

土木研究所資料

富士山大沢扇状地水理模型実験及び
沈砂地シミュレーション計算報告書

昭和63年2月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

「 Copyright © (1988) 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。」

富士山大沢扇状地水理模型実験及び 沈砂地シミュレーション計算報告書

砂防研究室	室長	水山	高久
	研究員	原	義文 [※]
		福本	晃久

要 旨

昭和60年度から62年度にかけて3ヶ年実施した、富士山大沢扇状地の遊砂地部と沈砂地部に関する、水理模型実験とシミュレーション計算による検討結果をとりまとめた。

キーワード： 富士山大沢扇状地，砂防，遊砂地，沈砂地

※： 現新庄工事事務所

Study on the Hydraulic Model Test of the Fuji Ohsawa Alluvial Fan and the Sedimentation Basin Simulation Method

Sabo Division	Head:	Takahisa MIZUYAMA
	Researcher:	Yoshifumi HARA Akihisa FUKUMOTO

Synopsis

This report puts together the results of the examination on the sand pockets and the sedimentation basins in the Fuji Ohsawa Alluvial Fan by the hydraulic model tests and the simulation calculation conducted during the three years from 1985 to 1987.

KEY WORDS: Fuji Ohsawa Alluvial Fan, Sabo (erosion control), sand pocket, sedimentation basin

はじめに

富士山大沢川は富士山頂に始まる大沢崩れに続く河川で、多量の土砂が流出してくる。下流域の土砂災害を防ぐために、扇状地部分は床固と導流堤によって土砂を堆積させる場所として整備されてきた。工事開始より約20年を経てこれらの工事はほぼ完了に近づいている。しかし、大沢崩れの土砂生産を減少させることは、高地であること、国立公園内であることなどの制約からほとんど進んでいない。したがって、扇状地内の河床は上昇し、放置すると下流への土砂流出が増加する。そこで扇状地の上流部では除石により遊砂効果を上げることが考えられた。昭和60、61年度の2ヶ年間、模型実験によって最適な除石形状を検討した。その実験を通じて、扇状地下流部で侵食が発生し下流の流路工内に多量に流入する傾向が見られた。対策として扇状地の下流部を沈砂地とすることが考えられる。そこで、模型実験とシミュレーション計算によって沈砂地の効果を確認し、最適形状を検討した。

昭和63年2月

目 次

はじめに

1. 遊砂地部の水理模型実験	1
1.1 実験の概要	1
1.2 実験結果と考察	3
1.2.1 47年災害の再現実験	3
1.2.2 遊砂地計画の検討実験	3
2. 沈砂地部の水理模型実験及びシミュレーション計算	27
2.1 実験の概要	27
2.2 実験の結果と考察	31
2.3 シミュレーションモデルの概要	42
2.4 シミュレーション計算の結果	49
3. 結論	59

1. 遊砂地部の水理模型実験

1.1 実験の概要

図-1.1に示すように岩樋终端の6.5k地点を上流端に、潤井川筋は5号床固を下流端とし、芝川筋は見返沢流路工の始点を下流端とした区間を模型に取り入れた。模型縮尺は1/100とし、床固などの構造物はモルタルで製作した。地形は、昭和56, 57年度測量結果を基に整形した。昭和47年災害の再現実験は、ピーク流量を $70\text{m}^3/\text{sec}$ とその2倍, 3倍, 4倍の4種類に変化させ、遊砂地計画の検討実験は、計画高水流量を120, $240\text{m}^3/\text{sec}$ の2種類とした。扇状地への流入土砂量は、47年災害の再現実験では、総量で70万 m^3 、土砂濃度(Cd)は5~20%とし、遊砂地計画の検討実験では、150万 m^3 、 $\text{Cd} = 8 \sim 21\%$ とした。河床材料の粒度分布を図-1.2に示す。図-1.2は、昭和58年度¹⁾と59年度²⁾の実験に使用した河床材料の粒度分布を併記した。

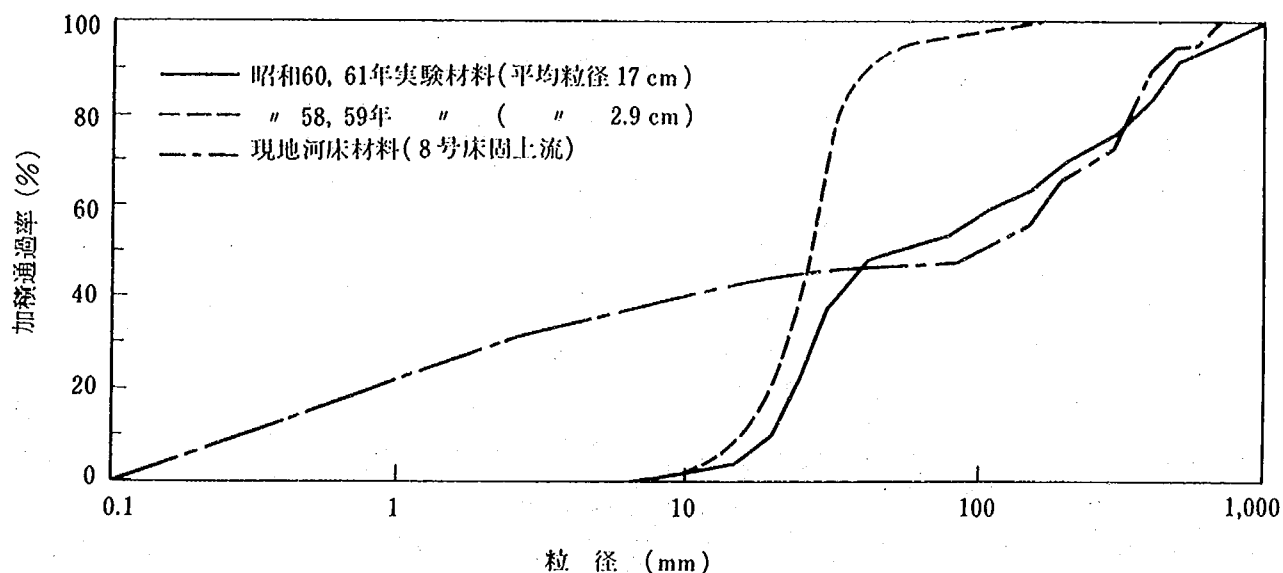


図-1.2 粒径加算曲線



図一1.1 遊砂地部模型取り入れ範囲平面図

1.2 実験の結果と考察

1.2.1 47年災害の再現実験

47年災害の最大流量は $60\sim 70\text{m}^3/\text{sec}$ と推定されている。実験ではピーク流量を $70\text{m}^3/\text{sec}$ とし、流入土砂量は表-1.1より70万 m^3 とする。災害後の河床の洗掘・堆積平面図を図-1.3に示す。 $70\text{m}^3/\text{sec}$ として土砂濃度を14%, 20%とした場合の実験結果は、

- ① 流速は岩樋部で約 $7\text{m}/\text{sec}$ 、9号床固付近で約 $5\text{m}/\text{sec}$ が現地で観察されているが、実験においては、それぞれ $5\sim 10\text{m}/\text{sec}$ 、 $3\sim 7\text{m}/\text{sec}$ であり比較的一致しているといえる。
- ② 図-1.4に土砂濃度20%での洗掘・堆積平面図を示し、流向写真を写真-1.1に示す。図-1.3の災害後の洗掘・堆積状況を見ると、6.2~6.0k区間及び9号~7号床固区間で堆積が著しい。図-1.4をみると6.0kより上流の堆積が著しく、5.1k~6号床固間でも全体的に堆積傾向にある。
- ③ 芝川筋への流れは、実験では生じていない。
- ④ 図-1.5は5号床固からの流出土砂量の時間変化である。流出土砂濃度は1%前後であり、流入土砂は扇状地内に堆積している。

である。

上記の②より堆積傾向が一致しないことがわかった。これは実験では流砂量が少ないことが原因している。そこで、上流での流下能力に合う土砂量を給砂することとし、流量を2倍($140\text{m}^3/\text{sec}$)、3倍($210\text{m}^3/\text{sec}$)、4倍($280\text{m}^3/\text{sec}$)に変化させ検討することとした。

表-1.2に実験条件と扇状地内の土砂収支を示す。 $Q=140\text{m}^3/\text{sec}$ の場合が実績とよく一致しており、 $Q=210\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $280\text{m}^3/\text{sec}$ とすると5号床固からの流出土砂量が多くなることがわかる。これは、7号床固下流の洗掘が大きくなるためである。図-1.6は $Q=140\text{m}^3/\text{sec}$ で土砂濃度を10%とした場合で、図-1.7は同じ流量で土砂濃度を5%とした場合の洗掘・堆積平面図である。土砂濃度を10%とすると7号床固下流の洗掘は小さいが、5%とすると7号床固下流の洗掘が大きくなる。写真-1.2に土砂濃度10%の場合の流向写真を示す。また、二次元実験により計画高水流量 $120\text{m}^3/\text{sec}$ に対して河床が変動しない土砂濃度は8% (7号~8号床固間 $I=1/13$)であることが確かめられている。ただし、二次元実験での流路幅は、図-1.8に示す3次元実験実験中の流路幅と流量の関係から30mとしている。このことから、除石工の検討実験では、流量を $240\text{m}^3/\text{sec}$ とし、土砂濃度を8%とすることにした。

1.2.2 遊砂地計画の検討

遊砂地部での除石工を行う区間及び形状を図-1.9に示す。除石する深さは、計画河床高から3mである。9号床固を設置して実験を行った。実験条件及び扇状地内の土砂収支を表-1.3に示す。表中の除石量は計画河床高からの除石量であり、No. 5, 6の現況河道で整形している区間は除石量を0としている。流出土砂量は、5号床固からの流出土砂量である。

1) 扇状地上流端の計画条件での検討

扇状地上流端の計画高水流量は $Q=120\text{m}^3/\text{sec}$ であり、計画流入土砂量は150万 m^3 である。この条件で土砂濃度を21%として与えた場合(表-1.3中のNo. 1)の洗掘・堆積平面図を図-

1.10に、流向写真を写真-1.3に示す。流入土砂は、7号床固上流に堆積する。このため、床固下流では洗掘が大きくなり、洗掘された土砂はその下流の床固上流に堆積する。流出土砂量は、約6万 m^3 である。土砂濃度を小さくしても洗掘・堆積の傾向は変わらず、土砂濃度を10%とした場合(No.2)の流出土砂量は、約16万 m^3 である。

2) 再現実験の結果を用いた検討

再現実験の結果から流量を240 m^3/sec とし、土砂濃度は8%とすると再現性が最も良いという結果が得られた。この条件を用いて、計画流入土砂量(150万 m^3)を遊砂地部で堆積させるための、除石工形状について検討した。なお、潤井川流路工の計画高水流量は240 m^3/sec である。

図-1.9に示す除石計画(No.3)での、洗掘・堆積平面図を図-1.11に、流向写真を写真-1.4に示す。各床固下流では洗掘が生じる。このため、46万 m^3 の土砂が流出している。5号~6号床固間を更に除石(No.4)しても、図-1.12のような洗掘・堆積状況で、流出土砂量は42万 m^3 となり、ほとんど効果がないことがわかる。このため、洗掘の大きい7号床固下流に帯工を設置(No.5)し、洗掘を防止することとした。図-1.13に除石区間と形状を示すが、6号~8号床固間は、昭和56、57年度の測量結果を基にした河道(現況河道)である。洗掘・堆積平面図を図-1.14に、流向写真を写真-1.5に示す。6号床固下流の洗掘が生じているが、7号床固下流の洗掘は防止できる。流出土砂量は約26万 m^3 と減少する。流出土砂量を更に低減させる目的で、6号~7号床固間を計画河床より6m深くして(No.6, 図-1.13)実験を行った。図-1.15に洗掘・堆積平面図を、流向写真を写真-1.6に示す。7号床固下流の帯工まで洗掘が及び、7号床固維持するには、何らかの別の施設が必要となると考えられる。

本実験の中の各床固下流の洗掘については、堆積傾向を近似させるために流量を2倍とした影響で、実現象より大きく現われていると考えられる。

実験の結果より、除石工区間を5号~6号床固間、8号~9号床固上流間とし、6号~8号床固間は図-1.16に示すように計画除石面より現在でも低下しているので現況河道とし、7号床固下流の洗掘を防止すると、流出土砂量を小さくできることがわかった。この除石工計画での流入土砂の遊砂地部での堆積状況を、図-1.17に示す。9号床固上流に堆積する土砂量は、流入土砂量(150万 m^3)の半分の約70万 m^3 である。9号床固上流では、平均約1.5mで堆積していることになる。また、6号床固までは約110万 m^3 の堆積となっている。洗掘は、床固下流で生じているが、量的に少ないことから、上流から流入した土砂の一部は、遊砂地内に堆積することなく流出するとみることができる。この実験条件での流出する土砂量は、遊砂地の洗掘量も含めて約26万 m^3 となる。

一方計画では、5号床固から9号床固の上流約100mまでの区間を遊砂地部と呼び、除石量の70万 m^3 に加えて80万 m^3 の堆積を見込むことになっているが、これには無理があることがわかる。

以下に前記条件の実験中に現われた問題点を示す。また、流況観察平面図を図-1.18に示す。

- ① 9号床固上流の土砂堆積は5.5~5.6kまで及ぶ。このため5.5k付近右岸側の溪岸工より1~1.5mの水深で越流し、氾濫する(写真-1.7)。

- ② 6号床固下流帯工前庭部では4～5mの局所洗掘を生じる(写真-1.8)。
- ③ 9号床固前庭部では、通水開始後一時的に4～5mの局所洗掘を生じる(写真-1.9)。
- その後、上流からの土砂により埋め戻される。
- ④ 8号、9号床固左岸導流堤上流端より氾濫する(写真-1.10)。
- ⑤ 6号床固左岸導流堤下流端で越水する。

表 1. 1 昭和47年災害時の土砂変動量³⁾

月日	源 頭 部	中 流 部	扇 状 地	河 川	港 海
5. 1	- 950,000	+ 700,000	+ 200,000 - 70,000	+ 70,000	- 50,000
5. 5	- 50,000	- 250,000	+ 200,000	+ 60,000	+ 40,000
6. 8		- 150,000	+ 120,000	+ 20,000	+ 10,000
7. 6		- 50,000	+ 30,000	+ 10,000	+ 10,000
7.12		- 100,000	+ 70,000 - 50,000	+ 40,000	+ 40,000
計	- 1,000,000	+ 150,000	+ 620,000 - 120,000	+ 200,000	+ 150,000

対象土砂量：扇状地+河川

$$620 \times 10^3 \text{ m}^3 - 120 \times 10^3 \text{ m}^3 + 200 \times 10^3 \text{ m}^3 = 700 \times 10^3 \text{ m}^3$$

対象流量：70m³/sec

表 1. 2 遊砂地部の土砂収支

流 量	給 砂 量 (m ³)	扇状地内堆積量 (m ³)	流出土砂量 (m ³)
140m ³ /sec (2倍)	700 × 10 ³	560 × 10 ³	140 × 10 ³
210m ³ /sec (3倍)	700 × 10 ³	497 × 10 ³	203 × 10 ³
280m ³ /sec (4倍)	700 × 10 ³	436 × 10 ³	364 × 10 ³

(昭和47年災時の扇状地の流出土砂量は 120 × 10³ m³ である。)

表 1. 3 遊砂地部からの流出土砂量

No.	流 量 Q (m ³ /sec)	土 砂 濃 度 (%)	通 水 時 間 (分)	除 石 量 (m ³)	流出土砂量* (m ³)
1	120	21	60	724,487	61,167
2	120	10	120	724,487	158,333
3	240	8	72	724,487	462,240
4	240	8	72	902,552	421,920
5	240	8	72	515,930	257,760
6	240	8	72	924,748	247,680

* 流出土砂量：5号床固からの流出土砂量

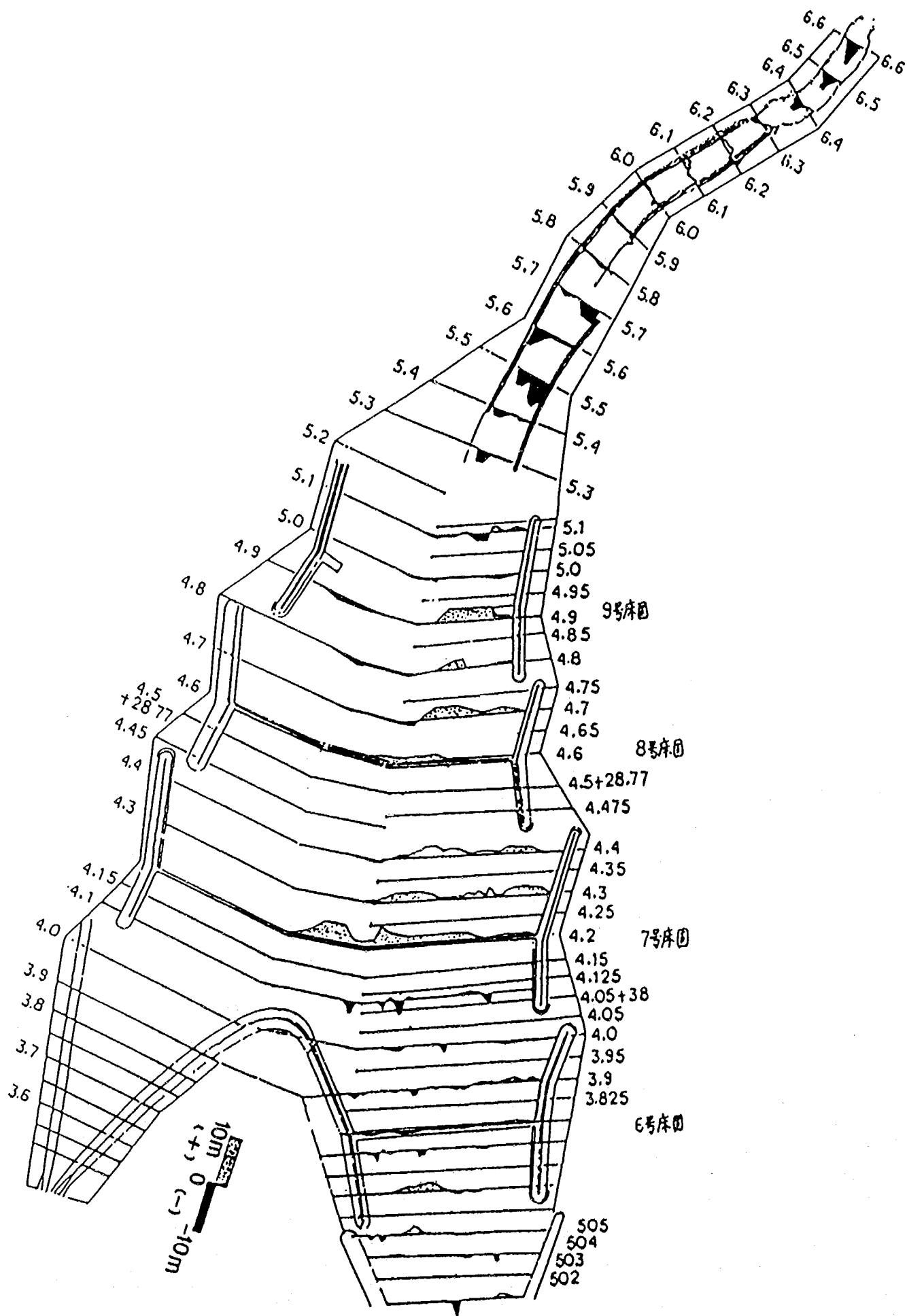
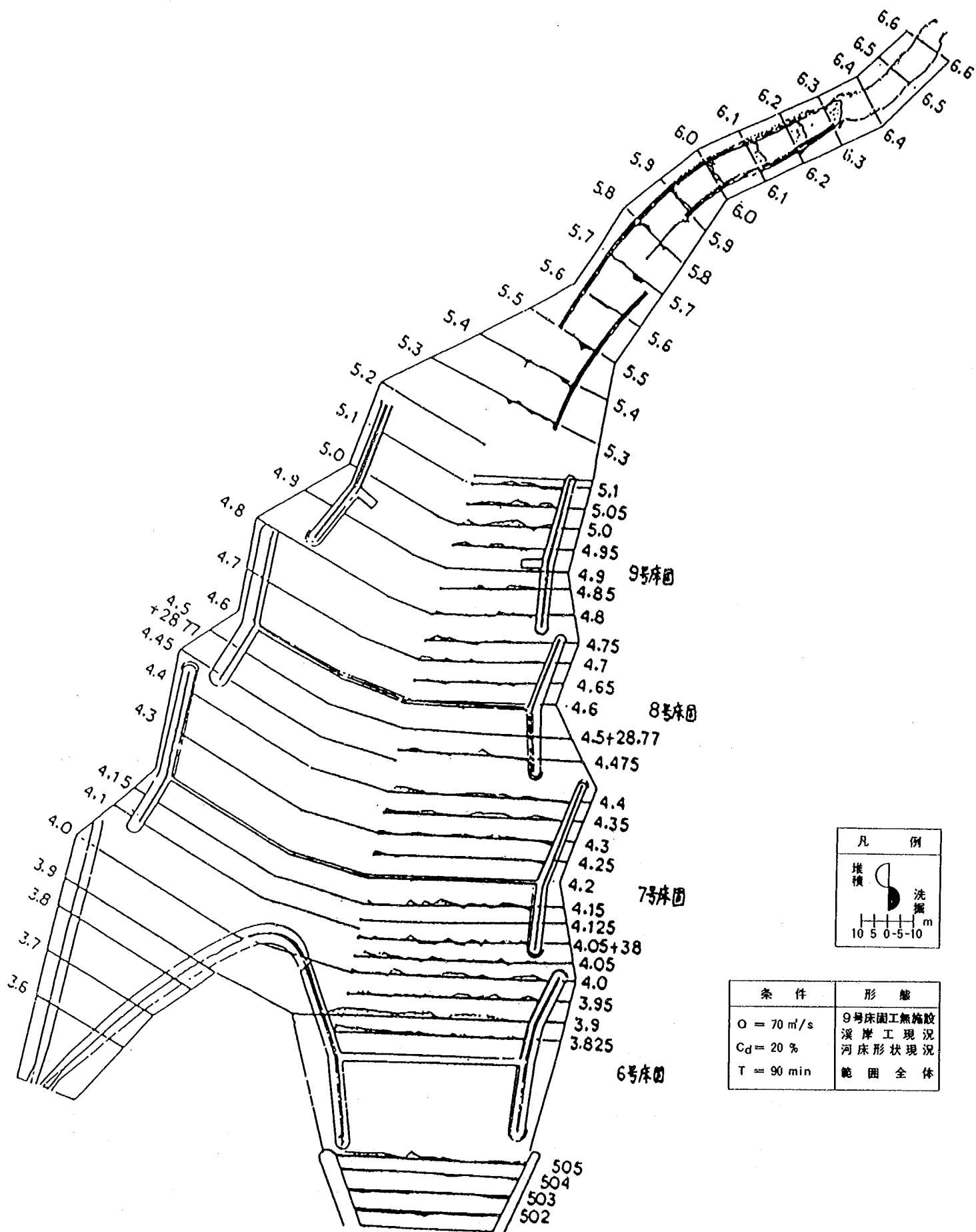


図-1.3 47年災害後の洗掘・堆積平面図



図—1.4 47年災害の再現実験洗堀・堆積平面図

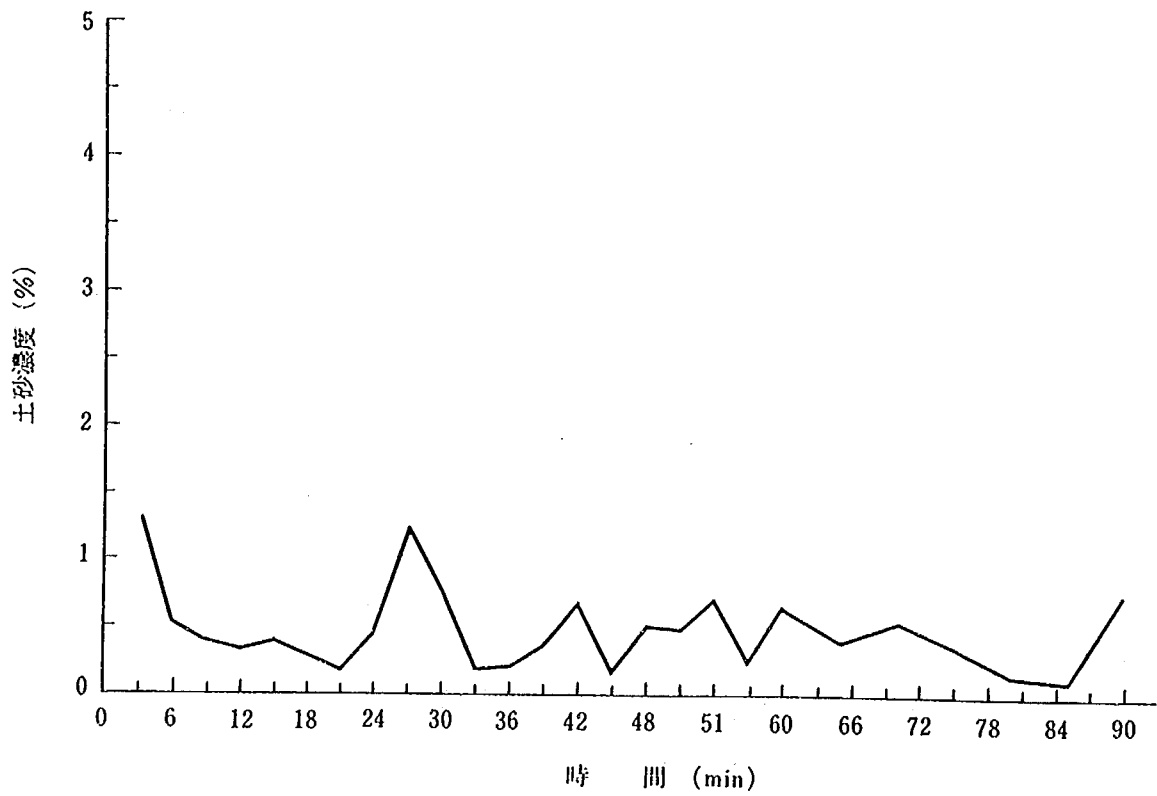


図-1. 5 流出土砂濃度の時間的变化 (case-1)

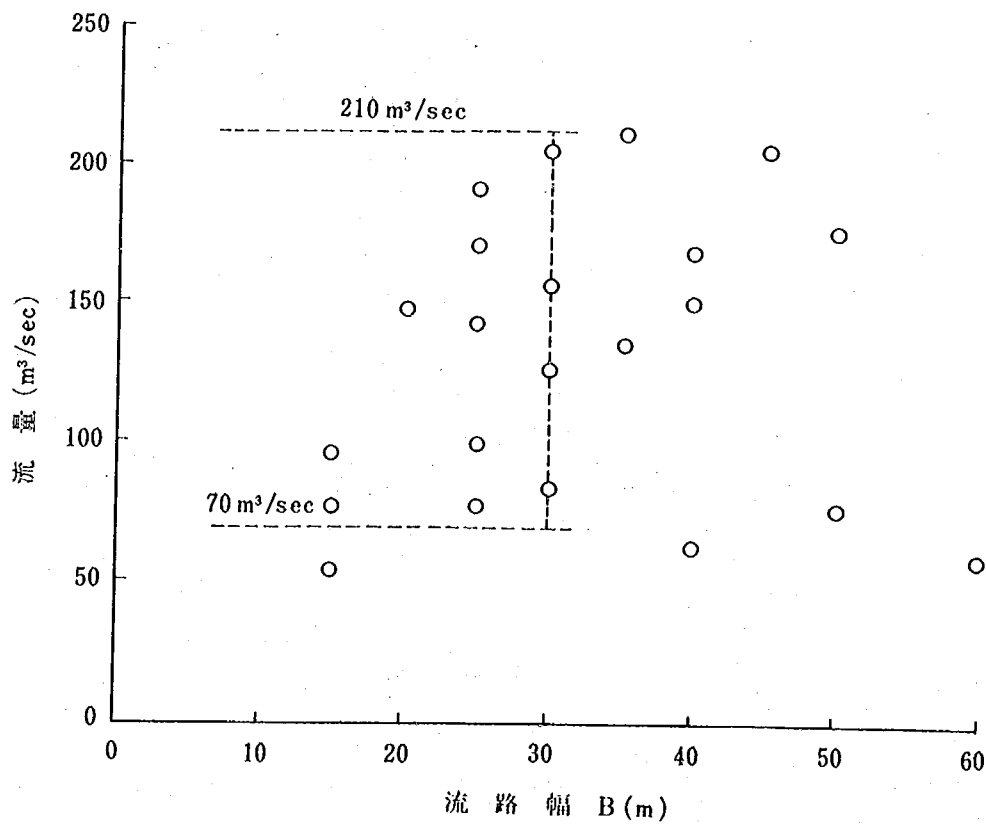
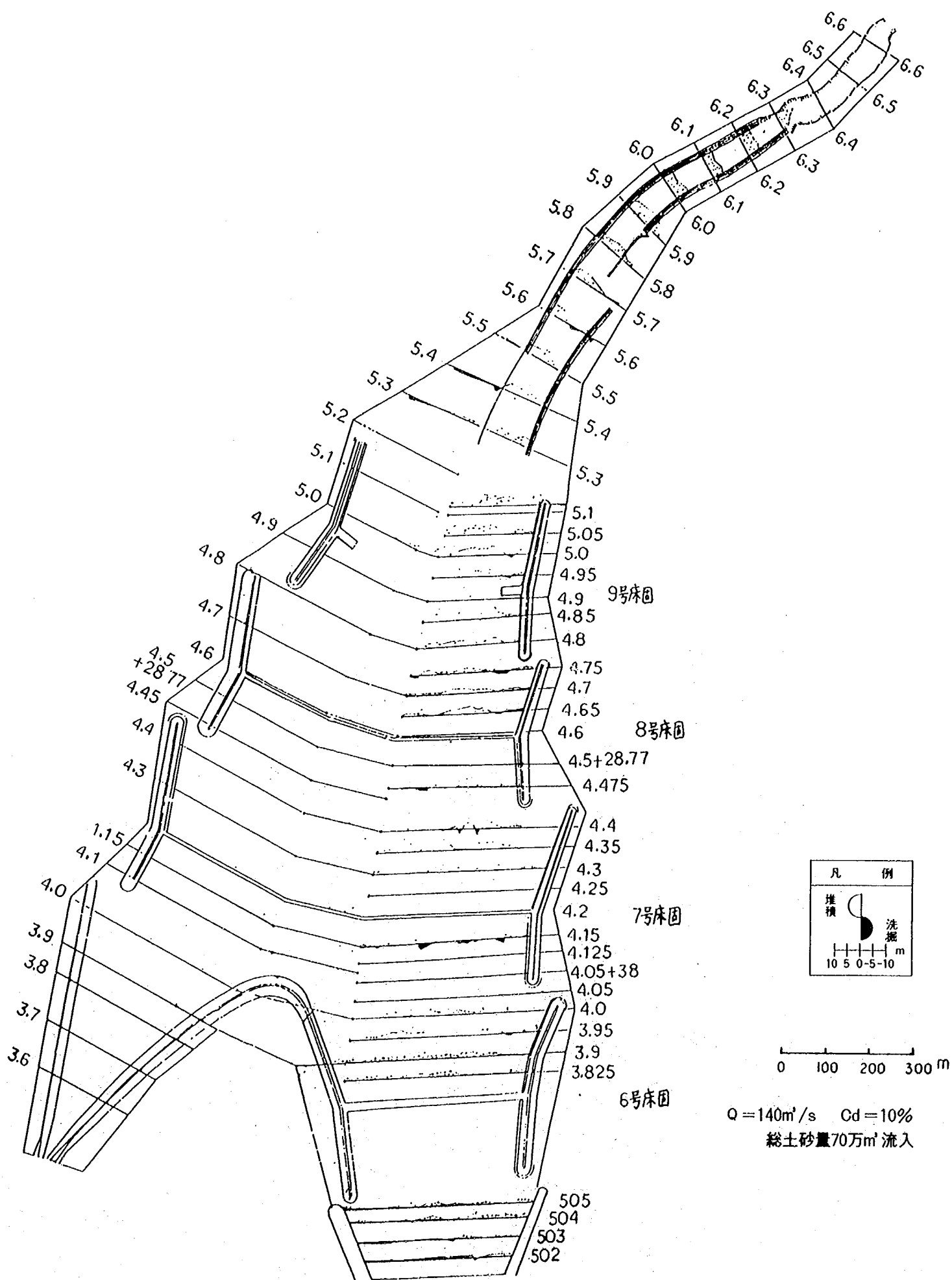


図-1. 8 主流路幅と流量との関係



図一1.6 47年災害の再現実験洗掘・堆積平面図

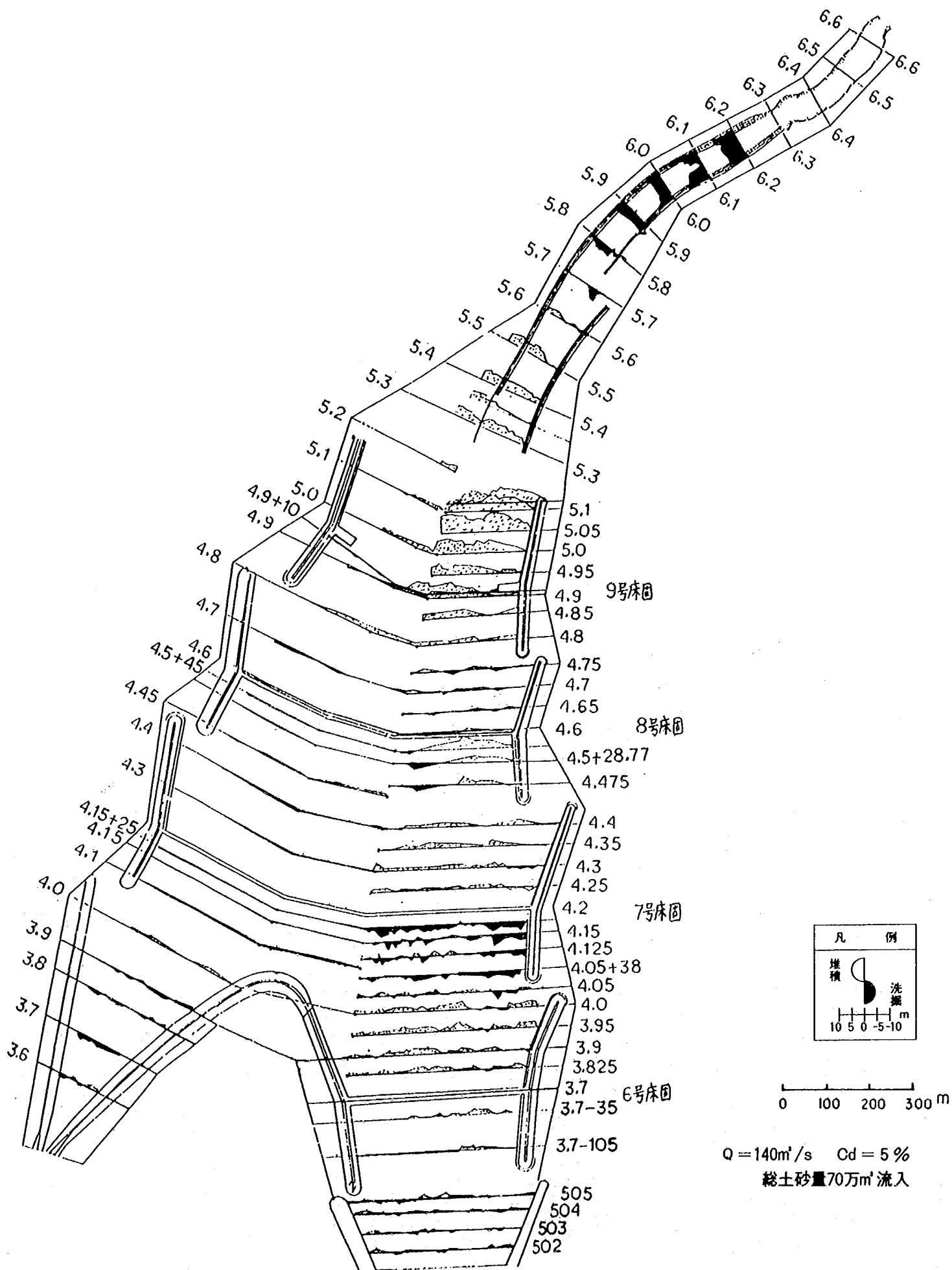
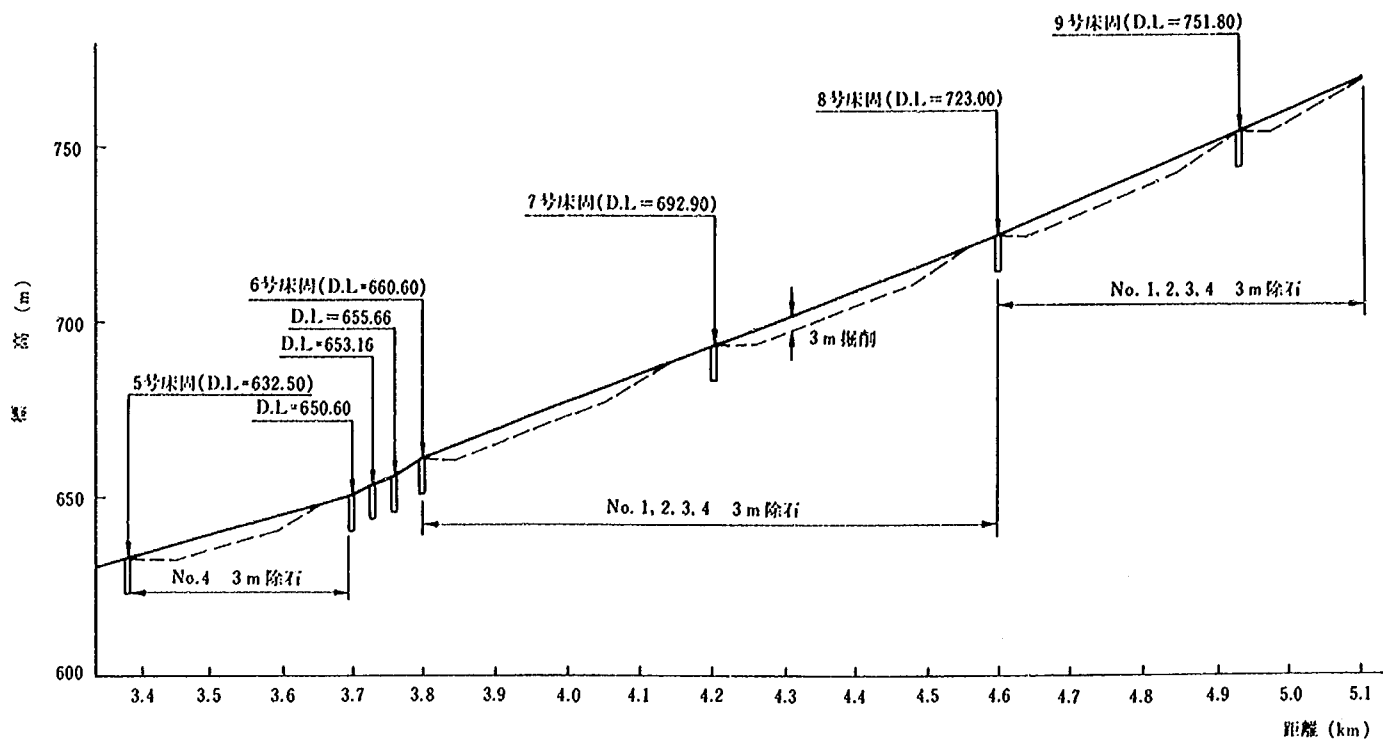
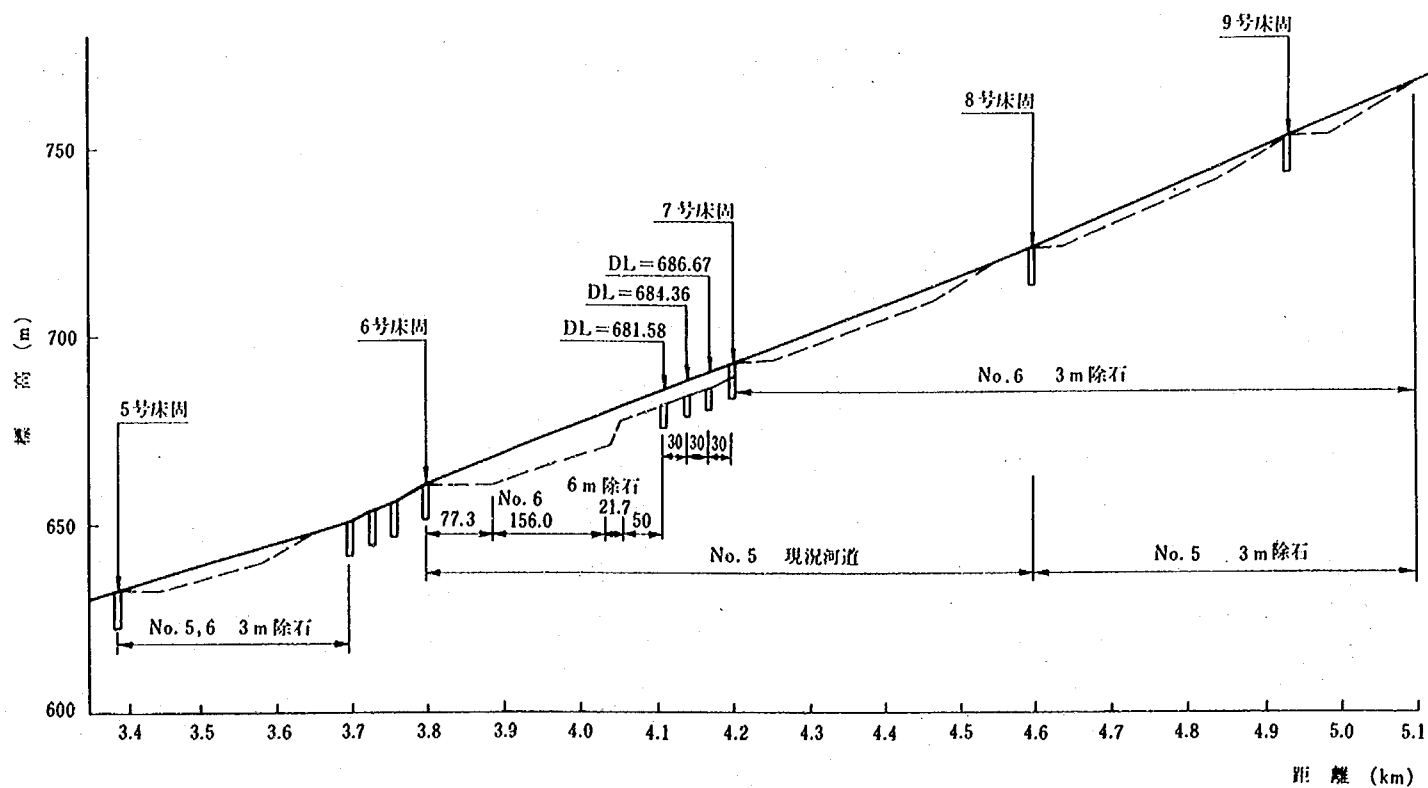


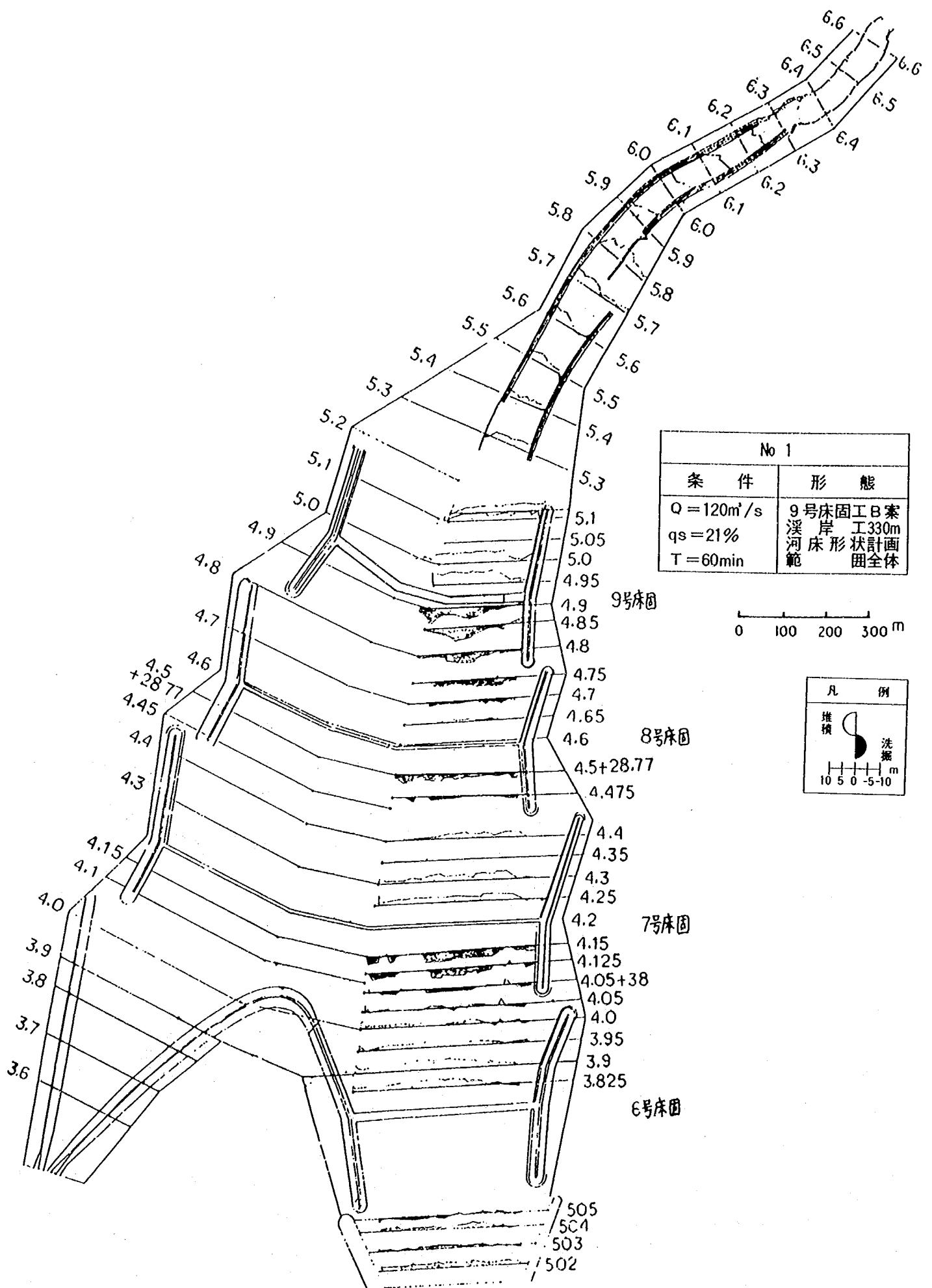
図-1.7 47年災害の再現実験洗掘・堆積平面図



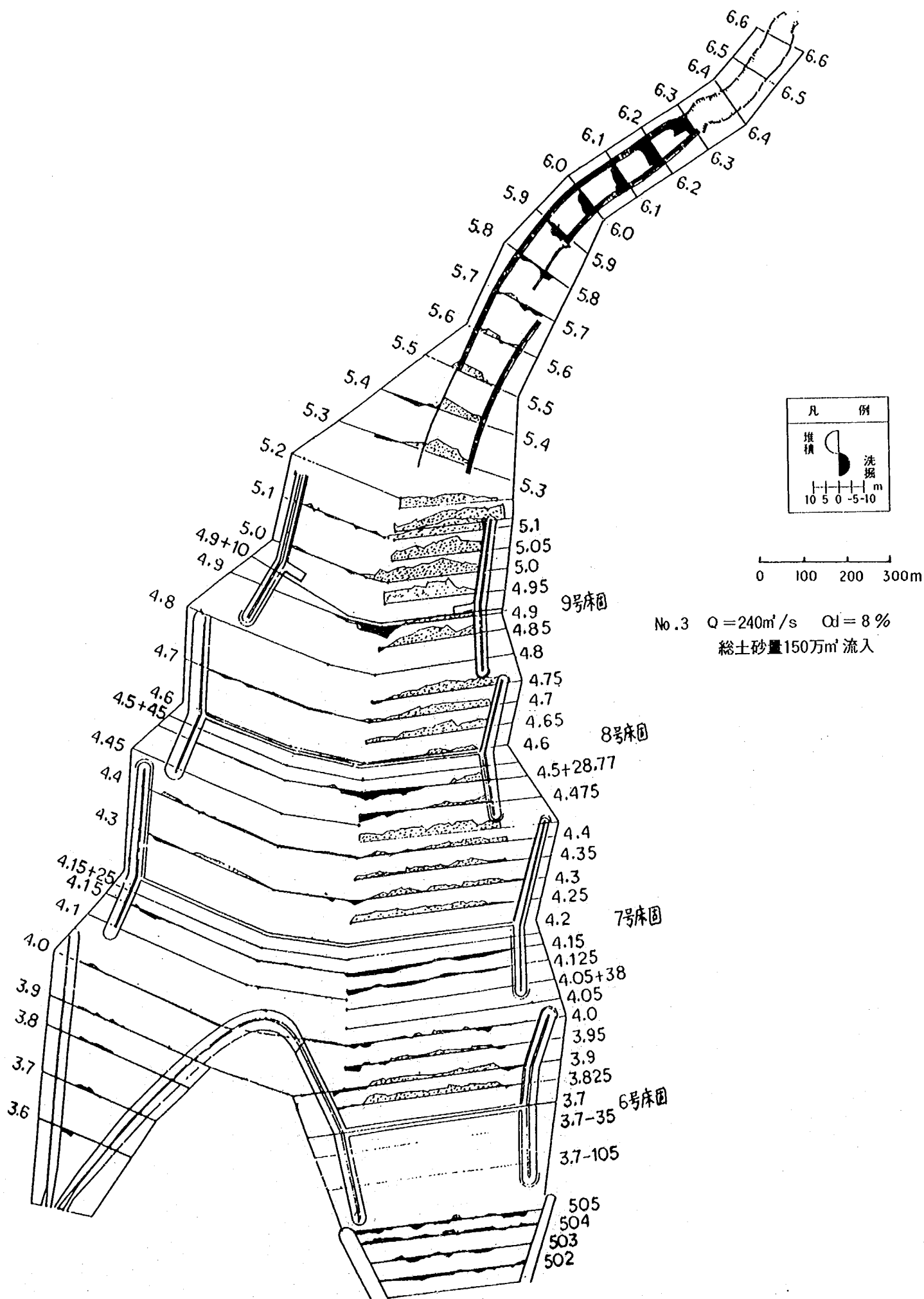
图—1. 9 河床高縱断面图 (No. 1, 2, 3, 4)



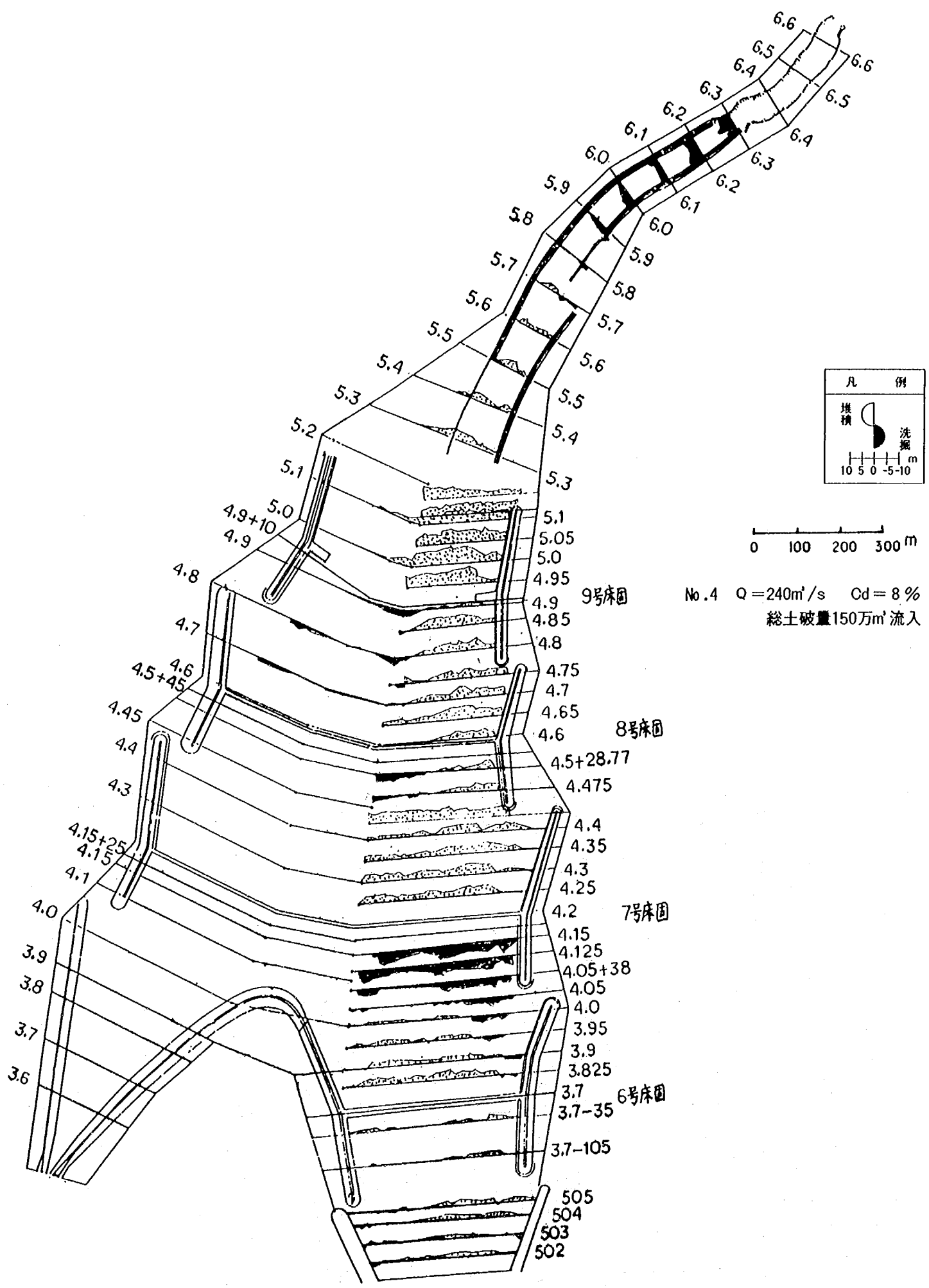
图—1. 13 河床高縱断面图 (No. 5, 6)



図一.10 洗堀・堆積平面図 (No 1)



図—1.11 洗掘・堆積平面図 (No 3)



図一.12洗堀・堆積平面図 (No 4)

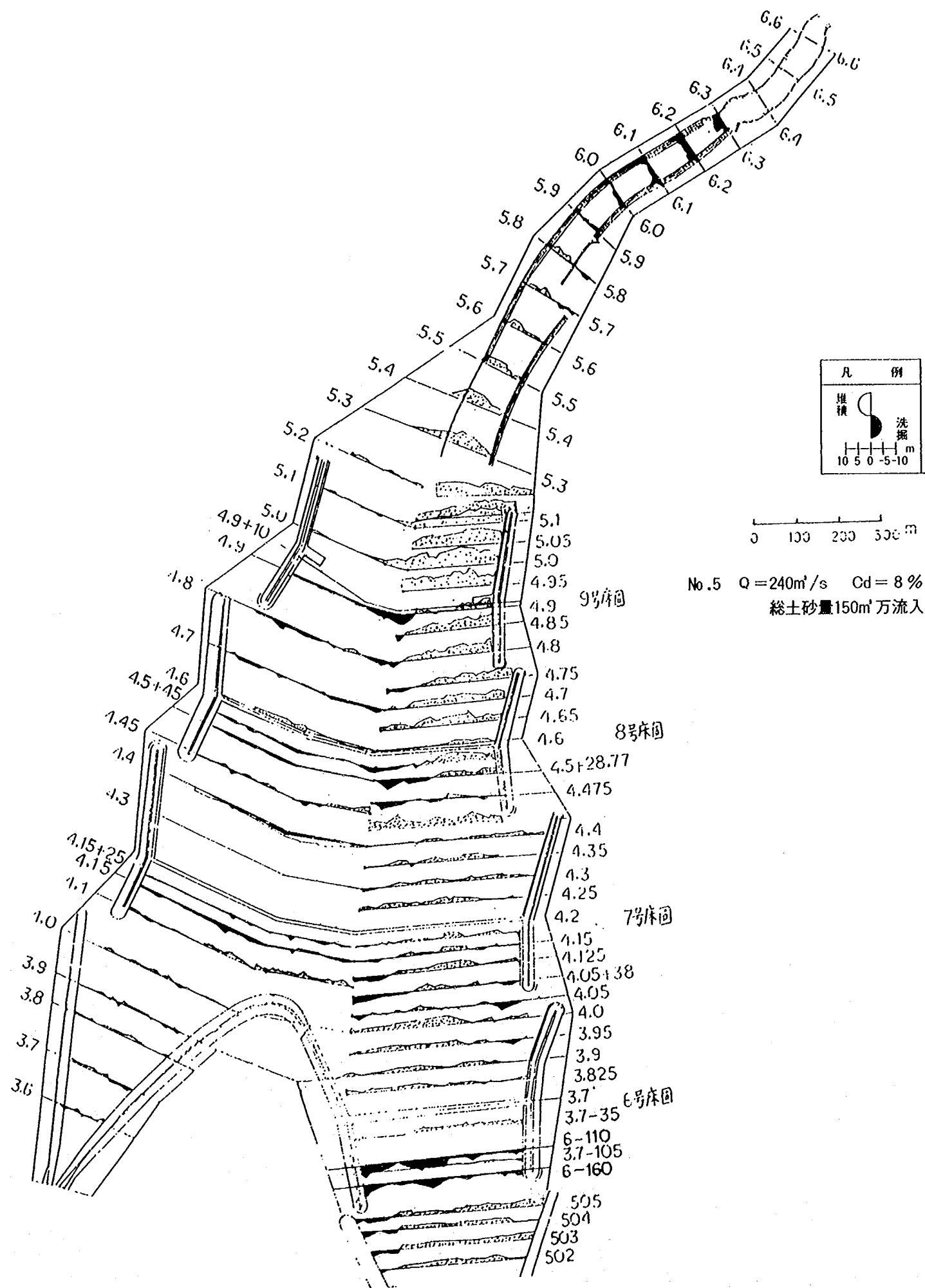


図-1.14 洗掘・堆積平面図(No 5)

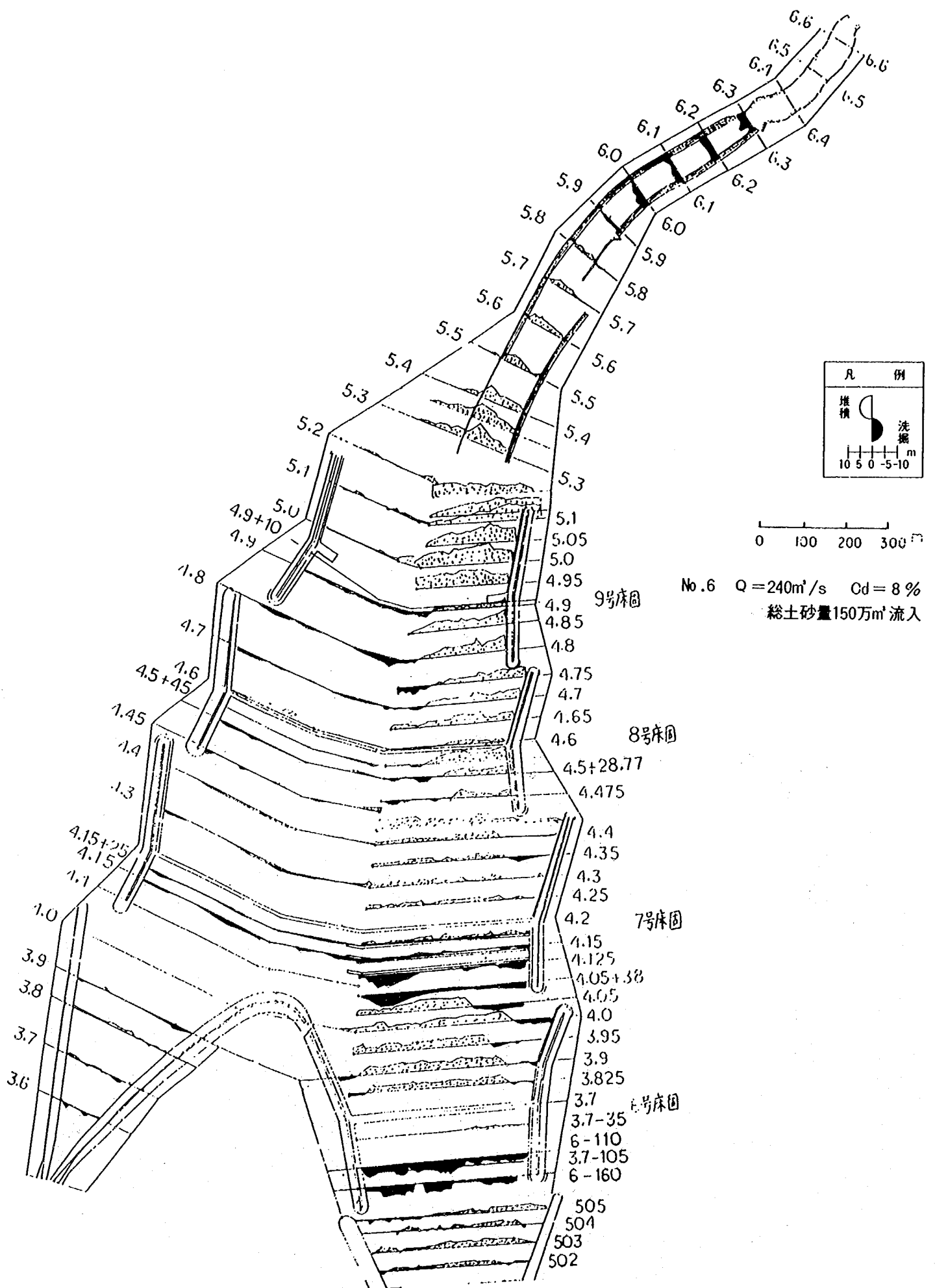
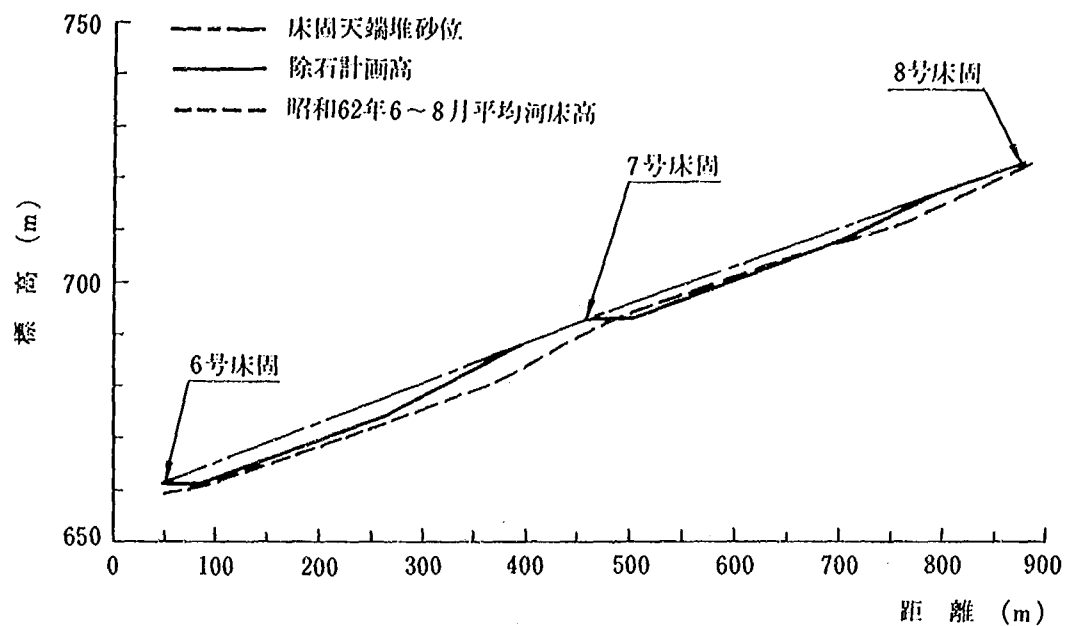
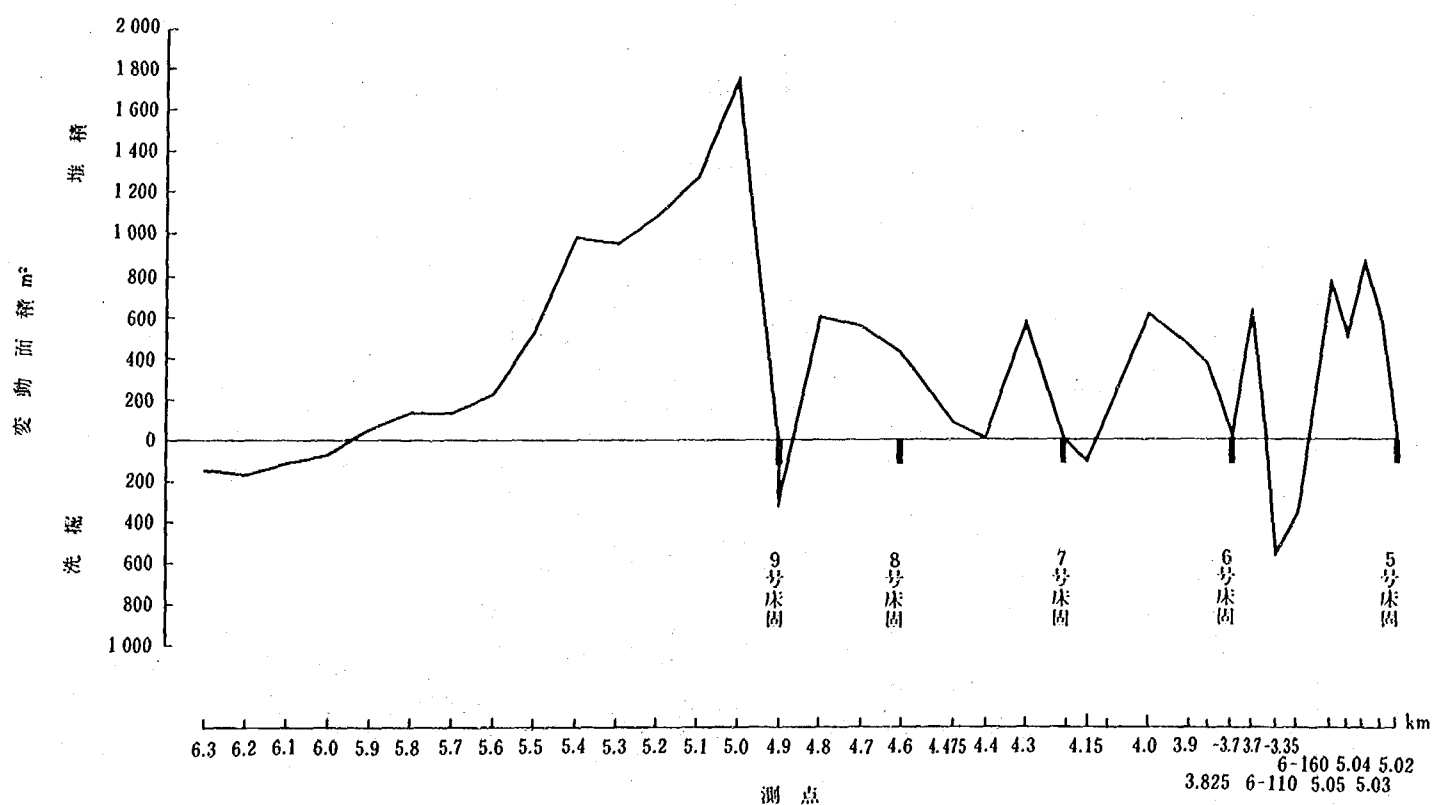


図-1.15 洗掘・堆積平面図 (No 6)



図一 1. 16 縦断面図 (昭和62年度富士山大沢川横断測量)



図一 1. 17 河床変動縦断面図 (No. 5)

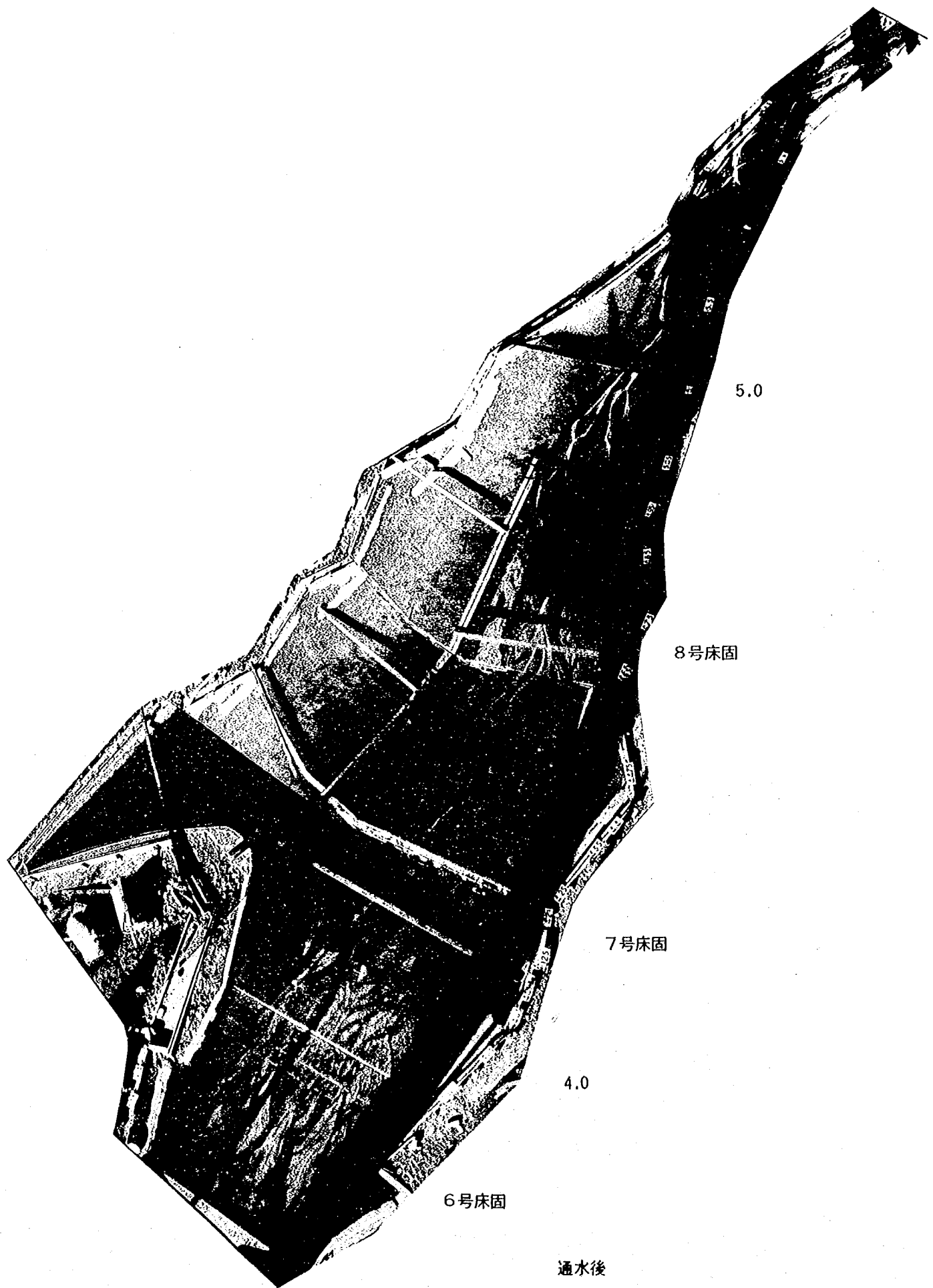


写真-1.1 47年災害の再現実験 ($Q=70\text{m}^3/\text{sec}$, $C_d=20\%$)

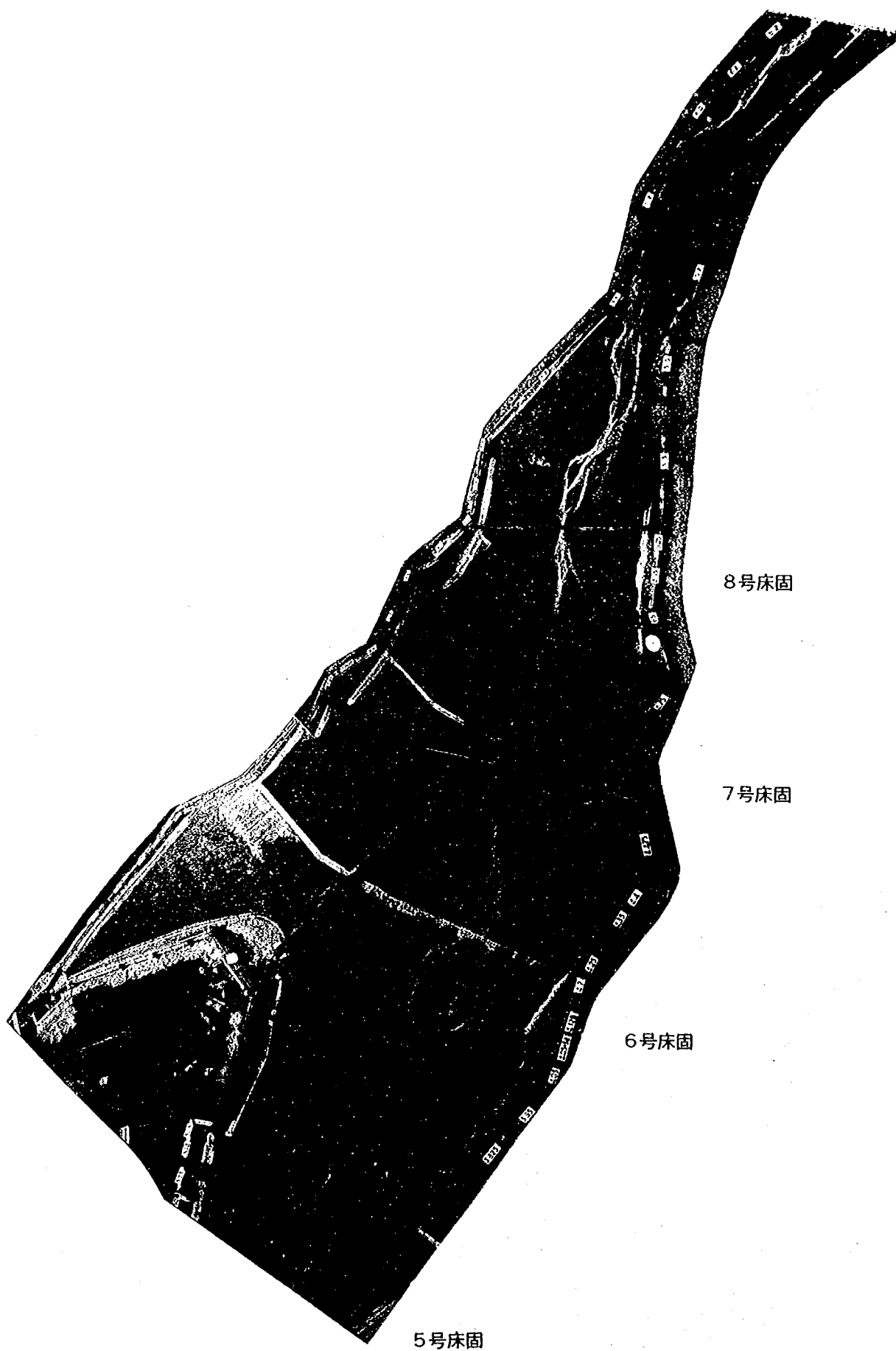


写真-1.2 47年災害の再現実験 ($Q=140\text{m}^3/\text{sec}$, $C_d=10\%$)

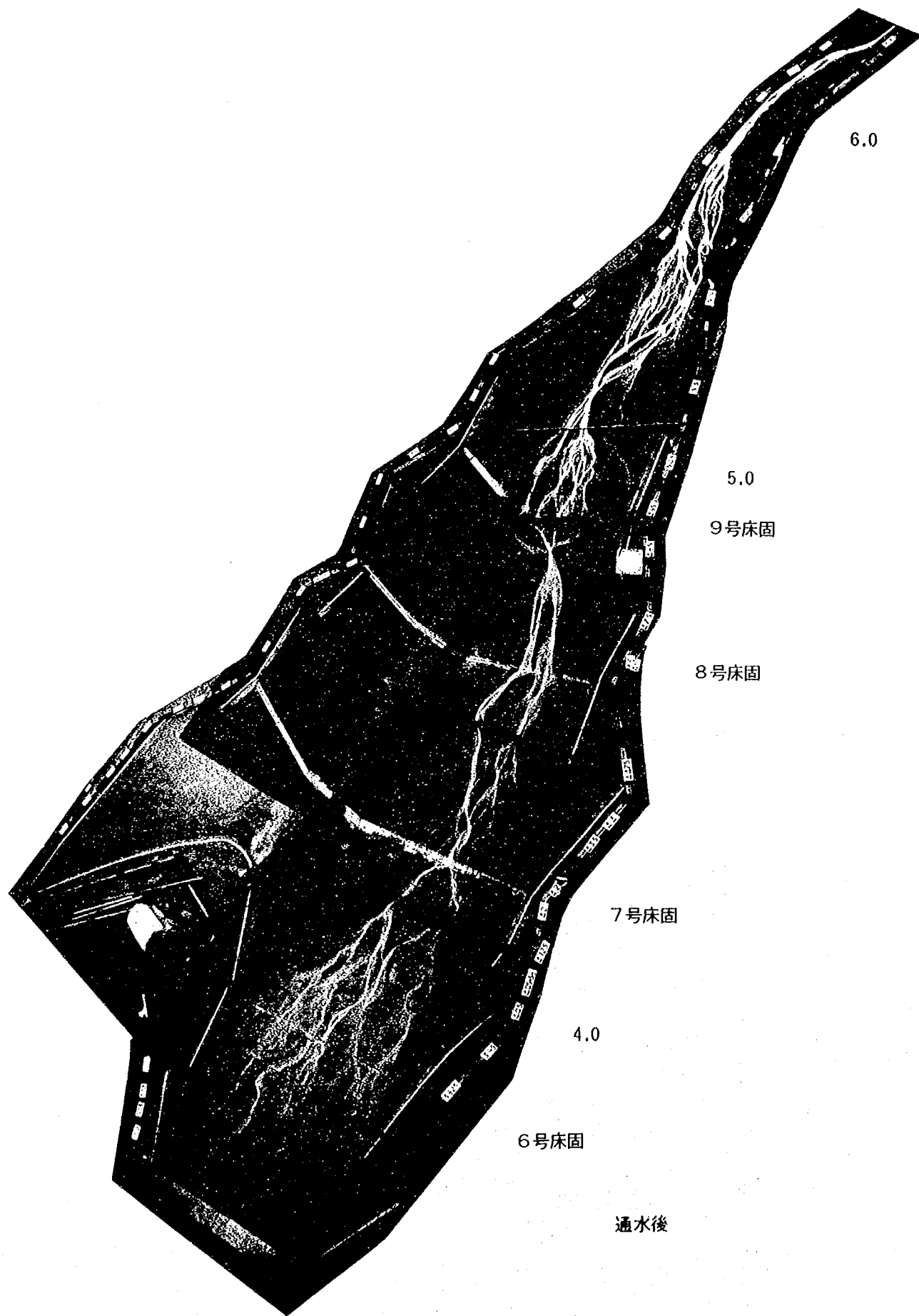


写真-1.3 遊砂地計画の検討 (No.1 $Q=120\text{m}^3/\text{s}$, $C_d=21\%$)

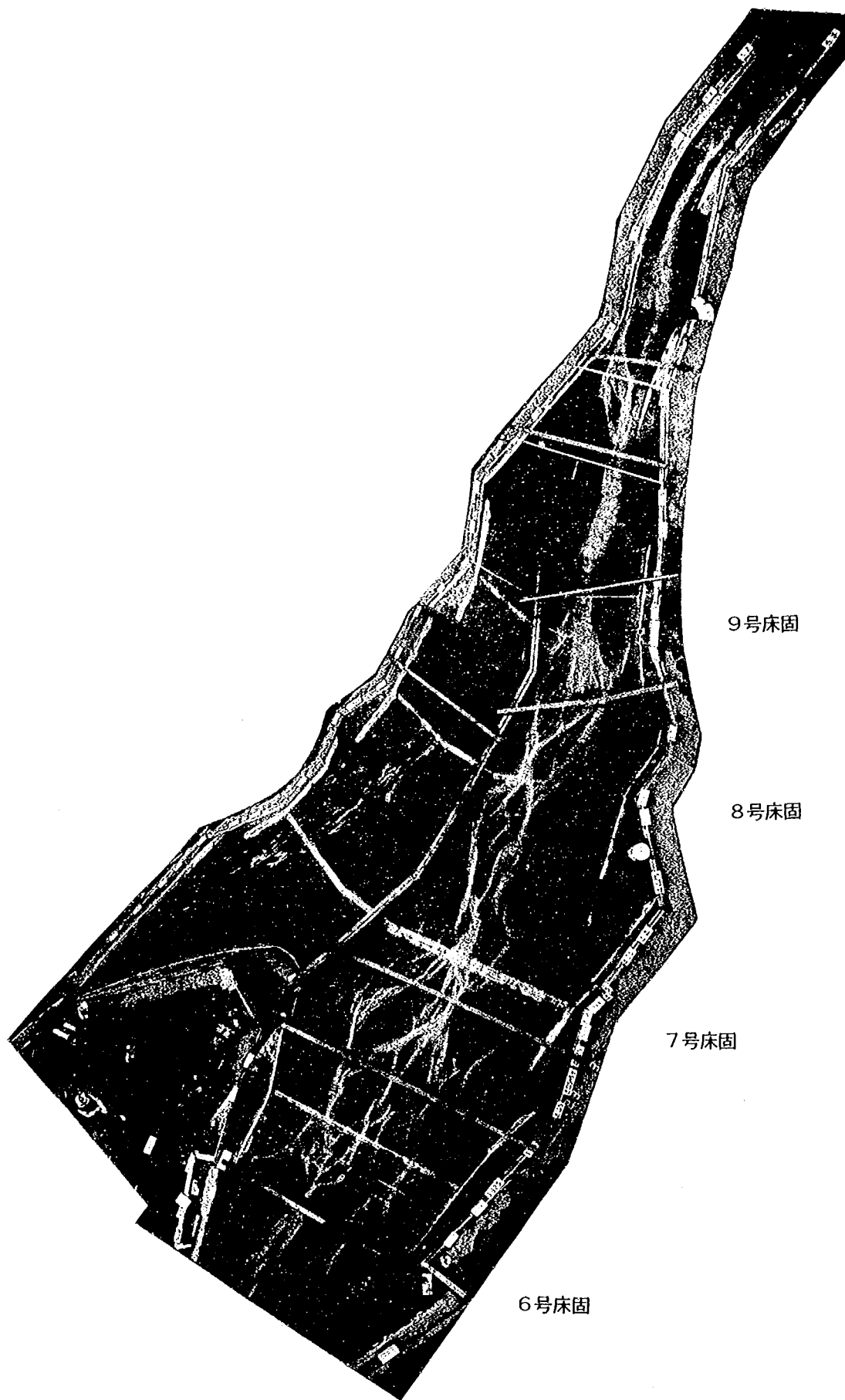


写真-1.4 遊砂地計画の検討 (No.3 $Q=240\text{m}^3/\text{sec}$, $C_d=8\%$)

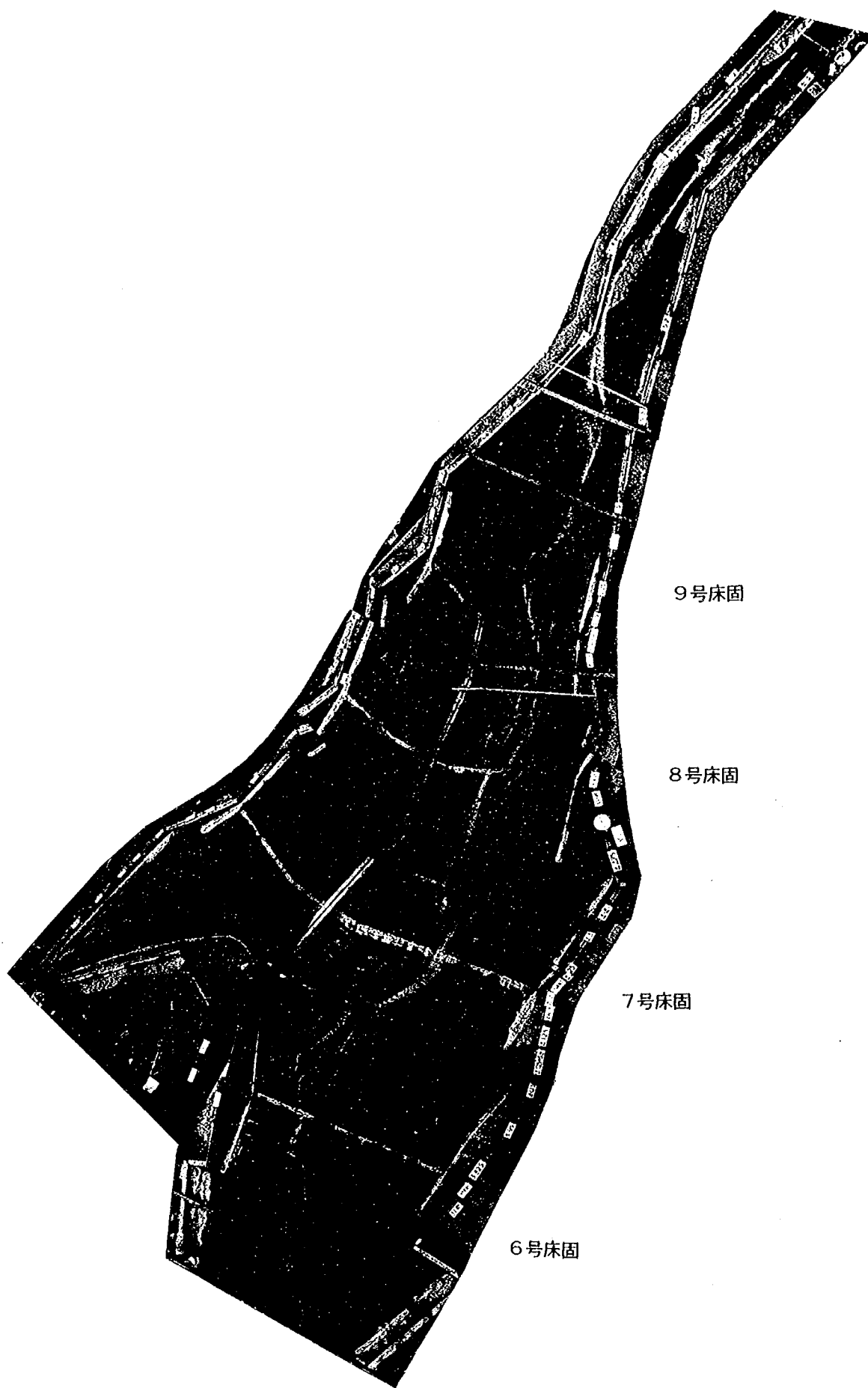


写真-1.5 遊砂地計画の検討 (No.5 $Q=240\text{m}^3/\text{sec}$, $C_d=8\%$)

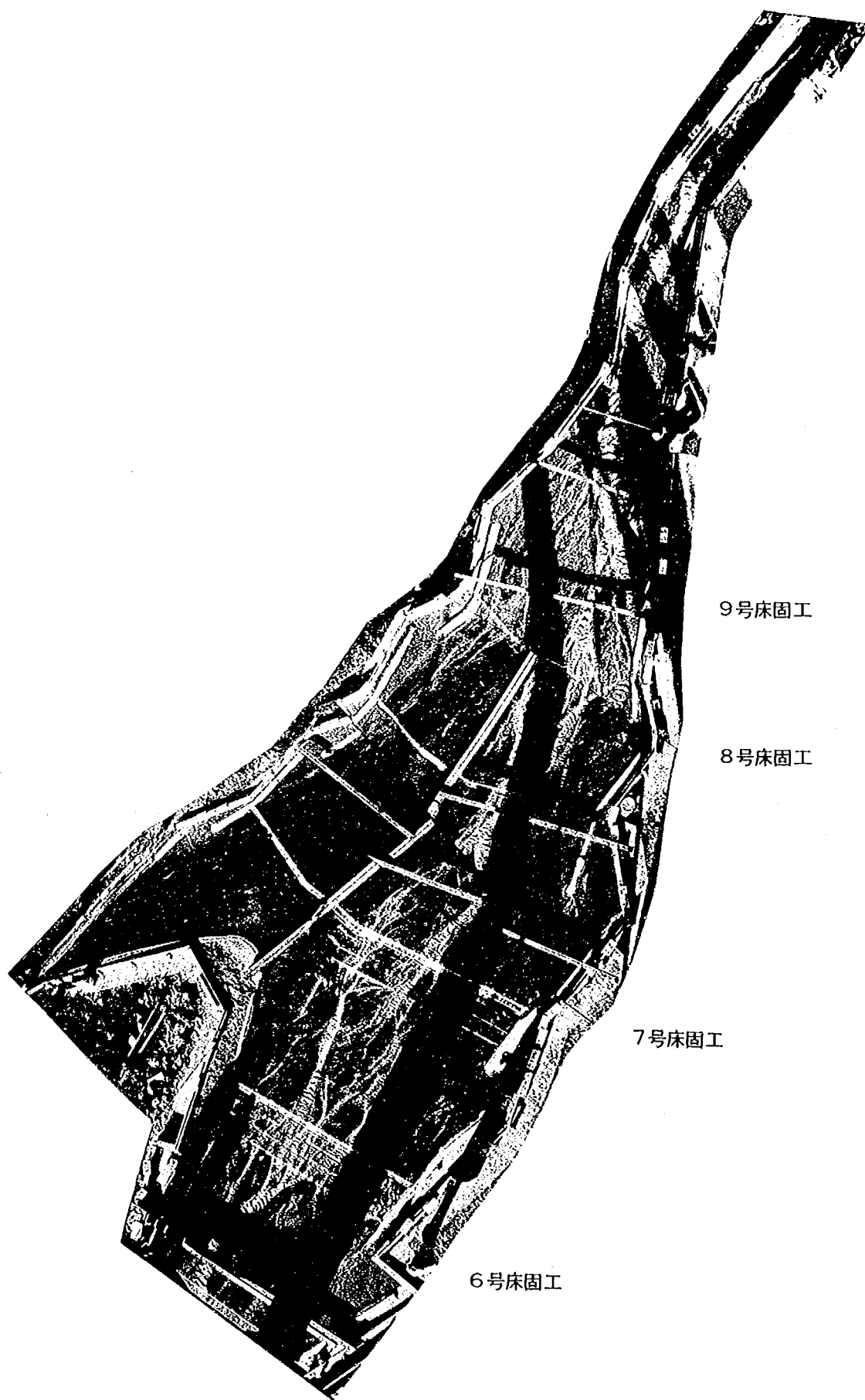


写真-1.6 遊砂地計画の検討 (No.6 $Q=240\text{m}^3/\text{sec}$, $C_d=8\%$)



写真-1.7 溪岸工からの越流状況



写真-1.8 6号床固下流帯工前庭部の洗掘



写真-1.9 9号床固下流の洗掘（一時的）



写真-1.10 9号床固左岸導流堤上流端からの氾濫状況

2. 沈砂地部の水理模型実験及びシミュレーション計算

2.1 実験の概要

1) 二次元実験の概要

二次元実験は、水理共同実験施設内堆砂実験水路を使用した。水路幅は、50cmである。実験ケースの一覧表を表-2.1に示す。流量 Q は $5 \sim 20 \text{ l/sec}$ とし、土砂濃度 C_d は $1 \sim 3 \%$ とした。給砂材料は、図-2.1に示す3種類とし、沈砂地への流入勾配は $1/5$ と $1/3$ とした。沈砂地の長さ L は $1 \sim 4 \text{ m}$ とし、沈砂地の深さ H は $0.1 \sim 0.4 \text{ m}$ とした。実験での沈砂地の概略図を図-2.2に示す。沈砂地の底面は、水平とした。沈砂地内の土砂の堆積状況は、側壁のガラス面を通して観察した。また、沈砂地下流端で流出土砂量を測定した。沈砂地内の水位、流速分布は、堆積形状を固定床で製作し測定した。

2) 三次元実験の概要

図-2.3に示すように3号床固から5号床固上流までを模型に取り入れて実験した。模型の縮尺は $1/100$ とし、構造物はモルタルで製作した。流量 Q は、3号床固(模型下流端)での計画高水流量である $230 \text{ m}^3/\text{sec}$ と、扇状地入口の計画高水流量である $120 \text{ m}^3/\text{sec}$ の2種類を与えた。通水時間は60分である。河床材料は、遊砂地実験と同じ平均粒径 17 cm の砂を用いた。5号床固上流の区間で洗掘される土砂を、沈砂地への流入土砂とした。沈砂地区間と形状を図-2.4に示す。流況を観察するとともに、流向及び模型下流端の流出土砂量を測定した。実験ケースの一覧表を表-2.2に示す。上流側の流入部の勾配を $1/3$ とした場合はコンクリートブロックを使用することを考えて固定床とし、 $1/10$ とした場合には移動床とした。

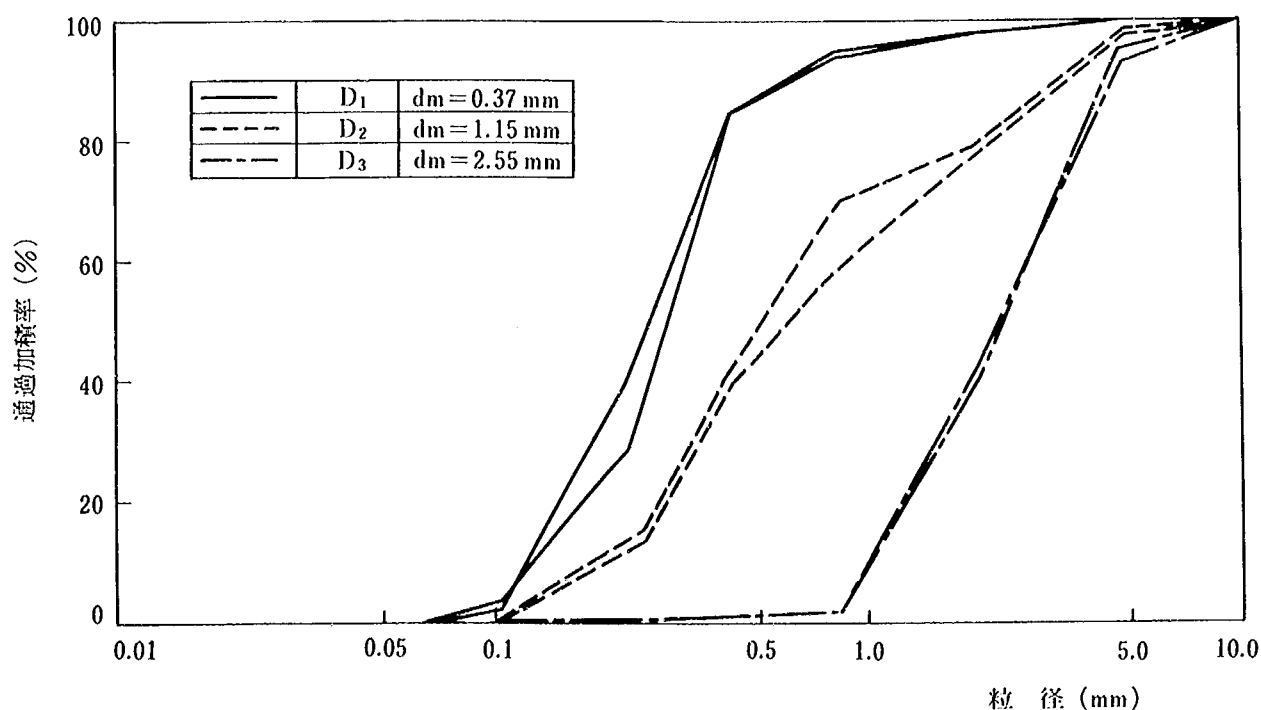
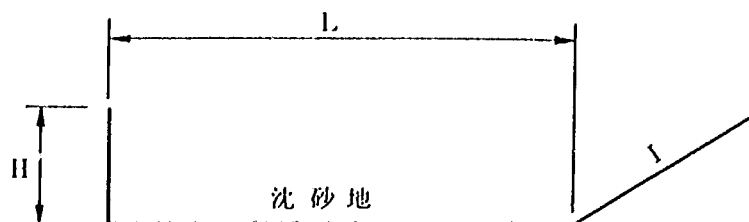


図-2.1 給砂材料粒度分布



図一 2. 2 沈砂地の概要

表 2. 1 沈砂地二次元実験ケースの一覧表

CASE	沈砂地長	沈砂地深	平均粒径	流 量	土砂濃度	上流勾配
1	2 m	0.2m	0.37mm	10 ℓ / sec	3 %	1 / 3
2	2	0.2	1.15	10	3	1 / 3
3	2	0.2	2.55	10	3	1 / 3
4	2	0.4	1.15	10	3	1 / 3
5	2	0.1	1.15	10	3	1 / 3
6	4	0.2	1.15	10	3	1 / 3
7	1	0.2	1.15	10	3	1 / 3
8	2	0.2	1.15	10	2	1 / 3
9	2	0.2	1.15	10	1	1 / 3
10	2	0.2	1.15	5	3	1 / 3
11	2	0.2	1.15	20	3	1 / 3
12	2	0.2	1.15	10	3	1 / 5

表 2. 2 沈砂地三次元実験ケース一覧表

CASE	沈 砂 地	形 状	流 量
1	無	現 況	230m ³ /s e c
2	掘 削	1 / 3	230m ³ /s e c
3	掘 削	1 / 3	120m ³ /s e c
4	掘 削	1 / 10	230m ³ /s e c

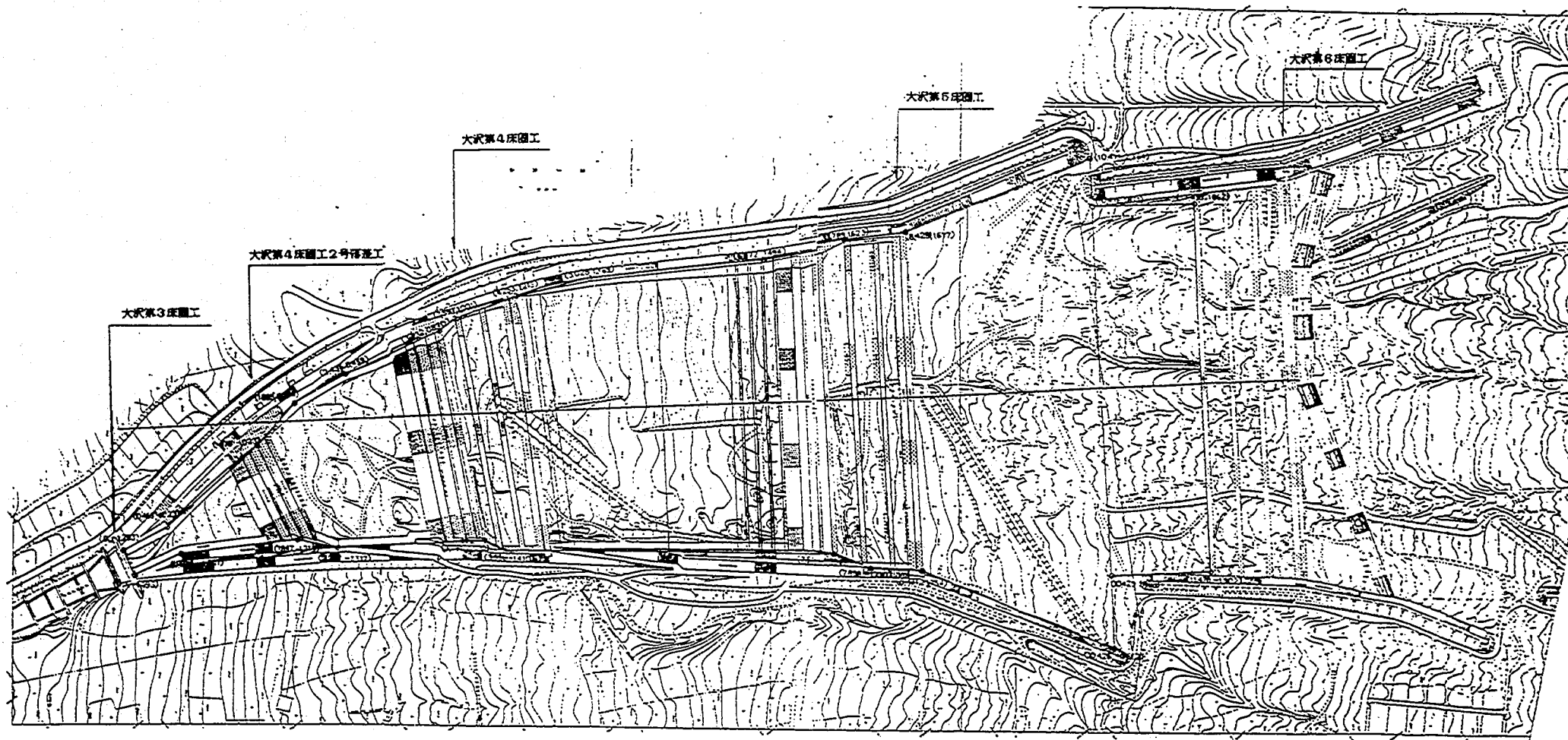
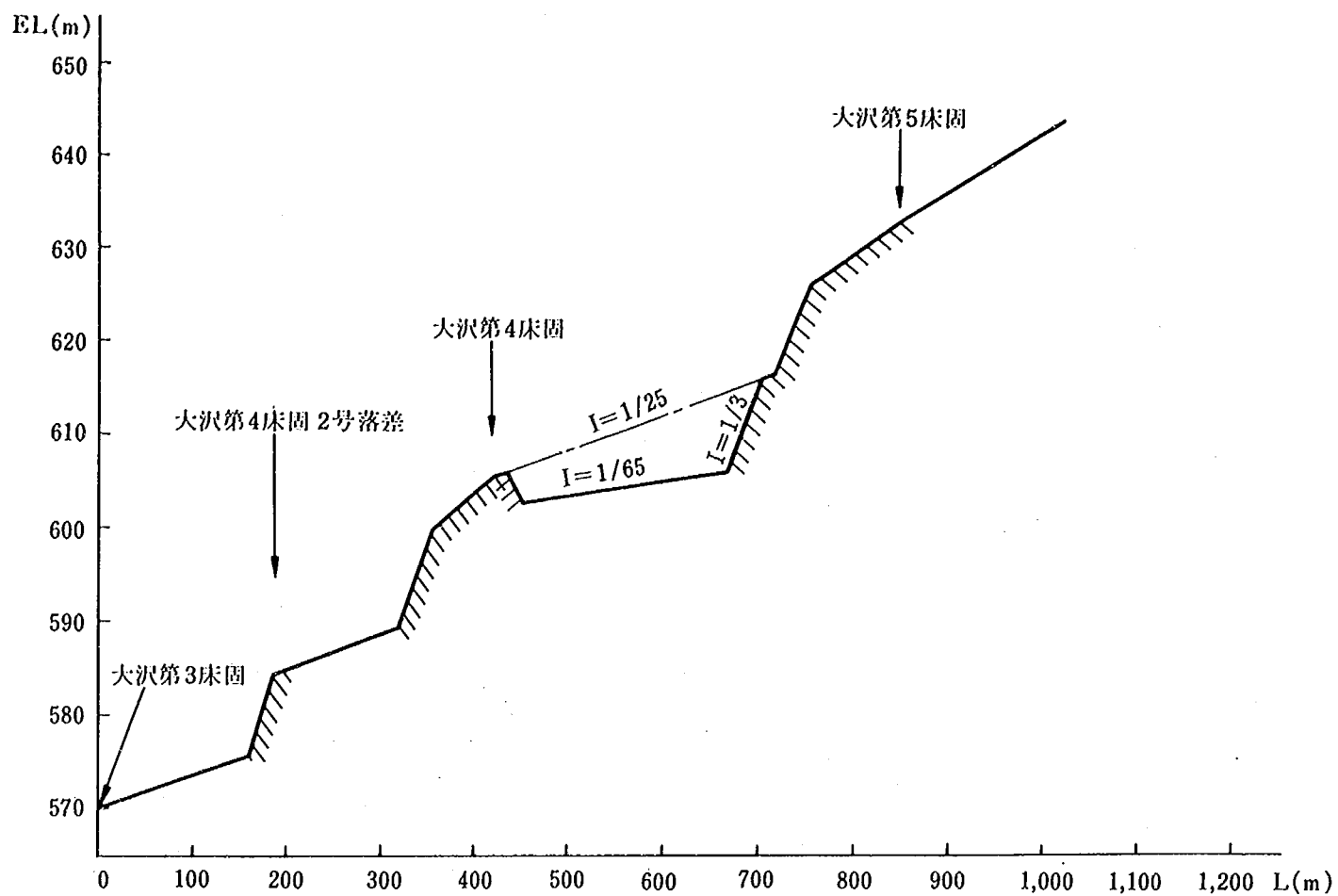


図-2.3 沈砂地部模型取り入れ範囲平面図



図—2. 4 沈砂地部縦断面図

2.2 実験結果と考察

1) 二次元実験の結果

(1) 流入土砂の粒径が堆積形状に与える影響

各粒径の堆積状況を図-2.5に示す。図-2.5より以下のことがわかる。

- ① 当然ながら粒径が大きくなるほど堆砂勾配は大きくなる。平均粒径 $d_m = 0.37\text{mm}$ では堆砂勾配が $1/70$, $d_m = 1.15\text{mm}$ では $1/40$, $d_m = 2.55\text{mm}$ では $1/20$ である。
- ② 粒径が大きくなるほど上流側への堆積遡上の量も多くなる。
- ③ $d_m = 2.55\text{mm}$ では Bottom-set beds は形成されない。

(2) 土砂濃度が堆積形状に与える影響

各土砂濃度の堆積状況を図-2.6に示す。土砂濃度を変化させても形状の違いはなく、堆積時間に影響を与えるだけのようである。

(3) 流量が堆積形状に与える影響

各流量の堆積状況を図-2.7に示す。流量が大きくなるほど沈砂地上流端の堆積遡上は小さくなる。Top-set beds, Bottom-set beds の形状に違いはみられない。

(4) 沈砂地の長さが堆積形状に与える影響

各沈砂地長の堆積状況を図-2.8に示す。沈砂地が長いほど堆積遡上は大きくなる傾向がある。Top-set beds, Bottom-set beds の形状に違いはみられない。

(5) 沈砂地の深さが堆積形状に与える影響

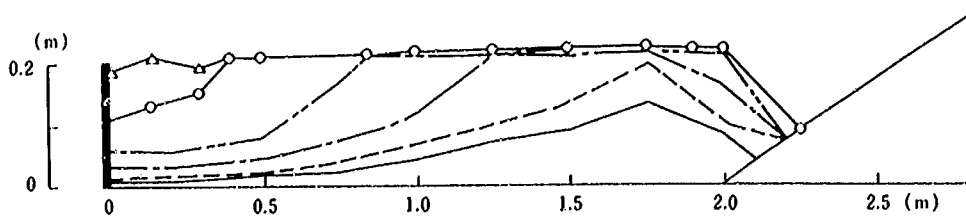
各沈砂地深の堆積状況を図-2.9に示す。沈砂地が深いほど堆積遡上が大きくなる傾向がある。Top-set beds, Bottom-set beds の形状に違いはみられない。

以上の結果より、沈砂地の堆積形状に最も影響するのは、流入土砂の粒径であると考えられる。すなわち、浮遊砂の量と掃流砂の量の割合が最も影響するということである。沈砂地下流端の流出土砂量は、沈砂地が満砂するまでは無い。沈砂地に堆積した砂の粒径について粒度分布を調べた結果が図-2.10である。Bottom-set beds に堆積した土砂の90%粒径は 0.4mm である。本実験上では、 0.4mm 程度の粒径の砂までが浮遊状態で流れていることになる。

水位と流速分布の測定結果を図-2.11に示す。空き容量が大きいうちは流速の分布をもたず、空き容量が小さくなると水面付近が大きくなる。

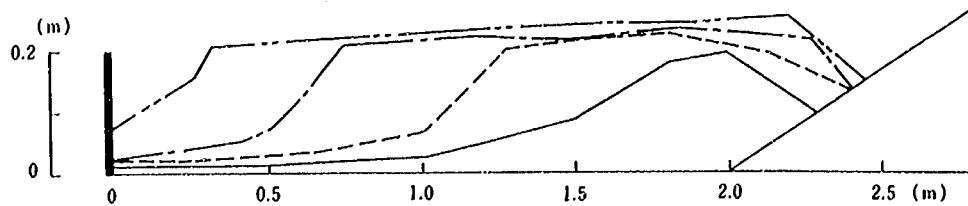
2) 三次元実験の結果

各実験ケースの沈砂地の堆積状況を写真-2.1から写真-2.4に、流出土砂量の時間変化を図-2.12から図-2.15に示す。全てのケースにおいて沈砂地からの土砂の流出は観察されなかった。沈砂地の堆積傾向は流入条件により大きく左右され、流水の偏り方によっては、沈砂地が有効に使えないことも考えられる(写真-2.2)。通水開始直後に土砂量が多いのは、3号床固上流の土砂が洗掘されて流出するためである。図-2.12で後半に流出土砂量が増大しているのは、上流からの流入土砂及び沈砂地区間で洗掘された土砂が流出してきているためである。



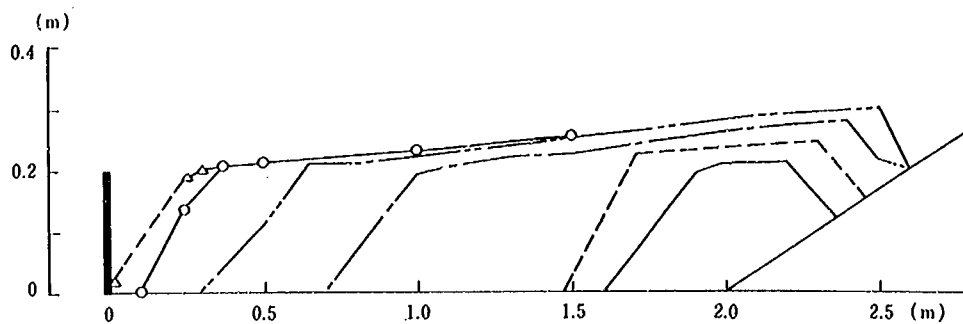
CASE-1
 $d_m = 0.37 \text{ mm}$

凡例	時間
—	2' 20"
- - -	4' 0"
—	7' 0"
- - -	9' 0"
○	12' 0"
△	13' 10"



CASE-2
 $d_m = 1.15 \text{ mm}$

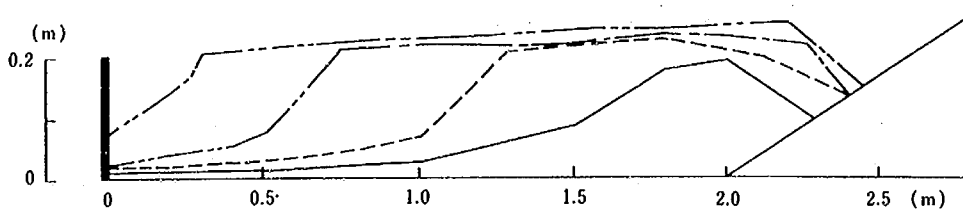
凡例	時間
—	3' 0"
- - -	6' 30"
—	10' 30"
- - -	12' 0"



CASE-3
 $d_m = 2.55 \text{ mm}$

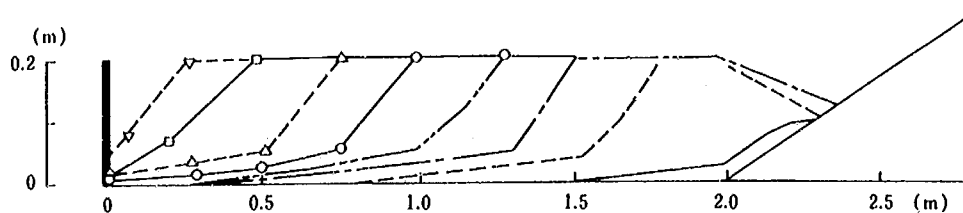
凡例	時間
—	1' 30"
- - -	3' 30"
—	6' 0"
- - -	8' 30"
○	10' 30"
△	11' 0"

図-2. 5 粒径による堆砂形状の違い ($Q = 10 \text{ l/s}$, $C_d = 3\%$)



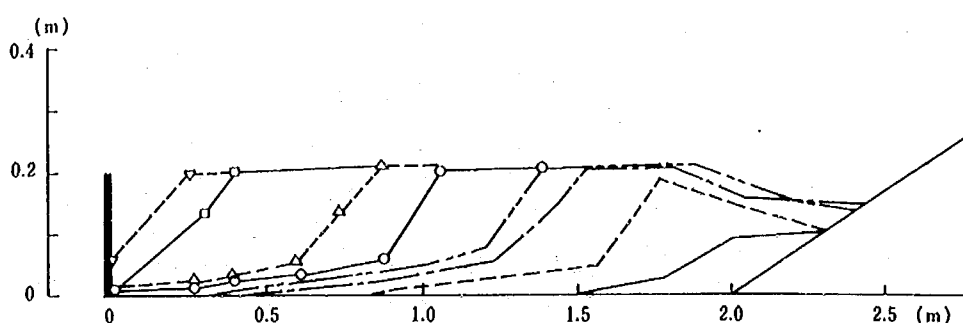
CASE-2
 $C_d = 3\%$

凡例	時間
—	3' 0"
- - -	6' 30"
—	10' 30"
- - -	12' 0"



CASE-8
 $C_d = 2\%$

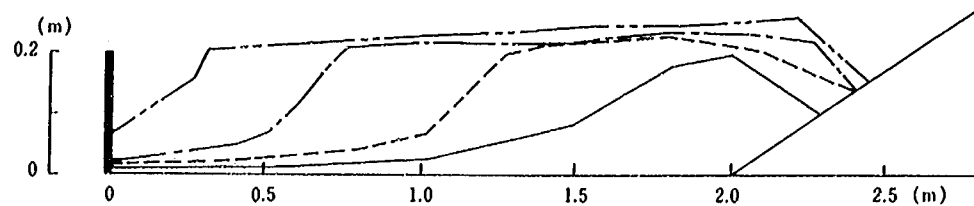
凡例	時間
—	2' 0"
- - -	5' 0"
—	8' 0"
- - -	9' 0"
○	11' 30"
△	13' 0"
□	15' 0"
◇	17' 0"



CASE-9
 $C_d = 1\%$

凡例	時間
—	4' 0"
- - -	7' 0"
—	12' 0"
- - -	14' 0"
○	17' 0"
△	20' 0"
□	25' 0"
◇	27' 30"

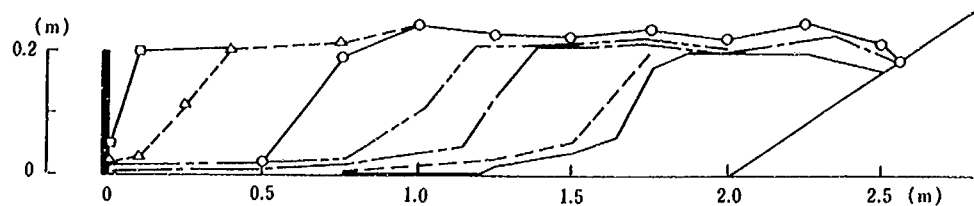
図-2. 6 土砂濃度による堆積形状の違い ($Q = 10 \text{ l/s}$, $d_m = 1.15 \text{ mm}$)



CASE-2

$Q = 10 \text{ l/s}$

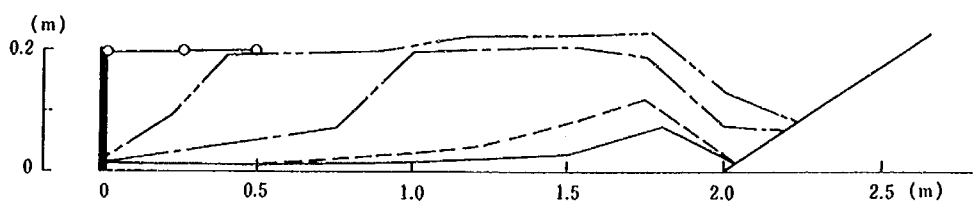
凡例	時間
—	3' 0"
- - -	6' 30"
— · —	10' 30"
- - -	12' 0"



CASE-10

$Q = 5 \text{ l/s}$

凡例	時間
—	4' 0"
- - -	6' 0"
— · —	10' 0"
- - -	12' 0"
— ○ —	16' 0"
- - △ - -	20' 0"
— □ —	21' 30"

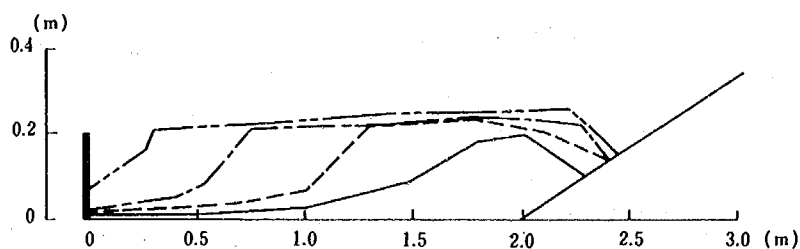


CASE-11

$Q = 20 \text{ l/s}$

凡例	時間
—	1' 0"
- - -	1' 30"
— · —	3' 0"
- - -	4' 30"
— ○ —	5' 15"

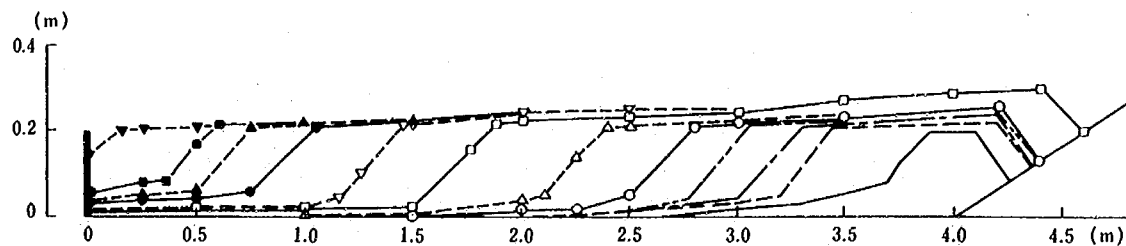
図-2.7 流量による堆積形状の違い ($C_d = 3\%$, $d_m = 1.15 \text{ mm}$)



CASE-2

$L = 2 \text{ m}$

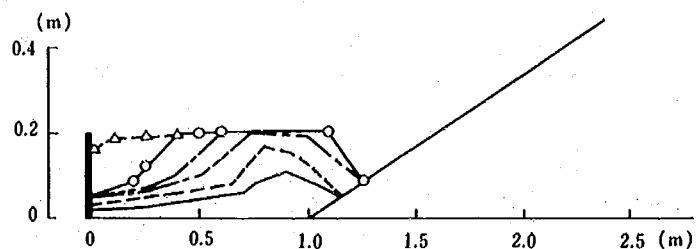
凡例	時間
—	3' 0"
- - -	6' 30"
— · —	10' 30"
- - -	12' 0"



CASE-6

$L = 4 \text{ m}$

凡例	時間
—	1' 30"
- - -	4' 0"
— · —	5' 0"
- - -	7' 0"
— ○ —	9' 0"
- - -	12' 0"
— □ —	15' 0"
- - △ - -	17' 0"
— ● —	20' 0"
- - △ - -	22' 0"
— ● —	23' 0"
- - △ - -	24' 30"

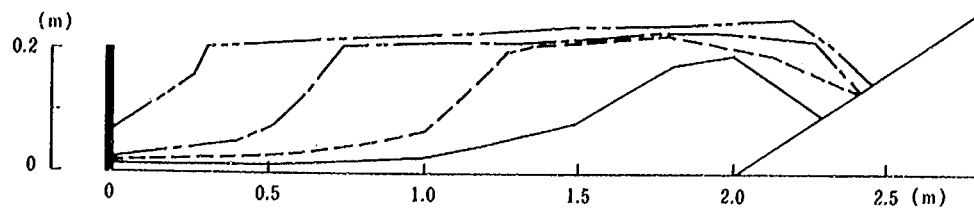


CASE-7

$L = 1 \text{ m}$

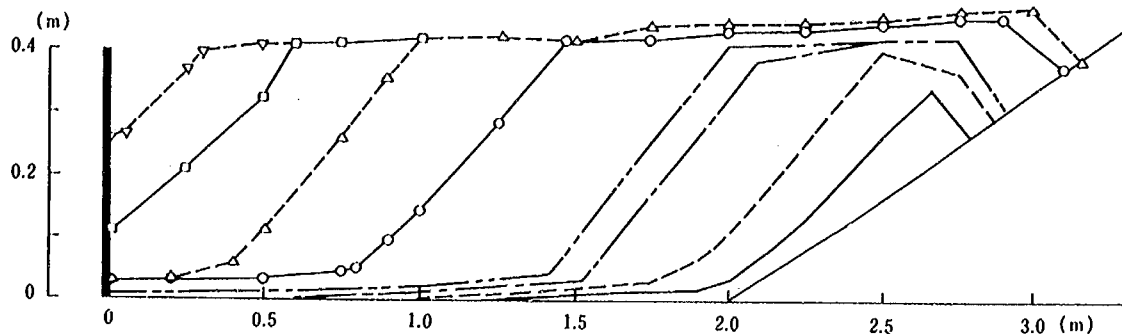
凡例	時間
—	1' 0"
- - -	1' 40"
— · —	3' 0"
- - -	4' 0"
— ○ —	5' 0"
- - △ - -	6' 0"

図-2.8 沈砂地長による堆積形状の違い ($Q = 10 \text{ l/s}$, $C_d = 3\%$, $d_m = 1.15 \text{ mm}$)



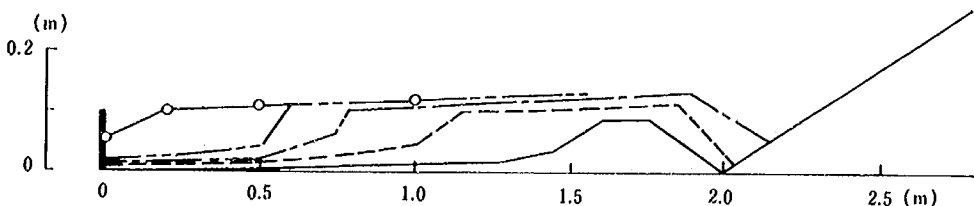
CASE-2
H = 0.2 m

凡 例	時 間
—	3' 0"
- - -	6' 30"
— · —	10' 30"
- · -	12' 0"



CASE-4
H = 0.4 m

凡 例	時 間
—	1' 0"
- - -	3' 30"
— · —	6' 0"
- · -	8' 0"
— ○ —	14' 0"
- ○ -	19' 0"
— □ —	23' 0"
- □ -	26' 0"



CASE-5
H = 0.1 m

凡 例	時 間
—	1' 0"
- - -	3' 30"
— · —	5' 0"
- · -	6' 0"
— ○ —	7' 30"

図-2.9 沈砂地深による堆積形状の違い ($Q=10 \ell/s$, $Od=3\%$, $d_m=1.15mm$)

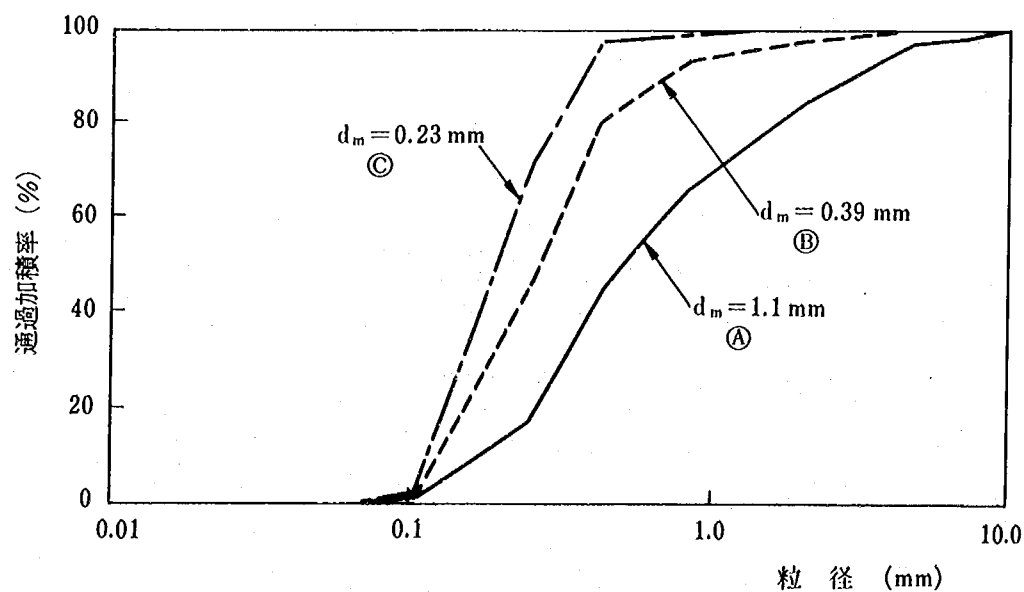
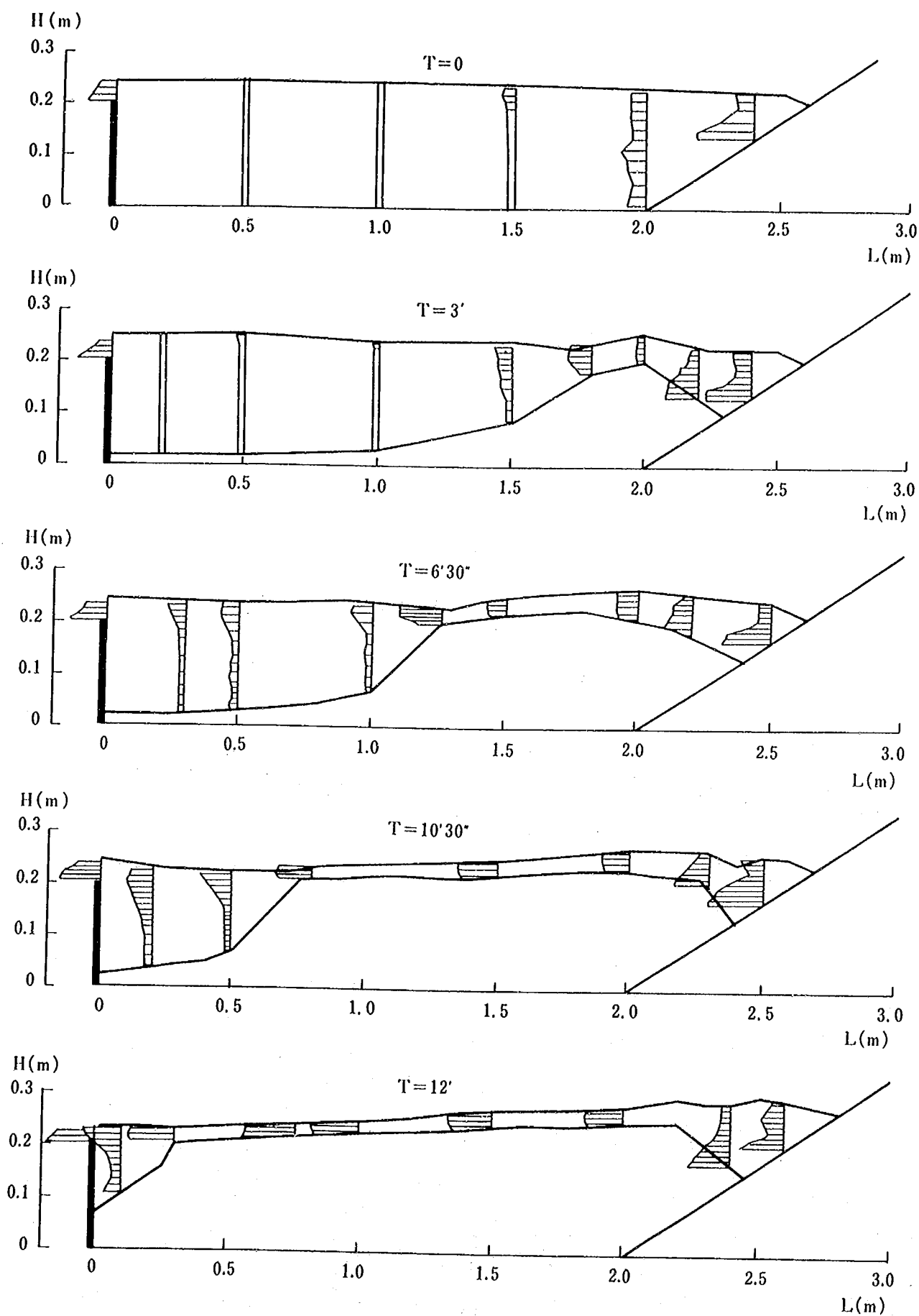
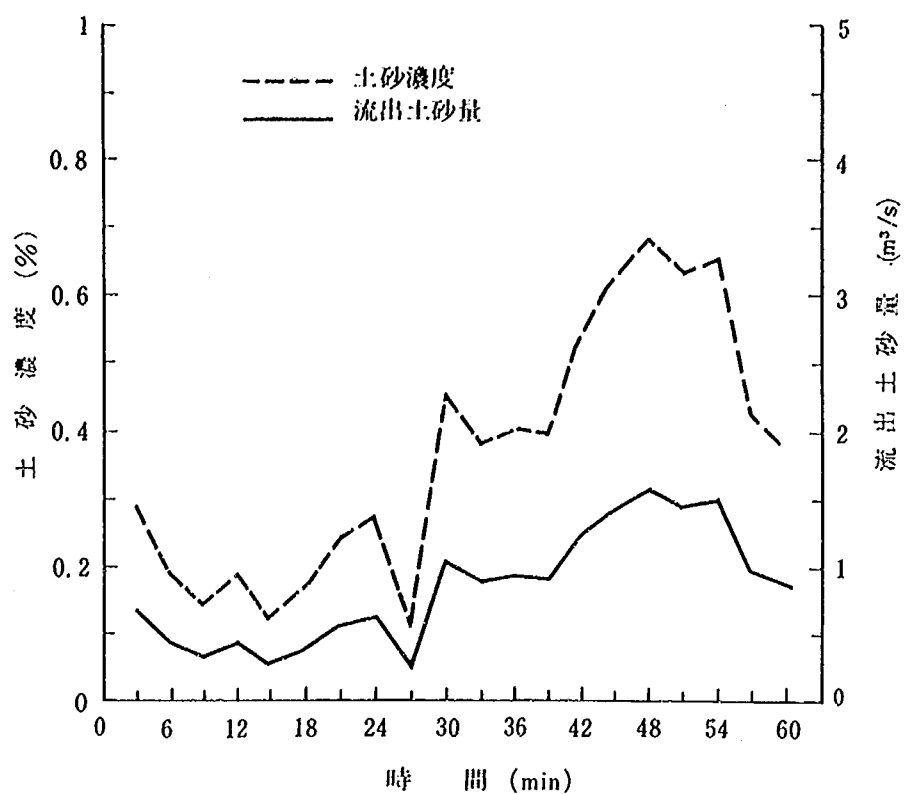


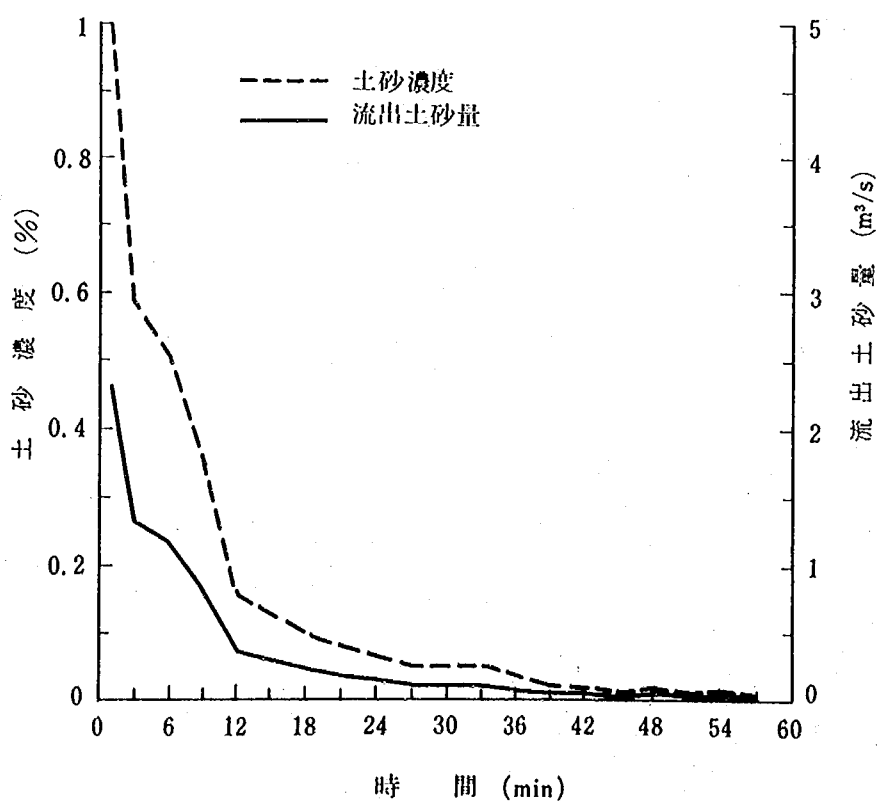
図-2.10 堆積土砂の粒度分布 ($Q=10 \ell/sec$, $Od=3\%$, $d_m=1.15mm$)



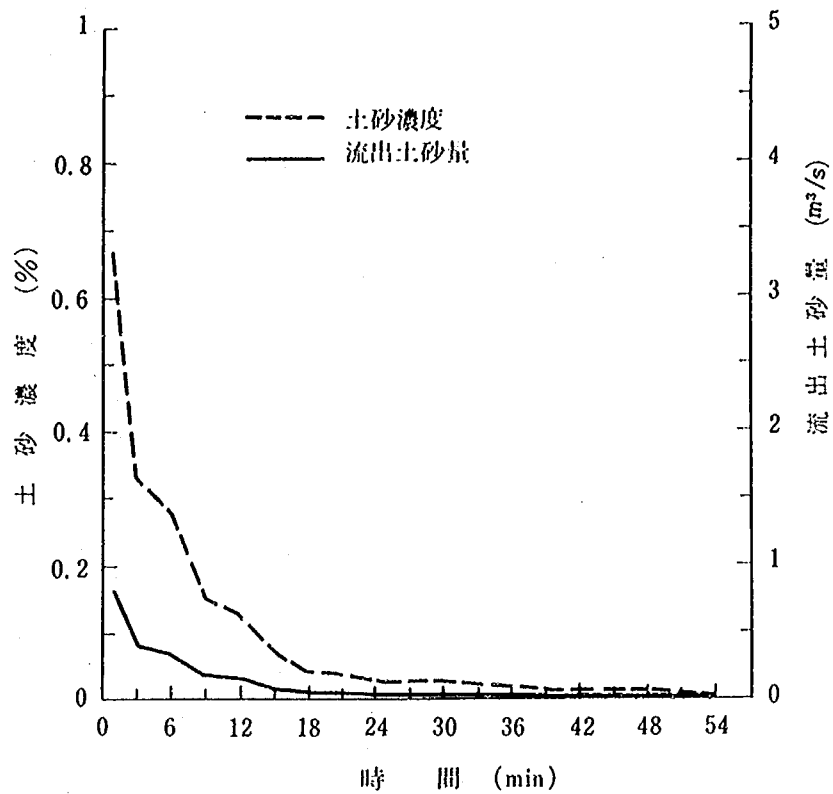
圖一2.11 水位，流速分布測定結果 ($Q=10\text{ l/sec}$ 沈砂地長 2 m，沈砂地深 0.2 m)



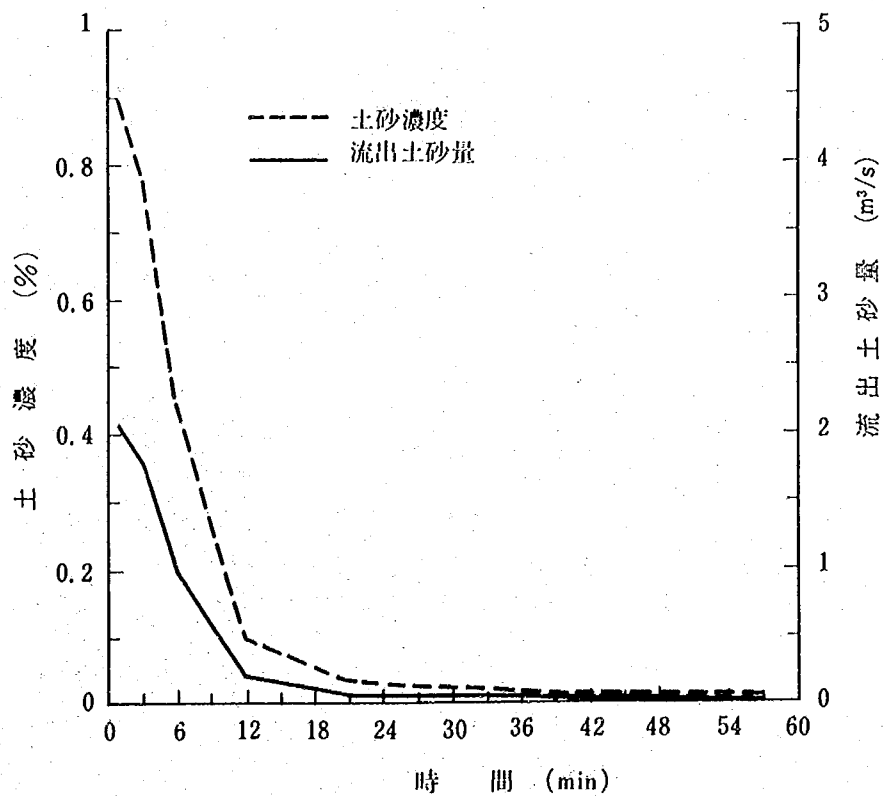
図一 2. 12 流出土砂量の時間変化 (現況河床, $Q = 230 \text{ m}^3/\text{sec}$)



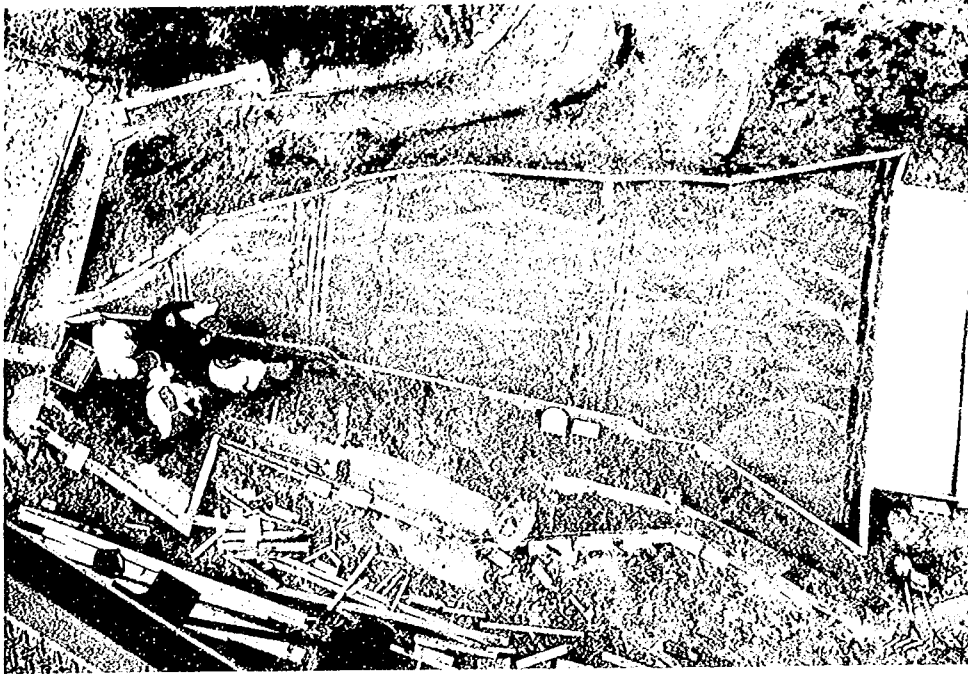
図一 2. 13 流出土砂量の時間変化 (沈砂地掘削, $Q = 230 \text{ m}^3/\text{sec}$)



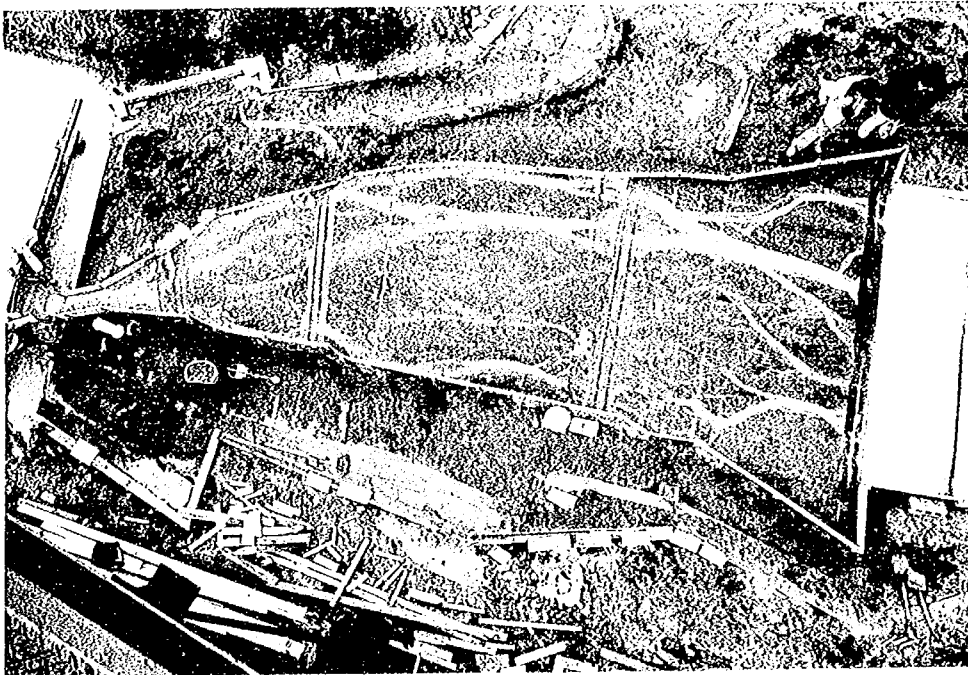
図一 2. 14 流出土砂量の時間変化 (沈砂地掘削, $Q = 120 \text{ m}^3/\text{sec}$)



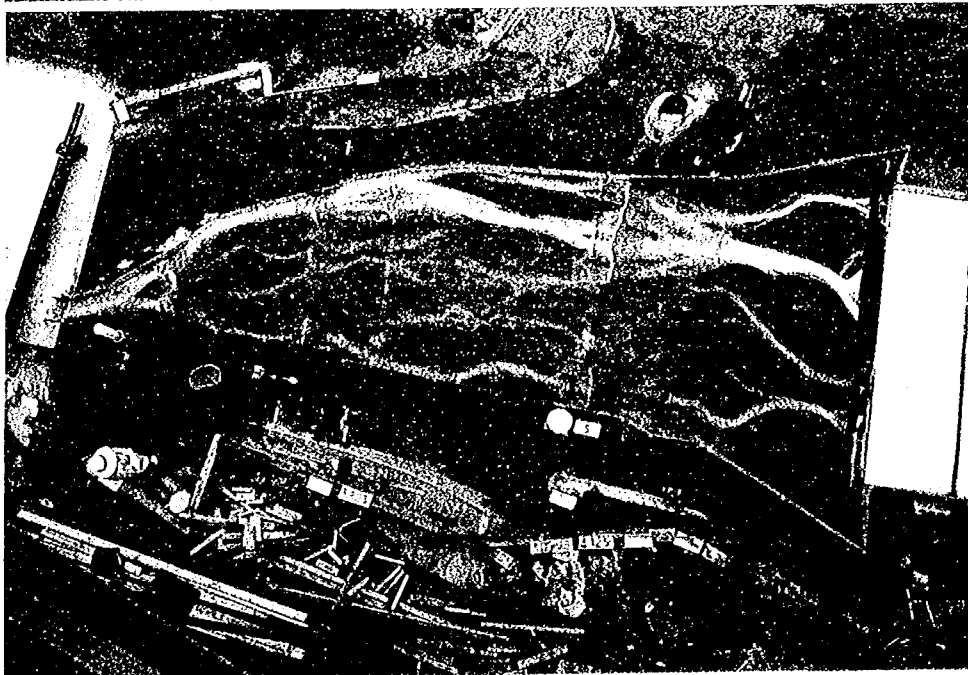
図一 2. 15 流出土砂量の時間変化 (沈砂地掘削, $Q = 230 \text{ m}^3/\text{sec}$, $l = 1/10$)



通水10分後



30分後

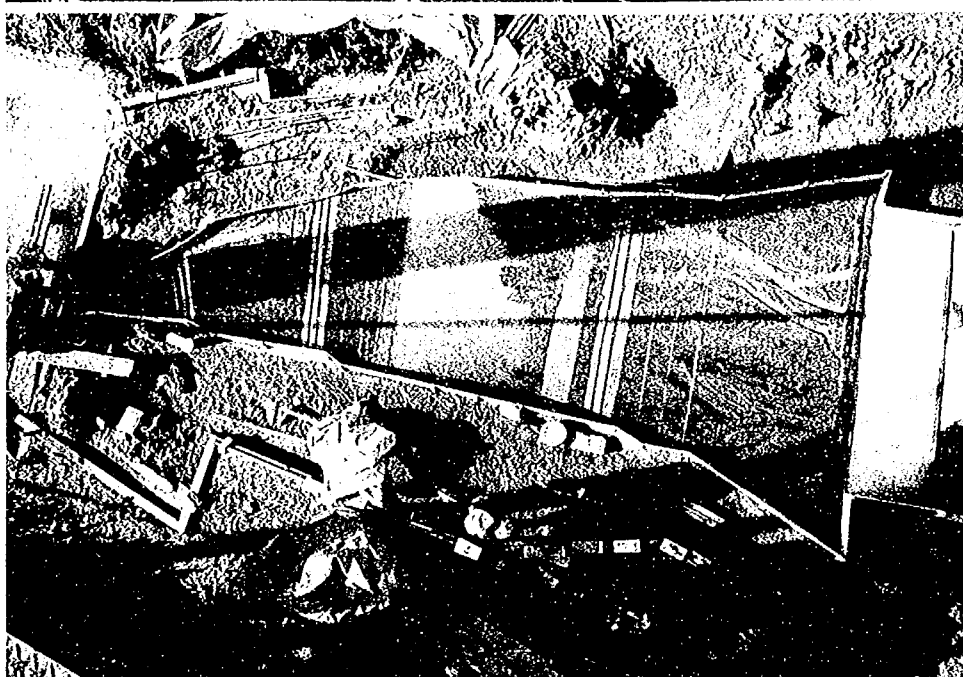


50分後

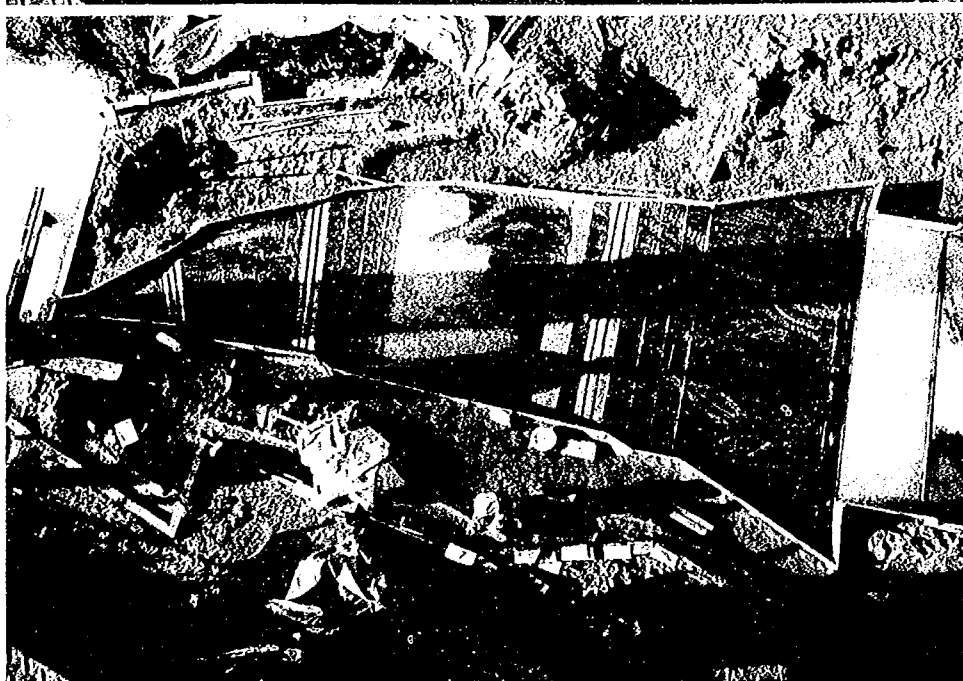
写真-2.1 流向写真 (現況, $Q=230\text{m}^3/\text{sec}$)



通水10分後

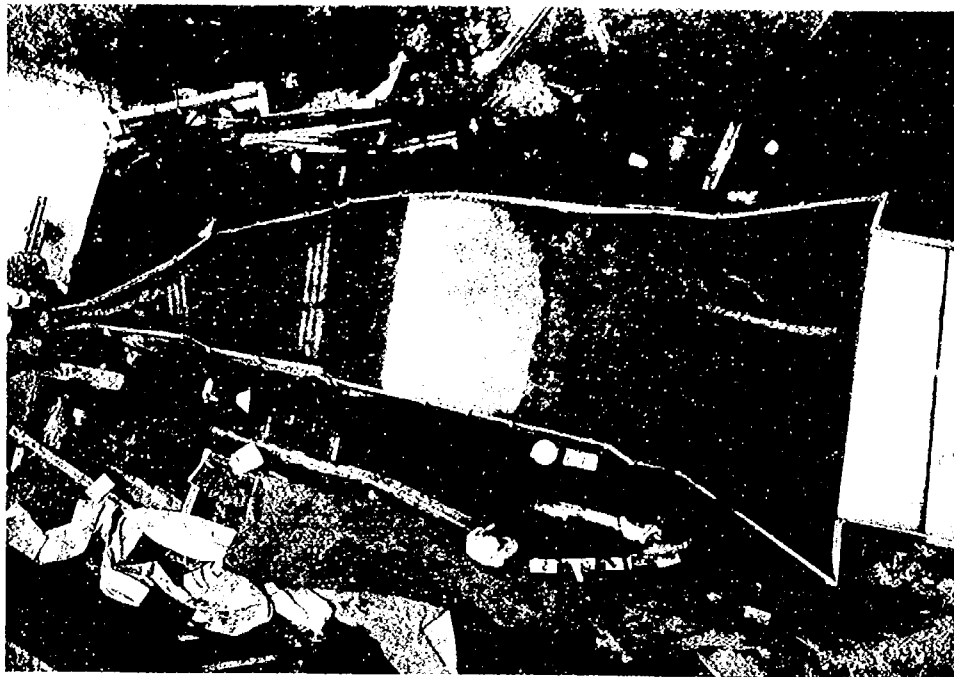


30分後

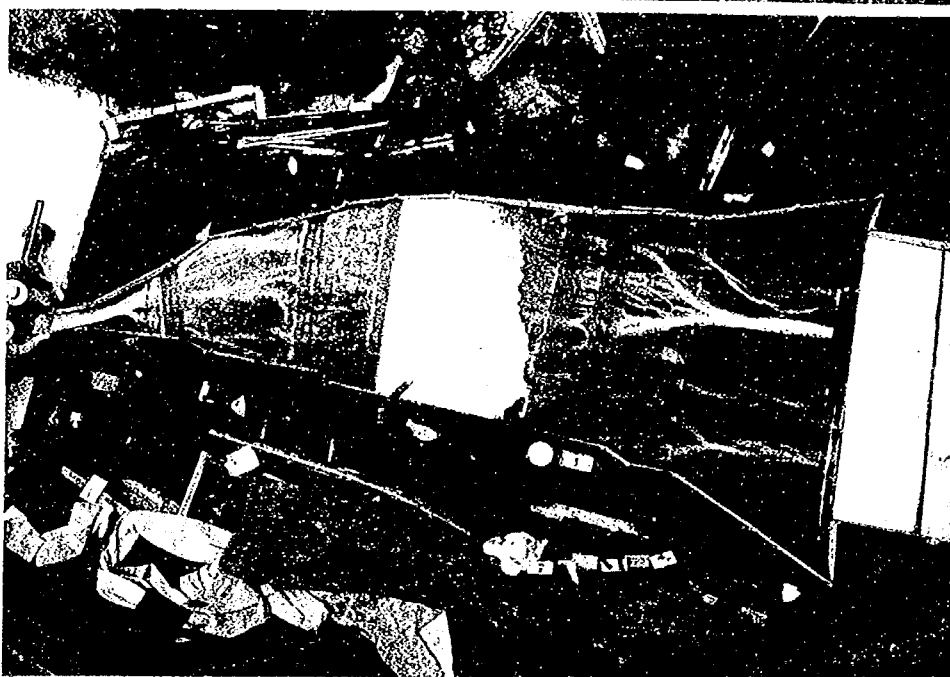


60分後

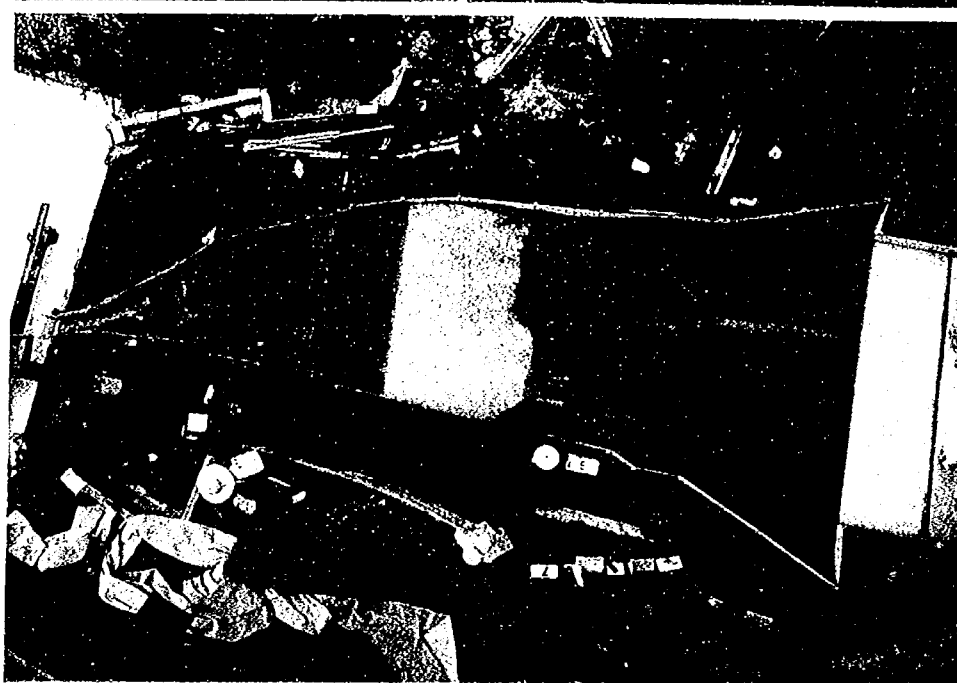
写真-2.2 流向写真（沈砂地掘削， $l=1/3$ ， $Q=230\text{m}^3/\text{sec}$ ）



通水10分後



30分後

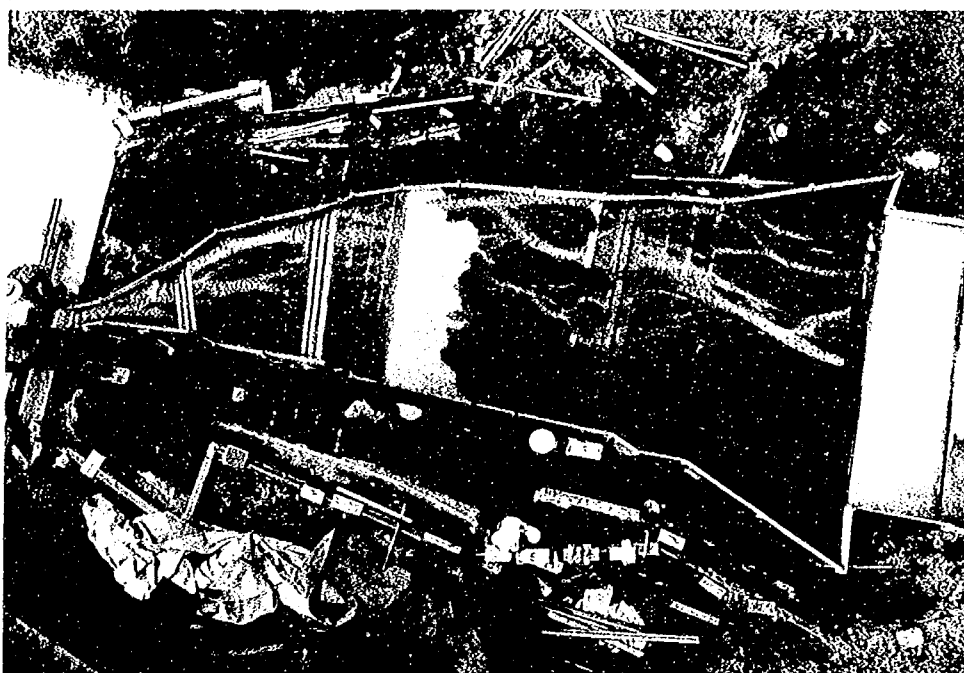


60分後

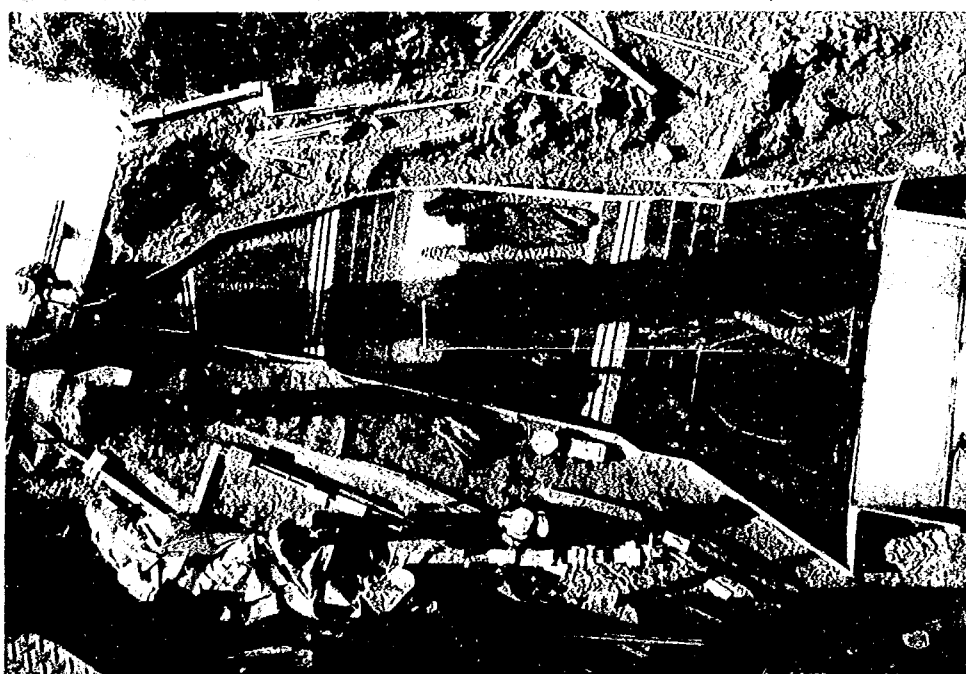
写真-2.3 流向写真（沈砂地掘削， $l=1/3$ ， $Q=120\text{m}^3/\text{sec}$ ）



通水10分後



30分後



60分後

写真-2.4 流向写真（沈砂地掘削， $l=1/10$ ， $Q=230\text{m}^3/\text{sec}$ ）

2.3 シミュレーションモデルの概要

1) 河床変動計算の基礎式

掃流砂、浮遊砂の効果が混在する場合の河床変動式は次のように表される。

$$\frac{\partial Z_B}{\partial t} + \frac{1}{B_B(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \{B_S(q_B + q_S)\} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 Z_B ：河床高、 B_B ：河床幅、 q_B 及び q_S ：それぞれ単位幅当りの掃流砂量及び浮遊砂量、 B_S ：土砂の流送に有効な河床幅、 λ ：河床の空隙率である。

式(1)の計算においては堆砂計算対象区域を図-2.16に示すようにⅠ)河道区間Ⅱ)沈砂地区間の2種類に区分して計算する。

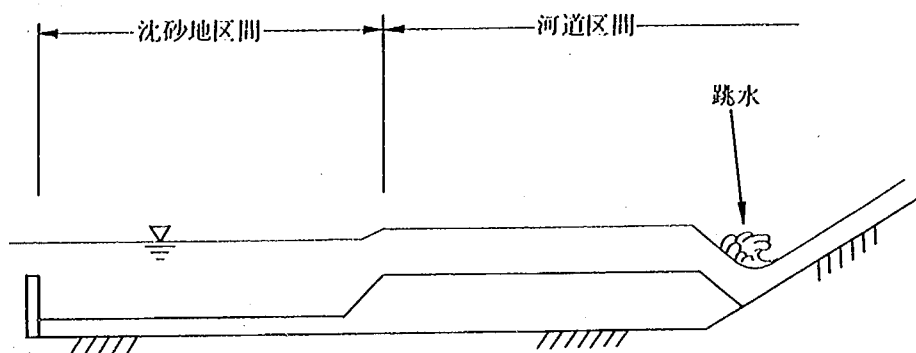


図-2.16 沈砂地の領域区分

河道区間では、河道に沿う水理量の変化が比較的小さく、浮遊砂量は各断面の水理量に対応する平衡状態の浮遊砂量式によって求められる。沈砂地区間では、掃流力の流下方向の変化が比較的大きく、浮遊砂の非平衡性を考慮する必要がある区間であり、平衡状態の浮遊砂量式は適用できない。そこで、浮遊砂については段丘肩位置の流速分布及び浮遊粒子の沈降速度より浮遊砂粒の軌跡を求め、浮遊砂を堆積させる。

2) 掃流砂量式

掃流砂量式としては芦田・高橋・水山の緩勾配式を用いた。

$$\Phi = 12\tau_*^{3/2} (1 - 0.85\tau_{*c}/\tau_*) (1 - 0.92\sqrt{\tau_{*c}/\tau_*}) \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\tau_{*c} = 0.04I^{1.72} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$q_B = \Phi \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 q_B ：掃流砂量、 $\tau_* = U_* / (\sigma/\rho - 1)gd$ 、 σ ：砂礫の密度、 ρ ：水の密度、 g ：重力の加速度、 d ：粒径、 I ：勾配である。

3) 浮遊砂量式

① 浮遊限界摩擦速度

砂礫は掃流力がある値を越えると河床から浮遊する。これには、粒子が浮遊し始める限界の摩擦速度 U_{*st} が存在し、両者を区別して用いる必要がある。後者の限界は若干あいまいであるが、従来次の式が実用上用いられている。

$$U_{*st} = w_0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 w_0 は粒子の沈降速度である。

沈砂地の二次元実験において、浮遊砂の粒度分布を測定したところ、式(5)がほぼ満足されていたため($U_* = 8.3 \text{ cm/sec}$ に対し浮遊限界粒子の沈降速度は Rubey 式より $w_0 = 8.7 \text{ cm/sec}$ であった)ここでは浮遊限界を式(5)で与える。

② 平衡状態の濃度分布式

流入断面における鉛直土砂濃度分布は Rouse 式がよく成立するといわれ、次式で与えられる。

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{h-Z}{Z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^{\kappa} \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$Z = w_0 / \beta \kappa U_* \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 κ : カルマン定数 (≈ 0.4)、 h : 水深、 $C_a : Z = a$ (基準点) における濃度、 β : 平坦河床については $\beta \approx 1.2$ である。

③ 基準面濃度 C_a

濃度分布式により濃度を求めるためには基準面における濃度 C_a が必要である。 C_a としては普通、底面における濃度 C_B が用いられる。ここでは、 C_B を下記のレイン・カリンスキー式により計算する。

$$C_B = 5.55 \Delta F(w_0) \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{U_*}{w_0} \exp \left\{ - \left(\frac{w_0}{U_*} \right)^2 \right\} \right]^{1.61} \text{ (ppm)} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 $\Delta F(w_0)$: 沈降速度 w_0 となる粒子が河床中に占める割合(%), なお、底面濃度を与える基準面の河床からの高さ a について $a/h = 0.05$ を用いた。

④ 沈降速度

粒子の沈降速度 w_0 は下記の Rubey 式を用いる。

$$\frac{w_0}{\sqrt{s g d}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{s g d^3}} - \sqrt{\frac{36 \nu^2}{s g d^3}} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $s : \sigma / \rho - 1$, $\nu : 0.01 \text{ cm}^2/\text{sec}$ である。

⑤ 浮遊砂量

単位幅・単位時間当りの浮遊砂量 q_s は(10)式で求められる。

$$q_s = \int_a^h C \cdot U \cdot d \cdot Z \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここで、 U は対数分布式を用いれば(11)となる。

$$\frac{U}{U_*} = 8.5 + 5.75 \log \frac{Z}{h_s} \quad \dots\dots\dots(11)$$

4) 段丘肩上の浮遊砂粒の軌跡

杉尾⁰ は段丘肩上の浮遊砂粒の軌跡を追跡する以下のモデルを用いて計算している。以下そのまま引用する。

① 計算上の仮定

1) 貯水池は広幅長方形断面を持ち、幅 B は流れ方向に変化する。

II) 貯水池の水面は水平、かつデルタの肩は水平に移動する。

III) デルタ肩移動水平線を境界として貯水池を上下に二分し、上部は流水域、下部は静水域とみなす。

IV) 流水域内の水深は一定、かつ Manning の粗度係数 n は一定、また Prandtl, von Karman の対数流速分布則が成立する。

V) 浮遊粒子は孤立して運動し、ある粒子の沈降速度 w_0 はつねに一定とする。

VI) 貯水池内では渦流、偏流、密度流の影響を無視する。

② 浮遊砂粒の軌跡

図-2.17に示すようにデルタ肩に原点をもつ x, y 座標軸をおき、 Q_0 = 河川流入量、 h_0 = 水深、 B_0 = 河幅、 B は x 断面における貯水池幅とする。

流入断面において河床から、 y_0 の位置 (A 点) にあった浮遊砂が、出発後 t 秒において A_1 点 (x, y) に達し、 A_2 点では完全に水平速度成分を失って A_3 点に堆積するものとしよう。さて任意断面 $x = x$ における流水域の平均流速 V は

$$V = \frac{Q_0}{Bh_0} \dots\dots\dots (12)$$

流水域内では、 h_0 も n も一定であるから、広幅断面ならば流速係数 V/u_* は一定値をとる。すなわち、

$$\frac{V}{u_*} = \frac{h_0^{1/5}}{n\sqrt{g}} = \frac{V_0}{u_{*0}} \dots\dots\dots (13)$$

ここに V_0, u_{*0} はそれぞれ流入断面における平均流速と摩擦速度である。

さて x 断面の u_* は上の二式より、

$$u_* = \frac{B_0}{B} u_{*0} \dots\dots\dots (14)$$

さらに、流水域内では次の対数型平均流速式

$$\frac{V}{u_*} = 6.0 + 2.5 \ln \frac{h_0}{K_s} \dots\dots\dots (15)$$

が成立するものとすれば、上式の左辺及び h_0 は一定であるから、相当粗度 K_s を一定と仮定したことになる。いま図-2.17の A_1 点における水平速度成分 U は

$$U = u_* \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{K_s} \right) \dots\dots\dots (16)$$

で表され、 t 秒間に土粒子が鉛直に沈降した距離は w_{0t} であるから、

$$y = y_0 - w_{0t} \dots\dots\dots (17)$$

d 時間内の粒子の水平移動距離を d_x とすれば

$$d_x = u \cdot d_t \dots\dots\dots (18)$$

(16), (17), (18) 式を組み合わすことにより、

$$\int_0^x \frac{dx}{u_*} = \int_{y_0}^y \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \frac{dy}{(-w_0)}$$

が得られる。

さらに(14)式の u_* を代入すれば

$$\frac{1}{B_0 u_{*0}} \int_0^x B dx = \frac{1}{w_0} \left[y \left(6 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \right]_{y_0}^y \quad \dots\dots\dots (19)$$

となる。いま

$$A_x = \int_0^x B dx \quad \dots\dots\dots (20)$$

とおけば、 A_x は流入断面から x 断面までの間の、貯水池水面積である。結局、 $y = y_0$ 点から出発する粒子の軌跡方程式は次式に要約される。

$$\text{軌跡式; } \frac{w_0}{B_0} \frac{A_x}{u_{*0}} = \left[y \left(6 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \right]_{y_0}^y \quad \dots\dots\dots (21)$$

粒子が x 軸と交わる点 A_2 までの水平距離 ℓ は上式において $y = 0$ 、 $x = \ell$ とおくことにより定まる。

$$\text{到達距離 } \ell; A_1 = \frac{B_0 u_{*0}}{w_0} = y_0 \left(6 + 2.5 \ln \frac{y_0}{k_s} \right) \quad \dots\dots\dots (22)$$

上式の ℓ が最大になるのは、流入断面において水面から出発する粒子の場合であるから、上式において $y_0 = h_0$ とおき次式が得られる。

$$\text{最大到達距離 } \ell_{\max}; A_{1M} = \frac{B_0 u_{*0}}{w_0} h_0 \left(6 + 2.5 \ln \frac{y_0}{k_s} \right) \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$\text{または } A_{1M} = \frac{B_0 h_0 V_0}{w_0} = \frac{Q_0}{w_0} \quad \dots\dots\dots (24)$$

以上は貯水池幅 B が x の任意の関数であるときの解であるが、特に $B = \text{一定}$ ならば $A_x = B_0 x$ とおくことより、次の諸式が得られる。

$$\text{軌 跡 式; } x = \frac{u_{*0}}{w_0} \left[y \left(6 + 5.75 \log \frac{y}{k_s} \right) \right]_{y_0}^y \quad \dots\dots\dots (21')$$

$$\text{水平到達距離; } \ell = \frac{u_{*0}}{w_0} y_0 \left(6 + 5.75 \log \frac{h_0}{k_s} \right) \quad \dots\dots\dots (22')$$

$$\text{最大到達距離; } \ell_{\max}; A_{1M} = \frac{Q_0}{w_0} \quad \dots\dots\dots (23')$$

ここに、 q_0 は流入断面における単位幅当たり流量である。

③ 貯水池内の堆砂

図—2. 18において、流入断面内で底から y_0 の点 A における浮遊土砂の粒径と土砂濃度 C が与えられているとき、厚さ dy_0 、河幅 B_0 の帯状断面を Δt 秒間に通過した土砂が A_3 点において水平距離 $d\ell$ 、厚さ $\Delta \xi$ 、貯水池幅 B の部分に堆積したものとすれば、連続条件から次式が得られる。

$$C \cdot B_0 \cdot dy_0 \cdot u_0 \cdot \Delta t = (1 - \lambda) \cdot B \cdot \Delta \xi \cdot d\ell$$

$$\therefore \Delta \xi = \frac{C \cdot u_0 \cdot B_0}{(1 - \lambda) B} \cdot \frac{dy_0}{d\ell} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここに、 u_0 は流入断面の A 点における水平流速である。さて (24) 式の両辺を y_0 で微分し、かつ $dx = d\ell$ とおけば

$$\Delta \xi = \frac{C \cdot w_0}{(1 - \lambda)} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに C は堆砂点 A_3 に対応する流入点 A における濃度であり、 w_0 は A 点の土砂の沈降速度である。

従って、流入断面において浮遊砂の各粒径ごとの濃度分布が与えられれば、粒径ごとに堆砂厚を求め、加算することにより、 Δt 秒ごとの堆砂縦断面の変化を推算することが出来る。以上の解析から推定できる重要事項を、二・三の単純な例について考察しよう。

もし、流入断面内の土砂粒径が一様でかつ C の分布が上下一様ならば、(26) 式から明らかなように、堆砂厚は x 方向に一様に分布する。また、土砂粒径は一様であるが、河床に近いほど濃度 C が大ならば、上流に厚く、下流に薄く堆砂する。

つぎに貯水池幅が流入部から急に広がるものは、幅が一定のものに比べ、堆砂点が短くなることが (26) 式から予想できる。このことは Harrison が「狭くて細長い貯水池ではシルトは幅の広い貯水池の場合よりも下流にまで堆積しやすい」と述べている経験的事実と一致する。

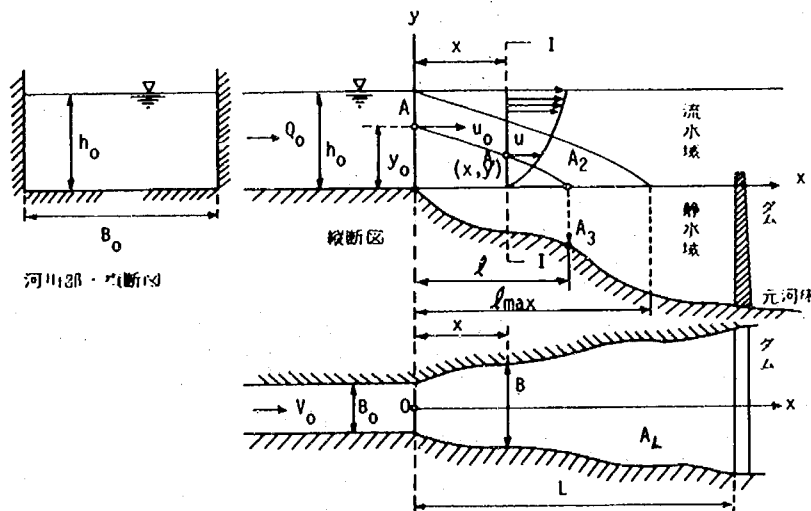


図-2.17 土粒子の軌跡と堆砂

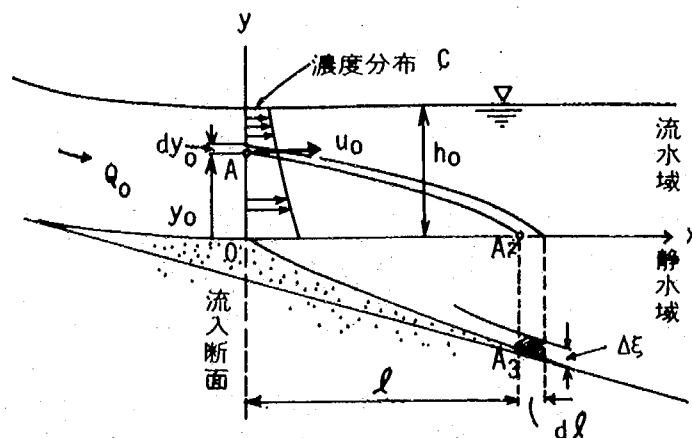
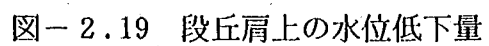


図-2.18 堆砂厚さ説明図

段丘肩上での水位低下量 Δh_f は次式で与えられる。

ここに、 h_0 ：段丘先端部が到達する前の水深

 ξ : 段丘の高さ

6) シミュレーションモデルフローチャート

図-2.20にシミュレーションモデルのフローチャートを示す。

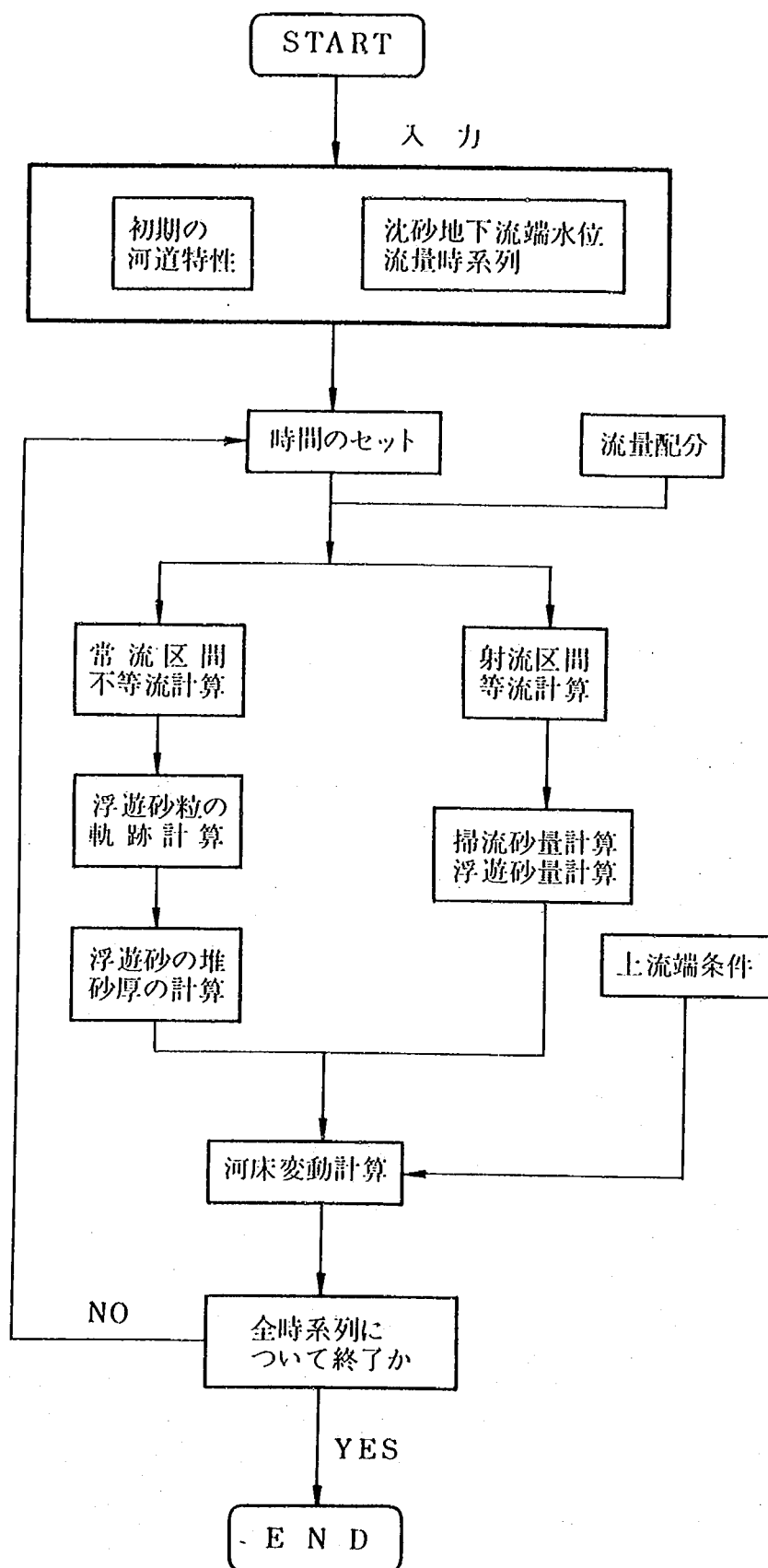


図-2.20 シミュレーションモデルフローチャート

2.4 シミュレーション計算の結果

1) 二次元実験の再現計算

沈砂地長 2 m, 沈砂地深 0.2 m, 平均粒径 1.15 mm, 土砂濃度 3 %, 流量 10 ℓ / sec, 上流勾配 1 / 3 の条件について計算を行った。計算結果と実験結果を比較して図-2.21に示す。計算では沈砂地流入時の跳水現象を考慮していないため、実験値に比べ堆積邇上が大きくなっている。実験値に比べて計算値のほうが堆砂時の土砂量が多くなっているが、これは、実験中は堆砂した土砂の間隙率が増加するためである。堆砂する土砂の間隙率については、堆砂量を含わせるために平均的な値を用いることが望ましいと考えられる。

2) 沈砂地計画の計算

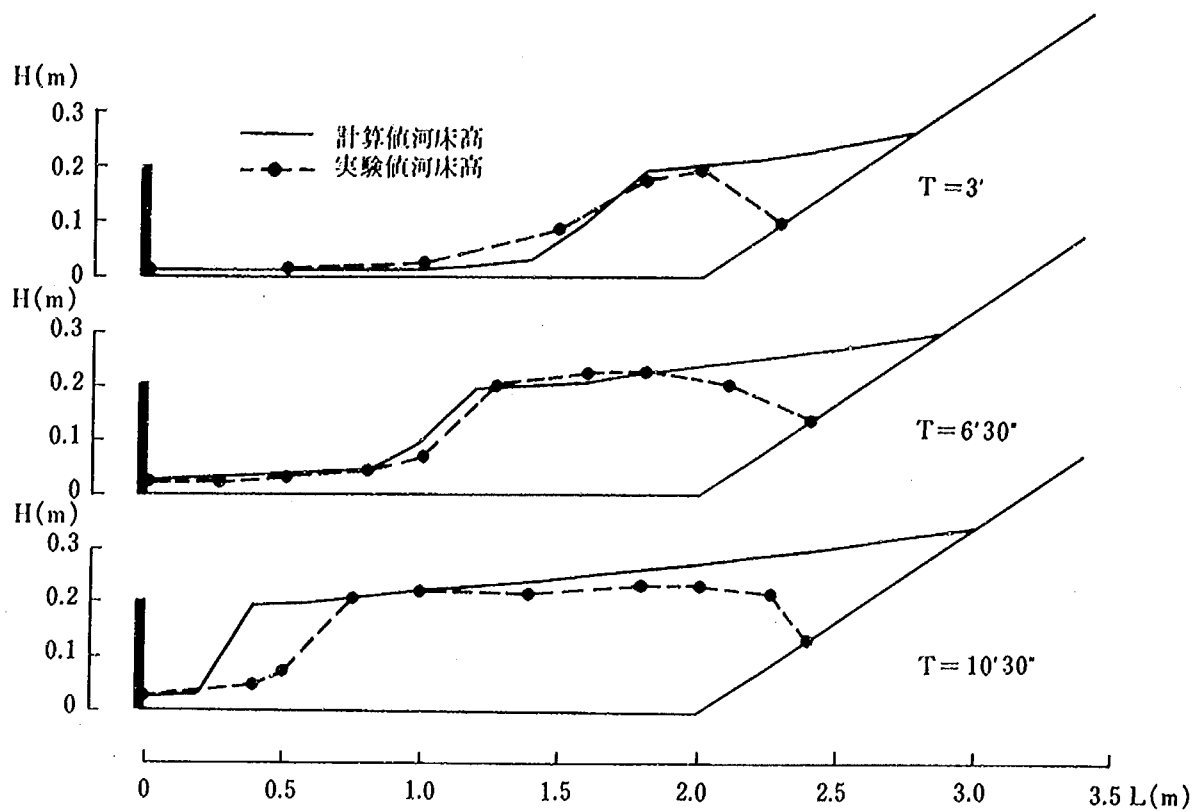
沈砂地形状、流量等を変化させシミュレーション計算により沈砂地の形状を検討した。表-2.3に計算条件の一覧表を示す。流入してくる土砂の粒径については、遊砂地で、大粒径の土砂は堆積するとして、図-2.22に示す粒度分布を与えた。流入土砂量は、遊砂地計画で最も土砂流出の小さい場合の26万 m³とした。土砂濃度は、実験結果より 3 %とした。沈砂地に流入する流路幅は、 $B = 5\sqrt{Q}$ とし、沈砂地内は全幅で流れるとした。洪水波形は、図-2.23に示すとうりである。

表-2.4に沈砂地の堆砂土砂量と流出土砂量を示す。図-2.25～図-2.33に沈砂地の河床縦断面図の時間変化を示す。流出土砂がある場合については、流出土砂量の時間変化を図-2.34に示す。表-2.3より、沈砂地を設けない場合には、流出土砂量は10～12万 m³である。沈砂地深を 2 m 以上とすると流出土砂はほとんど無くなる。図-2.35は流量の影響について比較したものである。流量の影響は小さいが、上流での堆積邇上は240 m³ / sec 定流に比べ洪水波形、120 m³ / sec 定流のほうが大きくなる傾向がある。

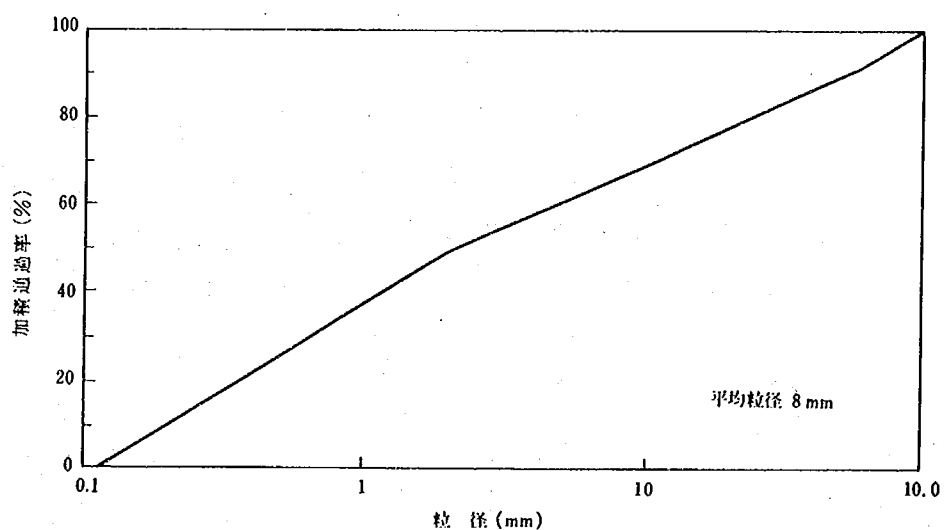
以上より 4 号, 5 号床固間に深さ 2 m の沈砂地を設ければ、遊砂地部からの流入土砂量26万 m³ は、沈砂地で溜めることができると考えられる。

3) シミュレーション計算の問題点

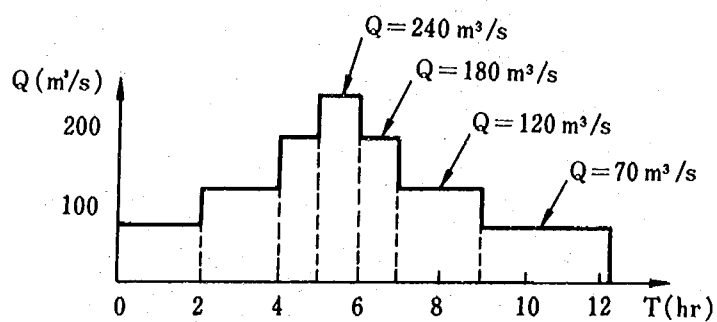
流入部で跳水現象が発生する本条件では、計算結果のような堆積邇上が生じるとは考えにくく、上流に堆積できない分については、沈砂地内に流入することが考えられる。このことは、沈砂地からの流出土砂量や堆積形状に大きく影響する。今後は、問題点を解決した沈砂地シミュレーションモデルとしたい。



図一 2. 21 沈砂地シミュレーションモデルと実験値の比較



図一 2. 22 計算の粒径加算曲線



図一 2. 23 洪水波形

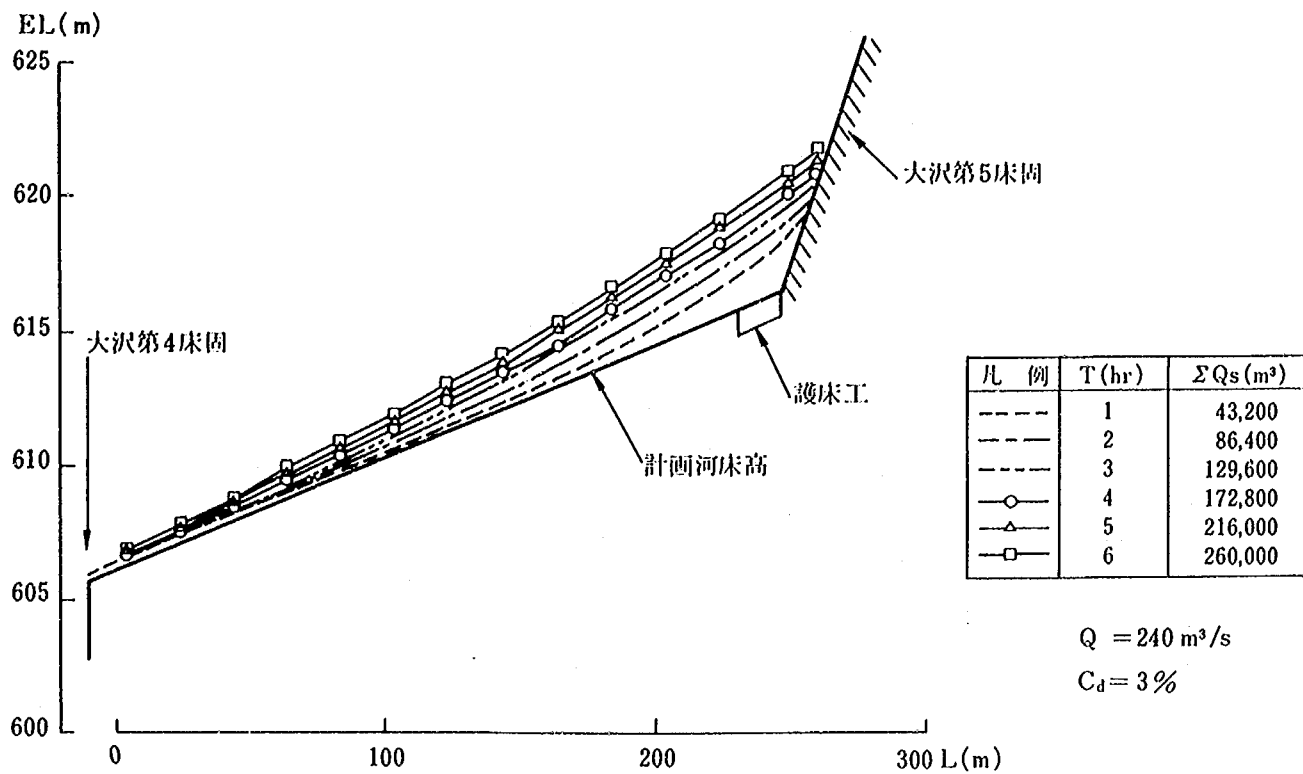


図-2. 24 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-1)

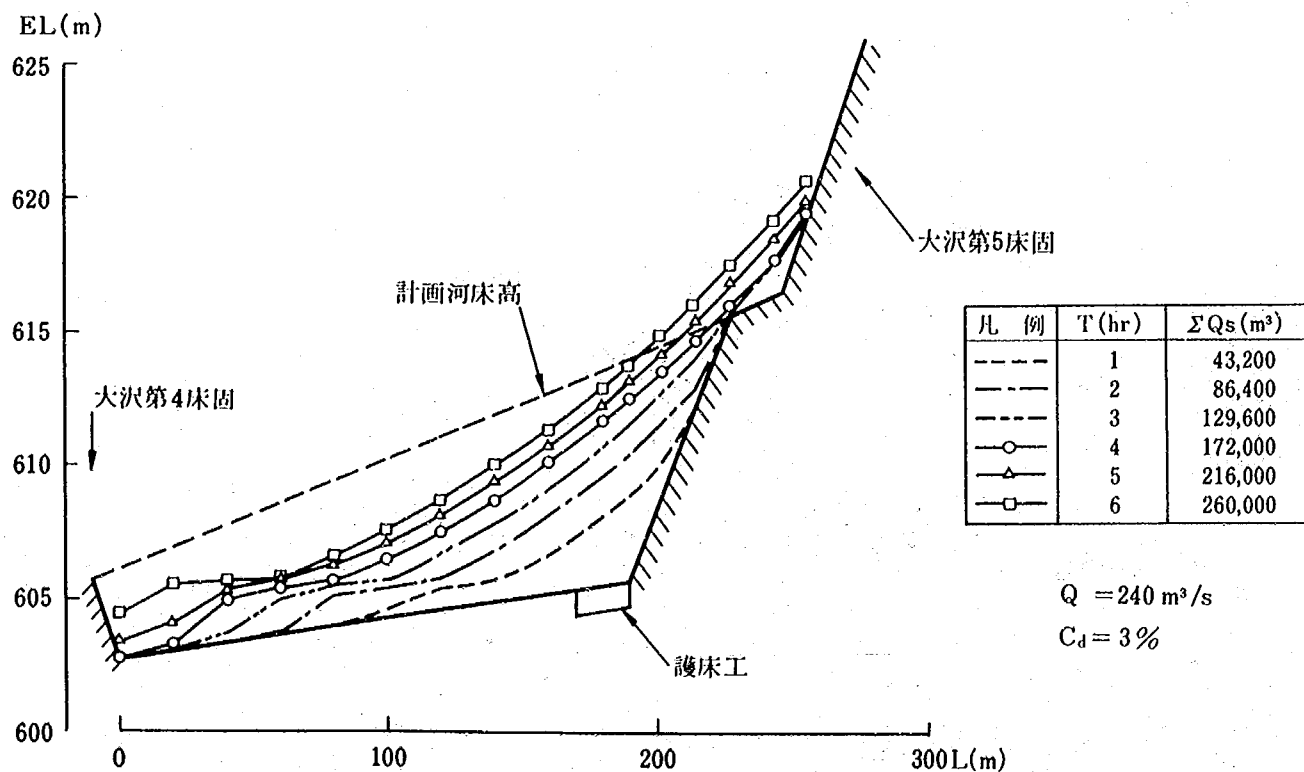


図-2. 25 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-2)

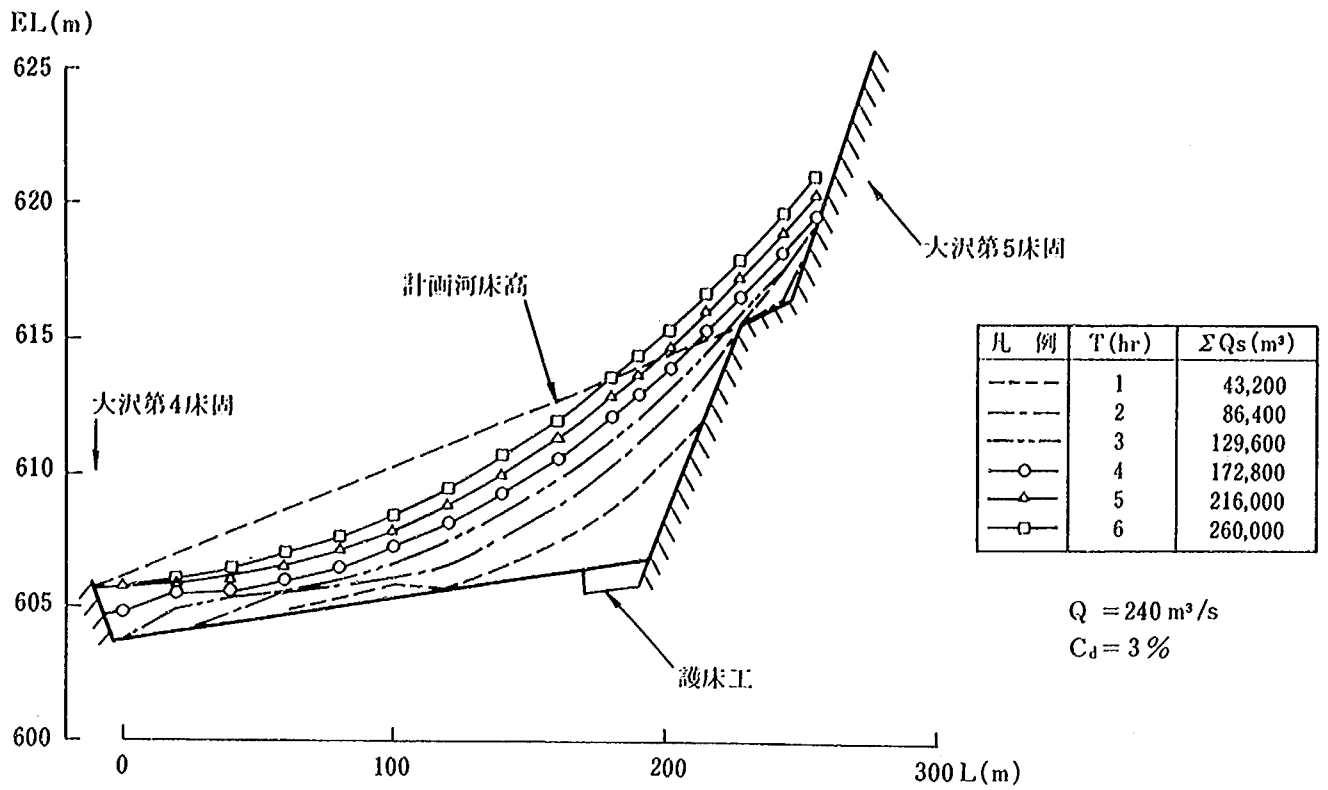


図-2. 26 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-3)

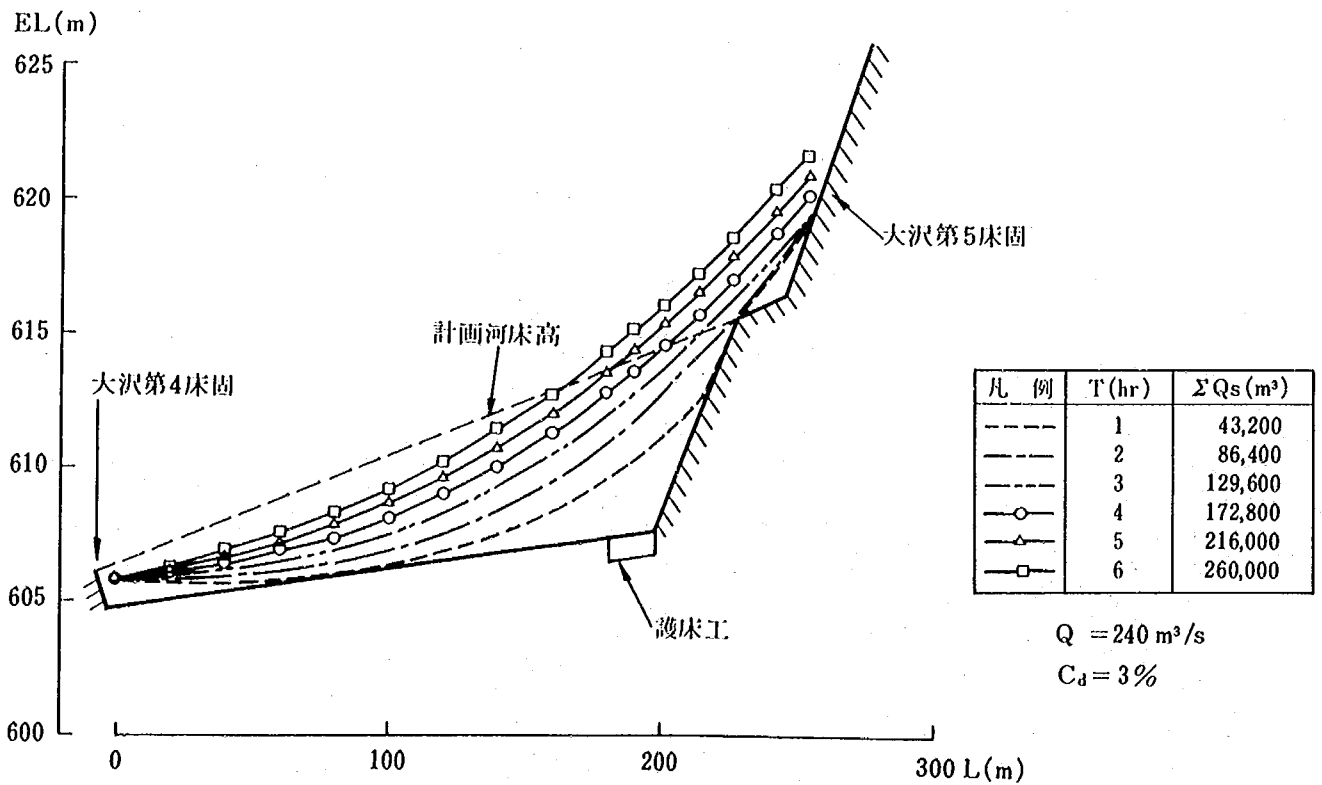
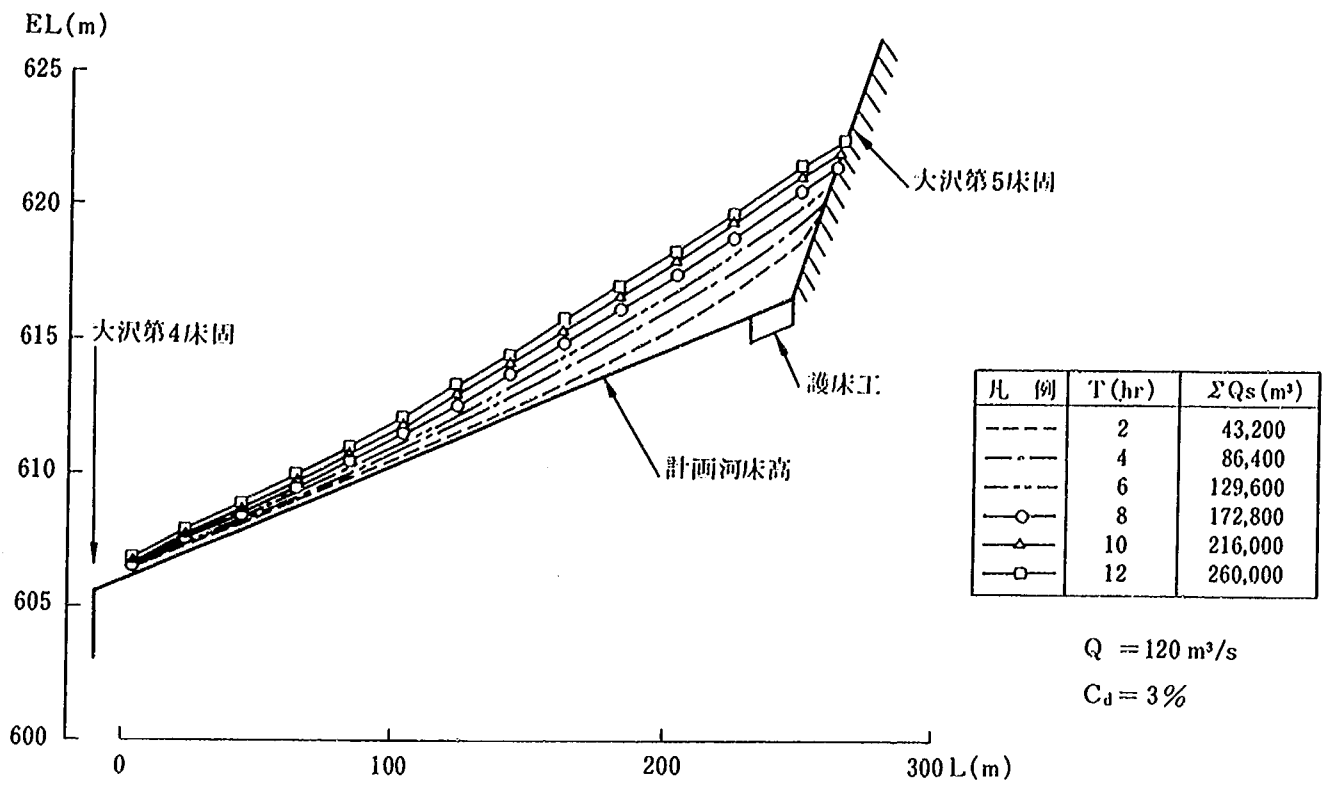
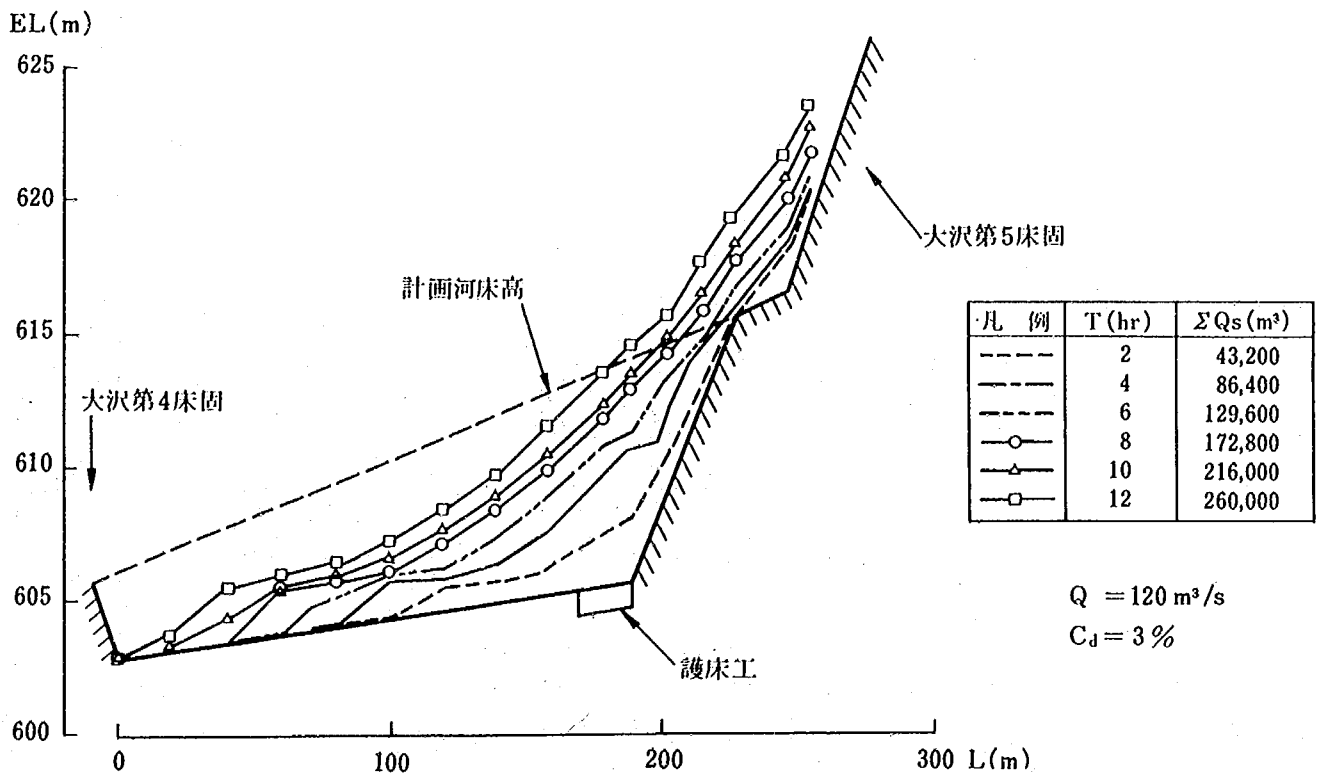


図-2. 27 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-4)



図一 2. 28 沈砂地シミュレーション計算結果 (case- 5)



図一 2. 29 沈砂地シミュレーション計算結果 (case- 6)

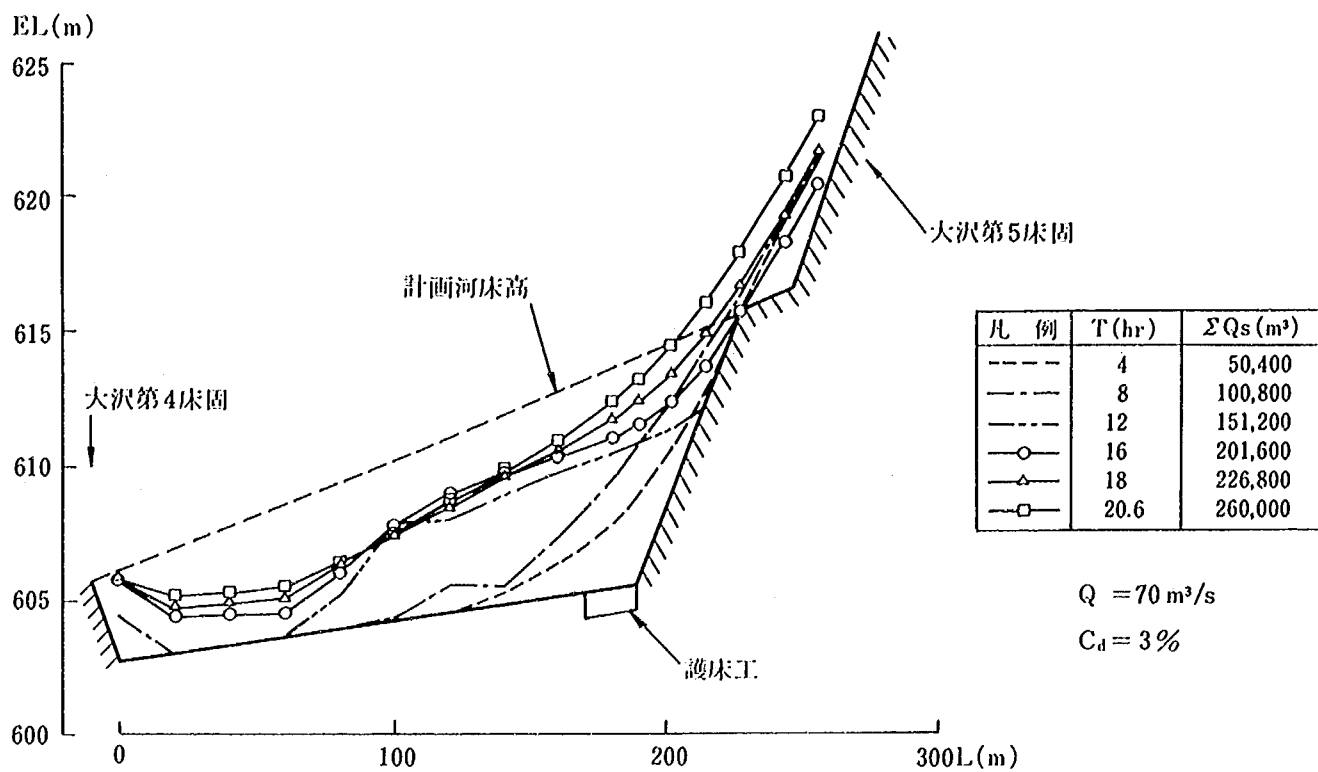


図-2.30 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-7)

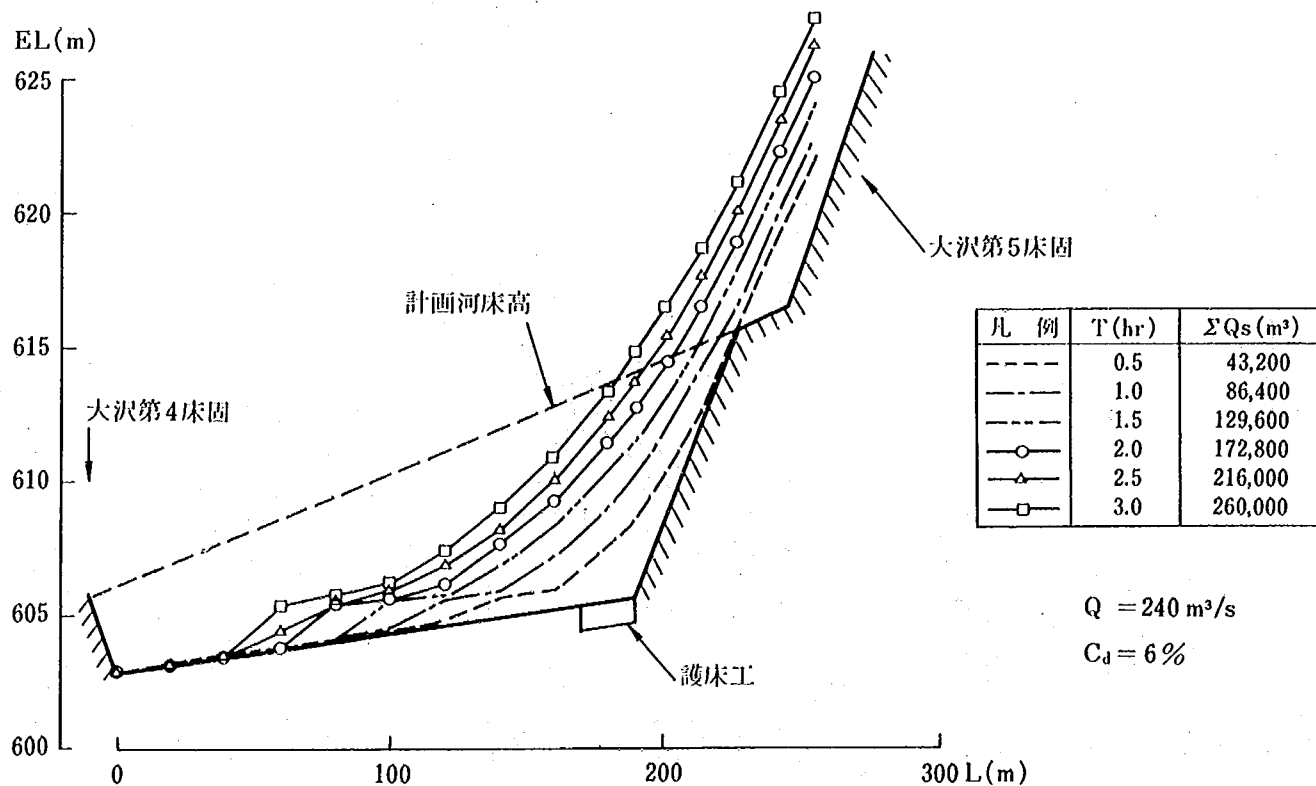
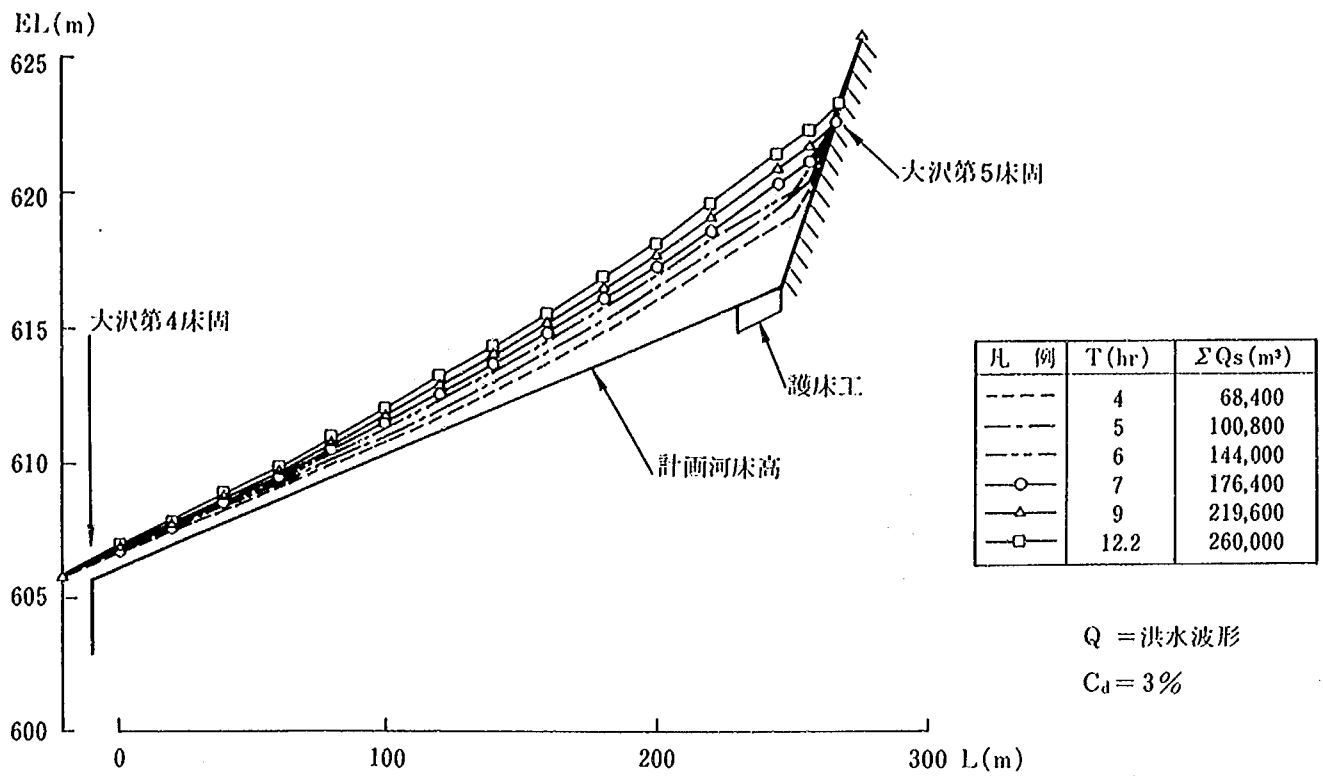
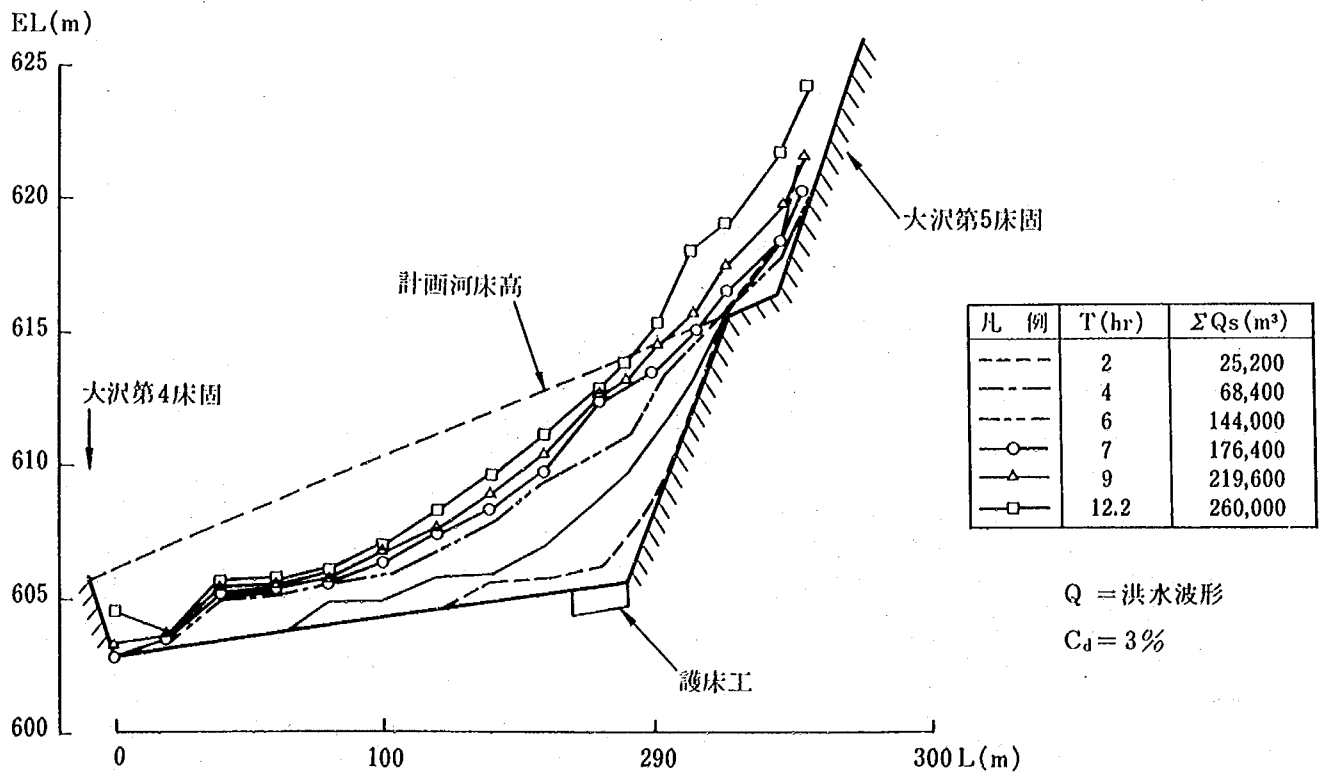


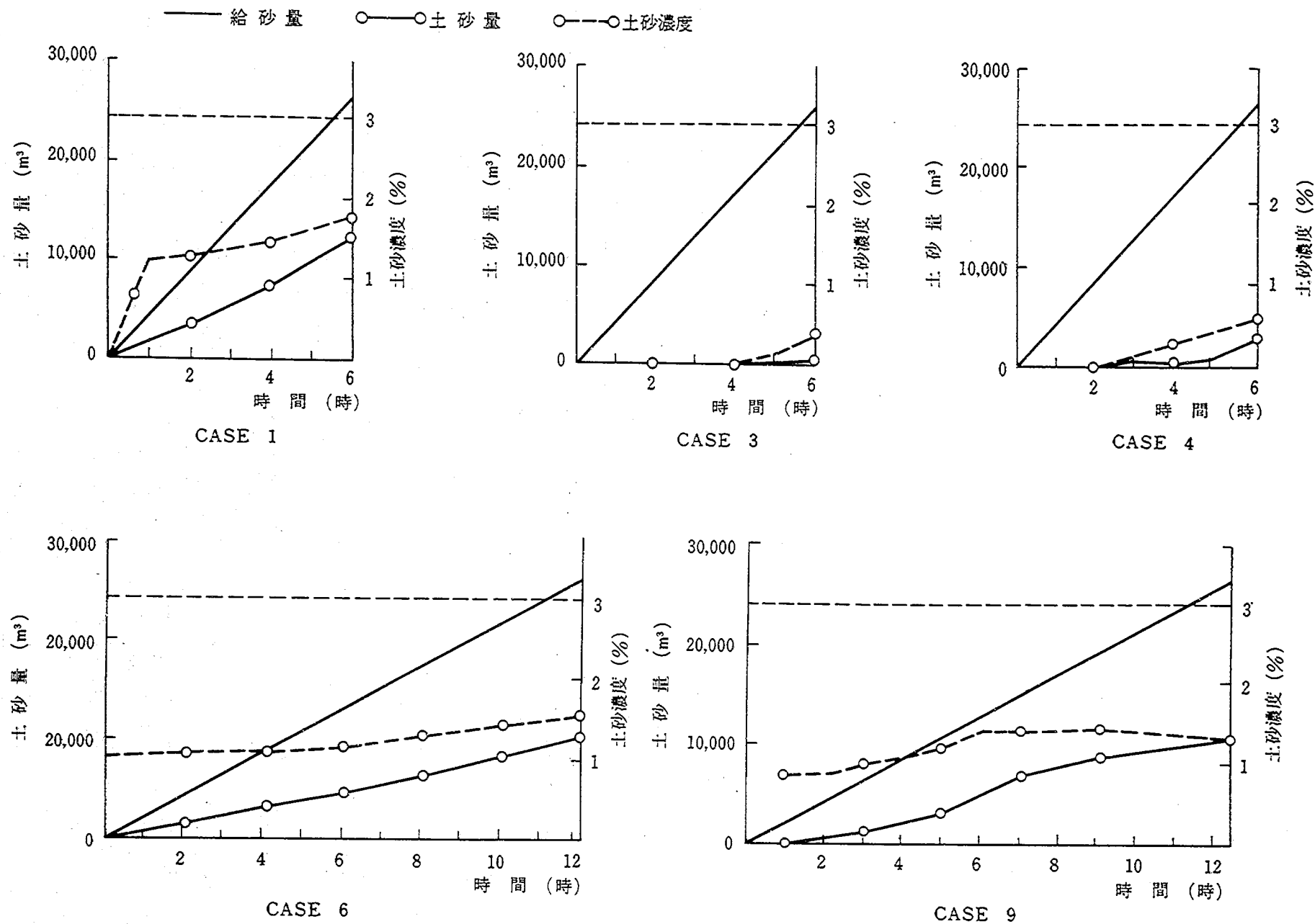
図-2.31 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-8)



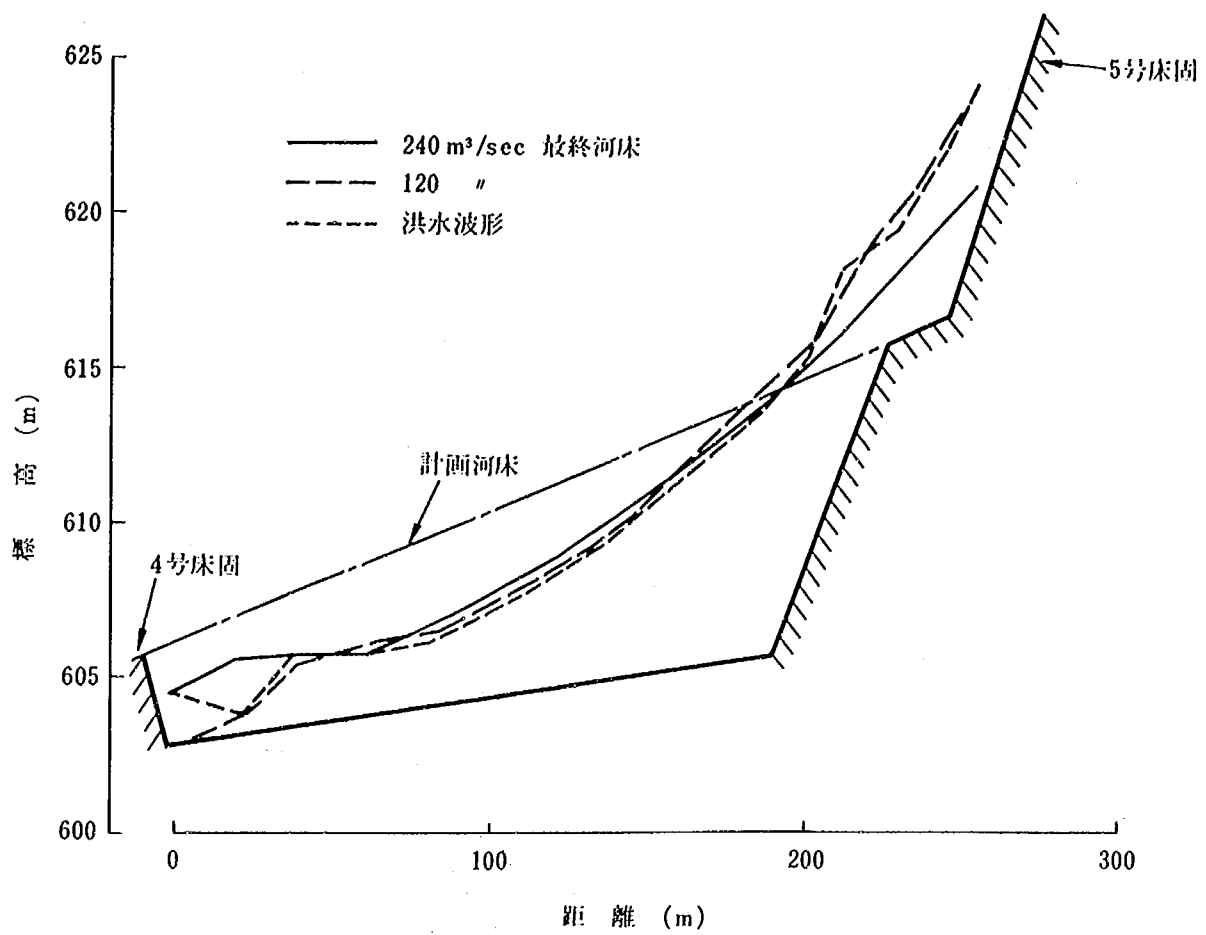
図一 2. 32 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-9)



図一 2. 33 沈砂地シミュレーション計算結果 (case-10)



図一 2. 34 流出土砂量の時間的变化



図一 2. 35 沈砂地シミュレーション計算結果 (流量の影響)

表 2. 3 計算条件一覧表

CASE	沈砂地形状	流 量 (m^3/sec)	土 砂 量 (m^3)	土砂濃度 (%)	計 算 時 間 (hr)
1	現 況	240	260,000	3	6.0
2	掘削深 3 m	"	"	"	"
3	" 2 m	"	"	"	"
4	" 1 m	"	"	"	"
5	現 況	120	"	"	12.0
6	掘削深 3 m	"	"	"	"
7	"	70	"	"	20.6
8	"	240	"	6	3.0
9	現 況	洪水波形	"	3	12.2
10	掘削深 3 m	"	"	"	"

表 2. 4 沈砂地の堆積土砂量と流出土砂量

流入土砂量 260,000 m^3

CASE	沈砂地形状	流 量 (m^3/sec)	土 砂 濃 度 (%)	堆積土砂量 (m^3)	流出土砂量 (m^3)
1	現 況	240	3	140,000	120,000
2	3 m 掘削	240	3	260,000	0
3	2 m 掘削	240	3	256,200	3,800
4	1 m 掘削	240	3	243,000	17,000
5	現 況	120	3	156,000	104,000
6	3 m 掘削	120	3	260,000	0
7	"	70	3	260,000	0
8	"	240	6	260,000	0
9	現 況	洪水波形	3	154,000	106,000
10	3 m 掘削	洪水波形	3	260,000	0

3. 結論

① 遊砂地部は、5号床固から9号床固間及び9号床固上流を3m除石して、流入する150万 m^3 の土砂に対処するのがよい。ただし、6号～8号床固間のように計画除石面よりも現在の河床が低い区間については現況の河道とする。この場合6号、7号床固の下流は洗掘される。6号床固下流にはすでに帯工が設けられているが、7号床固下流にはないので、7号床固下流については、帯工などで洗掘を防止する必要がある。

② 扇状地に流入してくる土砂を上流の遊砂地部で堆積させても、水は流出するので扇状地から、流量と勾配に見合った土砂が侵食され流路工に流出する。深さ2mの沈砂地を設けると計画洪水波形に対して予測される、26万 m^3 の流路工への流出土砂量を無くすることができる。

なお、流出土砂量を減少させる方法としては、沈砂地以外に帯工を多数配置して床固間の侵食をおさえる方法が考えられる。床固がコンクリートブロック製であるため、沈砂地を建設するには長いコンクリート壁を設ける必要があることを考えると、流出土砂量を減少させる効率は悪いが、過去にも建設されている帯工の方がこの地域になじむかもしれない。

参考文献

- 1) 瀬尾克美他, 富士山大沢扇状地水理模型実験報告書(Ⅰ), 土木研究所資料第2108号
- 2) 瀬尾克美他, 富士山大沢扇状地水理模型実験報告書(Ⅱ), 土木研究所資料第2192号
- 3) 富士砂防工事事務所, 昭和47年富士山大沢崩れによる災害の記録 大沢扇状地を中心とする災害誌
- 4) 杉尾捨三郎, 浮遊砂による貯水池の堆砂過程, ダム堆砂文献資料集成 pp. 405~427

富士山大沢扇状地水理模型実験及び
沈砂地シミュレーション計算報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2607号
昭和63年2月(1988)
建設省土木研究所砂防研究室
水山高久，原義文
福本晃久

要 旨

昭和60年度から62年度にかけて3ヶ年実施した，富士山大沢扇状地の遊砂地部と沈砂地部に関する，水理模型実験とシミュレーション計算による検討結果をとりまとめた。

キーワード：富士山大沢扇状地，砂防，遊砂地，沈砂地

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防部砂防研究室御中

No. _____

土研資料第2607号

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2607号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名



土研資料第2607号