

令和4年（ネ）第4161号 損害賠償請求控訴事件

控訴人 片倉一美 外

被控訴人 国

証 拠 説 明 書

(甲52～62)

令和5年6月30日

東京高等裁判所第15民事部 御中

控訴人ら訴訟代理人弁護士 只 野 靖

号証	標 目 (原本・写し の別)	作 成 年月日	作成者	立 証 趣 旨
52	治水経済調査マニュアル(案)	写し 平成17年4月	国土交通省 河川局	「河川整備基本方針及び河川整備計画の策定・変更の際に行う治水経済調査」は、堤防やダム等の治水施設の整備を行う当該河川整備計画によってもたらされる経済的な便益や費用対効果を計測することを目的として実施されるものであり、治水経済調査マニュアルは、そのときに用いられる指針(マニュアル)であること。 治水経済調査マニュアルは、改修計画の内容である治水施設の整備についての経済的便益や費用対効果を計測するための指針であって、堤防やダム等の治水施設の整備内容を工学的に検討するための技術的指針ではないこと。
53	河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)抜粋	写し 平成24年2月	財団法人国土技術研究センター	「浸透」による堤防の破壊現象は、大きく分けて、①降雨及び河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊、②基礎地盤のパイピング破壊(浸透破壊)の2つがあること。 (第4章「浸透に対する堤防の構造検討」の第3節「安全性の照査」)。 ①降雨及び河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊は、堤体内において、降雨の浸透に引き続く河川水の浸透によって、浸潤面が上昇して、堤体土の強度が低下(間隙水圧が上昇)し、これによって生じる堤体裏のりのすべり破壊(浸潤破壊)であること。 これに対して、②基礎地盤におけるパイピング

号証	標目 (原本・写しの別)	作成 年月日	作成者	立証趣旨
				破壊（浸透破壊）は、基礎地盤において、浸透水の流れによって局所の地盤土を構成している土粒子が流出して流失する土の組織構造の破壊（パイピング破壊。浸透破壊）であること。このように、この二つの破壊現象は、破壊の場所（堤体内か、堤防基礎地盤か）が全く異なっており、また、破壊作用ないし破壊機構（すべり破壊・せん断破壊か、組織構造の破壊・構成土粒子の流出・流失か）も全く異なっているものであること。
54	「最近30年間（1992-2021）における国内河川の堤防決壊の原因	写し	2022年 国土交通省	直轄河川（国土交通大臣管理の河川）についての1992～2021年（30年間）における堤防の決壊原因をまとめて整理した文書。決壊事例毎に、河川距離標地点、被災日、及び堤防決壊原因が記載されていること。
55	矢部川堤防調査委員会報告書（抜粋）	写し	平成25年3月 矢部川堤防調査委員会	直轄河川の1992年～2021年（30年間）の堤防決壊の原因のうち、「浸透」としてまとめられている1事例、及び、「越水・浸透」としてまとめられている5事例についての検討。 ①矢部川右岸7.30kは、基礎地盤パイピングによる堤防決壊であったこと。
56	円山川堤防調査委員会報告書	写し	平成17年3月30日 豊岡河川国道事務所	同上 ②円山川右岸13.20kと③出石川左岸5.40kは、越水によって、裏法が侵食され、侵食が進んで残存堤体の断面が小さくなって、堤体浸透（浸潤）も加わった堤防決壊であったこと。
57	令和元年東日本台風による堤防決壊と堤防強化について	写し	元・河川政策グループ総括 伊藤和久外	同上 ④久慈川左岸27.0kは、越水が要因となった堤防決壊であったこと。
58	同上	写し	一般社団法人国土技術研究センタ	同上 ⑤那珂川左岸40.0kは、越水が要因となった堤防決壊であったこと。

号証	標目 (原本・写しの別)	作成 年月日	作成者	立証趣旨	
			一 河川政策グループ 主席研究員 佐古俊介		
59	水防計画作成の手引き (都道府県版)	写し	平成 27 年 2 月	国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 水防企画室	<p>重要水防箇所は、種別を堤防高（流下能力）、堤防断面、法崩れ・すべり、漏水、水衝・洗掘、工作物に分け、重要度を A（水防上最も重要な区間）と B（水防上重要な区間）に分けて、設定するものとされていること。</p> <p>水防計画の手引きでは、重要水防箇所の設定における堤防高（流下能力）についての設定においては、現況の堤防高が、洪水の水位と比較する堤防の高さであること。</p> <p>スライドダウン堤防高やスライドダウン堤防高－計画余裕高、又スライドダウン流下能力は、堤防高（流下能力）の設定基準には一切用いられていないこと。</p>
60	平成 23 年度直轄河川重要水防箇所一覧表	写し			<p>鬼怒川における、重要水防箇所の設定</p> <p>【A 水防上最も重要な区間】となっているのは、①堤防高（流下能力）は、計画高水流量規模の洪水の水位が現況の堤防高を超える箇所であり、②堤防断面は、現況の堤防断面あるいは天端幅が計画の堤防断面あるいは計画の天端幅の 2 分の 1 未満の箇所であり、③法崩れ・すべりは、法崩れ又はすべりの実績があるが、その対策が未施工の箇所であり、④漏水は、漏水の履歴があるが、その対策が未施工の箇所、であった。</p> <p>そして、堤防高（流下能力）についての重要箇所の設定は、平成 27 年度の重要水防箇所の検討業務報告書（甲 6 1）様式－6「平成 27 年度 直轄河川重要水防箇所縦断図（鬼怒川）」の記載のように、地点間隔の密なレーザプロファイラ測量（略称「LP 測量」）結果によるものと思われる現況堤防高と洪水位（計画高水流量規模での計算水位）とを比較して洪水位が現況堤防高にどの程度収まるか（収まらないか）</p>

号証	標目 (原本・写しの別)	作成 年月日	作成者	立証趣旨	
				<p>の検討が行われており、現況堤防高が設定基準に用いられている。</p> <p>この検討においては、スライドダウン堤防やスライドダウン堤防高ー計画余裕高は、設定基準には一切用いられていない。</p> <p>堤防断面についての重要箇所の設定においては、現況の堤防断面あるいは天端幅が、計画の堤防断面あるいは天端幅に対して不足しているかが設定基準とされている。スライドダウン流下能力は設定基準に一切用いられていないこと。</p>	
61	平成 26 年 度鬼怒川・ 小貝川水理 解析検討業 務 報告書 【重要水防 箇所の検討 (鬼怒川 編)】	写し	平成 27 年 3 月	株式会社建 設技術研究 所	同上
62	平成 27 年 9 月洪水にお ける鬼怒川 下流区間の 流下能力、 河通貯留及 び河道安定 性の検討	写し	2016 年 6 月	福岡捷二外	<p>本件溢水による氾濫ボリュームは左岸側で 2 6 4 2 万 m³、本件決壊による氾濫ボリュームは 1 2 7 7 万 m³に達するとされていること (3 7 7 頁)。</p> <p>本件溢水による氾濫がなければ、上三坂地区及び水海道地区で実際に起きた浸水被害が生じなかったことこと。</p>

治水経済調査マニュアル（案）

平成 17 年 4 月

国土交通省 河川局

0. 前文

0.1 治水経済調査の基本的な考え方

治水経済調査は、堤防やダム等の治水施設の整備によってもたらされる経済的な便益や費用対効果を計測することを目的として実施されるものである。

治水施設の整備による便益としては、水害によって生じる人命被害と直接的または間接的な資産被害を軽減することによって生じる可処分所得の増加（便益）、水害が減少することによる土地の生産性向上に伴う便益、治水安全度の向上に伴う精神的な安心感などがある。

治水施設は、道路などの利便性を向上させる他の社会資本と異なり、上述したように社会経済活動を支える安全基盤として重要なものであるにもかかわらず、治水施設整備による便益は経済的に計測困難なものが多い。また、治水施設の整備は、社会経済活動について検討する際の与件として存在するものであり、一般の人々が治水施設の整備による効果を実感することは、一般に困難であるため、市場財としてその効果を計測することも困難である。

例えば、土地の生産性の向上に伴う便益は、治水施設の整備だけによってもたらされるものでなく、他の社会資本整備と相まって達成されるものであるとともに、治水施設整備による土地利用の変化を予測することは困難であるため、その経済的な効果を計測することが困難である。また、精神的な安心感などの便益を経済的に評価することも困難である。

従って、従来、治水施設の整備による便益として、考えられる便益の一部分である被害防止便益（水害によって生じる直接的または間接的な資産被害を軽減することによって生じる可処分所得の増加）の一部を算定することとしている。

被害防止便益の算定にあたっては、幾つかの想定が必要となる。

その一つは、氾濫区域内の資産の設定である。

被害防止便益の算定を行うにあたっては、その前提となる資産の想定を行う必要がある。戦後これまでは、国民経済の拡大とともに資産は増大してきており、将来の資産の想定は重要な要素であるが、それを具体的かつ合理的に設定することは、現時点

の知見では困難であるため、基本的には現状の資産の状況が将来も変わらないと想定せざるを得ない。

二つ目は、水害から通常为社会経済活動に戻るまでの時間である。

水害によって生じる直接的資産被害額は同じであっても、被災者の有する収入や資産によって、また、被災地域の経済力や地域における被災者の割合等によって、水害から通常为社会経済活動に戻るために要する時間が大きく異なってくる。従って、厳密な被害額を算定しようとする場合には、被災地域における個人所得や経済力と総被害額（直接被害額と間接被害額の合計）の関係について過去の水害被害事例から整理して用いることが考えられるが、このようなデータは存在しない。

このため、被害額として最低限の額を算出するとの考え方から、直接的な資産被害については瞬時に回復し、事業所の営業停止被害等の間接的被害についても物理的に最低限必要な日数で通常为社会経済活動が行えると考えざるを得ない。

三つ目は、破堤地点などの想定である。

洪水による被害額を算定するためには、堤防が機能しなくなる地点（破堤地点や越水地点）を想定する必要がある。しかしながら、堤防は歴史的治水対策の産物であり、堤体内の構成材料を特定することが困難であるため、相対的・定性的な堤防の信頼度評価はなし得たとしても、絶対的な信頼度評価を行うことは現実的には不可能に近い。従って、洪水に対する破堤地点は、決定論的に決めることができないので、破堤地点を想定せざるを得ない。

四つ目は、水害の原因となる洪水の規模の設定である。

洪水は自然現象であるため、既往最大の洪水に対する経済的な分析を行うだけでは不十分であり、他の河川との比較や目標整備水準に対する妥当性に対する経済的な評価を行うためには、対象とする洪水の規模をその生起確率から設定することが必要となる。

洪水の生起確率を評価するためには、各河川流域で現在までに得られた降雨や流量などの資料をもとに水文統計解析を行う必要があるが、一級水系における将来の整備目標 1/100～1/200 に対して、我々が利用できる降雨や流量資料は高々40～50年程度のものであり、水文統計解析の標本の大きさとして必ずしも十分なものであるとは言いがたく、今後の洪水の発生状況によっては、洪水の生起確率が変化する可能性があり、従って対象とする洪水の規模が変化する可能性がある。

五つ目は、被害防止便益の算定に用いる資産等の基礎数量や被害率等である。

水害によって被害を受ける地域の資産等の状況や被害の態様は様々であるが、被害額の算定に当たっては全国平均や都道府県別の基礎数量や被害率の数値を用いて算定せざるを得ないことが多い。

治水経済調査において把握される被害防止便益は、上述したような想定の下に算定される仮想の便益であり、しかも治水施設の整備によって得られる便益の一部しか評価していない。また、算定される被害防止便益は、一般の人々には道路整備のように直接経済的な効果を実感できるものでもない。

さらに、治水施設のように全体としてのリスクを低下させるプロジェクトについては、リスクプレミアムを考慮する必要がある。例えば、50年に1回の確率で1,000万円の被害を被るという選択肢と、これを回避するために毎年20万円を支出するという選択肢とがあった場合、年間の損失の期待値はともに20万円であるが、通常人であれば後者が有利と判断する。これは、所得の限界効用逓減により、1,000万円の損失による犠牲の方が20万円の損失による犠牲の50倍よりも大きいためであり、両者の差異がリスクプレミアムである。リスクプレミアムがある場合、通常の投資よりも低い割引率で評価するか、便益を高く評価することが考えられる。

一方、治水施設の整備の費用についても不確実性が避けられない。

即ち、治水施設の整備に要する期間と投資計画については、厳密には決定できない場合が多い。おおまかな施工順序は決められても詳細な整備期間と内容を決定することは不可能である。総投資額は同じでも、評価時点での現在価値化した総費用は整備期間とその間での投資額によって大きく異なってくる。したがって、経済評価を行う場合には評価対象とする事業の種類や規模によって今までの類似事業を参考に整備期間やその間の投資計画を想定せざるを得ない。

このように、費用対効果分析を行うための基礎的な資料となる治水施設の整備によって得られる便益およびその施設整備に要する費用について、過不足なく計上することは現実的には極めて困難であり、このことを踏まえた上で、治水経済調査を実施する必要がある。

また、治水施設は我が国に居住する人々の安全を確保する根幹的な施設であり、社

会資本の中で安全基盤と位置付けられるものであり、国防や治安等に近い性格を有していると言える。この様な観点から、治水施設の整備にあたっては、効率性の議論のみからその整備状況に格差を付けることが適当ではなく、公平性の観点が重要となる。従来から、全国民に基本的な安全を提供するという公平性の観点と費用便益によって得られる効率性の観点を踏まえ、上下流、左右岸のバランス等を総合的に検討して治水施設の整備を実施してきたゆえんである。

これらのことは、大東水害訴訟最高裁判決（昭和 59 年 1 月 26 日）においても明確なものとなっており、河川管理瑕疵の有無を「同種・同規模の河川の管理の一般的な水準及び社会通念に照らして是認しうる安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべき」と判示している。この判決からも明らかなように、我が国においては、治水安全度の公平性に対する要請が極めて強い。また、平成 8 年 9 月に総理府が実施した河川に関する世論調査においても、現在の大河川の目標としている治水安全度は適当であると答えている人が 80% 近くを上っており、現在の治水安全度は、社会通念として妥当なものであると言える。

さらに、大規模な災害が発生した場合、再度同様の状況に見舞われても災害とならないよう、再度災害を防止するという観点からの治水安全度も求められる。

繰り返し述べたように、治水経済調査によって得られる経済的な評価は、治水事業全体を評価しているものでなく、基本的にはマイナスを 0 に戻すことを便益として評価しているにすぎない。また、その事業の実施に際しては、効率性という観点だけでなく、公平性の観点も必要となり、上下流、左右岸のバランス等種々の事項を総合的に考慮して決定しており、総合的な評価指標の一つとして治水経済調査を利用することを基本とする。ただし、その評価については、客観性、透明性が求められることから、本マニュアル(案)により治水経済調査に用いる被害率の設定や氾濫シミュレーションの方法をより合理的なものにするなど、今後も随時治水経済調査のシステムを改善整備していくものとする。「治水経済調査要綱」との主な変更点は次のとおりである(表-0.1)。

ISBN978-4-87759-032-1
JICE資料第111002号

河川堤防の構造検討の手引き (改訂版)

平成24年2月



財団法人 国土技術研究センター
Japan Institute of Construction Engineering(JICE)

はじめに

本手引きは、河川堤防の構造検討にあたって必要とされる安全性照査や強化工法の設計について基本的な考え方や手法を解説したものである。具体的には、堤防の安全性を脅かす現象や作用、すなわち洪水時の浸透、侵食作用、ならびに地震現象を対象として、照査外力と確保すべき安全性の関係をモデル化する等により、安全性の照査方法および強化工法の設計方法等を取りまとめている。また、樋門等の堤防を横断する構造物の周辺は堤防の弱点となりやすく、この点についても現時点での点検と強化の考え方を整理した。

本手引きが対象としている堤防は、普通の堤防、すなわち土質材料により構成される堤防（いわゆる土堤）である。適用にあたっては、河川堤防の構造検討の考え方を十分に理解いただき、信頼性の高い河川堤防の整備に役立てていただければ幸いである。

なお、本手引きは、(財)国土技術研究センターに設置した「河川堤防研究会」で検討してきた成果をもとにとりまとめたものである。ここに、関係の皆様へ深甚なる謝意を表す。

目 次

はじめに

第1章 総 説	1
1.1 本手引きの構成	1
1.2 本手引きにおける河川堤防の構造検討の考え方	2
参考文献	4
第2章 構造物としての河川堤防の特徴	5
2.1 河川堤防の一般的な特徴	5
2.1.1 形状と材料からみた特徴	5
2.1.2 歴史的にみた特徴	5
2.2 河川堤防の被害特性	8
2.2.1 堤防被害の事例	8
2.2.2 堤防被害のメカニズム	9
参考文献	13
第3章 設計のための調査	14
3.1 設計のための基礎調査	14
3.1.1 自然条件調査	14
3.1.2 社会条件調査	15
3.1.3 構造物現況調査	15
3.1.4 堤防現況調査	16
3.1.5 被災履歴調査	17
3.1.6 基礎調査結果のとりまとめ	18
3.2 浸透に対する構造検討のための調査	22
3.2.1 洪水特性調査	22
3.2.2 土質調査	23
3.3 侵食に対する構造検討のための調査	32
3.3.1 河道特性調査	32
3.3.2 護岸構造等の調査	34
3.3.3 河道特性調査と護岸特性等の関連分析	37
3.4 地震に対する構造検討のための調査	38
3.4.1 基礎資料の整理	38
3.4.2 土質調査	38
3.4.3 追加調査	39
3.5 調査結果のとりまとめ	40

参考文献

第4章 浸透に対する堤防の構造検討

4.1 構造検討の手順	42
4.2 構造検討のための準備	44
4.2.1 一連区間の細分にあたっての留意点	44
4.2.2 代表断面の選定にあたっての留意点	45
4.3 安全性の照査	46
4.3.1 照査外力	46
4.3.2 照査項目と照査基準	46
4.3.3 照査の方法	47
4.3.4 照査にあたっての留意点	49
4.4 強化工法の設計	69
4.4.1 強化の基本的な考え方	69
4.4.2 強化工法の設計手順	69
4.4.3 強化工法の選定	71
4.4.4 強化断面構造の設定	75

参考文献

第5章 侵食に対する堤防の構造検討

5.1 構造検討の方針および手順	86
5.1.1 構造検討の方針	86
5.1.2 構造検討の手順	86
5.2 構造検討のための準備	88
5.2.1 一連区間の細分にあたっての留意点	88
5.2.2 代表断面の選定にあたっての留意点	88
5.3 安全性の照査	89
5.3.1 照査外力	89
5.3.2 照査項目と照査基準	89
5.3.3 照査の方法	90
5.3.4 照査結果の総合評価	93
5.4 強化工法の設計	94
5.4.1 強化の基本的な考え方	94
5.4.2 強化工法の設計手順	94
5.4.3 強化工法の選定	96
5.4.4 安全性の照査	97
5.4.5 堤防植生に関する留意点	98

5.5 総合判断

参考文献

第6章 地震に対する堤防の構造検討

6.1 構造検討の方針および手順	101
6.1.1 構造検討の方針	101
6.1.2 構造検討の手順	102
6.2 構造検討のための準備	103
6.2.1 地震により二次災害の発生するおそれのある区間の設定にあたっての留意点	103
6.2.2 一連区間の細分にあたっての留意点	103
6.2.3 代表断面の選定にあたっての留意点	104
6.3 安全性の照査（二次災害の可能性の有無の照査）	104
6.3.1 照査外力	104
6.3.2 照査項目と照査基準	105
6.3.3 照査の方法（沈下量の推定法）	105
6.4 強化工法の設計	109
6.4.1 強化の考え方	109
6.4.2 強化設計の手順	109
6.4.3 強化工法の選定	110
6.4.4 安全性の照査	114
6.5 変形解析手法の活用	116
参考文献	117

第7章 構造物周辺の堤防の点検と強化

7.1 点検・強化の考え方および手順	118
7.2.1 基本的な考え方	118
7.2.2 点検・強化の手順	118
7.2 構造物周辺堤防の要状の形態と発生機構	120
7.3 構造物諸元および要状に関する調査	121
7.3.1 構造物諸元調査（重要点検箇所台帳の作成）	121
7.3.2 変状調査	126
7.3.3 連通試験等	133
7.4 浸透に対する安全性の評価（診断）	138
7.5 強化工法	140
7.5.1 強化の考え方	140
7.5.2 強化工法の選定	141
7.5.3 設計にあたっての留意点	149
7.6 モニタリング	150
参考文献	151

- 1. 河川堤防設計指針
- 2. 浸透に対する安全性照査の基準値について
- 3. 堤防に適用されている非破壊調査方法
- 4. 運通試験の方法

- 152
- 153
- 161
- 168
- 169

第1章 総 説

1.1 本手引きの構成

この『河川堤防の構造検討の手引き』（以下「本手引き」という）は、主として「河川堤防設計指針」（国土交通省河川高治水課、平成14年7月、以下「指針」という）を踏まえた河川堤防の安全性照査手法や強化工法の設計法をとりまとめたものである。

本手引きの構成は次のとおりである。

- 第1章 総 説
- 第2章 構造物としての河川堤防の特徴
- 第3章 設計のための調査
- 第4章 浸透に対する堤防の構造検討
- 第5章 侵食に対する堤防の構造検討
- 第6章 地震に対する堤防の構造検討
- 第7章 構造物周辺の堤防の点検と強化

第1章の「総説」では、本手引きの構成、安全性照査の考え方を示し、第2章の「構造物としての河川堤防の特徴」では、河川堤防（土堤）の構造的特徴について概説した。第3章の「設計のための調査」では、堤防の設計において把握しておく必要がある自然条件、社会条件および河川特性等に関する調査に関し、その内容や項目、ならびにとりまとめる方法について、基礎的な調査、および耐浸透機能、耐侵食機能、耐地震機能の各々の構造検討に必要な調査の内容や方法を整理した。

第4章～第6章では、浸透（第4章）、侵食（第5章）および地震（第6章）に対する構造検討の方法ならびに強化工法の設計の考え方を記述した。最後の第7章の「構造物周辺の堤防の点検と強化」では、専門等の堤防横断構造物周辺の堤防について点検の手法や強化についての基本的な考え方をとりまとめた。

1.2 本手引きにおける河川堤防の構造検討の考え方

河川堤防の構造を検討する場合には、堤防に求められる機能、すなわち浸透に耐える機能、侵食に耐える機能、そして必要に応じて地震に耐える機能のそれぞれについて、水理学的あるいは土質工学的な知見にもとづく安全性照査を行う必要がある。ただし、洪水あるいは地震による堤防の不安定化や変形のメカニズム等は、現時点においても全てが解明されているわけではない。現状では、各種の調査や観測により河川および堤防の水理学的、土質工学的な特性が次第に明らかになるとともに、堤防の被害に関する調査や分析事例が蓄積されつつところであり、さらに近年のシミュレーション技術の進歩とあいまって、堤防の安全性照査を実務的に行えるような段階になってきている。本手引きで採用した安全性の照査方法は、このような成果の延長として位置付けられるものであり、現時点での技術的知見をもとに標準的な方法として提示したものである。したがって、実務的に割り切った部分も少なからずあり、適用にあたってはこの点に留意する必

要がある。

構造検討の手順としては、先ず「指針」を踏まえて機能ごとに安全性照査のための外力を設定するとともに、構造検討のための調査の結果をもとに対象となる堤防の形状、土質構成等をモデル化する。次に、機能に応じて適切な手法を用いて安全性を照査し、その結果を「指針」の規定する照査の基準と照合し、基準を満たしていない場合には、機能に対応した強化工法の設計を行う。

また、樋門等の構造物の周辺については、構造物の諸元や変状に関する外観調査等の結果をもとに秘透に対する安全性を評価（診断）することになるが、評価（診断）には高度な知見を必要とし、専門家の助言を受けることが重要である。

本手引きは、以上のような考え方に沿って機能ごとに堤防の構造検討の方法等ととりまとめたものであるが、洪水あるいは地震による堤防の不安定化や変形のメカニズムについては、現時点においても全てが解明されているわけではない。したがって、本手引きを利用するにあたっては、未解明な部分が残されていることに留意するとともに、維持管理段階においてはモニタリングを実施し、その結果を安全性の照査方法や堤防の強化工法の設計にフィードバックすることが重要なことと捉えている。

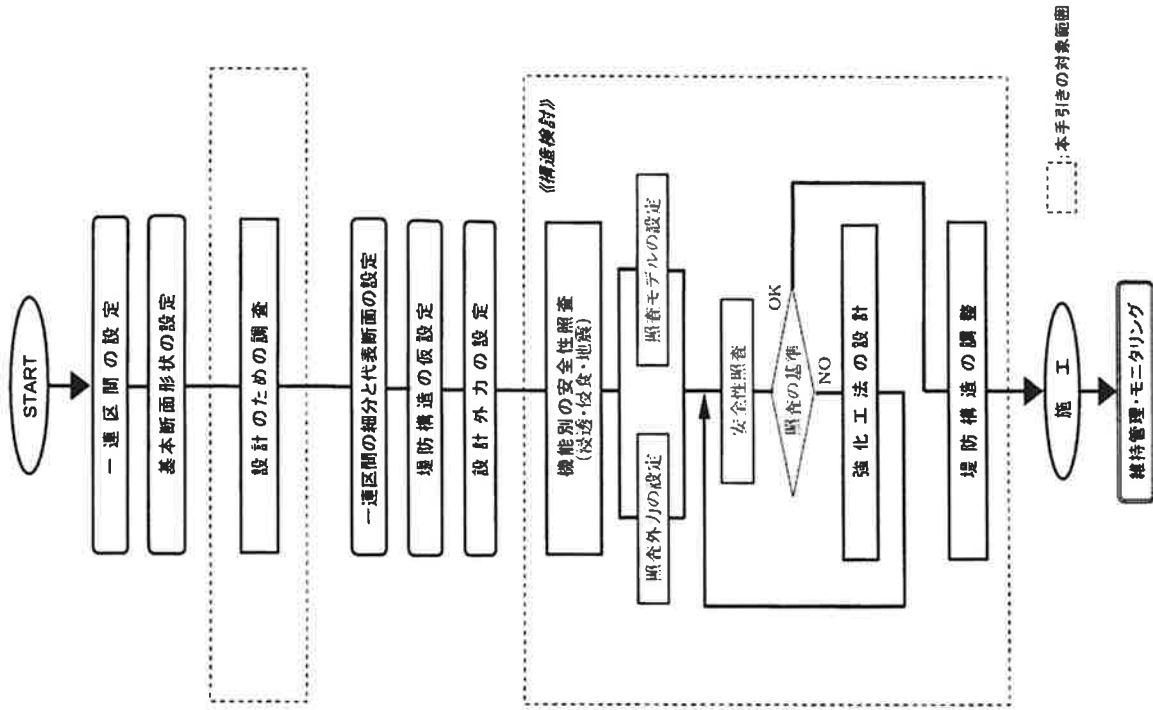


図 1.2.1 河川堤防の構造検討の手順と本手引きの対象範囲

参考文献

- 1)建設省河川局監:(社)日本河川協会編:改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[1], 山海堂, 1997
- 2)(財)国土開発技術研究センター編:改訂解説・河川管理施設等構造令,(社)日本河川協会, 山海堂, 2000

第2章 構造物としての河川堤防の特徴

2.1 河川堤防の一般的な特徴

2.1.1 形状と材料からみた特徴

河川堤防は、洪水時の流水を河道内において安全に流下させることを目的とする防災構造物である¹⁾。したがって、氾濫域を同一とす一連の区間の堤防が連続していること、すなわち長大な線状の連続構造物であることが大きな特徴である。堤防というと、横断面形を想定することが多いと思われるが、盛堤という堤防の破壊現象は線状構造物の一部で生ずるのである。その点を十分に踏まえた上で堤防の設計を考へなければならぬ。また、堤防の高さは洪水時の河川水位をもとに設定されているため、堤内地盤高に応じて一連区間内においても差異があり、これによって安全性が変化することも大きな特徴のひとつである。さらに一連とされる堤防であっても、内水を排除するための樋門や舟運等を目的とする水門が設けられている場合が多く、このような構造物の不連続な部分が河川堤防の弱点となる。

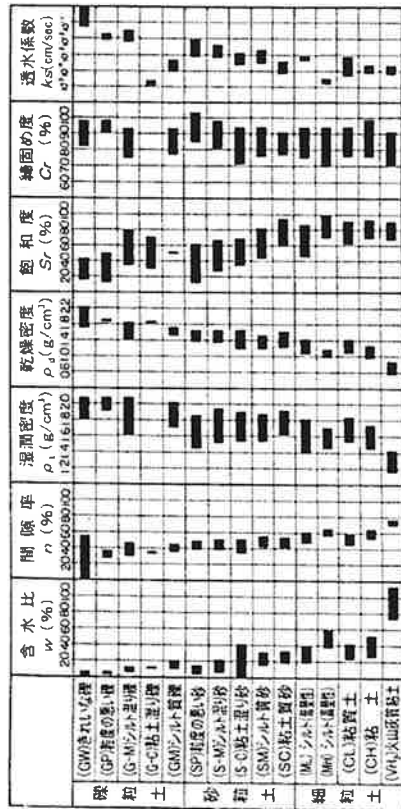
内部の構造ということでは、大部分の堤防が土を材料としてしていることを特徴とする。これは、材料の取得が容易で低廉なこと、構造物としての劣化現象が起きにくいこと、基礎地盤と一体となつてなじみ易いこと、変形に追随できること、比較的軽量であるために特別な基礎を必要としないこと、補修や拡張等が容易であること等の利点があるためである²⁾。反面、材料としての均質性や安定性(水の浸入による強度低下等)を欠き、そういう意味では、河川堤防は土で構成されていることの脆弱さも内在しているものといえよう。

2.1.2 歴史的にみた特徴

河川堤防のもう一つの大きな特徴は、その多くが長い治水の歴史を経て形成されてきたことである。すなわち、古くは自然状態の河道に合わせて築堤したことに始まり、以後は主として災害を契機として、図2.1.1に例示するように嵩上げや拡幅等による補強が長期間にわたって繰返され、現在の姿に至っている。

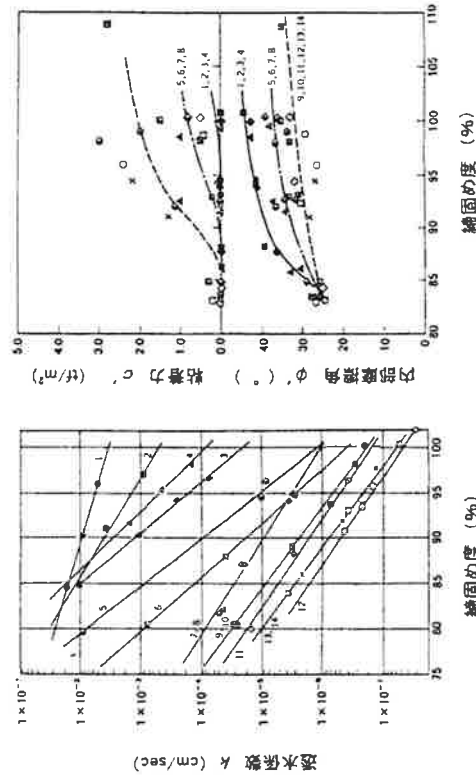
河川堤防は堤体と基礎地盤が一体として機能を発揮するものであるが、自然な河道に合わせて堤防を築造したということは、地盤条件を選択できなかつたこと、すなわち工学的な評価の上に立って基礎地盤が選択されているわけではないことを示している。一般に、氾濫域を構成する土質は軟弱な沖積層であり、その表層部は河川の氾濫や流路変化の影響を直接的に受けているために極めて複雑なことが特徴で、河川堤防はこのような複雑な自然の基礎地盤の上に成立していることになる。

一方、堤体そのものは、洪水による災害を蒙るたびに従来からある堤防を活用して嵩上げや拡幅等の補強が繰返され、現在に至つたものも多く、材料そのものは河道の浸漬土や高水敷の掘削土等の現地発生材料を主体としてきた。したがって、土質(築堤材料)や施工法(締固め方法等)は、その時代の技術力あるいは経済力を反映して様々であり、極論すれば一つとして同じ中味のものはないといえよう。ちなみに、図2.1.2は堤防開削調査により明らかになつた堤体の土質構成の複雑さを示す堤体の一例を示したものである。また、図2.1.3は、数多くの開削調査によつて明



注)河川堤防の開削調査結果にもとづき、堤体の土質分類(土質定数)の範囲を整理したものである

図 2.1.3 既設堤防の土質性状¹⁾



a) 締固め度と透水係数の関係
b) 締固め度と強度定数 c , ϕ の関係
注) 図中の数字は試料番号で、これがか小さいほど細粒分が少なく、大きいほど細粒分が多い。

図 2.1.4 土の締固め度と工学的性質の関係を示す事例²⁾

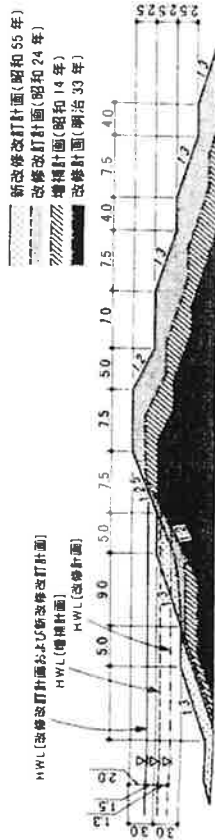


図 2.1.1 堤防の断面形状の変遷の一例

らかにになった既設堤防の土質分類とその工学的性質を整理した事例であり、築堤材料として全土質分類の上を含むこと、また、同一土質分類の上であっても近年の規定も異なるが¹⁾、同図をみるとこれを大きく下回る事例も少なくない。締固め度については、図 2.1.4 に例示するように上の透水性や強さと深く関係し、同一の土質であっても締固め度が10%違えば透水係数は1オーダー程度異なり、また上の強さも大幅に変化することが確認されている²⁾。

このように、歴史的な経緯の中で、河川堤防は土質(分類)の多様さに加え、工学的にみても極めて複雑で不均質な状態にあり、さらにそのような堤体土質の情報そのものが限られることも一つの特徴といえることができる。したがって、安全性照査等の技術的な検討のみならず、出水経路といった過去の経緯等を踏まえた経験的な判断も、河川堤防の設計においては重要な要素となる。

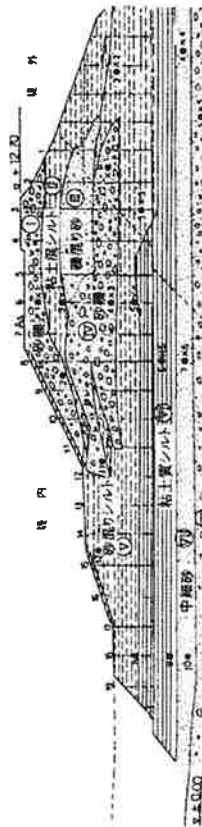


図 2.1.2 堤防開削調査により明らかになった堤体の土質構成の例

2. 2 河川堤防の被害特性

2. 2. 1 堤防被害の事例

河川堤防の致命的な被害は破堤であり、大河川においては最近でこそ越水による破堤は少なくはなっているが、破堤そのものがなくなってきたわけではなく、昭和49年の多摩川、昭和51年の長良川、昭和56年および61年の小貝川における破堤はその代表的な事例である。破堤の多くは水位が堤防高を上回り生ずる越水に起因するもので、上でできている堤防の宿命ともいえる。一方、昭和51年9月の長良川安八地区における破堤は、多量の降雨と長時間にわたる高水位のもとでの浸透に起因するものとされており、河川水位のピークは計画高水位以下であった。また、昭和49年9月の多摩川狛江地区における破堤は、堰の周辺の迂回流による浸食に起因するものである。小貝川の高須地区（昭和56年8月）および豊田地区（昭和61年8月）における破堤は、樋門周辺の堤体が弱体化していたことに起因するものとされ、破堤時の河川水位は計画高水位以下かこれに上回る程度であった。

最近の堤防被害に着目すると、越水による破堤の事例としては吉田川（昭和61年8月）等におけるものがある。また、破堤には至らなくとも、漏水や浸食による堤防の被害は各地で毎年のように発生しており、平成10年8～9月の阿武隈川や那珂川（平成10年8月末豪雨等）、平成12年9月の東海豪雨における庄内川等の出水被害⁶⁾は記憶に新しいところであり、これらのなかには水防活動が功を奏して破堤を免れた事例も存在する。ちなみに、図 2.2.1 は昭和60年～平成2年の間の堤防被害の発生数を示したもので⁷⁾、僅か6年間をとっても771件によって上っていることがわかる。同図をみると、被害の形態としては漏水やのり崩れといった比較的軽微なものが95%程度を占める。

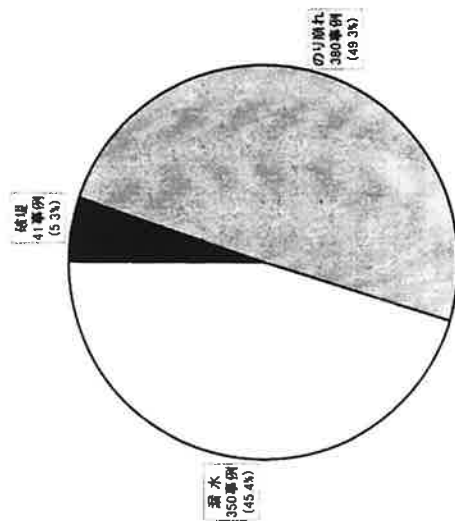


図 2.2.1 河川堤防の被害の形態と発生数(昭和60～平成2年)⁷⁾

2. 2. 2 堤防被害のメカニズム

これまで述べてきたように、上でできた堤防は、洪水が堤防高を上回ると容易に越水破堤を生じ、また計画高水位以下の洪水であっても浸透や浸食に起因して堤防が被災し、破堤に至る場合がある。浸食および越水に起因する堤防の被害は、洪水時の流水あるいは越流水の屈流力により堤体表面あるいはのり層が侵食され、堤体を構成する土粒子が移動することにより生じられるもので、そこでは降雨の浸透による堤体表面部の脆弱化も深く関係しているものと推察される。一方、浸透による堤防の被害は、洪水時の河川水あるいは降雨が堤体および基礎地盤に浸透することによって間隙水圧が上昇し、堤体の見かけの強度が低下する（のりすべり等）、あるいは土粒子が移動する（バイピニング等）ことにより生じられるもので、降雨は堤体の表層部を脆弱化させることに加え、堤体の飽和度を増加させ、液状化を助長させる原因ともなっている。

樋門等の堤防横断構造物の堤防では、コンクリート等の剛体構造と上の堤防が接する部分には透水性が集中しやすい、あるいは空隙やゆるみが生じやすいことから、洪水時にそれらが原因となって大漏水を生じ、破堤に至った事例も少なくない。

また、大地震時には基礎地盤に液状化が生ずることによって堤防が大きく沈下、変形する被害が見られ、このような場合には、ゼロメートル地帯等では常時の河川水が堤内地に溢れ出し、二次災害（浸水被害）を生じることが想定される。

写真1～写真5はこのような堤防の被害の一例を示したものである。写真1は越水中の状況を示す事例で、当該箇所ではその後破堤に至っている。写真2は浸透により生じた裏のりのすべり破堤（のりすべり）の事例である。また、写真3は浸食による堤防の被災事例を示したもので、危うく破堤を免れた様子がよくわかる。一方、写真4は地震により堤防が沈下、変形した事例を示したもので、基礎地盤の液状化により堤防全体が大きく沈下している状況を見ることができ、また、写真5は樋門周辺が弱点となって大漏水を生じ、破堤に至った事例である。

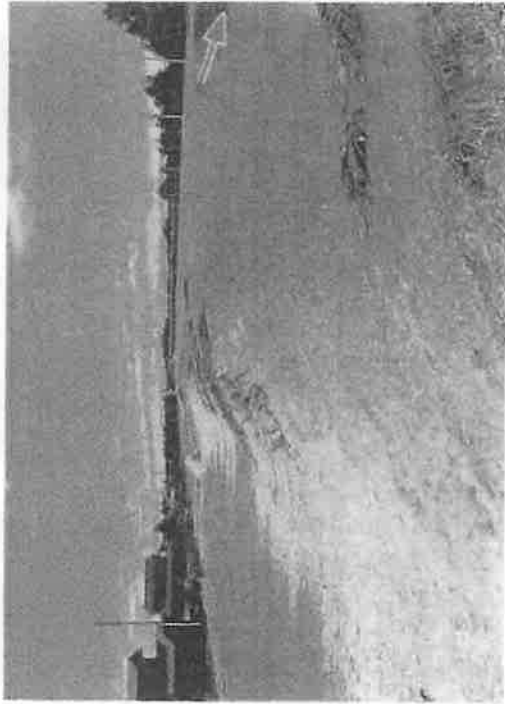


写真1 越水状況の事例



写真3 侵食による堤防被害の事例



写真2 浸透による堤防被害の事例



写真4 地盤による堤防被害の事例

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター編;改訂 解説・河川管理施設等構造令、(社)日本河川協会、山海堂、2000
- 2) 建設省河川局監・(社)日本河川協会編;改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説、設計編[1]、山海堂、1997
- 3) 三木・中山・佐古・堀越;河川堤防の堤体土質特性に関する考察、河川技術に関する論文集、第6巻、土木学会水理委員会河川部会、2000
- 4) (財)国土開発技術研究センター;河川土工マニュアル、1993
- 5) 久米・三木・関;縮固め度がシキ泥り粘性土の工学的性質に及ぼす影響(第2報)、土木技術資料24-3、1982
- 6) 辻本・安部;愛知県河川堤防緊急強化検討会報告 新川段堤メカニズムと今後の復旧方針、土木学会誌 Vol.86-10、2001
- 7) 建設省河川局監;今後の河川整備はいかにあるべきか、(Report of the River Council 安全で美しい水系の創造)、(社)日本河川協会、1991

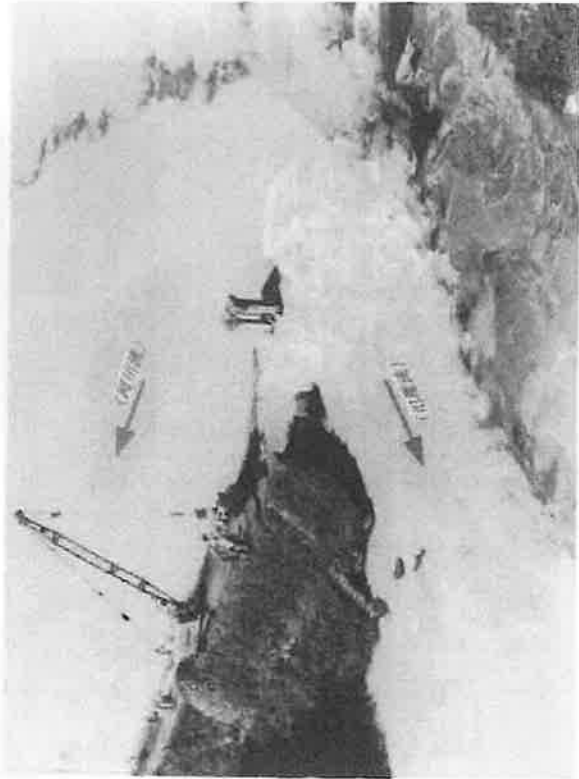


写真5 構造物周辺の堤防の被害の事例

第3章 設計のための調査

3.1 設計のための基礎調査

河川堤防の安全性は、堤防の形状や土質条件のほか、洪水の特性と堤防の置かれた場の条件に支配される。また、堤防が破壊した場合の影響は、氾濫域の特性によって大きく異なる。したがって、河川堤防の安全性照査にあたっては、このような点を十分に考慮する必要があるが、対象区画をとりまき自然条件、社会条件、河川条件、河川管理施設、特に河川や堤防を横断する構造物、および堤防の現況や被災履歴等を十分に把握しておくことが重要である。

調査の方法は資料調査および現地踏査が中心であり、調査を効率的に進めるためには、既往の各種の調査の成果を積極的に活用すると有効である。

基礎調査の結果は、対象区画の場の位置付け、すなわち自然条件ならびに社会条件の把握に利用するとともに、河川堤防の個々の機能に対応した調査の基礎的な資料として活用する。

3.1.1 自然条件調査

1) 水文および水理

堤防の安全性照査では、外力としての洪水特性の把握が重要である。外力設定のための具体的な調査については、3.2節（耐浸透）、3.3節（耐侵食）および3.4節（耐震）の個々の機能に対応した調査として詳述するが、基礎調査としては、流域の降雨特性、流川特性、および主要洪水の洪水継続時間や水位波形状等の洪水特性の概要を把握することを目的として調査を実施する。

2) 地形および地質

堤防の安全性照査にあたっては、堤防整備区間の地形地質条件を十分に理解していることが重要である。堤防沿いの地形は地盤の高低や基礎地盤の表層土質条件を把握するための情報となる。このような情報を集約したものと『治水地形分類図』（国土地理院、北海道開発局）が整備されている河川もあり、地形図に加えてこれらを有効に利用することができる。特に浸透による堤防の被害は、『治水地形分類図』でいう「田河道・田落堀」のように特定の治水地形分類の箇所が多発する傾向が知られており、このような留意地形の分布を把握することも必要である。

一方、地質は堤防の基礎地盤を構成するもので、堤防が基礎地盤と一体となって洪水や地震等の外力に抵抗するという意味で極めて重要である。基礎地盤で特に問題となるのは表層部の土質であり、例えば礫質土や砂質土の基礎地盤における堤防は基礎地盤漏水が防止されやすく、また緩い砂質土の基礎地盤は地震時に液状化する可能性が高い。浸透という面では表層地盤の土質の構成も重要で、特に透水性地盤で裏のり尻近傍に粘性土が分布するような地盤条件のもとでは洪水時の浸潤面が高まりやすく、浸透に対する堤防の安全性を脅かす要因となる。また、軟弱な粘性土や有機質土で構成されるいわゆる軟弱地盤では、築堤時にすべり破壊や沈下を生じたり、供用後にも大きな沈下が残留することが多く、また杭基礎によって支持された樋門等の構造物周辺では、不同沈下による空洞を生じやすくなる。

このように、地形や地質条件の把握は安全性照査のための土質調査の計画を作成する上で極

めて重要で、地形や地質に関する資料を広範囲に収集し、これを適切に整理する必要がある。
なお、地形地質に関する調査では、これに深く関連する地下水の特性や広域地盤沈下についても調査を実施する。地下水分布（地下水位や地下水の流向）の把握は堤防の安全性照査に直接関係するとともに、堤防強化を検討する際の環境といった意味でも重視する必要がある。また、広域地盤沈下の有無や程度、動向を知ることは、供用後の堤防の維持管理を考える上で重要である。

3) 河道特性調査

河道特性調査は主として侵食に対する堤防の安全性照査に関連するもので、対象区間のセグメント分類、河床材料、河道の縦横断形等を把握することにより、洪水時の堤防近傍の水理特性や地形変化特性を把握するための基礎資料とする。

3.1.2 社会条件調査

河川堤防の安全性照査にあたっては、背後地ならびに一逆の堤防が防衛する氾濫域の社会的な条件を把握しておくことが重要である。すなわち、整備の優先順位を決定する際には、一般に背後地の土地利用や氾濫域の人口と資産を踏まえて対象区間の堤防の重要性を評価しなければならぬ。逆に、背後地の土地利用等が堤防整備の制約条件となる場合がある。また、堤防の断面形状や構造は、単に安全性の面からだけでなく、地域住民の堤防の利用面や環境面、景観面にも配慮したものとすることが必要である。

このように、背後地あるいは氾濫域の社会条件は、堤防の整備あるいは設計する場合の重要な要件であり、社会条件調査では、背後地の土地利用の現況や将来計画（都市計画等）、氾濫域の人口や資産等について十分に把握する。

3.1.3 構造物現況調査

1) 河川横断構造物

堰、床止め、橋梁等の河川横断構造物は、河道の水理現象と深く関わっており、堤防の安全性照査にあたっては、構造物の種類、位置、名称、構造諸元、竣工年次、管理者等について調査するとともに、被災の履歴や変状の状況等についても把握する必要がある。

なお、対象区間内に、過去に存在し現在は撤去されているような構造物があれば、その位置や種類、諸元、撤去理由を把握することも重要である。

2) 堤防横断構造物

側門、水門等の堤防を横断する構造物の周辺は洪水時等に堤防の弱点となりやすく、堤防の安全性照査にあたっては、構造物の種類、位置、構造諸元、竣工年次、補修経緯等を調査する。調査にあたっては、特に基礎形式と地盤条件の関係を把握することが重要で、必要に応じて建設時の設計図片も参照する。

堤防横断構造物の調査では、構造物とその周辺堤防の変状の状況を把握し、洪水時の安全性を評価する必要があるが、この点に関しては第7章（構造物周辺の堤防の点検・対策）において詳述する。

なお、河川横断構造物と同様に、設計対象区間内に過去に存在し現在は撤去されているような構造物があれば、その位置や種類、諸元、撤去の理由、撤去の方法等を把握し、弱点が解消されているかを確認することも重要である。

3.1.4 堤防現況調査

堤防現況調査は、現況ならびに計画の堤防の断面諸元、築堤の履歴、堤体および基礎地盤の土質状況、既設の侵食あるいは侵食に対する対策工等を調査するものである。

1) 堤防諸元等

堤防諸元等に関する調査は、堤防の安全性照査にあたっての基本的な調査で、まず、対象区間内の既設の堤防について現況および計画堤防の高さ、堤防放幅、のり勾配、小段の状況、而水敷の幅と高さ、近傍の堤内地盤高等を整理するとともに、完成、暫定、暫々定の区分を把握する。次に堤防の利用面については、兼用道路の有無を確認し、兼用道路があれば、区間、部位、種別、管理者、舗装構造等を調査する。また、光ファイバー等が敷設されていれば、位置、種類等を整理する。

安全性照査の対象区間内に堤防側帯があれば、位置（区間）、種別、断面形状等を、また堤脚水路があれば、位置（区間）、管理者、用途、断面構造を整理する。堤脚水路については流末についても調査を実施しておくことが重要である。

2) 築堤履歴

築堤履歴に関する調査は、既設堤防の堤体内部の構造を把握するために欠かせないもので、工事記録、堤防台帳、堤防閉削調査資料等とともに、築堤の年次、拡築（嵩上げ、拡幅）の経緯等を調査する。また、外力に対する堤防の耐力という観点からは築堤材料や締固め方法等の施工法が重要となるので、工事記録等により把握しておくことが望ましい。

3) 堤体および基礎地盤の土質

(1) 資料調査

堤体および基礎地盤に関する調査は、対象区間の土質状況の概要を把握し、また次節以降に示す土質調査の計画立案のために実施するもので、既存のボーリング調査等の土質調査資料（土質性状図、土質縦断断面図、土質試験結果等）、および堤防閉削調査資料（断面スケッチや土質試験結果）等とともに、既設堤防の堤体土質および基礎地盤の土質状況について把握する。

(2) 非破壊調査

堤体および基礎地盤の土質に関する資料、すなわちボーリング調査資料や堤防閉削資料は、安全性照査の対象区間全体の土質状況を一定の精度で把握する手段として十分ではない場合がある。このような場合、堤防の縦断方向に一定の間隔で新たにボーリング調査を実施することもある。このようにも調査の効率性といった点からみても必ずしも得策ではない。むしろ、対象区間全体の土質状況の概要を把握し、これをもとにボーリング調査を含む土質調査の計画を立案するということができれば、いわゆる非破壊調査により土質帯成の概要を把握することの方が有利な場合もある。

非破壊調査は地表における物理探査が主体となるが、原理や測定項目から概ね表3.1.1のように分類される。また、巻末に参考資料（参考3）として、同表から河川堤防の調査で実績のある方法を抽出し、適用性等を整理したもの等を記載している。それぞれの方法には調査対象が異なるものがあり、また調査の制約条件あるいは適用条件といったものがある。したがって、非破壊調査を実施するにあたっては、調査の目的、調査区間の地形や地質条件、また堤防の規模（高さや敷幅等）や天端、小段の被覆状況等を考慮するとともに、併せて専門技術者の意見を聞いて適切な手法を選択することが重要である。

表 3.1.1 地盤調査における物理探査方法の分類
(文献1をもとに作成)

方法	物理現象	測定項目	代表的な方法
地震探査	弾性体波	弾性波速度 反射係数	層析法 反射法 浅層反射法
弾性波探査	音波 弾性表面波等	反射係数、 弾性波速度等	音波探査法
電気探査	電流、電位 電位差等	見かけ比抵抗 等	比抵抗法 比抵抗トモグラフィ 高密度電気探査
電磁探査	電磁波等	反射係数、 電磁波速度等	地ドレーダー 連続波レーダー探査
その他	磁気、重力等	磁気、重力等	磁気探査 重力探査

4) 既設対策1:

既設堤防の対策1としては、浸透対策としての止水性護岸工、止水突板工、止水工等や、侵食対策としての護岸、根固め、水制等、そして地盤に対する対策工が主なもので、それぞれについて工事記録等をもとに設置目的、工種、延長、諸元、施工年次を把握する。

それぞれの対策工については、現地調査等により変状の状況把握し、機能が維持されているか否かの判断材料とすることも重要である。

3.1.5 被災履歴調査

既往の堤防被災に関する情報は、堤防の整備状況に応じた外力に対する安全性を客観的に把握できるという意味で極めて重要で、対象区間とその近傍の既往の被災について実態を十分に把握し、堤防の安全性照査に反映させる必要がある。

調査の項目は概ね以下に示すとおりである。

- 1) 被災位置
被災区間、延長等について調査する。
- 2) 被災部位
被災が堤防のどの部分に発生したかについて調査する。例えば、表のり、裏のり、のり肩、のり尻等である。パイピング等が堤内地に発生している場合はのり尻からの距離を把握する。また、低水河岸の被災についても把握する。
- 3) 被災年月および被災時の外力
被災した年月、被災の要因ならびに被災時の外力について整理する。洪水については川水の要因(台風、集中豪雨等)を把握するとともに、被災時の水位波形、ピーク水位、被災時水位および降雨の状況等について把握する。また、地震については、地震諸元(震央や規模)ならびに被災箇所近傍の地震動の強さ(震度や最大加速度)を把握する。
- 4) 被災形態および被災規模
洪水の被害については、被災の形態を破堤、のり崩れ、侵食、洗堀、堤体漏水、地盤漏水(ガマ、噴砂)等に分けるとともに、被災の部位、被災の規模についても把握する。また、地盤被害についても被災の形態、被災部位と被災の規模について把握する。

3.1.6 基礎調査結果のとりまとめ

以上の調査の結果は、堤防の安全性照査等に有効に利用できるよう、平面図および縦断面図としてとりまとめる必要がある。その一例を示したものが図 3.1.1 および図 3.1.2 である。図 3.1.1 は、治水地形分級図上に堤防の現況、構造物の位置や設置時期、被災の履歴等を整理したもので、二の図からは、主として自然条件のもとの対象区間の堤防の溢かれている場の状況、位置付けとといったものを読み取ることができる。一方、図 3.1.2 は、河道の特性や堤防の形状、外力の特性、土質条件等を縦断的に整理したもので、このようなどりまとめをすることにより、現況堤防の安全性といった観点からの場の理解にも有効である。また、図 3.1.1 および図 3.1.2 は、主として浸透面から基礎調査結果を整理したものであるが、河道の平面形状や背後地の社会条件等を含む整理しておく、場の条件の理解や問題点の整理に有効である。

例えば、堤防の浸透について考えると、相対的にはあるが、同図をもとに堤防の安全性を概略的に評価することができる。すなわち、浸透に対する堤防の安全性は、原因としての堤体と基礎地盤の土質条件、および洪水特性から決まる外力条件に支配される。前者は具体的には土の透水性と強さであり、土を粘性土、砂質土、礫質土に分ければ、浸透に対しては粘性土が最も耐力があり、逆に砂質土が最も耐力が小さいといえる。また、旧河道等の河川要留意地帯がある場合には浸透に対する安全性は低下すると考えよく、さらに築堤年代の古い堤防は、一般に締固めが不十分な場合が多いものと考えられている。

一方、外力については、高水位の継続時間が長いほど、また平均動水勾配が大ききほど、堤防の安全性にとっては不利である。したがって、以上のような土質条件(土質分類、要留意地形、築堤年代)および外力条件(洪水継続時間、平均動水勾配)を組合せることにより、洪水特性および土質に因る調査結果のとりまとめの段階においても、浸透に対する堤防の安全性を概略的、相対的に把握することができ、第4章の縦断方向の土質調査箇所選定や対象区間を細分する際の補助的な資料として活用することができる。図 3.1.3 は、このような観点から作成された、堤防の浸透に対する安全性の概略的、相対的な評価手法の一例である。

なお、河川堤防を維持管理する上では、堤防の整備に関わるあらゆる情報を蓄積していくことが重要で、そのためには共有化可能な堤防データベースの構築を進めていくことが望まれる。

図 3.12 基礎調査結果の縦断的なとりまとめの一例

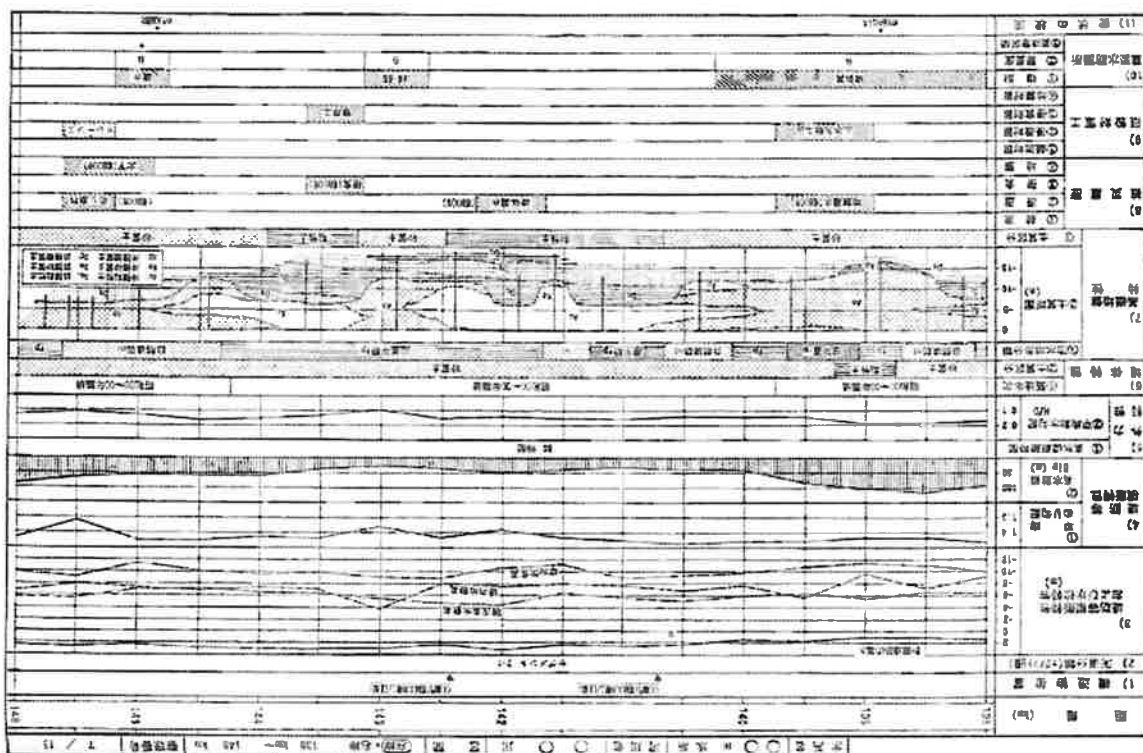
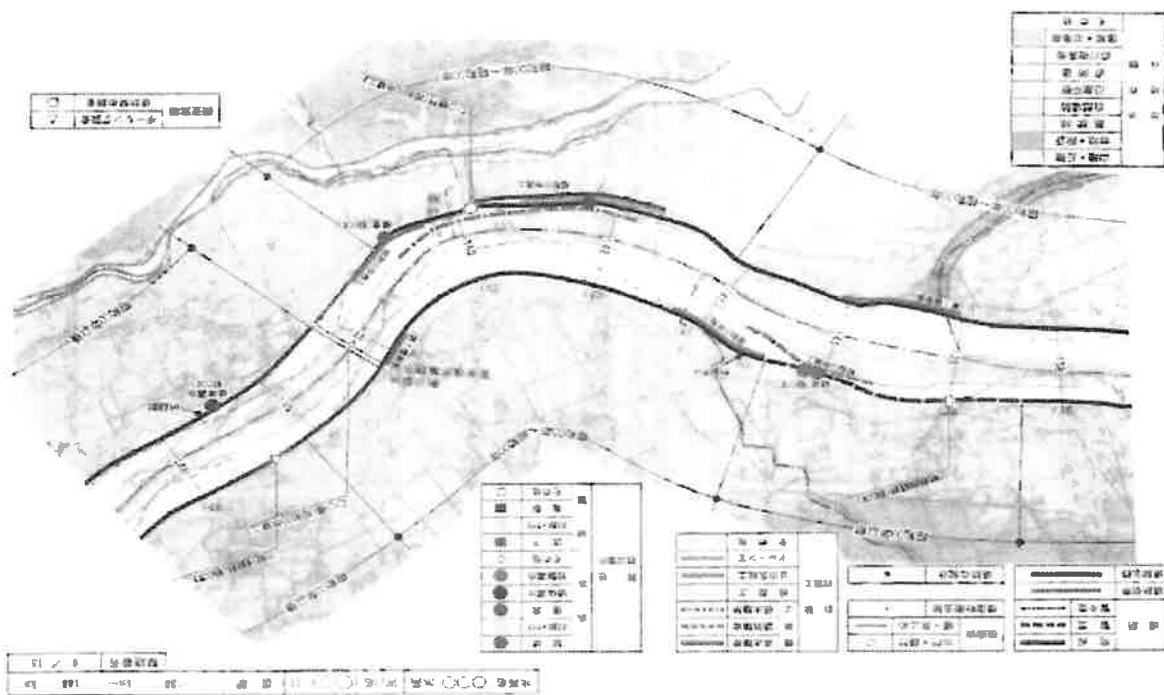


図 3.11 基礎調査結果の平面的なとりまとめの一例



3. 2 浸透に対する構造検討のための調査

3. 2. 1 洪水特性調査

1) 調査の目的

浸透に対する堤防の安全性は、外力という意味では降雨および洪水の特性に支配される。すなわち、大気の降雨は、そのみでも堤体に浸透することによって、尻付近の飽和度を高め、容易に堤体を不安定化させる。また、水位が高く、かつ継続時間が長い洪水では、河川が堤体あるいは基礎地盤を通じて継続的に浸透し、堤体内に浸潤面を形成して裏のりを不安定化させるとともに、漏水や浸透破壊（パイピング破壊）等の発生原因となる。洪水に先行して大気降雨があった場合には、堤体の飽和度は上昇して透水性が増大しているため、洪水時の堤体内浸潤面の発達を助長し、堤防の安定性は急速に脅かされることになる。さらに、洪水末期の河川水位の低下時においては浸透水が堤体内に滞留し、裏のりは著しく不安定化する。

このように降雨あるいは洪水の特性を把握することは、浸透に対する堤防の安全性照査にとって不可欠で、調査にあたっては安全性照査の対象区画内あるいは近傍の観測所等の記録を幅広く収集整理する必要がある。

なお、地下水位も降雨や河川水の浸透と深く関わっており、3. 1節で述べたようなことのほか、対象区画とその近傍に地下水位の観測施設がある場合には、その記録についても調査しておく必要がある。

2) 降雨特性調査

降雨の浸透による堤防の不安定化の程度は、総降雨量（連続雨量）、降雨の継続時間、降雨強度等の降雨特性に支配され、浸透に対する堤防の安全性照査では初期条件および外力条件の決定に直結関わる。このため、①川水期の月平均降雨量、②既往最大降雨量および③計画降雨量等を中心に調査する。

出水期の月平均降雨量については、洪水が生起する可能性の高い時期、通常は6月～9月の堤防の浸潤状態を再現するために必要なので、原則的には対象区画近傍の観測所の記録を収集整理することが望ましい。記録としては最低でも10年間程度を対象とし、月降雨量の平均値を算出する。対象区画近傍に適当な観測所がない場合には、最寄りの気象台や測候所等の記録を収集してもよいが、その場合、観測地点の諸条件が対象区画と類似していることを確認する必要がある。

一方、計画降雨量は洪水時の降雨外力の設定に必要なもので、洪水防衛計画で対象としている流域平均もしくは対象区画の集水域平均の計画降雨量について収集整理する。ただし、降雨量には地域分布があるため、流域平均雨量と対象区画のそれとは必ずしも一致しないので、対象区画近傍の観測地点における総降雨量の上位5個程度を降雨波形状（降雨の時間分布）とともに整理しておくことも重要である。

3) 洪水波形状調査

河川水の浸透に対する堤防の安全性は、洪水時の水位の高さ、洪水の継続時間、および洪水末期の河川水位の低下速度に左右されるので、浸透に対する堤防の安全性照査の外力条件として、洪水の特性を反映した洪水波形状を設定する必要がある。洪水波形状についての調査が欠かせない。

洪水波形状調査では、計画高水流量算定時に対象とした複数洪水の流量および水位波形状を収集

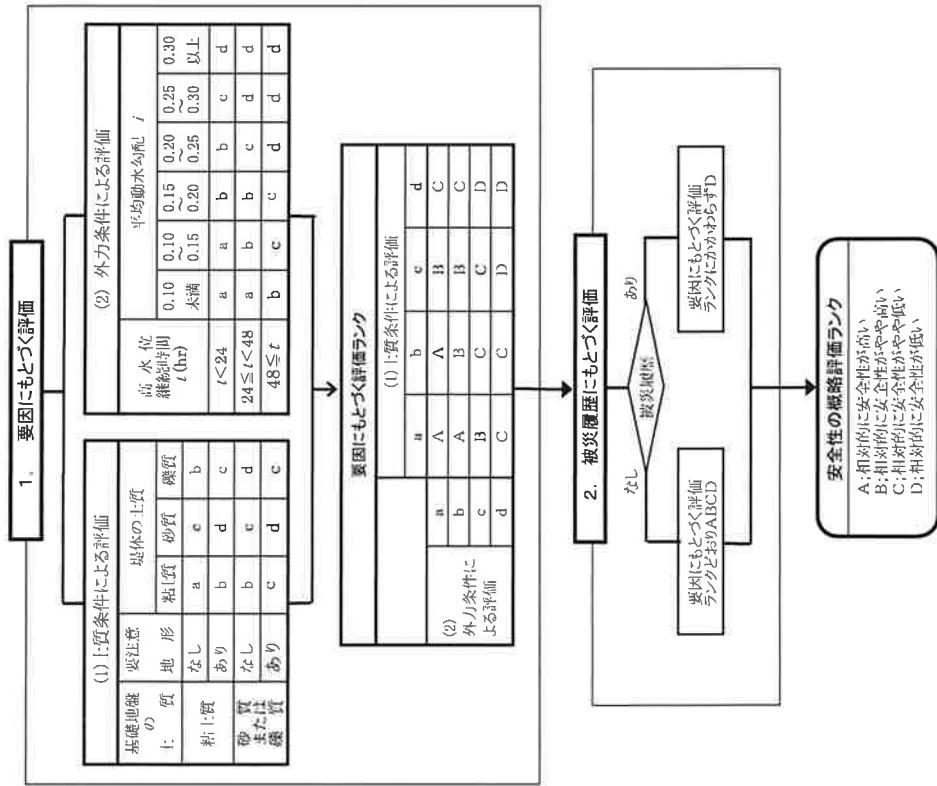


図 3.1.3 浸透に対する安全性の概略評価手法の一例

整理する。対象洪水が多数ある場合には、ピーク水位が高い波形、洪水継続時間の長い波形、波面面積（総型となる水位、例えば平均水位と計画水位に囲まれる面積）が大きい波形、そして洪水末期の水位低下速度が早い波形等を選定する。

既往洪水の水位波形は、過去の洪水に対する堤防の安全性を確認するために収集するもので、安全性照査の対象区間近傍において、単にピーク水位が高い波形だけでなく、洪水継続時間が長いあるいは波面面積が大きい波形にも着目する。

なお、洪水特性調査と併せて照査外力の設定の参考とするため、既往最大洪水時の河道断面、現況の河道および計画上の河道断面についても調査しておく必要がある。

3. 2. 2 土質調査

1) 調査の目的

河川堤防の浸透に対する安全性照査を行うためには、対象区間における堤体および基礎地盤の土質特性、すなわち土質構成とその工学的な性状（浸透特性および強度特性）を詳細に把握する必要がある。複雑な数値計算を行って堤防の安全性を照査しても、前提とする土質調査が不十分であれば、照査そのものは信頼性の低いものとならざるをえない。

土質調査の目的は、具体的に、

- ①対象区間の堤防および基礎地盤の縦断的な土質構成を把握する（土質工学的にみた区間の細分と代表断面の選定に利用する）
- ②対象断面（箇所）の堤体および基礎地盤の土質構成と土質特性を把握する（安全性照査に際しての代表断面のモデル化に利用する）

ことで、目的達成のためには適切な調査計画を立案することが重要である。

2) 調査計画

土質調査は、原則として堤防縦断方向の土質調査と堤防横断方向の土質調査に分けられる。前者は後者に先行して実施すべき調査で、堤体および基礎地盤の土質構成やその工学的な性状、地下水位等を堤防縦断方向に把握するために実施するものである。一方、堤防横断方向の土質調査は、縦断方向の土質調査結果等をもとに浸透に対して危険と想定される断面を選定して実施する。調査を実施する断面は安全性照査の対象断面となり得るものであり、堤防を適切にモデル化できるよう、土質構成とその工学的性状に関して、より詳細な精度の高い調査が必要である。

土質調査を効率的かつ経済的に行うためには、事前に適切な調査計画を立案することが重要である。堤体および基礎地盤の土質特性の詳細を把握するという観点からは調査密度を高める必要があるが、密度をいたらずらに増しても安全性照査の信頼性の向上には必ずしも直結しないこと、また調査に要する費用が多大となることから、調査計画を立案するにあたっては、3. 1節の基礎調査結果等をもとに調査地点を適切に選定するとともに、適切な調査内容と調査方法を検討する必要がある。特に、堤防の縦断方向の調査では、調査の目的が主として対象区間全体の土質構成を把握することであるから、サウンディング等の簡便な方法や非破壊調査法を採用することも、調査の効率を高めるためには有効である。

3) 堤防縦断方向の土質調査

(1) 調査地点の配置

安全性照査の対象区間全体について堤防縦断方向の土質調査を効率的かつ経済的に実施する

ためには、3. 1節で整理した地形地質特性（治水地形分類図等）、築堤履歴や被災の履歴、および既往のボーリング調査等による土質調査の結果を荷用し、浸透の面からみた対象区間の区間の細分（縦断方向の区分）を行う必要がある。そして細分した区間ごとに浸透に対して相対的に最も危険と想定される箇所を選定して調査地点（ボーリング調査地点）を配置する。細分した区間の延長が長い場合には区間内に複数の地点を選定する必要があるが、この場合、浸透に対して相対的に危険性が高いと想定される区間については密に、逆に相対的に危険性が低いと想定される区間については粗くすることが効率的である。浸透に対して危険性が高いと想定される区間とは、堤体あるいは基礎地盤が透水性の大きい土質、例えば砂質土や礫質土により構成されている区間、堤防が高かつ幅が狭い区間等である。また、洪水の特性ということでは、洪水継続時間が長い区間も浸透に対しては危険性が相対的に高い区間である。特に問題となるのは被災履歴のある箇所が存在する区間で、そこには調査地点を優先的に配置する必要がある。前節の図 3.13 に示した安全性の概略評価の例でいえば、相対的に危険と想定される区間とは概略評価ランクがCおよびDの区間、相対的に危険性が少ないと想定される区間は概略評価ランクがAおよびBの区間に該当するとみてよい。

調査地点の間隔は、既往のボーリング調査地点を含め、浸透に対して問題があると想定される区間については最低限1 km ごと、浸透に対して問題が少ないと想定される区間については最低限2 km ごとが目安となる。逆に区分した区間の延長が極端に短い場合には、隣接区間と併せて相対的に最も危険と想定される位置に調査地点を選定してもよい。

なお、新設堤防の安全性照査や強化設計を行う場合には、建設省河川砂防技術基準(案)解説・調査編等を参考に、適切な間隔でボーリング調査を実施する。

(2) 調査の内容および方法

a) 調査の内容

堤防縦断方向の土質調査では、既存の土質調査資料と併せ、照査の対象区間の堤体および基礎地盤の土質構成を把握するとともに、それぞれを構成する土質の工学的性質を明らかにする必要がある。堤防縦断方向の土質調査の段階における構成土質の工学的性質とは、主として分類特性（粒度組成等の物理的な性質）である。

調査の内容および方法等は堤防新設の場合も同様であるが、この場合、調査の対象は基礎地盤に限定され、築堤材料については土取場等における材料調査が必要となる。

b) 調査の方法

堤防縦断方向の土質調査の方法は、堤体および基礎地盤の土質構成を把握し、構成土質の工学的性質を明らかにするためのボーリング調査、標準貫入試験、土質試験等である。

①ボーリング調査

ボーリング調査は最も基本となる調査の方法で、堤体および基礎地盤の土質構成を把握するためばかりではなく、標準貫入試験等を実施するためにも必要である。

ボーリング調査は堤防の中央付近において実施する。兼用道路等となっていて場所が確保できない場合には堤防のりのり付近で実施するとよい。

ボーリング調査の深さは、堤防の浸透に対する堤防の安全性照査ということのみからいえば、いたずらに深くする必要はないが、対象区間の土質縦断面図を作成するためには、堤体の下位

に分布する基礎地盤の上層を一定の深さまで調査することが必要で、最低限、基礎地盤の上面から10m程度の深さは確保する必要がある。ただし、透水性地盤(砂質土や礫質土で構成される地盤)が10m以上連続するような場合には、その下位の難透水層(主として粘性土)を2~3m確認する深さまでとするが、基礎地盤の上面から20m程度を深さの上限と考えよう。

ボーリング調査に際しては、地下水位を精度よく把握する必要がある。また、近傍の地下水位観測所の記録を収集整理し、地下水位の季節的な変化を別途把握しておくことが望ましい。

②標準貫入試験

標準貫入試験ではN値が得られるとともに、乱した状態のものではあるが試験を採取することができ、N値からは、経験則により土の強度定数を類推することが可能である。標準貫入試験を実施する位置は、堤体および基礎地盤とも原則として深さ1m毎とする。

③土質試験

標準貫入試験器によって採取した乱した試料を対象に、堤体および基礎地盤の分類特性、すなわち物理的な性質を把握するための土質試験を実施する。試験の項目は表3.2.1に示すとおりである。実施する頻度は土質が変化する深さごとを原則とするが、土質が比較的均一とみられる場合でも、堤体では1mごと、基礎地盤については2~3mごとに実施しておくことが望ましい。なお、土質試験の方法は地盤工学会の基準⁽¹⁾による。

表 3.2.1 堤防縦断方向の土質調査における土質試験の項目

土質試験の項目		礫質土	砂質土	粘性土
物理	土粒子の密度試験	○	○	○
	含水量試験	○	○	○
試験	粒度試験	○	○	○
	液性限界・塑性限界試験	注)	注)	注)

注)表質土は液・土質分類の項目(GI、G-I、G-II、G-II)に該当する
砂質土は同じく砂粒(1.5、1.5-FI、SFI)に該当する
粘性土は同じく細粒土(FI、FI)に該当する
礫質土・砂質土は、細粒分含有率が15%程度以上の場合には、液性限界・塑性限界試験を実施することが望ましい。

④その他の方法

・サウンディング調査

サウンディング調査では、試料を採取できないので土質を直接的に観察することはできないが、得られた記録から土質や強度定数を類推することが可能である。サウンディング調査は、一般的に調査機器が簡便で経済的でもあることから、既往の被災箇所周辺や川河道等の要注意地形について上下流の境界位置を把握するために利用できる。その際の調査位置は、ボーリング調査地点の上下流側の裏のり尻近傍とする。

サウンディングの方法としては多くのものが開発されているが、多様な土質に適用でき、実績が豊富なものは静的コーン貫入試験、動的コーン貫入試験およびスウェーデン式サウンディングである。

・物理探査

3.1節で述べた非破壊調査、すなわち電気探査等の物理探査も基礎地盤を構成する土質の物

性を連続的に(線的に)把握できるといふ点では極めて有効な調査方法で、これを実施することとで縦断方向の調査地点を見直し、調査地点間の土質構成を補完することが可能である。ただし、電気探査等の非破壊調査法は、適用条件に制約をともなうこと、記録の解釈に工学的な判断を要すること等があり、これを調査方法として採用する場合には、事前に適用性についての十分な検討が必要である。

・試験調査

試験調査は、堤体や基礎地盤の一部を掘削し、土質状況を観察するもので、試験孔(テストピット)からは良質な試料の採取も可能である。ただし、大規模な掘削は堤防の安全性に影響を及ぼすこともあるので、箇所数や掘削の規模を最小限に抑える必要がある。また、試験調査の終了後には、同質の材料で試験孔を埋め戻し、タンパー等を用いて十分に転圧しなければならぬ。

なお、堤防新設の場合は基礎地盤のみが対象となるが、調査の内容や方法は基本的に同じである。築堤材料については、この段階で土取場等が決まっていれば試料を採取し、少なくとも表3.2.1に示すような土質試験を実施しておく必要がある。

4) 堤防縦断方向の土質調査

(1)調査対象箇所の選定

堤防縦断方向の調査対象箇所は、堤防縦断方向の土質調査地点の中から浸透に対して条件が厳しい地点を選定する。ただし、区分した区間内に複数の縦断方向土質調査地点が設置されている場合であって、土質構成が類似する場合には、対象箇所を代表的な位置に限定してもよい。堤防縦断方向の調査対象箇所を選定するにあたっては、特に次のような点に留意する必要がある。

a) 堤体の土質について

堤体の土質で問題となるのは透水性の異なる土質が複雑に分布する堤体である。このような堤体の土質構成を模式的に示したものが図3.2.1で、その多くは築堤履歴(3.1節)に関係したものである。

浸透に対して特に問題となる堤体の土質条件を整理すると、概ね次のとおりである。

- ①大部分が透水性の大きい土質で構成され、かつ裏のり尻付近に難透水性の土質が分布すると想定される断面(図3.2.1a)
- ②粘性土を主体に構成される堤体で、裏のりから表のりにかけて連続的に透水性の大きい土質が挟まれていると想定される断面(図3.2.1b)
- ③中央部の難透水性の土質を透水性の大きい土質が被覆し、かつ難透水層の上質の上面が計画高水位に達していない断面(図3.2.1c)

なお、堤体土質に関わりなく、堤防ののり勾配が急な箇所や堤防の高さ(堤防天端高と堤内地盤高の比高)が高く平均動水勾配(表のりの計画高水位位置と裏のり尻を結んだ直線の勾配)の大きい箇所、あるいは高水敷の幅が特に狭い箇所やない箇所も、浸透に対して危険となりやすい箇所の条件のひとつである。b)基礎地盤の上質について

浸透が特に問題となる基礎地盤の土質構成は、堤体と同様に透水性の異なる土質が複雑に分布する地盤である。これを模式的に示したものが図3.2.2で、透水性地盤において裏のり尻下に

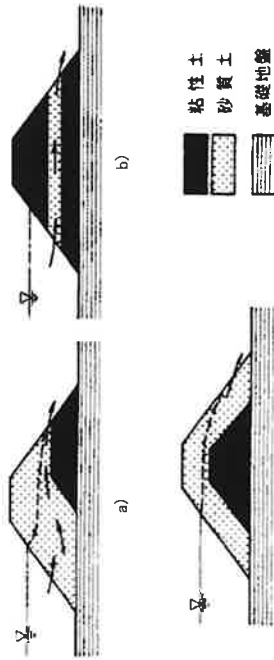


図 3.2.1 浸透が問題となる堤体の土質構成

粘性土等の難透水層が分布していると、いわゆる行止り地盤を形成し、基礎地盤への浸透水は堤体内に上昇して浸潤面を押し上げ、漏水やすべり破壊が発生しやすくなる。また、裏のり見近傍の難透水層が薄い場合には、基礎地盤からの漏水やパイピング破壊が発生しやすい。このような基礎地盤条件を有する箇所の有無は、堤防縦断方向の調査結果のみで判断することは一般的には難しいが、『治水地形分類図』等から判断できる場合もある。いずれにせよ堤防縦断方向の調査において透水性地盤であることが確認され、かつ難透水性の土質を不規則に挟在するような地盤は、浸透に対しては条件の厳しい箇所と判断して差し支えがない。

なお、堤防は堤体と基礎地盤が一体となった機能を発揮するものであり、両者の関係についても十分に吟味し、堤防横断方向の土質調査断面（箇所）を選定する必要がある。

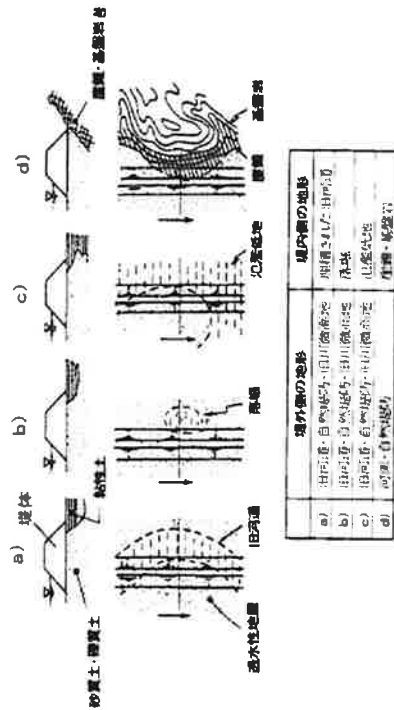


図 3.2.2 浸透が問題となる基礎地盤の土質構成

c) 被災の履歴について

漏水やすべり等の浸透に関わる被災の履歴を有する箇所は、堤体あるいは基礎地盤に問題となる土質条件を内在する箇所といえ、堤防横断方向の調査断面として優先的に選定する必要がある。

(2) 調査の内容

堤防横断方向の土質調査の内容は以下に示すとおりで、基本的には縦断方向のそれと同様であるが、調査の結果は浸透に対する堤防の安全性の照査結果に直結するので、堤体および基礎地盤を構成する土質の透水性ならびに強度特性に関する詳細な調査が必要である。

- ① 対象箇所の上質構成を把握するための調査
- ② 対象箇所を構成する土質の透水性を把握するための調査
- ③ 対象箇所を構成する土質の強度特性を把握するための調査

なお、対象箇所の近傍で水門、樋門等の新設および改築にともなう堤防開削調査が実施されている場合には、その報告書は堤防の土質構成を把握する上で極めて重要な資料となる。

(3) 調査地点の配置

調査対象箇所内で行う土質調査では、堤体および基礎地盤からなる堤防が適切にモデル化ができるよう、調査地点を配置する必要がある。ボーリング調査地点の数は、堤防の規模（高さや敷幅）や堤体ならびに基礎地盤の土質構成の複雑さにもよるが、最低限①堤防天端中央付近、②裏のり面の中央付近、③表のり面の中央付近の3箇所程度が必要である。ただし、堤防天端については堤防縦断方向の調査が実施されているので、その結果を利用すればよい。堤体および基礎地盤の土質構成が複雑な場合には、ボーリング調査地点の間を補間するようサウンディング等の調査地点を配置することが望ましい。

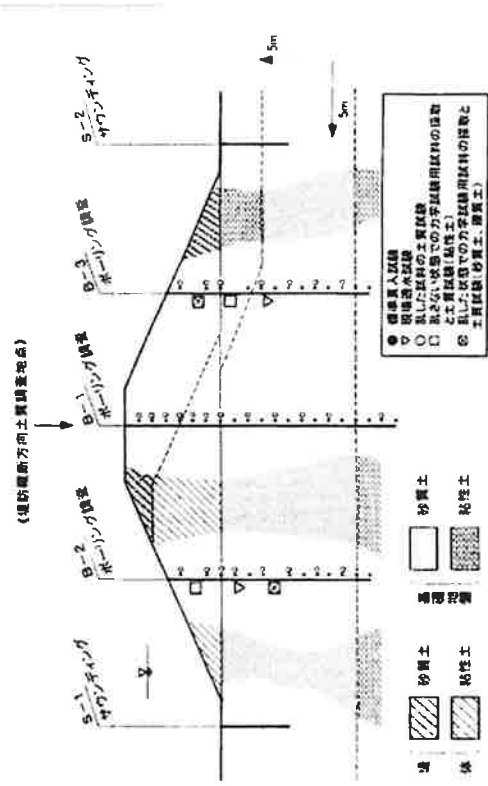


図 3.2.3 堤防横断方向の土質調査の事例

堤防横断方向の上質、上に基礎地盤の連続性が問題となる場合には、必要に応じて高水敷や堤内地にも調査地点を配置することを考えなければならぬ。特に裏のり尻付近については、いわゆる行止り地盤(図 3.2.2 参照)を形成している場合があるので、そのようなことが想定される場合には少なくともサウンディング等の調査地点を配置して土質を確認しておく必要がある。

なお、堤防断面が小さくかつ堤体が同一の上質で構成され、しかも基礎地盤も単純な土質構成であることが判明している場合には、裏のり面もしくは表のり面のいずれかのボーリング調査を省略してもよい。

図 3.2.3 は堤防横断方向の上質調査の計画事例を模式的に示したものである。

(4) 調査の方法

堤防横断方向の上質調査では、堤防縦断方向の調査方法(ボーリング調査、標準貫入試験、上質試験等)に加え、上として構成上質の透水特性や強度特性を把握するための現場透水試験、試験の採取および上質試験を実施する。個々の目的に応じた調査の方法は表 3.2.2 に示すとおりで、ボーリング調査、標準貫入試験および上質試験(物理試験)の方法等は堤防縦断方向の上質調査における項目(表 3.2.1)と同様である。

また、新設堤防の調査にあたっては、土取場等から試験を採取し、別途材料試験を実施して縮固め後の材料の浸透特性ならびに強度特性を把握する必要がある。

表 3.2.2 調査の目的に応じた調査の方法

調査目的	調査方法	
	堤体	基礎地盤
上質構成の把握	ボーリング調査・サウンディング	電気探査等
浸透特性の把握	上として室内上質試験(粘度試験・室内上質試験)として現場透水試験(粘度試験)	
強度特性の把握	標準貫入試験・サウンディング・室内上質試験(粘度試験・せん断試験等)	上として標準貫入試験・サウンディング
材料特性の把握(堤防施設の場合)	室内上質試験(縮固め試験および縮固めた材料の密度試験・透水試験・せん断試験等)	

a) 現場透水試験

現場透水試験はボーリング孔を利用して実施するもので(単孔式透水試験)、上の透水特性(透水係数)を知ることができるほか、試験区間の間隙水圧をバース水頭(地下水位)を精度良く把握することができる。現場透水試験の対象は、地下水面以下の飽和部分を構成する薬質土および砂質土で、上として基礎地盤が対象となる。

現場透水試験は、原則的には土質が変化する層に実施することが望ましいが、同一ボーリング孔で多数の試験を実施するのは難しく、土質に大きな変化(例えば同一地点に砂質土と薬質土が分布するような場合)がない限りは、各ボーリング調査地点で1箇所(深度)程度とするのが妥当である。

b) 試験の採取

ここで試験の採取とは、物理試験(粘度試験や透水試験)に供する土を採取する

ことである。乱さない試験の採取が比較的容易な粘性土については、シンウォールサンプルやデニンサンプル等を用いて乱さない試験を採取する。砂質土や礫質土についても乱さない試験を採取することが望ましいが、乱さない試験の採取は一般には難しく、力学試験に必要な試験は原則として乱した状態で採取する。この場合、室内の上質試験(透水試験、せん断試験)は乱した試験を密度調整して実施するので、サードサンプルや標準貫入試験等を利用して密度調整に必要な最少限の乱さない試験を採取し、できる限り正確な密度を把握することが重要である。

なお、浸透に対する堤防の安全性を調査する場合、基礎地盤を深く切るようなボーリングは想定していないので、軟弱な粘性土を除いては試験の採取は必要ないが、別途地震に対する安全性の照査を実施する場合には併せて採取しておくことよ。

c) 上質試験

標準貫入試験用サンプルによって採取した乱した試験を、堤防縦断方向の調査と同様の項目の上質試験(試験の項目は表 3.2.1 と同様)に供するとともに、力学試験用に採取した試験について表 3.2.3 に示す項目の上質試験を実施する。

力学試験は乱さない試験(粘性土)もしくは密度調整した試験(薬質土および砂質土)について実施するが、いずれも飽和状態を対象とし、試験の方法は地盤工学会の基準による。乱さない試験(粘性土)については、サンプリング、供試体の成形、供試体の試験機への設置等の各過程において、応力解放と機械的な乱れを受けることは避けられないが、できるだけ乾燥な土の乱れが小さくなるよう試験の取り扱いを丁寧に行うことが重要である。

堤防の透水性を把握するための透水試験は原則としては薬質土あるいは砂質土を対象とし、粘性土については、後述するように一定の値を設定することが望ましいことから、試験を行う必要はない(第4章)。

表 3.2.3 堤防横断方向の土質試験の項目(力学試験用試験)

土質試験の項目	薬質土	砂質土	粘性土	得られる定数等
土粒子の密度試験	○	○	○	土粒子の密度 ρ_s
含水率試験	○	○	○	含水比 w
粒度試験	○	○	○	粒径加積曲線、10%粒径 D_{10} 等
液性限界・塑性限界試験	注3)	注3)	○	液性限界 w_L 、塑性限界 w_P
縮固密度試験	○	○	○	縮固密度 ρ_c
透水試験	○	○	○	飽和透水係数 k_s
力学試験	UU 試験	○	○	粘着力 c_u (内部摩擦角 ϕ_u) 粘着力 c_{10} 、内部摩擦角 ϕ_{10} 粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 粘着力 c_s 、内部摩擦角 ϕ_s
	三軸圧縮試験	○	○	
	もしくは一軸せん断試験(注4)	◎	◎	
	CD 試験	◎	◎	
材料試験(堤防施設の場合)	○	○	○	最大乾燥密度 ρ_{max} 等

注 1) UU 試験は圧縮非排水条件、CU 試験は圧縮非排水条件、CIB 試験は圧縮非排水条件(間隙水測定)、CD 試験は圧縮排水条件である

注 2) 土質分類(薬質土、砂質土、粘性土)は表 3.2.1 に同じである

注)の履歴上、砂質土は、細粒分含有率が15%程度以上の場合には、液性限界・塑性限界試験を実施することが望ましい。

注)Dセメント試験の結果は、一般応力法によるすべり安定計算に利用する

一方、強度定数を知るための試験は三軸圧縮試験もしくは一面せん断試験による。試験条件には、UU試験(非圧密排水条件)、CU試験(圧密排水条件)、CUB試験(圧密排水条件)の3種類が用いられる。また、CU試験(圧密排水条件)があり、試料の透水性や堤体の上層構成から想定される被災メカニズム、土質の不均質さ、隣接する上層の排水条件などを考慮し工学的判断の上、選択する。また、三軸圧縮試験と一面せん断試験は、圧密条件やせん断モード等が異なることから、想定される圧密状態や被災メカニズム等を勘案し、目的に応じたせん断試験を選択すること、両試験から得られた強度定数を混同して使用しないことに注意を要する。

従来、三軸圧縮試験および一面せん断試験における拘束応力の設定に配慮不足な面があった。すべり面計算に用いる三軸圧縮試験等のせん断強度試験は、発生すると予想されるすべり面の深さにおいて、発着する強度が評価されるように、低い拘束応力範囲を含むように設定することが望ましい。高拘束圧下の試験結果から得られた粘着力を見込むと、低拘束圧下で過大な強度となり、過大な安全率が得られることもあるため、粘着力の評価に必要な留意事項である。次に、一般応力法でも、すべり面スライスが当たる上層が排水性のとき、排水条件のCD試験による強度を使用するため、CD試験またはCUB試験が必要となる。とくに、透水性の高い礫質などでは、排水条件の試験を選択することが望ましい。

なお、粘性土については、UU試験を使用する場合は、サンプリング時の乱れや非試験体製作過程の影響を受けやすいこと等に留意する必要がある。UU試験の結果、粘着力 c が過度に小さい場合や内部摩擦角 ϕ が求まる場合、堤防縦断方向の同一土層の試験結果に対しパラジキが見られる場合等では、試験数を増やすことや試験条件をCU試験に変えるなどの検討が必要である。なお、内部摩擦角 ϕ が求まるのは、供試体が飽和の状態の場合によく見られる現象であり、目標とする試験条件である飽和状態を満足していない可能性が高い。また、一軸圧縮試験から求まる一軸圧縮強さの1/2 ($q_u/2$)は、UU試験から求まる粘着力 c の最小値と見なせることから、必要に応じてUU試験と一軸圧縮試験を合わせて実施することが望ましい。

なお、新設堤防の場合は土取場等から採取した試料を対象に、材料試験を実施する。試験の項目は、縮固め試験および縮固めた材料の力学試験で、後者については縮固め管理基準値(縮固め度90%)の飽和試料を対象とする。力学試験の内容は表3.2.3に示す試験と同じである。

3.3 侵食に対する構造検討のための調査

3.3.1 河道特性調査

1) 調査の目的

侵食に対する堤防の安全性は河道の特性に大きく支配される。すなわち、外力という面では洪水時の堤防近傍の流速が問題となるが、この流速は河道の平面的、縦断的、横断的な形状と深く関係し、また、耐力という面では堤防表の面の遊岸や植生による被覆状況とともに河床の変動状況等が関わってくる。このことから、侵食に対する堤防の安全性照査においては河道特性の把握が重要となる。

2) 調査の内容

河道特性調査では、以下の内容について調査を実施する。

(1) セグメント分類

河道のセグメント分類⁹⁾は河道特性を評価するひとつの指標であり、表3.3.1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、セグメント分類からは河岸の侵食の程度を類推することができる。ここでは同表をもとに現状の河床勾配および河床材料の代表粒徑に着目し、照査対象区間について河道を分類する。

表 3.3.1 河道のセグメント分類とその特徴^(参考)

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 → ← デルタ →			
河床材料の代表粒徑 ⁹⁾	さまざま	2 cm 以上	3 ~ 1 cm	1.0 ~ 0.3 mm
河岸構成物質	河床・河岸に岩が中・河床に岩が多い	表層に砂・シルトが dominant であるが、河床材料と同物質が上める	下層は河床材料と同物質、シルト・粘土	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、河床の平均径は8 m 程度の蛇行は発生しない	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	直線河道であればこの河岸も侵食され得る。侵食箇所の予測は困難	砂礫堆(砂洲)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、水衝部が固定する。したがって、侵食箇所が固定するか移動性か、移動速度が速いかの違いが把握することが重要	侵食はセグメント1ほど大きくない。河川では、河道平面形によって侵食箇所が固定されている場合が多い。基本的には誘曲部外は侵食は少ない。注意	砂洲はほとんど発生しないため、侵食発生箇所は河道平面形に限定され、基本的には誘曲部外は侵食は少ない。注意
低水路の平均深さ	さまざま	0.5 ~ 3 m	2 ~ 8 m	3 ~ 8 m

(2)河道線形

河道線形については河道の平面形状をもとに直線部か曲線部かを調査し、平均河道幅 B および河道中心における曲率半径 r を把握する。ここでは、曲率半径 r と川幅 B の比が5以上($r \geq B$)の場合であれば直線部とみなすことにする⁶⁾。

(3)河道状況

河道変動に関しては、河床変動および河道断面の変化を調査する。河道状況の調査では、併せて落筋、砂洲のパターンの変化、近年の洪水や被災の発生状況を把握しておくことも重要である。

河床変動の調査では、最深河床高の経年的な変化を縦断的に整理し、河床の変動を評価する必要がある。また、護岸工については、後述の護岸構造等の調査結果とあわせ、図 3.3.1 に示すような基礎工の投入高さや根固工の施工高を併せて記録するとよい。

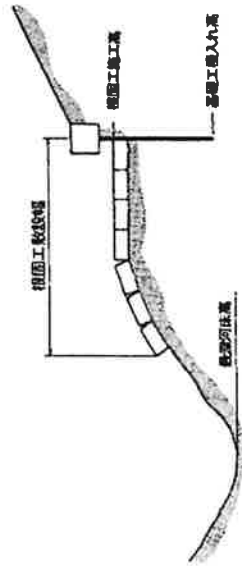


図 3.3.1 最深河床高、基礎工投入高さ、根固工施工高等の定義

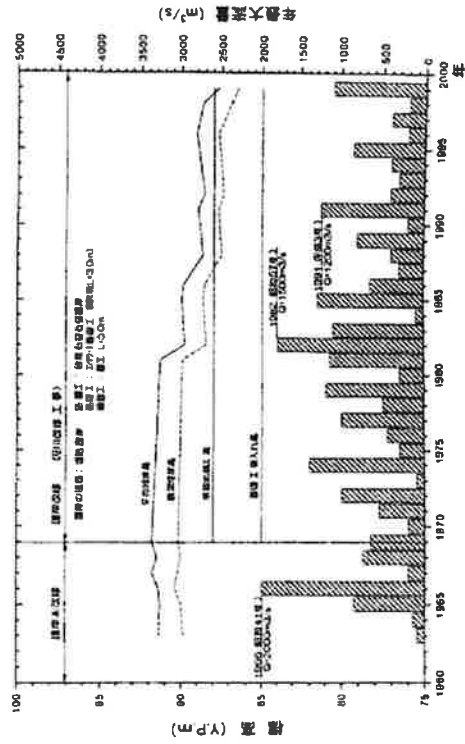


図 3.3.2 代表断面における河床の経年変化の整理例

河道断面の変化を調査する際には、工事記録等をもとに河川工事の実施された区間ならびに実施年度を整理する。河床高の経年変化については、図 3.3.2 に例示するように、年最大流量との関係で整理すると状況把握に役立つ。

(4)堤防および高水敷の諸元

堤防および高水敷については諸元等を調査する。3.1 節に示す堤防現況等の調査の結果が活用できるが、堤防については諸元のほかに護岸の有無も把握しておく。高水敷については、低水河岸高 H および高水敷幅 b について把握する。低水河岸高ならびに高水敷の定義は以下に示すとおりで、これを図化したものが図 3.3.3 である⁶⁾。

高水敷：形状内に低水路との区別が可能であるとともに、その高さが平均年最大流量流下時の水位より高い箇所

低水河岸高：河岸前面部の平坦部または河岸前面の深掘れ最深部河床から河岸天端（高水敷あるいは中水敷）までの高さ

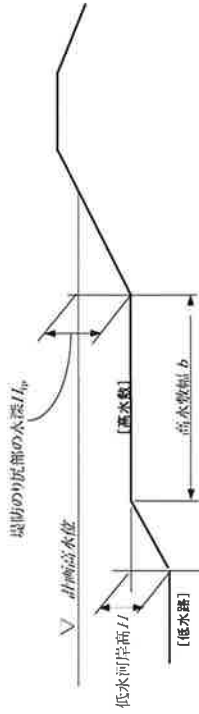


図 3.3.3 高水敷および低水路の定義⁶⁾

(5)既往の洪水データ

洪水による侵食作用は洪水の特性に強く支配されるので、既往の主要洪水のデータを整理し、流量、流速、流況、洪水継続時間等の洪水特性を把握する。特に、主要洪水や堤防等による被害を発生させた洪水については、ピーク水位のみではなく、水位波形や流速、洪水の継続時間を被害の形態等と関連付けて整理することが重要である。

3.3.2 護岸構造等の調査

1) 調査の目的

対象区間内に護岸工がある場合には力学的安定性を照査する必要がある。そのためには護岸工の工種や構造を把握するとともに、護岸工と周辺の堤体の変状状況、あるいは護岸工や河岸の被災の履歴等についても把握しておく必要がある。

2) 調査の内容

護岸構造等の調査では、以下の項目について調査を実施する。

(1)護岸の現況

護岸の種類については高水護岸と堤防護岸に区分する。

高水護岸：複断面河道で高水敷幅が十分な箇所、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；半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放幅が狭く、堤防と低水河岸を一体として保護するように設置されている護岸

ただし、高水放幅 b の狭い複断面河道の堤防については、堤防のり面に於ける水深 H_p (図 3.3.3) が $b/H_p \leq 3$ となる場合には、一体とした堤防護岸とみなすべきである⁹⁾。

なお、『河川管理施設等構造令』において護岸の設置を義務づけられている区間についても、構造物の種類や位置等を確認しておく。また、低水護岸についても同様の調査を実施しておくことが望ましい。

護岸工の種類や諸元については、時期を異にする河床縦断の測量成果と併せ、図 3.3.4 に例示するような縦断図として整理しておくこととす。

(2) 護岸工の変状状況

護岸工の変状状況の確認を目的として表 3.3.2 に示す内容の変状調査を実施する。低水護岸については、その機能が失われると堤防本体の安全性に重大な影響を及ぼす可能性が高い区間、例えばセグメント 2 やセグメント 3 に分類される河道においては、高水放幅 b が低水河岸高 H の 5 倍以下の区間を対象とする。

なお、護岸工等のない区間については、堤防のり面を対象に植生の種類や被度を調査しておくことも必要である。

護岸等の変状状況については、後述の既往の被災箇所とともに、図 3.3.5 に例示するような平面図として整理するとともに、前掲の図 3.1.1 に併せてとりまとめしておくこと、対象区間の場の理解や侵食に対する課題の分析に有効である。

表 3.3.2 護岸等の変状調査の内容

調査対象	調査部位	調査内容
高水護岸	のり覆工	①魚鱗の有無 ②部材の劣化 ③のり面の崩落 ④すり抜け部の侵食
	のり覆工	高水護岸に準ずる
堤防護岸 (低水護岸)	基礎工	①根際き ②沈下
	根固工	①流出 ②崩れ
護岸なし	のり面	植生の侵食・剥離

(3) 被災履歴

既往の侵食による堤防の被災および河岸の被災について調査する。ここでいう被災とは、災害復旧事業またはそれに類するような被災が対象で、低水河岸の被災については原則として調査の対象からは除外する。調査の内容は被災箇所、被災回数(同一箇所あるいは近傍の区間に

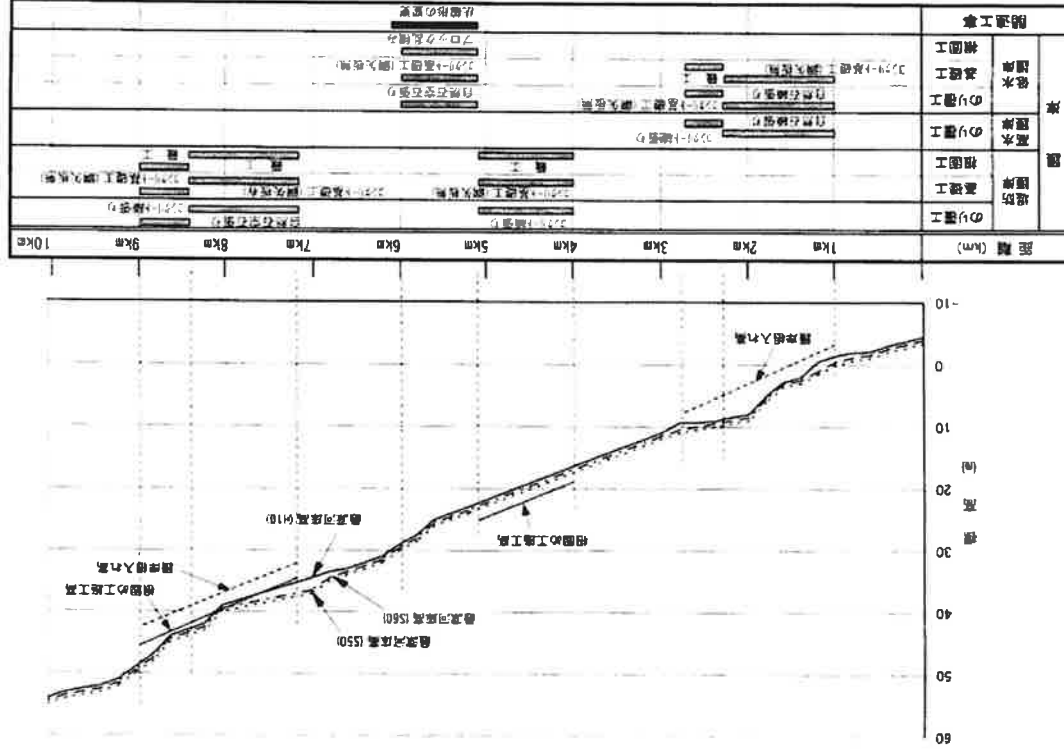


図 3.3.4 河道状況、護岸工種ごとの断面図

3. 4 地震に対する構造検討のための調査¹⁰⁾

3. 4. 1 基礎資料の整理

耐震機能を確認すべき区間の堤防については、地震に対する安全性照査あるいは強化工法の設計に資するため、地形や水文、地震被害、ならびに既往の土質調査等の資料を整理する必要がある。

1) 地形および水文に関する資料

地形や水文に関する資料調査については、3. 1節（設計のための基礎調査）に述べたとおりであるが、地形という意味では、先ず『治水地形分類図』等を利用して地盤時に液状化を発生し易い地盤の分布を整理しておくことが重要である。また、水文に関する資料では、3. 1節に示したことのほかに、二次災害の発生するおそれのある区間の検討に際しての河川水位の仮定に必要な諸量、すなわち出水確率規別洪水位、朔望平均満潮位、計画津波高、平水位等についても整理する。

2) 既往の地震被害に関する資料

3. 1節の被災履歴の調査により対象区間とその近傍において過去に地震による被害が発生していれば、被災年月、被災箇所、地震動の大きさ、被害の形態や原因等を整理する。

3) 土質に関する資料

堤体や基礎地盤を対象とした土質調査資料、堤防閉削資料等にもつき縦断方向の土質状況の概要を把握し、液状化しやすい地盤の分布や過去に地盤被害が発生した箇所との関連を整理する。また、既設の対策工や地盤改良等の実績についても整理しておくことも重要である。

3. 4. 2 土質調査

1) 調査の目的

地震に対する堤防の安全性照査では、対象区間の堤防（堤体および基礎地盤）を適切にモデル化するとともに、モデルに対して液状化強度やせん断強度等の土質定数を設定する必要がある。モデルの適否は、堤防の地震に対する安全性の照査結果に直接的に影響を及ぼすので、既往の土質調査資料等を参考に土質構成および強度特性等を明らかにするための適切な調査計画を立案し、実施する必要がある。

なお、調査地点、調査方法等については、3. 2節（浸透に対する堤防の安全性照査のための調査）の土質調査と十分な調整を図ることが効率的な調査を行う上で重要である。

2) 基本調査

(1) 調査地点の配置と調査の深さ

基本調査は堤防縦断方向の土質性状を把握するために実施するものであり、堤体および基礎地盤のモデル化が適切に行えるよう、先ずボーリング調査地点等を選定する。この場合、調査地点数をいかに増やすのではなく、『治水地形分類図』等によって液状化しやすい土層の分布状況、土質構成の複雑さ等を想定するとともに、既往の土質調査地点を調査して適切に配置する。一般的にいえば、既往のボーリング調査地点を含め、堤防縦断方向に500mに1箇所程度が地点間隔の目安の最大で、地盤が複雑な場合には、これより密に調査地点を配置する必要がある。

一方、調査の深さについては、原則的には、基礎面（工学的な地盤基礎で、S波速度が300m/s



図 3.3.5 被災履歴、護岸の変状等とりまとめ事例

複数回の被災がある場合）、被災水位（のり堰工、基礎工、根固工）等で、被災時の水位や流速等の資料があれば、併せて整理する。なお、3. 1節の「基礎調査」の中で整理されていれば、ここでの調査は省略する。

なお、護岸等の変状調査と併せ、河床の状況（砂洲、汚筋、局所湛留等）、過去の被災箇所の現状を確認し、また洪水時の水衝部等の流れを類推することも重要である。

(4) 既往の検討資料

既往の浸食に対する設計あるいは検討資料は、安全性照査時の重要な情報となり、施工等に関する資料とあわせ、検討内容を整理する必要がある。

3. 3. 3 河道特性と護岸特性等の関連分析

堤防の耐食性は、河道特性、護岸等の侵食防護工の状況、洪水外力という三者の互いの関係と、その履歴が深く関わっている。したがって、河道特性調査（3.3.1項）と護岸構造等の調査（3.3.2項）の結果を個別に見るにとどめず、両者を関連させて整理、分析することが大切である。特に、河道変化と護岸等の設群履歴、洪水外力の履歴、被災状況を対比させることは、被災原因の特定とそこから教訓を得る上で、また、侵食防護として知っておくべき河道全体の特性を理解する上で重要である。また、洪水外力を受けた護岸等の変状を、その設計や施工内容をもとに分析し、設計法の有効性と課題を検討しておくことも重要な情報となる。

以上、またはN値が50以上の地層)を確認できる深さまでとするが、軟弱な土層が深い場合には、地盤種別の判定ができる深さである25m程度を目安として実施することになる。

(2)調査の内容と方法

地震に対する堤防の安全性照査では表3.4.1に示す項目の調査が必要で、調査の方法としてボーリング調査、標準貫入試験、試料の採取と土質試験等を適用する。個々の調査の方法については3.2節(浸透に対する安全性照査のための調査)に示す土質調査の方法と同様であるが、調査の主な対象が基礎地盤にある点に留意する必要がある。

なお、地盤の動的変形特性や動的強度特性を直接求めるためには、動的な力学試験(動的変形特性試験、液化試験)が必要となるが、実施にあたっては照査する手法の特徴を踏まえるとともに、経済性等を考慮して必要に応じて適宜実施することが望ましい。

表 3.4.1 堤防の地震に対する安全性照査に必要な調査項目

	必要項目	主な調査方法
堤	横断面形状	横断測定
	上質構成	ボーリング調査
	構成土層の密度	乱さない試料の採取と土質試験(密度試験)等
	構成上層の強度定数(c, φ)	乱さない試料の採取と土質試験(密度試験)等
基礎地盤	上質構成	ボーリング調査
	地下水位	ボーリング調査、間隙水圧測定
	構成土層の層厚	ボーリング調査、サウンディング
	構成土層の密度	乱さない試料の採取と土質試験(密度試験)等
	構成上層の平均粒径および細粒分含有率(P_c)	土質試験(粒度試験)
	構成上層強度定数(c, φ)	乱さない試料の採取と土質試験(せん断試験)、標準貫入試験等
	深さ毎のN値	標準貫入試験

3.4.3 追加調査

基礎地盤の上質構成が堤防横断方向に複雑に変化する場合には、基本調査の調査地点を補充するよう調査地点を選定し、同様の内容の調査を実施する必要がある。また、堤防横断方向に土質構成が変化すると想定される場合には、横断方向に調査地点を配置して追加調査を実施する。横断方向の調査地点については『治水地形分類図』等を参考に配置するとよい。

調査の方法としては、基本調査の内容や方法と同様であるが、上質構成あるいは上層の連続性を把握するという意味では、サウンディングを有効に利用すると効果的である。

3.5 調査結果のとりのまとめ

浸透に対する安全性照査のために実施した洪水特性に関する調査の結果は、外力設定時に直接利用できるよう、数値一覧表としてとりまとめめる。特に、洪水波形については外力としての水位波形設定時に一定の処理を行うので、洪水毎に時間と水位の関係を少なくとも1時間ピッチに一覧表として整理しておくが効果的である。

浸透ならびに地盤に対する安全性照査のための土質調査の結果は、安全性照査に直接的に利用できよう、上質縦断面図、上質横断面図および土質試験結果一覧表等として整理する。また、上質縦断面図や上質横断面図については、『治水地形分類図』や基礎調査の結果を併示すると、場

の特性の理解に有効である。
 侵食に対する安全性照査を目的として行う河道特性や既設護岸工についての調査結果は、既に例示したような縦断面図(図3.3.4)や平面図(図3.3.5)等として利用しやすいよう整理すると、課題の抽出に役立つ。すなわち、それぞれの図からは過去の被災履歴とその内容、河床低下速度と並およびその原因、近年の洪水の履歴(規模と頻度)等の情報を読み取ることができ、侵食に対する防護の緊急性、侵食外力の要因分析、河道変化の動向等を判断する貴重な材料となる。また、河床低下が急激に進んでいる箇所、既往の被災箇所、特に繰り返し被災を受けている箇所や護岸等の変状の著しいといった代表的な箇所については、河床の経年変化と洪水履歴をとりまとめしておく。

構造検討のための調査の結果は、河川堤防の機能ごとの安全性照査や強化工法の設計に直接的に利用することのほかに、維持管理等に活用できるよう、洪水時のモニタリングのデータと合わせて共有化が可能なデータベースとして整理しておく必要がある。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会, 地盤調査法, 1995
- 2) 建設省河川局治水課・土木研究所河川研究室; 河道管理のための点検技術に関する研究, 第 52 回建設省技術発表会, 1998
- 3) 建設省河川局監・(社)日本河川協会編; 建設省河川砂防技術基準(案)・同解説, 調査編, 山海堂, 1997
- 4) (社)上質工学会(現地盤工学会); 上質試験の方法と解説, 1990
- 5) 山本晃一; 沖積河川学, 山海堂, 1994
- 6) (財)国上開発技術研究センター編; 砂防の方学設計法, 山海堂, 1999
- 7) 公益社団法人地盤工学会; 地盤の変形解析-基礎理論から応用まで-, pp.65-79, 2002.
- 8) 公益社団法人地盤工学会; 地盤材料試験の方法と解説, pp.535-540, 2009.
- 9) 中山修, 佐古敬介, 阿部知之, 品川三則, 村山文弘, 宇野尚雄; 河川堤防の浸透に対する安全性照査に用いる堤体上の三軸試験方法に関する考察, 地盤工学会誌, Vol.56, No.10, pp.30-33, 2008.
- 10) 建設省河川局; 河川堤防耐震点検マニュアル, 1995

第4章 浸透に対する堤防の構造検討

4.1 構造検討の手順

河川堤防の浸透による被害は、降雨および河川水の浸透により堤体内浸潤面が上昇することによるすべり破壊(浸潤破壊)、および基礎地盤の浸透圧の上昇によるパイピング破壊(浸透破壊)が主なものである。浸透に対する堤防の安全性照査とは、そのような堤防破壊のメカニズムを踏まえた技術的知見にもとづく水理学的、力学的手法を設計のなかに導入したものである。安全性照査では、「指針」にしたがって外力を設定した上で、照査項目ごとに適切な手法を適用し、所要の安全性が確保されているかを確認する必要がある。

浸透に対する設計外力は、「指針」では、「計画高水位に達する洪水状態」ならびに「計画規模の洪水時の降雨」としており、照査外力はこれを満たすよう適切に設定する。また、既往最大洪水の降雨量あるいは水位波形(ピーク水位が高い、あるいは洪水の継続時間が長い)に対しても安全性を確認しておくことよい。

堤防のモデル化にあたっては適切な土質調査を実施し、その成果を基本に築堤履歴等を考慮して堤防の形状および土質構成のモデルを作成する。ただし、河川堤防の多くが長い歴史を経て生み出されたもので、堤体あるいは基礎地盤の土質やその構成が極めて複雑かつ不明確な場合が多いことを考えると、土質調査に基づくモデル化の精度には自ずと限界がある。築堤履歴や基礎地盤の複雑さについては、「指針」に規定するように、安全率のなかで考慮することになる。

設定した外力および適切な堤防モデルを対象に浸透流計算ならびに安定計算を行って、浸透に対する照査項目ごとに照査値(安全率等)を算出する。算出結果を「指針」に示される照査基準と照査し、安全性が満たされていないと判断された場合には、強化工法の設計に進むことになる。

以上の構造検討の手順をまとめて図 4.11 に示す。なお、構造検討の手順は、現況堤防を対象とした場合でも、堤防新設の場合でも基本的に同じである。ただし、新設堤防の場合は土質調査の対象が基礎地盤となり、築堤材料については別途に材料試験等を行って、両者を合わせて堤防モデルを設定する必要がある。

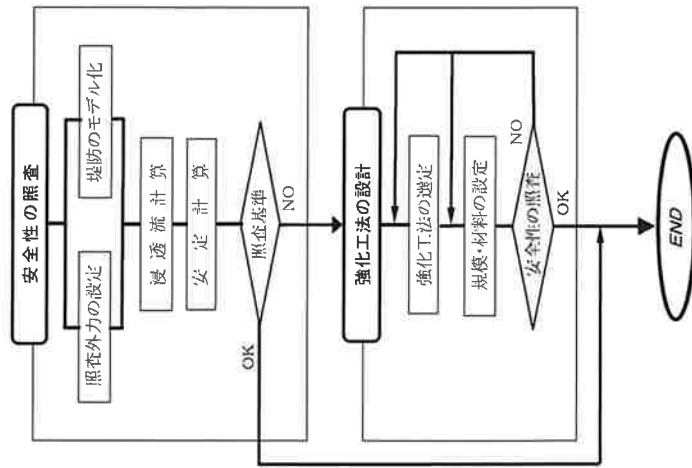


図 4.1.1 浸透に対する堤防の構造検討の手順

4.2 構造検討のための準備

「指針」では、河川堤防の安全性照査に先立ち、一連区間を細分するとともに、細分区間ごとに代表断面を選定することとしているが、ここでは浸透の面からみたら一連区間の細分ならびに代表断面の選定にあたっての留意点を整理しておくことにする。

4.2.1 一連区間の細分にあたっての留意点

細分のための指標は、前章3.1節（安全性照査のための基礎調査）により明らかになった堤防の種類（完成、暫定、暫々の区分）、堤防の高さ等の堤防の形状、末端等の利用状況（兼用道路等）、背後地の状況、治水地形分類、被災履歴等、および前章3.2節の堤防縦断方向および堤防横断方向の土質調査により把握された堤体および基礎地盤の土質特性等である。

堤体および基礎地盤の土質特性という点では、両者を構成する土質の種類、特に透水性からみたら分類とその組合せから一連区間を細分することができる。土質の種類は、基本的には粘性土（日本統一分類で細粒土）、砂質土（同砂粒土）、礫質土（同礫粒土）であるが、一連区間の堤体あるいは基礎地盤が同一の土質で構成されているような場合には、透水性の違いにより土質を細く分類することも必要である。

基礎地盤の土質に関連しては、『治水地形分類図』の地形区分も一連区間の細分の指標となる。特に、「旧河道・旧岸堀」として区分されるような区間は、漏水等が多発していることから「河川要留意地形」とされており、一連区間の細分にあたって考慮すべきである。一方、堤体については、築堤年代も細分の有効な指標となる。すなわち、築堤に締固めの概念が広く導入されたのは昭和30年代後半から40年代の初めであり、堤体の主要な部分がそれ以前に築堤されたものとそれ以後に築堤されたものとは、仮に同一の築堤材料であっても締固めの程度が異なり、透水性や強度に差異があると考えられるためである。

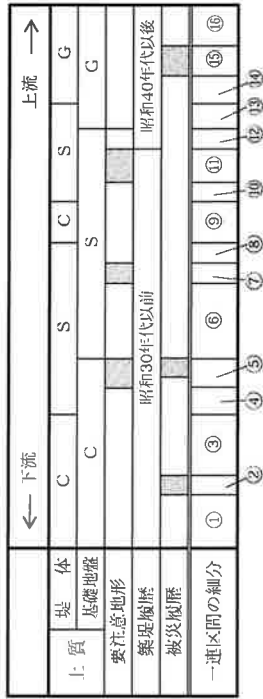
堤体および基礎地盤の土質を基本とする一連区間の細分では、堤防断方向の土質構成についても考慮する必要がある。浸透に対して特に問題になるような堤体および基礎地盤の土質構成は前章3.2節に示したとおりであるが、いずれも横断面でみたとときに透水性の大きい土質（砂質土や礫質土）と小さい土質（粘性土）により構成され、特に川裏側に透水性の小さい土質が分布するような場合である。また、横断面の土質構成ということでは堤体と基礎地盤を切り離すことはできず、相互に影響を及ぼしあうことで、浸透に対してより危険な状況を生み出す場合もあるので、堤防横断方向の土質調査等によって把握した堤体および基礎地盤の土質構成も考慮に入れて、一連区間を細分する必要がある。

一連区間の細分の指標としては被災の履歴も重要である。特に、過去に破堤を生じていたり、漏水やのりすべり等、浸透に関わるような被害が発生した箇所（区間）では、仮に対策が施されたとしても、被害の原因となった脆弱さが残されているおそれがあり、一連区間の細分において重視する必要がある。

一連区間の細分の指標としては、ほかに現況堤防の断面形状や末端の活用状況（兼用道路等）、洪水の特性等もある。堤防の断面形状については安全性照査の段階でとりこめるので、指標としての重みは大きなものではないが、一連区間内の現況の堤防が完成堤、暫定堤あるいは暫々の堤に分かれるような場合には築堤（杭築）の規模が異なってくるので、このような堤防種別による細分も必要である。なお、堤防の断面形状ということでは、必要に応じて堤防の高さ（計画堤防高と堤内地

盤高の比高)によって一連区間を細分しておくことも考えられる。また、堤防の天端および小段の利活用は、堤防のモデル化にあたり被覆状況等を考慮するために必要となる指標であり、かつ強化工法の設計を行う場合には利活用が制約条件となる場合もある。

洪水特性については、浸透という意味では、一連区間内では大きく異なるということはないと考えられるので、一般には細分の指標とする必要はないものと考えられる。なお、図 4.2.1 には一連区間の細分の考え方を模式的に示しておいた。



注) 土質分類はC:粘性土、S:砂質土、G:礫質土。

図 4.2.1 一連区間の細分の考え方

4. 2. 2 代表断面の選定にあたっての留意点

堤防の構造検討は細分区間が単位となるので、対象断面は細分区間を代表する断面、すなわち浸透に対して最も厳しい条件を有する箇所を選定する必要がある。この断面は通常堤防横断方向の上質調査の対象断面となるが(3. 2節)、両者が一致していない場合には、モデル化にあたって上質調査の結果をそのまま投影しても問題がないことを確認しておくことが重要である。

4. 3 安全性の照査

4. 3. 1 照査外力

「指針」によれば、堤防の浸透に対する安全性照査では、「照査外力」としては、計画高水位(当面の整備目標として設定する洪水時の水位が定められている場合にはその水位)とし、照査降雨量としては、計画規模の洪水時の降雨(当面の整備目標として設定する洪水が定められている場合にはその時の降雨)とする」とされている。

また、既往最大の洪水時の降雨量あるいは水位波形(ピーク水位が高い、あるいは洪水の継続時間が長い)に対しても安全性を確認しておくことよ。

降雨量としては、計画規模の洪水時の降雨を設定するとされており、原則としては計画降雨量の流域平均値を外力として適用することができる。ただし、大河川のような場合で流域分割された一連区間近傍の流域平均値が計画降雨量を明らかに上回る場合には、これを照査外力として設定する。

4. 3. 2 照査項目と照査基準

1) 照査の項目

浸透による堤防の破壊現象は、降雨あるいは河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊と、基礎地盤のパイピング破壊(浸透破壊)に大別できる。前者では、先ず降雨の浸透により堤体の飽和度が上昇し、堤体を構成する上の強度が低下する。場合によってはこの段階でのり面にすべり破壊を生ずることがある。堤体の飽和度の上昇は河川水の堤体への浸透を助長し、堤体内で浸漚面が急速に上昇する。これにより堤体内の間隙水正上昇を招き、最終的には裏のり面に浸漚やすべり破壊が発生するに至る。すべり破壊(浸漚破壊)が起こりやすい条件は、堤体の前縁やすべり破壊が発生するに至る。降雨および河川水に左右される。降雨量が大いほど、また洪水時の河川水位が高く、高水位の継続時間が長いほど、堤防の安全性にとって不利となる。また、洪水末期の河川水位の急低下時には、堤体内に浸漚水が残留し、裏のり面が崩壊する現象が数多く見られる。

一方、基礎地盤におけるパイピング破壊による堤防の不安定化は、局所的な動水勾配あるいは浸透流速が限界値を超えることによる土の組織構造の破壊(浸透破壊)に起因し、それが拡大進行することによるもので、パイピングがあるいはガマと呼ばれる現象も同様の機構によるものである。パイピングによる破壊が生じる条件は、基礎地盤の土質および洪水時の水位の高さと継続時間に依存している。

以上のようなことから、「指針」では浸透に対する安全性照査として、

- ①洪水時のすべり破壊に対する安全性、
 - ②洪水時の基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性
- の2項目について実施することとされている。

2) 照査の基準

「指針」に規定されている浸透に対する堤防の安全性の照査基準は表 4.2.1 に示すとおりである。ここで、築堤履歴の複雑な場合は築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたって行われている場合や履歴が不明な場合のことであり、要注意地形とは山河道、落跡跡などの堤防の不安定化につながる治水地形のことをいう。

表 4.2.1 浸透に対する安全性の照査基準¹⁾

項目	部位	照査基準
すべり破壊/浸透破壊に対する安全性	裏のり	$F_s \geq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$ F_s : すべり破壊に対する安全率 α_1 : 築堤周囲の複雑さに対する増倍係数 築堤周囲が複雑な場合 $\alpha_1 = 1.2$ 築堤周囲が単純な場合 $\alpha_1 = 1.1$ α_2 : 基礎地盤の複雑さに対する増倍係数 基礎地盤が複雑な場合 $\alpha_2 = 1.0$ 基礎地盤が単純な場合 $\alpha_2 = 1.1$ 被災履歴あるいは要注意地形がある場合 $\alpha_2 = 1.1$ 被災履歴あるいは要注意地形がない場合 $\alpha_2 = 1.0$
	表のり	$F_s \geq 1.0$ F_s : すべり破壊に対する安全率
パイル/浸透(浸透)に対する安全性	被覆なし	$f < 0.5$ f : 裏のり近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値
	被覆あり	$G/W > 1.0$ G : 被覆土層の重量 W : 被覆土層基礎面に作用する揚圧力

4. 3. 3 照査の方法

浸透に対する堤防の安全性は、非定常浸透計算および円弧すべり法による安定計算によって照査する。非定常浸透計算は非定常の外力を与えて経時的に浸潤面の位置や水頭の変化を追跡するもので、岩目時点の浸潤面の形状を知り、また水頭分布から局所動水勾配等を計算することができる。一方、円弧すべり法による安定計算では、峯のりおよび裏のりのそれぞれによって最も危険と想定される浸潤面を抽出し、これを照査対象断面に設定することで洪水時のすべり破壊に対する安全率を求めることができる。

1) 非定常浸透計算の方法

浸透計算の方法には定常解析法と非定常解析法があり、さらに非定常解析においては飽和・解析と飽和・不飽和解析があるが、本手引きでは、実際に近い現象が再現できる非定常の飽和・不飽和浸透計算を行なうことを原則とする。

非定常の飽和・不飽和浸透計算の基本式は次のとおりである¹⁾。

$$-\frac{\partial \phi}{\partial x} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial x} + k \right) = (C + a \cdot S_s) - \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

ここに、
 x : 堤防横断面の水平方向の軸
 z : 堤防横断面の鉛直方向の軸
 k : 透水係数 (m/hr)
 ϕ : 圧力水頭 (m)
 C : 比水分容量 (1/m)
 a : 1の場合飽和領域、0の場合不飽和領域
 S_s : 比貯留係数 (1/m)
 t : 時間 (hr)

ここで、比水分容量 C は水分特性曲線の接線勾配として与えられ、また比貯留係数 S_s は、砂質土については $S_s = 1 \times 10^{-4}$ (1/m)、粘性土については $S_s = 1 \times 10^{-5}$ (1/m) 程度を設定する¹⁾。

非定常の飽和・不飽和浸透計算は、モデル化した堤防 (堤体および基礎地盤) を対象に上

質定数、初期条件および計算条件を設定するとともに、境界条件等を入力して実施する。計算途中では降雨の終了時や河川水位 (外水位) のピーク時等、堤防の安全性を照査する上で重要な時点における計算結果をファイルに記録させ、洪水終了まで実施する。

図 4.3.1 は、このようにして得られた計算による浸潤面と、実物大堤防の浸透実験で観測された浸潤面とを対比させた事例を示したもので、実際の浸透現象をよく再現していることがわかる。

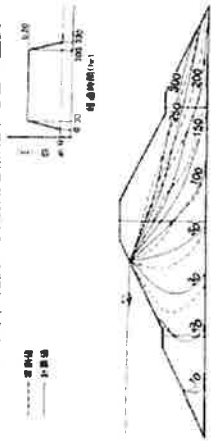


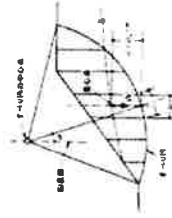
図 4.3.1 実物大堤防における浸透実験結果の浸透流計算による検証例

2) 円弧すべり法による安定計算法

浸透計算によって得られた浸潤面の中から最も危険なものを抽出し、一般念慮方法にもとづいて、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。

$$F_s = \frac{\sum(c_i l + (W - ub) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi_i)}{W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、
 F_s : 安全率
 W : 分割片の重量 (kN/m)
 c : すべり面に沿う土の粘着力 (kPa)
 l : 円弧の長さ (m)
 ϕ : すべり面に沿う土の内部摩擦角 ($^\circ$)
 b : 分割片の幅 (m)



一般念慮方法は、実際と同じ応力条件と排水条件を与えせん断試験を行って、いわゆる見かけの強度定数 c 、 ϕ を求め、すべり面の間隙水圧を用いて安定計算を行う方法である α, α_0 。一般念慮方法で用いる強度定数および間隙水圧を表 4.3.1 に示す。間隙水圧には、降雨・河川水等の浸透・排水による間隙水圧と、せん断に伴う上の体積膨張または体積収縮による間隙水圧等がある。上記計算式のすべり面の間隙水圧とは、浸透・排水による間隙水圧のことを意味し、テルツァーギはこの間隙水圧のことを '中立間隙水圧' と形容している α_0 。一般念慮方法では、強度定数を求める土質試験の中で、せん断に伴う間隙水圧が反映されていることから、上記計算式ではせん断に伴う間隙水圧を考慮しない。

円弧すべり法による安定計算には数多くの方法が提案されているが、ここで提示した計算式は修正フェレニウス式と呼ばれる。

安定計算においては、複数の円弧中心に対して最小安全率を求め、そのなかの最小値が計算断面に対する最小安全率となる。

表 4.3.1 一般念慮方法に用いる強度定数と間隙水圧

分割片底面の条件	強度定数	間隙水圧
引排水条件 (透水性が高い場合)	粘着力 c_u (内部摩擦角 $\phi_u = 0$) または、粘着力 c_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu}	浸透・排水による 間隙水圧 u
排水条件 (透水性が高い場合)	粘着力 $c_i = c'$ 、内部摩擦角 $\phi_i = \phi'$	浸透・排水による 間隙水圧 u

4. 3. 4 照査にあたっての留意点

安全性照査の手順は図 4.3.2 に示すとおりで、以下、この流れに沿って照査の留意点を説明する。

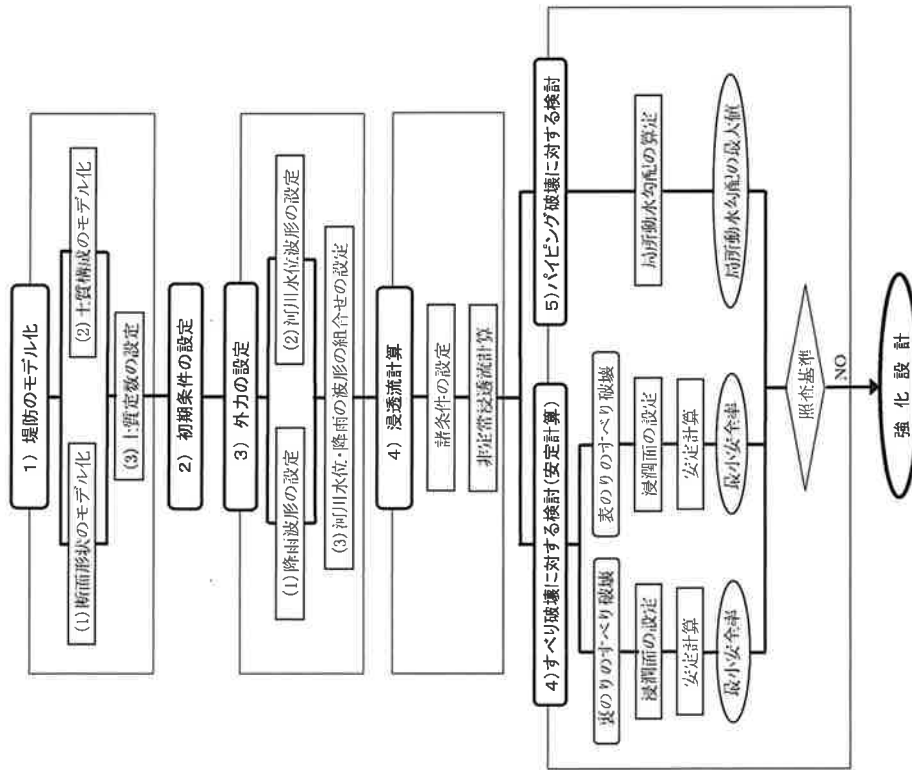


図 4.3.2 浸透に対する安全性照査の手順(図中の番号は本項の項目番号に対応)

1) 堤防(堤体および基礎地盤)のモデル化

(1) 断面形状のモデル化

断面形状については、「指針」にもとづいて設定した堤防の横断面形状および堤内地、堤外地の地盤面(地表)をモデル化する。モデル化する範囲は、浸透流計算の適用を考えると、堤外地側については平常時に河川水が存在する箇所までとする必要がある。ただし、高水敷の幅が 100m を超えるような断面については、一般に表のり尻から 100m 程度の範囲をモデル化すればよい。一方、堤内地側については河川や水路等の水位条件が把握されている箇所(水位一定境界)までとすることが原則であるが、このような箇所がない場合や遊方にある場合には、表のり尻から堤防の高さの 10 倍程度の範囲をモデル化すればよい。

(2) 土質構成のモデル化

土質構成については堤防横断面方向の土質断面図をもとにモデル化することになるが、堤体に土質構成の設定が安全性の照査結果に直結するので、土質調査の結果とともに、近傍の堤防開削調査の結果や築堤履歴を十分に勘案し、適切にモデル化することが重要である。

深さ方向のモデル化の範囲としては、基礎地盤の上面から 10m 程度を考えるが、透水性地盤ではその下限までとするのが原則である。ただし、透水性地盤が厚い場合には地下水面から水位変動量(計画高水位と地下水位または水位の差)の 3~6 倍、最大 20m 程度の深さまでをモデル化することが目安となる。また、基礎地盤が粘性土のような難透水性地盤で構成される場合には、一般に堤内地盤もしくは河川の平水位のいずれか低い高さ以下 2~3m までをモデル化しておくべきである。

(3) 土質定数の設定

浸透に対する堤防の安全性の照査に必要な土質定数は表 4.3.2 に示すとおりで、原位置(現場)における試験および室内での土質試験の結果を参考に、モデル化した土質区分ごとに適切に設定する。土質定数の設定にあたっては、試料の透水性や堤体の土質構成から想定される被災メカニズム、土質の不均質さなどを十分に考慮するとともに、経験的に知られている値についても勘案する。

表 4.3.2 浸透に対する堤防の安全性確認に必要な土質定数

必要な土質定数	用途	備考
飽和透水係数 k_s	非定常浸透流計算	現場および室内での透水試験結果にもとづいて設定する
不透水性透水係数 k_{θ}		
比透水係数 $\theta \sim k_{\theta}$	非定常浸透流計算	体積含水率 θ と比透水係数 k_{θ} の関係、および体積含水率 θ と水の圧力水頭 ϕ の関係(水分特性曲線)を示すもので、実態に求める場合には特別な試験が必要で、本手引きでは原則として後述の図 4.3.5 および図 4.3.6 に設定される不飽和透水係数を利用することとする
水分特性曲線 $\theta \sim \phi$		
湿潤密度 ρ_s		原則として室内試験結果にもとづいて設定する
粘着力 c	安定計算	粘性土については CU 試験または UU 試験の結果に基づいて設定する
内部摩擦角 ϕ	安定計算	砂質土については CUB 試験、CD 試験または CU 試験の結果にもとづいて設定する

(注) 安定計算は一般定形方法にもとづいて実施

4) 浸透流計算に必要な土質定数

・飽和透水係数 k_s

いわゆる透水係数で、原則的には現場透水試験（主として基礎地盤）および室内の透水試験（主として堤体）の結果にもとづいて設定するが、粒度試験の結果等をもとに土質の不均質さを十分に考慮して適切に設定する必要がある。

なお、粘性土については、特別な条件（亀裂が多い等）がない限りは、飽和透水係数 k_{s0} として、

$$\begin{aligned} \text{シルトを主体とする場合} & k_s = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \\ \text{粘土を主体とする場合} & k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

を設定してもよい。

・不飽和浸透特性

飽和・不飽和浸透計算に必要な不飽和浸透特性、すなわち、

- ① 体積含水率 (θ) と比透水係数 (k_r) の関係
- ② 体積含水率 (θ) と負の圧力水頭 (ψ) の関係（水分特性曲線）

については原位置あるいは室内の試験によって求めることは可能であるが、試験の方法、特に不飽和透水試験の方法は未確立で、いわば特殊な試験の部に属し、試験事例も限られているのが現状である²⁾。図 4.3.3 に示す事例は、室内試験から得られた比透水係数 k_r と飽和度 S 、および負の圧力水頭 ψ と飽和度 S の関係で³⁾、比透水係数 k_r は飽和度が低下すると急激に小さくなること、負の圧力水頭 ψ と飽和度の関係は土質により大きな差異のあることがわかる。

一方、室内等の試験によって不飽和浸透特性が求められても、そのままでは実際の浸透現象を十分に説明できない場合もある。その主な理由は、実際の浸透現象では間隙内に重力に抵抗して土が保持している最小の水分（最小含水量）が存在すること、また浸透時に非排出されない空気が残留していること等によるものといわれている。前者については、van Genuchten(1980) が有効飽和度という概念を導入し、これを、

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (0 \leq S_e \leq 1)$$

ここに、 S_e : 有効飽和度
 θ_r : 最小含水量
 θ_s : 飽和体積含水率
 θ : 体積含水率

と定義した上で、体積含水率 θ 、比透水係数 k_r および負の圧力水頭 ψ の基本的な関係を関数モデル化（数式化）し、式中の未知数を室内試験の結果にフィッティングすることによって求め、これを不飽和浸透特性とすることを提案した（VGモデル⁴⁾。しかしながら、仮にVGモデルを適用するにしても、不飽和浸透特性を推定するためには試験が必要で、すでに述べたように試験法そのものが確立していないこと、しかも区分した土質ごとに不飽和浸透特性を知る必要があること等を考えると、試験を実施してVGモデルにより不飽和浸透特性を設定することは現実的には極めて困難である。また、既往の文献等におけるVGモデルを整理して適用するにしても、土質の種類や数は極めて限られている。

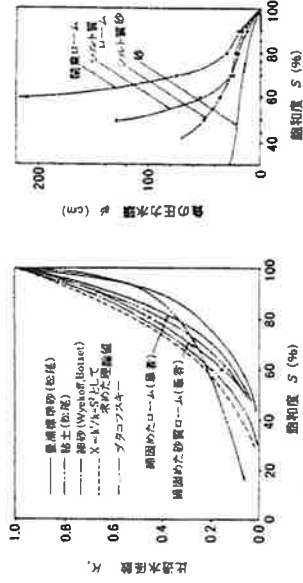


図 4.3.3 室内試験から得られた不飽和浸透特性の事例³⁾

以上ことから、本手引きでは図 4.3.4 に示すような実際の堤体の飽和度分布、および図 4.3.3 に示す既往の試験の結果を参考に、構成土質を透水性的土質（礫質土および砂質土）、難透水性の上質（粘性土）、およびその中間的な透水性を有する土質（細粒分含有量の多い砂質土）に大別し、それぞれに図 4.3.5 および図 4.3.6 に示す不飽和浸透特性を設定することとする。それぞれの数値は表 4.3.3 に示すとおりであり、図表中の比透水係数 k_r とは不飽和透水係数 k_r の飽和透水係数 k_{s0} に対する比 ($k_r = k_s/k_{s0}$) である。両図の横軸の体積含水率 θ は見かけの体積含水率として扱い、飽和状態のそれを砂質土および中間土では 0.2、粘性土では 0.1 とした。これは堤体内の不飽和浸透が重力下での非定常状態の水の動きであり、不飽和流の水の流れは有効飽和度 S_e に限定される範囲内であるとともに、すでに述べたように間隙内の水の部分でも空気を取り込んでいることが考えられるためである。その結果、図 4.3.6 の負の圧力水頭と体積含水率の関係 ($\psi \sim \theta$ 、水分特性曲線) でいえば、浸潤面の高さ（圧力水頭がゼロの位置）の変化が降雨に対してやや敏感になるものの、堤防の安定性を照査する上では安全側である。また、負の圧力水頭が 10m 程度の範囲内での体積含水率の変化幅は、砂質土で 0.14、中間土で 0.08、粘性土で 0.04 程度としている。

図 4.3.5 および図 4.3.6 は、多様な土質を礫質土・砂質土（統一土質分類で [C]、[G-F]、[G-I]、[S]、[S-F]）、細粒分の多い砂質土（同じく [SH]）、および粘性土（同じく [M]、[C]）の 3 種に割り切って設定したものである。土質による差異ということでは、比透水係数 k_r と飽和度（ここでは見かけの飽和度） S の関係は、図 4.3.5 の a)、b) に示すように、必ずしも大きくはない。一方、図 4.3.6 の a) と b) を比較すると、負の圧力水頭 ψ と飽和度 S の関係には土質による差異が相対的に及ぼす影響はさほど大きいものではなく、影響という意味では水分保持特性よりは透水性（透水係数）そのものに支配されるところが大きい。

このようなことから、本手引きでは実務的に割り切りにして図 4.3.5 および図 4.3.6 に示す不飽和浸透特性を設定し提案したものである。ただし、計算結果として得られる飽和度 S は、あくまでも見かけの飽和度であることに注意する必要がある。

なお、既に不飽和浸透特性に関する試験が実施され、かつ妥当性が検証されている場合には、その不飽和浸透特性を用いることになる。

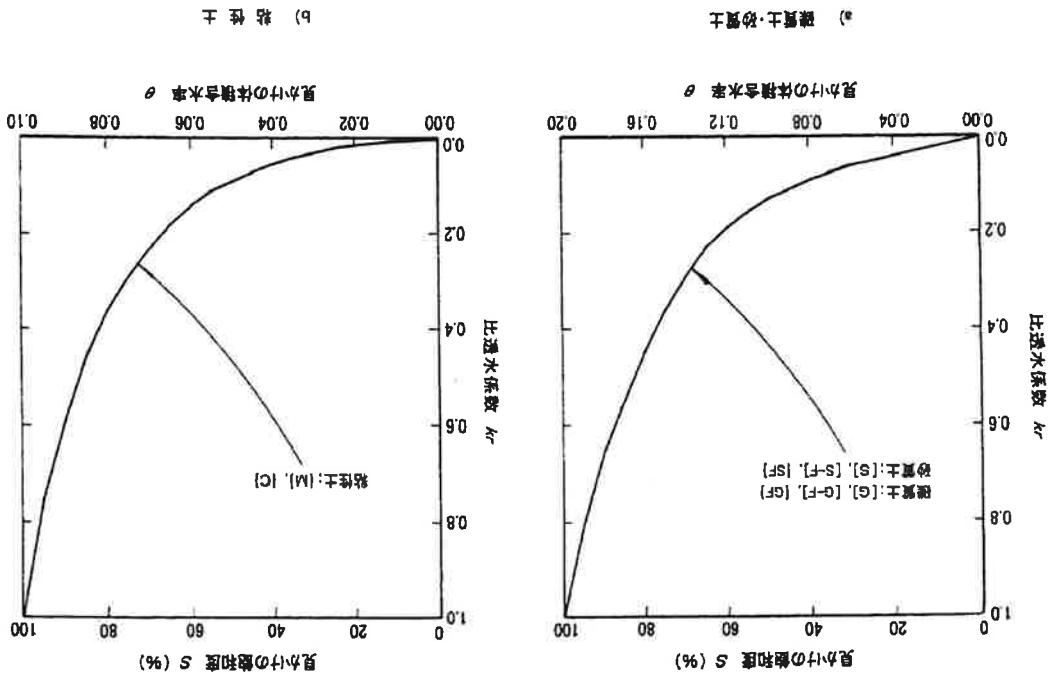


図 4.3.5 浸透流計算に用いる体積含水量と比透水係数の関係

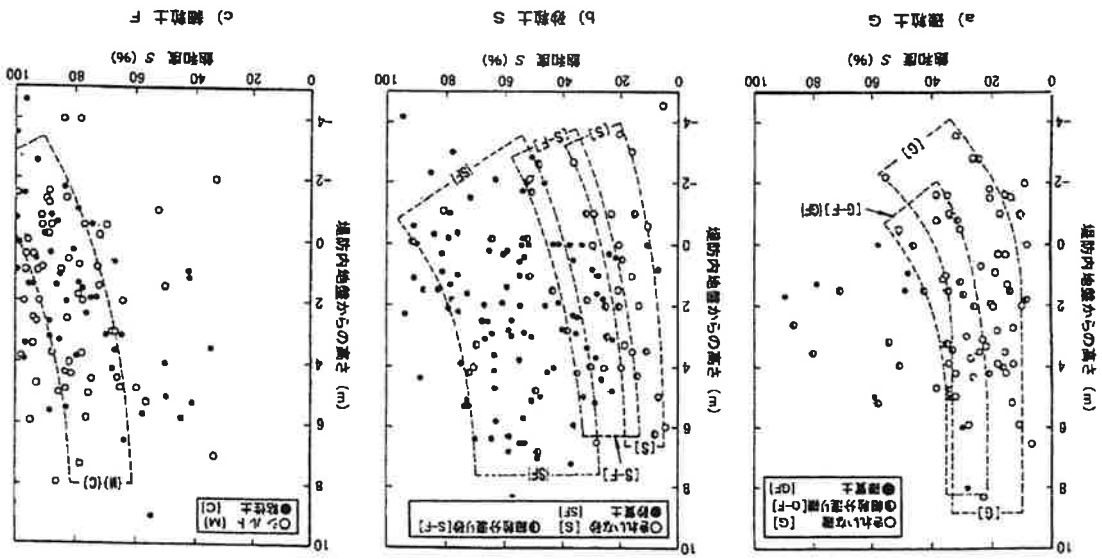


図 4.3.4 堤防開削調査にみられる堤体の飽和度分布

注1) 飽和度の記載のあるものはその値を用い、記載のないものについては含水量は、比重から算出した。
注2) 地下水位は各開削調査断面とも不明瞭である。

表 4.3.3 不飽和浸透特性数値表

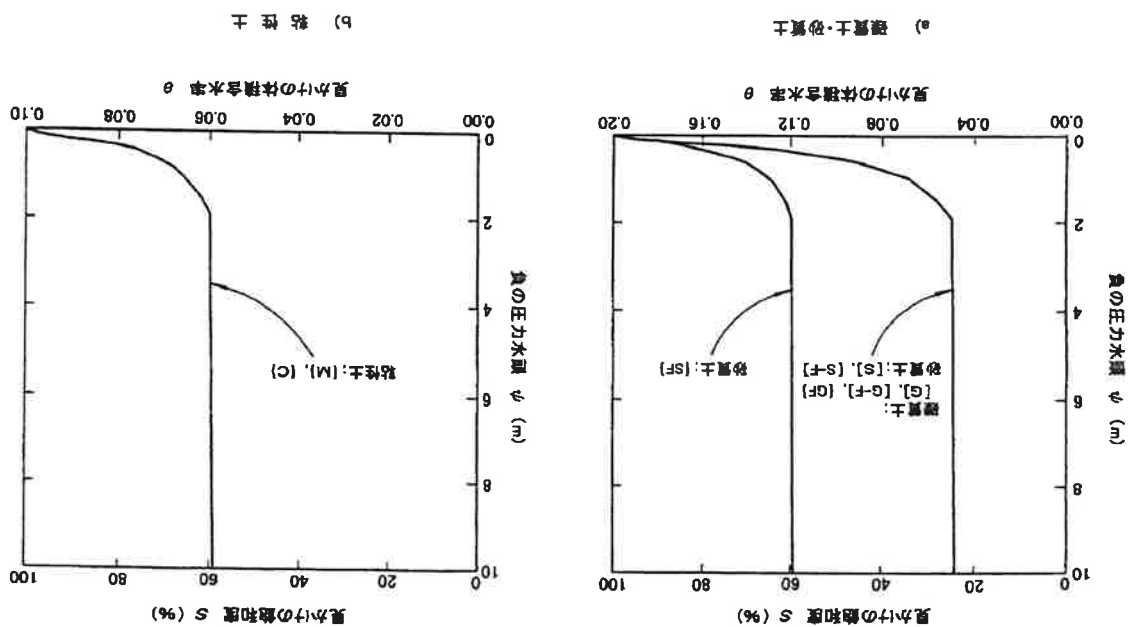
a) 見かけの体積含水率 θ と比透水係数 K_r の関係

礫質土:[G], [G-F], [GF] 砂質土:[S], [S-F], [SF]		粘性土:[M], [C]	
体積含水率 θ	比透水係数 K_r	体積含水率 θ	比透水係数 K_r
0.000	0.000	0.000	0.000
0.010	0.010	0.005	0.003
0.020	0.020	0.010	0.006
0.030	0.030	0.015	0.010
0.040	0.040	0.020	0.015
0.050	0.050	0.025	0.020
0.060	0.060	0.030	0.030
0.070	0.080	0.035	0.040
0.080	0.090	0.040	0.050
0.090	0.110	0.045	0.070
0.100	0.130	0.050	0.090
0.110	0.160	0.055	0.100
0.120	0.190	0.060	0.140
0.130	0.230	0.065	0.180
0.140	0.290	0.070	0.230
0.150	0.360	0.075	0.290
0.160	0.450	0.080	0.360
0.170	0.550	0.085	0.460
0.180	0.650	0.090	0.590
0.190	0.800	0.095	0.750
0.200	1.000	0.100	1.000

b) 見かけの体積含水率 θ と負の圧力水頭 ψ の関係

礫質土:[G], [G-F], [GF] 砂質土:[S], [S-F]		砂質土:[SF]		粘性土:[M], [C]	
体積含水率 θ	圧力水頭 ψ	体積含水率 θ	圧力水頭 ψ	体積含水率 θ	圧力水頭 ψ
0.049	12.00	0.119	12.00	0.059	12.00
0.050	1.90	0.120	1.90	0.060	1.90
0.056	1.50	0.123	1.50	0.062	1.50
0.068	1.00	0.129	1.00	0.066	1.00
0.078	0.80	0.135	0.80	0.068	0.80
0.084	0.70	0.138	0.70	0.070	0.70
0.090	0.60	0.141	0.60	0.072	0.60
0.100	0.50	0.146	0.50	0.074	0.50
0.112	0.40	0.153	0.40	0.076	0.40
0.126	0.30	0.160	0.30	0.081	0.30
0.136	0.25	0.166	0.25	0.084	0.25
0.150	0.20	0.173	0.20	0.088	0.20
0.164	0.15	0.181	0.15	0.092	0.15
0.178	0.10	0.188	0.10	0.095	0.10
0.190	0.05	0.195	0.05	0.098	0.05
0.200	0.00	0.200	0.00	0.100	0.00

図 4.3.6 浸透計算に用いる体積含水率と負の圧力水頭の関係



b) 安定計算に必要な土質定数

・飽潤密度 ρ_r

原則としては土質試験（飽潤密度試験）の結果にもとづいて設定する。なお、飽潤密度 ρ_r は飽和度によって変化するので、厳密には飽和度に応じて設定する必要があるが、ここでは安全側に、モデル化した土質ごとに飽和状態に近い値を採用するのがよい。

・粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ

従来、三軸圧縮試験および一而せん断試験における拘束応力の設定に配慮不足な面があった。すべり面計算に用いる三軸圧縮試験等のせん断強度試験は、発生すると予想されるすべり面の深さにおいて、発掘する強度が評価されるように、低い拘束応力範囲を含むように設定する。高拘束圧下の試験結果から得られた粘着力を見込むと、低拘束圧下で過大な強度となり、過大な安全率が得られることもあるため、粘着力の評価に必要な注意事項である。

よく締った土、細粒分の多い土、あるいは不飽和な土では、砂質土に分類されるようなものでも、CU試験から c_{cu} および ϕ_{cu} の双方が得られる場合がある。このような場合、土質試験の結果を機械的に適用するのではなく、 c_{cu} と ϕ_{cu} の両者を考慮し設定する必要がある。その際には、試験条件の見直し、経験的に知られている値や N 値等から推定される値、あるいは隣接する断面の類似の土質に対する試験の結果等を十分に勘案する必要がある。

次に、一般全応力法でも、すべり面スライズが ϕ となる土層が排水性のとき、排水条件の CD 試験による強度を使用するため、CD 試験または CUB 試験が必要となる。

粘性土を対象とした UU 試験にもとづく場合は原則的には内部摩擦角 ϕ は 0 ($\phi = 0^\circ$) である。粘着力 c は試験の採取深度によって変わるため、深度に応じた強度増加を考慮する場合には、CU 試験または採取深度を変えて UU 試験を行うことを検討する。また、UU 試験は、サンプリング時の乱れや供試体作製過程の影響を受けやすいこと等に留意する必要がある。UU 試験の結果、粘着力 c が過度に小さい場合や内部摩擦角 ϕ が求まる場合、堤防縦断面方向の同一土層の試験結果に対しバラツキが見られる場合等では、試験枚数を増やすことや試験条件を CU 試験に変えるなどの検討が必要である。なお、内部摩擦角 ϕ が求まるのは、供試体が不飽和の状態の場合によく見られる現象であり、目標とする試験条件である飽和状態を満足していない可能性が高い。また、一軸圧縮試験から求まる一軸圧縮強度の $1/2$ ($q_u/2$) は、UU 試験から求まる粘着力 c の最小値と見なせることから、必要に応じて UU 試験と一軸圧縮試験を合わせて実施することが望ましい。

安定計算の技術上の問題からいえば、堤体土が砂質土や礫質土の場合に $c=0$ とすると、のり面の表層をかすめるような円弧が最小安全率を示すことがあり、堤防全体の安全性を照査するということの意味からは望ましいものではない。実務においては三軸圧縮試験等の結果が $c=0$ であっても $c=1\text{ kN/m}^2$ 程度を見込んでおくことが推奨されてきたのは軽微な規模の破断を過大視しないためである。

なお、標準貫入試験から得られる N 値と内部摩擦角 ϕ の関係については多数の提案があり、参考に代表的なものを列挙すれば次のとおりである。

Pockl(1958) $\phi = 0.3 N + 27$
 大崎(1959) $\phi = \sqrt{20 N} + 15$

Meyerhof(1956) $\phi = (5/6) N^{1/2} + 26.7$ ($4 \leq N < 10$)

$\phi = (1/4) N + 32.5$ ($10 \leq N \leq 50$)

Dunham(1954) ① $\phi = \sqrt{12 N} + 25$ (角張った粒子で、粒度配合がよい)

② $\phi = \sqrt{12 N} + 20$ (丸くて良配合・角張って悪配合)

③ $\phi = \sqrt{12 N} + 15$ (丸い粒子で、粒度配合悪い)

道路橋示方書・同解説 下部構造編(2002) $\phi = 4.8 \log \left[\frac{170 N}{\sigma_v + 70} \right] + 21$

鉄道構造物等設計標準・同解説 - 1 構造物(2007) $\phi = 1.85 \left[\frac{N}{\sigma_v / 100 + 0.7} \right]^{0.6} + 26$
 (σ_v : 有効上載圧 kN/m^2)

図 4.3.7 はこれらの関係を図化したものであるが、内部摩擦角は安定計算の結果に大きく影響するので、適用にあたっては土質の状態を十分に吟味し、慎重に設定する必要がある。

なお、コーン支持力 q_c や動的コーン貫入試験結果 (N_1) からは N 値を介して内部摩擦角を推定することが可能であるが、図 4.3.7 に示す内部摩擦角 ϕ は、基本的には排水条件の内部摩擦角 ϕ_d であることに留意しなければならない。

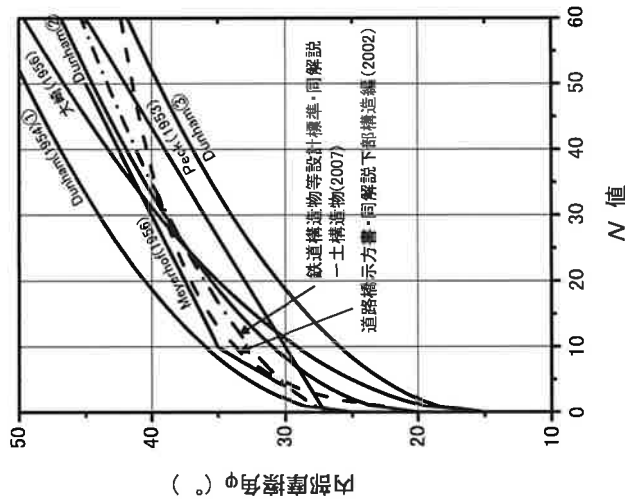


図 4.3.7 N 値と内部摩擦角 ϕ の関係

(4) 浸透対策工のモデル化

すでに浸透対策工が施されている断面については、安全性の照査にあたっては浸透対策工をモデル化する必要がある。止水矢板や遮水シート等の人工材料を用いた浸透対策工については、これを土質材料に置き換えて土質定数を設定する方法が一般に採用されている。この場合、遮水シートおよび止水矢板の接合部（遮水シートでは重ね合わせ部）を通じての浸透を考慮した見かけの透水係数は、既往の実験等の結果からそれぞれ、

$$\begin{aligned} \text{遮水シート} : k_v &= 1 \times 10^{-9} \text{ cm/sec (厚さ 1 mm)} \\ \text{止水矢板} : k_v &= 1 \times 10^{-7} \text{ cm/sec (厚さ 10mm)} \end{aligned}$$

とされている。モデルは、その厚さに応じて表 4.3.4 に示す程度の値を設定すると計算の結果と実際の現象とがよく合うことが多い。

ここでいうモデルの厚さとは、浸透流計算を行う際にモデル化する対策工の厚さを指しており、堤防高の 1/10 程度以下で要素を分割した場合、対策工を計算に反映させるためには要素の 1/2 程度の厚さで対策工のモデル化を行うことが望ましい。ただし、遮水シートや止水矢板について接合部からの浸透量が比較的人まきいと予想される場合には、透水係数を 1 オーダー程度大きめに見積もる必要がある。また、護岸等ののり覆工については透水係数はないものとして扱ひ、モデルには含まれない。天端が兼川道路でアスファルト舗装がなされている場合には、粘性土と同程度の透水係数を与えよう。

一方、人工材料については、浸透対策工の効果を照査する場合に強度定数を見込まないのが普通である。ただし、裏のり地のドレーンには、本来的に土質材料とみなすことができるので、強度定数を含め堤体や基礎地盤と同様に土質定数を設定すればよい。

表 4.3.4 人工材料に設定する透水係数の目安値

対策工種	実験等から求められた見かけの透水係数 k_v (cm/sec)	モデルに設定する透水係数 k_v (cm/sec)				
		モデルの厚さ t_e				
遮水シート	厚さ 1mm に対し $k_v = 1 \times 10^{-9}$	10cm	20cm	30cm	40cm	50cm
		$k_v = 1 \times 10^{-6}$	$k_v = 2 \times 10^{-6}$	$k_v = 3 \times 10^{-6}$	$k_v = 4 \times 10^{-6}$	$k_v = 5 \times 10^{-6}$
止水矢板	厚さ 1cm に対し $k_v = 1 \times 10^{-7}$	10cm	20cm	30cm	40cm	50cm
		$k_v = 1 \times 10^{-6}$	$k_v = 2 \times 10^{-6}$	$k_v = 3 \times 10^{-6}$	$k_v = 4 \times 10^{-6}$	$k_v = 5 \times 10^{-6}$

注) モデルに対する透水係数は k_v / t_e (注: 実験等を用いた材料の厚さとして求めた)。

2) 初期条件の設定

堤防を不安定化させるような降雨や洪水の発生時期は、通常は梅雨時や秋雨のいわゆる多雨期である。したがって、堤防の安全性はこのような時期を想定して照査する必要があるが、この時期の堤体下の地下水面の形状や堤体の飽和度が長期にわたる観測によって的確に把握されている事例は極めて限られている。そこで、調査結果を基にして適切な降雨量（これを事前降雨量と呼ぶ）および初期地下水水位を初期条件として設定する。なお、飽和度の分布については、土質に応じて水分保持特性曲線（図 4.3.6 に示す飽和度と負の圧力水頭の関係）を適切に設定することによって計算から求めることができる。初期条件の具体的な設定の手順は次のとおりと

する。

(1) 事前降雨量の設定

事前降雨量は、設計対象区間の降雨特性に応じ、総降雨量として多雨時期の月降水量の平均値程度を設定する。また、降雨強度としては、堤体の透水係数を勘案して事前降雨量が全て堤体に浸透するよう 1 mm/hr 程度を設定する。これは、図 4.3.8 の計算例に示すように、総降雨量が 200~400mm、降雨強度が 1 mm 程度で定常状態に近いリレンズ型浸潤面が形成され、しかも堤防天端付近の浸潤面上昇量が 1~2m とほぼ実態に近い状況が再現できるためである。

(2) 初期地下水水位の設定

初期地下水水位は出水期（多雨期）の平均地下水水位程度を水平に設定する。設定にあたっては次の点に留意する必要がある。

- ① 帯水層が複数分布する場合には、土質調査から得られた地下水位がどの帯水層のものであるかを確かめる。この場合、堤防の安全性の評価では地表に最も近い帯水層の地下水位が重要である。
- ② 土質調査から得られた地下水位が局所的な地形や土質状況等に影響されたものではないことを確認する。

なお、詳細調査時の土質調査において確認された地下水位が出水期の平均的なものであるか不明確な場合、あるいは出水期の平均地下水位が堤内地盤面下 0.5m 以深にある場合には、堤内地盤面の下方 0.5m（堤内地盤面 - 0.5m）程度に初期地下水水位を設定する。

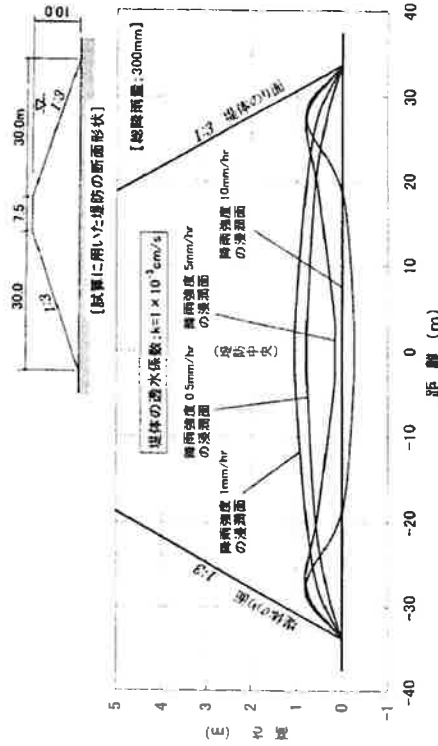


図 4.3.8 降雨強度と浸潤面形状の関係の計算例

3) 洪水外力の設定

(1) 降雨量とその波形の設定

堤防への降雨の浸透は、河川水位と同様に堤体内の浸潤面を上升させる要因となる。実際には河川水位の上升がなくとも、降雨浸透のみで堤防のり面が崩壊した事例もあり、また堤防の浸透実験や現地での堤体内水位観測においても降雨による浸潤面の上昇が観測されている。

降雨量は河川水位(外水位)波形とともに非定常浸透流計算の入力条件として必要なもので、設定にあたっては次のような手順で設定する。

①原則として当該河川の計画降雨量(総降雨量)を用いる

②降雨強度は10 mm/hr程度を目安とする

③①で設定した総降雨量と②で設定した降雨強度をもとに長方形の降雨波形を設定する
ここで長方形の降雨波形を設定したのは、図 4.3.9a)の試算の結果に示すように、総降雨量が同じであれば、降雨波形の形状によらず降雨による堤体内の浸潤面の上昇量がほぼ同一となるためである。また、降雨強度の日安を10 mm/hr程度としたのは、図 4.3.9b)に示すように、総降雨量と同じであれば、降雨強度にかかわらず浸潤面の上昇量はほぼ同一となること、また一般的な堤体の透水係数(図 2.1.3 参照)はその程度の降雨強度に対峙することによるものである。したがって、透水性の低い堤体の場合に、安全側を考慮して浸透率を増す方がよいと考えられる場合には、堤体を構成する土の透水係数に見合った小さな降雨強度を設定する必要がある。

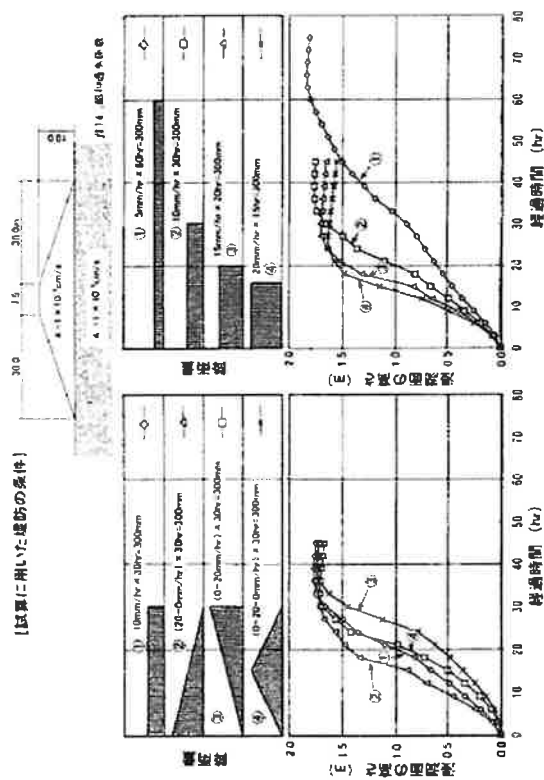


図 4.3.9 降雨波形・降雨強度と堤体内浸潤面の高さの経時変化の關係の計算例

(2) 河川水位(外水位)波形の設定

諸外国の河川では、一般には洪水継続時間が長く、堤防設計時の外水位は河川水の高水位を定常状態として扱っている場合が多い。しかし、日本の河川はこれに比較すると洪水継続時間が短く、定常状態の河川水を設定した場合には過大な外力を与えることになりかねない。このため、ここでは原則として非定常状態の河川水位を用いて安全性を照査することとし、河川水位波形を設定することとした。

河川堤防の浸透に対する安全性の照査において特に重要なのは①波形成積(標準とする水位と波形で囲まれる面積)、②高水位の継続時間および③洪水末期の水位低下速度(波形の勾配)で、設定にあたってはこの点に十分留意する必要がある。

a) 基本水位波形の作成

河川水位波形は河川の流域特性等により異なり、また同一河川においても上下流で差異がある。このことから、計画降雨にもとづいて基準地点ごとに算定した複数の水位波形(ダム等の治水施設が配置されることを条件とした計画高水位波形等)、または当面の整備目標として設定する洪水時の降雨にもとづいて基準地点ごとに算定した複数の水位波形をもとに、安全性の照査に用いる河川水位波形(これを基本水位波形と呼ぶ)を設定する。設定の手順は次のとおりである。

①図 4.3.10a)の複数の波形のそれぞれについて基準とする水位(原則として平水位)毎の継続時間を求め、同図 b)を作成する。

②図 4.3.10b)の継続時間を包絡するような直線を描き、この包絡線で囲まれる部分の面積を求める。ここで、包絡線が図 4.3.11 に示すように計画高水位に達しない場合には、同水位の継続時間が1時間になるような包絡線を設定する。

③図 4.3.10a)の複数の水位波形の中で、洪水末期の水位低下勾配(水位低下速度)の最大のもものを抽出し、その勾配を求める。

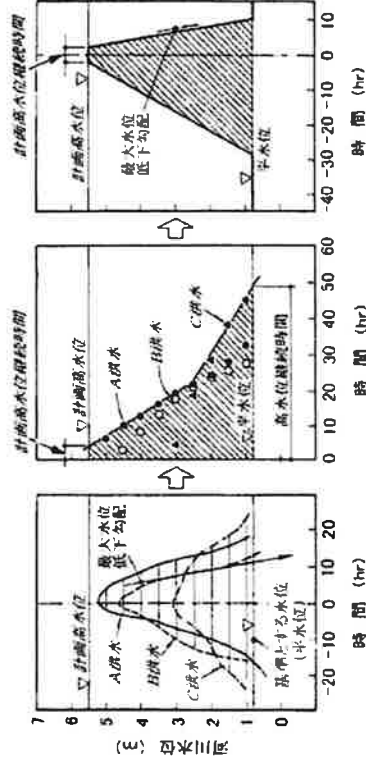


図 4.3.10 河川水位波形(基本水位波形)の設定方法

④および⑤をもとに、計画高水位の継続時間を決定した上で、図 4.3.10e) に示すように、波形面積が同等となるよう洪水立ち上がり時間を定め、台形ないし台形に近い波形を作成し、これを基本波形とする。

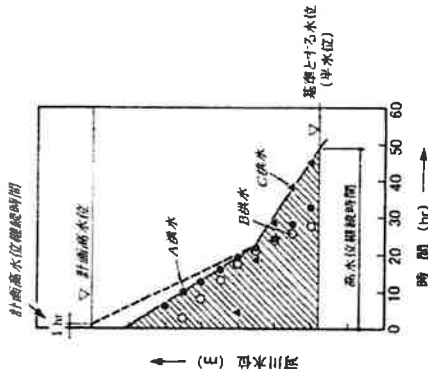


図 4.3.11 基本水位波形の設定法
(図 4.3.10 に示す方法で計画高水位または当面の堤防
目標として設定する洪水の流出に到達しない場合)

b) 代表断面の水位波形の設定

代表断面すなわち橋々の照査対象断面 (位置) の水位波形は、図 4.3.12 に示すように、計画高水流量が同一の区間については、その区間下流の基準地点において作成した基本水位波形を適用する。ただし、計画高水位と基準とする水位 (平水位) の差が基準地点のそれとは異なる

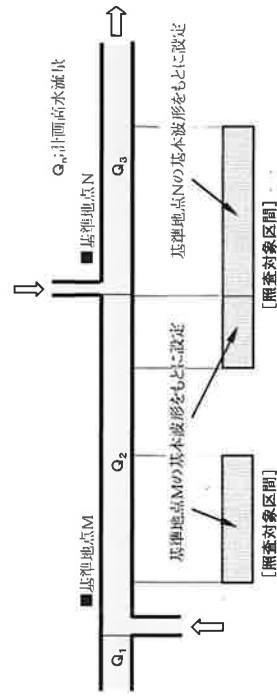


図 4.3.12 照査対象区間ごとの水位波形の設定方法

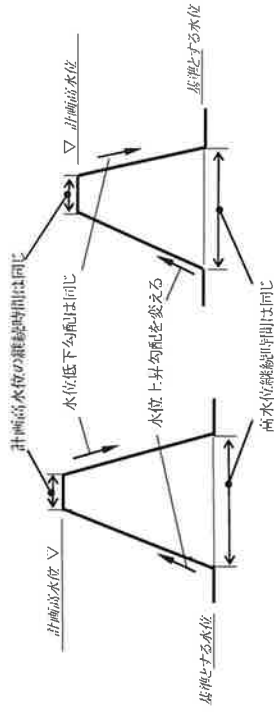


図 4.3.13 計画高水位と基準とする水位の差が基準値地点
と異なる断面の水位波形の設定法

場合には、区間内の流量の変化はないものとして図 4.3.13 が示すように、計画高水位の継続時間、高水位継続時間 (平水位以上の水位の継続時間) および水位低下勾配 (速度) は変わらないものとして、水位上昇勾配を調整し、照査対象断面 (箇所) の計画高水位と平水位に対応した水位波形を設定する。

河川堤防の浸透に対する安全性の照査に用いる河川水位波形は、原則的には以上のような手順で設定する。また、必要に応じて安全性照査にあたっては、計画高水位に逆していない観測の水位を設定して照査を行い、現況堤防の安全性を確認する。その際、降雨については複数の水位のそれぞれに対応する流量に応じた降雨量を設定するのが現実的である。計画堤防高に達していない堤防を対象として安全性の評価を行う場合には、計画高水位を当面の整備目標とする洪水時の水位と読み替えて水位波形を設定する。

(3) 降雨と河川水位 (外水位) の波形の組合せ

堤体内の浸潤面の高さは、河川水位波形と降雨波形の重なり方、すなわち組合せによって変化するため、河川水位と降雨の組合せは、過去の洪水における組合せの変態等、地域特性を考慮して適切に設定する必要があるが、設定にあたって適当な資料がない場合には、図 4.3.14 に示すように、計画高水位もしくは当面の整備目標として設定する洪水時の水位の終了時点と降雨の終了時点が一致するように安全側に組合せる。

以上の外力設定に対する考え方を整理して表 4.3.5 に示す。なお、設定した水位波形の波形面積や洪水継続時間、あるいは計画降雨量または当面の整備目標として設定する洪水時の水位を上回るような既往洪水があれば、その水位波形や降雨量を外力として設定し、安全性を照査しておくことも重要である。

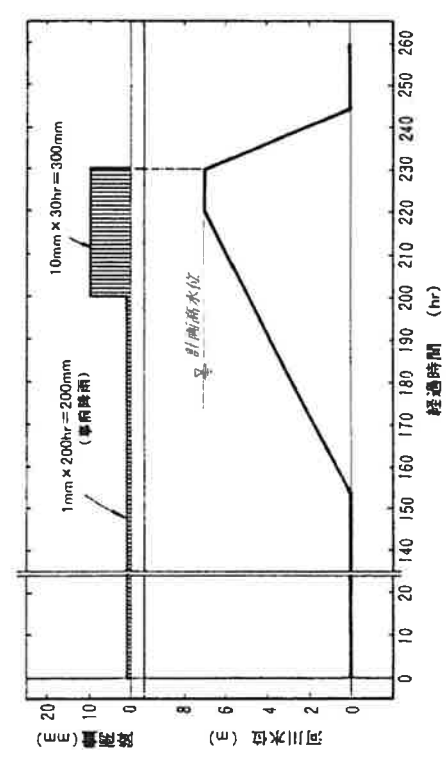


図 4.3.14 降雨と河川水位波形の組合せ例

表 4.3.5 基本条件設定の考え方

	降 雨		河川水位
	総降雨量	降雨強度	
初期	梅雨時期の月平均降水量の平均値程度	1 mm/hr 程度	平水位程度
洪水時	計画降雨量	10mm/hr 程度	極致の計画高水位波形をもとに所定の方法で求めた台形の水位波形で、計画高水位または当面の整備目標として設定する洪水時の水位をピーク水位とする波形

4) 浸透流計算および安定計算

浸透に対する安全性照査では、モデル化した堤防について、設定した外力条件のもとで浸透流計算および安定計算を実施する。浸透流計算ならびに安定計算については、多数のソフトが開発、市販されており(非定常飽和・不飽和浸透流計算のソフトとしては、GW-USAF、PC-UNISSF、2D-FLOW、SAMSE、SOIL2F 等がある)、これらを利用することになるが、利川にあたっては、実験結果による検証等を行って適用性を確認しておくことが望ましい。

(1) 浸透流計算における留意点

有限要素法による非定常の飽和・不飽和浸透流計算の結果は、計算条件のちえ方、境界条件や分割する要素の大きさ、計算時間のステップ等に影響されるので、これらの設定にあたっての留意点を以下に示しておく。

a) 計算時に用いる水位波形について

照査断面ごとの水位波形は基準とする水位(平水位)と計画高水位(当面の整備目標として

設定する洪水時の水位が定められている場合にはその水位)の間に設定したものであるが、実際の計算では設定した波形の全てを用いる必要はない。すなわち、平水位が設定した初期地下水位より低い場合には、図 4.3.15 に示すように、設定した水位波形の初期地下水位に相当する

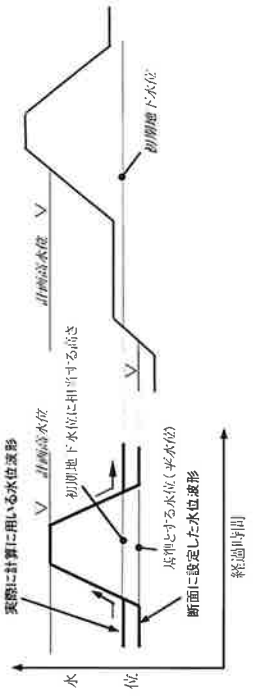


図 4.3.15 a) 照査断面に設定した水位波形 b) 堤防断面と水位条件

高さ以上の部分を用いなければ計算が効率的である。一方、平水位が初期地下水位より高い場合には(極端な事例は天日川)、平水位で定常計算を行った後に所定の水位波形を与えるとよい。

b) 分割する要素の大きさにについて

図 4.3.16 には要素分割イメージを事例として示す。有限要素法による浸透流計算では、要素の分割度合いによって得られる浸潤面の形状や流速ベクトル等が変化する。その関係をモデル断面(堤防高 10m、のり勾配 1:3)を対象とした試算により図 4.3.17 に例示する。図より、算出した局所動水勾配は要素の分割(鉛直方向)の幅によって異なっていることがわかる。しかしながら、分割幅が堤防高の 1/10 程度以下になると局所動水勾配はほぼ一定の値になっており、このよう傾向は浸潤面の形状や流速ベクトルについても同様と考えられる。このことから堤体の鉛直方向の要素分割の幅(高さ)は、堤防の高さの 1/10 程度以下とする必要がある。

次に、同一のモデル断面について基礎地盤の要素の分割による局所動水勾配の変化を図 4.3.18 に示す。局所動水勾配がほぼ一定値となるのは、基礎地盤表層部分の要素の高さが 0.25~0.5m 程度の高さ以下になった場合である。したがって、この程度を基礎地盤の表層部分の高さの基準と考えればよい。

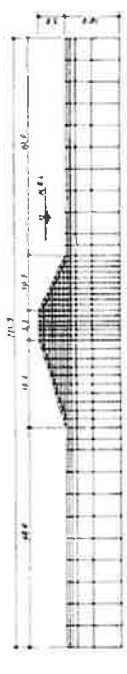


図 4.3.16 要素分割の事例

(2) 安定計算における留意点
 浸透に対する安全性照査における安定計算は、堤防のり面の安定性を評価するために行うもので、基礎地盤に深く入るような円弧は想定していない。したがって、安定計算にあたっては、この点に特に留意する必要がある。

5) 局所動水勾配の算出法
 パイピングに対する安全性照査に必要な局所動水勾配は、浸透流計算の結果から得られた全水頭φあるいは圧力水頭φをもとに、裏のり尻近傍の基礎地盤について次式によって算出し、鉛直方向ならびに水平方向の最大値を求める(図4.3.19参照)。

$$i_v = \frac{\Delta\phi}{d_v} = \frac{\Delta\phi - d_h \cdot P_w}{d_v} \quad (\text{鉛直方向})$$

$$i_h = \frac{\Delta\phi}{d_h} \quad (\text{水平方向})$$

ここに、
 i_v : 鉛直方向の局所動水勾配
 i_h : 水平方向の局所動水勾配
 $\Delta\phi$: 節点間の全水頭差(m)
 d_v : 節点間の鉛直距離(m)
 d_h : 節点間の水平距離(m)
 P_w : 水の密度 ($\rho_w = 1.0 \text{ t/m}^3$)

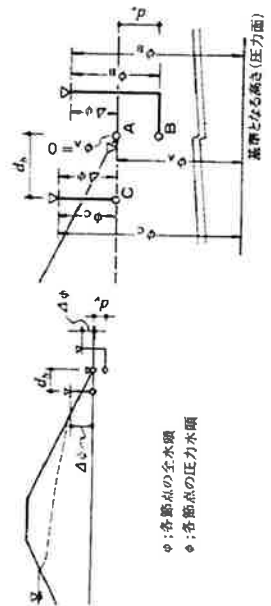


図 4.3.19 局所動水勾配の算出の考え方

一方、裏のり尻近傍の堤内地盤の表面が粘性土で被覆されている場合には、次式により安全性を照査する。

$$G/W = (\rho_s \cdot H) / (\rho_w \cdot P) > 1.0$$

ここに、
 G : 被覆土層の重量 (t/m^2)
 W : 被覆土層底面に作用する揚圧力 (t/m^2)
 ρ_s : 被覆土層の密度 (t/m^3)
 H : 被覆土層の厚さ (m)
 P : 被覆土層底面の圧力水頭 (全水頭と水位水頭の差) (m)

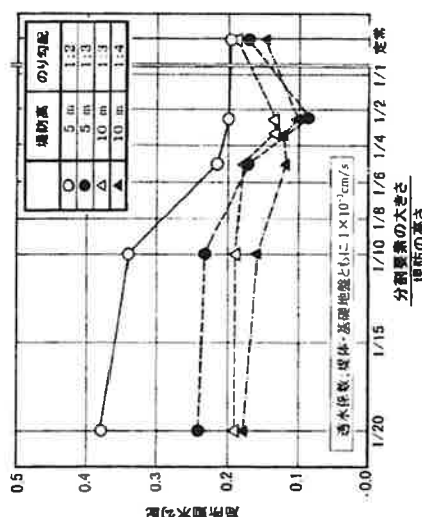


図 4.3.17 堤体の要素分割の度合いと局所的な動水勾配の関係の計算例

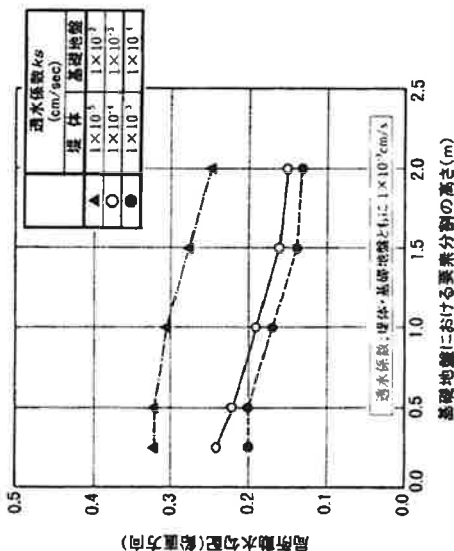


図 4.3.18 基礎地盤の要素分割の度合いと局所的な動水勾配の関係の計算例

c) 計算時間のステップについて
 計算時間のステップは、計算収束条件や入力する外力条件、分割要素の大きさ等と密接な関係があるが、ここでは、外力条件が1時間ごととなることから、基本的には計算時間ステップも1時間ごととする。

4. 4 強化工法の設計

4. 4. 1 強化の基本的な考え方

浸透に対して所要の安全性を確保していない区間については、浸透に対する堤防強化工法の設計を行い、所要の安全性を確保する必要がある。

河川堤防の浸透による被害のメカニズムを考えると、堤防の浸透に対する堤防強化を図る基本的な考え方は次のとおりである。

- ①堤体にはせん断強さの大きい材料を使用する（堤体のせん断強さを増す）
- ②堤体内に浸透した水（降雨および河川水）を速やかに排水する
- ③堤体および基礎地盤の動水勾配を小さくする（特に裏のり尻近傍）
- ④堤体内に降雨および河川水を入れない（降雨および河川水の浸透を抑制、防止する）

浸透に対する堤防強化にあたっては、以上の考え方を基本に、洪水の特性、築堤の履歴、土質特性、背後地の土地利用状況、効果の確実性、経済性および維持管理等を考慮して適切な工法を選定し、決定する必要がある。

なお、現況堤防が「指針」でいうところの基本断面形状を満たしていない場合には、強化に先立ってこれを満たすことが優先となる。また、現況堤防が基本断面形状を満たしていない場合において、所要の安全性が確保されていると評価された断面についても、「指針」に示される堤防設計の基本的な考え方を踏まえ、基本断面形状とすることを基本とする。

4. 4. 2 強化工法の設計手順

河川堤防の浸透に対する強化工法の設計手順は図 4.4.1 に示すとおりで、先ず代表断面を対象とした安全性照査の結果にもとづいて強化対象区間を設定する。次に強化対象区間の諸条件、すなわち、①治水特性、②堤防の現況（断面形状や土質条件）、背後地条件（地形や土地利用）等を整理し、強化工法を一次選定する。ここで一次選定とは、当該区間に適用が可能と判断される工法を選定することで、浸透に対する安全性の阻害要因を十分に分析するとともに、被透以外の侵食あるいは地震に対する強化が別途必要な場合には、浸透に対する強化工法との調整も考慮しておく必要がある。

一次選定の段階では、強化工法を一つに絞り込む必要はなく、明らかに適用が困難と判断できず、非現実的と考えられるものを除外すればよい。なお、堤防の幅を広げてのり面を緩傾斜とする断面拡大工法（後述）は、既設の堤防や基礎地盤とのなじみがよく、環境面や維持管理面でも有利となるので、用地の制約が厳しい区間を除けば、優先的に選定することが望ましい。この場合、川表側の拡大（拡幅）に対しては透水性の大きい築堤材料を、また川裏側の拡大（拡幅）に対しては透水性の大きい築堤材料を用いることが堤防の安全性向上につながる。

強化工法の二次選定は、一次選定された強化工法を当該区間の断面に適用し、すでに述べた安全性の照査方法に準じて強化工法の規模や材料を選定することである。ここで所要の安全性が確保できる工法とその規模や材料が決定されれば、施工性、経済性、維持管理のし易さ等を比較して強化工法の絞り込みを行う。そして最終的には細部設計を実施して断面構造を決定し、強化工法の設計を終了することになる。

なお、強化工法の設計では各種の上質材料や人工材料を扱うので、それぞれを上質材料に置き換えて定数を設定し、安全性を確認することになる。その際に用いる上質定数の目安を表 4.4.1 に示す。

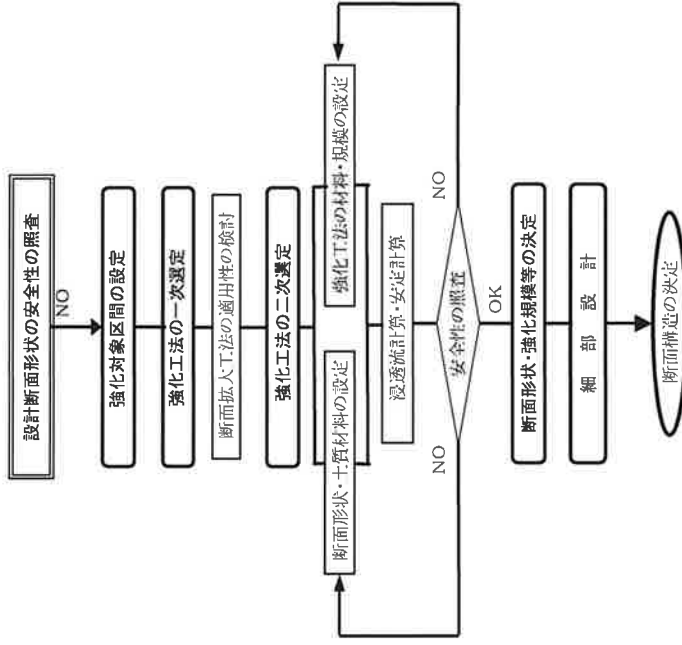


図 4.4.1 浸透に対する強化設計の手順

表 4.4.1 強化工法に用いる材料の土質定数の目安値

材 料	浸透流計算に必要な定数		安定計算に必要な定数	
	飽和透水係数 k_s (cm/sec)	比秤係数 S_v (1/m)	密度 ρ_s (t/m ³)	粘着力 c (t/m ²)
土質	1×10^{-9}	1×10^{-4}	2.0	0.1
砂質土	1×10^{-8}	1×10^{-3}	2.0	0.1
砂	1×10^{-1}	1×10^{-4}	2.0	0.1
アスファルト	1×10^{-5}	1×10^{-3}	2.0	0.1
遮水シート	1×10^{-8}	1×10^{-3}	2.0	0.1
鋼 板	1×10^{-7}	1×10^{-3}	2.0	0.1

注1) 遮水シート、鋼板の飽和透水係数はそれぞれ厚さ1mm、1cmに対するものであり、計算では表 4.3.4 に示すようにモデルの厚さに応じて設定する必要がある。
注2) 砂の飽和透水係数はフィルター材料を含めた値

4.4.3 強化工法の選定

河川堤防の浸透に対する強化工法は表 4.4.2 のように整理することができる。すなわち、浸透に対する強化工法は大きくは堤体に対するものと基礎地盤に対するものとに分けられるが、前者には、堤体の動水勾配を低減するとともに、すべり破壊に対する安全性を増すための断面拡大工法、降雨や河川水の堤体への浸透を防止、抑制するための被覆工法(表のり被覆工法と全面被覆工法)、および堤体への浸透水を速やかに排水することを目的としたドレーン工法がある。ドレーン工法は堤体の裏のり部のせん断強さを増すことにもなる。

一方、後者は主として河川水の基礎地盤への浸透を抑制あるいは防止することに期待したもので、川表のり尻に鋼矢板等を打設する川表遮水工法、高水敷等の表面の透水性の低下を図るブランケット工法のほか、裏のり尻近傍の浸透圧を低下させるウェル工法等がある。また、堤体の強化が主目的のドレーン工法も、地盤条件や設置高によっては基礎地盤対策としても有効な場合がある。

モデル堤防(表 4.4.3)について代表的な工法の浸透に対する効果を試算(浸透流計算および安定計算)した結果を図 4.4.2～図 4.4.6 に示す。のり勾配は断面拡大工法を除けばいずれのモデルでも 1:3 である。

計算のうち図 4.4.2～図 4.4.4 に示す堤体を対象とした強化工法に関しては、裏のりすべり破壊に対する安全率を効果の指標としているが、断面拡大工法では、断面が大きく、のり勾配が緩くなるほど、またドレーン工法ではその幅が大きくなるほど安全率は直線的に増大することがわかる。これに対して表のり被覆工法は、河川水のみ浸透を抑制、防止するものであるため、透水性の特に大きい堤体以外では、単独では裏のりのすべり破壊に対する安全性の効果的な向上にはつながっていない。なお、表のり被覆工法は、河川水の浸透を抑制する、すなわち残留水圧を低減することで、洪水末期の水位急低下時の表のりすべり破壊に対する安全性を向上させることができる。ただし、表のり被覆工法では残留水を速やかに排出する措置を施す必要がある。

一方、図 4.4.5 と図 4.4.6 に示す基礎地盤を対象とした強化工法に関しては、裏のり尻近傍の局所動水勾配の最大値に着目して評価している。川表遮水工法、ブランケット工法ともに、堤体を対象とした強化工法に比較すると効果の発現は緩やかで、川表遮水工法では止水矢板の貫入率が 90%以上にならないと大きな効果を期待できないことがわかる。また、ブランケット工法については、透水性地盤の層厚が 10m 程度の場合、ブランケット幅が大きくなるほど効果は増加するが、ブランケット幅が堤防敷幅と同程度以上になると大きな効果を見込むことは難しいようである。

以上のように、浸透に対する強化工法は、対象や原理とするところが異なるので、強化工法の選定にあたっては、浸透に対する問題点を明確にした上で、堤防設置場の土質条件や外力条件、あるいは被災の履歴等を十分に勘案し、全面的改築等も含めて適用性を総合的に検討することが重要である。また、浸透に対する堤防強化工法には、単独では効果を十分に発揮することが難しい場合もあるので、工法の選定にあたってはこの点にも配慮することが重要である。堤防が浸透に対して極端に脆弱で強化に多大の費用を要するような場合には、全面的な改築も視野に入れて堤防強化を考えるべきであろう。

表 4.4.3 試算に用いた堤防のモデル

堤防規模				堤体および基礎地盤の土質		
名称	高さ	天端幅	のり勾配	記号	堤体	基礎地盤
大堤防	10m	7.5m	1:3	SS	砂質土	砂質土
中堤防	5m	5.5m	1:3	SC	砂質土	粘性土

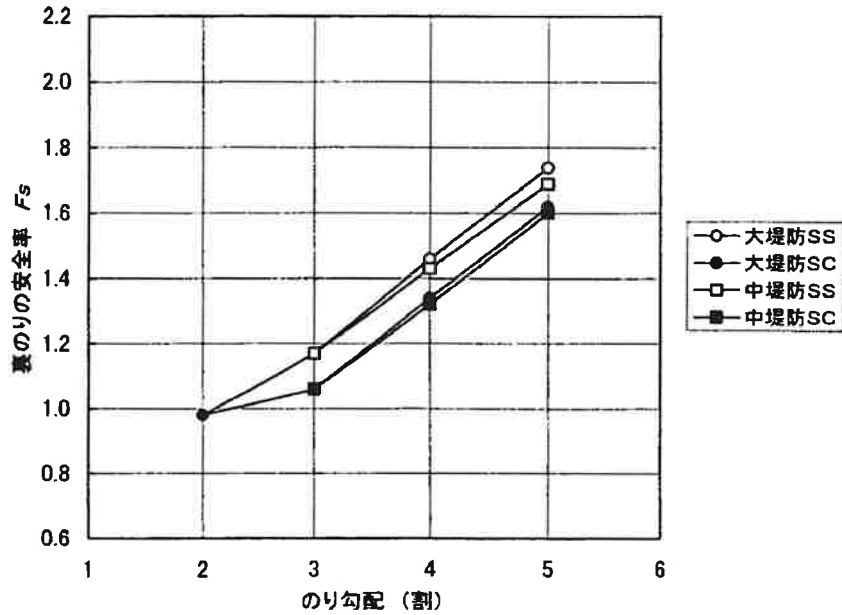


図 4.4.2 断面拡大工法におけるのり勾配とすべり破壊に対する安全率の関係

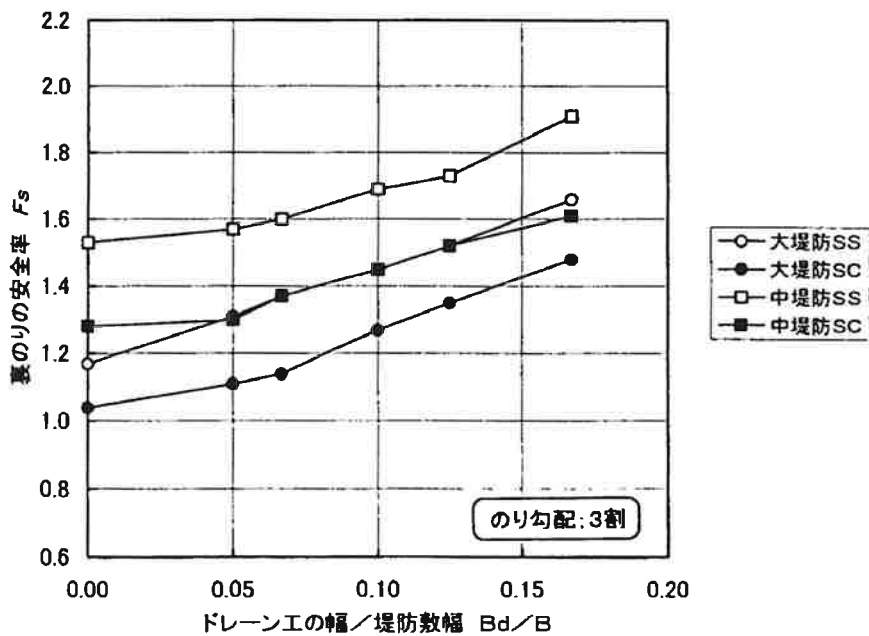


図 4.4.3 ドレーンエにおけるドレーンエの幅とすべり破壊に対する安全率の関係

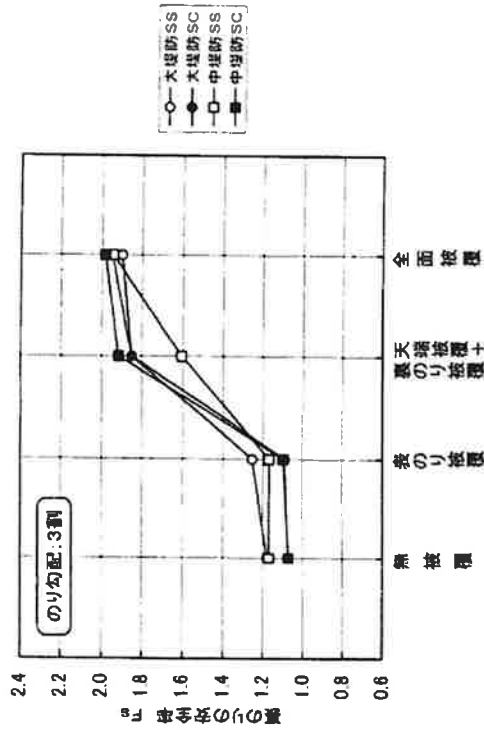


図 4.4.4 のり勾配工における被覆部位とすべり破壊に対する安全率の関係

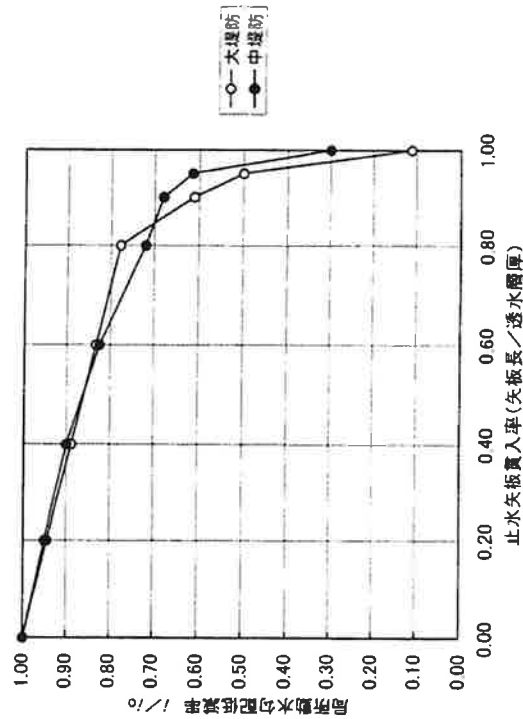


図 4.4.5 川表遮水工法(止水矢板)における矢板貫入率と局所動水勾配の関係

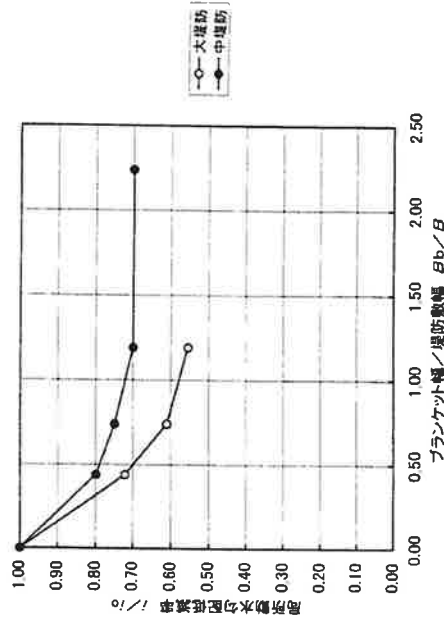


図 4.4.6 プランケット工法におけるプランケット長と局所動水勾配の関係

4. 4. 4 強化断面構造の設定

浸透に対する堤防強化工法の設計では、工法の材料ならびに見放等を適切に設定する必要がある。浸透に対する代表的な堤防強化工法について、その構造等の設定にあたっての留意点を整理すると以下のとおりである。

1) 断面拡大工法

(1) 構造の基本

断面拡大工法は、基本断面形状に表腹付けあるいは裏腹付け盛土を設けることにより、浸透路長の延伸を図り、平均動水勾配を低減させるとともに、のり勾配を基本断面形状より緩くすることにより、すべり破壊に対する安全性を向上させる工法である。断面形状は本図には図 4.4.7 に示すとおりで、a) 表腹付けタイプ、b) 裏腹付けタイプ、および c) 表・裏腹付けタイプに分けられる。

図 4.4.7a)の裏腹付けタイプは、河川区域での対応が可能な反面、適用は河積に余裕がある場合に限られる。b)の裏腹付けタイプはこれとは逆に河積を阻害する要因とはならないものの、新たな用地の確保が前提となる。また、c)の表・裏腹付けタイプは a)と b)を併用したもので、河積の阻害と用地の確保という双方の負担を軽減しようとするものである。

(2) 断面形状の決定

断面拡大工法における堤防断面形状は、すべり破壊に対する安全性ならびに基礎地盤のバイピングに対する安全性を照査し、所要の安全性が確保できるような効果的かつ経済的な断面形状を決定する必要がある。

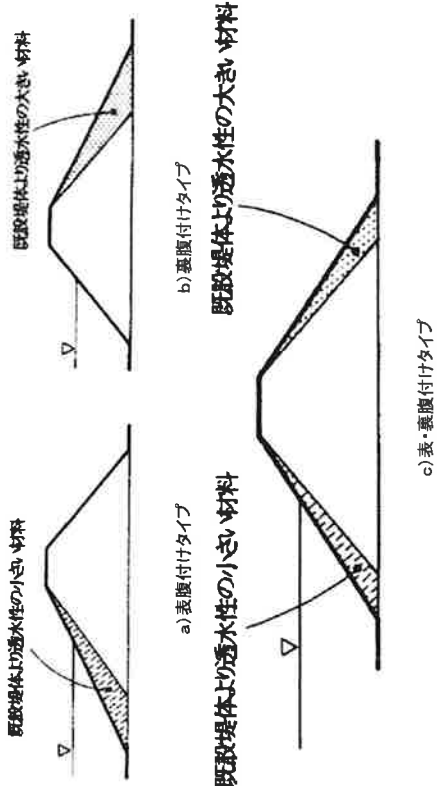


図 4.4.7 断面拡大工法の基本的な断面形状

なお、基礎地盤が脆弱地盤で構成される場合には、断面を拡大することにより既設の堤体が沈下したり、それにとりともなったりと亀裂が生じたりすることがあるので、断面形状の決定に際しては、基礎地盤の上質性状を把握した上で施工時の安定ならびに沈下についても検討を加えておかなければならない。

(3) 盛土材料の選定

断面拡大に用いる盛土材料は、縮固めた材料が既設堤防と同等以上のせん断強さを有し、かつ所定の透水性を有するものとなるような材料を選定することが原則である。盛土材料に要求される透水性は、表層付けと表層付けの場合では異なり、前者については既設堤体より透水性の材料、後者については同じく透水性の大きい材料を用いることで、断面拡大工法の効果をより高めることが重要である。また、材料選定にあたっては施工性や経済性についても十分に考慮する必要がある。

(4) 施工上の留意点

断面拡大工法浸透の施工上の留意点を整理すると次のとおりである。

a) 盛土材料

- ① 盛土材料は降雨時にはシートで覆うなど、十分な品質管理を実施する
- ② 施工にあたっては、周辺の環境に配慮して土工機械等の振動や騒音を極力抑えるとともに、盛土材料の飛散の防止に努める

b) のり面の施工

- ① 既設堤体とのなじみを良くするため段切りを行う（段切りの際には既設の堤体を乱すことがないよう留意する必要がある）
- ② 表層付けに粘性土を用いる場合には、乾燥収縮によるひび割れに注意する

3) ドレーン工法

(1) 構造の基本

ドレーン工法は、洪水時に堤体に浸透した降雨ならびに河川水を集排水するためのドレーン部、排水を受けこれを所定の流末に導くための堤脚水路、ならびに堤体の七粒子の流出を防止するとともにドレーン部の目詰まりを防止するためのフィルター部により構成される(図 4.4.8)。ドレーン部は透水性の大きい材料を用いることとなるので、堤体を構成する土粒子が移動してドレーン部に目詰まりが生じないよう、堤体とドレーン部との間に必ずフィルター部を設ける必要がある。また、堤脚水路もドレーン部からの排水の確実な処理という点でドレーン工の基本構造からは切り離せないものである。

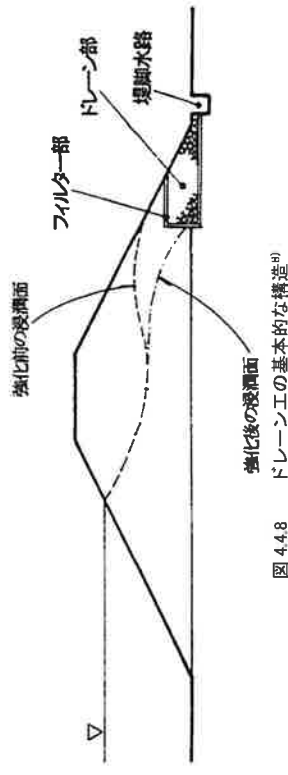


図 4.4.8 ドレーン工の基本的な構造^{a)}

(2) 断面形状の決定

ドレーン工の基本的な断面形状を図 4.4.9 に示す。原則的には前面（堤体内部側）は浸透面に對してほぼ直角となるように設定することが望ましい（図 4.4.9a）。ただし、ドレーン部を既設の堤体を掘削して設置するような場合には、図 4.4.9b) に示すような形状をとらざるをえないことも考えられるが、その場合でもドレーン工前面は極力鉛直に近づけることが望ましい。

ドレーン工の厚さについては堤内地盤より少なくとも 0.5 m 以上の高さとする必要がある（図 4.4.10）。また、ドレーン工底面（敷高）を地盤内に下げると地盤条件によってはパイピングに對しても効果がある。一方、ドレーン工の幅については、ドレーン工前面における平均動水勾配（図 4.4.10 における H/D ）が 0.3 を上回らないことを条件に、すべり破壊に對して所定の安

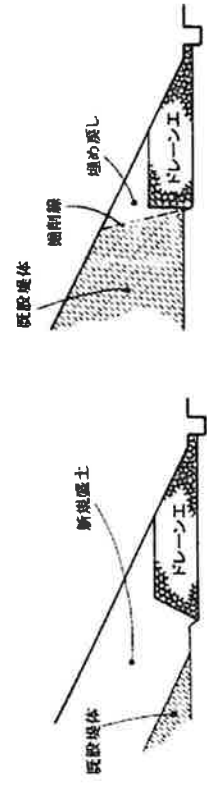


図 4.4.9 ドレーン工の基本的な断面形状^{a)}

①開孔径は以下の範囲内であること

$$0.1\text{mm} \leq O_{85} \leq D_{85}$$

ここに、 O_{85} :ジオテキスタイル95%開孔径(AOS,mm)
 D_{85} :土の粒径加積曲線の通過重積85%相対粒径(mm)

②長期的に日詰まりを生じないこと

③底動水勾配($J \leq 0.1$)においても透水係数は $1 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上を保つこと

④所要の強度を有すること

$$T_p \geq 0.2 \text{tf/m} \quad (T_p: \text{引張強度})$$

⑤化学的変質に対して安定なこと

⑥浸水処理が施されていること

(4)施工上の留意点

ドレーン工の効果は施工に負うところが大きく、施工にあたっては以下のような点に留意する必要がある。

a) きめこまかな施工計画の立案

ドレーン工の施工では、既設堤防の掘削、ドレーン材料やフィルター材料の敷設、埋戻し等を比較的大きな空間で丁寧に行う必要がある。完成後のドレーン工の機能を損なうことなく施工を効率的かつ安全に行うためには、重機や人員の配置、材料や掘削上の搬出、施工の方法や手順、施工管理等について綿密な施工計画を立てる必要がある。

b) 既設堤体等の掘削

ドレーン工の敷設に先立つ堤体の掘削にあたっては、既設の堤体や敷設地盤面を乱さないよう留意する必要がある。特に後者についてはドレーン工の沈下の原因となるので注意が必要である。

掘削面は必ずしも平滑に仕上げ上げる必要はないが、フィルター材料の敷設精度を高める程度の不陸の修正が必要である。

c) フィルター材料の敷設

①フィルター材料としてのジオテキスタイルは、既設の堤体および地盤との間に空隙が生じないよう、密着して敷設する必要がある。密着を容易にするためには厚さ30～50mmの砂質土(堤体上よりは透水性の大きいもの)を敷設面に敷均すとよい。特に敷設面が傾斜している部分では空隙ができやすいので、フィルター材料と敷設面の間を砂質土で充填することが望ましい。この場合、締め過ぎると砂質土の透水性が低下する恐れがあるので注意が必要である。

②フィルター材料(ジオテキスタイル)間は20cm程度重ね合わせ、隙間が生じないようにする。ドレーン材料の敷設によって隙間が生じた場合には、隙間を同種の材料で補完することを怠ってはならない。

③フィルター材料(ジオテキスタイル)の施工にあたっては、できる限り丁寧に行うことが肝要で、重機等で損傷しないよう注意し、仮に損傷したような場合にはその部分に同種の材料を重ねる等の処置が必要である。

④ドレーン工の施工後にフィルター材料(ジオテキスタイル)が露出していると、日照等に

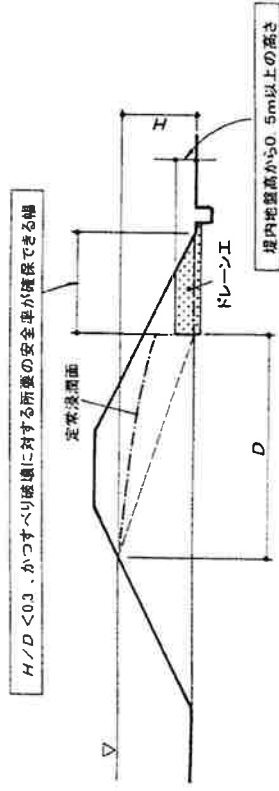


図 4.4.10 ドレーン工の断面諸元の考え方⁸⁾

全性が確保されていることを確認し、決定する必要がある。ここで $H/D < 0.3$ としたのは、ドレーン工の規模を極端に大きくし、ドレーンに流入する浸潤線の動水勾配を大きくし過ぎると、フィルター材料が万一老朽化した場合に堤体に流出するおそれがあるためである。平均動水勾配の上限値を0.3としたのは、実験の結果¹⁰⁾をもとにしたものである。一方、ドレーン工の最小幅については、所要の安全性が確保できるような幅とする必要があるが、この場合の安定計算では、図4.4.10に示すように、堤体内はドレーンが機能しないときの定常浸潤面を設定し、ドレーン内のみ水位が下がった状態(堤内地盤高程度)についてもチェックしておくことが望ましい¹¹⁾。効率的かつ経済的なドレーン工の幅は、概ね堤防幅の1/10程度が目安と考えるとよい¹¹⁾。

(3)ドレーン工の材料選定

a) ドレーン材料

ドレーン材料は、堤体あるいは基礎地盤を通じての浸透水を少ない排水力で排水しうるものでなければならぬ。したがって、透水性の大きい材料を選定する必要があるが、その目安を透水係数で示せば、フィルター部を含むドレーン工全体としては既設の堤体のそれより2オーダー程度大きめ、ドレーン部単独ではそれ以上の透水係数を有する材料ということになる。一方、せん断強度と面からいえば、内部摩擦角 ϕ が概ね 40° 以上の材料とする必要がある。また、施工時や施工後に劣化して細粒化を生ずるような材料は避けなければならない。

以上のような点を考えると、ドレーン材料としては細粒分含有量の少ない粗粒度砂石や礫を用いることが望ましいといえる。

b) フィルター材料

フィルター材料は土質材料と人工材料に大別できるが、材料の入手の容易さ、品質の安定性および施工性を考慮すると、吸出し防止材あるいは日詰まり防止材と称される人工材料(いわゆるジオテキスタイル)を使用することになる。人工のフィルター材料としては次のような条件を満たしている材料を選定する¹²⁾。

より劣化する恐れがあるので、覆土等で被覆しなければならぬ。また、仮置き時や敷設時の泥水等の侵入も品質の劣化や目詰まりにつながるもので注意が必要である。

d) ドレーン材料の施工

① ドレーン材料は、材料の品質を損なわないうよう、またフィルター材料を傷つけないよう施工する必要がある。ドレーン材料の撤出し、敷均し、締固めについては通常の盛土工に準ずればよいが、過度の締固めは材料を細粒化させたり、フィルター材料を損傷するので注意が必要である。

② ドレーン材料として粒径の大きいものを使用する場合には、フィルター材料の損傷を防止するため、周囲に粒径が相対的に小さい材料を配置するなどの配慮が必要である。

e) ドレーン工の上方の埋戻し

ドレーン工の上方を埋戻して締固める場合には、ドレーン工に沈下や変形等の損傷を与えないよう十分に注意するとともに、ドレーン工の上方の緑化を図る場合には、上羽上の厚さは50cm以上としてタンパー等によって締固める必要がある。

3) 表のり面被覆工

(1) 構造の基本

表のり面被覆工法の基本的な構造は図4.4.11に示すとおりで、高水位時の河川水の表のり面からの浸透を抑制するため、表のり面を不透水性材料で被覆する強化工法である。特に堤体がルーズな材料で構成され、川裏に透水性の低い材料が用いられているような堤体上質構成に対しては効果的である。また、洪水末期の水位急低下時の残留水圧による表のり面のすべり破壊の防止にも有効である。

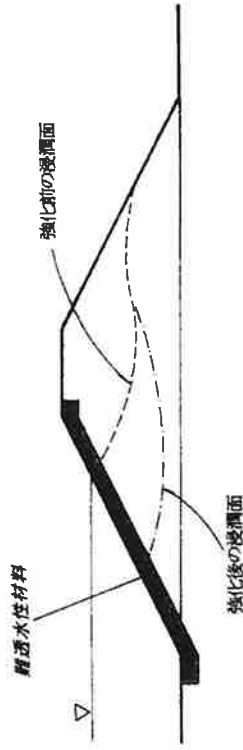


図 4.4.11 表のり被覆工法の基本的な構造

(2) 被覆断面形状の決定

表のり面被覆工法の断面形状は、表のり面および表のり面のすべり破壊に対する安全性のみならず、浸食に対する影響や維持管理面を考慮した上で決定する必要があるが、決定にあたっては次のような点に留意する。

a) 被覆範囲とのり勾配

表のり面被覆工の範囲は、原則としてのり尻から天端のり肩までの範囲とする必要がある。また、のり勾配の決定にあたっては、遮水シートや難透水性土質材料で被覆したのり面が、降

雨や河川水位の急低下時にすべり破壊を生じないよう安定性を検討する。

b) 遮水シートのはらみだしや浮き上がり防止

表のり面被覆工では河川水の浸透は抑制されるものの、遮水シート等の被覆材料では、降雨の浸透による残留水圧や流水等に起因してはらみだしや浮き上がりが発生する恐れがあり、このような場合には、遮水シートと覆土やコンクリートブロック等の組合せを検討する必要がある。

なお、表のり面が流水や波浪等による浸食作用を受ける恐れのある箇所については、第5章に示すように護岸工を設置すること等によって遮水シートを防護する必要がある。

(3) 被覆材料の選定

a) 土質材料

表のり面被覆工法に用いる土質材料は、締固め後に基本的には次のような条件を満たしている必要がある。

- ① 難透水性であること
- ② 十分なせん断強さを有すること
- ③ 変形が生じ難く、付雪なびひ割れが生じないこと
- ④ 締固めが容易で、施工性が良いこと

このような性質を有する土は、一般的にいえば細粒分を多く含む砂質土や低含水比の粘性土に代表される。強化対象区間の近傍で適当な土質材料が得られない場合には安定処理上を採用することが考えられるが、添加材の種類と量、施工法、被覆養生への影響、添加材の溶出による周辺環境への影響等について十分に検討しなければならない。

b) 土質材料以外の被覆材料

土質材料以外の材料の適用条件としては、①流水による浸食に対して護岸を設ける必要がある場合、あるいは②適当な土質材料の入手が困難な場合が考えられる。被覆材料としては、コンクリートスラブ、アスファルトスラブ、遮水シート等があげられるが、コンクリートスラブについては堤体に変位が生ずるとスラブ下に空洞が形成されること、またアスファルトスラブについては劣化や侵入植物による損傷を受けるために長期的な安定性に乏しいこと、さらにはすべりも顕著、景観等の観点から実績に乏しく、特別な場合を除けば、遮水シートを適用すべきであろう。ただし、遮水シートを被覆材料とする場合には、シートの安定性を確保するために覆土をするか、護岸を設ける必要がある。

(4) 施工上の留意点

表のり面被覆工法に当たっては、以下のようない点に留意する。

a) 既設の堤体に対する措置

土質材料を用いて表のり面を被覆する場合には、既設堤体とのなじみを良くするために段切りを行うか、既設堤体の一部を削り起こす必要がある。一方、遮水シートを用いる場合には、既設堤体の土羽土を剥ぎ、その面を極力平滑に仕上げることが重要である。

b) 遮水シートの敷設

シートのズレの防止および遮水を確保するため、端部および接合部の施工には十分に注意するとともに、残留水の排水に対する措置を施す必要がある。

c) 覆土や護岸の施工

覆土や護岸の施工にあたっては、次のような点に留意する必要がある。

- ①シート上に覆土やコンクリートブロック等によるの護岸を施工する際には、シートが下方に引っ張られて破断を防止するために保護マットを敷設するとともに、シートが下方に引っ張られて破断することがあるので、慎重に作業する
- ②特に覆土の場合には、滑落が生じないよう覆土の強度の増加を図り、不透水性を確保するために十分な転圧を行って仕上げる

4) 基礎地盤に対する強化工法

これまでに堤体を対象とした代表的な浸透に対する強化工法について特性や施工上の留意点を述べてきたが、ここでは基礎地盤を対象とする浸透対策について概説しておく。

(1) 川表遮水工法

a) 構造の基本

川表遮水工法の基本構造は図 4.4.12 に示すとおりで、川表のり尻付近の基礎地盤に遮水壁を設け、河川から基礎地盤に浸透する水量と水圧を軽減し、バイピング破断の防止を図る工法である。この工法は基礎地盤が透水性地盤の場合に適用するが、透水層が厚いと遮水壁の根入長を長くする必要があるので、経済性や施工性が問題となり、このような場合には他の工法との併用も検討すべきである。

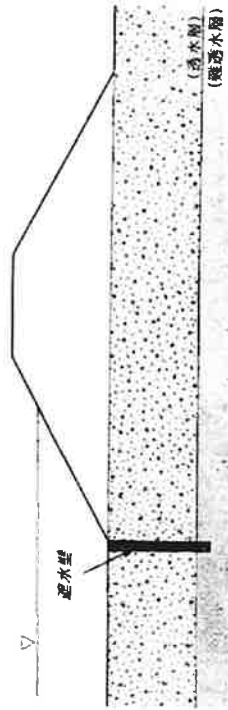


図 4.4.12 川表遮水工法の基本構造

b) 遮水工法の選定

遮水工法は矢板工、連続地中壁工およびグラウト工に大別でき、それぞれの特徴等を整理して表 4.4.4 に示す。

c) 施工上の留意点

矢板工は効果が大いといわれる反面、地盤条件によっては施工時に継ぎ手が損傷して止水効果が損なわれることもあるので、適切な施工法を適用する必要がある。また、矢板工法や連続地中壁工法では、一定面積の施工スペースと重機や機材の搬入路が必要となる。特に後者の場合には、一般に施工機械が大規模になり、矢板工法以上に広いスペースが必要となる。また、施工地盤面の支持力についても検討しなければならぬ。

なお、川表遮水工法は、地盤条件や地下水条件によっては堤内地の湿潤化や井戸の枯渇等のいわゆる地下水障害を引き起こすことがあるので、この点についても十分な注意が必要である。

表 4.4.4 川表遮水工法の種類と特徴

分類	工法	特徴
矢板工	鋼矢板工法	・施工性に優れ、多用されている。 ・継目からの漏水があり、特に継目上を対策とした場合には継目が閉じ、効果が顕著である。
	コンクリート矢板工法	・RC矢板やPC矢板がある。長さは5m以内に限られ、使用頻度は少ない。
連続地中壁工	薄型鋼板止水壁工法	・幅広い高厚鋼板をパイロハンマーとウオータージェットを併用して打設し、継目にグラウト材を充填して止水性を確保する。 ・鋼矢板に比較して経済性と止水性に優れているが、継目のため無理な貫入ができず、地盤によっては施工性が問題となる。
	スラリートレンチ工法	・地盤にトレンチを掘削し、掘削土にベントナイトとセメントを加えた混合液で固めて止水壁をつくる。 ・スラリートレンチ内に止水材として膨潤性ビニールシートを挿入し、止水性を高める工法も開発されている。 ・海外ではフィリピンや河川防衛の遮水壁としての実績がある。国内での実績はほとんどないが、経済的で施工性も良く、多様な地盤に適用できることに利点がある。
グラウト工	コンクリート壁工法	・トレンチを利用してコンクリート壁を構築するものであるが、経済性や施工性から河川ではほとんど実績はない。
	セメント系グラウト工法 薬液注入工法	・基礎地盤にセメントミルクや珪石の薬液を注入するもので、施工は容易であるが、止水効果や耐久性について不明な点がある。

(2) プランケット工法

a) 構造の基本

プランケット工法は、図 4.4.13 に示すように、川表側の高水敷の表層を不透水性材料で被覆することを基本的な構造とするもので、このことにより浸透路長を延伸して基礎地盤の浸透圧を低減し、裏のり尻での浸透に対する安定性を向上させるものである。

b) 被覆断面の決定

プランケット工法の効果は、図 4.4.6 に示したように、堤防の規模や基礎地盤の層厚により異なる。このため、プランケットを有する基本断面形状をモデル化し、安全性照査の方法に準じて浸透流計算と安定計算を行って、すべり破断に対する安全性ならびにバイピングに対する安

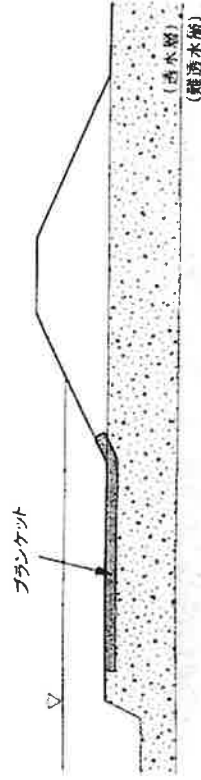


図 4.4.13 プランケット工法の基本構造

全性を確認した上で、断面すなわちブランケット長や厚さを決定する。

なお、ブランケット工法は、その長さが増すと高水敷の確保が必要となるため、治水面や環境面での影響、また河川敷の利用計画についても十分に留意する必要がある。

c) 被覆材料の選定

被覆材料の透水性としては、飽和透水係数が 1×10^{-5} cm/sec以下であればブランケット工法の効果が期待でき、厚さとしては高水位時の流水による洗掘に対する機能を喪失しない程度のものである。このような条件を満たす材料として考えられるのは、①難透水性の土質材料、②アスファルト舗装等で、それぞれ別の選定にあたっての留意点を示せば表 4.4.5 のとおりである。

d) 施工上の留意点

①土質材料を用いる場合には、高水位時の流水の洗掘に耐えられるよう人念に締固めるとともに、表面を芝等で保護する必要がある。また、土質材料が粘性土の場合にはひび割れを生じないよう留意しなければならぬ。

②堤体とブランケットの接合部は、漏水等が生じないよう人念に施工する必要がある。

表 4.4.5 ブランケット材料の選定にあたっての留意点

種類	留意点
土質材料	<ul style="list-style-type: none"> *締固め後の土の透水係数が1×10^{-5} cm/sec以下で、変形し難く、着目なひび割れを生じない。 *粒度組成は表の前面被覆工法と同一 *締固めが容易で、施工性が良く、かつ人手が容易
アスファルト舗装	<ul style="list-style-type: none"> *被覆効果は大きいですが、一般には施工が大掛かりで、広いスペースが必要

参考文献

- 1)赤井・大西・阿部;有限要素法による飽和-不飽和浸透流解析、土木学会論文報告集 No.2841、1977
- 2)社団法人地盤工学会不飽和地盤の透水性評価に関する研究委員会;不飽和地盤の透水性評価手法ワークショップ97 不飽和地盤の透水性評価に関する研究委員会成果報告書、1997
- 3)Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.11~13, 1943. および Terzaghi, K., Peck, Ralph B. and Mesri, Gholamreza: Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition, John Wiley & Sons, pp.83~85, 1996.
- 4)望月秋利, 三笠正人;フィルダムの安定解析法 ― 一般応力法と有効応力法の比較 ―, 上と基礎, Vol.32, No.4, pp.19-26, 1984.
- 5)地下水ハンドブック編集委員会編;地下水ハンドブック、(株)建設産業調査会、1979
- 6)西垣・竹下;室内および原位置における不飽和浸透の試験および調査法に関する研究、1993
- 7朱・川村;堤防の長期的な水分量の変動、土木学会 No.582/III-41, 1997
- 8(財)国土開発技術研究センター;ドレーン工設計マニュアル、JICE資料第 198009 号、1998
- 9)三木・山田・藤井・野口;堤防基礎地盤のパイピング破壊基準に関する考察、土木技術資料 37-12, 1995
- 10)三木・藤井;のりドレーン工法を用いた堤防強化対策および設計法、土木技術資料 41-5, 1999
- 11)三木・山田・藤井・野口;大型堤防型実験を用いたのりドレーンの設計に関する検討、第 23 回地盤工学研究発表会、1997
- 12)(財)土木研究センター・ジオテクニクス・補強工法普及委員会;ジオテクニクスを用いた補強土の設計・施工マニュアル、1996

第5章 侵食に対する堤防の構造検討

5.1 構造検討の方針および手順

5.1.1 構造検討の方針

流水の侵食に対する堤防の安全性は、河道の形状（平面および縦横断面形状）、堤防前面の河岸（高水敷）の状況、堤防近傍の洪水流の水力条件、現在の河岸あるいは堤防本体を防護する構造物の種類、堤防の土質条件等に関係する。このような要因と侵食による堤防破壊のメカニズムとの関係が全て工学的に明らかにされているわけではないが、本手引きでは、現段階における水理学的、力学的な知見をもとにして流水の侵食作用に対する河川堤防の安全性を照査することにする。なお、侵食作用としては、流水によるものほかに流水や波浪によるものもあるが、このような侵食作用が想定される場合には、別途検討が必要である。

具体的には、洪水時の堤防近傍の流水によるせん断力を外力とし、耐力として堤防を被覆する植生、高水敷の高さ（低水河岸高）や幅を考慮して侵食に対する安全性、すなわち堤防の表のり面が侵食されるか、あるいは表のり基部が洗掘される可能性があるかを評価する。すでに護岸等で防護されている堤防については、護岸工の力学的な安定性を照査し、侵食に対する安全性が確保されているかを判断する。

ここで侵食に対する防護が必要、あるいは既設の護岸等の安定性に問題があると評価されれば、護岸等の直接的な対策だけではなく、河道形状の見直し等を含めて、対象区間の河川の特성에適した防護対策を総合的に検討する。護岸上による防護が必要と認められた場合には、侵食に対して所要の安全性を確保できるような護岸工種や構造等を検討する。

5.1.2 構造検討の手順

侵食に対する構造検討の手順を図5.1.1に示す。照査の内容や方法は、護岸工がない場合とある場合で異なる。すなわち、護岸工がない区間については、堤防近傍の流速や高水敷幅をもとに堤防の安全性を照査するのに対し、護岸工がある区間については、護岸工そのものが力学的安定性を有しているかを照査する。また、どちらの場合にも河床変動や砂州、高水敷の侵食についても考慮する必要がある。

本手引きでは、強化（防護）の方策としては主として護岸上による対応を扱っているが、すでに述べたように、河道の形状や水制工等による対応を含めた幅広い方策を吟味することが必要である。護岸上による強化が選択された場合には、河道の特性或洪水特性、あるいは過去の被災事例や表層を考慮し、侵食防止機能を発揮できる護岸工種を選定し、力学的安定性を照査した上で、河道計画との整合性、上下流の連続性、経済性、施工性、耐久性といった点のほか、自然環境の保全や植生、親水性といった面も含めて総合的に判断し、最終的に設置すべき護岸の工種とその諸元を決定することになる。

5.2 構造検討のための準備

「指針」に準拠して、河川堤防の構造検討に先立ち、一連区間を細分し、細分した区間毎に代表断面を選定する。各断面での侵食面からみた留意点を整理しておく。なお、侵食に対する安全性照査では、前提とする河道条件、例えば現況河道を対象とするのか、あるいは改修進捗段階の河道を想定するのか等を明確にしておくことが重要である。

5.2.1 一連区間の細分にあたっての留意点

侵食に対する堤防の構造検討にあたっては、まず河道条件を設定した上で、河道のセグメント分類、河道（堤防）の平面形状、高水敷の諸元、既往の被災箇所、既設護岸の有無や工種等を指標として、(図 5.2.1 のようにして一連区間を細分する必要がある。既往の点検結果があれば細分の資料として活用するとよい。細分した区間（細分区間）は、浸透に対する安全性照査と同様に、照査の最小単位となり、侵食の観点から堤防の構造がほぼ同一となる区間であることに留意する必要がある。

(左岸)

距離 (km)	(下流側) ←				→ (上流側)			
	セグメント2-2		セグメント2-1		セグメント1		セグメント1	
a) 河道のセグメント分類	直線	Ri	直線	Ro	Ri	直線	Ro	直線
b) 河道(堤防)の平面形状				N	N	N	N	N
c) 高水敷諸元								
d) 影響懸念を有する箇所				●	●			●
e) 既設護岸								
高水護岸								
堤防護岸								
低水護岸								
一連区間の細分	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
								⑨
								⑩
								⑪
								⑫
								⑬
								⑭
								⑮

注1) Ri: 湾曲部内岸, Ro: 湾曲部外岸
注2) N: 例えば、高水敷幅と低水河岸高の北から、みて危険とされる区間(後出)

図 5.2.1 一連区間の細分の例

5.2.2 代表断面の選定にあたっての留意点

侵食に対する堤防の構造検討では、細分された区間ごとに、侵食に対して最も危険と考えられる断面を1断面以上選定する。最も危険な断面とは、基本的には細分区間内で流速が速い、洪水時の河床変動が入きい、高水敷幅が狭いなど、耐力が最も小さくなる断面である。その際、現状のみではなく、将来の状況から想定して最も危険な断面も選定対象とする。

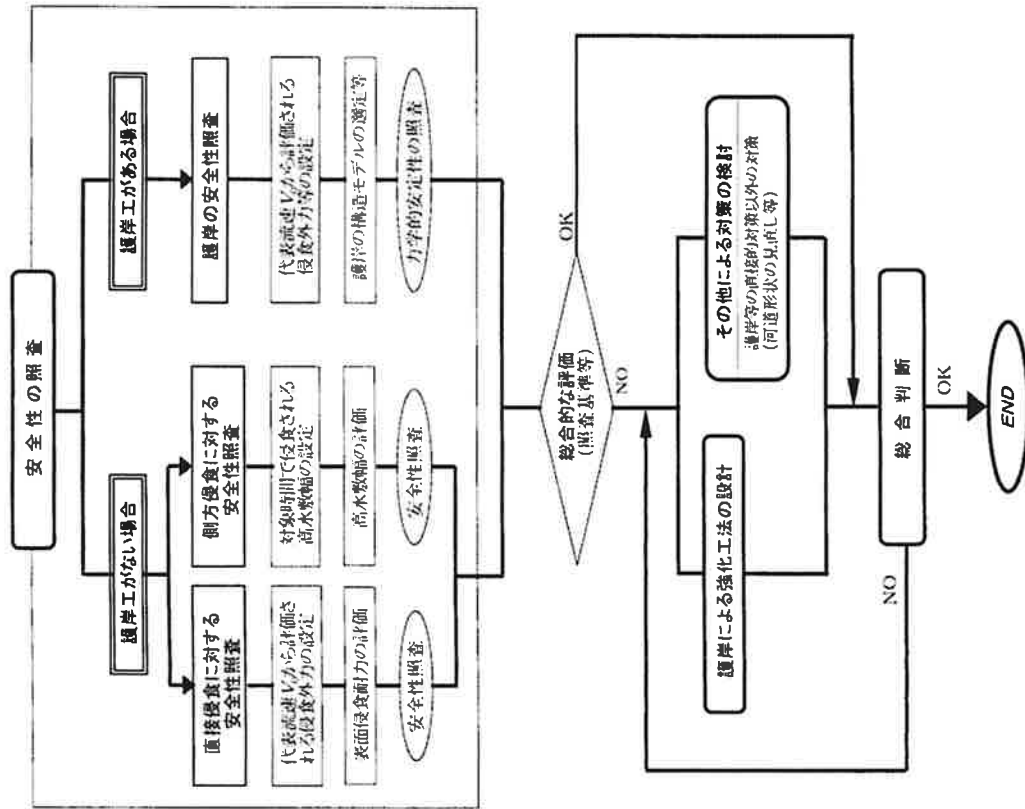


図 5.1.1 侵食に対する堤防の構造検討の手順

5.3 安全性の照査

5.3.1 照査の外力

「指針」では、堤防の侵食に対する安全性照査の外力として代表流速 (V_0) を設定することとし、代表流速 (V_0) としては、計画高水位 (当面の整備目標とする洪水時の水位が定められている場合にはその水位) 以下の水位時において、最も速い平均流速 (V_0) に湾曲等による補正係数を乗じて算出することが規定されている。

なお、河道特性によっては、計画高水位時あるいは当面の整備目標とする洪水時の水位より低い水位の方が侵食外力が大きき場合がある。また、大洪水時には急湾曲部の内岸側にある高水敷を水が走り、洗掘される可能性もある¹⁾ので、水位の設定にあたっては河道特性を十分に考慮する必要がある。また、現況堤防の安全性を照査する場合には、計画高水位あるいは当面の整備目標とする洪水時の水位以下の複数の水位を対象に安全性を照査しておくことが望ましい。

5.3.2 照査項目と照査基準

1) 護岸上がない場合

(1) 照査の項目

侵食による堤防の破壊の状況は、一般に図 5.3.1 に示すとおりで、堤防表のり面やのり尻付近に流水が直接作用して表面を被覆する植生が倒伏し、堤体を構成する土砂が流失して破壊に至るものと、低水路等の主流路からの側方侵食、洗掘により破壊に至るものとに大別できる。このことから、「指針」では、侵食に対する堤防の安全性照査の項目を次のように規定している。

- ①堤防表のり面、のり尻の側方侵食、洗掘に対する安全性
- ②主流路 (低水路等) からの側方侵食、洗掘に対する安全性

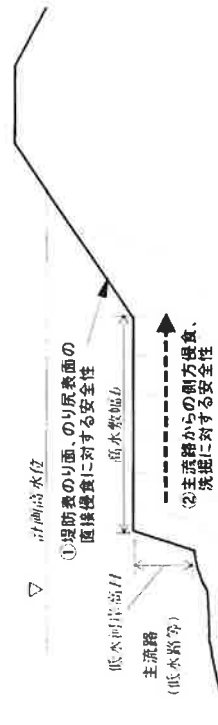


図 5.3.1 侵食による堤防破壊の模式図

(2) 照査の基準

「指針」には、侵食に対する堤防の安全性の照査基準として表 5.3.1 が示されている。ただし、河岸防護等の適切な対策とらえられる場合にはこの限りではないとされている。

表 5.3.1 侵食に対する堤防の安全性の照査基準

①堤防表のり面およびのり尻表面の側方侵食に対する安全性	表面侵食耐力 > 代表流速 V_0 から評価される侵食外力
②主流路 (低水路等) からの側方侵食、洗掘に対する安全性	高水敷幅 > 照査対象時間で侵食される高水敷の幅

2) 護岸上がある場合

護岸上等の防護工がある場合については、護岸上そのものの力学的安全性を照査する必要がある。特に、図 5.3.1 に示した側方侵食については基礎工や集固めによる洗掘への対策が重要となる。護岸上の力学的安全性の照査については、参考文献²⁾等を参照されたい。

5.3.3 照査の方法

1) 護岸上がない場合

(1) 堤防表のり面およびのり尻表面の側方侵食に対する安全性の照査

河川堤防は、雨水による侵食の防止および環境保全等の観点から芝等の植生で被覆することとしている。したがって、表のり面、のり尻表面の侵食に対する安全性は、代表流速 V_0 および流速作用時間から評価される侵食外力と、植生で被覆されたのり面の表面侵食耐力を比較することにより照査する必要がある。

植生で被覆されているのり面の表面侵食耐力、すなわち植生の耐侵食性は、草丈がさほど高くない植物の場合、堤防植生の中で耐侵食性を発揮する部分には根が深くあり、流水による侵食によって地中から洗い出され根毛層が地表面付近の流速を遅くすることで、掃流力の低減効果が発揮されるとしている³⁾。いま、

- ①植生による侵食防止効果が発揮されるとする設計上の最大根食深を許容根食深と定義し、許容根食深まで侵食が進行する時間のみ、侵食防止効果が発揮される

②地表面近傍に根が多く含まれるほど高い耐侵食性を考慮し、地表面近傍の根茎の量 (平均根毛量) によって植物の有する耐侵食性が異なる
とすると、植生による表面侵食耐力 u_{s0} は、流水によるせん断力が作用する継続時間 t と平均根毛量 σ_0 をパラメータとして次式により求めることができる⁴⁾。

$$u_{s0} = \frac{Z_{0.05} - 1}{\alpha \log t} \quad (1)$$

ここに、 u_{s0} : 侵食耐力 (mm/s)
 t : せん断力が作用する継続時間 (min)

$Z_{0.05}$: 許容根食深 (cm)

α : 侵食されやすさを表すパラメータ ($\alpha = 50 \sigma_0 + 9$)
 σ_0 : 平均根毛量 (g/cm²) で、地表面から深さ 3 cm までの単位体積当たりの土中に含まれる根および地下茎の総重量と定義する

式(1)は、時間的に一定の流速が作用する条件において適用できるものである。許容根食深を $Z_{0.05} = 2.0$ cm として式(1)を図化したものを図 5.3.2 に示す。

流速が時間的に変化する場合には、以下の簡便法によって安全性を照査する。簡便法は次の仮定にもとづいている。

- ①水位波形がピーク水位を頂点とする三角形で近似できる
- ②水位の変化にもなまって流速が増減する

これらの仮定が当てはまらない場合には、参考文献³⁾に示す時間変化を考慮した評価を行わなければならない。

先ず、侵食外力として継続時間 t とその時間内での掃流速度の平均値 u_{s0} を設定する。継続時間 t は高水敷高を上回る水位の継続時間を目安として定める。 u_{s0} は、簡便法では次式によって求める。

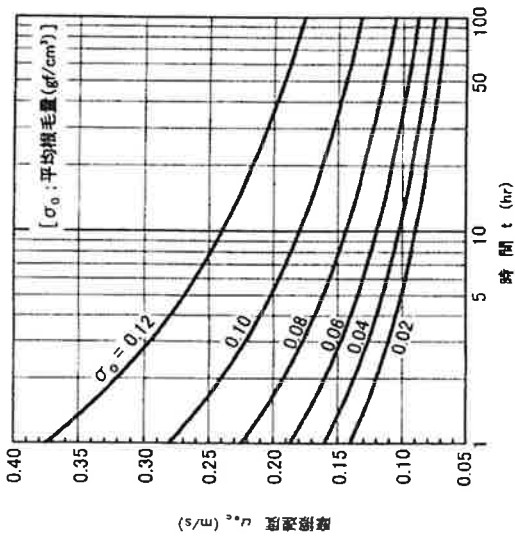


図 5.3.2 植生の表面侵食耐力(根毛量と摩擦速度の関係)³⁾

$$u_{0.82} = 0.82 u_{0.82} \quad (2)$$

すなわち、簡便法とは①、②の仮定が当てはまる場合には、 $u_{0.82}$ はピーク値 $u_{0.82}$ の約82%に対応するとしている。本手引きにおいては $u_{0.82}$ は、計画高水位時の u_c とし設定する。

$u_{0.82}$ は次式によって求める。

$$u_{0.82} = V_{0.82} / \psi \quad (3)$$

ここで、 $V_{0.82}$ は計画高水位時の代表流速、 ψ は流速係数で、

$$\psi = (1/n) \cdot (HJ^{1/3} / \sqrt{g}) \quad (4)$$

ここに、 n : マニングの粗度係数
 H : 水深 (m)
 J : 重力加速度 (m/s²)

から求めることができる。

次に、継続時間 t を式(1)に代入して表面侵食耐力 u_c を求める。以上から、 $u_{0.82} > u_c$ であれば、堤防表のり面およびのり尻面の直接侵食に対する安全性は確保されていると評価する。

侵食に対する堤防の安全性の照査に用いる代表流速 (V_0) については、適切な方法により求めた平均流速の最大値に湾曲等による補正係数を乗じて算定する必要がある。代表流速 (V_0) の算定法の詳細については、参考文献2)等を参照されたい。

なお、式(1)は以下のような条件の場合に適用できることに留意する必要がある。

- ・イネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂している(根茎の直径が最大でも1 mm 程度)
- ・モグラ穴に代表される裸地部がほとんどなく、植物により一様に被覆されている
- ・地面の構成材料がシルトないしシルト混り砂である
- ・摩擦速度 u_c が約27 cm/s 以下である
- ・平均根毛量 σ_0 が0.02~0.12 g/cm²の範囲内にあること

また、平均根毛量 σ_0 の測定は次のようにするとよい³⁾。

- ①選定した調査地点のり面に塩化ビニール管を打ち込む
- ②塩化ビニール管に詰まった土を地表面から3 cm まで押し出してカッター等で切り取る
- ③上に含まれる根および地下茎を水で洗い出して、それらの総重量を測定する
- ④総重量を切り取った土の体積で除することにより平均根毛量を計算する
- ⑤以上の測定を3回行ない、その平均値を当該調査地点の平均根毛量とする

根毛量の調査が困難な場合には、シバの被度ごとの摩擦速度と時間の関係を用いて堤防の耐侵食性を評価する方法もある³⁾。

なお、概略的ではあるが代表流速2 m/s を目安とし、これ以下であれば堤防表のり面およびのり尻面の耐侵食性は一定確保されているものと考えられることもできる³⁾。

(2) 側方侵食、洗堀に対する安全性の照査

洪水時には主流路(低水路等)からの側方侵食、洗堀により堤防が被災を受ける場合がある。側方侵食の速度は、侵食の形態や河岸に作用する外力とその作用時間によって異なり、それらは河道特性および平面形と関連が深い。侵食は複数の洪水の繰り返しにより進行するので、侵食幅についての評価は洪水の作用する期間を設定した上で、河道特性および侵食形態に対応した侵食速度の詳細な評価を行う必要がある。洪水の作用する期間は対象河川の状況を総合的に勘案し、照査対象期間を定める必要がある。最小の照査対象期間は1洪水(1回の洪水)であるが、照査対象期間を1洪水と設定した場合には、洪水の度に点検、対処することが必要とされる。

なお、侵食速度の評価法については水理学的、土質工学的な説明は未だ十分とはいえないので、「指針」では、照査対象期間で侵食される洪水数の幅を照査基準に用いることとしている。そこで、1回の洪水による洪水数の侵食幅の目安³⁾を表5.3.2に示す。

表5.3.2に示す値は、1洪水で生じる想定される主流路(低水路等)からの側方侵食、洗堀の目安であり、現地河川で収集した1回の洪水(いずれも計画高水位以下)による侵食量の災禍を整理することにより得られたものである³⁾。なお、当該河川において既往の洪水による高水敷の侵食幅が整理されている場合には、これらの実績を踏まえて照査に用いる必要がある。

表 5.3.2 裏のり尻部の洗堀に対する安全性の照査基準³⁾

河川のセグメント分類	照査基準 (1洪水で侵食される洪水数の目安)
1	40m程度
2-1	高水敷幅 $>$ 低水河岸高 H の5倍
2-2および3	高水敷幅 $>$ 低水河岸高 H の2~3倍

2) 護岸工がある場合

護岸工がある場合の安全性照査は、のり覆工、基礎工および根固工のそれぞれについて、主として、設定した外力のもとで力学的に安定性が確保されているかを照査する²⁾。

照査は、先ず代表断面における既設護岸の諸元を設定した上で、のり覆工については、工種ならびに構造、想定される破壊の要因や形態、および設置状況を考慮して構造モデルを選定し、代表流速 v_r を外力として控え厚(重量)や石径等が不足していないかを照査する。一方、基礎工については最深河床高の詳細値(推定最大洗掘深)をもとに、基礎工の天端高やその構造、あるいは根固工の構造を考慮して安定性が確保されているかを照査する。なお、既設護岸の安全性照査にあたっては、力学的な安定性の照査の結果を踏まえた上で、設定した河道条件の妥当性、河道の形状や河床の状況、護岸の変状状況、被災履歴等を十分に考慮し、総合的に安全性を評価する必要がある。

5. 3. 4 照査結果の総合評価

堤防の侵食に対する安全性の照査結果は、河道特性および護岸等に関する調査(第3章3.3節)の結果を踏まえ、侵食による堤防の破壊の形態や過程に加え、現地における堤防の変状状況(変状の形態や程度等)等を考慮して総合的に評価する必要がある。

5. 4 強化工法の設計

5. 4. 1 強化の基本的な考え方

侵食に対する堤防の強化では、対象区間の河道特性および安全性の照査結果を考慮し、適切な方策を総合的に検討する。

前節で述べたように、堤防の侵食に対する安全性は、護岸がない場合と護岸がある場合に分けて評価し、護岸がない場合には、堤防表のり面、のり尻付近の直接侵食に対する安全性、および主流路(低水路等)からの側方侵食、洗掘に対する安全性を照査する。一方、護岸がある場合には、既設護岸ののり覆工、基礎工および根固工が、想定される外力に対して力学的に安定かどうかを照査する。したがって、堤防の強化にあたっては、護岸のある場合とない場合に分けて、照査の結果を踏まえて設計することが効率的である。例えば、既設護岸の根固工の敷設幅のみが不十分であるとの照査結果が出た場合には、護岸工を新設、改築するよりは、根固工のみを補強する方が経済的である場合が多い。また、既設護岸で、のり覆工厚さが不足し、また基礎工の根入れ、根固工の重量ともに不足している場合には、既設護岸を改築する方が合理的となろう。このように、安全性照査の結果によって堤防強化の方策が異なってくる。

5. 4. 2 強化工法の設計手順

河川堤防の侵食に対する強化工法の設計の一般的な手順を図5.4.1に示す。侵食に対して堤防あるいは河岸の防護が必要な区間、ならびに同区間内で既設護岸工の安全性(力学的安定性)が確保されていない区間を対象に、河道の特性や背後地の条件等を考慮して強化区間を設定する。ここで侵食に対する強化区間が設定されれば、当該区間の安全性の照査結果を整理し、危険性の種類、危険性の度合いを把握し、これをもとに強化メニュー案を選定する。次に強化メニュー案の中から適切な工法、工種を選定し、工法、工種毎に適切な手法を用いて安全性を照査し、所要の安全性が確保できていることを確認した上で強化工法を絞り込み、総合的な判断を加えて強化工法を決定する。

5.4.3 強化工法の選定

侵食に対する堤防強化の方法は、大きくは①耐力の強化、②は食外力の軽減、および③高者(①と②)の複合に分けられる(図5.4.1参照)。①の耐力の強化は、例えば堤防の表のり面の耐力が大きくなり、大きく劣っている場合に、護岸工を設置することにより強化を図るものである。堤防表面の植生管理に不安がある等、表のり面の耐力に不安があれば、耐力強化の方法としては食防止シート⁶⁾を設置するなども考えられる。一方、護岸近傍の流速が遅く、のり覆工の安全性が不足する場合には、水制工を設置する等により護岸近傍流速を低減させる侵食外力の軽減による強化^②が有効な場合もある。また、堤防の危険性の度合いによっては①と②を組み合わせる^③の方法が適切な場合もある。

現況河道の状況によっては、河道法線形の修正、水はね効果を期待する水制工の設置、高水敷の造成、ベーン工の設置等が、流速や洗掘深の低減に効果的な場合がある。これらは②の侵食外力の軽減の一方法ともいえるが、下流側に思わぬ影響を及ぼす場合もあり、河道計画検討と併せて検討する必要がある。また、このような堤防強化を行う場合には、数値計算や模型実験による十分な検討が必要である。

表5.4.1は、安全性の照査結果を踏まえた堤防強化工法の例を整理したもので、工法の選定にあたっては、安全性の照査結果を十分に勘案するとともに、当該河川の河道特性、河道の状況、被災の履歴、河川環境等を考慮して適切なものを選定する。

なお、堤防護岸や堤防に近接した低水護岸のように複雑な外力条件にさらされる箇所では護岸を新設、改築する場合には、高水敷の幅や湾曲等の河道の状況を考慮し、過去の施工や被災の事例、あるいは類似の河川に適用されている工種等の経験的な知見を踏まえた上で、生態系や景観等に配慮して適切な工種を選定する必要がある。

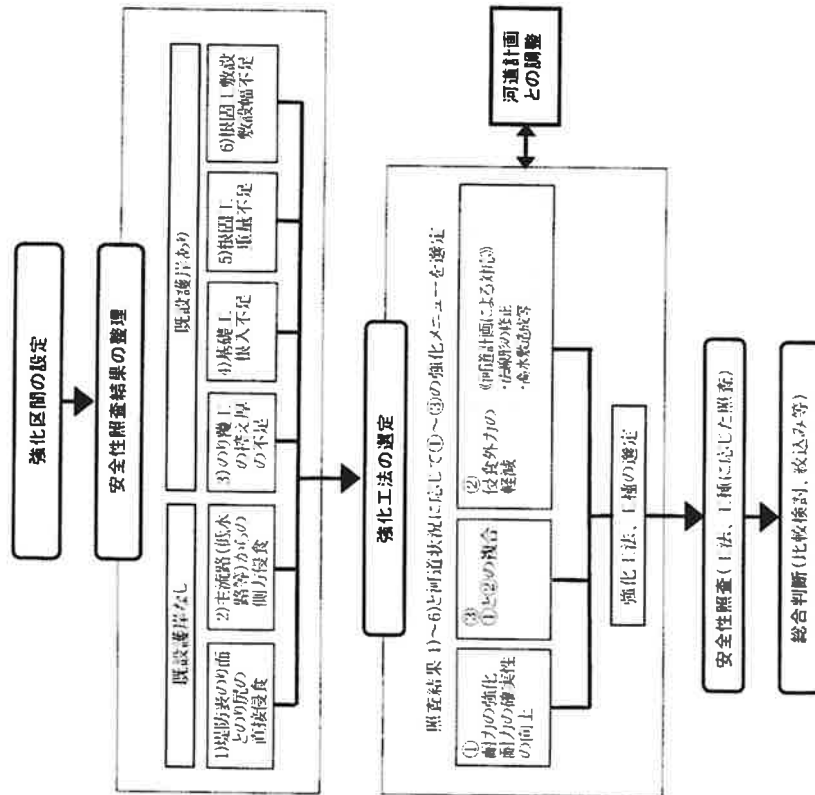


図 5.4.1 侵食に対する堤防の強化工法の一般的な設計手順

表 5.4.1 安全性の照査結果と堤防強化工法の関係の例

安全性の照査結果	堤防強化の方法	
	①耐力の強化	②侵食外力の軽減
護岸工がない	<ul style="list-style-type: none"> 高水護岸の新設 侵食防止ネットの新設 堤防植生管理の徹底 	<ul style="list-style-type: none"> 流速減少効果を期待する水制工設置 置換工法による埋め戻し 法線形の修正 水はね効果を期待する水制工の設置 ベーン工法
	<ul style="list-style-type: none"> 低水護岸、堤防護岸の新設 (埋め込み)水制工設置 上下流に影響を及ぼさない高水靴の新設、側付け 取土水制の設置 	<ul style="list-style-type: none"> 置換工法による埋め戻し 法線形の修正 水はね効果を期待する水制工の設置 ベーン工法
護岸工がある	<ul style="list-style-type: none"> 護岸上の改善 のり覆工の施行 空石張り工の神石張り工化 穴ブロック張り工の神ブロック張り工化 	<ul style="list-style-type: none"> 流速減少効果を期待する水制工設置 置換工法による埋め戻し 法線形の修正 水はね効果を期待する水制工の設置 ベーン工法
	<ul style="list-style-type: none"> 護岸上の改善 基礎の補強 根固上の設置 	<ul style="list-style-type: none"> 根固上の設置 置換工法による埋め戻し 法線形の修正 水はね効果を期待する水制工の設置 ベーン工法
根固工	<ul style="list-style-type: none"> 根固上の改善 根固がブロックの一体化(連結や種実な納積) 根固がブロックの追加投入 	<ul style="list-style-type: none"> 流速減少効果を期待する水制工設置 置換工法による埋め戻し 法線形の修正 水はね効果を期待する水制工の設置 ベーン工法
	<ul style="list-style-type: none"> 根固上の改善 根固がブロックの追加投入 	<ul style="list-style-type: none"> 流速減少効果を期待する水制工設置 置換工法による埋め戻し 法線形の修正 水はね効果を期待する水制工の設置 ベーン工法

(注) は河床評価に併せて検討すべき方策

5. 4. 4 安全性の照査

強化工法の設計では、選定した強化工法に応じた適切な手法を用いて安全性を照査する必要がある。護岸の新設あるいは改良にあたっては、参考文献 9)等を参考に安全性を照査する。また、低水河岸を侵食から防制する機能を有する水制の安全性照査については、参考文献 9)等を参照する。

根固め水制は、水流に対して粗度要素となつて流速を低減させる機能を期待する水制であるが、その形状や配置形態、安全性については、参考文献 9)等を参考に当該河川の河道特性や水理条件への適合性を十分に検討する必要がある。

その他の侵食に対する堤防の強化工法としては、置換工法による埋め戻し、法線形の修正、水

はね効果を期待する水制工の設置、ベーン工法等があるが、設計の方法等については参考文献 3)、5)、10)、11)等に譲ることにする。

5. 4. 5 堤防植生に関する留意点

植生の耐侵食性を発揮する重要な部分は根茎であり、流水による侵食で地中から洗い出されて根茎層が地表付近の流速を速くすることで、掃流力の低減効果が発揮される。したがって、地表付近傍に根茎が密に分布する植生が耐侵食性に優れるといえる。しかしながら、堤防ののり面を見ると、見かけ上は一樣に繁茂している植物群落であっても、流水による侵食という観点では、根の密度が薄い部分、モグラ穴等の存在、植生の遷移による裸地の出現等、弱点箇所が生じている場合も少なくない。堤防の植生管理の徹底とは、このような弱点をなくし、耐侵食性に優れた植生を均一に維持することを目的とする方策で、除草や点検、あるいは補修を徹底することが重要となる。必要とされる耐侵食力を維持するための草刈回数等の目安は、参考文献 3)を参照されたい。

なお、堤防の植生が不均一な場合は、モグラ穴を例に、図 5.4.2 のような過程で進行することが実験で確認されている¹⁾。モグラ穴等の不均一な箇所は、裸地と同程度以下の耐し力しか有しておらず、このことから堤防の植生管理は極めて重要なことといえる。

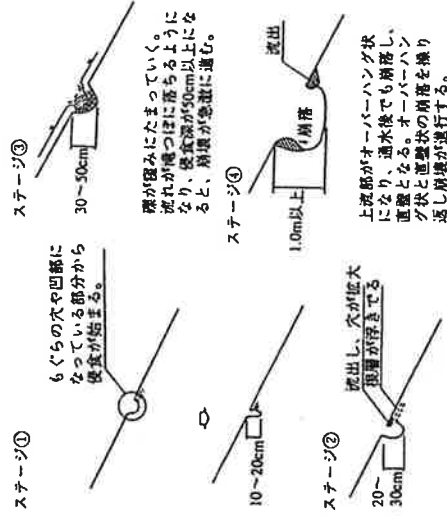


図 5.4.2 モグラ穴周辺での侵食過程¹⁾

5. 5 総合判断

河川堤防に対する流水の侵食作用は、複雑な洪水時の水理現象に加え、堤防や河岸の形状や土質条件等が深く関わっており、そのメカニズムは十分に解明されているわけではない。ここでは、護岸工の設計にあたり、工学的な側面切りのもとに工種に応じた構造モデルにより工学的な観点から安全性を照査する方法を提示したが、侵食に対する堤防の強化にあたっては、単に工学的安定性の照査の結果のみではなく、既設護岸の被災履歴や侵食に対する河道断面の抵抗度等を考慮し、総合的な安全性の評価を行なう必要がある。

また、強化工法は前提となる河道条件のもとで選定されるものである。したがって、総合判断においては設定した河道条件の是非も含めて検討し、強化工法と設定した河道条件とを一体とみて評価を行なう必要がある。

さらに、強化工法の設定に際しては、侵食に対する安全性は無論のこと、上下流とのバランスや連続性、背後地の状況、施工性や経済性、自然環境の保全や再生、景観や親水性といった面に ついても十分に配慮し、強化方策としての妥当性を総合的に判断することが重要である。

参考文献

- 1) 藤田光一; 大規模破堤による地形変化の突進、土木研究所資料第 3526 号、1998
- 2) (財) 国土開発技術研究センター編; 護岸の力学設計法、山海堂、1999
- 3) 宇多・望月・藤田・平林・佐々木・服部・藤井・深谷・平館; 洪水流を受けた時の多自然型河岸防備工・粘性土・植生の奉動、土木研究所資料第 3489 号、1997
- 4) 福岡・藤田・加藤・森田; 堤防のり面の土の耐侵食特性、土木技術資料 29-2、1987
- 5) (財) 国土技術研究センター編纂; 河道計画検討の手引き、山海堂、2002
- 6) 建設省河川局治水課・土木研究所; 河道特性に関する研究一その2ー高水敷の機能に関する研究一、第 43 回建設省技術研究会、1989
- 7) 望月・藤田・末次・服部; 植生の耐侵食機能を活用した侵食防止シートの開発に関する共同研究報告書、共同研究報告書第 265 号、2001
- 8) 望月・藤田・末次・服部; 植生の耐侵食機能を活用した侵食防止シートの開発に関する共同研究報告書(別冊)ーシートの施工・維持管理および性能試験に関する手引き一、共同研究報告書第 265 号(別冊)、2001
- 9) 山本見一; 日本の水制、山海堂、1996
- 10) 渡辺・福岡; 河岸侵食を防止するベンチ工の設計法の研究、土木学会論文集 No.485/II-26、1994
- 11) 望月・藤田・服部; 21世紀の堤防管理に向けて、土木技術資料 39-9、1997

第6章 地震に対する堤防の構造検討

6.1 構造検討の方針および手順

6.1.1 構造検討の方針

地震により河川堤防の基礎地盤に液状化が生じた場合には、堤防には大きな沈下が発生する。既往の地震による被害をみると、高さを完全に喪失するような事例はなく、図6.1.1に示すように、ある程度の高さ（堤防の高さの25%程度）は残留する。この場合、常時の河川水位より堤内地の地盤高が低い、いわゆるゼロメートル地帯等では、地震時の河川水位や堤防の沈下の程度によっては、河川水が被災した堤防を越流し、背後地に甚大な浸水被害を及ぼすような二次災害を生ずる可能性がある。したがって、地震による二次災害の発生をおそれのある区間の河川堤防については、所要の安全性（耐震機能）が確保できる構造とすることがある。ここで所要の安全性とは、上堤の場合には地震に対して壊れないということではなく、仮に地震により堤防が被災しても著しく沈下を生じないか、いいかえれば沈下等の被害が生じても平水時等の河川水が浸水しない程度の高さが確保できるということである。

ここで重要となるのは二次災害の発生をどのようにして想定するかである。すなわち、二次災害を想定するにあたっては、地震後の堤防の変形量、特に沈下量を精度よく予測する必要があるが、変形量を適切に予測する手法については未だ研究段階にある。したがって、本手引きでは、土構造物の安定性評価に一般的に用いられている震度法にもとづく円弧すべり計算を適用して地

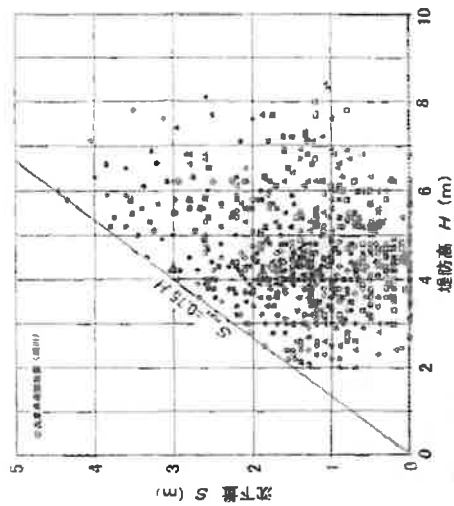


図 6.1.1 既往の地震による堤防の沈下量と堤防の高さの関係¹⁾

震時の安全率を算出し、得られた安全率を過去の地震による被害（沈下量）と関連付けて堤防天端の沈下量を予測する。堤防の沈下量を見積ることができれば、評価すべき河川水位と沈下後の天端高を比較し、前者が後者を上回る区間の堤防については浸水等の二次災害の可能性が高いものとし、地盤に対する強化工法を検討することになる。

6. 1. 2 構造検討の手順

地震に対する堤防の構造検討の手順を図 6.12 に示す。まず、地震によって堤防が被害を受けた場合に浸水等の二次災害が発生するおそれのある区間を設定する必要があり、ここで、その区間

を対象に第3章3. 4節で述べたような調査を実施することになる。次に安全性の照査にあたる部分で、基礎資料の整理および土質調査の結果にもとづいて堤防（堤体および基礎地盤）をモデル化し、地震外力に対する安定計算を行って地震時の安全率を求め、既往の地震被害（天端の沈下量）と安全率の関係を利用して沈下量を推定する。そして、予め設定した河川水位と被災後の堤防の天端高を比較することにより浸水等の二次災害が発生すると想定され、耐震機能を確保すべき区間を設定する。最後の地盤に対する強化工法の設計は、二次災害の発生するおそれのある区間の堤防を対象とするもので、効果の確実性や施工性、あるいは用地条件等をもとに適切な強化工法を選定し、その安全性を照査して設計を終了する。

なお、基礎資料の整理および土質調査にあたっては、第3章の3. 1節（安全性照査のための基礎調査）や3. 2節（浸透に対する堤防の安全性照査のための調査）に示す土質調査と重複しないよう十分調整して実施する必要がある。

6. 2 構造検討のための準備

6. 2. 1 地震により二次災害の発生するおそれのある区間の設定¹⁾にあたっての留意点

河川の河口部に近い区間は、ゼロメートル地帯に代表されるように、一般には常時の河川水位より堤内地の地盤高が低く、地震により被災した堤防を河川水が越水して二次災害を発生させるおそれがあり、堤防の耐震機能を確保すべき重要な区間である。また、湖沼や堰直上部の区間も水位に比べ相対的に堤内地の地盤高が低い場合が多いので、そのような区間についても耐震機能が確保されるべき対象区間となる。したがって、想定される地震時の河川水位、堤内地の地盤高、および背後地の土地利用等を調査し、河川堤防の耐震機能を確保すべき区間を適切に設定する必要がある。

河川水位と堤内地盤高という意味では、例えば、河口部付近については、堤内地の地盤高が眺望平均高潮位に1mを加えた高さより低い区間を、湖沼および堰上流区間については平常時の水位に1mを加えた高さより低い区間を、地震により二次災害が発生するおそれのある区間として選定することが適当と考えられる。また、河川計画として津波高が設定されているような場合は、堤内地の地盤高がこれより低い区間について耐震機能を確保すべき区間として設定してもよい。

6. 2. 2 一連区間の細分にあたっての留意点

「指針」によれば、地震に対する堤防の安全性照査にあたっては、まず地盤に対する安全性という観点から一連区間を細分することとしている。これは安全性照査の効率化を図るためのもので、細分区間がそれぞれ照査の単位となる。

細分区間の指標となるのは、堤防の高さや堤内地の地盤高、堤体および基礎地盤の土質構成、あるいは背後地の土地利用等が考えられるが、ここで特に重要なのは基礎地盤の土質構成である。既往の堤防の地震被害の多くは基礎地盤の液状化に起因するもので、一連区間の細分では、液状化を生ずるような土層（深さ20m程度までの緩い砂質土層）が分布するか、分布するとすればどの程度の層厚を有しているのかに着目する必要がある。また、粒度組成や液状化に対する抵抗力（N値等）も細分の指標として有効である。

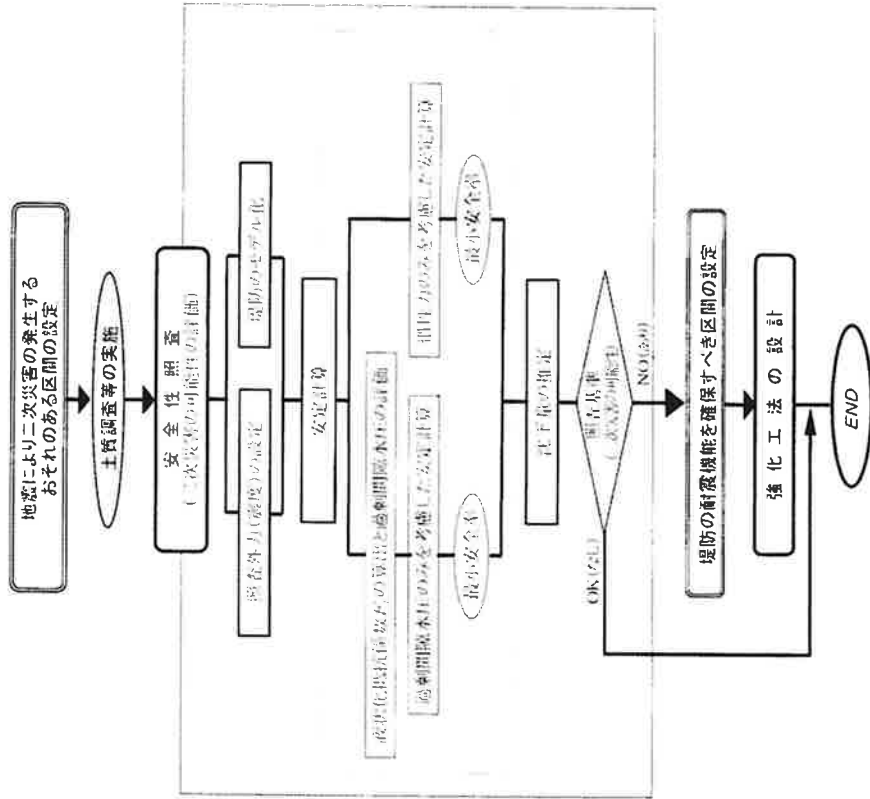


図 6.12 地震に対する堤防の構造検討の手順

6. 2. 3 代表断面の選定にあたっての留意点

地震に対する堤防の安全性照査では、細分した区間毎に、地震に対して最も危険と考えられる断面を選定する必要がある。地震に対して最も危険な断面とは、液状化を生ずると想定される上層が厚く、液状化に対する抵抗力（N値等）が小さく、また液状化の生じ易い粒度組成を有していること等である。

地震に対する安全性という意味では堤防の高さにも着目する必要があるが、細分区間の土質構成がほぼ一様の場合には、すべり破壊に対する危険度の大きい堤防の高さ（堤防先端高と堤内地震高の比高）が高い断面を代表断面として選定する。

6. 3 安全性の照査（二次災害の可能性の有無の照査）

6. 3. 1 照査外力

「指針」によれば、地震に対する堤防の安全性照査では、地震外力として、液状化の判定に用いる地震力および慣性力として作用させる地震力ともに、水平震度（設計震度）により設定することを標準として規定している。ここでは、前者を液状化に対する設計震度、後者を慣性力に対する設計震度と呼び、地域別補正係数、地域別補正係数および堤防規模別補正係数を考慮して表 6.3.1 のように設定する。同表の地域区分は、「改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説」設計編【1】²¹の第1章（河川構造物の設計）に準拠したもので、安全性照査の対象区間が地域区分の境界にあたるような場合には震度の大きい方の値を設定する必要がある。また、地震力の作用方向は水平方向である。

なお、安全性照査の対象区間において過去に大きな被害を及ぼした地震があったり、広域的に将来生起すると想定されている地震がある場合には、これらの地震についても堤防への影響を検討しておくことが望ましい。この場合、地震力の設定方法には、過去に最も大きな被害を与えた地震や最も大きい地震動を与えた地震を抽出し、強震観測記録や距離減衰式等を用いて地表面の最大加速度を予測して設定する方法や、想定される地震を対象として堤防下地盤の地震工学的基礎面での入力地震動を予測し、地表地盤内での地震動増幅特性を考慮した計算を行って地表面での応答地震動を予測して設定する方法等がある。

また、照査方法として数値シミュレーションによる変形解析手法等を用いるような場合には、設計震度と同等な外力となるよう考慮し、手法に整合した地震外力を設定する必要がある。

表 6.3.1 河川堤防に設定する地震外力(設計震度)²¹⁾

液状化に対する設計震度	堤防規模	地域区分		
		強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
慣性力に対する設計震度	$B/H \leq 10$	0.18	0.15	0.12
	$10 < B/H \leq 20$	0.18	0.15	0.12
	$20 < B/H$	0.16	0.14	0.11
		0.15	0.12	0.10

(注) B:堤防敷幅、H:堤防の高さ

6. 3. 2 照査項目と照査基準

1) 照査項目

地震に対する堤防の安全性は、堤防の沈下に伴う浸水等による二次災害の可能性の有無により照査する。そのための照査項目としては、液状化と慣性力による堤防の変形の影響の二つに大別される。ここでは、両者をともに沈下という現象に結びつけて照査を行う方法をまとめている。

2) 照査基準

「改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）設計編【1】²¹」によれば、二次災害の可能性については、推定した沈下量をもとにして外水位や背後地の状況を勘案して検討することを求めており、本手引きでは、浸水による二次災害の可能性の有無を、地震による変形後の河川堤防の高さと緊急復旧期間を考慮して設定した河川水位との比較により行うことにする。

この場合、地震による変形後の河川堤防の高さとは、所要の天端幅（計画あるいは現況の天端幅）が確保されている高さとするのが適切なものと考えられる。

一方、想定する河川水位としては、緊急復旧に要する期間（概ね2週間程度）、河川の特長や背後地の状況等を勘案して設定することになるが、例えば次のような水位が設定できる。

- ・ 朔望平均満潮位（潮位や堰上流の湛水区間においては平常時の湛水位）+ α (m)
- ・ 確率規模別高水位（1/1相当水位）+ α (m)
- ・ 計画湛水位

ここで α は潮位偏差および波高等を考慮して設定するものであり、1～2mが目安と考えられる。

二次災害の可能性の有無は、地震後の堤防の高さと設定した河川水位を比較することを照査基準とし、前者が後者を下回る場合に二次災害の可能性があると判断することになる。

6. 3. 3 照査の方法(沈下量の推定法)

地震後の堤防の変形量（沈下量）については、本来であれば変形量や変形形態を直接算定できる照査方法を導入することが望ましいわけであるが、現時点では変形量を精度良く予測でき、かつ実用的な手法は確立されていない。このため、本手引きでは円弧すべり法による安定計算を行って地震時安全率を求め、既往の河川堤防の地震被害（天端の沈下量）と安全率の関係を利用して天端の沈下量を推定する方法を用いることにする。

なお、地震時の安全率の算定にあたっては、慣性力と地震時に発生する過剰間隙水圧は同時には考慮しないものとする。これは、堤体に慣性力が作用する時間と、過剰間隙水圧の上昇にともなう地盤強度の低下の生じる時間にはずれがあり、両者を同時に考慮することは地震時安全率を過小に評価することになるためである。

なお、有効応力法にもとづく変形解析手法や永久変形解析手法にあっては当該区間への適用性が確認されている場合には、これらの手法を積極的に活用することが望ましい。

1) 堤防（堤体および基礎地盤）のモデル化

(1) 基礎地盤

土質調査等の結果にもとづいて堤防横断方向の二次元断面をモデル化し、上層区分ごとに表 6.3.2 に示す土質定数を設定する。強度定数（内部摩擦角 ϕ および粘着力 c ）は、土質試験の結果をもとに設定することが望ましいが、便宜的に標準貫入試験によって得られたN値等から推

定することでもできる（第4章の図4.3.7等）。

なお、飽和砂質土層の強度定数は、有効応力表示の内部摩擦角 ϕ' （または ϕ_u ）で与え、粘着力 c' （または c_u ）は見込まない（ $\phi=0$ ）こととする。また、粘性土層の強度定数は非排水条件の粘着力 c_v で与え、内部摩擦角はゼロ（ $\phi_u=0$ ）とする。

表 6.3.2 地震に対する安全性照査に設定する土質定数

種別	記号	名称	設定する土質定数	
			液状化の判定	安定計算
物理定数	ρ_s	湿潤密度	○	○
	FC	細粒分含有率	○	○
	D_{50}	平均粒径	○	○
	D_{10}	10%粒径	○	○
	I_p	塑性指数	○	○
力学的定数	N	N値	○	○
	ϕ	内部摩擦角	○	○
	c	粘着力	○	○

(2) 堤体

堤防の横断形状および土質構成等をモデル化する。モデル化にあたっては、土質調査結果のほか、近傍の堤防開削調査の資料等を参考にする。モデル化の範囲は堤内外とものにり尻から数10mの範囲を目安とするが、地盤面の形状や基礎地盤の上質構成を勘案して適切に設定する必要がある。

地下水水位は浅い土層については、表6.3.2に示す安定計算に用いる定数のみを設定するが、通常、堤体にはトンシヨククラックが発生することを考慮した計算を行うので、強度定数の設定が安定計算結果に影響を及ぼすことは少ない。

2) 安定計算

(1) 過剰間隙水圧のみを考慮した安定計算 (Δu 法)

過剰間隙水圧のみを考慮した安定計算では、液状化抵抗率 f_{li} を算定して発生過剰間隙水圧の評価を行い、これをもとに安定計算を実施して地震時の安全率 $F_{sd}(\Delta u)$ を求めるもので、基礎地盤の上質が以下のような場合に実施する必要がある。

- ① 地下水水位が現地盤面から10m以内であり、かつ現地盤面から20m以内の深さに分布する飽和土層
- ② 細粒分含有率 FC が35%以内、または f_{li} が35%をこえても塑性指数 I_p が15以下の土層
- ③ 平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径が D_{10} が1mm以下である土層

a) 液状化抵抗率 f_{li} の算出と過剰間隙水圧の評価

液状化抵抗率 f_{li} は、土層毎に「道路橋示法・耐震設計編」に提示される次の式によって算出する。

$$f_{li} = R/L$$

ここに、 R : 動的せん断強度比
 L : 地震時せん断応力比

動的せん断強度比 R および地震時せん断応力比 L は、それぞれ下記の方法により求めることができる。

・ 動的せん断強度比 R

$$R = C_u \cdot R_L$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_s / 1.7} & (N_s < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_s / 1.7} + 1.6 \times 10^{-5} \cdot (N_s - 14)^{1.5} & (N_s \geq 14) \end{cases}$$

(砂質土の場合)

$$N_s = c_1 \cdot N_1 + c_2$$

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma'_v + 0.7)$$

$$c_1 = \begin{cases} (FC + 40) / 50 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ FC / 20 - 1 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

(液質土の場合)

$$N_s = [1 - 0.36 \log_{10}(D_{50} / 2)] N_1$$

ここに、

C_u : 地震動特性による補正係数

R_L : 繰返し地強度比

N_s : 有効上載圧1 kgf/cm²相当に換算した N 値

N_1 : 位相の影響を考慮した補正係数

c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

FC : 細粒分含有率(%) (75 μ m以下の土粒 f の通過質量百分率)

・ 地震時せん断応力比 L

$$L = r_d \cdot K_v \cdot \sigma'_v / \sigma'_v$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 \cdot x$$

$$\sigma'_v = [\rho_{v1} + \rho_{v2}(x - h_w)] / 10$$

$$\sigma'_v = [\rho_{v1} + \rho_{v2}(x - h_w)] / 10$$

ここに、

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の減衰係数

K_v : 液状化に対する設計減衰

x : 地表面からの深さ(m)

ρ_{v1} : 地下水面上の土の密度(tf/m³)

ρ_{v2} : 地下水面上の土の密度(tf/m³)

ρ_{v2} : 地下水面上の土の有効密度(tf/m³)

h_w : 地表面から地下水面上までの深さ(m)

液状化による過剰間隙水圧 Δu は次式によって評価する。

$$f_{li} > 1.0 \text{ の場合 } \Delta u / \sigma'_v = f_{li}^2$$

$$f_{li} \leq 1.0 \text{ の場合 } \Delta u / \sigma'_v = 1$$

b) 過剰間隙水圧のみを考慮した安定計算

過剰間隙水圧のみを考慮した安定計算は次式によるものとし、最小安全率を算定する。

$$F_{sd}(\Delta u) = \frac{\sum [c' + (W - u \cdot b - \Delta u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi]}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、 c :土の粘着力(t/m²)
 ϕ :土の内部摩擦角(°)
 b :分割細片の定重量(t)
 l :細片の底面の長さ(m)
 g :細片の幅(m)
 u :常時地下水によって発生する間隙水圧(t/m²)
 u_d :地震によって発生する過剰間隙水圧(t/m²)
 α :円弧の中心における法線と鉛直線のなす角(°)

(2) 慣性力のみを考慮した安定計算 (k_0 法)
 慣性力のみによる安定計算は次式により行い、地震時の最小安全率 $F_{sd}(k_0)$ を算定する。

$$F_{sd}(k_0) = \frac{\sum [c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha - K_h \cdot W \sin \alpha] \cdot \tan \phi}{\sum [W \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot (y/r)]}$$

ここに、 K_h :慣性力による過剰水圧
 y :細片の重心から土べり円の中心までの高さ(m)
 r :土べり円の半径である(m)
 (その他の記号は前式と同じ)

3) 沈下量の推定

地震時の堤防の沈下量は、川表および川裏に対して得られた地震時安全率に対応して、表6.3.3に示す沈下比率、すなわち堤防の高さに対する沈下量の比を用いて推定する。同表の値は、過去の地震時の堤防被害事例をもとに、堤防天端の沈下量の上限值と円弧すべりによる安全率の関係から設定したものである。地震時安全率としては、過剰間隙水圧をのみを考慮した安定計算から得られた値と慣性力のみを考慮した値について、川表(堤外側)もしくは川裏(堤内側)のいずれか低い安全率を採用する。

表 6.3.4 堤防天端の沈下量(上限値)と地震時安全率の関係²⁾

地震時安全率 F_{sd}	沈下量 (上限値)
慣性力を考慮 $F_{sd}(k_0)$	過剰間隙水圧を考慮 $F_{sd}(J_u)$
$1.0 < F_{sd}$	0
$0.8 < F_{sd} \leq 1.0$	(堤防高) × 0.25
$F_{sd}(k_0) \leq 0.8$	$0.6 < F_{sd}(J_u) \leq 0.8$
	$F_{sd}(J_u) \leq 0.6$
	(堤防高) × 0.75

6.4 強化工法の設計

6.4.1 強化の考え方

地震による河川堤防の被害により二次災害の発生するおそれのある区間については、二次災害が生じないよう耐震強化を図る必要がある。堤防の直接的(ハード)な強化という意味では、過去の地震による河川堤防の大きな被害が基礎地盤の液状化に起因する事例が多いことから、液状化を抑制あるいは防止することが基本となる。

液状化を抑制する工法は、原理的にみると、地震時に発生する過剰間隙水圧を低減し、有効応力の増加を図るもの、液状化した地盤(上層)の側方への流動を抑制するもの等がある。兵庫県南部地震における淀川の被害状況をみると、高水敷の造成や堤防の緩傾斜化等の河川改修工事は、液状化の抑制を直接的な目的とはしていないものの、地震時の堤防の安定性に一定の役割を果たしており、工法の選定にあたってはこの点にも留意する必要がある。この点からは、前章までに記述した浸透および侵食に対する強化を含めた治水対策として計画されている各種の工事の実施見直しを踏まえ、地震に対する効果も加味して、耐震強化を進めることが効果的かつ経済的である。

なお、工法の選定にあたっては、施工性や周辺環境への影響等にも配慮する必要がある。また、選定した強化工法が堤防本来の洪水防御機能を低下させることのないよう、耐浸透性等について十分に検討し、堤防全体として整合性のあるものとする必要がある。

地震に対する河川堤防の強化の目標としては、想定される二次災害の種類や堤防変形の程度により確保すべき耐震性、すなわち強化目標ごとに異なる許容変位幅を設定すべきである。しかし、現状の技術的知見においては変形量を精度良く予測することは困難なこと、変形を許容する強化工法の設計は現実的ではないことから、耐震強化は一律に過度の変形を生じない(一定の安全率を有する)ことを目標とする。

6.4.2 強化設計の手順

河川堤防の地震に対する強化設計の手順を図6.4.1に示す。耐震機能を確保すべき、強化を必要とする区間を対象に、効果の確実性、経済性や施工性等を考慮して強化工法を選定する。この際、耐震強化以外の目的で行う堤防強化工法、例えば断面拡大工法(腹付け、押え盛り等)等については、総合的に見て有利となるので優先的に検討する。

ここで、強化工法が選定されれば、次に構造とその諸元を設定し、地盤力を考慮した安定計算を基本に安全性を照査する。照査の結果が所要の安全性を満足しない場合には、諸元を見直して再照査し、それでも安全性を確保できない場合には、構造や工法そのものを見直して再度安全性を照査する。最後に治水機能、特に耐浸透機能に対する影響、河川環境に及ぼす影響、施工の周辺地盤に与える変状や騒音、振動の影響を検討し、地震に対する強化工法を決定する。

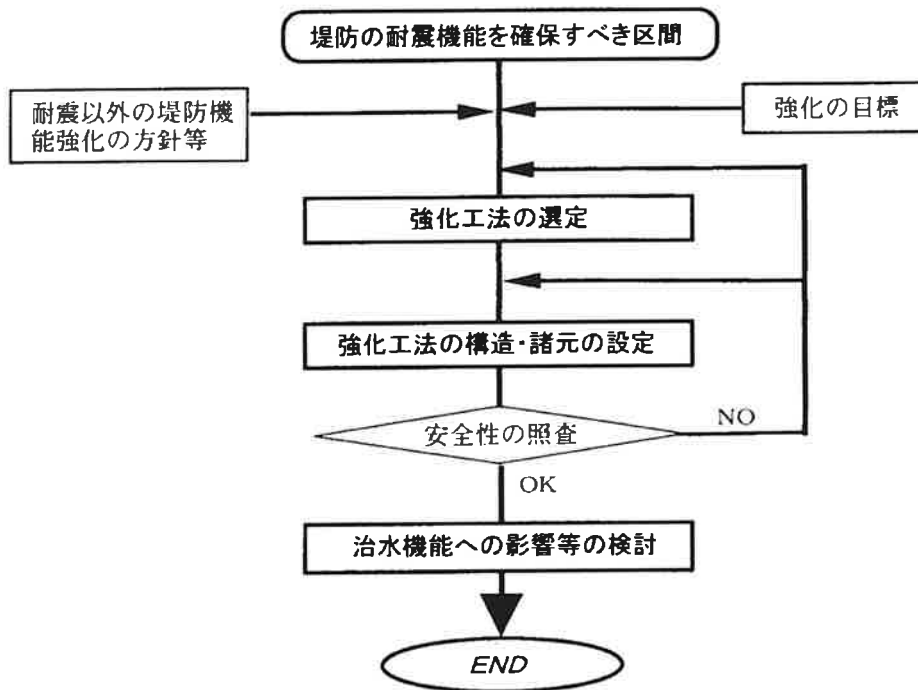


図 6.4.1 地震に対する強化工法の設計手順

6.4.3 強化工法の選定

1) 強化工法の種類

液状化に対する強化工法は、

①液状化の発生そのものを防止する工法

- ・地盤を改良することにより地盤そのものを液状化し難い性質のものに変えるもの
- ・間隙水圧の発生や地盤の変形を抑制するもの

②液状化の発生は許すが、施設の被害を軽減する工法

に大別できる。河川堤防への適用性が高いと考えられる工法をあげれば表 6.4.1¹⁾のとおりである。

2) 工法選定にあたっての留意点

河川堤防の地震に対する強化を考える場合にあっては、浸透および侵食等に対する安全性の確保との整合を十分に考える必要がある。すなわち、浸透および侵食等に対する強化工法について地震に対する機能向上の効果を評価した上で、不十分な場合に強化工法を付加する考え方を基本として地震に対する強化工法を選定することが望ましい。表 6.4.2¹⁾は、浸透や侵食対策として一般に適用されている工法について地震に対する効果を整理したものである。強化工法の選定にあたっては、これらの強化を優先すべきである。特に、高水敷の造成、断面拡大（腹付けやのり面の緩傾斜化）は耐浸透および耐侵食機能の向上にも直結するので、用地等の問題がなければ、最優先で検討する必要がある。

地震に対する強化を目的として固化工法、締固め工法、ドレーン工法、矢板工法等を選定す

表 6.4.1 地震に対する主な強化工法¹⁾

工法	工法の原理と概要	工法の特徴	環境条件		地盤条件			留意事項	施工実績
			振動騒音	施工による地盤変位	地下水	粒徑	液状化層厚		
押え盛土工法 (高水敷造成・砂状液状化を含む)	・押え盛土工法により、地盤に働く土載荷重を増し、液状化を抑制する ・すべりに対して盛土工重が抵抗側に働き、安定化させる	・腹付け工、側溝、高水敷造成等と併用で施工が可能	小	なし	なし	問題なし	液状化層あり 3m程度の液状化層に適用	・効果としては液層しか期待できない	あり
振動締め固め工法 (サントコンパクション等)	・鋼管ケーシングを先端閉塞の状態で土中に貫入させる ・所定の深さに達したところでケーシングを通じて砂を土中に注入しながらケーシングを引き抜き、締固められた砂杭を形成する ・この時、周辺の地盤を側方に圧縮するとともに、振動締め固めを行う ・補給材は砂や砕石である	・大深度でも高密度化が期待できる ・施工実績が豊富 ・砕石を補給材に用いればドレーン効果も期待可能	大	大	なし	細粒分に注意	28m	・対象地盤に細粒分が多いと改良後のN値が上昇しにくい ・周辺地盤の変位や振動騒音が大きい	多い
締固め 低振動締め固め工法 (ミニコンパクション等)	・パイロプロットと呼ばれるパイプターナーを内蔵した鋼管を、先端ノズルから水を噴出させながら土中に鉛直に貫入させる ・所定の深さに達したところでパイプターナーにより鋼管を振動させながら徐々々に引き上げる ・振動によって鋼管が締固められてパイロプロットの周囲にできた間隙に砂利、鉱滓、砂等の積粒材を流し込む	・サントコンパクションと同程度の締固め効果が得られるように、振動騒音が少ない	中	小	なし	細粒分に注意	13m	・対象地盤に細粒分が多いと効果が低い	あり
静的締め固め工法	・生石灰、セメント、養生土を混合したものをボーリング孔に投入し、杭を形成する ・杭は生石灰による吸水脱水効果や硬化反応により固化する ・吸水膨張による周辺土の締固め効果も期待できる	・振動騒音が少ない ・細粒分が多くと効果がある	小	小	なし	大粒は不適	1.4m	・地下水汚濁に注意 ・大粒があれば不適	少ない
固 化 深層混合処理工法	・セメントを主体とした固化材と原地盤を攪拌混合し、地盤を固化させる ・改良率を低減するための格子上で改良する方法がある	・施工の信頼性が高い ・非土式のものであれば、施工による地盤変位を軽減できる	小	中	あり	大粒は不適	28m	・周辺地盤に変位を生ずることがある ・大粒があれば不適	あり
注 入 工 法	・ボーリング孔を利用してセメントグラウトを注入し、地盤を固化する	・設備が小規模で狭い空間でも施工可能 ・振動騒音による問題は少ない	小	小	あり	細粒分に注意	ボーリング可能深度	・細粒分が多いと適用性低い ・地下水汚濁に注意 ・施工管理が難しい	少ない
高 圧 噴 射 攪 拌 工 法	・ボーリング孔を利用し、セメントグラウト等を高圧噴射し、地盤を固化する	・設備が小規模、狭い空間でも施工可能 ・振動騒音による問題は少ない	小	施工法による	あり	大粒は不適	ボーリング可能深度	・大粒があれば不適 ・地下水汚濁に注意	少ない
排 水 グラベルドレーン工法	・ケーシングオナーガーを所定の位置に回転貫入させた後、砕石を土中に排出しながらケーシングを引き上げ、土中に砕石杭を形成する ・地盤時には砕石杭を通じて地下水が排水され、過剰間隙水圧の上昇を抑制する	・工実績が豊富 ・低振動、低騒音の施工が可能 ・締め固め式であれば周辺地盤の締固め効果も期待できる	小	小	なし	大粒は不適	26m	・地盤後に、ある程度の沈下が生じる可能性がある	多い
構 造的 自立鋼管矢板工法	・堤体裏のり尻部によリケーシング工を設け、堤体内の地下水水位を低下させる	・圧入や中掘り形式で施工すれば振動騒音を低くできる ・狭い空間でも施工可能	小	なし	なし	細粒分に注意	堤体・表層部に効果あり	・堤外側は不適	少ない
二重矢板工法	・二重矢板およびタイロッドの剛性で液状化層の側方変位を抑制する効果も期待できる	・矢板が土留めの役割を果たすため境界部での施工が可能	施工法による	なし	あり	あり	液層のみ	・大粒単独の場合は液層のみしか効果が期待できない ・液状化層が厚い場合は適用性低い	少ない
置 換 工 法	・堤防のり尻付近の液状化層を、液状化の発生しにくい材料(例えば砕石)で置換する	・対象地盤が深い場合は施工が確実	小	なし	なし	なし	問題なし	・地下水水位以下の施工では、締め切りや地下水水位低下法を併用する	少ない

注)適用深度は、これまでに適用された最大深さを示す

表 6.4.2 侵食や浸透対策工法の有すると考えられる耐震効果¹⁾

河川改修工事		川表側		川裏側	
高水敷造成	高水敷造成により高水敷部分の上載荷重が増すことで、液状化の発生を抑制し、堤体の沈下や変形を軽減することが期待される				
緩傾斜・葦簾付け	表腹付けにより腹付け部分の上載荷重が増すことで、液状化の発生を抑制し、堤体の沈下や変形の軽減が期待されるとともに、緩傾斜とすることによって変形を緩和することも期待される				
根固め	根固めは堤脚部分での上載荷重が増し、液状化の発生を多少抑制する効果が期待できる				
矢板	矢板により液状化層の側方流動を抑制し、堤体の沈下や変形を軽減する効果が期待されるとともに、高水敷造成あるいは根固めと併用することにより耐震性を向上させることが期待される				
高規格堤防	高規格堤防盛土の上載荷重が増して液状化を抑制し、堤体の沈下や変形を軽減することが期待されるとともに、極めて緩いのり勾配が変形を緩和させる効果が期待される				
嵩上げ・葦簾付け・裏のり戻し	嵩上げ・腹付けにより天端および裏のり部分の上載荷重が増して液状化を抑制し、堤体の沈下や変形を軽減する効果が期待される				
緩傾斜・葦簾付け・裏のり戻し	腹付けにより腹付け部分の上載荷重が増して液状化を抑制し、堤体の沈下や変形を軽減する効果が期待されるとともに、緩傾斜とすることにより変形を緩和する効果が期待できる				
裏のり戻し	堤体内に水を滞留させやすい構造の場合には、ドレーン工の排水機能により液状化層を減少させる効果が期待され、またドレーン工を液状化層まで投入すれば、液状化に対する軽減効果が期待される				

表 6.4.3 地震に対する強化工法の地盤能力への効果・影響¹⁾

川表側対策		川裏側対策	
固化工法	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させる効果が期待されることには、基礎地盤からの浸透が主体の場合(堤体が粘性土の上層な場合)には大きな止水効果が期待できる	固化工法	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させるとともに、基礎地盤からの浸透が主体の場合(堤体が粘性土の上層な場合)には大きな止水効果が期待できる
締固め工法	表層部を硬質土により置き換えることにより透水性を高めるおそれがあるため、不透水性の上で表層部を埋め戻す必要がある	押え盛土工法	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させるとともに、基礎地盤からの浸透が主体の場合(堤体が粘性土の上層な場合)には大きな止水効果が期待できる
自立式(鋼管)矢板工法	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させるとともに、基礎地盤からの浸透が主体の場合(堤体が粘性土の上層な場合)には大きな止水効果が期待できる	グラベルドレーン工法	降下や河川水の浸透水を裏のり尻で排水し、裏のりでの浸潤線を低下させる効果は期待できるが、地盤の土質構成やドレーンの規模によっては浸透水が増大するおそれがある
二重矢板工法	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させるとともに、基礎地盤からの浸透が主体の場合(堤体が粘性土の上層な場合)には大きな止水効果が期待できる	裏のり原ドレーン工法	締固め工法
押え盛土工法	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させるとともに、基礎地盤からの浸透が主体の場合(堤体が粘性土の上層な場合)には大きな止水効果が期待できる	裏のり原ドレーン工法	締固め工法
グラベルドレーン工法	降下や河川水の浸透水を裏のり尻で排水し、裏のりでの浸潤線を低下させる効果は期待できるが、地盤の土質構成やドレーンの規模によっては浸透水が増大するおそれがある	固化工法	固化工法
裏のり原ドレーン工法	締固め工法	裏のり原ドレーン工法	裏のり原ドレーン工法
二重矢板工法	二重矢板が行き止まり型を形成し、浸潤線を上昇させるおそれがあるが、裏のり尻にドレーン工を設置して排水機能を確保し、浸潤線の上昇を防止するとともに、地下水への影響を軽減する必要がある	自立式(鋼管)矢板工法	自立式(鋼管)矢板工法
裏のり原ドレーン工法	二重矢板が行き止まり型を形成し、浸潤線を上昇させるおそれがあるが、裏のり尻にドレーン工を設置して排水機能を確保し、浸潤線の上昇を防止するとともに、地下水への影響を軽減する必要がある	裏のり原ドレーン工法	裏のり原ドレーン工法

る場合には、次のような点に注意が必要である。まず、ドレーン工については、川表での適用は河川水を堤体に引き込むことになるので適用にあたっては注意を要する。また、止水性の高い固化工法や矢板工法を川裏に適用すると、いわゆる行き止まり地盤を人工的に作り出すことになり、浸透に対して問題となることがあるので注意しなければならない。作業スペースや用地上からやむをえず適用する場合には、他の工法を併用するなど十分な配慮が必要である。表 6.4.3¹⁾は、表 6.4.1 に示す地震に対する強化工法の地盤能力への効果・影響を整理したもので、工法選定時には同表の内容に十分に留意することが必要である。

なお、地震に対する強化を実施したとしても、土で構成される堤防には、地震時に小規模な亀裂やゆるみが生ずることが考えられる。これは、強化構造と周辺の土との間での地震時の応答の差異や液状化時の圧縮沈下²⁾に起因するものであるが、このような変状が耐浸透機能に影響を及ぼさないよう裏のり尻にドレーン工を配置することを検討すべきである。

以上をもとに、地震に対する強化工法選定の優先順位をまとめれば以下のとおりである

- ①浸透や侵食に対する堤防強化に効果が期待できる強化工法を選定する(高水敷造成、緩傾斜表覆付け、根固工、矢板工、緩傾斜裏覆付け、裏のり原ドレーン工等)
- ②川裏(堤内地)側の強化工法として、押え盛土や裏覆付け盛土の実施の可能性を検討し、一部区間でも可能な場合には将来計画の段階施工とする
- ③次に、騒音や振動問題、施工スペース等を考慮すると川表側を優先すべきで、この場合、工法としては、治水機能上の悪影響がなく、耐浸透機能の確保にも有効な強化工法を検討する

④川裏(堤内地)側に適用する強化工法は、浸透に対する強化が期待できるグラベルドレーン工法やサンドコンパクション工法等、透水性材料を用いた工法とすることが望ましい。なお、強化工法の選定にあたっては、地盤外力を含む強化レベルの変更への対応の可能性も含め、手戻りのないよう段階的な施工計画を念頭に置く必要がある。

また、地震に対する強化工法を選定する場合には、経済性についても十分な検討が必要であることはいままでもない。工法によっては工費が一段程度異なる場合もあるため、堤防強化のレベルや効果、あるいは治水対策のための改修工事にも十分に配慮し、工法を選定することが重要である。また、段階的に強化を進めていくことも経済的に有利な場合が多く、現実的な対応と考えられる。

6.4.4 安全性の照査

地震に対する堤防の強化では、選定した強化工法を対象に構造や諸元を設定し、前面で述べた安定計算手法を適用して安全性を照査する必要がある。安全性の照査基準については、想定される沈下量および背後地の状況等を勘案して設定することが望ましいが、強化後の地震時安全率が1.0を上回る(1.0以上)ことを目標として設計することが妥当なものと考えられる。これは、目標とする地震時安全率を1.0以上としておけば著しい沈下は生じないという経験的な判断によるものである。

地震に対する強化工法の構造、諸元の設計は「河川堤防の液状化対策工法マニュアル(案)」³⁾および「河部分改訂版」⁴⁾によるものとする。

なお、円弧すべり法による安定計算によって安全性を照査することが不適当な工法については、別途、適切な手法を選定して安全性を照査しなければならぬ。また、強化工法が治水機能に悪影響を及ぼすと考えられる場合には、必要に応じ第4章～第5章を参考に、浸透および侵食に対する安全性を照査する必要がある。

6. 5 変形解析手法の活用⁹⁾

盛上の地震による挙動を予測するための解析手法には、本手引きで採用した実用的な円弧すべり法以外に、変形そのものを予測するいくつかの提案がある。それらの手法を河川堤防に適用する場合には、過去の堤防の地震被害あるいは強化工法に関する実験結果による検証を通じて適用性を評価し、適切な手法を選定する必要がある。

代表的な解析手法は数値シミュレーションを行うものであり、大きく有限要素法 (FEM) を用いるものやその他の手法に分けることができる。有限要素法による手法は、地盤を数多くの要素に分割することにより、細かなモデル化が可能である。原理的には、動的解析により地震時の変形を時刻歴にしたがって厳密に追跡していく方法と、地震動の作用による上の強度低下や変形をある仮定に基づいて単純化し、静的解析として簡便に取り扱う方法とがある。

有限要素法によらない手法には、最小エネルギー原理にもとづく変形解析手法、極限平衡法にもとづく円弧すべり法などの手法があり、有限要素法に比してモデル化や物性値の設定が簡便である。

以下に、地震時に生ずる現象等のそれぞれの手法における扱いについて簡単に説明しておく。

①過剰間隙水圧の発生については、動的な有限要素法による解析では、解析の時間ステップにしたがい水圧の発生量を逐次追跡することが可能である。これに対して、静的な有限要素法による解析、あるいは最小エネルギー原理にもとづく変形解析手法、極限平衡法にもとづく円弧すべり法などでは、液状化に対する抵抗率 F_1 から経験式にしたがい過剰間隙水圧量が簡便に算定される。

②上の強度と剛性の低下については、動的有限要素法解析では過剰間隙水圧と同様に解析の時間ステップにしたがい、これらを逐次追跡することが可能である。これに対して、その他の手法では、それぞれ何らかの仮定を設けている。すなわち、静的有限要素法解析では、液状化に対する抵抗率 F_1 低下を簡便に設定している。おおよび細粒分含有率 f_c から経験的な図表を用いて剛性低下率が簡便に算定される。また、最小エネルギー原理にもとづく変形解析手法では液状化層の上を強度のない粘性流体と仮定している。一方、円弧すべり法では、過剰間隙水圧の発生を考慮したせん断強度を用いるが、極限平衡法のため剛性は計算上は考慮されない。

③盛上の沈下の主な原因についてみてみた場合、盛上自重による基礎地盤の変形、盛上に作用する慣性力による変形、基礎地盤の圧密沈下の二つの要因がおもに寄与しているものと考えられる。盛上自重による基礎地盤の変形は、盛上の沈下変形に寄与する度合いが最も大きいと考えられ、円弧すべり法以外の解析手法は、この影響を考慮している。盛上に作用する慣性力による影響は、動的解析では自動的に考慮されるが、他の手法ではこの影響を無視している。基礎地盤の圧密沈下による影響は、地盤の透水性の考慮が可能な動的解析法では自動的に考慮されるが、他の手法ではこの影響が考慮できないため、何らかの手法により別途算定することが必要となる。

参考文献

- 1) 河川構造物地震対策技術検討委員会報告書、平成8年3月、1996
- 2) 建設省河川局監修・(株)日本河川協会、改訂新版建設省河川防衛技術基準(案)設計編[1]、1997
- 3) (財)国土技術研究センター、河川堤防の地震時変形量の解析方法、JICE資料第102001号、2002
- 4) (株)日本道路協会、道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1996
- 5) 土木研究所助工質研究案；河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)、土木研究所資料、第3513号、1997
- 6) 土木研究所助工質研究案；河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)、部分改訂版(設計編 鋼材を用いた対策工法)、1998
- 7) 液状化対策の調査・設計から施工まで編集委員会；液状化対策の調査・設計から施工まで、現場技術者のための十と基礎シリーズ20、土質工学会、1993

第7章 構造物周辺の堤防の点検と強化

7.1 点検・強化の考え方および手順

7.1.1 基本的な考え方

堤防を横断して設置される水門や樋門等の構造物は、個別の機能のほかには堤防としての機能も備えておかなければならない。しかしながら、水門および樋門等は、重量や剛性等が上構造物である堤防と異なることから、両者の接合部を長期にわたり安定的に荷重させることが難しく、洪水に対して弱点となる場合がある。特に、基礎地盤が軟弱な箇所では支持杭基礎を用いて設置された樋門等が多く、構造物と堤防(堤体)の不同沈下起因して周辺堤防にゆるみや空洞を生じ、洪水時にはこれが原因となつて大規模な漏水やパイピング等が発生して堤防の安全性を脅かすに至った事例も少なくない。しかも、グラウト等の空洞充填対策を実施しても、その後の沈下の継続により空洞が再発したという事例も確認されている。

このような進行性の変状を考慮すると、樋門等の構造物周辺の堤防は、長期間にわたつて安全性を脅かされることになりかねない。したがつて、軟弱地盤地域に支持杭基礎により設置された水門や樋門の周辺の堤防については、ゆるみや空洞等の変状は多くの場合進行性であると認識し、適切な点検にもとづく安全性の評価(診断)を行い、モニタリングと必要に応じた強化を施して、樋門等の周辺堤防が連続する一連の堤防よりも弱点とならない、すなわち同等の安全性を有するよう処置をすることが重要である。

7.1.2 点検・強化の手順

既設の樋門、水門等の構造物周辺堤防に関する点検・強化の流れを図7.11に示す。まず、既往資料をもとに構造物の諸元や被災履歴、工事記録等を整理し、重要点検箇所台帳を作成する。次に現地において構造物とその周辺の変状を調査し(外観調査および傾内調査)、構造物ごとに構造物周辺堤防の安全性の一次評価(診断)を行つて対応を判断する。ここで詳細な調査が必要と判断された構造物周辺堤防については、経過試験等を内容とする詳細な調査を実施した上で安全性の二次評価(診断)を行い、対応(処置判断)を決定する。そして応急処置が必要とされたものについては補修設計を、また直ちに補強が必要とされたものについては改築を含めた強化工法の設計を行つて、一連の堤防と同等の安全性の確保を図ることになる。

なお、構造物の周辺堤防の漏水現象は極めて複雑なメカニズムを有していることから、安全性の評価(診断)にあつては、豊富な経験と高度な知見を有する専門家の助言を得て信頼性の高い診断を行うことが重要である。

7.2 構造物周辺堤防の変状の形態と発生機構

構造物周辺堤防の変状発生や水みちの形成には種々の要因が関係するが、以下のような現象の継続や進行が水みちの形成に至るものと考えられる。

- ①堤防（堤体）荷重による地盤の沈下
- ②広域地盤沈下による地盤の沈下
- ③外水位の変動（高水の繰り返し、感潮河川、ダムや水門の下流）
- ④構造物材料の不良あるいは劣化
- ⑤地震による地盤の変形および団体の損傷
- ⑥交通荷重による団体損傷

これらの現象のうち、堤防の安全性に関わるような構造物沿いの漏水をもたらすものとして最も危険なものは、図7.2.1に示すような支持杭基礎の場合の抜け上がりによる底版下の空洞発生である。すなわち、軟弱地盤上に杭によって支持された樋門では、周辺地盤の圧密沈下にもなると底版直下に空洞が形成されやすく、堤体や埋め戻し土の内部にクラックや緩み域が、また堤防天端には段差やクラックが形成されることが多い。底版下の空洞が水みちとなって顕著な漏水が生じるような場合には矢板の側方を迂回する水が土を侵食し、堤体内にも空洞ができることが

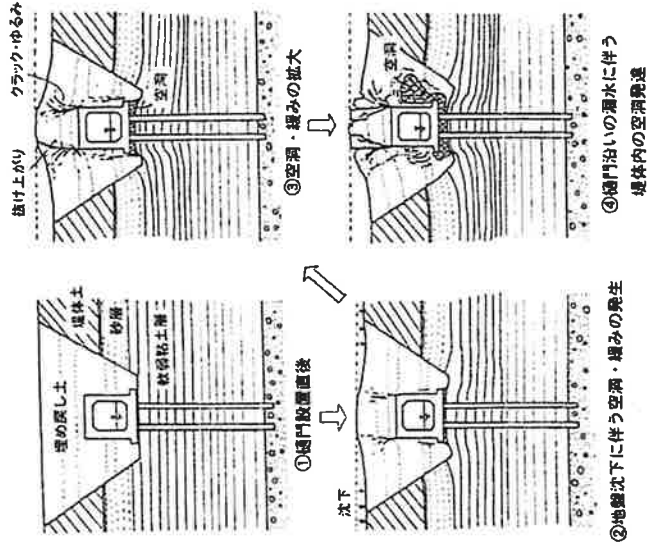
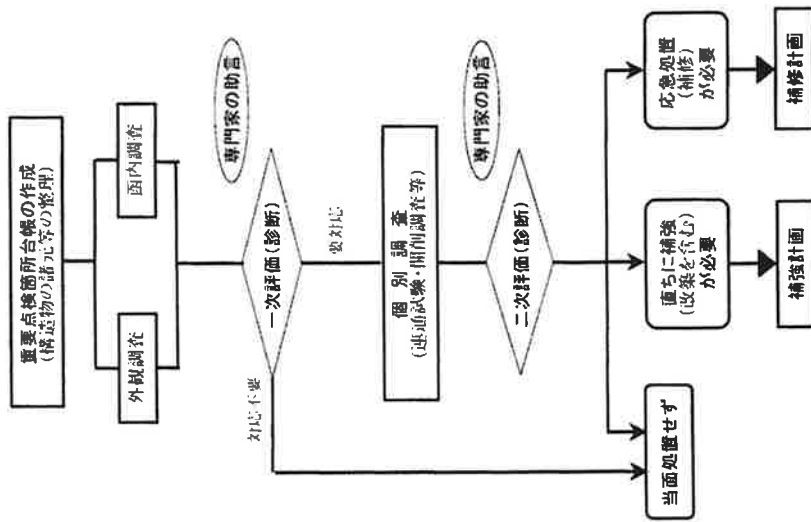


図 7.2.1 樋門の抜け上がりと空洞・クラックの発生過程¹⁾



注)モニタリングは評価(診断)結果によらず実施する

図 7.1.1 構造物周辺堤防の点検・強化の手順

施工直後における樋門等の底版から堤防天端までの高さおよび状況堤防天端高までの高さを把握する。

(5) 本体、門扉構造

本体の構造、寸法、底版厚さ、計測敷高は最も基本的な数値であり、変状程度を判断する際の基準となるものである。また、グラウトホールの有無を確認しておくことは調査計画立案に役立つものである。

(6) 本体基礎

底版下に空洞が発生する樋門の多くは、基礎形式に支持杭を用いている場合が多い。これは、周辺地盤が沈下することに対して、杭で支持された樋門本体は沈下がほとんどないため、構造物が相対的に抜け上がるにより空洞が発生することになるものである。樋門の点検において本体基礎に関する情報は最も重要である。

本体基礎に関する情報は構造物台帳や設計図面等によって知ることができるが、樋門等の改築や繕き足し等が行われ、基礎形式が変更されている場合には、施工された全ての基礎形式の内容と施工年次を把握する。

(7) 避水矢板設置箇所

避水矢板の有無や設置範囲は、樋門底版下の空洞化を推定したり、その後の調査計画を検討する際に極めて重要な情報となる。避水矢板の水平方向設置範囲は、昭和48年の通達などにより底版幅の内側に与えられていたが、昭和59年の「河川砂防技術基準(案)設計編[1]」では壁体部側方に拡張することとされた。

避水矢板の設置箇所については構造物台帳や設計図面等によって把握するが、特に、川表水叩き前面から川裏水叩き前面の設置箇所数は重要である。

(8) 取付護岸

護岸の変状内容を記載する際の基本事項とする。

(9) 位置図、ボーリング柱状図

位置図は縮尺1/2,500程度の地形図とし、樋門周辺を含んだ範囲とすることによって、樋門の変状と周囲の地形との関連を考察するための最も基本的なデータで、樋門設置時のものがある場合は最良であるが、ない場合には近傍の柱状図から地盤状況を類推する。

(10) 構造物縦断面図、平面図、横断面図

構造物周辺堤防の変状分布等の状況を、これらの図面を利用して整理する。

2) 被災および工事履歴、調査記録

樋門周囲の空洞化や水みちの連続性の状況、これによる漏水危険度などを把握するためには、樋門周辺の過去の被災状況、復旧工事の内容、構造物調査の内容、応急対策の経緯などを時系列として知る必要がある。

(1) 被災履歴

樋門周辺の過去の被災状況については、洪水による高水、高潮、地盤などの被災原因、漏水、クラック発生、陥没等の被災内容、および被災箇所と被災の程度を把握する。なお、現在の樋門が改築後のもので、旧樋門が被災している場合には、その内容を把握しておくことも重要である。

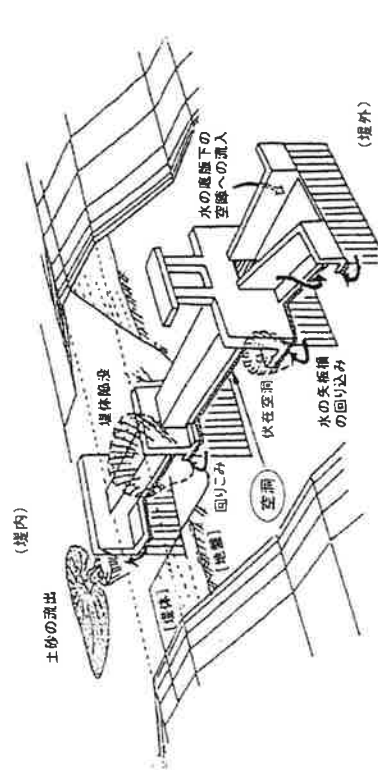


図 7.2.2 樋門周辺の変状と漏水経路

ある。このような現象が樋門に沿って連続すると、図 7.2.2 に示すような川裏から川裏に通じる漏水経路が形成され、これが原因となって破壊に至る場合がある。

7.3 構造物諸元および変状に関する調査

7.3.1 構造物等諸元調査(重要点検箇所台帳の作成)

樋門、水門等の堤防横断構造物の構造諸元、被災や工事の履歴等を重要点検箇所台帳として整理する。この台帳は定期的に更新しておくことが重要である。

1) 基本諸元および構造物断面図

(1) 基本事項

施設名、施設区分、種別、完成年月あるいは改築年月、目的、水系名、河川名、管理事務所、管理者、担当出張所、位置等について整理する。

(2) 設置箇所の特徴

堤防周辺での過去の漏水箇所を見ると、旧河道部のような透水性地盤の存在や落堀のような地下水位が高く緩んだ地盤の存在が漏水の引き金となつていくことが多く、漏水危険度を検討する上でそのような微地形は重要な資料である。微地形の判読には治水地形分類図や旧版の地形図等を利用する。

(3) 建設時の施工状況、施工関係者

樋門周囲の空洞や緩みの発生原因には、樋門の構造形式のみでなく、建設時の施工方法が関連していることが考えられる。特に、施工基面への栗石、砕石、砂の敷出しや埋め戻し時の転圧不足などは、建設後に水みち発生誘因となることも考えられることから、可能な限り、建設当時の施工状況を聞き取りによって確認する。

(4) 埋め戻し高

項目	調査年月		調査者	
調査年度	年	月	日	氏名
調査年度	2019	10	20	田中 一郎
調査者	田中 一郎			
調査場所	橋門地区			
調査対象	橋門地区の橋脚			
調査内容	橋脚の基礎状況の確認			
調査結果	橋脚の基礎は良好で、特に異常は認められなかった。			
調査費用	10万円			
調査回数	1回			
調査期間	10月20日～10月20日			
調査時間	10時～12時			
調査場所	橋門地区			
調査対象	橋脚			
調査内容	橋脚の基礎状況の確認			
調査結果	橋脚の基礎は良好で、特に異常は認められなかった。			
調査費用	10万円			
調査回数	1回			
調査期間	10月20日～10月20日			
調査時間	10時～12時			

項目	調査年月		調査者	
調査年度	年	月	日	氏名
調査年度	2019	10	20	田中 一郎
調査者	田中 一郎			
調査場所	橋門地区			
調査対象	橋脚			
調査内容	橋脚の基礎状況の確認			
調査結果	橋脚の基礎は良好で、特に異常は認められなかった。			
調査費用	10万円			
調査回数	1回			
調査期間	10月20日～10月20日			
調査時間	10時～12時			

- ・地盤沈下資料（広域地盤沈下資料、堤防縦横断面結果）
- ・水防計画書
- ・構造物調査報告書
- ・漏水等被災調査報告書
- ・その他

7.3.2 変状調査

1) 外観観察

外観観察は構造物、堤体および護岸の変状状況を外部から観察することにより、橋門周辺の空洞や緩みの有無等を確認あるいは推定することを目的として行うものである。

観察は現地での目視観察、鋼棒等による簡易貫入およびスケール等による簡易測定によって行う。特徴的な箇所については写真撮影することにも、スケッチ等として記録しておく。なお、洪水時の空中（航空）写真による本川と水路の水色の同読も有効な方法である。

観察は構造物、堤体および護岸のそれぞれについて行う。

(1) 構造物の観察

構造物の観察は以下の項目について行う。

- ① 両内窓断面に対する常時水位の高さ
- ② 門柱の傾倒やクラック
- ③ 構造物本体（両渠と一体となっている部分、すなわち橋梁、胸壁、門柱）各部の接合部、および両渠と翼壁、水叩きとの接合部の間き、段差、エラストタイトと止水板の変状

なお、門柱等の銘板記載内容を必ず確認する。

(2) 堤体の観察

堤体の観察は以下の項目について行う。

- ④ 構造物直上堤体の段差（仮け上がり）
- ⑤ 堤体のクラックや緩みや鋼棒等による簡易貫入を行う
- ⑥ 堤内側のり尻や構造物との隙間からの漏水およびその痕跡
- ⑦ 植生の変化状況
- ⑧ 洪水時の空中写真での堤内地側水路と本川の水色比較（濁水の有無）

(3) 護岸の観察

護岸の観察は以下の項目について行う。

- ⑨ 構造物直上の護岸の仮け上がりやクラック、構造物本体と護岸ブロックとの段差（後者は門柱等に残る護岸ブロックの目地モルタル付着跡として確認される場合がある）
- ⑩ のり覆工の不陸、ブロックの間き、ブロック目地材の逸失、クラック
- ⑪ 植生の変化状況

その他、機場周辺、機場上屋、吐出水槽周辺地盤の沈下についても観察する。また、上およびコンクリート部における変位や変形が認められる場合は、その位置、広がり、動きの方向、量などをスケールなどによって簡易に測定するとともに、その後の観察のためにマーキングしておくことが必要である。

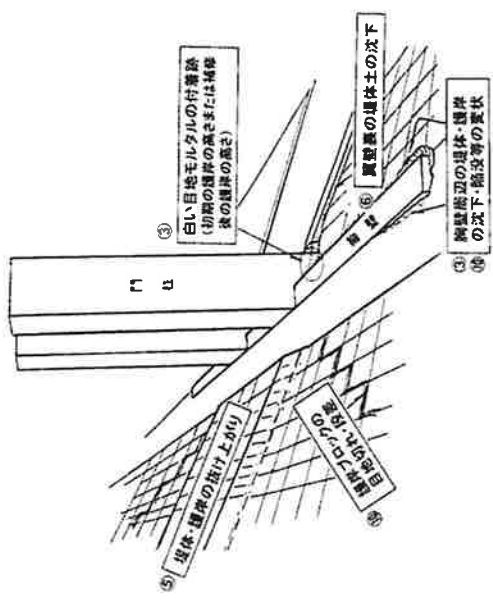


図 7.3.6 門柱・胸壁周辺の変状の観察

2) 函内観察

函内観察は、随門内部から構造物の全体および壁面の箇々の部位の変状状況を観察することにより、堤体との水の出入りの有無、底板下の空洞や水みちの有無等を推定することを目的として行うものである。

観察は目視観察および簡易測定によって行う。函内作業が可能で大きさを、長靴で立ち入ることができ程度の水深の場合は、外観観察の際に函内に立ち入り、目視観察、スケール等による簡易測定を行う。特徴的な箇所は写真を撮影するとともに、スケッチ等として記録しておく。なお、函内に立ち入ることの出来ない小口径樋管については函内観察は省略してもよい。

- ① 函内の主な項目は以下のとおりである。
 - ① 函体の洗みや折れ曲がり
 - ・ 底板の水準測計、管内水深の測量により確認できるが、次のような簡易な方法でも確認できる。
 - ・ 呑口または吐口からの天端の見通し
 - ・ 管延長方向の湛水面の幅の変化、ハンチの水没深さの変化
 - ② 壁面のクラックおよびびびり
 - ③ 継ぎ手部の開き、エラストイトおよび止水板の変状
 - ④ ジャンカや継ぎ手部の開きからの水や上砂の函内への流出
 - ⑤ コンクリートの中心性化（断面を露出後フェノールフタレイン吹き付け）、軟質化、剥離、鉄筋露出、錆汁流出

これらの観察によって変位や変形が認められる場合は、その位置、広がり、動きの方向、量

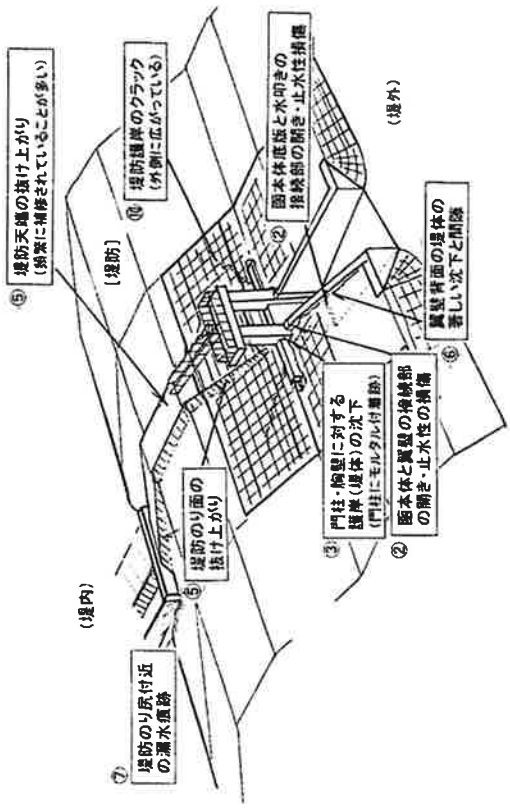


図 7.3.4 外観で観察される尊象の見取り図(全体)

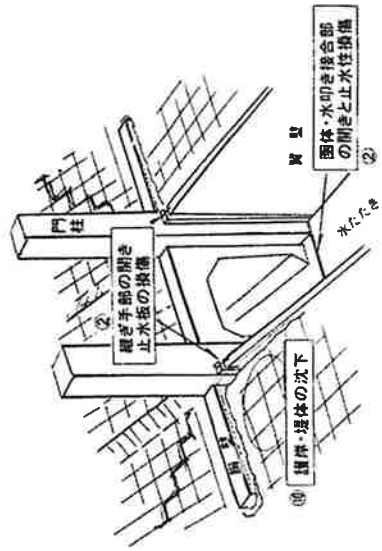


図 7.3.5 門柱・翼壁周辺の変状の観察

函内観察記録表

調査年月		年	月	日	整理番号
採石名	水系名	河川名	管理番号		
地名	キロ碑 (左・右岸)	K	設置年月	年	月
		観察者氏名	所属		
観察項目	現状の内容・損傷 ²⁾ (最大値を記入または該当する項目を○で囲む)				
北不向き下	観察の景	cm. 調査方法(水車測量・水深測量・断面測量) (水準測量の場合は様式-4、2)に結果図を示すこと)			
堤防・折れ曲がり	折れ曲がりの方向 (下側に凸・上側に凸・上流側に凸・下流側に凸)・折れ曲がりのなし				
クラック	クラックの幅	cm.	クラックの方向 (閉門断面方向・推断方向)・なし、補修箇所数	箇所	
ジャンカ	最大径	cm.	ジャンカなし、補修箇所数	箇所	
継ぎ手の開き	開きの幅	cm.	開きなし、補修箇所数	箇所	
止水板切れ	あり/なし	確認できず			
クラック等からの漏水	クラック・ジャンカからの漏水(水のみ・土砂を混じえる)・継ぎ手部からの漏水(水のみ・土砂を混じえる)・漏水なし				
空中化	あり(フェノール樹脂塗りつけ)によって確認/中性化なし、不明				
(封画検査)	T P	m			
その他気になった事項					

- 1) 観察項目については取捨選択の基準に限りなく全ての観察位置での写真を記録すること
- 2) クラック等の現状値は様式-4、2に示すこと

函内観察結果総括図

構造物の損傷、上下支脚部等の劣化について、現状の箇所および写真位置を記入すること
 断面の水準測量を行った場合は結果図を添付すること
 必要に応じてスケッチによる断面図、拡大図を添付すること

図 7.3.8 函内観察結果の整理様式の事例

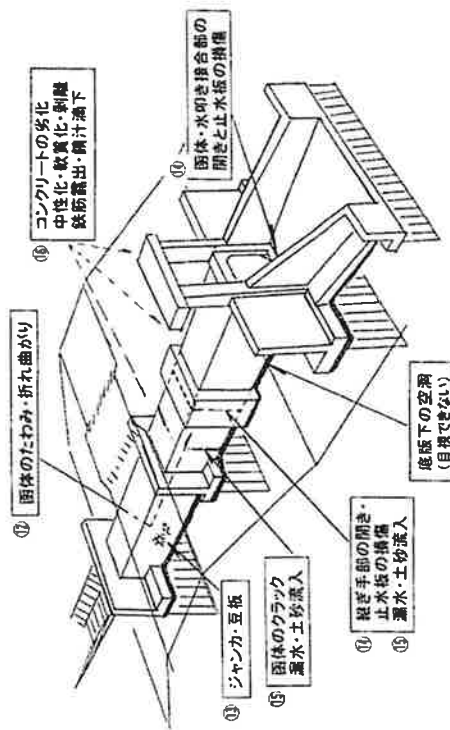


図 7.3.7 函内で観察される事象の見取り図

などをスケールや水準測量などによって簡易に測定する。
 以上の函内観察の結果は、図 7.3.8 に示すような様式で整理しておくことが望ましい。また、図 7.3.7 には、函内で観察される事象の見取り図を示しておいた。図中の丸番号は上述の観察項目の番号と一致している。
 なお、構造物周辺の堤防の変状と函内状況との関連性については概ね次の(イ)～(ロ)のようなことがいえるので、函内観察の際の参考とするとよい。
 (イ)構造物の不同沈下
 函内の見通しや水準測量によって、函体の盛りや折れ曲がりによるクラックが認められる場合には、不同沈下が生じていることが推定される。
 (ロ)構造物周囲の地盤の緩み
 継ぎ手部の数 cm 以上の開き、エラストタイトの剥離、止水板の伸張や断裂が見られる場合には、構造物周囲の地盤に緩みがあることが推定される。
 (ハ)構造物自体の劣化
 壁面が剥離していたり、軟質化、錆汁流出、鉄筋露出等が見られる場合、また、フェノールフトレインを吹き付けると白色化が見られる場合(コンクリートの中性化を示す)には、構造物自体の劣化が進行していることが推定される。
 (ニ)構造物に溜った水みちの形成等
 壁面のジャンカや継ぎ手部の開きから水や土砂が流出している場合は、構造物に沿って堤体内部に水みちが形成されていることが推定される。
 なお、周辺の全体沈下が進行している場合は、敷高が計画敷高と比較して明らかに低下していることがあり、水準測量によって確認できる。

7.3.3 連通試験等

1) 連通試験の計画

樋門、配管等の構造物の直下に生じる空隙の存在自体は、構造物の抜け上がり等の変状の有無や程度によって、その可能性を推定することができるが、空洞の連続性、特に矢板を抜む水みちの連続性までは確認できない。そこで、矢板を抜んで閉孔した2孔の内の1孔に注水を行い、その水圧変動が他孔にどのように入力かを測定して水みちとしての繋がりを把握する連通試験を行う必要がある。連通試験は、試験孔の配置や注水方法、さらには試験結果の解釈にあたって十分な知識と経験が必要とするので、実施にあたっては専門家の助言を受けるとよい。

なお、連通試験の方法等については巻末に参考資料(参考4)として付した。

2) 連通試験の原理

構造物周囲の地盤あるいは堤体内の浸透流は、水が上粒下の空隙を移動するために一般に極めて緩慢である。しかし、空隙があるとその区間内の水圧の変動はほとんど同時に起こり、あるいはタイムラグなく流動を生じる。このように、上の浸透によらずに空隙を通して繋がる状態を「連通」と呼ぶ。

連通試験は、抜け上がりによる空隙の存在が考えられる構造物において、底版あるいは底版周辺の敷力所を閉孔するなどして、その1孔を「注水孔」とし他孔を「測定孔」として、注水孔に注水するときのそれらの孔の水圧変動あるいは水圧変動を測定して、変動量とタイムラグから空隙を通じた水みちの連続性の状態を診断するものである。図7.3.9は、一方の孔に圧力バールスを与えたときの他孔の応答を見る連通試験の方法である。

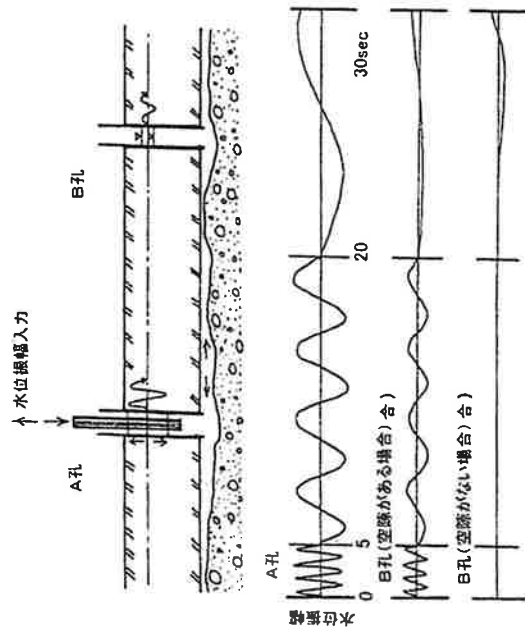


図 7.3.9 連通試験の方法例(圧力パルスによる連通試験)

3) 連通試験の留意事項と手順

連通試験においては、常時水位より1m以内程度の水圧を作用させたときの、遮水矢板を抜む水みちの連続性、その他の区間での水みちの連続性を把握することができる。作用させる水圧を常時水位より1m以内としているのは、近接した孔間で、周辺に比べて非常に大きな水圧を局所に入力的に働かせると、その周辺に地盤の浸透破壊や侵食を引き起こす、すなわち地盤を乱すおそれがあるためである。

連通試験の具体的手順は図7.3.10に示すとおりで、試験孔閉孔、予備試験、本試験、結果の解釈の各段階からなる。

試験孔の配置は図7.3.11に例示するように既設の遮水矢板を抜むように配置する。図7.3.11に示す試験結果の一例を図7.3.12に示す。図7.3.12はNo.2孔に注水したときの他孔の応答を示している。ここでは、矢板を抜むNo.2孔とNo.3孔の間に部分的な連通性のあること、No.3、No.4、No.5の各孔は殆ど同一の動きを示していることなどがわかる。各孔間での試験結果を総合的に判断した結果を図7.3.13に示す。

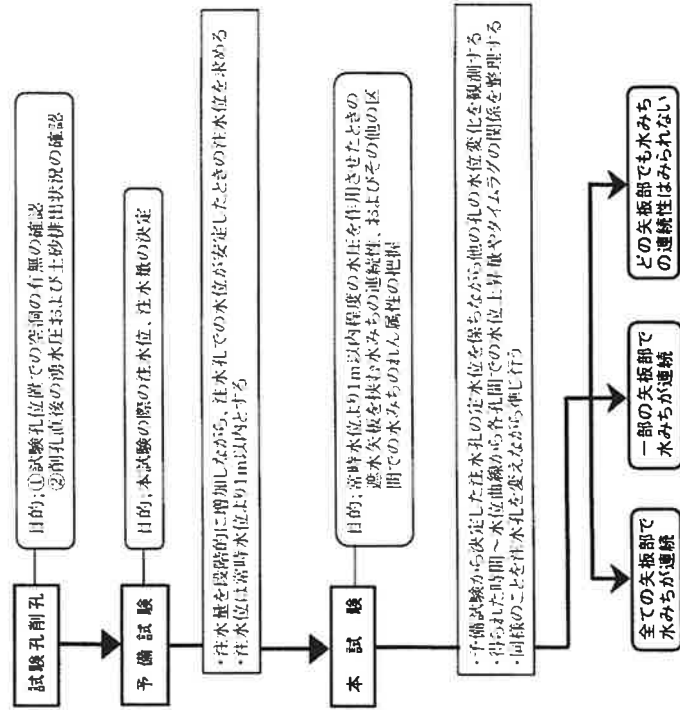


図 7.3.10 連通試験の手順と結果の判断

(壁内側)

(壁外側)

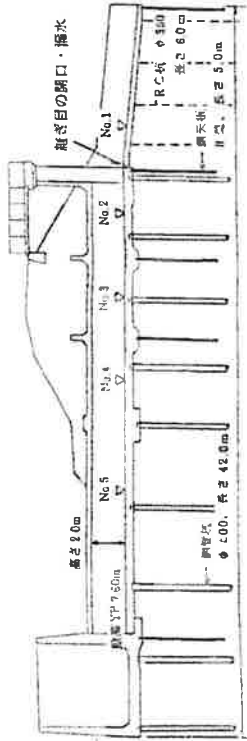


図 7.3.11 連通試験孔の配置例

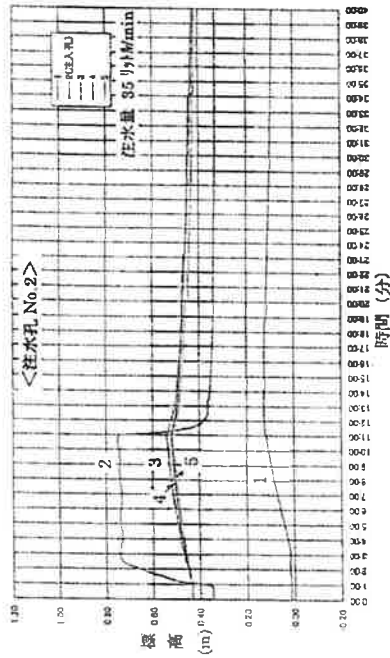


図 7.3.12 連通試験結果の事例(図 7.3.11 の No.2 孔を注水孔とした場合)

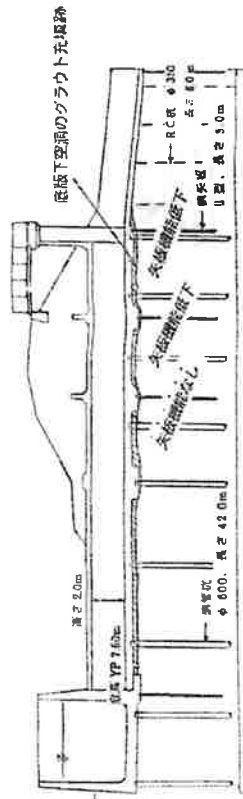


図 7.3.13 矢板掘削の診断事例(図 7.3.12 をもとに診断)

なお、川表側に計画高水位程度の水圧を作用させて実際の洪水に近い状態とすることも考えられるが、その場合は空洞の状態、作用する動水勾配などを十分に検討した上で、実施の可否を決定する必要がある。

また、試験後の孔の処理として、底版下の水圧は数高面に対して一般に被圧状態にあるので、閉孔を放置してはならず、どのような場合にも孔口にも止水装置を設けなければならない。

堤体の上からのポーリングによって設けた孔は、原則としてグラウト等により完全に充填する。モニタールとして計器を設置する場合は閉水圧計を使用し、水圧計上部の空間はグラウト等により完全に充填する必要がある。河川の高水位時に空洞内の水位は河川水と同等の高さになることがあるので、特に堤内側側の低い位置、要が堤より下、の目尻部のポーリング孔は解放状態にしてはならない。

1) その他の調査

(1) 底版のグラウト孔を活用した調査

あらかじめグラウト用の孔を設けてある構造物では、この蓋を開けて底版下の空洞の状態を確認することができる。空洞状況確認に有効な方法としては、コンベックスによる測深、ファイバースコープによる観察などがある(図 7.3.14)。図 7.3.15 は、ファイバースコープを用いた、空洞状況の撮影事例である。底版下のグラウト孔を活用した調査は、比較的簡便であり、底版下の空洞状況を直接的に知ることができることから、積極的に活用すべきである。なお、グラウト孔が設置されていない場合でも、前述した連通試験孔を利用して同様の観察を行うことが可能である。

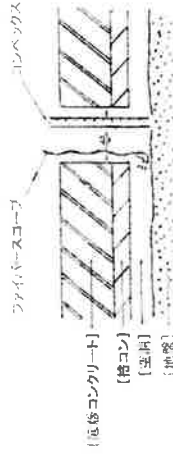


図 7.3.14 底版下の空洞観察方法の例



図 7.3.15 ファイバースコープによる底版下の空洞の撮影事例

(2) 非破壊試験

構造物周辺堤防の変状調査への非破壊試験の適用は種々試みられている。代表的な方法としては、高密度電気探査、地下レーダー探査、マイクログ重力探査がある。

これらの方法は現状、定性的な結果が得られるのみであり、特に底版下の空洞に対しては、コンクリート内の鉄筋の間隔が狭く二重に配置されていることから検出には限界がある。

3) 開削調査

開削調査は、構造物の改築や撤去時に行うもので、構造物底面より1m程度下まで開削して構造物の変状、基礎の状況、底版下の空洞の拡がりなどを直接的に把握することが可能であり、変状調査として有効な方法である。

7. 4 浸透に対する安全性の評価(診断)

構造物周辺堤防の浸透に対する安全性は、堤防および構造物の諸元、被災の履歴、外観および内側の状況、連続試験結果等を総合的に判断して評価(診断)する必要がある。

前出の図 7.2.1 および図 7.2.2 は、これまで行われた構造物周辺堤防の開削調査や連続試験等の結果をもとにして作成されたものであるが、構造物周辺堤防の変状の発生機構およびこれによる漏水現象の細部が解明されているわけではない。これは、対象としている構造物が堤防内側にあり、目視による観察が困難なことも一因となっている。

このことは、構造物周辺の堤防では、第4章以降で示したような水理学的、土質工学的な知見にもとづく定量的な安全性の照査が困難なことを示している。したがって、現状では経験にもとづく定性的な安全性の評価手法を適用せざるをえない。

構造物周辺堤防の浸透に対する安全性は、堤体および基礎地盤の条件と構造物そのものの基礎形式や構造形式(遮水矢板の側方張り出しの有無、矢板と底版との結合方法など)等の諸条件によって左右される。すなわち、周辺堤防の沈下、変状の進み方や、空洞、水みちの発生とその進行性は個々の構造物と設置場の条件によって異なる。このような特徴を有する構造物周辺堤防の安全性の評価(診断)と必要な処置等の検討は、単純にマニュアル的に行うものではなく、十分な技術と経験を備えた専門家の助言を付て、総合的な考察にもとづいて実施することが重要である。

図 7.4.1 は、被災や現地調査によって得られた貴重な経験を踏まえ、構造物周辺堤防の浸透に対する安全性評価(診断)の一定の考え方を示したものである。定量化されたものではなく、この考え方で説明できない被害や漏水メカニズムがあり得る。また、判断の基準も構造物設置箇所の特性によって異なる。それらの点を考慮して、個別の構造物の周辺堤防に関する資料を十分に吟味し、現場状況にあわせて土質工学、地下水理学の理論的推定にもとづく総合的な考察を行い、安全性の評価(診断)を実施する必要がある。

7.5.2 強化工法の選定

1) 強化工法の種類と特性

強化工法は、漏水による被害を軽減する工法（従来対策）と漏水の発生そのものを防止する工法（抜本的対策）に分けられる。抜本的対策はその目的から以下の3種に区分される。

- ①川表側での「水を入れない」対策
- ②川裏側での「パイピングを押さええる」対策
- ③躯体内部での「水みちを連続させない」対策

これらの工法の原理と方法を図7.5.2に示す。また、抜本的対策に分けられる工法の概要を表7.5.1に示す。

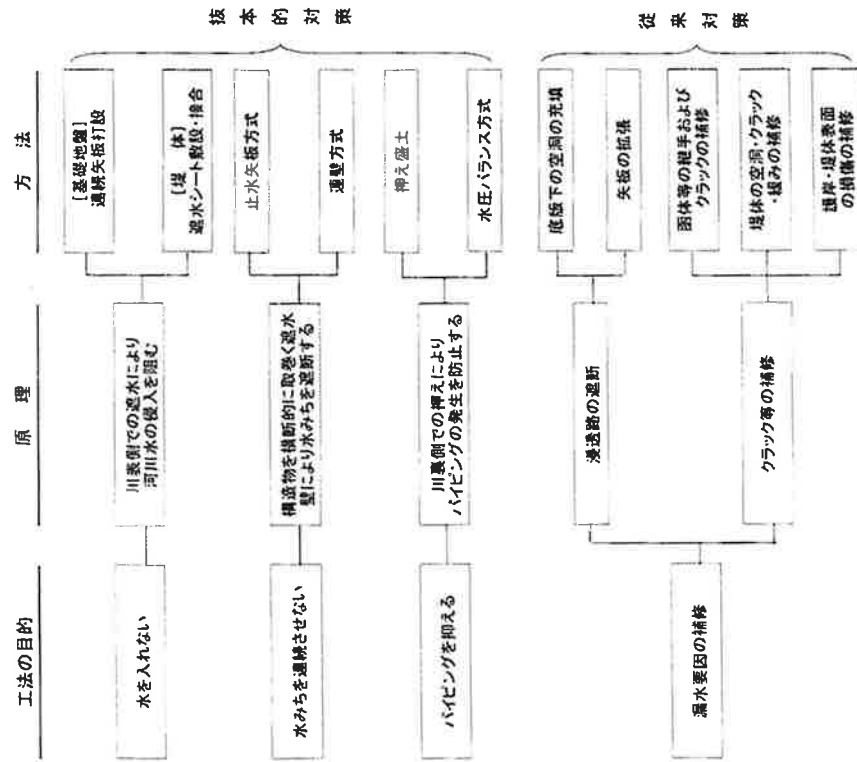


図 7.5.2 漏水対策の原理と方法

表 7.5.1 抜本的対策工法の概要

対策の目的	対策の考え方	対策工法	図	工法の原形	効果の顕著性	留意事項	施工性	地盤下が通行する場合は	既設保排水
構造物に空気や空間の発生は、地盤下が通行していることから、漏水の発生を防止し、漏水の発生を抑制する。漏水の発生は、漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	水圧バランス方式			<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。
漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	止水板方式			<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。
漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	運搬方式			<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。
漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	押え盛土方式			<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。
漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	連続矢板打設および止水シート敷設・接合			<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。
漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。漏水の発生を抑制する。	水圧バランス方式			<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> （長所）漏水の発生を抑制する。 （短所）漏水の発生を抑制する。

(1) 従来対策

従来対策は、漏水の要因となる当面の変状等を補修、回復することにより構造物周辺堤防の安全性を確保するために行うものであり、補修対策として位置付けられる。補修の区分と主な補修対策を整理すると表 7.5.2 のようである。

表 7.5.2 補修の区分と補修対策

補修の区分	主な補修対策
1) 底版下の空洞の充填	C/Bグラウト注入
2) 矢板(止水)の圧壊	矢板の増し打ち
3) 胴体等の継ぎ手及びクワックの補修	可塑性継ぎ手・伸縮性樹脂挿入、内側巻き立て
4) 胴体の空洞、クラック、緩みの補修	切り返し・締め締め、グラウト注入
5) 堤岸・現体表面の損傷の補修	修復・整形

a) C/Bグラウト注入

主に底版下の空洞の補修対策として、セメントペントナイト(C/B)系グラウト材を底版あるいは地表から充填する方法である。注入による空洞拡大を防止するため、注入圧力は0.5kgf/cm²以下であるいは流し込みとす。注入効果の確認は、注入完了後、検査孔に水頭圧を加えて通水性を確認する方法及び検査孔でのグラウト材の確認等によって行う。空洞充填グラウトの実施要領の例を表 7.5.3 に示す。

表 7.5.3 空洞充填グラウトの実施要領の例

材料	空洞充填グラウト工法実施要領(案)		構内・堤岸周辺のグラウトングのてびき <small>※建設省土木研究所(研究)報告書(昭49)による</small> ①流動性 ②適切な硬化時間 ③体積変化を起さない ④ブリージングを起さない ⑤クラックの発生が少なくない ⑥地盤をなす ⑦水中に浮き出さない ⑧耐久性が高い ⑨軽い ⑩入手が容易
	種類	注入手法	
注入手法	①セメントペントナイト系(セメント+ペントナイト+水+アルミ粉)必要に応じて繊維材) ②中練り(スランピング値 20~25mm)	①底版注入方式(注入孔の配置は甲列、西列、手見等) ②地表注入方式(地表より注入孔を設置) ・片押し注入(止水、ベドの排除)	
注入圧力	①セメントペントナイト系(セメント+ペントナイト+水+アルミ粉)必要に応じて繊維材) ②中練り(スランピング値 20~25mm)	・片押し注入(止水、ベドの排除) ・0.5kg/cm ² 程度以下(構造物に過大な圧力を加えないため)	
注入効果の確認	・注入完了後、検査孔に水頭圧を加え、通水性を調査	①流し込みが原因(土質の粗粒破壊、構造物の変形防止) ②圧力をかけない場合は0.5kg/cm ² 以下 ③改良範囲の確認(目視、コア抜き、ボーリング等による) ④止水性が確保されているか確認	
組管理	・検査孔、測量、通水試験等による再空洞化の監視と再充填等	・目視、変位観測等による異状の早期発見と再度の補修	

b) 可塑性継ぎ手
 胴体等の継ぎ手部の開口の補修対策として、可塑性止水ジョイントや止水バンドによって閉合する方法である。

c) 伸縮性樹脂挿入
 壁面の亀裂や目地の開きの補修対策として、伸縮性樹脂挿入等を行う方法である。以下の工法がある。

- ・伸縮性樹脂挿入工法
- ・Vカット目地材充填工法
- ・止水板(目地導水)工法

d) 矢板の増し打ち
 浸透路長不足によって漏水が発生する場合の対策として、既設の止水矢板を可塑性継ぎ手を介して側方に拡張することによって浸透路長を確保する方法である。

可塑性継ぎ手の事例では、既設の矢板と押し打ち矢板の継ぎ手部にあそび区間を設け、過大な変形にも追随できるように工夫したものがある。

(2) 川表側での「水を入れない」対策
 川表側での水を入れない対策としては、連続矢板打設および止水シート敷設、接合がある。これは、翼壁および水叩き前面から川表堤防法尻部付近まで連続的に止水矢板を打設する工法である。川表側の堤岸下には止水シート等を敷設することにも、これを胸壁、翼壁と接合し、のり面からの河川水の侵入を防止する。図 7.5.3 に実施例を示す。

(3) 川裏側での「パイピングを防止する」対策

a) 押さえ盛土

川裏胸壁あるいは翼壁周囲からの漏水やパイピング発生を防止するために、堤体に接して盛

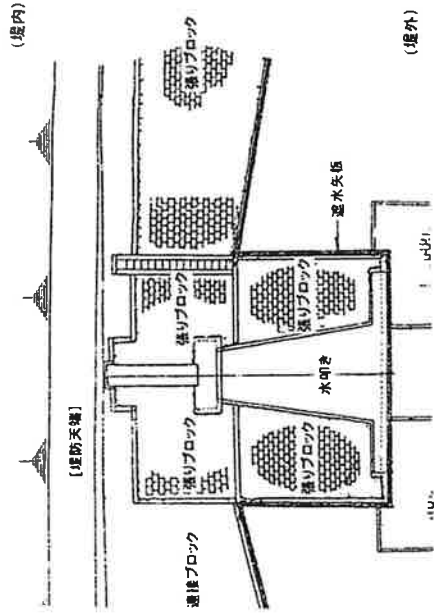


図 7.5.3 川表側の連続矢板打設実施例

上をする工法である。排水機場などで樋門が暗渠になっている場合は、図 7.5.4 に示すように暗渠上部を盛んで盛土する。開水路になっている場合は、水路の両側への盛土のみでは水路底面への漏水危険度を増大させることとなるため、一旦、水路を暗渠にするなどの工夫が必要となる。

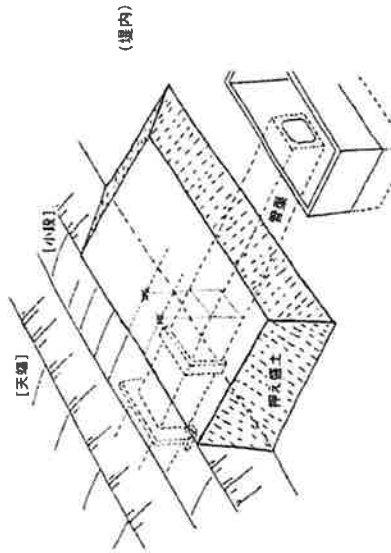


図 7.5.4 堤内地側が暗渠になっている場合の押さえ盛土の概念図

b) 水圧バランス方式

川裏胸壁あるいは翼壁周囲からの漏水の進行を防止するために、川裏側に図 7.5.5 に示すように鋼矢板等による壁体を築造し、洪水時に湛水させて水圧バランスによりバイピングを防止する工法である。水路部に角落とし等によるゲートが新たに必要となる。また、堤体の土質によっては、周辺堤防の浸潤面を上昇させ、不安定化させるおそれがあることに留意する必要がある。

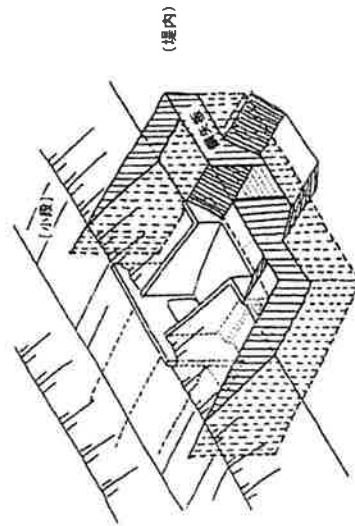


図 7.5.5 水圧バランス方式の概念図

(4) 堤体内部での「水みち」を連続させない対策

a) 止水板方式

図 7.5.6 に示すように堤防を間削し、函体を取り囲むように鋼板、鋼矢板あるいはシートを設置して、函体沿いの漏水経路を遮断する工法である。止水方式によって次の 3 種がある。

- ① 鋼板あるいは鋼矢板の打設
- ② シートの敷設
- ③ 鋼板とシートの組み合わせ

b) 連壁方式

堤防天端から函体を取り囲むようにコンクリートあるいはセメント系改良体による連壁を築造する工法である。函体下部の掘削のために特殊な拡張式掘削機が開発されている。

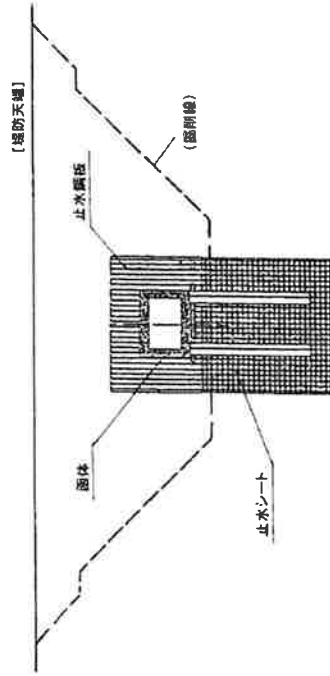


図 7.5.6 止水板方式(鋼板とシートの組み合わせ)の概念図

2) 強化工法の選定

対策工選定の手順を図 7.5.7 に示す。構造物周辺堤防の安全性評価（診断）の結果が、「直ちに補強」あるいは「応急処置」のいずれの場合においても、樋門底版下に空洞が確認された場合には、グラウトにより充填することが必要となる。グラウト充填にあたっては、表 7.5.3 等にもとづき適切な材料配合と施工管理を行うことにより、空洞充填をより確実なものとする。

「直ちに補強」と処置判断した場合、樋門の撤去や改築も視野におき、下記のような考え方により技術的な対策を行う必要がある。なお、対策工の選定にあたって考慮すべき一般的な事項は次のとおりである。

- ・特別な施工機械、材料等を必要とせず、比較的簡便に施工に施工できること

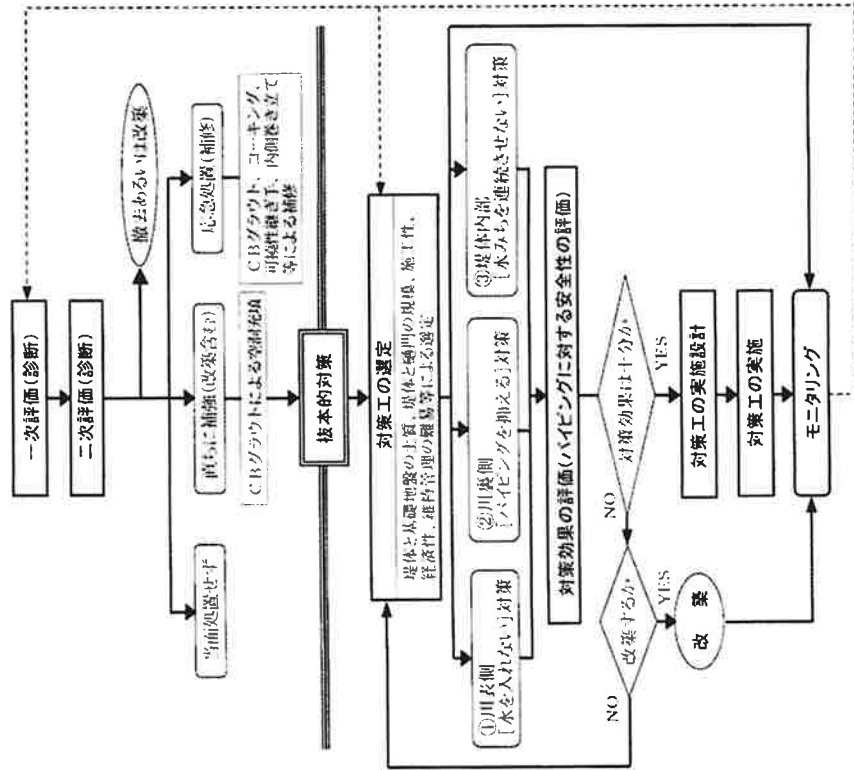


図 7.5.7 強化工法の選定手順

- ・施工費が安価であること
- ・施工期間が長期にならないこと
- ・施工後の維持管理が容易であり、日視により監視が可能であること
- ・空洞化による漏水の防止だけでなく、堤防の他の機能（前透透機能、前浸食機能等）にも奇与すること

(1) 樋門の撤去、改築

現在の樋門を設置時の目的（機能）に照らし合わせて、自然条件や社会条件の変化等により今後とも必要かを判断し、必要性が著しく劣る場合には撤去することも考えなければならぬ。また、今後とも必要性が認められる場合にも、躯体の部材等の耐用年数あるいは劣化の程度から判断して、抜本的対策を実施するよりも経済性や維持管理等の観点から改築することが妥当と認められる場合には、柔構造樋門に改築することが望ましい。

(2) 抜本的対策の選定

抜本的対策は、工法の目的や原理により、a) 水を入れない、b) パイピングを抑える、c) 水みちを連続させない、に分けられるが、用地等の制約を受けず、比較的簡便に施工でき、空洞化に対してのみでなく堤体への浸透に対しても効果のある（水を入れない）対策を優先的に考えるべきである。

a) [水を入れない] 対策工

[水を入れない]対策工は、空洞に河川水を入れないことを原理としており、樋門本体の底版下あるいは本体を取り囲むように遮水機能を有するものを新設するとともに、堤体からの浸透水を軽減するための遮水シート等の敷設を行うものである。したがって、堤体側に用地があり、仮設を行うことが可能な場合にも有効である。また、堤体浸透対策にもなることから、縮固めが不十分な場合にも有効である。

b) [パイピングを抑える] 対策工

[パイピングを抑える]対策工は、水みちが連続したとしてもその尻周辺でのパイピングを抑えることにより、破壊を防止する工法であり、堤内側に用地があり、押え盛土等に必要な敷幅が確保できることが必要条件となる。排水機場の樋門等が該当するが、オープン水路を有する樋門の場合には一旦暗渠とするか、水圧バランス式等による水路での対策を検討することとなる。

c) [水みちを連続させない] 対策工

[水みちを連続させない]対策工は、樋門本体の途中に鋼板のような遮水機能を有するものを新設するものであり、堤防開削等の工事ともなうことから、a)およびb)が現場条件等と照し合せて困難な場合に適用されるものと考えられる。ただし、本体下部の透水層が厚く、今後も礼下の継続が見込まれるような土質条件の場合には、膜方式（シートによる遮水）が経済的な場合がある。

なお、対策工の選定にあたっては、堤防および樋門の規模、用地幅、水位、堤体および基礎地盤の土質等の現場条件によっては、上記の考え方が当てはまらない場合もあることに留意する必要がある。

7.5.3 設計にあたっての留意点

構造物周辺堤防の漏水対策上は、浸透に対する安全性が確保できるよう適切な手法を用いて設計する。この場合、地形、堤防の土質、経済性等に配慮して対策工の規模を決定するものとする。

設計に用いる手法は、対策上の原理により適切な手法を用いて行うが、一般的には以下に示す手法が参考になる。

1) レーンのクリーブ比

以下に示すレーンの加重クリーブ比を用いる方法である。

$$C_i \leq (L_i / 3 + \Sigma l_i) / \Delta H_i$$

ここに、 C_i ：加重クリーブ比(表 7.5.4)

L_i ：本体および翼端の両軸方向の浸透経路長(m)

Σl_i ：透水矢板等の鉛直方向および水平方向の浸透経路長(m)

ΔH_i ：内外水位差(m)

クリーブ比による方法では、上式を満足するときは浸透経路の堤内側先端でのクリーブ比は発生せず、上式が満足されないときにクリーブ比が発生するとする。

表 7.5.4 加重クリーブ比 C_i (レーンによる)

区 分	C_i
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
黒石を含む粗砂利	3.0
黒石と礫を含む砂利	2.5
軟らかい粘土	3.0
中位の粘土	2.0
堅い粘土	1.8

2) 局所動水勾配

堤内側地盤が透水性地盤で被覆土層がない場合は、堤防裏のり尻部での局所動水勾配が以下の条件を満たす場合はバイピングに対して安全であるとす。

$$i < 0.5$$

ここに、 i ：東浜付近部の基礎地盤の局所動水勾配の最大値

3) 揚圧力

堤内側地盤が透水性地盤で被覆土層がある場合は、堤防裏のり尻部での揚圧力が以下の条件を満たす場合はバイピングに対して安全であるとす。

$$G > W$$

ここに、 G ：被覆土層の重量

W ：被覆土層基底面に作用する揚圧力

なお、対策工を構成する部材については、連続する堤防とのなじみや周辺環境への影響、耐用年数等を考慮し、材料や強度等を設定するものとする。

7.6 モニタリング

構造物周辺堤防は対策工施工後のモニタリングを併せて計画・実施し、浸透に対する安全性を監視するとともに、必要に応じて対策工へフィードバックすることが重要である。すなわち、構造物周辺堤防に絶対的な安全性を確保することは困難であることから、一般の堤防区間よりモニタリングが重要となる。

モニタリングは機能の維持の観点からモニタリングの項目と方法を適切に選定し、効果的に実施することが必要である。簡便な手法としては、洪水時の漏水点検の他、堤防の抜け上がりや構造物の段差、開き等を監視するための定期測計が有効である。また、グラウトホールの活用や間隙水圧計、ひずみ計等の計測機器の活用もあり、各現場において創意工夫をすることが望まれる。

参考文献

- 1) 中山・金石・勝山; 連通試験法を適用した樋門周辺堤防の漏水危険度の検討、河川技術に関する論文
集、第6巻、土木学会水理委員会河川部会、2000
- 2) 建設省河川局監・(社)日本河川協会編; 建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編[Ⅰ]、山海堂、
1984
- 3) (財)国土開発技術研究センター編; 柔構造樋門設計の手引き、山海堂、1998

参 考 資 料

参考1 河川堤防設計指針

(国土交通省河川局治水課、平成14年7月12日)

1. 本指針の目的

河川堤防（以下「堤防」という。）は住民の生命と資産を洪水から防衛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（以下「構造令」という。）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。

現在の長大な堤防の多くは、古くから逐次強化を重ねてきた長い治水の歴史の産物であり、これまでの整備によって、堤防延長や堤防断面の確保については相当の整備がなされてきている。しかしながら、その構造は主に実際に発生した被災などの経験に基づいて定められてきたものであり、構造物の破壊過程を解析的に検討して設計されてきているものではない。治水対策の進捗に伴い、氾濫原における人口や資産の集積には著しいものがあり、堤防の安全性の確保が益々必要となってきたことから、工学的に体系化された堤防の設計法の確立が求められている。

この河川堤防設計指針（以下「本指針」という。）は、以上のような背景のもと、現時点における堤防設計の考え方を示したものである。また、堤防の弱点となりやすい極門等の構造物の周辺についても、点検や補強対策の考え方を併せて示している。

本指針は、直轄河川の既設の堤防を拡築することを念頭に置いてまとめているが、新堤の整備や既設の堤防の安全性の点検にも適用できるものである。高規格堤防については構造令及びそれに関連する基準等により別途規定されている。構造令の適用外の堤防、すなわち越流堤、囲繞堤、背割堤および導流堤などについては、本指針は適用しない。また、高潮堤や潮岸堤、特殊堤および越水も考慮する必要がある堤防については、設置の適否を含め目的に応じた構造の検討が個々になされるものであることから、本指針は適用しない。なお、自立式特殊堤を除けば、耐震機能についてはそれらの堤防であっても本指針の基準を準用できる。

本指針は、堤防に関して一般的に確保されるべき最低限の安全性について述べたものであり、過去の被災履歴などについて個々の河川が有する特性から必要があると判断される場合においては、本指針よりも高い安全性を求めることを妨げるものではない。

2. 堤防設計の基本

(1) 基本指針

構造令では、堤防の構造の原則は定めているものの、その設計に関する事項としては、断面形状（余裕高、天端幅、のり勾配等）の最低基準を河川の規模（流量）等に応じて規定しているだけでなく、いわば形状規定方式を基本としている。通常の構造物で行われるような構造物の耐力と外力を比較するという設計法が、堤防においてこなかった埋山としては次のようなことが考えられる。すなわち、堤防が長い歴史の中で順次拡築されてきた構造物であり、時代によって築堤材料や施工法が異なるため、堤防の強度が不均一であり、しかもその分布が不明であること、基礎地盤自体が古い時代の河川の作用によって形成された地盤であり、極めて複雑であること、堤防が被災した場合、堤体や基礎地盤が破壊され、被災原因を解明することが困難であること、小さな六つとつでも破壊するといわれるように、局部的な安全性が一連の

堤防全体の安全性を規定すること、水防活動と一体となって堤防の安全性が確保されていること、などである。

このため、ある断面形状を定めて堤防を整備し、大洪水に遭遇して堤防が危険な状態になるとを経験すると、その後の改修において、堤防を拡築して強度を上げるといった方式を採ってきたと考えられる。また、場所によって堤防の断面が異なると住民に不安を与えらるることにも形状規定方式がとられてきた背景のひとつであろう。

このような形状規定方式による堤防の設計は、簡便で極めて効率的であり、長年の経験を踏まえたものであることから、堤防整備の基本として十分な役割を果たしてきたことは間違いないところである。しかしながら、一方で堤防の洪水に対する安全性を評価することが難しいことも事実である。既往の被災事例をみても、計画高水位以下の洪水により漏水など構造上の課題となる現象が数多く発生しており、現在の堤防が必ずしも防災構造物としての安全性について十分な信頼性を有するとはいえない。そのため、計画的な補強対策が必要であり、その必要性や優先度、さらには対策工法を検討するために、堤防の設計においても一般の構造物の設計法と同様、外力と耐力の比較を基本とする設計法（安全性照査法）を導入することが求められる。

以上の考えから、平成9年に改訂した河川防犯技術基準（案）では、堤防の断面形状については従来の考えを踏襲しつつ、堤防の耐浸透・耐侵食機能に因しては機能毎に水理学的あるいは土質工学的な知見に基づき安全性の照査法を用いた堤防設計法を導入した。耐浸透機能に因しても、従来の標準的に採用されてきた地盤外力の下で、地震に起因する堤防変形により2次災害が発生する条件を工学的な手法に基づき検討し、それに対し所要の強化工法を設計法を導入してある。なお、これまでに強化対策が施された堤防が、いわゆるレベルⅡの地震外力の作用を受けた時の安全性に関しては、いくつか検討した事例によると地盤に大きな差はないようである。

本指針は、河川防犯技術基準（案）を補足することにより、堤防の信頼性の一層の向上を図るものである。

(2) 堤防の安全性確保の基本的な考え方

堤防の安全性を確保するためには、堤防に求められる機能を明確にした上で、それぞれの機能毎に堤防の安全性を照査し、所要の安全性が確保されないと判断される区間については強化を図る。しかしながら、洪水あるいは地震による堤防の不安定化、あるいは変形のメカニズム等については、現時点においても全てが解明されているわけではなく、本指針で採用した設計法は、十分に確立された技術的知見であるとは必ずしもいえない。したがって、適用にあたっては未解明な部分が残されていることに留意するとともに、モニタリングを並行して実施することにより、水防活動とあいまいなまま洪水等に対する堤防の安全性の向上を図ることが重要である。

3. 堤防設計の基本的な流れ

堤防は洪水が危険区域に湛水することを防止するための施設であり、そのためには洪水等により堤防がその機能を喪失または低下することを回避しなければならぬ。すなわち、洪水等によって生じられる浸透、侵食作用、さらに地震に対して安全な構造を有している必要がある。このことから、堤防に求められる安全に因る機能を、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）とし、整備箇所に応じて所要の機能を確保するよう堤防を整備する。

①耐浸透機能とは、洪水時の降雨および河川水の浸透により堤防（堤体および基礎地盤）が不安定化することを防止する機能であり、全堤防区間で必要とされる。②耐侵食機能とは、洪水時の流水の侵食作用により堤防が不安定化あるいは流失することを防止する機能であり、耐浸透機能と同様に全堤防区間で必要とされる機能である。

一方、③耐震機能については、洪水と地震が同時に発生することは極めてまれであり、上堤である堤防の復旧は比較的容易であることから、本指針においては、洪水時に地震により堤防が沈下し、河川水が堤内地に侵入することによって、浸水等の二次災害を発生させないようにする機能とする。この機能が必要とされる堤防区間は、洪水時の河川水位や潮位が堤内地盤高に比べて高いゼロメートル地帯等であり、堤防の沈下等により浸水が生ずる可能性のある区間である。

なお、樋門等の堤防横断構造物の周辺においても、以上の三つの機能が確保されている必要がある。特に函体底版周辺の空洞化や堤体の緩みにもなる漏水等、浸透問題については個別に十分な点検を行い、周辺の堤防と同じ水準の機能が確保されるよう管理しなければならない。

堤防設計の基本的な流れを図1に示す。まず、①自然的、社会的条件の調査や被災履歴などの既設堤防の安全性に係る点検・調査等により堤防の特性を把握する。それにより、②耐浸透、耐侵食、耐震の各機能の確保が必要となる区間を抽出し、③各機能毎に堤防構造の検討を行う。

樋門等の構造物周辺の堤防については、外観の観察等を実施して安全性を評価するが、この評価には特に高度な知見を要することから、専門家の助言を受けることが重要である。樋門等の構造物周辺の安全性に問題があると考えられる場合には、所要の対策を行う。

4. 堤防構造の検討手順と手法

(1) 検討の手順

堤防構造の検討では、まず堤防整備区間を対象として河道特性や洪水氾濫区域が同一、または類似する区間（以下「一連区間」という。）を設定し、一連区間において高さ、天端幅、のり勾配など堤防の基本的な断面形状（以下「基本断面形状」という。）を構造令などから定める（図1③㉑）。次に、堤防構造の検討を行うため、堤防に求められる機能毎に堤防の耐力の条件（基礎地盤の状況など）を調査して一連区間を細分する（図1③㉒）。その細分区間における堤防構造を検討するため、細分区間毎に代表断面を設定する（図1③㉓）。また、外力ならびに堤防の耐力の条件（堤体の上質強度等）となる諸量を把握するために、堤防の機能に応じて適切な調査を実施する（図1③㉔）。

以上の結果を用いて堤防構造の検討を行う。構造の検討は、基本断面形状をもとに仮設定した代表断面の堤防構造を対象として、機能毎に適切な手法を用いて安全性を照査する。ここで、照査の結果が照査基準を満足しない場合には、強化工法を検討して堤防構造を再設定し、その安全性を確認する（図1③㉕～㉖）。最後に各機能毎の照査結果、強化工法の設計等を調整することにより設計を終了する（図1③㉗）。

(2) 一連区間の設定

一連区間とは、堤防構造の検討を効率的に進めるために設定するもので、一連区間の境界は支派川の分合流箇所や山付き箇所を設定することを基本とするが、河川の特性、地形地質、あるいは堤内地の状況（地盤高等）や想定される氾濫形態等も考慮して分割してもよい。

山付き箇所は、一連区間の設定の基本となる。また、支派川の分合流箇所の多くは計画高水流

鼠の変化点であり、堤防の断面形状が変わる可能性がある地点であるとともに、氾濫区域を分析する地点でもあることから、これを一連区間の境界として設定することは合理的である。

なお、山間狭頸部の堤防のように山付き箇所をほとんど短く短い堤防が断続する場合や支流川が近接して分合流する場合には、河道特性や地形特性を考慮して、いくつかの堤防区間を一連区間と見なしてもよい。

(3) 堤防の基本断面形状

堤防構造の検討にあたっては、まず堤防の基本断面形状を設定する必要がある。性能規定の設計手法であれば、機能さえ満足していれば場所毎に多様な形状を設定することが可能であるが、堤防においては上下流あるいは左右岸の堤防断面形状の整合性が強く求められることから、一連区間内の基本断面形状は原則として同一とする。なお、ここで設定する基本断面形状は、必要最低限の断面であることを留意する必要がある。

①堤防高および天端幅

堤防の高さ及び天端幅は、構造令により設定する。

余裕高は、洪水時の風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇に対する備えであるほか、洪水時の巡視や水防活動の安全の確保、植生や風雨などによる劣化、流水等の流下物によりゲートや橋梁が閉塞することの防止等、様々な要素をカバーするためのものであり、堤防の構造上必要とされる高さである。

天端幅は、堤防の天端が管理用道路として使用されるだけでなく、散策路や高水敷へのアクセス路として広く利用されており、それらの機能増進やバリアフリー化の推進、あるいは水防時の川沿な車両通行の確保、地震災害時の河川水利用等を考慮し、可能な限り広くとることが望ましい。また、水防活動等のため適当な間隔で天端幅の広い箇所を設けておくことが望ましい。なお、構造令に規定されている余裕高及び天端幅は最低限確保すべき値であり、河川の特성에応じて適宜設定する。

②のり面の形状とのり勾配

堤防のり面は表のり、裏のりともに、原則としてのり勾配が3割より緩い勾配とし、一枚のりの台形断面として設定する。構造令では、のり勾配は2割より緩い勾配とし、一定の高さ以上の堤防については必要に応じて小段を設けることとしているが、小段は雨水の浸透をむしろ助長する場合があり、浸透面からみると緩やかな勾配の一枚のりとした方が有利なこと、また除草等の維持管理面やのり面の利用面からも緩やかな勾配が望まれていること等を考慮し、緩傾斜の一枚のりとすることを原則とした。ただし、従来より小段を設ける計画がないような、高さの低い堤防に関してはこの限りではない。さらに、既存の用地の範囲で一枚のりにすると、のり勾配が3割に満たない場合の断面形状については個別に検討する必要がある。

また、小段が兼用道路として利用されている等の理由から、一枚のりにすることが困難な場合には、必ずしも一枚のりとする必要はないが、雨水排水が適確に行われるよう対処することが必要である。

なお、のり面の延長が長くなると雨水によるガリ侵食が助長される場合があるので、雨水排水の処理については注意する。

(4) 設計のための調査

一連区間の細分、構造の検討における安全性の照査を行うために、所要の調査を実施する。調

査の内容は堤防に求められる機能や検討区間の特性等によって異なるため、河川の洪水の特性、河道特性や堤防整備区間の地形地質条件、背後地の状況等を勘案して適切な項目を設定する必要がある。

(5) 一連区間の細分

既往の点検や調査の結果及び設計のための調査等にもとづき、一連区間を堤防構造の検討を行う区間に細分する。細分の観点は堤防に求められる機能により異なるが、堤防の種類（完成、暫定など）、堤内地盤高から見た堤防高、背後地の状況、治水地形分粒、堤体や基礎地盤の土質特性、高水敷の状況、過去の被災履歴などの条件から、堤防構造を同一とする区間として設定する。

(6) 堤防構造の仮設定

細分された区間の中から代表断面を選定し、基本断面形状に基づき、過去の経歴や周辺の堤防構造等を参考に、代表断面の堤防構造を仮設定する。代表断面は、堤内地盤高と堤防高の差が最も大きい等、設計上厳しい条件にある箇所において設定する必要がある。

(7) 設計外力の設定

洪水時の堤防は、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造とする必要がある。計画高水位は河道計画および施設配置計画等の洪水防制計画の基本となるものであり、河川管理施設は計画高水位に達する洪水状態を想定して設計を行う必要がある。また、耐浸透機能については、計画規模の洪水時の降雨も重要な外力である。

成状化の判定に用いる地震力及び慣性力として作用させる地震力には、震度法による設計震度を用いる。この際、地震力の作用方向は水平とする。なお、十分な検証を行える場合などにおいては、数値シミュレーションによる変形解析手法を活用することもできる。

(8) 強化工法の検討

耐浸透、耐侵食機能に関する構造の検討では、まず代表断面において仮設定した堤防構造を対象として、機能毎に適切な手法を用いた安全性の照査を行う。照査の結果が照査基準を満足しない場合には、強化工法を検討し、堤防構造を修正する。

地震を対象とした構造の検討は、耐浸透や耐侵食機能の確保が確認された堤防構造について、地震による堤防の変形が2次災害の発生につながるかを否かについて検討する。その結果、地震に対する対策が必要とされる場合においては、所要の安全性を確保できる構造となるよう強化工法を検討し、堤防構造を修正する。

(9) 堤防構造の調整

個々の機能に必要とされる堤防構造が互いに矛盾する場合や、全体として構造体としてのパランスのとれない堤防構造となる場合には、堤防構造が最大限の効果を発揮するよう十分な調整を図る必要がある。また、環境面にも配慮した上で堤防構造を決定する必要がある。

さらに、縦断方向の構造の連続性や、樋門、樋管等の構造物の配置等を考慮して、一連区間毎堤防が同等の機能を発揮するよう最終的な堤防構造を決定する。決定にあたっては、細分区間毎の堤防構造の連続性に配慮し、境界部が弱点とならないよう留意する必要がある。

5. 安全性の照査

(1) 照査の基本

工学的手法を基本とする堤防の安全性照査では、堤防に求められる機能に応じて、安全性の照

査手法の適用、照査外力の設定、照査基準の設定をそれぞれ適切に行うことが重要である。
 安全性照査の手法については次の手法を標準とし、これらの手法の適用に必要とされる照査外力、照査基準を設定する。

- ・耐浸透機能：非定常浸透流計算及び円弧滑り安定計算
- ・耐侵食機能：設計外力とする洪水による堤防のり面及び高水敷の侵食限界の判別（既設護岸のある場合には設計外力とする洪水による護岸の破壊限界の判別）

(2) 照査外力と照査基準

1) 浸透に対する照査

耐浸透機能の照査では、照査外力として照査外水位と照査降雨を設定する。
 照査外水位としては、計画高水位（当面の整備目標とする洪水時の水位が定められている場合にはその水位）とし、照査降雨としては、計画規模の洪水時の降雨（当面の整備目標として設定する洪水が定められている場合にはその時の降雨）とする。

① 滑り破壊に対する安全性

a. 裏のりの滑り破壊に対する安全性

$$F_s \geq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$$

F_s : 滑り破壊に対する安全率

α_1 : 築堤履歴の複雑さに対する割増係数

α_2 : 基礎地盤の複雑さに対する割増係数

$\alpha_1 = 1.2$

$\alpha_1 = 1.1$

$\alpha_1 = 1.0$

$\alpha_2 = 1.1$

$\alpha_2 = 1.0$

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

※ 築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

2) 侵食に対する照査

耐侵食機能の照査検討では、照査外力として代表流速を設定する。代表流速としては、計画高水位（当面の整備目標とする洪水時の水位が定められている場合にはその水位）以下の水位時において、最も早い平均流速に凸凹等による修正係数を乗じて算出する。

照査基準は以下を標準とする。ただし、河岸防護等の適切な対策がとられる場合にはこの限りではない。

① 堤防表のり面およびのり尻表面の直接侵食について

表面侵食耐力 > 代表流速から評価される侵食外力

② 主流路（庇水路等）からの側方侵食、洗掘について

高水敷幅 > 照査対象時間で侵食される高水敷の幅

6. 機能維持のためのモニタリング

堤防は延長の長い線状の形態を有し、歴史的な経緯を経て構築されてきた構造物であることから、洪水および地震に対する堤防の信頼性を維持し高めていくためには、堤防の保持すべき個々の機能に着目したモニタリングが不可欠である。モニタリングにより機能の低下や喪失が認められた場合、あるいはその恐れがあると判断された場合には、直ちにその復旧や予防措置を講ずるとともに、必要に応じて堤防の構造、材料や設計法の妥当性について再検証することも重要である。

モニタリングとしては、堤防の各部分に変状や劣化が生じていないか、降雨終了後も長期間にわたり水が滲み出していないか、裾筋や河床高に変化がないかなどについて、日常の巡視や調査等により把握するとともに、出水時に堤体及び堤防周辺地盤の挙動、樋門等の構造物周辺の漏水、あるいは堤体内の枝間面の発達状況等を監視、計測すること等が重要である。

モニタリングの方法としては、目視によることのほか、堤防の個々の機能に応じて計器を設置するなどして、出水時に生じた変化などを把握することが望ましい。堤防が洪水あるいは地震により被害を受けた場合には、入念な調査により被害の原因やメカニズムを把握して対策を行うことが重要である。

参考2 浸透に対する安全性照査の基準値について

1. すべり破壊に対する安全性の照査基準

浸透に対する照査の基準は、安定計算にもとづく安全率によって照査するが、「指針」では照査の基準を表のりど真のりに分けて規定している。これは、表裏のり面が最も危険な状態となる時間的条件が異なり、その結果として堤内地に及ぼす影響に相違があるためである。すなわち、真のりが最も危険な時は洪水時の降雨の終了時点あるいは河川水位が計画河川水位近くにあり、この時点で真のりにすべり破壊が発生すれば破堤につながる可能性がある。一方、表のりが最も危険となるのは洪水末期の河川水位が低下する時点で、仮にすべり破壊が生じたとしても洪水氾濫に至る可能性は少なく、また応急対策も比較的容易である。このように、真のりと表のりでは危険となる時点が異なるために堤内地に及ぼす社会的、経済的な影響の程度に相違があり、このことから、すべり破壊に対する安全性の照査基準値が表のりと真のりに分けて設定されている。

(1) 真のりに対する基準値

国内の諸機関が盛土構造物（土構造物）に規定しているすべり破壊に対する安全率の基準値を表一参2.1に示す^{(9)~(10)}。また、諸外国が河川堤防に規定する安全率の基準値を表一参2.2に示す^{(11)~(12)}。両表からは、基準となる安全率を $F_s=1.2 \sim 1.5$ に規定しているものが多いことがわかる。また、国内の盛土構造物の安全性の基準値についていえば、いずれも $F_s=1.2$ である。しかしながら、河川堤防では真のりのすべり破壊は破堤に直結する可能性が高いことから、「指針」では基準とする安全率については $F_s=1.2$ としつつも、築堤履歴の複雑さ、および被災履歴あるいは要注意地形の有無に応じ、これに割増係数 α_1 および α_2 を乗ずることとされている。

築堤履歴の複雑さに対する割増係数 α_1 とは、本手引きの第3章3.2節に示すような標準的な内容や数値の土質調査を実施しても、既設堤防（堤体）の複雑な土質状況を完全に把握できない、いかえれば安全性照査にあたってのモデル化には自ずと限界があるとの認識から規定されたものである。図一参2.1は土質構成の複雑な堤防開削調査断面を対象に、これを忠実にモデル化して求めた安全率と、本手引きの第3章3.2節に示すように3箇所で行った調査を実施して同断面をモデル化した場合を想定して求めた安全率の関係を示したものである⁽¹⁰⁾。この図から明らかなように、両者の平均的な差は0.2~0.3で、ボーリング調査を3箇所で行ったとしても実際の断面の安全率とはこの程度の差異が出ることを示すものといえる。このことから、「指針」では、土質が複雑な場合は $\alpha_1=1.2$ 、土質が単純な場合は $\alpha_1=1.1$ を $F_s=1.2$ に乗ずることとされている。ここで、築堤履歴が複雑な場合は、3回以上の築堤が行われている堤防を対象とする場合、また築堤履歴が単純な場合は、2回以下の築堤でほぼ現状に至った堤防を対象とする場合が目安となるものと考えられる。なお、新設堤防については、堤体材料の土質やその工学的性質が明確なこと、また十分な施工管理のもとで築堤されることを考慮し、安全率の基準値の割り増しは行わないとされている。本手引きの第3章3.2節で標準とする以上の精度で土質調査を実施し、適切にモデル化が行われていると判断できる場合には、 $1.0 < \alpha_1 < 1.2$ の範囲で補正値を設定してよいものと考えられる。

一方、基礎地盤の複雑さに対する割増係数 α_2 については、細分区間内に浸透に起因する堤防

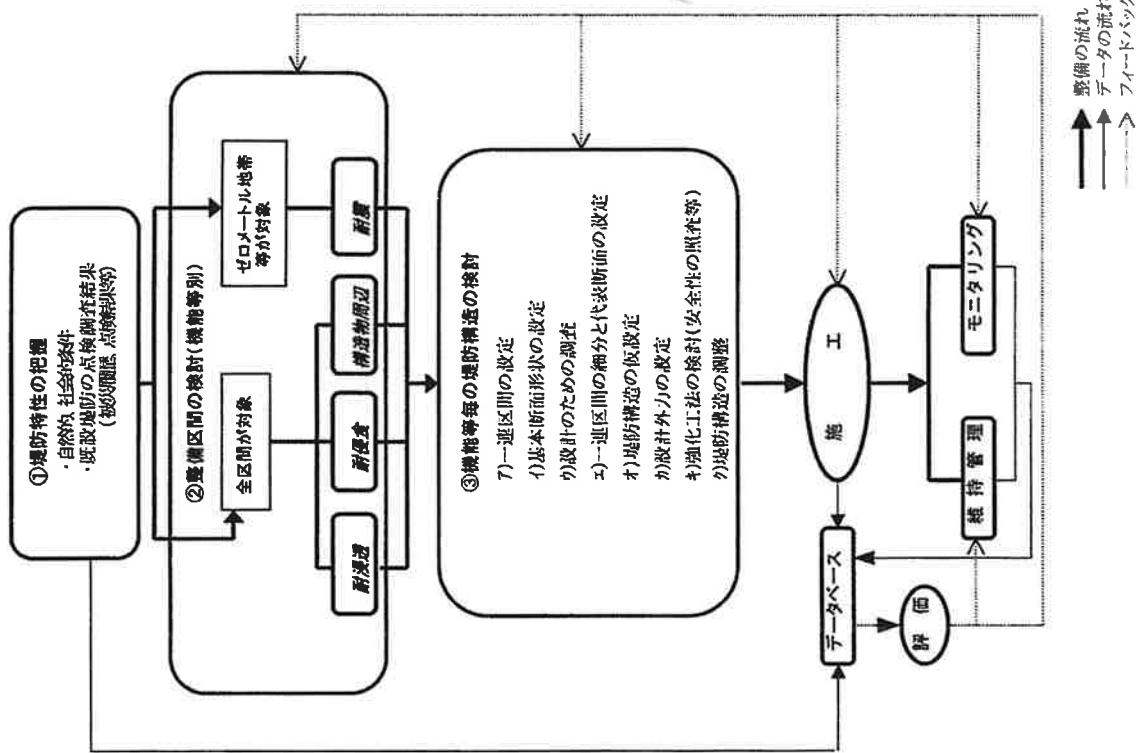


図1 堤防設計の基本的な流れ

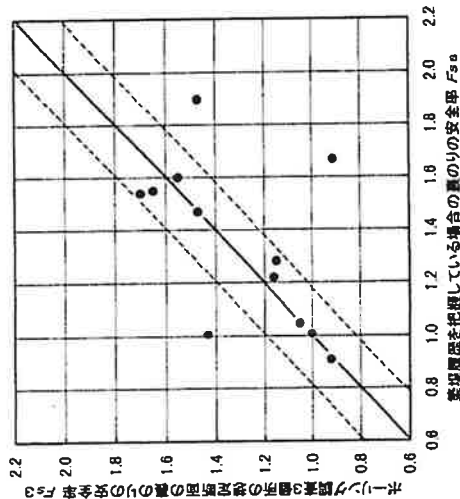


図-2-1 想定断面と実際の断面をモデル化した場合の安全率の比較¹⁷⁾

被害（破壊、のりすべり、バイビング等）の履歴がある場合、あるいは旧河道や落胆等の要注意地形がある場合を $\alpha_s = 1.1$ とし、これがない場合には $\alpha_s = 1.0$ とすることになっている。

このようにして求めた値には、当然誤差が生ずることになるが、実務的には小数点以下2位以下を四捨五入して基準値として差支えがない。

(2) 表のりりに対する基準値

表のりりのすべり破壊は、すでに述べたように、特別な場合を除けば氾濫につながるおそれはない。そのため、「指針」にはすべり破壊に対する安全率の基準値として、オランダ¹⁸⁾やアメリカ¹⁹⁾で標準としている $F_s = 1.0$ を標準として採用されている。

2. 浸透破壊(バイビング破壊)に対する安全性の照査基準

(1) 透水性地盤で被覆土層がない場合

バイビング破壊(浸透破壊)に対する安全性の照査基準として考えられるのは、限界動水勾配にもとづくものや限界流速にもとづくものである。後者の代表的なものが洪水時の浸透水の流速を求め、これを図-2-2²⁰⁾に示すような Justin 等の限界流速と照査することにより照査を行うものであるが、公表されている限界流速値は均一粒径での実測値であり、提案者によるパラッキも大きく、「指針」には、限界動水勾配が照査の対象として採用されている。すなわち、バイビング破壊に対する安全性の照査対象は、基本的には粘着力 c を有さない砂質土あるいは礫質土で、このような上における限界動水勾配 i_c は、

$$i_c = \frac{\rho_w \gamma_w}{1 + e}$$

ここに、 i_c : 限界動水勾配
 ρ_w : 土粒土の密度
 e : 間隙比

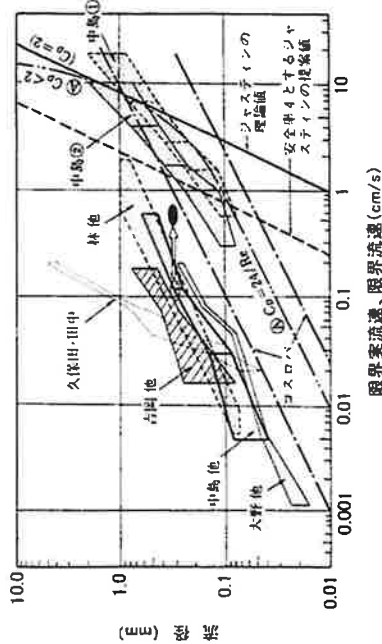


図-2-2 限界流速の算例²¹⁾

によって求めることができる。ここで、一般的な値として、土粒子の密度 $\rho_s = 2.6 \sim 2.8$ 、間隙比 $e = 0.7 \sim 1.0$ を与えると、限界動水勾配は $i_c = 0.8 \sim 1.0$ 、概ね $i_c = 1.0$ である。このため浸透破壊(バイビング破壊)に対する安全性の照査の基準としては、局所動水勾配 i の最大値が1を超えない、すなわち $i < 1$ が目安となる。オランダの河川堤防では局所的な限界動水勾配 i_c を $0.9 \sim 1.0$ とした上で、 $i < 0.5$ を満足するような基準値が設定されており²²⁾、「指針」においても局所動水勾配の最大値 i (鉛直方向、水平方向とも) について $i < 0.5$ が照査の基準値として採用されている。

(2) 透水性地盤で被覆土層がある場合

裏のりり近傍の基礎地盤が砂質土、礫質土で構成されるような透水性地盤で、かつその上位に粘り土が被覆される場合には、基底面に作用する揚圧力 W によって被覆土層が破壊することがあり、このような場合には被覆土層(粘性土)の重量 G と被覆土層(粘性土)の基底面に作用する揚圧力 W を比較することによって安全性を照査する必要がある。モデル断面を対象に浸透流計算によって試算した被覆土層厚と局所動水勾配の関係を図-2-3に示す²³⁾。局所動水勾配は、裏のりり地表面とその直下の節点の水頭差をその距離(0.5mで除して算出したものである。したがって、被覆土層厚が0.5mのモデルではその底面と地表との水頭差、層厚が1.0m以上のモデルでは被覆土層内の水頭差をもととしている。同図から明らかのように、被覆土が分布する場合には裏のりり土の局所動水勾配は相当大きくなり、先の基準値0.5を容易に上回る。しかしながら、粘性土(被覆土)は上塊として水頭差に抵抗するので、ここで局所動水勾配が基準値を超えたこと(指針)でバイビング破壊に対して安全ではないとの判定はできない。このようなことから、「指針」では、堤防裏のりり土に接して堤内地の表層に被覆土層が分布する場合には、被覆土層の重量 G とその基底面に作用する水頭(圧力水頭) W を比較することによって安全性を照査し、この場合の基準値として $G/W > 1.0$ を標準とすることとされている。

なお、堤防高が10m以下で、被覆土層厚が3m程度以上の場合や粘性土地盤の場合にはバイビング破壊に対する安全性の照査は原則的には不要である。

参考3 堤防に適用されている非破壊調査法¹⁾

調査法	主たる調査対象	原理	調査・解析手法	制約条件	適用性
高密度電気探査	堤防および基礎 地盤表層の土質 構造	粒子によって電気的性質が異なることに着目し、人工的に電流を流し、解析は有限要素法による。解析は有限要素法による。解析は有限要素法による。解析は有限要素法による。	適当な間隔で電極を設置する。電極を移動させて測定を繰り返して、コンクリートで被覆されている場合には適用できないが、側孔が可能であれば水中、養育時の調査は避ける。アラマルトやコンクリートで被覆されている場合には適用できないが、側孔が可能であれば水中、養育時の調査は避ける。	調査可能な深さは5～100m。1日あたり100～300mの調査が可能。飽和度が高い場合や地下水面下では記録が不明瞭。	調査可能な深さは5～100m。1日あたり100～300mの調査が可能。飽和度が高い場合や地下水面下では記録が不明瞭。
浅層反射法弾性波探査	堤防および基礎 地盤表層の土質 構造	地表で人工的に地震波を生じさせ、地下の地質境界で反射波を捉えることにより、地下の地質状況を把握する。	2～5m間隔で地盤計を設置し、同間隔で起振する。	平坦地での調査が望ましい。起振にハムスターを用いるための若干の騒音がある。	調査可能な深さは5～100m(日幅として60～70m)で、2～3mの浅部の調査は不可。1日あたり100～300mの調査が可能。分解能は浅部で1m程度。
連続波レーダー探査	堤防および基礎 地盤の上質構造 海岸、構造物下の空間	電磁波の反射現象を利用して、地下の地質境界を探査する。探査深さは送信機と受信機との距離の半分程度である。送信機と受信機との距離を短くすることで、探査深さを改善するために開発された波形状をパルス波で送信する。送信機と受信機との距離を短くすることで、探査深さを改善するために開発された波形状をパルス波で送信する。	送信アンテナから地中に送信用アンテナを受け取り、反射波を受信する。送信アンテナを受け取り、反射波を受信する。送信アンテナを受け取り、反射波を受信する。	コンクリートの厚さが1m以上の場合、調査が不能。鉄筋間隔が15cm以下の場合には、調査が望ましい。平坦面での調査が可。	調査可能な深さは10～20m程度。1日あたり数100mの調査が可能。地盤の調査は50～100cm程度(土質)は、調査が望ましい。平坦面での調査が可。
地下レーダー探査	海岸、構造物下の空間	電磁波の反射現象を利用して、地下の地質境界を探査する。探査深さは送信機と受信機との距離の半分程度である。送信機と受信機との距離を短くすることで、探査深さを改善するために開発された波形状をパルス波で送信する。	測定はアラマルト法。地下中の電磁波速度を求め、解析は反射法地震探査と同様の方法。	コンクリート厚は1m程度まで。調査可能な深さは2m程度。1日あたり数kmの調査が可能。鉄筋間隔が15cm未満の場合には、調査が望ましい。千鳥配列のアンテナ配列の組合は調査不能。平坦面での調査が望ましい。	調査可能な深さは2m程度。1日あたり数kmの調査が可能。鉄筋間隔が15cm未満の場合には、調査が望ましい。千鳥配列のアンテナ配列の組合は調査不能。平坦面での調査が望ましい。

1)建設省河川局治水課・建設省土木研究所河川研究室・河道管理のための点検技術に関する研究、第52回建設省技術発表会、1998

参考 4 連通試験の方法

ここに示す連通試験は、原則として杭基礎構造物に適用されるものであり、構造物の一次評価(診断)後の処置判断において必要性が認められた箇所を実施する。

1. 構造物の条件と試験法

1.1 連通試験の大原則

連通試験は、構造物に沿った空洞や水みちの有無あるいはその連続性を確認するものであって、漏水を生じる限界圧力を求めるためのものではない。また、試験によって新たな水みちを生じさせてはならない。

したがって、試験にあたっては以下の事項を大原則とする。

《連通試験の大原則》

①試験圧力の制限

空洞の存在が想定され、かつ矢板による仕切りがあるとき、1箇所の矢板の両側に加えて良い圧力差は1m以下とする

②削孔時に作用する水圧の制限

ボーリングによる削孔の場合、削孔が空洞に到達した時は孔内水の高さ分の水圧が作用するが、この圧力を極力小さくする

③底版からの湧水の抑止

底版削孔で湧水のある場合、削孔直後の圧力解放によって地盤が乱されることを防ぐため、直後に水を立ち上げ湧水を止める措置をとる

1.2 連通試験の方法

試験法には底版削孔法とボーリング法があり、外観観察および箇内観察の結果を充分参考にし、構造物の条件等によって使い分ける。

(1)箇内作業ができて内空断面があり、箇内排水が可能、かつ底版下水圧水頭が敷高面からの高さ1m以下の場合
…… 底版削孔法

(2)断面が小さいか排水が困難の場合
…… ボーリング法

(3)常時水位が敷高面より1m以上ある場合
…… ボーリング法

なお、削孔した箇所については、その後のグラウト注入孔や空洞の進行観察の監視孔(主ニター孔)としての利用を検討する。

樋門等の構造物周辺は、構造物と堤体、基礎地盤との物性の違いによる相対的鉛直変位の差異から構造物の底版周辺に緩みや隙間を生じやすく、これが発達すると空洞となり、最も漏水経路となりやすい部分となる。

両内での削孔、測定等の作業が可能な大きさは概ね内空高さ1.3m以上であり、比較的容易に水処理が可能な場合は、両内で底板削孔を行って試験孔を設ける。

一方、両内での作業条件が厳しい場合は、堤体上から随門側面に沿って底板側面にボーリング孔を掘削し、底板下数10cm範囲を測定区間とする試験孔を設ける。ボーリングの位置の選び方によっては、胸壁の底板を掘抜いて空洞に直接連する試験孔を設けることができる。

ボーリングによる場合は、掘進のために使用する泥水圧が試験時の水圧に比べて非常に大きくなることを避けるために、極力孔口位置が低くなるように位置を選定しなければならない。

2. 試験孔の位置

試験孔は次の位置に設けることを標準とし、漏水状況や矢板位置などの構造物の条件によって変更する。

- (1)川表胸壁矢板の前後 2孔
- (2)中央止水壁矢板の前後 2孔 (底板削孔の場合のみ)
- (3)川裏胸壁矢板の前後 2孔

随門、水門等が単連の場合は躯体中心線上に孔を設ける。2連の場合はいずれか一方の中心線上に設ける。3連あるいはそれ以上の場合は、上下流いずれか一方の中心線上～壁寄り

に設置する。

なお、比較のために、連続する堤防にも最低1箇所の試験孔を設けることが望ましい。

試験孔の位置および構造の概念図を図-参4.1および図-参4.2に示す。試験孔の孔径は65～90mmとする。

なお、感潮河川の場合、あるいは洪水時の観測をも行う場合は河川水位も併せて測定することが望ましい。

また、構造物周辺とそれ以外の部分を比較するために、連続する堤防にも試験孔を設けることが望ましい。その場合は、構造物設置時の埋め戻し範囲を避けるため、上流側あるいは下流側に埋め戻し高（構造物底面から堤防天端までの高さ）程度以上離れた位置に試験孔を設けるのがよい。

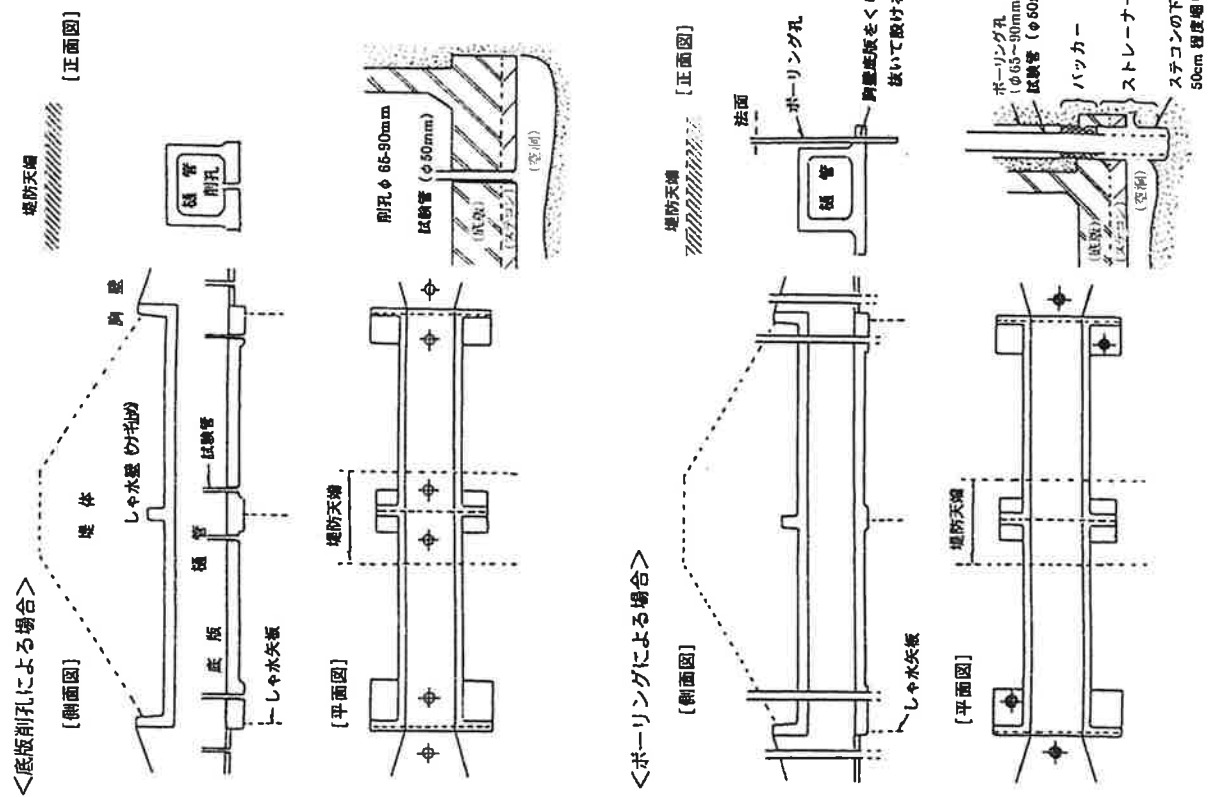


図-参 4.1 連通試験の実施位置と試験孔の配置

3 試験用資材の準備

以下の資材を準備する。水位測定は水位センサーが多い場合は水位の自動測定および自動記録とするのが望ましい。

- ・試験管 (φ50mm 程度、長さ 1.0~1.5m)
- ・止水時の立ち上げ管 (長さ 0.5~1.5m；底版開孔の場合のみ)
- ・水位トランスジューサー
- ・データロガー (サンプリング間隔 10 sec 以下)
- ・注水用設備 (流量を 1リットル/min 程度で調整可能なもの)
- ・孔壁保護管 (φ50mm 程度、長さ 0.5~0.8m；底版開孔の場合のみ)
- ・藍水材 (バッキー、ター、コーティング剤など)
- ・空調測定器



・左から、錆防止保護管、アクリル製試験管、試験管および底版開孔の塩ビ管、空調測定器(2種)

写真-参 41 試験用資材の例

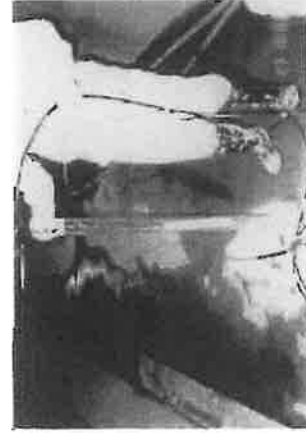


写真-参 42 水位トランスジューサー

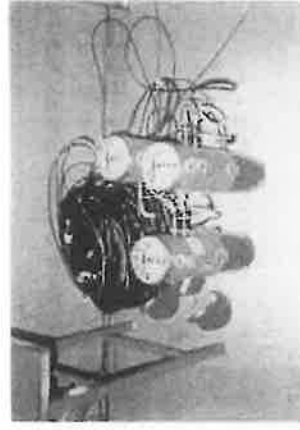
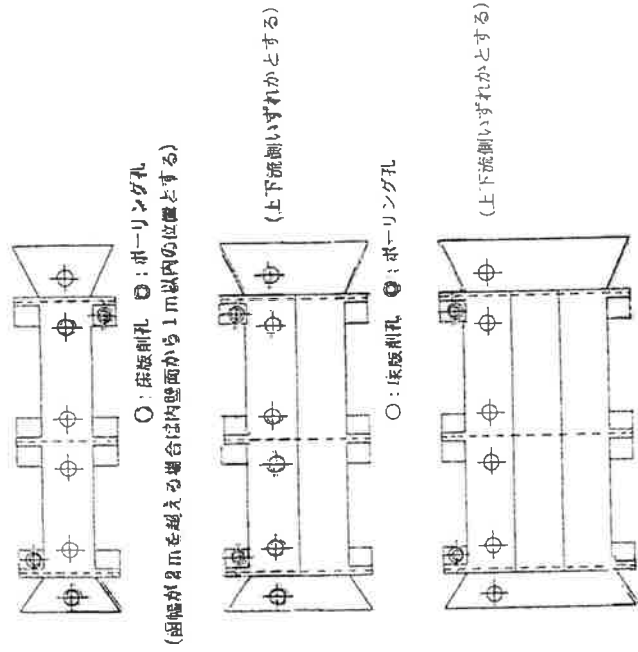


写真-参 43 データロガー



[単連閘門の場合]

[2連閘門の場合]

[3連閘門の場合]

(水印きに設置する孔は底版開孔とボーリング孔で同一位置とする)

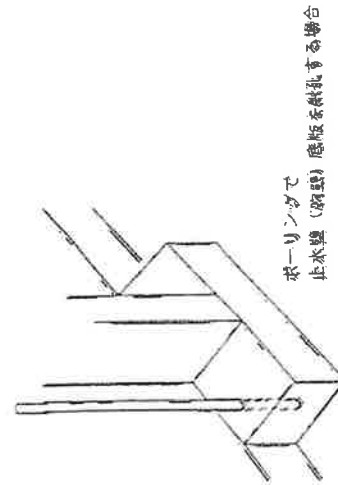


図-参 42 2連、3連閘門の場合の連通試験孔の配置

4 底版削孔および空洞観察
4.1 上部鉄筋の探査

上部鉄筋を極力破断しないために、超音波探査器等によって位置を確認し、鉄筋のない位置で削孔することから望ましい。

- ・鉄筋探査器による測定
- ・削孔位置を中心として 60cm × 60cm を探査する



写真-参 4.4 鉄筋探査器による測定

4.2 削孔時の湧水状況確認

削孔時に湧水がある場合は、削孔直後の圧力解放によって地盤が乱れることを防ぐために、直ちに管を立ち上げて湧水を止めるように湧水高さを記録する。
管内の水位が落ちた後に次の作業に移る。

底版削孔直後に被圧した水が孔口から湧出する場合には、その状況を素早く観察した後、孔口より数 10cm ~ 1m 程度高い管を立てて測定常とし、管内の平均水位を確認し、初期水位とする。
初期湧水について孔栓と湧き出し本柱の高さを測定し記録するものとする。

4.3 空洞観察

コンベックス、空洞測定器等により底版下の空洞の大きさ、奥行きを測定する。空洞測定器には図-参 4.3 のようなものを用いるとよい。
測定結果は図-参 4.4 のようにまとめる。
その後、ファイバースコープ等により空洞の状況を直視観察するとともに、写真に記録す

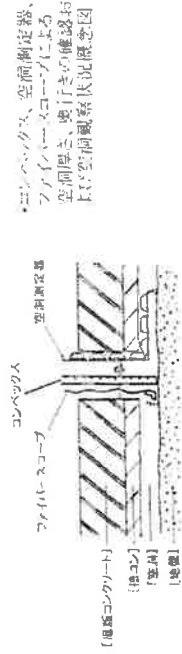


図-参 4.3 空洞の大きさ、奥行き測定



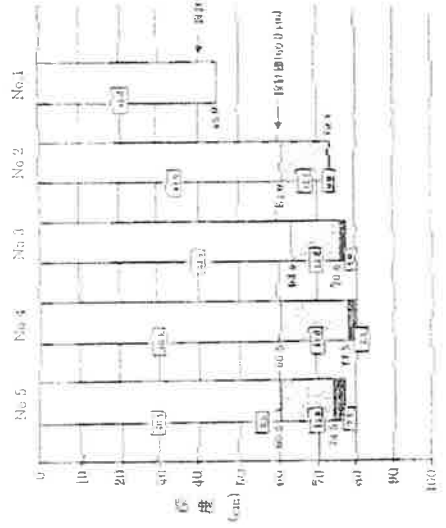
写真-参 4.5 ファイバースコープ(カメラの装備)



- ・底版コンクリートとクラウト列の間の空洞が明瞭に捉えられている
- ・コンベックス測定による空洞厚さは 2cm 程度である

写真-参 4.6 ファイバースコープによる写真

《底層部》 (木明き部)



測定概要図

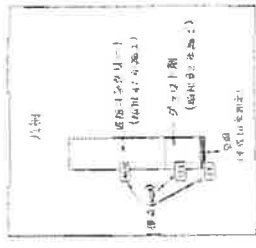
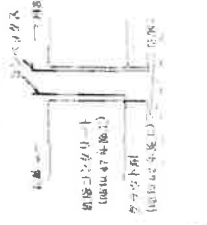
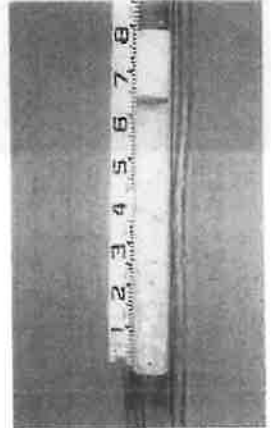


図-4-4 コンベツクスによる空洞厚の測定例

4-4 底層状況の確認

測孔したコンクリート厚さ方向に並べ、底層厚さ、コンクリート厚さを確認することには、(1)内で
 実施した厚さと比較して空洞状況を確認する。その際、写真に記録する。



・左側の底層上面
 ・試験コンクリート厚は約60cm、
 コンベツクスの厚さは約10cmで
 ある

写真-4-4 測孔後のコア写真

5. 試験管および水位計設置

試験管は深さ50mm程度とする。試験管と底層の間の隙間から漏水しないように、パッカー、
 シール、コーティング剤などにより確実な止水を行う。
 掘削内に立ち上がる部分は、水位変化を目視観察できるように、透明アクリル管などを利
 用し、測定管には拡大をつける。
 水位計には、電気式の水位トランスジューサを用いる。測定記録はデータロガーに収録し、
 現場でチェックできるようにする。データロガーのサンプリング間隔は10sec以下とする。

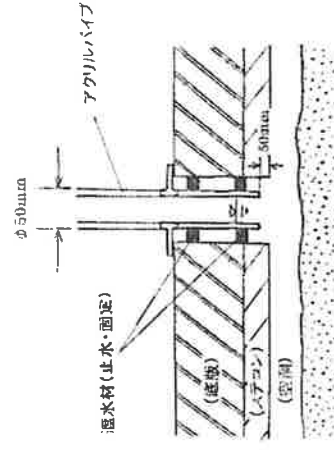


図-4-5 試験管設置概念図



写真-4-8 アクリル製試験管の立ち上げ

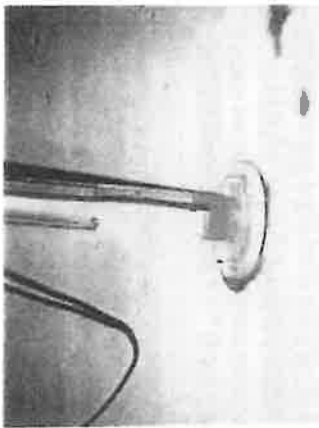


写真-4-9 試験管内の水位

6. 予備試験および本試験

6.1 予備試験

予備試験は、注水量を変化させながら注水孔の水位を聴測し、水位がほぼ一定となって安定した注入状態となるときの水位および注水量を求めたものに行うものである。

調節可能な最小注水量でなお管口から溢流する場合は溢流量を測り、これを差し引いたものを注水量とする。

連通試験は、注水孔の水位を一定に保ったときの測定孔の水位の聴音を求め、これを原則とする。このため、予備試験において注水孔水位が測定管の範囲内で定水位となるように注水量を調節する。

調節できる最小注水量でも管口から溢流する場合は溢流量を測定し、最小注水量からこれを差し引いた分を、管測定水位に対する管内流入量とみなす。

ボーリング孔を用いる場合も原則的には同様であるが、底取側孔の場合に比べて孔内で水位変化を測定できる区間が充分あるため注水量を大きくする場合は調節は少ない。しかしながら、周辺に比べて非常に大きな水圧を局所的に働かせると、その周辺に上中の浸透破壊や侵食を引き起こすおそれがあるため、初期水位に対して1m程度以内の水位変動を与えらるゝことと望ましい。

複数の注水孔において、水位上昇量を同一にするために注水量を調節することが望ましいが、そのために適切な注水量の範囲が著しく広がる場合は、同一注水量での異なる水位上昇量を求めてもよい。

6.2 本試験

6.2.1 試験の基本過程

本試験は、まず、各孔の初期水位を把握する。次に、常時水位より1m以内程度の水圧を作用させた時の、態水反振を繰り返す水みちの連続性、および矢板を抜まない状態で水みちの連続性を把握するために行う。

本試験では予備試験から求めた注水量を注水孔に加えて一定の上昇水位を保ち、同時に他の複数の測定孔の水位を測定する。注水孔の定水位を5～20分程度保った後、注水を停止し、測定孔の水位の低下（回復）過程を測定する。各孔水位が初期状態に復するが、相互の関係が明確にきた時点で試験を終了する。

測定時間間隔は10sec程度とし、注水孔と測定孔を同時に測定する。注水孔の水位は常時水位より概ね1m以内とする。測定孔の水位は聴音が常時水位より30～50cm程度でも良い。注水時間は、注水孔と測定孔の水位変動の関係が求まる範囲内とし、一定量注水時間は20分を越えない範囲とする。一定水位を保つ注水時間を20分程度以内とするのは、経験的に、注水時間が長くなると水圧によって空洞の狭隙部などでは上層の移動、空洞壁面の崩壊などを生じ、空洞の状態が変化するという恐れがあるためである。

注水量は40リットル/分以内を目安とする。実際に管内に流入する水量が小さく制御したい場合は、溢流量を差し引いて注水量とするが、注水を停止したときの水位回復過程を重点的に測定する。

樋門等構造物の規模に応じて、注水孔から相当遠方にある測定孔の水位測定は除いても良いが、この場合は適当な時間間隔で手動の水位測定を行って、応答の有無と概略の変化を把握しておくものとする。ボーリング孔による場合も同様である。

回復過程の測定は、各孔水位が水位上昇量の10%程度以下まで回復するか、相互の関係が判明できた時点で終了する。

6.2.2 試験の孔間相互回復

注水孔と測定孔を順次変えて本試験を繰り返す。

構造物周辺の空洞は試験孔の位置に対して一様あるいは対称的な分布形状とは限らず、表・裏の方向に対しても水の流れやすさが異なることもある。このため、各孔を順次注水孔として試験を繰り返して行い、構造物全体における水みちの状態に関するデータを得るものとする。ボーリング孔による場合も同様である。ただし、いくつかの孔への注水による試験結果から空洞規模、連通状態が明らかとなった場合はこの限りではない。試験孔配置および測定例は本文第7章の図7.3.11、図7.3.12に示した。

また、棒状のもの（ピストン）を注水孔内に挿入して上下すれば孔内水位が昇降し、一種の水圧パルスが発生し、空洞で連通した近接孔の水位には揺動が確認されるので、このような簡便な方法を併せて実施することも重要である。

なお、川表側に計画高水位程度の水圧を作用させて実際の洪水に近い状態とすることも考えられるが、その場合は空洞の状況、作用する動水勾配などを充分に検討した上で、空洞、水みちを発達させないことを前提に実施の可否を決定する必要がある。

7. 試験結果のとりまとめおよび解釈

7.1 連通試験結果のとりまとめ

連通試験においては構造物形状と各孔の正確な位置関係を記録することが基本である。試験結果のデータは「自動記録したデータ」あるいは手動観測の「データシート」を原記録として保存するとともに、「基本水位応答図」と「応答相関図」に表現する。

試験結果のデータシートの例を要一参4.1に示す。データシートには削孔時の空洞観察結果なども記入する。

以下では、A樋門での試験結果を事例として連通試験結果のとりまとめ方法を示す。

「基本水位応答図」(図一参4.6、図一参4.7参照)は、注水孔に注水を始めてからの時間経過に対する、注水孔と観測孔の各々の水位の変化を表したグラフである。この図から、図一参4.8に示すように、注水孔と観測孔の水位上昇量、観測孔水位が上昇し始めるまでのタイムラグ、注水停止

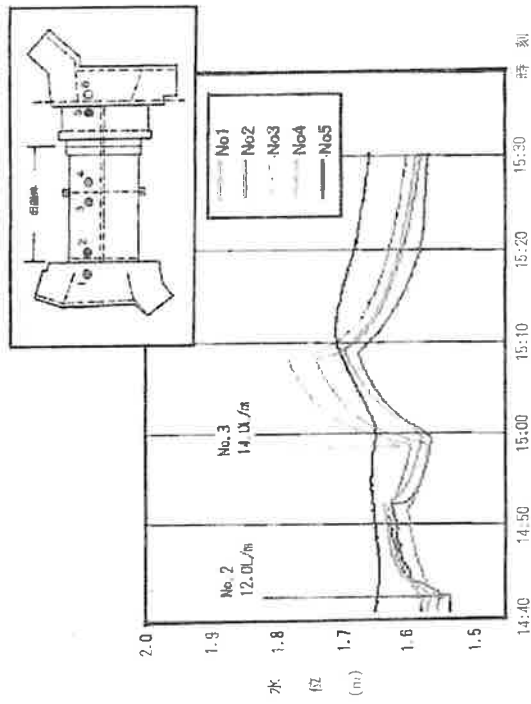


図-参 4.7 通過試験結果基本水位応答図(図-参 4.6 の部分拡大)

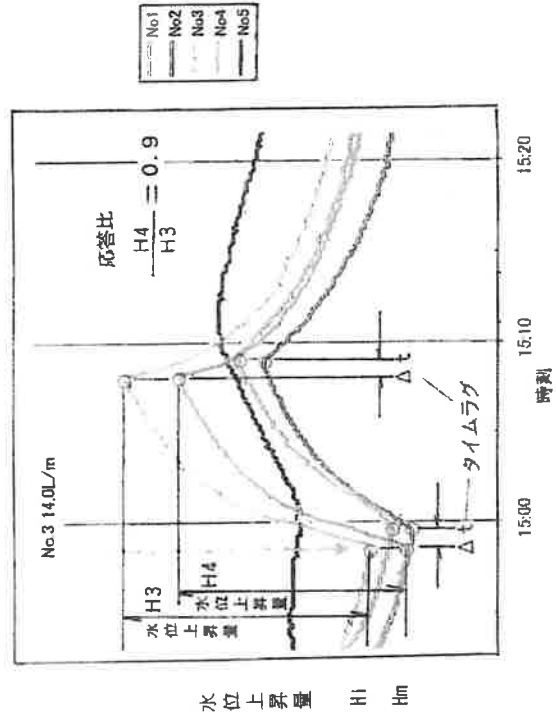


図-参 4.8 水位上昇量、応答比、タイムラグの読み取り(A:樋門)

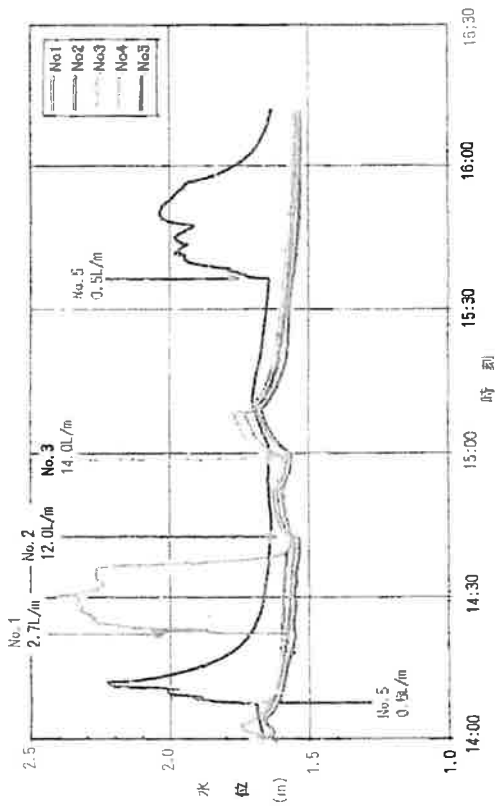
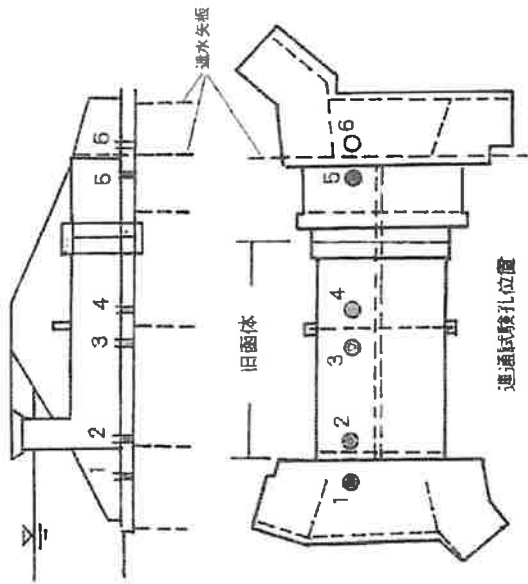


図-参 4.6 通過試験結果(事例1: A樋門)

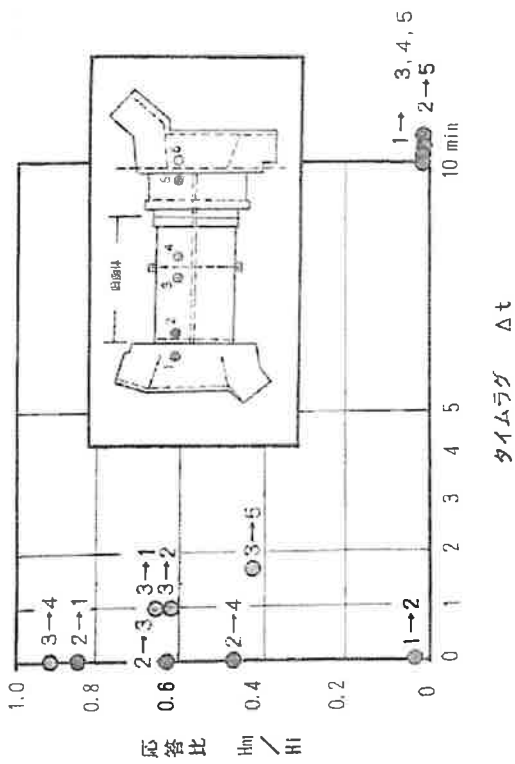


図-参 4.11 応答相関図3 (A樋門)

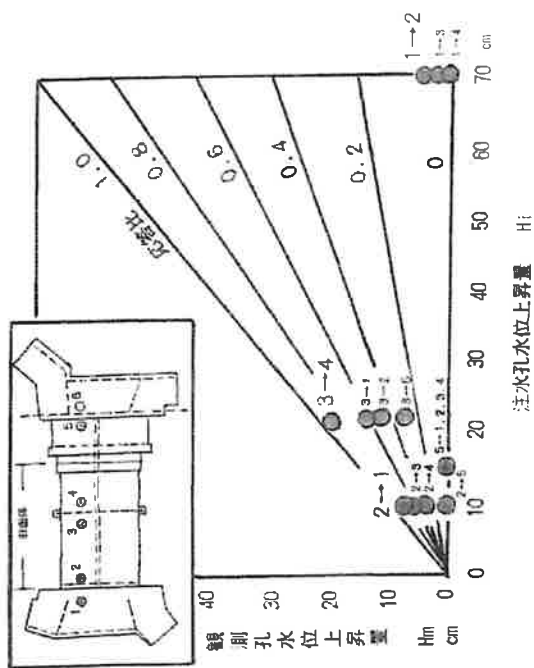


図-参 4.9 応答相関図1 (A樋門)

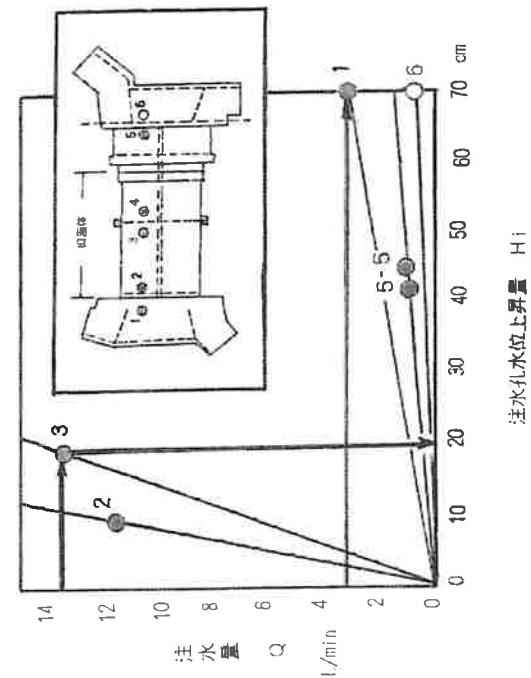


図-参 4.10 応答相関図2 (A樋門)

7.2 連通試験結果の解釈と活用

連通試験の結果から、空洞状況、各箇所ごとの床板の遮水機能の状況、川表、川裏、川裏への出水口の有無等を判断できる。

連通試験結果の判定の流れを図-参 4.12 に示す。「基本水位応答図」から「応答相関図1～3」を作成し、順に判定していく。

以下では、A樋門でのとりまとめ結果を事例として連通試験結果の解釈と活用方法を示す。A樋門の場合、床版下には一般に数 cm の空洞があるが、旧団体の空部、およびそれぞれの矢板の機能状況には、図-参 4.13 のように違いがみられる。

旧団体の中央部には機能している遮水矢板はない。川裏側の「側方に並列した矢板」は十分に機能し、No. 6 孔には空洞があるが、他の孔と完全に遮断されている。一方、川表側側面下の矢板は、その端部が緊密な状態で下に止まっていて、空洞が矢板の端を回すようになっていて、遮水水の機能を果たしていない。

これらのことから、A樋門では、洪水時の河川水が川表の空洞に侵入すると、川裏の側方張床板だけで高い水压の水を支えなければならず、川裏側の地盤や水路底に漏水が発生する恐れがある。この状況を図-参 4.14 に示す。

高い圧力水頭を持った河川水が川裏側に到達するときには、川裏部の土盛りに対するアップリ

ブドボイリシクスの発生、クリープ比から見た必要経路長さの不届の点から、いすいに引いても
 安んが確保できない。

他の同門における連通風密結果の事例を図-参 4.15~図-参 4.17に示す。

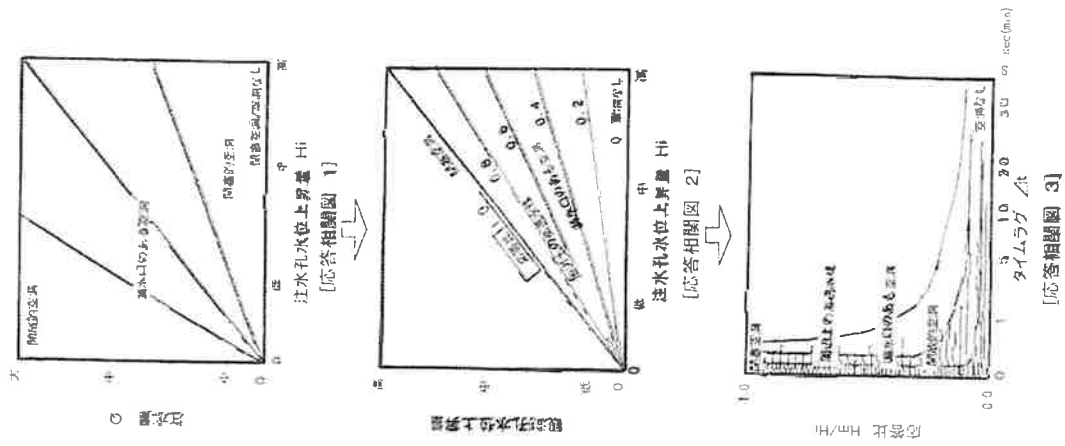


図-参 4.12 連通試験結果の判定の流れ

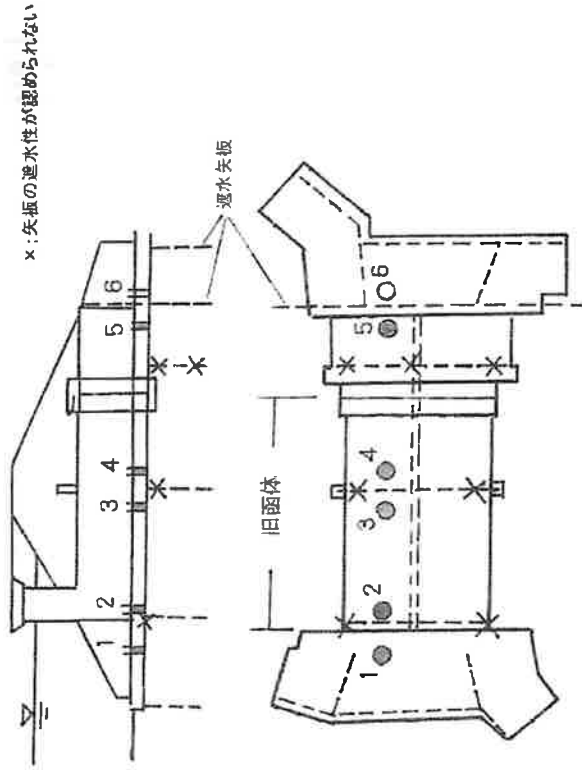


図 参 4.13 連通試験孔位置と逆水性指標の判定(A種門)

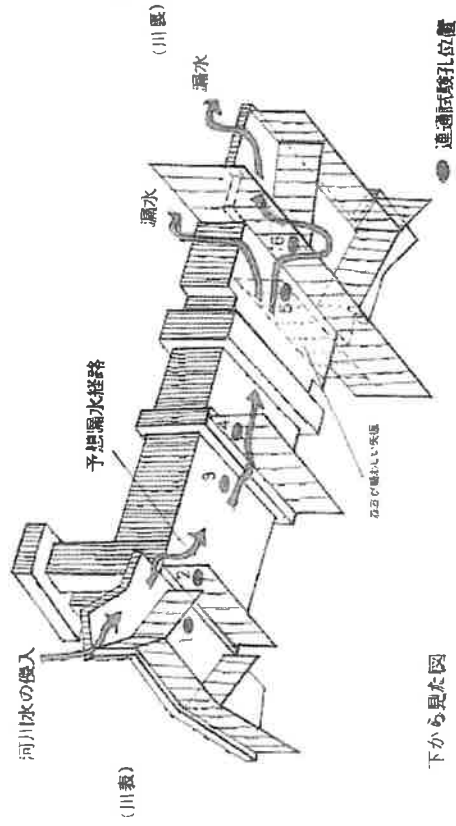
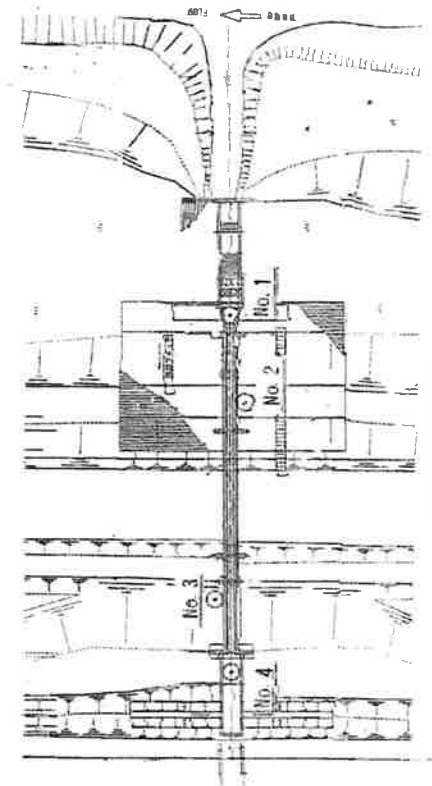
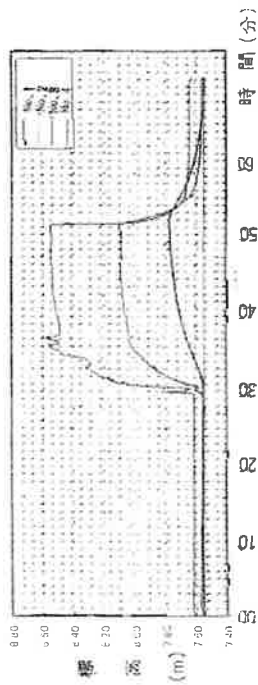


図-参 4.14 長時間の高水で感念される漏水の発生(A種門)

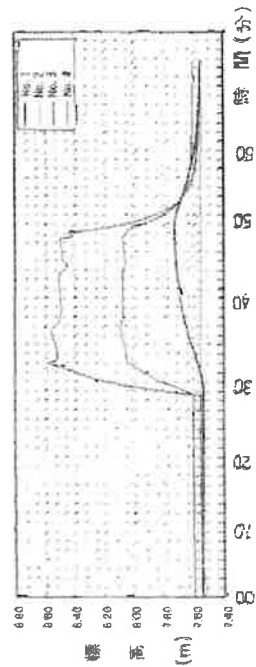


連通試驗孔位置

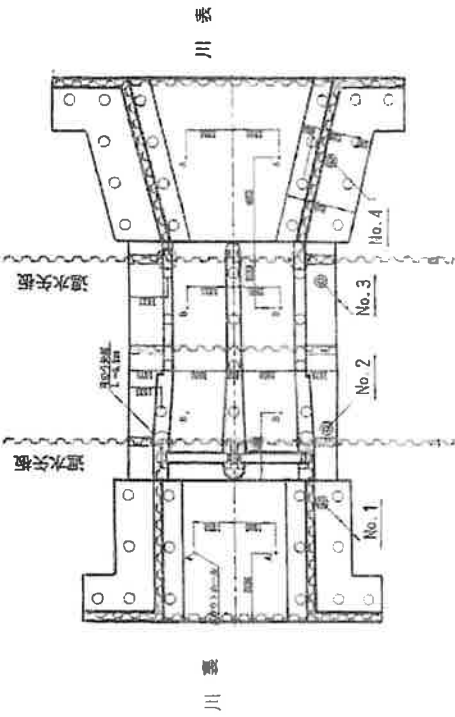
No. 4 注水



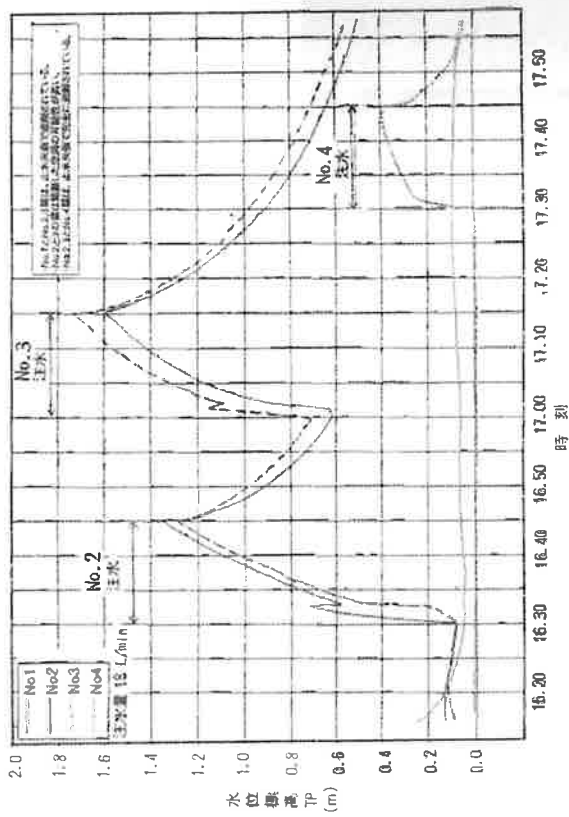
No. 3 注水



圖參 4.15 連通試驗結果(事例2、口補門)



連通試驗孔位置



圖參 4.16 連通試驗結果(事例3、C補門)

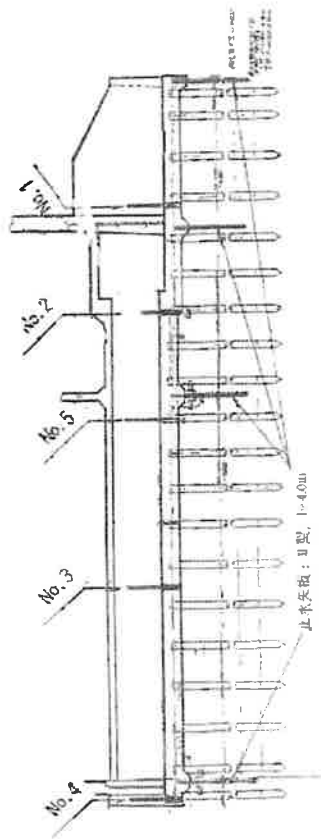
8. 試験後の孔の処置

逆通試験に用いた底版の孔は、その後の空割および水位のモニター孔として用いることを原則とする。あるいは空割充填グラウトの注入孔として活用した後、再び閉孔してモニター孔とする。

モニター孔は計測器を設置する場合、または設置しない場合も底版下からの上向きの水圧に十分対抗する構造とし、管内に著しく突出することのない鋼製の蓋を設ける。

底版下の水圧は観高面に対して一般に被圧状態にあるので、閉孔を放置してはならない。どのような場合にも孔口にも丈夫な蓋を設けなければならない。

尾体の上からポーリングして設けた孔は、原則としてグラウトにより完全に充填するものとする。空割、水位のモニター孔として用いる場合は、水圧型の計器とし、できるだけ孔を充填する。河川の高水時に空割内の水圧は河川水と同程度の高さになることがあるので、特に堤内掘削の低い位置、裏小梁より下、のり尻部のポーリング孔は解放状態にしてはならない。



逆通試験孔配置

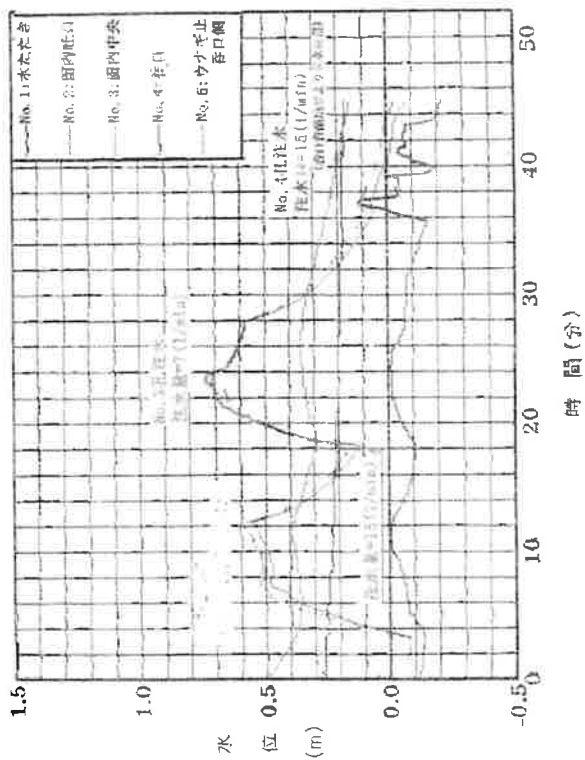


図-参 4.17 逆通試験結果(事例4:D極門)

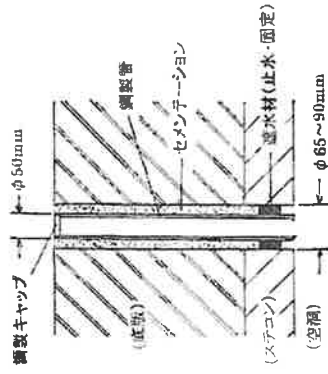


図-参 4.18 孔壁保護管設置概念図



写真-参 4.10 鋼製保護管およびキャップ



写真-参 4.11 設置後の状況

9. 専門家による所見表

本点検システムにおいては、一次評価（診断）および二次評価（診断）において、専門家の所見を求めることとしている。所見の内容は、表-参 4.3 に示すような様式に記載するとよい。

表-参 4.2 専門家による所見表

河川名： _____ 施設名（橋門・水門名）： _____
 <現地診断>（一次診断）

診断年月日： _____年 _____月 _____日	専門家氏名： _____
所見： _____ _____ _____ _____ _____	

<二次診断>

診断年月日： _____年 _____月 _____日	専門家氏名： _____
所見： _____ _____ _____ _____ _____	

最近30年間(1992-2021)における国内河川の堤防決壊の原因 【直轄河川】1992-2021

管理者	水系名	河川名	地名	被災日			左右岸	距離 (km)	洪水要因	決壊原因
				年	月	日				
北陸地方整備局	越前川	越前川	新潟県糸魚川市上刈	1995	7	11	右	2.60	平成7年7月11日水害(梅雨前線)	浸食
東北地方整備局	阿武隈川	杉田川	福島県二本松市前田	1998	8	27	右	0.00	8月末豪雨	越水
東北地方整備局	阿武隈川	杉田川	福島県二本松市舟石	1998	8	27	左	0.00	8月末豪雨	越水
東北地方整備局	阿武隈川	阿武隈川上流	福島県二本松市舟石	1998	8	28	左	61.10	8月末豪雨	越水
東北地方整備局	阿武隈川	阿武隈川上流	福島県郡山市和田町八丁目	1998	8	30	左	77.86	8月末豪雨	越水
東北地方整備局	阿武隈川	阿武隈川上流	福島県須賀川市浜籠	1998	8	30	左	99.50	8月末豪雨	越水
東北地方整備局	阿武隈川	荒川	福島県福島市上名倉	1998	9	18	右	8.21	台風5号	浸食
東北地方整備局	懸上川	懸上川	山形県釜川村観音寺	2004	7	17	右	15.40	平成18年7月17日発生(梅雨前線)災害	越水
近畿地方整備局	円山川	円山川	兵庫県姫路市立野	2004	10	20	右	13.20	平成16年10月発生災	越水・浸透
近畿地方整備局	円山川	出石川	兵庫県姫路市出石町鳥居	2004	10	20	左	5.40	平成16年10月発生災	越水・浸透
中部地方整備局	天龍川	天龍川上流	長野県上伊那郡箕輪町松島北島	2006	7	19	右	204.80	平成18年7月豪雨	浸食
東北地方整備局	子吉川	子吉川	秋田県由利本荘市荒町地先	2011	8	24	右	10.40	前線性豪雨	越水
東北地方整備局	子吉川	石沢川	秋田県由利本荘市船瀬地先	2011	8	24	左	0.00	前線性豪雨	越水
近畿地方整備局	新宮川	相野谷川	三重県南牟婁郡紀宝町高岡	2011	9	5	左	1.90	平成23年9月発生災(紀伊半島大水害)	背水面圧による崩壊(転倒)
北海道開発局	十勝川	菅野川	北海道室蘭市東倉更地先	2011	9	7	左	18.20	前線	浸食
九州地方整備局	筑後川	花月川	大分県日田市西有田地先	2012	7	3	右	8.20	平成24年7月九州北部豪雨	浸食
九州地方整備局	筑後川	花月川	大分県日田市西有田地先	2012	7	3	左	5.80	平成24年7月九州北部豪雨	浸食
九州地方整備局	矢部川	矢部川	福岡県柳川市大和町六合地先	2012	7	14	右	7.30	平成24年7月九州北部豪雨	浸透
関東地方整備局	利根川	鬼怒川	茨城県常総市三坂町地先	2015	8	10	左	21.0	平成27年8月関東・東北豪雨	越水、浸透
北海道開発局	石狩川	空知川	北海道南富良野町野間地先	2016	8	31	左	118.83	台風10号災害	越水
北海道開発局	石狩川	空知川	北海道南富良野町野間地先	2016	8	31	左	116.09	台風10号災害	越水
北海道開発局	十勝川	札内川	北海道帯広市巾着地先	2016	8	31	左	24.70	台風10号災害	越水
北海道開発局	十勝川	菅野川	北海道士幌町中士幌地先	2016	8	31	左	21.10	台風10号災害	浸食
北海道開発局	宗谷川	宗谷川	北海道北見市常呂町日吉地先	2016	8	20-21	左	1.04	台風11号災害	越水
北海道開発局	十勝川	札内川	北海道中札内村西札内地先	2016	9	1	左	40.50	台風10号災害	浸食
北陸地方整備局	神通川	神通川	富山県富山市葛原	2018	7	6	左	22.40	平成30年7月豪雨	浸食
中国地方整備局	高梁川	中田川	岡山県倉敷市真備町新田地先	2018	7	7	左	3.40	平成30年7月豪雨	越水
中国地方整備局	高梁川	中田川	岡山県倉敷市真備町真備地先	2018	7	7	左	6.40	平成30年7月豪雨	越水
関東地方整備局	荒川	都賀川	埼玉県東松山市早便地先	2019	10	12-13	右	0.4	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
東北地方整備局	鳴瀬川	百田川	宮城県黒川郡大畑町和川地先	2019	10	13	左	20.82	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
東北地方整備局	阿武隈川	阿武隈川	福島県須賀川市浜尾地先	2019	10	13	左	88.6	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	逆越水
関東地方整備局	久慈川	久慈川	茨城県常陸大宮市高岡地先	2019	10	12-13	左	25.5	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	久慈川	久慈川	茨城県常陸大宮市高岡地先	2019	10	12-13	左	27.0	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水、浸透
関東地方整備局	久慈川	久慈川	茨城県常陸大宮市下町地先	2019	10	12-13	右	25.5	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	那珂川	那珂川	茨城県常陸大宮市野口地先	2019	10	12-13	左	40.0	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水、浸透
関東地方整備局	那珂川	那珂川	茨城県常陸大宮市下伊勢地先	2019	10	12-13	右	41.2	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	那珂川	那珂川	茨城県常陸大宮市下江戸地先	2019	10	12-13	右	28.6	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	荒川	越辺川	埼玉県川越市平塚新田地先	2019	10	12-13	右	0.0	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	荒川	越辺川	埼玉県東松山市正代地先	2019	10	12-13	左	7.6	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	荒川	都賀川	埼玉県東松山市大字石橋地先	2019	10	12-13	左	6.5	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
関東地方整備局	荒川	都賀川	埼玉県東松山市大字葛原地先	2019	10	12-13	右	5.9	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
北陸地方整備局	信濃川	千曲川	長野県長野市穂保地先	2019	10	13	左	57.31	令和元年東日本台風(台風第19号)による大雨	越水
九州地方整備局	球磨川	球磨川	熊本県人吉市大橋	2020	7	4	左	55.05	梅雨前線	逆越水
九州地方整備局	球磨川	球磨川	熊本県人吉市中神町	2020	7	4	右	56.335	梅雨前線	逆越水