建設省土木研究所
'71.6.20
図書室

土木研究所資料 第六八八号 河川堤防の土質工学的研究 建設省土木研究所

土 木 研 究 所 資 料

第688号

河川堤防の土質工学的研究

昭 和 46 年 6 月

建 設 省 土 木 研 究 所

土 質 研 究 室

目　　次

第1章　序　論 …… 1

§ 1.1　研究の目的 …… 1

§ 1.2　研究の内容 …… 3

第2章　堤防の破壊形態に関する研究 …… 6

§ 2.1　概　説 …… 6

§ 2.2　堤防の破壊の分類 …… 6

§ 2.3　出水時における破堤原因 …… 10

§ 2.4　降雨などの浸透水によるのりすべり …… 12

§ 2.5　のりすべりに関係する要素 …… 14

§ 2.6　浸透流のある場合の斜面の安定 …… 16

§ 2.7　地震による堤防の破壊 …… 17

§ 2.8　地震による堤防の崩壊と地盤の性質 …… 27

§ 2.9　結　語 …… 32

第3章　築堤土質の実態に関する研究 …… 36

§ 3.1　概　説 …… 36

§ 3.2　築堤材料の選定方針 …… 36

§ 3.3　築堤材料の分類 …… 38

§ 3.4　堤体土質の実態 …… 44

§ 3.5　品質管理に用いる締固め度，飽和度，空気間げき率 …… 55

§ 3.6　結　語 …… 56

第4章　築堤材料の締固めならびにせん断強さに関する研究 …… 59

§ 4.1　概　説 …… 59

§ 4.2　れきまじり土の締固め …… 60

§ 4.3　れきまじり土の透水性に関する実験 …… 72

§ 4.4　大型直接せん断試験機による土のせん断に関する考察 …… 76

§ 4.5　結　語 …… 90

第5章　堤防地盤漏水に関する研究 …… 93
§ 5.1　概　説 …… 93
§ 5.2　漏水地盤 …… 93
§ 5.3　地盤漏水の現象 …… 95
§ 5.4　概略の浸透の計算 …… 97
§ 5.5　地盤漏水の解析例 …… 99
§ 5.6　透水地盤の洪水時の浸透流の観測ならびに検討 …… 126
§ 5.7　締切堤地盤の浸透流の観測ならびに検討 …… 132
§ 5.8　結　語 …… 139
第6章　基礎地盤の漏水対策に関する研究 …… 143
§ 6.1　概　説 …… 143
§ 6.2　漏水対策工法の現況 …… 143
§ 6.3　対策工法の種類とその特徴 …… 145
§ 6.4　止水壁による漏水防止 …… 147
§ 6.5　広堤敷堤防による浸透防止 …… 194
§ 6.6　結　語 …… 209
第7章　堤体への浸透と安定性に関する研究 …… 213
§ 7.1　概　説 …… 213
§ 7.2　雨水にもとづく浸透流 …… 213
§ 7.3　洪水時の堤体内の浸透流 …… 241
§ 7.4　のり面の安定に及ぼす浸透水の影響 …… 253
§ 7.5　結　語 …… 260
第8章　越流堤防の構造設計に関する研究 …… 264
§ 8.1　概　説 …… 264
§ 8.2　特殊堤防における設計上の問題点 …… 264
§ 8.3　対象にとりあげた越流堤防の型式 …… 267
§ 8.4　堤防地盤ならびに堤体材料 …… 268
§ 8.5　のり法覆工を施行した越流堤に生ずる浸透流 …… 272
§ 8.6　のり法覆工裏面に働く過剰水圧 …… 274

§ 8.7　堤体内浸透流の検討 …… 276
§ 8.8　堤体上の有効間げき率 …… 278
§ 8.9　堤体内浸透流の数値計算 …… 282
§ 8.10　砂模型による透水実験 …… 284
§ 8.11　計算ならびに実験結果の考察 …… 285
§ 8.12　アスファルト・フェイシングの施工例 …… 292
§ 8.13　排水施設のフィルターの検討 …… 295
§ 8.14　結　語 …… 303
第9章　堤防の補強工法に関する研究 …… 307
§ 9.1　概　説 …… 307
§ 9.2　水害の形態の変化 …… 307
§ 9.3　治水事業の効果 …… 309
§ 9.4　河川堤防の安全度 …… 312
§ 9.5　経済的見地からの安全度 …… 314
§ 9.6　堤防の強度と施工管理 …… 317
§ 9.7　補強堤防の越流実験 …… 319
§ 9.8　結　語 …… 326
第10章　結　論 …… 329

第 1 章　序　　論

§ 1.1　研究の目的

本論文は河川堤防の設計施工に関連して実施した研究を土質工学的立場から取りまとめたものである。

河川堤防は洪水，高潮などによる氾濫の被害から，人命，財産，田畑などを守る目的で河川に沿つて作られる土構造物で，主として，土砂，砂れきなどによつて作られる。

土構造物としての規模から考えると，河川堤防は道路盛土に匹敵するが，堤防の築造工事は古くから多くの河川で行なわれてきているから，歴史的長さと技術的な経験ははるかに道路工事をしのいでいると考えてよい。しかし，近年の道路土工においては，大型機械を取り入れた急速な機械化施工，土質工学的見地から施工管理などが適用され，いちじるしい進歩が見られるに反し，河川土工は技術的に多少取り残された感がある。

堤防断面は規定の堤防定規に従い上流から下流まで画一的に計画されること，入手しやすい材料を高まき工法によつて盛立てていることなど，河川土工の後進性を示す例は多い。

近年，特に河川沿岸部への人口の集中がいちじるしいため，防災構造物としての堤防の重要性はますます高まつている。河川氾濫区域内に生活する人口，存在する国民資産は年々急激に増加していることにより，一度破堤を起こしたときに生ずる被害は莫大な額に達すると予想されるため，堤防の一層の安全性が要求される。加うるに，河川流域の開発によつて，河川の洪水流量は増加の傾向にあること，河川沿岸の住民の連帯意識の低下により，従来のように出水時における自主的な水防活動を期待しえなくなりつゝあることなど，堤防破壊による災害を発生せしめる要因が次第に増加しつゝあるため，堤防の高い安全性が一層強く要望されるわけである。

本論文はこのような立場から，実施してきた河川堤防の安定性に関する一連の研究をまとめたものであり，従来，研究があまり行なわれなかつた土質工学的な見地からの堤防の安定性などに関し重点的に検討を加える。

堤防の安定性を確保するということは，堤防が必要とする水理上の諸条件に適合し，しかも堤防の構造が力学的にも安全であるということで，安定性の高い堤防を築造するためには，水理学的立場と土質工学的立場の両面からの検討が必要なわけである。

水理学的立場からは堤防法線，天端高の決定や，流水による洗掘防止のために施工する根固め，護岸の設計などが問題になるが，こゝでは，これら水理学的な問題には余り触れず，主に，他の一面，すなわち，土質工学的立場からの検討に限る。

ところで，堤防は，道路，鉄道の盛土とは外見上は差はなく，土構造物としての設計施工法についても，それほど異質なものではない。たゞし，目的の異る構造物であるため，同じ盛土であ

つても要求される条件が多少異なつている。

河川堤防としての盛土の必要条件は，まず過酷な浸透水の作用を受けても，堤体が力学的に安定で斜面崩壊などを起こさないことである。さらに堤防は堤体および基礎を含めて止水性が十分にあり，過度のわき水，クイックサンド，パイピングなどを起こしてはならないことである。この他，地震時の安定性，堤体表面の雨水，流水による浸食，洗掘に対する抵抗なども必要となるが，一般に最も重要と見られるものは前記の浸透水の影響下の安定性と，止水性の2点に関する問題であろう。

一般に止水性に富んだ材料と云えば粘性土で，これは水の浸透防止の面から見ると望ましいわけであるが，一方力学的な安定性の面から見ると，材料自身のせん断強さが不足したり，施工上，好ましくない性質を示すことが多く，他の面でのへい害が起こる。これに反し，粗粒の砂れきは力学的には好ましい材料であるが漏水を起こしやすいという性質を示す。このように材料の選択は築造される堤防の品質を大きく左右する。しかし，実際の施工では適当な材料を求めるために土質試験を行ない土取場を十分吟味するような余地はほとんどない。すなわち，堤防を築造する計画線は水理的，地形的な条件，あるいは用地取得の難易などの社会的条件，その他によつてきまり，基礎地盤が軟弱あるいは透水性であるからと云つて，また適切な材料が近傍にないからといつて，土質工学的な理由から計画線を移動することはごく特殊な場合を除いてないと考えてよい。一般に堤防築造工事の土工量は膨大なため，現場付近にある土を使わないと，材料の運搬費がかさみ，直ちに工事費にひゞくため，材料を遠方に求めることは不可能でもある。

使用しうる現場近くの材料を利用するのが，当然経済的であり一般の築堤工事の姿である。したがつて条件によつては，悪い基礎地盤の上に悪い材料で築堤することも当然起こりうるわけで土質工学的に十分検討して，材料と築堤箇所の条件に応じて，安定性の高い堤防を設計，施工するのが大切なことになる。

防災構造物として堤防の重要性は極めて大きく，破堤の最大原因である越流を起こさないようにすべきであることは言うまでもないが，多少の越水が生じても堤防破壊に至らないようにすること，少なくとも計画水位以下の出水に対しては，堤体が絶体に安定であることが必要である。道路盛土の一部が破壊したとしても，その損害の及ぼす範囲は限られていて，一定期間内の交通の支障程度であろう。少なくても直接人命にかゝる被害はほとんどないはずである。堤防が防禦している背後地の大きさ，重要度にもよるが，堤防では，もしも洪水時に破堤が起こつたとしたら，人的ならびに物的被害は全く計り知れないものがある。

このような面からも，堤防は安全第一主義の立場をとつて，道路，鉄道などの盛土より断面を大きくとり，のりこう配を緩和して，しかも質的にも良好な盛土工事をすることが必要なわけである。

しかし，この安全第一主義の考え方が築堤技術を保守的，経験的色彩の強い工法の踏襲に終らせているとも考えられる。多少の工費の節約よりは，より安全性の高い構造物を作るよう考えるのが防災工事を行なう場合の原則的な姿勢と思うが，これが従来の工法の追従と不必要な安全側の設計に直結するものであつてはならないと考えるのである。

従来とかく，経験に頼り無批判に扱われ勝ちであつた河川堤防の設計施工のいくつかの問題点について，土質工学上の立場から，合理的な解明を加えようとするのが本論文の目的である。

§ 1.2 研究の内容

河川堤防に関する土質工学上の問題に限つても，多岐，多方面にわたるため，本論文ではそのうちいくつかの問題にしぼり，取りまとめた。

本論文は全章１０章から成り立つているが，第１章序章および第１０章結論があるため，実質的な内容は８章から構成されている。

まず第２章では実際の堤防の破壊の実態がどのようであるかについて検討を加える。河川堤防の安定性に関して具体的な研究を行なうため，過去に起こつた実際の破壊資料を収集して，整理してみることは，堤防設計に関する土質工学上の問題点を把握するうえ極めて有効と考えたからである。このため建設省直轄河川で戦後に起こつた破堤の資料を集め，破堤の形態，破堤を起こす原因などについて検討した結果について述べる。調査の結果，破堤の大部分は越流によることを指摘するが，越流による破堤はむしろ水理学上の計画流量のとり方などに問題があつたとも考えられるので，ここでは詳しく扱わない。事例はそれ程多くはないが，土質工学上の問題と思われる降雨ならびに地震の作用によつて生じる破壊の事例を挙げ説明を加え，実態を明らかにする。さらに地震による破壊については地盤の性質と被害の程度を関係づける試みをし，地震の際に破壊を起こし易い地盤構成を示す。

第３章では実際の河川堤防を構成している材料について述べる。堤防土質の実態調査として，東北地方の堤防で実施した土質調査を述べ，とくに道路盛土と比較したときの堤防の土質の特徴を示す。河川堤防の築造材料には主に経済的な理由から，手近に得られる材料が用いられ，質的な選択が行なわれるのはまれであり，また施工中の品質管理についても，はつきりした基準が定められていない。第３章では，堤体材料の選定に土の分類法を利用することにも言及し，各土質の堤体材料としての適否についても論じる。さらに堤体材料の実態調査結果と合わせ考え，品質管理の基準値についても提案する。

つぎに第４章は築堤材料の締固め特性ならびに透水性，せん断強さなどの土の性質について述べる。とくに築堤材料として多くの箇所で用いられているれきまじり土を対象に考察を加える。れきまじり土を取り上げたのは，室内で行なう土質試験がれきを除いた細粒土について行なわれるの

で，室内で行なう土質試験結果と現地で実際に締め固められたれきまじり土の盛土の性質とを結び付ける必要があるためである。そのためれき含有率がれきまじり土の締固めに及ぼす影響を調べ透水係数との関係についても検討する。さらに堤防の安定性に密接な関係を持つ土のせん断強さに関しても考察を加えるが，特に試験法に関する問題点の究明を試みる。

第5章ならびに第6章は堤防の基礎地盤の漏水に関して述べる。このうち，第5章では堤防地盤の漏水現象の一般的な形を考え，単純化した形での解析例を定常流ならびに非定常流についてそれぞれ示す。さらに地盤漏水の観測例を挙げて，単純な浸透モデルによつても，現象をある程度説明できることを示すが，特に締切堤の基礎地盤内の浸透流については観測資料をもとに，地盤内の透水層の変形などに関して考察する。第6章は第5章の漏水現象に関する研究を引き継ぎ，基礎地盤の漏水対策について述べる。漏水対策に関する工法には古くから多くの試みがなされているが，経済的であり，かつ有効適切な工法はまだ確立されていないのが実情である。数多くの工法を分類し，特徴，問題点などを指摘した後，とくに，漏水対策工法の代表と考えられる止水壁工法に関して検討を加える。

止水壁の埋設深度と止水効果ならびに，鋼矢板によつて形成される止水壁の止水性に関して，詳しく取り扱う。また，第6章ではいわゆる普通の漏水対策工法ではないが，海に近接した貯水池が海水の浸透によつて汚染されるのを防止する塩水の浸透防止に関しても若干の考察を加える。

第7章においては堤体への浸透を扱い，浸透水が堤体の安定性に及ぼす影響について論じる。第2章において堤防の破壊原因の1つに降雨を挙げたので，それに関連し，まず降雨の堤体内への浸透について述べる。降雨の浸透は不飽和非定常浸透流であり，現象は極めて複雑であるため，実物大の大型模型堤防における浸透実験などの検討を主体とし，理論的な考察も合わせ加える。さらに降雨の浸透以外に洪水時に河川水位が上昇するとき，堤体内に生じる非定常浸透流に関しても検討を加えるが，これに関しては実用的な面から，図解法による非定常浸透流の解き方を述べ，実際の堤防に生じた非定常浸透流の観測結果と比較してみる。さらにこの章では浸透水が堤体内へ浸透していくと，堤体のせん断破壊に関する安定性がどのように低下していくかについても検討を加える。大型模型堤防によるのり面の破壊実験結果を用い，堤体内へ水が浸透することによつて，土の強さが低下し，すべりに対する安定が損われていくことを説明する。

第8章は特殊堤防の1つである越流堤防の構造に関し，土質工学的な検討結果について述べる。こゝで取り上げた越流堤防は，淀良瀬遊水池に計画されている堤防を一応対象としている。土砂で作られた堤体の表面は不透水性のアスファルト・フェイシングで覆われていて，構造としては特異なものではない。しかし洪水時，河川水位が変動したときの堤体内に生じる浸透流，あるいはフェイシング裏面に働く揚圧力などに関して不明な点が多いため，検討を加える。実験および計算によつて揚圧力に対抗するために必要とするフェイシングの厚さについて検討し，さらに揚圧

力を減少させるための排水施設，排気施設などについても触れ，さらに排水施設を設計するときに必要となるフィルター材料についても論じる。

最後に第9章では河川堤防の補強工法に関して述べる。河川流域を中心として発達してきた経済活動が近年ますます活発化し，河川の氾濫区域内に存在する国富がいちじるしく増加し，一度氾濫を起こした場合に生じる想定被害額が激増している。このような情勢を考えて，堤防の補強論を取り上げるが，まず一般論として堤防の安全性を破壊確率という考えによつて説明することを試みる。そうして，章の後半では堤防の破壊を防止するため考案した補強堤防について述べる。もちろん河川の氾濫防止には水系を一環とした総合的な対策が必要であり，こゝで述べるような簡易な方法は恒久対策となりえないが，河川改修の立ち遅れている中小河川の氾濫防止には，暫定的な対策として有効な方法であると考えられる。とくに第9章で堤防の補強について論じたのは，河川の氾濫区域内に存在する国富の急激な増加と流域の開発による流出量の増大は治水，防災のための堤防などの構造物の重要性をますます高めているという現実を強調したいためである。

第2章　堤防の破壊形態に関する研究

§2.1　概　説

計画洪水流量の改訂に伴なう河川堤防の補強、ダムによる洪水調節などの河川改修が進むにつれ、洪水による災害は年々減少の傾向にある。

しかしながら、小河川までを含めると予算上、時間的な制約などがあって、完全に改修を終了することはまだまだ遠い将来のことである。またたとえ、一応の改修工事が終ったとしても、予想を越える出水が起こったり、思わぬ箇所に弱点があったりして堤防の破壊とそれに伴なう氾濫は今後とも早急にはなくなると思えない。

河川改修の進捗に伴って、計画洪水流量に見合った合理的な河川の断面が確保され、また堤防が補強され、洪水対策の質的な向上がなされているので、河川の災害の形態が従来の災害とは多少変った形になるであろうことは想像に難くない。とくに都市内では河川堤防が従来の土砂堤防からいわゆる特殊堤防に変っているため、万一の場合、堤防の破堤がどのような形で起きるか明らかでない。また河川沿岸の土地利用度の高い、都市河川にも問題が多いと思われる。ここでは、過去における災害の調査ならびに災害の記録から堤防の破堤の原因について考案を加えるが一応対象を一般の土砂堤防として実施した検討結果について述べる。

また堤防の破壊原因が堤防の構造上の問題、とくに土質工学的立場からの問題のみでなく、水理学上あるいは改修計画上の問題に帰すると思われるものも少なくない。事実本章で述べる破壊原因の調査によっても破堤の大半は越流が原因となって生じており、これらの大部分は一応水理学上の問題になると考えられる。越流が多少起こったとしても全面的な破堤に到らないように堤防を補強する工法の試みについては後章で触れるが、本章では水の流れにより堤防前面の洗堀を含め、越流による洗堀が原因になって生じる破堤についてはとくに扱わず、一般に土質工学の範ちゅうに属する破堤原因ならびに破壊の実態について詳しく述べる。

本章ではまず、堤体破壊の原因について一般的な説明を行ない、戦後、わが国の直轄河川で起こった破堤を原因別に整理し、検討を加える。さらに堤防破壊のうち、とくに土質工学上から眺めて関心の持たれる浸透流による斜面崩壊と、地震による堤体破壊について、調査結果を取りまとめ若干の分析を試みる。

§2.2　堤防の破壊の分類

堤体の破壊には、堤防が完全にこわれ、あふれた水が広範囲の氾濫を生ぜしめる大規模なものから、のり面の表層の一部が崩落するごく軽い損傷程度のものまで多くの種類、形態が

存在する。

堤防に生じる破壊のうち最も大きな被害をもたらすものは洪水時に堤防が切れ、堤内地へ多量の河川の水が流れ込む形態のものである。

このときの現象を破堤と称し、堤防天端の全幅がなくなって、河川の水が堤内地へ流入することと定義している。

河川の水があふれ大災害の原因となる破堤の大部分は越流によって、堤体裏のりあるいは天端が洗い流され、次第に堤防断面が減少し、遂には全面的な破壊に進む過程をたどる。土砂で作られた堤防は水に対しては極めて弱体で、越流が生ずればまずは破堤はまぬがれない。

したがって、越流破堤は堤体の欠陥ではなく、むしろ計画流量などの水理学的な問題とみなした方がよい。水理学的な問題としてこれ以外に挙げることのできるのは洗掘による破堤である。洪水時に河川の湾曲部あるいは水衝部に当る堤防が河川の流水あるいは波浪によって、川表の堤脚部あるいはのり面から浸食を受け、それが直接の原因となって発生する破堤である。このような形の破堤は堤防前面に水制、根固め、護岸などを施工することによって防止しうると考えられ同様に水理学的な問題として考えることができよう。

土質工学的立場から眺めた場合、堤防に破堤を起こさせる原因として考えられるものにはのりすべりと漏水が挙げられる。この２つの原因による堤防の破損例はかなりあり、中には、決定的な破堤にまで進んだ事例も見受けられる。

のりすべりおよび漏水はともに堤体と基礎地盤に原因があって発生するものがあり、その形態は様々で、その場所ごとの条件による。損傷の程度についてもいくつかの段階があって、直ちに破堤につながる大規模なものから、堤防の安定性へ及ぼす影響は極めて小さいため放置しておいて後刻多少の手直しを行なうことで十分補修しうる程度のものまである。しかし、いずれにせよ洪水時にのりすべりや漏水が生じることは堤体の安定性の低下を意味し、付近住民にいちじるしい不安感を与えるので小さな損傷であっても決してゆるがせにはできる性質のものではない。

後に示す破堤実態調査結果にも示すようにのりすべり、あるいは漏水が原因となって破堤を起こした例は意外に少ない。その理由は堤体断面がこれらの原因によって破堤を起こすことがないよう、長年の経験によって十分な余裕をもって決められていることにあろう。さらに、これらを原因とする損傷が洪水中に堤体に生じても、わが国の河川では洪水継続時間が短いため大事に至る前に水位が低下すること、および洪水中の堤防の巡視などが十分行なわれていて、洪水中危険な現象が発見されると水防団などによる有効な補強対策が取られるため、致命的な破堤に到る以前に食い止められることなどが考えられる。

しかし堤防が破堤にまで至らなくても、これらの原因によって問題を起こすことは多いの

で、のりすべりについて、もう少し詳しく述べてみよう。

一般に河川堤防ののり面は堤防定規に従って2～3割のゆるやかなこう配で作られているため、平常の乾いた状態である限り、その安定性はかなり高い。しかし洪水時の外水位の上昇、あるいは豪雨による浸透流が生じると、のり面に崩壊を起こすことはしばしば経験されるところである。この原因は水が浸透することにより堤体を構成する土のせん断強さが減少し、さらに水分の増加により自重が増大して、すべりを起こさせようとする力を増すことにあると考えられる。

降雨の浸透が原因となったのりすべりは阿武隈川、荒川、木曾川、長良川、などで大規模なものが起こっているが、工事中もしくは施工完了後間もないものの崩壊例を加えると数は非常に多い。施工後かなりの年数を経過した堤防であっても、連続雨量250 mmを越す降雨が作用すると、のり面崩壊を起こしている。崩壊は砂質土の堤体に多く起こっている。すべりの深さは一般に浅いが降雨によって出水前に起こるため、その後の洪水中の堤防の安定性に対する不安が大きい。洪水による河川水位の上昇によって生じる堤体内の浸透流が、すでに降雨によって生じているのりすべりを助長させるからである。降雨によるのりすべりは川表、川裏のり面ともに生じるが一般に川裏の方が多い。これは川表側斜面は護岸などで保護されていたり、洪水敷の地盤高が高かったりして、崩壊が起こりにくい条件になっている所が多いことによる。

洪水時の外水位上昇にもとづく裏のりの崩壊は堤防にとって極めて危険である。堤体の透水係数が大きい場合、堤体内に水みちが存在する場合、堤体の断面が小さすぎる場合など、川表からの浸透水が裏のりから流出すると、まずのり尻部の一部が崩れ出し、次第に大きなすべりに進むいわゆる進行性の破壊を呈することが多い。すべりが生じ始めると、裏のり尻部の斜面の一部が破壊することによって浸透経路長が短かくなってすべりはますます助長される。この種ののりすべりの場合にはかなりの漏水があるのが普通であるが、時には漏水が少ない例もある。砂れきで作られた堤防では、堤体漏水がかなり激しい場合もあるが裏のりがれき岩砕などによって押えられていたり、排水施設が適切に作られていると漏水量が多くても安定性に不安の生じない場合も多い。透水性の高い砂れきで堤体が作られ、裏のりを含め、その表面を透水性の低い土羽土で覆うことがあるが、裏のり尻の排水を良好にしておかないと、のりすべりの原因になる。

このほか、浸透流によるのりすべりで比較的多いのは、洪水末期における水位低下によって生ずる川表側ののり面崩壊である。砂質ローム系の堤体材料でできた急こう配の堤防に生じやすい。この崩壊は水位低下時に起こるので、破堤につながることは少ない。

浸透流を主原因とするもの以外に施工中に生じるのり面の崩壊がある。比較的高い盛土で含

水比の高い軟弱な材料を使用した場合、のり面のはらみ出しやのり肩部にクラックが生じ、これがひどくなるとのり面の崩壊につながる。使用材料に原因する工事中のすべりであるが、堤防の場合のり高が比較的低いので事例は少ない。施工中に生じるすべりとして問題になるのはやはり軟弱地盤上の盛土の崩壊である。河川の下流部の沖積平野にはいたるところに軟弱地盤が存在し、のりすべりの事故を起こす例が多い。

関東地方の霞ケ浦周辺、九州の有明海沿岸などの軟弱地盤地帯では昔から堤防の施工中の崩壊事故例が多く、対策に苦心をしている。3 m 以下の盛土でのりすべりを起こした例もいくつか報告されており、各種の対策工法が適用されている。

以上述べてきたのり面の崩壊のほかに重要なものとして地震による災害が挙げられる。関東大震災、南海地震、福井地震などによっても堤体にかなりの被害が生じたことは災害記録からうかがい知ることができるが、最近相次いで起こった男鹿地震、新潟地震、十勝沖地震などによって、ゆるい砂地盤、軟弱な粘土地盤上の堤防が予想外に地震に対して弱体なことが明らかになった。従来、堤防の設計には耐震に関する検討は全くなされていなかったが、防災構造物として堤防の重要性が急激に増加しているので、都市河川の堤防など、条件によっては耐震性を考えた設計施工がなさなければならないことを感じさせた。新潟地震においては堤防、護岸の破壊によって低湿地の浸水、十勝沖地震においては地震後の津波の襲来によって一部堤防に越波が起こっている。地震と洪水が同じ時点で発生する確率は低いが、堤防の耐震性を十分に検討しなければならない時期に達していると考えられる。地震による堤防破壊の状態は一様ではなく、堤体の沈下、のり肩、天端のき裂、のりすべりなどが一つもしくは二つ以上が重って発生している。地盤の悪い箇所に被害は集中し、河川構造物、橋梁取付部など堤防が固い構造物と接するところに被害が大きく現われるのも特徴である。

次に漏水による堤防の破壊であるが、漏水には堤体漏水と地盤漏水の2つがある。両方とも漏水量自体が問題になることは少ないが、漏水が起こると堤体あるいは地盤の土の微粒子を洗い流し、たとえわずかづつであっても繰返し作用を受けると堤体破壊の原因になる。

さらに特別な場合であるが、樋管など堤防を横断する構造物に沿う漏水が構造物の周囲に空洞を作り、洪水時の破堤の原因になったという報告もある。

このほか、工事中の出水による破堤があるが、これにはいろいろの形のものがある。たとえば樋管などの構造物を建設するため、河川堤防を切り割って作った仮締切堤防からの破堤、河幅を拡げるため引堤と称する堤防の移設中の破堤、あるいは運搬路を作るために天端を切り下げていた位置からの破堤などがある。工事の不手ぎわ、出水に対する配慮の不足などにもとづくものが多く、前記の堤防の災害、破堤とは異質のものとみなすことができる。この種の破堤は近年防災に対する慎重な配慮によって発生する確率は極めて低くなっている。

堤防の破壊形態についていろいろ述べてきたが、破壊の原因についてまとめなおしてみると表－2.1のようになる。

破堤原因	条件ならびに形態
越水	異常出水 堤防断面の不足 （未改良堤防、工事中の仮堤防）
のりすべり	豪雨、河川水位上昇による浸透水 地震
漏水	堤体の止水性の不足、水みちの存在 堤防地盤の止水性の不足、水みちの存在 河川構造物と堤防の接触面の施工不良
洗掘	表のり先の洗掘 のり面の浸食

表－2.1　堤防破壊の原因

§2.3　出水時における破堤原因

河川堤防の破堤による氾濫は近年河川改修の進捗によって減少してきている。戦中戦後の国土の荒廃によって、戦後しばらくの間は、大河川の氾濫が相次ぎ、大災害をもたらしたが、年々継続された治水投資の結果、この種の災害は次第に影をひそめ、最近は中小河川の氾濫破堤が目に付くようになってきている。この理由は一般に中小河川の改修が遅れていることや、流域が宅地造成などによって大規模な開発がなされていることなどによって河川流出の増大していることなどによるものと思われる。

河川の氾濫にもとづく災害の形態が少しづつ変ってきているようにも思われるが、過去の河川堤防の破堤の原因を分析しなおしてみるのも、河川改修工事の今後の方向付けに有意義であると考え、戦後に起こった災害について調べてみた。

調査の対象は、資料の収集可能な範囲として直轄河川の堤防に限ることにし、破堤を起こした堤防土質、破堤時の水位、破堤に到る過程などをできるだけ詳細にわかるように、全国の直轄河川の工事事務所へ調査票を送付して、記入を依頼し、また機会あるごとに関係者に接触し、より正しい情報の収集につとめた。

戦後すでに２０数年の長年月が経過した。氾濫の頻発した昭和２０年代は、戦後の混乱期でもあったため、この時期の資料の収集がほとんど困難で、破壊原因を分析するための基礎資料としては十分なものは得られていない。堤防破壊に関する実態調査は現在も継続してお

り，おいおい資料を整備したいと思うので、改めて破壊原因の細部にわたる討議をすることにし、こゝでは単に、年度別および原因別の破堤箇所数を示すにとどめる。

先に破堤の原因を４つに分類してみたが、こゝでは越水、洗掘、表のり面のすべり、裏のり面のすべり、漏水、その他に分けた。のりすべりの起こった場合、のりすべりのみで全面的な破堤に至ることはなく，表のりすべりであれば、その箇所に洗掘が生じ、次第に欠口を大きくし破堤に進んでいくであろうし、また裏のりすべりであれば、堤体断面の減少によって漏水が生じ、のりすべりを助長していくと思われるので破堤が一つだけの原因で起こったと考えられない場合もある。しかしこゝでは、支配的な原因を１つのみ取り上げて集計している。なお、漏水には堤体および基礎の漏水が含まれているが、破堤原因となった漏水は堤体漏水の方が多い。またその他の中には引堤工事中、樋管工事中、樋管の漏水などが含まれており、特殊な原因に属するものを一括しておいた。

終戦直後から現在までの全ての破堤を網羅することを目標として作業を進めたが、終戦直後の枕崎台風などによる破堤の実態がほとんど不明なので２２年以降の資料に限った。なお２２年以降においても、原因不明の破堤が１０例余りあったのでこれらも除外した。

年度別、原因別の破堤一覧表を表－2.2 に掲げる。

年度別	越水	洗掘	表のりすべり	裏のりすべり	漏水	その他	計	災害の主な原因
22	45	3	1		1	2	52	カスリン台風（関東、東北）
23	4		1		1	1	7	アイオン台風（関東、東北）
24	5			1			6	
25		2			1		3	
26	7	4			1	1	13	ルース台風（九州、中国）
27	4	1					5	
28	38	3		2	4		47	西日本水害、南近畿水害
29	6	1					7	
30	1						1	
31							0	
32							0	
33	12						12	狩野川台風
34	28	4			1		33	伊勢湾台風
35	3					1	4	
36	21	5			1		27	梅雨前線豪雨（東海、中部）
37							0	第２室戸台風（近畿、四国、中国）
38	5						5	
39	5						5	
40	12	5					17	梅雨前線豪雨（九州）
41	1						1	
42	31	4					35	羽越豪雨（北陸）
43	1						1	
44	2						2	

表 －2.2　　破堤の原因別箇所数

表の中の備考の欄には各年度の災害の原因となった主な颱風などの名称をあげておいた。当然のことながら記録的な豪雨、大きな颱風によって集中して破堤が生じているが、全体を眺めた場合、昭和２０年代に較べて３０年、４０年代は破堤の数が減少していることがわかる。また破堤の一つづゝに着目した場合でも質的にかなりの差があり、最近の破堤は河川改修の遅れている支派川、あるいは山間部に多く起こっており、比較的小断面の堤防の破壊が多いことを指摘することができる。

次に原因別に見た場合、予想していたとおり、堤防越水によって生ずる破堤が圧倒的に多い。

破堤原因	越　流	洗　掘	漏　水 のり面崩壊	その他	計
箇　所　数	231	32	15	5	283
百　分　率(%)	82	11	5	2	100

表－2.3　　破堤原因の比率

表－2.3 には百分率で示したが、越水を除いた他の原因によるものは少ないから、越水の生じないような河積を確保すれば、大部分の破堤は防止できるわけで、逆に云うと堤体の安定性は元来かなり高く、越水が生じなければ破堤する例は少ないということにもなる。しかし、洪水中、堤防にのりすべり、漏水、洗掘などが起こり、地元民、水防団員の必死の水防活動によってかろうじて破堤をまぬがれたという例も少なくないことを忘れてはならない。この表に示した原因は最終的に破堤したもののみを整理したものであって、現実には破堤に至らなかったが、のりすべり、洗掘などが生じたという例は極めて多く、越水以外の原因に対して堤防の安定性の高いことを示しているものではない。

河川沿岸の開発が進むにつれ、むしろ地元民の地域社会の一員としての連帯意識が薄れ、万一の場合、地元民の水防活動を期待することがむづかしくなってきていることや河川周辺の国民の資産額の急上昇などから、堤防の安全性を今後さらに向上させていかなければならないと考えるべきである。

§ 2.4　降雨などの浸透水によるのりすべり

土で作られた堤防は本質的に水に弱いと云う欠点を持っている。豪雨などによる過度の浸透流が堤体内に生ずるとのりすべりを発生することはしばしば経験されている。

のりすべりの形は堤体の条件すなわち土質、のりこう配、築堤完了後の経過日数などによ

って変るが、大別して表層のみの滑動とかなりの厚さを持ったのり面の土のすべり出しに分けられる。

前者は主として砂質系の築造後間もない堤防が豪雨に合うと生じ、ごく表層のみが浸透水によって流動し、十分活着していない張芝などと共に滑落する現象である。

後者はいわゆる普通ののりすべりで円弧の形ですべるものが多い。堤防には小段があって、のり高が比較的小さいことにもよるが、すべり面の深さはせいぜい2～3mまでの浅いものが多い。豪雨にもとづく過度の浸透流が、堤防のり尻付近を構成する土の強度を低下させるため生じるものと考えられる。のり尻にまず局部的なすべりが生じ、大きなすべりを2次的に発生させる場合が多い。[1)2)] 一般にすべりの進行速度はゆるやかで、堤体に生じる浸透流量の増減によって、動きの大きさも変化することが観察されている。のりすべりの生じたのり面ののり尻部は浸透流の流出によって泥寧化し、塑性流動を起こしているのが観察される。豪雨のみでなく、堤体幅の小さい堤防では洪水時に水位が上昇すると表のりから浸透してきた水が堤防裏のりに流出し、のりすべりの原因になることがしばしばある。出水前にはかなりの豪雨のあるのが普通であるから、実際には降雨と水位上昇による浸透流の両方の影響が加わることになる。

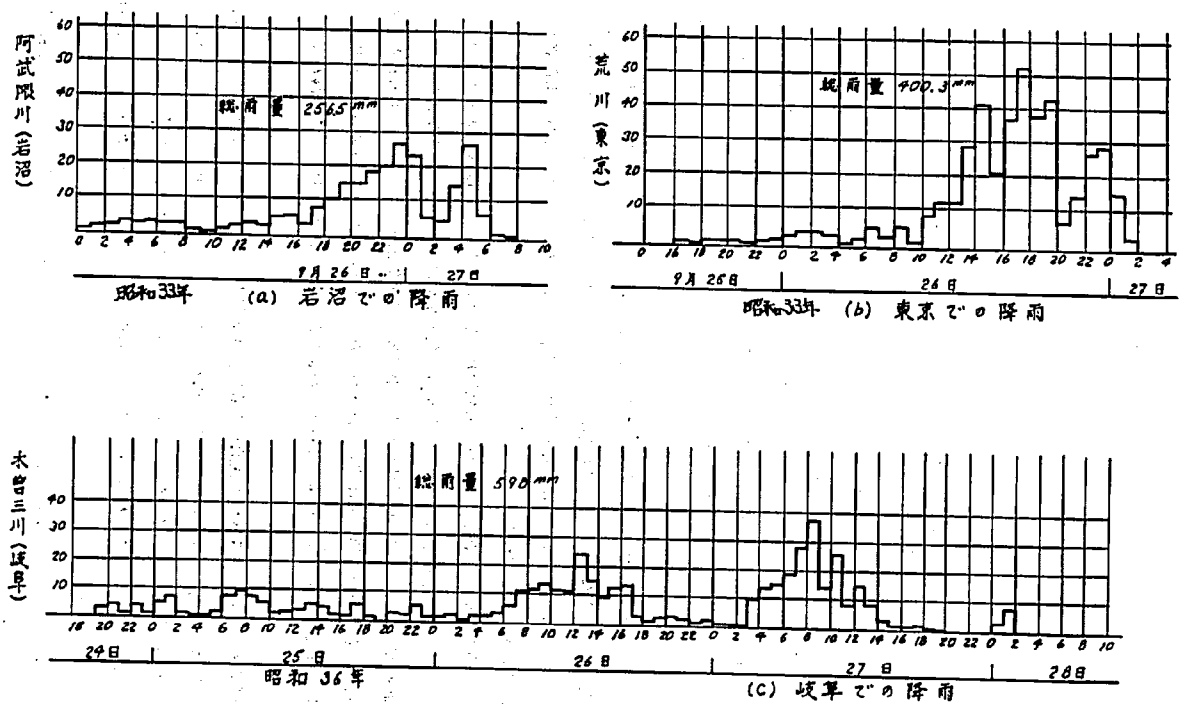
堤防の表面のみが流動するのりの崩壊形式は築堤完了後の経過日数の増加、植生の繁茂とともに起こりにくくなってくる。また粘土質の材料を十分締めた堤体にも起こりにくい。

円弧の形で起こるのりすべりは上記の表層の滑落とは異なり、堤体の安全性にも影響を持つので、少しくわしく触れる。

さて、堤防の斜面の安全性であるが、直轄河川の堤防ののりこう配は大体2～3割で適当な高さごとに小段が設けられている。したがって斜面全体は極めて緩いこう配になる。堤防斜面の安定性の検討は、円弧すべりの計算で安全率を算出することによっても行なえるが、浸透流の影響がない範囲では安定性は十分に高い。しかし記録的な豪雨が続いた場合、あるいは大出水によって堤体内に多量の水が浸透した場合にはしばしばのり面崩壊が生じている。

例えば昭和31年、33年の阿武隈川の災害、33年の荒川、36年の木曾、長良、揖斐3川の災害はその代表的なものであって、記録的な豪雨によって、河川全川にわたり多数ののりすべりが発生した。[3)4)] 全ての場合、堤体ののりすべりは出水以前に発生しており、降雨によって生じたのりすべりが、その後の出水時の浸透流によって助長されるという経過をたどったものが多い。

すべりの起こった堤防には築堤後10年を越えるものも多数あり、施工時期との関連は割合薄いと云った方がよい。

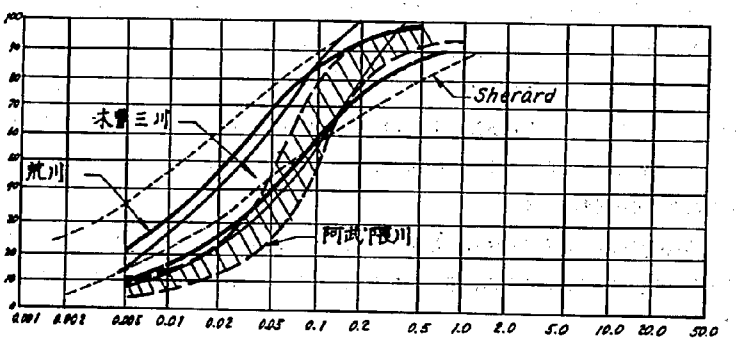


図－2.1　堤防にのり面崩壊を起こさせた降雨

§2.5　のりすべりに関係する要素

のりすべりの原因となった降雨量を参考のために掲げると図－2.1のとおりである。いずれの場合も時間雨量20㎜／hr以上の豪雨がかなりの時間継続していることと、前期にかなりの雨が降っていることが特徴として挙げられ、総雨量も250㎜を超えている。阿武隈川堤防が最も少ない雨量で崩壊しており、しかも31年、33年と2回同じ形の災害が起こっていることから堤体材料自体の性質ものりすべりを起こしやすい性質を持っていたものと判断される。

のりすべりを起こした箇所の土を採取して実施した粒度試験結果を図－2.2に示す。これらの土は三角座標による分類では砂質ロームが多い。のりすべりを起こしたのり面の下部はぬかるみ状態になっていることから崩壊を起こす堤防の土はある程度水を通し、しかも水が浸透することによってせん断強さがいちじるしく小さくなる性質を持っていると云える。



図－2.2　のりすべりを起こした堤体材料の粒度曲線の範囲

すでに述べたごとく阿武隈川堤防が最も少ない雨量で崩壊を起こしており、しかも崩壊の規模は他の例に較べ大きいこと、31年、33年の2回続けて同じ形の災害が発生したことなどから崩壊を起こしやすい土の粒度は図－2.2に示した範囲のうちでも右側に寄った粒径の荒い方に属するものと考えられる。

築堤材料の実態については第3章で述べるが、実際の堤防には広範囲の粒度が用いられていて、ここに示した崩壊を起こしやすい土は決して特別な土ではない。むしろ実際の堤防に使われている土としては代表的な土質の部類に属し、全国のいたる所に同種の土で作られた堤防は存在する。昭和36年の木曽、長良、揖斐3川の災害のように総雨量が600㎜に達するような豪雨があれば、全国どこでもかなりの堤防がのりすべりを起こすと覚悟しなければならない。

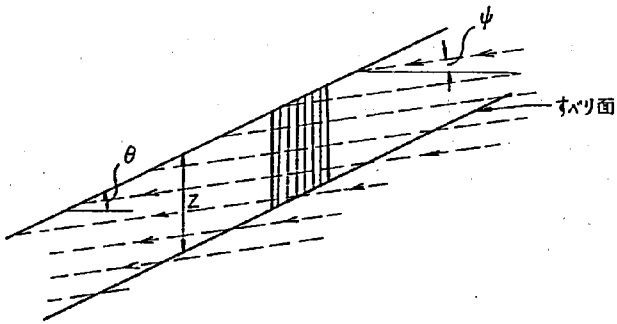
アースダムでも粘性土の堤体に有害なクラックがはいることがあると云われており、例えばアメリカのアースダムについての調査結果[5]では図－2.2に併記した範囲の土に問題の多いことを示している。これらの土は比較的塑性指数の小さいことも示されており、ここに示した降雨によって滑りやすい土よりやゝ細粒の土である。

粘性土でできた堤防はよく締っていれば雨水の浸透が起こらないため、水に対しては安定していると云える。また逆に粗砂、砂利などの粗粒土を材料とする堤防になれば、これらの材料は水に対しては安定しているので、のり崩れは発生しにくいことになる。たゞし、粘性土は一般に含水比が高く築堤施工が難かしいこと、また粗粒材料の場合は堤体漏水の起こる恐れがあるなど他の面で堤体材料としての難点がある。

§ 2.6　浸透流のある場合の斜面の安定

浸透流の影響が斜面の安定性に及ぼす影響については後ほど第7章で述べるのでこゝでは、粘着力のない土でできた斜面に浸透流が存在するときの斜面の安定性についてのみ述べてみる。粘着性のない土を扱ったのは、粘着性のある土でも砂質系の土は含水比が増加すると粘着力は小さくなって、飽和浸透流の下では粘着力を無視してもよい場合が多いとの判断からである。浸透流のある斜面の安定性に関してはすでに赤井、[6]久保田[7]などの研究があるが、同様な考えで検討を加える。

浸透水は斜面全体から流出することはないが、のり尻部に限れば図－2.3のような状態が考えられる。すべり面はのり面に平行であると仮定する。これはすべり面が浅い場合に相当する。



図－2.3　浸透水のあるのり面

のり面の傾斜角をθ、浸透流の流出する角をψとする。いま図に示すような微少部分の釣り合いを考え、すべり面に鉛直方向の有効応力σならびに地表面方向のせん断応力τを求め

る。

$$\sigma = \gamma_s z \cos\theta - \gamma_w \; z \frac{\cos\theta \cdot \cos\phi}{\cos(\theta-\phi)}$$

$$= z\cos\theta\left\{\gamma_s \cos\theta - \gamma_w \frac{\cos\phi}{\cos(\theta-\phi)}\right\}$$

$$\tau = \gamma_s z \cos\theta \sin\theta$$

したがってすべりを起こさないようにするためには

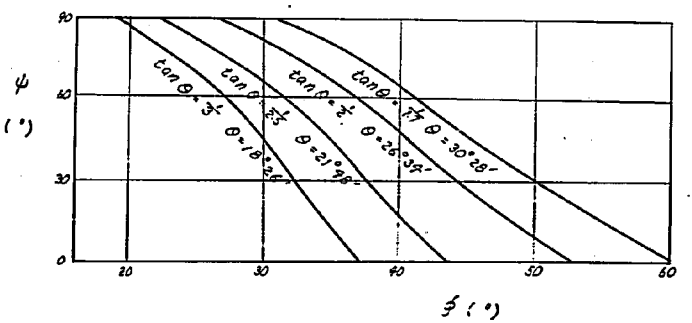
$$(\gamma_s z \cos\theta \sin\theta)\,Fs \geqq \left\{z\cos\theta\left\{\gamma_s\cos\theta - \gamma_w \frac{\cos\phi}{\cos(\theta-\phi)}\right\}\right\}\tan\phi$$

ゆえに

$$Fs \leqq \frac{\gamma_s \cos\theta - \gamma_w \dfrac{\cos\phi}{\cos(\theta-\phi)}}{\gamma_s \sin\theta}\tan\phi$$

ここに、γ_sは土の飽和単位体積重量、ϕは内部摩さつ角である。

計算例としてFs＝1とし、$\gamma_s = 2\,t/m^3$, $\gamma_w = 1\,t/m^3$を代入してθ, ψ, ϕの関係を求めると図－2.4のようになる。これからもわかるように堤体材料の粘着力がなくなった場合、浸透流が作用すると斜面は、はなはだ不安定になることがわかる。



図－2.4　のり面の安定計算の例

§2.7　地震による堤防の破壊

(1) 地震による被害の特徴

地震時における河川堤防の挙動に関する記録ならびに研究資料は極めて少ない。土で作られた堤防が地震によって被害を受けても、容易に復旧できること、ならびに洪水と地震

が重なって起きる確率は極めて低いことなどから、従来堤防の設計には耐震に関する配慮は全くなされていなかった。しかし、近年地震による堤防の崩壊が相次いで起こっていること、ならびに河川沿岸の都市化によって堤防の重要度が認識されてきたことなどから、改めて堤防の耐震性が見なおされるようになってきた。

堤防のような土構造物の耐震性は材料である土の動的性質が十分解明されていないこと、また地盤、構造物を含めた地震時の振動が極めて複雑なことなどから、実際の設計に役立つような耐震設計法はいまだ開発されておらず、今後の重要な研究課題と考えられる。

新潟地震をはじめとし、相次いで発生した地震による堤防の災害が、比較的ルーズな軟かい地盤に集中して現われ、破壊の形式にも特徴があるため、地震後に行なった調査において、被害の特性を地盤との関連において把握しようと努めた。筆者らの行なった調査は限られた数であり十分な数の資料ではないが、問題提起という意味も兼ねて本節において概略をとりまとめてみる。したがってこゝに述べる堤防の地震時の被害の特徴は主として新潟地震ならびに十勝沖地震に関連した調査結果から得られたものに限る。[8)9)10)]

大地震が発生すると堤防は必ず大きな被害を受ける。堤防の被害の特色として挙げられるのは、まず堤防の築造されている地点の地表面近くの基礎地盤の良否が被害の程度に直接結び付くということである。[11)12)13)]このほか震源地からの距離、地盤の地層構成、地形の差異などにもとづく地震の振動の相違や、堤防の断面形状、構成材料などの違いも堤防の破壊の程度に影響を与えているものと考えられる。堤防に限らず同種の道路盛土、鉄道盛土なども同様であるが、地震によって発生する堤防の被害の大きさにはさまざまの程度がある。その形式を大別すると堤体の亀裂と堤体の沈下陥没の２つに分けられる。堤防の亀裂はほとんどが堤防の縦方向にでき、主として天端およびのり肩付近に多く発生している。被害の大きい箇所では堤防のり尻および近接した地盤にも亀裂が生じる。亀裂の幅はわずかなひび割れ程度のものから大きいものでは新潟地震時の阿賀野川堤防、信濃川堤防におけるように３０cm～２００cmに及ぶものまで見出された。その深さも外部から棒などを挿入して探知できる範囲でも２m以上に及ぶものがあり、振動によって堤体がすべりや陥没を起こしていれば、せん断面とみなされるのでかなり深部まで波及していると考えられる。また堤防地盤が比較的軟かい砂質土から成り立っているときは、堤防ののり尻付近のクラックから吹き出した砂の堆積が随所に認められ、地盤にかなりの変形が起こっていることを想像させる。

堤防直角方向の亀裂は割合少なく、とくに基礎地盤が悪く、堤防の不等沈下の大きい箇所とか樋管あるいは水門などとの接続部、取付道路の接続部など堤防が構造的に不連続になっている箇所以外はあまり見当らない。

いずれの地震の被害を調査してもはっきりしていることは、堤体の損傷、亀裂の発生状態は地盤の良否と密接な関係のあることである。最近旧河川敷内に築堤した箇所、旧川を締め切った箇所、かって破堤したことのある箇所、埋め立て地区などの堤防に被害が多く発生し、亀裂の幅および深さも大きい。堤体の亀裂の発生のいちじるしい箇所では堤体の広がりや堤防のり尻付近のふくれ出しの同時に認められる場合も多い。これらの地盤はルーズな砂またはシルト質細砂の地盤か粘土質の極めて軟弱な地盤である。ルーズな砂質土の地盤の場合、堤体の被害の大きい箇所では堤防のり先付近の地盤から砂あるいはシルト質細砂を噴き出した例が多く、場所によっては振動時にかなりの高さまで、砂を含んだ水の吹き上げがあったという報告が各所にある。砂をふくんだ地下水の吹き上げのあった場所は最近まで河川敷であった箇所、埋め立て地、あるいは旧決壊口の洗堀個所を埋め戻した個所で地盤内に緩い砂質土の地層が地表面近くに分布し、しかも透水性の低い表層の存在している所であった。堤防ののり覆、根固め、石積みなどにもかなりの被害を生じているが、これらは堤体の亀裂、沈下、すべり出しなどによって付随的に生じたものである。

(2) 堤防の被害の実例

地震による堤防の被害の形態は築堤箇所の条件に応じて様々であることを述べたが、堤防被害を実例によって示してみる。昭和39年6月16日に起こった最近の代表的な地震である新潟地震における被害についてまず述べる。

新潟地震における堤防の被害は震央に近い信濃川水系、阿賀野川水系および最上川水系の河川のしかも下流部に集中して発生した。とくに被害の大きかった地域は阿賀野川の河口付近すなわち河口より約4kmの位置にある秦平橋より下流の左右両岸、信濃川大河津分水ぜき上流付近、最上川下流部および同水系大山川の赤川との合流点付近であった。これらの被害箇所はいずれも河川の下流部の沖積層の厚く堆積した地域に属している。

たとえば被害の最も大きかった阿賀野川下流部一帯の平野は信濃川、阿賀野川の流送土砂が堆積して形成された沖積層で古来氾濫を重ね河道の変遷を繰り返してきた地域である。古地図その他の資料から阿賀野川河口付近の河道の変遷を推定してみると、被害の大きかった地区はいずれも最近の河道に当る位置を占めている。測量にもとづく正確な図面としては明治37年頃の阿賀野川改修前の平面図が入手できた最も古いものであるが、この当時の河道と堤防被害との間にも密接な関連が認められ、堤防および地盤を含め亀裂の生じた地区、沈下および砂の噴き上げの起こった地区は数10年以前は河川敷であったことが明瞭に示されている。また信濃川堤防においても同様で被害の大きかった大河津分水堰上流付近は新信濃川開削に伴なって水路を付けかえるため、旧河川敷に堤防を築造した箇所に当っている。さらに最上川および同水系大山川の堤防の被害についても同様なことが云

え、蛇行していた旧河川を付け換えたため、旧河床上への築堤箇所ができたが、被害はこのような場所に集中している。昭和43年5月16日に起こった十勝沖地震における堤防の被害も最近まで河川が蛇行していた区域およびその近辺に発生していることが調査の結果から明らかである。

このように堤防の被害は基礎地盤の性質と直接関係があり、沖積層の中でもとくに軟かい地盤に集中して発生している。

(i) 新潟地震における堤防の被害

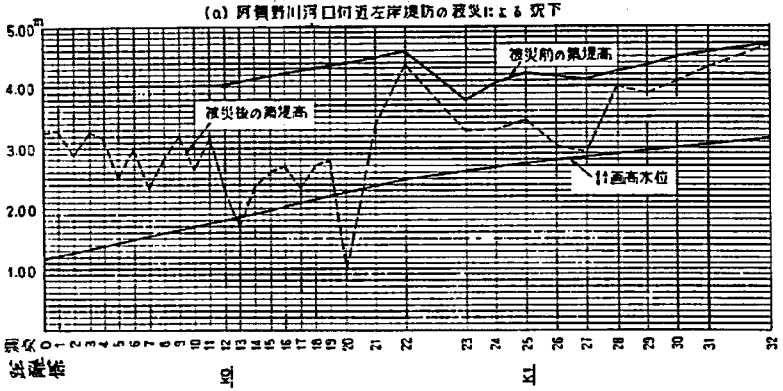
地震における堤防の被害の1例として新潟地震における被害状況について述べてみる。新潟地震における直轄河川堤防の災害は阿賀野川の河口付近および信濃川では分水堰上流部に集中した。被害はいずれも築堤地盤の不良な箇所に生じ、被害に程度の差こそあれ、その形態はほとんど同一であった。

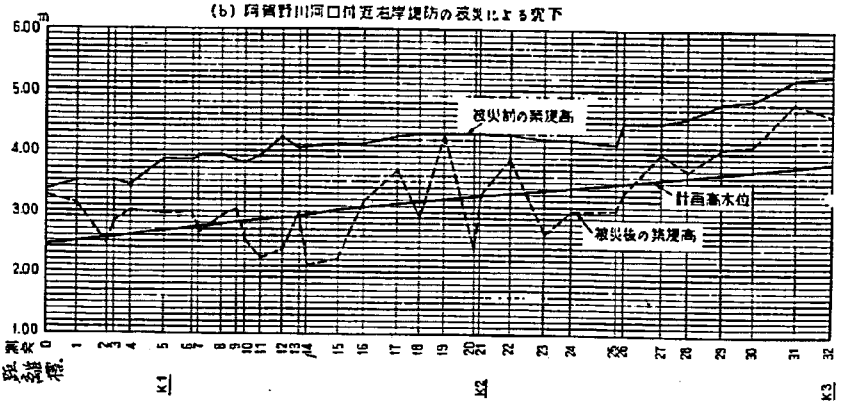
1) 阿賀野川下流部堤防

すでに述べたように阿賀野川堤防の被害の大部分は河口より約4km付近にある泰平橋より下流部に集中した。さらに詳しく云うと左岸側は河口から1km500付近、右岸側は松浜橋から3km付近までの堤防に大きな被害が起こった。堤防に被害の生じた区域では堤防のり先付近にいちじるしく多量の砂が噴き出し、地表面に亀裂の生じた箇所や地盤沈下を起こした箇所が少なくない。

堤防は天端およびのり肩付近に多数の亀裂が生じ、被害のひどい箇所ではのり面およびのり尻付近に大きな亀裂ができ、天端の沈下を起こした。河口付近一帯の堤防の被災による沈下状況は図－2.5のとおりである。

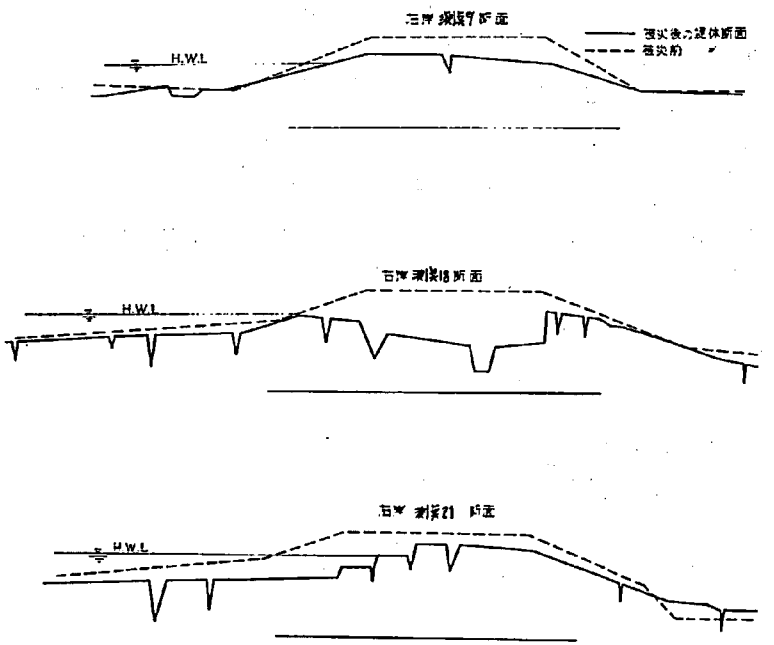
(a) 阿賀野川河口付近左岸堤防の被災による沈下





図－2.5　阿賀野川堤防の沈下

また最も大きな被害を受けた堤防断面の例を図－2.6に示す。

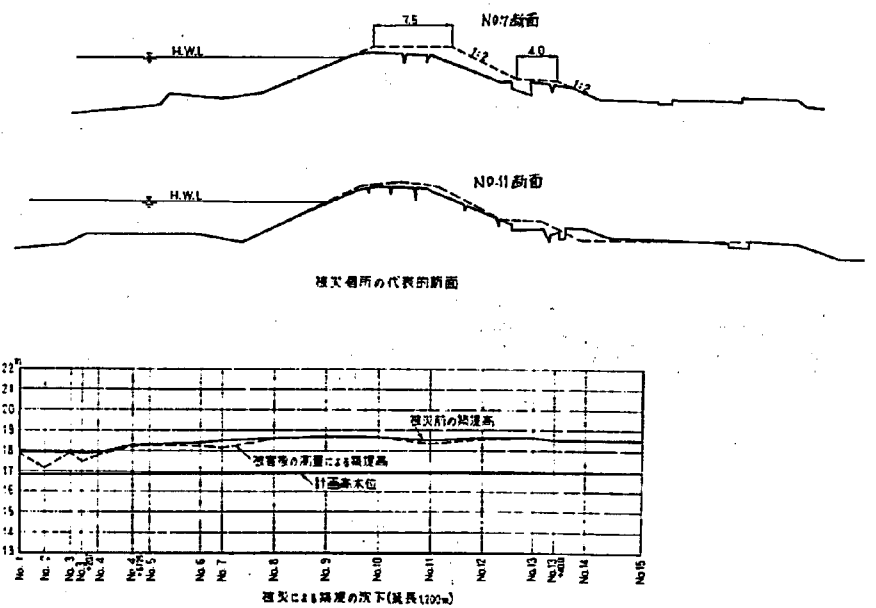


図－2.6　被害を受けた阿賀野川堤防の断面の例

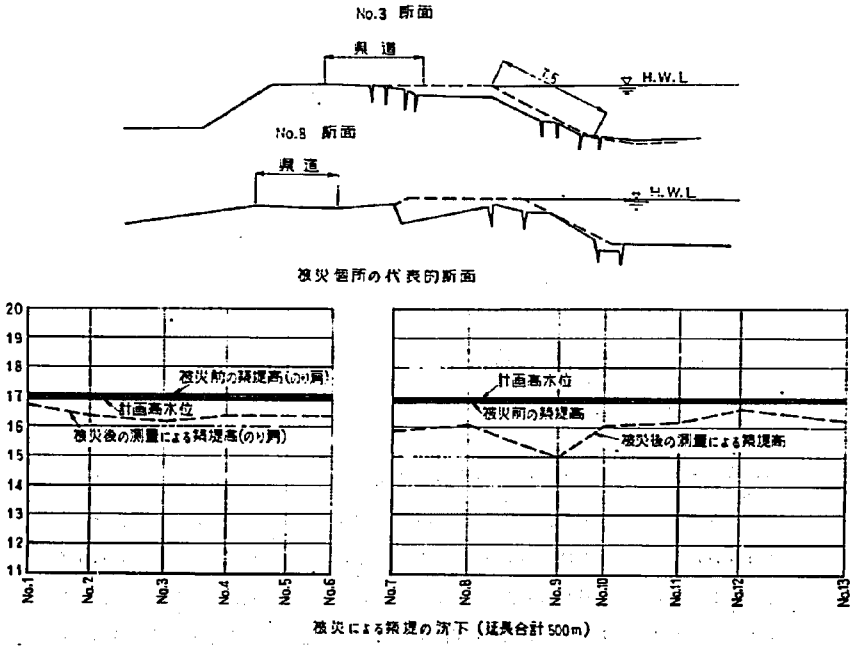
この付近に被害が集中したのは基礎地盤が軟弱なことに原因があり、左岸側の被害箇所は比較的最近まで阿賀野川の旧河床に当り、また右岸側の被害箇所は加治川および新井郷川の合流点でゆるい堆積土砂から地盤が形成されているためである。泰平橋より上流の被害は軽微であるが、それでも堤体の亀裂などがいくつかの箇所で発生している。最も被害の大きかった箇所も河川改修によって旧堤の前面に改築した堤防に当り、同様、地盤に原因があると考えられ、堤防の前後の地表面には多量の砂の噴き出しが認められた。

2）信濃川堤防

阿賀野川下流部に比較すると信濃川堤防の被害は軽微であった。被害の様相は阿賀野川堤防と同様で堤体の縦亀裂および沈下であった。被害箇所の多くは旧河床上に築造した堤防に生じており、大河津分水ぜき上流の右岸真野代新田、左岸の町軽井および並木新田の被害は顕著であった。上記の堤防の沈下状況ならびに被害を受けた堤防の代表断面を示すと図－2.7および図－2.8のとおりである。



図－2.7　信濃川右岸真野代新田の堤防被害



図－2.8　信濃川左岸町軽井堤防の被害

3）最上川および京田川下流部堤防

下流部に集中し、堤体の亀裂発生、沈下陥没が被害の形態である。被害の大きい例えば両羽橋上流右岸では天端のり面に大きな亀裂が数条はいり、沈下は2mにも及んでいる。一部のり先の田面がふくれ上っている所も見受けられるが、全体として体積が減少したと見なされる場合が多い。

4）赤川堤防

堤防の被害は一定箇所に集中して生じている。最も被害の大きい黒森地区では被害は旧川を締め切った箇所に発生している。この箇所は粘土からなる軟弱地盤であるため、旧川締め切りの際には地盤の不良を考慮に入れ押え盛土としての裏小段も十分広く取ってすべりに注意して堤防の築造が行なわれていたが、天端の堤外側のり肩を境とし堤内側にすべりを生じ、沈下は2m程度、のり尻の押え盛土から20～40m先の田面まで全体に隆起を起こした。

(ii) 十勝沖地震における堤防の被害

十勝沖地震によって生じた堤防の被害の形態であるが、過去の地震によって各地で生じた地震災害と同様、河川堤防の沈下、天端のり肩付近の亀裂の発生および堤体の変形によって生ずる護岸の破壊であった。新潟地震における被害に較べ軽微であったのは地震の震源からの距離が大であったことにもよるが、地盤が比較的良好であったためと考えられる。馬淵川堤防で被害の大きかった新大橋上流部での被害は天端およびのり面に数条のきれつの発生と50cm程度の沈下であった。この地区が旧川の締切り箇所に当っていることは調査の結果からも明らかである。

馬淵川以外の中小河川では堤防にかなりの被害を受けているものもあり、程度も様々であるが、特徴として次のような事項を挙げることができる。

まず、旧河床、旧沼沢地などに作られた堤防に被害の大きかったことである。また堤防の築堤完成後の経過年数が少なく、かつ盛土高の大きいものほど被害があった。さらに築堤材料にシラス系の砂質土を用いた堤防の被害が目立つたことも特徴であった。これは地震発生前に多量の降雨があったことも影響していると考えられる。たとえば八戸市では5月13日、14日、15日の3日間に総雨量163mmの降雨があって、そのうち14日には115mmの降雨が記録されている。所によっては総雨量200mmに達する豪雨があったため、堤体には降雨ならびに河川の増水による浸透流が生じ土の含水量がかなり上昇していたと想像される。豪雨のみによっても土の斜面の崩壊が生じうることはよく知られているとおりで、浸透流によって構造物の安定性が低下していたところへ地震の振動が作用したため、のり面の崩壊が多数起こったものと考えられる。シラス系の材料の盛土に被害の多かったことはこの種の盛土は比較的ルーズであり、しかも砂質土で透水係数が高く水を吸い込み易いこと、土粒子の比重の軽いことなどが原因となり、水によって土の強度の低下、流動化が起こりやすいためと考えられる。

十勝沖地震に関連し、とくに付け加えなければならないことは、地震の直後かなり大きな津波が襲来し、一部堤防を越波したことである。従来、堤防がたとえ地震によって被害を受けたとしても、地震時および直後に洪水が襲来する可能性は極めて少ないと考え、応急復旧が十分間に合うとしていたが、津波による高潮が直後に起こることを考えると太平洋岸に流出する河川の河口部付近の堤防には津波対策として、耐震設計の必要なことを示す事例となった。十勝地震の越波はこう云う意味で貴重な教訓でもあった。

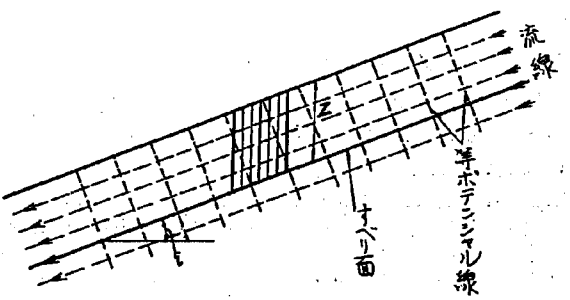
(iii) 浸透流のある斜面の地震時の安定性

十勝沖地震の堤防の破壊形態は過去の地震被害の形態とほゞ同じであるが、この地震の場合、とくに注目しなければならないのは地震の発生前に多量の降雨があって、斜面

の安定性に降雨による浸透水がかなりの影響を及ぼしたと云うことである。前節で浸透流のある場合の斜面の安定性について触れたので、それに地震の影響を加味して安定性を検討する。

シラス系の砂質土は土の含水比が増加すると粘着力が減少するので、前の場合と同様、取り扱う問題を単純化するため土の粘着力を無視する。地震に対する安定性については、いわゆる震度法を適用して、水平方向の加速度のみを考え、しかも地震時には間げき水圧は変化しないものと仮定する。

斜面のすべりを円弧として、震度法を適用することもできるが、[9] ここでは最も単純な場合を考える。すなわち無限に広がっている斜面として、斜面に平行な浸透流が生じているとする。すべり面を斜面に平行と仮定し、図－2.9に示すような微少部分の釣合いを考え、すべり面に鉛直方向の有効応力σおよび斜面の地表面に平行な方向のせん断応



図－2.9　浸透流と地震が作用したときののり面

力τを求める。

$$\sigma = \gamma_s z(\cos^2 i - \alpha \cos i \sin i) - \gamma_w z \cos^2 i$$

$$\tau = \gamma_s z(\cos i \sin i + \alpha \cos^2 i)$$

ここにγ_sおよびγ_wはそれぞれ土の現場単位体積重量および水の単位体積重量、αは震度である。

したがって、すべりが起こらないためには

$$\frac{\tan \phi}{F_s} = f \geqq \frac{\tau}{\sigma}$$

が成り立たなければならない。したがって

$$f \geqq \frac{\gamma_s'(\sin i + \alpha \cos i)}{\gamma_s(\cos i - \alpha \sin i) - \gamma_w \cos i}$$

地震と浸透の影響がないものとすると上式は簡単になって

$$f \geqq \frac{\sin i}{\cos i} = \tan i$$

浸透流の影響のみ考え、地震力が作用しないときは

$$f \geqq \frac{\gamma_s' \sin i}{(\gamma_s - \gamma_w)\cos i} = \frac{\gamma_s'}{\gamma_s - \gamma_w} \tan i$$

地震のみで浸透流の影響のない場合は

$$f \geqq \frac{\sin i + \alpha \cos i}{\cos i - \alpha \sin i}$$

となる。

参考のために、計算例を示す。例としてはのりこう配2割5分、水平震度0.15、$\gamma_s = 2\ t/m^3$ $\gamma_w = 1\ t/m^3$ を代入して、それぞれの場合について計算を行なってみる。その結果を表－2.4に示す。

条　件	地震、浸透ともにない場合	地震を考え浸透を考えない場合	浸透を考え地震を考えない場合	地震、浸透ともにある場合
τ/σ	0.4	0.585	0.8	1.25

表－2.4　のり面安定の計算結果

この計算結果からわかるように、地震、浸透流の影響のない平常の状態に比較し、両者がある場合は同じ安定性を保つためには土の摩擦係数が3倍なければならないことになる。逆に云えば安定性が約⅓に減少するとも云えるわけである。

十勝沖地震によって被害を受けた盛土を観察しても、振動と同時に降雨の影響が多かったように判断されるが、上記の計算によると、地震による影響よりも浸透流の影響の大きいことが示されている。

しかし実際の斜面では、こゝで仮定したように斜面全体が飽和するとは思われないし、また飽和したシルト、砂に振動が加わると流動化を起こすこともあり、実際はまた遙った複雑な現象と考えられる。のりすべりの現象がここに示したような簡単な計算では説

明できるものでないことはもちろんである。

§ 2.8　地震による堤防の崩壊と地盤の性質

地震による堤防の被害の実例で述べてきたように、堤防の崩壊、損傷の程度、様相は地表面近くの基礎地盤の良否に密接な関連を持つ。

たとえば新潟地震で堤防の被害の大きかった阿賀野川、信濃川、最上川などの下流部一帯はいずれも上流から運ばれてきた土砂が堆積してできた沖積平野で、古来氾濫を重ね河道の変せんを繰り返してきた地域である。地質学的には類似した条件であるが、地盤の強度特性あるいは振動特性という面に着目すると地域ごとに差があったようで、そのため盛土の被害にかなりの差ができている。ごく最近まで河川敷であった箇所に被害が集中していることから、これら被害箇所の地盤は振動に対して何らかの弱点を持っているものと推定される。

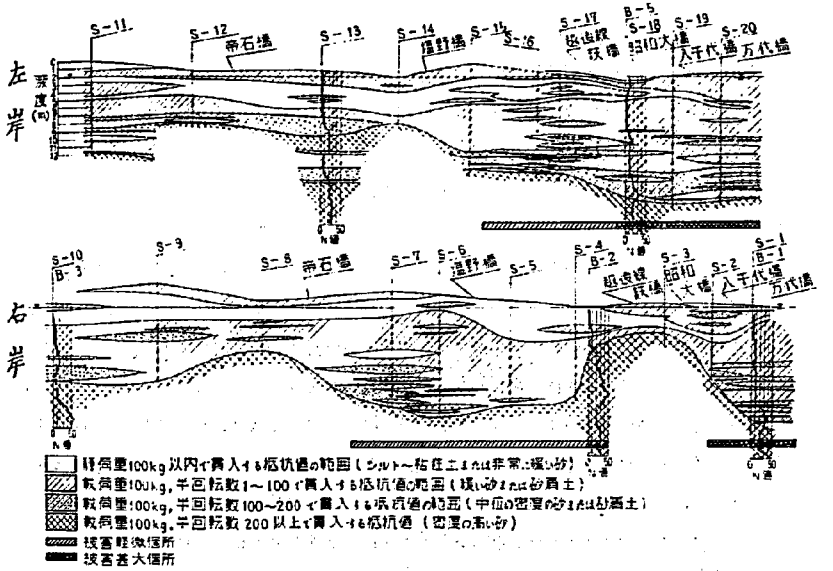
地震によって堤防が被害を受けた箇所については、その都度地盤調査を実施し、被害の程度と地盤の強さとの関係を求めるべく、被災区域の河川堤防沿いに広範囲にわたる調査を実施してきている。土質調査はボーリング、サウンディング（標準貫入試験を含む）を主体とし、それら地盤の強度特性を示す現位置試験結果を堤防の被害程度と結び付けようとしている。ここでは調査の一部についてのみ紹介する。

(1)　スェーデン式サウンディング試験結果と被害の関係

調査範囲が広い場合には調査が簡単に実施できる方法をとらねばならず、この意味からスェーデン式サウンディングは有力な方法であった。スェーデン式サウンディングに限らず全ての調査方法に云えることであるが、ある一つの試験によって求められる測定値と、地震の被害との関連を見出そうとすることには無理であるということである。地盤の表層部だけのサウンディングでは地盤ならびに盛土の動的挙動、振動特性についてはほとんど何も情報がえられないこと、試験によって求められた貫入抵抗と土の動的強さとの関連もわからないことなど問題が多いためである。

しかし今まで収集された資料を整理して検討を加えてみると、スェーデン式サウンディング試験による簡単な貫入試験によっても、地域ごとの土質の相違を加味しておけば、貫入試験結果と被害の程度をある程度関連付けることはできると判断される。

河川堤防沿いに行なったサウンディング試験の結果をまとめて作成した地盤縦断図の1例を図－2.10に示す。これは被害の最も大きかった旧信濃川の万代橋から大野間の調査結果である。これから下流部へ移るにしたがって上層部のゆるい砂またはシルト層の厚さが大きくなっていることがわかる。この地区は新潟の市内に当り河の両岸にはごく低い河川堤防しかないが、その前面には矢板護岸が施工されていた。堤体は小さいため被害は目



図－2.10　サウンディングによる地盤の抵抗と被害の程度

立たなかったが、護岸の被害はいちじるしく、ほゞ全川にわたって破壊が起こっていた。護岸の被害程度が地盤の良否と関係を持つことは図からも明らかである。なお試験方法ならびに結果の整理は土質工学会のＪＩＳ原案に準じて行なったものである。図では次のような区分を付けて地盤の状態を表示した。すなわち①荷重１００kg以内で貫入する層。これは主にゆるい盛土地盤の表層のシルト質細砂あるいは極めてゆるい砂を示す。②ハンドル１００半回転以内で貫入する層。ゆるい砂または砂質土に対応する。③１００～２００半回転で貫入する層。中位の密度の砂または砂質土。④２００半回転以上でないと貫入しない層。締った砂に対応するものと思われる。大体の目安として200半回転以上の層はＮ値１０～２０以上の層と考えてよい。しかしスェーデン式サウンディングでは調査深度が大きくなるとロッドの摩擦抵抗が先端部の貫入抵抗に付加されていくので図に示されている抵抗がそのまゝ地盤のその深度の地層の貫入抵抗を表わしているのではない。また深度が増加するといわゆるサーチャージが増して、同じ土質の同じ状態の地層でも深度の増大に従って大きな貫入抵抗を持ってくることに注意しなければならない。なお同図にはごく概略の被害状況を示すために被災箇所を被害の大きい箇所、軽微な箇所を表示した。

図に示されているように被害のはなはだしかった区域は左岸では越後線鉄橋より下流部

であり、右岸側も大体同一区間で被害が大きかった。特筆すべきは右岸昭和大橋の上下流部付近では被害が極端に軽微であったことである。図からもわかるようにこの地区は硬い砂層が地表面付近に存在し、ゆるい砂ないしシルト層の厚さが非常に薄くなっているためと考えられる。この硬い砂層は砂丘の基底部が残存しているものと思われるが、いずれにしろ強度の大きい層が地表近くに現われる所では、被害が非常に軽微になるということを示すものである。また帝石橋付近の護岸にほとんど被害が認められないのは、地表部を占める軟かな砂層の厚さが薄いためであったということができる。

また同様に新潟地震のとき被害の大きかった阿賀野川下流部について行なった調査結果も類似した傾向を示している。調査資料は掲げないが、堤防の被害は河口より4kmの位置にある泰平橋より下流に集中し、上流部の被害は軽微で多少の沈下と亀裂程度であった。堤防に大きな被害の起こっている箇所はサウンディング結果から地盤の貫入抵抗の小さい地点の多いことが見出され、貫入抵抗が200半回転以上という硬い層に達するまでの深さの大きいことが知られた。被害のない泰平橋上流部付近は河口部に比較して硬い砂層が浅い所に存在している。とくにはっきりしていることは泰平橋左岸付近およびその上流は被害が全く起こっていないが、試験結果も地盤の良好なことを示しており、地表面より6～7mで200半回転以上の硬い層が現われている。またサウンディング試験の結果、地表部の軟かい層の厚い地区は旧河川敷ともよく一致していて、比較的最近まで河道であって堆積後あまり日時の経過していない地層は強度の低いことを示している。しかし同じような貫入抵抗を示す地盤であっても、堤防の被害の大きい場所とそうでない場所とがあり、他の要素たとえば土質の相違などの影響も加わるため、地盤の貫入抵抗のみと関連を持たせるのはかなり難かしいと考えられる。

このほか、信濃川大河津分水堰上流付近の被災箇所の調査結果や、新潟地震によって被害を受けた最上川水系の堤防や十勝沖地震により被害を受けた馬淵川堤防の調査結果についても同様なことが云える。

阿賀野川、信濃川はルーズな砂が主体の地盤であるが、最上川、馬淵川堤防の地盤は粘土と砂層の両方から成り立つ複雑な地層である。軟弱な粘土層の厚い所に被害が集中しているが硬い砂層が地表面に存在していても、沈下、亀裂などの被害を起こしており、必ずしも貫入抵抗の小さい箇所のみに被害が集中しているわけではない。したがって地盤の貫入試験結果から推定した強度以外の要素、地盤および堤体の振動特性、土の種類、堤防の方向および形状などの影響が重なり合っていて、実際の破壊現象は複雑と考えられる。

(2) オランダ式2重管コーン貫入試験結果と被害の関係

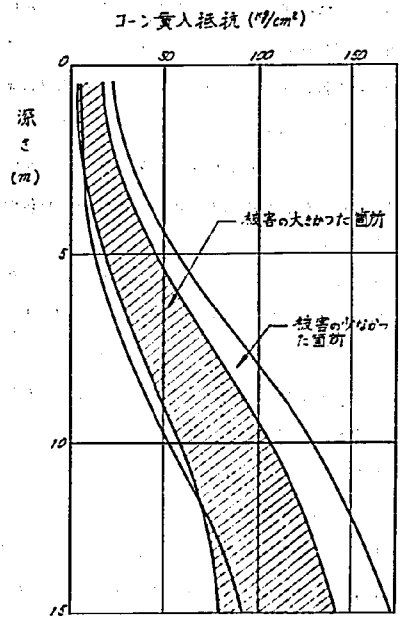
すでに述べたスェーデン式サウンディングでは調査深度が大きくなると、貫入抵抗にロ

ッドの摩擦が加わることが欠点となってくる。また軟弱地盤の場合、地表付近の貫入抵抗が極端に低いと、ロッドは重錘の重さのみで貫入して、測定が不正確になることなどから、貫入抵抗をより敏感に測定できるオランダ式貫入試験を用いて地震の被害を受けた堤防の地盤調査を行なうことを計画した。

オランダ式２重管コーン貫入試験機は一種の静的円すい貫入試験機であるが、この試験機の特徴は貫入棒が２重になっていて先端抵抗と周辺摩擦を別々に分けて測定できること、また押込み装置が強力で、かなりの深さまで調査が可能なことでN値が２０～２５程度の地盤にまで適用できることである。

試験は新潟地震で被害を受けた阿賀野川、信濃川の堤防地盤を対称として実施した。したがって調査対称となった地盤の土質は砂およびシルトが主体であった。被害の発生した箇所、被害のなかった箇所などの地盤の特徴を握むために実施する調査であったため、被害箇所、無被害箇所の代表的な地点を選んで試験を実施した。

試験結果として図－2.11に阿賀野川の堤防地盤について実施したものを、被害の大きかった地点の測定値と被害の少なかった地点の測定値に分けて、両方の範囲を示した。



図－2.11　被害の大きかった箇所と少なかった箇所のコーン貫入抵抗の比較

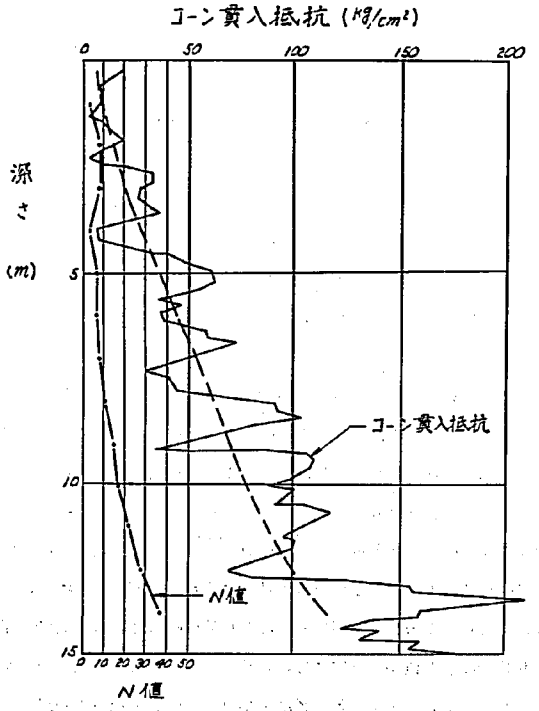
オランダ式2重管コーン貫入試験によって求めた測定値は、被害のあった箇所、なかった箇所ともかなり広い範囲にばらついていて、傾向のみについて云うならば両者の間にそれほどはっきりした差がないように見受けられる。強いてその特徴を挙げると、被害を受けた地盤の貫入抵抗のばらつきの幅は幾分狭く、深さ4mまではほとんど全部コーン指数25以下であり、一般に値は小さい。これに反し無被害箇所は一般に大きな貫入抵抗を示し、しかも深さとともに値が増加している。この他両者の測定値の比較において述べておかなければならない点は、無被害箇所の貫入抵抗に非常に低い値のものもあることである。その地点のボーリング資料によって地盤を構成する地層を調べてみると、いずれも粘性土から成り立っていることがわかり、粘性土地盤と砂質土の地盤とは一応分離して取扱う必要のあることが示された。

オランダ式2重管コーン貫入試験を実施した箇所のいくつかについてはボーリングおよび標準貫入試験を実施しているので、同一地点の測定値の比較を行なってみる。標準貫入試験はわが国では広く利用されており、新潟地震による新潟市内の建築物の被害と標準貫入試験より求めたN値との関係を調査した報告などが多数ある。深さ方向のN値の分布が建物の被害と密接な関係を持つことを示した小泉の研究[13]などが、その代表的なものである。

しかしボーリング孔を使って実施する標準貫入試験は概ね1m間隔ごと程度にしか行えず、また1回の測定中における細かい地層の変化などを見分けることは困難で、平均的な地盤の硬軟、締まり具合などの概略を判定するのに用いられていると解釈した方がよい。

これに反しオランダ式2重管コーン貫入試験は先端コーンの貫入抵抗を連続もしくは極めて狭い間隔で測定可能であり、標準貫入試験ではほゞ一様な地層と判定される箇所においても、かなり詳しく細かい地層の判定ができる。図－2.12に1例として阿賀野川河口部の堤防の被害の大きかった地点で接近して行なったオランダ式貫入試験の結果と標準貫入試験の結果を示した。N値と比較してみると貫入抵抗の増減の変化の大きいことが知られるが、深さが増えるにしたがって、試験値の増加する傾向は両者互によく似ていることが認められる。地層構成の大雑把な判定には標準貫入試験も十分利用しうるが、細部の資料をうるためにはオランダ式貫入試験の方が有効であることがわかる。

すでに述べたように図－2.11に示した被害箇所と無被害箇所のオランダ式貫入試験の貫入抵抗はばらつきの幅に多少差はあるが、深さと抵抗値などの傾向はほゞ同じと考えられる。しかし、個々の試験値を当ってみるとある特徴があることが見出される。すなわち図－2.12には貫入抵抗 q_c の平均値を破線で示したが、この線を中心とした凹凸が堤防の被害にある程度関係を持っているということである。この例で云うと深さ2m余りと4m付近で貫入抵抗がかなり小さくなっている。これはルーズな砂層が挟まれていることを示



図－2.12　コーン貫入抵抗とN値の比較の1例

しており、この層の存在が地盤の流動化に関係があり堤防の破損に影響があったと考えられる。同じような傾向で深さとともに貫入抵抗の増加する地盤において被害のない箇所があるので、それらの場所について細かく貫入抵抗の変化を検討した所、増減が少ないことが知られた。このような軟かい層の存在が地震時の安定性に影響を持つことが知られた。すなわち飽和した砂地盤上の構造物が地震時に破壊する原因に地震の流動化が指摘されているが、地層の中に局部的に存在するルーズな層が直接の誘因となって流動化を引き起こさせる場合が多いということである。地盤内の細かい地層の変化が、どのように地盤の流動化に影響を持つか定量的に示すことはできないが、阿賀野川の堤防地盤の調査結果から、砂層の局部的なゆるみが、地盤の流動化につながる場合が多いという見解を示した。

§2.9　結　　語

治水事業への投資効果が近年の水害の減少という形で表われ、水害の形態が年々変って

きている。確かに大河川の氾濫は全く影をひそめたが、中小河川、都市周辺の河川の水害はあまり減っていない。

河川沿岸の土地の開発が急速に進むにつれ堤防の重要性がますます高まっているので、安全性の高い堤防を築造していくために、また、既存の堤防の補強を計るために、過去における堤防破壊の実態を十分認識しておくことが大切であると考えた。本章ではまず、直轄河川において戦後に生じた破堤の実態を調べ、その結果を示した。水害の内容は昭和20年代と最近とではかなり異なっているが、堤防破堤の原因はあまり変っていない。一貫して云えることは、破堤の大部分は越流にもとづいているということである。破堤原因の82%は越流であり、次いで11%は洗掘による破堤であった。土質工学的な立場から問題になる破堤原因は、のりすべり、漏水などであるが、これらを原因とする破堤は意外に少ない。したがって、この結果のみを眺めた場合、水理学的な機能が不足なために生じた破堤が大部分で、土質工学的な安定性はバランスの上から云って、むしろ高かったと云える。しかし、洪水中に激しい漏水、のりすべりに見舞われて、水防団の必死の活動によってかろうじて破堤をまぬがれたという多数の事例は含まれていないわけで、土質工学的な問題が少ないという意味でないことを認識しておかなければならない。つぎに、上述の破堤原因の調査からやゝ離れるが堤防破壊に関する問題として土質工学上注目を引く、降雨による堤防のり面の崩壊と地震による堤防破壊について過去の事例を説明し、また調査結果に検討を加えて原因の分析を行なった。

降雨によるのり面崩壊の大規模な事例は過去にいくつかある。いずれも250㎜を越える集中豪雨によって起こっているが、堤体材料にも特徴があって、砂質土が一般に問題を持つ。別の表現をすると水を比較的浸透しやすく、しかも水を吸うことによって、強さの低下する土にすべりが起こりやすいということである。この種の土は堤防材料として広く利用されているものでもあるから、記録的豪雨があれば、どの河川でものりすべりの生じる危険性の大きいことを特に強調しておきたい。

地震による堤防の破壊は地震の度ごとに経験されてきたが、いまだに何らの対策も確立されていない。この理由は地震と洪水が同じ時期に発生する確率は極めて小さいこと、土でできた堤防は復旧が簡単であることなどを考えてのことであるが、合理的な設計方法が見出されていないことにもよる。新潟地震のときの護岸の破壊による市街地の冠水、十勝沖地震直後の津波の襲来などが示すように、堤防の耐震性が必要とされる例が少なくないため、堤防の耐震設計法について検討を要する時期になったと考える。本章では堤防の耐震設計法に関する研究の一段階として新潟地震、十勝沖地震直後に実施した調査のうちいくつかの問題につきまとめ、地震による被害の特徴と地盤の関係、降雨と震害の関係、地盤の地層構成と流動

化などについて触れた。

まず被害と地盤の関係は、今まで各所で指摘されたとおりであるが、スェーデン式サウンディングの試験結果によってもある程度、両者の関連を見出すことの可能なことを示した。また地盤の調査にオランダ式2重管コーン貫入試験を適用した結果、従来広く用いられていた標準貫入試験では確認できない細かい地層の硬軟が見分けられ、大まかな地盤全体の締り具合と同様に、局所的なルーズな砂層の存在が、地盤の流動化に影響を持つことを指摘した。

最後に降雨が震害に及ぼす影響であるが、十勝沖地震の例を調べると、降雨の作用が大きいことが認められるので簡単な計算によって、その影響を分析してみた。この事実から考えると、堤体内の地水位が高く、粘着性に乏しい砂質土からできている堤防は雨水の作用があるととくに地震による破壊の生じやすい条件を具備していると云える。

本章では破堤原因の分類と、堤防破壊のうち、土質工学上問題になると思われる降雨ならびに地震による破壊を挙げ、主に破壊の実態に関して説明を加えた。降雨によるのりすべりの問題は後の章で詳しく検討を加える予定である。

参　考　文　献

1) 山村和也：洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査、第１２回建設省直轄技術研究会報告書，１９５８，pp.２１～３０．

2) 山村和也、久楽勝行：降雨時の斜面の安定性、第５回土質工学研究発表会講演集、土質工学会、１９７０，pp.２９７～３００．

3) Fukuoka, M.: The Influence of a Heavy Rainfall on the Stability of an Embankment, Proc. 1st ARCSMFE, New Delhi, 1960.

4) 南部三郎、川瀬欽吾、杉浦英雄、木曽川水系３河川の堤防のり面崩壊と降雨実験、第１７回建設省直轄技術研究会報告書　１９６３，pp.３９３～４１６．

5) Sherard, J.L.: Influence of Soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogeneous Earth Dams, U.S. Bureau of Reclamation Technical Memo. No.６４５, Denver, 1953.

6) 赤井浩一：浸透水流による盛土法面の局部破壊について、土木学会論文集、３６号、１９５６，pp.４４～４９．

7) 久保田敬一：浸透水流による築堤斜面の安定性について、土木学会誌、４１巻、３号、１９５６，pp.８～１３．

8) 吉川、山村ら：新潟地震震害調査報告、第６編河川、土木学会、１９６４，PP.２６１～３３０。

9) 吉川、山村ら：新潟地震調査報告、第３編河川関係の被害、土木研究所報告、１２５号、１９６５，pp.８３～１４０．

10) 山村和也、矢部正宏：十勝沖地震調査、河川堤防および河川構造物、土木技術資料、Vol.１０，No.８，１９６８，pp.４３～４６．

11) 寺島敦、小島圭二ら：新潟地震調査報告第２編、新潟地震と地盤の特性、土木研究所報告、１２５号、１９６５，pp.５～８２．

12) Seed, H.B., J.M. Idriss: Analysis Soil Liquefaction ; Niigata Earthquake, Proc. ASCE, Vol. 93, SM 3, 1967. pp. 83～108

13) 小泉安則：新潟地震における砂の密度の変化、土と基礎、Vol. 13, No.2, 1965, pp.12～15．

第 3 章　築堤土質の実態に関する研究

§3.1　概　説

河川堤防の安定性は，築堤材料ならびに施工法すなわち締固めの良否によつて大きく左右される。良質の材料を用いて入念な施工を行なえば，安定性の高い堤防ができるはずであるが実際は必ずしもそうでない。築堤工事では現場付近で入手できる材料を適当に盛り立てているのが実態で，築堤工事の長年の歴史および経験に比較し，その内容ははなはだ粗末であつた。最近堤防工事にも土質工学の知識が取り入れられ，また施工法自体も大型土工機械による機械化作業が行なわれるようになり，築堤の質的な向上も目ざましいが，同種の構造物である道路盛土などと比較すると，土質工学的な検討に見劣りのすることは否めない。

河川堤防を土質工学的な立場から検討した例は少なく，実際の堤防土質の実態を調査した報告もほとんどないので，本章では各地の堤防について実施した土質調査資料を中心にして，築堤材料に一般的な考察を加え，また実際の河川堤防の締固め度の実態を，道路盛土の実態と比較し，河川堤防の築堤に当つての土質工学上の問題について検討を加える。

§3.2　築堤材料の選定方針

築堤工事には普通現場付近で容易に入手できる材料が利用される例が多いが，材料の良否は直接堤防の安定性に大きな影響を持つので，その質的な検討もゆるがせにできない。

土質工学的立場から見て，堤体材料として良好と考えられる材料の性質は一般的な表現をすると次のようになろう。すなわち，

① 降雨あるいは浸透流によつて堤体内の含水比が上昇してものり崩れを起こさないような土質であること。

② 洪水時の漏水に対しても安定していること。

③ 堀削，運搬，まき出し，締固めなどの施工が容易であること。

④ 乾燥期に有害なひびわれを生じないこと。

などである。

このような土の性質をもう少し詳しく詮めてみると土そのものの種類がどうであるかということと，その土の状態がどのようであるかという2つの要素に分けて，材料の良否を論じることができる。まず土の種類では土が本来持つている性質がどうであるかと云う意味で，たとえば土の中に有害な可溶性成分，有機成分が含まれているかどうか，透水性，せん断強さ，圧縮性などがどうであるかなどが対象として考えられる。

しかし，土の性質は土の種類のみできまるものでないことはよく知られているとおりであつて，

土の工学性質には土の置かれている状態が極めて大きな影響を持つ。状態とは，土の含水比，密度，組織などがどうであるかその状態を指し，同じ種類の土であつても含水比，密度，組織が異なると土の工学的な性質は大幅な変化を示す。したがつて先に土の種類によつて透水性，せん断強さ，圧縮性などが異なると述べたが，これらの工学的性質は土の状態によつても勿論異なるわけであるから，土の種類と状態のどちらか一方のみが明らかになつたとしても，土の工学的性質を知ることはむづかしいわけで，あくまでも相対的な評価にすぎない。良質な堤体材料の一般的な性質として示した4項目についても，土の種類とその状態がそれぞれ関連を持つているが，のり崩れを起こさないような土質，漏水に安定した土質，ひゞ割れを生じにくい土質という性質については土の種類による影響が大きく，施工の難易については含水比，土の組織などの土の置かれている状態との関連が深いように考えられる。

安定性の高い堤防を作るには良質な材料を使用することが望ましく，良質の材料であるためには土の種類のみならず，状態まで含めての検討が必要であることを述べたが，実際の築堤工事では使用する材料の選択が行なわれる場合は非常にまれであるのが実態である。

材料の選択が行なわれないのは主に経済的理由からで，現場付近での河床堀削土あるいは手近な土取場から築堤材料を供給するのが最も有利であるからである。

河川工事における築堤土工量はばう大な量にのぼるため，土取場が遠方になると工費の大幅増額を招くことは明らかである。しかし，防災上極めて重要な構造物であることを認識すれば，築堤材料に関しても一層深い関心が払われるべきだと考えられる。

築堤材料の選択が行なわれるのはどのような場合か実例を調べてみると，草木，竹根などの不純物の混つた土，腐食土のようにとくに有機質含有率の多い土で，締固めが十分行なわれず，浸透水の水みちが生じやすかつたり，大きな変形の予想される材料の場合および，含水比の高い粘土，シルト質の土で施工がいちじるしく困難な場合程度に限られている。材料の取捨選択を行なう場合は非常にまれであると云うことである。粘土から砂れきまでほとんどの土はそのまゝ築堤材料として利用されている。特殊な例として，北海道の泥炭，九州の有明沿岸の潟土などによつても堤防が築造されている例があることから，ほとんど全ての土が築堤材料として利用されているのが現状である。

このように各種の土が築堤材料として利用されているので，たとえば堤体の透水性，せん断強さなども種々様々である。材料の選択，使用の制限がなされないならば堤体の土質力学的な安全率が等しくなるように築堤するためには，堤体幅，のり面勾配，あるいは転圧方法などを変え，土質に応じた堤防を作ることが必要と考えられる。しかし現実の築堤工事は河川ごとに堤防定規が定められて，土質条件は考慮せずに画一的な堤防が施工されているのが現状である。堤防定規は一応すべての土質条件に対して安全なように経験から定められていると解されるので，土質条

件のよい箇所では必要以上に安全な断面になつているとも考えられる。土質の差によつて堤防断面を変えるだけでなくアースダムのように断面構造をたとえば粘性土を川表側に，透水性の砂れきを川裏側に配置することなども考えるべきで，わずかの工夫によつて堤体の安全性を大幅に向上させることが可能と考えられる。

§3.3　築堤材料の分類

河川堤防の材料にはすでに述べたように，ほとんど全ての種類の土が利用されている。しかし土を材料として築造される構造物であるから，材料の良否ができ上つた堤体の安定性に大きな影響を持つことは云うまでもない。従来の河川工事は現地にある材料をそのまゝ利用しようとする姿勢で工事が進められ，土質に関する関心はほとんど払われていなかつたため，堤防土質に関する質的検討の資料は極めて少ない。洪水時の浸透が起こつたり，のり崩れ，洗堀の起こる原因に使用された築堤材料の土質に問題があると思われるケースがしばしば見出されており，安定性の高い堤防を作るためには材料の質的な検討も極めて大切なことと判断される。

(1)　築堤材料の分類法の現況

土の分類とは類似した性質を持つ土を，グループに分けることであり，目的に応じていろいろな種類の分類法がある。たとえば土の構造や，物理的性質を知るため，土の生成ならびに堆積の方法などによつて分類する方法などもその一つである。こゝでは土を築堤材料として眺めたときの分類について考えるため，土そのものの性質に主眼を置いた分類について述べる。

築堤材料として土を用いるとき，それが築堤材料としての良否については土質試験を行なつて一応の判定を下すことはできる。しかし各種の土が混在する土取り場で面倒な土質試験をいちいち行なうことは非常に手間のいることであるから，できれば簡単な操作，試験によつて判定ができればはなはだ都合がよい。

土の分類はこのような目的で利用されるものであつて，築堤工事のみに限らず各種の土工に広く用いられている。従来から用いられている土の分類法の主なものは三角座標による土の分類，統一土質分類法，改訂ＰＲ法（別名ＡＡＳＨＯ分類法）などがある。これらのうち統一土質分類法はその分類が，工事の計画および施工をとおし，有効に利用できることが認められ，近年とくに広く用いられるようになつてきた。

築堤工事と同種の工事である道路盛土の築造工事では，統一分類法を用いるのが最も適当であるとの結論を得て，「道路土工指針」には統一分類法が，土の分類の基準として採用されている。また，国鉄の盛土，掘削などの土工の設計施工の基準を示している「土構造物の設計施工指針」にも土の原準的な分類方法として統一分類法が採択されている。また農林省関係では古くからフィルダムの工事が米国の Bureau of Reclamation の基準を参考にして行なわれているため，

以前から統一分類法が用いられている。このように最近のわが国の土の判別分類法はほゞ全面的に統一されてきたと考えてよい。

統一分類法は米国において飛行場の滑走路の路床，路盤土の良否判定の目的で作られているCasagrandeの分類から発展したもので各分野の利用を計るように調整され，１９５３年以降，統一分類法と呼ばれるようになつたものである。この方法による土の分類は現場での簡易判別法によるか室内試験で土の粒度とコンシステンシーを測定するかによつて容易にでき，しかもとくに付け加えなければならないことは分類結果を利用するために各土質の特徴をまとめた分類表ができ上つていることである。この方法は現在のところ，最も合理的な分類法と考えられているが，築堤工事を対象とする場合，分類区分が多少，多すぎることや，実際の工事ではよく出合う玉石，れきまじり土に適用しにくい欠点がある。とくに工事の計画を立てる段階や，土工の工費の積算の段階では土の分類を細分化することはかえつて面倒であるという議論もあり，道路土工指針においても，統一分類法と並列に表—3.1に示すような分類を作成した。

統一分類法の記号	土工指針における土の名称	
	岩　石	
	岩塊，玉石	
GW，GP	れ　き	
GM，GC	れき質土	
SW，SP	砂	
SM，SC	砂質土	普通土
ML，CL，OL	粘質土	
MH，CH，OH	粘　土	
Pt	有機土	

表— 3.1

土工指針ならびに建設省土木試験基準における土の分類と統一分類法による分類

その後，建設省の工事の調査試験関係の基準を示す建設省土木試験基準においても，道路土工指針で採用した土の分類方法，すなわち，統一分類法とそれをまとめた大まかな分類を併用することに決定したので，現在のところ，河川築堤材料も一応この分類を適用することになつている。しかし，この大まかな分類法は土工を対象にして作成したものであるから，水理構造物としての堤体材料の良否を判定する分類としてはいささか不満がある。

統一分類法の他には三角座標による分類を堤体材料の分類に用いた例もあるが，分類名が材料の性質とあまりよい一致をみないので最近はほとんど用いられていない。

また統一分類法と同様に粒度試験およびコンシステンシー試験結果を利用して土を分類する改訂ＰＲ法を河川堤防の材料の検討に適用した例もある。しかし路床土を対象とした分類法であるため，土の強度に重点を置いた分類法で，河川堤防の材料の分類としては適当とは思われない。結局，河川堤防材料の分類にも，統一分類法を準用し，多少の補足をして，利用するのが最もよいと考えられる。

(2) 統一分類法による築堤材料の評価

統一分類法による土の判別分類が有効なことは広く認められているが，わが国の河川堤防のような特殊な水理構造物への適用について多少の検討を行なつてみる。なおこゝでは建設省土木試験基準で定めている統一分類法と並行して作られている分類についても合わせ考えることにする。

ＷＥＳの統一分類法による分類表には盛土および基礎用，道路および滑走路用の２種類があつて，土を材料として考える場合の特徴が整理してある。この中に盛土用土としての価値を示した欄がある。盛土用土とはフイルダムなどの用土を意味するものであるが，河川堤防も規模は小さいが同種の構造物であるから，参考のため簡単に整理してみる。

すなわち，土の種類ごとに，材料として良質のものから順番に並べると表－3.2のようになる。

Wagner[4] の示している土の工学的利用に関する表では，土の材料としての価値をアースダム，水路，基礎，道路などの対象別に評価している。河川堤防はこのうちアースダムに最も類似した構造物であるのでその部分のみを示すと表－3.3のとおりである。

堤体部	土　の　種　類
透水性部	ＧＷ→ＧＰ→ＳＷ→ＳＰ
不透水性部	ＧＭ→ＧＣ→ＳＣ→ＣＬ→ＣＨ→ＭＨ
不　適	ＯＬ→ＯＨ→Ｐｔ

表－3.2　統一分類法による分類表から判断される堤体材料の評価

種類＼使用目的	均質堤	不透水性部	透水性部
ＧＷ	—	—	1
ＧＰ	—	—	2
ＧＭ	2	4	—
ＧＣ	1	1	—
ＳＷ	—	—	3*
ＳＰ	—	—	4*
ＳＭ	4	5	—
ＳＣ	3	2	—
ＭＬ	6	6	—
ＣＬ	5	3	—
ＯＬ	8	8	—
ＭＨ	9	9	—
ＣＨ	7	7	—
ＯＨ	10	10	—
Ｐｔ	—	—	—

＊れき質の場合のみ

表－3.3　土のアースダム材料としての評価

表中に示す数字は良質の方から順位を付けたものである。

河川堤防はアースダムのように不透水性のコアあるいは透水性のシエルというようにゾーンに分けて造られることはまれで，堤体表面の土羽土部分を除けばほゞ均質型の堤体が多い。したがつて表－3.3の中では均質堤を対象としての評価が最も参考になる値を示していると考えられる。たゞし均質堤の場合にはＧＷ，ＧＰ，ＳＷ，ＳＰが材料として不適当ということになつているが河川堤防ではこれらの材料が堤体材料として使われている実績もあり，浸水継続時間，地盤条件などを考え，

必要な断面を持つた堤防を作るならば，必ずしも使用できない材料とする必要はないと考えられる。

実際の工事の計画，設計には統一分類法の分類は詳しすぎて，使用しにくいという点から，建設省土木試験基準の分類を用いるのがよいという見解をさきに示したので，この分類と河川堤防の材料の評価について少し考えてみる。

河川堤防の材料として要求される土の性質は大きく云つて，ある程度の止水性が得られること，浸透水に対して安定であること，施工がしやすいことの3つである。この条件を考慮に入れ，堤体材料としての良否を相対的に評価すると表－3.4のようになる。

土の種類	土の名称	評　価
	岩　石	－
	岩塊玉石	－
GW GP	れ　き	6
GM GC	れき質土	1
SW SP	砂	5
SM SC	砂質土	2
ML CL OL	粘質土	3
MH CH OH	粘　土	4
Pt	有機土	7

表－3.4　土木試験基準の分類と堤体材料の評価

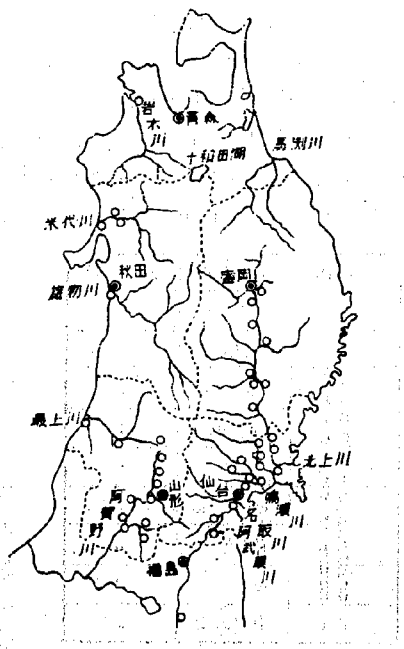
この評価は先に示した統一分類法の分類表および Wagner の示した表と，わが国の堤防工事の施工実績，あるいは堤防の災害例などを参考にして試みたものである。

(3)　堤防土質の種類

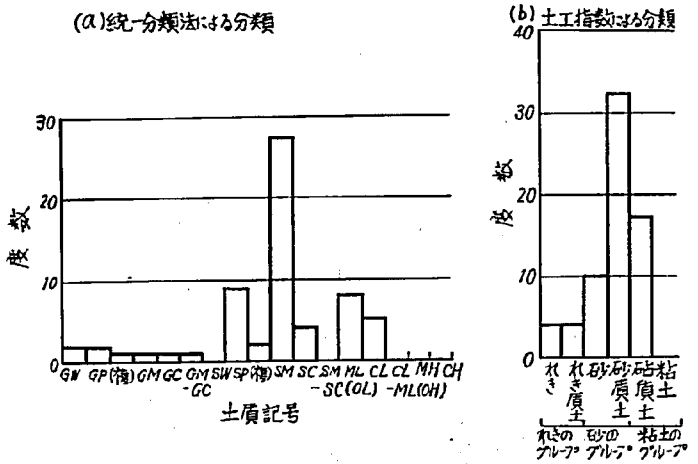
現在実際に作られている堤防の築堤材料ならびに締固め度などの実態を示すため，東北地方の河川堤防について実施した実態調査の結果を述べる。調査は特に北上川および最上川に重点をおき下流から上流まで代表的と思われる箇所を選んで11箇所および12箇所で実施した。その他，岩木川，米代川，雄物川，江合川，鳴瀬川，名取川，阿武隈川でもそれぞれ調査箇所を3～1箇所選び，合計40箇所で堤防土質の実態調査を行なつた。調査箇所は図－3.1のとおりである。

調査は天端にテストピットを堀り，地表1 m，2 mの深さごとに試料採取をして，土質試験を行なうと同時に，コーン貫入抵抗の測定を行なつた。天端と同時に小段についても同様な試験を実施した箇所もあり，土質がかなり変化する箇所では，2つのテストピットを堀つて試験を実施したので，合計のテストピットの数は72になつた。採取した試料は実験室で，土の分類のための粒度試験，コンシステンシー試験および突固め試験を実施した。

土質試験は各深度ごとに行なつたが，深度1 mの試料に対する試験は全調査箇所で行なつていて，資料が揃つていること，地表面から1 m程度の深さの土は人為的あるいは気象条件などによる乱れの影響を受けにくく，ほゞ堤体内の土の状態の実態を示すものと考えられることから，1 m深度の試料に対する試験結果を主に取りまとめることにする。まず統一分類法によつて分類した結果をヒストグラムに表わしたものが図－3.2(a)である。統一分類法から作られた土木試験基準の分類で整理したのが(b)である。

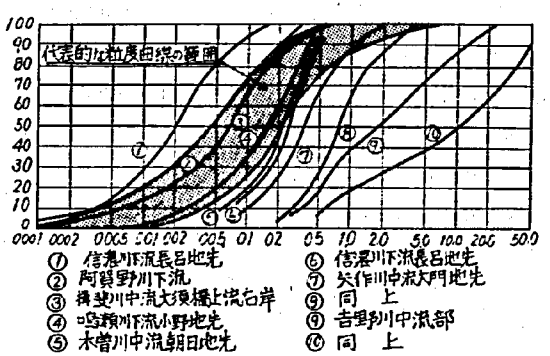


図－3.1　堤防実態調査箇所



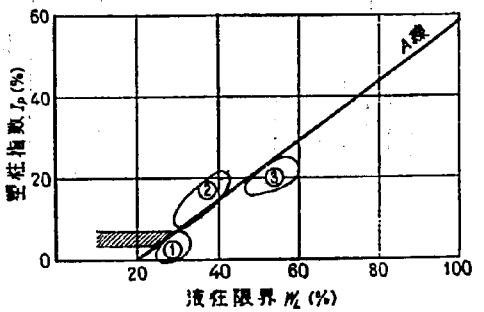
図－ 3.2　　堤体材料の分類

この場合複合記号に属する境界の土は粒度によつてそれぞれどちらかの分類に仕分けた。調査総数が６３になつているのは土質試験のデータ不備のものを切捨てたためである。堤体材料には現地で入手できる土を利用するのが原則であり，各種の土が使われているが，統一分類法での分類記号ＳＭ，すなわち砂質土が圧倒的に多いことがわかる。堤体材料を築堤現場に近い土取場に求める場合，河川の洪水敷がその対象になることが多いが，河川の堆積土砂は砂質土であることが多いためと考えられる。次に粒度曲線をまとめてみると図－３.３に示すゾーンの曲線が圧倒的に多い。



図－３.３　東北地方の河川堤防材料の代表的な粒度曲線の範囲と各地方の堤防の粒度曲線

参考のため各地の河川の堤体材料のいくつかを同時に記入したが[12]これは堤体材料として広範囲の種類の材料が使われている例を示し，一般に広く使われている材料との比較をするためにのせたものである。第2章で豪雨によつて斜面崩壊を起こした堤体材料の粒度曲線を示したが，これは一般に広く用いられている堤体材料と大体一致しており，SMを主とする砂質土によつてできている一般の堤防は豪雨によつて斜面崩壊を起こす可能性があると云うことになる。また図－3.4には塑性図上にプロットした結果を示した。砂質土が主体であるため資料数は減るが，②の部分および①の部分に集中している。液性限界の値の高い資料は少ないが③の部分を占める傾向にある。



図－ 3.4　　塑性図による土質分類

§ 3.4　堤体土質の実態

(1)　土の含水比，乾燥密度などの状態

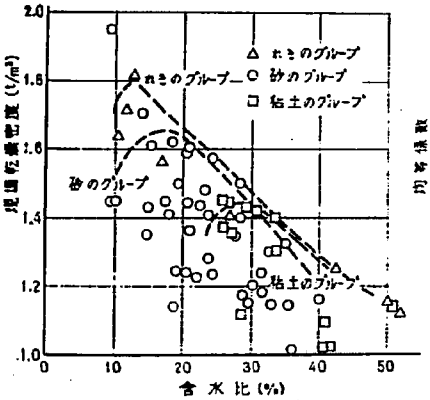
土の性質は土の種類とともに，その状態によつて異なるので，各堤防の密度，含水量など土の状態を示す数値を整理し，また室内実験の結果を用い，締固め度，間げき比などを算出し，現場含水比，あるいは均等係数，コーン指数などとの関係を検討してみた。

土の密度は締固めのときの含水比，締固めエネルギーなどによつて変化するが，土の種類の相違による変動が非常に大きい。いま，調査した堤防のすべての資料を用い，現場乾燥密度と自然含水比の関係を示すと図－3.5のとおりとなる。れき，砂，粘土の3つのグループに分けて眺めると当然ながら粘土グループに比し，砂ないしれきのグループは大きな乾燥密度を示している。

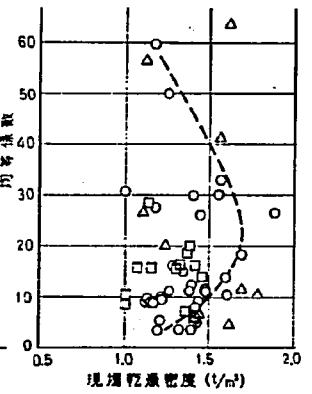
施工時の含水比と調査時点の含水比は同じ程度とは必ずしも考えられないが，グループごとに上限値をむすべば突固め曲線に類似した曲線が得られる。

施工後の経過日数，施工法などに差があるにもかゝわらず，堤体土の乾燥密度は，土の含水比ならびに土の種類に関係していることが知られ，とくに土質の変化が非常に大きな影響を持つことを示している。東北地方の資料に限れば含水比40%以下の土が用いられ，乾燥密度はおゝむ

ね1.1 t/m² 以上となつている。



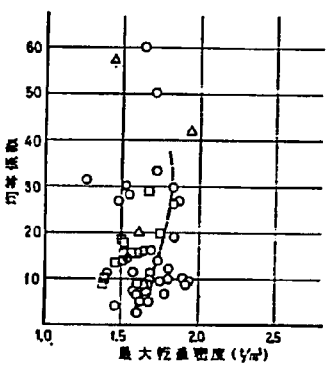
図－3.5　乾燥密度と含水比の関係



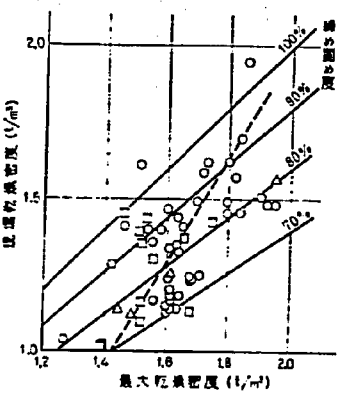
図－3.6　均等係数と乾燥密度の関係

使用する材料が締りやすい良好な土かどうかの判定はむづかしいが，一つの目安に粒度配合の良否が考えられる。粒度配合がよいこと，すなわち均等係数が大きいことであると云えるので図－3.6に均等係数と現場乾燥密度との関係を掲げた。また，図－3.7には最大乾燥密度と均等係数の関係を示したが，両図ともかなりのばらつきはあるものの砂質土については均等係数が一定の範囲の値でよく締ることが示されている。

図－3.8に現場乾燥密度と最大乾燥密度の関係を示した。現場乾燥密度と最大乾燥密度の比が



図－3.7　均等係数と最大乾燥密度

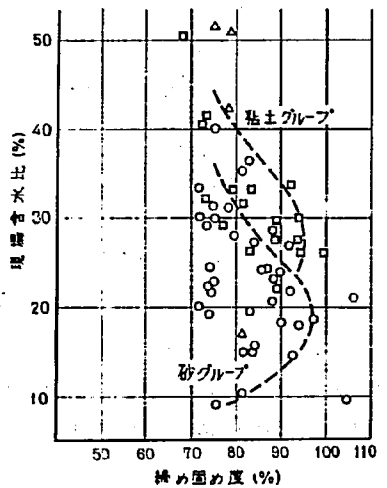


図－3.8　現場乾燥密度と最大乾燥密度の関係

締固め度であるから，この図は，最大乾燥密度が小さい土ほど，現場の締固め度も小さいという傾向を示している。粘性土は砂質土に比較して一般に小さい最大乾燥密度を示すから，現場の築堤工事において粘性土では高い締固め度を得にくいことを表わしている。

つぎに現場乾燥密度の代りに，締固めの程度を判定する数値としてよく用いられる締固め度によつて検討してみる。

まず締固め度と現場含水比の関係を示したのが図－3.9である。



図－3.9　現場含水比と締固め度の関係

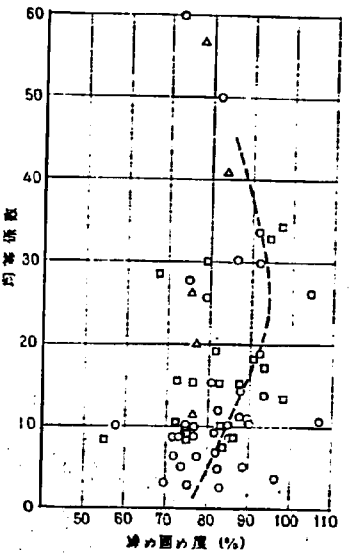
砂質土と粘性土を比較して砂質土は含水比が低く締固め度が幾分高い，粘性土はその逆の傾向にある。砂質土では２０％前後，粘土質の土では３０％前後の含水比の堤体が一般によく締つている。締固め度の値としてはほとんど全てが７０％から１００％の間に分布しているが，道路盛土施工管理の規準にしている締固め度９０％に比較するとかなりの堤体が規準値を下廻る値を持つことを示している。

また締固め度と均等係数の関係を求めると図－3.10のとおりとなり，砂質土においては締固め度は均等係数が２０～３０程度まで増加するに従い大きい値を示す。

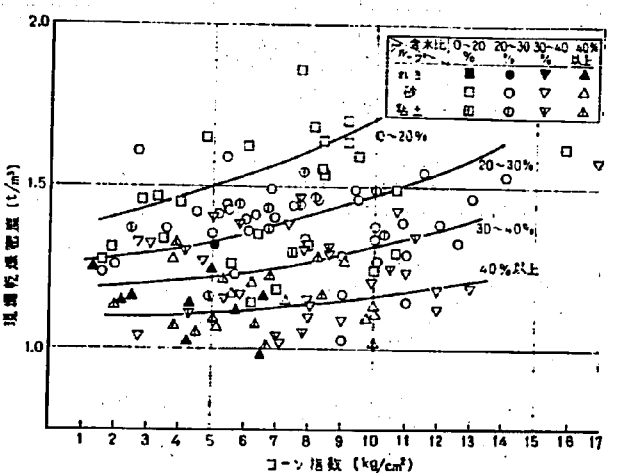
(2) 堤体土のコーン指数

静的貫入試験によつて求めるコーン指数は建設機械のトラフィカビリテイーと結び付け，建設機械の施工の可否，機種の選定の判定にかなりの効果を上げている。また一部施工中の盛土の品質管理や，盛土材料の選定の補助手段に用いられている。現場で簡単にしかも迅速に試験できるので堤体の実態調査にもその試験を適用した。試験は各テストピットの掘削面で実施しているため，他の試験値との比較が可能である。

まず図－3.11に現場乾燥密度とコーン指数の関係を示した。両者の関係はかなりのばらつきがあるが含水比をパラメーターに取ると図のような曲線が得られる。れき，砂，粘土のグループ別に記号を変えて点がプロットしてあるが，グループ別の乾燥密度とコーン



図－3.10　均等係数と締固め度の関係

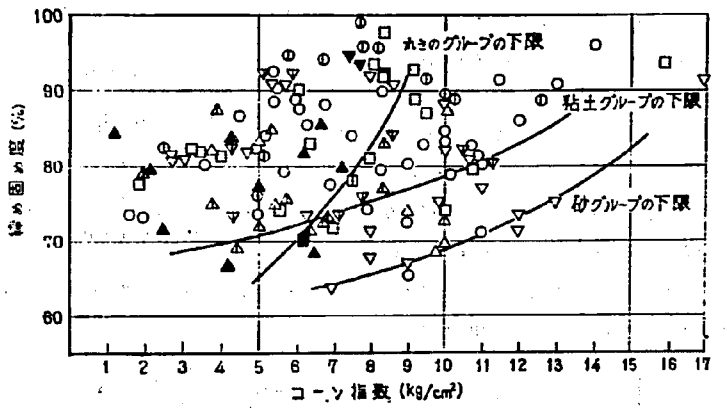


図－3.11　現場乾燥密度とコーン指数の関係

指数の関係はあまり顕著に現われていない。強いて特徴を挙げればれきおよび粘土のグループでは，コーン指数が小さいときは現場乾燥密度も小さいが，コーン指数が大きくなると乾燥密度も比較的急に大きくなる。云い換えると乾燥密度の変化が割合，敏感にコーン指数に反応するということである。

含水比別の曲線の意味することは含水比の高い土はコーン指数が大きくても現場乾燥密度は比較的小さいこと，また含水比の低い土はコーン指数が小さくても乾燥密度は大きく，コーン指数の増加に従つて乾燥密度の増分も大きいことである。

次に図－3.12に締固め度とコーン指数の関係を示した。測定値はかなりのばらつきを示す。



図－3.12　　締固め度とコーン指数の関係

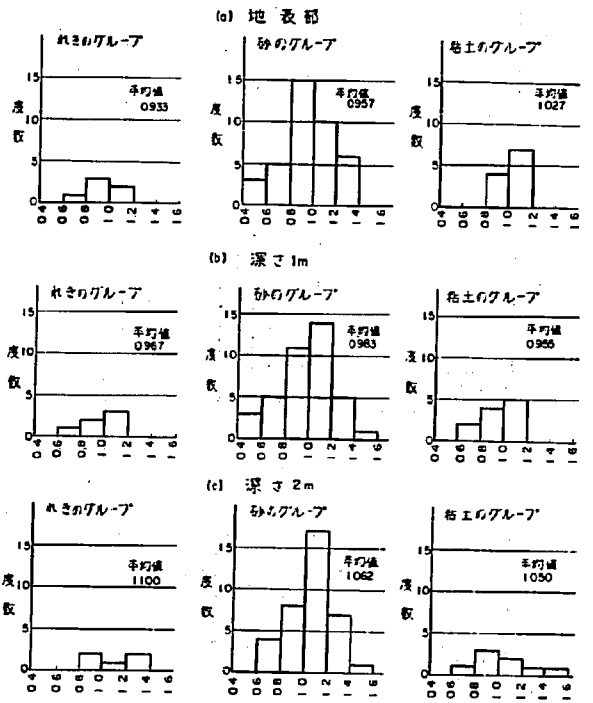
土質グループごとに記号を変えてプロットするとグループごとに締固め度の下限値のあることが見出される。砂グループに属する土でできた堤防でコーン指数が10㎏以上，粘土グループで4㎏以上，れきのグループで6㎏以上であれば締固め度は確実に70%以上であるということになる。コーン指数はその値単独で他の土質試験によつて求められる定数との関連を付けようとするとばらつきが極めて大きくなるが，他の定数，たとえば含水比をパラメーターに用いれば，乾燥密度との結び付けがある程度可能なことが明らかになつた。こゝに示したデーターは施工後かなり時間の経過した堤防に対する試験値であるが，施工完了直後の盛土についても同様な関係を求めることができると考えられ，施工管理への利用も有効であると考えられる。

(3)　試験値の深さ方向の変化

土の含水比，乾燥密度などの検討はテストピットで深度1mの位置についての試験値のみを用いて実施したが，テストピットを3m以上掘つて，1mごとに試験を行なつている調査箇所が半

数以上あるので，含水比，乾燥密度の深さ方向の変化について少し触れる。

こゝで行なつた整理は，テストピットごとに，含水比および乾燥密度の平均値を求め，各深さの値を平均値で除した比を算出し，そのばらつきをヒストグラムに示した。土質の相違によつて試験結果がそれぞれ異なつた特徴を持つと思われるので，れき，砂，粘土のグループごとに整理した。まず，図－3.13に示した含水比であるが，地表部の値がかなり堤体内部の値と異なるもの

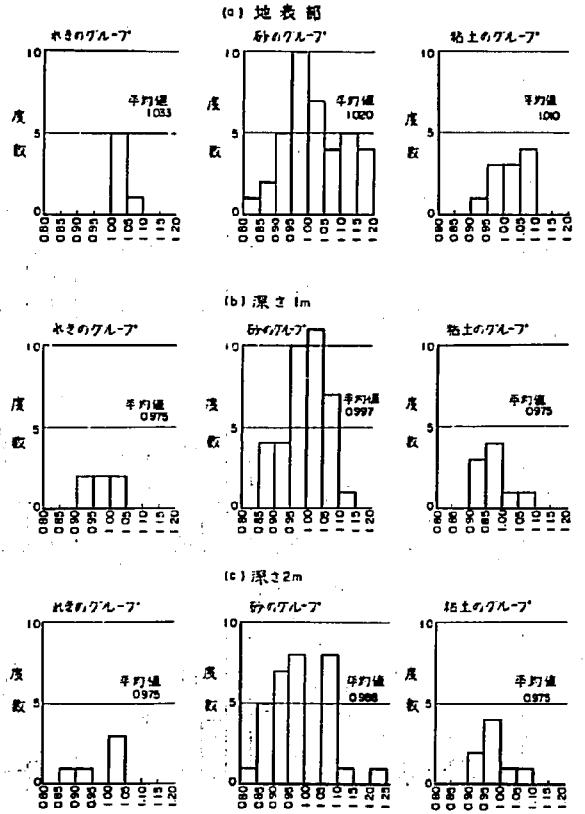


図－3.13　含水比のバラツキ

と予想されたが，1m深さの値よりやゝ低目で，むしろ，2m深さと1m深さの値の差が大きいことが知られた。含水比は深さとともに大きな値を与えているが，地表面からの水分の蒸発と深部からの毛管力による補給を考えれば当然のことである。粘土のグループのみ地表面の含水比が多目に

でているが，試験時の気象条件の影響と考えられる。

つぎに乾燥密度であるが図－3.1 4に示したように，各深度の測定値はかなりばらついているが，平均値を求めると，非常に接近した値を示す。たゞ地表部のみは，大きな値が得られており，



図－3.1 4　乾燥密度のばらつき

地表面のみは，交通荷重あるいは気象の作用によつて堤体内に比較して締固められていることがわかる。深度1 mおよび2 mの値はほとんど同じであつて，深度が1 m程度になるともはや築堤完了後の交通荷重などによる締固め効果のないことがわかる。1つのテストピットで実施した試験値にもかなりのばらつきが見られ，築堤時の締固めのむら，場所ごとの土質の差が密度に大きなバラツキを与えているものと考えられる。

(4) 施工法の差による締固め度の変化

築堤工事の施工法は最近の工事においてはダンプトラック運搬，ブル転圧がその主流になつているが，約10年前までは機関車運搬，ブル敷きならしが大部分であつた。さらにそれ以前の大正，昭和の初め頃の工事には人力，畜力に頼つた施工法がかなり取られていた。

施工法，すなわち運搬，締固め方法が異なれば築造される堤防の締固まり具合も違つてくると考えられる。

図－3.15には同様に土質をれき，砂，粘土のグループに分け，施工法別に締固め度の分布をヒストグラムに示したものである。

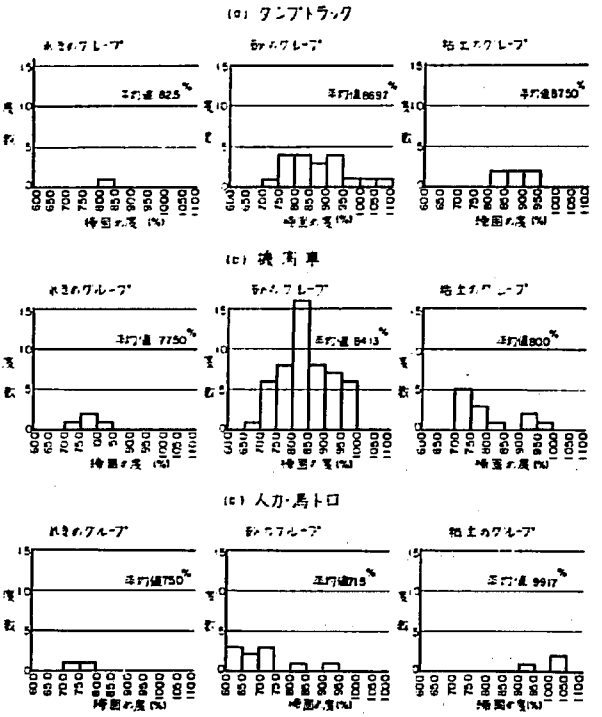
(a)ダンプトラックは，土運搬をダンプトラックで行ない，転圧はブルドザーを用い，層厚30cmで3～6回転圧を加えたものである。(b)機関車はトロによる機関車運搬でブルドザーで敷きならしを行なつたものが標準になつている。たゞし，その中のいくつかはブルドザー転圧を加えたものも含まれている。(c)人力，馬トロは人力，畜力土運搬で築立ても人力で行なつたと推定されるものである。

データーの数の多い砂のグループでいうと施工法の差によつて締固め度が明らかに異なつている。人力，畜力によつて築造した堤防の締固まり程度は機械化施工によつて締固められたものに比べ，平均値ははるかに低い。またダンプトラックによるものは機関車によるものより平均値は高いが。ばらつきは大きい。ダンプトラックによる施工では運搬路に当る部分が極めて高い密度に締固められるため，締固め度のむらができるものと考えられる。れき，粘土のグループは調査資料が少ないが，締固め度に関しては砂のグループとほゞ同じ傾向を示す。たゞ粘土のグループで人力，馬トロで作つた堤防の締固め度が高いことを示しているのは，良質の粘土を使い人力によつて十分締められた堤防についての資料で，このような堤防の安定性の高いことを示している。

施工方法が時代とともに変つてきており，堤防の締固め度も，それに応じ向上してきている。たゞ，機械化施工には締固め度のばらつきはかなり大きいので，局部的にルーズな箇所のできないよう適当な施工管理が必要である。

(5) 道路盛土と堤防との比較

河川堤防と同じ規模の盛土に道路盛土がある。道路盛土の土工としての技術的経験は，堤防築堤に比較して遙かに浅い。しかし近年の急激な自動車交通の増大に伴ない，工事量が急増し，建設機械を用いての急速施工や大量の土を動かす大土工が各所で行なわれている。土工を進めるに当つて土質工学上の問題も数多く起こり，それを解決するために多くの調査研究が行なわれているので，最近は道路土工が技術的に優位にある感がする。一度破壊したときに生ずる被害の大きさを考えると防災構造物である堤防は道路盛土よりも重要度の高い構造物と考えられるので築堤に関しても一層，土質工学的な立場からの検討がなさなければならないと思われる。

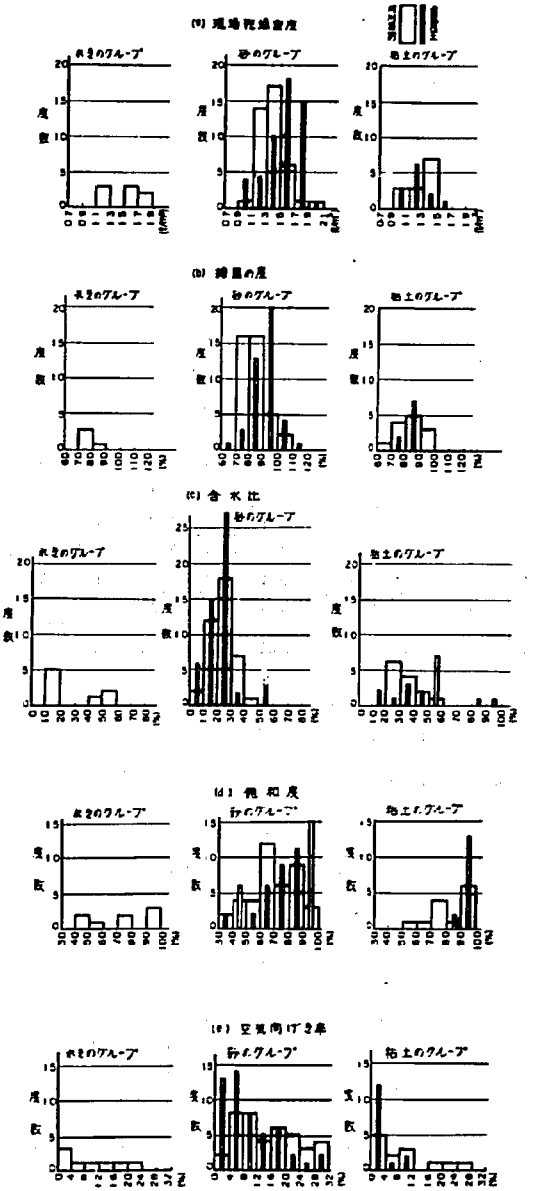


図－3.15　施工法による締固め度のばらつき

堤防の土質の実態がどの程度であるかを明らかにするためにも道路盛土と比較する必要があるので，道路盛土について実施した調査資料と堤防に関する調査資料の比較を行なう。

道路盛土に関する資料は先年建設省の技術研究会の指定課題「細粒土を材料とする盛土の締固め基準に関する研究」の課題で実施した調査結果の一部を利用する。したがつて道路の資料は細粒土にとどまり，れき質土については比較できないこと，のり肩での調査結果であることなど必ずしも両者を比較をするために行なつた調査資料でないため，多少問題があるが，一般的傾向を示す資料にはなりうると考えられる。

道路の調査資料も堤防の調査深度に合わせて深度1mのものに限り，しかも砂，粘土のグループに分けて比較してみる。　図－3.16には現場乾燥密度，締固め度，含水比，空気間げき率，



図－3.16　河川堤防と道路盛土の比較

飽和度の値の分布の比較をするため，ヒストグラムで表示した。なお，図面で太い柱が河川堤防の資料を表わし細い柱が道路の資料を示す。表－3.5には調査試料から求めた平均値，標準偏差，変動係数を土質別に堤防と道路盛土と比較するため一覧表にしたものである。

(a) 砂のグループ

	測定項目	種別	試料数	平均	標準偏差	変動係数(%)
砂のグループ	現場乾燥密度 (t/m³)	河川堤防	40	1.380	0.186	13.5
		道路盛土	52	1.546	0.229	14.8
	締固め度 (%)	河川堤防	39	82.62	9.033	10.9
		道路盛土	42	91.38	9.819	10.8
	含水比 (%)	河川堤防	40	23.39	7.436	31.8
		道路盛土	54	22.12	10.97	49.6
	飽和度 (%)	河川堤防	40	68.53	16.43	24.0
		道路盛土	51	75.71	18.72	24.7
	空気間げき率 (%)	河川堤防	40	14.92	8.52	57.1
		道路盛土	51	9.82	7.66	78.1

(b) 粘土のグループ

	測定項目	種別	試料数	平均	標準偏差	変動係数(%)
粘土のグループ	現場乾燥密度 (t/m³)	河川堤防	13	1.274	0.158	12.4
		道路盛土	15	1.091	0.224	20.6
	締固め度 (%)	河川堤防	13	82.34	9.35	11.4
		道路盛土	9	82.32	3.69	04.5
	含水比 (%)	河川堤防	13	33.19	6.93	20.9
		道路盛土	18	50.71	23.12	45.6
	飽和度 (%)	河川堤防	13	83.40	13.50	16.2
		道路盛土	15	95.15	4.75	05.0
	空気間げき率 (%)	河川堤防	13	8.79	8.89	88.8
		道路盛土	15	2.92	2.95	100.9

表－3.5　　測定値の平均値，標準偏差，変動係数

まず砂のグループについて明らかなことは道路盛土の方が堤防に較べ，全般的に良好な値を示していることである。道路盛土がよく締つていることは乾燥密度，締固め度が大きいことから明らかであり，また，空気間げき率が小さく，飽和度が大なことも道路盛土がよく締つていることを意味している。

つぎに粘土のグループであるが，測定値の分布をヒストグラムで表わすと，乾燥密度，含水比は，ともに堤防と道路盛土では傾向が逆になつている。これは堤防に使われる粘性土は，洪水数などに堆積している沖積層のルーズな土であるのに反し，道路盛土に使われている粘性土は土丹など比較的固結した粘土が材料として用いられているためと考えられる。

各試験値の分布している範囲は堤防および道路盛土ともほゞ同じようであるが，一般に河川堤防の試験結果の方がばらつきが少ない。

現場乾燥密度ならびに含水比の変動係数は河川堤防が小さいことは，堤防は比較的類似した材料で作られ，類似した状態におかれていることを意味している。

河川堤防は道路盛土に比較し飽和度は低く，空気間げき率は大きいが，これはまだ締固め可能の余地を残していることであり，適切な施工法の適用によつて堤防の安定性を向上させることが可能と考えられる。

§3.5　品質管理に用いる締固め度，飽和度，空気間げき率

工事の施工管理は工事が安全かつ経済的に，しかも品質，工期などが種々の条件のもとで合理的に所期の計画を達成するように行なわれる。施工管理には工程管理，出来形管理，品質管理があるが，これらのうち土質工学に最もつながりの深いのは品質管理である。

土工における品質管理にはいろいろのものが列挙できるが，用いる土の材料の品質の管理，施工条件の管理，締固めの管理などが主なものである。

同一の土質を用いて土構造物を作る場合，他の条件が同じと仮定すれば，土の密度が高く，よく締固められたものの安定性が高い。また土構造物の完成後，種々の外的条件が加わつた場合においても，よく締められた土構造物は安定を保つ，したがつて工事中，最も重視されるのは良質な材料を選定することと，土構造物としての土を十分締め固めることの管理である。

しかし，これらの品質管理は実際に工事を施工して行く場合には土質の変化が大きく，また試験の精度の問題などもあつて適用はすこぶるむづかしい。

現在，締固めを管理する方法として，用いられているものに締固め度（最大乾燥密度に対する比率）による方法あるいは飽和度，空気間げき率による方法，その他があり，それぞれ現場に応じて使い分けられている。

道路土工指針においては一応締固め度９０％以上，飽和度８５％～９５％，空気間げき率１０

～2％という標準値を示して，施工管理も，できるだけこの線に沿うよう努力が払われているが，河川堤防の築堤に関しては標準値が全く定められていない。現場における判断の基準として本章で述べてきた検討結果からつぎのような標準値を提案する。

まず締固め度は８０％以上とする。なぜなら締固め度で管理できる砂質土のグループにおいて，実態調査の結果，道路盛土と河川堤防の締固め度の平均値に１０％程度の差のあることと，河川堤防に使われる材料は比較的良質な土であること，および，施工完了後の堤体の圧縮変形が起こったとしても余盛りでカバーできることなどからである。

また粘性土について飽和度，空気間げき率で規定する場合には実態調査の結果からは道路盛土の標準値よりかなり低い値でもよさそうな感じを受けるが，この場合，現場含水比の影響が非常に大きく，また実態調査における含水比が施工時の含水比を示すとも限らないので，取りあえずは道路土工指針と同じ値を採用したい。

§3.6 結　　語

河川堤防の築堤材料は経済的理由からできるだけ現場に近い土取場から入手して使用していくのが原則で，材料としての良否の検討は余り行なわれていない。土質工学的な立場から云えば程度の悪い材料で作られた堤防は安全性の程度も悪いということになるが，その点の配慮はほとんどなされていない。また土で作られる構造物は使用材料のみならず，施工が十分入念に行なわれ，締固めが十分かどうかも安全性に大きな影響を持つものであるが，河川堤防に関しては施工に関しての品質管理の基準もほとんど決められていない。このため本章ではこれらの点について将来の河川土工指針作成の参考資料ともなるようにいくつかの問題点をとらえ検討を加えた。

まず材料の選定に関しては統一分類法と建設省土木試験基準の分類法を示し，各土質の堤体材料としての適否について論じ，材料の評価の基準を示した。

つぎに堤防の実態調査として東北地方の河川４０箇所で実施した調査資料の検討を行ない，堤防土質に関してのいくつかの特徴を明らかにした。すなわち①築堤材料として用いられている土は統一分類法でのＳＭが圧倒的に多いこと。②現場乾燥密度，締固め度が含水比や均等係数に関係を持ち，最大乾燥密度の大きい材料でできた堤防は締固め度も大きい値を有すること。③堤体で測定したコーン指数は他の土の定数たとえば含水比などがわかっているときは現場乾燥密度，締固め度などと関連付けることができ，施工管理などに利用しうることなどである。

また堤体内部の土の状態についてもある程度の資料が得られた。すなわち，乾燥密度は地表部を除き，かなりのむらはあるが，平均値は大体同程度であること，また含水比は地表部より深部に進むにつれ，逐次増加することなどである。

また河川堤防の土質の実態を過去に実施した道路盛土の調査結果と比較し，河川堤防の方が均

質であるが，締固め度，乾燥密度はかなり低いことが明らかになり，河川堤防の安定性を増すために締固めの必要なことを指摘した。

最後に築堤の品質管理の基準として締固め度８０％以上とするのが妥当であらうとの見解を示したが，れき，粘土質の土については調査資料が少なく，問題があると思われる。

堤防の設計施工基準を作成する上にも堤防の実態を把握することが必要であり，同種の調査資料がないだけに，本章の研究は参考資料として有効なものと考える。

参　考　文　献

1) Corps of Engineers, WES : Unified Soil Classification System, Technical Memorandam, No.3－357, Vicksburg, Miss., 1953. pp.125～134.

2) U.S. Bureau of Reclamation : Earth Manual, Denver, 1960.

3) Casagrande, A : Classification and Identification of Soils, Trans. ASCE, Vol. 113, 1948, pp.901～930.

4) Wagner, A.A.: The Use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation, Proc. 4th ICSMFE, 1957, pp. 125～134.

5) 日本道路協会：道路土工指針，1967，pp.27～37.

6) 三木五三郎：判別分類試験，土質調査試験結果の解釈と適用例，土質基礎工学ライブラリー4，土質工学会，1968，pp.121～154.

7) 植下協，林茂昭：土質分類とその活用，第11回土質工学シンポジウム，昭和41年度発表論文集，土質工学会，1966，pp.1～5.

8) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol. 12，No. 4. 昭和39年4月，pp.17～24

9) Corps of Engineers, WES: A Summary of Trafficability Studies through 1955, Technical Memorandum, No.3－240, 1956.

10) 土木研究所施工研究室：細粒土を材料とする盛土の締固め基準に関する研究，第21回建設省技術研究会報告書，1966，pp.1～19.

11) 土木研究所：細粒土を材料とする盛土の締固め基準に関する研究，第22回建設省技術研究会報告書，1967，pp.21～39.

12) 福岡正巳，山村和也ら：河川堤防，土質工学ハンドブック，土質工学会，1965.

第4章　築堤材料の締固めならびに せん断強さに関する研究

§4.1　概　　説

堤防を構成する材料についてはすでに第2章において触れ、統一分類法を用いて、一応、材料としての良否の基準を示した。また、実在する堤防の土質の実態を調査し、土の種類のみならず構成材料の2.3の工学的性質についても土質調査の結果から検討を加えてみた。

堤防土質の実態調査からも明らかなように堤防の材料には各種の土が使われており、その性質も変化に富んでいる。良質の材料を用いれば、通常の締固めによって堤体の密度は高くなり、安定性の高い堤防が築造できることが知られたが、材料の選定はほとんど行なわれず、手近な材料によって工事が行なわれており、良質な材料で良好な施工という条件は必ずしも望めないのが実態である。その理由には、工費の節減、土取場確保の困難さなど経済的、社会的な制約があげられる。そうしてこれらは、今後、改善されるとは考えられず、むしろ、ますます厳しくなってくると予想される。したがって築堤工事は従来と同様に手近な所から容易に入手できる材料によって行なわれると考えなければならない。

材料の選択が難かしく、入手できる材料を使用して、堤防を作ることになると、築造される堤防の安全性は堤防の断面形状、堤防の構造などとともに、施工法の良否によって大きく左右される。

堤体材料が与えられた場合に、施工方法によって安定性を向上させようとするならば、まず締固めを十分に行なうことが必要となる。

土工における締固めは土が構造物の材料として要求される強度特性を満足させ、完成後の圧縮沈下を少なくし、さらに必要な止水性を持たせ、長期にわたって材料として安定した状態にするという作業と理解されている。具体的には土にあるエネルギーを加え、乾燥密度を増加させることになるが、堤防のように、盛土としての安定性とともに、止水性が要求される構造物においては、とくに締固めの良否が構造物としての安定性に直接結び付いてくる。

したがって堤防の施工に当っては必ず、締固めの程度、締固め時の含水比、層厚などを規定し、細心の管理のもとに工事が行なわれるべきと考えられるが、実状は必ずしもそうではない。同種の構造物である道路盛土の施工管理と比較してもいちじるしく見劣する場合が多く、早急な改善が望まれている。

本章では堤防材料の締固めについての検討を行なうが、変化に富む、堤体材料に関して広く研究を進めることがむづかしいので、特定な材料すなわち、れきまじり土の締固め特性について若干の検討結果について述べ、さらに、材料のせん断特性、締固め材料の止水性に

ついても触れてみる。

とくに材料のせん断特性については、大型せん断試験機を用いて検討を加え、いくつかの興味ある事実を見出したのでそれらについて考察を加える。

§ 4.2 れきまじり土の締固め

(1) れきまじり土の締固めの管理とその問題点

堤防築堤材料の適否について述べた前章の中でれき質土と名称を付けた統一分類法記号でのGM、GCは材料として、優れたものであることを示した。この種の土は粗粒のれきと砂とその間げきをみたす細粒土から成り立っていて、締固めを十分に行なえば、透水性の低い、安定性の高い堤体を形成できる材料である。

堤体材料として使用している土は、河床の掘削土砂や近傍の山を掘削した土砂などが多く、れき質土の場合は比較的多い。

れき質土中に含まれる細粒分のみの粒度は比較的類似していても、粗粒分の占める比率は土の採取位置によって大きく異なるため性質のばらつくことが多い。

れきの含有率が変化すると、突固め試験によって得られる含水比一乾燥密度の関係も変ってくる。[3] 例えば透水係数はれきの含有率が一定値を超えると急激に増大することも知られている。[4]

堤防を構成する材料は洪水時に浸透水の影響を受けても安定しており、しかもある程度の止水性が要求されるので良質な材料を使用しなければならないことは勿論であるが、十分な締固めを行ない、質的な向上を計ることも大切である。したがって、実際の施工に当ってはどの程度の締固めを行なうか、また締固めの施工管理をいかに行なうかなどが重要な問題となる。

盛土の締固めの施工管理には種々の方法があるが[5]その代表的なものは、締固め後の乾燥密度で管理する方法である。この他、含水比の高い粘性土では飽和度、空気間げき率をある一定の範囲におさめるように締固めを管理したり、盛土で地盤支持力係数、CBR値、あるいはコーン指数を測定して締固めの程度を管理する。いわゆる強度特性によって管理する方法などもある。このほか、特別な管理試験を行なわず、盛土の転圧に使用する転圧機種、転圧回数を規定する例などもあるがいずれも一長一短あって最良の方法がいずれであるかはっきり言うことはできない。しかし工事を施工者に責任施工させ、最終的に出来上ったものを評価する現在の請負施工の実態から考えると、施工された盛土の一部の抜取り検査を行ない、規定通りの品質で工事が行なわれているかの判定をするのが合理的と思われる。したがってこういった意味からは施工方法を規定して盛土の品質を管理するという方法は不適当と考えら

れよう。

締固めた土の乾燥密度を測定して、盛土の品質を管理しようとする方法は、古くから用いられており、合理的な方法と認められているが、材料がれきまじりの土砂であると問題が生じてくる。

一般に密度で管理する方法は室内で行なう突固め試験の最大乾燥密度に対する百分率で規定の密度を与え、現場の密度がそれ以上の値になるよう締固めを管理する方法である。前章は、この方法による検討であり、河川堤防の場合ＪＩＳ　Ａ　１２１０の試験の第１方法１・１の最大乾燥密度の８０％以上を基準にすることの提案であった。しかしながら、室内の突固め試験はあくまでも細粒土の土質試験であって、ＪＩＳで規定されているいかなる方法を選んだとしても試験に用いる試料の最大粒径は一定値に押えられるので、大粒径の粒子を除外した実際の材料とは異なった試料の試験になる。れき分を含んだ試料とれき分を除外した試料とでは当然突固め曲線は異なってくる。一定のエネルギーで土を締固める場合を考えるとき、除去したれきの粒径にもよると思われるが、たとえば#4ふるいに止まる粒径をれきとした場合には、れき分が６０～７０％に達するまではれき分がふえるほど最大乾燥密度が増加するという結果も報告されている。したがって、れき分を除外した試料によって求めた最大乾燥密度に対する百分率で現場の密度を管理することにした場合には、れき分を含んでいる材料の方が必然的に乾燥密度が大きくなるので管理試験に合格しやすくなるという不合理な現象が生じる。乾燥密度が大きくなってもれきが占める部分以外の土の部分の密度が低下していれば、間げきが多くなり、堤防として不適当な場合も生じてくる。

れきまじり土砂を材料とする場合の密度による管理では上のような理由から、れき分を除外して求めた最大乾燥密度を補正して用いることが必要となってくる。そうしてその補正方法にはWalker・Holtzの方法、Humphresの方法などが用いられている。

れきまじり土砂の締固め特性あるいは締め固めた土の性質に関する研究は、多くの人によってなされているとは言うものの、不明な点が多く、とくに、堤防の築堤に際しての締固めの基準、管理方法などに関しては、現在までのところ何も定められていない。

このような理由から以下述べるような締固めの実験を実施して検討を加えてみた。

締固めの管理方法には密度による管理以外に、強度特性による規定の方法のあることを触れておいたが、れきまじり土砂の場合には、現場密度を測定しにくいこと、多量にれきを含む場合は補正しにくいことなどからこの方法も有効な方法と考えられる。ただし、強度特性は土の含水比や施工後の経過時間によって変化しやすいこともあって土の種類によっては適当な方法ではないことが多い。

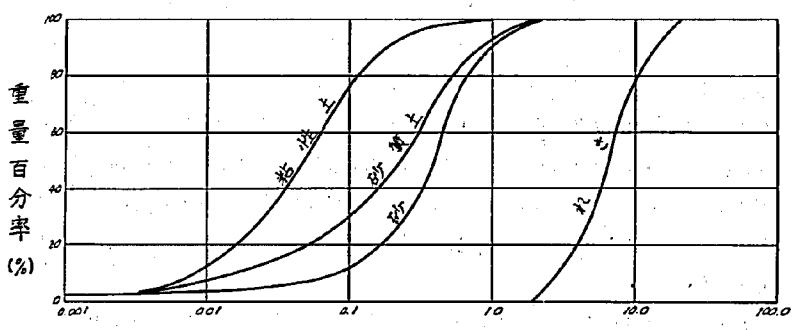
(2) れきまじり土の突固め実験

築堤工事に用いられているれきまじり土の突固め特性を調査するため、細粒土すなわち粘性土および砂質土にれきを加え、その混合比率を変化させたとき締固め特性および透水性,一軸圧縮強さがどのように変わるかを調べた。

(i) 使用した試料

実験に用いた試料のうち細粒土は利根川上流工事事務所管内の渋良瀬遊水池において採取したものであり、またれき分として用いた粗粒の試料は同管内八斗島の河原で採取したものである。

細粒土として、現地で採取したのは粘性土および砂であって、砂質土と称した試料は粘性土と砂を3：7に人工的に混合して作ったものである。実験に用いた試料の粒度曲線を示すと図－4.1のとおりである。なお細粒土のコンシステンシーおよび比重を示すと表－4.1のとおりである。



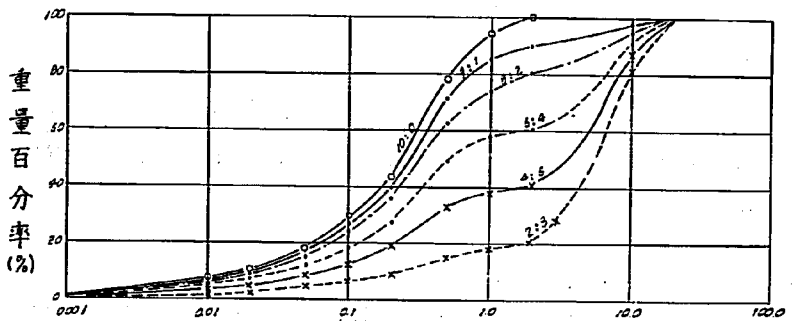
図－4・1 試料の粒度曲線

		砂質土	粘性土
三角座標による分類		砂質ローム	シルト質ローム
コンシステンシー	液性限界(%)	24.7	29.0
	塑性限界(%)	18.5	24.7
	塑性指数(%)	6.2	4.3
	流動指数	15.4	8.2
比重		2.746	2.645

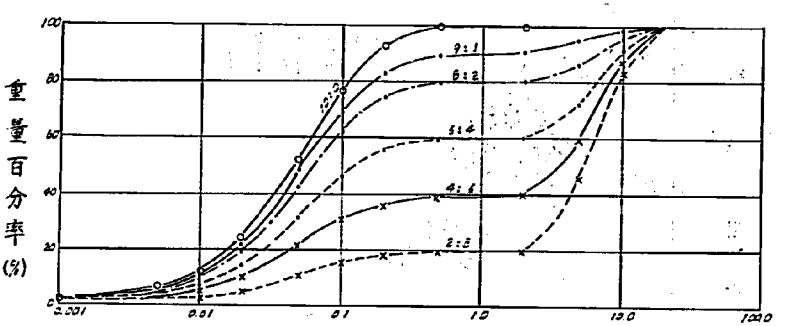
れきの比重 2.680

表－4・1 試料の性質

突固め実験を行なったれきまじり土は細粒土すなわち、粘性土および砂質土とれきの乾燥重量の比が9：1、8：2、6：4、4：6および8：2になるよう混合し、よく混捏したもので、おのおのの粒度曲線は図－4.2に示す。なお、粘性土と砂を混合して砂質土を作るとき、およびれきと細粒土を混合し、れきまじり土を作るときは、ともに自然含水比において、作業を行なった。



(a) 砂質土



(b) 粘性土

図－4.2　突固め試験に用いた試料

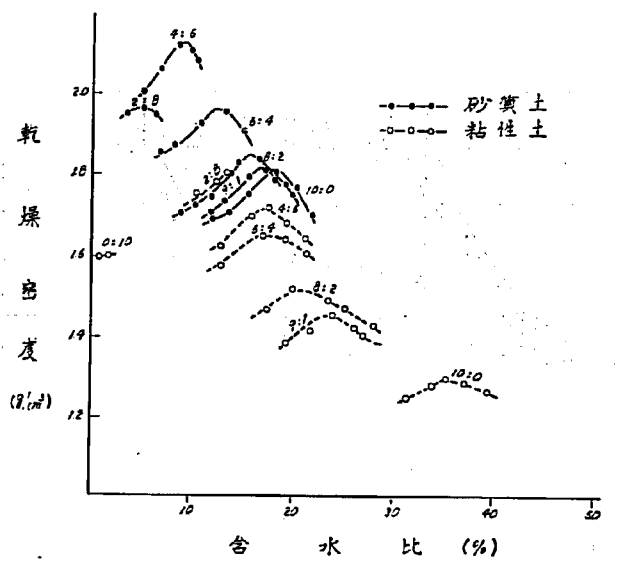
(ii) 実験方法

れきまじり土の突固め試験はＪＩＳ　Ａ　１２１０（突固め方法は第１方法、呼び名1.4）に従って実施した。使用した試料が十分になかったため試料を繰返し使用する方法を採用した。各試料についての突固め曲線を求め、各試料の締り具合の比較を行なった。土の透水性などの工学的性質には、れきの間につまっている細粒土の部分の締り具合が大きな影響を持つと考え、最大乾燥密度を示す供試体について細粒土部分の状態を調べてみた。すなわちれきの占める体積を差し引き細粒土の占める体積の部分の密度を求め比較検討を行なった。また締め固めた試料をとくに成型せず、そのままの状態で透水試験および一軸圧縮試験を実施し、土の工学的性質についても検討を加えた。突固めた供試体の含水比はそのままの状態で測定するが、それ以外に試料をほぐし、細粒土のみの含水比も測定した。

(iii) 実験結果とその考察

a) れきの含有率と締固め密度

突固め試験の結果求めた各試料に対する突固め曲線を図－4.3に示した。砂質土および粘性土のみの曲線から、最大乾燥密度はそれぞれ1.82 g/cm³および1.30 g/cm³であることが示されている。



図－4.3　各試料の突固め曲線

これらの試料にれきを加えていくと最大乾燥密度もれきの含有率がある値に達するまでは増加していくことがわかる。

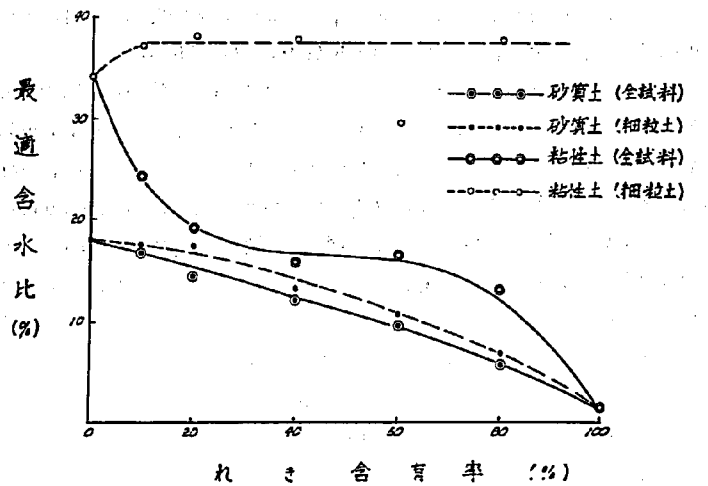
なお、れきの含有率とは乾燥重量で全重量に対するれきの重量の比率である。

れきまじり砂質土の最大値は2.13 g/cm³、れきまじり粘性土の最大値は2.00 g/cm³となって砂質土の値が大きいが、その差はわずかである。最大値を示すれきの含有率は砂質土で約60%、粘性土で約80%となっている。細粒土の比率が減少するとれき相互間の空げきに細粒土が詰らなくなるが、密度の大きいれき分の比率が増加するため一定範囲までは全体の乾燥密度は増大する。したがって、細粒土分としては密度の低い粘性土の方がれき含有率の大きな値に対してまで最大乾燥密度が増加する傾向を示す。

れきの含有率が砂質土の場合は60%、粘性土の場合には約80%を越えると、最大乾燥密度は逆に低下してくる。これは密実なれきの量がふえたとしても、れき以外の部分に細粒土が十分詰まらなくなるためである。なおここで言うれきとは粒径2mm以上の粗粒分を指す。

b) れきの含有率と最適含水比

れきの含有率を変えた試料について求めた最適含水比を図－4.4に示す。含水比は試料全体および細粒土のみについて記入してある。れきのみが保有する水分は少ないと考えられるので全体の試料の水分はほとんど細粒土の保有する水分と考えられる。



図－4.4 れき含有率と最適含水比の関係

れきまじり土の最適含水比はれきの含有率の増加に伴ってほぼ直線的に減少するのは砂質土および粘性土について同様であるが、細粒土の部分について見ると、砂質土の場合にはれき分の増加に伴って含水比の減少が顕著に見えるが、粘性土についてはほとんど変化がない。この理由は砂質土の場合にはれき分が細粒土の粒子とまじり合って土の粒度配合が変り、土全体の性質にも変化が生じるが、粘性土の場合には細粒土の部分はそのまま塊状になって存在し、細粒土の性質はそのまま維持されているためと考えられる。

C） 細粒土部分の乾燥密度

れきまじり土の工学的性質、とくに透水係数などは、れきの部分を除いた細粒土部分の締まり具合が大きな影響を持つ。

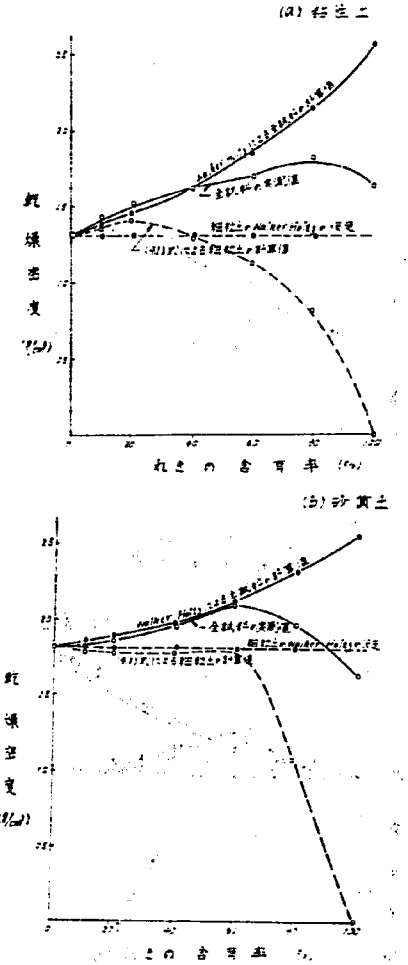
れきまじり土のれき含有率ごとの最大乾燥密度を示す状態において、れきの部分を除いた、細粒土部分の乾燥密度を求めたものを図－4.5に示した。

細粒土部分の土の乾燥密度はれきの含有率が与えられており、またれきの保有含水量も測定されているので次の式によって求めることができる。ただしここではれきの保有含水量はほぼ一定として計算を行なった。

$$\gamma_d' \fallingdotseq \frac{(1-P)\,\gamma_d}{V-\frac{\gamma_d}{\gamma_w}\left\{\frac{P}{G_s}+PW_s\right\}} \qquad (4.1)$$

ただしγ_d：れきまじり土の乾燥密度　γ_d'：細粒土の乾燥密度、V：試料の体積
W_s：れきの含水比、γ_w：水の単位体積重量、G_s：れきの比重、

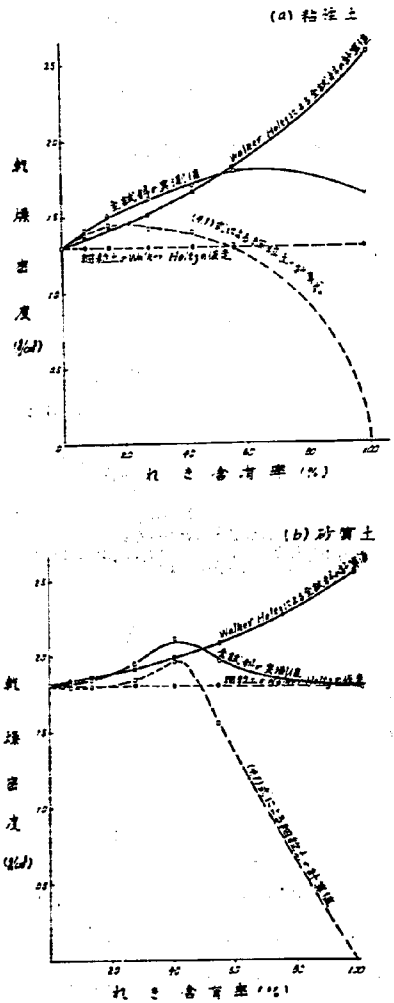
図－4.5からわかることは、まず砂質土については試料全体の最大乾燥密度の最大値および細粒土の部分の乾燥密度の最大値は同じれきの含有率で生じている。しかも、試料全体の乾燥密度が細粒土部分の乾燥密度よりも大きくなっていることから、砂利の含有率が６０％を越えない範囲では、れきの量が増加するほど細粒土部分もより締め固まることを示している。次に粘性土では試料全体の乾燥密度の最大値はれきの含有率８０％で現われているが、細粒土部分については、れきの含有率が２０％のとき最大値が生じている。すなわち、粘性土の場合にはれきの含有率が２０％を越えると、試料全体の乾燥密度は大きくても、細粒土部分の密度は減少する。このように砂質土と粘性土では締固め特性にかなりの差のあることが知られる。図－4.2に示した粒度曲線をみると粘性土より砂質土の方が粒径分布が良好なことがわかる。このため、締固めエネルギーが細粒土の部分までよく伝達されるものと考えられる。れきの含有率が



図－4.5　乾燥密度とれきの含有率（れきを粒径2mm以上とする）

ある限度を越えるまでは、れきが含まれた方がよく締るが、それ以上にれき分が増すと、れきが骨組を作り、細粒土部分の締りが悪くなるものと判断される。粘性土の場合にはれきの含有率を少な目にした方が、細粒土部分の締固めがよく行なえることが知られる。

ここまで述べてきたれきの含有率は、れきを2mm以上の粒径ときめていたが、5mm以上の径の粒子をれきとした場合には、図－4.6に示すように乾燥密度が最大値を示すれきの含有率が15%前後低下する。



図－4.6　乾燥密度とれきの含有率（れきを粒径5.mm以上とする）

細粒土部分について最大値の現われるれき含有率は砂質土の場合１５％程度低下し、逆に粘性土の場合は１０％程度大きくなっている。しかし全体の傾向としては、れきの境界を2mmとしてもあるいは5mmとしても大した変化は認められない。

d） Walker・Holtzの方法との比較

れきまじり土の乾燥密度を求めるためにWalker・Holtz[6]は次のような方法を提案した。すなわち、れきと土の混合物を締めると、れきの間げきを土が消たすが、間げきに詰まる土は、その締固め仕事量で土のみを締めた場合の密度になっているという仮定を設け、混合物全体のれき、土の比率かられきまじり土の密度を求める方法を示した。

しかし実際は細粒土の中にれきがまじると、外部から加えられる締固めエネルギーはれきに伝達され分布されるので、締固めの機構がかなり異なってくる。すでに示したようにある一定のれき含有率までは細粒土の密度はあがり、それを越すと逆に密度は低下することを示している。（4.1）式で示した細粒土部分の密度は全体の試料中に占める体積とその保有水分とから求めたため、Walker・Holtzの仮定とは異なるわけである。そこで先の図－4.5および図－4.6にWalker・Holtzの方法で求めた、れきの含有率と全体の試料の乾燥密度γ_dを記入した。この場合細粒土の密度は一定と仮定している。れきの含有率が増加すると、仮定した細粒土の密度と実測値にもとづき（4.1）式で求めた密度の差が大きくなる。

なお、れきの粒径は2mm以上として整理してある。砂質土および粘性土ともにれきの含有率が４０％程度まではWalker・Holtzの方法によって求めた密度と実験から求めた実測値はよく一致している。

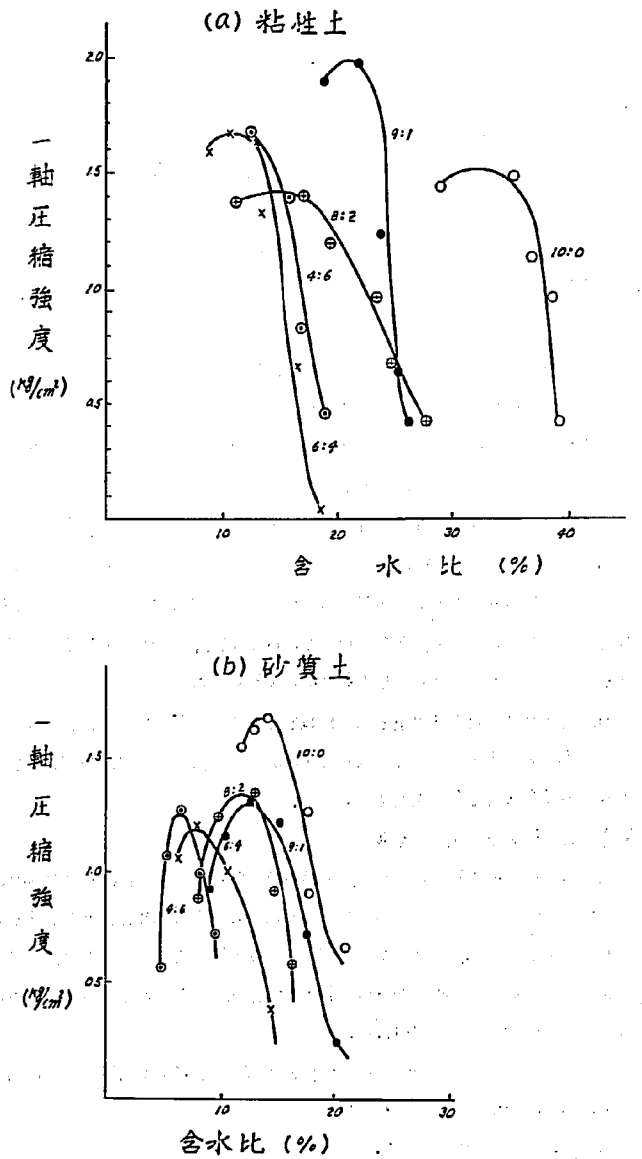
e） れきの含有率と土の工学的性質

締め固めたれきまじり土に対して、一軸圧縮試験および透水試験を行なった結果について簡単に述べる。おのおののれきの含有率において含水比と強度の関係を求めたものを図－4.7に示す。一軸圧縮強さはれきの含有率よりも含水比に大きく支配される。各れき含有率ごとの最大の一軸圧縮強さは、れきの含有率が２０～６０％の範囲ではほとんど変化しないことが知られる。

次に透水係数については、各れき含有率における最大乾燥密度に近い状態に、れきまじり土を突固め供試体として試験を実施した。

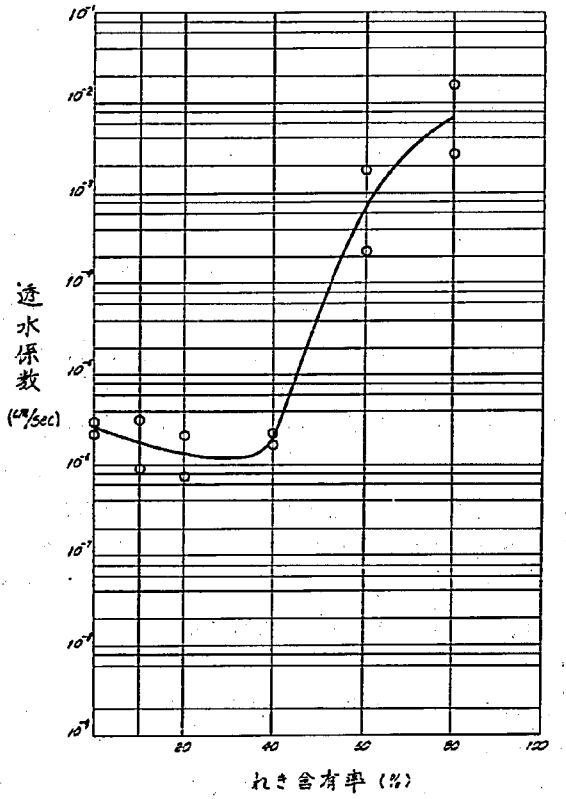
なお、れきは粒径2mm以上の粗粒子とした。

れき含有率１０％の試料を除きほぼ最大乾燥密度に近い供試体を得た。



図－4.7　締固めた土のれき含有率と一軸圧縮強度および含水比の関係

透水試験は変水位透水試験によりＪＩＳ　Ａ　１２１８の規定に従って実施した。透水試験の結果を図－4.8に示す。図からわかるように、れき含有率が0から４０％までは透水係数の変化はほとんどないが、含有率が６０％以上になると透水係数はいちじるしく増大する



図－4.8　　れき含有率と透水係数

れきまじり土の細粒土の部分の密度はすでに図－4.5および図－4.6で示したが、透水係数を測定することによっても締り具合を推定することができる。すなわち、透水係数からも、れき含有率４０％程度までは細粒土の部分もよく締っているが６０％になると水みちが生ずるような詰り方でしかなくなることが示されている。

透水係数をれきの含有率以外の試料全体の乾燥密度、細粒土部分の乾燥密度、あるいは試料の間げき比などと関連付けてみたがれき含有率との関係以上の関連は見出し

えなかった。

§ 4.3 れきまじり土の透水性に関する実験

(1) 実験の目的

築堤材料には実験にれきまじり土を使用することが多い。また、前節に記した実験によって細粒土にいくらかのれきが混入している方が、高い締固め密度が得られることを示した。また透水性についても、れきの含有率が透水係数に大きな影響を持つことを示したが、実験結果の数値についての説明のみであった。本節では粗粒分が透水性に及ぼす影響について考察を加える意味から基礎的な実験として、標準砂中にガラス玉を種々の比率で混入し、混合率と透水性の関係を調べた。

また一般に室内の透水試験は比較的小さいモールドで行なわれるので、大きなれきは除外して試験することが多い。したがって、かなり大きなれきを含む実際の試料の透水係数は、れきを除外した試料で求めた透水係数を補正して推定しなければならない。この補正に関係する要素として挙げられるものには、れきの混合比率、れきの形状、大きさ、混合状態、しまり具合など多くのものがあるが、ここでは基礎的な第一段階の実験として、均質な細粒土の中に不透水性の物体が混在すると透水係数がどのように変るかを調べるのを目的とし、標準砂とガラス玉を用いた実験を行なった。一般の土を用いずに標準砂とガラス玉を用いたのは実験を容易にするためで、粗粒材料の形状、大きさを一定にし、しかも混合状態もできるだけ均一になるよう留意し、混合率の影響を調べることに重点をおき実験を行なった。

したがって、前節で述べてきたれきまじり土の締固め特性と透水係数の関係の検討に関連を持つとは言っても、その1要素のみについての実験になる。

(2) 実験の方法

直径10cm、高さ12.7cmの透水試験用の円筒に砂およびガラス玉を詰め定水位透水試験によって透水係数を求めた。

実験に用いた砂は豊浦産標準砂で比重G_sは2.65、有効径D_{10}は0.123mm、均等係数U_cは1.5である。またガラス玉はほゞ同じ大きさのもので平均値として比重G_g2.54直径D_gは1.67cm、重量W_gは6.19gである。

円筒へは砂を4層に分け突棒で突固め、砂のみの間げき比が0.729から0.850の範囲のいろいろの値になるよう供試体を作成した。砂の中に混入するガラス玉は、各層ごとに入れる玉の数を決めておき、砂を層ごとにまき出すとき、同時に所定の数のガラス玉がランダムにはいるようにした。ガラス玉は各層10個から18個、合計で40個から72個の範囲で混入した。乾燥重量でガラス玉の混合率を表わすと8から27%の範囲であった。

れきまじり土の締固め特性からいえば、細粒土部分が十分締まる範囲のれき混合率であった。

試料の準備が終ったら供試体下端から３０分間水を浸透させた後、通常の試験法どおりに上部から下部へ向って浸透を起こさせ、２時間経過後、流量を測定して透水係数を求めた。透水初期には透水係数の測定値が変動するが、次第に減少して一定値に落着く。

(3) 実験結果ならびにその考察

土の透水係数に関係を持つ要素として、土粒子の粒度、間げき比、浸透水の性質、土の間げきの形、土粒子の配列、土の構造などが挙げられ、これらとの関係を説明するものとして Kozeny—Carman[8] の式がある。

$$k = \frac{C_s \gamma_w}{\eta T^2 S^2} \cdot \frac{e^3}{1+e}$$

ここに C_s：間げきの形状係数で大体0.4程度の値

T ： $\frac{\triangle l_e}{\triangle l}$ ＝ $\frac{\text{有効浸透経路長}}{\text{透水層の厚さ}}$

S ： 土粒子の単位体積当りの表面積（cm^2/cm^3）

e ： 間げき比　　η：水の粘性係数

式中の $\frac{C_s}{T^2}$ は間げきの形、土粒子の配列など土の構造を示す係数で、自然状態の土と乱した土ではいとじるしく異なる値をとる。

$C_s \gamma_w / \eta T^2 S^2$ を一応係数を考えると

$$k = C_1 \frac{e^3}{1+e}$$

と表わされる。

またZunkerあるいはA．Casagrande[9]の研究によると砂の場合に限り $\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2}$ であることが示されている。したがって $k = C_2 e^2$ とも表わすことができる。ただし C_1、C_2は定数、k_1 および k_2 は間げき比が e_1 および e_2 のときの透水係数を表わす。

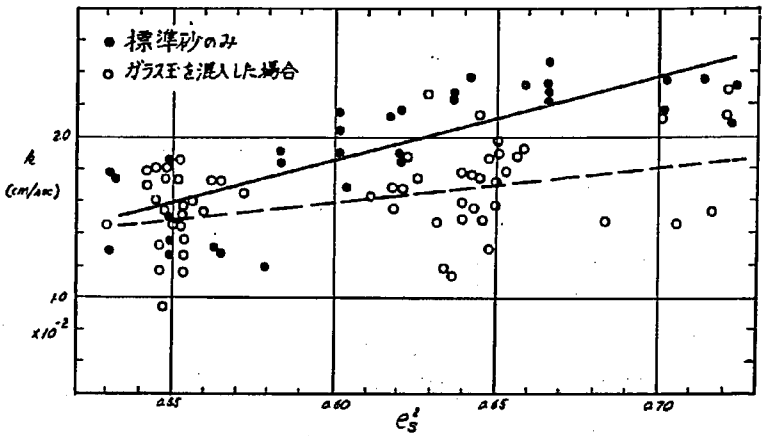
この実験は使用した試料が砂であるので簡単な後者の式を用いて検討することにする。

次に実験を行なった試料の間げき比eすなわち粗粒を含めた全体に対する間げき比と砂の部分のみの間げき比 e_s の関係をまず示すと次のようになる。

$$e = \frac{e_s}{1 + \frac{p}{1-p} \frac{G_s}{G_g}}$$

ここに，p・粗粒の混合率，G_s：砂の比重，G_g：粗粒の比重、k：透水係数（cm/sec）

さて実験結果を整理し、供試体の砂の部分のみの間げき比 e_s と透水係数 k の関係を示すと図－4.9のとおりである。



図－4.9　砂の間げき比 e_s^2 と透水係数 k の関係

粗粒部分は完全に不透水性であるから、水の浸透する部分は砂の部分のみである。したがって水の流れる断面が粗粒の占める分だけ減少したことになる。図－4.9に示した透水係数は通水断面として粗粒部分を除いた部分を考え、砂の部分のみの透水係数として求めている。透水係数 k と e_s^2 の間に直線的な関係が成り立つものとして最少2乗法でその直線を求めると次のようになる。

砂のみの場合　　$k=(5.17e_s^2-1.26)\times10^{-2}$ cm／sec

粗粒を混合した場合　$k=(2.02e_s^2+0.587)\times10^{-2}$ cm／sec

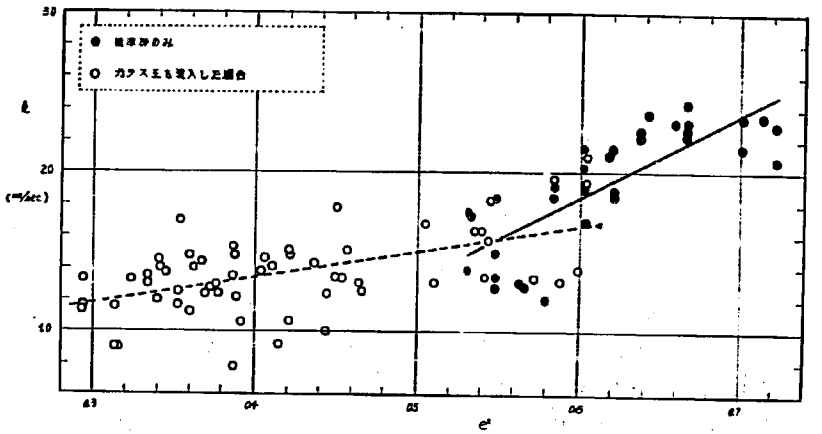
砂の部分のみに着目すれば、間げき比を等しく締め固めれば、透水係数は変らないものと考えられるが、図に示すように粗粒が混合することによって、かなりの透水係数の低下が観測される。これは、試料中の浸透流の流線が粗粒によって乱され、浸透径路長が大になり、このため損失水頭が大きくなってみかけの透水係数が減少するものと考えられる。

次に粗粒分も含めて全体の間げき比 e で同様の整理をすると図－4.10のようになり k と e^2 の関係は次のようになる。

砂のみの場合　　$k=(5.17e^2-1.26)\times10^{-2}$ cm／sec

粗粒を混合した場合　$k=(1.65e^2+0.67)\times10^{-2}$ cm／sec

で表わされる。



図－4.10　全体の平均間げき比 e と透水係数 k の関係

砂の部分のみに着目した整理では透水係数を e_s のみの関数とし与えられなかったが、全体の間げき比で扱っても同様である。

すでに述べたように粗粒の混入によって流線が乱されることのほか、粗粒の存在によって砂の締め固まりの具合が多少変ることも想像される。

この実験で砂のみの間げき比は 0.729～0.850 の範囲としたが、これは一応砂を詰めるとき可能な最大限の範囲であった。相対密度で言えば、ほぼ 0 %～100 %の範囲と考えてよい。また粗粒の混合率は 8～27 %であったが、最大値 27 %は砂を主体にしてその中に粗粒が混在しているという状態を考えての実験であったのでこれを上限とした。それ以上混合率を上昇させると粗粒の間によく砂が詰らなくなり、いわば粗粒中に砂が存在するという状態になって透水係数の検討のためには条件が複雑になりすぎると考えた。

均質に締めた砂の中に粗粒が混入したときの透水係数について、次のようなことが知られた。

(i) 細粒土（砂）の間げき比が同じであっても、粗粒が混在すると細粒土部分のみに着目して透水係数を求めてみても、なお 20～50 %程度透水係数が減少した。

(ii) 間げき比と透水係数の関係を、砂のみの場合と粗粒が混入した場合とを比較してみると粗粒が混入している方が間げき比の変化に伴なう透水係数の変化は小さい。このことは砂部分の間げき比、全体についての間げき比、どちらに対しても言える。

(iii) 粗粒を加えても全試料の間げき比を小さくしても、止水性を増す効果は少ない。細粒部の間げき比を小さくしなければ止水性はあまり増さない。しかし実際の土工において細粒土に適量粗粒が混入していれば、細粒土の締固めが増すことの効果は当然期待できる。

砂とガラス玉で作った試料に対して透水試験を行ない、粗粒の存在が透水性に及ぼす影響を調べたが粘着性のある土についても、粗粒が存在することによる細粒土部分の締固めの変化を含め、検討が必要である。

§ 4.4 大型直接せん断試験機による土のせん断に関する考察

(1) せん断試験に関する問題点

土で作られる構造物は堤防に限らず、その安定性を論ずる場合には土のせん断強さが問題になる。

ごく一般的に考えて、堤防のような土の構造物を設計する場合には、材料のせん断特性をせん断試験から求め、含水比、間げき水圧などの影響を考慮に入れ、断面形状や、必要とする堤体の締固めなどを決めていくというのが望ましい形であろう。

しかしながら、せん断試験によって求めた土のせん断強さが実際の構造物の材料の強さを示しているかどうかも不明であり、せん断試験の結果をいかに解釈し、設計に取り入れるかは現在においても、完全には解決されていない問題である。

このような実際の現象とせん断試験の適合性に関しての疑問のほかに、せん断試験そのものについても多くの問題がある。本節では、堤体材料そのものの性質から少し離れるがいくつかの実験結果をもとに、せん断試験に関して論じてみる。

土のせん断試験には各種の方法があるが、古くから広く使われているのは直接せん断試験である。この試験は試料の間げき水圧が測定できないこと、体積変化の測定や含水比の調節がむづかしいことなどによって、近年三軸試験が広く用いられるようになってきたが、直接せん断試験では試料が少なくてもよいこと、操作が簡単なことなど捨て難い利点がある。

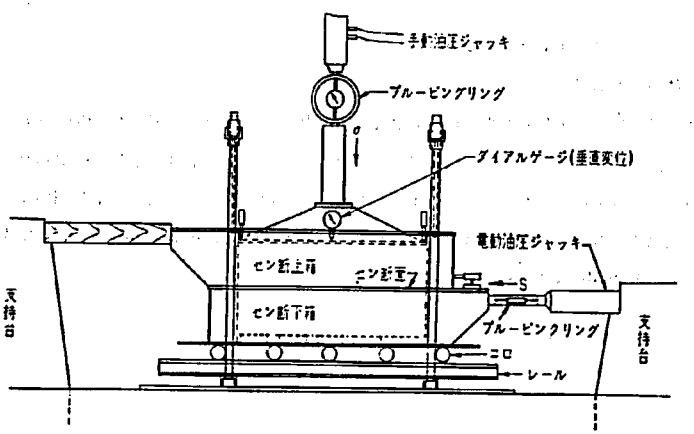
土のせん断試験については、かつて建設省の各地方建設局の材料試験室が協同して、同一材料に対する一斉試験を実施したことがあった。[10] この試験の目的は堤防の斜面の安定性を検討するのにせん断試験がどの程度有効に利用しうるかを調べることにあった。しかし試験結果は予想以上にばらつきが大きく、現実に行なわれているせん断試験には改善を要する面の多いことが明らかになった。その後一斉試験は土質工学会のせん断試験法委員会でも取り上げられ、せん断強さ定数などの比較、試験の問題点の解明などに努力が払われた。[11][12] その成果の一部として明らかにされたことは、対象を一応砂質土に限定しているが直接せん断試験によって求めた内部摩擦角は三軸試験によって求めた値よりかなり大きいこと、また一般に用いられている上部せん断箱固定型の試験機によって得られた値は下部固定型によって求められた値よりも大きく、下部固定型の試験機での値は三軸試験機による値にほぼ等しいことが示された。

このことは井上の砂に対する直接せん断試験の研究[13]によっても指摘されており、せん断強

さの大きくなる原因として、せん断箱の側定摩擦の影響をあげて説明を加えた。すなわち密な砂はせん断時に体積が膨張するが、せん断箱の側面摩擦は膨張を妨げる作用をなし、その結果としてせん断面の垂直応力が上昇して、過大なせん断抵抗を与えると考えた。ダイレタンシーの大きい密な砂質土の試験では当然井上のいう側面摩擦の影響は大きいと考えられ、これを除外しない限り、正しいせん断強さを求めることはできないと考えられる。このような理由から、直接せん断試験機による試験中に試料のせん断面にどの程度の大きさの垂直応力が生じており、それがどのように変化していくか、またその分布はどうであるかなどを調べ側面摩擦の影響を明らかにしようと考えた。このため、フィルダムの粗粒土のせん断試験に使用していた大型直接せん断試験機を使用し、せん断箱底部に土圧計を設置し、せん断試験中に加わる試料下部からの圧力を測定し検討を加えてみた。大型直接せん断試験機によるせん断試験のほかに土木研究所において普通に用いている直接せん断試験機および三軸試験機による試験も同時に行ない、供試体の大きさがせん断抵抗に及ぼす影響などに対して考察した。こゝに示す実験はせん断試験結果を利用するに当って留意すべき問題点のいくつかについて検討を加えることを目的とした。

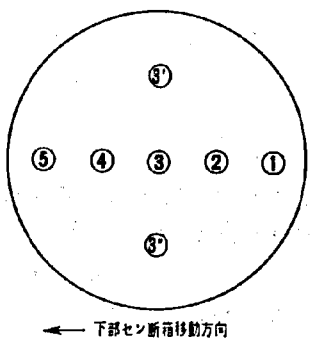
(2) 大型せん断試験機および実験装置

供試体中に生じる応力を調べるために使用した大型直接せん断試験機は、上部せん断箱固定下部可動型である。せん断箱の形状は円形で直径1 m、深さは上下せん断箱とも30 cmである。試験機の構造は図－4.11に示すように下部せん断箱はレールの上に並べられたころに乗っており、その上を移動するようになっている。



図－4.11 大型直接せん断試験機

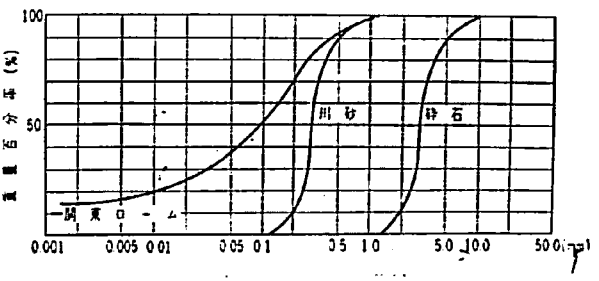
また上部せん断箱は、フレームに固定され上下せん断箱のすき間の調節にこれを上下させることによって行なう。しかしフレームの剛性が足りなかったためせん断中上部せん断箱の移動が多少起こったようなので、厳密には上部固定型に近い条件の試験機であったと言った方がよいかも知れない。下部せん断箱の底面にはせん断中に供試体から加わる圧力を測定するため、直径15cmの土圧計を図-4、12のように配置し、セメント・モルタルを流し込み固定した。供試体に加える垂直圧力およびせん断力は載荷フレームならびにコンクリート支持台の反力を油圧ジャッキによって作用させた。大型試験と並行して行なった普通の小型試験に用いた試験機のうち直接せん断試験機は、いわゆる上部固定下部可動型で供試体寸法は直径10cm、高さ4cmであり、三軸圧縮試験機は供試体寸法直径5cm、高さ12.5cmの定ひずみ式である。



図－4.12　土圧計配置図

(3) 実験に使用した試料

直接せん断試験におけるせん断箱の側面摩擦の影響を調べるのがこの実験の1つの目的であったため、せん断時のダイレタンシーの大きい試料を選び、川砂を試料として使用した。他の試料との比較を行なうため、川砂の10倍程度大きい粒径を持つ砕石と、粘性土には土木研究所構内から採取した関東ロームを試料として取り上げた。せん断試験を行なった各試料の粒度曲線を図－4.13に示す。



図－4.1.3　試料の粒度曲線

(4) 実験方法

大型直接せん断試験による実験から述べる。実験はせん断中の側面摩擦の大きさを検討するために試料厚さを５０cmおよび２５cmに変えて行なうので、深さ６０cmのせん断箱を所定の深さになるようにセメントモルタルで埋め、その面に土圧計を設置し平滑に仕上げた。

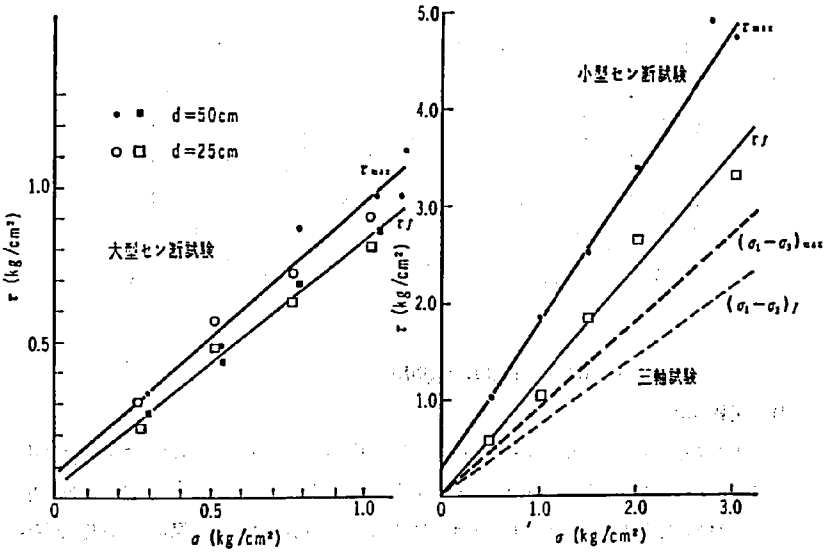
実験に使用する川砂は十分気乾させた後、せん断箱に詰めた。均質な供試体を作るため突固めはとくに注意を払った。突固めは層厚１０cmごとに行った。試験方法は普通の直接せん断試験と同様で、垂直荷重を 0.25、0.50、0.75、1.00 kg／cm²にとった。せん断速度は供試体直径の１％／min、すなわち1cm／secを標準とし、τ_{max}が表われた後もしばらくせん断を継続させた。実験は主として試料の間げき比を 0.7 にした密な状態の砂について行なったが、砂をごくゆるく詰めた状態すなわち、e＝0.84の試料についても垂直圧 0.75 kg／cm²の実験を付け加えた。

このほか、砕石の試験はe=0.7、試料厚さ２５cm、垂直圧 0.75 kg／cm²の条件で、また関東ロームは単位体積重量は 1.46 g／cm³、含水比は５４.８％、試料厚さ２５cm、垂直圧 0.75 kg／cm²の条件でせん断試験を行なった。

間げき比 0.7 の川砂に対しては、三軸試験機ならびに小型の直接せん断試験機による試験も実施したがいずれも標準的な試験法を適用した。

(5) 各種試験機による試験結果

間げき比0.7に締め固めた砂に対するせん断試験は、大型ならびに小型直接せん断試験機および三軸試験機で行なったのでそれらの結果を図－4.1.4に示す。



図－4.1.4 各種試験機による試験結果

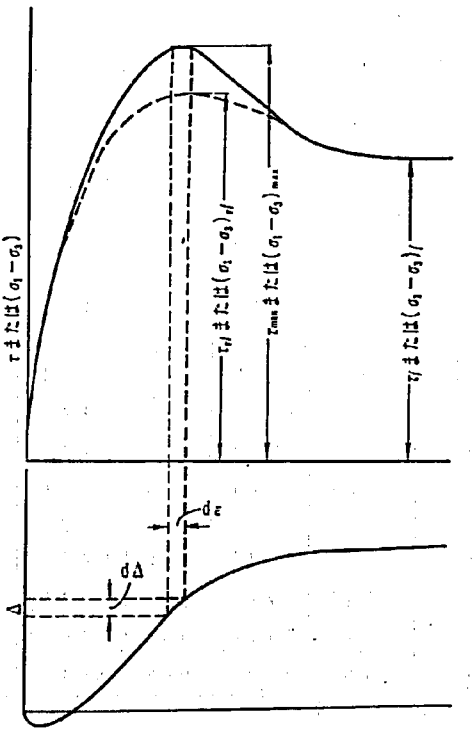
図からも明らかなように小型直接せん断試験機によって得られたせん断抵抗角φは、大型せん断試験および三軸試験機によって求めたφに比較して非常に大きな値を示すことがわかる。

土質工学会のせん断試験法委員会での一斉試験結果では試料が砂の場合、直接せん断試験と三軸試験とによって求めたせん断抵抗角には、かなり大きな差のあることが示されたが、上部固定下部可動型の直接せん断試験機による試験でも、せん断箱直径が増大してくると両者の差はほとんどなくなる。各試験の差については後ほど考察を加える。

(6) 体積変化にもとづくせん断抵抗

砂の試料がせん断破壊をするときには、弾性的な変形も含まれるが互に接触している砂粒子がすべり合い、その相対位置を変えるため必ず体積変化を伴なう。すなわち、ゆるい砂では当初の粒子による骨組構造が変形し密な状態に変わり、密な砂ではしっかりかみ合っている粒子がころがり合うためには一度ふくれ上がらなければならず、いわゆるダイレタンシーが起こる。したがって、試料に働くせん断応力は、粒子のかみ合わせなどの骨組構造を変形させたり、粒子がすべり合うための内部的な仕事と試料の表面に働いている応力に対する仕事とに、分けることができる。Taylorはこの体積変化に要するエネルギーはとくに密な砂の場合の

せん断に要する全エネルギーのうち大きな部分を占めることを示しており、この考えに従えば、図－4.15にも示すようにせん断抵抗は次のとおり表わすことができる。[14)]



図－4.15　砂のせん断応力－ひずみ応力

$$\tau_{max} = \tau_{ff} + \sigma \left(\frac{d\Delta}{d\varepsilon}\right)$$

ここに τ_{max}：最大せん断応力

τ_{ff} ： 膨張がないときのせん断応力

$\sigma \left(\frac{d\Delta}{d\varepsilon}\right)$：体積変化に対する抵抗

た赤井は同様な考えを三軸試験に適用し、破壊強さを次のように書き表わした。[15)]

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ff} + \sigma_3 \left(\frac{d\Delta}{d\varepsilon}\right)$$

先に示したせん断試験結果を上記のような観点から整理し、体積変化に要する抵抗を差し引いて、いわゆる土の摩擦だけによるせん断抵抗から内部摩擦角ϕ_{rf}を求めてみると表－4.2および表－4.3のとおりになり、小型せん断試験機ならびに三軸試験機による試験では

表－4.2 （a）

試料寸法	初期間げき比 e_0	垂直荷重 σ (kg/cm²)	最大せん断応力 τ_{max} (kg/cm²)	$\frac{d\triangle}{d\varepsilon}$	τ_{rf} (kg/cm²)	τ_f (kg/cm²)
直接せん断試験	0.7	0.5	1.030	0.34	0.860	0.569
直径10cm	〃	1.0	1.870	0.30	1.570	1.030
厚さ 4 cm	〃	1.5	2.493	0.29	2.058	1.843
	〃	2.0	3.388	0.23	2.928	2.656
	〃	3.0	4.743	0.20	4.143	3.306
直接せん断試験	〃	0.25	0.326	0.16	0.280	0.260
直径100cm	〃	0.50	0.475	0.13	0.405	0.434
厚さ 50cm	〃	0.75	0.872	0.19	0.727	0.695
		1.00	0.975	0.10	0.871	0.858
直接せん断試験	〃	0.25	0.303	0.11	0.273	0.224
直径10cm	〃	0.50	0.573	0.13	0.505	0.481
厚さ2.5cm	〃	0.75	0.720	0.07	0.666	0.630
	〃	1.00	0.902	0.06	0.841	0.812

（b）

試料寸法	e_0	側圧 σ_3 (kg/cm²)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (kg/cm²)	$\frac{d\triangle}{d\varepsilon}$	$(\sigma-\sigma_3)_{rf}$ (kg/cm²)	$(\sigma_1-\sigma_3)_f$ (kg/cm²)
三軸試験	0.7	0.5	2.341	0.75	1.166	1.573
直径 5 cm	〃	1.0	4.046	0.58	3.466	2.760
高さ12.5cm	〃	1.5	6.276	0.53	5.481	4.566
		2.0	8.402	0.45	7.502	5.636

表－4.2 試験結果の整理

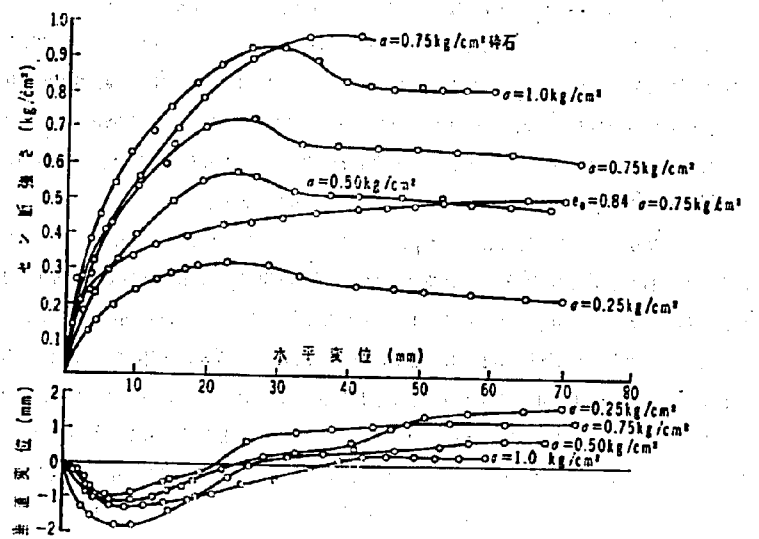
	ϕ	ϕ_{ri}	ϕ_i
大型直接せん断試験	41°21′	40°19′	38°27′
小型直接せん断試験	56°02′	52°49′	49°03′
三　軸　試　験	42°10′	40°36′	35°41′

表－4.3　試験結果

体積膨張に対抗する抵抗がかなり大きな部分を占めるていることがわかる。これに反して大型せん断試験機では、全せん断抵抗中の体積変化に要する抵抗の占める割合ははるかに少ない。この理由として考えられることは試験機が大型になるとどうしてもせん断中に試料内部に生じる応力分布の不均一性が大となり、いわゆる進行性破壊となるため、せん断変形がかなり大きくならないと τ_{max} が起こらず $\frac{d\tau}{d\varepsilon}$ が小さくなるためと考えられる。

(7)　せん断箱の側面摩擦

密な砂のせん断応力－ひずみ曲線の1例として、試料厚25cmの試験結果を図－4.16に示したが、これからも明らかなように、せん断ひずみが増すに従い、体積が膨張する。さら



図－4.16　　せん断試験結果の1例

にせん断を継続させるとやがて体積は一定となりせん断応力もほゞ一定に落着く。この時のせん断強さτ_fとτ_{max}との差は体積膨張などのために行なっている仕事にもとづくと考えられるが、下部可動型のせん断試験機で行なった試験では、τ_{max}から体積膨張に要する抵抗を差し引いてもなおτ_fとの間に大きな差のあることがわかり、井上はこれをせん断強さの側面摩擦による影響と考えた。表－4.2のτ_{ff}とτ_fとの差がこれを示すわけで、小型直接せん断試験ではとくに大きな値を示している。

しかし三軸試験の結果についても同様な考えで$(\sigma_1-\sigma_3)_{ff}$と$(\sigma_1-\sigma_3)_f$とを比較してみると直接せん断試験の結果と同様にかなりの差が認められる。三軸試験の場合はもちろん直接せん断試験におけるような側面摩擦は考えられない。そのため供試体がせん断破壊を起こしはじめる時には、砂粒子が互にすべりやすい状態に配列を変えるために内部的に余分な仕事、たとえば砂粒子がすべりやすくなるように一部を破砕するような仕事をするためであると考えるべきであろう。したがって直接せん断試験の場合もこのような内部的な仕事がτ_{ff}とτ_fとの差を作る原因の一部になっていると考えられる。しかしながら直接せん断試験では進行性破壊が起こるため、この影響はあまり大きく現われないものと考えられる。三軸試験の場合には直接供試体中には直接せん断試験と較べてはるかに均等な応力が生じるため進行性破壊の起こり方も少なく$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$と$(\sigma_1-\sigma_3)_f$との差が顕著に現われるものと考えられる。

下部可動型の直接せん断試験機によるせん断試験ではτ_{ff}とτ_fとの差が大きいがせん断箱が大型になるに従い、τ_{ff}とτ_fとの差は小さくなり、せん断箱による試料の拘束の影響の少ないことが明らかである。また試料が大きくなるとせん断初期に砂粒子がすべりやすい状態に並び変わる場合にも移動が容易であり、しかも進行性破壊も顕著であると思われ、それらの影響が重なり合ってτ_{max}とτ_fとの差が小さくなるものと考えられる。

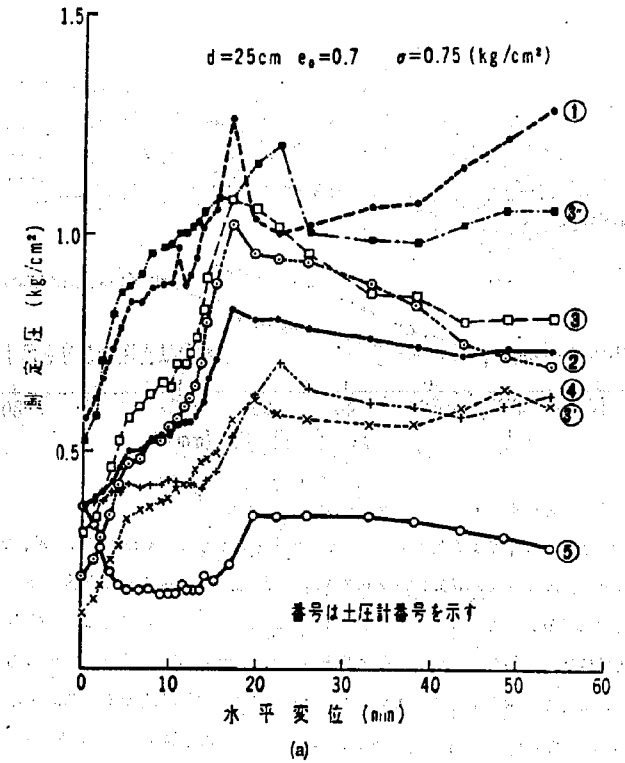
次に試料の体積変化がなくなった後のτ_fについてもせん断箱の大小によって大きな差がでている。すなわち小型せん断試験機によるτ_fは大型試験機によって求めた値よりかなり大きくτ_fから求めた摩擦角ϕ_fを比較しても1°の差が生じている。せん断箱が小さい時には密な砂のせん断では体積が膨張するときは垂直応力が過大となり、体積が一定になった後も、圧縮されている試料が弾力によりふくれ上がろうとするため、側面摩擦の影響が働きせん断面の垂直応力が実際に加えている応力よりかなり大きくなっているためと考えられる。しかしせん断箱が大きくなると側壁の拘束の影響が減り、せん断変位が大きくなり試料の体積が一定となればせん断面における垂直応力は加えた垂直荷重に対応する値に近くなるものと思われる。これらについてはせん断試験中の垂直圧力の実測値によっても検討を加える。

(8) せん断試験中の垂直圧力の変化

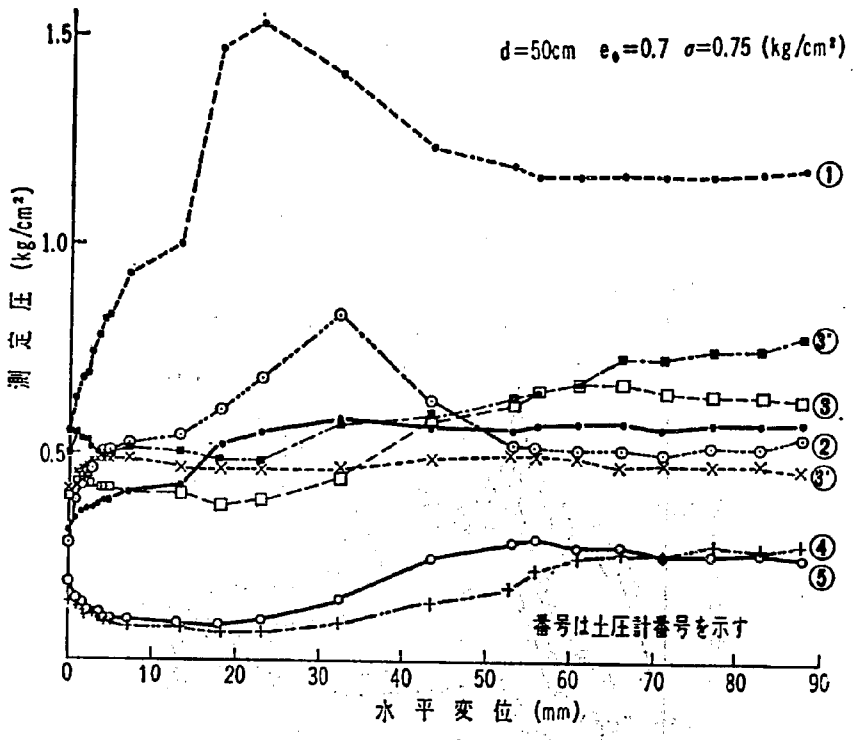
すでに図－4.2に示したように、垂直圧力は下部せん断箱の底面に設置した7個の土圧計に

よって測定したもので、せん断面における垂直圧を示すものではない。したがって上部の載荷板に加えられた荷重とせん断面の応力との関係や側面摩擦の影響を直接量的につかむことはできなかったが、試料の厚さを変えた場合の試験を繰返し実施したのでこれらの比較によって、ある程度側面摩擦の大きさについては推定することができた

まずせん断時の実測値の例を図－4.17に示す。図に示した測定値はともに $e_0=0.7$ で垂直圧は 0.5 kg／cm²および 0.75 kg／cm²を加えた場合であるが（a）は試料厚25cm（b）は50cmである。



(a)

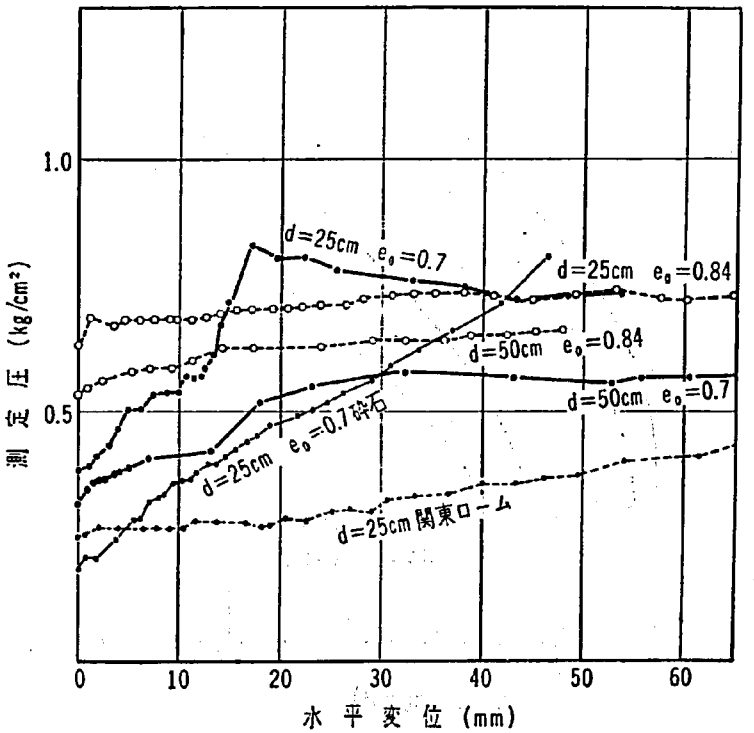


(b)

図－4.17　　せん断箱底面の圧力分布

水平変位が0の位置は垂直荷重のみを加えた状態を示しているわけであるが、実験を始めて載荷板からは0.5kg/cm²あるいは0.75kg/cm²の応力を生ぜしめる荷重を加えたにもかかわらず、せん断箱底面で測定した平均圧力はわずかにその$\frac{1}{2}$程度にすぎない。せん断を開始すると試料が体積膨張を起こし、垂直圧が上昇していくことが図からも明らかである。しかしながらせん断面の垂直応力の分布には大きなかたよりのあることがわかる。すなわち下部せん断箱にせん断力を与える側（手前側）の垂直圧は急激に上昇するにもかかわらず、反対側は静止または降下の傾向にあり、反対側が大きくふくれ上がりを示している。

つぎに垂直圧の変化状況をつかみやすくするため、せん断方向に並んでいる5つの土圧計の平均値を求め図－4.18に示した。



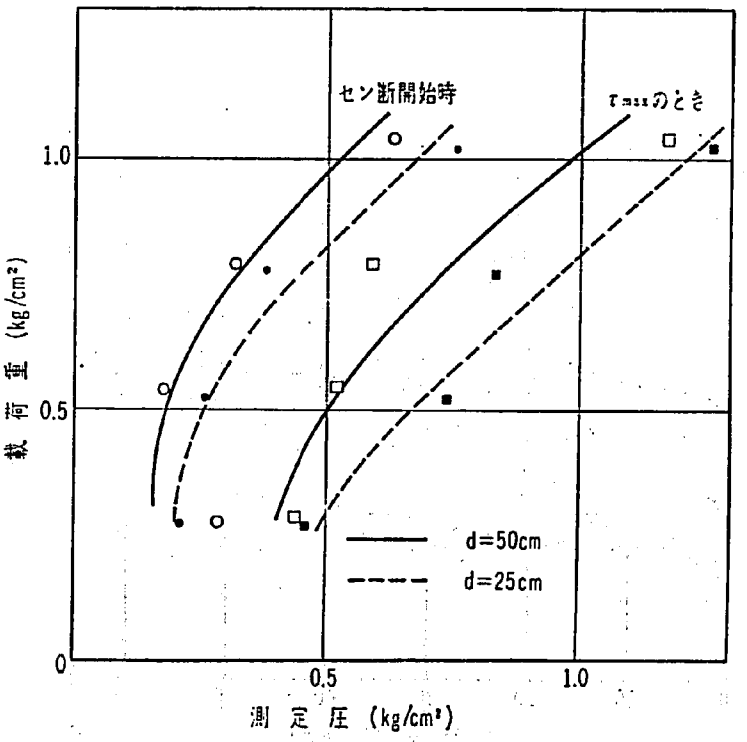
図－4.18　せん断箱底面の平均圧

図には同時に $e_0=0.84$ のゆるく詰めた試料に対する値もプロットしたが e_0 が小さい時は側面摩擦の影響が小さくなること、また試料厚が変っても e_0 が同じであれば試験中の圧力変化は類似していることなどが知られる。なお関東ロームおよび砕石に対する測定値を参考のため同時に記入しておいた。

(9) せん断面の垂直応力

せん断面の垂直応力は直接測定できないので、せん断箱底面での測定値から検討を加える。

せん断試験ではまず試料に垂直荷重を加えるが、この垂直荷重とせん断箱底面に伝わる平均応力との関係を調べると図－4.19のとおりである。これからも明らかなように載荷板からの圧力は、せん断箱の側面摩擦の影響でせん断箱底面まで伝わっていないことがわかる。また試料



図－4.19 載荷重と測定圧の関係

厚さの差による相違も図からはっきり見出すことができる。したがってせん断開始時のせん断面の位置の垂直応力は、載荷板から加えた圧力と底面で測定した値の中間値程度のものと推定される。

つぎにせん断を開始するとダイレイタンシーの影響で垂直応力も増加するがτ_{max}の点の平均圧力と載荷圧力との関係を同様に図－4.18に記入してある。密な砂ではダイレンタンシーのため垂直圧は急激に上昇し、せん断箱の下部での測定によっても上部より載荷した垂直圧より大きな値を示している。

とくに試料厚さ25cmの場合に、大きな値を示していることなどからも、せん断面付近に実際に生じている垂直圧は相当大きな値に達しているものと考えられる。50cmの厚さの場合には測定値が小さくなっているがこれは側面摩擦によるもので、せん断面では25cm厚の試料と同程度の垂直圧が発生していると考えられる。

これはτ_{max}の値が試料厚25cmおよび50cmともほぼ同じ値を示していることからも判断できる。

以上のことから上部固定下部可動型の直接せん断試験では体積変化の最も大きいτ_{max}付近ではせん断面の垂直圧はかなり上昇していることがわかり、比較的側面摩擦の影響の少ないと思われる大型せん断試験においても$e_0 = 0.7$の密な砂の試料では加えた載荷重の20～30%増しの垂直荷重の働いていることがわかった。したがってせん断箱が小さくなると側面摩擦の影響が大きくなり、さらに大きな垂直圧が生じているものと考えられる。

大型せん断試験においては、せん断面にはかなり過度の垂直圧が働いているにもかゝわらず表－4.3に示したように三軸試験で求めた内部摩擦角と大型直接せん断試験機でのτ_{max}から求めた値とよく一致していることは、結局先にも述べた進行性破壊の影響にほかならない。

(10) 実験結果の要約

大型せん断試験機による試験結果を一般に広く用いられている小型せん断試験機および三軸試験機による試験結果と比較し、また直接せん断箱底面に設置した土圧計によって供試体からの圧力を測定し、直接せん断試験の2,3の問題点に考察を加えたがそれを要約してみると次のとおりである。

(i) 直接せん断試験機のせん断箱寸法が大きくなるほど内部摩擦角が小さくでる。この原因は主として側面摩擦と進行性破壊の影響であろう。小型直接せん断試験から求めたϕ_fから側面摩擦の影響を除去すれば、三軸試験で求めたϕ_fともほゞ一致すると思われる。

(ii) 側面摩擦は上部固定型の場合とくに問題となり、供試体寸法が小さいほど大である。このため、直接せん断試験のϕが大きくなる原因になっていると思われる。また側面摩擦の大きさは、間げき比とも関係があり間げき比が大きくなると側面摩擦の影響はほとんどなくなる。

(iii) せん断面における垂直圧は分布が非常に不均一でその差はいちじるしい。したがって当然進行性破壊が起こっていると考えられ、試験の方法によってはτ_{max}が小さくなり、内部摩擦角が小さく出すぎることもありうるし、また比較的圧縮性の高い試料のせん断では試料の一部分に期待している応力よりはるかに大きい応力が生じ、試料を過度に圧縮してしまうこともあると思われる。粘性土の緩速せん断が、普通の直接せん断試験機ではうまくいかない理由の一つでもあろう。

堤防などの土構造物の安定性を検討するための一つの手段として、せん断試験が実施されているが、ここで述べたように、実験室内の試験そのものにいろいろの問題点があり、また現実に起こるせん断破壊と実験室内で行なう小さい試料に生じるせん断破壊との関連が必ずしも明らかでない。こゝではとくに直接せん断試験をとり上げ、この試験によって求めたせん断定数を実際の設計に適用する場合には試料中の垂直圧の不均一性、進行性破

壊、側面摩擦などの影響に対しても十分な配慮を払うことが大切なことを指摘した。

§4.5 結　語

堤防の築造工事の材料には手近の土取り場から得られる土がそのまま利用されるため、実際には各種の材料が用いられている。特に河床掘削工事に伴なって発生する土を堤体材料に用いるときなどは、れきまじり土による堤防が築造される例も多い。本章では、れきまじり土の締固め特性ならびに、締固められた土の工学的性質、すなわち、堤体材料として問題になる強度特性ならびに透水性について、考察を加えた。

次に、れきまじり土の透水性の基礎的な問題として、れきの混合率が透水係数にどのような影響を持つかについて、細粒土部分を標準砂に、また粗粒部分をガラス玉におき換えた試料で、混合率を変え実験を行なって透水係数について考察を加えた。

最後に、堤防の安定性の検討に必要な土のせん断強さを求めるために普通用いられるせん断試験についての検討を行なった。この理由は実験室で求めたせん断強さでも試験法、使用機械などによってかなりの差が生じること、また実際のせん断破壊の現象と実験室内での供試体の破壊現象との関連が明らかでないことなどから、せん断試験についても改めて検討しなおす必要があると考えたためである。以上述べた点について検討を加えた結果についてまとめてみると次のようになる。

れきまじり土の締固めに同じ締固めエネルギーを作用させても、その密度はれきの含有率によってかなり異なる。試料全体の密度はれきの含有率が60～80%を越えない範囲ではれきの含有率が増加するほど増える。しかし、れき以外の細粒土部分に着目するとれきがこれよりかなり低い含有率で密度は最高になり、それ以上の含有率では逆に密度は低下する。

れきまじり土では細粒土部分の締固め程度が、材料としての性質に影響を持つと思われるので、突固め試験結果を主に細粒土部分の締固まり程度に着目して考察した。

砂質土と粘性土にれきをまぜて、各含有率に対する最大乾燥密度を求めたが、れきまじり砂質土であるか粘性土であるかによって最大値を示すときの試料にかなりの差が生じた。すなわち砂質土の場合には、各含有率の最大乾燥密度を表わす試料の粘性土部分の含水比は、れき含有率の増加に伴って減少するが、粘性土の場合は細粒土部分の含水比はほとんど変化しない。このことは砂質土のときはれきと細粒分が一体にまじり合うが、粘性土の場合には細粒土とれき分とまざり合って性質を変えることはなく、れき分が増加しても細粒土部分の性質はいつまでも維持されるためと考えた。

細粒土部分が最もよく締まるれき含有率は粘性土と砂質土には差があり、粘性土の方が低い含有率を示す。れきの作る骨組構造が粘性土においてできやすく、締固めエネルギーが細

粒土へ伝達されにくくなるものと考えられる。次に実際の土工管理に関連する問題として、締固め土の密度の補正がある。締固めた土の乾燥密度はれきの含有率によって大きく変るので、れき分を除外した試料について実験室内で求めた最大乾燥密度と比較するいわゆる密度で管理する方法では、補正を加えて比較しなければならないことになる。補正の一方法としてWalker・Holtzの方法があるが、れき含有率40%程度までは十分に適用しうることが知られた。

次にれき含有率と土の透水性および一軸圧縮強さとの関係であるが、透水性に比較して一軸圧縮強さはれきの影響をあまり受けない。透水係数はれき含有率60%程度までほとんど変化しないがそれ以上になると急激に増大する。これはれきの間げきに細粒土が詰りにくくなるためであって、止水性を期待する材料として使用する場合にはれきの含有率を一定値以下に押える必要があることを示している。

れきまじり土の透水性に関して標準砂とガラス玉を使用して行なった基礎的な実験からは細粒土部分にのみ着目してもれきが混在することによって透水係数が減少することが知られた。これは不透水性のれきが浸透流の流線を乱すことによるものと考えられる。実際にはこれ以外の多くの要素たとえば粗粒があると細粒土部分の締固めがよくなるという影響もはいってくることが予想される。

最後に大型せん断試験機を用いて、実施したせん断試験の検討では直接せん断試験の試料箱の側面摩擦の影響、供試体寸法と進行性破壊の関係、せん断面の垂直応力の分布などについて考察を加え、直接せん断試験によって求められるせん断抵抗角が大きく出すぎる理由をある程度明らかにした。そうして斜面の安定性について検討をする場合、供試体内に生じる進行性破壊、垂直圧の不均一性、供試体の拘束などの影響を考慮しなければならないことを指摘した。

本章では堤体試料の締固め、透水性、ならびにせん断に関する問題をとり上げ検討を加えたが、取り扱った内容は材料の工学的性質のうちごく一部に限られた。河川堤防の材料に関連して従来この種の問題を考察した例はほとんどないので、堤防の設計施工に土質工学的考えを適用するに当っての参考資料として利用しうると考える。

参　考　文　献

1）山村和也：土の直接せん断試験に関する考察、土と基礎Vol.13, №1, 1965, pp.21~26.

2）守谷正博、宇悦文雄：粗な粒子を含んだ土の締め固めについて、土と基礎、Vol.17, №2, 1959, pp.47~53.

3）Li, C.Y: Basic Concepts on the Compaction of soils, Proc. ASCE Vol.82, SM1, 1956.

4）松尾新一郎、木暮敬二：細粒土の透水性に与える影響、第4回土質工学研究発表会講演集 1969, pp. 297~302.

5）日本道路協会：道路土工指針、1967, pp.46~49.

6）Walker, F.C.& W.G.Holtz : Control of Embankment Material by Laboratory Testing. Proc. ASCE, Sep. No.180, 1951.

7）Humphres H.W.: A Method for Controlling Compaction of Granular Materials, HRB Bull, No.159 1957. pp41~57

8）Chan C.K: Structure and Structure and Strength Characteristics Compacted Clay, Proc. ASCE, Vol. 85. SM5, 1959, pp.87~128.

9）久保田敬一、田中茂：土の中の水の動き、土質工学ハンドブック、土質工学会、1965, pp. 78~109.

10）土木研究所砂研究室：築堤土質ならびに地盤の研究、第12回および第13回建設省直轄技術研究会報告書、1958および1959, pp.3~12および pp.291~302.

11）山田清臣：砂のせん断に関する一考試験、土と基礎、№13, Vol.2, 1965 pp.89~92.

12）井上広胤：砂の直接せん断について、土と基礎Vol.12. №9, 1964, pp. 3~8.

13）井上広胤：砂の直接せん断に関する研究、土木学会論文集、№101, 1964, pp.15~24.

14）Taylor, D.W.: Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley, New York, 1948, pp.329~359.

15）赤井浩一：砂のせん断におけるダイレイタンシー効果、土木学会論文集、№58, 1958, pp. 76~81.

第5章　堤防地盤漏水に関する研究

§5.1　概　　説

河川堤防の漏水は堤体の漏水と堤防基礎地盤の漏水の2つに大別される。一般に洪水時に起こる漏水は堤体材料の不良、施工の欠陥などから堤体漏水が多いのではないかと考えられ勝ちであるが、実際に漏水問題で苦慮するのはむしろ地盤漏水である。洪水時の破堤が地盤漏水を原因として起こったと思われるケースもしばしば見受けられ、地盤漏水対策は堤防の維持管理上重要な問題として古くから検討されている。さらに最近、水資源の高度利用の立場から、河口に堰を設け、河道を貯水池として利用しようとする計画も各所で立案されている。人工的に河川水位を上昇させると地盤を通して漏水が起きること、また漏水にまで至らないとしても附近の地下水位を上昇させ、各方面で障害を起こすということも考えなければならない。

本章では漏水を起こす地盤条件についてまず述べ、比較的単純な地盤構成のときの浸透流について解析を試みる。さらに、実際の地盤漏水を起こしている箇所で測定した地盤内の浸透流の水頭観測資料に検討を加え、地盤漏水を定常浸透流および非定常浸透流と考えた場合の両者について考察を加える。

§5.2　漏水地盤

河川堤防の地盤として問題を起こしているのはほとんど全て沖積層である。一般に沖積層は砂れき、シルト、粘土の互層から成り立っている場合が多く、とくに粗粒の砂、あるいは砂れき層の厚さ、および分布の深さが地盤漏水に大きな影響を持つ。

沖積層は現在からおよそ1万年前位までの間の第4紀沖積世の地質時代に作られた地層であるため、一般に土層はルーズで、砂れき層は透水層になりやすい。

沖積層の厚さは場所によって大きく変化するが、その下の層との境界は現在の陸上の地形と同様な谷部などの起伏がある。これはかって河川の水の浸食によって谷が形成されたことを予想させ、またその当時は海水面はかなり低かったことを想像させる。[1) 2)]

海面の低下は氷河の生成によって海水量が減少したためで、その後、氷河の後退により、徐々に海水面が上昇し、今日の水位に至っていると考えられる。洪積世の氷期に低下した海水面に応じて掘られた沖積層下部の谷はその後の水位上昇に応じ、河川などによって運ばれてくる砂れき、砂、シルト、粘土によって埋められて行く。このことは地盤漏水で苦慮しているミシシッピー河の地層構成について検討したミシシッピー河委員会（Mississippi River Commission）の報告[3)]にも示されており、洪積世末期を通じ1日 2×10^9 tonの堆積物を海へ流し込み、海面の上昇と共に河口付近に沖積層を形成したと云われている。すなわち、ウイスコンシン氷期の中期以降海

面が上昇しはじめるとデルタの堆積場所は陸の方に移動し、河の土砂の運搬力は漸次減少し、谷部は一連の土砂堆積物によって埋積されていった。最後に海面は停滞したが、上流からの土砂は河川の流れにより運ばれ、河川は蛇行を繰り返し、河川両域および河口部に土砂を沈積させ、上層部に砂れき、シルト、粘土などから成るゆるい表層を形成させたものと考えられる。このような現象はわが国の沖積層についても云えることであって、洗掘されてでき上った谷部に土砂が堆積して沖積平野が生成していく過程が説明される。

氷期に掘られた谷に沿って海が内陸深くまで入り込んでいたことは、たとえば関東平野では栗橋付近で貝塚が発見されたり、海成沖積層が分布していることなどからも明らかであり、また同様なことが濃尾平野の大垣付近、淀川沿岸では高槻あたりに認められる。このような地形の谷部に流入する河川の運搬土砂や沿岸流が持ってくる堆積物が次第にたまり、徐々に浅くなっていったと考えられる。堆積土砂はその過程の条件によって粗粒あるいは細粒となり、とくに河成堆積物の成層状態は複雑である。

河川の上流の山間部の低地の地盤に砂れきが堆積していて、その上に作られた堤防の基礎から漏水を起こすこともあるが、範囲が狭いこと、洪水継続時間が短いことなどによって、たとえ漏水が起こったとしてもそれほど問題とならない。

河川沿岸の沖積平野は一般に扇状地域、自然堤防地域、三角州地域などの名称で区分され、堤防漏水が問題になる地盤もこの分類のうちに属する。このうち扇状地域は厚い砂れき層の堆積した地盤で、河川や山間の渓流から平野に出た部分に形成される。粗粒の透水性の高い層であることが多いが平常の地下水位は一般に低い。不規則な堆積で漏水地盤を形成することもある。

中流部の自然堤防地域は砂質および粘土質の河成堆積物でおゝわれている。その厚さは数m～10m程度が多い。そうしてその下には海成の細粒土層が存在する。このような地層が形成されたのは氷期以降の海水面の上昇とその後の水位の停滞にもとづくものと判断される。下層の海成層は比較的均質であるが、表層部は砂質の自然堤防堆積物と粘土質の湿地堆積物が互層になって複雑な成層状態を呈することが多い。さらに下流部の三角州地域では表面の数mは砂質の河成もしくは海成の堆積物から成り、その下は厚い海成粘土層が続いている場合が多い。一般に沖積層は上層部ほどまた海岸に近いほど生成した時代が新しく、固結度が弱く、粒子間の結合に乏しい。したがって地表面近くに存在する河成の堆積物のなかに、粒径が大きく、しかも均等係数の小さい比較的単一粒径の砂れき層が存在すると透水層を形成し、地盤漏水を起こさせる原因となる。わが国の河川堤防の地盤漏水で堤体の安定上の問題を起こしているのはほとんど中下流部であって、上記の自然堤防地域および三角州地域に属している。透水層は大体地表面近くに存在する河成堆積物の砂れき層であるが、成層状態を呈するため、その厚さはせいぜい10m程度までのことが多い。前記の自然堤防地域の表層の堆積物、また三角州地域の表層の堆積砂層の一部の砂れ

き層が透水層になっていると考えてよい。

漏水を起こす地盤には透水性の高い砂れき層が地表面近くに存在するのが特徴であるが、普通の場合は砂れき層の上層にうすい不透水性の細粒土からなる表層が覆っている場合が多い。漏水を起こしている地盤の不透水性表層の厚さは 0.5 m ～ 1.5 m 程度の場合が多い。表層は有機質のまざった土質で田圃、畠、沼沢地などになっていて洪水時には下の透水層を通ってきた水が表層を突き破り地表面へ流出する。

このほか、漏水の起こる箇所には旧河道の締切箇所が挙げられる。弯曲した河道をつけ換える河川改修を行なうことがしばしばあるが、旧河道には粒径の大きい砂れき、あるいは粗砂が、ゆるい状態でかなりの厚さに満たされていることがよくある。このような場合、地表面を運搬してきた細粒土によって平坦にならして堤防を築造したとしても地盤が典形的な漏水地盤となり問題を起こすことがある。また同様な条件は洪水によって一度破堤した箇所にも出現する。すなわち堤防が一度破堤するとその箇所は流水によって在来の地盤は洗い流され深くえぐり取られる。洪水流量が減少するに従って、深掘れした箇所にも土砂の堆積が行なわれるが粗粒のれき分が主体を占めるので、その箇所に不用意に築堤工事を行なうと局部的に堆積している砂れき層が原因となって予想外の激しい漏水に見舞われることがある。

§ 5.3 地盤漏水の現象

地盤漏水は河川水位が上昇すると地表面近くに存在する透水層を通して堤内側へ水が流れ出す現象で、漏水が激しくなると水の流出に伴って地盤内の土砂を噴き出し、地盤上に築造されている堤防の安全性をもおびやかす。一般に堤防地盤漏水に限らず堤体の漏水は漏水量が多量であるため堤内地をたん水させ、被害を起こさせる事例はまれである。問題は浸透水が土の強度を弱め土中の細粒分を外部に洗い流し、土の安定性を損ね、またクイックサンド、パイピングなどを起こさせ土構造物を破壊に至らしめる要因になることである。土の斜面の安定性を確保するために排水工法が取られているごとく、浸透水を効果的に排除するのは堤防などの構造物には必要なことである。しかし、漏水があるからといって安定性が一概に問題になるものでもないことは念頭におくべきで、土構造物への悪影響があるか否かがまず第一の問題になる。このほか河道貯水池の建設などのため河川の水位が上昇すると地盤内の地下水位が上昇し、河道周辺の土地利用に悪影響を持つということもある。[4)]

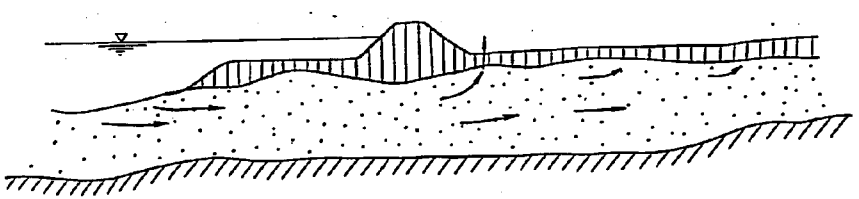
地盤漏水を起こす地盤の一般的な説明は前節で述べたが、地盤条件も含め、漏水に影響を持つと思われる因子について考えてみる。まず地盤漏水を起こす条件として挙げられることは、堤防の地盤を構成する地層が旧河道を埋めた砂れき層、あるいは自然堤防堆積物である粗粒の砂れき層などの透水層であり、しかも透水層が地表面近くに存在することである。もちろん漏水の規模、

漏水量の大小には透水層の透水性、厚さ、広がり、あるいは透水層の上部を覆っている表層の厚さ、透水性なども大きな影響を持つ。

河床と透水層の接続状態、河道と堤防との距離なども地盤の浸透流量に関係する要素である。さらに堤内外の地盤の高低差などの地形的な要素も見逃すことはできない。

このほか、堤防に接近して掘られた土取り場跡の窪地、用排水の水路など人工的に加えられた地盤の乱れ、あるいは河の流れによる河川敷の洗掘、地震による地表面の亀裂など自然の作用による地盤の変状なども浸透条件を大きく左右することがある。さらに植物の根などの腐食した穴、もぐら、ねずみなどの穴なども漏水を助長すると云われている。したがって、漏水対策を考えるとき上述のような要素を調査し、漏水現象を分析していかなければならないことになるが、複雑な沖積層の成層状態を正しく捉むことが難かしいこともあって、浸透流の運動を明らかにすることは容易でない。

実際の河川堤防の地盤に起こる漏水の形態は地盤内の砂粒子を含んだ水の噴き上げが最も一般的であり、堤防裏のり尻、あるいは堤内地側の標高の低い低湿地帯などに集中して発生することが多い。洪水時に河の水位が上昇すると主として透水層が直接露出している河床あるいは洪水敷の掘削部から水は浸入し、透水層内の水頭を高める。その結果最も抵抗の少ない部分から集中して湧水を起こす。図－5.1に示すように地表面に不透水性の表層が存在し、透水層がその下に拡がっている場合、河川水位の上昇によってもたらされた透水層内の水圧と、表層重量とのバランスがくずれると、表層は上方に持ち上げられることになって漏水が大きくなる。したがって漏水はまず堤防の堤内側のり尻付近の表層の薄い箇所、表層の標高の低い所などに起こることになる。初めは小さな湧水であっても表層の一部が破れるとその出口から徐々に土の細粒分を洗い流し、流出口を拡大していく。するとますます浸透流がこの部分に集中し、洗掘を助長するという経過をたどり、ついには堤体の一部を破壊させることになる。堤体の破壊にまで至らなくても、堤防の堤内側のり尻付近の地表面に多数の砂の吹き上げが起こり、多量の湧水が生じることは、付近住民にはなはだしい不安感を与えるので、治水上の問題になる。



図－5.1　代表的な地盤漏水

このような砂の吹き上げを伴なう漏水は全国の河川の各所で起こっているが、古くから、その対策に苦心している河川に矢作川、長良川、吉野川[8)9)]などがある。とくに矢作川は地盤漏水の代表的な例で、花崗岩地帯から流出してきた土砂が透水層を形成している。下流部で堤内地が低い、いわゆる天井川になっている地域では、わずかの出水によっても激しい砂の吹き上げが起こっている。また、米国においてもミシシッピー川の漏水は古くから問題になっており、各種の研究が実施されている。[5) 6) 7)]

漏水の強弱には多くの要素が影響を持つことはすでに述べたが、洪水継続時間も浸透流に大きく作用することを忘れてはならない。とくにわが国の河川では洪水継続時間が短いため、地盤条件がかなり悪くても、激しい漏水を起こさずにすんでいる場合も多いようである。洪水時に河川水位が上昇し、透水層内へ水が浸入したとしても、透水層内の貯留量が大きければ、堤内側へは容易に漏水しないわけで、このような場合洪水時の漏水を定常流として検討し、対策工法を考えると安全側すぎる結果がでることもある。しかし、洪水継続時間の比較的長い大きな河川や、地下水位がもともと高く、地盤が初めから飽和している地盤などでは透水層内の貯留量が浸透流に対してあまり影響しないで、定常流として取り扱った方が無難である。

§5.4 概略の浸透の計算

堤防地盤に生じる浸透の実態を把握し、必要な対策を立てるためには、現地における土質調査、浸透流の水頭観測を含めた現場調査のほか、模型実験、浸透流の計算などを行ない、総合的な検討から結論を下さなければならない。しかし漏水地盤を構成している沖積層は極めて複雑であり、境界条件の不明確なことゝ共に、計算や模型実験を行なったとしても得られた値がどの程度、実際と合致するか、信頼が置けない場合も少なくない。このため、土質調査を含めた詳しい調査を行なうときには、出水時に生じる実際の漏水の実態を把握するため透水層内の水頭観測を実施することが多い。

透水層の厚さ、広がり、透水性など正しい資料を収集し、各種の方法で総合的な検討を加えることが大切であるが、種々の調査を行なう前にまず検討するのが浸透の概略の計算である。

基礎地盤の漏水で検討の対象になるのは一般に浸透流量が極端に過度でないかどうか、堤防裏のり尻付近の浸透流が地表面に出てくる箇所の水頭こう配が限界水頭こう配を越えていないかどうかなどであろう。

まず浸透流量の大体の見当を付けるときは、定常流と考えれば安全側の答が期待できるので、定常流として扱う。

基礎地盤内に生じる浸透流の概略は透水層の透水係数、厚さ、洪水水位と堤内側地盤高の差などから判定する。実際の浸透にはなはだ複雑でいかなる計算もそれは一つの目安にすぎないこと

を忘れてはならない。堤防単位幅当りの流量はDarcyの式から一般には次のように与えられる。

$$q = S\,k\,h \qquad (5.1)$$

こゝにSは形状係数と呼ばれ、堤体幅、透水層の厚さ、透水層を覆っている表層の性質などによって決まる係数である。kは透水層の透水係数、hは水頭差を表わし、堤内地盤面と河川水位との差である。

透水層の厚さが比較的薄く、透水層内の水頭こう配がピエゾメーターなどによって測定されていれば上記の式と同様にDarcyの法則から

$$q = i\,k\,D = \frac{\triangle h}{\triangle l}\,k\,D = \frac{D}{L}\,k\,h \qquad (5.2)$$

によって求めることができる。こゝにD：透水層の厚さ、i：動水こう配、L：浸透流の平均浸透経路長である。

概略の計算を行なうときにまず一番問題になるのは諸係数の決定である。透水層が成層状態を示しているとき、その透水層の浸透流は透水性の高い層の影響を大きく受ける。例えば透水性砂層の中に砂利層の薄層を挟んでいると、浸透流量および水頭の分布は砂利層の影響を大きく受けるわけで、概略の計算に用いる透水係数の決定には、たとえ薄い層であっても、透水性の高い層が存在しているときはこのことを十分考慮に入れなければ、計算値が大きく食い違うことがある。

次に浸透流にもとづく、piping, quick sand の危険性を概略検討するのにcreep比というものが用いられているが土砂堤の地盤漏水の判定には安全すぎる結果を与えることが多い。

これにはBligh[10]およびLane[11]によって提唱されたものがあり、Blighによるとcreep比を$C = \frac{L}{H}$と表わし、またLaneによるとweighted creep比と名付け$C_W = \frac{\frac{1}{3}L + V}{H}$で与えている。

このcreep比は土の上に直接作られたコンクリートダムの浸透状況を調査し、パイピング、クイックサンドを起こす危険な限界を浸透経路長と水頭差の比で表わしたものである。したがって元来、コンクリート構造物の漏水に対する安定性を検討するために提案されたものであるが、堤防地盤の漏水の検討に準用しているものである。Laneは土の上に作られている200以上のコンクリートダムの実態を調査し、パイピングに対して最も危険な浸透流は構造物の底面に沿う流れと考え、上記のweighted creep比という基準を示した。

BlighおよびLaneは限界のcreep比を土の種類ごとに与えており、設計に当って、creep比がその値より小さくならないよう流路延長を長くとることを主張している。しかしこれはあくまでもコンクリートなどの不透水性構造物に沿う浸透についての検討を目的としており、地層の中を通る流れのパイピングに対する安全性を調べるために提案されたものでないことを念頭におくべきである。

堤防の下に存在する透水層を通して川側から堤内側へのパイピングのほかに堤防基礎地盤の透

水層が不透水性ないしは半透水性の表土で覆われているときに生じる漏水がある。これは川側から透水層を通って伝わってきた浸透水が堤防の堤内側のり尻付近の表層を突き破って、土砂を洗い流す現象である。このようなときには表層の一番弱い箇所に浸透水が集中し、激しく砂を噴き出し、地盤に大きな孔をあけることがあって、堤体の安定性をいちじるしく低下させる。基礎地盤の漏水の大部分がこの型である。表層を突き破って起きる水の噴き出しを防止するためには、表層内を上方へ向って流れる浸透流の動水こう配をある一定値より小さくすればよいことになる。

圧力の釣り合いを考え限界動水こう配を求めると

$$\frac{h}{z}=(G_s-1)/(1+e) \qquad (5.3)$$

で与えられる。[12] こゝにzは浸透経路長、h：水頭差である。

普通の土では$e=0.43\sim0.67$であり、$G_s=2.6\sim2.7$であるから、限界動水こう配$\frac{h}{z}$は1.17～1.01すなわち大体1に等しい。

しかし、実際の漏水はこれよりかなり小さい動水こう配で起こっている。たとえばMississippi河の調査による[7]と、動水こう配が0.2～0.6でかなりの漏水が生じ、0.4～0.7になると激しい漏水が生じ、砂の噴き上げは0.5～0.8で起こっている。わが国の矢作川、阿武隈川、長良川の例でも0.2～0.6程度でかなりの漏水が観測されており、理論的に求められる限界動水こう配より小さい値で漏水が激しく起こっていることは事実である。この理由は昔から度々の漏水ですでに表層に弱点が形成されているため、透水層内の水頭のわずかな上昇によって、砂の噴き上げが生じるものと考えられる。

漏水の危険箇所では、計画出水時に発生する透水層内の水頭をあらかじめ予測し、少なくとも動水こう配が0.5程度を越えないよう処置をしておくのが安全であろう。計画洪水時に発生する透水層内の水頭分布の予測は、小中出水時の観測データーと、理論的な計算から推定することになるから、漏水対策を樹てるための現地での水頭観測は重要である。水頭観測は普通のピエゾメーターを透水層に打ち込み、出水時に各測点の水頭変化を記録するという作業である。観測についての詳細は省略し、こゝでは浸透流の解析法について少し述べてみる。なお解析は単純な条件においてのみ可能なので、地層構成などを理想化して取り扱うが、地盤漏水の大体の目安を付けるための計算に利用して有効であると判断される。

§ 5.5 地盤漏水の解析例[13][14][15]

地盤漏水を起こす原因になる地盤内の浸透流は複雑な地盤構成すなわち地盤の不均一性、不等方性や境界条件のために、こゝで取り扱うような簡単なものではないが、漏水の代表的な形を示すために、浸透条件を極く単純化して示してみる。

地盤漏水の起こっている地点の代表的な地層断面は図－5.1に示すとおりである。透水層の深さ、広がりなどは様々であるが、一般に透水層の上には半透水性ないしは不透水性の表層が存在することが多い。表層は普通、田畑となっていて透水層が直接地表に露出している例は少ない。

洪水時に河川水位が上昇すると河床から透水層内に浸透が起こり、透水層内の水頭も上昇してくる。河川水位が堤内側の地表層よりもかなり上昇すると、透水層内には、いわゆる被圧地下水が発生してくる。その結果、表層が不飽和状態のときは含水比が上昇し、また表層が飽和しているときには地表面に向っての浸透が生じる。さらに被圧水によって地層が弾性的な変形を起こしたり、地層内の有効間げきが変化したり、いろいろ複雑な現象が生じる。

一般にわが国の河川では洪水継続時間が短かく、洪水時にも水位の変動が激しいので、基礎地盤の漏水も非定常流として考える方がよい場合が多いが、堤防断面が小さく、透水係数の大きいときなどでは定常流として取扱う方が安全側で望ましいと考えられる場合もある。順序としてまず定常流としての取扱いから述べ、次いで非定常流としての取扱いに触れる。

定常流として考える場合には、浸透流の境界条件が変らないと仮定する。このため境界条件として河川の水頭および堤内側の水頭をそれぞれ φ_1 および φ_2 とし、一定と考える。堤内地側の水面は田圃などの低湿地の場合には洪水の来る前から存在するが、地下水位が地表より低い所では水頭を一定と仮定しにくい場合もある。しかし、洪水の来る前の降雨や、浸透水の流入によって、洪水のピーク近くでは表層は大体飽和していると見なされる場合がむしろ多い。透水層および表層の厚さ、透水係数をそれぞれ D、k および D'、k' とし、各層とも等質、等方性と仮定する。表層と透水層の透水係数がかなり大きく異なると近似的に表層内の流線は鉛直方向であり、透水層内では水平方向であると見なすことができる。このためには透水係数が10倍以上開いていることが必要である。

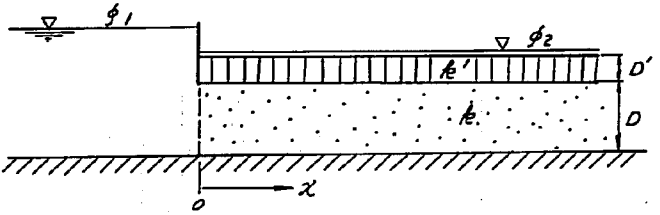
非定常流として取扱う場合には表層を通して地表に流出する浸透流のほか、透水層中の水頭の変化にもとづく地層の弾性変形、地層中の間げき率の変化などを考慮に入れ、場合によっては、表層中の地下水位の変動を考え解析を行なう。

(1) 定常流としての取扱い

a) 堤防幅を無視した場合

1) 透水層が河床に露出し、無限の広がりを持つ場合

最も簡単な場合として図－5.2のような浸透条件を考える。



図－5.2 浸 透 条 件 （ a － i ）

透水層内の浸透流はDarcyの法則および連続の方程式によって、次のように表わされる。

$$q = -k\ D\frac{d\varphi}{dx}$$

$$\frac{dq}{dx} = \frac{\varphi_2 - \varphi}{c}$$

こゝに $c = \frac{D'}{k'}$ である。さらに $\lambda = \sqrt{k D c}$ とおくと

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = -\frac{1}{\lambda^2}(\varphi_2 - \varphi) \qquad (5.4)$$

境界条件として

$x = 0$ において $\varphi = \varphi_1$

$x = \infty$ において $\varphi = \varphi_2$

が与えられるので、次のような解が得られる。

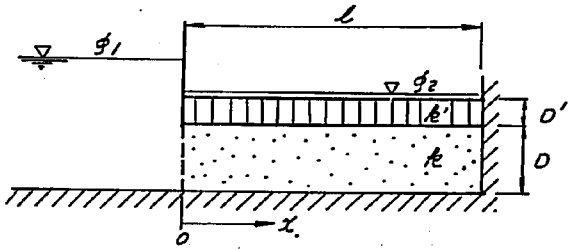
$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_1)\, e^{-\frac{x}{\lambda}} \qquad (5.5)$$

また x における透水層内の流量は

$$q_x = -k\ D\frac{d\varphi}{dx} = -\frac{k\ D}{\lambda}(\varphi_2 - \varphi) \qquad (5.6)$$

ii）透水層が河床に露出し、広がりが有限の場合

図－5.3に示すような場合には境界条件に $x=0$ において $\varphi=\varphi_1$ $x=\ell$ において $\frac{d\varphi}{dx}=0$ が与えられるので



図－5.3　浸透条件（ａ－Ⅱ）

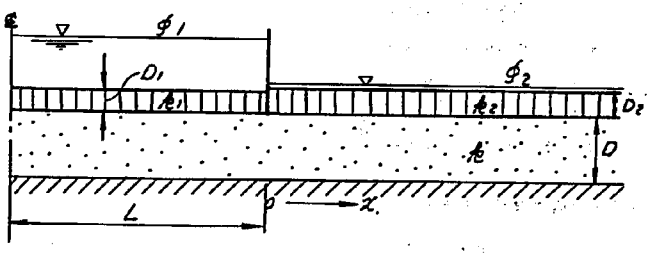
$$\varphi_x-\varphi=(\varphi_2-\varphi_1)\frac{\cosh\left(\frac{x}{\lambda}-\frac{l}{\lambda}\right)}{\cosh\frac{l}{\lambda}} \qquad (5.7)$$

また流量は

$$q_x=-\frac{kD(\varphi_2-\varphi_1)}{\lambda}\cdot\frac{\sinh\left(\frac{x}{\lambda}-\frac{l}{\lambda}\right)}{\cosh\frac{l}{\lambda}} \qquad (5.8)$$

Ⅲ）河床に表層が存在し透水層が無限に広がる場合

河床の表面にも透水性の低い表層が存在し、しかも河の中心に対し左右岸対称と仮定する。



図－5.4　浸透条件（ａ－Ⅲ）

図－5.4のような浸透条件を考えるとき境界条件は次のようになる。

$x=-L \quad \frac{d\varphi}{dx}=0$

$x=\infty$のとき　$\varphi=\varphi_2$

$x=0$のφをφ_0とおき、左右両側の浸透流を別々に解き$x=0$における流量を等しいとして

φ_0 を求めればよい。

$$\varphi_0 = \frac{\varphi_2 \lambda_1 + \varphi_1 \lambda_2 \tanh \frac{L}{\lambda_1}}{\lambda_1 + \lambda_2 \tanh \frac{L}{\lambda_1}} \qquad (5.9)$$

透水層内の水頭は

$-L \leq x \leq 0$ において

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_0) \cosh \frac{x+L}{\lambda_1}}{\cosh \frac{L}{\lambda_1}}$$

$0 \leq x$ において

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_0)\, e^{-\frac{x}{\lambda_2}} \qquad (5.10)$$

ここに $\lambda_1 = \sqrt{k D c_1}$, $\lambda_2 = \sqrt{k D c_2}$ $c_1 = \frac{D_1}{k_1}$, $c_2 = \frac{D_2}{k_2}$ である。

この場合河幅が十分広くなると河床上に表層が存在していても境界条件として $x = -\infty$ において $\varphi = \varphi_1$, $x = \infty$ において $\varphi = \varphi_2$ が与えられるので

$$\varphi_0 = \frac{\lambda_1 \varphi_2 + \lambda_2 \varphi_1}{\lambda_1 + \lambda_2} \qquad (5.11)$$

透水層内の水頭は $x < 0$ で

$$\varphi_1 - \varphi = (\varphi_1 - \varphi_0)\, e^{\frac{x}{\lambda_1}}$$

$x > 0$ において

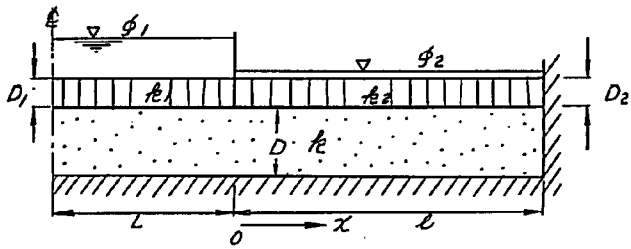
$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_0)\, e^{-\frac{x}{\lambda_2}} \qquad (5.12)$$

iv) 河床に表層が存在し、透水層の広がりが有限の場合

図－5.5 に示すような浸透条件では境界条件は次のようになる。

$x = -L$ において $\frac{d\varphi}{dx} = 0$

$x = \ell$ において $\frac{d\varphi}{dx} = 0$



図－5.5　浸透条件（ａ－Ⅳ）

したがって　ｘ＝０における水頭φ_0は

$$\varphi_0=\frac{\lambda_2\varphi_1\tanh\frac{L}{\lambda_1}+\lambda_1\varphi_2\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}}{\lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}} \qquad (5.13)$$

透水層内の水頭は

$-L\leq x\leq 0$において

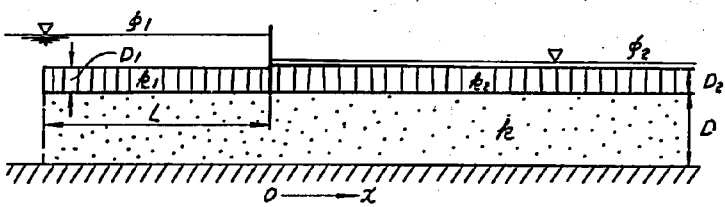
$$\varphi_1-\varphi=\frac{(\varphi_1-\varphi_0)\cosh\frac{x+L}{\lambda_1}}{\cosh\frac{L}{\lambda_1}}$$

$0\leq x$において

$$\varphi_2-\varphi=\frac{(\varphi_2-\varphi_0)\cosh\left(\frac{x}{\lambda_2}-\frac{\ell}{\lambda_2}\right)}{\cosh\frac{\ell}{\lambda_2}} \qquad (5.14)$$

Ⅴ）河床に有限幅の表層が存在し、透水層の広がりが無限の場合

表層がＬの幅だけ存在しているとすると図－5.6のように境界条件は次のようになる。



図－5.6　浸透条件（ａ－Ⅴ）

$x = -L$ において $\varphi = \varphi_1$

$x = \infty$ において $\varphi = \varphi_2$

$x = 0$ の φ を φ_0 とおき、左右両側の浸透水を別々に解き、$x = 0$ における流量を等しいとしてφ₀ を求めると

$$\varphi_0 = \frac{\varphi_2 \lambda_1 + \varphi_1 \lambda_2 \coth\frac{L}{\lambda_1}}{\lambda_1 + \lambda_2 \coth\frac{L}{\lambda_1}} \qquad (5.15)$$

透水層内の水頭は

$-L \leq x \leq 0$ において

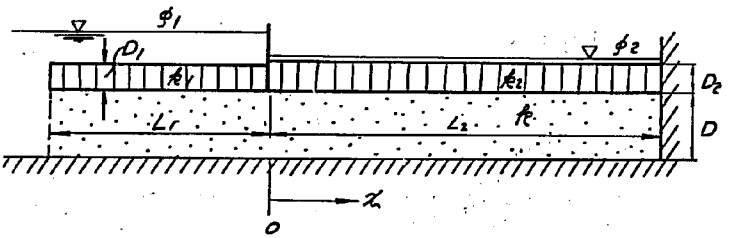
$$\varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_0)\sinh\left(\frac{x}{\lambda_1} - \frac{L}{\lambda_1}\right)}{\sinh\frac{L}{\lambda_1}}$$

$0 \leq x$ において

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_0)e^{-\frac{x}{\lambda_2}} \qquad (5.16)$$

vi）河床に有限幅の表層が存在し、透水層の広がりが有限の場合

境界条件は図－5.7のとおりであり、



図－5.7 浸透条件（x－vi）

$x = -L_1$ において $\varphi = \varphi_1$

$x = L_2$ において $\frac{d\varphi}{dx} = 0$

$x = 0$ における水頭 φ_0 は

$$\varphi_0 = \frac{\varphi_2 \lambda_1 \tanh\frac{L_2}{\lambda_2} + \lambda_2 \varphi_1 \coth\frac{L_1}{\lambda_1}}{\lambda_1 \tanh\frac{L_2}{\lambda_2} + \lambda_2 \coth\frac{L_1}{\lambda_1}} \qquad (5.17)$$

透水層内の水頭は

$L_1 \leq x \leq 0$ において

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_0)\sinh\left(\frac{x}{\lambda_1} - \frac{L_1}{\lambda_1}\right)}{\sinh\frac{L_1}{\lambda_1}}$$

$0 \leq x \leq L_2$

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_0)\frac{\cosh\left(\frac{x}{\lambda_2} - \frac{L_2}{\lambda_2}\right)}{\cosh\frac{L_2}{\lambda_2}} \qquad (5.18)$$

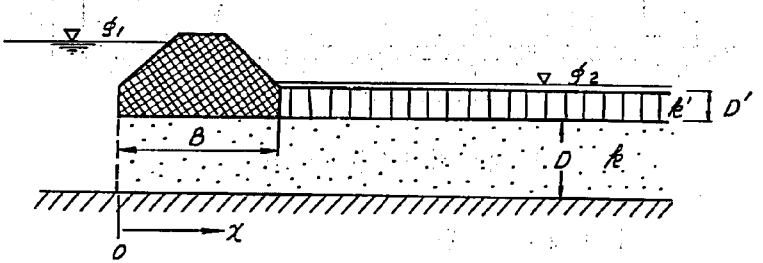
b）堤防幅を考えた場合

堤防幅を B とし、堤体は不透水性と仮定して同様な手法で浸透流を解く。

ｉ）透水層が河床に露出し、無限の広がりを持つ場合

図－5.8 に示すように $x = B$ における水頭を φ_B とすると

$$\varphi_B = \frac{\lambda \varphi_1 + B \varphi_2}{B + \lambda} \qquad (5.19)$$



図－5.8 浸透条件（b－ｉ）

透水層内の水頭は

$0 \leq x \leq B$ において

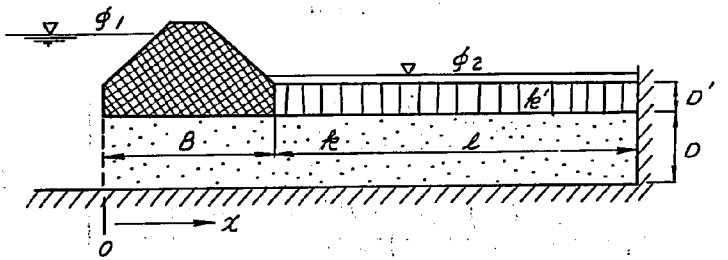
$$\varphi_1 - \varphi = (\varphi_1 - \varphi_B)\frac{x}{B}$$

$x \geq B$ において

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B)\, e^{-\frac{x-B}{\lambda}}$$

(5.20)

ii) 透水層が河床に露出し、広がりが有限の場合



図－5.9 浸透条件（b－ii）

図－5.9に示すように $x = B$ における水頭を φ_B とすると

$$\varphi_B = \frac{\lambda \varphi_1 + B \tanh\frac{B}{\lambda}\varphi_2}{B \tanh\frac{B}{\lambda} + \lambda} \qquad (5.21)$$

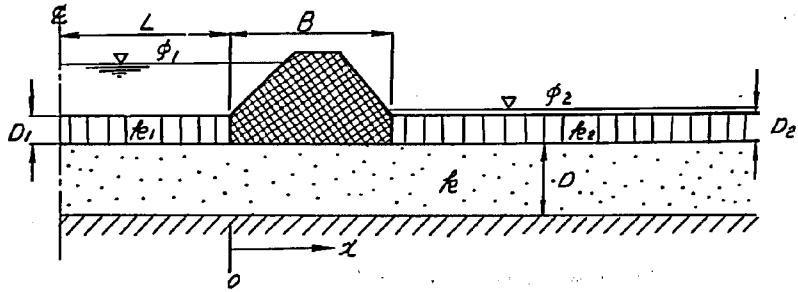
$x \geq B$ における水頭が i) の場合と異なり次のようになる。

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B)\frac{\cosh\left(\frac{x-\ell-B}{\lambda}\right)}{\cosh\left(\frac{\ell}{\lambda}\right)} \qquad (5.22)$$

iii) 河床に表層が存在し、透水層が無限に広がる場合

(a) iii) と同様に河の中心に対して左右岸が対称と仮定する。

堤防のり尻を原点とすると $x = 0$、および $x = B$ における水頭を φ_0, φ_B とすると次のように与えられる。（図－5.10）



図－5.10　浸透条件（b－Ⅲ）

$$\left.\begin{aligned}\varphi_0 &= \frac{\left[(B+\lambda_2)\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right]\varphi_1+\lambda_1\varphi_2}{(B+\lambda_2)\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)+\lambda_1}\\ \varphi_B &= \frac{\left[\lambda_2\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right]\varphi_1+\left[\lambda_1+B\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right]\varphi_2}{(B+\lambda_2)\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)+\lambda_1}\end{aligned}\right\}\quad(5.23)$$

透水層内の水頭は

$-L\leq x\leq 0$ において

$$\varphi_1-\varphi=(\varphi_1-\varphi_0)\frac{\cosh\left(\frac{x+L}{\lambda_2}\right)}{\cosh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)}$$

$0\leq x\leq B$ において

$$\varphi_0-\varphi=(\varphi_0-\varphi_B)\frac{x}{B}$$

$B\leq x$ において

$$\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_B)\,e^{\frac{-(x-B)}{\lambda_2}}$$

(5.24)

川幅が十分広いときには

$$\left.\begin{aligned}\varphi_0 &= \frac{\lambda_1\varphi_2+(\lambda_2+L)\varphi_1}{L+\lambda_1+\lambda_2}\\ \varphi_B &= \frac{\lambda_2\varphi_1+(\lambda_1+L)\varphi_2}{L+\lambda_1+\lambda_2}\end{aligned}\right\}\quad(5.25)$$

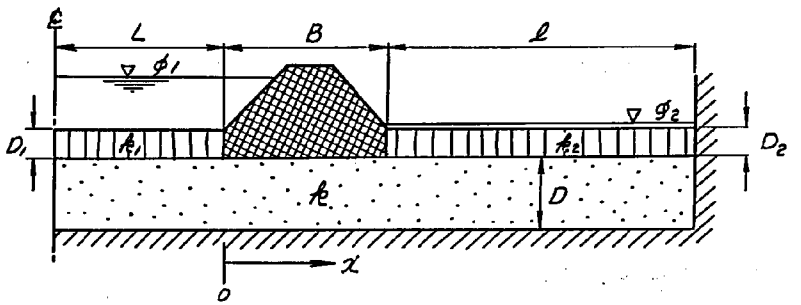
となり　$-L\leq x\leq 0$ における式が変り

$x<0$ において

$$\varphi_1-\varphi=(\varphi_1-\varphi_0)\,e^{\frac{x}{\lambda_1}} \qquad (5.26)$$

となる。

iv) 河床に表層が存在し、透水層の広がりが有限の場合



図－5.11 浸透条件（b－iv）

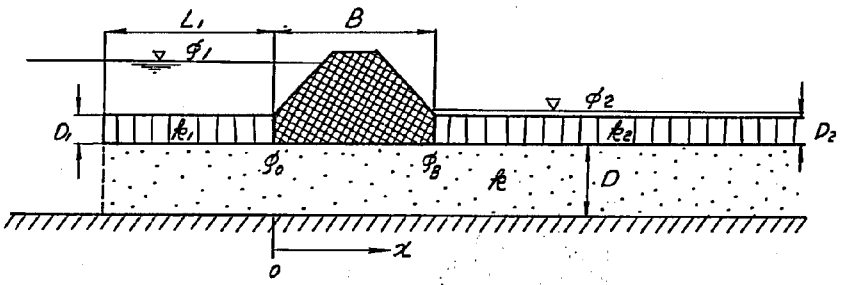
図－5.11に示すように、$x=0$ および $x=B$ における水頭を φ_0 および φ_B とすると

$$\left.\begin{aligned}\varphi_0&=\frac{\left(B\tanh\frac{L}{\lambda_1}\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}\right)\varphi_1+\lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\varphi_2}{B\tanh\frac{L}{\lambda_1}\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}}\\ \varphi_B&=\frac{\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}\varphi_1+\left(B\tanh\frac{L}{\lambda_1}\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\right)\varphi_2}{B\tanh\frac{L}{\lambda_1}\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}}\end{aligned}\right\}\ (5.27)$$

水頭分布は　$x\leq 0$ において

$$\left.\begin{aligned}&\varphi_1-\varphi=\frac{(\varphi_1-\varphi_0)\cosh\frac{x+L}{\lambda_1}}{\cosh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)}\\ &0\leq x\leq B\text{ において}\\ &\varphi-\varphi_0=\frac{\varphi_B-\varphi_0}{B}x\\ &x\geq B\text{ において}\\ &\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_B)\,e^{-\frac{x-B}{\lambda_2}}\end{aligned}\right\}\ (5.28)$$

V) 河床に有限幅の表層が存在し、表層の広がりが無限の場合



図－5.12　浸透条件（a－V）

河床に有限幅の表層が存在するとする。図－5.12に示すような条件でx＝0およびx＝Bにおける水頭をφ_0，φ_Bとすると

$$\varphi_0 = \frac{\left[\left(B+\lambda_2\right)\coth\left(\frac{L}{\lambda_2}\right)\right]\varphi_1 + \lambda_1\varphi_2}{\left(B+\lambda_2\right)\coth\left(\frac{L}{\lambda_2}\right)+\lambda_1}$$

$$\varphi_B = \frac{\left[\lambda_2\coth\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right]\varphi_1 + \left[\lambda_1 + B\coth\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right]\varphi_2}{\left(B+\lambda_2\right)\coth\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)+\lambda_1} \qquad (5.29)$$

透水層内の水頭は

$-L \leq x \leq 0$において

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{\left(\varphi_1-\varphi_0\right)\sinh\left(\frac{x}{\lambda_1}-\frac{L}{\lambda_1}\right)}{\sinh\frac{L}{\lambda_1}}$$

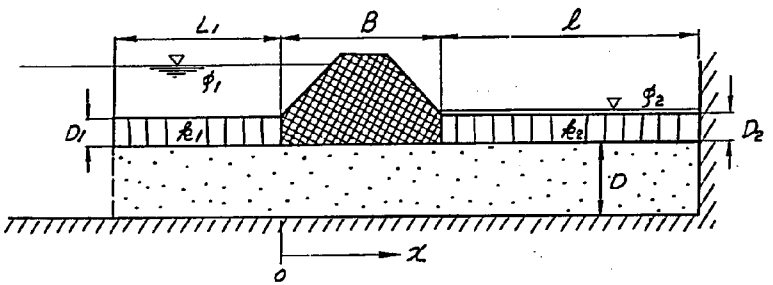
$0 \leq x \leq B$において

$$\varphi_0 - \varphi = \left(\varphi_0-\varphi_B\right)\frac{x}{B}$$

$B \leq x$において

$$\varphi_2 - \varphi = \left(\varphi_2-\varphi_B\right)e^{-\frac{(x-B)}{\lambda_2}} \qquad (5.30)$$

vi) 河床に有限幅の表層が存在し、表層の広がりが有限の場合



図－5.13　浸透条件（a－vi）

図－5.13に示すような透水条件において、x＝0およびx＝Bにおける水頭をφ_0, φ_Bとすると

$$\left.\begin{aligned}\varphi_0 &= \frac{\lambda_1 \tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\varphi_2 + \left(B\coth\frac{L_1}{\lambda_1}\tanh\frac{\ell}{\lambda_2} + \lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}\right)\varphi_1}{B\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\coth\frac{L_1}{\lambda_1} + \lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2} + \lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}} \\ \varphi_B &= \frac{\left(B\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\coth\frac{L_1}{\lambda_1} + \lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\right)\varphi_2 + \varphi_1\lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}}{B\tanh\frac{\ell}{\lambda_2}\coth\frac{L_1}{\lambda_1} + \lambda_1\tanh\frac{\ell}{\lambda_2} + \lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}}\end{aligned}\right\} \quad (5.31)$$

透水層内の水頭は

$-L \leq x \leq 0$において

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_0)\sinh\left(\frac{x}{\lambda_1} - \frac{L_1}{\lambda_1}\right)}{\sinh\frac{L_1}{\lambda_1}}$$

$0 \leq x \leq B$において

$$\varphi_0 - \varphi = (\varphi_0 - \varphi_B)\frac{x}{B}$$

$B \leq x$において

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B)\,e^{-\frac{x-B}{\lambda_2}}$$

(5.32)

c）堤防が円形に作られた場合

特別な場合として、仮締切堤防のように堤防が円周上に作られた場合の浸透流について、いくつかの条件について計算してみる。

a）|）と同じ方法を円柱座標に適用すれば、Darcy の法則によって透水層中の浸透流量は

$$Q = -2\pi r D k \frac{d\varphi}{dr}$$

連続の方程式は

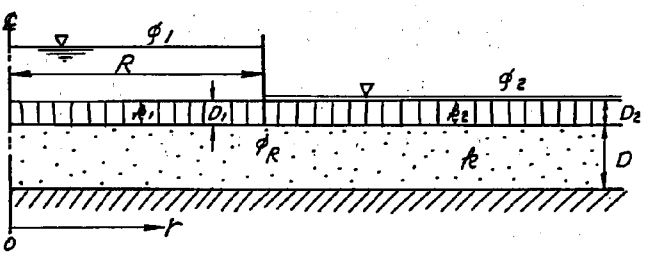
$$\frac{dQ}{dr} = -r\frac{\varphi_2 - \varphi}{k D c}$$

したがって

$$\frac{d\varphi}{dr} + r\frac{d^2\varphi}{dr^2} = -r\frac{\varphi_2 - \varphi}{k D c} \qquad (5.33)$$

をうる。この式はベッセルの方程式である。この式を境界条件を与えて解けばよいことになる。

|）堤体幅を無視し、表層が存在する場合（図－5.14）



図－5.14　浸透条件（c－|）

円形の締切りの中心を原点にとり堤体が $r = R$ の位置にあり、その位置における水頭を φ_R とすると

$$\varphi_R = \frac{\lambda_1 I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right) K_1\left(\frac{R}{\lambda_2}\right) \varphi_2 + \lambda_2 K_0\left(\frac{R}{\lambda_2}\right) I_1\left(\frac{R}{\lambda_1}\right) \varphi_1}{\lambda_1 I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right) K_1\left(\frac{R}{\lambda_2}\right) + \lambda_2 K_0\left(\frac{R}{\lambda_2}\right) I_1\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)} \qquad (5.34)$$

透水層内の水頭分布は

$0 \leq r \leq R$

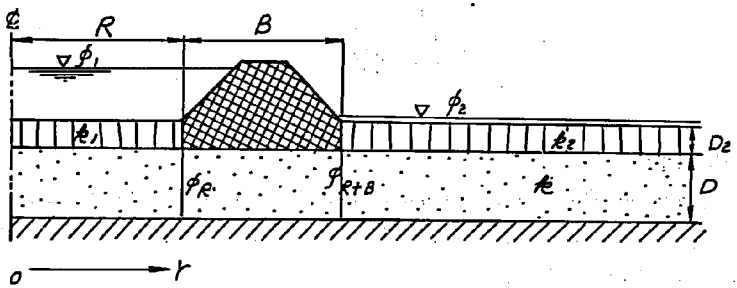
$$\frac{\varphi_1 - \varphi}{\varphi_1 - \varphi_R} = \frac{I_0\left(\frac{r}{\lambda_1}\right)}{I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)}$$

$R \geq r$ において

$$\frac{\varphi_2 - \varphi}{\varphi_2 - \varphi_R} = \frac{K_0\left(\frac{r}{\lambda_2}\right)}{K_0\left(\frac{R}{\lambda_2}\right)}$$

(5.35)

ii) 堤体幅があり表層が全体にある場合（図－5.15）



図－5.15　浸透条件（e－ii）

上記と同じように円形締切区域の中心を原点にとり、堤体幅がBであって、原点よりRとR＋Bの間が堤防敷と仮定する。

原点よりRおよびR＋Bの位置の透水層内の水頭を求めると次のようになる。

$$\varphi_R = \frac{-RIL\{\lambda_2 - (R+B)KL\}\varphi_1 - \lambda_1(R+B)KL\varphi_2}{\{\lambda_2 - (R+B)KL\}\{\lambda_1 - RIL\} - \lambda_1\lambda_2}$$

$$\varphi_{R+B} = \frac{-RIL\lambda_2\varphi_1 - (R+B)KL(\lambda_1 - RIL)\varphi_2}{\{\lambda_2 - (R+B)KL\}\{\lambda_1 - RIL\} - \lambda_1\lambda_2}$$

(5.36)

ここに

$$K = \frac{K_1\left(\frac{R+B}{\lambda_2}\right)}{K_0\left(\frac{R+B}{\lambda_2}\right)}, \quad I = \frac{I_1\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)}{I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)}, \quad L = \ell_n \frac{R}{R+B}$$

透水層内の水頭分布は

$0 \leq r \leq R$ において

$$\varphi_1 - \varphi = (\varphi_1 - \varphi_R)\frac{I_0(\frac{r}{\lambda_1})}{I_0(\frac{R}{\lambda_1})}$$

$R \leq r \leq R+B$ において

$$\varphi_R - \varphi = (\varphi_R - \varphi_{R+B})\frac{\ln(\frac{r}{R})}{\ln(\frac{R+B}{R})}$$

$R+B \leq r$

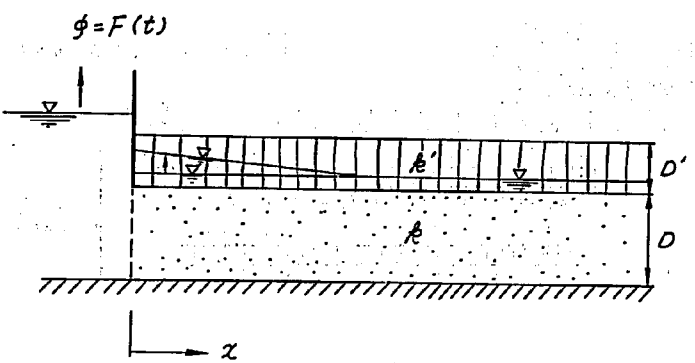
$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_{R+B})\frac{K_0(\frac{r}{\lambda_2})}{K_0(\frac{R+B}{\lambda_2})}$$

(5.37)

(2) 非定常流としての取扱い

洪水時には河川水位が上昇し、それに応じて透水層内の水頭も変化していくものと考えられる。また堤内地の表層も初めから完全に飽和状態でない場合もあって、表層内の自由水面が移動するというケースも起こってくる。

i) 表層が完全に飽和していない場合



図－5.16 浸透条件 (2) i)

透水層の透水係数をk、表層の透水係数をk′とし、またそれぞれの厚さをD、D′とする。図－5.16に示すように表層内に存在する地下水面が、河川水位の上昇に伴って変動するものと考える。この場合、表層の有効間げき率の分布、均一性などに問題があるが一応一定と仮定すると連続方程式は

$$n'\frac{\partial \varphi}{\partial t}+D\frac{\partial u}{\partial x}=0 \qquad (5.38)$$

ただし、n：表層の間げき率、n′：有効間げき率、u：流速である。

運動方程式は

$$\frac{1}{ng}\frac{\partial u}{\partial t}=-\frac{\partial \varphi}{\partial x}-\frac{u}{k} \qquad (5.39)$$

したがって

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}-\frac{n'}{ngD}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}-\frac{n'}{kD}\frac{\partial \varphi}{\partial t}=0 \qquad (5.40)$$

一般に地下水では運動が緩やかで第2項の加速度の項は省略できるので次のように簡単になる。

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t}=\frac{kD}{n'}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \qquad (5.41)$$

$\frac{kD}{n'}=a^2$ とおくと $\qquad \frac{\partial \varphi}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}$ $\qquad (5.42)$

この式は熱伝導の式に他ならない。

いま最初の透水層内の水頭分布が与えられており、洪水による水位変化が生じた場合について解いてみる。

したがって境界条件は次のようになる。

$(\varphi)_{x=0}=F(t)$

$(\varphi)_{t=0}=f(x)$

この条件を満たす解はまずφ_1を$x=0$のとき零となり、$t=0$のとき$f(x)$となるような解とし、またφ_2を$x=0$のとき$F(t)$となり、$t=0$のとき零となるような解とすれば$\varphi=\varphi_1+\varphi_2$が求める解となる。

まず、$(\varphi)_{x=0}=0$、$(\varphi)_{t=0}=f(x)$の条件を満足する解は

$$\varphi_1=\frac{1}{\sqrt{\pi}}\left[\int_{\frac{-x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(x+2a\sqrt{t}\beta)\,d\beta-\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(-x+2a\sqrt{t}\beta)\,d\beta\right] \qquad (5.43)$$

となる。

次に、$(\varphi)_{x=0}=F(t)$、$(\varphi)_{t=0}=0$ の条件を満足する解は

$$\varphi_2=\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} F\left(t-\frac{x^2}{4a\alpha}\right)e^{-\alpha^2}\,d\alpha \qquad (5.44)$$

したがってφは次のようになる。

$$\varphi=\frac{1}{\sqrt{\pi}}\left[\int_{-\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(x+2a\sqrt{t}\beta)\,d\beta-\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta} f(-x+2a\sqrt{t}\beta)d\beta\right]+\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} F\left(t-\frac{x^2}{4a\alpha}\right)e^{-\alpha^2}\,d\alpha \qquad (5.45)$$

となる。

特別な場合として、$(\varphi)_{t=0}=0$ で $x=0$ におけるφが周期関数が与えられる場合について触れる。これは外水位が潮汐などによって周期的に変動する場合に対応する。

すなわち境界条件が次のように与えられると

$$(\varphi)_{x=0}=A_0+\sum_{s=1}^{\infty} A_s \sin(smt+\varepsilon_s) \qquad (5.46)$$

上記のφ_2を示す式にこの式を代入する。そうすると次の式が得られる。

$$\varphi=\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}\left[A_0+\sum_{s=1}^{\infty} A_s \sin\left\{sm\left(t-\frac{x^2}{4a^2\beta^2}\right)+\varepsilon_s\right\}\right]d\beta$$

$$=\frac{2A_0}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}d\beta+\frac{2}{\sqrt{\pi}}\sum_{s=1}^{\infty} A_s\left[\sin(smt+\varepsilon_s)\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}\cos\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}d\beta\right.$$

$$\left.-\cos(smt+\varepsilon_s)\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}\sin\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}d\beta\right] \qquad (5.47)$$

この場合、初期条件として$(\varphi)_{t=s}=0$が与えられているが、経過時間が長くなれば、初期条件の影響は次第に小さくなる。

すなわち、上式において

$$\begin{cases} \displaystyle\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}\,d\beta=\int_0^{\infty} e^{-\beta^2}\,d\beta-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\,d\beta=\frac{\sqrt{\pi}}{2}-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\,d\beta \\ \displaystyle\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}\cos\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta=\int_0^{\infty} e^{-\beta^2}\cos\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\cos\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta \\ \displaystyle\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2}\sin\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta=\int_0^{\infty} e^{-\beta^2}\sin\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\sin\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta \end{cases} \quad (5.48)$$

いずれの式もtが大きくなると右辺第2項が0に近づくから最初の項だけになることに着目する。
これらの値を計算し(5.47)式に代入すれば

$$\begin{aligned} \varphi=&A_0+\sum_{s=1}^{\infty} A_s\Big[\sin(smt+\varepsilon_s)\,e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}}}\cos\frac{x}{k}\sqrt{\frac{sm}{2}} \\ &-\cos(smt+\varepsilon_s)\,e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}}}\sin\frac{x}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}}\Big] \\ &-\frac{2A_0}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\,d\beta-\sum_{s=1}^{\infty}\frac{2A_s}{\sqrt{\pi}}\Big[\sin(smt+\varepsilon_s)\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\cos\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta \\ &-\cos(smt+\varepsilon_s)\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\sin\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}\,d\beta\Big] \\ =&A_0+\sum_{s=1}^{\infty} A_s\,e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}}}\sin\Big(smt-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}}+\varepsilon_s\Big) \\ &-\frac{2A_0}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\,d\beta-\sum_{s=1}^{\infty}\frac{2A_s}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2}\sin\Big(smt-\frac{smx^2}{4a^2\beta^2}+\varepsilon_s\Big)\,d\beta \end{aligned} \quad (5.49)$$

この式はtが増せば積分を含む項は0となり

$$\varphi = A_0 \sum_{s=1}^{\infty} A_s e^{-\frac{z}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}}} \sin\left(sm t - \frac{z}{a}\sqrt{\frac{sm}{2}} + \epsilon_s \right) \qquad (5.50)$$

に近づくことがわかる。

ii）表層が不飽和で透水層内の浸透水が外部に流出する場合

i）と同じような現象を考えるが透水層内の水頭が上昇するとそれに比例して地表面など透水層の外へ水が流出すると考える。

透水層中の z と $z+dz$ の間の部分で外部へ流出する流量は $B\varphi dz$ と仮定すれば、連続の方程式は

$$n' \frac{\partial \varphi}{\partial t} + B\varphi + D\frac{\partial u}{\partial z} = 0 \qquad (5.51)$$

で与えられる。

(5.39)式の運動方程式とから

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{Dgk}{Bk + ngn'} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - \frac{Bng}{Bk + ngn'} \varphi \qquad (5.52)$$

Bk は $nn'g$ に比較して十分大きいので

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{Dk}{n'} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - \frac{B}{n'} \varphi \qquad (5.53)$$

となる。 $\frac{Dk}{n'} = a^2$ $\frac{B}{n'} = b^2$ とおくと

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - b^2 \varphi \qquad (5.54)$$

が得られる。

これを解くためには $\varphi = \phi e^{-b^2 t}$ という置換をすると

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{\partial \phi}{\partial t} e^{-b^2 t} - b^2 \phi e^{-b^2 t}$$

$$a^2 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = a^2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} e^{-b^2 t}$$

となり、(5.54)式は

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} e^{-b^2 t} - b^2 \phi e^{-b^2 t} = a^2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} e^{-b^2 t} - b^2 \phi e^{-b^2 t} \qquad (5.55)$$

したがって

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}$$

となり、これは先に示した熱伝導の微分方程式と全く同じ式になる。

i) でのべた $(\varphi)_{x=0} = 0$、$(\varphi)_{t=0} = f(x)$ に対応する解はしたがって

$$\varphi_1 = \frac{e^{-b^2 t}}{\sqrt{\pi}} \left[\int_{-\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} f(x - 2a\sqrt{t}\beta)\, e^{-\beta^2} d\beta - \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} f(-x + 2a\sqrt{t}\beta)\, e^{-\beta^2} d\beta \right] \tag{5.56}$$

で与えられる。

また $(\varphi)_{x=0} = 0$, $(\varphi)_{t=0} = F(t)$ の場合には

$$\varphi_2 = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2\beta^2}} F\left(t - \frac{x^2}{4a^2\beta}\right) d\beta \tag{5.57}$$

なる解が得られる。

もし $F(t)$ が次に示すような周期関数で与えられるとすると

$$(\varphi)_{x=0} = A_0 + \sum_{s=1}^{\infty} A_s \sin(smt + \varepsilon_s)$$

これを (5.57) 式に代入すればよいことになる。したがって

$$\varphi = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2\beta^2}} \left[A_0 + \sum_{s=1}^{\infty} A_s \sin\left\{ sm\left(t - \frac{x^2}{4a^2\beta}\right) + \varepsilon_s \right\} \right] d\beta$$

$$= \frac{2A_0}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2\beta^2}} d\beta$$

$$+ \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{s=1}^{\infty}{}' A_s \left[\sin(smt + \varepsilon_s) \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2\beta^2}} \cos\frac{x^2}{4a^2\beta^2}\, sm\, d\beta \right.$$

$$\left. - \cos(smt + \varepsilon_s) \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2\beta^2}} \sin\frac{x^2}{4a^2\beta^2}\, sm\, d\beta \right]$$

これを計算すると

$$\varphi = A_0 e^{-\frac{bx}{a}} - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2 \beta^2}} d\beta$$

$$+ \sum_{s=1}^{\infty} A_s e^{-\frac{x\sqrt{2p}}{2a}} \sin\left(s\omega t - \frac{x\sqrt{2}}{2a} q + \varepsilon_s\right)$$

$$- \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{s=1}^{\infty} A_s \left\{ \sin(s\omega t + \varepsilon_s) \int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2 \beta^2}} \cos\frac{x^2}{4a^2 \beta^2} s\omega d\beta \right.$$

$$\left. - \cos(s\omega t + \varepsilon_s) \int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2 - \frac{b^2 x^2}{4a^2 \beta^2}} \sin\frac{x^2}{4a^2 \beta^2} s\omega d\beta \right\} \qquad (5.58)$$

をうる。この式は t が大きくなると積分を含む項は 0 となり、次第に次に示す解に近づくことがわかる。

ただし $p = \sqrt{b^4 + a^2 s^2} + b^2$ $\quad q = \sqrt{b^4 + a^2 s^2} - b^2$

である。

$$\varphi = A_0 e^{-\frac{bx}{a}} + \sum_{s=1}^{\infty} A_s e^{-\frac{x\sqrt{2p}}{2a}} \sin\left(s\omega t - \frac{\sqrt{2}}{2a} q + \varepsilon_s\right) \qquad (5.59)$$

Ⅲ）水頭変化にともない透水層が弾性的変形を起こす場合

透水層を覆っている表層および透水層下部の地層は不透水性と仮定したとき、透水層内の水頭変化に伴なって透水層が弾性的変形をする場合について考えてみる。

透水層の弾性的変形を示す係数を一般に貯留係数とも呼んで S で表わす。

透水層は上下を不透水層で挟まれているので連続方程式は

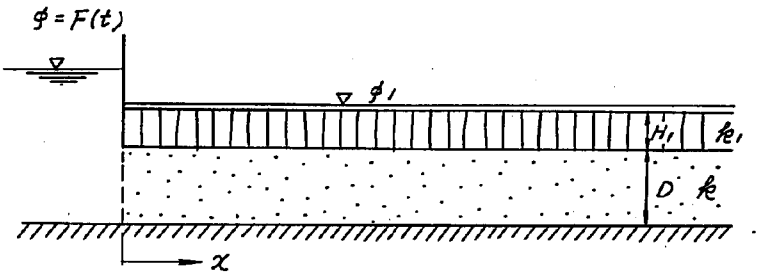
$$S\frac{\partial \varphi}{\partial t} + D\frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

となる。運動方程式は（5.39）式で与えられるので、この2式から

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kD}{S} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \qquad (5.60)$$

なる微分方程式が近似的に得られる。これはすでに述べた（5.42）式と全く同じ形の熱伝導の方程式なので簡単に解くことができる。これは(i)における解と同じでn′をSで置き換えたものにほかならない。

iv）透水層が弾性的変形を起こし、かつ透水層内の浸透水が外部へ流出する場合



図－5.17　浸透条件 (2) iv）

浸透条件は図－5.17に示すとおりで、透水層の上の表層を半透水層とする。したがって透水層内の水頭が上昇すれば表層を通して水は地表面に流出する。地盤は一応完全に飽和していると考える。表層を通る浸透流の流れの方向は鉛直方向と仮定するとxとx＋dxの間で地表へ流出する流量は$\frac{k_1}{H_1}\varphi dx$となる。なおφの原点を堤内側の水位にとると$\varphi_1 = 0$である。
したがって連続の方程式は

$$S\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{1}{c_1}\varphi + D\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \qquad (5.61)$$

この式と（5.39）式の運動方程式から

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{Dk}{S}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - \frac{1}{S c_1}\varphi \qquad (5.62)$$

この式は（5.53）式と全く同じ形で右辺第2項および3項の係数

$$\frac{Dk}{n'}, \frac{B}{n'}, \text{が} \frac{Dk}{S}, \frac{1}{S c_1}$$

に変ったにすぎない。したがって（5.54）式に直し、同じように解くことができる。

v）堤内側の水位が変動する場合

透水層が弾性的変形を起こし、かつ透水層内の浸透水が外部へ流出する条件でさらに堤内側の水位が変動する場合を考えてみる。堤内側の水頭はφ_1とし、時間tおよび距離xの関数と仮定する。

連続の方程式は

$$S\frac{\partial(\varphi-\varphi_1)}{\partial t}+\frac{1}{c_1}(\varphi-\varphi_1)+D\frac{\partial\varphi}{\partial x}=0 \qquad (5.63)$$

したがって

$$\frac{1}{c_1}(\varphi-\varphi_1)+S\frac{\partial(\varphi-\varphi_1)}{\partial t}-kD\frac{\partial\varphi}{\partial x^2}=0 \qquad (5.64)$$

$$Q(x,t)=\frac{\partial\varphi_1}{\partial t}+\frac{1}{Sc_1}\varphi_1 \qquad (5.65)$$

とおけば

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=\frac{kD}{S}\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-\frac{1}{Sc_1}\varphi+Q(x,t) \qquad (5.66)$$

$\frac{kD}{S}=a^2$, $\frac{1}{Sc_1}=b^2$ とおくと

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-b^2\varphi+Q(x,t) \qquad (5.67)$$

$t=0$ で $\varphi=0$ を満たす解を求める。

(5.67)を x に関して Fourier 変換すると

$$\Phi(\xi,t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{\infty}\varphi(\sigma,t)e^{-i\xi\sigma}\,d\sigma \qquad (5.68)$$

$t=0$ で $\varphi=0$ であるから

$t=0$ で $\Phi=0$ (5.69)

(5.67)は t を独立変数とする Φ についての1階の線型常微分方程式であるから容易に解ける。

(5.69)を満す(5.68)の解は

$$\Phi(\xi,t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}e^{-(a^2\xi^2+b^2)t}\int_0^t e^{(a^2\xi^2+b^2)\tau}\left(\int_{-\infty}^{\infty}f(\sigma,\tau)e^{-i\xi\sigma}\,d\sigma\right)d\tau \qquad (5.70)$$

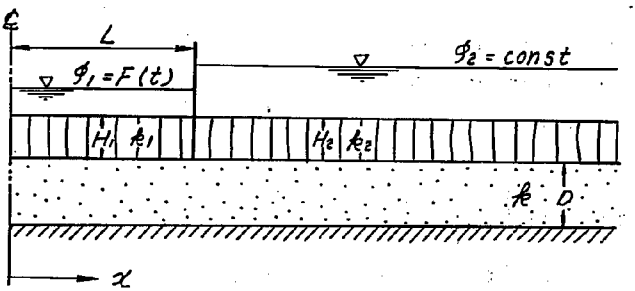
$\Phi(\xi,t)$ の ξ に関する逆 Fourier 変換が $\varphi(x,t)$ であるから

$$\varphi(x,\ t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{\infty}\Phi\ (\xi,\ t)\ e^{i x\xi}\ d\xi$$

$$=\frac{1}{2\sqrt{\pi}a}\int_{0}^{t}\frac{e^{-bs}}{\sqrt{s}}\left[\int_{-\infty}^{\infty}f(x-y,\ t-s)e^{-\frac{y}{4a^2s}}\ dy\right]ds$$

(5.71)

特別な例として図－5.18に示すような条件の透水について解いてみる。このような条件は川の中あるいは川に沿って作られる仮締切り工事の場合にあてはまると考えられる。



図－5.18　浸透条件（平行な締切堤の場合）

まず、$t\geqq 0$において$x\leqq L$を考える。φ_1はtのみの関数として与えられるとする。したがって(5.65)式が次のようになる。

なお、$c=\frac{H_1}{k_1}=\frac{H_2}{k_2}$

$$Q(t)=\frac{\partial\varphi_1}{\partial t}+\frac{1}{cS}\varphi_1 \qquad (5.72)$$

また(5.66)式は

$$\frac{\partial\varphi'}{\partial t}=\frac{kH}{S}\frac{\partial^2\varphi'}{\partial x^2}-\frac{1}{cS}\varphi'+Q(t) \qquad (5.73)$$

a，bで置き換えると

$$\frac{\partial\varphi'}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2\varphi'}{\partial x^2}-b^2\varphi'+Q(t) \qquad (5.74)$$

境界条件は

$$\left.\begin{aligned} &x=0 \quad \text{のとき} \quad \frac{\partial \varphi'}{\partial x}=0 \\ &t=0 \quad \text{のとき} \quad \varphi'=\varphi_0 \end{aligned}\right\} \qquad (5.75)$$

次に $x>L$ において φ_2 は一定であるから

$$Q'=\frac{\varphi_2}{cS} \quad \text{とおき}$$

$$\frac{\partial \varphi''}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2 \varphi''}{\partial x^2}-b^2\varphi''+Q' \qquad (5.76)$$

となる。こゝに Q' は一定である。

境界条件は

$$\left.\begin{aligned} &x=-\infty \quad \text{において} \quad \varphi''=\varphi_0 \\ &t=0 \quad \text{において} \quad \varphi''=\varphi_0 \\ &x=L \quad \text{において} \quad \varphi'=\varphi'' \quad \text{および} \quad \frac{\partial \varphi'}{\partial x}=\frac{\partial \varphi''}{\partial x} \end{aligned}\right\} \qquad (5.77)$$

である。

$$v(x,t)=\begin{cases}\varphi'(x,t)-\varphi_0, & (t\geqq 0,\ 0\leqq x<L)\\ \varphi''(x,t)-\varphi_0, & (t\geqq 0,\ x>L)\end{cases} \qquad (5.78)$$

$$p(x,t)=\begin{cases}Q(t)-b^2\varphi_0, & (t\geqq 0,\ 0\leqq x<L)\\ 0, & (t\geqq 0,\ x>L)\end{cases} \qquad (5.79)$$

ととれば (5.74)(5.76) から

$t\geqq 0$, $x\geqq 0$ で

$$\frac{\partial v}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}-b^2v+p(x,t) \qquad (5.80)$$

さらに、$v(x,t)$ を x について偶函数とするために

$$v(x,t)=\begin{cases}v(x,t), & (t\geqq 0,\ x\geqq 0),\\ v(-x,t), & (t\geqq 0,\ x<0),\end{cases}$$

$$p(x,t)=\begin{cases}p(x,t), & (t\geqq 0,\ x\geqq 0),\\ p(-x,t), & (t\geqq 0,\ x<0),\end{cases} \qquad (5.81)$$

とすれば (5.80) 式はそのまゝ $t\geqq 0$, $-\infty<x<\infty$ で成り立つ。

境界条件および (5.78) によって

$$(v)_{t=0}=0 \qquad (5.82)$$

$$(v)_{x=\infty}=0 \qquad (5.83)$$

(5.82)(5.83) を満たす (5.80), ($t\geqq 0$, $-\infty<x<\infty$) の解は (5.71) によって

$$v(x,t)=\frac{1}{2\sqrt{\pi}a}\int_0^t \frac{e^{-b^2 s}}{\sqrt{s}}\left(\int_{-\infty}^{\infty} p(x-y,\ t-s)\,e^{-\frac{y^2}{4a^2 s}}\,dy\right)ds$$

pに(5.79)(581)を入れると

$$v(x,t)=\frac{1}{2\sqrt{\pi}a}\int_0^t \frac{e^{-b^2 s}}{\sqrt{s}}\left(\int_{x-L}^{x+L}\left[Q(t-s)-b^2\varphi_0\right)e^{-\frac{y^2}{4a^2 s}}\,dy\right]ds$$

$$=\frac{1}{2}\int_0^t \left[Q(t-s)-b^2 a_0\right]e^{-b^2 s}\left[erf\left(\frac{x+L}{2a\sqrt{s}}\right)-erf\left(\frac{x-L}{2a\sqrt{s}}\right)\right]ds$$

これを(5.78)に入れてt≧0, 0≦x<Lでは

$$\varphi'(x,t)=\varphi_0+\frac{1}{2}\int_0^t \left[Q(t-s)-b^2\varphi_0\right]e^{-b^2 s}\left[erf\left(\frac{x+L}{2a\sqrt{s}}\right)-erf\left(\frac{x-L}{2a\sqrt{s}}\right)\right]ds \qquad (5.84)$$

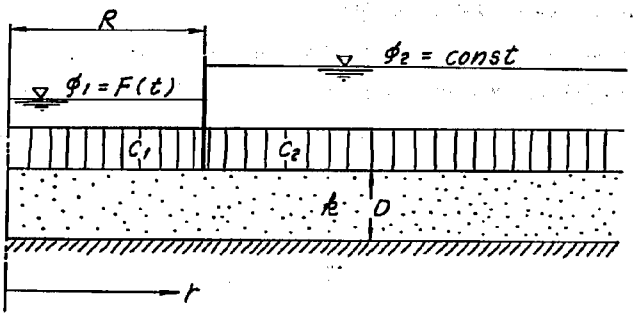
また t≧0, x>Lでは

$$\varphi''(x,t)=\varphi'(x,t) \qquad (5.85)$$

の式と同じになる。

V) 軸対称の流れの場合

IV)と同じ条件を考えるが 締切堤が円形のときの浸透流では次のような方程式ができる。



図－5.19　浸透条件(円形の締切堤の場合)

図－5.19のような浸透条件を考えるならば

$r \leqq R$ において

$$-kD\left(\frac{\partial \varphi}{\partial r}+r\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2}\right)+\frac{r}{c_1}(\varphi-\varphi_1)+Sr\frac{(\varphi-\varphi_1)}{\partial t}=0 \qquad (5.86)$$

$1 \geqq R$ において

$$-kD\left(\frac{\partial \varphi}{\partial \varphi}+r\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2}\right)+\frac{r}{c_2}(\varphi-\varphi_2)+Sr\frac{\partial(\varphi-\varphi_2)}{\partial t}=0 \qquad (5.87)$$

これに境界条件を入れて解けばよいわけであるが解を求めるのは難かしいので、数値計算で解くことになる。

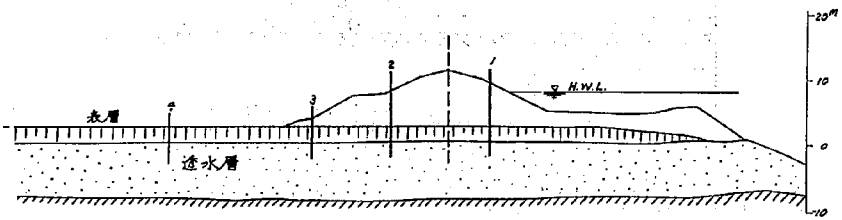
§ 5.6 透水地盤の洪水時の浸透流の観測ならびに検討

前節で、透水地盤内の浸透流についての解析例を挙げたが、こゝでは洪水時における透水層内の水頭分布の実測値を示し、考察を加えてみる。非定常浸透流としての取扱いを試みたが、河川水位の変動は単純な式で与えられず、一般的な解を求めることは困難なため数値計算によって求めた結果と実測結果の比較を行なってみた。漏水地盤の調査は古くから行なわれているにもかゝわらず、洪水時の浸透流の観測例が少なく、十分な資料がないため、漏水対策の立案などが難かしい現状である。こゝに示す阿武隈川および長良川の資料は少ない観測の1例で貴重な資料と云える。

(1) 透水性の基礎地盤の地層構成

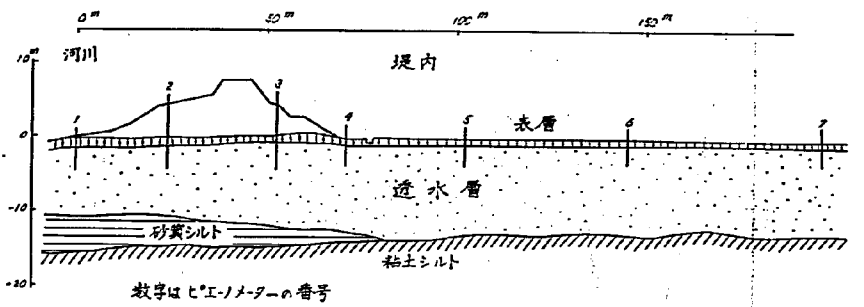
地盤漏水の生じる代表的な地盤条件は図－5.1に示したとおりであるが、こゝに示す阿武隈川および長良川の地盤も全く同様な地層構成になっている。

まず阿武隈川での透水層内の水頭変化を測定した観測地点は、河口より約4kmの寺島地区で、この付近一帯は厚い沖積層で構成されている。地盤の表面には厚さ1～2mの表層があって、その下に厚さ6～7mの砂から成る透水層が存在している。観測地点の断面図を示すと図－5.20のとおりである。



図－5.20 阿武隈川堤防および基礎地盤（寺島地区） 縦横1：1

また長良川の観測地点については図－5.21に示すが、地層構成は阿武隈川に類似しており、同様0～2m厚さの半透水性の表層および10～15m厚さの透水層が存在している。観測地点は長良川右岸高須輪中である。



図－5.21　長良川堤防および基礎地盤（16km付近）

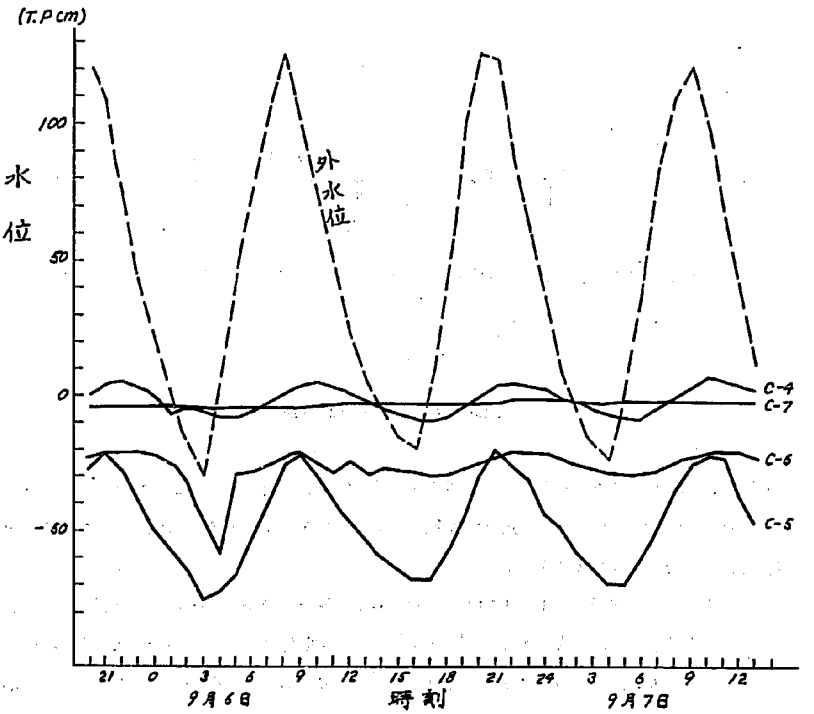
表層は主に耕作土であり粘土シルトを多く含む透水性の低い土である。透水係数は寺島地区の場合10^{-4} cm／sec程度、また長良川の場合は10^{-4}～10^{-3}cm／sec で層厚は0.5m程度の箇所が多く、厚い所は2m程度である。

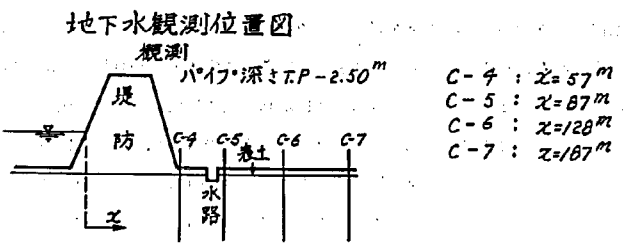
表層の下にある透水層は0.1～1mm径の比較的ゆるい砂層である。場所により薄層のシルト、粘土層を挟み透水係数は両者とも10^{-2}～10^{-3} cm／sec程度である。この透水層の下には粘性土が広がっており、ほぼ不透水性と考えられる。さらにこの層の下に砂層が存在しているが一応粘性土の層によって隔絶されていると見なされる。

(2) 透水層内の水頭分布

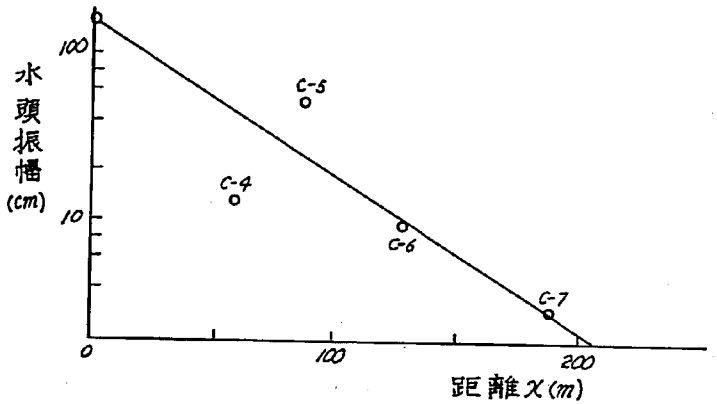
河川の水位の変動が透水層内の水頭にどのような影響を持つかを調べるため、透水層中にピエゾメーターを設置し、観測を実施した。まず観測結果の1例として長良川の感潮区域で観測した資料を整理し図－5.22に示す。潮汐による水位変動と透水層内の水頭の変動の関連を明らかにするため図－5.23には水頭の振幅とピエゾメーターの距離の関係を、また図－5.24には水頭の変動のピークの時間の遅れと距離の関係を示した。（5.50）式にも示されるように振幅の変化は距離と指数関数的な関係のあることが知られる。また図－5.24からは波動の伝達速度が読み取れるが、速度は比較的速く、洪水継続時間の比較的長い河川では湧水現象はそれぞれの水位に対して定常流であると考えてよいことが知られる。もちろん透水層内の波動の伝幅は潮汐のような小さい波と洪水波のような大きな波とではかなり様相が変るであろうことは想像されるが、こ

こで対象としている阿武隈川、長良川のような川では洪水のピーク付近の高水位は少なくても2～3時間は続くと思われるので、実用上は定常流としての扱いで差しつかえないであろう。

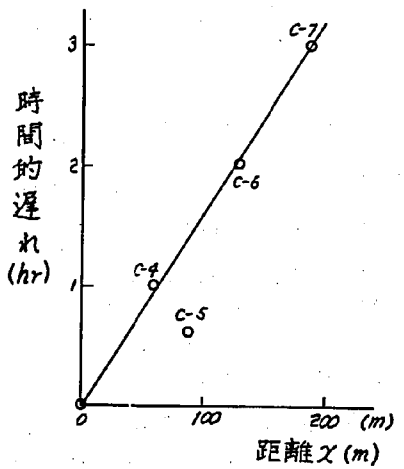




図－5.22　河川水位の変動と透水層内の水頭変化



図－5.23　振幅と距離の関係

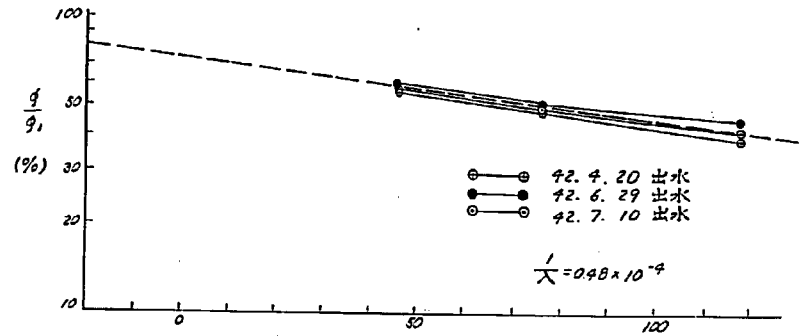


図－5.24　ピークの時間の遅れ

（5.5）式に示したように透水層内の水頭分布は

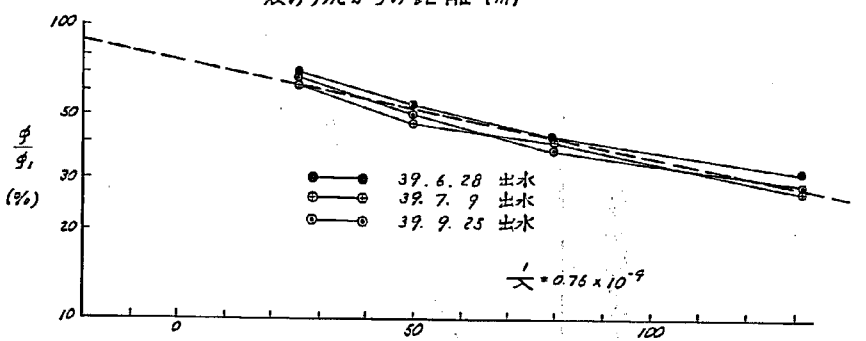
$$\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_1)e^{-\frac{x}{\lambda}}$$ で与えられ、$\varphi_2=0$ とすれば $\varphi=\varphi_1 e^{-\frac{x}{\lambda}}$

である。したがって縦軸に $\frac{\varphi}{\varphi_1}$ の対数をとり横に距離をとると両者の関係はほゞ直線になるはずである。観測例のいくつかを図－5.25に示す。



(a) 長良川 15^{km}付近

表のり尻からの距離 (m)



表のり尻からの距離 (m)

(b) 長良川 15^{km}付近

図－5.25　透水層内の水頭と距離

長良川の漏水調査の資料が比較的多いので、多数の観測地点の平均的な地盤についてλを計算によって求めてみる。このため透水層の厚さD＝15m、透水係数k＝1×10^{-2}cm/sec、半透水性の表層の厚さD′＝0.5m、透水係数k′＝1×10^{-3}cm/secとすると

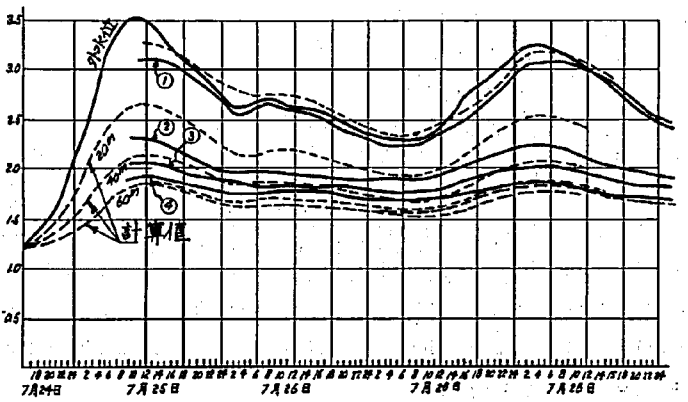
$$\frac{1}{\lambda}=\sqrt{\frac{k'}{k\cdot D\cdot D'}}=1.15\times10^{-4}\ cm^{-1}$$

この$\frac{1}{\lambda}$は水頭の逓減を示す係数であり、実測値からも求めることができる。図－5.25に示した観測値に合う直線を描き、その勾配を求めれば$\frac{1}{\lambda}$を知ることができる。図中にその値を記入したが、計算で求めた値より若干小さい値を示す。しかし両者の値が比較的接近しており、単純な地層構成と仮定して求めた計算値も大体妥当な値を示すことが知られる。図－5.25の横軸の距離

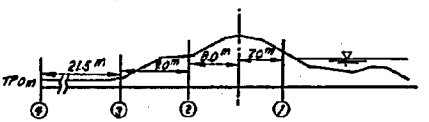
は透水層が河床に露出していると思われる箇所を原点に選んであるが、図からも明らかなように $x=0$ の位置で $\frac{\varphi}{\varphi_1}$ が100%にならない。10%を越える食違いのあることがわかる。他の箇所、たとえば矢作川、長良川の上流などの調査結果によってもこの食違いの大きいのが指摘されており、20%を越える差が見出された。またミシシッピー川の例でも、差の大きいことが報告されている。[7] 差の生じる原因は、たとえ地盤内の透水層が河床に露出していても、その表面の透水性が意外に小さく、水が土中に浸透する部分でかなりの損失水頭があると考えられる。この原因は河床面へ土の微粒子が堆積し目詰まりを起こさせるためと考えられる。これは透水層へ伝わる水頭を低下させるのに露頭面の被覆が非常に効果的であることを示唆している。

(3) 洪水時の非定常浸透流[14]

洪水時の非定常浸透流について少しふれる。図－5.26は台風による河川の出水時に河川水位ならびに透水層内の水頭変化を連続して観測した阿武隈川寺島地区の測定結果である。



(a) 水頭の変化



(b) 水頭を測定した位置

図－5.26 洪水による透水層内の水頭変化

洪水波が単純な形でないので数値計算を行なって、実際の水頭変化と合致するかどうかを調べる。前節の(iv)で示した透水層が弾性的変化を起こし、かつ透水層内の浸透水が外部へ流出する場合の式(5.62)式を用いて計算を行なう。

D、k、S、c_1 を代入して求めた式は

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = 755 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - 0.336 \varphi$$

となるので、河川水位の変化を境界条件に与え数値計算により逐次計算する。

透水層に設置した測定計器の位置は等間隔でないため、計器埋設箇所の値を求めることはせずに、透水層の露出面から20m間隔に区切った位置の水頭変化の計算を行なった。計算結果は図－5.26に破線で表わしている。実測値と計算値は傾向としては類似した変化を示すが、必ずしも良く一致しているとは云い難い。計算で考えている要素以外の影響がかなり大きく、水頭変化の曲線を大きくひずませているものと判断される。とくに時間の経過とともに透水層内の水頭が全般的に上昇していく傾向があるため洪水末期では両者の差がでている。これは洪水時には堤内側の地下水位が上昇するためと考えられる。

また実測値によると堤内側のり尻部の水頭がかなり低く観測される。この理由は過去の洪水で漏水に対して弱点となる裏のり尻付近の表層が浸透流によって損なわれ、すでに水みちができているため、透水層内の水頭が大きく上昇しえないものと考えられる。この水みちはいわゆる「がま」などと称せられるもので中出水程度のときは排水口として有効に働いているが、河川水位が大きく上昇する大出水時には激しく水を噴き出し、土砂を洗い流し、堤防のり尻付近をいちじるしく傷つけるため、危険なものである。このように、観測資料のある中小洪水から、大出水時の浸透を想定するため、計算を利用して危険性を検討し、必要な対策工法を立てるための参考資料として利用することができる。

§ 5.7 締切堤地盤の浸透流の観測ならびに検討 [15)]

前節では洪水時に生じる浸透流を取扱ったが、こゝでは工事に関連して生じる浸透流の1例について述べる。

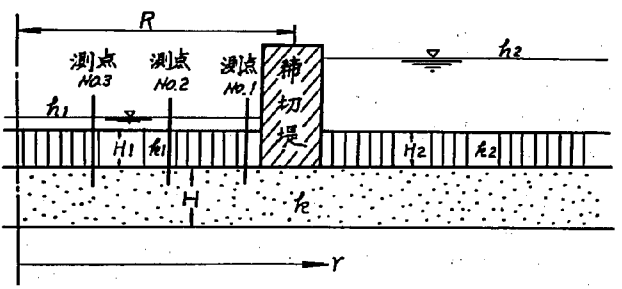
河川、湖沼の中あるいは岸に接して構造物を建設する場合、工事を安全かつ確実に実施するため、締切堤を築造し、施工箇所をドライにして工事を行なうことが多い。しかし、この場合、締切堤に接する水面が高く、地盤の条件が悪いと、激しい漏水が起こり、地盤を構成する土砂の一部を噴き上げ、締切堤を危険な状態に落とし込むことがある。また、大した漏水でなくても浸透流によって締切区域の地盤が湿潤になりすぎ、工事がドライな状態で行なえず、施工管理に支障を来たすことも多い。工事を円滑に進めるためには締切区域内への浸透を十分検討しておく必要

がある。

しかし実際の地盤は複雑であって、どのような浸透流が生じるかを知ることは極めて難かしい。こゝでは先に求めた計算式を用いて浸透流の検討を行ない、観測値と比較検討を行なうことにする。先の解析例で示した式は地層構成を単純化し、浸透流を理想化したものであるが、観測結果とよい適合を見せ、いくつかの興味ある現象を説明することができた。

(1) 締切堤および基礎地盤

工事区域を締め切るとき、築造する構造物の形や周囲の地形、土質、地質条件によって各種の締切堤が使われている。また水理条件や堤体材料の種類などによってもいろいろの型式の堤体構造が選定され、地層構成の多様性とあいまって浸透流は極めて複雑となる。こゝで示す例は利根川河口堰建設地点の締切りで、地盤条件は図－5.27に表わされるような比較的簡単な場合であり、堤体も2重鋼矢板型式の堤防であるため図－5.15に示した条件にほゞ適合するものと考えられる。



図－5.27　浸透条件ならびに水頭の観測位置

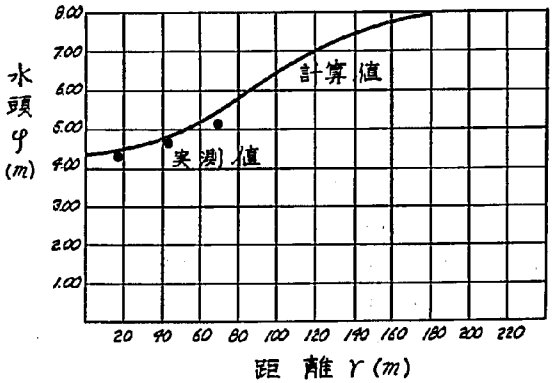
具体的に地盤の構成状態を示すとまず河床面より深さ7mまではシルト質中砂で透水係数は $k = 6.5 \times 10^{-3}$ cm/sec 程度の半透水層で、その下に層厚約2mのれきを含む中砂または粗砂の透水係数 $k = 2.8 \times 10^{-3}$ cm/sec の透水層が存在する。

また河の中に作られた締切堤は長円形であったが、これを円形として、半径81mで築造されたと仮定する。締切堤は2重鋼矢板型式で堤体の幅18mの矩形断面である。

(2) 定常流としたときの浸透流の計算

5節に示した定常浸透流の式（5.37）によって(1)に示した数値を代入して浸透の計算を行なう。計算結果は図－5.28に示したが、締切区域内の水位を低下させた後、かなり時間の経過した時

点で測定した実測値を図中に記入すると、計算によって求めた水頭分布に近い観測値が得られている。



図－5.28　計算値と実測水頭の比較

(3) 非定常流としたときの浸透流の計算

i) 計算結果

締切区域内の水位変化およびそれに伴なって生じる透水層内の水頭分布の変化による地層の弾性変形を考慮に入れて浸透流の検討を行なう。

締切区域内への軸対称の浸透流はすでに（5.86）式および（5.87）式で与えられることを示したので、これらの式を用いて、数値計算を行ない得られた結果と観測値との比較を試みる。浸透条件は定常流の場合とほゞ同じであるが、非定常浸透流の場合は堤体幅 B を無視する。締切区域外の水位は一定とし、締切区域内の水位は実際の工事において生じた変動に合わせ、計算を進めた。河床の上層を構成する半透水層は締切内外全て同じとし、地層は半無限に拡がっていると仮定する。（5.86）および（5.87）を階差方程式になおすと

$r<R$ において

$$\varphi(t+\Delta t, r)-\varphi_1(t+\Delta t)-\varphi_1(t)+\varphi(t, r)$$
$$+\frac{kH(\Delta t)}{2rS(\Delta r)}\{\varphi(t, r+\Delta r)+\varphi(t, r-\Delta r)-2\varphi(t, r)\}$$
$$-\frac{(\Delta t)}{cS}\{\varphi(t, r)-\varphi_1(t)\} \qquad (5.88)$$

$r > R$ において

$$\varphi(t+\Delta t, r) = \varphi(t, r) + \frac{kH(\Delta t)}{2rS(\Delta r)}\{\varphi(t, r+\Delta r) - \varphi(t, r-\Delta r)\}$$

$$+ \frac{kH(\Delta t)}{S(\Delta r)^2}\{\varphi(t, r+\Delta r) + \varphi(t, r-\Delta r) - 2\varphi(t, r)\}$$

$$- \frac{(\Delta t)}{cS}\{\varphi(t, r) - \varphi_2(t)\} \qquad (5.89)$$

また、$r = R$ における連続の条件の階差式は

$$\varphi(t, R) = \frac{\varphi(t, R+\Delta R) - \varphi(t, R-\Delta R)}{2} \qquad (5.90)$$

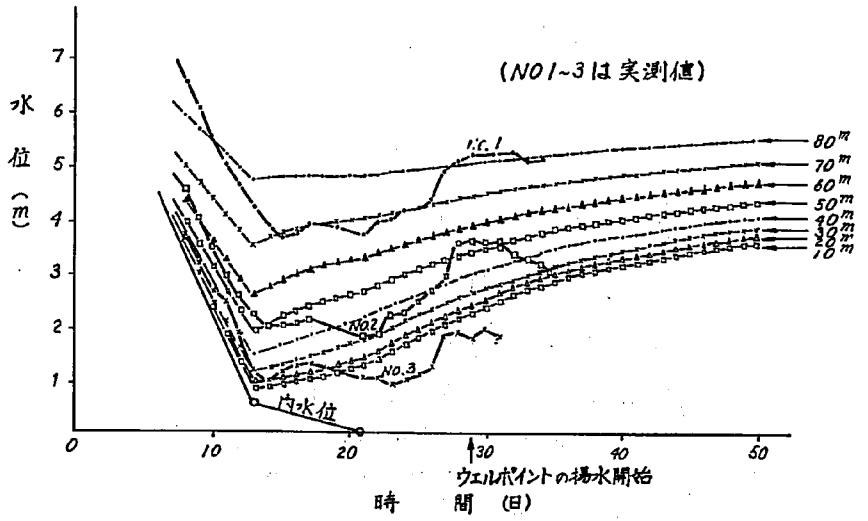
$r-t$ 平面を考え格子間隔を Δt および Δr とするが、本計算では Δr を 5 m、Δt を $\frac{1}{120}$ 時間にとった。締切区域内の初期水位および区域外の水位は 8.0 m にとり計算を行なった。

なお計算式の中の S は帯水層の弾性的変形に関係する係数で一般に貯留係数 S と呼ばれ、Jacob によると次のように与えられる。[16)17)]

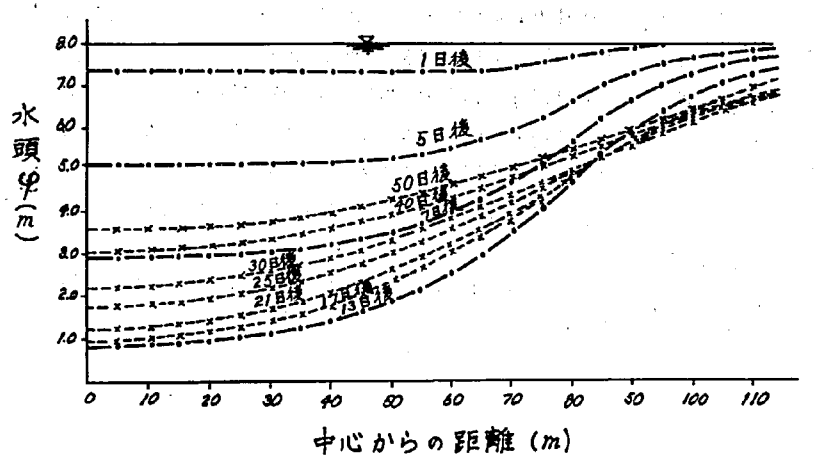
$$S = \rho g H\left(\frac{n}{E_w} + \frac{1}{E_s} + \frac{c'}{E_c}\right) \qquad (5.91)$$

こゝに E_w および E_s は水の弾性係数および透水層の弾性係数、n は透水層の間げき率である。第3項の E_c は透水層の上下に存在する半透水層ないし不透水層の弾性係数である。

数値計算は結果が実測値と合致するよう、貯留係数および透水係数の値を変えて計算を繰り返し実施した。図－5.29は貯留係数 S を 0.074 と仮定し表層の半透水層の透水係数および層厚を 6.5×10^{-6} cm/sec および 7 m、透水層の透水係数および層厚を 2.8×10^{-3} cm/sec および 2 m と仮定して求めた計算結果と実測値を示したものである。なお透水層内の水頭の変化を測定した位置は図－5.27に示す。また図中の曲線の数値は締切堤の位置からの距離である。さらに図－5.30には透水層内の水頭分布がはっきりわかるように書き直したもので、図中の数字は揚水開始後の経過日数を示している。



図－5.29　水頭の実測値ならびに計算値



図－5.30　透水層内の水頭分布

ii）実測値との比較

図－5.29、および図－5.30に示すように締切区域内の水位低下に伴って透水層内の水頭も低下する。透水層内の水頭は当然締切区域の中心部で小さい。計算によって求めた曲線は締切内の水位低下による水頭の変化を表わしているが、水位低下直後の水頭が最も低く、時間の経過とともに水頭が上昇して一定の値になることを示している。これは透水層の弾性的変形によって生ずる現象と考えられ、透水層内の流れは最終的には定常流になる。このことは、締切区内の水位を低下させた当初は漏水が少なくても時間の経過と共に透水層内の水頭が上昇し、浸透流量が増大することを示している。図－5.29に記入してある実測値が不規則な変動を示しているのは潮汐や河川流量の増減による外側の水位の変動、締切区域内の排水作業状態、降雨、天候などの作用のためと考えられる。とくに揚水開始後27日から29日にかけて実測の水頭が急上昇しているのは、この期間にあった豪雨の影響であり、また28日頃から水頭が低下しているのは締切区域内の漏水、パイピングを防止する目的で区域全般にウエルポイントが設置され、排水作業を開始したためである。

しかし実測値と計算値は傾向としてよい合致を見せており、計算で仮定したような現象が実際にも生じていることが表わされた。

iii）透水係数および貯留係数の透水層内の水頭に及ぼす影響

計算では透水係数および貯留係数の値を変えて計算を試みたので、その結果について簡単に述べる。

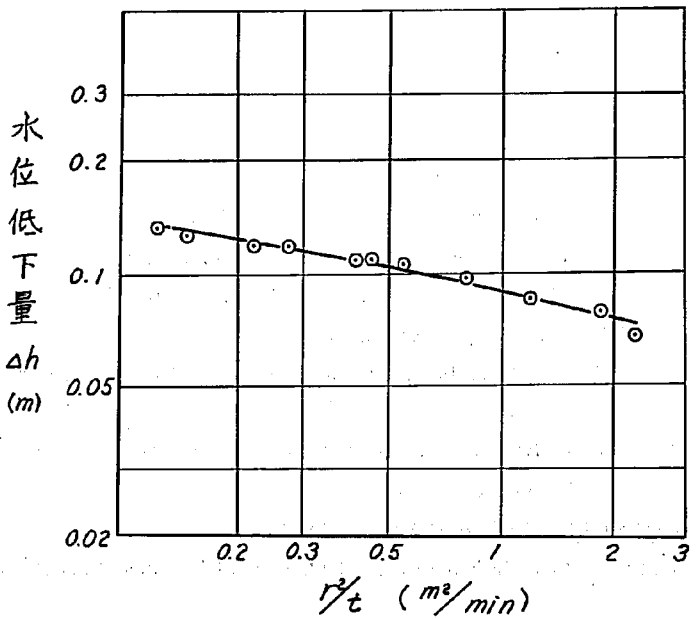
まず表層の透水係数 k′ の値のみ変化させSおよびkを一定とした場合にはk′を小さくするほど最低水頭と最終的の定常浸透水の水頭との差が大きくなる。また$\frac{k}{k'}$を一定にした場合にはSが大きくなるほど最低水頭と定常流になったときの水頭の差が大きくなる。後者の場合、差が大きくなるのはSが増大すると最低水頭が大きく低下するためである。逆にSが小さくなると最低水頭と定常水頭の差はなくなり、定常水頭に落着く時間も短い。したがって時間の経過と共に漏水が激しくなる傾向もこのような場合には生じえない。

まとめて述べれば、締切区域内の水位を低下させた場合、透水層内の水頭は一時大きく低下するが時間の経過とともにある程度回復する。水頭の回復とともに締切区域内へ流出する浸透流量が増大すると思われる。時間の経過とともに浸透流量の増大の割合は表層と透水層内の透水係数の比 $\frac{k}{k'}$ およびSが大きい程、大になる。

iv）貯留係数

非定常浸透流の計算に貯留係数の値が大きな影響を持つことを述べたが、一般に貯留係数の値は揚水試験によって求めるのが普通である。貯留係数Sを求める方法には Theis の方法、Jacob の方法、Chow の方法 などがあるが、計算の対象になっている地盤では、孔径20cmの井

戸を用い揚水試験を行ない、Theisの方法によって貯留係数を求めた。なお、試験データーの一部を図－5.31に示す。



図－5.31　揚水試験の結果の一部

なお図中のtは揚水時間、rは揚水井戸中心からの距離、△hは水位低下量である。その結果、$S = 2.52 \times 10^{-2}$であった。この値と先の計算で実測値に計算値が合うようにしたときのSの値0.074にはかなりの差がある。

一般に揚水試験の結果から貯留係数を求める場合の基本式は

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{kH}{S}\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial r}\right)$$

であり、考えている透水層の上下に不透水性の層が接しているという仮定である。しかし実際は(5.86)(5.87)式でも表わされているように$\frac{\varphi - \varphi_1}{c_1}$で表わされる項が存在し、透水層内の水頭変化に応じ上下の層から水の出入があると考えられる。計算に用いたSが揚水試験の結果と異なるのはこの理由によると考えられるが、揚水試験のSが小さいことを説明することにはならない。揚水試験で求めたSの値と計算値が実測値とよく合うための値とに差があるのは透水層の弾性的変形が収縮の場合と計算で扱う現象のように膨張の場合では値がかなり異なるものと考えられる。

とくに表層がいわゆるパイピングを起こす状態にまで近づいてくると透水層のいわゆる弾性的変形がかなり大きくなるものと考えられる。また小さい揚水井で行なう試験と締切区域の排水のような大面積の水面の低下では当然貯留係数も変ってくるということを考えなければならない。

§5.8 結　語

河川堤防の漏水は堤体自体よりも基礎地盤の地層構成を原因として生ずることが多い。漏水流量は多少あっても、量そのものが問題になることはほとんどなく、漏水に伴なうクイックサンド、パイピングなどの現象によって、堤体のり尻が損われたり、土の中の微粒子が洗い流されたりして、堤体の安定性を低下させることに問題がある場合が多い。基礎地盤の漏水が起こる箇所は一般に河川下流部に多く、地盤は沖積層から成り立っている。沖積層は河川の運搬土砂が堆積してでき上ったもので、砂れき層、粘土シルトなどの互層から成り立っている場合が多い。矢作川、淀川、阿賀野川などは古くから地盤漏水で苦しんでいるが、地盤はいずれも砂れき層を含む透水性の高い地盤から成り立っている。漏水地盤の構成は透水性の高い砂れき層が地表近くに存在すること、および地表に薄い半透水性ないしは不透水性の表層が存在することが特徴である。洪水時に河川の水位が上昇すると水圧は透水層を通って伝播し、透水層内の水圧がある一定の値以上になると表層の最も弱い箇所を突き破って、砂を含む水が噴出する。水の噴出する限界は表層の重さと透水層内の水圧のバランスの崩れる点であり、限界動水こう配によって示すことができるが、実際の水の噴出はこの限界動水こう配よりはるかに小さい勾配で始まる場合が多い。これは過去の度重なる洪水で漏水の水みちがすでに形成されているためと判断される。本章では以上のような一般論を漏水調査結果にもとづき述べた後、表層を有する透水性地盤の浸透流の解析例を種々示した。透水層の広がり、ブランケットの幅、堤体幅などの境界条件を変えて、定常流の浸透流について述べ、さらに非定常流についても言及した。締切堤の場合など特殊な場合に生ずる流れについても一応の解を示した。

最後に地盤の浸透流の具体例として阿武隈川、長良川の漏水地盤および利根川の河口堰建設地点の地盤を対象として実施した透水層内の水頭分布の観測例を示し、浸透流に対する考察を行なった。

阿武隈川および長良川の洪水時における透水層内の水頭分布を観測例として挙げ、簡単な仮定にもとづく解析結果とある程度一致することを示した。また透水層が河床に露出していると考えられる場合でも、透水層内の水頭の分布を調べてみると河床における浸透水の流入面の水頭損失が大きく、ブランケット効果のいちじるしいことが知られた。

また非定常浸透流の観測結果は数値計算の結果にある程度よく合い、洪水継続時間の短い河川では非定常流として取扱うのが実際的と思われるが、圧力の伝播はかなり早いため、洪水継続時

間の長い大河川では、定常流と考えて浸透の解析をしてよいことが明らかになった。

さらに利根川の締切堤地盤の浸透の観測結果からは締切区域の水位を低下させると透水層内の水頭はそれに応じて低下するが、一度下った水頭が時間の経過とともに再度上昇してくるという現象を知ることができた。この現象は非定常浸透流の数値計算からも説明することができ、地盤の透水係数ならびに貯留係数が浸透現象に対して大きな影響を持つことが知られた。また貯留係数は普通の揚水試験によって求める値に比較し、広範囲の区域の水位を低下させ、しかも帯水層に膨張側の変形を起こさせる場合には、かなり大きい値を示すことなど多くの興味ある事実が知られた。

参　考　文　献

1) 小林国夫： 第四紀(上)　地学団体研究会， 1962

2) 池田俊雄： 土の起源と生成， 土質工学ハンドブック， 土質工学会， 1960 pp.2～15

3) Fish H. N and Mc Farlan, E. Jr : Late Quarternary Deltaic Deposits of the Mississippi River, Special Papers of Geological Society of America, 1962, pp. 279～302.

4) Mansur, C.I. and R.I. Kaufman : Dewatering the Port Allen Lock Excavation, proc. ASCE, Vol. 86, SM6, December 1960, pp. 33～35.

5) Waterways Experiment Station, Corps of Engineers : Investigation of Underseepage and Its Control, Lower Mississippi Levees., Technical Memorandum No. 3－424, Oct., 1956.

6) Waterways Experiment Station, Corps of Engineers : Investigation of Underseepage, Mississippi River Levees, Alton to Gale, I. Technical Memorandum No. 3－430, April 1956.

7) Turnbull, W.J. and C.I. Mansur : Investigation of Underseepage－Mississippi River Levees, Proc. ASCE, Vol. 85, SM4, Aug. 1959, pp. 41～93.

8) 建設省直轄技術研究会： 堤防の漏水対策工法， 建設省， 昭和29年11月

9) 奥田秋夫： 漏水地帯における築堤の調査， 建設省直轄工事第9回技術研究会報告書， 昭和30年， pp.63～64.

10) Bligh, W.P. : Dams, Barrages, and Weirs on Porous Foundations, Engineering News, 1910, pp.708～712.

11) Lane, E.W. : Security from Underseepage－Masonry Dams on Earth foundations, Transactions, ASCE, Vol. 100, 1935, pp. 1235～1351.

12) 久保田敬一, 田中　茂 ： 土の中の水の動き， 土質工学ハンドブック， 土質工学会， 1965, pp.75～109.

13) 山村和也 ： 築堤土質ならびに築堤地盤の研究， 建設省直轄工事第10回技術研究報告書, 1956, pp.31～56.

14) 山村和也 ： 洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査報告， 建設省直轄工事第12回技術研究報告書, 1958, pp.21～32.

15) 山村和也，稲葉誠一，尾林一宇 ： 締切区域への漏水と対策， 土木技術資料，Vol．10，No4， 昭和43年4月， pp．18～24．

16) Jacob, C.E., : On the Flow of Water in an Elastic Artesian Aquifer, Trans. Amer. Geophysical Union, Vol. 21, 1940, pp. 574～586.

17) Jacob, C.E. : Fluctuations in Artesian Pressure Produced by Passing Railroad Trains as Shown in a Well on Long Island, New York, Trans. Amer. Geophysical Union, Vol.25, 1944, pp .666～674.

18) 山村和也，久楽勝行 ： 水位変動の地盤漏水への影響， 第24回土木学会年次講演概要集，第3部， 昭和44年，pp．221～222．

第 6 章　基礎地盤の漏水対策に関する研究

§6.1　概　　説

基礎地盤の過度の漏水は，堤体の安定性に悪影響を持つことは前章でも指摘したとおりである。基礎地盤に透水性の高い砂れき層あるいは局部的に透水性の高い堆積物などがあると，浸透水は，その部分を通って堤内側に浸透してくる。そうして，最も抵抗の小さい箇所に集中して地表面へ流出する。とくに堤防基礎に透水性の厚い砂れき層が存在し，それが直接河床へ露出し，しかも堤内側まで連続しているような場合には激しい漏水の起こることがある。すでに先にも触れたが，堤防漏水の場合，一般的に云って，浸透水そのものが堤内地にたん水し，被害の直接原因になることはまずないと考えてよく，むしろ浸透が原因となって生じる，砂を含んだ水の噴き上げ，あるいはパイピングによって，堤防のり尻付近に浸食を起こし，堤体の安定性を低下することに問題がある。[1)2)3)4)] 透水層の表面に不透水性の薄い表層があると出水時に透水層内の浸透水が被圧され，最も抵抗の小さい箇所から集中して流出するため，湧水による土砂の洗い流しがはなはだしい。このような場合には適当な漏水対策を行ない透水層内の過度の水圧を低下させ，また地盤内の土粒子が洗い流されることを防止しなければならなくなる。

わが国の河川では古くから漏水対策に苦慮している箇所が多く，[5)6)] 各種の対策工法が今まで施工されてきたが，その効果については疑問と思われる場合も少なくない。その原因の第一は地盤の条件に必ずしも適合した工法が取られていないことであるが，非常に厚い透水層の場合には効果的工法が見出せないことにもよる。

本章では漏水対策工法の全般について，工法の特徴，問題点などに関しても軽く触れるが，止水壁に関して重点的に述べる。これは最近，河川の河道を使っての河道貯水池が各所で計画されているが，この場合，単位巾当り比較的わずかの透水であっても堤防のの延長が大きいため，漏水量が多くなること。また洪水と異なり，高い水位が常時継続するので，浸透水の堤体安定性に及ぼす影響が大きい。このように利水面から考えれば，漏水量をできるだけ減少させようという要請もあるわけで，洪水時の堤体漏水対策とは別の観点からの検討を加える必要も生じる。

なお，一般的な漏水対策とは異なるが，海岸に接して作られる貯水池への塩水浸透防止対策に関しても簡単にふれる。

§6.2　漏水対策工法の現況[6)7)8)]

堤防の基礎漏水対策はわが国においても古くから行なわれており，堤防の表のり先部にトレンチを掘り，そこへ木矢板を打ち込み，トレンチを粘土で埋め戻したというような漏水対策に関する

記述を古い報告から見出すことができる。現在も洪水時の応急的な漏水対策工として用いられている月の輪なども，昔からの漏水対策工法の一つである。これは漏水を起こしている箇所を堰上げ，動水こう配を減少させ，水の噴き上げないしは土粒子の流出を防止する工法であり，理にかなったものと云える。

漏水地盤の対策工法として従来から用いられているものには，すでに述べた堤防表のり先への矢板打のほか，不透水性の粘土止水壁の設置，川表側のブランケット設置，堤内側の裏小段の設置などが挙げられる。

また，特殊と考えられるが止水を目的としたものに場所打コンクリート杭の連続施工，場所打コンクリート地下壁の施工，高分子材料の止水膜の設置，薬液注入，セメントグラウチングなどがある。しかし，これらの工法は多額の工費を必要とすること，あるいは工法によっては効果が確実でないことなどによって，堤防の漏水対策工法としてあまり広く利用されていない。

昭和３２年，直轄河川の堤防調査の一環として，地盤漏水対策工法にはどのようなものが多いかを調べた結果[6]によると木矢板，コンクリート矢板による止水壁，トレンチを掘削して作る粘土の止水壁，堤防裏小段の設置，堤防裏側の空石積の施工などが目立つ。矢板および粘土による止水壁は透水層の一部をしゃ断したものが多く，いずれも効果の疑わしいものであった。裏小段の設置は浸透水の浸透経路を長くして，漏水量を減少させる効果も期待するが，むしろ，地盤漏水によって堤防の裏のり尻付近が損傷を受けるのを防ぐことを目的として作られている。また，堤防裏の空石積は地盤漏水によって堤防の裏側ののり尻部付近がのりすべりを起こしたり，パイピングによって浸食されるのを防止するために設置されたと考えられるものが多い。しかし全般を通じて云えることは中途半端な工事が多く，いずれも漏水防止に対して十分な効果をあげているとは判断されにくいものが目立つ。

最近の漏水対策工法を調べると，矢板の打設が多く，とくに止水効果を期待する場合が多いため，鋼矢板の打設が目立っている。透水層を完全にしゃ断すれば，ほゞ完全に止水できると考えられるからである。鋼矢板は止水壁としての水密性が高いこと，および，かなりの深度まで施工可能なことにより，対策工法としての効果は大きいと思われるが，継手からの漏水などに関し，なお問題がある[9)10)11)]。また，堤防裏側の押え盛土の施工も数多く実施されているが堤体の安定性の向上に注意が払われ，透水性の大きい材料の使用，あるいは排水施設の設置など，水はけを良好にする配慮が付け加えられるようになってきている。

地盤漏水に対して，古くから研究を行なっている Mississippi 河の対策工法は長年にわたる調査結果によって，設計基準が作られ，これに従って工事が実施されているが，使用されている工法はブランケット，排水井戸，透水性裏小段などで，その他の工法はあまり用いられていないと報告されている。[8)]

§6.3 対策工法の種類とその特徴

地盤漏水の対策工法には各種のものがあることはすでに述べた。対策工法をその目的とする機能によって分類すると次のようになろう。

(a) 透水層を止水壁によってしゃ断し，漏水を小さくする。

この目的で実施される工法の代表的なものは，透水層全体をしゃ断する矢板の打設である。木矢板，コンクリート矢板の打設などの行なわれることもあるが，透水層を完全にしゃ断する目的からは水密性が低いため，最近は，この目的で用いられる矢板はほゞ鋼矢板に限られている。

止水壁は一般に表のり先に作られ，堤防表護岸の基礎を兼ねることが多い。この工法が可能なのは透水層が地表面からあまり深くなく，しかも，層厚が比較的薄い場合に限られる。透水層が厚くなると透水層を締め切ることは経済的にも技術的にも困難になる。また，層厚が小さい場合でも透水層内に玉石，転石を含むと止水壁の設置は極めて難かしくなる。

透水層を締め切り，漏水を十分小さくする目的のためには，透水層全厚の少なくとも95%以上を締め切ることが必要で，中途半端な締切りでは効果の薄いことに注意しなければならない。

このことは理論計算あるいは模型実験によっても示され，後節で触れる。さらに矢板の中では止水効果が最も高い鋼矢板でさえも矢板継手からの漏水がかなりあることが知られている。実験の結果によると鋼矢板は浸透経路長をわずか3～12m程度延長せる程度の効果しかない場合もあり，止水壁自体の水密性も重要な問題である。これについても後で詳述する。

矢板の打設のほか，イコス，ミックスト・イン・プレイス・パイルなどの場所打ぐいの連続施工，コンクリート連続地中壁の施工なども止水に利用された例があるが，河川堤防の漏水防止工法としては極めてまれである。

また，同様の効果を狙って，止水鉄板の挿入（シート・ウォール工法），高分子材料の膜の挿入，プラスチック止水板の挿入などが試みられているが，いずれも理論的には止水効果が期待できるが，厚い透水層の全層をしゃ断するのは施工面からは不可能で，適用範囲は特殊な条件の箇所に限られる。

(b) 透水層を部分的にしゃ断し，過度の浸透水の流れを押える。

透水層を完全にしゃ断することは技術的に難かしいことが多いので。浸透流の浸透経路長を長くしたり，透水層を部分的にしゃ断して，過度の浸透の起こらないようにする工法がある。この工法には川表のブランケット，止水壁による透水層の部分的締切りなどが代表的なものである。(a)で述べた透水層の完全しゃ断は困難なので，厳密に云えば(a)の工法も(b)の一部と考えるべきかも知れないが，計画樹立に当っての考え方がどちらかであったかにより(a)と(b)を区別

することにする。

すでに述べたように透水層が厚い場合，その一部を止水壁でしゃ断しても止水効果は低く，ほゞ完全にしゃ断しない限り漏水対策としての効果は乏しいが，透水層の中の一部がとくに透水性に富む場合とか，透水層が深部になるにしたがって透水性が小さくなる場合など，透水層の一部をしゃ断しても効果の上ることがある。

鋼矢板，コンクリート矢板などが多く用いられるが，場合によっては堤防表のり尻にトレンチを掘削して粘土を埋め戻したり，特別な場合には，グラウチングなどを行なうこともある。部分的な止水の場合には地盤の構成状態を十分確かめた上に必要な深さまで止水壁を作らないと効果が上らないので十分な調査が必要である。部分的な止水壁と同様な目的で設置される川表のブランケットは地盤の透水層が厚いとき，漏水量を減少させるうえでは，止水壁よりも効果的である。とくに透水性砂れき層上に直接堤防が作られるとき，川表の堤防前面の地表面を不透水性の土で覆うと漏水防止に有効である。ブランケットの透水性および厚さは，地盤の透水層の透水性および厚さに応じて決めなければならないが，一般に５０㎝～2.００ｍ厚さのものが多い。また，ブランケットの幅も地盤の透水性によって決まり，必要以上幅広く施工しても効果は増さない。地盤条件に応じてブランケットを計画するのが必要である。不透水性材料を運搬してきて地表面にまき出し転圧を加えるのが普通の施工法であるが，不透水性の表層の亀裂，部分的な欠損などが浸透水の侵入口となり，地盤漏水が生じる場合には表層を撹乱した後，転圧を加えるだけでもブランケットとしての効果を発揮することもある。とくに表層が粘着性の材料より構成されているときは効果はいちじるしい。

(c) 漏水の止水は行なわず，浸透水を安全に調節する。

漏水を止めなくても，堤防の安全性を害さないような浸透量にまで漏水を調節できればよい。漏水が治水上問題になるのは，浸透流が堤内地へ流れ出る際に細粒の土を洗い流し，またパイピングによって地盤を弱め，堤防へ悪影響を及ぼすからである。しかしながら，市街化地区などでは堤防に民家が接近している例も多いので，民生安定の立場から，必ずしも堤防の安定さえ得られれば，多量の漏水があっても良いと云えない場合もある。

(a)および(b)で示した漏水対策が積極的に浸透流を止めようとする工法であるのに対し，(c)の工法はこれと対照的にむしろ浸透水を早く安全に外部へ排出しようとする考えにもとずいた工法である。透水性の高い層を水みちとし，堤内側の弱点に集中して流出する浸透流が，パイピング，土砂の噴き上げなどの原因になるため，適当な排水施設によって水をおとなしく，安全に外部へ導くことがこの工法の原理になる。したがって，浸透流の流出口の抵抗を低下させることにもなるので，浸透流量自体は，この工法の適用によって，むしろ増加する。堤内地へ流出する浸透水を集め，排水する方法をあらかじめ考えることを忘れてはならない。

この工法がとくに有効と思われるのは透水層が不透水性の表土で覆われ，透水層が被圧地下水層になる場合である。洪水時水圧の増加が一定値を越えると表層の最も弱い部分が破れ，砂をふくんだ水が噴き出すことになるが，適当な排水施設を設け，過度の被圧状態が起こらないよう調節すれば，効果は大きい。この工法の代表的なものに排水井戸（relief well，drainage well）排水溝（drainage trench）などがある。

このうち排水井戸は米国で，Corps of Engineers によって用いられだしたもので，比較的安価かつ効果も高いと考えられ，特に米国の Mississippi 河では大規模に用いられている。[3)8)] またアースダムの漏水対策に用いられた例も多く，わが国においても河川堤防に対する試験的な適用例がある。[1)]

排水溝は排水井戸と全く同じ原理で設けられる。井戸は，一定間隔ごとに設置するが，排水溝は連続しているため連続的な排水が行なわれる。

これらの工法の計画に当って，とくに注意しなければならない点は，排水機能を長期にわたって維持させるためのフィルターの設計である。フィルターの選定が悪いと排水が十分行なわれないこと，フィルターがつまること，あるいはフィルターを通して土砂が流出することなどによって，土砂の噴き上げは一向に防止できない。また，十分検討の加えられた良質なフィルターであっても，Mississippi 河の例のごとく，長期にわたり，浸透流を通すと目づまりなどによって機能がおとろえてくるので，排水施設の作りかえの必要が生じることもある。

以上，地盤漏水の対策を，浸透流の制御の面から眺めて，3つに分類して，それぞれの特徴その他について簡単に述べたが，これから，止水壁による漏水防止について，重点的に検討を加えてみる。

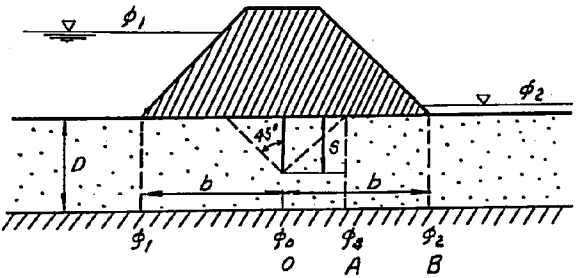
§6.4 止水壁による漏水防止

(1) 透水層の部分的しゃ断による止水効果

透水層を水密性の止水壁で完全にしゃ断すれば，漏水は完全に止まるが部分的に止水壁でしゃ断したときの止水効果について検討を加える。まず，透水層が地盤の上層部に広がっていて，その上に不透水性の堤防が直接作られた場合について考えてみる。

図－4.1に示すように，止水壁を持った堤体の基礎の透水は，すでに Pavlovsky[12)] や Muskat[13)] によって解かれている。また，近似解法によって解くことも提案されている。

たとえば Pavlovsky は z 平面と t 平面を考え，Schwarz-Christoffel の変換を行ない，写像関数を解いて厳密解を得たが，ここでは，まず次のような考えにもとずいて計算してみる。



図－6.1　簡単な基礎地盤の浸透

すなわち透水層が比較的薄いときには堤内および堤体のり尻の鉛直線上の地盤内ポテンシャルφは堤内外のポテンシャルφ1 およびφ2 に等しいと仮定し，さらに図に示したように止水壁先端から，ある角度に切った部分には浸透が生じないと考える。

この仮定はPavlovskyが電気模型実験の結果から検討を加え45°にとってほゞ妥当な浸透流の近似値が得られることを示しているので，こゝでもこの値を用い検討を加えてみる。止水壁は堤体の中心にあるものと仮定する。

まず，b≧Sのときについては，OA区間では

$$q = k(D - S + x)\frac{d\varphi}{dx} \qquad (6.1)$$

$q = q_0 = const$ であるから

$$\varphi = -\frac{q_0}{k}\ln(D - S + x) + C \qquad (6.2)$$

$x = 0$ において $\varphi = \varphi_0$，$x = S$ において $\varphi = \varphi_s$ であるから

$$q_0 = \frac{k(\varphi_0 - \varphi_s)}{\ln\left(\frac{D}{D-S}\right)} \qquad (6.3)$$

またAB区内では

$$\varphi = -\frac{q_0}{kD}x + C \qquad (6.4)$$

$x = S$ において $\varphi = \varphi_s$，$x = b$ において $\varphi = \varphi_2$

したがって，

$$q_0 = \frac{\varphi_s - \varphi_2}{b - S}kD \qquad (6.5)$$

$$q_0 = k(\varphi_0 - \varphi_2) \Big/ \left\{\ln\left(\frac{D}{D-S}\right) + \frac{b-S}{D}\right\}$$

$\varphi_0 = \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}$ であるから

$$q_0 = k(\varphi_1 - \varphi_2) \Big/ 2\left\{ \ln\left(\frac{D}{D-S}\right) + \frac{b-S}{D} \right\} \qquad (6.6)$$

同様に $b \leq S$ の場合は

$$q_0' = k(\varphi_1 - \varphi_2) \Big/ 2\left\{ \ln\left(\frac{D-S+b}{D-S}\right) \right\} \qquad (6.7)$$

となる。この近似解をPavlovskyの厳密解と比較してみたが $\frac{b}{D} > 2$ においては両者の値が比較的よく合うことが知られた。

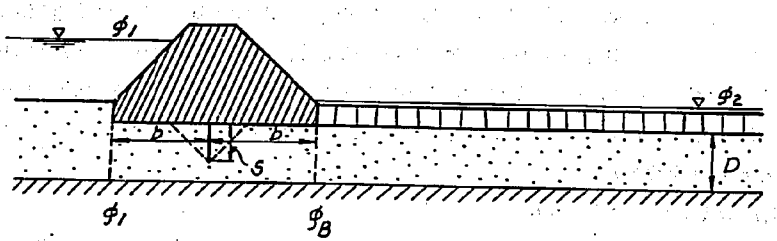
次に同様な考え方で透水層の上部に半透水性の表層が存在する場合の止水壁の効果について考える。

前章の §5.4(a)(v)で示した浸透条件であると，川側は透水層が直接露出し，堤内側は半透水性の表土に覆われた透水層が半無限に広がる。

図－6.2に示すように，堤内側のり尻の位置における透水層の水頭を φ_B とすると，

$0 \leq x \leq B$ の区間の流量は（6.5）式によって

$$q = k(\varphi_1 - \varphi_B) \Big/ 2\left\{ \ln\left(\frac{D}{D-S}\right) + \frac{b-S}{D} \right\} \qquad (6.8)$$



図－6.2　半透水性表層がある場合の浸透

また，$x \geq B$ の区間の流量は

$$q = \frac{kD}{\lambda}(\varphi_B - \varphi_2)\, e^{-\frac{x-B}{\lambda}} \qquad (6.9)$$

したがって，$x = B$ における流量は

$$q_B = \frac{kD}{\lambda}(\varphi_B - \varphi_2) \qquad (6.10)$$

(6.8)式と(6.10)式の流量は等しいから，両式から

$$\varphi_B = \frac{\lambda\varphi_1 + 2\left\{\ln\left(\frac{D}{D-S}\right) + \frac{b-S}{D}\right\} D\varphi_2}{\lambda + 2D\left\{\ln\left(\frac{D}{D-S}\right) + \frac{b-S}{D}\right\}} \qquad (6.11)$$

ゆえに止水壁のない場合，すなわちS＝0の場合の流量をq_1 止水壁のある場合の流量をq_2とすると，

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\varphi_{B_2} - \varphi_2}{\varphi_{B_1} - \varphi_2} \qquad (6.12)$$

ここで，φ_{B_2}，φ_{B_1}は止水壁のある場合とない場合のB点のそれぞれのポテンシャである。いま$\varphi_1 = 1$，$\varphi_2 = 0$とおくと

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\varphi_{B_2}}{\varphi_{B_1}} = \frac{B + \lambda}{\lambda + 2D\left\{\ln\left(\frac{D}{D-S}\right) + \frac{b-S}{D}\right\}} \qquad (6.13)$$

となる。

(2) 模型実験による止水効果の検討

表層を有する透水層の漏水防止のために，止水壁の設置の計画がしばしば検討の対象になる。効果を高めるためには，止水壁をより深くまで打設し，透水層のしゃ断を計るが，実際の複雑な地盤条件において，止水効果と打設深さとの関係を事前に判断するのもなかなか困難である。本節では止水矢板の打設効果を予想するために実施した阿武隈川の実験，その他について述べ，若干の考察を行なう。

(j) 電気相似模型実験の原理

浸透流を調べるための模型実験には砂模型，粘性流模型，電気相似模型，膜模型などによる実験があるが，ここでは電気相似模型実験での検討を述べる。[14)]

電気模型実験の原理は透水層内を流れる水の流れと電導体中を流れる電流が同じ形で表わされる法則に支配されることにもとづいている。電気相似模型にもいろいろな種類があって，例えば Net work に組んだ模型，電解溶液のはいった水槽を用いた模型などがあり，また，定常流の解析のみならず非定常流の解析にも電気相似模型は利用されている。

本実験に適用した電気模型実験には，模型として厚紙の上にグラファイト溶液を吹き付け，電導体にしたものなどを用い，実際の断面と幾何学的相似の模型を作った。

洪水時の浸透流は厳密に云えば非定常流であるが，水位の変動は緩慢であり，また最も漏

水にとって危険な条件で調べればよいと考え，高水位の定常流を対象にし，さらに堤防に対して直角方向に浸透が起こると仮定して，実験を行なつた。

電気相似模型実験の原理は透水層内の水の流れを表わすDarcyの式と電導体中を流れる電流のOhm の式が全く等しいという事実にもとづいている。

すなわち，Darcy式　$v=k\frac{\partial h}{\partial s}$ が Ohmの式　$I=\frac{1}{\rho}\frac{\partial V}{\partial s}$

と全く同じ形であることである。ただし，ρ：電導比，I：電流，V：電位差である。

Darcyの法則における透水係数はOhmの法則における電導比の逆数$\frac{1}{\rho}$に対応する。透水層中の水の流れも電導体中の電気の流れもポテンシャル流であって，共にラプラスの方程式を満足することが証明できる。

(iii) 浸透流量の縮尺

透水層内を流れる浸透流量はDarcyの法則によって

$$q=khS \qquad (6.14)$$

こゝに，h＝水頭差，S：形状係数である。流線網を描いた場合には$\frac{N_f}{N_d}$で与えられる。N_fは流線にはさまれた帯状部の数，N_dはポテンシャル線にはさまれた帯状部の数である。

Ohmの法則では，同様に形状係数を考えると，

$$I=\frac{V}{\rho}S \qquad (6.15)$$

である。したがって，模型の形状を実際の透水地盤と幾何学的相似に作っておけば，形状係数は全く等しくなる。

したがって，(6.14)(6.15)式から

$$q=\frac{kh\rho}{V}I \qquad (6.16)$$

となってqとIの関係が求められる。

このように電流から流量に換算することができるが，模型の電導比ρは湿度の影響を受けやすいので，実験によって求める流線網から形状係数Sを求めて(6.14)式から流量を求めた方が精度がよい。

流線網から形状係数を求めるには，等ポテンシャル線群がなるべく鉛直で，しかも均一に分布している部分，云い換えると流線の幅がなるべく一定の箇所を選ぶ。流量qは

$$q=khS=k\frac{\Delta h}{\Delta \ell}D \qquad (6.17)$$

であるから形状係数Sは

$$S = \frac{\triangle h}{h}\ \frac{D}{\triangle \ell} = \frac{\triangle V}{V}\ \frac{D}{\triangle \ell} \qquad (6.18)$$

こゝに，$\triangle h$および$\triangle \ell$はそれぞれ2つの等ポテンシャル線間の水頭差および電位差，hおよびVは原型における全水頭差と模型における全電位差，$\triangle \ell$は$\triangle h$を求めた2つの等ポテンシャル線間の間隔，Dは浸透断面の厚さである。

(iii) 実験装置ならびに方法

実験に用いた模型は厚紙の表面にグラファイト溶液を吹き付け，乾燥させた後，所定の形状に切り取ったものである。

模型の周囲には，所定の境界条件を与える電極として金属箔をはり付け，グラファイト溶液を均質に噴霧する。地層の透水係数の相違を模型の上に再現するには対応する層の電導度を透水係数に比例して変える。このためには噴霧溶液の品質を調節する。

電気模型実験では水頭差hが電位差Vに対応するので，模型には次のような境界条件を電気的に与えることになる。

すなわち，いま水頭hの基準を堤内地表面にとり，堤体内の任意の1点(x, z)における浸透水の圧力をP，全水頭差をH，水の密度をγ_wとする。

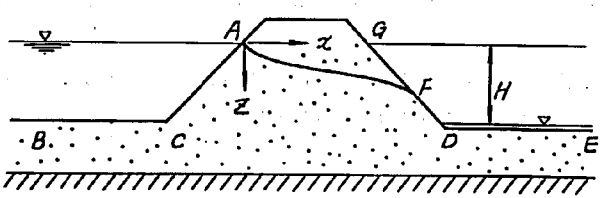
水頭hは　　$h = \frac{P}{\gamma_w} + (H - Z)$

したがって　　$\varphi = k\,h = k\left\{\frac{P}{\gamma_w} + (H - Z)\right\}$　　(6.19)

ゆえに境界条件は図－6.3に示すように，

流入面（BCA）	$P/\gamma_w = Z$	$\varphi = kH = \varphi_A$
浸潤面，流出面（AFD）	$P/\gamma_w = 0$	$\varphi = k(H - Z)$
流出面（DE）	$P/\gamma_w = 0$	$\varphi = 0$

である。



図－6.3　浸透条件

実験によって堤体内のポテンシャルを求めるためには対応する位置の電位を測定すればよい。測定は Wheatstone 電橋の原理を利用する。この種の実験では自由水面を持つ地下水の場合にはまず地下水面を求め，模型では余分な部分を切取る。

堤体内の自由水面形はたとえば，L.Casagrande の方法などによって近似的に求めることができるが，模型上で trial に求めることも可能である。すなわち，境界条件において示されるように，自由水面上の各点の水は，基準面からの高さに相当するポテンシャルを持っているので，自由水面上の余分な部分の付いた模型に等ポテンシャル線群を描く。これ等のポテンシャル線上において，ポテンシャルに等しい高さの点を結べば自由水面の第一次近似が求められる。この線に沿って余分な分を切り落し，同様な操作を繰り返えせば正しい浸潤線を求めることができる。

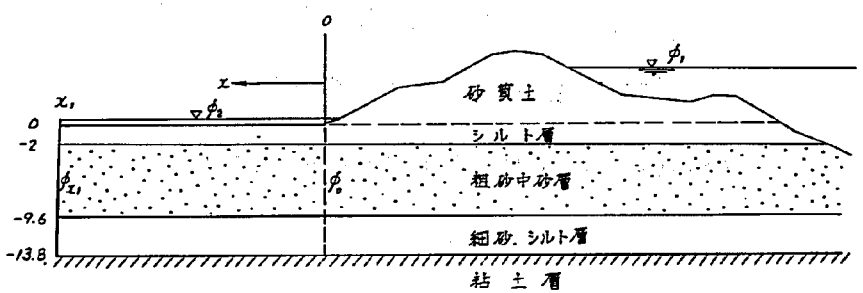
(v) 実際問題への適用

止水矢板の打設効果に関して実施した，実際の具体例について述べてみる。

(a) 阿武隈川堤防地盤の漏水

阿武隈川の堤防地盤は透水性が大きく，出水のたびに砂の噴き上げを起こしているので止水壁の打設効果の検討を行なった。

阿武隈川堤防地盤の浸透条件は図－6.4に示すように河川の低水路が堤防ののり尻に接近し，透水層は河床につながっている。



図－6.4　阿武隈川堤防の地盤構成

堤内地を覆う表層は厚さ約2 mのシルト層で，その下に厚さ7.6 mの粗砂ないし中砂から成る透水層が存在する。その下に細砂，シルトの半透水層が変移層としてあり，その下が不透水性の粘土層となる。この地層構成は場所によって多少変化するが，一応単純化した

ものを示した。

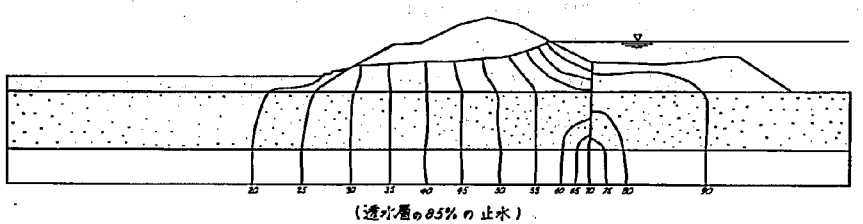
模型はすでに述べた方法で製作し，所定の境界条件を電位で与え，実験を行なうが，模型寸法を制限するため堤内側地盤を適当な範囲で切断したため，その位置の透水層に，次のような境界条件を与えた。すなわち（5.5）式から

$$\varphi_{x_1} = \varphi_2 - (\varphi_2 - \varphi_0)\, e^{-\frac{x_1}{\lambda}} \qquad (6.20)$$

なお，式中の記号は図－6.4に示す。

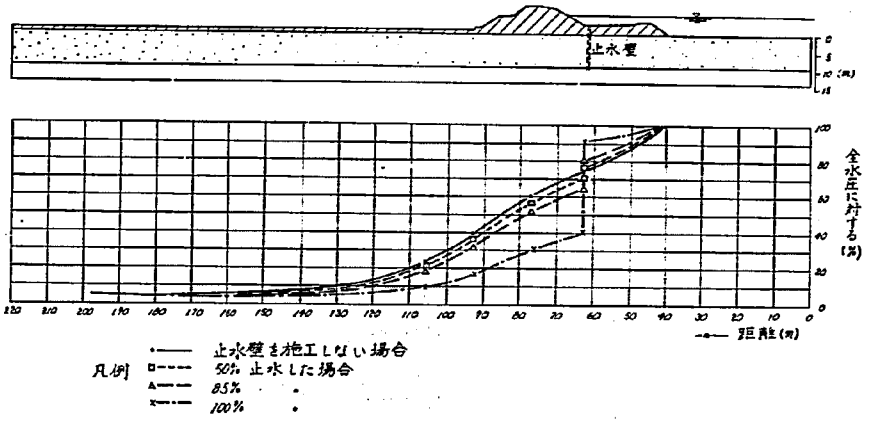
実験は表層の存在する透水地盤に止水壁を設置したときの，止水効果を知ることにあるため，模型上で止水壁の深度を順々に変えて，浸透状況を比較した。模型上で止水壁を再現させるのはその箇所の電導体を削り取り，電流が伝わらないようにすればよい。

止水壁の設置は堤防の川表側ののり尻付近に行なうものとした。止水壁の各施工深度の流線網を求めたが，その1例を示したのが図－6.5である。また，堤内側への砂の噴き出しの危険性を検討するためには表層の下面に働く水圧の分布を明らかにし，表層が安定かどうかを調べることにする。



図－6.5　実験で求めた等ポテンシャル線の1例

このため，流線網を用いて，表層直下の水頭を求め，図－6.6に示した。



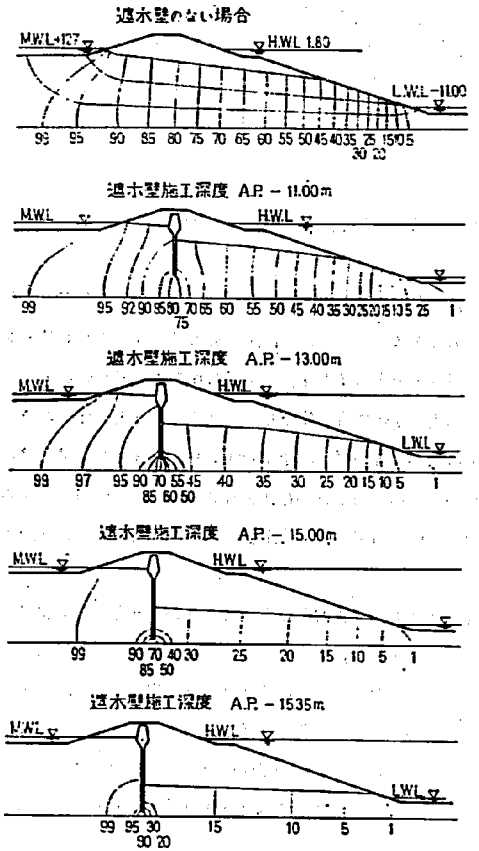
図－6.6　表層の下に働く水頭分布の比較

図からわかるように，止水壁が全くない場合の水頭分布は図中の実線のように，堤防の川尻直下の水頭は全水頭の４０％を示している。次に透水層を５０％および８５％止水した場合の水頭は３７％および３２％とわずかな減少が見られるにすぎない。また，地表面に浸出する流量も対策工法を実施しない場合に比較して，３％，８％とわずかな減少を示すに過ぎない。これに似た結果はCorps of Engineers，の報告にも見受けられる。[15] 阿武隈川堤防の実験では透水層の下に半透水層が存在することから，その層まで含めた模型を作ったため，透水層を１００％締切っても，浸透流量はなくならないので，一層止水矢板の効果が少なくなっている。

同様に，止水壁による止水効果の検討を行なった実験例を参考のため次に掲げる。これも電気相似模型実験で行なった検討で，地盤ならびに堤体の漏水を防止するために，止水壁がいかなる効果を持つかという問題を河口貯水池築造計画に関連して扱ったものである。地層構成は－１５.７２ｍより深い部分は不透水層と考えられる地層であるが，その上部の地層は－１２.３０ｍを境界とし，砂層およびシルトまじり砂層とから成立っている。透水係数はそれぞれ，3.76×10^{-2} cm/sec，および 7.52×10^{-3} cm/secである。また，堤体部

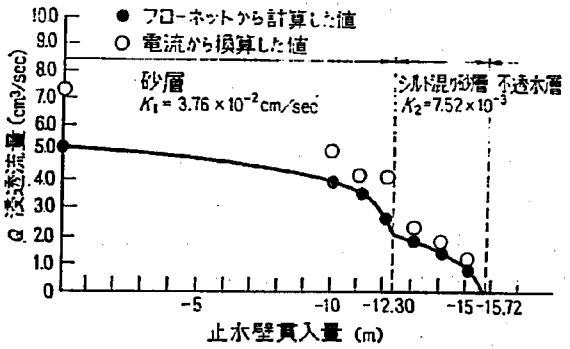
の透水係数も上部の砂層とほゞ同じ透水係数を持つものと考えられる。

実験では，止水壁を全然施工しない場合と，順次施工深度を深くした場合，すなわち，止水壁を－10m，－11m，－12m，－13m，－14m，－15mおよび15.30m深さまで施工した8例について浸透流を調べた。実験によって求めた等ポテンシャル線の1例は図－6.7のとおりである。止水壁の施工深度が増大するとともに，対応する等ポテンシャル線の位置が，止水壁の部分に集中してきて，矢板の前面と背面の間に水位差ができてくる。



図－6.7　実験によって求めた等ポテンシャル線

止水壁の施工深度と浸透流量との関係を図にまとめたのが図－6.8である。図の曲線が深度－12.30mの箇所で折れているのは，この深度で地盤の透水係数が変るためである。



図－6.8 止水壁貫入量と浸透流量の関係

この図からもわかるように，曲線の勾配は施工深度が大きい程，急になっている。すなわち，透水層を締切る比率が大きくなってくると，止水効果が顕著になるということで，止水壁の中途半端な施工は効果の薄いことを示している。浸透流量を大幅に減少させようとするならば，透水層を殆んど全部締め切らなければならないことは，阿武隈川の実験と同様である。

(3) 鋼矢板の止水性

止水壁による漏水防止は，透水層の大半を締め切らないと効果の上らないことを具体例の実験結果によって示したが，上述の検討では止水壁は一応完全に水密性であると仮定してきた。しかし，実際の施工に当って，地中に完全な止水壁を作ることははなはだ難かしい。止水壁を作る方法はいろいろのものが考えられるが，グラウティング，矢板の打設などが最も一般的な工法として挙げられよう。グラウティングによる止水は地層の条件と，施工方法がよほどよくないと効果の薄いことは広く認められているが，矢板の打設についてもまた同様なことが云える。

一口に矢板の打設と云っても，木矢板，コンクリート矢板，鋼矢板の打設など種類は多い。透水層を一応，止水性の矢板で締切ってしまえば，漏水は止まると考えられる。しかし，木矢板，コンクリート矢板などでは継手が単なる突き合わせであることが多く，上部は特に並んでいても，下部の地中では大きく食い違い，止水効果の少ないことも報告されている。この点，鋼矢板の継手は互いに噛み合うようになっていて，打設時，特別に無理な力が作用し，継手がはずれたり，破壊しない限り，一応連続した壁が形成され，他の矢板の止水壁に比較し，水密

性は高いと考えられている。しかしながら，鋼矢板が正常に打設されても，完全な止水壁を形成せず，なお，かなりの漏水の起こりうることは想像されていた。

とくに最近，利水の立場から，河道の貯水池化，あるいは河口貯水池の建設計画が立てられているが，このような場合，海水の浸透による貯水池内の汚染防止という問題も含めて，浸透流のコントロールが重要な問題になってきたので，鋼矢板の止水性についての検討が必要になった。

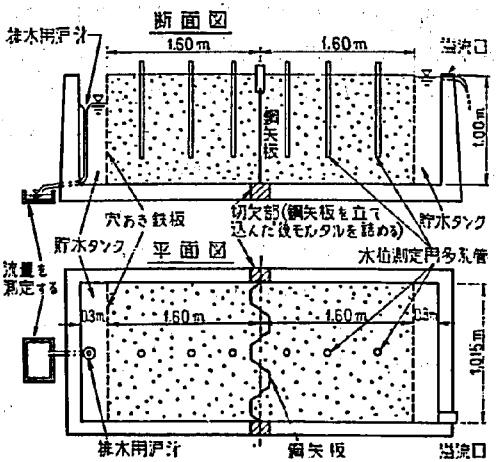
このため，実験室内に水槽を作り，中央に鋼矢板を立て込み，矢板の止水性を調べることを考え，また現場においても，長尺の鋼矢板を円形に打設し，その中央に揚水井戸を掘って地下水を汲み上げ，鋼矢板で仕切った円形の囲みの内外の地下水位の変化を観測して，鋼矢板の止水性の検討を行なった。鋼矢板の止水性に関する室内および野外実験について簡単に説明し，実験結果に対する考察を加えてみた。

(i) 水槽内の鋼矢板の止水性の実験

透水層内へ実際に打込んだ鋼矢板の水密性を明らかにするのが目的であるが，まず，第一段階として室内にコンクリート水槽を作り，その中央に矢板を立て込んで，その前後に砂を詰めた場合の透水性の検討を行なった。

(a) 実験水槽

水槽の内側の寸法は深さ１ｍ，幅１ｍ，長さ４ｍであるが，鋼矢板を水槽の中央に設置したとき，止水壁が水路の全通水断面を完全にしゃ断するよう図－6.9のように，水槽の中央部２０cmは壁および底のコンクリートを打設せず，切り欠きを作っておき，この位置に矢板壁を立て込んだ後，モルタルを用いて，矢板を水槽に埋め込む。



図－6.9　実験に用いた水槽

水槽の両端部は，おのおの給水用および排水用の貯水タンクにするため，水槽両端から３０㎝の位置に穴あき鉄板を立て隔壁とした。給水側の貯水タンクの水位の調節のため，壁の一部に切り欠き部を作り，余分の水は越流させ，水位を一定に保つようにした。また下流側の貯水タンク内には水位を任意の高さに調節するため，排水用戸斗をスタンドに固定し，設置した。排水用戸斗の高さを変えることによって貯水タンクの水位をコントロールした。

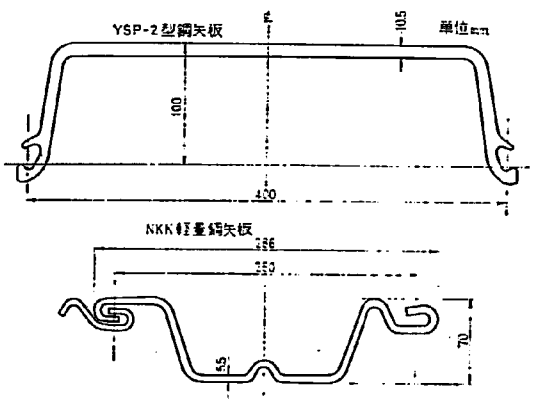
(b) 実験に使用した材料

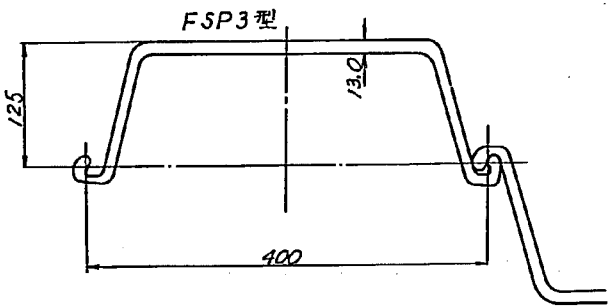
鋼矢板は大手鉄鋼メーカー各社が生産しており，種類もかなり多い。継手の噛み合わせもそれぞれ異なった 形状のものを用いているので，水密性に関しても，当然ある程度の差のあることは予想される。

当初はできるだけ多種の矢板について実験を行なう計画であったが，矢板の種類の多いのにかゝわらず，継手には特別に異なった形状のものもないので，結局，いくつかの矢板を選び，検討してみることにした。

検討を行なった矢板はＹＳＰ－２型および３型，ＫSP-2 型および３型，４型，ＦＳＰ－２型および３型，ＮＫＫ軽量鋼矢板，Ｋ軽量鋼矢板などである。たゞし，これらのうちＹＳＰ－２型およびＮＫＫ軽量鋼矢板の２種類は，砂の中に埋設したときの水密性を検討したが，他の矢板については，水中での止水性の検討に留めた。

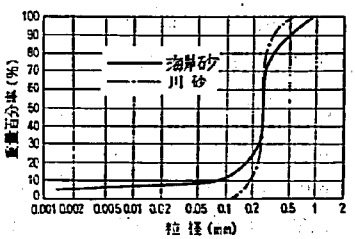
なお，実際地盤に打設するときには，矢板が単に引張りあるいは圧縮し合って，継手が締まると考えられるので，ＫＳＰの矢板については，単に水槽内へ立て込むのみでなく，継手に引張り力が働く状態での水密性も合せて検討を行なった。実験に用いた矢板の継手の噛み合わせ断面を示したのが図－6.１０である。





図－6.10　矢板の断面図

次に，矢板の前後に詰めた砂は，比較的粒度の揃った川砂と細粒を含む海岸砂で，粒度は図－6.11に示すとおりである。川砂はコンクリートの細骨材用に購入してあったものを利用したが，海岸砂は，千葉県，小堤川河口から採取したものを用いた。



図－6.11　粒度曲線

水槽による実験にはいる前に，実験用の砂の透水係数の測定を実施した。実験は定水位透水試験器を用い，その結果を表－6.1に示す。またHazenの式から求めた透水係数は川砂で6.09×10^{-2} cm/sec，海砂で7.5×10^{-3} cm/secであった。

種　類	Q (cm³/sec)	A (cm²)	k (cm/sec)	摘　要
川　砂	3.09	78.5	3.3×10^{-2}	乾燥砂で供試体作成
川　砂	4.55	78.5	4.8×10^{-2}	水中で供試体作成
海岸砂	0.55	78.5	5.8×10^{-2}	乾燥砂で供試体作成

表－6.1　室内透水試験の結果

(c) 実　験

実験順序としては，まず矢板を水槽内に設置し，水槽側壁へ埋め込む。

① 矢板の透水実験（矢板のみを水槽に設置し，水を流す実験）

② 砂の透水実験（砂のみを水槽に詰め，水を流す実験）

③ 砂の中に矢板がある場合の透水実験

まず砂の透水実験から述べる。

水槽内での砂の透水試験のための試料の詰め込みには，

薄層にしてまき出し，木製タンパーによる軽い締固めを行なった。したがって，水槽内の砂はかなりルーズな状態であり，このため透水試験を実施するため，水槽内に水を注ぎ貯水タンクの水位を高めてくると，試料が水締めされ，体積が多少減少されることが認められた。水槽中の試料が変形をすると，不均質になることも考えられたため，水位を上昇させるとき，供試体の表面から振動を加え，締固めを促進させた。

透水実験を始めるために，まず水槽の水位を上昇させたが，砂の中に気泡が残留するのを防ぐため，水位上昇は極めて緩にし，水槽が満水後もしばらく水位を一定に保ち，水槽内の水面が全て一様な高さになり，水の動きのなくなったのを確かめてから実験に取りかゝった。給水側の貯水タンクには余剰の水は越流するようになっているから，水位は常に一定である。したがって，排水側の貯水タンク内にある戸斗型越流口を所定の高さに移動させて，上下流間に任意の水位差を作り出すことができ，それによって，水槽内に浸透流を起こさせた。

砂のみの透水実験では給水側の貯水タンクを排水側の貯水タンクとの水位差は1.9，5，

１０，１５，２０cmの５段階を標準とし，各水位における浸透流量を測定すると同時に水槽内の試料の中に立てられた多孔管によって浸透流の自由水面の高さの測定を行なった。排水タンクの水面は，上記の水位差に従って段階的に低下させたので，水位を変動させた直後は流出する流量が多いが，次第に減少し，最終的には定常流になって，一定の流量に落着く。

排水側のタンクから越流してくる水量は容器にためておき，５分毎に区切って計量した。粒度の揃っている川砂の場合では測定を３回程度，すなわち１５分くらい経過すると一定流量に落着いた。

したがって，ある一つの水位から，次の水位に進むのに約２０分程度の時間を必要とした。試料中の自由水面の高さを測定する多孔管は，¾ inch パイプの下端部約２０cmに直径２mmの孔を多数あけ，適当な間隔に埋設した。

自由水面の変化は透水実験中に繰返し測定して，試料中の浸透流が定常流になったかどうかの目やすを付けるためにも利用した。

次に，水槽内へ矢板のみを立て込んで，水を流す実験を各矢板について実施した。

矢板のみの透水実験は，単に矢板を噛み合わせたものと，それ以外に，矢板に横方向の引張り力を加えたもの，および噛み合わせ部に止水剤を塗ったものゝ実験も組み合わせた。

横方向に引張り力を加えた理由は，矢板を地盤に打込む際，噛み合わせの部分に，引張りあるいは圧縮が加わり，水槽内に単に立て込んだ状態とはかなり異なった止水性を示すと考えられるからである。また止水剤は矢板の噛み合わせ部に塗るパテ状の物質で，噛み合わせのすき間を止水剤でシールして，水密性を向上させるため考案されたものである。矢板を打込むとき噛み合わせ部分に塗っておく。しかし，止水剤を塗っておいても，長尺の矢板を地中に打設するとき，期待どおり，止水効果を発揮するかは疑問に思われる。

矢板の前後に水位差を付けるとすぐ流れは定常流となり，流量の測定は短時間で行なうことができた。矢板のみの止水性の実験では，水位差を大きな範囲に変化させて，実験を繰返した。

最後に，矢板を水槽内に立て込み，矢板の前後に砂を詰めた後に透水実験を行なった。現場で打設された矢板に近い状態を再現するならば，水槽内へまず砂を詰めた後，矢板を打込むべきであるが，このような順序で行なうと矢板を水槽に固定するのが難かしいため，便宜的に，上記の方法を採用した。

透水実験に適用した給水側貯水タンクおよび排水側貯水タンクの水位差は，先の砂のみの実験と同様な段階とした。水槽内の砂の中に生じる自由水面は多孔管で測定したが，矢板の両側の水面形を正しく知りたいので，それぞれ３本ずつ埋め込み観測を行なった。流

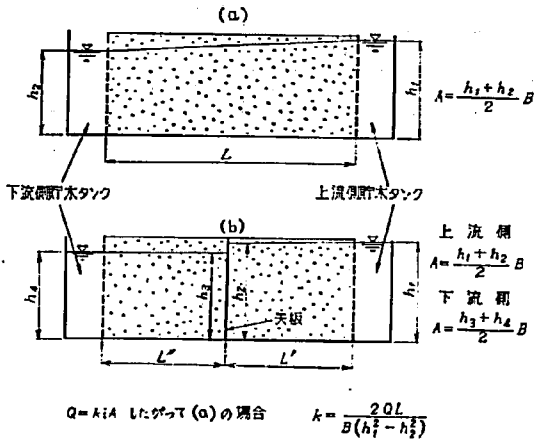
量測定は先に述べたのと同様に，上下流両貯水タンクの間に所定の水位差を与え，5分毎に容器に貯めた流出量を計量することを繰返し，流量が一定になったと認められたならば次の水位段階に進んだ。海岸砂の実験では，砂の透水係数が小さいため，水位差を変えて次の段階の実験に移るとき，水の流れがなかなか定常状態に達しないため，そのまゝ一昼夜放置した後，流量および試料中の自由水面の形を測定した。この実験では矢板がＹＳＰ－２型およびＮＫＫ軽量鋼矢板の２種類，また，砂が川砂と海岸砂の２種類を組み合わせ計４種類の透水実験を行なった。実験はいずれも長さ3.6ｍの水槽の中央に矢板を立てこみ，その両側に砂を詰めたものである。しかし，川砂についての実験では矢板の前後につめた砂の厚さが透水性にどのような影響を持つかを明らかにするため，前後に詰める砂の厚さを変えて実験を行なった。すなわち，水槽内の砂を詰める部分の長さを0.6ｍ，1.0ｍ，2.0ｍに減少させた透水実験を付け加えた。

(d) 実験結果

① 砂の透水実験

砂の透水実験は，川砂および海岸砂についてそれぞれ行なう予定であったが，川砂のみ行ない，海岸砂についての実験は中止した。なぜなら，矢板と砂を組み合わせた透水実験でも，多孔管を多数，試料中に埋設して，自由水面の形を測定しているから，それらの測定値を用いて一応試料の透水係数を算出することができるためである。

透水係数の算出にはDarcyの法則を用いるが，図－6.12に示すように動水こう配では近似的に上下流側の貯水タンクの水位差hを試料が詰められている水槽の長さLで割り，断面積Aには最上下流の平均断面積を用いた。



$Q=kiA$ したがって (a) の場合　$k=\frac{2QL}{B(h_1^2-h_2^2)}$

図－6.12　透水係数の算出

実験水槽を用いて測定した川砂の透水係数を示したのが表－6.3である。川砂の平均値としてk＝4.45×10^{-2}cm/secを得た。表－6.3に示す矢板と砂との組み合わせの透水実験によって求めた透水係数ともよく一致している。

$h_1 - h_2$ cm	Q cm/sec	A cm²	L cm	k cm/sec	摘　要
1.90	2.50	9,952	328	433×10^{-2}	
5.00	6.32	9,795	〃	422 〃	
10.00	12.82	9,541	〃	441 〃	
15.00	19.45	9,287	〃	458 〃	
20.00	25.97	9,037	〃	470 〃	
			平均	445 〃	

表－6.2　砂のみを詰めて行なった透水試験から算出した透水係数

$h_3 - h_4$ cm	Q cm/sec	A cm²	L cm	k cm/sec	摘　要
0.60	1.5	9,724	161	4.14×10^{-2}	矢板の下流側
1.00	2.55	9,643	〃	4.26 〃	
1.65	4.53	9,422	〃	4.67 〃	
2.50	6.87	9,211	〃	4.81 〃	
3.35	8.98	9,001	〃	4.80 〃	
6.55	18.93	8,148	〃	5.71 〃	
8.65	25.58	7,645	〃	6.18 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.60	1.5	9,815	161	4.10×10^{-2}	矢板の上流側
0.90	2.55	9,800	〃	4.65 〃	
1.90	4.53	9,749	〃	3.94 〃	
2.50	6.87	9,719	〃	4.56 〃	
3.05	8.98	9,691	〃	4.90 〃	
6.35	18.93	9,523	〃	5.05 〃	
7.10	25.38	9,485	〃	6.07 〃	

（a－1）川砂とYSP－2型の組み合わせ

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.50	2.17	9,820	101	4.46×10^{-2}	矢板の下流側
0.60	3.50	9,724	〃	6.06 〃	
1.05	7.18	9,498	〃	7.27 〃	
1.70	11.25	9,272	〃	7.22 〃	
2.30	13.78	9,049	〃	6.68 〃	
4.40	26.92	8,140	〃	7.59 〃	
6.40	32.50	7,633	〃	6.72 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.55	2.17	9,919	104	4.13×10^{-2}	矢板の上流側
0.85	3.50	9,904	〃	4.30 〃	
1.70	7.18	9,861	〃	4.47 〃	
2.50	11.25	9,820	〃	4.77 〃	
3.20	13.78	9,785	〃	4.57 〃	
5.20	26.92	9,683	〃	5.50 〃	
7.00	32.50	9,592	〃	5.03 〃	

（a－2）川砂とYSP－2型の組み合わせ

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.30	3.10	9,810	50	5.27×10^{-2}	矢板の下流側
0.40	5.15	9,714	〃	6.63 〃	
0.70	8.55	9,475	〃	6.45 〃	
1.15	13.25	9,244	〃	6.23 〃	
1.60	17.72	9,013	〃	6.14 〃	
3.30	35.70	8,084	〃	6.69 〃	
4.70	44.70	7,547	〃	6.30 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.35	3.10	9,929	51	4.52×10^{-2}	矢板の上流側
0.50	5.15	9,922	〃	5.28 〃	
1.15	8.55	9,889	〃	3.84 〃	
1.50	13.25	9,871	〃	4.57 〃	
2.10	17.72	9,840	〃	4.37 〃	
3.25	35.70	9,782	〃	5.72 〃	
4.70	44.70	9,708	〃	4.99 〃	

（a－3）川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.25	3.83	9,807	30	4.71×10^{-2}	矢板の下流側
0.30	6.47	9,708	〃	6.67 〃	
0.70	12.63	9,475	〃	5.72 〃	
1.00	19.72	9,237	〃	6.41 〃	
1.15	26.17	8,994	〃	7.60 〃	
2.50	50.00	8,044	〃	7.46 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.25	3.83	9,934	31	4.76×10^{-2}	矢板の上流側
0.25	6.47	9,934	〃	〃	
0.60	12.63	9,917	〃	6.75×10^{-2}	
0.60	19.72	9,917	〃	〃	
0.85	26.17	9,904	〃	9.64×10^{-2}	
2.00	50.00	9,846	〃	7.87 〃	

（a－4）川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.40	1.25	9,846	163	5.08×10^{-2}	矢板の下流側
0.65	2.00	9,757	〃	5.13 〃	
1.20	3.80	9,531	〃	5.42 〃	
1.85	5.78	9,310	〃	5.49 〃	
2.40	7.47	9,084	〃	5.59 〃	
5.20	14.95	8,211	〃	5.71 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.35	1.25	9,960	165	5.98×10^{-2}	矢板の上流側
0.50	2.00	9,950	〃	6.09 〃	
0.95	3.80	9,929	〃	6.60 〃	
1.45	5.78	9,904	〃	6.63 〃	
1.90	7.47	9,881	〃	6.57 〃	
3.70	14.95	9,790	〃	6.82 〃	

（b）　川砂とNKK軽量の組み合わせ

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
2.2	0.11	9,450	163	8.62×10^{-2}	矢板の下流側
4.3	0.20	9,049	〃	8.57 〃	
6.7	0.30	8,663	〃	9.26 〃	
9.5	0.64	8,298	〃	9.51 〃	
12.0	0.54	7,760	〃	9.45 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
1.7	0.11	7,959	165	1.09×10^{-2}	矢板の上流側
3.2	0.20	9,734	〃	1.06 〃	
4.2	0.30	9,632	〃	1.30 〃	
5.5	0.46	9,566	〃	1.44 〃	
7.6	0.54	9,450	〃	1.24 〃	

（c）　海岸砂とYSP－2型の組み合わせ

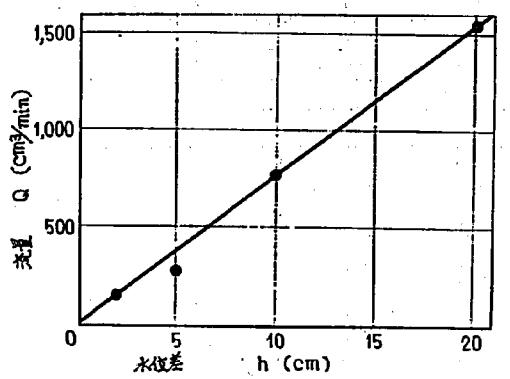
$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.65	0.11	9,828	161	2.80×10^{-3}	矢板の下流側
1.05	0.20	9,747	〃	3.16 〃	
2.20	0.45	9,551	〃	3.51 〃	
2.80	0.87	9,328	〃	5.36 〃	
3.70	1.12	9,120	〃	5.34 〃	
7.50	2.68	8,298	〃	6.90 〃	

$h_1 - h_2$ cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘　要
0.6	0.11	9,917	161	3.00×10^{-3}	矢板の上流側
1.0	0.20	9,896	〃	3.26 〃	
1.8	0.45	9,856	〃	3.80 〃	
2.5	0.87	9,820	〃	5.20 〃	
3.4	1.12	9,774	〃	5.43 〃	
6.3	2.68	9,627	〃	7.09 〃	

（d）　海岸砂とＮＫＫ軽量の組み合わせ

表－6.3　砂と矢板との組み合わせの実験から求めた透水係数

図－6.13は，川砂についての透水実験で測定した流量と水位差の関係をプロットしたものである。



図－6.13　砂のみの透水実験における流量と水位差

② 矢板のみの透水実験

矢板のみを水槽に立て込み透水し，矢板の止水性を調べる実験は，比較的簡単なため，

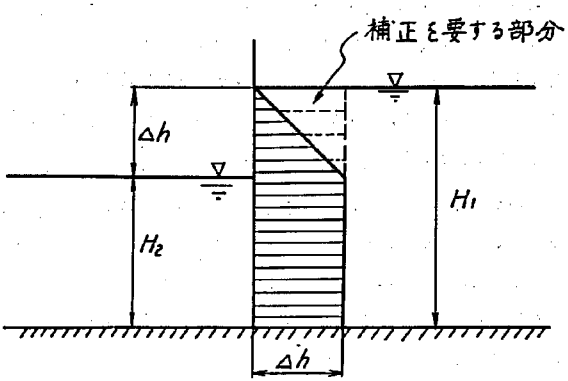
各種の鋼矢板につき実験を繰り返した。

実験を行なった鋼矢板の検討は，軽量矢板（ＮＫＫおよびＫ），ＦＳＰ－３型および４型，ＹＳＰ－２型，ＫＳＰ－２型，３型，４型である。これらの各種矢板に対する透水実験は中立状態，すなわち，矢板を実験水槽内に立て込み，継手部分に圧縮，引張りなどの応力をかけない状態で行なっているが，とくに，ＫＳＰ鋼矢板に対しては参考のため矢板に引張り力を加えた場合および，止水剤を用いた場合の実験を付け加えた。

鋼矢板の止水性は，継手の種類によってかなり異なることが実験結果から知られたが，実施した実験が比較的小さな水槽内で行なわれているため，矢板の立てこみ状況など，偶然性によっても差がでるものと思われる。

実験結果は，矢板の前後に生じる水位差△ｈと透水流量の関係を図に示し整理したが，まず実験結果の補正について簡単に触れる。

図－6.14に示すように，鋼矢板の上流側および下流側の水面を△ｈだけ差を付けると，水頭差の分布は図に示した形となる。下流側水面より低い部分には△ｈの水頭差によって，水が流れるが，下流水面より上の部分については，水頭分布が３角形になる。



図－6.14　漏水流量の補正

継手部全部に△ｈの水位差が加わり，水が流れるときの流量を求めるため補正が必要となる。したがって，H_1 の長さの継手全面に△ｈの水位差によって流れる流量と，図のような台形分布によって生じる流量の比を求めておき，それを補正係数として，実験によって求めた流量に乗じることにした。また，H_1 の長さの継手全面に△ｈの水頭が作用する場合の流量を求める。後で述べるように，矢板を通して流れる水の量は $q = K$

$(\triangle h)^n$の形で表わされるから全体の流量Qは，

$$Q_1 = \int_0^{H_1} q\,dh = \int_0^{H_1} K(\triangle h)^n\,dh = K(\triangle h)^n \cdot H_1$$

台形分布のときの流量Q_2は

$$Q_2 = \int_0^{\triangle h} Kh^n\,dh + \int_{\triangle h}^{H_1} K(\triangle h)^n\,dh = K\left(\frac{\triangle h}{n+1} + H_2\right)\cdot(\triangle h)^n$$

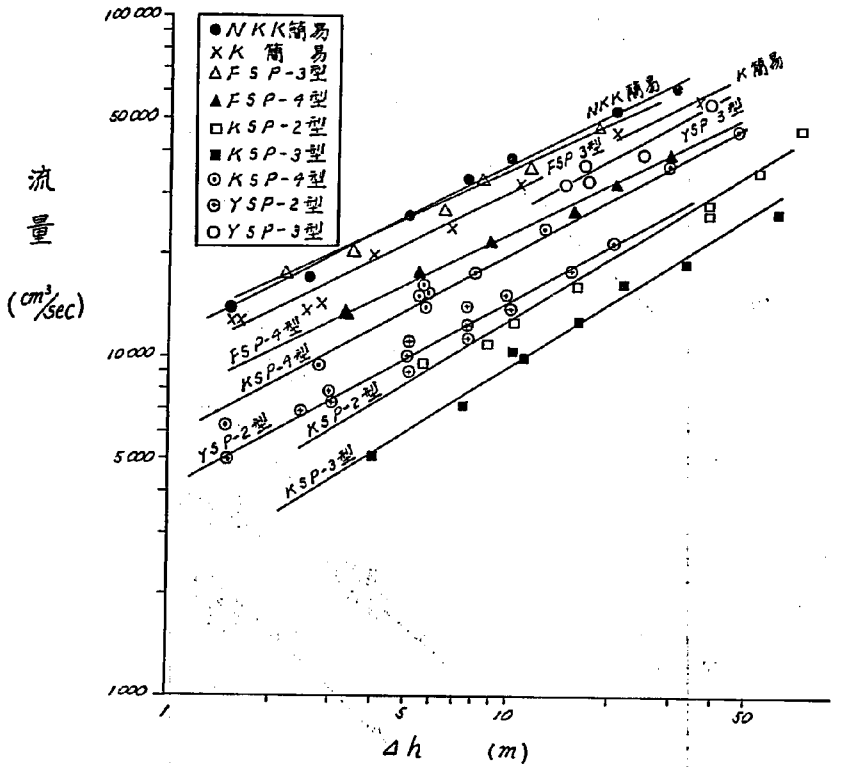
したがって補正係数αは

$$\alpha = \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{K(\triangle h)^n \cdot H_1}{K\left(\frac{\triangle h}{n+1} + H_2\right)(\triangle h)^n} = \frac{n+1}{1+n\frac{H_2}{H_1}} \qquad (6.21)$$

補正係数αを求めるのに，上式から計算するが，式中のnの値が多少変化してもαの値は余り大きく変化しないため，補正前の値で求めたnを近似的に使用した。

実験結果から，一般的な傾向として云えることは，矢板の継手からの浸透は，いわゆるDarcyの法則に支配される透水層内の水の流れとは異なって，むしろ，オリフィスなどからの流出に近い現象を示しているものと思われる。実験によって求められた流量を，矢板の前後の水位差と関係させ，対数目盛の図上にプロットすると，図－6.15が得られるが，上記のことは，この直線の勾配からも知ることができる。図の縦軸の流量は継手1m当りの流量であり，先に示した補正係数によって補正した流量がとってある。図の直線は$Q=K(\triangle h)^n$なる関係を表わし，nは直線のこう配を示す。

流量の大きい鋼矢板を示す直線，すなわち，図の上部に位置する直線のこう配は小さく，nが0.5程度の値を示し，下部の直線ほどこう配が急になっている。Darcyの法則では，流量が動水こう配に比例することであるから，矢板の通水流量が少ないほどDarcyの法則に近い現象を示すことになる。とくに，止水剤を用いて，水密性を増した矢板や，引張り力を加え継手部のすき間を小さくし，水を流れにくくした矢板では，図－6.16に示すように，こう配が急になっている。この理由は，継手のすき間を流れる流量が大きいときは流れが乱流となるが，すき間の間隔が小さくなってくると，水の流れが層流に近ずき，Darcyの法則で支配されてくるためと考えられる。

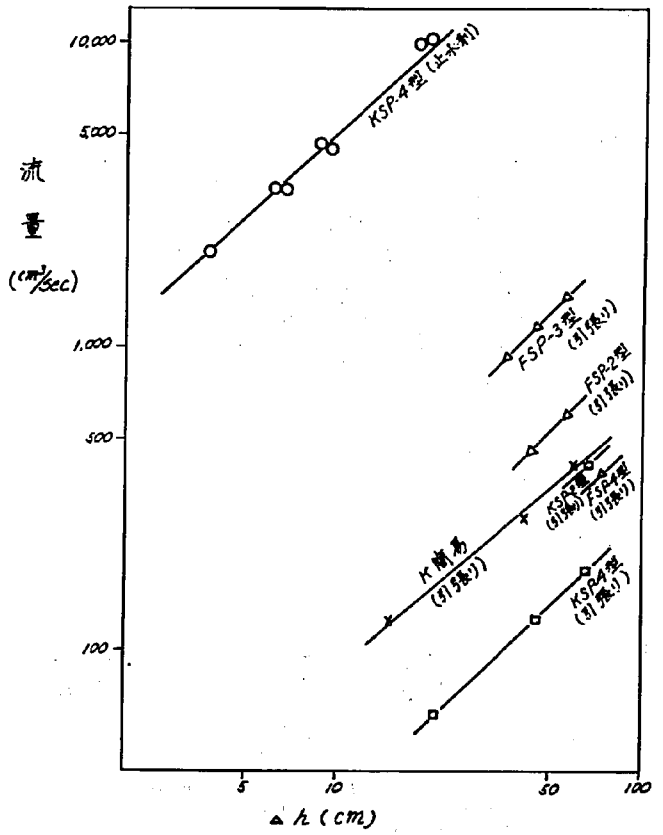


図－6.15　矢板のみの場合の矢板継手からの漏水流量

こゝで示している実験結果は，矢板の前後に生じる水位差が比較的小さい範囲にとゞめているため，乱流，層流の境界が現われないが，すき間間隔が小さい場合でも，水頭差が大きくなれば，水の流れは乱流に変移するため，流量と水頭差の関係を示す線のこう配も，それに応じて緩こう配に変っていくものと考えられる。

鋼矢板に加えた引張り力は，１m幅当り２００Kg程度であったが，中立状態に比較し水密性は大幅に改善される。噛み合わせが比較的不良と思われる簡易矢板であっても，引張り力を加えることによって，かなりの止水性を示す。

実際の地盤に鋼矢板を打設すると，継手にかなりの引張りあるいは圧縮応力が加わり，さらに継手に土砂の詰まることもあって，止水性が高くなることは事実であるが，継手の破損や分離などが起こることもしばしばあるので，止水性を低下させる要素のあることも忘れてはならない。

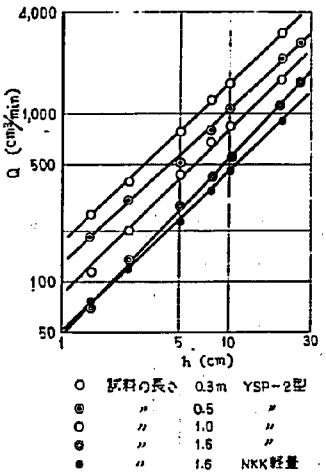


図－6.16　止水剤と引張りを加えたときの矢板継手からの漏水

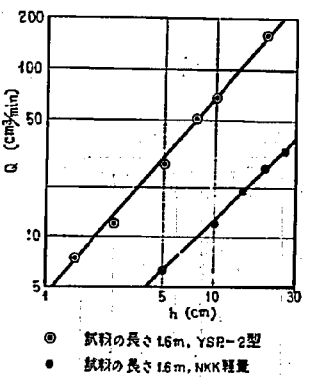
止水剤を使用した矢板も実験では止水性は向上しているが，短い矢板での実験では有効であっても，長尺物への適用には疑問があろう。

③ 矢板の前後に砂を詰めた場合の透水実験

透水実験の測定値を整理し，縦軸に流量，横軸に上下流貯水タンクの水位差をとり，対数方眼紙上にプロットすると，図－6.17のとおりになる。川砂とＹＳＰ－２型を組み合わせた実験では，矢板の前後につめる砂の厚さを 0.6～3.2 mまでの4段階に変えて，実験を繰り返している。浸透経路長が違うので，水位差が同じでも，当然浸透流量も変化し，図－6.17(a)に示すような，ほぼ平行な直線群を得た。



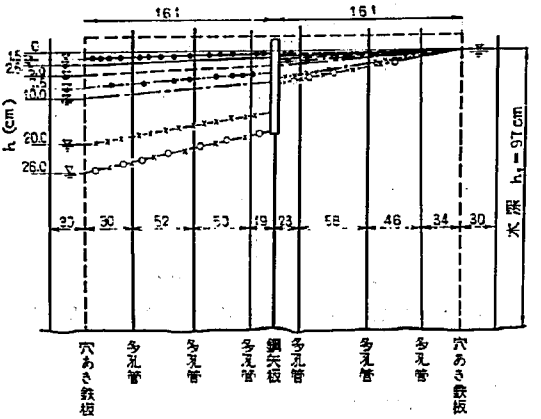
(a) 川砂に矢板が埋め込まれた場合の水位差 h と流量 Q



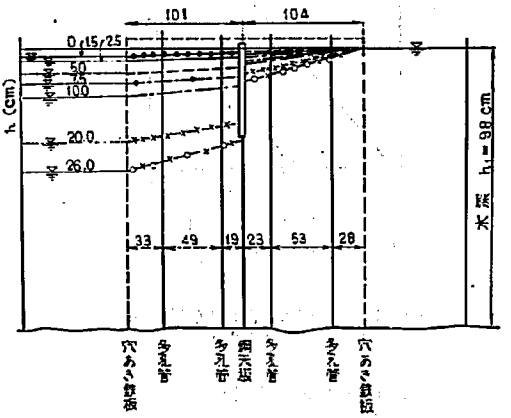
(b) 海岸砂に矢板が埋め込まれた場合の
水位差 h と流量 Q の関係

図－6.17　矢板を埋めこんだときの水位差と流量の関係

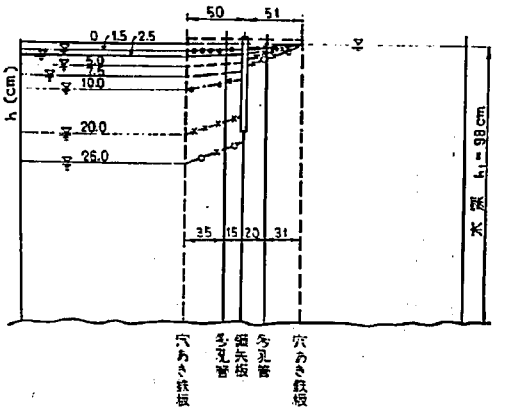
また，ＮＫＫ軽量鋼矢板と川砂との組み合わせについても，流量と水位差の関係を同図に記入した。さらに，海岸砂と鋼矢板との組み合わせについては図－6.17(b)に示した。なお，実験では多孔管によって砂の中の自由水面の高さを測定しているので，図－6.18に各水位段階に対応する水面の形をまとめて記入した。



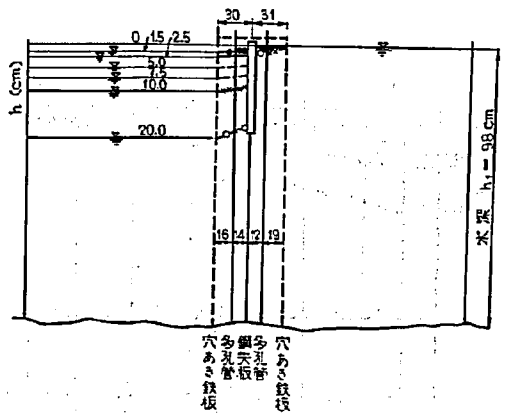
（a－1） 川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ



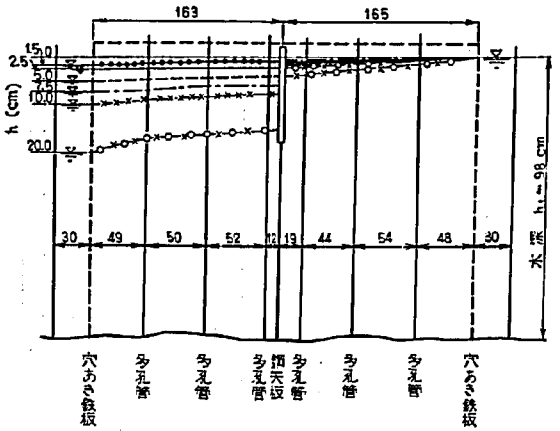
（a－2） 川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ



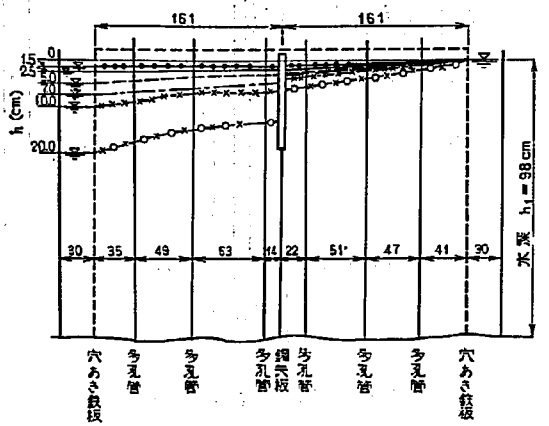
（a—3） 川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ



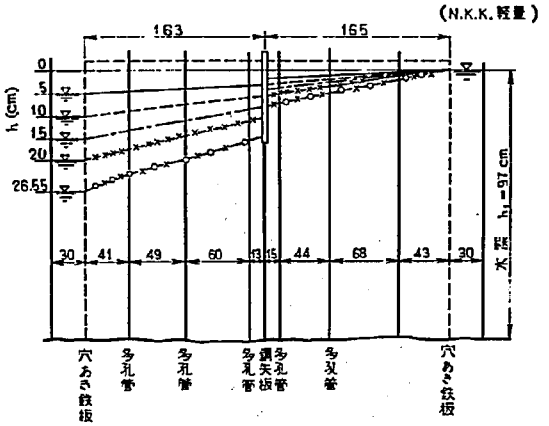
（a—4） 川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ



（b） 川砂とＮＫＫ軽量の組み合わせ



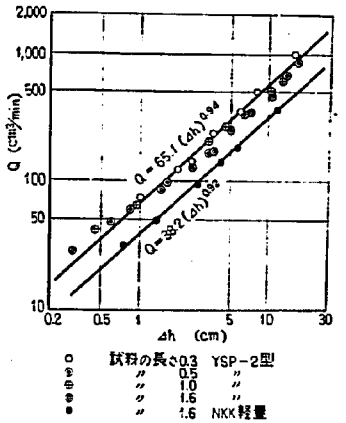
（c） 海岸砂とＹＳＰ－２型の組み合わせ



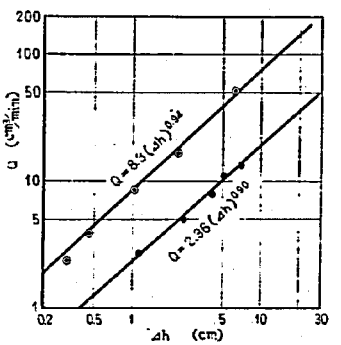
(d) 海岸砂とNKK軽量の組み合わせ

図－6.18 実験水槽内の測定水位

次に，矢板の部分の漏水現象を明らかにするため，図－6.17(a)から矢板の前後に生じた水位差を読みとり，これを縦軸に，また横軸には透水流量を矢板継手の総延長で割ったもの。すなわち，継手1m当りの流量を取りプロットすると，図－6.19のとおりである。先の図－6.17(a)では上下流貯水タンクの水位差を縦軸に取り，矢板および砂層の流水に対する抵抗を一緒にして考えているから，砂の厚さが増加すると，水位差を一定にしても，当然流量は減少する。それゆえ各試料厚さについて，それぞれ水位差hと流量Qの関係が求められ，これを図示すると，ほゞ平行な直線群になる。しかし，こゝで示したように，矢板の前後面の水位差と流量の関係で書き直すと図－6.19のごとく，重なり合って一つの直線を示した。NKK軽量矢板とYSP－2型鋼矢板の止水性を較べるとき，矢板のみの場合には逆にNKK軽量矢板の止水性がよくなっていることがわかる。



（a） 川砂に埋め込んだ鋼矢板



◎ 試料の長さ1.6 mＹＳＰ－２型
● 試料の長さ1.6 mＮＫＫ軽量

（b） 海岸砂に埋め込んだ鋼矢板

図－6.19 鋼矢板継手１m当りの浸透流量

(e) 実験結果に対する考察

土の浸透流はDarcyの法則に支配され，$v = ki$ で表わされる。この関係は，あくまで砂の中に生じる水の流れが層流の場合で，乱流になるともはや成立しなくなることは周知のとおりである。乱流領域では流れを同じ形の式で表わすとすると，$v = ki^n$，nは0.5となると云われている。

層流，乱流の境界の条件は，Reynolds 数によっても表示でき，Reynolds 数 $R = vD\rho/\mu$ の値が1から12の付近で層流から乱流に変ると云われている。したがって，$R \leqq 1$ の範囲では，Darcyの法則が成り立つと考えてよい。さて，砂のみの透水実験では，水の浸透は当然Darcyの法則に支配されるので，図－6.13に示すように，動水こう配と流量とが比例しているが，砂の中に矢板が埋め込まれると，現象が異なってくることが図－6.17および図－6.19からわかる。

まず，矢板のみの透水実験結果から眺めてみる。図－6.15のように，対数グラフ上に示した観測値は直線を示すが，そのこう配は先にも述べたように，値は小さい。すなわち，流量はほぼ Δh の $\frac{1}{2}$ 乗に比例することがわかる。矢板の継手からの浸透は，Darcyの法則に従わず，継手の間を流れるときの損失水頭はちょうど管路における摩擦抵抗などと同様と考えられるので $\Delta h = f(v^2/2g)$ と云う形で表わされる。水が矢板継手の隙間を流れるときに起こる抵抗は，エネルギーの消耗であるから，摩擦抵抗などと同様に表わすことができるものと考えられる。上式の f は実験的に定められる定数である。したがって，もし，損失水頭と流量が上記の式に従うとすると，実験資料を対数グラフ上にプロットしたとき，その測定値は直線を示すこう配が $\frac{1}{2}$ 程度になるわけである。矢板に引張り力を加えたり，あるいは，止水剤を塗ると，矢板継手のすき間が中立状態に比較して，かなり小さくなるため，すき間の流れが次第に層流に近ずき，Darcyの法則で支配される流れに変っていくと考えられる。このため，測定値の示す直線のこう配は急になり，1に近ずくものと考えられる。矢板継手の間隔は場所によってかなり異なるため，全ての場合，層流，乱流の両者が入り乱れ，存在しているものと思われる。

砂の中に矢板が埋め込まれているときの浸透は，砂の中の浸透と矢板継手の部分の浸透が，重なって起こっていると思われる。砂の部分の浸透はもちろんDarcyの法則が成り立つが，矢板の所では，矢板壁の止水性のため水が堰き上げられ，矢板前後は水位差が生じ，流速が早くなる。このため，矢板のみの実験の場合と同様に，場合によっては流れが乱流になると考えられる。

矢板を砂層の中に埋め込むと，継手のすき間にも砂がはいり，ある程度は目詰まりを起こし，先に述べた矢板のみのときのようなすき間が，そのまゝ残っているとは考えられな

い。しかし，部分的にはなおかなりのすき間が残されていると考えるのが妥当であろう。その結果，矢板の部分を通過する流量は，矢板の前後の水位差に比例せず，多少乱流状態の流れを起こしているものと考えられる。

まず初めに，実験水槽内に入れた砂および矢板の全体に着目し，上下流貯水タンクの水位差と浸透流量の関係が$Q=K(\triangle h)^n$の形で表わされるものと仮定し，nを計算から求めてみると0.95前後の値を示すことが明らかとなった。次に，矢板の部分の止水性を明らかにするため，矢板の部分にのみ着目し，矢板の前後の水位差と流量の関係を求めてみる。対数目盛を示したのが図－6.19である。同様に流量と損失水頭の関係を$Q=K(\triangle h)^n$とすると，n＝0.9～0.94程度の値を示す。

川砂とＹＳＰ－２型鋼矢板の組み合わせた実験では，砂の厚さを変え，実験を繰り返した。砂の厚さが異なるため，貯水タンクの水位差を同じにしても流量は異なる。多孔管によって求めた水面形から，矢板前後の水位差を求め，この水位差と流量の関係を示したのが図－6.19(a)である。矢板の部分のみに着目すれば，砂層の厚さを変えても，実験値はほぼ同一線上に並ぶことがわかる。

川砂とＹＳＰ－２型の組み合わせのほか，川砂とＮＫＫ軽量鋼矢板，および海岸砂とＹＳＰ－２型，ＮＫＫ軽量鋼矢板の組み合わせについても透水実験を行なって，それぞれ水位差と浸透流量の関係を求めた。それらは図－6.17および図－6.19である。

この実験結果では，ＮＫＫ軽量鋼矢板が砂の中に埋め込まれると，ＹＳＰ鋼矢板より止水性が大きくなることが示されている。矢板のみの止水性は図－6.15に示すようにＮＫＫ軽量矢板は，ＹＳＰ－２型鋼矢板に比較してはるかに小さいが，砂の中に埋設すると逆に軽量鋼矢板の止水性が高くなったわけである。この理由は，必ずしもはっきりしないが，比較的継手間隔の大きい軽量鋼矢板では，砂が継手の噛み合わせまではいり易く，反対にもともと継手のすき間の小さいＹＳＰ－２型では砂がはいらず，初めのすき間がそのまゝ残ってしまったためと考えられる。

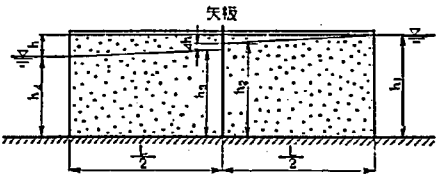
先にも述べたように，この実験では，矢板を先に水路に立て込み，砂を詰めたのであるが，矢板を地盤内に打込んだ際，引張り，あるいは圧縮さらに周囲の土砂の流れ込みなどによって，継手はかなりよく締り，実験の条件とは相当異なってくると考えられるので，この実験結果がそのまゝ地盤内に打込まれた矢板の止水性を表わすものではない。

さて，矢板が砂の中に埋め込まれた場合の矢板の止水効果について少し考えてみる。

図－6.20に示すように，浸透層内に矢板壁が作られている場合の透水を考える。砂の部分の透水はDarcyの法則に従い，単位幅を考えると，

$$Q = \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{\ell_1} k = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\ell_1} \cdot k$$

$$Q = \frac{h_3 + h_4}{2} \cdot \frac{h_2 - h_4}{\ell_2} k = \frac{h_3^2 - h_4^2}{2\ell_2} \cdot k$$



図－6.20　透水層内の浸透

浸透水の動水こう配が小さければ $(h_1 + h_2)/2 \fallingdotseq (h_3 + h_4)/2 \fallingdotseq H$ と置くことができる。浸透経路の中央に矢板が埋設してあれば $\ell_1 = \ell_2 = \frac{L}{2}$ であるから

$$Q = k \frac{h_1 - h_2}{\frac{L}{2}} H = k \frac{h_3 - h_4}{\frac{L}{2}} H$$

$h_1 - h_4 = h$　　$h_2 - h_3 = \triangle h$

とすると，

$$Q = \frac{k \cdot H}{L} (h - \triangle h) \qquad (6.22)$$

をうる。また，矢板部分の透水は実験で求めたように

$$Q = K \ell_i (\triangle h)^n \qquad (6.23)$$

で与えられる。こゝに ℓ_i は単位幅における矢板の継手の延長，Kおよびnは実験的に求められる常数で，先に述べた実験では，$n = 0.9 \sim 0.94$ の値を得た。連続の条件から，(6.22)(6.23)式の流量のQは等しいから

$$\frac{k \cdot H}{L} (h - \triangle h) = K \ell_i (\triangle h)^n \qquad (6.24)$$

となり，実験的にKおよびnを求めておけば，未知数は△hだけとなり，(6.24)式から水位差hに応じる△hを求めることができる。

nの値は，水路を用いた実験では 0.9～0.94 であったが，式を簡単にするため近似的に $n \fallingdotseq 1$ とおくと

$$\frac{\triangle h}{h} = \frac{k}{L \cdot K \frac{\ell_i}{H} + k} \qquad (6.25)$$

をうる。$\triangle h / h$ を矢板の止水効果を示す値と考えれば，当然のことながら，砂の透水係数が大きいほど止水効果の大きいことがわかる。また，矢板と砂の組み合わせによってきまる係数Kおよび単位面積当りの継手の長さ ℓ_i が小さいほど止水効果は大きいわけである。この他，浸透距離Lが増加すると，止水効果（$\triangle h / h$）が減少してしまうことがわかる。このことは，幅の広い堤防あるいは浸透経路の長い基礎地盤などの漏水防止に鋼矢板を使用しても継手の水密性が充分でないと，効果のあがらないことを示している。

次に，透水層内へ止水に鋼矢板を打設したのと同様な効果を矢板なしで期待するためには，どの程度の透水層の幅が必要かと云うことを考えてみる。浸透流の動水こう配が一定であると仮定すれば，止水矢板によって生じる水位差$\triangle h$を起こさせるに必要な距離Bは

$$B = \frac{\triangle h \cdot L}{h - \triangle h} \qquad (6.26)$$

となり，これに（6.25）式を代入すると

$$B = \frac{k \cdot H}{K \ell_i} \qquad (6.27)$$

を得るから，矢板の打設効果は距離Bに匹敵することがわかる。

川砂，海岸砂にＹＳＰ－２型およびＮＫＫ軽量鋼矢板を組み合わせた場合の止水効果を（6.27）式を用いて透水層の幅に換算してみると表－6.4のとおりである。

砂の種類	矢板の種類	砂の透水係数	矢板の止水効果に匹敵する透水層の幅
川　砂	ＹＳＰ－２型	4.45×10^{-2}	1.24m
	ＮＫＫ軽　量	4.45×10^{-2}	1.74m
海岸砂	ＹＳＰ－２型	$46.\times10^{-2}$	1.33m
	ＮＫＫ軽　量	4.6×10^{-2}	2.93m

表－6.4　鋼矢板の止水効果

鋼矢板壁をとおしての漏水に関する研究はあまり行なわれていないが，参考のため同種の実験結果をあげてみる。水槽の中に，矢板壁を設けて行なったＪａｓｐｅｒの実験[9]では，継手がゆるい状態では幅９ｍの砂層に相当すると述べており，さらに継手が締っている場合９０ｍの幅に相当するという結果を示している。鋼矢板の止水性に影響する要素として，継手の締り具合，継手にはいった砂の量，継手の錆び具合などを挙げており，現

場に打ち込まれた矢板は，徐々に錆びていくので長年月を経れば効果が増すと考えている。また，現場に打ち込まれた矢板について，その止水効果を測定した例は少ないが，例としていくつかを示している。まず，アメリカのあるダムにおいて，矢板の先端部にグラウトをしたところ，グラウト溶液が矢板の継手を自由に通り抜けたという報告がある。矢板の止水性の乏しいことを示す1例である。また，アメリカの別のダムでは，ピエゾメーターによって止水効果を測定したところ，矢板壁の止水性は１５０㎜ないし１８０㎜厚さの砂層に相当することがわかった。この矢板は，打ち込んでから１５年経過したものであった。カナダのダムで施工後１０年経過した矢板が１８０㎜幅の砂層に相当する結果を得たことも報告している。[9]

Bennett[16]は矢板の止水性に関しての調査の1例で，その止水性を論じているが，同様，水密性の乏しいことを述べている。そうして，浸透経路長の長い箇所での漏水防止に使用しても効果の低いことを示し，止水矢板の打設よりブランケットの設置などの方がより効果的であると述べている。

さらに，LaneらはMissouri河のダムについて行なった調査結果を述べているが，[17]それによると矢板の止水性は，打設されている土の種類，施工法，施工上の欠陥などによって大きく異なるとしている。たとえば，ジェット水によって矢板の打設を行なうと粗粒が深部にたまり，上部には，細粒分が沈積することがある。鋼矢板の止水性が高かった例では粗粒分が下部へ落ち込み，細粒分が矢板の両側に堆積したためと報告している。さらに4つのダムにおける観測ならびに他の経験により，矢板の止水性は矢板打設当初は低いが時間の経過とともに向上することを示し，その理由は矢板の錆および透水層内の細粒子の移動が目づまりを起こさせるためであると述べている。

また，久保ら[10]の港湾岸壁を対象とした実験は，矢板を埋め込んだ大型の水槽で実施しているが，次のような結果を得ている。この実験は矢板の片側にのみ砂のある条件を取扱っているが，裏込めのない場合および砂で裏込めした場合には矢板の透水量は，矢板前後の平方根に比例する。浸透水が裏込め土を通る長さが大になるにつれて矢板壁による水頭損失は小さくなり，透水量はほとんど裏込め土の透水係数のみに支配されるようになることを示した。

以上，いくつかの文献の概要を示したが，矢板の止水性に関しては否定的なものが多い。

こゝに示した実験でも，矢板の止水性はせいぜい砂層の厚さの２～３㎜にしか対応せず，鋼矢板でも止水性の非常に小さいことが明らかになった。ただし，先にも述べたように実際の施工では，矢板の継手には引張り，圧縮などの応力がかゝること，ならびに土砂が打込中に詰まることなどにより，この実験で示された程止水性が低いとは考えられない。文

献などによっても，矢板壁の止水性は信頼できるものでないことが示されており，漏水対策に用いる矢板は，浸透水を止めるためではなく，パイピングなどの水みちのしゃ断，あるいは土砂の吸出し防止などを主眼において利用されるべきであろう。

(ii) 野外における鋼矢板の止水性の実験

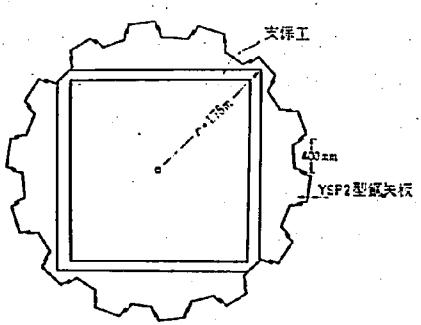
室内の水槽内に設置した矢板に対する実験では，鋼矢板の止水性は意外に低かったが，実際現場の透水層内へ打設される場合には，長尺物を打ち込むため，継手にかなり無理な応力がかゝり，継手の噛み合わせは締ってくるものと考えられる。また打設中，噛み合わせ部分に周囲から土粒子がはいり込み，止水性は高まると考えられる。さらに打設後，時間の経過とともに，矢板表面に錆が生じて継手のすき間を小さくするなど，止水性を向上させる要素も考えられる。堅い地盤に矢板を打ち込むときには，継手が破損し，鋼矢板が互に離れてしまうことがあるが，このようなことのない限り，実験室の水槽に設置した矢板に比べ，実際に打設された矢板の止水性はかなり高いものと想像される。このような理由から，実験室の水槽で検討を加えたＹＳＰ－２型鋼矢板を実際に地盤へ打設し，その止水性を調べ，実験室における実験結果と比較した。

(a) 鋼矢板の設置箇所

鋼矢板の止水性の現場実験場所は，千葉県の小櫃川河口付近に選定した。

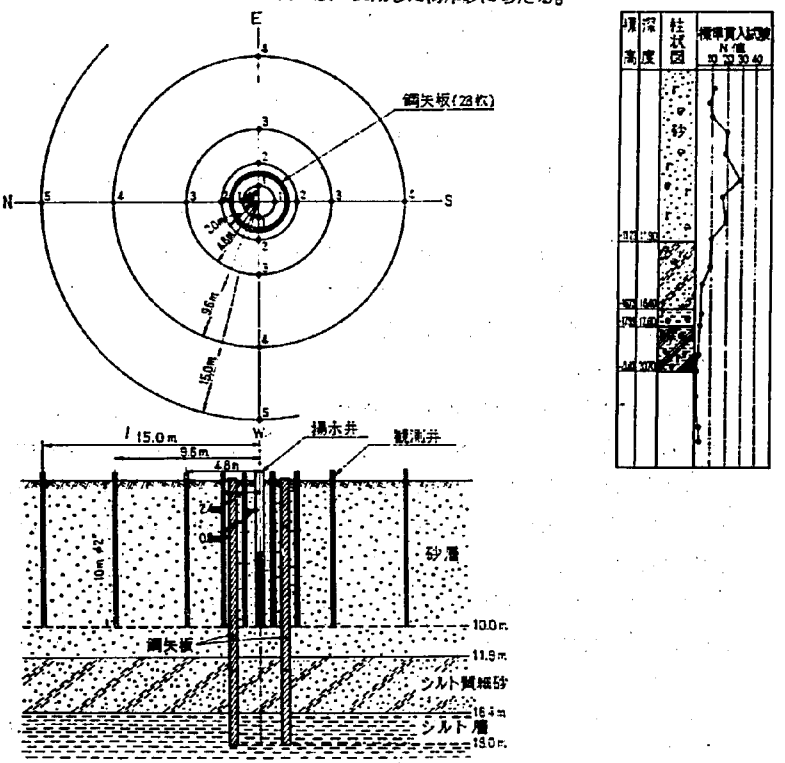
調査方法は，現地の砂質地盤に鋼矢板を円形に打設し，その中央に揚水井戸を掘削し，その井戸から水を汲み上げることによって，地下水位を変動させ，矢板の止水性を明らかにするという方法である。

鋼矢板は上部の透水性の砂層を貫き，その下端部は一応，不透水性とみなされるシルト層に貫入させたので，矢板の止水性が高ければ当然矢板の前後に生じる水位差は大きくなるはずである。使用した鋼矢板はＹＳＰ－２型で図－6.21に示すとおり，２８枚を継ぎ，



図－6.21　鋼矢板の配置

半径1.78mの円形に打ち込んだ。打設方法は，はじめ地上で所定の位置に5m長さの矢板を円形に組み，鋼矢板を一枚ずつ，順次ハンマーで込ち込む。
ついで5mの矢板を電気熔接によってつないで，打設を継続した。途中打ち込みの困難な，硬い砂層ではウォータージェットを用い，まわりの地盤をゆるめながら打設した。概略の地盤の成層状態ならびに矢板の打設位置は図－6.22のとおりである。なお，鋼矢板を打ち込んだ透水層の土質は前述の室内実験で使用した海岸砂にあたる。



図－6.22　地盤の成層状態ならびに平面図

(b)　揚水井ならびに観測井

揚水井は円形に打ち込んだ鋼矢板の中央に設置し，揚水を行なうことによって，地下水位を低下させた。揚水井の内径は20cmで深度5mから10mの間にバスケット・フィルターが取り付けられている。

揚水による地下水の変動を測定するための観測井は内径5cmの鋼管を用いた。鋼管の長さは10mで，その先端30cmにストレーナーを付け，9m深さまで掘削したボーリング孔に挿入し，さらに1mの打ち込みを行ない観測井とした。これは，いわゆるオープンタイプのピエゾメーターである。観測井は揚水井を中心として，東西南北各方向に4ないし5本を1列に配置した。各観測井の間隔は図－6.22に示すように揚水井から離れるに従って大きくとった。

(c) 実験を実施した個々の地盤構成

透水層の土質条件が矢板の止水性にも大きな影響を与えると考えられるので，現場実験に先立ち，深度20mまでのボーリングを実施した。ボーリングの結果判明した地盤構成は図－6.22に示されているが，地表面から深度10mまでの地層は，粒度の比較的揃った砂層で構成された透水層であり，11.9m～16.4mは粘土分，シルト分，および砂が混ったシルト質砂，さらに，その下は不透水性の粘性土となっている。ボーリング孔から採取した試料を粒度分析して，有効径D_{10}から，Hazenの式によって求めた透水係数ならびに現場揚水試験結果から求めた透水係数を整理してみると，地盤上層部の砂層の透水係数は大体5×10^{-3}cm/secであった。

(d) 鋼矢板の打ち込み

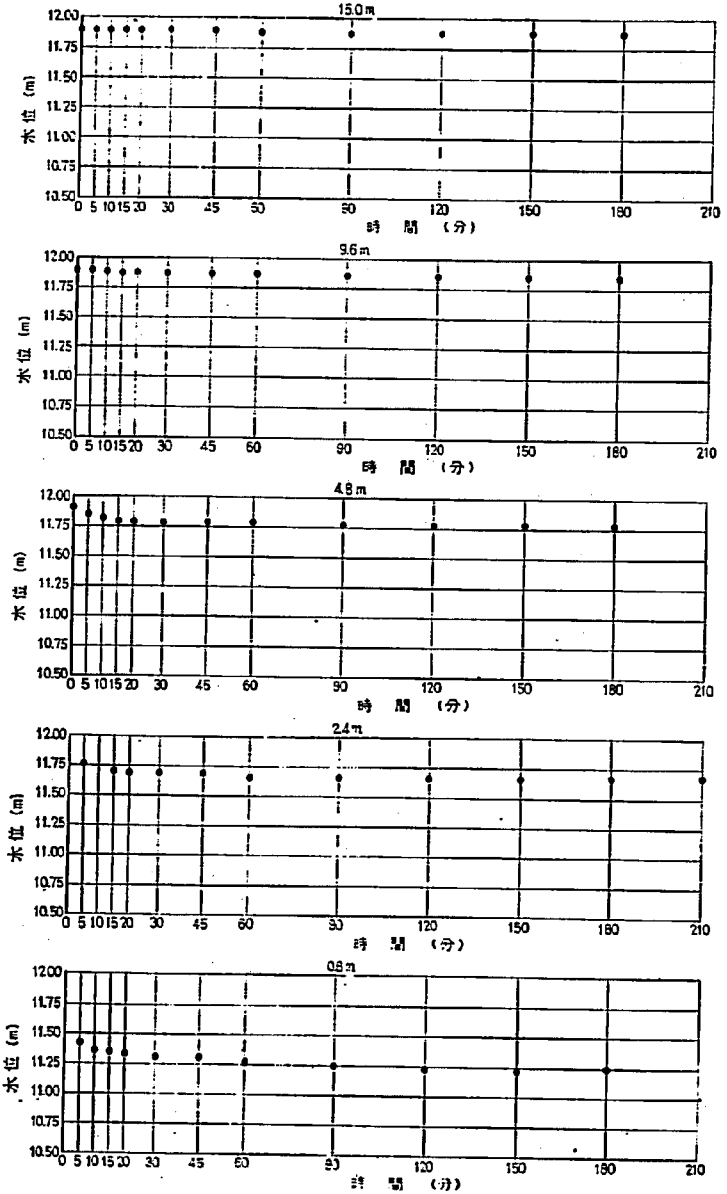
鋼矢板の打ち込み作業中の状況について簡単に述べる。矢板はまず，深度2mまでは0.7tonのドロップハンマーで打ち込んだ。ハンマーの落下高は約2mで，各打撃ごとの平均貫入量は約3cmであった。深度2mからはデルマック12型（ラム重量1.0t）を用いて打ち込んだが，深度5mまでの貫入量は各打撃ごと0.8～1.0cmであった。打設深度が約3mに達したとき，矢板の一部の継手が破損しそうになったので，周囲をワイヤーロープでしばり，破損の進むのを防止した。深度6～7mで貫入抵抗がいちじるしく大きくなり，矢板の頭部が圧壊してきたので，ウォータージェットを用いて，地盤をゆるめ，打ち込みを続行した。深度7mより深部では，貫入量は各打撃ごと0.2～0.3cmであった。

貫入深度が増すにつれて貫入抵抗がいちじるしく大きくなったが，その理由には5m長さの矢板を熔接によって継ぎ足したので，矢板の直線性を欠いたこと，ならびに最小限の円形を形成するように組まれたので，継手部分が噛み合わせ摩擦が大きくなったことが考えられた。しかも，これらの影響がないものとしても，砂地盤内に長尺の矢板を完全に打設することはかなりむづかしい。

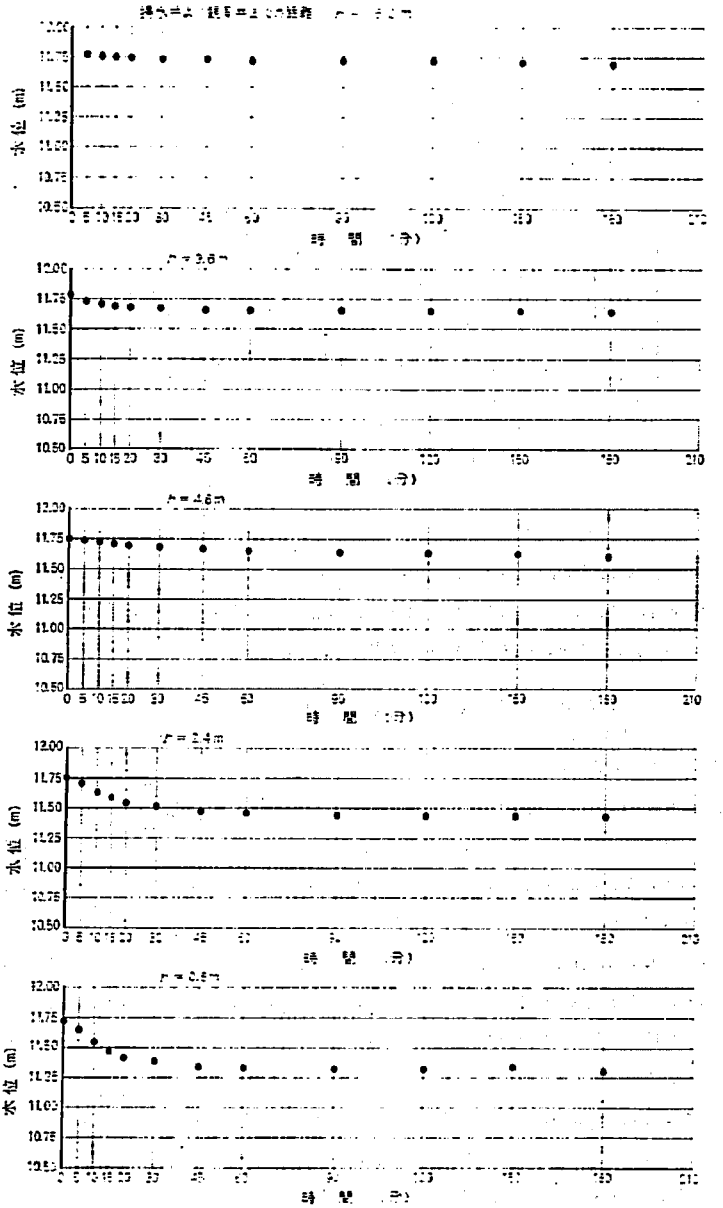
(e) 揚 水 試 験

鋼矢板の止水性を調べるための揚水試験は矢板を５ｍ，１０ｍ，１５ｍまで打ち込んだ途中の段階においても実施した。これは矢板壁で透水層を部分的に締め切ったときの止水効果を調べるために行なったものである。しかし，こゝでは実際に現地に打設された矢板の継手からの漏水を論ずるので，鋼矢板を深度１８ｍまで打ち込み，矢板の下端部を完全に不透水性のシルト層中に到達させた後に行なった揚水試験および鋼矢板打設前の自然地盤で行なった揚水試験についてのみ述べる。

揚水試験は矢板打設の前後，おのおの２回行なった。２回の実験では揚水による水位低下を変えて実施した。すなわち，第１回目は揚水井の水位を約1.5～1.8ｍ，第２回目は約3.3～3.5ｍ低下させるよう行なった。観測井の水位は揚水開始後５分，１０分，２０分，３０分，４５分，６０分以下３０分ごとに測定し，各観測井の水位がほゞ平衡状態に達するまで観測を継続した。観測井の水位変化の１例を図－6.23に示す。観測井は，先にも述べているように，揚水井を中心として四方に設置してある。



(a) 実験 I　　鋼矢板のない場合



(b) 実験Ⅲ　鋼矢板を打設した場合

図－6.23　観測井の水位観測の例

地盤の不均質性などの影響によって，地下水の流れが不均一になって，揚水井から等距離にある観測井であっても，水位に多少の差の生じることが認められる。図－6.23に示した水位～時間曲線は揚水井から，等距離の位置にある観測井の平均水位を示した。なお，揚水井の水位低下ならびに揚水量を示すと表－6.5のとおりである。

	鋼矢板の有無	水位低下（m）	揚水量（cm/sec）
実験Ⅰ	矢板のない場合	1.565	4.33
実験Ⅱ	〃	3.300	733
実験Ⅲ	矢板のない場合	1.850	80
実験Ⅳ	〃	1.550	193

表－6.5　揚水試験の水位低下量ならびに揚水量

(f)　測定結果ならびに考察

まず，鋼矢板を打設していないときの揚水試験から述べる。現場揚水試験で水の流れが定常状態に達したときの観測結果を用いて透水係数をうるためには，普通Thiemの方法を用いる。すなわち，深井戸の場合には透水係数kは

$$k = \{ Q/\pi(h_2^2 - h_1^2) \} \log_e (r_2/r_1)$$

によって算出する。

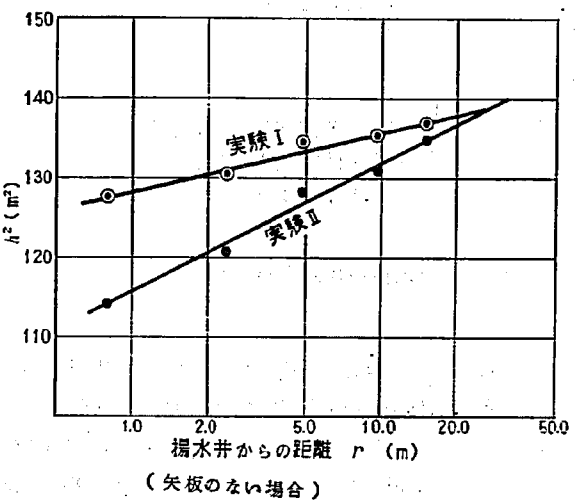
こゝにQは揚水流量，r_1およびr_2は揚水井から観測井までの距離，h_1およびh_2はr_1およびr_2の位置の観測井の水頭である。しかしながら，本実験で用いた揚水井は図－6.22に示すように，ストレーナーは透水層のほゞ中央部の4.7mの部分のみに存在しているが，上式を導く仮定では透水層全体にわたって，揚水井内へ水が流れ込むことになっているため，揚水井の近傍では，流れの乱れの影響が多少表われること，また観測井のストレーナーは深度－10mの位置に取り付けられていて，観測井の示す水頭は，その深度における水頭で，揚水を行なっている透水層の平均水頭を表わすかどうかなど問題が残っている。

先にも述べたように，観測井は揚水井を中心として4方向に放射状に設置しており，各観測井の水位変動が測定されているので，各方向の透水係数も計算でき，地盤の不均一性などに関しても，ある程度の情報が得られる。しかし，こゝでは揚水井から等距離にある四つの観測井の測定値の平均値を用いて，平均透水係数を算出してみる。

Thiemの式からも明らかなように，片対数座標の対数尺に揚水井からの距離rを算術尺にh^2 をとって$r \sim h^2$ 曲線を作図すると図－6.24のようになる。logr の1 cycleにおけるh^2 の差を$\triangle(h^2)$とすると透水係数kは

$$k = \frac{Q}{\pi\triangle(h^2)} \log_e\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = \frac{2.3Q}{\pi\triangle(h^2)} \log \frac{r_2}{r_1} \qquad (6.28)$$

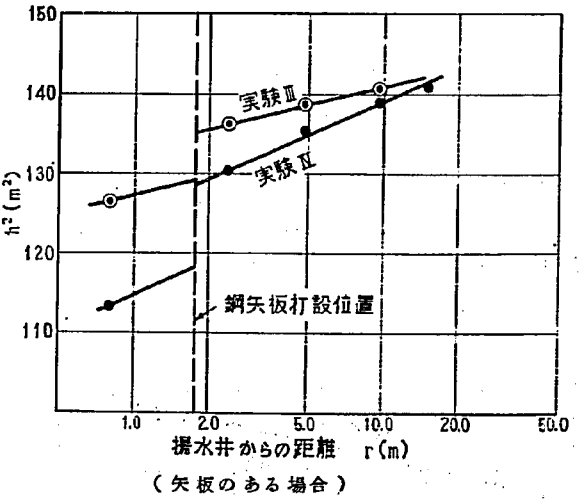
となる。したがって，図－6.24に示した観測資料を用いて透水係数を求めると，$k = 4.4 \times 10^{-3} cm/sec$ および$k = 3.3 \times 10^{-3} cm/sec$となる。



（矢板のない場合）

図－6.24 観測井の水位と観測井までの距離

次に揚水井を囲んで，鋼矢板を打設した場合の揚水井について述べる。矢板のない場合と同様に揚水井から等距離にある観測井の平均水位を揚水井からの距離に対して片対数座標にプロットすると図－6.25のとおりになる。



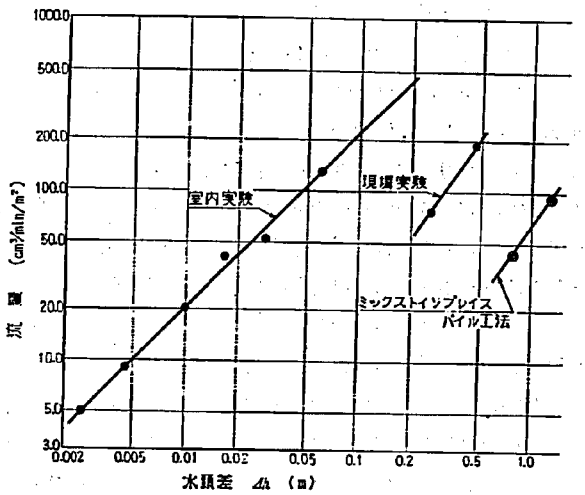
図－6.25 観測井の水位と観測井までの距離

矢板のない場合には $h^2 \sim r$ 曲線にほゞ直線になったが，鋼矢板が打設してある場合には，鋼矢板の位置で直線は不連続になって，段ができるため2つの直線になる。地盤の構成が均質で揚水井に向って，水が均等に流れていれば，地下水の等ポテンシャル線は同心円になるはずである。もちろん，鋼矢板の打設位置では，浸透流は継手の部分のみから流れるため多少乱れる。しかしながら，こゝでは，矢板の止水性を工学的な立場から論ずるのが目的であるため，鋼矢板の前後の浸透流の水位差は図－6.25の $h^2 \sim r$ 曲線を鋼矢板の打設位置を示す点線に交差させΔ(h^2)を算出した。この場合，矢板より内側の観測井は一つしかないので，$h^2 \sim r$ の線は矢板の内側，外側ともに同一のこう配をもっているものと仮定した。図－6.24および図－6.25の $h^2 \sim r$ 曲線は揚水を継続した後，周囲の水位変動がなくなり，ほゞ平衡状態に達したと思われた時の測定値について書いたものである。室内実験のデータの整理と同様な方法で矢板継手1m当りの浸透流量を計算すると表－6.6のとおりである。

	矢板前面の水頭 (m)	矢板背面の水頭 (m)	△h (m)	揚水流量 (cm/sec)	浸透流量 (継手1m) (cm/mn)
実験 III	11.63	11.37	0.26	80	29.9
実験 IV	11.34	10.88	0.46	193	74.6

表－6.6　現場に施工した鋼矢板継手1m当りの浸透流量

つぎに，室内実験で調べた鋼矢板の止水性と比較するため，矢板前後に生じた浸透流の水頭差と矢板継手からの浸透流の関係を図-6.26に示した。図には室内水路で行なった実験結果も記入してあるが，室内実験によって求めた止水性と比較すると，現場に打った矢板の止水性がかなり大きいようである。



図－6.26　現場は施工した止水壁の効果と室内実験結果との比較

また，同一場所でミックス・イン・プレイス・パイルを鋼矢板の実験と同様な目的のもとに円形に連続し打設し，止水壁として利用できるかどうかを検討したデータがあるので，鋼矢板の止水性と比較するため図－6.26に併記した。この図には止水壁の単位面積当りの漏水量と矢板壁前後に生じる水頭差の関係をプロットしてある。これらの実験資料ではミックス・イン・プレイス・パイル工法の止水効果が最も良いが，これには注入したセメントミルクが揚水井のまわりで固まって孔壁の透水性を低下させることなど問題があって，

この結果が，そのまゝ正しい評価を与えるものと考えることは危険である。

以上述べてきた実験結果で，まず気の付くことは，鋼矢板の止水性が，室内の実験水槽内の実験結果と現場実験結果とではかなり違うことである。この原因として第一に考えられる点は鋼矢板の埋設方法が異なることである。また現地盤と水槽内の透水層が同じ土質条件でないことも止水性に差の生じた原因であろう。

現場打の鋼矢板は，実験室の水槽内に並べた矢板の約5倍の止水性を示したが，なお透水性は高いので，矢板を止水壁として用いるときは，許容浸透流量を基準として検討を加えなければならない。

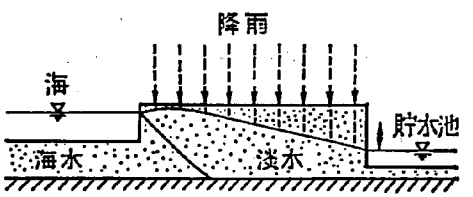
§6.5 広堤敷堤防による浸透防止

(1) 河口貯水池における浸透問題

こゝで述べる広堤敷堤防による浸透防止は，一般の河川堤防の漏水問題ではなくて，河口貯水池堤防の塩水の浸透防止工法のために考察を加えたものである。したがって，いまゝで述べてきた河川堤防の地盤の浸透問題とはやゝ趣を異にするが，地盤内の浸透を取り扱ったものに変りないので，検討の手法に主眼をおいて述べてみる。

こゝで考えている河口貯水池は，河川の河口付近の海岸の一部を堤防（埋立造成地）で取り囲み，内側を掘り下げ，河川からの淡水を貯留する型式のものである。貯水池が堤防をはさんで海に接しているので，渇水期に貯水池水位が低下すると，海水が浸透してきて，貯水池を汚染する恐れがあるため，汚染防止対策が必要となる。したがって，浸透防止とは海水の浸透防止という意味である。

さて，堤体幅を広くとると浸透経路が長くなり，堤体および地盤内に生じる浸透流の動水こう配が減少するので，浸透流量は減少する。さらに図－6.27に示すように，海からの浸透を防止する作用として降雨の影響が考えられる。降雨は地表面より浸透し，地盤内へ淡水を補給する働きをする。降雨によって供給される地下水は比重の大きい塩水の上に乗り，いわゆる淡水レンズを形成する。



図－6.27　浸透の条件

堤体幅の小さいときは，この作用は小さいけれども，堤体幅が広くなると，レンズの厚さも大になり，下部の不透水層にレンズの下端が接すれば浸透を完全に防止することにもなる。

淡水レンズの形成を降雨に期待することもできるが，淡水を強制的に地中に注入して，同様な効果も狙うことも考えられる。

堤防幅を広くすると，堤体築造に要する土量がほう大になるが，池内の浚渫土を利用し，前面に埋立地を造成すると考えれば，止水壁などで防止するのと較べて，経済的に不利とは云えない。埋立地の土地利用のほかに，堤体幅に余裕があるので斜面を緩こう配にとり，のり尻の根固め護岸などの経費を節約できる利点もある。

(2) 堤体内の浸透流（定常流としての取り扱い）

比重の異る2流体の非定常運動を解くことは一般に困難である。したがって，まず問題を単純化して考える。

まず，堤体は均質で短形断面として不透水層上に乗っていると仮定する。また，塩水，淡水の2流体が存在し，貯水池および海面ともに振動するが，単一流体の定常浸透流と考える。いまDupuitの仮定が成立すると次のようになる。

まず，Darcyの法則と連続の式が次のように与えられる。

$$q=-kh\frac{dh}{dx} \quad および \quad \frac{dq}{dx}=N$$

ここにN：降雨量

境界条件　$x=x_1$ において　$h=h_1$

$x=x_2$ において　$h=h_2$

を与え，上の式を解くと

$$h^2-h_1^2=-\frac{N}{k}(x-x_1)(x-x_2)+\frac{h_2^2-h_1^2}{x_2-x_1}(x-x_1) \qquad (6.29)$$

堤体内で自由水面が最高になる位置x_mは上式を微分して求めることができる。ゆえに

$$x_m=\frac{x_1+x_2}{2}+\frac{(h_1^2-h_1^2)k}{2N(x_2-x_1)} \qquad (6.30)$$

また，任意の位置の流量q_xは

$$q_x=-kh\frac{dh}{dx}=-\frac{1}{2}k\frac{h_2^2-h_1^2}{x_2-x_1}+\frac{1}{2}N(2x-x_1-x_2) \qquad (6.31)$$

(3) 堤体内の浸透流（非定常流としての取り扱い）

次に非定常流として考えてみる。貯水池水位ならびに海面が変動するため，地下水も振動する。前と同様に単一流体の流れと考え，均一な地盤と仮定すると同様に連続の方程式は

$$n'\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)+\left(\frac{\partial uh}{\partial x}\right)=N \qquad (6.32)$$

また運動の方程式は

$$\frac{1}{n'g}\frac{\partial u}{\partial t}=-\frac{\partial h}{\partial x}-\frac{u}{k} \qquad (6.33)$$

こゝにn'は有効間げき率，uはx方向の流速である。微少項を省略すると

$$\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{k}{n'}\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}+\frac{N}{n'} \qquad (6.34)$$

が得られる。

複雑な境界条件において，この方程式を解くことは難かしいので，数値計算で解くことになる。

(4) 浸透流の数値解法

数値計算によって解を求めるために，まず階差方程式を求める。このため，x－t平面を考え，距離間隔を△x，時間間隔を△tにとった格子状網目を作る。そうして微分係数を有限階差で置き換え，整理すると次の式が求められる。たゞし，この階差方程式の水位はHとする。

$$H(t+\triangle t,\ x)=H(t,\ x)$$
$$+\frac{k}{2n'(\triangle x)^2}\left(H^2(t,\ x+\triangle x)+H^2(t,\ x-\triangle x)-H^2(t,\ x)\right]+\frac{\triangle tN}{n'} \qquad (635)$$

したがってH(t+△t, x)の値は，H(t, x)，H(t, x+△x)およびH(t, x-△x)の値から求めることができ，初期値と境界値とが与えられれば，つぎつぎに積分を進めていくことができる。ただ，このような前進型解法を試みる場合には，x－t平面の格子間隔△tおよび△xを適当に取らないと誤差の累積することがあるので，その検討を行なわなければならない。

(6.34)式で表わされる水位をh(x, t)とする。

h(t+△t, x)をTaylor展開すると

$$h(t+\triangle t,\ x)=h(t,\ x)$$
$$+\triangle t\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{(\triangle t)^2}{2}\frac{\partial^2 h}{\partial t^2}+\frac{(\triangle t)^3}{6}\frac{\partial^3 h}{\partial t^3}+\frac{(\triangle t)^4}{24}\frac{\partial^4 h}{\partial x^4}+\cdots\cdots$$

となる。したがって

$$\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{h(t+\Delta t,\ x)-h(t,\ x)}{\Delta t}-\frac{\Delta t}{2}\frac{\partial^2 h}{\partial t^2}- \tag{6.36}$$

となる。

つぎに$h^2(t,\ x+\Delta x)$および$h^2(t,\ x-\Delta x)$を展開すると

$$h^2(t,\ x+\Delta x)\ =\ h^2(t,\ x)$$

$$+\Delta x\frac{\partial h^2}{\partial x}+\frac{(\Delta x)^2}{2}\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}+\frac{(\Delta x)^3}{6}\frac{\partial^3 h^2}{\partial x^3}+\frac{(\Delta x)^4}{24}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4}+\cdots\cdots$$

$$h^2(t,\ x-\Delta x)\ =\ h^2(t,\ x)$$

$$-\Delta x\frac{\partial h^2}{\partial x}+\frac{(\Delta x)^2}{2}\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}-\frac{(\Delta x)^3}{6}\frac{\partial^3 h^2}{\partial x^3}+\frac{(\Delta x)^4}{24}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4}-\cdots\cdots$$

両式を加えると

$$h^2(t,x+\Delta x)+h^2(t,x-\Delta x)\ =\ 2h^2(t,\ x)+(\Delta x)^2\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}+\frac{(\Delta x)^4}{12}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4}+\cdots\cdots$$

したがって

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}=\frac{h^2(t,\ x+\Delta x)+h^2(t,\ x-\Delta x)-2h^2(t,\ x)}{\Delta x^2}-\frac{(\Delta x)^2}{12}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4}-\cdots\cdots \tag{6.37}$$

(6.37)式と(6.36)式を(6.34)式に代入すると

$$h(t+\Delta t,\ x)-h(t,\ x)\ -\frac{\Delta t^2}{2}\frac{\partial^2 h}{\partial t^2}$$

$$=\frac{\Delta t\ k}{2n'(\Delta x)^2}\left\{h^2(t,\ x+\Delta x)+h^2(t,\ x-\Delta x)-2h^2(x,\ t)\right\}$$

$$-\frac{\Delta t\,k(\Delta x)^2}{24n'}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4}+\frac{N}{n'}$$

さきに示したように階差方程式では

$$H(t+\Delta t,\ x)-H(t,\ x)$$

$$=\frac{k\,\Delta t}{2n'(\Delta x)^2}\left\{H^2(t,\ x+\Delta x)+H^2(t,\ x-\Delta x)-2H^2(t,\ x)\right\}\ +\frac{N}{n'}$$

であるから，$h-H=\varepsilon$とすれば上の両式から

$$\varepsilon(t+\Delta t,\ x)-\varepsilon(t,\ x)\ -\frac{(\Delta t)^2}{2}\frac{\partial^2 h}{\partial t}$$

$$=\frac{\Delta t\ k}{2n'(\Delta x)^2}\Big[\varepsilon(t,\ x+\Delta x)\left\{2h(t,\ x+\Delta x)-\varepsilon(t,\ x+\Delta x)\right\}$$

$$+\varepsilon(t,\ x-\Delta x)\left\{2h(t,\ x-\Delta x)-\varepsilon(t,\ x-\Delta x)\right\}$$

$$-2\varepsilon(t,\ x)\left\{2h(t,\ x)-\varepsilon(t,\ x)\right\}\Big]-\frac{k(\Delta x)^2\,\Delta t}{24n'}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} \tag{6.38}$$

したがって，xにおける$t+\Delta t$のときの誤差とtのときのx，$x+\Delta x$，$x-\Delta x$における誤差とは上式のような関係がある。いまhはx，$x+\Delta x$，$x-\Delta x$においても微少な変化しかないと仮定して，hを一定とし$\overline{h}$とすれば

$$\varepsilon(t+\Delta t, x) = \left\{1 - \frac{2\Delta t\ k}{n'(\Delta x)^2}\overline{h}\right\}\varepsilon(t, x)$$

$$+ \frac{\Delta t\ k}{2n'(\Delta x)^2}\overline{h}\left[2\varepsilon(t, x+\Delta x)+2\varepsilon(x-\Delta x) - \frac{1}{\overline{h}}\left\{\varepsilon^2(t, x+\Delta x)\right.\right.$$

$$\left.\left.+\varepsilon^2(t, x-\Delta x)\right\}\right] + \left\{\frac{(\Delta t)^2}{2}\frac{\partial^2 h}{\partial t^2} - \frac{\Delta t\ k(\Delta x)^2}{24n'}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4}\right\} \qquad (6.39)$$

となる。誤差の累積を防止するためには，右辺第3項が0になることが望ましいので

$$\frac{\Delta t}{2}\frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = \frac{k(\Delta x)^2}{24n'}\frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} \qquad (6.40)$$

となればよい。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2n'}\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{N}{n'}$$

であるから

$$\frac{\Delta t}{2}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right) = \frac{\Delta t}{2}\frac{\partial}{\partial t}\left\{\frac{k}{2n'}\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{N}{n'}\right\} = \frac{\Delta t}{2}\frac{k}{2n'}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}\right) \qquad (6.41)$$

また

$$\frac{k(\Delta x)^2}{24n'}\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2}\right) = \frac{k(\Delta x)^2}{24n'}\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left\{\frac{2n'}{k}\frac{\partial h}{\partial t} - \frac{2N}{k}\right\}$$

$$= \frac{(\Delta x)^2}{12}\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right) \qquad (6.42)$$

しかし

$$\frac{\partial h^2}{\partial x} = 2h\frac{\partial h}{\partial x}$$

であり，いま前の仮定と同様，$h=\overline{h}$として一定にすると

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \fallingdotseq 2\overline{h}\frac{\partial h}{\partial x} \qquad (6.43)$$

となる。したがって(6.41)式と(6.42)式から

$$\frac{(\Delta x)^2}{12} = \frac{\Delta t\ k\overline{h}}{2n'}$$

$$\Delta t = \frac{n' (\Delta x)^2}{6kh} \qquad (6.44)$$

の関係が求められる。このようなΔtとΔxの関係が成立するような値を選べばよい。

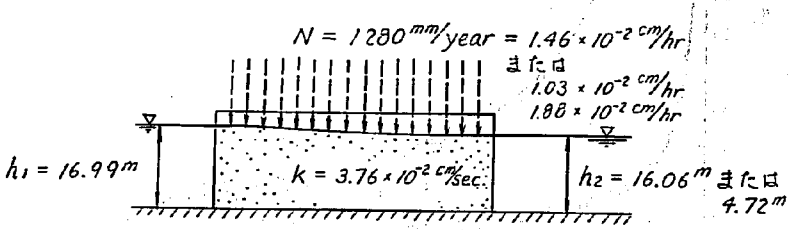
(5) 実際の計算例

実際の計算例として，千葉県小櫃川の河口貯水池を対象とした検討結果を示す。

小櫃川河口部の地盤はＡＰ－１６～１７ｍの位置に不透水性のシルト層が存在し，その上はほぼ均質な砂層なので，貯水池と海との間に作られる広堤敷堤防は矩形断面と仮定できる。砂層の透水係数は3.76×10^{-2} cm/secである。堤防に加わる降雨は３３年間の降雨記録から，非超過確率が１０年に１回程度の少ない年を選び，しかも地下水の補給源としての降雨量は全雨量を見込まずに，２５％を損失と考えることにした。すなわち，総降雨量1,7129 mm/yearの７５％，1,280 mm/year を地下水の補給雨量とみなす。

次に境界条件の水位であるが，海の潮汐による干満の差は平均１．２０ｍ程度の周期の短いものであるから，平均潮位を海の水位とし，海の水位は一定とした。他方貯水池の水位ははるかに長い期間を周期として大きな振幅で変動するため，非定常流の計算には河川からの流入量と水の使用計画とから算出した水位時間曲線を用いるが，第一段階として貯水池水位も年間平均水位として一定値をとって検討を加える。

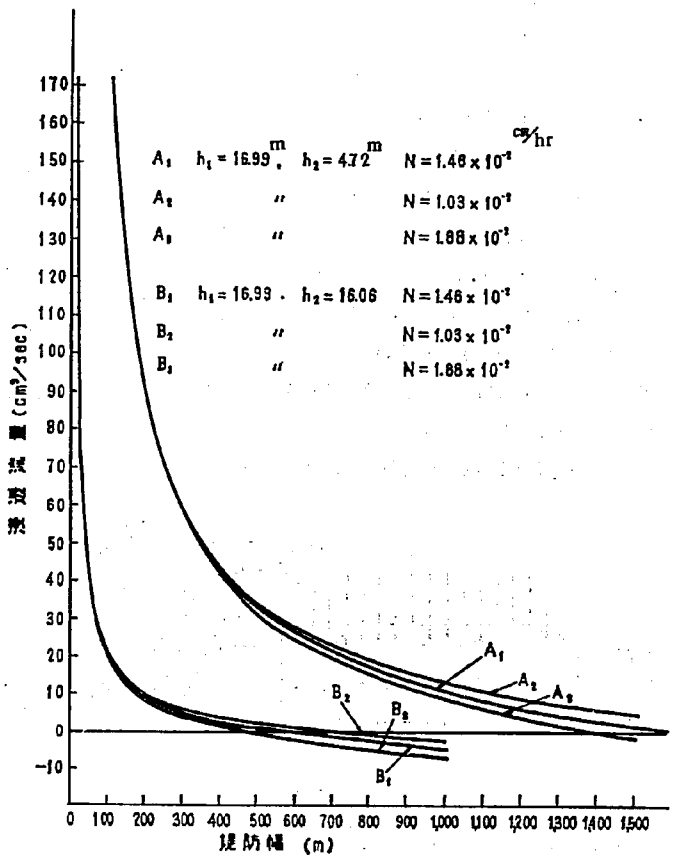
以上述べてきた諸数値を改めて示すと図－６．２８のとおりである。



図－６．２８　計算の諸数値

さて，海側から貯水池へ流入する流量であるが，さきに示した（６．３１）式においてx_1を原点とし$x=0$の流量を求めると，それが求める流量になる。したがってx_2すなわち，堤体幅と降雨量Ｎおよび浸透流量との関係を知ることができる。降雨量は年間1,280 mmを標準とし，それの３０％増および減の３通りを取り上げた。貯水池水位は平均水位を考えているが，計画

低水位が長期間継続する場合についても計算した。計算結果を図－6.29に示す。図からもわかるように，降雨の影響が非常に大きいことがわかる。また，貯水池水位も低く下げないよう計画することが必要である。



図－6.29　堤体幅と浸透流量の関係

次に貯水池水位が変動した場合の非定常浸透流について計算を試みる。先に示した(6.35)式を用い，電算を利用する。

$k = 3.24$ m/day　　$n' = 0.2$

$N = 1,280$ mm/year $= 3.5 \times 10^{-3}$ m/day

また（6.44）式より$\triangle x$を50mにとると，$\triangle t = 0.25$dayとなる。

次に境界条件であるが，海の水位は先にも述べたように一定とし，また，貯水池水位は雨量1,280mmを選んだ年を代表年とし，河川の流出量と水使用計画から求めた貯水池の水位時間曲線に従うものとする。

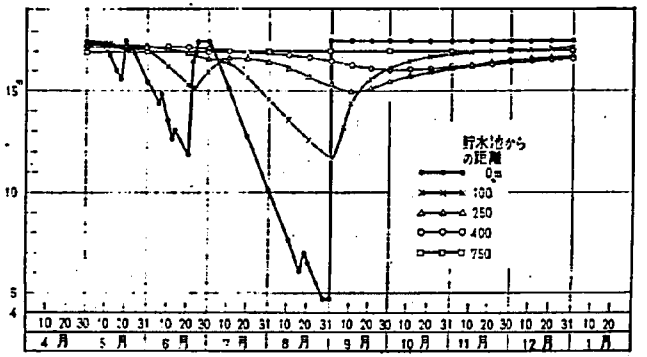
さて，貯水池堤防の貯水池側の端部をxの原点に選べば$x=0$では，貯水池の水位時間曲線が$h=F_0(t)$で与えられ，また，堤体幅をLとすれば，$x=L$において，$h=F_L(t)=const$で与えられる。つぎに初期条件であるが，この取り方によっても違った解になるが代表年のような貯水池の水位変動が繰り返されるのならば，初期水位をどのようにとったとしても，次第に一定の形の地下水の変動に落着くと考えられる。ところで，この貯水池は渇水期に不足する工業用水を補ない，水位が低下するが，他の期間は満水を維持する型式である。水位の低下するのは5月から8月末までの4箇月足らずの期間にすぎず，他の期間は満水位を維持している。したがって，計算の始点を5月に水位が低下する前にとれば，その以前はかなり長い期間貯水池は一定水位を保っているので，浸透流は定常流に近ずいていると考えられる。そこで初期値としては，海は平均潮位を，また貯水池は満水位を用いて定常流を示す（6.29）式によって求めた水位を適用した。

境界条件および初期条件を決めてしまえば，後は階差方程式を使い，つぎつぎに$x \sim t$平面上の格子点の値を求めていけばよい。

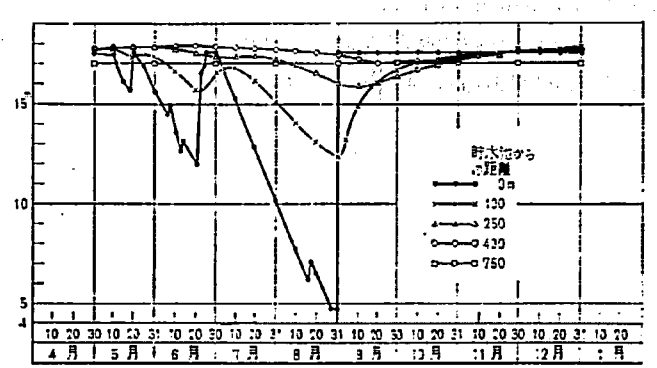
計算は降雨のある場合とない場合の2通りについて堤体幅を変えて実施した。計算結果の1例を図－6.30および図－6.31に図示した。

数値計算によって求めた堤体内の地下水の水位hから任意位置の動水こう配を知ることができるので，その位置の流量は$q=kh\left(\frac{dh}{dx}\right)$から計算できる。

(a) 堤体幅７５０ｍ　降雨のない場合

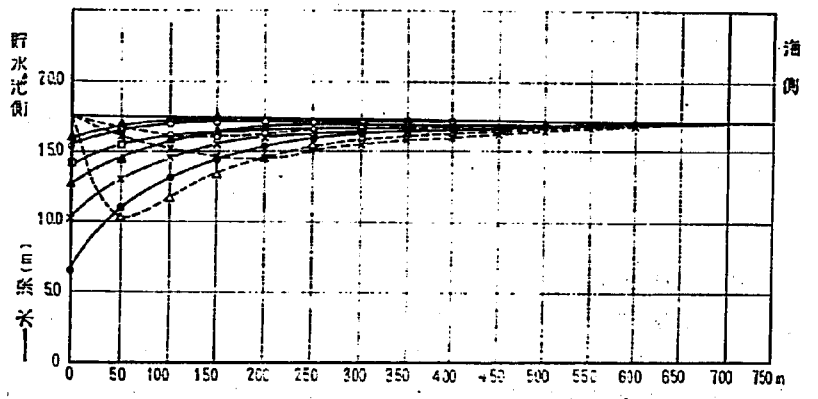


(b) 堤体幅７５０ｍ　降雨のある場合

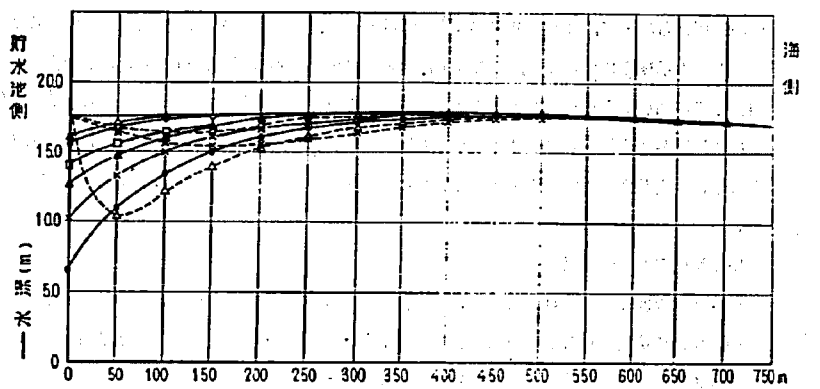


図－6.30　計算により求めた地下水位の変化

(a) 堤防幅７５０ｍ　降雨のない場合



(b) 堤防幅７５０ｍ　降雨のある場合



図－6.31　計算により求めた地下水面

海水の貯水池内への浸透量は堤防の海岸端部における q を1年間にわたって累加すれば求められる。

計算結果は，先に示した定常流の値とほゞ同じで，単一流体のこの種の問題は定常流として取り扱ってもほゞ妥当な値の得られることが知られた。

(6) 比重の異なる2流体の浸透

いままでは，浸透流を単一流体と考えて取扱ってきたが，海水と淡水は密度差があるので，多少貯水池側の水位が高いとしても，海水が浸入する恐れがある。いわゆる塩水くさびの運動である。塩水くさびの運動に関しては，たとえば玉井ら[18]の研究もあり，塩水くさびの平衡位置などに関して検討を加えているが，こゝでは粘性流模型実験によって検討した結果を述べる。

(7) 粘性流の模型実験

浸透の問題を解くのには，いろいろな方法があり，その一つの電気相似模型実験については先に述べた。こゝでは隣接する2流体の浸透問題を扱うため粘性流模型実験を利用する。

粘性流模型は狭い間隔で相接して並べた2枚の板で形作られる溝が模型の主要部分となり，その溝の中を粘性の高い流体を流し，浸透流の検討に使われる。その原理は透水層中の飽和浸透流を表わす方程式が狭い溝の中を流れる粘性流体の流れを示す式と全く相似であるということにもとづいている。

粘性流模型は最初H．S．Hele-Shawによって1897～1899年に開発されたため，別名Hele-Shaw模型とも呼ばれている。当初は物体の周囲に起こる流体の動きを調べるために用いられたが，1936年にR．Dachlerによって地下水の流れの研究にも利用できることが示唆された。以来，この模型についてはいろいろな研究が行なわれ，かつ模型の製作方法に関しても多くの改良が加えられて，各方面で広く利用されるようになった。[19][20]

粘性流模型の特徴として挙げられることは，2次元流の実験に適することで，定常流のみならず，非定常流にも広く適用できる。さらにこゝで取り上げる2流体の問題にも応用できる。

(8) 粘性流模型の相似縮尺

狭い2枚の板の間を流れる層流は，2次ポテンシャル流の場を形成し，ナビエ・ストークスの方程式に規定される。そうして，これは定常流の場合Darcyの式に帰着する。

式の誘導については省略するが，粘性流の平均流速はつぎのように書き表わされる。

$$u_m = -\frac{b_m^2 \rho_m g}{12\eta_m}\frac{\partial h_m}{\partial x_m} = -k_m \frac{\partial h_m}{\partial x_m}$$

$$v_m = -\frac{b_m^2 \rho_m g}{12\eta_m}\frac{\partial h_m}{\partial y_m} = -k_m \frac{\partial h_m}{\partial y_m} \qquad (6.45)$$

こゝに u，v：x，y 方向の速度成分，b：みぞの幅，η：粘性係数，ρ：密度，サフィックス m は模型を意味する。

$\frac{h_m^2 \rho_m g}{12 \eta_m} = k_m$ とおけば上式に示したようにDarcyの式と全く同じになる。

堤体内の浸透流を示す方程式はDupuitの仮定が成立するとすると（6.34）式に示すように

$$\frac{\partial h_p}{\partial t_p} = \frac{k_p}{2n'_p} \frac{\partial_p^2 h_p^2}{\partial x_p^2} + \frac{N_p}{n'_p} \tag{6.46}$$

この式のサフィックスpは原型を示している。

同様な式が模型にも成立するので

$$\frac{\partial h_m}{\partial t_m} = \frac{k_m}{2n'_m} \frac{\partial_m^2 h_m^2}{\partial x_m^2} + \frac{N_m}{n'_m} \tag{6.47}$$

と表わすことができる

$$\begin{aligned} k_r &= \frac{k_m}{k_p}, \quad x = \frac{x_m}{x_p}, \quad N_r = \frac{N_m}{N_p} \\ h_r &= \frac{h_m}{h_p}, \quad t_r = \frac{t_m}{t_p}, \quad n'_r = \frac{n'_m}{n'_p} \end{aligned} \tag{6.48}$$

とおいて（6.46）式と（6.47）式を対比すると相似の法則によって

$$\frac{h_r}{t_r} = \frac{k_r h_r^2}{n'_r x_r^2} = \frac{N_r}{n'_r} = \alpha \tag{6.49}$$

α は任意の値を選ぶことができる。

時間縮尺は

$$t_m = \frac{n'_m x_r^2 k_p}{n'_p h_r k_m} t_p = \frac{12 k_p x_r^2 \nu_m}{g n'_p h_r b_m^2} t_p \tag{6.50}$$

さらに流量縮尺は

$$Q_{xr} = \frac{k_r b_r h_r^2}{x_r} \tag{6.51}$$

透水層の透水係数が水平方向と垂直方向とで異なる場合，すなわち，不等方性透水層の場合には模型の縦横の縮尺をひずませればよいわけで，不等方性透水層内の浸透流の方程式

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

から容易につぎに示す関係が求められる。こゝに k_x および k_z はそれぞれ x および z 方向の

透水係数である。

$$\frac{k_x}{k_z} = \frac{x_r^2}{z_r^2} \qquad (6.52)$$

さらに密度の異なる2流体が互に接触して，境界面を保ちながら移動している場合には，模型縮尺のほかにつぎのような条件を満足しなければならない。

模型実験で扱っている領域は，密度の異なった流体で占められる部分ができるが，いずれの流体に対しても透水層の透水係数は変化しないものとする。透水係数は流体の粘性に逆比例するという事実から次の式が成立する。

$$k_{mf} = \frac{1}{12} g \frac{b_m^2}{\nu_{mf}}, \quad k_{pf} = C \frac{1}{\nu_{pf}}$$
$$k_{mp} = \frac{1}{12} g \frac{b_m^2}{\nu_{ms}}, \quad k_{ps} = C \frac{1}{\nu_{ps}} \qquad (6.53)$$

こゝにサフィックス f および s はそれぞれ淡水および海水を表わすものとする。したがって

$$\left(\frac{\nu_m}{\nu_p}\right)_f = \left(\frac{\nu_m}{\nu_p}\right)_s \qquad (6.54)$$

であれば $k_{rf} = k_{rs}$ となる。

さらに2流体の境界面においては両側の圧力は等しくならなければならないから，図－6.32に示すようにA点では

$$a_p \ \nu_{sp} = (a_p + h'_p) \nu_{fp} \qquad (6.55)$$

あるいは

$$a_p \ \delta_p = h'_p \qquad (6.56)$$

こゝに $\delta = \dfrac{\nu_s - \nu_f}{\nu_f}$

同様に模型でも

$$a_m \ \delta_m = h'_m \qquad (6.57)$$

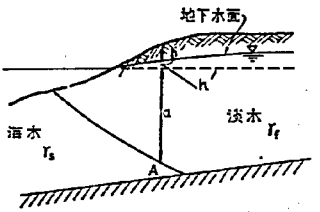
したがって（6.56）式（6.57）式より

$$a_r \ \delta_r = h'_r \qquad (6.58)$$

$a_r = h_r$ であるから，2つの粘性液を適当に選べば $\delta_r = 1$ となり

$$\left(\frac{\nu_f - \nu_s}{\nu_f}\right)_f = \left(\frac{\nu_f - \nu_s}{\nu_f}\right)_p \qquad (6.59)$$

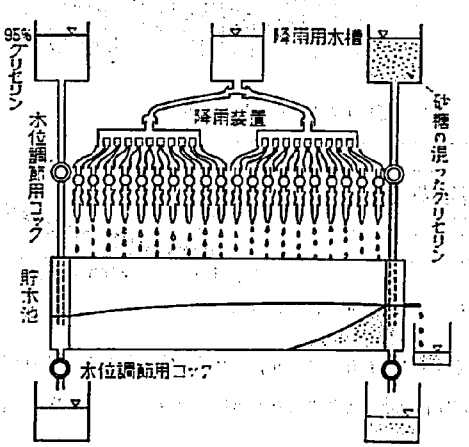
なる条件が模型で満足されなければならない。



図－6.3.2　2流体の境界面

(9) 粘性流模型実験の方法と結果

模型は透明なアクリライト板を用いて製作した。実験装置は図－6.3.3に示すとおりである。板の間隔は 3㎜とし，両側には水位調節用の槽が付いている。堤防に作用する降雨は点滴ガラス管を２０本並べて，バルブを調節して満に流入させる。



図－6.3.3　粘性流模型実験装置

粘性液としてはグリセリンを用い，塩水に対応する粘性液には比重を増加させるために砂糖を混入し，しかも塩水淡水の区別をはっきりさせるために染料を加えた。

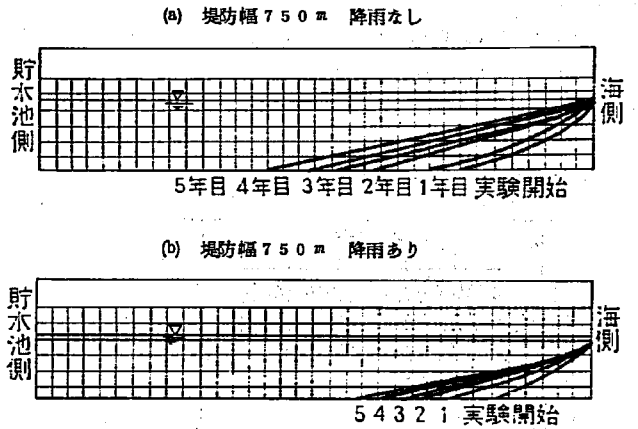
先に述べた相似縮尺に従って実験を実施するが，実験開始の条件としては，堤体が完全に淡水で満たされているとし，貯水池の変動ならびに密度差の影響を受けて，塩水が堤体内へどのような経過をたどって浸入していくかを調べた。

実験では，先に述べた代表年の水位変動を反復して，連続５年間の期間の塩淡境界面の移動を観測した。

海側から浸透を防止するために必要な堤体幅のおよその見当は，先の定常流の計算によって求めてあるので，模型実験では堤体幅を５００m，７５０m，1,000mの３つについて，年間1,280 mmの有効雨量がある場合と降雨のない場合の組み合わせで合計６通りの実験を行なった。

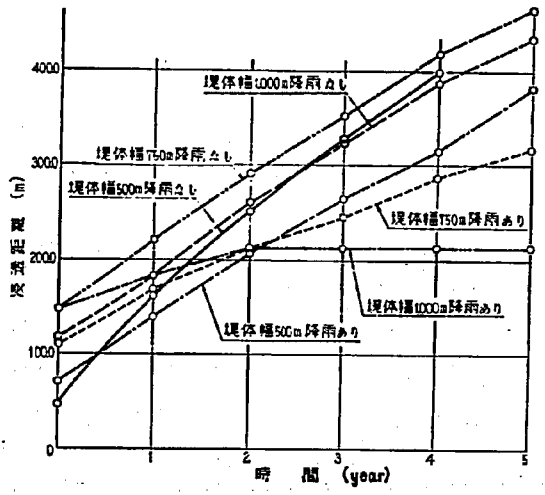
ここでは，実験結果の詳しい説明は省略し，塩水の浸透に堤体幅と降雨がどのように影響したかを簡単に説明するにとどめる。

まず最初に，塩水くさびの移動を示す実験結果の１例を図－6.３４に示す。



図－6.３４ 塩水くさびの移動

これは１年ごとのくさびの形を示しており，５月に水位低下が起こる直前のものを示している。さらに図－6.３５には，塩水くさびの先端が堤体に浸透した距離を縦軸に，時間を横軸にとって示してみた。



図－6.35　堤体内の塩水くさび先端の移動

降雨のない場合の塩水くさびの先端部の移動速度は堤体幅が増大してもそれほど大きく変らず，ほぼ一定の速さで侵入していく。しかし，これに降雨の影響が加わると，塩水くさびの先端部の移動が大幅に押えられ，堤防幅５００ｍの場合には降雨のない場合に比較して約$\frac{3}{4}$の速度になり，幅が1,000ｍになると平衡状態が生じ，貯水池側へ侵入しなくなる。渇水期に貯水池の水位が下がると多少塩水くさびの先端は貯水池側へ前進するが，引続く満水期間中に海側へ押し返され，１年ごとにくさび先端部の位置を観察すると同一位置にとどまっている。

先に示した単一流体の場合には，粘性流実験の降雨のある場合に対応する条件では，堤体幅が約６００ｍあれば海側からの浸透が認められなかったが，２流体の浸透の場合には，堤体幅が1,000ｍ近くないと浸透防水ができないことが知られた。

ここでは雨水の浸透によって形成される淡水地下水によって塩水の浸透防止を計ったが，人工的方法によって淡水を地盤内へ浸透させて同様な効果を狙う工法も可能であろう。

§ 6.6　結　　語

堤防地盤の漏水が起こって，堤防のり尻付近の地盤の土砂をボイリング，クイックサンドなどによって洗い流し，堤体の安全性を低下させている例は意外に多い。地盤漏水に対する対策が必要

か否かは，漏水量の多寡によっては決まらず，堤防の安定性に及ぼす影響がどうであるかによってきまる。したがって，漏水対策工法は堤体の安定性を確保するために行なうものであり，堤防の持つ条件によって各種の工法が採用されている。

漏水対策に関する工法は古くから多くの試みがなされており，技術的経験も豊富であるが，今もって対策工法に関する十分な究明がなされているとは云い難い。

本章では，漏水対策工法全体についての検討は到底できないので，まず初めに，各種対策工法を分類してみて，その特徴，問題点などにふれ，合わせて，わが国で採用されている対策工法の現況を述べてみた。

次に，特定の工法についての検討を行なったが，ここでは昔からわが国の河川で最も広く使われ，また将来とも多く利用されると思われる止水壁工法について考えてみた。

止水壁工法の効果を具体的に示すため，実際の堤防地盤に各種の深さの止水壁を打設した場合，透水層内の水頭分布が，止水壁の前後でどのように変わるかを調べた。その結果，中途半端な止水壁の設置は効果の薄いこと，透水層のほとんど全部を締め切らないと止水効果の上らないことが明らかになった。この検討では止水壁を完全に水密な壁と仮定したが，実際の施工では水密性な壁を作ることははなはだ難かしいと云われている。木矢板，コンクリート矢板，グラウチングなどで作った止水壁は水密性に乏しいことは想像できるが，鋼矢板による止水壁についても水密性に疑問があるという報告があるので，その止水性を室内実験および現場実験で検討を加えた。

その結果，矢板継手からの漏水量は以外に大きく，漏水量Qは$Q=K\triangle h^n$という形で表わされることが示された。なお，K，nは定数でnは0.9～0.94を示した。また，室内実験と現場実験との漏水量の差から，打設時に継手にかかる引張り力，圧縮力や，土砂のつまることが止水性を向上させる役割を持つことが明らかになった。しかし，鋼矢板で透水層を完全にしゃ断したとしても，継手からの浸透は大きく，漏水は完全に止まらないことが知られた。

最後に，広堤敷堤防による浸透防止について論じたが，これは河川堤防の漏水問題ではなく，海に接する貯水池堤防の浸透に関する問題で，貯水池の汚染防止について述べたものである。多少内容を異にするが，浸透問題を解決する手法の一つを紹介する意味で本章にのせてみたものである。数値計算および粘性流模型実験によって塩水の浸入について検討した結果，堤体幅を増していくと降雨により地盤内に形成される淡水地下水の影響が大きくなり，貯水池水位がかなり大きく下ったとしても，塩水の浸入が起こらないことが明らかになった。

漏水対策の工法には，漏水，浸透流を積極的に止水しようとする工法と逆に漏水量を増加させてもよいから，有害な現象が起こらないようにしようとする工法に大別される。本章では，前者の代表的工法である止水についての検討に終止したが，実際の問題へ対策工法を適用するに当っては，漏水の実態をよく把握し，総合的な検討の必要なことをとくに強調しい。

参　考　文　献

1) 北野，山村ら：河川堤防の地盤漏水とその対策について，土と基礎，Vol.14，№7，1966，pp.19～25.

2) 建設省土木研究所土質研究室：長良川筋漏水調査報告，土木研究所資料，第285号，昭和42年5月.

3) Mansur, C.I. & R.I. Kaufman : Control of Underseepage, Mississippi River Levees, St. Louis District, C.E., Proc. ASCE, Vol.82, SM1, 1956. pp.1～31.

4) Turnbull, W.J. & C.I. Mansur : Investigation of Underseepage-Mississippi River Levees, Proc. ASCE, Vol.85, SM4, 1959, pp.41～93.

5) 建設省河川局：堤防の漏水対策工法，建設省直轄技術研究会報告書，昭和29年.

6) 福岡正巳：漏水防止工法について，建設省直轄工事第9回技術研究報告書，昭和32年，pp.839～856

7) 山村和也：築堤地盤の漏水対策について，土木技術資料，Vol.2，№3，昭和35年，pp.85～88.

8) Turnbull, W.J. & C.I. Mansur : Design of Underseepage Control Measures for Dams and Levees, Proc. ASCE, Vol. 85, SM5, 1959, pp.129～159.

9) Jaspar, J.L. & A.S. Ringheim: Steel Sheet Piling Studies, Proc. 3rd ICSMFE, Vol.2, 1953, pp.264～267.

10) 久保浩一，村上守：鋼矢板の透水性に関する一つの実験，土と基礎，Vol.11，№2，1963，pp.25～31.

11) 東京大学水理研究室：NKK軽量矢板の止水性に関する現場実験，報告書，1963.

12) Pavlovsky, N.N. : Motion of Water under Dams, Trans. 1st Congress on Large Dams, Stokholm, 1933, pp.178～192

13) Muskat, M : The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, 1937.

14) 山村和也，高橋淳一：河口貯水池の漏水防止に関する模型実験，土木技術資料，Vol.5，№8，1963，pp.11～17.

15) Waterways Experiment Station : Efficacy of Partial Cutoffs for Controlling Underseepage beneath Levees, Technical Memorandum, №3-267, 1949.

16) Bennett, P.T. : Note on Embankment Design, 4th Congress on Large Dams, New Delhi Vol.1, 1951, pp.223~245

17) Lane, K.S. & P.E. Wohlt : Performance of Sheet Piling and Blankets for Sealing Missouri River Reservoirs, 7th Congress on Large Dams, Rome, Report 65, Question №27, 1961, pp.255~279.

18) Tamai, N. & S. Shima : Salt-water Wedges in Unconfined Coastal Aquifers, Trans. JSEC, №139, 1967, pp.31~38.

19) Todd, D.K. : Unsteady Flow in Porous Media by Means of a Hele-Shaw Viscous Fluid Model, Amer. Geophysical Union, Vol.35, №6, 1954, pp.905~916.

20) Bear, Jacob : Scale of Viscous Analogy Models for Ground Water Studies, Proc. ASCE, Vol.86, HY2, 1960, pp.11~23.

第 7 章　堤体への浸透と安定性に関する研究

§7.1　概　　説

堤防のような土の構造物は浸透水の影響を受けるとその安定性は低下する。地盤の漏水でもそうであつたように堤体の浸透についても浸透流量そのものが問題になる場合は非常に少ない。堤体へ浸透した水がのり尻部から流出する際に局部的な洗掘を起こさせたり，あるいは堤体内の間げき水圧を増大させ，また土の粘着力を減少させることなどによつて堤体の安定性をいちじるしくそこなうことに問題がある。平素のいわゆる乾いた状態では安定性の高い堤防が豪雨や洪水などの出水による浸透水によつて，のり面崩壊を起こすことはしばしば経験されることである。

堤防に浸透を起こさせる原因に降雨と河川水位の上昇があるので本章では両者の原因にもとづく堤体内の非定常浸透流について検討を加えるが，従来あまり研究されていない降雨の浸透現象については特に詳しく取り扱う。

降雨の浸透については毛管水頭を考慮に入れた理論的な考察のほか，数値計算を行ない，小型，大型模型実験の結果と比較して，浸透流の影響を少なくするために堤体表面の被覆工を施こすことの効果を明らかにする。

また水位上昇による浸透については実用的な意味から，理論的な厳密さは無視し，図解法によつて非定常浸透流を求める方法について検討を加え，実際の堤体内に生じる浸透流と比較して，その適用の妥当性を確かめる。

最後に浸透水の堤体の安定性に及ぼす影響について触れるがこれは主に降雨による堤防のり面崩壊実験の結果を用いての考察である。不飽和の土が低いせん断応力によつて破壊する現象をせん断試験によつて説明することが難かしいため，現位置試験であるコーン貫入試験を用い，その貫入抵抗を土のせん断強さと関連付けることによつて，すべりの現象を説明してみる。そうして浸透水の作用で堤防のり面が崩壊する原因として不飽和土の粘着力の低下が考えられるが，この作用の大きいことを示し，堤体の表面を不透水性の被覆で保護して水の浸透を妨げることが，堤体の安定性を保持する上にも有効であることを示す。

§7.2　雨水にもとづく浸透流

(1)　堤体への浸透

豪雨により堤防のり面が崩壊を起こすことをすでに述べた。その原因の 1 つは表面水の流下にもとづく局部的な洗掘であるが，堤体内へ浸透した水が堤体の含水比を上昇させて土のせん断強さを低下させることあるいは一度堤体内へ浸透した水がのり尻付近から流出するため局部的なすべりを生ずることなども原因としてあげられる。

堤体に降つた雨水の大半は地中へ浸透する。堤体内への浸透はのりこの配，地被状態，土質，地下水の条件などによつていちじるしい影響を受ける。雨量強度が地面の浸透能よりも大きければ，表面流を生じ雨量が少ないときは全部が浸透することになる。雨水の堤体への浸透は田中[6]のの研究をはじめ多くの研究があるので，こゝでは述べず，堤体内の浸透流についてのみ取扱う。

降雨が始まる初期の段階では毛管力と重力の作用で水は主として下向きに流れる。堤体内を下方に向つて流れる不飽和浸透流はやがて，堤体基礎の不透水層，あるいは地下水面に達する。堤防の盛土の高さはのり尻と天端ではかなり異なるので下方へ浸透した水が不透水層もしくは地下水面に達する時間には差がある。このため降雨が続くと一般的な形としてのり尻付近の地下水面がまず上昇してきて，次第に堤防中心部へと波及していく。堤体下方に生じる地下水の流れは自由水面を持ち，洪水時に生じる河川水位の上昇にもとづく浸透流と全く同性質のものである。この浸透流がのり尻部へ流出してのり尻付近ののり面に局部的なすべりを起こさせることもある。こゝではまず堤体内に生ずる不飽和浸透流について述べる。

(2) 不飽和浸透流の1次元的な流れ

堤体内に生じる浸透流は2次元流と考えられるが，その前に一次元的な流れについて簡単に考えてみる。

不飽和土を詰めた断面積Aの細い管が水平方向と角αをなしているとき，土を均質と考えれば，その管内の水の動きはDarcy の法則によつて

$$q = k\kappa A\left(\sin\alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right) \qquad (7.1)$$

$k\cdot\kappa = K$とおくと

$$q = KA\left(\sin\alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right) \qquad (7.2)$$

こゝに k：飽和土の透水係数，κ：不飽和土の透水係数の飽和土の透水係数に対する割合，比透水係数と呼ばれる。

h_c 毛管水頭，その対数が普通 pF と呼ばれ，飽和度の関数で表わされる。

比透水係数κは Wyckoff と Botset[1] が実験的に求めたものがあり，Irmay[2] は次のような式で表わされるものとした。

$$\kappa = \frac{(S - S_0)^3}{(1 - S_0)^3} \qquad (7.3)$$

式中の S_0 は間げき中の動かない水によつて占められる飽和度である。

この式は，土の間げき内の気泡が浸透水に対して，土粒子と全く同じ影響を持つとして，Coseny − Carman の関係[3]を拡張して導き出したものである。しかし，土中を水が流れる場合気泡があつても，その表面に摩擦を持たないから，気泡表面の水は土粒子表面の水のように静止せず，ある流速を持つ。したがつて，この観点から云えば実際の比透水係数は（7.3）式よりも大きい値を示すと云える。このような考えのほかに，透水係数は土の間げきの大小の寸法の分布

に影響があると考え，土の空気を含むときは，その大きな間げきから空気で占められていくとし，その部分の間げきがなくなつたものとして比透水係数を計算する考えもある。

わが国の研究には松尾らの実験的研究がある。透水円筒につめた飽和砂に水とともに細かい気泡を流して，不飽和状態を作り実験をした。その結果，比透水係数を飽和度Sの指数関数として表わし，かつ飽和度の3つの領域に対して，それぞれ違つた式を示した。

このように比透水係数に対していろいろの考えがあり，多くの式があるが，こゝでは簡単な（7.3）式を採用することにした。この式を含め，いずれの式にもおいても当然，不飽和土の透水係数は飽和度が小さくなり，粒子間げきを水が動かなくなると0となる。

飽和度Sと毛管水頭h_cの関係は土中へ水が浸み込む場合，すなわち含水量が増す場合と，土中から水が排除される場合，すなわち，含水量が減る場合とは多少異なつたものになるので，それぞれに適合した関係を知らなければならない。

土中の不飽和浸透流の連続の方程式は

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -nA\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.4)$$

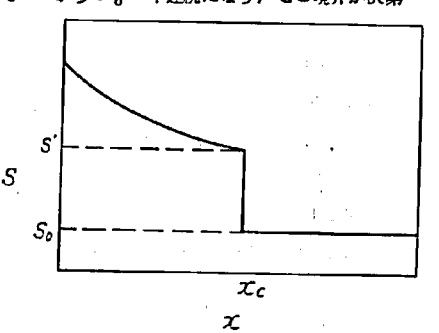
こゝに　n：間げき率，　t：時間

（7.2）式と（7.4）式から

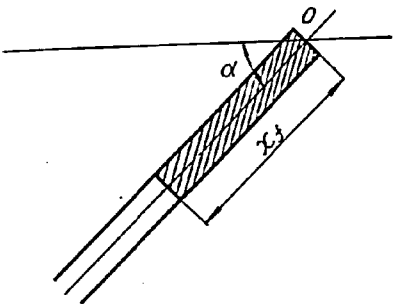
$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{K\left[\sin\alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right]\right\} = n\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.5)$$

となる。この式が，この場合の基礎方程式である。

（7.5）式を解析的に解くことは不可能であるが，初期飽和度S_0の土中へ水が浸み込んでいく場合をBuckley と Leverett[5]が近似的に解いた結果によると，土中の飽和度は連続的な分布にならず図－7・1 に示すように，ある点x_cでS′からS_0へ不連続になり，この境界が次第に移動することになる。このことはSheldon Zondek，Cardwell[7]らによつても証明されており，一般の実験によつても観察される。この不連続な線は浸潤前線と呼ばれる。この線より前方の土の飽和度を初期飽和度と考え，また，これより後方は飽和している仮定して，水の動きを解く方法がある。この方法をmoving boundary method と呼び，上記の問題を解いてみる。



図－7.1　飽和度の分布



図－7.2 水の浸透

図－7.2 に示すような条件，すなわち管の上部から水が浸透するとき x_f までは水が飽和していると考えるから Darcy の式および連続の式は次のようになる。

$$v = -k\frac{\partial \phi}{\partial x} \tag{7.6}$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \tag{7.7}$$

こゝに ϕ：流れのポテンシャルである。

(7.6) (7.7) より

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0 \tag{7.8}$$

浸透水の入口を基準点とすると境界条件は

$x = 0$ において $\phi = 0$

$x = x_f$ において $\phi = -x_f \sin\alpha - h_c$

で与えられるので (7.8) を解くと

$$\phi = -\frac{x_f \sin\alpha + h_c}{x_f} x \tag{7.9}$$

あるいは

$$v = k\frac{x_f \sin\alpha + h_c}{x_f} \tag{7.10}$$

浸潤前線の移動速度は

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{v}{n} \tag{7.11}$$

であるから

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{n}\frac{x_f \sin\alpha + h_c}{x_f} \tag{7.12}$$

となる。Leverett[8] によれば，毛管水頭 h_c は $\sqrt{\frac{k}{n}}$ に逆比例するというのでこの関係を (7.12) 式に代入すると次のようになる。

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{n}\sin\alpha + \sqrt{\frac{k}{n}}\cdot\frac{J_0}{x_f} \tag{7.13}$$

となる。こゝに J_0 は定数である。

(7.12) 式を積分すると

$\alpha \fallingdotseq 0$ のとき

$$t = \frac{n}{k} \frac{1}{\sin\alpha} \left\{ x_f + \frac{h_c}{\sin\alpha} \ell n \left| \frac{h_c}{x_f \sin\alpha + h_c} \right| \right\}$$

$\alpha = 0$ のとき

$$t = \frac{n}{2kh_c} x^2_f \qquad (7.14)$$

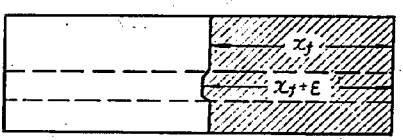
となる。

上記の計算は土が均質な場合であるが不均質な場合はどうなるか検討してみる。土のある部分の透水係数が大きく図－7・3 に示すように浸潤前線の一部が ε だけ多く進んだとする。そのときは (7.12) 式より

$$\frac{d(x_f+\varepsilon)}{dt} = \frac{k}{n} \frac{(x_f+\varepsilon)\sin\alpha + h_c}{x_f + \varepsilon} \qquad (7.15)$$

$\varepsilon \ll x_f$ であるから

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -\frac{k}{n} \frac{h_c}{x_f^2} \varepsilon \qquad (7.16)$$



図－7.3 浸潤前線の動き

したがつて

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{-\frac{k}{n}\frac{h_c}{x_f^2}t} \qquad (7.17)$$

となる。この式は土に不均質部分があつて ε_0 だけ浸潤前線が凸になつても，時間とともにその凸の部分が消えて行くことを示す。土の不均質なために浸潤前線が不安定に凹凸になる現象を Viscous Fingering という。

いまゝで述べてきたのは水の流れの方向を α だけ傾いた場合についてであるが，鉛直方向の流れを考えるときは

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{ K\left[1 - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right]\right\} = n\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.18)$$

また水平の流れのときは

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(K\frac{\partial h_c}{\partial x}\right) = n\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.19)$$

となる。

(3) 不飽和浸透流の2次元的な流れ

1次元流の場合は浸潤前線が流れに垂直な平面であるので簡単に解くことができた。しかし2次元流の場合は浸潤前線は曲線になり，しかも時間の経過に伴つて移動していくので解くことは不可能である。そのため（7.5）式を拡張した方程式を数値解法によつて解くことになる。

土が等方等質であると土の中の不飽和浸透流の方程式は次のようになる。

$$n=\frac{\partial S}{\partial t}=\nabla\left[K\left\{\nabla y+\nabla\left(-h_c\right)\right\}\right]$$

$$=\nabla\left[K j\right]+\nabla K\nabla\left(-h_c\right)$$

$$=\frac{\partial K}{\partial y}+\nabla\left[K\nabla\left(-h_c\right)\right] \qquad (7.20)$$

上式を開くと

$$\frac{\partial K}{\partial y}-\frac{d}{dS}\left(K\frac{dh_c}{dS}\right)\left\{\left(\frac{\partial S}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial S}{\partial y}\right)^2\right\}$$

$$-K\frac{dh_c}{dS}\left\{\frac{\partial^2 S}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 S}{\partial y^2}\right\}=n\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.21)$$

こゝで $-K\frac{dh^2}{dS}=D$ とおくと次のようになる。このDは拡散係数と呼ばれる。

$$n\frac{\partial S}{\partial t}=\nabla\left(D\nabla S\right)+\frac{\partial K}{\partial y} \qquad (7.22)$$

拡散係数は Gardner[9] によれば

$$D=D_0\,e^{\beta\left(s-s_0\right)} \qquad (7.23)$$

で表わされ，式中のβは定数で $S=S_0$ のとき $D=D_0$ であるとする。

透水層が等方性でなく，鉛直方向と水平方向の透水性の異なる場合の方程式は

$$K_1 i\frac{\partial}{\partial x}\left(i\sin\alpha-\nabla h_c\right)+K_2 j\frac{\partial}{\partial y}\left(j\cos\alpha-\nabla h_c\right)=n\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.24)$$

こゝに α：地層の傾き　K_1：地層と平行な方向の透水係数，　K_2：地層と垂直な方向の透水係数，この場合K_1およびK_2は最大と最小の値を与える方向の透水係数，すなわち，主軸方向の透水係数である。

透水層の間げき比，透水係数が不均質な場合には上の式と同様な形で

$$\nabla\left\{K\mu\left(j-\nabla h_c\right)\right\}=n\nu\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.25)$$

こゝに　μおよびνはそれぞれ透水係数，間げき率の場所による変化を表わすもので，基準値Kおよびnに対する比率である。

(4)　模型実験の相似律

不飽和浸透の問題を模型実験によつて調べるときの相似性について考えてみる。

毛管水頭 h_c と飽和度Sとの関係は土の種類によつて異なり，実験的に求める性質のものであるが Leverett[8] は

$$J=\frac{h_c}{\tau}\sqrt{\frac{\mu\gamma_w k}{n}} \qquad (7.26)$$

なる無次元数がどの土に対しても，飽和度Sの同一関係になることを見出した。こゝにμ：粘性係数，　γ_w：土の単位本積重量

このJを Leverett　のJ関数と呼ぶ。

いま土で作る模型が実物に対して水平方向にも鉛直方向にも同じ縮尺で，幾何学的に縮められているときのことを考える。各変数を無次元化するために

$$\bar{x}=\frac{x}{L}\quad,\quad \bar{y}=\frac{y}{L}\quad,\quad \bar{h_c}=\frac{h_c}{\tau}\sqrt{\frac{\mu\gamma_w k}{n}}\quad,\quad \bar{t}=\frac{qt}{nL} \qquad (7.27)$$

とおく。たゞし，Lは堤幅，堤高など，堤防の大きさを示す基準長，qは堤防表面からの単位面積当りの浸透流量である。

上の（7.27）式を（7.25）式に代入すると

$$\frac{k}{q}\nabla\left\{k\mu\left(j-\frac{\tau}{\sqrt{\mu\gamma_w}}\frac{1}{L}\frac{n}{k}\nabla\overline{h_c}\right)\right\}=\nu\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (7.28)$$

（7.28）式で，流体が水であれば一定であり，$\overline{h_c}$ は（7.26）式のJ関数に他ならない。したがつて土の種類に関係せず同一の関数とも云える。さらにkも（7.3）式で示すように飽和度Sの関数であり，模型と実物において，形状ばかりでなく，内部の密度分布も幾何学的に相似であればμ，νは実物のx，yの関数に対して模型でも同じ形の関数となる。

以上のように実物と模型を幾何学的に相似にしたとき，$\frac{k}{q}$，$\frac{1}{L}\sqrt{\frac{n}{k}}$ を模型と実物に対して同じにすれば（7.28）式は実物に対しても，模型に対しても同じになつて，相似な物理現象が生じることになる。

云い換えてみると模型を実物と断面形状，密度分布を幾何学的に相似にして，

$$\frac{k_m}{q_m}=\frac{k_p}{q_p}\quad,\quad\frac{1}{L_m}\sqrt{\frac{n_m}{k_m}}=\frac{1}{L_p}\sqrt{\frac{n_p}{k_p}} \qquad (7.29)$$

の式が成り立つような k_m n_m を持つ材料を用いて模型を作り，浸透流量に関しても q_m を与えるとき，模型と実物の浸透流は相似であると云える。なお，サフイツクスmは模型をまたサフイ

ツクスpは実物を表わすものとする。

さらに時間の縮尺について考えてみると無次元量$\bar{t}$が同じ値を示すためには

$$t_m = \frac{n_m L_m q_p}{n_p L_p q_m} t_p \qquad (7.30)$$

となる。すなわち，模型についての時間は実物の時間に比べて $\frac{n_p L_p q_m}{n_m L_m q_p}$ 倍になる。

いまゝで述べてきた推論では浸透流量qを考えたが，降雨による浸透流量はどの程度かよくわからない。

Horton[10]は降雨開始後t時間の浸透能fが

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-\alpha t} \qquad (7.31)$$

で表わされ，降雨量が小さいときは降雨量が全て浸透流量になり，降雨量がfより大きいときはfが浸透流量になると考えた。

こゝにおいて f_0：降雨開始直後の浸透能，f_c：最終の浸透能，α：土質その他の条件によつて決まる定数。

土の中へ浸透する流量は地表面の状態によつて大きく変化すると思われる。地表面が微粒子によつて目詰まりが生じると浸透能がいちじるしく低下することはしばしば経験されることである。しかし，このようなことがなければ飽和状態に近づけば土の透水係数にほゞ等しい速さで雨水は浸透していくものと考えられる。

最後にこゝで述べた（7.26）式のLeverett のJ関数について少し考える。

Taylor[11]も毛管水の動きについていろいろ考察を加えているが，毛管水頭h_cを定数として，毛管水の伝導をmoving boundary method によつて扱つている。

そうして透水係数kと毛管水頭h_cの関係について次式を与えている。

$$k = \frac{\tau_s^2}{2\mu\Gamma_w} \frac{n}{B h_c^2} \qquad (7.32)$$

上式のBは土によつて異る値を持つ定数で，大体２０～３００である。

この式を変形すると

$$\sqrt{\frac{1}{2B}} = \frac{h_c}{\tau_s} \sqrt{\frac{k\mu\Gamma_w}{n}} \qquad (7.33)$$

となつてLeverett のJ関数の考えと原理的には一致していることが知られる。

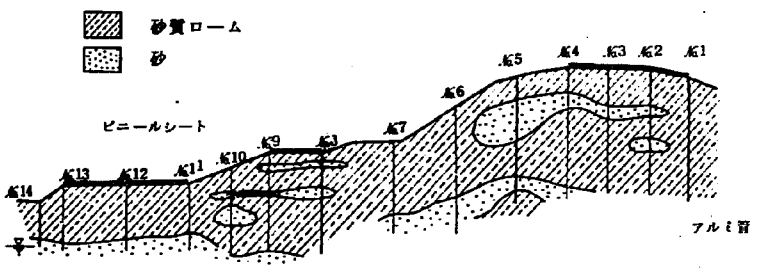
(5) 実物堤防に対する降雨浸透実験

前節では降雨の浸透について考察してきたが，こゝでは実際の堤防に降雨がどのように浸透するかを調べるために行なつた現場実験の結果[12]について述べる。なおこの実験では，豪雨による堤防崩壊の災害の実態を調査した結果，降雨の堤体への浸透を減少させることが，この種の崩壊を防止するうえに効果的であると判断されたので，そのまゝの堤防への浸透と，堤防表面の一部を不透水性の被膜で覆つた堤防への浸透の両方の比較を行なつた。

現場実験は岐阜市茶屋新田地先の長良川左岸堤防を使用して行なつた。堤体の断面はほゞ中心に対して対称形であるので，堤防の裏のり面を主に使用しての実験であつた。

堤防に加えた降雨は農業用のスプリンクラー１４本による人工降雨で，試験区域全体に均等に２０㎜/ｈｒ の降雨が加えられるように調節したものであつた。降雨強度は２０㎜/ｈｒ であるが，人工降雨を３時間継続した後計器による観測のため２時間半の休止時間をとつたので，継続した雨ではなく断続したものであつた。また，雨量強度もできるだけ均一になるように調節を加えたが，風の影響などによつて多少の増減はまぬがれえなかつた。

実験堤防の断面形状ならびにオーガーボーリングによつて求めた土質分布は図－７・４ のとおりである。堤体土の含水量，密度の測定は図中の番号の位置にアルミニューム管と埋設し，ＲＩ

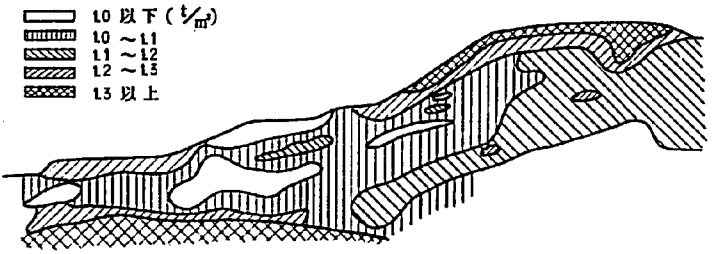


図－7.4　実験堤防の土質分布

含水量計およびＲＩ密度計によつた。降雨実験前に測定した堤体の乾燥密度の分布を図－７・５に示した。

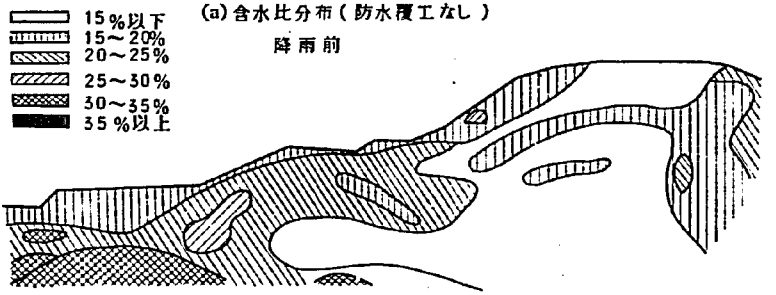
実験はまずそのまゝの堤防に対して行ない，しばらく放置した後堤体内の含水量がある程度減少するのを待つて，堤体表面の一部を被覆し，同様な実験を行なつた。不透水性の被膜にはビニールシートを用い，天端および第一，第二小段上を覆つた。

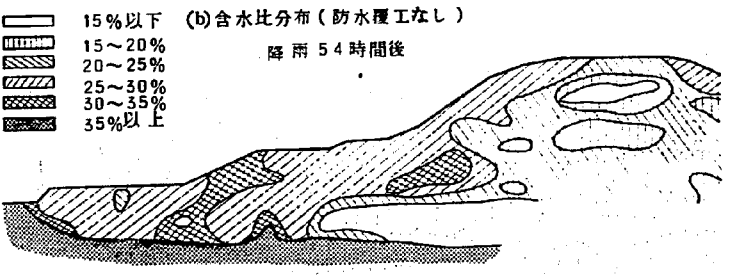
降雨継続時間は休止の時間を含めて，１０３時間であつた。

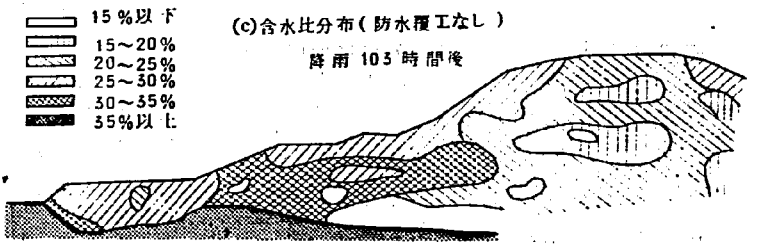


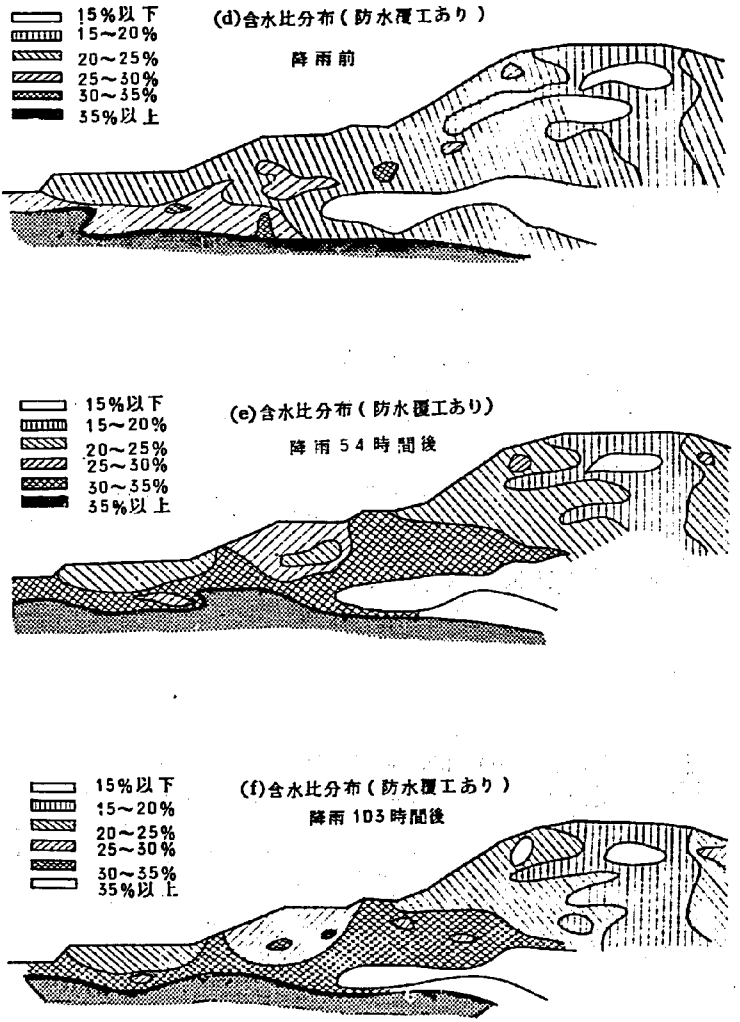
図－ 7.5　降雨実験前の乾燥密度

降雨を継続していくと堤体内の含水比が次第に上昇していくが，その様子を示すため，含水比の分布を図－7・6 に示した。


15％以下
15～20％
20～25％
25～30％
30～35％
35％以上
(a)含水比分布（防水覆工なし）
降雨前

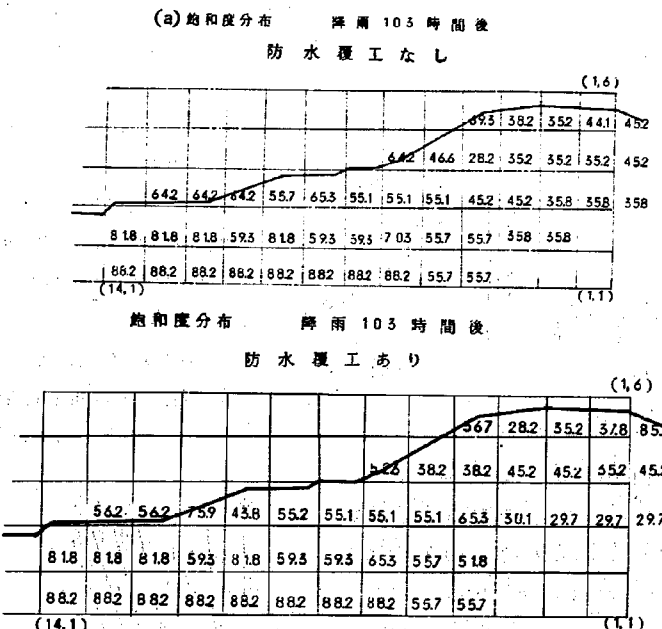

15％以下
15～20％
20～25％
25～30％
30～35％
35％以上
(b)含水比分布（防水覆工なし）
降雨54時間後


15％以下
15～20％
20～25％
25～30％
30～35％
35％以上
(c)含水比分布（防水覆工なし）
降雨103時間後



図－7.6　堤体内の含水比の変化

測定によつて求められた密度分布図および含水比分布図から，土の飽和度の分布図を画くことができる。その一例を図－7・7 に示した。たゞし計算に当つて，土粒子の比重は土質試験結果知られている代表的な値として $G_s = 2.687$ を用いた。飽和度は断面を格子で分割してその節点について計算を行なつたものである。



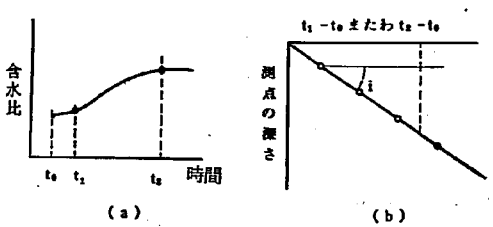
図－ 7.7　堤体内の飽和度分布の１例

堤体は部分的にかなり性質の異なる土が分布しているために，堤体の飽和度の分布にもかなりのむらが認められる。いわゆる viscous fingering の現象が生じているものと考えられる。

また，堤体表面にかなりの雨量を加えても，表面近くの土でさえ，あまり飽和度が高まらないことがわかる。表面が飽和状態になるためには，堤体内へ浸透する水が絶えず与えられなければならない。すなわち浸透能を越えた水量が供給されなければならないということである。土の透水係数と浸透能とは直接の関連はなく含水比が上昇してくると浸透能の値は小さくなる。いま単純に表面からの浸透も土の中の流れも同じ現象と考えると，飽和状態近くなると土の毛管水頭 h_c は０になり，間げき水は重力のみの作用によつて移動することになる。したがつて下向きに流れる水では動水こう配は１となつて，透水係数に対応する速さで水が浸透していくことになる。透水係数 4×10^{-4} cm／sec は 14.4 mm／hr に相当し，もし，このような浸透が行なわれてい

るとしたならば，これを補給するため常に１４.４㎜／ｈｒ以上の雨が降つていなければならないことになる。しかし，この実験では３時間は２０㎜/ｈｒの強さ，２時間半は休止の繰返しであるため，表面からの補給が中断する。堤体表面付近でさえ飽和度が小さい理由の一つとして降雨の補給条件を挙げることができる。

次に雨水の浸透によつて生じる浸潤前線の移動について少しふれる。図－７・４に示した箇所でＲＩ含水量計を用いて一定時間ごとの含水量の変化を測定したので，各観測孔の各深さにおける時間－含水比曲線を描く。時間－含水比曲線の形は図－７・８(a)に示すようになる。t_0を降雨開始時刻とし，含水比が上昇を始める時刻をt_1，含水比がほゞ一定値に落付く時刻をt_2とし，t_1を雨水到達時刻，t_2を飽和度安定時刻と名付け，図－７・８(b)に示すようにt_1-t_0と深さ，t_2-t_0と深さの関係を求める。

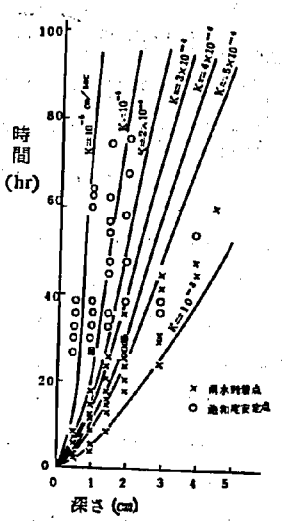


図－7.8　水の浸透速さ

各観測孔について得られた深さとt_1-t_0およびt_2-t_0の関係をまとめて図示したのが図－７・９である。

土の中へ水が浸透していくと浸潤前線の位置が時間とともに移動するがその関係を（7.14）式に示したので，これによつて少し検討を加えてみる。

（7.14）式を計算するためにはnおよびh_cが必要となる。このため次のような実験を行なつた。すなわち，透水係数kが1×10^{-2}cm/secの乾燥砂を間げき率nが0.55になるように，試験円筒に詰めた。間げき率を0.55に選んだのは現場の堤防の間げき率に合わせたためである。



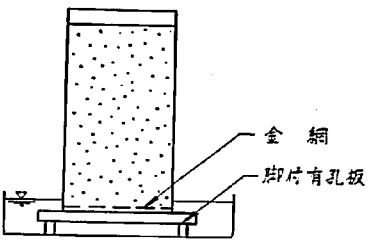
図－7.9　浸潤前線の深さと時間の関係

図－7・10 のように試験円筒の底には0.074㎜の金網を張り底がつねに水に接するように立て一昼夜放置し，浸潤前線の移動が認められなくなつてから，円筒内の試料の各高さ，すなわち h_c における飽和度Sを測定した。

h_c とSの関係を示したのが図－7・11 である。この関係を h_c がSの3次関数であると仮定し，最小2乗法で整理すると

$$h_c = -93.03S^3 + 139.68S^2 - 87.08S + 41.33 \ (cm) \qquad (7.34)$$

となる。この曲線は図－7・11に併記した。

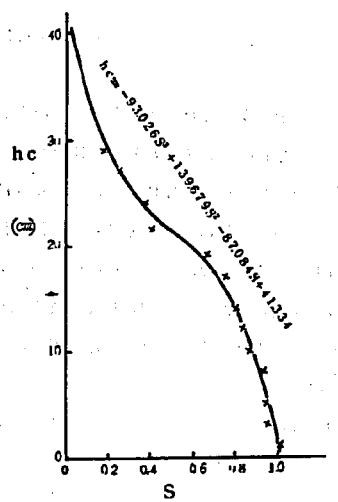


図－7.10　毛管水頭と飽和度の関係を調べる装置

ところでLeverett のJ関数を示す（7.26）式によると，同じ飽和度に対しては，h_c は $\sqrt{\frac{k}{n}}$ に逆比例することがわかる。したがつて同じ間げき率を持ち，透水係数k′の土の毛管水頭 h_c' は

$$h_c' = h_c\sqrt{\frac{k}{k'}} \qquad (7.35)$$

で与えられる。初期飽和度を30％とし，$k = 1\times10^{-2}$ cm／sec であるからk′をいろいろにとつて，h_c' を求めることができる。



図－7.11　飽和度と毛管水頭の関係

さて，雨水の浸透は鉛直方向なので（7.14）式で浸潤前線の移動を検討するには $\alpha = 90°$ および（7.35）式から求めた $h_c' = 2.5\sqrt{\frac{1}{k'}}$ を用いる。k′の値をいろいろ変えて，tと x_f の関係を求め図－7・9 に記入した。図からわかるように雨水到達点は $k' = 4\times10^{-4}$ cm／sec 前後にばらついており，この値が実験堤防の平均透水係数でないかと考えられる。

(6) 雨水の浸透の数値解法

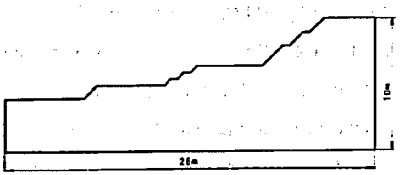
雨水の浸透についてはすでに，基本方程式を（7.20）式で示したが，数学的に解くことは不可能である。このため，前節で述べた長良川堤防の実験を例にとつて数値計算によつて検討する。

Kや$D=-K\frac{dh_c}{dS}$の関数型がはつきりわかつていれば（7.20）式の方が数値積分を行なうのに精度がよい。しかし，（7.3）式や（7.23）式でKやDが与えられると云つても，これらの式は半実験的な式であつて不安定である。したがつて（7.20）式を直接次のような階差式に変えて数値計算を行なう。

$$S(x,y,t+\triangle t)=S(x,y,t)+\frac{\triangle t}{(2\triangle x)^2 n}\left[\{-h_c(x+2\triangle x,y,t)+h_c(x,y,t)\}K(x+\triangle x,y,t)-\{-h_c(x,y,t)+h_c(x-2\triangle x,y,t)\}K(x-\triangle x,y,t)\right]$$
$$+\frac{\triangle t}{(2\triangle y)^2 n}\left[\{2\triangle y-h_c(x,y+2\triangle y,t)+h_c(x,y,t)\}K(x,y+\triangle y,t)-\{2\triangle y-h_c(x,y,t)+h_c(x,y-2\triangle y,t)\}K(x,y-\triangle y,t)\right] \quad (7.36)$$

たゞし，このような階差式で計算する場合には誤差について，検討しなければならない。誤差の検討についてはこゝでは省略する。

さて，長良川堤防の断面を簡略化し図－7・12 のような形で計算を行なう。堤体はほゞ対称形なので中央で2分した片方のみを取り上げる。



図－7.12　計算を実施した断面

計算を行なうときの条件として次のような仮定を設ける。すなわち，堤体表面は完全に飽和しており，堤体底面および側面に垂直な方向の流れはないとする。堤体内部の土は等方等質で，初期飽和度は一様に30％とする。また土の定数として，透水係数kは4×10^{-4} cm/sec 間げき率nは0.55を用い，さらに毛管水頭h_cと飽和度Sとの関係は

$$h_c=-4.6515S^3+6.9339S^2-4.3542S+2.0667\ (m) \quad (7.37)$$

また比透水係数kとSとの関係は（7.3）式において$S_0=0$とおき

$$\kappa=S^3 \quad (7.38)$$

と仮定した。なお（7.37）式は $k'=4\times10^{-4}$ cm/sec として（7.35）式から求めた式である。すなわち（7.37）式はLeverettのJ関数の仮定が完全に成り立つものとして求めたものであるが，本当に成立するかどうかは問題点として残つている。

さて実際の計算をするためには（7.36）式に $k=0.0144$ (m/hr)　$n=0.55$ と（7.37）式および（7.38）式を代入して，さらに誤差が伝播しないように

$$\Delta t < \frac{35.09}{8.31 + 1.3788\Delta y} (\Delta x)^2 \qquad (7.39)$$

の式から[30] $\Delta x = \Delta y = 0.5$ (m)　$\Delta t = 0.9$ (hr) にとると次のように書き改められる。なお (7.39) 式の誘導については省略する。

$$\begin{aligned}
S(x,y,t+\Delta t) = {} & S(x,y,t) + 0.1026\big[\{(S(x+2\Delta x,y,t) - S(x,y,t)) \\
& - 1.604\,(S^2(x+2\Delta x,y,t) - S^2(x,y,t)) \\
& + 1.068\,(S^3(x+2\Delta x,y,t) - S^3(x,y,t))\}S^3(x+\Delta x,y,t) \\
& - \{(S(x,y,t) - S(x-2\Delta x,y,t) - 1.604\,(S^2(x,y,t) - S^2(x-2\Delta x,y,t)) \\
& + 1.068\,(S^3(x,y,t) - S^3(x-2\Delta x,y,t))\}S^3(x-\Delta x,y,t) \\
& + \{(S(x,y+2\Delta y,t) - S(x,y,t)) - 1.604\,(S^2(x,y+2\Delta y,t) - S^2(x,y,t)) \\
& + 1.068\,(S^3(x,y+2\Delta y,t) - S^3(x,y,t)) + 0.22966\}S^3(x,y+\Delta y,t) \\
& - \{(S(x,y,t) - S(x,y-2\Delta y,t)) - 1.604\,(S^2(x,y,t) - S^2(x,y-2\Delta y,t) \\
& + 1.068\,(S^3(x,y,t) - S^3(x,y-2\Delta y,t)) + 0.22966\}S^3(x,y-\Delta y,t)\big]
\end{aligned} \qquad (7.40)$$

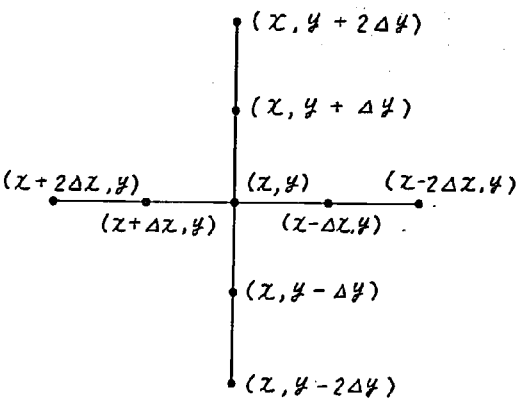
これが数値計算を行なう式となる。したがつて点 (x, y) の Δt 時間後の飽和度 $S(x,y,t+\Delta t)$ の値は図－7・13 のように (x,y) $(x+2\Delta x,y)$ $(x+\Delta x,y)$, $(x-\Delta x,y)$, $(x-2\Delta x,y)$, $(x,y+2\Delta y)$, $(x,y+\Delta y)$, $(x,y-\Delta y)$, $(x,y-2\Delta y)$ の9点の飽和度から計算できる。

境界条件として堤体表面は飽和度100%とし，また堤防中心線 および底面に垂直方向の成分を持つ流れはないものとす。すなわち今考えている面が y 軸に垂直だとすると y 軸方向の流れが0ということになるから

$$-K\{j - \nabla h_c\}j = 0$$

よつて

$$\frac{\partial h_c}{\partial y} = -1$$



図－7・13　格子点の記号

一方 Taylor 展開から

$$\frac{\partial h_c}{\partial y} = \frac{h_c(y+\Delta y) - h_c(y-\Delta y)}{2\Delta y} - \frac{1}{6}(\Delta y)^2 \frac{\partial^3 h_c}{\partial y^3} - \cdots\cdots$$

で$\triangle y$の2次以上の高次の項を微少と考えて無視すると

$$h_c(y+\triangle y)-h_c(y-\triangle y)=2\triangle y$$

$\triangle y$を微少と考えて無視し，Sはh_cの関数であるため

$$S(y+\triangle y)=S(y-\triangle y) \qquad (7.41)$$

境界面上の値$S(x, y, t+\triangle t)$を計算するためには，同様にして

$$S(y+2\triangle y)=S(y-2\triangle y) \qquad (7.42)$$

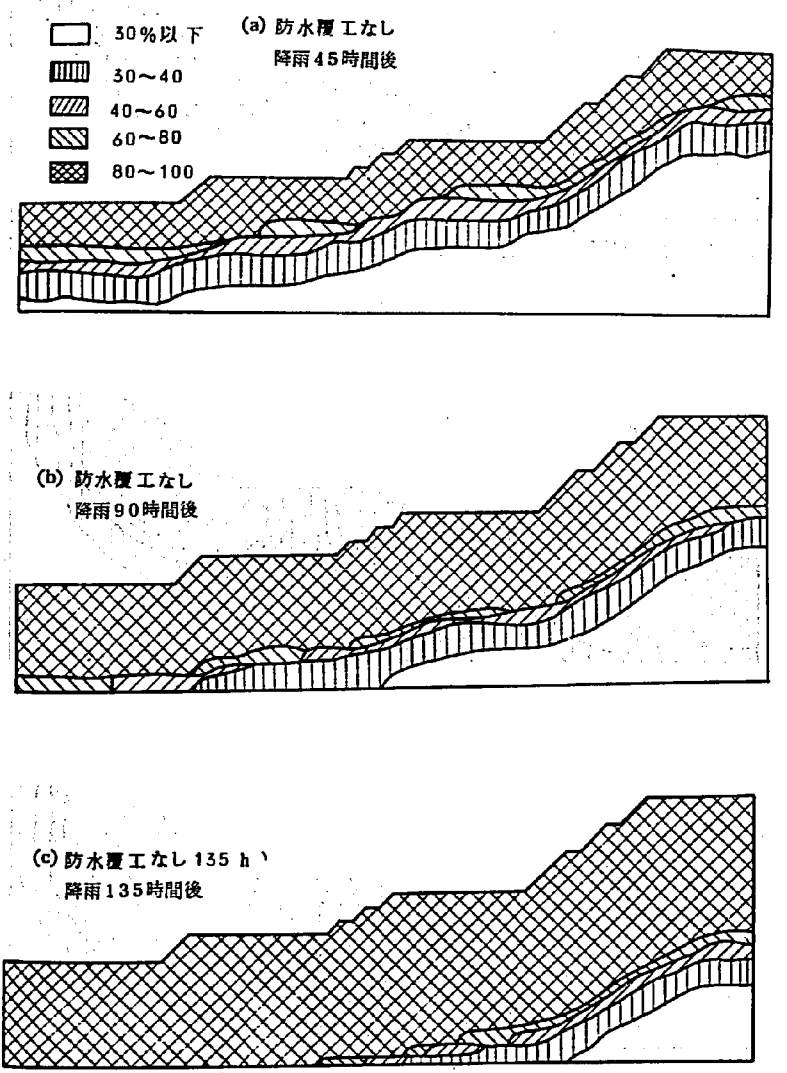
となる。不透水面がx軸に直角な場合にも同様に

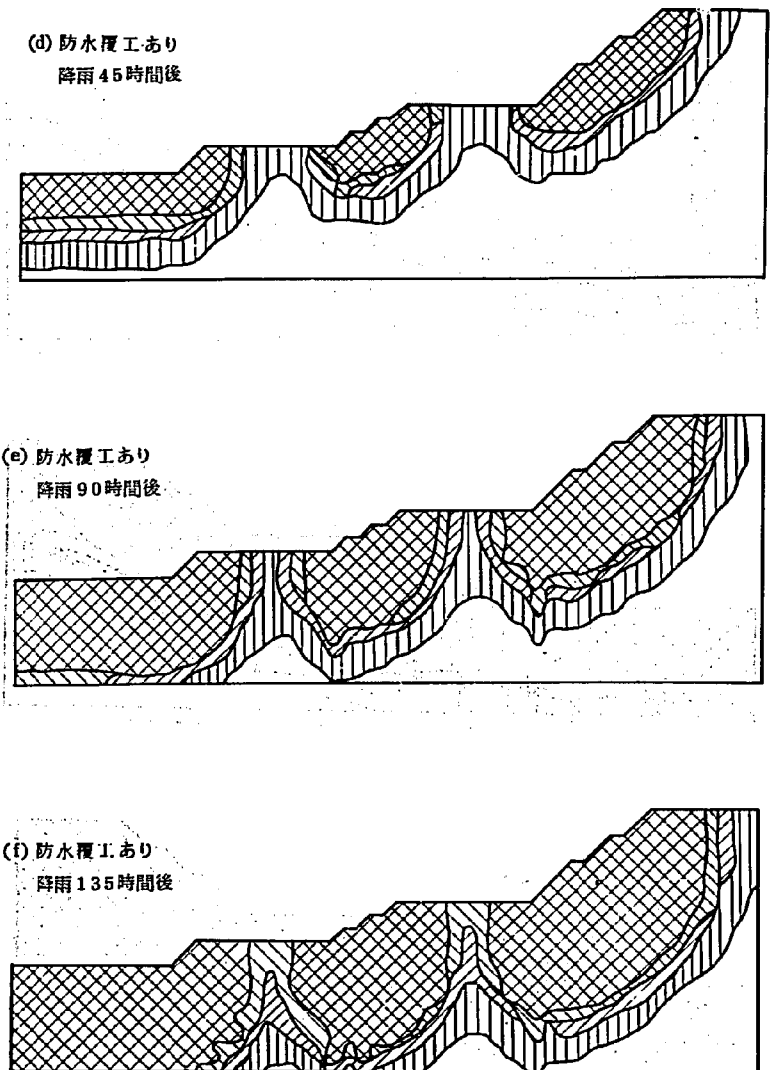
$$\left.\begin{aligned} S(x+\triangle x)&=S(x-\triangle x)\\ S(x+2\triangle x)&=S(x-2\triangle x)\end{aligned}\right\} \qquad (7.43)$$

となる。

計算の結果をまとめて図—7・14に示す。これによつて堤体表面から浸透する水がどのように進むか，また不透水性の被覆の影響がどの位あるかを知ることができる。

現場実験では初期条件および境界条件をはつきりと揃えることはむづかしく，無処理堤防と一部被覆した堤防との浸透の差を明確に示しにくいが，この計算結果によると，どのように飽和度が変化していくかの傾向はかなりはつきりしてくる。堤体へ浸透した水は下向きに流れ堤防基礎の不透水層に達するとそこにたまり，地下水を形成して自由水面を持つ流れとしてのり尻へ流出するが，こゝで示した計算はそこまでは取り扱つていない。降雨が降り出した比較的初期の浸透現象について述べた。


30%以下
30～40
40～60
60～80
80～100
(a) 防水覆工なし
降雨45時間後
(b) 防水覆工なし
降雨90時間後
(c) 防水覆工なし 135 h
降雨135時間後



図－7.14 計算による堤体内の飽和度の変化

(7) 雨水浸透の小型模型実験

(ｲ) 実験装置と方法

現場実験ならびに計算によつて雨水の浸透について検討したが，さらに模型実験によつて水の浸み込んで行く傾向を調べた。

模型実験では，堤体内の浸透流を2次元流と考え計算を行なつた断面を取りあげた。すなわち堤防中心線に対して片側のみの模型である。

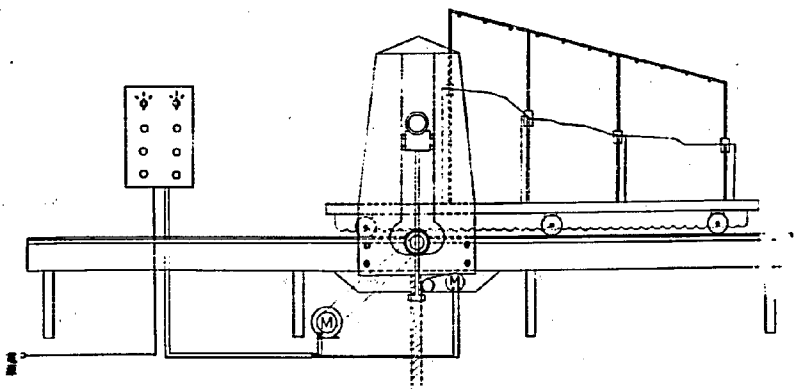
実験装置は図－7・15 に示すように，現場実験を行なつた堤防断面の$\frac{1}{10}$の形の1.5cm厚さのアルミニウム板が幅20cmに2枚平行に立ち実験槽を形成している。その中へ土を詰めることによつて模型堤防ができあがる。その実験槽は車輪付きの台の上に乗つていて，水平方向に自由に動く。模型の直上には降雨装置が取り付けられている。模型内部の含水比の測定はＲＩ計器で行なうために，模型堤防をはさんで線源とガイガー・カウンターが設置され，かつ任意の高さに自由に移動できるようになつている。模型の水平方向の移動とＲＩ計器の鉛直方向の移動の組合わせによつて，堤防断面のどの位置においても含水比の測定が可能になつている。

このような模型に作用させる人工降雨は模型の上に取り付けられた降雨装置からの水滴であるが，表面の浸食を防止するために，ノズルから圧縮空気とともに水を送り出し，細かい水滴にするよう工夫した。なお降雨装置による降雨強度は調節可能である。模型実験の相似律はすでに述べたが，実施に当つて問題の多いことが明らかになつた。

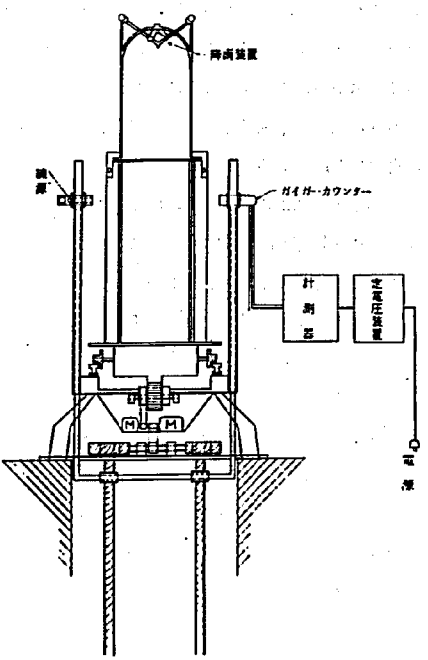
たとえば堤体の均質性についてで，実際との対比をどうするかということなどである。また大きな問題は間げき率，透水係数，時間の関係である。（7.29），（7.30）式を使つて相似縮尺を計算してみる。土の間げき率は土によつてそれほど大きく変らないから，いま模型を$\frac{1}{10}$の縮尺で作ると透水係数kも浸透流量qも，ともに100 倍にならなければならない。さらに模型の時間は実際に較べて１０００倍の速さで進むことになる。

実物の堤防の透水係数が4×10^{-4}cm/sec であるから，模型堤防の材料には4×10^{-2}cm/sec の透水係数の土を選べばよいことになる。堤防表面がつねに飽和している状態であれば浸透流量はほゞ透水係数に比例すると考えてよいが，降雨量が少なくなると相似律が成立しなくなる。また時間縮尺が大きすぎて，実験中の測定を考えるとこの縮尺を採用することが全く不可能なことが明らかになつた。すなわち，アイソトープ計測を適用すると1点の測定に最低2分半を要し24点の測定を行なうと1時間が必要となる。これは実物の現象に直すと41.7日に対応することになる。さらに，ＲＩ計器は水分を嫌うため測定を行なうときには，人工降雨を止めなければならないので全く相似が合わなくなる。

（a）正面図



（b）側面図



図－7.15　小型模型実験装置

以上のように実物の堤防と模型堤防の間に相似が十分成立しないが模型材料として川砂と気乾した関東ロームの2種類の土を使用して実験を行なつた。突き固めた試料に対する透水試験の結果，関東ロームの透水係数は5×10^{-6}cm/sec，川砂のそれは1×10^{-2}cm/secであつた。おのおのの材料で作つた模型に対して被覆を施こしたものと無処理のものに対する実験を行なつた。

川砂と関東ロームを採用した理由は川砂の場合は相似縮尺から云つて，透水係数が長良川堤防の模型としてほゞ適当な値であることと，関東ロームの場合は透水係数が小さく，長時間を要する含水量の計測中において水分の移動が少なかろうということからである。

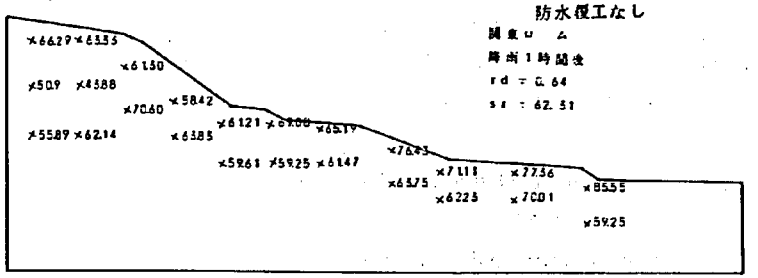
模型堤防の作成は砂，関東ロームともに薄くまき出し木板で締め固めた。

実験中の含水比の測定は24点にしたがこれは計測時間から決めたもので，これ以上ふやすと始めの点と終りの点の時間の差によつて誤差が大きくなりすぎると考えたためである。含水比の測定は降雨を一定時間加えた後に行なつたが，関東ロームの場合は降雨を1時間作用させて約2時間で測定し，これを繰返し，砂の場合は30分間作用させ約1時間で測定する周期を繰返した。

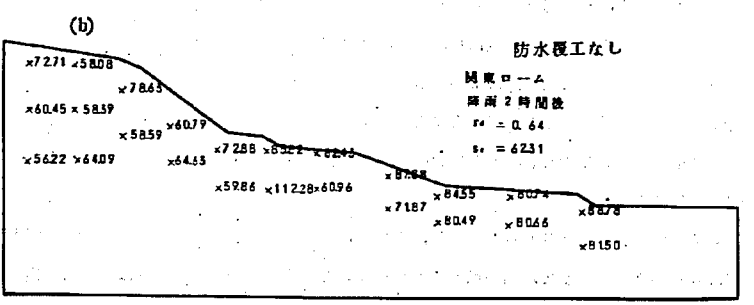
(ii) 実験結果

実験によつて測定した含水量を整理し，飽和度に直して図示したものが図－7・16である。測定に誤差があつたようで，結果はかなりばらついている。なお関東ロームは降雨前の飽和度，含水比ともに大きな値を有している。関東ロームおよび砂の場合ともに，表面から浸透した水が次第に内部へ移動していくことはわかるが，気の付くことは，大体の傾向として斜面の下端部の方が飽和度が大きい。また斜面が終つて小段になる部分の飽和度が大きくなつている。これは堤防に降つた雨が斜面に沿つてのり尻の方へ流れて行き斜面が終つて水平面の始まる所で多量に浸み込むことによるものと考えられる。したがつて小段部分の被覆を有効に行なえば浸透をかなり大幅に減少させることができる。降雨実験後，模型の各所の含水比を試料によつて測定したところ小段の被覆の有無によつて，小段部分の含水比に大きな違いが見出された。これからも堤体内への水の浸透を防止する効果のあることが確かめられた。

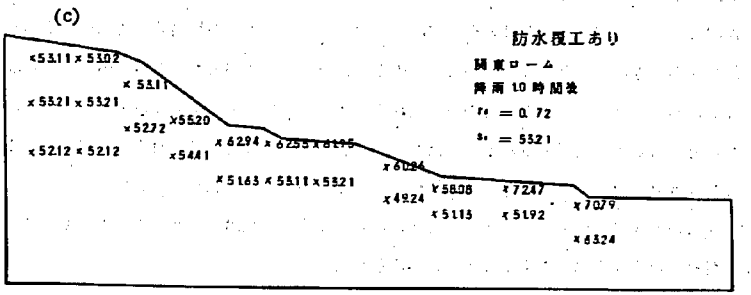
(a)


防水覆工なし
関東ローム
降雨1時間後
rd = 0.64
s.f = 62.51

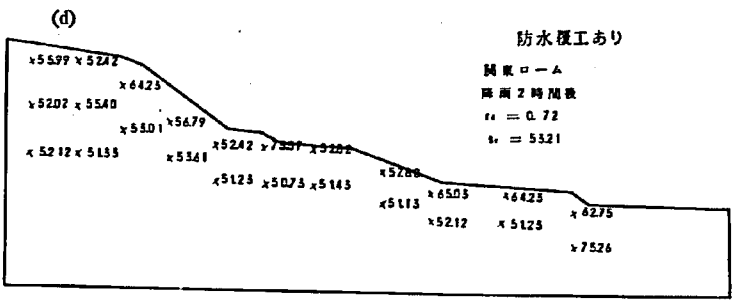
(b)

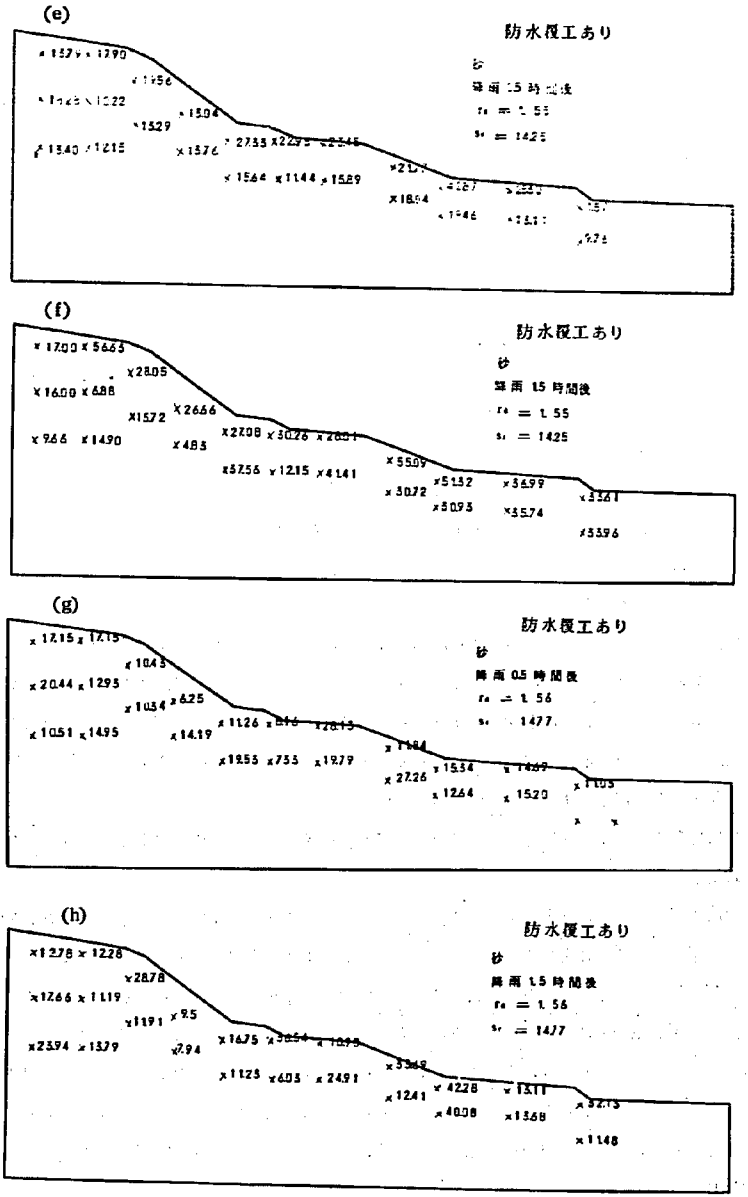

防水覆工なし
関東ローム
降雨2時間後
rd = 0.64
s.f = 62.31

(c)


防水覆工あり
関東ローム
降雨10時間後
rd = 0.72
s.f = 55.21

(d)


防水覆工あり
関東ローム
降雨2時間後
rd = 0.72
s.f = 55.21



図－7.16　小型模型実験によつて求めた飽和度（%）

(8) 雨水浸透の実物大の模型実験[13), 14)]

(i) 実験装置と方法

雨水の浸透を小型模型によつて再現するのは相似律の上から云つて無理があり，満足できる結果をうることができなかつたので，実物に近い現寸大の模型で実験を行なうことにした。

大型模型実験は雨水の浸透現象を調べるのみならず，降雨による堤体の崩壊現象まで含めて検討するのを目的としたため，含水比の時間的変化ばかりでなく間げき水圧，ひずみなども合わせて測定したが，こゝではまず含水比の変化に関係のあることのみを述べ，斜面の安定に関連することは後に述す。

実験は土木研究所千葉支所の盛土実験槽を用い実施した。実験槽はアスファルト・ライニングを施された深さ2mのピットで，上屋が付いている。その上屋を支える鉄骨には降雨装置が取り付けられている。実験槽の広さは32m×36mであるが降雨装置ではそのうちの20m×20mの範囲にわたつて人工降雨を降らせることができるようになつている。降雨装置は銅パイプに多数の噴霧ノズルを付けたものでポンプで水を圧送し，これを霧状にして降らせるようになつている。この実験では堤体内へ浸透した水のみを検討の対象としているため，地表面が水滴により浸食されないよう，水滴を細かくした。

実験槽内に作つた模型堤防は高さ4m，天端幅2m，のりこう配1割5分の台形断面である。材料は一度乾燥させ含水比を再調整した関東ロームである。堤体の施工方法は人力によつてまき出し，約30cmの層厚ごとに手動の1 ton ローラにより締固めた。各層ごとに，締固めた土の含水比，湿潤密度を測定したが，平均値として含水比80.1%，湿潤密度1.16 t/m³，乾燥密度0.64 t/m³ のばらつきの少ない値が得られた。

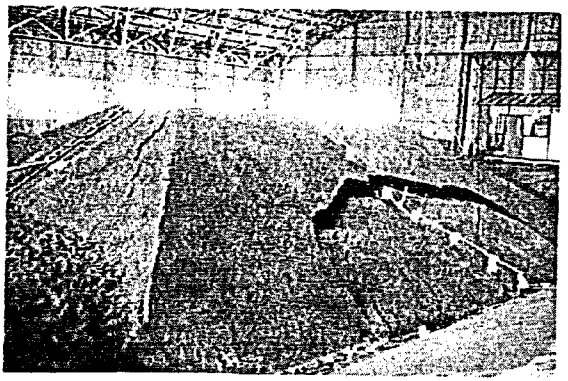
堤体には含水比および密度を測定するためのアルミパイプ，間げき水圧計などの計器が取り付けられた。

実験はこの大型模型に一定強度の降雨を加え，雨水の浸透状況，堤体に生じる亀裂，変形を継続的に測定，観察することであつた。実験は盛土完成後1ケ月を経過してから実施した。

雨量強度は降雨がほゞ盛土内へ浸透して，表面流出による浸食，洗掘が起こらないようにするため，平均15mm/hrに調整した。また降雨実験開始前および終了時，ならびに中間に盛土の含水量の上昇が土のせん断強さにどのような影響を持つかを調べるため，静的コーン貫入試験機によつて堤体各部の貫入抵抗を測定したが，これらについては後で触れる。総降雨量が250mmに達するとのり面およびのり肩付近に亀裂が生じ実験終了時には写真－7・1 に示すような斜面崩壊が生じた。

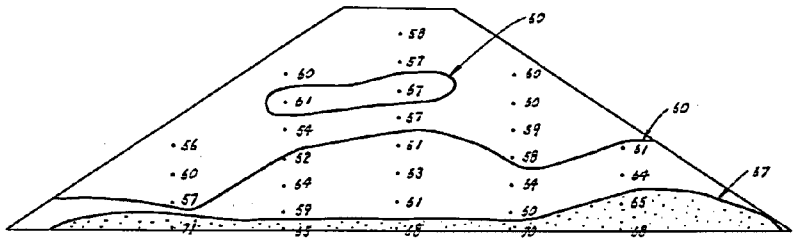
(ii) 実験結果

実験によつて観測した堤体内の水分の変化を整理し，飽和度によつて示したのが図－7・17 である。実験開始まで模型を約1箇月間放置した間，堤体表面が乾燥するのでごくわずか散水した水や重力によつて土の中の水分が下方に移動する。したがつて実験開始直前の飽和度の分布は盛土下部が多少大きくなつているが，それ以外はほゞ一様な値を示している。降雨量が次第に増していくと，乾いた状態から順次飽和度が上昇していく様子がわかる。降雨の浸透の特徴は図からもわかるように表面の飽和度が上り，次第に内部へ進行していく。しかし内部の中心部では飽和度が容易に上昇しないことがわかる。降雨量が１００㎜を越える頃からのり尻部の飽和度が高まり，この部分にまず初めに自由水面が生じる。土の厚さの薄いのり尻部では下方に浸透していく不飽和毛管流が不透水性の底盤に達し，この部分から土が飽和しはじめるためである。この自由水面は次第に高くなるが，盛土中央部には上部からの水が容易に到達しないので中央が低く両側が高い２つ山を持つ図－7・17 (e)のような形になる。

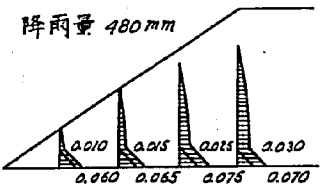


写真－7.1　実験堤防の斜面崩壊

総雨量 0mm


50
50
50
57
57
57

また間げき水圧計によつて測定した堤体内の圧力は図－7・18 に示すとおりである。盛土下部に自由水面が形成された後に，盛土の底面で測定した圧力は間げき水圧とみなされるが，不飽和土の中で測定した値は実際は何を示しているか明確でない。間げき水圧計の受圧板に作用した圧力と云つた方がよいかも知れない。



図－7.18 盛土内の間げき圧の分布

降雨開始後，短時間でわずかな値であるが間げき圧の上昇が認められ，以後の増加は極めて少ない。降雨が始まると盛土表面付近に水膜が形成され，内部の空気を圧縮するためとも考えられるが，いずれにしろ大した値ではない。その後降雨量が増加するにしたがつて，わずか増大し，降雨量が４８０㎜に達した最終段階においても図に示す値に留まる。静水圧分布になる下部の圧力以外は極めて小さい値で，均質堤防の場合には降雨が作用しても不飽和の領域には，大きな間げき圧は発生しえないことが知られた。

しかし同種の実験を国鉄が実施したときは，降雨のみによつて堤体内に土かぶり深さの２０～４５㌢間げき圧の発生したことが報告されている[15]。これは不透水性のよく締められた盛土の表面に透水性の土羽土が覆つているなど降雨が短時間のうちに局部的な一部の土を飽和状態にする特別な条件の場合と考えられる。

盛土の不飽和領域に発生する間げき圧は降雨完了後短時間のうちに消失することも確かめられた。

§7.3 洪水時の堤体内の浸透流

(1) 水位上昇にもとづく浸透流

河川の水位が洪水によつて上昇すると堤体内への浸透が始まる。もちろん，水位上昇にもとづく浸透においても，雨水の浸透と同様に，初期条件すなわち堤体の初期含水量や，境界条件すなわち，洪水によつて生じる堤体前面の水圧の変動などに浸透水の動きは大きな影響を受けるが，前節で考察した毛管水頭は雨水の浸透のときほど大きな意味を持たない。

浸潤前線の移動のために働く毛管水頭の大きさに比較して，河川の水位上昇にもとづく表のり面に働く静水圧の方がはるかに大きく，またその変化も急激なためである。しかしながら，堤体土の含水量が高いことは土の空気間げき率が小さく，浸潤前線が移動する場合，浸透してきた水が満たすべき空げき，すなわち有効間げき率が小さいことであり，土の透水係数が同じであつても浸潤前線の移動は速くなる。

洪水時に堤体内の浸潤線が発達し堤防裏のり尻から浸透水が流出するようになると堤防の安定性が低下するため，堤防の設計に当つては浸潤線が洪水期間中に裏のりに達しないよう，考慮すべ

きであると述べている教科書が多い。前のりから発達してきた浸潤線が裏のりに現われると直ちに堤体の安定性が損われるという性質のものではないが，過度の浸潤面の上昇や，漏水は，堤体材料を洗い流したり，のり面崩壊の原因になるから避けなければならないことは当然である。

洪水時の堤防の浸透は古くは Schmied[16] などの研究があり，また概略の浸潤前線の堤体裏のりに達する時間の目安を立てるための Strohl の方法[6]などがあつて，これはわが国においても堤体浸透の検討に用いられている。

また堤体内の非定常浸透流を準一次元浸透流と考え，解を求める方法に関して内田,[17] Polubarinova－Kochina[18]，矢野・山本,[19] Brahma[20] 他の研究があり，さらに赤井ら[21]の堤防および基礎地盤内の非定常浸透流に関する研究も，堤防内の浸透に関する考え方に有益な資料を提供したものとして注目される。

しかしいずれの方法においても，堤体を均質と仮定し，単純な境界条件によつて解くため，複雑な実際の現象と必ずしもよい対応を示すものとは思われない。さらに洪水による水位上昇以前に降雨があるのが普通であるから，初期含水量もかなり異なり，さらに降雨だけによつても条件によつては部分的に地下水面が出現することも起こる。したがつて，こゝでは厳密さを多少除外して，非定常浸透流を実用的に図解法によつて求める方法につき検討を加えてみる。

(2) 非定常浸透流の図解法

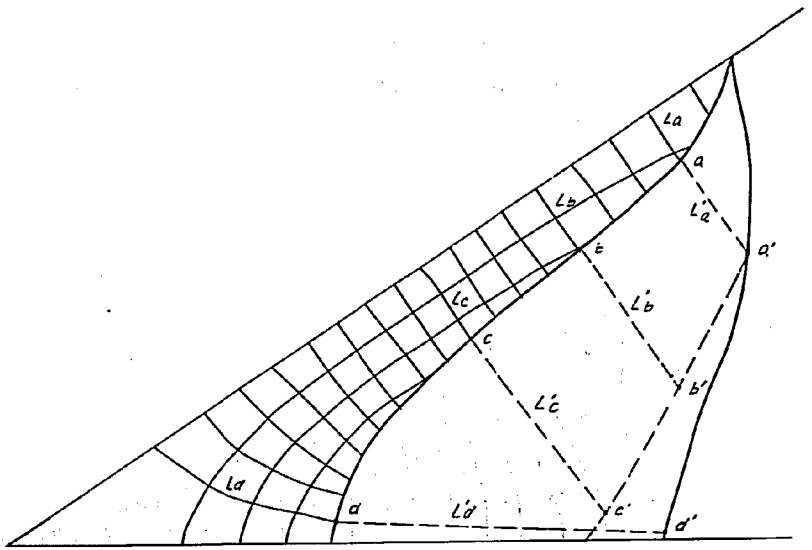
浸透条件の簡単な定常浸透流を解くために流線網を図解法によつて描くことは，広く一般に行なわれている。非定常流であつても，水によつて完全に飽和されている領域においては浸透流を支配する連続の式が成立するはずであるから，その領域に関しては流線網を描くことができる。この場合に定常流の流線網と異なるところは自由水面が流線と平行でないことである。非定常流であるため浸潤前線は移動するので，流線は浸潤線とある角度を持つて交る。すなわち浸潤線が上昇するときには流線は浸潤線と交る点で終り，水位低下のときは逆に浸潤線の位置から始まる。

浸潤線上の水はその高さに比例するポテンシャルを持つていること，洪水によつて水に接するのり面，基礎底面などの境界条件は定常流の場合と全く同じであるから，浸潤線の形が決まれば容易に描くことができる。

水位が瞬間的に上昇したときの非定常浸透流を知るために，Cedergren[22] がある時刻 t における流線網を描いて，それによつて Δt 後の流線網を求める方法を示しているので，まずそれについて簡単に述べ，ついで水位が変動する場合に適用したものについて述べる。

(i) 水位が瞬間的に上昇した場合

Cedergren が示した水位の瞬間的上昇の方法は図－7・19 に示すように浸透が始まつた比較的初期の任意時刻 t の浸潤線を適当に定め流線網を描く。流線網によつて，浸潤線上のいくつかの点 a，b，c，……の動水こう配 i_a, i_b, i_c…… を求める。表のり面から点 a，b，



図－7.19　水位が瞬間的に上昇したときの図解法

eへ至る流線の長さをそれぞれL_a，L_b，L_cとするとL_a/i_a，L_b/i_b，L_c/i_cはほゞ等しくなければならない。この値に差のあるときは浸潤線の形を書き換え，同様に流線網を描き直をそろえる。

この流線網を第一段階としてΔtだけ後の，浸潤線は次のようにして求める。

浸潤線上の点a，b，c……の水はある時刻tの後のΔtの間，動水こう配i_a，i_b，i_c……であるために，水は流線の延長方向に流れるものとする。

各点の浸潤線の移動速度v_sは土の透水係数をk，土の有効間げき率をn′とすると

$$v_{si} = \frac{k i_i}{n'} \qquad (7.44)$$

であるからΔtの間に浸潤線の進む距離は

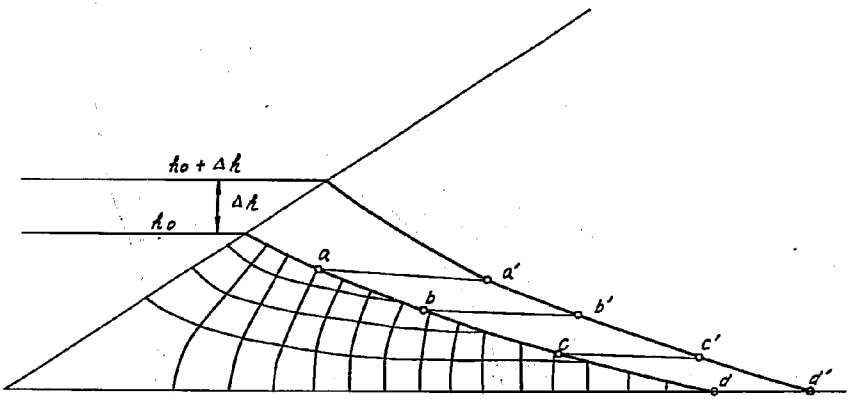
$$L_i = v_{si} \Delta t = \frac{k}{n} i_i \Delta t \qquad (7.45)$$

したがつて各点からL_iの距離だけ前方にa′ b′ c′をとつて曲線で結ぶ。このとき浸透流の流線の形によつて流れが集中したり拡散したりする。図－7・19の例では集中しているため，b′ c′はさらに前進すると考えられるので補正を加える。

$t+\Delta t$時刻の浸潤線がこうして求められたら，これについて流線網を描き同じ操作を繰り返す。

(ii) 水位が変動する場合

水位が上昇する場合についても同様な手法を適用してみる。水位が変動する場合，図解法に多少無理な点があるが次のようにする。(i)と同様に，図－7・20 を浸透の比較的初期の時刻 t，水位 h_0 の流線網とする。時間とともに水位も変動するので $\triangle t$ 時間後の水位は $h_0+\triangle h$ とな



図－7.20　水位が変動するときの図解法

る。$\triangle h$ が h_0 に比較して小さく，a，b，cの各点が浸潤線の上部でなければ，浸潤線上の各点の水は t のときの流線方向に $\triangle t$ の間進むと考えてもよい。$\triangle t$ の間に進む距離は（7.45）式と同じ形で表わされる。

浸潤線の上部ならびに h_0 から $\triangle h$ の部分に生じる浸潤線は，別に $\triangle t$ の間に水位が h_0 から $\triangle h$ に上昇する場合の浸潤前線の移動を求めておきこれを継ぎ足し，かつ浸潤線の上部についても補正してなめらかな曲線で結ぶ。その他については(i)と全く同様で，$t+\triangle t$ の浸潤線が求められれば，流線網を描き同様な方法を繰返す。

水位が降下するときも同じようにして浸潤線の動きを求めることができる。

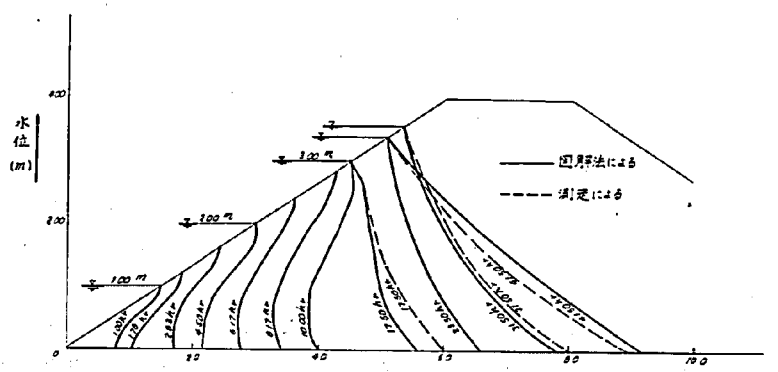
今まで述べた手法では毛管水頭を考慮に入れなかつたが，毛管水頭が無視できない条件の場合には流線網を描くとき，浸潤線上のポテンシャルを h_c だけ下げて同じ手法を繰返せばよい。

図解法によつて浸潤線の移動を求める方法を述べたが，厳密に云えば難点が多い。しかし概略の解を知るという意味では，次に述べる実測値との比較などからも実用性は期待できると考えられる。

(3) 図解法によつて求めた解と実際の浸透との比較

実際に起こる非定常浸透流との比較をするため淀川で実施した実験の資料を示す。

浸透実験は高さ4m，天端2m，のりこう配1割5分の図－7・21 のような堤体の前面に水



図－7.2 1　図解法による結果と実測値の比較

をためた場合に，どのような浸透が生じるかを調べたものである。

前面の水位変化に応じた浸潤線の変化を図解法によつて求めた値と実験によつて実測した値とで比較するため，同じ図に記入したのが図－7・21 である。なお図解法では，透水係数 k は 7×10^{-4} cm／sec 有効間げき率 0.2 と仮定し，また毛管水頭は無視して求めたものであるが，両者はよい一致を示している。

このように水位上昇に伴なう浸潤線の移動は，図解法によつても推定できることを実物大の模型堤防実験で確かめたが，透水係数および有効間げき率の仮定によつて解析結果が大きく変つてくるので，堤体の土の性質のばらつきの取り扱い方を含めて，これらの値の決め方に問題がある。

(4) 水位上昇にもとづく浸透流の観測結果

堤体内に生じる非定常浸透流を解く方法として図解法を述べそれの適用例として，淀川の実物大模型実験の資料をとり上げて，解析結果と実測結果を比較した。そうして，こゝに示した図解法によつても，概略の浸透現象を推定することが可能であることを示した。

しかし淀川の実験は後に述べるように堤体は均質であり，しかも境界条件を単純にした実験であつたため，洪水時に生じる実際の浸透とは多少，様子の異なるものであつたことも事実である。

すでに指摘したように，堤体表面から降雨の浸透があり，さらに堤体，地盤を含めて複雑な地層構成であると，図解法に限らずいずれの解析方法を用いても容易に浸透流の解を求めることはできない。図解法の実用性があると云つても自ら限度のあることは云うまでもないことである。

したがつて，こゝでは，堤防実験の結果のみでなく実際の堤防の非定常浸透流がどのようであるかを実例によつて示してみる。

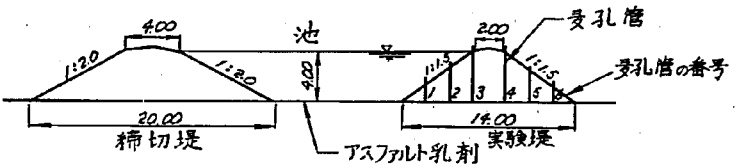
こゝに示す資料はすでに述べた淀川の模型堤防の実験結果，利根川および江戸川の実際の堤防に対するたん水実験結果および阿武隈川，淀川，木津川などの実際の堤防浸透流の観測結果である。淀川，利根川，江戸川における実験は降雨の影響もなく，比較的単純な現象であるが，阿武隈

川などの実際の洪水時の浸透は降雨の影響も加わり複雑である。降雨の浸透が浸潤線の動きにかなり大きな影響を持ち，堤体の安定性には無視できない作用を持つことをとくに強調しておきたい。

(j) 淀川における模型堤防の実験[23)]

淀川における実験は，高水敷上に築造した実物大の実験堤防に対して行なつた，たん水実験である。河川改修のため新たに作られた新堤と在来の旧堤防の間を実験場に選び，新旧両堤に直角に実験堤ならびに締切堤を築造し，この間に水をため，水位を上昇させることによつて生ずる実験堤内の浸透流を測定した。

この付近一帯の基礎地盤は砂れき層を含み，透水性に富むためたん水池の漏水を防止することおよび堤体内に生じる浸透流を単純なものにするため，実験箇所一帯の地盤表面，および実験堤の新旧両堤への取付部に当るのり面にはアスファルト乳剤を散布し，不透水性の被覆を行なつた。実験堤の断面は図－7・22 に示すように天端幅2 m，高さ4 m，のりこう配1割5分の台形とした。築堤材料は付近の旧堤の小段から採取した砂質ロームで，とくに均質な材料を選んだ。施工法はまずトラックで材料を実験堤近くまで運搬し，これをドラッグラインで厚さ30 cmにまき出した後，1 ton の平滑胴ローラで軽く締固めた。すなわち，堤体材料および締固めをできるだけ均等，均質にし，しかも比較的，低い密度になるように施工を行なつた。

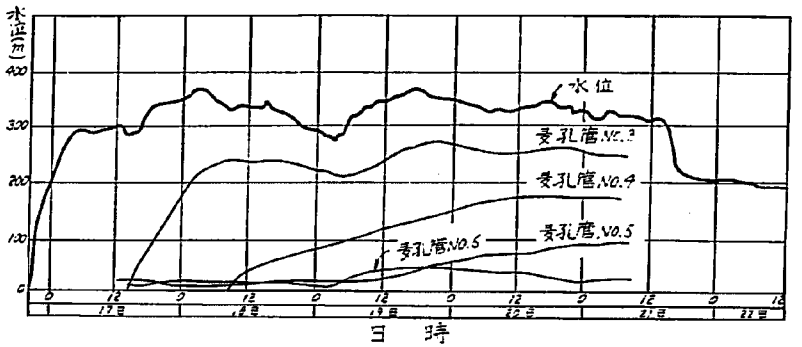


図－7.22　実験堤の断面

堤体の締固め度は85%で普通の河川堤防の締固め度の平均値を持たせるように計画した。堤体の乾燥密度は1.44 t/m³ であつた。また堤体の透水係数は 1×10^{-3}～5×10^{-4} cm/sec 程度であつた。

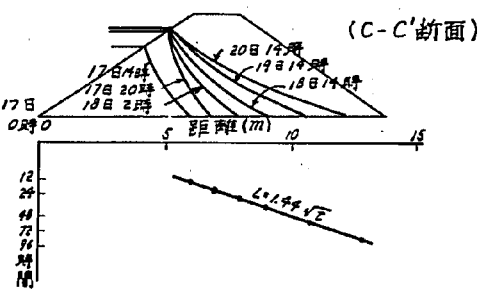
実験堤防は施工完了後しばらく放置し，堤防前面の貯水池にたん水して，堤体内の浸透流を起こさせた。同じ堤体を用いてのたん水実験とは別に，農業用スプリンクラーを用いて降雨実験も実施し堤体内の含水比の変化を測定したが，それについての説明は省略する。

貯水池の水位上昇にもとずく堤体内の浸潤線の変動を示す水位時間曲線は図－7・23 のとおりである。なお浸潤線の高さを測る多孔管の埋設位置は図－7・22 に示す。この水位時間曲線から一定時刻の浸潤線の形状を求め図示したのが図－7・24 である。



図－7.23　水位変化の測定結果

これは先の図解法の結果の検討に用いたものである。なお水位が急上昇したと仮定すると浸潤線の先端部の位置は時間 t の平方根に比例するという考え方もあるので図には浸潤前線，先端の位置と $\sqrt{t}$ の関係を併記した。この実験では両者の関係がほゞ直線によつて与えられることが確められた。たゞし，この実験は急激に水位が上昇し，後はほゞ同じ水位を保つという条件で実際の洪水を対象にしたものではない。



図－7.24　浸潤線の移動

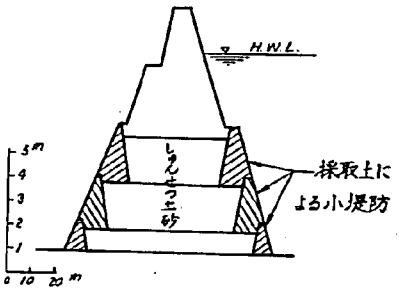
(ii) 利根川堤防の実験結果[24]

利根川中流部の北川辺地先に引堤のため新堤が築造されたが，新堤は利根川河床を浚渫した砂を材料とした。堤防の施工には2本の小堤防を作り，その間に砂を吹き込んで行く方法をとつたため，堤防の中心部は浚渫した砂，堤防の表面付近は渡良瀬川の掘削土で作つた小堤防であるため粘性土という構成になつた。堤体がこのように浚渫した砂から成り立つている上，堤防基礎地盤は利根川の旧河床に当り，地層の構成がはなはだ複雑で，漏水の面で不安の多い所であつた。

利根川堤防のたん水実験はこのような条件の堤防が洪水時においても十分な安全性を有し，過度の漏水を起こすことがないことを確認する目的で実施された。

実験では新堤の前面の旧堤防を撤去する前に平行な2列の締切堤防を築造し，新旧両堤間に水をため，堤体内に生じる浸潤線の移動を観測した。

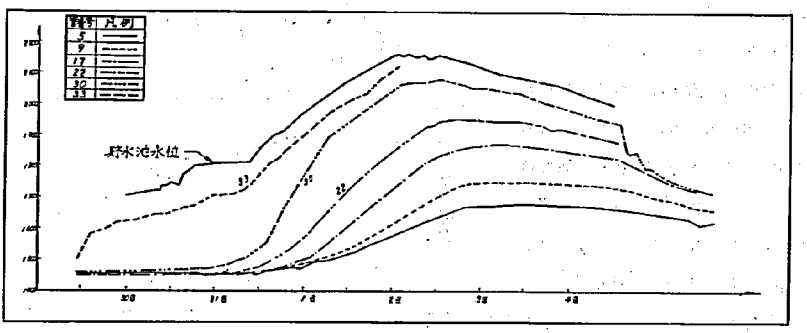
実験の対象になる新堤防は図－7・25 のような断面で堤体を浚渫土砂で築造したため中心部



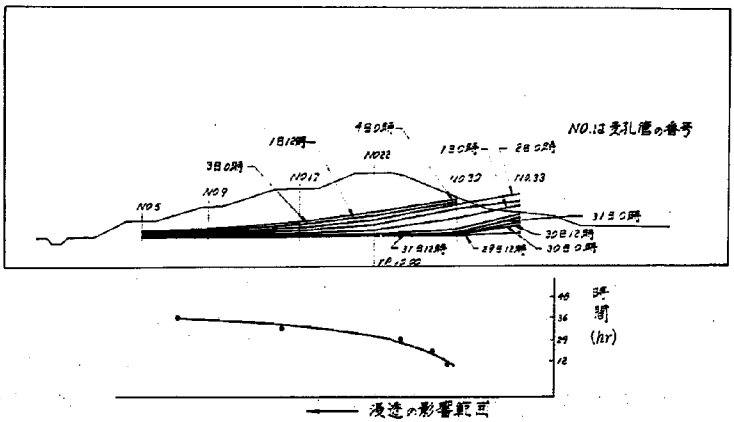
図－2.5　堤防の構造

は砂からなり，表面は粘性土が覆つている。

貯水池水位を上昇させたときの浸潤線の移動を多孔管によつて測定した結果を図－7・26に示す。堤防の断面に浸潤線の形状で記入したのが図－7・27 である。この実験の場合初めから地下水面が存在しているため，浸潤線の先端部の移動がはつきりしないが貯水池の水位上昇に伴ない，堤体内の地下水位が顕著に変動を初めた位置と経過時間との関係を図－7・27 に示す。この堤防を構成する砂の平均粒径 D_{50} は 0.35㎜，均等係数 2.1 の粒径の揃つた透水係数の大きい材料であつたため，地下水面の変動の及ぶ範囲がかなり速く広がつていくことがわかる。



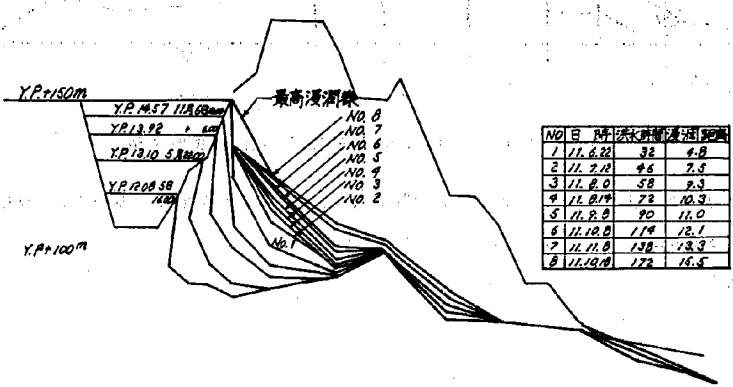
図－7.26　利根川堤防実験で観測した水位時間曲線



図－7.2 7　堤防の浸潤線の変化

(ii) 江戸川堤防の実験結果[29]

江戸川においても引堤箇所を利用して，たん水実験を実施した。堤体材料は関東ロームである。たん水実験の方法は利根川の実験とほゞ同じであり，堤体内の浸潤線は堤体内に埋設された多孔管によつて測定された。貯水池の水位は２７時間かけて計画水位に上昇させ，以後１１４時間この状態を持続させた。堤体内の浸潤線の変動は図－７・２８に示すとおりであり，堤体の透水係数が低いため，川表側より浸透した水は容易に堤防の裏側にまで影響を及ぼさず，実験での継続時間では裏のりに浸透水の流出が起こらなかつた。関東ロームのような粘性土でできた堤防は漏



NO	日	時	湛水時間	浸透距離
1	11. 6. 22		32	4.8
2	11. 7. 12		46	7.5
3	11. 8. 0		58	9.3
4	11. 8. 14		72	10.3
5	11. 9. 8		90	11.0
6	11. 10. 0		114	12.1
7	11. 11. 8		138	13.3
8	11. 12. 16		172	15.5

図－7.2 8　江戸川堤防の実験結果

水に対して極めて安定性の高いことが確認できた。

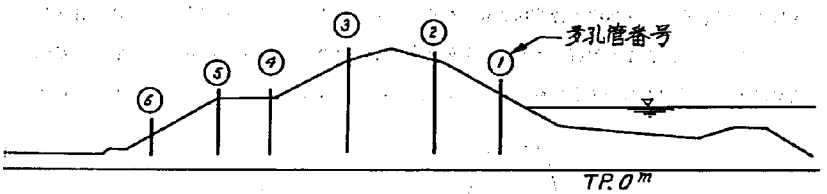
(4) 阿武隈川堤防における観測結果[29]

阿武隈川の河口部付近の地盤は厚いシルトおよび砂れき層から構成され，また堤体も高水敷から採取した砂質系の材料によつて築造され，地盤，堤体を含め，漏水の多い地帯である。

すでに第2章でも述べたように31年7月の梅雨前線および33年の颱風22号の記録的な豪雨によつて堤防のり面が全面的な崩壊を起こした地域である。31年の第1回目の被災後，浸透水に対する堤防の安全性を検討する目的で堤体内に観測計器を設置しておいたところ，33年の豪雨が起こり，堤体内の浸透流の観測を行なうことができた。観測は33年の颱風21号および22号によつてもたらされた洪水について行なつたが，とくに22号は31年の災害と同種の被害を全川の堤防にわたつて起こさせた記録的な豪雨を伴なつた颱風であつた。観測によつて得られた資料を整理し，降雨およびそれに引き続いて起こつた出水にもとづく堤体内の浸潤線の移動についてのみ簡単に述べる。

浸透流を観測した地区の地盤は砂層をはさんでいるが地表面の表層には1m前後の厚さの不透水性の粘性土層が存在するため，堤体の浸透と基礎地盤の浸透は分離して考えてよい条件にあつた。

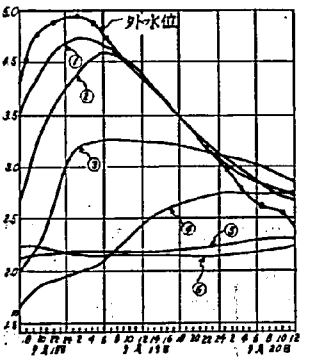
観測地点の断面および浸潤線観測用の多孔管の設置位置は図－7・29 に示すとおりである。



図－7.29　堤防断面ならびに多孔管設置位置

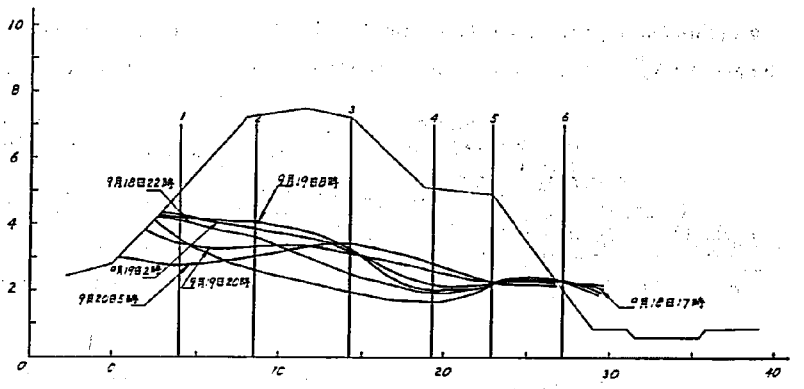
颱風21号および22号による洪水時の浸潤線の変動を示す水位・時間曲線は図－7.30のとおりである。

さらに堤防の断面図に6時間ごとの浸潤線の形を重ねて記入したのが図－7・31 である。この図に示されているように裏のり尻部の水位が初め高いのは降雨の浸透流の影響である。河川の水位が上昇する前に降雨は終つていたため，裏のり尻付近の水位は一度低下している。しかし，その後の増水によつて，表側から水が浸透してきて，再び水位を上昇させている。降雨のみによる堤体内の水位の上昇が大きく，前面からの浸透と分離しにくいため，このような複雑な現象を先に述べた図解法で解くことはむづかしいと考えられる。



図－7.30　洪水時の水位変化

降雨によつて崩壊したのり面は，増水によつて堤体内に生じた浸透流によつて洗い流され，崩壊はますます拡大していつた。

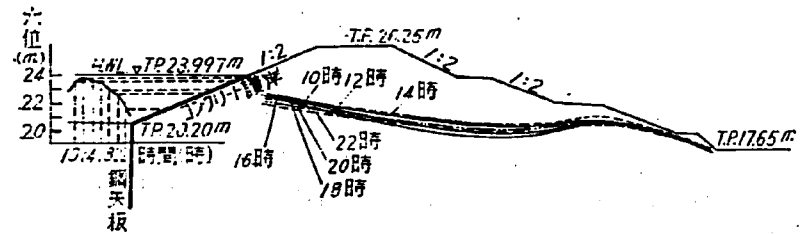


図－7.31　阿武隈川堤防の浸潤線の変化

(V) 木津川，淀川における観測結果

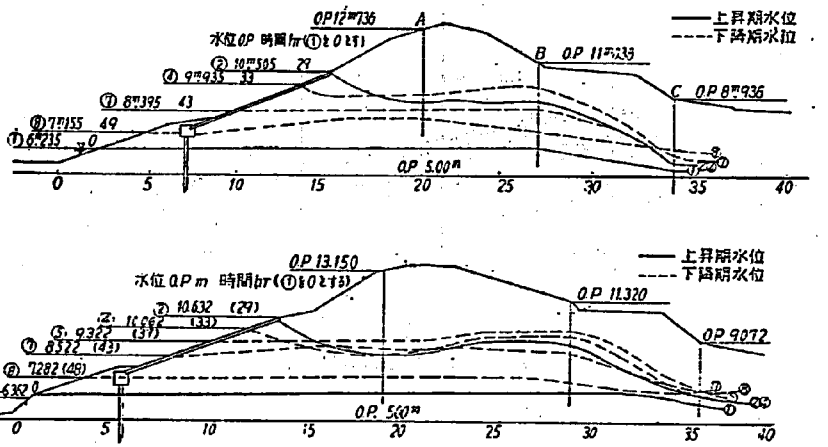
木津川および淀川の堤防についても出水時に堤体内の浸潤線の変動を観測した結果が報告されている。[27]

木津川堤防の調査によると堤防の透水係数は 10^{-2} cm/sec のオーダーであることが知られており，漏水により度々の被害を生じていた。観測に関する詳細な説明は省略し，浸潤線の観測結果のみを示すと図－7・32 のとおりである。



図－7.32　木津川堤防の浸潤線の変化（赤井らによる）

また淀川堤防に関しては十分な土質調査資料はないが，浸潤線の変動のみを示すと図－7・33 のとおりである。[28] 両者について明らかなように浸潤線の形が裏のりでいちじるしく高くなつ



図－7.33　淀川堤防の浸潤線の変化

ているが，これは先の阿武隈川堤防の観測結果でも述べたように，洪水の到達以前の豪雨によつて堤体内に多量の水が浸透して地下水位を上昇させたためと考えられる。

このように洪水には，その前に多量の降雨があるので，増水による浸透水と，雨水の浸透水が重なり合い，堤体内の地下水面が複雑な変動を示す。

§ 7.4　のり面の安定に及ぼす浸透水の影響

(1)　のり面の安定性

堤防ののり面に限らず，すべての斜面について同様であるが，高い所の土が下方へ移動としようとするため，のり面の土中にはせん断応力が発生する。土のせん断強さが，せん断応力よりも大きいときはのり面は安定を保つているが，あるゾーンに沿つてのせん断応力が，せん断強さを越えるとのりすべりが起こる。

のりすべりが発生するのは軟弱地盤上の盛土の施工の途中や地震の作用など，特別なものを除けば，すべて浸透流の影響を受けた場合と云えるくらい，のり面崩壊と水とは密接な関係を持つ。

普通堤防が浸透流の影響を受けて最も危険になると思われるのは，水位が高水位を長時間にわたり継続する場合の裏のりと，洪水後，水位が急に下つたときの表のりであろう。事実，普通の堤防にとつては，満水時の定常流に対する裏のりの安定性ならびに満水から水位が急低下したときの表のりの安定性が確保してあれば十分安全であろう。したがつて，アースダムなどと同じ考え方で，このような条件について検討の行なわれることもある。

しかし，このような最悪の条件をとり上げての設計は堤体断面の過大な設計にも結び付きかねないので，洪水継続時間，堤体材料の透水性などを考えて，安定性を検討する方が合理的と考えられるが，現在の所，適当な方法はない。

外水位の上昇による浸透のほかに，雨水の浸透ものり面の安定性に大きな影響を持つことは今まで繰返し述べたとおりで，のり面崩壊の実例には雨水の浸透の影響が支配的であつたと考えられる場合も少なくない。

堤体のり面の安定性を向上させるためには，浸透水の影響を除外することも有効な方法と考えられるため，堤体表面からの浸透を防止するための被覆やまた堤体内部の浸透水をすみやかに排除するためのドレーンが設けられることもある。このような対策工法はそれなりの効果が期待されるが，効果の量的把握は困難である。堤体の安定性を検討するためには洪水あるいは降雨にもとづく浸透水がどのように移動するかを明らかにし，また浸透水がせん断強さにどのような影響を持つかを考えていかなければ合理的とは思われない。

この節では主に大型模型堤防の降雨実験の結果[10]を用い，降雨の浸透すなわち，堤体内の含水量の増加と堤体の安定性がどのような関係を持つかの立場から検討を加えてみる。

(2) のり面の安定計算に際しての一般的な考え方

のり面の安定解析は仮定した任意のすべり面に沿つて発生するせん断力の合力が，その面の抵抗力より小さいときには崩壊を起こすという考えにもとづいている。

したがつて，斜面の安定計算によつて求める安全率は，円形すべりを考える場合には次のような形で与えられるのが普通である。すなわち，円形すべりの円弧の中心に対するモーメントを考えれば

$$F_s = \frac{\text{すべりに抵抗するモーメント}}{\text{すべりを起こさせようとするモーメント}}$$

となる。

そうして，ある一つのすべり面を仮定した場合，すべりを起こさせようとするモーメントに関係するのは浸透水を含めた土塊の重量であり，すべりに抵抗するモーメントに関係するのは土のせん断強さである。

土のせん断強さは粒子間応力すなわち有効応力に関連して，せん断面に垂直な方向に働く有効応力に比例して増加する，と考える有効応力法が近年多く用いられるようになつている。

有効応力法による安定解析ではのり面に発生する間げき圧を考え，有効応力の強度基準を用いてせん断強さを求めるのが解析法の基本となる。

これに反し，全応力法ではせん断試験でせん断定数を求めるとき，供試体のせん断の条件を実際ののり面の破壊時の条件に類似させ，試験結果を全応力で整理する強度基準を用いるところが異なる。したがつて，全応力法で扱う場合にはせん断試験中も間げき水圧の測定は行なわず，また安定解析においても間げき水圧は考慮に入れない。この理由はせん断試験で供試体の中に発生する間げき水圧とのり面が破壊するとき，実際ののり面に発生する間げき水圧は等しいという仮定にもとづいているわけである。

この両方の解析法の問題点については多くの研究者によつて討議されてきたが，間げき圧の測定技術の向上と，土中に発生する間げき圧の資料の蓄積がなされるにつれ，次第に有効応力法の利用が増加する傾向にある。とくにのり面に浸透水が流出する比較的均質な堤防，アースダムなどの安定計算には，流線網を図解法などによつて求めれば，浸透流の影響をある程度の精度で取り入れることは可能であり，有効応力法を用いる例が多い。

しかし，有効応力に関する強度基準を示す式

$$S = c' + (\sigma - u)\tan\phi'$$

は一般には飽和した土を対象にしたもので不飽和度については，間げき水圧の取り方などが不明でよくわかつていない。すなわち，不飽和土では土中の間げきは水と空気とから成立つており，一般に水と空気の圧力は異なる。このためせん断強さを有効応力で表示するとしても簡単には表わされず，また土がせん断するときに発生する間げき圧は飽和土の場合とはかなり異なる。しか

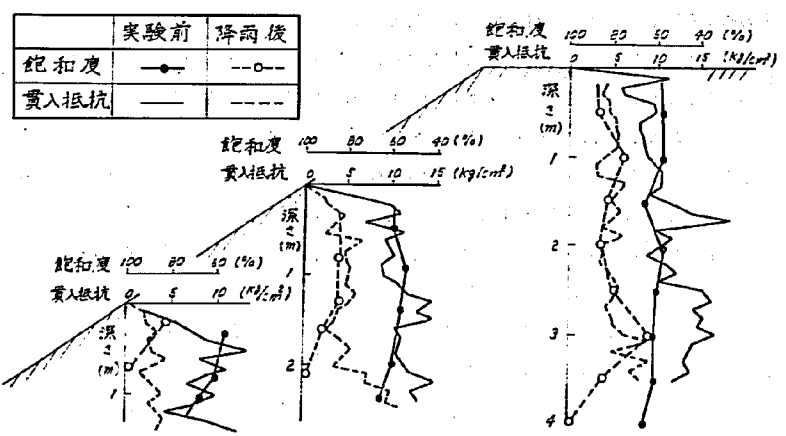
し実用上は不飽和土においても近似的に飽和土の場合と同じ式が成立するとして，安定の解析を行なう場合が多い。

こゝではのり面の安定を降雨によるのり面崩壊実験の結果を用いて，有効応力法によつて検討する。堤防の，のりすべりのような不飽和土からできた斜面の薄いすべりに対しては，せん断試験結果にもとづく安定解析では必ずしもうまく実際の現象を説明することができなかつたが，間げき圧のみでなく土の含水量の変化を土のせん断強さと結び付けることによつて，のり面の安定性の検討が可能なことを示した。

(3) のり面崩壊の大型模型実験結果

降雨の堤体内への浸透については，すでに前節で述べたように堤体表面から浸透した水は堤体内部の含水量，飽和度を次第に増大させていく。堤体内の含水量の変化はすでに飽和度で表示して図－7・17に，また堤体表面からの浸透水によつて堤体内に発生する圧力を測定したものの1例を図－7・18 に示した。

総降雨量が２５０㎜程度に達すると盛土およびのり面に亀裂が生じ始め，実験終了時すなわち総降雨量が４８０㎜程度になると写真－7・1 で示すような破壊が生じたこともすでに前節で述べたとおりである。堤体の間げき圧は堤体下部に生じる自由水面以下の一部を除いて，ごく小さい値しか持たないことは図－7・18 からも明らかである。しかし，のりすべりの状態を観察すると，のり尻付近の土はかなり軟らかくなつているので，堤体内の含水量の増加によつて土のせん断強さがどのように変化するかを調べる目的で，降雨実験開始前および終了時，ならびに中間に静的コーン貫入試験器を用いて堤体各部の貫入抵抗を測定した。測定値の1例を図－7・34 に



図－7.34　堤体内の飽和度とコーン貫入抵抗

示したが，図中にはその時点における土の飽和度を併記し，貫入抵抗と飽和度の関係を調べた。両方の値の変化はかなり類似していることが知られる。なお降雨を加えている間に発生する堤体内の間げき圧は，下部の静水圧が分布している部分を除き，実験終了後，短時間で消失することが確かめられた。

(4) のり面の安定性に対する考察

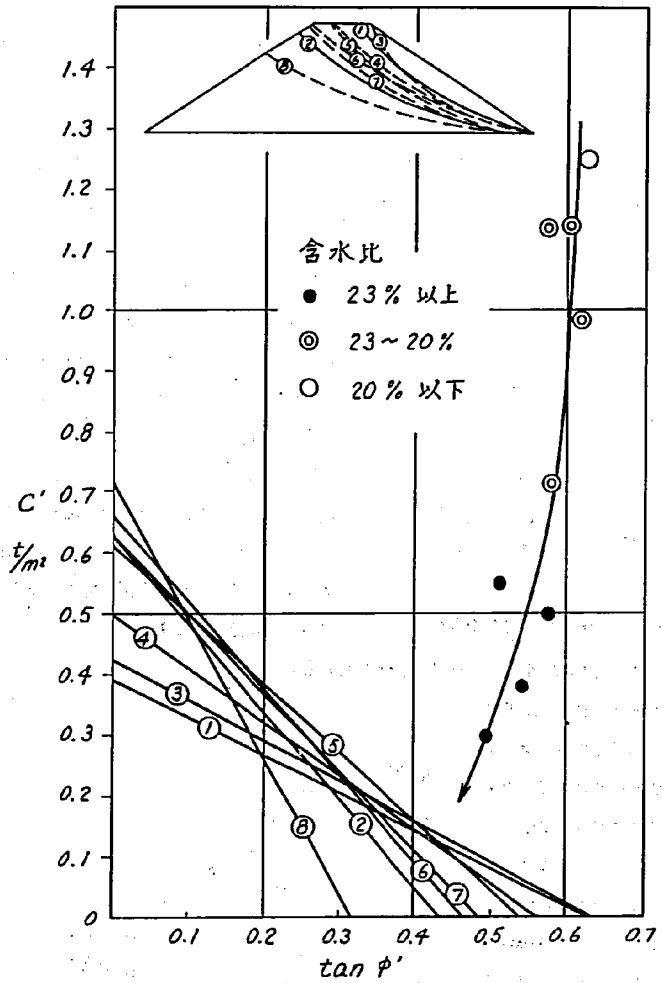
堤体に降雨が作用し，含水比が上昇すると次第に安定性が低下し遂にはのりすべりが起きる。その原因にはすべりを起こさせようとする力として土の重量の増加，またすべりに対する抵抗を減少させる要素として間げき圧の上昇などが挙げられよう。しかし，上に示した観測結果からは，飽和度の増大にもとづく重量増加ならびに間げき圧の上昇ともに大きな影響を持つとは考えられない。せん断強さの低下の影響が支配的であることは明りょうである。

せん断強さの減少によつてすべりに対する抵抗が減少し，崩壊が起こつたのであるから，含水量あるいは飽和度の上昇によつて粘着力が変化したと考えるのが最も妥当である。したがつて，不飽和土の含水量と粘着力との関係がわかれば，現象の説明がある程度可能になると思われる。

しかし，不飽和土のせん断破壊については，いまだ十分な研究がなされておらず，たとえ三軸試験を行なつてせん断定数を求めるとしても，含水比によつて非常に異なつた値を示すのが普通である。さらに，今こゝで対象にとり上げている浅いすべりの問題では実際の現象に対応した試験となると極めて低い応力の下でのせん断試験になる。しかも含水量の増加によつて土の強さが低下するための破壊と考えられるので，先行荷重すなわち，有効土かぶり圧力以下の応力による破壊となつて一層むづかしい問題となる。

先に淀川で実施した堤防破壊実験結果を検討するために実施した三軸試験の結果を示し，上記のようなのりすべりの問題をせん断試験結果から説明するのが難かしいことを述べてみる。

淀川の実験もこゝで述べている実験と同様な断面の堤防に降雨を加えて，のりすべりを起こさせた。実験堤に生じた亀裂，変形から想定されるすべり面をいくつか描いて円弧すべりによる安定計算を実施し，安全率を1と仮定した場合に必要な C' ϕ' の組み合わせを求めてみた。この場合一応，堤体内には間げき圧は発生しないものと考えた。計算結果を図－7・35 に示す。次に堤体材料を堤体と同じ密度に突き固めた後，種々の含水比で実施した三軸試験結果を同じ図上に記入してみる。三軸試験は圧密非排水試験により，側圧は 0.1，0.3，0.5 kg/cm² の3段階で比較的低い応力によつてせん断を起こさせたものである。この図からわかるように含水量が増加するに従つてせん断試験によつて求めたせん断定数が次第に安全率1を示す C' $\tan\phi'$ の組合わせを示す線の方向へ近接していくことがわかる。試験の結果がすべりを説明するには多少大きすぎるせん断定数を与えることが知られる。三軸試験機で高含水比のルーズな試料に



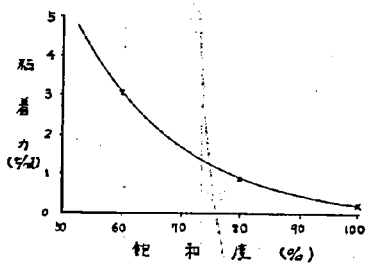
図－7.35　安定計算の結果とせん断試験の結果

対して試験を行なつても，実際の現象に合致した試験になつていないためである。

さて，土木研究所における降雨実験ではすでに図－7・34 に示したように堤体内の含水量の変化とコーン貫入抵抗を並行して測定したが，さらに室内実験によつても，締固めた土のコーン貫入抵抗と含水比，飽和度の関係を詳しく検討した。これはモールド中に堤体土と同じ密

度に締固めた土の含水量を変化させて貫入抵抗を測定するという実験であつた。

のり面の安定性を調べるための計算には,貫入抵抗をそのまゝ用いることはできないので次のような方法で粘着力を推定した。すなわち，堤体試料について実施した圧密非排水試験結果によると含水比を変化させてもφcu は大体１０° 前後の値になつたので摩擦角を１０° と仮定しMeyerhof[29] の杭の支持力を用いて貫入抵抗から粘着力を算出した。得られた粘着力と飽和度の関係を図－７・３６ に示す。この推定には問題が多いが両者の関係を量的に示すと大体この程度のものであると割り切つたわけである。



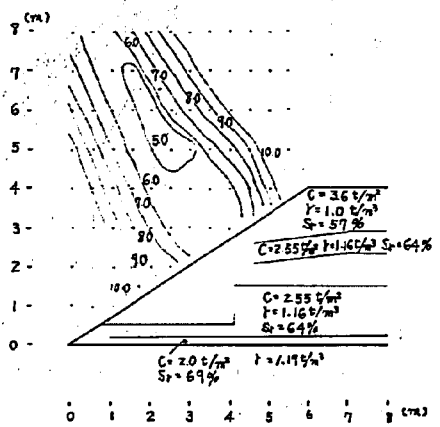
図－7.3 6　飽和度と粘着力との関係

上に示した関係を用いてのり面の安定の検討にはいるが，降雨実験における各段階で土の飽和度の分布を測定しているので，飽和度によつて堤体をいくつかに分割して計算を行なう。

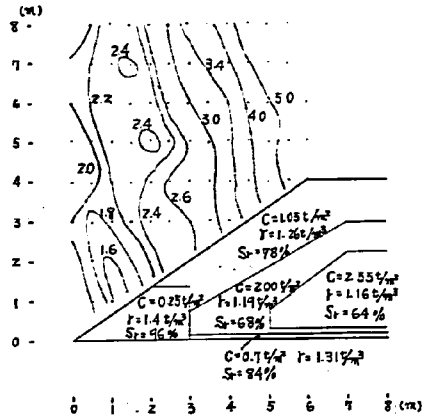
飽和度によつて堤体を分割し，各ゾーンごとに土の定数を決めたものが図－７・３７である。そうしてこの条件のもとに，円弧すべりの計算によつて安全率を求めたものが同じ図に記入してある。

なお，円弧の中心位置に安全率の最小値が表示してある。図を順番に眺めると含水比の上昇によつて安全率の低下していく様子がわかる。のりすべりに対する安全率を総雨量と関連付けてみたのが図－７・３８ である。雨量が２００㎜程度に達するまでは安全率が急激に低下し，破壊が２５０～３００㎜で生じた実際の現象とよく合致している。

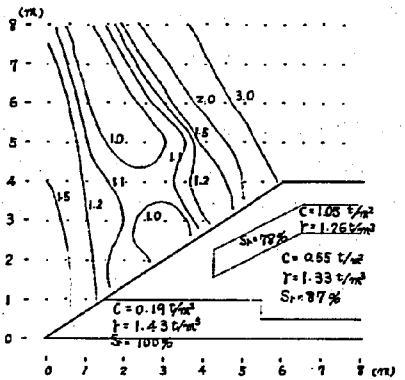
こゝでは降雨にもとづくのり面崩壊は堤体土のせん断強さが含水量の上昇とともに低下するためと考えて，土の貫入抵抗と飽和度の関係に着目して検討を加えてみた。堤体を構成する土が不飽和であつて，しかもル



a　実験前の盛土の安定計算結果



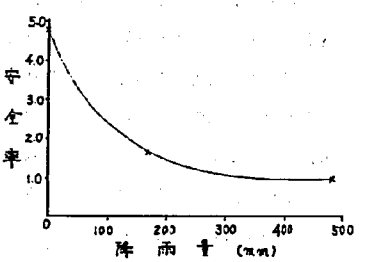
b 降雨量168mmの時の盛土の安定計算結果



c 降雨量480mmの時の盛土の安定計算結果

図－7.37 盛土の安定計算結果

ーズな状態の場合には せん断試験結果からすべりの現象を説明するのが困難なため，現位置で行なうコーン貫入試験を適用して検討したところ，含水量とすべりに対する安定性を一応結び付けることができた。このような手法を適用すれば堤体表面を一部被覆して降雨の浸透を防止したり，ドレーンによつて浸透水を排除する工法の効果の量的比較が可能になると考えられる。



降雨量と安全率の関係

図－7.38 降雨量と安全率の関係

§7.5 結　　語

堤防の安定性に浸透水の影響が大きいことから，本章では降雨および水位上昇にもとづく堤体内の非定常浸透流について検討を加え，さらに土の含水量の変化と堤体の強度特性とを結び付けて，浸透水の堤体の安定性に与える影響を論じた。

堤防の破壊について述べた第2章において，降雨によるのり面崩壊の多いことを述べ，その被害の特徴を示したので本章ではまず降雨にもとづき堤体内に生じる非定常不飽和浸透流について考察を加えた。まず，不飽和土の毛管水頭と飽和度の関係に着目して，2次元的な不飽和浸透流の方程式を求めた。さらに模型実験における相似律に関して考察を加えた後，方程式を用いた数値計算，大型，小型の模型実験ならびに実際の堤防で行なつた降雨実験などの結果を整理し，たとえば降雨の初期の段階においては計算によつてある程度不飽和浸透流の動きを説明しうること，また模型実験では相似縮尺を満足させることには，はなはだ困難があるが小さい模型によつても不飽和浸透流の動きをある程度明らかにできることなどが知られた。

さらに雨水の浸透による堤防の安定性の低下を防止する目的で天端あるいは小段をアスファルト被覆のように不透水性の膜で覆う工法の効果について検討を加えたが，計算，実験の結果も含めて効果の期待できることが明らかになつた。天端，小段の表面水による洗掘防止も兼ねて，被覆工法は現在すでに一部河川で採用されている。

次に外水位上昇による堤体内の浸透について，実用的な立場から図解法の適用性について検討を加えた。外水位の上昇にもとづく浸透の場合には，降雨の浸透とは異なり，毛管水頭は無視して差し支えなく，またある時点の流線網から次の時点の浸潤線の位置を近似的に推定するという手法によつて，一応非定常浸透流の動きを推定しうることが確かめられた。

最後に浸透流による含水量の増加が堤防の安定性にどのような影響を持つかについて，主に降雨による大型模型堤防の破壊実験の結果を用いて考察を加えた。堤体を構成する不飽和土のせん断強さをせん断試験によつて求めることが難かしかつたため，原位置試験によつて調べたが，その結果，のりすべりに対する安定性が低下する原因は主として，土の粘着力の低下によることが知られた。不飽和土の含水量と土のせん断強さの関係を見出すことによつて，降雨時ののり面すべりの現象を説明することが可能なことを示した。

参　考　文　献

1) Wyckoff, R.D. & H.G. Botset : The Flow of Gas — Liquid Mixtures through Unconsolidated Sands, Phyrics, Vol.7 , 1936, pp. 325～345.

2) Irmay, S : Extension of Darcy Law to Unsaturated Flow through Porous Media, Symposia Darcy, Publ.41, Assoc. Intl. d' Hydrologie Scientifique, 1956, PP. 57～66.

3) Chan , C.K. : Structure and Strength Characteristics Compacted Clay, Proc. ASCE , Vol. 85. SM5, 1959.

4) 松尾新一郎, 森本裕士：砂の不飽和浸透に関する実験について, 36年度土木学会関西支部年次学術講演論文抄録集　1961.

5) Buckley , S. E. & M.C. Leverett : Mechanism of Fluid Displacement in Sands, Trans AIME , Vol. 146, 1942, pp. 107～117.

6) Tanaka, S : An Approximate Theory concerning Infiltration , 神戸大学工学部研究報告, 1960, PP. 73～84.

7) Sheldon, J, W. & B. Zondek & W. T. Cardwell : One — Dimensional, Incompressible, Noncapillary, Two — Phase Fluid Flow in a Porous Medium, Trans. AIME, Vol. 216, 1959, PP. 290～298.

8) Leverett , M. C. : Capillary Behavior in Porous Solids, Trans. AIME, Vol. 142, 1941, pp. 152～163.

9) Gardner, W. R. : Some Steady-state Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Eauation with Application to Evaporation from a Water Table, Soil Science, Vol. 85, 1958, PP. 228～321.

10) Horton, R. E. : The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 14, 1933, pp. 446～460

11) Taylor, D.W. : Fundamentals of Soil Mechanics , John Wiley & Sons, 1948, pp. 152～154.

12) Fukuoka, M. & K. Yamamura : Full Scale Model Test on Slope Failure of River Embankment , Proc. 6th ICSMFE, pp. 467～471.

13) 山村和也 ： 降雨による盛土斜面の崩壊実験，第２３回土木学会年次講演会概要，第3部，１９６８，pp.１６１～１６２.

14) 山村和也，久楽勝行：降雨時の斜面の安定性，第５回土質工学研究発表会講演集，１９７０． pp.２９７～３００

15) 斉藤迪孝，上沢弘，毛受貞久，安田祐作：人工降雨による新幹線盛土斜面の耐雨強度の検討，鉄道技術研究報告，№５８８，１９６７.

16) 土木学会：水理公式集，第１編河川，１９６３，pp.１３２～１３３.

17) 内田茂男：自由境界を有する非定常浸透流について，土木学会誌，Vol.３７ ，№２ １９５２， pp.５８～６２.

18) Polubarinova－Kochina , P. Ya ： Theory of Ground Water Movement, Princeton Univ Press , １９６２， pp.４９７～５１７.

19) 矢野勝正．山本順一：河川堤防の浸透に関する研究， 京都大学防災研究所年報，№１，１９５７．pp.１２～１５.

20) Brahma, S.P & M.E.Harr ： Transient Development of the Free Surface in a Homogeneous Earth Dam,Geotechnigue , Vol.１２，№４，１９６２， pp.２８３～３０２.

21) 赤井浩一，宇野尚雄：土中の準一次元非定常浸透流に関する研究，土木学会論文集，№１２７， １９６６ ， pp.１４～２２

22) Cedergren, H.R. ： Use of Flow Net in Earth Dam and Levee Design, Proc. ２nd ICSMFE, Vol.５, １９４８, pp.２９３～２９８

23) 福岡正已．山村和也：大型試験堤防の破壊実験について， 土木技術資料， Vol.３ №１， １９６１， pp.３～７.

24) 利根川上流工事々務所：利根川堤防たん水実験報告書，第１４回建設省直轄工事技術研究会報告書，１９５５，pp.９８７～９９６.

25) 江戸川工事々務所：堤防たん水実験について，第１４回建設省直轄工事技術研究会報告書，１９５５， pp.９７７～９８６.

26) 山村和也：洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査報告，第１２回建設省直轄技術研究会報告書，１９５３，pp.２１～３０.

27) 赤井浩一．稲田裕：淀川の漏水調査，土木学会誌，Vol.４８， №３， １９６３. pp.６４～７０.

28) 淀川工事々務所：築堤土質および築堤地盤の研究， 第１０回建設省直轄工事技術研究会報告書，１９５１，pp.２２９～２５４.

29) Meyerhof , G . G . : Some Recent Foundation Research and Its Application to Design , Structural Engneering, No. 31, 1953, pp.151~167.

30) 土木研究所土質研究室：実験室における模型堤防の含水比測定実験，昭和40年3月

第 8 章　越流堤防の構造設計に関する研究

§8.1　概　　説

河川堤防には土または砂れきで作られた普通の堤防のほか，特殊堤防と称する堤防がある。一般には土砂堤と特殊堤という分類をしている。特殊堤は背割堤，導流堤，突堤，越流堤など，堤防に特別な機能を持たせるために，土砂のみで築造せず，コンクリート，石材，アスファルトなど他の材料もしくは土砂と併用して，作られた堤防である。河川流の洗掘，波浪による浸食などを防止するため堤体構造を特別に考慮した堤防であるとも云えるが，このほか特殊堤防の中には，市街地において堤防用地を節約するために，コンクリート，石材などを用いて築造された堤防も多い。

特殊堤の構造に関しては従来ほとんど研究された例がなく，実際の設計に当つてはもちろん堤防築造地点の条件，堤体に加わる外力などを考慮に入れるが，過去の同種の堤防を参考にして経験的に断面形状が決定されているのが現状である。

本章では特殊堤防のうち，とくに越流堤の構造について述べるが，本研究は，淺良瀬川遊水池の越流堤の設計に関連して実施した調査検討の一部をまとめたもの[1),2)]で，特殊堤の型式として，盛土の表面をアスファルトで被覆した特殊堤防をとり上げる。淺良瀬遊水池に築造される越流堤のように大規模な越流堤の築造は世界にも例がなく，堤体構造を決定するに当つて，多くの問題点が指摘され，検討が繰返えされたが，こゝでは，河川水位の変動にもとづく堤体内の浸透流によつて生じる越流堤の被覆工背面の揚圧力と，それに対して安全な堤体構造の設計法に関する検討について述べる。現在越流堤はこゝで述べる検討の結果にもとづいて施工が進められており，第1期工事の完了する45年出水期より，遊水池の洪水調節機能の大幅な向上が期待されている。なお，浸透流に関しては堤体内に多数の水圧計が埋設してあつて，洪水時の観測によつて設計法の妥当性を裏付ける資料をうる計画のあることを付記しておく。

§8.2　特殊堤防における設計上の問題点

土または砂れきで作られた普通の堤防を土砂堤と呼ぶことはすでに述べたが，この種の堤防は堤体材料を築堤現場近くの土取場に求めることができ，一般に工費は低廉である。しかも嵩上げ腹付け，拡幅など，在来堤防を改築する際にも土砂堤であれば極めて容易に工事が可能であり，また美観上も芝など植物によつて，被覆された堤体の望ましいことは云うまでもない。

これに反し特殊堤防は土以外に材料としてコンクリート，石材，アスファルトなどを多量に用いるため工費は嵩み，また維持管理上からも，いろいろな問題が生じている。

河川改修の治水効果を向上させるため，背割堤，導流堤，越流堤などの施工例が多くなり，ま

た都市周辺では築堤用地の取得難から，堤防のり面を急にして，コンクリート，その他の材料で補強し，さらに天端にパラペットウオールを立てた特殊堤，あるいは，越波などによる堤防の裏のりの洗掘を防止するためのいわゆる三面張りの堤防など，最近ますます，特殊堤の築造工事が増加するすう勢にある。そこでまず本章の主題である越流堤にとらわれず，特殊堤防に関係し，早急に検討を要すると思われる問題を摘出し最後に淀良瀬越流堤での設計上の問題点について触れる。

土砂堤はその表面が植生によつて保護されていると云つても，強度には自ら限度があり，コンクリートなどの材料で保護した方が，流水あるいは降雨による浸食，洗掘に対して，抵抗の増えることは当然である。堤体表面を保護した堤防では洪水時に多少の越流があつても，また強風による波浪が越波し，裏のりをたたいても，堤防が裏側から破壊することは容易に起こりえないことが過去の洪水によつても明らかにされている。

しかし，軟かい土砂と，土砂以外の硬い材料で作られた堤防は両者のなじみが悪く，いろいろの面に欠点が現われている。まず堤防基礎地盤が軟弱で沈下が起こつたり，堤体土の圧縮性が大きいと次第に堤体と剛性の高い材料でできた部分との間に食い違いが生じてくる。剛性の大きい被覆を施した堤防であると，のり覆の裏面に次第に空洞が生じ，これが進んで行くとのり覆の破壊になる。完成後間もない堤防でも，のり覆裏面に空洞のあることを調査によつて発見した例もある[3]。空洞はとくに天端，小段の肩付近にいちじるしいことが知られており，堤防の管理上，空洞の早期発見と補修の必要なことは云うまでもない。音波探知，ＲＩ探知などの試みもあるが必ずしも良好な結果をえておらず今後の問題である。

堤体に異常が生じるほど不等沈下が起こらなくても，地盤の沈下が進むと，堤防高が計画高を下廻り，堤防の嵩上げが必要になつてくる。土砂堤の嵩上げは極めて容易であるが，特殊堤の場合は簡単ではない。たとえばパラペットウオールの継ぎ足しも，支持力あるいは安定性の面からむづかしく，前後の斜面および天端を被覆したいわゆる三面張りの堤体では，斜面をそのまゝ延長して嵩上げするのでは天端幅の不足をきたすことになる。東京，大阪，新潟など地盤沈下の大きい地域の都市河川堤防では，将来の嵩上げを見越した堤体断面を考え，計画に取り入れていく必要があり，用地の不足という制約と共に，堤防の形状構造が近い将来，従来の常識を超えたものになる可能性も考えられ，特殊堤防の研究は今後ますます必要になると予想される。

このほか特殊堤防だけの問題ではないが，護岸や根固め部背面の土砂の微粒子が外部へ洗い出され空洞が生じることも，堤体の安定性を損う原因として指摘されている。この現象は護岸，根固めなどのすき間あるいはジョイントから，浸透流によつて裏込め土の微粒子が除々に運び去られる現象であつて，潮汐の影響を受ける箇所の堤防などではとくにいちじるしい。長年月の間に内部の土が外部に移動し，大きな空洞が生じ，のり覆あるいは護岸を陥没，破壊せしめた例がし

ばしば報告されている。堤体内から外部へまた外部より内部へ繰返し運動する浸透流はそれ自体堤体の安定性に支障はないと思われるが，堤体の内部侵蝕（internal erosion）の原因となるから注意を要する。内部侵蝕に関連し一言付け加えたいのは表のり覆工の基礎を兼ねて，表のり尻に打設される矢板についてである。堤防地盤が砂地盤の場合，浸透防止ならびにのり尻の洗堀防止の目的で打設されているが，浸透防止という意味は浸透流それ自体すなわち，水の出入を止めるのではなくて，矢板は地盤の土粒子が浸透流によつて洗い流されていくのを防止するのを目的にしていると理解すべきである。

さらに最近一般の注目を集めている問題として堤防地盤の動的安定性の問題がある。これは特殊堤に限らず一般の土砂堤についても同様であるが，堤体が異質の材料を組合わせて出来上つている場合（例えばコンクリートののり覆やパラペットウオールなどのある場合）には特に地震による被害が大きいようである[4]。新潟地震の例によると阿賀野川堤防で，付近の堤防にはほとんど被害がないのにもかゝわらず，高水護岸を施こしてある位置ののり面には大きな亀裂のはいつた事例などはその代表と思われる。特殊堤のみに限ることではないが，防災構造物である河川構造物の耐震性の研究は今後に残された重要な課題と考えられる。

特殊堤に関する問題点を一般的に述べてきたが，最後に本章で取り扱う問題について触れる。越流堤の型式としてアスファルトフエイシングによる全面被覆の構造を採用したが，水密性のフエイシングを施こした堤防でとくに問題になる点は，フエイシング裏面に働く過剰圧力である。越流堤は高水敷上に築造されるため平時は，完全に陸上に置かれ，いわば乾いた状態にある。しかし，洪水時には河川の水が堤体の上を越流して貯水池内へ流入するため，完全に水没の状態になる。越流堤の表面は水密性のフエイシングで完全に被覆され，またのり尻部には止水矢板が打たれるため，堤体内への浸透流はかなり制限されていると考えてもよい。しかし，水没している期間が長期間にわたると，基盤地盤や止水矢板のすき間を通つて堤体内へ流入する浸透流量は無視しえず，まず堤体内の空気を上部へ追いやり，フエイシング裏面に揚圧力を作用させる。さらに洪水が終つた後，河川水位および遊水池水位が降下すると，今度は逆に堤体内に浸透した水が水位低下に追従して排水されず過剰水圧としてフエイシングを上方に押し上げる作用をすることになる。堤体の水没時の堤体内の空気圧，水位降下時の水圧が力の釣合を破り，フエイシングを上方に持ち上げるようになると堤防は破壊を起こす。フエイシング裏面に働く揚圧力は越流堤だけの問題ではなく，アスファルト護岸のような水密性のフエイシングを施した堤防で，潮汐の作用を受ける箇所でも同様に起こると思われる問題で，こゝで示す検討方法は，護岸の必要厚さを決定する方法として，一般の堤防にも適用しうると思われる。

§8.3　対象にとり上げた越流堤防の型式

対象にとり上げた越流堤の諸条件について述べる前に，渡良瀬川越流堤の構造がいかなる理由でアスファルトフェイシングで全面を被覆した型式になつたかについて述べてみる。

越流堤の構造として考えられる型式を２つに分類すると，ここで取り上げているタイプのような盛土の表面を法覆工で被覆したものと，土砂を使用せずに石材またはコンクリートで築造したいわゆる固定堰と見なされるタイプのものになろう。後者の極端なものはコンクリートの壁で作られた越流堰になる。

わが国の河川では越流堤が実際に施工された例は少ないが，今まで施工された型式には利根川の下流部の田中，菅生両越流堤に代表されるように盛土の表面をのり張工で保護したものも見受けられる。

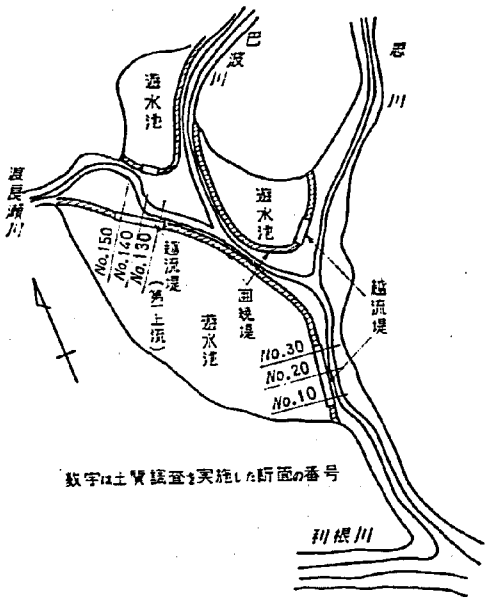
盛土の表面を保護する方法としては剛性の大きい石張り，ブロック張り，コンクリート張り，たわみ性のものとしてアスファルトの被覆，また特殊なものとして鋼板の被覆も考えられる。それぞれの得失を挙げ比較することは可能であるが，この場合築造地点の諸条件が支配的な要素になることは云うまでもなく，その特徴を生かす型式を選定することになつてくる。

まずコンクリート，石材でできた越流堰の場合は構造が剛性に富むため基礎地盤が十分な支持力を有するか，あるいは，杭などによつて十分な基礎を作らなければならない。この点，土砂堤の表面にたわみ性のフェイシングを施した堤防は，比較的地盤の形変に対して欠陥を現わしにくいタイプであつて，とくにフェイシングの材料としてアスファルトを使用すれば堤体に不等沈下が起こつたとしても，フェイシングはそれに追従して変形し，フェイシング裏面に空洞が生じたり，亀裂の生じる恐れが少ないと判断される。たゞし十分な基礎を持つ剛体構造に比較し，盛土を三面張りする形式は，堤防完成後，長年月の間に堤体に多少の変形が起こり，天端の沈下の生ずることが予想され，フェイシングの維持などに経費を要することが欠点として挙げられる。

本研究の対象としている渡良瀬遊水池の地盤は場所によつて相違はあるが，いわゆる軟弱層が厚く分布し，剛性の高い重量構造物を築造するためには規模の大きい基礎を設ける必要があることは明らかで，結局工費の面から盛土にフェイシングを施こした形式が有利ということになつた。フェイシングにも各種の種類のあることを すでに触れたが，基礎地盤の軟弱地盤を考えると，コンクリート・フェイシングあるいはブロック・フェイシングでは目地の弱点となりやすく，盛土の沈下にも順応しにくい。これに反してアスファルト・フェイシングは水密性，たわみ性の点から，また破壊するとしても局部的な損傷に留まること，さらに維持管理，とくに修理嵩上げのためのオーバーレイの容易なことなど，地盤のよくない箇所に作られる越流堤のフェイシングとして多くの利点があることがわかり，他の構造と比較検討した結果アスファルト・フェイシングが採用されることにきまつた。

§8.4　堤防地盤ならびに堤体材料

渡良瀬川越流堤の築造箇所の平面図は図－8・1 のとおり，渡良瀬川，巴波川，思川の3川の

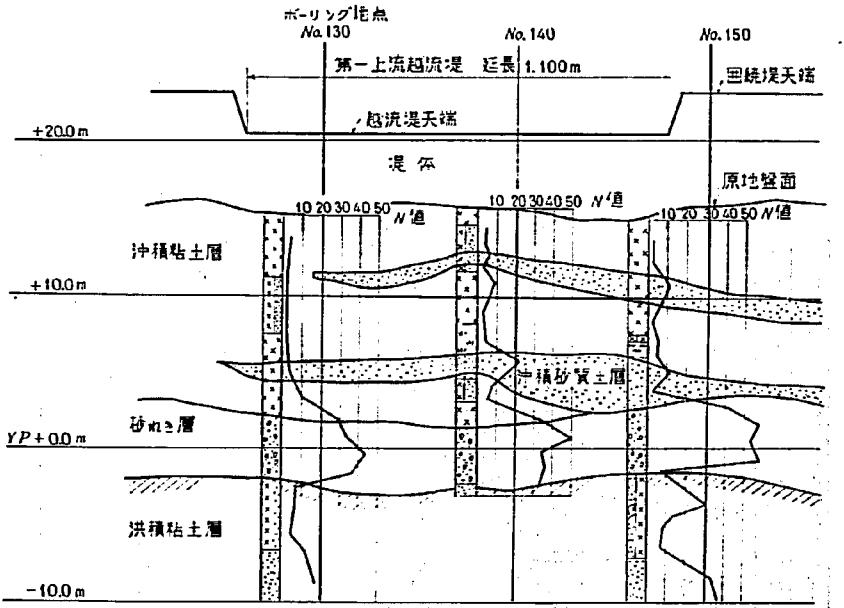


図－8.1　　渡良瀬川越流堤築造箇所平面図

合流点である。この付近一帯の基礎地盤は堆積土砂で形成されており，うすいレンズ状の砂層を挟んでいるが15m前後の軟弱な粘性土層が表層として拡がつている。軟弱層の下には洪積砂れき層が発達していて，この層は重量構造物の支持層となりうるので，越流堰をコンクリートなどの構造物とした場合，この層まで基礎を到達させる必要がある。

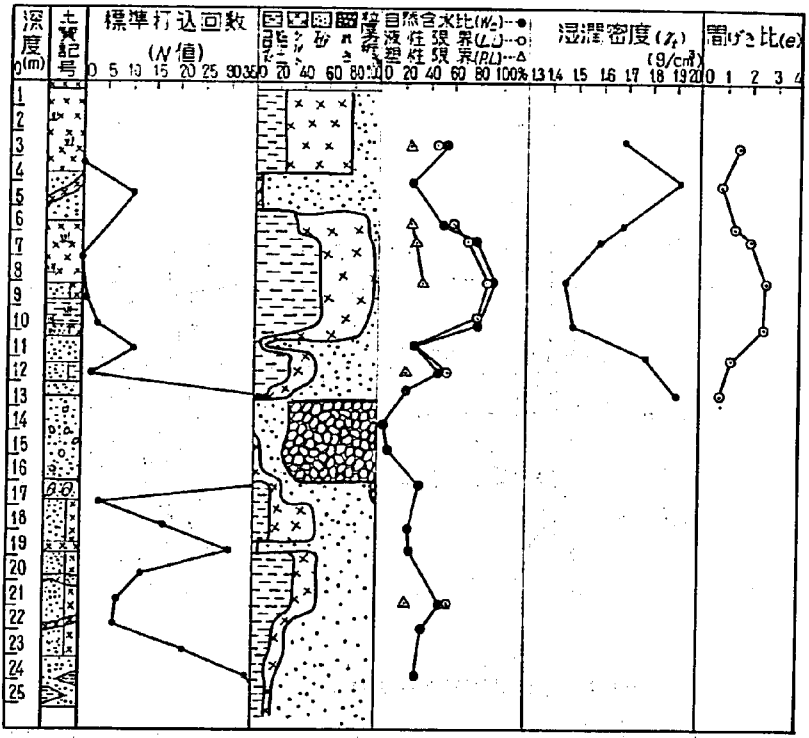
越流堤の築造箇所の地層断面図の例を示すと図－8.2のとおりである。また図－8.3には代表的なボーリング柱状図を示し，実施した土質試験結果を図示した。また粒度分布，自然含水比，液性限界，塑性限界の値を示した。

地盤上に越流堤を築造した場合の土質工学的な検討のため越流堤築造工事に先立ち，試験盛土によつて検討を加えたのでその概要につき簡単にふれる。[5)]



図— 8.2　越流堤築造箇所の地層断面

試験盛土は，築堤工事中および完成後の正確な沈下量を推定すること，堤体の側方流動，地盤のせん断破壊に対する安定性を調べること，盛土の締固め方法，品質管理方式を定めること，などを目的として計画された。試験盛土の総延長は２２０mで，このうち半分の地盤にはサンドドレーン工法を施工して，地盤に軟弱地盤対策を行なつた場合の効果の確認を試みた。本論文では軟弱地盤対策に関する問題は取扱わないので省略するが，越流堤築造計画が立案された当時は軟弱地盤上の施工にかなりの困難を伴なうものと予想されていたのが試験盛土や一連の土質調査によつて，当初考えた程悪い地盤でないことが明らかにされた。すなわち，盛土を急速に施工しても側方流動の起る恐れはほとんどないこと，また，越流堤の計画高６mの盛土荷重によつて総沈下量は１m～1.5mに達するが沈下速度は早く，圧密は短期間で完了することなどが明らかにされた。したがつて無処理区間とサンドドレーン区間の沈下速度の観測値に差がなく，軟弱地盤の対策工として効果がはつきりと現われないことが知られた。先の図－８．２に越流堤築造位置の地層断面図を示し，粘土層内の砂層を示したが，この図に示されている砂層は，ボーリングによつてその存在がはつきり確認されたもののみで，この他にも薄い砂層が多数はさまれているもの



図— 8.3　　渡良瀬越流堤築造地点の代表的ボーリング調査結果

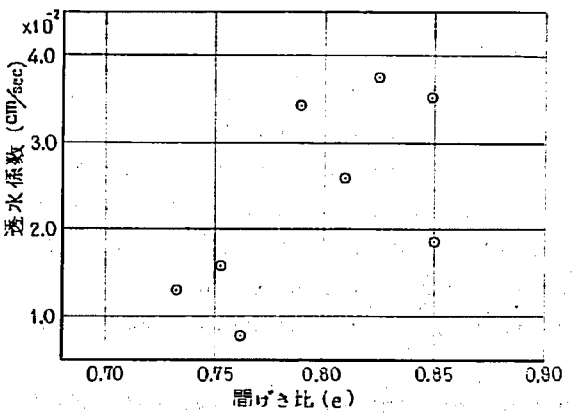
と考えられる。さらに氾濫原に土砂が堆積する過程において，堆積土砂は水平方向の成層状態を示すので，地盤の透水性は鉛直方向に較べ水平方向が相当高いと思われ，粘土層内に薄層の砂層の存在することと共に，地盤の圧密が早期に進行していく理由と考えられる。このような現象は渡良瀬川の試験盛土のみならず，他で行なつた試験盛土の工法比較の結果にもでており[6),7)]，軟弱地盤対策としての圧密促進工法の問題点として指摘されている。

さてこゝまでは基礎地盤を越流堤の支持地盤として，盛土荷重の増分による沈下変形を述べたが，本章で取上げる主要問題は，越流堤のフエイシングの裏面に生じる過剰圧力の大きさとそのコントロールであるため，むしろ地盤の透水性が主要な要素になる。

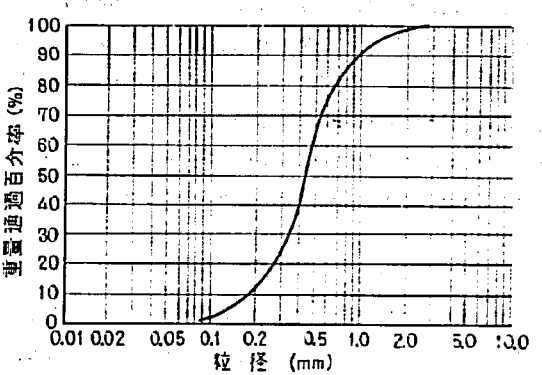
基礎地盤は先にも述べたように表層部の粘土層には透水性の大きい砂層を所々に挟んでいるが，砂層は必ずしも連続性を持つておらずほゞ不透水性地盤と考えてよい。参考のため基礎地盤の沈

下解析のために実施した圧密試験から求めた透水係数を調べると場所によつて多少の差はあるが大体10^{-7}～10^{-8} cm/sec 程度であることが知られる。渡良瀬川の河床を浚渫した土砂で作られる越流堤の透水係数を10^{-2} cm/sec のオーダーとすると，ほゞ不透水性と考えてもよい。

次に堤体盛土に使用される渡良瀬川の河床砂は浚渫箇所によつて粒度分布にかなりの差があるが，一部分を除き，ほゞ粒径の揃つた砂と考えて差し支えない。代表的な堤体材料について実施した粒度試験および透水試験結果を図－8.4に示す。なお透水試験は直径10cmモールド内に約11cmの厚さに試料を詰め定水位試験法を適用して実施した。



(a) 室内試験による透水試験



(b) 粒度曲線

図－8.4　堤体材料の粒度ならびに透水係数

越流堤の盛土は，アスファルト・フェイシングを設けるため，堤体築造完了後の沈下がほとんどなくなるように工事は先行して行なわれた。フェイシングが施工される前は盛土表面の保護がなされていないので，堤体表面の砂の細粒分は風によつて運び去られ粗粒分のみが残留した。また降雨が盛土表面から堤体内部に浸透し，さらに基礎地盤が不透水性であるため堤体内には，盛土中央部で高く，のり尻に向つて低くなる自由水面を持つ地下水が形成され，のり面下部一帯から地下水は除々に流出した。これは晴天が続いても消滅しにくい。後にアスファルトをのり面に被覆する際，のり尻部および，それに続く水たたき部一帯の砂が軟弱化し，いわゆるうむ状態と

なり，転圧作業が十分できず，アスファルト舗装の品質を維持する上に障害となつた。堤体内の浸透流については第7章で述べているので，こゝでは省略する。

§8.5 のり覆工を施工した越流堤に生ずる浸透流

堤体地盤は先にも述べたようにほゞ不透水性と考えられる土質から成つている。堤体が透水性の高い砂で作られていても、その表面を完全に不透水性ののり覆工で被覆し、さらにのり尻部には被覆工の基礎を兼ね止水壁を不透水性の粘性土層中に打込んでおけば、のり尻部を通つて浸透する水をしや断することができる。したがつて洪水時に河川水位が上昇し堤防に越流が起こつたとしても堤体内に浸透する水は全く生じない。

洪水時，堤体が水没してのり面上に静水圧が加わり堤体が外圧に見合うだけ圧縮変形を起こしたとしても，堤体内部の土の初期の空気間げき率は20%程度であり，間げきは水によつて飽和されていないため，間げき圧の上昇は少ない。すなわち，堤体の土の間げき圧は最初の圧力，すなわち大気圧とほゞ同様と考えてよさそうなので，裏面からの揚圧力は全く発生しないことになる。むしろ外側から水圧が作用して，フエイシングが盛土に押し付けられることになり，堤体盛土内部の有効応力が増加するから，堤体の安定性はむしろ向上すると考えられる。

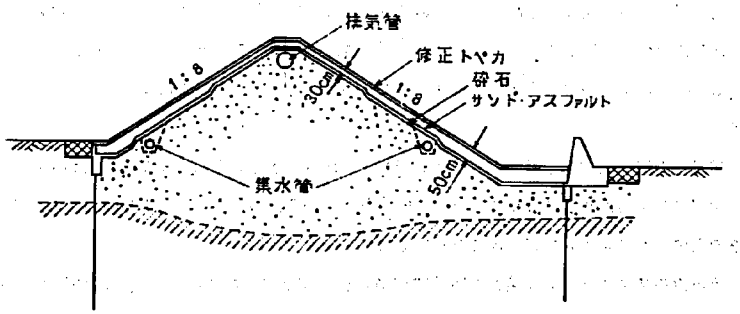
しかしながら，実際の施工において，堤体内部へ全く水が侵入しないように完全な止水が可能とは考えられない。

まず，第一に堤体基礎地盤が粘性土の不透水性の材料から成り立つているといつても完全に不透水性ではない。部分的，局部的にかなり透水性の高い地盤があることは河川の堆積地層であることから当然である。また盛土の施工中に地盤内へ砂質土が混入したり，原地盤の低湿地には整地のため砂質土を撒き出すこと，さらに越流堤の川側および裏側ののり尻に接して作られる床固めや，越流水による洗掘防止用の水たゝきの基礎を強固にするため，原地盤の粘性土を砂で置換することなどで地盤内に透水性の高い部分ができあがる。これら透水性の高い部分を通つて流れる浸透流ができると考えられる。そのほか，フエイシングが基礎地盤に打ち込まれた止水壁から立ち上る部分の水密性，あるいはフエイシング自体の水密性も完全なものではないと思われる。また堤体の変形，地盤沈下などによつてフエイシングに亀裂の発生することも起こりうると考えられる。

このように堤体内には各種の原因で水が侵入する可能性があるので，河川および遊水池水位の上昇に伴なつてかなりの浸透流量があると仮定し，堤体の構造を検討した方が安全であると考えられる。

洪水時にどの程度の浸透流量があるかは明らかでないので，ある程度は安全側の仮定をして，浸透流にもとづく揚圧力に対抗できるフエイシングの厚さを検討することにした。

一般に地層内の浸透流は透水性の大きい水の流れ易い水みちを通つて多量に流れ，一様な流れではない。さらに上記のように地盤内に透水性の高い部分の存在することが予想され，またフェイシング自体に亀裂などの欠陥の生じることもあるので堤体内部への水の流入流出は明確でない。このように考えると越流堤内の浸透現象は場所によつて異なり，複雑な状況を呈するものと考えられる。しかしこゝでは一般化した理想的な条件で考えないと取扱いが困難なため図－8．5 に示すような断面を仮定する。すなわち，越流堤のフェイシングはサンドアスファルト，修正トベカを重ねた構造で厚さ３０～５０cm（本検討の結果決まつた厚さである。）に施工すれば，ほゞ漏水はないと考え，水密性と仮定する。したがつて堤体内は流入する水は全て基礎地盤を通つてはいり込んで来るとする。



図－8.5　越流堤の構造

すなわち図に示すように基礎地盤の地表部を透水層と仮定して，この上に堤防が築造されていると考え，水位上昇に伴つて堤体内へ浸透する水はこの層を通つて流入するとする。この層を通つて堤体内へ流入する水量は層の厚さに左右されることになる。フェイシングの検討に当つてこの層の厚さの選び方は，実際の越流堤で予想される浸透量が流れうる層厚をとおることであつて，浸透水の流入流出口と等価な透水層を想定するということである。この仮定には問題のあることは明らかであるが，フェイシングの設計に，浸透流を一般的な形で取り扱うには浸透条件を単純化して考える必要があるためである。

以下本章で述べる検討は上記仮定を用いる。

§8.6 のり覆工裏面に働く過剰水圧

河川水位および遊水池水位の変動によつて，堤体内部と外部との間に水の出入が起こる。堤体内に非定常浸透流が生じ圧力の変動が起こると，外側の水位変動のいかんによつてはのり覆工裏面に揚圧力が発生する。この現象はこゝで述べている越流堤に類似した海岸堤防，すなわち緩こう配の砂堤の表面を水密性のアスファルトのフエイシングで被覆したタイプの堤防でも同様に起こりうる。水位の低下が急に行なわれると堤体内に存在する地下水面がこれに追従しえず，のり覆をはさんで内外の水圧の釣合いが崩れ，最終的には弱い箇所が持ち上げられ破壊を起こす。部分的に流出口ができると水の流れが集中するので内部の土砂を洗い出し，次第に堤体の損傷が大きくなると云われている。

越流堤の場合の水位変動は海岸堤防の潮汐の影響による変動よりは大きく急速に起こるため，上記の形態ののり面のふくれ上りや破壊の生じる可能性は極めて大きいと云わなければならない。

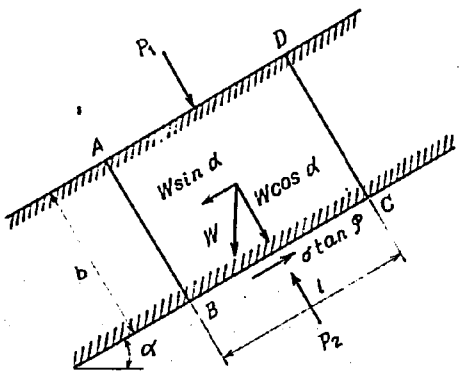
さらに堤体内の間げきに存在する空気が，浸透による堤体内の自由水面の上昇によつて圧縮されると，天端および斜面上部のフエイシング裏面に圧力を加えることになり同様な形態の破壊が起こる。

越流時の河川水位の上昇および洪水が過ぎ去つた後の水位低下によつて浸透流が生じ，フエイシングに揚圧力が作用するので，堤体の安全を維持するためには，揚圧力の大きさに打勝つ重量を持たすようフエイシングの厚さを決定しなければならない。

水密性のフエイシングの裏面に揚圧力が働くと，どのような状態が起こり，破壊につながるかについて少し考えてみる。

フエイシング表面に加わる水圧よりも大きい水圧がフエイシング裏面に働くと，フエイシングは上方に持ち上げられようとする。さて，堤体土の表面に加わるフエイシングの自重による接地圧を土粒子間の有効応力と間げき圧（中立応力）に分ける。洪水時に揚圧力が働くということは間げき圧が上昇することになり，フエイシングの堤体土に加える有効接地圧が減ずることになる。この結果，フエイシングと堤体土の間の摩擦抵抗が減つて，傾斜方向に滑り落ちようとする。云い換えれば，フエイシングの自重の斜面の方向の分力が次第に大きくなり，フエイシング内の断面応力を増加させていく。アスファルトは粘性に富むため，長時間にわたつて応力が加わると次第に変形していく恐れがある。さらに揚圧力が増加するとフエイシングが持ち上げられることになる。

いま，フエイシングの微少部分を取り出し，力学的な平衡状態について考えてみる。図－8.6に示すように厚さbを持つた法のり覆の微少部分を考える。



図－8.6　フエイシングの微少部分の釣合

いま微少部分の両側面に外力が全く作用しないものと仮定する。

斜面方向ならびに斜面に垂直な方向の力の釣合は

$$W \sin\alpha = \sigma \tan\varphi \qquad (8.1)$$

$$P_2 - P_1 + W\cos\alpha = \sigma \qquad (8.2)$$

こゝに W ：微少部分の自重による応力

σ：フエイシングに作用する堤体土の有効応力

$\tan\varphi$：フエイシングと堤体土の摩擦係数

P_1　：フエイシングの表面（外側）に作用する水圧

P_2　：フエイシングの裏面（内側）に作用する水圧

また γ_a および γ_w をそれぞれフエイシングおよび水の単位体積重量とする。

$W = b\ell\gamma_a$ ，　$P_1 = \gamma_w h_1 \ell$，　$P_2 = \gamma_w h_2 \ell$　であるから

$$P_1 - P_2 = \gamma_w \ell (h_1 - h_2) = \gamma_w \ell h \qquad (8.3)$$

ただし h はフエイシングの表面と裏面の水頭差を表わしている。

フエイシングの微少部分を取り出し斜面上を滑り出す条件は，

$$W \sin\alpha > \sigma \tan\varphi \qquad (8.4)$$

であるから（8.2）式および（8.3）式を上式に代入して整理すると

$$h > b \frac{\gamma_a}{\gamma_w} \cos\alpha \left(1 - \frac{\tan\alpha}{\tan\varphi}\right) \qquad (8.5)$$

また，フエイシングに働く揚圧力がフエイシングの斜面に垂直方向の分力より大きくなる場合，すなわち揚圧力によつて浮き上るときは σ は 0 になる。したがつてこの場合には

$$P_1 - P_2 > W\cos\alpha \qquad (8.6)$$

（8.2）式を代入して整理すると

$$h > b \frac{\gamma_a}{\gamma_w} \cos\alpha \qquad (8.7)$$

この場合，フエイシングの自重の斜面方向分力は全て断面応力に変るので，長時間，この状態

が続くと変形が起こつてきて，堤体斜面ののり肩付近に引張り亀裂を起こさせる原因ともなる。

フエイシングの厚さを決定するには（8.5）式あるいは（8.7）式によつて計算すればよいことになる。

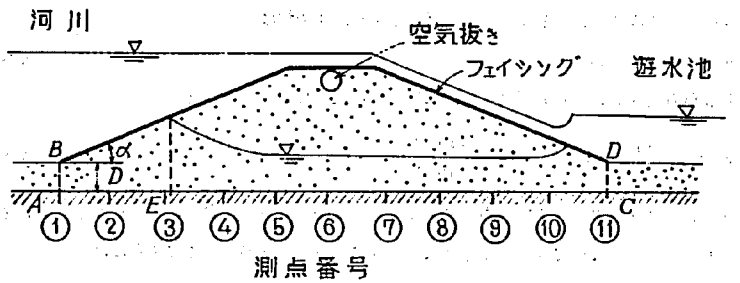
先にも述べたように，地盤内の浸透流は複雑で必ずしもこゝで仮定したような流れにならないこと，一般の河川堤防と異なり，堤体の損傷は河川災害に直接つながらないこと，想定した計画洪水の襲来する確率は極めて低いこと，フエイシング裏面に働く過剰水圧の発生している時間が比較的短いことなどを考えて，安全性を見込んで（8.7）式によつて算出する。

浸透流が複雑で予測しがたい流れを呈することは安全率を大きく取らなければならない要素であるが，後で述べるように浸透水が堤体内へ流れ込む出入口を大きく仮定していること，過剰水圧を低下させるためドレーンを堤体内に配置していることや上記の条件はいずれも安全率を小さく採りうる要素として働くので，フエイシングの必要厚さを決定するに当つて用いる安全率は小さく押えうる考えられる。

§8.7　堤体内浸透流の検討

堤体内に生じる浸透流の境界条件はすでに述べたので，こゝではその仮定にもとづき浸透流の検討をする。方法について，簡単にのべる。

図－8・5 のような浸透の境界条件を考えることはのべてきたが，浸透流の取り扱いを容易にするため，堤体および地盤を含めて，浸透流の等ポテンシャル線は全く垂直であると仮定する。地盤の不透水層の面を基準面にとり，浸透を考えると図－8・7 のとおりである。斜面および天端



図－8.7　越流堤体内への浸透状態

の表面は不透水性のフエイシングが施工されているので，浸透流の堤体内への出入は全て基礎地盤のみからである。さらに基礎地盤は粘性土からできており，一応不透水性と考え，結局，基礎地

盤の表面にまき出した，置き換え部の砂層を透水経路と仮定した。実際には、斜面のり尻部へ鋼矢板の止水壁を設けるため，浸透流の完全な開口部にはならないけれども，浸透流を単純化するため，このような浸透条件を想定したわけである。ただし、のり尻部の開口部の砂層の厚さは，止水矢板の施工，水たゝきの施工などによつて浸透を阻害する作用があるため，検討に当つては多少薄く考えてもさしつかえないものと判断される。

先にも述べたように，平時には，越流堤は水面上にあり，堤体は不飽和の状態にある。すなわち土の中の間げきのかなりの部分は空気によつて占められている。したがつて堤体表面が不透水性のフエイシングで完全に覆われていると，出水によつて水位が上昇し，堤体が水没しても空気は逃げる所がなく，そのまゝ圧縮されて，堤体内に留まることになる。

しかし，堤体天端付近に空気抜きの設備を作つて，完全に大気に通じさせておけば，たとえ出水時に浸透流によつて堤体内の自由水面が上昇しても，内部に残つている空気が圧縮され，間げきの圧力を高めることはないはずである。こゝで述べる検討でも，内部の空気は自由に逃げうるという仮定を設けることにした。

さて，堤防地盤の地下水位はほゞ原地盤の地表面と一致しているので洪水によつて河川水位および遊水池水位が変動する以前は自由水面の位置はＢＤを結ぶ水平面と仮定してさしつかえない。

出水時に，河川水位の上昇に伴つて自由水面の上昇も始まる。最初は堤体全幅にわたつて自由水面が存在するが，水面の上昇に伴つて自由水面のなくなる領域が増加していく。まず自由水面のないＡＥ区間について考える。Ｅは自由水面のある領域とない領域の境界とするので，堤体内の自由水面が上昇するとＥの位置は次第に堤体中心部へ移動して行き，水位降下時にはその逆になる。ＡＥ区間では図－８・７ のように浸透流が不透水性基礎と水密性のフエイシングで挟まれた領域を流れるので，透水層内の圧力変化による層の弾性変形がないとすれば，任意位置での流量は Darcy の法則から近似的に次のように表わされる。

$$q = -kH\frac{dh}{dx}$$

たゞしＨは任意位置の透水層の厚さであり，

$$H = D + \tan\alpha\, x$$

で与えられる。

両式から

$$q = -k\,(D + \tan\alpha\, x)\frac{dh}{dx} \qquad (8,8)$$

ＡＥ区間では，不透水層が上下に存在するため，連続の条件は

$$q = \text{const}$$

したがつて

$$dh = -\frac{q}{k(D+\tan\alpha\, x)}\,dx$$

これを積分すると

$$h = -\frac{q}{k}\ln(D+\tan\alpha\, x)+C \qquad (8.9)$$

境界条件として，$x=0$ における水頭 h は河川水位に等しく，水位曲線として与えられており，またEの位置も計算によつて決つてくるのでCおよびqを求めることができる。

次にEC間の浸透であるが，この区間は堤体になお，自由水面が残留している区間であり，この場合連続の方程式は

$$n'\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)+\left(\frac{\partial u h}{\partial x}\right)=0 \qquad (8.10)$$

また，運動方程式は

$$\frac{1}{n'g}\frac{\partial u}{\partial t}=-\frac{\partial h}{\partial x}-\frac{u}{k} \qquad (8.11)$$

こゝに，n'：有効間げき率　　u：浸透流の x 方向の流速

一般に地下水の非定常浸透流では左項が微少で省略できるので，

$$u=-k\frac{\partial h}{\partial x} \qquad (8.12)$$

となり，Darcy の式と全く一致する。したがつて両式から

$$\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{k}{2n'}\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \qquad (8.13)$$

が得られる。したがつて堤体内の浸透流は上記の（8.9）式および（8.13）式を用いて検討する。

§8.8　堤体土の有効間げき率

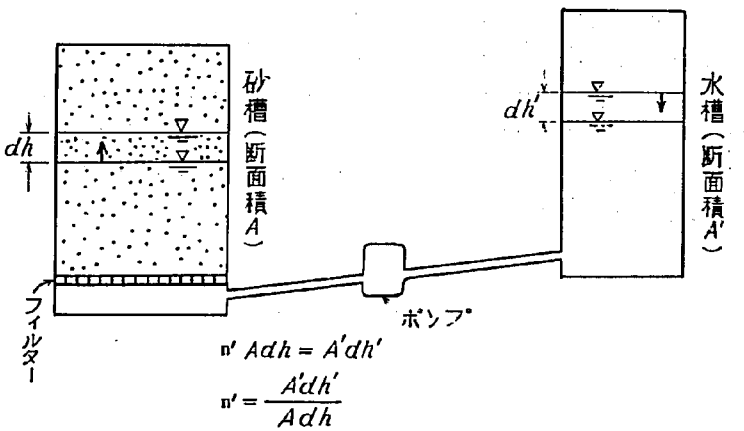
前節で堤体内の浸透流について述べたが，非定常浸透流の検討を行なう際に必要となる定数に，有効間げき率がある。不飽和の土では間げきは水と空気によつて占められていて，普通間げき率は土全体の体積に対して水と空気の占める体積の比率を指す。越流堤の堤体材料である淡漆土砂について調査してみると 0.4～0.5 の値を示している。この中には空気と水の占める間げきがあるわけである。不飽和の土の中で地下水面が変動すると，空気間げきの部分に水が新たに加わつたり，水で飽和している間げきの一部が空気で置き換えられる。この部分の間げきを有効間げき

率と云うのであつて，水位の変動によつて土中へはいりうる水量，あるいは出てくる水量と云いかえることができる。これは Theis[9] によつて提唱された貯留係数と類似した性質を持つ係数であるが，貯留係数は被圧地下水層において水頭変化に対応して出入する水量と定義されるので値はかなり異なる。有効間げき率は普通，貯留係数の１００～1,０００倍程度の値を示すと云われている。

さて，土の間げき率は土のある状態を示す指数であつて，ある土に着目した場合，その土の固有値として与えられる。しかし有効間げき率は，土の中にはいりうる，あるいは出てくる水の量であるから，土の初期含水比，地下水面の上昇，下降速度によつて異なつてくるものと予想される。

このため，浸透流の検討の数値計算に用いる値をきめるため，実験室内で有効間げき率の測定を試みた。

有効間げき率を測定するために試作した実験装置の原理は図－８・８のとおりである。すなわち，直径６０cm 高さ1.５mの円筒と，この円筒内へ水を供給するタンクならびに，ポンプから成つている。円筒の周壁に，円筒内の水面の変動を観測するためのスタンドパイプが取り付けら



図－８.８　有効間げき率の測定装置の原理

れている。円筒底部はフィルター層となつていて，その部分にタンクからの送水用パイプが接続されている。

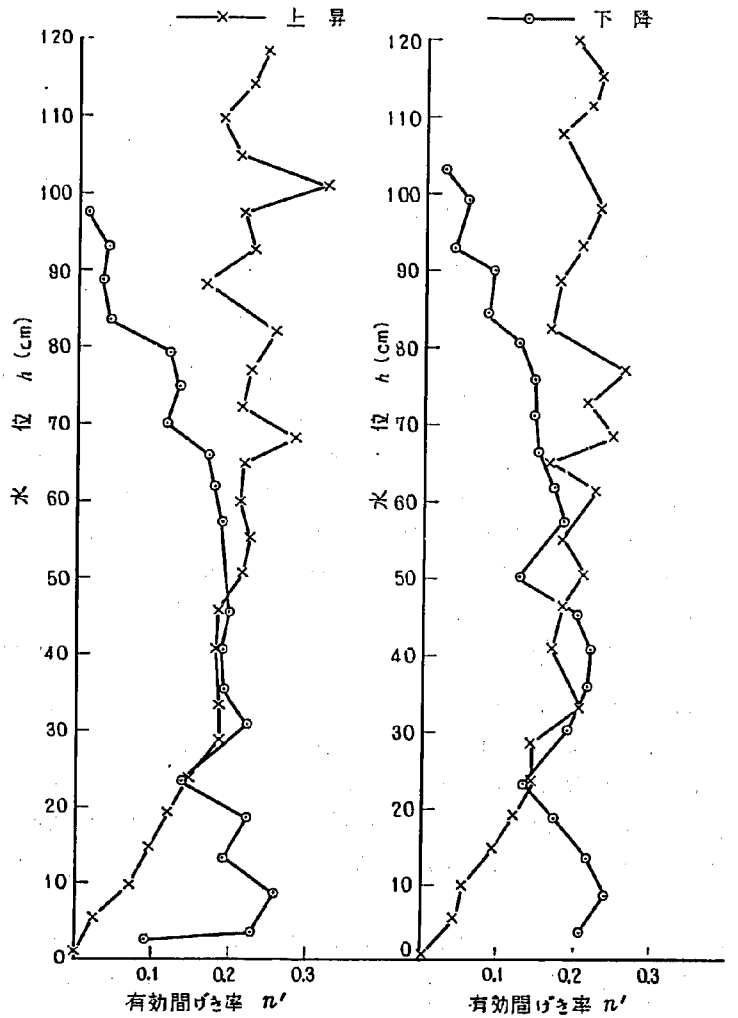
実験は現地から堤体土である浚渫土砂を取り寄せて実施した。まず，試料を円筒の中にタンパーを使つて詰め込み，現地の土の密度にほぼ等しい密度，すなわち，ＪＩＳ　Ａ　１２１０の突

固め試験で求めた最大乾燥密度の９０％を目標に締固めた。

詰め込み作業が終了後，円筒底部から給水し，円筒内の水位を上昇させ，まず，水の供給量と水位の上昇の関係を求め，次いでタンク内へ水を再び回収し，回収した水量と水位の降下の関係を求め，有効間げき率を調べた。

実験での水位変動速度は，実際の堤防の内部で起こりうると思われる値を採用することが望ましいが，地盤の止水方法あるいは，透水層の厚さなどによつてその値は異なり，予測しがたいため，１０cm/hr～３０cm/hr とした。先にも述べたように土の初期含水比が有効間げき率に影響を持つので，初期含水比を変えて実験を試みた。初回の実験では試料がかなり乾いた状態であるが，一回水位を上下させると，試料は湿潤状態になるため，含水比のコントロールは前回の実験から次回の実験まで放置期間を変えることによつて調節した。実験結果の１例を図－8・9 に示したが，この実験では水位が一往復する過程で，有効間げき比の値がかなり変動することを表わしている。しかし有効間げき率の平均的な値は放置日数を１日～１０日，水位の変動速度を１０～３０cm/hr の範囲で変動させてもほぼ 0.2 を示し，一応，現場の堤体での値も 0.2 と考えてよいものと判断された。

堤体内に生じる浸透流の挙動については，洪水による水位変動を洪水継続期間にわたつて境界条件として与えて検討を加えるので，有効間げき率を全期間中一定値とする。これには多少問題があるが，本越流堤材料は比較的均質な砂であること，表面が不透水性フエイシングで覆われているため，初期の湿潤状態の含水比の値は場所による変化は少ないと考えられることおよび，実験結果に示すように水位変動の速度が，大きな影響を持たないことから，0.2の値を以後に示す検討に用いることを決定した。



図— 8.9　有効間げき率の測定結果

§8.9　堤体内浸透流の数値計算

洪水継続期間中に堤体内に生じる浸透流の検討は先に述べた（8.9）式および（8.13）式を用いて行なう。まず仮定として原地下水面は地表面と一致しており水平と考える。したがつて洪水が始まる前の状態として堤体全域にわたり，自由水面が存在し，上下を不透水性層で押えられたいわゆる被圧状態の領域は存在しない。

自由水面を有する領域での計算は（8.13）式を用いて行なうが，複雑な境界条件に対して解を求めることは困難であるため数値解法を適用する。

数値解法を適用するためにはまず（8.13）式を階差方程式に直す。すでに6章で示したようにx－t平面を考え，距離間隔を$\triangle x$，時間間隔を$\triangle t$にとつた格子状網目を作る。（8.13）式の微分係数を有限階差で置き換え，整理すると次の式が求められる。

$$H(t+\triangle t,\ x)=H(t,\ x)+\frac{k\triangle t}{2n'(\triangle x)^2}\left[H^2(t,x+\triangle x)+H^2(t,x-\triangle x)-2H^2(t,x)\right] \qquad (8.14)$$

この式を用いると，$H(t+\triangle t,\ x)$の値は$H(t,\ x)$，$H(t,x+\triangle x)$および$H(t,x-\triangle x)$の値から求めることができ，初期値と境界値が与えられれば次々と積分を進めて行き，解を求めることができる。たゞし，こゝに示した$H(t,\ x)$は階差方程式で求めた水頭という意味である。たゞし階差方程式を用いて，このような前進型解法を試みる場合にはx－t平面における格子間隔$\triangle t$および$\triangle x$を適当に取らないと誤差の累積する恐れがあるので，6章で示した式

$$\triangle t=\frac{n'(\triangle x)^2}{6kh} \qquad (6.39)$$

を用いて$\triangle t$および$\triangle x$を決定する。

実際の計算では堤体幅Lを等分割し，$\triangle x$を適当に定め，上式によつて$\triangle t$を求める。一方の堤体のり尻を$x=0$にすれば，他方ののり尻は$x=L$となる。この位置が，フエイシングの末端に当り，基礎地盤の砂層が地表に露出するので，この位置の砂層中の水頭は河道の水位および遊水池の水位に当る。この水位は境界条件として，たとえば計画洪水に対する水位，時間曲線として与えられる。

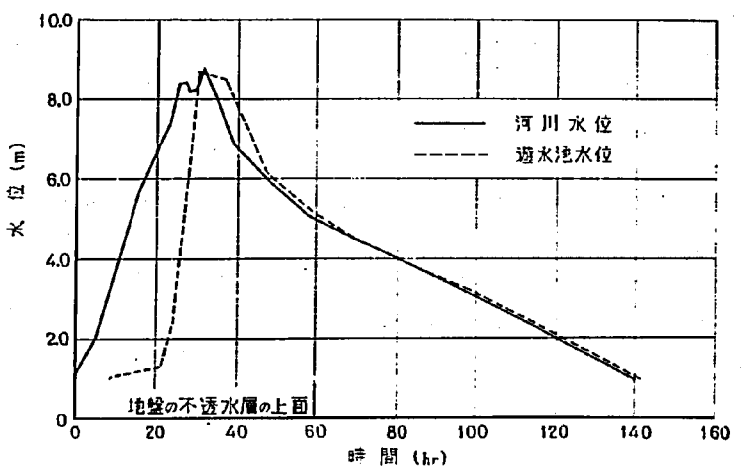
先にも述べたように初期条件は自由水面を水平と仮定するので前進型の解法を試みる場合の必要な境界値は全てとゝのう。したがつて，計算を逐次進めて行けばよい。しかしこの方法で計算を進められるのは，自由水面の存在する領域のみで，外水位の上昇に伴つて，堤体内の自由水面が上昇し，水面が不透水性のフエイシングの高さに一致するともはや自由水面は存在しなくなるため，取り扱いは変つてくる。この領域の流れは（8.9）式で表わされることになる。この式を

用いれば，定常流の領域の上下端の水位のみ与えられれば，直ちに水頭分布を知ることができる。

本章で検討を加える淺良潮遊水池の越流堤の断面は図－8.5に示すように斜面こう配1：8，天端幅4m，高さ6mである。なお堤防基礎地盤の透水性砂層の厚さは1mと仮定する。この透水層は，堤体内外への浸透流の通路であり，すでに述べたように，浸透流を単純化するため，基礎地盤内にはさまれている透水砂層の水みち，のり覆のジョイント．あるいはクラックなど堤体内へ水を供給すると考えられる通路をすべてこの層に置き換えるとしたものである。この層厚の大小は堤体内への浸透流に大きな影響を持つものと考えられ，フエイシングの裏面に働く圧力を検討し，フエイシング層厚を決めるためのモデルとしてどの程度の値をとるかは大いに問題のある所であるが，こゝでは安全側の値として，幾分大きな値を採用した方がよいと考えた。

実際の工事に当つては置き換えた表層砂層を含めて，地盤をとおしての堤体内への浸透を防止することはとくに慎重に考え，フエイシングののり先には止水矢板が打設してあるので，実際の通水断面は上記の仮定よりもかなり小さいと考えてもよさそうである。この通水断面のとり方がフエイシング裏面に働く揚圧力にどのような影響を持つかについても後で述べる。

次に浸透流の境界条件として解析に用いる河川ならびに遊水池の水位時間曲線には遊水池計画の水理的検討のために用いた計画洪水を利用する。水位曲線は図－8.10 のとおりである。なおこの曲線は堤体地盤の透水層の下面を基準面にとつて示している。



図－8.10　計画洪水の水位曲線

洪水時に堤体内に水が浸透し，堤体内の自由水面を上昇させると，堤体表面が水密性のフエイシングで被覆されているため，土の間げきを占めている空気の逃げ場がなくフエイシングの内側にたまつて圧縮される。このような条件ではフエイシング裏面に働く揚圧力は極めて大きな値になると考えられるが，こゝで行なう計算では，フエイシングの内側の空気は自由に堤体外へ排出され，つねに土の間げきの空気圧は大気圧に等しいという仮定を設ける。また初期条件として自由水面の高さは堤体斜面のフエイシング下端部と等しく，かつ水平であると仮定した。

計算は上述のような初期条件および境界条件が与えられれば（8.9）式および（8.13）式を用い逐次計算を進めていくことができる。自由水面の存在する領域は（8.13）式を用いて計算を行ない，フエイシングの高さより，水頭が大きくなつた領域については（8.9）式で計算をするという操作を繰返すことによつて数値計算を進める。計算は堤体土の$\frac{k}{n'}$の値および基礎地盤の表面の透水性砂層の厚さの変化が揚圧力にどのような影響をもつかを調べるため，これらの値を変化させて計算を繰り返した。

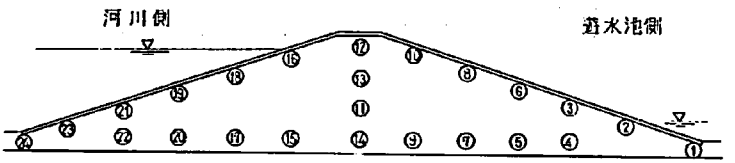
§8.10　砂模型による透水実験

数値計算による検討と並行して砂模型による透水実験を行ない両者の結果を比較すると同時に，砂模型による透水実験では，フエイシングの内側にたまる空気を堤体外に排除するために設けられる堤体天端付近の空気抜き（排気バルブ）および堤体内へ残留する浸透流を排除するのり面の排水工の効果を検討するために実施した。

砂模型による実験は小規模ながらも，実際と同じ材料を用い，浸透現象を再現でき，しかも各種浸透条件を変えた実験が簡単に繰返し実施できるため，最も広く用いられている浸透実験の方法である。しかし，毛管帯の浸透の扱い方，非定常浸透流の相似縮尺の取り方などにいろいろ問題がある。

越流堤防の検討に関連して実施した砂模型実験には，長さ15m，高さ2m，幅1mの大型水槽を用いた。

水槽は前面はガラス張りで，両端には水位を昇降させるためのタンクが接続している。また水槽の背面は板張りとなつていて，図－8.11に示すような位置に堤体内の浸透流の水頭あるいは空気圧を測定するためのマノメーター，圧力計が取り付けられている。堤体内に生じる浸透流は

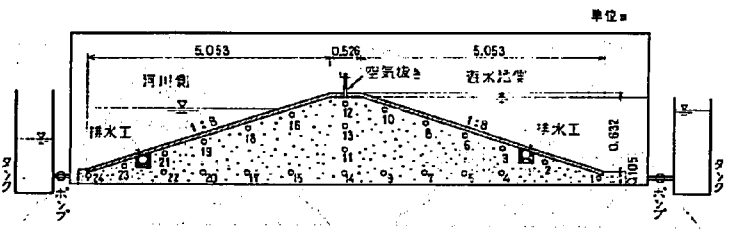


図－8.11　間げき圧測定装置設置箇所

非定常流であつて，自由水面が移動し，場合によつてはフェイシング内側に閉じこめられた空気の圧力の測定が必要となるため，鉛直なスタンドパイプでは測定がむづかしく，マノメーター，ならびにストレイングージを利用した圧力計を設置した。圧力計は最大測定圧0.1㎏の圧力変換器でオシログラフに測定値を自記できるようになつている。

砂模型に使用した材料は現地より運搬してきた砂である。模型の堤体は均質になるように10㎝の層にまき出し，各層ごと水締めを実施した。模型は計画堤防断面に幾何学的に相似で，1：9.5の縮尺である。

模型堤防は実際の堤防と同じように表面を不透水性のフェイシングで覆い，図－8・12 に示すように実験水槽の中央部に設置した。模型のフェイシングは，堤体の整形後，表面にモルタル



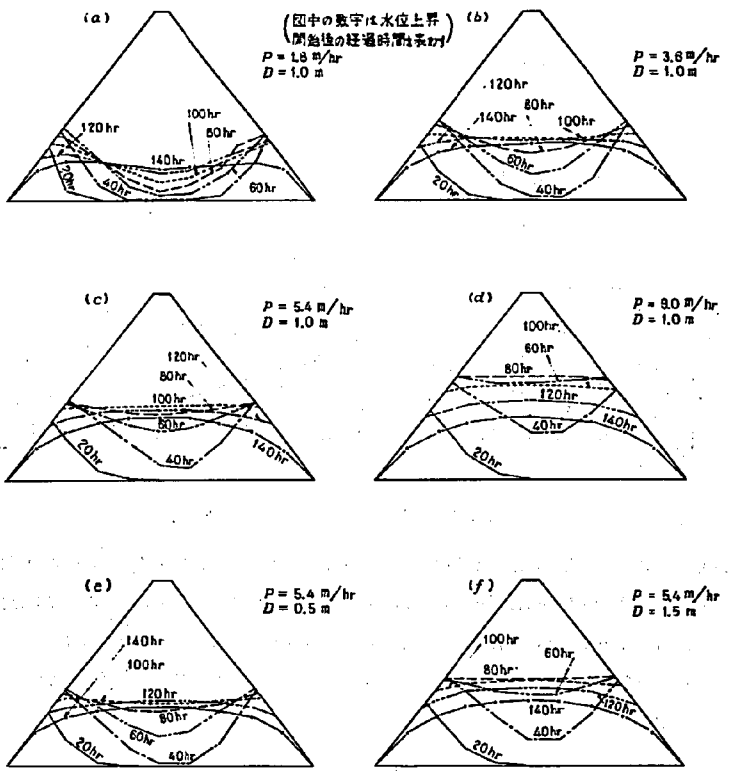
図－8.12　砂模型実験装置

を流して作つたが，とくに水槽前面のガラス板および背面の板との接続部の水密性の確保には注意を払つた。堤体の天端にはバルブの付いたパイプを取り付け，フェイシングの裏側にたまる空気を抜く通路を作つておき，堤体内の空気を排除する場合と，しない場合とのフェイシングに働く揚圧力の比較を行なつた。また斜面には排水管を設置し，それが作動する場合としない場合も組合わせて検討した。

§8.11　計算ならびに実験結果の考察

すでに前の節で，数値計算によつてフェイシングに働く水頭を求め，また模型実験によつても検討を加えたので，これらの結果を示し，考察を加える。

まず，堤体内に生ずる自由水面の変化から述べる。計算結果から求めた堤体内の自由水面を一定の時間間隔ごとに示したのが図－8・13である。洪水時に，河川水位の上昇に伴つて堤体内に浸透水が流れ込み，自由水面は前側から上昇する。越流が始まると遊水池内の水位が急上昇するため，遊水池側からも水が浸透し，自由水面の形状は次第に左右対称の形に近づいていく。初めは中央が凹な形であるが次第に水平に変り，次に外水位の降下によつて上に凸な曲線を示す。自由水面の移動は当然 $P=k/n'$ が大きいほど，また砂層の厚さの大きいほど大であるが，Pの変化

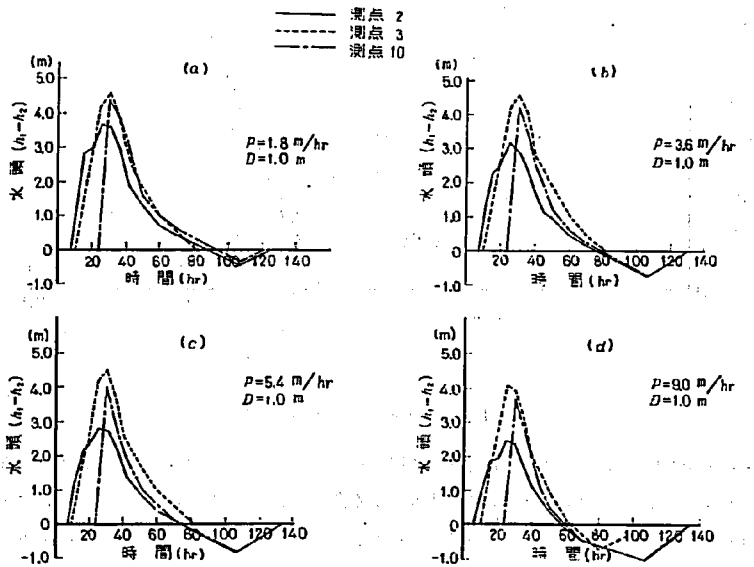


図－8.13　計算より求めた堤体内の自由水面の変化

に比較し，砂層の厚さの大きさの変化は浸潤線の動きに大きな影響を持たないことが知られる。堤体の透水係数が小さくなり，Pが1.0程度にまで下ると，堤体への浸透が極めて少なくなつて洪水が終つた後，堤体内に残留する水も少ないので，浸透流による堤体の安定性への影響は少なくなる。また透水性が極端に大きくなると，堤体内へ浸透する水も多い代りに，外水位低下時に外部へ排出される水も多いので，残留水にもとづく揚圧力の発生の少ないことが予想される。な

お図－8・13には透水層の層厚Dを一定としPを変化させたときと，Pを一定としてDを変化させたときの浸透に及ぼす影響を明らかにするため，それぞれの計算結果を記載した。

PおよびDの種々の値に対して，堤体内の自由水面の変動を明らかにすることができたので，フエイシングの表面に働く外水による水頭と，堤体内の浸透水によつて生じる水頭との差を求め図示してみる。フエイシングの表面および裏面に作用する水頭h_2およびh1の差（$h_2 - h_1$）はフエイシングに働く圧力で負の場合には上方への圧力となるので揚圧力と解される。縦軸に（$h_2 - h_1$）を横軸に時間をとつて表わす。同様にDを一定にしてPを変化させた場合，およびPを一定として，Dを変えた場合について整理し，図－8・14 に示した。図中の数字は測点

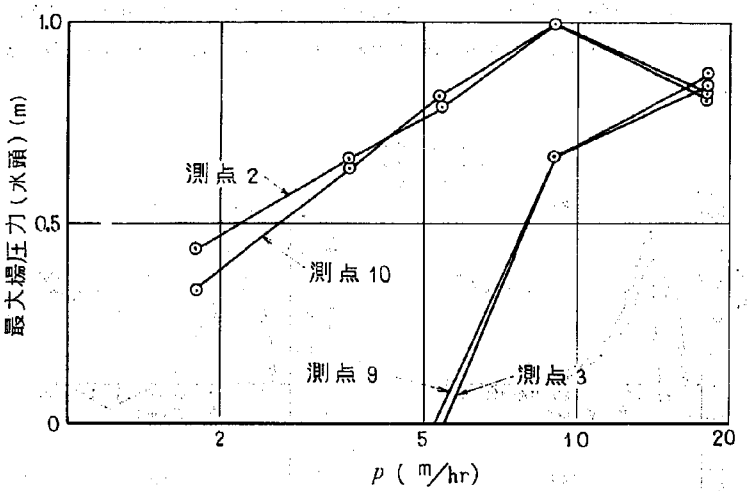


図－8.14　　フエイシングに作用する水頭

番号を示す。洪水の初期には河川水位の急激な上昇によつてフエイシングは表側から水圧を受ける。堤体内の空気圧は大気圧と等しいと仮定するので，堤体内の自由水面より高い位置におけるフエイシングは常に外側からの圧力を受ける。しかし，斜面の下部のフエイシングは，外水位が低下し外側からの圧力がなくなつたときも堤体内に残留した水が内側から圧力を加えるので，逆の圧力，すなわち揚圧力になる。

外側からの圧力に対しては，フエイシングは堤体に押し付けられることになるので堤体によほどの欠陥がない限り破壊の原因にはならないが，揚圧力に対しては十分，慎重な配慮の必要なことはすでに述べたとおりである。

計画洪水の間にフエイシングの各点に働く最大揚圧力とPの関係をはつきりさせるため，Pを変化させたときの各点の最大揚圧力を図－8・15に示した。揚圧力はPの増大に伴い増加し，測



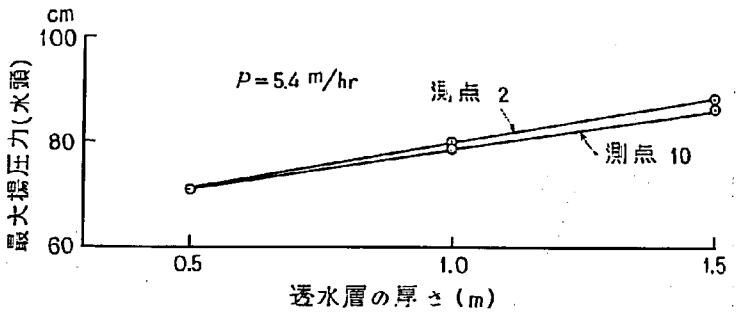
図－8.15　Pと最大揚圧力の関係

点2および10の位置ではP=9.0$^{m}/_{hr}$で極大になる。なお測点3および9の位置ではPがさらに大きくなつたときに極大が現われ，Pが大きくなる程，揚圧力の生じる範囲が斜面上方に拡大していく。これはPが小さいと堤体内への水の浸入が少なくなり，また逆にPが十分大きくなると浸透する水が多くても排水も容易になるため発生する揚圧力の値も小さくなる。このため中間のPの値に対して揚圧力が最も大きく現われる結果になる。

次に地盤表層の砂層の厚さと最大揚圧力の関係を整理して図－8・16に示した。砂層の厚さを0.5 mから1.5 mの範囲に変化させてみると，層厚の大きい程，揚圧力の値の大きくなることが知られるが，砂層厚をこの程度変化させたのでは揚圧力はわずかしか変らないことが知られた。

計算結果はいずれも堤体内の空げきの空気圧は常に大気圧と等しいとして求めたものであるが空気がフエイシングの内側に閉じ込められ圧縮された場合の検討を模型実験で実施したので，その結果を示す。さらに模型実験では堤体内に残留している浸透流を速やかに排除し，フエイシン

グ内側の水圧を緩和させる排水工の効果を併せ検討しているので，排気孔および排水工の有無が



図－8.16　透水層の厚さと最大揚圧力の関係

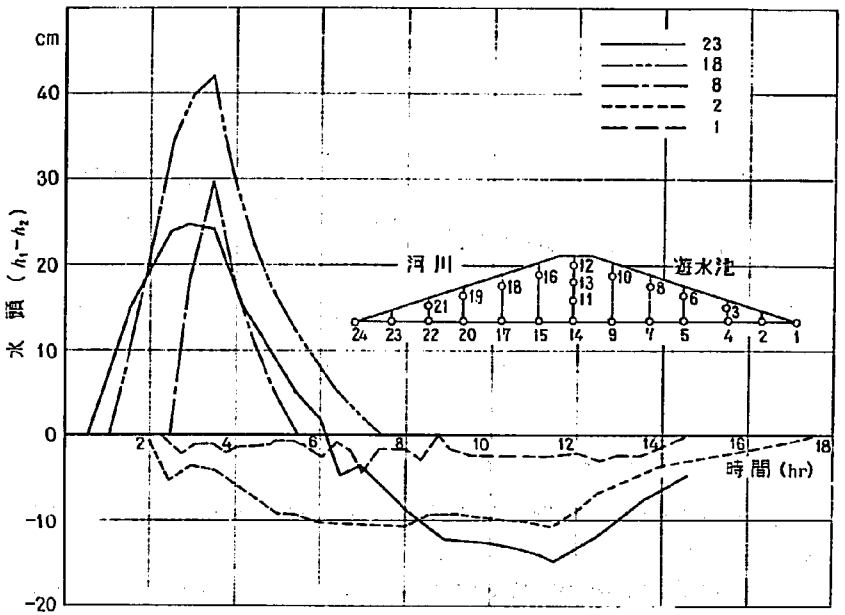
フェイシングに加わる揚圧力にどのような影響を持つかについて実験結果を比較し判明した事項を記してみる。

模型製作に用いた砂は現地の砂であるから透水係数は 3×10^{-2} cm/sec と考えられ，P＝5.4m/hr に対応する。堤体頂部に作られた空気抜きを全開しておけば堤体内の空気は常に大気圧に等しいと見なすことができ，しかも斜面に作られた排水工が働かないようにしておけば，計算の条件とほぼ等しくなる。実験の資料を整理し，計算結果と同じ方法で縦軸に (h_2-h_1)，横軸に時間をとると図－8.17 のようになる。模型では地盤表層の厚さが1 mにしてあるので，この実験に等しい条件で行なつた計算結果を示す図－8.14 (c)と比較するとかなり類似した結果を与えることがわかる。

模型実験の結果を各ケースについて，それぞれ示すのは止め，代表的な箇所のフェイシングに働く圧力についてのみ相互に比較することにする。

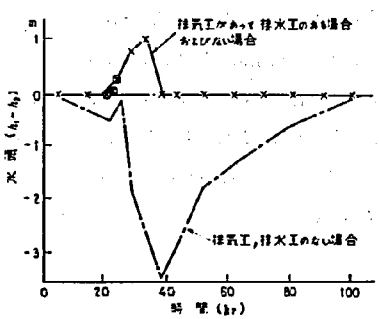
実験を行なつた条件には，まず最も条件の悪い例として，排気工および排水工が全くない場合，また条件の良い例として，排気工および排水工がある場合を例にとつた。

これに数値計算の仮定と同じ条件，すなわち，排気工があつて排水工のない場合が比較のために実施されている。



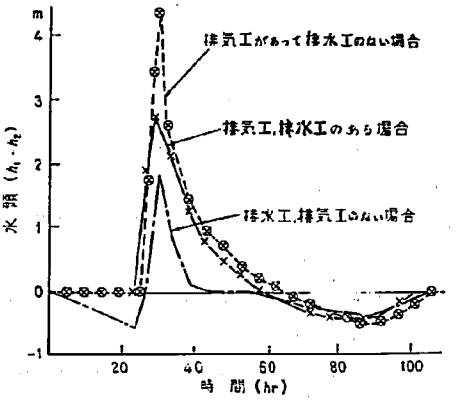
図－8.17　フエイシングに作用する水頭（砂模型の実験結果の1例）

模型実験において，堤体内の自由水面は最大に上昇しても，全堤高の$\frac{1}{2}$程度であるから，天端付近のフエイシングの裏面には間げきの空気が接している。フエイシング裏面に大きな圧力が働く可能性のあるのは間げきの空気がフエイシングの内側に閉ちこめられた場合で，排気工が完全に働けばフエイシング裏面には圧力は働かない。図－8.18は天端のフエイシングに働く圧力を示したもので同様に縦軸にh_1-h_2をとり横軸に時間をとつてある。図からもわかるように排気工が働けば天端のフエイシングには外側から圧力が働くのみであるが，排気工がなければ，内側の空気が圧縮され，フエイシングには極めて大きな上向きの圧力が働くことがわかる。



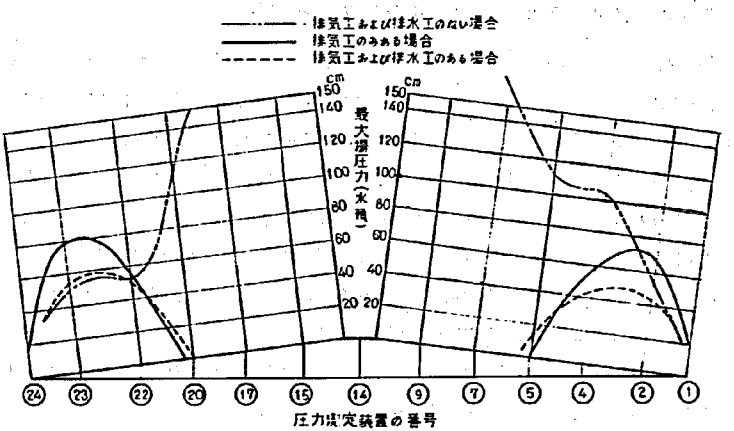
図－8.18　天端のフエイシングに作用する水頭

次に遊水池側ののり尻付近のフエイシングに働く圧力は図－８・１９のとおりである。いずれの場合も堤体内へ浸透した残留水のために洪水末期に揚圧力が生じる。たゞし排気工のない場合には洪水初期にも揚圧力が生じるがこれは河側から浸透した水が堤体内の自由水面を上昇させ，内部の空気を圧縮するために生じた揚圧力であつて，遊水池水位が上昇するまでの間働く。



図－８.１９　のり尻付近のフエイシングに作用する水頭

さらに模型実験を実施した３つの条件ごとにフエイシング各点に働く上向きの圧力（揚圧力）をまとめて示すと図－８・２０のとおりである。排気工がないと斜面上部から天端のフエイシングに，極めて大きな圧力が作用することがわかり，また排水工を設けると，その付近で揚圧力の減少してくることが明らかである。



図－８.２０　　空気抜きおよび排水工の効果の比較

以上のような検討の結果から，フエイシングの安定性を確保するためには，まず天端付近に有効な排気工の必要なこと，さらに排気工が有効に働いたとしても，斜面下部には揚圧力が発生するため最大の圧力が生ずる位置に排水工を設置することが有効であることが結論として得られた。

揚圧力に耐えるフエイシングの必要な厚さはすでに（8.5）式および（8.7）式で示したが，設計に用いる最大揚圧力は排気および排水の条件によつて変つてくるので，いかなる条件を考えるかゞ問題になる。計算および模型実験の結果から，結局排水工の効果は局部的であり，また流出口の逆流防止弁の構造あるいは長年月にわたる効果の持続性などに問題があるので，排気工のみが正常に働く条件で，フエイシングの厚さの設計を行なうことに決定した。また堤体内の浸透する水の出入口として砂層を想定しているが，砂層厚の増減が，揚圧力の大きさに及ぼす影響の比較的小さいことから，やゝ安全側と判断されるが1.0 mの厚さを設計条件として採用することにきめた。したがつて，フエイシングに働く最大揚圧力は計算および実験結果より総合的に判断した結果として，水頭90 cm程度が妥当な値と判定される。

フエイシングの斜面勾配が緩なこと，揚圧力の働く部分が斜面下部に限られること，および揚圧力の発生する期間が短かいことなどから，たとえフエイシングが斜面に沿つて滑り出そうとしてもフエイシングの断面応力によつて十分対抗するものと考え，フエイシングが浮き上らない条件を与える（8.7）式で必要厚さを求めることに決定した。アスファルトフエイシングの比重を2.0と考えれば，フエイシングの最大必要厚さは50 cmになる。

§8.12　アスファルト・フエイシングの施工例

越流に対し堤体を安全に保持するためアスファルトフエイシングの必要な厚さを決定する検討を述べてきたが，ダム，海岸堤防，護岸などの水理構造物に斜面の被覆工としてアスファルトフエイシングは広く用いられているので参考のため，施工例につき多少触れる。

アスファルトフエイシングを流水，波浪などの洗掘，浸食防止のために用いることはかなり古くから実施されている。石材の得られないオランダなどではサンドアスファルトを用いた堤防護岸が各所に作られている。また水路の護岸としても利用される例が多い。従来はアスファルトの安定性に対して疑問を持つ向きもあつたが，設計法ならびに施工法に改良が加えられるにつれ，コンクリートによる構造物と同様な安定性を期待しうると考えられるようになつてきている。最近はアスファルトによる斜面の保護のみでなく，その止水性を期待しての利用が増加しており，フイルタイプダムの前面止水壁として使用されている例も多い。アスファルトフエイシングの施工例を見ると安定性を向上させるために，アスファルトの配合を変えて多層構造を試みる場合が多い。越流堤の設計にも，フエイシングの構成，アスファルト配合などの問題があるが，その点については述べない。参考のためアスファルトフエイシングの厚さを過去の施工例から調べてみる

に留める。

まず海岸堤防のフエイシングでは表斜面あるいは裏斜面のみに施工している例もあるが天端を含め全面を被覆している例も少なくない。厚さは１０～３０cmのものが多い。

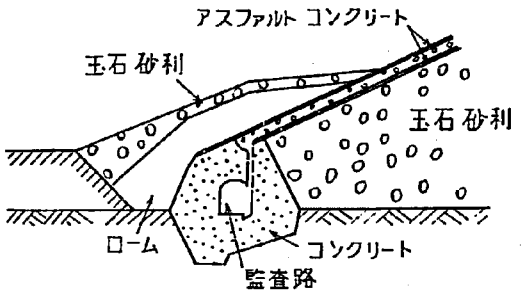
河川，水路，運河などの護岸に用いられている例では，洗掘に対する強さは，海岸堤防より少なくてよいということから，７～２０cm程度のものが多い。

また，フイルダムの表面止水壁，貯水池のライニングなどの施工例では１０～３０cmの範囲である。

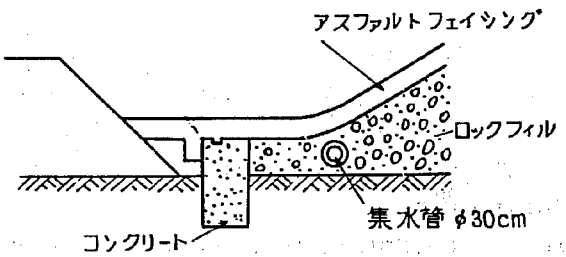
本章で取り扱つている越流堤では，フエイシング裏面に働く揚圧力の大きさから図－８・５ のようにのり尻部５０cm，のり中央部４０cm，天端付近３０cmを採用することに決定したが，他の水理構造物の施工例と比較して，例のない厚さである。天端付近の３０cmの厚さは揚圧力からは必要以上の厚さであるが，越流水深１mという条件では予想外の現象の起こる恐れがあり，また流木などによつて局部的な荷重や衝撃を受けることも考えられるので，堤体表面が破壊されることのないよう考慮のうえ，決定した値である。

フエイシング裏面に働く揚圧力を減少させるために設ける排気工，および排水工の配置も図－８・５ に記入してあるが，排気工に関しての過去の施工例は少ない。海岸堤防においては天端に穴をあけ，空気を抜く構造にした例がある。[10] のり尻付近に設置する排水工は，ダムの表面止水のフエイシングの施工例などに多く見受けられ，例えば図－８・２１ に示すように排水管を埋設[10][11]したり，監査路に水を導く[12]例が多い。

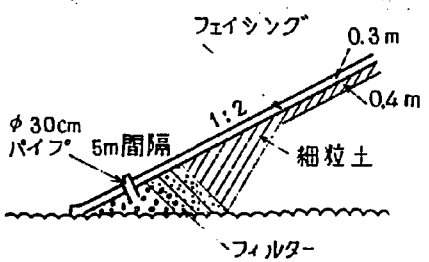
越流堤においても利根川下流部の田中越流堤が昭和３４年の台風７号による出水によつて破壊したがその原因が浸透流による揚圧力と判断されたため，復旧に当つて斜面のフエイシングの下に排水用の孔あきパイプを埋設した例がある。この場合のフエイシングはアスファルトではなく，コンクリートのブロックを並べたものであり，水密性もアスファルトフエイシングほど高くないが，揚圧力を考慮に入れての排水施設であることは，本章で述べている渡良瀬越流堤と全く同じである。



(Genkeltal Dam)



(Montogomery Dam)



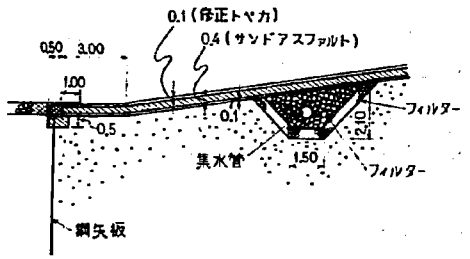
(Montélimar Overflow)

図— 8.2 1　排 水 工 の 例

§8.13　排水施設のフイルターの検討

フエイシング裏面に設ける集水施設の構造は図－8・22 に示すように集水管の周囲をフイルター材料で埋め戻したものである。排水管の末端は越流堤取付部で堤体外に導びかれる。その排水口は逆流防止弁が取り付けられ，洪水時に外水がこの管を通つて堤体内へ流入しないように工夫されている。集水管の直径は必要な排水流量に余裕を持たせ５０cmの管を設置する。

この排水施設の設計に関連しての問題に集水管の周囲を埋め戻すフイルター材料の選定がある。フイルターの選定基準に関しては従来より検討がかなりなされているので，これらに関する文献の取りまとめを行ない，補足して実施した実験について述べる。



図－8.22　のり尻の排水施設の構造

(1)　フイルター材料の選定基準

一般にフイルターには砂，砂利が用いられるが，布，紙，グラスファイバー，高分子材料のせんいでできた網などが使用されることもある。しかし，砂，砂利など自然の材料を用いるのが最も安定性が高いと考えられる。

フイルター材料に土砂を用いる場合に要求される条件を示すと，①パイピングに対する条件，すなわち保護する土の微粒子がフイルター内へ流入しないこと。②透水性に対する条件，すなわち保護している土より透水性が十分大きいことの２点である。この２つの条件は互に相反する性質のものであるため，場合によつてはフイルターを２重または３重に設ける必要も生じる。

フイルター材料の選定基準について今まで行なわれた研究を簡単に述べる。

まず Bertram は１９４０年ハーバード大学での実験結果から次のような選定規準を明らかにした。

$$\frac{D_{15}\ (\text{フイルター})}{D_{85}\ (\text{土})} < 4\sim5 < \frac{D_{15}\ (\text{フイルター})}{D_{15}\ (\text{土})} \qquad (8.15)$$

左側の条件は土の微粒子がフイルターの中へ流入しないためのものでパイピング比と名付けられている。右辺は透水性に対する条件である。Bertramの研究に引続いて米国の Corps of Engineers[13]

（1941）や Bureau of Reclamation などで検討が行なわれた。その結果 Bertram の示した条件式の一部を変更したり，他の条件を追加することが試みられた。たとえば開拓局ではフィルターの最大粒径を 7.6 cm に制限したり[14]，Corps of Engineers では次のような条件を提案した[15]。

$$\frac{D_{15}\ (\text{フィルター})}{D_{85}\ (\text{土})} \leqq 5 \quad , \quad \frac{D_{50}\ (\text{フィルター})}{D_{50}\ (\text{土})} \leqq 25 \qquad (8.16)$$

砕石をフィルター材料に使用するときはパイピング比を 5 より小さくとるべきだとしている。しかしこれらは Bertram の示した基準と本質的に異なるものではない。このほか，フィルター材料の粒度曲線と保護する土の粒度曲線ができるだけ平行であることが望ましいとしている。

さらに Sherard[16] ら（1963）によると土の中に砂利が含まれている場合には，2.5 cm 以上の粒径の砂利を除いた土についての粒度曲線を描き，これにもとづいてフィルターを設計すべきだと述べている。フィルターで孔あき管やスロットの付いた管を保護する場合，あるいはパイプ継手をはなした構造にし，フィルターで保護する場合，集水管の孔あるいは継手などのすき間の大きさとフィルターの粒度の間には一定の関係が要求される。これは集水管内へフィルターが流入しないようにするためである。

Corps of Engineers[15]（1955）によると

$$\frac{D_{85}\ (\text{フィルター})}{\text{集水管の孔の直径}} > 10 \qquad (8.17)$$

またスロットの付いた管を用いるときは

$$\frac{D_{85}\ (\text{フィルター})}{\text{スロットの幅}} > 1.2 \qquad (8.18)$$

また Bureau of Reclamation の規準[17]（1965）によると

$$\frac{D_{85}\ (\text{フィルター})}{\text{管の最大のすき間}} > 2 \qquad (8.19)$$

わが国の規定は例えば道路土工指針によると

$$\frac{D_{15}\ (\text{フィルター})}{D_{85}\ (\text{土})} < 5$$

$$\frac{D_{15}\ (\text{フィルター})}{D_{15}\ (\text{土})} > 5 \qquad (8.20)$$

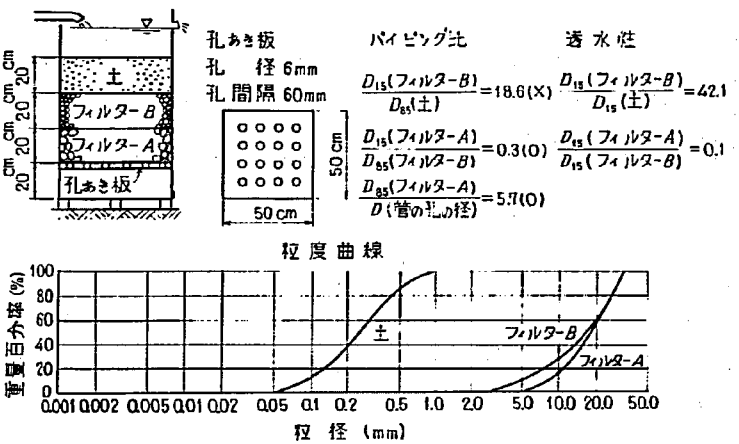
$$\frac{D_{85}\ (\text{フィルター})}{D\ (\text{管の孔の直径または管の継目の間隔})} > 2$$

ですでに示した規定とほゞ同じである。このような規定は粘着性のシルトや粘土質の土には安全側の条件であることも認められていて，粒度配合のよいフィルターを用いれば上の規準を多少緩

和してよいことも知られている。

(2) 田中，菅生越流堤の設計に関連して行なわれた集水管の実験

田中越流堤の復旧工事の設計のために行なわれたフィルターの実験である。実験は予備実験と本実験とから成つている。予備実験では四角形の容器の底に所定の孔を等間隔にあけた板を置きその上にフィルター材料を2層に詰め最上部に土を置いて上部から水を流した。そうして上の土が洗い流されないかどうか，パイピングが起こらないかどうかなどを観察し，一定時間水を流した後，各層の粒度分析を行ない，粒度の変化を調べると同時に孔あき板を通つて流下した土砂量を測定した。実験を行なつた容器ならびにフィルターの構成の1例を示したのが図—8・23 で堤体材料である土の粒度曲線も併せて記入した。土は全実験に同一試料を用いたが，板にあける孔



図— 8.2 3　　孔あき板を用いたフィルターの実験の1例

の大きさならびに間隔，フィルターの粒径を変化させて実験を繰り返した。実験の一覧表を表—8・1 に示す。

実験番号	スクリーン		パイピング比			透水条件	
	孔径 (mm)	ピッチ (mm)	$\frac{D_{15}(フィルターB)}{D_{85}(土)}$	$\frac{D_{15}(フィルターA)}{D_{85}(フィルターB)}$	$\frac{D_{85}(フィルターA)}{D(孔の径)}$	$\frac{D_{15}(フィルターB)}{D_{15}(土)}$	$\frac{D_{15}(フィルターA)}{D_{15}(フィルターB)}$
1	6	60	18.6 ×	0.3 ○	5.7 ○	42.1	0.1
2	6	60	10.0 ×	0.4 ○	4.9 ○	21.6	0.2
3	6	60	5.0 ○	0.4 ○	5.2 ○	11.4	4.1
4	9	90	4.9 ○	0.5 ○	3.3 ○	10.6	4.4
5	9	90	3.9 ○	0.4 ○	2.4 ○	8.4	3.9
6	9	90	4.1 ○	0.4 ○	3.6 ○	9.1	4.0
7	9	90	5.0 ○	0.3 ○	2.7 ○	11.9	3.1
8	12	120	5.9 ×	0.5 ○	2.8 ○	12.7	0.5
9	12	120	3.1 ○	0.4 ○	2.1 ○	6.8	4.9
10	18	150	6.5 ×	0.5 ○	1.3 ×	14.7	5.0
11	18	150	3.3 ○	0.4 ○	1.3 ×	7.4	4.5

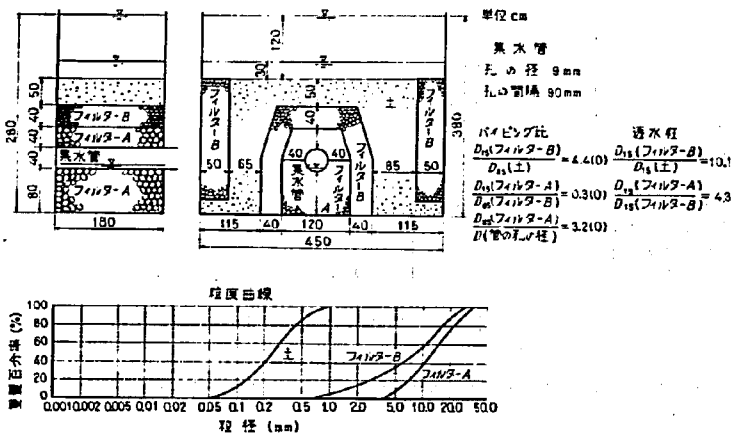
表－8・1　フィルターの実験結果

表中の○×は（8.20）式で示される基準の合否を示す

次に本実験では長方形の容器の中に実物大の集水施設の模型を作り，上部から注水し，流れの状況，砂の流出などを観測した。さらに孔あき管の孔のあける位置を集水管の上部のみとした場合と下半分のみとした場合との2通りについて相違を調べた。実験の条件を図－8・24 に示す。

実験の結果について予備実験から述べると，良透流を起こすことによつて容器につめた土の沈下やパイピングなどの異常が生じ，容器の底に砂が流出したのは実験番号の1，2，8，10および11であり，他については全く異常がなかつた。表－8・1 からもわかるように，これらはいずれもパイピング比が大きすぎ5以上の値を示しているか，孔あきパイプの孔の大きさとフィルターの粒度が適当でない場合である。

本実験では図－8・24 に示すようにフィルターの粒度は基準にいずれも合格である。実験は3回実施したが，第1回の実験では孔を集水管の上部半分に設けて通水した。土およびフィルターには何ら異常は起こらなかつたが，管内へ流入する水は集水管の最上部にある孔からは流入せず下部の2列のみが有効であつた。第2回，第3回の実験では集水管の下半分に孔のあいている場合を調べたが，第1回と同様に全く異常はなかつた。本実験では孔あき管の孔の位置をどこにす



図－8.2.4　集水管の実験

るのが良いかを調べる目的があつたが，孔の位置による差は生せず適正な粒度を持つ材料を用いれば，孔の位置はどこでもよいことが判明した。しかし，適正な粒度を持たないフイルターでは当然，孔の位置の影響が現われると考えられる。したがつて，この実験は孔の適正な配置を判定する資料をうるという目的にはそわなかつた。Corps of Engineers でも類似な実験を行なつているので概要を示すが[13]，この実験も実物の集水管の周囲をフイルター材料で埋め戻して透水実験を行なつている。孔あき管で集水したときの土砂の管内への流入状態を調べた実験である。

孔あき集水管はタールでコーテングをしたコルゲートメタルパイプおよびコンクリートパイプであり，孔の径は共に 1 cm であつた。孔のあいている位置はコルゲートパイプで円周の$\frac{1}{3}$，またコンクリートパイプで円周の半分であつた。フイルター材料とパイプの孔の径の関係は

$$\frac{D_{85}\ (\text{フイルター})}{D\ (\text{管の孔の径})} = 0.6$$

であり材料としては不適なものである。実験ではパイプの位置を上部と下部にした場合の流入土砂量を比較しているが，この結果を表－8・2 に示す。通水時間は２０分足らずである。フイルター材料として不適なものを用いているため，多量の流入土砂が測定された。とくに孔を管の上部に付けると量が増大する。またタールのコーテングおよびコルゲートパイプの波は砂の流入防止に役立つようである。集水管の孔の位置は下方に付けるべきで

集水管の種類	孔の位置	孔径 (cm)	孔の数 (延長30cm当り数)	流入土砂量 (孔あき管1m当りの土砂量g)
孔あきコルゲートパイプ タールによるコーテング カラーによる継手 円周の$\frac{1}{3}$が孔あき	管の下部	1	40	45
	管の上部			302
孔あきコンクリートパイプ 差し込み継手 継手はシールしない 円周の$\frac{1}{2}$が孔あき	管の下部	1	24	1,964
	管の上部			3,475

表－8・2　集水管の実験結果（WESによる）

あるという結果であつて，従来わが国の道路の地下排水などで施工されている例とは全く逆になる。

田中，菅生越流堤の設計のために行なつた実験では適正なフイルターで周囲を埋め戻したため，孔の位置を上下いずれにしても土砂の流入が起こらなかつたが，フイルターが不良のときには孔の位置によつて土砂の流入がかなり違うことが明らかである。

(3)　渡良瀬越流堤の排水施設のために実施した実験

渡良瀬越流堤はフエイシングが水密性であり堤敷も極めて広いため，透水条件によつてはかなりの揚圧力の働くことが予想される。このため排水工を設け圧力の低減を計るが，集水管内への土砂の流入などによつて排水機能が低下することのないように工事が行なわなければならない。

Corps of Engineers の実験報告には孔あき集水管の中へ土砂の流入を防ぐため孔の位置を下側に付けるのがよいという提案を行なつているが，従来行なつている工事では上向きに付けている例が多いので，集水管の孔のあけ方について重ねて検討を加えることになつた。

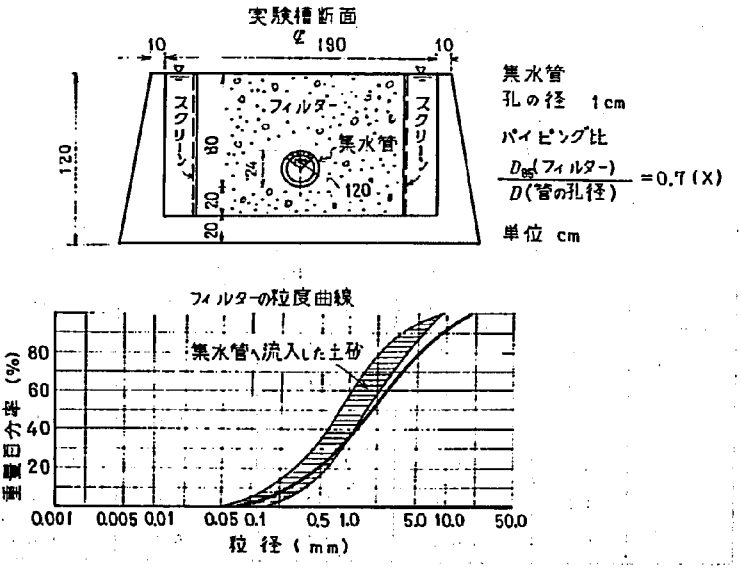
実験は前の実験と同様に，水槽の中に孔あき管を設置し，その周囲をフイルター材料で埋め戻し通水したときに管内へ流入する土砂量の測定を行なつた。

集水管には集水用の孔を円周の$\frac{1}{3}$に限つてあけておき，この位置を上下方向および側方に向けた場合の土砂の流入状態を調べた。

(i)　実験装置

集水管は外径24cm，管厚3mmで孔の直径は1cm，孔の間隔は管の円周方向に4cm，管の延長方向に3cmであつた。管は実験によつて流入した土砂を採取できるように末端が開くようになつている。

実験を行なつた水槽は図－8・25 に示すように長方形のコンクリート槽で，集水管を横から差し込む孔があけられている。フィルターは孔あき鉄板で区切られた部分に詰め，水をその両側に貯める。浸透水は鉄板を通してフィルター内へ供給される。



図－8.2 5　　フィルターの実験

先の田中越流堤での実験で周囲につめるフィルター材料の粒度が適当であると集水管内へ流入する土砂がほとんどないことが判明しているので，土砂の管内への流入を防ぐ適切な孔の向きを選定する目的から，先に示した基準に合わない不適なフィルター材料を用いることにした。実験に用いたフィルターの粒度曲線は図中に示すとおりである。基準で示されるフィルター材料よりはかなり粒度の細かいものを用いた。

(ii) 実　　験

まず孔あき管を水槽に取り付ける。このとき孔のあいた部分の位置を所定の方向に向ける。その後，管の周囲をフィルター材料で埋め戻す。埋め戻しは均一なフィルターが仕上るように30cmごとの層に分けタンパーによつて締め固める。水槽から外に出ている集水管の開端部を高くしておき，水槽に水を満すとき水が流れ出ないようにしておく。フィルター内に気泡が残らないよう，極めて除々に水位を上昇させた後，開端部を下げて水を流出させると周囲のフィルターを通し

集水管へ向う浸透流が起こる。所定の動水こう配で浸透が持続するよう調節し，浸透流量を測定する。浸透を1時間継続させた後，水槽の水を排除し，集水管の中に流れ込んだ土砂量を測定する。集水管の孔の方向を上向き，横向きおよび下向きにして，管の開端の出口の高さと水槽内の水面の水位差を10cm，20cmにしたときの浸透を観測したため合計6通りの実験を行なつた。測定値にばらつきがあるので同じ条件の実験をおのおの2回繰り返して実施した。なおフイルターは実験ごとに詰め換えた。

実験の結果求められた流量および流入土砂量は表－8・3 のとおりである。なおこれは排水管1m当りの土砂量に換算した値である。第1回目の実験に比較し，第2回目の実験で測定した流

孔の位置	水位差 (cm)	第1回実験		第2回実験	
		流量 (ℓ/min)	流入土砂量 (g/hr)	流量 (ℓ/min)	流入土砂量 (g/hr)
上側	10	14.4	342	11.8	361.6
	20	35.9	314	22.2	415.4
側方	10	15.1	42	11.1	201.3
	20	36.5	153	20.0	480.8
下側	10	14.7	37	3.7	38.5
	20	16.6	40	6.7	42.3

表－8・3　　集水管1m当りの流入土砂量

量が小さくなつているのは締固めを十分にしたためでフイルターの乾燥密度γ_dは第1回目で1.2 t/m³，第2回目で1.3 t/m³であつた。第1回目の実験で孔が下向きの場合，水位差が20cmになつても流量が増加していないのは孔が多少詰つたためと考えられる。流入土砂量は表から見ても明らかなように上向きで多く，下向きでは少ない。横向きの場合は値が乱れていて，孔の周辺の砂粒子の詰り具合によつて大きく変化するように考えられる。なお集水管に流入した土砂の粒度分布を示すと図－8・25 のとおりである。

(ii) 排水工に関するまとめ

田中越流堤および淺良濱越流堤に関しての実験結果，文献調査の結果，フイルター材料の選定基準は（8.20）式に示す条件で十分である。

集水管のまわりを埋め戻すフイルター材料が適当であれば，孔は全円周にわたつてあけてよいと考えられる。しかし良好なフイルター材料のみで施工されるとは限らないので，土砂の流入防

止のため，孔をあける位置を管の下部半分に限るのがよいと考えられる。さらに安定したフィルターを作るためには粒度分布のよい材料を用いることが大切であることが結論として得られた。

§8.14 結　　語

一般の土砂堤防の他に特殊堤防と称し，土砂以外の石材，コンクリート，アスファルトなどの材料，または土砂とこれらの材料によつて作られた堤防がある。特殊堤防は特別な目的で作られる場合が多く，その目的，堤防の置かれている条件によつて，各種の構造がある。特殊堤防の構造に関しては従来ほとんど研究された例がなく，経験に頼つて設計されているのが現状である。

渡良瀬遊水池に作られる越流堤防はわが国はもちろん，世界的にも例のない大規模な特殊堤防で，地盤の条件，安定性を考えて，堤防の形式がアスファルトフェイシングによる全面被覆型に決定されたが，経験のない型の堤防であるため，設計に当つて多くの問題点を解決する必要に迫られた。本章では，主として堤体内の浸透流によつて，フェイシング裏面に働く揚圧力の大きさとそれに耐えうる堤体構造をどのようにするべきかに考察を加えた。すなわち，必要とするフェイシングの厚さと排水施設に関し，実験ならびに計算によつて重点的に検討を行なつた。

先年，利根川田中越流堤が越水中に破壊を起こしたがその原因が堤体内の浸透流による揚圧力と判断されたため，特に完全な水密性フェイシングで被覆される渡良瀬越流堤では必要とするフェイシングの厚さが問題となり，計画洪水を対称として数値計算ならびに模型実験によつて検討を加えた。

検討には単純化した浸透モデルを仮定したが，洪水によつて生じる揚圧力をある程度定量的に明らかにすることができた。揚圧力は堤体の透水係数と密接な関連を持ち，透水係数の値によつて，揚圧力の値が大きく変化することが知られた。また堤体内への浸透水の流入経路となる地盤の透水層の厚さの影響は少ないことが明らかになつた。そうして渡良瀬遊水池の場合，フェイシングの厚さはのり尻部で50cmの厚さが必要なことが結論として得られた。

揚圧力を減少させるための排水施設に関しては集水管とフィルターについて実験的に検討を加えた。その結果，従来使われている規準に従えば，排水施設の機能低下，目づまり，土砂の流出などは防止できることが明らかになつた。また集水管の孔の位置は，従来行なつているように上部へ付けるよりは，下部に付ける方が多少規準をはずれたフィルターを使つた場合に安全であることが明らかになり，下部に孔をあけた集水管を用いることを提案した。

本章での浸透流の検討は浸透流を極めて単純化しているうえ，毛管流を完全に無視したこと，間げきの空気圧は大気圧に等しいと仮定したことなど多少現象を解明するのに問題点はあるが，設計に用いることのできる基準値が結論として得られた。現在，越流堤の工事は進行中であり，堤体内には浸透流の観測用計器が多数埋設されたため，将来洪水時の浸透流に関する観測資料が

入手できれば，こゝに示した結果の評価も可能になると考えられる。

本章で示した検討方法は従来，経験のみによつて決めていた同種の水理構造物の構造をより合理的に行なうという意味で意義があると認められ，今後，建設が増加すると思われる同種の構造物の設計の参考になると考えられる。

参　考　文　献

1) Yamamura K., and S. Takeshita : Excess Water Pressures Under Impervious Facing of River Embankment, Proc. 3rd Asian Regonal Conference on Soil Mechanics and Foundation Enginecring, 1967, pp. 182～185.

2) 山村和也、坂本静夫：越流堤ののり覆裏面に作用する揚圧力について、土木技術資料、Vol. 9, №4, 1967, pp. 9～13.

3) 志水茂明、安部良一：海岸堤防の空洞探知実験、第20回建設省技術研究会報告書、1966, pp. 721～726.

4) 吉川秀夫、山村和也ら：新潟地震報告、河川関係の被害、土木研究所報告、№125, 1965, pp. 83～140.

5) 利根川上流工事事務所：渡良瀬遊水池築堤土質調査（試験堤）、1964.

6) 土木研究所土質研究室：軟弱地盤対策に関する研究、第23回建設者技術研究会報告書、1969, pp. 33～60.

7) 土木研究所土質研究室：軟弱地盤対策に関する研究、第22回建設省技術研究会報告書、1968, pp. 29～48.

8) Bischoff van Heemskerck, W.C. : Investigation of Excess Water Pressure Under the Asphalt Facing of Sand-Cored Dykes, IAHR, Belgrade, 1961.

9) Theis, C.V., : The Relation between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Groundwater Storage, Trans. Amer Geophysical Union, Vol. 16, 1935.

10) Van Asbeck, W.F. : Bitumen in Hydraulic Engineering, Vol.2, Elsevier Publishing Company, 1964.

11) Scheidenhelm, F.W., J.B. Snethlage and A.N. Vanderlips : Laboratory Investigation of Asphaltic Concrete, Montgomery Dam, Colorado, Ann. Meet of the Assoc. Asphalt Paving Technologists, Montreal, February, 1958.

12) Schmitz, P. : Die Genkeltalsperre, Bitumen, 1953.

13) U.S Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station : Investigation of Filter Requirements for Underdrains, Technical Memorandum, №183, 1941.

14) Karpoff, K.P. : The Use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filters, Proc. ASTM, Vol. 55, 1955, PP. 1183～1198.

15) U.S. Army Corps of Engineers : Drainage and Erosion-Subsurface Drainage Facilities for Airfields, Part XIII, Chap. 2, Engineering Manual, Military Construction, Washington D.C., 1955.

16) Sherard, James L., Richard J. Woodward, Stanley F. Gizienski and W.A Clevenger : Earth and Earth-Rock Dams, John Wiley and Sons, New York, 1963.

17) U.S. Bureau of Reclamation : Design of Small Dams, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1960.

第9章　堤防の補強工法に関する研究

§9.1　概　　説

堤防の破壊の実態はすでに第2章で述べ、洪水による破堤の大部分は越流によることを示した。

戦中戦後の国土の荒廃からしばらくの間続いた大河川の氾濫による災害は河川改修の進捗につれて影をひそめたが、近年は全般に改修の遅れている中小河川に災害が移動してきている。これには最近のいちじるしい経済発展に伴なう都市への人口集中、流域の開発なども原因となっており、特に都市周辺の中小河川に氾濫の危険性が増大しているのは衆目の一致する所である。

建設省が実施している治水経済調査の結果からも明らかなように、河川流域を中心として発達してきた経済活動が近年ますます活発化し、河川氾濫区域内に存在する国富がいちじるしく増加してきている。これは一度氾濫を起こした場合に生じる想定被害額の激増であり、流域の開発による地被状態、地形の変化による洪水流量の増大という現象とともに、水害の危険性が大きくなっているという事実を示しているわけでもある。このような情勢を考え、本章では堤防補強に関する若干の考察を行なうが、まず最初に水害の変せんについてふれ、ついで一般論として抽象的ではあるが堤防の安全性に関して論じる。ここでは堤防の安全性を破壊の確率という統計的な考えを導入し、破壊力の性質、堤防の強さ、破壊に対する安全度の3つの要素によって説明しようとする考えを適用し、堤防の破壊確率、経済効果を考えての安全率などに関して検討を加える。堤防の品質のばらつきの幅を小さくするための品質管理が適切に行なわれるならば同じ安全性を有する堤防は断面を小さくすることが可能になることについても触れる。

本章の後半においては破堤を防止するために考案した補強堤防の実験ならびに考察について述べる。河川の氾濫防止は水系を一環とした総合的な検討にもとづき推進されるべきであるが、当面河川堤防の強化は最も直接的な氾濫防止の有力な一手段である。ここで述べるような高分子布を利用した簡単かつ安価な方法によっても、実験の結果氾濫防禦にかなりの効果が期待でき、河川改修の遅れている中小河川への適用が有効であることを明らかにする。

河川氾濫区域に存在する国富の急激な増加と、流域の開発による流出量の増大は治水の重要性をますます深めている現実をよく見直し、バランスの取れた考え方にもとづいて、合理的な堤防の設計法ないし施工法を確立すべく、検討しなおしてみることにも意義があると考えられる。

§9.2　水害の形態の変化[10) 11)]

わが国の地形は急峻で、国土の大半を占める山地は耕作に適さず、古くから農民は河川下流部の低地に村落を作って住み付いていた。

台風、梅雨などによる集中豪雨は洪水を呼び、平野を流れる河はその度に流路を変え田畑、住

家を水に没せしめた。

居住し、耕作に利用している土地をいかに天災から守るかということは人々にとって最大の関心事であり、河の歴史はまた沿岸の人々の生活の歴史でもあった。

治水工事の歴史は古く、すでに仁徳天皇の時代に淀川の堤防を修築したという記録があると云われている。上古から明治に至るまでの治水工事は封建的な権力のもとに、権力の集中と拡大を通じて行なわれていたので、一部の利益を代表した局地的、集中的な河川工事も少なくない。

徳川時代には権力の集中がますます進み、土地開発にも大きな発展がもたらされ、これに応じ洪水防禦のための治水工事が各地で活発に行なわれるようになった。

明治時代にはいり、近代国家の形態が確立し、治水に関しても多くの新しい技術が導入されたが、資本主義の発展に伴なう土地の新規需要が起こり、都市への人口集中、工業の発展、農業の拡大が続いたため、水害の規模はますます大きくなり、それに対処する治水工事が一層重要視されるようになってきた。

水害に限らず、自然の災害は全て自然と人間の相互関係によって成り立つものであり、人間の自然への対応の仕方によって災害の形態も当然変ってくるわけである。極端なことを云えば、人間の住んで居ない土地では河川の氾濫はあっても水害はなく、堤防の決壊による災害は起こり得ない。古くは人口も少なく、人々は水害に対して安全な場所を求めて住み、水害の被害を受けにくい地域で農耕を営んだと考えられるので、たとえ河川が氾濫したとしても災害は極めて少なかったと考えられる。

時代が進むにつれ、農業規模の拡大、土地の開発が進められると河川の氾濫から積極的に土地を守り、土地の利用価値を高めようとする、いわゆる治水工事が行なわれるようになったのである。自然に人間が手を加え、自然をコントロールしようとする試みがなされるに及んで、水害という現象が大きく浮び上ってきた。水害と云えば長い間、農地に対する災害であった。その形態は今日においても決して変るものでなく、堤防破壊の農業に及ぼす影響は少なくない。今後もその傾向はかなりの期間続くものと思われるが水害の形が除々に変ったものに遷移しているのも事実である。すなわち人口の都市への集中と過密化が、防災上の必要な配慮を欠き、生活領域の水害危険地域への無分別な接近を招いたこと、国土が開発によって変貌することなどによって、発生する災害の形態が次第に変ってきている。

戦中戦後の河川上流部の荒廃、治水工事の立ち遅れのため、戦後しばらくの間大河川の氾濫による災害が目立ったが、最近はその種の災害は非常に少なくなってきている。しかしその反面改修の遅れている中小河川の水害がむしろ多くなってきている。とくに都市および都市周辺の中小河川に水害が集ってきたのが特徴である。都市内外の宅地化が急速に進み、治水事業を入念に行なうべき区域が増大したが事業が追い付かないこと、ならびに流域内の土地利用が進み、土地の

被覆条件、地形が変化したことが水害を増加させた原因と考えられる。これは社会的経済的な理由による国土の人為的な改造が、自然と人間とのバランスを失ない、それが水害という形ではね返ってきたという一面を表わしている。安価な土地を求め、低湿地に十分な盛土もせずに住宅が建てられたり、干拓によって海面下の土地が造成されたり、過剰な地下水の汲み上げによって地盤沈下が進んでいたりすることは災害の起こりやすい環境を自ら作り出していることである。

社会経済の発展によって災害の形態が変ってきたがしかし、水害の多くは堤防の破壊によって致命的な被害をもたらすことは最近も全く変っていない。河川沿岸の土地が開発され利用度が向上すればするほど、堤防の重要性はより高く認識され、十分な強度を持った安全な堤防の築造が行なわれるべきである。しかし単に堤防の強化のみでは十分な治水効果が期待できるものではないことは云うまでもない。昭和４０年に新河川法が施行され、水系に一貫した河川管理体制が確立されることになったが、治水工事についてもこの趣旨に沿って一貫した合理的な対策が確立されることが望まれている。

§９.３　治水事業の効果

治水事業は洪水や高潮による災害を防ぐ目的を持ち、建設省の技術基準[5]にものべてあるように経済効果すなわち洪水被害軽減額が事業費に対してできるだけ大きくなるよう、事業計画を作成する。有効な長期計画を策定する上にはその事業効果をある程度明らかにすることも極めて大切である。[12]

しかし治水事業は私企業における投資規模の決定、土地造成事業における投資限界などの経済効果の判定とは異なり、経済的な評価がかなり難かしいことは確かである。すでに述べたように治水事業は単に資産や生産活動を水害から守るという効果のほかに人命を守ったり、民生の安定を計るという面があって治水効果を数量的な経済効果のみで評価することができないからである。[3]さらに治水効果は気象、地形などの自然条件に大きく左右され、事業の施工順序、施工技術の良否などによっても大幅な影響を受け、単に直接的な効果のみでなく間接的な波及効果も少なくないからである。

このように治水投資を経済的な立場からのみ捕えることは極めて難かしいうえ、治水工事を行なう国の財政規模には限りがあるため、限られた資金を最も有効に使うためには投資効果を積極的に評価することが極めて大切なことになる。

治水事業に対する経済的なアプローチは何も新しいものではない。治水効果の判定は古い治水史などにも氾濫防除面積などの記述に見られ、また明治以降行なわれている河川改修工事の計画書などには必ず氾濫防除面積や開発効果などが記載されている。この中ですでに治水事業によって守られる面積と増進される生産活動や間接的な波及効果を論じている点は現在の治水経済調査

と考え方は一致している。最近河川流域の重要度を示す指標となるダメッジポテンシャルを知るための調査や毎年発生する水害の一般被害額をつかむための水害統計調査も広く行なわれており、ある程度治水事業の効果、範囲などの特性をうかがい知ることができるようになっている。昭和35年および昭和40年を対象にして実施された河川氾濫区域内調査[1) 2)]の結果を中心にして治水事業の特質について少し述べてみる。

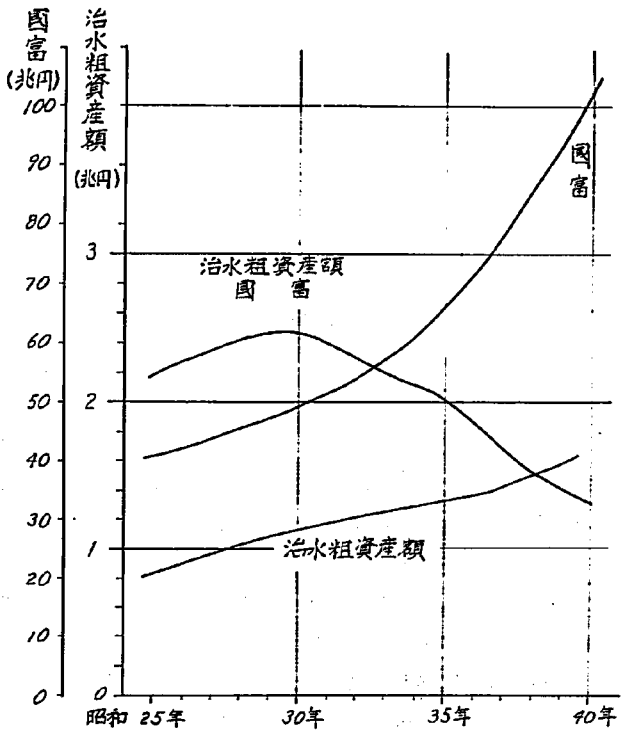
まず氾濫面積であるが40年における調査によると365万ヘクタールとなってわが国のほぼ1割を占めることが示されている。しかし、わが国の大部分は山地で占められ適住地は国土の15%程度ということになっているため、河川の氾濫区域は適住地の%を占めることになる。そうして最近これらの中で宅地の占める割合が伸びているのが特徴である。

氾濫区域内に住んでいる人口は5,040万人で全人口の51.2%に当り、人口密度は1,380人/㎢となっている。35年の調査結果と比較すると密度は1,227人/㎢であったから5年間に約12%の増加を示すことになる。これは全国の人口の伸び5%を大きく上廻っており、特に大都市を流域に持つ河川で顕著である。さらに氾濫区域内の資産であるが想定氾濫面積1ヘクタール当りの資産額は35年の8億5千万円から40年の13億1千万円と大きな伸びを見せている。総額で22兆円の増加である。

昭和40年のわが国の国富は約100兆円であるから、約半分の50兆円は氾濫区域内にあることになる。昭和35年では国富は65兆円で氾濫区域内の資産は26兆円であったから約40%から50%に増加したことになる。想定氾濫区域における資産などの増加の傾向は特に都市地域において著しい。

さらに20年後の動向を推測するとますます人口の都市圏への集中は著しくなり、区域内の資産も現在の約8倍の450兆円、国富全体の8割近くに達するものと考えられる。[4)]

氾濫区域内の資産を一般資産と社会資本に分けてみると35年には70：30であったものが40年には75：25になっており、一般資産の急増に対し社会資本の伸びの不足が目立つ。特に国土保全施設に関しては30%の伸びしか示しておらず、他の一般資産の伸びに較べいちじるしい格差のあるのは否めない。たとえば建設省で推計した国富に対する治水資産の割合を見ると図－9.1のように低下する傾向を示している。[2)] 氾濫区域内の一般資産の分布を眺めてみると三大都市圏を中心とした太平洋ベルト地帯に大半が集中している。これらの区域には利根川、淀川、荒川などわが国を代表する河川がいくつか流れており、それぞれの流域には巨額な資産が存在している。



図－9.1　治水粗資産額と国富の関係

（水経済年報による）

このように河川の流域に人口が集中し、資産が蓄積されている現状で、洪水によって河川の堤防が破壊を生ずればその被害は莫大かつ広範囲にわたり、国民経済全般に与える影響ははかり知れないものがあると考えられる。

氾濫区域内調査に関連して説明を行なったが、こゝでとくに強調したいのは経済の長足の成長、国土の変貌に応じてバランスの取れた国土保全施設が作られて行かねばならないということである。とくに水害に関して云うならば社会上経済上重要な河川では、治水施設の安全性を調和のとれた方法で向上させることの必要性についてである。氾濫に対する安全性を増加させることは一貫した治水計画によらねばならないのは勿論であるが、洪水防禦施設である堤防の補強にも力を入れ河川周辺の人命財産の保護に万全を期することの必要性が増々高まってきている。

§9.4 河川堤防の安全度

構造物の安全度の問題は古くから論じられている。設計に際し構造物に作用する荷重の大きさ、性質と構造物の破壊に対する抵抗力との間が安全度という概念で結び付けられている。安全度の適正化はとりもなおさず設計の合理化にもつながり、重要な問題であるが、その本質は必ずしも明確でない。

構造物の安全率に関しては、Freudentahl[6),7)]が破損の確率という統計的な概念を導入して、破損確率を構造物の建設費用と破損することによって必要となる費用の和が最少になるようにきめて行こうとする考え方を示した。以来この問題に関しては橋梁などの構造物の設計に関連し各方面で盛んに研究がなされている。しかし土質工学の部門への適用例は少なく、たとえばLangejanが掘削の問題に適用したのはそのわずかな1例である。[8)] どうしても土質工学の場合不明確な要素が多いため、あいまいな点が多いと云う感はまぬがれない。

さて構造物を一般的に考えてみる場合、破壊を起こさせないためには、構造物に作用する荷重は、構造物に破壊を起こさせる荷重よりも常に小さくなければならない。普通構造物の設計においては、推定した基本強度の何分の一かを許容強度とし、設計荷重によって生ずる応力を許容強度以下に制限する方法をとる。基本強度と許容強度との比を安全率と呼んでいる。

一般の構造物とは多少異なって、河川堤防の安全率を問題にするときは、破壊という現象にはいろいろな形があり複雑な要素がからみ合うことや、防災構造物であるため、ある程度の経済性を無視するという点のあることは先にも述べたとおりである。

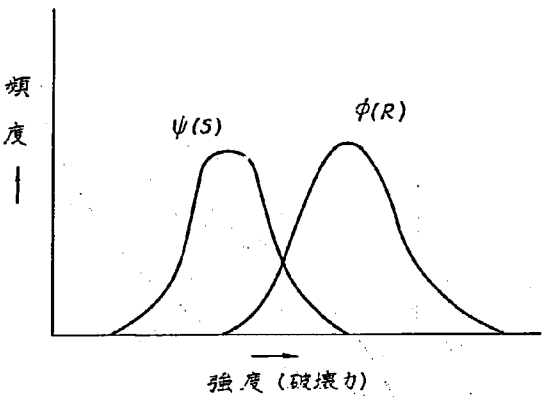
堤防の破壊原因については第2章で述べたようにいろいろのものがあげられ、一番多い越水については土質工学上の問題よりもむしろ水理学上の問題、すなわち計画洪水の決定に関係する問題であり、また流水による川表側の洗堀などについても同様に水理学的な問題と考えられる。土質工学の関係深いものとしては、斜面の崩壊、滞水などが原因となって起こる破壊になるが、こゝでは破壊原因のすべてを含め、マクロに眺めて堤防の安全性を論ずることにする。

さて安全率を安全度の合理的な量的比較に適したものとするため、Freudentahlは破壊確率という統計的な考えを示したが、その考え方を河川堤防についても当てはめてみる。

問題をいくらかでも簡単にするため、ある堤防を考えてみる。建設省が工事を行なっている直轄河川の堤防では、河川ごとに、それぞれ堤防定規として、基準になる堤防断面が決められており、これに従って築堤工事が行なわれる。堤防定規は長年の技術的経験から決められたものであり、普通の材料を用い、普通の施工をしておれば、一応の安全性が得られていると解釈してもよいであろう。しかし堤防に使用する材料、施工法、地盤条件、築堤後の経過年数などが、堤防についてそれぞれ異なるため、断面形状が同じだからと云って決して、同じ強度を有する堤防が築堤されているとは限らない。次に堤防に破壊を起こさせる破壊力にもいろいろのものがあるため

それらを全て含めて論ずることは問題があろうかとも思われる。破壊力として考えられるものには水位の異常上昇、波浪、流水による洗掘、雨水、浸透流、地震など多くのものがある。一つの河川の堤防についても堤防の置かれている条件、すなわち位置、方向、周辺の地形、支川、派川の分合流の様子などによって、堤防に加わる荷重（破壊力）は異なってくるものと考えられる。

いま堤防の強度をR、作用する破壊力をSとすると上記のように、RおよびSともにその大きさには種々の要素が組み合わされているので、確率変数として変化する。“破壊の確率とは構造物に作用する破壊力の大きさが強度を越える確率である”[9]という定義に従うことにし、図－9.2のようにS、Rの確率関数をそれぞれ$\phi(R)$および$\psi(S)$とすれば、ある破壊力Sについて$\phi(R)$がSより小さい確率は



図－9.2　破壊の確率

$$\int_{-\infty}^{S} \phi(R)\,dR$$

となり、このSなる破壊力の現われる確率は

$$\psi(S)\,dS$$

であるから、破壊の確率をP_FとするとSの全域を考えて

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \psi(S) \int_{-\infty}^{S} \phi(R)\,dR\,dS \quad \cdots\cdots (9.1)$$

となる。

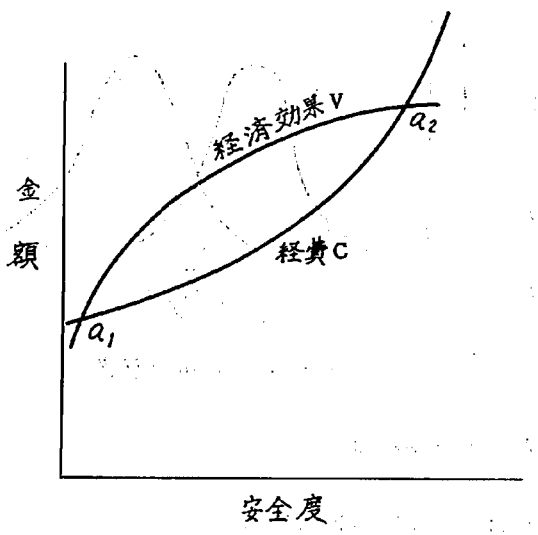
破壊の確率P_Fは、$\phi(R)$および$\psi(S)$の分布がわかれば計算することができる。そうして破壊の確率がわかれば構造物の安全度を合理的に比較でき、破損の確率が小さいほど、安全度は大きいことになる。従来のいわゆる安全率は構造物の安全度とは直接関係のないものであるが安全度によると合理的な量的比較に適したものとしてとらえることができる。

§9.5　経済的見地からの安全度

河川の改修のため毎年多額の投資が続けられているため、氾濫防禦の効果は近年顕著なものがある。たとえば河川堤防を補強して、堤防の安全度を増せば当然、治水効果は上ってくる。しかし、経済効果はある程度までは投資金額に十分見合うものが期待できるが、ある程度以上になると経済効果の増加割合は減少してくる。

一般に構造物をある工法によって作る場合、その構造物に適する安全度の水準がある。これは施工技術、施工機械、地盤条件など多くの要素によって決まると思われるが、この水準を越す安全度をねらうと経費が急激に増加する傾向がある。

この傾向を簡単に示すと図－9.3のとおりである。



図－9.3　経済効果と経費の関係

説明が極めて抽象的であるが縦軸に金額、横軸に安全度をとり、構造物を建設する経費Cと経済効果Vを示す曲線を描くと図のように a_1 および a_2 で交叉する。経済的に見合う範囲は2つの曲線の差が最大になるところまで、すなわち2本の曲線の勾配が一致するところまでである。

すなわち、

$$V - C \rightarrow max \quad \cdots\cdots (9.2)$$

さらに縦軸に建設に要する経費をとり、横軸に経済効果をとって図－9.3の関係を書き直してみると図－9.4のようになる。この場合経済効果Vは安全度の関数でもある。

最も有利な投資は経済効果Vと経費Cの比が最大になるときであるという考え方もあるのでこの条件を求める。

すなわち

$$d\left(\frac{V}{C}\right)=\frac{dV}{C}-\frac{VdC}{C^2}=0$$

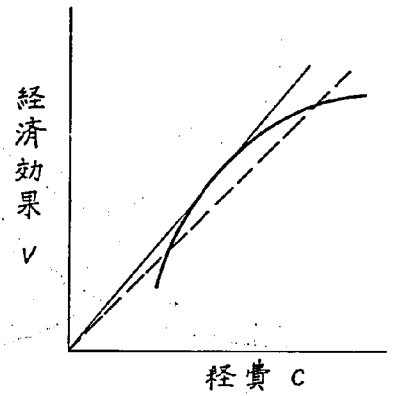
とおき

$$\frac{dV}{V}-\frac{dC}{C}=0$$

したがって

$$\frac{dV}{dC}=\frac{V}{C} \quad \cdots\cdots (9.3)$$

すなわち、原点からの接線がこの条件を満たすことになる。この条件を満たす安全度が最も投資効果の高い安全度のとり方ということもできる。しかし河川堤防の場合には人命を守るということや、民生安定という金額に変え難い面のあることは前述のとおりである。一般的に考えれば治水に対する投資は投資効果の高い箇所から進めていくべきで、最終的には経費と経済効果の差が最大になるところまで安全率を高めていく必要がある。



図－9.4　最も有効な投資

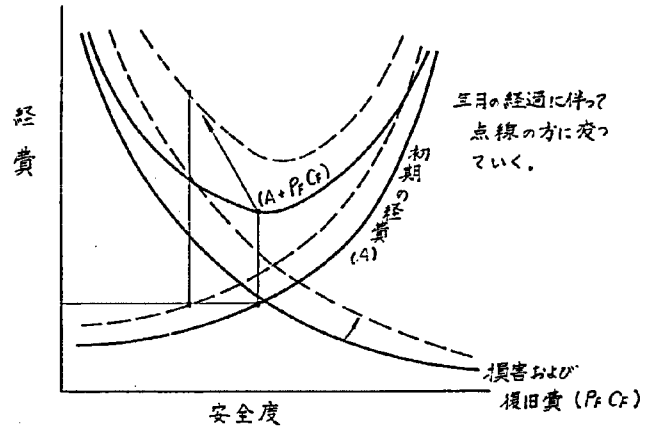
経済効果と経費の差が最大になるようにする考え方はFreudentahlなどによって提案されている方法でもあって、構造物の初期の経費Aと破壊によってもたらされる費用すなわち、破壊力によって生ずる種々の損失、損害および復旧費の和と考えられるが、これが最少になるような破壊確率を見出そうとする試みである。すなわち

$$A+P_F C_F \rightarrow \min$$

$$\frac{dA}{dP_F}+P_F\frac{dC_F}{dP_F}+C_F=0 \quad \cdots\cdots (9.4)$$

である。

こゝに、A：初期の経費、C_F：破壊によって必要となる費用、P_F：破壊確率である。安全度は破壊確率に対応したものであるから、これを図示すると図－9.5のとおりになる。しかし、このような考え方を実際の問題に適用することは極めてむずかしく、とくに堤防のような防災構造物の場合、経済効果をどのように考えるべきか、また破壊確率はどのようなものかなど不明の点を多く含んでいるが、構造物の安全度を合理的にきめていこうとする試みとしては優れたものと云える。



図－9.5　妥当投資の考え方

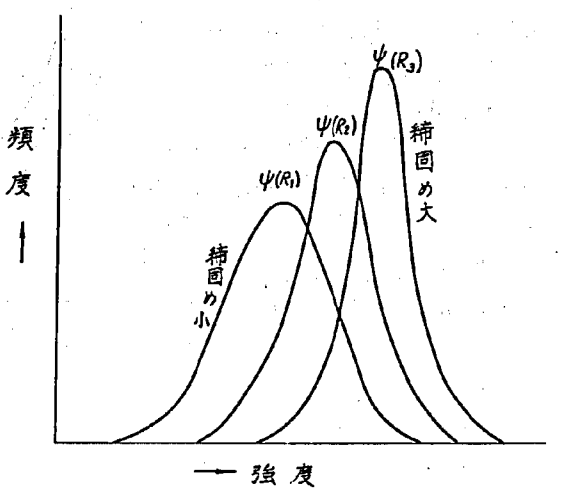
さて、問題を河川堤防にしぼって少し考えてみよう。図－9.5の実線はある時点における構造物の建設に要する費用と経済効果を示したものと解することができる。しかし先にも述べたように河川沿岸の開発が急速に進み、氾濫区域の中に存在する国民の資産がふくれ上っているので、堤防が破壊することによってもたらされると思われる損失、損害も急激に増加している。また流域の開発、土地造成などによる自然環境の大幅な変更によって水害の起こりやすい条件が作られつゝあるという事実のあることも頭におかなければならない。すなわち、氾濫区域内の資産の増加はC_Fの増加になっており、また水害の起こりやすい条件は破壊確率の増加ないしは安全度の低下という形になってはね返ってきている。この状態を図－9.5に示してみるとまず、$P_F C_F$を示す曲線はC_Fの増加によって年々上方に移動し、点線で示すような曲線に変ってきている。またAを示す曲線は、洪水流量の増加などによって当然左側に移行してきているはずである。したがって、ある堤防が過去において経済的に眺めて、有利なように建設されていたとしても、現時点では、最適な安全性を示す位置からはずれており、この位置にまで安全性を上げようとするならば、堤防の補強すなわち、嵩上げ、護岸、根固めなどを行なってAを示す点線に沿って右方に引き上げていくことになる。こゝに述べた説明は具体性を欠き、明確ではないが現在の河川堤防が置かれている環境と安全性の関係を見なおしてみたつもりである。河川工事によって生ずる治水の経済効果は堤防の補強のみで論ずるべきでないことは云うまでもなく、水系を一貫した治水対策によって始めて十分な効果を発揮するものであるが、堤防補強論も一つの考え方として成り立つと思われる。

§9.6 堤防の強度と施工管理

堤防の強度は地盤条件、断面形状、堤体材料、施工法、締固め、施工後の経過年数など多くの要素によって左右される。これらが複雑にからみ合っているため、多くの影響因子を考慮に入れ堤防の強度を論ずるのは現在の段階では不可能である。ここでは築堤工事の施工管理が堤防の強度にどのような意味を持つかについてのみ少し述べてみる。[15] 施工管理のうちでも強度に深い関係を持つのは品質管理であり、築堤工事を対象とするときは材料の管理と締固めの管理が主要な項目となる。

まず材料の管理から述べるが、第3章でも示したとおり、築堤材料の種類は多種多様でほとんどあらゆる土が利用されている。そうして土の強さも土の種類によって大きく変る。良質の材料で作られた堤防は強度も当然大きく、締固め程度もよいという事実が調査結果に示されている。不良な土は捨土し、良質の土のみで築堤することは土の締固めを念入りに行なわなくても堤防の強度を向上させることになる。

もちろん築堤時の締固めの管理を厳重にすることも大切で、締固めを十分に行なえば、材料の強度は上ってくる。締固めの品質管理は必要な強度を確保する目的で実施するが、締固めを十分行なえば強度が増加すると同時に強さのばらつきも減少してくる。締固めが不十分なときは土の強度のばらつきは大きいが、図－9.6に示すように締固まるにつれて強度$\Psi(R)$の分布の分散は次第に小さくなり、破壊の生起する確率が急減することが知られる。このように品質管理たとえば材料の選別、締固め作業などの実施を励行すれば堤防の安全度を増し、堤防の断面の縮少も可能になってくる。従来より築造されている堤防は施工に関しての品質管理はほとんど行なわれておらず、主に経験上から、最も条件の悪い場合においても予想される洪水によって破堤を起こさないよう造られている。したがって品質管理を十分に行なって堤体の強度を大きくし



図－9.6 締固めと強度のばらつき

て、堤防の安全性を変えないとするならば、堤防の断面積を縮少してもよいことになる。

しかし、不良材料を捨て良質材料のみで築堤をしたり、締固めを十分実施して強度のばらつきの幅を小さくするのは、築堤工事の経費、労力などの負担が増大することになる。したがってどの程度の品質管理を実施するかが、強度のばらつきと経費との関連で問題になってくる。

この点に関係し次のようにまとめることができよう。すなわち、堤体材料である土やそれを突き固めてでき上った堤体にかなりのばらつきがあるのは事実で、堤防の設計をする場合、堤防が想定される最悪の条件においても十分な安全性が得られるように標準断面がきめられる。したがって堤防築造工事において品質管理がある程度よく実施され、締固めに用いる仕事量を増さなくても品質のばらつきを縮めることが可能になれば、設計の標準断面を縮少し、経費を節約することができると考えられる。

ばらつきの幅を極端に小さくするよう努力するのは大変なことで、当然ある程度の幅を許すとすれば、品質管理によって、経済的にも有利な範囲が当然存在する。

工事に要する経費は多くの要素によって支配されているが、こゝでは上に述べた観点から品質管理に要する費用と，材料の強さにばらつきがあるがゆえに安全率を上げなければならなくなって、大きな安全率を持つ構造物を建造するために必要となる費用の2つについて考える。両者の関係を図示すると図－9.7のようになる。

図－9.7に示すように構造物を作るために必要な基本費用Cを考え、全体の費用をV_P、品質管理に要する費用をf_P、材料の強さにばらつきがあるために増す費用をg_Pとすると

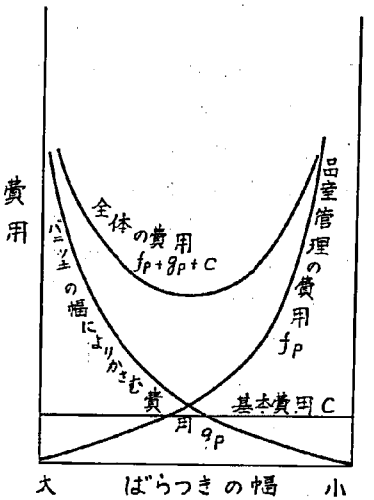
$$V_P = f_P + g_P + C \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9.5)$$

となって経済的に最も有利な条件はV_Pが最少になるところである。基本費用は一応一定と考えられるので(9.5)式を微分すれば最少の条件は

$$V'_P = 0$$

$$f'_P + g'_P = 0 \quad \text{すなわち} \quad f'_P = -g'_P \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9.6)$$

となる。



図－9.7　品質管理と費用の関係

こゝでは材料の品質管理についてのみ述べてみたが、破壊荷重、安定計算の理論や仮定、材料試験誤差など多くの要素に不確かさやばらつきがあって、構造物が安全サイドに作られているのは上と全く同様で、同じような考え方を適用することができよう。

§ 9.7 補強堤防の越流実験

(1) 堤防の補強工法の試み

前節において、極めて抽象的ではあったが、年々河川流域内の資産の増加がいちじるしいため、治水に対する投資を積極的にふやして行く必要のあることを述べた。河川の氾濫を防止し、治水効果をあげる方法の一つは河川堤防の強化である。すでに第2章で述べたように河川堤防の破堤の原因の大半が越水にあるため、越水破堤を減少させることのみによっても大きな治水効果をあげることが可能である。越水破堤を防止する対策には堤防の嵩上げや、多少の越水に耐えるような特殊堤防型式の堤防構造にする方法なども考えられるが、経費の面からも直ちに全面的に実施することは容易でない。このため簡易にしかも極めて廉価に堤防を補強する方法はないかと考え、本節で述べるような工法を考案し、実物大の模型によって効果の検討を加えた。こゝでは、実験ならびにその結果を中心に述べてみる。

(2) 高分子布による堤防の補強工法

最近河川改修が進み、堤防の安全性が年を追って向上しているため、洪水の氾濫による災害はいちじるしく減少している。しかし土砂を盛って作られた堤防は本質的に水に弱いという欠点を持っており、記録的な出水によって河の水位が天端を越えるという事態になれば、まず破堤はまぬがれ得ない。このため堤防の高さは越流が起こらないように計画されるべきであるが、河川のうち、とくに中小河川には改修工事のすんでいない箇所が多数あること、さらに比較的小流域の河川では集中豪雨によって、予想を越えた異常出水が起こりやすいことなどのために堤防の越流を完全に防止することは難かしい。河川水位の異常な上昇によって、堤防の天端を越える流れが起こったとしても堤体が全面的に破壊されずにすめば、被害も僅少ですむと考えられる。中小河川では洪水継続時間が短いうえ、広範囲の堤防から越流するのならば、単位幅当りの越流流量は大した量にならないと思われる。41年、42年引続き発生した加治川堤防の破堤による災害を契機として、多少の越流があっても堤防が全面的な破壊を起こさないような補強工法を検討することになった。

越流によって堤防が破壊する状況を考えるとまず、堤防を越えた水が堤防裏のり面を洗い流し、天端のり肩の部分から破壊が始まる。のりの一部が洗堀されると越流水はその部分に集中し、ますます洗堀は加速されていく。そうして堤防は次第に裏側より侵せて遂には全面的な崩壊に至る。図－9.8は越水によって堤防の裏側が削り取られ、破堤寸前でかろうじて破堤をまぬがれた堤防断面の1例を示したもので越流による破堤はこのような形から起こるものが多いと考えられる。越流に対しても安全な堤防としては、第8章で述べたような特殊構造の越流堤もあるが、このような堤防を河川全川にわたって施工することは工費の面からおよそ不可能である。



図－9.8　越流してかろうじて破堤をまぬがれた堤防の1例

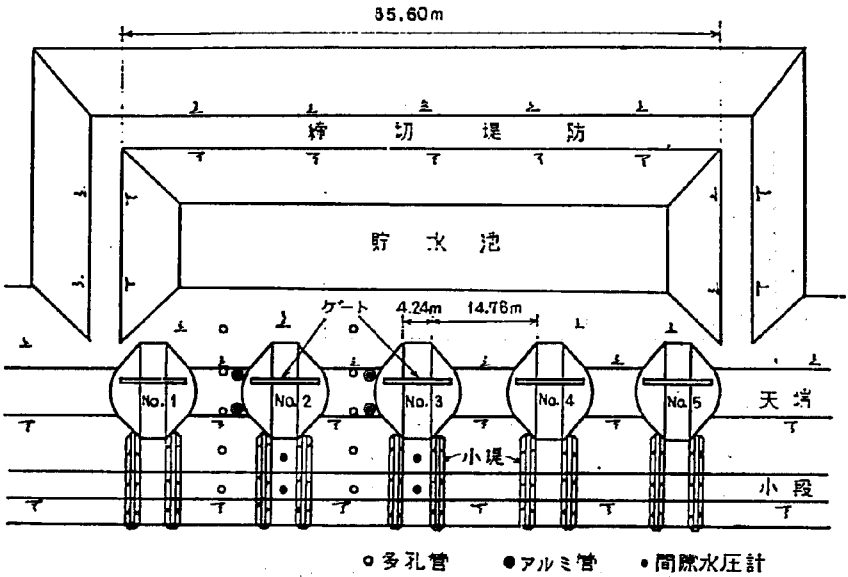
越流堤のように堅固な構造でなくても、越流に対して堤防の補強がある程度されておれば、水害による被害防止効果はかなりあると考えられ、取りあえず施工容易で低廉な補強工法を考案した。この補強工法は堤防の土羽土の下に高分子材料で織った布を埋設しておき、洪水時にたとえ越水が起こっても洗掘を高分子布で食い止めるというものである。災害時の復旧堤防あるいは重要な箇所の堤防などに、応急的に施工し、堤防の安全性を増す効果を狙っている。

高分子布は一般に紫外線には弱いが地中に埋設した布の耐久性は大きく、ほゞ半永久的にその強度を期待することができると云われている。高分子布を敷いた斜面上に土羽を施工し、その表面は普通の堤防と同様、植生で保護する。しかし、高分子布を埋設した斜面では雨水などの作用により土羽土が崩落しやすくはないか、植生の生育が布の存在によって妨げられないかなど解明を要する点がなお残されている。

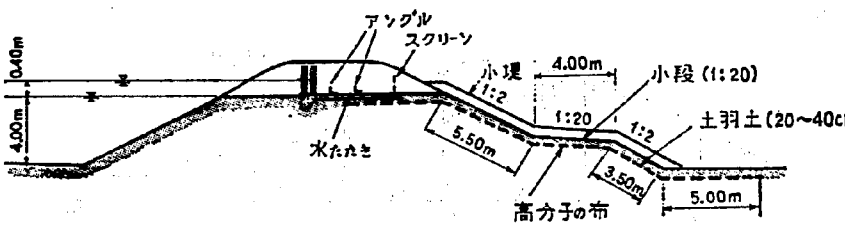
このような考えで補強した堤防に対して越流を起こさせ、堤防斜面の洗掘状態を調べる実験は42年にすでに土木研究所構内で実施し、一応布の効果は確かめられていた。[13] しかしこの時は実験堤防天端に水槽を設け、そこから水をのり面に流下させたため、水の補給量が押えられたことおよび洪水時とは異なって堤防内部に浸透水が存在しなかったこと、さらに、実験の規模が小さかったため布の埋設工事の施工方法が十分検討できなかったことなどから、実物と同じ条件での実験を行なってみる必要を感じ、揖斐川の高水敷で現寸大の越流実験を実施した。[14]

(3)　実験に用いた補強堤防

実験を行なう堤防断面は一般の河川における堤防と同様小段を有するものを用いることにし、揖斐川と牧田川の合流点の導流堤を実験堤防に選んだ。実験堤防の前面には越流させる水をためるため図－9.9に示すような仮締切堤を築造した。また同図に示すように、越流を起こさせる実験箇所を合計5箇所設けた。試験箇所の幅は4mで天端に水門を設け、ゲート操作によって、越流水量を調節した。試験箇所の両側には土のうで補強した小堤を作り、越流水が試験箇所以外ののり面を流下するのを防いだ。図－9.10は試験箇所の断面である。高分子の布は天端の上部から堤防のり先の5m外側まで延長して設置した。実験には強度の異なる高分子布を2種類用い、しかも埋設深さ、云い換えれば土羽土の厚さを20cm～40cmの範囲に変えて実験を試みた。



図－9.9 実験堤防の平面図



図－9.10 実験堤防の断面図

実験箇所は表－9.1に示すような条件に作り上げた。

表－9.1　実験箇所の区分

区 分	高分子布の種類	土羽土の厚さ
No. 1	な し	30 cm
No. 2	＃ 300	20 cm
No. 3	＃ 300	30 cm
No. 4	＃ 300	40 cm
No. 5	＃ 700	40 cm

なお、＃300は平糸12本×12本／inch打込み

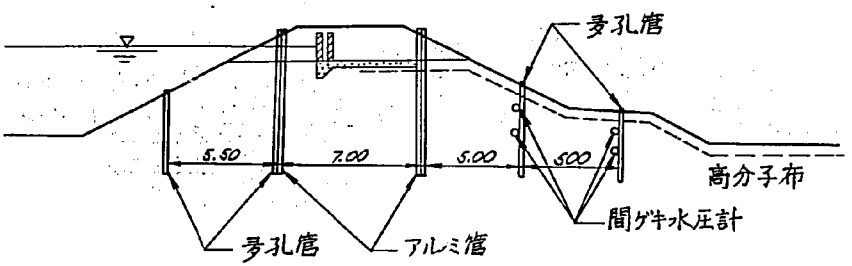
引張り強度　120～130kg／5cm、引裂き強度　25～30kg

＃700は平糸16本×16本／inch打込み

引張り強度　150～170kg／5cm、引裂き強度　40～50kg

堤体はブルドーザにより盛り立て人力によって成形した後、高分子布を敷きその上に土羽を人力によって突固め作成した。堤体は機械化施工のため比較的よく締まった状態であった。

実験堤には図－9.11に示されている位置に多孔管、アルミ管、および間げき水圧計などを埋設した。



図－9.11　計器類埋設箇所

まず多孔管は貯水池水位の上昇によって試験堤内にできる浸潤線の位置を確かめるため設置し、堤体内の自由水面の位置の変化が連続的に測定できるように自記水位計を取り付けた。またアルミ管はRI水分計を用いて堤体内の含水比の変化の測定、また間げき水圧計は越流箇所の高分子布の下45cmおよび115cmの位置の土中に発生する間げき水圧を測定するため設置した。

(4) 実験に使用した材料

実験堤防に使用した材料は付近の山を掘削して採取したいわゆる山土である。最大径30cm程度の岩塊を含むかなり荒い礫まじり土砂である。有効径D_{10}は0.05mm程度の粗粒材料であるため透水係数は大きい。直径60cm、深さ60cmの供試体で、最大径を5cmに押え、乾燥密度γ_d = 1.867 t/m³で行なった透水試験結果では透水係数$k = 1.9 \times 10^{-2}$ cm/secの値を示した。実験堤防の乾燥密度は1.95 t/m³で値は大きいが、大きな岩塊を含んでいるため，透水係数は上記の値と同程度と判断される。貯水池を作るために実験堤に平行に築造された仮締切堤防は現地の高水敷に広がっている河床土を用いて作られたもので透水係数は小さく、止水性は大きいが、反面含水比が高く、シルト分の多い取り扱いにくい土であった。

土羽土の下に埋設した高分子布はPPFシート（ポリプロピレンの布）と呼ばれるものでPPFの平糸を織って作った布である。穀物類を入れる麻袋、あるいは水防用の土のうの代用品としても使われている。PPFシートを選んだ理由は軽量でやわらかく、折りたゝみが簡単にでき、取り扱いが容易なこと、伸び率が小さく、引張り強さが大きく、破損しにくいこと、耐水性、耐アルカリ性、耐酸性で半永久的にその強さを失なわないこと、平糸を荒く織った布であるため透水性も大きく、周囲の土になじみ易いことなどである。布の引張り強さは例えば1 inch幅に12本の平糸を織り込んだ布ではm当り2.4 t ～ 2.6 tであり、平糸の数を増加させれば、さらに大きな強さを期待できる。

(5) 越流実験

実験では種類の異なるのり面について順次、越流実験を繰り返し流下する水によるのり面の洗堀状態を観察した。

各実験ともまず実験堤防前面の貯水池に水をためた後、天端に設置してある水門のゲートを引き上げ越流を起こさせた。堤体が比較的透水性の材料でできていたため、実験開始前の貯水池へのたん水の段階ですでにかなり激しい漏水が起こった。この状態での越流実験であったので、実際の洪水時に予想される漏水を併発したかなり厳しい条件の実験となった。

堤防を越流する流量は高分子布による堤防の補強効果を相互に比較するため，各実験とも同一とし、4 mの幅を持つのり面に最大0.5 m³/secを流した。これは川の水位が天端の高さよりも約20cm上昇したときに生ずる越流量にほゞ匹敵すると考えられる量である。

実験ではまず予備実験として高分子布の上に土羽を40cm施こしたのり面に越流させ、ゲートの操作、測定器具による観測方法などを検討した後、無処理区間、土羽土厚さ20cm、30cm、40cm区間の順に実験を進めた。実験中は堤体に埋設した計器による観測よりも、流水によるのり面の洗堀の過程を詳細に観察することに重点をおき、写真および測定によって洗掘の形状をおさえた。実験中、斜面を流れる水は小段で激しく跳ね上り、いちじるしい洗掘を起こした。

無処理区間の越流実験では越流時間がわずか9分30秒で、堤体が大きく洗掘され、全面破堤の危険が起こったため実験を中止した。このため、続いて実施した高分子布を埋設した実験においても、相互比較の目的で越流は一応9分30秒で打切り、一度のり面の洗掘形状を測定した後、さらに破壊が進行するよう越流を継続させた。

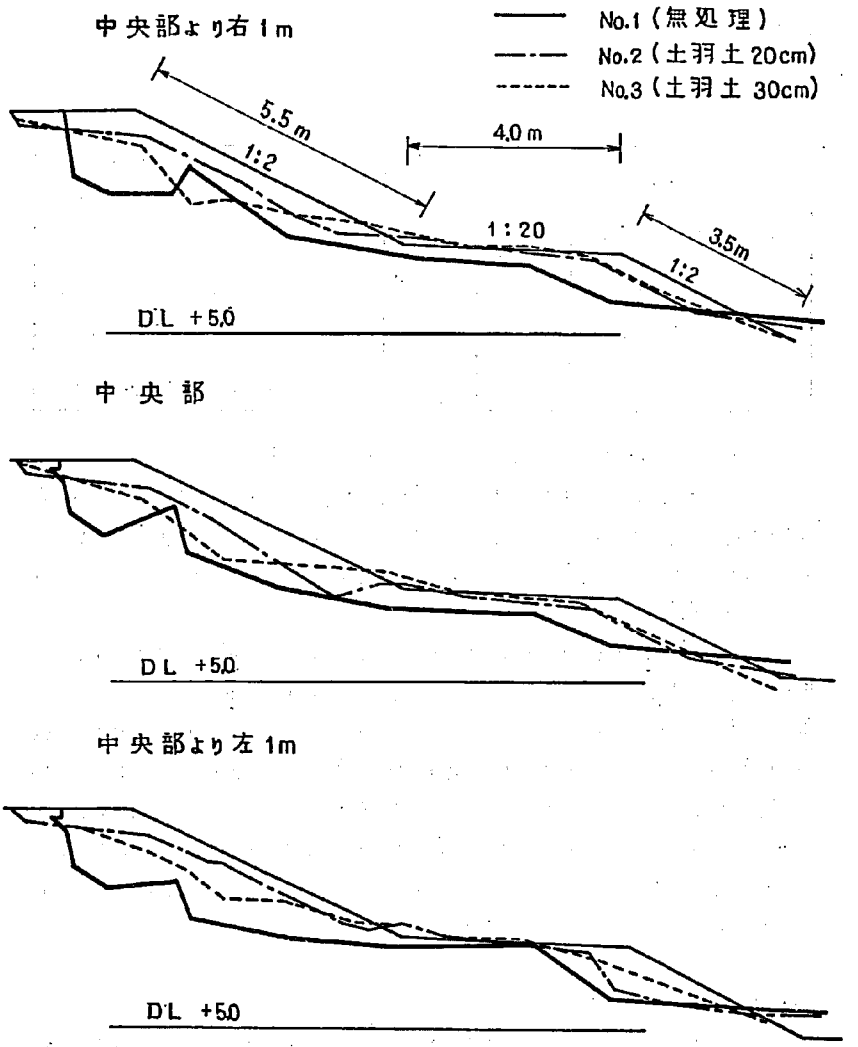
(6) 実験結果

無処理区間の越流実験では越流後1分で上部のり面全体が滑状に洗掘され始め、次第に上部のり面の土砂が小段に堆積し、5分経過すると上部のり面はひどく洗堀され、のり肩から滝のように流水が落下しだし、堤体内の岩塊の転動が激しくなる。9分になると水路全体が大きく破壊し、全面崩壊の危険が生じたため9分30秒で越流を中止した。実験で生じた堤防裏のりの洗堀は実際の場合に極めてよく類似していることが知られた。

土羽土厚さ20cmのNo.2区間の実験では初めの1分で無処理の場合と同様に上部のり面全体が洗掘され始め、3分で高分子布が露出し出した。斜面を流下する水の一部が高分子布の裏面を流れるため、上部のり面の高分子布の下の土砂が洗掘され、小段の位置まで押し流され、小段が盛り上った。しかし、無処理の場合に比較して、高分子布の存在は洗掘を大幅に防止することが知られた。高分子布の一部は水とともに流下する土砂によって破れたり、高分子布を堤体に固定している止め金が飛んだりしたが、土羽土が流失した後も堤体を洗掘から保護する働きの大きいことが明らかになった。無処理の場合には天端ののり肩でとくに大きな洗掘が起こり、のり尻にわたって一様な洗掘が起こるが、これに反し高分子布があると斜面の土羽土の部分は洗い流されても、その位置で洗掘が止まり、とくに小段の部分は容易に洗掘されない。流下する水の一部は布の裏面にまわり空洞を生じさせるが、流された土砂は布によって小段にたまり洗掘の進行を妨げる役割をする。土羽土厚さを30cm、40cmに変えたNo.3、No.4の区間の実験でも、高分子布の効果が確かめられたが、土羽土の厚さの差は洗掘の進行状態にあまり大きな影響を持たないことが明らかになった。小段の存在が布の押えとして働き、洗掘防止に有効なこと、斜面をれきや岩塊が、転落するときの摩擦や衝撃によって布の一部が破損することなど、前の実験と同様である。布の裏側の土砂が多量に押し流されて、小段の位置に堆積してくると、布が下方に引張られ引き裂ける恐れも生じてくることが知られた。

No.3の実験では、とくに越流時間を長くし、30分間にわたって越流を継続させたが、流下する水の大部分は布の上を流れ、布の裏側の洗掘の拡大は大きくないことがわかった。高分子布の損傷は土砂の流下によって生じるが、多少破損しても斜面の洗掘を防止する効果は十分持続するので、比較的軽度のしかも短時間の越流に対して、堤体を全面崩壊から救う上にかなりの効果が期待できることが明らかとなった。

越流を9分30秒継続させた後の堤防の断面図を示したのが図－9.12である。



図－9.12　実験堤防の洗掘状況

無処理の場合にはのり肩部の洗掘がいちじるしいことがわかる。また図からわかるようにいずれも小段の洗掘が少なく、小段の存在は洗掘防止に有効であることが認められる。高分子布のある場合には斜面の洗掘も少なく、また小段の上ではほとんど洗掘は認められない。表－9.2は洗掘土砂量を比較したものである。

表－9.2　洗掘土砂量の比較

試験区分	① 洗掘土砂量	② 布の上部	③ 布の下部	④ No.1の洗掘に対し布を仮想しそれ以下の洗掘量	③/④
No.1	28 m^2	—	—	—	—
No.2	18	10 m^2	8 m^2	19.1 m^2	0.42
No.3	18	12	6	16.3	0.37
No.4	21	15	6	13.1	0.46

実験前と実験後に実験斜面4 m幅について横断および縦断測量を行ない土砂量を求めたものである。無処理の区間についても、高分子布の存在を想定して、布より深い部分に相当する位置の洗掘土砂量を算出し、それぞれの高分子布の位置より深い部分の洗掘量と比較して洗掘防止の効果を表わしてみた。布を埋設すると高分子布より深い部分の洗掘土砂量は無処理の場合に比べて半分以下になることが明らかになった。

この一連の越流実験によって堤防の補強のための高分子布の埋設効果は一応確認することができた。しかし同時にいくつかの問題点のあることも知られた。それらのうち主なものを示してみると、まず高分子布の強度が十分でないことである。越流によってのり肩付近に穴があいたり、引き裂けたりするので布の強度を上げると同時に損傷を起こしやすい部分の布を2重にするなど布の強化が必要と思われる。また越流水の一部が埋設布の裏面に沿って流れ、空洞を生じさせるので、その防止方法や布を堤体に固定する方法などの検討も必要と思われる。また越流時の問題ではないが、降雨などによる浸透流の作用でのりすべりが布に沿って起こらないか、布を埋設しても植生が可能かなどの点についても検討が必要と考えられる。

§9.8　結　　語

わが国の気象、地形、地質などは洪水を引き起こしやすい条件をもち、昔から度重なる氾濫に苦しんでいた。とくに近年、わが国の社会経済の発展は、氾濫区域内の人口、資産のいちじるしい集中を招いており、万一氾濫を起こした場合の災害は社会生活、経済活動の上にはかり知れな

い影響を持つようになってきた。戦中戦後の国土の荒廃によって、戦後しばらく続いていた大河川の氾濫は治水事業への投資効果が現われ減少の一路をたどっているが、流域の開発、都市化のために、最近は別の形の災害がクローズアップされてきた。すなわち、集中豪雨による中小河川の氾濫および都市周辺の水害である。これは人口の都市および周辺部への過度の集中の結果、水害を受ける危険性の極めて高い地域までが高度に利用されるようになったことにもよる。水害の形態は社会、経済の発展に伴って変化しているが、決して量的にまた 規模としても減少しているとは云い切れない。一度災害の起こったときの被害の大きさを考えると、水害の危険性はむしろ増しているとも云いうるのである。本章では水害の形態の推移について簡単に触れ、ついで、建設省で実施している治水経済調査の結果などから、国土を災害から守り、治水効果を十分上げるためには治水投資がますます必要なことを論じ、その一環として堤防の補強の重要なことを強調した。そうして堤防の安全性について再検討してみた。従来ばく然と考えられていた堤防の安全率が実際の安全度を示す合理的な尺度として意義づけられるためにはどのように考えたらよいかについて考察を加え、こゝでは極めて抽象的な議論ではあったが、確率的な考え方をとり入れ、安全率の考え方についての反省を行なってみた。すなわち、安全率を実際の安全度の合理的な量的比較に適したものとしてとらえるため、破壊力確率という統計的な考えにもとづき、破壊力の性質、堤防の強度、破壊に対する安全度の3つの関係を論じてみた。さらに堤防の安全度の合理的なきめ方を、堤防の築造に要する工費とそれによって期待できる経済効果との関係によって述べた。また一定の安全度を期待するためには、堤防の強度のばらつきを一定の幅の内におさめなければならないが、このために品質管理が必要になり、合理的な品質管理がなされなければならないことを示した。

最後に堤防補強の具体的な方法として土羽土の下に高分子布を埋設した堤防の越流実験について述べた。この方法は堤防破堤の実態が大半越流にもとづいていることから、堤防の補強によって多少の越流に堤体が耐えられゝば、かなり大きな治水効果が期待できるという考えにもとづいている。この工法は堤防土羽土の下に高分子布を敷設すると云う極めて簡単なものであるが実物大の模型堤防で実施した越流実験によるとかなりの補強効果があることが確かめられた。氾濫の被害が中小河川に移ってきており、これら多数の河川の本格的な改修工事が早急に望まれない現在、応急的な工法として、一応の効果は期待できると考えられる。中小河川の場合、越流時間も短いため、多少の補強が施こしてあれば全面的な破堤に至らずにすむ場合も少なくなく、重要な堤防や築造間もない堤防の強化に有効に利用しうると結論づけた。

参　考　文　献

1) 建設省 ：国土建設の現況， 昭和４３年， pp.103～110.

2) 帯 盾，北野 章 ：治水の現況と問題点，水経済年報，1967年版 水利科学研究所，昭和４１年， pp.1～29.

3) 日本河川協会 ：治水事業の経済効果の評価（人命被害，風水害保険等を中心にして）に関する研究報告書， 昭和４４年３月.

4) 建設省河川局河川計画課 ：昭和４０年河川氾濫区域内調査について， 昭和４３年

5) 日本河川協会 ：建設省河川砂防技術基準， 昭和３３年.

6) Freudenthal, Alfred M. : The Safety of Structures, Proc. ASCE, Vol. 71, 1945, pp.1157～1191.

7) Freudenthal, Alfred M. : Safety and the Probability of Structural Failure, Proc. ASCE, Vol. 80, Sep.No.468, 1954

8) Langejan, A. : Some Aspects of the Safety in Soil Mechanics Considered as a Problem of Probability, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2., 1965, pp.500～502.

9) 池田哲夫 ：構造物の安全率と破損の確率， 土木学会誌， Vol.40, No.5, 1955, pp.30～35.

10) 全国防災協会 ：わが国の災害史， 1965.

11) 木曽川上流工事事務所 ：木曽三川の治水史を語る， 1969.

12) 近畿地方建設局 ：淀川治水経済調査報告書， 1968.

13) 山村，佐々木，尾林 ：土砂堤越流実験について，土木技術資料，Vol.10，No.1，1968，pp.43～44.

14) 北野，青木，山村，久楽 ：堤防補強の一試み， 土木技術資料，Vol.12，No.6，1970，pp.3～8.

15) 楽袋正明：築堤のり面の安定の安全率について，第１２回建設省直轄工事技術研究会報告，１９５８. pp.13～19.

第10章　結　　論

洪水、高潮などの氾濫を防止するために作られる河川堤防は近年河川沿岸の土地利用の向上と、河川氾濫区域内の人口および国民資産の増大とともに防災構造物としての重要性がますます高まっている。本研究は河川堤防の設計施工に関連する土質工学的諸問題のうち、いくつかについて検討し、考察を加え、取りまとめたものである。従来とかく、直観的な感と経験に頼って実施されてきた河川堤防の設計施工を科学的な資料の収集とその検討結果にもとずいて、合理的な土木技術として体系づけ、実施の工事のうえに反映させ、役立たせようと努めたわけである。本論文で述べてきた内容を順次要約して述べれば次のようになる。

まず第1章の序章においては、本研究の目的と取扱おうとする内容の概要について述べた。河川堤防は古くから洪水防禦の目的で河川、湖沼などに沿って築造されており、その技術的経験と歴史はかなり深い。しかし、同種の構造物である道路盛土が、施工法、品質管理などを含め、土質工学的な検討結果が反映され、最近技術的に大幅に改善されてきているのに反し、河川堤防の築堤技術に関しては見劣りのあることを認めざるを得ない。

河川堤防の築造工事に関連してとくに感じることは、各河川ごとに堤防定規という一定の堤防断面の形状が決っていて、上流から下流まで同一断面で、堤防が築造され、築堤材料、基礎地盤、洪水継続時間などが堤体断面の決定には全く考慮されないという不合理な点である。当然上記のいろいろな要素を勘案して、築造地点に適した経済的かつ安全性の高い堤防が作られるべきであり、そうしない限り、条件のよい所は非常に安全性の高い堤防が現われる反面、局所的には安全性の低い堤防も現われてくることになる。

堤防の安全性を確保するには、洪水時に越水を起こさせないことなど水理的にも十分安全であることが必要であるが、それと同時に、堤体が土質力学上からも安全でなければならない。土質力学上安定であるということは過酷な浸透水の作用を受けても斜面崩壊などを起こさないこと、さらに過度の漏水、パイピング、クィックサンドなどを起こさないことが主な事項である。

一般に漏水に対して安定な材料と云えば粘性土で浸透防止の面からは望ましいが、他方せん断強さや施工の面から見れば問題の多い土である。これに反し、粗粒の砂れきは強さの面、施工性の面からは良好であるが、浸透の面からは問題がある。このように堤防の安定性に関しては相反する材料の性質が要求されるため、材料の選択についてもむづかしい問題を含む。

しかし堤防築造の実態は現場付近で容易に入手できる材料を利用し、堤防定規に従った画一的な堤防断面の築堤が行なわれているのである。堤防の安全性に影響を持つと思われる諸要素の検討なしに安全な堤防を築造することになると結局は堤防断面を大きくとり、のりこう配を緩にした盛土を行なうことになる。

従来の河川堤防の築造工事が保守的、経験的色彩の強い分野に留っているのも多分にこのあたりに原因があると思われる。従来無批判に古くからの方法を踏襲していた築堤工事を大幅に改善し、技術的な合理性を高めなければならないことを序論では特に強調したつもりである。

第2章は堤防の土質工学上の問題を明らかにし、研究の方向づけをする意味から堤防の破壊形態についての検討結果について述べた。まず堤防が破堤を起こす原因について考え、分類した後、戦後20数年間に建設省直轄河川の堤防に生じた破堤の実態を調査し、破堤原因の特徴を明らかにした。すなわち、破堤の大部分は堤防に越流が生じた時に起こったものであり、全体の82%がこれに当る。次いで11%が河川を流れる水による洗掘が原因になっている。土質工学に関連が深い破堤原因はのりすべり、漏水などであるが、これらは意外に少ないことが知られた。しかし、破堤の原因としては少なかったとは云え、洪水中に激しい漏水あるいはのりすべりに見舞われながらも水防団の水防活動によってかろうじて破堤をまぬがれた事例が多数あるわけで、破堤数が少ないからと云って、問題がないという意味ではない。さらに破堤の実態調査から明らかになったことは、治水事業への投資効果が顕著に現われ、近年大河川の破堤が全く影をひそめてきたことである。そうして、改修の遅れている中小河川、あるいは開発の進んでいる都市周辺の河川に災害が移行してきている。したがってこのような中小河川の堤防の補強なども急を要する問題点として指摘した。第2章の後半では、前半の原因調査とは多少離れるが、堤防の破壊に関連し、土質工学上とくに関心を引く、降雨によるのり面崩壊と、地震による破壊について、過去の実例と調査例を示して若干の考察を行なった。まず降雨による斜面の崩壊については過去に発生した阿武隈川、荒川、木曾3川の事例を挙げ、総降雨が250mmを越える集中豪雨が生じた場合、崩壊の発生の危険性の高いことを示した。とくに堤体材料の透水係数が比較的高く、水を吸い込むことによって強度の低下する土、すなわち透水係数が10^{-3}～10^{-4}cm／sec程度の砂質土でできた堤防に問題の多いことが知られた。この種の土は全国至る所で築堤材料として用いられているため、豪雨によるのりすべりの発生の可能性は大きいことが明らかになった。

次に地震による堤防の破壊については主に新潟地震の被害例を示し、地盤の弱い箇所に作られた堤防は地震に対して極めて弱体であることを述べた。さらに、新潟地震、十勝沖地震の直後に実施した土質調査の結果から、地震による堤防の被害と地盤の性質の関係、震害に対する降雨の影響、地盤構成と流動化の関連などについて考察を加えた。堤防の被害と地盤の性質の関係では、スエーデン式サウンディングによって地盤の硬軟を判定しても、被害の大小とある程度を結び付けられることを示した。また地盤の硬軟の判定にオランダ式2重管コーン貫入試験機を用いると標準貫入試験機では判別できない細かな地層の変化が識別でき、しかも、局所的な薄いルーズな砂層の存在が地盤の流動化に影響を持つことが知られた。このほか、地震時の堤防の被害に対して、降雨の影響の大きいことを述べたが、堤防を含めた土構造物の耐震に関する研究は現在極に

ついたばかりで、本研究の記述も研究の第一段階として問題点の把握程度にとどまった。

第3章では実際の堤防に用いる材料の良否に関する基準と、築堤材料の実態について述べた。河川堤防の安定性は築堤材料の良否に大きく左右されるので、可能な限り良い材料を選択して利用すべきである。しかし、実際は近くで入手できる材料を用いるのが実情で、良質土を選んで施工するという実例はほとんどない。このため、築堤材料の選択基準を土質工学的立場から検討した例は少なく、また実在する堤防の土質の実態を調査した報告もほとんどないので、第3章では、東北地方の多数の河川堤防において調査した資料を中心として、築堤土質に関して考察を加えた。

まず材料の良否に関しては統一分類法ならびに建設省土木試験基準の分類法を示して、各土質の堤体材料としての適否を論じ、堤体材料としての評価の基準を示した。良い材料を使用すれば、締固め密度も自ら高くなり、また安定性も高まるので、可能な限り良質な材料を選定して利用することが大切であることを示した。

東北地方における４０箇所の河川堤防で実施した堤体材料の実態調査から明らかになったことのうちいくつかについて述べると次のとおりである。すなわち、築堤材料として用いられている土は統一分類法でのＳＭが圧倒的に多く、次いでＳＰ、ＭＬ などが多い。

堤体の乾燥密度、締固め度が含水比や均等係数に関係を持ち、最大乾燥密度の大きい材料でできた堤防は締固め度も大きい値を示す。これは云い換えれば良質な材料でできた堤防はよく締まっているということになる。また、堤体で測定したコーン指数は他の土の状態を示す定数、例えば含水比などがわかっているときは現場乾燥密度、締固め度などと関係付けることができることなどである。さらに、堤体内の土質の分布状態を述べるが、乾燥密度に関しては堤体表面がやゝ大きな値を示すことを除くと、大体同程度の値を有する。たゞし部分的にはかなり大きなばらつきが認められる。含水比は地表面より深部になるに従って大きな値を示す。たゞし地表付近の含水比は降雨の影響を大きく受けるので常に上記のような関係を示すものでもない。

堤体の締固め度を土質別、転圧機種別にまとめてみたが、顕著に現われた特色は人力あるいは馬トロで作った堤防に比べ、機関車で作った堤防は高い締固め度を示し、ダンプトラック運搬を用い機械化施工を行なった堤体はさらに高い値を示す。同じ材料を使用した場合には、締固めが十分行なわれた程、堤防の安定性は高まると考えられるので、昔に比較し、最近の堤防は質的にかなり改善されてきていることが知られた。

また堤防土質の調査結果を道路盛土と比較してみると、堤防の方が均質であるが、締固め度、乾燥密度ともにかなり低いことが知られ、河川堤防の施工法の改良の必要のあることが明らかになった。

これらの土質調査結果は堤防の設計あるいは施工の上に参考になる点を多く含んでいると考えられる。最後に堤防の施工時における品質管理の基準として調査結果を検討した上で、締固め度

８０％以上が妥当であろうとの見解を示した。

第４章は築堤材料の締固めならびにせん断強さに関する研究について述べた。前章の実態調査を受け、材料の締固めについてまず述べた。対象に考えた材料は、実際の工事においても、しばしば出逢うことのあるれきまじり土である。

れきまじり土について土質試験を行なう場合には、れき分を除いた細粒土部分についての試験になるので、たとえ土質試験結果があったとしても、全体の土の性質を示すものでない。施工中の築堤の品質管理を行なう場合には室内の突固め試験によって求めた土の締固め特性と現場におけるれきまじり土の締固め特性とを関係づけておかないと、室内試験の結果を利用することができない。このため、れきの含有率が締固め特性に及ぼす影響について、砂質土および粘性土について実験的に調べてみたわけである。

一般にれきまじり土を同じ締固めエネルギーで締めると、れきの含有率が６０～８０％に達するまでは乾燥密度が含有率に比例して上昇する。しかしこれをれきが占める部分以外の細粒部分に着目すると、これよりかなり低い含有率で乾燥密度が最大になっている。この傾向は細粒部分が砂質土であっても粘性土であっても同じであるが、締固め特性についてはかなりの差が見出された。すなわち、各れき含有率の最大乾燥密度を示すときにおける細粒部分の含水比は砂質土の場合はれき含有率の増加に伴って減少するが粘性土の場合はほゞ一定であること、また細粒土部分が最もよく締まるれき含有率は粘性土の方が低いことなどである。この理由として、れき分が砂質土とではまざり合って一体として締まるが粘性土の場合は細粒土の性質がそのまゝ残ること、れきの作る骨組構造が締固めエネルギーを細粒土部分へ伝達しにくくしていることなどを挙げ考察を加えた。実際の土工管理に関連しては、れき含有率に対しての密度補正の問題がある。補正の方法としてWalker・Holtzの方法があるが、この方法に対して検討を加えたところ、れき含有率４０％程度までは十分適用可能なことが明らかになった。

次にれき含有率が土の工学的性質に及ぼす影響について述べた。

こゝで取り上げたのは一軸圧縮強さおよび透水係数であった。締固めた土についての一軸圧縮強さはれき含有率にはあまり影響を受けないが、透水係数は含有率が一定値を越えると急激に増加することが知られた。また、土の中に混入しているれきの透水係数に及ぼす影響を砂とガラス玉の単純化した模型によって調べた。そうして不透水性物体である粗粒が混入すると流通断面積を減少させ透水性を低下させるのは当然と思われるが、それ以上の割合で透水係数が減少することを示した。最後にこの章では、せん断試験についても言及した。築堤材料として透水性と同時にせん断強さが重要な要素となるが、せん断試験には多くの問題を含むからである。こゝではとくに直接せん断試験のせん断箱の側面摩擦、供試体寸法と進行性破壊、せん断面に働く垂直応力の分布などに考察を加え、直接せん断試験によって求められるせん断抵抗角が大きく現われる原因

を説明した。第4章で扱った内容は築堤材料の性質のごく一部に限られているが、堤防の設計施工に土質工学的考えを適用するに当って有益な資料を提供したものと考える。

第5章においては堤防基礎地盤の漏水現象に関して述べた。堤防の漏水には堤体自体の漏水とその基礎の漏水の2つに分類できるが、基礎の漏水が意外に多い。堤防に地盤漏水が起こる地域は一般に下流部に多く、地盤は沖積層である。地盤漏水を起こす箇所は地盤に砂れきからなる透水層が地表面近くに存在し、表層として薄い半透水性ないし不透水性の層が覆っている場合が多い。

本章ではまず一般論として、上記のような地層の生い立ちから触れ、洪水時に河川水位が上昇するとき透水層を通って堤内側の堤防のり尻付近に噴き出す水の流れについて説明を加え、ごく大雑把に漏水量、ならびにパイピングに対する安定性の見当を付ける方法を示した。堤防の浸透に対する安定性は堤体の基礎地盤を通して流れる全浸透経路長と河川水位と堤内地盤高との差の比、すなわちクリープ比で検討することもあるが、地盤漏水はこのような全浸透経路長に対するものでなく、前述の砂れきの透水層を伝達する水圧が堤防の裏のり尻付近の表層を突き破る形態のパイピングである。この漏水は表層の最も弱い所に集中するので表層を洗い流し、堤体自体の安定性をも危くすることがあり、むしろこの種の漏水に注意すべきことを指摘した。

次に表層を有する透水性地盤の漏水に対して解析を試み、各種地盤条件を仮定して、透水層内の水頭分布を求めた。解析は初めに、定常流として扱った後、非定常流についても検討を加えた。Dupuitの仮定に従い、準一次元流とし扱い、そうして、堤防法線が円形である場合の放射状の流れについても解析を加えた。地盤条件を単純化した解析ではあるが、これらの解は地盤浸水の一応の目安を与えるものとして、実際の問題を検討する上にも利用できるものと考えられる。

最後に地盤漏水の具体例として、阿武隈川および長良川の地盤漏水の現地観測資料を示した。これらの資料は前記の解析例と実測値が比較的類似していることを示しているが、透水層が河床に露出していると考えられても、浸透水の浸入口での損失水頭が意外に大きいことが知られ、また河川水位の値によって、浸入口での抵抗が変化することが明らかになった。この他、放射状の流れの実例として利根川の河口堰建設の際に仮設した円形仮締切堤防の基礎地盤の浸透の観測を示した。計算値との比較以外に非定常浸透流によって生じる現象に検討を加え、いくつかの興味ある事実を示した。すなわち、締切内の水位を急激に下げると除々に漏水が大きくなっていくが、水位低下直後より、しばらく時間が経過した方がさらに激しくなること、また貯留係数は普通の揚水で求める値より、広範囲の大きな水位低下を起こさせたときの方が大きな値を示すことなどである。こゝに示した地盤漏水の解析例ならびに実測例は、同種の問題を解く場合の有益な資料になるものと考える。

第6章は第5章を引継ぎ、地盤漏水の対策に関して論じたものである。

地盤漏水には多くの河川で昔から苦しんでいるため、多くの対策工法が実際に適用され、技術的経験はすこぶる豊富であるが、今もって十分な解明がなされているとは云い難い。そこで工法に関する検討にはいる前にわが国で用いられている対策工法の現状に関してまず触れ、得失について述べた。

つぎに、対策工法のうち代表的工法と考えられ、古くから、わが国の河川で用いられている止水壁工法について検討を加えた。基礎地盤の漏水の原因となっている透水層をしゃ断するのが止水壁工法であるから、止水壁の打設深さ、云い換えれば透水層をしゃ断する割合が、漏水防止効果に大きな関係を持つ。このため、こゝでは具体的に透水層をしゃ断した場合、透水層内の水頭分布が止水壁の前後でどのように変化するかを調べ、透水層の一部分のみを締め切る中途半端な止水では効果は薄く、ほとんど透水層全部をしゃ断しないと効果のあがらないことを明らかにした。さらに、止水壁工法には木矢板、コンクリート矢板、鋼矢板の打設、グラウチングなどがあるが、水密性が必ずしも十分でないという議論もあるため、最も水密性が高いと予想される鋼矢板の止水壁を中心として、壁自体の止水性について室内実験および現場実験によって検討を加えた。その結果、鋼矢板の継手からの漏水は意外に大きく、壁からの漏水量は矢板の前後に生じる水位差のn乗に比例することが示された。なおnは定数でそれぞれの矢板の打設条件によって異なった値をとる。実際に現場で矢板を打設するときには継手に大きな引張り力、圧縮力ががかり、また土砂が噛み合わせに詰るので、室内実験で求められた値にくらべて、かなり大きい止水性を持つことも確かめられたが、止水矢板の効果は一般に考えられているように必ずしも完全でないことが明らかになった。また第6章では河川堤防の漏水対策工法とは云えないかも知れないが、広堤敷堤防による浸透防止について論じた。これは海に接して作られる臨海貯水池の海水による汚染防止について考察したものである。浸透流の数値計算および粘性流模型実験によって海水の浸入について検討した結果、堤体幅が十分大きくなると、降雨によって堤体内へ供給される淡水が、いわゆるウォーター・カーテンを形成し、渇水期に貯水池水位が大きく低下しても塩水の浸入は生じないことが知られた。

数多くの漏水対策工法のうち、止水壁工法のみを重点的に述べたが、このほかに漏水流量はむしろ増加させても有害な現象が生じないようにする排水工法などもあり、有力な工法と考えられるから、漏水の実態をよく把握して、適切な工法の採用を行なうよう、とくに付け加えておきたい。

第7章においては河川堤防の堤体への水の浸透と、その作用が堤体の安定性に及ぼす影響について述べた。

堤体への水の浸透は場合によっては堤体の安定性をいちじるしく低下させることを第2章で述べたので、この章では、降雨および河川水位の上昇によって堤体内に生じる非定常浸透流について検討を加え、さらに、土の含水量の上昇が堤体の強度特性といかなる関係にあるかについても検討し、堤体の安定性と結び付けた。

まず降雨の浸透は、不飽和浸透流と考えられるので、毛管水頭と飽和度の関係に着目して、2次元不飽和浸透流の方程式を作った。この方程式を用い数値計算によって堤体内の非定常浸透について検討を加え、さらに、室内の小型模型実験結果および実際の堤防による実測結果と比較して考察を加えた。小型模型実験を行なう場合、相似律が問題になるので、不飽和浸透流に対する検討の中で、相似縮尺に関しても考察した。

計算および小型模型実験、現場実験などの結果から、降雨浸透の初期の段階すなわち、飽和の部分が生じない段階においては計算によってもある程度まで不飽和非定常浸透流の動きを知ることができ、また小型実験によってもある程度まで現象を再現できることを明らかにした。

降雨の堤体内への浸透を検討した結果、天端および小段を不透水性の被覆によって覆うと、堤体への浸透流量が低下し、堤体内の含水量の上昇を押える効果のあることが知られた。豪雨による堤体ののり崩れ防止工法として被覆工が有効であることが確かめられ、この結果一部の河川で実際に採用されるようになった。

堤体への水の浸透は降雨以外に外水位の上昇にもとずく現象がある。この現象では毛管水頭の影響は小さいので、毛管水頭は無視し、しかも実用的な見地から、図解法の適用性を実験結果を用い検討した。そうして流線網を用い逐次、次の時点の解を求めていく単純な手法によっても、浸潤線の移動を近似的に推定することの可能なことを確かめた。

またこの章では、堤体内の含水量の増加が堤体の安定にいかなる影響を持つかについて、大型模型堤防の破壊実験の結果から考察を加えた。含水比の増加に伴なう堤体の強度低下をコーン貫入試験によって調査し、降雨の浸透によって、堤体斜面がのりすべりを起こす原因は主として土の粘着力の低下によることを指摘した。そうして不飽和土の含水量と土のせん断強さの関係を見出すことによって、降雨時に、堤体の安定が低下していく過程を説明した。この結果からも堤体の一部を被覆することによって安定性を向上させることができることが確かめられた。

第8章では一般の土砂堤と対比して特殊堤と呼ばれる堤防のうち、越流堤について、その構造設計に関するいくつかの問題点について論じた。

特殊堤防の構造に関しては従来ほとんど研究された例がないところへ、たまたま淀良潦遊水池へ大規模な越流堤を築造する計画が立てられたことが、本章の研究の発端であった。

越流堤の築造地点の地盤が軟弱であるため、堤体の構造を可撓性とし、アスファルトフェイシングによる全面被覆型の堤防型式が採用されることがきまったが、規模から云っても、また構造から云っても、過去に全く例を見ないものであった。本章の研究はこの種の堤防に、洪水時、越流が起こったとき果して安全であるかどうかの問題、とくに、堤体内に発生する非定常浸透流とそれによってもたらされるフェイシング裏面の揚圧力について検討を加えた。先年、利根川の田中越流堤のフェイシングが越流中に破壊したが、その原因がフェイシング裏面に働く揚圧力と

判断されたため、安定を確保するために必要とするフェイシングの厚さの決定には慎重な検討を行なった。検討の作業内容は堤体を単純化した浸透モデルに置き換え浸透の数値計算を行なったこと、および砂模型による透水実験を行ったことであった。

その結果、洪水時に発生する揚圧力の大きさを定量的に求めることができた。すなわち、揚圧力は堤体材料の透水係数の大きさと関係を持つこと、また地盤に存在する透水層の厚さには大きな影響を受けないことなどが知られ、結局、淺良瀬遊水池の場合、フェイシングの厚さは堤防のり尻部で５０cm必要なことが結論づけられた。このほか、堤防の構造に関して、本章で検討を加えたのは揚圧力の低減のため堤体内に設置した排水施設の構造についてである。その結果、フィルター材料の選定に関しては、従来の選定規準に従えば、目詰り、土砂の流出、機能低下などは起こらないこと、また集水管の孔の位置は従来、行なわれているように上部にするよりは下部にした方が、多少規準からはずれるフィルターを使用した場合でも安全であることが明らかになった。

本章で述べた研究は、多分に実用的な面に重点を置いた感があるが、一応この成果は実際の設計に生かされたわけで、実用面からは評価される研究である。現在越流堤の築造工事は、進行中であり、堤体内には多数の観測計器が埋設されているので、洪水時の観測資料が得られればより合理的な設計法の樹立も可能になると考えられる。

最後に第９章では堤防補強に関して論じた。

建設省が実施している治水経済調査の結果にも示されているように、国民の経済活動が近年ますます河川の流域に集中し、河川氾濫区域内に存在する国民の資産がいちじるしく増加している。これは一度河川が氾濫したときに起こる想定被害額の激増を意味し、これに加え、河川流域の開発が洪水流量の増大という結果を招き、水害の危険性を増加させている。このような背景を考えるとき、経済の成長、国土の変貌に応じて、バランスのとれた国土保全施設が作られていくべきであり、堤防を含め、治水施設の安全性を調和をもって向上させていかなければならないと考えられる。

このような観点から第９章では堤防の補強工法に関して実施した実験ならびに結果の考察を述べたが、まず初めに一般論として抽象的であるが、堤防の安全性に関して破壊の確率という統計的な考え方を導入し、破壊力の性質、堤防の強さ、破壊に対する安全度の３つの要素によって説明を加えた。また、堤防の安全度の合理的なきめ方を堤防築造に要する費用とそれによって期待できる経済効果によるべきことを述べ、さらに一定の安全度を期待するためには堤体の品質を一定のわくの内におさめなければならないことを示した。

この章の後半では越水による破堤を防止するために考案した補強堤防の破壊実験に関して述べた。第２章で述べたごとく、堤防の破壊の大部分が越流にもとずいているということから、堤防

を補強することによって多少の越流には耐えうる構造にしようとする考えで、土羽上の下に高分子布を敷く方法を考案し、その効果を確かめる実験を行なったわけである。

実験の結果、このような簡単な方法であっても補強効果のあることが明らかになり、とくに本格的な河川改修工事が遅れている中小河川では、洪水継続時間の短いこともあって、わずかな補強によっても一応の効果が期待でき、堤防の強化に有効に利用しうると結論づけられた。　重ねて云うが河川の氾濫区域に存在する国富の増加により、治水の重要性はますます高くなってきている。堤防の合理的な設計法ないしは施工法の樹立は、もちろん大切なことであるが、その前提となるべき堤防の安全性などに関して、第9章では考え直してみたわけである。

以上、本論文においては、河川堤防の問題点について土質工学的立場から調査研究を行なってきたが、従来この種の問題に対して十分研究されたものが少なかっただけに、この成果が今後より合理的な河川堤防の設計法、施工法を樹立していくうえ、いさゝかの貢献をすることができると信じる。河川の氾濫防止、災害防止のうえ、本研究が寄与するところありとするならば幸である。

第１０章においては本論文の内容を要約して結論としたが、終りに臨み、熱心な御指導を賜った京都大学教授　赤井浩一博士、石原藤次郎博士に対し、また１０数年前、本研究を始める端緒を与えられてから終始変らぬ御激励、御指導を賜った東大教授、前土木研究所長　福岡正巳博士に対し深甚の謝意を表する次第である。