

土木研究所資料

河川堤防の耐侵食機能向上技術の研究

平成24年3月

独立行政法人土木研究所
水工研究グループ水理チーム
地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

Copyright © (2012) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事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。

河川堤防の耐侵食機能向上技術の研究

水工研究グループ	水理チーム	上席研究員	箱石 憲昭
		総括主任研究員	坂野 章
地質・地盤研究グループ	土質・振動チーム	上席研究員	佐々木哲也
		主任研究員	齋藤由紀子
		交流研究員	増山 博之
			森 啓年 ^{※1}
			高橋 勇 ^{※2}

要旨

我が国は、水害に脆弱な国土条件下にあり、これまでに河川堤防の着実な整備により治水安全度を向上させてきたが、近年においても、洪水による被害が頻発している。さらに、近年の我が国の社会情勢からは今後の厳しい投資余力が予測され、中長期的な将来の気候変化からは洪水外力の増大化が予測されている。こうした背景を踏まえると、将来に向けて、洪水が河川堤防を越流してもすぐには決壊しないよう、堤防の裏のり面の侵食を抑制することを目指した研究が必要と考えられる。

そこで、本研究では、水理模型実験等により、河川堤防の川裏のり面保護工としての吸出し防止シートや短繊維混合補強土の耐侵食機能を調べた。本資料は、それらの内容についてとりまとめたものである。

キーワード：耐侵食、吸出し防止シート、短繊維混合補強土

※1：現 国土交通省総合政策局

※2：元 土木研究所 材料・地盤研究グループ 土質・振動チーム 招聘研究員

目 次

まえがき

1. 河川堤防の被害実態と既往の実験事例	1
1.1 被災原因の事例調査	1
1.2 土堤の越水模型実験事例の分析	1
2. シートによる川裏のり面保護工と締固めに関する研究	6
2.1 耐侵食機能に関する大型越水模型実験	6
2.2 遮水シートの揚圧力に対する安定性に関する検討	22
2.3 吸出し防止シート上の覆土に関する大型浸透模型実験	26
2.4 締固めに関する小型越水模型実験	31
3. 短繊維混合補強土による川裏のり面保護工に関する研究	37
3.1 耐侵食機能に関する開水路通水実験と透水性に関する検討	38
3.2 耐侵食機能に関する高速水路実験	41
3.3 耐侵食機能に関する大型越水模型実験	50
3.4 植生への適用性に関する生育・繁殖実験	80
3.5 まとめ	84

参考資料

- ・吸出し防止シートによる川裏のり面保護工の試験施工マニュアル（案）
- ・短繊維混合補強土によるのり面保護工の試験施工マニュアル（案）

まえがき

河川堤防は住民の生命と資産を洪水から防御する極めて重要な防災構造物であり、『河川管理施設等構造令』（政令）では「計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造とする」ことを構造の原則としている。堤防は洪水によって氾濫区域が浸水することを防止するための施設であり、『河川堤防設計指針』（治水課長通達）には、堤防に求められる機能として、①耐浸透機能（浸透に耐える機能）、②耐侵食機能（侵食に耐える機能）、③耐震機能（地震に耐える機能）が位置付けられている。

一方、我が国は、水害に脆弱な国土条件下にあり、これまでに河川堤防の着実な整備により治水安全度を向上させてきたが、近年においても、洪水による被害が頻発している。さらに、近年の我が国の社会情勢からは今後の厳しい投資余力が予測され、中長期的な将来の気候変化からは洪水外力の増大化が予測されている。こうした背景を踏まえると、将来に向けて、洪水が河川堤防を越流してもすぐには決壊しないよう、堤防の裏のり面の侵食を少しでも抑制することを目指した研究が必要と考えられる。

本報告は、補強していない河川堤防（土堤）の越水時の耐侵食機能と、裏のり面保護工（シートと短繊維補強土）による耐侵食機能の向上を、実物大堤防模型等の水理実験によって検討した結果をとりまとめたものである。また、参考資料に本研究結果に基づく対策工の試験施工のための考え方をとりまとめた。試験施工を対象とした理由は、本検討が限られた条件下での結果であり、現地に適用するにはまだ多くの課題を残していると考えられるためである。試験施工を積み重ねた上で、その時点の最新の研究成果を踏まえ、維持管理も含めたマニュアルを改めてとりまとめる必要があると考えられる。

なお、本資料は、土木研究所における重点プロジェクト研究「治水安全度向上のための河川堤防の質的強化技術の開発（平成18年度～平成22年度）」における個別課題「河川堤防の耐侵食機能向上技術の開発（平成18年度～平成22年度）」として実施した研究成果をとりまとめたものである。

1. 河川堤防の被害実態と既往の実験事例

1.1 被災原因の事例調査

近年は河川整備等によって直轄河川における決壊（破堤）事例の件数は減少しているが、昭和41年～昭和51年に発生した直轄河川と補助河川における洪水による河川堤防災害の事例調査（552事例）を再整理すると、その堤防の被災区分は図-1.1のようになる。

同図は、決壊だけでなく決壊に至らなかった“のり面欠壊”等の軽微な被害も対象とし、それらを越水の有無によって区分した。これらの分類はほとんどが洪水減水後の調査結果からの類推であって、洪水の規模・継続時間の如何によっては、いずれも決壊につながりかねないものと考えられる。また、被災は単一要因だけでなくいくつかの要因が複合して生じているものもある。したがって、図-1.1の結果は定性的な判断に止めるべきと考えられるが、決壊事例には越水を伴っている場合が多いと判断される。

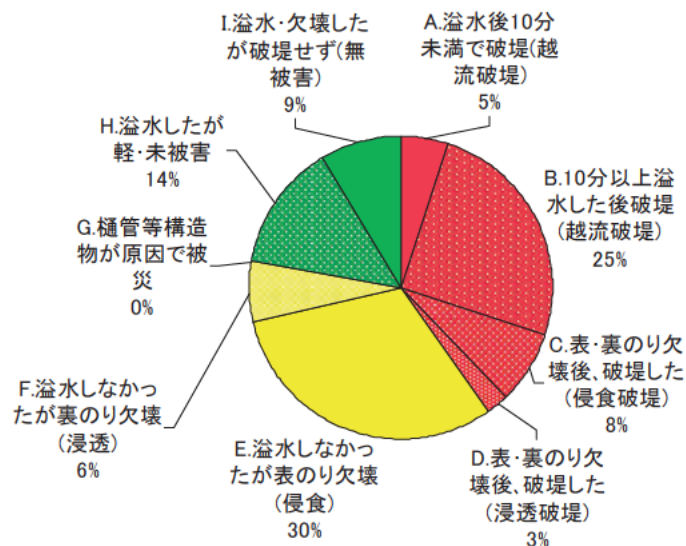


図-1.1 堤防の被災区分

1.2 土堤の越水模型実験事例の分析

土堤の破壊メカニズムの検討の一環として、種々の堤体条件を有する既往の裸堤（対策無）の越水実験データを収集し（表-1.1参照）、土堤の侵食状況の経時変化等を把握した。同表は、実物大の土堤の模型（裸堤）を対象とした越水実験の検討ケースを示したものであり、このうちケース2、11、31は、昭和54年～58年に実施したケースで、ケース69～92は平成15年～18年に実施したケースである。堤防模型の規模や堤体材料は両者が異なっているため、これらの実験結果から厳密な比較検討を行うことは困難であるが、本検討の目的である「裸堤の越水時の破壊メカニズムの支配要素を把握する」という観点からは有用だと考えられる。

表-1.1 大型堤防模型実験検討ケース（裸堤）

ケースNo.	堤体条件						水路幅	単位幅流量 ($m^3/s \cdot m$)	通水時間 (分)	侵食量(侵食量/越流量)	
	材料	湛水有無	締固度	裏のり勾配	天端幅	堤防高					
2	小貝川土砂① ($d_m \doteq 0.014mm$)	有	低 ($D_c \doteq ?$)	1:2	4m	2.5m	5.0m	0.41 (越水深 $h \doteq 35cm$)	4	8.6%	
11	江戸崎山砂 ($d_m \doteq 0.2mm$)	有	低 ($D_c \doteq ?$)				2.3m	0.21 ($h \doteq 25cm$)	5	13.4%	
								0.56 ($h \doteq 45cm$)	2	8.7%	
				0.85 ($h \doteq 55cm$)	0.5	9.3%					
31	小貝川土砂② ($d_m \doteq 0.15mm$)	有	高 ($D_c \doteq ?$)	4.8m	0.2 ($h \doteq 25cm$)	15	3.5%				
					0.4 ($h \doteq 35cm$)	12	2.2%				
69	$d_m \doteq 0.2mm$	無	高 ($D_c \doteq 90\%$ 以上)	1:3	3m	3.5m	4.8m	0.26 ($h \doteq 30cm$)	60	0.5%	
73	$d_m \doteq 10mm$	無	高 ($D_c \doteq 90\%$ 以上)					0.48 ($h \doteq 45cm$)	15	0.4%	
								0.26 ($h \doteq 30cm$)	30	2.2%	
81	$d_m \doteq 10mm$	無	低 ($D_c \doteq 80\%$ 程度)					0.48 ($h \doteq 45cm$)	15	1.4%	
								0.26 ($h \doteq 30cm$)	4	6.6%	
83	$d_m \doteq 2mm$	有	($D_c \doteq 90\%$ 以上)					0.26 ($h \doteq 30cm$)	9	30	0.9%
85		無	($D_c \doteq 90\%$ 以上)								
92-1		無	右 $D_c \doteq 90\%$ 程度								
92-2			左 $D_c \doteq 85\%$ 程度								

上記の実験ケースの実験方法の概要を以下に示す。

ケース2は、幅5.0m、長さ22.3m、最大深さ4.5mの水路内に平均粒径 $d_m \doteq 0.014mm$ ($d_{16} \doteq 0.002mm$ 、 $d_{84} \doteq 0.1mm$)の堤体材料を敷き詰め、天端幅4m、堤防高2.5m、のり勾配1:2の堤防模型を作製し、川表側に約7日間湛水した後、越流水深が約35cmとなる一定の流量(単位幅流量 $Q \doteq 0.41m^3/s$)を上流の給水管のバルブで調節し、堤防模型の天端が欠けて無くなるまで通水し、その後、堤防の変形状況を測定した。ケース11とケース31は、前述の実験水路の長手方向を2分割して水路幅2.3mに変更した水路内に堤体材料を敷き詰め、越流水深が約25cm、約45cm、約55cmとなる一定流量を流し、その他はケース2と同様に実験した。実験で用いた堤体材料は、ケース11では、平均粒径 $d_m \doteq 0.2mm$ ($d_{16} \doteq 0.02mm$ 、 $d_{84} \doteq 0.3mm$)、ケース31では、平均粒径 $d_m \doteq 0.15mm$ ($d_{16} \doteq 0.002mm$ 、 $d_{84} \doteq 0.3mm$)である。なお、ケース2の堤防模型は締固め度を低く、ケース11とケース31の堤防模型は締固め度を高くしたが、厳密な密度管理や捲き出し厚を規定した施工管理は行っていない。

ケース69、73、81、83、85、92は、図-1.2に示すように幅4.8m、長さ約30m、深さ3.5m(最大)の水路内に、堤体材料(平均粒径 $d_m \doteq 0.2mm$ の透水係数 $k_s \doteq 1.18 \times 10^{-7}$ 、 $d_m \doteq 10mm$ の透水係数 $k_s \doteq 1.8 \times 10^{-4}$ 、 $d_m \doteq 2mm$ の透水係数 $k_s \doteq 5.0 \times 10^{-5}$ の3種類の材料)を、高さ3.5m、裏のり勾配1:3の形状で模型を作製(捲き出し厚30cmで盛土、RI試験による密度管理を実施)し、堤体材料、含水状態及び締固め度による耐侵食機能の差異を検討した。また、ケース83は、川表側で堤防天端より10cm低い水位を一定に保って約120時間湛水し、裏のり尻表面に堤体内水位が現れた状態から越水実験を開始したものである。ケース83とケース85との比較によって、堤体の含水状態が耐越水性能に与える影響を把握することが可能となる。

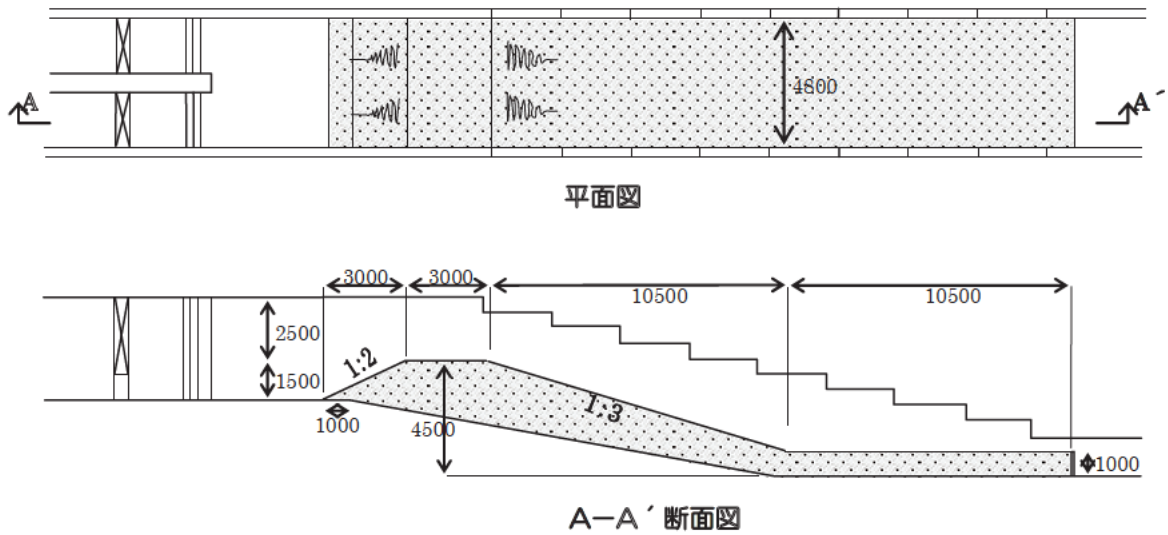


図-1.2 堤防模型構造諸元

図-1.3と図-1.4は、侵食量と堤体材料について表-1.1の全ケースを比較した結果である。図-1.3の縦軸は、単位幅侵食量として、堤防天端～水路下流端までの総侵食量を水路幅で除した値である。横軸は、単位幅累積越流量として越流量の累積値を水路幅で除した値である。これより、限られた検討ケースであるが、裸堤といえども、材料（粒径）、締固め度、飽和度（湛水有無）によって越水による侵食量に数十倍程度の違いがあることが分かる。

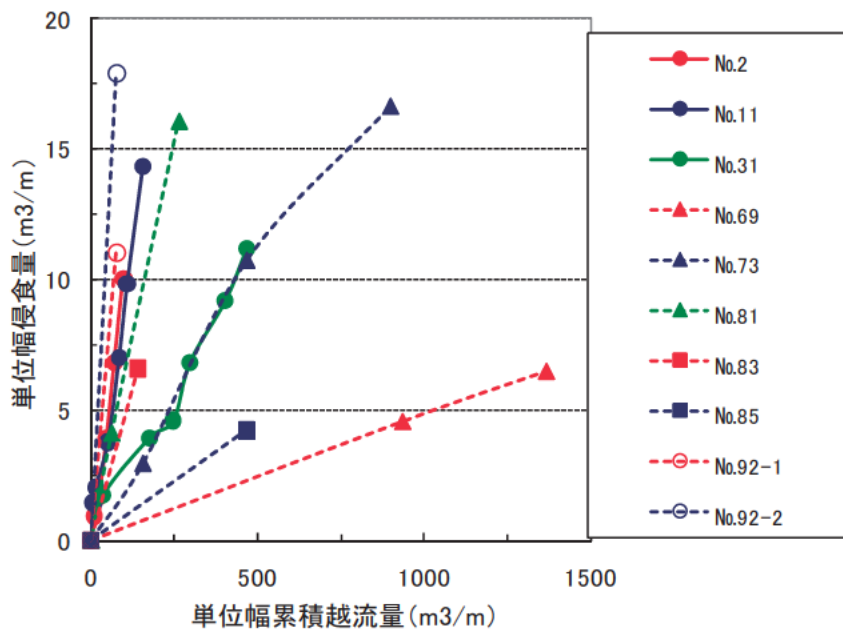


図-1.3 越流量と侵食量の関係図

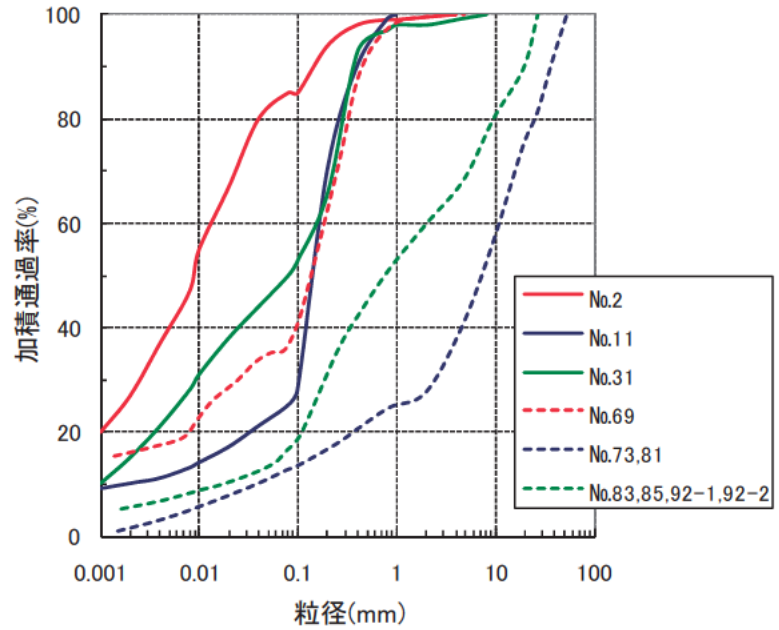


図-1.4 堤体材料の粒度分布

図-1.5は、先の全ケースの内、ケース73、81とケース83、85について、締固め度、飽和度、侵食に対する影響を比較したものである。縦軸と横軸の定義は図-1.3と同一である。これより、堤防の侵食量は同一材料でも締固め度及び飽和度によって3~4倍程度異なることが分かる。

また、ケース73、81は、実験途中で越流水深を0.3mから0.45mに増やしているが、越流水深が変わっても侵食量と越流量の関係に大きな変化は見られない。これは、堤防天端に不陸（縦断方向）がある場合の凹部では、流れが局所的に集中した状態にあるため、全体的な越流水深の違いが相対的に現れにくかったものと考えられる。

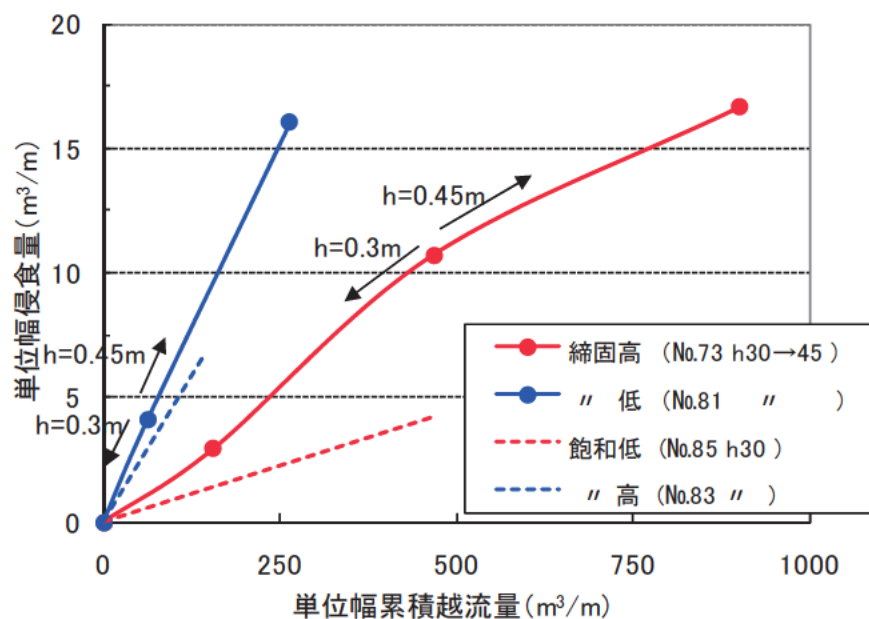


図-1.5 堤体状態及び越水深の影響

以上のように、土堤の状態（材料、締固め度、飽和度）や外力によって、堤防越水時の侵食量は大きく異なる。

2. シートによる川裏のり面保護工と締固めに関する研究

2.1 耐侵食機能に関する大型越水模型実験

2.1.1 堤体の含水状態及び締固め度等の影響

前述の図-1.2に示す実験水路内の堤防模型の川表～天端～裏のり～堤内地（長さ2.5m分）表面に吸出し防止シートを設置し（写真-2.1～写真-2.3参照）、堤体土の含水状態及び締固め度の耐侵食機能へ及ぼす影響を把握した。実際には、吸出し防止シートは、アスファルトによる天端保護工、裏のり面の連節ブロック等、裏のり尻の基礎工などと組み合わせて利用されるものと推測されるが、ここでは吸出し防止シートのみによる耐侵食機能を把握するために前述のような模型条件とした（写真-2.3参照）。用いた吸出し防止シートの諸元は表-2.1に示すとおりであり、「河川護岸用吸出し防止シート評価書（国土交通大臣認可）」を有する。実験ケースを表-2.2に示す。堤防模型の作製方法や通水方法については、前述の裸堤の実験ケース69～92と同様であるが、次のような順序で合理的に実験を進めた。

例えば、ケース68は吸出し防止シートを設置した堤防模型を用いた。この模型を使って、まず越水深30cm相当流量を180分間通水後に止水し、吸出し防止シートを捲り堤防の変形状況を測量した。その後、吸出し防止シートを元に戻し、越水深45cm相当の流量を45分間通水した。再び吸出し防止シートを捲り、堤防の変形状況を測量した。次に、補修せずに変状を残したまま吸出し防止シートの取り外しのみを行って、裸堤としてケース69の実験として、越水深30cmと45cmに相当する流量をそれぞれ60分間と15分間通水し、通水流量毎に堤防の変形を測量した。

全く同じ堤防模型を使うことで、材料や締固め度、模型の微妙な作り方の違いの影響を受けず、対策工の有無だけによる侵食速度の違いを把握することが可能となる。一方で、後に実施する対策工無しのケースでは、対策工有りの変状を引き継いでしまうため、同一の初期条件とならない点が短所となる。実験結果を、侵食速度で整理することや、先のケースの侵食速度が後のケースの侵食速度と比較して著しく小さいことから、初期条件の違いが考察に影響することはないと考えられる。ケース68と69と同様に一つの堤防模型で比較したのは、ケース72と73、ケース80と81、ケース82と83、ケース84と85、ケース84と85、ケース91-1と91-2、ケース92-1と92-2である。



写真-2.1 堤防模型作製（締固め作業） 写真-2.2 吸出し防止シート設置（繋ぎ目溶着）



写真-2.3 完成形（越水直前の堤防模型）

表-2.1 吸出し防止シート材の諸元

項目	諸元	
材質	不織布	
厚さ	10.2mm	
単位重量	1.350g/m ²	
開孔径	0.1mm	
引張強度(縦)	1.64tf/m	
透水係数	1.86×10^{-1} cm/s	
静止摩擦係数	土とシート	$\mu = 0.62$
	コンクリートとシート	$\mu = 0.54$
化学的安定性(強度保持率)	96.2%以上113%以下	
耐候性(強度保持率)	98.1%以上112%以下	

表-2.2 吸出し防止シート工検討実験ケース

実験ケース	検討事項	堤防条件			湛水有無	越流水深	通水時間	侵食量(侵食量 /越流量)	備考		
		堤体材料		締固度							
		平均粒径dm	透水係数Ks								
No.68 -1 -2	堤体材料、締固度、越流水深の耐侵食性への影響把握	0.2mm	1.18×10^{-7}	92.4%	無	30cm	180分	0.086%			
						45cm	45分	0.269%			
No.72 -1 -2		10mm	1.76×10^{-4}	95.3%		30cm	180分	0.155%			
						45cm	45分	0.218%			
No.80				81.1%			30cm	30分		0.416%	
No.82		堤体の水分飽和度の相違による越水時の耐侵食性把握	2mm	4.97×10^{-5}		91.6%	有	30cm		7分	0.859%
No.84	96.0%				無	180分	0.026%				
No.91 -1 -2	締固度の影響把握				89.0%	無	5分		1.505%	水路2分して 同時通水	
		85.1%	1.787%								

図-2.1は、ケース82（湛水有）と84（湛水無）の実験結果を比較して堤体土の含水比の侵食速度に与える影響を示したものである。湛水有のケース82は、川表側で堤防天端高より10cm低い水位で約120時間湛水し、裏のり尻に浸潤線が達してから越水深30cm相当流量を7分間通水し、その間の堤防変形量に基づく侵食速度（対象範囲内における単位時間当りの平均侵食量：cm/hr）を示した。侵食速度は、堤防模型の天端、裏のり上方、裏のり中央、裏のり下方、裏のり平均の部分別に算出された値である。

同図より、湛水の有無に関わらず、堤防天端部分では他の堤防部位よりも侵食速度が小さく、湛水有の侵食速度は湛水無よりも数倍程度大きいことが分かる。また、湛水無に

比較して湛水有の場合には、部分別の侵食速度のバラツキが大きくなるとともに（湛水有の場合2オーダー、湛水無の場合にほぼ同一）、裏のりの中央～下方部で侵食が卓越する傾向を示す。これは、浸透対策として用いられるドレーン工法が、堤体土の含水比を低下させる効果も期待できるため、越水時の耐侵食機能の向上につながることを示唆するものである。

図-2.2は、先のケース82と84の実験後に吸出し防止シートのみを取り外して、同様の実験を行ったケース83と85の結果について図-2.1と同様に整理したものである（図の縦軸のスケールが異なることに注意）。なお、ケース82と84では通水による堤体の大きい形状変化は生じていない。同図より、吸出し防止シートを取り外した裸堤では一気に侵食速度は大きくなり（湛水有の場合に約1オーダー、湛水無の場合に2オーダーそれぞれ増大）、特に裏のり上方での侵食が卓越するようになることが分かる。湛水有の裏のり下方の侵食速度が負になっているのは、のり上方～のり中央で侵食された堤体材料が堆積したためである（写真-2.4～写真-2.5参照）。

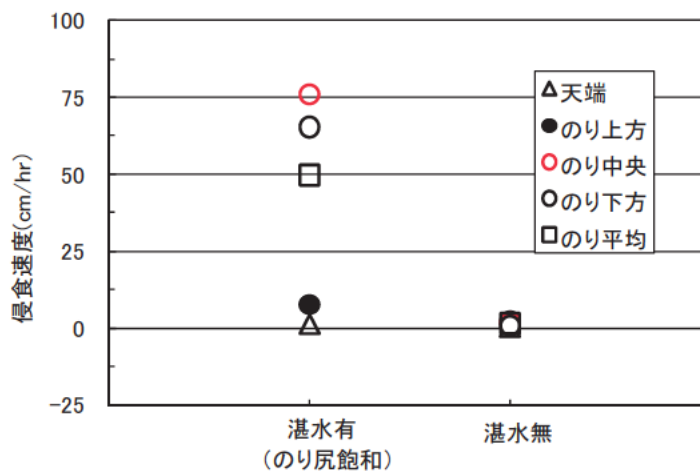


図-2.1 堤体土の含水比の影響（吸出し防止シート設置のケース82、84）

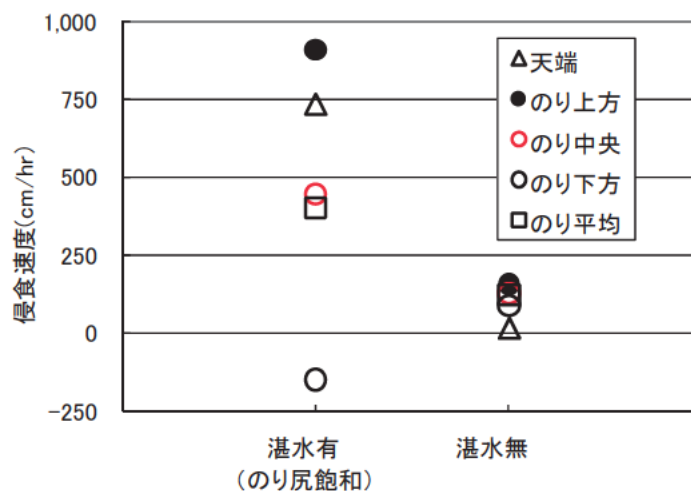


図-2.2 堤体土の含水比の影響（裸堤のケース83、85）



写真-2.4 湛水有り、吸出し防止シート有りの実験 (ケース82)



写真-2.5 湛水有り、裸堤の実験 (ケース83)



写真-2.6 湛水無し、吸出し防止シート有りの実験 (ケース84)

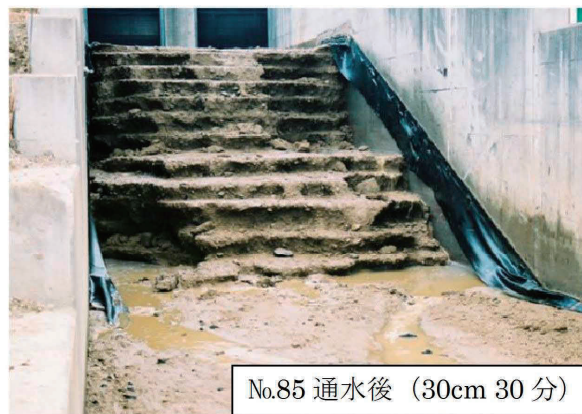


写真-2.7 湛水無し、裸提の実験 (ケース85)

図-2.3は、吸出し防止シートで対策した場合の堤防の侵食速度を、堤体土の締固めに対して整理したものである。ケース72と80の堤防模型は同一の堤体材料 ($d_m \doteq 10\text{mm}$ の透水係数約 $1.8 \times 10^{-6}\text{m/s}$) で、それぞれ締固め度81%と95% (模型全体のRI試験における平均値) で造られた。またケース91は、 $d_m \doteq 2\text{mm}$ の透水係数約 $5.0 \times 10^{-7}\text{m/s}$ の堤体材料を締固め度89%と85%の2通りとし (水路内に2種類の締固め度の異なる堤防模型を作製し同時通水した)、ケース68は、 $d_m \doteq 0.2\text{mm}$ の透水係数約 $1.18 \times 10^{-9}\text{m/s}$ の堤体材料で締固め度92%の条件とした。

同図より、堤体の締固め度と侵食速度には負の相関が見られ、締固め度が小さい場合には裏のり面の上方～中央部分で、締固め度が大きい場合には裏のり下方部分で、侵食が卓越する傾向がある。一般には「のり肩付近よりものり尻付近の方が、越流水のせん断力が大きく侵食が卓越する」とされているが、締固め度が小さい場合にはこれとは異なる実験結果となった。堤体の条件 (締固め度や堤体材料) が良好でなく、侵食されやすい場合には、越流水のせん断力が相対的に小さなのり面上部で侵食が始まり、その部分への流れがより集中するため侵食が加速するというメカニズムが考えられる。

図-2.3の吸出し防止シート有りの実験結果 (4ケース) に対応して、各実験ケースの堤体を被っていたシートを取り外して (裸堤) 実験した結果を図-2.4に示す。また、これらの実験状況を写真-2.8～写真-2.15に示す。裸堤の場合でも、吸出し防止シート有りの実験結果と同様に、締固め度が大きいほど、侵食速度が小さくなる傾向が確認できる。吸出し防止シート有りの方が、侵食速度が1オーダー程度小さいため、吸出し防止シートによって1オーダー程度の耐侵食機能の向上が図れることが分かった。また、裸堤の場合にも、締固め度が小さい程、裏のり上部の侵食が顕著になる傾向が見られる。

写真-2.14、写真-2.15にケース91と92の実験状況を示す。写真に向かって左半分が締固め度85%、右半分が締固め度89%の堤防模型となっている。裸堤の場合には、締固め度の小さい左半分側の侵食が卓越した。これは、侵食されやすい部分が侵食され始めると、侵食された部分に越流水が集中し、ますます侵食されようになるためだと考えられる。侵食に対する弱部を作らないよう、材料や締固め度の空間的なバラツキを低減することが侵食対策となることを意味している。一方で、吸出し防止シート有りの場合には、どちらかに侵食が集中する状況にならなかった。吸出し防止シートに、空間的なバラツキによる越水侵食への影響を緩和する効果があると考えられる。

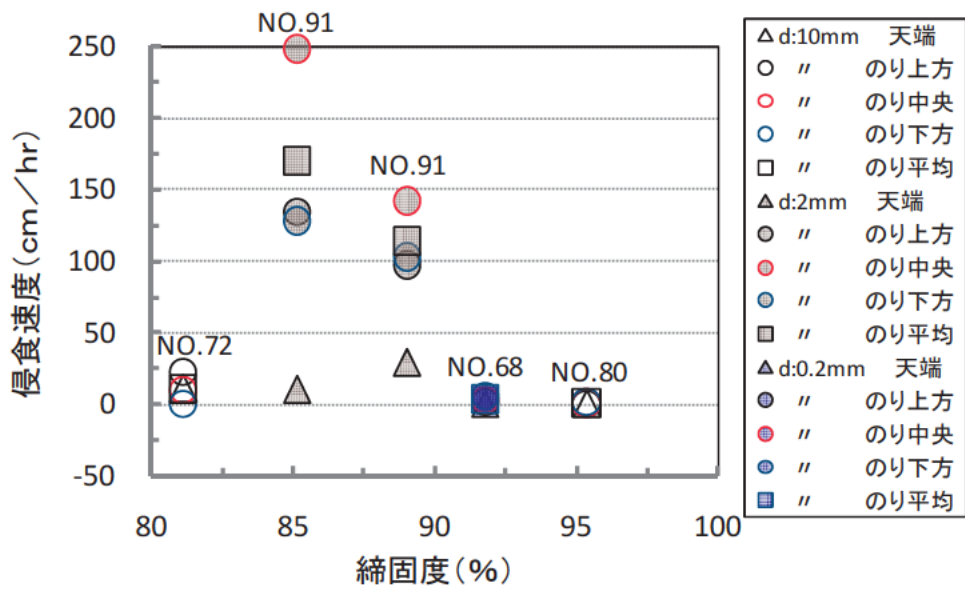


図-2.3 吸出し防止シート有りの場合の堤体土の締固め度と侵食速度の関係
(ケース68、72、80、91)

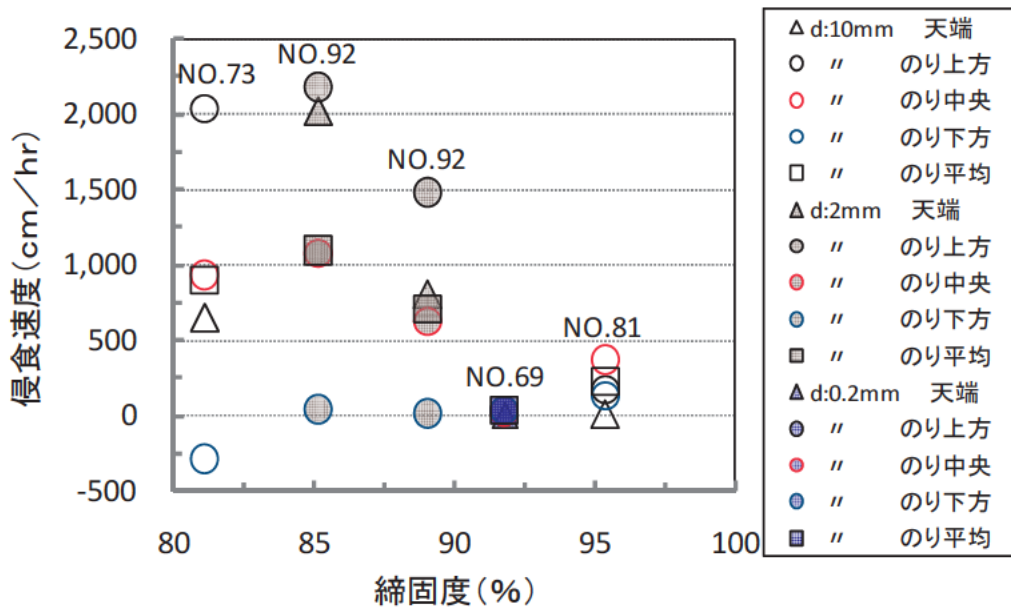


図-2.4 裸堤の場合の堤体土の締固め度と侵食速度の関係
(ケース69、73、81、92)

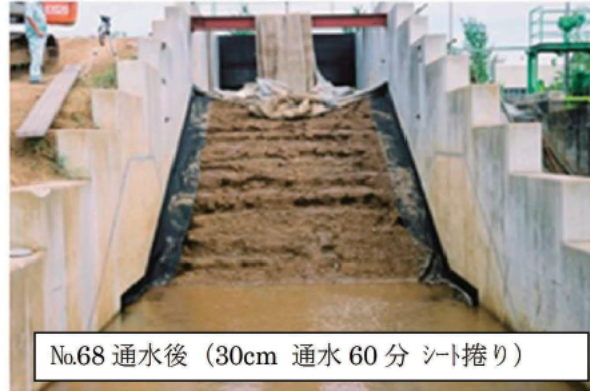
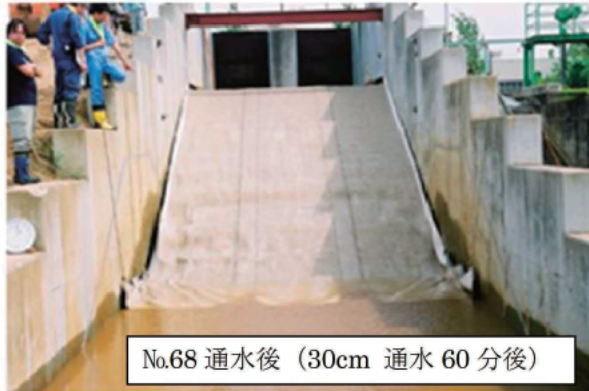
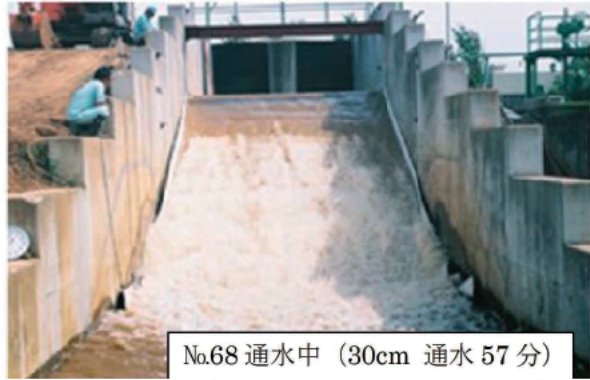
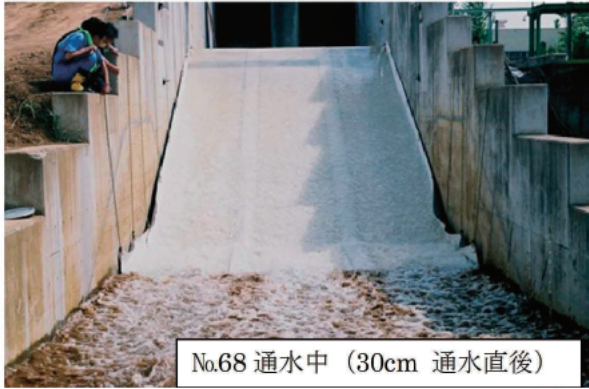


写真-2.8 対策工の実験状況 (ケース68、堤体材料 $d_m \approx 0.2\text{mm}$)

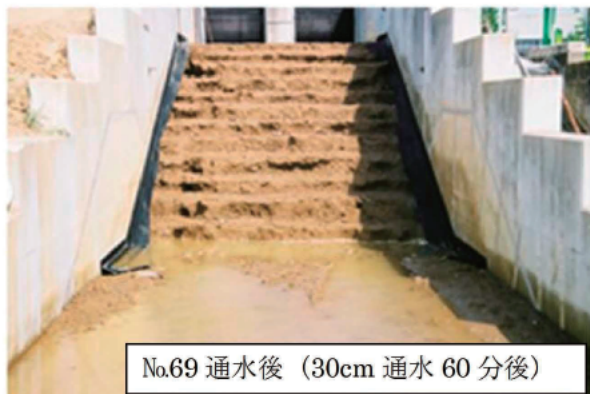
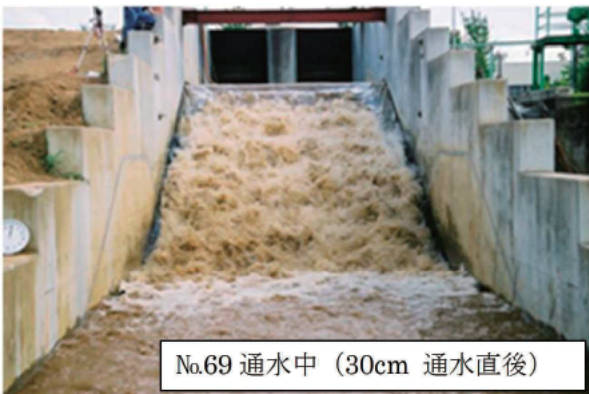


写真-2.9 裸堤の実験状況 (ケース69、堤体材料 $d_m \approx 0.2\text{mm}$)

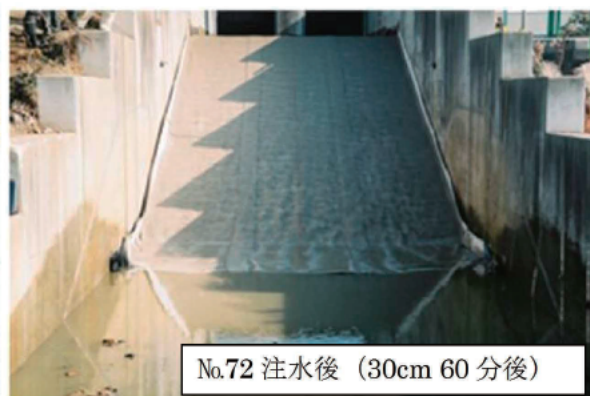
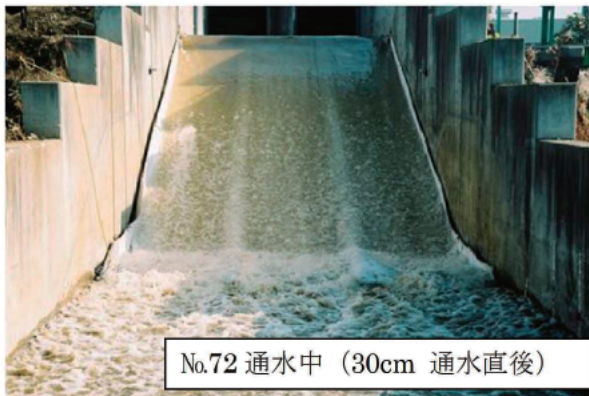


写真-2.10 対策工の実験状況 (ケース72、堤体材料 $d_m \approx 10.0\text{mm}$)



写真-2.11 裸堤の実験状況 (ケース73、堤体材料 $d_m \doteq 10.0\text{mm}$)

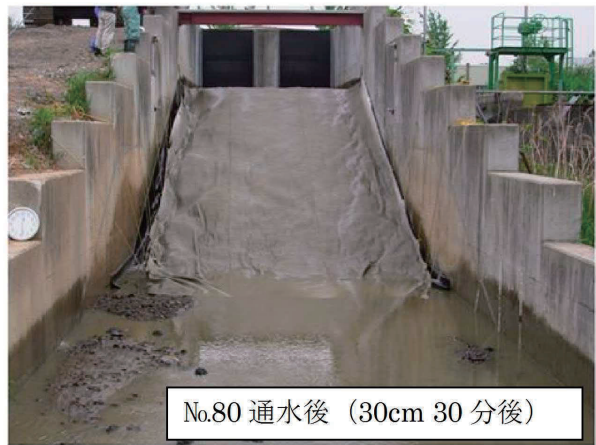
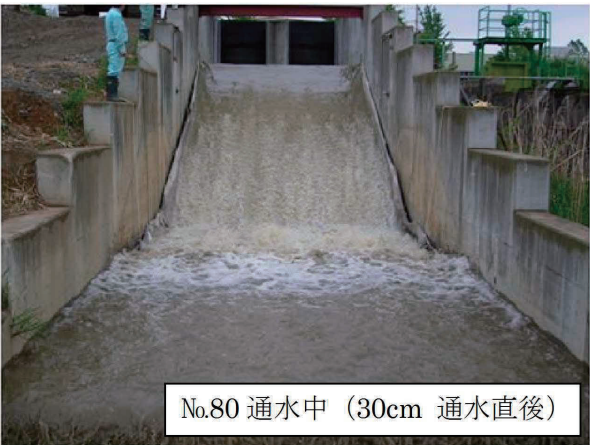


写真-2.12 対策工の実験状況 (ケース80、堤体材料 $d_m \doteq 10.0\text{mm}$)



写真-2.13 裸堤の実験状況 (ケース81、堤体材料 $d_m \doteq 10.0\text{mm}$)

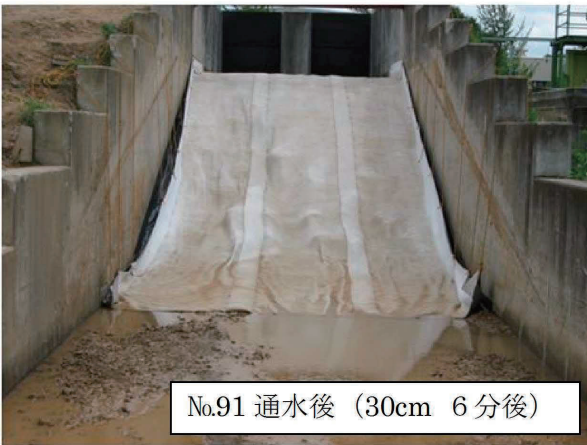
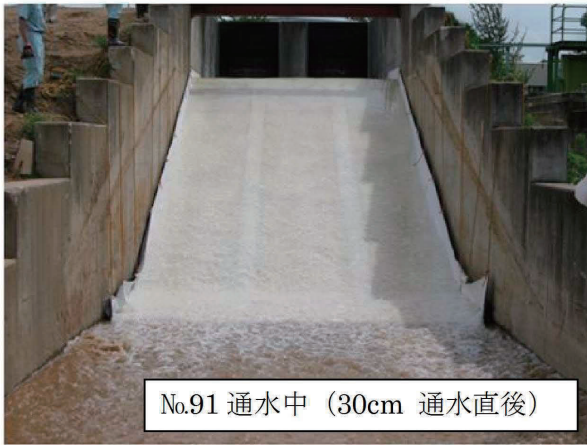


写真-2.14 対策工の実験状況 (ケース91、堤体材料 $d_m \approx 2.0\text{mm}$)

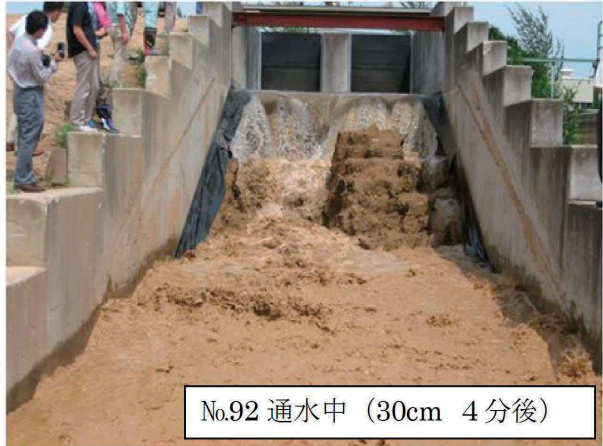
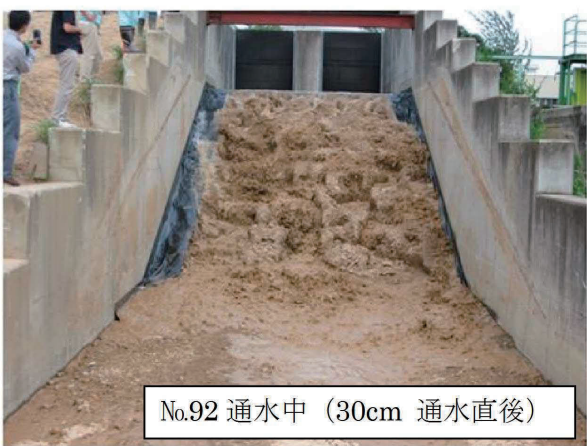


写真-2.15 裸堤の実験状況 (ケース92、堤体材料 $d_m \approx 2.0\text{mm}$)

2.1.2 シート材料及びシートの設置方法による影響

吸出し防止シート繋ぎ部の構造とシート材料（吸出し防止シートと表-2.3の特性を有する遮水シート）の堤防の耐侵食機能に及ぼす影響について、前述と同様の実物大堤防模型を用いて、表-2.4に示すケースの実験を行った。堤防模型は、粒径 $d_{60} \approx 2\text{mm}$ の混合砂（透水係数約 $1.0 \times 10^{-7}\text{m/s}$ ）を用い、高さ3.5m、裏のり勾配1:3、天端幅3mを有するものである。シート（透水係数約 $1.4 \times 10^{-3}\text{m/s}$ ）を堤防横断方向に堤防天端から裏のり尻に敷設した。シートは幅2m単位でロール状態にて商品化されているため、幅2m以上の範囲に敷設するには、隣り合うシートの間（繋ぎ部）が弱部となりかねない。2.1.1の実験では、幅30cmの重ね代を設け、溶着することにより、弱部にならないよう最大限配慮している。しかし、施工性を考慮すると、溶着を行うことなく重ね代だけの方が望ましい。そこで、吸出し防止シートを用いたケースに関しては、重ね代を変えたケースを設定した。

また、実際には、景観やシートの劣化を考慮してシート上に覆土を行うことが多いと考えられることから、吸出し防止シートを用いたケース95、96では、覆土を設けた。厚さ30cmの覆土を堤体土と同様に締固めを行い、堤防天端～裏のり尻の範囲に設置した。

表-2.3 遮水シート諸元

〔不織布〕		〔止水材〕	
項目	諸元	項目	諸元
厚さ(mm)	10	厚さ(mm)	1
密度(g/m^2)	0.13	比重	1.0以下
圧縮率(%)	15	硬さ	93±5
引張強さ(N/mm^2)	1.47	引張強さ(N/mm^2)	15.6
伸び率(%)	50	伸び率(%)	400以上
耐薬品性(不溶解分%)	95以上	老化性(質量変化率%)	±7以内
		柔軟性(°C)	-30
		引裂強さ(N/m)	58800

表-2.4 シート材料及び設置方法に関する実験検討ケース

実験ケース	検討事項	堤防条件			湛水有無	越流水深	通水時間	侵食量(侵食量/越流量)	備考			
		堤体材料		締固度					シート種類	重ね部幅		
		平均粒径 dm	透水係数 K_s									
No.95 -1 -2	シート種類(吸出防止と遮水)、重ね部幅(15cmと30cm)の影響検討	2mm	4.97×10^{-5}	88.1%	無	30cm	5分	4.117%	吸出防止シート	15cm		
							7分	2.536%				
No.96 -1 -2 -3							89.8%			5分	4.127%	30cm
										7分	2.385%	
										7分	2.068%	
No.97				94.5%	有(水道)		3分	3.218%	遮水シート			

図-2.5に、裸堤のケース92-1と吸出し防止シートの重ね部を溶着したケース91-1、溶着せずに15cmの重ね代を設けたケース95-2、30cmの重ね代を設けたケース96-3、遮水シートを溶着せず重ね代を30cmにしたケース97の、(覆土がある場合には覆土流出後の)堤防裏のり面の時間当りの堤体の平均侵食深(侵食速度)を示す。これより次のことが分かる。①吸出し防止シートの重ね代(15cmと30cm)に係わらず、侵食速度は裸堤よりも大幅に低減する。②吸出し防止シートの繋ぎ部を溶着すると、溶着せず重ねただけの場合に比べ侵食速度が低減する。

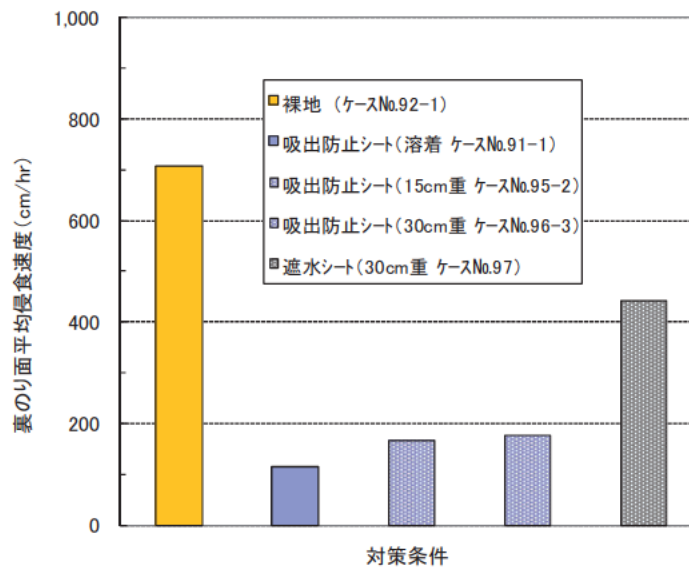


図-2.5 裏のりの侵食速度の比較

ケース95と96における越流水による侵食に対する覆土の安定性については、写真-2.16～写真-2.20に示すように、裏のり面部分の覆土については通水3～4分の間にほとんど流出し吸出し防止シートが露出するが、堤防天端については、進行速度は裏のり面部よりも遅く流出しにくいことが分かる。また、ケース95では、堤防天端の覆土は偏って侵食され、通水9分後(ケース95-2の4分後)には覆土が全て流出したが、ケース96では、偏った侵食状況は同様であるが、通水19分後(ケース96-3の7分後)でも一部覆土が残り、それによって越流水が偏流して裏のり中央～のり尻の侵食に偏りが生じた。このようなケース95と96の侵食状況の比較から、高さを厳密に管理したとしても越流水の作用によっても不陸が生じ、局所的に侵食が進行する場合もあることが分かった。

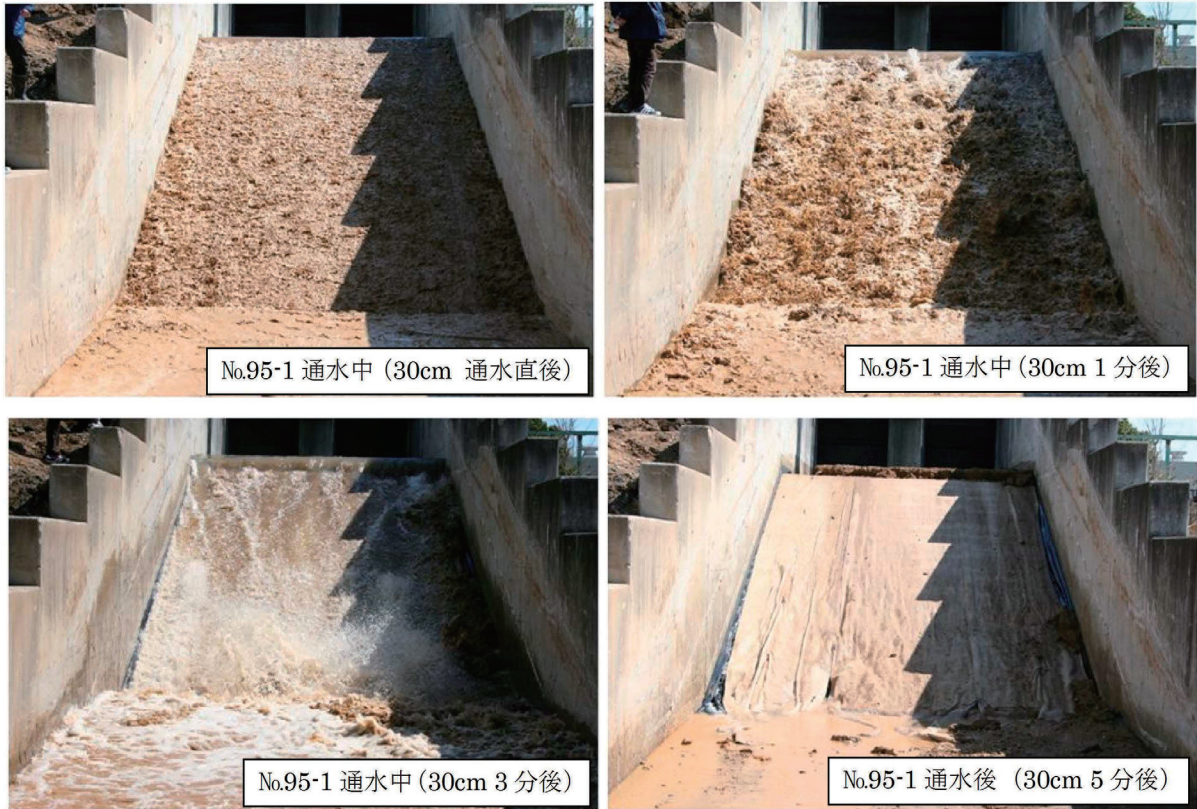


写真-2.16 吸出し防止シートの重ね代15cmの1回目の通水実験状況 (ケース95-1)



写真-2.17 吸出し防止シートの重ね代15cmの2回目の通水実験状況 (ケース95-2)



写真-2.18 吸出し防止シートの重ね代30cmの1回目の通水実験状況 (ケース96-1)

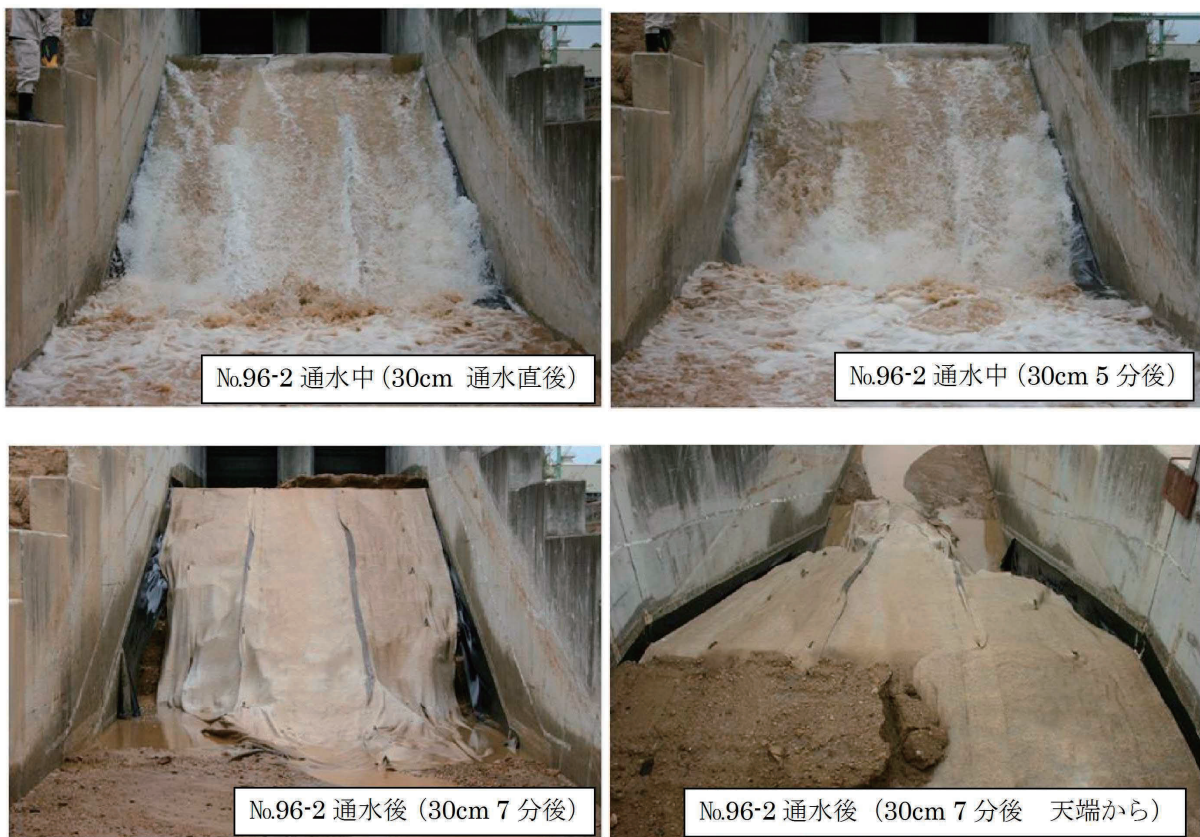
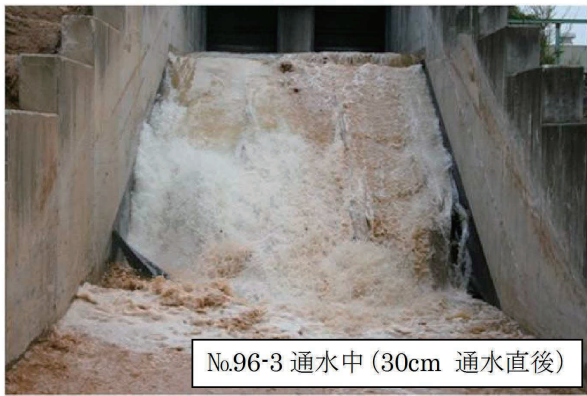
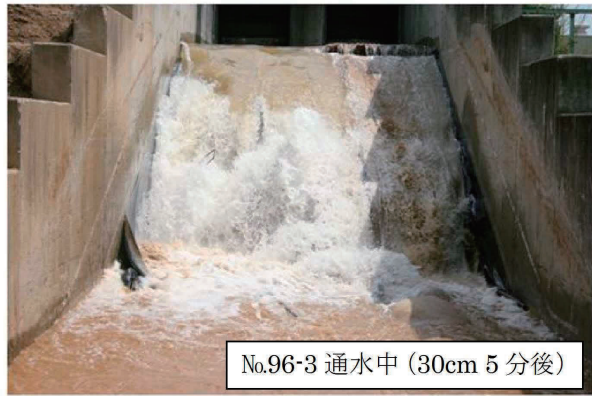


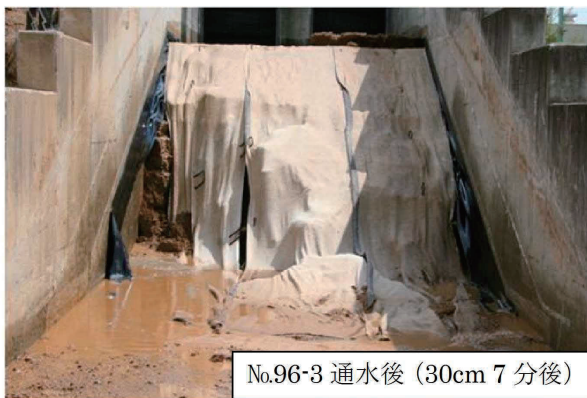
写真-2.19 吸出し防止シートの重ね代30cmの2回目の通水実験状況 (ケース96-2)



No.96-3 通水中 (30cm 通水直後)



No.96-3 通水中 (30cm 5分後)



No.96-3 通水後 (30cm 7分後)



No.96-3 通水後 (30cm 7分後 シート捲り)

写真-2.20 吸出し防止シートの重ね代30cmの3回目の通水実験状況 (ケース96-3)

遮水シートを用いたケース97では、他のケースと異なり、堤体下部の川表から川裏までの間に幅50cm、高さ10cmの碎石（単粒度4号）層を設け、越流開始前に川表側を堤防天端高より20cm低い水位として約42時間湛水した。遮水シートを用いた場合には、降雨の浸透を抑制する効果も期待できる反面、河川側からの浸透に対して行き止まり構造となるため、堤体内に高透水層が存在する場合には堤体の含水状態が極めて高くなったり、さらには遮水シートに揚圧力が作用することも考えられる。このような最も侵食速度が大きくなると考えられる極端な条件を設定したものである。

また、遮水シートと水路側壁の間は、隙間を極力小さくしたが、接着は行わなかった。そのためか、写真-2.21に示すように、水路側壁沿いで侵食が顕著であった。僅かな隙間から越流水が遮水シート下に入り込むと、“堤体表面の侵食”→“隙間の拡大”→“流入量の増加”が繰り返され、侵食が加速度的に進行したものと考えられる。

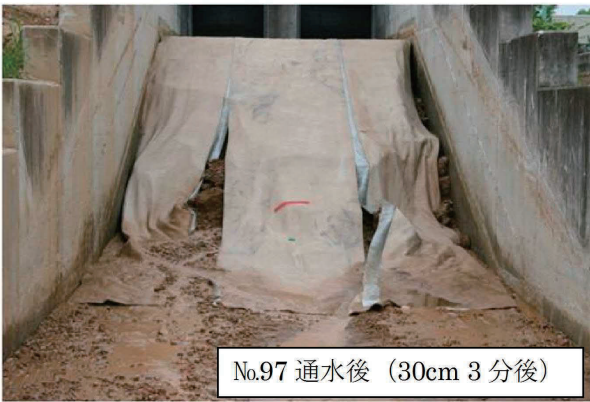
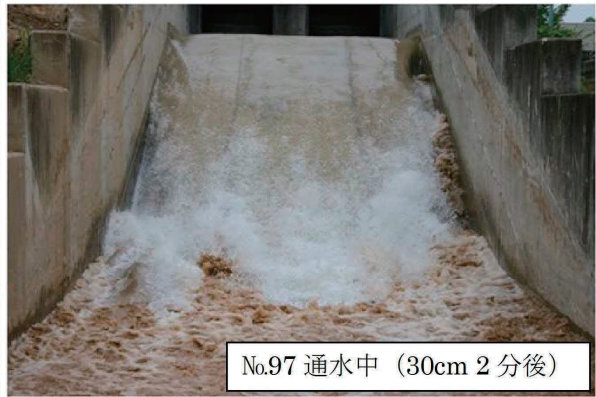
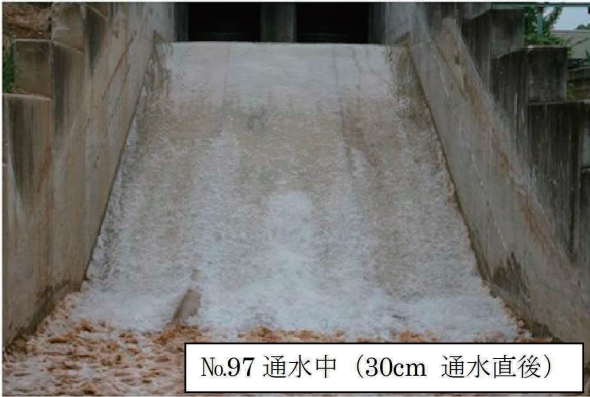


写真-2.21 遮水シートの重ね代30cmの通水実験状況 (ケース97)

2.2 遮水シートの揚圧力に対する安定性に関する検討

堤防天端～裏のり尻を吸出し防止シート等で覆うことにより耐侵食機能は、向上することが確認された。このような効果を発揮する前提条件として、シート自体が安定である必要がある。シートの安定は、越流水によるせん断力によって引っ張られたり、不陸に伴う流れの乱れによって捲れたりする他、河川水の堤体浸透による揚圧力が作用することが指摘されている。遮水シートの場合に揚圧力の影響が大きいと考えられることから、本節では、河川水の堤体浸透によって作用する揚圧力が遮水シートの安定性に及ぼす影響を理論的及び実験的に検討する。

2.2.1 理論的検討

図-2.6に示す条件における遮水シートにかかる揚圧力を次のように算定した。

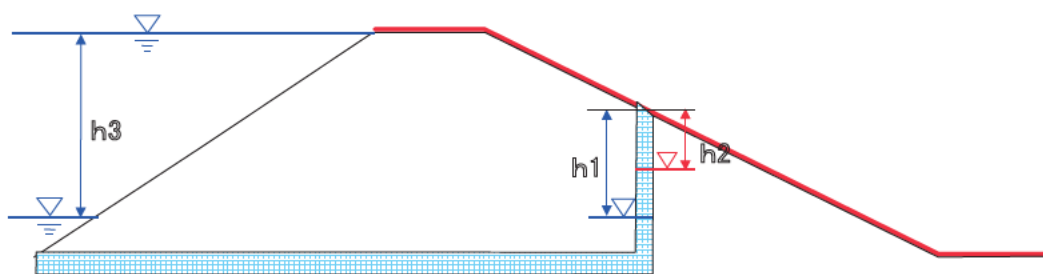


図-2.6 解析条件

ミズミチ以外の堤体と堤防裏のり面上の遮水シートに透気性・透水性はなく、初期にはミズミチの鉛直部の上部に大気圧と等しい圧力で高さ h_1 の空気溜りがあるものとする。すなわち、初期には河川水とミズミチ内の水位は等しい。河川水が高さ h_3 上昇した場合に、ミズミチ内の空気溜りが圧縮され、高さ h_2 に変化したとする。これらの関係式は次のとおりである。なお、吸出し防止シートを対象にした場合でも、目詰まり等により透過係数が小さくなることから危険側の検討として遮水シートと同じ条件とした。

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{h_3}{10.33} + 1 \dots\dots\dots(2.1)$$

式(2.1)の定数10.33は、1気圧の水柱 (m) である。

遮水シートには、空気溜りを介して、 h_3 の揚圧力が単位面積当りに作用することとなる。

このような揚圧力に対する遮水シートの力学的安定性について考える。堤防を越流していない状態で、裏のり面上の微小部分について図-2.7のように静力学的に釣り合った条件を考えると、以下の式が成り立つ。

$$W \sin \alpha = \delta \tan \phi, \quad \delta = P_1 - P_2 + W \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots (2.2)$$

- ここに、
- W : 単位面積当りの遮水シートの自重
 $= \gamma_s \cdot t_h / \cos \alpha$ (kN/m²)
 - γ_s : 遮水シートの単位体積重量 (kN/m³)
 - t_h : シートの厚さ (m)
 - α : のり勾配 (°)
 - P_1 : 1気圧時の圧力=101 (kN/m²)
 - P_2 : $h_1 P_1 / h_2$ (kN/m²)
 - $P_1 - P_2$: 遮水シートに作用する力 (負で揚圧力) (kN/m²)
 - $\tan \phi$: 遮水シートとのり面との摩擦係数

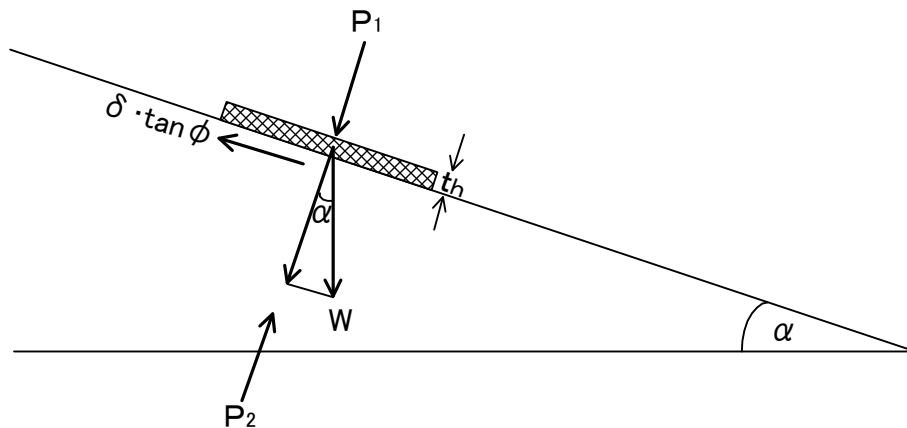


図-2.7 のり面上に置かれた遮水シートの力学安定条件

遮水シートが、揚圧力によって安定性を失わないためには、式(2.2)を変形した以下の式を満足するようなシートが必要となる。

$$P_2 - P_1 < \left(\cos \alpha - \frac{\sin \alpha}{\tan \phi} \right) W \dots\dots\dots (2.3)$$

式(2.3)式によって求まるものは、局所的な安定性である。空気溜りの大きさが有限であったり、端部の固定条件とシートの引張抵抗等によっては遮水シート全体の安定性は失われない場合もありうる。

そこで、単位面積当りの空気溜りの大きさを変化させた時の単位面積当りの揚圧力と標準的な遮水シートによる押し下げ力（式(2.3)の右辺）を図-2.8に示す。標準的な遮水シートとして、単位面積重量を 2.53kgf/m^2 と設定し、堤体表面と遮水シートの間の内部摩擦角を 30° としている。

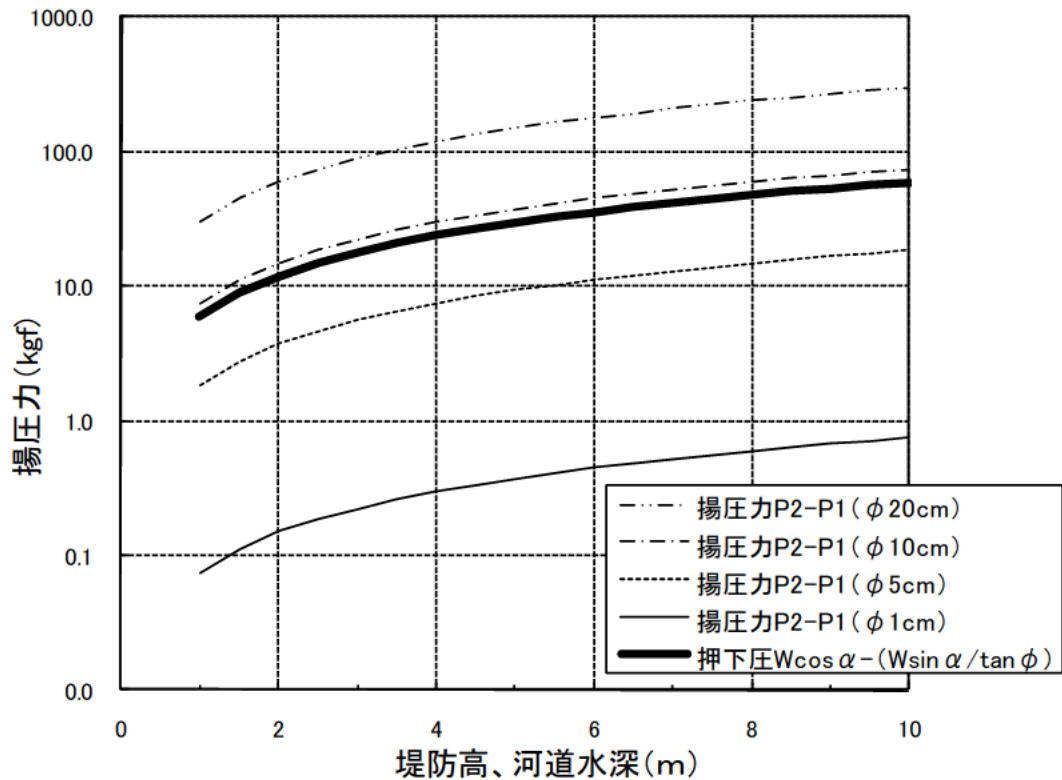


図-2.8 ミズミチ孔の大きさによる遮水シートの安定性

空気溜りの大きさが $\phi 10\text{cm}$ 程度で遮水シートが押し上がる計算結果となるが、次のような理由から遮水シートの実際の安定性は計算結果よりも安全側と考えられる。①遮水シートは柔軟性があるため、揚圧力により押し上がったとしてもその範囲は限定される。②遮水シートの繋ぎ部から空気が漏れることで、空気溜まりの大きさと揚圧力が小さくなる。③越流等によって遮水シート（の不織布部分）が水分を含めばシートを押し下げる力が増加する。

2.2.2 大型越水模型実験による検討

空気溜まりが形成されずにミズミチが水で満たされた場合にも、揚圧力は同じ値となる。実際には、空気と水とでは、遮水シートの繋ぎ部からの漏れの程度や遮水シートの変状の現れ方が異なるなどの違いがあることも想定される。そこで、空気圧が作用した場合と水圧が作用した場合の違いを以下のような実物大模型実験によって確認した。

本検討に使用した模型は、図-2.9に示すように、高さ 3.5m 、幅 4.8m 、裏のり勾配 $1:3$ の堤防模型の表面をモルタル固定床とし、その内部に堤体を貫通する空洞を造り、河川水位の上昇に伴って裏のりに設置した遮水シートのり肩に空気圧が、遮水シートのり尻付近に水圧が直接作用する条件とした。空洞は、塩ビ管3本でモデル化した。

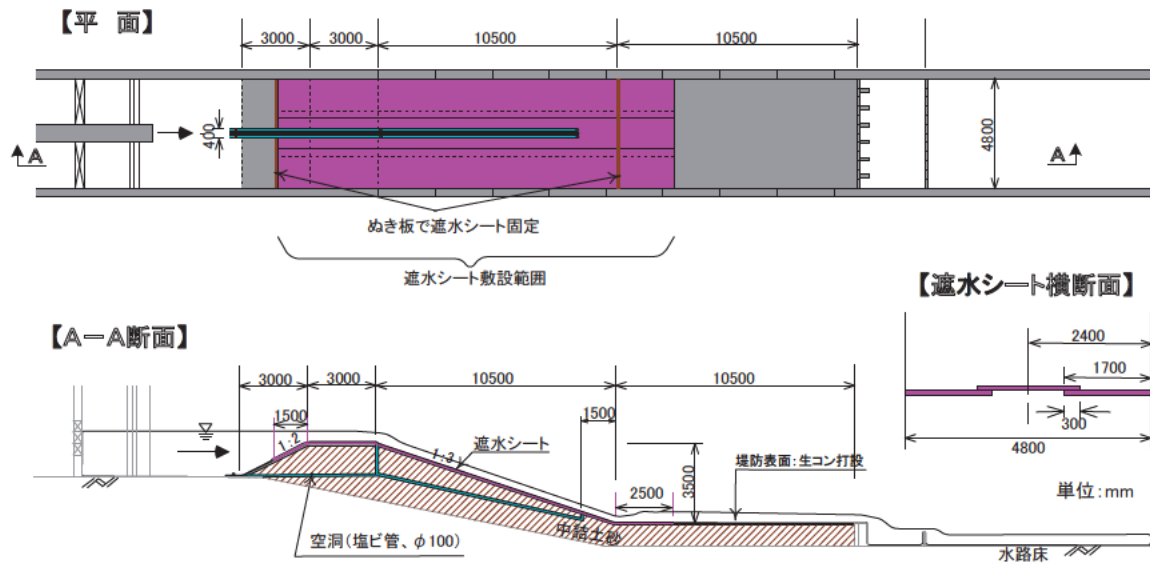


図-2.9 実験施設詳細図

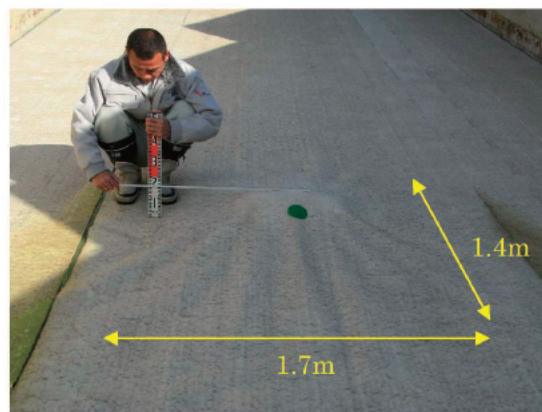


写真-2.22 水圧の作用によるシートの盛り上がりの状況

実験結果は次のとおりであった。

- 空気圧の影響については川表側水位の上昇に伴って堤体内空洞の空気が圧縮されるものの、遮水シートの盛り上がりや振動は生じず、越水後もその状況はほとんど変わらない。
- 水圧の影響については、河川水位の上昇とともに越水前から写真-2.22に示すような盛り上がり形成され、シートの重ね代が少なくなった。その後の越水によっても、遮水シートがめくれる状態には至らなかった。越水時には、越流水が盛り上がり部を押さえつけるような形となり、盛り上がりは小さくなった。越水深（越流量）が大きくなってもこの状況はあまり変わらなかった。これは、揚圧力の増加と越流水が遮水シートを押さえつける力の増加がバランスしたためだと考えられる。
- 水圧と空気圧では盛り上がりの有無に違いがあったが、水圧の方が危険という意味にはならない。今回の実験条件では、水圧の方が2倍の揚圧力($P_2 - P_1$)が作用するためである。
- 吸出し防止シートを用いた他の実験でも、シートが局部的に小さく盛り上がるがあったが、越流の有無や越流水深には関係なくほぼ一定で、この遮水シートの実験の盛

り上がりと比較すると小さかった。

2.3 吸出し防止シート上の覆土に関する大型浸透模型実験

2.2節の実物大模型実験の結果から、シートを堤防裏のり面等に敷設することによって、堤防の耐侵食機能が向上することが確認できている。シートを敷設するにあたっては、シートの紫外線による劣化を防いだり、環境・景観面等に配慮し、シート上に覆土を施し、その表面を芝等で覆うことが考えられる。

一方、実際の河川堤防では、のり面の表層崩壊の事例が多く発生している。降雨により表層（土羽）の含水比が上昇し、サクシヨンの低下による強度低下と単位体積重量の増加や浸透力の作用により表層土が滑動するものと考えられている。

シート上の覆土も降雨によって崩壊することが懸念されるため、シート上の覆土の崩壊のしやすさを実物大模型実験により確認した。

実験条件一覧を表-2.5に、実験装置及び模型の形状等を図-2.10、図-2.11に示す。図-2.12に示す粒度の土を巻出厚30cm、締固め度約92～96%（RI値）で堤防本体（のり勾配1:2）を造った。その上に一部の範囲に透水係数 1.4×10^{-3} m/sの吸出し防止シートを敷設した。その後、同図に示す粒度の土を用いてのり面全体に厚さ30cmの覆土・土羽（表層）を設けた。表層の締固め度は、表-2.5に示す値（RIの平均値）となっている。

実験1では、堤防天端～のり面への降雨量として、20mm/hr～160mm/hrに相当する水量を堤防天端から供給した。実験2では、裏のり面上に設置した降雨装置から約60mm/hrと約80mm/hrの降雨を与えた。

測定項目は、形状変化、表層土、及び堤体土の水分、支持力、状況観察であり、表-2.5に示すようにケースによって測定項目が異なる。

表-2.5 実験ケース一覧

ケースNo.	目的	検討内容	模型条件			測定項目				備考		
			対策無	対策有	堤体締固	表層締固	降雨	形状	水分		支持力	観察
実験 1-1 実験 1-2	・堤防のり面の表層崩壊メカニズム把握	累加雨量・降雨強度と表層崩壊との関係	○		約96%	約89%	20～160 (mm/hr)	○	○	○	○	堤体土 $d_{60} \approx 2\text{mm}$ = 表層土
実験 2-1 実験 2-2	・シート対策の表層崩壊への影響	表層崩壊発生時の堤防条件（土羽材料、締固め度等）	○		約92%	約60%	60、80 (mm/hr)	○			○	堤体土 $d_{60} \approx 2\text{mm}$ 表層土 $d_{60} \approx 0.6\text{mm}$

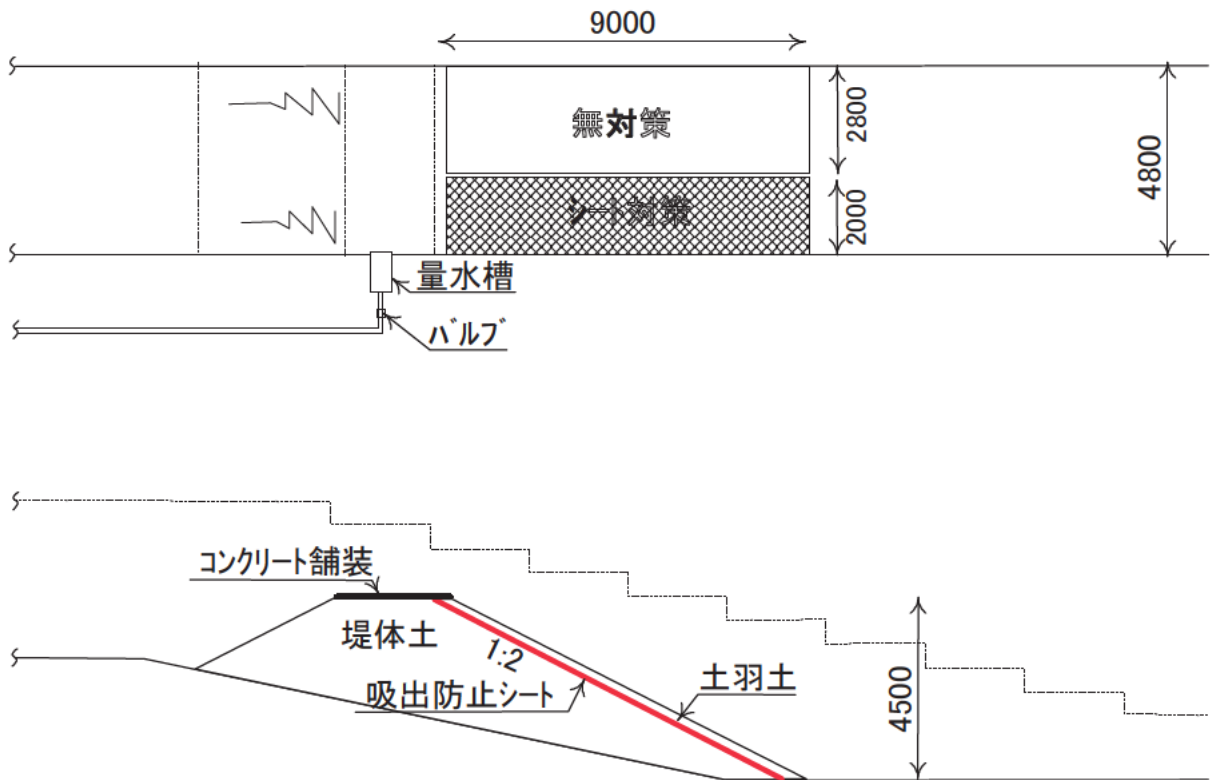


図-2.10 実験装置概要図（実験1）

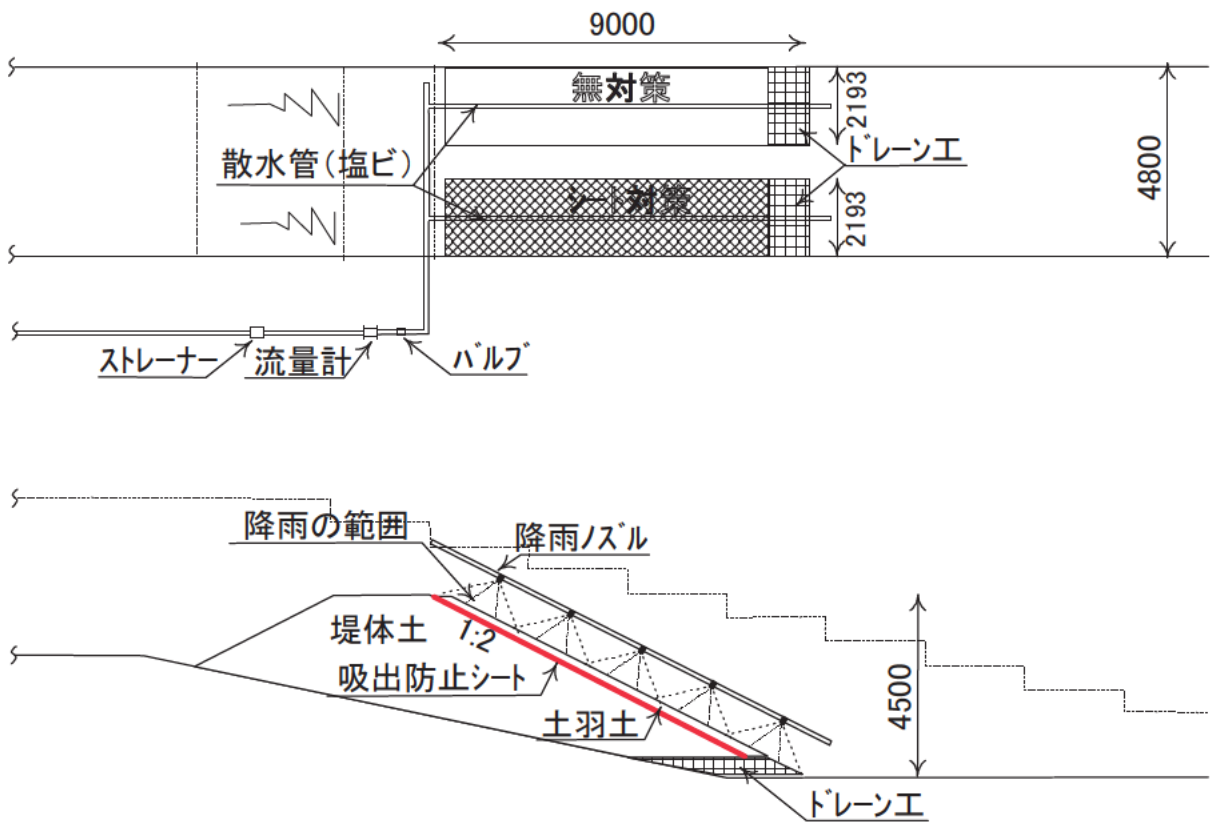


図-2.11 実験装置概要図（実験2）

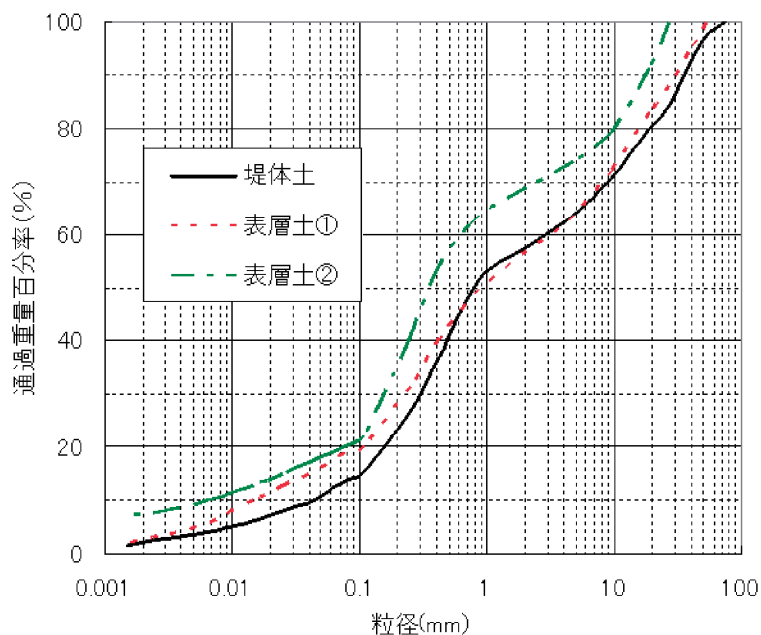


図-2.12 堤体土と表層土の材料

実験1（表層土①）では、20mm/hrの降雨に相当する流量を1日に5～7時間、これを6日間断続的に、累計34時間与えたが、シートを敷設した範囲、敷設していない範囲どちらにも裏のり面の変状はほとんど認められなかった。続いて、降雨強度40mm/hr、60mm/hr、70mm/hr、100mm/hr、160mm/hrの降雨に相当する流量をそれぞれ6時間、6時間、5時間、6時間、5時間を加えたが、対策の有無に係わらず、小規模なガリ侵食が確認された程度で、表層崩壊には至らなかった。

実験2（表層土②）では、実験1の結果を踏まえ、表層土をより粒径の細かい材料（平均粒径 $d_m \div 2\text{mm} \rightarrow d_m \div 0.6\text{mm}$ ）に変更するとともに、締固め度を約89%から約60%に低下した。また、当初は実験1と同じく天端から降雨量相当の水量を与えたが、供給水が裏のり面の限定された箇所のみ集中し、実際の降雨時の状況と大きく異なったことから、図-2.11に示す降雨装置を用いて裏のり面に均等に降雨を与えることとした。

約60mm/hrの降雨を42分間与えた後の裏のり面の状況を写真-2.23及び写真-2.24に示す。吸出し防止シートを敷設した範囲では軽微なガリ侵食にとどまっていたが、シートを敷設しなかった範囲では写真撮影直前に表層崩壊が生じた。表層崩壊の発生前には、堤防天端肩法線に平行にクラックが発生し、そのクラックが徐々に拡大した後、裏のり面の表層土が流動化し一体となって一気に流れ下った。

シートを敷設した範囲には、60mm/hrの降雨を与え続けたが、6時間経過しても表層崩壊に至らなかった。さらに、約80mm/hrの降雨を4.5時間与えても、僅かにクラック（幅 $\div 3\text{cm}$ ）が確認された程度で、表層崩壊には至らなかった。

対策無しの場合における一連の現象は、表層土塊に水が浸透して間隙水圧が上昇し、表層土塊の滑動力がせん断抵抗力を超えたことにより生じた表層崩壊と考えられる。図-2.13のような、裏のり表面の様な含水比を有する土塊の力学的バランスを考えると、



写真-2.23 堤防裏のり表面の状況（正面から）



写真-2.24 堤防裏のり表面の状況（上空から）

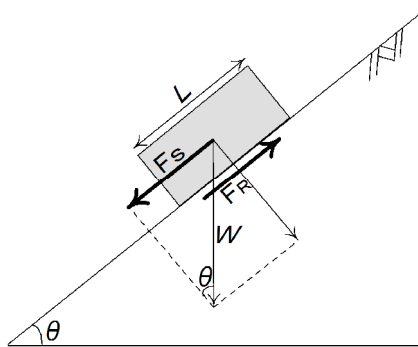


図-2.13 堤防のり面にかかる力

$$F_R = (w \cos \theta - UL) \tan \phi + cL \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$F_S = w \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 F_R ：抵抗力、 F_S ：滑動力、 w ：単位長当りの土塊重量、
 θ ：すべり面勾配、 U ：間隙水圧、 ϕ ：内部摩擦角、 c ：粘着力
 L ：滑り面長さ である。

実験1で表層崩壊が発生しなかった原因としては、間隙水圧 U が小さく、内部摩擦角 ϕ が大きかったことが考えられる。実験2のシートを敷設しなかった範囲で表層崩壊が発生した原因としては、実験1の逆で間隙水圧 U が大きく、内部摩擦角 ϕ が小さかったことが考えられる。実験2のシートを敷設した範囲で表層崩壊発生しなかった原因としては、吸出し防止シートが表面から浸透する水を効率よく排水することで、間隙水圧 U が低く保たれたためだと考えられる。

これらの実験から吸出し防止シートが表層崩壊を防止する対策として有効であると考えられるが、いくつかの課題がある。一つは堤防裏のり尻付近の確実な排水が重要である。吸出し防止シート内に水が溜まるような状況となると、覆土が吸出し防止シート内の水圧によって浮き上がり、急激な崩壊につながることも考えられる。また、モグラや重機等による吸出し防止シートの破損の可能性、吸出し防止シートの目詰まりによる透過係数の低下等により必要な機能を保持できない等の可能性も想定され、試験施工等を行ってこれらの課題を解決していく必要があると考えられる。

2.4 締固めに関する小型越水模型実験

前述のように、土堤の耐侵食機能を向上するには堤体材料や締固め度が重要であるが、実際には、既設堤防の全体の堤体材料を変えて、高い締固め度で施工しなおすことは現実的ではない。越流水によるせん断力が直接作用する裏のり面付近の堤体の一部を置き換えることで耐侵食機能が向上すれば現実的な補強対策となりうる。そこで、このような補強対策による耐侵食機能の向上をこれまでよりも小さな模型実験により確認することとした。また、これまでの実験では、堤体のみをモデル化してきたが、実際には基盤の影響も受けることが指摘されているため、ここでの一連の実験ケースでは、基盤も含めてモデル化することとした。

図-2.14に示す幅2m、長さ15m（長さ4m、高さ1.5mの水路片側側面の一部がアクリル製で、側面からの観察が可能）、深さ1.4mの水路内に、粒径 $d_{60} \approx 2\text{mm}$ の混合砂（透水係数約 $5.0 \times 10^{-7} \text{m/s}$ ）を用い、高さ0.8mでのり面勾配1:3、天端幅1mの堤防模型を作製した。なお、堤防模型の下層40cmは、堤防直下と堤内地の5mの範囲を堤体と同じ材料で造成し基盤とした。実験条件として、図-2.15、表-2.6に示す堤体及び基盤の締固め度やミズミチの影響に着目した5ケースを設定した。初期状態で越流水深が5cmとなる流量を最初から最後まで通水した。

ケース86は堤体・基盤ともに高い締固め度とし、ケース87は堤体・基盤ともに低い締固め度とし、ケース88は堤体のみ低い締固め度（基盤は高い締固め度）とした。これらのケースを相互に比較することによって、堤体・基盤それぞれの締固め度の影響を把握することができる。

ケース89は、部分的な切返しによる補強対策の効果を検証するためのケースで、堤防天端は厚さ0.3m、裏のり面は勾配1:2から1:3の範囲を高い締固め度とした。ケース90は、ミズミチの影響を把握のためのケースで、堤体の表のり尻～裏のり尻にかけて幅2m（水路全幅）、高さ0.1mの碎石（単粒度4号）層を設けた。

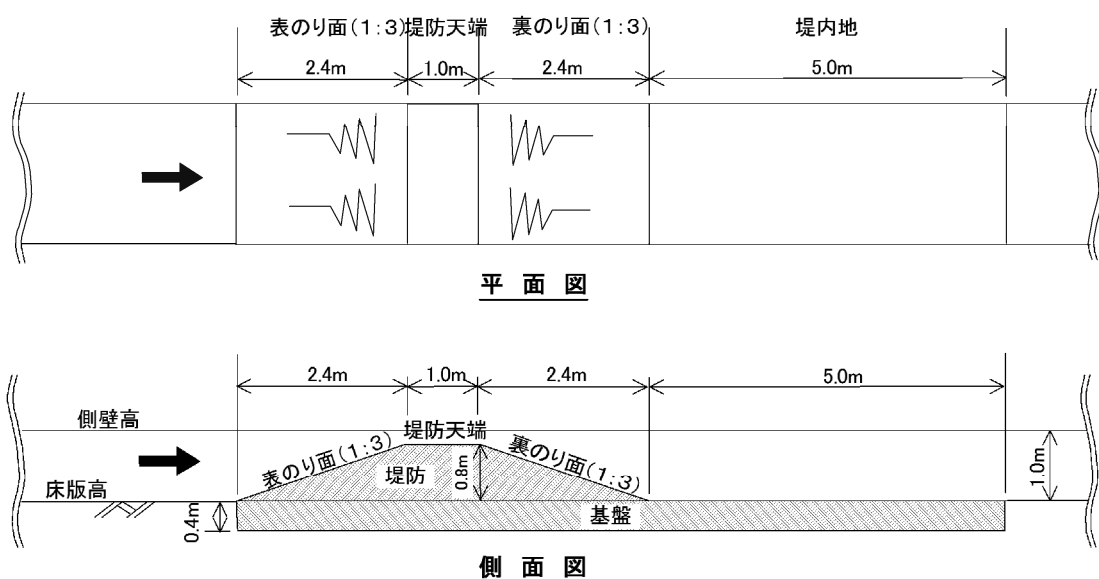


図-2.14 小型模型の概要

本実験は小型模型を用いた実験であるため、侵食速度等について大型越水模型実験との単純な比較はできないが、各種条件の越水時の耐侵食機能へ影響の程度を定性的に把握することは可能と考えられる。

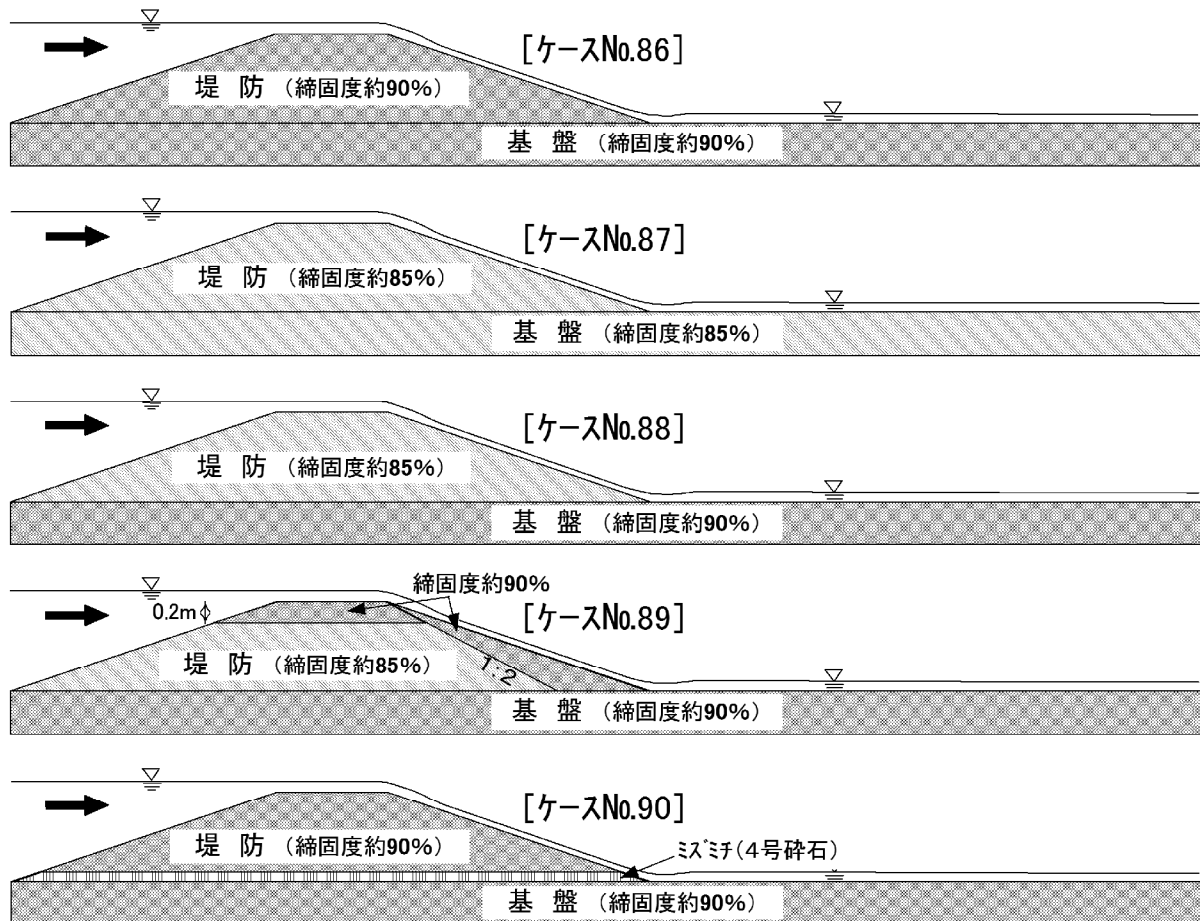


図-2.15 小型模型のケース毎の条件

表-2.6 小型模型実験ケース一覧

ケースNo.	堤体条件							水路幅	越流水深 (cm)	通水時間 (分)	侵食量 (累積侵食量/ 累積越流量)
	材料	締固度		その他	裏のり勾配	天端幅	堤防高				
		堤体	基盤								
86	dm ≒ 2mm	高締固	高締固		1:3	1m	0.8m	2.0m	h=5cm	30	0.51%
87		低締固	低締固							5	7.41%
88		低締固	高締固							10	3.25%
89		天端と裏のりのみ高締固	高締固							25	1.37%
90		高締固	高締固	堤体内水道(ミミチ)有り						15	2.18%

図-2.16に、基盤を高い締固め度とした4ケース（ケース86、88、89、90）の侵食速度を、堤防天端、裏のり、堤内地毎に示す。同図より、締固め度が高い場合の侵食速度は、締固め度が低い場合に比べて数倍程度以上小さく、堤防の天端から裏のり面の表面に高い締固め度の領域を設けることでも耐侵食機能を向上させることができることも分かった。また、堤体の締固め度が高くてもミズミチがあるケース90と堤体の締固め度が低いケース88とで大きな違いがない。これは、高い締固め度であったとしても、ミズミチからの浸透により含水比が上昇したことで、高い締固め度の効果を十分に発揮できなかったことが考えられる。含水比の上昇を抑制に寄与するドレーン工等の対策を併用することの必要性を示唆するものといえる。

図-2.17は一様な堤体とした3ケース（ケース86、88、87）の侵食速度を堤防天端、裏のり、堤内地毎に示す。同図は、基盤の締固め度の違いに着目した整理となっており、堤体の締固め度が侵食速度に影響するだけでなく、基盤の締固め度も堤体の侵食速度に影響することが分かった。堤体だけでなく基盤の状態によっても、耐侵食機能が変化することを示していると考えられる。

なお、写真-2.25～写真-2.29は実験中の経時変化状況を示したものである。

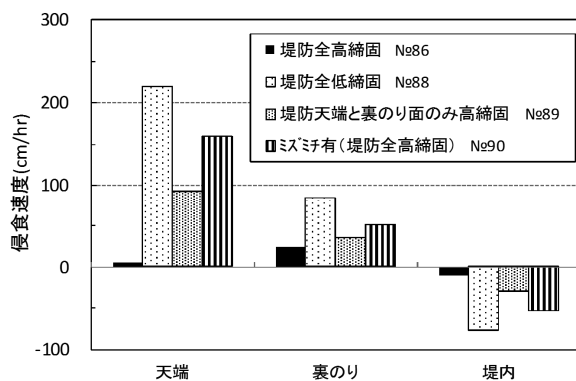


図-2.16 堤防位置毎・ケース毎の侵食速度の比較

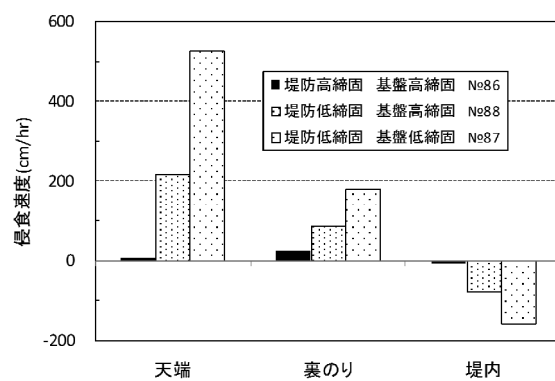


図-2.17 基盤の締固条件の影響



写真-2.25 小型模型実験の状況（ケース86、堤体・基盤：高締固め度）



写真-2.26 小型模型実験の状況（ケース87、堤体・基盤：低締固め度）



写真-2.27 小型模型実験の状況（ケース88、堤体：低締固め度、基盤：高締固め度）



写真-2.28 小型模型実験の状況（ケース.89、堤防天端&裏のり面：高締固め度）



写真-2.29 小型模型実験の状況
(ケース90、堤体内ミズミチ有り、堤体・基盤：高締固め度)

3. 短繊維混合補強土による川裏のり面保護工に関する研究

3章では、短繊維混合補強土による川裏のり面保護工に関する研究を行った。この結果、一定の耐侵食機能を有する短繊維混合比、セメント混合比を明らかとした。また、川裏のり面だけでなく、川裏のり尻工、裏のり肩保護工を設置することで耐侵食機能を向上させることができることも明らかとなった。

図-3.1に短繊維混合補強土のイメージを、写真-3.1に使用した短繊維の写真をそれぞれ示す。短繊維混合補強土は、短繊維と土質材料を混合した材料である。短繊維と土質材料を混合することにより発現するみかけの粘着力やじん性により、耐侵食機能とともに破壊に対するねばり強さが付与される¹⁾。2m/sを上回る高速流への耐侵食機能を確保するためには、セメントの混合が必要となるが、セメントには微量のクロム化合物等が含まれるため河川堤防に使用する際には十分な配慮が必要と考えられる。

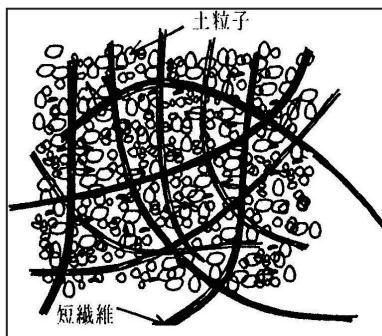


図-3.1 短繊維混合補強土のイメージ



写真-3.1 短繊維の例

3.1 耐侵食機能に関する開水路通水実験と透水性に関する検討

開水路を使用した通水実験により、流速2m/sに対する短繊維混合補強土の耐侵食機能を確認した。また、川裏のり面保護工として用いるためには、できるだけ堤体土に近い透水係数であることが望ましい。透水係数が低ければ、降雨浸透を抑制することができる一方で、河川側から堤体に浸透した水が排水されづらくなり、堤体内の水位が上昇する恐れがある。堤体内の水位上昇は、のり面保護工やのり面全体の不安定化に繋がりがねない。このため、耐侵食機能だけでなく、透水性も重要な指標であることから、様々なセメント混合比の短繊維混合補強土の透水性を室内透水試験によって確認した。

3.1.1 開水路による通水実験

小型の供試体（長さ1.5m、幅0.56m、高さ0.15m）を作製し、国土技術政策総合研究所の流砂実験水路を使用して通水実験を行った（図-3.2）。

水路は、長さ30m、幅0.6mで、平均流速が約2m/sとなる条件（河床勾配1/57.4、水深約0.15m、流量約0.19m³/s）を設定した。供試体は、スラリー状態の短繊維混合補強土を型枠に詰めて作製し、表-3.1に示すように、土質材料、短繊維混合比、セメント混合比、添加剤の種類を変えた5ケースとした。セメント混合比は、いずれも土に対する質量比5%（セメント混合比の最低値程度）である。

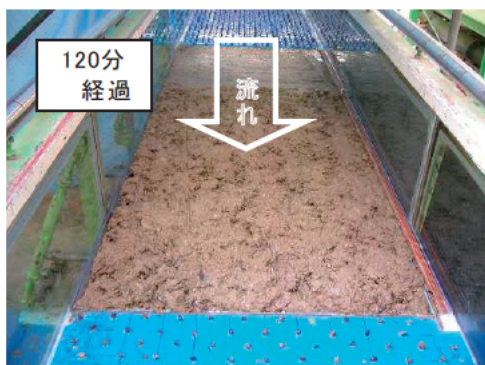


図-3.2 短繊維混合補強土

表-3.1 実験ケース

ケース	土質材料	短繊維混合比 (%)	セメント混合比 (%)	添加材混合量 (kg/m ³)	
				団粒材	気泡材
1	砂質土	—	—	—	—
2	砂質土	0.1	5	3	—
3	砂質土	—	5	3	—
4	まさ土	—	5	3	—
5	まさ土	—	5	—	0.125

各ケースの侵食深を図-3.3に示す。ケース1（無混合）は侵食が激しく30分以上通水することが不可能であった。一方、ケース2（短繊維混合補強土）は120分後の平均侵食深が2mm以下であり、ほとんど侵食されなかった。このように、短繊維混合補強土の流速2m/sに対する耐侵食機能が確認できた。また、ケース4、5では土質材料としてまさ土を使用しており、砂質土より侵食されやすい傾向が把握できるが、無混合と比較すると耐侵食機能が大幅に向上していることが分かる。

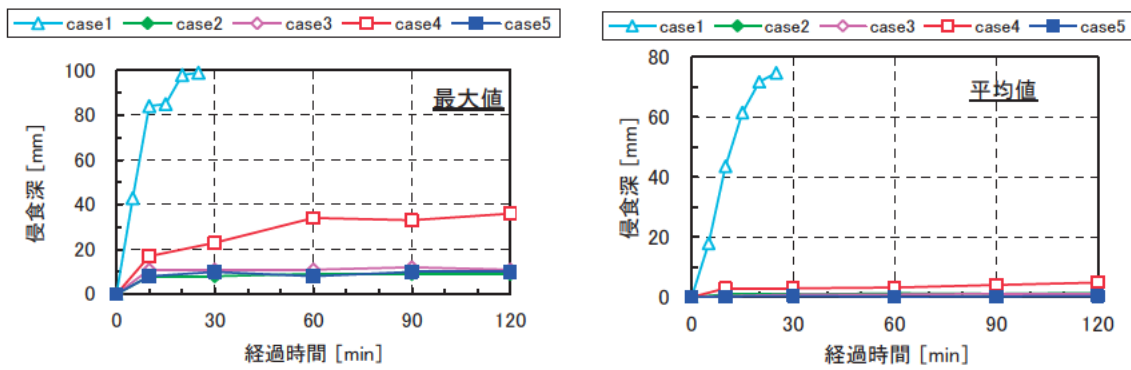


図-3.3 侵食深の時間変化（左：最大値、右：平均値）

短繊維を混合したケース2については、短繊維が供試体全体にほぼ均一に混合されていることは目視確認されたが、短繊維の混合無しのケース3との間に侵食深の差は見られなかった。

また、本実験では、不陸の影響を確認するため、供試体の長さ1.5mのうち、上流側0.5mの範囲は表面を平滑に仕上げ、それより下流側1mの範囲では若干の不陸を残した状態から通水実験を開始した。図-3.4はケース2の実験終了後の侵食深の等高線である。平滑に仕上げた範囲の侵食量が相対的に小さいことから、不陸が侵食深に影響することが分かる。

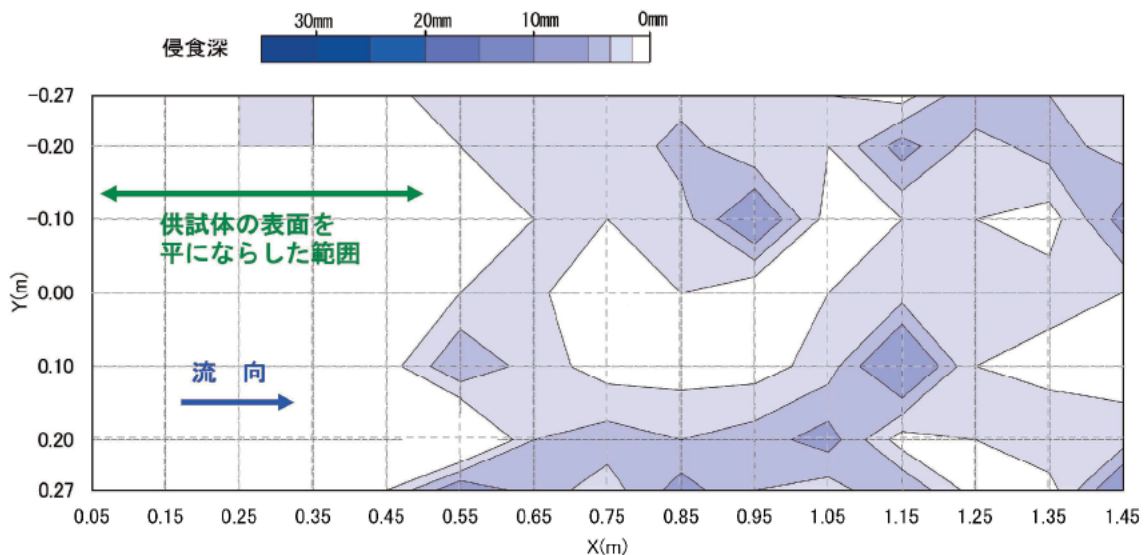


図-3.4 侵食深の等高線（ケース2、120分経過後）

3.1.2 透水性に関する検討

土に短繊維を混ぜるだけでは、耐侵食機能が十分に向上しないことも考えられる。このような場合に、短繊維だけでなくセメントも混合することにより耐侵食機能を向上させることが可能であるが、セメント量によっては透水性が大幅に低下してしまう。透水性が低ければ、降雨浸透を抑制することができる一方で、河川側から堤体に浸透した水が排水されづらくなり、堤体内の水位が上昇する恐れがある。堤体内の水位上昇は、のり面保護工やのり面全体の不安定化に繋がりがかねない。このため、耐侵食機能だけでなく、できるだけ堤体土に近い透水係数であることが望ましい。

透水性の低下を抑制する方法として、団粒剤と気泡剤のような添加剤の利用が考えられる。そこで、セメント混合比、添加剤の種類、添加率を変え、表-3.2に示す8種類の供試体を作製し、透水試験を行った。土質材料は茨城県内で採取した山砂（S-F）を使用した。締固め度83%における透水係数は、 $1.5 \times 10^{-5} \text{m/s}$ であった。

図-3.5に透水試験結果を示す。透水試験は1ケース当り3回実施した。図に示すように、ケースによってバラツキが見られる。ケース1～3のセメント混合比10%、5%、3%の3ケースを比較すると、ケース1の透水係数が $1.0 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 程度と極端に小さい。河川堤防の川裏のり面保護工にはある程度の透水性が求められるため、セメント混合比10%の配合はのり面保護工として用いるには望ましくないと考えられる。一方で、セメント混合比5%と3%に差は見られなかった。

ケース4～6では、セメント混合比3%と5%について団粒剤の影響について検討した。この結果、団粒剤添加量 3kg/m^3 の場合には、透水係数に大きな変化が見られなかった。これに対し、団粒剤添加量 5kg/m^3 の透水係数が約1オーダー小さかった。団粒化している状態は確認できているにも関わらず、透水係数が1オーダーも小さくなる理由は不明である。

ケース7、8では気泡剤の添加量を変えた。気泡剤を混合することにより、透水性が1オーダー程度大きくなることが確認できた。

表-3.2 透水試験条件

ケース	セメント混合比※	添加材混合量 (kg/m^3)	
		団粒材	気泡材
1	10%	—	—
2	5%	—	—
3	3%	—	—
4	5%	3	—
5	3%	5	—
6	3%	3	—
7	5%	—	0.5
8	5%	—	0.125

※土に対する乾燥重量比

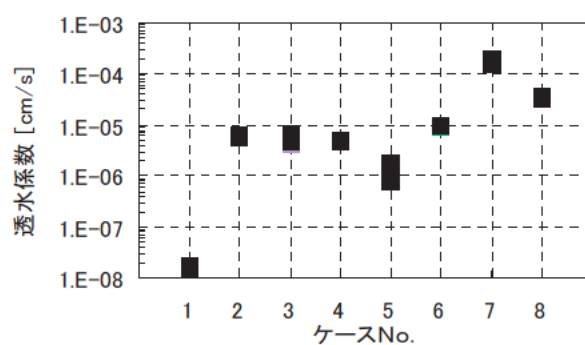


図-3.5 透水試験結果

これらの結果を踏まえて、以降の検討ではセメント混合比は5%以下の条件を使用することとした。

3.2 耐侵食機能に関する高速水路実験

前節において、流速2.0m/sに対する短繊維混合補強土の耐侵食機能を確認した。本節では、これよりも高流速の流速5.0m/sに対する短繊維混合補強土の耐侵食機能を確認した。

表-3.3に供試体の条件と試験結果の一覧を示す。細粒分含有率の異なる2種類の土（ $F_c=10\%$ 、 $F_c=30\%$ ）、2種類の短繊維混合比（0.0%、2.0%）、2種類のセメント混合比（2.0%、5.0%）の組み合わせである。

ケース1では、セメント混合比は2.0%で統一し、短繊維混合の有無を比較した。このケースでは、短繊維を混合した供試体のみが流速5m/sに耐えられたことから、土質等にもよるとは考えられるが、短繊維の効果や必要性が確認できた。

ケース2では、短繊維混合比0.2%、セメント混合比2.0%の供試体を使用した。ここで使用した供試体は、3.3節の大型越水模型実験のケース2の模型から切り出した供試体であり、高速水路実験の通水開始前から表面に凹凸が見られる状態であった。試験の結果、多少の不陸がある状態でも、ケース2の短繊維混合補強土は流速5m/sに対する耐侵食機能を有していることが確認できた。

ケース3では、ケース2の供試体を1年間つくば市内の屋外に曝露させ、再度通水実験を行った。凍結融解等の影響によって供試体の侵食深は大きくなったが、流速5m/sに対する耐侵食機能は確保できていた。

ケース4、5は、短繊維を混合しない、セメント混合比5.0%の供試体の耐侵食機能を参考として把握したもので、これも流速5m/sに対する耐侵食機能を有していることが確認できた。

ケース6は、細粒分含有率30%の土質材料に短繊維やセメントを混合したものである。細粒分含有率30%の土質材料の場合には、短繊維混合の有無によらず、流速 $v=5\text{m/s}$ の耐侵食機能を有していることが確認できた。

表-3.3 検討ケースと試験結果一覧

ケース	供試体の作製条件				通水試験結果
	細粒分含有率 (%)	短繊維混合比 (%)	セメント混合比 (%)	曝露条件	流速5m/s に対する 侵食性
1	10	0.2	2.0		○
	10	0.0	2.0		×
2	10	0.2	2.0		○
3	10	0.2	2.0	ケース2の1年後	○
4	10	0.0	5.0		○
5	10	0.0	5.0	ケース4の1年後	○
6	30	0.2	2.0		○
	30	0.0	5.0		○

3.2.1 実験方法

短繊維混合補強土の耐侵食機能を確認するための高速水路実験は図-3.6に示す2次元の管水路の底面位置に、長さ3.0m、幅0.3m、高さ0.3mの供試体を設置して行った。供試体は鋼製土槽内に作製し、実験時には鋼製土槽と水路を一体化させた。実験では、幅0.3m×高さ0.3mの矩形断面に高速流を通水させ、発生する流況や供試体表面の侵食深等を計測した。侵食深は、流水縦断方向に10cm間隔、流水横断方向に5cm間隔のグリッドを設け、その交点位置の供試体表面の高さを計測して算出した。

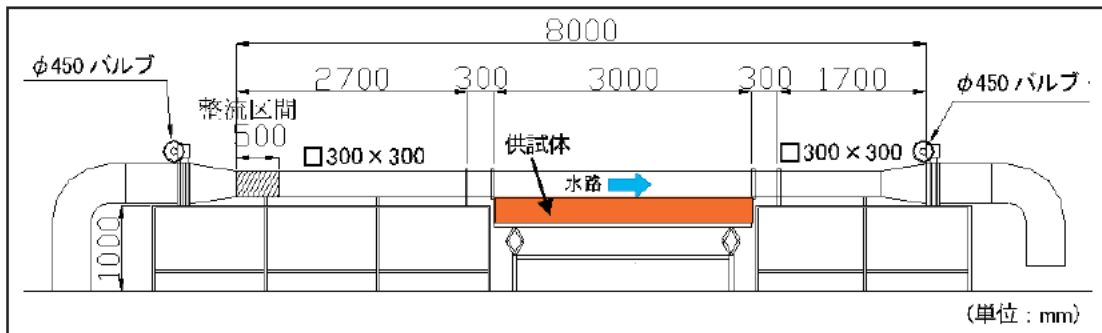


図-3.6 実験に使用した管水路

通水流量は、断面平均流速2m/sを下限値として、流速を1m/sずつ段階的に増加するように調整した。管路の側面には流水縦断方向に50cm間隔の6箇所にもノメーターを設置し、水頭を計測した。鉛直方向の流速分布は、供試体の上流端から下流方向に1.9m離れた位置の管路上面の横断中心位置にピトー管を設置し、供試体表面から管路上面までを1~3cm間隔で計測した。ピトー管で計測した水深方向の流速分布の一例として、ケース2の流速分布図を図-3.7に示す。同図より平均流速は概ね目標の流速となっていることが確認できる。

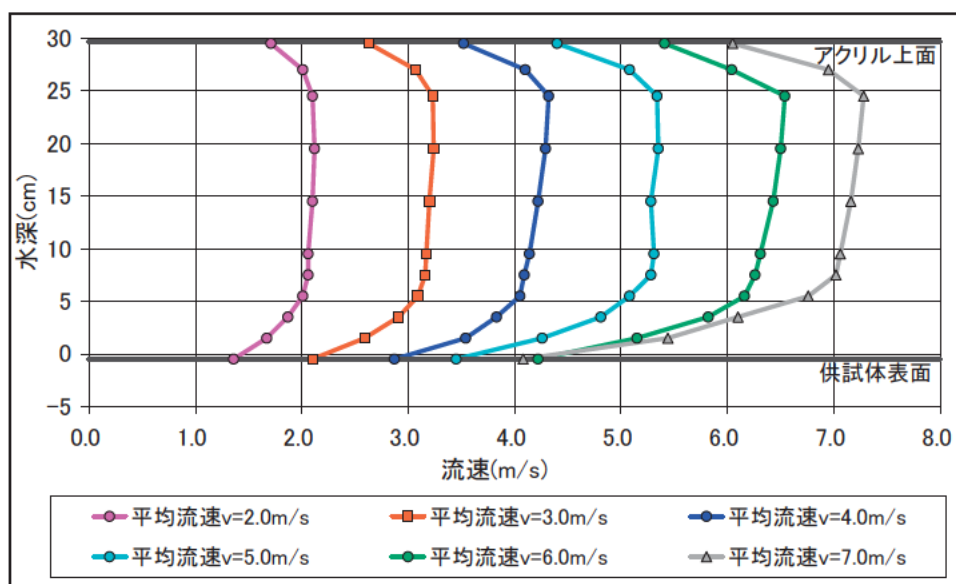


図-3.7 鉛直方向の流速分布図（ケース2の例）

通水してから10～20分後以降の供試体表面は、目視観察より、全ての通水時においてほとんど侵食が進行しない状況であった。張芝を対象とした既往実験^{2)~4)}と比較すると、本実験は侵食収束時間が早い傾向にある。このため、1つの流速段階当りの通水時間は、全ケースで1時間に統一した。通水は、供試体の侵食深が10cmを上回り、管路内に二次流が形成され、正当な耐侵食機能の評価ができなくなった場合（表-3.4のⒶ）、あるいは施設条件の制約や現場の安全管理面等から通水が困難になった場合（Ⓑ）のどちらかの場合で実験終了とした。

表-3.4 各ケースの通水試験結果一覧

ケース	供試体の作製条件			通水結果 (○:1時間の通水を実施、 ×:1時間の通水が不可能)								1時間の通水が 不可能となった理由
	細粒分 含有率 (%)	短繊維 混合比 (%)	セメント 混合比 (%)	断面平均流速 v (m/s)								
				2	3	4	5	6	7	8		
1	10	0.2	2	○	○	○	○	×	×	×	Ⓐ 平均侵食量が10cmを超過 (並列に隣設した他方の供試体)	
	10	0	2	○	○	○	×	×	×	×	Ⓐ 平均侵食量が10cmを超過	
2	10	0.2	2	○	○	○	○	○	○	×	Ⓑ 実験装置の管理上の制約	
3	10	0.2	2	○	○	○	○	○	×	×	Ⓑ 実験装置の管理上の制約	
4	10	0	5	○	○	○	○	×	×	×	Ⓑ 実験装置の管理上の制約	
5	10	0	5	○	○	○	○	○*	×	×	Ⓑ 実験装置の管理上の制約	
6	10	0.2	2	○	○	○	○	○	×	×	Ⓑ 実験装置の管理上の制約	
	10	0	5	○	○	○	○	○	×	×	Ⓑ 実験装置の管理上の制約	

※:流速v=5.9m/s

3.2.2 供試体の作製条件

実験は、短繊維混合比0.2%・セメント混合比2.0%の短繊維混合補強土、セメント混合比5.0%のセメント改良土を軸に、短繊維の有無による影響、凍結融解等の影響、土質材料による影響の把握を主な目的として行った。

表-3.5に通水実験を行ったケースの実験目的と供試体の作製条件を示す。土質材料は、山砂を想定して細粒分含有率10%の材料（砂質土1）を基本にするるとともに、複数の土質材料の補強土を想定した細粒分含有率30%の材料（砂質土2）も使用した。適量の短繊維が混合された短繊維混合補強土は、土粒子間の空隙が減るため、短繊維を入れない土質材料より締固め特性が向上する¹⁾。本実験で使用した短繊維の混合比（土に対する乾燥重量比）は、0%、0.1%、0.2%、0.3%、0.4%の中から、細粒分含有率15%程度の山砂へ混合した場合の一軸圧縮強度が最も大きい0.2%の配合⁵⁾を使用した。短繊維混合比0.2%は、砂質土、粘土質砂、関東ローム、粘性土のいずれの土質材料においても、短繊維を混合していない材料より、締固め特性を向上する¹⁾混合比でもある。一方、セメントの混合比（土に対する乾燥重量比）は、環境面に配慮し、現場で使用できる最小の混合比程度の2.0%とした。供試体の養生期間は28日間とし、通水は供試体作製から概ね28日後に実施した。また、比較ケースとして、短繊維を混合しない混合比5.0%のセメント改良土の供試体や、屋外へ1年間曝露させた供試体等の通水実験も行った。

表-3.5 実験目的と供試体の作製条件

ケース	目的	供試体の作製条件			
		細粒分含有率 (%)	短繊維混合比 (%)	セメント混合比 (%)	曝露条件
1	短繊維混合補強土の短繊維の有無の影響把握 ^{※1}	10	0.2	2.0	
		10	0.0	2.0	
2	短繊維混合補強土の基本ケース	10	0.2	2.0	
3	短繊維混合補強土の凍結融解等の影響把握 ^{※2} (ケース1の1年後)	10	0.2	2.0	ケース2の1年後
4	セメント改良土の基本ケース	10	0.0	5.0	
5	セメント改良土の凍結融解等の影響把握 ^{※2} (ケース4の1年後)	10	0.0	5.0	ケース4の1年後
6	短繊維混合補強土とセメント改良土の土材料の影響 ^{※1}	30	0.2	2.0	
		30	0.0	5.0	

※1：土槽を縦断方向に2分割し、2種類の供試体を並列させて設置

※2：茨城県つくば市の屋外の気象条件で1年間にわたり曝露

・締固め度は、いずれのケースも90%

3.2.3 実験結果

(1) 短繊維混合の有無による影響（ケース1）

砂質土1の土質材料にセメントを2.0%混合した供試体を用いて、短繊維混合の有無を比較した。ケース1における平均・最大侵食深を図-3.8に示す。流速4m/sまでは、侵食深に大きな差は見られない。一方、流速5m/sでは、短繊維を0.2%混合した供試体の侵食深が平均1cm、最大5cm程度であるのに対して、短繊維を混合していない供試体の侵食深は平均14cm、最大20cm程度と顕著な差が生じている。短繊維の混合によって耐侵食機能が向上した結果であると考えられる。図-3.9に流速5m/s通水後の侵食深の平面コンター図を示す。同図からも、短繊維を混合している供試体は侵食量・面積ともに少ないことが確認される。

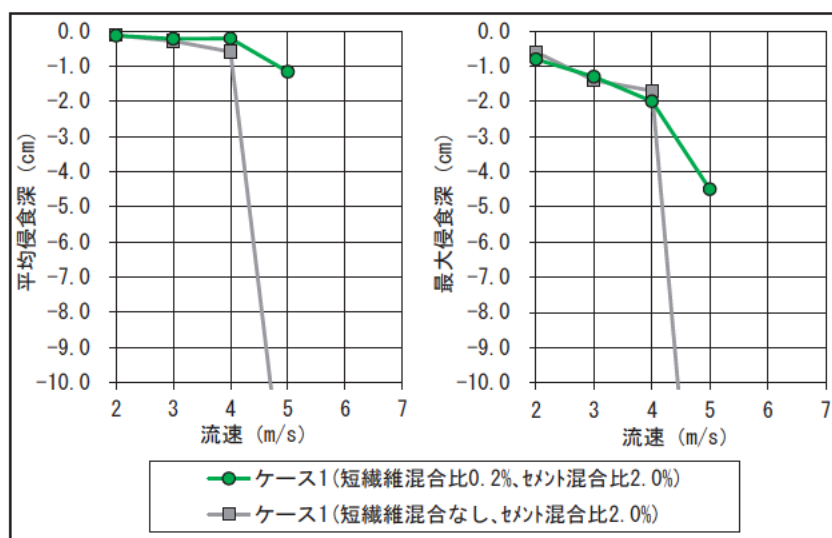


図-3.8 ケース1の通水試験後の平均・最大侵食深

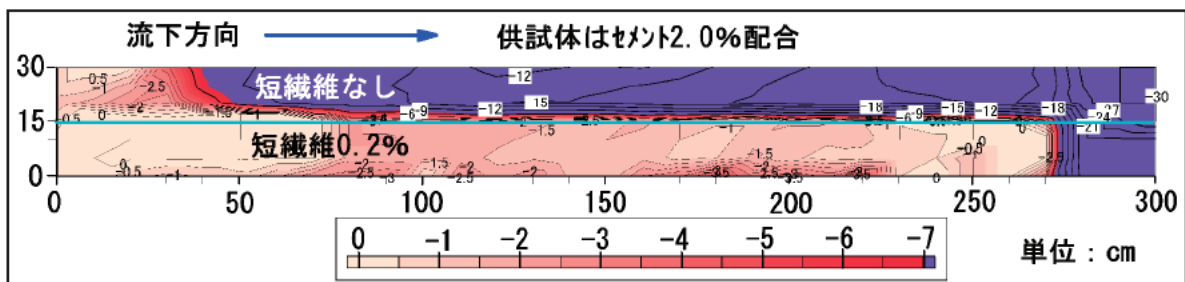


図-3.9 流速5m/s通水後の侵食深の平面コンター図

(2) 凍結融解等の影響（ケース2～5）

ケース2～5では、冬期の凍結融解や降雨時の乾湿繰返し等の長期的安定性の影響について検討した。砂質土1の土質材料に短繊維を0.2%、セメントを2.0%混合した短繊維混合補強土（ケース2、3）と、砂質土1の土質材料にセメントを5.0%混合したセメント改良土（ケース4、5）を用いて作製した供試体を使い、作製直後（暴露前）と屋外に1年間暴露させた後（暴露後）の2回の通水試験を実施した。ケース3の供試体の暴露日数は360日（平成21年1月23日～平成22年1月18日）、ケース5の供試体の暴露日数は398日（平成22年6月9日～平成23年7月12日）とほぼ同程度である。図-3.10に茨城県つくば市内の気象庁・館野観測所の暴露期間内の気温変化と日降雨量を示す。暴露期間中に1日の最低気温が氷点下を下回った日数は、ケース3が62日、ケース5が81日である。暴露期間内の総降雨量はケース3が1,322mm/360日、ケース5が1,538mm/398日である。ケース5の方が寒冷かつ多雨傾向ではあるが概ね同程度の気象条件下である。

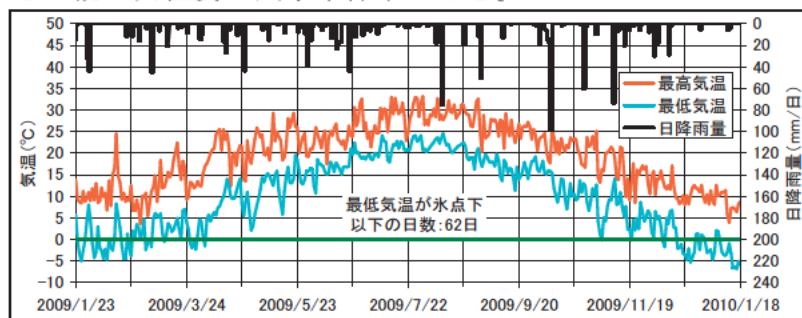


図-3.10 H21.1.23～H22.1.18の気温変化（ケース3）

表-3.6に屋外暴露前後の供試体表面の状況を示す。短繊維を混合しているケース3は表面の細粒分が飛散しているものの全体的に状況変化が少ない。一方、短繊維を混合していないケース5では初期に平滑だった表面が1年後には細かい砂状の凹凸の多い表面に変化した。表-3.6の暴露前後の供試体表面の状況観察と、表-3.7の土壌硬度指数の計測結果を合わせて考えると、1年間のつくば市内の屋外への暴露による凍結融解等の影響によって、供試体の表層は緩むとともに、密度が低下していることが明らかである。土壌硬度指数の計測結果によると、短繊維混合補強土の方が全体的に小さい値となっている。

表-3.6 暴露前後の供試体表面の状況

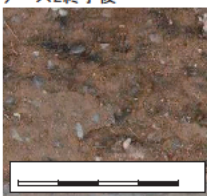
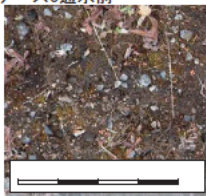


配合条件	暴露前	暴露日数	暴露後（約1年後）
土質材料 砂質土1 短繊維混合比 0.2% セメント混合比 2.0% ※短繊維攪拌用に少量の砂利を混入	ケース2終了後 	360	ケース3通水前 
土質材料 砂質土1 短繊維混合なし セメント混合比 5.0%	ケース4終了後 	398	ケース5通水前 

表-3.7 曝露前後の土壌硬度指数(mm)の変化

曝露前			曝露後		
ケース名	通水実験前	通水実験後	ケース名	通水実験前	通水実験後
ケース2	27.2	25.4	ケース3	14.7 (※)	26.5
ケース4	34.7	34.2	ケース5	20.0 (※)	35.1

※凍結融解等の影響

ケース2～5の平均・最大侵食深を図-3.11に示す。ここで、凍結融解等によって緩んだ範囲（ゆるみ域）と曝露後の初期通水（ $v=2\text{m/s}$ ）時に侵食された範囲は概ね一致すると考えられる。暴露後の初期通水によって生じた最大侵食深は、ケース3が約45mm、ケース5が約40mmと同程度である。一方、平均侵食深はケース3が約7mm、ケース5が約19mmと短繊維を混合した供試体の侵食深の方が明らかに小さかった。この結果は、短繊維混合補強土がセメント改良土に比べ長期安定性に関しては有利であることを示唆すると考えられる。

その後、流速を段階的に大きくしていくと、短繊維混合補強土は侵食深が徐々に増加する傾向が見られる。一方で、セメント改良土の侵食深の増加は僅かである。また、5m/sを上回る流速では、短繊維混合補強土の局所洗堀が進行した結果、最大侵食深と平均侵食深の乖離が大きくなった。ケース1と合わせて考察すると、短繊維0.2%混合の耐侵食機能の向上よりも、セメント混合比を3%（2%から5%の差）増加させる方が耐侵食機能の面では大きな効果を得られるという解釈も可能である。ただし、実際の堤防のり面で覆土をせずに植生を行うためには硬すぎる改良土は望ましくないことに留意する必要がある。また、堤防のり面で用いる場合には地盤変位の影響を受けることが多いため、硬いだけでは亀裂が入り、拡大しやすい。このようなブロック状の改良土のり面保護工では、耐侵食機能の向上に繋がらない可能性もあることにも留意する必要がある。

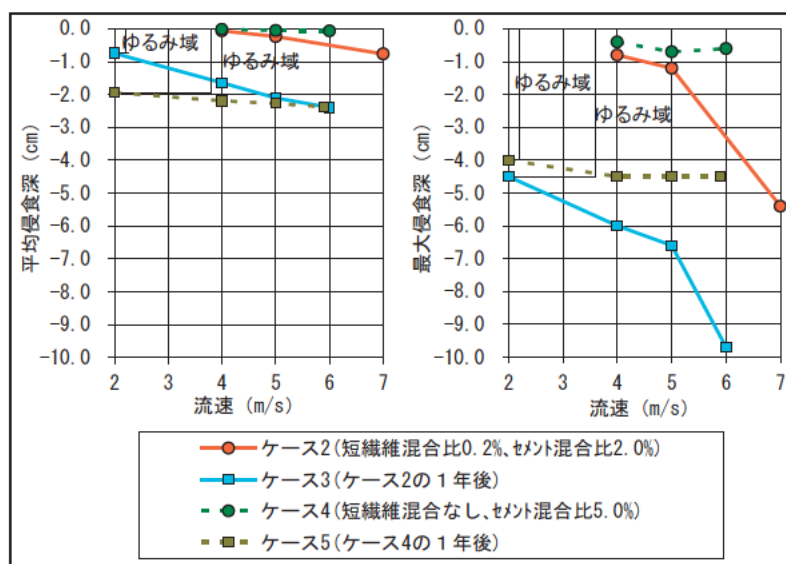


図-3.11 ケース2～5の通水試験後の平均・最大侵食深

図-3.12にケース2～5の粗度係数を示す。粗度係数は、ピエゾ水頭の計測値（流水縦断方向6点）から各断面のエネルギー水頭よりエネルギー勾配を求め、断面間の損失より算出した。上面と側面がアクリル面で閉塞された管路の水路条件を踏まえて、レベル1aの平均流速公式⁶⁾より、式(3.1)の運動方程式、式(3.2)の単位長さの河道の河床に作用する力 T_r を使用した。

$$\frac{\beta}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{T_r}{\rho g A} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\frac{T_r}{\rho g A} = \frac{1}{A^{4/3}} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \cdot \left(\sum S_i \cdot n_i^{3/2} \right)^{4/3} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 Q ：流量、 A ：流れの断面積、 x ：流下方向にとった座標、 H ：水位、 S ：潤辺長。また、運動量補正係数は $\beta=1.0$ 、上面と側面のアクリル面の粗度係数は水理公式集⁷⁾を参考に $n=0.009$ とした。

図-3.12より、1年間曝露後のケースは全て粗度係数が高い。これは、凍結融解等の影響によって、供試体表面のゆるんだ範囲が侵食されたことで、供試体表面の凹凸が1年前より大きくなった影響と考えられる。

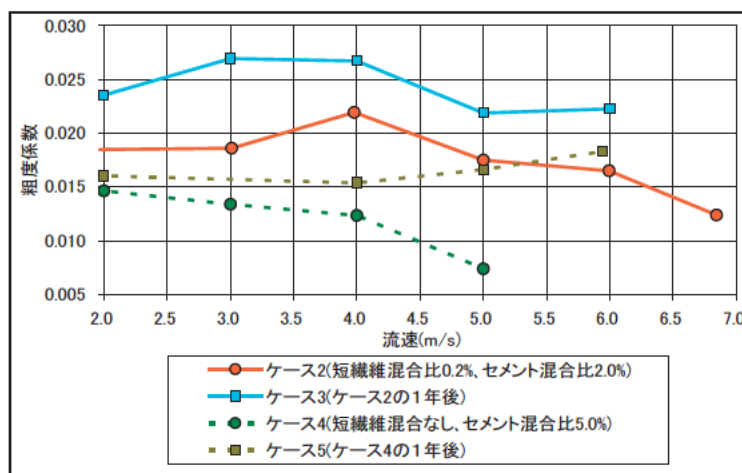


図-3.12 曝露前後の粗度係数の変化

(3) 土質材料による影響（ケース1、6）

ケース1と6の比較によって、土質材料の細粒分含有率の影響を検討する。どちらも短繊維混合比0.2%、セメント混合比2.0%であるが、土質材料が細粒分含有率10%と30%と異なっている。平均・最大侵食深を図-3.13に示す。平均侵食深、最大侵食深ともに、流速4m/s以下の流水に対しては、ケース1と6に大きな差は見られない。

一方、流速5m/sの通水時において、 $F_c=10\%$ の供試体は平均で1cm程度の侵食深であるが、 $F_c=30\%$ の供試体はほとんど侵食が進んでいない。最大侵食深においても、同様に $F_c=30\%$ の供試体は、 $F_c=10\%$ の供試体より侵食深が小さくなっている。これらより、短繊維混合補強土に用いる土質材料としては、細粒分含有率の高い砂質土の方が、高い効果を得られる可能性がある。

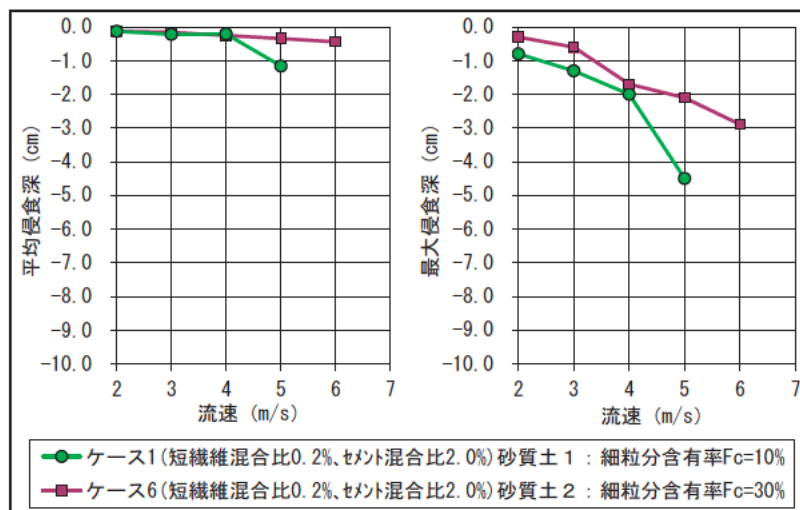


図-3.13 ケース1、6の通水試験後の平均・最大侵食深

3.3 耐侵食機能に関する大型越水模型実験

前節の高速水路実験より、短繊維混合補強土の配合と短繊維混合補強土単体の耐侵食機能が明らかとなった。本節では、短繊維混合補強土を用いて、堤防の耐侵食機能を向上させるための構造を明らかにするために、実大規模の堤防模型を用いた実験を行った。

大型模型実験は、屋外の国土技術政策総合研究所 高落差実験水路（図-3.14）を使用した。模型の形状は、堤防高3.0m、のり面勾配3割、天端幅3.0m、奥行き方向4.8mの概ね全断面堤防とした。川表側の水位を上昇させ、天端を越流させ、侵食状況等を確認した。

模型は図-3.15、図-3.16に示す2ケースである。ケース1はのり尻工と川表側の天端ののり肩保護工を設置しないケースである。一方のケース2はのり尻工と川表側の天端ののり肩保護工を設置したケースである。

本実験における短繊維混合補強土は、ケース1では堤体土と同じ土質材料に短繊維0.1%とセメント5%を混合したものを吹付により、ケース2では堤体土と同じ土質材料に短繊維0.2%とセメント2%を混合したものを転圧により施工した。

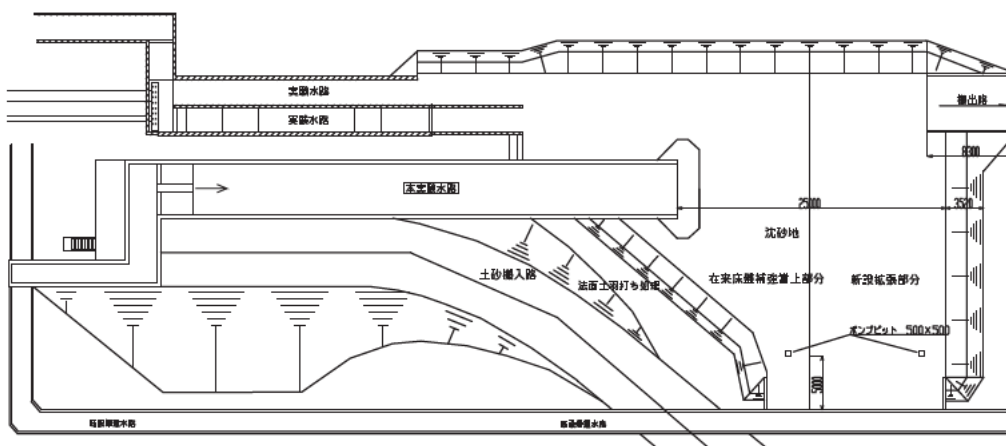


図-3.14 実験施設配置図

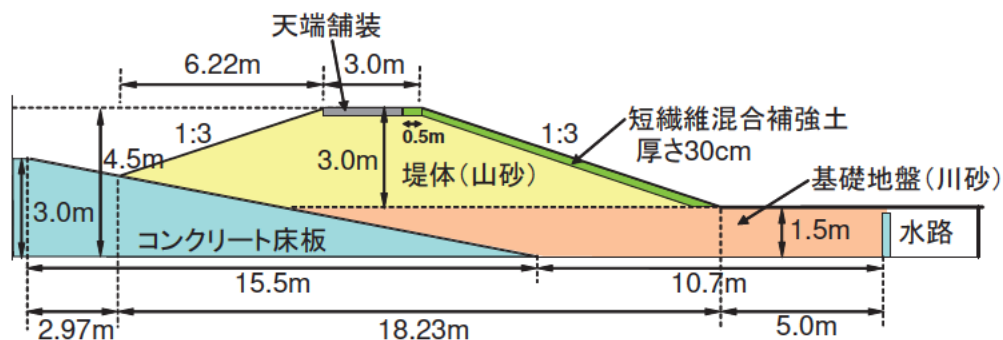


図-3.15 ケース1の横断形状

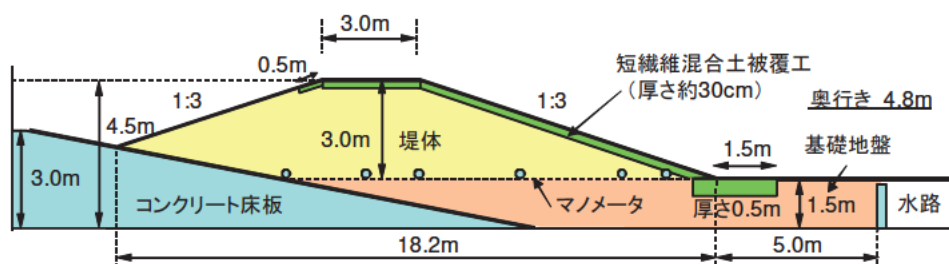


図-3.16 ケース2の横断形状

3.3.1 実験方法

通水量は、初期の越流水深30cmの時の流量が一定に保たれるように調整した。

越流を始める前の堤体の含水状態を一定とするため、堤体内の間隙水圧分布が定常となるまで川表側の水位を天端-20cmに保持した。なお、堤体内の間隙水圧分布は、マンメーターによって確認した。その後、通水実験を行った。

実験中の流況を確認、記録するため、定点の写真撮影・ビデオ撮影を行った。図-3.17に写真・ビデオを撮影する横断的な位置を示す。

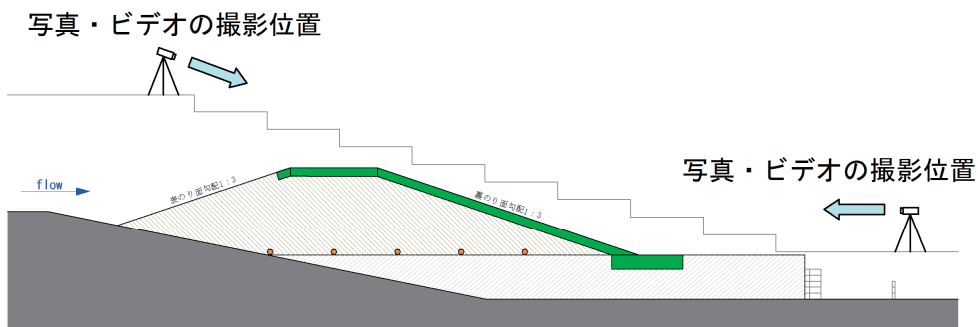


図-3.17 写真・ビデオを撮影する横断的な位置

通水は累積時間が3時間を上限として、基本的に連続的に通水を行った。

ただし、流れに変化が生じた場合や、一定の時間に達した際には、通水を停止させ、侵食状況を目視で確認するとともに、状況に応じて模型形状の高さを計測して侵食深を算出した。図-3.18は模型形状の高さの計測点の位置図である。

また、必要に応じて、適宜、局所的な侵食状況を詳細に計測した。

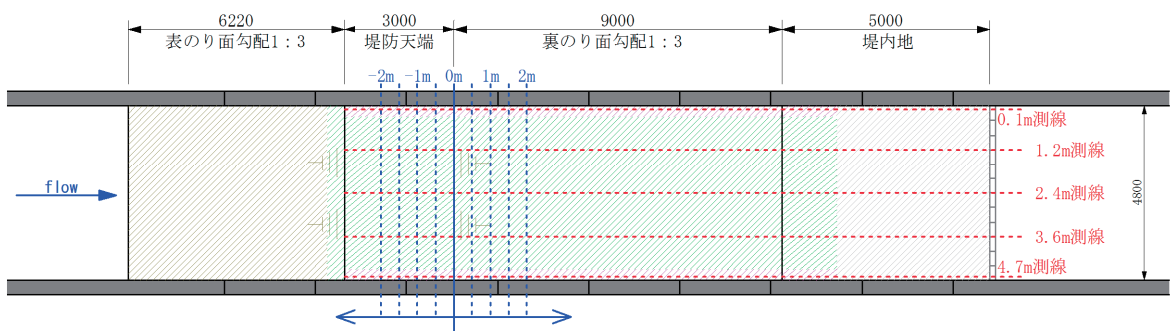


図-3.18 模型形状の高さの計測点の位置図

3.3.2 模型の作製

模型は両ケースともに対策工部分以外は同様の作製方法とした。

写真-3.2に使用した堤防材料、写真-3.3に堤防材料の運搬状況を示す。1つの模型につき運搬した土量は約400m³である。



写真-3.2 土質材料



写真-3.3 土質材料の運搬状況

堤体と基礎地盤の材料を実験水路内に搬入し、材料敷均しと締固めを行い、堤防模型を作製した。締固め土量は堤体、基礎地盤で310.5m³、模型作製面積は115.4m²、締固め層厚は30cmである。

締固め回数は、基礎地盤は1層30cmを目標に3tのミニバックバックホーで往復5回を5層、堤体は1層25cmを目標に3tのミニバックバックホーで往復2回13層、短繊維補強土は3tのミニバックバックホーで往復3回とした。

表-3.8 模型作製概要

項目	数量	備考
材料の水路内搬入	土量：413.0m ³	
材料の敷均し・締固め	締固め土量 堤体+基礎地盤：310.5m ³ 模型作製面積：115.4m ²	締固め層厚30cm
湿潤密度測定用試料採取	採取箇所：26箇所	堤体2箇所×10層 基礎地盤2箇所×3層
マンメータ設置	設置箇所：5箇所	

写真-3.4～写真-3.11に堤防模型の作製状況を示す。基本的な作業はミニバックホーで行い、密度管理を行うとともに、模型内には初期条件確認用のマンメーターを設置した。



写真-3.4 材料搬入状況（川砂）



写真-3.5 基礎地盤の敷均し状況



写真-3.6 基礎地盤転圧状況



写真-3.7 密度測定用試料の採取



写真-3.8 マノメーター設置状況



写真-3.9 堤体材料の運搬状況（山砂）



写真-3.10 堤体材料の敷均し状況



写真-3.11 堤体材料の転圧状況

3.3.3 堤体と基礎地盤の土質特性

堤体と基礎地盤に使用した山砂と川砂の物理特性等を表-3.9～表-3.11に示す。

模型地盤作製の際に各層の2箇所（堤体2箇所×10層、基礎地盤2箇所×3層）の合計26箇所において、含水比及び湿潤密度測定用の試料を採取した。表-3.12、表-3.13に密度測定結果を示す。

表-3.9 模型1の山砂の物性

試料名			山砂 (小美玉)
一般	土粒子の密度 ρ_t	g/cm^3	2.674
	自然含水比 W_n	%	19.2
粒度	礫分(2~75mm)	%	1
	砂分(0.075~2mm)	%	84
	シルト分(0.005~0.075mm)	%	9
	粘土分(0.005mm未満)	%	6
	最大粒径	mm	9.5
	均等係数 U_c		13.5
	曲率係数 U_c'		4.95
分類	分類名		細粒分質砂
	分類記号		(SF)
締固め	試験方法		A-a
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm^3	1.64
	最適含水比 W_{opt}	%	15.4
透水係数 k_{15}		m/sec	8.08E-06

表-3.10 模型2の山砂の物性

試料名			山砂
一般	土粒子の密度 ρ_t g/cm^3	g/cm^3	2.686
	礫分(2~75mm)	%	0.4
粒度	砂分(0.075~2mm)	%	84.6
	シルト分(0.005~0.075mm)	%	11.5
	粘土分(0.005mm未満)	%	3.5
締固め	試験方法		B-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm^3	1.641
	最適含水比 W_{opt}	%	20.8
透水係数 k_{15}		m/sec	8.67E-06

表-3.11 川砂の物性

試料名			川砂
一般	土粒子の密度 ρ_t g/cm^3	g/cm^3	2.703
	礫分(2~75mm)	%	5.9
粒度	砂分(0.075~2mm)	%	89.8
	シルト分(0.005~0.075mm)	%	4.3
	粘土分(0.005mm未満)	%	
締固め	試験方法		B-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm^3	1.645
	最適含水比 W_{opt}	%	17.0
透水係数 k_{15}		m/sec	9.02E-05

表-3.12 模型1の密度測定結果

試料土	盛土高	湿潤重量	Wa	Wb	Wc	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締固め度
		(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)
基礎地盤 川砂	0.3m	1458.1	130.3	120.9	32.8	10.7	1.857	1.678	
		1430.4	185.1	170.0	33.7	11.1	1.822	1.640	
	0.6m	1443.1	181.0	162.7	27.9	13.6	1.838	1.619	
		1403.3	184.9	166.9	33.4	13.5	1.788	1.575	
	0.9m	1371.8	190.0	171.9	32.9	13.0	1.748	1.546	
		1352.6	175.9	160.6	34.2	12.1	1.723	1.537	
	1.2m	1423.8	131.9	119.5	33.9	14.5	1.814	1.584	
		1405.0	144.2	131.1	34.0	13.5	1.790	1.577	
	1.5m	1426.0	172.1	155.6	33.4	13.5	1.817	1.600	
		1413.8	129.2	115.9	29.3	15.4	1.801	1.561	
	表面	1385.4	144.2	129.5	27.5	14.4	1.765	1.543	
	1372.7	152.9	138.4	33.7	13.8	1.749	1.536		
平均					13.3	1.793	1.583		
山砂 締固め なし	1層目	1078.1	287.9	252.7	72.8	19.6	1.373	1.149	70.0
		996.3	281.8	245.4	64.4	20.1	1.269	1.057	64.4
		1262.3	424.1	355.1	71.5	24.3	1.608	1.293	78.9
	2層目	1117.7	306.3	270.9	71.0	17.7	1.424	1.210	73.8
		1042.1	307.5	270.3	62.6	17.9	1.328	1.126	68.7
		1233.7	316.7	277.2	76.1	19.6	1.572	1.314	80.1
	3層目	1151.8	320.7	273.1	69.2	23.3	1.467	1.190	72.5
		1236.7	300.1	258.4	65.8	21.7	1.575	1.295	79.0
		1178.6	309.5	265.7	58.5	21.1	1.501	1.239	75.6
	4層目	1133.0	310.2	272.7	63.9	18.0	1.443	1.224	74.6
		1056.5	300.1	264.1	69.2	18.5	1.346	1.136	69.3
		1207.2	306.0	265.5	66.2	20.3	1.538	1.278	77.9
	5層目	1151.8	306.4	265.4	65.7	20.5	1.467	1.217	74.2
		1075.3	303.9	267.7	65.4	17.9	1.370	1.162	70.8
		1148.7	302.3	266.3	68.7	18.2	1.463	1.238	75.5
	6層目	1097.7	305.4	269.0	74.3	18.7	1.398	1.178	71.8
		1185.9	304.6	267.6	73.8	19.1	1.511	1.269	77.3
		1093.1	306.8	266.6	67.1	20.2	1.392	1.159	70.7
	7層目	1208.9	308.6	270.9	70.9	18.9	1.540	1.296	79.0
		1204.2	306.0	268.6	72.7	19.1	1.534	1.288	78.5
		1178.1	310.2	272.8	71.5	18.6	1.501	1.266	77.2
	8層目	1277.6	327.4	280.8	64.4	21.5	1.628	1.339	81.7
		1284.4	305.5	259.7	71.0	24.3	1.636	1.317	80.3
		1299.2	312.8	269.3	72.7	22.1	1.655	1.355	82.6
	9層目	1180.9	306.0	270.6	67.2	17.4	1.504	1.281	78.1
		1163.6	311.1	278.4	74.3	16.0	1.482	1.278	77.9
		1180.7	300.6	265.2	73.7	18.5	1.504	1.269	77.4
	10層目	1195.0	305.2	271.6	63.9	16.2	1.522	1.310	79.9
		1148.9	301.9	269.7	68.7	16.0	1.464	1.261	76.9
		1264.7	304.4	266.7	66.5	18.8	1.611	1.356	82.7
	平均					19.5	1.488	1.245	75.9

$\gamma_d=1.64$
W=15.4%

表-3.13 模型2の密度測定結果

試料土	盛土高	湿潤重量	Wa	Wb	Wc	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締固め度
		(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)
基礎地盤 川砂	1層目	1416.8	115.4	105.9	27.5	12.1	1.805	1.610	97.9
		1397.2	123.2	112.6	29.7	12.8	1.780	1.578	95.9
		1405.5	137.9	126.0	30.2	12.4	1.790	1.593	96.8
	2層目	1409.3	110.8	101.7	25.8	12.0	1.795	1.603	97.5
		1429.1	121.1	110.2	27.5	13.2	1.821	1.609	97.8
		1412.5	132.0	120.1	27.4	12.8	1.799	1.595	96.9
	3層目	1469.7	122.3	111.5	27.5	12.9	1.872	1.659	100.8
		1389.9	136.2	124.1	29.7	12.8	1.771	1.569	95.4
		1406.7	116.2	106.8	30.2	12.3	1.792	1.596	97.0
	4層目	1407.2	138.4	126.8	28.2	11.8	1.793	1.604	97.5
		1407.4	118.6	109.2	27.8	11.5	1.793	1.607	97.7
		1420.1	123.0	111.6	27.5	13.6	1.809	1.593	96.8
	5層目	1384.4	123.1	114.0	27.9	10.6	1.764	1.595	97.0
		1457.5	126.6	114.4	25.9	13.8	1.857	1.632	99.2
		1410.4	112.7	102.5	27.4	13.6	1.797	1.582	96.2
平均					12.5	1.802	1.602	97.4	
堤体 山砂	1層目	1429.9	329.6	282.9	79.0	22.9	1.822	1.482	90.3
		1381.8	291.9	248.8	64.7	23.4	1.760	1.426	86.9
	2層目	1340.8	305.0	261.1	65.8	22.5	1.708	1.395	85.0
		1407.6	295.5	252.3	64.2	23.0	1.793	1.458	88.9
	3層目	1384.4	372.9	316.3	65.3	22.5	1.764	1.439	87.7
		1406.9	381.8	323.1	74.6	23.6	1.792	1.450	88.3
	4層目	1395.8	319.5	274.7	64.4	21.3	1.778	1.466	89.3
		1413.0	290.2	248.6	69.3	23.2	1.800	1.461	89.0
	5層目	1294.2	114.6	98.4	27.4	22.8	1.649	1.342	81.8
		1419.9	123.5	105.8	25.8	22.1	1.809	1.481	90.3
	6層目	1425.4	134.5	115.8	25.9	20.8	1.816	1.503	91.6
		1435.1	124.4	107.3	27.8	21.5	1.828	1.505	91.7
	7層目	1377.3	118.2	101.3	27.5	22.9	1.755	1.428	87.0
		1361.8	128.4	109.9	28.6	22.8	1.735	1.413	86.1
	8層目	1391.1	130.2	111.4	27.2	22.3	1.772	1.449	88.3
		1405.2	129.8	112.4	30.5	21.2	1.790	1.476	90.0
	9層目	1385.4	118.0	102.4	31.7	22.1	1.765	1.446	88.1
		1409.9	122.6	105.1	27.7	22.6	1.796	1.465	89.3
	10層目	1413.7	123.4	106.5	28.0	21.5	1.801	1.482	90.3
		1362.2	140.3	122.1	27.4	19.2	1.735	1.456	88.7
	11層目	1419.5	126.2	110.1	28.1	19.6	1.808	1.512	92.1
		1329.3	127.5	110.2	29.4	21.4	1.693	1.395	85.0
	12層目	1387.1	132.2	113.8	30.2	22.0	1.767	1.448	88.3
		1423.3	137.5	117.0	28.2	23.1	1.813	1.473	89.8
	13層目	1410.4	125.3	107.1	27.5	22.9	1.797	1.462	89.1
		1373.4	125.4	107.6	27.8	22.3	1.750	1.430	87.2
	平均					22.1	1.773	1.452	88.5

堤体山砂 $\gamma_d=1.641$
W=22.0%

※基礎地盤川砂における締固め度の基準値は、直径15cmモールド径の突固め試験による。

3.3.4 対策工の形状

図-3.19にケース1-1の対策工の横断形状を示す。川裏のり面と天端の川裏側ののり肩部を短繊維混合補強土で覆い、天端にはアスファルト（写真-3.12）を敷設した。図-3.20にケース1-1の天端付近の対策工の横断形状を示す。川表側の天端ののり肩保護工を設置しなかった。

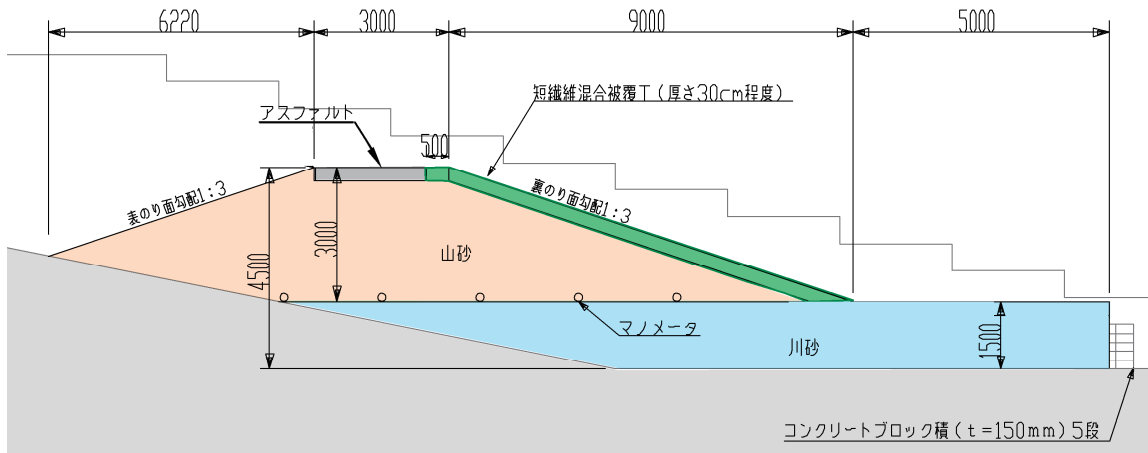


図-3.19 ケース1-1の横断形状



写真-3.12 アスファルトの投入状況

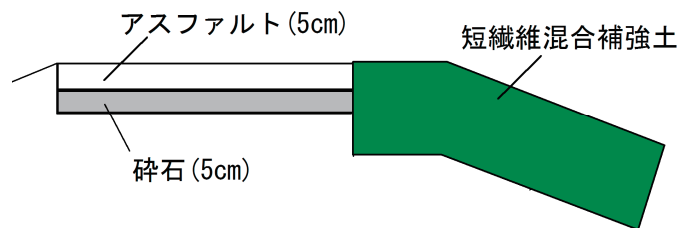


図-3.20 ケース1-1の天端の横断形状

図-3.21にケース1-2の天端付近の対策工の横断形状を示す。ケース1-2では、天端の碎石に浸透水が流入しづらいように、碎石の川表側をアスファルトで被った。また、ケース1-2の川表側には、写真-3.13に示すような局所的にロームを用いて保護を行った。なお、ケース1-2の横断形状は天端付近が変化する以外はケース1-1と同様の形状である。法尻の欠損部には、セメント改良土（山砂にセメントを10%程度混合）を用いて形状を戻した。

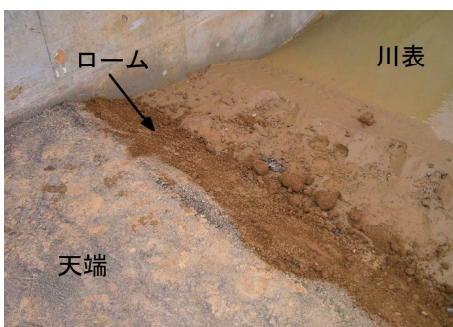


写真-3.13 ケース1-2の川表側の保護

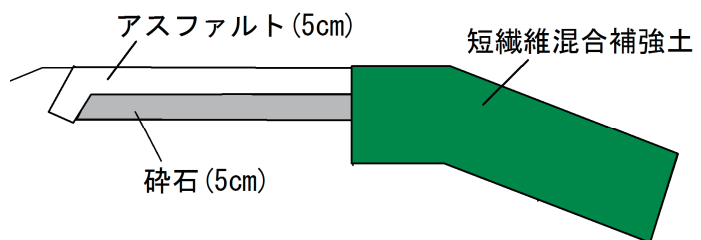


図-3.21 ケース1-2の天端の横断形状

図-3.22には、ケース2の模型全体の横断形状を示す。

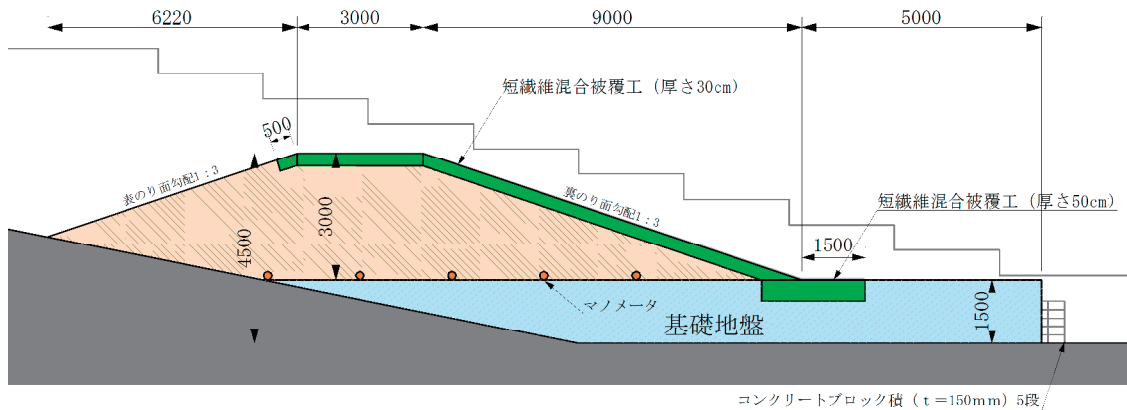


図-3.22 ケース2の横断形状

3.3.5 堤体への初期通水

実験開始前に堤体と基礎地盤の土質特性を把握するとともに、越流開始時の含水状態を一定とするために、堤体への初期通水を行った。初期通水は川表側の天端から20cm低い高さ（図-3.23）で水位を保持し、定常状態に達するまで長期にわたりマンメーターで堤体内の間隙水圧を観測した。

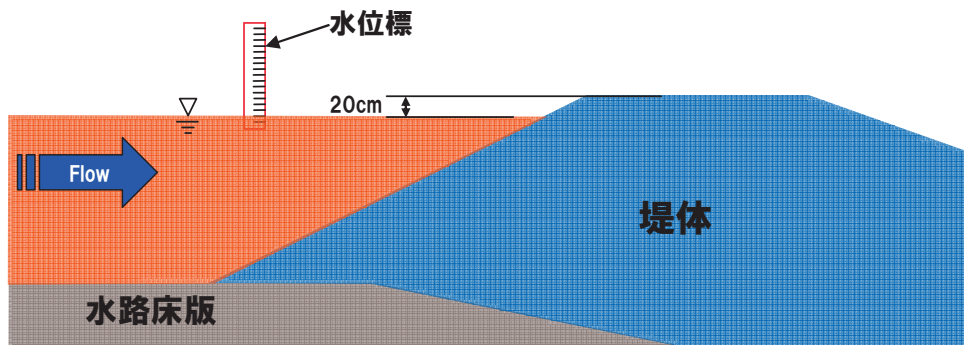


図-3.23 堤体への初期通水条件

(1) ケース1の初期通水結果

堤防天端-20cmの湛水位を与えた結果、最終的に図-3.24の堤体底面の水圧分布が得られた。湛水開始後28時間程度で、堤体底面の水圧分布は定常に達し、裏のり尻が湿潤している様子が目視で確認された。堤体内の空気や浸透水の排出を短繊維混合補強土が阻害することにより、堤防裏のりがはらみ出すことが懸念されたが、今回の実験条件では、そのような変状は発生しなかった。

水理模型実験後に、模型堤防の裏のり面を被覆していた短繊維混合補強土を採取し、吹きつけ施工から60日後に透水試験を行った。その結果、透水係数は $2.3 \times 10^{-5} \text{m/s}$ であり、堤体土の透水係数 $8.1 \times 10^{-4} \text{m/s}$ （ただし、 $D_c=90\%$ ）より、1オーダー低い値となった。堤体の土質条件や外力条件によっては、排水を阻害し、堤体内水位が上昇する可能性が考え

られる。今後、セメント等の混合条件を改善するか、もしくはドレーン工法等の他の浸透対策と併用することを検討する必要がある。

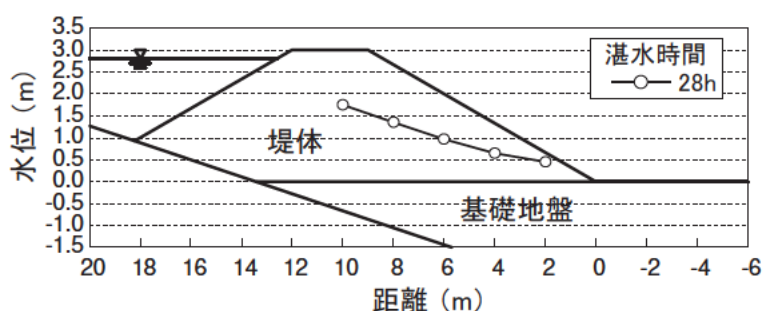


図-3.24 ケース1の堤体内水位の測定結果

(2) ケース2の初期通水結果

堤防天端-20cmの外水位を与えて実施した浸透実験の結果、図-3.25の堤体底面の間隙水圧分布が得られた。この分布からは定常に達しているとは考えづらいが、湛水開始後6日の段階で、マンメーターの水位が動かなくなったことから、初期通水を終了した。なお、裏のり尻が湿潤している様子が目視で確認された。また、ケース1と同様、変状は確認できなかった

室内透水試験によると、基礎地盤が 9.0×10^{-5} m/s、堤体が 8.7×10^{-6} m/s、短繊維混合補強土が 5.8×10^{-6} m/s（材令28日）であり、短繊維混合補強土は堤体と同等の透水性となっていることが確認できた。

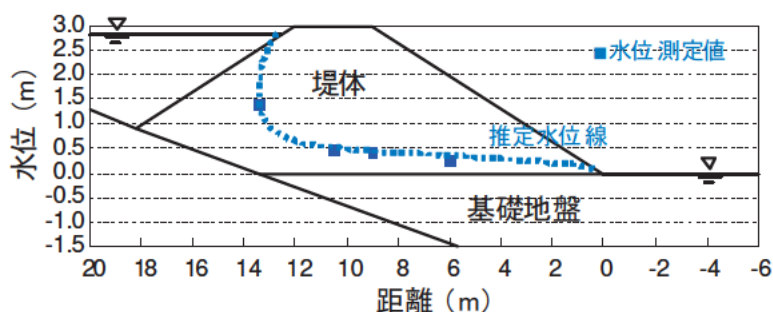


図-3.25 ケース2の堤体内水位の測定結果（浸透開始9日後）

これらの初期通水の結果からは、ケース1に比べケース2の透水係数が低いとしか考えられない。室内透水試験でもケース2の方が低い透水係数との結果が得られている。

3.3.6 越水実験

対策工の部位を変化させた2ケースの越水実験を行った。表-3.14にその結果を整理する。

ケース1-1では、川表側の天端のり肩保護工がないために越流してから8分後に天端のアルファルトが流出した。

ケース1-2では、川表側の天端のり肩保護工を設置した結果、天端からの侵食を防止することができたが、川裏側ののり尻部から侵食が進行し、2時間13分後に決壊した。

ケース2では、川表側の天端のり肩保護工により、天端からの侵食を防止することができ、川裏側ののり尻工により、のり尻部からの侵食についてもある程度抑制することができた。これにより、越流水深30cmの越流水を3時間通水させることができた。

この結果、川表側ののり肩保護工、川裏側ののり尻工を設置する必要性が明らかになった。

表-3.14 越流実験の結果と得られた知見

ケース	対策工				通水時間		破壊状況	川裏のり面被覆工の付帯構造物について得られた知見
	天端		川裏のり面	川裏	連続通水時間(分)	合計通水時間(分)		
	川表側のり肩保護工	天端保護工	のり面工	のり尻工				
1-1	なし	アスファルト	短繊維混合補強土	なし	5	5	天端のアスファルトが流出	川表側ののり肩保護工がない天端保護工が不安定化
					4	9		
1-2	アスファルト	アスファルト	短繊維混合補強土	なし	30	30	のり面の1/3にひび割れ のり面の2/3にひび割れ 決壊	川表側ののり肩保護工の追加によって天端保護工が安定 しかし、のり尻から変状が進行し、水深30cmの越流水を3時間通水させることはできなかった
					30	60		
					30	90		
					30	120		
					10	130		
3	133							
2	短繊維混合補強土	短繊維混合補強土	短繊維混合補強土	短繊維混合補強土	60	60		川表側ののり肩保護工と川裏側ののり尻工があることで越流水深30cmの越流水を3時間通水させることができた
					60	120		
					60	180		

(1) ケース1-1の越水実験

ケース1-1は川裏のり面、天端の川裏側ののり肩付近の50cmの範囲を厚さ30cmの短繊維混合補強土で保護したケースである。ケース1-1では天端の表層に5cmのアスファルト、表層下の路盤に5cmの碎石を設置した。

ケース1-1の越水時間と侵食量の一覧を表-3.15に示す。

表-3.15 ケース1-1の侵食量の時間変化

実験 ステップ	越流時間 (min)	累積越流 時間 (min)	侵食量(m ³)	
			裏のり面	基礎地盤
1	5	5	観察のみ	
2	4	9	1.2	11.2

越水開始後5分で通水を停止し、状況を把握したところ、のり尻部の侵食が進行していることが確認できた。

その後、越水を再開したが、越水3分後（累積越水時間8分）に、天端のアスファルトが流出した。ここで、通水を停止したところ、のり尻付近の侵食もさらに進行していた。天端のアスファルトが流出したことから、のり面保護工の背面に天端から越流水が入り込み一気に決壊に至る懸念があった。このため、実験の継続は困難と判断し、実験を終了した。

時間を追って、実験中の状況を以下に示す。

1) 越水1分後

写真-3.14、写真-3.15に越水前と越水1分後の状況を、図-3.26に越水1分後の流況スケッチ図をそれぞれ示す。川裏のり肩部にわずかな跳水が見られるが、全体的な越流水に大きな乱れは見られない。



写真-3.14 越水前



写真-3.15 越水1分後

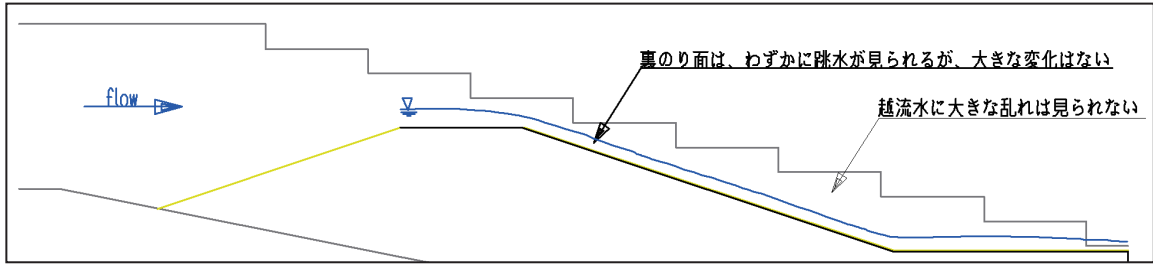


図-3.26 通水 1 分後の流況スケッチ図

2) 越水5分後

写真-3.16、写真-3.17に越水3分後と越水5分後の状況を、写真-3.18に越水5分後に通水を中断した時の模型の状況を、図-3.27に越水5分後の流況スケッチ図をそれぞれ示す。全体的な越流水に大きな乱れは見られない。また、のり尻部が多少侵食されていることが分かる。



写真-3.16 越水3分後



写真-3.17 越水5分後



写真-3.18 越水5分後の状況

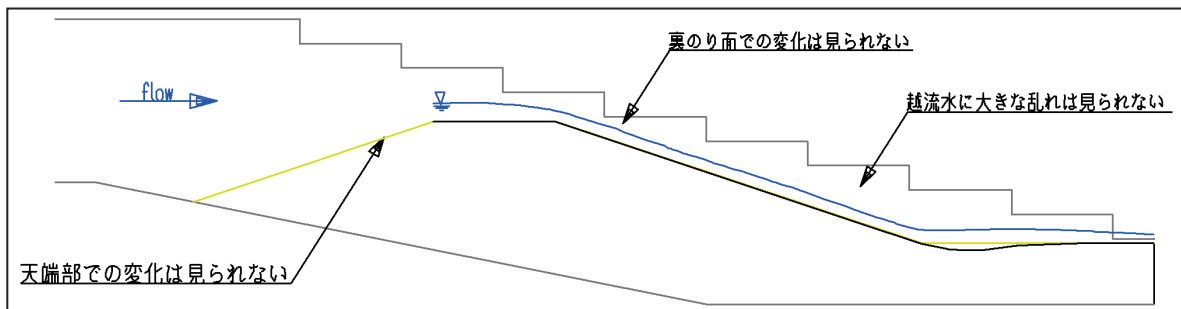


図-3.27 越水5分後の流況スケッチ図

3) 越水9分後

写真-3.19に越水9分後の状況、写真-3.20に流出したアスファルト、写真-3.21に短繊維混合補強土下側の状況を、図-3.28に越水8分後の流況スケッチ図をそれぞれ示す。越水8分後に天端のアスファルトが流出したため実験は終了した。



写真-3.19 越水9分後



写真-3.20 流出したアスファルト



写真-3.21 短繊維混合補強土下側の状況

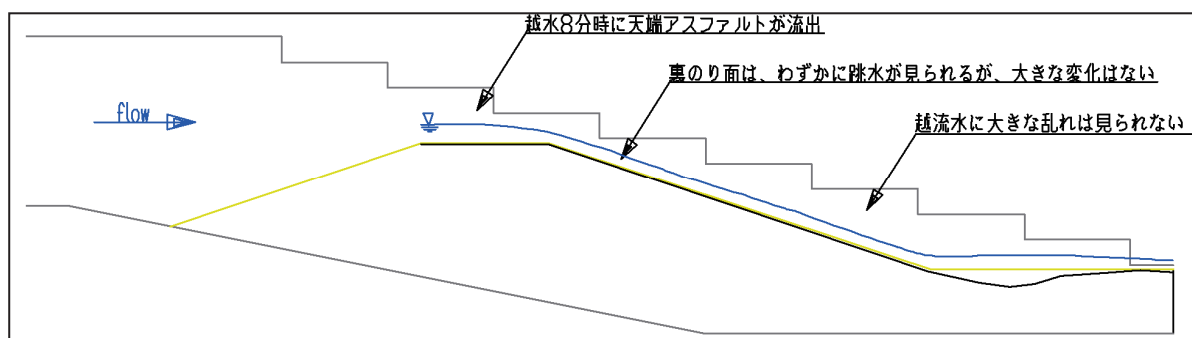
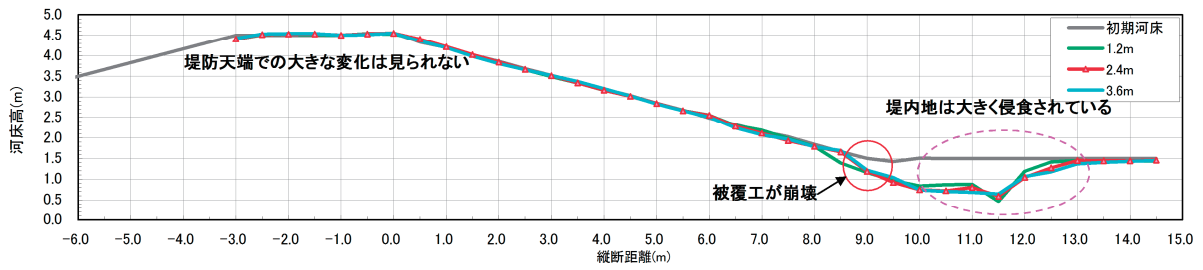


図-3.28 越水8分後の流況スケッチ図

また、図-3.29に越水9分後の侵食状況を示す。のり尻部が大きく侵食されていることが分かる。

【水路中央3測線:9分後】



【水路端部測線:9分後】

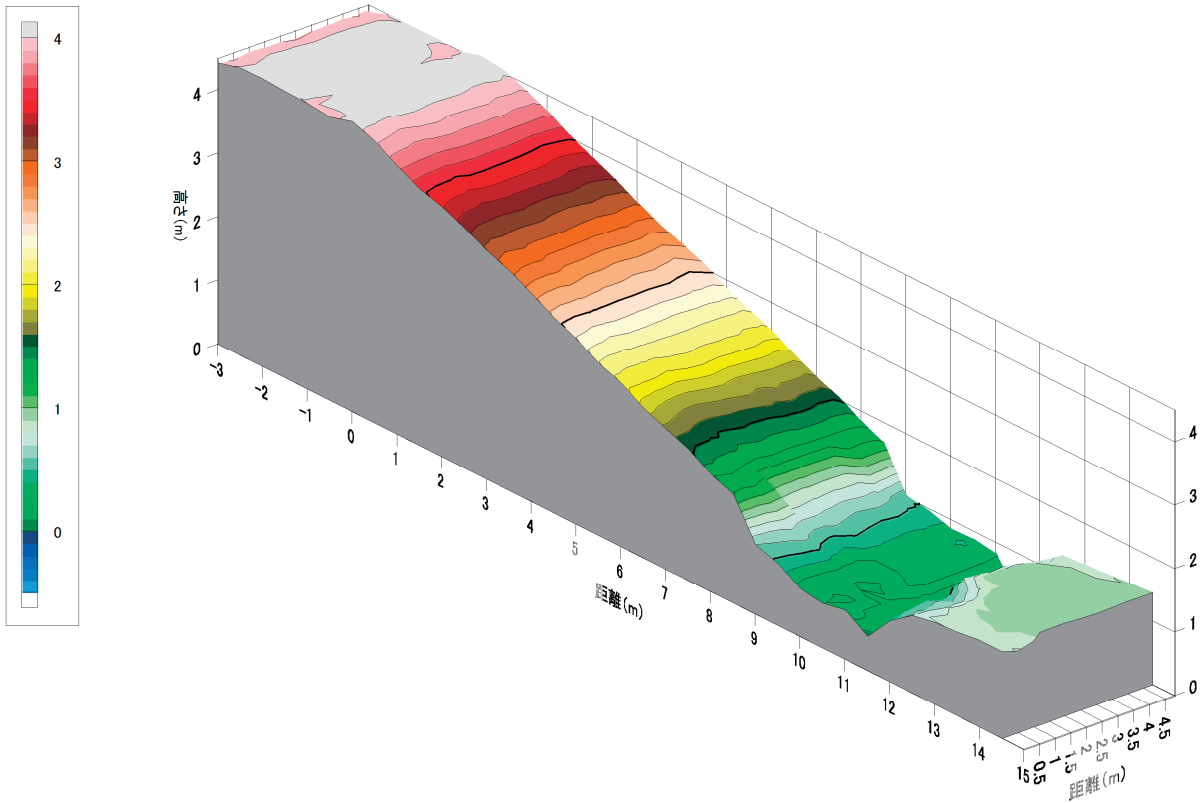
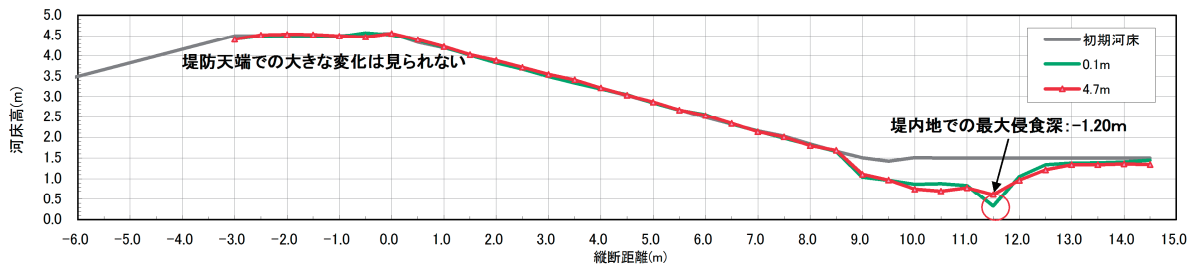


図-3.29 越水9分後の侵食状況

(2) ケース1-2の越水実験

30分間隔で通水を停止し、侵食量の計測と観察を行った。越流時間と侵食量の一覧を表-3.16に示す。

表-3.16 ケース1-2の侵食量の時間変化

実験 ステップ	越流時間 (min)	累積越流 時間 (min)	侵食量(m ³)	
			裏のり面	基礎地盤
1	30	30	0.8	5.5
2	30	60	観察のみ	
3	30	90	観察のみ	
4	30	120	4.2	4.4
5	10	130	観察のみ	
6	3	133	決壊	

侵食は、裏のり尻付近の基礎地盤から徐々に進行し、短繊維混合補強土の下の堤体土が十分流出した段階で、短繊維混合補強土がいくつかの土塊となって崩落し、最終的に決壊に至った。実験直後に短繊維混合補強土の土塊を割って観察したところ、内部は不飽和の状態であった。写真-3.27に示すとおり、堤防裏のり面の短繊維混合補強土の下側は、堤体土が吸い出され、空洞が形成されている様子が確認された。空洞が形成されたのは、短繊維混合補強土が堤体の形状に追従できていないためである。本実験の短繊維混合補強土表面の土壌硬度指数は、打設後1日で平均21mm、打設後7日で平均24mm、越流実験後（打設後8日）の残留部で平均28mmであった。

なお、決壊に至るまでの総越流量は、約2,500m³（単位幅当り）であった。過去の土堤の実験（堤防高さ2.5m、2割勾配、粘性土）では総越流量468 m³に達すると決壊した⁹⁾ことから、短繊維混合補強土を用いた対策によって耐侵食機能が向上したと考えられる。

時間を追って、実験中の状況を以下に示す。

1) 越水30分後

写真-3.22、写真-3.23に越水前と越水30分後の状況を、図-3.30～図-3.32に越水5分後、10分後と20分後の流況スケッチ図をそれぞれ示す。また、侵食は越水10分後までに進行し、のり尻部から3～4m離れた位置に一番大きな侵食が見られるが、その後は侵食が進んだようには見えなかった。また、流況は比較的安定していた。

図-3.33に通水30分後の侵食状況を示す。堤内地側の侵食量が5.477m³、のり面の侵食量が0.84m³であるため、堤内地の侵食がほとんどであることが分かる。



写真-3.22 越水前



写真-3.23 越水30分後

【堤体側面図：越水5分後】

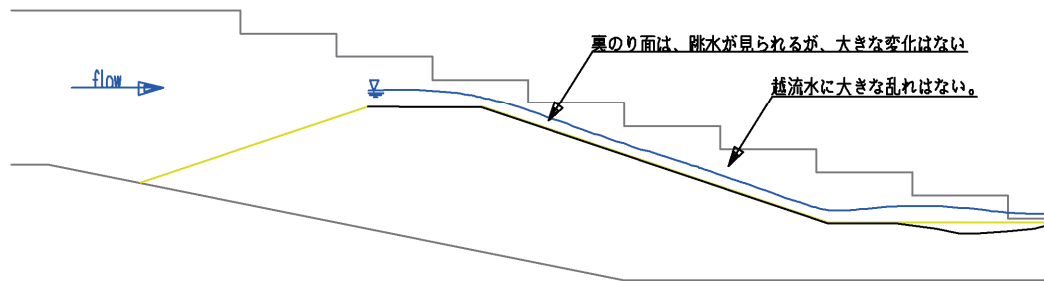


図-3.30 越水5分後の流況スケッチ図

【堤体側面図：越水10分後】

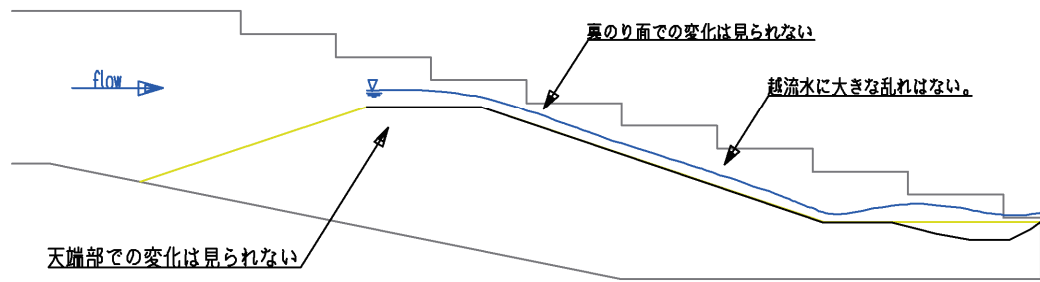


図-3.31 越水10分後の流況スケッチ図

【堤体側面図：越水20分後】

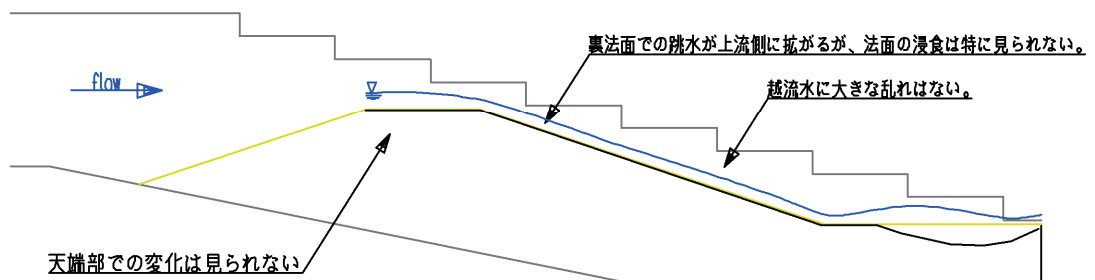
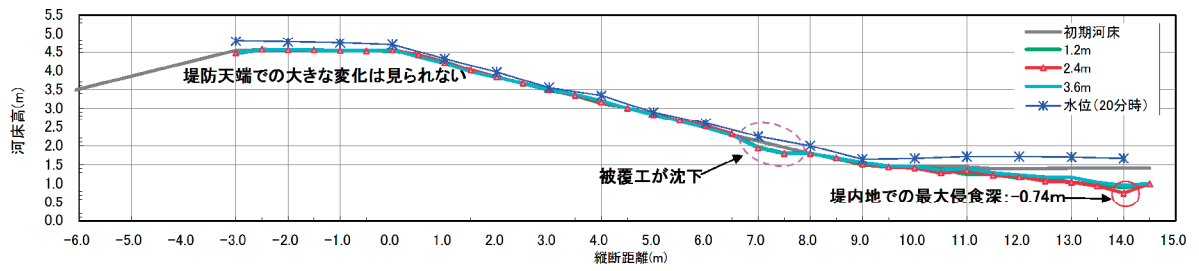


図-3.32 越水20分後の流況スケッチ図

【水路中央3測線：30分後】



【水路端部測線：30分後】

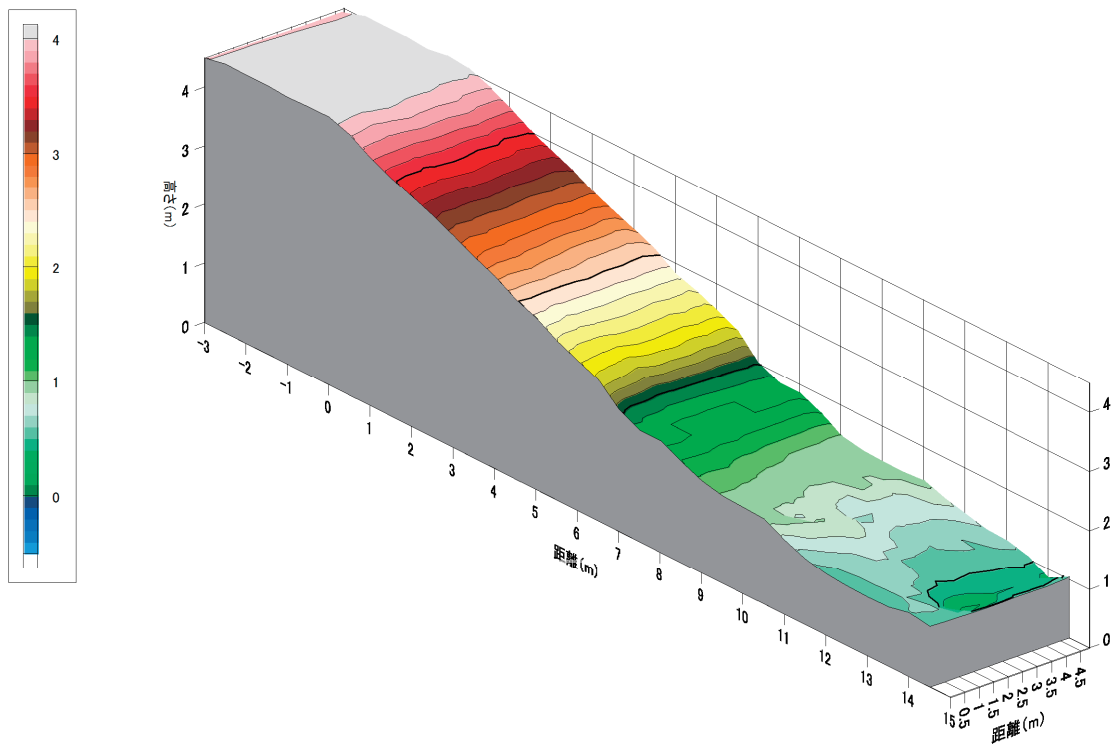
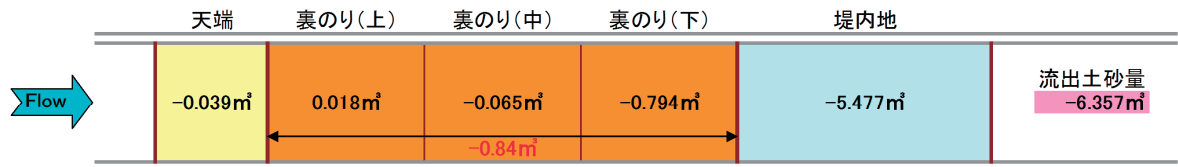
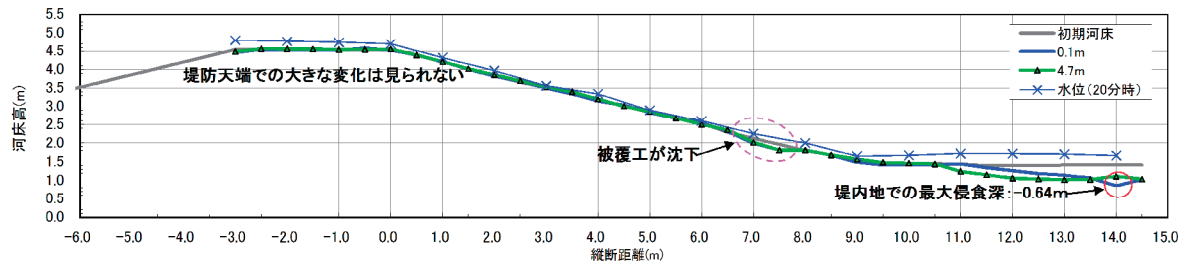


図-3.33 越水30分後の侵食状況

2) 越水120分後

写真-3.24～写真-3.27に越水60分後～越水120分後の状況を示す。徐々にのり尻部からのり面の崩壊が進行していることが分かる。

図-3.34～図-3.37に越水35分後～越水80分後の流況スケッチ図を示す。堤内地の侵食が徐々にのり尻付近に進行していることが分かる。

図-3.38に越水120分後の侵食状況を示す。堤内地側の侵食量が 4.372m^3 、のり面の侵食量が 4.16m^3 である。堤内地側の侵食がのり尻、堤体へと進行し、のり面の侵食と堤内地の侵食がほぼ同規模になっている。



写真-3.25 越水60分後



写真-3.26 越水90分後



写真-3.27 越水120分後



写真-3.28 補強土の下面の空洞
(越水120分後)

【堤体側面図：越水35分後】

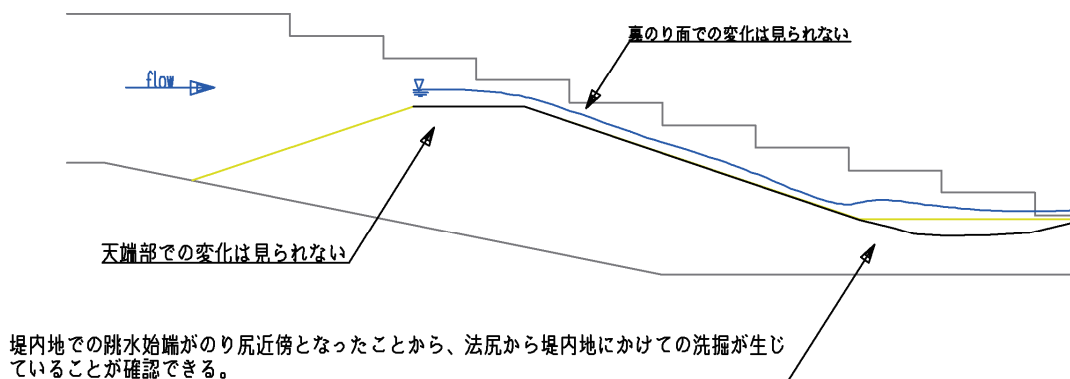


図-3.34 越水35分後の流況スケッチ図

【堤体側面図：越水50分後】

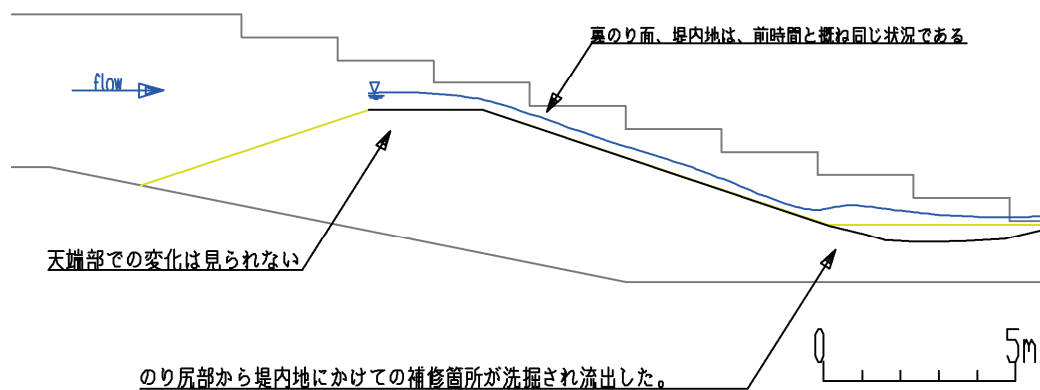


図-3.35 越水50分後の流況スケッチ図

【堤体側面図：越水70分後】

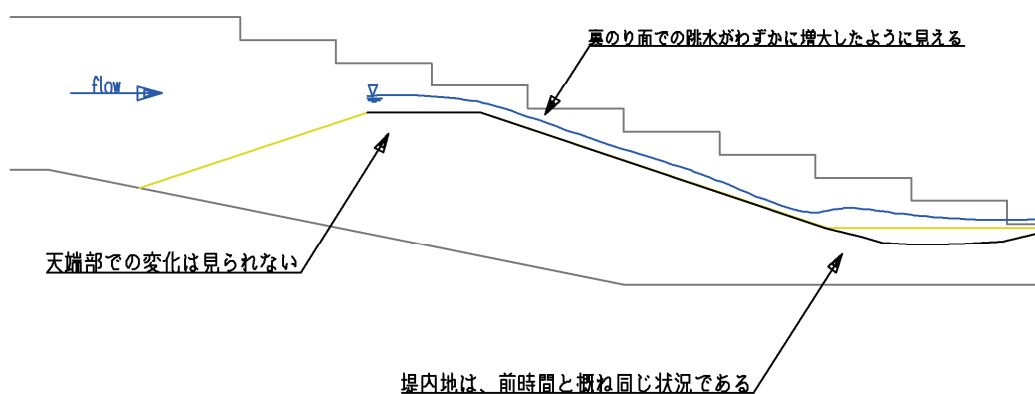


図-3.36 越水70分後の流況スケッチ図

【堤体側面図：越水80分後】

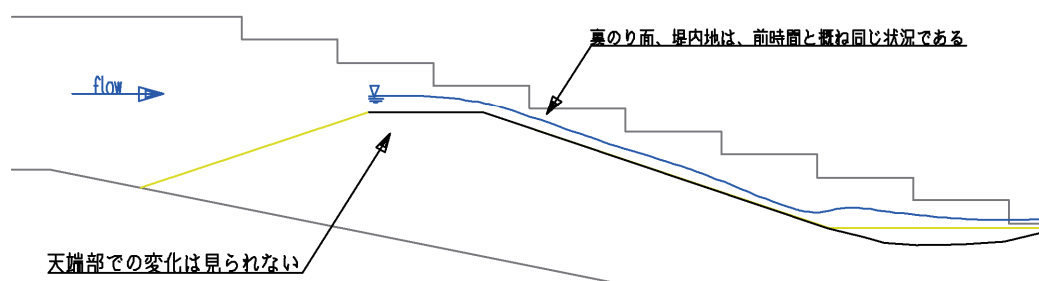
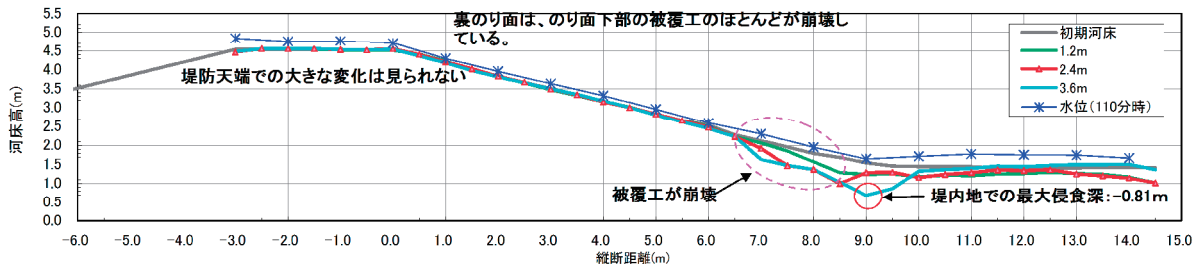


図-3.37 越水80分後の流況スケッチ図

【水路中央3測線:120分後】



【水路端部測線:120分後】

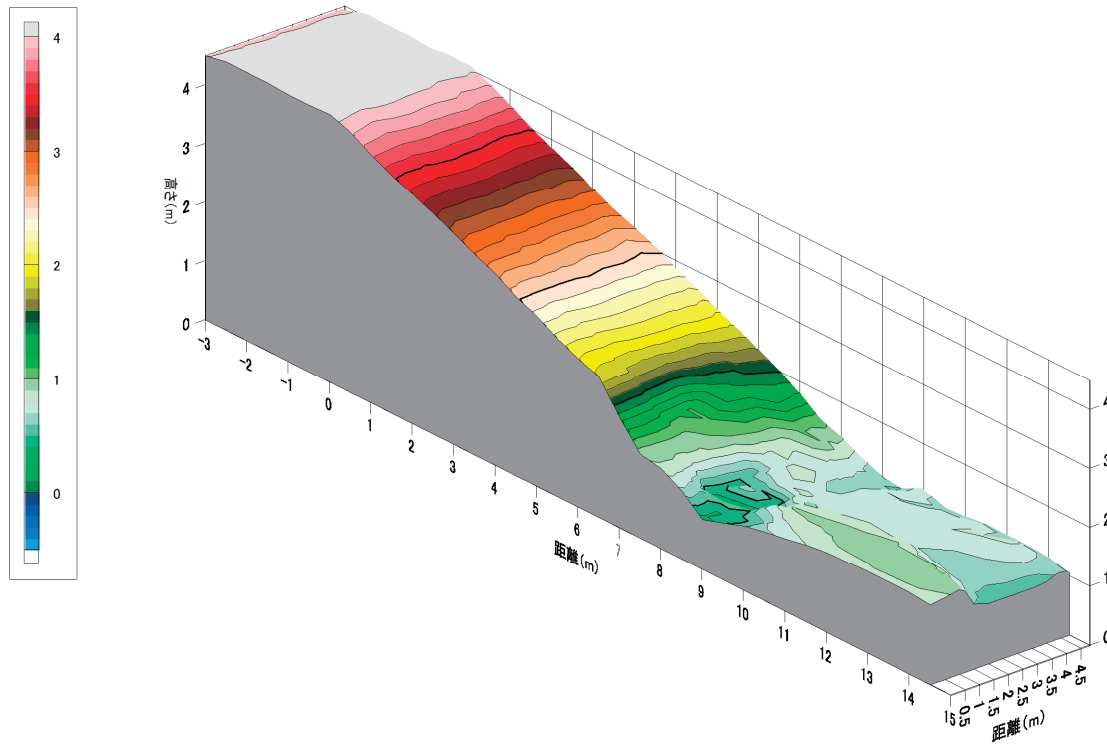
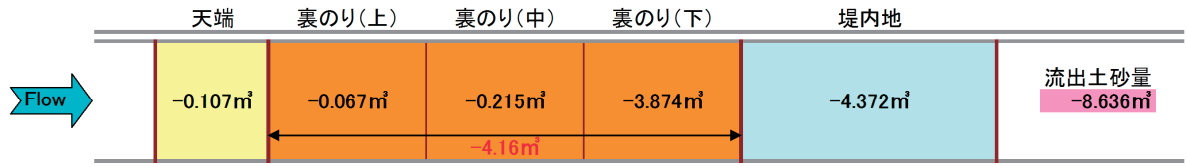
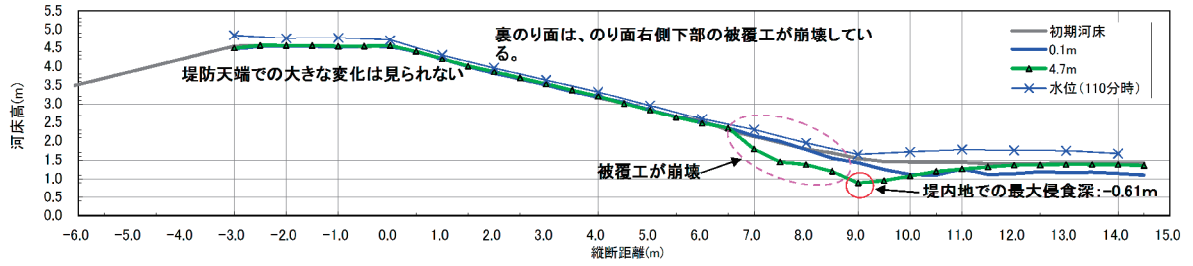


図-3.38 越水120分後の侵食状況

3) 越水133分後

ケース1-2では越水120分後ののり面の崩壊がある程度進行した段階で、セメント改良土（山砂にセメントを10%程度混合）を用いて法尻の欠損部を充填した。充填作業の3日後（セメント改良土がある程度硬化した状態）に、通水を再開した。

写真-3.28～写真-3.37に越水再開後（越水120分後）～越水133分後の状況を示す。のり尻部からのり面の崩壊が進行し、通水10分後には通水を停止し、状況を観察した。その後、通水再開後には一気に崩壊が進み、決壊に至った。

図-3.39～図-3.43に越水121分後～越水132分後の流況スケッチ図を示す。のり尻からのり面の崩壊とともに天端ののり肩部からの崩壊が進み、一気に決壊に至っていることが確認できる。



写真-3.28 簡易補修後（越水120分後）



写真-3.29 越水121分後



写真-3.30 越水123分後



写真-3.31 越水125分後



写真-3.32 越水127分後



写真-3.33 越水130分後



写真-3.34 越水130分後
再開直後



写真-3.35 越水131分後



写真-3.36 越水132分後



写真-3.37 越水132分後

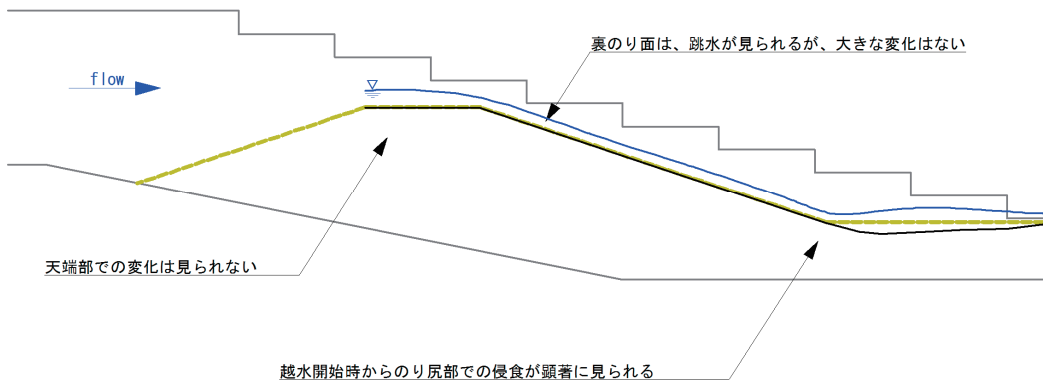


図-3.39 越水121分後の流況スケッチ図

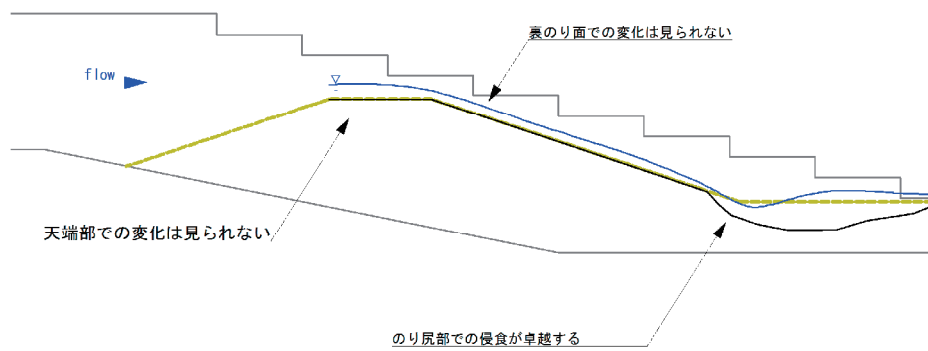


図-3.40 越水123分後の流況スケッチ図

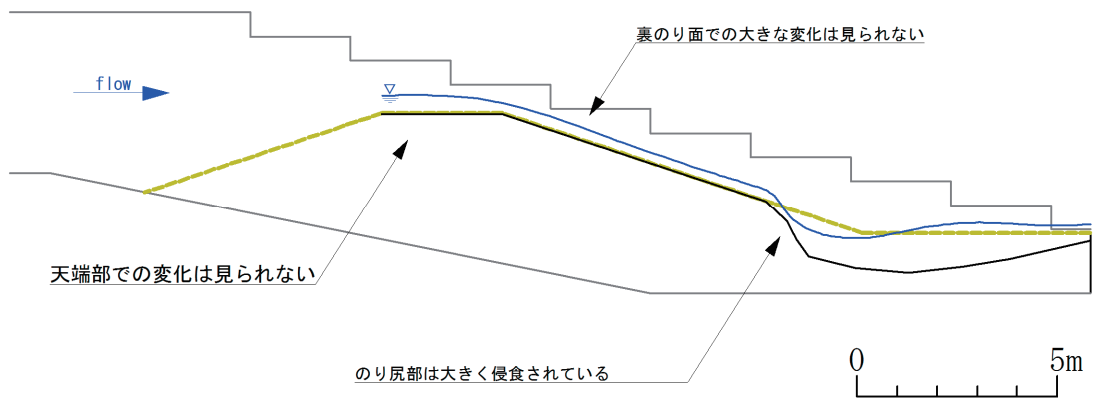


図-3.41 越水125分後の流況スケッチ図

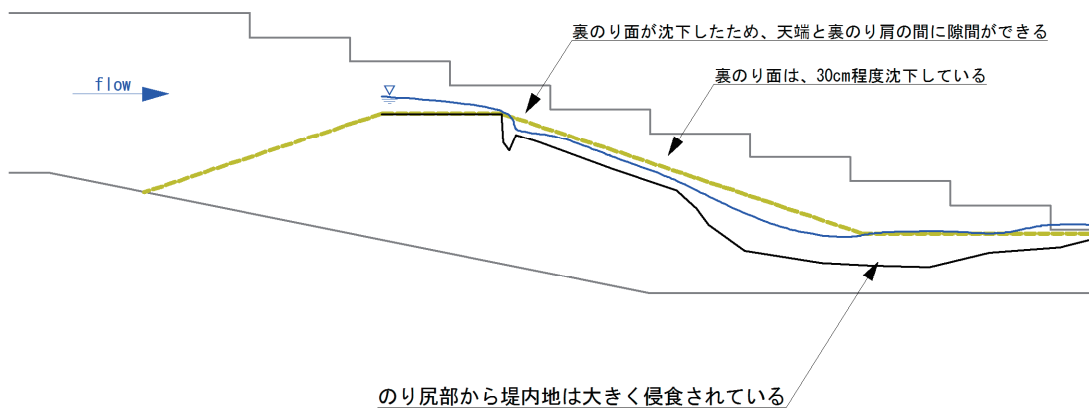


図-3.42 越水131分後の流況スケッチ図

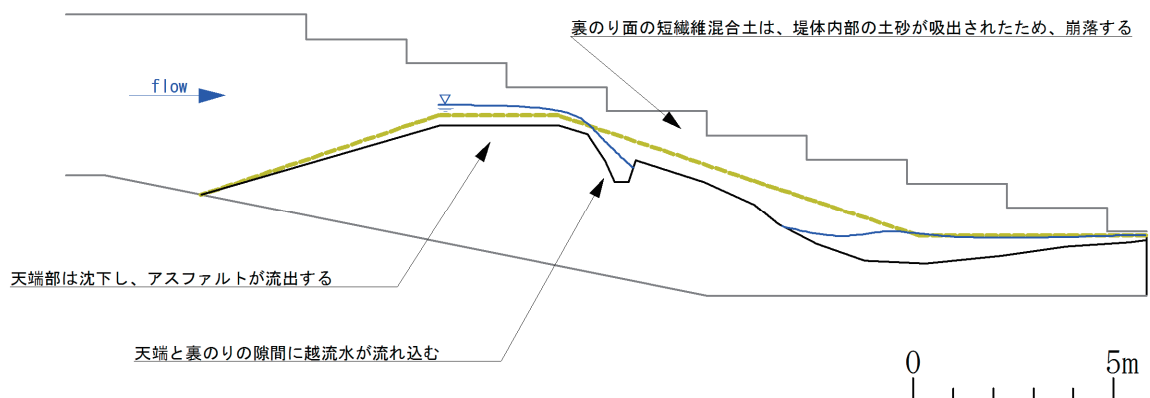


図-3.43 越水132分後の流況スケッチ図

(3) ケース2の越水実験

ケース2は川裏のり面、天端を短繊維混合補強土で覆い、川表側の天端のり肩保護工、川裏側のり尻に短繊維混合補強土によるり尻工（基礎工）を設けたケースである。越流時間と侵食量の一覧を表-3.17に示す。

表-3.17 ケース2の侵食量の時間変化

実験 ステップ	越流時間 (min)	累積越流 時間 (min)	侵食量(m ³)	
			裏のり面	基礎地盤
1	60	60	0	0.07
2	60	120	0.08	0.17
3	60	180	0.21	0.23

越水時の流水表面の流速を簡易に測定したところ、のり肩からのり尻までの平均流速が約4.5m/sであった。裏のり尻や水路側壁付近には、局所的に深さ2~3cm程度の侵食が生じた。また、基礎工に隣接する堤内地に洗堀が生じ、のり尻工の端部が露出した状態となり、さらにはのり尻工の下側の土も吸い出され、空洞が形成された。この空洞はあまり発達せず、ケース1-2で見られたような短繊維混合補強土の崩壊には至らなかった。水深30cmの越流水を3時間作用させても、侵食量はそれほど大きくはならず、越水実験終了となった。

ケース2がケース1-2よりも更に高い耐侵食機能を発揮できたのは、川裏のり尻に設置したのり尻工による効果であると考えられる。ケース2のり尻工を、のり尻から堤内地に1.5mの範囲までとしたのは、過去の類似の実験においても、1.5mの範囲で床掘れが顕著だったためである。のり尻付近を保護しても隣接する保護していない堤内地で床掘れが生じるが、のり尻から離れることで床掘れ量は小さく、吸出しも相対的に少量で収まったと考えられる。

時間を追って、実験中の状況を以下に示す。

1) 越水60分後

写真-3.38~写真-3.40に越水前~越水60分後の状況を、図-3.44に越水20分後の流況スケッチ図を、図-3.45に越水60分後の侵食状況をそれぞれ示す。通水初期よりのり尻工より先の堤内地の侵食が進んでいることが分かる。



写真-3.38 越水前



写真-3.39 越水30分後



写真-3.40 越水60分後

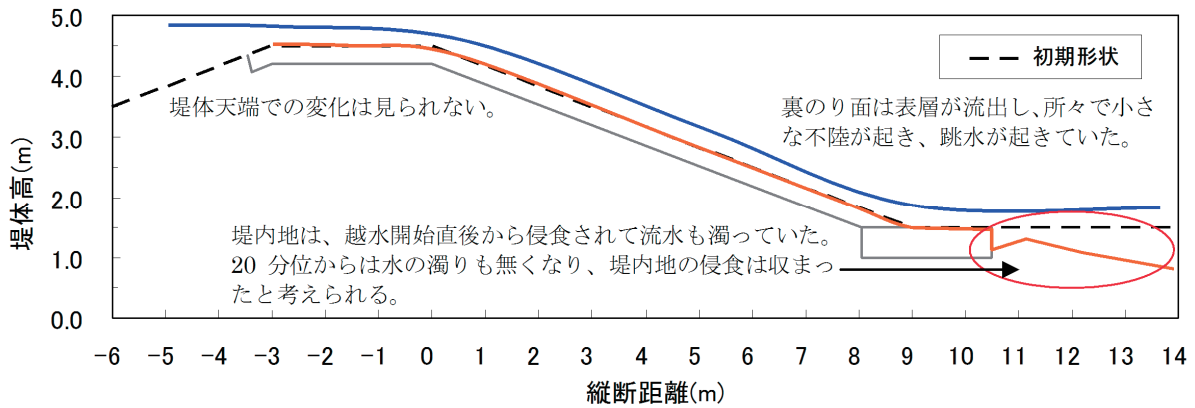


図-3.44 越水20分後の流況スケッチ図

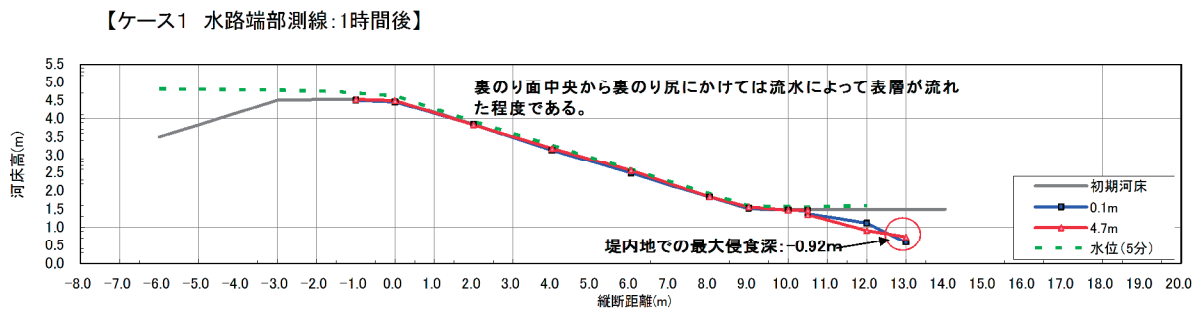
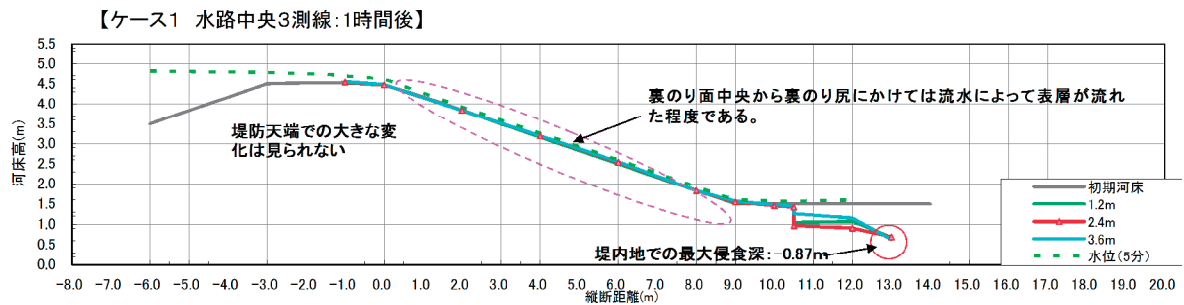


図-3.45 越水60分後の侵食状況

2) 越水120分後

写真-3.41～写真-3.42に越水90分後～越水120分後の通水状況を、図-3.46に越水90分後の流況スケッチ図を、図-3.47に越水120分後の侵食状況をそれぞれ示す。あまり侵食状況に大きな変化はないが、のり尻工の表層で局所的な跳水が見られる。



写真-3.41 越水90分後



写真-3.42 越水120分後

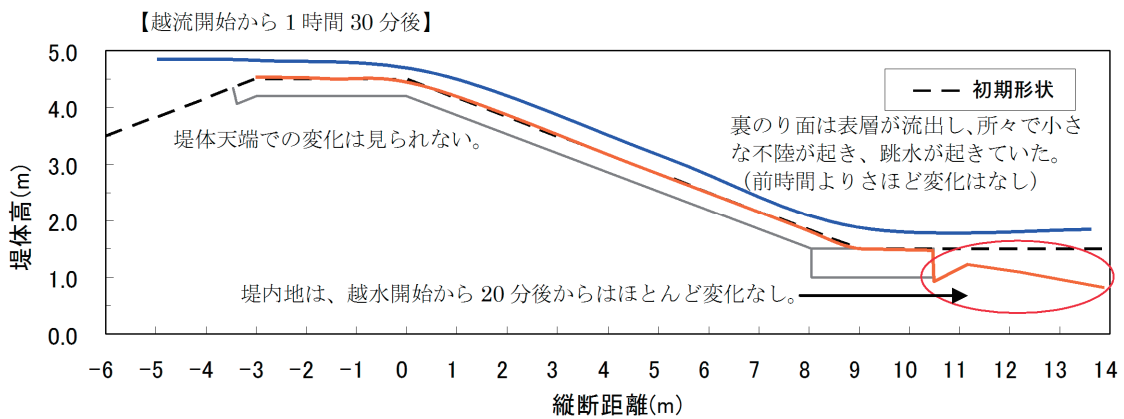


図-3.46 越水90分後の流況スケッチ図

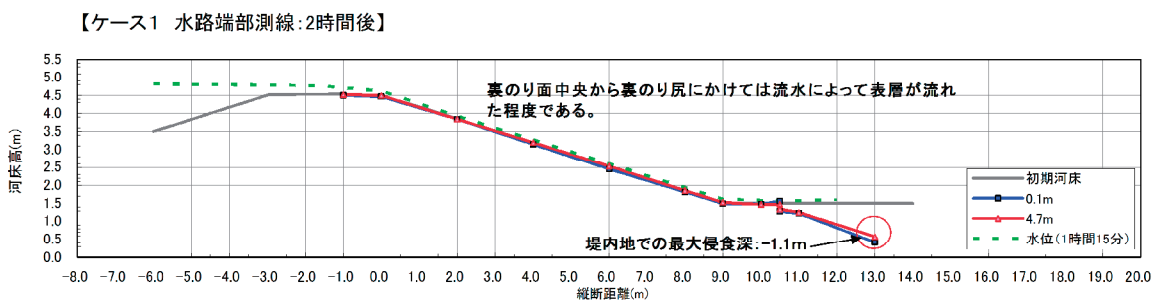
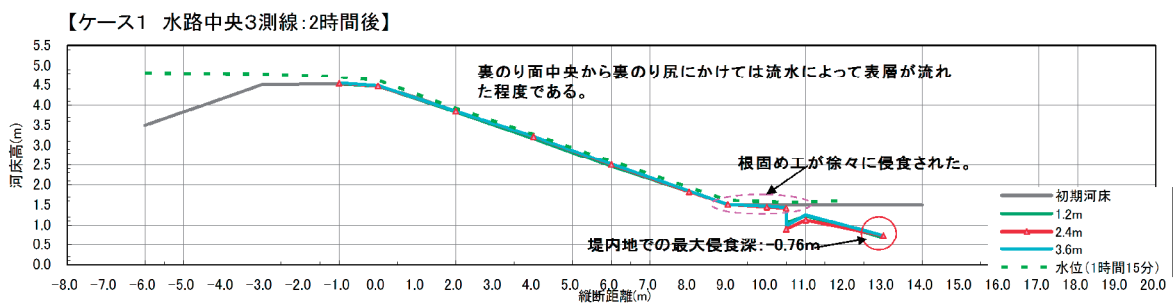


図-3.47 越水120分後の侵食状況

3) 越水180分後

写真-3.43～写真-3.45に越水150分後～越水180分後の状況を、図-3.48に越水150分後の流況スケッチ図を、図-3.49に越水180分後の侵食状況をそれぞれ示す。侵食状況に大きな変化は見られない。侵食量は堤内地側が 10.91m^3 、のり面部が 0.21m^3 である。なお、ここで目標の3時間に到達したため、越水実験は終了とした。



写真-3.43 越水150分後



写真-3.44 越水180分後

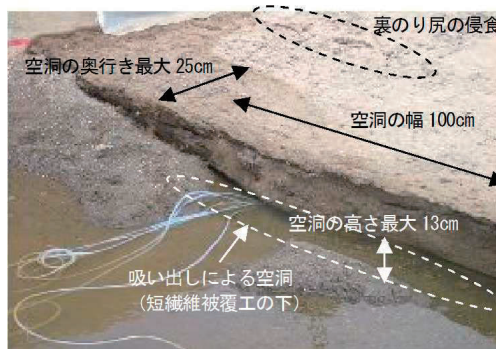


写真-3.45 のり尻工端部の空洞 (越水180分後)

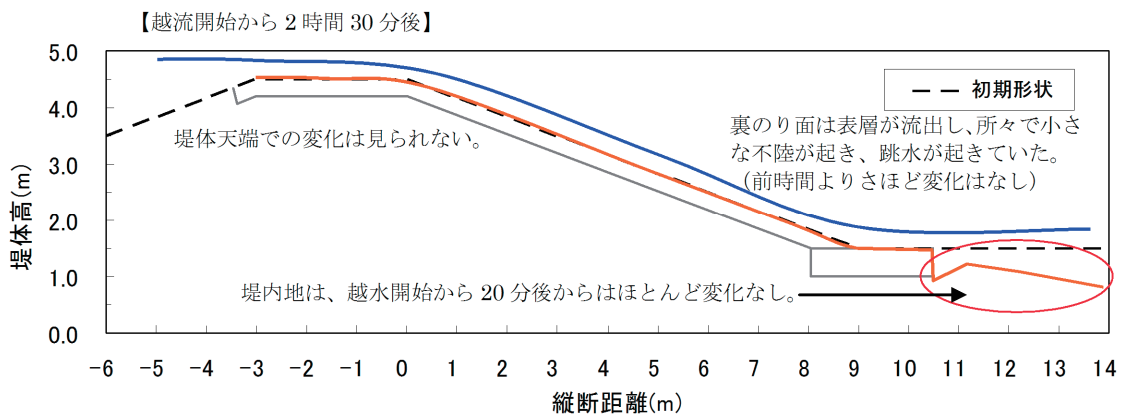
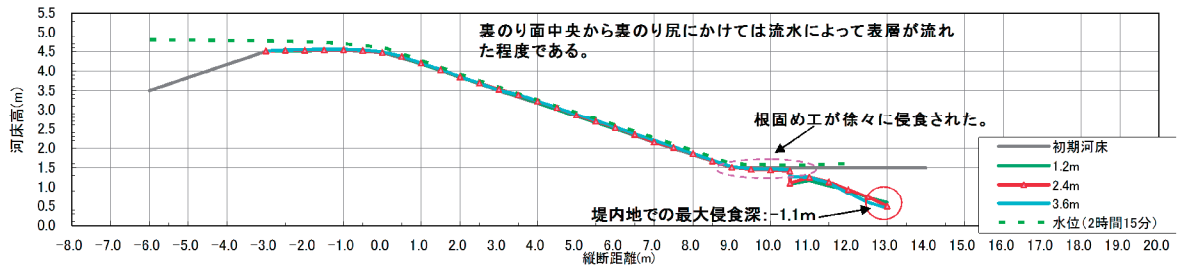


図-3.48 越水150分後の流況スケッチ図

【ケース1 水路中央3測線:3時間後】



【ケース1 水路端部測線:3時間後】

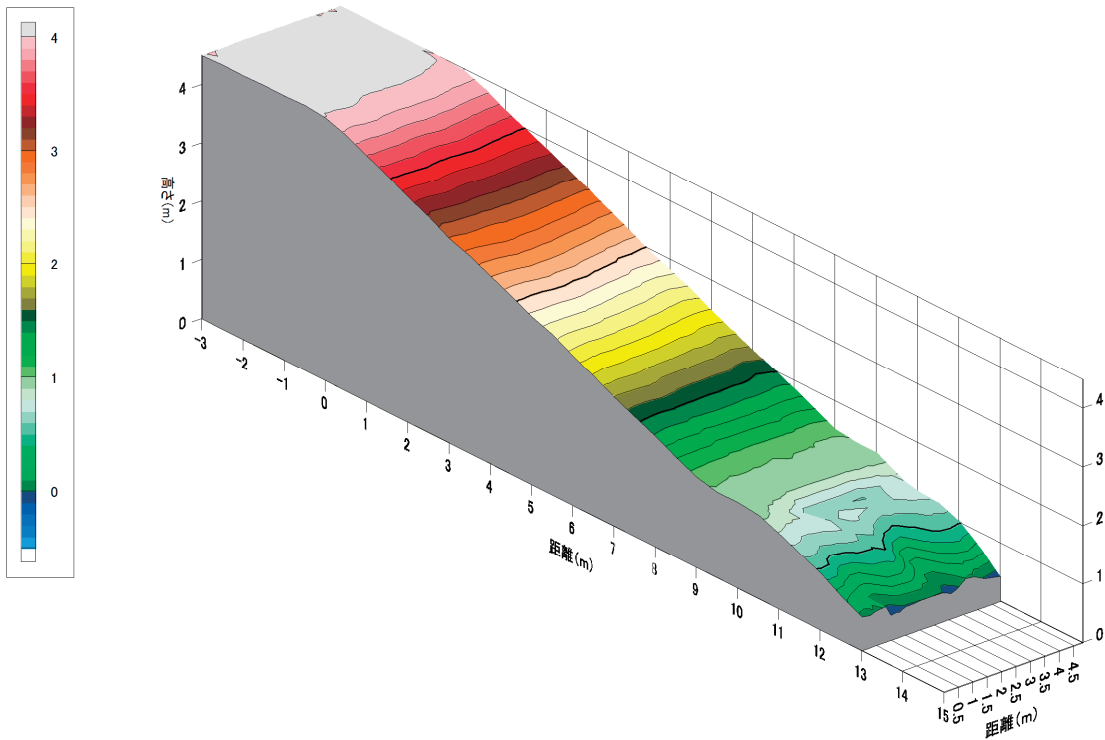
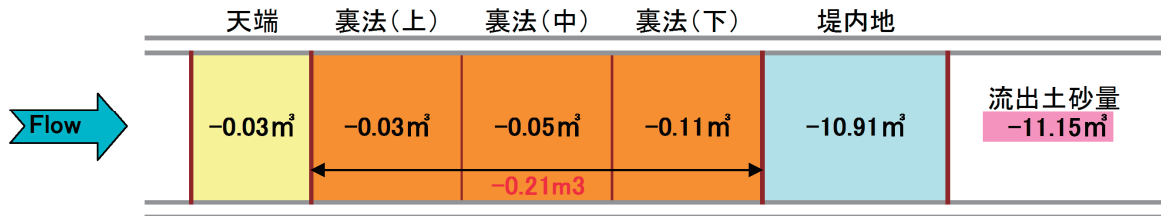
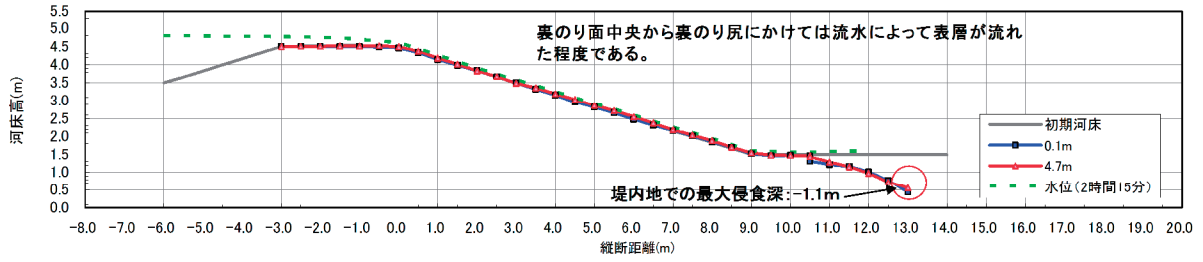


図-3.49 越水180分後の侵食状況

3.3.7 せん断強度

実験に使用した短繊維混合補強土の一軸圧縮試験を実施した。この結果、ケース1、2の供試体ともに、一般的な盛土材料としてのセメント改良強度 $100\sim 300\text{kN/m}^2$ を上回る事が確認できた。

(1) ケース1の一軸圧縮強度

模型の裏のり面に短繊維混合補強土を施工してから28日経過した時点で、供試体を採取し、一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮強度は、3供試体の平均で 647 kN/m^2 であり、一般的な盛土材料としてのセメント改良強度 $100\sim 300\text{kN/m}^2$ の2倍程度の大きさであった。

(2) ケース2の一軸圧縮強度

短繊維混合補強土の施工時に供試体を作製し、模型と同じ環境下で養生した後、一軸圧縮試験を行った。養生日数と一軸圧縮強度の関係を図-3.50に示す。養生7日後には、一般的な盛土材料としての一軸圧縮強度は $100\sim 300\text{ kN/m}^2$ を上回っていることがわかる。

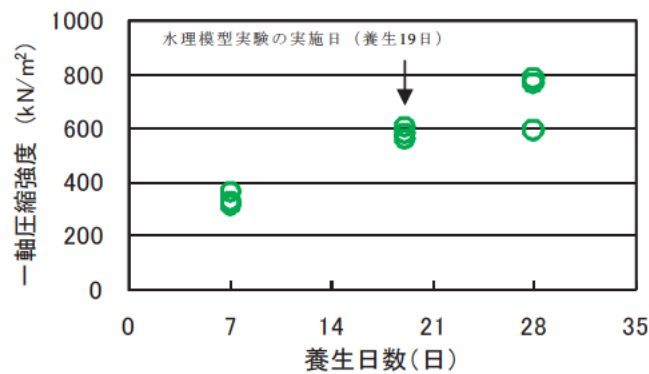


図-3.50 短繊維混合補強土の一軸圧縮強度

3.4 植生への適用性に関する生育・繁殖実験

3.2節 耐侵食機能に関する高速水路実験 において、短繊維混合補強土は、短繊維だけではなく、セメントを混合することによって、耐侵食機能を発揮することが分かった。しかし、セメントを混合した場合に、根を張るには硬すぎたり、pHがアルカリに偏ったりすることで、植生の適用性に悪影響を及ぼす可能性がある。実際の堤防で用いるに当たっては、景観や環境の観点からのり面には植生を施すことを前提と考えるべきであろう。図-3.51にのり面保護工の性能のイメージを示す。

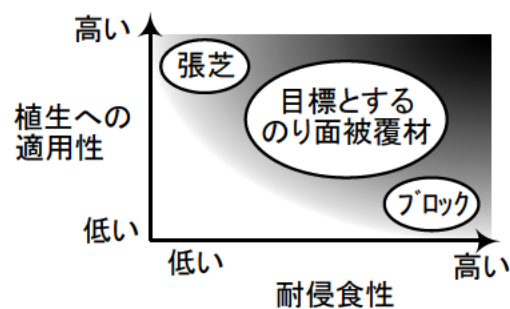


図-3.51 のり面保護工の性能のイメージ







このため、前節の耐侵食性の検討において、流速5m/s程度の耐侵食機能が認められた配合（砂質土1の土質材料：細粒分含有率10%，短繊維混合比0.2%，セメント混合比2.0%）の短繊維混合補強土の供試体を作製し、芝の生育・繁殖状況を確認した。

本検討のために作製した短繊維混合比0.2%、セメント混合比2.0%の配合による短繊維混合補強土の供試体の土壌硬度を計測したところ、30mmを上回り、また、アルカリ性の強い水素イオン濃度が認められたが、2年間の曝露による植生の生育・繁殖実験の結果、植生への適用性に問題のないことが確認された。

(1) 植生の生育・繁殖状況




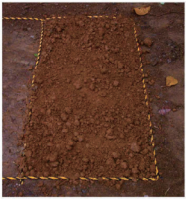


張芝を行ったケース7と10の植生の生育状況を表-3.18に示す。1年後には張芝が供試体と一体化していることが分かる。人力による引張確認を行い、張芝の根が供試体と活着しており、引張に対する土壌の乱れがないことも確認できた。2年後にも同様に良好な生育が見られた。このように、セメント混合による影響はほとんど見られなかった。

表-3.18 張芝の植生の生育状況

ケース	短繊維 混合比	セメント 混合比	初期 (H20.10.21)	1年後 (H21.10.23)	2年後 (H22.11.30)
7	0.2%	2.0%			
10	0.2%	0.0%			



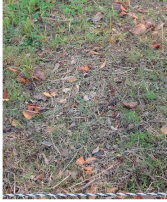



種子散布（野芝）を行ったケース8と11の植生の生育状況を表-3.19に示す。1年後に植生の密度は低いものの全面に根付きが確認できた。1年後に実施した人力による引張確認では、土壌に乱れが生じない状態にまで根の活着が進行していた。2年後には、野芝の生育の進展に加えて、野芝以外の植物の入り込みも見られ、全体の植生密度が限界密度に近い状態にまで高まっていた。このように、セメント混合による影響はほとんど確認できなかった。

表-3.19 種子散布（野芝）の植生の生育状況

ケース	短繊維 混合比	セメント 混合比	初期 (H20.10.21)	1年後 (H21.10.23)	2年後 (H22.11.30)
8	0.2%	2.0%			
11	0.2%	0.0%			

裸地のまま放置したケース9と12の植生の繁殖状況を表-3.20に示す。1年後には周辺の植生から根がまばらに入り込み、2年後には、全面に植生が繁茂した。このように裸地においてもセメント混合による影響はほとんど認められなかった。

表-3.20 裸地の周辺環境からの植生の生育状況

ケース	短繊維 混合比	セメント 混合比	初期 (H20. 10. 21)	1年後 (H21. 10. 23)	2年後 (H22. 11. 30)
9	0.2%	2.0%			
12	0.2%	0.0%			

(2) 土壌硬度

土壌硬度は、植物の生育の難易度を示す基本的な指標であり、硬度指数10mmより硬くかつ30mmより軟らかい範囲が植物の根系の伸長が可能な目安とされている⁸⁾。表-3.21に計測した平均土壌硬度を示す。ケース7～9（セメント混合比2.0%）とケース10～12（セメント混合なし）の土壌硬度指数は、ケース7～9が平均で31.9mm、ケース10～12が平均で30.9mmと目安である30mmを少し上回る程度である。セメント2.0%の混合による土壌硬度指数の増加量は平均で1mmである。セメント混合比2.0%においても植生の生育・繁殖状況の確認ができるものの、高速水路実験の供試体において、セメント混合比5.0%の改良土の土壌硬度指数が約35mmと指標の上限値を5mm程も上回っており、セメント混合比2.0%から5.0%への増加による土壌硬度指数の増加分が9mm程度（3.2節の表-3.7）と大きい点に鑑みると、セメント混合比は2.0%を上限とするのが適切だと考えられる。

表-3.21 短繊維混合補強土の土壌硬度指数

ケース	短繊維混合比 (%)	セメント混合比 (%)	土壌硬度指数 (mm)
7～9	0.2	2.0	31.9
10～12	0.2	0.0	30.9

(3) 土壌酸度

土壌酸度は地盤中の酸性、アルカリ性の程度（水素イオン濃度：中性はpH=7.0）を示すものであり、pH=4.5～8.0の土壌酸度が植生の土壌として望ましい範囲とされている^{9),10)}。アルカリ性の強い土壌では、土壌内の陽イオン交換容量（CEC）が低い傾向にあり、植生に必要な土壌の保肥力に影響のある可能性がある。セメントを混合したケース7～9における初期の供試体上部の平均pHは9.1（24℃）、1年後は8.4（19℃）、3年後は8.6（21℃）であった。多少アルカリ性の強い土壌と評価されるが、植生曝露実験で植生の生育・繁殖が確認できている点から、野芝に必要な土壌の保肥力と陽イオン交換容量は適切に保たれていたと考えられる。

3.5 まとめ

本節において得られた知見は次のとおりである。

3.1節において、短繊維混合補強土の基本特性として、短繊維混合比0.1%、セメント混合比5%の供試体の流速2m/sに対する耐侵食機能を小型の開水路において確認した。また、透水性に着目して、混合条件について検討したところ、川裏のり面保護工として用いる場合にはセメント混合量は5%以下が望ましいことが示唆された。

3.2節では、短繊維混合補強土の流速5m/sに対する耐侵食機能を高速水路実験により確認した。この結果、短繊維混合比0.2%、セメント混合比2%の配合によって、流速5m/sに対する耐侵食機能が確保できる可能性が高いことが明らかになった。

3.3節では、耐侵食機能を向上させるために必要な川裏のり面以外の構造を、実物大の堤防模型による越流実験により確認した。この結果、川裏側ののり尻工、天端の川表側ののり肩保護工の設置が有効であることが明らかとなった。

3.4節では、短繊維混合補強土の植生への適用性について生育・繁殖実験を行った。2年間の屋外曝露や土壌硬度、土壌酸度の試験の結果、細粒分含有率10%、短繊維混合比0.2%、セメント混合比2.0%の短繊維混合補強土は植生への適用性に問題がないことが確認できた。

参考文献

- 1) HGSコンソーシアム短繊維混合補強土部会:短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル 改訂版(暫定),(財)土木研究センター, pp.)23-25, pp.17, pp.29, H21.3.
- 2) 福岡捷二, 藤田光一:堤防法面張芝の侵食限界, 水工学論文集, 第34巻, pp.319-324, 1990.
- 3) 落合清治, 服部敦, 延常浩次, 福原直樹:植生の違いによる耐侵食性に関する実験, 第65回土木学会年次学術講演会, II-193, pp.385-386, 2010.
- 4) 建設省土木研究所 河川部河川研究室:洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動, 土木研究所資料第3489号, pp.146-147, 1997.
- 5) 中島典昭, 齋藤由紀子, 高橋勇, 吉田直人, 横田季彦, 佐藤泰:短繊維混合補強土への回転式破碎混合工法の適用性について, 第8回地盤改良シンポジウム, III-1, 2008.
- 6) 建設省河川局:河川砂防技術基準(案)同解説・調査編, pp.114-116,1987.
- 7) 土木学会編:水理公式集[平成11年度版], pp.87-89,1999.
- 8) (社)日本道路協会:道路土工一切土工・斜面安定工指針(平成21年度版), pp.207-210, 2009.
- 9) (社)日本道路協会:道路緑化技術基準・同解説, pp.310-318, 1988.
- 10) (社)全国特定法面保護協会:のり面緑化工の手引き:道路緑化技術基準・同解説, pp.310-318, 2006.

吸出し防止シートによる川裏のり面保護工の
試験施工マニュアル（案）

平成24年3月

目 次

まえがき	
1. 全体の検討の流れ	1
2. 調査	2
3. 設計法	5
3.1 設計外力	5
3.2 安定性の照査	6
4. 施工法	19
4.1 準備工	19
4.2 本体工	19
4.3 付加的工法	20
5. モニタリング	21
参考文献	23

まえがき

本マニュアル（案）は、越流時の堤防の侵食を抑制することを目的に、吸出し防止シートによる川裏のり面被覆工を試験施工する際に、参考となる研究成果をとりまとめたものである。

河川堤防の越流による不安定化や変形のメカニズム等については完全には解明されておらず、越流に対する耐侵食構造の設計・施工が実務において定量的に行える段階には至っていない。吸出し防止シートによる川裏のり面保護工についても、未解明の部分が多く、開発途上の段階である。また、研究成果も限られた実験条件に基づくものであるため、本マニュアル（案）は試験施工を対象とした。また、同様の理由から、一部では、本マニュアル（案）の記述だけでは照査しづらい項目も残されている状態となっている。今後、試験施工を積み重ねながら、最新の研究成果を踏まえ、本施工に向けて本マニュアル（案）を適宜見直し、内容の充実を図っていく必要がある。

1. 全体の検討の流れ

試験施工に係る検討の流れを、図-1.1に示す。

まず、対象堤防や周辺の環境条件（河道特性、堤防諸元、基礎地盤特性、氾濫原特性、他の河川構造物特性等）等の調査を実施する。次に、設計外力として設定した越流水深から単位幅越流量を求め、越流水によるせん断力、動水圧、衝撃力等を求める。これらを用いて、安定性の照査として①裏のり保護工の検討、②天端保護工の検討、③のり尻工の検討を行う。安定性の照査と事前調査の結果を考慮した上で、試験施工における準備工の必要性や本体工の設計諸元について検討する。試験施工後、平常時、洪水直後だけでなく洪水中の河道内水位測定や堤防本体と周辺の変状について目視によるモニタリングを実施する。必要に応じて洪水中の流況や堤体内水位が把握できるような測定設備を設ける。

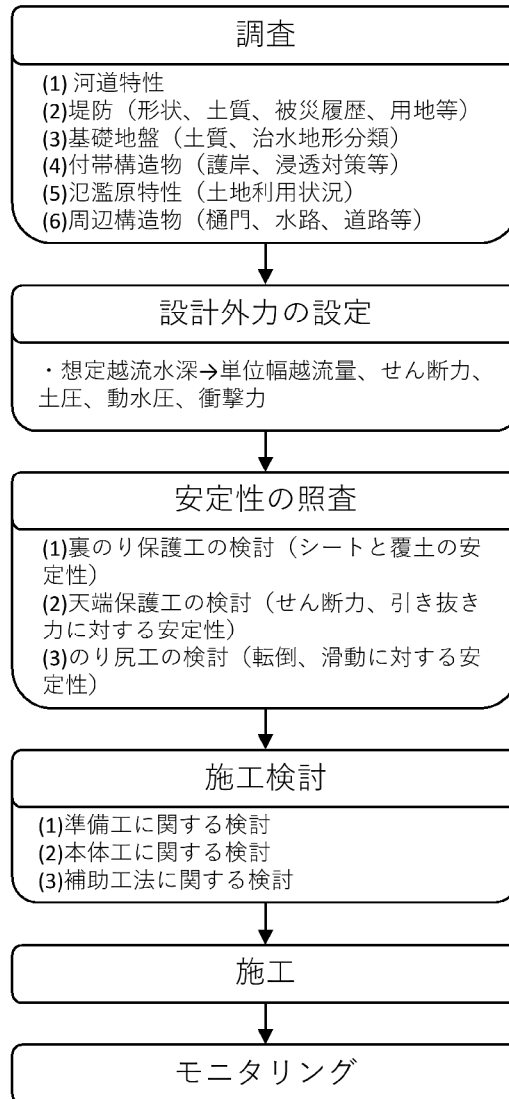


図-1.1 検討の流れ

2. 調査

越水後の破壊進行速度や氾濫原の被災規模は、河道内の流況、堤内地盤高、堤防本体の状態、高水位の継続時間等とも関連も深いことから対象とする堤防周辺の特性を把握することが重要である。

(1) 河道特性

河道のセグメント分類²⁾は、河道特性を評価するための一つの指標であり、表-2.1に示すように河床勾配や河床材料等をもとに河道を分類するものである。ここでは、現況の河床勾配と河床材料の代表粒径に着目し、対象区間について河道を分類する。

表-2.1 河道のセグメント分類とその特徴（文献2に加筆）

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分	← 山間地 → ← 扇状地 → ← 谷底平野 → ← 自然堤防 → ← デルタ →				
河床材料の代表粒径 d_R	さまざま	2cm 以上	3~1cm	10 ~ 0.3mm	0.3mm
河岸構成物質	河床・河岸に岩が出ていることが多い	表層に砂・シルトが載ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める	下層は河床材料と同一で、細砂・シルト・粘土の混合物		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60~1/400	1/400~1/5,000		1/5,000~水平
蛇行の程度	さまざま	曲がりが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい箇所では8の字蛇行または島発生		蛇行が大きいものもあるが、小さいものもある。
河岸侵食の特徴	<ul style="list-style-type: none"> 直線河道であればこの河岸も浸食され得る 侵食箇所の予測は困難 	<ul style="list-style-type: none"> 砂礫堆（砂州）による水衝部で侵食が発生することが多い。 河道の平面形によっては水衝部が固定する。したがって、侵食危険箇所が固定性か移動性か、移動速度が速いか遅いかを把握することが重要 	<ul style="list-style-type: none"> 侵食量はセグメント1ほど大きくない 川幅水深比が小さな河川では、河道平面形によって侵食箇所が規定されている場合が多く、基本的には湾曲部外岸側が要注意。 		<ul style="list-style-type: none"> 砂州は殆ど発生しないため、侵食発生箇所は河道平面形に規定され、基本的には湾曲部外岸側が要注意 侵食量は少ない 舟運が盛んな河川では航走波による河岸侵食も考慮する必要がある。
低水路の平均深さ	さまざま	0.5~3m	2~8m		3~8m

(2) 堤防の特性調査

1) 堤防天端高

堤防天端高は、H.W.L.を超える大洪水の場合の堤防天端を超えるまでの時間的余裕に直結するもので、越水するまでの避難時間や水防等の観点からの被害軽減効果の程度を示すものとする。ここで扱う堤防天端高は、余盛りも含めた実際の堤防標高のH.W.L.以上の部分の高さと定義し、これを調査する。

2) 堤防天端状態

堤防の天端条件が耐越水機能に与える影響は大きいことから、天端の条件（舗装状況、兼用道路等）を調査する。

3) 堤防裏のり勾配

堤防の裏のり勾配は、越流水によるせん断力の増減を左右するだけでなく、耐浸透機能にも直接関わる重要な要素である。小段がある場合には、のり尻とのり肩を直線で結んだ平均のり勾配として示す。

4) 堤体土質

堤体土質も耐越水機能を左右する重要な要素である。対象区間で可能な限り堤体材料の粒度分布や土質等のデータを収集する。少なくとも対象区間の土質区分として、粘性土、砂質土、礫質土を判別する。

5) 平面形状

堤防の湾曲外岸部等の洪水中に水衝部となりやすい湾曲外岸部等では、越水後の決壊が他の部分に比較して顕著であることより、対象箇所を堤防平面形状を把握することは重要である。また、湾曲部の水衝部位置は必ずしも一定ではなく流量規模や湾曲の程度等に左右されるため、既往洪水の流況や災害履歴等（高水護岸の被災箇所と流況との関係等）も同時に調査し、大出水時の局所的な危険箇所を調査することが必要である。

6) 堤防天端不陸

「実堤防に天端の不陸等がある場合には、洪水流集中との相乗作用によって局所的、かつ急激に破堤進行の可能性が高まる」ということが実物模型実験から判明していることから、堤防天端の不陸の有無は堤体の侵食速度に大きな違いを生むことになる。つまり、不陸の程度が大きい場合、凹部から越水開始してしばらくの間は（水位が凸部に上昇するまでの間）凹部天端のみが侵食され、その後凸部の高さ以上に河川水位が上昇しても凹部の侵食進行が支配的となって流水が集中して氾濫流量が急増することとなる。これらより、堤防天端の不陸を調査しておく必要性は高く、現地河川の不陸の程度を把握した例³⁾では、凹凸の偏差は最大約50cm程度であり、これを堤防縦断方向約50mピッチ毎に測量する必要があるとしており、これを一つの目安とする。堤防天端の不陸は、堤防への侵食の外力である越流水深だけでなく流水の集中による氾濫流量の増大に関係する重要な要素である。特に水位上昇が緩やかで洪水継続時間の長い大河川下流では、堤防天端の凹部への流量フラックスの集中が顕著となるため、詳細な調査を必要とする。

(3) 外力特性

1) 平均動水勾配

堤防の湿潤条件も耐越水機能を左右する要素であることから、これに関わる外力特性の一要素である平均動水勾配（H.W.L.と表のりの交点—裏のり尻の連結線の勾配）を算出する。

2) 高水位継続時間

浸透や越水による破堤氾濫をした場合の被害リスクを大きく左右する要素である。既往の主要洪水の中で、高水敷もしくは堤内地盤高のどちらか低い方の高さを超える水位の継続時間が最大のものとする。

(4) 基礎地盤特性

1) 土質

堤防法線沿いの土質を調査する。土質区分は、原則として粘性土、砂質土、礫質土とする。対象とする深さは、地盤面以下（堤体の箇所では堤体基底面下）5m程度の範囲と、それらが互層で存在するような場合には優勢な土質で代表させる。判断が難しい場合には「粘性土・砂質土互層」等とする。

2) 治水地形

当該地点近傍の治水地形分類を調査する。

(5) 付帯構造物特性

1) 護岸工の有無種類

護岸工によって決壊の進行を抑制する効果も有することから、護岸工について把握することが重要であり、当該地点近傍の護岸工の工種や構造とともに、被災の履歴等についても把握しておく。護岸については高水護岸と堤防護岸に区分する。

ここで、

高水護岸：複断面河道で高水敷幅が充分にあるような箇所で、流水から堤防を保護することを目的として設置されている護岸

堤防護岸：単断面河道である場合、あるいは複断面河道ではあるが高水敷幅が狭く、堤防と低水河岸を一体として保護するよう設置されている護岸

2) 高水敷

洪水時には、主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘の進行により堤防が被災する可能性がある。この侵食幅は河道のセグメントによって異なることから、高水敷の幅を調査する。

3) 橋梁

流木等の流下物が洪水時に橋梁部等へ集積すると、その上流においては堰上げが生じることにより堤防を越水したり流れの偏り等が発生しやすくなること等が考えられ、堤防越水の外力が大きくなる場合がある。これらの影響の程度を把握するために、当該地点下流に位置する最寄りの橋梁諸元を調査する。

調査項目は、当該地点と橋梁までの距離、径間長、桁下クリアランス、橋脚阻害率等である。さらに、流木等の橋梁等への集積による水位上昇量は流木量との相関が高いことから⁴⁾、流木発生の可能性を把握することが必要であり、河畔林の樹種や過去の流木災害などについても調査する。

(6) 氾濫原特性

1) 堤内地盤高の比高

堤外地と堤内地の地盤高が決壊規模を大きく左右する重要な項目であることから、これについて調査する。

2) 背後地の状況

DID 区間の有無、樹木群の有無、等を調査する。

3. 設計法

3.1 設計外力

単位幅当たりの越水量を次式により算出する。

$$q = C_0 \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 q : 単位幅越流量 (m³/s/m)

C_0 : 越流係数 (m^{1/2}/s)

h : 越流水深 (m)

単位幅越流量は、耐越水構造の各部の安定性の照査に不可欠で、設定した越流水深をもとに算出する。越流係数 C_0 は、堤防の天端幅、天端の粗度、流向、河道内流速により多少変化するが、既存の模型実験や堰の越流公式から総合的に判断された値 ($C=1.4\sim 1.6$) を参考に⁵⁾、安全側の値として $C_0=1.6$ を採用する。

3.2 安定性の照査

安定性の照査の手順は図-3.1に示すとおりで、まず設定した越流水深をもとに単位幅当たりの越水量を算出し、裏のり保護工、天端保護工、及びのり尻工の順で個別に安定性を照査する。裏のり保護工については人工素材である吸出し防止シートを用いて被覆した対策工を標準として取り扱った。なお、これ以外の構造形式を否定するものではない。本マニュアル（案）で示した構造形式以外を採用する場合には、水理実験などを行い、越水に対する安定性を評価する必要がある。

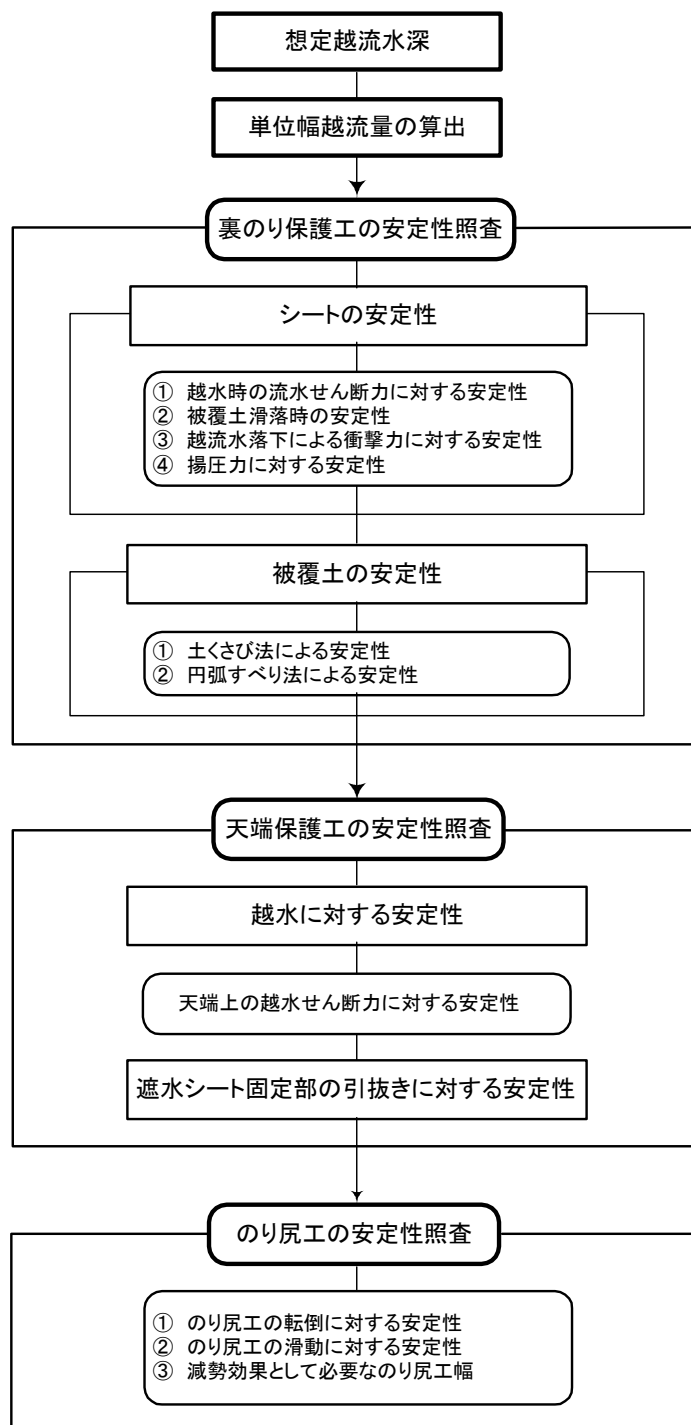


図-3.1 安定性照査の手順

3.2.1 裏のり保護工の安定性検討

裏のり保護工の安定性の照査は、吸出し防止シートと覆土について行う。

(1) シートの安定性検討

シートについては、越流水によるせん断力に対してだけでなく、降雨や地震により覆土が滑落することを想定し、この際の引張りに対してもシートの安定性を確認しておく必要がある。また、吸出し防止シートを用いた場合は、越流水がシートを透過してシート下の堤体の洗掘が進行するようになり、越流水による衝撃力による安定性も確認しておく必要がある。さらに、堤体内にミズミチなどの形成によってシートに揚圧力が作用する場合を想定し、これに対する安全性も確認する必要がある。

1) 越水時の流水せん断力に対する安定性

シートに作用するせん断力の算定に当たっては、裏のり面におけるせん断力が最大値となる等流水深の場合について考える。単位幅越流量 q と裏のり面の勾配 θ が与えられると、等流水深 h_0 は次のように求められる。

$$h_0 = \left(\frac{n^2 q^2}{\sin \theta} \right)^{\frac{3}{10}} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここで、 n はシート上面の粗度係数であり、使用材料について試験を行い設定することが望ましい。単位面積当たりのシートに作用するせん断力 τ_0 は、 h_0 を用いて次のように表される。

$$\tau_0 = \rho g h_0 \sin \theta \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 ρ は水の密度 (t/m^3)、 g は重力加速度 (m/s^2) である。

単位幅当たりのシートに作用する引張力 T (kN/m) は、単位幅当たりの越流水によるせん断力と、単位幅当たりのシートと堤体との間に働く摩擦力の差分である。照査は、シートに作用する引張力が最大となる位置で行う必要がある。例えば、のり肩からのり尻まで1枚のシートで覆う場合には、のり肩で引張力が最大となる。シートをのり面の途中で堤体内に差し込んで固定する場合には、差し込み位置で引張力が最大となる。単位幅当たりのシートに作用する引張力 T は次式により求めることができる。

$$T = \tau_0 L - \mu \gamma_w h_0 L \cos \theta \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、
 L : 照査位置から下流側のシート長 (m)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)
 μ : シート下面と堤体土との間の摩擦係数

シートの引張強度 T_a が T 以上であればよいが、実際には、安全率を2程度以上とすることが望ましい。また、吸出し防止シートの場合には、シートと堤体の間に越流水が浸透することから、シート下面と堤体土の間に働く摩擦力は0として引張力を算定する。

2) 覆土滑落時の安定性

越水初期に覆土が飽和し、覆土が全面にわたり滑落した場合、シート表面におけるせん断力 τ は次式で表される。

$$\tau_t = \mu' \gamma_t h_t \cos \theta \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、 γ_t : 覆土の単位体積重量 (kN/m³)

h_t : 覆土厚 (m)

μ' : シート上面と覆土との間の摩擦係数

のり肩における力の釣り合いにより、のり肩にかかるシート引張力 T_t は次式で表すことができる。

$$T_t = \tau_t L - \mu \gamma_t h_t L \cos \theta \dots\dots\dots (3.6)$$

シートの引張強度 T_a が T_t 以上であればよい。

3) 越流水落下による衝撃力に対する安定性

吸出し防止シートで裏のりを被覆した場合には、シートの下に透過した越流水によって堤体裏のり面が侵食・洗掘され、シートが宙に浮いた状態になる可能性がある。この状態におけるシートの安定性を検討する。危険側の条件として天端からの越流水が自由落下する状態を想定し、洗掘の大きさに対応した越流水の衝撃力を推算し、その力に対してシート引張強度が十分であるか否かを確認する。

洗掘口の平面形状を同心円と仮定し、落水水の衝撃力がその円の面に対し等分布で作用するものとする、洗掘口全面に作用する力 D は次のように表される。

$$D = C_D \rho r_s^2 \pi v^2 \dots\dots\dots (3.7)$$

- ここに、 C_D : 抗力係数
 ρ : 水の密度 (t/m³)
 r_s : 洗掘口半径 (m)
 v : 越流水の流速 (m/s)

この力を洗掘口の同心円周線上で受け持つとして、その同心円周上の単位長当たりにかかる引張力 T_s は以下のようなになる。

$$T_s = \frac{D}{2\pi r_s} = \frac{C_D \rho r_s v^2}{2} \dots\dots\dots (3.8)$$

となり、単位長さ当たりのシートの引張強度を T_a として次式を満足するように設計する。

$$\frac{T_a}{T_s} > F_s \dots\dots\dots (3.9)$$

図-3.2 は、 $C_D=1$ として式(3.8)によって、落差と引張力の関係を洗掘口の大きさ (半径 r_s) 別に計算した結果を示したものである。これによって堤防高さや洗掘口大きさに応じたシート材料を検討する。洗掘口については、透過した越流水によるせん断力と堤体土の材料や締め度等の特性の関係によって左右されるが、吸出し防止シートの幅 (2m) を考慮すると洗掘口の半径 r_s は約 1.0m までカバーされるため、安全側として $r_s=1.0m$ を基準として設定する。これより大規模な洗掘口が生じると予測される場合には、シートの繋ぎ目を溶着してシートの幅を広げる措置を施すこと等を前提として式(3.8)によって再度計算して確認する必要がある。

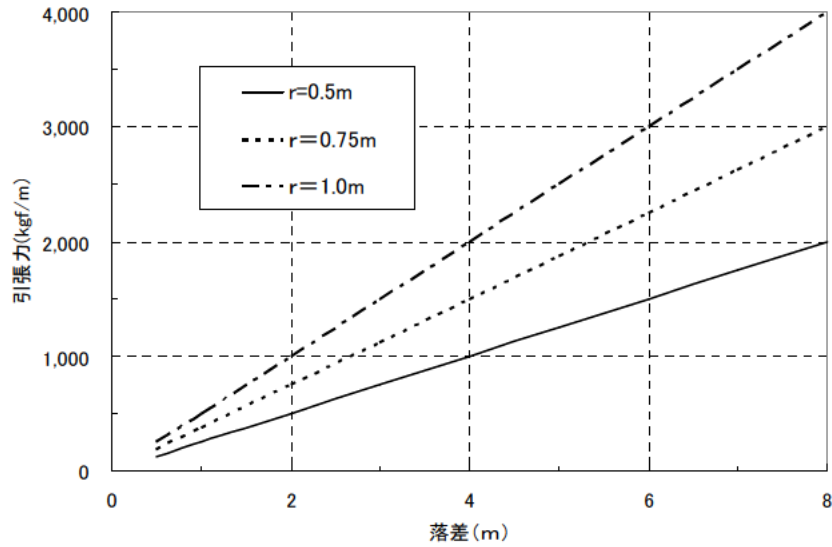


図-3.2 洗掘口の大きさ別の越流水落差とシートに掛かる引張力の関係

(2) 覆土の安定性検討

覆土は、シート上に載せるため、降雨、地震などに対して安定性を確認する必要がある。基本的には、以下に示す土くさび法と円弧すべり法の両方で確認するものとする。

1) 土くさび法による安定性の検討

シート上の覆土の重量を摩擦の関係で安定性を検討する方法であり、安全率は次式によって求める。

$$F_s = \frac{cl_d + \mu_1 W_1 + \mu' (W_2 + W_3) \cos^2 \theta}{(W_2 + W_3) \sin \theta \cdot \cos \theta + K_h (W_1 + W_2)} \dots\dots\dots (3.10)$$

ここに、 F_s : 安全率

c : 覆土の粘着力 (kN/m²)

l_d : 覆土底面幅 (m)

W_1, W_2 : 図-3.3 の範囲の覆土の飽和重量 (kN/m)

W_3 : 雪、施工機械等のり面の載荷重量 (kN/m)

θ : シート面の傾斜角度 (°)

μ_1 : 覆土底面の土との摩擦係数

μ' : 覆土とシートの摩擦係数

K_h : 設計水平震度

安定検討の条件は、以下のとおりとする。

常 時 : 施工時 (のり面に施工機械等がある状態)

降雨時 (覆土が全飽和の状態)

地震時 : 堤防完成後地震力が作用した状態 (覆土は湿潤状態)

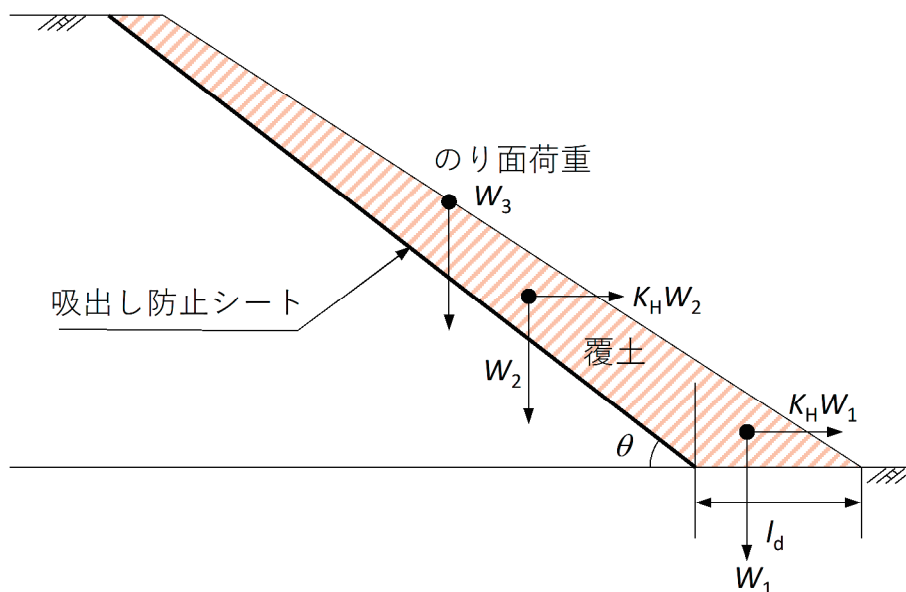


図-3.3 土くさび法による安定計算

2) 円弧すべり計算による安定性の検討

円弧すべり計算による安定性の検討は、全応力法にもとづく次式によってすべり破壊に対する最小安全率を算出する。

$$F_s = \frac{cl + \Sigma\{(W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\Sigma(W \sin \alpha)} \dots\dots\dots (3.11)$$

- ここに、
- F_s : 安全率
 - l : 円弧の長さ (m)
 - W : 分割片の重量 (kN/m)
 - u : すべり面における静水圧 (kN/m²)
 - b : 分割片の幅 (m)
 - α : 分割片底面の傾斜角 (°)
 - ϕ : 覆土の内部摩擦角 (°)

安定検討の条件は、土くさび法の場合と同様に以下のとおりとする。

- 常 時 : 施工時 (のり面に施工機械がある状態)
- 降雨時 (覆土が全飽和の状態)
- 地震時 : 堤防完成後地震力が作用した状態 (覆土は湿潤状態)

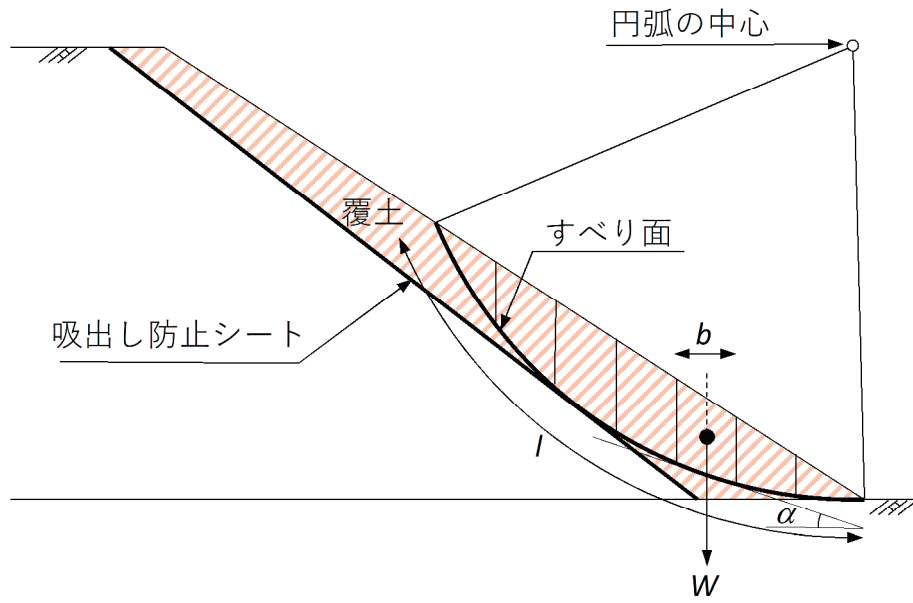


図-3.4 円弧すべり法による安定計算

3.2.2 天端保護工の安定性検討

天端保護工の検討は、「越水に対する天端保護工の耐力」と「シート固定部の引抜き力」の項目について実施する。

(1) 越水に対する天端保護工の安定性検討

堤防は天端幅が比較的狭いため、天端上の越水は図-3.5のように特徴的な挙動を示す。

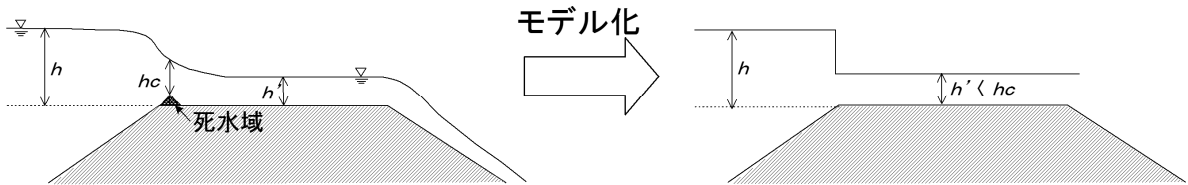


図-3.5 堤防天端の越流のモデル化

天端上の水深 h' (m) は次式により算出する。

$$h = \frac{v'^2}{2g} + h' = \frac{C_0^2 h^3}{2gh^2} + h' \dots\dots\dots (3.12)$$

ここに、 v' : 天端の流速 ($v'=q/h'$) (m/s)

ここで求める h' はフルード数 $Fr > 1$ に相当するものである。天端上の底面せん断力 τ は次式で表される。

$$\tau = \rho g n'^2 q^2 / h'^{7/3} \dots\dots\dots (3.13)$$

ここに、 n' : 天端の粗度係数

天端表面の許容せん断力 τ_a が上記の τ 以上であればよい。

τ_a の値については、アスファルト舗装面のひび割れ、凹凸（轍）などの弱点箇所が生じている劣化した状態を想定し、 $\tau_a=800\text{kN/m}^2$ を目安とする。

アスファルト舗装（粗度係数 $n'=0.016$ に設定）にした場合の越流水深 h と τ_a / τ との関係は、図-3.6 に示すとおりである。越流水深 h が 1m と大きい場合においても、 τ_a / τ は 70,000 以上もあり、ここで対象としている想定越流水深では仮にアスファルトが劣化しても十分耐えうるが、他の材料を用いる場合も含め、その耐力を確認しておく必要がある。

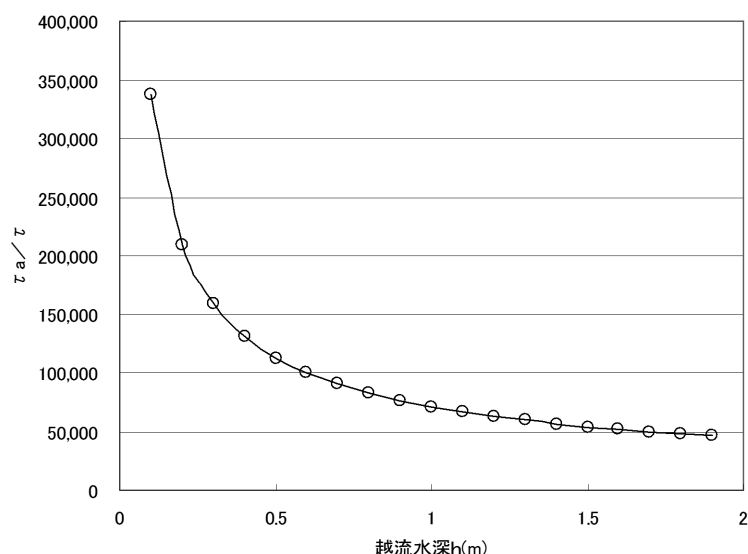


図-3.6 越流に伴う流水せん断力とアルファルトの許容せん断力との関係

(2) シート固定部の引抜き力に対する安定性検討

シートを天端保護工の下に敷設し、天端保護工の自重によるせん断抵抗力により固定するものとして、シート固定部の引抜き力に対する安定性を検討する。

$$\frac{T_s}{T} > F_s \dots\dots\dots (3.14)$$

- ここに、 T : 式(3.4)で求めたシートの引張力 (kN/m)
- T_s : シートにかかる抵抗力 (kN/m)
- F_s : 引抜き時に必要な安全率

$$T_s = \mu(W'_c + W'_a) \dots\dots\dots (3.15)$$

- ここに、 μ : 土とシートの摩擦係数
- W'_c : 堤内側のり肩保護工の水中重量 (kN/m)
- W'_a : 天端保護工の水中重量 (kN/m)

天端保護工の厚さは、アスファルト舗装の場合には前述のシートの引抜き時の安全率を満足するよう設定するものとするが、アスファルト施工時の熱によるシートの劣化と施工機械によるシートの破損に留意する必要がある。このような観点から、アスファルトの舗装厚はL交通を想定し5cm、碎石層は20cm程度とする。なお、シートの固定は、前述の天端保護工の重量を活用する以外に杭留め、のり肩コンクリート巻留め等の方法等もあるが、これらの場合にも適切な方法によりシートの固定に対する安定性を照査するものとする。

3.2.3 のり尻工の安定性検討

(1) 安定性検討の考え方

のり尻工の構造には以下の事項が求められ、これらを満足する構造であることを照査する。検討の手順としては、まず、堤内地盤の洗掘に対して必要なのり尻工の高さ D を決め、次に、以下に示す項目によりのり尻工の必要幅 B を検討する。

- ・ のり尻工の幅 B (流下方向長) は、越流水を確実に跳ねる長さとする。
- ・ のり尻工は越流による転倒に対して安定である。
- ・ のり尻工は越流による滑動に対して安定である。

のり尻工の高さ D に関しては、洗掘に対する安定性を確保するため、のり尻工の直前面におけるのり尻工天端 (地盤高さ) からの最大洗掘深より十分大きく設定する必要がある。のり尻工直下流における洗掘深を適切に評価する手法はないが、土木研究所の堤防模型による実験結果によると、堤内地盤が水平な場合には、のり尻工の高さ D は 50cm 以上あれば十分としている。ただし、堤内地盤が堤内側に向かって低くなるような場合や現地の堤内地材料が実験で用いた材料より細かく洗掘されやすい場合など、堤内地盤の洗掘が大きくなるのが想定される場合には、のり尻工の高さ D を 50cm より大きくするか、2 段積み、3 段積みにするなどの工夫を行い、局所洗掘深がのり尻工より深くないように設定する必要がある。

(2) のり尻工に作用する外力

外力としては、越流水による流体力を考慮する必要がある。その流体力は裏のりを流下してきた越流水がのり尻工にぶつかることにより生じる動水圧と、のり尻工の天端と越流水の間に働くせん断力がある。のり尻工に働く荷重は図-3.7 に示すように、主働土圧 P_A 、動水圧 P_N 、せん断力 τ_n 、のり尻工幅 B 、自重 W' 、摩擦力 f_s である。これらの荷重を算定し、転倒と滑動に対する安定計算を行う。なお、のり尻工の堤内地盤側は、越流水により既のにり尻工底面まで洗掘されていることを前提に検討する。

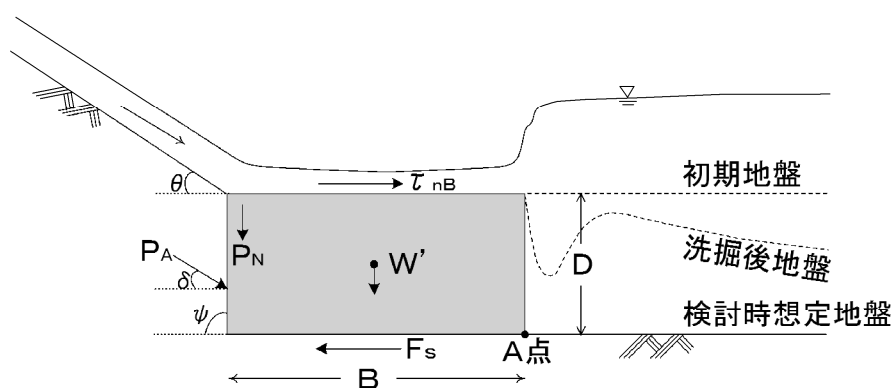


図-3.7 のり尻工に働く力

1) 土圧の算定

土圧は、以下に示すクーロンの式により算出する。

$$P_A = \frac{\gamma_t \cdot D^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\phi + \varphi)}{\sin^2 \phi \cdot \sin(\phi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \theta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.16)$$

- ここに、
 P_A : 主働土圧 (kN/m)
 γ_t : 堤体土の飽和単位体積重量 (kN/m³)
 D : のり尻工の高さ (m)
 φ : のり尻工背面の傾斜角 (°)
 δ : 堤体土とのり尻工との壁面摩擦角 (°)
 ϕ : 堤体土の内部摩擦角 (°)
 θ : 裏のり面の傾斜角 (°)

なお、主働土圧 P_A の作用点の位置は、のり尻工背面においてのり尻工天端から $2/3D$ の距離となる。また、作用方向は、のり尻工背面に対する法線に時計回りに δ だけ傾く。

2) 動水圧の算定

運動量解析により動水圧 P_N を求める。のり尻における流れのような局所流においては、重力と粗度の影響は小さいため、これらを見捨てることにする。水平方向、鉛直方向の単位幅当たりの運動量方程式を考えることにより、動水圧 P_N は、以下の式で表される。

$$P_N = \frac{P}{2 \sin \alpha} \dots\dots\dots (3.17)$$

$$\therefore P = \sqrt{P_H^2 + P_V^2} = \rho q v_0 \sqrt{2(1 - \cos \theta)} \dots\dots\dots (3.18)$$

$$\tan \alpha = \frac{\sin \theta}{1 - \cos \theta} \dots\dots\dots (3.19)$$

動水圧の作用位置 X_N は、

$$X_N = \frac{h_0}{2 \sin \theta} \dots\dots\dots (3.20)$$

(3) のり尻工の転倒に対する安定性検討

のり尻工の A 点においてモーメントのつり合いを考えると、回転させようとする方向に働くモーメントの和 M_H は、

$$M_H = \frac{P_A D}{3} \cos \delta + \tau_n B D \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\tau_n = \rho g h I = \rho g n^2 q^2 / h^{7/3} \dots\dots\dots (3.22)$$

ここに、 n : のり尻工の粗度係数で、一般に 0.040
 h : のり尻工の水深（等流水深 h_0 を用いる）

一方、抵抗するモーメントの和 M_V は、

$$M_V = P_A B \sin \delta + P_N (B - X_N) + W' B / 2 \dots\dots\dots (3.23)$$

ここに、 W' : のり尻工の水中重量 (kN/m)
 必要な安全率を F_S とすると、

$$\frac{M_V}{M_H} > F_S \dots\dots\dots (3.24)$$

を満足すればよい。

(4) のり尻工の滑動に関する安定性検討

水平方向のつり合いを考えると、滑動させようとする力の和 F_H は、

$$F_H = P_A \cos \delta + \tau_n B \dots\dots\dots (3.25)$$

となり、抵抗する力の和 F_V は、

$$F_V = \mu (P_A \sin \delta + P_N + W') \dots\dots\dots (3.26)$$

ここに、 μ : のり尻工と堤体土の摩擦係数
 必要な安全率を F_S とすると、

$$\frac{F_V}{F_H} > F_S \dots\dots\dots (3.27)$$

を満足すればよい。

(5) 減勢効果として必要なのり尻工幅の検討

転倒や滑動に対する安全な のり尻工幅 B は前述の方法により試行錯誤的に得られるが、越流水の流勢は のり尻付近の流速や のり尻水深によって異なり、 のり尻付近で生じる跳水長は前述の B とは異なる値を示す。跳水長が B に対して相対的に大きい場合には、 のり尻工部分で流水が減勢しきれず堤内地部分で高速流が生じ被害を増大させる可能性も高いことから、スメタナの式⁶⁾等を用いて跳水長を求め、現地の状況等を鑑み、必要に応じて のり尻工幅を広くする等の対応が考えられる。

4. 施工法

本章では、準備工、本体工、付加的工法の標準的な施工法について示したものであるが、対象とする現況堤防と周辺条件の特性等に応じた最適な工法を選択する必要がある。

4.1 準備工

総合的な評価の結果から準備工の必要性があると判断された場合には、対象箇所への河川堤防について天端高のバラツキと締固め度の調整の他、必要に応じ堤体材料の置換を実施する。天端高のバラツキ調整にあたっては、天端保護工（アスファルト保護工）の厚さ分を見込んで河川土工マニュアル⁷⁾に準じた盛土の締固めを行い、規定の高さに切土によって整形する。

4.2 本体工

吸出し防止シート対策の施工順序は、のり尻工またはドレーン工→吸出し防止シート天端敷設→天端工（舗装等）→吸出し防止シート裏のり面敷設→覆土工の順に進めることが基本である。

のり尻工及びドレーン工は、その周囲を吸出し防止シートで覆い、のり尻工及びドレーン工内部の礫間の目詰まり等により本来の機能を損なわないように留意する（写真-4.1、写真-4.2参照）。なお、鉄線籠型ののり尻工及びドレーン工の場合、その中詰め材料や鉄線の太さ等については、「鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案）」⁸⁾を参照する。



写真-4.1 のり尻工及びドレーン工
(鉄線枠)



写真-4.2 のり尻工及びドレーン工
(中詰後にカゴ上蓋取付け)

裏のり面に吸出し防止シートを敷設した後の覆土施工の際には高い締固め度にするが、締固めの際にタンパー等により吸出し防止シートが損傷しないように留意する必要がある。

吸出し防止シートが越流水によるせん断力によって引き抜かれないように固定するためにアスファルト等の天端保護工の重量を活用することがあまり期待できない場合等には、シートの端部を巻留めするような工夫が必要である。

裏のり面での吸出し防止シート敷設の際には、吸出し防止シートの重ね幅 30cm を基本とし上流側のシートを上にするを原則とし、湾曲外岸部等においては重ね幅を増加したり、シート同士を熱溶着等の措置を施す。熱溶着する場合の重ね幅は 15cm を原則とする。なお、吸出し防止シートの長さは、堤防天端のシート固定端部からのり尻工の堤内地側末端までをカバーする範囲を基本とする。

4.3 付加的工法

水理的な観点からの決壊軽減対策として、樹林帯の繁茂密度、樹径、位置、幅等について効率的な諸元が存在し、堤内地盤が堤外地盤に比較して相対的に高いほど効果的であることから⁹⁾、氾濫原の条件等に応じて耐越水機能をさらに向上させる必要性が生じた場合には、地域の土地利用等の特性を考慮して、決壊軽減効果を有する樹林帯や地盤嵩上げ等を付加することによって、より効率的な対策効果を得ることができる。

5. モニタリング

(1) モニタリングの必要性

モニタリングは、堤防の越水対策の効果を検証し、より合理的な設計・施工・管理を目指すことを目的として行うものである。モニタリング項目は、堤防本体だけでなく周辺の河道部も対象とし、洪水時だけでなく平常時や洪水直後も対象とした時空間的に広い範囲に及ぶことになるが、モニタリングの進行に伴って支配的な要素を絞り込んだ上で、調査項目、調査方法（時空間的密度、測定機器など）について臨機応変に考えて進めていくことが重要である。得られたデータは、電子化、データベース化することとし、それらの情報は定期的に分析を行った上で各技術基準等に反映させることによって、効率的に堤防の耐越水機能を向上させる。

(2) モニタリング内容

モニタリングは、目視点検によるものと各種計測機器によるものとに分けられる。耐越水機能については耐浸透機能と同様に堤体の締固め度や飽和度に左右されるため、通常の河川堤防のモニタリング方法に準じる。目視によるモニタリング実施項目を表-5.1に示す。

計測機器によるモニタリングは、目視点検によるモニタリングを補完し、目視では確認できない堤防の安定性に影響を及ぼす現象をより詳細に把握するために行うものであり、機器の設置に際しては、設置条件や耐用年数、メンテナンスについても十分に配慮する必要がある。計測機器によるモニタリング実施項目は、堤体内水位、地下水位、河川水位、氾濫原水位を基本とし、その他効果が適切に評価できるように計測項目を設定する。また、事前に堤体・基礎地盤の土質構成や強度、根毛量等を十分に把握し、その結果と堤防規模に応じて計測機器を適切に配置する。

(3) モニタリング結果の蓄積及び分析

モニタリング結果は、適切に電子化し、データベース化を図り蓄積する。データベースは、既存の堤防に係わる情報を含め、地理情報システム（GIS）を用いて構築することが有効である。また、モニタリング箇所における堤防詳細点検結果等を用いて、その結果との整合性や入力パラメータ等について分析する。以上の分析は、継続して実施していくことが重要であり、必要に応じ専門家の助言や指導を得て、モニタリング分析結果を評価する。また、モニタリングで得られた結果は、堤防の管理技術の高度化に寄与させる。

表-5.1 モニタリング項目

	平常時	洪水中	洪水直後
河道内	<ul style="list-style-type: none"> ・樹木繁茂状況 ・土砂等の堆積状況 		<ul style="list-style-type: none"> ・樹木繁茂状況の変化 ・土砂等の堆積状況の変化
堤防表のり面	<ul style="list-style-type: none"> ・のり面亀裂 ・張芝の状況、車両の轍等 ・護岸等構造物の変状 ・坂路や階段取付け部の洗掘 ・モグラなど小動物の穴 ・表面の植生、締固度等 	<ul style="list-style-type: none"> ・のり面の侵食・亀裂など 	<ul style="list-style-type: none"> ・のり面の侵食・亀裂 ・護岸および護岸基礎の変状 ・護岸と堤防境界における侵食等の変状
天端	<ul style="list-style-type: none"> ・亀裂 ・天端の不陸 ・舗装端部の状況 	<ul style="list-style-type: none"> ・亀裂 ・水溜まり ・舗装端部の変形 	<ul style="list-style-type: none"> ・亀裂 ・水溜まり ・舗装端部の変形 ・最大越流水深（痕跡）
裏のり	<ul style="list-style-type: none"> ・のり面亀裂 ・張芝の状況、車両の轍等 ・小段の逆勾配箇所、局所的低い箇所 ・モグラなど小動物の穴 ・表面の植生、締固度等 	<ul style="list-style-type: none"> ●越水直前 ・のり面泥濁度の場所的バラツキ ・小段の水たまり ・漏水の有無と箇所 ●越水中 ・破堤幅拡大状況 ・のり面での越流状況 ・流況の場所的バラツキ 	<ul style="list-style-type: none"> ・のり面の変状 ・落ち堀の形状
裏のり尻	<ul style="list-style-type: none"> ・表層付近の湿潤状態 ・局所的に低い箇所有無 ・堤脚保護工の変形 	<ul style="list-style-type: none"> ●越水直前 ・のり尻付近漏水、噴砂 ・のり尻の泥濁化 ・堤脚保護工の変形 ・のり尻の変形 ●越水中 ・のり尻付近の流況の時空間変化（主流部や跳水の流速や位置等） 	<ul style="list-style-type: none"> ・のり尻の変状 ・堤脚保護工の変形 ・落ち堀の形状
堤内地	<ul style="list-style-type: none"> ・表層付近の湿潤状態 	<ul style="list-style-type: none"> ●越水直前 ・噴砂 ・地盤の隆起・陥没 ●越水中 ・破堤した流況の時空間的变化 ・堤内地水深（裏のり尻付近）の時間変化 	<ul style="list-style-type: none"> ・噴砂 ・地盤の隆起・陥没

参考文献

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造設計の手引き, 2002.
- 2) 山本晃一：沖積河川学, 山海堂, 1994.
- 3) 国土技術政策総合研究所河川研究室：堤防高等形状測量業務報告書, 2005.12.
- 4) 坂野章：橋梁への流木集積と水位せきあげに関する水理的考察, 国土技術政策総合研究所資料第 78 号, 2003.3.
- 5) 宇多高明、藤田光一：高規格堤防上の越流水の挙動—高規格堤防の水理設計のために(2)—, 土木研究所資料第 3220 号, 1993.11.
- 6) Smetana : Congress de Navigation Interieure, 1935.
- 7) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル, 2009.4.
- 8) 国土交通省河川局治水課：鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案）, 2009.4.
- 9) 坂野章：樹林帯による破堤後の減災効果に関する検討, 国土技術政策総合研究所河川研究室内部資料, 2006.3.

短繊維混合補強土によるのり面保護工の
試験施工マニュアル（案）

平成24年3月

目 次

まえがき

1. 総説	1
1.1 本マニュアル（案）の目的	1
1.2 短繊維混合補強土の特徴	1
1.3 使用材料	2
1.4 検討手順	5
2. 事前調査	6
3. 設計	7
3.1 設計の考え方	7
3.2 材料の強度	12
3.3 構造の選定	14
3.4 施工法の選定	18
4. 室内配合試験	25
4.1 基本的な考え方	25
4.2 配合試験方法	27
4.3 配合計算例	28
5. 施工	32
5.1 基本的な考え方	32
5.2 施工手順	33
5.3 事前試験	34
5.4 施工計画の立案	35
5.5 準備工	37
5.6 混合	39
5.7 搬送	41
5.8 のり面保護の施工	42
5.9 施工管理	44
6. モニタリング	48
6.1 基本的な考え方	48
6.2 点検のポイント	49
6.3 詳細調査、補修	50
6.4 点検、詳細調査及び補修結果の蓄積と分析	50

6.5 対策効果の確認	50
参考文献	51
謝辞	52

まえがき

短繊維混合補強土は、建設省（当時）の総合技術開発プロジェクト「建設副産物の発生抑制再生利用技術の開発（平成4年度～平成8年度）」の成果の一つとして、建設省土木研究所土質研究室（当時）と財団法人土木研究センター、民間企業36社との共同研究において開発した技術である。その後、短繊維混合補強土の研究は、混合補強土に関する技術検討委員会において実施され、平成14年度からは、独立行政法人土木研究所と民間企業数社からなるハイグレードソイル研究コンソーシアムによって継続されている。

本マニュアル（案）は、独立行政法人土木研究所の重点プロジェクト研究「治水安全度向上のための河川堤防の質的強化技術の開発（平成18年度～平成22年度）」における個別課題「河川堤防の耐侵食機能向上技術の開発（平成18年度～平成22年度）」の研究成果と、同期間のハイグレードソイル研究コンソーシアムの成果のうち越流時の川裏のり面の侵食を抑制するための短繊維混合補強土によるのり面保護工に関する部分をマニュアル（案）として整理したものである。

河川堤防の越流による不安定化や変形のメカニズム等については完全には解明されておらず、越流に対する耐侵食構造の設計・施工が実務において定量的に行える段階には至っていない。短繊維混合補強土による法面保護工についても、未解明の部分が多く、開発途上の段階である。また、限られた実験結果に基づくものであるため、本マニュアル（案）は試験施工を対象とした。今後、試験施工を積み重ねながら、最新の研究成果を踏まえ、本施工に向けて本マニュアル（案）を適宜見直し、内容の充実を図っていく必要がある。

本マニュアル（案）における対象用途は、降雨による侵食を防止する用途と流水による侵食を抑制する用途の2つとし、河川堤防・道路盛土等ののり面保護工として用いる際の試験施工に係わる調査、設計、施工、モニタリングに適用することを想定している。なお、降雨による侵食を防止する用途としては河川堤防・道路盛土等ののり面を、流水による侵食を防止する用途としては河川堤防の川裏のり面をそれぞれ対象としている。

1. 総説

1.1 本マニュアル（案）の目的

短繊維混合補強土を用いたのり面保護は、長期間にわたり想定される降雨や流水などの作用に対して河川堤防・道路盛土等ののり面を保護することを基本的な目的とする。短繊維混合補強土を用いたのり面保護の用途としては、降雨による侵食防止を目的とした河川堤防や道路盛土ののり面の用途、流水による侵食抑制を目的とした河川堤防の川裏のり面の用途の2つの用途が考えられる。

現段階において短繊維混合補強土を用いて流水による侵食抑制を目的としたのり面保護工の性能が確認された施工事例はなく、未だ研究開発の途上である。このため、本マニュアル（案）では試験施工の際に適用することを想定している。今後、試験施工を積み重ねながら、最新の研究成果を踏まえ、本施工に向けて本マニュアル（案）を適宜見直し、内容の充実を図っていく必要がある。

1.2 短繊維混合補強土の特徴

のり面保護に用いる短繊維混合補強土には以下の3つの特徴がある。

- ①流水に対する耐侵食性が大きい
- ②残留強度が大きい
- ③建設発生土の有効利用を可能とする

短繊維混合補強土は土質材料と繊維材料を混合し作成するものであり、土質材料と短繊維がランダムに混合されることで「みかけの粘着力やじん性」を発現するため、ねばり強い地盤材料となる。また、セメント系固化材などを使用して繊維材料との混合時に安定処理を実施することも可能である。なお、短繊維混合補強土の基本的な性質については『短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル』改訂版（暫定）（H21.3、HGSコンソーシアム短繊維混合補強土部会、発行元：（財）土木研究センター）に示されている。

1.3 使用材料

短繊維混合補強土の使用材料として、土質材料、繊維材料について以下に示す。

(1) 土質材料

短繊維混合補強土は、表-1.1に示す幅広い建設発生土に適用が可能である。ただし、ミキサーの中に入らない粒径の大きな材料については、適宜、振るい分けにより除去することが必要である。

(2) 繊維材料

日本国内に流通している繊維には多くの種類があるが、短繊維混合補強土で用いる繊維としては、次の点を考慮して、現在は主にポリエステル繊維を使用している。

- ①土と均質に混合できる
- ②土粒子との絡み合いをスムーズにする柔らかさを兼ね備える
- ③十分な引張り強度が得られるとともに長期的な強度劣化も殆どない

なお、使用する繊維材料はポリエステル以外の繊維材料でも上記①～③の条件を満足するものであれば問題はない。しかし、セメント安定処理土などのように強アルカリ性を示す土質材料や特殊土については、繊維材料の耐久性への影響を調査し、適切な繊維を選定しなければならない。

表-1.1 建設発生土の土質区分基準（修正表記）¹⁾

区分 (国土交通省令) ^{※1)}	細区分 ^{※2)、3)、4)}	コーン 指数 q _c ^{※5)} (kN/m ²)	土質材料の工学的分類 ^{※6)、7)}		備考 ^{※6)}	
			大分類	中分類 土質(記号)	含水比(地山) W _n (%)	掘削方法
第1種建設発生土 砂、礫及びこれらに準 ずるもの	第1種	-	礫質土	礫(G) 砂礫(GS)	-	※排水に考慮 するが、降 水、浸出地下 水等により含 水比が増加す ると予想され る場合は、1 ランク下の区 分とする。 ※水中掘削等 による場合 は、2ランク 下の区分とす る。
	第1種改良土 ^{※8)}		砂質土	砂(S) 礫質砂(SG)	-	
第2種建設発生土 砂質土、礫質土及びこ れらに準ずるもの	第2 a種	800以上	人工材料	改良土(I)	-	
	第2 b種		礫質土	細粒分まじり礫(GF)	-	
	第2種改良土		砂質土	細粒分まじり砂(SF)	-	
第3種建設発生土 通常の施工性が確保さ れる粘性土及びこれに 準ずるもの	第3 a種	400以上	人工材料	改良土(I)	-	
	第3 b種		砂質土	細粒分まじり砂(SF)	-	
	第3種改良土		粘性土	シルト(M)、粘土(C)	40%程度以下	
第4種建設発生土 粘性土及びこれに準ず るもの(第3種発生土 を除く)	第4 a種	200以上	火山灰質粘性土	火山灰質粘性土(V)	-	
	第4 b種		有機質土	有機質土(O)	40~80%程度	
	第4種改良土		砂質土	細粒分まじり砂(SF)	-	
			人工材料	改良土(I)	-	
泥土 ^{※1)、※9)}	泥土 a	200未満	火山灰質粘性土	火山灰質粘性土(V)	-	
	泥土 b		粘性土	シルト(M)、粘土(C)	80%程度以上	
			有機質土	有機質土(O)	80%程度以上	
			高有機質土	高有機質土(P t)	-	
	泥土 c		砂質土	細粒分まじり砂(SF)	-	

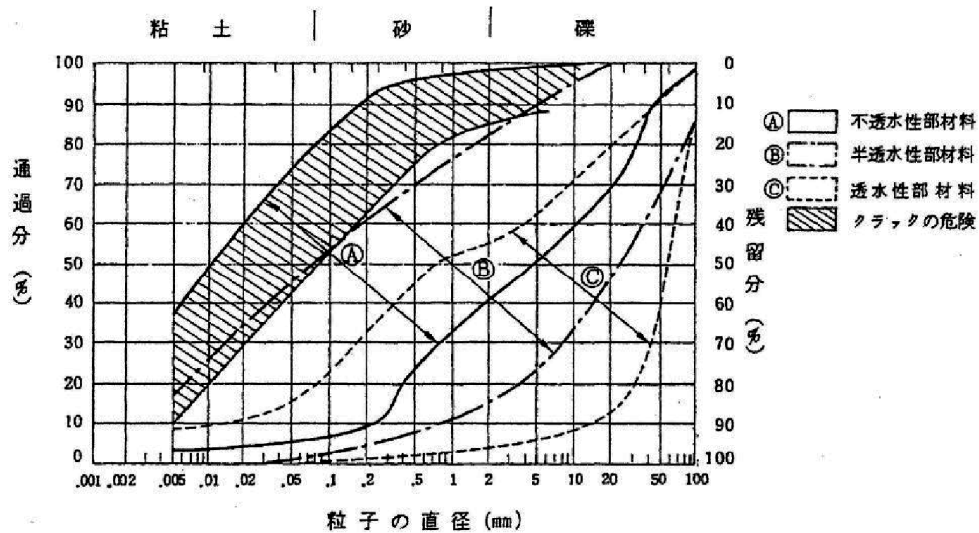
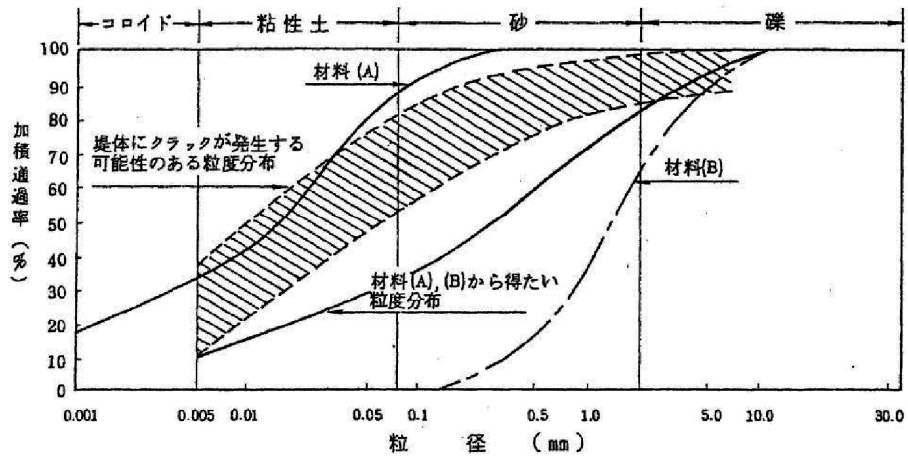
- ※1) 国土交通省令（建設業に属する事業を行う者の再生資源の利用に関する判断の基準となるべき事項を定める省令平成13年3月29日国交令59、建設業に属する事業を行う者の指定副産物に係る再生資源の利用の促進に関する判断の基準となるべき事項を定める省令平成13年3月29日国交令60）においては区分として第1種～第4種建設発生土が規定されている。
- ※2) この土質区分基準は工学的判断に基づく基準であり、発生土が産業廃棄物であるか否かを定めるものではない。
- ※3) 表中の第1種～第4種改良土は、土（泥土を含む）にセメントや石灰を混合し化学的安定処理したものである。例えば第3種改良土は、第4種建設発生土または泥土を安定処理し、コーン指数400kN/m²以上の性状に改良したものである。
- ※4) 含水比低下、粒度調整などの物理的な処理や高分子系や無機材料による水分の土中への固定を主目的とした改良材による土質改良を行った場合には、改良土に分類されないため、処理後の性状に応じて改良土以外の細区分に分類する。
- ※5) 所定の方法でモールドに締め固めた試料に対し、コーンペネトロメーターで測定したコーン指数（締め固めた土のコーン指数試験方法（JIS A 1228））
- ※6) 計画段階（掘削前）において発生土の区分を行う必要があり、コーン指数を求めるために必要な試料を得られない場合には、土質材料の工学的分類体系（（社）地盤工学会）と備考欄の含水比（地山）、掘削方法から概略の区分を選定し、掘削後所定の方法でコーン指数を測定して区分を決定する。
- ※7) 土質材料の工学的分類体系における最大粒径は75mmと定められているが、それ以上の粒径を含むものについても本基準を参照して区分し、適切に利用する。
- ※8) 砂及び礫と同等の品質が確保できているもの。
- ※9) ・港湾、河川のしゅんせつに伴って生ずる土砂その他これに類するものは廃棄物処理法の対象となる廃棄物ではない。（廃棄物の処理及び清掃に関する法律の施行について昭和46年10月16日環整43厚生省通知）
・地山の掘削により生じる掘削物は土砂であり、土砂は廃棄物処理法の対象外である（建設工事等から生ずる廃棄物の適正処理について平成13年6月1日環産276環産省通知）
・建設汚泥に該当するものについては、廃棄物処理法に定められた手続きにより利用が可能となり、その場合「建設汚泥処理土利用技術基準」（国官技第50号、国官総第137号、国営計第41号、平成18年6月12日）を適用するものとする。

コラム：河川堤防の土質

短繊維混合補強土は、表-1.1 に示すとおり、幅広い土質材料への適用が可能である。

一方、短繊維混合補強土を河川堤防に用いる場合には、河川堤防に用いられる土質材料を使用することになると考えられる。

河川堤防に用いられる土質材料としては、一般に、「河川土工マニュアル」(H21.4) に示される以下の図表の土質が適しているとされている。



参考図(上)－堤体材料の適正範囲例 (アメリカ開拓局 1974)、参考図(下)－粒度調整例
 出典：(上)(下)ともに「河川土工マニュアル」(H21.4) ²⁾

1.4 検討手順

図-1.1に短繊維混合補強土をのり面保護工として用いる場合の手順を示す。事前調査、設計、配合試験、施工、現場品質試験、モニタリングの順となるため、本マニュアル（案）では、この順番に章を設けた。

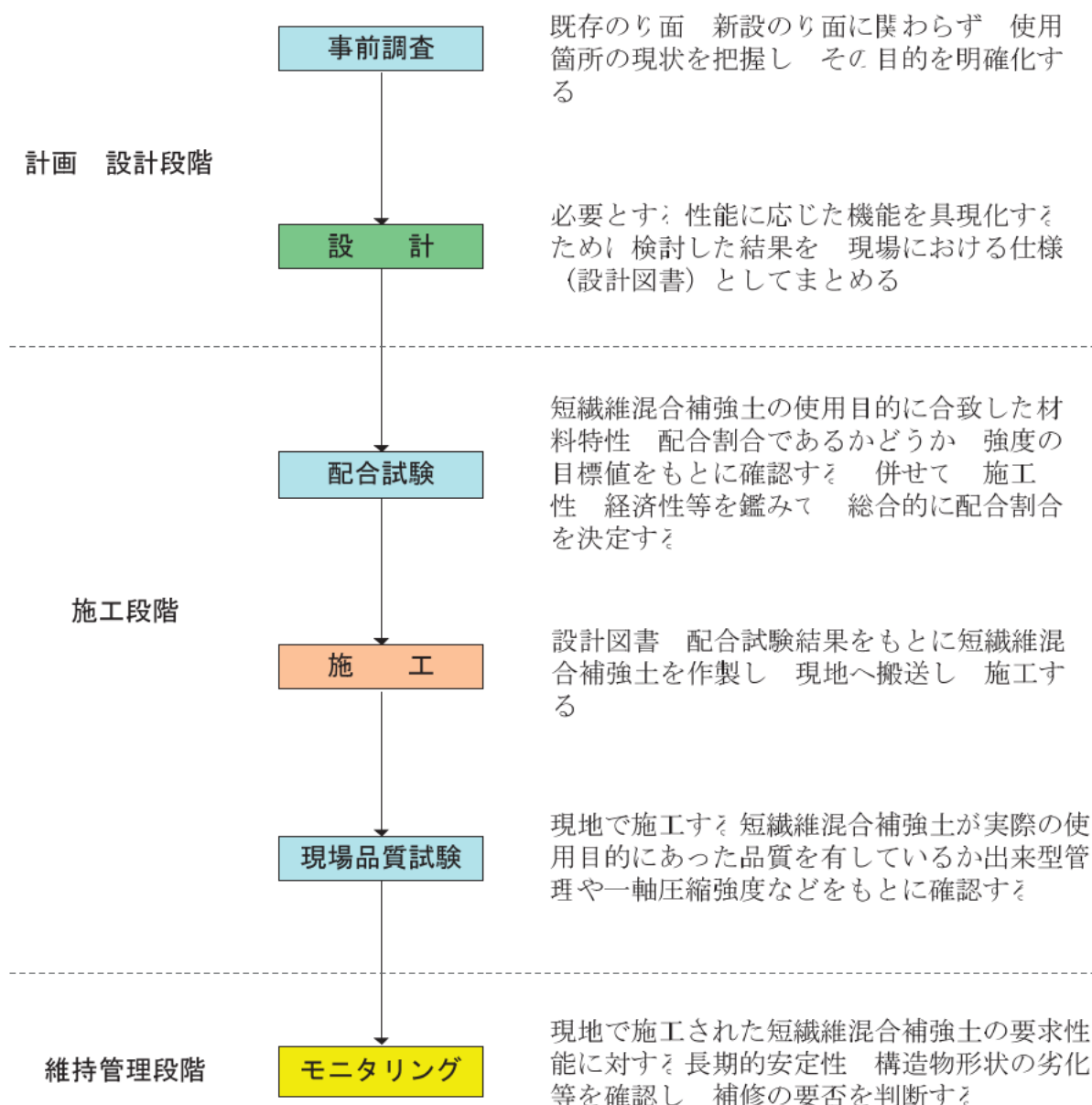


図-1.1 のり面保護工を実施する際の時系列的な流れ

2. 事前調査

短繊維混合補強土の土質材料には、購入土や発生土を利用することから、事前に土質試験を行い、物理・力学特性を把握する必要がある。

表-2.1 に一般的に必要な試験項目を示す。これらの結果から、その土質材料が短繊維混合補強土に用いる土質材料として適切であるかを確認する。「土の pH 試験」は土質材料の酸性・アルカリ性の程度を把握するもので、「土の強熱減量試験」は土質材料に含まれている有機物含有量を把握するものであり、短繊維混合補強土にセメントを混合する時に実施するものである。

表-2.1 土質材料の一般的な試験項目

No	試験項目	規格	備考
1	土粒子の密度試験	JGS 0111	
2	土の含水比試験	JGS 0121	
3	土の粒度試験	JGS 0131	
4	土の液性限界試験	JGS 0141	砂質土は不要
5	土の塑性限界試験	JGS 0141	砂質土は不要
6	土のpH試験	JGS 211	セメント使用時の場合のみ
7	土の強熱減量試験	JGS 221	セメント使用時の場合のみ

3. 設計

短繊維混合補強土によるのり面保護工の試験施工を行う際の設計として、用途に応じた設計、材料の強度、構造等の考え方を明示するとともに、材料の設定、施工法の選定方法について示す。用途は以下の2つが考えられる。

用途1：河川堤防の川裏のり面や、堤防護岸を除いた川表のり面、道路盛土ののり面における降雨の作用に対する侵食の防止

用途2：河川堤防の川裏のり面保護工としての流水の作用に対する侵食の抑制

3.1 設計の考え方

用途2の短繊維混合補強土によるのり面保護工の試験施工を行う際の設計では、河川堤防の天端から川裏のり面、のり尻工までを対象とした構造の選定が求められる。一方、用途1については道路盛土・河川堤防ののり面全体を対象とした本施工であり、幅広い箇所への適用が考えられる。設計にあたっては、用途に応じて求められる性能を満足する構造を設定する。

(1) 用途1の設計の考え方

用途1の設計にあたっては、のり面として、降雨の作用に対して侵食を防止する性能を満足する強度、構造、施工法を設定する。

のり面は施工後に、降雨に対してガリー侵食（掘れ溝）が生じず、かつ植生に対する適応性を有することが求められる。このため、のり面保護の施工後、植物が活着、生育するまでの間は耐侵食性を有することと、植物の繁茂に適する植生基盤としての条件を満たす必要がある。

既往の検討結果³⁾⁴⁾等を踏まえると、本資料の3.3～3.4節に従って設計し、4章以降に基づいて施工、品質管理、維持管理を行えば、降雨強度10mm/hr程度の降雨の作用に対してのり面の侵食を防止できる性能を満足しているものとみなしてよいものとする。

(2) 用途2の設計の考え方

用途2の設計にあたっては、川裏のり面保護工として、流水の作用に対して、一定時間侵食を抑制する性能を満足する強度、構造、施工法を設定し、水理実験等で検証することを基本とする。

また、川裏のり面保護工として、侵食を抑制する性能とともに、長期的安定性や河川環境への配慮として植生への適用性の確保も必要である。

ただし、土木研究所資料「河川堤防の耐侵食機能向上技術の研究」における大型水理模型実験の結果等を踏まえると、本資料の3.3～3.4節に従って設計し、4章以降に基づいて施工、品質管理、維持管理を行えば、30cmの越流水深が3時間⁵⁾継続する流水の作用に対してのり面の侵食を抑制する性能を満足しているものとみなしてよいものとする。

なお、用途2については、未解明の部分が多く、開発途上の段階であり、実施も試験施工として位置付けられる。このため、試験施工において、適切にモニタリングを実施し、データを収集するとともに、性能の検証を行っていくことが重要である。

コラム：流速、堤防高との関係

越流水深 30cm において発生する流速は、図-1 より等流流速 5m/s で概ね包絡されると考えられる。

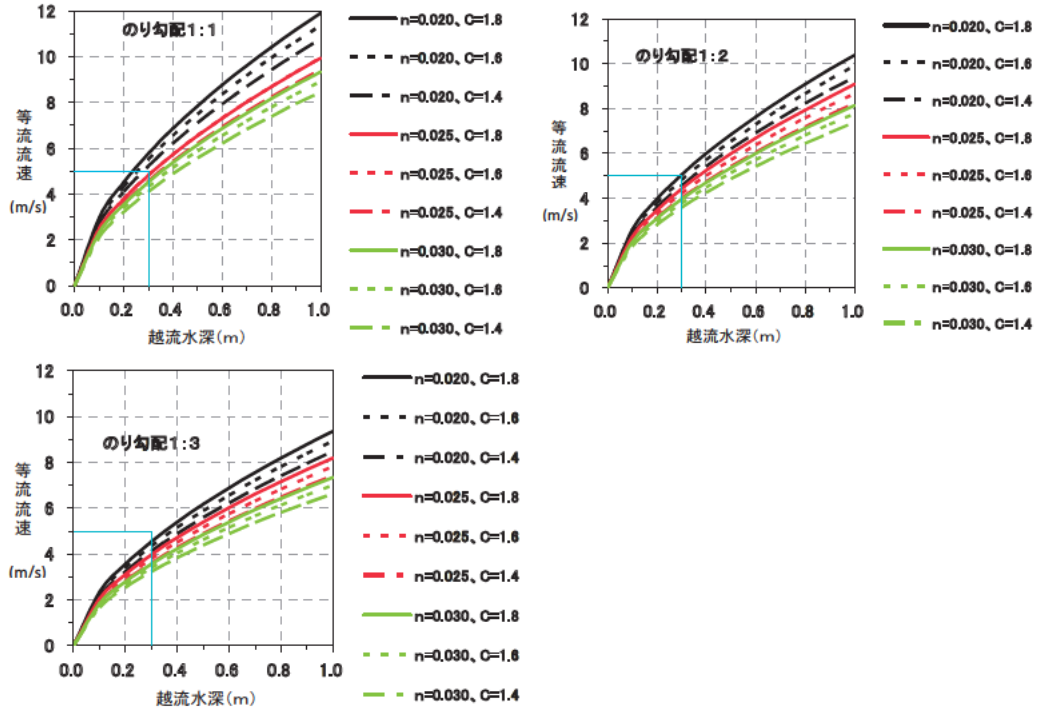


図-1 のり面勾配の違いによる越流水深と等流水深の関係

また、図-2 より、流水に伴うせん断力について、堤防高が約 3m を上回ると、不等流計算結果が等流計算結果と同等となる。このため、水深 30cm から得られる等流状態の流速 5m/s は、堤防高が概ね 3m 以上の堤防を包絡すると考えられる。

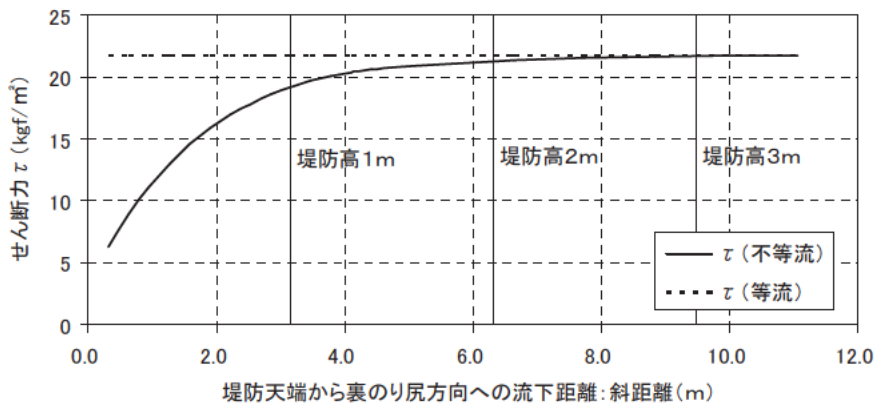


図-2 水深30cm、のり面勾配3割の等流計算結果と不等流計算結果
(粗度係数 $n=0.025$ 、越流係数 $C=1.6$)

コラム：短繊維混合補強土の耐侵食機能について

短繊維混合補強土の耐侵食機能について、図-1 に示す管流水路を使用して流速 5m/s を対象として実施した高速水路実験の一例を以下に示す。供試体の規格は、長さ 3m、幅 0.3m、高さ 0.3m としている。

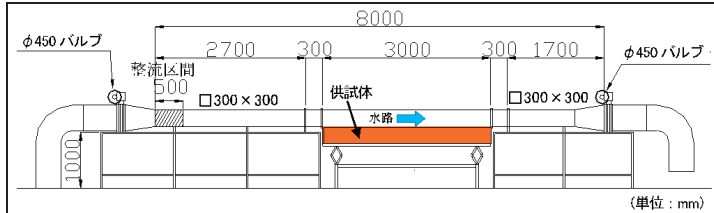


図-1 侵食実験に用いた管流水路



図-2 侵食実験に使用した供試体

表-1 に流速 5m/s に対する短繊維混合補強土の耐侵食機能を示す。No.3 の実験において、土層を縦断方向に 2 層に分割し、ともにセメント配合量は 2% とし、短繊維の有無を比較した。その結果、短繊維混合量 0.2% の土層では流速 5m/s に対する耐侵食機能が確認でき、短繊維を混合しない土層では流速 5m/s に対して耐侵食機能が認められない評価となった。

表-1 流速 5m/s に対する短繊維混合補強土の耐侵食機能

No	細粒分含有率 (%)	短繊維混合量 (%)	セメント配合量 (%)	上流→	流速 5m/s に対する供試体の侵食量 (cm)	→下流	流速 5m/s に対する耐侵食性の評価
1	10	0.2	2				○
2	10	0.2	2				○
3	10	0.0	2				×
		0.2	2				○
4	10	0.0	5				○
5	30	0.2	2				○
		0.0	5				○

コラム：短繊維混合補強土の植生に対する適応性について

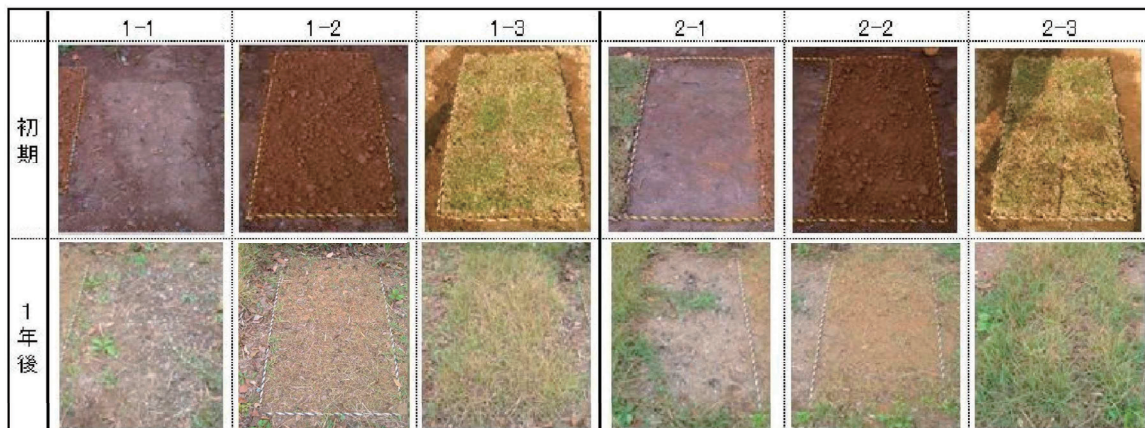
短繊維混合補強土の植生に対する適応性についての検討結果を一例として以下に示す。
 細粒分含有率 10%の短繊維混合補強土を下表の条件で 1 年間に放置し、植生の状況を観察したものである。初期状態の土壤硬度指数はケース 1-1～1-3 の平均で 31.9mm、ケース 2-1～2-3 の平均で 30.9mm であり、セメントの有無に関係なくほぼ同じ固さであった。なおケース 1-3、2-3 の張芝は野芝を使用しており、種子散布は、1m²の面積に 50g の種子を均等に蒔き、風による飛散を防ぐ程度の覆土を施したものである。
 写真より、短繊維混合補強土は裸地の状態でも 1 年後に多少の植生が見られることが確認できる。

表-1 植生曝露実験における実験条件

ケース	短繊維 混合比*	セメント 混合比*	植生条件
1-1	0.2%	2%	裸地
1-2			種子散布
1-3			張芝
2-1		0%	裸地
2-2			種子散布
2-3			張芝

※混合比は、土に対する重量比
 ・締固め度は、いずれのケースも 90%

表-2 植生の生育・繁殖状況



3.2 材料の強度

のり面保護工として求められる短繊維混合補強土の強度を確保するために、繊維材料の規格、配合量、土質材料、必要に応じてセメント系固化材や助材の配合量等を決定する必要がある。土質材料に混合する繊維材料やセメント系固化材の配合量を決定するためには、4章 室内配合試験に示す実施工段階での配合試験の実施が必須であるとともに、設計段階においても想定される土質材料を用いた配合試験を実施することが望ましい。ただし、便宜的に、設計段階では、用途1の性能では短繊維配合量0.1%（土の乾燥重量比）、用途2の性能では短繊維配合量0.2%を標準として材料を仮設定することも考えられる。

(1) 用途1

短繊維混合量が0.1%（土に対する乾燥重量比）以上であることが確認できれば、必要な材料強度を有しているとみなしてよい。これは、既往の実績において、短繊維を土質材料に0.1%混合した場合に、短繊維が擬似的に植生の根毛の機能を果たし、施工直後の裸地の段階で生じやすいガリー侵食を防止する効果があることが明らかになっているためである。

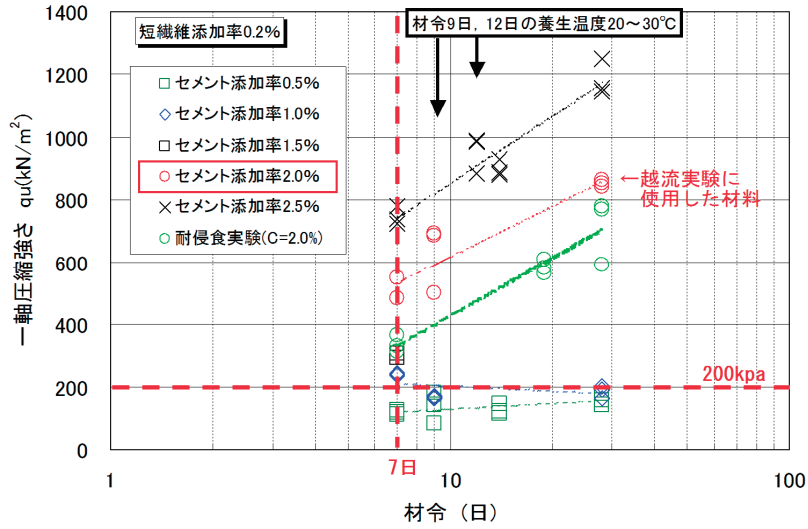
一方、のり面の土壌硬度については、直接現地を計測することにより、硬度が所定の範囲内⁶⁾にあるかどうかを確認する必要がある。

(2) 用途2

短繊維混合補強土の締固め度90%以上、一軸圧縮7日強度200kN/m²以上を確認できれば、必要な材料強度を有しているとみなしてよい。これは、土木研究所の既往の実験結果から、締固め度90%、一軸圧縮7日強度200kN/m²が確保されており、所定の形状を満足していれば、この性能を満足しているものと考えられるためである。

コラム：短繊維混合補強土の配合事例

土木研究所が平成 20 年度に実施した越流実験では、茨城県内で採取した山砂（S-F：細粒分まじり砂、細粒分含有率 10%）を使用して、土に対する乾燥重量比 0.2%の短繊維、2%のセメントを混合して短繊維混合補強土を作製した。この際の一軸圧縮試験結果を以下に示す。



3.3 構造の選定

短繊維混合補強土を用いたのり面保護を実施する際の構造の考え方を以下に示す。ただし、現地状況によっては、下記の構造を満足することが難しい場合がある。その場合は、堤防・堤内地・堤外地の状況、今後の整備予定などを総合的に勘案し、下記の構造を基本にしつつも性能を満足するために柔軟に対応する必要がある。

(1) 用途1

保護する範囲は道路盛土・河川堤防ののり面全体とし、施工法に応じて厚さは10～30cm程度とする。また、のり肩部にガリー侵食が発生するとそれがのり面まで広がるため、のり肩保護工を設置することが必要である。のり肩保護工の設置が困難な場合は、短繊維混合補強土をのり肩保護工として設置することも可能である。小段が設置されている場合は、小段表面にものり面から連続する形で短繊維混合補強土を設置することが望ましい。なお、道路盛土において小段排水工が設置されている場合については、特に施工時に短繊維混合補強土と小段排水工との境界部の処理を念入りに行う必要がある。

(2) 用途2

保護する範囲は河川堤防の裏のり面全体とし、厚さは耐侵食性能と乾湿繰り返し等への耐久性を踏まえて30cm程度とする。のり面勾配は基本的に2割より緩い勾配とする。構造の境界は弱部となる恐れがあるため、短繊維混合補強土はのり面から天端までを連続的に保護することが望ましい(図-3.1)。この上に舗装とのり肩保護工を設置し、天端保護工とする。既に設置されている天端保護工を活用する場合には、のり肩保護工により天端保護工と短繊維混合補強土との間を隙間なく滑らかに接続(図-3.2)する必要がある。

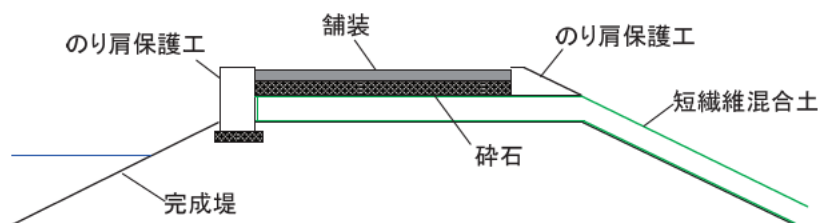


図-3.1 天端構造例

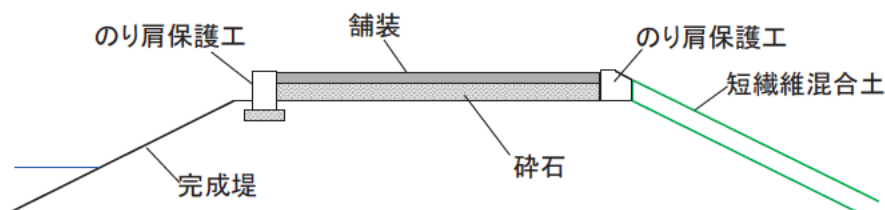


図-3.2 既存の天端舗装を活かした天端構造例

用途2の場合、流水によるせん断力が最も卓越する川裏のり尻部には、のり尻工を設置する必要がある。川裏のり尻工の底面は、洗掘によってのり尻工の下から堤体土が吸い出されないように、のり尻工の直前面において想定される最大洗掘深より深い位置とする必要がある。土木研究所の模型実験結果によると、堤内地盤が水平な場合には、のり尻工の高さは50cm以上確保することが望ましいと考えられる。また、のり尻工の幅は、土木研究所の既往実験結果より、1.5m程度は確保することが望ましいと考えられる。ただし、用地の制約など堤内地側の現場状況によってその確保が難しい場合は、のり尻工の高さを増やすことや、短繊維混合補強土以外の別工法の採用を検討する必要がある。

以上を踏まえ、図-3.3に用途2の性能を満足する基本的な横断形状例を示す。セメント系固化材を混合した短繊維混合補強土の透水性は低いため、堤体内の水位を下げ浸透に対する安全性を確保するためドレーン工を設置することを基本とする。また、短繊維混合補強土の硬度やアルカリ度が高く植生に適さない場合には、短繊維混合補強土の上に土羽土を用いて植生を施すことも考えられる。

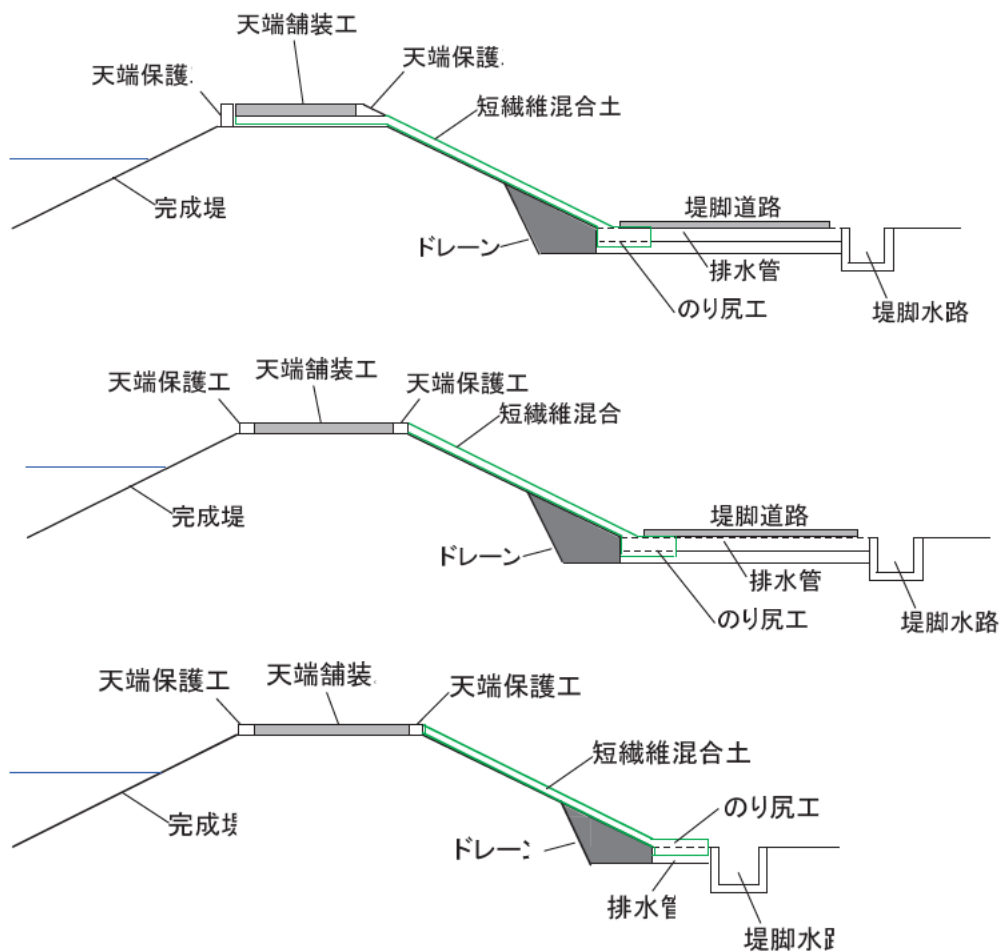


図-3.3 用途2の性能を満足する基本的な横断形状例

コラム：土木研究所の既往実験（1）

土木研究所が平成19年度に行った水理実験における短繊維混合補強土の付設範囲を下図に示す。川裏のり尻工を設けなかったため、のり尻部から洗掘が進行し、越流水深30cm、通水時間130分程度が堤体高さを確保できる限界であった。

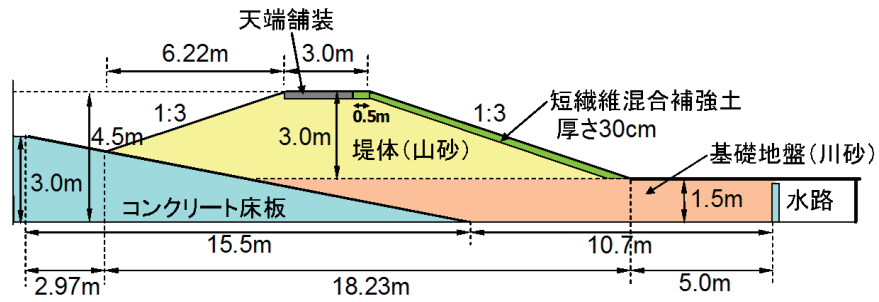


図-1 実験模型断面



写真-1 越水前



写真-2 越水30分後



写真-3 越水60分後



写真-4 越水90分後



写真-5 越水120分後



写真-6 越水130分後



写真-7 越水133分後



写真-8 保護工下の空洞



写真-9 施工状況(吹付)

コラム：土木研究所の既往実験（2）

土木研究所が平成20年度に行った水理実験における短繊維混合補強土の付設範囲を下図に示す。厚さ50cm、幅1.5mののり尻工を設けたことにより、越流水深30cm、越流時間3時間に対しても、堤体高さを保持することができた。

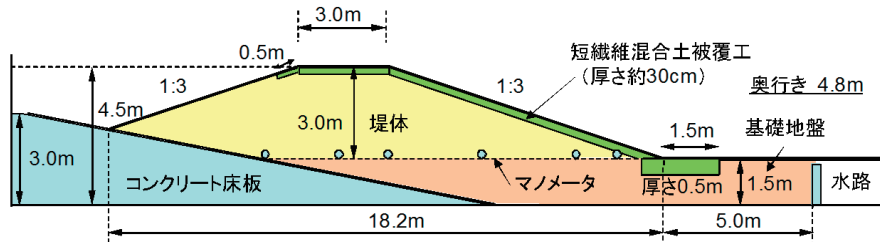


図-1 実験模型断面



写真-1 越水前



写真-2 越水30分後



写真-3 越水60分後



写真-4 越水90分後



写真-5 越水120分後

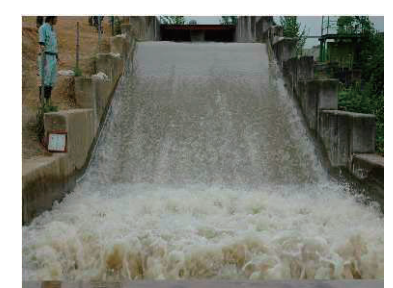


写真-6 越水150分後



写真-7 越水180分後

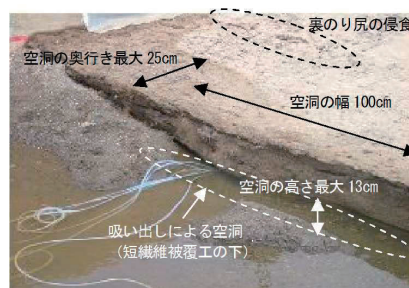


写真-8 のり尻工端部の空洞



写真-9 施工状況(転圧)

3.4 施工法の選定

施工法は、性能、当該地の状況、施工条件、対象土質性状、施工規模（混合土量）、施工速度（混合の作業能力）などを鑑みて、適切な施工法を選定する必要がある。

施工法は、混合方式、混合材料の湿潤状態で大きく分けられるため、表-3.1に示す3工法に整理できる。混合方式は強制攪拌方式と回転式破碎混合方式がある。混合時の土質材料の湿潤状態については、土質材料をスラリー状にして繊維と混合するスラリータイプと、水をスラリー状にせず繊維と混合するドライタイプがある。なお、これまでの施工事例では、強制攪拌ミキサー装置では低含水比の粘性土から砂質土、回転式破碎混合装置では高含水比の粘性土から礫質土や岩塊混入土、スラリー混合方式では泥土から砂質土に実績がある。施工法の詳細については5章を参照されたい。

表-3.1 施工法の分類

工法名 施工条件	工法1 強制攪拌方式 (ドライタイプ)	工法2 強制攪拌方式 (スラリータイプ)	工法3 回転式破碎混合方式
混合方式	強制攪拌方式 (バッチミキサー等)		回転式破碎混合方式 (連続ミキサー)
混合材料の 湿潤状態	ドライ	スラリー	ドライ

(1) 強制攪拌方式（ドライタイプ）（工法1）の概要

強制攪拌方式（ドライタイプ）は、土質材料、繊維材料、必要に応じて特殊粘土鉱物、セメント系固化材を強制攪拌ミキサーで混合し撒き出し・締固めを行う施工法である。短繊維混合補強土を作成する混合機械は、土質材料をストックするホッパー、計量装置、強制攪拌ミキサーから構成される。繊維混合は、土質材料（低含水比の粘性土や砂質土）と同時に強制攪拌ミキサーに投入して行うとともに、適宜、特殊粘土鉱物やセメント系固化材も投入・混合する。強制攪拌方式（ドライタイプ）の施工手順を図-3.4、施工例を写真-3.1に示す。

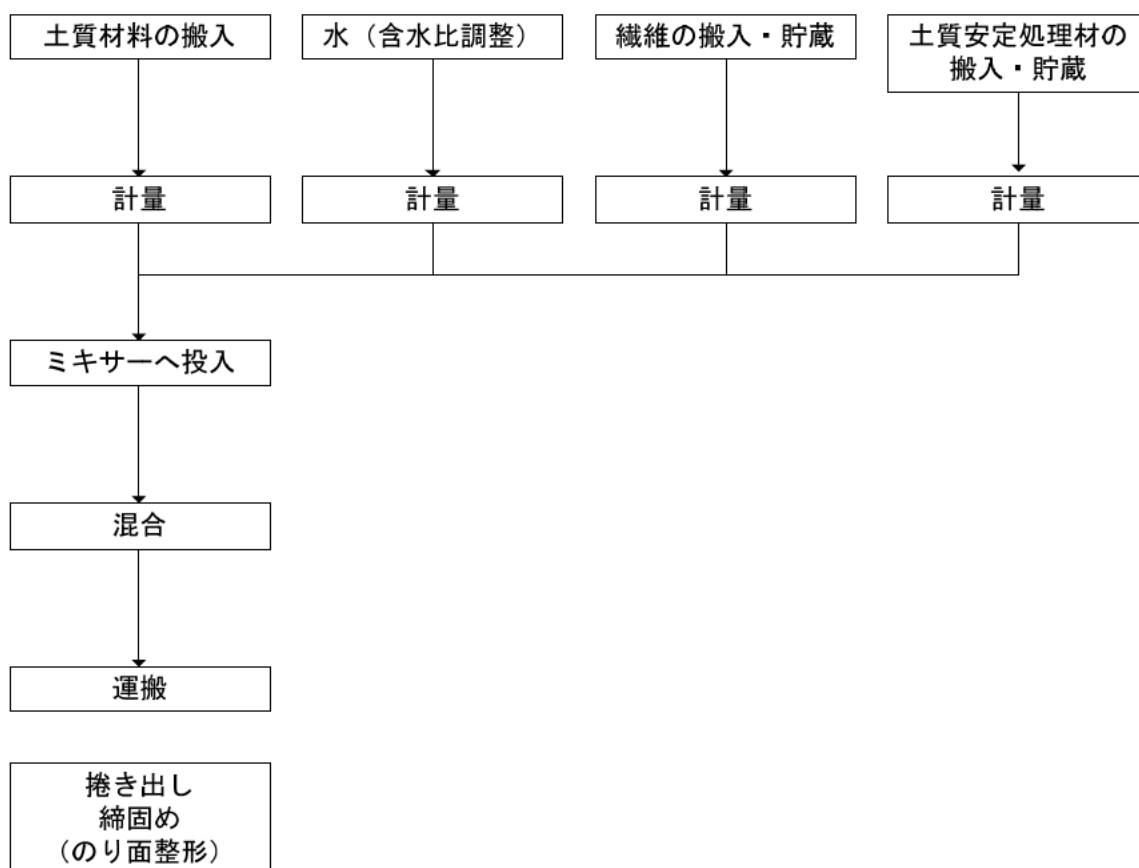


図-3.4 強制攪拌方式（ドライタイプ）（工法1）の施工手順例



写真-3.1 強制攪拌方式（ドライタイプ）（工法1）の施工状況例

(2) 強制攪拌方式（スラリータイプ）（工法2）の概要

強制攪拌方式（スラリータイプ）は、土質材料、繊維材料、必要に応じて特殊粘土鉱物、セメント系固化材に加水し強制攪拌ミキサーでスラリー状に混合する施工法であり、搬送方式、施工方式によって次の3方式が考えられる。なお、これらの方式の適用については、現地状況等を総合的に鑑み、適宜判断するものとする。

強制攪拌方式（スラリータイプ）の施工手順例を図-3.5に、強制攪拌方式（スラリータイプ）の施工手順図を図-3.6に、施工状況例を写真-3.2にそれぞれ示す。

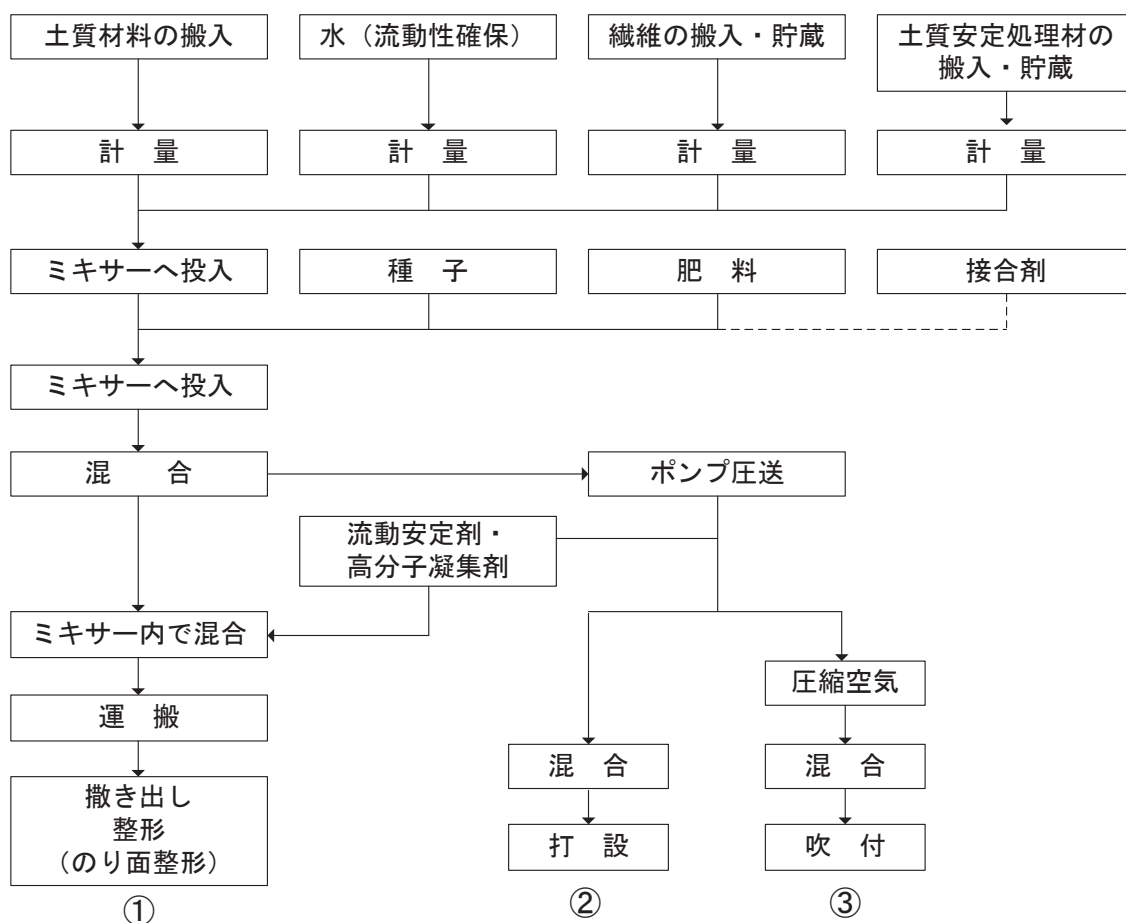


図-3.5 強制攪拌方式（スラリータイプ）（工法2）の施工手順例

- ①スラリー化した材料に強制攪拌ミキサー内で流動安定剤・高分子凝集剤を添加することにより、斜面に直接施工してもダレやズレが無く規定の形状を確保できるように改質して撒き出し・整形を行う方式
- ②スラリー化した材料をポンプで圧送し、打設箇所直前の配管内で流動安定剤・高分子凝集剤を混合することで流動性を調整した後に、そのまま打設する方式
- ③スラリー化した材料をポンプで圧送し、打設箇所直前で流動安定剤・高分子凝集剤を混合することで流動性を調整した後に、空気圧送吹付方式により薄く施工を行う方式

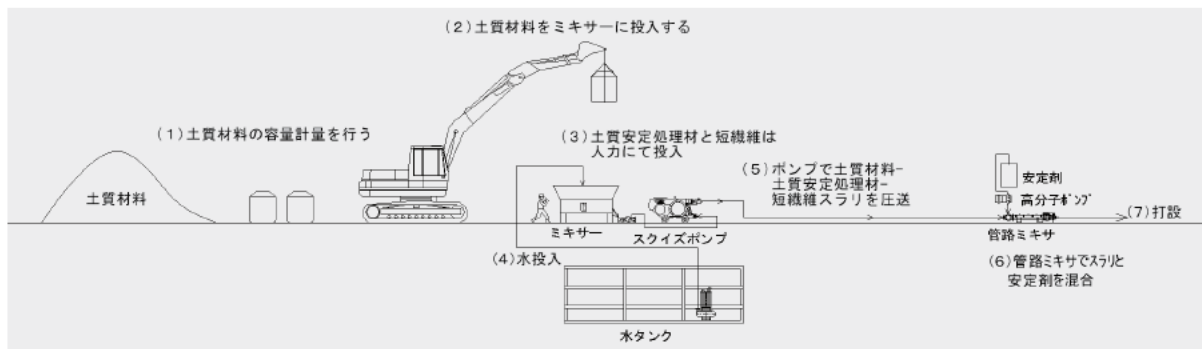


図-3.6 強制攪拌方式（スラリータイプ）（工法2）の施工手順図



写真-3.2 強制攪拌方式（ドライタイプ）（工法1）の施工状況例

(3) 回転式破碎混合方式（工法3）の概要

回転式破碎混合方式は、土質材料、繊維材料、必要に応じてセメント系固化材を同時に破碎・混合する方式である。回転式破碎混合方式で使用する混合機は、土質材料をストックするホッパー、土質材料、繊維材料などの自動計量装置付きのフィーダ、材料を搬送・排出するベルトコンベア、材料を破碎混合する回転式破碎混合装置から構成される。回転式破碎混合方式は、連続式で、高含水比の粘性土（土塊含む）、ロームやシラス、まさ土などの特殊土、礫質土や岩塊混入土などの硬質材料までを適用範囲とする。図-3.7に施工手順例を示す。土質材料、礫などの助材と繊維材料、及び必要に応じてセメント系固化材などを所定の割合で計量し、ベルトコンベアでこれらの材料を搬送して、回転式破碎混合装置で破碎・混合する。また、短繊維の束を土質材料中に均質に分散・混合させるために、使用する土質材料によって最大で3回破碎混合する。製造した短繊維混合土は、施工場所に運搬し、撒き出し、締固めを行う。回転式破碎混合方式を用いた施工手順図を図-3.8に示す。加えて、写真-3.3に回転式破碎混合方式（工法3）の施工例を示す。

※助材：短繊維束を解繊・分散させるために必要な材料。助材として用いる材料は、碎石（購入材）である。岩や礫等が混入する土質材料を使用する場合には、これを利用することにより、助材を必要としない場合もある。

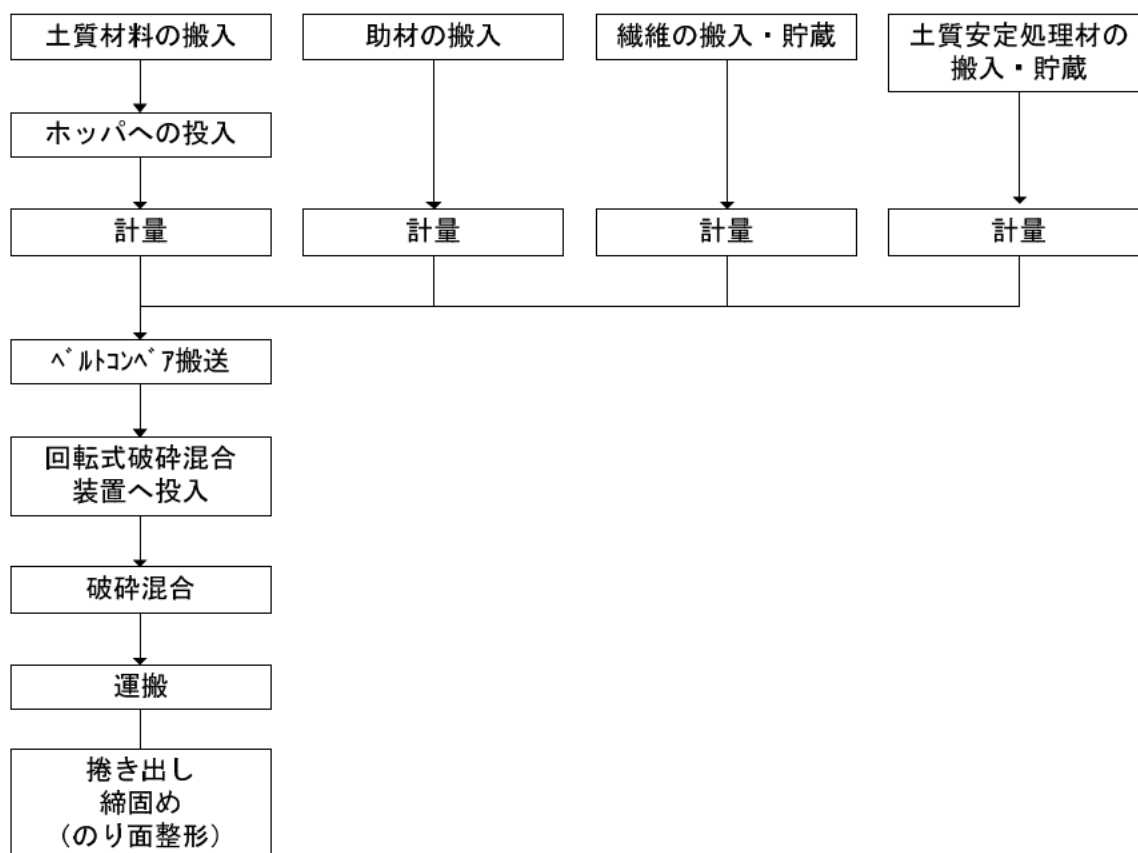


図-3.7 回転式破碎混合方式（工法3）の施工手順例

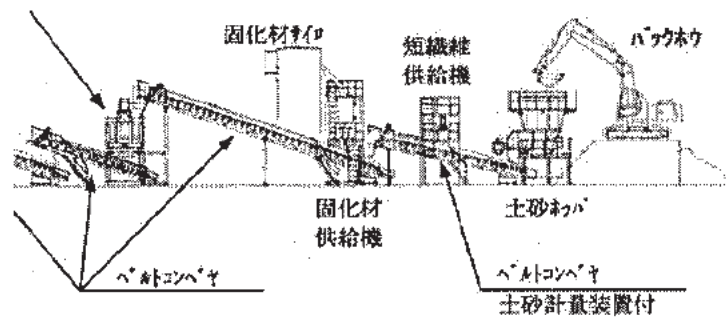


図-3.8 回転式破碎混合方式（工法3）の施工手順図



写真-3.3 回転式破碎混合方式（工法3）の施工例

4. 室内配合試験

4.1 基本的な考え方

室内配合試験は、土質材料に混合する繊維材料や必要に応じてセメント系固化材の混合量を決定するために行う。用途2として短繊維混合補強土をのり面保護工に用いる場合の配合設計のフローを図-4.1に示す。用途1の場合には、標準的には配合試験を実施しなくても性能を満足する配合を設定できる。なお、配合試験の実施後でも、施工で用いる土質材料の土質が大きく変化したときは、再度、配合試験を実施する必要がある。

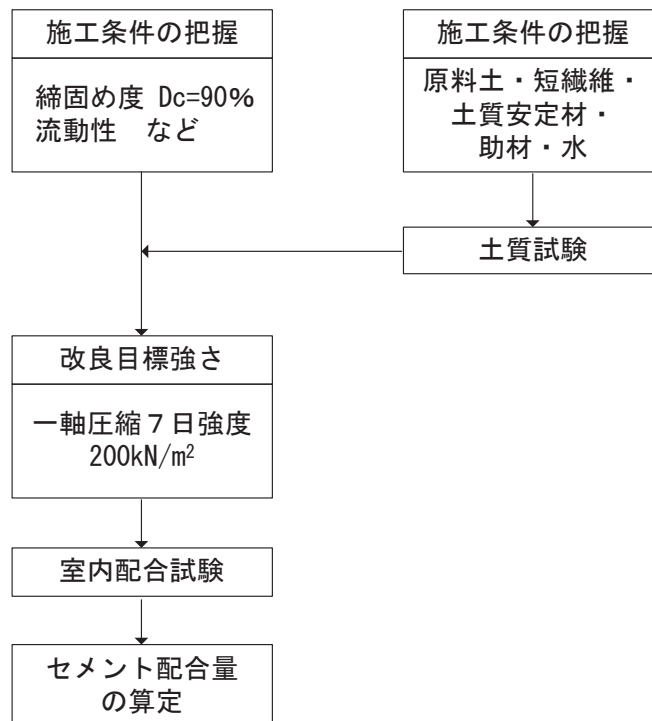


図-4.1 用途2の配合設計フロー図

(1) 使用材料の選定

土質材料の特性及び過去の実績をもとに短繊維の材質や太さ及び長さを選定する。短繊維混合補強土は太さ1～100 dtexの繊維を使用し、土に対して乾燥重量比0.1～0.4%程度を混合する。なお、繊維材料の混合量は、用途1では0.1%、用途2では0.2%とすることが考えられる。混合量による特性変化については『短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル』改訂版（暫定）³⁾を参照するとよい。

用途2で必要となるセメント系固化材は、土質及び施工性に応じて普通ポルトランドセメントや高炉セメントB種を含むセメント系固化材が使用される。

最適な締固めや施工時の流動性確保のために、加水については必要に応じて実施するものとし、その際に使用する水については清浄な水道水や地下水を使用するのが望ましい。

助材としては短繊維の分散性をよくするために、工法に応じて分散剤や礫材・砕石が用いられる。また、強制攪拌方式（ドライタイプ）では分散性の向上と流動化調整剤・高分子凝集剤の性能維持を目的として特殊粘土鉱物を添加する場合もある。強制攪拌方式（スラリータイプ）では、薄い保護工厚での強度を増加するために高分子系接合材を使用することが有効である。

(2) 配合試験の項目

表-4.1に施工法毎の配合試験項目を示す。配合試験は現場で使用する材料を用いて、短繊維混合補強土を作製し、強度特性、施工性、環境性等を把握することで、設計で定めた仕様を満足することを確認するものである。なお、実施する各種試験は、JIS、JGS等の規格に準じた手法により行う。

表-4.1 短繊維混合補強土の配合試験項目一覧

試験項目	試験方法	工法1、工法3		工法2		用途
		ドライタイプ		スラリータイプ		
		打設	吹付	打設	吹付	
締固め試験	JIS A-1210	○	-	-	-	2
一軸圧縮強度	JIS A-1216	○	○	○	○	2
流動性試験	JHS A 313	-	-	○	-	1、2
	JIS R 5201	-	-	-	○	
六価クロム溶出試験	国土交通省通達	○	○	○	○	2

(3) 改良目標強さ

用途2の場合には、締固め度90%以上、一軸圧縮7日強度200kN/m²以上とする。

(4) 割増率

室内配合試験においては、投入するセメント系固化材の添加量については、『セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版）』⁷⁾に掲載されている実施例を踏まえて、適宜、割増率を踏まえて設定する。

4.2 配合試験方法

配合試験方法として、供試体作製方法、締固め試験方法、強度試験方法、流動性試験方法、六価クロム溶出試験方法を示す。

(1) 供試体作製

1) 試料土調整

配合試験に用いる土砂は、異物や礫を取り除くとともに土砂を均質にする。

2) 混練方法

工法毎の混練方法を以下に示す。詳細は5章の施工を参照のこと。

工法1：手練りまたは実機と同等の性能を有する試験機を用いて実施

工法2：手練りまたは実機と同等の性能を有する試験機を用いて実施

工法3：実機と同等の性能を有する試験機を用いて破碎・混合した試料で実施

(2) 締固め試験

施工法において転圧を伴う工法1、工法3においては、盛土に必要な品質を確保するための管理として、締固め度の規定を準用する。このため、施工前の配合試験として、締固め試験をJIS A 1210「突固めによる土の締固め試験」に準拠して行う。これにより、短繊維混合補強土の室内における最大乾燥密度を把握し、試験盛土（5.3事前試験）、現場品質試験（5.9.1品質管理）における締固め度の管理値を設定する。

(3) 流動性試験（スラリー施工、調整土含水比の決定）

工法2の場合のみ実施する。短繊維と固化材を一定で、調整含水比を3または4水準変えて作製し、流動性試験（JHS A 313 コンシステンシー試験方法のシリンダー法 もしくは JIS R 5201 テーブルフロー試験）を行う。調整土含水比と流動性の関係より、目標の流動性が得られるような調整土含水比を求める。

(4) 強度試験（短繊維と固化材量の決定）

用途2の場合のみ実施する。短繊維量1～3水準、セメント系固化材量3～4水準に変えて供試体を作製し、一軸圧縮強度の測定を行う。なお、供試体の型枠としてはφ10cm×高さ20cm以上のものが望ましい。転圧を伴う工法1、工法3では締固め度90%以上の湿潤密度になるように供試体を作製する。スラリー施工については(3)で求めた調整土含水比で短繊維と固化材を添加し、供試体を作製する。

(5) 六価クロム溶出試験

用途2についてのみ実施する。目標の強度が得られる短繊維混合補強土に最も近い配合添加量の供試体について国土交通省通達の「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領（案）」に基づいて溶出試験を行い、土壤環境基準（0.05mg/L）以下であることを確認する。試験の結果、基準を超える場合については、高炉セメントB種のように溶出の少ない

セメント系固化材を使用し、混合量の変更を検討するなど、当初の配合設計を変更する必要がある。

4.3 配合計算例

土質材料に混合する繊維材料や必要に応じてセメント系固化材の混合量を適切に決定するための配合計算は各材料の事前調査結果、施工方式をもとに行う。配合計算に使用する項目を表-4.2に示す。

表-4.2 配合計算に使用する項目

項目		単位
1.土質試験により求める項目		
1) 土粒子の密度	ρ_s	g/cm^3
2) 含水比	w_n	
3) 湿潤土の密度	ρ_t	g/cm^3
4) 土質材料（湿潤土）+助材の密度	ρ_t'	g/cm^3
2.使用材料の特性値		
1) セメント系固化材の密度	ρ_c	g/cm^3
2) 短繊維の密度	ρ_f	g/cm^3
3) 助材の密度	ρ_a	g/cm^3
3.計画により定める項目		
1) 目標密度	ρ	g/cm^3
2) 調整泥土含水比	w_t	
3) (土質材料+助材)の含水比	w_k	
4) セメント系固化材使用割合	C	%
5) 短繊維使用割合*	F	%
6) 助材使用量(礫材)	A	kg

※セメント系固化材使用割合及び短繊維使用割合は乾燥土量に対する割合

(1) 強制攪拌方式（ドライタイプ）（工法1）

強制攪拌方式（ドライタイプ）の配合計算例を以下に示す。

表-4.3に強制攪拌方式（ドライタイプ）の配合表を示す。

表-4.3 強制攪拌方式（ドライタイプ）配合表（1m³当たり）

土質材料の乾燥質量	繊維材料質量	セメント系固化材質量
S (kg)	FS (kg)	CS (kg)

湿潤状態の土質材料の組成

$$1000 \times \rho_t = S + W$$

$$w_n = W / S$$

* S : 1m³当たりの土質材料の乾燥質量(kg)

W : 1m³当たりの湿潤状態の土質材料に含まれる水の質量(kg)

したがって、土質材料 1m³ 当たりの短繊維質量 FS (kg)、セメント系固化材質量 CS (kg) は次のようになる。

$$1000 \rho_t = S + W = S + w_n S = (1 + w_n) S$$

$$S = 1000 \times \rho_t / (1 + w_n)$$

$$W = 1000 \times \rho_t - S$$

$$FS = 1000 \times \rho_t / (1 + w_n) \times F$$

$$CS = 1000 \times \rho_t / (1 + w_n) \times C$$

(2) 強制攪拌方式（スラリータイプ）（工法2）

強制攪拌方式（スラリータイプ）の配合計算例を以下に示す。

表-4.4に強制攪拌方式（スラリータイプ）の配合表を示す。

表-4.4 強制攪拌方式（スラリー）配合表（1m³当たり）

土質材料の乾燥重量	水	調整水	繊維材料	セメント系固化材
S (kg)	W (kg)	W' (kg)	FS (kg)	CS (kg)

湿潤状態の土質材料の組成

$$1000 \times \rho_t = S + W$$

$$w_n = W / S$$

* S : 1m³当たりの土質材料の乾燥質量(kg)

W : 1m³当たりの湿潤状態の土質材料に含まれる水の質量(kg)

これにスラリー化させるための調整水 W' (kg) を加えると調整泥土含水比 w_t は次式のとおりとなる。

$$w_t = (W + W') / S$$

したがって、調整泥土1m³当たりの繊維材料質量 FS (kg)、セメント系固化材質量 CS (kg)は次のようになる。

$$1000 \rho_t + W' = S + W + W' = S + w_t S = (1 + w_t) S$$

$$S = (1000 \times \rho_t + W') / (1 + w_t)$$

$$W = 1000 \times \rho_t - S$$

$$FS = (1000 \times \rho_t + W') / (1 + w_t) \times F$$

$$CS = (1000 \times \rho_t + W') / (1 + w_t) \times C$$

なお、流動安定剤・高分子凝集剤添加量は、流動性試験（フロー試験）にて確認する。

(3) 回転式破碎混合方式配合（工法3）

回転式破碎混合方式の配合計算例を以下に示す。

表-4.5に強制攪拌方式（スラリータイプ）の配合表を示す。

表-4.5 回転式破碎混合方式 配合表（1m³当たり）

（土質材料+助材） の乾燥質量	水の質量	助材	繊維材料	セメント系固化材
$S+A$ (kg)	W (kg)	A (kg)	FS (kg)	CS (kg)

湿潤状態の土質材料の組成

$$1000 \times \rho_i' = S + A + W$$

$$w_k = W / (S + A)$$

* S : 1m³当たりの土質材料の乾燥質量(kg)

W : 1m³当たりの湿潤状態の土質材料に含まれる水の質量(kg)

したがって、調整泥土1m³当たりの繊維材料質量 FS (kg)、セメント系固化材質量 CS (kg)は次のようになる。

$$1000 \rho_i' = (S + A) + W = (1 + w_k) \times (S + A)$$

$$S + A = 1000 \times \rho_i' / (1 + w_k)$$

$$W = 1000 \times \rho_i' - (S + A)$$

$$FS = 1000 \times \rho_i' / (1 + w_k) \times F$$

$$CS = 1000 \times \rho_i' / (1 + w_k) \times C$$

5. 施工

5.1 基本的な考え方

繊維材料やセメント系固化材は、工場で製造される所定の規格製品が施工現場に搬入されるため、品質は確保されている。これに対して混合対象の土質材料は、自然に存在する土砂を使用するため、産出場所や施工時の状態によって、性状が大きく変化することに注意する必要がある。このため、施工にあたっては、十分な検討により施工計画を立案し、詳細な計画にしたがって適切かつ確実に進めていかなければならない。

短繊維混合補強土を用いたのり面保護は、特殊な混合機械を使用するため、施工に従事するもの全員が施工上の手順や注意事項をよく理解し、入念な施工ができるように周知徹底しなければならない。

本章では、施工手順とともに、事前試験、施工計画の立案、準備工、混合、搬送、施工について示す。なお、配合試験時と施工時に使用する土質材料が大きく異なる場合には、配合試験を再度実施する必要がある。

5.2 施工手順

短繊維混合補強土の施工手順を図-5.1に示す。事前試験、施工計画の立案、準備工、混合、搬送、施工の順に進める。

事前試験では、土質材料の性状を把握する。

施工計画は、事前試験によって得られた基礎データや現地条件などを踏まえて詳細に計画する。

準備工では、測量、諸材料の搬入仮置き等を行う。

混合では、土質材料、繊維材料、セメント系固化材を適切に混ぜ合わせ、短繊維混合補強土を作製する。

搬送では、混合した短繊維混合補強土をダンプトラックや圧送管で施工箇所に搬送する。

施工では、短繊維混合補強土を転圧、吹付、直接打設などの方法で現地に施工する。

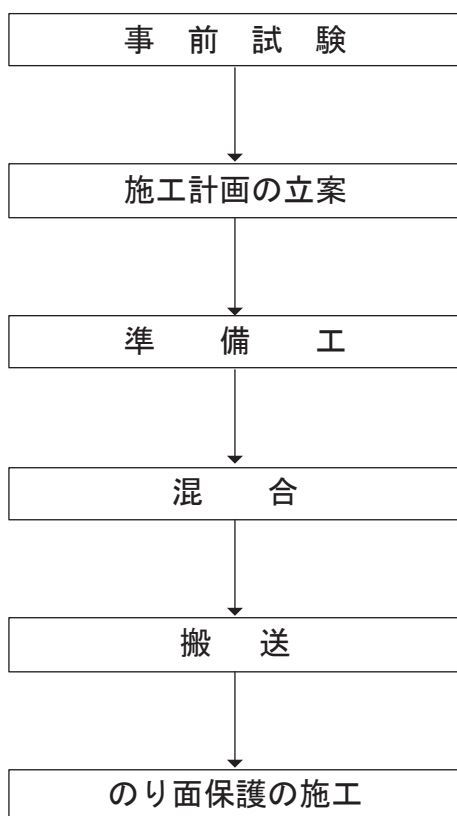


図-5.1 施工手順

5.3 事前試験

施工に先立って、設計と施工計画の細部についての適応性を確認する目的から、必要に応じて実際の施工機械を用いた事前試験を行う。短繊維混合補強土の事前試験には、次の2種類がある。

①材料の混合性を確認する混合試験

②工法1、工法3において施工の効率性向上を目的とする試験盛土

① 混合試験

混合試験では、配合試験で得られた土質材料、繊維材料、及び必要に応じてセメント系固化材等の混合量について、A 現場における混合性と、B 混合機械の適性及び施工速度（単位時間当たりの製造量）の確認を行う。混合性の確認は、繊維材料、及びセメント系固化材が均一に混合されているか、繊維の解繊と分散性は良好であるかを目視もしくは解繊性確認試験と分散性確認試験により確認する。混合機械の適正・施工速度では、混合機械の時間当たりの製造量、または1バッチ当たりの混合時間を決定する。十分な混合状態が得られない場合は、製造量、または1バッチ当たりの混合時間の変更を検討する。

② 試験盛土

試験盛土として、現地ののり面部に盛土を行い、現場でのり面の整形・締固めに用いるバックホウなどの建設機械の転圧回数と締固め度の関係を砂置換法、RI（ラジオアイソトープ）法などの方法で事前に把握することで、本施工の効率性・品質の向上を図る。

試験盛土によって得られる施工機械、締固め回数毎の現場密度と、室内配合試験で得られている最大乾燥密度を元に、平均の締固め度が90%以上を確保し、かつ、施工が最も効率的となる施工機械・締固め回数を求める。

5.4 施工計画の立案

施工計画の立案に当たっては、設計図書に示される形状、品質を現地の状況と整合を取りながら施工できるような計画としなければならない。このため、設計・積算時における基本的な施工計画をもとに、より詳細な計画を作成する必要がある。

施工計画は、短繊維混合補強土の適用用途や目的を明確に把握して、性能を十分発揮できるように立案する必要がある。短繊維混合補強土の施工計画として特に留意しなければならない事項について以下に示す。

(1) 土取り場の選定における留意点

土取り場の選定では、混合可能な土質材料を十分に必要量確保できる場所を選定する必要がある。選定には運搬距離・運搬経路の考慮も必要である。繊維混合補強土は、泥土から礫質土までの発生土が適用可能である。ただし、巨礫・岩塊等が混入している場合は、必要に応じて、ふるい分けなどの前処理の必要性を検討する。

(2) 使用機械の選定における留意点

短繊維混合補強土の施工速度は、使用機械の混合能力、施工規模によって左右される。このため、建設機械の組み合わせや施工対象、作業能力を十分検討して施工方法を立案しなければならない。特に、土質材料の性質や繊維混合比により混合時間等が異なることには注意が必要である。

(3) 資材計画における留意点

繊維材料は、施工時期を考慮して資材の調達を行わなければならない。また、現場での保管は雨水など水の影響を受けない対策を施さなければならない。水にぬれた繊維を使用すると繊維の供給や解繊に支障を来し、混合が均一に行われぬ恐れがある。

(4) 現場施工体制と仮設計画における留意点

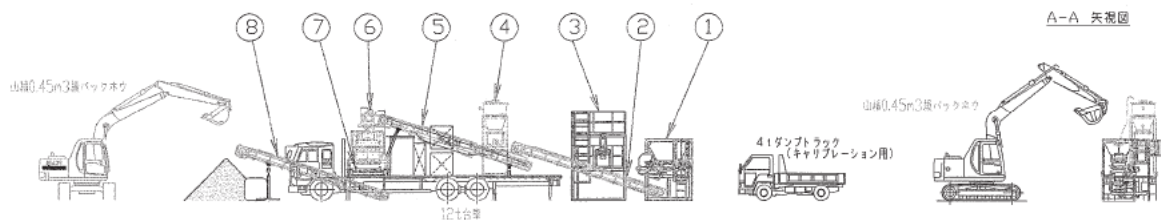
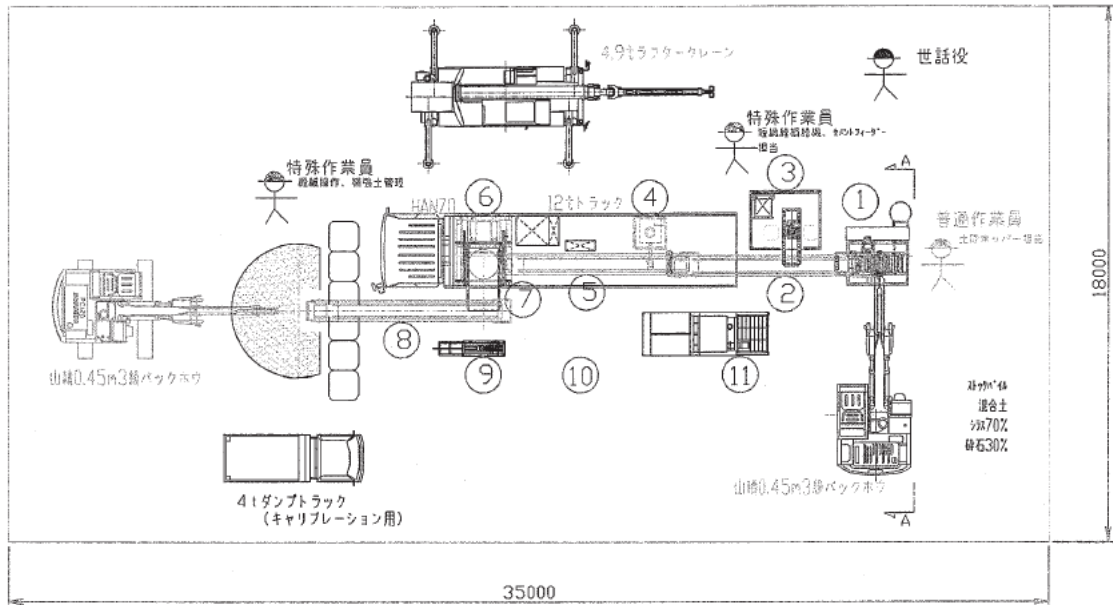
短繊維混合補強土の作製では、特殊な機材構成を用いるため、施工方法と施工体制を詳細かつ明確にすることが重要である。また、仮設計画に当たっては、諸機材設置ヤードの確保を検討する。

(5) 周囲の環境保全計画における留意点

通常の条件下では、繊維材料と土質材料を混合した後の短繊維混合補強土から繊維材料が飛散することは起こらない。しかし、施工中に強風が発生した場合には、飛散する可能性もあることから留意する必要がある。また、セメント系固化材を併用する場合は、強アルカリによる水質汚濁についての配慮が必要である。

コラム：諸機材設置ヤードについて

一例として、回転式破碎混合方式の諸機材設置ヤードの配置図を以下に示す。



No	機械名	仕様
1	エプロンフィーダー	B560×1500 1.5m3ホツパ付き
2	ベルトコンベアー	B500×7000
3	短繊維供給装置	max300kg/hr
4	固化材フィーダー	テーブルフィーダー max3.0m3/hr
5	ベルトコンベアー	B500×7000(計量器付)
6	回転式破碎混合機	TM-1000型 30m3/h
7	ベルトコンベアー	B1000×2300
8	ベルトコンベアー	B 500×7000
9	含水比調整ポンプ	max70L/min
10	水槽	3m3
11	発電機	200v 150kVA

5.5 準備工

準備工として、工事を円滑に進めるために工事準備測量、施工機械の準備、諸材料の準備、必要な治具や道具の準備等を行う。

(1) 工事準備測量

本工事に先立ち、短繊維混合補強土の施工位置を十分確認した上で現地形の測量を行う。

(2) 施工機械の選定

短繊維混合補強土の施工では、混合機械、圧送機械、積込み運搬機械、敷均し機械、締固め機械などの施工機械を用いる。特に混合機械の選定に当たっては、施工条件、対象土質性状、施工速度（混合の作業能力）と施工規模（混合土量）を考慮して十分な混合を確保できる機種を選定する必要がある。

表-5.1 に混合装置例、表-5.2 に繊維供給装置例をそれぞれ示す。

表-5.1 混合装置例

混合装置	機構と仕様
強制攪拌ミキサー装置	強制攪拌ミキサー ミキサー容量0.1、0.2、0.3、0.5、1.0、1.5、2.0m ³
回転式破砕混合装置	製造量：0～70m ³ /h（土質材料による）

表-5.2 繊維供給装置例

繊維供給装置	機構
回転式破砕混合装置対応繊維供給装置	短繊維束を搬送ベルトコンベア上に 一定量自動供給する装置

混合機械の適用土質は、工法1では低含水比の粘性土から砂質土、工法2では泥土から砂質土、工法3では高含水比の粘性土から礫や岩塊に実績がある。

敷均し機械は、工法1、工法3のほか、工法2で圧送によらない搬送方式を採用して短繊維混合補強土を撒き出して敷均らす時に使用する。締固め機械は、土質材料の物性や締固め厚さを考慮して、試験盛土施工で選定された機種を使用する。これらの施工には、一般に平坦地ではブルドーザ、のり面ではバックホウが用いられる。

(3) 諸材料及び仮置き

繊維材料は、水濡れや高湿度の状態になると施工時に解繊、分散性が悪くなる。このため、屋内に保管することが望ましい。セメント系固化材は、『セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版）』⁷⁾（2007）に示されるとおり、紙袋（25kg）やフレキシブルコンテナバッグ（通常1t入り）で搬入する。また、施工量によってはセメントサイロを用いる。貯蔵する場合は、木板あるいは角材などの上に置き、地面に直接置くことを避ける必要がある。また、降雨の恐れがある場合や湿度が高い場合は、ビニールシート等で覆うこととする。

(4) 繊維材料検査

搬入された繊維の入荷検査では、繊維の種類、繊維の長さ、繊維の太さ、重量をミルシート等で確認する。

5.6 混合

短繊維混合補強土の混合方式は、混合機械によって、強制攪拌方式、回転式破碎混合方式の2つの方式に分類できる。強制攪拌方式は工法1、工法2、回転式破碎混合方式は工法3に相当する。

繊維混合比の管理は、繊維の供給または使用量と対象土量を管理することによって行う。工法1、工法2の場合は、1バッチ当たりの土重量（ホッパーを有する自動計量装置の場合は、ホッパーからの排土時間）と繊維供給量を管理する。工法3の場合は、単位時間当たりの土砂量と繊維供給量を管理する。

投入するセメント系固化材と短繊維の重量は、土質材料の乾燥重量に対する重量比として与える。セメント系固化材の添加については、『セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版）』⁷⁾に掲載されている実施例や各種攪拌工法の実績等を踏まえて、土質材料の含水比や見た目のバラツキ程度などの現場状況に応じて、適宜、室内配合試験で得られたセメント配合量に割り増しを行う。

(1) 強制攪拌方式（工法1、工法2）

1) 土質材料の供給

土質材料をストックするホッパーを有する自動送り出し装置により、時間当たり一定量の土質材料をミキサーに供給する。または、バックホウのバケットを用いて定量に供給する方法がある。

2) セメント系固化材の添加

混合装置内に所定量のセメント系固化材を投入する。

3) 短繊維の供給

1バッチ当たりの繊維量を決定し、設計で定められた添加量の繊維材料を混合機械に投入する。投入方法は、繊維材料を定量に計量して人力でプラントに投入する方法と、繊維供給装置から一定量の繊維材料を自動的に投入する方法が適用できる。

4) 混合

事前試験で決定した所定の混合時間、ミキサーで混合したのち排土する。混合装置の能力に依存するが0.5～1.0m³練りのミキサーの場合1～2分程度の混練時間で均質に混合できる実績がある。写真-5.1に強制攪拌方式の混合状況を示す。



写真-5.1 強制攪拌方式の混合状況

(2) 回転式破碎混合方式（工法3）

1) 土質材料の供給

土質材料をストックするホッパーから定量供給フィーダにより、時間当たり一定量の土質材料を混合装置に供給する。

2) セメント系固化材の添加

プラントサイロから定量供給装置（フィーダ）により、時間当たり一定量のセメント系固化材を土質材料と短繊維の搬送ベルトコンベア上に添加する。

3) 短繊維の供給

回転式破碎混合プラントに取付けた繊維自動供給装置により、時間当たり一定量の繊維材料を土質材料の搬送ベルトコンベア上に供給する。

4) 混合

事前試験で決定した所定の破碎混合回数で混合した後、仮置き後、施工地点まで搬送、もしくは直送する。写真-5.2 に回転式破碎混合方式の混合状況を示す。

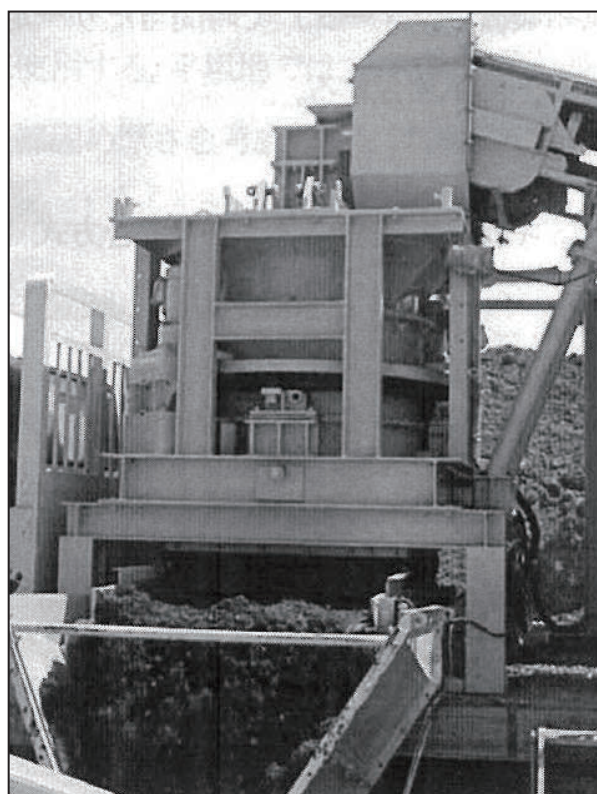


写真-5.2 回転式破碎混合方式の混合状況

5.7 搬送

混合により作製した短繊維混合補強土の施工箇所への搬送は次の2つの方式である。

(1) ダンプトラック方式

プラントから施工現場まで短繊維混合補強土を搬送する。短繊維混合補強土がドライタイプで使用例が多いが、スラリータイプについても搬送は可能である。一般に4tダンプトラックが用いられる。

(2) 圧送管方式

施工現場の直近にプラントを設置した場合に、短繊維混合補強土を圧送ポンプで搬送する。短繊維混合補強土がスラリータイプで使用例が多いが、ドライタイプについても搬送は可能である。

5.8 のり面保護の施工

短繊維混合補強土を用いたのり面保護の施工については、転圧、吹付、直接打設、撤出の4つの方式に分類される。

(1) 転圧方式

工法1と工法3で使用する施工方式である。施工位置とは別な場所で製造した短繊維混合補強土を、仮置き、搬送して盛土の施工手順に合わせてバックホウ等でのり面に撒き出して整形・転圧する。写真-5.3に転圧状況を示す。なお、短繊維混合補強土の製造速度とのり面保護工の施工速度が異なると工期に影響を与えることになるため事前に工程管理について十分に検討する必要がある。



写真-5.3 転圧状況

(2) 吹付方式

主に工法2で使用する施工方式である。施工位置とは別な場所で短繊維混合補強土を製造し、ポンプで圧送し、打設箇所直前で流動安定剤・高分子凝集剤を混合することで流動性を調整した後、空気圧送吹付を行う方式である。写真-5.4に強制攪拌方式（圧送吹付）の施工状況を示す。

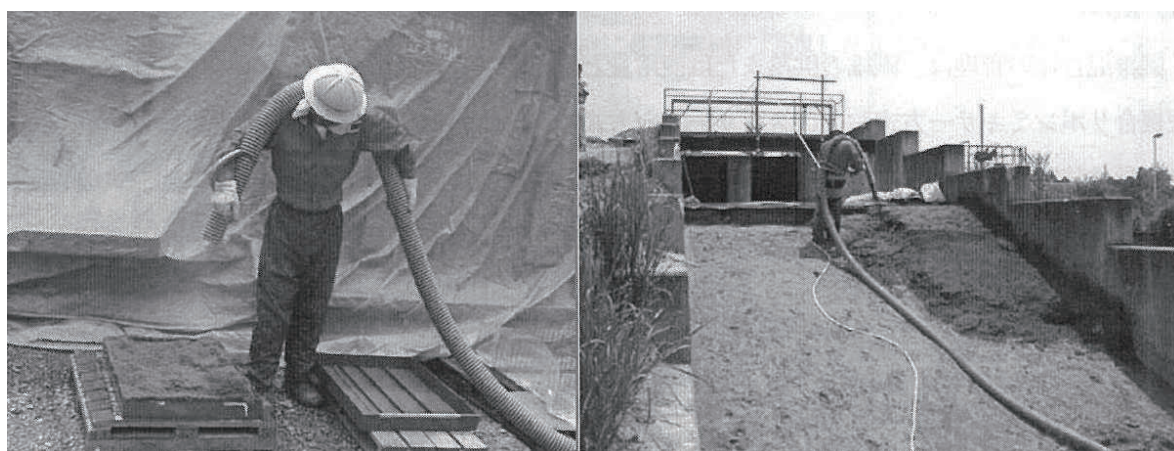


写真-5.4 強制攪拌方式（圧送吹付）の施工状況

(3) 直接打設方式

スラリー化した材料をポンプで圧送し打設箇所の直前の配管内で流動安定剤・高分子凝集剤を混合することで流動性を調整した後にそのまま打設する方式である。

(4) 搬出方式

スラリー化した材料に強制攪拌ミキサー内で流動安定剤・高分子凝集剤を添加することにより、斜面に直接施工してもダレやズレが無く規定の形状を確保できるように改質して撒き出し・締固めを行う方式である。

5.9 施工管理

施工管理には、安全管理、機械管理、品質管理、出来形管理などがある。安全管理、機械管理については、日常的な施工に関する基本的要件である。一方、品質管理、出来形管理については、施工管理として、品質と出来形の妥当性を確認するものである。

5.9.1 品質管理

表-5.3 に短繊維混合補強土の性能、工法に応じた品質試験項目を示す。用途1では出来型の確認を行い、用途2では出来高と一軸圧縮強度、六価クロム溶出量の確認を行う。出来型管理については次節(5.9.2)を参照のこと。なお、施工時に土質材料が変化する場合には、再度配合試験(4章参照)を実施する必要がある。

表-5.3 用途、施工法に応じた品質試験項目

用途	施工法	品質試験項目			
		締固め度	一軸圧縮強度	土壌硬度	六価クロム溶出量
用途1	工法1			○	
用途1	工法2			○	
用途1	工法3			○	
用途2	工法1	○	○		○
用途2	工法2		○		○
用途2	工法3	○	○		○

(1) 締固め度

用途2において3.2節に示す作用を対象とする場合には、表-5.4に示す「河川土工マニュアル」
 2) (H21.4)の規定により管理を行うことを基本とする。

表-5.4 締固め試験の規定

名称	土質区分			
	粗粒質	砂質土(SF) ($15\% \leq -74\mu\text{m} \leq 25\%$)	砂質土(SF) ($25\% \leq -74\mu\text{m} \leq 50\%$)	粘性土 F
締固め度(D_c)	$\overline{D}_c = 90\%$	$\overline{D}_c = 90\%$	—	—
施工含水比(w_n)	—	—	トフイカビリティ- を確保しうる範囲	トフイカビリティ- を確保しうる範囲
空気間隙率(v_a)	—	—	$v_a \leq 15\%$	$2\% \leq v_a \leq 10\%$
飽和度(S_r)	—	—	—	$85\% \leq S_r \leq 95\%$
品質合格率(%)	—	—	90%	90%

※出典：(財)国土技術研究センター 河川土工マニュアル (平成21年4月)

締固め管理に関する試験項目と試験方法を表-5.5に示す。これは、水平部分を前提としているため、のり尻工、天端保護工の部分で実施する。密度の測定方法は、砂置換法などの現場密度試験、またはRI計器による土の密度・含水比測定によるものとする。測定の頻度は土質ごとに最低1回以上、現場密度試験の場合は1000m³に一点以上、RI計器の場合は1500m²に15点以上を標準とする。そのほか、のり面ではRI散乱型により試験する方法などが考えられる。なお、密度算出の際には、土質材料とともに、セメント系固化材、繊維材料を考慮する必要がある。

表-5.5 締固め管理に関する試験項目と試験方法

試験項目	試験方法	試験方法
土の密度測定	砂置換法による土の密度試験方法	JIS A 1214
	RI計器による土の密度試験方法	JHS 106 2006
土の含水比試験	土の含水比試験方法	JGS 0211

(2) 一軸圧縮強度

用途2の場合に、短繊維混合補強土の強度管理は、現場と同じ材料を用いて供試体を作成し、現場条件・気象条件などを考慮した適切な方法で一定期間養生した後、一軸圧縮試験を行って、所定の強度、短繊維混合補強土の締固め度90%、一軸圧縮7日強度200kN/m²が得られていることを確認する必要がある。

なお、調査頻度は、同一土質ごとに最低1回以上、1,000m³に一点以上を標準とする。なお、供試体は現場締固め度の管理基準値とする。

(3) 土壌硬度

土壌硬度の試験方法は、東日本高速道路(株)他規格JHS 601 2006土壌硬度試験方法に準じ、植生に対する適応性の高い土壌硬度指数10mm以上30mm未満であることを確認する。ただし、短繊維混合補強土の上に覆土を行うような場合には、確認する必要はない。測定の頻度は、のり面1段から同一土質ごとに3ヶ所の測定を標準とする。表-5.6に土壌硬度からみた植物の生育状態（道路土工「切土工・斜面安定工指針」⁶⁾（H21.6）“のり面工編”）を示す。

表-5.6 土壌硬度からみた植物の生育状態

地質	土壌硬度 (mm)	植物の生育状態
土砂	10未満	乾燥のため発芽不良になりやすい 安息角より急な勾配になると崩れやすくなるので植物の定着が困難になる
	10以上23未満 (粘性土)	根系の伸長は良好である
	10以上27未満 (砂質土)	樹木の植栽にも適する
	23以上27未満 (粘性土)	木本類の一部を除いてほとんどの植物の根系の伸長が困難である
	27以上30未満 (砂質土)	
	30以上	根系の伸長は不可能である
軟岩・硬岩	—	岩に節理がある場合には木本類の根系の伸長は可能である

(4) 六価クロム溶出量

配合試験で実施した六価クロム溶出試験の結果、六価クロム溶出量が土壌環境基準（0.05mg/L）以下である場合については、施工後に六価クロム溶出試験を行うは必要ない。

ただし、土質材料に火山灰質粘性土が含まれている場合については、一軸圧縮強度の場合と同様に、現場と同じ材料を用いて供試体を作成し、国土交通省通達の「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領（案）」⁸⁾に基づいて溶出試験を行い、土壌環境基準（0.05mg/L）以下であることを確認する必要がある。

5.9.2 出来型管理

短繊維混合補強土盛土の出来形管理では、のり長、基準高、厚さを確認する。厚さは盛土各位置の水準測定を行うことにより確認する。

参考として、出来型管理の基準値例を図-5.2 と表-5.7 に示す。詳細は、適宜、各地方整備局の『土木工事施工管理基準及び規格値』⁹⁾の最新版に準じるものとする。ただし、のり面吹付工の厚さ t はプラスのみとする。

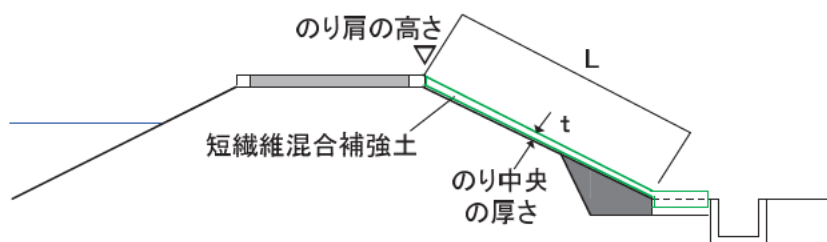


図-5.2 出来型管理の測定箇所

表-5.7 出来型管理の基準値例⁹⁾

(ただし、各地方整備局『土木工事施工管理基準及び規格値』の最新版に準じる)

工種	測定項目		規格値 (mm)	測定基準
盛土工	基準高▽		-50 (河川堤防)	<ul style="list-style-type: none"> ・施工延長40mに1箇所 ・施工延長40m以下は1施工箇所につき2箇所
			±50 (道路盛土)	
	のり長L	L < 5 m	-100	
L ≥ 5 m		のり長 - 2%		
のり面整形工 (盛土部)	厚さ t		-30	<ul style="list-style-type: none"> ・施工延長40mに1箇所 ・施工延長40m以下は1施工箇所につき2箇所
のり面吹付工	のり長L	L < 3 m	-50	<ul style="list-style-type: none"> ・施工延長40mに1箇所 ・施工延長40m以下は1施工箇所につき2箇所
		L ≥ 3 m	-100	
	厚さ t ※	t < 5 cm	-10	<ul style="list-style-type: none"> ・200m²につき1箇所 ・200m²以下は2箇所をせん孔により測定
		t ≥ 5 cm	-20	
延長			-200	1施工箇所毎

※吹付面に凹凸がある場合の最小吹付厚は、設計厚の50%以上とし、平均厚は設計厚以上

6. モニタリング

6.1 基本的な考え方

短繊維混合補強土によるのり面保護工の試験施工を行った箇所は、通常の巡視の中で点検を行うとともに、機能を維持していくために適宜補修を行う必要がある。また、点検で得られた写真等のデータは、長期的な安定性の確認の観点から、経年的に蓄積していくことが望ましい。点検のポイントは基本的には『堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案』¹⁰⁾に従うが、短繊維混合補強土に特有のポイントについては追加で点検することとする。データの集積は、『河川砂防技術基準 維持管理編』¹¹⁾に位置付けられる『河川カルテ』の基本カルテ（図-6.1）に試験施工の範囲を明記するとともに、経時カルテ（図-6.2）に経年的に変状記録、写真添付等を行っていくことが望ましい。

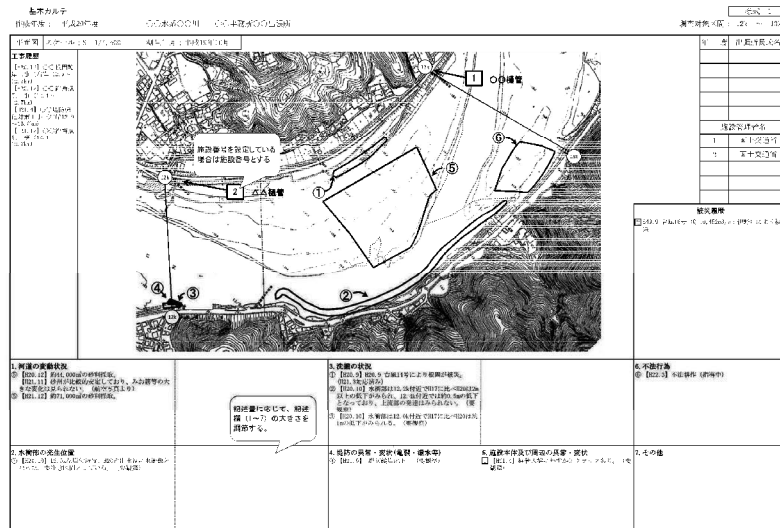


図-6.1 河川カルテにおける基本カルテ

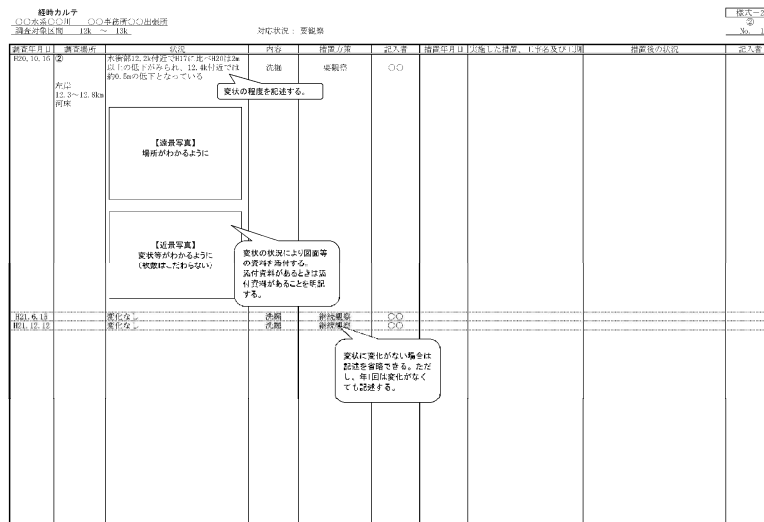


図-6.2 河川カルテにおける経時カルテ

6.2 点検のポイント

短繊維混合補強土の試験施工箇所における点検にあたり、『堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案』¹⁰⁾に示される項目以外の、短繊維混合補強土に特有のポイントを以下に示す（図-6.3参照）。

- ・川表側の天端付近
天端舗装工と天端保護工との接続部付近に開きはないか
（洪水時に天端が適切に保護されるかどうか）
- ・川裏側の天端付近
天端舗装工と天端保護工、短繊維混合補強土の間に開きはないか
（洪水時に川裏のり肩部が適切に保護されるかどうか）
- ・川裏のり面保護工の全体
のり面に亀裂はないか
（洪水時に川裏のり面保護工は適切に流水を流下できるかどうか）
- ・のり尻工の周辺状況
裏のり面保護工とのり尻工は一体となっているか
（洪水時にのり尻工が適切に機能するかどうか）

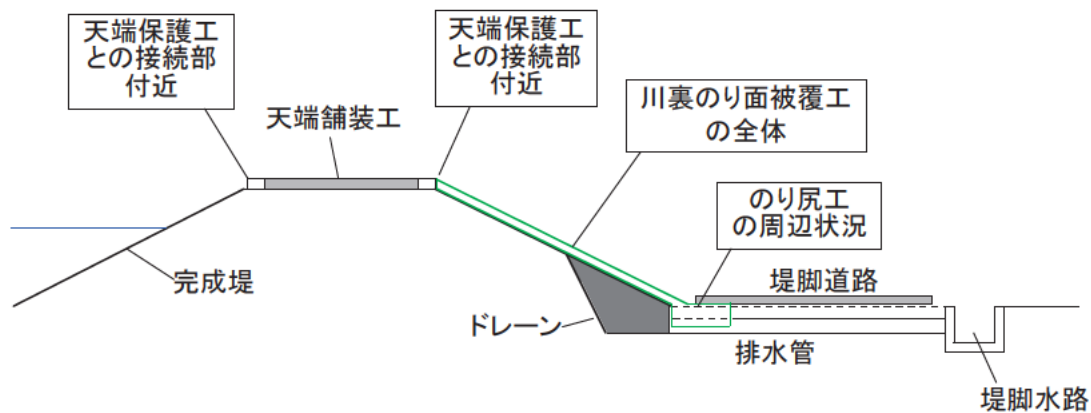


図-6.3 短繊維混合補強土の試験施工箇所において
『堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案』に追加する点検のポイント

6.3 詳細調査、補修

点検は基本的に目視により行うが、目視によって大きな変状が認められた場合は、原因を詳細に調査^{12),13)}するとともに、必要に応じて補修を行う必要がある。

詳細調査の結果、補修が必要と判断された場合は、速やかに補修を行うものとする。変状が小規模のクラック等であれば、モルタル等で間詰めを行うこととする。大規模な変状や陥没等が生じた場合は、掘り起こして内部の水ミチ等の状況を石灰の注入等により確認し、原因の究明に務めるとともに、補修後に再度被災が生じないように抜本的な対策を講じなければならない。

6.4 点検、詳細調査及び補修結果の蓄積と分析

短繊維混合補強土の長期的な安定性は現段階では不明確であるため、点検、詳細調査、及び補修を行った実績は、電子化・データベース化を図り蓄積していくことが望ましい。データベースは、既存の堤防に係わる情報を含めて構築することが有効である。加えて、点検結果と現地条件等との整合性を分析することが望ましい。分析は、継続して実施していくことが重要であり、結果の評価にあたり、必要に応じ専門家の助言や指導を得るものとする。

6.5 対策効果の確認

用途2の試験施工箇所については、越流時の効果を検証することが重要がある。検証の際には、水理的諸量の確認が不可欠である。このため、用途2の試験施工箇所では、河川水位や川裏のり面の流況観測が必要となる。河川水位については水位計による計測、川裏のり面の流況観測についてはCCTV等のカメラによる観察の方法がある。流況の具体の観測方法については、『水文観測』¹⁴⁾を参照されたい。

参考文献

- 1) (独)土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル（第4版），2013.
- 2) (財)国土技術研究センター：河川土工マニュアル，2009.
- 3) (財)土木研究センター：HGSコンソーシアム短繊維混合補強土部会 短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル，2009.
- 4) 箱石憲昭，坂野章，佐々木哲也，齋藤由紀子，増山博之，森啓年，高橋勇：河川堤防の耐侵食機能向上技術の研究，土木研究所資料，第4225号，2012.
- 5) 栗城 稔，末次忠司，海野 仁，小林裕明，田中義人：関川水害時の避難行動の分析，土木研究所資料，第3536号，pp.44-49，1998.
- 6) (社)日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針，2009.
- 7) (社)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版），2007.
- 8) 国土交通省通達：セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領（案），2006.
- 9) 国土交通省 地方整備局：土木工事施工管理基準及び規格値
- 10) 国土交通省河川局治水課：堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案，2011.
- 11) 国土交通省河川局治水課：国土交通省河川砂防技術基準維持管理編，2011.
- 12) (社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，2004.
- 13) (社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2009.
- 14) (社)全日本建設技術協会：水文観測，1996.

謝 辞

本マニュアル(案)を作成するにあたり、HGS コンソーシアム短繊維混合補強土部会のメンバーである西松建設(株)平野孝行氏、太平洋ソイル(株)藤井二三夫氏、太平洋ソイル(株)堀常男氏、日本国土開発(株)中島典昭氏、日特建設(株)池田淳氏にご協力頂いたことに感謝致します。

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4225 March 2012

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754