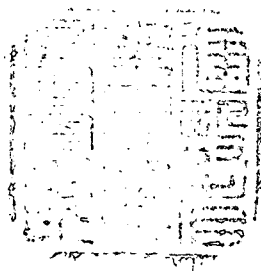


19

土 木 研 究 所 資 料

第 589 号

補強堤防の一試み



昭和 45 年 7 月

中部地方建設局 木曾川上流工事事務所
名古屋局技術事務所

土 木 研 究 所

ま え が き

河川堤防の破堤原因を分類してみると越流、漏水、洗掘、滑落の4種類に大別される。しかし過去の災害記録を調べてみると越流が原因となって破堤した例が極めて多い。たとえば直轄河川では、資料のはっきりしないものもかなりあるが、越流が直接の原因となって破堤を起こしていると思われるものが破堤原因の90%程度を示している。ここ数年来、河川改修工事もすみ、堤防の安定性も年を追って向上しており、洪水による災害もいちじるしく減少している。しかし、土砂を盛り上げて作る堤体は本質的に水に弱いという欠点をもっており、記録的な出水によって河の水位が堤防天端を越える事態になれば、まずは破堤はまぬがれないと考えられる。

したがって、堤防の築堤高さは越流が起らないように計画されるべきであるが、河川のうち特に中小河川には改修工事の済んでいない箇所が多数あること、さらに比較的小流域の河川では集中豪雨によって、予想を越えた異常出水が起り易いことなどのために、堤防の越流を完全に防止することは難かしいのが現状である。

河川の水位の異常な上昇によって、堤防の天端を越える流れが起ったとしても堤体が全面的に破壊されずにすめば、被害も僅小ですむと考えられる。特に中小河川では洪水継続時間が短かいえ、広範囲の堤防から越流するのならば、1箇所での越流流量自体も大した量にならないと思われる。このため土木研究所では羽越災害を契機として、多少の越流があっても堤防が全面的な破壊を起こさないような補強方法の検討に着手し、その一つに高分子布を使った補強工法を考案し、その効果の検討のための実験を行ってきた。
※今回、木曾川の堤防で実施した越流実験は土木研究所で実施した小規模実験の延長として計画された現場実験であり、補強を施した堤防に実際の洪水時の越流に近い条件を与え、堤防の補強効果を確かめるために行なったものである。実験は現在続行中であるが、本報告は今回の越流実験によって明らかにされたことについてとりまとめたものである。

目 次

まえがき

1	補強工法の考え方	1
2	実験堤防の概要	2
3	実験に使用した材料	4
4	越流実験	8
5	実験結果	10
5 - 1	越流時間と越流水量の関係	10
5 - 2	浸潤線の変化	19
5 - 3	越流時ののり面侵蝕状況	30
5 - 4	洗掘土砂の比較	42
6	補強工法の問題点	42

1 補強工法の考え方

越流によって堤防が破壊する状況は、堤防を越えた水が堤防裏のり面を洗い流し、天端のり肩の部分から破壊が始まる。のりの一部が洗掘されると越流水がその部分に集中し、ますます洗掘は加速されていく。そして堤防は次第に裏側より痩せていき、遂には全面的な崩壊に至る。写真-1は越水によって堤防裏側が削り取られ、破堤寸前でかろうじて破堤をまぬがれた堤防の例を示したもので、越流による破堤はこのような形から起こるものが多いと考えられる。



写真-1 越水によるのり面の洗掘

越流に対しても安全な堤防として渡良瀬遊水池などで計画されている越流堤などがあるが、特殊な構造で設計されているため工事費は高くなる。そこで越流水深が小さく、越流流量の少ない場合には、越流堤のような堅固で高価な構造でなく、しかも施工も簡易でかつ低廉な補強工法を堤体に加えるのみで、堤体の破壊防止がある程度期待できるものとして、高分子布を埋設する工法を考案した。この工法は、堤防の土羽土の下に高分子材料で織った布を天端から裏のり尻までの範囲に敷き込み、越流による洗掘を高分子布で食い止める工法である。高分子布の耐久性は高く、ほぼ半無限的にその効果は期待できる。なお、高分子材料を土羽土の下に敷いたのは布の紫外線による

劣化を防止するため、土羽土の表面は普通の堤防と同様、植生で保護する。土羽土の厚さは一応20～30cmを考えているが、雨水などの作用によって土羽土が崩落しないか、また植生の生育が布の埋設によって妨げられないかなど、今後検討を要する問題が残っている。

このような見地から、本実験の予備実験はすでに先年土木研究所千葉支所で実施した。この予備実験は今回の実験と同様に、高分子布を実験堤に埋設し、天端に設置した水槽から水をのり面に流下させ、のり面の洗掘および布の洗掘阻止効果を調べた。水の補給に限られたためのり面を流下させた流量は少なかったが、堤体が粘着性の土で作られていると高分子布による洗掘阻止効果の高いことが確かめられた。

しかし、越流量が少なかったこと。洪水時の条件と異なって堤体内に浸透流が存在しなかったこと、さらに実験規模が小さかったため実際の工事における布の埋設方法が検討できなかったことなどから、実物と同じ条件での実験を行なってみる必要を感じ、木曾川上流工事事務所および名古屋技術事務所と土木研究所が協力し、木曾川の河川敷で大規模な現場実験を行ない、それらの点について検討を加えた。

2 実験堤防の概要

i) 実験場所

実験場所は、木曾川上流工事事務所管内の岐阜県安八郡輪之内町塩喰地先で、実験堤防として揖斐川と牧田川の合流点の導流堤の一部を利用した。なお実験場所の詳細図は図-1に示した。

ii) 実験堤防

実験堤防の前面に、越水させる水を貯えるため図-2に示すような仮締切堤を築造した。また同図に示すように、越流を起こさせる試験箇所を5ヶ所設けた。試験箇所の幅は4.24mで天端に水門を設置し、ゲートの操作によって、越流量を調節した。試験箇所の両側には土のうで補強した小堤を作り、越流水が試験箇所以外ののり面を流下するのを防いだ。図-3は試験箇所の断面である。高分子布は天端の上部から堤防のり先5m外側まで延長して設置した。今年度行なった実験では強度の異なる高分子布を2種類用い、

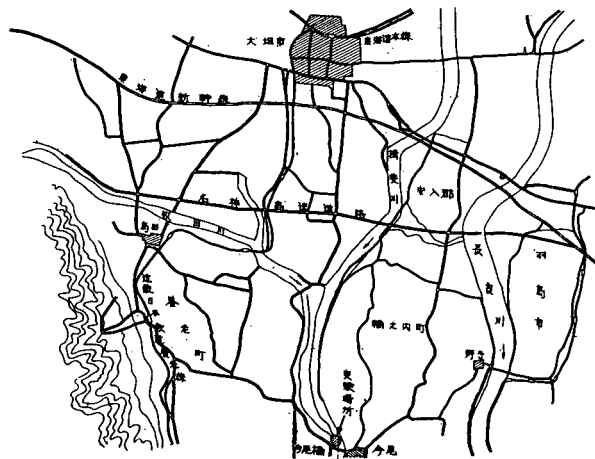


図-1 実験場所

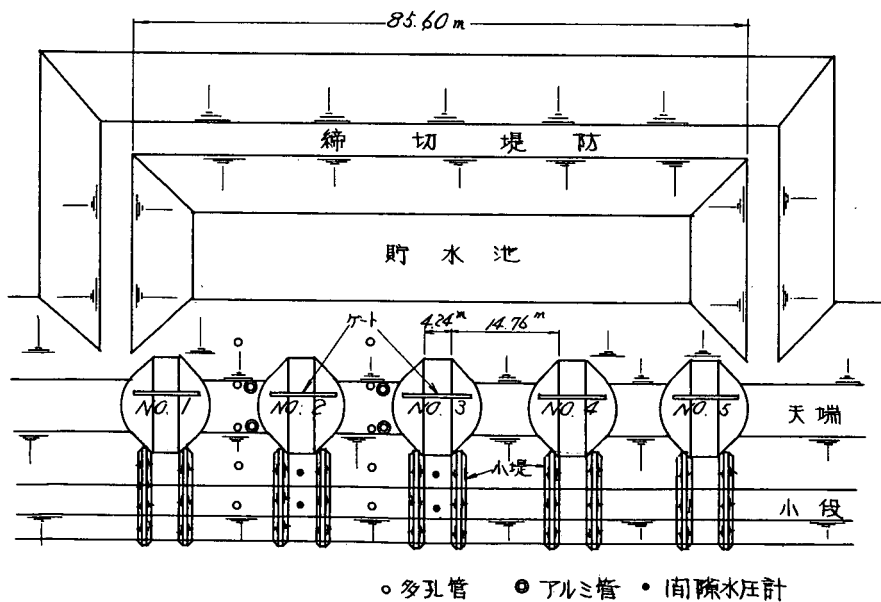


図-2 実験堤防の平面図

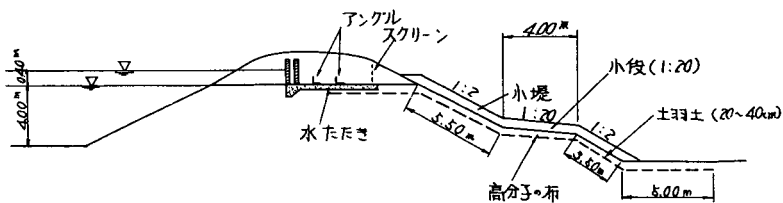


図-3 実験堤防断面図

表—1 実験堤の区分

区 域	44 年 度		45 年 度	
	高分子布の種類	のり面	高分子布の種類	のり面
No 1	なし	土羽土 30 cm	なし	総芝士羽土 20 cm
No 2	# 300	土羽土 20 cm	# 700	・
No 3	# 300	土羽土 30 cm	# 700 ・ 補強	・
No 4	# 300	土羽土 40 cm	# 8000	・
No 5	# 700	土羽土 40 cm	# 8000 ・ 補強	・

しかも埋設深さ、いい換えれば土羽土の厚さを 20～40 cm の範囲に変えて、試験箇所を表—1 の 5 試験区に分けて実験を行なった。さらに来年度の計画では、今年度の結果を検討のうえ、高分子布の種類を変え、しかも弱点部の補強を行なうこと、設置方法に改良を加えること、さらに表面に植生を行なうなどして越流させることにしている。

また今回の実験では、図—2、図—3 の平面図および断面図に示されているように、堤体には多孔管、アルミ管、および間ゲキ水圧計などを埋設した。まず多孔管は貯水池水位の上昇によって試験堤内にできる浸潤線の位置を確かめるために 1 断面に 5 本もうけ、2 断面について測定を行なった。測定は多孔管の上部に設置された自記水位計によって行ない、堤体内の浸透水の自由水面の変化を調べた。またアルミ管は R I 水分計を用いて堤体内の含水比および密度の変化の測定を行なうために設置されたものである。越流時の際に、越流水の堤体内部への浸透によって発生する間ゲキ水圧の変化を測定するために、間ゲキ水圧計を越流箇所の上部のり面および小段の高分子布の下 45 cm と 115 cm の位置に設置した。

3 実験に使用した材料

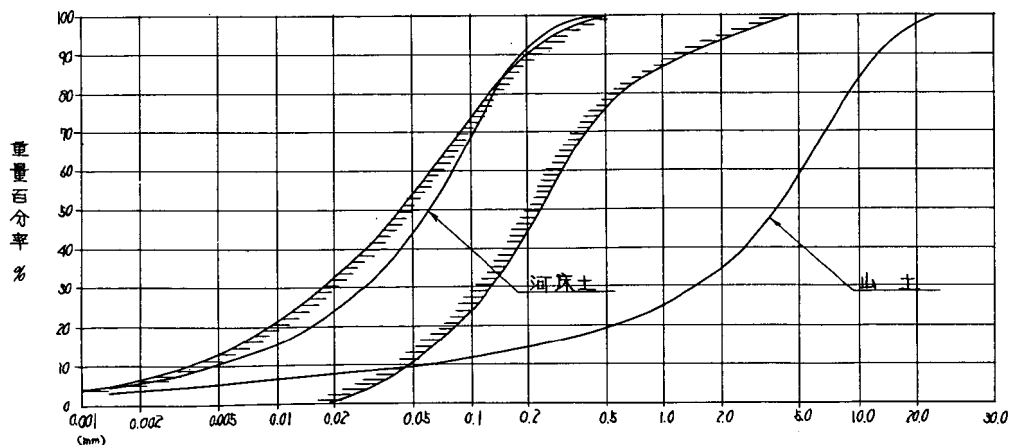
実験堤防に使用した堤体材料は山土と河床土の 2 種類で、それぞれの材料の物理的性質を表—2 に示した。山土は現場付近の岐阜県海津郡南濃町奥庭田の山を掘削して採取したもので、粒度試験では最大径を 50 mm におさえて行なったため、試験結果では図—4 に示すように最大径は 38.4 mm となっている。現場の築堤の中には最大粒径が 30 cm 程度のもので、レキがかなり含まれており、荒いレキまじりの土砂である。図—4 に示した斜線の範囲内

にある粒度分布は、河川堤防の堤体材料として一般に広く用いられている粒度分布を示したものである。この粒度分布と山土の粒度分布を比較すると、実験堤防に使用した山土は一般の河川堤防に比べてかなりのレキを含んだ土

表－２ 堤体材料の物理的性質

試 料 名		山 土	河 床 土
粒 度 分 析 結 果	レキ分 (%)	34.40	0
	砂分 (%)	23.40	43.50
	シルト分 (%)	5.90	46.10
	粘土分 (%)	5.10	10.40
	最大径 (mm)	38.10	2.00
	60% 径 (mm)	5.25	0.082
	有効粒径 (mm)	0.05	0.0047
均等係数		105.0	17.4
三角座標による分類			□ — △
比 最 適 含 水 比 (%)	比重	2.692	2.693
	最適含水比 (%)	15.6	15.0
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.835	1.756
	現場密度 (g/cm ³)	1.947	1.443
コンシステンシー	液性限界 (%)	39.30	N.P
	塑性限界 (%)	21.67	N.P
	塑性指数 (%)	17.63	—
透水係数 (cm/sec)	ハーゼンの式	2.5×10^{-2}	2.2×10^{-5}
	テルシフギーの式	$(2.5 \sim 4.4) \times 10^{-3}$	$(2.2 \sim 3.8) \times 10^{-5}$
	大型透水試験	1.9×10^{-2}	—

図－４ 粒度試験結果



砂であることがわかる。また有効径 (D_{10} : 10% 粒径) が 0.05 mm 程度の粗粒材料であるため、透水係数は大きい。表－３は直径 60 cm、試料厚さ 60 cm の供試体で、大型透水試験を行なった際の試験結果を示したもので、乾燥

密度 $\gamma_d = 1.867 \text{ g/cm}^3$ のときの透水係数は $k = 1.9 \times 10^{-2}$ であった。貯水池を作るために実験堤に平行に築造された仮締切堤防は、現地の高水敷に広がっている河床土を用いて作られたもので、透水係数は小さく、止水性は大きい、反面含水比が高く、シルト分の多い取り扱いにくい土であった。表-4は築堤時に山土および河床土についてそれぞれ2ヶ所で測定した現場密度試験の結果を示したものである。山土および河床土の乾燥密度はそれぞれ 1.947 g/cm^3 、 1.443 g/cm^3 であった。

表-3 大型透水試験結果

試験 番号	ピエゾメータ h cm	Δh cm	ℓ cm	i	$\frac{cm}{sec}$	A	V	K
1回	① 3.2.9	①-③ 12.7	61.10	0.208	8.708	282.744		1.4806×10^{-2}
	② 2.2.8	①-② 10.1	51.10	0.198	"	"		1.555×10^{-2}
	③ 2.0.2	②-③ 2.6	10.0	0.260	"	"		1.185×10^{-2}
2回	① 2.6.4	①-③ 6.2	61.10	0.101	5.417	"		1.897×10^{-2}
	② 2.1.5	①-② 4.9	51.10	0.0959	"	"		1.998×10^{-2}
	③ 2.0.2	②-③ 1.3	10.0	0.130	"	"		1.474×10^{-2}
3回	① 4.0.0	①-③ 19.5	61.10	0.319	18.417	"		2.042×10^{-2}
	② 2.3.6	①-② 16.4	51.10	0.321	"	"		2.029×10^{-2}
	③ 2.0.5	②-③ 3.1	10.0	0.310	"	"		2.101×10^{-2}
4回	① 4.6.7	①-③ 26.2	61.10	0.4288	27.500	"		2.268×10^{-2}
	② 2.4.2	①-② 22.5	51.10	0.4403	"	"		2.209×10^{-2}
	③ 2.0.5	②-③ 3.9	10.0	0.3900	"	"		2.494×10^{-2}
平 均								1.894×10^{-2}

土羽土の下に埋設した高分子布はPPFシート（ポリプロピレンの布）と呼ばれているもので、PPFの平糸を織って作った布である。穀物質を入れる麻袋、あるいは水防用の土のうの代用として使われている。そのPPFシートの物理的性質を表-5に示した。PPFシートを選んだ理由には軽量でやわらかく、折りたたみが簡単にでき、取扱いが容易なこと、伸び率が小さく、引張り強さが大きく、破損しにくいこと、耐水性、耐アルカリ性、耐酸

表-4 築堤中の現場密度試験結果

i) 山土区間

測定日	盛土高 (m)	平均含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)
44. 8. 7	2.40 (No1)	8.28	1.95	1.80
		8.60	1.91	1.75
		6.79	2.01	1.88
44. 8.18	— (No1)	11.09	2.32	2.09
		4.31	2.19	2.09
		5.20	1.88	1.99
44. 9. 9	4.50 (No1)	8.7	2.10	1.93
		9.6	2.00	1.82
		6.8	2.08	1.94
44.10. 6	7.00 (No1)	5.68	2.16	2.04
		6.22	2.11	1.98
		8.50	2.18	2.00
	7.00 (No2)	6.31	2.15	2.02
		7.02	2.23	2.08
		7.25	2.14	1.99

ii) 河床土区間

測定日	盛土高 (m)	平均含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)
44. 8. 7	2.40 (No3)	29.62	1.98	1.52
		30.64	1.92	1.46
		25.89	1.89	1.50
	2.40 (No4)	23.99	1.90	1.53
		24.47	1.91	1.51
44. 8.18	— (No3)	24.72	2.08	1.66
		28.48	1.77	1.37
		30.48	1.86	1.42
	— (No4)	28.90	1.79	1.39
		28.84	1.76	1.36
44. 9. 9	4.50 (No3)	28.04	1.79	1.40
		31.74	1.88	1.43
		27.5	1.84	1.44
	4.50 (No4)	29.7	1.80	1.38
		28.7	1.80	1.39
		26.8	1.85	1.45
		28.3	1.80	1.40
		27.4	1.74	1.36

iii) 流路法面上の現場密度試験結果

測定日	測定区間	測定箇所	湿潤密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)
44.11.18	No 5 区間 (土羽土 40cm)	天 端 1	1.802	1.653
		天 端 2	1.856	1.720
		上部法面 1	1.483	1.335
		上部法面 2	1.447	1.321
		上部法面 3	1.523	1.385
		上部法面 4	1.568	1.404
		小 段 1	—	—
		小 段 2	1.666	1.568
		下部法面 1	1.544	1.372
		下部法面 2	1.628	1.417
44.11. 7	No 1 区間 (無処理 区間)	天 端 1	—	—
		天 端 2	—	—
		上部法面 1	1.539	1.386
		上部法面 2	1.803	1.629
		上部法面 3	—	—
		上部法面 4	1.745	1.544
		小 段 1	—	—
		小 段 2	1.782	1.572
		下部法面 1	1.597	1.413
		下部法面 2	1.887	1.649

表-5 PPFシートの物理的性質

	単 位	#300		#700	
		タ	テ	ヨ	コ
引張り強度	$\text{kg}/5\text{cm}$	129	118	165	156
引張り伸度	%	13	11	12	11
引裂き強度	kg	29	27	38	54
比 重		0.91		0.91	
重 量	g/m^2	140		185	

ただし #300(12本×12本/inch打込み) } 10×50m
 #700(16本×16本/inch打込み)

性で、半永久的にその強さを失わないこと、平糸を荒く織った布であるため透水性も大きく、周囲の土になじみ易いことなどがあげられる。布の引張り強さはたとえば1インチ幅に12本の平糸を織り込んだ布ではm当り2.5 t ~ 2.3 tであり、平糸の数を増加させればさらに大きい強さを期待できる。

4 越流実験

実験では種類の異なるのり面について、順次1回ごと越流させ、流下する水によるのり面の洗掘状況を観察した。実験は11月中旬から着手し、大体1週間に1回の割合で行なった。各実験ともまず写真-2に示すように貯水池に水を貯めた後に、天端に設置してある水門のゲートを引上げ越流を起こさせた。貯水期間中および越流実験開始直前に、貯水池の水位は貯水池に設置された量水標と自記水位計によって測定をし、また堤体内の浸透水による自由水面の変化は自己水位計によって測定を行なった。写真-2からもわかるように、堤体が比較的透水性の材料でできているため、単に貯水池へのたん水のみによってかなりの堤体漏水がおこった。このような状態での越流実験であったので、越流実験はかなり厳しい条件のもとで再現できたと考えられる。

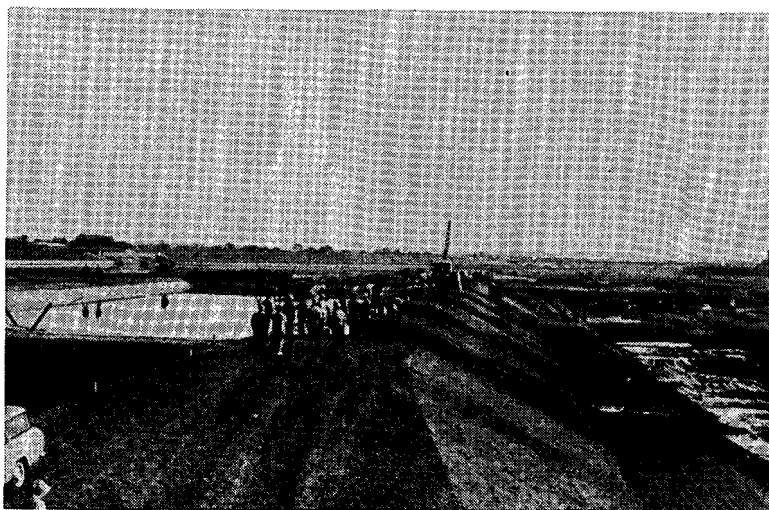
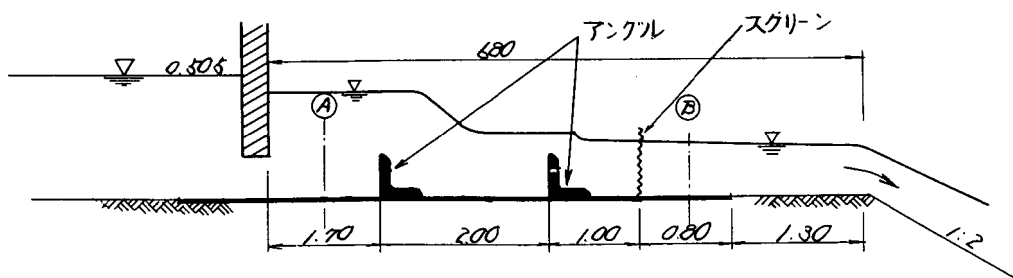


写真-2 実験開始直前の堤防の状態

越流量は対策工法の効果を明らかにするため各実験とも同一にし、 4.24 m の幅をもつり面に最大 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の水を流した。これは、川の水位が天端の高さよりも 20 cm 上昇したときに生ずる越流量にほぼ匹敵すると考えられる量である。実験は、予備実験として土羽土の厚さ 40 cm （NO.5区間）のり面で越流させた。この予備実験において築堤をしたままの状態では、堤体の漏水が大きいため貯水池に水を貯めることができず、貯水池全体にビニールシートをかぶせた。ビニールシートの止水性によって、かなり堤体の漏水は少なくなったが、それでも写真-2に示すように実験開始直前では小段の部分からかなりの漏水が認められた。またこの予備実験では射流の状態で天端からのり面に水を流下させたため、のり面の損傷がひどく、無処理区間での越流実験では全面崩壊の危険が予想されたので、NO.1～NO.4の試験区間では図-5のようにゲートの前に 10 cm の鉄製のアングルを2個およびスクリーンを並べて、射流を常流に変えて天端からのり面に水を流下させた。この他、ゲートの操作、測定器具の測定方法などを検討した後、無処理区間（NO.1区間）、土羽土 20 cm （NO.2区間）、 30 cm （NO.3区間）、 40 cm （NO.4区間）の順に実験を進めた。実験は流水によるのり面

図-5 天端流路



① ② : 越流深測定位置

の洗掘の過程を詳細に観察することに重点をおき、写真および測定によって洗掘の形状を調べた。実験中、越流水によってのり面はひどく洗掘される。

無処理区間の実験では越流時間がわずか9分30秒で堤体が大きく洗掘され、全面破堤の危険が起こったため、越流を中止した。このため後の対策工法を施した区間の実験についても越流は一応9分30秒で打ち切り、いった

んのり面の洗掘状況を測定した後、さらに越流を継続させた。

5 実験結果

5-1 越流時間と越流水量の関係

越流実験は越流開始後5分迄、ゲートを序々に上げてゆき、5分で4.24m幅をもつり面に最大流量 $0.5\text{ m}^3/\text{sec}$ を流し、それ以後5分間 $0.5\text{ m}^3/\text{sec}$ の水量を流す予定であったが、無処理区間の洗掘が大きくなり、全面破壊の恐れを生じたため8分後、ゲートを序々に下ろし9分3.0秒で実験を打切った。そのため最大流量時間は3分弱になった。またのり面を流下する越流水の流量 Q と流速 v とが、のり面の洗掘に大きく影響すると考えられるので、越流水量および流速をできるだけ適確につかむために、越流時間中の貯水池の水位の変化、ゲートの引き上げ高さおよび天端での越流水深の測定を行なった。そして貯水池の水位低下から越流水量を求めた。なお堤体からの漏水量は越流する前の貯水池水位低下量から漏水量を求め、また三角ゼキを使って実際の漏水量の測定を行なった。越流水量はこの漏水量を差し引いて求めた。またゲートの前面で測定した越流水深と貯水池の水位とから、もぐり流出の公式 $Q = C d b B \sqrt{2 g y_1}$ (1) を使って越流水量を求めた。また別の方法として刃形シルの場合の公式

$$Q = 1.84 B h^{3/2} \text{(2)}$$

を使っても越流水量を求めてみた。これらの3方法によって求めた越流水量から、その比較検討を行なった。表6~8、図6~12は以上の計算結果を示したものである。三者を比較すると、もぐり流出の公式で求めた方が、貯水池水位低下量、刃形シルで求めたものより最大流量に達する時間は早くなっているが、単位 m あたりの最大流量は三者とも $0.14\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度になっている。また各実験ともにほぼ等しい最大流量を示しており、NO.4区間においても最大流量は $0.14\text{ m}^3/\text{sec}$ となっており、各実験ともに同一条件で行なわれたと考えてよさそうである。表-9は各試験区間の越流実験中における貯水池の水位変化を表にしたものである。表-10は三角形ゼキによる漏水量調査結果を示したもので、表-11は貯水池の水位低下より漏水量を求めたものである。三角形ゼキから求めた漏水量が水位低下より求めたもの

表-6 NO.5 区間 (土羽 ± 40 cm) の越流実験結果

時間	測定値				計算値											摘要
	ゲート開度	貯水池水位	堤防天端	平均越流深	平均越流深	面積	平均面積	低下水位	水位差	使用量	流量	1m当り流量	断面積	流速	フルード数	
分秒	cm	cm	④ cm	cm	Y1 cm	m ²	m ²	cm	cm	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ²	m/s	$F = V/\sqrt{gY1}$	1. 貯水池の水位低下量より越流量を算出する。 2. ゲートは連続開放
始め		80				2.083										
1		79														
2		78														
3	3.2	77	5, 7, 5	5.5		2.041	2.062	3	3	61.86	0.34	0.08	0.23	1.48	2.0	
4		75														流出量 $Q = C_d b B \sqrt{2g \Delta Y}$ $= 0.61 \times 0.068$ $\times 4 \sqrt{19.6 \times 0.62}$ $= 0.58$ $Q = 0.61 \times 0.09$ $\times 4 \sqrt{19.6 \times 0.53}$ $= 0.71$
5		73														
6	6.8	71	10, 6, 10	9.0		2.011	2.026	9	6	121.56	0.67	0.16	0.58	1.77	1.6	
7		68														
7'45"	9.0	67	15, 10, 15	13.8		2.000	2.006	13	4	80.24	0.76	0.18	0.59	1.29	1.1	
									計	263.66	0.57				1 < 射流	

条件: 1. ゲート巾 2 m × 2 水路巾 4.24 m

2. 湛水深 80 cm

3. 漏水量 計算せず。従って実際はこれよりやや少目



④: 越流深測定位置

図-6 越流量測定結果 (NO.5 区間; 土羽 ± 40 cm)

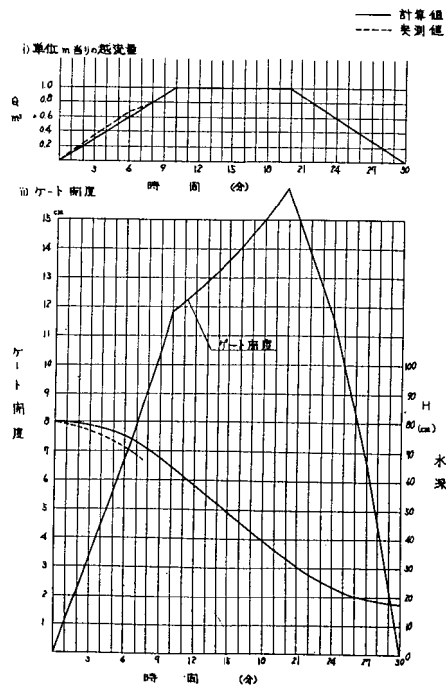


表-7 NO.1区間（無処理区間）の越流実験結果

時間	測定 値				計 算 値				超 流 量			上流天端④		下流天端⑤		備 考	
	ゲート 開度	貯水池 水位	堤防上 越流水深	天端下 越流水深	水面積 低下水位	平均 水位	水位差	使用量	流量	1m当 り流量	断面積	流速	断面積	流速	フルード数		
分秒	cm	cm	cm	cm	m ²	cm	m ²	cm	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ²	cm/s	m ²	cm/s	Fr=V/√YT	
始め	1	50.5	右	左	右	左	1925										1.貯水池の水位低下 より超流量算出 する。
1		50.2 (50.5)	16.3	15.2	3.9	8.8	1932.5	0.2	3.86	0.064	0.015	0.664	9	0.269	24	0.31	2.測水差は3.0分 で4cm。
2	3	49.5 (49.8)	16.3	15.2	9.0	9.0	1930	0.5	9.65 (13.51)	0.161	0.038	0.664	24	0.382	42	0.47	3.測定速度、天端流 下時間の遅れによ る差は考えなかつ た。
3	5	49.0 (49.4)	20	20	15.0	12.3	1917.5	0.4	7.67 (21.18)	0.128	0.038	0.848	15	0.538	24	0.22	
4	7	47.5 (48.0)	24	22	14.8	14.1	1912.5	1.4	26.78 (47.95)	0.446	0.105	0.970	46	0.612	73	0.66	
5	9.2	46.0 (47.7)	26	24	17.0	15.5	1909	1.3	24.82 (72.77)	0.414	0.098	1.060	59	0.680	61	0.50	
6		44.0 (44.8)	28	28	17.5	15.5	1904	1.9	36.18 (108.95)	0.603	0.142	1.192	51	0.700	86	0.72	Q=0.6bV/2√YT=0.5 ×0.92×4√19.6×14.4 =0.8m ³ /s
7	9.8	42.0 (42.9)	29	29	16.5	16.3	1896	1.9	36.02 (14.497)	0.600	0.142	1.235	49	0.700	86	0.70	
8		40.5 (41.3)	29	30	15.5	16.3	1888.5	1.6	30.22 (175.19)	0.504	0.119	1.250	40	0.678	74	0.62	
9		39.0 (40.2)	30	31	15.5	—	1882.5	1.1	20.71 (195.90)	0.345	0.081	1.295	27	0.660	52	0.46	Q=0.35×0.098 ×4√19.6×0.39 =0.37m ³ /s
9' 25"	9.8	38.0 (39.3)					1878	0.9	16.90 (212.80)	0.281	0.066						
	()						計		212.80	0.380						1 > 常流	

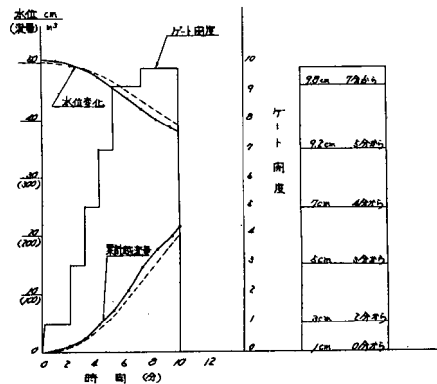
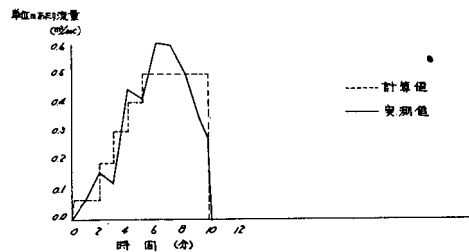
条件: 1. ゲート巾 2m × 2 水路巾 4.24 m

2. 流水深 50 cm

3. 漏水量 $1.870 \text{ m}^3 \times 0.04 = 7.48 \text{ m}^3 / 50 \text{ 分} = 2.4 \text{ m}^3 / \text{分} = 0.04 \text{ m}^3 / \text{秒}$



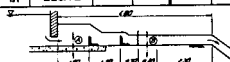
図-7 越流量測定結果（NO.1区間；無処理）



表一八 NO.2 区間 (土羽土 20 cm) の越流実験結果

時間	ゲート開度	測定 値						計 算 値						上流天端④		下流天端⑤		フルード数	
		貯水池水位	上流越流水深	堤防越流水深	下流越流水深	面積	低下水位	平均面積	水位差	使用量	流量	1m当り流量	断面面積	流速	断面面積	流速			
分秒	cm	cm	cm	cm	cm	m ²	cm	m ²	cm	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ²	m/s	m ²	m/s	Fr=V/√gH		
始め	1	52	右	左	右	左	1936											1.貯水池の水位低下量より越流量算出する。 2.流量量は0.040m ³ /s	
1		514	140	140	49	54		19350	0.5	268	0.161	0.040	0.594	27	0.218	74	1.04		
		(515)					1934	0.5											
2	3	506	145	145	55	54		19325	0.6	1160	0.193	0.048	0.615	31	0.231	84	1.14		
		(509)					1931	1.1		(2128)									
3	5	498	195	190	105	95		19295	0.7	1351	0.225	0.056	0.816	28	0.424	53	0.54		
		(502)					1928	1.8		(3479)									
4	7	488	250	250	140	145		19265	0.8	1541	0.257	0.064	0.975	26	0.604	43	0.56		
		(494)					1925	2.6		(5020)									
5	9.2	471	240	240	110	115		19215	1.6	3074	0.512	0.128	1.018	50	0.477	107	1.02		
		(478)					1918	4.2		(8094)									
6		452	280	260	155	150		19140	1.7	3254	0.542	0.156	1.145	47	0.604	90	0.76		
		(461)					1910	5.9		(11348)									
7	9.8	434	280	270	150	150		19065	1.7	3241	0.540	0.155	1.166	46	0.594	91	0.78		
		(444)					1903	7.6		(14589)									
8		412	290	280	155	110		18985	2.0	3797	0.633	0.158	1.208	52	0.562	113	0.99		
		(424)					1894	9.6		(18386)									
9		396	290	280	140	105		18905	1.5	2836	0.472	0.118	1.208	39	0.519	91	0.83		
		(409)					1887	11.1		(21220)									
9'50"		388						18855	0.7	1320	0.440	0.110							
		(402)					1884	11.8		(22542)									
								計		22542									

条件: 1.ゲート巾 2m×2 水路巾 4.24m
2.底水深 52cm



④⑤: 越流量測定位置

図一八 越流量測定結果 (NO.2区間;土羽土 20 cm)

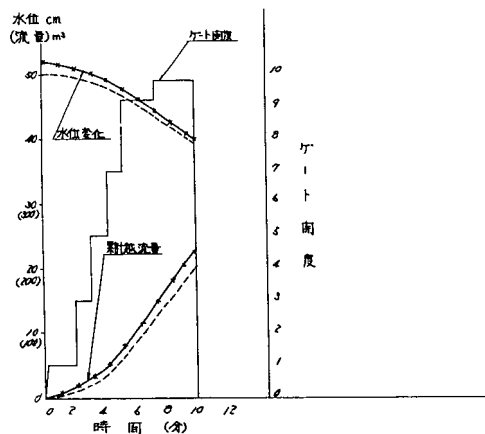
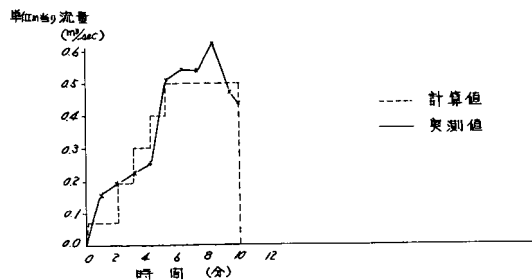


図-9 単位幅 1 m あたり流量
(NO.1 区間; 無処理)

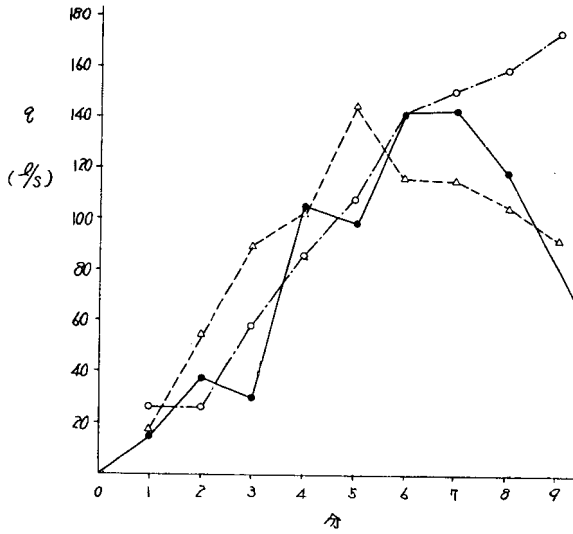


図-10 単位幅 1 m あたりの流量
(NO.2 区間; 土羽 ±20cm)

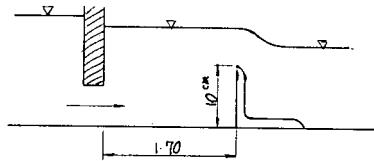
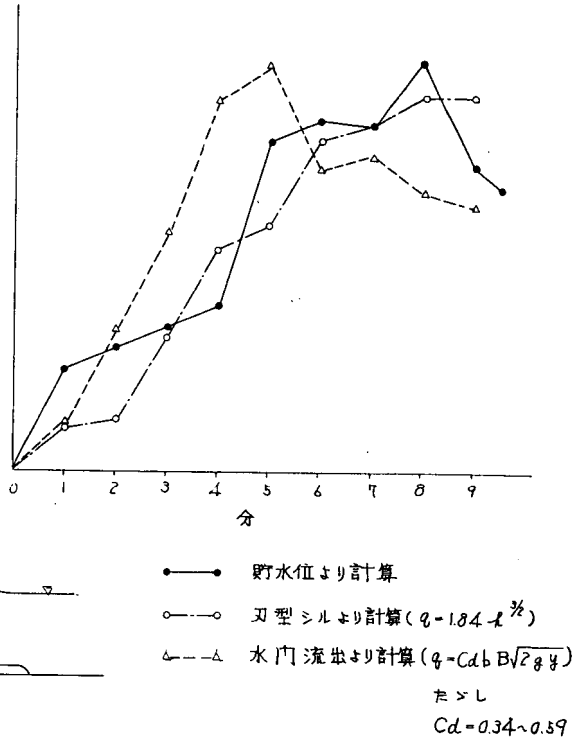


図-11 単位幅 1 m あたりの流量
(NO.3 区間; 土羽 ±30cm)

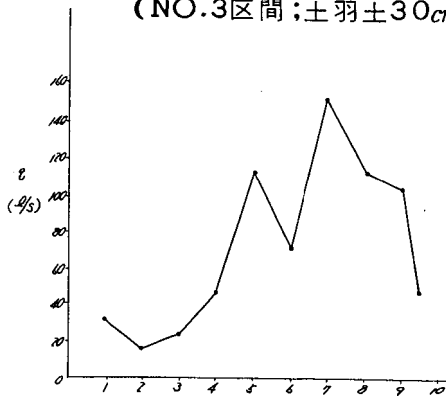
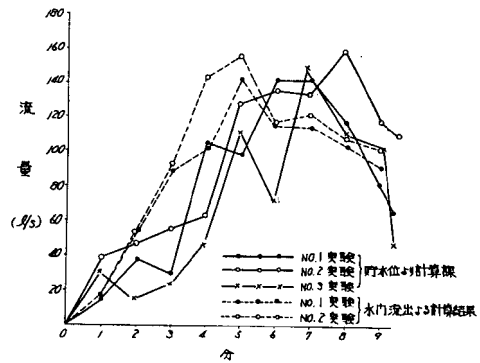


図-12 越流時間と単位 m あたりの流量の関係



表—9 貯水池 水位变化

	1			2			3			4			5			6		
	水位	水位差	低下水位	水位	水位差	低下水位	水位	水位差	低下水位	水位	水位差	低下水位	水位	水位差	低下水位	水位	水位差	低下水位
始心	62.0		0	57		0	54.00		0				50.25		0	52		0
		1.0			1.0		53.80	0.20	0.20					0.05			0.6	
1	61.0		1.0	56		1.0	53.50	0.30	0.50				50.20		0.05	51.4		0.6
		1.0			1.0		53.30	0.20	0.70					0.40			0.8	
2	60.0		2.0	55		2.0	53.00	0.30	1.00				49.80		0.45	50.6		1.4
		0.5			1.0		52.00	1.00	2.00					0.50			0.8	
3	59.5		2.5	54		3.0	51.50	0.50	2.50				49.30		0.95	49.8		2.2
		0.5			1.0		51.00	1.00	3.00					0.80			1.0	
4	59.0		3.0	53		4.0	50.00	1.00	4.00				48.50		1.75	48.8		3.2
		2.0			1.5		49.00	1.00	5.00					1.50			1.7	
5	57.0		5.0	51.5		5.5	48.00	1.00	6.00				47.00		3.25	47.1		4.9
		2.0			1.5		47.00	1.00	7.00					2.00			1.9	
6	55.0		7.0	50		7.0	46.00	1.00	8.00				45.00		5.25	45.2		6.8
		2.0			2.0		45.00	1.00	9.00					1.30			1.8	
7	53.0		9.0	48		9.0	44.00	1.00	10.00				43.70		6.55	43.4		8.6
		2.0			2.0		43.00	1.00	11.00					2.70			2.2	
8	51.0		11.0	46		11.0	42.00	1.00	12.00				41.00		9.25	41.2		10.8
		1.5			2.0		41.00	1.00	13.00					1.75			1.6	
9	49.5		12.5	44		13.0	41.00	0	13.00				39.25		11.00	39.6		12.4
		1.3												1.50			0.8	
10	48.2		13.8										37.75		12.50	38.8		13.2

表-10 三角形ゼキによる漏水量調査

公式 JIS の直角三角形堰公式をもちいる。

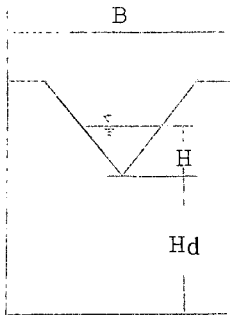
適用範囲

$$B = 0.5 \sim 1.2 \text{ m}$$

$$H_d = 0.1 \sim 0.75 \text{ m}$$

$$H = 0.07 \sim 0.26$$

$$H \geq B/3$$



$$H_d = 0.385 \text{ m}$$

$$B = 0.92 \text{ m}$$

$$Q = K H^{5/2}$$

$$K = 1.353 + \frac{0.004}{H} + \left(0.14 + \frac{0.2}{\sqrt{H_d}}\right) \left(\frac{H}{B} - 0.09\right)^2$$

時 間	H (m)	Q (m³/sec)
8:45	0.055	0.00101
8:55	0.135	0.00928
9:17	0.130	0.00843
9:30	0.130	0.00843
9:40	0.130	0.00843
9:50	0.130	0.00843
10:00	0.132	0.00876

表-12 貯水池への時間別貯水量

表-11 貯水池の水位低下による漏水量調査

時 間	H (cm)	水位差 (mm)
10:55	38	15
11:05	36.5	15
11:15	35.0	

$$1874.8 \times 0.015 = 28.12 \text{ m}^3 / 10 \text{ 分}$$

$$28.12 / 60 \times 10 = 0.0468 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

日	時	水位(m)	適 要
11/27	17:10	1.20	ポンプ停止
	21:50	0.95	ポンプ再始動
11/28	24:00	2.13	
	1:00	2.54	
	2:00	2.92	
	3:00	3.16	
	4:00	3.36	
	5:00	3.54	
	6:00	3.78	
	7:00	3.95	
	7:30	4.02	
	8:00	4.09	
	8:30	4.18	
	9:00	4.25	
	9:30		

より小さくなっているが、これは漏水の集水面積が小さかったためと思われる。表-12は揚水時間と貯水池の水位の関係を示したもので、4m揚水するのにだいたい14時間かかっている。図-13は越流水深と越流時間との関係を示したもので、上流と下流は天端越流水路に設けられたアングルを境にして区別した。図-14は越流時間と天端における流速 v との関係を示したものである。流速 v は越流量を越流水深で割って求めたもので、ゲートとアングルの間では流速 v は50cm/sec程度で、このときの越流水深は30cmである。またアングルを越流してのり面に流下する時点で流速 v は100cm/secで、越流水深は15cm程度になった。表-13は流速計を用いて測定した流速 v を示したもので、流速 v は100cm/sec程度で、計算値とほぼ一致している。

つぎに、越流実験の流量が実際の洪水時の場合、どの程度の水位に相当するかを推定するために、次のような仮定をもうけて計算を行なった。洪水時に天端を越流する水の流れは、広頂ぜきの流れに等しいとし、天端ののり肩

図-13 越流水深と越流時間との関係

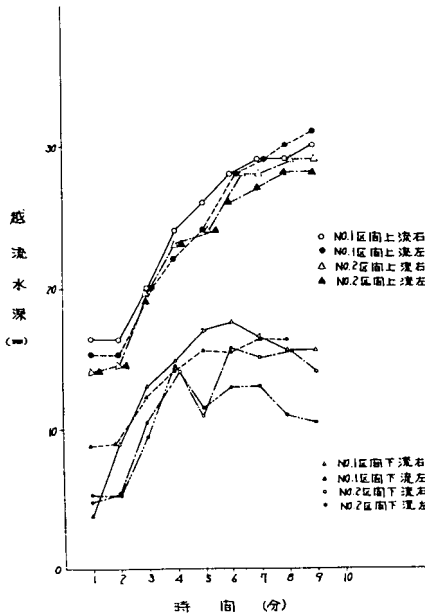
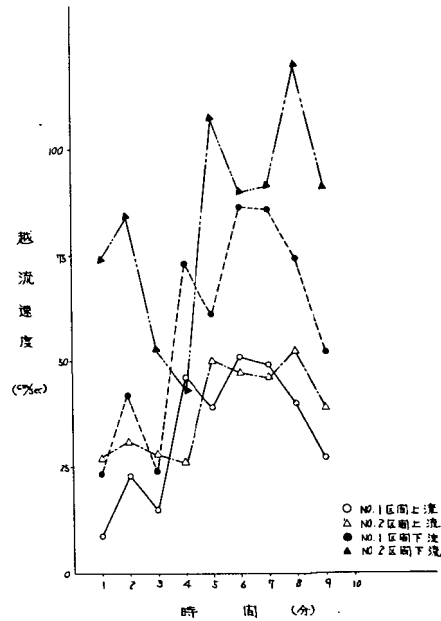


図-14 天端における流速



表一13 排水路における流量測定

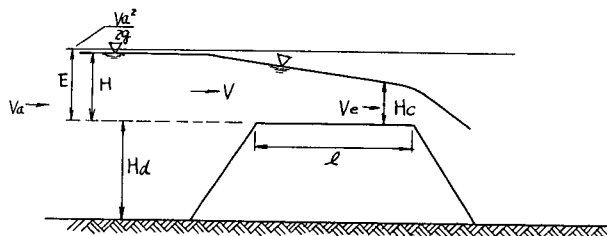
回・数	音 数	時 間 (秒)
1	42	60
2	40	60
3	42	60
4	41	60
5	32	60

水深 ; 10 cm 巾 ; 47 cm

流速 ; 0.957 m/sec

流量 ; 0.045 m³/sec

表一14 広頂ゼキの計算結果



H(m)	H _c (m)	Q (m ³ /sec)	V (m/sec)	V _c (m/sec)
0.1	0.07	0.054	0.54	0.77
0.2	0.13	0.152	0.76	1.17
0.3	0.20	0.278	0.93	1.39
0.4	0.27	0.430	1.08	1.59
0.5	0.33	0.601	1.20	1.82
0.6	0.40	0.791	1.32	1.98
0.7	0.47	0.996	1.42	2.12
0.8	0.53	1.216	1.52	2.29
0.9	0.60	1.452	1.61	2.42
1.0	0.67	1.700	1.70	2.54

の部分で限界水深になると仮定すると、単位 m あたり 0.14 cm/sec の流量を流すに必要な堤外地の水位は表-14 から、天端より約 20 cm 高くなる。このときの越流水深は 13 cm で、流速は 117 cm/sec であることから、実測値とほぼ一致している。このことから、実験時の越流水量は川の水位が天端の高さより 20 cm 上昇したときに生ずる越流水量にほぼ匹敵すると考えられる。また表-15 は参考資料として洪水による破堤例の一部を示したもので、越流水深および越水時間については確かな記録ではないが、一応の目安となると思われるのでここに掲げた。狩野川の記録を除くと、越流深の平均値は 22 cm となる。

表-15 越水による破堤例

年月日	河川名	地先	堤防 m	越流深	越水時間	状況
828.6.26	遠賀川	笹尾川	B, H, L 60	20 cm程度	長時間	ピークより20 cm減水時に破堤。 20分で40 cmに。 $V = 1.4 \text{ m/s}$
25	筑後川	中の島	1400		1時間余	
6.26	菊池川	中富	5.0, 4.0, 885	20~30 cm		
,	筑後川	東橋原	180	40~50 cm	30分	
,	松浦川	双水	552	5 cm	瞬間	
,	,	新土河原地	404	20 cm	30分	
34.8.13	牧田川	根古地		7		
9.26	,	,		40		
33.9.25	狩野川	江間	6.0	10		
,	,	中条		(85)		
,	,	神島		(55)		
,	,	中島		(57)		
44.8.15	豊川	江島		15~20		
,	,	杉川		40		
	加治川			10		
	石狩川		3.5, 4.0	10~30		

平均 22 cm ()は除外
30 cm ()を含む

5-2 浸潤線の変化

揚水中に測定した堤体内の浸潤線の変化の一例を図-15 および図-16 に示した。また表-16 は揚水時間と各測点の水位および量水標から読み取った貯水池水位の関係を表にしたものである。新設して間もない堤防であることおよび堤体材料がレキを含んでいるため、堤体の透水性は大きく、ビニールシート敷設以前では貯水池の揚水高さが 2 m 程度で表小段に浸潤線が到達した。また簡単な貯水池のビニールシート敷設によって、図-16 に示す

ように貯水池の水位を 4.40 m にあげることが可能となり、ビニールシート
 の止水効果はこの堤体の長さに換算すると 28 m 程度で、かなりの止水効果
 があることが認められた。次に堤体内の浸潤線の測定値とセタグレンの図式
 解法による計算値との比較を行なった。貯水池の水位の時間変動は NO. 1 区
 間の揚水時間曲線である図-17を使用した。そしてある時刻 t_0 における水
 位 h_0 に対する流線網図を図-18のように決め、 $h + \Delta h$ までの浸潤線は Δt
 の時間に堤防法面から浸透したものとして、逐次透水係数を $k = 1 \times 10^0$ 、有
 効間隙率 $n_e = 0.2$ として浸潤線を求めた。図-19は揚水開始後 $1,300$ 秒
 経過したときの図式解法によって求めた湿潤線である。また図-15はこの
 ように逐次図式解法によって求めた湿潤線と測定して得られた湿潤線とを比
 較したものである。計算から求めた透水係数と表-2に示した透水係数との
 間には、かなりの差が認められる。レキ混りの土砂では、一般にレキの混入
 がある限度まで多くなるほど、乾燥密度は増加する。実験に使用した堤防に
 おいてもかなりのレキを含んでいるため、現場乾燥密度は他の堤防に比べて
 大きい値を示しており、よく締め固まっている。しかしレキ混りの土砂の中
 の細粒土だけに着目すると、レキがあまり多くなると、レキの空隙をうめる
 細粒土が少なくなり、またレキの存在によって細粒土の締め固めを十分行な
 うことがむづかしくなる。このためにレキ混りの土砂全体の密度は大きくて
 も、レキを除いた細粒土部分だけの密度が小さいため、堤体の透水性は大き
 くなるが生じ得る。このようなことが原因となって、浸潤線から求めた
 透水係数が室内試験で得られた透水係数よりも大きくなったものと思われる。

※※ H.R.Cedergren; Seepage, Drainage and Flow Nets

図-15 堤体内の浸潤線の変化（ビニール敷設前）

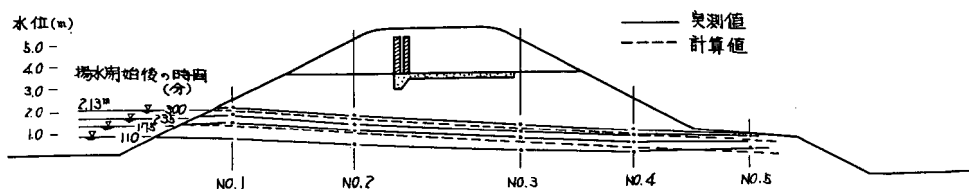


図-16 堤体内の浸潤線の変化（ビニール敷設後）

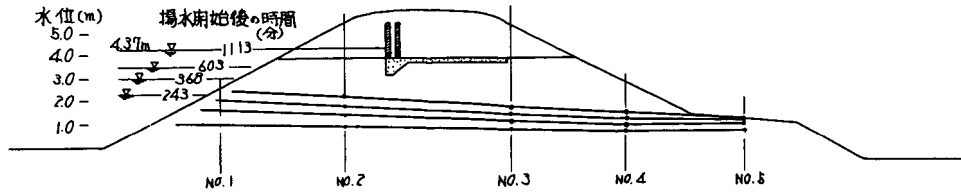


表-16 浸潤線測定結果
NO.5 区間；ビニール敷設前

(NO.1 断面)

S.44. 11. 11

時 間	累計時 間(分)	No 1 (m)	No 2 (m)	No 3 (m)	No 4 (m)	No 5 (m)	量水標 (m)
11:00	0	-0.96	0.08	-1.18	-0.63	-0.33	0
12:50	110	0.29	0.47	-0.55	0.11	0.13	1.00
13:10	130	0.51	0.47	-0.47	0.26	0.24	1.26
13:30	150	0.71	0.47	-0.26	0.45	0.35	1.37
13:50	170	0.99	0.48	-0.06	0.63	0.46	1.49
14:10	190	1.17	0.51	0.08	0.74	0.52	1.62
14:30	210	1.31	0.52	0.17	0.83	0.57	1.73
14:50	230	1.44	0.63	0.26	0.90	0.63	1.85
15:20	260	1.60	0.78	0.37	1.00	0.76	1.98
15:50	290	1.78	0.93	0.49	1.10	0.79	2.13
16:20	320		1.04	0.58	1.19	0.85	2.27
16:50	350		1.09	0.62	1.22	0.88	2.20
17:20	380		1.04	0.59	1.20	0.88	2.10

NO.5 区間；ビニール敷設後

(NO.2 断面)

S.44. 11. 12

時 間	累計時 間(分)	No.1 (m)	No.2 (m)	No.3 (m)	No.4 (m)	量水標 (m)
揚水開始	18:37					
19:10	33	-0.08	-0.15	-0.13	-0.35	
19:25	48	-0.04	-0.08	-0.09	-0.21	
19:36	59	0.03	-0.04	-0.04	-0.09	
19:50	73	0.09	0.03	0.03	-0.02	
20:05	88	0.17	0.11	0.08	0.05	
20:20	103	0.25	0.18	0.13	0.09	
20:35	118	0.32	0.22	0.21	0.14	
20:50	133	0.39	0.30	0.25	0.18	
21:10	153	0.44	0.34	0.29	0.21	
22:40	243		0.71	0.62	0.43	2.45
22:55	258		0.77	0.66	0.46	2.54
23:10	273		0.84	0.72	0.49	2.60
23:30	293		0.97	0.83	0.58	2.70
23:45	308		1.03	0.87	0.60	2.77
24:00	323		1.07	0.90	0.63	2.84
0:15	338		1.12	0.93	0.66	2.91
0:30	353		1.16	0.95	0.68	2.97
0:45	368		1.20	0.97	0.71	3.05
1:00	383		1.22	1.01	0.73	3.09
1:15	398		1.26	1.02	0.73	3.15
1:30	413		1.28	1.05	0.75	3.21
1:45	428		1.31	1.08	0.76	3.26
2:00	443		1.35	1.10	0.78	3.31
2:20	463		1.38	1.12	0.80	3.37
2:35	478		1.39	1.13	0.82	3.42
3:00	503		1.42	1.18	0.85	3.51
3:20	523		1.44	1.20	0.87	3.57
3:45	548		1.50	1.23	0.90	3.64
4:10	573		1.53	1.25	0.92	3.73
4:40	603		1.56	1.27	0.92	3.77
9:50	913		1.60	1.31	0.97	3.89
10:10	933		1.62	1.33	0.97	3.90
10:30	953		1.63	1.34	0.98	3.92
10:50	973		1.65	1.35	0.98	3.97
11:10	993		1.67	1.37	0.99	4.04
11:30	1013		1.69	1.39	1.01	4.11
11:50	1033		1.72	1.40	1.01	4.16
12:10	1053		1.74	1.41	1.02	4.22
12:30	1073		1.77	1.43	1.03	4.26
12:50	1093		1.79	1.44	1.04	4.32
13:10	1113		1.81	1.45	1.05	4.37
						放流後
15:30	1253		1.83	1.48	1.08	4.09

NO.5 区間；ビニール敷設前

(NO.2 断面)

S.44. 11. 11

時 間	累計時 間(分)	No.1 (m)	No.2 (m)	No.3 (m)	No.4 (m)	量水標 (m)
11:00	0	-1.10	-1.14	-1.10	-0.81	0
12:50	110	0.65	0.39	0.29	0.20	1.00
13:20	140	0.96	0.62	0.49	0.34	1.26
13:40	160	1.13	0.79	0.64	0.43	1.37
13:55	175	1.29	0.98	0.79	0.53	1.49
14:15	195	1.44	1.11	0.91	0.58	1.62
14:35	215	1.55	1.20	0.97	0.65	1.73
14:55	235	1.69	1.31	1.04	0.70	1.85
15:25	265	1.81	1.43	1.13	0.77	1.98
16:00	300	1.97	1.57	1.23	0.85	2.13
16:30	330		1.70	1.35	0.94	2.27
16:55	355		1.67	1.37	0.95	2.20
17:25	385		1.62	1.32	0.93	2.10

NO.5 区間；ビニール敷設後

(NO.1 断面)

S.44. 11. 12

時 間	累計時 間(分)	No.1 (m)	No.2 (m)	No.3 (m)	No.4 (m)	No.5 (m)	量水標
揚水開始	18:37						
18:50	13	-0.26					
19:00	23	-0.21	0.34	-0.92	-0.19	-0.18	
19:15	38	-0.13	0.34	-0.88	-0.16	-0.11	
19:30	53	-0.06	0.34	-0.82	-0.12	-0.07	
のり先流失 19:35							
19:45	68	-0.02	0.34	-0.79	-0.07	-0.02	
20:00	83	0.05	0.34	-0.74	-0.02	0.03	
20:15	98	0.09	0.34	-0.68	0.03	0.06	
20:35	118	0.16	0.34	-0.62	0.08	0.11	
20:50	133	0.23	0.34	-0.58	0.14	0.15	
21:05	148	0.29	0.34	-0.52	0.19	0.20	
22:10	213			-0.28			
22:35	238		0.34	-0.16	0.52	0.42	2.45
22:50	253		0.34	-0.13	0.55	0.44	2.54
23:05	268		0.34	-0.08	0.60	0.45	2.60
23:25	288		0.34	0.03	0.70	0.52	2.70
23:40	303		0.34	0.07	0.73	0.54	2.77
23:55	318		0.43	0.13	0.75	0.59	2.84
0:10	333		0.50	0.18	0.85	0.62	2.91
0:25	348		0.52	0.22	0.85	0.65	2.97
0:40	363		0.56	0.25	0.88	0.66	3.05
0:55	378		0.65	0.28	0.91	0.69	3.09
1:10	393		0.67	0.30	0.94	0.70	3.15
1:25	408		0.70	0.33	0.96	0.71	3.21
1:40	423		0.74	0.36	1.00	0.73	3.26
1:55	438		0.75	0.37	1.01	0.76	3.31
2:15	458		0.79	0.37	1.03	0.77	3.37
2:30	473		0.82	0.42	1.06	0.79	3.42
2:55	498		0.85	0.43	1.07	0.80	3.51
3:15	518		0.89	0.47	1.10	0.82	3.57
3:40	543		0.92	0.51	1.13	0.85	3.64
4:05	568		0.94	0.54	1.15	0.88	3.73
4:35	598		0.97	0.57	1.18	0.90	3.77
9:45	908		1.02	0.62	1.24	0.95	3.89
10:05	928		1.03	0.63	1.24	0.96	3.87
10:25	948		1.06	0.66	1.26	0.98	3.92
10:45	968		1.08	0.66	1.27	0.98	3.97
11:05	988		1.10	0.68	1.29	0.99	4.04
11:25	1008		1.12	0.71	1.30	1.00	4.11
11:45	1028		1.15	0.73	1.31	1.02	4.16
12:05	1048		1.17	0.74	1.33	1.03	4.22
12:25	1068		1.19	0.76	1.34	1.03	4.26
12:45	1088		1.21	0.78	1.35	1.05	4.32
13:05	1108		1.23	0.79	1.36	1.06	4.37
							放流後
15:25	1248		4.38	0.82	1.39	1.07	4.09

NO.1 区間 ; ビニール 敷設後

(NO.1 断面)

S.44. 11. 20

時 間	累計時 間(分)	No1 (m)	No2 (m)	No3 (m)	No4 (m)	No5 (m)	量 水 標 (m)
揚水開始	11:35	-0.73	0.23	-1.26	-0.60	-0.36	0
12:00	2 5	-0.61	0.21	-1.26	-0.58	-0.35	0.8 1
12:20	4 5	-0.59		-1.26	-0.56	-0.35	1.0 2
12:40	6 5	-0.54		-1.25	-0.54	-0.35	1.2 7
13:40	1 2 5	-0.39		-1.25	-0.40	-0.34	1.7 6
14:00	1 4 5				-0.35	-0.34	1.8 5
14:20	1 6 5				-0.22	-0.26	1.9 9
14:40	1 8 5				-0.13		14:45 漏水 2.1 2
15:00	2 0 5				-0.06		2.2 3
15:20	2 2 5				0.01		2.3 7
15:40	2 4 5				0.09		2.5 0
16:00	2 6 5				0.13		2.5 8
16:20	2 8 5				0.19		2.7 8
16:50	3 1 5				0.28		2.9 7
17:20	3 4 5				0.36		3.1 3
17:50	3 7 5				0.43		3.3 2
18:20	4 0 5				0.51		3.4 3
11/21							
8:40	0				0.72		3.1 5
9:10	3 0				0.74		3.3 2
9:40	6 0				0.76		3.4 3
10:10	9 0				0.78		3.5 6
10:40	1 2 0				0.83		3.6 6
11:10	1 5 0				0.86		3.8 0
11:40	1 8 0				0.90		3.8 9
12:10	2 1 0				0.93		3.9 3
12:40	2 4 0				0.96		4.0 6
13:10	2 7 0				1.00		4.1 6
13:50	3 1 0				1.05		4.2 6
							放流後
14:45	3 6 5				1.19		4.1 7
15:00	3 8 0				1.20		4.1 5
15:15	3 9 5				1.20		4.1 4

NO.1 区間；ビニール敷設後

(NO.2 断面)

S.44. 11. 20

時 間	累計時 間(分)	No 1 (m)	No 2 (m)	No 3 (m)	No 4 (m)	量水標 (m)
揚水開始	11:35	-0.55	-0.59	-0.55	-0.57	0
12:00	25	-0.54	-0.57	-0.55	-0.56	0.81
12:20	45	-0.52	-0.57	-0.54	-0.56	1.02
12:40	65	-0.49	-0.53	-0.51	-0.55	1.27
13:40	125		-0.34	-0.35	-0.51	1.76
14:00	145		-0.26	-0.26	-0.48	1.85
14:20	165		-0.12	-0.15	-0.35	1.99
14:40	185		-0.01	-0.04	-0.10	2.12
15:00	205			0.04	0.01	2.23
15:20	225		0.18	0.14	0.10	2.37
15:40	245		0.21	0.20	0.14	2.50
16:00	265		0.28	0.24	0.17	2.58
16:20	285		0.34	0.29	0.21	2.78
16:50	315		0.45	0.38	0.27	2.97
17:20	345		0.54	0.46	0.33	3.13
17:50	375		0.62	0.52	0.38	3.32
18:20	405		0.70	0.61	0.44	3.43
11/21						
8:40	0		0.94	0.80	0.58	3.15
9:10	30		0.97	0.84	0.60	3.32
9:40	60		1.02	0.87	0.63	3.43
10:10	90		1.05	0.91	0.66	3.56
10:40	120		1.10	0.94	0.67	3.66
11:10	150		1.15	0.97	0.70	3.80
11:40	180		1.19	0.99	0.72	3.89
12:10	210		1.23	1.02	0.75	3.93
12:40	240		1.27	1.05	0.77	4.06
13:10	270		1.33	1.09	0.79	4.16
13:50	310		1.40	1.15	0.84	4.26
						放流後
14:45	365		1.50	1.24	0.90	4.17
15:00	380		1.52	1.26	0.915	4.15
15:55	395		1.525	1.26	0.915	4.14

NO.2 区間；ビニール敷設後
(NO.2 断面) S.44. 11. 28

時 間	累計時 間(分)	Na 1 (m)	Na 2 (m)	Na 3 (m)	Na 4 (m)	量水標 (m)
9:15	0		1.6 1	1.3 2	0.9 7	4.2 9
9:30	1 5		1.6 3	1.3 5	0.9 8	4.3 1
9:45	3 0		1.6 5	1.3 7	1.0 0	4.3 3
10:00	4 5		1.6 8	1.3 8	1.0 1	4.3 4
10:15	6 0		1.6 9 5	1.3 9	1.0 1	4.3 3
						放流後
10:47	9 2		1.7 2	1.4 1	1.0 1	4.1 7
11:00	1 0 5		1.7 1	1.4 0	1.0 1 5	4.1 6
11:15	1 2 0		1.7 0 5	1.4 1	1.0 1	4.1 3

NO.3 区間；ビニール敷設後
(NO.2 断面) S.44. 12. 11

時 間	累計時 間(分)	Na 1 (m)	Na 2 (m)	Na 3 (m)	Na 4 (m)	量水標 (m)
10:40	0		1.6 3	1.3 7	1.0 3	3.8 5
11:10	3 0		1.7 0	1.4 0	1.0 5	3.9 4
11:30	5 0		1.7 3	1.4 2	1.0 7	4.0 0
12:30	1 1 0		1.8 5	1.4 9	1.1 2	4.1 6
12:50	1 3 0		1.8 8	1.5 2	1.1 2 5	4.2 4
13:10	1 5 0		1.9 0 5	1.5 4	1.1 4	4.2 8
13:30	1 7 0		1.9 3	1.5 6	1.1 5	4.2 9
						放流後
15:20	2 8 0		1.8 6	1.5 4	1.1 3	3.9 2

NO.4 区間；ビニール敷設後
(NO.2 断面) S.44. 12. 19

時 間	累計時 間(分)	Na 1 (m)	Na 2 (m)	Na 3 (m)	Na 4 (m)	量水標 (m)
10:20	0		1.6 0	1.3 6	1.0 6	3.6 6
10:40	2 0		1.6 3	1.3 7	1.0 8	3.7 2
11:00	4 0		1.6 6	1.3 9	1.0 9	3.7 8
11:20	6 0		1.7 0	1.4 2	1.1 0	3.8 4
11:40	8 0		1.7 4	1.4 4	1.1 2	3.9 0
12:00	1 0 0		1.7 7	1.4 7	1.1 3	3.9 5
13:20	1 8 0		1.8 8	1.5 5	1.1 8	4.1 6
13:40	2 0 0		1.9 2	1.5 7	1.1 9 5	4.2 0
						放流後
15:00	2 8 0		2.0 1	1.6 4	1.2 2	4.1 2
15:15	2 9 5		1.9 8	1.6 2	1.2 2	4.1 0

図-17 貯水位と時間の関係

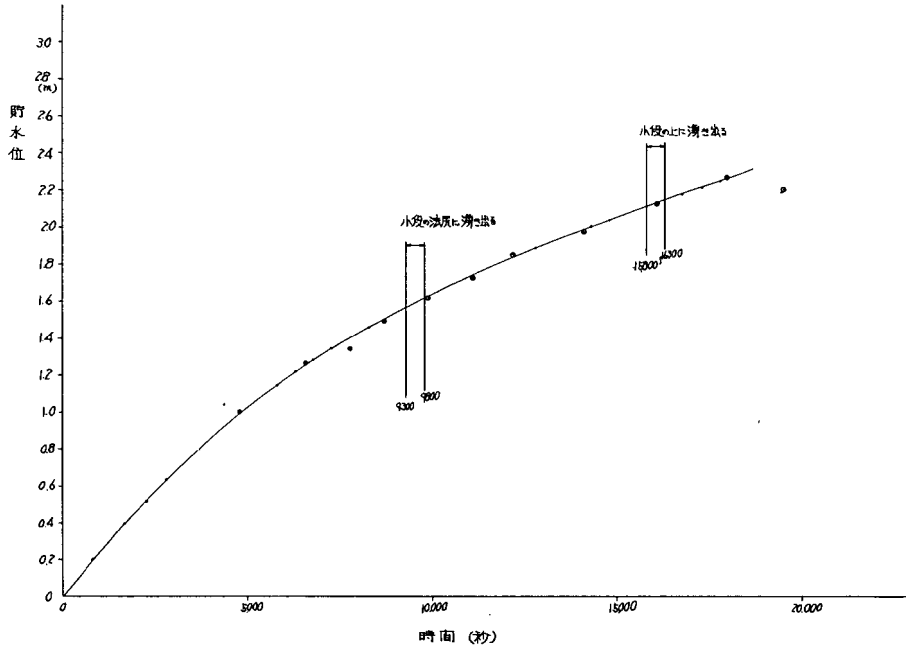


図-18 水位 h_0 における流線網図

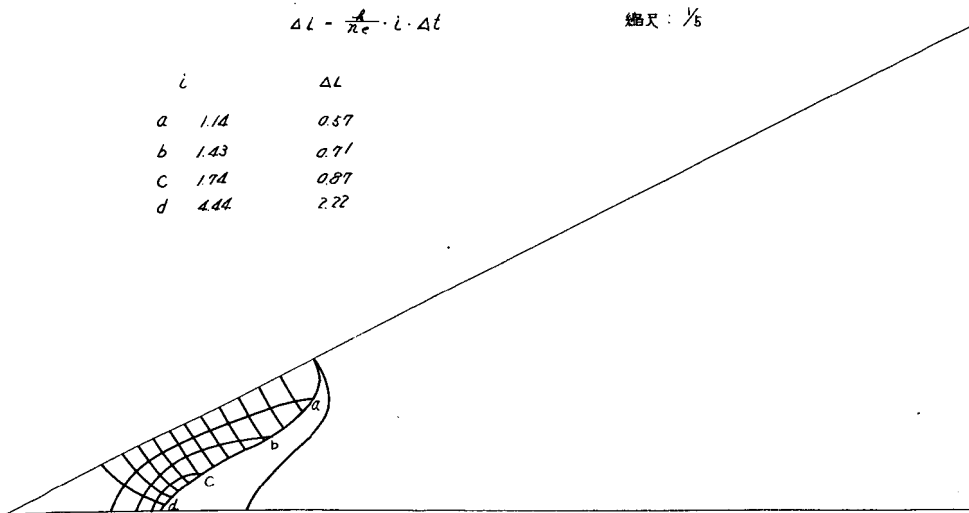
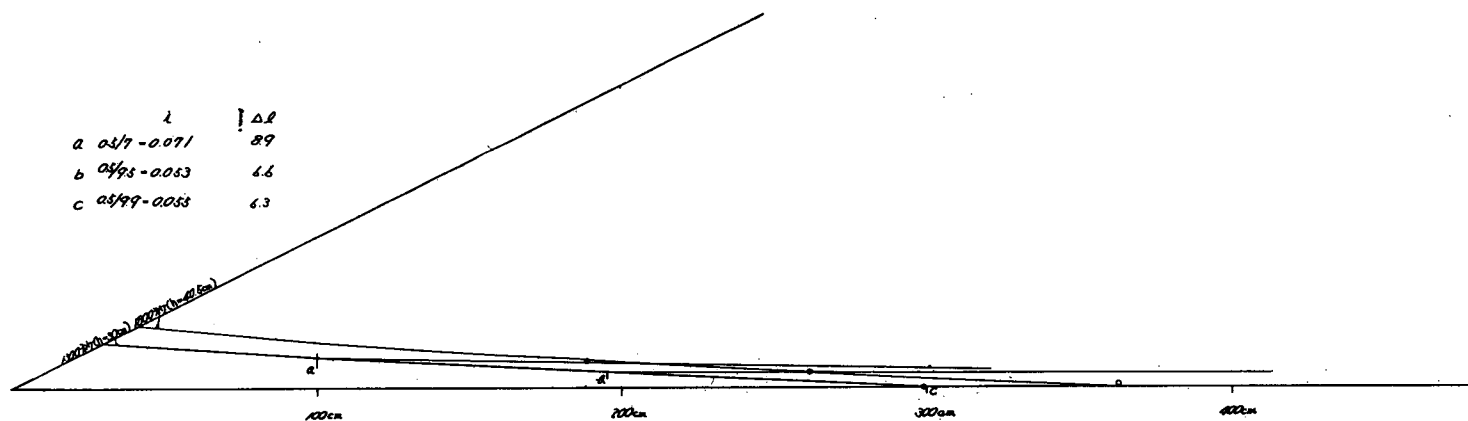


図-19 揚水開始1300秒後の湿潤線



5-3 越流時ののり面侵蝕状況

高分子布を敷設していない無処理区間での越流実験では、越流後1分で上部のり面全体が溝状に洗掘され始め、3分で上部のり面からの流出土砂が小段にかなり堆積した。そして5分では上部のり面はひどく洗掘され、のり肩から滝のように水は流れ始め、6分にはのり肩から上部のり面の洗掘深はひどい所で1.5 mとなり、転石もひどくなった。その後越流時間が増すにしたがい、水たたき部分が洗掘によって後退し始め、9分では流路全体が大きく破壊し、水たたき部分も少なくなり、全面崩壊の危険性を生じたため、実験は9分30秒で中止した。写真-7は無処理区間の実験終了時ののり面状態を

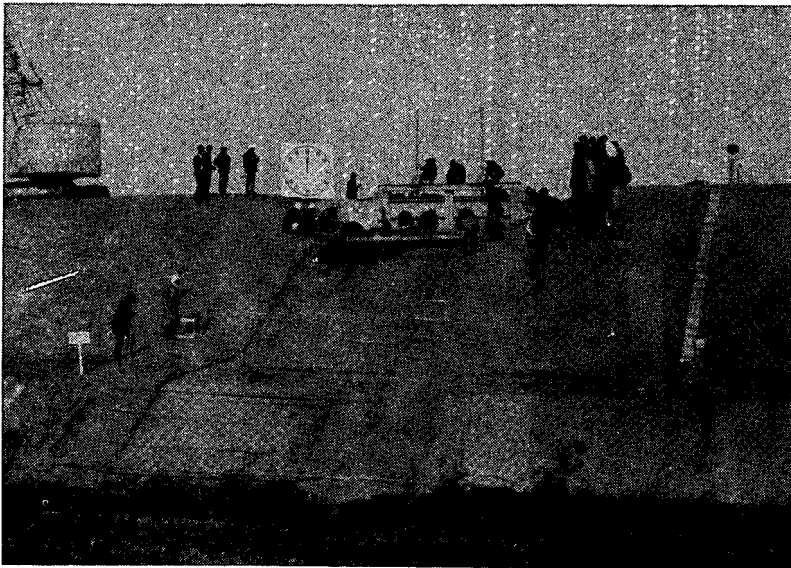
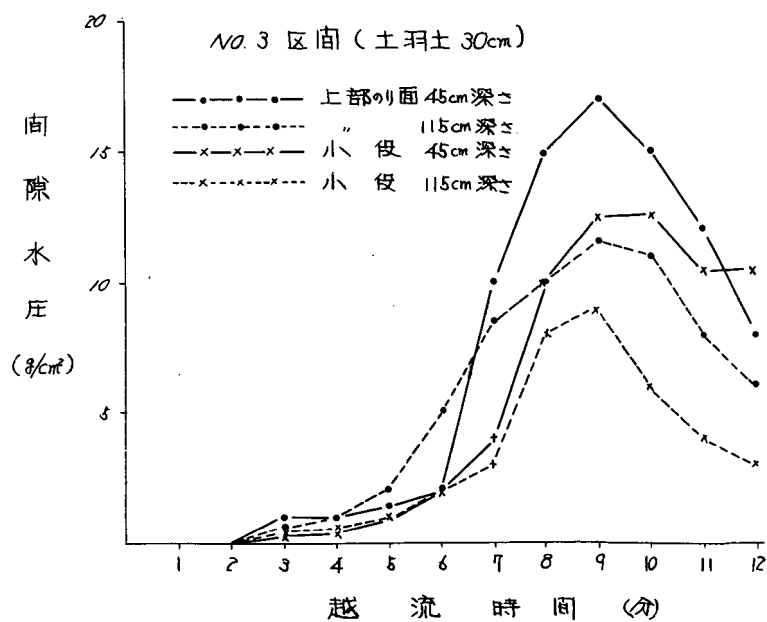
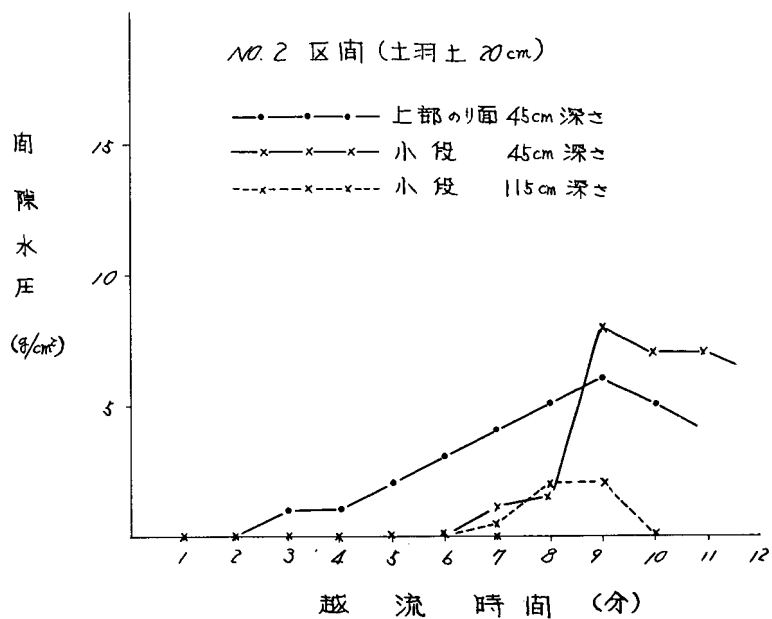


写真-3 無処理区間の実験開始時ののり面状態

示したものである。越流によるのり面の洗掘は写真-1の実際の場合とかなり良い一致を示した。高分子布を敷設した土羽土20 cmのNO.2区間の越流実験では、越流開始後1分で無処理の場合と同様に上部のり面全体が洗掘され始め、3分で高分子布が露出し始めた。そして6分で、上下のり面ともに一部を残して高分子布がほとんど露出した。その後流下する水の一部が高分子布の裏面を流れるため、上部のり面の下の土砂が洗掘され、洗掘土砂は小段部にたまり、高分子布は小段のところで盛りあがった。図-20はNO.2

および NO. 3 区間で測定した間隙水圧の変動を示したものである。

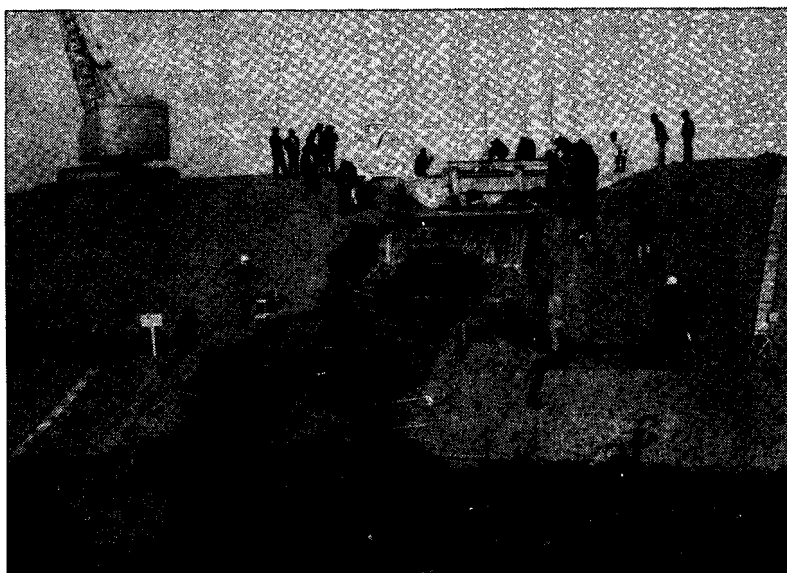
図一 20 間隙水圧の変化



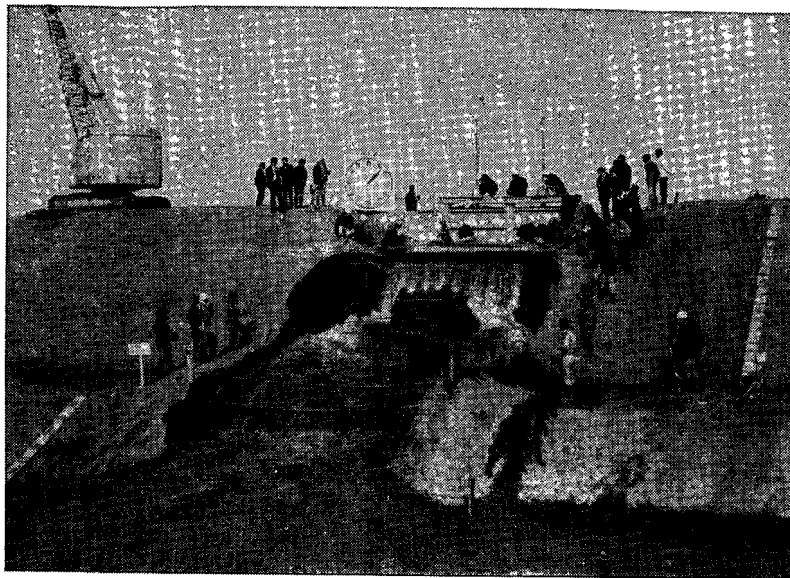
高分子布の裏面を流下する水によって高分子布の裏面の土砂の洗掘が始まる3～4分頃から、間隙水圧は序々に上昇し始め、6～7分頃から急激に間隙水圧は上昇する。すなわち高分子布を敷設した区間では越流開始後3～4分頃から、高分子布の裏面の洗掘が始まり、7～8分頃から急激に洗掘が進行すると考えてよさそうである。実験終了時近くでは上部のり面および小段の45 cm深さの所の間ゲキ水圧はほぼ同じ値を示した。また小段の115 cm深さの所では小段の45 cmの所に比べて $\frac{1}{4}$ 程度の間ゲキ水圧の上昇があったが、のり面115 cm深さの所では間隙水圧の上昇は余り認められなかった。土羽土30 cmのNO.3区間の実験では、上部のり面および小段の45 cmの所の間ゲキ水圧はNO.2区間に比べて2倍程度の大きい値を示した。また115 cmの所ではNO.3区間の45 cmの所に比べて $\frac{2}{3}$ 程度の間ゲキ水圧の上昇が認められ、NO.3区間では高分子布の裏面を流下する水が多かったため、NO.2区間に比べて、間ゲキ水圧は全体的に大きい値を示した。写真3～7は、無処理区間における越流時間とともにのり面の変化する状況を写真で示したものである。また写真8～13は、土羽土20 cmの高分子布を敷設した区間におけるのり面の変化状況を示したものである。無処理の場合と比較して、高分子布を敷設した区間では、高分子布の洗掘防止効果はかなり大きく、一部高分子布が水とともに流下する土砂によって破れたり、また高分子布を堤体に固定している止め金が飛んだりした（写真－14～17を参照）が、土羽土が流された後も堤体を保護する働きの大きいことが明らかになった。また無処理の場合の洗掘は天端ののり肩で特に大きく、しかものり尻にわたって一様に洗掘が起っている。これに反し、高分子布があると斜面の土羽土の部分は洗い流されるが、そこで洗掘が止まるので、小段の部分は容易に洗掘されない。流下する水の一部は高分子布の裏面を流れ、空洞を生じさせるが、流された土砂は布のために小段の位置で溜まり、空洞の拡大するのを防いでいる。その後、NO.3、NO.4区間の土羽土の厚さを変えた越流実験を行なった。表－17は越流時間1分ごとののり面の変化状況を全試験区間にわたってとりまとめたものである。表のなかのPPFシート状況は、実験後、目測でPPFシート露出面積およびPPFシートの破損割合を算出したものである。小段ではPPFシートは各試験ともほとんど露出していないが、のり



写真一 4 実験開始 1 分後ののり面状態



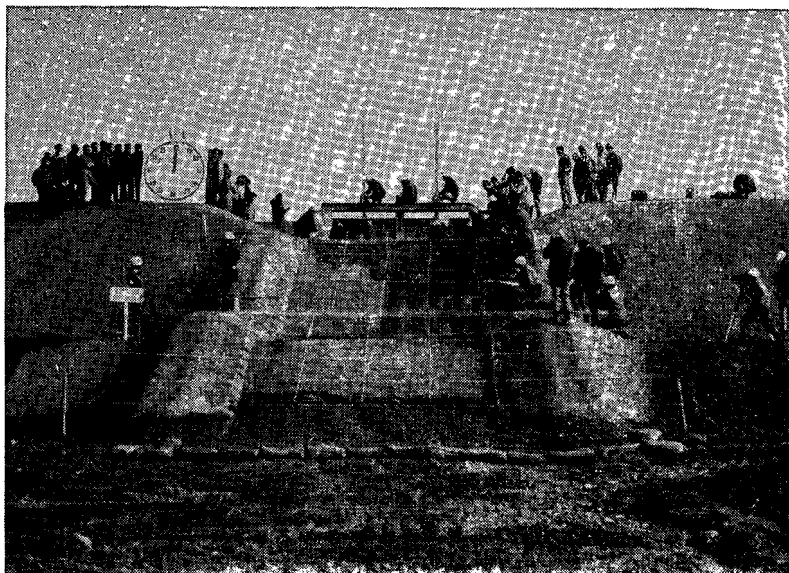
写真一 5 実験開始 4 分後ののり面状態



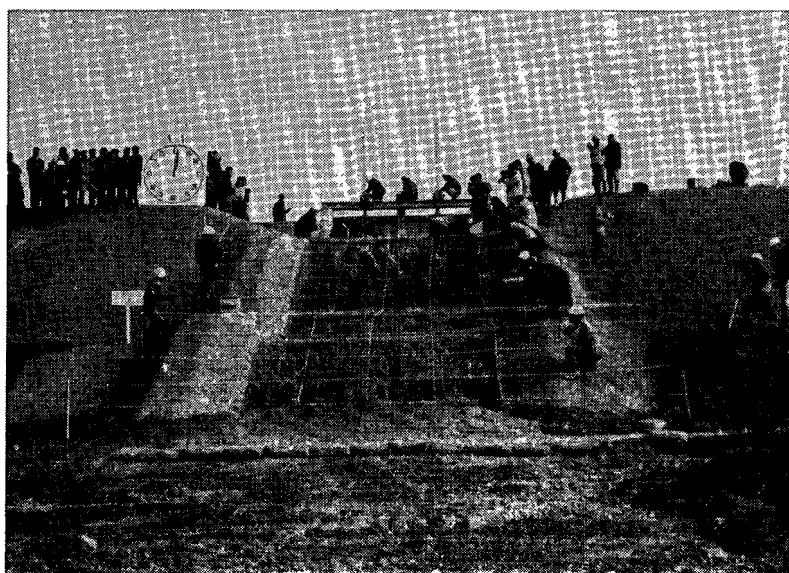
写真一6 実験開始7分後ののり面状態



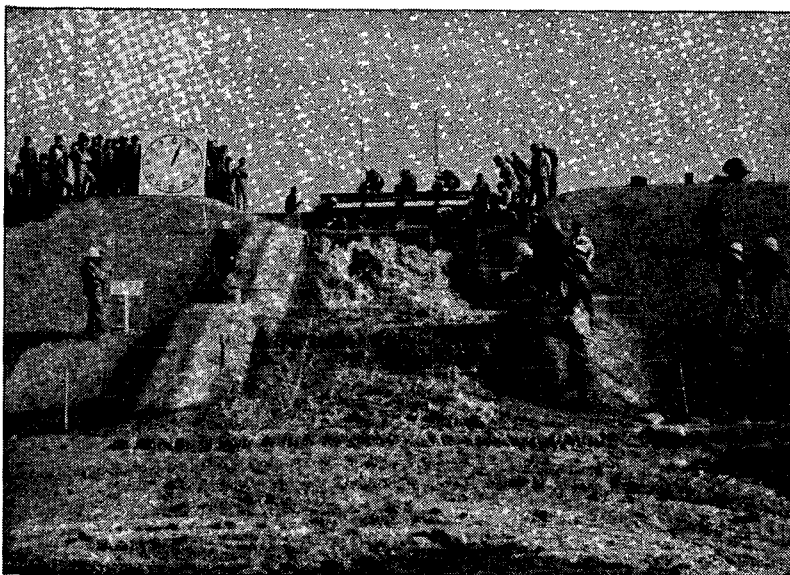
写真一7 実験終了時ののり面状態



写真一八 土羽土 20 cm の高分子布を敷設した
区間の実験開始時ののり面状態



写真一九 実験開始 1 分後ののり面状態



写真一10 実験開始3分後ののり面状態



写真一11 実験開始7分後ののり面状態

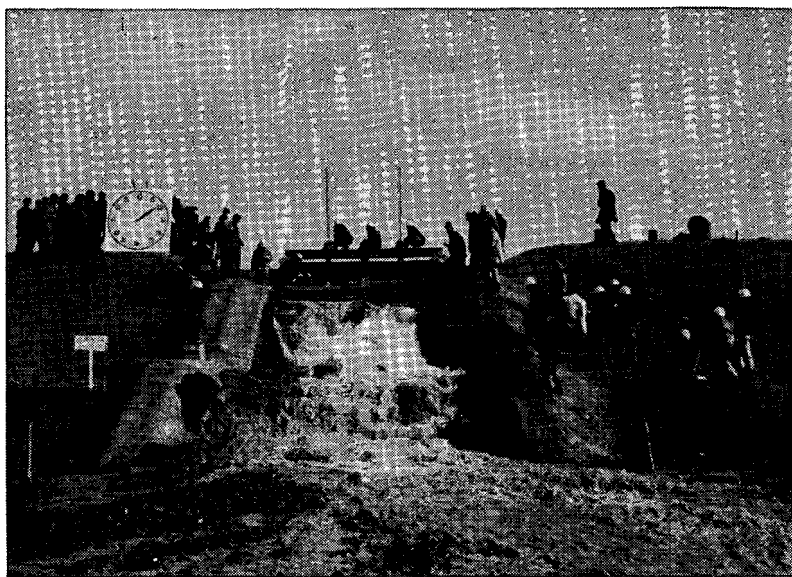
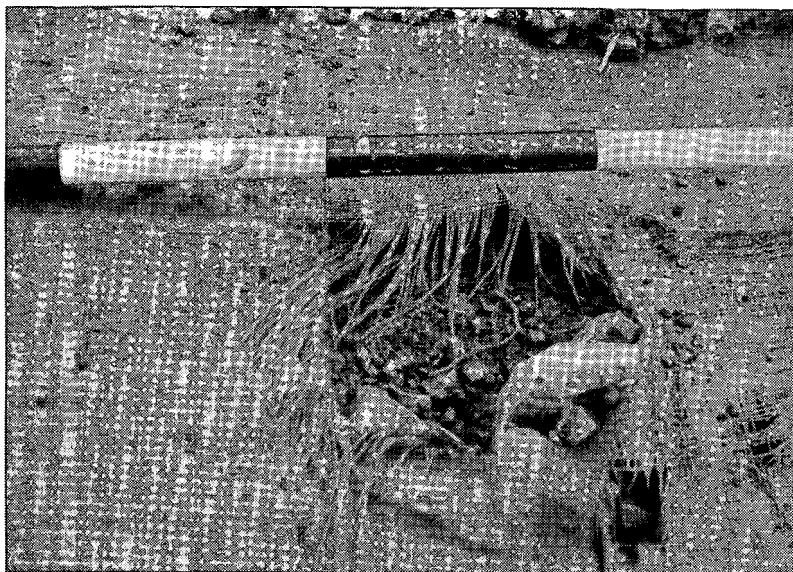


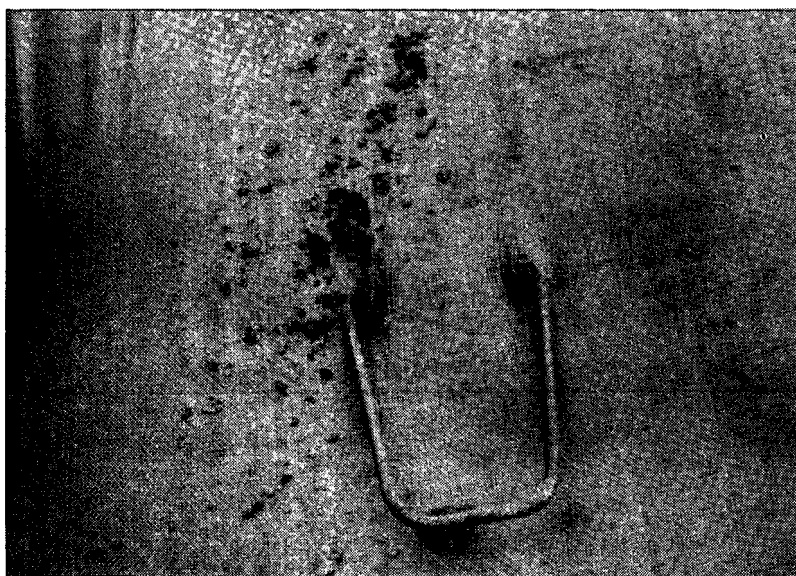
写真-12 実験開始9分後ののり面状態



写真-13 実験終了時ののり面状態



写真—14



写真—15



写真-16



写真-17



写真-18 NO.3 (#300、土羽土30 m) 区間における越流時間14分時ののり面状態

面部分はほとんどPPFシートは露出している。また破損箇所は、天端、上部のり面ののり肩部分および下部のり面ののり尻部分に多く認められた。

NO.5区間の破損の割合が大きいのは、射流の状態で越流水を流下させたために、衝撃が大きかったためと思われる。表-17からもわかるように、PPFシートの上の土羽土は越流開始後1~2分で、越流水によってほとんど流され、土羽土の厚さによる洗掘の差は認められなかった。また小段の存在が洗掘防止に有効であり、特に高分子布がある場合にはこの部分の土羽土が高分子布の押えになり、洗掘の進むのを防止している。なお高分子布の一部に穴があいたが、これは角ばったレキがのり面を洗い流されるとき摩擦や衝撃が原因であったろうと判断される。また、高分子布の裏面の空洞が大きくなると、布が下方に引張られ、引きさける恐れも生じてくる。写真-18は土羽土30cmのNO.3区間における越流開始後14分経過した時ののり面状態を示したものである。このときは高分子布の損傷は比較的少なかったので、ゲートの開きを同じにして30分間越流させたが、流下する水の大部分

表-17 のり面の浸蝕状況

時間 流路	0~1'00"	1'01"~2'00"	2'01"~3'00"	3'01"~4'00"	4'01"~5'00"	5'01"~6'00"	6'01"~7'00"	7'01"~8'00"	8'01"~9'00"	9'01"~10'00"	放流後の法 面の概略図	PPFシート(露出/破損)状況				総流量		
	天	端	上部法面	小	段	下部法面	使用量	流量										
区 1	上部法面全面露 状に洗掘	上部法面約 20cm、法面約 20cm露状に洗 掘、下部法面も 同様15~20cm 洗掘。	上部法面からの 流出土砂が小段 に堆積して水路 巾が広がる。上 部法面下部の土 俵下が約60cm洗 掘されている。	下流側法面の洗 掘がひどく、約 50~60cmに及 んでいる。小段 下部の土俵の堆 積が著しい。	上部法面は洗 掘になり、上部 両側土俵が約 10cm落ちる。下 部法面は上部側 から洗された。 小段下流側流路 盛土端土俵が始 まる。	上部法面の洗掘 は約1.5mに及 ぶ。両側の土俵 は上下部ともほ んど落ちる。小 段に土俵が堆積 し、水は小段部 に於て流路外へ 越流。	上流側洗掘が著 しい。両側の土 俵は洗掘され、中 央部に土俵が堆 積し、水は小段 部に於て流路外 へ越流。	上流側流路盛土 が大きく崩れ、 大きな岩石も法 面に見られる。	水は流路以外に 流れ流路外の下 部法面を洗掘し PPF露出する。	水叩部より約 1.5m洗掘。中 央部を除きその てなだらかな勾 配を作る。上部 両側の土俵は小 段部に散見。						212.8	0.38	なし
区 2	上部法面では法 尻付近で0.2m ほど洗掘。 下部法面は実験 前の浸とより水 により一部洗掘 があったが一段 とすすむ。	露状に洗掘してい るが、上部法面 下流側1.0m~ 2.0m付近と下 部法面洗掘部 が著しくすす んでいる。	上部法面下流側 より1m、2m 洗掘より1m 付近、帯状に洗 れている。下部 下流側土俵崩落 PPFシートも 法尻部で露出。	上部法面は洗掘 がひどく、約 50cm洗掘され 土俵の下約50 cmほどに洗掘 されている。下 部法面では土 俵が崩落しは じめた。	上部法面は洗掘 がひどく、約 50cm洗掘され 土俵の下約50 cmほどに洗掘 されている。下 部法面では土 俵が崩落しは じめた。	上下法面とも一 部を洗掘し、ほ んどPPF露出。 小段部は土俵が 崩壊し、土俵が 堆積した土俵 のため、大ま く水シブキを上 げている。	PPF小段部先 で大きくふくら む。法尻部は完 全に洗われ、PP Fが破損してい るが法面は損 傷なし。下部下 流側流路盛土、 一段と大きく崩 壊。	下部法面は完全 に洗われ、土俵 も崩れ落ちてい る。				90/50	90/10	10/0	100/30	225.42	0.40	±300 20cm 間隙水圧計 設置
区 3	法面を水が流れ はじめた。	上部法面約 25cmほど洗掘 上部法面に一部 堆積した土砂は 小段中央部へ移 動。下部法面の 洗掘も始まる。	下部法面の洗掘 がすすみ、ほぼ 上部法面と同程 度になる。下部 法尻から平場 にかけて流出土 砂が堆積する。	上部法面の洗掘 深さは20cm~ 25cm、しかし 下流側土俵付近 にはまだ乾いた 土砂が残ってい る。下部法面洗 掘。	上部法面のPP Fシートは約半 分ほど露出。 小段に堆積して いた土砂が下部 に押し流されて いる。	上部法面は約 10cm洗掘され、水 がPPFの下を 流れている。上 部法面は土俵が 崩壊し、土俵が 堆積した土俵 のため、大ま く水シブキを上 げている。	上部法面下流側 の土砂洗掘。下 部法面上流側の 土俵が崩壊し、 土俵が堆積した 土俵のため、大 まく水シブキを上 げている。	シートをとめて あるピンが法先 部で浮き上り下 部法面では両側 の土俵が落ちて いる。上部で殆 んどPPF露出。	下部法面の土俵 は下流側が全 部落ちている。	上部法面下流側 流路盛土一ま わり大きく崩落。 上流側ではク ャクが入り間も なく崩落。		70/0	100/0	10/5	100/0	165.80	0.29	±300 30cm 間隙水圧計 設置
区 4	上部法面から小 段部に流すに到 達。	急激に上部法面 の洗掘がすす み、小段部へ堆 積。さらに、小 段部から下部法 面へ移動。	上部法面一部 PPF露出、土 砂は小段部と下 部法面に大きく 堆積。上部法面 上流側流路盛土 崩壊。	下部下流側流路 盛土にクラック が入り、土砂が 崩壊。上部法面 土砂が激しく 押し流され、シ ートの約8割が 露出。	上部下流側流路 盛土にクラック が入り、土砂が 崩壊。上部法面 土砂が激しく 押し流され、シ ートの約8割が 露出。	土俵、緩衝の転 落がよくみえる 下部下流側流路 盛土が崩壊し、 土俵が堆積した 土俵のため、大 まく水シブキを上 げている。	上部法面PPF が完全に露出。 下部法面の土 俵が崩壊し、土 俵が堆積した土 俵のため、大 まく水シブキを上 げている。	射流防止のため に水叩部に設置 したアンダーが 洗われ、上部法 面へ転落。	上部法面部の露 出したPPFは 裏側の土砂に押 し上げられ、浮 き上がっている。			100/0	100/10	10/0	100/0			±300 40cm
区 5	上部法面露状に 洗掘。洗された 土は小段部へ下 部法面法尻へ堆 積。	下部法面上流側 流路盛土が崩落 下部法面上流側 法尻部の堆積が 一段とふえる。	上部法面上流側 流路盛土が崩落 下部法面上流側 法尻部の堆積が 一段とふえる。	上部法面上流側 流路盛土が崩落 下部法面上流側 法尻部の堆積が 一段とふえる。	上部法面上流側 流路盛土が崩落 下部法面上流側 法尻部の堆積が 一段とふえる。				PPFシートは 小段部を除いて ほぼ全部露出。 大きく引き裂か れている。その 下は上部法面付 近で1.2m、下 部法面付近で 60cmほど洗掘 されている。 土俵は小段下流 部を除いてほと んど崩落。			60/0	100/30	70/20	100/40	263.66	0.57	±700 40cm

は高分子布の上を流れ、高分子布の裏面を流れる水による洗掘の拡大はあまり大きくならなかった。このように高分子布の損傷が多少起こってもものり面保護効果は持続するので、越流時間が比較的短い場合には堤体の全面崩壊を防ぐうえにかなり効果が期待できることが明らかとなった。

5-4 洗掘土砂の比較

各試験区間における実験終了時の堤体の横断面図および縦断面図を示したものが図-21～25である。図中の破線は実験前の断面図で、実線は実験終了時の断面図である。また一点鎖点はP P Fシートの敷設位置である。図-26はNO.1、NO.2、NO.3区間の堤体の洗掘状況を比較したものである。図-26からも無処理の場合には、越水による洗掘がひどく、とくにのり肩部の洗掘がひどいことがわかる。また小段部の洗掘は少ないことから、小段の存在が洗掘防止に有効であることが認められる。高分子布を敷設した場合には、高分子布の洗掘防止がかなりきいており、無処理の場合と比較するとのり面洗掘はかなり少なく、特にのり肩部の洗掘は極端に少なくなっている。また、小段では高分子布の上の土羽土の部分がほとんど洗掘されておらず、高分子布の押えとなり、洗掘が進むのを防止している。表-18は洗掘土砂の比較を示したものである。洗掘土砂は実験前と実験後に行なった堤体流路の横断および縦断測定から、算術的に求めたものである。高分子布の効果を判定するために、洗掘土砂を高分子布の上部と下部に分けて算定した。高分子の下部の洗掘土砂量を比較するために、無処理区間について高分子敷設区間の高分子布との土羽土の厚さを差し引いて、それぞれの洗掘土砂量を求めた。そして無処理区間のその洗掘土砂量と高分子布の下部の洗掘土砂量との比較を行なった。その結果、高分子布を敷設することによって、高分子布の裏面の洗掘土砂は無処理の場合に比べて半分以下になることが明らかとなった。

6 補強工法の問題点

来年度に行なう実験がまだ残っているが、今回の一連の越流実験を行なって、一応高分子布の埋設効果を確認することができた。しかし同時にいくつ

かの問題点のあることも明らかにされた。それらのうちの主なものを示すと、まず高分子布の強度の向上である。越流により一部、のり肩付近に穴があったので、高分子布の強度を上げると同時に、損傷を受けやすい部分を2重にするなどの補強方法が必要と思われる。また越流水の一部が布の裏面に沿って流れ、布の裏側に空洞を生じさせるので、その防止方法や高分子布を堤体へ固定させる方法の改良なども必要と思われる。さらに越流には関係がないが、降雨によるのりすべりが高分子布に沿って生じないか、のり面の植生がよく繁茂するかなどの点も検討を要する問題として残されている。これらの点については、表-1のような改良を加えた高分子布を敷設し、植生を施したのり面で今年度新たに越流実験を行なうと同時に、長期ののり面安定試験および植生試験を行なってさらに検討することになっている。以上、今回の実験によって、本工法のような簡単な工法によっても堤防の安全性を向上させることのできる事が明らかになった。

本実験は中部地方建設局木曾川上流工事々務所、名古屋技術事務所および土木研究所が協同して実施した実験で、特に実験準備および実験には現場担当者のなみなみならぬ努力に負うところが大きい。福岡所長からは実験に関するアイデアをいただき、また局河川計画課をはじめ関係各所から絶大な御援助をいただいたことを付記し感謝の意を表したい。

表-18 洗掘土砂量の比較

流路 番号	土羽土 厚 さ (cm)	P P F の種類	湛水深 (cm)	越流時間 (分)	最大流量 (m^3/sec)	使用水量 (m^3)	合計 (m^3)	高分子 布上部 (m^2)	高分子 布下部 (m^2)	高分子布 下部の 比 較
No 1	—	無処理	50.0	9' 25"	0.60	212.80	2.8	—	—	1
No 2	20	#300	52.0	9' 30"	0.63	225.42	1.8	10	8	$8/19=0.42$
No 3	30	#300	49.5	9' 30"	0.60	165.80	1.8	12	6	$6/16=0.38$
No 4	40	#300	52.0	9' 30"	0.77	214.06	2.1	15	6	$6/13=0.46$
No 5	40	#700	80.0	7' 45"	0.76	263.66	3.5	23	12	—

図-22 NO.2区間(土羽±20cm)の断面図

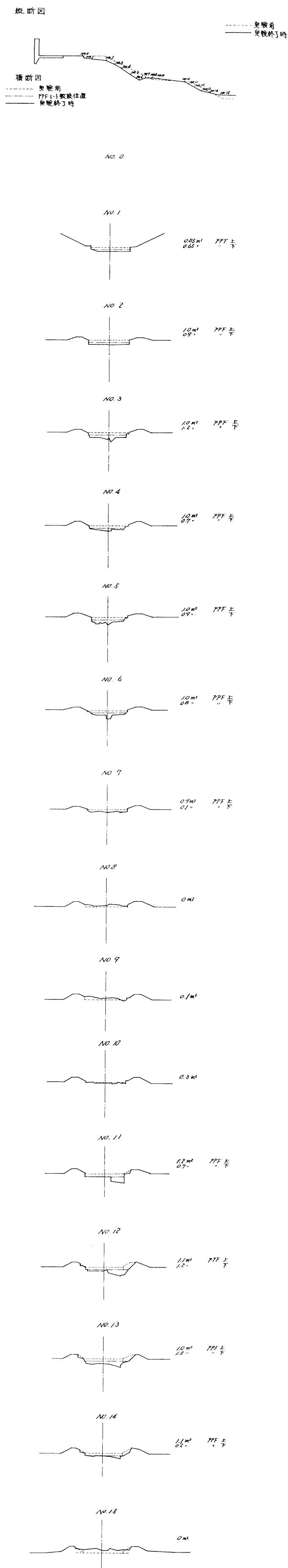


図-21 NO.1区間(無処理)の断面図

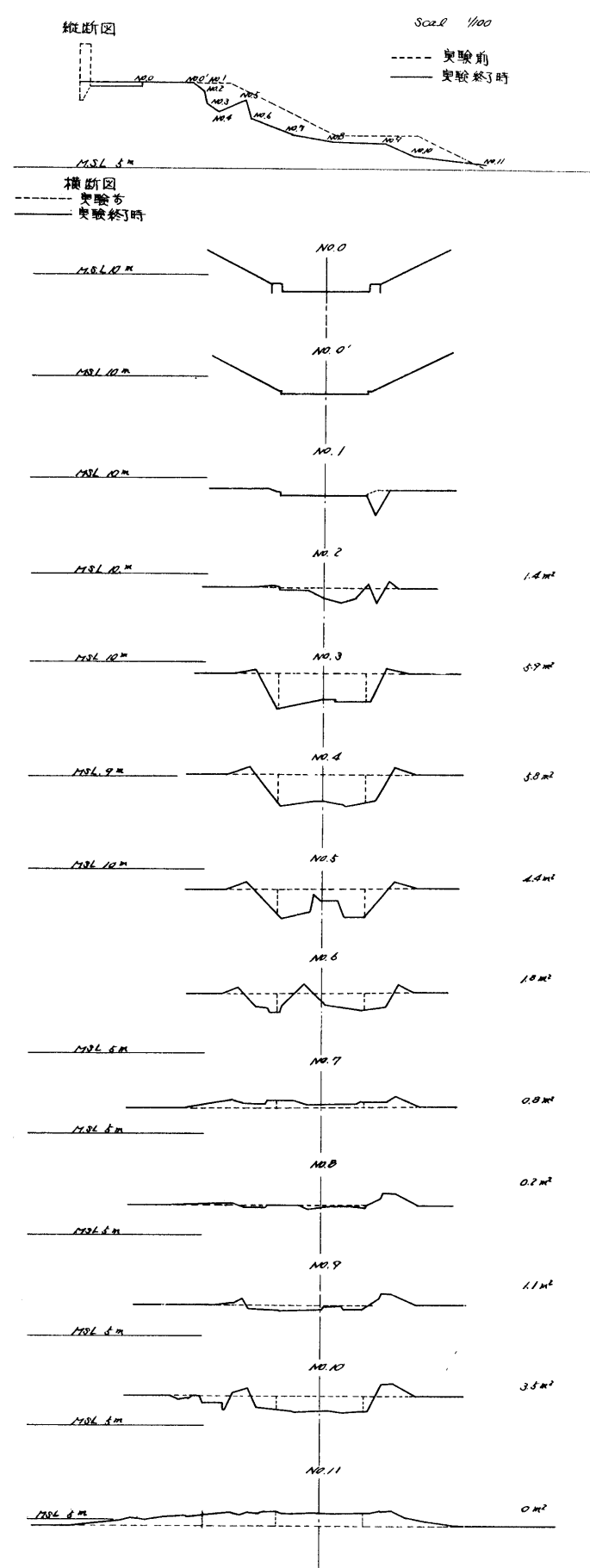


図-24 NO.4 区間 (土羽土 40 cm) の断面図

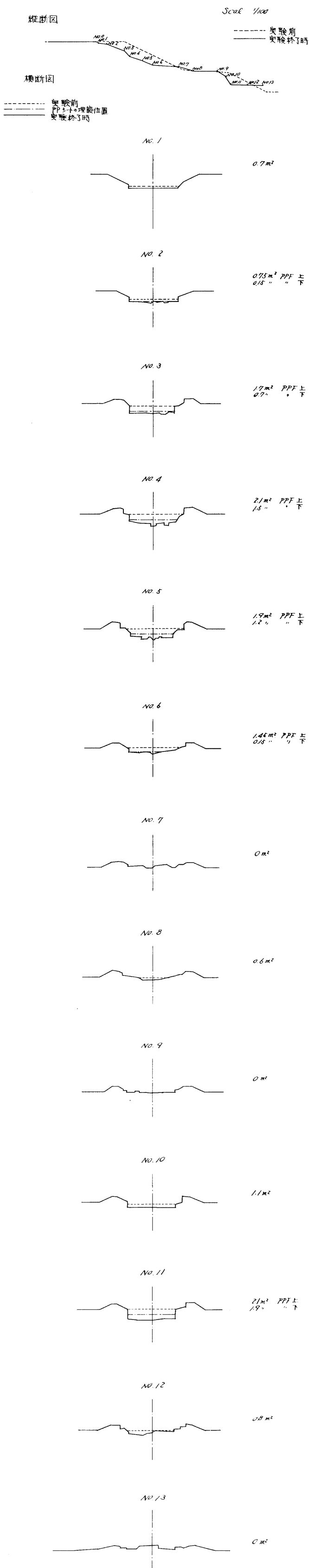


図-23 NO.3 区間 (土羽土 30 cm) の断面図

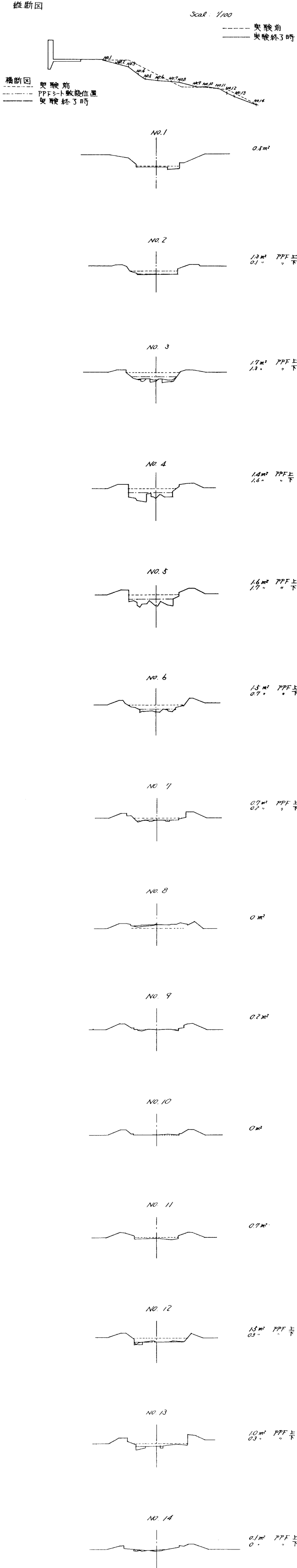


図-26 堤防断面図

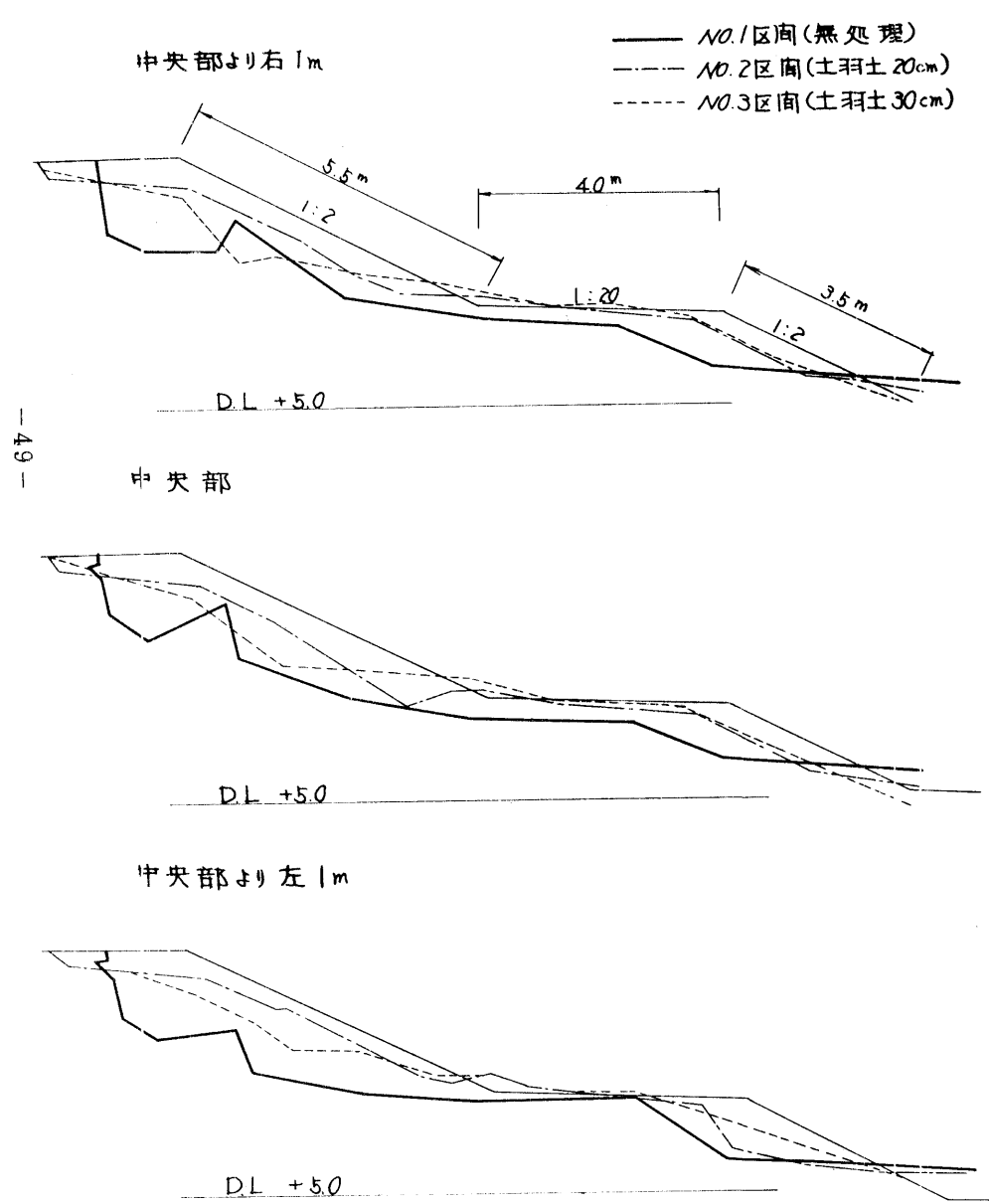


図-25 NO.5区間(土羽±40cm)の断面図

