

土木研究所資料

土砂災害危険度予測システムの 開発に関する研究

平成元年2月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1989 by P.W.R.I.

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

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

土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究

砂防研究室 室 長 水 山 高 久

主任研究員 石 川 芳 治

福 本 晃 久

要 旨

山腹崩壊は、土砂災害を引き起こす要因の一つである。山腹崩壊の発生場所、発生時刻を予測することは、土砂災害の発生危険度予測を行う上で重要である。本研究では、山腹崩壊発生場所及び発生時刻の予測を行うために必要となる、斜面における土壌水分移動と地下水位の上昇過程を把握するための現地水文観測を行った。また、飽和-不飽和浸透理論を用いた土壌水分移動モデルと、斜面安定解析を組み合わせた山腹崩壊モデルを作成した。本報告書は、山腹崩壊モデルによるシミュレーション計算結果と現地調査結果を比較し、このモデルの現地適用性を検討したものである。

キーワード：土砂災害，山腹崩壊，予測，水文観測，シミュレーション計算

A Study on Development of a Debris Hazard Forecast System

Sabo Division, Sabo Department

Head of Division : Takahisa MIZUYAMA

Senior Researcher : Yoshiharu ISHIKAWA

Akihisa FUKUMOTO

Synopsis

Hillside landslide is a cause of sediment hazard occurrence. It is important for predicting the sediment hazards to forecast the place and time of hillside landslide occurrence. Basic infiltration experiments and hydrological observation in sit were conducted for the purpose of grasping the soil-moisture movement and ground water fluctuation process in slopes, which are necessary for forecasting the place and time of hillside landslide occurrence. A model of soil-moisture movement on the basis of saturated-unsaturated infiltration theory and a model of hillside landslide using by the slope stability analysis were proposed. Simulation calculation results by the model of hillside landslide and results of field investigation were compared and in-sit applicability of the model was examined.

KEY WORDS : Sediment disaster, hillside landslide, forecasting, hydrological observation simulation calculation.

はじめに

近年、自然災害の中で土砂災害による被害が顕著となっている。この傾向は、我が国における土砂災害危険箇所の膨大さ及び人的な活動域の拡大から、今後とも続くものと予想される。毎年繰り返される土砂災害に対処し人命の安全を守るためには、先ず、土砂災害の発生場所と時刻の予測を行って、事前に危険度を知ることが必要である。これにより、防災情報の適切な伝達と警戒避難体制の確保がなされるときともに、適切な施設配置が行われる。

土砂災害の原因には土石流、崩壊、地すべり等があるが、ここでは、基本的な土砂生産形態である山腹崩壊について、発生場所、規模、時刻の予測を行うための基礎的な研究を行った。山腹崩壊は、主として豪雨が引き金となって発生する現象であり、降雨期になると各地で頻発し、流域内での主たる土砂生産源となっている。そこで、降雨によりもたらされる水の斜面土中での移動を把握し、地下水位の上昇による斜面の安定度を評価して、崩壊が発生するか否かを検討する必要がある。そのための基礎資料を得るために、長野県上伊那郡高遠町内に試験地を設け水文観測を行った。また飽和－不飽和浸透流解析と斜面安定解析による山腹崩壊モデルを作成し、このモデルを天竜川水系三峰川の右支川である小黒川流域内の小流域及び現地観測結果に適用し、モデルの有効性の検討を行った。

なお、本研究は、科学技術振興調整費「土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究」により昭和61～63年度の3ヶ年間実施したものである。昭和61年度は、長野県高遠町野笹地区に水文観測機器を設置し、昭和62年度には、野笹地区での観測を行った。昭和63年度は、野笹地区での水文観測、室内鉛直浸透実験及び山腹崩壊発生モデルの開発を行った。

現地観測に協力していただいた、高遠町の方々や、建設省天竜上流工事事務所砂防調査課の方々に深く感謝します。

目 次

はじめに

1. 研究の目的	1
2. 野笹沢水文観測	2
2.1 観測の概要	2
2.1.1 観測地の概要	2
2.1.2 観測の内容	2
2.1.3 観測期間	10
2.1.4 機器点検及び降雨時の現地観測	10
2.2 観測結果	18
2.2.1 観測地の降雨量	18
2.2.2 降雨時の観測地周辺の状況	18
2.2.3 土壌水分吸引圧の経時変化	34
2.2.4 その他の観測値の時間変化	37
2.2.5 水理水頭プロファイルの経時変化	47
2.2.6 人工降雨実験	47
2.3 まとめと今後の課題	54
3. 山腹崩壊シミュレーション	55
3.1 山腹崩壊発生モデルの概要	55
3.1.1 モデルの概要	55
3.1.2 モデルの基本構成	55
3.1.3 雨水の浸透・流下過程における基礎方程式	57
3.1.4 斜面安定解析	60
3.2 対象流域の概要	61
3.2.1 小黒川流域	61
3.2.2 野笹沢流域	65
3.3 計算結果	65
3.3.1 山腹崩壊発生モデルの検討	65
3.3.2 野笹沢水文観測結果の数値シミュレーション計算	92
3.4 まとめと今後の課題	112

1. 研 究 の 目 的

降雨により発生する斜面崩壊は土砂災害の主要な形態であり、土石流の発生原因の1つでもある。降雨により発生する斜面崩壊の最も重要な誘因は斜面地盤への降雨水の浸透とそれに伴う地盤強度の低下、及び地下水位の上昇である。したがって本研究では降雨による斜面地盤内での浸透水・地下水の挙動とそれに伴う地盤強度の変化の機構を明らかにし、精度の良い斜面崩壊危険度予測手法を開発しようとするものである。

2. 野 笹 沢 水 文 観 測

2.1 観測の概要

2.1.1 観測地の概要

観測地は、図-2.1に示す長野県上伊那郡高遠町野笹地先（天竜川水系三峰川支川藤沢川右支溪野笹沢）である。なお、観測地の選定¹⁾に当っては、以下の条件を考慮した。

- ① 強度の大きい雨の降る可能性が高い地域であること。
- ② 近年斜面崩壊が多発した地域であること。
- ③ 凹型斜面であること。
- ④ 表土層厚が1から2mであること。
- ⑤ 斜面傾斜が30°程度であること。
- ⑥ 商用電源が近隣にあること。
- ⑦ 地元の協力が得られる。

観測地の標高は840～976m、流域面積は0.1km²、主流路長は320m、平均勾配は1/2.1である。

基盤地質は、花崗岩である。斜面の勾配は30～40°であり、この表層を構成する風化土層は2.0m程度であるが、凹型斜面の下部では比較的厚く3.5m程度である。植生は、主にスギとアカマツの混交林であり、上部の斜面には、クヌギ、コナラが存在する。

野笹沢の平面図を図-2.2に示す。表土層厚は、簡易貫入試験および弾性波探査^{1) 2)}による調査を行い推定した。縦断図を図-2.3に示す。

地質特性を把握するために以下の試験³⁾を行った。

- ① 現場単位体積重量試験
- ② 粒度試験
- ③ pF試験
- ④ 不飽和透水試験
- ⑤ 一面せん断試験(UU)

試料採取位置の土質柱状図を図-2.4に、現場単位体積重量試験結果を表-2.1に、粒度試験結果を図-2.5に、不飽和透水試験結果を表-2.2、図-2.6に、一面せん断試験の結果を表-2.3に示す。

2.1.2 観測の内容

観測項目は、雨量、土壤水分（吸引圧）、間隙水圧、溪流流量、地下水位、パイプ流量である。観測諸元の一覧表を表-2.4に示す。設置位置を図-2.7に示す。

(1) 土壤水分吸引圧

土壤水分吸引圧の測定は、土壤水分計（SMC-1000型）により行った。これは、テンシオメータに付けた圧力センサーにより、土壤水分と平衡した圧力を電圧に変換し、出力をデータ集録装置に記録させるものである。土壤水分計は、図-2.7に示すA地点に、地表面から50、100、150、200cmの4深度、B、C地点は、200cmを除いた3深度に設置した。土壤水分計の測定値（pF値）と体積

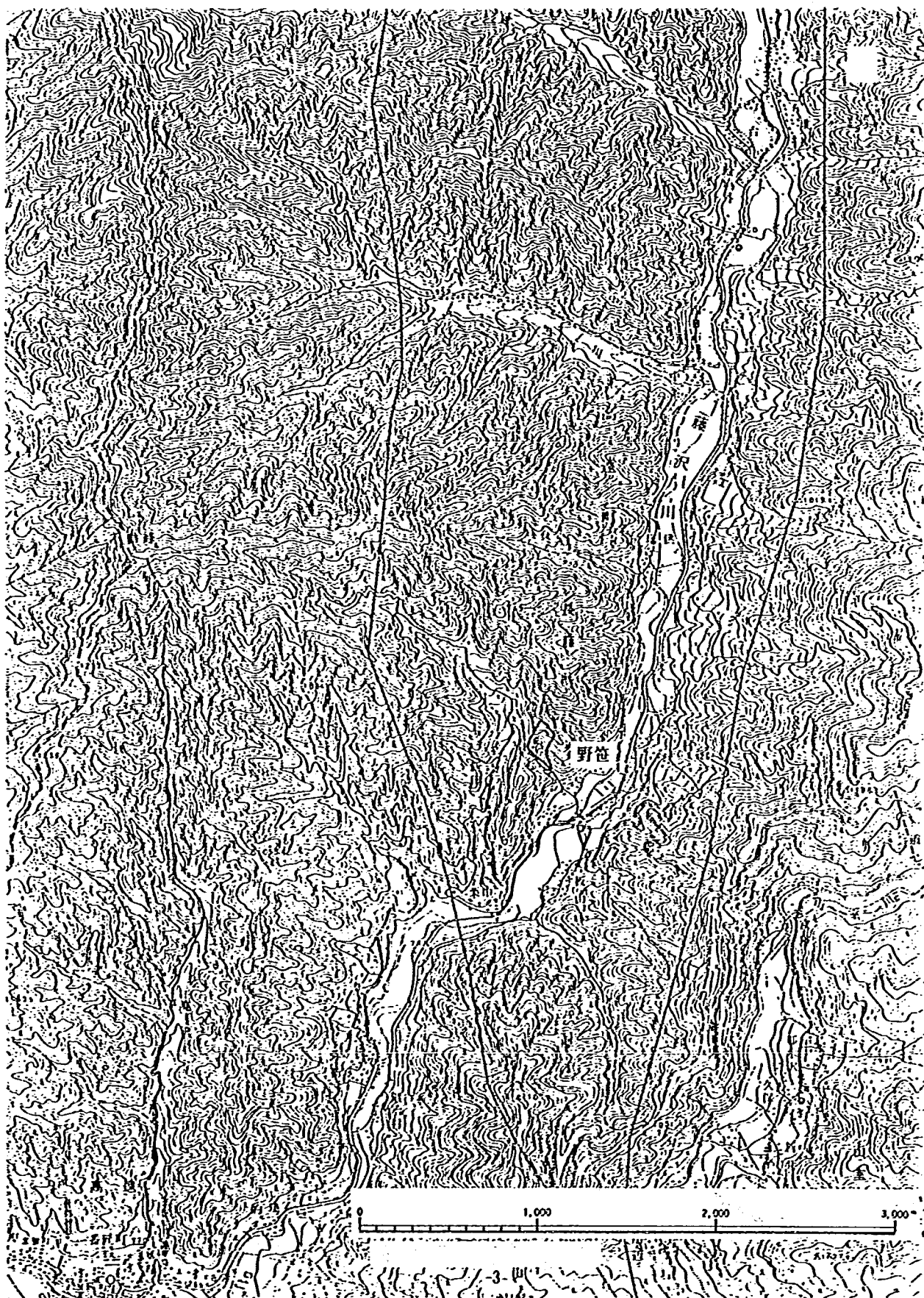


図-2.1 観測位置図

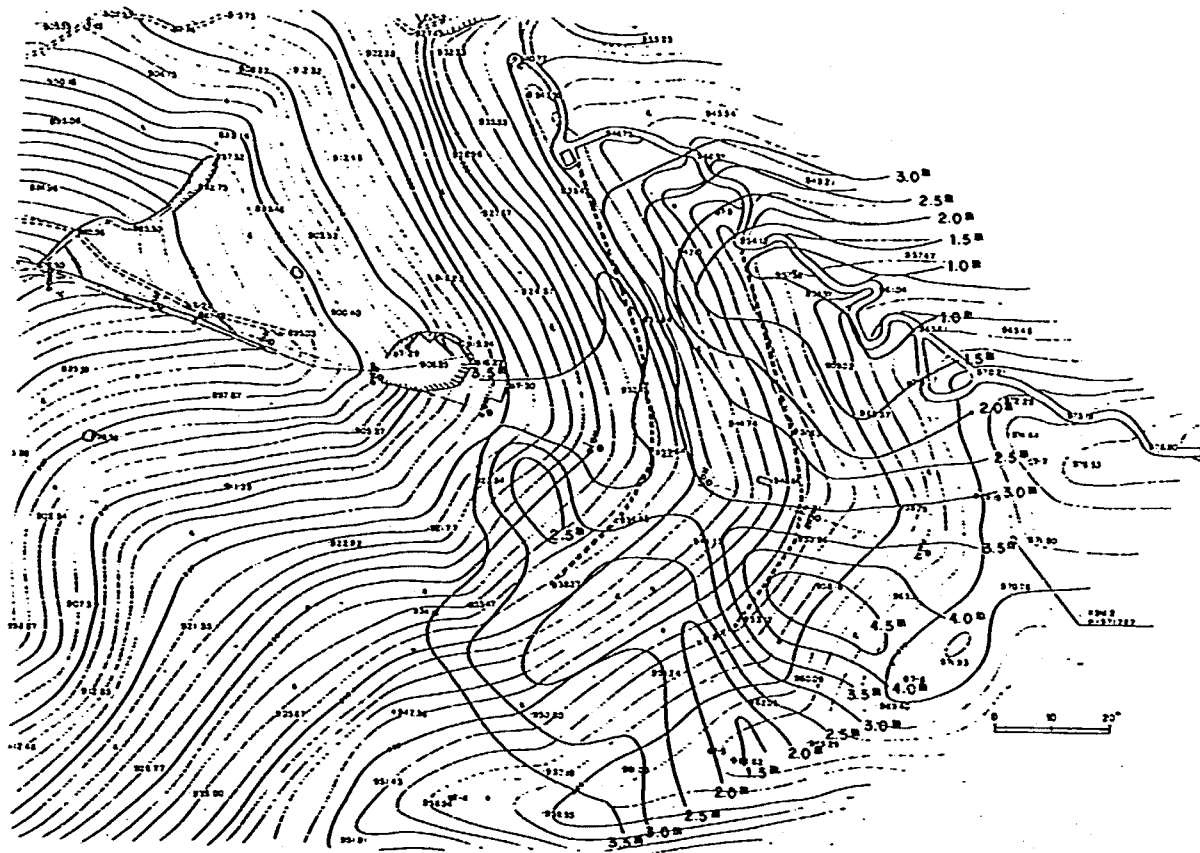


図-2.2 野笹沢平面図

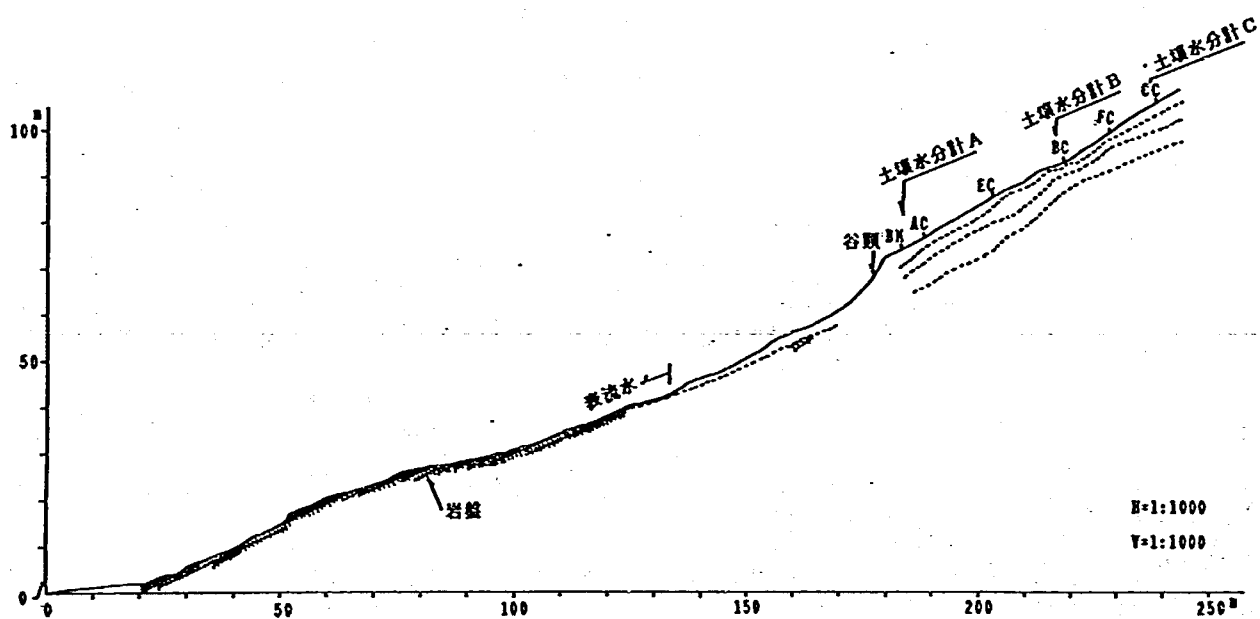


図-2.3 野笹沢縦断面図

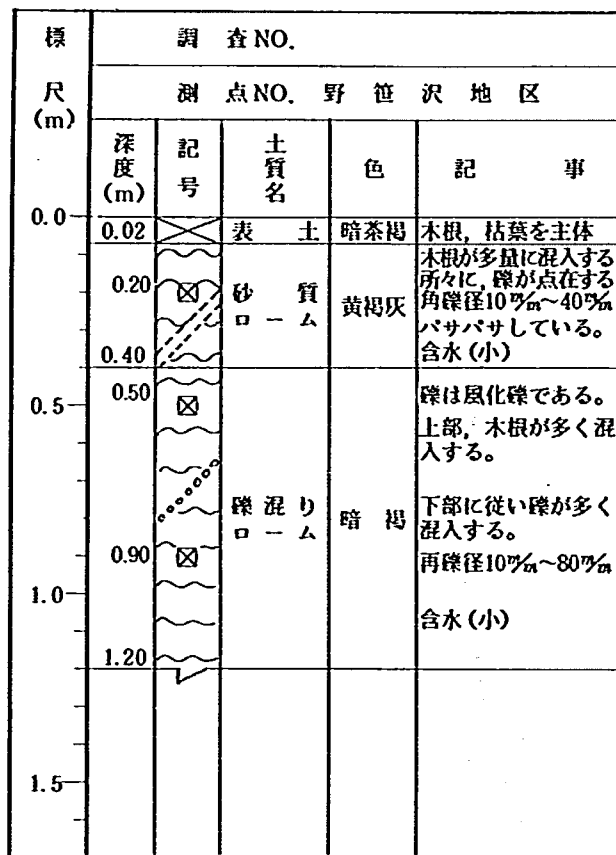


表-2.1 現場単位体積重量試験結果
(野笹沢)

項 目	深 度 (m)		
	0.20	0.50	0.90
含 水 比 (%)	30.6	13.7	16.5
湿潤密度 (g/cd)	1.617	1.547	1.620
乾燥密度 (g/cd)	1.239	1.361	1.391

図-2.4 試料採取地点位置柱状図

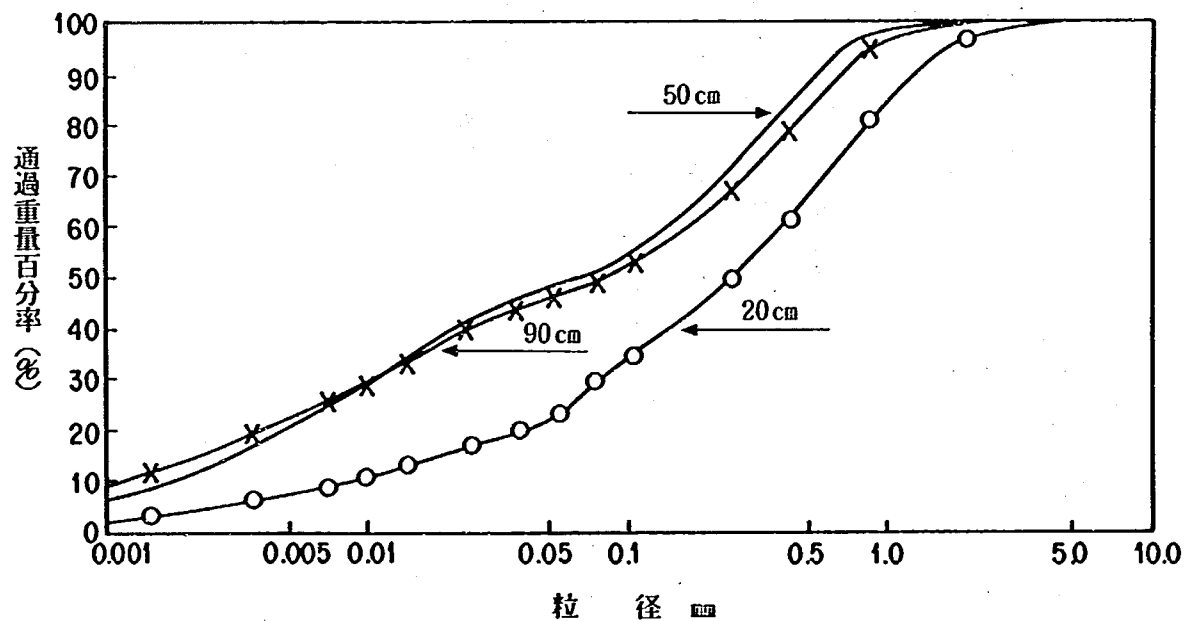


図-2.5 粒度試験結果 (野笹沢)

表 - 2.2 不飽和透水試験結果一覧表

地 区 名	採取深度	不 飽 和 透 水 係 数 k (cm/sec)						
		吸引圧 0 cm・H ₂ O	10 cm・H ₂ O	20 cm・H ₂ O	40 cm・H ₂ O	60 cm・H ₂ O	80 cm・H ₂ O	100 cm・H ₂ O
野 笹 沢	0.2 m	4.13×10^{-4} * 1.50×10^{-4}		1.20×10^{-6} (20)	2.77×10^{-6} (38)	1.03×10^{-6} (54.0)	2.78×10^{-7} (80)	1.85×10^{-7} (100)
	0.5 m	3.84×10^{-4} * 1.27×10^{-4}	8.65×10^{-6} (10.3)	3.06×10^{-6} (19.6)	2.39×10^{-6} (39.3)	3.90×10^{-7} (59.5)	3.21×10^{-7} (80)	2.25×10^{-7} (100)
	0.9 m	7.92×10^{-4} * 3.27×10^{-4}	1.78×10^{-4} (10)	1.45×10^{-4} (18.4)	4.25×10^{-6} (39)	6.39×10^{-7} (58)	2.36×10^{-7} (80)	1.27×10^{-7} (100)

() 内は実測吸引圧

* 不飽和透水試験後、同一の供試体を毛管飽和して測定した透水係数

なお、測定装置は、加圧型不飽和透水係数測定装置（大起理化工業（株）、DIK-4150）である。

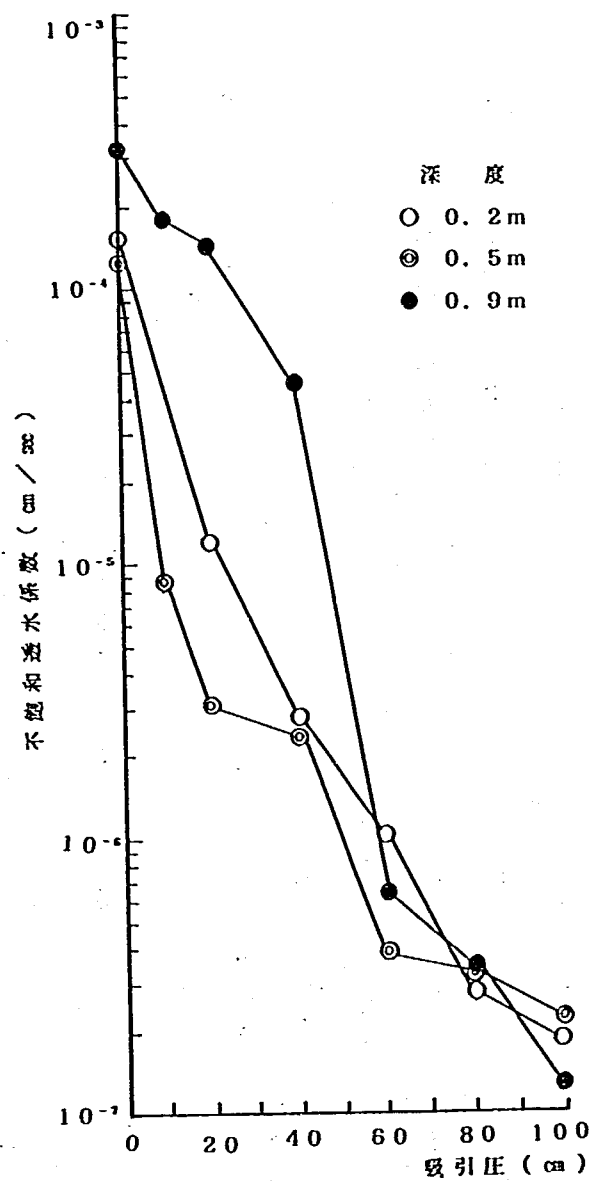


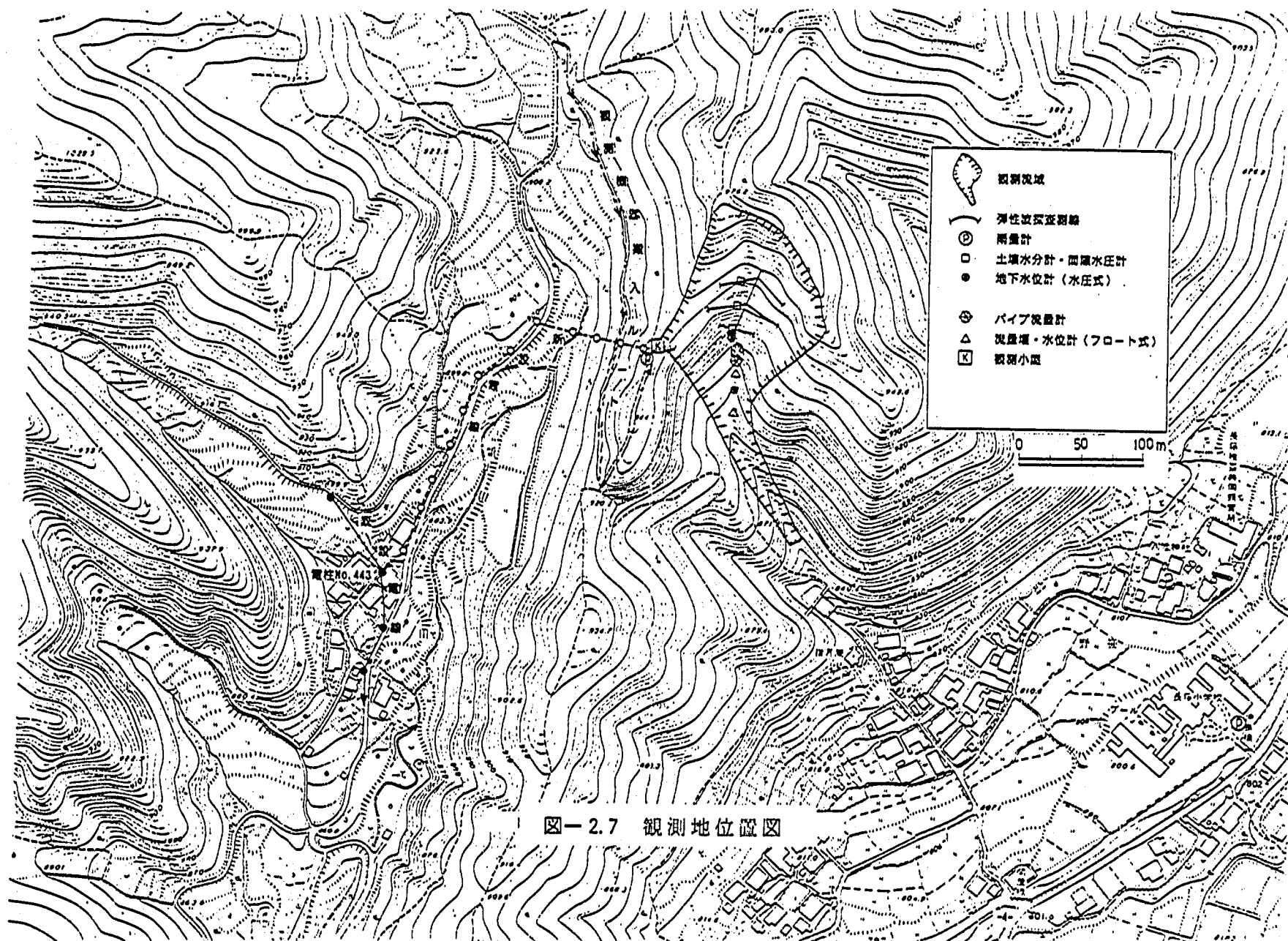
図-2.6 不飽和透水係数と吸引圧の関係(野笹沢)

表-2.3 一面セン断試験結果

項 目		野 笹 沢
		0.9 m
含 水 比	W %	33
湿 潤 密 度	ρ_t g/cm ³	1.81
飽 和 度	S _r %	94.3
強度定数	粘着力 C kg/cm ²	0.09
	セン断抵抗角 ϕ	10°06'

表 - 2. 4 観 測 諸 元 一 覧 表

地 点 名	デ ー タ				装 置	施 設	記 録 装 置	備 考
	項 目	種 別	測 定 時 間	測 定 単 位 (〃 範囲)				
野	土壌水分 吸引圧 (10ch)	自記	10分	pF 0.03 (pF0 ~ pF3)	テンシオメータ (SMC-1000型)		3.5FD データロガ	0.5m, 1m, 1.5m 及び2m
	間隙水圧 (10ch)	自記	10分	0.05 kg/cm (5 kg/cm)	間 隙 水 圧 計 (BP-5KB型)		3.5FD データロガ	0.5m, 1m, 1.5m 及び2m
笹	雨 量 (1ch + 1)	自記	10分	0.5 mm/パルス	転倒マス雨量計 (RF-5 型)		3.5FD データロガ	斜面尾根部
					転倒マス雨量計 (SKI-1 型)		一 体 型 雨 量 計	養老ホーム 約1カ月巻き
沢	溪流流量計 の水位 (2ch)	自記	10分	1 mm (3 cm 以上)	フロート式水位計 (MV-500型)	パーシャル フリューム堰	3.5FD データロガ	
	パイプフロー 流量 (1ch)	自記	10分	500 cc/パルス (3000 cc/パルス)	転倒マス流量計 (TQX-500型)		3.5FD データロガ	
	地下水位 (2ch)	自記	10分	1 cm (0 ~ 5 m)	水圧式水位計 (SKI-W-435型)	井 戸 2m 井 戸 8m	3.5FD データロガ	



含水率の関係は、表－2.5、図－2.8に示すとおりである。

(2) 間隙水圧

間隙水圧の測定は、ひずみゲージ式間隙水圧計（BP－5KB型）により行った。これは、水分量をひずみゲージ式水圧計により検出し、計装用増幅器により増幅した0～1Vのアナログ信号をデータ集録装置に記録するものである。間隙水圧計は、土壤水分計設置地点と同地点（10台）に設置した。

(3) 雨 量

雨量の測定は、観測流域の尾根部と藤沢川沿いの養老ホームの2ヶ所に設置した。観測流域の尾根部には転倒ます雨量計（RT－5型）を設置した。これは、降雨量0.5mmに対して転倒ますが転倒し水銀スイッチが電気回路の開閉を行う際に生じるパルスデータをデータ集録装置に記録するものである。また、養老ホームには長期自記雨量計（SKI－1型）を設置した。これは、直径20cmの受水口をもつ外筒に転倒ます型雨量計と長期記録器を内蔵させたものである。記録は、降雨0.5mmに対して転倒ますが転倒し、その際カートリッジペンが動く毎に自記紙にアナログ記録する。

(4) 地下水位

地下水位は図－2.7に示すようにA地点と溪流の2ヶ所に設置した。A地点は地表下8.0m、下流の溪流部では地表下2.1mの埋設孔を掘削し、ケーシングを設置した。水位変化は、水圧式水位計（SKI－W－435型）により測定し、データ集録装置に記録させる。

(5) パイプフロー流量

観測地内の谷頭部斜面においてパイプフロー流量の測定を行った。斜面に存在する主要なパイプ孔を各々波板トタンを差し込んで分離し、樋と雨樋用塩ビ管で集水したものを転倒ます型流量計（TQC－500型）で測定した。この転倒ます型流量計は、受水0.5ℓに対して1パルスを発するもので、出力はデータ集録装置に記録される。

(6) 溪流流量

谷頭部斜面直下地点及び溪流上流部地点の流量観測を行うためにパーシャルフリューム（図－2.9）を設置した。流量は、パーシャルフリューム内の水位変化をフロート式水位計（MV－500型）により検出して、内蔵ポテンショメータにより抵抗出力し、データ集録装置に記録させる。

2.1.3 観測期間

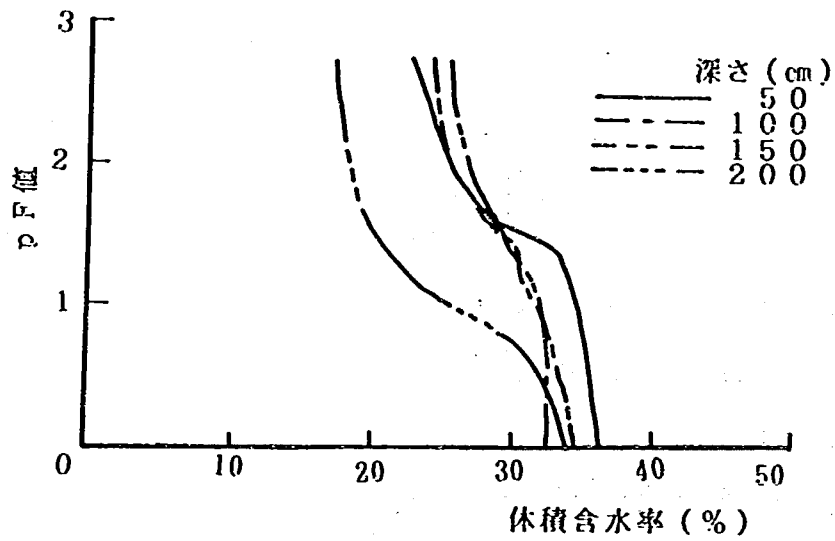
観測期間は、昭和62年度が5月13日から11月13日まで、昭和63年度が4月21日から11月11日までである。各観測項目別観測期間の一覧表を表－2.6に示す。

2.1.4 機器点検及び降雨時の現地観測

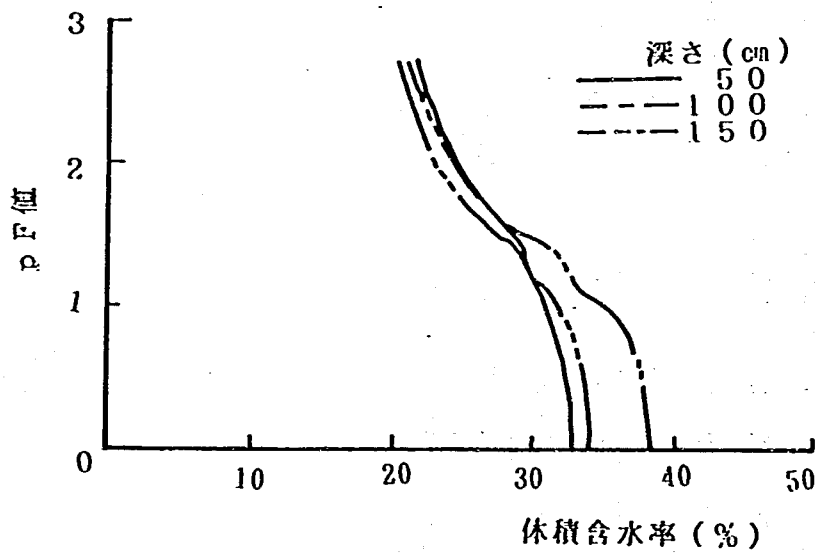
観測機器の点検は、3週間に1度、表－2.7から表－2.9に示す点検簿により行った。降雨時の現地観測は、降雨があった場合、もしくは、降雨がありそうな場合現地に赴いて行った。現地観察は、点検簿の他に図－2.10から図－2.12に示す記録図に現地の状況を記録した。なお、機器点検及び現地観察は、アジア航測㈱に委託⁴⁾し、村田正敏、小川紀一郎、鈴木隆司、中島誠、安野雅満氏が担当して実施した。

表-2.5 PF値と体積含水率(%) 野笹沢

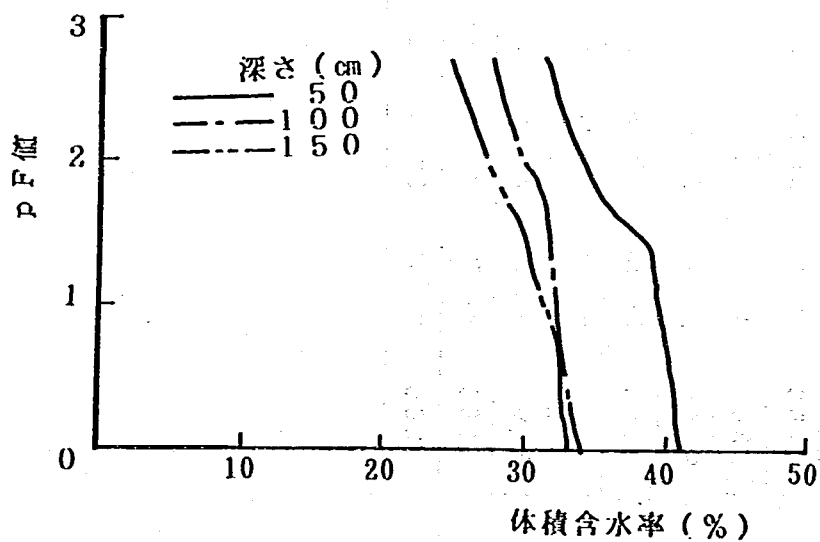
測 点	PF0	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.5	PF2.7
C50	40.1	39.52	39.34	38.68	38.68	36.64	34.67	33.8	32.8	31.88	31.34
C100	33.7	32.27	32.13	31.86	31.8	31.69	30.57	29.88	29.02	28.19	27.37
C150	32.76	31.69	31.23	30.26	30.17	28.95	28.0	27.23	26.48	25.22	24.54
B50	32.6	31.44	30.76	29.66	29.27	27.13	25.34	24.25	23.21	22.36	21.67
B100	33.93	32.65	31.52	29.32	28.83	25.38	24.13	22.67	21.74	20.88	20.19
B150	38.46	36.85	35.42	32.7	31.72	27.89	25.48	24.41	23.18	22.15	21.25
A50	36.11	34.71	34.15	32.4	32.29	28.17	26.36	25.04	24.15	23.57	22.72
A100	34.37	33.19	31.75	30.29	30.46	27.97	26.31	25.74	24.96	24.44	24.02
A150	32.77	32.53	32.44	30.59	30.447	28.73	27.6	27.16	26.45	25.96	25.55
A200	33.61	30.01	25.97	22.88	23.06	19.62	18.87	18.46	17.94	17.7	17.44



図一 2.8(1) 水分特性曲線 (A地点)



図一 2.8(2) 水分特性曲線 (B地点)



図一 2.8(3) 水分特性曲線 (C地点)

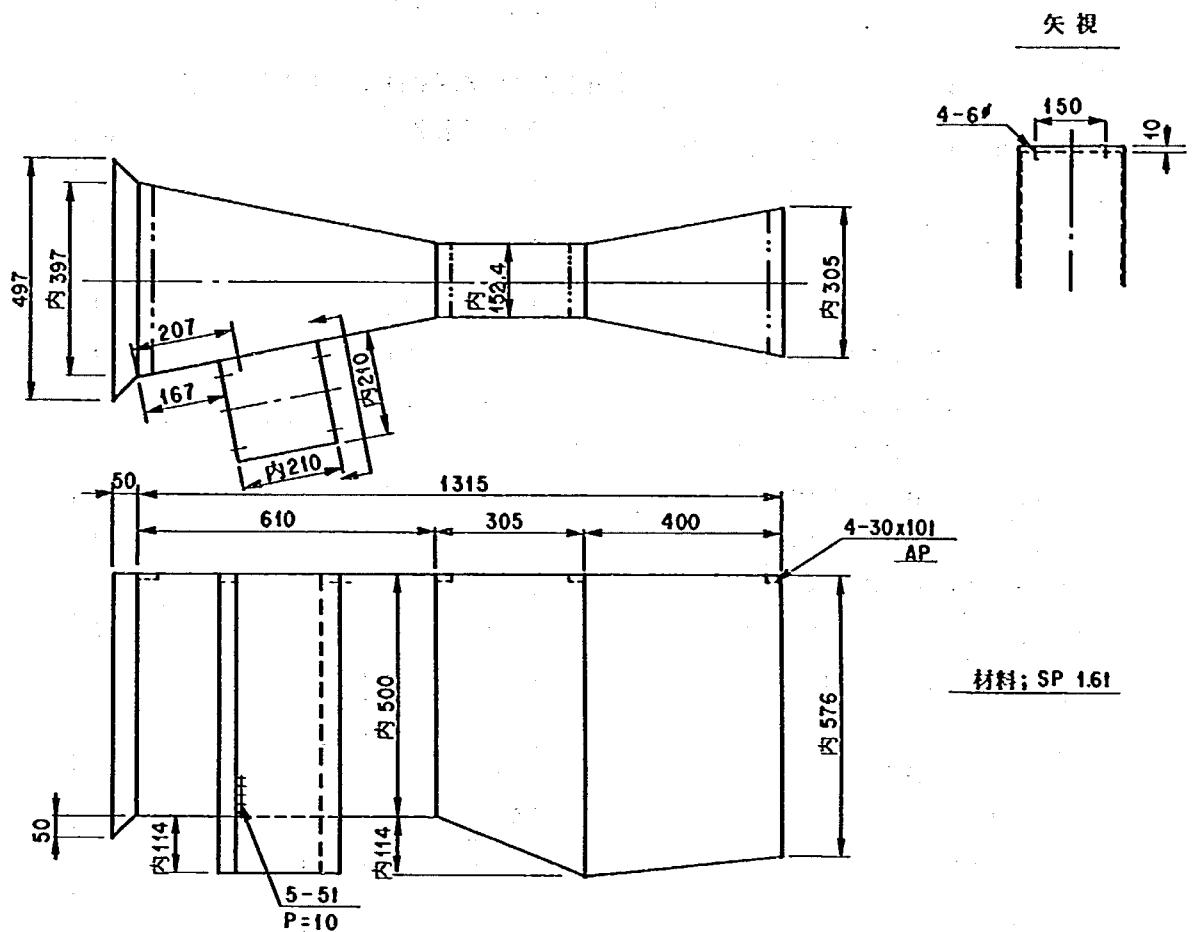


図-2.9 パーシャルフリューム

表-2.6 観測期間の一覧表

年 月 項 目	62												63											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
水分吸引圧																								
間 隙 水 圧																								
雨量 (観測地)																								
〃 (藤沢川)																								
地 下 水 位																								
パイプ流量																								
溪流流量																								

観測期間 ——— 欠測-----

表－2.7 点検・補修及び観察記録簿（その1）

第 回 点検・補修及び観察記録簿	
昭和 年 月 日 曜日 時 分 天候	記録者名 印
1. 点検・補修項目	
(1) 観測小屋	
1. 小屋の破損はないか。	ない ある ()
2. 小屋の基礎の具合はよいか。	よい 悪い ()
3. 小屋の内部に異常はないか。	ない ある ()
(2) 記録計（データロガー）（フロッピーの交換）	
1. 時刻の遅れ・進みはないか。	ない ある ()
2. データ数をチェックしたか。	した (データ数:)
(3) 雨量計（斜面に設置のもの）	
1. 受水口に落葉・ゴミはないか。	ない ある ()
2. 伊水器に砂・ゴミはないか。	ない ある ()
(4) 水分計	
1. 地上部に異常はないか。	ない ある ()
2. 野外ケーブルの破損はないか。	ない ある (場所:)
3. 脱気水は補給したか。	しない した (場所:)
(5) 地下水位計	
1. 地上部に異常はないか。	ない ある ()
2. 孔内に異常はないか。	ない ある ()
3. 野外ケーブルの破損はないか。	ない ある (場所:)
(6) 量水筒と水位計	
1. 水位計のフロートのワイヤに異常はないか。	ない ある ()
2. 堰に土砂が堆積していないか。	いない いる (除去済)
(7) 雨量計（露場に設置のもの）	
1. 受水口に落葉・ゴミはないか。	ない ある ()
2. 伊水器に砂・ゴミはないか。	ない ある ()
3. 時刻の遅れ・進みはないか。	ない ある ()
4. 記録紙の取り付けは大丈夫か。 (用紙の付け方・巻取り、日時の記入)	大丈夫 不十分 ()
備 考.	

表一 2.8 点検・補修及び観察記録簿（その2）

2. 観察項目								
		A 地点		B 地点		C 地点		
(1) 斜 面	1. 水分計設置地点付近の上空のうっ閉度 (%)							
	2. 同地点の土壌の湿潤度 (乾, 湿, 過湿)	A ₀ 層						
		A 層						
	3. 同地点の地被状況 (写真撮影)							
4. その他, 気付いたこと								
(2) 谷 頭 部	1. 土壌の湿潤度 (乾, 湿, 過湿)							
	2. 地被状況 (写真撮影)							
	3. その他, 気付いたこと							
(3) 溪 床	1. 湧水点付近の地被状況 (写真撮影)		上 流		下 流			
	2. 湧水状況 (写真撮影)		上 流		下 流			
	3. その他, 気付いたこと		上 流		下 流			
備 考.								

表-2.9 点検・補修及び観察記録簿（その3）

3. 点検時のデータ記録欄					月	日	時	分
	地	深 さ	c h 番号	D A T A		地	c h 番号	D A T A
	点	(m)				点		
土 境 水 分 計	C	0.5	0 1	.	地下水位	A	2 1	管頭下 m
	地	1.0	0 2	.				.
	点	1.5	0 3	.		溪	2 2	管頭下 m
	B	0.5	0 4	.	流 量 計 水 位	流		.
	地	1.0	0 5	.		上	2 3	ml/ 秒
	点	1.5	0 6	.		流		.
	A	0.5	0 7	.		下	2 4	ml/ 秒
	地	1.0	0 8	.		流		.
	点	1.5	0 9	.	雨 量 計	尾	2 5	
		2.0	1 0	.		根		.
間 隙 水 圧 計	C	0.5	1 1	.	パ イ プ フ ロ ー 流 量	谷	2 6	.
	地	1.0	1 2	.				
	点	1.5	1 3	.		頭		
	B	0.5	1 4	.	備 考			
	地	1.0	1 5	.				
	点	1.5	1 6	.				
	A	0.5	1 7	.				
	地	1.0	1 8	.				
	点	1.5	1 9	.				
		2.0	2 0	.				

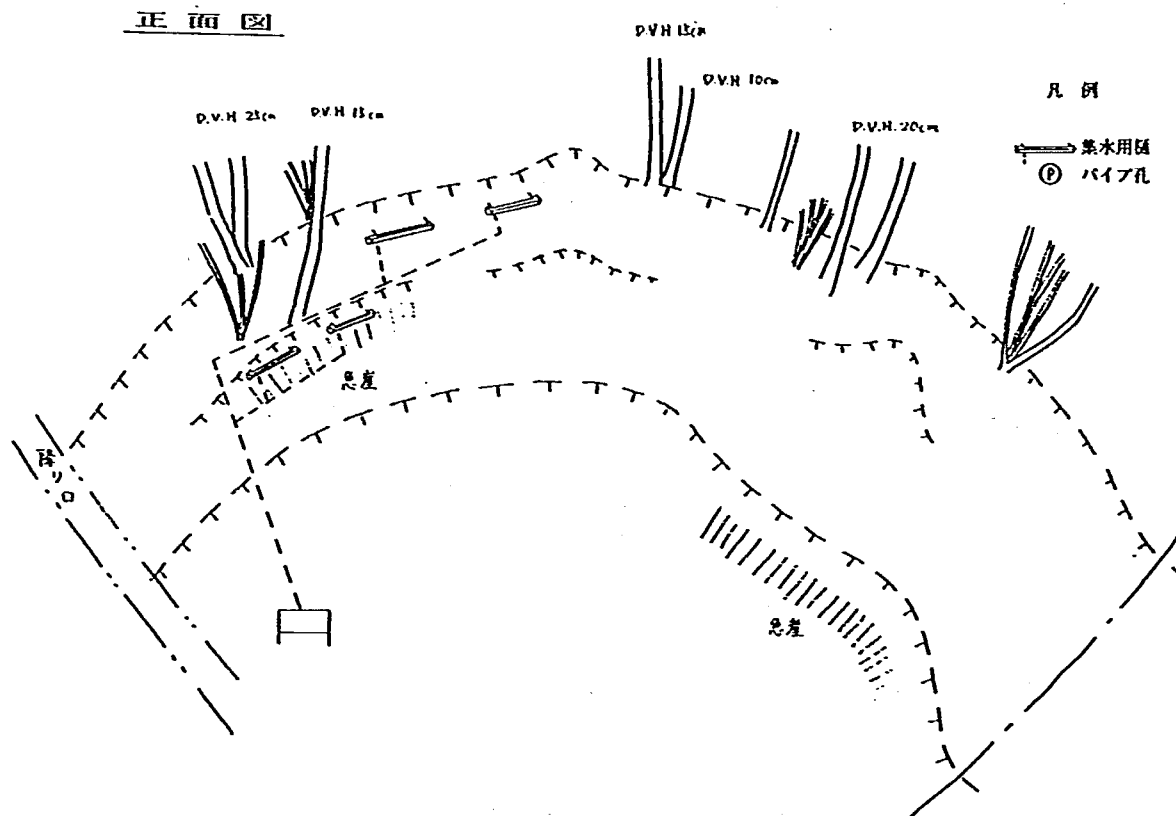


図-2.10 現地状況の観察記録 (その1)

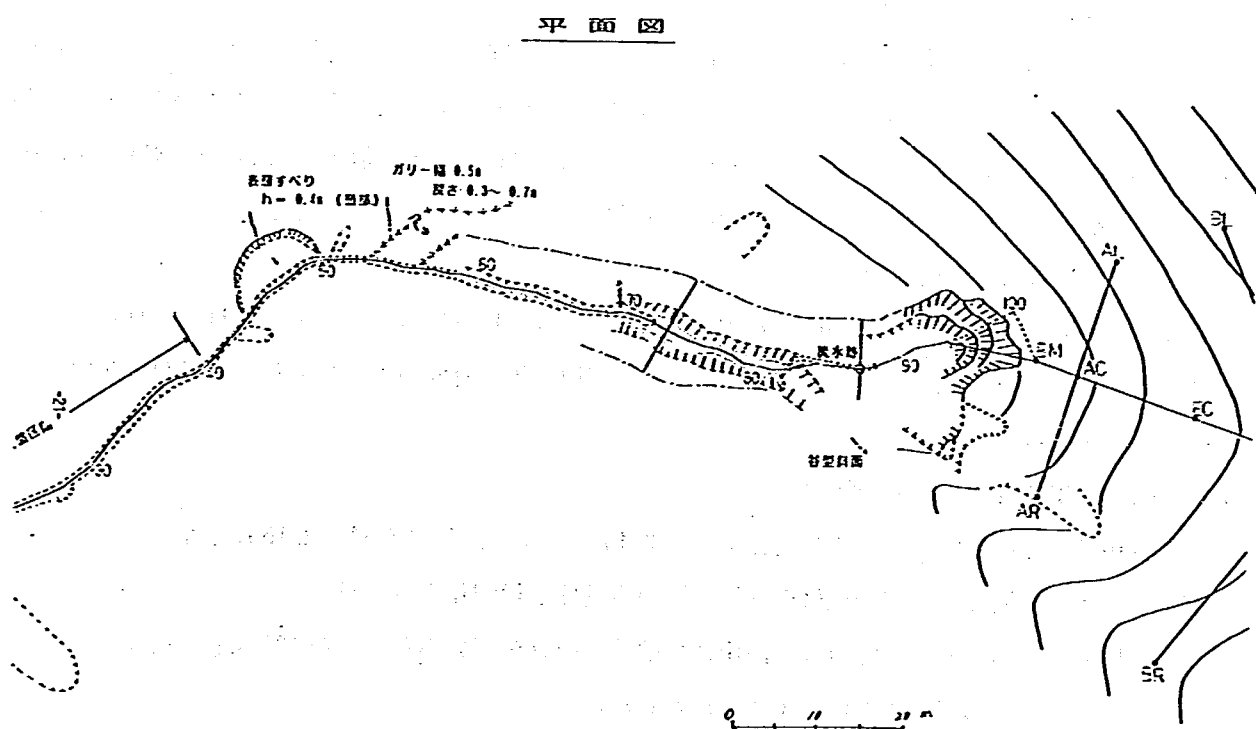


図-2.11 現地状況の観察記録 (その2)

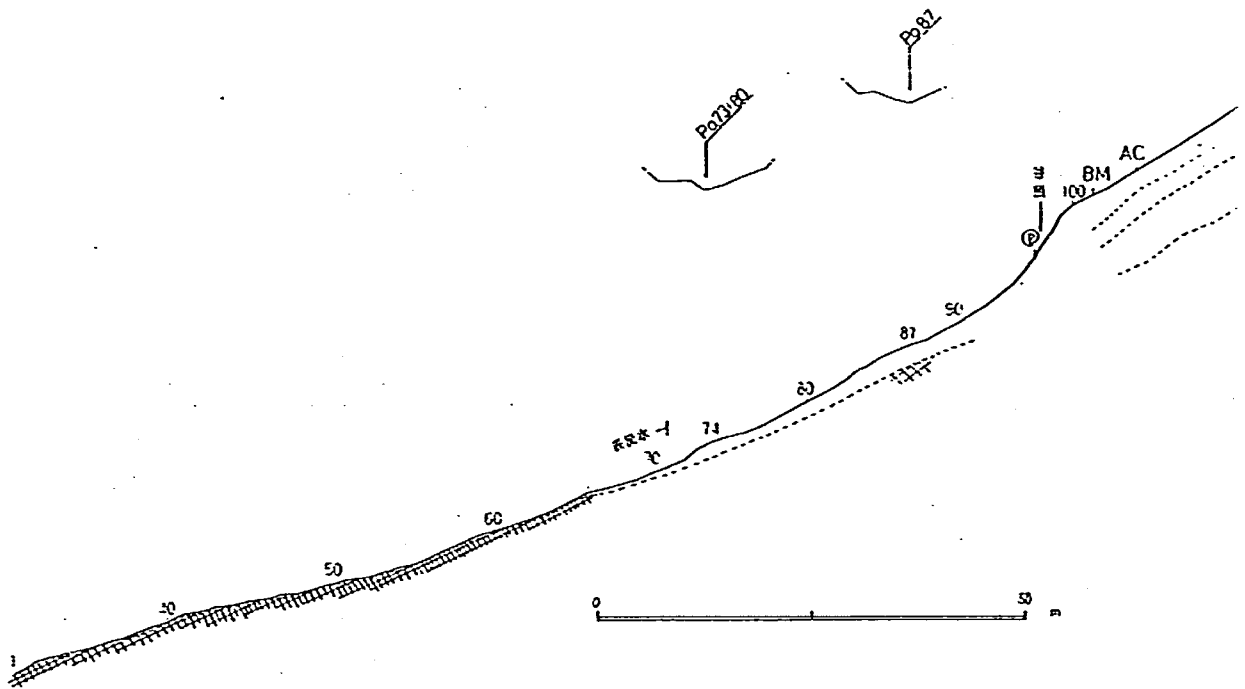


図-2.12 現地状況の観察記録（その3）

2.2 観測結果

2.2.1 観測地の降雨量

観測期間中の降雨量を図-2.13に示す。昭和62年度観測期間中の総雨量は561.0㎜で、最大日雨量が7月19日の57.0㎜/日で、最大時間雨量は9月25日5時の16.0㎜/時である。昭和63年度観測期間中の総雨量は922.5㎜で、最大日雨量が6月2日の59.5㎜/日で、最大時間雨量は8月18日13時の20.0㎜/時である。ただし、これらの値は藤沢川に設置した雨量計によるものである。

2.2.2 降雨時の観測地周辺の状況

降雨時の現地状況観察は、昭和62年7月20日、9月25日、10月17日、63年7月15日、9月12日、9月27日に行った。このうち、降雨量が比較的多かった昭和62年7月20日と昭和63年9月27日の記録について以下に報告する。

1) 昭和62年7月20日の降雨状況

7月19日から20日の雨量の時間変化を図-2.14に示す。記録図を図-2.15に示す。

(1) 下流側流量堰設置予定地点付近（流量堰の設置は昭和62年7月24日）

- 地表面はかなり湿っており、溪床には明瞭な流れが認められる（約100 mℓ/sec）。
- 溪床左岸の斜面の所々にパイプ孔が見られる。

(2) 下流側地下水位観測孔付近（写真-2.1～2.3）

- 地被物が流された形跡はなく、表層は十分湿っている。
- 地下水位計は未設置であるが、観測孔には地下水面が存在する。

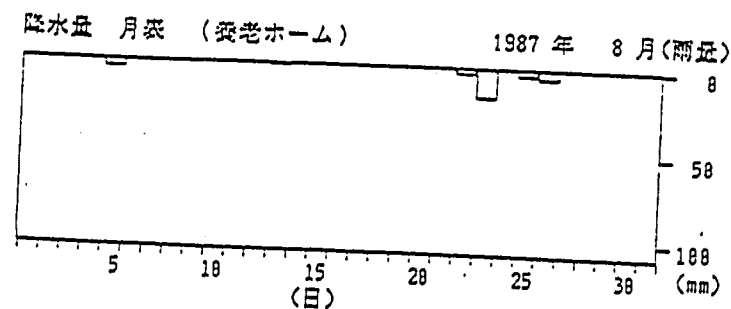
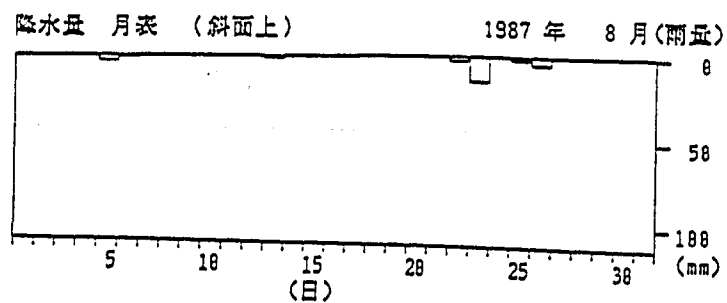
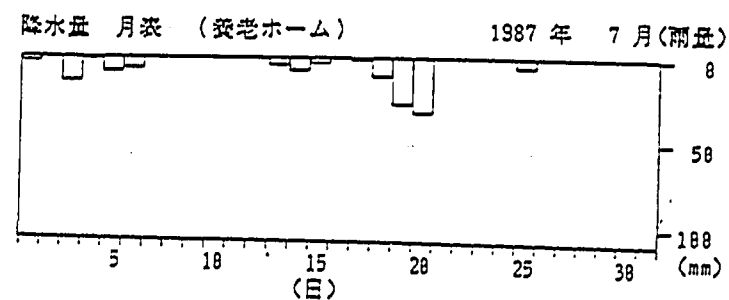
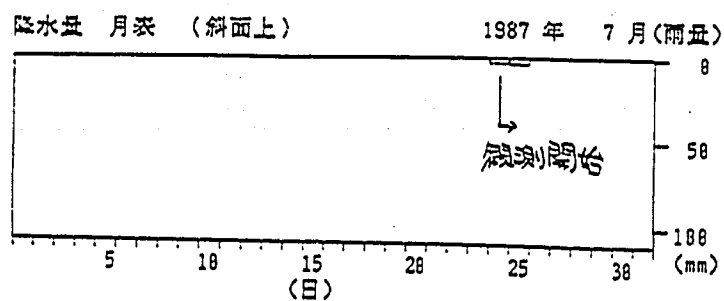
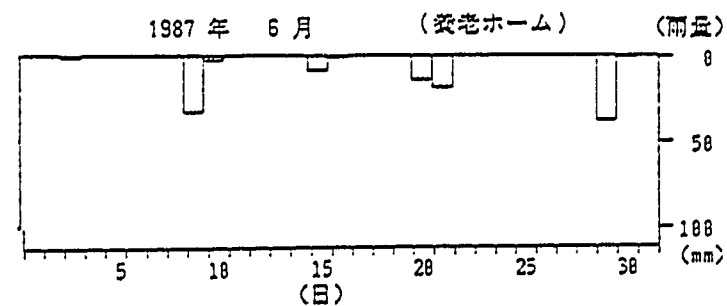
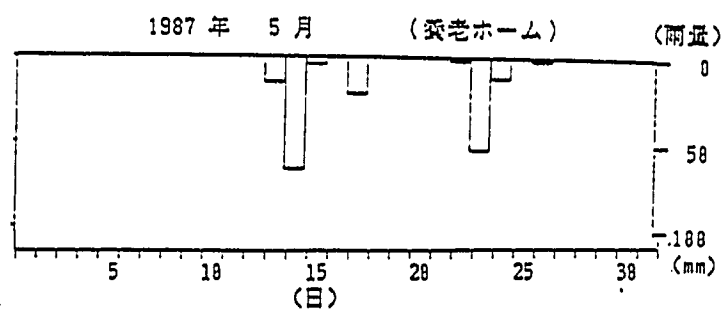
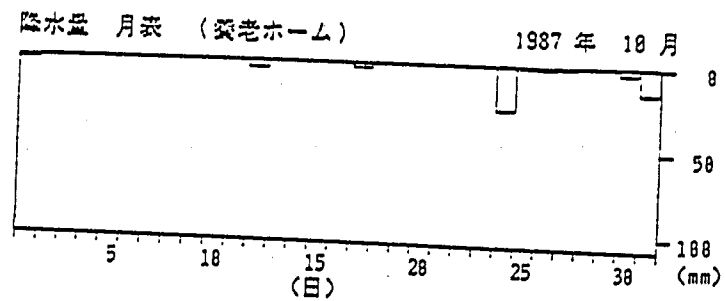
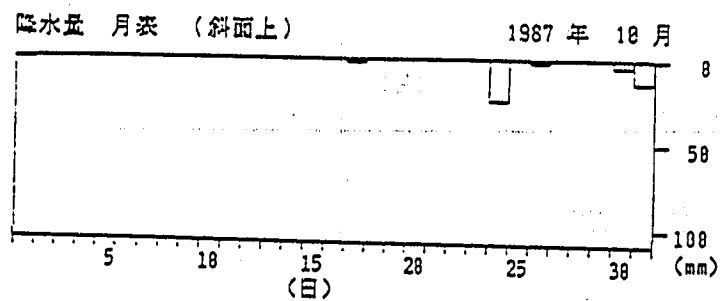
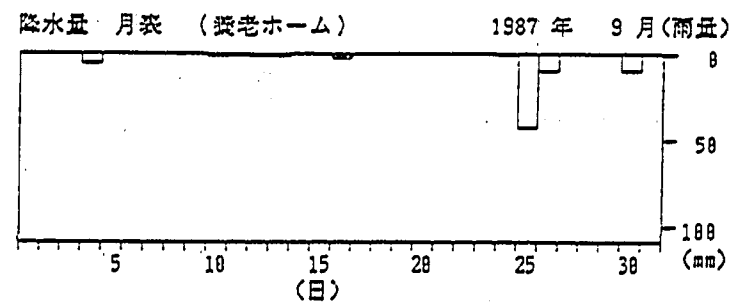
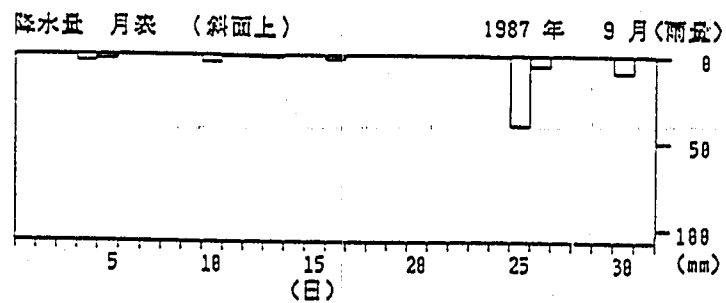


図-2.13(1) 雨量の経日変化 (昭和62年)



図一 2.13(2) 雨量の経日変化 (昭和62年)

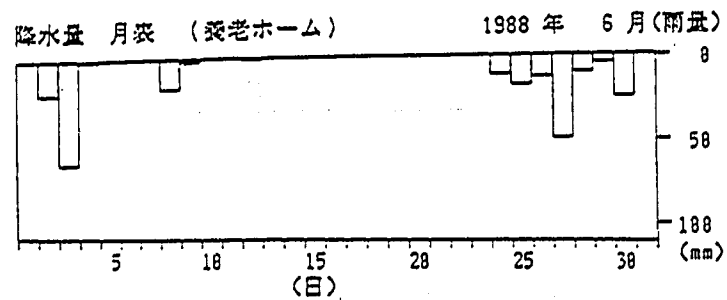
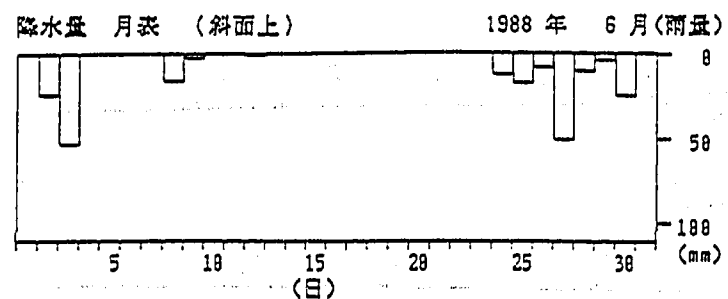
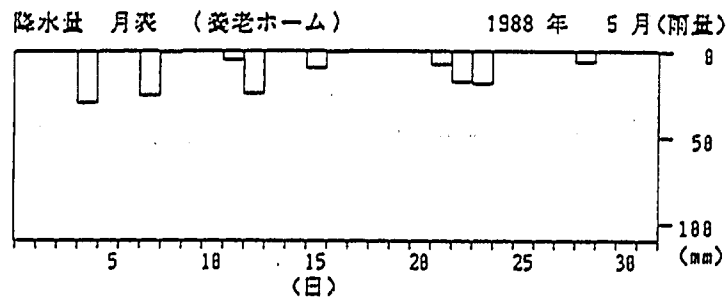
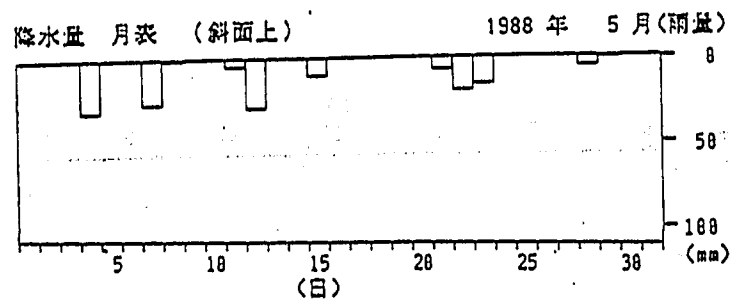
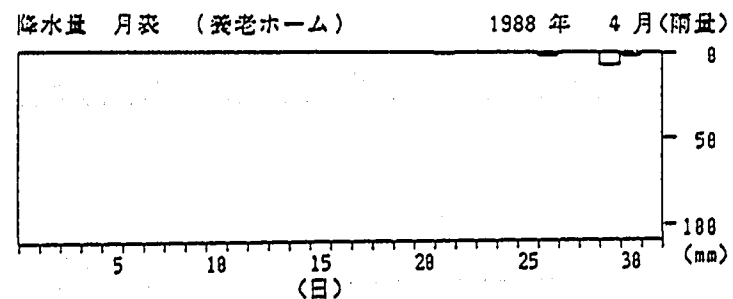
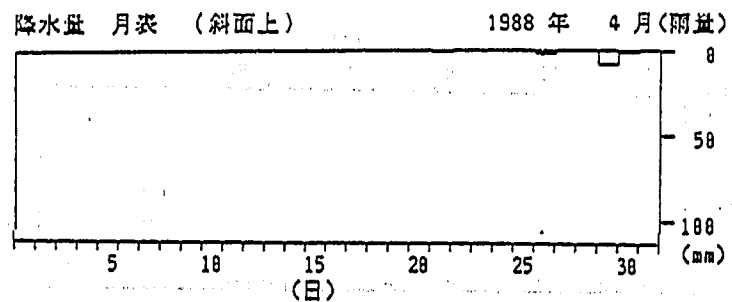


図-2.13(3) 雨量の経日変化(昭和63年)

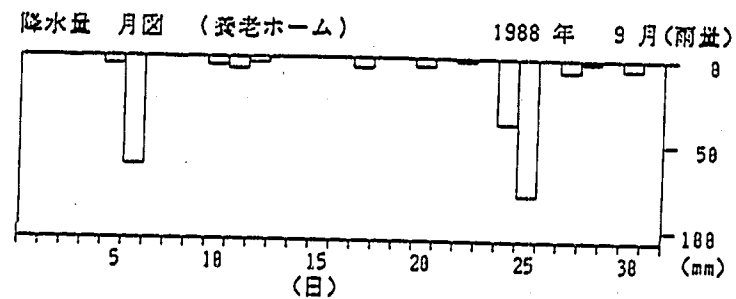
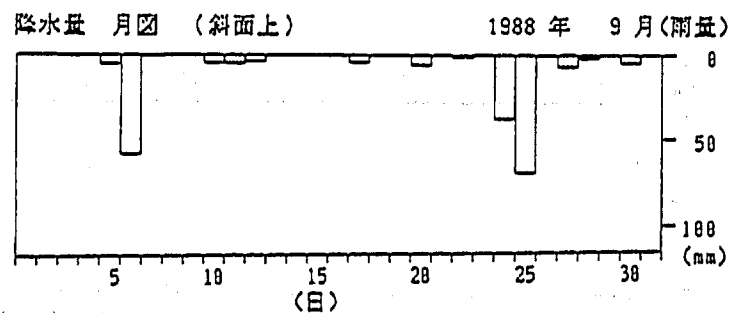
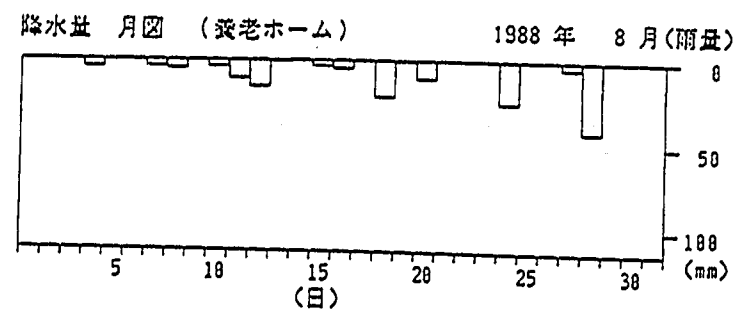
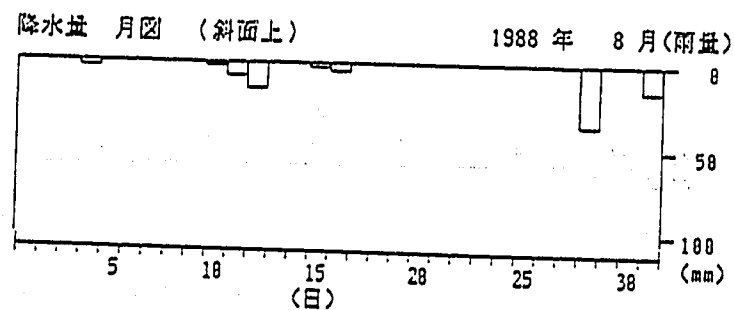
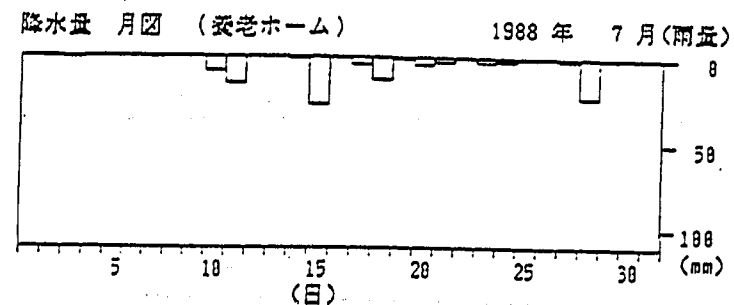
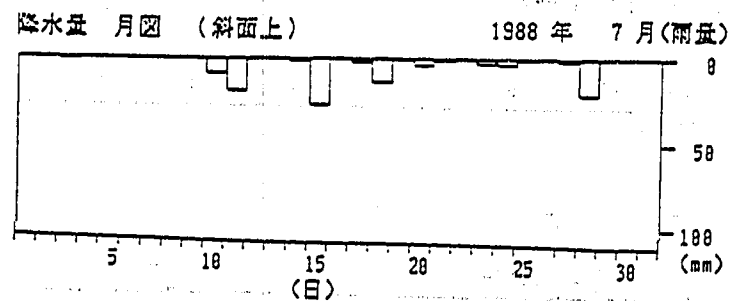
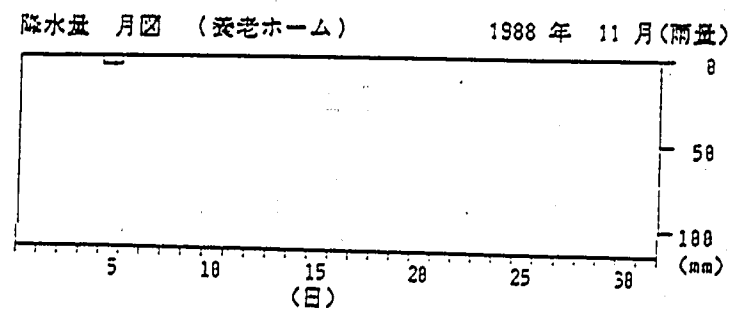
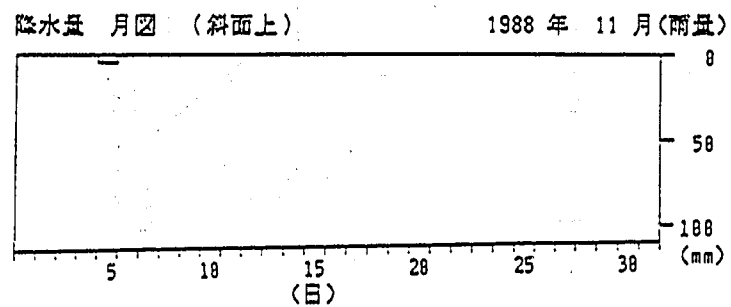
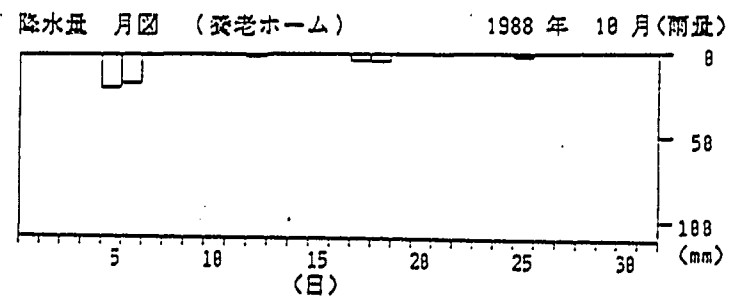
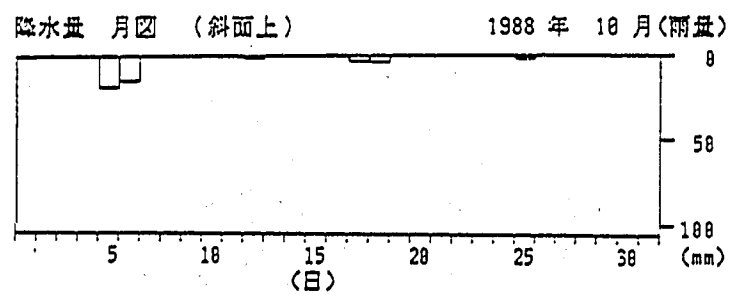


図-2.13(4) 雨量の経日変化(昭和63年)



図一 2.13(5) 雨量の経日変化 (昭和63年)

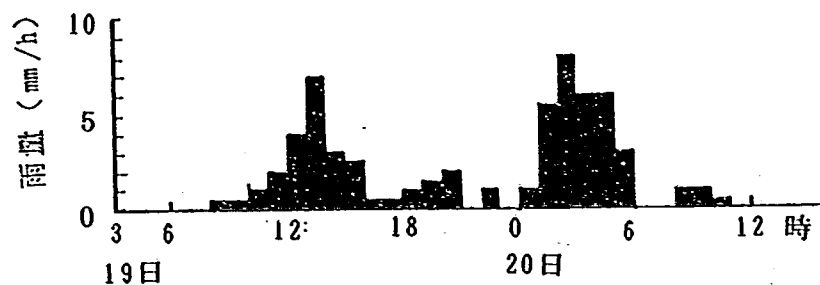
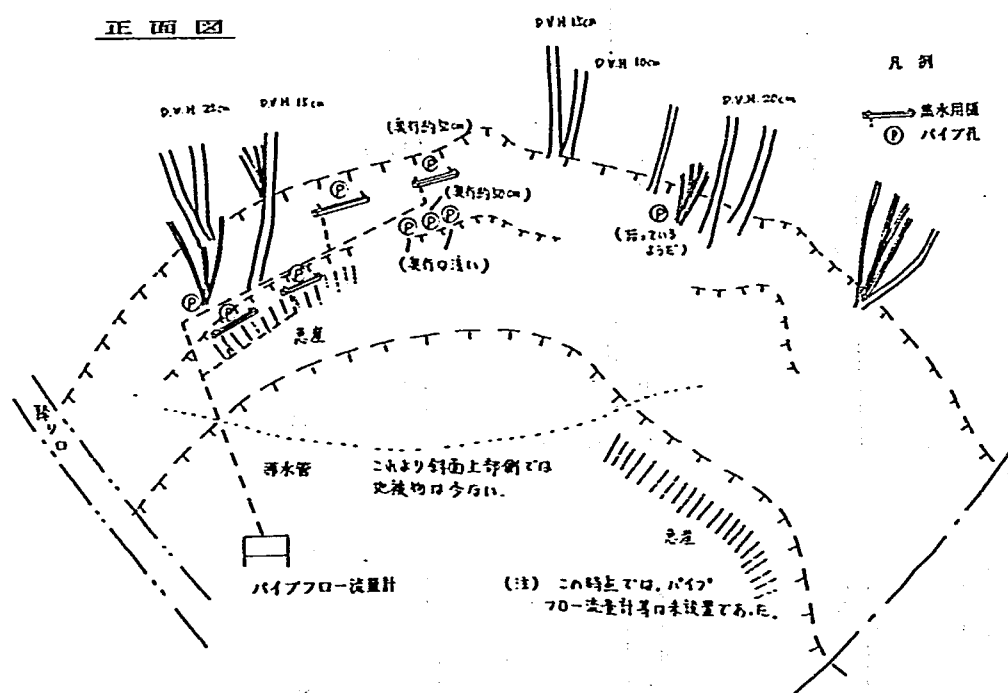
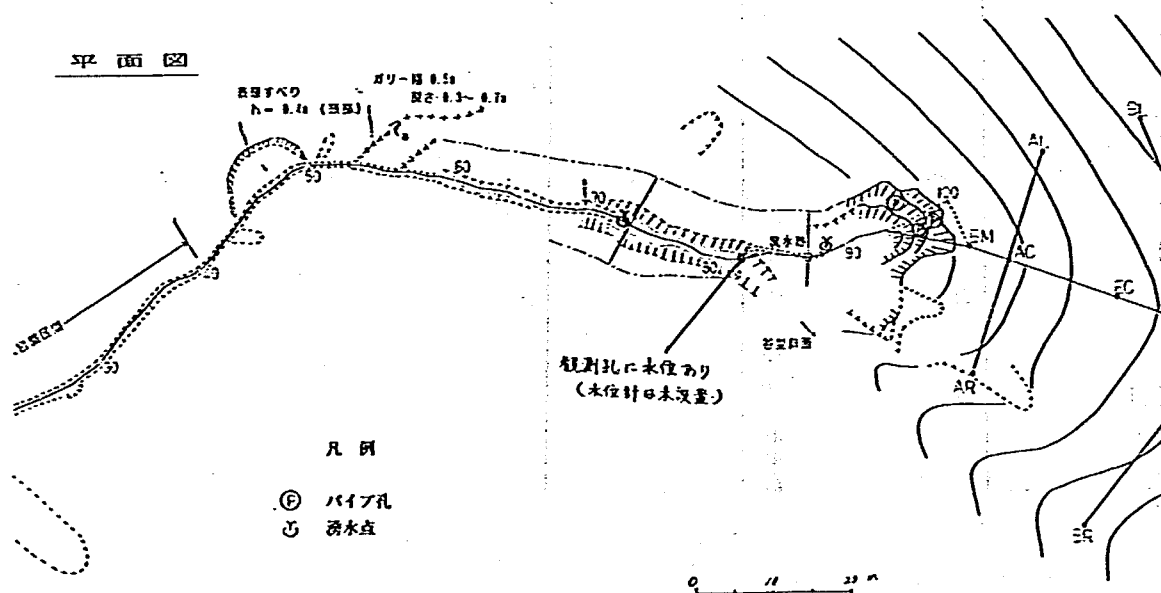


図-2.14 雨量の時間変化(昭和62年7月19日~20日)



図一2.15(1) 1987年7月20日 降雨時現地状況観察(その1) 13時30分



図一 2.15(2) 1987年7月20日 降雨時現地状況観察(その2) 13時30分

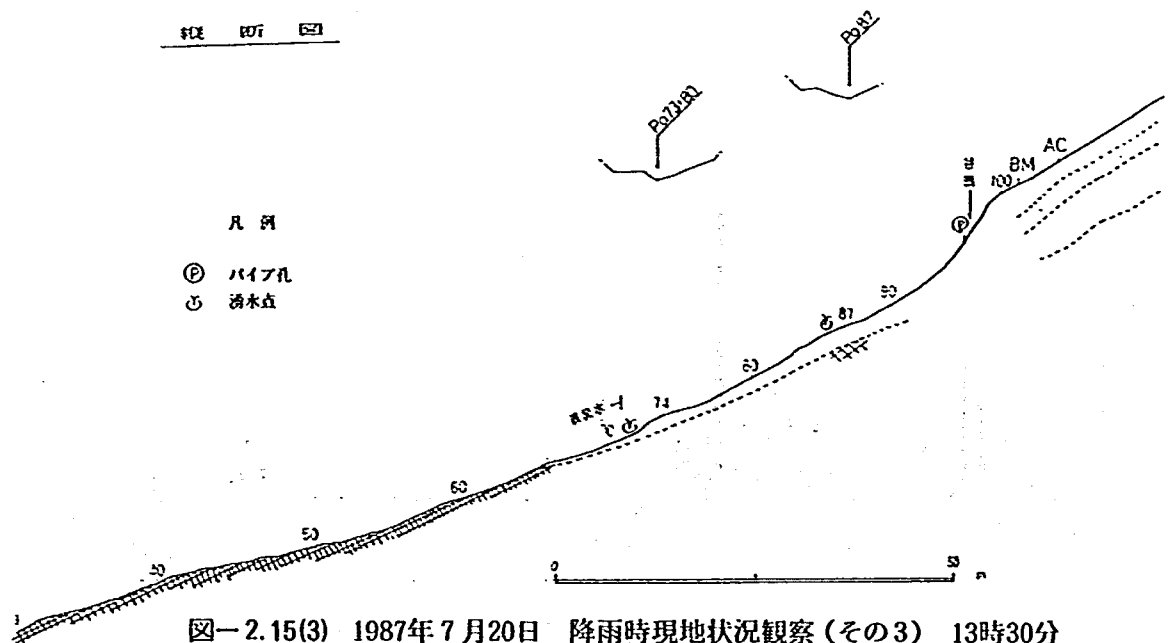


図-2.15(3) 1987年7月20日 降雨時現地状況観察(その3) 13時30分

(3) 上流側流量堰設置予定地点付近(写真-2.4)

- 地被物の下からの湧水が確認されるが、流量としてはわずかである。

(4) 谷頭部斜面

- パイプフローが生じる可能性のある穴が多数見られる。図-2.15に示すように奥行きの高いものも確認される。
- パイプフローの形跡は不明瞭である。

(5) 土壌水分計、間隙水圧計設置地点(写真-2.5～2.9)

- 地被物が少なく、表層土は十分湿っている他はとくに変わった点はない。

2) 昭和63年9月27日の降雨状況

9月24日から28日までの雨量の時間変化を図-2.16に示す。記録図を図-2.17に示す。

(1) 下流側流量堰付近

湧水がこれまでにみられなかった箇所からも発生した(写真-2.10)。流量は、約1,000mℓ/secである。

(2) 地下水位観測地点

A地点、溪流ともに地下水位面が確認された。

(3) 上流側流量堰付近

かなり湿潤状態にあり、掘削断面の地表下10数cmの位置から相当量の湧水がみられる(写真-2.11)。

(4) 谷頭部斜面(写真2-12)

パイプフロー計測用の雨樋には流出した土砂が溜っており、波板トタン上を流れ落ちた形跡もみられる(写真-2.13)

(5) 土壌水分計、間隙水圧計設置地点(写真-2.14～2.16)

地表流の後はないが、表層は十分湿っている。

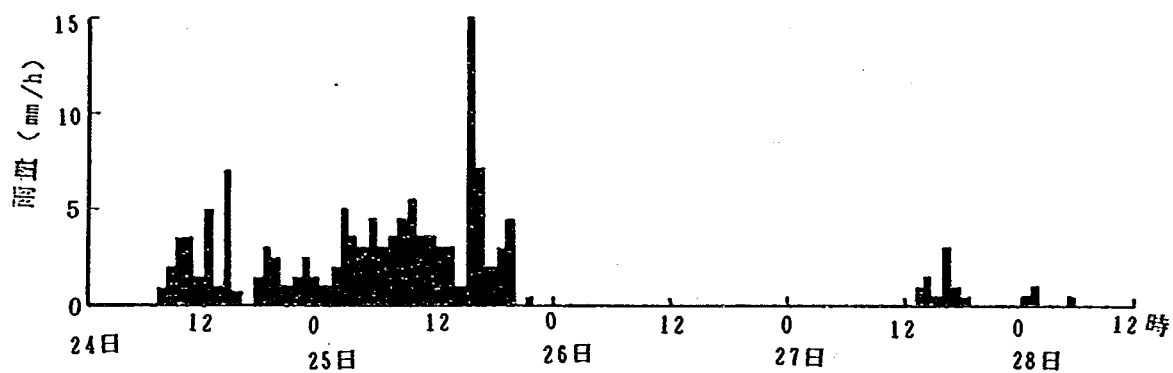


図-2.16 雨量の時間変化(昭和63年9月24日~28日)

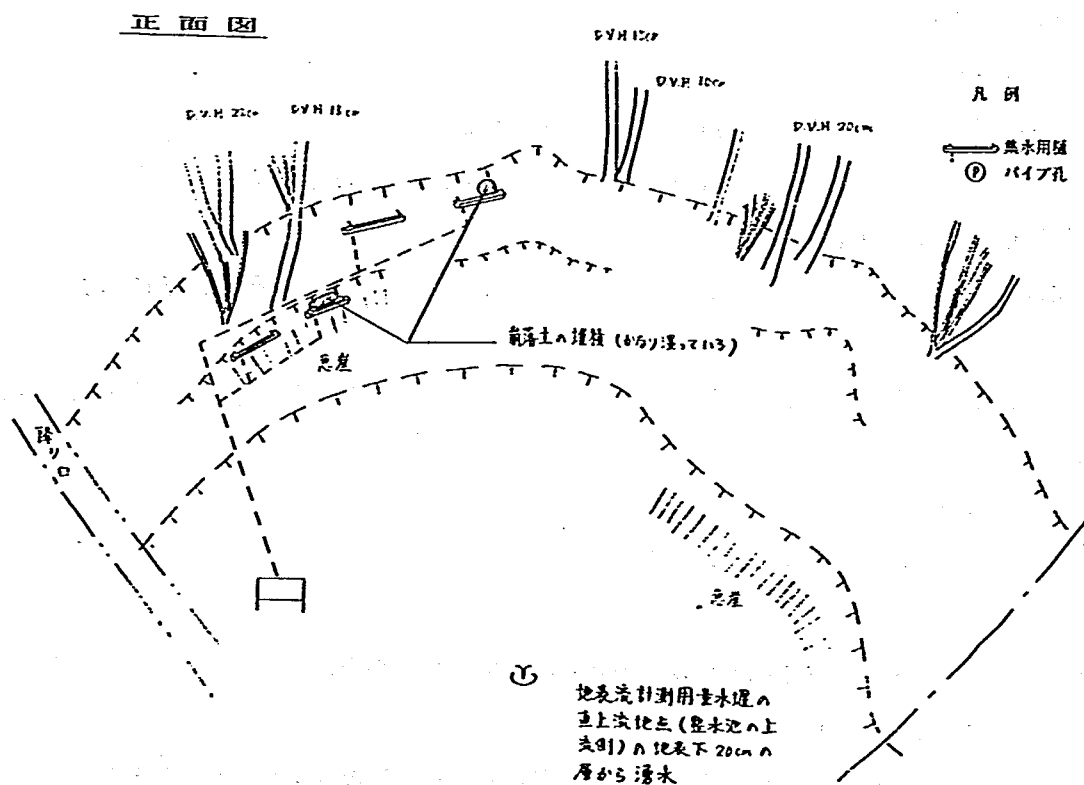
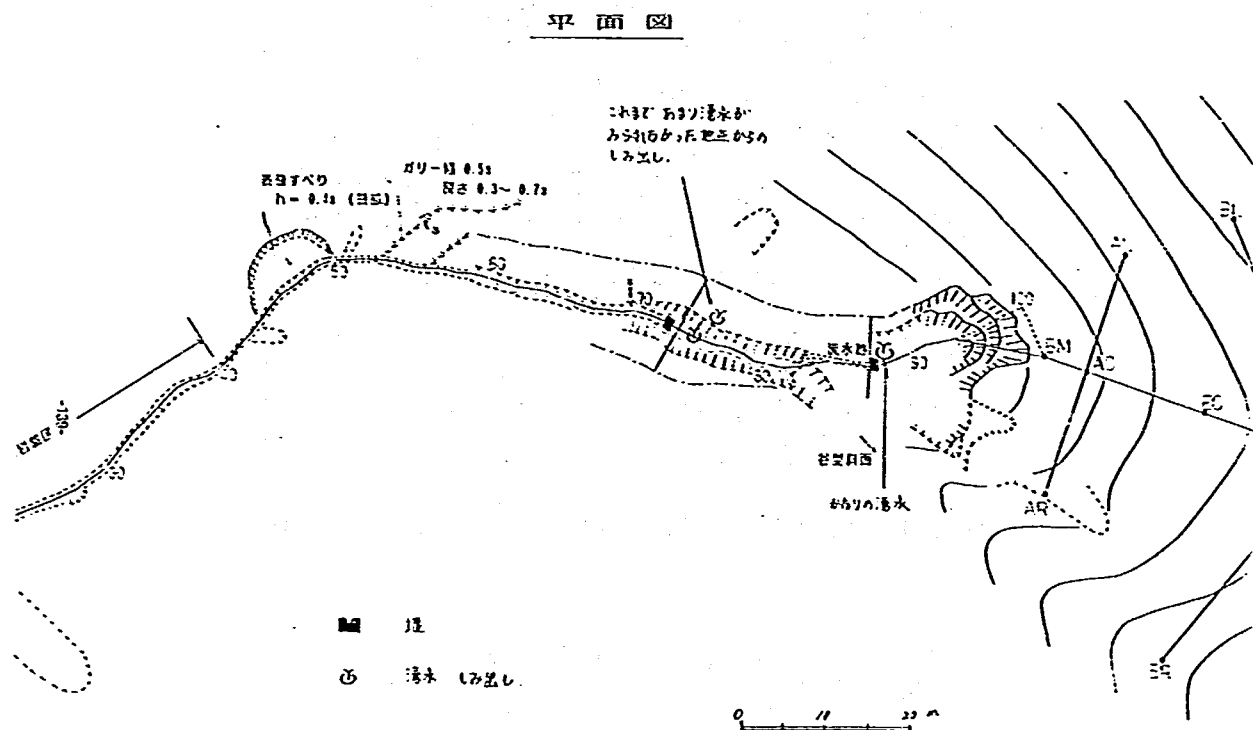
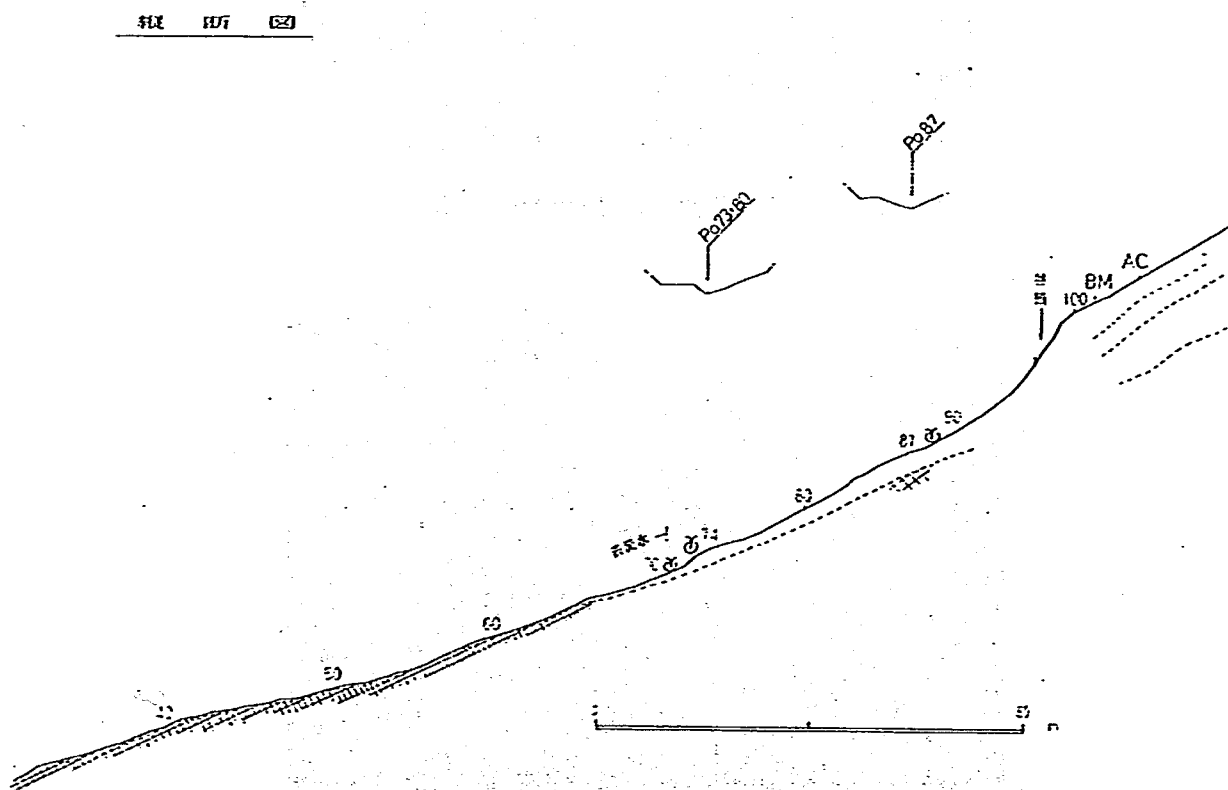


図-2.17(1) 昭和63年9月20日~25日 降雨の現地状況調査(その1)



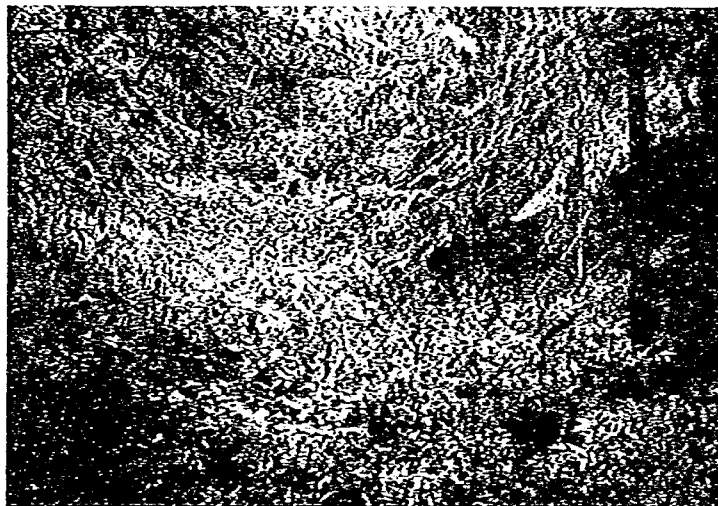
図一2.17(2) 昭和63年9月20日～25日 降雨の現地状況調査（その2）



図一2.17(3) 昭和63年9月20日～25日 降雨の現地状況調査（その3）



写真一 2.1 下流側地下水位観測孔付近の状況（昭和62年7月20日）



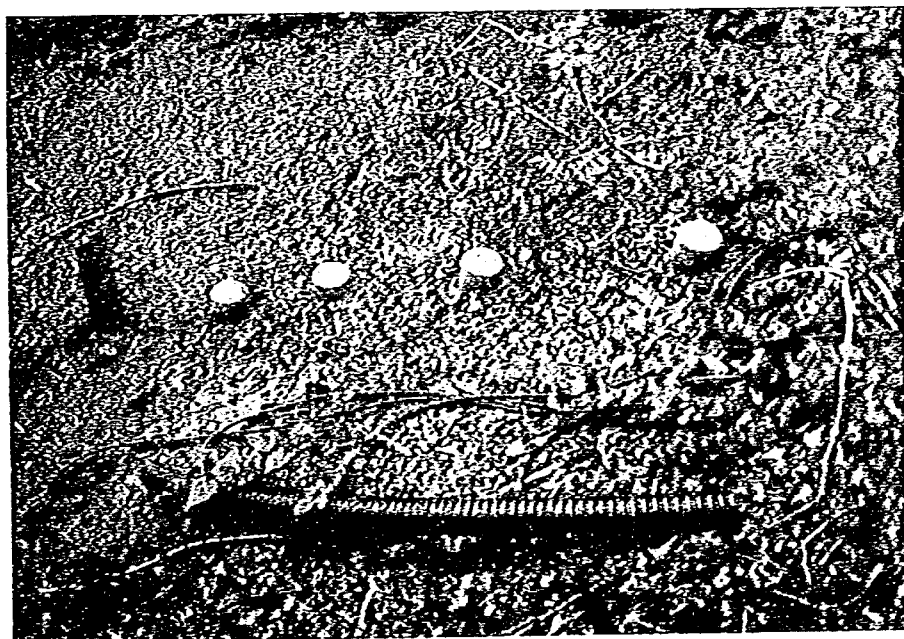
写真一 2.2 下流側地下水位観測孔付近の状況（昭和62年7月20日）



写真一 2.3 下流側地下水位観測孔付近の状況（昭和62年7月20日）



写真－ 2.4 上流側流量堰設置予定地点の状況（昭和62年7月20日）



写真－ 2.5 A地点の状況（昭和62年7月20日）

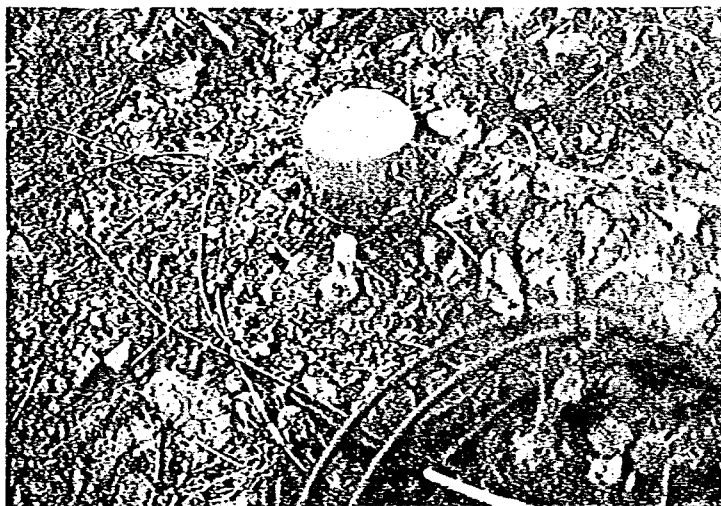


写真-2.6 テンシオメータ上端（昭和62年7月20日）



写真-2.7 B地点の状況（昭和62年7月20日）

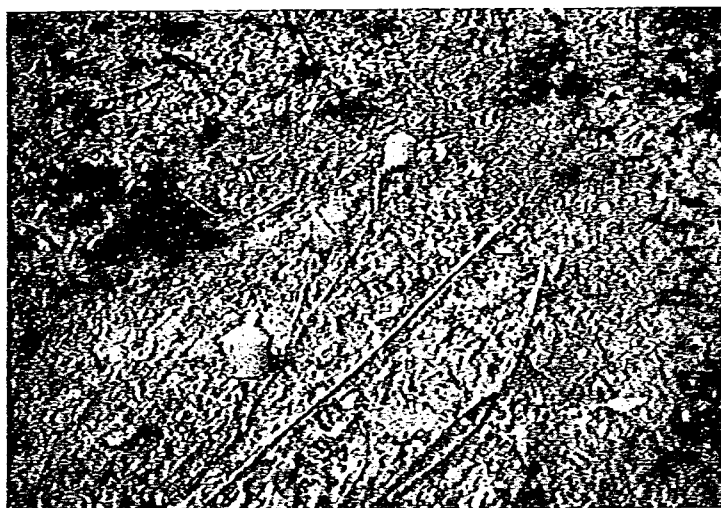
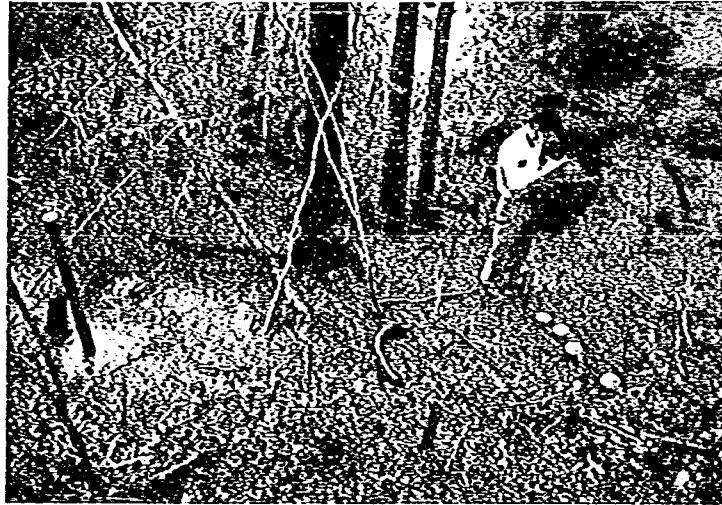
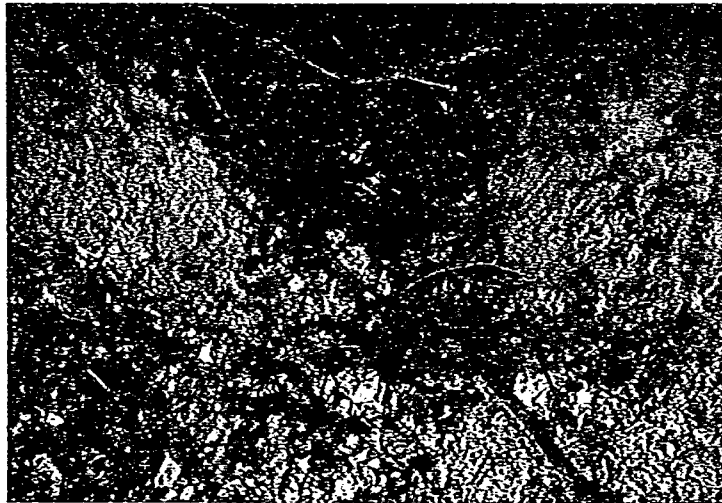


写真-2.8 C地点の状況（昭和62年7月20日）



写真一 2.9 A地点付近の状況（昭和62年7月20日）



写真一 2.10 溪流（下流側流量堰付近）の状況（昭和63年9月27日）



写真一 2.11 谷頭部斜面脚部の土壌断面の状況（昭和63年9月27日）

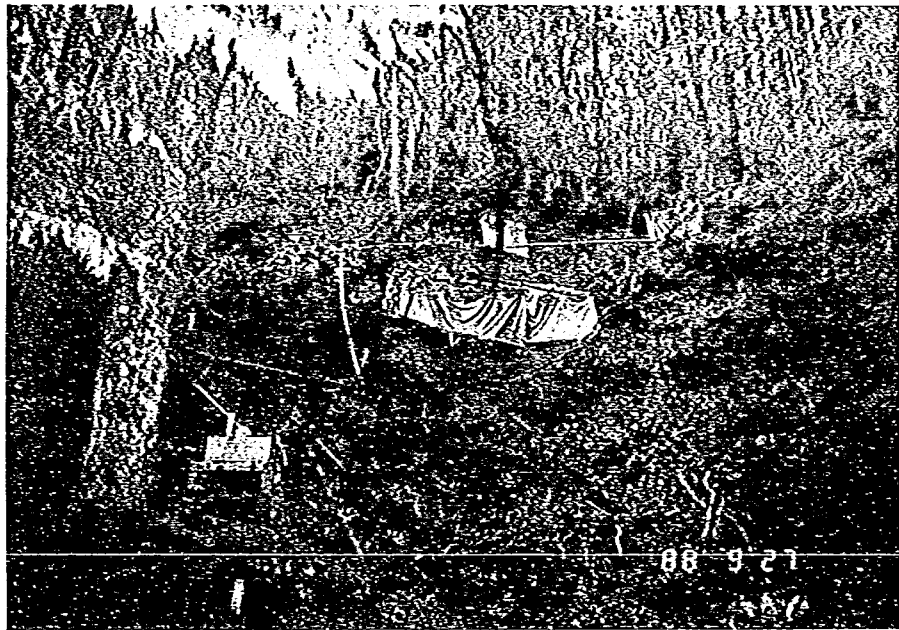


写真-2.12 谷頭部斜面の状況（昭和63年9月27日）

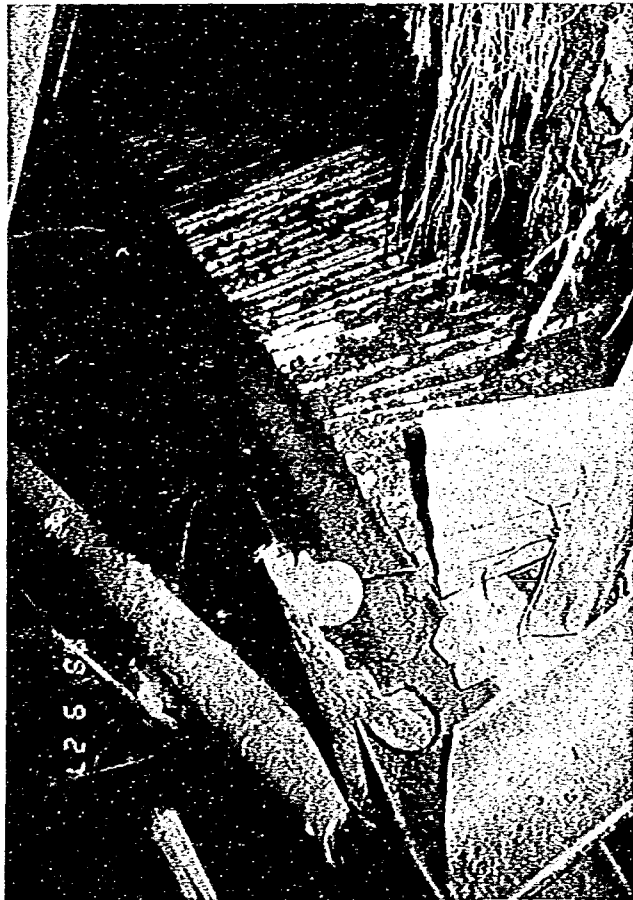


写真-2.13 パイプフロー計測状況（昭和63年9月27日）

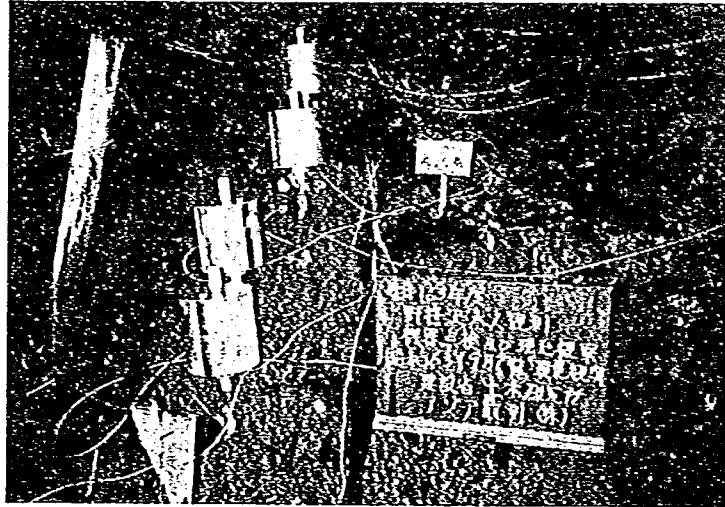


写真-2.14 A地点の状況(昭和63年9月27日)

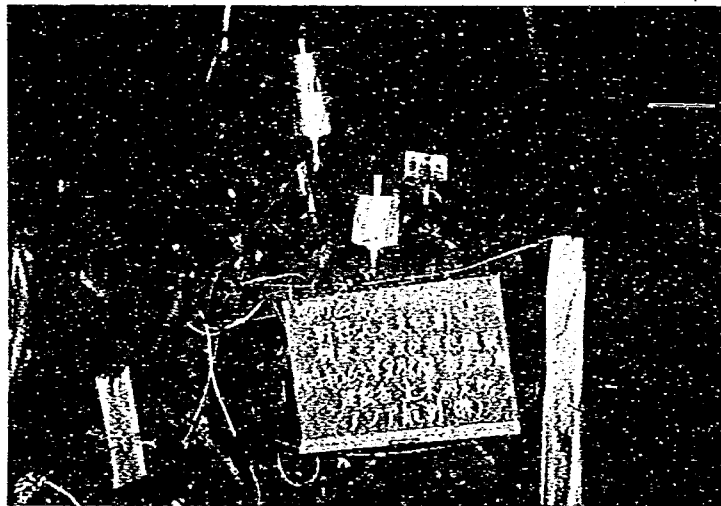


写真-2.15 B地点の状況(昭和63年9月27日)

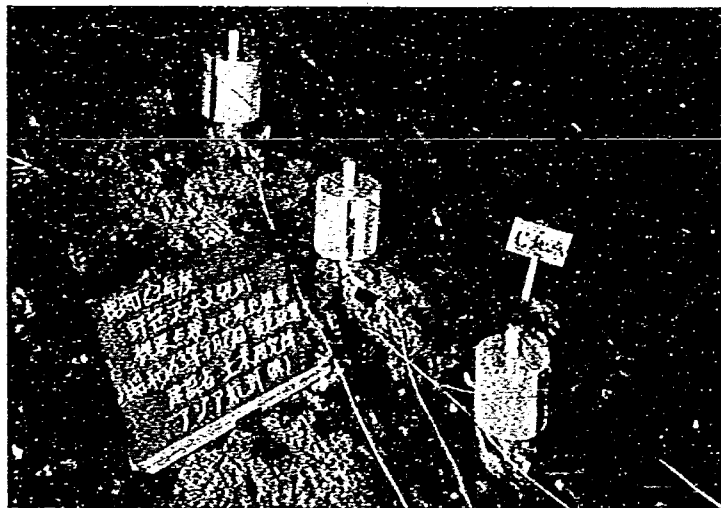


写真-2.16 C地点の状況(昭和63年9月27日)

2.2.3 土壌水分吸引圧の経時変化

土壌水分吸引圧の経時変化は、下記の5降雨について検討した。

- ① 昭和62年5月13日～15日 (連続雨量: 83.5 mm)
- ② 昭和62年5月22日～24日 (連続雨量: 66.0 mm)
- ③ 昭和62年7月19日～20日 (連続雨量: 59.0 mm)
- ④ 昭和62年9月25日～26日 (連続雨量: 41.0 mm)
- ⑤ 昭和63年6月23日～30日 (連続雨量: 127.5 mm)

この5降雨時の土壌水分計の観測結果を基に表土層内における雨水の浸透性をとりまとめたものを表-2.10に、土壌水分吸引圧の経時変化を図-2.18～図-2.22に示す。昭和62年5月13日～15日の降雨

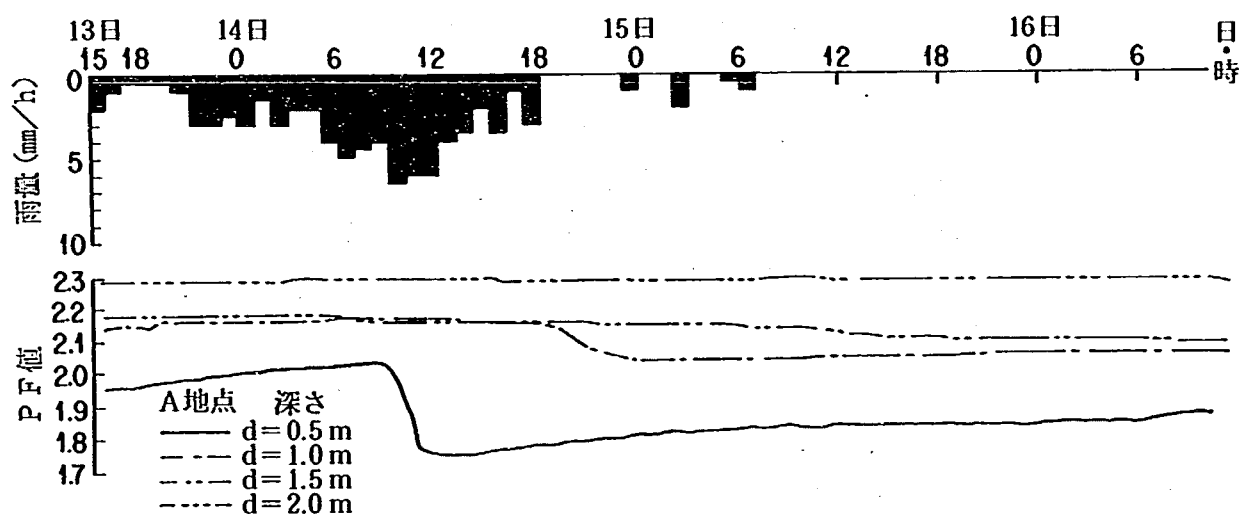


図-2.18 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動(昭和62年5月13日～5月16日:土壌水分計A)

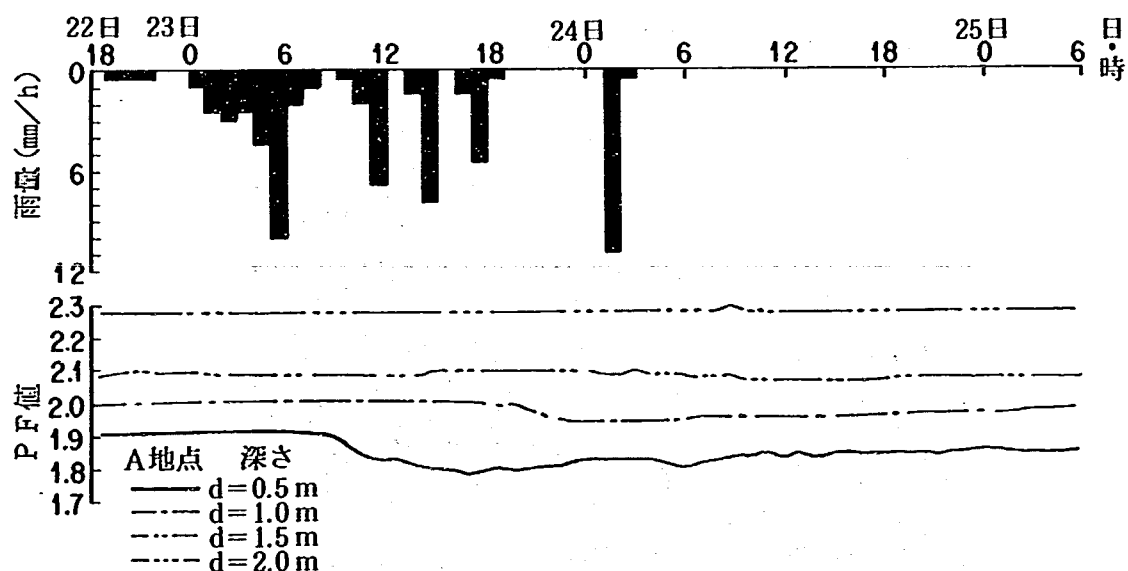
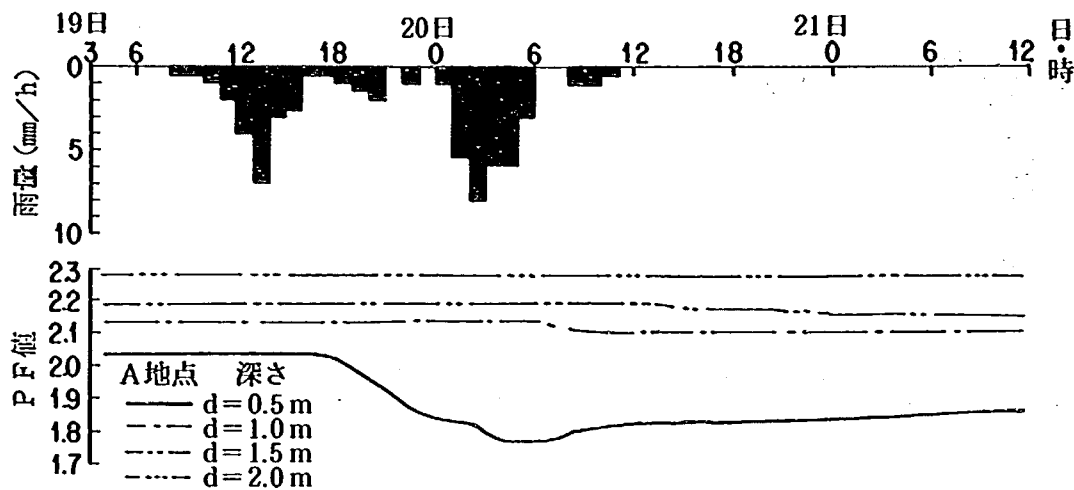
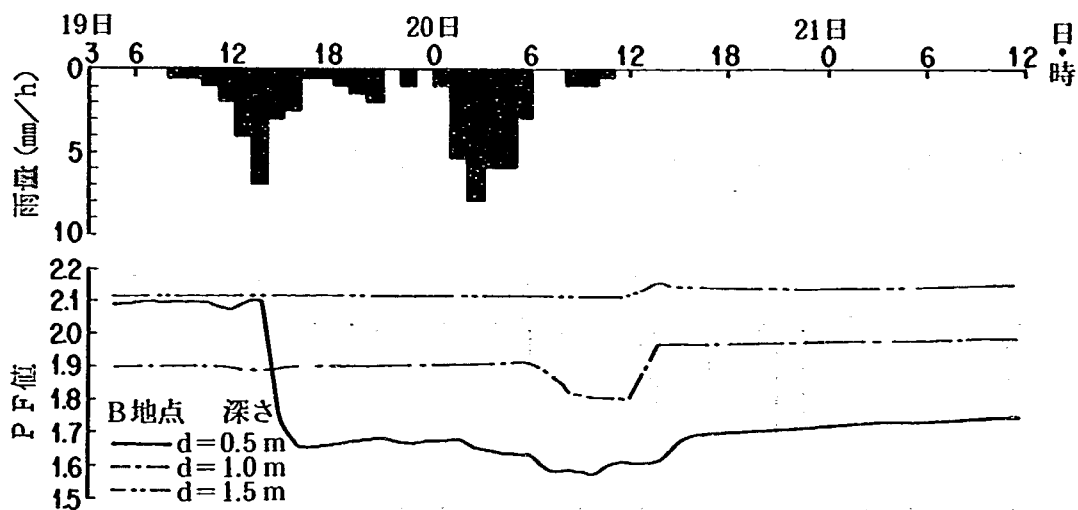


図-2.19 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動(昭和62年5月22日～5月25日:土壌水分計A)



図一2.20(1) 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動（昭和62年7月19日～7月21日：土壌水分計A）



図一2.20(2) 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動（昭和62年7月19日～7月21日：土壌水分計B）

についてはA地点の pF 値の時間変化を，昭和62年5月22日～24日の降雨についてはA地点の pF 値の時間変化を，昭和62年7月19日～20日の降雨についてはA，B地点の pF 値の時間変化を，昭和62年9月25日～26日の降雨についてはA地点の pF 値の時間変化を，昭和63年6月23日～30日の降雨についてはA，B地点の pF 値の時間変化を示した。

これらの図より明らかなように土壌水分吸引圧は，時間的及び場所的にかなり複雑な変動を呈しているが，降雨時を通じて降雨開始後の土壌水分吸引圧は減少し，その減少率は土層が深くなるとともに小さくなっている。これは，降雨初期において雨水は，上部土層の土壌水分吸引圧の影響により土粒子間隙に保水され，深部ほど雨水による影響が少ないためである。昭和62年5月13日～15日の降雨では，土壌水分計 50 cm，100 cmの反応時間は，表-2.10に示すように17時間，26時間を要しているが，そのすぐ後の5月22日～24日の降雨では，それぞれ8時間，18時間しか要していない。これは，5月13日～15日にかけて連続雨量 83.5 mmの前期降雨があったため，土壌が比較的湿潤状態にあり透水性が高くな

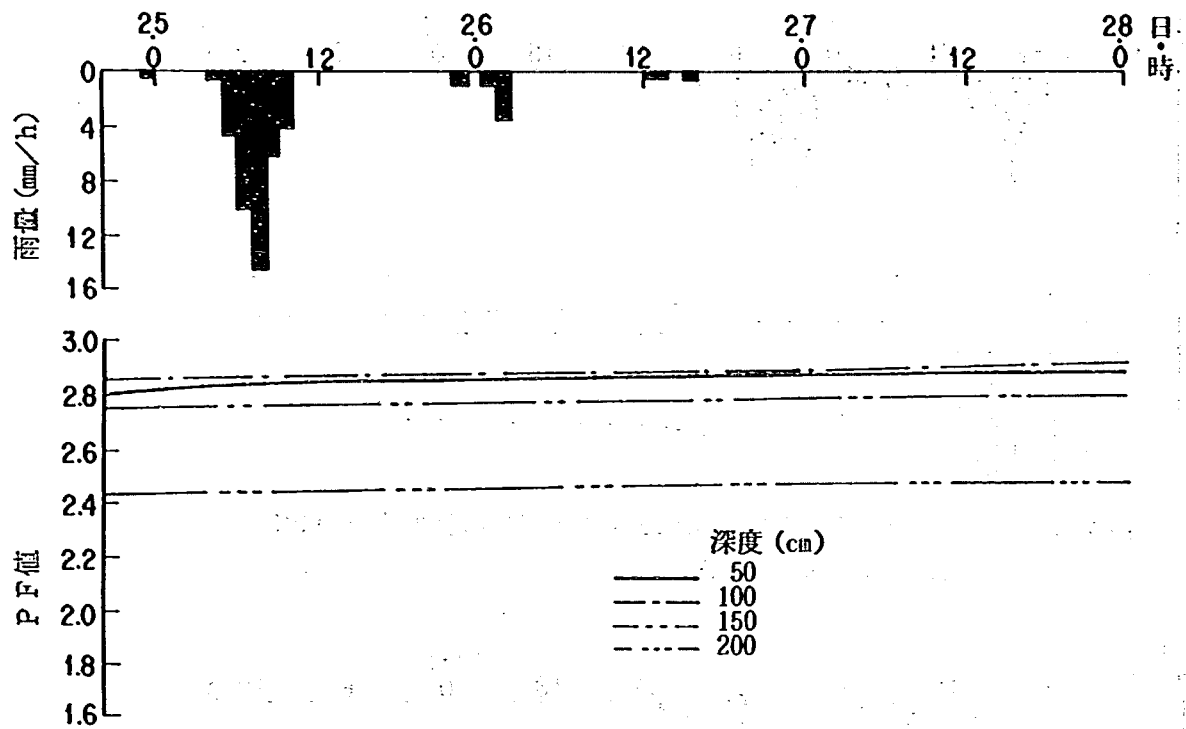


図-2.21 降雨による土壤水分吸引圧の時間変化 (昭和62年9月：A地点)

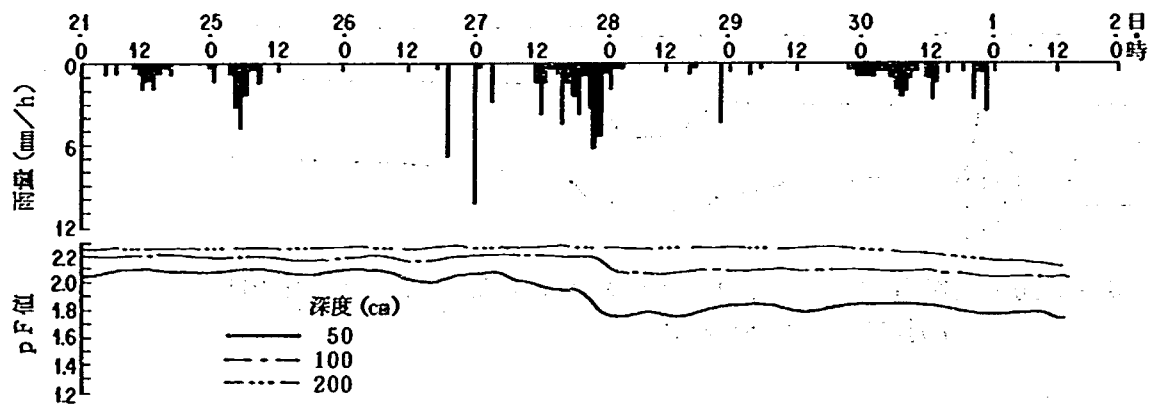


図-2.22(1) 降雨による土壤水分吸引圧の時間変化 (昭和63年6, 7月：A地点)

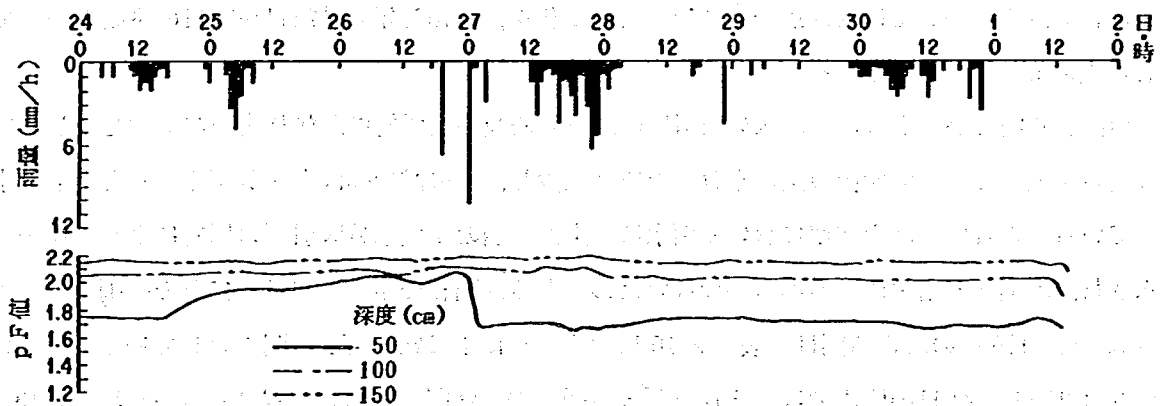


図-2.22(2) 降雨による土壤水分吸引圧の時間変化 (昭和63年6, 7月：B地点)

っていたためと考えられる。昭和62年9月25日～26日の降雨については、図-2.21に示すように水分吸引圧の変化はみられなかった。これは、総雨量が41.0 mmと少ないことと、8月以降の降水量がきわめて少なく土中が乾燥状態(pF値2.7～2.8)になっていたため、土壤水分計の設置してある深度50cmまでの土層に雨水が保水されたためと考えられる。図-2.20に示す昭和62年7月19日～20日の降雨では総雨量59.0 mmであるが深度100 cmまで確実に反応している。梅雨期の長雨である昭和63年6月23日～30日の降雨では、図-2.22に示すように降雨と土壤水分の対応は、初期の時点ではっきりとした変化を見せるが、その後は敏感に反応していない。

表-2.10より、雨水の鉛直方向への浸透速度(現場透水係数)は、各降雨、地点、深度において異なっており、初期水分状態や、地層に影響されることがわかる。

2.2.4 その他の観測値の時間変化

1) 間隙水圧の時間変化

間隙水圧計の測定値は、すべて0.05 kg/cmと間隙水圧計の最小感度以下であり、本観測期間中においては、間隙水圧計設置地点での間隙水圧は測定されなかった。

2) 地下水位の時間変化

地下水位の経日変化を図-2.23に示す。O点は基岩面とし、A地点が地表より深さ8 m、溪流が地表より深さ2.1 mである。

観測を開始した昭和62年7月24日時点で、A地点が0.57 m、溪流が0.34 mの水位があり、その後徐々に低下し、A地点が同年8月7日に、溪流が同年8月24日に0 mとなった。その後の降雨では昭和62年度中は、地下水位の上昇はない。

昭和63年度の観測開始時点の4月21日の時点では、A地点で0 m、溪流で0.39 mである。その後A地点で地下水位が発生したのは5月12日である。その後一旦0 mとなり、6月2日に急に上昇し、2.6 mまで達し徐々に低下した。その後は、A地点では、降雨に関係なく上昇低下を繰り返している。この間溪流での地下水位の変動は、降雨に敏感に反応しているといえる。

3) 溪流流量の時間変化

溪流流量は、観測期間中を通じて上流側では観測されず、下流側でも観測されたのは、昭和63年9月25日～26日の間だけである。この時のパーシャルフリュームの最大水位は3.2 cm(流量1.66ℓ/sec)となっている。

4) パイプフロー流量の時間変化

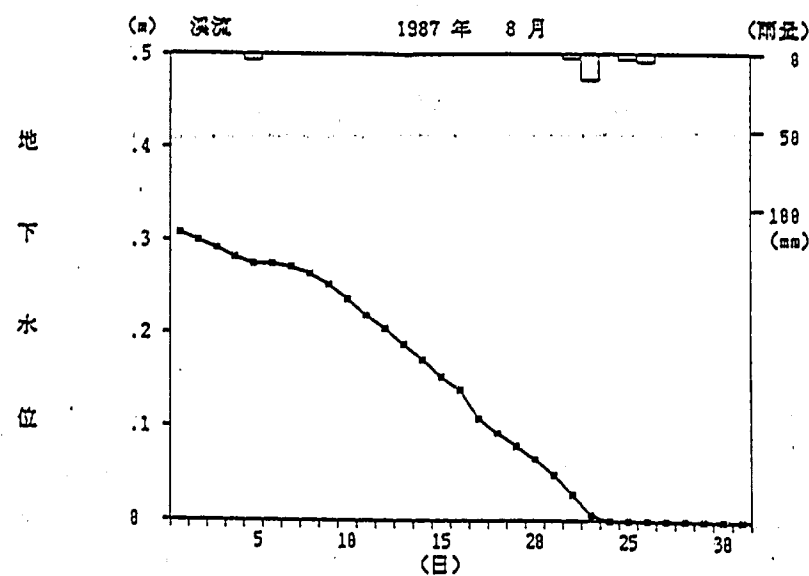
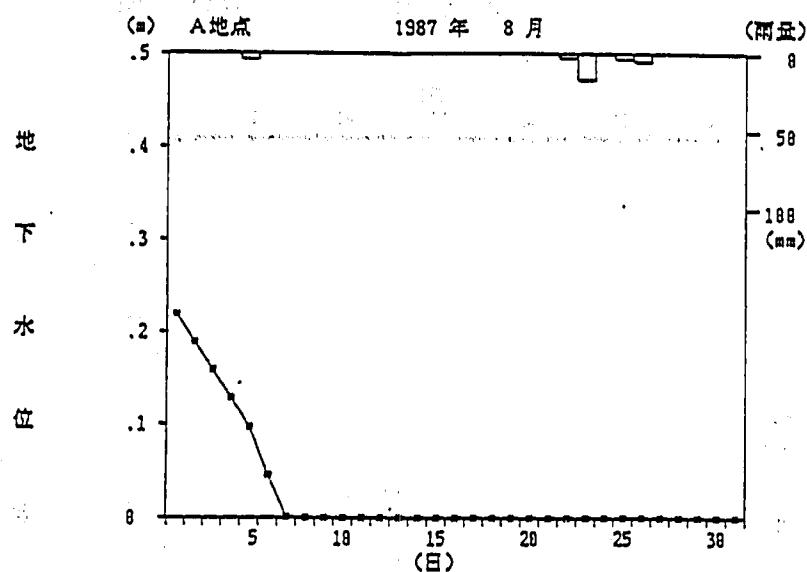
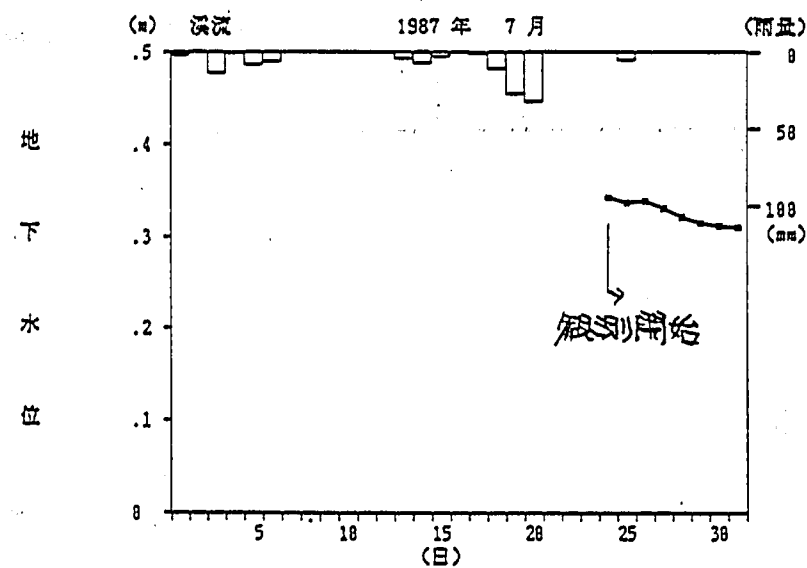
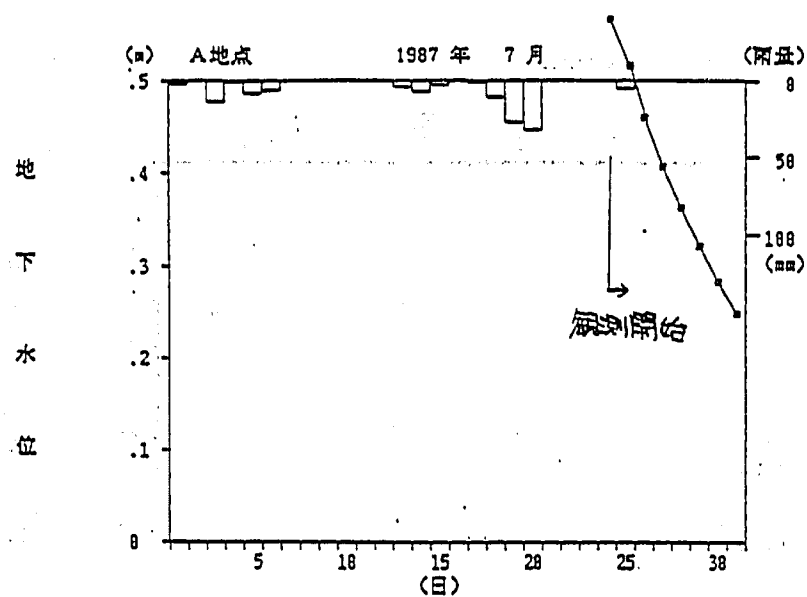
パイプフロー流量の観測結果を図-2.24に示す。パイプフロー流量と降雨の対応はよく、降雨に敏感に反応している。ただし、現地観測の結果では、測定された流量は崩壊地斜面からにじみでる水量と思われ、パイプフローの痕跡は確認できなかった。

表 - 2. 10 雨水の浸透特性

対象降雨	連続雨量	土壌水分計 設置地点	雨水の到達時間 ¹⁾				現場透水係数 ²⁾ (cm / sec)			
			深 度 50 cm	深 度 100 cm	深 度 150 cm	深 度 200 cm	深 度 0 ~ 50 cm	深 度 50~100 cm	深 度 100~150 cm	深 度 150~200 cm
昭和62年 5月13日~15日	83.5 mm	A地点	17時間	26時間	38時間	反応せず	8.2×10^{-4}	1.5×10^{-3}	1.2×10^{-3}	-
昭和62年 5月22日~24日	66.0 mm	A地点	8時間	18時間	33時間	反応せず	1.7×10^{-3}	1.4×10^{-3}	9.3×10^{-4}	-
昭和62年 7月19日~20日	59.0 mm	A地点	10時間	23時間	30時間	反応せず	1.4×10^{-3}	1.1×10^{-3}	1.1×10^{-3}	-
		B地点	6時間	22時間	反応せず	-	2.3×10^{-3}	8.7×10^{-4}	-	-
昭和62年 9月25日~26日	41.0 mm	A地点	反応せず	反応せず	反応せず	反応せず	-	-	-	-
昭和63年 6月23日~30日	127.5 mm	A地点	30時間	53時間	-	140時間	4.6×10^{-4}	6.0×10^{-4}	-	-
		B地点	68時間	90時間	92時間	-	2.0×10^{-4}	6.3×10^{-4}	6.9×10^{-3}	-

1) : 雨水の到達時間は、雨の降り始めより土壌水分計が反応し始める時点までの遅れ時間を用いて表した。

2) : 現場透水係数は、各深度層における雨水の到達時間の差より求めた。



図一 2.23(1) 地下水位の経日変化 (昭和62年7月期, 8月期)

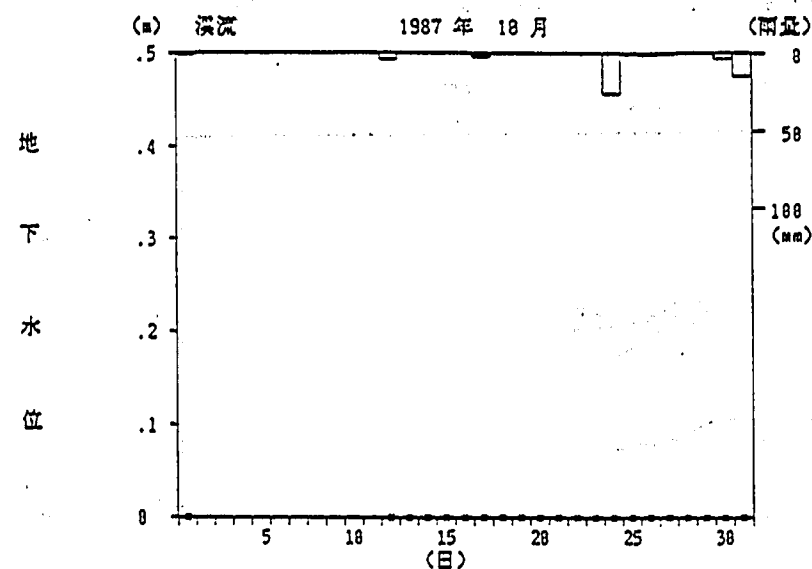
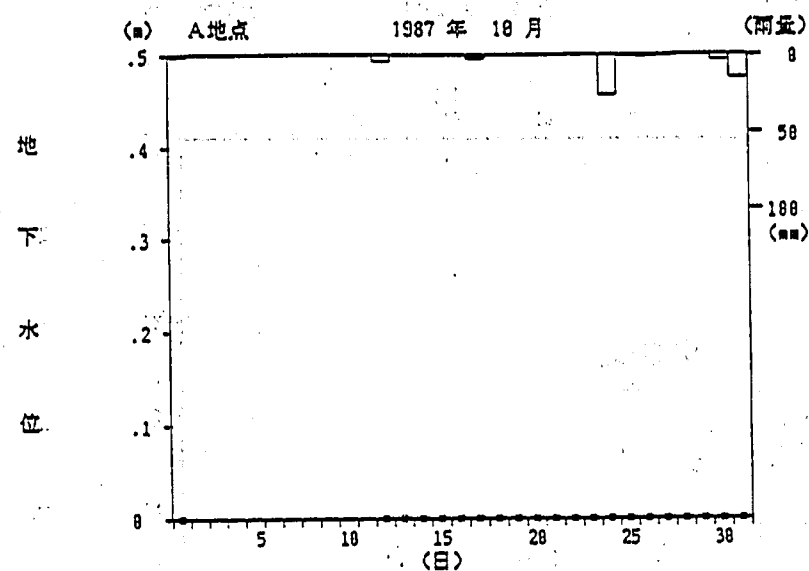
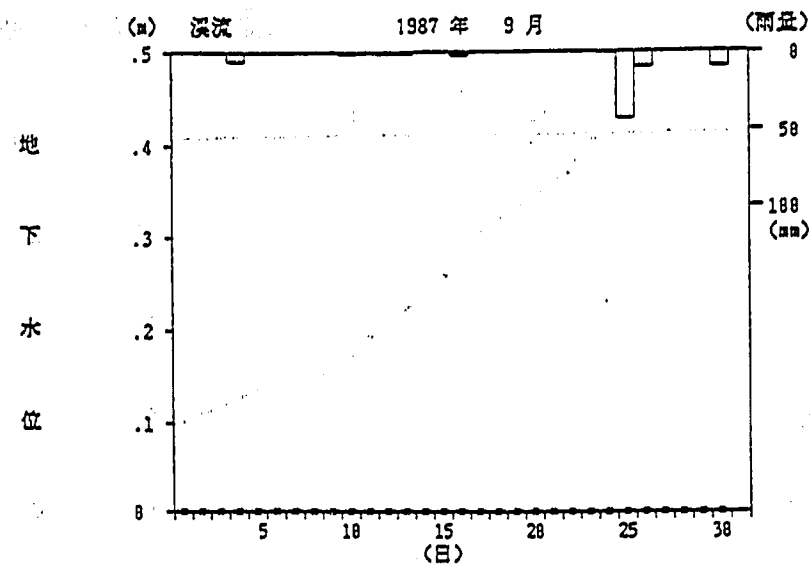
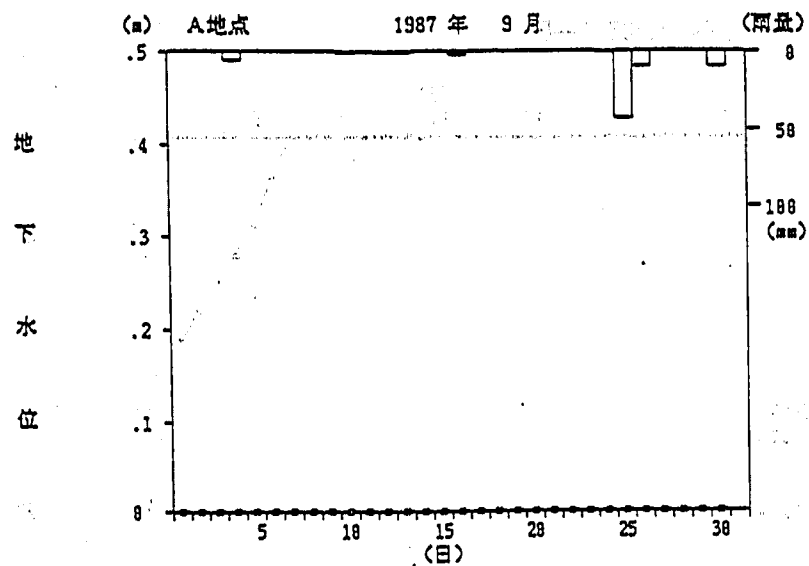
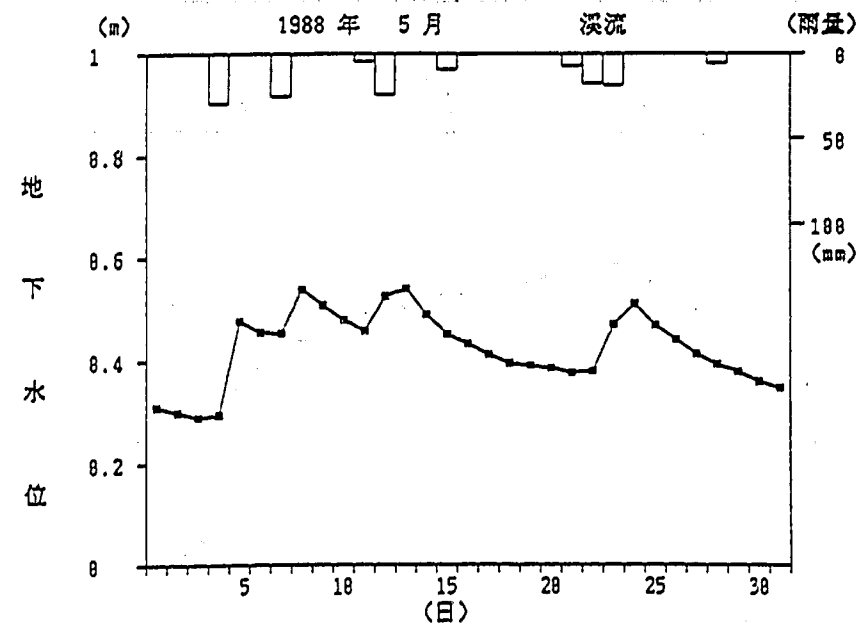
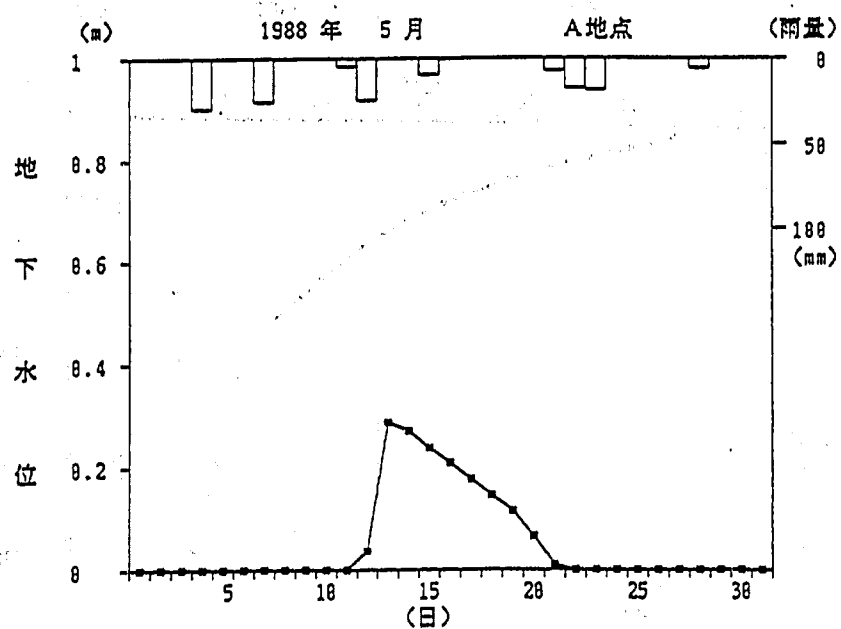
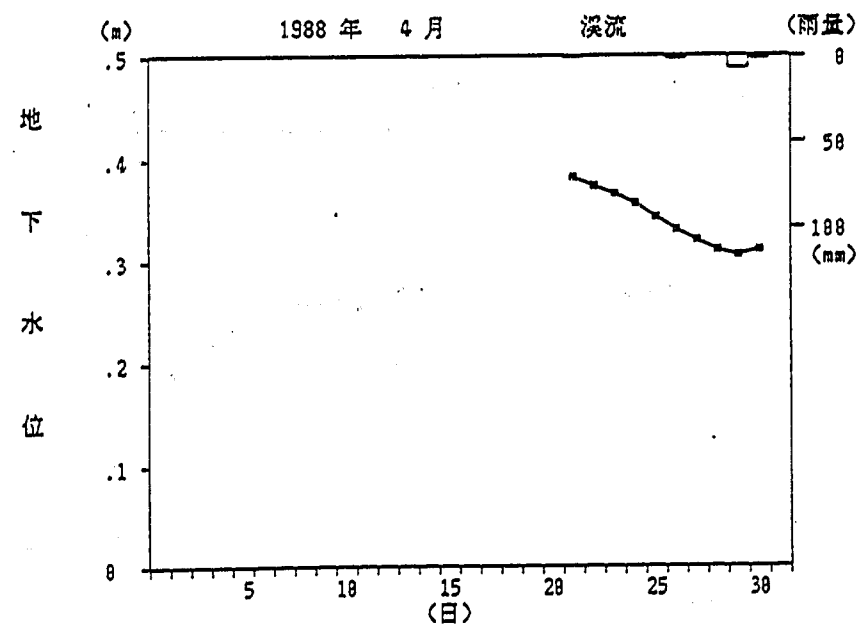
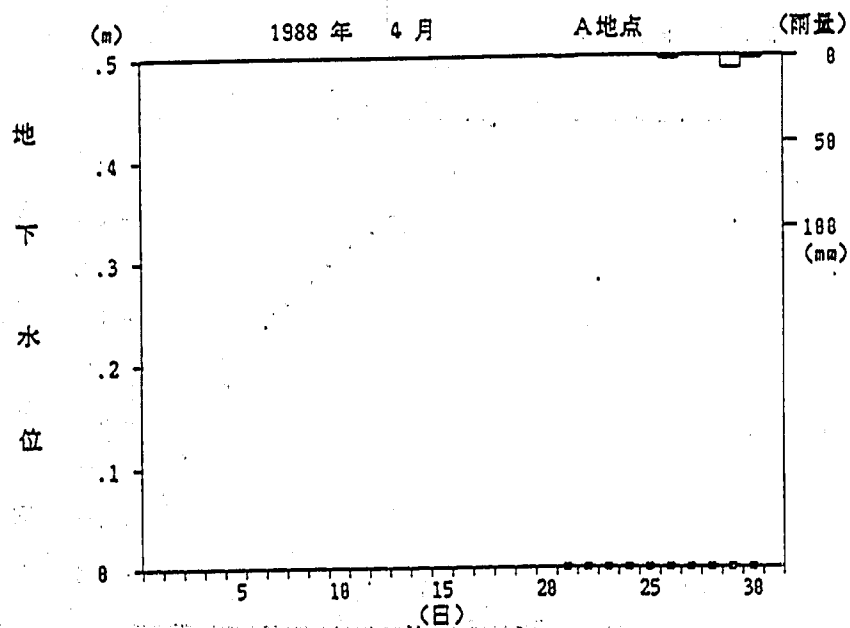


図-2.23(2) 地下水位の経日変化 (昭和62年9月期、10月期)



図一 2.23(3) 地下水位の経日変化 (昭和63年 4月期, 5月期)

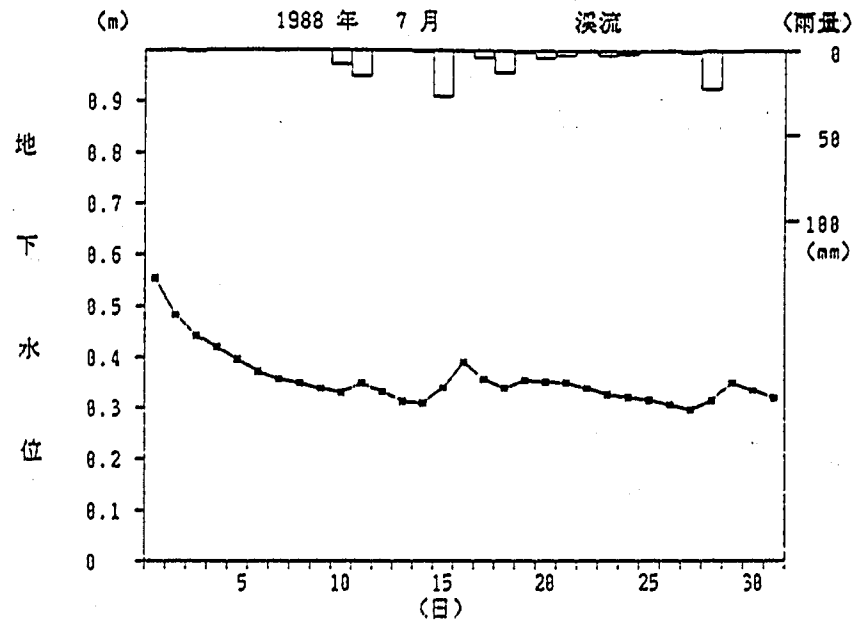
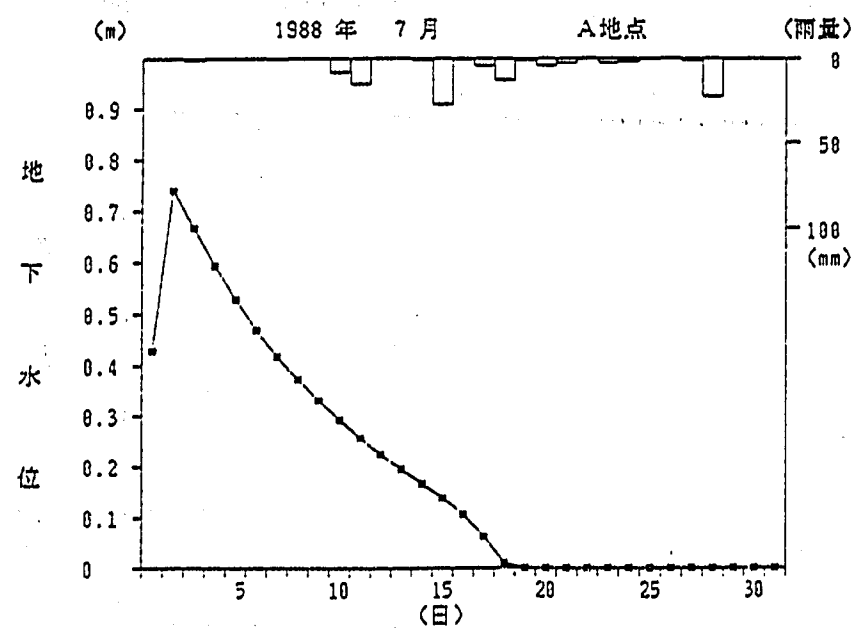
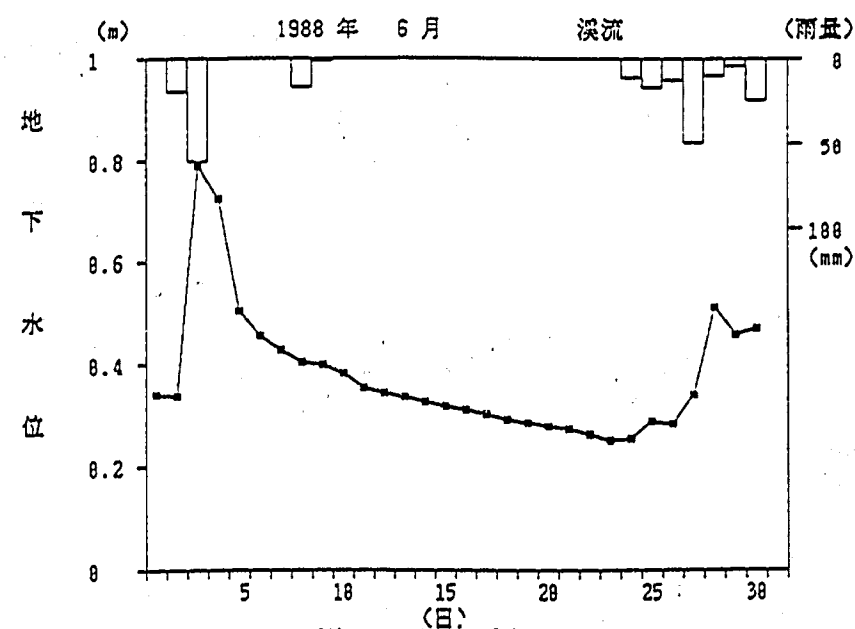
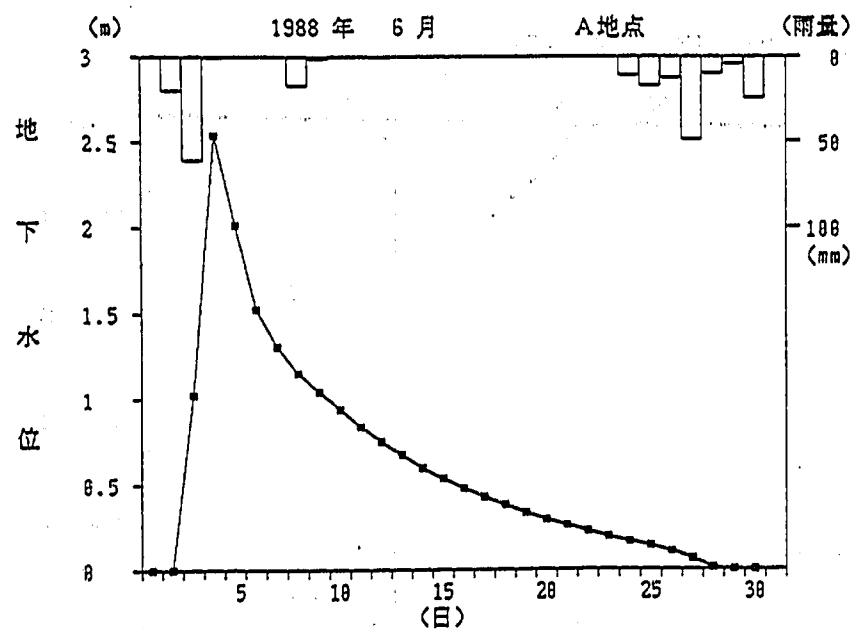
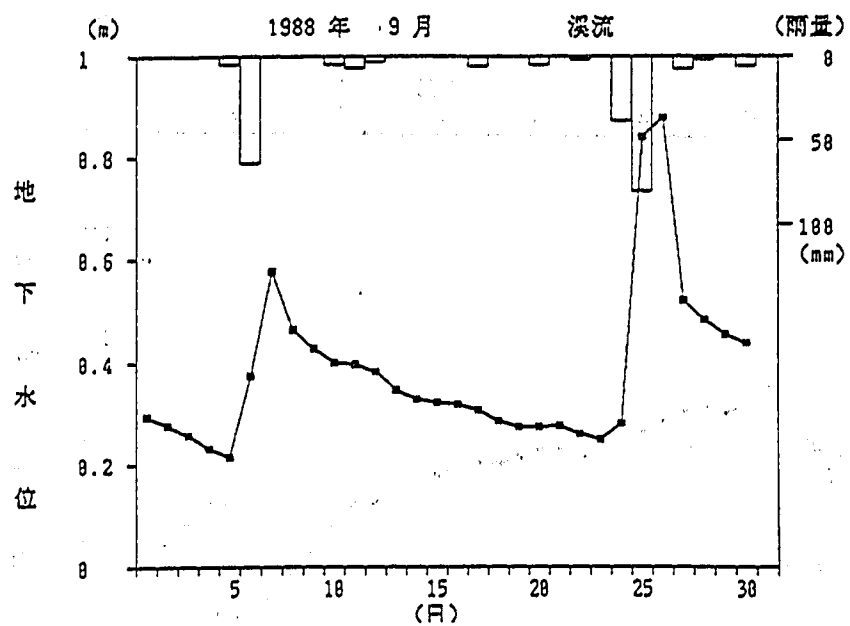
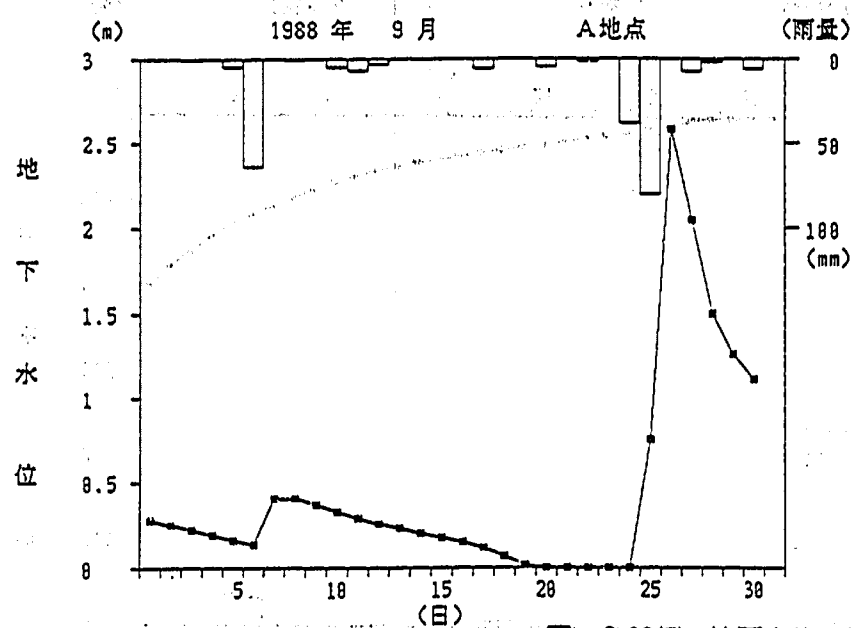
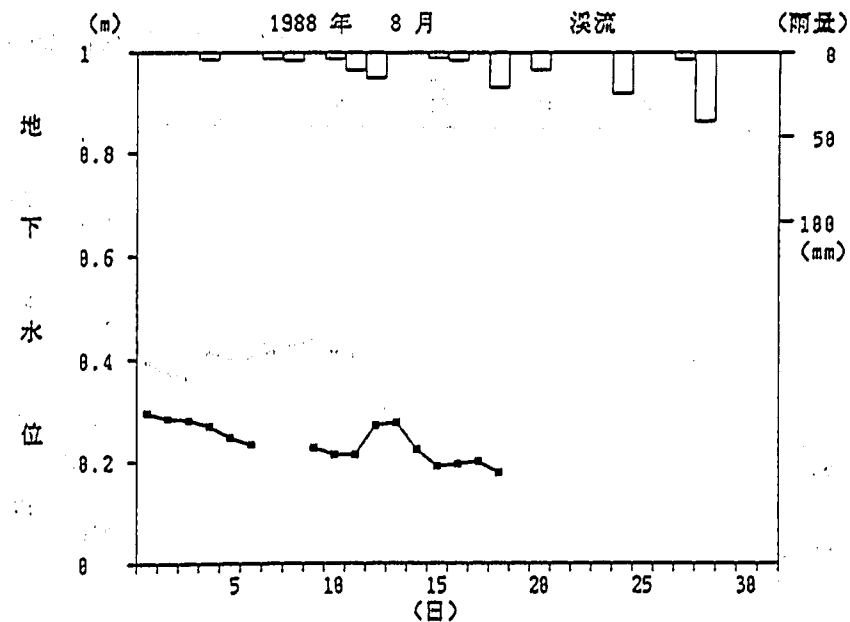
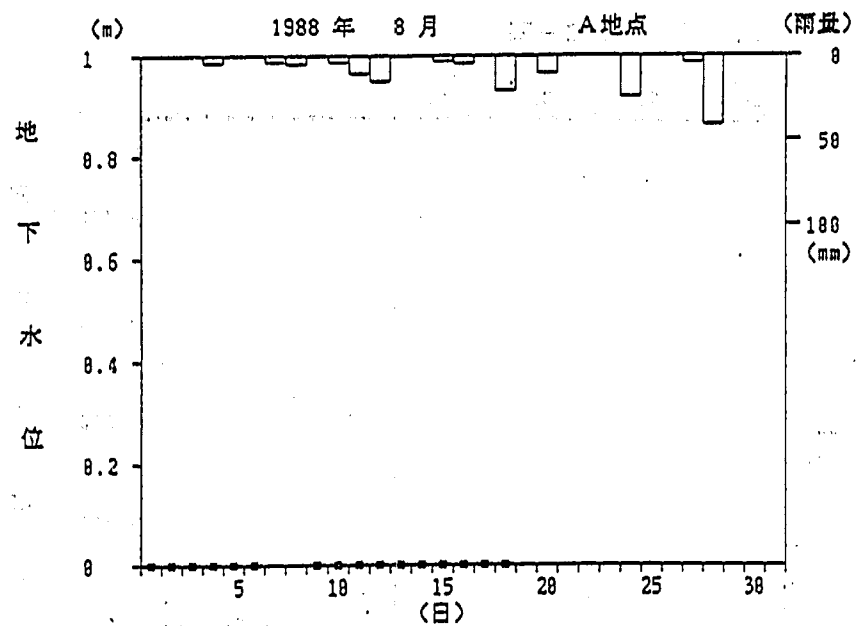
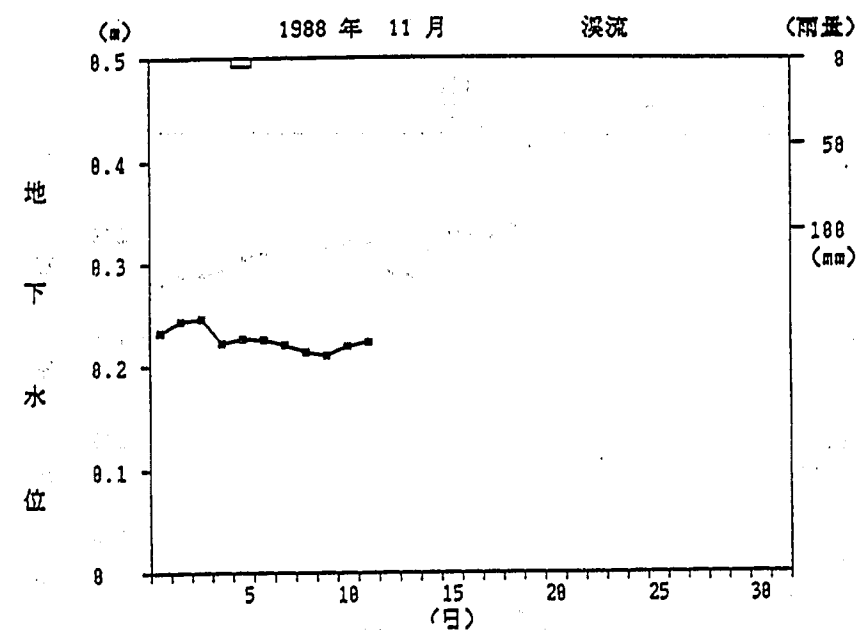
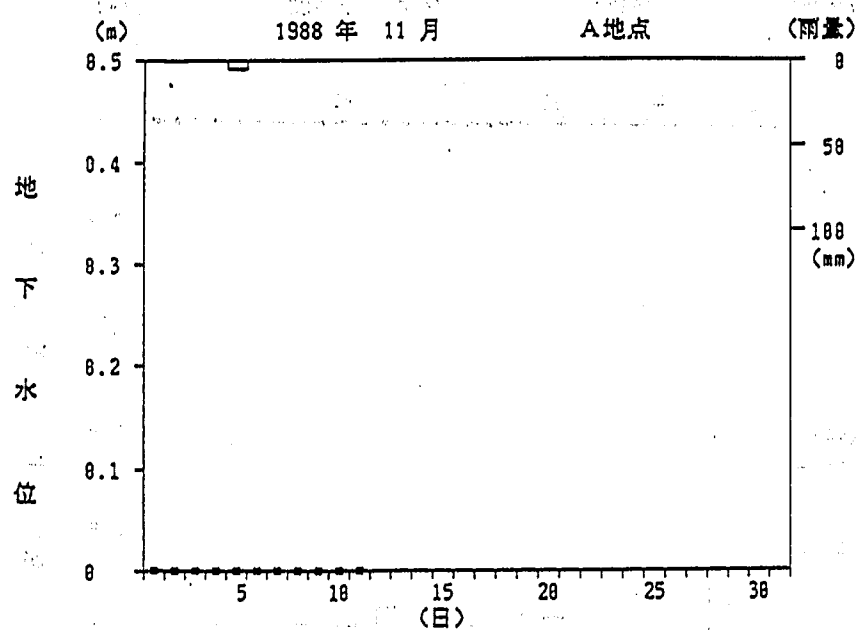
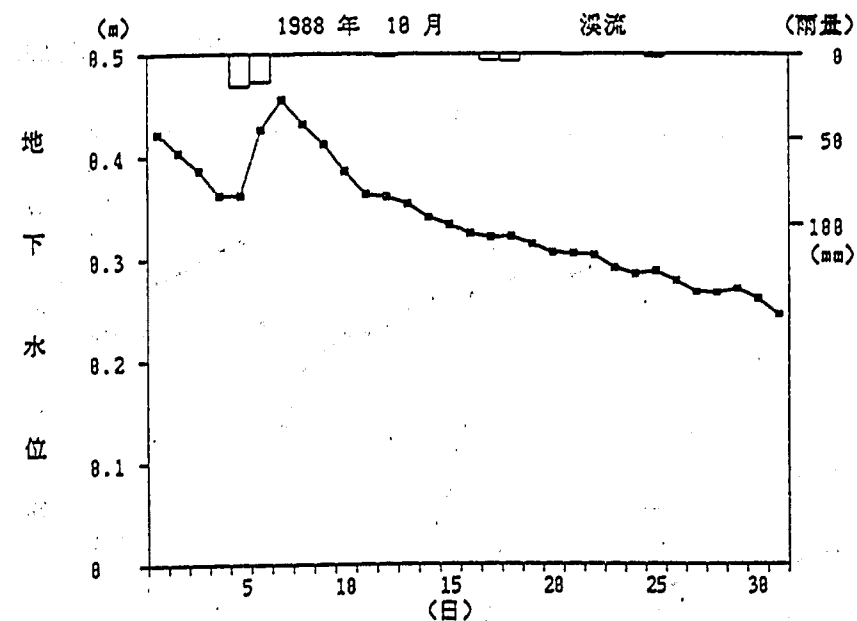
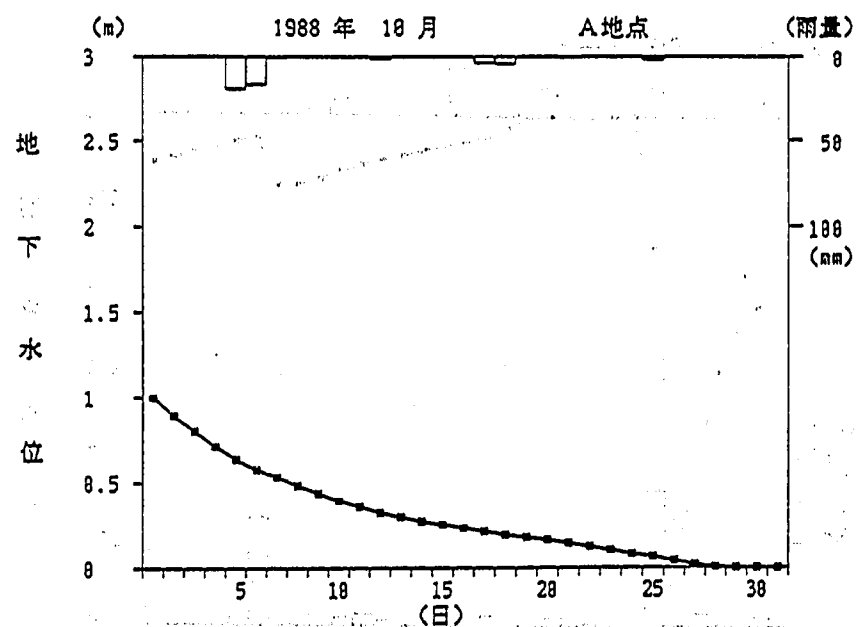


図-2.23(4) 地下水位の経日変化 (昭和63年6月期, 7月期)



図一 2.23(5) 地下水位の経日変化 (昭和63年 8 月期, 9 月期)



図一 2.23(6) 地下水位の経日変化 (昭和63年10月期, 11月期)

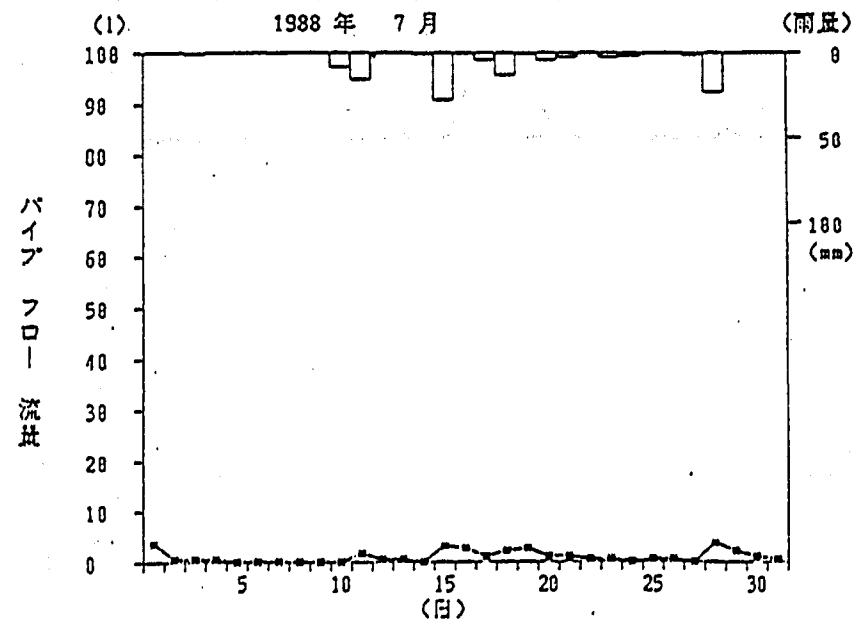
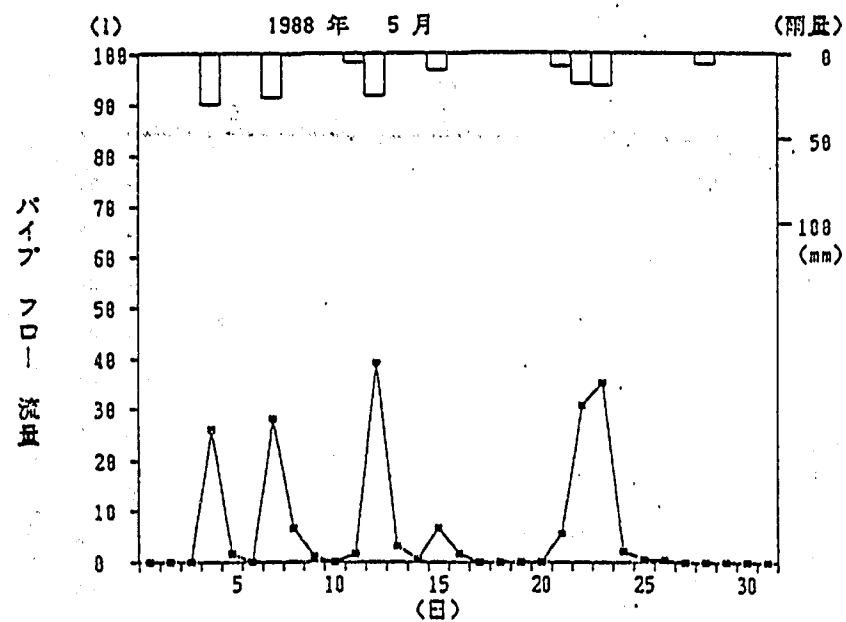
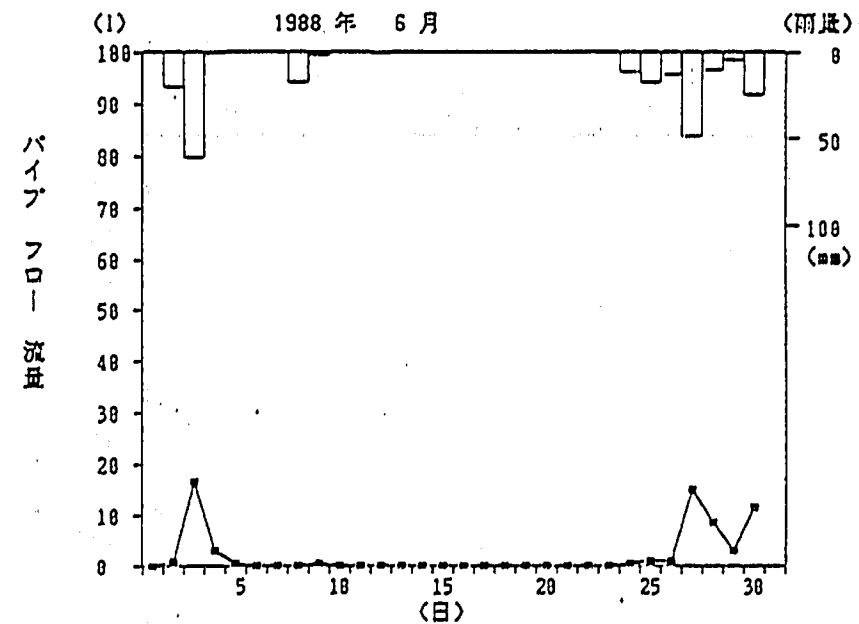
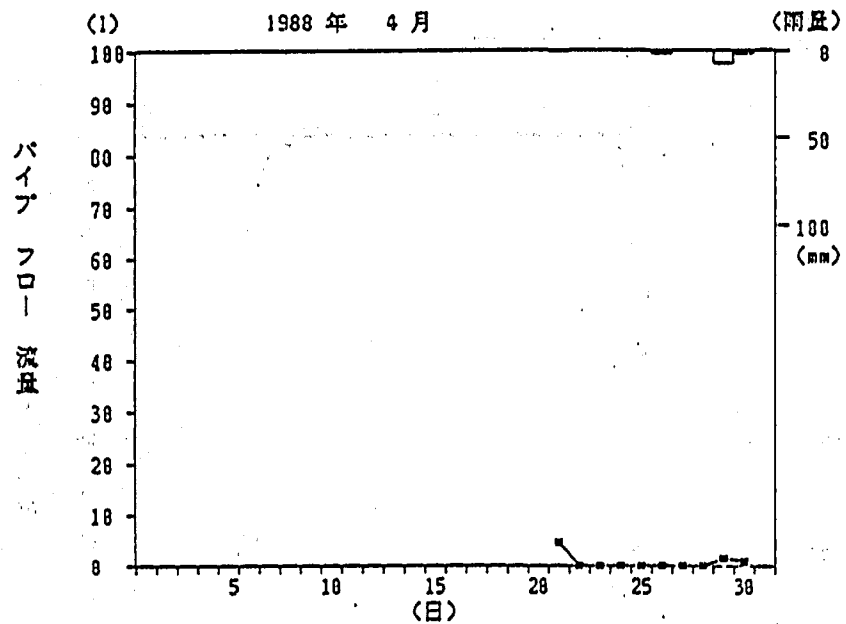


図-2.24(1) パイプフロー流量の経日変化 (昭和63年4月期～7月期)

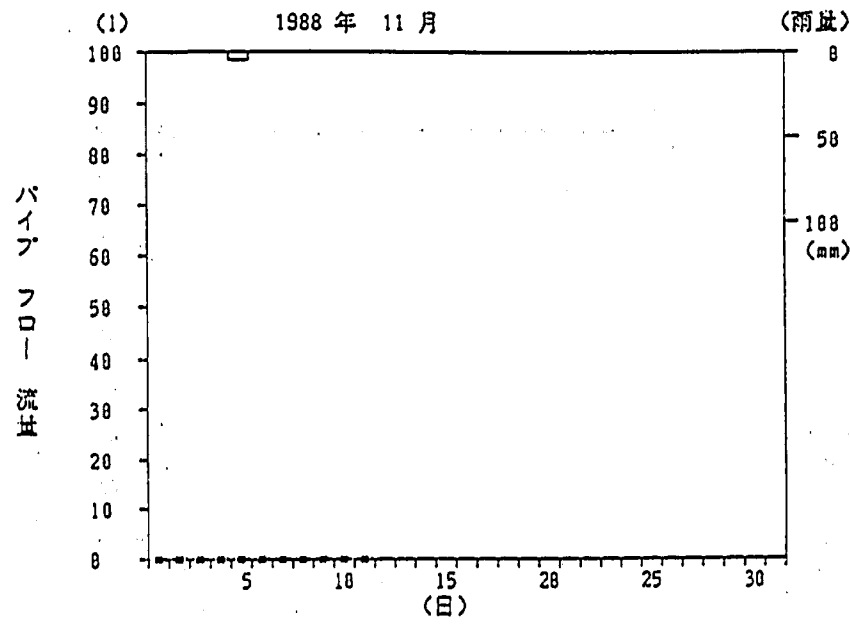
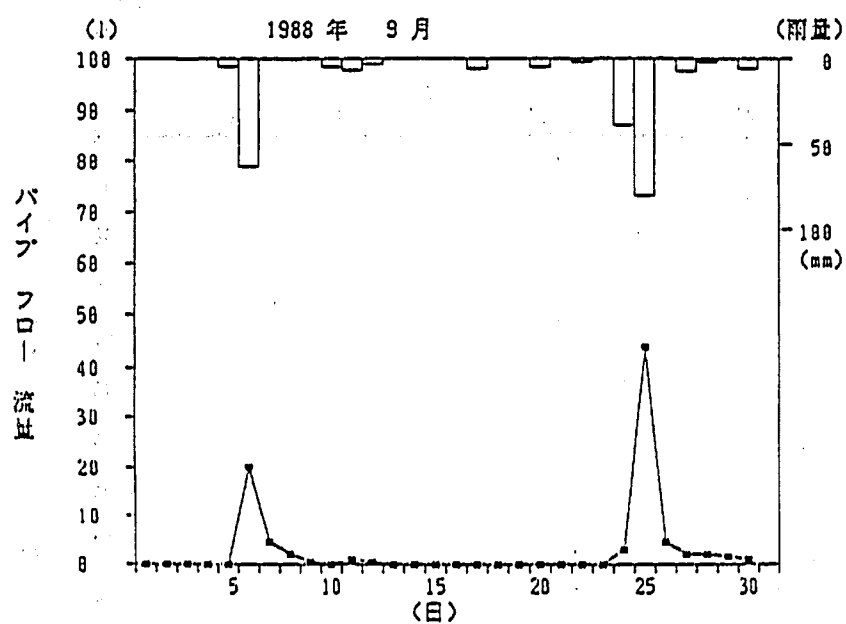
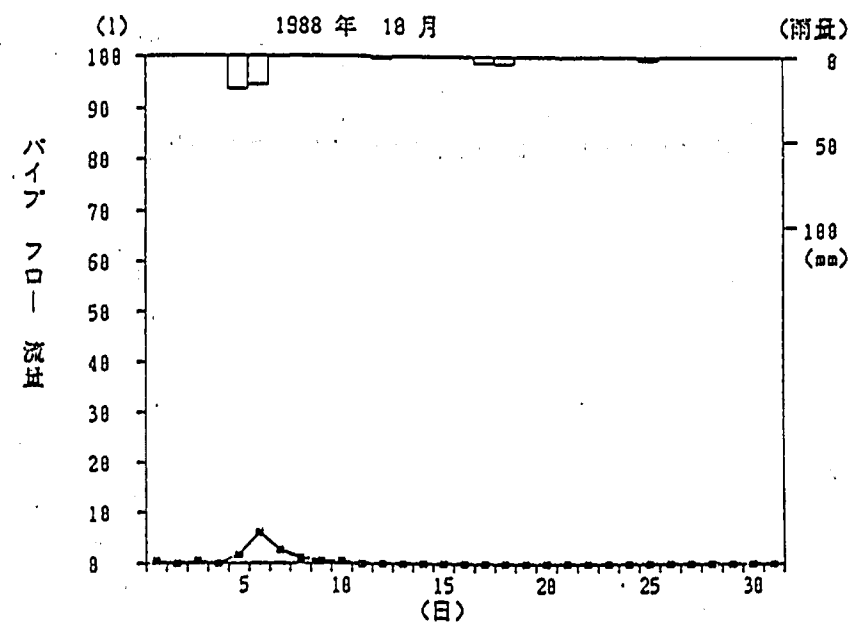
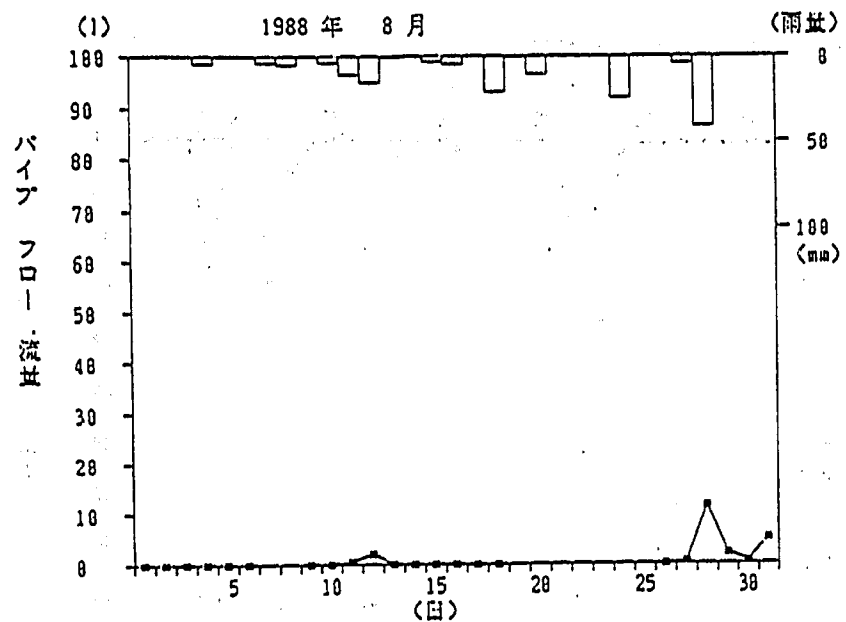


図-2.24(2) パイプフロー流量の経日変化 (昭和63年8月期～11月期)

2.2.5 水理水頭プロファイルの経時変化

図-2.25～図-2.28は、各降雨時の水理水頭プロファイルと、その時間的変動を示したものであり、各観測地点での水理水頭はそれぞれ最深部の土壤水分計の位置を基準面として表示した。

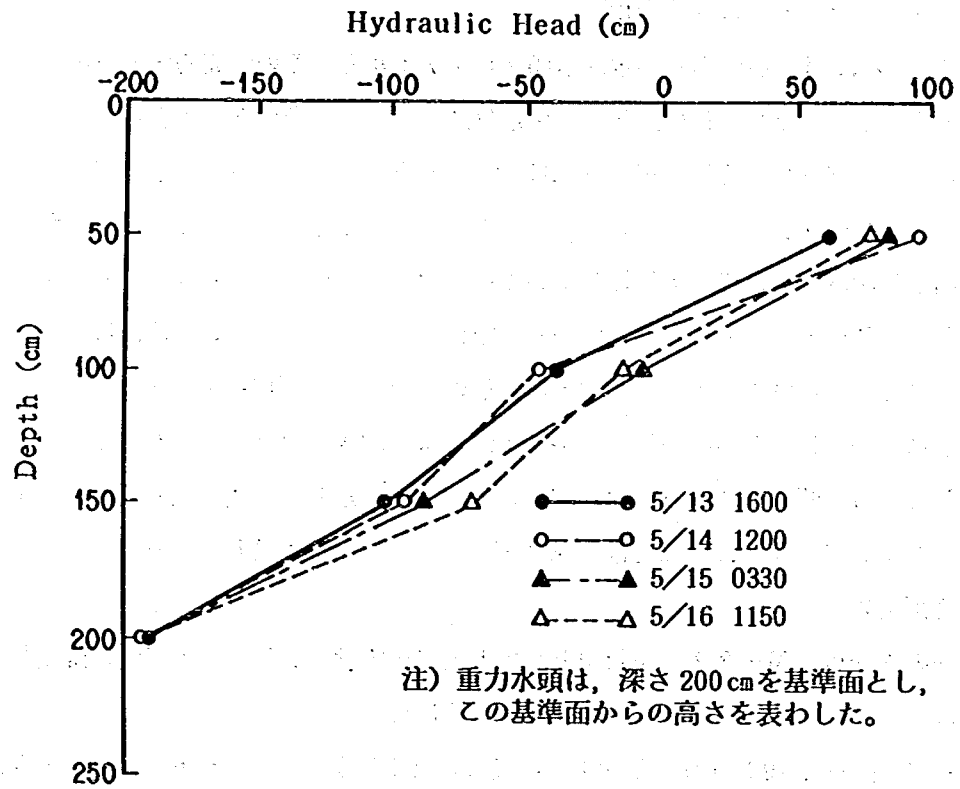
昭和62年5月13日～15日及び昭和62年5月22日～24日の降雨時における土壤水分状態は、降雨前・中・後を通じ常に下向きのフラックスを示しており、涵養帯として機能していることがわかる。また、両降雨時ともに雨水は深度150cm点まで到達しているが、200cm地点までは到達しておらず、降雨終了後には表層部より下層部へと順次乾燥が進んでいる。昭和62年7月19日～20日の降雨による土壤水分状態は、A地点、B地点ともに降雨中・後においては前述の2降雨時と同様に下向きのフラックスを示しているが、降雨前においては深度100cm地点を境に上部では上向きのフラックスを、下部では下向きのフラックスを示している。昭和63年6月23日～30日の降雨でも前述した降雨と同じように各地点とも下向きのフラックスを示しており、A地点では、深度200cmまで雨水が到達している。

2.2.6 人工降雨実験

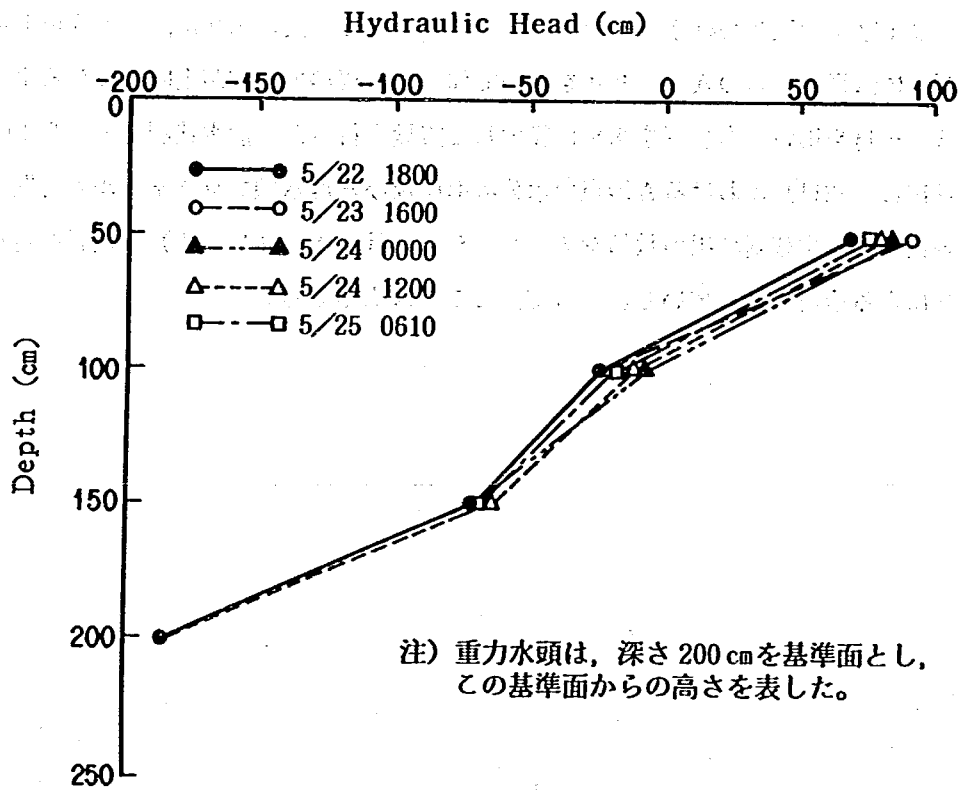
モデル斜面内のA地点(図-2.7)を対象として人工降雨実験を実施し、人工的に降雨量を制御することにより雨水の山腹斜面表土層内における挙動を追跡した。

実験装置の概略を図-2.29に示す。斜面上部に設置した水槽からホースを用いて水を導き、水道用小型流量計を介して降雨装置に接続したものである。水槽からホース、ホースから流量計に接続する部分にはそれぞれバルブを設けて、流量の調節を行った。水槽から降雨装置までの距離は、鉛直で約30m、水平で約70mである。降雨装置(散水装置)を図-2.30に示す。装置は内径13mm、肉厚2.0mmの塩ビ管を、L字型およびT字型の塩ビ製継手を用いて組み立てたもので、長さ2.0m、幅1.5mである。水の出口は、10cm間隔に直径0.5mmの穴をドリルを用いて作成し、現地では穴が上向きになるように組み立てた。現地では、角材を用いて本装置を水平に設置して実験を行った。散水状況を表-2.11に示す。

実験時(11月10日～12日)におけるA地点の水分吸引圧及び水理水頭プロファイルの時間変化については、3.3.2 野笹沢の水文観測結果の数値シミュレーション計算中の3)、4)で検討を行い、数値シミュレーションによる検討も行っている。よって、ここでは省略する。



図一2.25 水理水頭の時間変化 (昭和62年 5 月 : A 地点)



図一2.26 水理水頭の時間変化 (昭和62年 5 月 : A 地点)

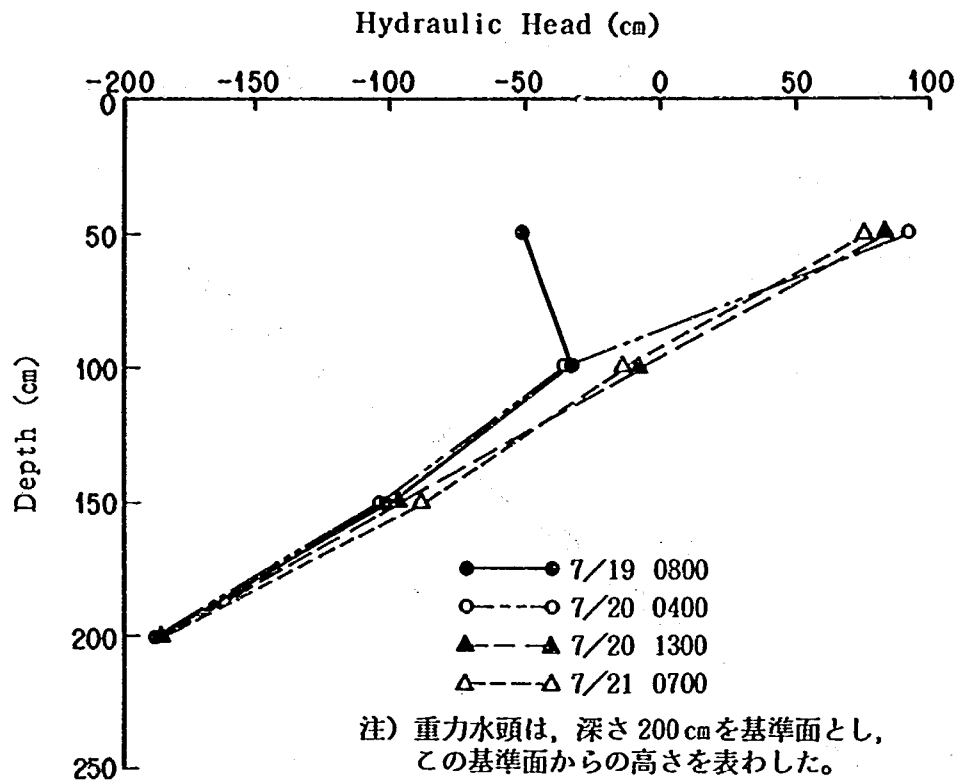


図-2.27(1) 水理水頭の時間変化 (昭和62年7月：A地点)

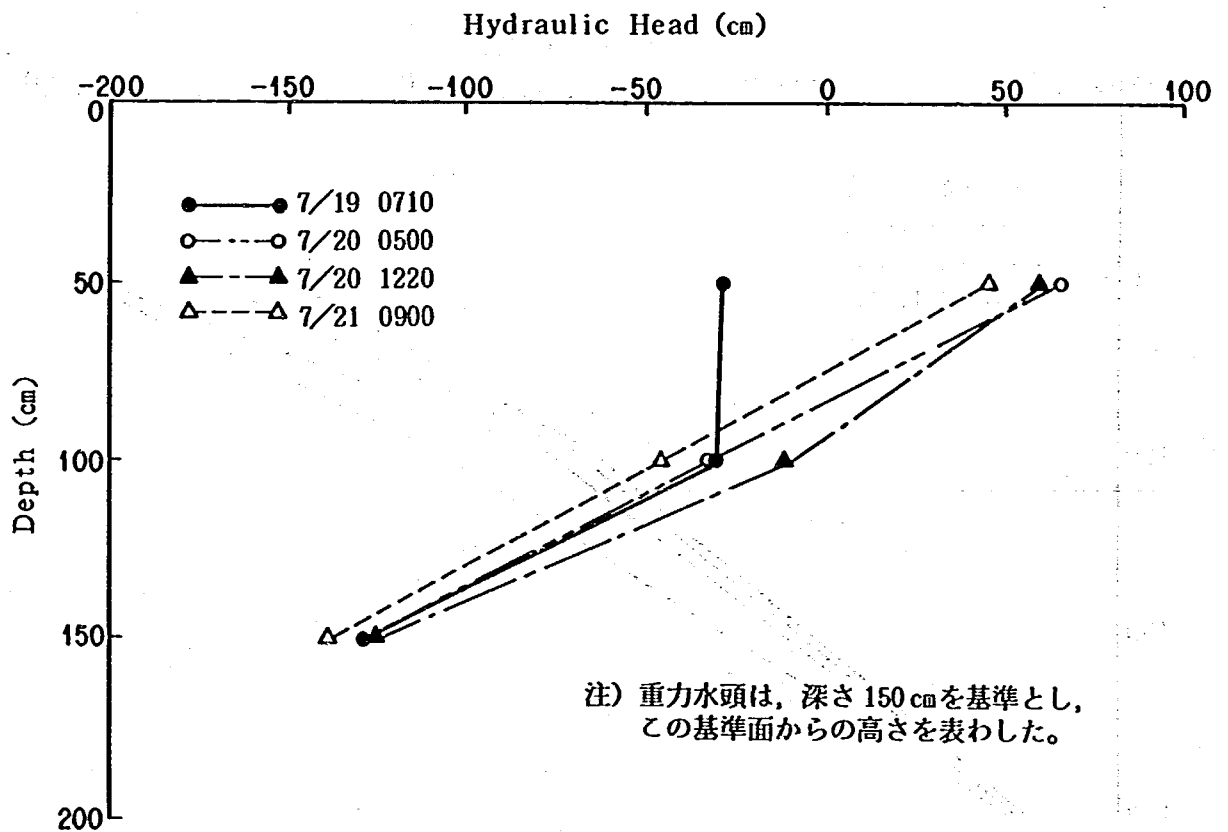


図-2.27(2) 水理水頭の時間変化 (昭和62年7月：B地点)

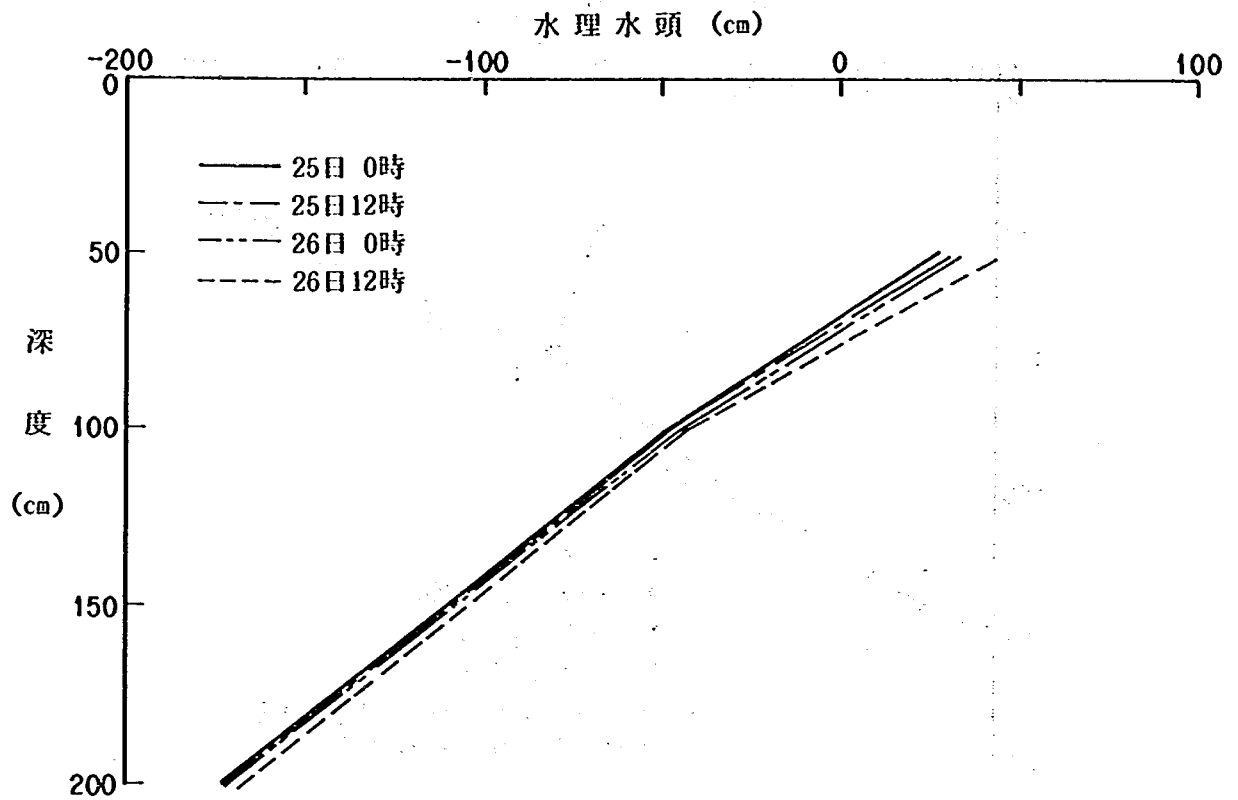


図-2.28(1) 水理水頭の時間変化 (昭和63年 6 月 : A 地点)

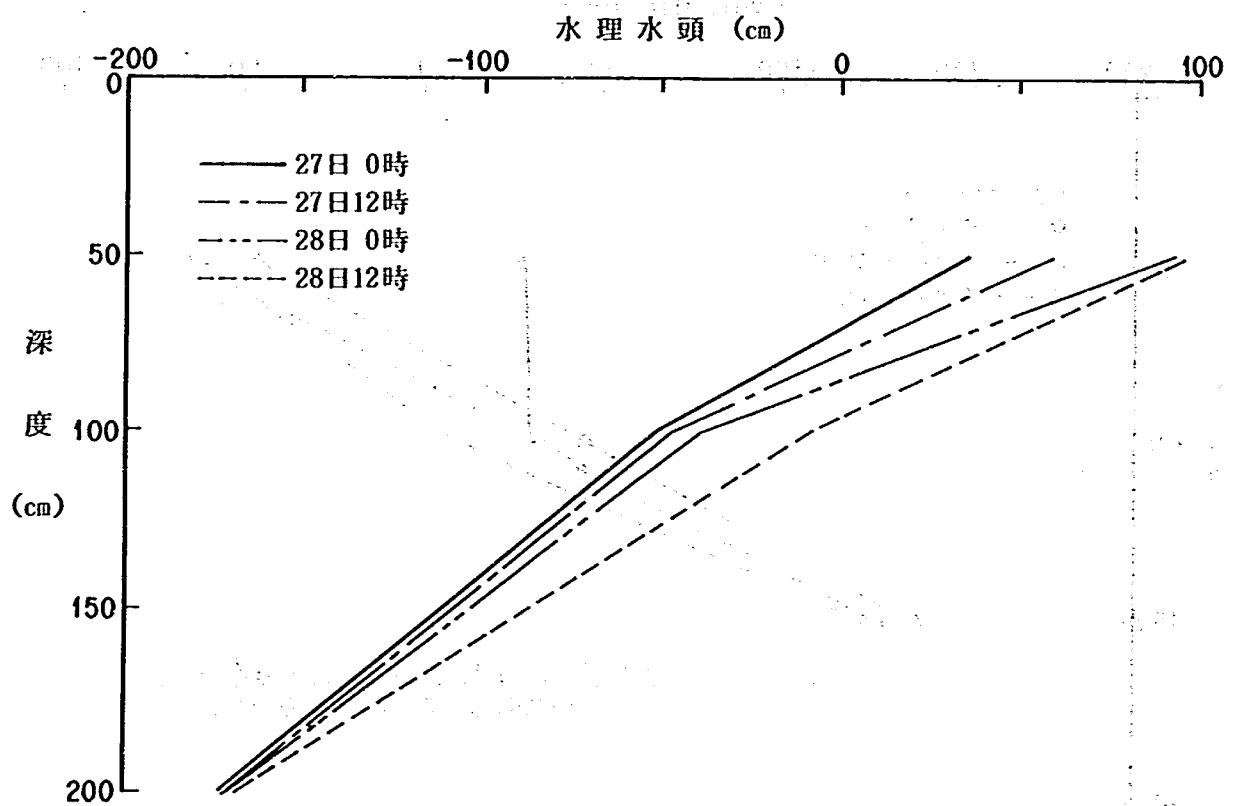


図-2.28(2) 水理水頭の時間変化 (昭和63年 6 月 : A 地点)

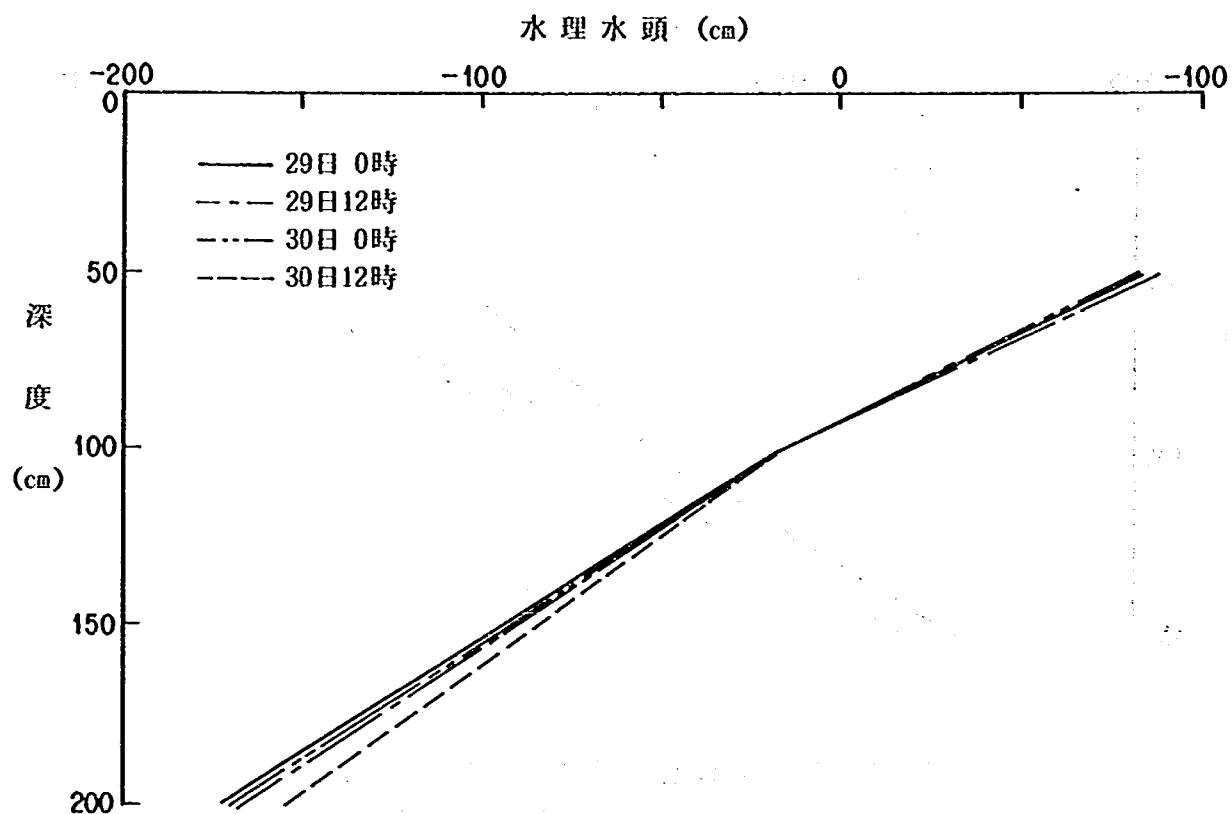


図-2.28(3) 水理水頭の時間変化 (昭和63年 6月 : A地点)

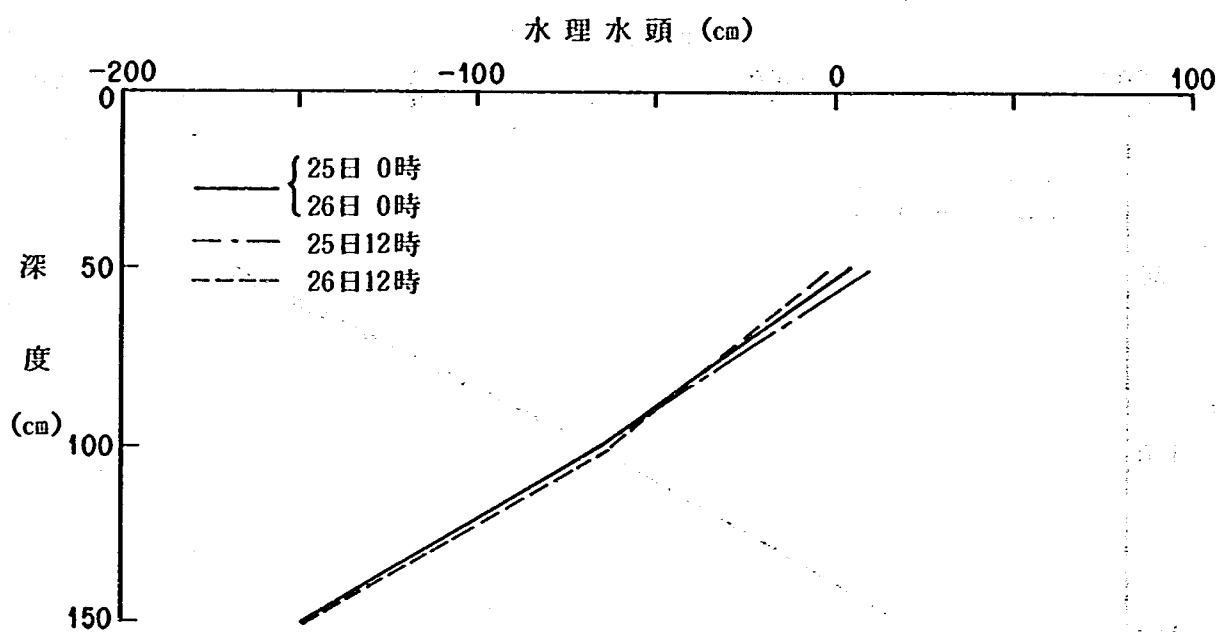
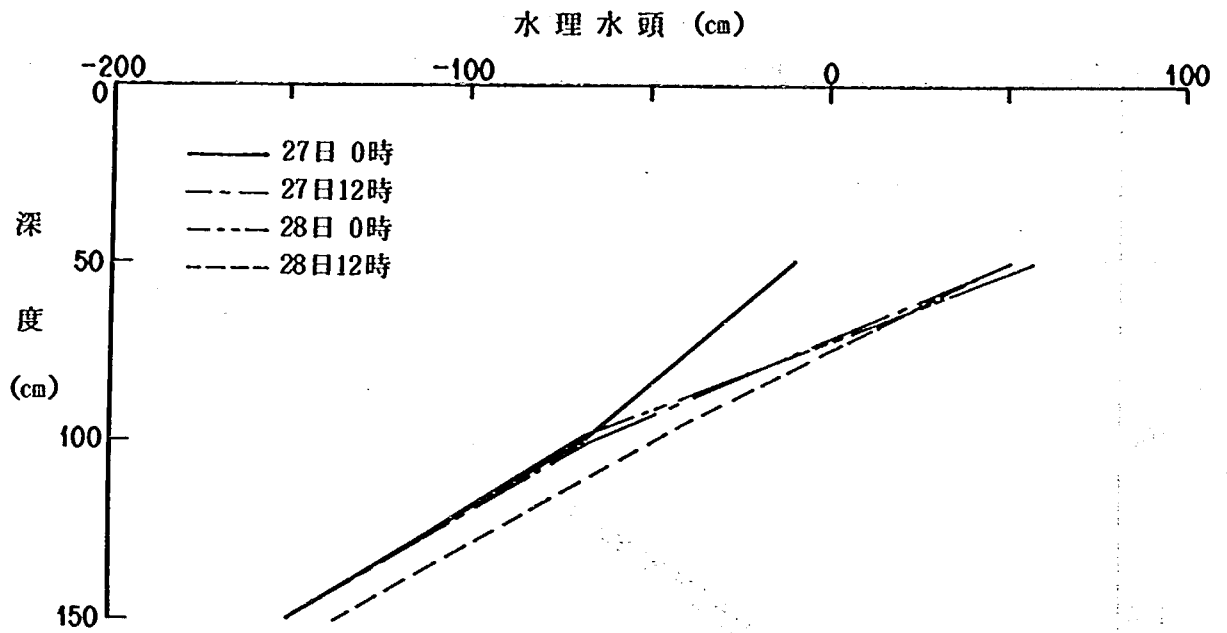
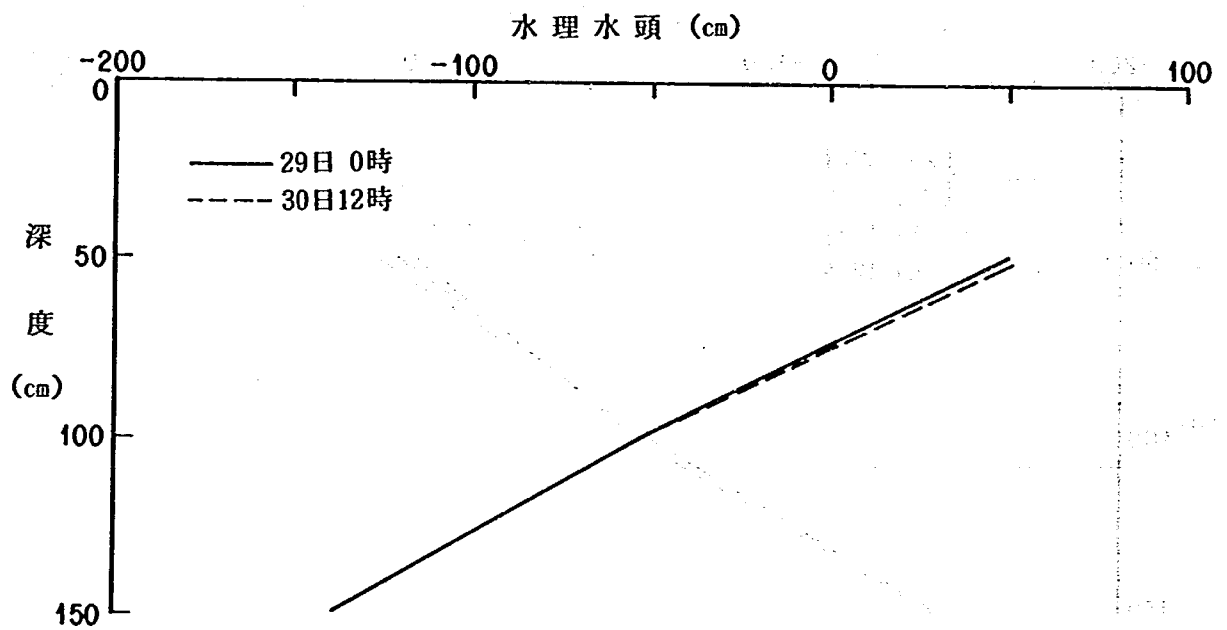


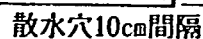
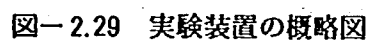
図-2.28(4) 水理水頭の時間変化 (昭和63年 6月 : B地点)



図一2.28(5) 水理水頭の時間変化 (昭和63年 6月 : B地点)



図一2.28(6) 水理水頭の時間変化 (昭和63年 6月 : B地点)



圖一2.30 降 雨 裝 置

表-2.11 散 水 状 況

— 53 —

2.3 まとめと今後の課題

野笹沢上流斜面を対象として現地観測および人工降雨実験により、降雨量及び斜面内の土壌水分吸引圧の変化を測定し、解析した結果、通常の表土層は不飽和状態にあり、降雨が生じた場合斜面での水の移動は表土層付近では鉛直下方へ浸透することが分かった。また、連続雨量80mm程度の降雨では、雨水が深度200cm地点へ到達する前に、表層部から乾燥が進み深部にまで雨水が到達しない。昭和63年6月23日～30日のような連続雨量が130mm近い降雨ならば200cm地点まで達しており、連続雨量がもっと多くなれば基岩面まで雨水が浸透し、地下水位が形成されと考えられる。溪流流量、間隙水圧については、解析に用いることができるデータは得られなかった。パイプフロー流量については、崩壊地斜面からにじみでる水量を計測することができたが、いわゆるパイプフローは確認できなかった。

観測期間中は対象斜面で大きな降雨が発生しなかったため、表土層の飽和度が十分に大きくなり、表土層と基盤である不透水層との間に地下水位が発生し、それにより間隙水圧が発生し、これが斜面の安定を左右するところまで至らなかった。また、現在計測しているA地点の表土層厚が大きく、深度200cmを越えて深い場所での水分移動が把握できていないので、土壌水分計、間隙水圧計を今より深い場所まで設置して観測することが望まれる。また、計器の設置地点が縦断方向に離れているため、側方流については、その動きが把握できていない。よって、A・B地点間、B・C地点間に土壌水分計、間隙水圧計を増設することが望まれる。間隙水圧計については、計測範囲が大きすぎるため精度が悪い。したがって計測範囲を小さくして、間隙水圧が小さいときの精度を高める必要がある。また、地下水位計、間隙水位計の設定深度は、小降雨時でも間隙水圧が発生するよう深くする必要がある。溪流流量は、パージアルフリュームを用いて測定しているが、これも、100年確率流量を想定して計器を選定したため計測範囲が大きく、小流量時の測定精度が悪い。転倒ます型流量計と併用した観測体制が望まれる。昭和63年度観測期間中（8月）には、誘導雷により土壌水分計変換器、間隙水圧計、同変換器が障害を受けた。これは、障害を受けた機器の雷対策が十分になされていなかったためでありこれらを改良する必要がある。

これらの改良・増設を行って、今後も降雨時の雨水の移動に関するデータを収集するために、現地観測を継続して行うことが望まれるが、本研究室においては、野笹沢観測地における観測を昭和63年度で終了している。

参考資料（報告書）

- 1) 建設省土木研究所、アジア航測㈱：昭和61年度土砂災害危険度予測調査業務報告書、昭和62年1月
- 2) 建設省土木研究所、ビイック㈱：野笹沢地区表層地盤調査報告書、昭和63年7月
- 3) 建設省土木研究所、応用地質㈱：野笹沢及び小黒川流域山腹土壌土質試験報告書、昭和63年3月
- 4) 建設省土木研究所、アジア航測㈱：昭和62年度野笹沢水文観測機器点検及び現地調査業務報告書、昭和62年11月
- 5) 建設省土木研究所、アジア航測㈱：昭和63年度野笹沢水文観測機器点検及び現地調査業務報告書、昭和63年12月

3. 山腹崩壊シミュレーション

3.1 山腹崩壊発生モデルの概要

3.1.1 モデルの概要

本モデルは、雨水の山腹斜面表土層内部への浸透・流下過程に着目し、飽和-不飽和浸透流理論により水の流れを追跡することにより山腹斜面の安定性を判断しようとするいわゆる物理モデルである。したがって、このモデルを現地流域に適用し、降雨条件を入力することにより時々刻々と変化する斜面の安定性すなわち崩壊の発生場所・発生時刻・規模が明らかとなる。

モデルを作成するにあたって考慮した基本概念は、下記に示すとおりである。

- ① 地形形状が斜面内地下水に及ぼす影響を考慮し、地形の三次元空間分布特性を評価する。
- ② 山腹表層崩壊の発生位置・時刻・規模を予知し得る崩壊モデルとする。
- ③ 有効降雨の概念を用いることなく山腹斜面の安定性の検討を行う。
- ④ 不飽和領域内での水の運動については、不飽和ダルシー則を基本とするとともに、計算時間の短縮化を計ることにより大流域へ適用可能なモデルとする。

なお、モデル及びプログラムの作成並びにシミュレーション計算は、パシフィックコンサルタンツ㈱の平松普也氏（元砂防研究室部外研究員）が行った。

3.1.2 モデルの基本構成

豪雨時における表層崩壊は、高橋¹⁾、林・本多²⁾らが指摘しているように透水係数の大きい表層土層とその下部に位置する難透水層との間の透水係数の不連続性によって表層土層内に横向きの飽和側方流が発生する結果、表土層が不安定となって滑動するものと考えられる。

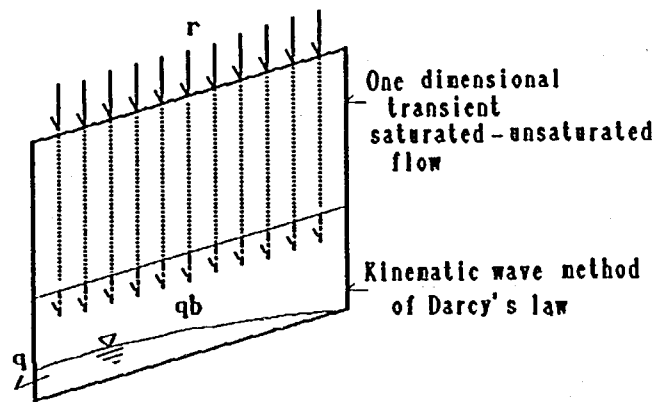
山腹斜面内部に到達した雨水の浸透・流下過程を考える場合、実際の斜面においては複雑な飽和-不飽和三次元流を生じているものと考えられる。しかし、モデルをより大流域に適用させていくことを考えるならば、むしろ豪雨時の基本的浸透・流下過程を単純化して表したものが有用であるとともに、現象の把握を容易にするものと判断される。

本モデルでは、「土層内における雨水の流出経路は、基岩面または飽和面までの不飽和浸透過程と、基岩上の飽和側方流過程の2過程に大別される。」（図-3.1）という太田³⁾の考えを適用し、一次元鉛直不飽和浸透流理論の考えを用いてハイエトグラフを変形し、基岩面に到達した雨水を飽和ダルシー則により側方流出量として追跡するものである。

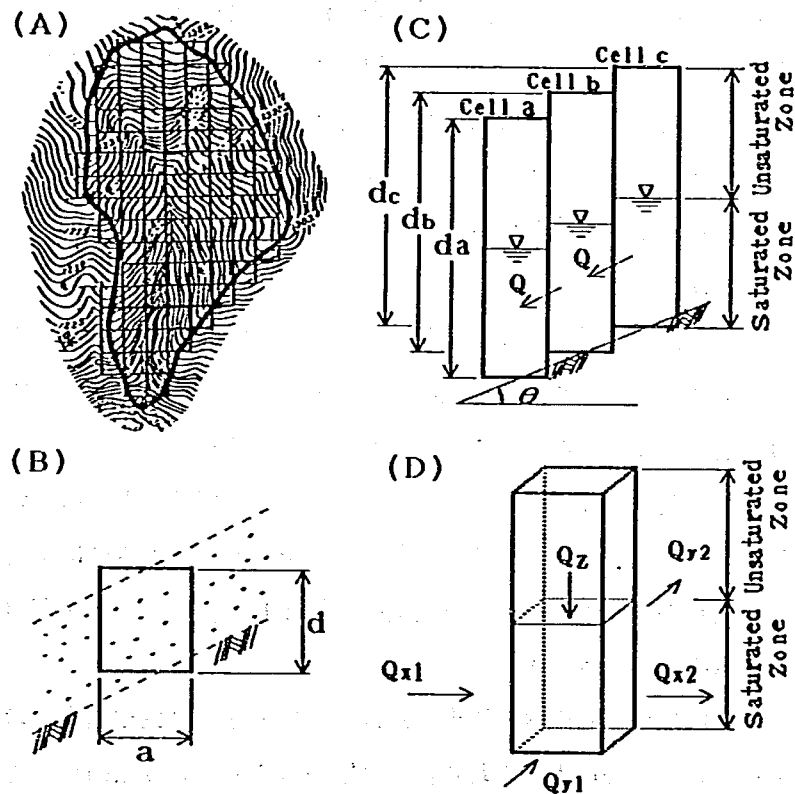
本モデルでは、図-3.2(A)に示すように、流域を平面的にメッシュ（メッシュ長 a ）分割し、表土層厚 d を高さとする鉛直土柱（図-3.2(B)）を各平面メッシュ毎に設定し、これを解析の基本要素としている。したがって、各基本要素に入力条件として与えられた雨水は、土層中を不飽和状態（鉛直一次元不飽和浸透流解析による）で浸透し、基岩に到達して飽和水帯を形成しながら図-3.2(C, D)に示すように平面二次元的に飽和側方流として各要素間を移動することになる。

本モデルでは、以上の結果得られた各鉛直土層毎の土壌水分状態（飽和度）並びに地下水深を基に斜面安定解析を実施し、時々刻々と変化する斜面の安定性を把握するものである。モデルの基本構成を図

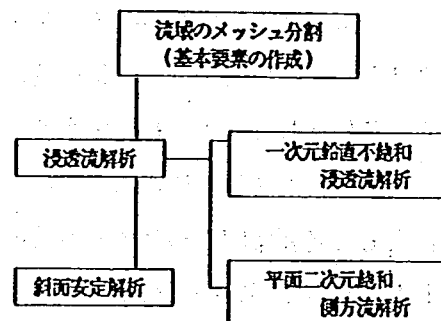
— 3.3 に示す。



図— 3.1 洪水流出に対する雨水流出経路の基本的概念



図— 3.2 モデルの概念図



図— 3.3 モデルの基本構成

3.1.3 雨水の浸透・流下過程における基礎方程式

1) 一次元鉛直不飽和浸透流理論

斜面表層部から基岩上までの不飽和帯における雨水の一次元鉛直浸透過程の解析には、基礎方程式が(3.1)式で表される不飽和浸透流理論(Richards式)を適用した。

$$C \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k \cdot \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} - 1 \right) \right\} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、 ϕ : 土壌水分吸引水頭 (cm)

t : 時間 (sec)

z : 鉛直座標 (下向きに正) (cm)

k : 透水係数 (cm / sec)

C : 比水分容量 $C = d\theta / d\phi$

θ : 体積含水率

上式は、毛管ポテンシャルの概念に基づきダルシー則を不飽和領域に拡張することにより導かれたものであり、連続の式として(3.2)式を、運動の式として(3.3)式をそれぞれ組み合わせることにより得られる。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial z} \dots \dots \dots (3.2)$$

$$q = -k(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} + k(\theta) \dots \dots \dots (3.3)$$

ここに、

q : 単位面積当りの土壌水分移動量 (cm / sec / cm)

である。

雨水の浸透過程における各基本要素の土壌水分状態(飽和度)は、岡ら³⁾に従い(3.2)式、(3.3)式をそれぞれ差分展開し、図-3.4に示すように等距離(Δz)で区分された領域で数値的に解くことにより得られる。(3.2)式、(3.3)式をそれぞれ差分展開すると、(3.4)式、(3.5)式となり、各鉛直土層の境界面での透水係数は、(3.6)式で与えられる。

$$\theta_n^{t+\Delta t} = - \frac{\Delta t}{\Delta z} (q_{n, n+1}^{t+\Delta t} - q_{n-1, n}^{t+\Delta t}) + \theta_n^t \dots \dots \dots (3.4)$$

$$q_{n-1, n}^{t+\Delta t} = -k_{n-1, n}^{t+\Delta t} \frac{\phi_n^{t+\Delta t} - \phi_{n-1}^{t+\Delta t}}{\Delta z} + k_{n-1, n}^{t+\Delta t} \dots \dots \dots (3.5)$$

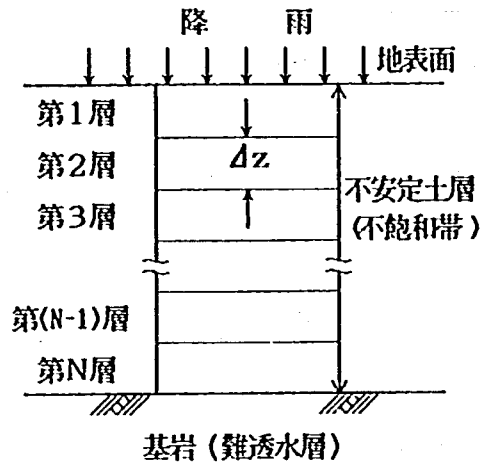


図-3.4 解析領域と差分分割

$$q_{n, n+1}^{t+\Delta t} = -k_{n, n+1}^{t+\Delta t} \frac{\phi_{n+1}^{t+\Delta t} - \phi_{n+1}^{t+\Delta t}}{\Delta z} + k_{n, n+1}^{t+\Delta t} \dots \dots \dots (3.5)$$

$$k_{n-1, n} = \frac{k(\theta_{n-1}) + k(\theta_n)}{2} \dots \dots \dots (3.6)$$

ここに、

$q_{n-1, n}$: $n-1$ 層から n 層への土壌水分移動量 (cm / sec / cm)

ϕ_n : n 層の土壌水分吸引水頭 (cm)

θ_n : n 層の体積含水率 (cm / cm)

$k_{n-1, n}$: n 層と $n-1$ 層との境界での透水係数 (cm / sec)

Δz : 距離増分 (cm)

Δt : 時間増分 (sec)

である。

2) 飽和側方流

雨水は一旦不飽和状態で基岩上まで浸透し、この基岩上に形成された飽和土層より流出することを前提とし、飽和側方流モデルを作成した。この飽和側方流モデルは、沖村ら⁵⁾が提案した地下水集水モデルに準拠したものである。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z \dots \dots \dots (3.7)$$

飽和側方流過程における連続式は (3.7) 式で表され、運動方程式としては、ダルシー則に基づいて、(3.8) 式、(3.9) 式で表される。

$$q_x = h \cdot k_s \cdot I_x \dots \dots \dots (3.8)$$

$$q_y = h \cdot k_s \cdot I_y \dots \dots \dots (3.9)$$

ここに,

λ : 有効間隙率 (m^3 / m^3)

h : 地下水深 (m)

q_x : x 軸方向の単位時間当り単位幅流量 ($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}$)

q_y : y 軸方向の単位時間当り単位幅流量 ($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}$)

q_z : 不飽和浸透過程からの給水量 ($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}$)

t : 時間 (hr)

x : x 軸方向の距離 (m)

y : y 軸方向の距離 (m)

k_s : 飽和透水係数 (m / hr)

I_x : x 軸方向の動水勾配

I_y : y 軸方向の動水勾配

である。

ここで、不飽和領域からの供給水量 q_z は難透水層 (基岩) での鉛直浸透を考慮し、次式によって与えた。

$$q_z = I - Q_{\text{out}} \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

ここに,

I : 一次元鉛直不飽和浸透流解析により得られる浸透量 ($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}^2$)

Q_{out} : 難透水層における飽和透水係数 (m / hr)

である。

今、図-3.5 に示すように、斜面を 1 辺が a の単位斜面に分割すると、時刻 $(t + \Delta t)$ における単位斜面中心の水深 $h^{t+\Delta t}$ は、(3.11) 式より、 Δt 時間前の水深 h^t を用いて、

$$h^{t+\Delta t} = h^t + \frac{(q_{x1} + q_{y1} - q_{x2} - q_{y2}) \Delta t}{a \cdot \lambda} + \frac{q_z \cdot \Delta t}{\lambda} \quad \dots \dots (3.11)$$

$$q_z^{t+\Delta t} = h^t \cdot k_s \cdot I_i \quad \dots \dots \dots (3.12)$$

で与えられる。

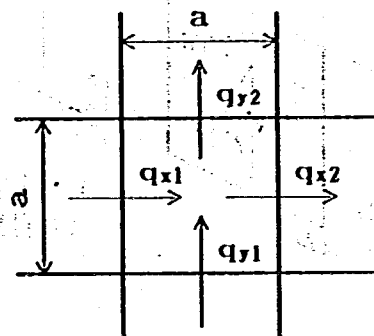


図-3.5 単位斜面内での飽和側方流の流れ

ここに,

$h^{t+\Delta t}$: $t + \Delta t$ 時における単位斜面中心の水深 (m)

q_{x1}, q_{y1} : x 軸方向及び y 軸方向の単位時間当りの単位斜面内への単位幅流入量
($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}$)

q_{x1}, q_{y1} : x 軸方向及び y 軸方向の単位時間当りの単位斜面内からの単位幅流出量
($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}$)

$q_z^{t+\Delta t}$: $t + \Delta t$ 時における不飽和浸透過程からの供給量 ($\text{m}^3 / \text{hr} / \text{m}$)

a : 単位斜面の分割幅 (m)

λ : 有効間隙率 (m^3 / m^3)

Δt : 時間増分 (hr)

である。

3.1.4 斜面安定解析

対象とする崩壊形態は、表層崩壊であり昭和57年の台風10号時に小黒川流域で発生した崩壊⁶⁾を例にとれば、崩壊深が1～3 m程度であるのに対し、崩壊長20～70m、崩壊幅10～20mと崩壊深は崩壊面積に比べて非常に浅く、すべり面形状も平面的なものが多い。したがって、斜面安定解析を行うに際しては、無限長斜面における斜面安定解析式を用いるものとする。

今、図-3.6に示すような斜面を考えると、この時の安全率 F_s は、飽和-不飽和浸透流解析により得られた単位斜面における各土層分割区分 Δz 毎の水分状態 (鉛直方向の土壌水分分布) を考慮し、(3.13) 式で表される。

$$F_s = \frac{c + (\sigma_o - h \gamma_w) \cos^2 \beta \tan \phi}{\sigma_o \cos \beta \sin \beta} \quad \dots \dots \dots (3.13)$$

$$\sigma_o = \int_0^z \{ \theta(z) \gamma_w + (1 - n) G_s \gamma_w \} \Delta z \quad \dots \dots \dots (3.14)$$

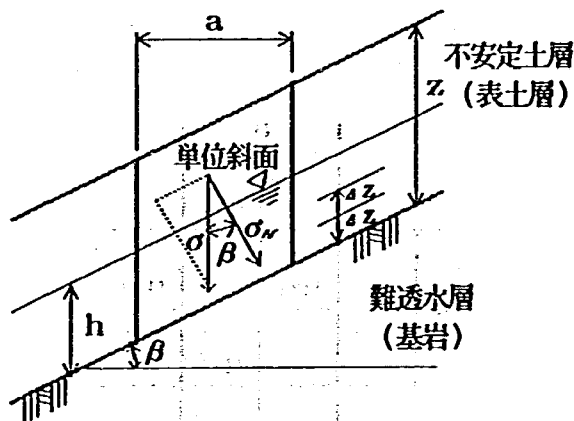


図-3.6 無限長斜面の安定

ここに,

c : 土の粘着力 ($t \cdot f / m^2$)

Δz : 鉛直土層分割幅 (m)

h : 地下水深 (m)

n : 間隙率

γ_w : 水の単位体積重量 (t / m^3)

β : 単位斜面の傾斜角度 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

G_s : 土粒子の比重 (t / m^3)

$\theta(z)$: 鉛直方向の微小区間 Δz における体積含水率 (cm^3 / cm^3)

である。

3.2 対象流域の概要

3.2.1 小黒川流域

山腹崩壊シミュレーション計算は、昭和57年の台風10号のもたらした豪雨によって多数の崩壊が発生した天竜川水系三峰川の右支川である小黒川流域内の小流域 (図-3.7, S-1流域: 流域面積 $A \approx 0.5 \text{ km}^2$, S-2流域: $A \approx 0.8 \text{ km}^2$) を対象として実施した。小黒川は、南アルプス最北端に位置する入笠岳 (1,955 m), 程久保山 (1,977 m), 釜無山 (2,116 m), 白岩岳 (2,267 m) を源とする流域面積 39.95 km^2 , 主流路長 13.6 km , 平均河床勾配約 $1 / 13.5$ の流域であり, その上流部斜面の傾斜は緩やかで, 中・下流部の斜面が急峻であるという特徴的な地形を呈している。地質は, 流域の右岸側を南北に貫く戸台構造線を境に, 西側が三波川帯, 東側が秩父帯に属している。また, 河道が構造線に対して平行に発達していることから, 流域の地形は地質構造の影響を強く受け, 地盤は非常に脆弱であると判断される。

解析で対象とした斜面は, 図-3.7 に示す S-1 流域と S-2 流域の2流域であり, 流域諸元はそれぞれ表-3.1に示すとおりである。

地盤特性を把握するために以下の土質試験⁷⁾を行った。

① 現場単位体積重量試験

② 粒度試験

③ pF 試験

④ 不飽和透水試験

⑤ 一面せん断試験 (UU)

試料採取位置の土質柱状図を図-3.8 に, 現場単位体積重量試験結果を表-3.2に, 粒度試験結果を図-3.9 に, pF 試験結果を図-3.10 に, 不飽和透水試験結果を表-3.3, 図-3.11に, 一面せん断試験の結果を表-3.4に示す。

小黒川流域では, 昭和57年の台風10号のもたらした豪雨によって多数の崩壊が発生し, この時の連続

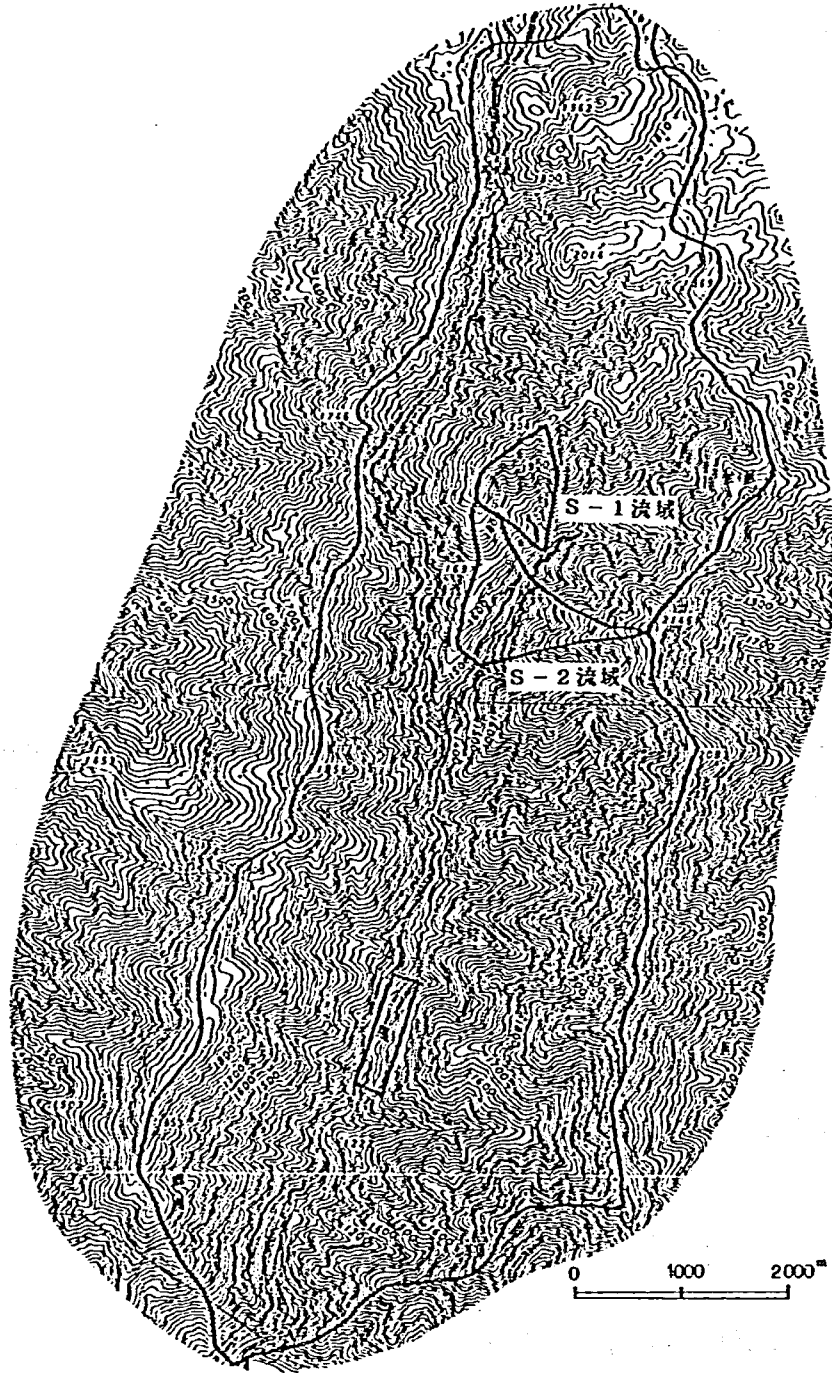


図-3.7 小黑川流域

表-3.1 流域諸元一覧表

斜面番号	流域斜面係数	崩壊箇所数				備考
		凹型斜面	凸型斜面	平行斜面	合計	
S-1	0.52	5	8	2	15	
S-2	0.81	19	10	4	33	

標尺 (m)	調査NO. 測点NO. 小黒川地区			
	深度 (m)	記号	土質名	色
0.0	0.10 0.15	☒	表土 (ローム)	暗茶褐色
0.40	0.40	☒☒	砂混り 粘土質 ローム	茶褐色
0.90	0.90	☒		
1.20	1.20			
1.5				

表- 3.2 現場単位体積重量試験結果
(小黒川)

項目	深 度 (m)		
	0.10	0.40	0.90
含水比 (%)	72.0	45.5	11.2
湿潤密度 (g / cd)	1.061	1.338	1.407
乾燥密度 (g / cd)	0.617	0.919	1.265

図- 3.8 試料採取地点位置柱状図

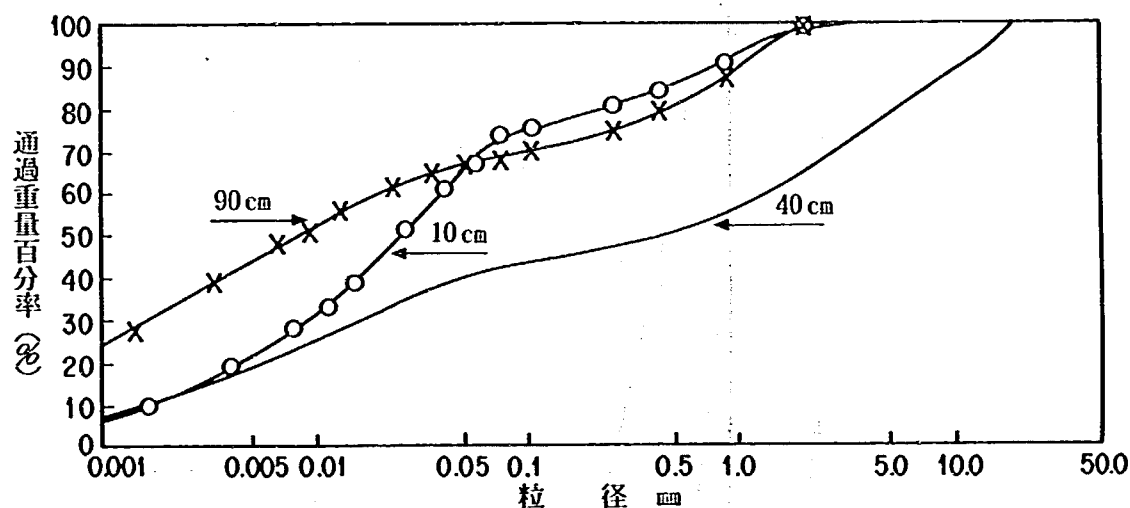


図- 3.9 粒度試験結果 (小黒川)

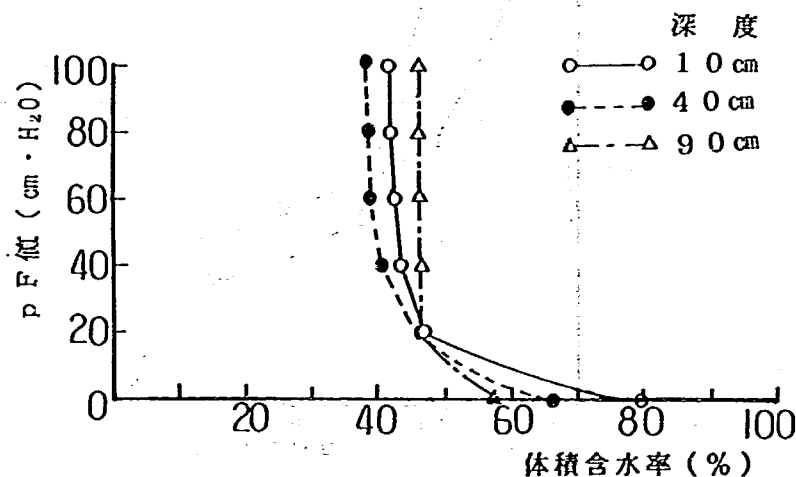


図- 3.10 pF 値と体積含水率の関係 (小黒川)

表 - 3.3 不飽和透水試験結果一覧表

地区名	採取深度	不 飽 和 透 水 係 数 k (cm / sec)						
		吸引圧 0cm・H ₂ O	10cm・H ₂ O	20cm・H ₂ O	40cm・H ₂ O	60cm・H ₂ O	80cm・H ₂ O	100cm・H ₂ O
小黒川	0.1 m	7.67×10^{-4} * 2.55×10^{-4}	1.21×10^{-5} (10)	5.81×10^{-6} (20)	1.25×10^{-6} (40.2)	8.49×10^{-7} (60)	6.86×10^{-7} (80)	5.01×10^{-7} (100)
	0.4 m	1.40×10^{-5} * 1.38×10^{-3}	9.90×10^{-4} (9.4)	1.32×10^{-4} (18.4)	6.44×10^{-6} (39.2)	6.02×10^{-7} (57.8)	4.05×10^{-7} (80)	3.42×10^{-7} (100)
	0.9 m	1.29×10^{-7}						

() 内は実測吸引圧

* 不飽和透水試験後、同一の供試体を毛管飽和して測定した透水係数

なお、測定装置は、加圧型不飽和透水係数測定装置（大起理化工業（株）、DIK-4150）である。

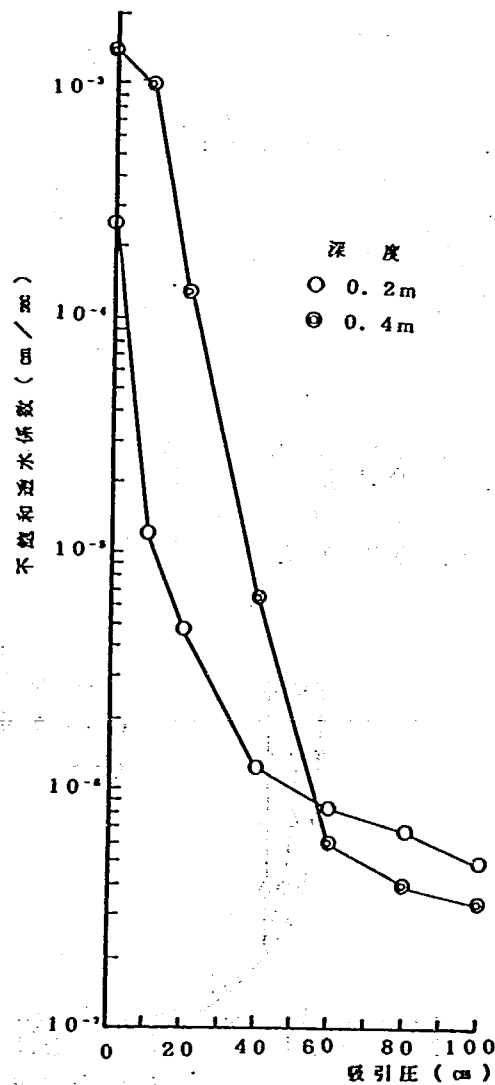


図-3.11 不飽和透水係数と吸引圧の関係（小黒川）

表-3.4 一面セン断試験結果

項 目		小 黒 地 区	
		0.4 m	0.9 m
含 水 比	W %	68.9	58.9
湿 潤 密 度	ρ_t g/cm ³	1.54	1.61
飽 和 度	S _r %	95.6	95.7
強度定数	粘着力 C kg/cm ²	0.20	0.25
	セン断抵抗角 ϕ	20°44'	31°39'

雨量は、小黑観測所で403 mm、最大時間雨量45 mmが記録され、下流に位置する美和ダムには 4.341×10^3 m³の堆砂（年間堆砂量）が見られるほど多量の土砂が流出した（比堆砂量：12,500 m³/km²）。また、崩壊の発生場所は小黑川本川と東谷川合流部付近に集中しており、本川上流部ならびに下流部については少なくなっている。この時の小黑観測所における降雨状況を図-3.12に示す。

当流域を対象とした形態別生産土砂量の概数調査結果⁶⁾によると、山腹崩壊の分布状況は、小黑川全流域で新規崩壊が646ヶ所、4,876,200 m³、拡大崩壊46ヶ所、414,800 m³であり、崩壊面積占有率で表すと、新規が1.22%、拡大が0.10%であった。解析対象流域における崩壊地の分布状況を図-3.13に、崩壊諸元を表-3.5に示す。

3.2.2 野笹沢流域

水分観測結果を用いた土壌水分の数値シミュレーションは、前述した野笹沢の水分観測結果を用いて行った。観測地の概要は2.1のとおりである。

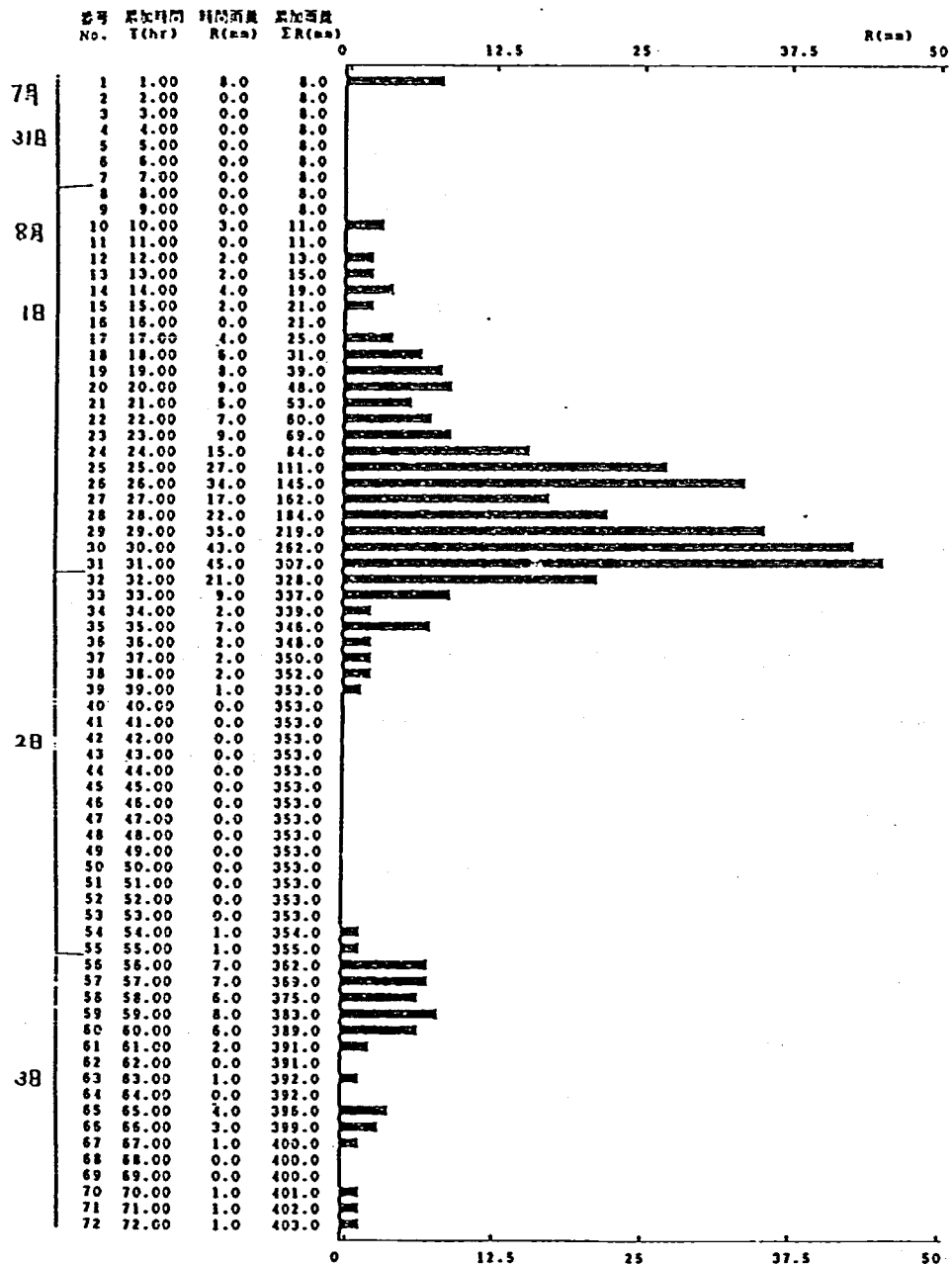
3.3 計算結果

3.3.1 山腹崩壊発生モデルの検討

1) S-1流域における検討⁸⁾

(1) 解析条件

S-1流域における検討は、「斜面形状の相違による地下水位の応答特性」、「崩壊発生場所の再現性の検討」、「崩壊発生要因の感度分析」について行った。S-1流域は、図-3.7に示す小流域（流域面積：0.52 km²）であり、地形情報の読み取りは、縮尺5000分の1の森林基本図を基に流域を25mメッシュで分割し、各単位斜面毎に行った。表土層厚は、崩壊発生斜面の崩壊深を用いて等表土層厚線図（等崩壊深図）を作成することにより単位斜面毎に設定した。等表土層厚線図を図-3.14に示す。土層内での雨水の浸透を考える時、式(3.1)は単独では解けず、この式を解くためには、 $\phi \sim \theta$ 及び $K \sim \phi$ 関係を知る必要がある。ここでは、土壌物理試験結果（深度40 cm、図-3.15、3.16）を用いて入力条件とした。また、有効間隙率 λ は土質試験結果の $\lambda = 0.66$ を用いた。斜面安定解析に用いる土質常数も、同地点における土質試験結果（ $G_s = 2.66$ t/m³、 $C = 0.7$ tf/m²、 $\phi = 20.44^\circ$ ）を



図一3.12 昭和57年災害降雨状況（小黒）

採用した。

(2) 斜面形状の相違による地下水位の応答特性

流域内に存在する谷型、平行型、尾根型斜面のうちそれぞれ代表斜面を選定し、地形形状が地下水位応答特性に及ぼす影響度を検討した（図一3.17）。地下水深は、各斜面形とも降雨開始25時間後に急激に上昇し、1山目の降雨終了後（40時間後）を境にその上昇度合は低下している。とくにこの傾向は、尾根型斜面で顕著である。これは、降雨終了後には地表面から土層内への雨水の供給がなくなり、鉛直不飽和浸透量が減少するとともに尾根型斜面では斜面内に存在する貯留量が飽和側方流として流出し、谷型斜面では、流入するためである。

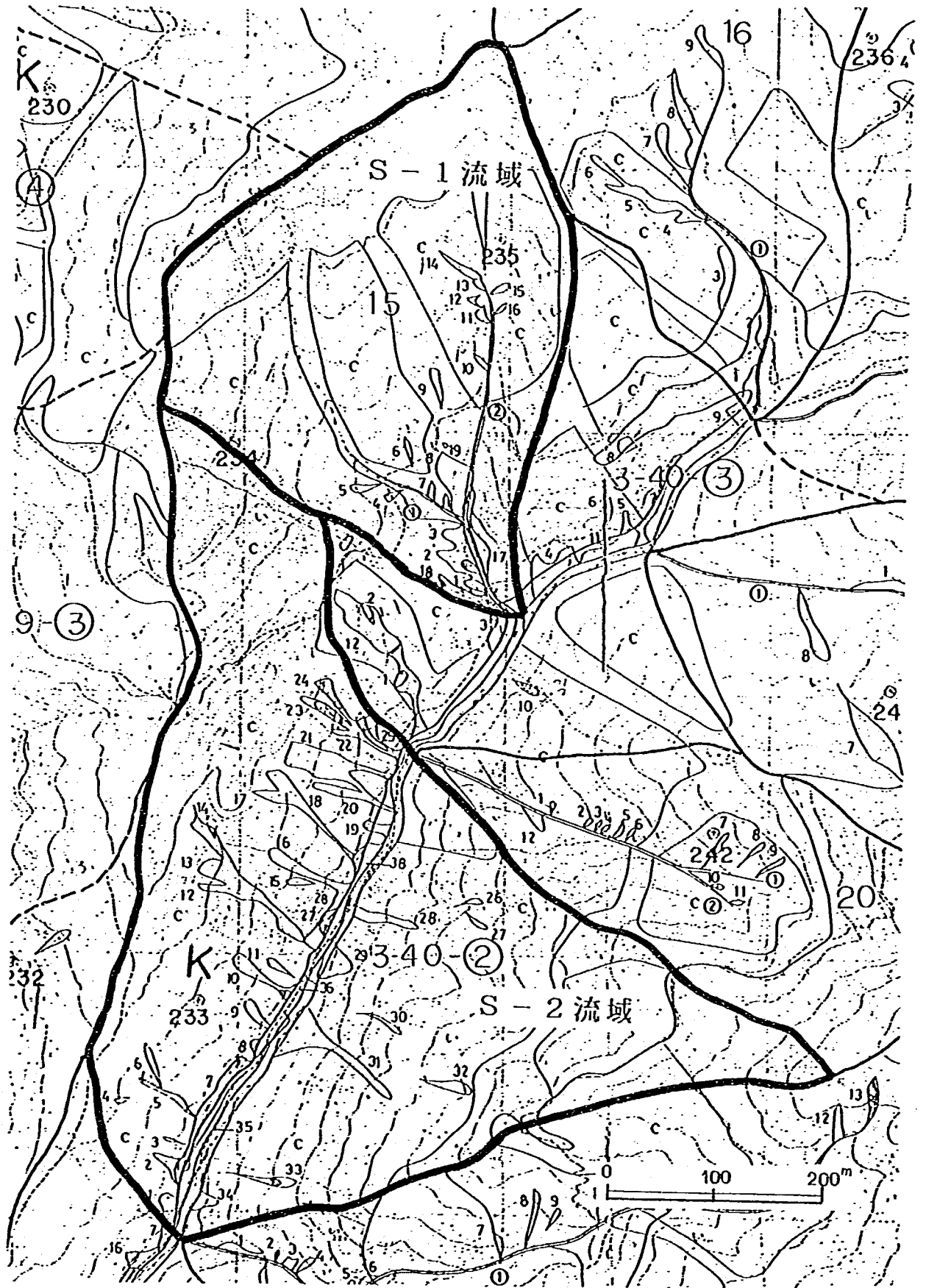


图-3.13 崩塌地分布状况图

表 - 3.5 崩 壊 諸 元

流域番号	流域面積 (km ²)	崩壊地番号	崩壊地面積 (× 100 m ²)			崩壊深 (m)	崩壊長 (m)	崩壊幅 (m)	斜面長 (m)	斜面傾斜 (°)	斜面形	
			新規	拡大	継続						横断形	縦断形
S-1 (2-15)	0.52	1		3.0	4.0	1.31	40	20	180	45	凹	凹
		2		14.0	4.3	1.33	90	40	210	36	凸	凸
		4	2.0			1.01	40	20	110	42	平	凸
		5	5.0			1.31	60	20	170	27	凹	凹
		6	3.5			1.11	60	10	180	29	凹	凹
		7	2.5			1.11	30	10	80	45	凸	凸
		8	2.0			1.01	30	10	60	34	凸	凸
		9	9.5			1.33	80	30	150	32	平	平
		10	3.5			1.11	40	10	110	40	凸	凸
		11	3.0			1.11	30	20	180	40	凸	凸
		12	1.5			1.01	20	15	140	32	凸	凸
		13	2.5			1.11	20	20	80	31	凸	凸
		14	7.0			1.31	100	15	200	32	凹	凹
		15	3.0			1.11	40	15	120	40	凸	凸
		18	24.4			1.48	120	50	280	34	凹	凹
S-2 (3-40-2)	0.94	1			13.0	1.33	50	50	170	45	平	平
		2		8.0	5.0	1.33	60	30	180	40	凹	凹
		3	1.5			1.01	40	5	100	40	凹	凹
		4	2.0			1.01	20	10	60	45	凸	凸
		5	10.5			1.33	130	10	230	38	凹	凹
		6	6.0			1.31	80	10	160	36	凹	凹
		7			34.0	1.48	40	140	320	45	平	平
		8	2.5			1.11	15	25	80	36	凸	凸
		9	9.0			1.33	60	20	350	42	凹	凹
		10		17.5	3.0	1.48	80	20	180	45	凹	凹
		11	5.5			1.31	60	15	180	40	凹	凹
		12	7.0			1.31	90	15	200	45	平	平
		13	56.0			3.14	230	30	1290	45	凹	凹
		14		12.0	1.0	1.33	120	20	1040	27	凹	凹
		15	5.0			1.31	50	10	90	31	凸	凸
		16	24.0			1.48	170	20	220	45	凹	凹
		17	8.5			1.33	60	20	110	45	凸	凸
		18		31.0	3.0	1.48	240	20	300	34	凹	凹
		19	9.0			1.33	50	20	130	40	凸	凸
		20	17.0			1.33	150	15	200	34	凹	凹
		21	69.0			3.14	200	30	250	38	凸	凸
		22	3.0			1.11	50	10	100	45	凸	凸
		23		3.5	10.0	1.33	140	20	170	45	平	平
		24		3.0	13.0	1.33	100	15	150	40	凹	凹
		25		13.5	4.5	1.33	110	20	150	45	凸	凸
		26	2.5			1.11	40	10	120	45	凸	凸
		27	2.5			1.11	50	10	130	45	凹	凹
		28	15.0			1.33	120	20	320	45	凹	凹
		30	6.0			1.31	90	10	260	42	凹	凹
		31	61.0			3.14	230	30	450	36	凹	凹
		32	12.0			1.33	90	20	200	45	凹	凹
		33		3.5	9.5	1.33	110	20	290	45	凹	凹
		34	9.0			1.33	40	30	250	45	凸	凸

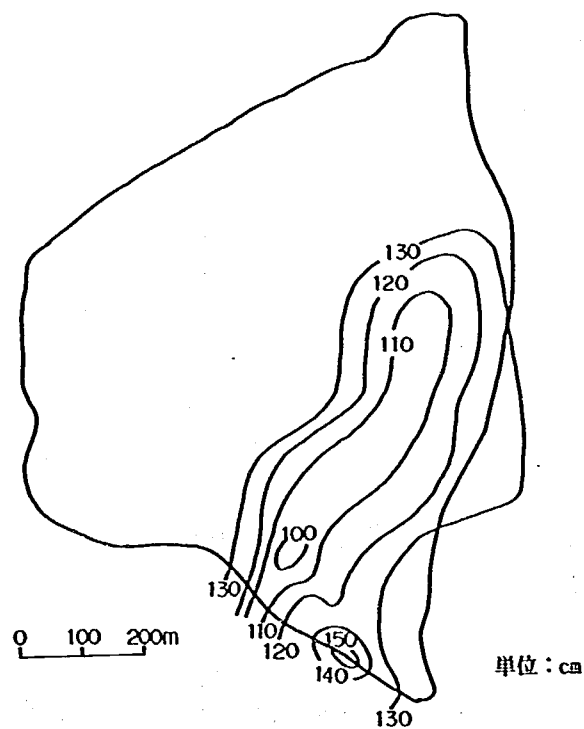


图-3.14 S-1 斜面等表土层厚线图

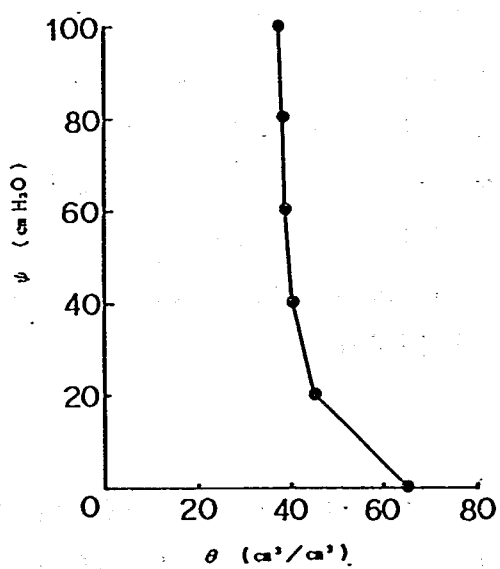


图-3.15 $\theta \sim \psi$ 曲线

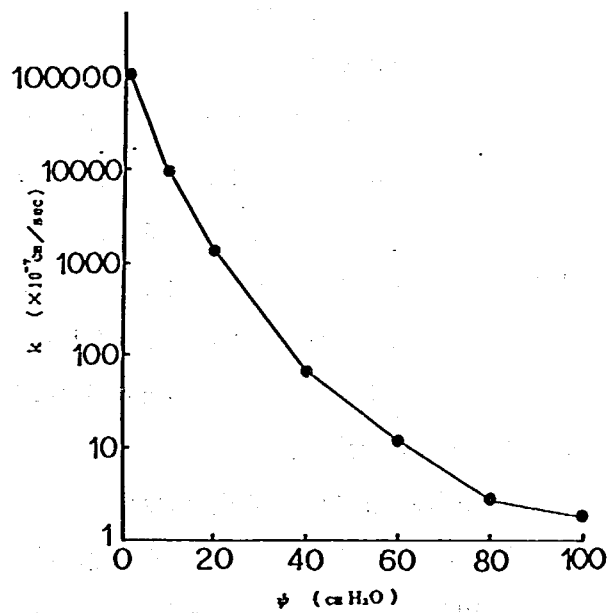


图-3.16 $\psi \sim k$ 曲线

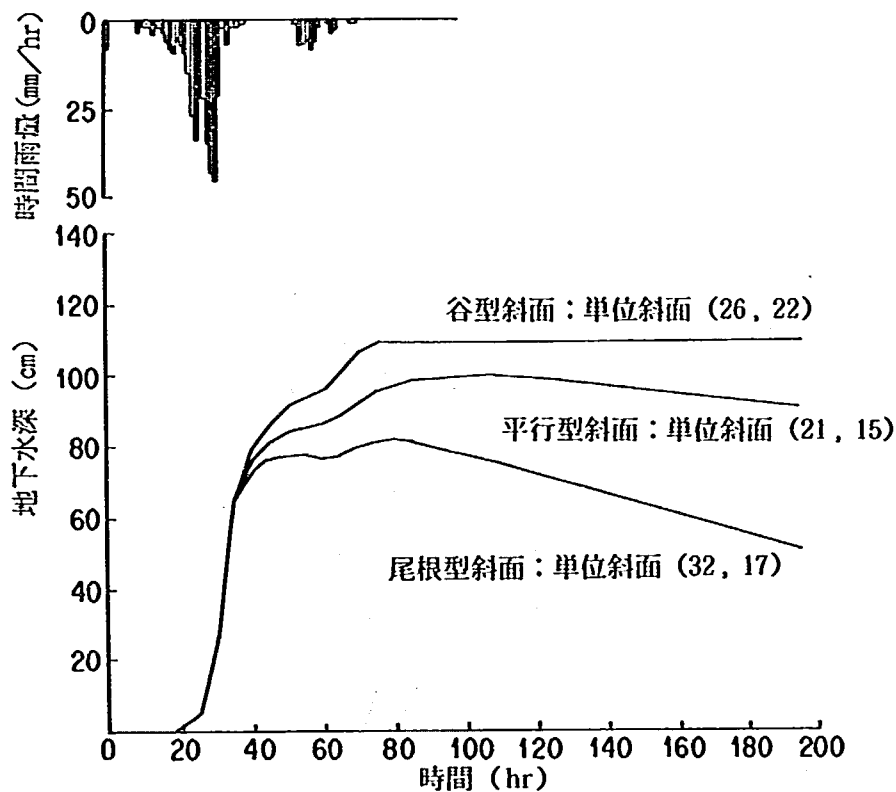


図-3.17 斜面形状の相違による地下水深の応答特性

(3) 崩壊発生場所の再現性の検討

崩壊発生時の降雨を使用し、メッシュ間隔を25m、解析開始時刻を降雨発生時の昭和57年7月31日午後6時として得られた崩壊発生斜面分布図を図-3.18に示す。この図より、安全率が1.0以下となった斜面と、実際に崩壊が発生した斜面とは、大部分で一致しており、流域の左支川上流部、右支川下流部及び流域の最下流部で崩壊が多発している傾向を比較的良好に再現していることがわかる。しかしながら安全率が1.0以上の斜面でも実際には崩壊が発生し、安全率が1.0を下回るにもかかわらず崩壊が発生していない斜面も数多くみられる。これは先に設定した降雨量、表土層厚、土質強度のバラツキ及びメッシュによる地形の再現精度によるものと考えられる。

(4) 崩壊発生要因の感度分析

① 斜面勾配の変化に伴う安定性の変化

同じ表土層厚、土質強度を有する斜面に対し、斜面勾配の変化に伴う安定性の変化を検討した。図-3.19は、表土層厚をそれぞれ100cm、120cm、150cm、200cm、300cmとして勾配を変化させた時の安全率の変化を示したものであり、各表土層厚ともに安全率は斜面勾配の増加とともに低下し $\theta = 50^\circ$ 付近で最小値となる。その後増加をするが、この範囲では式(3.13)式を適用できない。なお、地表面まで飽和状態であるとしている。この傾向は表土層厚の減少とともに顕著となり、同一勾配の斜面では表土層厚の増加とともに安全率は低下している。

② 表土層厚の変化に伴う安定性の変化

表土層厚を120cm、130cm、140cmと変化させ、表土層厚の変化に伴う斜面安定性の変化を検討した。図-3.20の計算結果より崩壊が発生すると判断された斜面は、表土層厚とともに増加すること

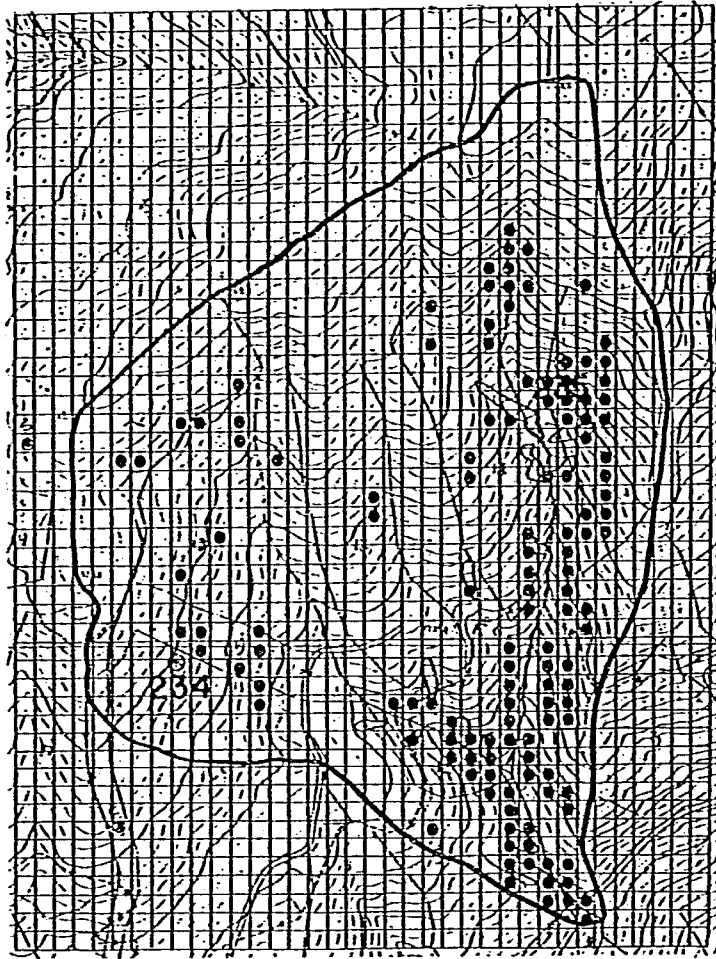


図-3.18 崩壊発生斜面分布図 (S-1 斜面)

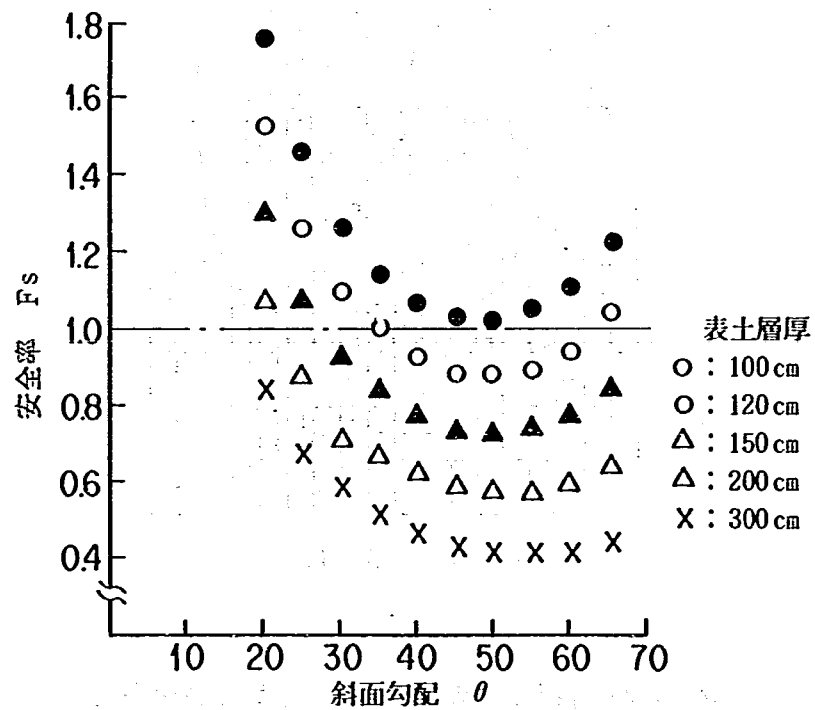
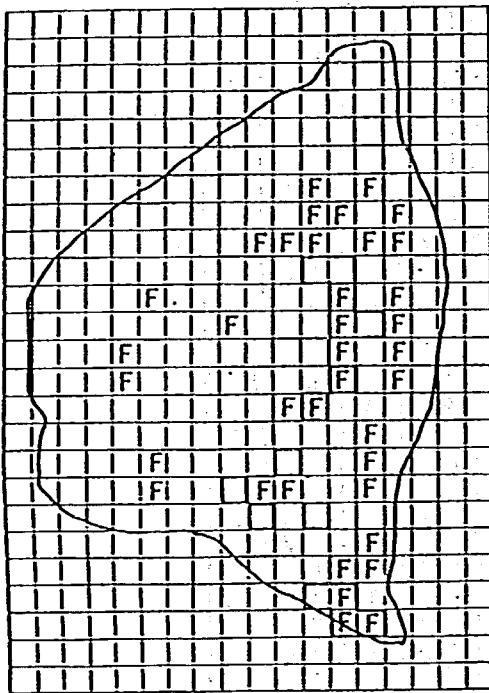
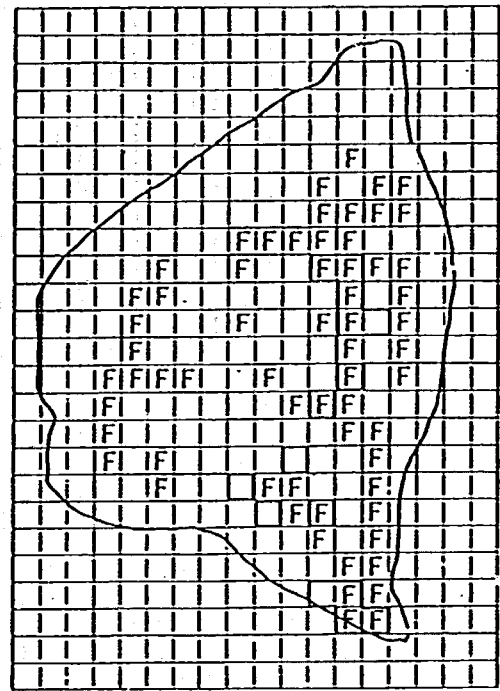


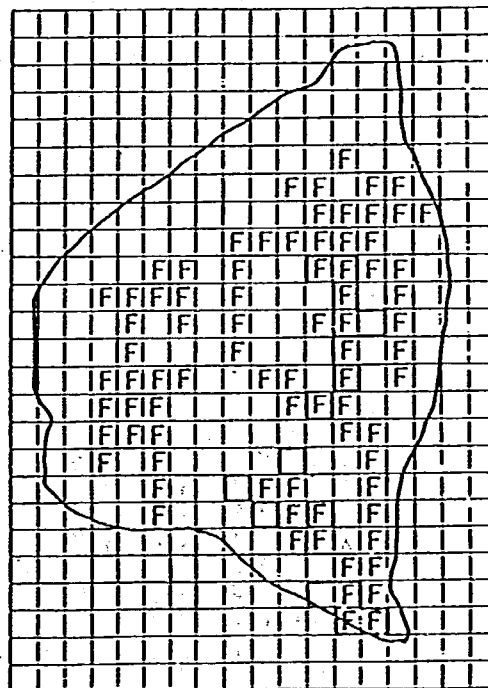
図-3.19 斜面勾配の変化に伴う安定性の変化



(a) 表土層厚 = 120 cm



(b) 表土層厚 = 130 cm



(c) 表土層厚 = 140 cm

図-3.20 表土層厚の相違による崩壊斜面分布状況

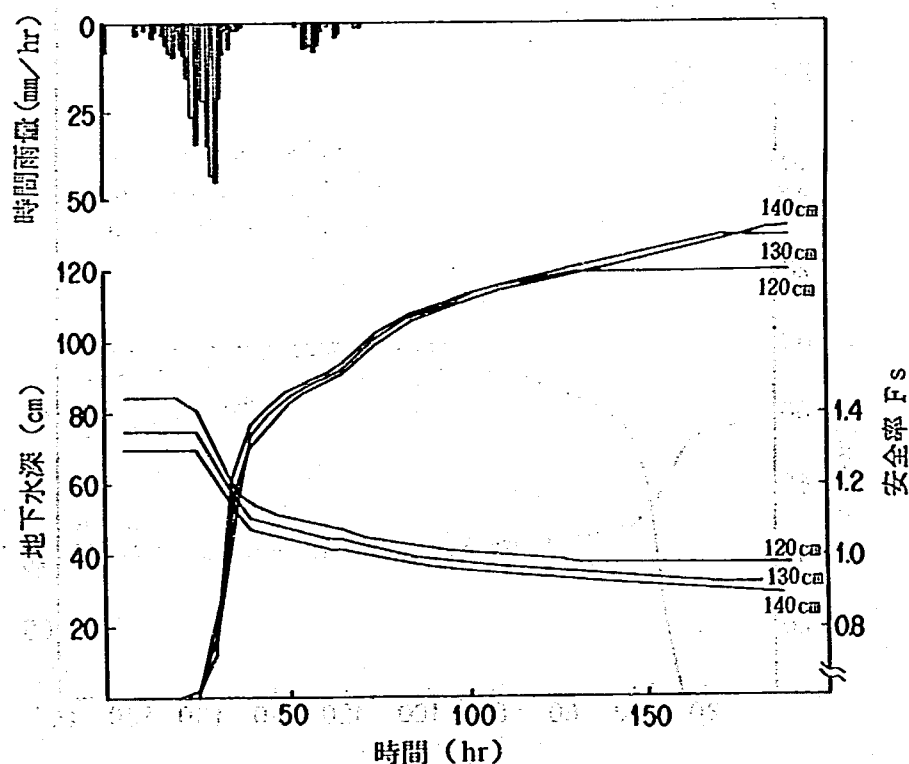
がわかる。

崩壊発生斜面のうち代表斜面を選定し、地下水深及び安全率の経時変化（図－3.21）について調べたところ、降雨継続中・終了後を通じ表土層厚が厚い斜面ほど崩壊に対する危険性が高くなることが分かった。

③ 飽和透水係数の変化に伴う安定性の変化

表土層中を浸透し、基岩面上に到達した雨水は、飽和側方流としてダルシー則（式（3.8，3.9））により得られるため飽和透水係数は、地下水深変化に大きな影響を及ぼすものと考えられる。ここでは、飽和透水係数を $K_s = 0.002, 0.005, 0.010 \text{ cm/sec}$ と変化させることにより、飽和透水係数の変化に伴う安定性の変化を検討した。図－3.22に、谷型、平行型、尾根型斜面の飽和透水係数の変化に伴う地下水深及び安全率の経時変化を示す。各斜面型を通じ飽和透水係数の相違による影響は、飽和側方流入量もしくは流出量が不飽和領域からの供給水量を上回る時点より現われ、飽和透水係数の増加とともにその出現時刻は早くなり影響度も大となる。したがって、飽和透水係数の増大とともに飽和側方流の流入により谷型斜面では崩れやすくなり、尾根型斜面では流出量の増大により逆に崩れにくくなる。

図－3.23は、崩壊発生斜面数の時系列変化を示したものであり、崩壊斜面総数の90%が安全率1.0以下となるのに要する時間は、 $K_s = 0.010 \text{ cm/sec}$ で約70時間であるのに対し、 $K_s = 0.005 \text{ cm/sec}$ で約85時間、 $K_s = 0.002 \text{ cm/sec}$ で約110時間となっており、飽和透水係数が小さいほど崩壊発生までの時間は長くなる。



図－3.21 表土層厚の変化に伴う安定性の変化

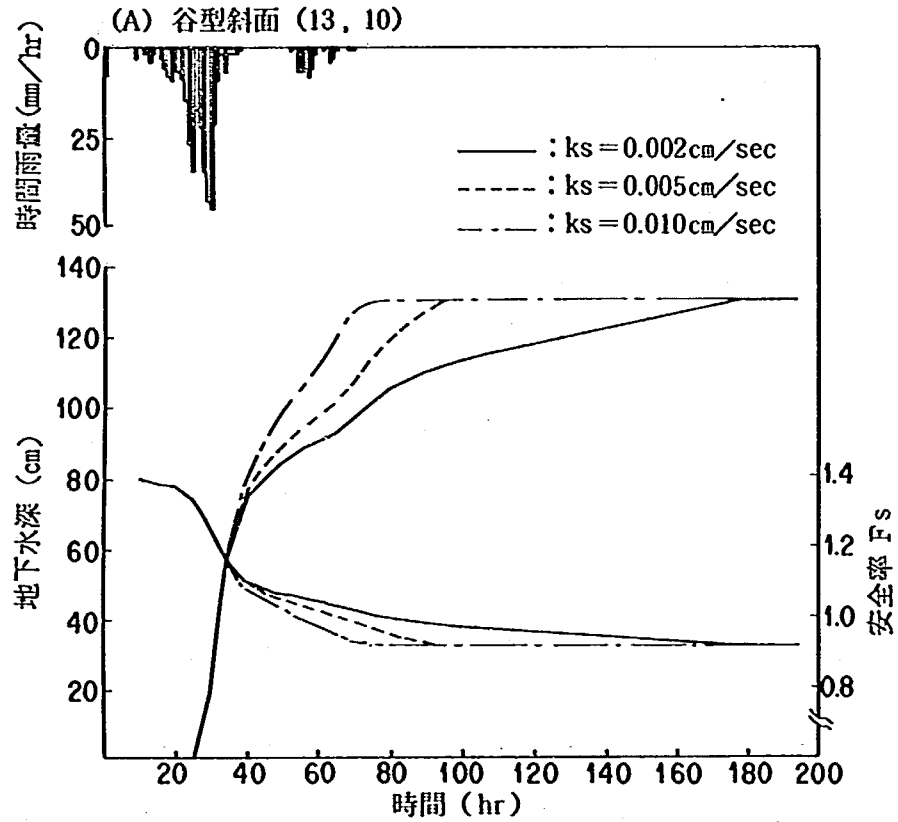


図-3.22(1) 飽和速水係数の変化に伴う地下水深及び斜面安定性の変化

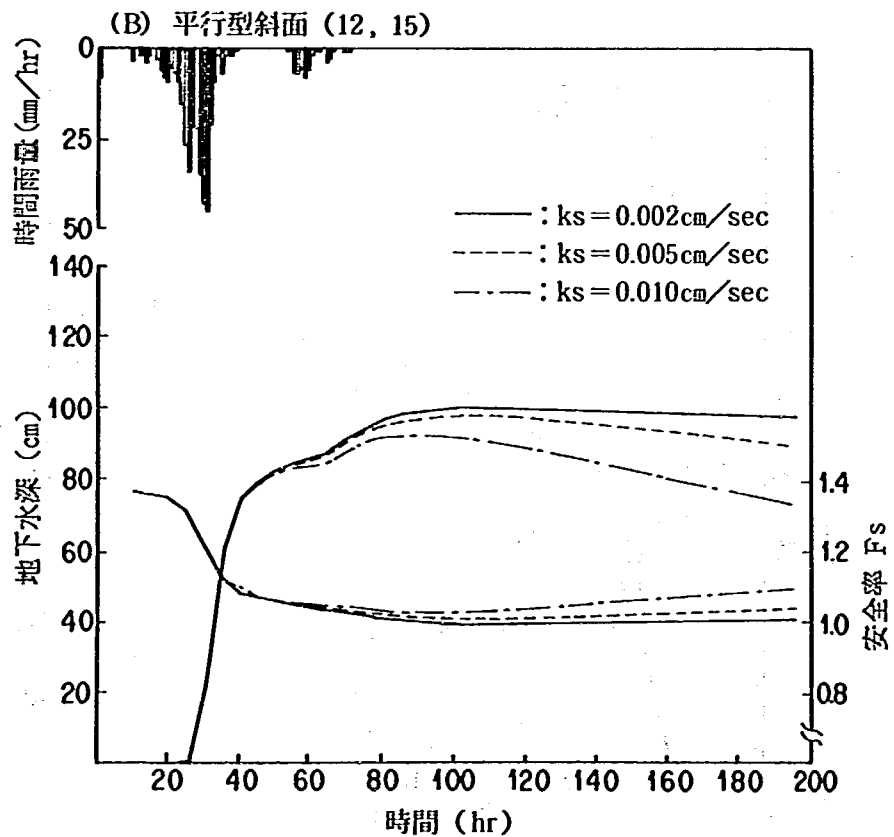


図-3.22(2) 飽和速水係数の変化に伴う地下水深及び斜面安定性の変化

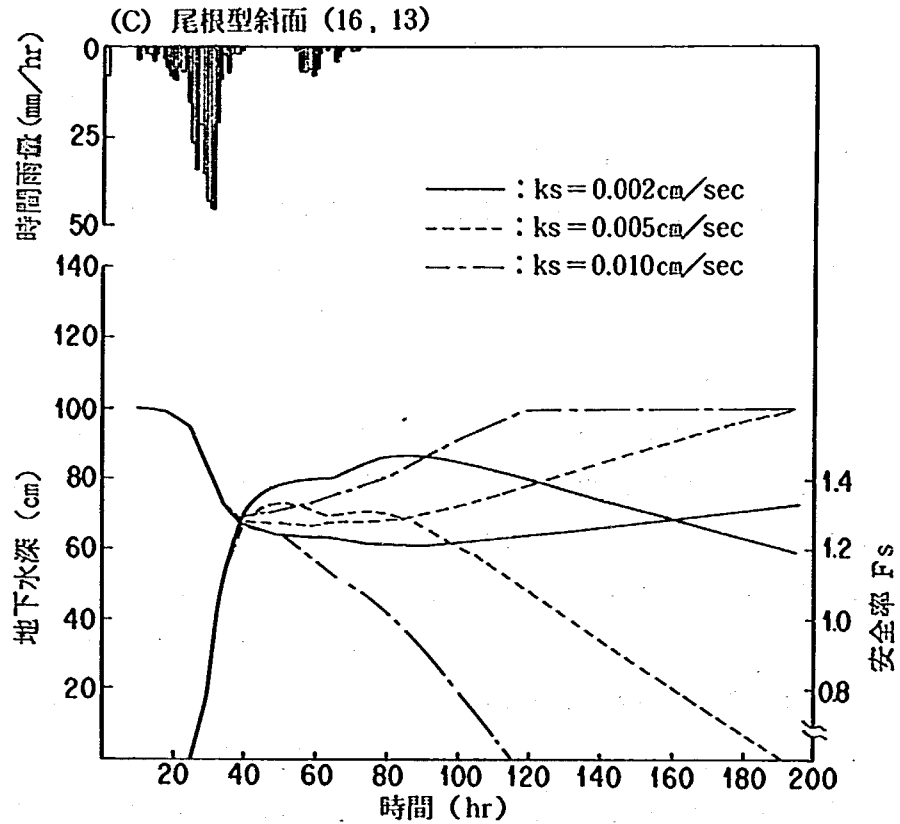


図-3.22(3) 飽和透水係数の変化に伴う地下水深及び斜面安定性の変化

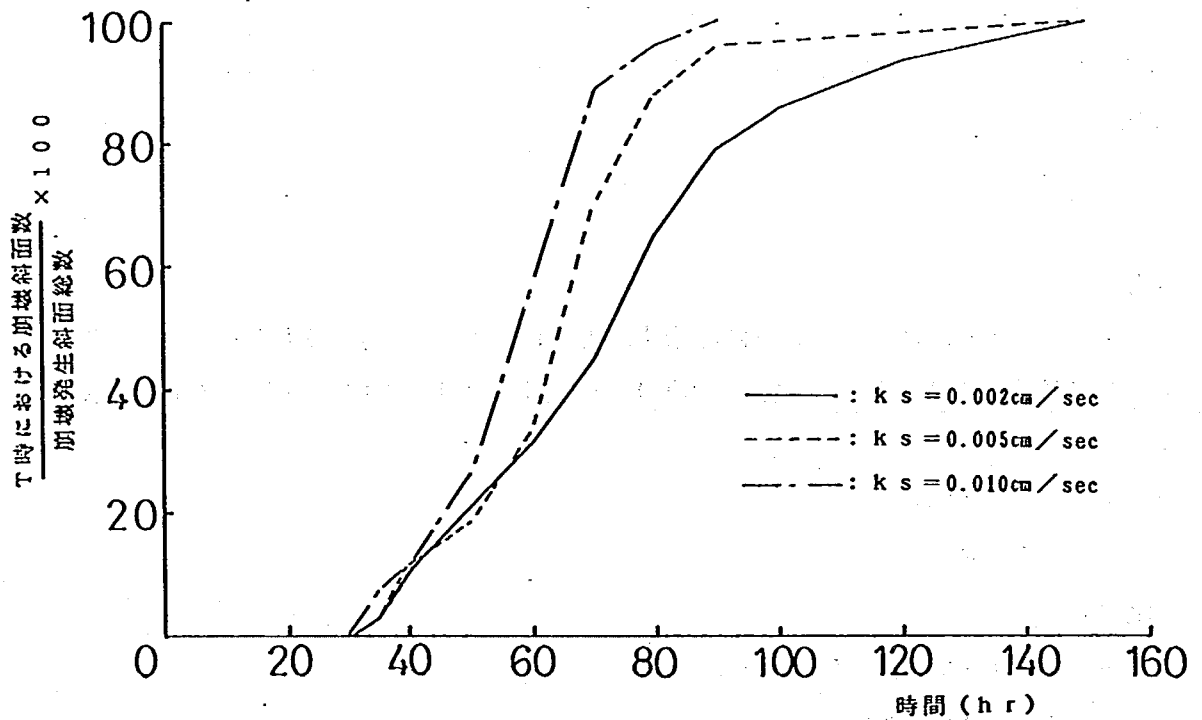


図-3.23 飽和透水係数の変化に伴う崩壊発生時刻の変化

2) S-2 流域における検討⁹⁾

(1) 解析条件

① 対象流域の諸元

S-2 流域における検討は、昭和57年の台風10号時に発生した表層崩壊を対象としてその発生場所及び発生時間の数値シミュレーションを行い、その再現精度の検討を目的として行った。S-2 流域は、図-3.7に示す小流域（流域面積：0.81 km²）であり、地形情報の読み取りは5000分の1の森林基本図より行い、表土層厚は、昭和57年の台風10号時に発生した既往崩壊地の崩壊深を基に各単位斜面毎に設定した。

検討ケースは、平面メッシュ間隔を50mとした場合と、25mとした場合の計2ケースであり、この時の入力条件である降雨量は、昭和57年台風10号時の小黑観測所における値とする。災害時の小黑観測所におけるハイトグラフを図-3.12に示す。

斜面標高は、各単位斜面を構成する4格子点の平均標高として与えた。また、解析で対象としている表層崩壊は、比較的透水性のよい表層部土層とその下位に位置する難透水性土層（基岩）との境界をすべり面として発生するものと考えられるため、既往崩壊地の崩壊深を用いて表土層厚とした。各単位斜面における表土層厚は、この崩壊深を基に等崩壊深図（以下「等表土層厚線図」と呼ぶ）を作成することによりそれぞれ設定した。解析対象流域であるS-2流域の崩壊地分布及び平面メッシュ分割図を図-3.24に、等表土層厚線図を図-3.25に示す。なお、昭和57年の台風10号時に発生した崩壊地の諸元は、表-3.5に示すとおりである。

② 初期水分状態並びに土層底面での境界条件

(3.1) 式を用いて数値シミュレーションを実施し、土層内部における雨水の浸透過程を追跡するに当たり、土層底面での境界条件としては、「土層底面には地下水帯が形成されており、常に飽和状態にある」ものと仮定し、

$$\phi = 0.0$$

を与えた。

一方、土層上面における境界条件は、雨量もしくは、蒸発量を与えるものとする。この土層上面における境界条件導入は、図-3.4中の第1層の土壤水分量 (θ_1) との関係で下記に示すようにした。

① $\theta_1 < \theta_s$ のとき

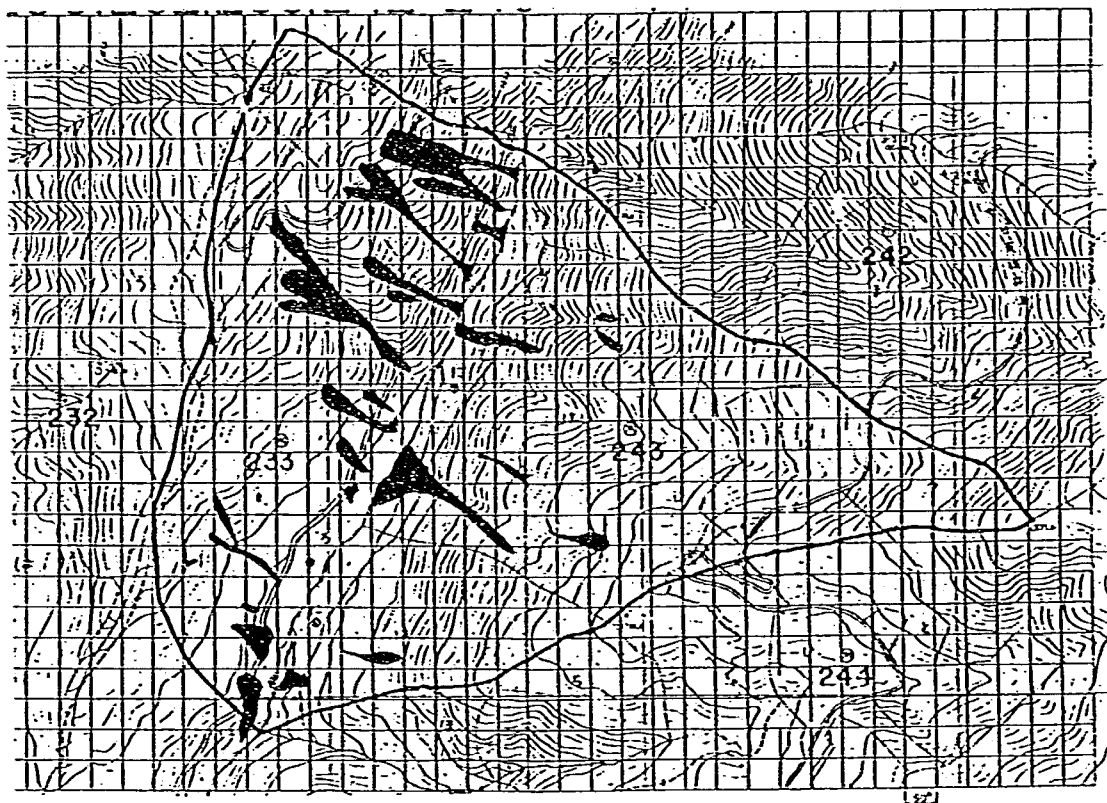
$$q_{0,1} = R$$

ここに、

θ_1 : 第1層での体積含水率 (m³ / m³)

θ_s : 飽和体積含水率 (m³ / m³)

R : $R \geq 0.0$ のときは降雨量, $R < 0.0$ のときは蒸発量 (cm / sec / cm)



図一3.24(1) 崩壊地分布及び平面メッシュ分割図 (S-2 流域, 50m×50mメッシュ)



図一3.24(2) 崩壊地分布及び平面メッシュ分割図 (S-2 流域, 25m×25mメッシュ)

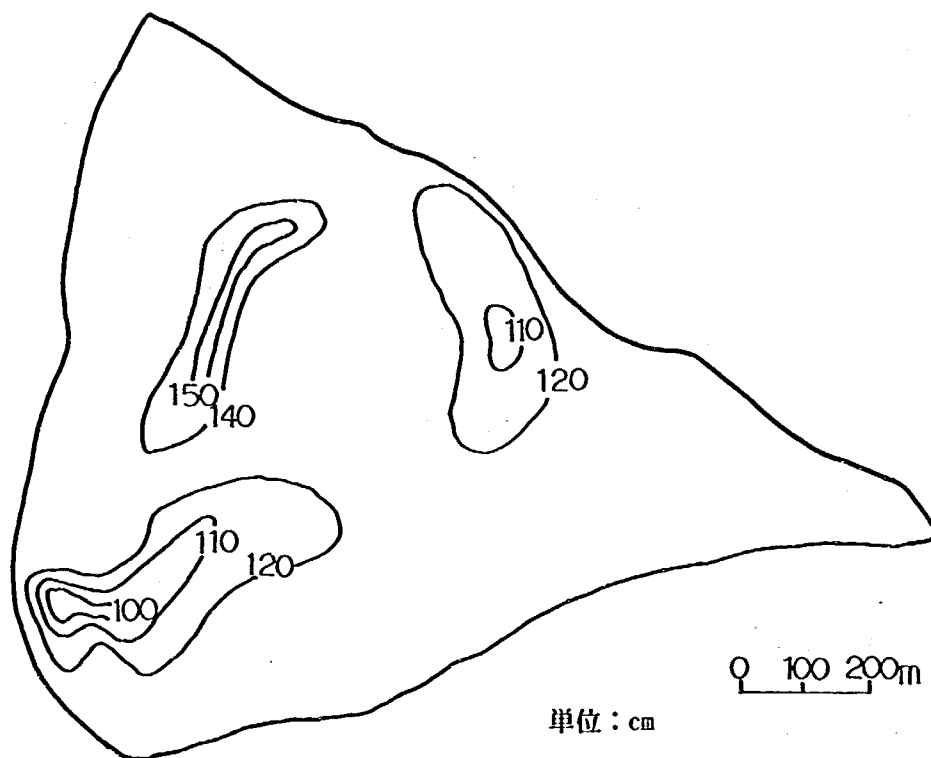


図-3.25 等表土層厚線図 (S-2 流域)

② $\theta_1 \geq \theta_s$ のとき

$$\theta_1^{t+\Delta t} = \theta_s$$

この場合は現実の斜面では生起することはない；地表面に湛水するか表面流が発生することになる。

初期水分状態に関して太田¹⁰⁾は、実際の斜面では、無降雨時においても土層内の水は、不飽和状態で移動していることに着目し、人工降雨実験結果を基に流出モデルの再現性の検討を行い、初期水分状態の鉛直方向並びに斜面長方向分布の重要性を指摘している。しかしながら山腹斜面表層部における土壤水分状態は、土壤孔隙、表土層厚及び植生等の影響により複雑な分布をしているため大流域を対象とした斜面長方向分布の統一的手法によるモデル化は非常に困難である。

したがって、初期水分条件としては、鉛直方向分布のみにより評価するものとし、鉛直土層底面における土壤水分吸引水頭として、一様に 0.0 を与え、各鉛直土層における土壤水分吸引水頭分布は次式によって与えた。

$$\phi_n = H - Z_n \quad \dots \dots \dots (3.15)$$

ここに、

ϕ_n : 鉛直土柱第 n 層の土壤水分吸引水頭 (cm)

H : 基準面 (鉛直土層底面) における土壤水分吸引水頭 (cm)

Z_n : 第 n 層の基準面からの距離 (cm)

である。すなわち、図-3.26に示すように降雨直前での水分移動はないものと仮定した。

③ 土壌水分特性及び土質諸元

山腹斜面表土層内部における雨水の不飽和状態での浸透過程を数値的に解くためには、「土壌の保水性を表す $\theta \sim \phi$ 曲線」「土壌の透水性を表す $\phi \sim k$ 曲線」が必要となり、またその値は解析結果に大きな影響を及ぼすことになる。

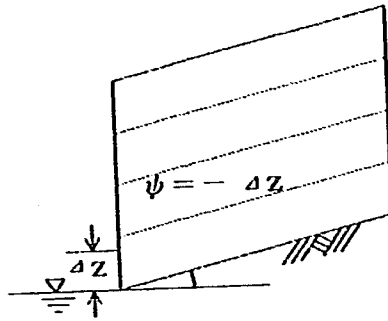


図-3.26 初期水分状態 (サクショソ分布)

本検討では、小黒川流域内のS-1流域(図-3.7参照)上流部斜面に対して実施された土壌物理試験結果¹²⁾を用いて採用値(深度40cm地点)とすることを基本とした。しかしながら、近年山腹斜面内部における雨水の挙動をも考慮した現地水文観測並びに土壌物理試験が数多く実施され、「山腹斜面内部における実際の水の流れ(等価透水係数)は、室内試験により得られる飽和透水係数よりも1~2オーダー大きい」ことが指摘されている(例えば太田ら¹¹⁾、大手ら¹²⁾)。

したがって、本検討では、上記観測結果を勘案し、飽和透水係数すなわち土壌水分吸引圧が0の時の透水係数としては、

$$K_s = 0.02 \text{ cm / sec}$$

とした。

山腹崩壊シミュレーション計算に使用した $\theta \sim \phi$ 曲線を図-3.15に、 $\phi \sim k$ 曲線を図-3.16に示す。

雨水の飽和側方流出過程における有効間隙率(式(3.7))としては、土中水が流れ得る範囲が重力水領域($pF = 1.6$ 以下)であることを考慮し、

$$\text{有効間隙率}(\lambda) = \text{間隙率} - \text{土壌水分の移動可能限界時の間隙率}(pF = 1.6)$$

$$= 0.66 - 0.404 \div 0.256$$

$$\therefore \lambda = 0.256$$

とした。

斜面安定解析に用いる土質常数としては、小黒川流域内のS-1流域上流部斜面に対して実施された土質試験結果(深度40cm地点)を採用することを原則とした。しかしながら、これらの値は、S-1流域を対象として行われたものであり、S-2流域を代表する値とは言いがたい。し

たがって、本検討では、粘着力を除く土質試験結果は、これらの値を用いて採用値とし、粘着力については、 0.05 tf/m^2 間隔で変化させることによりトライアル計算を実施し、実際の崩壊地分布状況を勘案して最適近似値である、

$$C = 0.85 \text{ tf/m}^2$$

を採用値とした。表-3.6は、S-1流域上流部斜面の土質試験結果であり、参考値として、深度10cm, 90cm地点の値も併記した。

表 - 3.6 土 質 試 験 結 果

深度 (cm)	土粒子の比重 G _s	土の粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 φ	間隙率 n (%)	飽和透水係数 K _s (cm/sec)	備 考
10	2.40	—	—	79.6	7.67×10^{-4}	
40	2.66	2.0 (0.85)	20°44′	66.1	1.38×10^{-3} (2.00×10^{-2})	
90	2.71	2.5	31°39′	57.7	1.29×10^{-7}	

注) () 値：採用値

(2) 解析結果

小黒川流域上流に位置するS-2流域を対象として昭和57年台風10号時の降雨を入力することにより山腹崩壊シミュレーション計算を実施し、災害時の崩壊発生斜面の出現状況（発生時間、発生場所、崩壊規模）の再現を行った。

メッシュ規模50m×50m及び25m×25mの解析結果についてそれぞれ以下に記す。

① 50m×50mメッシュ

崩壊発生時の降雨を使用し、メッシュ間隔を50m、解析開始時刻を降雨発生時の昭和57年7月31日午後6時として得られた解析結果を図-3.27、3.28に示す。図-3.27は、降雨期間中及び終了後の各時間における崩壊発生斜面の出現状況を示したものであり、図-3.28は、崩壊発生斜面数の累加状況を示したものである。図-3.27、3.28より、山腹崩壊は、降雨開始36時間後に始めて出現（7斜面）し、その後急激に崩壊が多発（降雨開始後36時間～38時間の2時間で9斜面が崩壊；崩壊斜面最多出現時刻）し、降雨開始50時間後までに崩壊発生斜面総数（47斜面）の約75%（35斜面）が崩壊していることがわかる。また、降雨開始50時間目以後、崩壊発生斜面の出現頻度は急減し、64時間後には崩壊発生斜面総数の90%以上（43斜面）が崩壊しており、116時間目以後は崩壊発生斜面の出現はみられない。しかしながら、通常崩壊並びに土石流が発生（多発）されているピーク雨量発生時及びピーク後1時間以内¹³⁾には、まだ崩壊が発生すると判断される($F_s < 1.0$)斜面の出現はみられず、ピーク雨量生起5時間後に初めて出現している。

これは、本モデルでは、山腹斜面内部における雨水の浸透・流下過程を物理的に追跡すべく一次

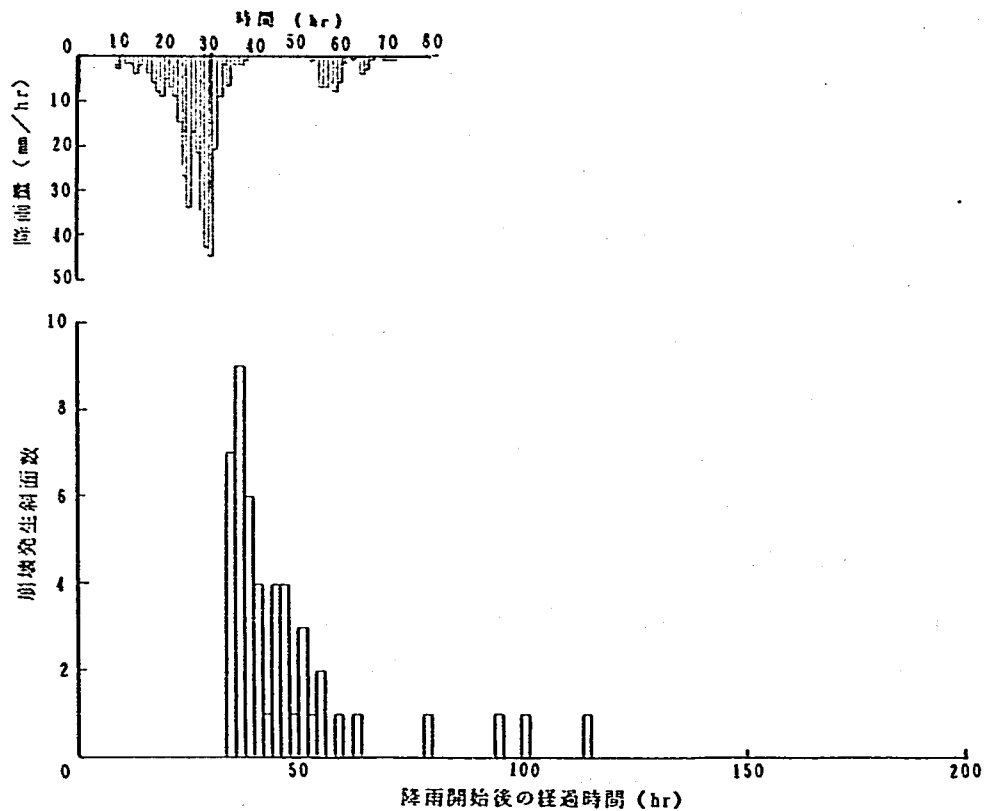


図-3.27 小黒川S-2流域における崩壊斜面の出現状況
(50m×50mメッシュ)

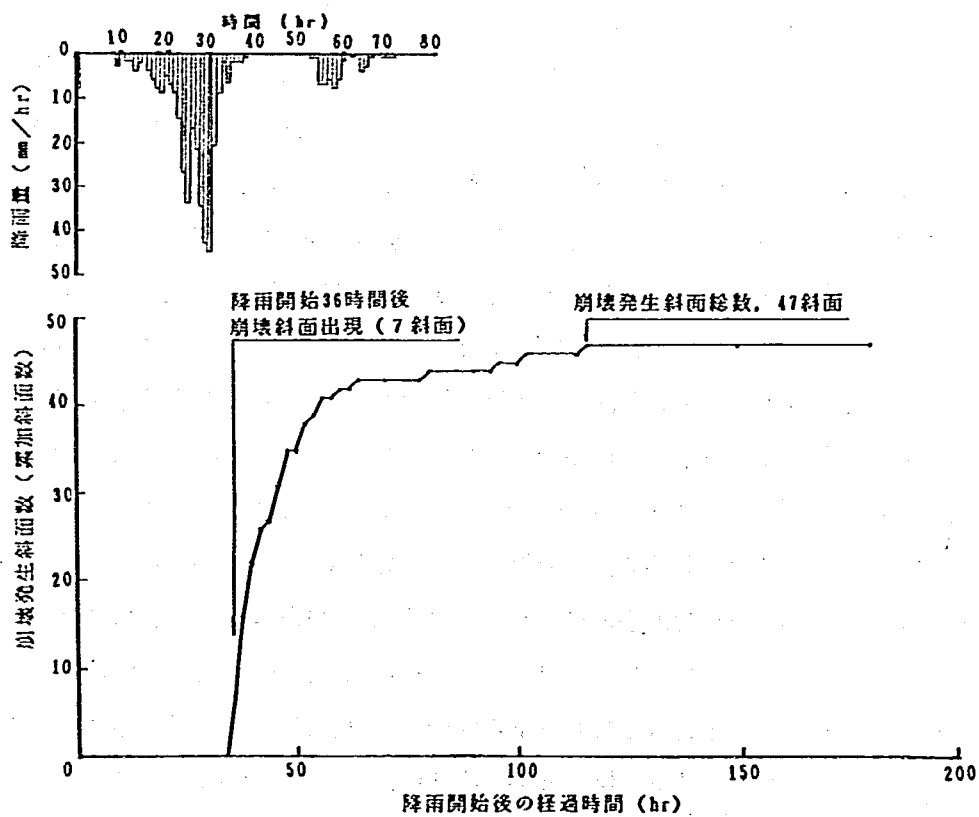


図-3.28 小黒川S-2流域における崩壊斜面の出現状況
(50m×50mメッシュ)

元鉛直不飽和浸透流理論を導入しているため、田中ら¹⁴⁾、平松ら¹⁵⁾が指摘しているように飽和透水係数並びに土壌水分特性曲線 ($\theta \sim \phi$ 曲線, $\phi \sim k$ 曲線) の影響によるものと考えられる。したがって、崩壊発生時刻から判断すると、ここで用いた土壌水分特性曲線 (土壌物理試験結果) に対し

- ㉑ 透水係数を大きくすることにより雨水の浸透・流下を促進させる。
 - ㉒ 土壌の保水性を小さくし、降雨初期段階に土壌中に貯留される水量を少なくする。
- 等の改良を加える必要があるものと考えられる。

図-3.29 は、降雨開始後崩壊発生斜面の分布状況が時系列的にどのように変化するかをとりまとめたものである。この崩壊発生斜面の分布状況は、

- ㉓ 崩壊斜面が最初に出現する時刻である降雨開始36時間後。
- ㉔ 崩壊発生斜面数のピーク出現時刻である38時間後。
- ㉕ 崩壊発生斜面総数の約75%が出現する時刻である50時間後。
- ㉖ 崩壊発生斜面総数の90%以上が出現する時刻である64時間後。
- ㉗ 崩壊発生斜面総数の100%が出現する時刻すなわち最終的な崩壊発生斜面の分布状況を示す時刻である116時間後。

の5ケースについてとりまとめた。図中■は、シミュレーション計算の結果崩壊が発生すると判断された斜面 (安全率が1.0を下回った斜面) を示し、○は、実際に崩壊が発生した斜面を示す。

図-3.29 より、山腹崩壊は、斜面形状 (谷型、尾根型、平行型斜面) の如何を問わず、とくに急勾配をなす斜面より発生し始め (降雨開始36時間後)、その後時間経過とともに0次谷を含む谷型斜面での発生がその大半を占めるようになる。また、流域の尾根部では、急傾斜面である (11, 4)、

(9, 22)、(10, 22) の3斜面を除き1山目の降雨終了後の崩壊の発生はみられない。これは図-3.30 に示すように谷型斜面では、雨水の集水性により周囲3方向に位置する上流部斜面より飽和側方流として雨水が供給されるため降雨終了後も地下水位の上昇がみられ、斜面の安定性がそくなわれるのに対し、尾根型斜面並びに平行型斜面では、直上流に位置する1方向からの供給しかなく、谷型斜面に比較して地下水位はそれほど上昇しないことによるものと考えられる。

この斜面形状の相違による地下水位応答特性を確認する意味で谷型斜面として (14, 13) 斜面を、尾根型斜面として (15, 12) 斜面を、平行型斜面として (28, 16) 斜面をそれぞれ代表斜面として設定し、各斜面の地下水位の時系列変化を追跡した。図-3.31 に斜面形状の相違による地下水位応答特性を示す。図-3.31 より明らかなように地下水深は、谷型、尾根型、平行型斜面ともに、降雨開始26時間後に発生し始め、その後急激に上昇している。谷型斜面 (14, 13) の地下水深は、降雨開始40時間後には地表面に達し、この時点より以後は表面流の発生がみられ、その後180時間後までは地下水深の低下はみられない。これに対し、平行型斜面 (28, 16) では、降雨開始32時間後より (谷型斜面と比較して) 地下水深の上昇度合は低下し、降雨開始50時間後に地下水深はピークをむかえ、その後低下を続け86時間後以後には地下水深はみられなくなる。この傾向は尾根型斜面 (15, 12) で更に顕著に現れており、降雨開始30時間後より地下水深の上昇度合は低下し始め38時間後にはピークをむかえ、56時間後以後には地下水深はみられなくなる。

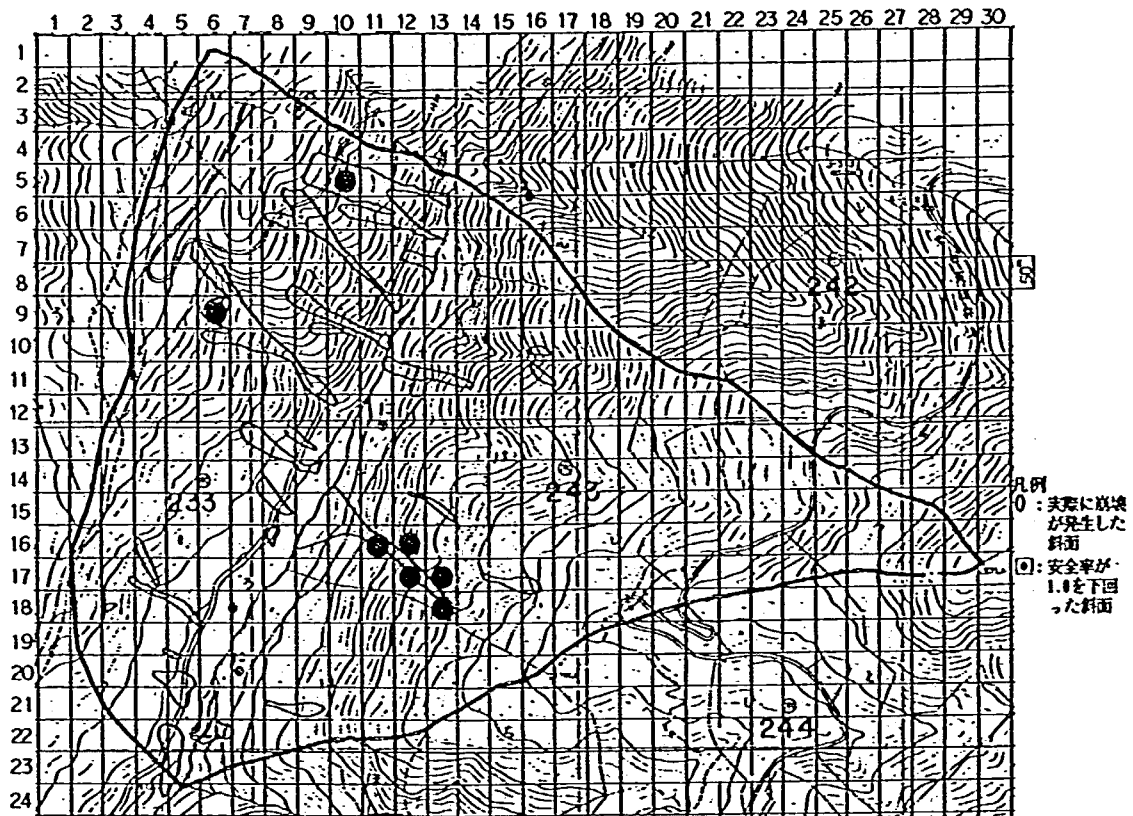


図-3.29(1) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黒川S-2流域, 50m×50mメッシュ, 降雨開始36時間後)

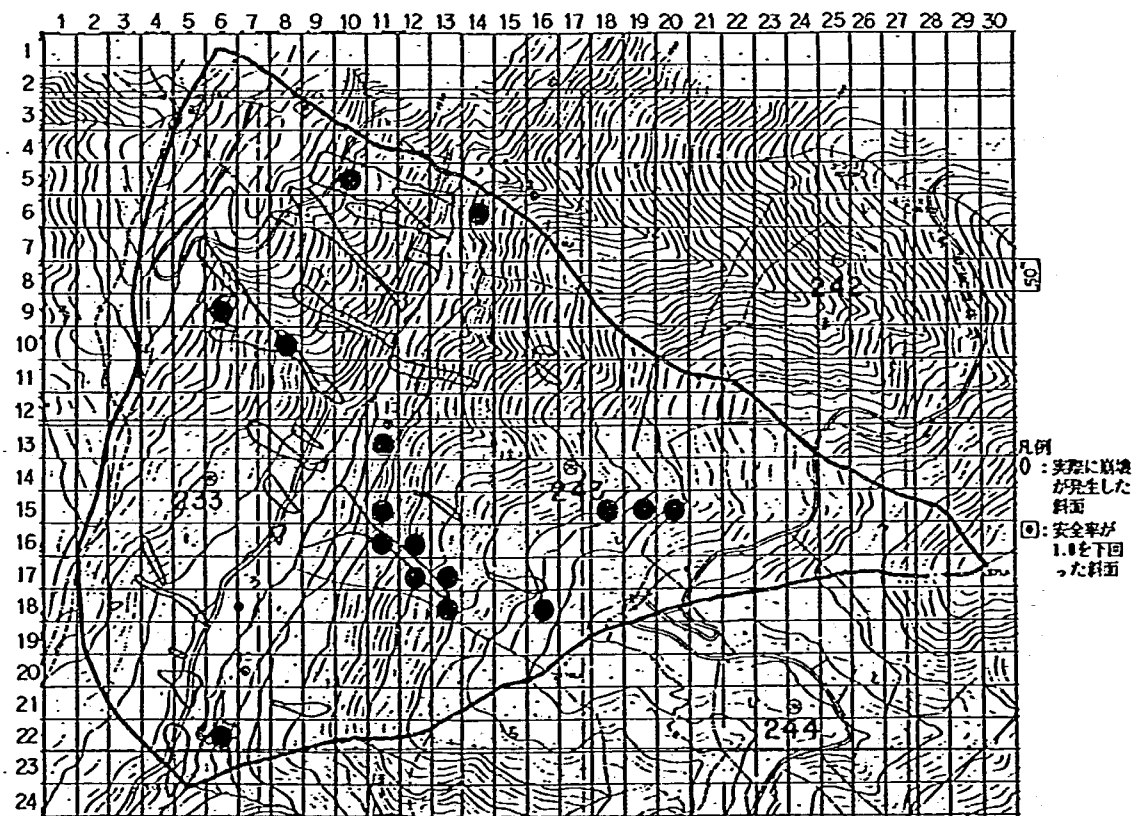


図-3.29(2) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黒川S-2流域, 50m×50mメッシュ, 降雨開始38時間後)

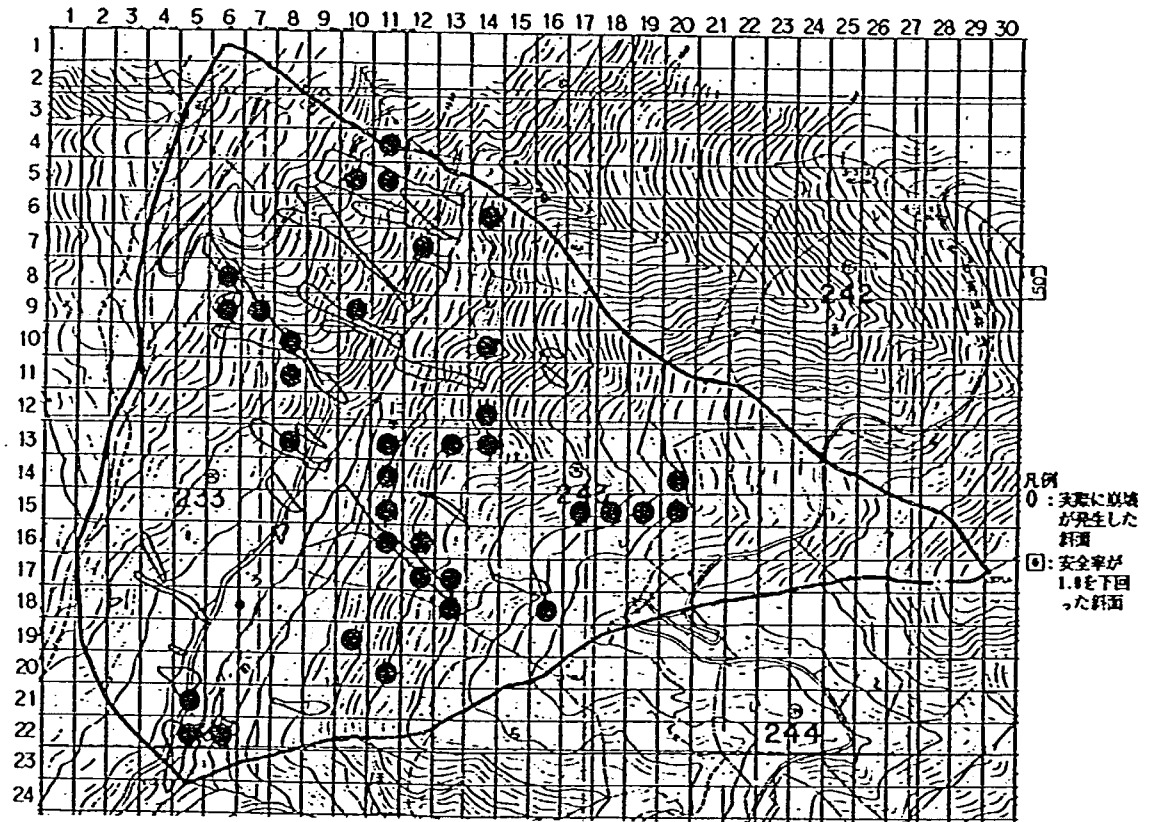


図-3.29(3) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黒川S-2流域, 50m×50mメッシュ, 降雨開始50時間後)

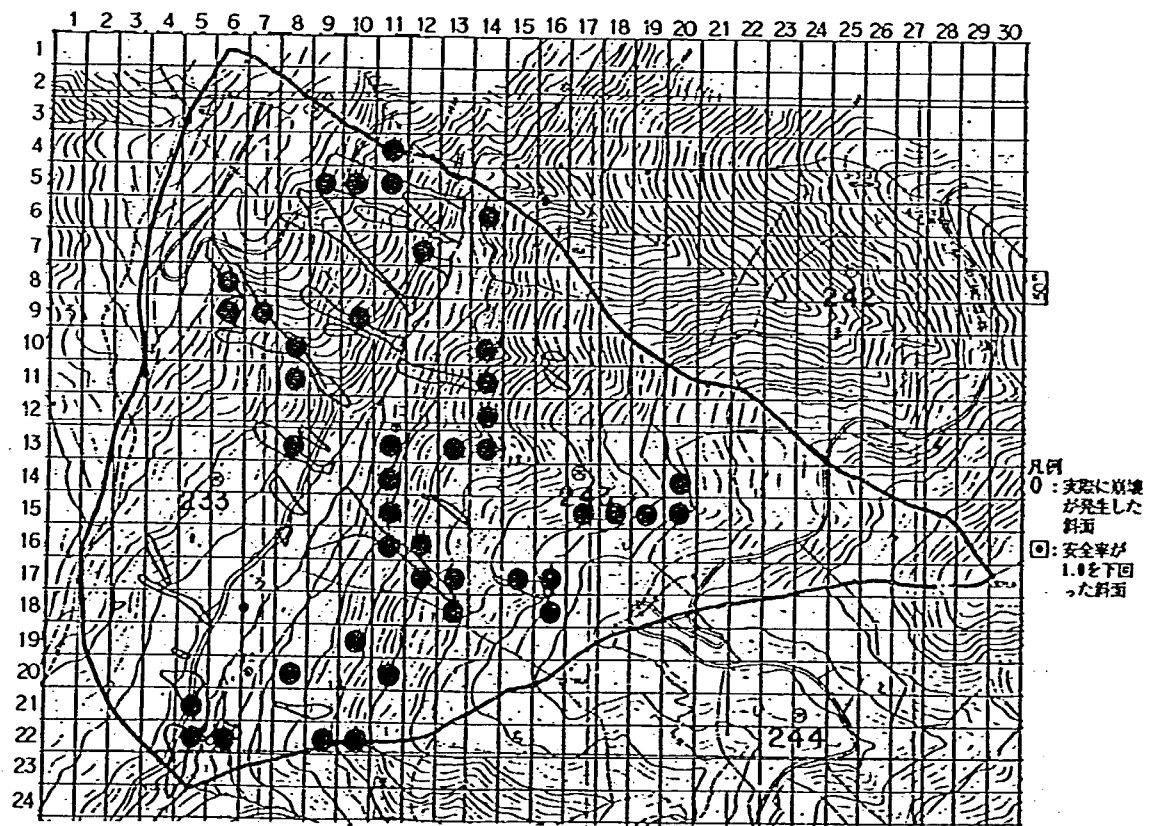
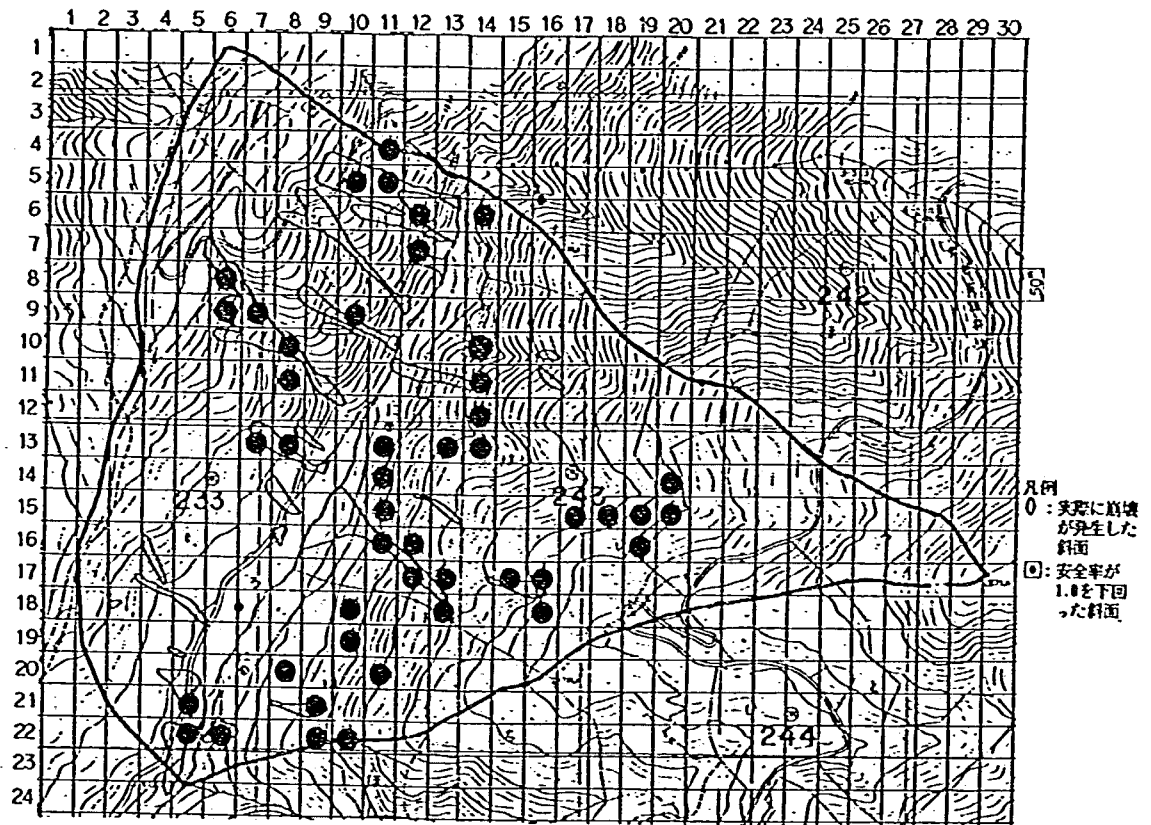
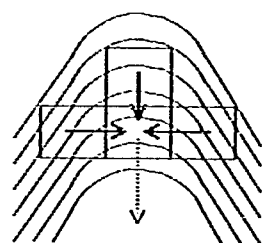


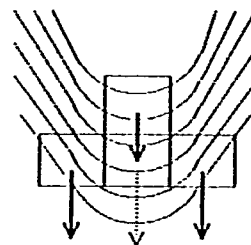
図-3.29(4) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黒川S-2流域, 50m×50mメッシュ, 降雨開始64時間後)



図一 3.29(5) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黑川S-2流域, 50m×50mメッシュ, 降雨開始116時間後)



(a) 谷型斜面



(b) 尾根型斜面
平行型斜面

図一 3.30 斜面形状による集水性の相違

地下水深の減少度合は、平行型斜面よりも尾根型斜面で顕著に現れている。これは、降雨終了後には地表面からの土層内への雨水の供給がなくなり、鉛直不飽和浸透量が減少するとともに尾根型斜面では斜面内に存在する貯留量が飽和側方流として流出し、谷型斜面では逆に流入することによるものと考えられる。

以上の結果より本モデルは、地形の三次元空間分布特性をよく現わしているものと判断される。

また、本モデルによる崩壊発生シミュレーション計算の結果安全率が1.0を下回り崩壊が発生すると判断された斜面の最終的な分布状況 (図一 3.29(5)) と、実際の崩壊発生斜面とは、大部分で一致しているが、安全率が1.0以上の斜面でも実際には崩壊が発生し、また、安全率が1.0を下回る

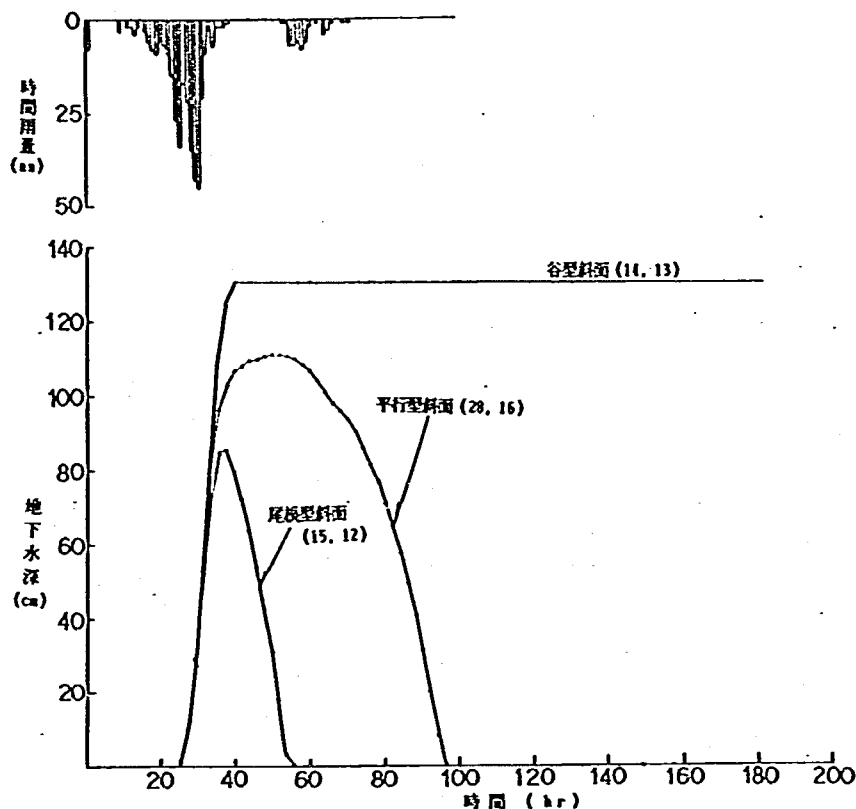


図-3.31 斜面形状の相違による地下水位応答特性

にもかかわらず崩壊が発生していない斜面も数多くみられる。とくに東谷本川を境に流域の右岸側では実際には崩壊が多発しているにもかかわらずシミュレーション結果では少なくなっている。一方、左岸側では実際には崩壊箇所数が少ないにもかかわらずシミュレーションによると多発する結果となっている。これは、

- ㊤ 山腹斜面表土層の風化度合は、左岸側よりも右岸側で大となっているにもかかわらず土質強度 (c , ϕ) 及び土壌水分特性曲線 ($\theta \sim \phi$ 曲線, $\phi \sim k$ 曲線) としては、同一値を用いているため、この風化度合の差がモデルに反映されていない。
- ㊦ 流域を構成する地質は、東谷本川を挟み、その左・右岸で異なるにもかかわらず、シミュレーション計算においては、土質強度 (c , ϕ) を同一値として取り扱っている。右岸側は主に入笠山層群の粘板岩及び緑色岩類により構成されており、左岸側は釜無層群の砂岩及びチャートにより構成されている。
- ㊧ 斜面の安定計算上大きな影響を及ぼす斜面勾配に関しては、右岸側よりも左岸側で大となっている。

等によるものと判断される。

② 25m×25mメッシュ

崩壊発生時の降雨を使用し、メッシュ間隔を25mとして得られた解析結果を図-3.32, 3.33に示す。表-3.7は、崩壊発生斜面の出現状況を時系列的にとりまとめたものである。図-3.32よ

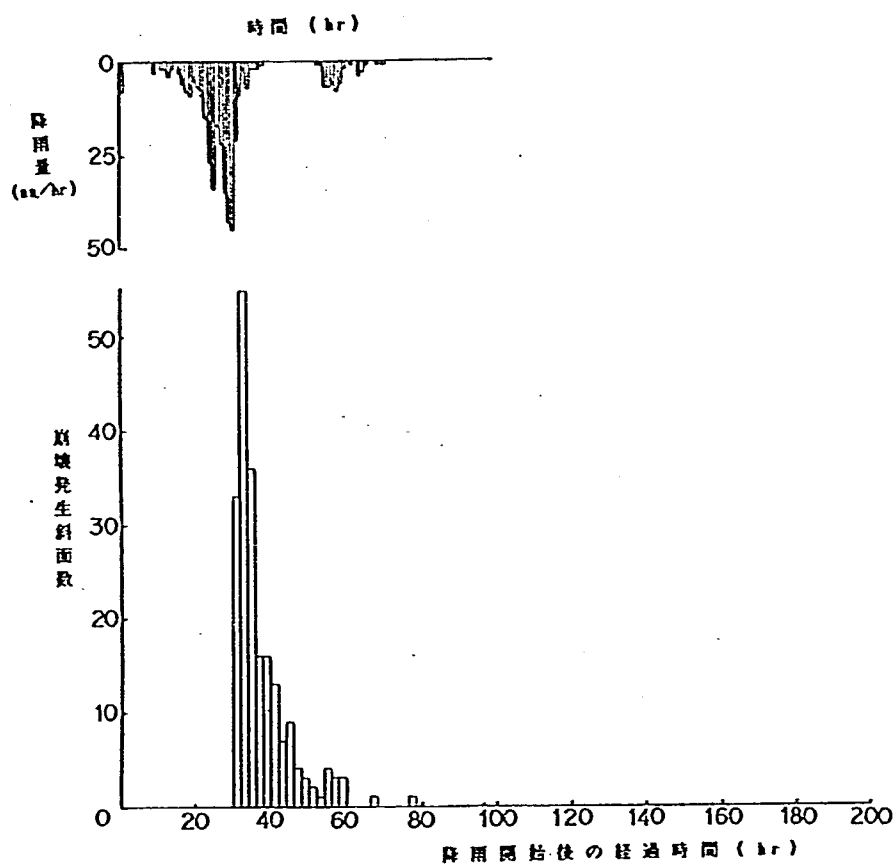


図-3.32 小黒川S-2流域における崩壊斜面の出現状況
(25m×25mメッシュ)

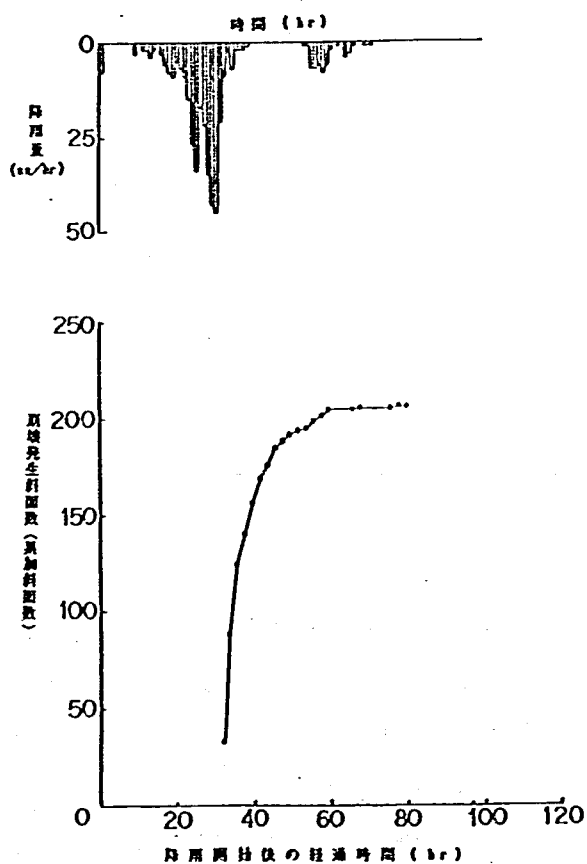


図-3.33 小黒川S-2流域における崩壊発生斜面数の累加状況
(25m×25mメッシュ)

表- 3.7 崩壊発生斜面数の出現状況

降雨開始後の 経過時間 (hr)	①	②	③	備 考
	崩壊発生 斜面数	Σ ① 累加斜面数	崩壊発生 斜面総数 ②×100/ (%)	
32	33	33	15.9	
34	55	88	42.5	
36	36	124	59.9	
38	16	140	67.6	
40	16	156	75.4	
42	13	169	81.6	
44	7	176	85.0	
46	9	185	89.4	
48	4	189	91.3	
50	3	192	92.8	
52	2	194	93.7	
54	1	195	94.2	
56	4	199	96.1	
58	3	202	97.6	
60	3	205	99.0	
62	0	205	99.0	
64	0	205	99.0	
66	0	205	99.0	
68	1	206	99.5	
70	0	206	99.5	
72	0	206	99.5	
74	0	206	99.5	
76	0	206	99.5	
78	1	207	100.0	
80	0	207	100.0	
合 計	207	—	100.0	

り、山腹崩壊は降雨開始32時間後に初めて出現（33斜面）し、34時間後にはピークをむかえ、その後減少し始め78時間目以降は、崩壊発生斜面の出現はみられなくなる。また、降雨開始40時間後には崩壊発生斜面総数の75%以上が崩壊しており、48時間後には90%以上が崩壊している。したがって、ピーク雨量発生（降雨開始31時間後）1時間後に崩壊が発生し始め、9時間後には崩壊発生斜面総数の75%以上が、17時間後には90%以上が発生していることになる。これは、メッシュ間隔を50mとした場合のシミュレーション結果よりも妥当なものと判断される。これは、メッシュ間隔を小さくしたことにより地形の再現精度が向上したことによるものと考えられる。しかしながら、通

常崩壊及び土石流が多発すると言われているピーク雨量発生時及びピーク雨量発生1時間後には、崩壊発生斜面総数の約16%しか崩壊しておらず、本モデルに改良の余地があるものと判断される。

モデルの改良点としては、下記の事項が挙げられる。

㊸ 実際の山腹斜面内部における水の動きを再現すべく、地形の集水性により飽和側方流として供給される水量と、不飽和状態で土層上部より供給される水量とにより形成される飽和帯の上昇と共に不飽和帯を変化させる。

㊹ 透水係数を大きくすることにより雨水の浸透・流下を促進させる。

㊺ 土壌の保水性を小さくすることにより降雨初期段階に土壤中に貯留される水量を少なくする。

降雨開始後崩壊発生斜面の平面分布状況が時系列的にどのように変化するかをとりまとめたものを図-3.34に示す。

この崩壊発生斜面の分布状況は、

- ㊸ 崩壊斜面が最初に出現する時刻である降雨開始32時間後
- ㊹ 崩壊発生斜面数のピーク出現時刻である34時間後
- ㊺ 崩壊発生斜面総数の75%以上が出現する時刻である40時間後
- ㊻ 崩壊発生斜面総数の90%以上が出現する時刻である48時間後
- ㊼ 最終的な崩壊発生斜面の分布状況を示す時刻である78時間後

についてまとめた。図-3.34より明らかなように、山腹崩壊は、メッシュ間隔を50mとした場合と同様に、斜面形状の如何を問わず、とくに急勾配をなす斜面及び表土層厚の厚い斜面より発生し始

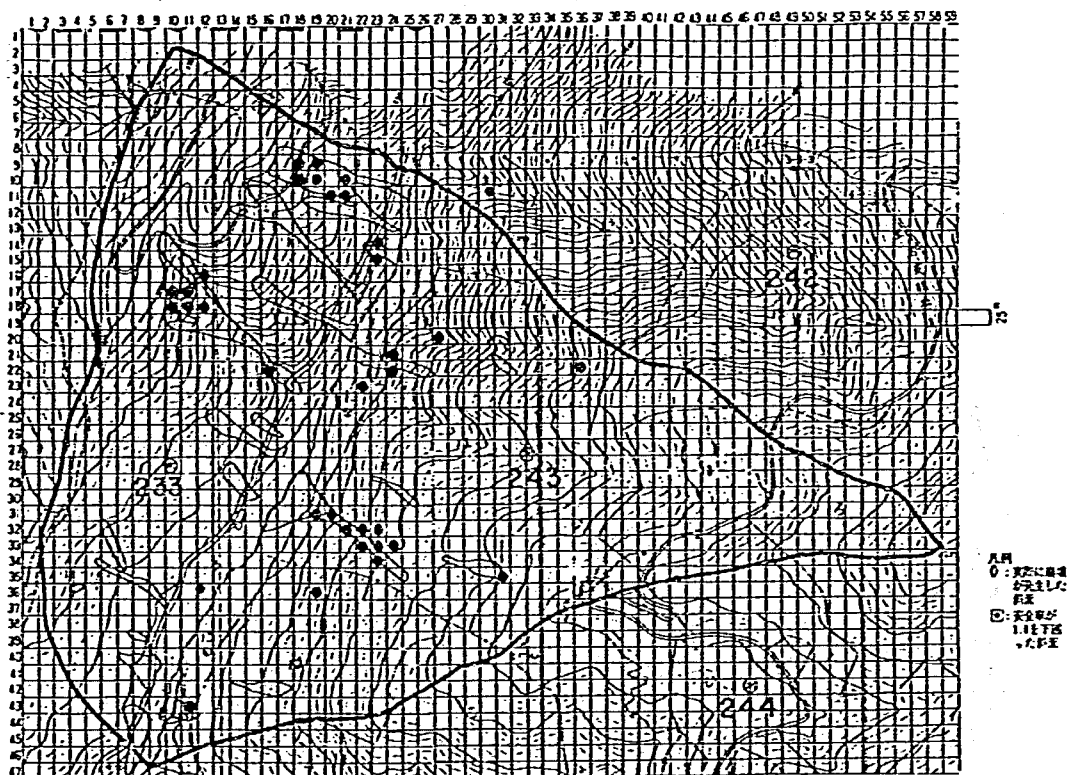


図-3.34(1) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黒川S-2流域, 25m×25mメッシュ, 降雨開始32時間後)

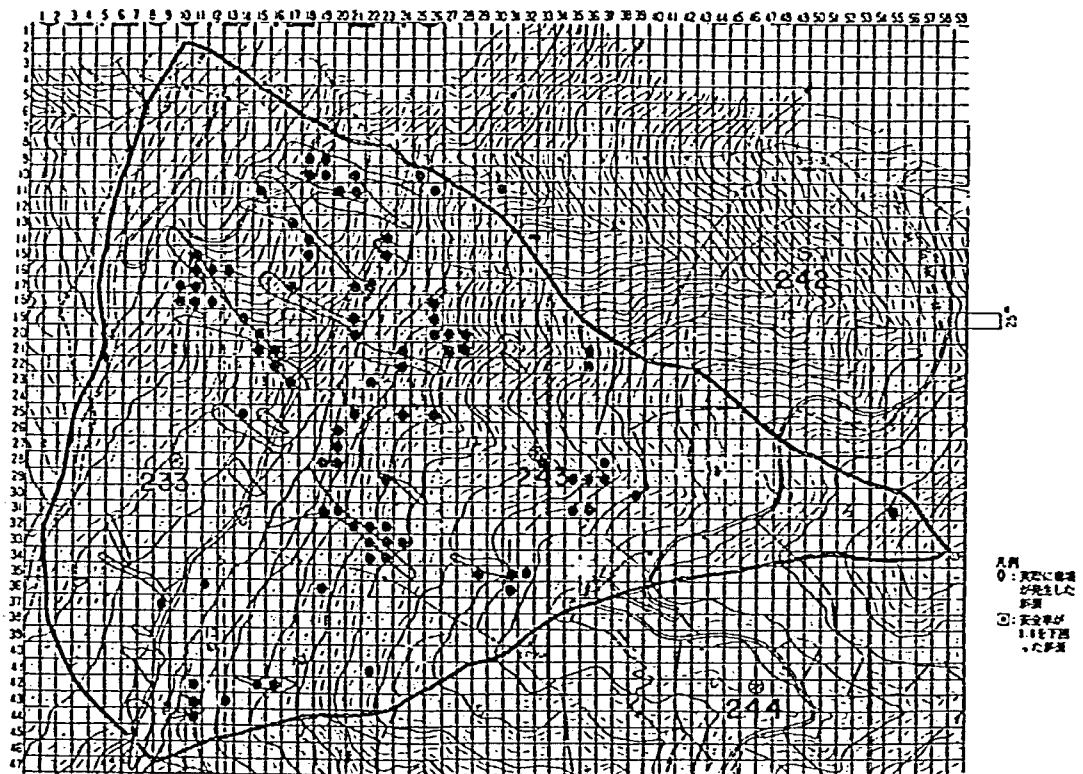


図-3.34(2) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黑川S-2流域,
25m×25mメッシュ, 降雨開始34時間後)

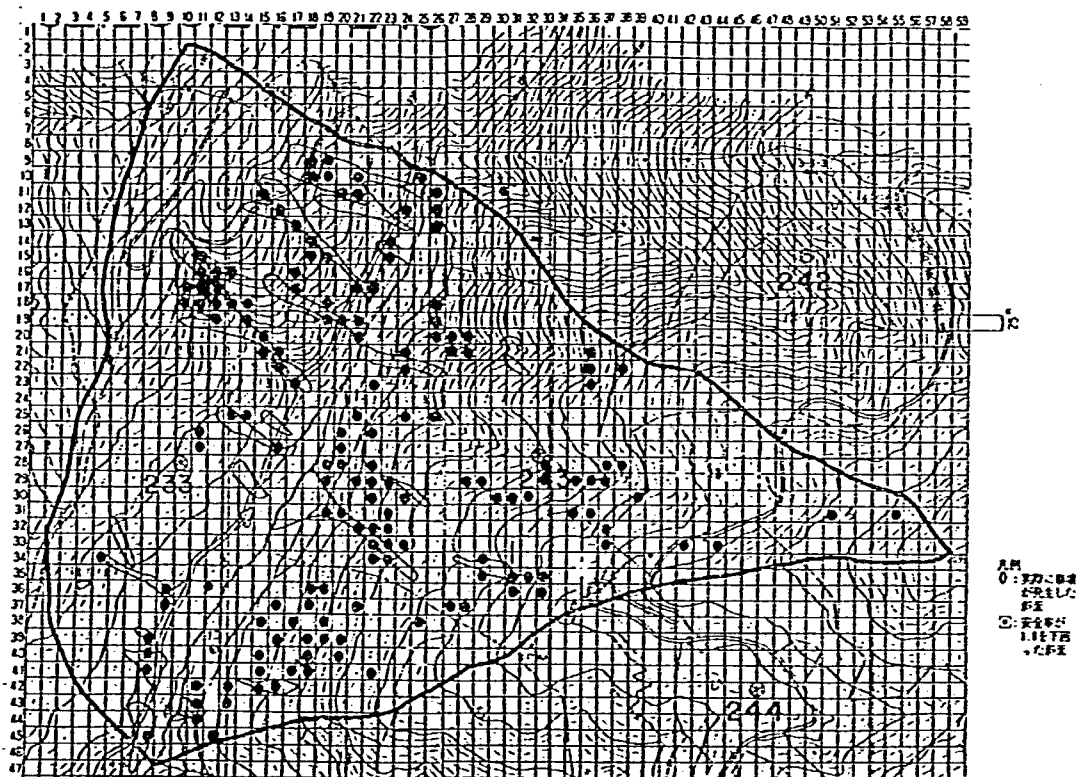
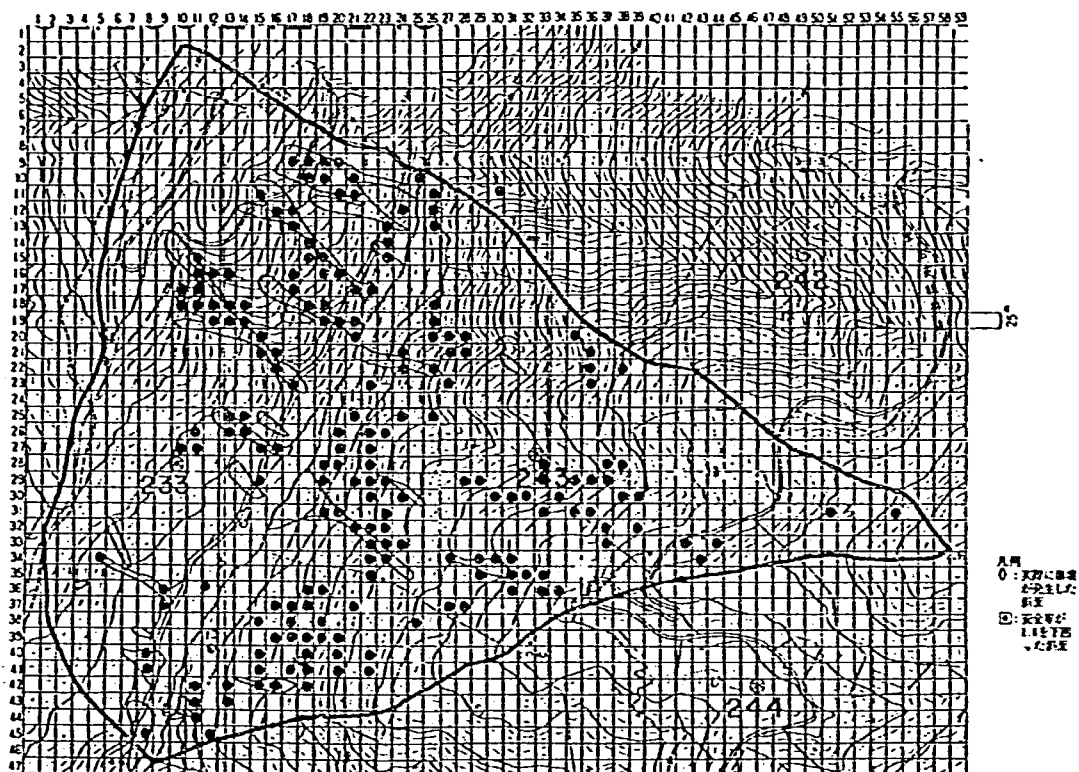
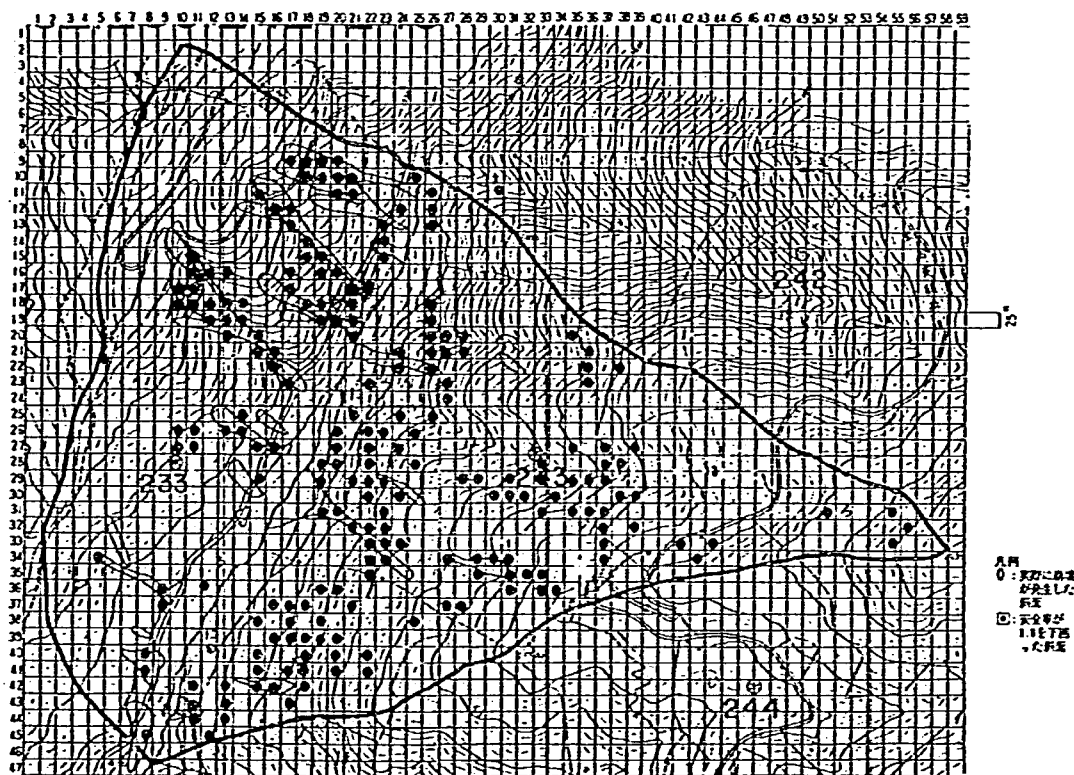


図-3.34(3) 崩壊発生斜面の分布状況 (小黑川S-2流域,
25m×25mメッシュ, 降雨開始40時間後)



図一3.34(4) 崩壊発生斜面の分布状況（小黑川S-2流域，
25m×25mメッシュ，降雨開始48時間後）



図一3.34(5) 崩壊発生斜面の分布状況（小黑川S-2流域，
25m×25mメッシュ，降雨開始78時間後）

め、その後時間経過と共に0次谷を含む谷型斜面での発生がその大半を占めるようになる。また、最終的な崩壊発生斜面の分布状況を示す図-3.34(5)より明らかなように、メッシュ間隔50mとした場合とは異なり、流域の尾根部での崩壊の発生はみられない。これは、メッシュ間隔を25mとすることにより地形の再現精度が向上したことによるものと考えられる。

上記解析結果より明らかなように、本モデルによる崩壊発生シミュレーション計算の結果安全率が1.0を下回り崩壊が発生すると判断された斜面の分布状況と、実際の崩壊発生斜面とは大部分で一致しており、メッシュ間隔を50mとした場合より25mとした場合の方がその適合性は良好である。

しかしながら、安全率が1.0を上回る斜面でも実際には崩壊が発生し、逆に安全率が1.0を下回るにもかかわらず崩壊が発生していない斜面も数多くみられる。また、相対的に、東谷本川を境としてその左岸よりも右岸での中率は高いようである。これは、メッシュ間隔を50mとした時の考察で述べているように、風化度や地質すなわち土質強度(c , ϕ)の違い(バラツキ)がシミュレーション計算に反映されていないことによるものと考えられる。

3.3.2 野笹沢水文観測結果の数値シミュレーション計算

1) 計算の概要

表層崩壊発生の主要因は雨水である。このため崩壊の発生機構を明らかにするとともにその発生時刻・場所・規模等を予知する上で山腹斜面内部における雨水の浸透・流下過程を把握することが必要となる。

ここでは、野笹沢水文試験地における人工降雨実験時並びに自然降雨時の観測結果(土壌水分計)を基に土壌水分吸引圧の経時変化及び雨水の鉛直一次元浸透特性を明らかにするとともに数値シミュレーションを実施し、雨水の浸透・流下状況を検討するものである。検討ケースを表-3.8に示す。

人工降雨実験における実験装置並びに降雨装置の概略は、2.2.6で述べたとおりである。

表-3.8 検討ケース一覧表

	検 討 対 象 降 雨	対象とする 土壌水分計	備 考
人工降雨	昭和62年11月10日~12日	A地点 計1地点	
自然降雨	昭和63年6月2日~4日	A, B, C地点 計3地点	

2) 地形特性の把握

土壌水分の側方移動を考慮した数値シミュレーションを実施し、土壌水分状態を検討するためには地形情報として各平面メッシュ毎の地盤標高並びに表土層厚を知る必要がある。

本検討では、平面メッシュ間隔を10mとし、各単位斜面における地盤標高は1/500の地形図を基に測定し、表土層厚は既往調査結果及び現地調査結果を基に設定した。解析対象流域は、図-3.7に

示すように土壌水分計A地点の上流部斜面である。なお、表土層厚は、当斜面を対象として実施されたレリー型表面波探査結果¹⁵⁾を基に、等表土層厚線図を作成することにより各単位斜面毎に設定した。

ここで、レリー波の部分速度値が260 m / sec 以上である第3速度層以深（換算N値21以上、締まった崩積土もしくは風化岩）を基岩と考え、この層より上の土層を表土層として設定した。各単位斜面における地盤標高並びに表土層厚を図- 3.35、3.36 に示す。

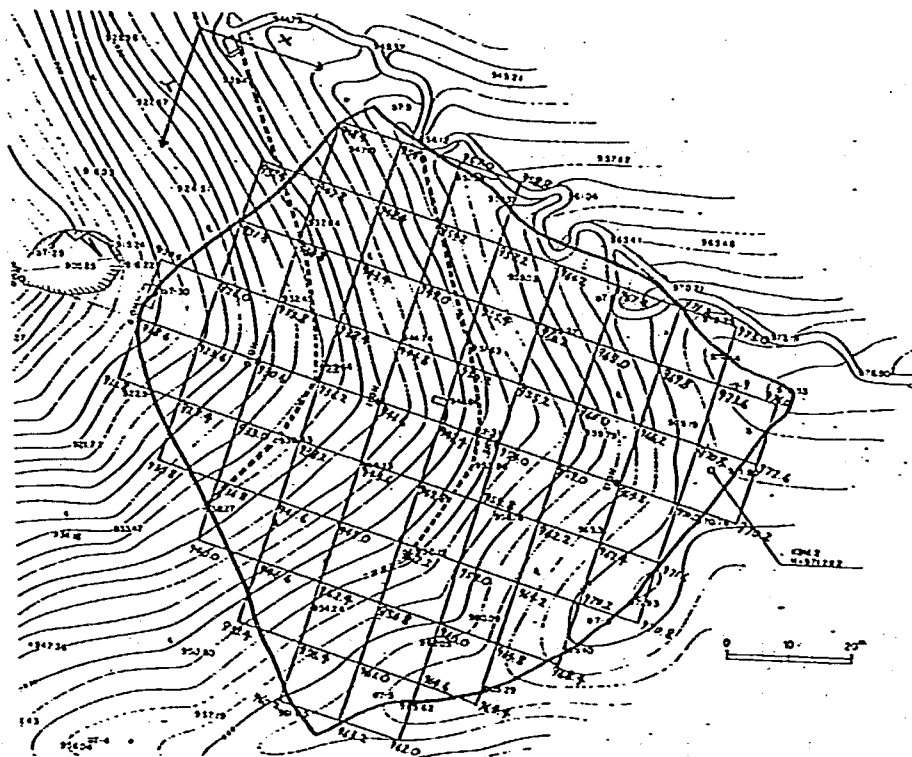


図-3.35 各格子点における地盤標高

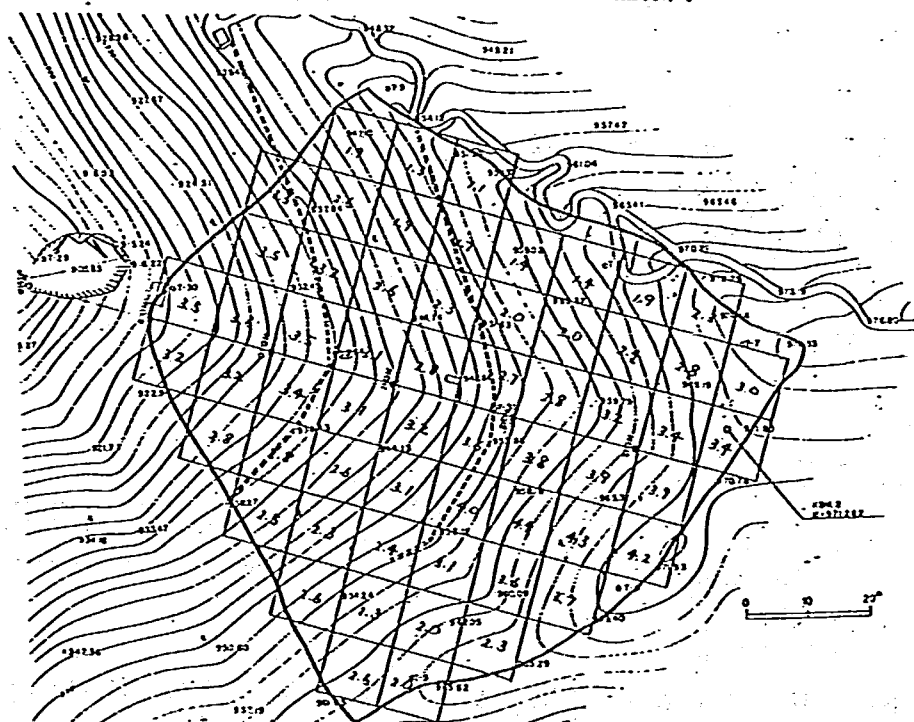


図-3.36 単位斜面における表土層厚

3) 土壌水分吸引圧の経時変化

人工降雨として昭和62年11月10日～12日の降雨を、自然降雨として昭和63年6月2～4日に発生した降雨を対象として各土壌水分計設置地点における土壌水分吸引圧の経時変化をとりまとめた。なお対象とする土壌水分計は、人工降雨時についてはA地点とし、自然降雨時についてはA、B、Cの3地点とした。

(1) 人工降雨実験における土壌水分吸引圧の経時変化

図-3.37に人工降雨実験時における土壌水分計A地点の土壌水分吸引圧の変化を11月10日～12日について示す。図中示した土壌水分吸引圧(pF値)は、1時間毎の値である。また、実験降雨の時間雨量換算値も併記した。この図より土壌水分計は、人工降雨開始後浅層部から深層部へと順に反応を開始しており、雨水の鉛直一次元方向への浸透が認められる。

土壌水分吸引圧は、表層より50cm地点では散水開始14時間後より低下し始め、100cm地点では28時間後、200cm地点では36時間後にそれぞれ低下し始めている。ここで、深度150cm及び200cm地点に関しては、散水直前に脱気水の補給を行ったため、所定の土壌水分吸引圧に回復するまでの値の信頼性は低いと考えられる。このため、ここでは土壌水分計が脱水する以前の土壌水分吸引圧を用いて散水中(散水開始直後から土壌水分計が回復するまでの期間)における値とした(図-3.37中-----部分)。

土壌水分吸引圧は、深度50cm地点で12時間、100cm地点及び150cm地点で7時間、200cm地点で5時間低下を続けた後(50cm、100cm地点で散水開始26時間後、150cm地点で35時間後、200cm地点で41時間後)、それぞれ定常状態になっている。この定常状態時の各深度における土壌水分吸引圧(pF値)はそれぞれ50cm地点で1.8程度、100cm地点で2.0程度、150cm地点で2.1程度、200cm地点で2.2程度となっており、浅層ほど順に値は小さくなっている。

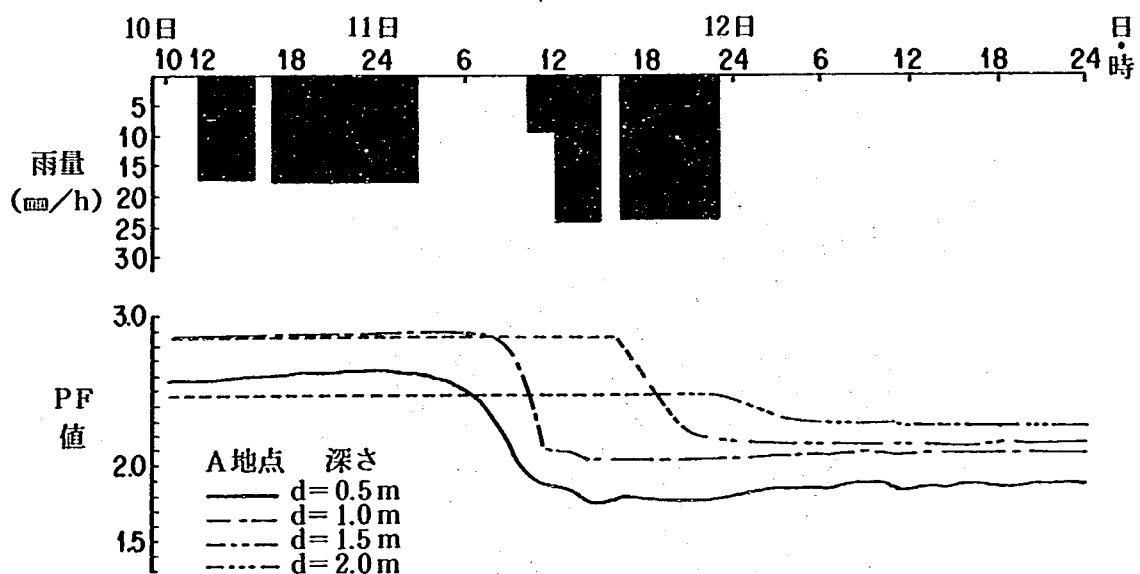


図-3.37 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動(昭和62年11月10日～11月12日:土壌水分計A)

この人工降雨時における土壤水分吸引圧の経時変化を基に各土壤水分計間の現場透水係数を算定した結果を表-3.9に示す。表-3.9の観測結果より得られた現場透水係数は、室内試験による飽和透水係数と比較して2~7倍の値を示している。ここで得られた現場透水係数は、不飽和状態下の値であることを考慮すると、山腹斜面内での実際の水の流れすなわち実際の透水係数は、室内試験により得られる透水係数よりも少なくとも1~2オーダー大きくなるものと考えられる。これは、大手、鈴木¹²⁾が指摘しているようにサンプリング時の土壤構造の攪乱がサンプルの規模に対して相対的に大きいこと、室内試験結果は山腹斜面における土壤特性を面的にではなくある地点の値、すなわち点の値として表現しているにすぎず、対象とする斜面を代表した値とはいえないこと、及び小動物、根腐れ、亀裂等によって形成されるmacroporesの存在¹⁶⁾等によるものと考えられる。

表-3.9 雨水の浸透特性

深度 (cm)	室内試験による 飽和透水係数 (cm/sec)	注1) 雨水の到達時間 (hr)	雨水到達時の 土壤水分吸引圧 (H ₂ O, pF値)	各深度間の 雨水到達時間 (hr)	現場透水係数 (不飽和状態) (cm/sec)	備考
0.0	4.13×10^{-4}	0.0	-	14.0	1.0×10^{-3}	
50.0	3.84×10^{-4}	14.0	2.6	5.0	2.8×10^{-3}	
100.0	7.92×10^{-4}	19.0	2.9	9.0	1.5×10^{-3}	
150.0	-	28.0	2.7	8.0	1.7×10^{-3}	
200.0	-	36.0	2.4			

注1) 散水開始時より土壤水分計が反応し始めるまでの時間 (時間)

注2) 現場透水係数 = $50\text{cm} \div \text{各深度間の雨水到達時間 (秒)}$

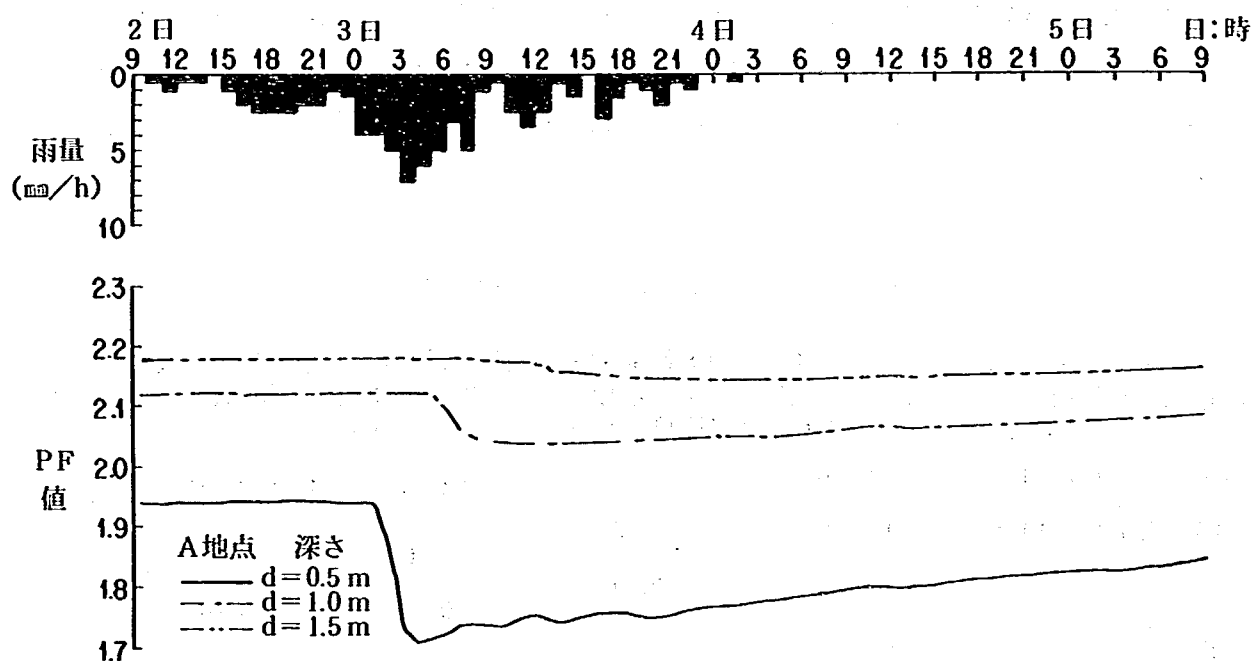
(2) 自然降雨における土壤水分吸引圧の経時変化

自然降雨時(昭和63年6月2日~4日)における土壤水分計A, B, C地点の土壤水分吸引圧の変化状況を図-3.38に示す。図-3.38より、雨水は、降雨開始後深度50cm地点では16時間後、100cm地点では20時間後、150cm地点では27時間後にそれぞれ到達していることがわかる。また、雨水の浸透による土壤水分吸引圧の減少速度(土壤水分吸引圧の時間的変動曲線の傾き)は、土層深の増加とともに小さくなっている。土壤水分計B, C地点についても同様の傾向が現れている。

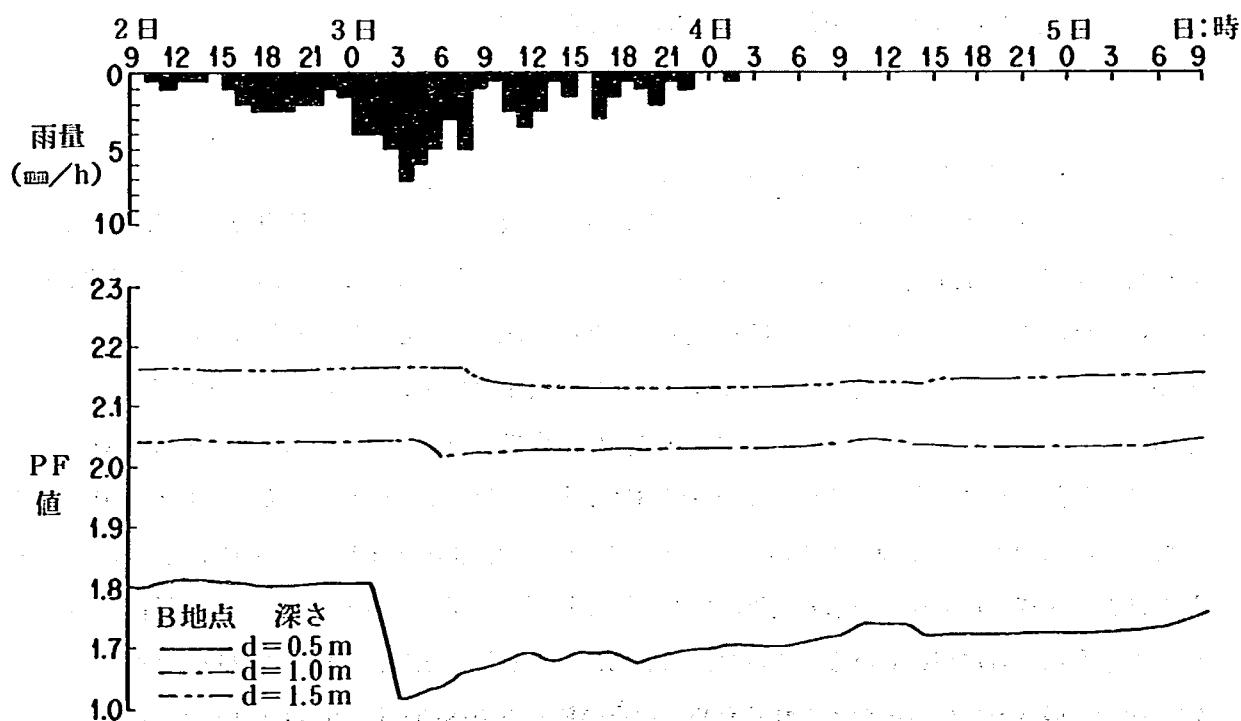
この自然降雨時の各土壤水分計設置地点における土壤水分吸引圧の時間的変動特性をとりまとめたものを表-3.10に示す。表-3.10より、各深度における土壤水分吸引圧は、ともに上流部に位置する斜面ほど湿潤状態にあり、雨水の到達時間も上流側斜面ほど早くなっている。この傾向は、深度の増加とともに顕著に現れている。これは、深層部における地下水帯は、図-3.39に示すように一定勾配で形成されていると考えられるため、雨水の鉛直下方への浸透速度は表土層厚が薄い上流部斜面ほど速くなることによるものと判断される。また、50~100cm区間の現場透水係数は、0~50

cm区間の値の4～7倍となっていることより、山腹斜面に到達した雨水は、降雨初期には表層部を形成するA_o層及びA層部で保水されその下部へと到達するまでには長時間を要するが、A_o層やA層と比較して保水性の悪いB層へと到達した後はその浸透速度は急激に早くなるものと考えられる。

以上の結果より総合的に判断すると、本観測結果は、雨水の不飽和状態での鉛直一次元浸透特性をよく表しているものと判断される。しかしながら、今回の観測期間中には、



図一 3.38(1) 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動 (昭和63年6月2日～6月5日: 土壌水分計A)



図一 3.38(2) 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動 (昭和63年6月2日～6月5日: 土壌水分計B)

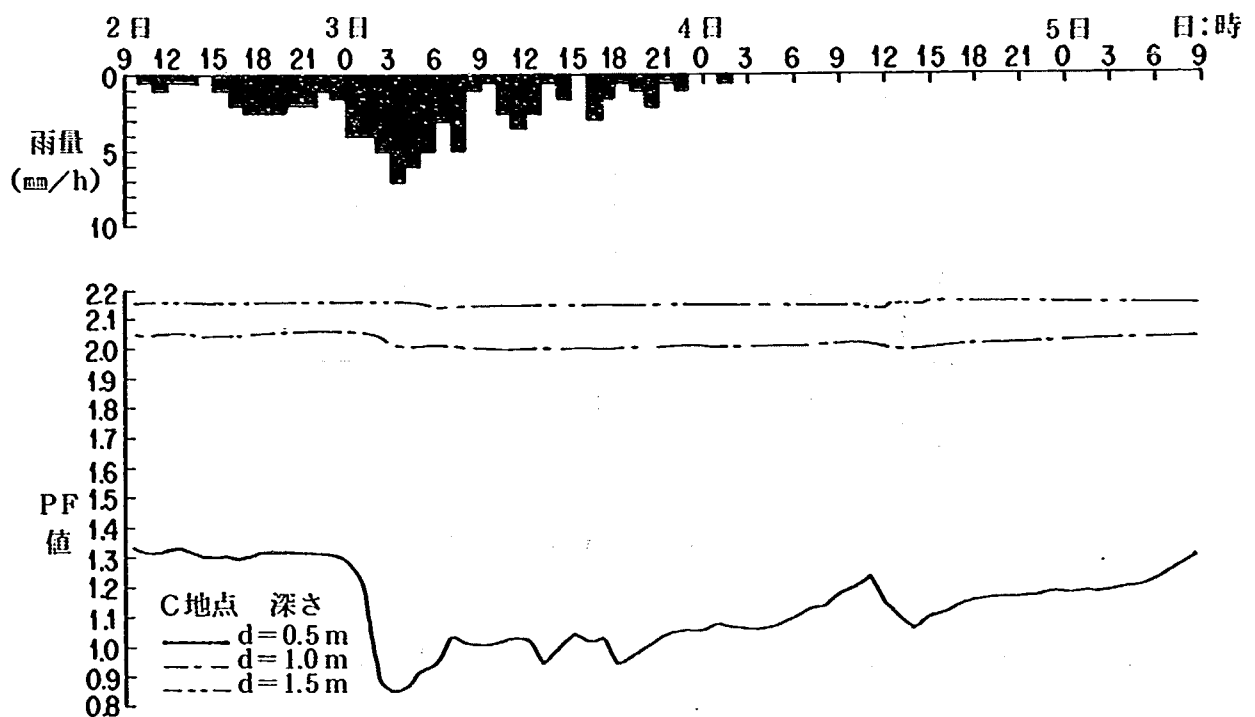


図-3.38(3) 降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動（昭和63年6月2日～6月5日：土壌水分計C）

表-3.10 雨水の浸透特性

土壌水分計 設置地点	注1) 雨水の到達時間 (hr)				雨水到達時の 土壌水分吸引圧 (H ₂ O, pF値)				各深度間の 雨水到達時間 (hr)			注2) 現場透水係数 (cm/sec)			備考
	深度 0 cm	深度 50 cm	深度 100 cm	深度 150 cm	深度 0 cm	深度 50 cm	深度 100 cm	深度 150 cm	0～ 50 cm	50～ 100 cm	100～ 150 cm	0～ 50 cm	50～ 100 cm	100～ 150 cm	
A 地点	0.0	16.0	20.0	27.0	—	1.86	2.09	2.16	16.0	4.0	7.0	8.7×10^{-4}	3.5×10^{-3}	2.0×10^{-3}	
B 地点	0.0	16.0	19.0	22.0	—	1.71	2.03	2.15	16.0	3.0	3.0	8.7×10^{-4}	4.6×10^{-3}	4.6×10^{-3}	
C 地点	0.0	14.0	16.0	20.0	—	1.29	2.05	2.14	14.0	2.0	4.0	9.9×10^{-4}	6.9×10^{-3}	3.5×10^{-3}	

注1) 散水開始時より土壌水分計が反応し始めるまでの時間（時間）

注2) 現場透水係数=50cm÷各深度間の雨水到達時間（秒）

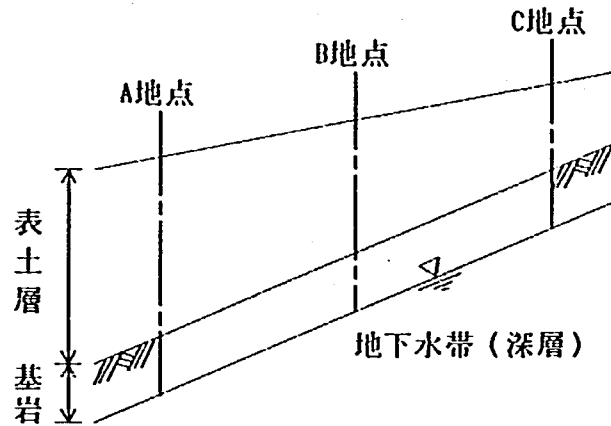
① 降雨の規模が小さい。

② 各土壌水分計設置地点における表土層厚は2.5 m～3.5 mと厚い。

等の理由により地下水深の形成がみられなかったため飽和側方流の検討を行うまでには至らなかった。

4) 雨水の鉛直一次元浸透特性（水理水頭プロファイル）

雨水の鉛直一次元浸透特性を把握するため前記2降雨時における水理水頭プロファイルとその時間的変動を検討した。ここで各観測地点での水理水頭は、それぞれ最深部の土壌水分計の位置を基準面として表示した。なお、対象とする土壌水分計は、土壌水分吸引圧の経時変化と同様に、人工降雨時



図－3.39 表土層分布概念図

については、A地点とし、自然降雨時については、A、B、Cの3地点とした。

(1) 人工降雨時における水理水頭プロファイル

人工降雨実験時（昭和62年11月10日～12日）における雨水の鉛直一次元浸透特性を把握するため散水前・散水期間中及び散水後の水理水頭プロファイルとその時間的変動状況を検討した。ここで水理水頭は、散水地点である土壤水分計A地点の土壤水分計最深埋設深度が200 cmであることよりこの値を用いて基準深度とした。

散水前・中・後における水理水頭プロファイルを図－3.40に示す。散水開始前（11月9日12時時点）には、土壤水分状態は、深度100 cm地点を境として、その浅層部では下向きのフラックスを示し湿潤過程にあり、深層部では上向きのフラックスを示し乾燥過程にあったが、その後散水の影響により雨水は深度150 cm地点にまで到達し、斜面内部での土壤水分状態は地表面から深度150 cm地点まで下向きのフラックスを示すようになる。この傾向は散水開始22時間後（11月11日10時時点）まで継続している。その後、時間経過とともに深層部の土壤水分状態も下向きのフラックスを示すようになり、11月11日18時以降は50 cm～100 cm区間における雨水の浸透状況は定常状態となり100 cm～150 cm区間では、11月11日24時以降、150 cm～200 cm区間では11月12日5時以降それぞれ定常状態を示すようになる。

(2) 自然降雨時の水理水頭プロファイル

自然降雨時（昭和63年6月2日～4日）における雨水の鉛直一次元浸透特性を検討するため土壤水分計A、B、C地点における水理水頭プロファイルとその時間的変動並びに場所の相違による土壤水分移動特性の検討を行った。ここで、各観測地点での水理水頭は、それぞれ最深部の土壤水分計の位置を用いて基準面とし、土壤水分計A地点については200 cm、B、C地点については、それぞれ150 cm地点とした。

各土壤水分計における水理水頭プロファイルを図－3.41～3.43に示す。各土壤水分計設置地点ともに降雨開始前・中・後を通じ、土壤水分状態は常に下向きのフラックスを示しており、降雨開始前からかなり湿潤状態にあったものと判断される。

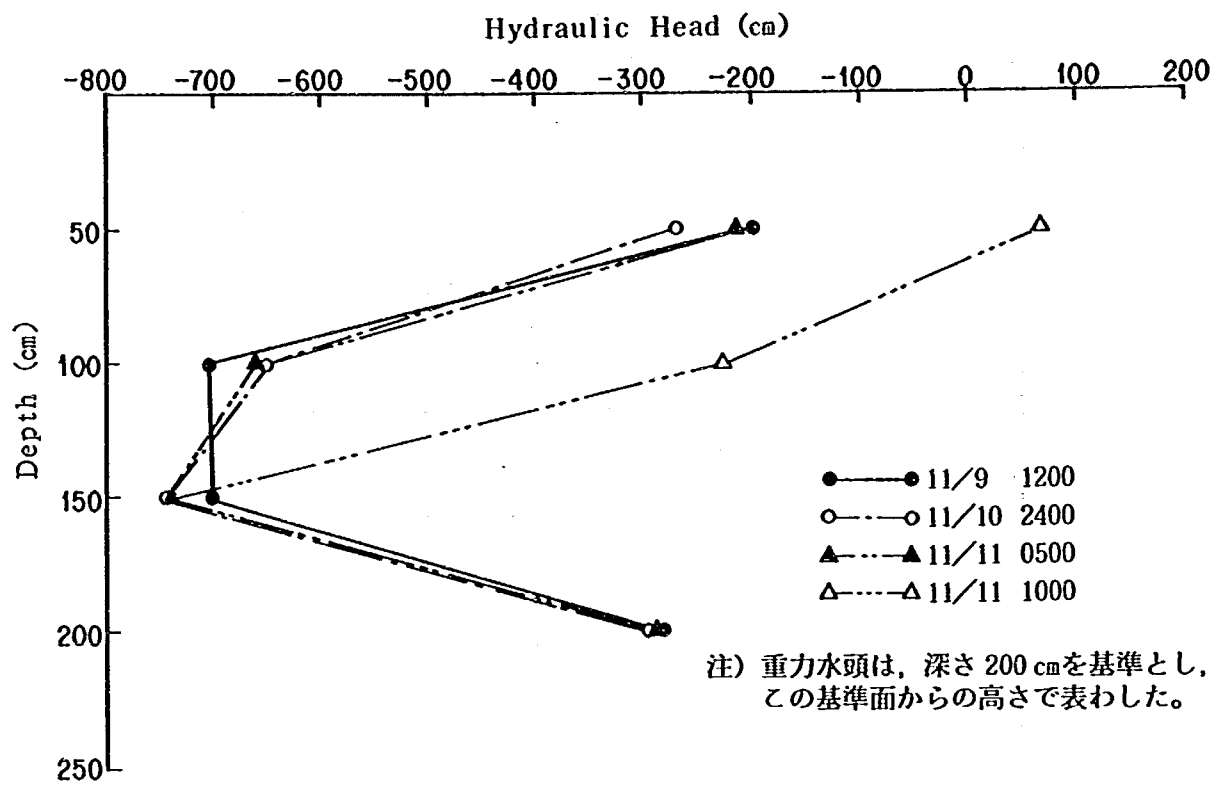


図-3.40(1) 水理水頭の時間変化 (人工降雨実験)

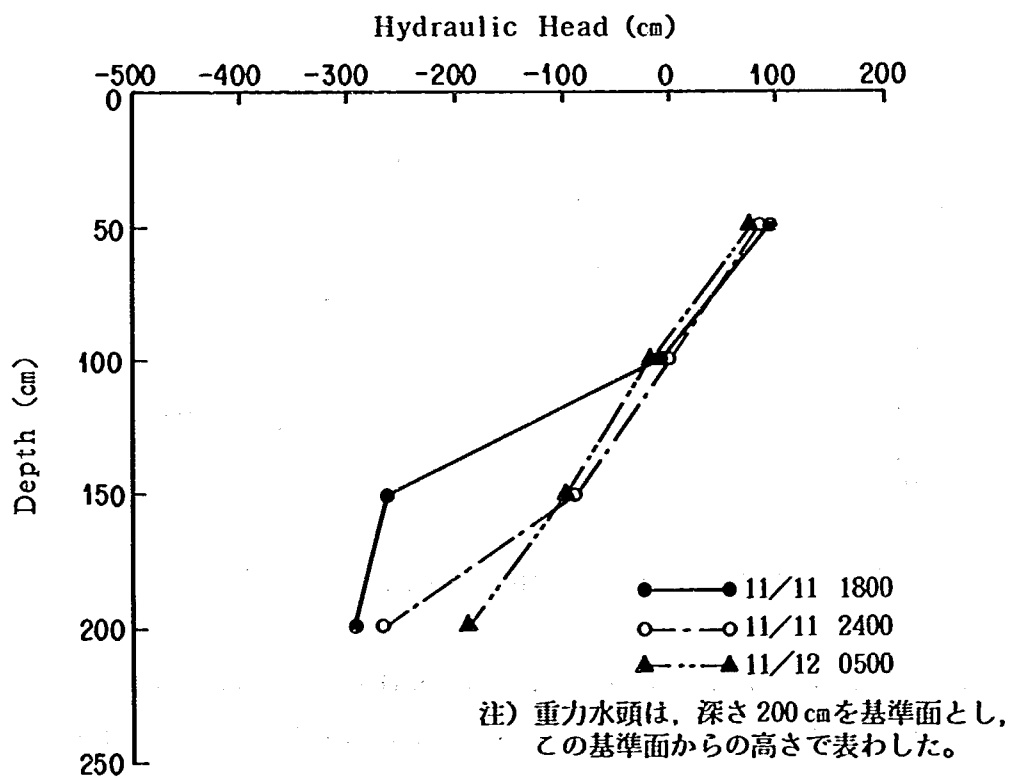


図-3.40(2) 水理水頭の時間変化 (人工降雨実験)

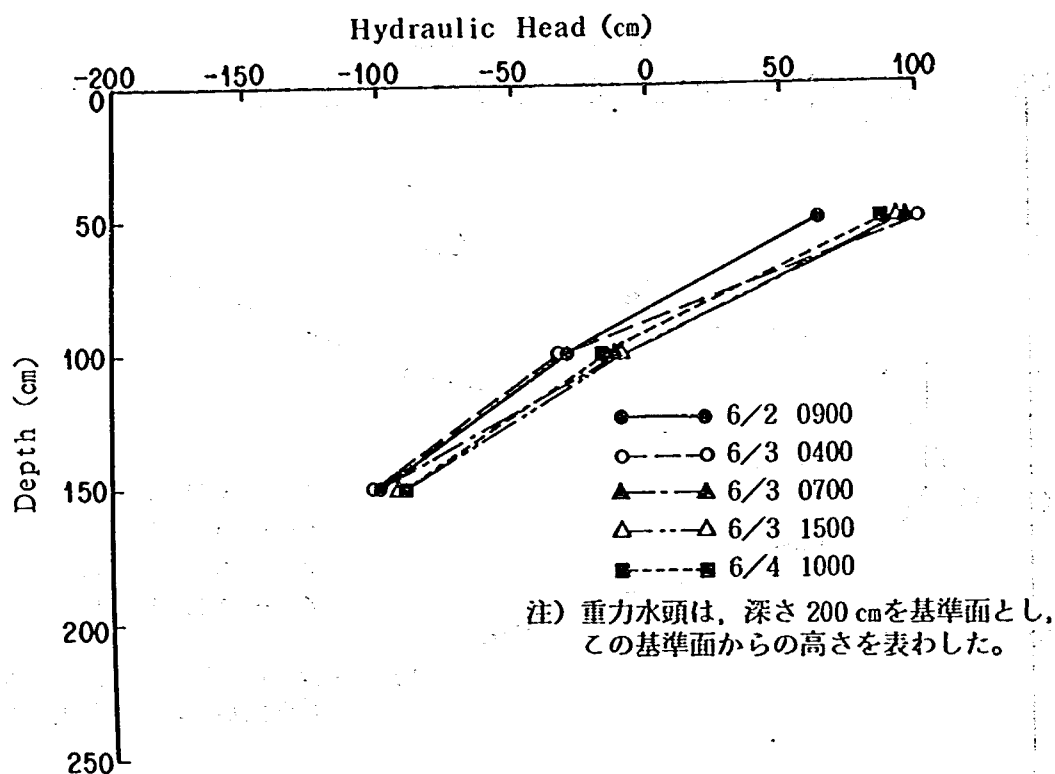


図-3.41 水理水頭の時間変化 (土壌水分計：A地点)

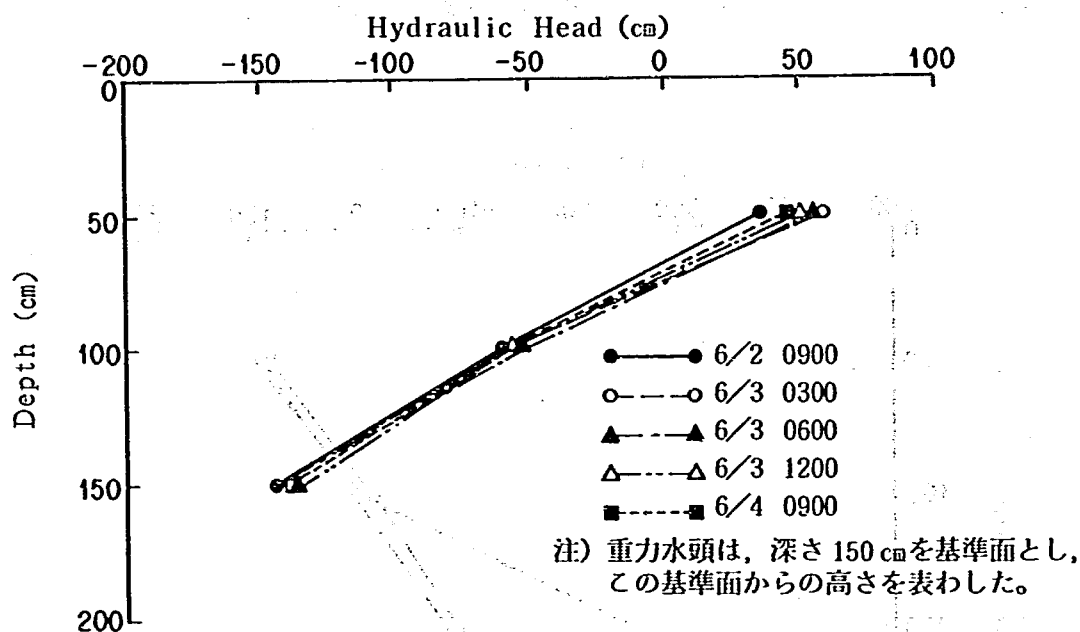


図-3.42 水理水頭の時間変化 (土壌水分計：B地点)

土壌水分計 A 地点の水理水頭の時間変化を示す図-3.41 より、雨水は降雨開始後徐々に下方へと移動し、6月3日4時には50cm地点に、6月3日7時には100 cm地点に、6月3日15時には150 cm地点にそれぞれ到達していることがわかる。図-3.42、3.43に示すB、C地点も同様の傾向でありB地点では6月3日3時に50cm地点が、6月3日6時に100 cm地点が、6月3日12時には150 cm地点が、雨水に対して反応を示し、C地点では6月3日1時に50cm地点が、6月3日3時に100 cm地

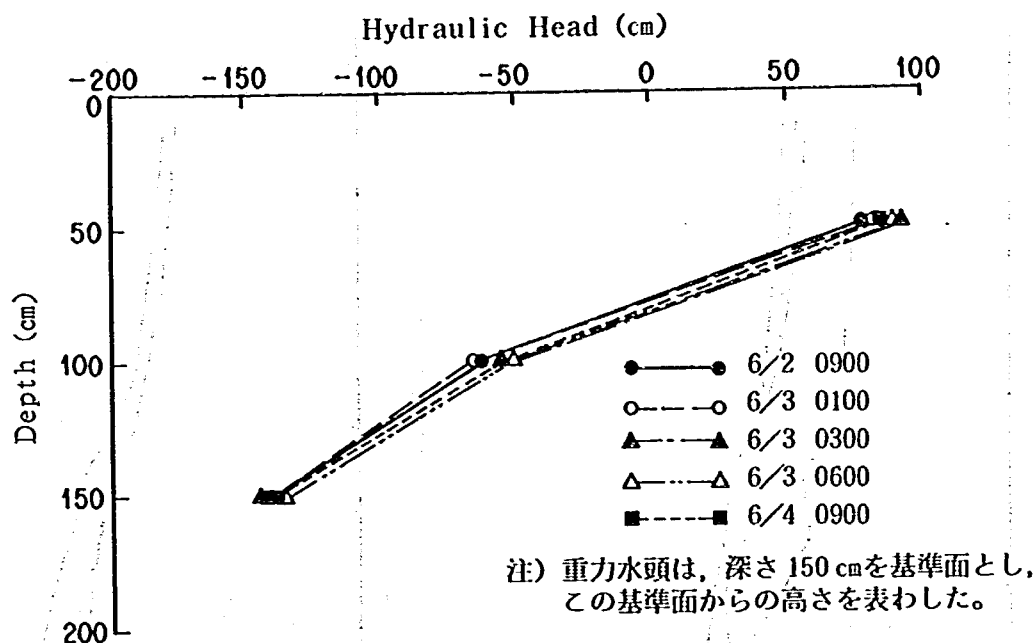


図-3.43 水理水頭の時間変化 (土壌水分計：C地点)

点が、6月3日6時に150 cm地点がそれぞれ反応している。また、土壌水分フラックスの場所の相違による変動特性をみると、地表面から深度50 cm地点までは、斜面上流部に位置する地点ほど大きなフラックスを示し、とくにC地点でに極端に大きな値を示している。一方、深度100 cm～150 cm区間については、場所的な相違はほとんどみられず、各地点ともほぼ同様の傾向を示している。

5) 雨水の浸透・流下過程におけるシミュレーション

野笹沢水文試験地における土壌水分観測結果を基に、浸透流解析を実施し、降雨時における雨水の浸透・流下過程を追跡した。

この数値シミュレーションは、前述の

① 人工降雨 (昭和62年11月10日～12日、土壌水分計A地点)

② 自然降雨 (昭和63年6月2日～4日、土壌水分計A、B、C地点)

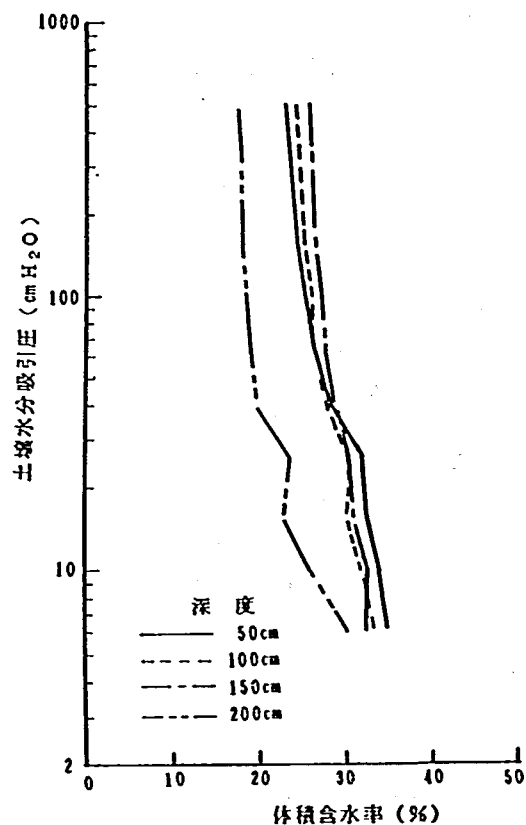
をそれぞれ対象として実施した。

飽和-不飽和浸透流解析を実施するに当り必要となる土壌水分特性曲線及び不飽和透水係数としては、土壌水分計B地点に対して行われたpF試験並びに不飽和透水試験結果⁷⁾を採用した。各土壌水分計設置地点におけるpF試験結果を図-3.44～3.46に、土壌水分計B地点における不飽和透水試験結果を図-3.47にそれぞれ示す。

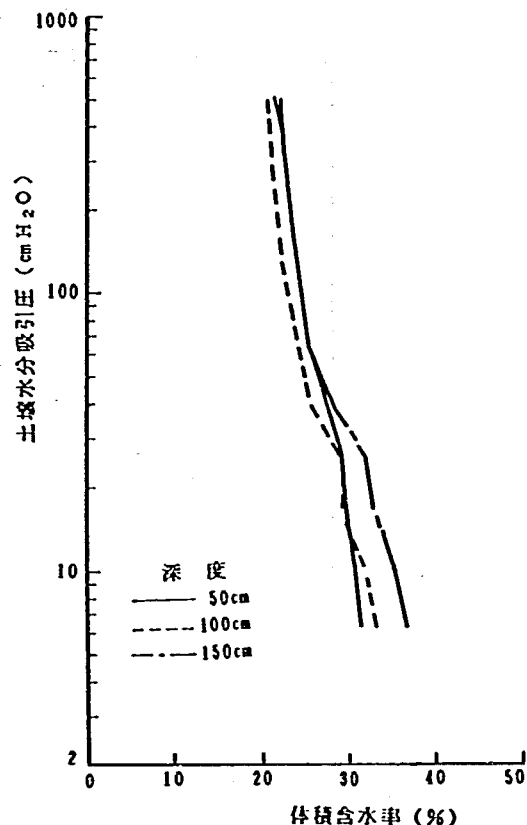
(1) 人工降雨時における鉛直一次元数値シミュレーション

人工降雨実験は、斜面に対して面的ではなく点的 (散水面積 $A = 3 \text{ m}^2$) に実施されたため、人工降雨実験結果による数値シミュレーションは、鉛直一次元不飽和浸透流解析により行った。解析対象地点は、土壌水分計A地点である。

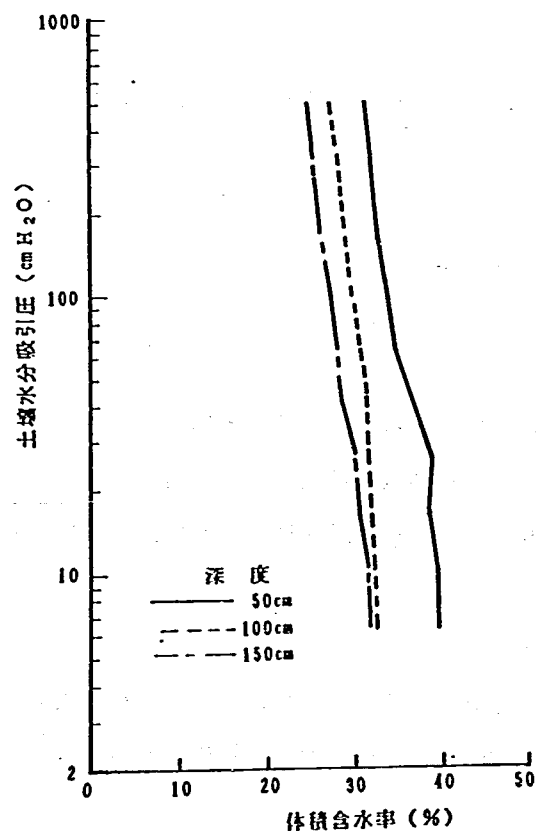
ここで、雨水の不飽和状態での一次元鉛直浸透過程は、ダルシー則を不飽和領域に拡張することにより導かれるRichards式 (式3.1) を数値的に解くことにより追跡した。



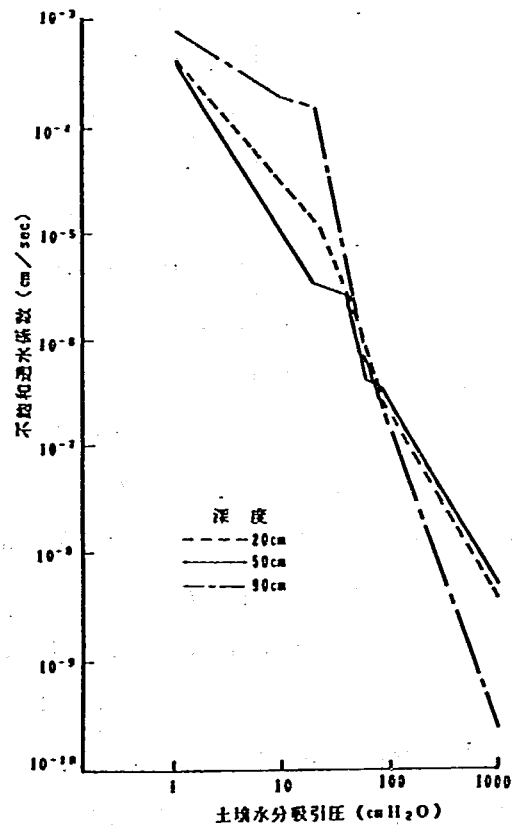
図一3.44 体積含水率 (θ) と土壤水分吸引圧 (ϕ) の関係 (A地点)



図一3.45 体積含水率 (θ) と土壤水分吸引圧 (ϕ) の関係 (B地点)



図一3.46 体積含水率 (θ) と土壤水分吸引圧 (ϕ) の関係 (C地点)



図一3.47 土壤水分吸引圧 (ϕ) と不飽和透水係数 (k) の関係 (B地点)

雨水の鉛直一次元浸透シミュレーションを実施するに当たり土壌水分特性曲線（pF 試験結果）としては、A地点の値（図－3.44）を、不飽和透水係数としては、B地点の値（図－3.47）をそれぞれ採用した。ここで、土壌水分特性曲線は、深度方向に 50 cm, 100 cm, 150 cm, 200 cm の計 4 深度に対して得られており、不飽和透水係数は、深度方向に、20 cm, 50 cm, 90 cm の計 3 深度に対してそれぞれ得られている。したがって、本検討では、土壌水分特性曲線の各ケースと、不飽和透水係数の各ケースをそれぞれ組み合わせてシミュレーション（4 深度×3 深度＝12 ケース）を実施した。

なお、表土層厚としては、図－3.36 より 350 cm とした。また、各テンシオメータ設置深度における土壌水分吸引圧の初期条件としては、人工降雨実験開始直前の実測値を採用した。各深度における土壌水分吸引圧の初期値は、表－3.11 に示すとおりである。

検討ケースの一覧は表－3.12 に示すとおりである。計算結果の一例としてケース G の結果を図－3.48 に示す。雨水の反応開始時間及び土壌水分吸引圧（pF 値）の低下状況ともに実測値との対応はみられず、とくに実測値では、各深度における土壌水分吸引圧は、一定値（深度 50 cm 地点：pF 1.9, 深度 100 cm 地点：pF 2.1, 深度 150 cm 地点：pF 2.2, 深度 200 cm 地点：pF 2.3）まで低下した後には、定常状態へと移行しているのに対し、シミュレーション結果では、さらに低下を続け、最終的には飽和に近い状態となっている。また、実測値では、土壌水分吸引圧の降雨波形に対する反応は、それほど敏感ではないのに対し、シミュレーション結果では、非常に敏感に反応し 11月11日 3 時～10 時までの無降雨期間の影響により各深度地点ともに乾燥過程へと移行し、その後の降雨により再び湿潤過程へと移行している。ケース G 以外ではケース A, D, J がケース G と同じ様な結果を示し、その他のケースも傾向は同様だが、土壌水分吸引圧（pF 値）は 0（飽和状態）となる場合があった。

以上、人工降雨時の数値シミュレーションにおいては、土壌物理試験結果に基づいた数値解析結果と実測値との対応はほとんど認められなかった。

これらの結果は、下記の事項によるものと考えられる。

- ① 人工降雨実験（散水）は、山腹斜面に対して「面的」にではなく「点的」に行われたため、散水範囲周辺部領域の土湿不足の影響を受け、表層部より与えられた雨水は、鉛直下方への供給水量としてではなく水平方向への土湿不足を補うための供給水量としてその大部分が使用さ

表－3.11 初期条件（人工降雨時）

深度 (cm)	土壌水分吸引圧 (cm H ₂ O)	pF 値	備 考
50	－ 359. 5	2. 56	
100	－ 693. 0	2. 84	
150	－ 749. 9	2. 88	
100	－ 281. 2	2. 45	

表 - 3.12 検討ケース一覧表

ケース No	土壌水分特性曲線 ($\theta \sim \phi$)		不飽和透水係数 ($\phi \sim k$)		備 考
	採用地点	採用深度	採用地点	採用深度	
A	土壌水分計 A 地点	200 cm	土壌水分計 B 地点	90 cm	
B	"	"	"	50 cm	
C	"	"	"	20 cm	
D	"	150 cm	"	90 cm	
E	"	"	"	50 cm	
F	"	"	"	20 cm	
G	"	100 cm	"	90 cm	
H	"	"	"	50 cm	
I	"	"	"	20 cm	
J	"	50 cm	"	90 cm	
K	"	"	"	50 cm	
L	"	"	"	20 cm	

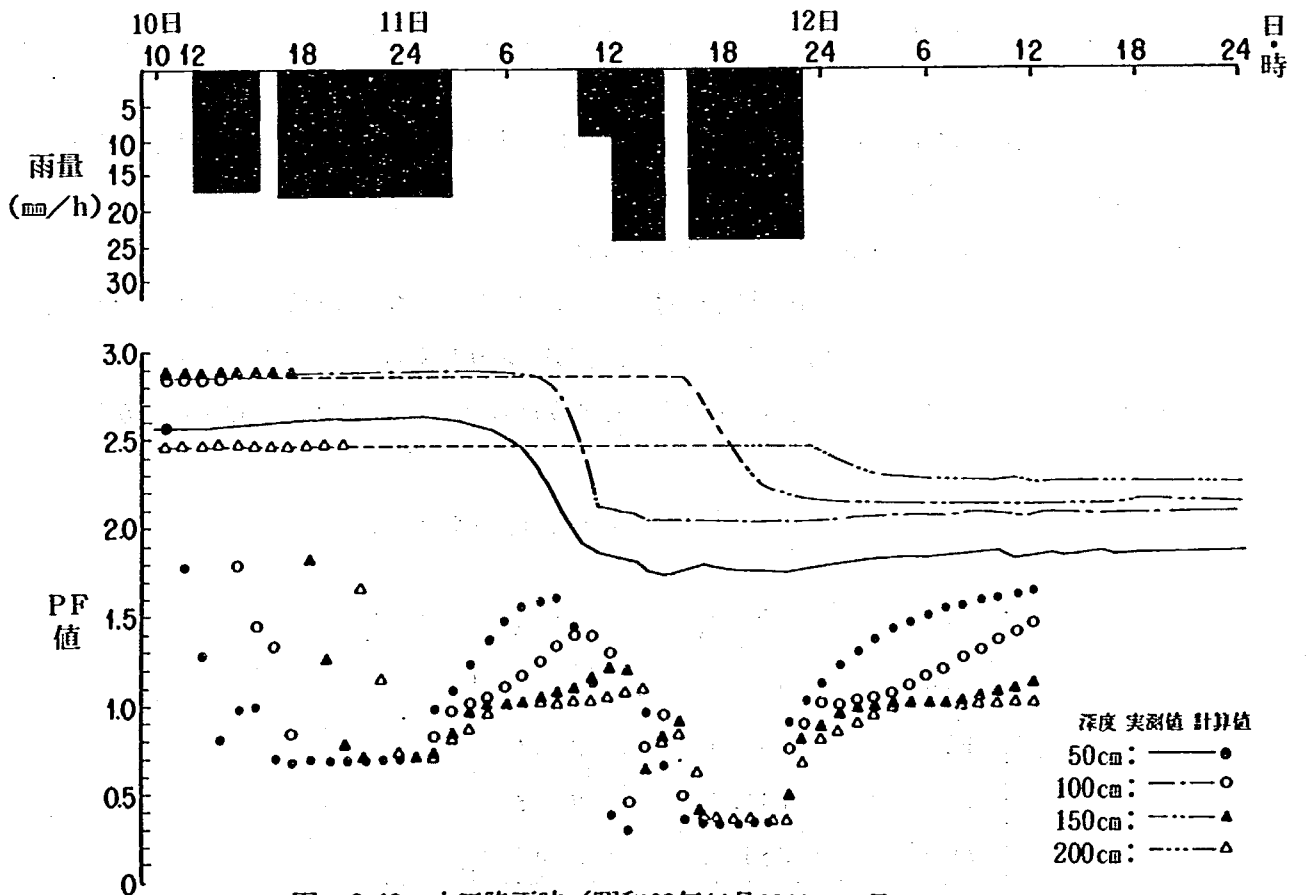


図-3.48 人工降雨時(昭和62年11月10日~11月12日)の数値シミュレーション
(土壌水分計A地点, ケースG)

れた。したがって、水は、散水開始後数時間は、土湿不足を補うためだけに使用され、鉛直一次浸透を開始するまでには、至っていないものと考えられる。

② 自然斜面内部における土の物理諸特性 ($\theta \sim \phi$ 曲線, $\phi \sim k$ 曲線) は、深度毎に異なったものであり、また室内試験時のバラツキも考えられるため、土層全体の物理特性を単一の土壌水分特性曲線で表現するのは困難である。

③ 実測地の土壌水分吸引圧がある値を境に定常状態を示すのに対し、数値解析結果では、さらに低下傾向を示すことより、実際の土壌の保水性は土壌物理試験により得られた値 ($\theta \sim \phi$ 曲線) よりも高いものと考えられる。

(2) 自然降雨における鉛直一次元数値シミュレーション

このことを確認するため、散水範囲周辺部領域における土湿不足の影響を受けることのない自然降雨 (昭和63年6月2日～4日: 山腹斜面全域に対し雨水が地表面への供給水量として与えられる) を対象とし、ケースA, D, G, Jの物理諸特性 ($\theta \sim \phi$ 曲線, $\phi \sim k$ 曲線) を用いてA地点のシミュレーション計算を実施した。この時の各テンシオメータ設置深度における土壌水分吸引圧の初期値 (降雨開始直前の実測値) は、表-3.13に示すとおりである。図-3.49にケースGの計算結果を示す。

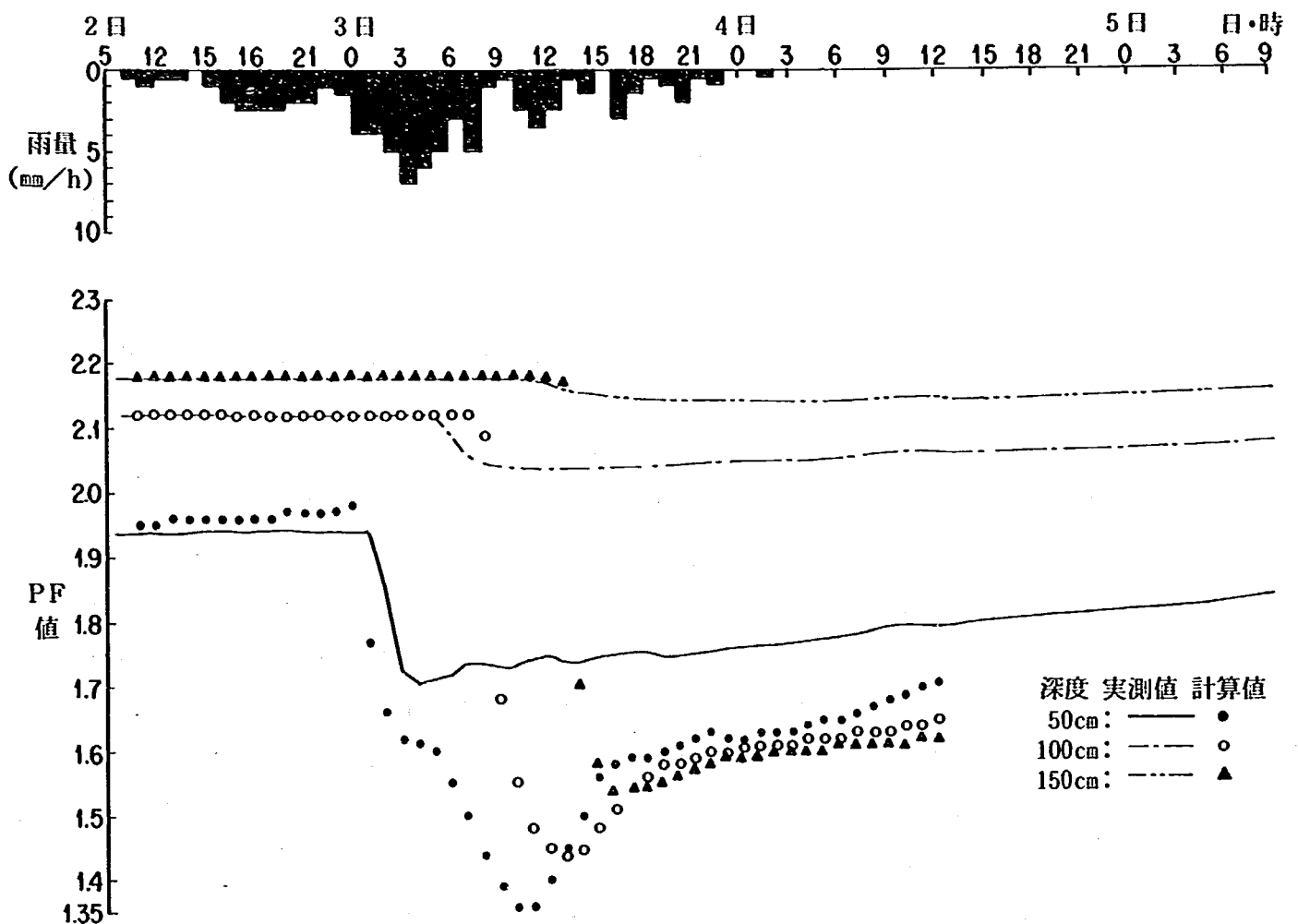
計算値と実測値とを比較すると、各深度におけるテンシオメータの反応開始時間に関しては、比較的精度よく実現象を再現しているものと判断される。反応開始時間の時間的ずれは深度100cm地点で2時間程みられるが、深度50cm地点及び150cm地点ではみられない。しかしながら、雨水到達後の土壌水分吸引圧の経時変化に関しては、実測値では各深度ともに人工降雨時と同様一定値まで低下した後には、定常状態へと移行しているのに対し、シミュレーション結果ではさらに低下を続けている。ここで注目すべきは、定常状態時には実測値では、下層部に位置するテンシオメータほど高い土壌水分吸引圧を示しているのに対し、シミュレーション結果では逆の傾向を示し、下層部に位置するテンシオメータほど低い土壌水分吸引圧を呈している点である (表-3.13)。これは、前述の様に、

① 山腹斜面の表土層を構成する森林土壌は、有機物に富み空隙量も大であるためこわれやすく小サンブラによる不攪乱状態での土壌採取は困難である。このため、室内試験により得られた値が実際の土壌の物理特性を精度よく再現しているとは考えにくい。

② 実際の森林土壌の保水性は室内試験により得られた値よりも高い。

表-3.13 初期条件 (自然降雨時)

(cm) 深度	(cm H ₂ O) 土壌水分吸引圧	pF 値	備 考
50	- 86.8	1.94	
100	- 131.8	2.12	
150	- 150.2	2.18	



図一3.49 自然降雨時（昭和63年6月2日～6月4日）の数値シミュレーション
（土壌水分計A地点，ケースG）

③ 自然斜面内部における土壌物理特性は、深度方向にも斜面長方向にも異なったものであり単一指標（ $\theta \sim \phi$ 曲線， $\phi \sim k$ 曲線）を用いて土層全体の特性を表現するのは非常に困難である。等の理由によるものと考えられる。

(3) 自然降雨時における数値シミュレーション

山腹斜面表土層内の雨水の浸透・流下過程を明らかにするため、昭和63年6月2日～4日に発生した降雨を対象として数値シミュレーションを実施した。土壌水分移動の数値解析には地形の三次元空間分布特性を考慮した崩壊発生モデルの中の土壌水分移動モデルを使用した。

ここで対象斜面の単位斜面分割は、平面メッシュ間隔を10mとし、各単位斜面における地盤標高は、1 / 500 の地形図を基に設定し（図一3.35）、表土層厚は既往調査結果を用いて等表土層厚線図を作成することにより設定した（図一3.36）。

本土壌水分移動モデルでは、雨水の山腹斜面内部での動きを鉛直一次元不飽和浸透流解析と飽和側方流解析とを組み合わせることにより追跡しているため数値解析を行うに当り土壌水分特性曲線並びに不飽和透水係数が必要となる。ここでは、表一3.13のケースG（ $\theta \sim \phi$ 曲線：土壌水分計A地点；深度100cm地点， $\phi \sim k$ 曲線：土壌水分計B地点；深度90cm地点）の $\phi \sim k$ 曲線及び $\theta \sim \phi$ 曲線に修正を加えたものを使用した（図一3.50，3.51）。また、初期条件としては各単位斜面とも

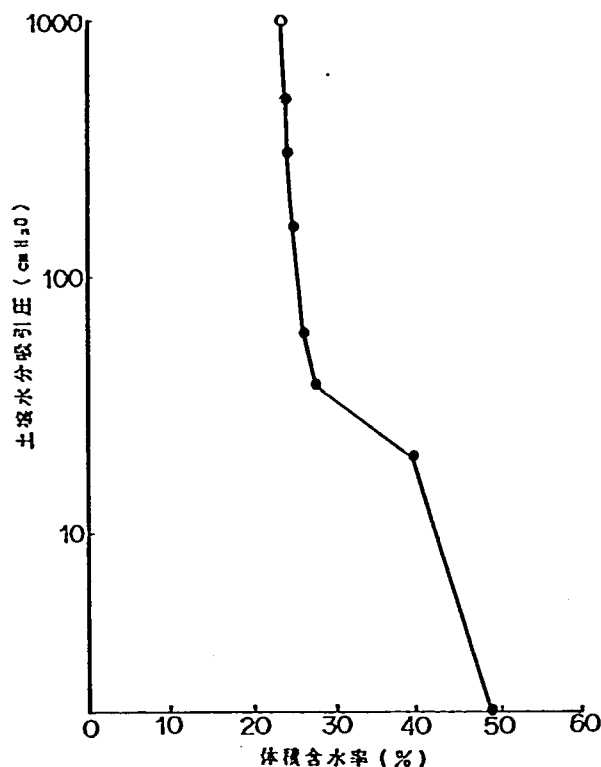


図-3.50 体積含水率と土壌水分吸引圧の関係

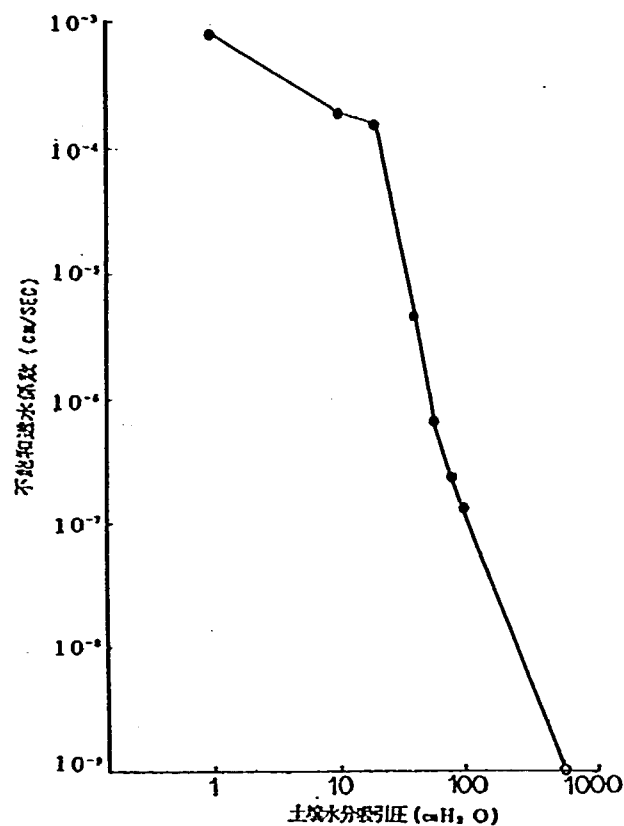


図-3.51 土壌水分吸引圧と不飽和透水係数の関係

に鉛直土層底面における全水頭が一定値となる様 (3.18) 式により設定した。

図-3.52 は、シミュレーション計算により得られた結果を基に斜面内での飽和度分布を時系列的にとりまとめたものである。ここで、斜面の飽和度分布は、

- ① 降雨開始直前 (昭和63年6月2日8時)
- ② ピーク雨量発生時 (昭和63年6月3日5時)
- ③ 降雨終了後 (昭和63年6月3日24時)
- ④ 降雨開始80時間後 (昭和63年6月5日15時)

の4時期についてそれぞれとりまとめた。各単位斜面の飽和度は、谷型、尾根型、平行型斜面ともに、降雨開始後の時間経過とともに上昇しており、斜面形状による飽和度の上昇度合の相違はほとんどみられない。これは、対象斜面の表土層厚が1.1 m~4.4 mと厚いにもかかわらず、降雨量が少なかったため、地表面より与えられた雨水が基岩へと到達する前に表層部より乾燥が進み、飽和側方流(地下水深)が発生するまでには至っていないためである。また、全ての解析期間を通じ、右岸斜面の飽和度が左岸斜面の飽和度を上回っているのは、表土層厚が左岸斜面より右岸斜面で厚くなっていることによるものと判断される。

図-7.53 は、地下水深の発生状況を時系列的にとりまとめたものである。

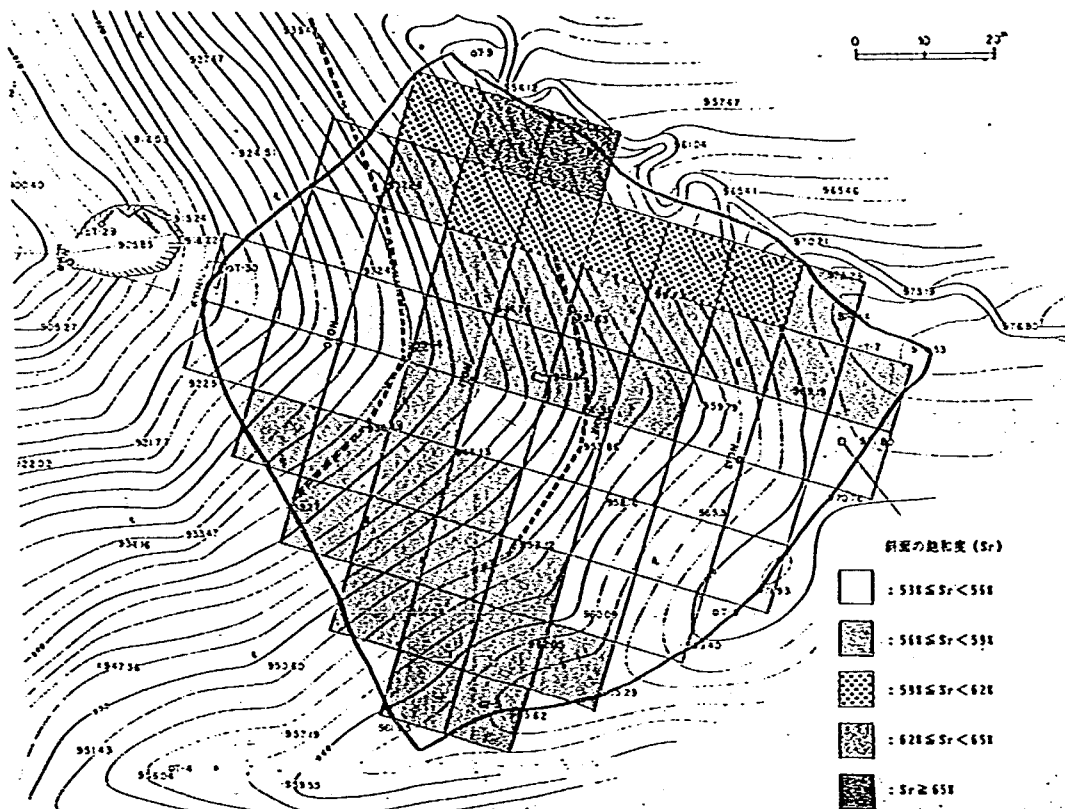


図-3.52(1) 数値シミュレーションによる飽和度平面分布
(昭和63年6月2日8時, 降雨開始直前)

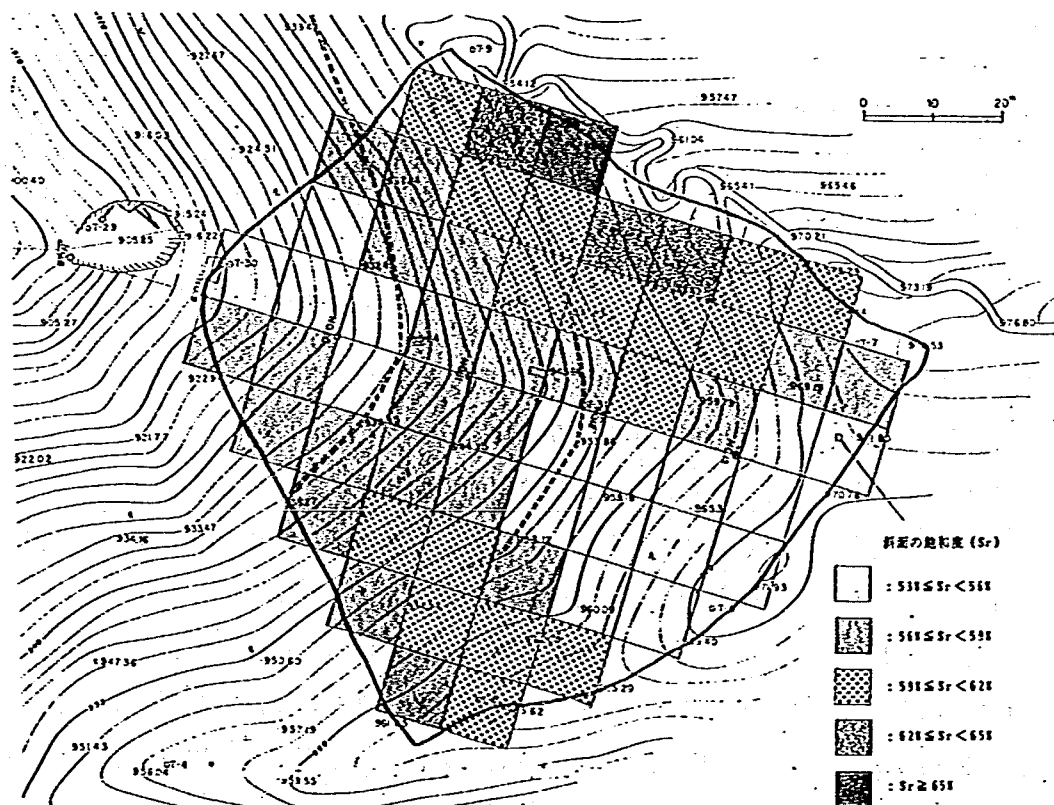


図-3.52(2) 数値シミュレーションによる飽和度平面分布
(昭和63年6月3日5時, 降雨開始21時間後)

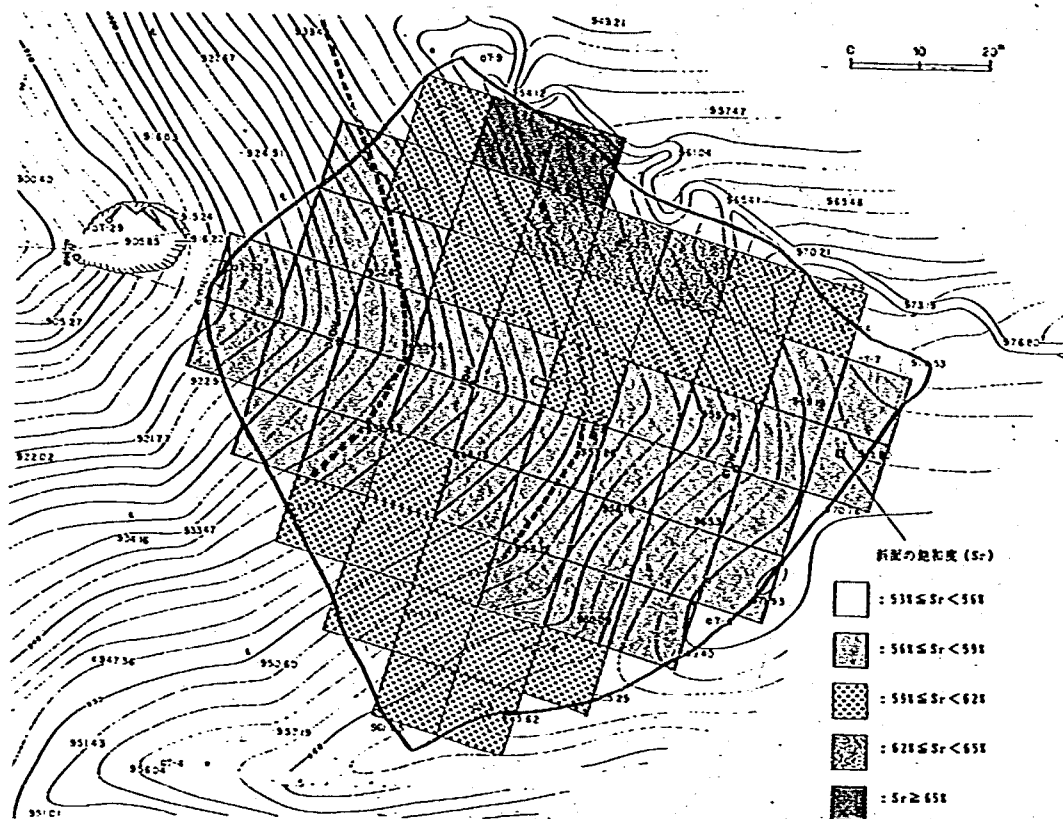


図-3.52(3) 数値シミュレーションによる飽和度平面分布
(昭和63年6月3日24時, 降雨開始41時間後)

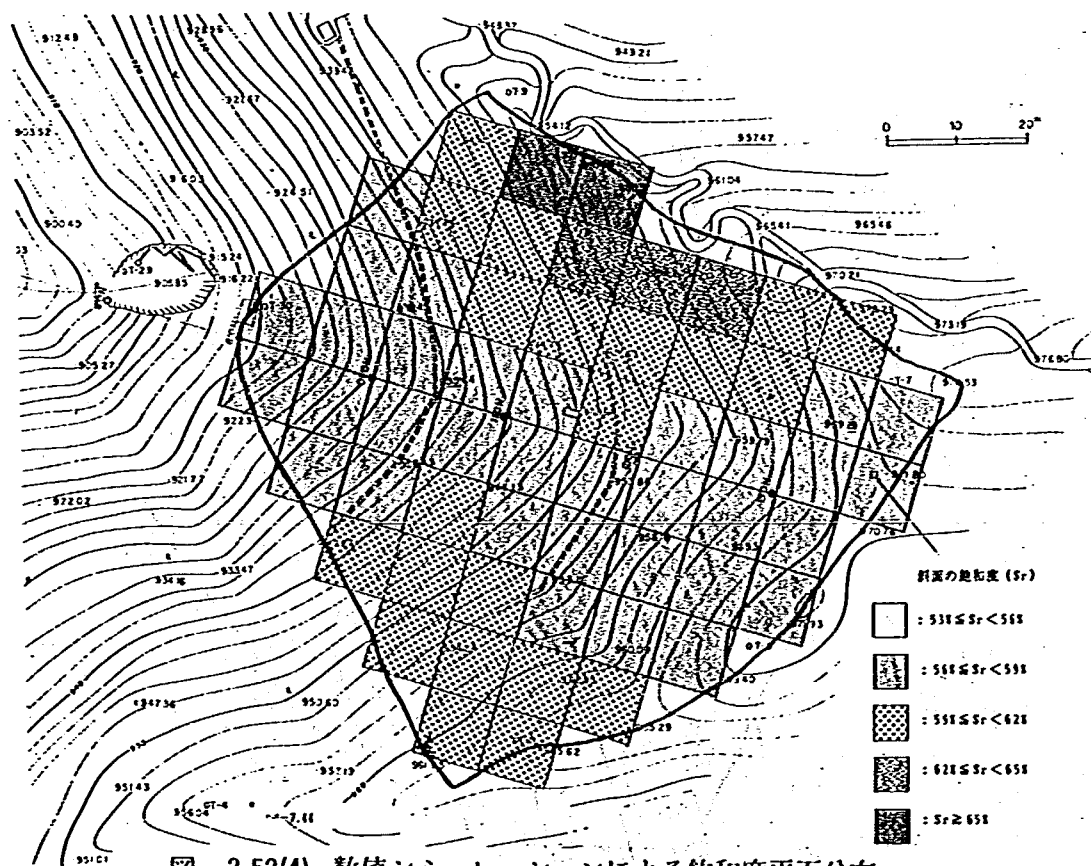
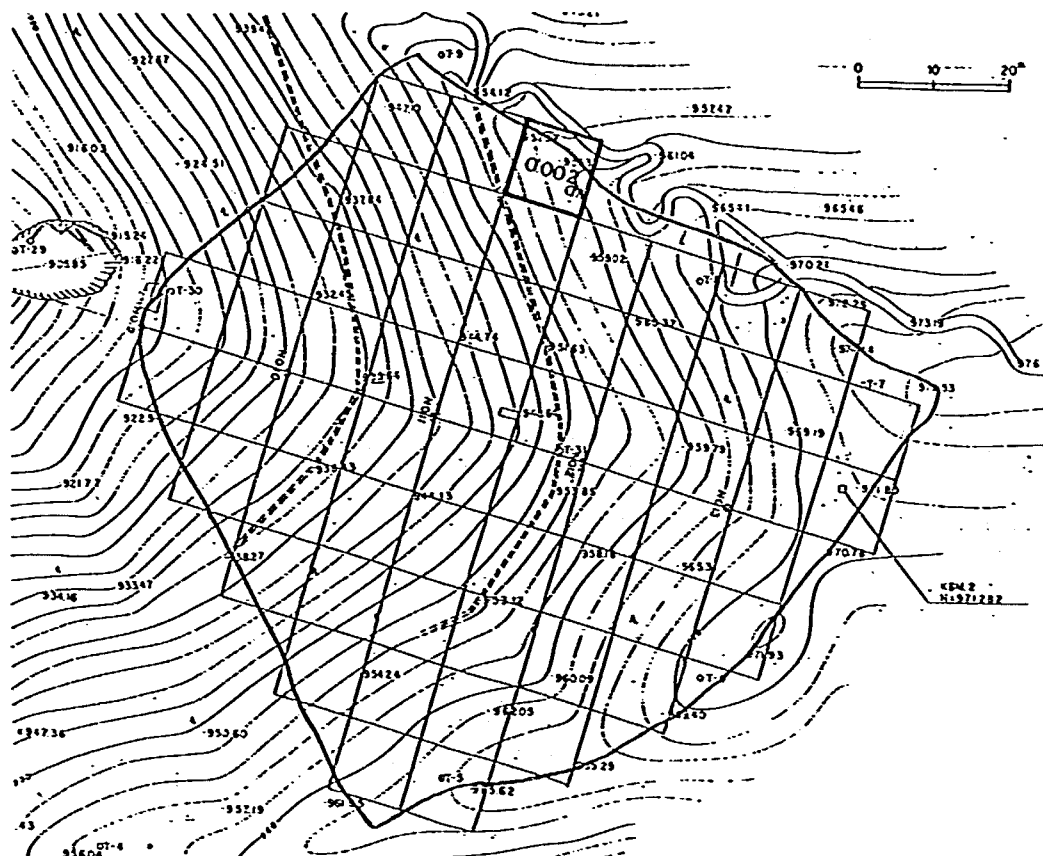
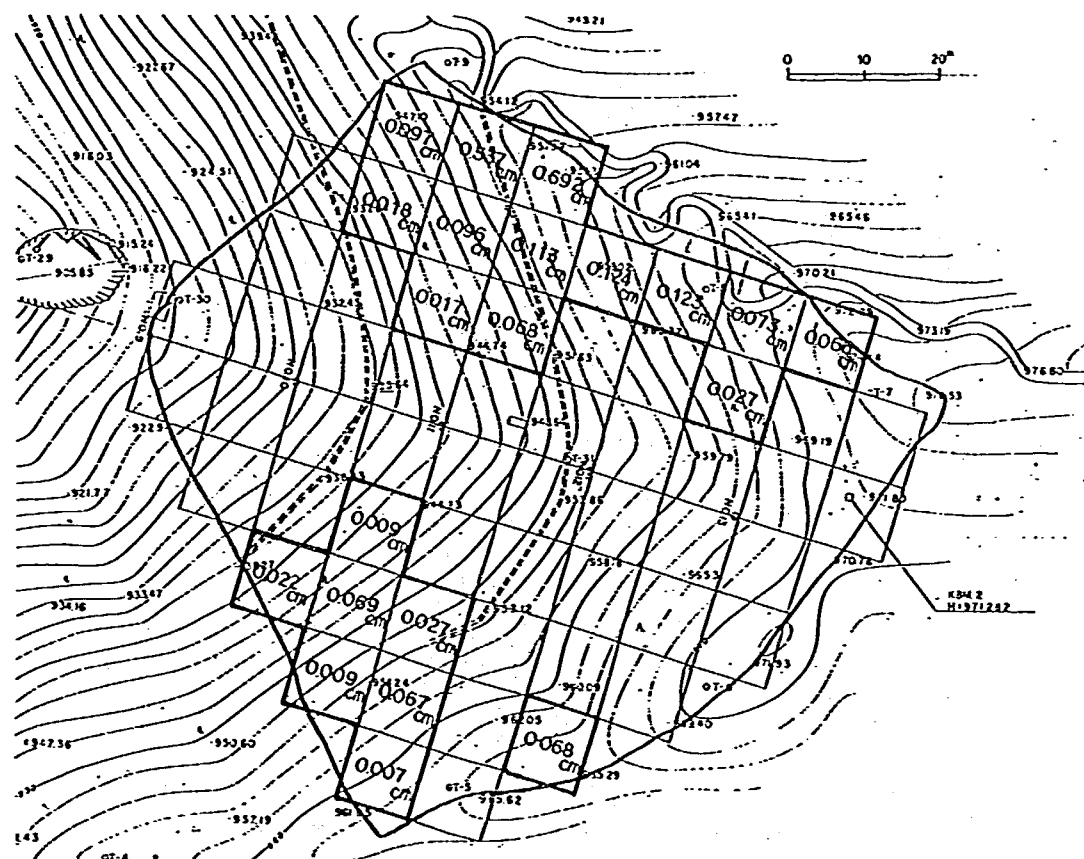


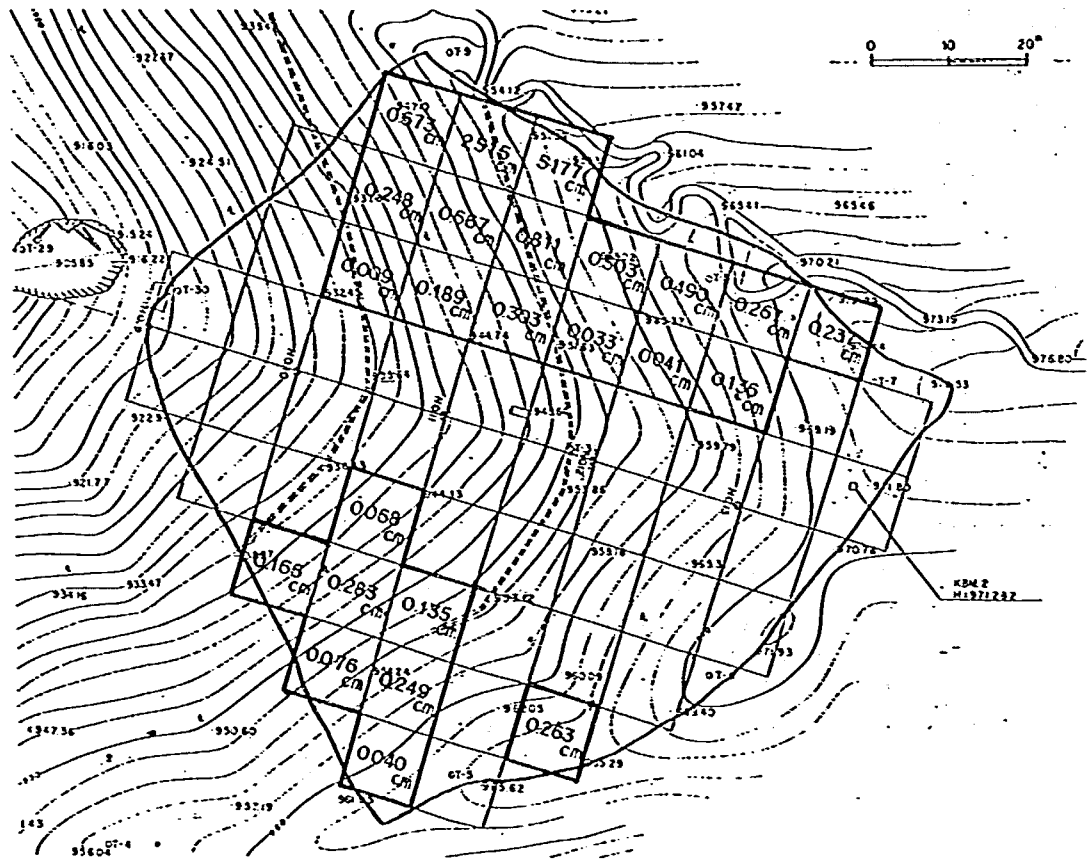
図-3.52(4) 数値シミュレーションによる飽和度平面分布
(昭和63年6月5日15時, 降雨開始80時間後)



図一 3.53(1) 地下水深の発生状況 (昭和63年 6 月 3 日 7 時, 降雨開始23時間後)



図一 3.53(2) 地下水深の発生状況 (昭和63年 6 月 3 日 12 時, 降雨開始41時間後)



図一 3.53(3) 地下水深の発生状況 (昭和63年 6 月 5 日 15 時, 降雨開始 80 時間後)

ここで, 地下水深の発生状況は,

- ① 地下水深発生斜面の出現開始時 (昭和63年 6 月 3 日 7 時)
- ② 降雨終了後 (昭和63年 6 月 3 日 24 時)
- ③ 降雨開始 80 時間後 (昭和63年 6 月 5 日 15 時)

の 3 時期についてとりまとめた。地下水深は, 対象斜面内で最も表土層厚の薄い (2, 7) 斜面 (表土層厚: 1.1 m) で降雨開始 23 時間後に発生し, その後時間経過とともに他の斜面でも発生している。しかしながら, 全ての解析期間を通じ, 地下水深は 1 cm 未満と小さいため, 斜面形状 (集水性) の相違による飽和度への影響はほとんどみられなかった。

以上, 自然降雨を対象として数値シミュレーションを実施し, 対象斜面内部における雨水の浸透・流下過程を追跡したが, 前述のとおり初期条件としては, 「各単位斜面ともに鉛直土層底面における全水頭が一定 ($= 0.0$) となる様に設定している」ため, 降雨開始直前の各地点での土壤水分状態 (飽和度) の違いが解析に反映されているとは言い難い。このため, 今後対象斜面内における土壤水分状態の平面分布状況を詳細に把握すべくテンシオメータの増設を計り, これらの観測結果を数値解析の初期条件として与えることにより, 実現象の再現を計る必要があるものと判断される。

3.4 まとめと今後の課題

山腹崩壊発生モデルを現地（小黑川）に適用して計算を行った結果、メッシュ分割を25mとし、現地で測定した土壤水分特性曲線及び土質定数を用いた場合には、崩壊地の発生場所については再現性が比較的よい（東谷川右岸斜面）という結果を得た。しかし、メッシュ分割を50mとした場合については、地形特性が十分再現されていないため、崩壊地の発生場所については25mメッシュより再現性が悪かった。発生時刻については、降雨のピークよりも、崩壊が発生し始めるのが遅く、従来言われている傾向とは異なった結果となった。地形特性による地下水位の上昇過程については、谷型、平行型、尾根型それぞれについて検討したが、実現象にあった結果が得られた。野笹沢野水文観測結果を用いて、鉛直一次元浸透過程について検討したが、計算値は測定値と異なった傾向を示し、土壤水分特性曲線の与え方について問題があることが分かった。

本モデルを用いる場合、土壤水分特性曲線及び土質定数は、斜面を代表する値を適用する必要がある、これらの現地データを如何にして入手するかが問題となる。また、本モデルを用いたシミュレーション結果より、崩壊場所の再現性はある程度あることが分かったが、発生時刻については従来言われていることとは異なった結果となったので、更に、他地域のデータも用いて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 高橋 保：土砂災害に対する警戒・避難降雨について，第15回自然災害科学総合シンポジウム，1980，pp 371～372
- 2) 林 拙郎，本多 潔：浸透水による砂質斜面の表層崩壊 - 崩壊長に関する予測 -，日林誌 70（1）'88，pp 30～38
- 3) 太田岳史：山腹斜面における出水機構に関する研究，京都大学学位論文，1984，pp 38～42
- 4) 岡 太郎，角屋 睦：裸地斜面域における雨水の浸入と地下水流出(2) - 流出モデルへのアプローチ -，京都大学防災研究所年報，第17号B，1979，pp 523～533
- 5) 沖村 孝，市川龍平，藤井郁也：表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法，新砂防 37-5，pp 4～10，1985
- 6) 建設省土木研究所，アジア航測㈱：災害時の形態別生産土砂量の概数調査業務委託報告書，昭和62年
- 7) 建設省土木研究所，応用地質㈱：野笹沢及び小黑川流域山腹土質試験報告書，昭和63年3月
- 8) 平松晋也，水山高久：不飽和浸透過程を考慮した山腹崩壊モデルの適用性について，昭和63年度砂防学会研究発表会概要集，pp 37～40，昭和63年5月
- 9) 建設省土木研究所，パシフィックコンサルタンツ㈱：山腹崩壊シミュレーション計算業務報告書，昭和63年度10月
- 10) 太田岳史：一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討Ⅲ - 初期水分条件と直接流出特性 - 日林誌，65，pp. 448～457，1983
- 11) 太田岳史，福嶋義宏，鈴木雅一：山腹斜面における出水現象の実態とモデル，水文・水資源学会研

究発表会要旨集, 1988, pp 8 ~ 11

- 12) 大手信人, 鈴木雅一: 森林土壌の飽和-不飽和透水特性と土壌水分特性について, 水文・水資源学会研究発表会要旨集, pp.64 ~ 67, 1988
- 13) 渡辺 敬, 徳山久仁夫, 中山政一, 二宮寿男, 大八木俊治: 土石流警戒避難基準雨量設定の一手法 -高知県仁淀川流域を対象として-, 新砂防, 110, pp 22 ~ 30, 昭和54年2月
- 14) 田中 孝, 鈴木 壽, 松尾 稔: 降雨時の斜面安定解析に影響を及ぼす各種要因の感度分析, 土木学会第42回年次学術講演会概要集, 昭和62年9月
- 15) 建設省土木研究所, ビイック樹: 野笹沢地区表層地盤調査報告書, 昭和63年7月
- 16) 岡太郎: 丘陵地斜面における macropores と雨水浸透, 京都大学防災研究所年報, 第29号B-2, pp 279 ~ 289, 1986

土砂災害危険度予測システムの
開発に関する研究

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第 2745 号

平成元年 2 月 (1989)

砂防研究室 室 長 水山高久

主任研究員 石川芳治

福本晃久

要 旨

山腹崩壊は、土砂災害を引き起こす要因の一つである。山腹崩壊の発生場所、発生時刻を予測することは、土砂災害の発生危険度予測を行う上で重要である。本研究では、山腹崩壊発生場所及び発生時刻の予測を行うために必要となる、斜面における土壌水分移動と地下水位の上昇過程を把握するための現地水文観測を行った。また、飽和-不飽和浸透理論を用いた土壌水分移動モデルと、斜面安定解析を組み合わせた山腹崩壊モデルを作成した。本報告書は、山腹崩壊モデルによるシミュレーション計算結果と現地調査結果を比較し、このモデルの現地適用性を検討したものである。

キーワード：土砂災害、山腹崩壊、予測、水文観測、シミュレーション計算

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2745号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

