

I S S N 0386—5878

土木研究所資料 第2315号

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

昭和61年 3 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1986 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

砂防研究室 矢澤 昭夫
阿部 宗平
水山 高久
下東 久巳

要 旨

六甲山の住吉川において、土石流氾濫危険区域および今後の砂防施設計画についての基礎資料を得る目的で土石流氾濫シミュレーションと水理模型実験を行った。結果は、いずれの手法でも氾濫開始点に初期条件として土石流（土砂濃度の高い流れ）を与えると、谷の出口（氾濫開始点）で異常な土砂堆積が生じ、土砂の濃度を10%前後の条件とすると過去の氾濫状況とほぼ一致した。さらに、一次元の河床変動計算による砂防施設の効果を検討した結果、上流域の砂防ダム群による土砂流出抑制効果が顕著に現れた。

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

風化花崗岩地帯である六甲山系の東六甲山（932m）に源を発する住吉川では、昭和13年の災害以降砂防工事を実施してきた。ところが、下流域は都市化が著しく進み山間部まで家屋が拡がりつつある現状において、大規模な土石流が発生した場合甚大な災害が発生す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、土石流氾濫シミュレーションおよび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。

土石流氾濫シミュレーションおよび水理模型実験では、過去の土石流災害を再現することにより手法の妥当性を検討し、シミュレーションでは、砂防ダム、流路工がかなり整備された現況における土砂の氾濫範囲、堆積厚さの変化傾向も調べ、住吉川における土石流氾濫危険区域および砂防施設の効果について考察を行った。

昭和61年3月

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

目 次

は じ め に

1. 住吉川の概要	1
1.1 流域の概要	1
1.2 砂防施設の現状	2
2. 住吉川の災害	4
3. 住吉川土石流氾濫シミュレーション	9
3.1 土石流氾濫シミュレーションの目的	9
3.2 土石流氾濫シミュレーションモデル	9
3.3 昭和13年災害の再現計算	20
3.4 砂防施設の効果評価計算の目的	27
3.5 河床変動計算モデル（白鶴堰堤上流の計算）	27
3.6 現況の砂防施設に対する計算	37
3.7 土石流氾濫シミュレーションのまとめ	50
4. 住吉川土石流氾濫水理模型実験	51
4.1 水理模型実験の目的	51
4.2 模 型 概 要	51
4.3 実 験 条 件	54
4.4 実験結果と考察	58
4.5 土石流氾濫水理模型実験のまとめと今後の課題	97
5. 結 語	99
参 考 文 献	100

1. 住吉川の概要

1.1 流域の概要

住吉川は、図-1.1に示すように六甲山を水源とし大阪湾に注ぎ、白鶴堰堤より上流の流域面積は11.49㎢、流路延長7.75km、平均勾配約1/13の砂防河川である。

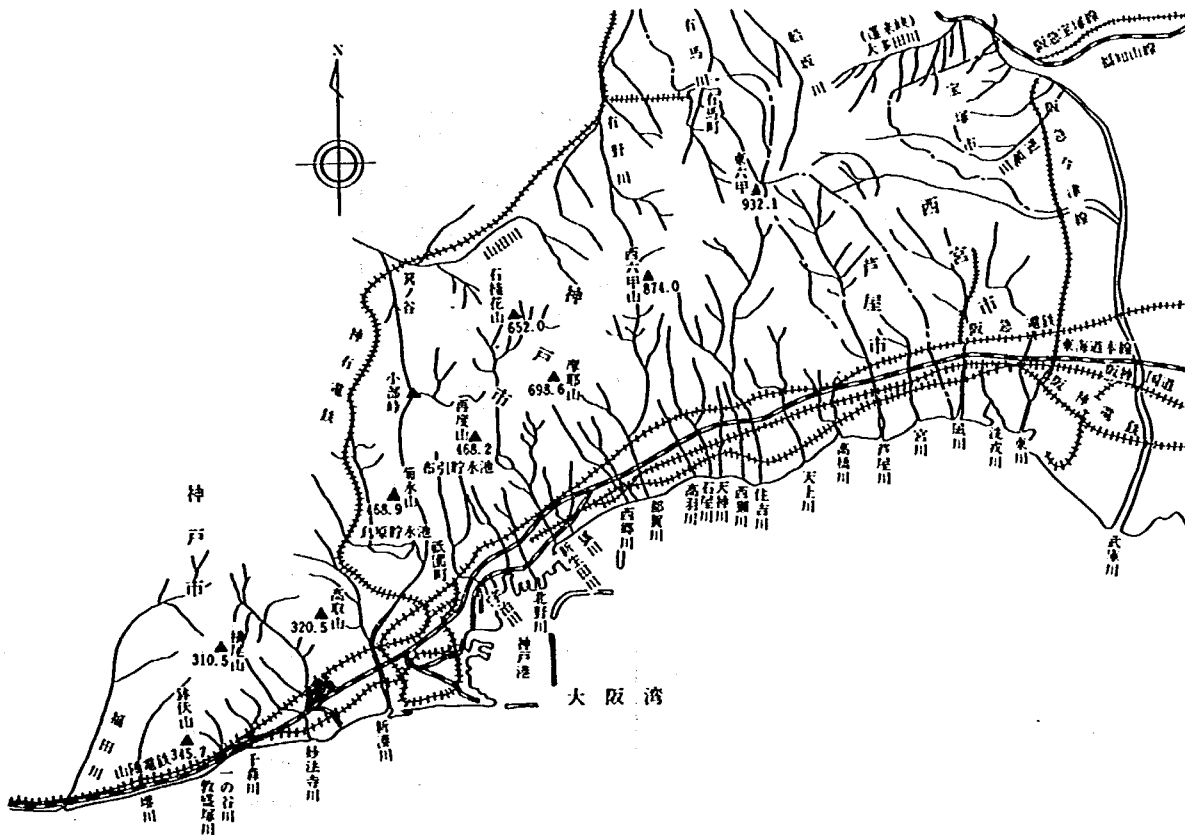


図-1.1 六甲山系平面図

六甲山は、そのほとんどが花崗岩で構成されており、この花崗岩を大別すると布引花崗閃緑岩と六甲花崗岩に区分される。布引花崗閃緑岩は「黒みかげ」と呼ばれ、美しいカスリ模様を呈し、六甲花崗岩に比して風化の進行が遅いと言われている。一方六甲花崗岩は「本みかげ」と呼ばれ、風化に対しては極めて弱い花崗岩である。

このように地質的に弱い風化花崗岩地帯に豪雨が発生した場合、上流域の崩壊により土石流が発生し下流域まで流下することが予想される。実際、昭和13年7月、昭和36年6月、昭和42年7月には土石流が流下し、下流域に多大な被害を与えてきた。

このような災害を経た現在、住吉川は数多くの砂防施設が施工されてはいるが、下流域の著しい都市化に対して十分な安全性が確保されているとは言い難いのが現状である。

1.2 砂防施設の現状

住吉川は昭和13年7月5日の豪雨により山腹の崩壊、土石流の流下により $1,729 \times 10^3 \text{ m}^3$ の土砂が流出し、下流域に多大な被害を与えた。このため昭和14年より直轄砂防事業として河川工事および砂防工事を施工することになり、S.36年災、S.42年災を経た今日、砂防事業も着々と進捗し施設の整備率も高まり、現在では砂防ダム37基、副ダム17基、流路工2.8kmが完成している。計画諸元は表-1.1、流路工諸元は表-1.2、流路工標準断面図は図-1.2のとおりである。砂防施設の一覧表を表-1.3に示した。

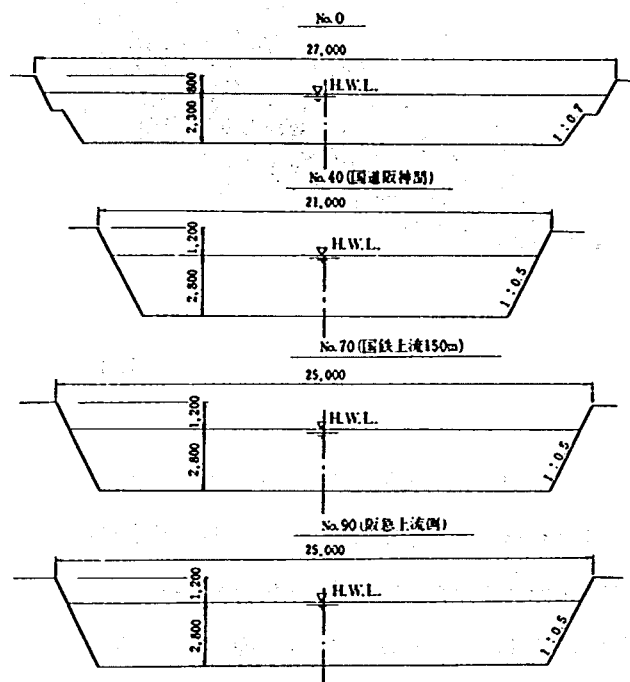
表-1.1 計画諸元

流域面積(A) [※]	11.49 km ²
計画雨量(r)	80 mm/hr
流出係数(f)	100 %
土砂混入率(α)	25 %
計画流量(Q)	320 m ³ /sec
下流流路工粗度係数(n)	0.020

※ Aは白鶴堰堤より上流

表-1.2 流路工諸元

区 間	河口部～国鉄	国鉄上流
粗度係数	0.020	
河道延長	1.5 km	1.4 km
水面勾配	1/100～1/60	1/60～1/20
河道幅	26～21	21～50 m
計画流量, 流速	Q=320 m ³ /sec, V=4.7 m/s	
H.W.L. + 1/2余裕高	Q=425 m ³ /sec, V=5.4 m/s	
護岸天端一杯	Q=545 m ³ /sec, V=6.1 m/s	



(単位: mm)

図-1.2 住吉川流路工標準断面

表-1.3 砂防設備一覽表堰堤工

河川名	番 号	堰 堤 名	高	長	築立々積	推 定 貯砂量	着工年月 竣工年月
			m	m	m ³	m ³	
住 <							

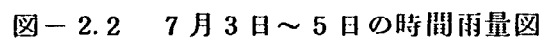
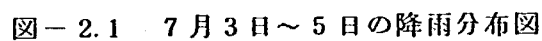
2. 住吉川の災害

住吉川は古来より幾多の災害に遭遇しているが、昭和14年以後は砂防工事の効果により浸水が主な災害因子となっている。その直轄砂防工事のきっかけとなった昭和13年の阪神大水害とは次のようなものであった。

(1) 気象状況

昭和13年6月下旬珍らしく台風本邦南方海上に迫り、南東及び東方海上を北東に通過し、此間関東地方及び東海道方面に顕著なる不連続線を生じて、関東、東海道に豪雨を降らし、為に所々に水害を起さしめ、東海道本線も数ヶ所不通となるに到った。此台風の後尾に於てシベリアより日本海をおおう高気圧と南方小笠原方面の高気圧との間に、九州から東海道沖迄本邦南海岸に沿って極めて著しき不連続線が生成せられ、而も小笠原高気圧の勢力の増大と共に此線も除々に北上し、7月3日には遂に瀬戸内海を通過し、7月3日午後6時頃より北東ないし東の風となり、雨は漸次その勢を増したが、4日午後5時頃よりやや衰え、夜に入って一時全く止んだが、同夜深更即ち5日午前1時風雨は西に転じ、雨は再び勢を盛返して5日午前8時より正午迄は毎時平均41.5mmの割合で降り各所の急斜面が崩壊し溪流は増水氾濫して未曾有の大水害となった。

既往にも豪雨の記録があつたが連続せる雨量としてはいづれも200～250mmに過ぎず又一昼夜の雨量も200mm内外であつた。此点から見れば4日夕刻に小止みとなれる迄の雨量は191.4mmであるから、従来の豪雨と比して同程度であつたが5日午前1時より午後1時23分迄の大豪雨が加わって遂に大災害を起したのである。降雨分布図、時間雨量図、時間雨量累計図は、それぞれ図-2.1、図-2.2、図-2.3のとおりであつた。



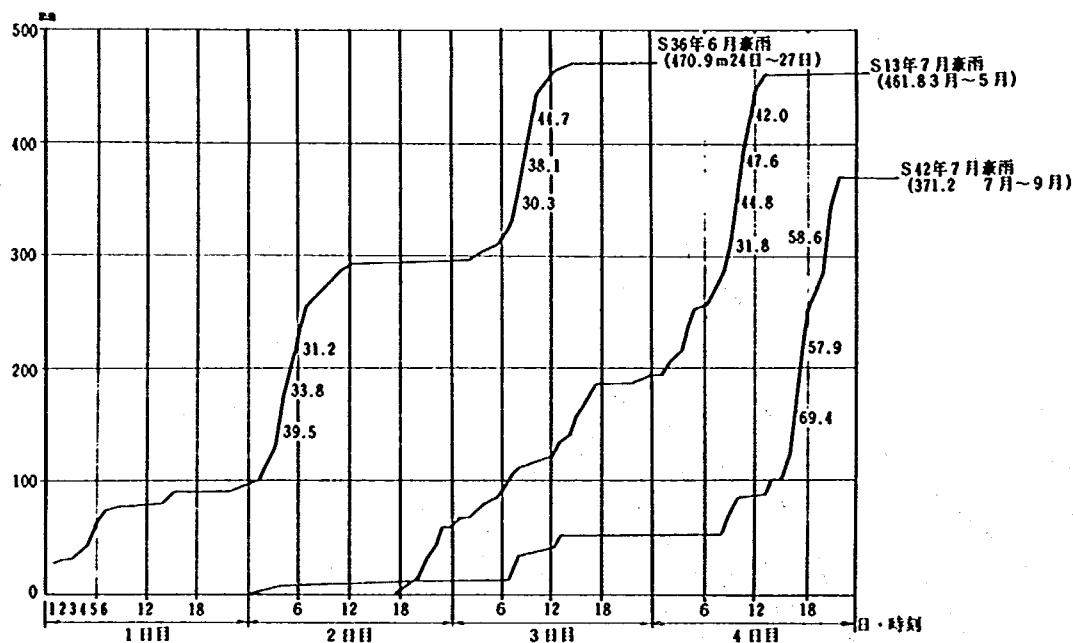


図-2.3 昭和13年, 36年, 42年豪雨の時間雨量累計図

(2) 被害状況

六甲山系を中心とする神戸市および阪神間の各市町村並びに裏六甲, 有馬町附近は最も被害甚大にして各河川いずれも土石流を伴って大氾濫を起こし, ことに六甲山系の崩壊甚だしくいわゆる山津波を伴って岩石, 流木土砂礫の流出おびただしく, 道路, 街区, 耕地を埋没した。とりわけ住吉川, 芦屋川の土石はとくにおびただしく, 道路, 橋梁の埋没, 流失などが続出し阪神国道, 鉄道並びに軌道はいずれも全く交通がと絶した。その主な内容は表-2.1のとおりである。

表-2.1 昭和13年災害の記録

年 号	西 暦	記 事
昭和13年7月 3~5日	1938	3日49.6mm, 4日141.8mm, 5日270.4mm(日界22時) 計461.8mm, 1時間最大60.8mm(5日), 住家流失1,410戸, 埋没854戸, 倒壊2,213戸, 半壊6,440戸, 床上22,940戸, 床下56,712戸, 死者616名, 堤防決壊11, 道路決壊69, 橋梁流出52。

住吉川の災害状況は, 戦前の災害でもあり, 詳細な情報を得ることは難しい。既往資料¹⁾により当時の災害状況を整理すると次のようになる。

- 1) 白鶴堰堤下流の最初の蛇行地点右岸側にある野村邸近辺の河底には, 10m近くの土砂堆積が生じた。
- 2) 野村邸直下流が住吉川の氾濫地点である。

3) 阪急線路に立つて四方を眺めると土砂の堆積が著しく線路の位置がわからない程である。
線路上に堆積する土砂は3 m程度と思われる。

4) 菖流の西方約100 m程は岩石または小石が堆積し更に西方は土砂が2 m程度堆積している。それより下流では元の住吉川は土砂で埋まり、阪急鉄道より下流は決壊したため本流の水流はなかった。

5) 阪急鉄道において氾濫した水は、東西に分れて、一方は住吉村観音林より反高林吉田にわたり甚大なる被害を与え土砂の堆積は観音林にて平均1.5 mに及んだ。また、他方は、久原邸の一角をかすめて奔流し一時東海道線に支えられたが漸次土砂の堆積とともに、これを越し国道面に広がり、魚崎町横屋、上井、宮本に浸水し、漸次土砂を堆積させた。この場所の土砂の堆積は甚しく鴨居にまで達する。しかし、この土砂は、2次浸食により流送、堆積したようで、7月5日時は、比較的低濃度の水流が流れてきたものと予想されている。

6) 住吉川における流出土砂量は、空隙率込みで1,729,000 m³（兵庫県立工業学校調査）とされているが、氾濫域に堆積した土砂がどのような状態であったかという詳細な資料はない。

以上の災害状況をまとめたのが図-2.4である。

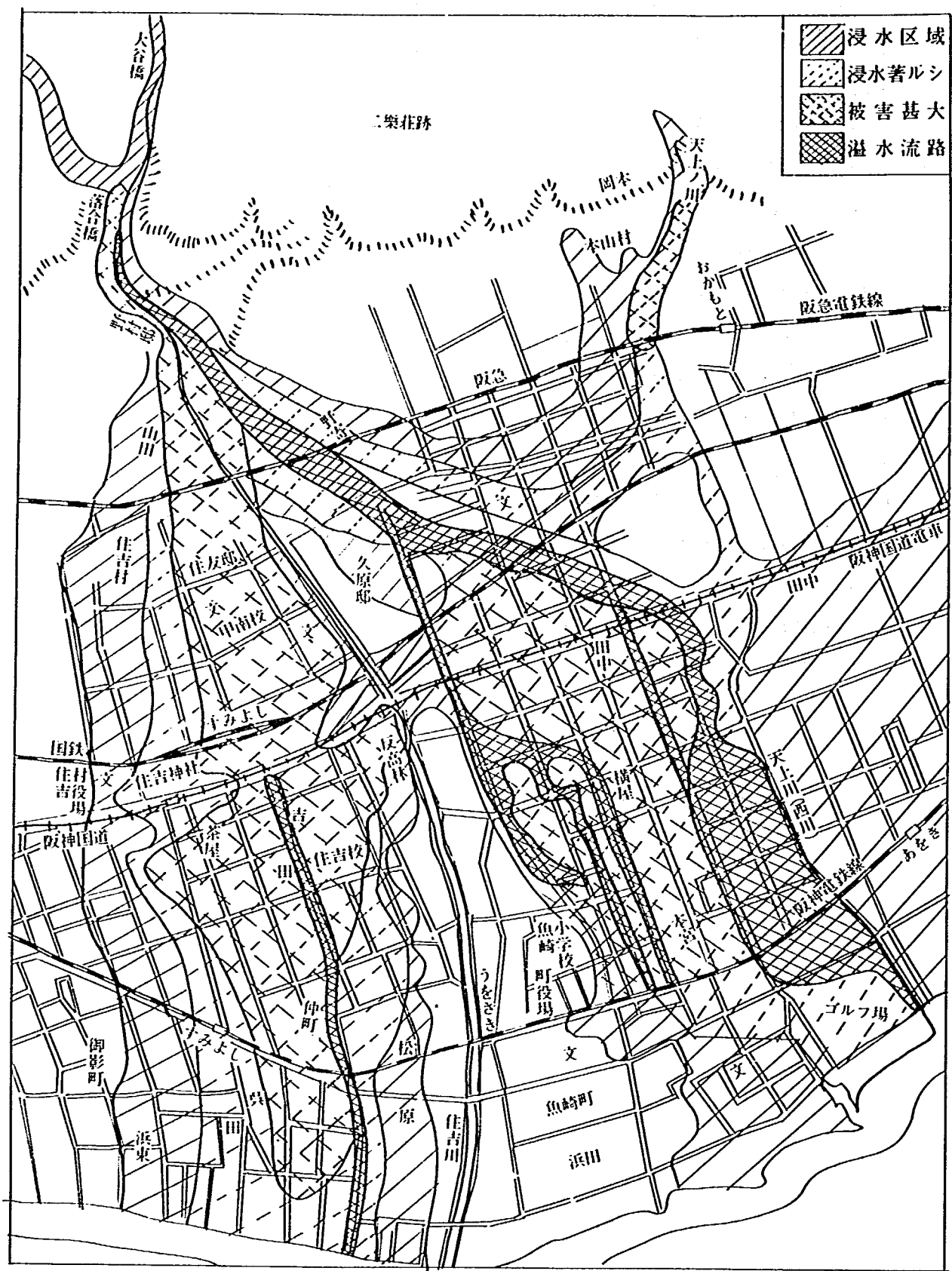


図-2.4 昭和13年災害の住吉川流域水害図¹⁾

3. 住吉川土石流氾濫シミュレーション

3.1 土石流氾濫シミュレーションの目的

兵庫県神戸市東灘区に位置する住吉川下流域は、風化の進んだ花崗岩地帯である六甲山系より流出する土砂の災害に過去幾度が見舞われているが昭和13年災以来、直轄砂防工事が強力に進められ、昭和42年の災害では、昭和13年に生じた大規模な土石流による被害はほとんどみられなかった。しかし、山麓部の急傾斜地からのかけくずれ、小溪流からの土石流が頻発し、その被害は多大であった。それ以降も山麓部の開発行為は盛んであり、今後も豪雨時には同様な形態の災害発生は十分予想される。これらの災害に砂防ダム、山腹工等のハードな対策のみで対処するには、多くの経費と時間を必要とする。したがって、土砂害についての適確な情報が住民各自に与えられ、災害時にすみやかにかつ安全に危険地域の住民を避難させるソフトな対策が重要となる。その時に必要となる情報は以下のようなものが考えられる。

- 1) ある規模の土石流に対して、危険となる区域はどの範囲か。安全な区域はどこか。
- 2) 土石流がある地点に達する時間はどの程度で、そこから安全な区域に避難するにはどのような経路をとるのが最も得策であるか。

これらの情報については、土石流の発生、流動および氾濫堆積の水理学的知見を増大させることが必要不可欠である。

土石流氾濫シミュレーションでは、上記の情報に対する1つの資料を与えることを目的として、土木研究所で開発した2次元土石流氾濫シミュレーションモデル²⁾によって、住吉川の昭和13年災害の再現計算と、現況の砂防施設の効果を調べる計算を行うものである。

3.2 土石流氾濫シミュレーションモデル

3.2.1 基礎方程式

2次元の氾濫水の基礎方程式を土石流に適用すると以下のとおりである。³⁾

① x方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \rho \frac{\partial (M \cdot u)}{\partial x} + \rho \frac{\partial (M \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{r} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

② y方向の運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \rho \frac{\partial (N \cdot u)}{\partial x} + \rho \frac{\partial (N \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{r} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

③ 水の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t} ((1 - C_d) \cdot h) + (1 - C_s) \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

④ 砂礫の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}(Cd \cdot h) + C_x \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここで,

h : 土石流の流動深

M : x 方向運動量フラックス $M = u \cdot h$

N : y 方向運動量フラックス $N = v \cdot h$

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

C_x : 堆積層の砂礫の容積濃度

q_x : x 方向の水流のみの単位幅当りの流量

q_y : y 方向の砂礫のみの単位幅当りの流量

q_{Bx} : x 方向の砂礫のみの単位幅当りの流砂量

q_{By} : y 方向の砂礫のみの単位幅当りの流砂量

である。式 (3.1), (3.2) の摩擦項 F_x , F_y はクーロン摩擦項に流体運動による摩擦項を付加して

$$F_x = (\sigma - n\rho) \cdot h \cdot g \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_x \cdot \tan \alpha + k \cdot \frac{D}{d} \cdot u^2 \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

$$F_y = (\sigma - n\rho) \cdot h \cdot g \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_y \cdot \tan \alpha + k \cdot \frac{D}{d} \cdot v^2 \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

とする。ここに,

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_{dn} : 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義

である。

3.2.2 基礎方程式の差分化

以上の方程式は、このままでは直接的に解くことができないので汎濫域を格子状すなわちメッシュでおおい、そのメッシュ間についてこれらの方程式を差分化した以下のような関係式が成立するものと仮定して近似計算を行う。

差分化するに際して、差分格子および諸量を図-3.1のように定義し、式(3.1)～(3.4)を陽型式のリーブ・フロッグ法によって差分化すると以下のとおりである。

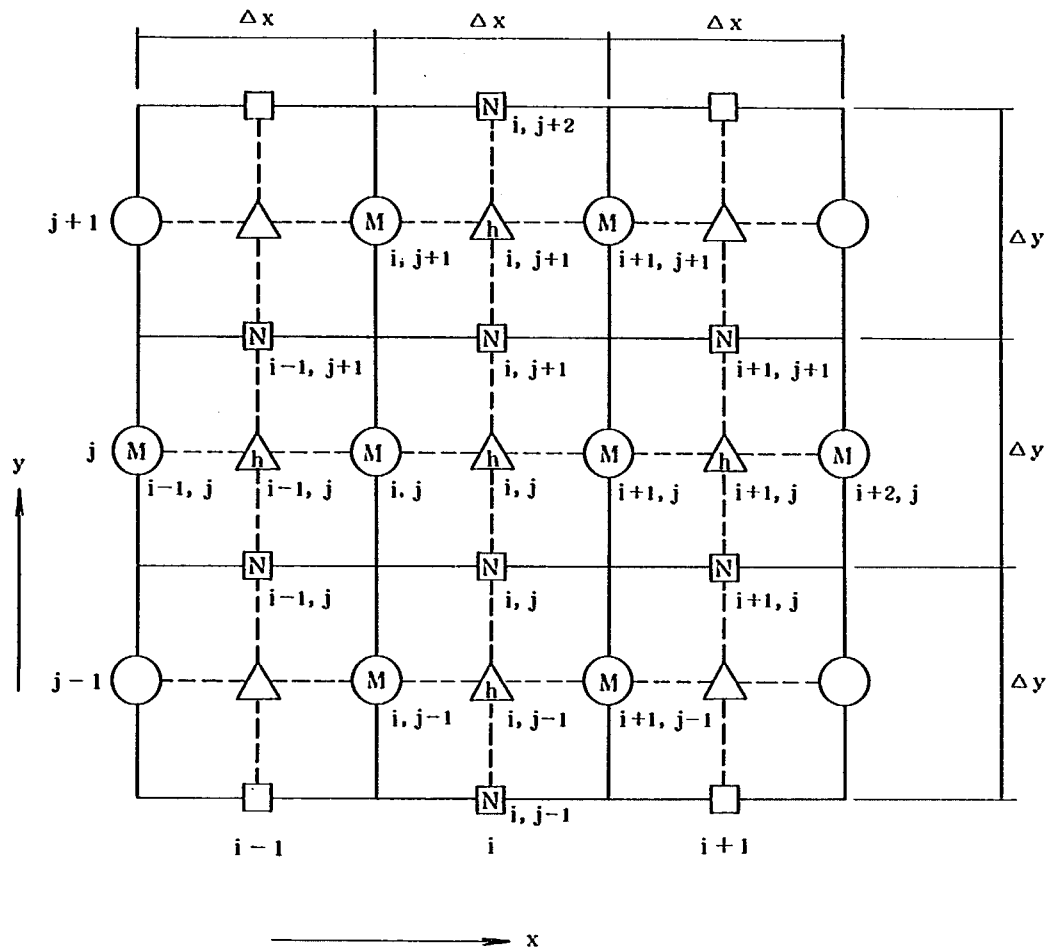


図-3.1 計算格子と諸量の定義

$M : M = q_x + q_{Bx}$ x 方向の流量

$N : N = q_y + q_{By}$ y 方向の流量

$h : \text{流動深}$

① (x 方向の運動方程式)

$$\frac{M_{i,j}^{n+2} - M_{i,j}^n}{2 \cdot \Delta t}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\beta}{\Delta x} \left[\frac{2}{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i+1,j}^{n+1})} \cdot \left(\frac{M_{i+1,j}^n + M_{i,j}^n}{2} \right)^2 \right. \\
& \quad \left. - \frac{2}{(h_{i-1,j}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1})} \cdot \left(\frac{M_{i,j}^n + M_{i-1,j}^n}{2} \right)^2 \right] \\
& + \frac{\beta}{\Delta y} \left[\frac{(M_{i,j}^n + M_{i,j+1}^n) \cdot (N_{i,j}^n + N_{i-1,j+1}^n)}{h_{i-1,j}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j+1}^{n+1} + h_{i-1,j+1}^{n+1}} \right. \\
& \quad \left. - \frac{(M_{i,j}^n + M_{i,j-1}^n) \cdot (N_{i,j}^n + N_{i-1,j}^n)}{h_{i-1,j-1}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}} \right] \\
& = -g \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1})}{2} \cdot \frac{(H_{i,j}^{n+1} - H_{i-1,j}^{n+1})}{\Delta x} \\
& \quad - (\sigma - n\rho) \cdot \left(\frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}}{2} \right) \cdot g \cdot C dx_{i,j} \cdot \cos \theta_x \cdot \tan \alpha \\
& \quad - k \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \cdot \bar{u}_{i,j} \cdot \sqrt{u_{mi,j}^2 + v_{mi,j}^2} \quad \dots\dots\dots (3.7)
\end{aligned}$$

と置く,

$$\begin{aligned}
H_{i,j}^{n+1} &= h_{i,j}^{n+1} + Z_{i,j}^{n+1} \\
\cos \theta_x &= \Delta x / \sqrt{\Delta x^2 + (z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1})^2} \\
\bar{u}_{i,j} &= (M_{i,j}^{n+2} + M_{i,j}^n) / (h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) \\
u_{mi,j} &= 4 \cdot M_{i,j}^n / (h_{i,j}^{n-1} + h_{i-1,j}^{n-1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) \\
v_{mi,j} &= 0.0
\end{aligned}$$

② (y 方向の運動方程式)

$$\begin{aligned}
& \frac{N_{i,j}^{n+2} - N_{i,j}^n}{2 \cdot \Delta t} \\
& + \frac{\beta}{\Delta x} \left[\frac{(M_{i+1,j}^n + M_{i+1,j+1}^n) \cdot (N_{i,j}^n + N_{i+1,j}^n)}{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1} + h_{i+1,j-1}^{n+1} + h_{i+1,j}^{n+1}} \right. \\
& \quad \left. - \frac{(M_{i,j}^n + M_{i,j-1}^n) \cdot (N_{i-1,i}^n + N_{i,j}^n)}{h_{i+1,j}^{n+1} + h_{i-1,j-1}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1}} \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\beta}{\Delta y} \left\{ \frac{1}{h_{i,j}^{n+1}} \cdot \left(\frac{N_{i,j}^n + N_{i,j+1}^n}{2} \right)^2 \right. \\
& \quad \left. - \frac{1}{h_{i,j-1}^{n+1}} \cdot \left(\frac{N_{i,j-1}^n + N_{i,j}^n}{2} \right)^2 \right\} \\
& = -g \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})}{2} \cdot \frac{(H_{i,j}^{n+1} - H_{i,j-1}^{n+1})}{\Delta y} \\
& \quad - (\sigma - n\rho) \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})}{2} \cdot g \cdot C_{d_{yi,j}} \cdot \cos \theta_y \cdot \tan \alpha \\
& \quad - k \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \cdot \bar{v}_{i,j} \cdot \sqrt{u_{ni,j}^2 + v_{ni,j}^2} \quad \dots\dots\dots (3.8)
\end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned}
\cos \theta_x &= \Delta x / \sqrt{\Delta x^2 + (z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1})^2} \\
\bar{v}_{i,j} &= (N_{i,j}^{n+2} + N_{i,j}^n) / (h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}) \\
u_{ni,j} &= 0.0 \\
v_{ni,j} &= 4 \cdot N_{i,j}^n / (h_{i,j}^{n-1} + h_{i,j-1}^{n-1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})
\end{aligned}$$

なお、 C_{dx} 、 C_{dy} については後述。

③ (水の連続式)

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot \{ (1 - C_{d_{i,j}}^{n+1}) \cdot h_{i,j}^{n+3} - (1 - C_{d_{i,j}}^{n-1}) \cdot h_{i,j}^{n+1} \} \\
& + (1 - C_x) \cdot \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot (z_{i,j}^{n+3} - z_{i,j}^{n+1}) \\
& + \frac{1}{\Delta x} \{ M_{i+1,j}^{n+2} \cdot (1 - C_{M_{i+1,j}}^{n+1}) - M_{i,j}^{n+2} \cdot (1 - C_{M_{i,j}}^{n+1}) \} \\
& + \frac{1}{\Delta y} \{ N_{i,j+1}^{n+2} \cdot (1 - C_{N_{i,j+1}}^{n+1}) - N_{i,j}^{n+2} \cdot (1 - C_{N_{i,j}}^{n+1}) \} \\
& = 0 \quad \dots\dots\dots (3.9)
\end{aligned}$$

④ (砂礫の連続式)

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \{ C d_{i,j}^{n+1} \cdot h_{i,j}^{n+3} - C d_{i,j}^{n-1} \cdot h_{i,j}^{n+1} \} \\
 & + C_* \cdot \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot (z_{i,j}^{n+3} - z_{i,j}^{n+1}) \\
 & + \frac{1}{\Delta x} \{ M_{i+1,j}^{n+2} \cdot C_{M,i+1,j}^{n+1} - M_{i,j}^{n+2} \cdot C_{M,i,j}^{n+1} \} \\
 & + \frac{1}{\Delta y} \{ N_{i,j+1}^{n+2} \cdot C_{N,i,j+1}^{n+1} - N_{i,j}^{n+2} \cdot C_{N,i,j}^{n+1} \} \\
 & = 0 \quad \dots\dots\dots (3.10)
 \end{aligned}$$

ここで、 C_M 、 C_N はそれぞれ x 、 y 方向へ移動する土石流の土砂濃度である。

3.2.3 各計算メッシュの流入・流出土石流濃度の計算

各メッシュの流入・流出土砂濃度は、図-3.2の記号を用いて、次の様に算出する。

メッシュ(i, j)に流入する x 方向の土砂濃度 $C_{M,i,j}$ は、メッシュ($i-1, j$)とメッシュ(i, j)の地盤高差をメッシュ間の距離 Δx で除し、地盤勾配 $S_{xi,j}$ を求め高橋の土石流の式、水山の土砂流の式により計算する。

$$S_{xi,j} = \left| \frac{z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1}}{\Delta x} \right| \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

但し、 $M_{i,j}$ の符号と $(z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1})$ のそれが逆、すなわち、

$$M_{i,j} \cdot (z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1}) < 0 \text{ のとき } C_{M,i,j} = 0$$

とする。

以上、 $C_{M,i+1,j}$ 、 $C_{N,i,j}$ 、 $C_{N,i,j+1}$ についても同様である。

また、メッシュから流出する土砂量の合計 V_{Bout}^{n+2} がそのメッシュに存在する土砂量

$$\underline{V_B^{n+1} = (z_{i,j}^{n+1} - z_{ei,j}) \cdot C_* + h_{i,j}^{n+1} \cdot C d_{i,j}^{n-1}} \quad \text{よりも大きくなった場合、次のように}$$

土砂濃度を補正する。

ここに、 $z_{ei,j}$ ：非浸食河床高である。

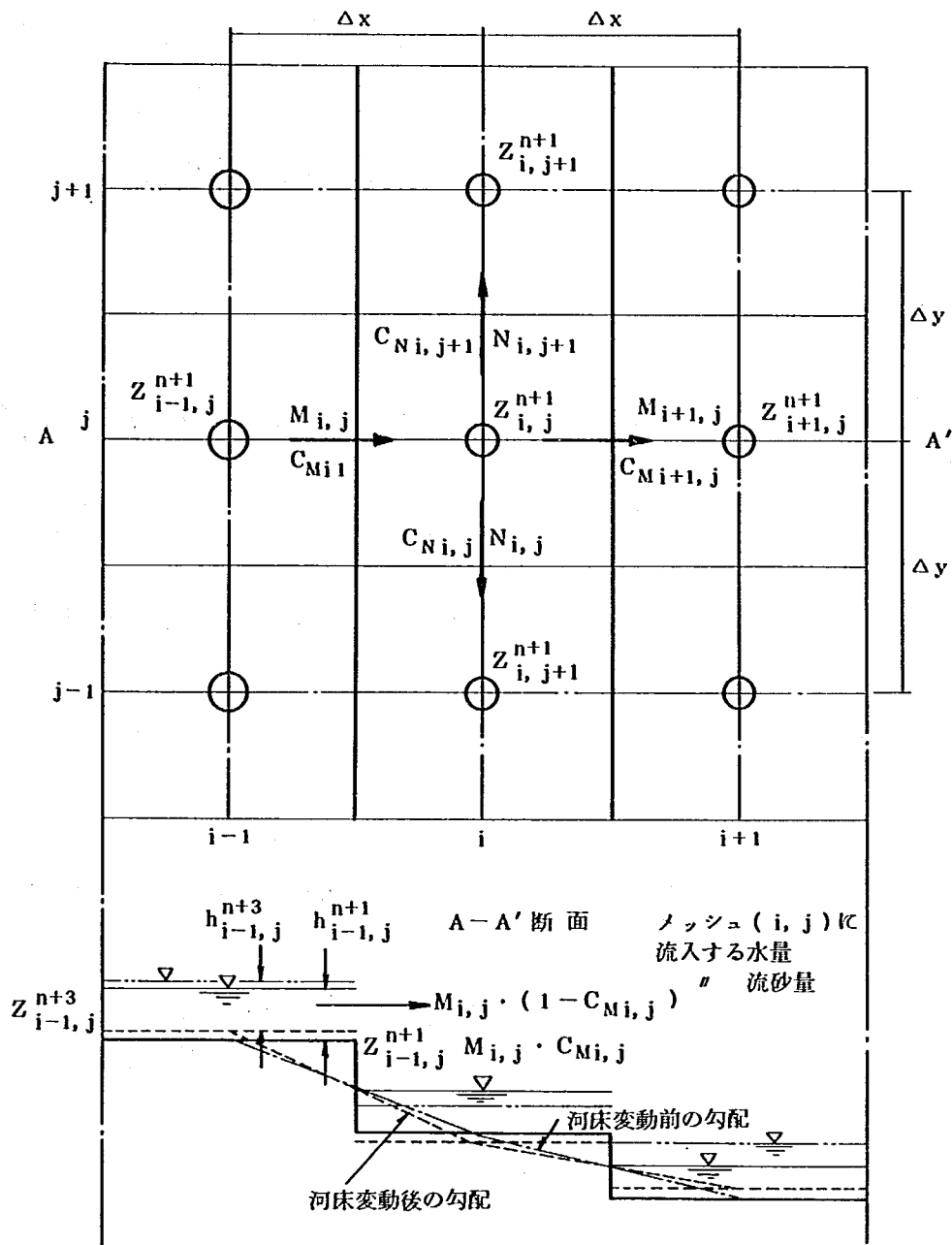


図-3.2 土砂濃度算出の際に用いる記号

$$\left. \begin{aligned} M_{i,j}^{n+2} < 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Mi,j} &= C_{Mi,j} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \\ M_{i+1,j}^{n+2} > 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Mi+1,j} &= C_{Mi+1,j} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \\ N_{i,j}^{n+2} < 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Ni,j} &= C_{Ni,j} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \\ N_{i,j+1}^{n+2} > 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Ni,j+1} &= C_{Ni,j+1} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

3.2.4 メッシュ内の土砂濃度の算出法

メッシュ内の土砂濃度は次式により算出する。

$$\begin{aligned} Cd_{i,j}^{n+1} = & [\{ |M_{i,j}^{n+2}| \cdot C_{Mi,j} / \Delta x + |M_{i+1,j}^{n+2}| \cdot C_{Mi+1,j} / \Delta x + |N_{i,j}^{n+2}| \\ & \cdot C_{Ni,j} / \Delta y + |N_{i,j+1}^{n+2}| \cdot C_{Ni,j+1} / \Delta y \} \cdot 2 \cdot \Delta t + h_{i,j}^{n+1} \cdot Cd_{i,j}^{n-1}] \\ & / [\{ |M_{i,j}^{n+2}| / \Delta x + |M_{i+1,j}^{n+2}| / \Delta x + |N_{i,j}^{n+2}| / \Delta y + |N_{i,j+1}^{n+2}| / \Delta y \} \\ & \cdot 2 \cdot \Delta t + h_{i,j}^{n+1}] \quad \dots\dots\dots (3.13) \end{aligned}$$

|| 記号は絶対値を示す。つまり、メッシュ内の土砂濃度は、メッシュに流出入する土石流と既にメッシュに存在する土石流の平均値として求める。これについては、理論的根拠はなく試算の結果決定したものである。

また、 $Cd_{i,j}^{n+2}$ が高濃度でありすぎるために式(3.17)によって計算される河床高が非浸食高 $Z_{ei,j}$ よりも低くなることもある。この場合、次式により $Cd_{i,j}^{n+2}$ を計算し直す。

$$\begin{aligned} Cd_{i,j}^{n+1} = & [\frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot (M_{i,j} \cdot C_{Mi,j} - M_{i+1,j} \cdot C_{Mi+1,j}) \\ & + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot (N_{i,j} \cdot C_{Ni,j} - N_{i,j+1} \cdot C_{Ni,j+1}) \\ & + h_{i,j}^{n+1} \cdot Cd_{i,j}^{n-1} + (Z_{i,j}^{n+1} - Z_{ei,j}) \cdot C_x] \\ & / [\frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot (M_{i,j} - M_{i+1,j}) + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot (N_{i,j} - N_{i,j+1}) \\ & + h_{i,j}^{n+1} + (Z_{i,j}^{n+1} - Z_{ei,j})] \quad \dots\dots\dots (3.14) \end{aligned}$$

式(3.7)及び式(3.8)におけるクーロンの摩擦力項の $Cd_{xi,j}$ 及び $Cd_{yi,j}$ は次の様に求める。

$$C'_{d_{xi,j}} = \frac{1}{2} \cdot (C_{di,j}^{n-1} + C_{di-1,j}^{n-1})$$

$$C'_{d_{yi,j}} = \frac{1}{2} \cdot (C_{di,j}^{n-1} + C_{di,j-1}^{n-1}) \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

さらに、 $n\rho$ の増加を考慮して次式より補正する。

$$C_{d_{xi,j}} = \frac{C'_{d_{xi,j}} \cdot (\sigma - \rho) + \rho - n\rho}{(\sigma - n\rho)} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

$C_{d_{yi,j}}$ も同様にして求める。

3.2.5 新河床高の計算式

式(3.9)に $C_{di,j}^{n+1}$ を乗じ、式(3.10)に $(1 - C_{di,j}^{n+1})$ を乗じて両者を整理すると、ある任意の時間から $2 \cdot \Delta t$ 時間後の河床高 $Z_{i,j}^{n+3}$ は、

$$\begin{aligned} Z_{i,j}^{n+3} = & Z_{i,j}^{n+1} + [h_{i,j}^{n+1} \cdot (C_{di,j}^{n-1} - C_{di,j}^{n+1}) \\ & + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot \{ M_{i,j} \cdot (C_{Mi,j}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) - M_{i+1,j} \cdot (C_{Mi+1,j}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) \} \\ & + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot \{ N_{i,j} \cdot (C_{Ni,j}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) - N_{i,j+1} \cdot (C_{Ni,j+1}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) \}] \\ & / (C_* - C_{di,j}^{n+1}) \quad \dots\dots\dots (3.17) \end{aligned}$$

と表される。

3.2.6 新流動深の計算式

新しい流動深 $h_{i,j}^{n+3}$ は、式(3.9)× C_* から式(3.10)× $(1 - C_*)$ を減じ整理して次式で求められる。

$$\begin{aligned} h_{i,j}^{n+3} = & [h_{i,j}^{n+1} \cdot (C_* - C_{di,j}^{n-1}) \\ & + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot \{ M_{i,j} \cdot (C_* - C_{Mi,j}^{n+1}) - M_{i+1,j} \cdot (C_* - C_{Mi+1,j}^{n+1}) \} \\ & + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot \{ N_{i,j} \cdot (C_* - C_{Ni,j}^{n+1}) - N_{i,j+1} \cdot (C_* - C_{Ni,j+1}^{n+1}) \}] \\ & / (C_* - C_{di,j}^{n+1}) \quad \dots\dots\dots (3.18) \end{aligned}$$

3.2.7 土石流(氾濫水)の先端部の考え方

土石流(氾濫水)先端部の到達地点は、式(3.18)から計算された水深が水深 ϵ より小さければ、そのメッシュから流出する流量を0とすることによって与える。ここでは、

$\epsilon = 0.001 \text{ (m)}$ とした。

すなわち, $h_{i,j}^{n+3} < \epsilon$ であつ

$$\left. \begin{array}{ll} M_{i,j} < 0 & \text{ならば } M_{i,j} = 0 \\ M_{i+1,j} > 0 & \text{" } M_{i+1,j} = 0 \\ N_{i,j} < 0 & \text{" } N_{i,j} = 0 \\ N_{i,i+1} > 0 & \text{" } N_{i,j+1} = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.19)$$

とする。

3.2.8 計算の流れ

以上の計算の流れを図-3.3 に示す。

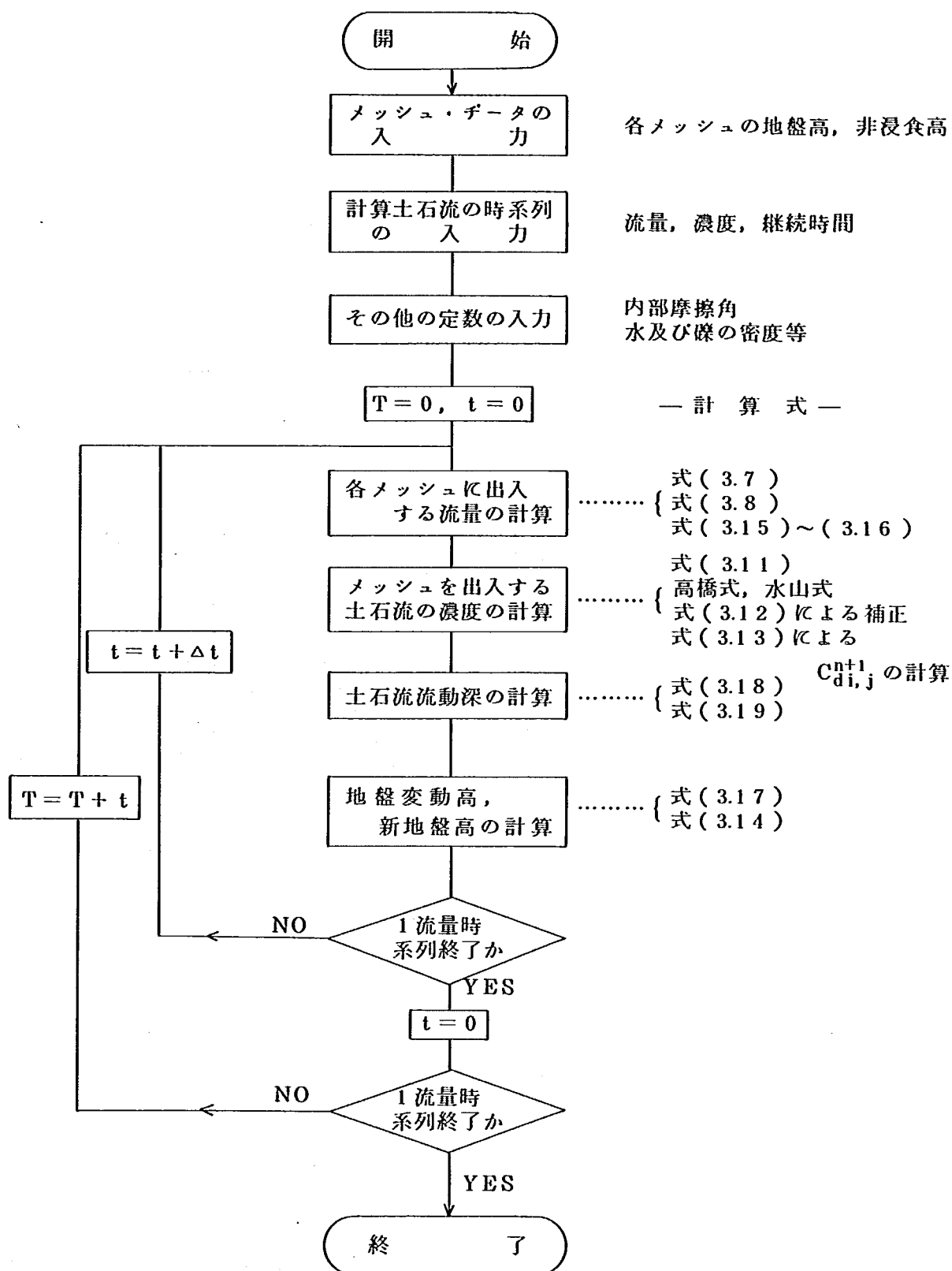


図- 3.3 計 算 手 順

3.3 昭和13年災害の再現計算

3.3.1 計算条件と計算ケース

① 土砂濃度の算定式

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。

$$S_c = \frac{C_x \cdot (\sigma - \rho)}{C_x \cdot (\sigma - \rho) + (1.0 + K^{-1}) \cdot \rho} \dots\dots (K \approx 1.0) \dots\dots\dots (3.20)$$

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～勾配曲線を作成する。

この曲線による土砂濃度を規準として、勾配を与え濃度を計算する。さらに、土砂濃度の非平衡性等を考慮した従来のモデル²⁾を参考に基準曲線から算出する土砂濃度を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、 $0.81 \times C_x$ (C_x は堆積土砂濃度)とした。計算に使用した濃度曲線を図-3.4に示す。

(計算条件)

$$\rho = 1.0$$

$$\sigma = 26.5$$

$$\tan \theta = \tan 30 = 0.5773$$

$$C_x = 0.65$$

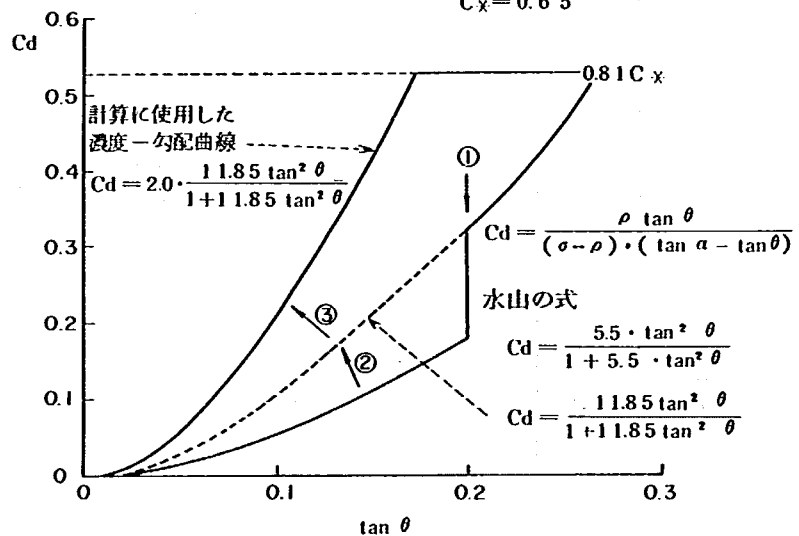


図-3.4 濃度と地盤勾配

(なお、○内の数字は計算手順)

② 地盤条件

土石流氾濫シミュレーションの計算は、氾濫地点が野村郎(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う。

氾濫域は、京都大学の小橋助教授、大阪市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。

すなわち、流路の両側のメッシュは、1 m～2 m 流路のメッシュよりも地盤高を高くした。

③ 土砂供給パターンと計算ケース

昭和13年の土砂災害時において、どのように土砂が氾濫域に供給されたか、ピーク流量はいかほどであったかは、詳細な資料がないので設定することができない。

逆に、それらを、氾濫シミュレーションによって推定することが本章の再現計算の目的となり、水及び土砂の供給条件を変化させた計算ケースを設定することとなる。

本計算では、図-3.5に示した土砂供給条件で計算を行った。

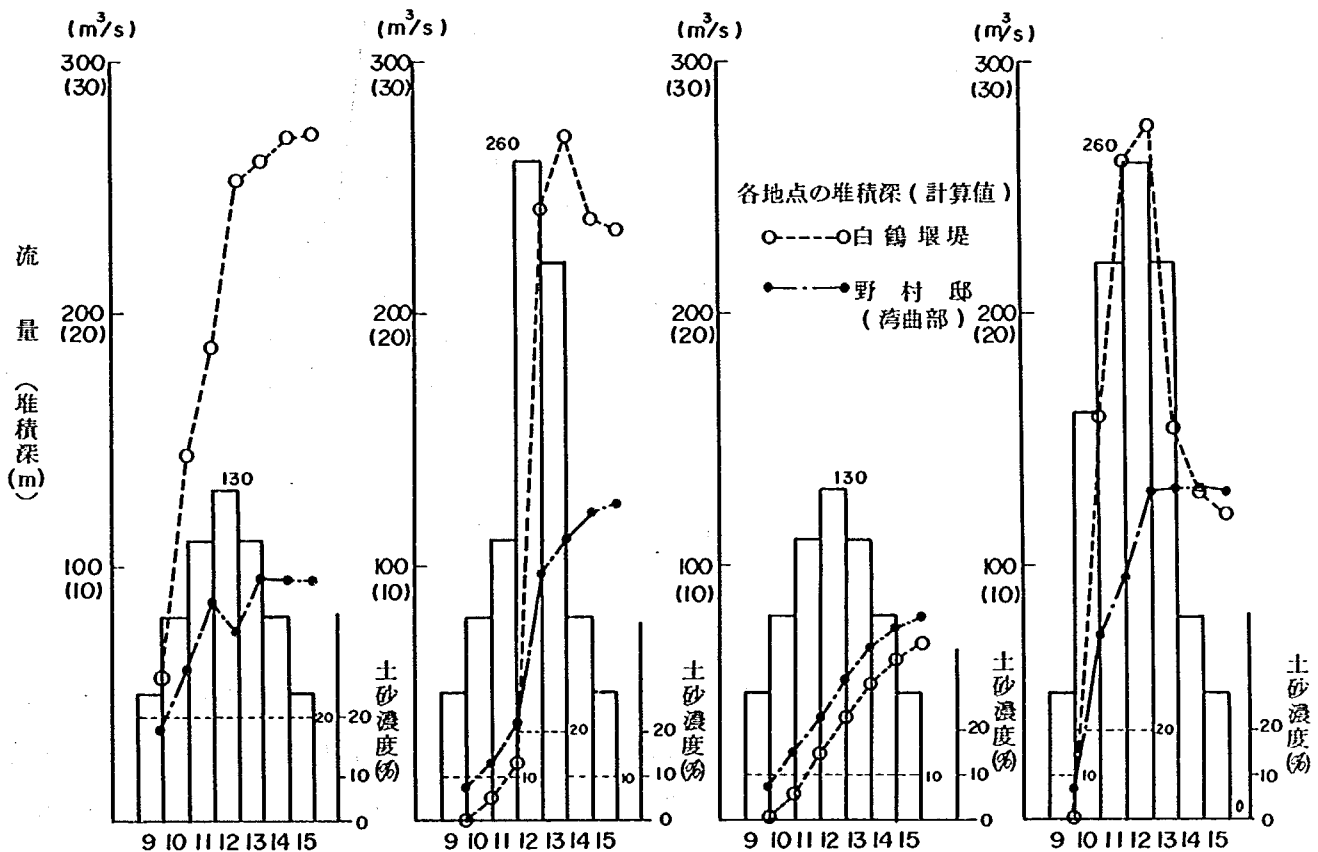


図-3.5 計算条件と計算結果

- 1) CASE-1 ……図-3.6に示した昭和13年7月5日の午前9時～15時のハイドログラフでもって、氾濫域に約100万m³の土砂を供給するもので、土砂濃度は一定の20%とした。
- 2) CASE-2 ……ハイドロのピーク時に土砂、水とも集中し、水量が流出計算結果のものより大きくなると仮定したケースで、氾濫土砂量は約100万m³とした。
- 3) CASE-3 ……氾濫土砂量を約40万m³と仮定し、CASE-1と同様のハイドロ

グラフで土砂濃度を10%とした。

4) CASE-4 …… ピーク付近の流量を嵩増し、再浸食2次堆積氾濫過程を想定した。

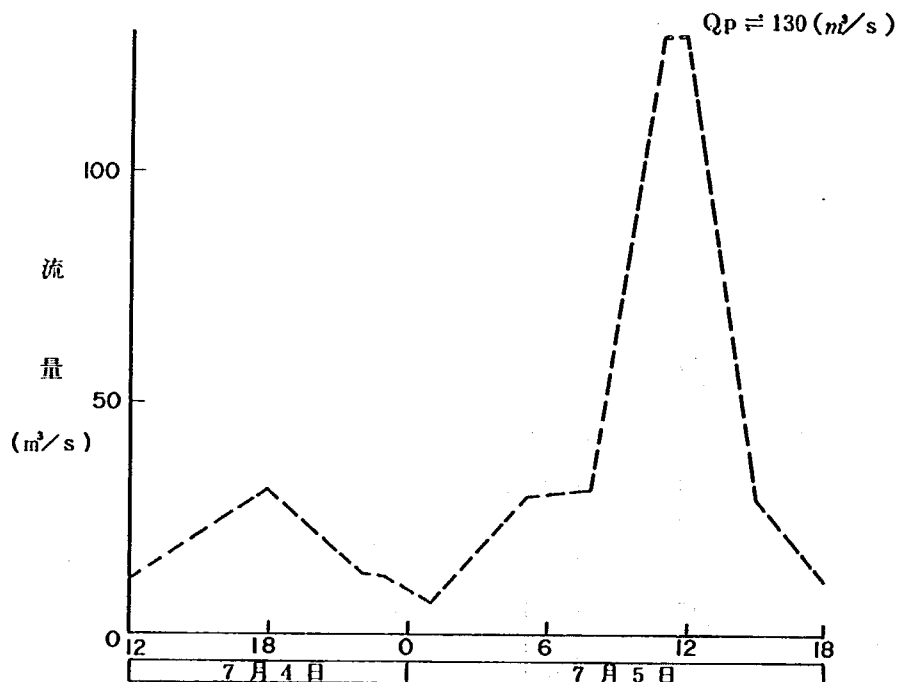


図-3.6 昭和13年災害洪水波形
(白鶴堰堤地点における流出解析結果)⁵⁾

3.3.2 計算結果

図-3.5に、土石流の流出地点である白鶴堰堤地点およびそれより南へ約200m下流のメッシュ^{*})における土砂の堆積深の時間的变化を示す。また、CASE-1およびCASE-3の土砂氾濫、流水氾濫の計算結果を図-3.7、図-3.8に示す。計算の結果は次のようになった。

1) 図-3.5に示すとおり、CASE-1, 2, 4のように土砂濃度が20%で流出する土石流がある場合は、白鶴堰堤地点のメッシュの堆積深が27mを越え現実とはかけはなれた結果となっている。

また、約200m下流の野村邸地点では、CASE-1, 2, 4の堆積深は13m程度で白鶴堰堤地点と14mも堆積深に差があり、当時の資料が示す様相とはかなり異なる。

2) CASE-3では、白鶴堰堤地点、野村邸地点ともに7~8m程度で、被災時の状況によく似ている。

^{*}) 湾曲部に位置し、災害当時は野村邸という有名な邸宅が近くにあり、被災状況を述べた資料の中にその名前が現れる。

3) CASE-1の結果(図-3.7.)によると、次の3方向の氾濫域が見られる。

- ④ 白鶴堰堤地点における異常な土砂堆積のために南西方向に伸びる氾濫域で、徳本寺、弓玄羽神社から御影町に到る。
- ⑥ 野村邸付近で氾濫して、住吉中学校を真南に向かう氾濫域。
- ⑦ 甲南大学の南を流れ、魚崎町へ向かう氾濫域。

実際の氾濫域は、図-2.4に示したとおり⑥および⑦の氾濫域が主体であり、④の氾濫域が生じた記録はない。これは、土石流としての氾濫域に給砂している土砂量(約100万 m^3)が現実よりも過大であるため、流入点の土砂流送能力では流送できずこの地点に異常な土砂堆積(約27m)が生じたことが原因と考えられる。また、土砂の堆積域(10cm以上の土砂堆積ある区域)は、流入点から約1km程度下流まで生じているにすぎず、この点も現実の被災状況と異なる。

4) CASE-3の結果(図-3.8.)によると、1cm以上の浸水があるメッシュを浸水域と考えると、図-2.4の被災状況をよく説明している。また、土砂の堆積も、流出点から約2km下流まで及んでおり、住吉小学校でも土砂堆積があったという状況によく似ている。

以上より、CASE-3の計算結果が他のケースと比較して土砂および水の氾濫状況を最も良く再現していると考えられる。

ここで、氾濫域の土砂の量が実際には約100万 m^3 程度と見積られているにもかかわらず、CASE-3では約40万 m^3 しか氾濫域に供給されていない点が問題となる。本計算では、次式で計算される土石流濃度の2倍として土砂流送能力を算出しているが、この2倍という数字を式中の ρ に帰着させると、式(3.22)から $\rho = 1.45 (\text{t}/\text{m}^3)$ 程度となる。

$$Cd = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \alpha - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\frac{Cd_1}{Cd_0} = \frac{\rho_1 \cdot (\sigma - \rho_0)}{\rho_0 \cdot (\sigma - \rho_1)} = 2.0 \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

水の密度が、この程度となるためには、土石流中に含まれる細粒の土砂の濃度が27%程度となる必要がある。この量を、土砂量に換算すると、

$$V = \{ 50 + 80 + 110 + 130 + 110 + 80 + 50 \} \cdot 3,600^{(\text{秒})} \cdot 0.27 \\ \div 592,920 (\text{m}^3) \quad (\text{つまり約60万}\text{m}^3)$$

となる。土石流としての給砂量、約40万 m^3 と加えると約100万 m^3 程度となり、氾濫する土砂量としては、実際の災害の推定値に近い数字となる。ただ、このシミュレーション手法では、微細土砂(つまり、浮流砂、wash load)の堆積過程をとり扱っていないので、その氾濫状況を表現できない。そのため、土砂の氾濫状況が計算と実際とは異なる結果となっ

たのではないかと考えられる。その根拠として、土石流氾濫として表現されている阪急電鉄、国鉄までの区域は、粗粒の土砂がかなりあったことが報告されているが、それより約500m程度下流の住吉小学校付近では当時の被災状況の写真をみるとかなり細粒（というよりヘドロ状）の土砂が堆積していることがあげられる。よって、土石流氾濫としてはCASE-3で被災状況が十分表現されていると考える。



図-3.7 CASE-1 の計算結果

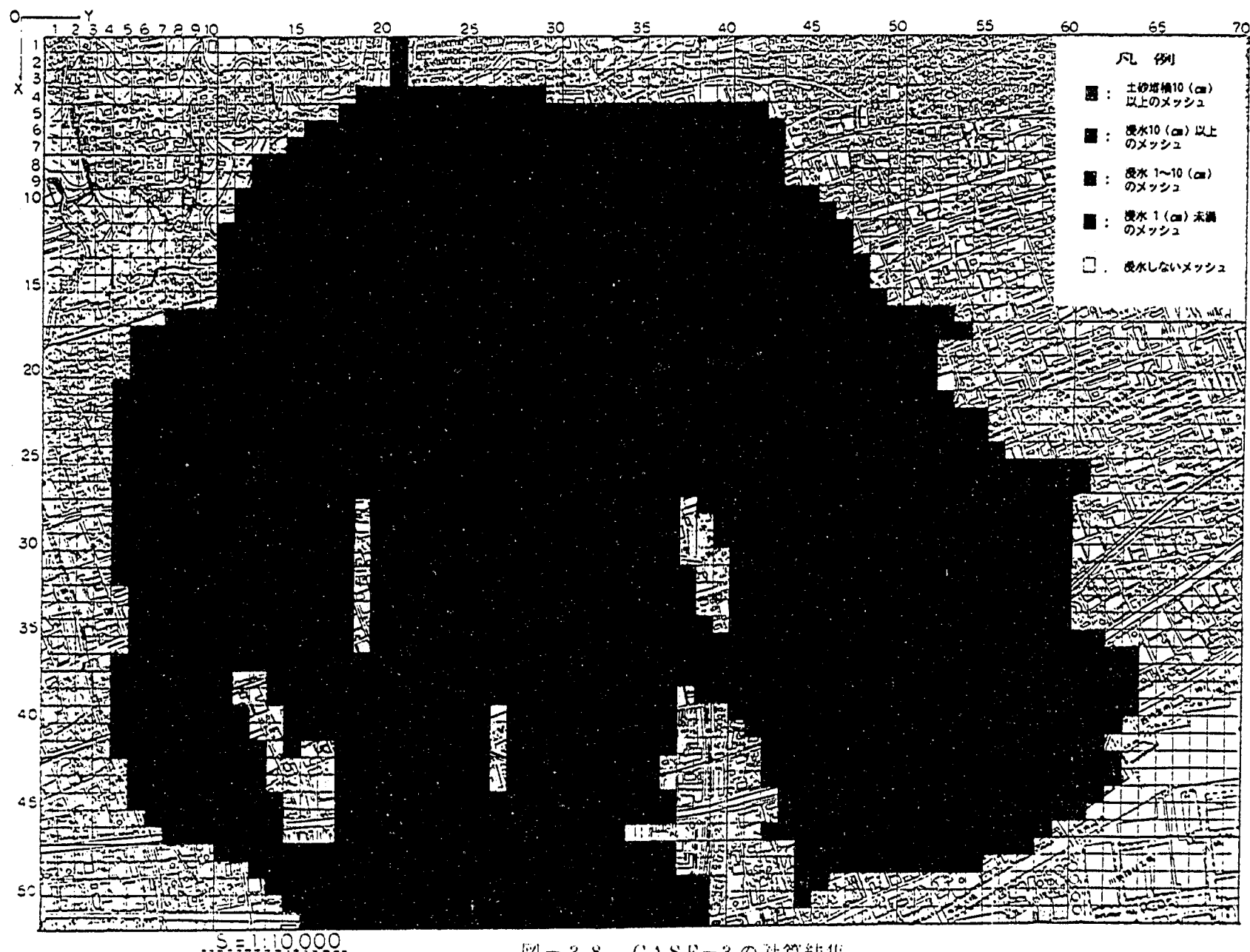


図-3.8 CASE-3 の計算結果

3.4 砂防施設の効果評価計算の目的

住吉川本川には現在、五助堰堤、小峰原ダム、神楽岩ダムをはじめとして、白鶴堰堤上流に10基以上の砂防ダムが設置されている。しかし、住吉川上流域は風化花崗岩地帯であり、今後大規模な土砂流出の可能性もある。そこで、今後の砂防施設計画の基礎資料として現在の砂防施設の効果を把握する必要がある、その一手法として2次元汜濫シミュレーションがある。ところが、そのシミュレーションでは次の3点が問題となる。

- ① 実際の谷幅は10～30(m)程度であるが、メッシュ幅は50m一律であり、河床形状をメッシュで表現することは難しい。
- ② 砂防施設を表現するための境界条件を与えることが難しい。
- ③ 実際の河川は屈曲しているが、メッシュでその曲がり表現するのが困難である。

そこで、白鶴堰堤より上流では第3.5節で示すモデルにより1次元河床変動計算を行い、その計算で得られた白鶴堰堤の通過流量、流砂量を境界条件として汜濫域の2次元土石流汜濫シミュレーションを実施し、砂防施設の効果を検討することにした。

3.5 河床変動計算モデル(白鶴堰堤より上流の計算)

3.5.1 解析の基本方針

一般に、河川における土砂流送を考える場合、各地点での土砂と水の流入、流出に関する連続方程式が基礎となる。当該流域のような急勾配の溪流においては、流れを擬似等流として仮定できるなど便利な点もあるが、次にあげるような点において一般の河川より複雑となる。⁶⁾

- 1) 溪流の流域面積が小さいので、溪流の両側斜面からの流入水量が上流からの流入量に比べ相対的に大きい。
- 2) 水と土砂の総量に対する土砂実質量の比、すなわち、土砂浸度が溪流の場合はかなり大きくなるから、溪床堆積物の空隙に存在する水の量が無視し得ない。

第1点は、詳細な流出計算によって、各地点流量を与えることにより解決できる。

また、第2点については、土石流に関して、溪床が水で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前者の方が後者よりも大きくなる。

その理由は、以下のように説明できる。高橋⁷⁾によると、表面流 Q_0 (m^3/s)によって、水で飽和された堆積土砂が Q_V (m^3/s) 取り込まれ土石流が生じたとすると、土石流総流量 Q_T (m^3/s) は式(3.23)～式(3.26)から、式(3.27)として表される。

$$Q_W = (1 - C_*) \cdot Q_V + Q_0 \quad \dots\dots\dots (3.23)$$

水の流量についての保存式 (C_* : 堆積土砂の濃度)

$$Q_B = C_* \cdot Q_V \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

土砂実質部分の保存式

$$Q_T = Q_W + Q_B \quad \dots\dots\dots (3.25)$$

土石流の総流量

$$C_d = Q_B / Q_T \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

土砂濃度の定義

$$Q_T = \frac{C_* \cdot Q_0}{C_* - C_d} \quad \dots\dots\dots (3.27)$$

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_0 の2倍となる。土砂流程度の濃度 $C_d = 0.1$ としても、 Q_T は Q_0 の2割増となる。

つまり、第2点の問題点を解決するためには、堆積土砂に含まれる水量も考慮に入れた解析法をとらなければならない。

3.5.2 解析の基礎方程式

解析の基本方針から、溪流任意地点での連続方程式を、土砂及び水各々について立てると次のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial x} (C \cdot Q) + \frac{\partial}{\partial t} (C_* \cdot A) = C_a \cdot q_a \quad \dots\dots\dots (3.28)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} [(1-C) \cdot Q] + \frac{\partial}{\partial t} [(1-C_*) \cdot A] \\ = (1-C_a) \cdot q_a + q_w \quad \dots\dots\dots (3.29) \end{aligned}$$

ここに、

Q : 地点を通過する総流量 (m³/s)

C : 地点を通過する総流量の土砂濃度

A : 地点の堆積土砂の断面積 (m²)

C_* : 堆積土砂濃度

q_a : 流入流量 (m³/s/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 (m³/s/m)

である。

3.5.3 基礎方程式の差分化

式(3.28)を地点(断面)を表す添字 j について差分化すると次式のとおりとなる。

j は上流断面から数えた断面番号である。

$$\frac{1}{\Delta x_j} (C_j \cdot Q_j - C_{j-1} \cdot Q_{j-1}) + \frac{C_*}{\Delta t} \cdot \Delta A_j = C_{aj} \cdot q_{aj} \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

次に、式(3.29)を差分化すると、

$$\begin{aligned} \frac{1}{\Delta x} [(1 - C_j) \cdot Q_j - (1 - C_{j-1}) \cdot Q_{j-1}] + \frac{1}{\Delta t} \cdot (1 - C_*) \cdot \Delta A_j \\ = (1 - C_{aj}) \cdot q_{aj} + q_{wj} \quad \dots\dots\dots (3.31) \end{aligned}$$

式(3.30)から、河床変動量 $\Delta V = \Delta A \cdot \Delta x$ は、 $Q_{aj} = q_{aj} \cdot \Delta x$ として

$$\Delta V = (C_{j-1} \cdot Q_{j-1} - C_j \cdot Q_j + C_{aj} \cdot Q_{aj}) / C_* \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

また、式(3.30)、(3.31)から、 ΔA_j を消去し、 Q_j について解くと、

$$Q_j = \frac{C_* - C_{j-1}}{C_* - C_j} \cdot Q_{j-1} + \frac{C_* - C_{aj}}{C_* - C_j} \cdot Q_{aj} + \frac{C_*}{C_* - C_j} \cdot Q_{wj} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

式(3.25)に式(3.26)を代入すると、 ΔV_j は、

$$\Delta V_j = Q_{j-1} \cdot \frac{C_{j-1} - C_j}{C_* - C_j} + Q_{aj} \cdot \frac{C_a - C_j}{C_* - C_j} + Q_{wj} \cdot \frac{-C_j}{C_* - C_j} \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

となる。

したがって、任意断面の土砂濃度 C_j が計算され、それより上流の断面($j-1$)の総流量 Q_{j-1} 、土砂濃度 C_{j-1} 及び流入条件 Q_{aj} 、 C_{aj} 、 Q_{wj} が与えられれば、河床変動量 ΔV 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_j は次の様に補正する。

$$\begin{aligned} C_j = (Q_{j-1} \cdot C_{j-1} + Q_{aj} \cdot C_{aj} + C_* \cdot \Delta V_L / \Delta t \\ / (Q_{j-1} + Q_{aj} + Q_{wj} + \Delta V_L / \Delta t) \quad \dots\dots\dots (3.35) \end{aligned}$$

3.5.4 流砂濃度の計算

本章第3.5.3節で示した差分式を解く際には、各断面の流砂濃度 C_j を計算する必要がある。そこで、本節ではその計算方法について示す。

1) 土砂の流下形態の区分法

非粘着性の土砂の場合、流れの形態は次の3つの形態をとることが過去の研究から知られている。

- ① 土石流………水と土砂が混然一体となった流れで高橋⁸⁾によれば、礫同士の衝突が流体抵抗を支配するダイラタント流体として流れを形成する。

- ② 土砂流………土石流と掃流との中間的な流れで掃流状集合流動とも称される。
 ③ 掃 流………流体力によって個別に礫が跳躍、滑動を繰り返し流送される。

それらの発生領域の限界は、図-3.9のように示されるが、土石流はいったん発生すると図-3.9の限界よりかなりゆるい地点まで到達するのが一般的である。

そこで、この解析手法では①土石流と②土砂流とを分ける勾配 Ser1 及び②土砂流と③掃流を分ける勾配 Ser2 を入力し、図-3.10のフローのとおり各断面の土砂濃度 C_j を計算する。

以下に各領域における流砂濃度の計算式について示す。

2) 掃流砂濃度の計算

掃流砂量の計算は、山地河川のような急勾配の水路での流砂量を求めるため理論的・実験的に作成された次の芦田・高橋・水山式⁹⁾を用いる。

$$\frac{q_B}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) q \cdot d^3}} = \frac{12 - 24 \cdot \sqrt{i} \cdot \tau_{*c}^{1.5} \cdot \sqrt{i}}{\cos \theta} \cdot \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \cdot \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad \dots\dots\dots (3.36)$$

ここに、

q_B : 単位幅当たりの流砂量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

b : 代表粒径 (m)

i : 河床勾配 ($= \tan \theta$)

τ_{*c} : $0.04 \cdot 10^{1.72 i}$

α^2 : $\frac{2 \cdot (0.425 - \frac{\sigma}{\sigma - \rho})}{1.0 - \frac{\sigma}{\sigma - \rho}}$

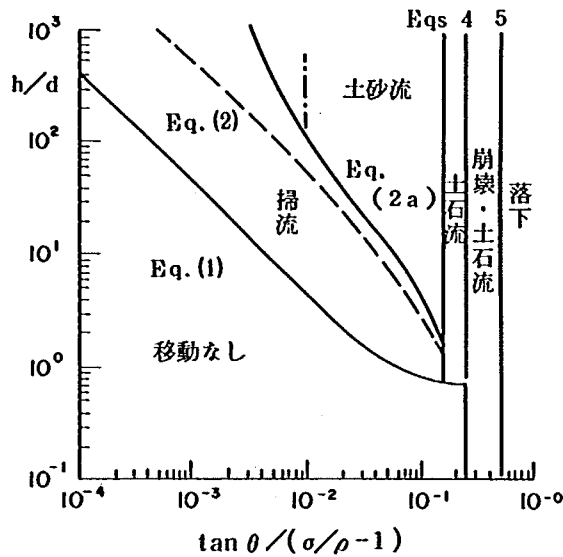
τ_* : 掃流力 $\frac{U_*^2}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1) \cdot g \cdot d}$

掃流砂濃度計算の手順は、次のとおりである。

- ① 河幅 B を次のレジューム則より計算する。

$$B = 5.0 \cdot Q^{1/2} \quad \dots\dots\dots (3.37)$$

ただし、河床が低水路にあり、 B が低水路の河幅 B_1 よりも大きくなれば、 $B = B_1$ とし、河床が高水路にあってかつ、 B が高水路の河幅 B_2 よりも大きくなった場合 $B = B_2$ として河幅を設定する。



Criteria for occurrence of various types of sediment transportation.

d は材料の代表粒径, h は水深, θ は堆積層の勾配, σ および ρ はそれぞれ砂礫および水の密度である。また, 各領域を区分する曲線は, それぞれ,

$$\frac{\rho u_{xc}^2}{(\sigma - \rho)gd} = 0.034 \cos \theta \left[\tan \phi - \frac{\sigma}{(\sigma - \rho)} \tan \theta \right] \times 10^{0.32(d/h_c)} \quad \text{..... (1)}$$

$$\tan \theta = \frac{C_x(\sigma - \rho)}{C_x(\sigma - \rho) + \rho(1 + h/d)} \tan \phi \quad \text{..... (2)}$$

$$\tan \theta = \frac{C_x(\sigma - \rho)}{C_x(\sigma - \rho) + \rho(1 + k^{-1})} \tan \phi \quad \text{..... (3)}$$

$$\tan \theta = \frac{C_x(\sigma - \rho)}{C_x(\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi \quad \text{..... (4)}$$

$$\theta = \phi \quad \text{..... (5)}$$

$$\tan \theta \geq \frac{(C_x + C_b h/d)(\sigma - \rho)}{(C_x + C_b h/d)(\sigma - \rho) + \rho(1 + h/d)} \tan \phi \quad \text{..... (6)}$$

で与えられる。ここに, C_x : 砂礫堆積層の固体分の容積濃度, u_{xc} : 移動限界摩擦速度, h_c : 移動限界水深, ϕ : 砂礫内部摩擦角, g : 直力加速度, k : 実験定数 ($\div 1 \sim 0.7$) である。

図-3.9 各流砂形態の発生領域¹⁰⁾

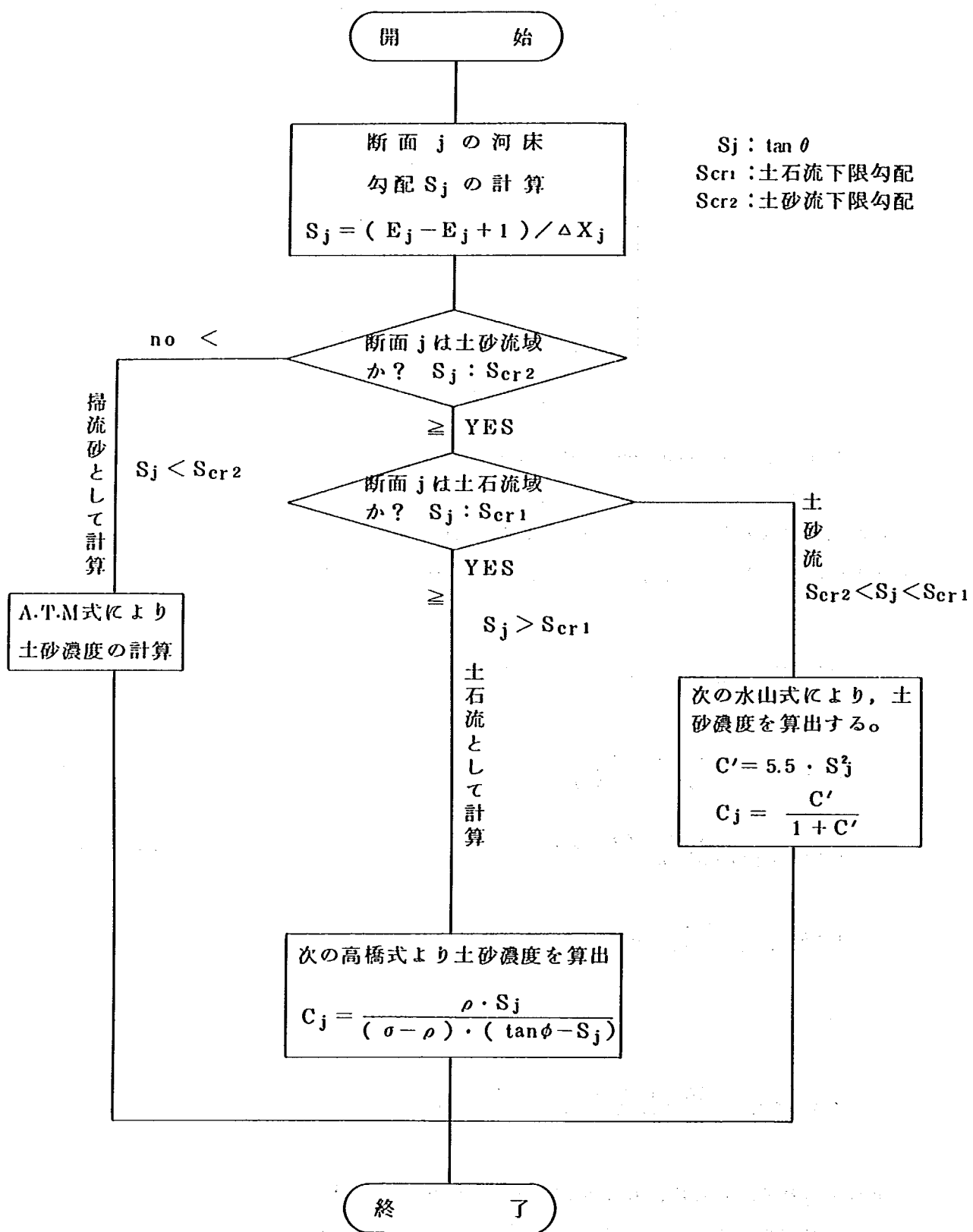
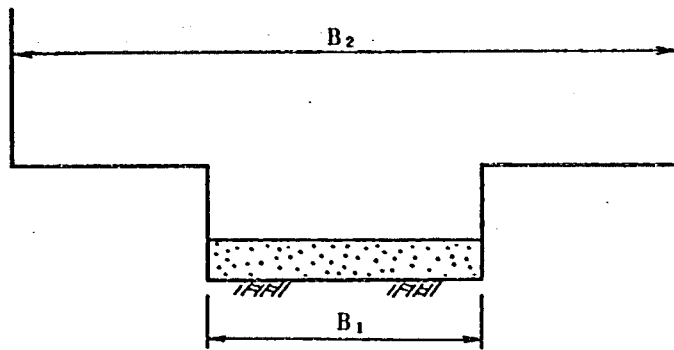


図-3.10 土砂濃度の計算法



⑥ Bにより掃流力 τ を次のマニング式を用いて計算する。

水深 h は

$$h = \left(\frac{n \cdot Q}{B \cdot i^{1/2}} \right)^{0.6} \quad \dots\dots\dots (3.38)$$

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot i \quad \dots\dots\dots (3.39)$$

⑦ 次に、 τ を式(3.36)に代入し、 q_B を算出し、 B を乗じて、掃流砂量 Q_B を求める。

$$Q_B = q_B \cdot B \quad \dots\dots\dots (3.40)$$

⑧ 土砂濃度 C は

$$C = \frac{Q_B}{Q_B + Q} \quad \dots\dots\dots (3.41)$$

として算出する。

⑥の計算では、厳密には水深ではなく径深 R を用いるべきである。すなわち、マニング式

$$\begin{aligned} Q &= \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \\ &= \frac{1}{n} \cdot B \cdot h \cdot \left(\frac{B \cdot h}{(B + 2 \cdot h)} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad \dots\dots\dots (3.42) \end{aligned}$$

において h をトライアルで求め、 R を計算し、掃流力 τ を

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R \cdot i \quad \dots\dots\dots (3.43)$$

として計算する。

式(3.38)と式(3.42)とで計算した流砂量の結果を比較したが、ほとんど差がなかった。そのため、計算の簡便さを考慮して式(3.38)による計算つまり⑥の手法で掃流力を計算する。

3) 土砂流濃度の計算

土砂流については、水山の実験的研究¹¹⁾及び高橋¹⁰⁾の研究があるが、ここでは式型の簡単な次の水山式を使用する。

勾配を $\tan \theta$ とすると

$$C' = \frac{Q_B}{Q_W} = 5.5 \cdot \tan^2 \theta \quad \dots\dots\dots (3.44)$$

$$C = C' / (1 + C') \quad \dots\dots\dots (3.45)$$

4) 土石流濃度の計算

土石流の公式は次の高橋式を用いる。

$$C = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (3.46)$$

ここに ρ : 水の密度 (t/m³)

σ : 礫の密度 (t/m³)

ϕ : 内部摩擦角 (度)

ρ は土石流中の微細土砂の影響により清水の密度より大きくなることもある。また、内部摩擦角 ϕ も 30° ~ 45° の範囲で土質条件により異なる。

3.5.5 河床変動高の計算

式 (3.34) により計算された河床変動量 ΔV_j から河床変動高 ΔZ は、通常断面の場合

$$\Delta Z_j = \Delta V / B_j / \{ 0.5 \cdot (\Delta x_j + \Delta x_{j-1}) \} \quad \dots\dots\dots (3.47)$$

として、河床変動高 ΔZ を計算する。

断面 j が未満砂ダム断面であるときは、

$$\Delta Z_j = \Delta V / B_j / \{ 0.5 \cdot \Delta x_{j-1} \} \quad \dots\dots\dots (3.48)$$

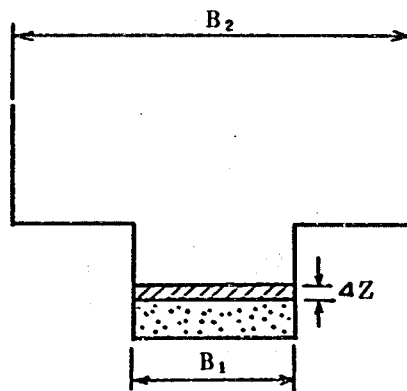
として計算する。

新河床高 E_j は Δt ステップ前の河床高を E'_j とすると

$$E_j = E'_j + \Delta Z \quad \dots\dots\dots (3.49)$$

として計算される。

なお、河幅 B_j は低水路で変動が生じるとき $B_j = B_{1j}$ 、高水路で変動が生じるとき $B_j = B_{2j}$ として式 (3.47) 及び式 (3.48) が計算される。



3.5.6 解析フロー

図-3.11に1ハイドログラフに対する河床変動計算のフローを示した。図のように本章3.5.3節で示した差分式ならびに第3.5.4節の流砂濃度の計算を繰り返し行う。

流量が大きいときあるいは土砂移動の激しい時は計算時間刻みを細分化して計算を行う。

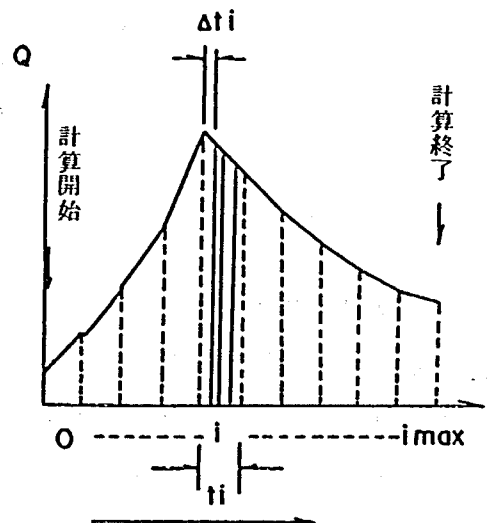
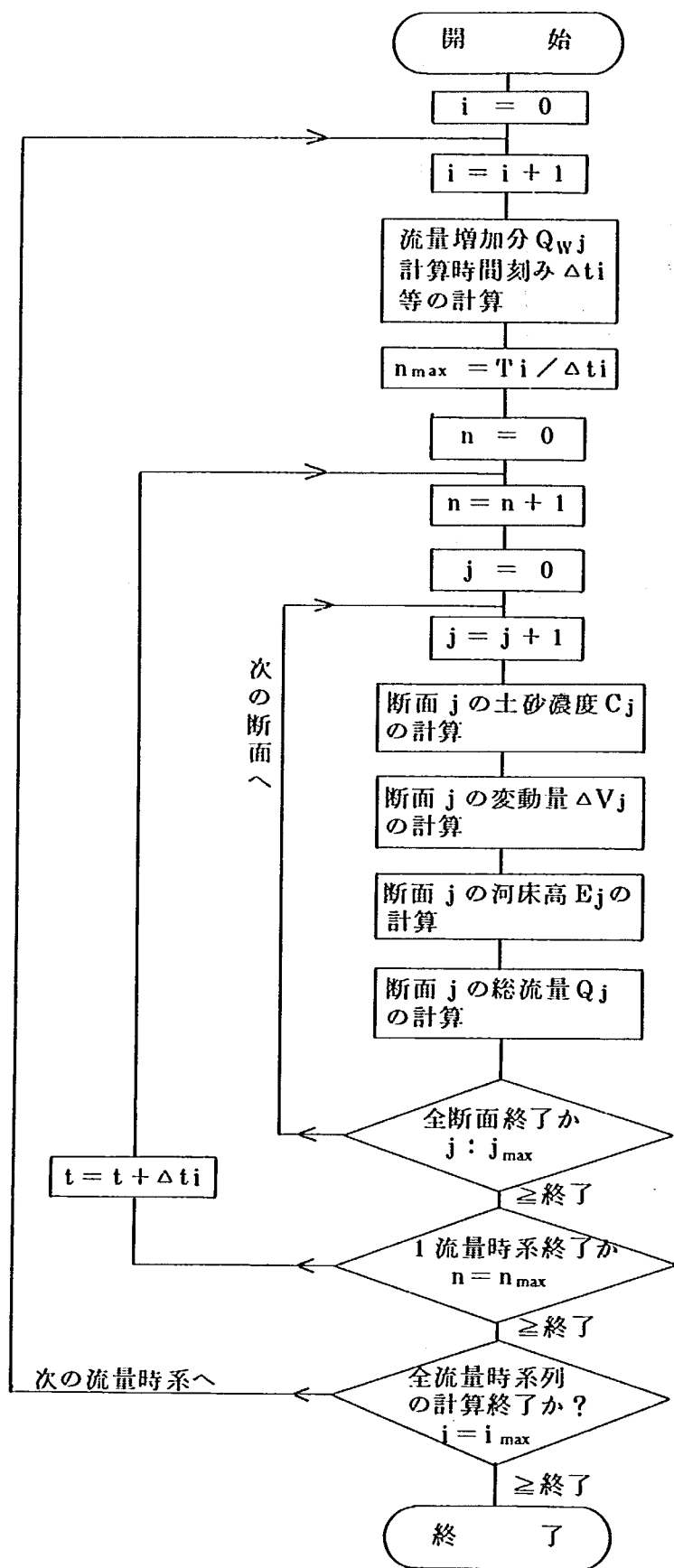


図- 3.10 のように計算

式 (3.34) を計算

式 (3.47) - (3.49) を計算する
また, 式 (3.35) による補正を行う

式 (3.33) を計算

図- 3.11 1つのハイドログラフに対する河床変動計算フロー

3.6 現況の砂防施設に対する計算

3.6.1 計算条件

① 河床の条件

河床の形状は、昭和38年度測量住吉川縦断面図に基づいて作成し、河幅は、縮尺1:2,500の地形図より測定した。河床変動の計算区間は、白鶴堰堤より約3.0km上流までとした。計算条件は次表のとおりである。

表-3.1 計算条件

	五助ダム、小峰原ダムの状況
^{*)} RUN-1	砂防施設全くなし(施設設置前の 想定河床形状)
RUN-2	未満砂
RUN-3	水平堆砂
RUN-4	元河床の1/2勾配堆砂

*) 氾濫計算との区別のため、このような名称とした。

② 流量時系列

氾濫シミュレーションで用いたCASE-3のものを基準として、各断面の流量ハイドログラフを、白鶴堰堤地点に対する流域面積比率で配分して作成した。

③ 流砂量公式

使用した流砂量公式は次の高橋による式で流れはすべて土石流と仮定して計算を行った。

$$Cd = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)}$$

ここで

ρ : 水の密度 $\rho = 1.4 \text{ (t/m}^3\text{)}$ とする。

σ : 礫の密度 $\sigma = 2.65 \text{ (t/m}^3\text{)}$ とする。

$\tan \phi$: 内部摩擦角の正接 $\tan \phi = 0.6, \phi \approx 31^\circ$

$\tan \theta$: 河床勾配

④ 給砂量

河道への供給土砂量(給砂量)は、昭和13年7月出水時の生産土砂量が住吉川流域全域で約170万 m^3 と推定されていることから、この量を計算河道の最上流端に与えた。これは、170万 m^3 の生産土砂量全てが計算河道より上流で生じたものでないことを考えると、不適当であるが、給砂量を配分するための資料がないこと、砂防施設効果の検討が目的であることを考慮すると特に問題はないと考えた。

*) 氾濫シミュレーションの流送能力と同程度となる様この値を用いた。

3.6.2 住吉川上流域の河床変動計算の結果

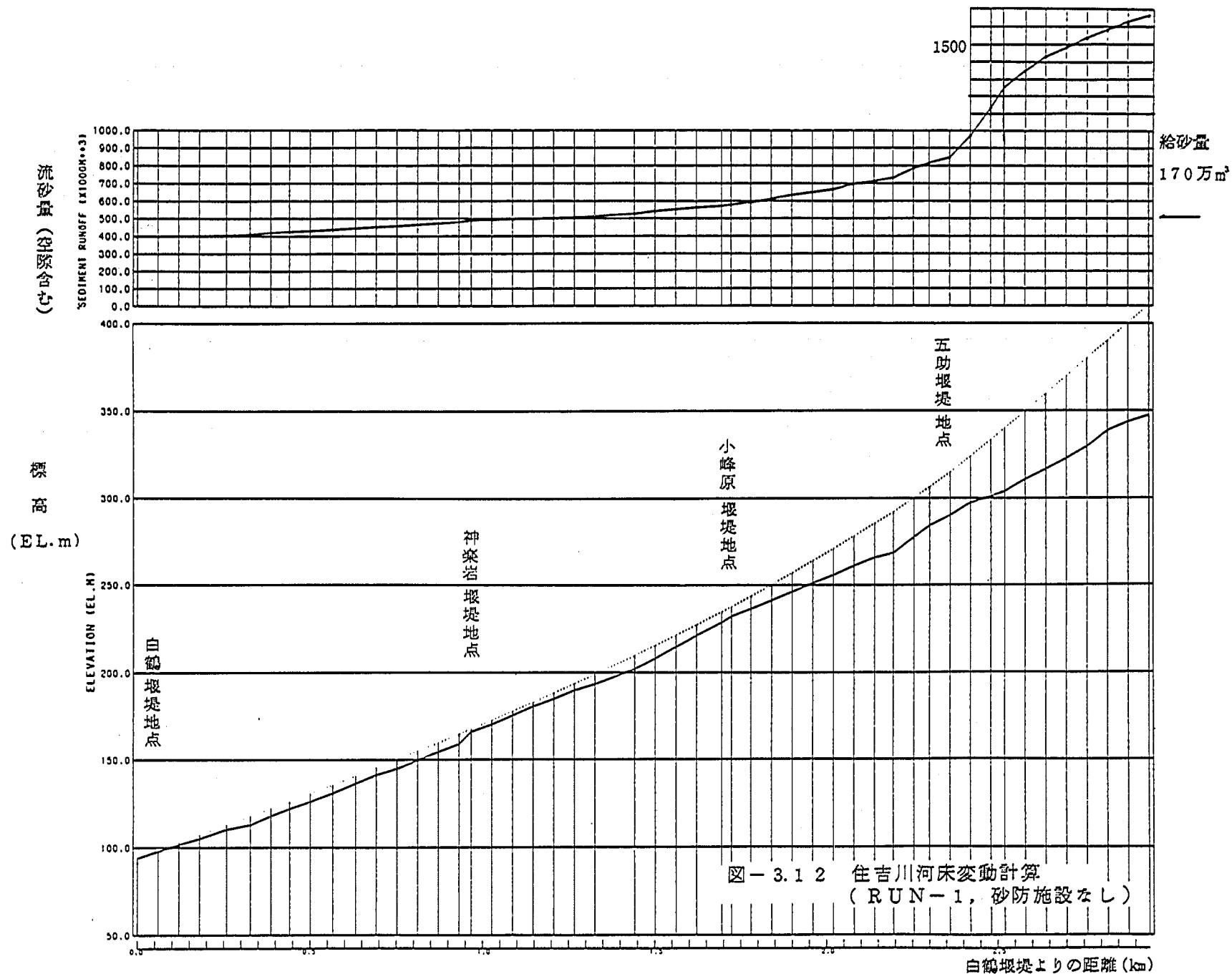
図－3.12～3.15に、河床変動計算の結果得られた各断面の通過流砂量^{*)}および縦断形状を示した。図－3.16には、砂防施設の状態による流砂量の減少効果を比べるため白鶴堰堤地点の流砂量の時間変化を示した。施設状況による白鶴堰堤地点の流砂量の諸元をまとめると表－3.2のようになる。

表および図に示すように、ダムが未満砂の場合には約170万 m^3 という多量の土砂供給があったとしても、扇状地への流砂量(総量)は10%以下に軽減でき、元河床勾配の $\frac{1}{2}$ 勾配に堆砂していたと仮定しても、流砂量は、約40%程度に軽減させることができる。

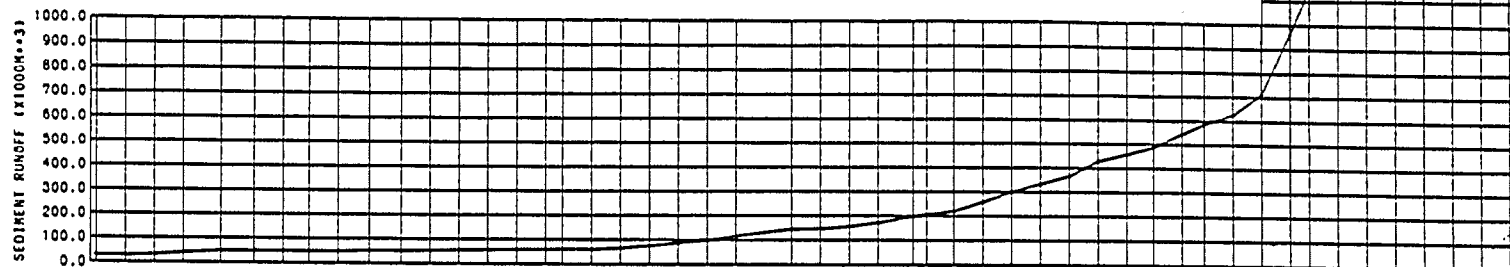
表－3.2 河床変動計算結果諸元

	砂防施設状況	白鶴堰堤からの流砂量		
		総流砂量	ピーク流砂量	ピーク流量
RUN-1	無施設	40 (万 m^3)	16.2 (m^3/s)	155 (m^3/s)
RUN-2	未満砂	3 (7.5%)	2.9	130 (水のみ)
RUN-3	水平堆砂	8.5 (21.3%)	5.7	135
RUN-4	1/2堆砂	15 (37.5%)	7.8	141

*) 一洪水の各断面を通過する流砂量の累加値。(空際を含んだ値として表示した。)



流砂量 (総合値)



給砂量

170 万 m^3

標高
(EL.m)

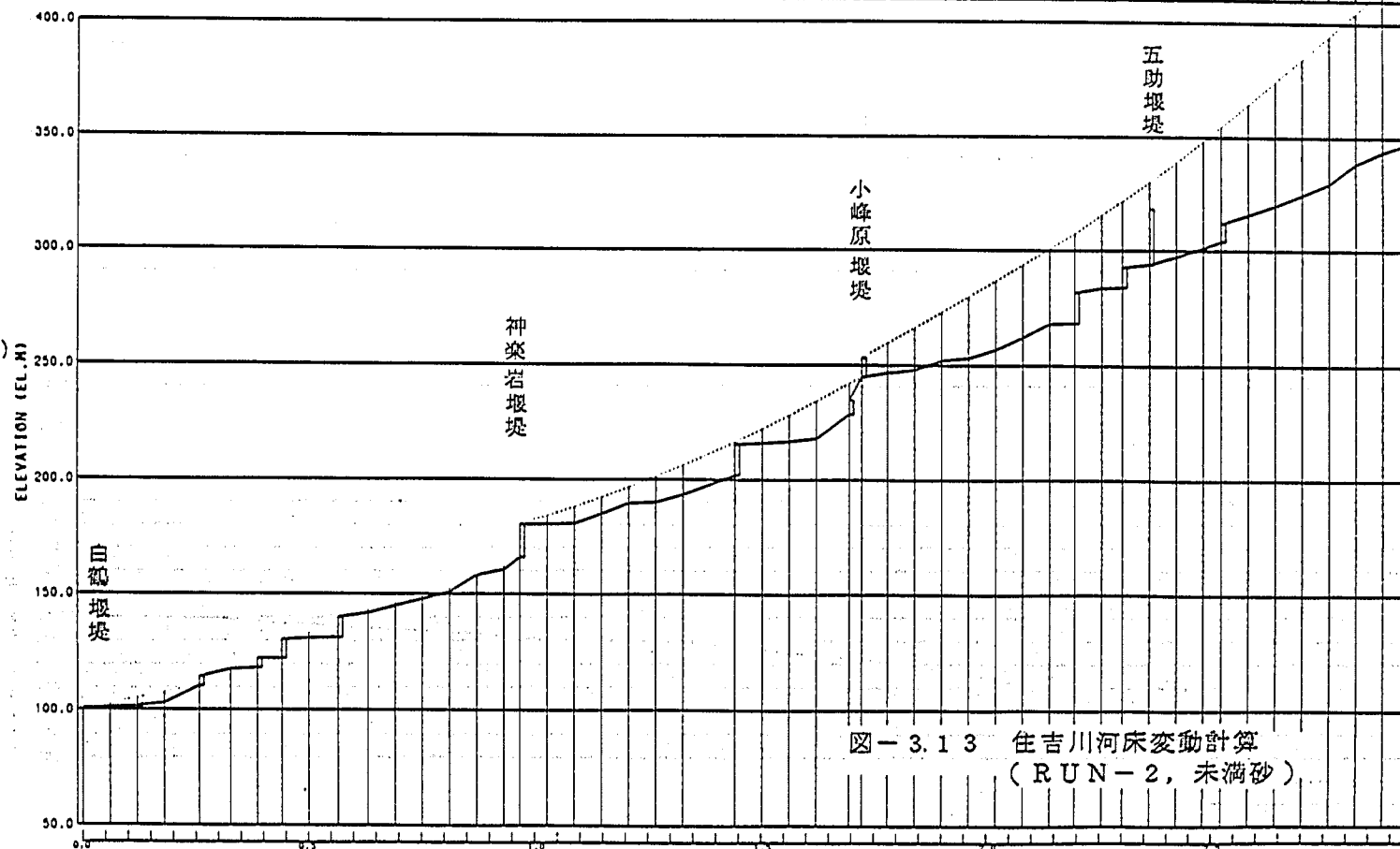
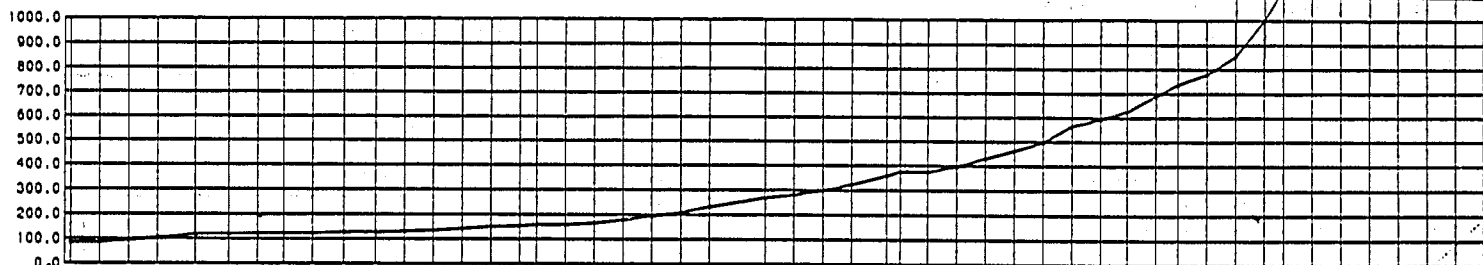


図-3.13 住吉川河床変動計算
(RUN-2, 未満砂)

白鶴堰堤よりの距離 (km)

流砂量 (空を含む)

SEDIMENT RUNOFF (X100000)



給砂量

170 万 m^3

標高
(EL. m)

ELEVATION (EL. M)

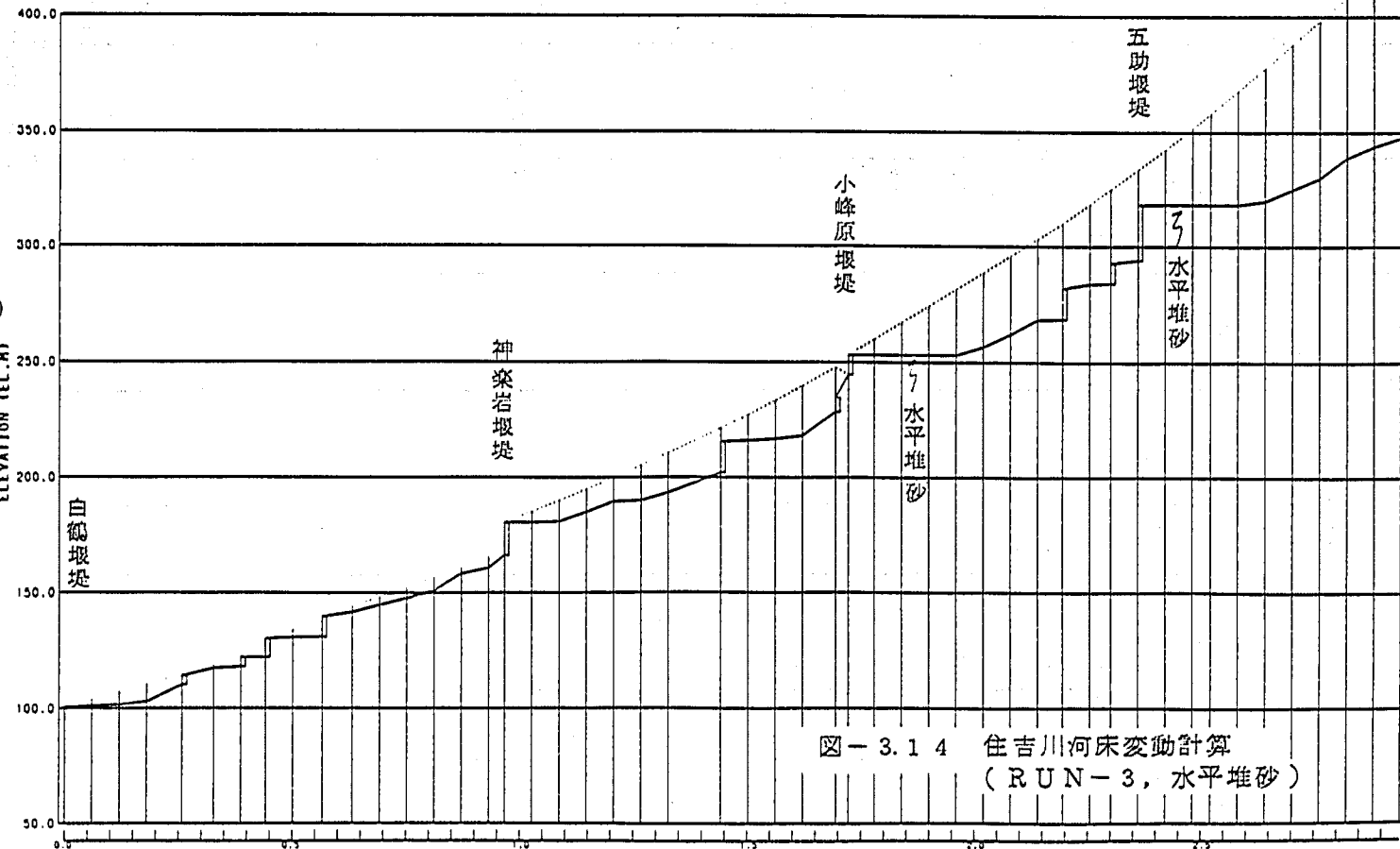
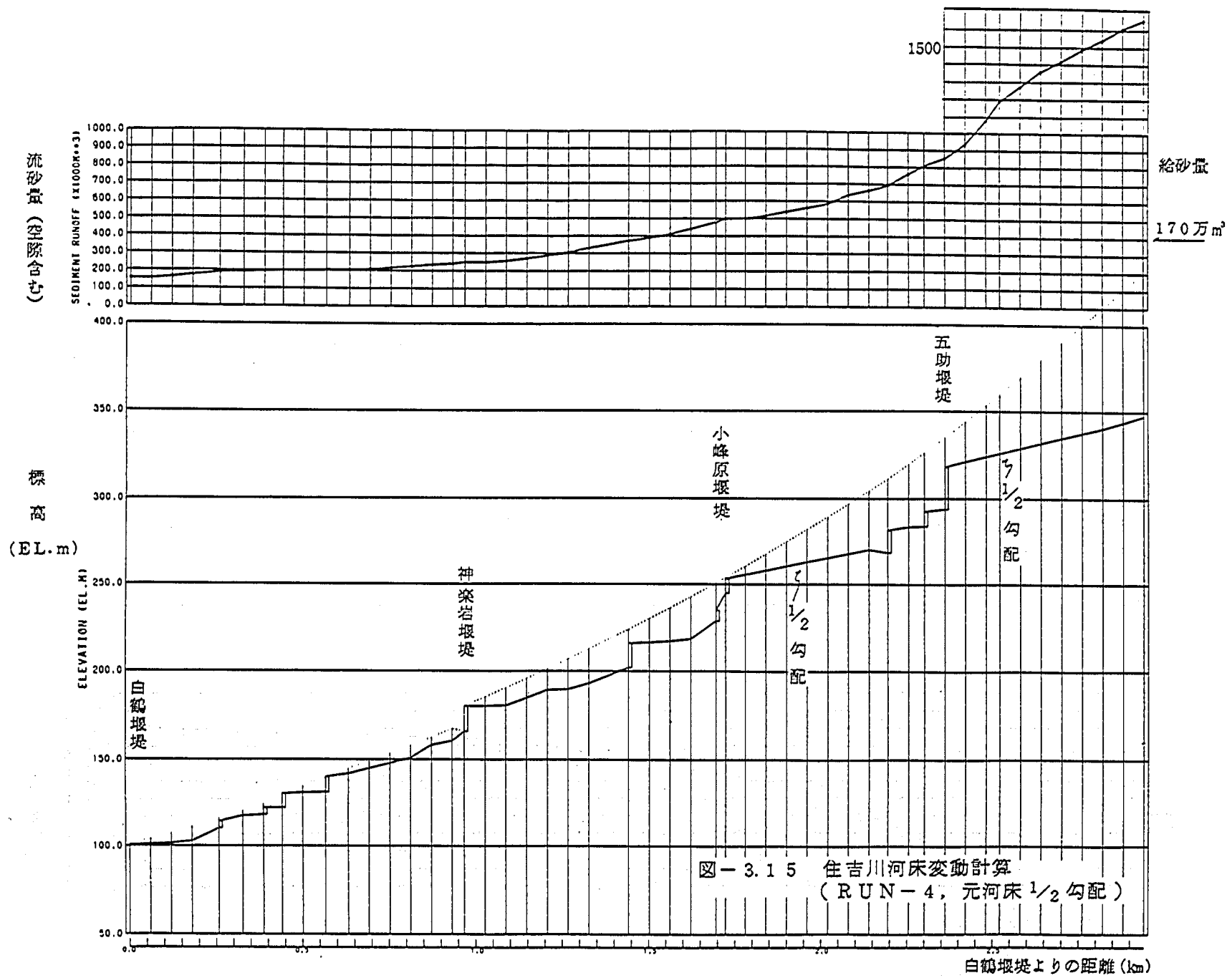
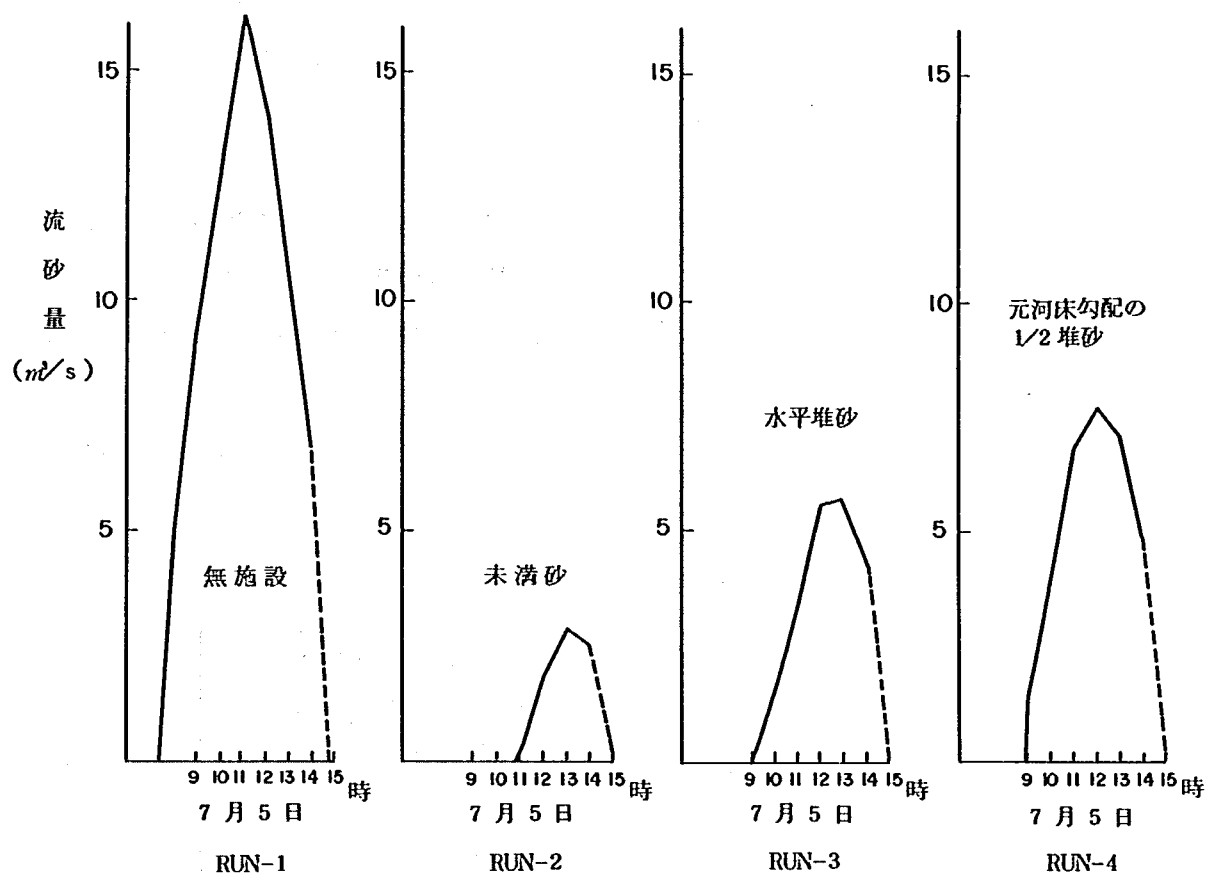


図-3.14 住吉川河床変動計算
(RUN-3, 水平堆砂)

白鶴堰堤よりの距離 (km)





図－ 3. 1 6 砂防施設状況による白鶴堰堤地点の流砂量の時間変化

3.6.3 住吉川氾濫域のシミュレーション結果

図－3.16に示した土砂流出時系列を境界条件として、氾濫域の2次元土石流氾濫シミュレーションを行った結果を図－3.17～3.20に示す。この計算結果から河道メッシュ外の氾濫域面積、平均堆積深を表として整理すると表－3.3のようになる。氾濫域は土砂の氾濫域を考える。実際には、河道幅は50mよりも小さな部分が多く50メッシュで表現するには、不適当な部分もあるが、今回設定した河道メッシュが住吉川の河道を表現していると仮定すると、流出土砂量と河道の貯留土砂量との関係および流出土砂量と氾濫堆積土砂量との関係は図－3.21のようになる。また、流出土砂量(m^3)と土砂氾濫面積(km^2)との関係を図－3.22に示す。

表および図に示すように砂防施設がある場合、たとえダムが満砂していても、無施設の場合の災害の約半分以下に被害を軽減し得ることができる。

表－3.3 氾濫シミュレーション結果諸元

	砂防施設状況	土砂氾濫域 面積	氾濫土砂量	河道堆積深 [*] (m)
			氾濫域平均堆積深	氾濫域堆積深 [*] (m)
RUN-1	無施設	0.1125(km^2)	6.9(万 m^3)	8.3
			0.6(m)	2.5
RUN-2	未満砂	0.01	0.3	3.0
			0.3	0.4
RUN-3	水平堆砂	0.02	1.2	5.2
			0.6	1.4
RUN-4	1/2堆砂	0.0475	2.2	6.2
			0.5	1.6

(* 最大値)

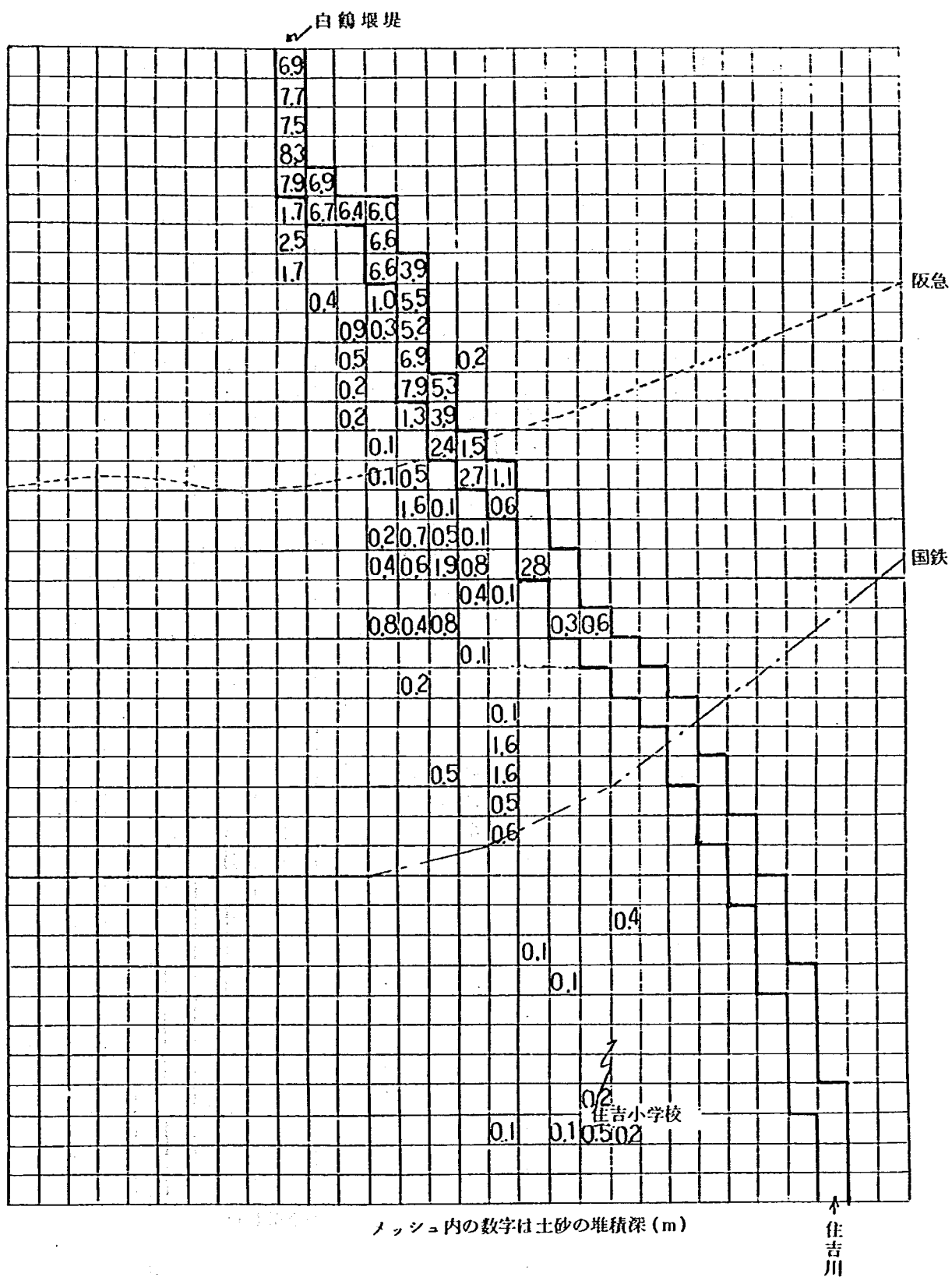


図-3.17 土石流氾濫シミュレーション結果

(RUN-1, 住吉川に砂防施設がない場合の土砂氾濫状況)

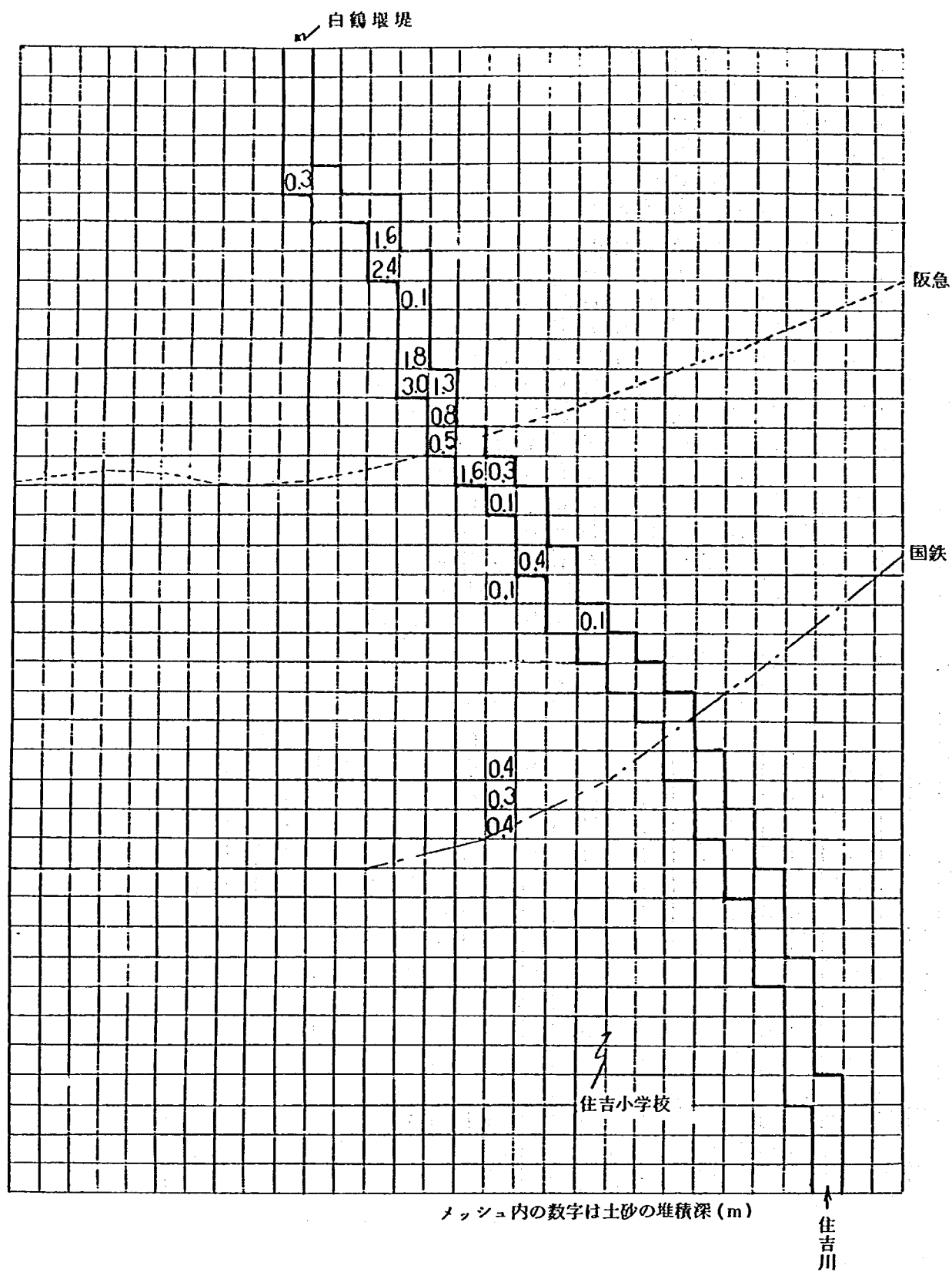


図-3.18 土石流氾濫シミュレーション結果
(RUN-2, 五助, 小峰原等の砂防ダムが未満砂の場合)

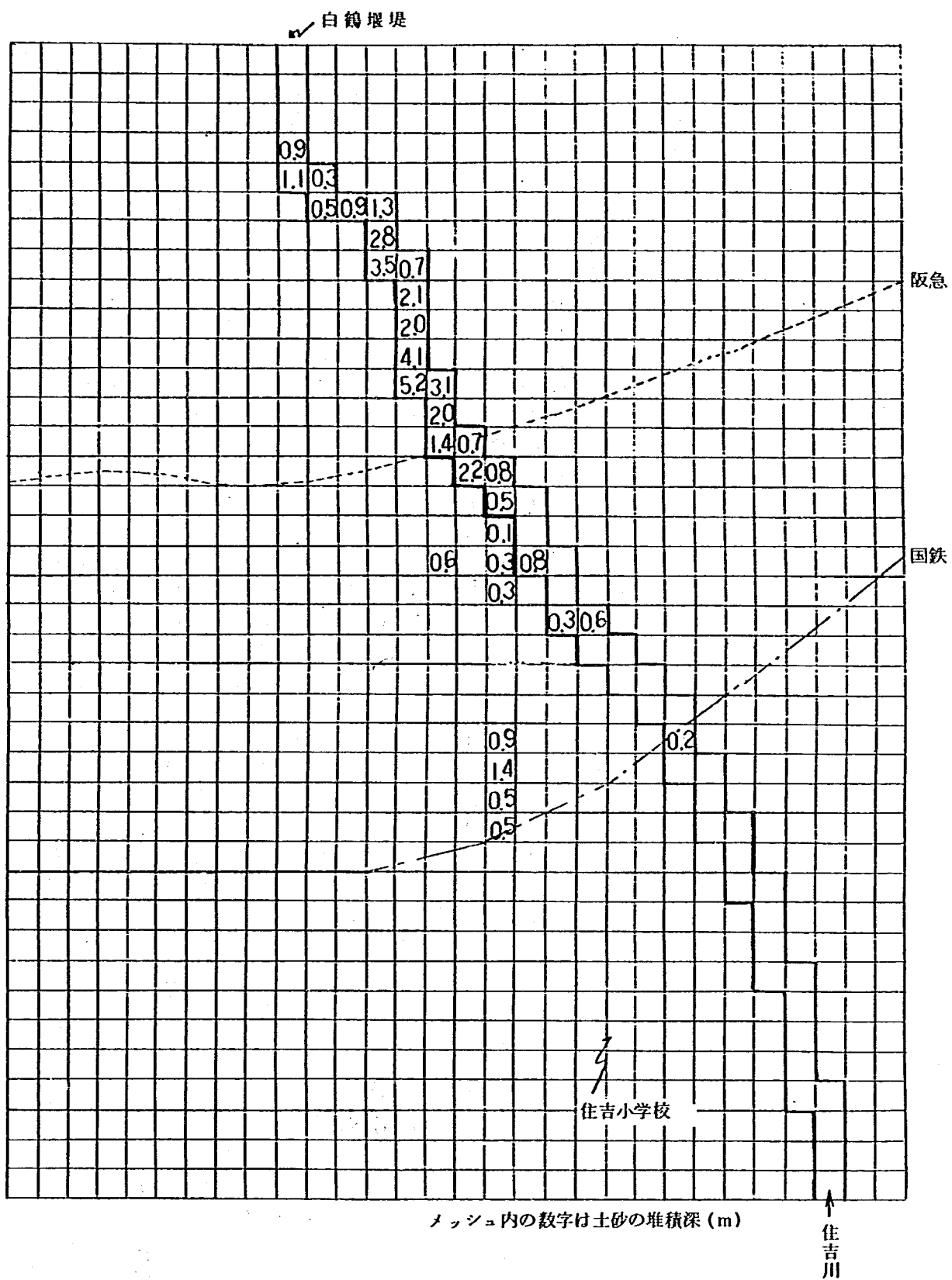


図-3.19 土石流氾濫シミュレーション結果

(RUN-3, 五助, 小峰原等の砂防ダムが水平堆砂の場合)

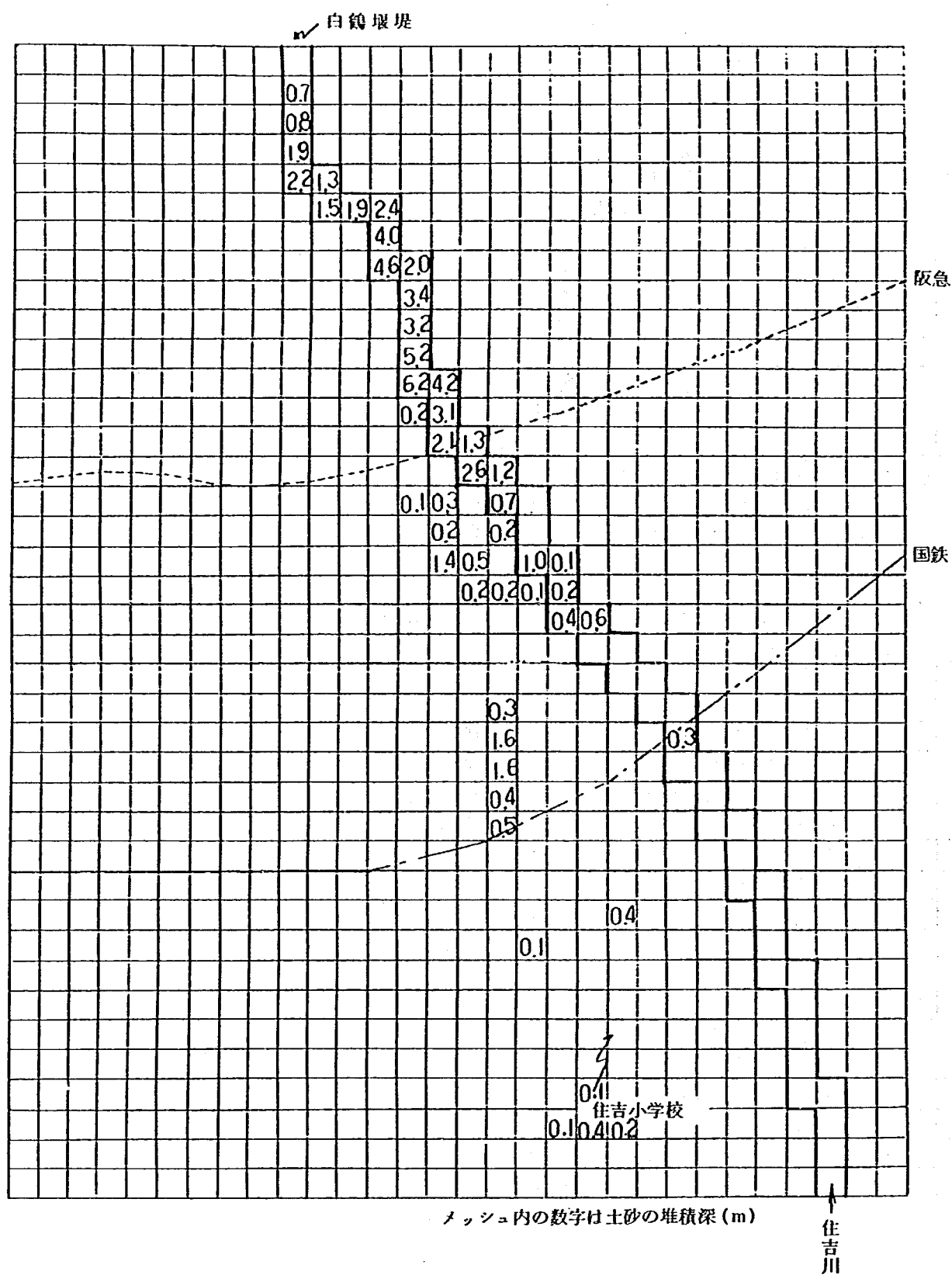


図-3.20 土石流氾濫シミュレーション結果
(RUN-4, 五助, 小峰原等の砂防ダムが1/2堆砂の場合)

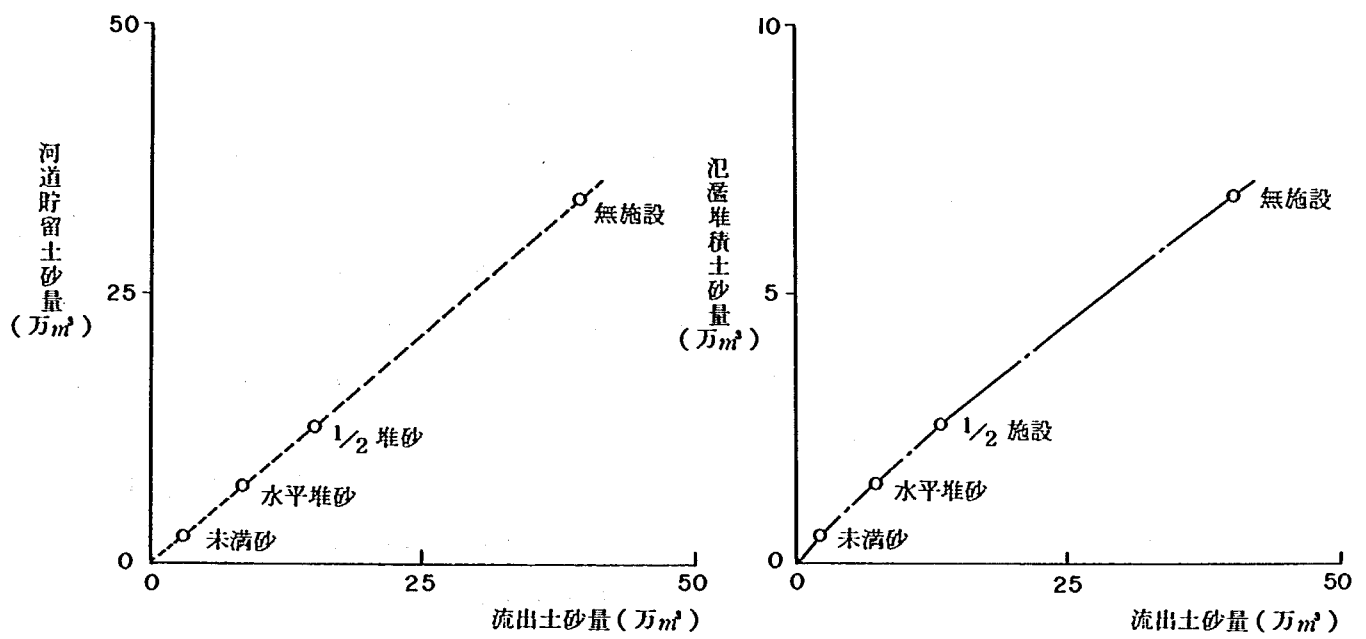


図- 3.2 1 白鶴堰堤からの流出土砂量と氾濫量

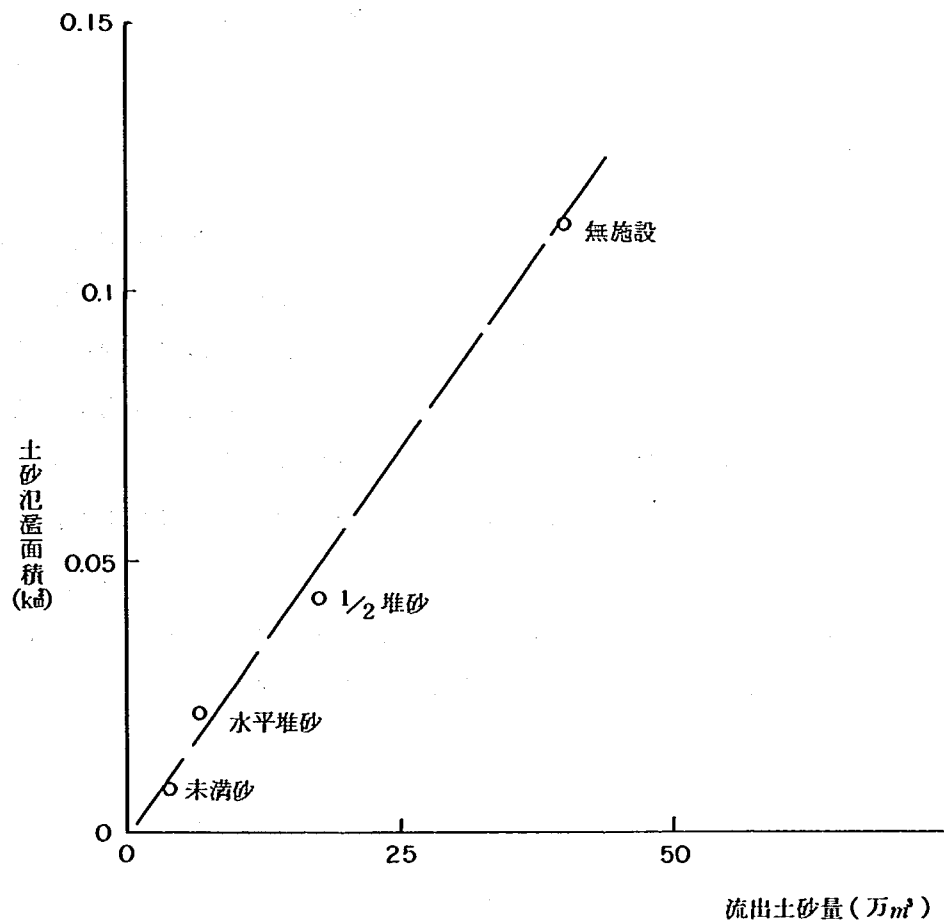


図- 3.2 2 白鶴堰堤からの流出土砂量

3.7 土石流氾濫シミュレーションのまとめ

昭和13年7月5日、住吉川に生じた土石流災害について2次元の土石流氾濫シミュレーションを適用し、実際の被害状況をどの程度説明できるかを検討した。

災害調査では、住吉川流域で生産土砂量が約170万 m^3 、氾濫土砂量が約100万 m^3 程度と推測されているが、氾濫土砂量を約100万 m^3 、土石流(土砂流)として流入させた計算では、氾濫開始点(白鶴堰堤地点)に異常に大きな土砂の堆積(約27m)が生じ、現実には氾濫していない区域まで氾濫することになった。一方、約40万 m^3 を土石流として氾濫域に供給した計算ケースでは、現実の災害状況を土砂害(土砂量をのぞく)、水害ともによく説明できた。

この原因としては、次の2点が考えられる。

- (1) 土石流流下時の氾濫地点の土砂流送能力(土砂濃度)を濃度変化の定常性(勾配に応じた濃度が勾配のみで計算し得るという意味)が仮定できるものとして計算を行ったが、実際の現象では、定常状態の公式で計算される濃度より高濃度である。
- (2) 土石流氾濫として堆積した土砂は約40万 m^3 程度で、残りは浮遊土砂として土石流中に含まれていたものが徐々に堆積した。

災害状況の写真をみると、細粒土砂の堆積がかなり下流の被災地にみられるので後者の原因に負うところが大きいのではないかと考えた。すなわち、昭和13年災害をより良く再現するためには浮流土砂の氾濫堆積も考慮に入れた土石流氾濫シミュレーションを行う必要があると考えられる。

今後の検討課題および対策としては次のようなものがある。

- (a) 浮遊土砂の氾濫堆積については、各メッシュから流出入する流量 q の関数として浮遊砂量 q_s を与え、流量低減に応じて、土砂が流送堆積するように考える。 $q_a = f(q)$
- (b) 氾濫域の河道もメッシュとして表現しているがメッシュが大きい場合適確に表現しづらい面があり、実際の現象との差も大きくなるものと思われる。氾濫域の河道も上流のような河床変動計算を行い、ある破堤条件を満足したら土砂が氾濫域に流出するモデルとする。

白鶴堰堤より上流域では、一次元の河床変動計算を行い施設効果を検討したが、今回の計算では、第3.6節で示したようにかなりの効果を砂防施設が発揮することが示された。ただし、西谷川(右支川)については検討を行っておらず、また土砂供給条件についても砂防施設の効果・検討という面では、さらに詳細に検討をする必要があると考えられる。

4. 住吉川土石流氾濫水理模型実験

4.1 水理模型実験の目的

六甲山の住吉川では、昭和13年より砂防事業を実施しているが、風化花崗岩地帯であることを考慮すると、下流域の著しい都市化に対して十分な安全性を有しているとは言い難く、災害が発生した場合甚大な被害が予想される。そこで、本実験は住吉川流域の模型を製作し、水理模型実験（固定床による実験）を実施し、土石流の条件変化による土砂および流水の氾濫区域の相違を調べ、住吉川における土石流氾濫危険区域についての基礎資料を得ることを目的に実施するものである。

本実験の主な検討項目は、次の通りである。

- ① 土石流の土砂濃度、流量、時間（土砂量）および給砂材料の変化による下流域（扇状地）の氾濫形態の検討。
- ② 支川（西谷川）が谷の出口の河床変動および氾濫形態に及ぼす影響。
- ③ 昭和13年災害の相似性の検討。

4.2 模型概要

実験で用いた模型は、土石流氾濫区域の推定を目的としているため、住吉川下流域（扇状地）左岸側約1.14km、右岸側約1.23km、上流側本川筋東谷堰堤、支川西谷川筋地獄谷合流点、下流側大阪湾河口部までの範囲を縮尺1/100で取り入れた。住吉川流域平面図および模型取り入れ範囲を図-4.1に示す。模型は、送水設備、量水設備、整流設備、河道および扇状地模型（固定床模型、砂防施設無し：縮尺1/100）、沈砂設備からなる。模型の全景を写真-4.1に示す。

実験は、フルードの相似則（表-4.1）にしたがって実施した。

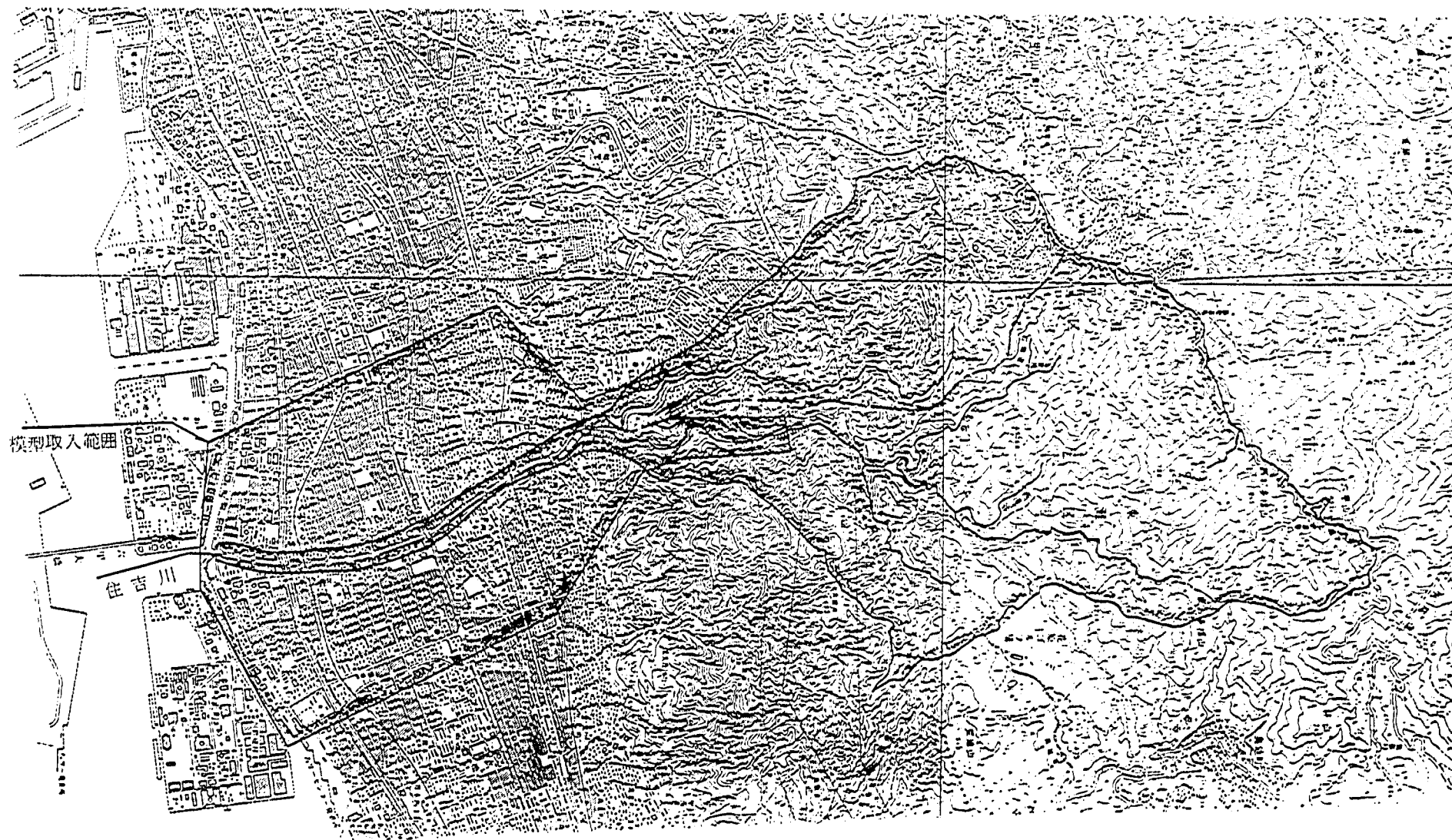


図-4.1 住吉川流域平面図及び模型取入範囲

表- 4.1 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 · X _r ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	H _r · X _r	1 : 10,000
	体 積 (V ₀)	L ³	H _r · 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 · T ⁻¹	H _r ^{1/2}	1 : 100
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	X _r · H _r ^{3/2}	1 : 100,000
	時 間 (T)	T	X _r · H _r ^{-1/2}	1 : 100
	圧力の強さ (P)	F · L ⁻²	H _r	1 : 100
	粗度係数 (n)	L ^{-1/3} · T	H _r ^{2/3} · X _r ^{-1/2}	1 : 2.15
	流量係数 (c)	—	1	1 : 1
	掃 流 力 (τ)	F · L ⁻²	H _r	1 : 100
	運 動 量 (m·v)	F · T	H _r ^{7/2}	1 : 10,000,000

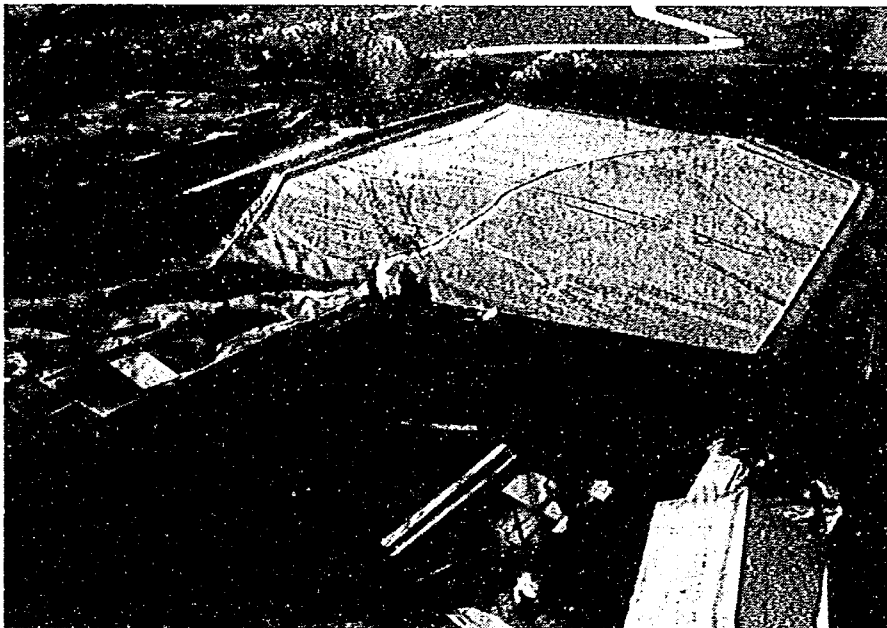


写真- 4.1 実験模型の全景

4.3 実験条件

本実験ケースおよび実験条件を表－4.2に示す。

表－4.2 住吉川土石流実験条件一覧表（水理諸元は模型値）

CASE	流 量 Q(l/s)		給砂濃度 qs(%)		時 間 T(min)		総給砂量 (m³)	実験砂 の種類	家屋 有無	備 考	
1-1	本川	6.0	本川	0.0	40		0.00	—	無	〔清水実験〕 国道、国鉄が地盤高より低い。	
	支川	6.0	支川	0.0							
1-2	本川	6.0	本川	0.0	40		0.00	—	無	〔清水実験〕 国道、国鉄が地盤高と同じ。	
	支川	6.0	支川	0.0							
2-1	本川	3.0	本川	8.0	30		0.72	I	無	支川流入無し	
2-2	本川	3.0	本川	15.0	30		1.35	I	無		
2-3	本川	3.0	本川	12.0	30		1.08	I	無	土砂濃度変化の検討	土砂変濃化による 流量氾濫 時間形態の検討
2-4	本川	1.5	本川	12.0	30		0.54	I	無		
2-5	本川	1.5	本川	12.0	60		1.08	I	無	時間変化の検討	
2-6	本川	3.0	本川	12.0	10	34	0.54	I	無	流量波形の検討	
	本川	1.5	本川	5.0	24						
3-1	本川	2.1	本川	12.0	30		1.08	I	無	〔土砂混実験〕 支川が谷の出口の河床変動および氾濫形態に与える影響の検討	
	支川	0.9	支川	12.0							
3-2	本川	2.1	本川	12.0	43		1.08	I	無		
	支川	0.9	支川	0.0							
4-1	本川	3.0	本川	12.0	30		1.08 (砂:FA) (1 : 1)	II	無	〔土砂混実験〕 (細粒土砂を考慮した場合-- -フラッシュ<FA>を混入する) 流入土砂材料・土砂濃度の変化による氾濫形態の検討	
	支川	0.0	支川	0.0							
4-2	本川	3.0	本川	24.0	15		1.08 (砂:FA) (1 : 1)	II	無		
	支川	0.0	支川	0.0							
4-3	本川	3.0	本川	24.0	15		1.08 (砂:FA) (2 : 1)	III	無		
	支川	0.0	支川	0.0							
5-1	本川	3.0	本川	12.0	20	34	1.729	II	有	昭和13災害の検討 (支川流量; 0.0 l/s)	
	本川	3.0	本川	24.0	14						
5-2	本川	3.0	本川	0.0	15		—			CASE-5-1 に継続	

※ 総給砂量は空際40%を含む。

4.3.1 流量条件

昭和13年災害時の雨量資料より想定される災害時の清水ピーク流量(Q_0)は、最大時間雨量47.6 mm/hr, 流域面積11.49 ㎐(住吉川本川8.12 ㎐, 西谷川3.37 ㎐), 流出係数 $f = 1.0$ で、合理式を用いると

$$Q_0 = f \cdot A \cdot r / 3.6 \approx 152 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となる。福島ら⁵⁾は、図-3.6に示すようにピーク流量を約130 m³/secと求めている。住吉川の計画流量は表-1.1に示すように320 m³/secである。そこで、本実験では模型で1.5 ℓ/sec(現地150 m³/sec, 昭和13年災害規模)と3.0 ℓ/sec(現地300 m³/sec, 計画規模)の定流を実験条件として用いた。なお、支川の影響の検討実験では、上記の流量を流域面積比(本川・支川=8.12:3.37=2.1 ℓ/sec:0.9 ℓ/sec)で配分した。清水実験においては1.5 ℓ/sec, および3.0 ℓ/secの流量では背後地に氾濫しないため、本川と支川から6.0 ℓ/secを与え背後地に流水を氾濫させて、扇状地微地形の影響を調べた。

4.3.2 流入土砂材料

実験使用砂は、図-4.2に示す現地の河床粒度調査結果の粒径加積曲線図に基づいて調合した3種類の混合砂を使用した。実験砂Ⅰは細粒砂(0.1 mm以下)を含まない混合砂で実験砂Ⅱは砂とフライアッシュの混合比が1:1, 実験砂Ⅲは砂とフライアッシュの混合比が1:2の混合砂である。実験砂としてフライアッシュを用いたのは、昭和13年災害時に扇状地内に堆積した細粒土砂(模型で0.05 mm以下)の表現を考慮したこと、および谷の出口での微細土砂の影響による土砂堆積状況の変化を調べるためである。表-4.3に実験砂材料の粒径諸元を示す。

表-4.3 実験砂材料粒度(模型値)

実験砂の種類	材 料	平均粒径 $d_m(\text{mm})$	最大粒径 $d_{\max}(\text{mm})$
I	砂(混合砂)	0.37	5.0
II	砂+フライアッシュ<FA> (砂:フライアッシュ=1:1)	0.30	1.5
III	砂+フライアッシュ<FA> (砂:フライアッシュ=2:1)	0.37	1.5
II, III	砂	0.490	1.5
	フライアッシュ	0.015	0.05

昭和55年住吉川堰堤河床粒度資料

---◇---	黒岩治山	---●---	白 鶴
---▽---	本 庄	---▲---	大 谷
---○---	東 谷	---◆---	神楽谷
---△---	五助下流		

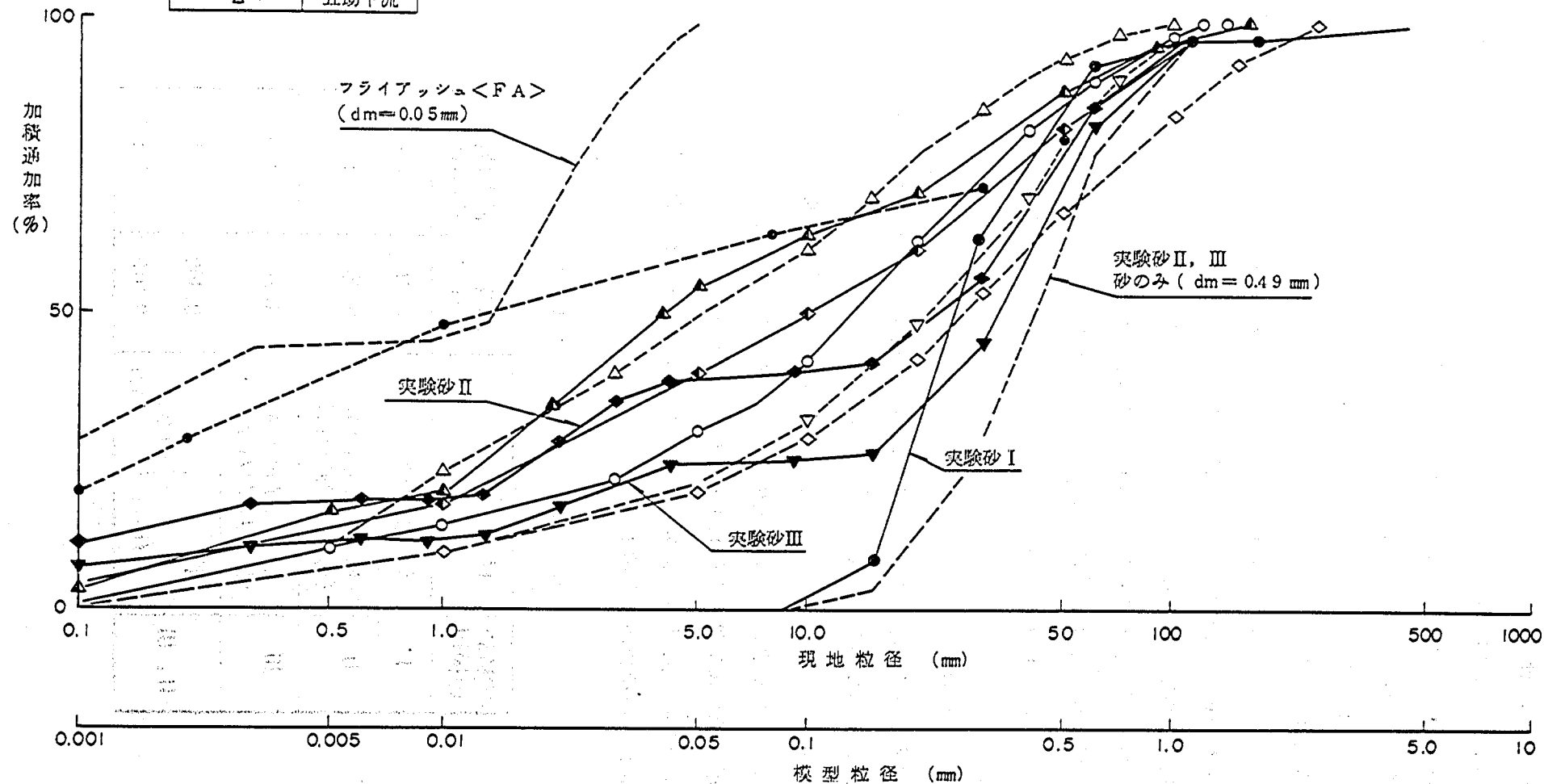


図-4.2 実験砂粒度分布図

4.3.3 流入土砂濃度

実験に使用した土砂濃度は、昭和13年災害時に流下した土砂濃度が不明なため、予め高橋の土石流濃度式を用いて予察を行い、氾濫状況を観察しながら土砂濃度を变化させた（ Q_s ：土砂量， Q_t ：総流量として $Q_s/Q_t=8.0\%$ ， 12.0% ， 15.0% ， 24.0% を採用した）。

$$Cd = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

上式で $\sigma/\rho=2.65$ ， $\tan \theta=1/10$ ， $\tan \phi=0.60$ とすると， $Cd=0.121 \approx 12\%$ となる。細粒土砂を考慮した実験では、施設計画で考えられている値に近い $Q_s/Q_t=24\%$ を採用した。

4.3.4 実験時間と土砂量

本実験は、水理条件を変化させて氾濫区域を再現できる水理条件を得ようとするものであり、実験時間は河床変動および土砂氾濫の傾向が把握できる30分を基準とした。したがって、土砂量は土砂濃度により $0.54 \text{ m}^3 \sim 1.729 \text{ m}^3$ （空隙率0.4を含む）となった。 1.729 m^3 は昭和13年災害時に調べられた流出土砂量である。¹⁾

4.3.5 昭和13年災害の状況

災害史^{1), 3)}によるその時の状況をまとめると、次のようである。

- 1) 3日間（昭和13年7月3日～5日）で461.8mmの雨量が記録されている。
- 2) 最大時間雨量は47.6mm（5日午前10～11時）であった。
- 3) 土石流の発生は5日午前9時40分頃であった。
- 4) $1,729,000 \text{ m}^3$ の土砂が流出した。
- 5) 氾濫区域は図-2.4に示したが、主な被害状況は以下のとおりである。

- ① 住吉川の流れは谷の出口より左右岸へ2分した。
- ② 白鶴美術館付近では溪岸侵食により川沿いの広道が崩れ、家屋が流出した。
- ③ 阪急電鉄付近～国道間右岸が決壊した。
- ④ 土砂の堆積状況

- ・国道上流側→砂礫質， 下流側→細粒土砂
- ・谷の出口約10mの土砂堆積
- ・阪急付近2～3mの土砂堆積→礫
- ・住吉神社約1mの土砂堆積→細砂
- ・住吉小学校約2mの土砂堆積→細砂

⑤ 被害が明確な家屋

- ・白鶴美術館（溪岸侵食）
- ・野村邸（溪岸侵食）

- 住友邸（土砂堆積）
- 観音林具楽部（土砂堆積）
- 駐在所（土砂堆積）
- 住吉駅舎（土砂堆積）
- 住吉神社（土砂堆積）
- 住吉小学校（土砂堆積）
- 本山第2小学校（土砂堆積）

CASE-5ではこれらの家屋を模型に取り入れた。

4.4 実験結果と考察

4.4.1 清水実験

水山ら¹²⁾は、土石流の氾濫範囲だけを知るだけなら水だけを流せばよいようにも思える
と述べている。本実験はこの考え方に従い、河道地形及び扇状地面の微地形が、氾濫区域
にどのように影響するかを定性的に把握するために行った。流量条件は、表-4.4に示す
3タイプについて行い、住吉川本川6.0ℓ/sec、西谷川6.0ℓ/secの実験では、左岸側
背後地の国道、国鉄の地盤高が周辺の地盤高より低い場合（CASE1-1）とほぼ同じに
した場合（CASE1-2）について検討した。

表-4.4 清水実験流量条件

河 川 名	流 量 Q (ℓ/sec)		
	タイプ1	タイプ2	タイプ3
住吉川(本川)	1.5	3.0	6.0
西谷川(支川)	0.0	0.0	6.0

実験の結果は以下のとおりである。

- ① 住吉川本川1.5ℓ/sec（タイプ1）の場合、現流路工（護岸高4cm）内で流下し、
背後地に氾濫することはない。
- ② 流路工は計画流量320m³/secに対して設計されており（模型はS.13災当時の河道
状況が不明なため、現流路工で上流部の砂防ダムを取り入れない状態で設定した）、住
吉川本川3.0ℓ/sec（現地で300m³/sec）（タイプ2）の場合にも背後地に流水が氾
濫することはない。しかし流路工内には数多くの床固があり、この下流での流水の乱れ
によって、また湾曲部外湾側の流水の集中によって護岸の余裕がなくなる。
- ③ 住吉川本川Q=6ℓ/sec、西山川支川Q=6ℓ/sec（タイプ3）の場合は次のように
なった。
 - i) 谷の出口でのS字の屈曲部上流側（白鶴美術館下流）から右岸背後地に氾濫する流
れ、流路工内を流下する流れ、S字屈曲部下流側（野村邸対岸）から左岸背後地に氾

溢る流れの3方向に分かれる。図-4.3、図-4.4に流水の氾濫状況を示す。

ii) 右岸側の氾濫は、谷の出口付近の右岸側への流水が乗り上げることによって生じる。

氾濫した流れは住吉小学校方向へ流下し横方向の広がり昭和13年災の範囲に比べて小さい($B=10\text{ m}$ 程度)。また国鉄、国道の地盤高によってその下流側の広がり範囲が異なる。すなわちそれらが周辺の地盤高より低い場合には、流水は国鉄、国道を右方向に流下して下流(河口方向)に流下する。周辺の地盤高とほぼ同じ場合には、そのまま河口方向へ流下する。

iii) 左岸側の氾濫は、S字屈曲部下流側から生じ、背後地盤高の低い本山第2小学校方向へ流下する。この範囲は、昭和13年災害時の溢水流路の範囲とほぼ一致している。その下流では国鉄の地盤高が周辺の地盤高より若干高くなっているため、国鉄上流に水が溜ることになる。本模型は現在の平面図、航空写真測量結果で設定しており、この国鉄の地盤高については昭和13年災害当時と異なっている可能性もある。

表-4.5に清水実験における流速と水深の測定結果を示す。

表-4.5 清水実験における流速と水深の測定結果(模型値)

(): 水深

流量 (L/sec)		タイプ1	タイプ2	タイプ3
		タイプ1	タイプ2	タイプ3
地 点	本川	1.5	3.0	6.0
	支川	0.0	0.0	6.0
流 路 工 内	谷の出口付近	0.92 m/s	1.12 m/s	1.56 m/s
	S字屈曲部上流側	0.85 m/s	1.05 m/s	1.43 m/s
	S字屈曲部下流側	0.74 m/s	1.04 m/s	1.28 m/s
	阪急電鉄付近	0.75 m/s	0.96 m/s	1.39 m/s
	国鉄付近	0.77 m/s	0.97 m/s	1.46 m/s
	阪急電鉄付近	0.60 m/s	0.87 m/s	1.22 m/s
背 後 地	野村邸付近(右岸)	—	—	0.68 m/s (0.5m)
	住友邸付近(右岸)	—	—	0.71 m/s (0.3m)
	住吉駅舎付近(右岸)	—	—	0.51 m/s (0.2m)
	野村邸対岸左岸側	—	—	1.25 m/s (0.5m)
	本山第2小学校付近(左岸)	—	—	0.49 m/s (0.2m)

以上より、流路工内で特に問題となるのは、谷の出口付近の左岸側、その下流のS字屈曲部の外湾側であり、背後地の氾濫(土砂堆積による)もこの付近から生じる。氾濫方向は昭和13年災害とほぼ一致しているが、氾濫範囲はかなり狭い結果となった。住吉川扇状地における氾濫は、土砂堆積による影響が大きく土砂混入実験の必要性が明らかとなった。

4.4.2 土砂濃度を変えた実験

第4.3節で述べたように、昭和13年災害時に流下した土砂濃度は不明であるため、土砂濃度の変化による氾濫地点の状況と主な土砂堆積の範囲を調べた。

実験結果は以下のとおりである。

1) CASE-2-1 (土砂濃度8%)

- ① 土砂が阪急電鉄上流側に堆積し始め、5分経過頃には右岸側へ流水が氾濫する。
- ② 阪急電鉄上流側の土砂堆積が大きくなり、10分経過頃には小さな扇状地を形成した形となり(流路工内の土砂堆積約5cm)、流水および土砂が左右岸の背後地に分散する。
- ③ 土砂堆積の位置が徐々に上流側へ移行(遡上)し、谷の出口S字屈曲部下流側(野村邸)付近が首振り地点となる(15分経過頃)。
- ④ 流水および土砂の氾濫は、上流地形の影響で左岸側へ片寄る傾向がある。
- ⑤ 土砂堆積はほとんど阪急電鉄上流側で生じ、右岸側に比べて左岸側の土砂氾濫範囲が大きい。
- ⑥ 昭和13年災害時の氾濫範囲と比較すると、左岸側ではほぼ一致している(流水の範囲)が、右岸側ではかなり小さくなっている。
- ⑦ 谷の出口上流側には、約0.05m³の土砂が堆積し、下流扇状地への流出土砂濃度の平均は約7.4%と考えられる。
- ⑧ 河道内での土砂堆積は、谷の出口で4~5cm、S字屈曲部で6~7cm、阪急電鉄付近で4~5cm、国鉄付近で2~3cm、阪神付近で1cm程度である。
- ⑨ 背後地での土砂堆積は、右岸側の氾濫地点付近で1cm程度、左岸側の氾濫地点で2~3cm、阪急電鉄付近(左岸側)で2.5cm程度である。

2) CASE-2-2 (土砂濃度15%)

- ① 阪急電鉄上流側のS字屈曲部下流側(野村邸付近)に土砂が堆積し始め、3分経過頃になると背後地に氾濫するようになる(左右岸)。
- ② 土砂の堆積が遡上し、5~10分経過頃になると、谷の出口付近の土砂堆積が大きくなり(7cm)、谷の出口付近を首振り地点とし、流水および土砂が背後地に氾濫する。
- ③ 谷の出口付近の土砂堆積が8~9cmになると(15分経過頃)、上流地形の方向が右岸側へ向いていることが影響して右岸側へ大きく氾濫し、左岸側への氾濫が少なくなる。
- ④ 土砂の堆積は、左岸側ではほとんど阪急電鉄上流側、右岸側では国鉄上流側となる。
- ⑤ 昭和13年災害時と比較すると、氾濫地点が上流側へ移っている。このため、左岸側の範囲は小さくなっており、右岸側では谷の出口付近を除けばほぼ一致している。
- ⑥ 谷の出口上流河道には約0.15m³の土砂が堆積し、下流扇状地への流出土砂濃度の

平均は約13.3%程度となる。

⑦ 河道内での土砂堆積は、谷の出口付近で13～15cm、S字屈曲部で6～7cm、阪急電鉄付近で5.5cm、国鉄付近で2cm程度、阪神付近で1cm程度である。

⑧ 背後地での土砂堆積は、右岸側野村邸付近で1～2cm、住友邸付近で1.5cm、左岸側阪急電鉄付近で0.5cm程度である。

3) CASE-2-3 (土砂濃度12%)

① 2～5分経過頃、谷の出口のS字屈曲部下流側での土砂堆積により左右岸へ流水が氾濫する。この現象は、流入土砂の増加(時間の経過)により明確となり、10分経過頃になると土砂も左右岸へ氾濫するようになる。

② 流入土砂量の増加に伴い土砂の堆積位置が上流側に遡上し、谷の出口付近の土砂堆積が9cm程度(15分経過頃)になった時点で、右岸側に流水および土砂が大きく氾濫するようになる。

③ 土砂の堆積は、左岸側が阪急電鉄付近、右岸側が国鉄付近まで拡がっているが、ほとんどの土砂は阪急電鉄付近で堆積している。

④ CASE-2-1, CASE-2-2に比べ、土砂の堆積氾濫が左右岸にほぼ均等になる。

⑤ 昭和13年災害時と比較すると、右岸側の氾濫地点が上流に移っている。

⑥ 谷の出口上流河道には、約0.08m³の土砂が堆積し、下流扇状地への流出土砂濃度は、平均で約11.1%となる。

⑦ 河道内での土砂堆積は、谷の出口付近で10cm程度、S字屈曲部で6～7cm、阪急電鉄付近で4cm、国鉄付近で1～2cm、阪神付近で0.5～1.0cmとなる。

⑧ 背後地での土砂堆積は、谷の出口付近で1～2cm、左岸側0.5～1.5cm、右岸側で1～2cm(ともに阪急電鉄上流)である。

実験終了後の氾濫状況図を図-4.5～図-4.7に、土砂堆積横断図を図-4.8に示し、実験結果を比べるため氾濫状況の模式図を図-4.9に示した。流況観察結果および図より、土砂濃度が堆積形状に及ぼす影響は次のようにまとめられる。

⑨ 流路工内は、土砂の流下により阪急電鉄上流で土砂堆積が生じ、背後地に氾濫する原因となる。阪急電鉄上流の流路工の河床勾配は約1/70であり、Brown式(4.1)、芦田・高橋・水山の緩勾配の流砂量式(4.2)および水山・上原の固定床における流砂量式(4.3)を用いて流路工で流送できる土砂濃度を求めると(4.4～4.8式を用いる)、流路工に約1.5%以上の土砂濃度で洪水が流下した場合に土砂堆積が生じることになる。(Brown式)

$$q_{s*} = q_s / u_* \cdot d = 10 \tau_*^2 \dots\dots\dots (4.1)$$

(芦田・高橋・水山の緩勾配の流砂量式)

$$q_{s*} = 12 \tau^* (1 - 0.85 \tau^* c / \tau^*) (1 - 0.92 \sqrt{\tau^* c / \tau^*}) \dots\dots\dots (4.2)$$

(水山・上原の固定床における流砂量式)

$$q_{s*} = 21 \tau^* (1 - 0.85 \tau^* c / \tau^*) (1 - 0.92 \sqrt{\tau^* c / \tau^*}) \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\tau^* c = 0.04 \times 10^{1.72 i} \quad (5.2 \text{ 式に使用}) \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\tau^* c = 0.03 \quad (5.3 \text{ 式に使用}) \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\tau^* = u_*^2 / (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

$$u_* = \sqrt{gh i} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

$$h = (nq / i^{1/2})^{3/5} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

ここに、 q_s : 単位幅、単位時間当たりの掃流砂量、 u_* : 摩擦速度、 q_{s*} : 無次元掃流砂量、 τ^* : 無次元掃流力、 $\tau^* c$: 無次元限界掃流力、 i : 河床勾配、 d : 粒径、 h : 水深、 n : Manning の粗度係数、 q : 単位幅流量、 g : 重力の加速度、 σ : 砂礫の密度、 ρ : 流水の密度である。

- ⑥ 流路工の氾濫は、阪急電鉄上流側で土砂濃度が低いほど下流側となる。
- ⑦ 土砂の堆積により首振り現象が生じ、これが原因して氾濫範囲が大きくなる。この首振り現象を生じる地点は、土砂濃度が 8 % の場合には流入土砂量の増加 (時間の経過) にはほとんど関係なくほぼ同一地点で生じるが、土砂濃度が 12 %、15 % 時には流入土砂量の増加 (時間の経過) に伴い首振り地点が谷の出口付近まで遡上する。
- ⑧ 首振り地点の遡上により土砂の氾濫位置が上流側に移り、氾濫範囲も広がる。
- ⑨ 土砂の到達位置は、土砂濃度の変化にかかわらずほぼ同一地点である (本実験での土砂濃度の範囲)。
- ⑩ 昭和 13 年災害との氾濫箇所、広がり範囲を比較すると、広がり範囲は昭和 13 年災害時と比べて土砂量が少ないため狭くなる。氾濫箇所はほぼ一致しているとみなせるが、谷の出口付近の右岸側では野村邸付近に流水および土砂が乗り上げ、昭和 13 年災害時の記録 (野村邸は被害を免れている) とは異なる。これは災害当時の地形 (この付近は溪岸が侵食され、河道が広がった) と模型 (現況河道……河道が広がった状態) とが異なることなどが考えられる。
- ⑪ 土砂堆積高について見ると、土砂濃度の大きい方が谷の出口で堆積高が大きくなり、扇状地内では土砂濃度の小さい方が堆積高が大きい。

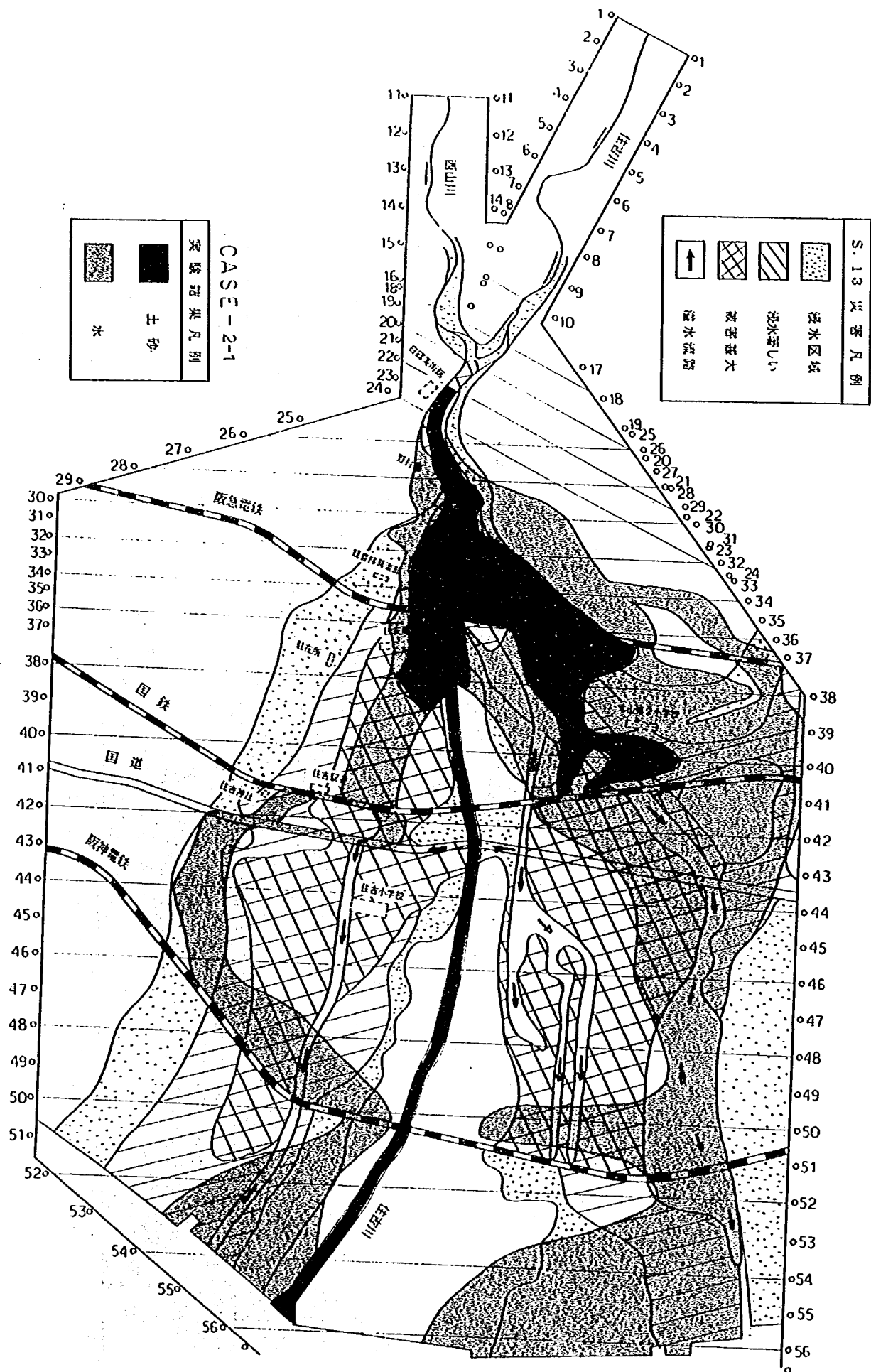


図-4.5 氾濫状況図 (CASE-2-1)

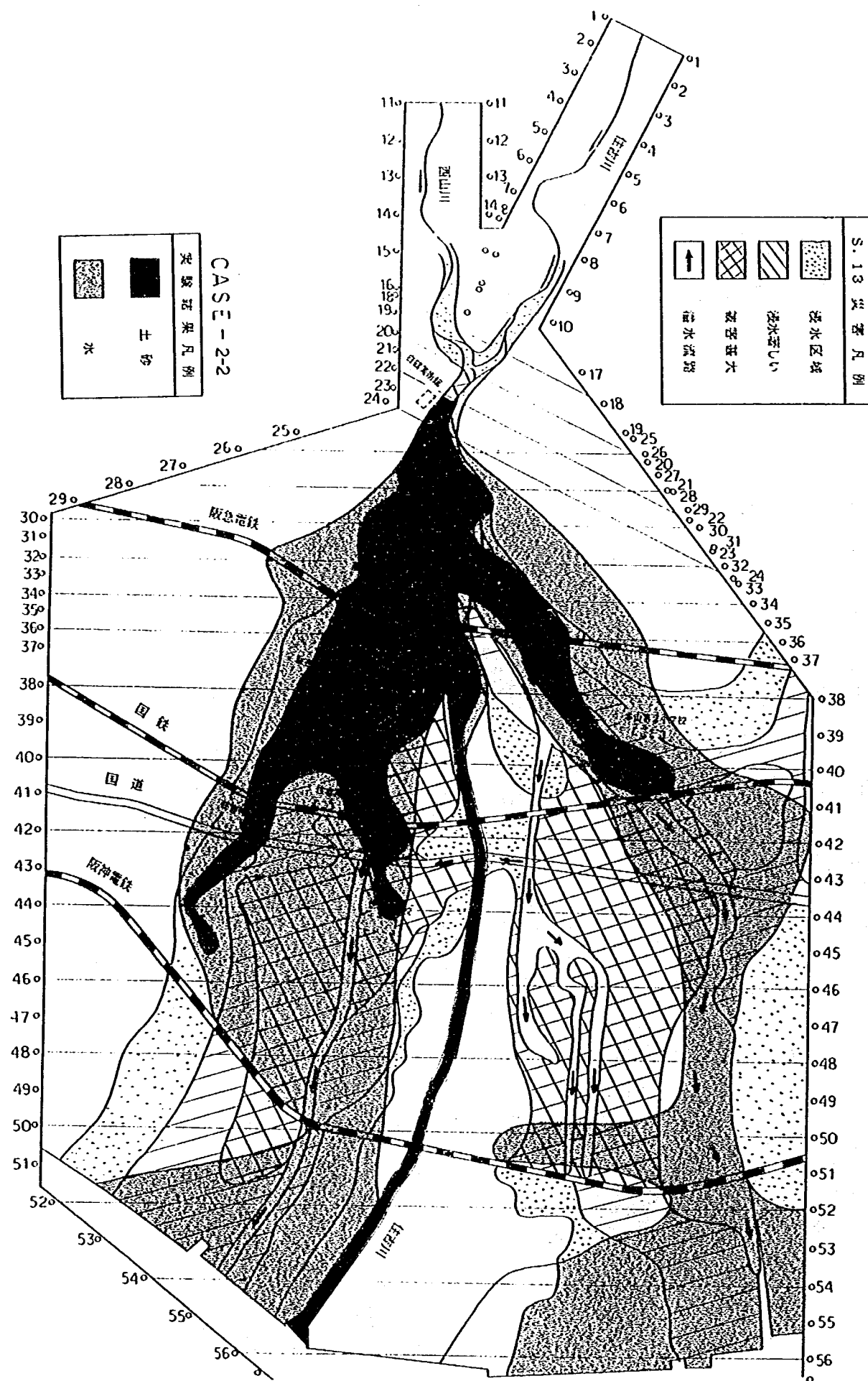


図-4.6 氾濫状況図 (CASE-2-2)

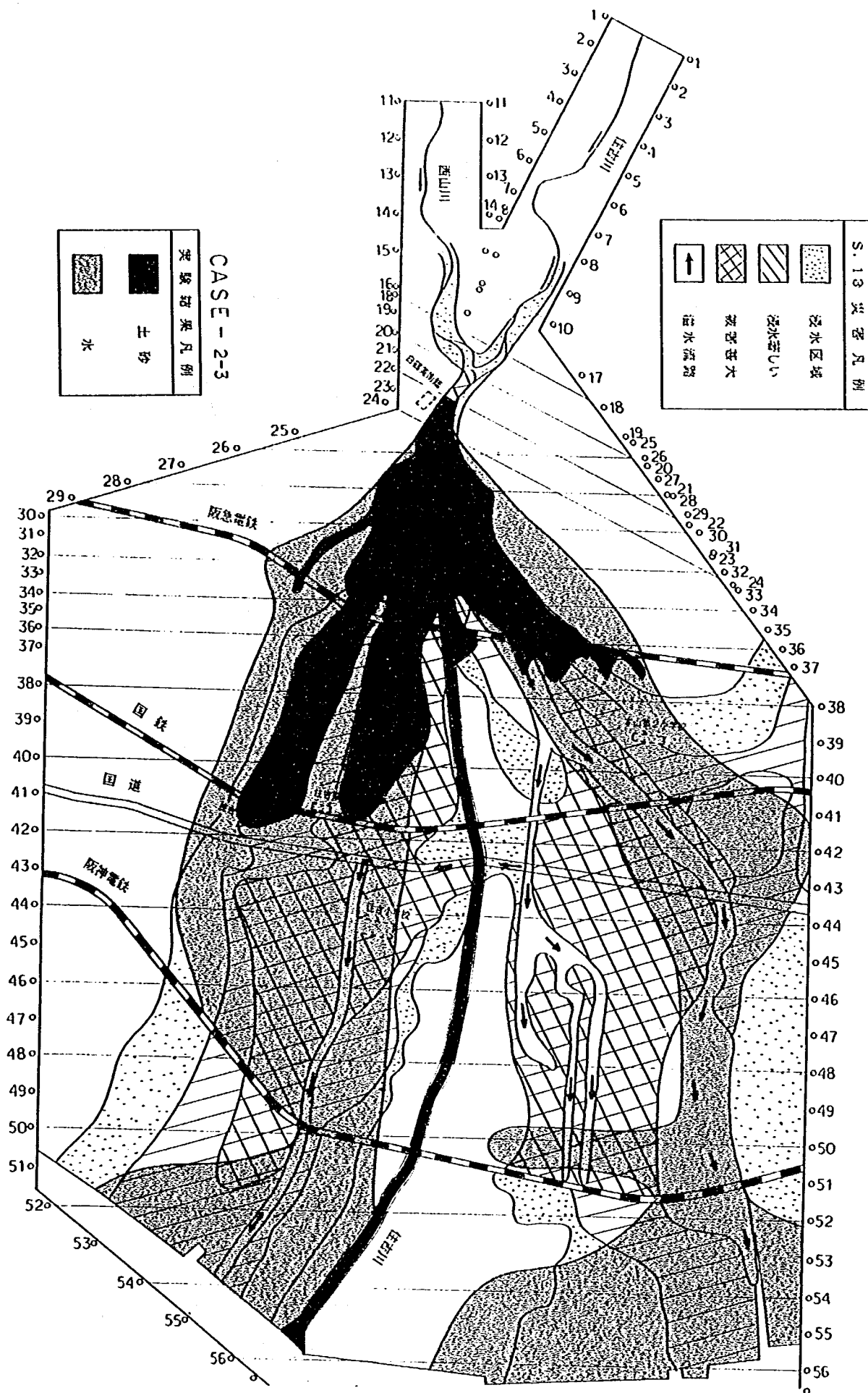


図-4.7 氾濫状況図 (CASE-2-3)

図 25 (谷の出口の出口付近)

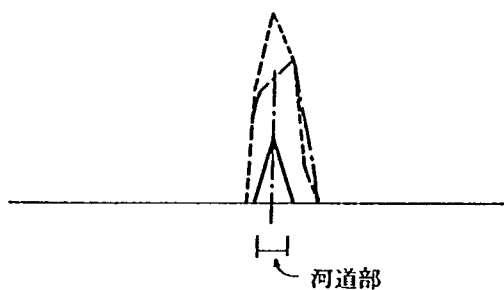


図 28 (S 字屈曲部, 野村邸)

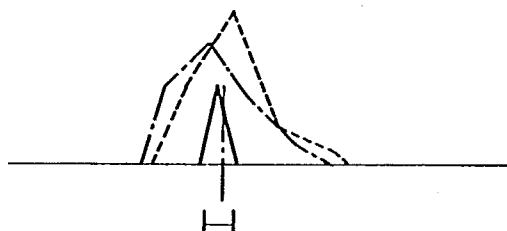


図 30 (S 字屈曲部下流)

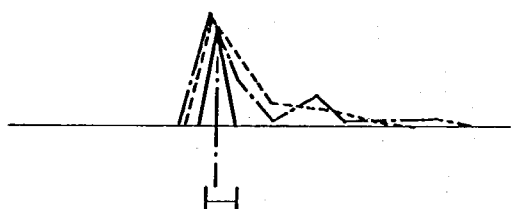


図 33 (阪急電鉄上流)

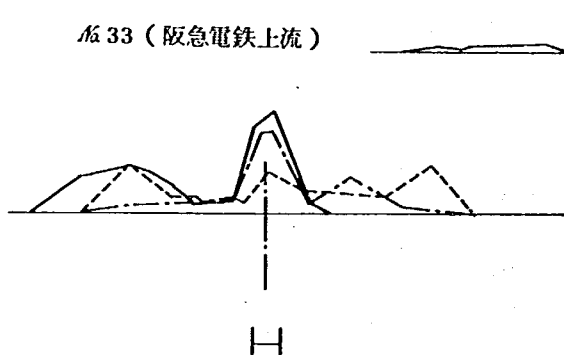


図 36 (阪急電鉄付近)



図 38 (阪急電鉄下流)

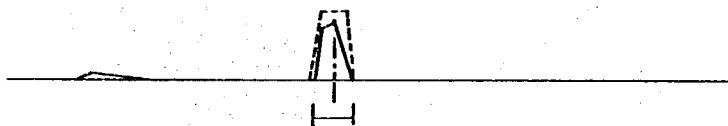


図 40 (国鉄上流)

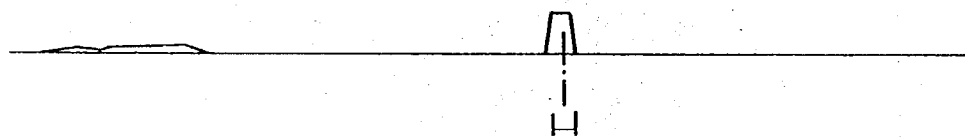
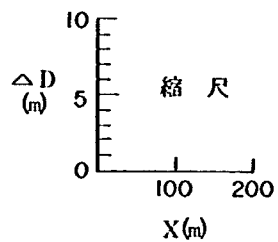
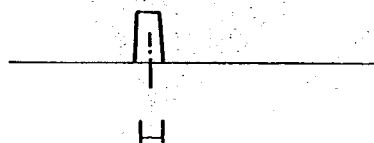


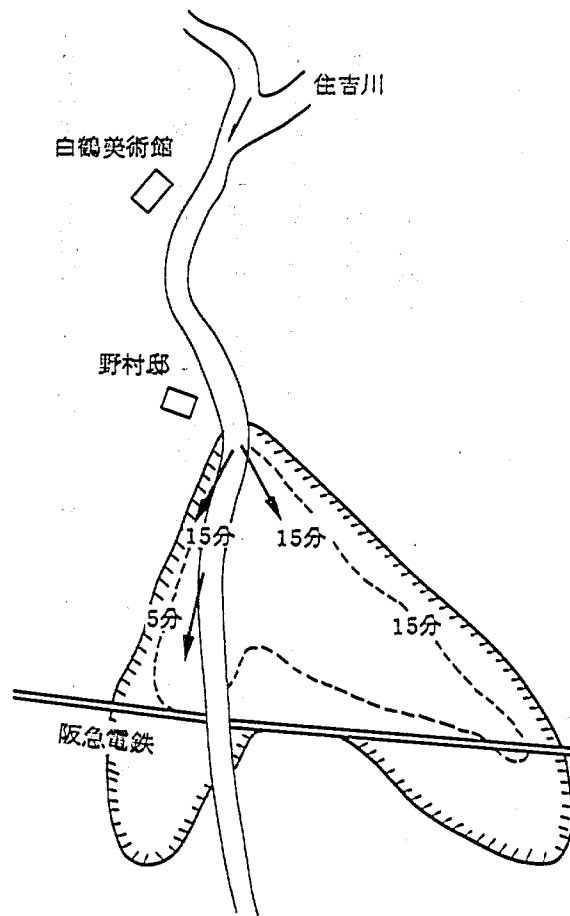
図 44 (国鉄下流)



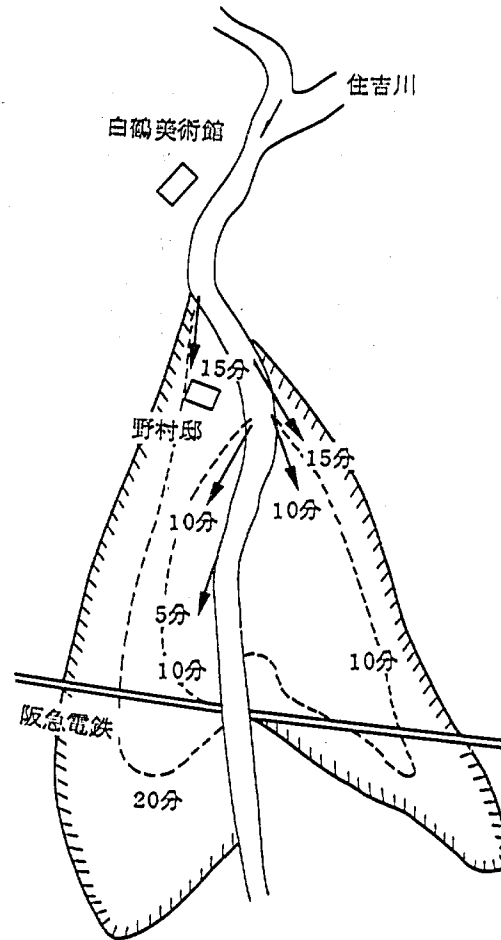
凡 例

CASE-2-1	————
CASE-2-2	- - - - -
CASE-2-3	— · — · —

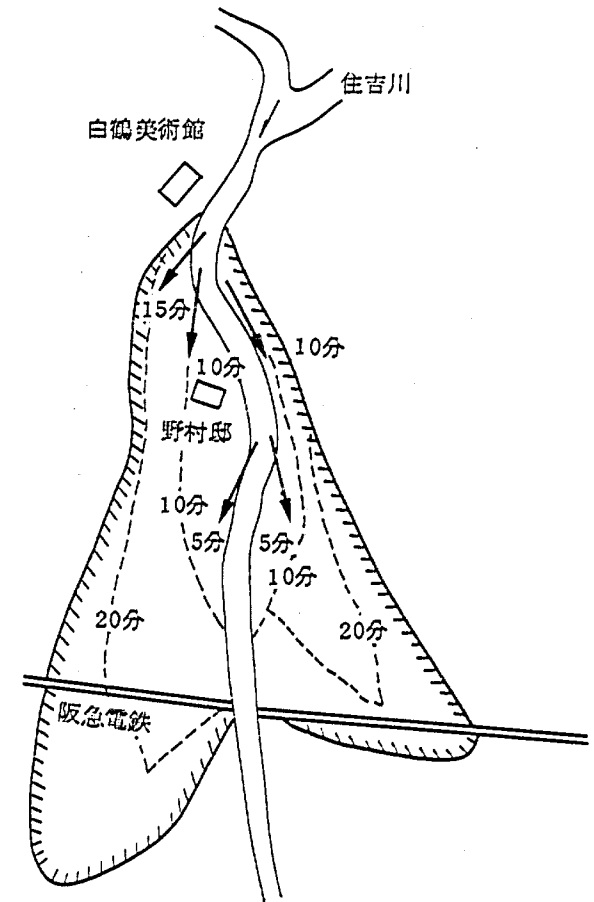
図 - 4.8 土砂堆積横断図 (CASE-2-1~2-3)



$Q = 3.0 \text{ l/s}$ CASE-2-1
 $q_s = 8.0 \%$



$Q = 3.0 \text{ l/s}$ CASE-2-3
 $q_s = 12.0 \%$



$Q = 3.0 \text{ l/s}$ CASE-2-2
 $q_s = 15.0 \%$



実験終了時の
土砂堆積範囲

図-4.9 土砂濃度の変化による氾濫状況の模式図

4.4.3 流量と実験時間を変えた実験

昭和13年災害のハイドログラフを流出解析により求めたものはあるが、⁵⁾ 実際のピーク流量や土砂の流出時間等は明らかでない。そこで、流量と実験時間が土砂堆積に及ぼす影響を調べた。

CASE-2-4およびCASE-2-5の実験結果は以下のとおりである。

- ① CASE-2-4, 2-5は流量と土砂濃度が同じであり、実験時間はCASE-2-5が2倍(総土砂量が2倍)となっている。そのため、30分経過時までは、ほぼ同様の流況を示す。
- ② 10分経過頃には、S字屈曲部(野村郎対岸)より左岸側に流水が氾濫し始める。
- ③ 15分経過頃になると土砂も氾濫する。
- ④ 30分経過頃には、阪急電鉄上流側の土砂堆積が護岸高(4cm)より高くなり右岸側へ若干氾濫する。しかし、流水および土砂の氾濫の主体は左岸側である。
- ⑤ 35分頃になると、谷の出口の土砂堆積が9cm程度となり、右岸側へ氾濫するようになり、首振り地点となる。
- ⑥ CASE-2-1~CASE-2-3で流量が3ℓ/secの実験と比べ流量が1/2と小さいため、土砂の堆積する位置が若干上流に移行する(これまで野村郎下流であったのが、野村郎付近となる)。
- ⑦ 実験終了後の河床変動を見ると、土砂堆積は阪急電鉄上流側に多く、下流側は少ない。
- ⑧ CASE-2-3とCASE-2-5を比較すると、流水および土砂の氾濫範囲はほぼ同じであるが、CASE-2-5では堆積高が若干小さく、左岸側で0.5~1.0cm、右岸側で0.5~1.5cmとなっている。
- ⑨ CASE-2-5における河道内の土砂堆積を見ると、河道上流部での堆積がCASE-2-3に比べて若干大きく、谷の出口付近では同程度(約10cm)、下流の流路工内では0.5cm程度小さくなっている。

氾濫状況図を図-4.10, 図-4.11に、土砂堆積横断図を図-4.12に示し、氾濫状況の模式図を図-4.13に示した。流量と実験時間が土砂の堆積形状に及ぼす影響は次のようにまとめられる。

- ① 一般に土砂濃度、土砂量が同じであっても、流量が小さいと氾濫範囲が若干異なることが知られる。すなわち多量の土砂流出がある状態では流量が大きい場合が小さい場合に比べて首振り地点が若干下流側となる。換言すれば、流量が小さい方が上流部に堆積しやすい(堆積高が大きくなる)傾向がある。本実験においても、土砂量1.08m³(CASE-2-5)の実験終了時における土砂の氾濫発生点はCASE-2-3の場合よりも若干上流部(谷の出口付近)となっている。
- ② 土砂の到達位置は、流量が大きい方がより下流まで到達する。この傾向は右岸側の方

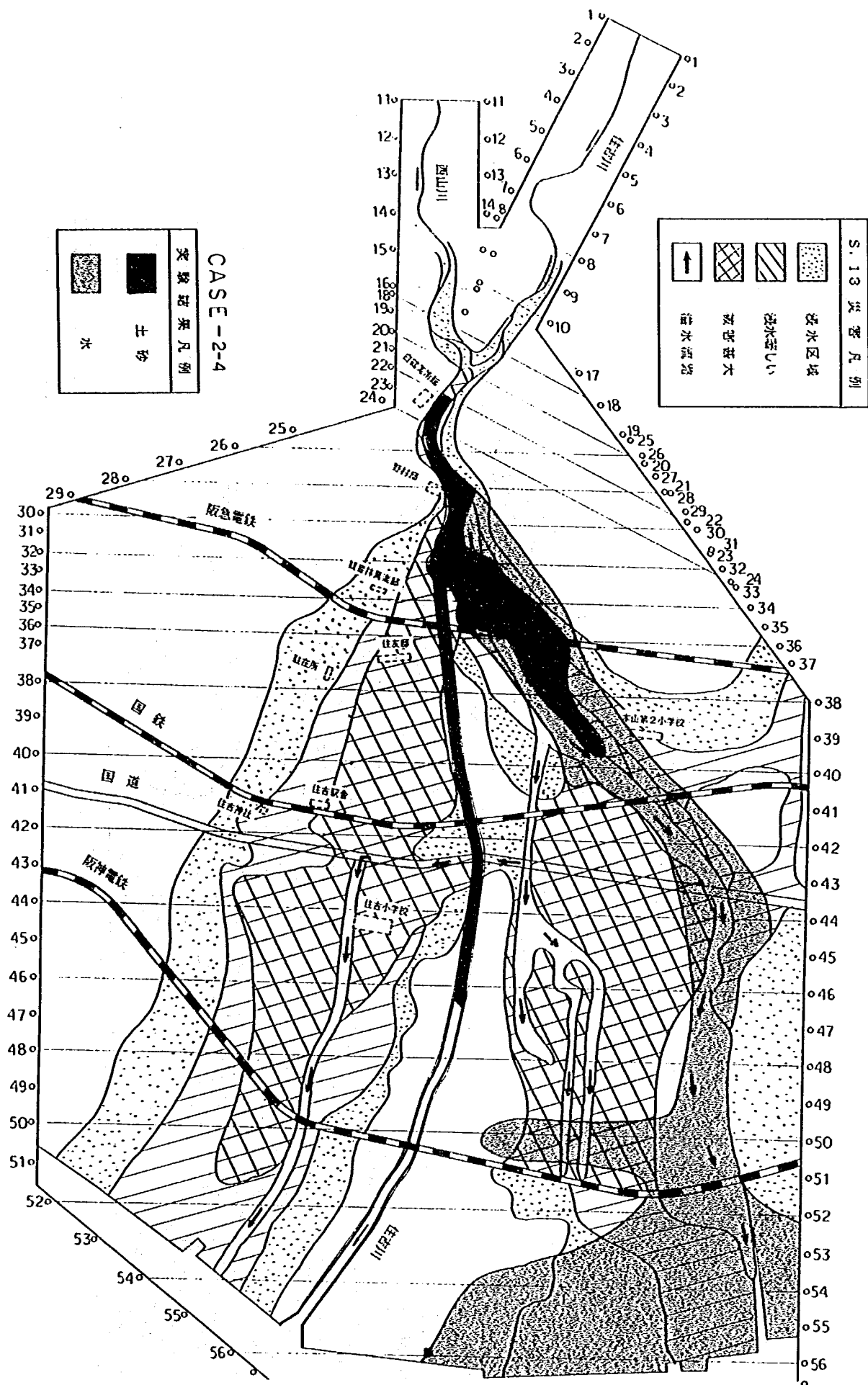


図-4.10 氾濫状況図 (CASE-2-4)

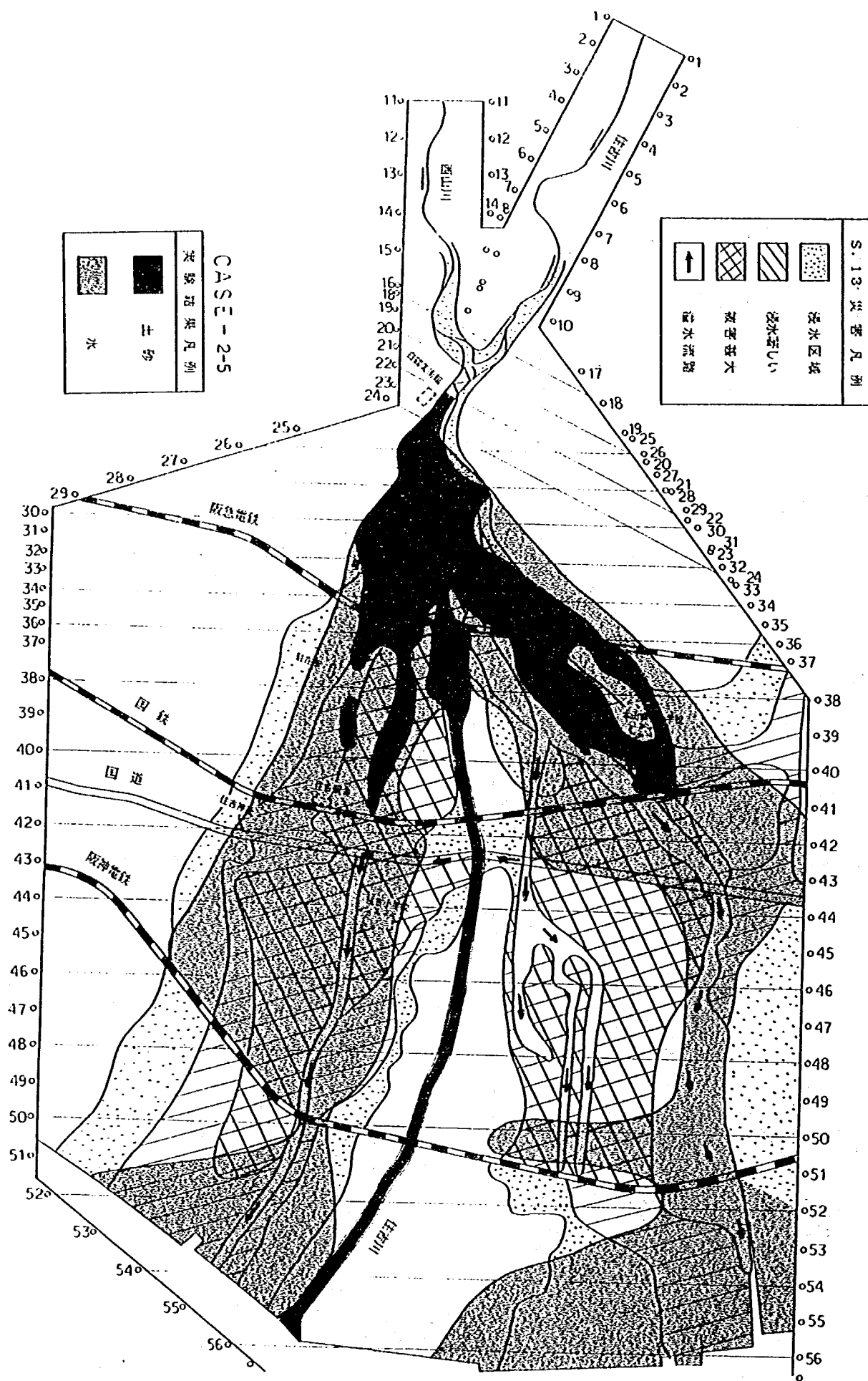


図-4.1.1 氾濫状況図 (CASE-2-5)

図 25 (谷の出口の出口付近)

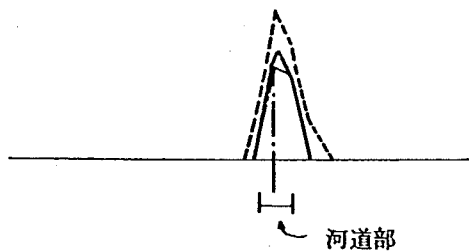


図 28 (S字屈曲部, 野村邸)

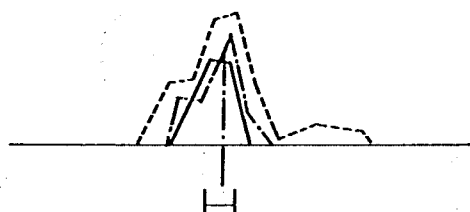


図 30 (S字屈曲部下流)

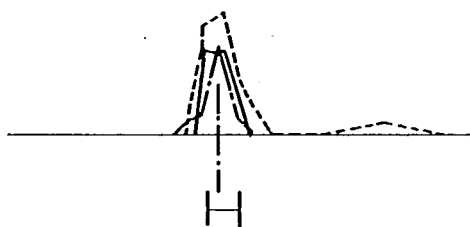


図 33 (阪急電鉄上流)

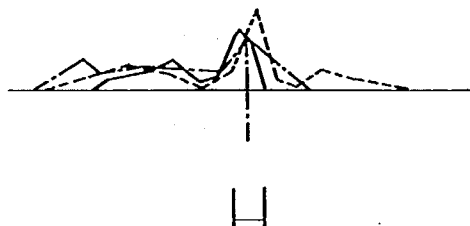


図 36 (阪急電鉄付近)



図 38 (阪急電鉄下流)

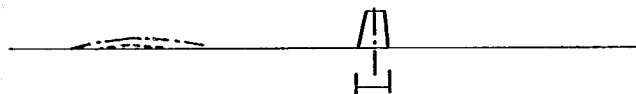
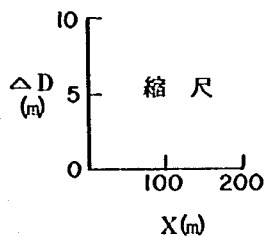
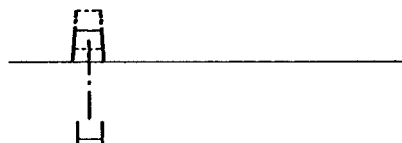


図 40 (国鉄上流)

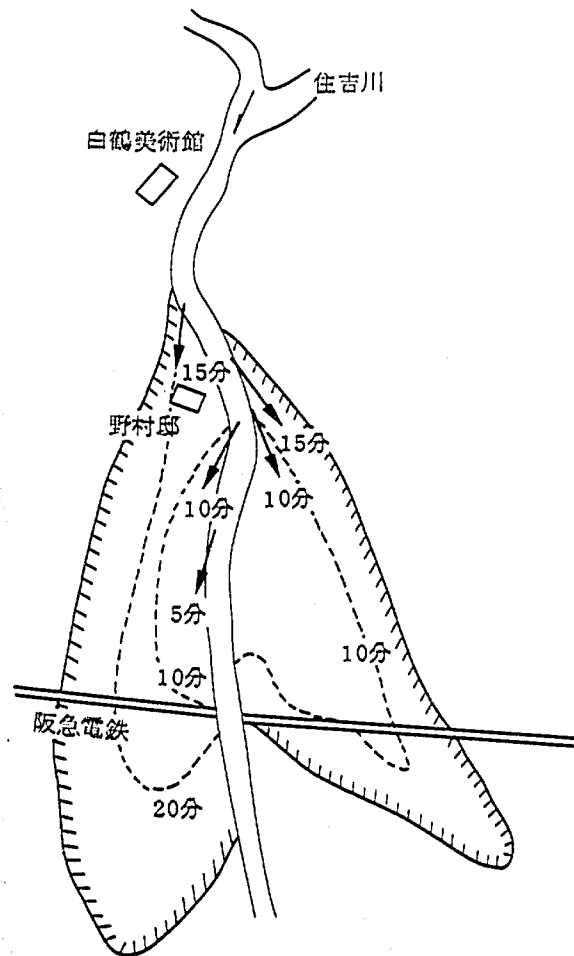


図 44 (国鉄下流)

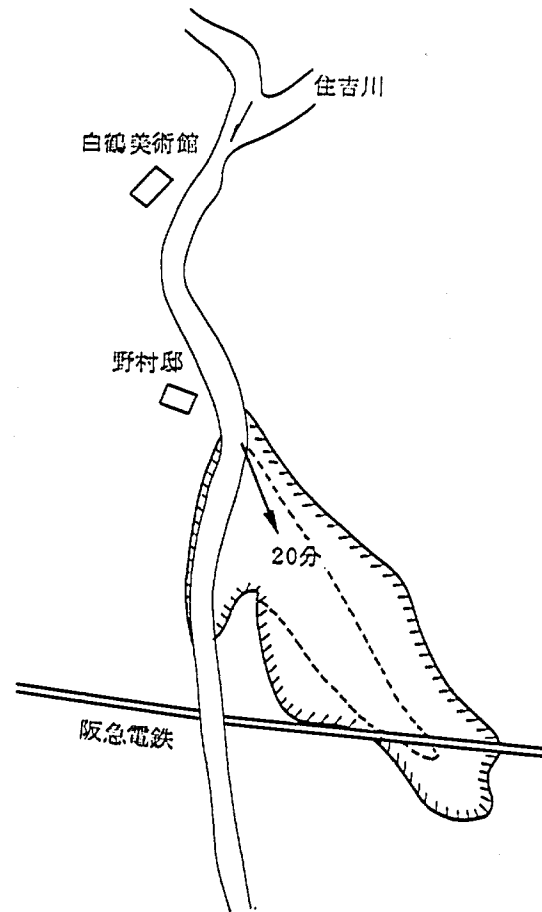


凡 例	
CASE-2-4	————
CASE-2-5	-----
CASE-2-6	——— · ———

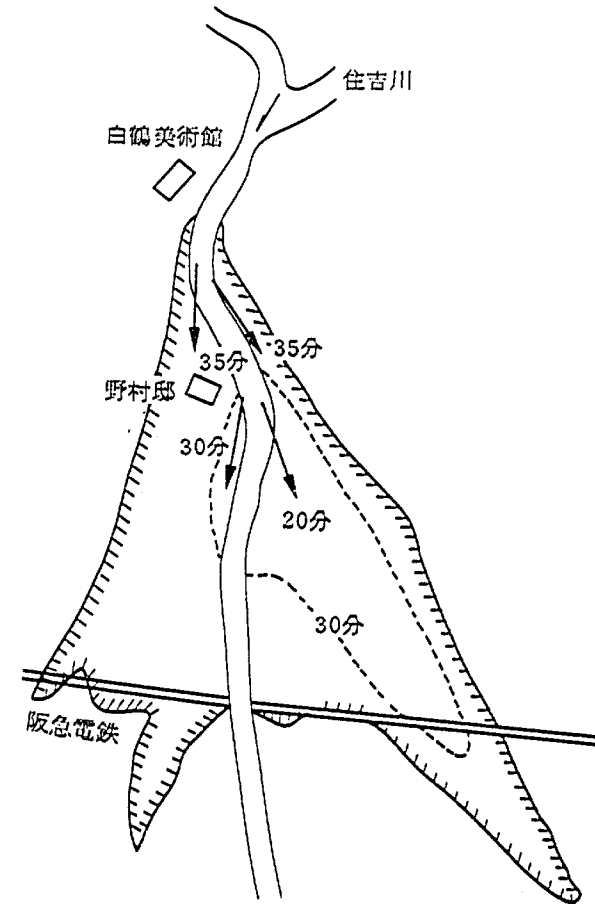
図-4.12 土砂堆積横断面図 (CASE-2-4~2-6)



$Q = 3.0 \text{ l/s}$
 $q_s = 12.0\%$
 $T = 30 \text{ 分}$
CASE-2-3
 $\Sigma Q_s = 1.08 \text{ m}^3$



$Q = 1.5 \text{ l/s}$
 $q_s = 12\%$
 $T = 30 \text{ 分}$
CASE-2-4
 $\Sigma Q_s = 0.54 \text{ m}^3$



$Q = 1.5 \text{ l/s}$
 $q_s = 12\%$
 $T = 60 \text{ 分}$
CASE-2-5
 $\Sigma Q_s = 1.08 \text{ m}^3$

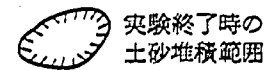


図-4.13 時間の変化による氾濫状況の模式図

が顕著である。

4.4.4 流量波形を与えた実験

基礎的な資料を得るのが目的であるため定流実験を基本として実験を進めているが、流量波形で(流量の時間的な変化)は無視しえない要因の1つと考えられる。そこで、簡単な流量波形として当初 $Q = 3 \text{ l/sec}$ 、 $qs = 12\%$ で10分通水し、後続流的に $Q = 1.5 \text{ l/sec}$ 、 $qs = 5\%$ を流した場合の氾濫発生点、河床変動などの状況を調べた。

実験結果は以下の通りである。

- ① 10分経過頃には、S字屈曲部下流側で流水および土砂が分散し左右岸に氾濫する。
 - ② 後続流を与えると土砂濃度の減少により上流河道の堆積土砂が流下し、これが谷の出口付近に堆積する。このため、流水、土砂(若干)が右岸側に氾濫するようになる(20分経過頃)。
 - ③ 25分経過頃になると、谷の出口の堆積土砂が侵食され始め、侵食路が形成される。この侵食路は上流地形の影響で左岸側方向に向く形となり、流水および土砂は左岸側へ氾濫する。
 - ④ 実験終了後の氾濫状況は、土砂量が同じケースのCASE-2-4とほぼ同様の形状であるが、上流河道部に土砂堆積がない分だけ、左岸側の土砂氾濫範囲が下流へ延びている。
- 氾濫状況図を図-4.14に、土砂堆積横断図は図-4.12に示し、氾濫状況の模式図を図-4.15に示した。流量波形の影響は次のようにまとめられている。
- ㉔ 流入土砂量が少ない状態では、流量の大きい場合が小さい場合に比べて氾濫地点が上流側になる傾向がある。これは、流量が小さい方が土砂が谷の出口上流部に堆積し、谷の出口より下流への土砂量が少なくなるためと考えられる。
 - ㉕ 総土砂量が同じであっても、流量条件、流入土砂濃度条件によって氾濫状況が若干異なる。これは、谷の出口上流側河道内の土砂堆積が原因している。
 - ㉖ 後続流を与えると上流河道内の堆積土砂が再移動して、氾濫域へ多くの土砂が流送され氾濫範囲が下流へ延びる傾向がある。ただし、本実験は固定床としているため、流向は一方方向へ規制されている。

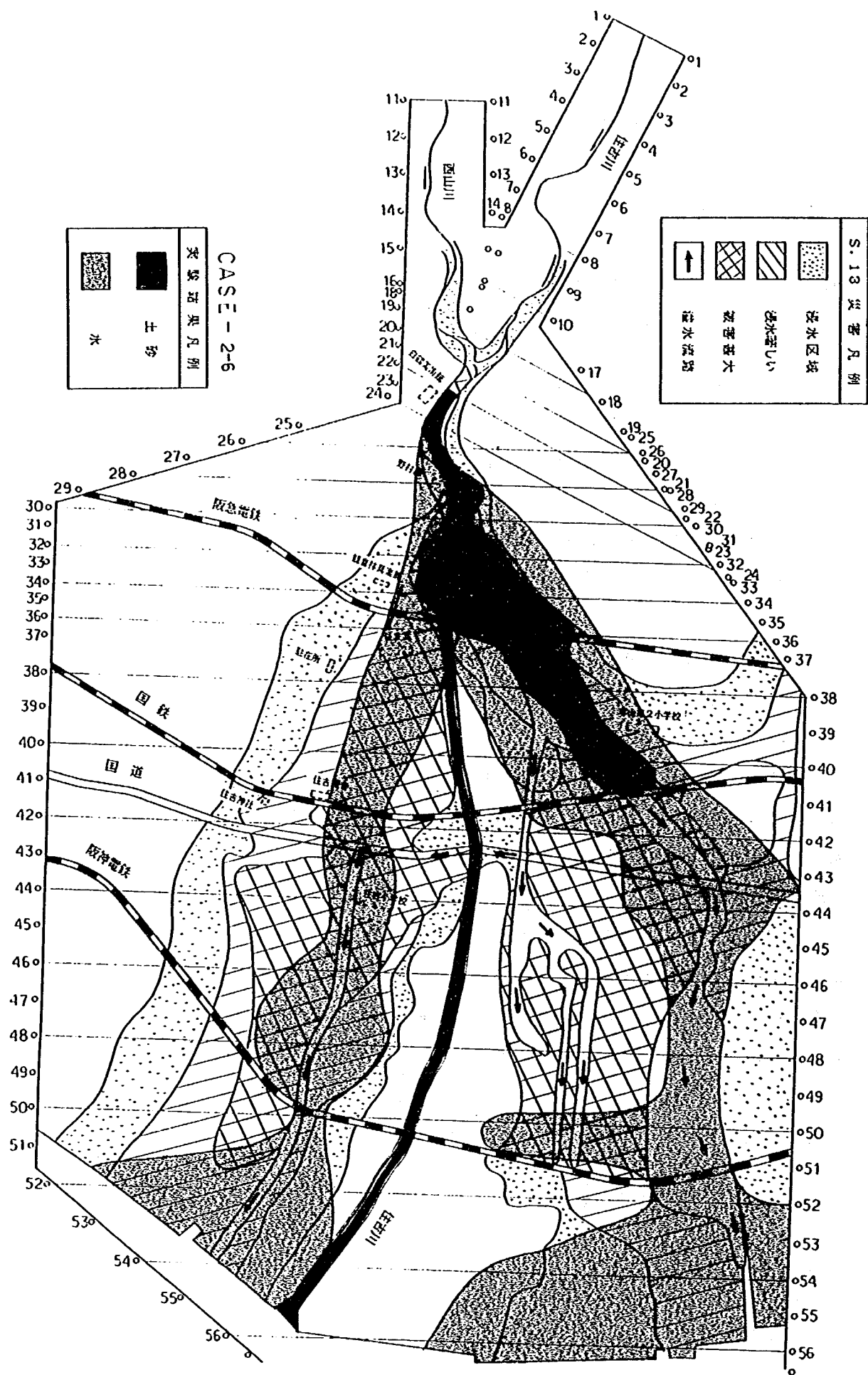
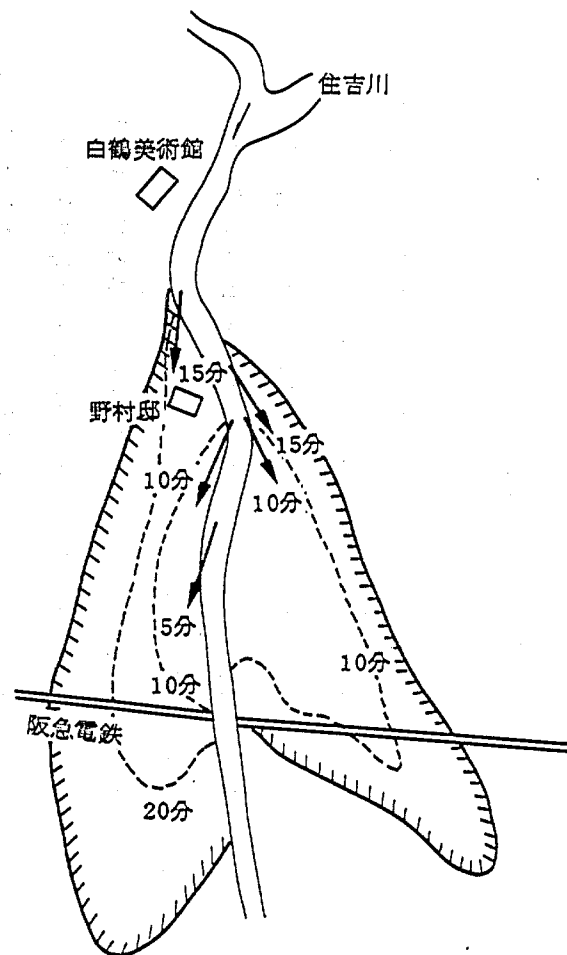
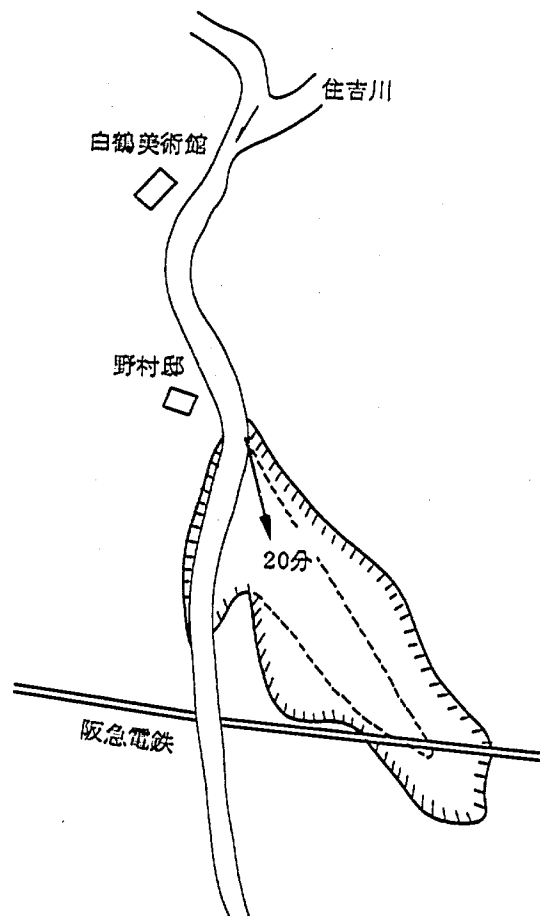


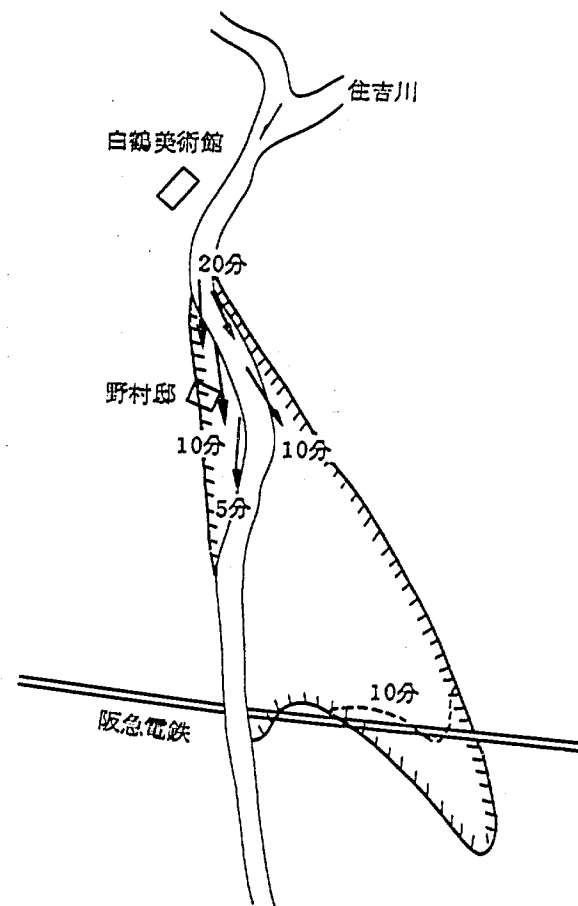
図-4.14 氾濫状況図 (CASE-2-6)



$Q = 3.0 \text{ l/s}$
 $q_s = 1.2 \%$
 $T = 30 \text{ 分}$
 $\Sigma Q_s = 1.08 \text{ m}^3$
CASE-2-3



$Q = 1.5 \text{ l/s}$
 $q_s = 1.2 \%$
 $T = 30 \text{ 分}$
 $\Sigma Q_s = 0.54 \text{ m}^3$
CASE-2-4



$Q = 3.0 \text{ l/s}$ $Q = 1.5 \text{ l/s}$
 $q_s = 1.2 \%$ + $q_s = 5 \%$
 $T = 10 \text{ 分}$ $T = 24 \text{ 分}$
 $\Sigma Q_s = 0.54 \text{ m}^3$
CASE-2-6

 実験終了時の
土砂堆積範囲

図-4.15 流量条件の変化による氾濫状況の模式図

4.4.5 支川を取り入れた実験

住吉川は谷の出口上流部で西谷川が流入しており、西谷川の流入が下流扇状地の氾濫にどのように影響するかを調べた。

実験結果は以下のとおりである。

1) CASE-3-1 (流量は流域面積比, 土砂濃度は本川・支川とも12%)

- ① 谷の出口S字屈曲部下流側に土砂が堆積し始め、10分経過頃になると、流水および土砂が左右に分散する。この現象は15分経過頃まで継続する。
- ② 15分～20分経過頃には、谷の出口付近まで土砂堆積が遡上し、谷の出口を首振り地点として左右に分散する。
- ③ これらの現象は、支川から土石流の流入のない場合(CASE-2-3)とほぼ同じである。
- ④ 河道上流部には、支川筋で 0.15 m^3 、本川筋で 0.1 m^3 の土砂が堆積し、上流の堆積土砂量が多い。したがって下流域の土砂の氾濫範囲もCASE-2-3に比べて若干小さく、堆積高も小さい。

2) CASE-3-2 (流量は流域面積比, 土砂濃度は本川12%, 支川0%)

- ① 土砂の堆積位置が、阪急電鉄の直上流側となる(CASE-3-1に比べ下流側へ移行している。10分経過頃まで)。したがって右岸側への氾濫がCASE-3-1に比べ多くなる。

この現象は、支川からの土砂流出がないため合流点での土砂濃度が小さくなり、堆積位置が下流へ移動したと考えられる。

- ② 10～23分経過頃の間は、S字屈曲部の下流側を首振り地点として左右に土砂および流水が氾濫する。
- ③ 25～30分頃には、谷の出口付近に土砂が堆積し、左右に分散する。この現象は、CASE-2-3, CASE-3-1と同じである。
- ④ 谷の出口上流側には、 0.1 m^3 程度の土砂が堆積する。
- ⑤ 土砂の氾濫範囲は、CASE-2-3とほぼ同様である。

氾濫状況図を図-4.16、図-4.17に、土砂堆積横断図を図-4.18に示し、氾濫状況の模式図を図-4.19に示した。支川の影響は次のようにまとめられる。

- ㊶ 支川からの流入の有無にかかわらず、氾濫位置はほとんど同じである。谷の出口の土砂堆積高は、支川の流入(土砂混入流量)があった方がない場合に比べて若干高くなる。
- ㊷ 土砂の到達範囲は、支川が流入した場合が若干下流まで延びる。
- ㊸ CASE-3-1, 3-2と比較すると、CASE-3-2の方がCASE-3-1に比べ氾濫範囲が広がる。これは、CASE-3-1では支川筋の土砂が本川筋のバックウォーターにより堰止められた状態となり(昭和13年災害時にこのような現象が記録に

ない)，扇状地への流出土砂量が少なくなったためと考えられる。

- ④ CASE-2-3とCASE-3-1, 3-2を比較すると，下流扇状地では土砂の氾濫範囲および堆積高は本実験の範囲内ではあまり変化なく，氾濫状況の検討に際しては，本川の水理条件による影響が大きく支川はあまり影響しないと考えられる。

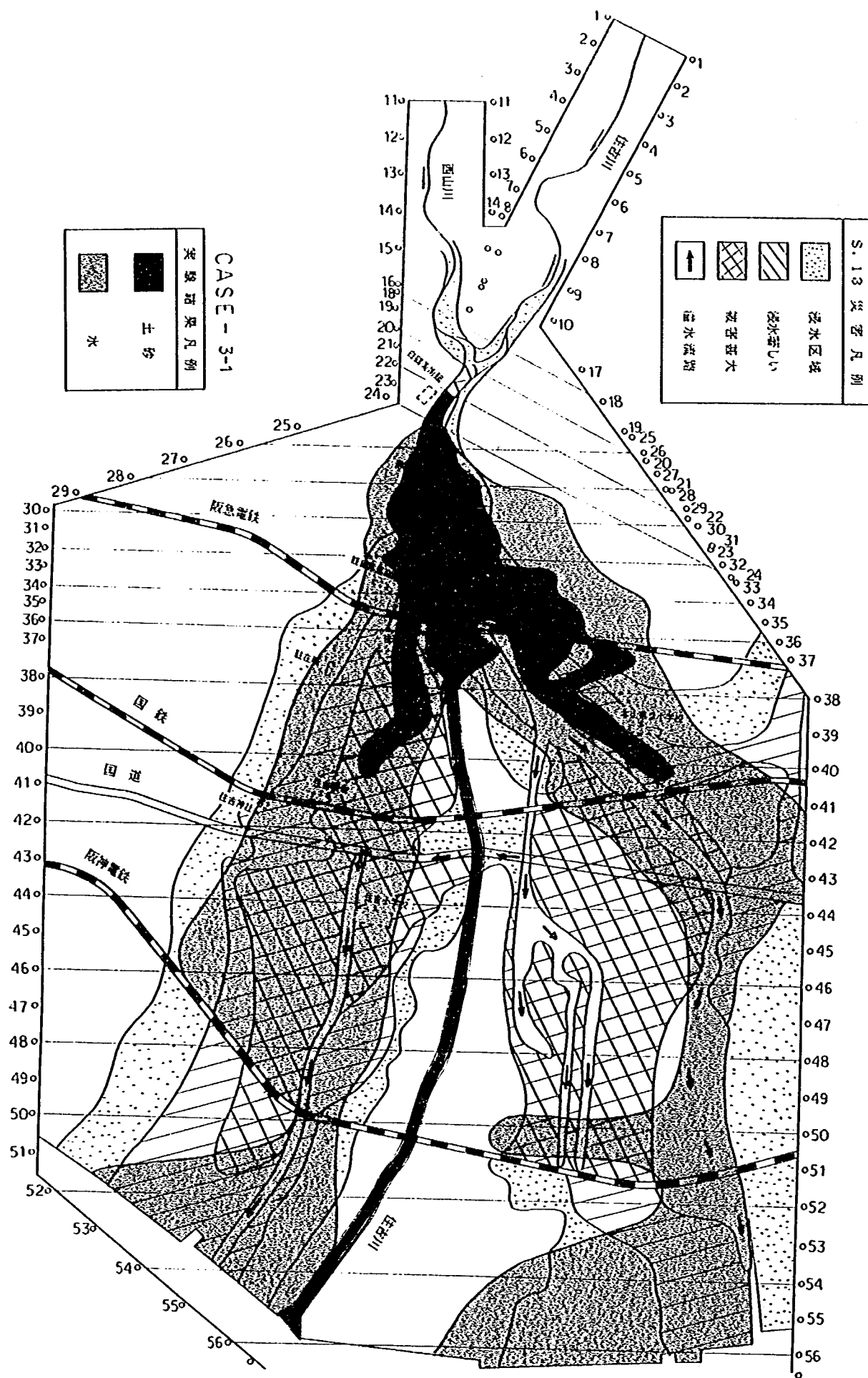


図-4.16 氾濫状況図 (CASE-3-1)

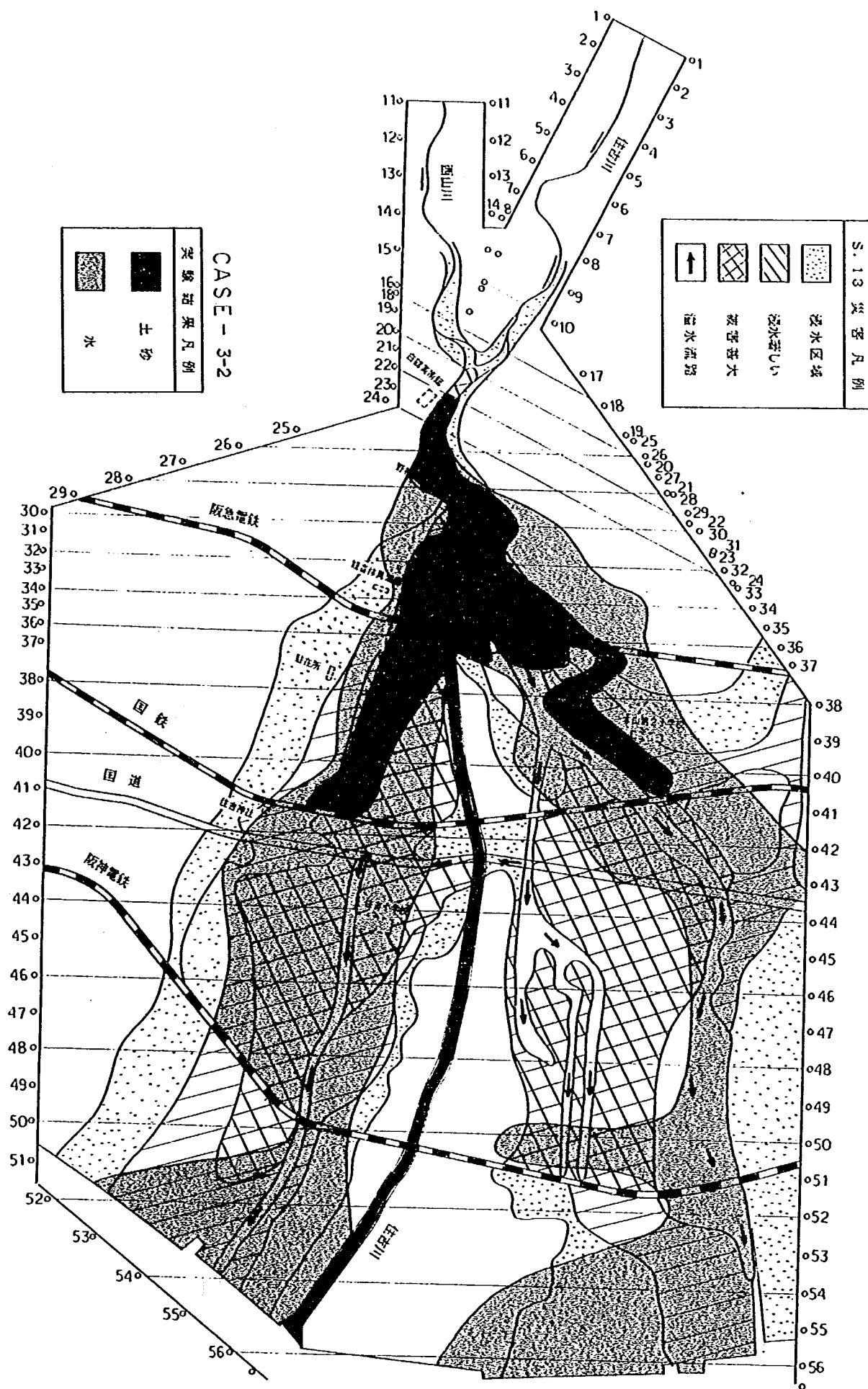
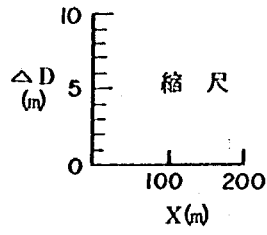
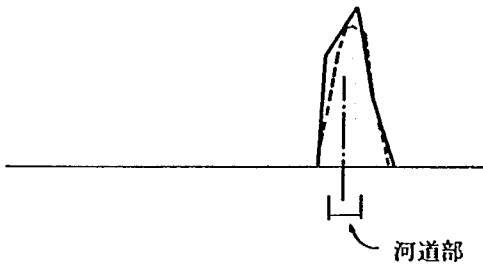


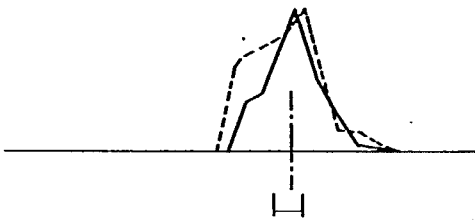
図-4.17 氾濫状況図 (CASE-3-2)

№25 (谷の出口の出口付近)



凡	例
CASE-3-1	————
CASE-3-2	- - - - -

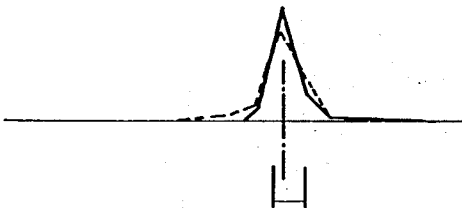
№28 (S字屈曲部, 野村邸)



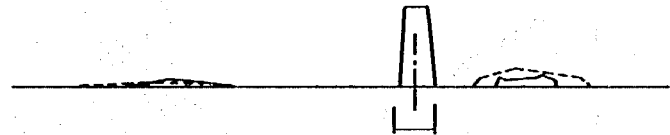
№36 (阪急電鉄付近)



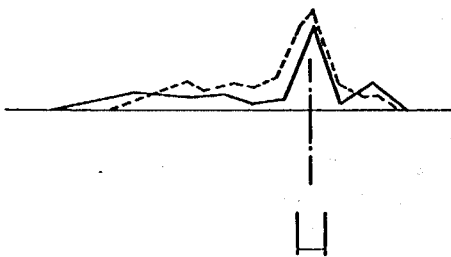
№30 (S字屈曲部下流)



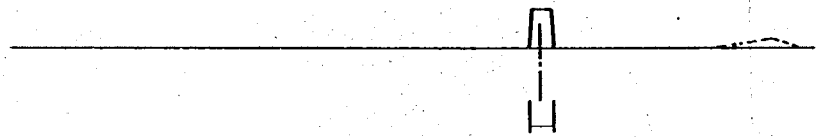
№38 (阪急電鉄下流)



№33 (阪急電鉄上流)



№40 (国鉄上流)



№44 (国鉄下流)

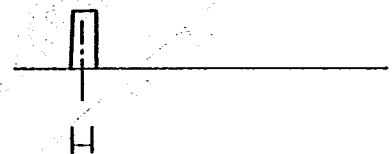


図-4.18 土砂堆積横断面図 (CASE-3-1~3-2)

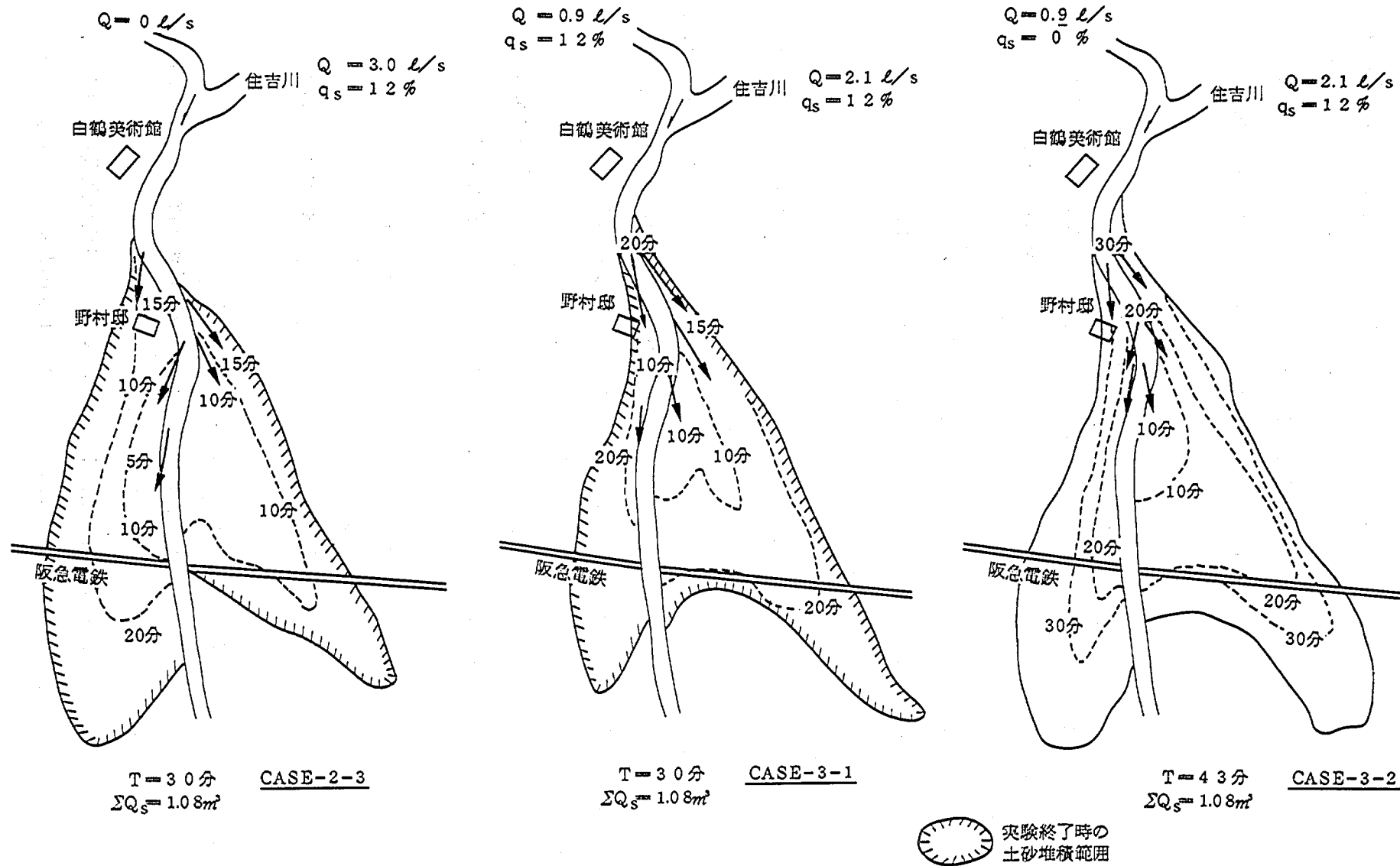


図 - 4.19 支川の影響による氾濫状況の模式図

4.4.6 細粒土砂を混合した実験

CASE-2, CASE-3 では、0.1 mm程度より大きい砂のみを用いた実験を行った結果、災害資料^{1), 13)}による氾濫域の下流部に堆積した比較的細かい土砂を表現できないことがわかった。また、氾濫発生点は現地より上流に生じている。そこで、砂に平均粒径0.015 mmのフライアッシュを混ぜて、実験材料を変えることにより土砂の氾濫状況がどのように変わるか調べた。

実験結果は以下のとおりである。

1) CASE-4-1 (土砂濃度12%, 砂:FA≒1:1)

① 土砂が阪急電鉄直上流側に堆積し始め、10分経過頃には左右岸に氾濫する(土砂)。

これまでの実験(実験砂:砂)では右岸側の氾濫が小さかったのに対し、本ケースでは逆となる。

② 土砂の首振り地点は、遡上せず実験開始当初から同じである。

③ 右岸側の氾濫範囲が大きく、昭和13年災害時の氾濫範囲とほぼ一致している。しかし、左岸側への氾濫の割合が少ない。

④ 上流河道内には土砂堆積はほとんどない。

⑤ 河道内の土砂堆積を見ると、谷の出口で2~3.0 cm, 阪急電鉄上流側で6.5~8 cm, 国鉄付近で2~3 cm, 阪神付近で1~1.5 cmである。

⑥ 背後地の土砂堆積は、右岸側阪急電鉄付近で2~2.5 cm, 国鉄付近で0.5~1.0 cm, 国鉄下流で0.2~0.3 cm(FA)となっている。このように、細粒土砂を混入したことにより国鉄下流へも若干であるが土砂(細粒土砂)の堆積が認められた。

2) CASE-4-2 (土砂濃度24%, 砂:FA≒1:1)

① 10分経過頃までの間は、阪急電鉄直上流に土砂が堆積し、その地点が首振り地点となって左右に分散する。この時点では左岸側より右岸側の方が氾濫する割合が大きい(CASE-4-1と同じ)。

② 10分経過以降、土砂の首振り地点が遡上し始め、谷の出口付近まで遡上し、この付近を首振り地点として左右に分散する。

③ 首振り地点の遡上に伴い、左岸側の氾濫の割合が多くなる。実験終了時には、右岸側に比べ左岸側の氾濫範囲が大きくなる。

④ 上流河道部には、土砂の堆積が若干(0.01 m³程度)ある。

⑤ 河道内の土砂堆積を見ると、谷の出口で2~4 cm, 阪急電鉄上流側で4~5 cm, 国鉄付近で2~3 cm, 阪神付近で1 cm程度である。

⑥ 背後地の土砂堆積は、右岸側阪急電鉄上流側2 m程度、左岸側阪急電鉄上流側で、1.6 cm程度、国鉄上流側で右岸側0.3 cm, 左岸側1~1.5 cmとなっている。

3) CASE-4-3 (土砂濃度 24%, 砂:FA=2:1)

- ① 土砂は、当初阪急電鉄直上流に堆積し、右岸側へ氾濫を生じる。
- ② 土砂堆積が上流に移行し、S字屈曲部を首振り地点として左右岸に分散する(6分経過頃)。
- ③ さらに首振り地点が遡上し、谷の出口付近を首振り地点とし左右に分散するが、この地点まで遡上すると左岸側への氾濫が大きくなる(10分経過頃)。
- ④ 谷の出口付近の土砂堆積が大きくなる(9cm程度)。
- ⑤ 上流河道内には土砂(砂)が堆積する(0.06 m³)。
- ⑥ 河道内の土砂堆積を見ると、谷の出口付近で10cm程度、S字屈曲部で6~7cm、阪急電鉄上流側で2~3cm、国鉄付近で2m程度、阪神付近で1cm程度となっている。
- ⑦ 背後地の土砂堆積を見ると、谷の出口付近左岸側約1.0cm、右岸側2.0cm程度、阪急電鉄付近左岸側1.0~1.5cm、右岸側0.2cm程度、国鉄付近左岸側0.8cm程度、右岸側約0.2cm(FA)となる。

氾濫状況図を図-4.20~図-4.22に、土砂堆積横断図を図-4.23に示し、氾濫状況の模式図を図-4.24に示した。細粒土砂の影響は次のようにまとめられる。

- ㊶ CASE-2-3とCASE-4-1(S:FA=1:1)とを比較すると、流量、土砂濃度が同一でも、細粒土砂を含んだ場合が氾濫地点が下流側に移行し、土砂も下流まで到達する。この傾向は右岸側が特に顕著であり、細粒土砂が阪神電鉄まで分散する。これは、(S+FA)の土砂濃度が同一でも砂(S)のみの土砂濃度を考えると、CASE-4-1がCASE-2-3の約1/2となること、流水に細粒土砂を含むと砂が運ばれやすくなる(流水の ρ が増加する)ことが原因して、土砂の堆積位置(首振り地点)が下流に移ったためと考えられる。
- ㊷ 砂の土砂濃度がほぼ同一となる、CASE-2-3とCASE-4-2(S:FA=1:1)を比較すると、流路工の氾濫地点はほぼ同じになっている。しかし、砂の場合(CASE-2-3)流路工を中心として、ほぼ左右対称に氾濫しているのに対して、FAが混入されると右岸側が小さく、左岸側が右岸側に比べて大きく氾濫する。また、右岸側の氾濫は砂のみの場合谷の出口付近から下流で生じるのに対し、FA混入の場合S字屈曲部下流(野村邸下流)で生じている。このように、細粒土砂が混入されると砂の土砂濃度がほぼ同じでも、氾濫状況は多少異なる傾向がある。なお、昭和13年災害時の氾濫発生点および氾濫範囲と比較すると、右岸側ではCASE-4-1、左岸側ではCASE-4-2が比較的よく一致している。CASE-4-1では氾濫発生点がS字屈曲部の終点付近であり、氾濫発生点直上流の流向は右岸方向を向いているため、土砂および水は主に右岸側へ流れる。CASE-4-2では氾濫発生点が野村邸付近であり、河道形状の影響でCASE-4-1とは逆に流向が左岸寄りとなる。言い換えれば、昭和13年

災害時の状況と異なる点というのは、土砂および水の氾濫量が少ないということである。

- ㉔ 扇状地では、阪急電鉄上流側に土砂、下流側に細粒土砂が堆積する。阪急電鉄上流側の堆積厚は砂の割合が多いほど大きくなる。また阪急電鉄下流の細粒土砂の堆積は流量にかかわらずほぼ一定で、0.2 m～0.5 mとなる。これは細粒土砂のほとんどが下流へ流されるためである。
- ㉕ FAの混入割合による氾濫状況の変化を見ると(CASE-4-2とCASE-4-3の比較)、砂の割合が多い方(S:FA=2:1)が氾濫地点(首振り地点)が上流側となり、氾濫範囲も砂のみの場合と近い状況となる。
- ㉖ 細粒土砂を含んだ場合の ρ の変化を表-4.6に示す。図-4.25に阪急電鉄上流側の土砂堆積縦断図を、表-4.7にその区間の土砂堆積勾配を示す。図-4.25、表-4.7より砂の割合が多いほど上流側(谷の出口付近)に土砂が堆積し(すなわち首振り地点が上流側となる)、堆砂勾配が急になる傾向がある。また細粒土砂の割合が同じでも流入土砂濃度の大きい方が勾配が急になる傾向となる。

表-4.6 ρ の 変 化

配 合 比	流入土砂濃度%		水の密度 ρ	平均粒径(mm)		備 考
	S+FA	S		S+FA	S	
S:FA=1:1	12	5.7	1.06	0.30	0.49	CASE-4-1
S:FA=1:1	24	10.7	1.12	0.30	0.49	CASE-4-2
S:FA=2:1	24	14.8	1.08	0.37	0.49	CASE-4-3
S	—	—	1.00	—	0.37	

表-4.7 阪急電鉄上流の土砂堆積勾配

CASE	配 合 比	流入土砂量(m ³)			堆砂勾配
		S	FA	計	
4-1	S:FA=1:1	0.56	0.56	1.08	1/25
4-2	S:FA=1:1	0.56	0.56	1.08	1/16.7
4-3	S:FA=2:1	0.72	0.36	1.08	1/14.3
2-3	S	1.08	0.00	1.08	1/14.3
5-1	S:FA=1:1	0.864	0.864	1.728	1/16.7

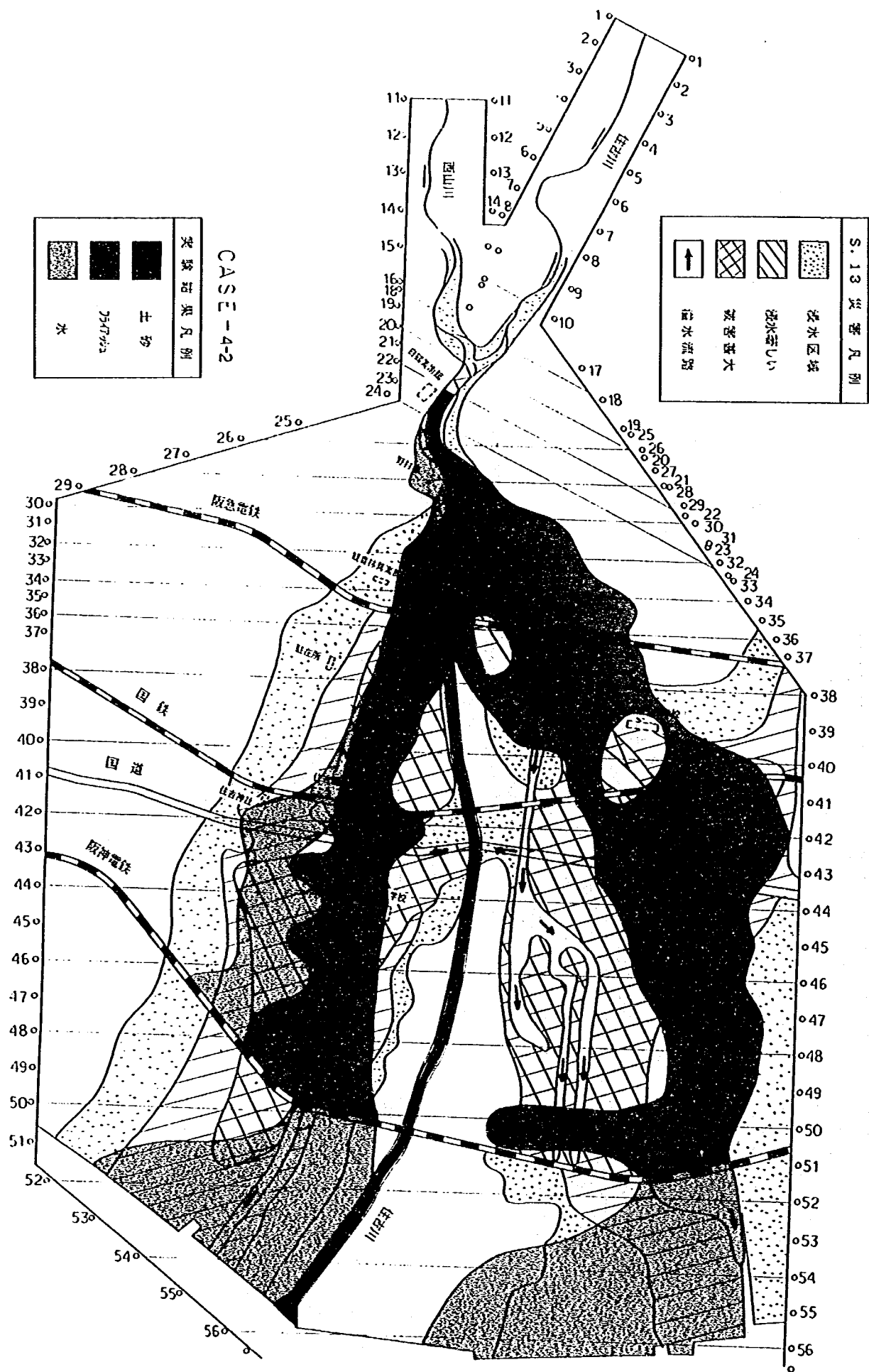


図-4.2 1 氾濫状況図 (CASE-4-2)

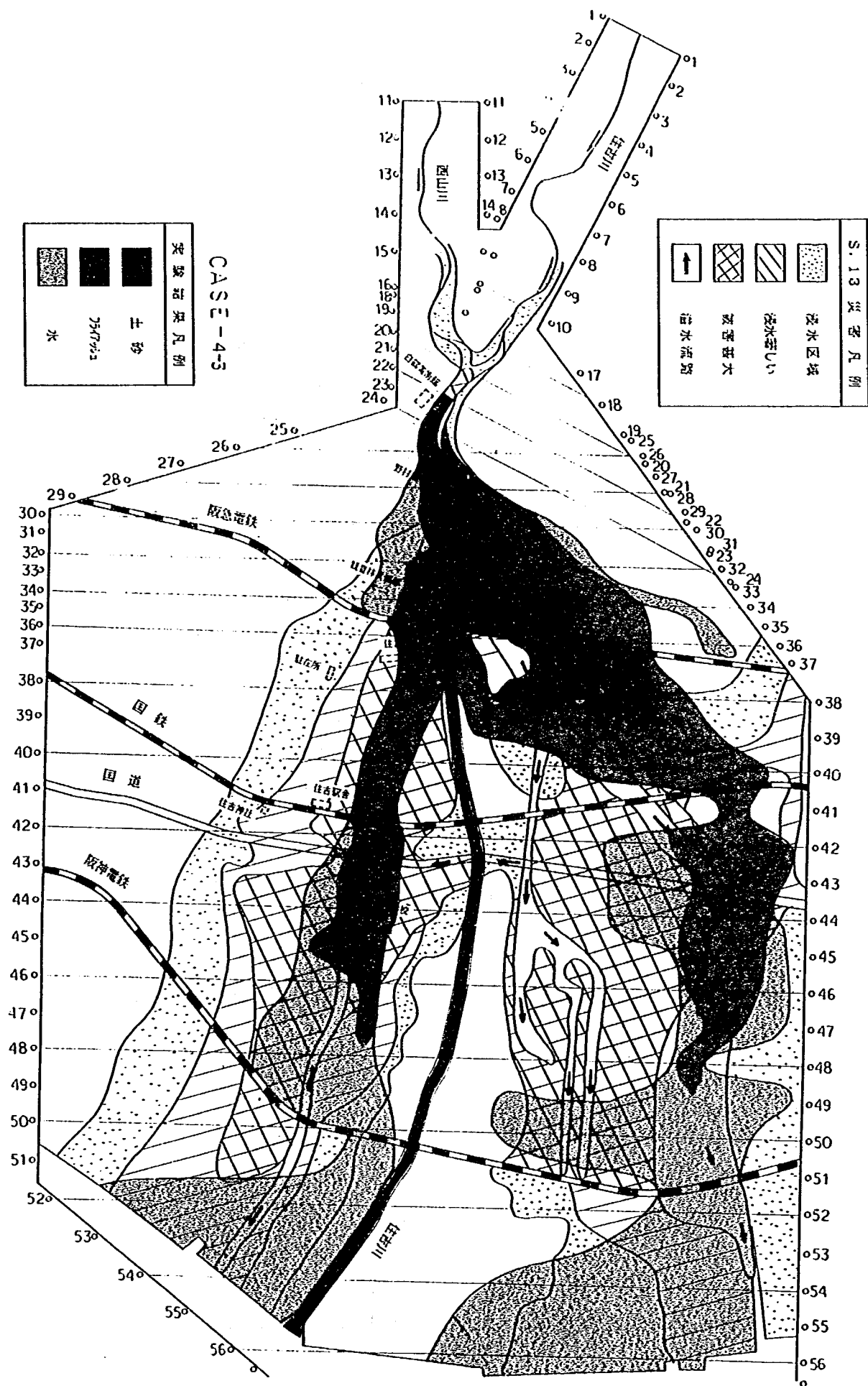
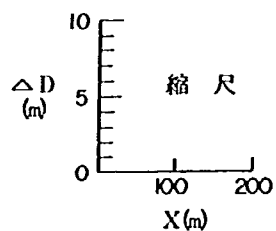


図-4.22 氾濫状況図 (CASE-4-3)

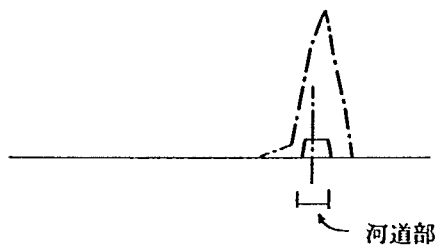
㈬ 25 (谷の出口の出口付近)



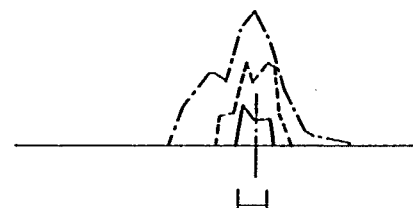
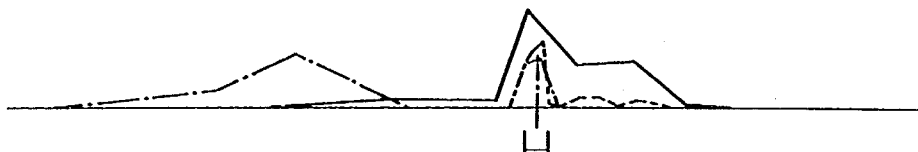
凡 例

CASE-4-1	————
CASE-4-2	- - - - -
CASE-4-3	— · — · —

㈬ 36 (阪急電鉄付近)



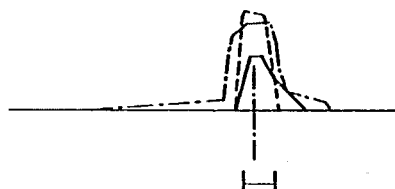
㈬ 28 (S字屈曲部, 野村邸)



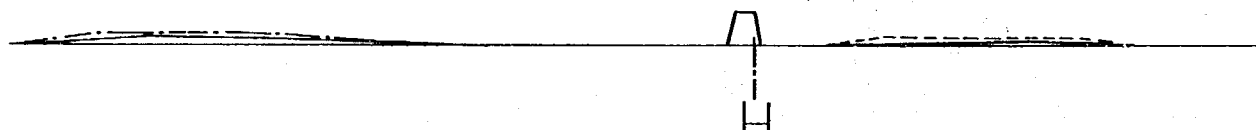
㈬ 38 (阪急電鉄下流)



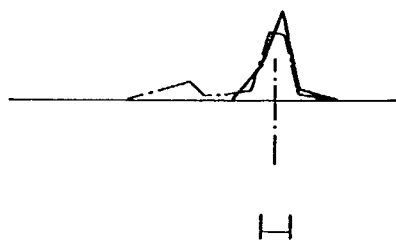
㈬ 30 (S字屈曲部下流)



㈬ 40 (国鉄上流)



㈬ 33 (阪急電鉄上流)



㈬ 44 (国鉄下流)

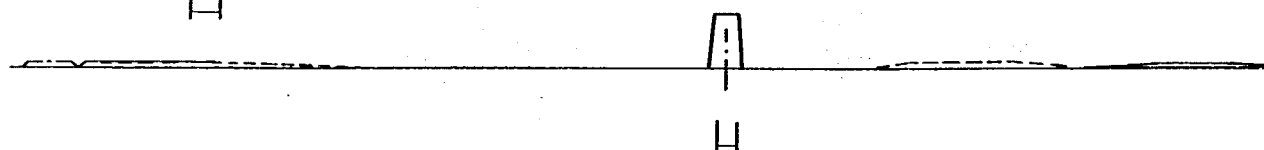
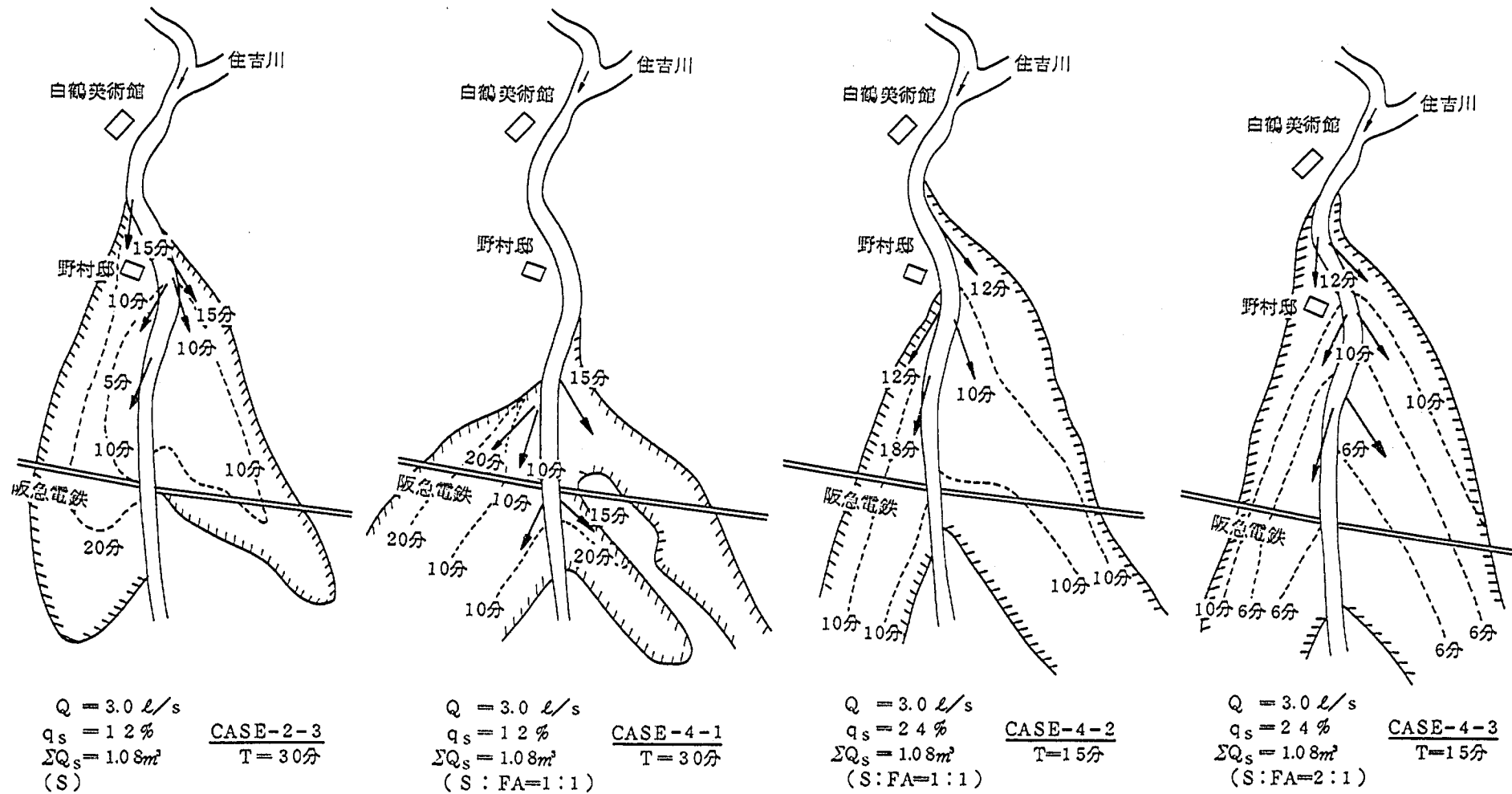


図-4.23 土砂堆積横断図 (CASE-4-1~4-3)



実験終了時の
土砂堆積範囲

図-4.2.4 細粒土砂の影響による氾濫状況の模式図

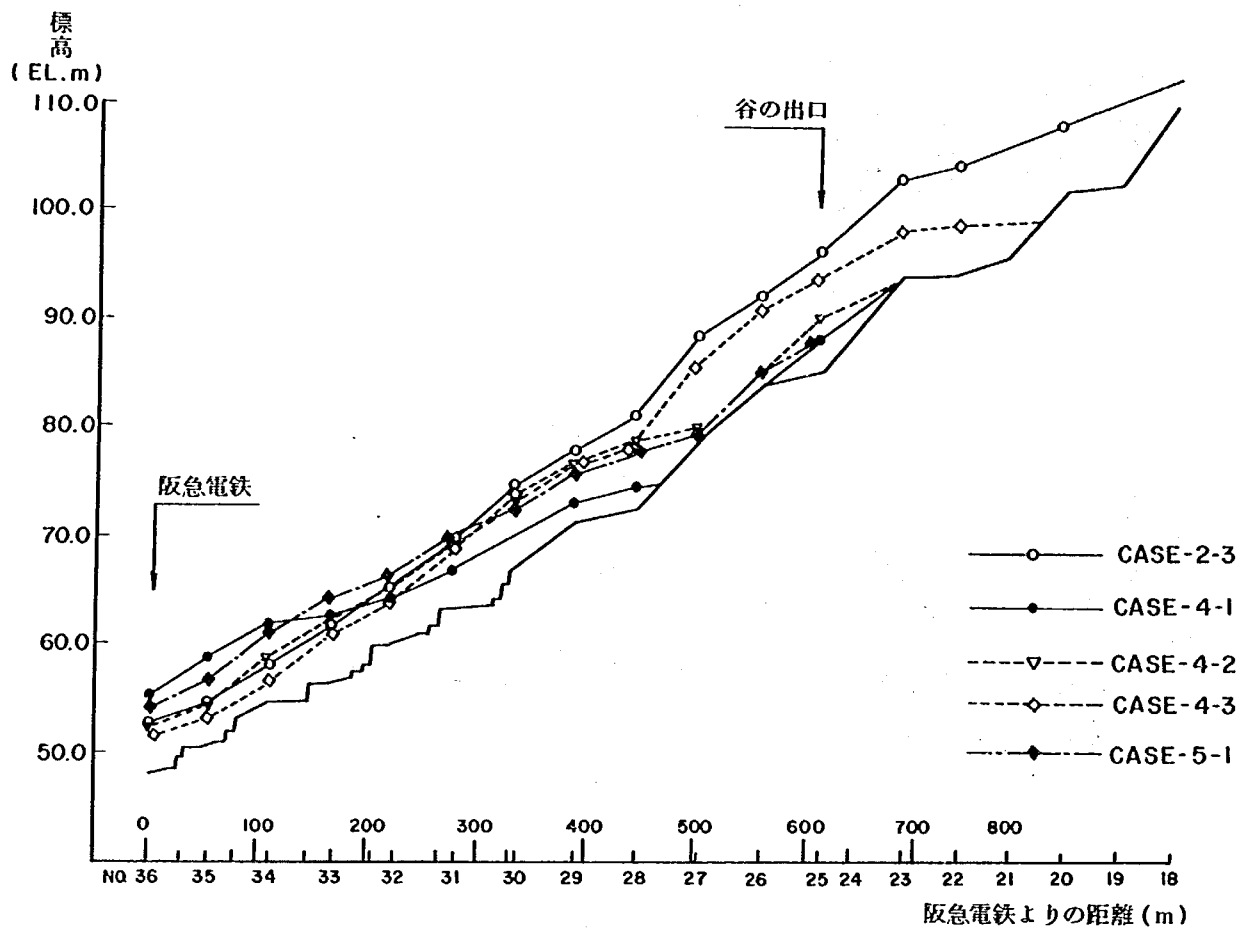


図-4.25 阪急電鉄上流土砂堆積縦断面図

4.4.7 昭和13年災害の再現実験

土石流氾濫危険区域の基礎資料を得る目的で、昭和13年災害の再現実験を行った。昭和13年災害の実験条件としては、CASE-2からCASE-4までの実験結果より、細粒土砂を考慮したCASE-4-1とCASE-4-2の条件を用いた。その理由としては、災害時に野村邸付近に土砂堆積が生じていなかったこと、また国鉄下流に細粒土砂が堆積したことが挙げられる。また、家屋の影響を見るために白鶴美術館、野村邸、住友邸、観音林俱樂部、駐在所、住吉駅舎、住吉神社、住吉小学校、本山第2小学校等を取り入れた。実験結果は以下のとおりである。

- ① 10分経過頃、阪急電鉄付近より上流の土砂堆積により阪急電鉄～S字屈曲部下流側にかけての左岸側、阪急電鉄～谷の出口にかけての右岸側で流水（FA混）が氾濫する。
- ② 時間の経過に伴い、国道～阪急電鉄上流側での土砂堆積が多くなり、左右岸へ氾濫する。
- ③ 国道下流直下流の河道においても、土砂堆積により左岸側へ氾濫する現象が認められた。
- ④ 谷の出口付近では、土砂堆積による河床上昇で流水が右岸側に氾濫し、野村邸を直撃する（この現象は昭和13年災害時では認められていない）。
- ⑤ 実験終了後の土砂の氾濫範囲は、ほぼ昭和13年災害時と一致している。
- ⑥ 土砂氾濫は、国鉄上流側で砂、下流でFAとなっている。
- ⑦ 昭和13年災害時と実験結果の土砂堆積高を比較すると表-4.8の通りである。

表-4.8 家屋付近の土砂堆積高

地 点	昭和13年災害時	実 験 値
谷 の 出 口	約10m	3～5m (S)
野 村 邸	—	(流 水)
阪 神 上 流	2～3m	約 2m (S)
住 友 邸	—	2m (S)
駐 在 所	—	0.2m (FA)
住 友 駅 舎	1～2m	約 1m (S)
住 友 神 社	約1m	0.8m (FA)
住 友 小 学 校	約2m	1.0m (FA)
本山第2小学校	—	1.0m (S)

CASE-5-1の実験終了後、土石流の後続流として清水を15分間通水した結果、以下ようになった。

- ① 堆積土砂が上流部（谷の出口）から徐々に侵食される。この土砂は、阪急電鉄付近よ

り右岸側に氾濫し、住吉小学校方向へ流下する。CASE-2-6と比べると、再侵食土砂の流下方向が逆になっているが、これは、谷の出口における土砂の堆積厚さの違いによるものである。

- ② 再侵食土砂は相当下流まで流され土砂の堆積厚さは、国鉄付近で2.5 cm(砂)となった。

氾濫状況図を図-4.26に、土砂堆積横断図を図-4.27に示した。昭和13年災害の再現実験は以下のようにまとめられる。

- ③ 氾濫状況は、野村邸付近に流水が乗り上げること、流水の拡がり範囲が若干狭いこと、国道下流の土砂堆積が若干少ないこと等実験結果と災害時とでは相違点はあるが、模型が当時の地形と必ずしも同じでないこと(谷の出口付近、扇状地微地形)、模型が固定床による模型(河道護岸の破堤が生じない……昭和13年災害では阪急電鉄上流の右岸付近で決壊したとの記録がある)であることを考えれば、実験結果はほぼ昭和13年災害を再現していると考ええる。なお、家屋を設置したことにより土砂が止められたり、家屋に流水があたり横方向への拡がりが大きくなったりする傾向は観察されたが、現地資料が十分でなくその再現性は明らかでない。

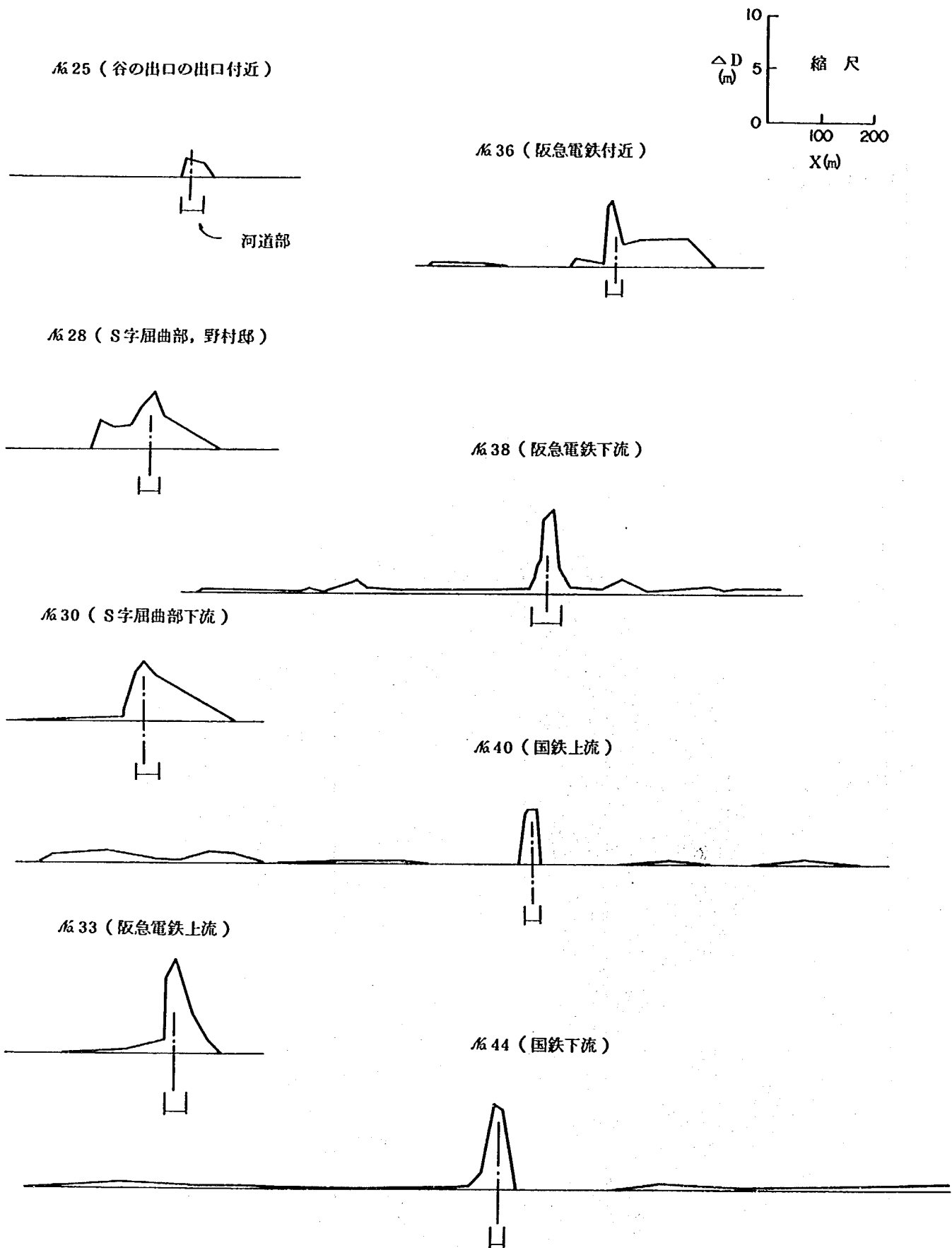


図-4.27 土砂堆積横断図 (CASE-5-1)

4.5 土石流氾濫水理模型実験のまとめと今後の課題

土石流の条件を変えることによる土砂および流水の氾濫区域の相違を調べ、住吉川における土石流氾濫危険区域についての基礎資料を得る目的で、水理模型実験を行った結果は以下のとおりとなった。

- ① 清水のみを流した場合、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ では氾濫を生じないが、 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時には谷の出口の S 字屈曲部外湾部、床固下流で護岸の余裕がない。住吉川本川 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、西谷川 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ の清水を合わせて流下させた場合、谷の出口および S 字屈曲部外湾側で背後地に氾濫するが、その広がり範囲は昭和 13 年災害時よりもかなり狭くなり土砂混入実験の必要性が明らかとなった。
- ② 土砂濃度の影響を調べた結果、土砂の氾濫発生点は土砂濃度が大きい（12%程度以上）と谷の出口付近、小さい（8%程度）と S 字屈曲部下流（阪急電鉄上流）で生じる。したがって土砂濃度が大きいと左岸側方向の広がり範囲が大きく、小さいと右岸側方向の広がり範囲が大きくなる。
- ③ 氾濫地点では、土砂が堆積することにより小さな扇状地を形成し首振り現象を生じる。この首振り地点は本実験時間内では土砂濃度が 8% の時ほぼ同一地点であるが、12% 以上になると流入土砂量の増加（時間の経過）に伴い谷の出口付近まで遡上する。
- ④ 土砂濃度、流入土砂量が同一であっても、流量が小さいと堆積しやすい傾向があり、流量が小さい場合には大きい場合に比べて首振り地点が若干上流側となる。
- ⑤ 扇状地における土砂の氾濫状況は、土砂濃度、流量に比較的大きく影響される。
- ⑥ 氾濫した土砂の到達位置は、土砂量が多いほど、流量が大きいほど下流側となる傾向があり、ほとんどの土砂（掃流砂）は阪急電鉄付近で停止する。
- ⑦ 本実験の条件のもとでは、住吉川支川西谷川の影響はあまり見られない。
- ⑧ 細粒土砂を含んだ場合と細粒土砂を含まない場合とでは、土砂濃度（細粒土砂を含む）、流量がほぼ同一であっても（ $Q = 300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $q_s = 12\%$ ）細粒土砂を含んだ場合の方が氾濫発生点は下流側（阪急電鉄付近）となり、広がり範囲は、細粒土砂を含まない場合左右岸ほぼ対称に広がるのに対して細粒土砂を含んだ場合右岸側が主体となる。
- ⑨ 細粒土砂を含んだ場合でも流量が同一の場合、土砂濃度の大きい方が小さい場合より氾濫地点が上流側となり、左岸側へ大きく氾濫する傾向となる。氾濫地点の位置は、砂分の土砂濃度が大きく影響していると思われる。
- ⑩ 細粒土砂を含んだ場合には国鉄下流～河口部まで細粒土砂が堆積する。
- ⑪ 昭和 13 年災害の氾濫状況（土砂の堆積厚さ等）を再現するには、細粒土砂を考慮する必要がある。
- ⑫ 昭和 13 年災害発生前と模型の河道の地形が必ずしも同じでないこと、模型上の問題点（固定床実験であり破堤等の表現ができない）はあるが、細粒土砂を考慮した流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$

sec, 土砂濃度(細粒土砂を含む)12%, 24%で総土砂量を合わせた条件での実験結果は, 他の条件と比べて昭和13年災害の氾濫状況を比較的よく再現している。

⑬ 土石流総量の変化および流出解析で得られるような流量波形が土石流氾濫区域に与える影響についての検討が残された。

⑭ 土石流による災害を防止するためには, 現在の流路工での許容流砂量を把握し, 土砂の流出量を許容流砂量内に抑えるのに必要な砂防施設計画の検討を行う必要がある。

5. 結 語

昭和13年7月、東六甲山を水源とする住吉川で発生した土石流災害に対して、2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を行い、土砂の氾濫堆積状況をどの程度説明できるか検討した。昭和13年災害の情報としては、総流出土砂量、降雨量、土砂および水の氾濫範囲と氾濫域内の数点における土砂の堆積状況である。ところが、土石流の氾濫堆積現象に大きな影響を与える当時の地形（微地形を含む）や土石流の流量波形、土砂濃度等が不明なため、本報告では主に昭和13年災害時の土石流条件を検討することに時間を費やした。結果は以下のとおりである。

- ① 土砂濃度の高い流れの土石流を氾濫開始点に初期条件として与えると、計算および実験のいずれの手法においても谷の出口（氾濫開始点）で10m～30mの異常な土砂堆積が生じ、昭和13年災害時には氾濫していない区域まで氾濫範囲が広がる。そこで、総流出土砂量の50%程度を浮遊砂と想定して、掃流砂の土砂濃度を10%程度とした。計算および実験の結果、いずれの手法でも昭和13年災害の土砂の氾濫堆積状況をほぼ説明できた。ただし、本報告の計算モデルは土石流に対する氾濫堆積モデルであり、浮遊砂の氾濫堆積は考慮されていない。
- ② 白鳥堰堤より上流の砂防施設の効果を、一次元の河床変動計算と土石流氾濫シミュレーションにより検討したところ、砂防ダム上流の堆砂状況により多少は異なるものの、砂防施設が設けられていることにより土砂の氾濫範囲や流出土砂量はかなり減少することが示された。
- ③ 土石流氾濫水理模型実験では、与える土砂濃度、流量、実験使用砂の条件変化に伴って、氾濫範囲や氾濫発生点が変化する傾向が示された。諸条件を変えることで土砂の堆積厚さや到達距離は変わるものの、氾濫範囲は上流の一部を除くと、昭和13年災害時の状況を比較的うまく再現することができた。また、土石流の氾濫発生点および氾濫範囲は、河道地形および扇面の微地形の影響を受けやすく、現地で氾濫区域を設定する場合、地形的要因調査を合わせて行うことが大切である。

参 考 文 献

- 1) 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
- 2) 水山高久，下東久巳；土石流氾濫シミュレーション，土木技術資料27-8，1985，
P 3～9
- 3) 岩佐義朗，井上和也，水鳥雅文；「氾濫水の水理の数値解析法」 京都大学防災研究所年報
23号B-2，1980
- 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) 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
- 6) 谷 誠，小橋澄治，武居有恒；山地溪流より流出する土砂量の予測手法，新砂防122，
昭和57年1月，P. 19～26
- 7) 高橋 保；土石流の発生と流動の機構，土と基礎26-6，1978.6
- 8) 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
- 9) 芦田和男，高橋保，水山高久；山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防107，昭和53
年4月，P. 9～17
- 10) 高橋 保；土石流の停止・堆積機構に関する研究(3)，京都大学防災研究所年報25号B-
2，1982
- 11) 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
- 12) 水山高久，上原信司，今村遼平；土石流の氾濫堆積に関する研究，砂防学会研究発表会概要

集，昭和58年5月，P.48～49

13) 住吉村：昭和13年大水害誌，昭和14年7月

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

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2315号
昭和61年3月(1986)
建設省 土木研究所砂防研究室
阿部 宗平, 水山 高久

要旨 六甲山の住吉川における土石流氾濫危険区域と今後の砂防施設計画の基礎資料を得る目的で、土石流氾濫シミュレーション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

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

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. _____

No. _____

土研資料第2315号

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2315 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

