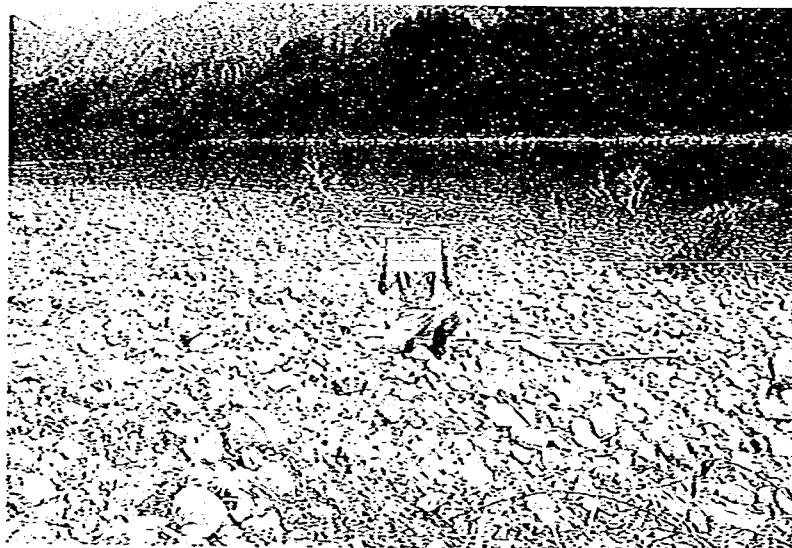
No 7
(SP. 44. 5)



No 8
(SP. 51. 0)



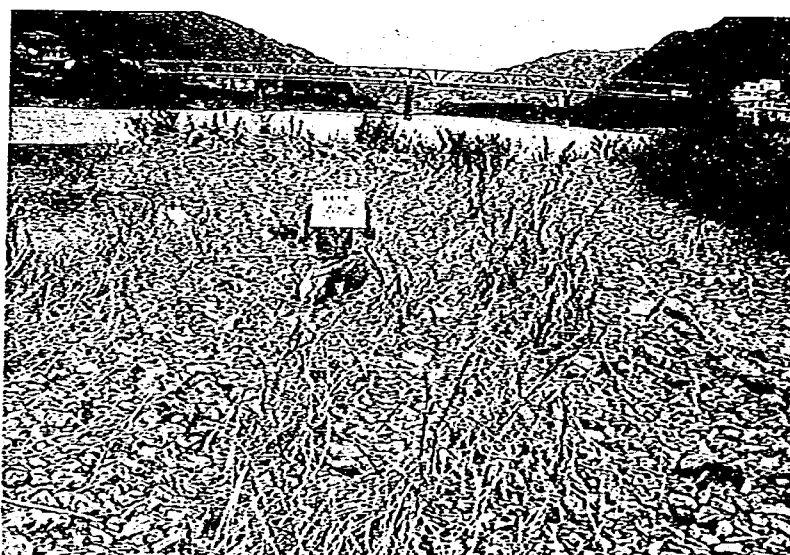
No 9
(SP. 57. 4)



№ 10
(SP. 64. 2)



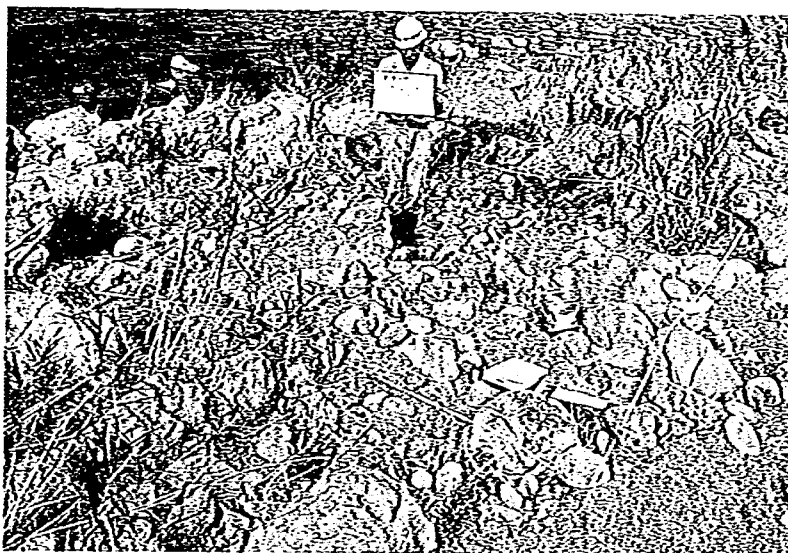
№ 11
(SP. 68. 9)



№ 12
(SP. 74. 9)



№ 13
(SP. 101.7)



№ 14
(SP. 112.4)



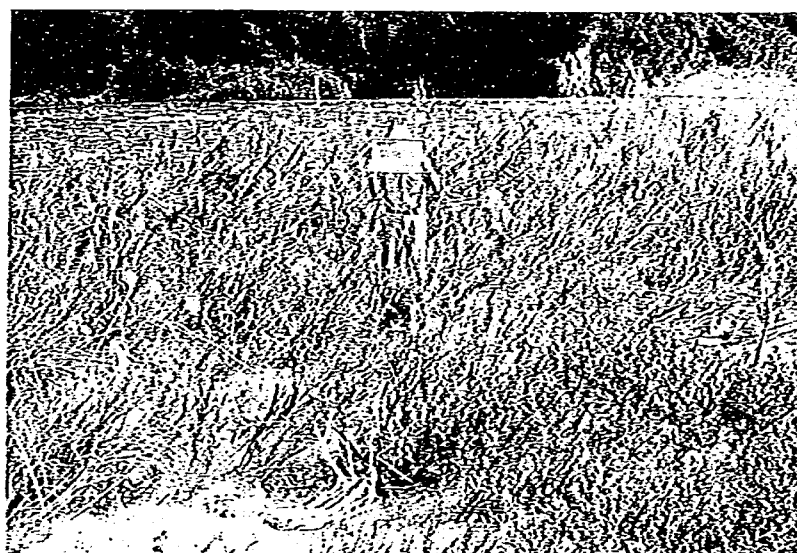
№ 15
(SP. 115.0)



№ 16
(SP. 118. 5)



№ 17
(SP. 125. 6)



№ 18
(SP. 131. 7)

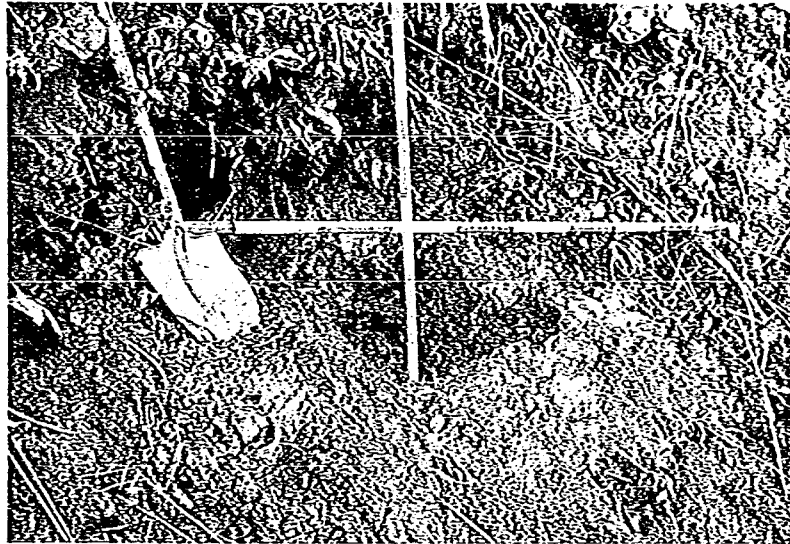


№ 19
(SP. 167.3)

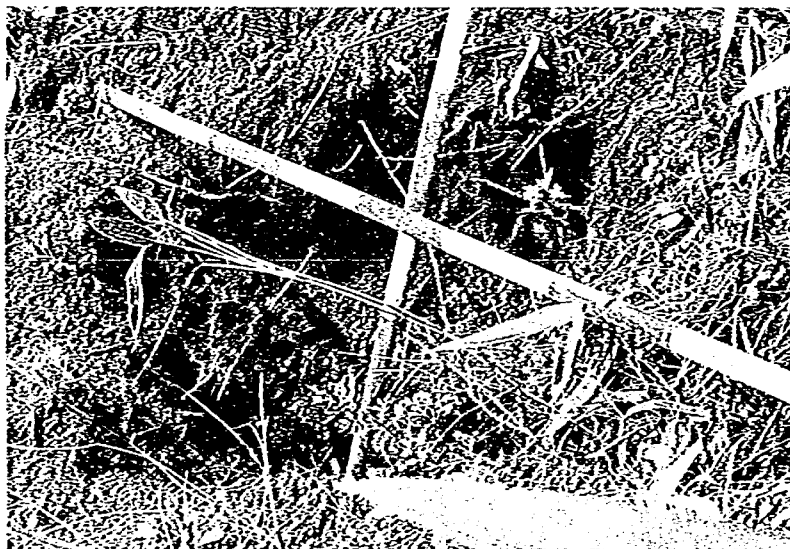


№ 20
(SP. 173.0)

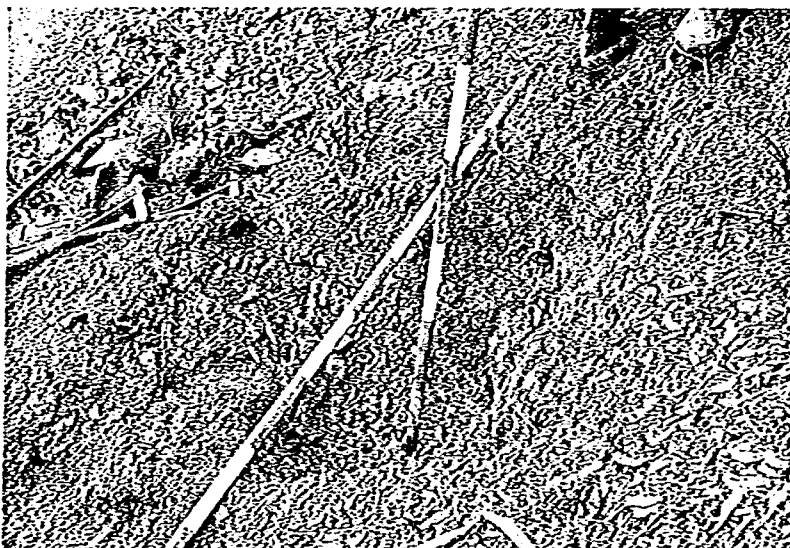
山腹の土砂



No 21
桑瀬川上流



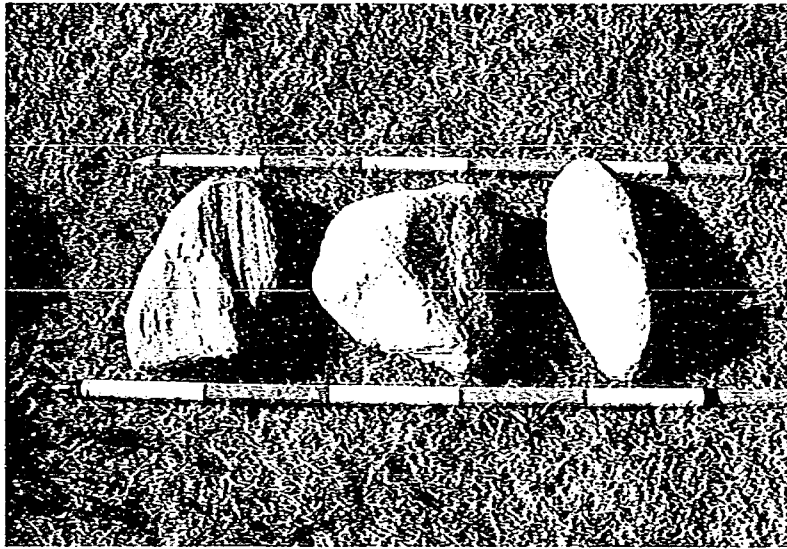
No 22
足谷川上流



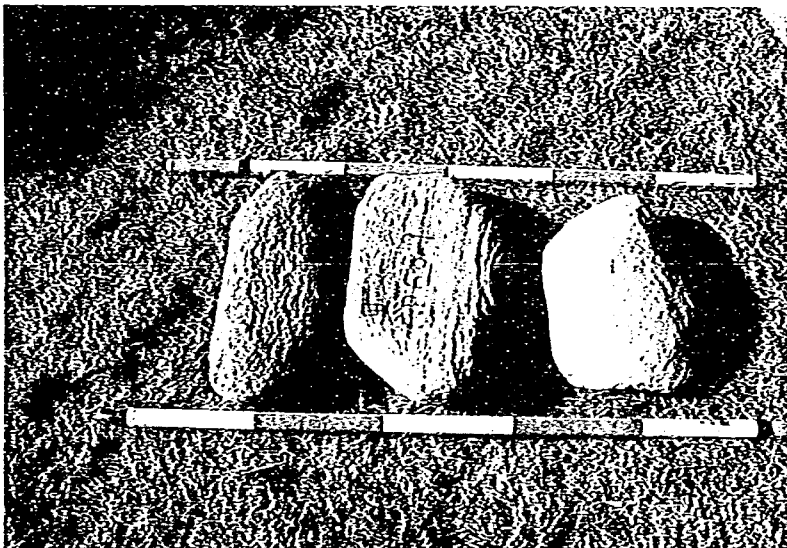
No 23
小麦畝川上流

写真－3 礫の落下試験の状況

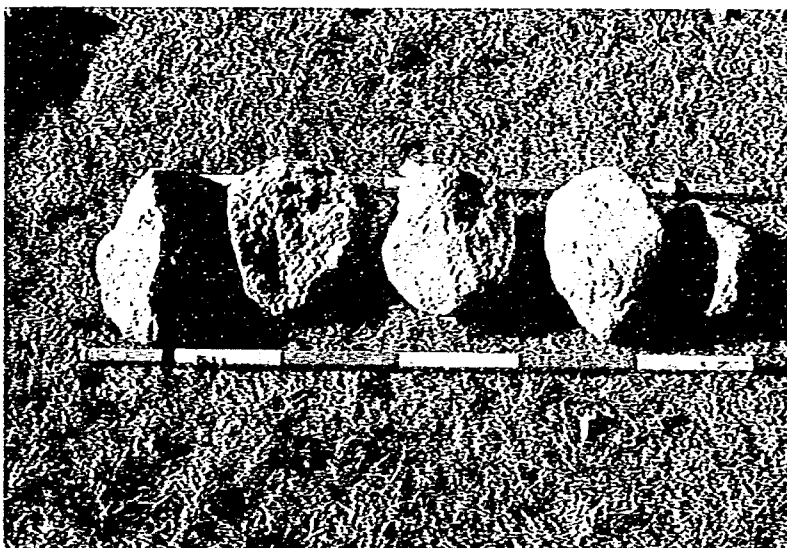
落下試験に用いた礫



左から
No 1、No 2、No 3



左から
No 2、No 3、No 1



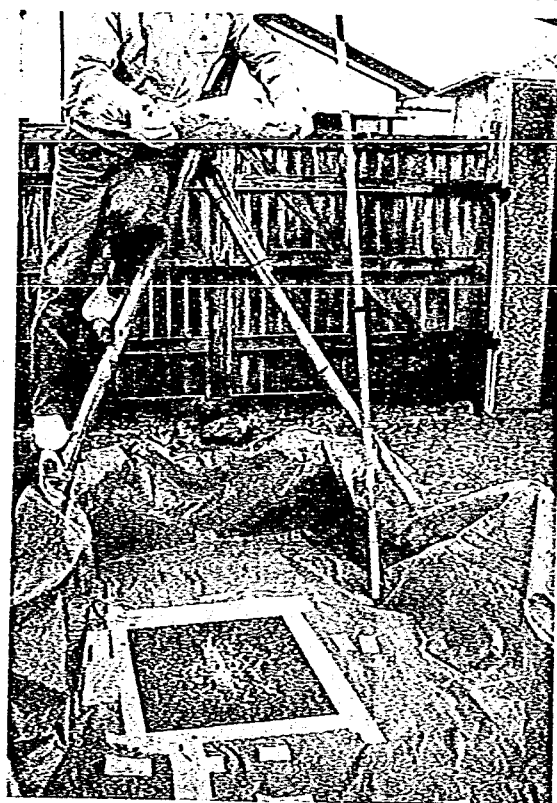
左から
No 2、No 3、No 1

緑色片岩の礫の落下状況

H = 1.0

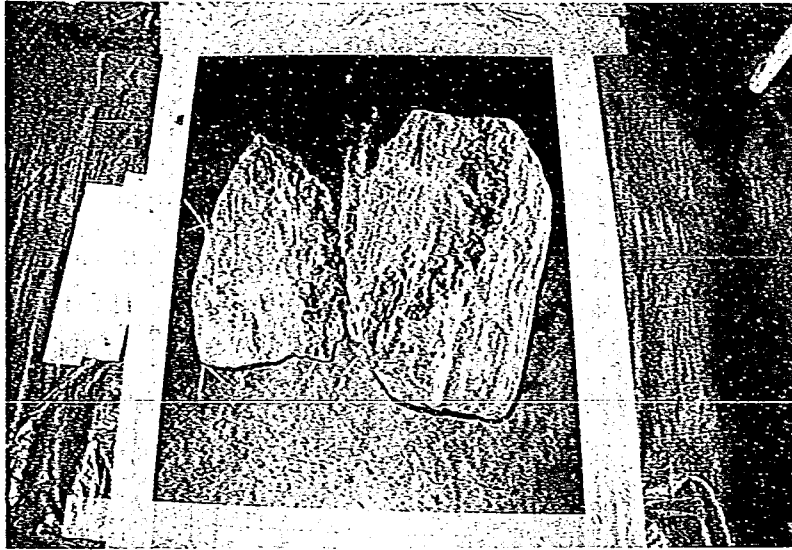


H = 1.5



H = 2.0

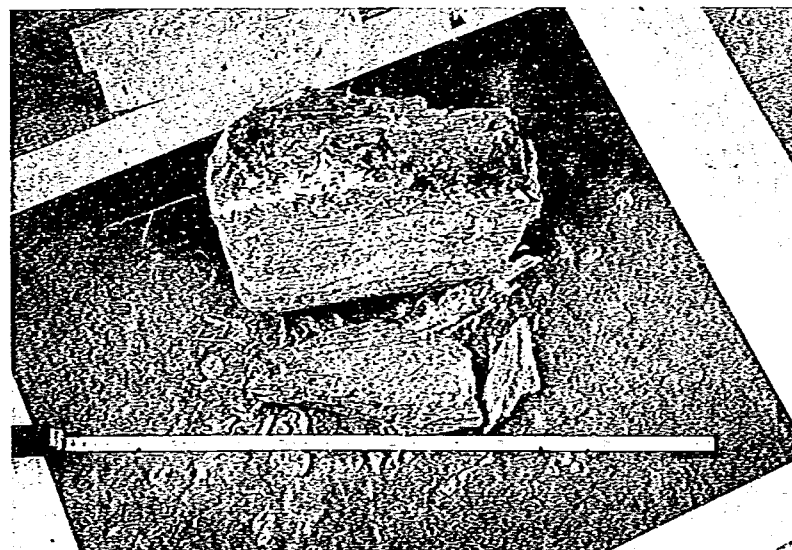




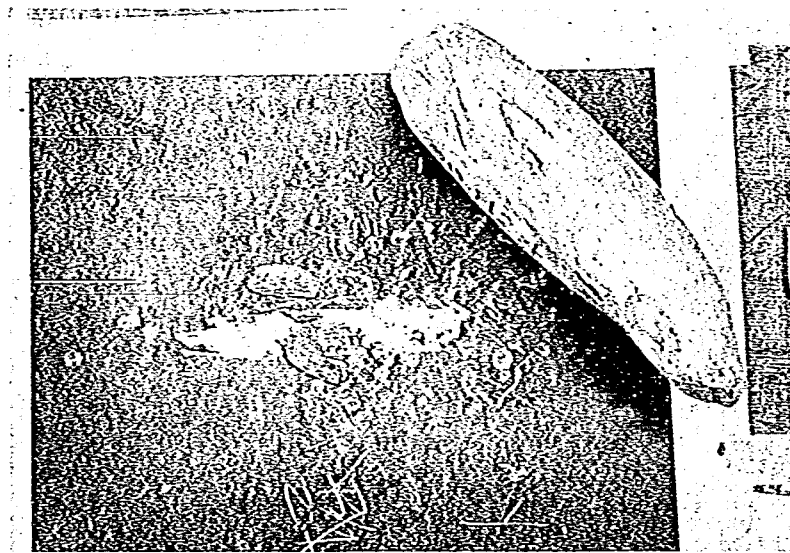
№ 1 の礫の
H = 1.5 m
2 回目の
破碎状況



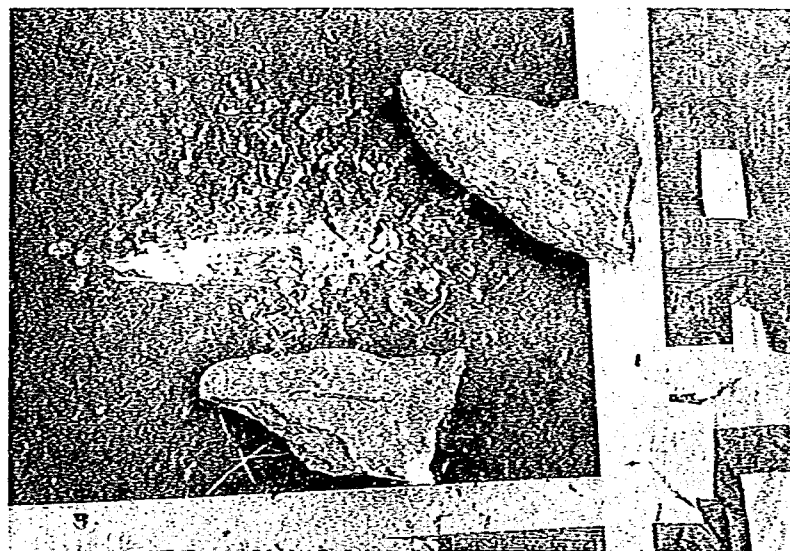
同 上
H = 2.0
3 回目の
破碎状況



同 上
H = 2.0
9 回目の
破碎状況



№ 3 の礫
H = 1.0
5 回目の
破碎状況



同 上
H = 2.0
9 回目の
破碎状況

黒色片岩の礫の落下状況

H = 1.0

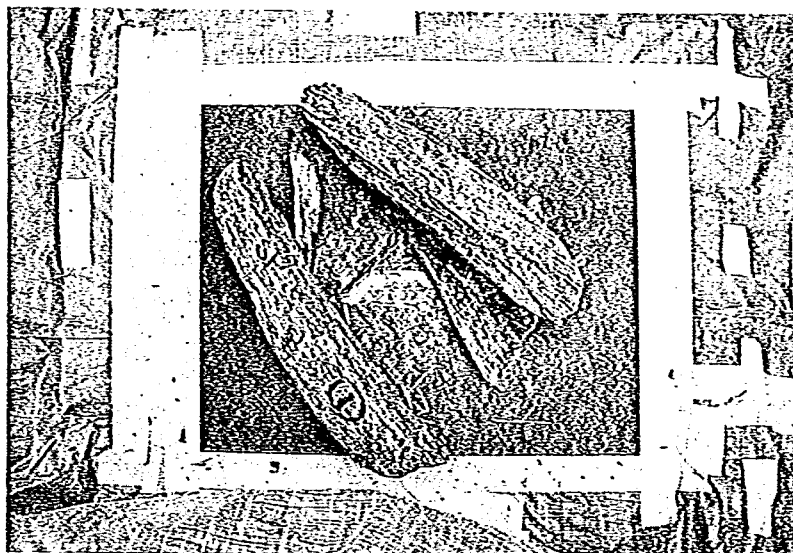
H = 1.5



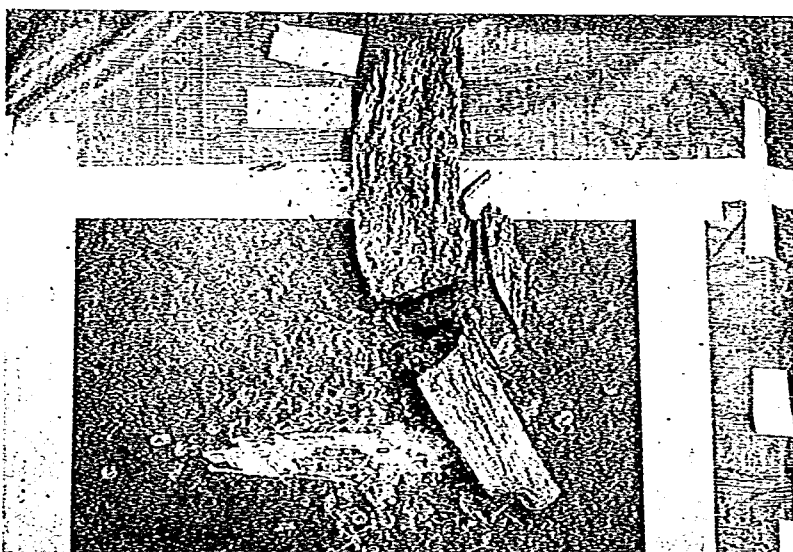
破砕礫の収集状況

H = 2.0

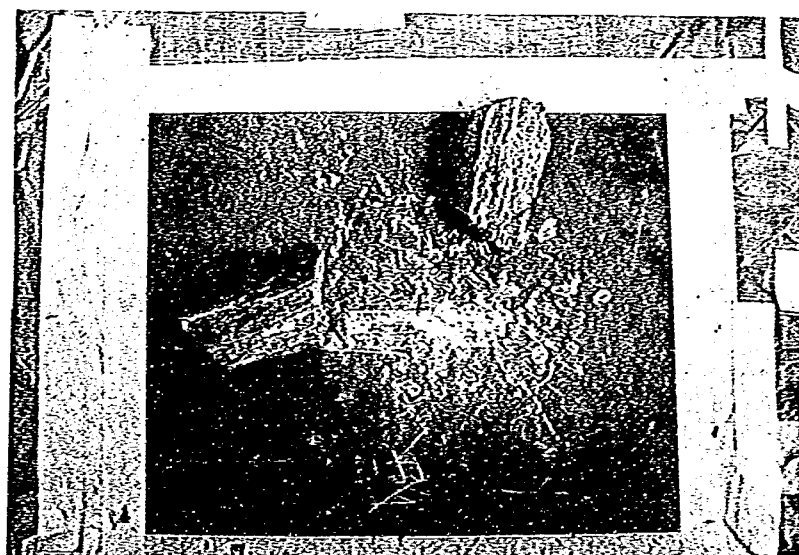




№ 1 の際
H = 1.0
4 回目の
破碎状況



同 上
6 回目の
破碎状況

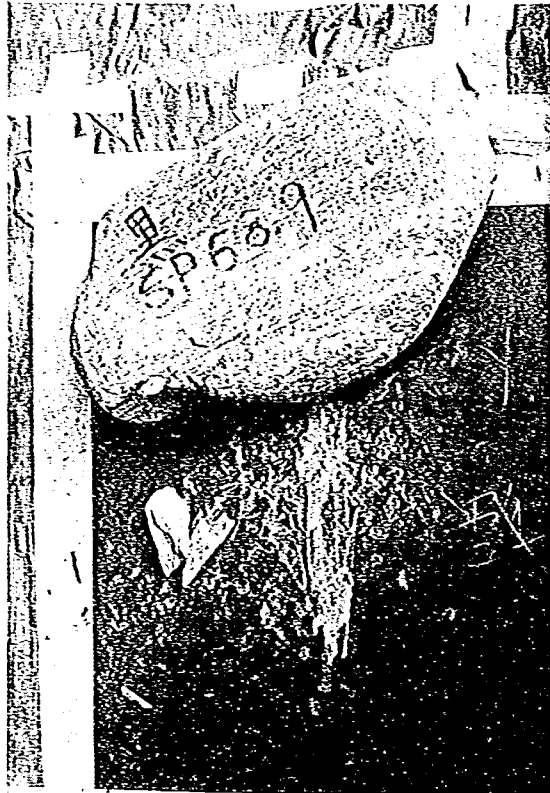


同 上
H = 1.5
5 回目の
破碎状況

№ 2 の礫

H = 1.0

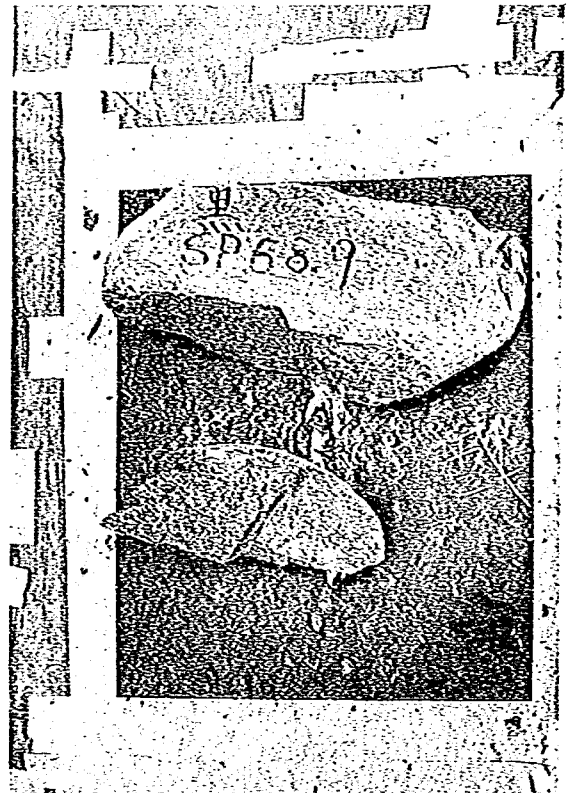
2 回目の破碎状況



同 左

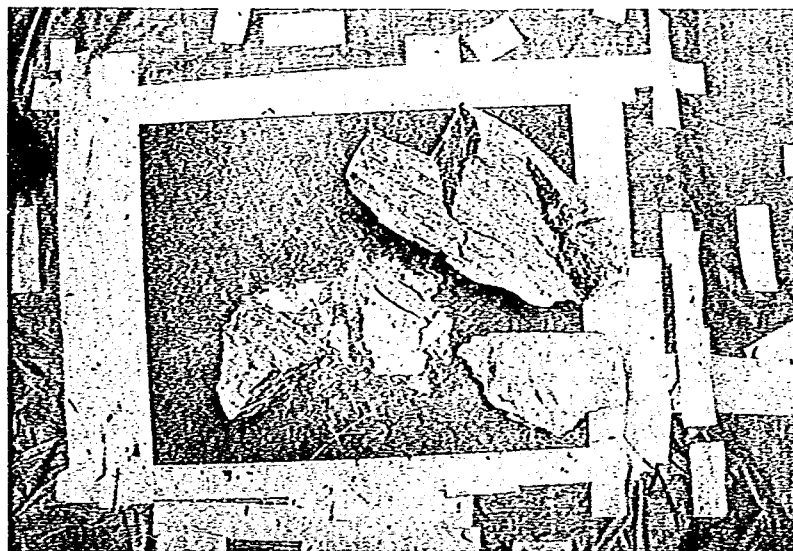
H = 1.5

10 回目の破碎状況



№ 3 の礫の H = 1.5

4 回目の破碎状況



花崗岩の礫の落下状況

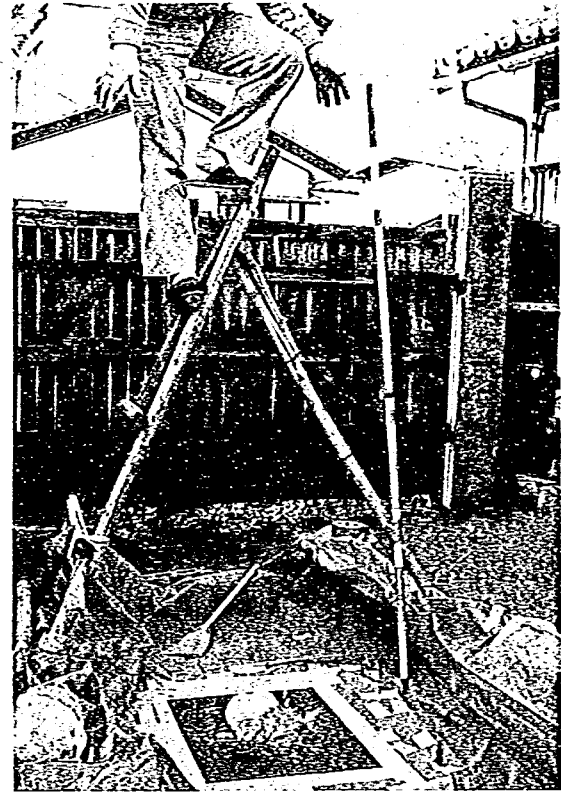
(落下前)

H = 2.0

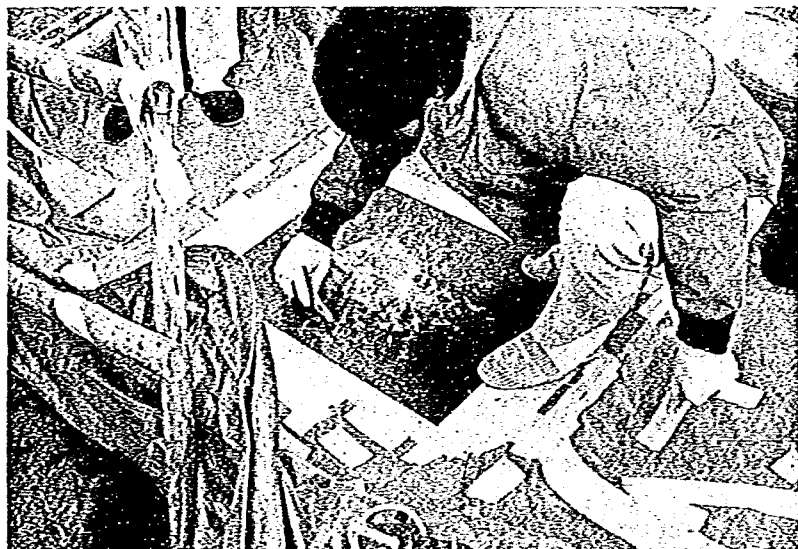


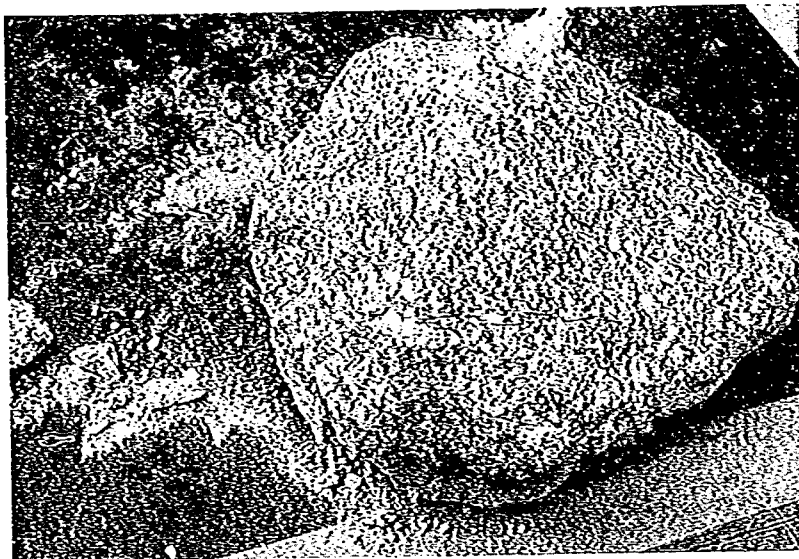
(衝突の瞬間)

H = 2.0

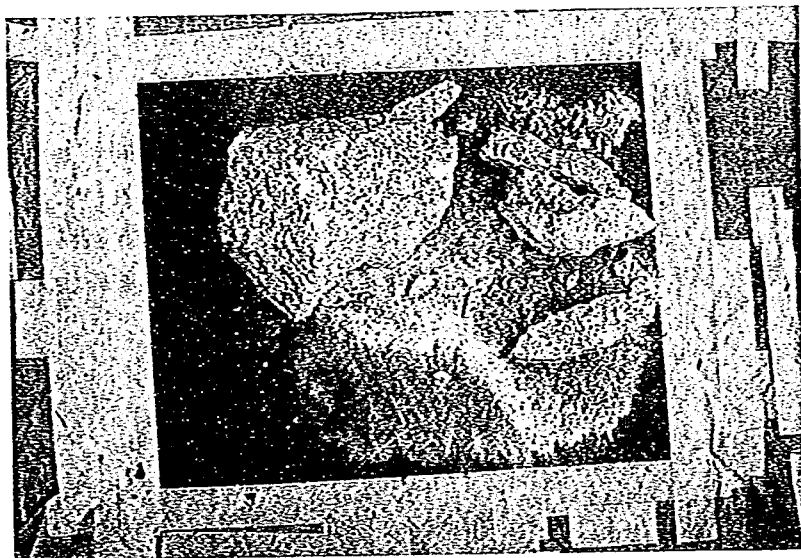


破碎礫の収集状況

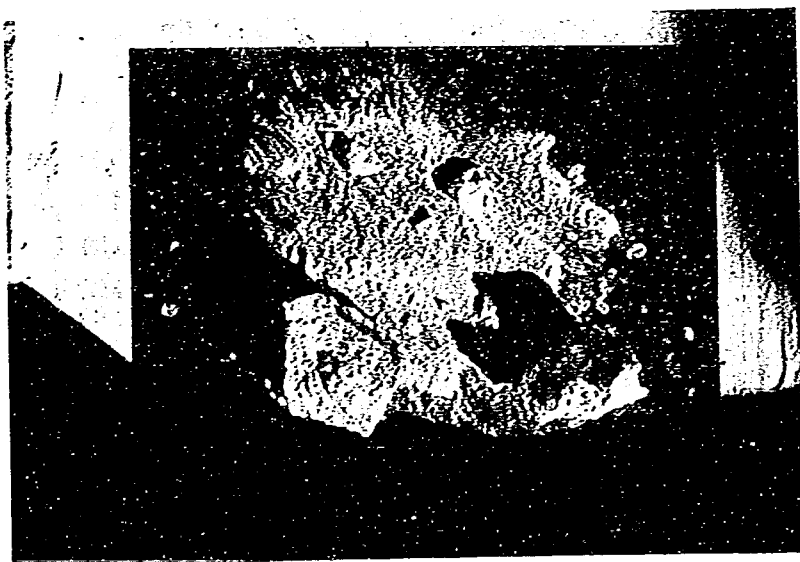




Na 1 の礫
H = 1.0
10回目
礫にキレツ
が入る。



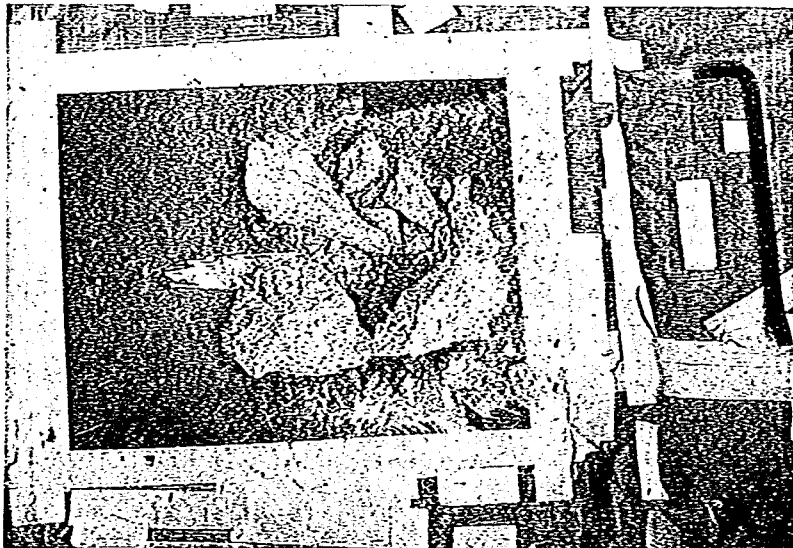
同 上
H = 1.5
2回目
破碎状況



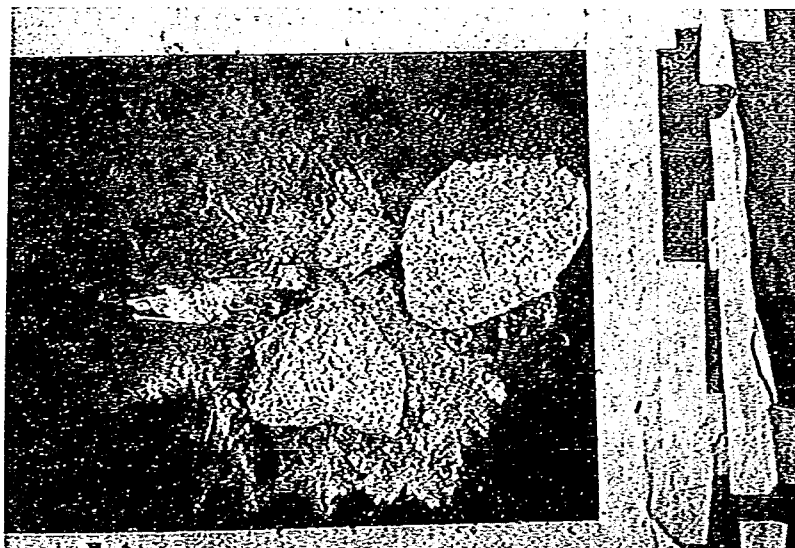
同 上
H = 2.0
3回目
破碎状況



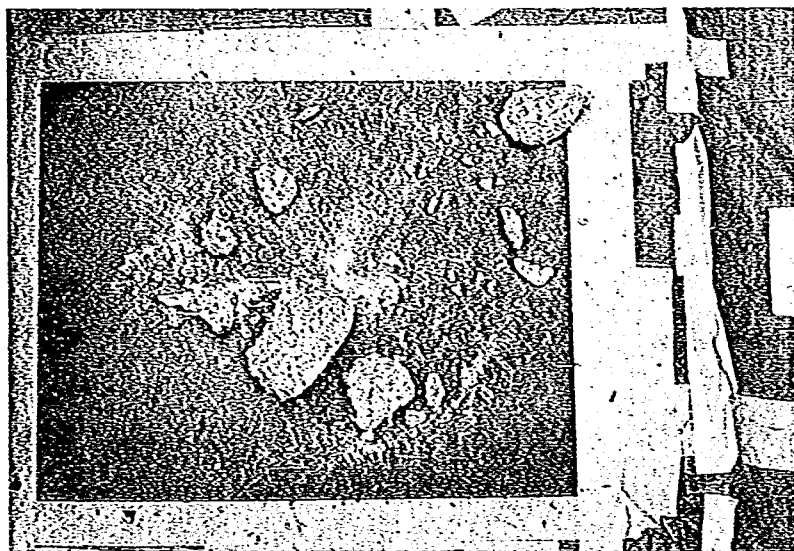
№ 2 の礫
H = 1.0
9 回目
破碎状況



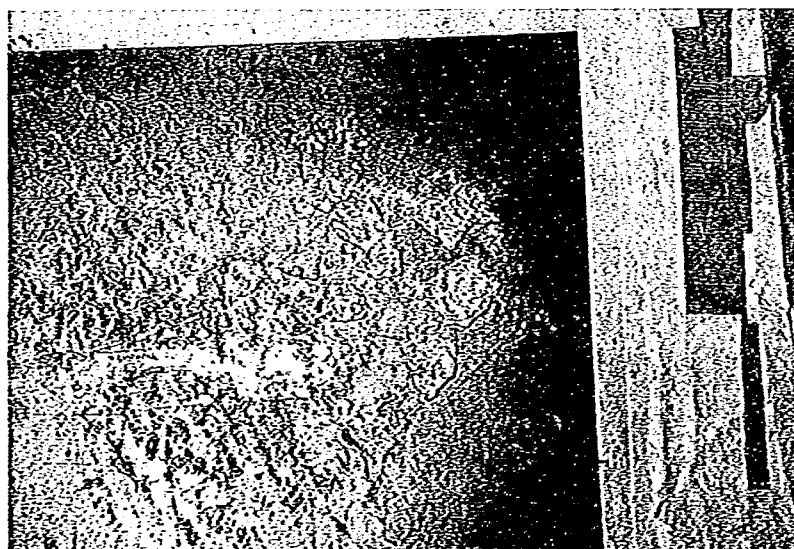
同 上
H = 1.5
5 回目
破碎状況



№ 3 の礫
H = 1.0
5 回目
破碎状況



№ 3 の礫
H = 1.0
10回目
破碎状況



同 上
H = 2.0
1回目の
破碎状況

河床砂礫の粒径減少に関する試験

I S S N 0386-5878

土研資料 第2834号

平成2年3月 (1990)

建設省土木研究所砂防研究室

室長 水山高久

要 旨 四国吉野川を対象に粒径の縦断的な変化を調べ、代表的な
3種類の岩種について破壊試験を実施して、流域内の礫の縦断的分
布状況、岩種別破碎状況、礫の粒径減少と細粒土砂の生産、流域内
の粒度の変化特性について考察した。

キーワード：河床砂礫，粒径，粒径減少，砂防

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室

No. _____

土木研究所資料 2834 号

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2834号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料 2834 号