

土 木 研 究 所 資 料

住吉川土石流氾濫シミュレーション および水理模型実験報告書(II)

昭和62年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright ©(1987)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、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

住吉川土石流氾濫シミュレーション および水理模型実験報告書(II)

砂防研究室室長 矢 澤 昭 夫

主任研究員 水 山 高 久

〃 阿 部 宗 平

〃 下 東 久 巳

要 旨

六甲山の住吉川において、現況砂防施設の効果および砂防施設計画についての資料を得るため土石流氾濫シミュレーションの改良と水理模型実験を行なった。シミュレーションの結果は、改良モデルで実際の被害を良く表現できることが分かり、仮想の導流堤や遊砂地を設けた計算では施設による土砂流出の抑制効果が示された。実験では、現況施設において計画規模の土石流が発生した場合、土砂の氾濫はかなり減少するが、水および細粒土砂の堤内地への氾濫は防げないことが示された。

キーワード：住吉川、土石流氾濫、シミュレーション、水理模型実験

は　　じ　　め　　に

東六甲山（932 m）に源を発し、東西に延びる神戸市の中心街を横切るように流れている住吉川では、昭和13年の災害以降土石流対策工事を実施してきた。ところが、下流域では都市化が急速に進み砂防基準点より上流にも人家が拡がりつつあり、大規模な土石流が発生した場合、神戸市は甚大な被害を受けることが懸念される。

本報告は、近畿地方建設局六甲砂防工事事務所の依頼によって実施した土石流氾濫水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

昭和60年度は主に昭和13年災害の再現を行ったが¹⁾、本報告の土石流氾濫シミュレーションでは、一次元河床変動計算と土石流氾濫シミュレーションにより現在の砂防施設と仮想の施設を設けた場合の計算を行い、水理模型実験では、前年度行った土石流災害の再現実験と同様の条件で現況砂防ダムおよび流路工を設けて砂防施設が土石流の氾濫を防止・軽減する効果について検討した。

昭和62年3月

砂防研究室長	矢　澤　昭　夫
主任研究員	水　山　高　久
主任研究員	阿　部　宗　平
	下　東　久　巳

目 次

はじめに

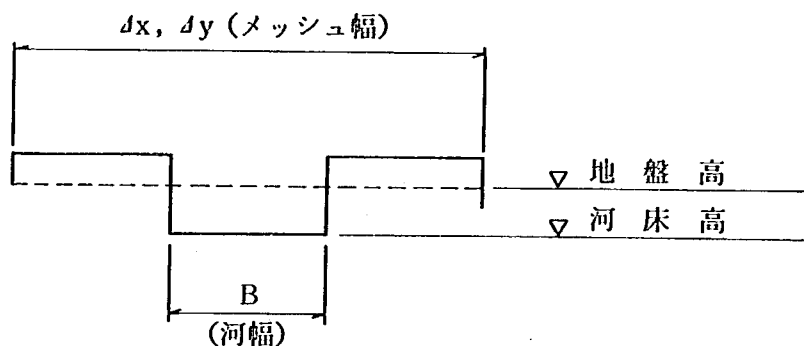
1. 住吉川土石流氾濫シミュレーション	1
1.1 土石流氾濫シミュレーションの目的	1
1.2 砂防施設効果の検討	3
1.2.1 計算手法	3
1.2.2 計算条件	3
1.2.3 計算結果	6
1.3 河道一氾濫域接続モデル	17
1.3.1 計算手法	17
1.3.2 計算条件	25
1.3.3 計算結果	25
1.4 土石流氾濫シミュレーションのまとめ	42
2. 住吉川土石流氾濫水理模型実験	43
2.1 水理模型実験の目的	43
2.2 模型概要	43
2.3 実験条件	44
2.3.1 相似則	44
2.3.2 実験ケース	44
2.3.3 流量条件	45
2.3.4 給砂材料	47
2.3.5 給砂量と土砂濃度	47
2.4 実験結果と考察	47
2.4.1 現況砂防施設の効果	47
2.4.2 流量条件の違いの土砂の氾濫に与える影響	55
2.5 土石流氾濫水理模型実験のまとめ	55
3. 結 語	58
参考文献	58
資料集 水理模型実験（氾濫平面図，縦断図）	61

1. 住吉川土石流氾濫シミュレーション

1.1 土石流氾濫シミュレーションの目的

本報告では、次の2つのことについて検討を行った。

- ① 昭和60年度の報告書¹⁾と同様の手法（2次元土石流氾濫シミュレーションモデル）を用いて、住吉川扇状地の氾濫域に堅牢な構造物、土石流防護壁（導流堤）や遊砂地などが有る場合、土石流あるいは土砂流的な洪水氾濫に対してどの程度の影響や効果があるかを検討する。
- ② 上述の手法には以下のような問題点がありモデルの改良を行った。
 - (1) 河幅Bが氾濫域のメッシュ幅（ Δx や Δy ）に比べて小さい場合、河床高がメッシュの地盤高に平均化された形式で反映されるので、正確な流路の表現ができない。



- (2) 特に蛇行部において、メッシュ幅が河幅より大きいと、実際の流路の河床勾配とメッシュの流路のものに大きな差が生じる恐れがある。河床勾配の表現は、土砂移動の計算では最も重要なファクターであり、計算結果に及ぼす影響は大きい。
- (3) 計算メッシュを小さくすれば解決できるが、少なくとも河幅の半分ぐらいのメッシュとする必要があり、10m程度のメッシュとなる。現在の50mメッシュから10mメッシュとすると、メッシュ総数は $5^2=25$ 倍となり、50mメッシュで計算した場合の必要な計算容量の計算時間（cpu）が各400 KB（キロバイト）、20（分）程度であることを考慮すると、10mメッシュでは、各々10,000 KB、約8.5時間必要となる。大型計算機をもってしても対処が困難となる。そこで、河道部については、上流区域・氾濫域ともに1次元の河床変動計算で土砂移動を追跡し、河道から氾濫域への水および土砂の溢流条件を設定することによって、氾濫域の2次元のシミュレーション（河床変動計算）に接続させる手法を検討した。この手法の利点は、河道の容積を正確に数量化した上で、氾濫地点を推定することができる。河道内での堆積土砂量、河道の疎通能力の低減の程度が把握できることである。

計算の対象範囲を図-1.1に示す。

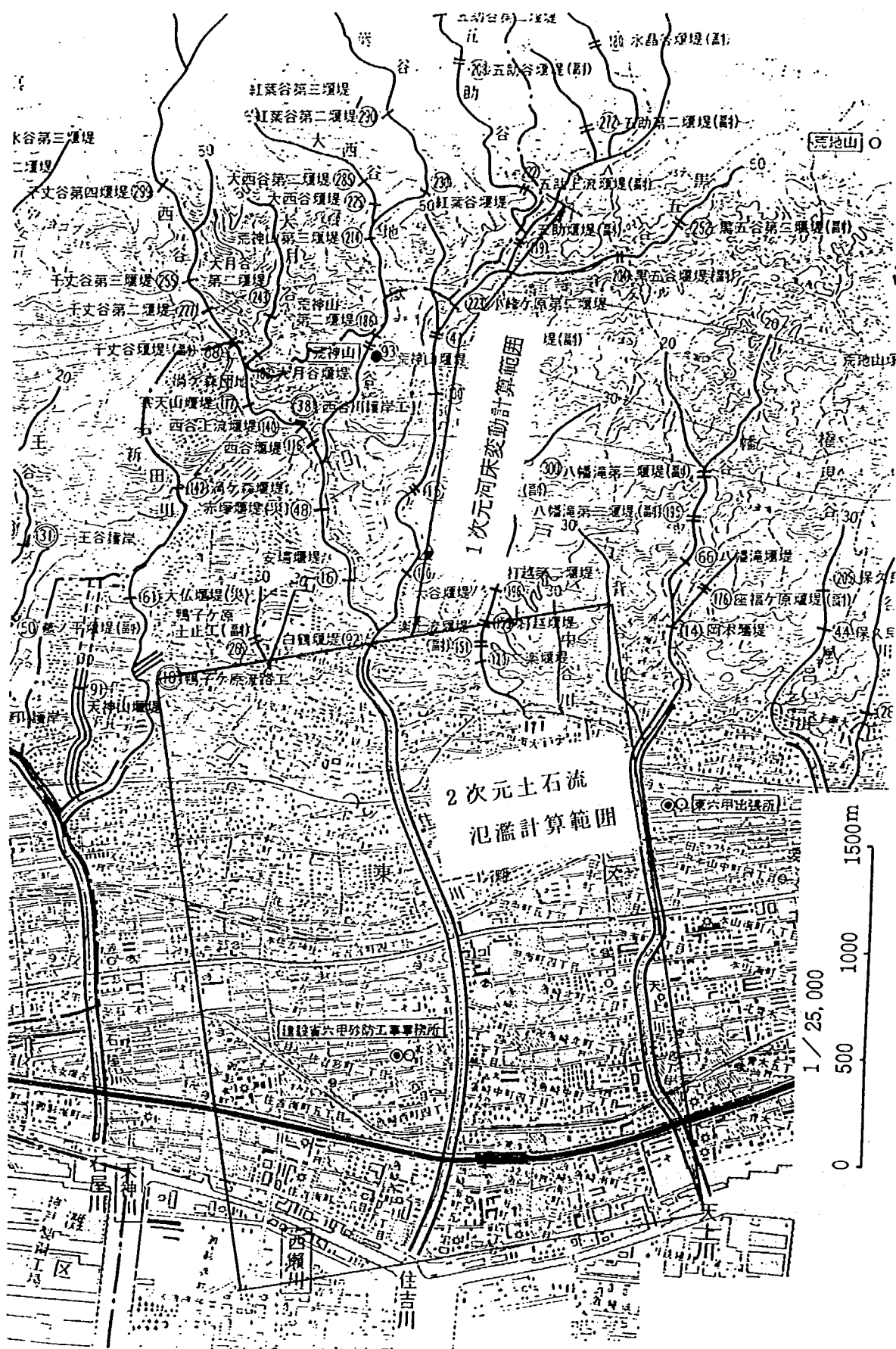


図-1.1 計算対象範囲

1.2 砂防施設効果の検討

1.2.1 計算手法

基礎方程式として、流下方向（x 方向）およびその直角方向（y 方向）について、それぞれ運動方程式を立て、連続式は水および砂礫各々について考える。基礎方程式は陽型式のリープ・フロッグ法によって差分化する。その他、新河床高の計算方法などがあるが、昭和60年度の報告書¹⁾に記述しているので、詳細な計算手法についてはそれを参照されたい。

1.2.2 計算条件

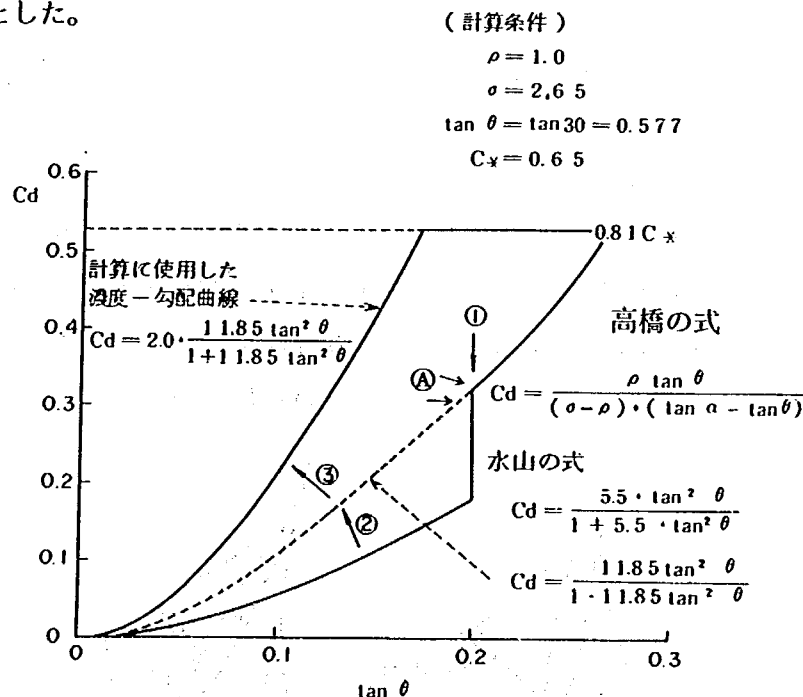
(1) 土砂濃度の算定式

土砂濃度を算出するには、土砂の輸送形態を仮定する必要がある。土砂の輸送形態には、土石流、土砂流、掃流および浮遊があるが、ここでは、比較的簡単な式で、しかも河床勾配を与えれば土砂濃度が算出される高橋の土石流の式²⁾、水山の土砂流の式³⁾を用いることとした。土砂濃度の算定に際しては、まず、土砂流と土石流の境界となる勾配を次式により計算する。

$$S_c = \frac{C_{\times} \cdot (\sigma - \rho)}{C_{\times} \cdot (\sigma - \rho) + (1 + k^{-1}) \rho} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、k：定数（1.0）である。

地盤勾配 $S = S_c$ において高橋の土石流の式による土砂濃度と水山の土砂流の式による土砂濃度が一致するように水山の式の定数を調整し、不連続点のない土砂濃度—勾配曲線（図—1.2の曲線④）を作成する。これは、不連続点が生じると計算が安定しないためである。今回、計算に用いた土砂濃度—勾配曲線は、土砂濃度の非平衡性を考慮して、図—1.2の曲線④の土砂濃度を2.0倍したものを各メッシュから出入する土砂濃度とした。なお、土砂濃度の上限値は、図—1.2に示すように $0.81 \cdot C_{\times}$ （ $C_{\times}$ は堆積土砂濃度）とした。



(2) 地盤条件

土石流氾濫シミュレーションの計算は、氾濫地点が野村邸（白鶴堰堤の直下流）地点とされているので、白鶴地点を土石流流入点と考えて計算を行った。氾濫域は、京都大学の小橋教授、大阪府立大学の平野教授らによって作成された50m四方のメッシュによるデータ・ベース⁴⁾から最低標高をピックアップして地形条件を設定した。一部、このデータ・ベースにない地域は縮尺1:2,500の地形図より地盤高を測定した。また、住吉川の流路は、50m均一の河幅で続く流路として、メッシュにより構成した。実際の河幅は、50m以下のところもあり、屈曲していることからデータ・ベースの地盤高を用いると流路を表現できない場合がある。そこで、流路として水流が流れるように流路の兩岸のメッシュは、流路のメッシュの地盤高より高くした。今回の計算では、氾濫域内の堅牢な構造物を考慮して地盤高を高くしたり、砂防構造物をメッシュの地盤高を高くすることによって表現した。

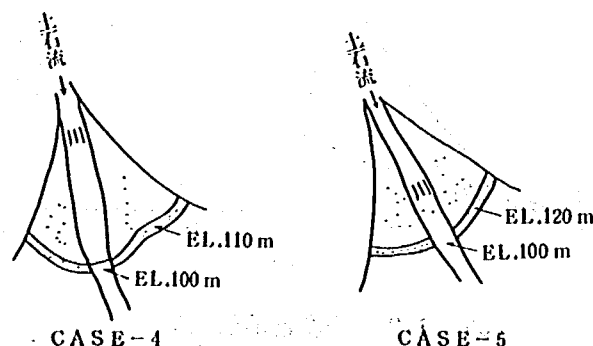
(3) 流量条件

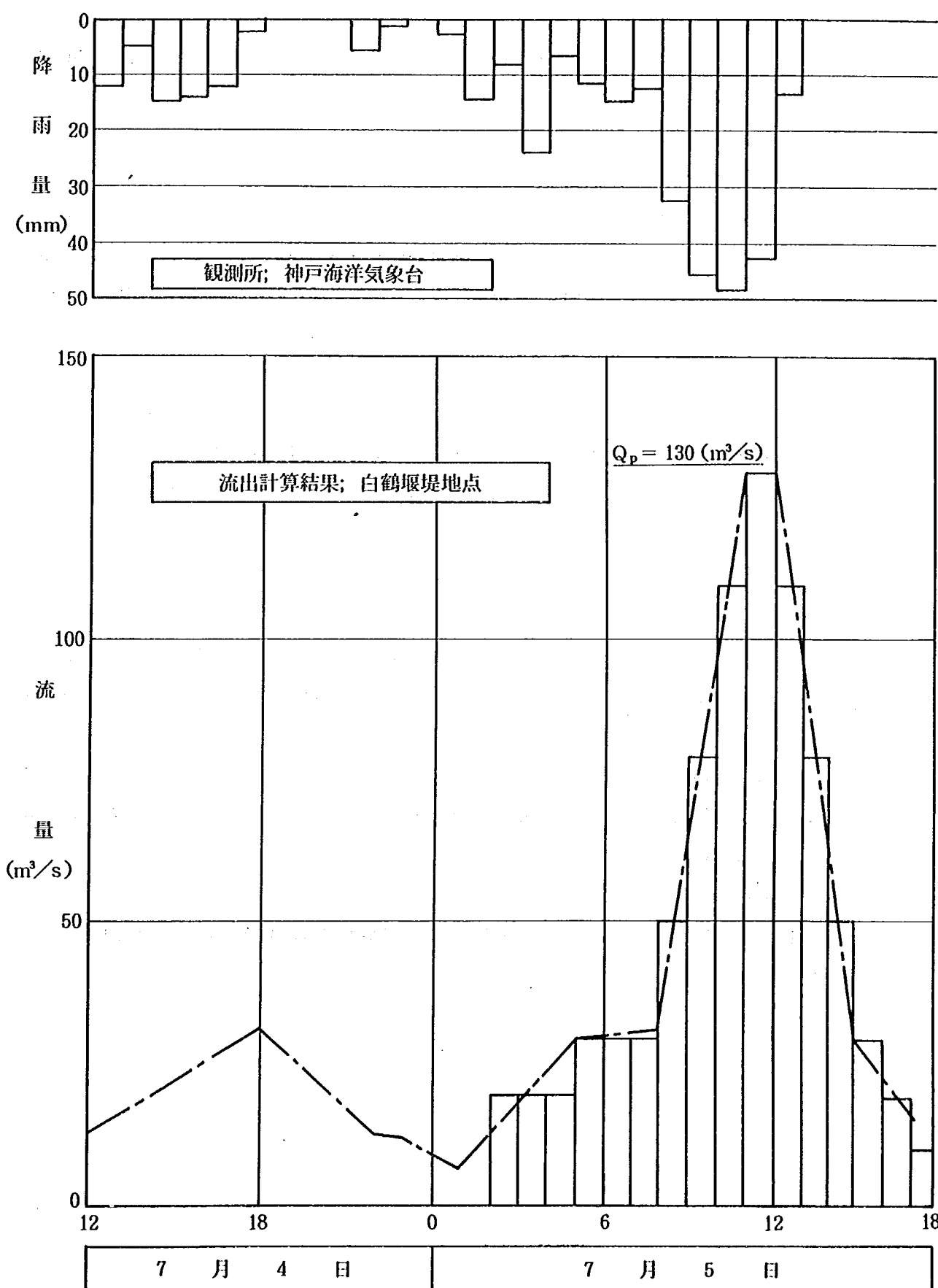
流量ハイドログラフは、図-1.3に示す昭和13年7月洪水時の推定流量ハイドログラフを用いた。なお、計算は、7月5日8時より15時の7時間について行い、供給土砂濃度は10%として、約40万 m^3 の土砂が氾濫域に供給されるものとした¹⁾。

(4) 計算ケース

計算は次の5ケースを行った。

- ① CASE-1 ……昭和60年度に作成した昭和13年当時の氾濫域の地盤形状に対して土石流を氾濫させる。
 - ② CASE-2 ……住吉川氾濫域内にある堅牢な構造物、すなわち、鉄骨、鉄筋コンクリート製の建物が平面積的に50%以上を占めるメッシュの地盤高を一律10m高くして地盤形状を作成した氾濫域に土石流を流下させる。堅牢な構造物の判定は、地形図・空中写真によって行ったが、個々の建物の高さを設定するのは難しかったため、一律に10m程度の高さを設けることで、土石流氾濫堆積に対する建物の阻害効果を表した。
 - ③ CASE-3 ……白鶴堰堤から下流約2kmに至る砂防施設（以後、導流堤と呼ぶ）を川の右岸側に設け、右岸側の氾濫域を保全する。具体的には、川の右岸側のメッシュを10m高くしている。
 - ④ CASE-4 ……谷の出口付近に天端標高110mの遊砂地を設けたもの。高さは約20m。下図参照。
 - ⑤ CASE-5 ……谷の出口付近に天端標高120mの遊砂地を設けたもの。高さは約20m。下図参照。
- なお、CASE-3, 4, 5の施設は実際に計画されているものではない。





図一 1.3 昭和13年7月出水の流量ハイドログラフ

1.2.3 計算結果

各時間ステップ（1時間単位）の流動深、堆積深の分布図を作成したがそのうち、ピーク流量(130m³/s)流過後の流動深分布つまり洪水氾濫状況を図—1.4～図—1.8に示した。

また、洪水終了後の堆積深の分布を図—1.9～図—1.13に示した。

(1) CASE-1の計算結果

建造物を考慮しない地盤高を用いた計算では、図—1.4のように落合橋→東灘郵便局→六甲砂防工事事務所にかけて30cm以上の浸水が生じ、明確な氾濫流路が形成されている。図—1.9の土砂氾濫状況を見ると、落合橋から住吉駅にかけて幅100～250m程度の土砂氾濫域がみられ、住吉小学校、六甲砂防工事事務所付近まで土砂が流下している。

(2) CASE-2の計算結果

堅牢な建造物を考慮して地盤高を一律10m高くしたケースであり、図—1.5に洪水氾濫状況を示した。図—1.5で□枠で囲んだメッシュが堅牢な建造物のメッシュである。図—1.4を比較すると一部浸水しないメッシュ（区域）が増加しているが、堅牢な建物が散在しているため、全体の傾向はCASE-1と同様である。

土砂の堆積状況も、図—1.10に見られるようにCASE-1（図—1.9）と大差がない。

(3) CASE-3の計算結果

このケースは、住吉川の右岸側に導流堤を想定したものであるが、図—1.6、図—1.11に示すように導流堤より右岸側の浸水は軽減され、土砂の堆積はほとんど生じていない。一方、左岸側の土砂堆積・浸水は増大している。

(4) CASE-4の計算結果

谷の出口に遊砂池を想定したものであるが、土砂の堆積は遊砂地内でとどまり（図—1.12）、浸水域も大幅に軽減されている。

(5) CASE-5の計算結果

CASE-4の遊砂地の高さを高くしたものであるが、結果的には、CASE-4の結果とほとんどその効果が変わらない。

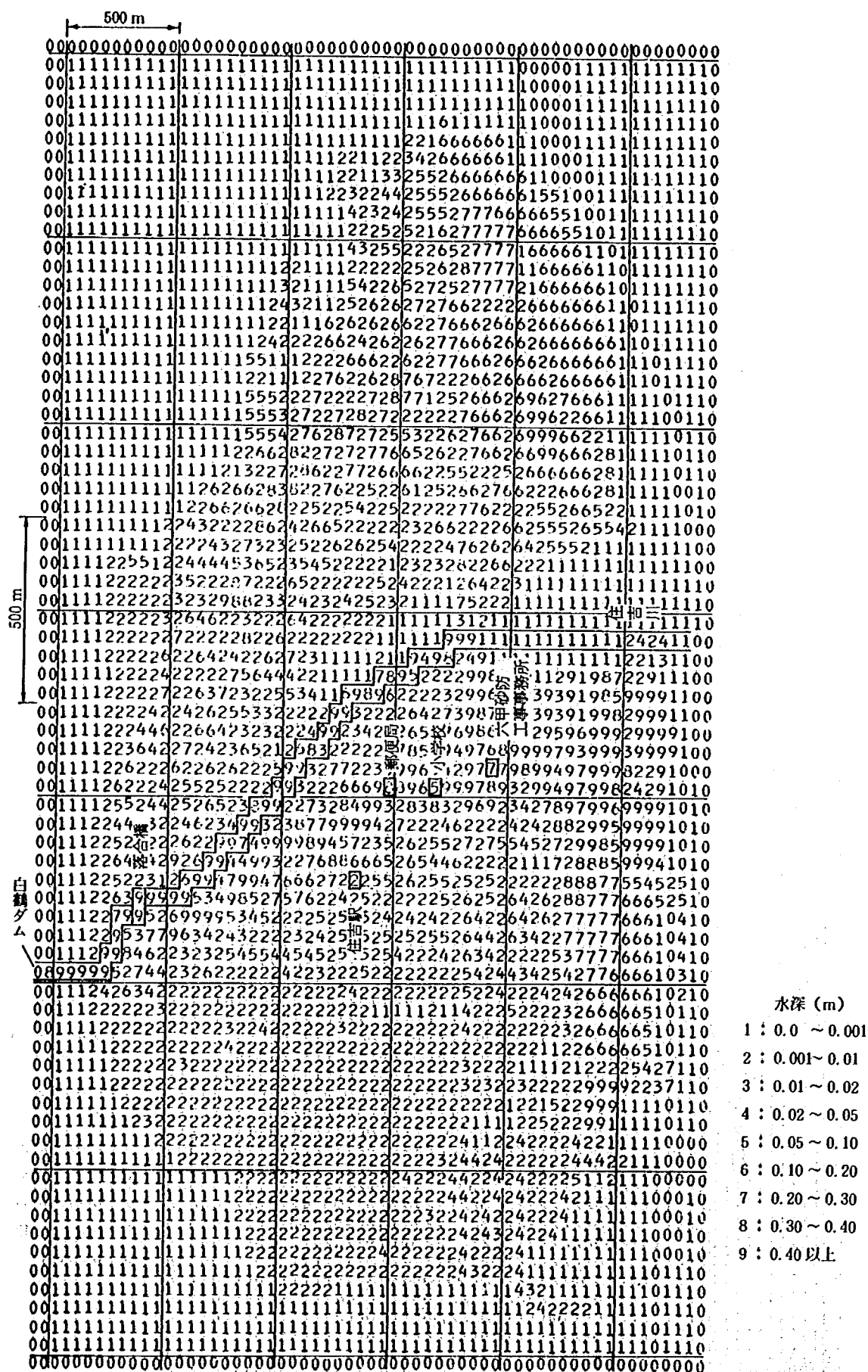
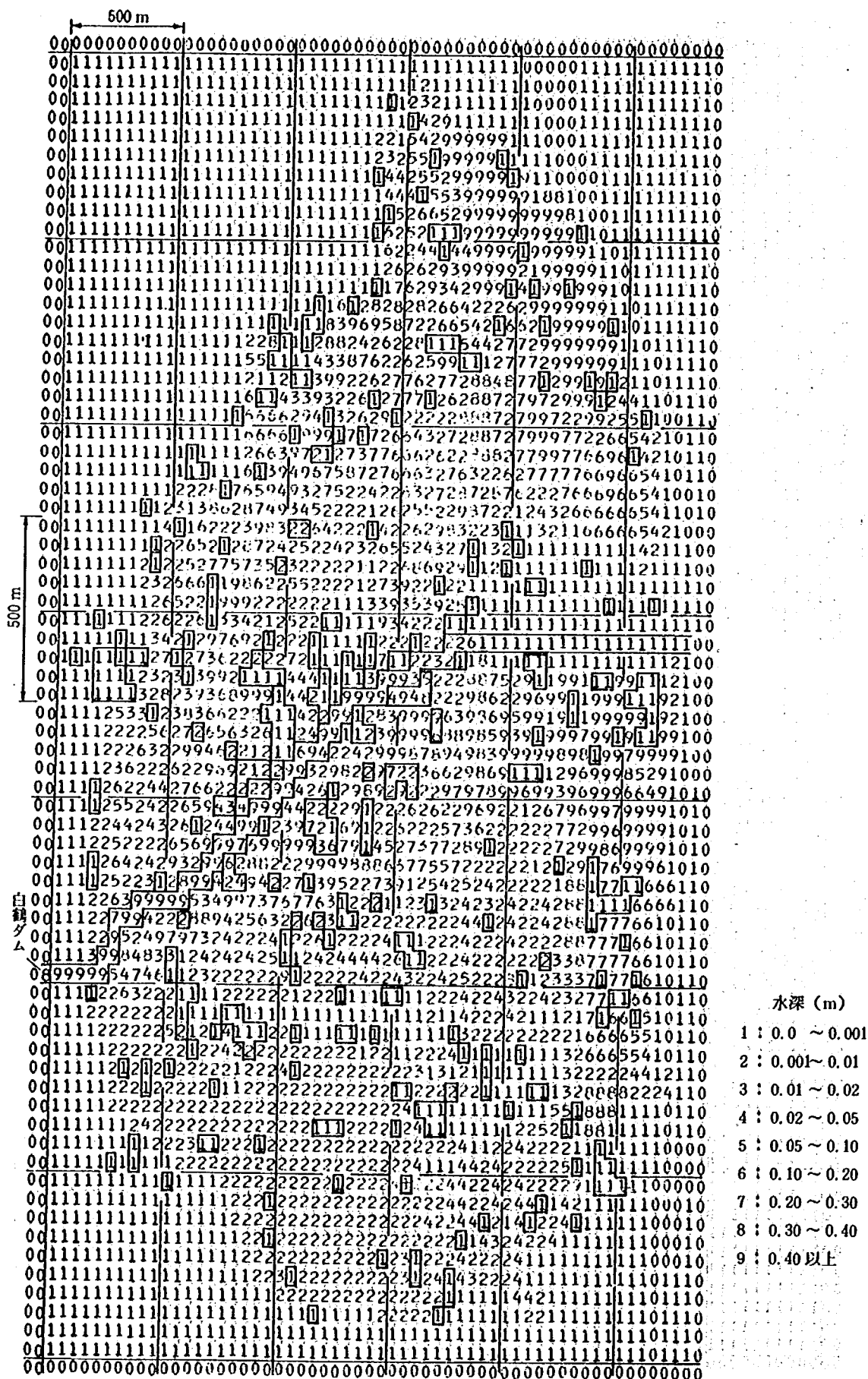
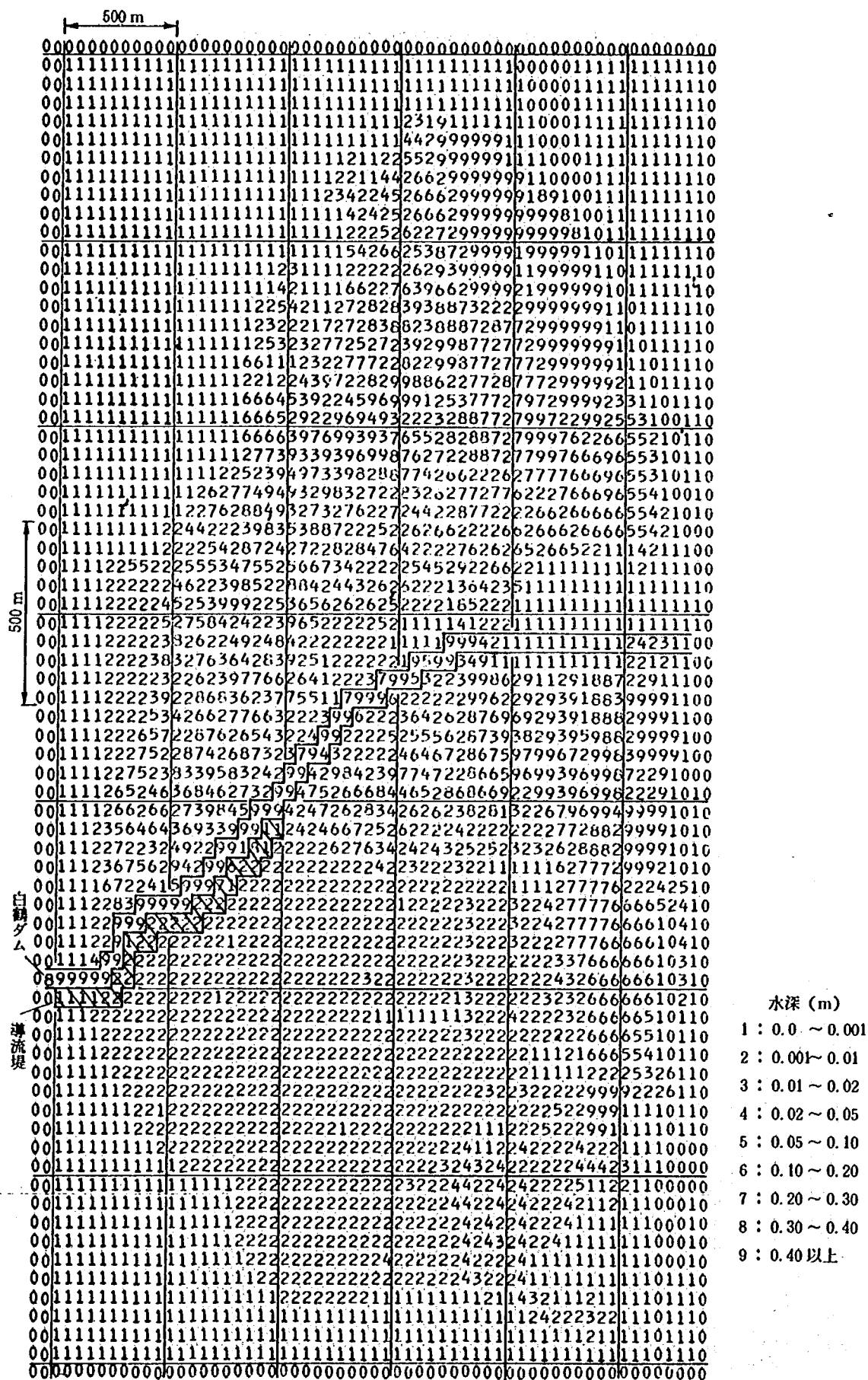


図-1.4 CASE-1の洪水氾濫状況(ピーク流量後)



図一.15 CASE-2の洪水氾濫状況(ピーク流量後)



図一1.6 CASE-3の洪水氾濫状況（ピーク流量後）

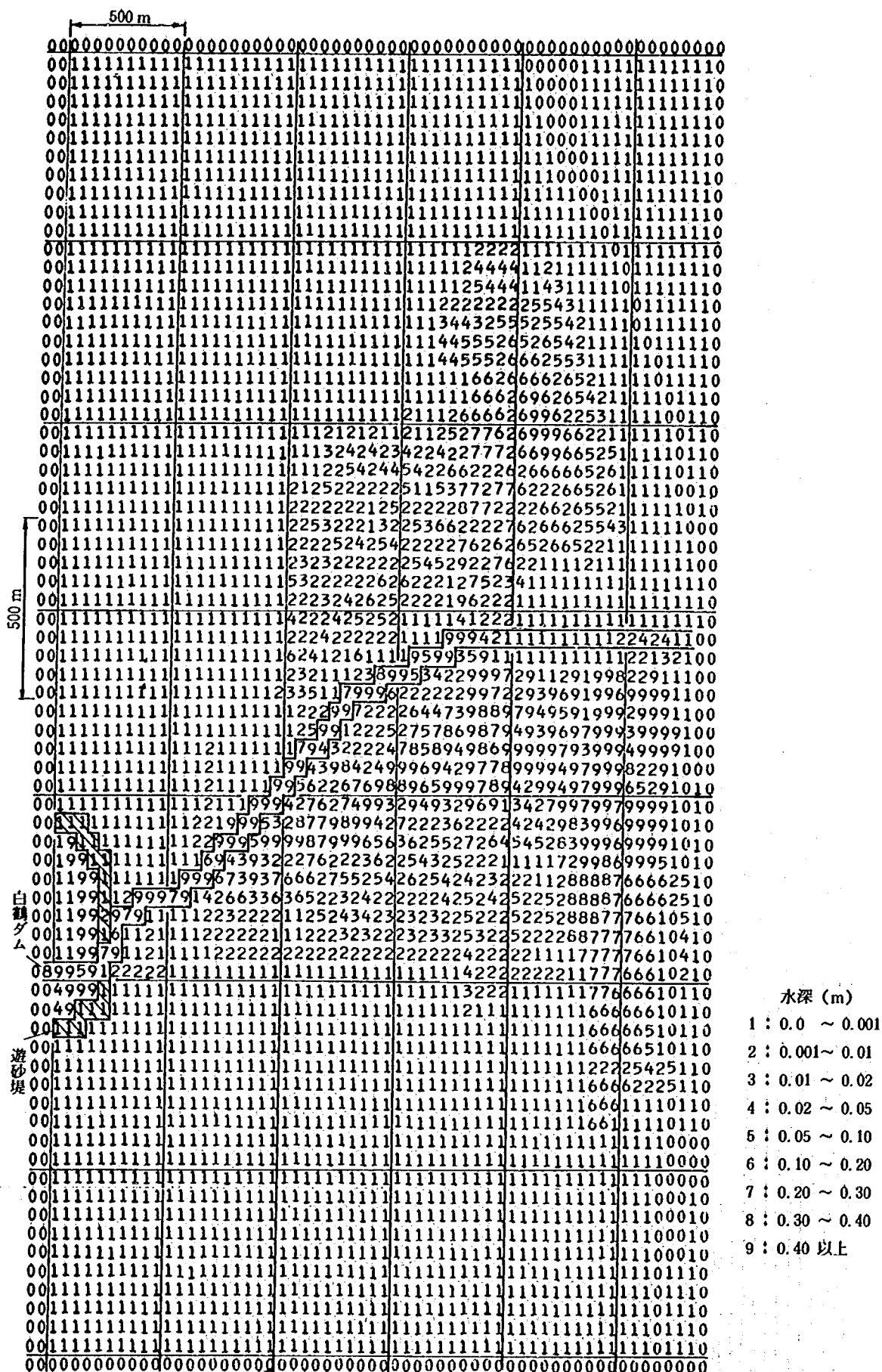


図-1.7 CASE-4 の洪水氾濫状況 (ピーク流量後)

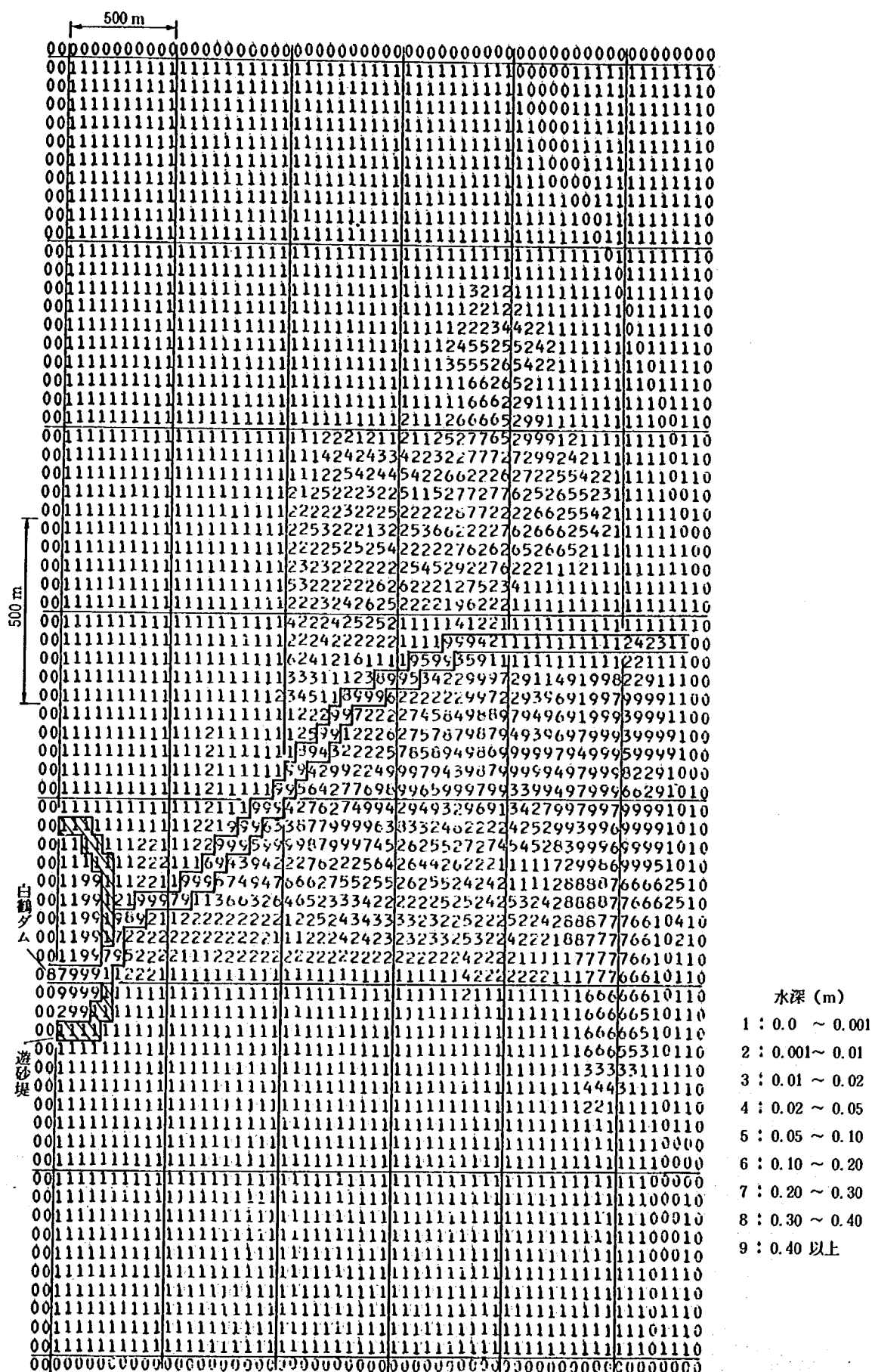


図-1.8 CASE-5の洪水氾濫状況（ピーク流量後）

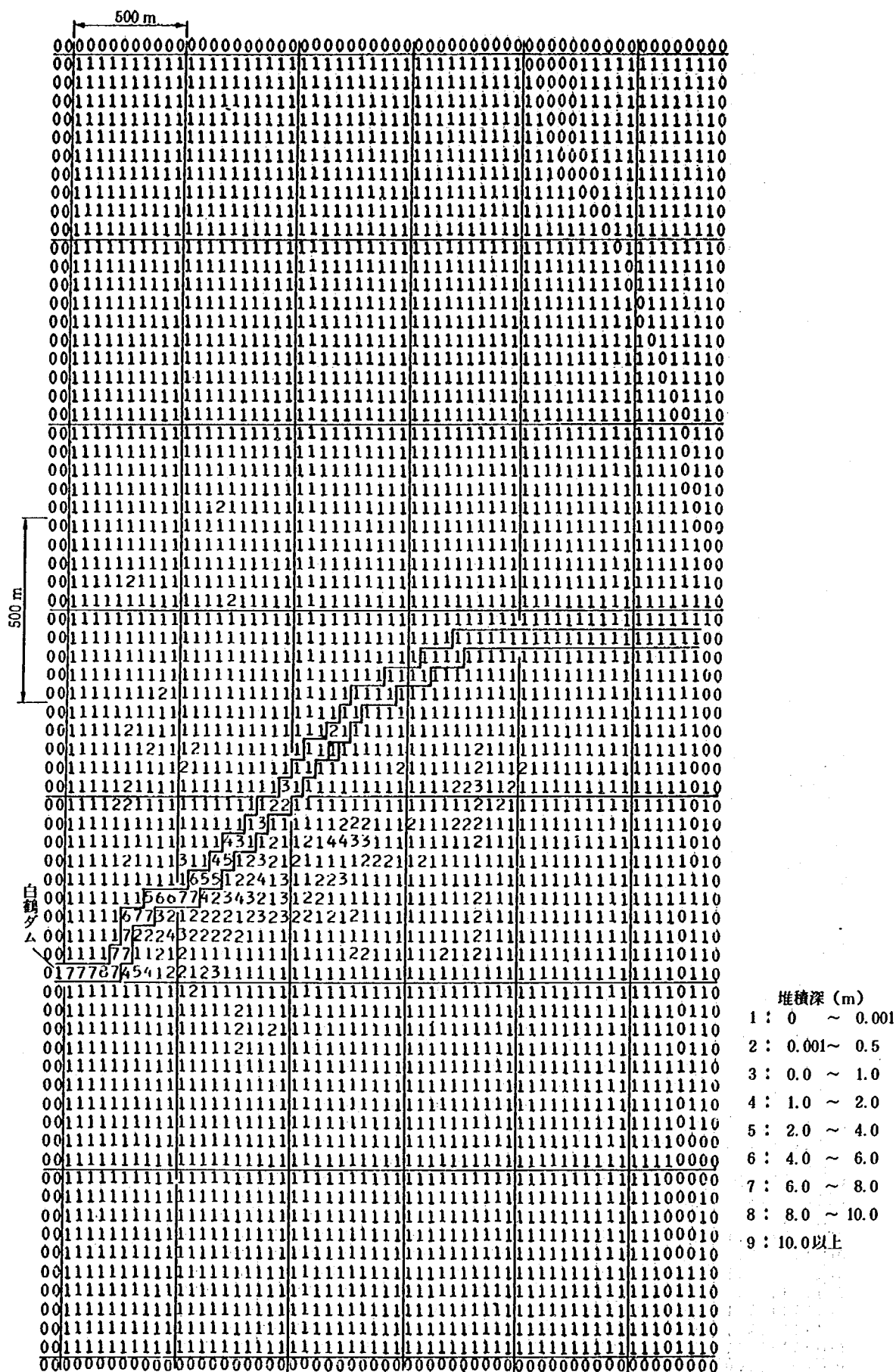


図-1.9 CASE-1の土砂堆積状況(洪水終了後)

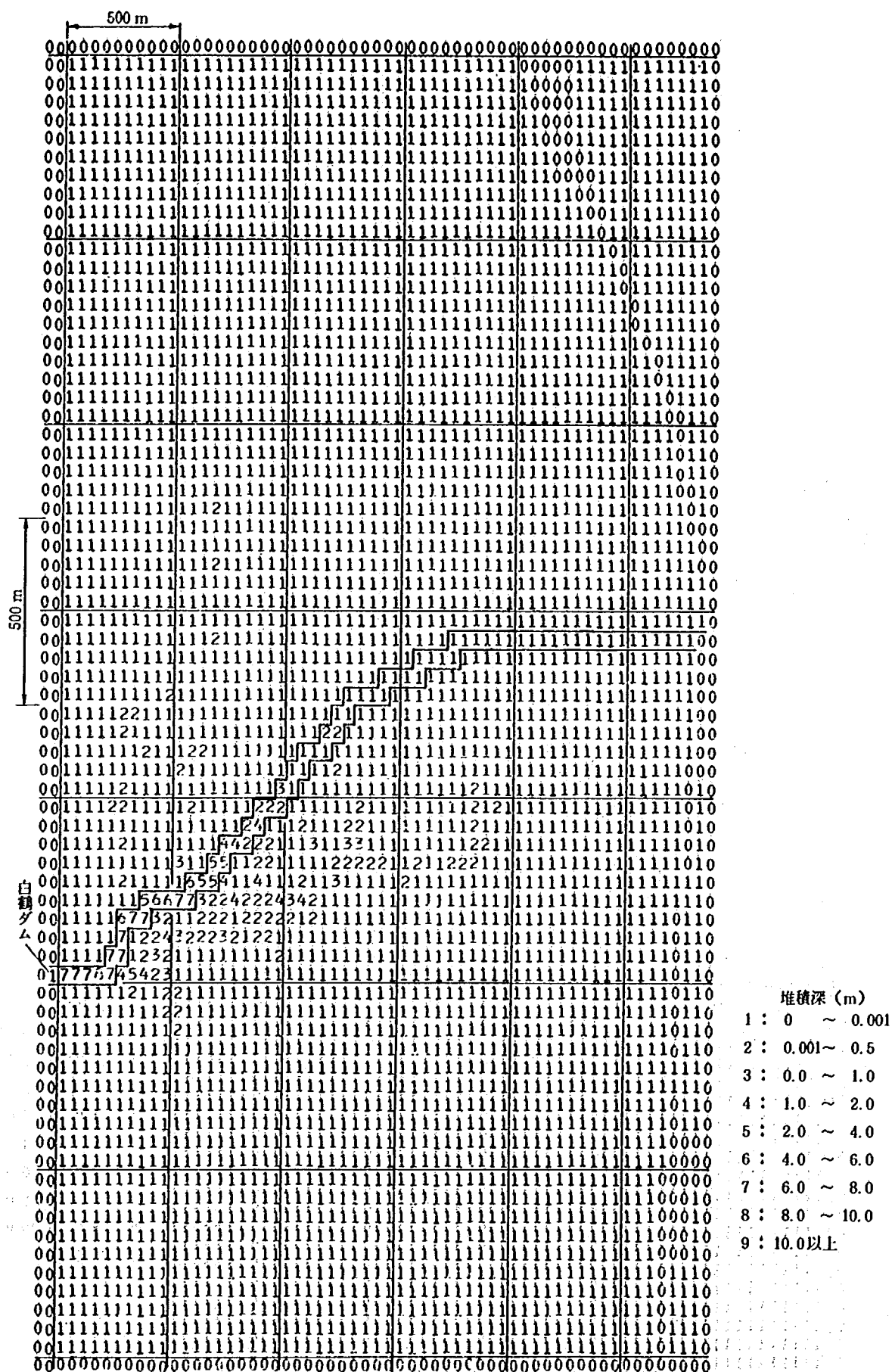
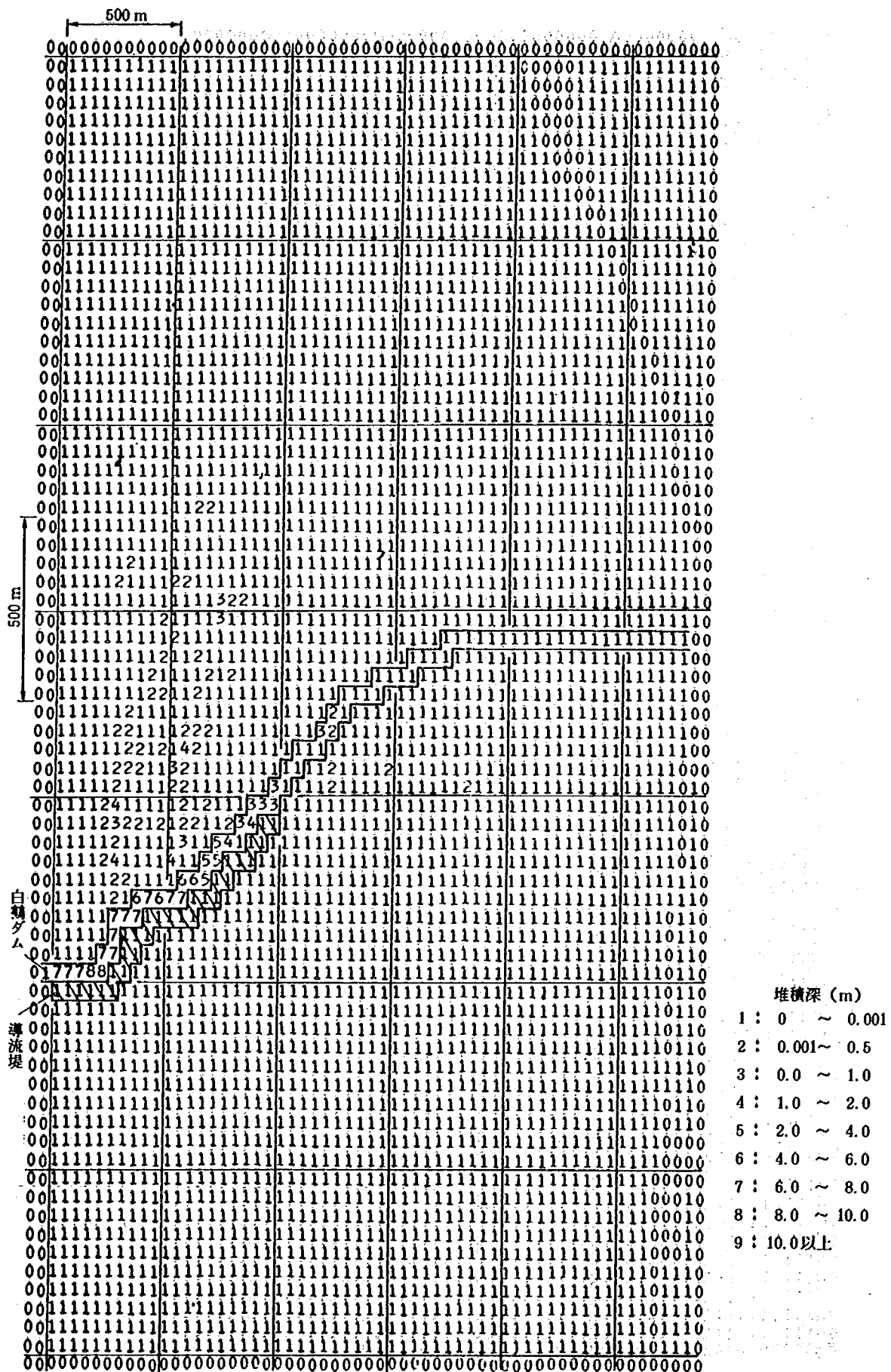


図-1.10 CASE-2の土砂堆積状況(洪水終了後)



図—1.11 CASE—3の土砂堆積状況（洪水終了後）

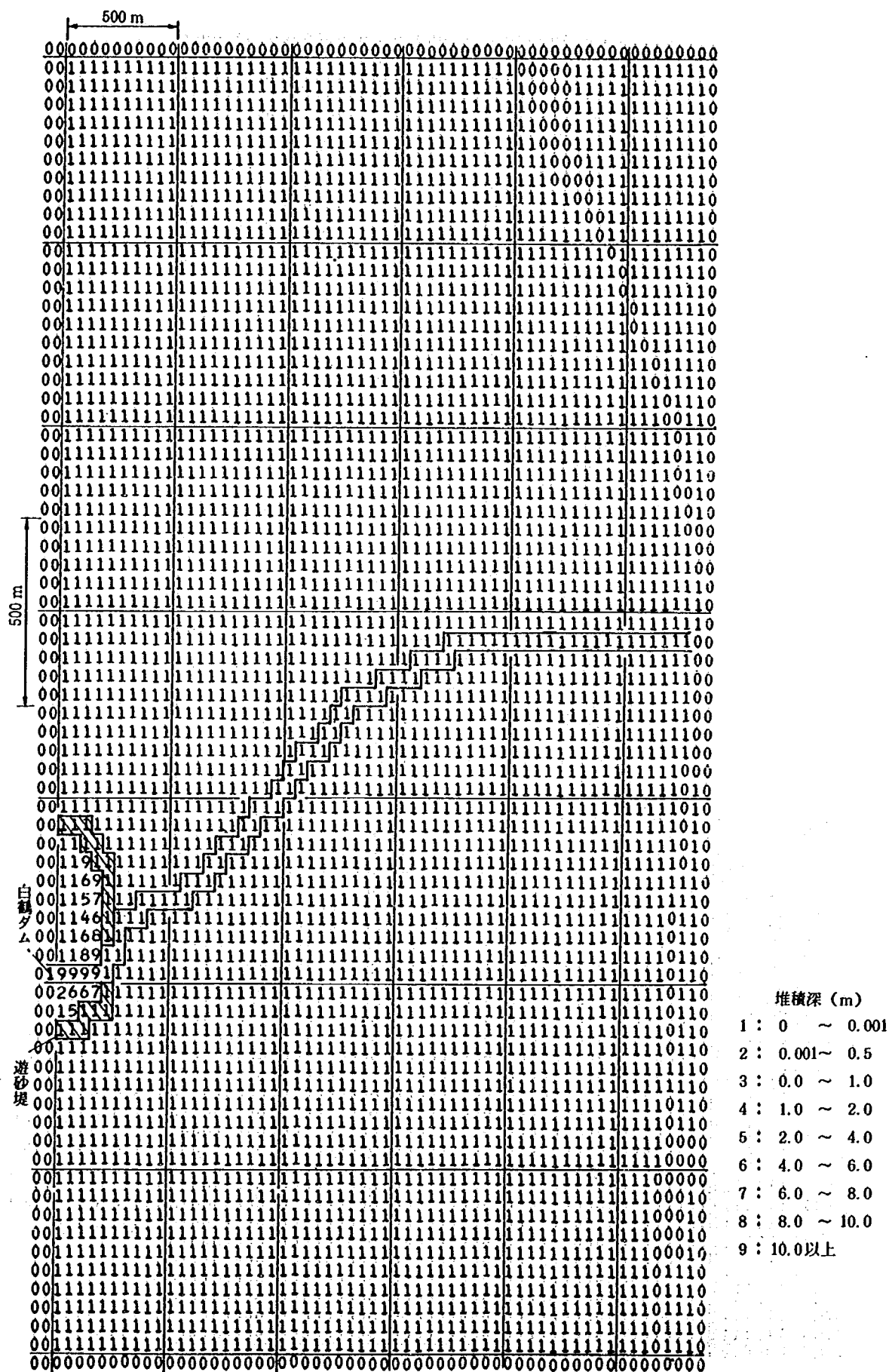
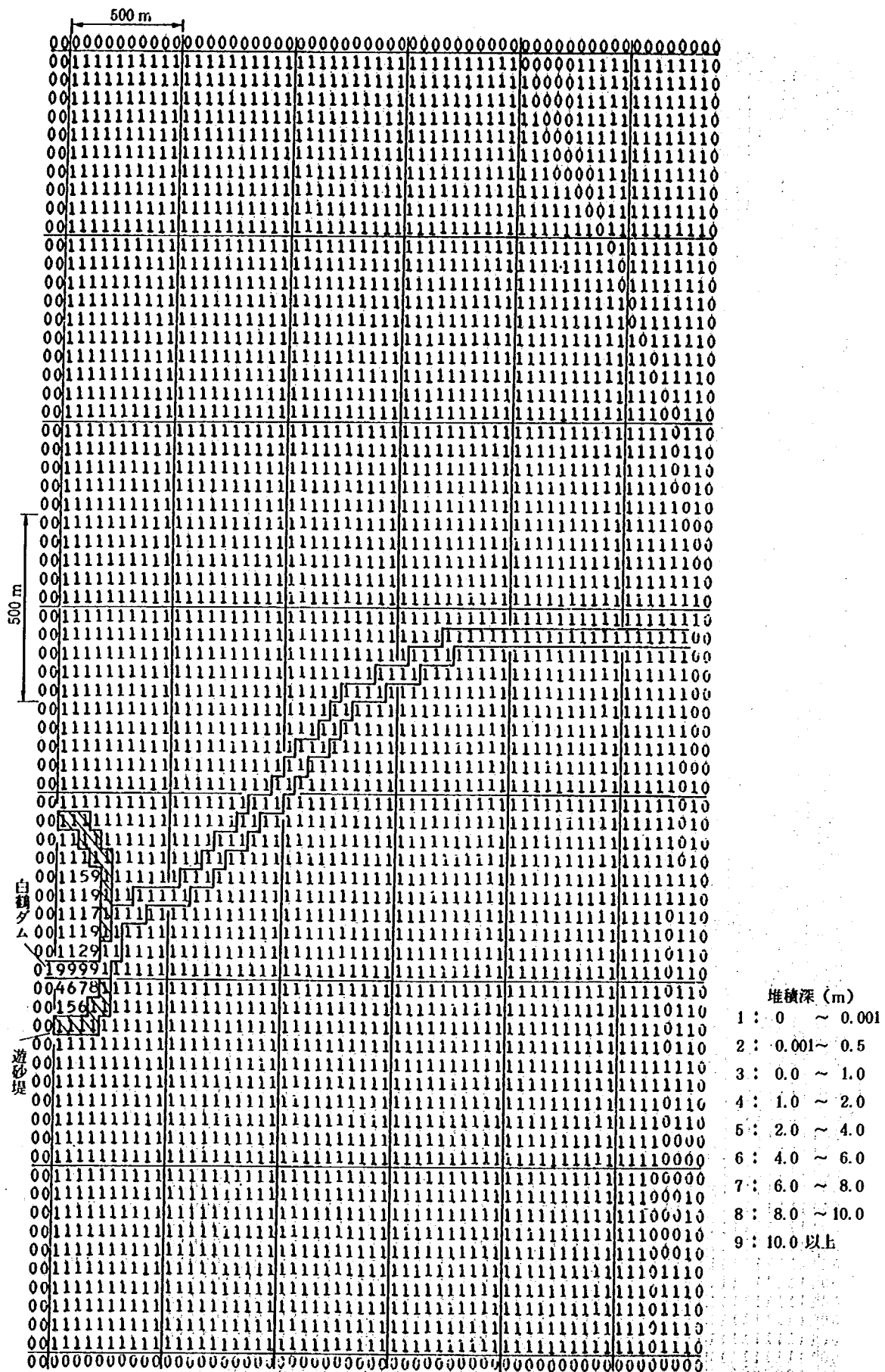


図-1.12 CASE-4の土砂堆積状況(洪水終了後)



図—1.13 CASE—5の土砂堆積状況(洪水終了後)

1.3 河道一汜濫域接続モデル

1.3.1 計算手法

(1) 河道部の計算手法

① 解析の基礎方程式

高濃度の土砂流送があると，崩壊土砂及び堆積土砂の内部の水も流送され，雨量から換算される流出量より大きな流量となることがあるため，土砂のみの連続ばかりでなく水の連続も考慮する必要がある。水及び土砂の連続式をたてると以下のとおりである。

$$\frac{\partial}{\partial x} (C \cdot Q) + \frac{\partial}{\partial t} (C_{\times} \cdot A) = C_a \cdot q_a \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \{ (1 - C) \cdot Q \} + \frac{\partial}{\partial t} \{ (1 - C_{\times}) \cdot A \} \\ = (1 - C_a) \cdot q_a + q_w \quad \dots\dots\dots (1.3) \end{aligned}$$

ここに，

Q ; 任意地点の通過総流量（水および土砂を併せた流量） $[\text{m}^3/\text{s}]$

C ; 任意地点の通過総流量の土砂濃度

A ; 任意地点の堆積土砂の断面積 $[\text{m}^2]$

$C_{\times}$; 堆積土砂濃度

q_a ; 流入流量 $[\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$

C_a ; 流入流量の土砂濃度

q_w ; 表面流（清水のみ）の増加流量 $[\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$

である。

② 基礎方程式の差分化

式（1.2）を地点（断面）を表わす添字 k を用いて差分化すると次式のとおりである。 k は，上流断面から数えた断面番号である。

$$\frac{1}{\Delta \ell_k} \cdot (C_k \cdot Q_k - C_{k-1} \cdot Q_{k-1}) + \frac{C_{\times}}{\Delta t} \cdot \Delta A_k = C_{ak} \cdot q_{ak} \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

次に，式（1.3）を差分化すると

$$\begin{aligned} \frac{1}{\Delta \ell_k} \cdot \{ (1 - C_k) \cdot Q_k - (1 - C_{k-1}) \cdot Q_{k-1} \} \\ + \frac{1}{\Delta t} \cdot (1 - C_{\times}) \cdot \Delta A_k \\ = (1 - C_{ak}) \cdot q_{ak} + q_{wk} \quad \dots\dots\dots (1.5) \end{aligned}$$

式 (1.4) において、河床変動量 $\Delta V_k = \Delta A_k \cdot \Delta \ell_k$ ，流入流量 $Q_{ak} = q_{ak} \cdot \Delta \ell_k$ として、

$$\Delta V_k = (C_{k-1} \cdot Q_{k-1} - C_k \cdot Q_k + C_{ak} \cdot Q_{ak}) \cdot \Delta t / C_{\infty} \dots\dots\dots (1.6)$$

また、式 (1.4)，(1.5) から ΔA_k を消去し、 Q_k について解くと、

$$Q_k = \frac{C_{\infty} - C_{k-1}}{C_{\infty} - C_k} \cdot Q_{k-1} + \frac{C_{\infty} - C_{ak}}{C_{\infty} - C_k} \cdot Q_{ak} + \frac{C_{\infty}}{C_{\infty} - C_k} \cdot Q_{wk} \dots\dots\dots (1.7)$$

となる。

したがって、任意断面の土砂濃度 C_k が計算され、それより上流の断面 $(k-1)$ の総流量 Q_{k-1} ，土砂濃度 C_{k-1} 及び流入条件 Q_{ak} ， C_{ak} ， Q_{wk} が与えられれば、河床変動量 ΔV_k が計算される。なお、 ΔV が負の値（つまり、当該断面に流入する土砂量より流出土砂量が大きくなる）となり、かつ、 ΔV の絶対値が当該断面の堆積土砂量 ΔV_L よりも大きくなった場合、すなわち、 $\Delta V < 0$ かつ $|\Delta V| \geq \Delta V_L$ となれば、 C_k は次の様に補正する。

$$C_k = \frac{Q_{k-1} \cdot C_{k-1} + Q_{ak} \cdot C_{ak} + C_{\infty} \cdot \Delta V_L / \Delta t}{Q_{k-1} + Q_{ak} + Q_{wk} + \Delta V_L / \Delta t} \dots\dots\dots (1.8)$$

また、断面 k を代表する区間長 $\Delta \ell_k$ は次のように設定した。

$$\Delta \ell_k = \frac{1}{2} (\Delta X_k + \Delta X_{k-1}) \dots\dots\dots (1.9)$$

③ 流砂濃度の計算

第1章第2節第2項の計算と同様の方式（すなわち、図-1.2）で計算する。流砂濃度を計算する際の地盤勾配（つまり、河床勾配 $\tan \theta$ ）は図-1.14の記号を用いて次のように設定する。

$$\tan \theta = \frac{(E_k - E_{k+1})}{\Delta X_k} \dots\dots\dots (1.10)$$

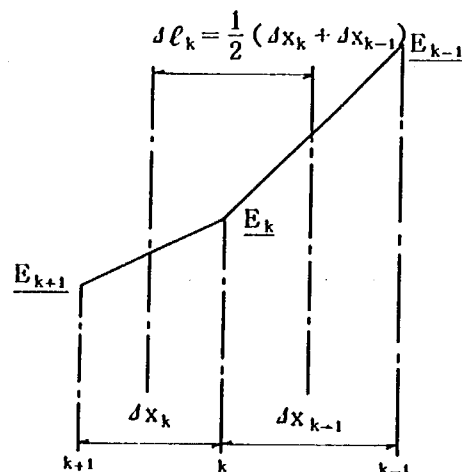


図-1.14 縦断モデル

(2) 河道部から氾濫域への溢流条件

① 平面モデル

図— 1.15には、河道部と氾濫域との接続モデルの模式を示した。図のように、流路がメッシュ間を流れるものと仮定し、各断面で氾濫・溢流した場合、どのメッシュに流入するかを流路とメッシュ区分の平面的位置関係から決めておく。

図の例で示すと

断面 $(k - 1)$ 右岸メッシュ $(i - 2, j - 1)$, 左岸メッシュ $(i - 2, j)$

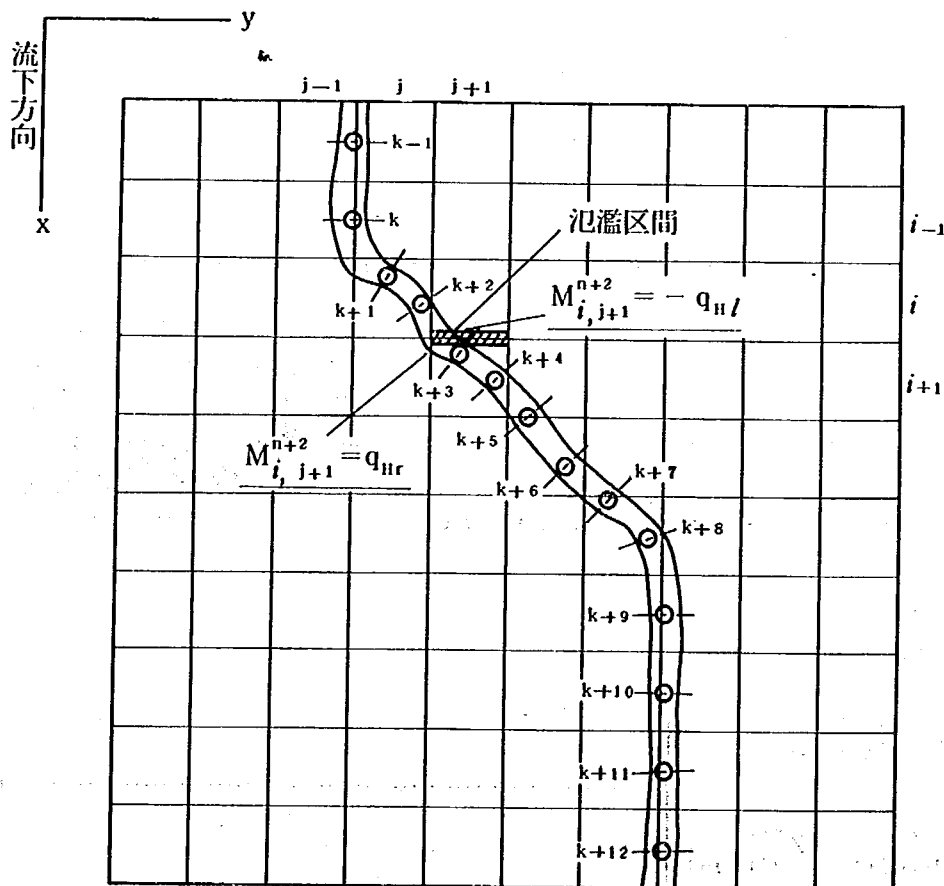
断面 k 右岸メッシュ $(i - 1, j - 1)$, 左岸メッシュ $(i - 1, j)$

断面 $(k + 1)$ 右岸メッシュ (i, j) , 左岸メッシュ $(i - 1, j)$

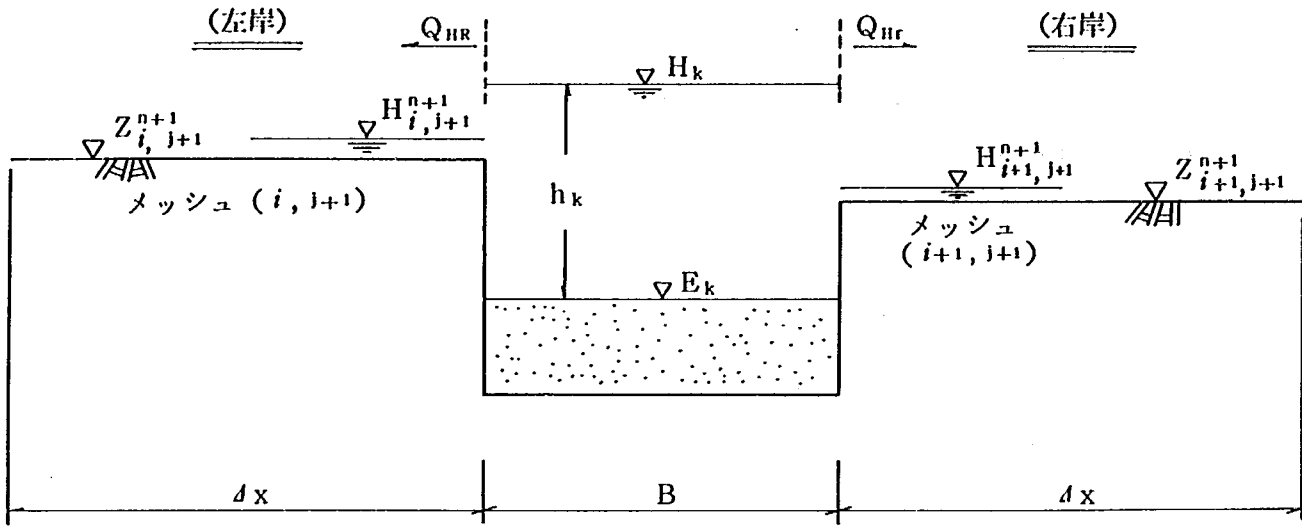
断面 $(k + 2)$ 右岸メッシュ (i, j) , 左岸メッシュ $(i, j + 1)$

の様である。この方式では、図— 1.15の平面モデルのように氾濫域格子（メッシュ）で流路は幅をもたない線として表現される。したがって、実際の流路をその中にもつメッシュの地盤高は流路の高さについては無視されるので、そのようなメッシュは、実際の面積よりも河川の平面積分大きく評価される。このような、平面形状的“ひずみ”は、格子で氾濫域を表現する場合、不可避免的に生ずる。第1章第2節の計算モデルの場合は、流路をメッシュで表現する関係上、流路に上記のような“ひずみ”が生じるが、本節では、氾濫域のメッシュに“ひずみ”が生じる。本節のモデルでは、氾濫域側にその“ひずみ”を集約させたことになる。

(平面モデル)



〔横断モデル〕



図一 1.15 河道部—氾濫域接続モデル

② 横断モデル

次に、各断面から氾濫域への溢流量は、図一 1.15の横断モデルにおいて、流路の水位およびそれをはさむメッシュの水位との差からその間に本間の台形ぜきの越流公式⁵⁾が成立するものと仮定して計算する。図一 1.15の記号を用いて左岸側への溢流量を計算すると、次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= H_k - Z_{i,j+1}^{n+1} \\ h_2 &= H_{i,j+1}^{n+1} - Z_{i,j+1}^{n+1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.11)$$

$h_2/h_1 \leq 2/3$ のとき

$$Q_{H\ell} = \mu \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \cdot \Delta \ell_k \dots\dots\dots (1.12)$$

$$\mu = 0.35$$

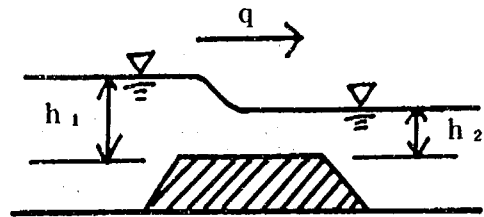
$h_2/h_1 > 2/3$ のとき

$$Q_{H\ell} = \mu \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)} \cdot \Delta \ell_k \dots\dots\dots (1.13)$$

$$\mu = 0.91$$

右岸側への溢流量も同様に

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= H_k - Z_{i+1,j+1}^{n+1} \\ h_2 &= H_{i+1,j+1}^{n+1} - Z_{i+1,j+1}^{n+1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.14)$$



として式(1.12), 式(1.13)から計算する。また, 河道部の水位よりそれをはさむメッシュの水位の方が高い場合は, 河道にメッシュから水及び土砂が流れ込むものとする。すなわち, 左岸から流れ込む場合を仮定すると

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= H_{i,j+1}^{n+1} - Z_{i,j+1}^{n+1} \\ h_2 &= H_k - Z_{i,j+1}^{n+1} \quad (h_2 < 0 \text{ のとき } h_2 = 0 \text{ とする}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.15)$$

として式(1.12), 式(1.13)により越流量を計算する。その場合, 越流量を負の値と仮定する。

③ 断面kの水位の計算

図—1.15における横断モデルの h_k の計算は, 流路部は, 疑似等流を仮定して次のマニング式によって行う。

$$h_k = \left(\frac{n_k \cdot Q_k}{B_k \cdot i_k^{1/2}} \right)^{0.6} \dots\dots\dots (1.16)$$

ここに, n_k ; 断面kの粗度係数, Q_k ; 断面kの流量, B_k ; 断面kの河幅, i_k ; 断面kの河床勾配である。

④ 流出入土砂濃度の計算

河道断面kから流出する水の土砂濃度は, 断面kを通過する流量の土砂濃度 C_k と同じと仮定する。土砂の流れが掃流であるとする河床がメッシュの地盤高に達するまで, 土砂は流出しないであろうが, 今回の計算では, 土砂の流れを土砂流, 土石流といった土砂と水が一体となった流れと考えているので, 溢流量の土砂濃度と流量のそれを同じとした。また, メッシュから河道へ流入する土砂の濃度は, メッシュの濃度 C_d^{n+1} と仮定する。つまり, 図—1.15で河道から左岸側のメッシュに流出する流量の土砂濃度 C_{Hl} は,

$$C_{Hl} = C_k \dots\dots\dots (1.17)$$

とし, 左岸側のメッシュから河道に流入する場合は,

$$C_{Hl} = C_d^{n+1} \dots\dots\dots (1.18)$$

とする。上記の様な設定法をとった背景には, 水理的に横方向への土砂輸送能力を計算すること, つまりこのモデルで越流量の土砂濃度を計算する際のエネルギー勾配(河床勾配)の計算が困難であるためである。

⑤ 溢流量の補正

各断面を通過する流量 Q_k と溢流量 Q_{Hl} , Q_{HR} (それぞれ左岸側, 右岸側)との間には, 次の連続式が成立する。

$$Q_k = Q_k' + Q_{Hl} + Q_{HR} \dots\dots\dots (1.19)$$

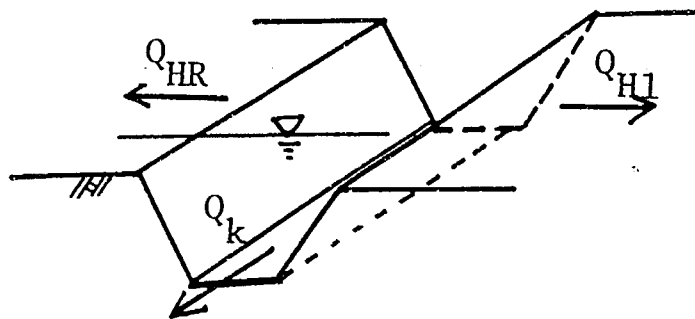
ここに、 Q_k' は、溢流後の断面 k の流下流量である。

しかし、式(1.12)，(1.13)から計算された溢流量は、

$$Q_{H/I} + Q_{HR} > Q_k \quad \dots\dots\dots (1.20)$$

となる可能性もあるので、次のように溢流量，河道流量を補正する。

$$\left. \begin{aligned} Q_k' &= \frac{Q_k}{Q_k + Q_{H/I} + Q_{HR}} \cdot Q_k \\ Q_{H/I}' &= \frac{Q_k}{Q_k + Q_{H/I} + Q_{HR}} \cdot Q_{H/I} \\ Q_{HR}' &= \frac{Q_k}{Q_k + Q_{H/I} + Q_{HR}} \cdot Q_{HR} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.21)$$



⑥ 河道と氾濫域との接続

河道の溢流量は、氾濫域の計算の際の境界条件となる。その与え方は、図—1.15の場合を例にとると以上ようになる。

〔左岸側の計算〕

$$\left. \begin{aligned} N_{i-2,j} &= Q_{H/I(k-1)} / \Delta x & C_{N i-2,j} &= C_k \\ N_{i-1,j} &= Q_{H/I(k)} / \Delta x & C_{N i-1,j} &= C_k \\ M_{i-1,j} &= -Q_{H/I(k+1)} / \Delta y & C_{M i-1,j} &= C_k \\ N_{i,j+1} &= Q_{H/I(k+2)} / \Delta x & C_{N i,j+1} &= C_k \\ M_{i,j+1} &= -Q_{H/I(k+3)} / \Delta y & C_{M i,j+1} &= C_k \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.22)$$

⋮

⋮

〔右岸側の計算〕

$$\left. \begin{aligned}
 N_{i-2,j} &= -Q_{HR(k-1)} / dx \\
 N_{i-1,j} &= -Q_{HR(k)} / dx \\
 M_{i-1,j} &= Q_{HR(k+1)} / dy \\
 N_{i,j+1} &= -Q_{HR(k+2)} / dx \\
 M_{i,j+1} &= Q_{HR(k+3)} / dy \\
 &\vdots
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 C_{N_{i-2,j}} &= C_k \\
 C_{N_{i-1,j}} &= C_k \\
 C_{M_{i-1,j}} &= C_k \\
 C_{N_{i,j+1}} &= C_k \\
 C_{M_{i,j+1}} &= C_k \\
 &\vdots
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.23)$$

(3) 氾濫域の計算方法

氾濫域の計算では、計算手法の簡略化、計算時間の短縮を目的として次の2点について第1章第2節の計算手法を改良した。

1) 運動方程式の簡略化

2) メッシュからの流出水、流出土砂の補正法

① 運動方程式の簡略化

x および y 方向の運動方程式¹⁾で非線型の加速度項(左辺の各々第3項、第2項)を省略した。この方式は、高橋らによる研究⁶⁾を参考とした。したがって、実際の計算は、次の差分式によって行った。

$$\begin{aligned}
 & \frac{M_{i,j}^{n+2} - M_{i,j}^n}{2 \cdot \Delta t} + \frac{B}{dx} \cdot \left[\frac{2}{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i+1,j}^{n+1})} \cdot \left(\frac{M_{i+1,j}^n + M_{i,j}^n}{2} \right)^2 - \frac{2}{(h_{i-1,j}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1})} \cdot \left(\frac{M_{i,j}^n + M_{i-1,j}^n}{2} \right)^2 \right] \\
 &= -g \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1})}{2} \cdot \frac{(H_{i,j}^{n+1} - H_{i-1,j}^{n+1})}{dx} - \left\{ (\sigma - n\rho) \cdot \left(\frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}}{2} \right) \cdot g \cdot Cdx_{i,j} \cdot \tan \alpha \right. \\
 & \quad \left. \cdot \cos \theta_x - k \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \cdot \bar{u}_{i,j} \cdot \sqrt{u_{m,i,j}^2 + v_{m,i,j}^2} \right\} / r \quad \dots\dots\dots (1.24)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{N_{i,j}^{n+2} - N_{i,j}^n}{2 \cdot \Delta t} + \frac{B}{dy} \cdot \left[\frac{1}{h_{i,j}^{n+1}} \cdot \left(\frac{N_{i,j}^n + N_{i,j+1}^n}{2} \right)^2 - \frac{1}{h_{i,j-1}^{n+1}} \cdot \left(\frac{N_{i,j-1}^n + N_{i,j}^n}{2} \right)^2 \right] \\
 &= -g \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})}{2} \cdot \frac{(H_{i,j}^{n+1} - H_{i,j-1}^{n+1})}{dy} - \left\{ (\sigma - n\rho) \cdot \left(\frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}}{2} \right) \cdot g \cdot Cdy_{i,j} \cdot \tan \alpha \right. \\
 & \quad \left. \cdot \cos \theta_y - k \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \cdot \bar{v}_{i,j} \cdot \sqrt{u_{m,i,j}^2 + v_{m,i,j}^2} \right\} / r \quad \dots\dots\dots (1.25)
 \end{aligned}$$

ここに,

h ; 土石流の流動深

M ; x 方向流量7 ラックス

$$M = u \cdot h = q_x + q_{bx}$$

N ; y 方向流量7 ラックス

$$N = v \cdot h = q_y + q_{by}$$

u ; x 方向流速

v ; y 方向流速

β ; 運動量補正係数, ダイラタント流体の場合

$$\beta = 1.25$$

r ; 土石流の密度

H ; 土石流の流動面の標高

q_x ; x 方向の水のみの単位幅当りの流量

q_y ; y 方向の水のみの

である。

q_{bx} ; x 方向の砂礫のみの単位幅当りの流砂量

q_{by} ; y 方向の砂礫のみ

σ ; 土石流中の砂礫の密度

$n\rho$; 土石流中の微細砂の影響で増加する水のみかけの密度

C_d ; 土石流中で浮遊せずクーロン摩擦に寄与する粒子の濃度

D ; 堆積域の粗度高さ

d ; 土石流の代表粒径

α ; 衝突条件に基づく角度

θ_x x 方向の地盤勾配

θ_y y 方向の地盤勾配

k ; 流体抵抗に関する定数

② メッシュからの流出水, 流出土砂の補正法

今回は, 1 計算ステップ (Δt) で流出する流量, 流出土砂量は, 下図のように, メッシュの $1/4$ の面積に存在する水量, 土砂量を上限とした。すなわち, メッシュの $1/4$ に存在する総流量 V_L は,

$$V_L = \frac{1}{4} \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \{h_{i,j}^{n+1} + \Delta Z_{i,j}^{n+1}\} \quad (1.26)$$

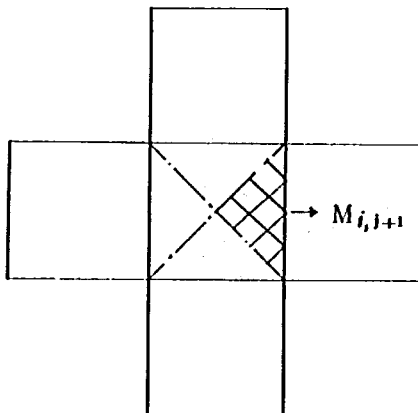
メッシュの $1/4$ に存在する総土量 V_{BL} は,

$$V_{BL} = \frac{1}{4} \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \{h_{i,j}^{n+1} + C_{d,i,j}^{n+1} + \Delta Z_{i,j}^{n+1} \cdot C_{\times}\} \quad (1.27)$$

となり, V_L および V_{BL} より流出する流量が大きい場合は,

$$\left. \begin{aligned} M'_{i,j+1} &= V_L / (\Delta y \cdot \Delta t) \\ C'_{M,i,j+1} &= V_{BL} / (\Delta y \cdot \Delta t) / M'_{i,j+1} \end{aligned} \right\} \quad (1.28)$$

として補正する。



1.3.2 計算条件

次の3ケースについて計算を行った。

表-1.1 計 算 ケ ー ス

条件 ケース名	流量条件	砂防施設の状況
RUN-1	ハイドロー1	砂防施設なし(施設設置前の 想定河床形状)
RUN-2	同 上	現況施設で、五助ダム、小峰原ダム 上流は水平堆砂
RUN-3	ハイドロー2	砂防施設なし

なお、給砂条件は以下のとおりである。

- ・給砂地点 五助堰堤堆砂地上流端
- ・給 砂 量 1,700,000 (m³)

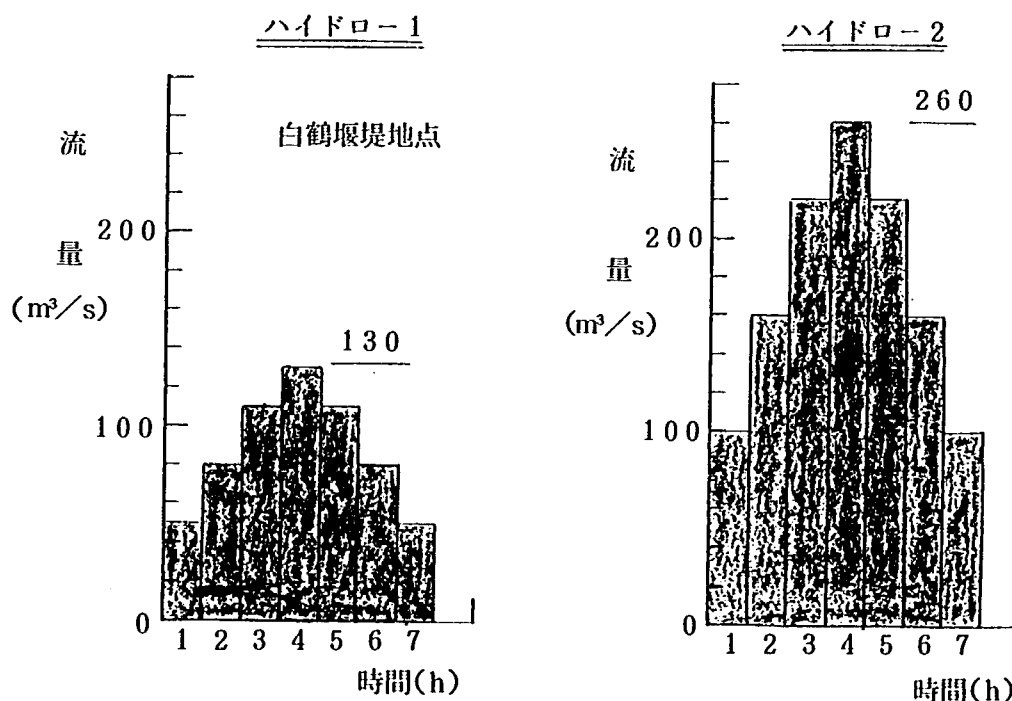


図-1.16 計算ハイドログラフ

1.3.3 計算結果

(1) RUN-1の計算結果

図-1.17に白鶴堰堤上流域の河床変動計算結果を、図-1.18には白鶴堰堤下流域の河床変動計算結果を示した。また、図-1.19に、ピーク流量 130 m³/s 終了時の氾濫状況を、図-1.20には、全洪水終了時の土砂の氾濫堆積状況について示した。図のように、土砂・水の氾濫は、観音橋下流約 300 m間の護岸高が低く、かつ土砂の堆積の著しい地点を中心に生じており、氾濫地点の上流端は、落合橋の約 100 m上流である。

RUN-1は、第1章第2節の計算(CASE-1)と計算モデルが異なる他は、同一条件で計算を行っている。CASE-1の計算結果では、白鶴堰堤下流250mの最初の蛇行点より氾濫(図-1.4参照)し、白鶴堰堤より南西部にも水流が広がっている。図-1.21の昭和13年災害の被害図と図-1.4を比べると、CASE-1では浸水域が過大に評価されている。

図-1.19の結果で右岸側の氾濫状況を、図-1.21の水害図と比較すると非常に似ており、昭和13年災害をほぼ再現していると言える。また、左岸側においても、溢水流路の様子がよく再現されている。ただ、氾濫域が面積的に図-1.21と比較すると小さくなっている。これは、天上川から溢水の影響を考慮していないこと、氾濫水量が若干過小計算されていることなどが原因と考えられる。

図-1.20は、土砂の氾濫状況を示しているが、土砂は右岸側に、約67千 m^3 、左岸側に約41千 m^3 氾濫堆積しており、60cmをこえる土砂堆積は、国鉄まで及んでおり、土砂の堆積の最南端は阪神電鉄にまで達している。

表-1.2に計算結果の主な数値の経時変化を示した。

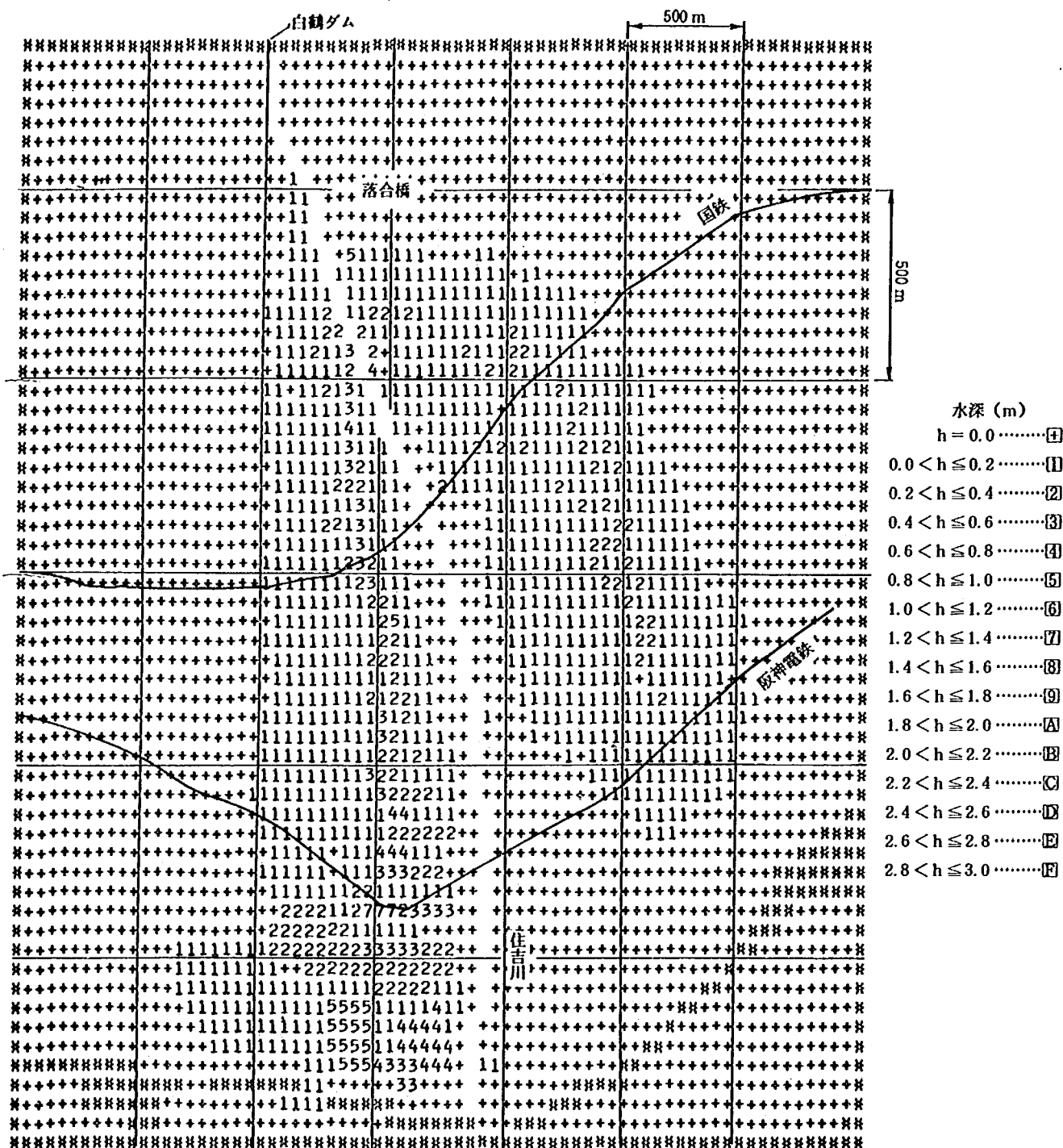
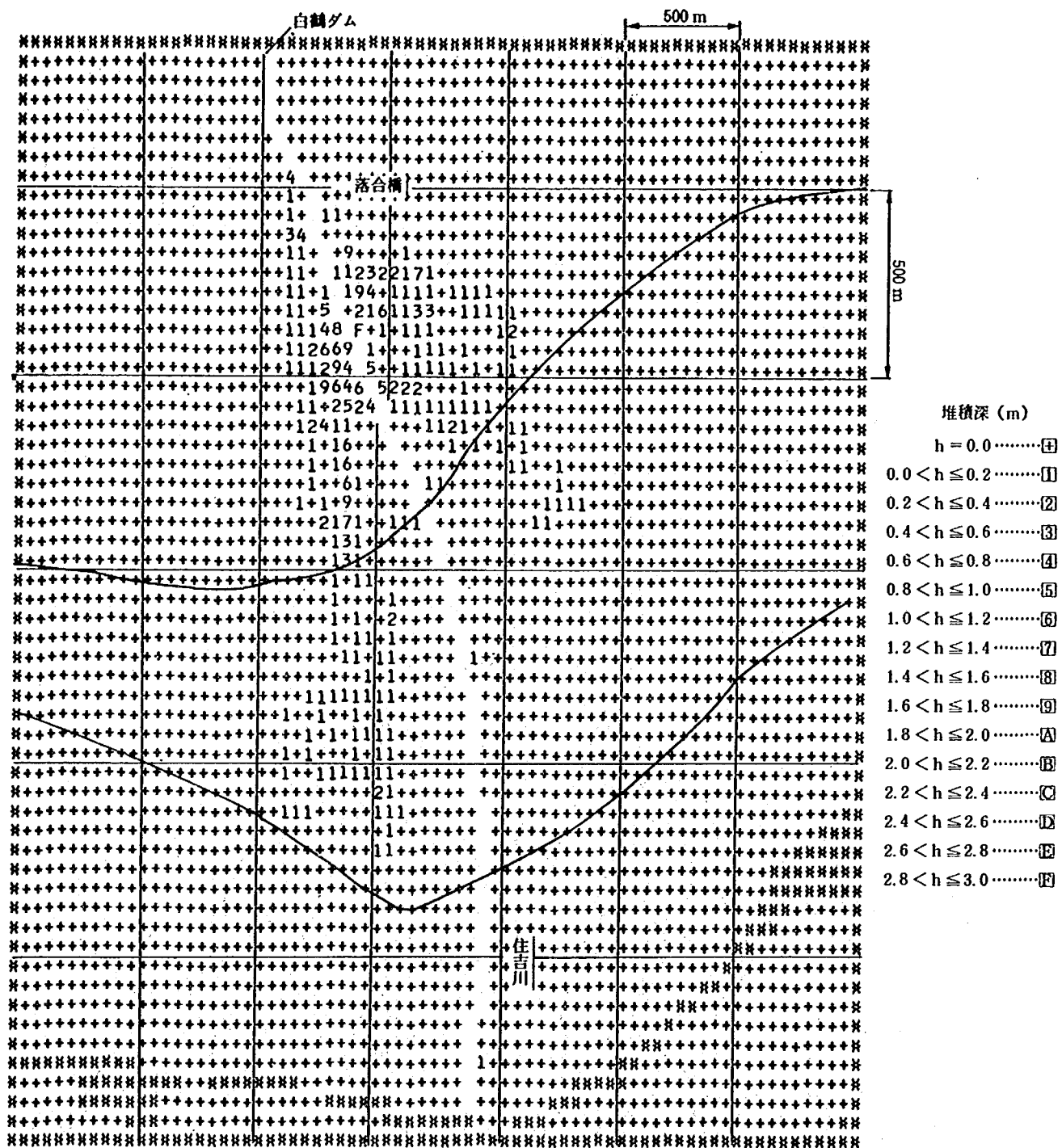


図-1.19 ピーク流量終了時の洪水氾濫状況 (RUN-1)



図一 1.20 全洪水終了時の土研氾濫状況 (RUN-1)

表一 1.2 計算結果諸元 (RUN-1)

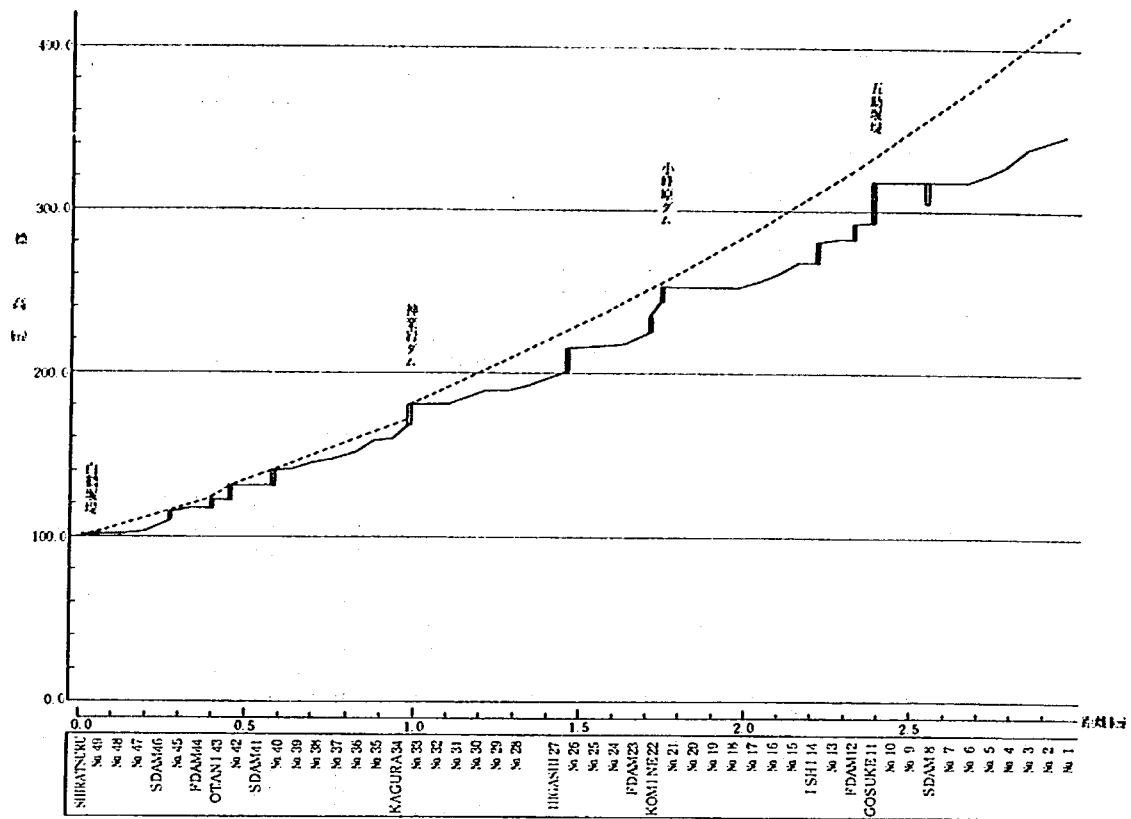
項目 時間	白鶴堰堤 地点流量	累 加, 氾 濫 水 量 ・ 土 砂 量 (千m³)						白鶴地点 累加流砂量 (千m³)	変 動 高 (m)			
		左 岸		右 岸		全 域			第1蛇 点	落合橋	観音橋	
		土 砂	水	土 砂	水	土 砂	水					
1	5 4.6 (0.0 6)	0	0	0	0	0	0	1 1.9	0	0	0.8 4	
2	8 9.2 (0.0 7)	0.1	1.9	3.9	3 7.9	4.0	3 9.8	4 3.4	0	0.3 5	1.5 7	
3	1 2 4.1 (0.0 7)	1.0	1 5.6	1 3.6	1 4 5.5	1 4.6	1 6 1.1	9 2.3	0	1.2 2	2.5 3	
4	1 4 6.8 (0.0 7)	7.0	7 9.1	3 2.3	3 5 8.6	3 9.3	4 3 7.7	1 5 4.0	0.4 3	2.1 0	3.3 5	
5	1 2 4.4 (0.0 8)	1 9.3	2 1 1.1	5 0.0	5 5 0.4	6 9.3	7 6 1.5	2 0 5.0	0.9 2	2.6 2	3.7 7	
6	9 0.6 (0.0 8)	3 1.5	3 4 1.2	6 2.7	6 8 9.3	9 4.2	1,0 3 0.5	2 4 3.3	1.3 1	2.9 5	3.9 8	
7	5 6.7 (0.0 8)	4 1.0	4 0 2.7	6 6.6	5 6 0.6	1 0 7.6	9 6 3.3	2 6 7.7	1.5 6	2.9 5	3.6 9	
	()内は 土砂濃度											

(2) RUN-2の計算結果

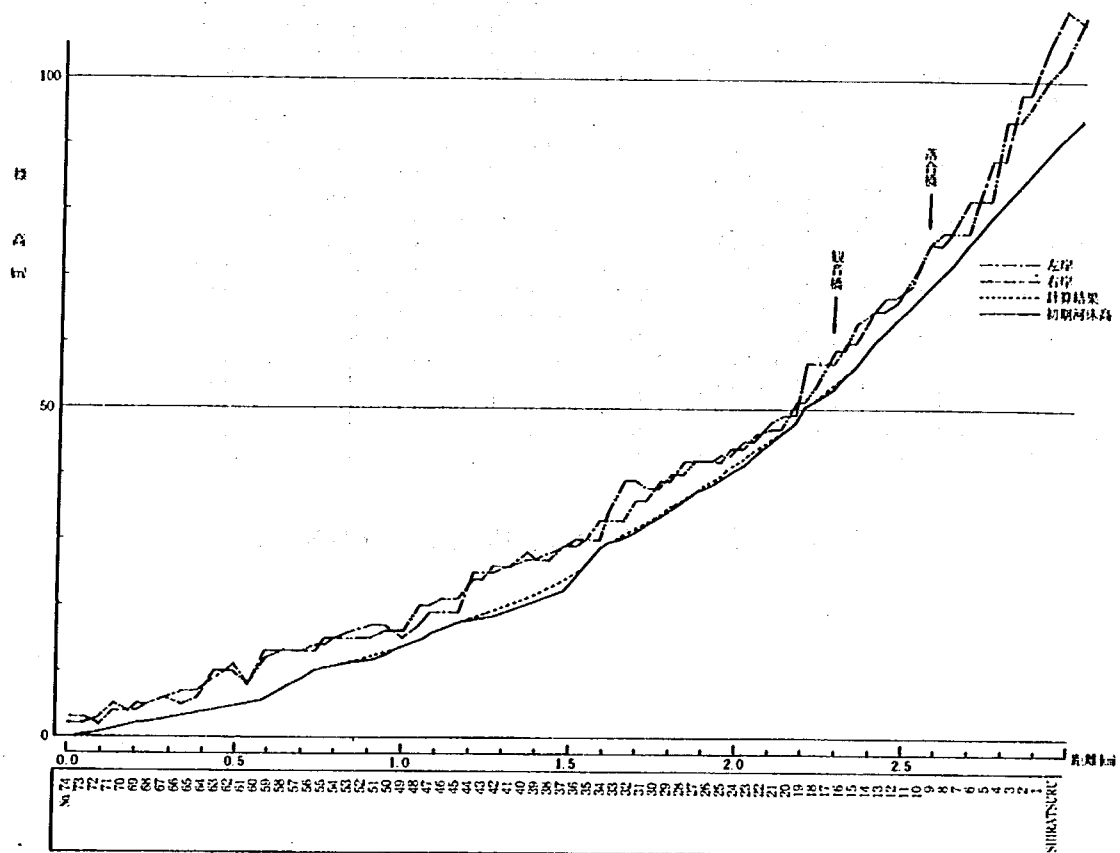
図一 1.22には、白鶴堰堤上流域の河床変動計算結果を、図一 1.23には、白鶴堰堤下流域の河床変動計算結果を示した。また、図一 1.24にピーク流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ 終了時の洪水氾濫状況を、図一 1.25には、全洪水終了時の土砂の氾濫状況について示し、表一 1.3 には、計算結果の諸元を示した。

RUN-2は、白鶴堰堤上流の砂防施設が現況施設であり、未満砂の小峰原、五助の両砂防ダムが水平に堆砂していると仮定し、砂防施設の効果について検討したものである。

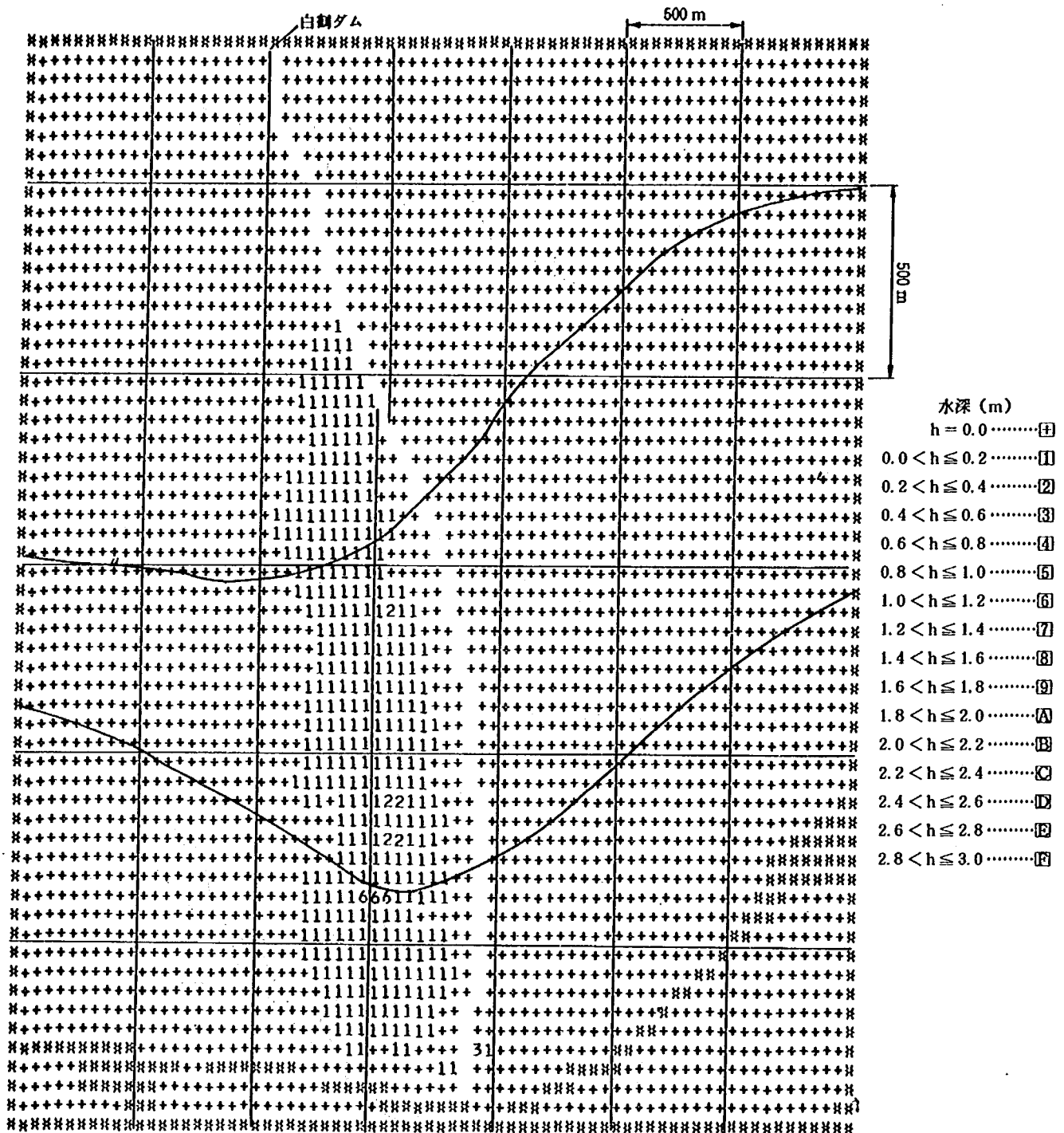
この計算では、ほとんどの土砂が上流域に貯留され、総給砂量 $1,700 \text{ 千m}^3$ のうち、約 1.3 % の約 20 千m^3 が白鶴堰堤より流出するのみである。氾濫域への土砂の氾濫は、図一 1.25のようにほとんどなく、水の氾濫がわずかに生じるだけである。



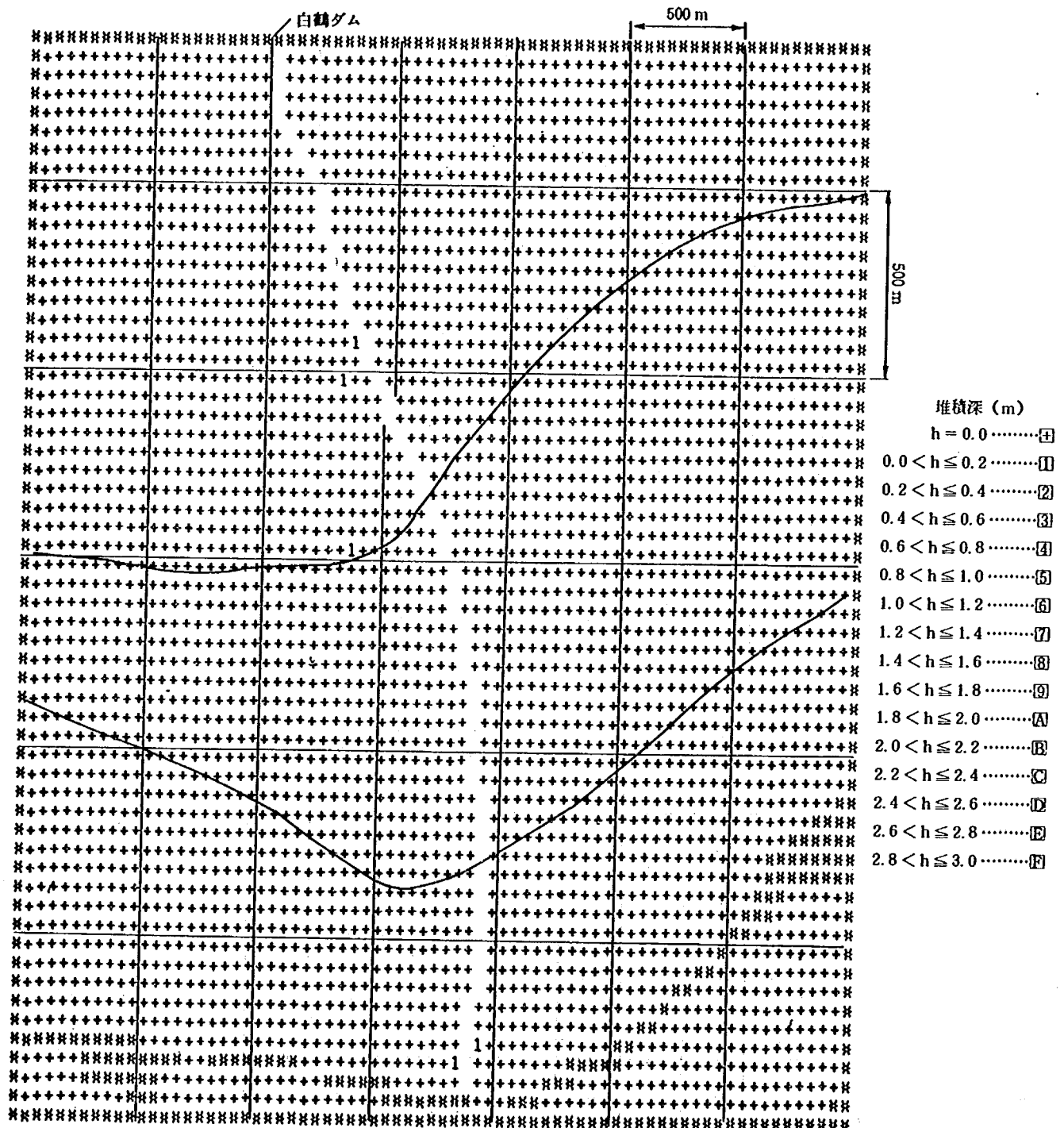
図一 1.22 白鶴堰堤上流の河床変動 (RUN-2)



図一 1.23 白鶴堰堤下流の河床変動 (RUN-2)



図— 1.24 ピーク流量終了時の洪水氾濫状況 (RUN-2)



図一 1.25 全洪水終了時の土砂氾濫状況 (RUN - 2)

表一 1.3 計算結果諸元 (RUN-2)

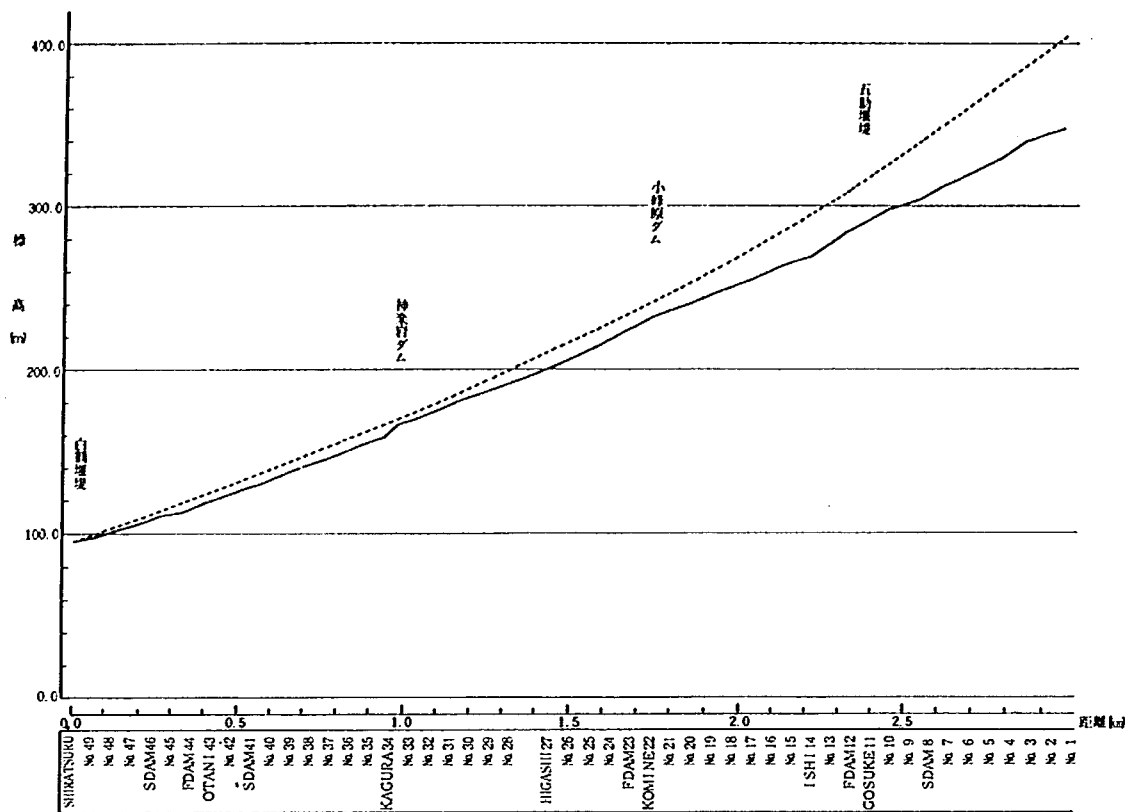
項目 時間	白鶴堰堤 地点流量	氾 濫 水 量 ・ 土 砂 量 (千 m ³)						白鶴地 点 累加流砂量 (千m ³)	変 動 高 (m)			
		左 岸		右 岸		全 域			第1蛇 行 点	落合橋	観音橋	
		土 砂	水	土 砂	水	土 砂	水					
1	4 9.9 (0.0)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2	7 9.9 (0.0)	0	0.3	0	3.3	0	3.6	0	0	0	0	
3	1 0 9.9 (0.0)	0	0.8	0	1 4.9	0	1 5.7	0	0	0	0	
4	1 3 0.0 (0.0)	0	1.2	0	3 4.6	0	5 1.5	0.2	0	0	0	
5	1 1 1.0 (0.0 1)	0	0.9	0.1	4 6.3	0.1	4 7.2	1.7	0	0	0	
6	8 3.9 (0.0 3)	0	0.3	0.2	4 9.7	0.2	5 0.0	9.4	0	0	0.1 1	
7	5 3.9 (0.0 5)	0	0	0.2	4 9.8	0.2	4 9.8	2 1.5	0	0	0.7 6	
	()内は 土砂濃度											

(3) R U N - 3 の計算結果

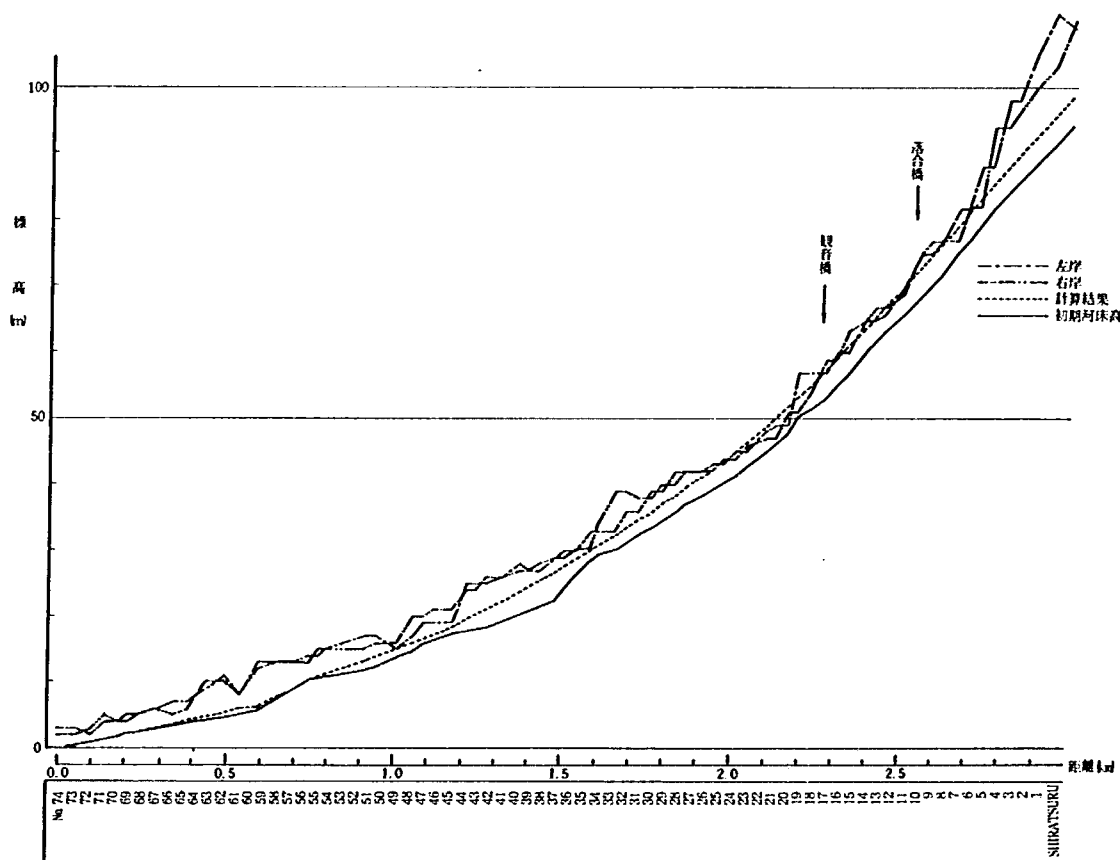
図一 1.26には、R U N - 3 の白鶴堰堤上流域の河床変動計算結果を、図一 1.27には、白鶴堰堤下流域の河床変動計算結果を示した。また、図一 1.28に、ピーク流量 $260 \text{ m}^3/\text{s}$ 終了時の洪水氾濫状況を、図一 1.29には、全洪水終了時の土砂の氾濫状況について示し、表一 1.4 には、計算結果の諸元を示した。

R U N - 3 は、流出量が R U N - 1 の 2 倍あったものと仮定して計算を行ったものである。

図一 1.28の洪水氾濫状況をみると図一 1.21の水害図と非常によく似ている。昭和13年災害時の実際のピーク流量は、雨量資料を基にした流出計算の結果より推定されたピーク流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ より大きいものであったのかも知れない。



図— 1.26 白鶴堰堤上流の河床変動 (RUN-3)



図— 1.27 白鶴堰堤下流の河床変動 (RUN-3)

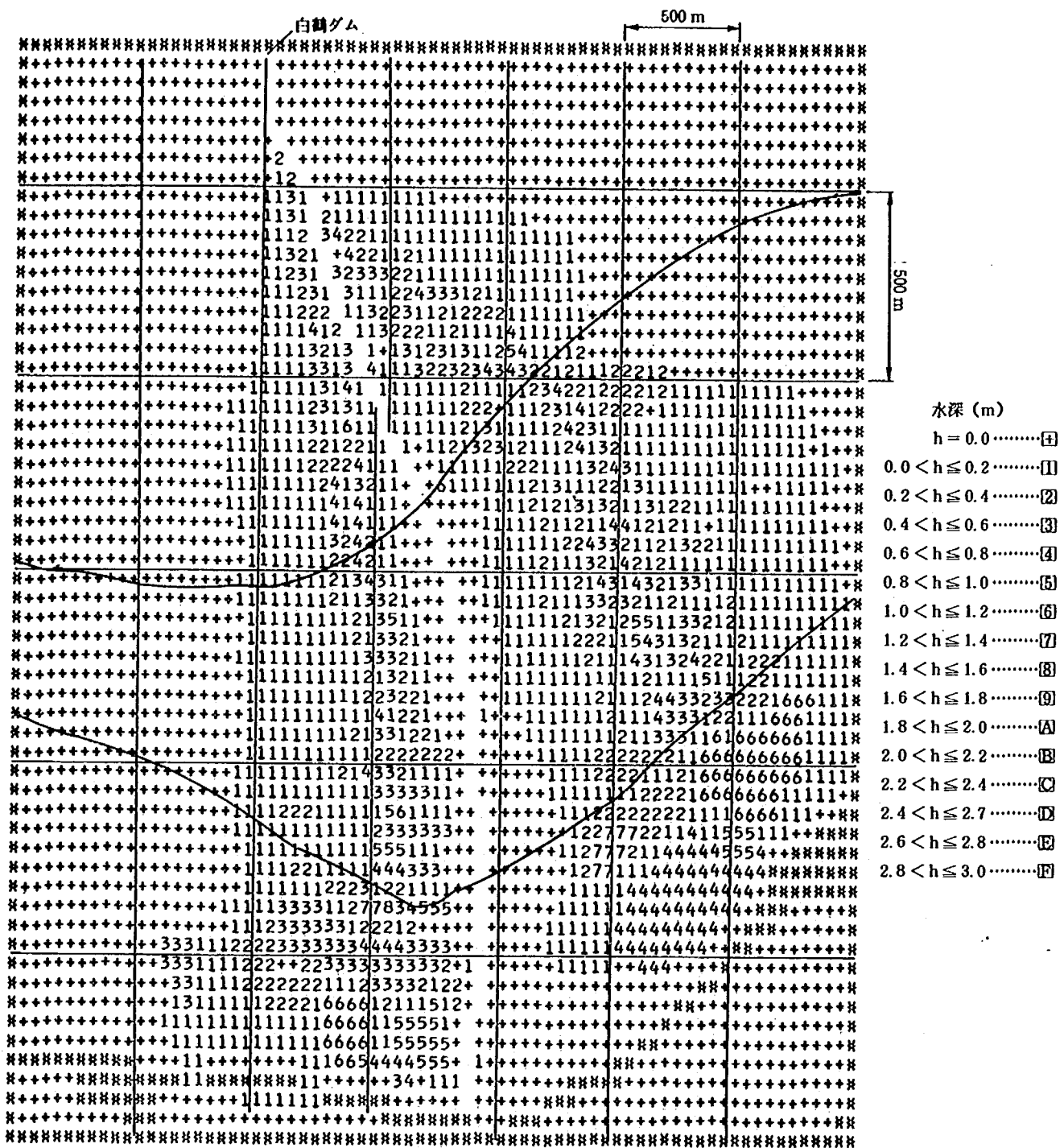
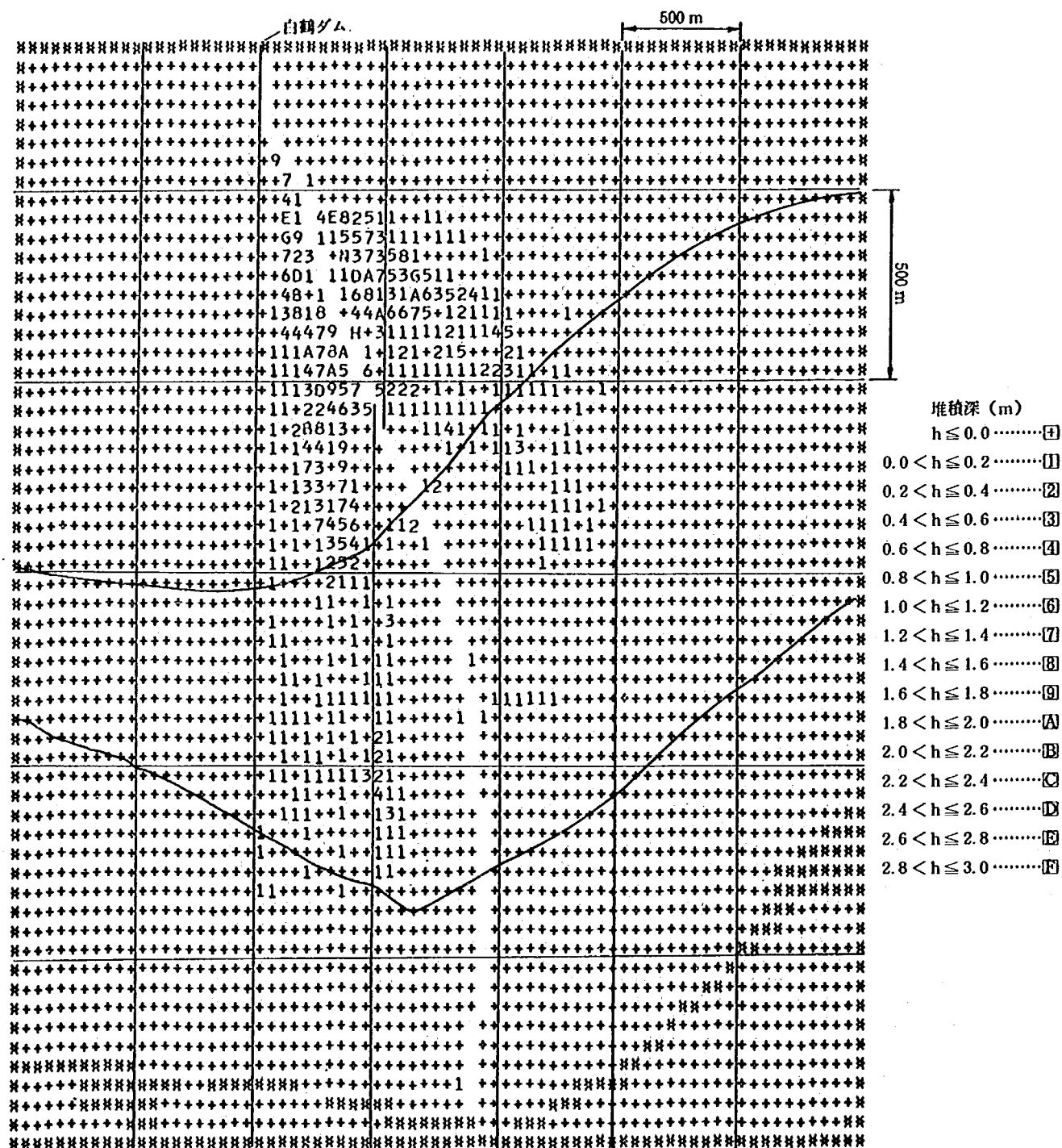


図-1.28 ピーク流量終了時の洪水氾濫状況 (RUN-3)



図一.29 全洪水終了時の土砂氾濫状況 (RUN - 3)

表一 1.4 計算結果諸元 (RUN-3)

項目 時間	白鶴堰堤 地点流量	氾 濫 水 量 ・ 土 砂 量 (千 m ³)						白鶴地 点 累加流砂量 (千m ³)	変 動 高 (m)			
		左 岸		右 岸		全 域			第1蛇 行 点	落合橋	観音橋	
		土 砂	水	土 砂	水	土 砂	水					
1	1 1 1.0 (0.0 7)	0.2	2.4	2.1	1 9.1	2.3	2 1.5	3 0.4	0.0 0	0.0 1	1.2 9	
2	1 8 0.7 (0.0 7)	1.8	2 6.2	1 5.9	1 7 2.6	17.7	1 9 8.8	1 0 0.2	0.0 0	1.3 3	2.6 6	
3	2 4 9.4 (0.0 8)	2 2.8	2 4 9.3	4 7.3	4 9 9.0	70.13	7 4 8.3	2 0 3.3	0.8 6	2.5 5	3.6 8	
4	2 9 5.2 (0.0 8)	6 4.6	6 7 4.3	9 2.6	9 5 6.0	157.20	1 6 3 0.3	3 2 8.3	2.0 2	3.4 1	4.2 5	
5	2 5 0.9 (0.0 8)	1 0 3.7	1 0 4 3.0	1 3 8.3	1 3 7 3.0	242.00	2 4 1 6.0	4 3 8.4	2.9 5	4.0 0	4.5 5	
6	1 8 3.1 (0.0 8)	1 3 1.0	1 2 8 8.0	1 7 6.7	1 7 1 0.0	307.70	2 9 9 8.0	5 2 1.0	3.6 0	4.4 4	4.7 2	
7	1 1 4.7 (0.0 8)	1 4 9.9	1 3 9 8.0	1 9 8.7	1 6 9 2.0	348.60	3 0 9 0.0	5 7 3.7	3.9 4	4.4 3	4.3 6	

1.4 土石流氾濫シミュレーションのまとめ

昭和60年度と同様の計算手法を用いて、氾濫域に堅牢な構造物がある場合、あるいは、氾濫域に導流堤や遊砂地を想定した場合、土石流の氾濫域がどのように変化するのかを調べ、モデルの改良についても検討した。結果をとりまとめると以下のとおりである。

- ① 堅牢な構造物を考慮した地盤条件に対して、土石流氾濫シミュレーションを行ったが、考慮しない場合と氾濫状況は大きな差異はなかった。ただ、構造物を考慮したメッシュが連続しているところでは、水流が滞留する結果となった。これは、50mメッシュで構造物を表現したため、そのメッシュには、水の流入がなくなったことが原因であり、メッシュで建物を表現するには、メッシュをもっと小さくするか、建物がそのメッシュ内に占める面積率等をパラメータとして水の流入のルールを別に定めておくなどの必要性が考えられる。
 - ② 住吉川の右岸側に導流堤を設けた場合、右岸側への土砂堆積を抑止できることが示された。
 - ③ 住吉川の谷の出口に遊砂地を設けた場合、土砂の堆積は遊砂地内でおさまリ、水の氾濫域も減少することが推定された。
 - ④ 河道一氾濫域接続モデルで、旧モデルと同一の条件で計算を行ったところ、実際の水害をより良好に表現することができ、砂防施設が土石流の氾濫堆積を防止・軽減する効果が顕著に現れた。
 - ⑤ 流出量を増加させた計算を行ったところ、より実際の水害に近い計算結果が示された。
- 今後の検討事項としては、次のようなものがある。
- ① 住吉川の横断面図が入手できず、メッシュの標高データと河道の最低河床縦断面図とからデータを作成したので、河道とその両岸の地盤高の関係についてその精度に若干の問題がある。また、上流の河道は、五助ダム堆砂地より下流の本川のみで計算を行っている。よって、砂防施設計画にシミュレーションの結果を反映させる際には、初期地盤データの見直しと、住吉川上流部の河道全体のモデルを作成することが必要である。
 - ② 近隣の河川、例えば天上川の氾濫の影響を考慮し得るモデルとし、複数の河川による氾濫被害を考察できるモデルを作成することが必要であると考ええる。

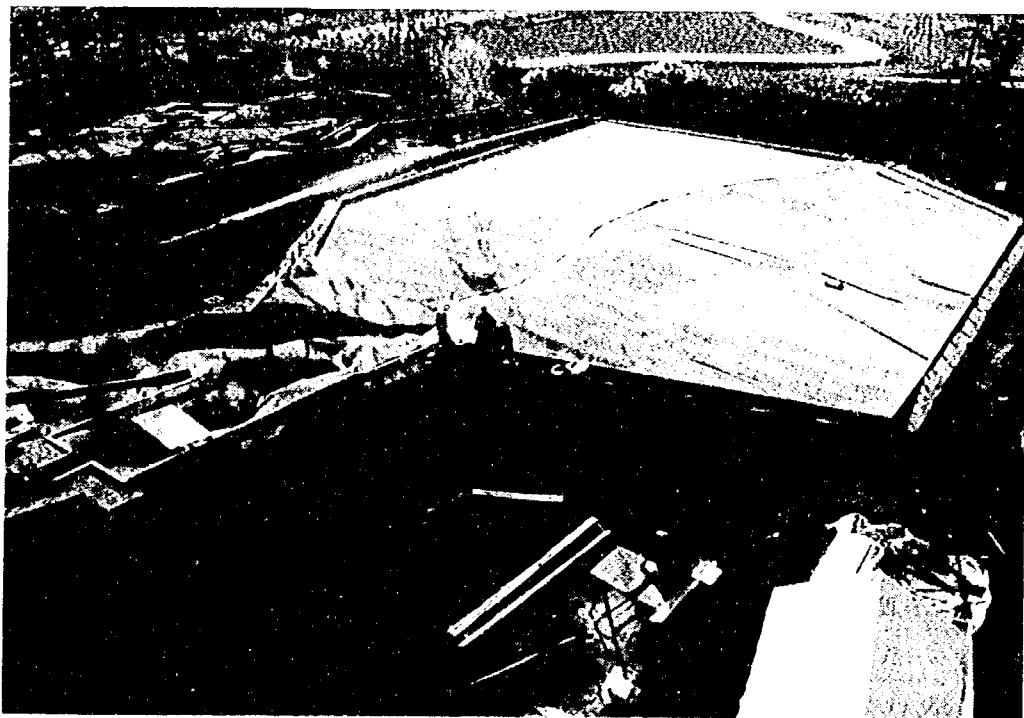
2. 住吉川土石流氾濫水理模型実態

2.1 水理模型実験の目的

昨年度は、昭和13年当時の地形条件（砂防施設が全く無い状態）のもとに、昭和13年阪神大水害における土石流の氾濫状況を再現するための実験を行った。その結果、災害状況を比較的良く再現でき、災害を再現するための条件として浮遊砂を考慮する必要があることなどが明らかとなった。そこで、本報告では、地形の条件として、河道内に現況の砂防施設、堤内地（氾濫域）に比較的大規模で堅牢な構造物を設け、流量や給砂量は昨年と同様の条件のもとで土砂の氾濫堆積実験を行い、現況砂防施設や氾濫域の構造物が土砂の氾濫をどの程度防止・軽減できるかを調べたものである。また、流量（ハイドログラフ）については、昭和13年当時の雨量資料より求めた洪水流出解析結果⁸⁾を参考にして、異なったハイドログラフ（ピーク流量）を与えた場合、土砂の氾濫状況がどのように変わるのかについても調べた。

2.2 模型概要

本実験で使用した模型は、昨年度製作した縮尺1／100のモルタル面仕上げの固定床の模型（東谷堰堤～大阪湾河口部まで、延長4.3 km、幅0.2～2.3 km）である。写真－2.1に模型全景写真を示す。



写真－2.1 水理模型実験で使用した模型の全景

2.3 実験条件

2.3.1 相似則

本実験は、基本的にはフルードの相似則を用いた。表-2.1にフルード相似則による諸量の縮尺率を示す。

表-2.1 フルードの相似則による諸量の縮率

諸 量		次 元 (L-F-T)	縮 率	
			比	縮 尺
幾 可 学 的 な 量	水 平 成 分 (X)	L	X_r	1 : 100
	鉛 直 成 分 (h)	L	H_r	1 : 100
	勾 配 (h/x)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1 : 1
	面 積 (A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1 : 10,000
	体 積 (V_0)	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1 : 1,000,000
水 理 学 的 な 諸 量	フルード数 (Fr)	—	1	1 : 1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1 : 100
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1 : 100,000
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1 : 100
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1 : 100
	粗度係数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1 : 2.15
	流量係数 (c)	—	1	1 : 1
	掃 流 力 (τ)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1 : 100
	運 動 量 ($m \cdot v$)	$F \cdot T$	$H_r^{7/2}$	1 : 10,000,000

2.3.2 実験ケース

表-2.2に示す合計7ケースについて実験を行った。

表-2.2 実験ケースおよび条件

実験ケース	流 量 条 件	ピーク流量 Q_p	施設状況	土 砂 濃 度 (%)	土 砂 量 $\times 10^3 m^3$	実 験 使 用 砂
ケース1	タイプ-I	130 m^3/s	現 況	$C_d = 21.46$	1,000	砂+フライアッシュ (S : FA = 1 : 1) 砂平均粒径 $d_m = 0.49mm$ (模型値) フライアッシュ : FA $d_m = 0.015mm$ (模型値) 砂+フライアッシュ $d_m = 0.30mm$ (模型値)
ケース2	タイプ-II	260 m^3/s	現 況	$C_d = 21.46$	1,000	
ケース3	タイプ-III	520 m^3/s	現 況	$C_d = 21.46$	1,000	
ケース4	タイプ-IV	1,040 m^3/s	現 況	$C_d = 21.46$	1,000	
ケース5	S.13災 ピーク流量 300 m^3/s		現 況	$C_d' = 12.24$	1,728	
ケース6	タイプ-III	520 m^3/s	無 施設	$C_d = 21.46$	1,000	
ケース7	タイプ-II	260 m^3/s	無 施設	$C_d = 21.46$	1,000	

注) 土砂濃度 $C_d = Q_s / (Q + Q_s)$ $C_d' = Q_s / Q$ Q_s :土砂量 Q :流量

2.3.3 流量条件

住吉川の昭和13年災害時の雨量より計算された洪水ハイドログラフは、図-2.1のタイプ-Iのようになっている⁸⁾。しかし、土石流に関しては溪床が飽和されている場合と乾燥している場合とでは、他の条件が同じでも土石流が生じた時の総流量は実際の降雨から推定される流量よりも大きくなると考えられる。高橋によると、表面流 Q_o (m^3/s) によって水で飽和された堆積土砂が Q_v (m^3/s) だけ取り込まれ土石流が発生したとすると、土石流総流量 Q_t (m^3/s) は(2.1)~(2.4)から(2.5)式として表わされるとしている⁹⁾。

$$Q_w = (1 - C_*) \cdot Q_v + Q_o \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$Q_B = C_* \cdot Q_v \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$Q_t = Q_w + Q_B \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$C_d = Q_B / Q_t \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$Q_t = \frac{C_* - Q_o}{C_* - C_d} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに、 Q_w : 土石流の水の流量

Q_v : 土石流で移動する堆積層の土砂量

Q_o : 表面流の流量

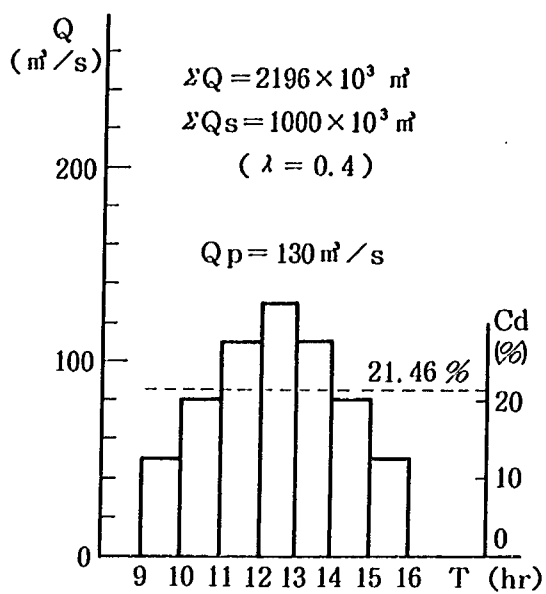
Q_B : 土石流の土砂量

Q_t : 土石流の総流量

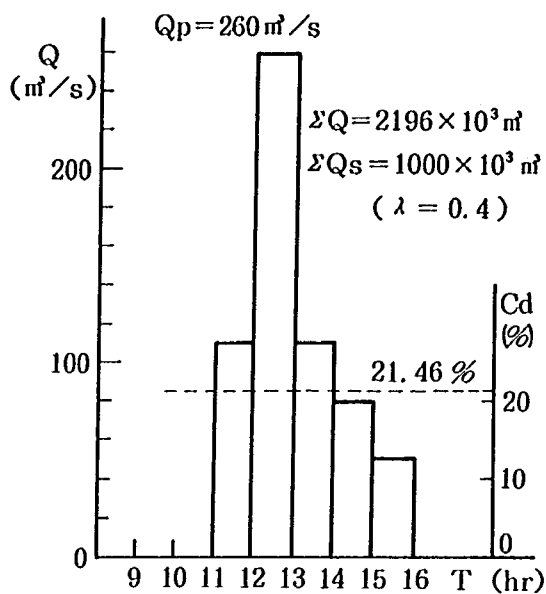
C_d : 土石流濃度

C_* : 堆積土砂の濃度である。

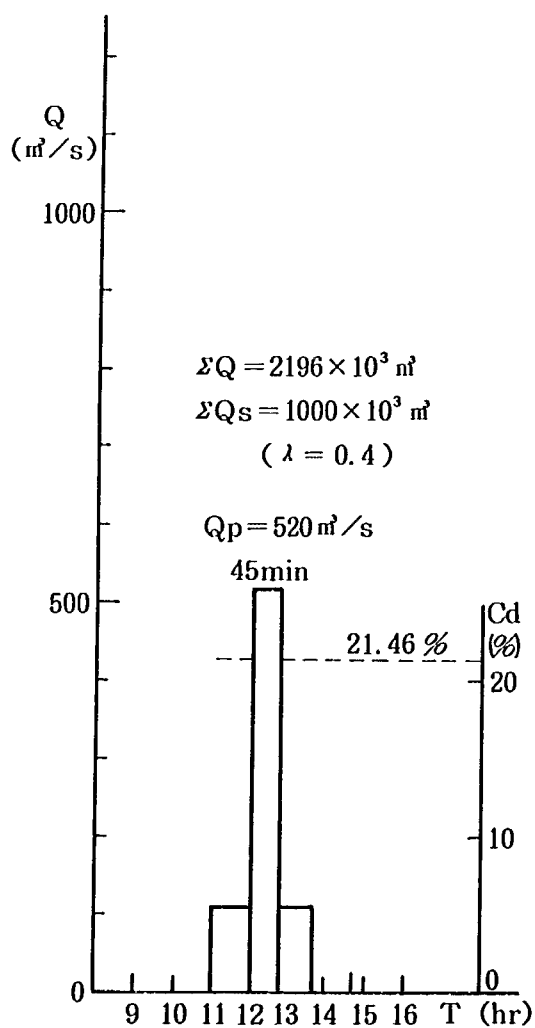
したがって、仮に $C_* = 0.6$ 、 $C_d = 0.3$ とすると、土石流の総流量 Q_t は、表面流の流量 Q_o の2倍となり、 $C_* = 0.7$ 、 $C_d = 0.5$ とすると、土石流の総流量は表面流の流量の3.5倍となる。また、上原らは、焼岳における土石流動態観測の資料より土石流ピーク流量と降雨強度の関係を調べた結果、土石流のピーク流量は、土石流発生前最大10分間雨量の20~35倍にも達すると述べている¹⁰⁾。このようなことから、本実験では、図-2.1に示すように清水流量の2倍(タイプ-II)、4倍(タイプ-III)、8倍(タイプ-IV)の流量を用いて実験を行った。また、昭和13年災害に対応する実験については昨年度の実験条件と同様の流量 $Q = 300 m^3/s$ (雨量より計算されたピーク流量の約2倍)を用いた。



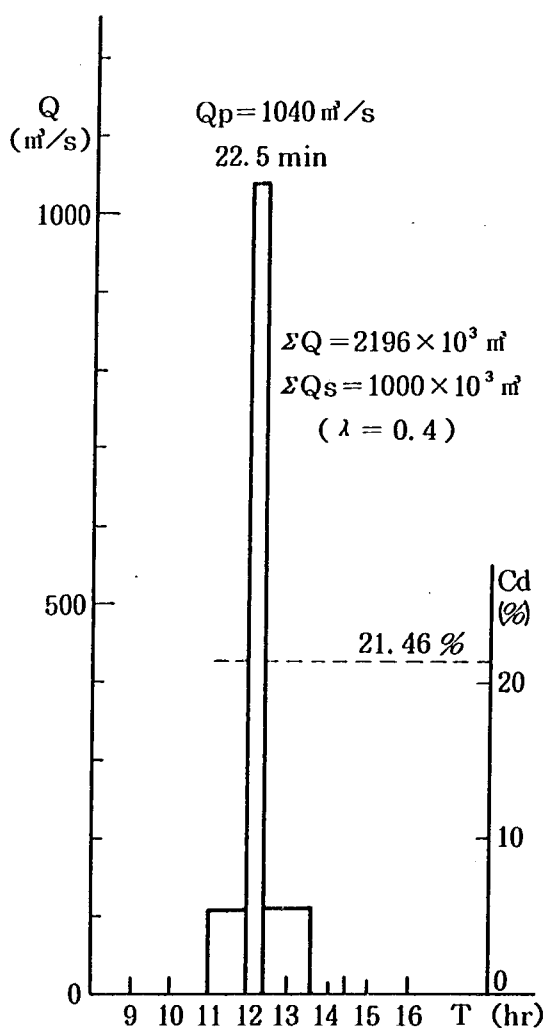
タイプ-I



タイプ-II



タイプ-III



タイプ-IV

図-2.1 流量波形と土砂濃度

2.3.4 給砂材料

給砂材料は、昨年度と同様の材料（平均粒径0.49mm、密度 $\sigma = 2.65\text{g/cm}^3$ の混合砂と平均粒径0.015mm、密度 $\sigma = 2.13\text{g/cm}^3$ のフライアッシュを容積比1：1で混合したもの）を用いた（図-2.2）。

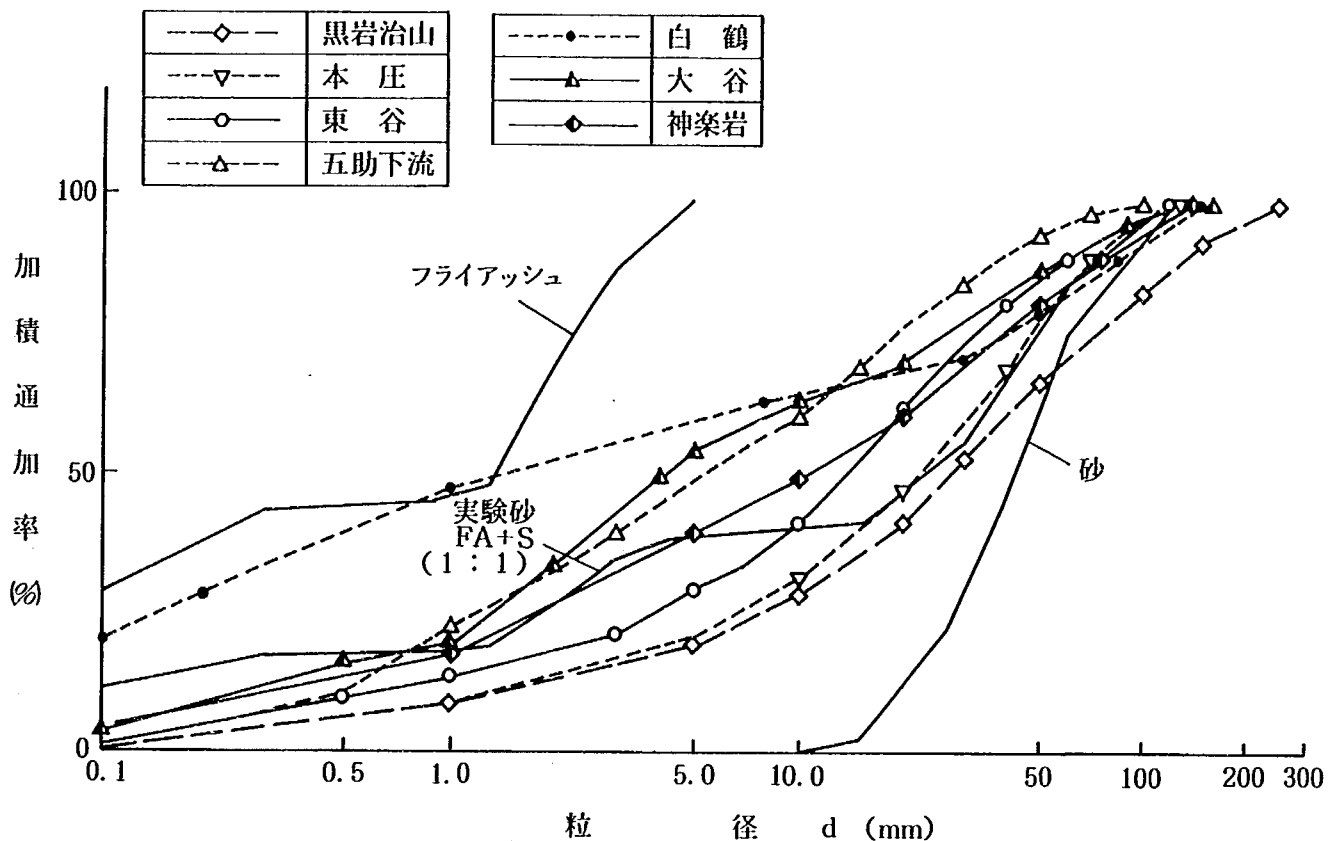


図-2.2 実験砂粒度分布図

2.3.5 給砂量と土砂濃度

給砂量は、 $1,728 \times 10^3 \text{ m}^3$ （昭和13年災害の資料にある土砂量⁷⁾）と $1,000 \times 10^3 \text{ m}^3$ とした。土砂濃度は、昭和13年災害時と現況砂防施設が有る場合の比較実験では昨年度と同様 $Cd' = 12\%$ と 24% とし、また、流量を変化させた実験では $Cd = 21.46\%$ とした。

2.4 実験結果と考察

2.4.1 現況砂防施設の効果

現況砂防施設の効果を検討するため、昭和13年災害時の条件における実験（土砂量 $1,728 \times 10^3 \text{ m}^3$ 、ケース5と昨年度の実験ケース5）と、洪水ハイドログラフがタイプⅡの実験（土砂量 $1,000 \times 10^3 \text{ m}^3$ 、ケース2とケース7）およびタイプⅢの実験（土砂量 $1,000 \times 10^3 \text{ m}^3$ 、ケース3とケース6のそれぞれについて比較検討を行った。砂防施設が有る場合と無い場合の土砂および流水の氾濫状況を図-2.3に示した。また図-2.4は氾濫域における河道部の土砂堆積の縦断形状について比較したものである。図より砂防施設が有る場合と無い場合では次のような違いが見られた。

(1) 昭和13年災害の条件に対する実験（土砂量 $1,728 \times 10^3 \text{m}^3$ ，ケース5と昨年度の実験ケース5）

無施設では谷の出口のS字屈曲部より左右岸に土砂および細粒砂（模型ではフライアッシュ：FA）が大きく氾濫し、阪急電鉄付近で幅約400m、国鉄付近で約800mと拡がる。またその幅の約3/4が土砂の氾濫域となっている。また土砂の堆積はS字屈曲部（住吉第三堰堤付近）から多くなり、現流路内に7～8m土砂が堆積する。

砂防施設が有る場合は、無施設時と同様S字屈曲部より左右岸に土砂および細粒砂が氾濫するが、そのほとんどが細粒砂であり、阪急電鉄上流での氾濫範囲が無施設時に比べ狭く（約200m）なる。国鉄付近では細粒砂の氾濫でその幅は約700mであり、若干無施設時より狭くなっている。また土砂の流出は谷の出口上流の砂防ダム群により抑制され、谷の出口下流の土砂堆積が少なく、阪急電鉄付近で無施設時とはほぼ同程度の土砂が堆積する。

(2) 洪水ハイドログラフがタイプⅡの実験（土砂量 $1,000 \times 10^3 \text{m}^3$ ，ケース2とケース3）

無施設ではS字屈曲部下流側（阪急電鉄付近）で土砂が堆積し、土砂および細粒砂が左右岸に氾濫する。流路内の土砂の堆積は阪急電鉄付近で6m程度である。

砂防施設が有る場合は、上流の砂防ダム群により流出土砂が抑制され、流路内の土砂の堆積が少なく、背後地への土砂および流水の氾濫は生じない。

(3) 洪水ハイドログラフがタイプⅢの実験（土砂量 $1,000 \times 10^3 \text{m}^3$ ，ケース3とケース6）

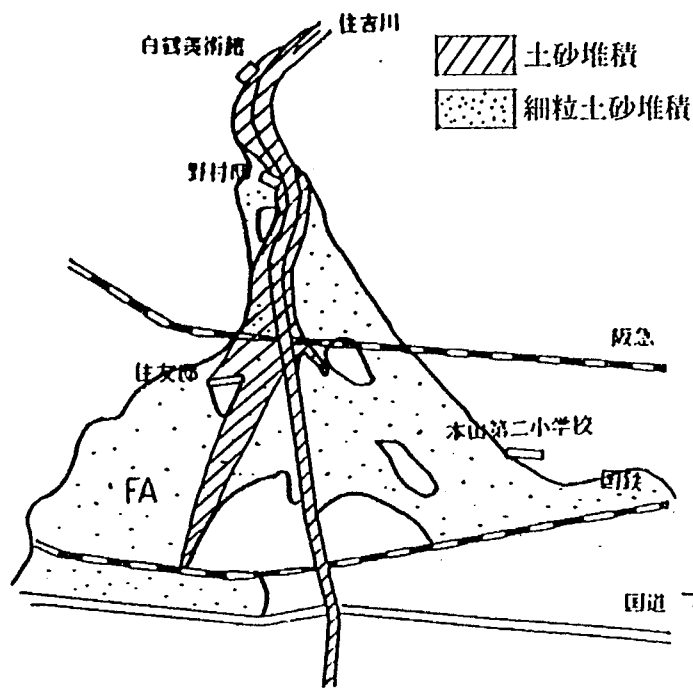
無施設ではS字屈曲部上流の右岸側および下流の左岸側で背後地に氾濫し、その幅は阪急電鉄付近で350m程度、国鉄付近で約800m程度となる。土砂の氾濫は幅約100m程度で河道沿いに集中し、氾濫の主体は細粒砂である。

砂防施設が有る場合は、氾濫地点は無施設時とはほぼ同様であるが、その範囲が狭く阪急電鉄付近で約250mである。その下流では微地形に沿って細粒土砂が氾濫堆積し、国鉄付近では約700mの幅まで広がっている。

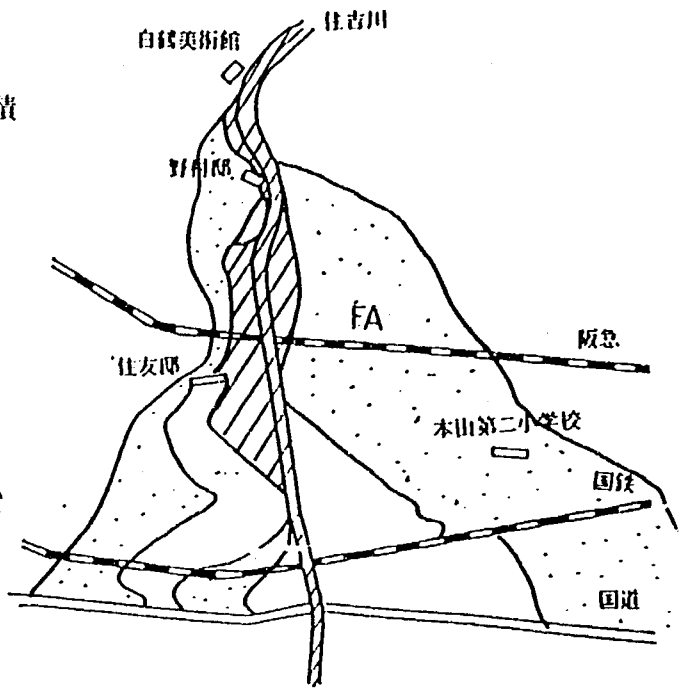
(4) 谷の出口上流の堆積土砂量の比較

表－2.3に各ケースの堆積土砂量を、表－2.4に谷の出口上流の堆積土砂量を示した。

表より、無施設時では谷の出口より上流に流入土砂量の9～10%の土砂量が堆積しているが、東谷堰堤より下流の現況砂防施設が有る場合は流入土砂量の15～20%の土砂が谷の出口より上流に堆積している。

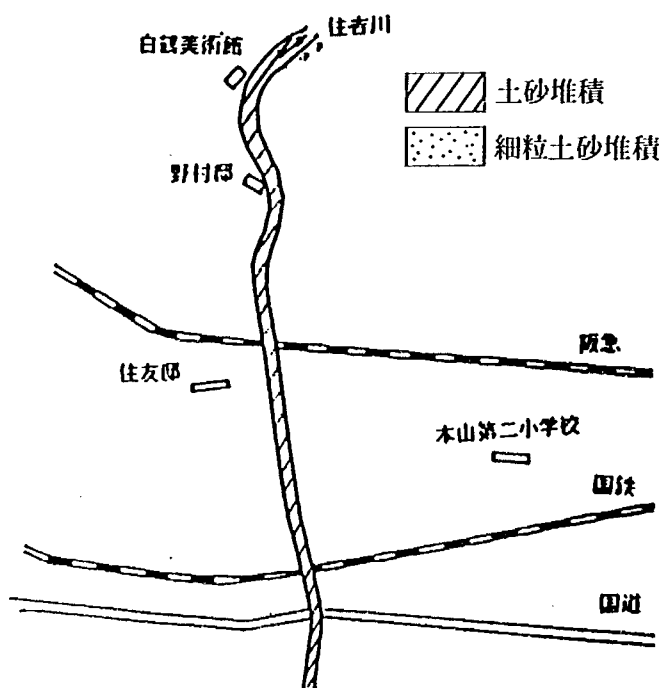


ケース 5 (砂防施設有)

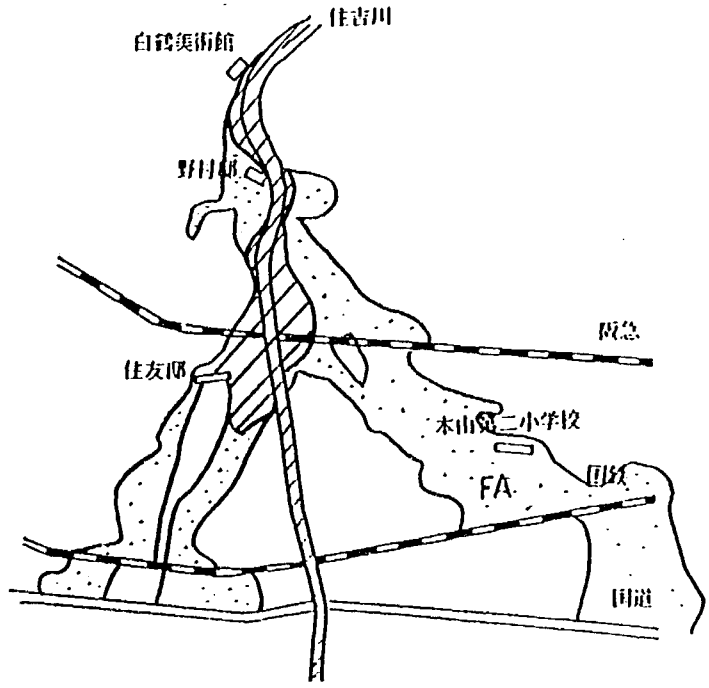


昨年度の実験ケース 5 (無施設)

図－ 2.3 (1) 施設効果による比較図 (昭和13年災害の条件)

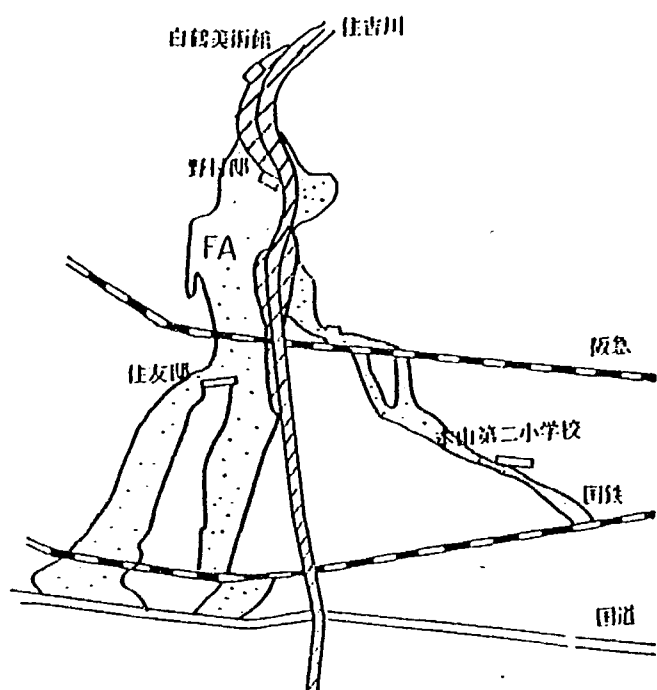
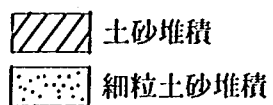


ケース 2 (砂防施設有)

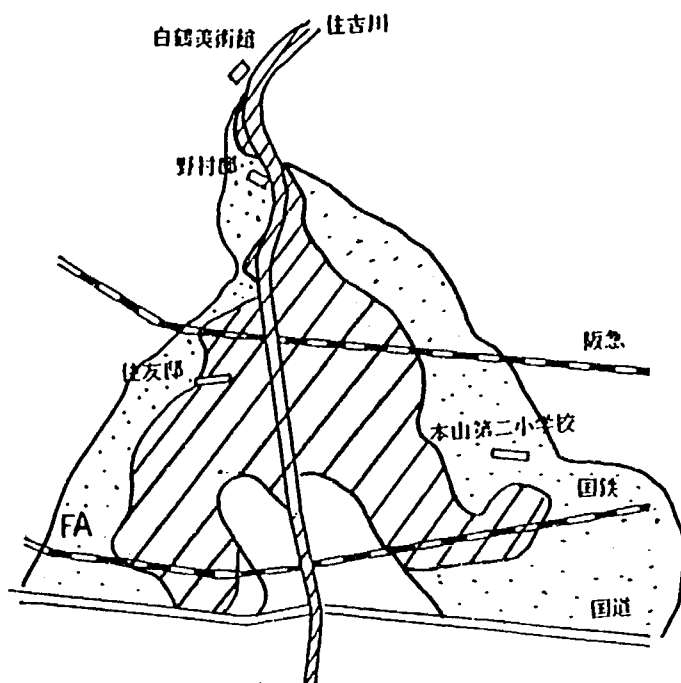


ケース 7 (無施設)

図－ 2.3 (2) 施設効果による比較図 (洪水ハイドログラフタイプⅡ)



ケース 3 (砂防施設有)



ケース 6 (無施設)

0 500 m

図ー 2.3 (3) 施設効果による比較図 (洪水ハイドログラフ タイプⅢ)

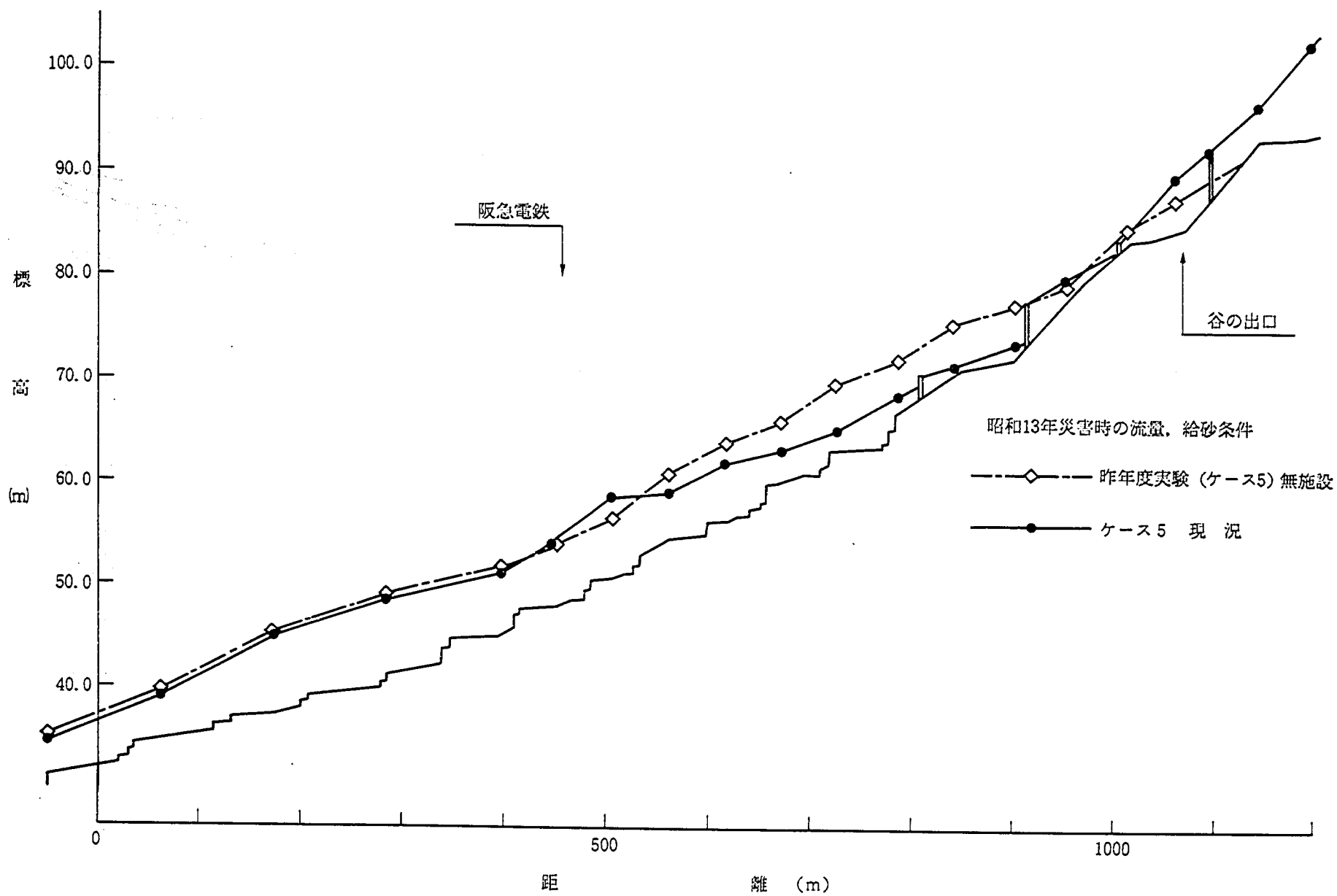


図-2.4(1) 阪急電鉄付近土砂堆積縦断図

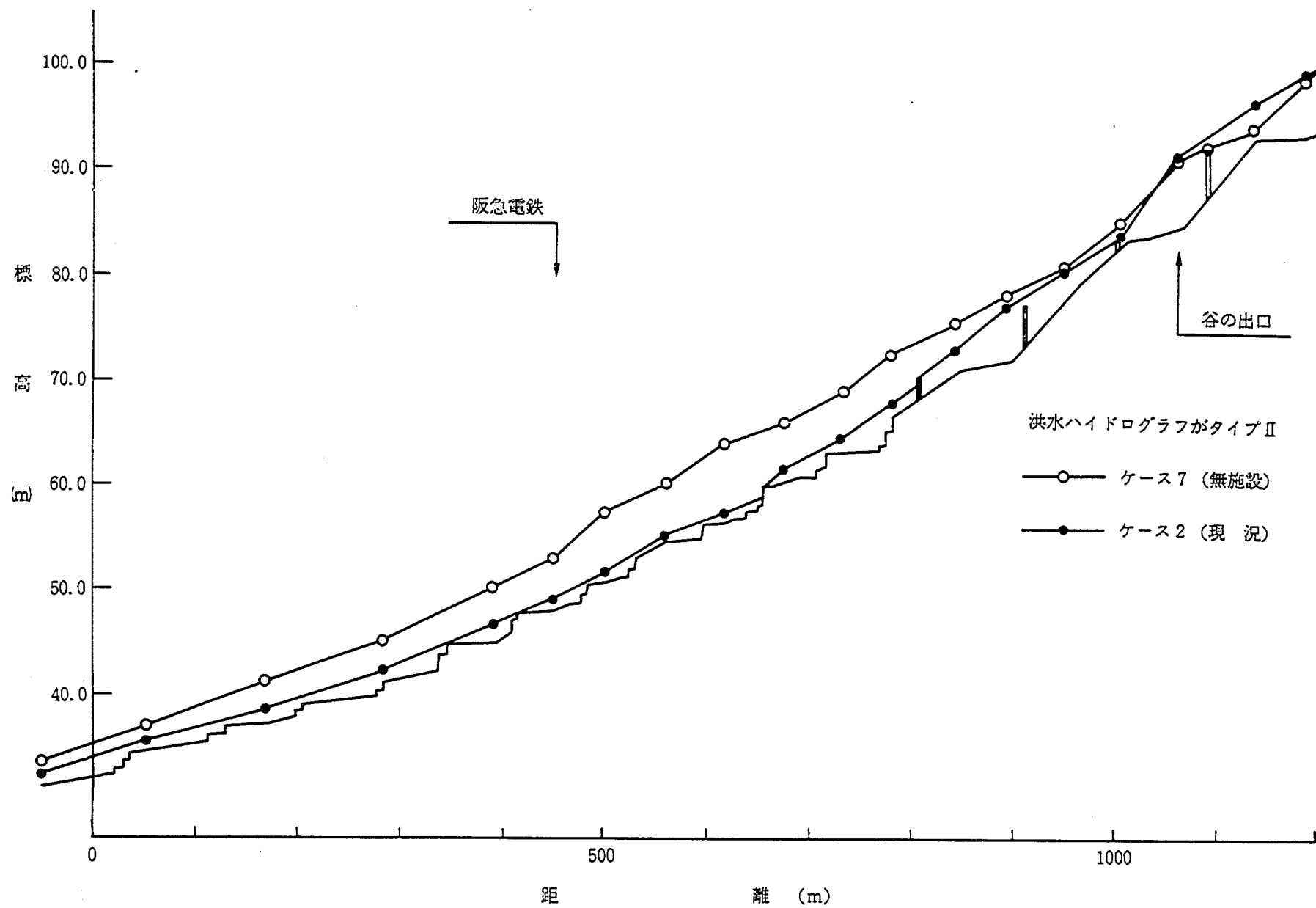


図-2.4(2) 阪急電鉄付近土砂堆積縦断面図

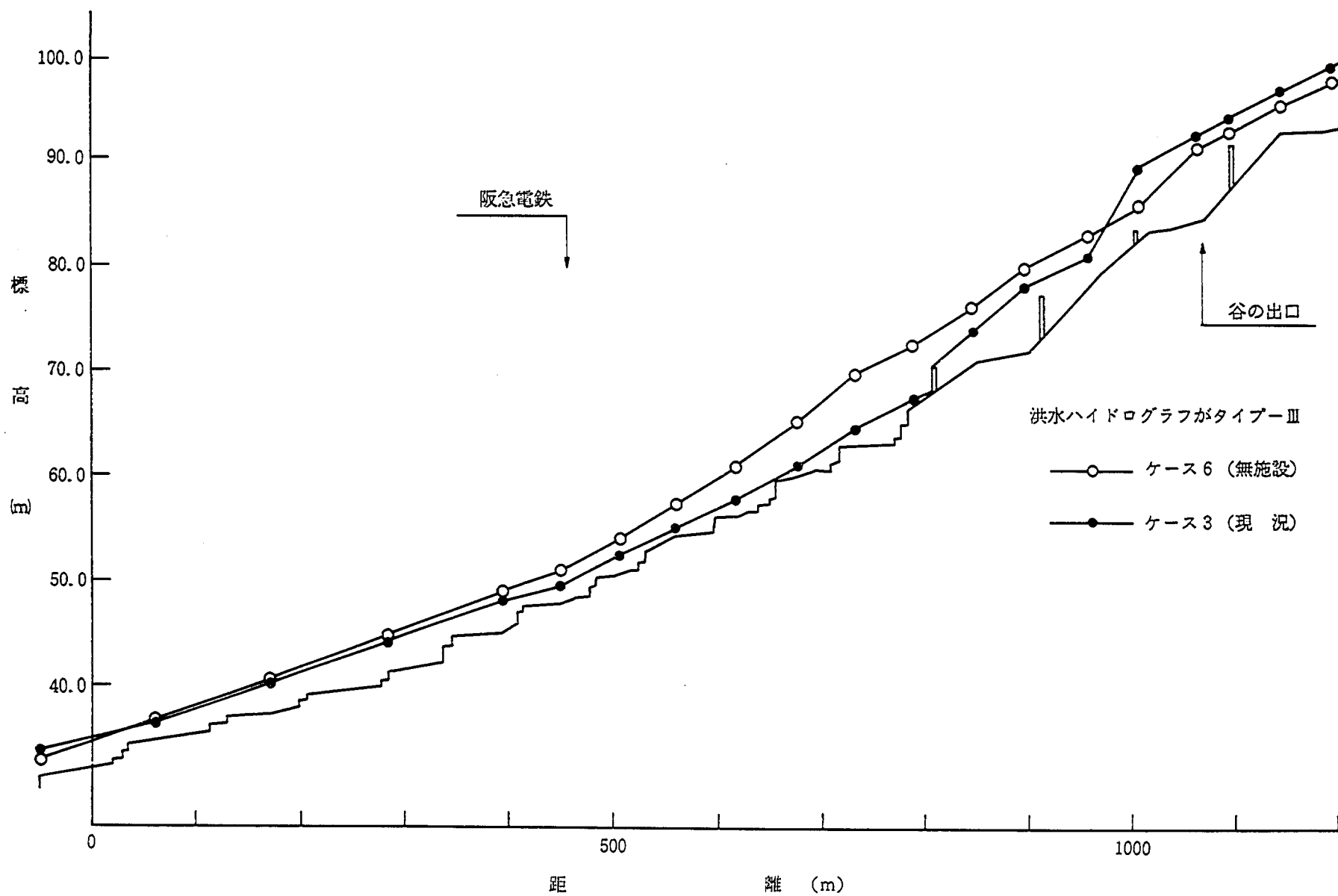


図-2.4(3) 阪急電鉄付近土砂堆積縦断図

表-2.3 堆積土砂量

単位: 10^3 m^3

CASE No	東 谷 堰堤～ 神楽岩 堰 堤	神楽岩 堰堤～ 大 谷 堰 堤	大 谷 堰堤～ 白 鶴 堰 堤	白 鶴 堰 堤 ～ 住 吉 第 4 堰 堤			国 鉄～河口部			計
				右 岸	河 道	左 岸	右 岸	河 道	左 岸	
ケース 1	17	72	79	198	111			185		662
ケース 2	57	52	84		109			174		476
ケース 3	37	34	74	133	118	57	52	194	107	806
ケース 4	35	31	59	72	115	57	143	205	169	886
ケース 5	133	68	87	81	130	118	277	291	317	1,502
ケース 6	20	16	58	135	147	100	81	164	108	829
ケース 7	19	17	64	56	118	74	130	226	111	815

表-2.4 谷の出口上流の堆積土砂量

CASE	流入土砂量(A) ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	堆積土砂量(B) ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	B/A (%)	砂防ダムの堆砂勾配
ケース 5	1,728	288	16.7	1/15～1/18
昨年度の ケース 5	1,728	150	8.7	
ケース 2	1,000	193	19.3	1/15～1/20
ケース 7	1,000	100	10.0	
ケース 3	1,000	145	14.5	約 1/25
ケース 6	1,000	94	9.4	

2.4.2 流量条件の違いが土砂の氾濫に与える影響

昨年度の実験では昭和13年災害の氾濫状況にほぼ近似する流量および土砂濃度条件として流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流で土砂濃度12%に続き24%を与えればよいことがわかった。しかし、土石流の流量条件として一定流量で与えるのではなく、一つの洪水波形を考えてその洪水中に土石流が発生、流下するものと考えた方がより現実的である。そこで、昭和13年災害時の土砂量 ($1,728 \times 10^3 \text{ m}^3$) と多少異なると思われるが、給砂量は $1,000 \times 10^3 \text{ m}^3$ とし、流量条件を図-2.1に示す4タイプについて変化させて土砂の氾濫状況を調べた。図-2.5に各流量タイプの氾濫状況を、図-2.6に河道内阪急電鉄付近の土砂堆積縦断図を示す。なお、ケース1での右岸扇面への細粒子の氾濫は、砂防ダム上流の堆積土砂をピーク流量流過後に強制的に流したために生じたものであり、本実験条件では氾濫は生じないものとみなすことができる。

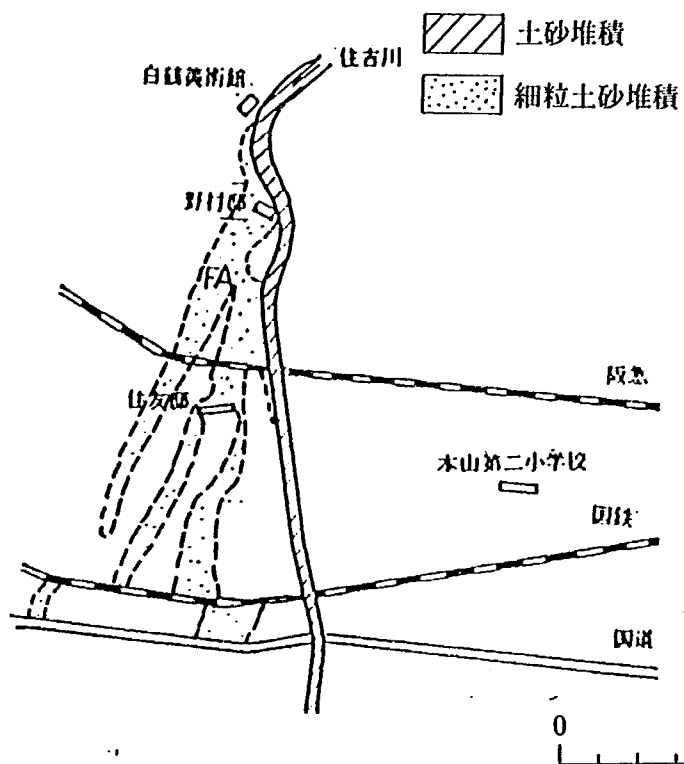
図-2.5より、タイプⅡでは流水および土砂の氾濫は生じないが、タイプⅢ、タイプⅣでは谷の出口で左右岸に氾濫する。タイプⅢにおける氾濫地点はS字屈曲部の中央付近（野村邸付近）でタイプⅣではタイプⅢに比べ氾濫地点が若干上流側となる。また氾濫範囲をみると、土砂の広がり範囲はタイプⅢ、タイプⅣであまり変化がないが、細粒子の（FA）の広がり範囲は流量が多い分だけタイプⅣが大きくなる（特に左岸側）。

昭和13年災害時の氾濫状況（ケース5および昨年度のケース5）と比較してみると、氾濫範囲はタイプⅢ、タイプⅣとも昭和13年災害時とよく似ている（昭和13年災害の氾濫範囲は谷の出口と住友邸、本山第二小学校を結んだ範囲である）。本実験の土砂量が昭和13年災害時より少ない（約60%）ことおよび当時は無施設であったこと等を考慮すれば、氾濫範囲は図に示す範囲よりさらに拡大することが予想され、昭和13年災害時の流量（洪水ハイドログラフ）は、ピーク流量が雨量より計算される流量より大きかったことも考えられる。

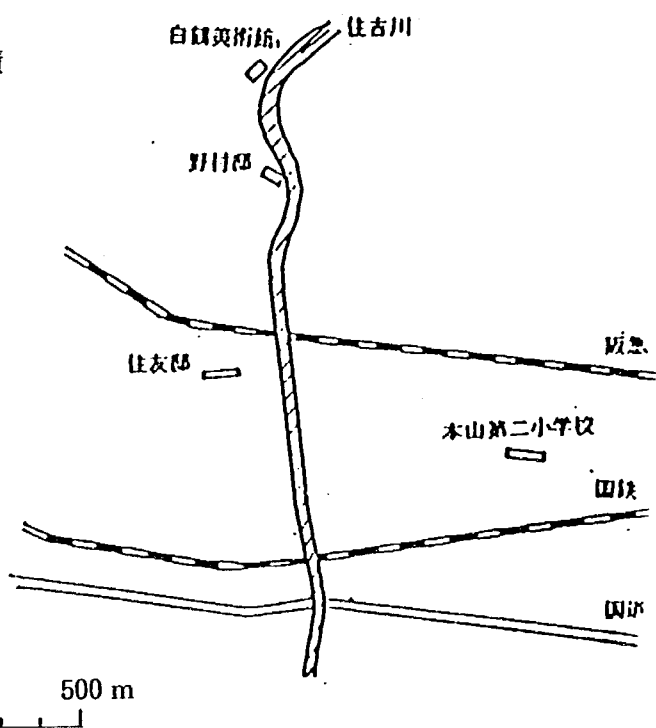
2.5 土石流氾濫水理模型実験のまとめ

現況の砂防施設が有る場合と無い場合について、住吉川上流より多量の土砂と水を供給して下流域における土砂の氾濫堆積状況を調べ、東谷堰堤より下流の現況砂防施設が災害を防止、軽減する効果を検討した。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- ① 昭和13年当時の雨量より計算されたピーク流量の2倍程度のピーク流量を含む洪水が発生しても、現況の砂防施設が有る場合は背後地への氾濫は生じない。
- ② ピーク流量が計算値の4倍、8倍の流量を想定した場合で、無施設時と現況の砂防施設が有る場合では背後地への氾濫状況が異なり、現況施設では流水および土砂の氾濫範囲がかなり狭くなる。
- ③ 現況の砂防施設が有る場合で背後地へ土砂が氾濫する場合には、そのほとんどが細粒土砂である。
- ④ 東谷堰堤より下流の現況の砂防施設により、無施設時の約2倍に相当する給砂量の15～20%の土砂の流出が抑制できる。

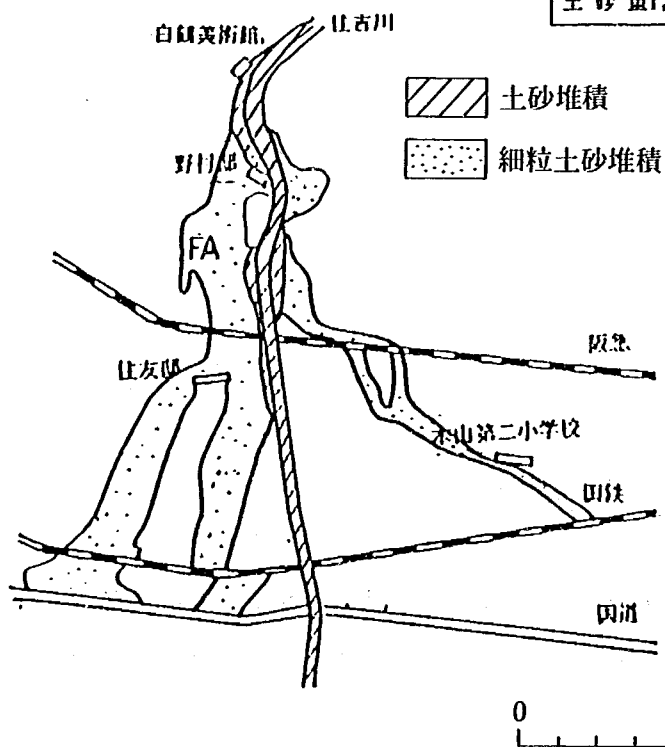


ケース 1 (タイプ I の洪水波形)

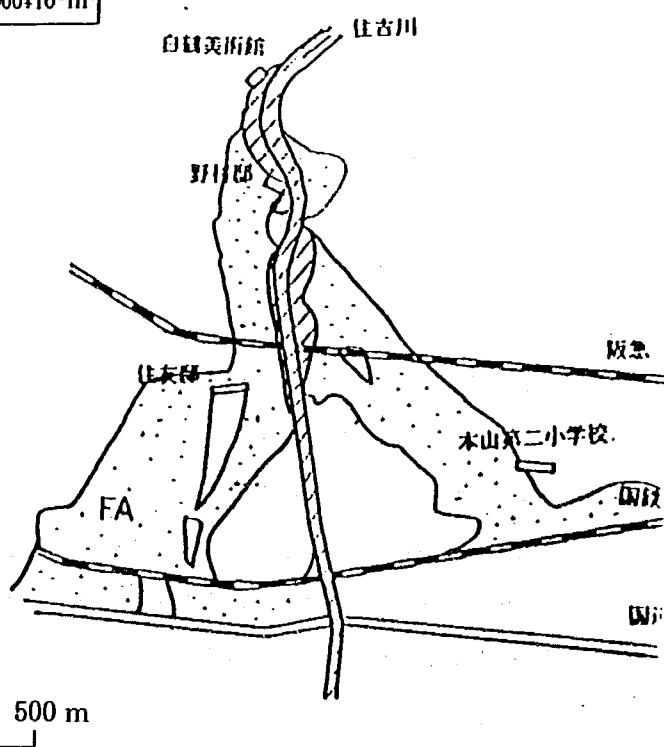


ケース 2 (タイプ II の洪水波形)

条 件	
現 況 施 設	
土砂濃度	21.46%
土 砂 量	$1,000 \pm 10^3 \text{ m}^3$



ケース 3 (タイプ III の洪水波形)



ケース 4 (タイプ IV の洪水波形)

図-2.5 流量条件による比較図

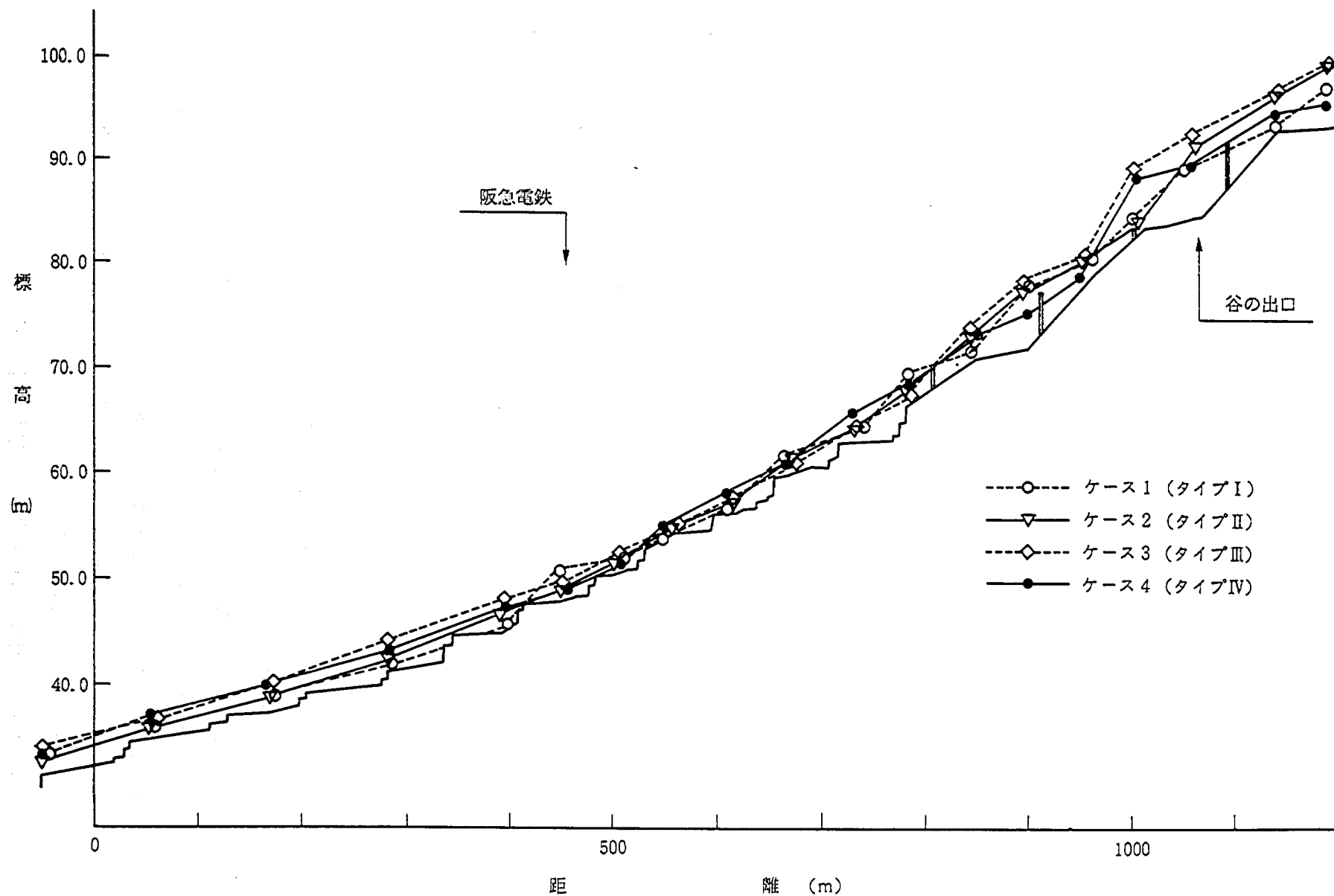


図-2.6 阪急電鉄付近土砂堆積縦断面図

3. 結 語

住吉川において、砂防施設が土砂の氾濫をどの程度防止・軽減するのかを調べた。砂防施設の防災効果については、二次元土石流氾濫シミュレーションと土石流氾濫水理模型実験により検討し、仮想の砂防施設や現況の砂防施設を設けた場合、いずれの手法でも水および土砂の氾濫・堆積範囲はかなり狭くなることが示され、砂防施設が多量の土砂を含む洪水氾濫を防止・軽減する効果が明らかとなった。シミュレーションと水理模型実験の結果は以下のとおりである。

シミュレーションでは、住吉川の右岸側に導流堤を設けると、右岸側への氾濫による土砂堆積を防止でき、谷の出口に遊砂地を設けた場合、土砂の堆積は遊砂地内でおさまり水の氾濫域も減少することが推定された。また、河道を幅の広いメッシュで表現した旧モデルに対し、河道－氾濫域の接続を考慮した改良モデルでは、実際の災害をより良好に表現できた。

水理模型実験では、東谷堰堤より下流の現況の砂防施設が有る場合と無施設時を同一条件で比較した結果、砂防施設が有る場合、谷の出口より上流で無施設時の約2倍の土砂が堆積するため流水および土砂の氾濫範囲はかなり狭くなった。堤内地へ土砂が氾濫する場合でもそのほとんどは細粒土砂であった。

このように、シミュレーションモデルや、水理模型実験による手法は、砂防施設の効果をより定量的に評価し、砂防の施設計画をたてる上で有益であることがわかった。しかし、土砂濃度、流量、河床材料の粒度の条件変化に伴い氾濫範囲や氾濫発生点が変化する。シミュレーションモデルや水理模型型実験での検討では、雨量より計算したピーク流量の2～4倍の流量を条件として与えた場合に、昭和13年災害の再現性がよいとの一応の結果が得られているが、本手法をより確かなものとするためには、現地の土石流氾濫を再現するための実験手法の検討をさらに進める必要がある。

なお、シミュレーションモデルで、遊砂地や導流場の砂防施設の効果を評価しているが、これは、あくまでも仮想の施設であって、住吉川の利用状況を考えたものではない。

参考文献

- 1) 矢澤昭夫ほか；住吉川土石流氾濫シミュレーションおよび水理模型実験報告書，土木研究所資料第2315号，昭和61年3月
- 2) 高橋 保；土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所年報20号B-2，1977
- 3) 水山高久；土石流から掃流に変化する勾配での流砂量，新砂防116，昭和55年8月，P.1～6
- 4) 小橋澄治，平野昌繁，妹尾俊夫；都市周辺部土砂害対策のためのデータベースの構築とその利用法，自然災害特別研究研究成果，昭和60年3月
- 5) 土木学会編；水理公式集，昭和60年度版，PP.287～288
- 6) 高橋 保，中川 一，加納茂紀；市街地における洪水氾濫と土砂堆積に関する研究，京大防災研究所年報第27号B-2，昭和59年4月，PP.497～511
- 7) 災害科学研究所；昭和13年7月5日阪神大水害調査報告，昭和13年8月
- 8) 福島義宏，橋本 明，後藤宏二；六甲山系のhydrograph予測の手法，砂防学会研究発表会講演集，昭

和59年5月, P.20~23

9) 高橋 保; 土石流の発生と流動の機構, 土と基礎26-6, 1978. 6

10) 上原信司, 水山高久; 土石流動態観測に基づく土石流ピーク流量の検討, 新砂防 Vol.37, No.3, 昭和59年9月, P.23~24

資 料 集

水理模型実験（氾濫状況図，縦断図）

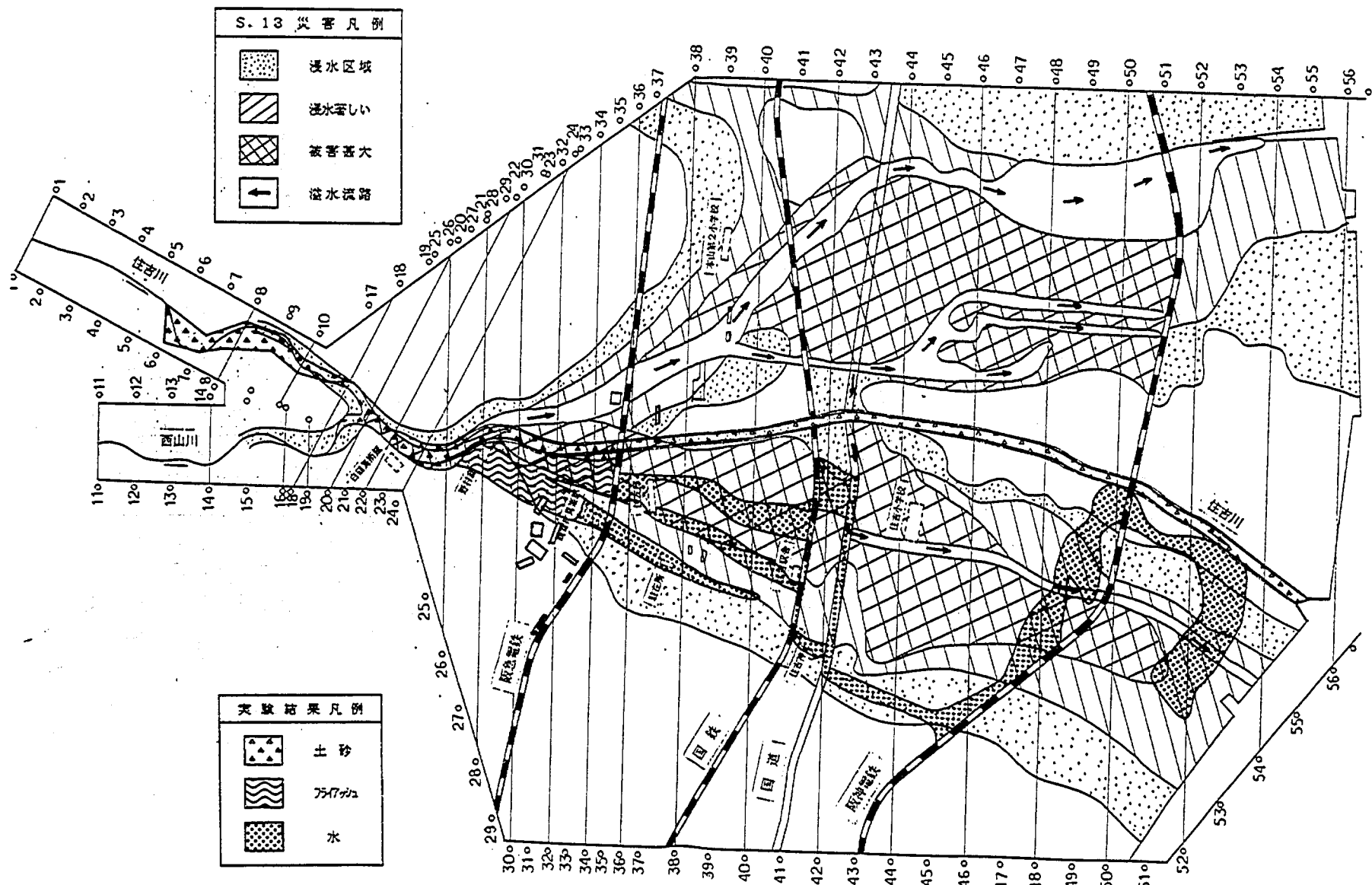


図-3.1 氾濫状況図(ケース1)

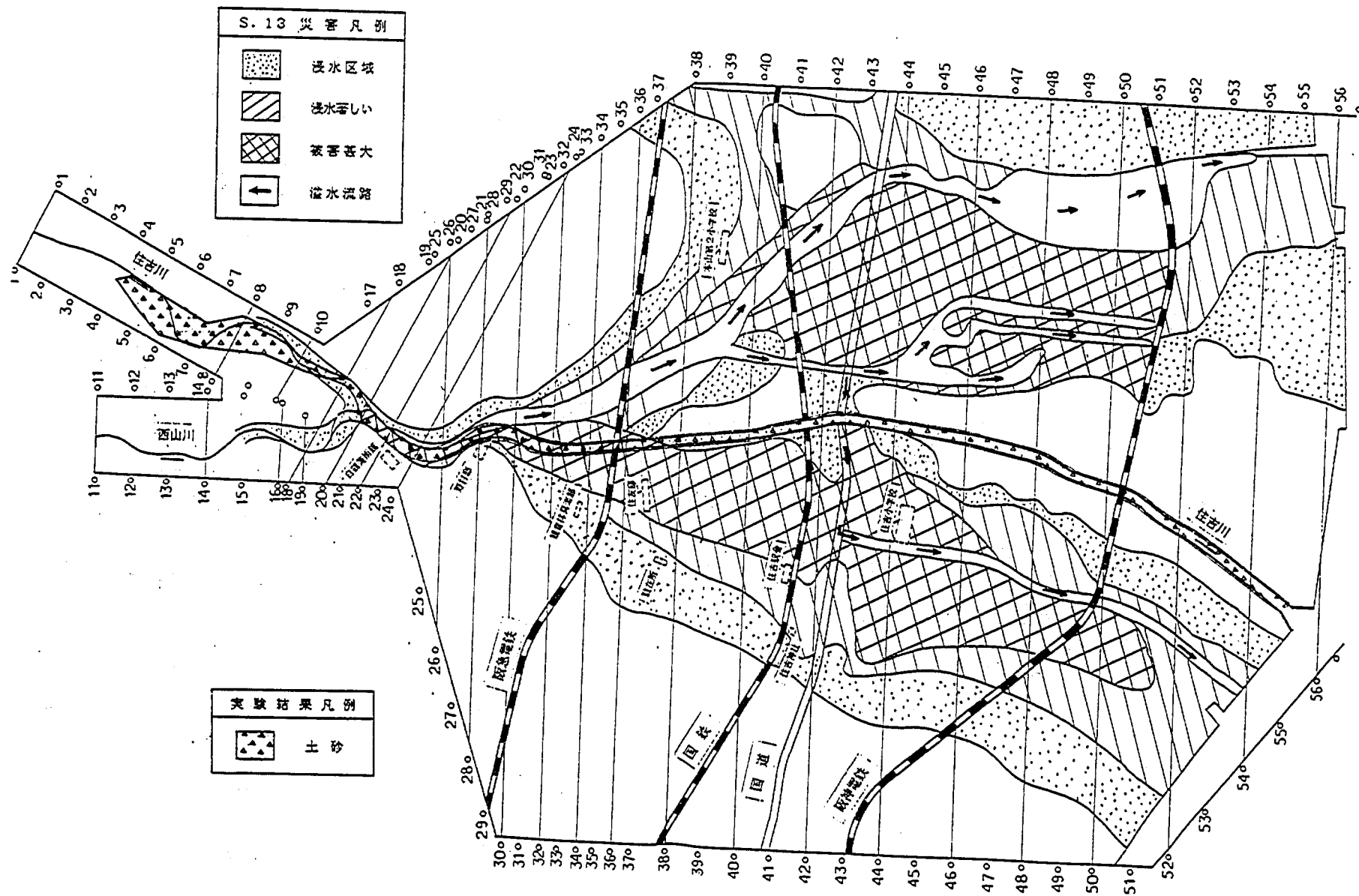


図-3.2 氾濫状況図(ケース2)

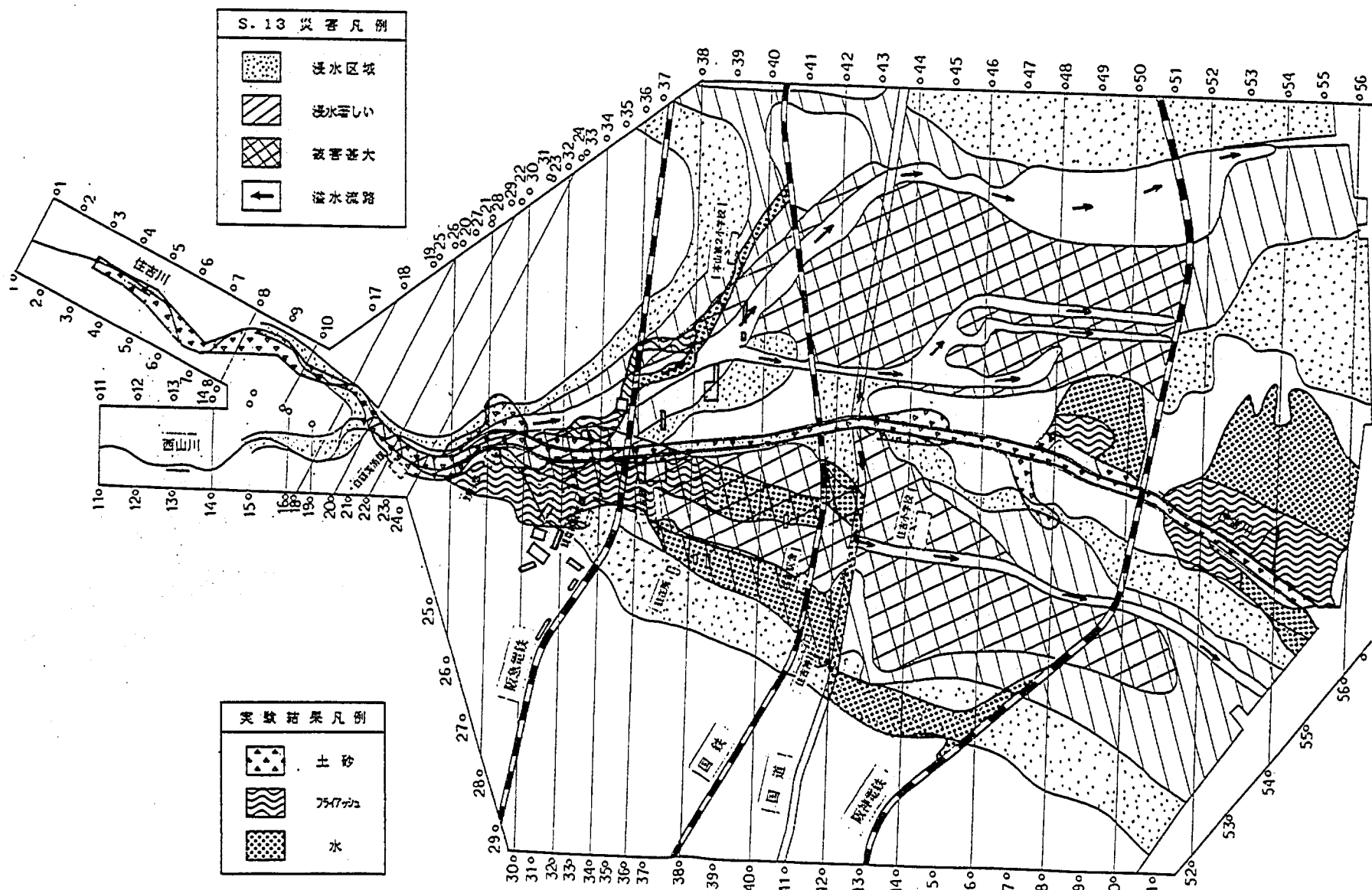


図-3.3 氾濫状況図(ケース3)

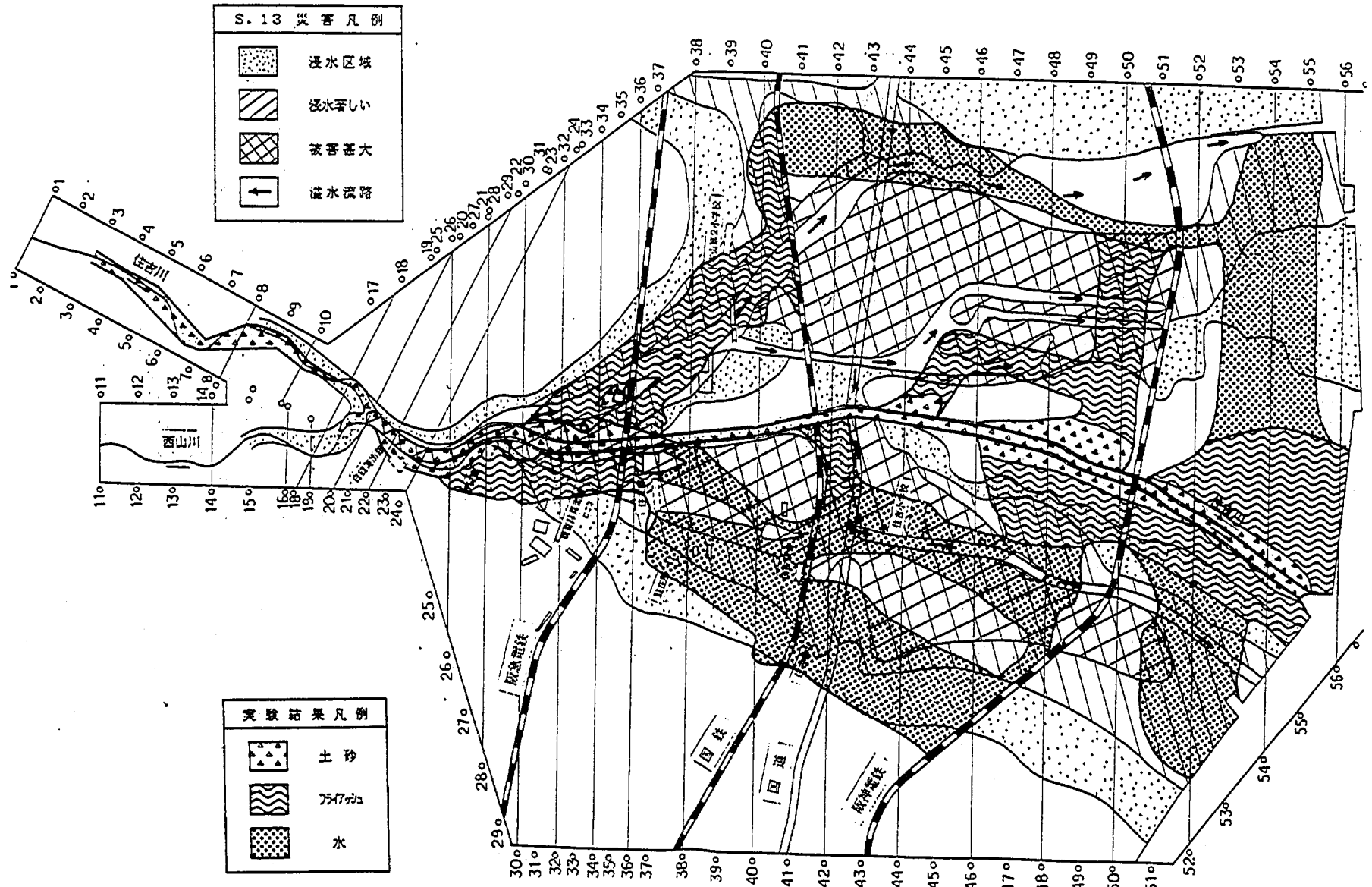


図-3.4 氾濫状況図(ケース4)

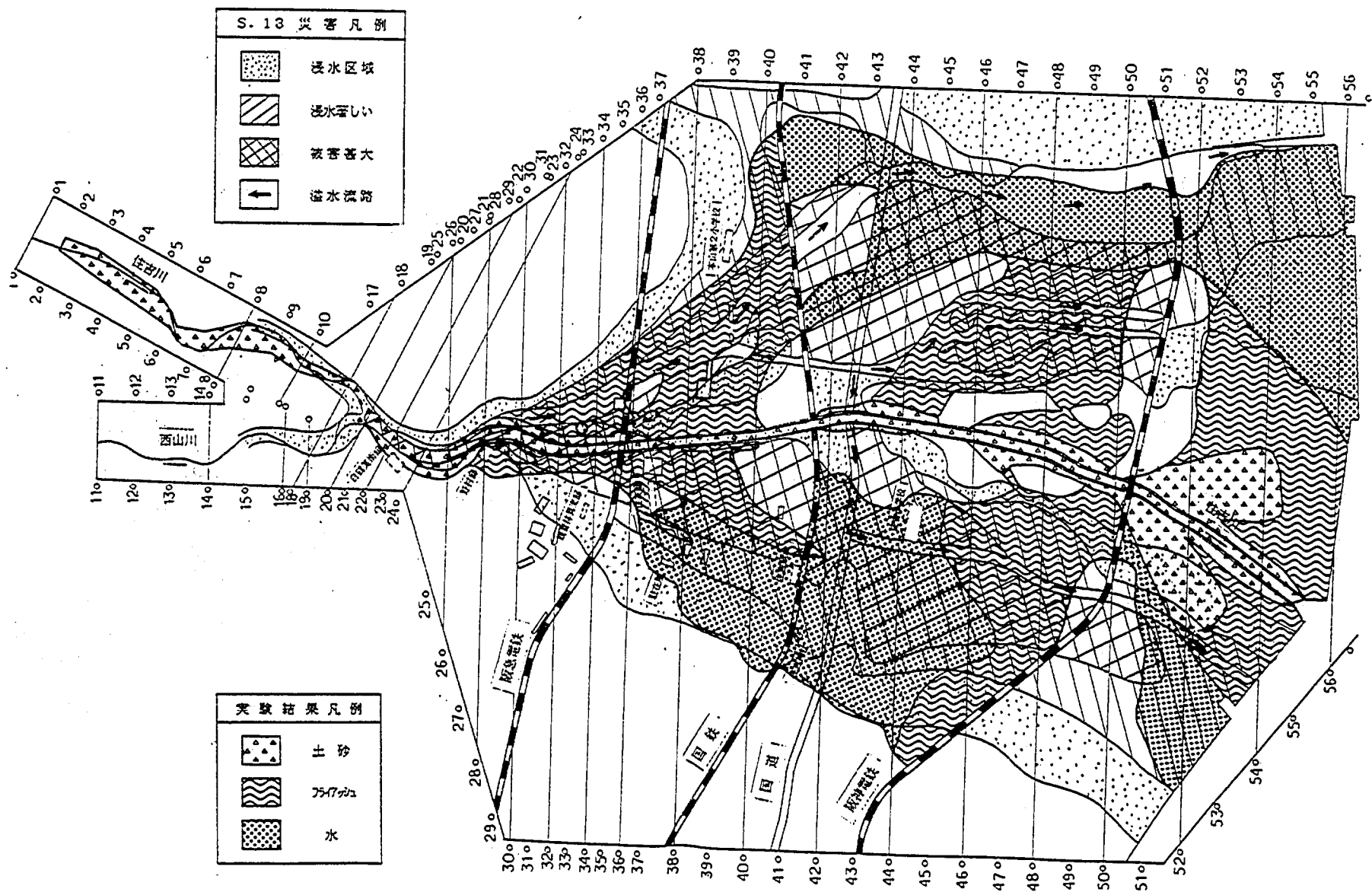


図-3.5 氾濫状況図(ケース5)

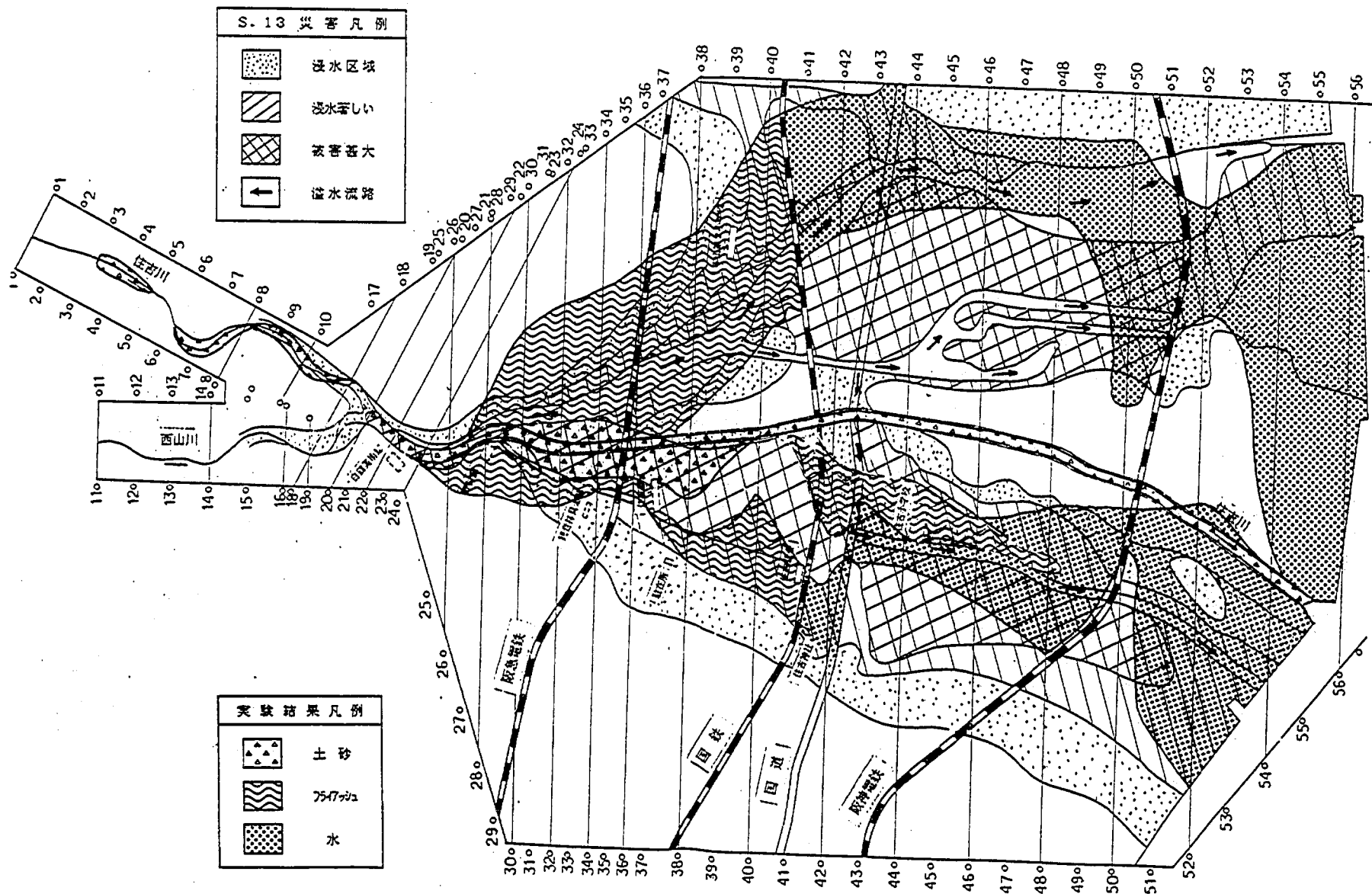


図-3.6 氾濫状況図(ケース6)

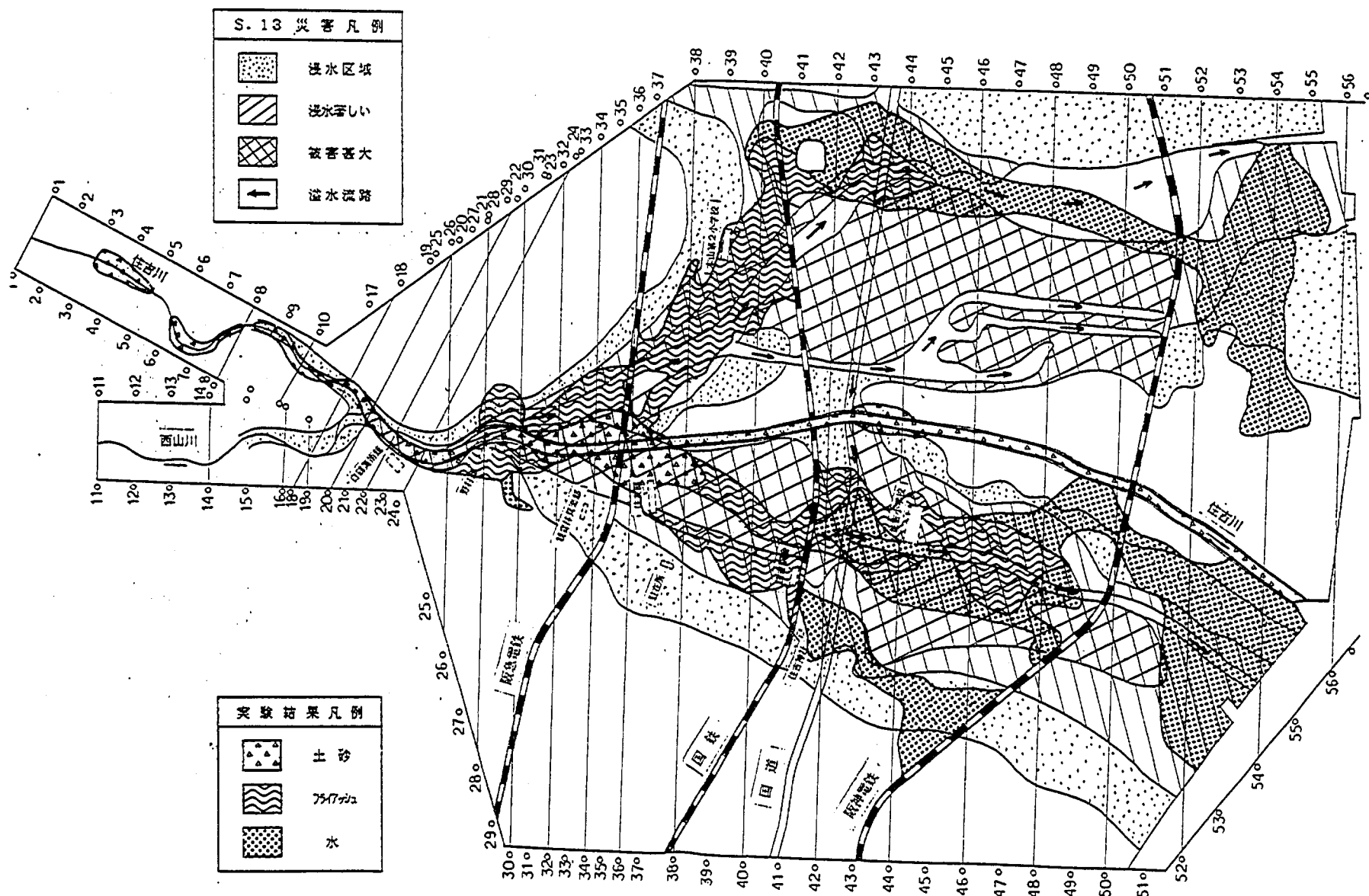


図-3.7 氾濫状況図(ケース7)

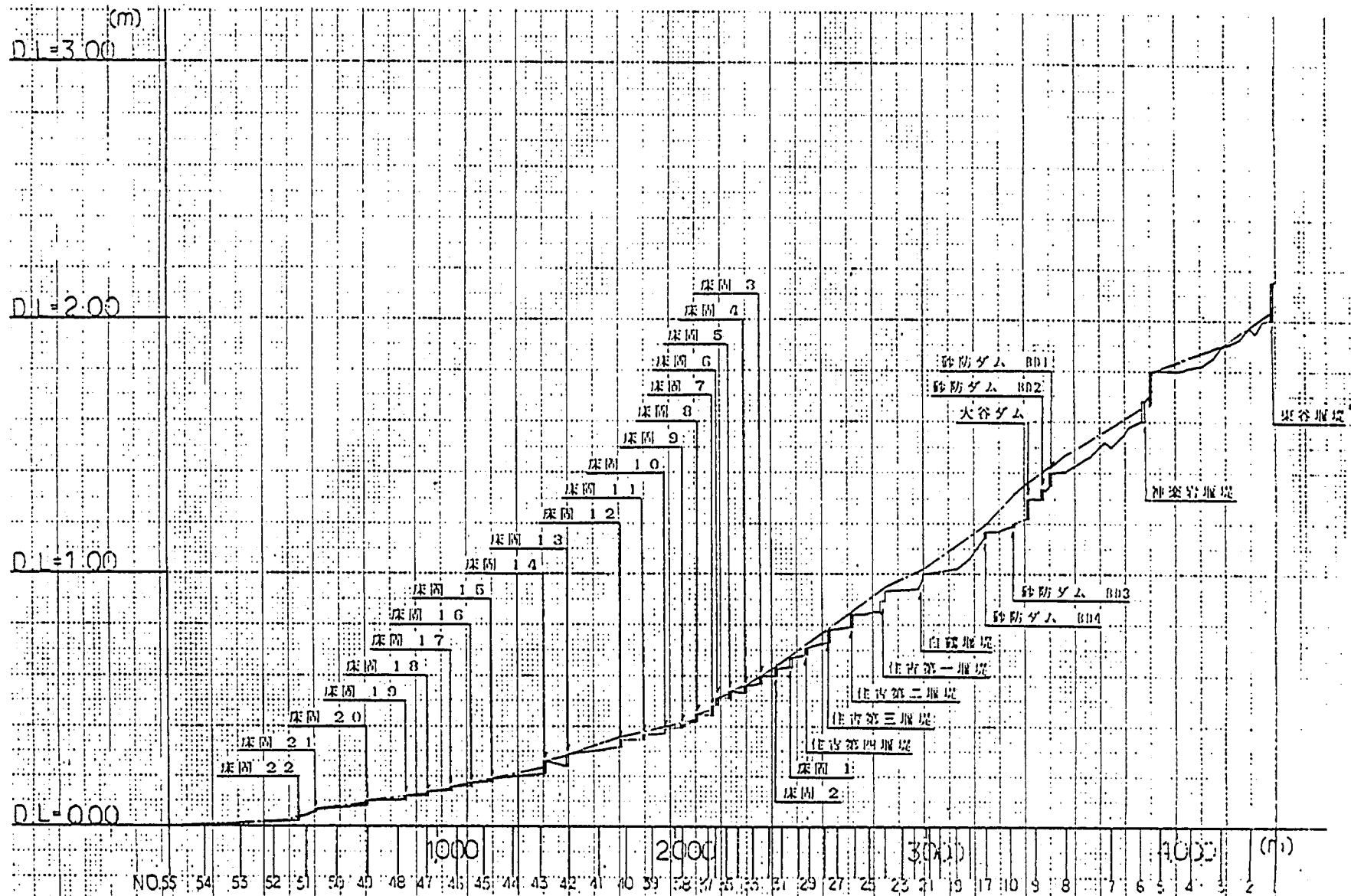


図-3.8 住吉川実験終了後縦断図 (ケース1)

$$V: S = \frac{1}{2} \frac{dV}{dx}$$

$$H: S = \frac{1}{2} \frac{dH}{dx}$$

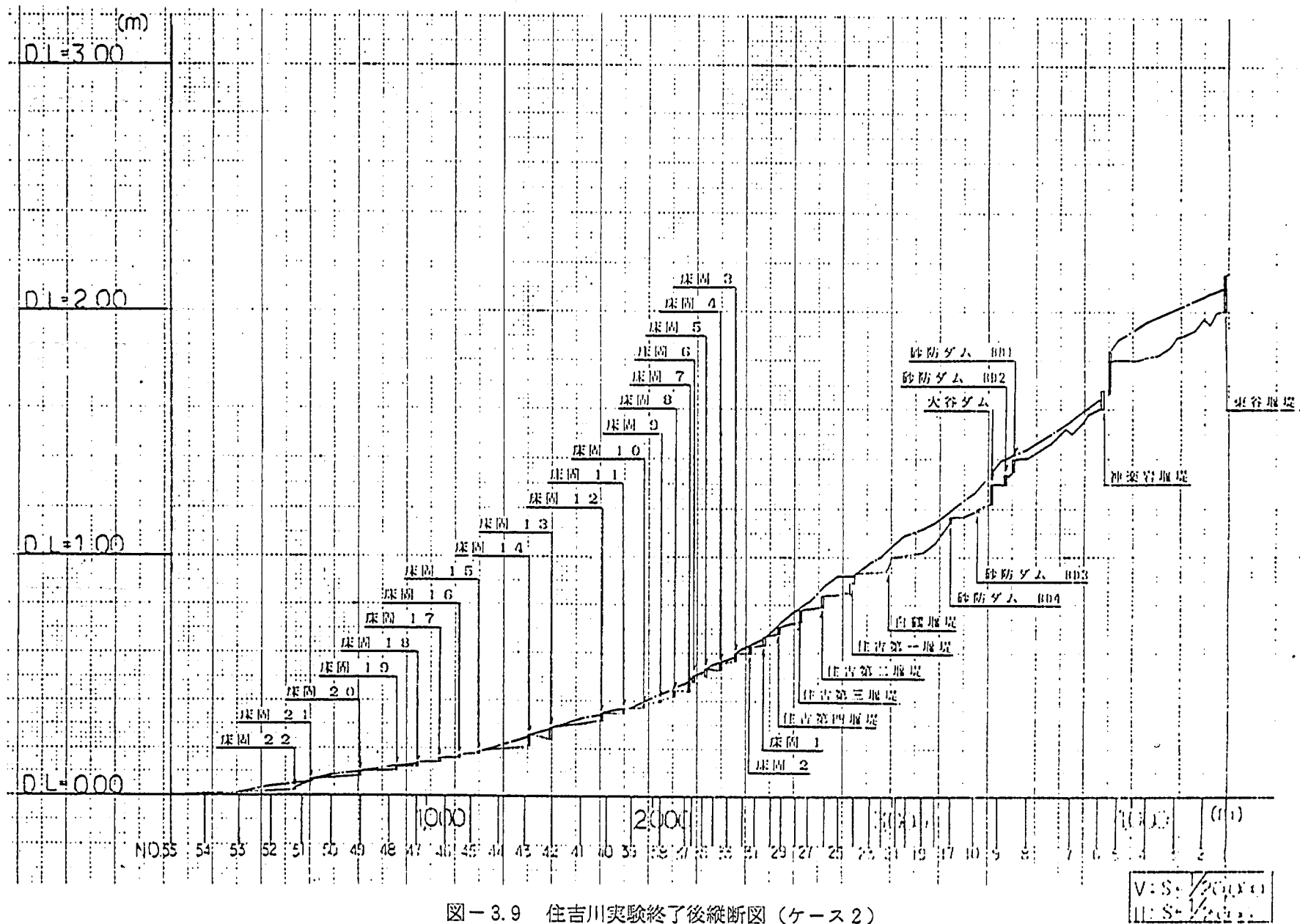


図-3.9 住吉川実験終了後縦断図 (ケース2)

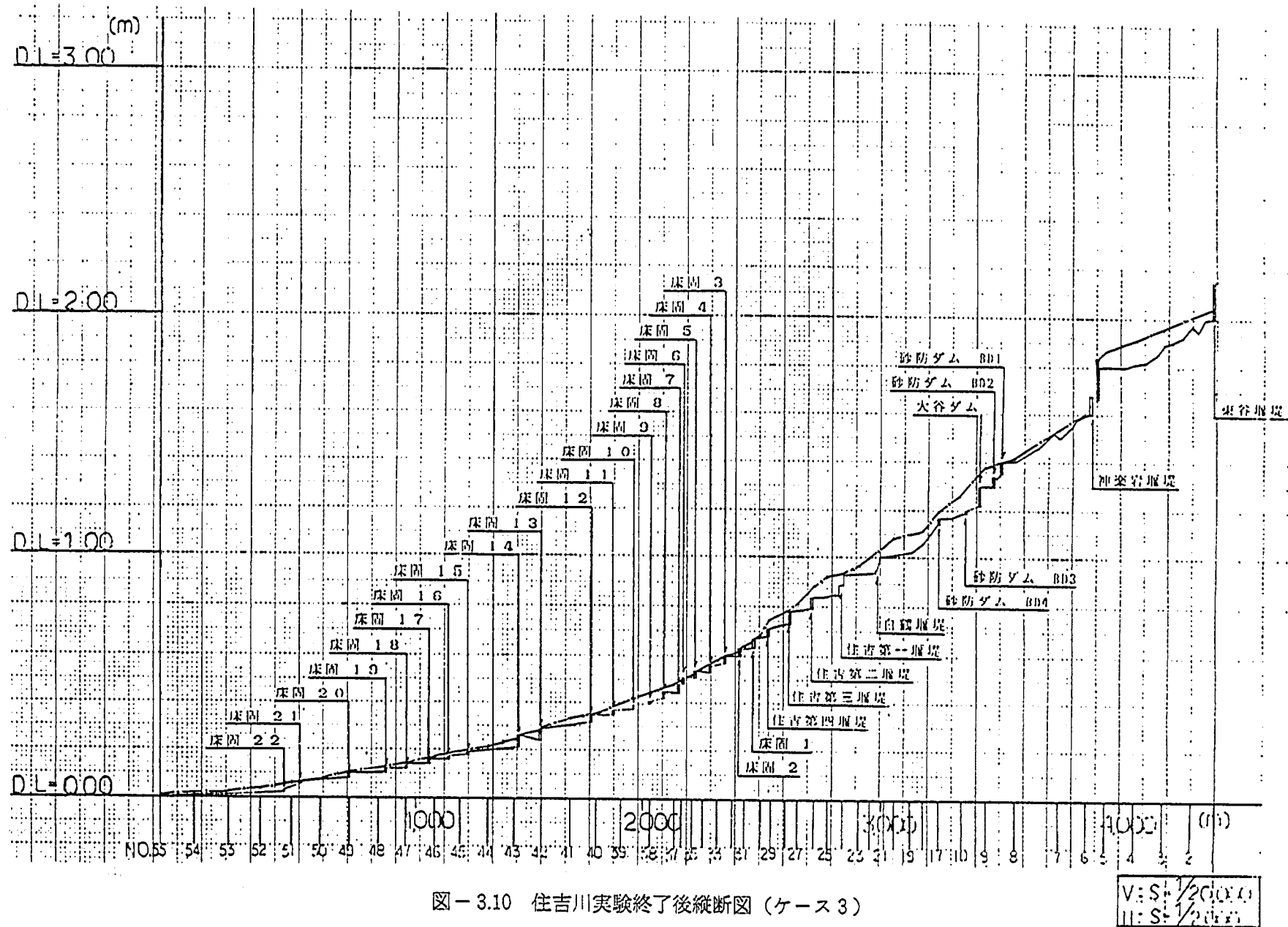


図-3.10 住吉川実験終了後縦断図 (ケース3)

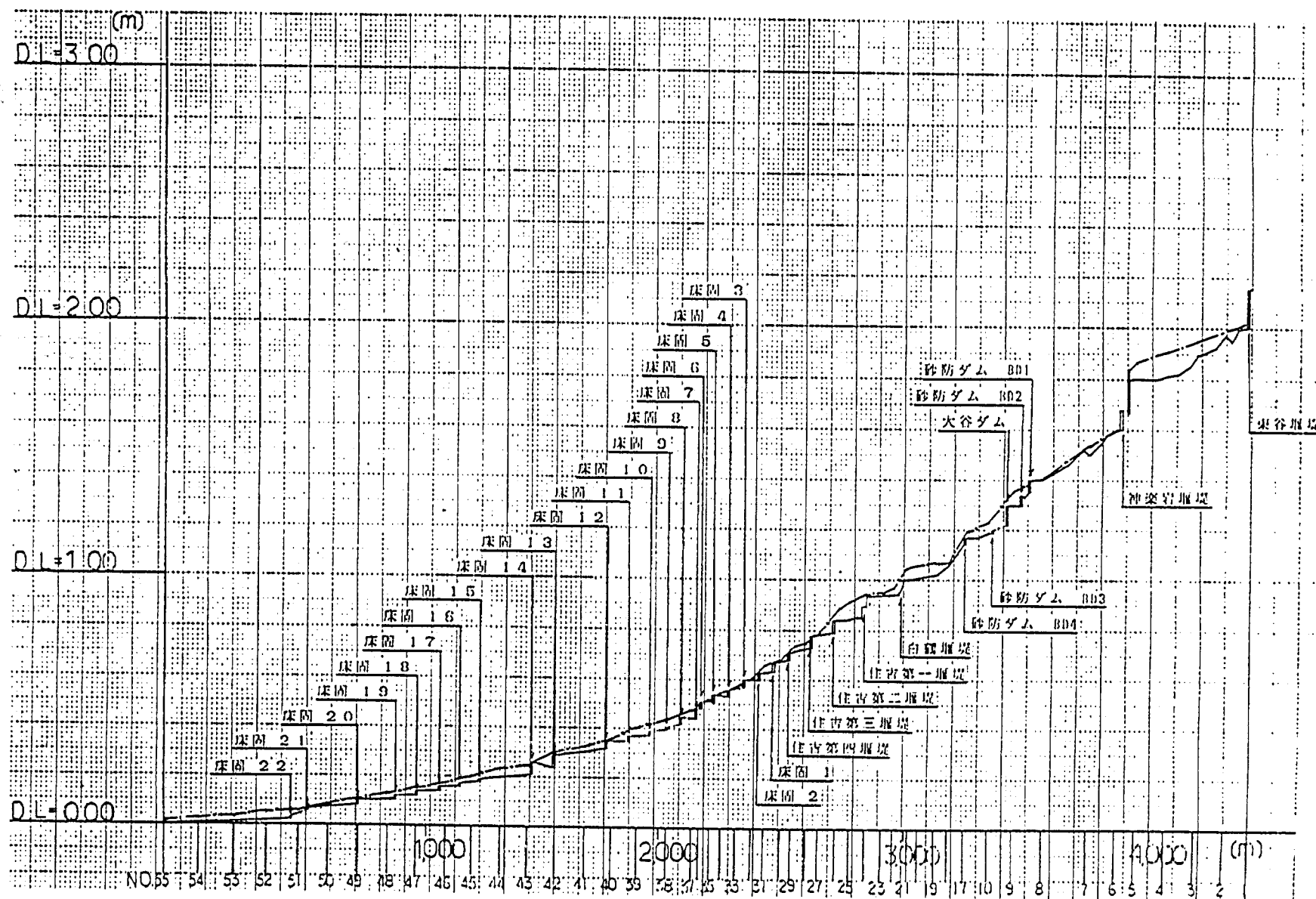


図-3.11 住吉川実験終了後縦断面図 (ケース4)

$$V: S = \frac{1}{20000}$$

$$H: S = \frac{1}{20000}$$

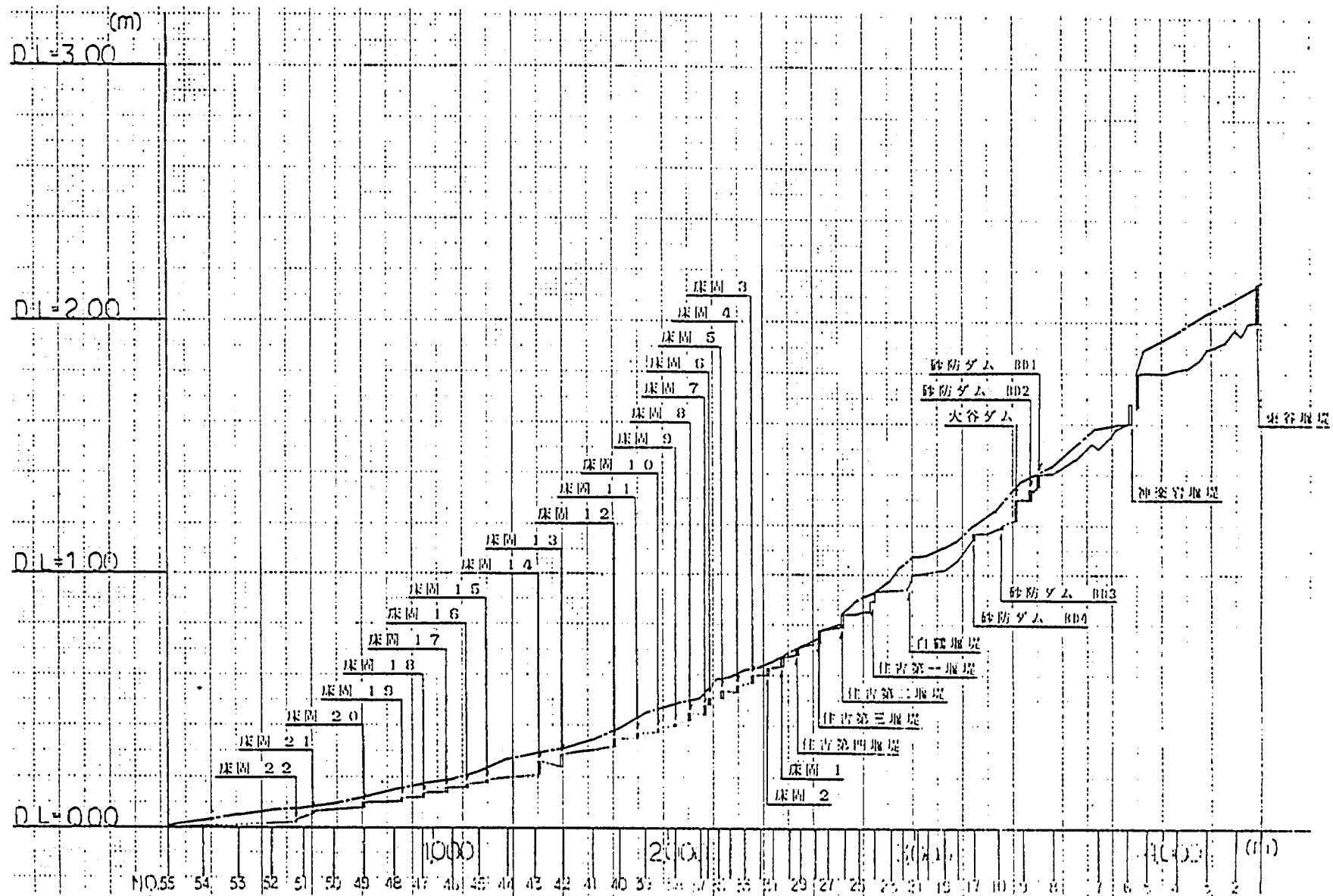


図-3.12 住吉川実験終了後縦断図 (ケース5)

V: S: 2000
H: S: 2000

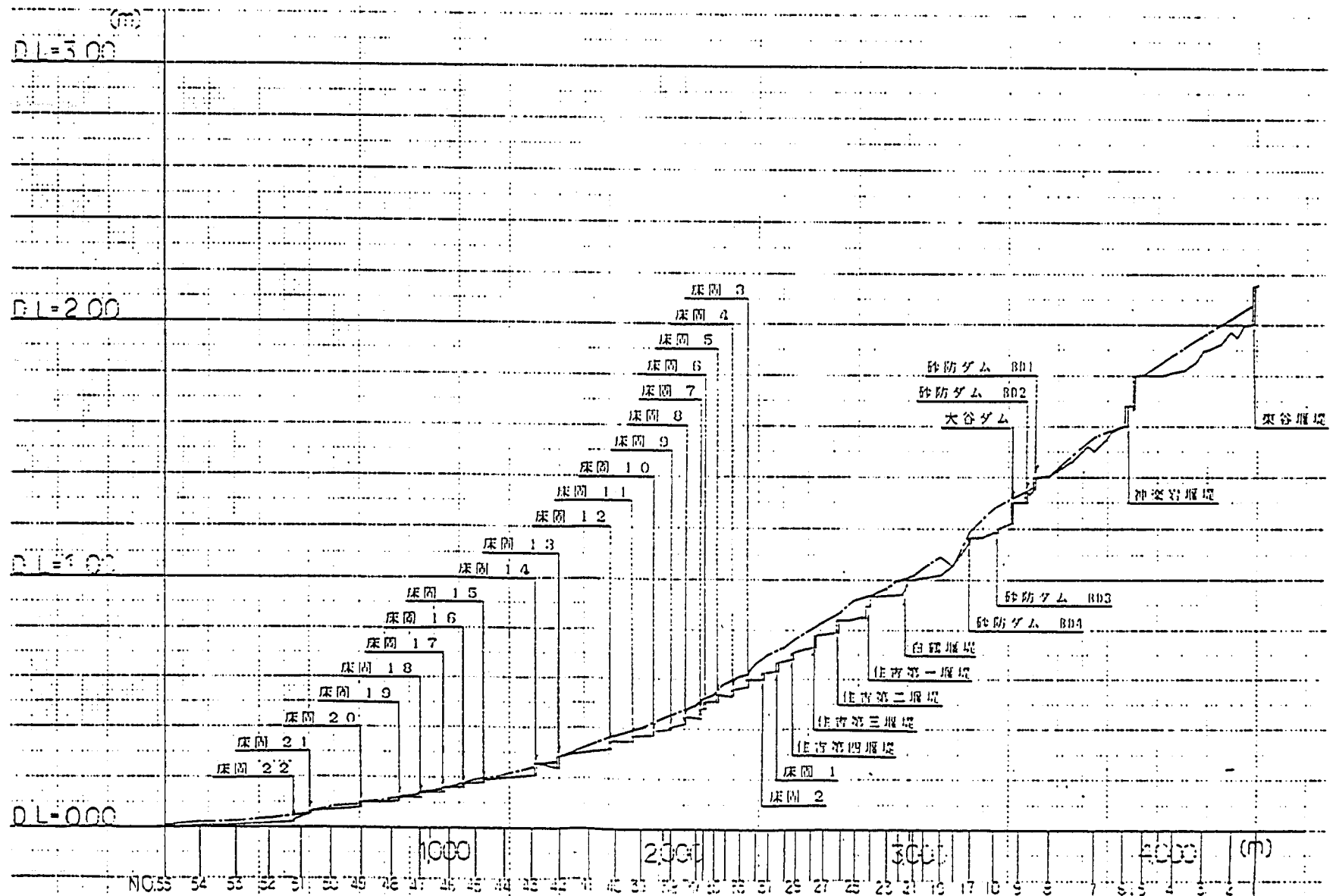


図-3.13 住吉川実験終了後縦断図(ケース6)

$V:S = 1/20000$
 $H:S = 1/2000$

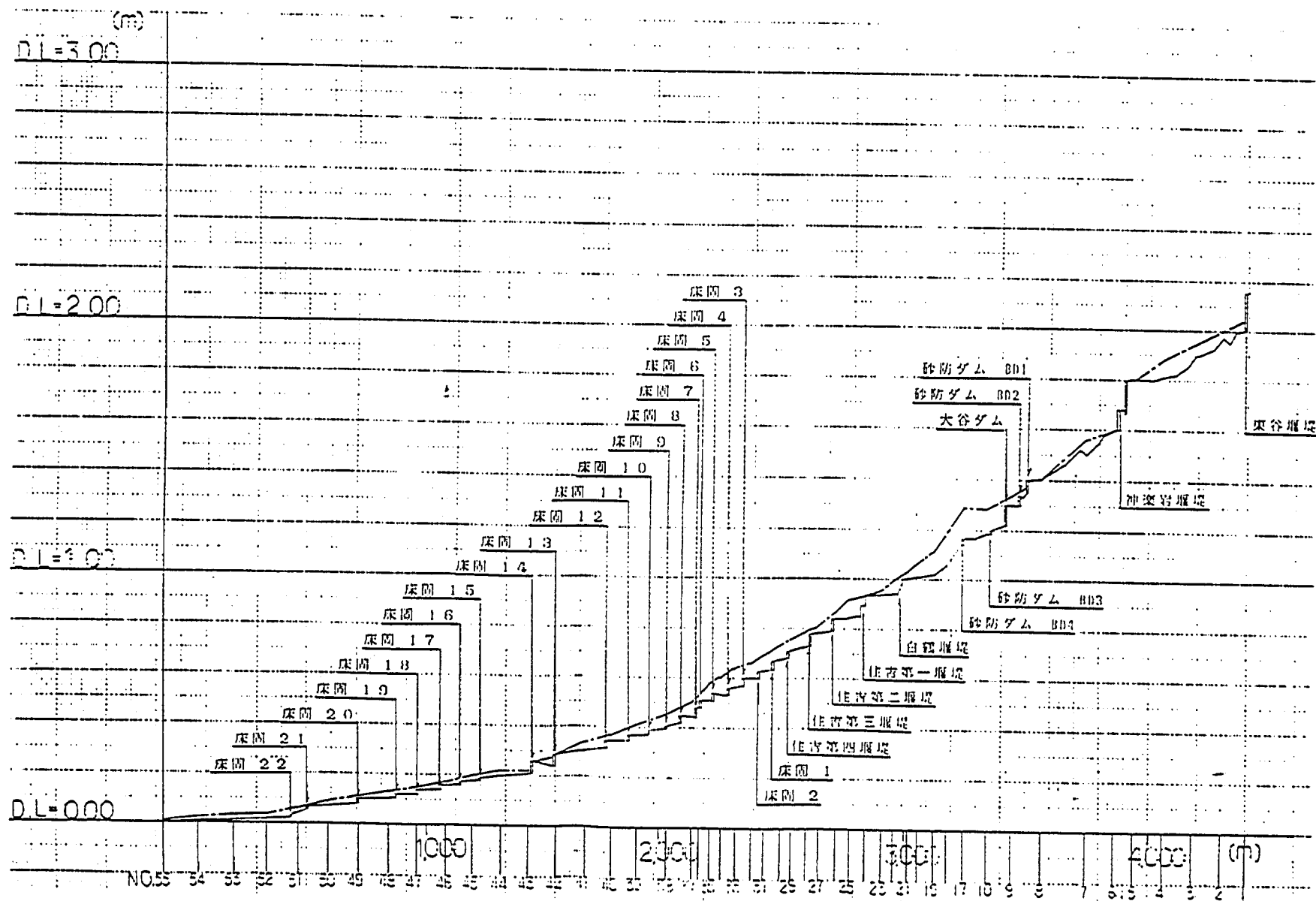


図 - 3.14 住吉川実験終了後縦断面図 (ケース 7)

1: S=1/20000
4: S=1/2500

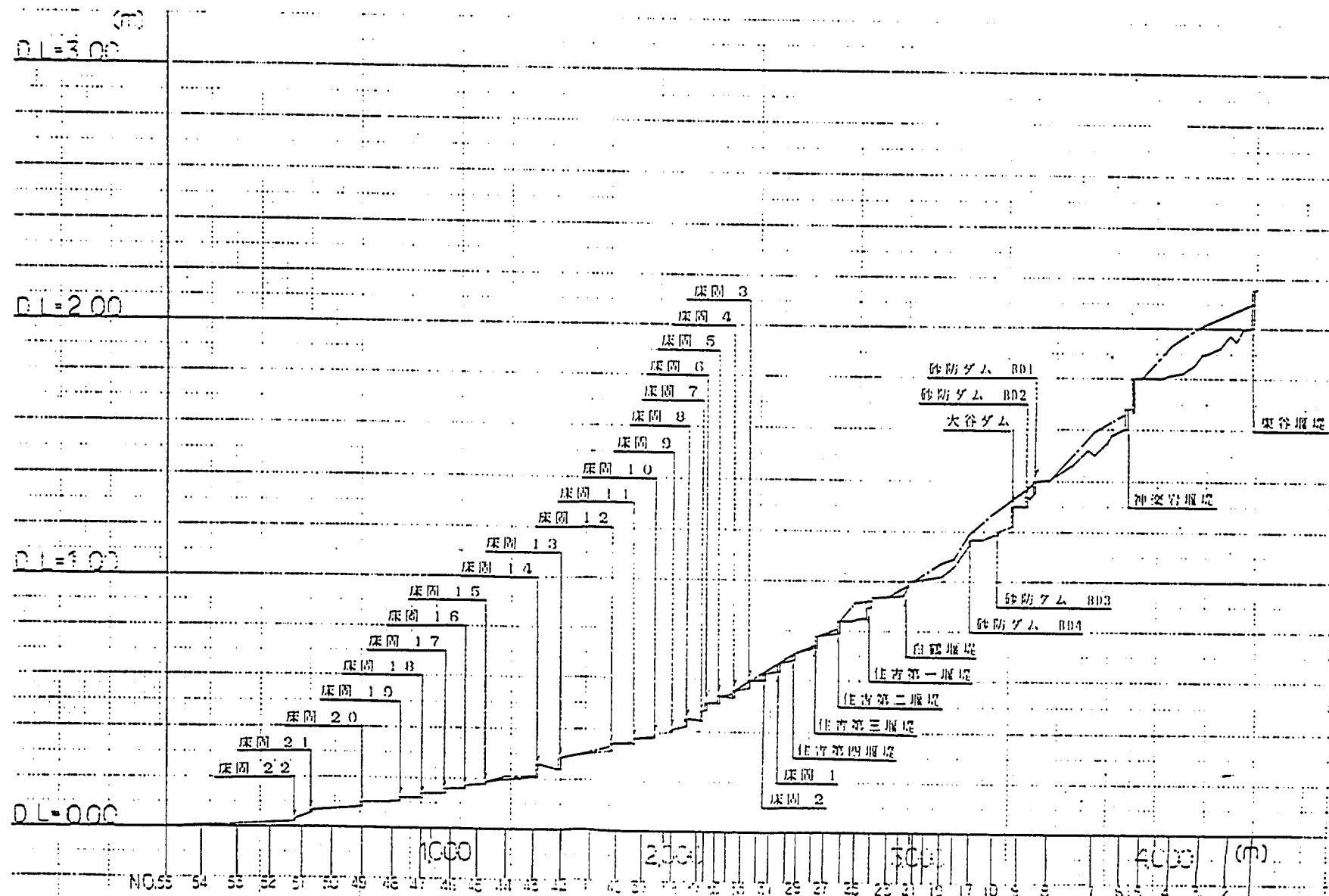


図-3.15 住吉川実験終了後縦断面 (ケース8)

V: S=1/20000
H: S=1/2000

住吉川土石流氾濫シミュレーション
および水理模型実験報告書(II)

I S S N 0386-5878
土木研究所資料第2441号
昭和62年 3 月 (1987)
建設省 土木研究所砂防研究室
矢澤 昭夫, 水山 高久
阿部 宗平, 下東 久巳

要旨 六甲山の住吉川における土石流氾濫危険区域と砂防施設
の効果を調べる目的で、土石流氾濫シミュレーションお
よびその改良と水理模型実験を行い、砂防施設の効果等につい
て検討した。

キーワード：住吉川, 土石流氾濫, シミュレーション, 水理模型実験

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室 御中

No. _____

土研資料 第2441号

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2441号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印