土 木 研 究 所 報 告

第１４５号

堤防の地盤漏水に関する研究……山村和也，久楽勝行…(１)

堤防補強に関しての考察……山村和也，久楽勝行…(25)

堤防への浸透と堤体の安定性……山村和也，久楽勝行…(41)

道路交通騒音と道路構造に関する研究(1)
―道路交通騒音の発生と伝搬―……金安公造，金泉　昭…(73)

昭和49年2月

建設省土木研究所

堤防の地盤漏水に関する研究

(昭和47年7月)

山村和也*
久楽勝行**

Study on Underseepage beneath Levees

(July 1972)

by Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis:

Underseepage and sand boils landward of river levees are caused by the existance of pervious stratum formed by alluvial deposits. In general underseepage takes place along the levees at lower river where levee foundation is composed of pervious stratum of sand and thin impervious top stratum of silt and clay.

In the first place general description on seepage phenomena is given with the aid of past investigation and observation for the purpose of a better understanding of seepage problem.

Then, the results of seepage analyses on both steady and nonsteady seepage flow are shown. This analyses are carried out by using certain simplifying assumptions and generalized foundation of pervious stratum and top stratum with uniform thickness and permeability.

Moreover, comparison between the actual data obtained by field measurement of hydrostatic pressure in the pervious stratum and results of seepage analysis is made. And factors influencing underseepage including permeability and storage factor and so on are discussed in this paper.

Key words (seepage flow, underseepage, coefficient of permeability, coefficient of storage)

要旨

河川堤防の地盤漏水は基礎地盤に存在する透水層が原因となって生じる。基礎地盤の漏水が起こる場所は河川下流部の沖積地盤に多く，地盤は粘土，シルトなどの薄い表層とその下の厚い透水性の砂れき層から成り立っている場合が多い。

本論文では地盤漏水の現象についての一般論を過去の調査結果にもとづき述べたあと，地盤の透水層を比較的単純なモデルに置き換えた場合の浸透流の解析例を種々示した。まず初めに定常流を扱ったあと，非定常流についても言及した。さらに，河の中の締め切りの場合に生じる特殊な条件の浸透流についても解を示した。

また，地盤浸透の具体的な例を示し，洪水時の透水層内の水頭分布の変化など観測資料にもとづき考察を加え，さらに非定常浸透流の解析によって地盤の透水係数，貯留係数などについて検討した。

現場における浸透流の観測値と計算値を比較検討した結果，地盤を単純化した解析方法が浸透現象の説明に利用しうること，また洪水継続時間の長い河川では洪水時の浸透を定常流として扱ってよいことなどが示された。

キイワード（浸透流，地盤漏水，透水係数，貯留係数）

*機械施工部土質研究室長　工博
**機械施工部土質研究室研究員

目　次

1. まえがき……(2)
2. 漏水地盤……(2)
3. 地盤漏水の現象……(3)
4. 概略の浸透の計算……(4)
5. 地盤漏水の解析例……(6)
〔1〕定常流としての取り扱い……(6)
〔2〕非定常流としての取り扱い……(11)
6. 透水地盤の洪水時の浸透流の観測ならびに検討……(15)
〔1〕透水性の基礎地盤の地層構成……(16)
〔2〕透水層内の水頭分布……(16)
〔3〕洪水時の非定常浸透流……(18)
7. 締切堤地盤の浸透流の観測ならびに検討……(19)
〔1〕締切堤および基礎地盤……(19)
〔2〕定常流としたときの浸透流の計算……(19)
〔3〕非定常流としたときの浸透流の計算……(19)
8. むすび……(22)

1. まえがき

河川堤防の漏水は堤体の漏水と堤防基礎地盤の漏水の二つに大別される。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がちであるが，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こること，また漏水にまで至らないとしても付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。

本論文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個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。

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すべて沖積層である。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，特に粗砂の砂，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もつ。

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つく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，かつて河川の水の浸食によって谷が形成されたことを想像させ，またその当時は海水面はかなり低かったことを知らせる[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いく。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，それによると洪積世末期を通じ1日2×10^6tの堆積物を海へ流し込み，海面の上昇とともに河口付近に沖積層を形成したといわれている。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，粘土から成るゆるい表層を形成させたものと推論している。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，洗掘されてできあが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も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，その上に造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。

河川沿岸の冲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おわれている。その厚さは数m～10m程度が多い。そして，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。一般に冲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おお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0.5～1.5m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，漏水の起こる個所には旧河道の締め切り個所があげられる。わん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によって平担にならして堤防を造築したとしても地盤が典型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個所にも出現する。すなわち，堤防が一度破堤するとその個所は流入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，深掘れした個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，その個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。

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，土の安定性をそこね，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も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，漏水に影響をも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おおっている表層の厚さ，透水性なども大きな影響をもつ。

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のがすことはできない。

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つかむこともがむずかしいことあって，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わき水を起こす。図-1に示すように，地表面に不透水性の表層が存在し，透水層がその下に広がっている場合，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個所，表層の標高の低い所などに起こることになる。初めは小さなわき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，多量のわき水が生じることは，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。

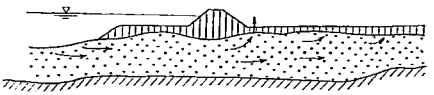


図-1　代表的な地盤漏水

このような砂の吹き上げを伴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。特に矢作川は地盤漏水の代表的な例で，花こう岩地帯から流出してきた土砂が透水層を形成している。下流部では堤内地が低い，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も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。特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。

4.　概略の浸透の計算

堤防地盤に生じる浸透の実態をは握し，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くださねばならない。しかし，漏水地盤を構成している沖積層はきわめて複雑であり，境界条件の不明確なこととともに，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，信頼がお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は，出水時に生じる実際の漏水の実態をは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個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つけるときは，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

位幅当たりの流量はDarcyの式から一般には次のように与えられる。

$$q = S \cdot k \cdot h \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，Sは形状係数と呼ばれ，堤体幅，透水層の厚さ，透水層をおお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

$$q = ikD = \frac{\Delta h}{\Delta l} kD = \frac{D}{L} kh \quad \cdots\cdots (2)$$

によって求めることができる。ここに，D：透水層の厚さ，i：動水こう配，L：浸透流の平均浸透径路長さである。

概略の計算を行なうときに，まずいちばん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。たとえば，透水性砂層の中に砂利層の薄層をはさんでいると，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，浸透流にもとづくパイピング，クイックサンド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$C = L/H$と表わし，またLaneによるとweighted creep比と名付け$C_w = (1/3L + V)/H$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は土の上につくられている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，設計に当たって，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知っておくべきである。

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おお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，表層の一番弱い個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，表層内を上方へ向か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。

圧力のつり合いを考え限界動水こう配を求めると

$$\frac{h}{Z} = (G_s - 1)/(1 + e) \quad \cdots\cdots (3)$$

で与えられる[12]。ここに，Zは浸透経路長さ，h：水頭差である。

普通の土では$e = 0.43 \sim 0.67$であり，$G_s = 2.6 \sim 2.7$であるから，限界動水こう配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。たとえばミシシッピー河の調査によると[7]，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。この理由は昔からたびたび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。

漏水の危険個所では，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，漏水対策をた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，ここ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

をつけるための計算に利用して有効であると判断される。

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，ここ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，浸透条件をご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-1に示すとおりである。透水層の深さ，広がりなどはさまざまであるが，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かって浸透が生じる。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り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り扱いから述べ，ついで非定常流としての取り扱いにふれる。

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く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，洪水のくる前の降雨や，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。

非定常流として取り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〕定常流としての取り扱い

(a)　堤防幅を無視した場合

i)　透水層が河床に露出し，無限の広がりをもつ場合

最も簡単な場合として図-2のような浸透条件を考える。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。

$$q=-kD\frac{d\varphi}{dx}$$

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

ここに，$c=D'/k'$である。さらに$\lambda=\sqrt{kDc}$とおくと

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2}=-\frac{1}{\lambda^2}(\varphi_2-\varphi) \quad \cdots\cdots(4)$$

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。

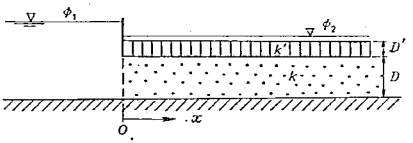


図-2　浸透条件(a-i)

$$\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_1)\,e^{-x/\lambda} \quad \cdots\cdots(5)$$

また，xにおける透水層内の流量は

$$q_x=-kD\frac{d\varphi}{dx}=-\frac{kD}{\lambda}(\varphi_2-\varphi) \quad \cdots\cdots(6)$$

ii)　透水層が河床に露出し，広がりが有限の場合

図-3に示すような場合には境界条件に$x=0$において$\varphi=\varphi_1$　$x=l$において$d\varphi/dx=0$が与えられるので

$$\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_1)\frac{\cosh\left(\frac{x}{\lambda}-\frac{l}{\lambda}\right)}{\cosh\frac{l}{\lambda}} \quad \cdots\cdots(7)$$

また流量は

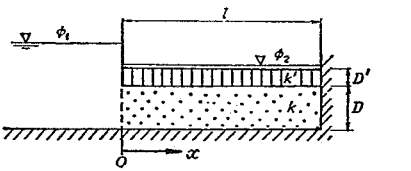


図-3　浸透条件(a-ii)

$$q_x=-\frac{kD\,(\varphi_2-\varphi_1)}{\lambda}\cdot\frac{\sinh\left(\frac{x}{\lambda}-\frac{l}{\lambda}\right)}{\cosh\frac{l}{\lambda}}\quad\cdots(8)$$

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-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。

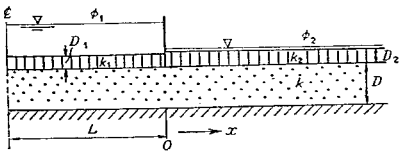


図-4 浸透条件(a−iii)

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

$$x=\infty\text{のとき}\quad\varphi=\varphi_2$$

$x=0$ 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。

$$\varphi_0=\frac{\varphi_2\,\lambda_1+\varphi_1\,\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}}{\lambda_1+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}}\quad\cdots(9)$$

透水層内の水頭は

$$\left.\begin{aligned}&-L\leqq x\leqq 0\text{において}\\&\varphi_1-\varphi=\frac{(\varphi_1-\varphi_0)\cosh\frac{x+L}{\lambda_1}}{\cosh\frac{L}{\lambda_1}}\\&0\leqq x\text{において}\\&\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_0)\,e^{-x/\lambda_2}\end{aligned}\right\}\quad\cdots(10)$$

ここに，$\lambda_1=\sqrt{kDc_1}$，$\lambda_2=\sqrt{kDc_2}$，$c_1=D_1/k_1$，$c_2=D_2/k_2$ 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

$$\varphi_0=\frac{\lambda_1\,\varphi_2+\lambda_2\,\varphi_1}{\lambda_1+\lambda_2}\quad\cdots(11)$$

透水層内の水頭は

$$\left.\begin{aligned}&x<0\text{で}\\&\varphi_1-\varphi=(\varphi_1-\varphi_0)\,e^{x/\lambda_1}\\&x>0\text{において}\\&\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_0)\,e^{-x/\lambda_2}\end{aligned}\right\}\quad\cdots(12)$$

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に示すような浸透条件では境界条件は次のようになる。

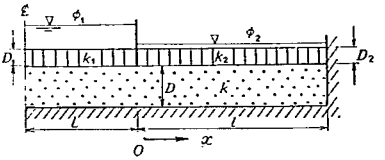


図-5 浸透条件(a−iv)

$$x=-L\quad\text{において}\quad d\varphi/dx=0$$

$$x=l\quad\text{において}\quad d\varphi/dx=0$$

したがって，$x=0$ における水頭 φ_0 は

$$\varphi_0=\frac{\lambda_2\,\varphi_1\tanh\frac{L}{\lambda_1}+\lambda_1\,\varphi_2\tanh\frac{l}{\lambda_2}}{\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}}\quad\cdots(13)$$

透水層内の水頭は

$$\left.\begin{aligned}&-L\leqq x\leqq 0\text{において}\\&\varphi_1-\varphi=\frac{(\varphi_1-\varphi_0)\cosh\frac{x+L}{\lambda_1}}{\cosh\frac{L}{\lambda_1}}\\&0\leqq x\text{において}\\&\varphi_2-\varphi=\frac{(\varphi_2-\varphi_0)\cosh\left(\frac{x}{\lambda_2}-\frac{l}{\lambda_2}\right)}{\cosh\frac{l}{\lambda_2}}\end{aligned}\right\}\quad\cdots(14)$$

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-6のように境界条件は次のようになる。

$$x=-L\ \text{において}\quad\varphi=\varphi_1$$

$$x=\infty\ \text{において}\quad\varphi=\varphi_2$$

$x=0$ 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 φ_0 求めると

$$\varphi_0=\frac{\varphi_2\,\lambda_1+\varphi_1\,\lambda_2\coth\frac{L}{\lambda_1}}{\lambda_1+\lambda_2\coth\frac{L}{\lambda_1}}\quad\cdots(15)$$

透水層内の水頭は

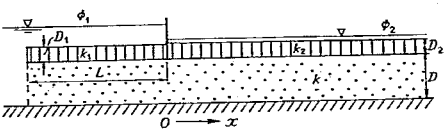


図-6 浸透条件(a−v)

$-L \leq x \leq 0$ において

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_0)\sinh\left(\frac{x}{\lambda_1} - \frac{L}{\lambda_1}\right)}{\sinh\frac{L}{\lambda_1}} \quad \cdots(16)$$

$0 \leq x$ において

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

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

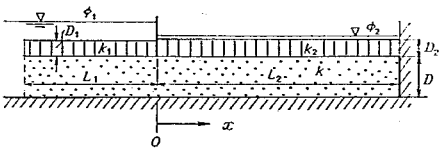


図-7 浸 透 条 件 (a−vi)

境界条件は図-7のとおりであり，

$x = -L_1$ において $\varphi = \varphi_1$

$x = L_2$ において $d\varphi/dx = 0$

$x = 0$ における水頭 φ_0 は

$$\varphi_0 = \frac{\varphi_2\,\lambda_1 \tanh\frac{L_2}{\lambda_2} + \lambda_2\,\varphi_1 \coth\frac{L_1}{\lambda_1}}{\lambda_1 \tanh\frac{L_2}{\lambda_2} + \lambda_2 \coth\frac{L_1}{\lambda_1}} \quad \cdots(17)$$

透水層内の水頭は

$L_1 \leq x \leq 0$ において

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

$0 \leq x \leq L_2$ において

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_0)\frac{\cosh\left(\frac{x}{\lambda_2} - \frac{L_2}{\lambda_2}\right)}{\cosh\frac{L_2}{\lambda_2}} \quad \cdots(18)$$

(b) 堤防幅を考えた場合

堤防幅 B をとし，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-8に示すように $x = B$ における水頭を φ_B とすると

$$\varphi_B = \frac{\lambda\,\varphi_1 + B\,\varphi_2}{B + \lambda} \quad \cdots(19)$$

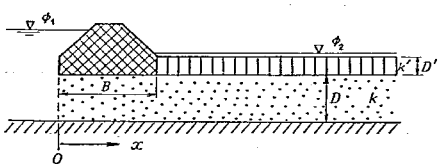


図-8 浸 透 条 件 (b−i)

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

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B)\, e^{-(x - B/\lambda)} \quad \cdots(20)$$

ii) 透水層が河床に露出し，広がりが有限の場合

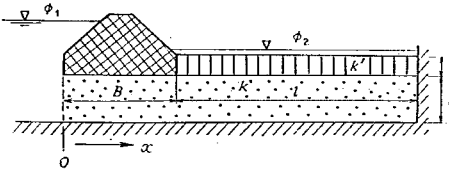


図-9 浸 透 条 件 (b−ii)

図-9に示すように $x = B$ における水頭を φ_B とすると

$$\varphi_B = \frac{\lambda\,\varphi_1 + B\tanh\frac{B}{\lambda}\,\varphi_2}{B\tanh\frac{B}{\lambda} + \lambda} \quad \cdots(21)$$

$x \geq B$ における水頭が i) の場合と異なり次のようになる。

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B)\frac{\cosh\left(\frac{x - l - B}{\lambda}\right)}{\cosh\left(\frac{l}{\lambda}\right)} \quad \cdots(22)$$

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-10)

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

$$\varphi_B = \left[\left\{\lambda_2\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right\}\varphi_1 + \left\{\lambda_1 + B\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right\}\varphi_2\right] \Big/ \left[(B + \lambda_2)\tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right) + \lambda_1\right] \quad \cdots(23)$$

透水層内の水頭は

$-L \leq x \leq 0$ において

$$\varphi_1 - \varphi = (\varphi_1 - \varphi_0)\frac{\cosh\left(\frac{x + L}{\lambda_1}\right)}{\cosh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)} \quad \cdots(24)$$

$0 \leq x \leq B$ において

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

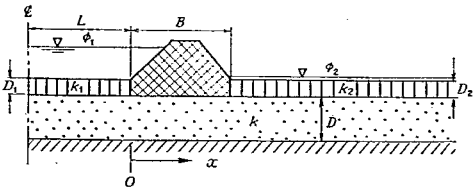


図-10　浸透条件(b−iii)

$B \leq x$において

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

川幅が十分広いときには

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

$$\varphi_B=\frac{\lambda_2\varphi_1+(\lambda_1+L)\varphi_2}{L+\lambda_1+\lambda_2} \quad \cdots(25)$$

となり，$-L \leq x \leq 0$における式が変わり

$x<0$において

$$\varphi_1-\varphi=(\varphi_1-\varphi_0)\ e^{x/\lambda_1} \quad \cdots(26)$$

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-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

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

$$\varphi_B=[\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}\varphi_1+\left(B\tanh\frac{L}{\lambda_1}\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}\right)\varphi_2]/[B\tanh\frac{L}{\lambda_1}\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_2\tanh\frac{L}{\lambda_1}] \quad \cdots(27)$$

水頭分布は

$x \leq 0$において

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

$0 \leq x \leq B$において

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

$x \geq B$において

$$\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_B)\ e^{-(x-B)/\lambda_2} \quad \cdots(28)$$

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

河床に有限幅の表層が存在するとする。図-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

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

$$\varphi_B=[\{\lambda_2\coth\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\}\varphi_1+\{\lambda_1+B\coth\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\}\varphi_2]/[(B+\lambda_2)\coth\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)+\lambda_1] \quad \cdots(29)$$

透水層内の水頭は

$-L \leq x \leq 0$において

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

$0 \leq x \leq B$において

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

$B \leq x$において

$$\varphi_2-\varphi=(\varphi_2-\varphi_B)\ e^{-(x-B)/\lambda_2} \quad \cdots(30)$$

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-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

$$\varphi_0=[\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}\varphi_2+\left(B\coth\frac{L_1}{\lambda_1}\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}\right)\varphi_1]/[B\tanh\frac{l}{\lambda_2}\coth\frac{L_1}{\lambda_1}+\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}]$$

$$\varphi_B=[\left(B\tanh\frac{l}{\lambda_2}\coth\frac{L_1}{\lambda_1}+\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}\right)\varphi_2+\varphi_1\lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}]/[B\tanh\frac{l}{\lambda_2}\cdot\coth\frac{L_1}{\lambda_1}+\lambda_1\tanh\frac{l}{\lambda_2}+\lambda_2\coth\frac{L_1}{\lambda_1}] \quad \cdots(31)$$

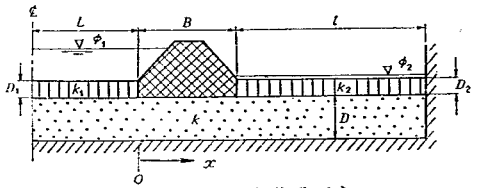


図-11 浸透条件(b−iv)

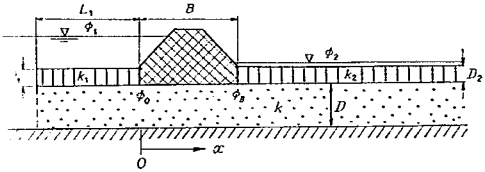


図-12 浸透条件(b−v)

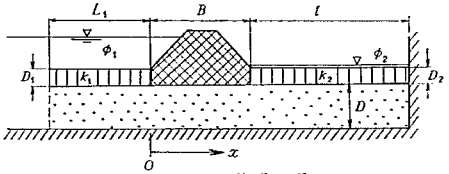


図-13 浸透条件(b−vi)

透水層内の水頭は

$-L\leqq x\leqq 0$において

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

$0\leqq x\leqq B$において

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

$B\leqq x$において

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

……(32)

(c) 堤防が円形に作られた場合

特殊な場合として，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) i) 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

$$Q=-2\pi rDk\frac{d\varphi}{dr}$$

連続の方程式は

$$\frac{dQ}{dr}=-r\,\frac{\varphi_2-\varphi}{kDc}$$

したがって

$$\frac{d\varphi}{dr}+r\,\frac{d^2\varphi}{dr^2}=-r\,\frac{\varphi_2-\varphi}{kDc}\qquad\cdots\cdots(33)$$

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。

i) 堤体幅を無視し，表層が存在する場合（図-14）

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

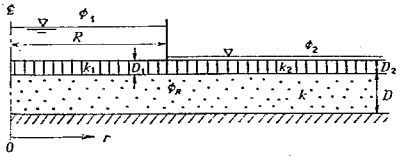


図-14 浸透条件(c−i)

$$\varphi_R=\left[\lambda_1 I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)K_1\left(\frac{R}{\lambda_2}\right)\varphi_2+\lambda_2 K_0\left(\frac{R}{\lambda_2}\right)I_1\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)\varphi_1\right]\Big/\left[\lambda_1 I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)K_1\left(\frac{R}{\lambda_2}\right)+\lambda_2 K_0\left(\frac{R}{\lambda_2}\right)I_1\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)\right]\qquad\cdots\cdots(34)$$

透水層内の水頭分布は

$0\leqq r\leqq R$

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

$R\geqq x$において

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

……(35)

ii) 堤体幅があり表層が全体にある場合（図-15）

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。

$$\varphi_R=\left[-RIL\{\lambda_2-(R+B)KL\}\varphi_1-\lambda_1(R+B)KL\varphi_2\right]\Big/\left[\{\lambda_2-(R+B)KL\}\{\lambda_1-RIL\}-\lambda_1\lambda_2\right]$$

$$\varphi_{R+B}=\left[-RI\lambda_2\varphi_1-(R+B)KL(\lambda_1-RIL)\varphi_2\right]\Big/\left[\{\lambda_2-(R+B)KL\}\{\lambda_1-RIL\}-\lambda_1\lambda_2\right]$$

……(36)

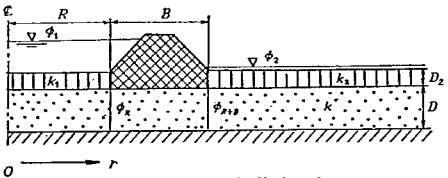


図-15 浸透条件(c−ii)

ここに，

$$K = K_1\left(\frac{R+B}{\lambda_2}\right)/K_0\left(\frac{R+B}{\lambda_2}\right)$$

$$I = I_1\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)/I_0\left(\frac{R}{\lambda_1}\right)$$

$$L = \ln\frac{R}{R+B}$$

透水層内の水頭分布は

$0 \leq r \leq R$において

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

$R \leq r \leq R+B$において

$$\varphi_R - \varphi = (\varphi_R - \varphi_{R+B})\frac{\ln\left(\frac{r}{R}\right)}{\ln\left(\frac{R+B}{R}\right)} \quad \cdots\cdots(37)$$

$R+B \leq r$において

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

〔2〕非定常流としての取り扱い

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

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-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，

$$n'\frac{\partial\varphi}{\partial t} + D\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \cdots\cdots(38)$$

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

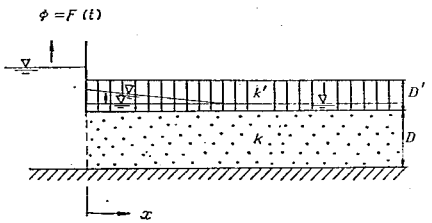


図-16　浸透条件（(2)—i)

$$\frac{1}{ng}\cdot\frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{\partial\varphi}{\partial x} - \frac{u}{k} \quad \cdots\cdots(39)$$

したがって

$$\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} - \frac{n'}{ngD}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial t^2} - \frac{n'}{kD}\cdot\frac{\partial\varphi}{\partial t} = 0 \cdots(40)$$

一般に地下水では運動がゆるやかで第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。

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t} = \frac{kD}{n'}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots(41)$$

$kD/n' = a^2$とおくと，

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t} = a^2\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots(42)$$

この式は熱伝導の式にほかならない。

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。

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

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 $F(t)$ 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

$$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt{\pi}}\left[\int_{\frac{-x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(x+2a\sqrt{t}\,\beta)\,d\beta - \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(-x+2a\sqrt{t}\,\beta)\,d\beta\right] \cdots(43)$$

となる。

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

$$\varphi_2 = \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} F\left(t-\frac{x^2}{4a\alpha}\right) e^{-\alpha^2} d\alpha \quad \cdots\cdots(44)$$

したがって φ は次のようになる。

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\pi}}\left[\int_{-\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(x+2a\sqrt{t}\,\beta)\,d\beta - \int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(-x+2a\sqrt{t}\,\beta)\,d\beta\right] + \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} F\left(t-\frac{x^2}{4a\alpha}\right) e^{-\alpha^2} d\alpha \cdots(45)$$

となる。

特別な場合として，$(\varphi)_{t=0}=0$ で $x=0$ における φ が周期関数で与えられる場合について解ける。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，

$$(\varphi)_{x=0} = A_0 + \sum_{s=1}^{\infty} A_s \sin(s\omega t + \varepsilon_s) \quad \cdots\cdots(46)$$

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。

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

$$=\frac{2A_0}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty}e^{-\beta^2}d\beta+\frac{2}{\sqrt{\pi}}\sum_{s=1}^{\infty}A_s\left[\sin(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\times\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty}e^{-\beta^2}\cos\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta-\cos(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty}e^{-\beta^2}\sin\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta\right] \quad\cdots\cdots(47)$$

この場合，初期条件として$(\varphi)_{t=0}=0$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

$$\begin{cases}\displaystyle\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty}e^{-\beta^2}d\beta=\int_0^{\infty}e^{-\beta^2}d\beta-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}d\beta=\frac{\sqrt{\pi}}{2}-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}d\beta\\ \displaystyle\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty}e^{-\beta^2}\cos\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta=\int_0^{\infty}e^{-\beta^2}\cos\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}\cos\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta\\ \displaystyle\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty}e^{-\beta^2}\sin\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta=\int_0^{\infty}e^{-\beta^2}\sin\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta-\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}\sin\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta\end{cases} \quad\cdots\cdots(48)$$

いずれの式もtが大きくなると右辺第2項がD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(47)式に代入すれば

$$\varphi=A_0+\sum_{s=1}^{\infty}A_s\left[\sin(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\times e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}}\cos\frac{x}{k}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}-\cos(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}}\sin\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}\right]$$

$$-\frac{2A_0}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}d\beta-\sum_{s=1}^{\infty}\frac{2A_s}{\sqrt{\pi}}\left[\sin(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\times\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}\cos\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta-\cos(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\times\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}\sin\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}d\beta\right]$$

$$=A_0+\sum_{s=1}^{\infty}A_s\,e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}}\times\sin\left(\mathrm{sm}t-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}+\varepsilon_s\right)-\frac{2A_0}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}d\beta-\sum_{s=1}^{\infty}\frac{2A_s}{\sqrt{\pi}}\times\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}e^{-\beta^2}\sin\left(\mathrm{sm}t-\frac{\mathrm{sm}x^2}{4a^2\beta^2}+\varepsilon_s\right)d\beta \quad\cdots\cdots(49)$$

この式はtが増せば積分を含む項は0となり

$$\varphi=A_0+\sum_{s=1}^{\infty}A_s\,e^{-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}}\times\sin\left(\mathrm{sm}t-\frac{x}{a}\sqrt{\frac{\mathrm{sm}}{2}}+\varepsilon_s\right)\cdots\cdots(50)$$

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xと$x+dx$の間の部分で外部へ流出する流量は$B\varphi\,dx$と仮定すれば，連続の方程式は

$$n'\frac{\partial\varphi}{\partial t}+B\varphi+D\frac{\partial u}{\partial x}=0\cdots\cdots(51)$$

で与えられる。(39)式の運動方程式とから

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=\frac{Dngk}{Bk+ngn'}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-\frac{Bng}{Bk+ngn'}\varphi\cdots(52)$$

Bkは$nn'g$に比較して十分大きいので

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=\frac{Dk}{n'}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-\frac{B}{n'}\varphi\quad\cdots\cdots(53)$$

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

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-b^2\varphi\quad\cdots\cdots(54)$$

が得られる。

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

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

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

となり，(54)式は

$$\frac{\partial \phi}{\partial t}e^{-b^2t}-b^2\phi e^{-b^2t}=a^2\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}e^{-b^2t}-b^2\phi e^{-b^2t} \quad \cdots\cdots(55)$$

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

$$\varphi_1=\frac{e^{-b^2t}}{\sqrt{\pi}}\left[\int_{-\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} f(x-2a\sqrt{t}\,\beta)\,e^{-\beta^2}d\beta-\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} f(-x+2a\sqrt{t}\,\beta)\,e^{-\beta^2}d\beta\right] \quad \cdots\cdots(56)$$

で与えられる。

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

$$\varphi_2=\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2a\sqrt{t}}}^{\infty} e^{-\beta^2-\frac{b^2x^2}{4a^2\beta^2}}F\left(t-\frac{x^2}{4a^2\beta^2}\right)d\beta \quad \cdots\cdots(57)$$

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

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

これを(57)式に代入すればよいことになる。したがって

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

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

これを計算すると

$$\varphi=A_0e^{-\frac{bx}{a}}-\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2-\frac{b^2x^2}{4a^2\beta^2}}d\beta+\sum_{s=1}^{\infty}A_s e^{-\frac{x\sqrt{2}}{2a}p}\sin\left(\mathrm{sm}t-\frac{x\sqrt{2}}{2a}q+\varepsilon_s\right)-\frac{2}{\sqrt{\pi}}\sum_{s=1}^{\infty}A_s\left[\sin(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\times\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2-\frac{b^2x^2}{4a^2\beta^2}}\cos\frac{x^2}{4a^2\beta^2}\,\mathrm{sm}\,d\beta-\cos(\mathrm{sm}t+\varepsilon_s)\int_0^{\frac{x}{2a\sqrt{t}}} e^{-\beta^2-\frac{b^2x^2}{4a^2\beta^2}}\times\sin\frac{x^2}{4a^2\beta^2}\,\mathrm{sm}\,d\beta\right] \quad \cdots\cdots(58)$$

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，$p=\sqrt{\sqrt{b^4+a^2s^2}+b^2}$

$$q=\sqrt{\sqrt{b^4+a^2s^2}-b^2}$$

である。

$$\varphi=A_0e^{-\frac{bx}{a}}+\sum_{s=1}^{\infty}A_s e^{-\frac{x\sqrt{2}}{2a}p}\times\sin\left(\mathrm{sm}t-\frac{x\sqrt{2}}{2a}q+\varepsilon_s\right) \quad \cdots\cdots(59)$$

iii) 水頭変化に伴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はさ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 (39) 式はで与えられるので，この2式から

$$\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{kD}{S}\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots(60)$$

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(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

浸透条件は図-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

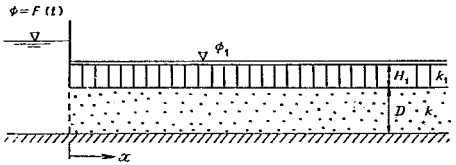


図-17　浸透条件([2]−iv)

の方向は鉛直方向と仮定する x と $x+dx$ の間で地表へ流出する流量は $(k_1/H_1)\varphi dx$ 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

$$S\frac{\partial\varphi}{\partial t}+\frac{1}{c_1}\varphi+D\frac{\partial u}{\partial x}=0 \cdots\cdots\cdots(61)$$

この式と (39) 式の運動方程式から

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=\frac{Dk}{S}\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-\frac{1}{Sc_1}\varphi \cdots\cdots\cdots(62)$$

この式は，(53)式と全く同じ形で右辺第2項および3項の係数

$$\frac{Dk}{n'},\ \frac{B}{n'}\text{が}\frac{Dk}{S},\ \frac{1}{Sc_1}$$

に変わったにすぎない。したがって (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

$$S\frac{\partial(\varphi-\varphi_1)}{\partial t}+\frac{1}{c_1}(\varphi-\varphi_1)+D\frac{\partial u}{\partial x}=0 \cdots\cdots(63)$$

したがって

$$\frac{1}{c_1}(\varphi-\varphi_1)+S\frac{\partial(\varphi-\varphi_1)}{\partial t}-kD\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}=0 \cdots(64)$$

$$Q(x,t)=-\frac{\partial\varphi_1}{\partial t}+\frac{1}{Sc_1}\varphi_1 \cdots\cdots\cdots\cdots(65)$$

とおけば

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=\frac{kD}{S}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-\frac{1}{Sc_1}\varphi+Q(x,t)\cdots(66)$$

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

$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-b^2\varphi+Q(x,t) \cdots\cdots\cdots(67)$$

$t=0$ で $\varphi=0$ を満たす解を求める。

(67) 式を x に関して Fourier 変換すると

$$\Phi(\xi,t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{\infty}\varphi(\sigma,t)\,e^{-i\xi\sigma}d\sigma\cdots(68)$$

$t=0$ で $\varphi=0$ であるから

$t=0$ で $\Phi=0$ ……(69)

(67) 式は 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。

(69) 式を満たす (68)式の解は

$$\Phi(\xi,t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}e^{-(a^2\xi^2+b^2)t}\int_0^{-t}e^{(a^2\xi^2+b^2)\tau}\times\left(\int_{-\infty}^{\infty}f(\sigma,\tau)\,e^{-i\xi\sigma}d\sigma\right)d\tau\cdots\cdots(70)$$

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

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

$$=\frac{1}{2\sqrt{\pi}\,a}\int_0^t\frac{e^{-bs}}{\sqrt{s}}\times\left[\int_{-\infty}^{\infty}f(x-y,t-s)e^{-\frac{y}{4a^2s}}dy\right]ds$$

……(71)

特別な例として図-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。

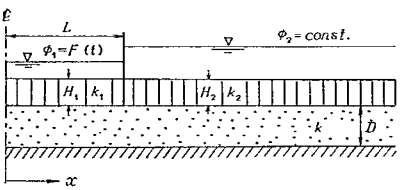


図-18　浸透条件（平行な締切堤の場合）

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 (65) 式が次のようになる。

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

$$Q(t)=-\frac{\partial\varphi_1}{\partial t}+\frac{1}{cS}\varphi_1 \cdots\cdots\cdots\cdots(72)$$

また，(66)式は

$$\frac{\partial\varphi'}{\partial t}=\frac{kH}{S}\cdot\frac{\partial^2\varphi'}{\partial x^2}-\frac{1}{cS}\varphi'+Q(t)\cdots\cdots(73)$$

a，b で置き換えると

$$\frac{\partial\varphi'}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2\varphi'}{\partial x^2}-b^2\varphi'+Q(t) \cdots\cdots\cdots(74)$$

境界条件は

$$\left.\begin{aligned} &x=0\ \text{のとき}\ -\frac{\partial\varphi'}{\partial x}=0 \\ &t=0\ \text{のとき}\ \varphi'=\varphi_0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(75)$$

次に$x>L$においてφ_2は一定であるから

$Q'=\frac{\varphi_2}{cS}$と置き

$$\frac{\partial\varphi''}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2\varphi''}{\partial x^2}-b^2\varphi''+Q' \quad \cdots\cdots(76)$$

となる。ここにQ'は一定である。

境界条件は

$$\left.\begin{aligned} &x=\infty\ \text{において}\ \varphi''=\varphi_0 \\ &t=0\ \text{において}\ \varphi''=\varphi_0 \\ &x=L\ \text{において}\ \varphi'=\varphi'' \\ &\quad\text{および}\ \frac{\partial\varphi'}{\partial x}=\frac{\partial\varphi''}{\partial x} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(77)$$

である。

$$V(x,t)=\begin{cases}\varphi'(x,t)-\varphi_0, & (t\geqq 0,\ 0\leqq x<L)\\ \varphi''(x,t)-\varphi_0, & (t\geqq 0,\ x>L)\end{cases} \quad \cdots\cdots(78)$$

$$P(x,t)=\begin{cases}Q(t)-b^2\varphi_0, & (t\geqq 0,\ 0\leqq x<L)\\ 0, & (t\geqq 0,\ x>L)\end{cases} \quad \cdots\cdots(79)$$

とおけば (74), (76) 式から

$t\geqq 0$, $x\geqq 0$で

$$\frac{\partial V}{\partial t}=a^2\frac{\partial^2 V}{\partial x^2}-b^2V+P(x,t) \quad \cdots\cdots(80)$$

さらに，$V(x,t)$をxについて偶関数とするために

$$\left.\begin{aligned} V(x,t)&=\begin{cases}V(x,t), & (t\geqq 0,\ x\geqq 0)\\ V(-x,t), & (t\geqq 0,\ x<0)\end{cases}\\ P(x,t)&=\begin{cases}P(x,t), & (t\geqq 0,\ x\geqq 0)\\ P(-x,t) & (t\geqq 0,\ x<0)\end{cases}\end{aligned}\right\} \cdots(81)$$

とすれば (80)式はそのまま$t\geqq 0$, $-\infty<x<\infty$で成り立つ。

境界条件および (78) 式によって

$$(V)_{t=0}=0 \quad \cdots\cdots(82)$$

$$(V)_{x=\infty}=0 \quad \cdots\cdots(83)$$

(82), (83)式を満たす(80)式, ($t\geqq 0$, $-\infty<x<\infty$)の解は(71)式によって

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

Pに (79) (81) 式を入れると

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

$$=\frac{1}{2}\int_0^t[Q(t-s)-b^2\varphi_0]\,e^{-b^2s}\times\left[\mathrm{erf}\left(\frac{x+L}{2a\sqrt{s}}\right)-\mathrm{erf}\left(\frac{x-L}{2a\sqrt{s}}\right)\right]ds$$

これを (78) 式に入れて$t\geqq 0$, $0\leqq x<L$では

$$\varphi'(x,t)=\varphi_0+\frac{1}{2}\int_0^t[Q(t-s)-b^2\varphi_0]\,e^{-b^2s}\times\left[\mathrm{erf}\left(\frac{x+L}{2a\sqrt{s}}\right)-\mathrm{erf}\left(\frac{x-L}{2a\sqrt{s}}\right)\right]ds \quad \cdots\cdots(84)$$

また，$t\geqq 0$, $x>L$では

$$\varphi''(x,t)=\varphi'(x,t) \quad \cdots\cdots(85)$$

vi) 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。

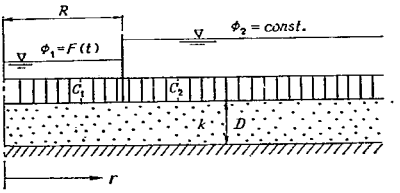


図-19　浸透条件（円形の締切堤の場合）

図-19のような浸透条件を考えるならば

$r\leqq R$において

$$-kD\left(\frac{\partial\varphi}{\partial r}+r\frac{\partial^2\varphi}{\partial r^2}\right)+\frac{r}{c_1}(\varphi-\varphi_1)+Sr\frac{(\varphi-\varphi_1)}{\partial t}=0 \quad \cdots\cdots(86)$$

$r\geqq R$において

$$-kD\left(\frac{\partial\varphi}{\partial r}+r\frac{\partial^2\varphi}{\partial r^2}\right)+\frac{r}{c_2}(\varphi-\varphi_2)+Sr\frac{\partial(\varphi-\varphi_2)}{\partial t}=0 \quad \cdots\cdots(87)$$

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むずかしいので，数値計算で解くことになる。

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あげたが，ここ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り扱いを試みたが，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か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むずかしい現状である。ここ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-1に示したとおりであるが，ここ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-20のとおりである。

また，長良川の観測地点については図-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。

表層はおもに耕作土であり，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^{-6}cm/sec程度，また長良川の場合は10^{-4}～10^{-5}cm/secで層厚は0.5m程度の個所が多く，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，粘土層をはさみ，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もつかを調べるため，透水層中にピエゾメータを設置し，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-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-23には水頭の振幅とピエゾメータの距離の関係を，また図-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。(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-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漏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ばは，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わるであろうことは想像

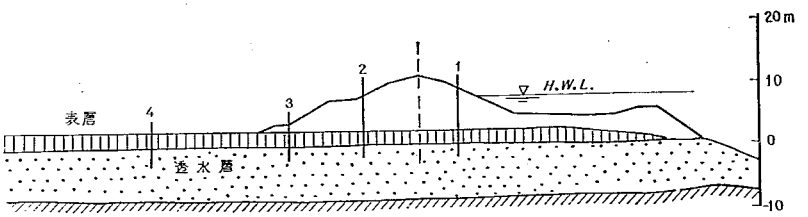


図-20　阿武隈川堤防および基礎地盤（寺島地区）　縦横 1:1

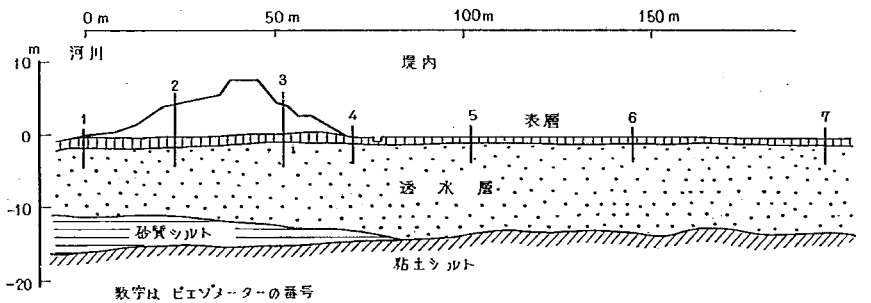


図-21　長良川堤防および基礎地盤（16km付近）

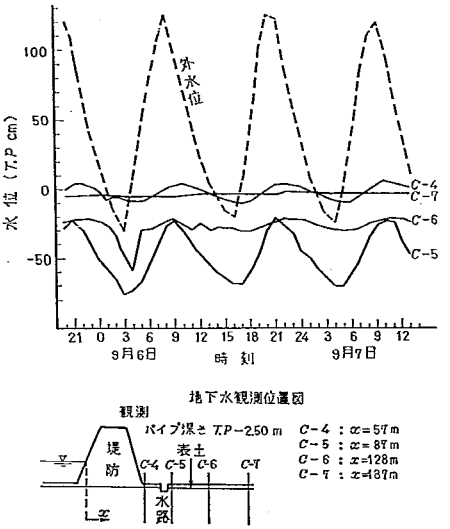


図-22　河川水位の変動と透水層内の水頭変化

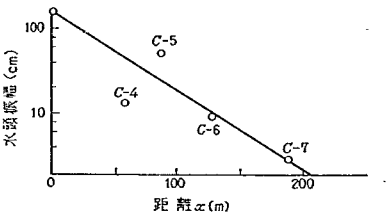


図-23　振幅と距離の関係

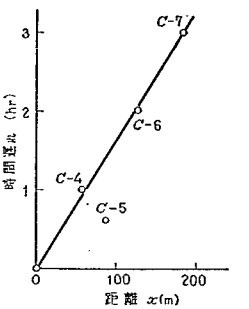


図-24　ピークの時間の遅れ

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さしつかえないであろう。

(5)式に示したように透水層内の水頭分布は

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

で与えられ，$\varphi_2=0$ とすれば

$$\varphi=\varphi_1\,e^{-x/\lambda}$$

である。したがって，縦軸にφ/φ_1の対数をとり横軸に距

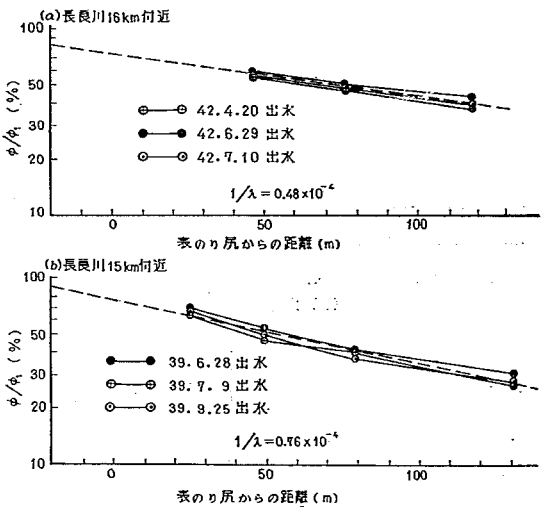


図-25　透水層内の水頭と距離

離をとると両者の関係はほぼ直線になるはずである。観測例のいくつかを図-25に示す。

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^{-5}cm/secとすると

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

この$1/\lambda$は水頭の低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-25に示した観測値にあう直線を描き，そのこう配を求めれば$1/\lambda$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-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個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φ/φ_1が100%にならない。10%を越える食い違いのあることがわかる。他の個所，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い違いの大きいのが指摘されており，20%を越える差が見い出された。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-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。

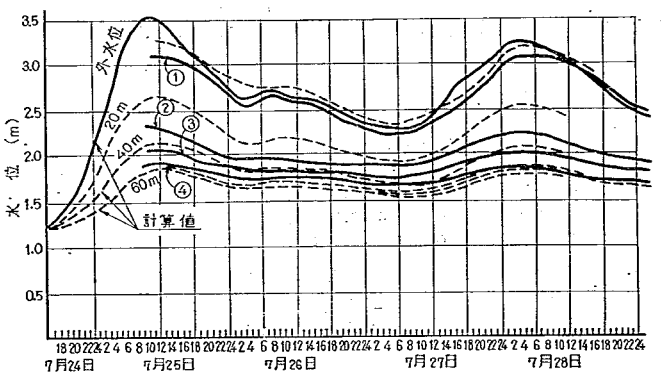
洪水波が単純な形でないので数値計算を行なって，実際の水頭変化と合致するかどうかを調べる。前節の iv) で示した透水層が弾性的変化を起こし，かつ透水層内の浸透水が外部へ流出する場合の式(62)式を用いて計算を行なう。

D, k, S, c_1 を代入して求めた式は

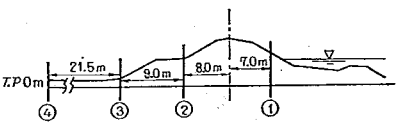
$$\frac{\partial\varphi}{\partial t}=755\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-0.336\varphi$$

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



(a) 水頭の変化



(b) 水頭を測定した位置

図-26　洪水による透水層内の水頭変化

め，計器埋設個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-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がたい。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。特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出ている。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そこなわれ，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。

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り扱ったが，ここ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，施工個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，地盤の条件を悪いと，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，施工管理に支障をきたすことも多い。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きわめてむずかしい。ここでは，さき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。さき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形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きわめて複雑となる。ここ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-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重鋼矢板形式の堤防であるため，図-15に示した条件にほぼ適合するものと考えられる。

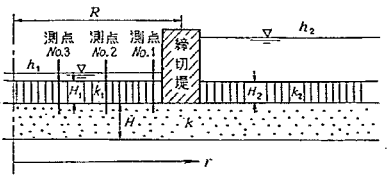


図-27　浸透条件ならびに水頭の観測位置

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$k=6.5\times10^{-5}$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$k=2.8\times10^{-3}$cm/secの透水層が存在する。

また，河の中につく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31mで築造されたと仮定する。締切堤は2重鋼矢板形式で，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

第5節に示した定常浸透流の式(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-28に示したが，締切区域内の水位を低下させたのち，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。

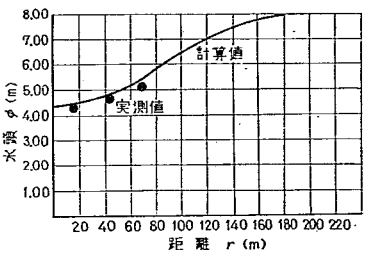


図-28　計算値と実測水頭の比較

〔3〕非定常流としたときの浸透流の計算

(1)　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(86)式および(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ぼ同じであるが，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あわせ，計算を進めた。河床の上層を構成する半透水層は締切り内外すべて同じとし，地層は半無限に広がっていると仮定する。(86)および(87)式を階差方程式になおすと

$r<R$において

$$\varphi(t+\Delta t,r)=\varphi_1(t+\Delta t)-\varphi_1(t)+\varphi(t,r)+\frac{kH(\Delta t)}{2rS(\Delta r)}\{\varphi(t,r+\Delta r)-\varphi(t,r-\Delta r)\}+\frac{kH(\Delta t)}{S(\Delta r)^2}\{\varphi(t,r+\Delta r)+\varphi(t,r-\Delta r)-2\varphi(t,r)\}-\frac{(\Delta t)}{cS}\{\varphi(t,r)-\varphi_1(t)\} \quad \cdots\cdots(88)$$

$r>R$において

$$\varphi(t+\Delta t,r)=\varphi(t,r)+\frac{kH(\Delta t)}{2rS(\Delta r)}\times\{\varphi(t,r+\Delta r)-\varphi(t,r-\Delta r)\}+\frac{kH(\Delta t)}{S(\Delta r)^2}\{\varphi(t,r+\Delta r)+\varphi(t,r-\Delta r)-2\varphi(t,r)\}-\frac{(\Delta t)}{cS}\{\varphi(t,r)-\varphi_2(t)\} \quad \cdots\cdots(89)$$

また，$r=R$における連続の条件の階差式は

$$\varphi(t,R)=\frac{\varphi(t,R+\Delta R)-\varphi(t,R-\Delta R)}{2} \quad \cdots\cdots(90)$$

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，dtを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8.0mにとり計算を行なった。

なお，計算式の中の Sは滞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)]。

$$S=\rho gH\left(\frac{n}{E_w}+\frac{1}{E_s}+\frac{c'}{E_c}\right) \quad \cdots\cdots(91)$$

ここに，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-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7m，透水層の透水係数および層厚を 2.8×10^{-3}cm/secおよび2m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-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-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。

（2）　実測値との比較

図-29および図-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

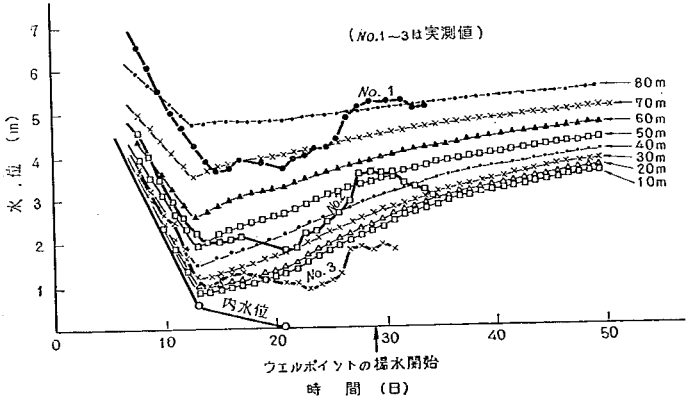


図-29　水頭の実測値ならびに計算値

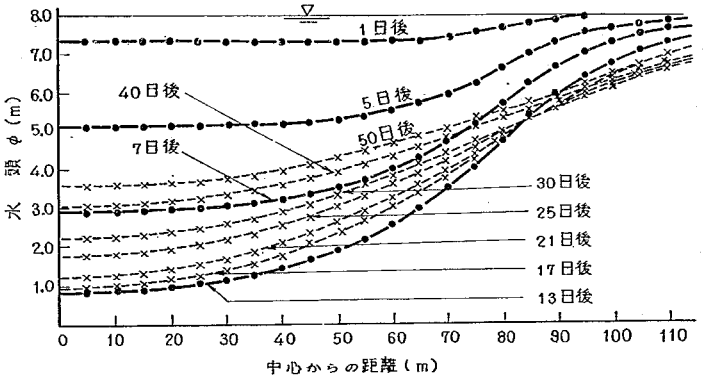


図-30　透水層内の水頭分布

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とも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-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。特に揚水開始後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8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ェ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。

（3）　透水係数および貯留係数の透水層内の水頭におよぼす影響

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，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，定常水頭に落ち着く時間も短い。したがって，時間の経過ととも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k/k'およびSが大きいほど大になる。

（4）　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もつことを述べたが，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，試験データの一部を図-31に示す。

なお，図中のtは揚水時間，rは揚水井戸中心からの距離Δhは水位低下量である。その結果，$S=2.52\times10^{-2}$であった。この値とさき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

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

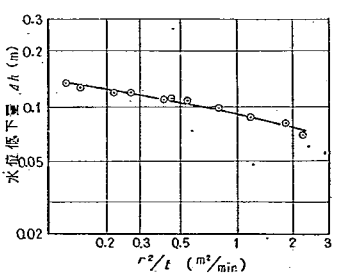


図-31　揚水試験の結果の一部

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(86)，(87)式でも表わされているように$(\varphi-\varphi_1)/\varphi_1$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脹の場合では値がかなり異なるものと考えられる。特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わってくるということを考えなければならない。

8, むすび

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，堤体のり尻がそこなわれたり，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個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がったもので，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ばし，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個所を突き破って，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くずれる点であり，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こう配で始まる場合が多い。これは過去のたび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。ここ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のち，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あげ，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あい，洪水継続時間の短い河川では非定常流として取り扱うのが実際的と思われるが，圧力の伝ばはかなり早いため，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，しかも帯水層に膨脹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 Mcfarlan, E. Jr "Late Quaternary 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 Engi-

neers "Investigation of Underseepage, Mississippi River Levees, Alton to Gale, Ⅱ" 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 No. 4,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

堤防補強に関しての考察

(昭和47年7月)

山　村　和　也*
久　楽　勝　行**

Reinforcement of River Embankment

(July 1972)

by Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis :

Economic activities have been growing larger in the areas along rivers since old times.

The further progress in these years results in the excessive concentration of population and properties in these areas. This means a large increase in an estimated amount of damage by a breakdown of river embankment at a flood.

Taking this fact into consideration, necessity for the reinforcement of a river embankment is emphasized in this paper.

In the first place, reliability of a river embankment under destructive force is discussed from the point of view of a statistical interpretation in general concept. In order to clear up the point of countermeasures to strengthen an existing river embankment, the past records of destruction of embankments by floods were thoroughly collected over the country for the past 25 years. The cause and the type of the destruction were investigated. Then, it was found that the greater part of the destruction were caused by overflow of river water over embankment.

In the latter half, full scale model test of reinforced embankments and its results are shown. The embankment for test was devised so as to withstand a overflow during a flood. The method of reinforcement was just to lay a cloth beneath thin top soils at the crown and landward slope of embankment.

Though the method was very simple, the test results showed that reinfored embankment withstood a considerably heavy overflow and little scoring and erosion took place on the embankment except at the top soils. It is considered that, this method can be effectively used for an embankment of small river as temporary reinforcement.

Key words (river embankment, probability safety factor, overflow, full scale model test.)

要　旨

河川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ているため，一度氾濫を起こしたときに生じる想定被害額が激増している。

* 機械施工部土質研究室長　工博
**機械施工部土質研究室研究員

このような情勢を考え，堤防補強に関し考察を加えるが，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もとづき説明する。

次に，堤防補強の着目点を明らかにする目的で，過去に起こった堤防破堤の資料を収集し，破堤の形態，原因などについて検討する。そうして越流が破堤原因の大部分であることを指摘する。

このようなことから，本論文の後半では，多少の越流に対しては耐えうるよう考案した補強堤防の破壊実験について述べる。堤防の土羽土の下に高分子布を敷き込むという簡単な補強工法であるが，実験の結果，補強効果のあることが明らかとなった。本格的な改修工事の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，このような簡単な補強によっても，効果が期待できると考えられる。

キイワード（河川堤防，確率，安全度，破堤，越流，大型模型実験）

目　次

1. まえがき……(2)
2. 治水事業の変せん……(3)
3. 治水事業の効果……(3)
4. 河川堤防の安全度……(4)
5. 経済的見地からの安全度……(5)
6. 堤防の強度と施工管理……(7)
7. 堤防破壊の分類……(8)
8. 出水時における破堤原因……(10)
9. 補強堤防に対する越流実験……(11)
〔1〕 堤防補強の一試み……(11)
〔2〕 高分子布による堤防の補強工法……(11)
〔3〕 実験に用いた補強堤防……(12)
〔4〕 実験に使用した材料……(13)
〔5〕 越流実験……(13)
〔6〕 実験結果……(14)
10. むすび……(15)

1. まえがき

河川改修による河積の拡大，ダムによる洪水調節，あるいは河川堤防の補強工事などによって，洪水による災害は年々減少の傾向にある。もう少し具体的にいうと，戦中戦後の国土の荒廃からしばらくの間続いていた大河川の氾濫による災害は影をひそめてきた。そうして全般に改修の遅れている中小河川の方へと災害が移っているのも特徴である。これ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，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ところである。

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，堤防補強に関して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触れ，また水害の直接原因となる堤防破堤の実態を過去の資料にもとづいて述べ，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。堤防の破堤実態を調べるためには戦後，直轄河川堤防に生じた破堤を原因別に区分し，堤防補強の着目点を明確にしてみた。また堤防の安全性については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三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た。

本論文の後半には，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案について述べる。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。破堤原因の調査結果からも明らかなごとく，堤防越流による破堤がきわめて多い事実からも，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が，一つの試みとして成り立ち，大型な現場実験の結果，氾濫防御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適用できることが明らかになった。

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高めている現実をよく見直し，バランスのとれた考え方にも

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。

2. 治水事業の変せん

わが国の地形は急峻なため，古くから農民は河川下流部の低地に村落を作り住み着いていた。台風，梅雨などによる集中豪雨は洪水を呼び，河はそのつど流路を変え，田畑は水に没した。そのため流域に住む人々にとってはいかにして土地を天災から守るかということが最大の関心事であり，河の歴史はすなわち人々の生活の歴史でもあった。

上古から明治に至るまでの治水工事は封建的な権力の下で行なわれ，一部の利益を代表した局地的，集中的な河川工事が少なくなかった。権力集中の進んだ徳川時代にはいり，活発な治水工事が各地で行なわれるようになった。明治時代にはいると治水に関して多くの新しい技術が導入され，都市への人口集中，工業の発展，農業の拡大が続き，土地の新規需要が起こってきた。それに伴ない水害の規模は大きくなり，それに対処するための治水工事が重要視され，大規模な築堤工事も各所で行なわれるようになった。

水害に限らず，自然の災害はすべて自然と人間の相互関係によって成り立つものであって，極端なことを云えば人間の住んでい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えない。昔の人々は水害に対して安全な場所に住み，水害を受けにくい地域で農耕を営んだので，河川が氾濫したとしても被害はきわめて少なかったのである。時代が進むにつれ，河川の氾濫から積極的に土地を守り，土地の利用を高めようとする治水工事が行なわれ，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ん及で水害という現象が浮かび上がってきたことになる。

水害といえば長い間，農地に対する災害であった。その形態は今日においてもある程度水害の実態であり，堤防破堤の農業に及ぼす影響は決して少なくない。しかし水害の形が除々に変わったものになってきていることも事実で，それに対応した治水方策がとられていかなければならないことも確かである。

戦中戦後の国土の荒廃，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，最近は河川改修が進み，その種の災害は少なくなってきている。そうして，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まってきているのが特徴である。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つかないこと，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。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に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。

災害の形態が除々に変ぼうをとげていると云っても，水害の多くは堤防の破壊によって致命的な被害がもたらされることは最近も同様である。

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によって十分な治水効果を期待しえ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の確立されることが望まれている。

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もち，建設省の技術基準[5]にも述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きわめて大切である[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むず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うけ，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きわめてむずかしいうえ，治水工事を行なう国の財政規模に限りがあるため，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きわ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いずれ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みられ，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2/3を占めることになる。そして，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%に当たり，人口密度は1,380人/km²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/km²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%を大きく上回っており，特に大都市を流域にも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ヘクタール当たりの資産額は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比べいちじるしい較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みると図-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

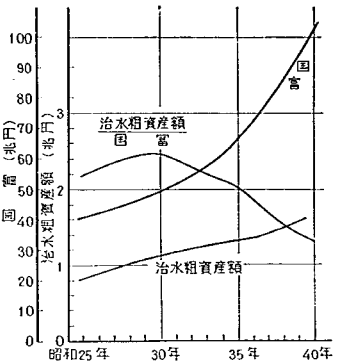


図-1 治水粗資産額と国富の関係（水経済年報による）

をなが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，荒川などの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。

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し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，ここで特に強調したいのは，経済の長足の成長，国土の変貌に応じてバランスのとれた国土保全施設が作られていかなければならないということである。とくに，水害に関してい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ことは勿論であるが，洪水防御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ことの必要性がますます高まってきている。

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決めてい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さか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い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。

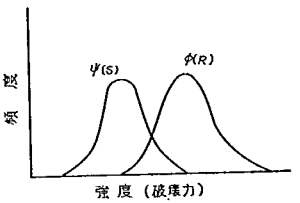
一般の構造物とは多少異なって，河川堤防の安全率を問題にするときは，破壊という現象にはいろいろな形があり複雑な要素がからみあうことや，防災構造物であるため，ある程度の経済性を無視するという点のあることは先にも述べたとおりである。

堤防の破壊原因については，あとで述べる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掘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，漏水などが原因となって起こる破壊になるが，ここでは破壊原因のすべてを含め，マクロになが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いって，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，それらをすべ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-2 のようにS，Rの確率関数をそれぞれ$\phi(R)$および$\phi(S)$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－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

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \psi(S) \int_{-\infty}^{S} \phi(R)\ dR\ dS \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

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。

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，氾濫防御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，当然治水効果は上がってくる。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-3のとおりである。説明がきわ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なる。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本の曲線のこう配が一致するところまでである。すなわち

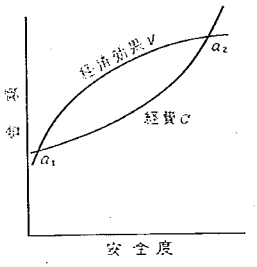


図-3、経済効果と経費の関係

$$V-C\longrightarrow \max \quad \cdots\cdots (2)$$

これらの関係をさらに横軸に建設に要する経費をとり，縦軸に経済効果をとって書きなおしてみると図-4のようになる。この場合，経済効果は安全度の関数である。

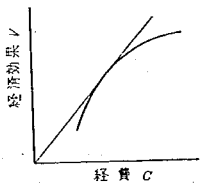


図-4　最も有効な投資

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ので，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がた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個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。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いだそうとする試みである。すなわち，

$$A+P_FC_F\longrightarrow \min$$

$$\frac{dA}{dP_F}+P_F\frac{dC_F}{dP_F}+C_F=0 \quad \cdots\cdots (3)$$

である。

ここに，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-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きわめてむずかしく，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決めていこうとする試みとしては優れたものといえる。

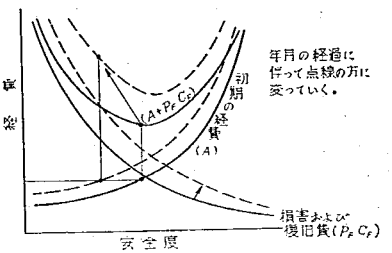


図-5　妥当投資の考え方

さて，問題を河川堤防にしぼって少し考えてみよう。図-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がっているので，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つ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-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わってきている。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ながめて，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，かさ上げ，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。ここ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ということは言うまでもなく，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。

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，締め固め，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も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も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め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，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。そして，土の強さも土の種類によって大きく変わる。良質の材料で作られた堤防は強度も大きく，締め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め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，築堤時の締め固めの管理を厳重にすることも大切で，締め固めを十分に行なえば，材料の強度は上がってくる。締め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，締め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。締め固めが不十分な時は土の強度のばらつきは大きいが，図-6に示すように締め固まるにつれて強度 $\phi(R)$ 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。このように品質管理たとえば材料の選別，締め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，おもに経験上から，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ていけば，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，締め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。この点については，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が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，締め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。

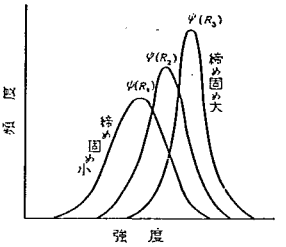


図-6　締め固めと強度のばらつき

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，ここでは上に述べた観点から品質管理に要する費用と，材料のばらつきのために大きな安全率をもたせて構造物を建造するのに必要となる費用の2つについて考える。したがって，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かさむ費用を g_P とすると

$$V_P = f_P + g_P + C \quad \cdots\cdots (4)$$

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，(4)式を微分すれば最少の条件は

$$V_P' = 0$$
$$f_P' + g_P' = 0 \text{ すなわち } f_P' = -g_P' \quad \cdots\cdots (5)$$

となる。

ここでは，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。

7. 堤防破壊の分類

前節において治水事業の変せんと治水事業の効果について述べたのち，堤防補強の必要性について触れた。さらに堤防の安全度について破壊確率という統計的な概念を導入し，考察を加えてみた。しかし，取り扱い方が一般的で抽象的な表現に終始したので，ここでは問題を具体的に考える手かがりを与える意味において，堤防の破壊原因について論じてみる。破壊原因がある程度明確になれば，堤防を破壊する破壊力の性質や，それに対抗する堤防の強さの評価法をある程度示しうると考えたからである。この論文では，破壊力と堤防の強さの関係を経済効果まで考えて，堤防の安全性に結びつけることはしていないが，堤防の最大の原因が越流であることを明らかにし，後半に述べる堤防補強工法の妥当性を示したわけである。本節では破堤実態調査について示す前に，堤防の破壊について，いくつかの事例にもとづき説明を加えてみたい。

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滑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，つい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，水に対してはきわめて弱体で，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，これ以外にあげることのできるのは洗掘による破堤である。洪水時に河川のわん曲部あるいは水衝部に当た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ながめた場合，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あげられる。この二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，その形態はさまざまで，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，ただ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きわ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。

あと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，致命的な破堤に至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，平常のかわいた状態であるかぎり，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，木曽川，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250mm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，川表側のり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，堤防にとってきわめて危険である，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くずれ出し，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おおうことがあるが，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，至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。3m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あげられる。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，最近あいつ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大しているので，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れ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なって発生している。地盤の悪い個所に被害は集中し，河川構造物，橋梁取り付け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，たとえわずかずつであっても繰り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

表-1　堤防破壊の原因

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

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きわ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－1のようになる。

8. 出水時における破堤原因

すでに述べたように，河川氾濫にもとづく災害の形態が少しずつ変わってきているが，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，河川改修あるいは堤防補強方法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，破堤に至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，破堤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。堤防破堤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，改めて破堤原因の細部にわたる討議をすることにし，ここでは単に，年度別および原因別の破堤個所数を示すにとどめる。

さきに破堤の原因を4つに分類してみたが，ここでは越水，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，その個所に洗掘が生じ，次第に傷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，ここでは支配的な原因を一つのみ取りあげて集計している。なお，漏水には堤体および基礎の漏水が含まれている

表-2 破堤の原因別個所数

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	災害のおもな原因
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） 第2室戸台風（近畿，四国，中国）
37							0	
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	

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すべ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年以降の資料においても，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に掲げる。

表の中の備考の欄には各年度の災害の原因となったおもな台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，大きな台風によって集中して破堤が生じているが，全体をながめた場合，昭和20年代に比べて30年，40年代は破堤の数が減少していることがわかる。また破堤の一つずつ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堤が多いことを指摘することができる。

次に，原因別にみた場合，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。

表-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，逆にい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きわめて多く，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。

表-3　破堤原因の比率

破堤原因	越流	洗掘	漏水のり面崩壊	その他	計
個所数	231	32	15	5	283
百分率(%)	82	11	5	2	100

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ず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，堤防の安定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。

9.　補強堤防に対する越流実験

［1］ 堤防補強の一試み

前節においてきわ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いく必要のあることを述べ，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ことについても触れた。すでに述べたように，河川堤防の破堤の原因の大半が越水であることが明らかであるから，越水破堤を減少させることのみによってもきわめて大きな治水効果をあげうることに気付く。越水破堤を防止する対策には堤防のかさ上げや，多少の越水に耐えるような特殊堤防形式の堤防構造にする方法なども考えられるが，経費の面からもただちに全面的に実施することは容易ではない。このため簡易にしかもきわ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。ここ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もっており，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えない。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個所が多数あること，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などのために堤防の越流を完全に防止することはむずかしい。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，単位幅当たりの越流流量は大した量にならないと思われる。41年，42年引き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堤が始まる。のりの一部が洗掘されると越流水はその部分に集中し，ますます洗掘は加速されていく。そして堤防は次第に裏側よりやせて，ついには全面

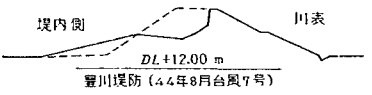


図-7　越流して，かろうじて破堤をまぬがれた堤防の1例

的な崩壊に至る。図-7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一例を示したもので，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特殊構造の越流堤もあるが，このような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。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く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個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ねらっている。

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，ほぼ半永久的にその強度を期待することができるといわれている。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-8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個所を合計5個所設けた。試験個所の幅は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。試験個所の両側には土のうで補強した小堤を作

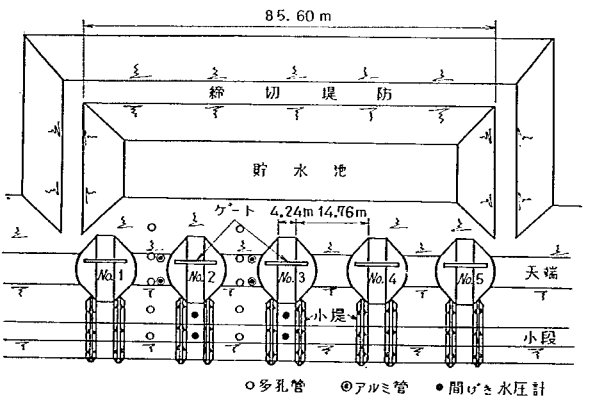


図-8　実験堤防の平面図

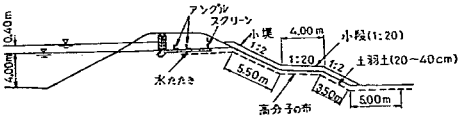


図-9　実験堤防の断面図

表-4　実験個所の区分

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

り，越流水が試験個所以外ののり面を流下するのを防いだ。図-9 は試験個所の断面である。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，言い換えれば土羽土の厚さを 20～40cm の範囲に変えて実験を試みた。実験個所は表-4 に示すような条件を作り上げた。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のち，高分子布を敷きその上に土羽を人力によって突き固め作成した。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-10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。

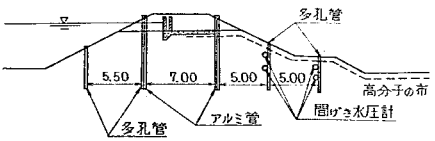


図-10　計器類埋設個所

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個所の高分子布の下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れき混じり土砂である。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 =1,867t/m³ で行なった透水試験結果では透水係数 k = 1.9×10⁻²cm/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，折りたたみが簡単にでき，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，周囲の土になじみやすいことなどである。布の引張り強さは，たとえば１inch幅に12本の平糸を織り込んだ布ではm当たり 2.4～2.6ｔ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，越流実験を操り返し，流下する水によるのり面の洗掘状態を観察した。

各実験とも，まず実験堤防前面の貯水池に水を貯めたのち，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きび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，４mの幅をもつのり面に最大0.5m³/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ぼ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のち，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掘の過程を詳細に観測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はね上がり，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な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秒で打ち切り，一度のり面の洗掘形状を測定したのち，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溝状に洗掘され始め，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掘され，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掘は実際の場合にきわ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始めた。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，小段が盛り上がった。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，土羽土が流失したのち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特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防ぐ役割をする。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，布が下方に引っ張られ引き裂かれるおそれも生じてくることが知られた。

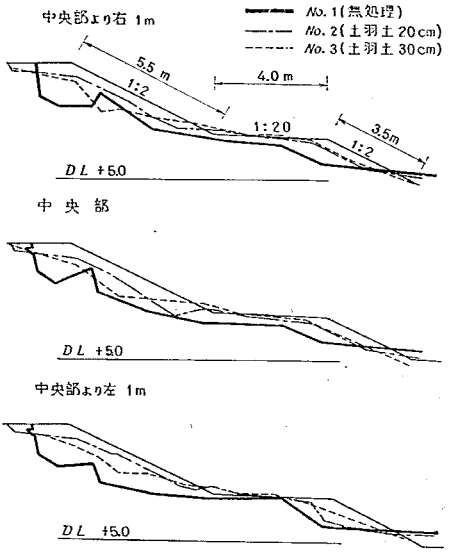


図-11　実験堤防の洗掘状況

No.3の実験では，特に越流時間を長くし，30分間にわたって越流を続継させたが，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秒継続させたのちの堤防の断面図を示したのが図-11である。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-5は洗掘土砂量を比較したものである。実験前と実験後に実験斜面4m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

表-5　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	④No.1の洗掘に対し布を仮想しそれ以下の洗掘量	③／④
No.1	28m³	—	—	—	—
No.2	18〃	10m³	8m³	19.1m³	0.42
No.3	18〃	12〃	6〃	16.3〃	0.37
No.4	21〃	15〃	6〃	13.1〃	0.46

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，おも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二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。

10. むすび

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，昔からたび重なる氾濫に苦しんでいた。特に近年，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しれない影響をも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きわ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言い切れない。一度，災害の起こった時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言いうるのである。

ここ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訴じ，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，ここではきわ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三つの関係を論じてみた。さらに，堤防の安全度の合理的な決め方を，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，合理的な品質管理についても触れてみた。さらに堤防の補強方法を具体化して考えるため，過去における直轄河川堤防の破堤の実態を調査し，破堤の原因としては越流のきわめて多いことを示し補強工法の開発の方向を示した。

そうして，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れば，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いうきわ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，重要な堤防や築造ま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） 帯盛，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, Sept. 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) 薬袋正明「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

堤防への浸透と堤体の安定性

(昭和 47 年 7 月)

山　村　和　也*
久　楽　勝　行**

Seepage Flow in River Embankment and Its Influence on Stability of Slope

(July 1972)

by Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis:

The movement of water through a river embankment and its influence upon the stability of the slope of the embankment are described in this paper.

The seepage flow in the embankment caused by rainfall is usually unsaturated flow. Taking up the relationship between a capillary head and a degree of saturation, the unsaturated moisture flow equation is given. Then the non-steady flow in the embankment is discussed by means of the numerical solution of the equation. This solution generally agrees with the results of experiments by both a small and a full scale model.

In addition to this, non-steady flow in the embankment by a fluctuation of water level is discussed. The graphical method to solve this kind of seepage during a flood is given from practical point of view. It is found out that the solution obtained by the graphical method is reasonable in contrast with observations in the actural embankment.

In the end the stability of slope of the embankment under the effect of a seepage flow is discussed. As the seepage flow occurrs in the embankment, the slope of the embankment loses its stability. By aid of the results of a full scale model test, this phenomenon is explained with a decrease in shear strength of soils and an increase in unit weight of soils.

Key words (river embankment, seepage flow, test fill, slope stability)

要　旨

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論じる。

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，浸透流の方程式を得，ついで，数値計算によって，堤体内の非定常流について検討を加える。さらに室内の小型模型実験ならびに実物実験結果と比較し考察を加える。

降雨による浸透以外に河川水位の上昇によって，堤体内に非定常浸透流が生じるが，これに関しては実用的な面から，図解法による解き方を述べ，実際の堤防における観測記録と比較検討する。

*機械施工部土質研究室長．工博
**機械施工部土質研究室研究員

最後に，浸透水が堤体内へ浸透していくと，堤体のすべりに対する安定性が低下する現象にも考察を加える。このため，大型模型堤防によるのり面破壊実験結果を用い，堤体内へ水が浸透することによって，土の強さが減少し，すべりに対する安定性がそこなわれていく現象を説明する。

キイワード（河川堤防，浸透流，試験盛土，斜面安定）

目　次

1. まえがき……(2)
2. 雨水にもとづく浸透流……(2)
〔1〕 堤体への浸透……(2)
〔2〕 不飽和浸透流の1次元的な流れ……(3)
〔3〕 不飽和浸透流の2次元的な流れ……(4)
〔4〕 模型実験の相似率……(5)
〔5〕 実物堤防に対する降雨浸透実験……(6)
〔6〕 雨水の浸透の数値解法……(10)
〔7〕 雨水の浸透の小型模型実験……(12)
〔8〕 雨水の浸透の実物大の模型実験……(16)
3. 洪水時の堤体内の浸透流……(18)
〔1〕 水位上昇にもとづく浸透流……(18)
〔2〕 非定常浸透流の図解法……(18)
〔3〕 図解法によって求めた解と実際の浸透との比較……(19)
〔4〕 水位上昇にもとづく浸透流の観測結果…(20)
4. 浸透水によるのりすべり……(24)
〔1〕 のりすべりの事例……(24)
〔2〕 のり面の安定性……(26)
〔3〕 のり面の安定計算に際しての一般的な考え方……(26)
〔4〕 のり面の崩壊の大型模型実験結果……(27)
〔5〕 のり面の安定性に対する考察……(27)
5. むすび……(30)

1. まえがき

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。堤防の浸透については浸透水が堤内地にたん水するように流量が問題になる場合は非常に少なく，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って堤体の安定性をいちじるしく低くすることに問題がある。平素のいわゆるかわ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って，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は降雨と河川水位の上昇がある。降雨による浸透現象は従来あまり取り扱われていないが，ここでは両者の原因にもとづく浸透流について検討を加える。

降雨による浸透については，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，小型および大型模型実験の結果と比較して，浸透流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立場から，理論的な厳密さは無視し，図解法よっ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てみる。

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おも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。不飽和浸透流の発生によって，堤体土が低いせん断応力によって破壊する現象をせん断試験によって説明することがむずかしいため，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って，すべりの現象を説明してみる。そして，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。

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はしばしば経験される。その原因の一つは，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。

堤体に降っ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う配、地被状態，土質，地下水の条件などによっ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]の研究をはじめ多くの研究があるので，ここでは述べず，堤体内の浸透流についてのみ取り扱う。

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。堤体内を下方に向かっ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もち，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。ここでは，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 の法則によって

$$q = k\kappa A\left(\sin\alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right) \cdots\cdots (1)$$

$k\cdot\kappa = K$ とおくと

$$q = KA\left(\sin\alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right) \cdots\cdots (2)$$

ここに，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。

$$\kappa = \frac{(S-S_0)^3}{(1-S_0)^3} \cdots\cdots (3)$$

式中の S_0 は間げき中の動かない水によっ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，Cozeny-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っても，その表面に摩擦をもたないから，気泡表面の水は土粒子表面の水のように静止せず，ある流速をもつ。したがって，この観点からいえば実際の比透水係数は（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っ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い気泡を流して，不飽和状態を作り実験した。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，それぞれ違った式を示した。

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，ここでは簡単な（3）式を採用することにした。この式を含め，いずれの式においても当然，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ったものになるので，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，

$$-\frac{\partial q}{\partial x} = -nA\frac{\partial S}{\partial t} \cdots\cdots (4)$$

ここに，n：間げき率，t：時間

（2）式と（4）式から

$$\frac{\partial}{\partial x}\{K(\sin\alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x})\} = n\frac{\partial S}{\partial t} \cdots\cdots (5)$$

となる。この式がこの場合の基礎方程式である。

（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-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

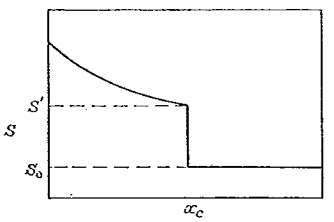


図-1　飽和度の分布

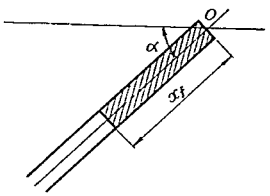


図-2 水の浸透

することになる。このことはSheldon, Zondek, Cardwell[7]らによっても証明されており，一般の実験によっても観察される。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土と考え，また，これより後方は飽和していると仮定して，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-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。

$$v = -k\frac{\partial\phi}{\partial x} \quad \cdots\cdots(6)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad \cdots\cdots(7)$$

ここに，ϕ：流れのポテンシャルである。

(6)および(7)式より

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2} = 0 \quad \cdots\cdots(8)$$

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(8)を解くと

$$\phi = -\frac{x_f\sin\alpha + h_c}{x_f}\cdot x \quad \cdots\cdots(9)$$

あるいは

$$v = k\frac{x_f\sin\alpha + h_c}{x_f} \quad \cdots\cdots(10)$$

浸潤線の移動速度は

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{v}{n} \quad \cdots\cdots(11)$$

であるから

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{n}\cdot\frac{x_f\sin\alpha + h_c}{x_f} \quad \cdots\cdots(12)$$

となるLeverett[8]によれば，毛管水頭h_cは$\sqrt{k/n}$に逆比例するというのでこの関係を(12)式に代入すると次のようになる。

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{n}\sin\alpha + \sqrt{\frac{k}{n}}\cdot\frac{J_0}{x_f} \quad \cdots(13)$$

となる。ここに，J_0は定数である。

(12)式を積分すると

$\alpha\neq 0$のとき

$$t = \frac{n}{k}\cdot\frac{1}{\sin\alpha}\left\{x_f + \frac{h_c}{\sin\alpha}\ln\left|\frac{h_c}{x_f\sin\alpha + h_c}\right|\right\}$$

$\alpha = 0$のとき

$$t = \frac{n}{2kh_c}x_f^2$$

$\cdots\cdots(14)$

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-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(12)式より

$$\frac{d(x_f+\varepsilon)}{dt} = \frac{k}{n}\cdot\frac{(x_f+\varepsilon)\sin\alpha + h_c}{x_f+\varepsilon} \quad \cdots(15)$$

$\varepsilon \ll x_f$であるから

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -\frac{k}{n}\cdot\frac{h_c}{x_f^2}\cdot\varepsilon \quad \cdots\cdots(16)$$

したがって，

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{-\frac{k}{n}\frac{h_c}{x_f^2}t} \quad \cdots\cdots(17)$$

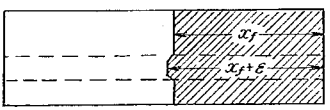


図-3 浸潤前線の動き

となる。この式は，土に不均質部分があってε_0だけ浸潤前線が凸になっても，時間とともにその凸の部分が消えていくことを示す。土の不均質なために浸潤前が不安定に凹凸になる現象をviscous fingeringという。

いままで述べてきたのは，水の流れの方向が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，

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{K\left[1 - \frac{\partial h_c}{\partial x}\right]\right\} = n\frac{\partial S}{\partial t} \quad \cdots\cdots(18)$$

また，水平の流れのときは

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(K\frac{\partial h_c}{\partial x}\right) = n\frac{\partial S}{\partial t} \quad \cdots\cdots(19)$$

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って移動していくので解くことは不可能である。そのため(5)式を拡張した方程式を数値解法によって解くことになる。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。

$$n\frac{\partial S}{\partial t}=\nabla[K\{\nabla y+\nabla(-h_c)\}]$$
$$=\nabla[K\mathrm{j}]+\nabla K\nabla(-h_c)$$
$$=-\frac{\partial K}{\partial y}+\nabla[K\nabla(-h_c)]\cdots\cdots(20)$$

上式を開くと

$$-\frac{\partial K}{\partial y}-\frac{d}{dS}\left(K\frac{dh_c}{dS}\right)\left\{\left(\frac{\partial S}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial S}{\partial y}\right)^2\right\}$$
$$-K\frac{dh_c}{dS}\left\{\frac{\partial^2 S}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 S}{\partial y^2}\right\}=n\frac{\partial S}{\partial t}$$
$$\cdots\cdots(21)$$

ここで，$-K(dh_c/dS)=D$ とおくと次のようになる。この D は拡散係数と呼ばれる。

$$n\frac{\partial S}{\partial t}=\nabla(D\nabla S)+\frac{\partial K}{\partial y}\cdots\cdots(22)$$

拡散係数は，Gardner[9]によれば

$$D=D_0\,e^{\beta(S-S_0)}\cdots\cdots(23)$$

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

$$K_1\mathrm{i}\frac{\partial}{\partial x}(\mathrm{i}\sin\alpha-\nabla h_c)$$
$$+K_2\mathrm{j}\frac{\partial}{\partial y}(\mathrm{j}\cos\alpha-\nabla h_c)=n\frac{\partial S}{\partial t}\cdots\cdots(24)$$

ここに，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である。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

$$\nabla\{K_\mu(\mathrm{j}-\nabla h_c)\}=n\nu\frac{\partial S}{\partial t}\cdots\cdots(25)$$

ここに，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〕 模型実験の相似率

不飽和浸透の問題を模型実験によっ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って異なり，実験的に求める性質のものであるが Leverett[8] は

$$J=\frac{h_c}{\tau}\sqrt{\frac{\mu\gamma_w k}{n}}\cdots\cdots(26)$$

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いだした。ここに，μ：粘性係数，γ_w：土の単位体積重量，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

$$\left.\begin{aligned}\bar{x}&=\frac{x}{L},\\ \bar{y}&=\frac{y}{L},\\ \bar{h_c}&=\frac{h_c}{\tau}\sqrt{\frac{\mu\gamma_w k}{n}},\\ \bar{t}&=\frac{qt}{nL}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(27)$$

とおく。ただし，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たりの浸透流量である。

上の (27) 式を (25) 式に代入すると

$$\frac{k}{q}\nabla\{\kappa\mu(\mathrm{j}-\frac{\tau}{\sqrt{\mu\gamma_w}}\frac{1}{L}\cdot\sqrt{\frac{n}{k}}\nabla\bar{h_c})\}$$
$$=\nu\frac{\partial S}{\partial t}\cdots\cdots(28)$$

(28)式で，流体が水であれば一定であり，$\bar{h_c}$ は(26)式の J 関数に他ならない。したがって，土の種類に関係せず同一の関数とも云える。さらに κ も（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 k/q，$1/L\cdot\sqrt{n/k}$ を模型と実物に対して同じにすれば (28) 式は実物に対しても模型に対しても同じになって，相似な物理現象が生じることになる。

言い換えてみると，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，

$$\left.\begin{aligned}\frac{k_m}{q_m}&=\frac{k_P}{q_P},\\ \frac{1}{L_m}\sqrt{\frac{n_m}{k_m}}&=\frac{1}{L_P}\sqrt{\frac{n_P}{k_P}}\end{aligned}\right\}\cdots(29)$$

の式の成り立つような k_m，n_m をも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，サフィックス m は模型をまたサフィックス 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

$$t_m=\frac{n_m\cdot L_m\cdot q_P}{n_P\cdot L_P\cdot q_m}\cdot t_P\cdots\cdots(30)$$

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 $(n_P L_P q_m)/(n_m L_m q_P)$ 倍になる。

いまま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

$$f=f_c+(f_0-f_c)e^{-at}\cdots\cdots(31)$$

で表わされ，降雨量が小さいときは降雨量がすべて浸透流量になり，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。

ここにおいて，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って決まる定数。

土の中へ浸透する流量は地表面の状態によって大きく変化すると思われる。地表面が微粒子によっ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ぼ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，ここで述べた（25）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，毛管水の伝動をmoving boundary methodによって扱っている。

そして，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。

$$k=\frac{\tau_s^2}{2\mu\gamma_w}\cdot\frac{n}{Bh_c^2} \quad \cdots\cdots(32)$$

上式のBは土によって異なる値をもつ定数で，大体20～300である。

この式を変形すると

$$\sqrt{\frac{1}{2B}}=\frac{h_c}{\tau_s}\sqrt{\frac{k\mu\gamma_w}{n}} \quad \cdots\cdots(33)$$

となって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，ここ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った現場実験の結果[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，無処理のままの堤防への浸透と，堤防表面の一部を不透水性の被膜でおおった堤防への浸透の両方の比較を行なった。

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った。堤体の断面はほぼ中心に対して対称形であるので，堤防の裏のり面をおもに使用しての実験であった。

堤防に加えた降雨は，農業用のスプリンクラ14本による人工降雨で，試験区域全体に均等に20mm/hrの降雨が加えられるように調節したものであった。降雨強度は20mm/hrであるが，人工降雨を3時間継続したあと計器による観測のため2時間半の休止時間をとったので，継続した雨ではなく断続したものであった。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，風の影響などによって多少の増減はまぬがれえなかった。

実験堤防の断面形状ならびにオーガーボーリングによ

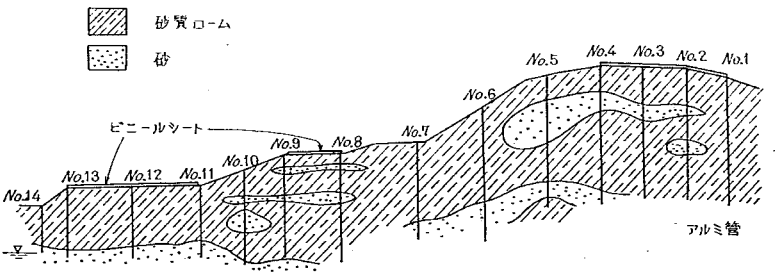


図-4　実験堤防の土質分布

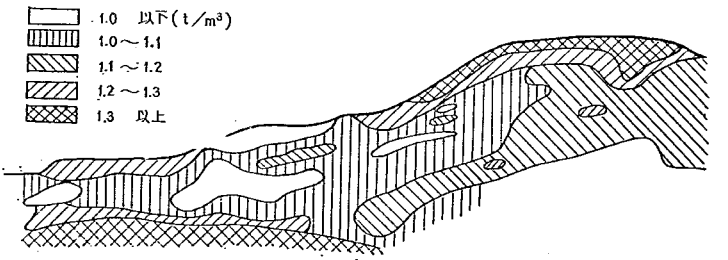


図-5　降雨実験前の乾燥密度

って求めた土質分布は図-4のとおりである。堤体内の含水量，密度の測定は図中の番号の位置にアルミニューム管を埋設し，RI 含水量計および RI 密度計によった。降雨実験前に測定した堤体の乾燥密度の分布を図-5に示した。

実験は，まず無処理のままの堤防に対して行ない，しばらく放置したあと，堤体内の含水量がある程度減少するのを待って，堤体表面の一部を被覆し，同様な実験を行なった。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，第二小段上をおおった。

降雨継続時間は，休止の時間を含めて 103 時間であった。

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-6に示した。

測定によっ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描くことができる。その1例を図-7に示した。ただし，計算に当たって，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ったものである。

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

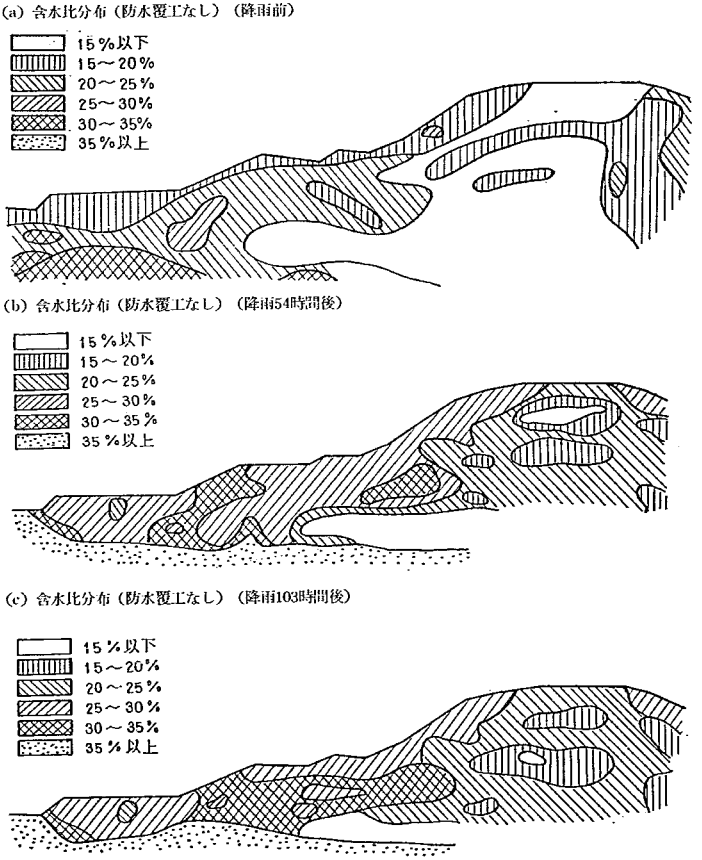
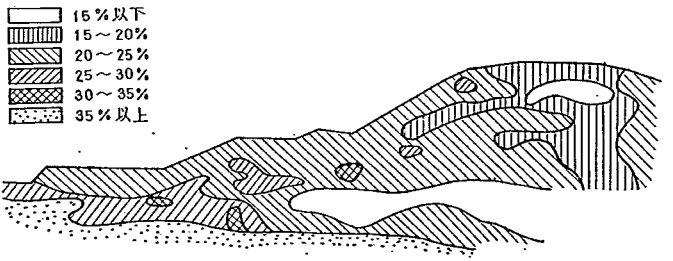
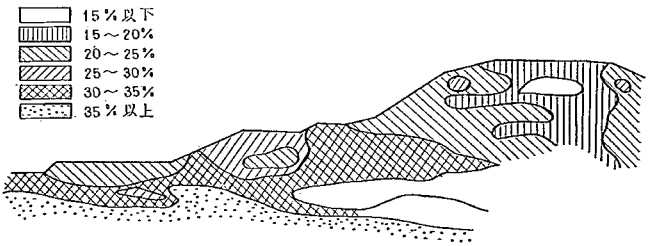


図-6　堤体内の含水比の変化

(d) 含水比分布（防水覆工あり）（降雨前）



(e) 含水比分布（防水覆工あり）（降雨54時間後）



(f) 含水比分布（防水覆工あり）（降雨103時間後）

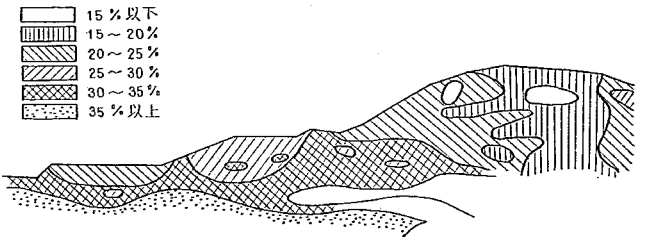


図-6つづき　堤体内の含水比の変化

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って移動することになる。したがって，下向きに流れる水では動水こう配は1となって，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14.4mm/hrに

(a) 飽和度分布（防水覆工なし）（降雨103時間後）

													(1.6)	
										69.3	38.2	35.2	44.1	45.2
								64.2	46.6	28.2	35.2	35.2	35.2	45.2
		64.2	64.2	64.2	55.7	55.3	55.1	55.1	55.1	45.2	45.2	35.8	35.8	35.8
	81.8	81.8	81.8	59.3	81.8	59.3	59.3	70.3	55.7	55.7	35.8	35.8		
	88.2	88.2	88.2	88.2	88.2	88.2	88.2	88.2	55.7	55.7				
(14.1)													(1.1)	

図-7　堤体内の飽和度分布の1例

(b) 飽和度分布（防水覆工なし）（降雨103時間後）

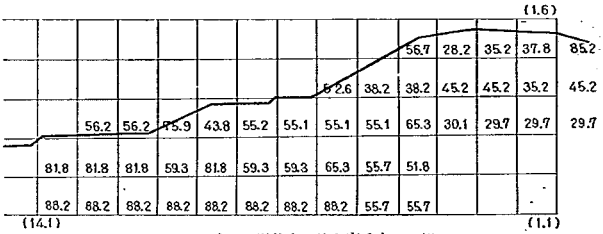


図-7つづき　堤体内の飽和度分布の1例

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 14.4mm/hr 以上の雨が降っ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20mm/hrの強さ，2時間半は休止の繰り返しであるため，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あげることができる。

次に，雨水の浸透によって生じる浸潤前線の移動について少しふれる。図-4に示した個所で 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一含水比曲線を描く。時間一含水比曲線の形は図-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，含水比がほぼ一定値に落ちつく時刻を t_2 とし，t_1 の雨水到達時刻，t_2 を飽和度安定時刻と名付け，図-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。

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-9である。

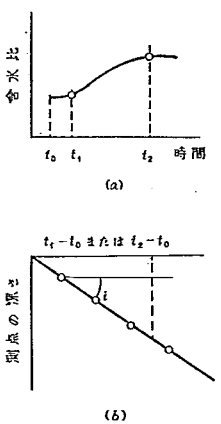


図-8　水の浸透速さ

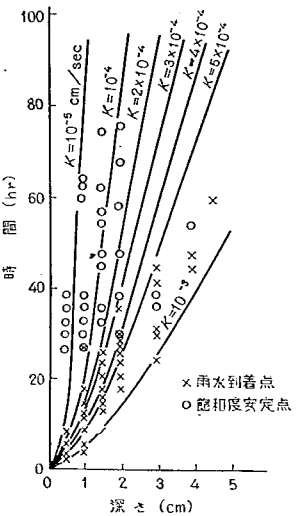


図-9　浸潤前線の深さと時間の関係

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 (14) 式に示したので，これによって少し検討を加えてみる。

(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った。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-10のような試験円筒の底には0.074mm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ってから，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-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

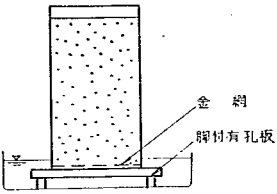


図-10 毛管水頭と飽和度の関係を調べる装置

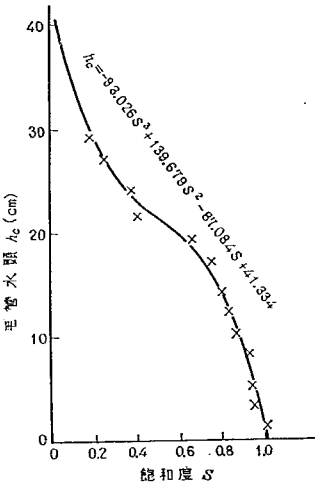


図-11 飽和度と毛管水頭の関係

$$h_c=-93.03S^3+139.68S^2-87.08S+41.33\ (\mathrm{cm}) \quad \cdots\cdots(34)$$

となる。この曲線は図-11に併記した。

ところで，Leverett の J 関数を示す (26) 式によると，同じ飽和度に対しては，h_cは$\sqrt{k/n}$に逆比例することがわかる。したがって，同じ間げき率を持ち，透水係数k'の土の毛管水頭h_c'は

$$h_c'=h_c\sqrt{k/k'} \quad \cdots\cdots(35)$$

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'をいろいろにとって，h_c'を求めることができる。

さて，雨水の浸透は鉛直方向なので (14) 式で浸潤前線の移動を検討するには $\alpha=90°$ および (35) 式から求めた $h_c'=2.5\sqrt{1/k'}$ 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-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 (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って数値計算によって検討する。K や$D=-K\,(dh_c/dS)$の関数型がはっきりわかっていれば (20) 式の方が数値積分を行なうのに精度がよい。しかし，(3) 式や (23) 式で K や D が与えられるといっても，これらの式は半実験的な式であって不安定である。したがって (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。

$$\begin{aligned}S(x,y,t+\Delta t)=\ & S(x,y,t)+\frac{\Delta t}{(2\Delta x)^2 n}\\ & \times[\{-h_c(x+2\Delta x,y,t)+h_c(x,y,t)\}\\ & \times K(x+\Delta x,y,t)-\{-h_c(x,y,t)\\ & +h_c(x-2\Delta x,y,t)\}K(x-\Delta x,y,t)]\\ & +\frac{\Delta t}{(2\Delta y)^2 n}[\{2\Delta y-h_c(x,y+2\Delta y,t)\\ & +h_c(x,y,t)\}K(x,y+\Delta y,t)\\ & -\{2\Delta y-h_c(x,y,t)+h_c(x,y-2\Delta y,t)\}\\ & \times K(x,y-\Delta y,t)] \quad \cdots\cdots(36)\end{aligned}$$

ただし，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こでは省略する。

さて，長良川堤防の断面を簡略化し図-12のような形で計算を行なう。堤体はほぼ対称形なので中央で2分した片方のみを取り上げる。

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

$$h_c=-4.651S^3+6.9839S^2-4.3542S+2.0667\ (\mathrm{m}) \quad \cdots\cdots(37)$$

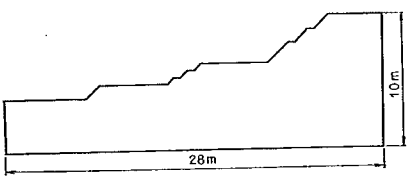


図-12 計算を実施した断面

また比透水係数 κ と S との関係は（3）式において $S_0=0$ とおき

$$\kappa = S^3 \quad \cdots\cdots (38)$$

と仮定した。なお (37) 式は $k'=4\times10^{-4}$cm/secとして(35)式から求めた式である。すなわち(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っている。

さて，実際の計算をするためには，(36)式に $k=0.0144$ (m/hr)，$n=0.55$ と (37) 式および (38) 式を代入して，さらに誤差が伝ばしないように

$$\Delta t < \frac{35.09}{8.31+1.378\Delta y}\cdot(\Delta x)^2 \quad \cdots\cdots (39)$$

の式[30]から $\Delta x=\Delta y=0.5$(m)，$\Delta t=0.9$ (hr) にとると次のように書き改められる。なお，(39)式の誘導については省略する。

$$\begin{aligned}
S(x,y,t+\Delta t) &= S(x,y,t) + 0.1026 \\
&\times [\{(S(x+2\Delta x,y,t) - S(x,y,t)) \\
&-1.604\,(S^2(x+2\Delta x,y,t) \\
&-S^2(x,y,t)) + 1.068 \\
&\times (S^3(x+2\Delta x,y,t) - S^3(x,y,t))\} \\
&\times S^3(x+\Delta x,y,t) - \{(S(x,y,t) \\
&-S(x-2\Delta x,y,t) - 1.604 \\
&\times (S^2(x,y,t) - S^2(x-2\Delta x,y,t)) \\
&+ 1.068\,(S^3(x,y,t) \\
&-S^3(x-2\Delta x,y,t))\}\,S^3(x-\Delta x,y,t) \\
&+\{(S(x,y+2\Delta y,t) - S(x,y,t)) \\
&-1.604\,(S^2(x,y+2\Delta y,t) - S^2(x,y,t)) \\
&+1.068\,(S^3(x,y+2\Delta y,t) \\
&-S^3(x,y,t)) + 0.22966\} \\
&\times S^3(x,y+\Delta y,t) - \{(S(x,y,t) \\
&-S(x,y-2\Delta y,t)) - 1.604\,(S^2(x,y,t) \\
&-S^2(x,y-2\Delta y,t) + 1.068\,(S^3(x,y,t) \\
&-S^3(x,y-2\Delta y,t)) + 0.22966\} \\
&\times S^3(x,y-\Delta y,t)] \quad \cdots\cdots (40)
\end{aligned}$$

これが数値計算を行なう式となる。したがって，点 (x,y) の Δt 時間後の飽和度 $S(x,y,t+\Delta t)$ の値は図-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もつ流れはないものとする。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というととになるから

$$-K\,[\mathrm{j}-\nabla h_c]\,\mathrm{j}=0$$

よって

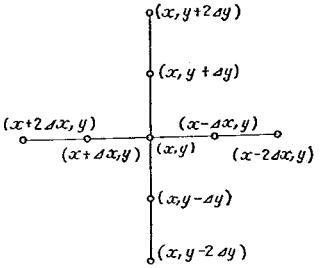


図-13　格子点の記号

$$\partial h_c/\partial y = 1$$

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 Δy の2次以上の高次の項を微少と考えて無視すると

$$h_c(y+\Delta y) - h_c(y-\Delta y) = 2\Delta y$$

Δy を微少と考えて無視し，S は h_c の関数であるため

$$S(y+\Delta y) = S(y-\Delta y) \quad \cdots\cdots (41)$$

境界面上の値 $S(x,y,t+\Delta t)$ を計算するためには，同様にして

$$S(y+2\Delta y) = S(y-2\Delta y) \quad \cdots\cdots (42)$$

となる。不透水面が x 軸に直角な場合にも同様に

$$\left.\begin{aligned} S(x+\Delta x) &= S(x-\Delta x) \\ S(x+2\Delta x) &= S(x-2\Delta x) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (43)$$

となる。

計算の結果をまとめて図-14に示す。これによって堤

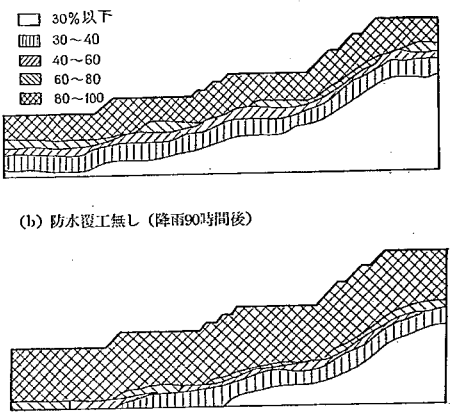
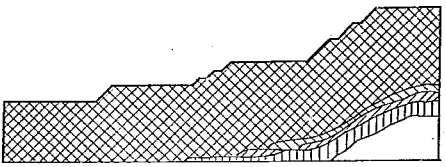
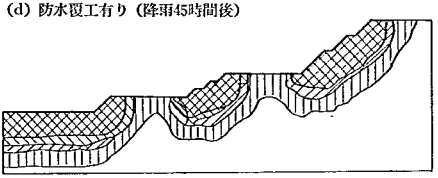


図-14　計算による堤体内の飽和度の変化

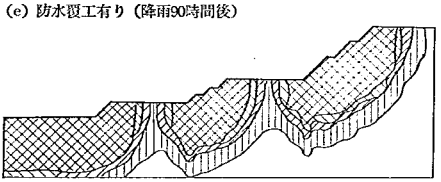
(c) 防水覆工無し（降雨135時間後）



(d) 防水覆工有り（降雨45時間後）



(e) 防水覆工有り（降雨90時間後）



(f) 防水覆工有り（降雨135時間後）

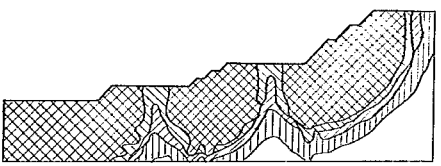


図-14つづき　計算による堤体内の飽和度の変化

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っきりとそろえることはむずかしく，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っきりしてくる。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もつ流れとしてのり尻へ流出するが，ここで示した計算はそこまでは取り扱っていない。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。

〔7〕 雨水の浸透の小型模型実験

（1） 実験装置と方法

現場実験ならびに計算によって雨水の浸透について検討したが，さらに模型実験によって水のしみこんでいく傾向を調べた。

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っ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-15に示すように，現場実験を行なった堤防断面の1/10の形の厚さ1.5cm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っ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っていて，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っている。模型の水平方向の移動とRI計器の鉛直方向の移動の組み合わせによっ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っている。

このような模型に作用させる人工降雨は模型上に取り付けられた降雨装置からの水滴であるが，表面の侵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，実施に当たって問題の多いことが明らかになった。

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。(29)，(30)式を使って相似縮尺を計算してみる。土の間げき率は土によってそれほど大きく変わらないから，いまの模型を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ぼ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った。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計器は水分をきら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。

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った。突き固めた試

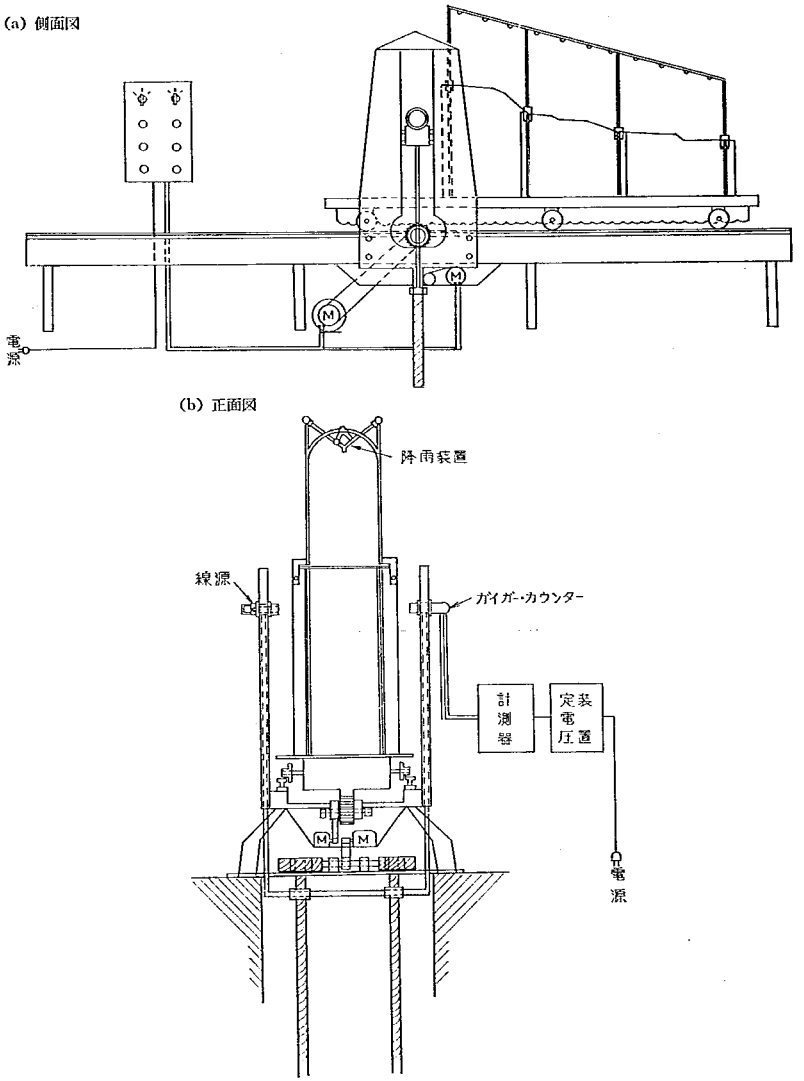


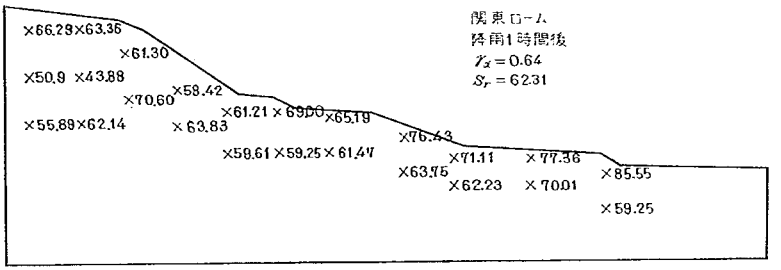
図-15　小型模型実験装置

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であった。おのおのの材料で作った模型に対して，被覆を施したものと無処理のものに対する実験を行なった。

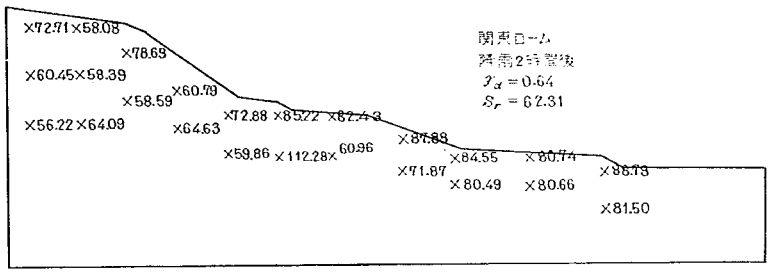
川砂と関東ロームを採用した理由は川砂の場合は相似縮尺から云って，透水係数が長良川堤防の模型としてほぼ適当な値であることと，関東ロームの場合は透水係数が小さく，長時間を要する含水量の計測中において水分の移動が少なかろうということからである。

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，これ以上ふやすとはじめの点と終りの点の時間の差によっ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

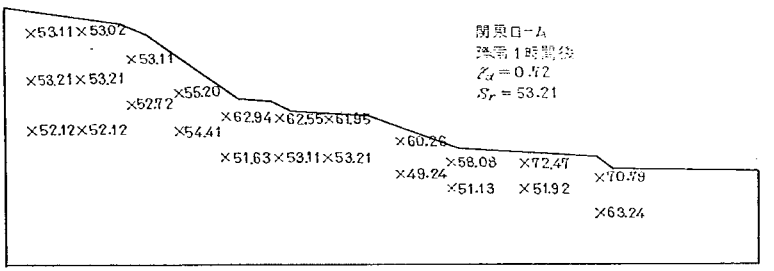
(a) 防水覆工なし



(b) 防水覆工なし



(c) 防水覆工あり



(d) 防水覆工あり

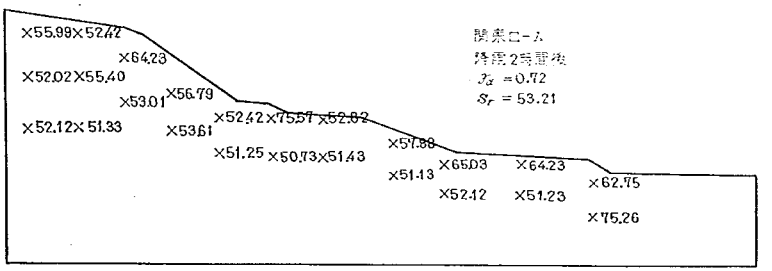


図-16 小型模型実験によって求めた飽和度 (%)

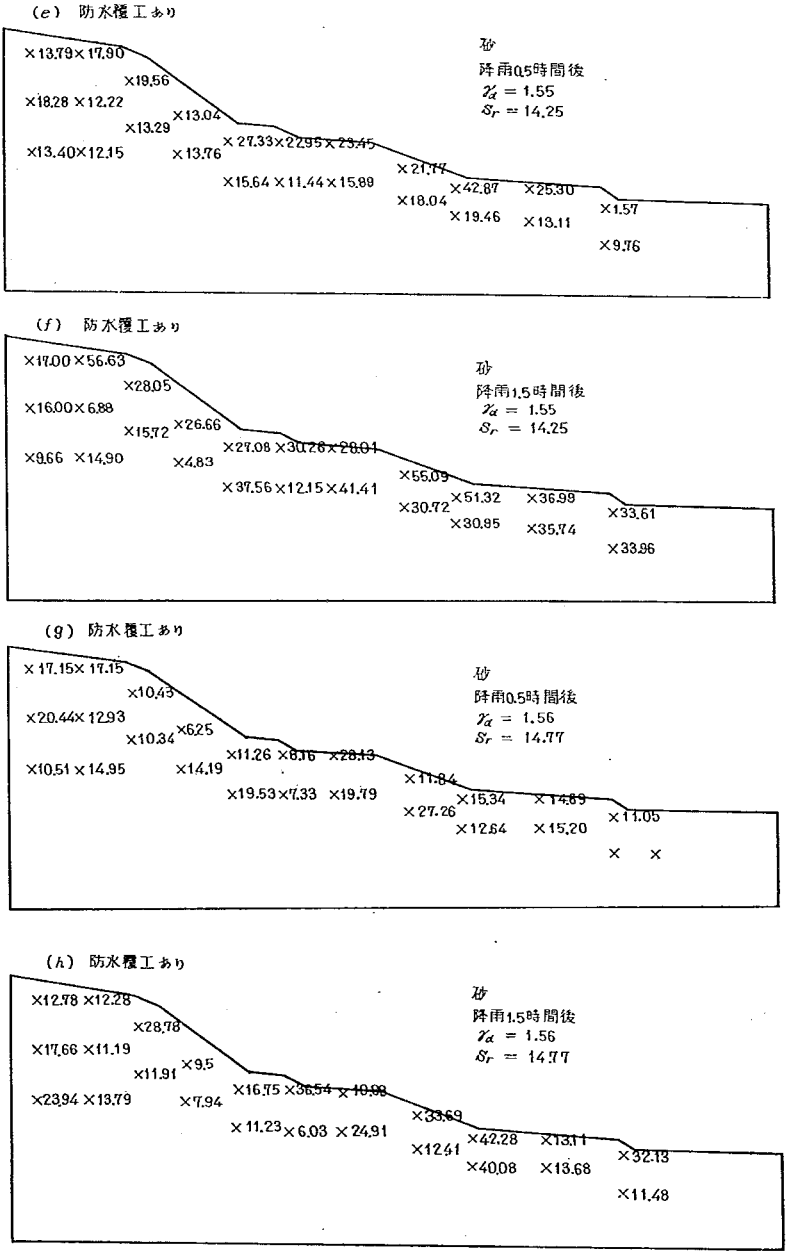


図-16つづき　小型模型実験によって求めた飽和度（%）

を一定時間加えたあとに行なったが，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，これを繰り返し，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り返した。

（2） 実験結果

実験によっ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-16である。測定に誤差があったようで，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に移動していくことはわかるが，気のつくことは，大体の傾向として斜面の下端部の方が飽和度が大きい。また斜面が終って小段になる部分の飽和度が大きくなっている。これは堤防に降った雨が斜面に沿ってのり尻の方へ流れていき斜面が終って水平面の始まる所で多量にしみ込むことによるものと考えられる。したがって，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って測定したところ小段の被覆の有無によって，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。

〔8〕 雨水の浸透の実物大の模型実験[13][14]

（1） 実験装置と方法

雨水の浸透を小型模型によって再現するのは相似律の上からいって無理があり，満足できる結果をうることができなかったので，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，ここではまず含水比の変化に関係あることのみを述べ，斜面の安定に関連することはあとにまわす。

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・ライニングが施された深さ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であるが降雨装置はそのうちの20m×20mの範囲にわたって人工降雨を降らせることができるようになっている。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っている。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に水滴を細くした。実験槽内に作った模型堤防は高さ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ってまき出し，約30cmの層厚ごとに手動の1tローラにより締め固めた。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1.16t/m³，乾燥密度0.64t/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，観察することであった。実験は盛土完成後1カ月を経過してから実施した。

雨量強度は降雨がほぼ盛土内へ浸透して，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もつかを調べるため，静的コーン貫入試験機によって堤体各部の貫入抵抗を測定したが，これらについてはあとでふれる。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-1に示すような斜面崩壊が生じた。

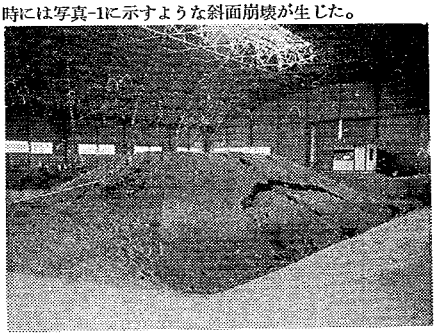


写真-1 実験堤防の斜面崩壊

（2） 実験結果

実験によって観測した堤体内の水分の変化を整理し，飽和度によって示したのが図-17である。実験開始まで模型を約1か月間放置した間，堤体表面が乾燥するのでわずか散水した水などが重力によって下方に移動するため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っている。しかし，それ以外はほぼ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がり，次第に内部へ進行していくが，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100mm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

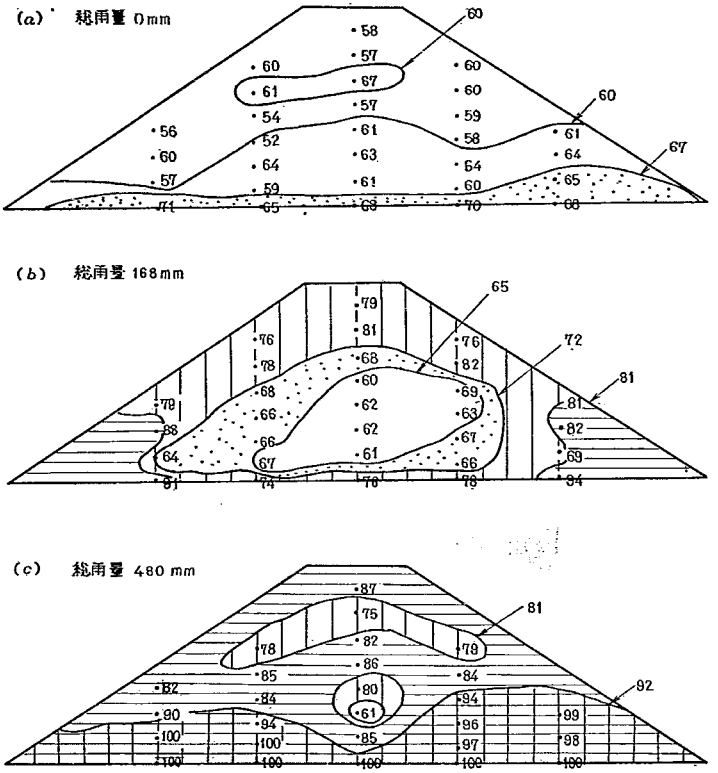


図-17　盛土内の飽和度の変化

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-17 (c) のような形になる。

また，間げき水圧計によって測定した堤体内の圧力は図-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あとに，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った方がよいかもしれない。

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，以後の増加はきわめて少ない。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

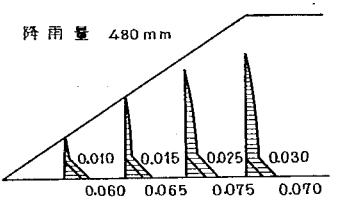


図-18　盛土内の間げき圧の分布

はない。その後降雨量が増加するにしたがって，わずかに増大し，降雨量が 480mm に達した最終段階においても図に示す値にとどまる。静水圧分布になる下部の圧力以外はきわめて小さい値で，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，降雨のみによって堤体内に土かぶり深さの20～45%間げき圧の

発生したことが報告されている[17]。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おおっ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。

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っ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，洪水によっ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もたない。

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っ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，堤防の設計に当たっ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そこなわれるという性質ではないが，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]などがあって，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[7]，Polubarinova—Kochina[18]矢野・山本[19]，Brahma[20]ほかの研究があり，さらに赤井ら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，単純な境界条件になって解くため，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，初期含水比もかなり異なり，さらに降雨だけによっても条件によっては部分的に地下水面が出現することも起こる。したがって，ここ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っ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って描くことは，広く一般に行なわれている。非定常流であっても，水によっ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。この場合は，定常流の流線網と異なるところは自由水面と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もって交わる。すなわち，浸潤線が上昇するときには流線は浸潤線と交わる点で終り，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もっていること，洪水によっ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って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。

（1） 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-19 に示すように浸透が始まっ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。流線網によって，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, c 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はほぼ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値

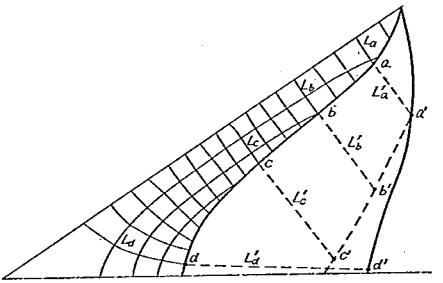


図-19 水位が瞬間的に上昇したときの図解法

をそろえる。

この流線網を第一段階としてΔtだけあとの，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のあとのΔtの間，動こう配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

$$v_{s\,i}=\frac{ki_i}{n'} \quad \cdots\cdots(44)$$

であるからΔtの間に浸潤線の進む距離は

$$L_i=v_{s\,i}\Delta t=\frac{k}{n'}i_i\,\Delta t \quad \cdots\cdots(45)$$

したがって各点からL_iの距離だけ前方に$a'b'c'$をとって曲線で結ぶ。このとき浸透流の流線の形によって流れが集中したり拡散したりする図-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。

（2） 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。（1）と同様に，図-20を浸透の比較的初期の時刻t，水位h_1の流線網とする。時間とともに水位も変動するのでΔt時間後の水位は$h_0+\Delta h$となる。Δh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Δtの間進むと考えてもよい。Δtの間に進む距離は（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Δhの部分に生じる浸潤線は，別にΔtの間に水位がh_0からΔh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（1）と全く同様で，$t+\Delta t$の浸潤線が求められれば，流線網を描き同様な方法を繰り返す。

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ったが，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り返せばよい。

図解法によって浸潤線の移動を求める方法を述べたが，厳密にいえば難点が多い。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〕図解法によっ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-21のような堤体の前面に水をためた場合に，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って求めた値と実験によっ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-21である。なお，図解法

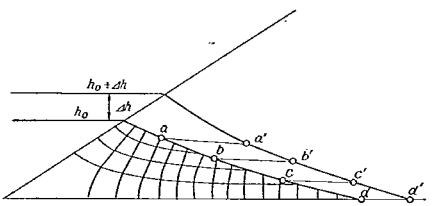


図-20　水位が変動するときの図解法

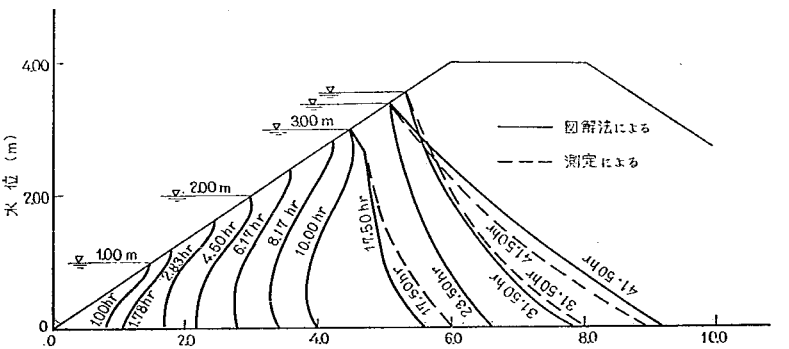


図-21　図解法による結果と実測値の比較

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。

このような水位上昇に伴なう浸潤線の移動は，図解法によっ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って解析結果が大きく変わってくるので，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，それの適応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。そして，ここに示した図解法によっても，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，淀川の実験はあと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ったため，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っ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いっても自ら限度のあることはいうまでもないことである。したがって，ここでは，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って示してみる。

ここに示す資料は，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もち，堤体の安定性には無視できない作用をもつことをとくに強調しておきたい。

（1）　淀川における模型堤防の実験

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っ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っ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，実験個所一帯の地盤表面および実験堤の新旧両堤への取り付け部に当た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った。実験堤の断面は図-22に示すように天端幅2m，高さ4m，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。施工方法は，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30cmにまき出したあと，1tの平滑胴ローラで軽く締め固めた。すなわち，堤体材料および締め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った。

堤体の締め固め度は85%で普通の河川堤防の締め固め度の平均値をもたせるような計画をした。堤体の乾燥密度は1.44t/m³であった。また，堤体の透水係数は1×10^{-3}～5×10^{-4}cm/sec程度であった。

実験堤防は施工完了後しばらく放置し，堤防前面の貯

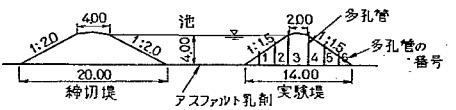


図-22　実験堤の断面

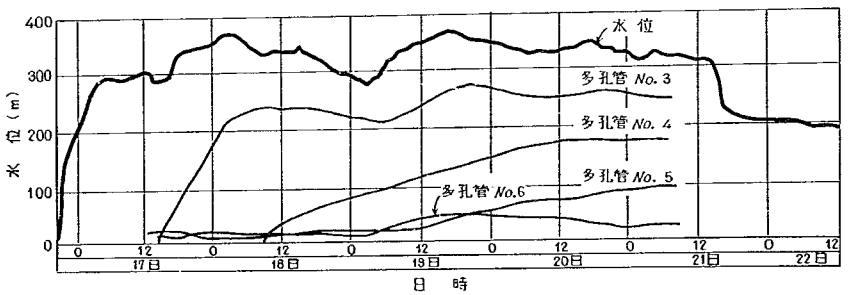


図-23　水位変化の測定結果

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づく堤体内の浸潤線の変動を示す水位—時間曲線は図-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-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-24である。これはさき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ぼ直線によって与えられることが確かめられた。ただし，この実験は急激に水位が上昇し，あとはほぼ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。

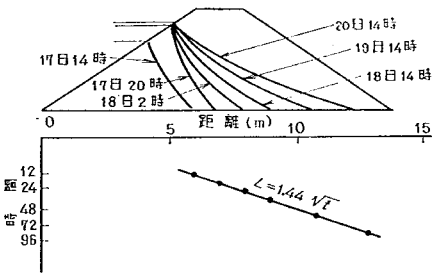


図-24　浸潤線の移動（C—C′断面）

（2）　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しゆんせつした砂を材料とした。堤防の施工には2本の小堤防をつくり，その間に砂を吹き込んでいく方法をとったため，堤防の中心部はしゆんせつした砂，堤防の表面付近は渡良瀬川の掘削土でつくった小堤防であるため粘性土という構成になった。堤体がこのようにしゆんせつした砂から成り立っているうえ，堤防基礎地盤は利根川の旧河床に当たり，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った。

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，新旧両堤防間に水をため，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-25のような断面で堤体をしゆんせつ土砂で築造したため中心部は砂からなり，表面は粘性土がおおっている。

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って測定した結果を図-26に示す。堤防の断面に浸潤線の形状で記入したのが図-27である。この実験の場合は，始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っきりしないが，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始めた位置と

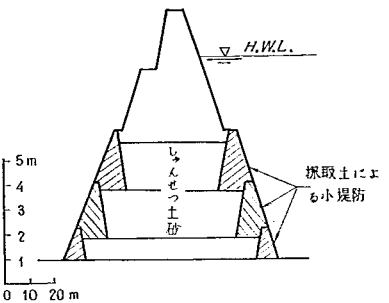


図-25　堤防の構造

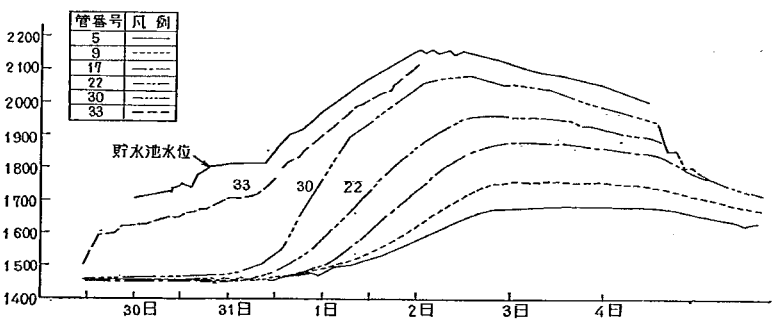


図-26　利根川堤防実験で観測した水位時間曲線

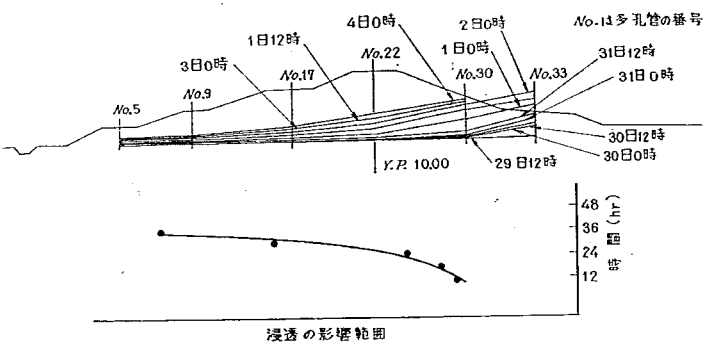


図-27　利根川堤防の浸潤線の変化

経過時間との関係を図-27に示す。この堤防を構成する砂の平均粒径D_{50}は0.35mm，均等係数2.1の粒径のそろった透水係数の大きい材料であったため，地下水面の変動の及ぶ範囲がかなり速く広がっていくことがわかる。

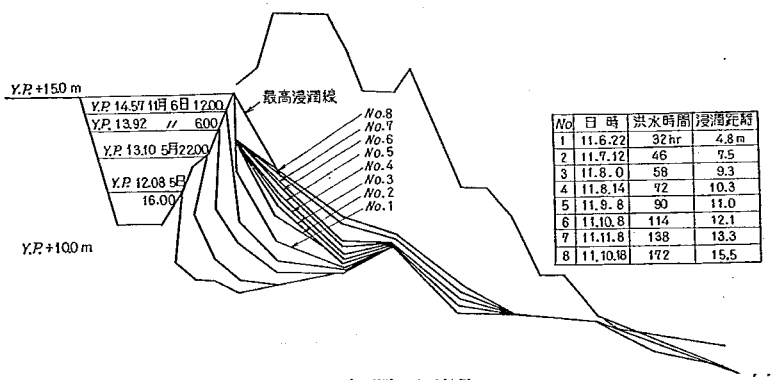
（3）江戸川堤防の実験結果[25]

江戸川においても引堤個所を利用して，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ぼ同じであり，堤体内の浸潤線は堤体内に埋設された多孔管によって測定された。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-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った。関東ロームのような粘性土でできた堤防は漏水に対してきわ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[26]

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って築造され，地盤，堤体を含め，漏水の多い地帯である。

そうして，31年7月の梅雨前線および33年の台風22号の記録的な豪雨によっ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年の台風21号および22号によってもたらされた洪水について行なったが，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って起こさせた記録的な豪雨を伴なった台風であった。観測によって得られた試料を整理し，降雨およびそれに引き続いて起こっ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。



No	日時	洪水時間	浸潤距離
1	11.6.22	32hr	4.8m
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	11.10.8	114	12.1
7	11.11.8	138	13.3
8	11.10.18	172	15.5

図-28　江戸川堤防の実験結果

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った。

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-29に示すとおりである。

台風21号および22号による洪水時の浸潤線の変動を示

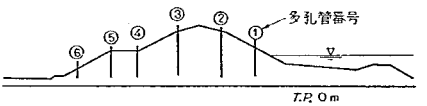


図-29　堤防断面ならびに多孔管設置位置

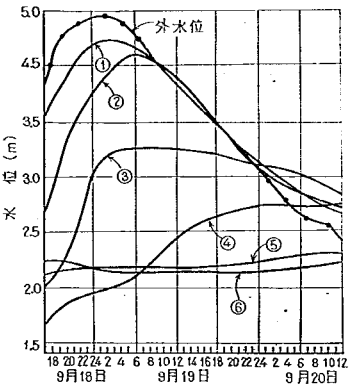


図-30　洪水時の水位変化

寸水位・時間曲線は図-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-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っていたため，裏のり尻付近の水位は一度低下している。しかし，その後の増水によって，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さきに述べた図解法で解くことはむずかしいと考えられる。

降雨によって崩壊したのり面は，増水によって堤体内に生じた浸透流によって泥ねい化され，崩壊はますます拡大していった。

（5）　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[27]されている。

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，漏水によりたびたび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のが図-32のとおりである。

また，淀川堤防に関しては充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-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っているが，これはさき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っ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

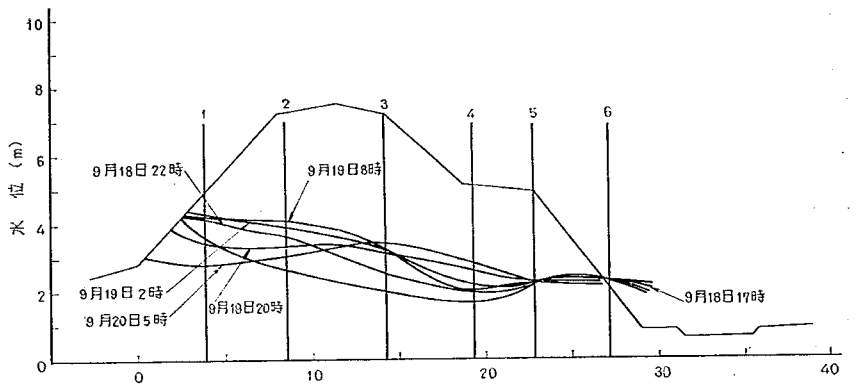


図-31　阿武隈川堤防の浸潤線の変化

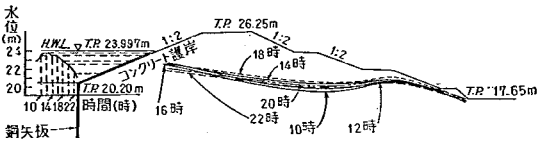


図 32 木津川堤防の浸潤線の変化（赤井らによる）

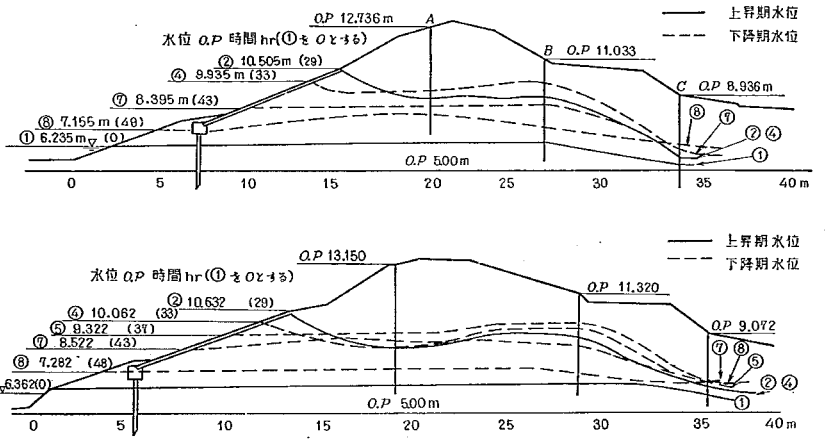


図-33 淀川堤防の浸潤線の変化

で，増水によるが浸透水と，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。

4. 浸透水によるのりすべり

〔1〕 のりすべりの事例

堤体内に生じる浸透水について述べてきたが，これから浸透流にもとづくのり面崩壊に検討を加えてみる。

土で作られた堤防は本質的に水に弱いという欠点をもっており，豪雨などによる過度の浸透流が堤体内に生じ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わるが，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まもない堤防が豪雨にあうと生じ，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とも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に生じるものと考えられる。

のりすべりの形態は，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[31][32]。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，粘土質の材料を充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もつので少し詳しくふ

れる。

さて，堤防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，斜面全体はきわめてゆるいこう配になる。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充分に高い。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。

たとえば，昭和31年，33年の阿武隈川の災害，33年の荒川，36年の木曽，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，河川全川にわたって多数ののりすべりが発生した[33][34]。すべての場合，堤体ののりすべりは出水前に発生しており，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いった方がよい。

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-34のとおりである。いずれの場合も時間雨量20mm/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あげられ，総雨量も250mmを越えている。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回同じ型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もっていたものと判断される。

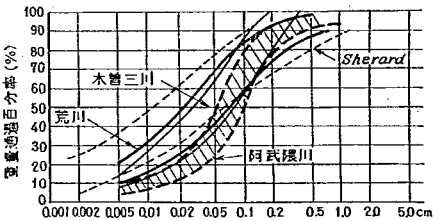
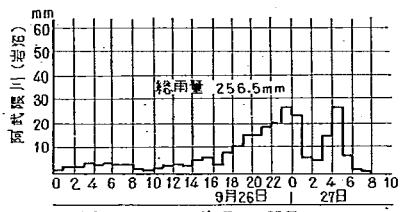


図-35　のりすべりを起こした堤体材料の粒度曲線の範囲

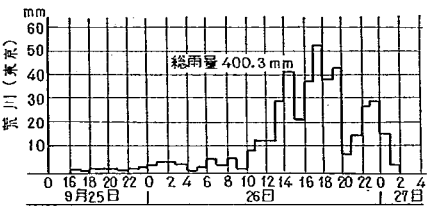
のりすべりを起こした個所の土を採取して実施した粒度試験結果を図-35に示す。これらの土は三角座標による分類では砂質ロームが多い。のりすべりを起こしたのり面の下部はぬかるみ状態になっていることから崩壊を起こす堤防の土はある程度水を通し，しかも水が浸透することによって，せん断強さがいちじるしく小さくなる性質をもっているといえる。

すでに述べたように，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比べ大きいこと，31年，33年の２回続けて同じ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-35に示した範囲のうち右側に寄った粒径の荒い方に属するものと考えられる。

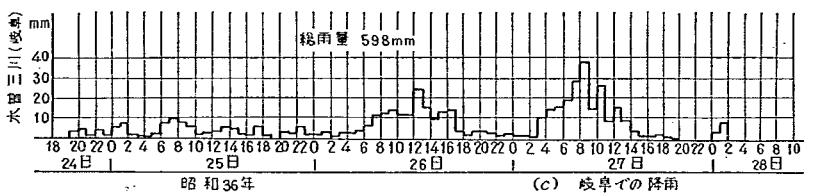
実際の堤防の築堤材料には広範囲の粒度が用いられていて，ここに示した崩壊を起こしやすい土は決して特別な土ではない。むしろ実際の堤防に使われている土としては代表的な土質の部類に属し，全国のいたる所に同種の土で作られた堤防は存在する。昭和36年の木曽，長良，揖斐３川の災害のように総雨量が600mmに達する



昭和33年　(a) 岩沼での降雨



昭和33年　(b) 東京での降雨



昭和36年　(c) 岐阜での降雨

図-34　堤防にのり面崩壊を起こさせた降雨

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いわれており，たとえば，アメリカのアースダムについての調査結果[35]では図-35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や細粒の土である。

粘性土でできた堤防は，よく締ま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いえる。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安定しているので，のりくずれは発生しにくいことになる。ただし，粘性土は一般に含水比が高く，築堤施工がむずかしいこと，また粗粒材料の場合は堤体漏水の起こるおそれがあるなど他の面で堤体材料としての難点がある。

〔2〕 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っているが，あるゾーンに沿ってのせん断応力が，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いえるくらい，のり面崩壊と水とは密接な関係をもつ。

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，水位が急に下がったときの表のりであろう。事実，普通の堤防にとっては，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時の表のりの安定性が確保してあれば十分安全であろう。したがって，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，現在のところ適当な方法はない。

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もつことは今まで繰り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っ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，効果の量的は握は困難である。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もつかを考えていかなければ合理的とは思われない。

この節ではおもに大型模型堤防の降雨実験の結果[14]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もつかの立場から検討を加えてみる。

〔3〕 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って発生するせん断応力の合力が，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。したがって，斜面の安定計算によって求める安全率は，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っている。

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。したがって，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

よっ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試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って求めれば，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，不飽和土については，間げき水圧の取り方などが不明でよくわかっていない。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り立っており，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。

ここでは，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，有効応力法によって検討する。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ったが，間げき圧のみでなく土の含水量の変化を上のせん断強さと結び付けることによって，のり面の安定性の検討が可能なことを示した。

〔4〕　のり面の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 17に，また堤体表面からの浸透水によって堤体内に発生する圧力を測定したものの1例を図-18に示した。

総降雨量が 250mm 程度に達すると盛土およびのり面に亀裂が出始め，実験終了時すなわち総降雨量が480mm 程度になると写真-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，ごく小さい値しかもたないことは図-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やわらかくなっているので，堤体内の含水量の増加によっ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-36に示したが，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。

〔5〕　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つい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あげられよう。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ともに大きな影響をも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瞭である。

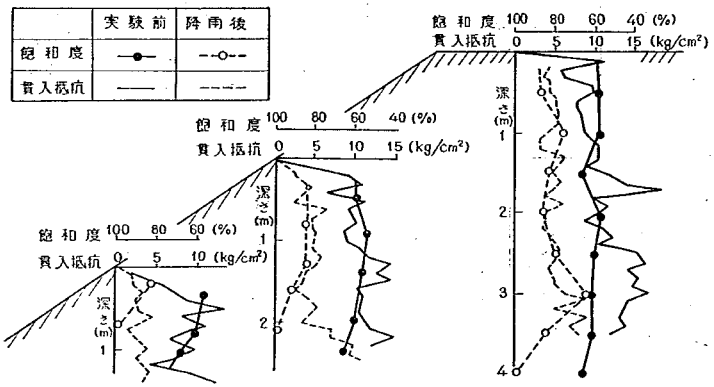


図-36　堤体内の飽和度とコーン貫入抵抗

せん断強さの減少によってすべりに対する抵抗が減少し，崩壊が起こったのであるから，含水量あるいは飽和度の上昇によって粘着力が変化したと考えるのが最も妥当である。したがって，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，いまだ充分な研究がなされておらず，たとえ三軸試験を行なってせん断定数を求めるとしても，含水比によって非常に異なった値を示すのが普通である。さらに，今ここ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，きわめて低い応力のもとでのせん断試験になる。しかも含水量の増加によっ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って，いっそうむずかしい問題となる。

さき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むずかしいことを述べてみる。

淀川の実験もここ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 37に示す。次に，堤体材料を堤体と同じ密度に突き固めたあと，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，測圧は0.1，0.3，0.5kg/cm² の3段階で比較的低い応力によっ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したがってせん断試験によって求めたせん断定数が次第に安全率1を示す c'，$\tan\varphi'$ の組み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対して試験を行なっても，実際の現象に合致した試験になっていないためである。

さて，土木研究所における降雨実験はすでに図-36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っても，締め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め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った。

のり面の安定性を調べるための計算には，貫入抵抗をそのまま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 ϕ_{cu} は大体10° 前後の値になったので摩擦角を10°と仮定しMeyerhof[29] のくい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-38に示す。この推定には問題がある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ったわけである。

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，飽和度によって堤体をいくつかに分割し

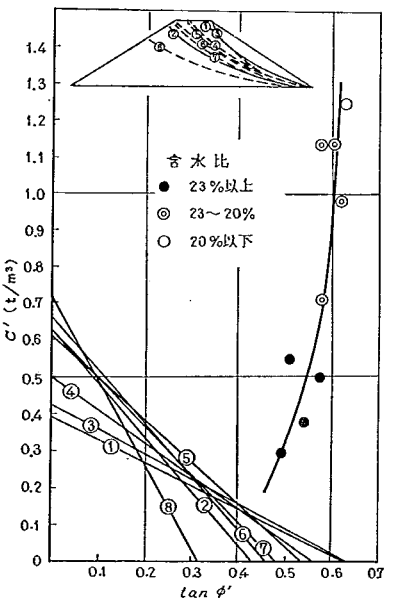


図-37　安定計算の結果とせん断試験の結果

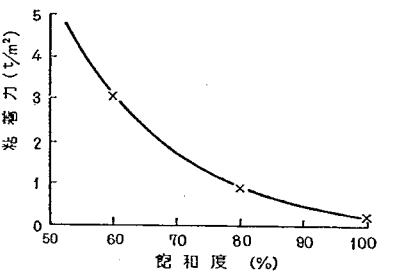
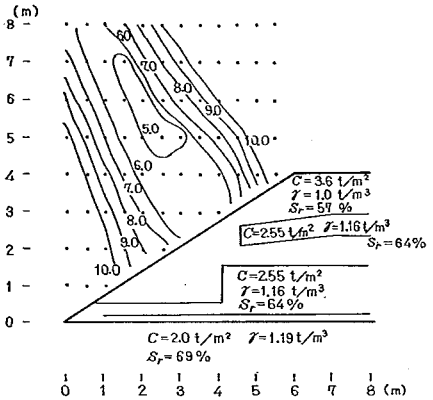
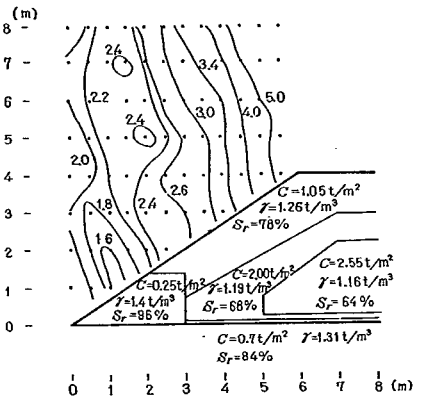


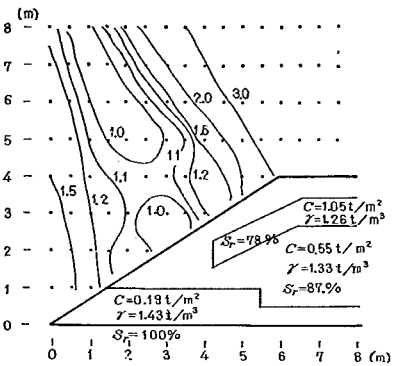
図-38　飽和度と粘着力との関係



(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-39　盛土の安定計算結果

て計算を行なう。

飽和度によって堤体を分割し，各ゾーンごとに土の定数を決めたものが図-39である。そして，この条件のもとに，円弧すべりの計算によっ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。図を順番にながめると含水比の上昇によっ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-40である。雨量が200mm程度に達するまでは安全率が急激に低下し，破壊が250～300mmで生じた実際の現象とよく合致している。

ここでは，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上昇とともに低下するためのと考えて，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

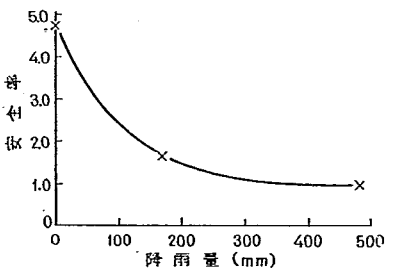


図-40　降雨量と安全率の関係

た。堤体を構成する土が不飽和であって，しかもル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，ドレーンによっ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。

5. むすび

堤防の安定性に浸透水の影響は大きく，降雨によるのり面崩壊も多発していることから，本論文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。

そのため，まず降雨によって生じる堤体内の非定常不飽和浸透流について考察を加え，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得た。さらに模型実験における相似律に関して考察を加えたのち，方程式を用いた数値計算，大型および小型の模型実験ならびに実際の堤防で行なっ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って，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っても，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な不透水性の膜でおお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った。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の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，ある時刻の流線網から次の時刻の浸潤線を近似的に推定するという手法によって，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もつかについて，おも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って求めることがむずかしかったため，原位置試験によって調べたが，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明らかになった。不飽和土の含水量と土のせん断強さの関係を見いだすことによって，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" Physics, Vol. 7, 1936, pp. 325～345.

(2) Irmay, S. "Extension of Darcy Law to Unsatur-ated 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. SM 5, 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 concernirg 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. AlME, Vol. 142, 1941, pp. 152～163.

(9) Gardner, W. R. "Some Steady-State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation 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，安田衛作「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，No.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，No.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，No. 1，1957，pp. 12～15

(20) Brahma, S. P. & M. E. Harr "Transient Development of the Free Surface in a Homogeneous Earth Dam" Geotechnique, Vol. 12, No. 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，No.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) 福岡正巳，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, No. 1, 1961, pp. 3～7

(24) 利根川上流工事事務所「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) 江戸川工事事務所「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回建設省直轄工事技術研究会報告書，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，No. 3，1963. pp. 64～70

(28) 淀川工事事務所「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

(31) 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回建設省直轄工事技術研究会報告書，1958，pp. 21～30.

(32) 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.

(33) Fukuoka, M. "The Influence of a Heavy Rainfall on the Stability of an Embankment" Prcc. Ist ARCSMFE, New Delhi, 1960

(34) 南部三郎，川瀬欽吾，杉浦英雄「木曾川水系3河川の堤防のり面崩壊と降雨実験」第17回建設省直轄工事技術研究会報告書，1963，pp. 393～416.

(35) 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.

道路交通騒音と道路構造に関する研究（1）

——道路交通騒音の発生と伝搬——

(昭和48年5月)

金安公造*
金泉昭**

Studies of Relation between Road Traffic Noise and Road Structures (1)

——Generation and Propagation on the Plane Road——

(May 1973)

by Kozo Kaneyasu
Akira Kanaizumi

Synopsis:

This Paper reports about generation and propagation of road traffic noise on the plane road.

Main contents, 1 st, element, power level, relation between road surface and tire noise, directivity, components of frequency and values of regulation of road traffic noise. 2nd, introduce theoritical equations of road traffic noise on the plane road and compare the theoritical value with value by measurement. 3rd, surveying and analysis about attenuation of road traffic noise by charactores of ground surface.

Key words (Vehicle noise, Power level, Sound level, Tire noise, Directivity, Components of frequency, Propagation of sound,)

要　旨:

道路交通騒音の発生と平面道路における伝搬について調査研究したものである。まず，自動車騒音の構成要素，パワーレベル，路面とタイヤ騒音，指向性，周波数成分および規制値について述べた。つぎに平面道路における伝搬の理論式を誘導し，実測値との比較を行ない，さらに地表面性状による減衰について調査解析した。

キイワード（自動車騒音，パワーレベル，騒音レベル，タイヤ騒音，指向性，周波数成分，音の伝搬）

目　次

1. 概　説……(2)
2. 道路交通騒音の発生……(3)
2. 1 自動車騒音の構成要素と寄与率……(3)
（1）概　説……(3)
（2）動力音……(3)
（3）走行音……(3)
（4）大型車の騒音……(4)
（5）乗用車の騒音……(5)
2. 2 自動車のパワーレベル……(5)
（1）概　説……(5)
（2）走行速度とパワーレベル……(6)
（3）坂路におけるパワーレベル……(7)
（4）停止発進時のパワーレベル……(8)
2. 3 路面とタイヤ騒音……(9)
（1）概　説……(9)
（2）タイヤパターンとタイヤ騒音……(11)
（3）路面粗さと自動車騒音……(11)
2. 4 自動車騒音の指向性と周波数成分……(13)
（1）概　説……(13)
（2）自動車騒音の指向性……(13)
（3）自動車騒音の周波数成分……(15)
2. 5 自動車騒音の規制の現状と

* 建設省土木研究所千葉支所道路部交通環境研究室長
** 〃　〃　〃　〃　交通環境研究室主任研究員

今後の傾向……(18)
（1） わが国における自動車騒音
規制の現状……(18)
（2） アメリカにおける自動車騒音
規制の現状……(18)
（3） ヨーロッパにおける自動車騒音
規制の現状……(18)
（4） 自動車騒音規制の今後の傾向……(18)
3. 道路交通騒音の伝搬……(18)
3. 1 道路交通騒音伝搬の理論的考察……(18)
（1） 音の空気中での伝搬……(18)
（2） 自動車が1台走行する場合……(19)
（3） 多数車両が1列等間隔で
走行する場合……(19)
（4） 一般道路への適用……(20)
（5） 車線見通し長が有限の場合……(21)
3. 2 理論値と実測値との比較……(21)
（1） 交通量と中央値……(21)
（2） 交通量と90%レンジ値……(23)
（3） 中央値の距離減衰……(23)
4. むすび……(26)

1. 概　説

戦後これまでのわが国の経済成長は世界においても類例を見ないものであり，GNPの伸びは著しかったが，反面いくつかの点でひずみを生じ，そのために環境の破壊が表われ，その防止対策がこれからの行政や研究における重大な課題の一つとなってきた。

道路交通においても，また，著しいモータリーゼーションの進展により，自動車の高速化，大量化，重量化とわが国の過密な自然および社会条件とあいまって，道路交通に伴う大気の汚染，騒音，振動等の交通公害が激化し，これらの公害の克服が道路計画，設計，建設および管理上の大きな課題となった。

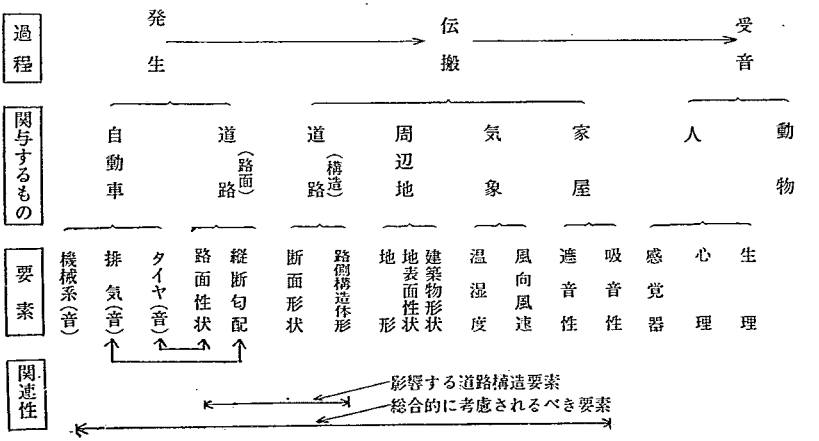
これらの交通公害のうち，特に道路交通騒音については，昭和46年5月，公害対策基本法第9条に基づく，「騒音に係る環境基準」が定められ，この基準の中で「道路に面する地域」の基準値も併せて定められたが，現実の幹線道路沿線の騒音レベルは，この基準値よりも5～15ホン(A)程度高いのが実状であり，いかにしてこの基準を達成するかが，問題となっている。

環境基準達成のための施策としては，環境基準第6において，騒音低減のための自動車の改善，道路交通騒音低減に資する道路構造の改善，都市再開発の推進，交通の円滑を著しく妨げない範囲における交通規制の実施，交通取締りの強化等各種の施策を総合的に推進することとされている。

このうち，道路管理者は直接道路交通騒音に対する苦情の矢面に立たされていることが多く，道路の計画，構造等の改善により，積極的な防音対策を確立することが急務となっている。

道路交通騒音については，発生→伝搬→受音という過程があり，これらに関与する要素は表-1.1のように体系づけることができよう。これらに関する研究としては，国内では，発生の過程については，自動車メーカーあるいはタイヤメーカーが，それぞれの立場から研究を進めており，また伝搬の過程については，日本道路公団の依託による日本音響学会の調査報告書[1]，首都高速道路公団の依託による日本音響材料協会の研究報告書[2]等があ

表-1.1 自動車騒音の発生伝搬に関与する要素



る。また，国外においても，いくつかの優れた研究成果が発表されているが，総合的な防音対策については，わが国と同様に，現在研究中の段階であるといえよう。

建設省土木研究所では，昭和43年度から道路研究室において「路面の走行性向上に関する試験調査」の一環として，騒音の発生の過程における自動車騒音の特性，路面と騒音レベルの関係等について，調査研究を進めてきたが，昭和45年度の交通安全研究室，さらに昭和46年度の交通環境研究室の新設に伴い，「道路の環境基準作成に関する研究」，「交通公害に関する試験調査」等の課題で，騒音の伝搬の過程における道路構造および沿道状況と騒音レベルの関係等について，騒音実験室における模型実験とあわせて地方建設局との協同による野外実測調査により調査研究を進めてきた。

この研究の目的は，道路交通騒音に関与する各要素について，理論的かつ実証的研究を進め，総合的防音対策の確立に資することにある。

この報文は，これらの調査研究において，これまでに明らかにされたことのうち，自動車騒音の発生および平面道路における伝搬の過程について述べるものである。

まず，第2章では道路交通騒音の発生についてとりまとめ，第1節では自動車騒音の構成要素と各要素の騒音レベルに対する寄与率について述べ，第2節では音源としての自動車のパワーレベルについて，走行速度，勾配および走行状態との関係について述べ，第3節では発生源の一つである路面ならびにタイヤとの関連において，タイヤパターンおよび路面粗さと自動車騒音との関係を述べ，第4節では自動車騒音の音響的特性を明らかにするため，その指向性と周波数成分について述べ，第5節では自動車騒音の規制の現行基準と今後の傾向について述べている。

第3章においては，道路交通騒音の平面道路における伝搬過程について，第1節では一般的な理論式を求め，第2節では実測資料による理論式の検討を行ない，騒音レベルを推定する場合における補正について考察している。

2. 道路交通騒音の発生

2. 1 自動車騒音の構成要素と寄与率

(1) 概 説

自動車騒音は車内騒音と車外騒音に分けられるが，われわれが自動車騒音による交通公害を考えるとき，車外騒音が問題となる。したがって，この報文では車外騒音のみを研究の対象としている。

一般に自動車の車外騒音は，つぎのものから成り立っている。

(i) 動力音——エンジン音，吸排気音，ファン・ラジエター音，動力伝達機構音

(ii) 走行音——タイヤ音，風切り音，車体の振動音

この節では，これらの騒音の特質と全体の自動車騒音に対する寄与率について述べる。

(2) 動力音

動力音は，特にディーゼルエンジンを搭載している大型車において車外騒音の最大音源とみなされているので大型車の場合に問題である。

動力音については，RRL Report LR 357 [3] では，騒音源ごとに騒音レベルに与える影響について，つぎのような実測式を示している。

(i) エンジン騒音

① 普通に音を出しているディーゼルエンジン
騒音レベル $dB(A)=30\log_{10}N+k$

② 2ストローク・ディーゼルエンジン
騒音レベル $dB(A)=40\log_{10}N+k$

③ ガソリンエンジン
騒音レベル $dB(A)=50\log_{10}N+k$

ここで，N=回転速度
k=定　数

この結果，エンジンの回転速度による騒音レベルの依存度は，ディーゼルエンジンよりもガソリンエンジンの方が高いが，エンジン騒音そのもののレベルはディーゼルエンジンの方が大きい。

最近の研究では，エンジンの騒音レベルはシリンダーの孔径B(cm)によって，次式で表わされるとしている。

騒音レベル　$dB(A)=50\log_{10}B+k$

(ii) 吸気および排気騒音

騒音レベル　$dB(A)=45\log_{10}N+k$

(iii) ファン・ラジエター騒音

騒音レベル　$dB(A)=60\log_{10}N+k$

(iv) 動力伝達機構音

動力伝達機構音は全体の騒音レベルにはほとんど寄与していない。

(3) 走行音

(i) タイヤ騒音 [4),5),6)]

路面を振動源として発生する音には，タイヤ音，車体の振動音，路面の浮石などによる音があるが，いわゆるタイヤ騒音と呼ばれるタイヤ自身の音が圧倒的に大きい。

タイヤ騒音は一般につぎの5成分に分類される。

① パターンノイズ (Pattern noise)

タイヤの接地部はすべり防止のために凹凸模様がつけられている。タイヤの回転周方向と平行に刻みこまれた凹凸模様のあるタイヤをリブタイヤ，横断方向に溝のあるタイヤをラグタイヤと呼んでおり，またこれらを組み合せたリブラグ形タイヤがある (図-2.1)。

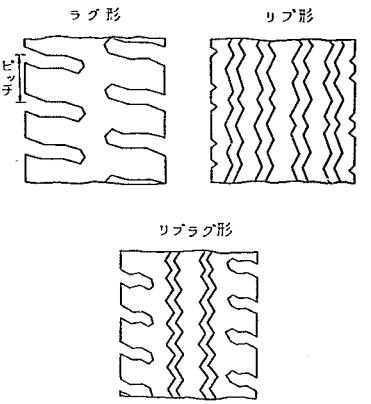


図-2.1 大型車用タイヤパターン（模型図）

これらのトレッド模様の凹の部分に抱きこまれた空気が接地するときに圧縮され，はじき出されるときに生じる音がパターンノイズである。したがって，路面が平滑であるほど発生しやすい。

発生周波数は 300～1,000Hz およびそのハーモニックであり，周波数 f は一般に次式で与えられる。

$$f=\frac{Vn}{3.6\times 2\pi r}\ \text{Hz}$$

ここで，n＝タイヤ周上に含まれる溝の数
r＝タイヤの動的転動半径（m）
V＝移動速度（km/h）

現在市販されている自動車用タイヤは，このパターンノイズを抑制する方法として，ピッチバリエーションが用いられている。これはリブまたはラグの各ユニットの長さを2～5種変化させ，かつこれをランダムに周上配置させることにより，等ピッチ配列の場合に発生する特定周波数の騒音をそれより低いレベルの数多くの周波数に分散し，聞きとりにくくする方法である。しかし，この手法によっても，減音量は2～3dB(A)程度であるとされている[7]。

② スケルチ（squelch）

タイヤは縦断面形状が円であるのは当然であるが，横断面も丸味を帯びている。これは車輪のサスペンションの姿勢が変化しても接地性を損わないためである。

丸くデザインされた接地部が地面に接する場合には，変形を受けて平らになるが，高速度になれば平滑な路面をトレッドゴムが打撃し，かつクラウンRがつけられていることにより接地面でスリップが発生する。このために生ずる音がスケルチである。

中型タイヤでは，スケルチの基本周波数は常用速度で200～350Hzである。

③ ロードノイズ（road noise）

タイヤは空気を詰込んだ弾性体であるので，衝撃が加われば固有振動によって音を発する。これがロードノイズである。一般にバイヤス構造のタイヤの固有振動数はトレッド部で100～150Hz，サイドウォール部で20～50Hzである。

④ サンプとラフネス（thump and roughness）

形状の不整，ホイルのアンバランス，振れ，周上剛性の不均一などにより，タイヤ自体から加振力が生じて，路面の凹凸によるものと同じようにタイヤの固有振動数を伴った音を発する。

サンプとはタイヤ1回転に1回発生する周期的打音をいい，ラフネスはタイヤ1回転に数回加振されて発する音とか，サンプが連続音となり，こもり音となった音をいう。

⑤ スキール（squeal）

急発進，急制動，急旋回時にトレッドエレメントが水平力を受け，すべり抵抗の限界をこえて断続的なすべりを生じ，そのときに発するトレッドゴムの弾性振動音がスキールである。

（ii） 風切り音

車体の気密性の悪さによること，車体外部の突起物が風を切ることなどが原因で生ずる騒音である。

風切り音の主要な原因は自動車の表面から発散される渦によるもので，

騒音レベル $\text{dB(A)}=55\log_{10}V+k$

ここで V＝空気に対する自動車の相対速度
k＝未定の常数

で表わされる[3]。

風切り音はタイヤ騒音以外の機械音と同様に，路面との関係はない。

（4） 大型車の騒音

T. Priede 他は大型トラック3車種における動力音の寄与率をＩＳＯ加速走行試験と定置試験の騒音データから求めている[8]。

この結果，ファン騒音はＩＳＯ加速走行試験の場合はファン回転が低いため定置試験の場合より小さく，動力伝達機構音は定置試験の場合は小さいが，ＩＳＯ加速走行試験の場合は大きいことを指摘している。

ＩＳＯ加速走行試験の場合，全体レベルが90～91dB(A)であるもののうち，吸排気騒音レベルが80～86dB(A)ファン騒音レベルが80～90bB(A)，動力伝達機構騒音レベルが75～85dB(A)であり，エンジン騒音レベルが88～91dB(A)に対して，音質に相違があるにせよ，ファン騒音レベルが対等な大きさの音源であることは注意を要するとしている。

（5） 乗用車の騒音

国産乗用車について車外騒音レベルの実測を行なったので，この結果から国産乗用車の場合の各騒音要素の全体騒音レベルに対する寄与率について考察する。

測定 場所：土木研究所千葉支所試験走路

受音点位置：車両中心線から側方7.5 m

受音点高さ：地上1.2 m

被測定車：2,000cc 級国産乗用車

供試路面：コンクリート（R=0.37）および2cm厚フェルト路面

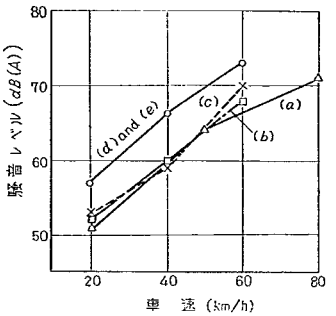


図-2.2 走行条件別車外騒音

図-2.2は走行条件別に車外騒音の騒音レベル（dB(A)）と速度との関係を示したものである。

図中の曲線（a）は，駆動輪をジャッキアップし，窓を閉めた状態でのスピードメータの指度と騒音レベルの関係を描いたものである。したがって，前述のエンジン音動力伝達機構音の二者が含まれていると考えられる。さらにこのとき，ミッションギアをニュートラルとし，動力伝達機構音の含まれない状態での測定をも行なったがほとんど差が認められなかった。このことは，このような状態では動力伝達機構音はほとんど全体の騒音レベルのうえに影響していないといえよう。

曲線（b）は，路面上に厚さ2cmのフェルトを敷いて，その上を惰性走行させた場合のものである。したがってこのときは動力伝達機構音とタイヤ・フェルト音が発生しているはずである。また，この程度の車速では示度に現われるほど大きな風切り音は発生していない。

曲線（c）は，（b）のフェルト上で定常走行を行なった場合のものである。タイヤ音以外は通常の路面を走行するときと同様なものとみなすことができる。

曲線（d）は，コンクリート路面上で惰性走行を行なった場合のものである。したがって，（b）との差が路面によるタイヤ音の変化分である。

曲線（e）は，コンクリート路面上で定常走行を行なった場合のものである。

車速60km/hの場合について，この実験の結果をデシベルの加減算によって各要素別にレベル値を求めると，表-2.1のようになる。

表ではエンジン音と排気音を同一のものとしているが現場の状況や他の資料によれば，エンジン音に対して排気音は無視しうると考えられるからである。

この結果，普通の路面での走行の場合，すなわち（e）のコンクリート定常走行の場合は，この程度の速度のときは，車外騒音レベルはほとんどタイヤ騒音だけによって支配されていることがわかる。タイヤ騒音はエンジン騒音の7dB(A)増，すなわち音響エネルギーで約5倍の強さを示している。

2.2 自動車のパワーレベル

（1） 概 説

音源の音響的エネルギーのレベルをパワーレベル（PWL）といい，次式で定義される。

$$PWL=10\log_{10}\frac{W}{W_0}\quad(dB)$$

ここで，

W ＝音源の総エネルギー (Watt)

W_0=基準エネルギー$=10^{-12}$ (Watt)

道路交通騒音は音源である自動車のパワーレベルに非常に関係している。パワーレベルが車種，速度，路面性

表-2.1 各要素による車外騒音レベル（速度60km/h）

走行 / 要素	(a)空転	(b)フェルト惰行	(c)フェルトドライブ	(d)コンクリート惰行	(e)コンクリートドライブ
エンジン，排気	dB（A）66	dB（A）—	dB（A）66	dB（A）—	(C)よりdB(A)66
伝達機構	56以下	左欄より56	左欄より56	左欄より56	左欄より56
風切り	—	56以下	左欄より56	左欄より56	左欄より56
タイヤ	—	68	左欄より68	73	左欄より73
合計	(66)	(68)	70	(73)	74
実測値	66	68	70	73	73

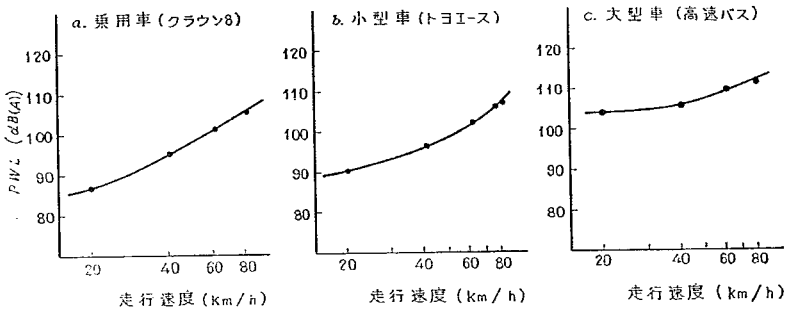


図-2.3　走行速度とパワーレベルとの関係（セミログ目盛）

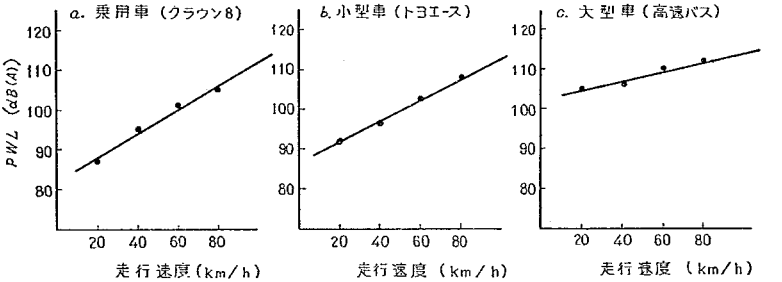


図-2.4　走行速度とパワーレベルとの関係（リニヤ目盛）

状等とどのような関係にあるかということを知ることは道路交通騒音の予測を行なう場合および対策を検討するうえできわめて重要である。

この節においては，定常走行時における速度とパワーレベルとの関係，坂路におけるパワーレベルの変化および停止発進時におけるパワーレベルの大きさについて述べる。

（2）　走行速度とパワーレベル[9]

これまでの資料によると，速度が2倍になると騒音レベルが約12dB増加していることから，自動車騒音のエネルギーが速度のほぼ4乗に比例するとして，速度とパワーレベルとの関係を求めている[1]。しかし，土木研究所における実測では，定常走行時ではパワーレベルは速度に一次比例すると考えた方が妥当であるという結果を得た。

昭和45年6月，千葉支所の試験走路において，乗用車（クラウン8），小型車（トヨエース），大型車（高速バスおよびイスズ撒水車）の3車種について，定常走行時の速度とパワーレベルとの関係を実測した結果の一部は図-2.3および図-2.4のとおりであった。

図-2.3は縦軸にパワーレベル（dB(A)）をリニヤ目盛で，横軸に走行速度を対数目盛でとったものである。実測範囲20～80km/hを通じては直線関係（$\log_{10}V$）に比例する）とはみなすことは無理である。

図-2.4は同じ結果を横軸をリニヤ目盛にとって表わしたものである。この結果から，定常走行で走行している範囲については，むしろ速度とパワーレベルとの間には一次の関係式が成り立ち，$a \cdot V+b$ の形で表わすのが妥当であるといえよう。

表-2.2は実測結果を一次式で表わしたものであり，こ

表-2.2　モデル車パワーレベルの実験式

車種	車名	荷重	PWL (dBA)
乗用	クラウン8	1人乗車	$0.31V+81$
小型	トヨエース	1人	$0.28V+86$
〃	〃	1人＋2t	$0.30V+85$
大型	イスズ撒水車	1人	$0.24V+91$
〃	〃	1人＋4.5t	$0.20V+97$

路面指数$R \fallingdotseq 0.5$

表-2.3 一般車の走行速度とパワーレベル

車種	勾配 i(%)	測定台数	平均速度 (km/h)	平均パワーレベル (dBA)	パワーレベルの回帰式 (dBA)	相関係数
大型	−4.8	82	65.0	106.3	$0.317V+85.6$	0.464
	−2.4	45	66.5	107.6	$0.121V+99.7$	0.289
	0	116	59.5	106.0	$0.266V+90.2$	0.497
	+2.4	74	62.0	107.6	$0.187V+96.0$	0.392
	+4.8	53	54.3	107.8	$0.270V+92.3$	0.697
小型 (乗用ライトバンを除く)	−4.8	33	64.9	97.0	$0.233V+81.9$	0.697
	−2.4	35	72.2	100.8	$0.124V+91.8$	0.340
	0	48	63.6	98.5	$0.163V+88.1$	0.411
	+2.4	35	62.1	99.2	$0.213V+86.1$	0.591
	+4.8	51	53.6	98.2	$0.144V+90.5$	0.518
乗用 (ライトバンを含む)	−4.8	51	70.8	95.4	$0.152V+84.7$	0.648
	−2.4	63	76.9	99.2	$0.173V+85.6$	0.716
	0	103	66.2	96.5	$0.212V+82.4$	0.818
	+2.4	62	74.8	98.5	$0.166V+86.1$	0.745
	+4.8	54	63.5	96.8	$0.205V+83.1$	0.686

ただしV：速度 (km/h)，i：上りを正とする。路面指数$R\fallingdotseq 0.2$

の表の実験式で計算した値と実測値との誤差はおよそ1dB以内であり，良く一致している。また，表の実験式の勾配は，速度40～60km/h の範囲では，ほぼ速度の4乗 ($40\log_{10}V$) に比例している。

つぎに，道路を走行する多数の一般車について，速度とパワーレベルとの関係を求めるために実測を行なった。

測実地点としては，国道16号の千葉一野田間の縦断勾配0，2.4，4.8%の地点を選び，そこを通過する一般車について，一台ごとに速度と騒音レベルを測定し，これからパワーレベルを求めた。

車種ごとに平均速度とパワーレベルとの回帰式を求めた結果は，表-2.3のとおりである。平坦部走行の場合は勾配0%の欄に示すとおりである。

この結果，車種によって多少異なるが，一般的に次式で表わすことができる。

$$PWL=0.2V+C \cdots\cdots (2.1)$$

ここで，PWL＝車種別のパワーレベル (dB(A))

V ＝平均走行速度 (km/h)

C ＝常数 (dB(A)＝大型車類94，小型車類87，乗用車類84

ここで，乗用車類とは乗用車のほかにライトバン，ワゴンタイプの乗用車に準ずるものを含めたものである。したがって，小型車類とはこれらの車種を除いたものであり，オープンタイプのトラック，マイクロバスなどである。

表-2.2と表-2.3とを比較すると，速度Vの係数がモデル車の実験から得たものと，不特定多数の一般車から実測して得られたものとでは違ったものとなっている。すなわち，乗用車類ではモデル車による実験式における速度Vの係数が一般車についての回帰式における係数よりも大きくなっている。この理由は，一般車の場合は騒音の大きな車両は比較的低速で，騒音の小さい車両は比較的高速で走行しているからと考えられる。

後述の自動車騒音の推定計算には，全車種を考慮した平均パワーレベルを用いる必要がある。

(2.1) 式の常数項から，乗用車類に対して小型車類は2倍 (3dB 増)，大型車類は10倍 (10dB増) の音響エネルギーを持っているので，乗用車類a_1，小型車類a_2，大型車類a_3の混入率 ($a_1+a_2+a_3=1.00$) とすれば平均パワーレベル $\overline{PWL}$は，

$$\overline{PWL}=0.2V+84+10\log_{10}(a_1+2a_2+10a_3) \quad (dB(A)) \cdots\cdots (2.2)$$

となる。したがって，(2.2) 式を定常走行時の一般交通における平均パワーレベルを求めるための式とする。

なお，上述のパワーレベルは路側の騒音レベルから計算して求めたものであり，後述の自動車の指向性の問題があるので，厳密な意味における パワーレベル ではない。しかし，自動車騒音の推定計算に用いるのには安全側の値となっている。

(3) 坂路におけるパワーレベル

表-2.3の回帰式から得られた40，60，80，100km/hの平均値を，0%を基準として，勾配によるパワーレベルの増減を描くと図-2.5のようになる。図では下り2.4%

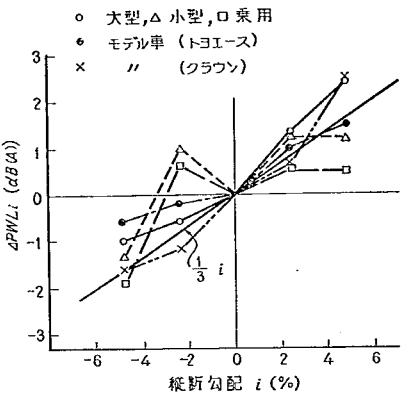


図-2.5　縦断勾配と補正値

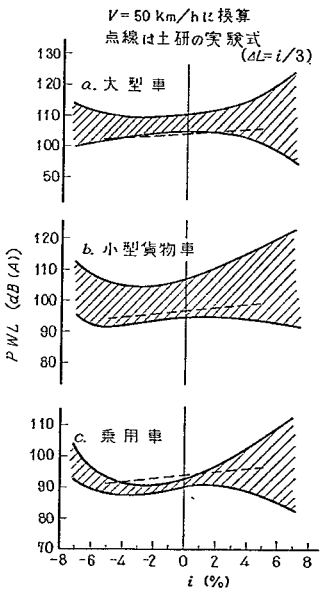


図-2.6　勾配によるパワーレベルの変化

が＋となっているものがあるが，これは下り勾配の先（つぎにくる勾配）が上り勾配となっているために，早めに加速を始める車両があったためと考えられる。

この図から，縦断勾配によるパワーレベルの増減は，トップギヤで走行できる程度の勾配（±5％以内）では次式で表わすことができる。

$$\Delta PWL_i=\frac{1}{3}i\ (dB(A))\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(2.3)$$

ここで，　i＝上りを正とする縦断勾配（％）

上の(2.3)式は勾配区間でも車速が変らないことが条件である。実際には勾配によって速度が変り，その増減 ΔV_i は，$-5<i<5$％の場合は，$\Delta V_i=-i$ という測定例がある。したがって，(2.1) 式によって，勾配による速度低下から生ずるレベル変化分 ΔL_v は，$\Delta L_v=0.2i$ となる。ゆえに，速度変化を考慮した上での変化分 ΔL_{iv} は，

$$\Delta L_{iv}=\Delta L_i+\Delta L_v$$
$$=\frac{1}{3}i-0.2i\fallingdotseq 0.13i\cdots\cdots(dB(A))\cdots\cdots(2.4)$$

となり，ギャチェンジなしで走行できる程度の坂路では勾配によるレベルの増減は無視してよい程度となる。

つぎに，±5％以上の勾配について検討するために昭和47年度に各地方建設局が実測した結果[10]をとりまとめて示すと，図-2.6のとおりである。

この結果，±5％以内では前述の実測式(2.3)式で表わしても差し支えないと判断される。

±5％以上の場合には，上り，下りともバラツキが大きくなること，および下りでレベルが逆上昇することが認められる。これは，下りでエンジンブレーキを使用するためであろう。また，小型貨物車のバラツキが大きいのは，ガソリン車とディーゼル車とが混入しているためと考えられる。

バラツキが大きいことは測定の精度にも関係があるので，今後この点についてはより詳細な調査が必要である。

（4）　停止発進時のパワーレベル[11]

都市内の低速走行時または交差点などのように一定速度で走行できない場合のパワーレベルについては，定常走行状態とはかなり異なったものと考えられる。そこで停止―発進加速―定常走行へと移行する場合のパワーレベルの変化について，昭和46年度に各地方建設局が調査した。

図-2.7は，実測結果を大型自動車，小型貨物自動車，乗用自動車，軽自動車の4車種に別けてとりまとめたものである。各車種とも発進後20～30m地点で最大レベルとなり，その後120m 地点まで，ほとんど同じレベルである。

また，走行速度との関係は20km/hで最大レベルとなり，その後約40km/hに増速しているにもかかわらず，レベルは一定である。発進後20～30m地点以降，すなわち車速20km/h以上では，60km/hのときのレベルと同等であるといえる。

したがって，停止，発進のようにギャチェンジが伴う走行の場合のパワーレベルは，定常走行時の実測式(2.1)式から求めたパワーレベルよりも，かなり大きい値とな

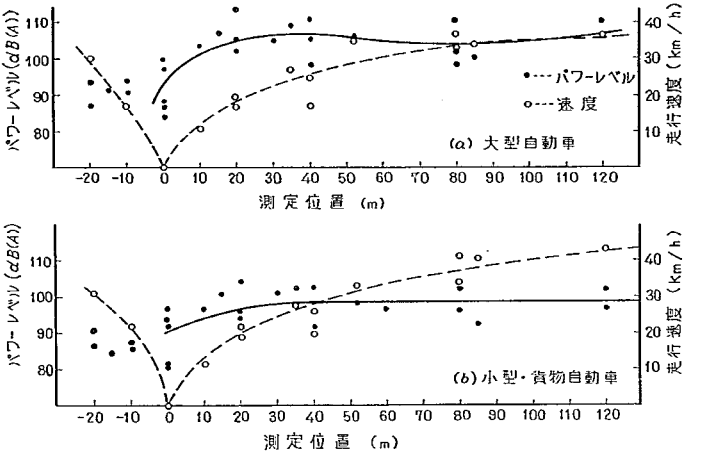


図-2.7 (a), (b)車種別パワーレベル

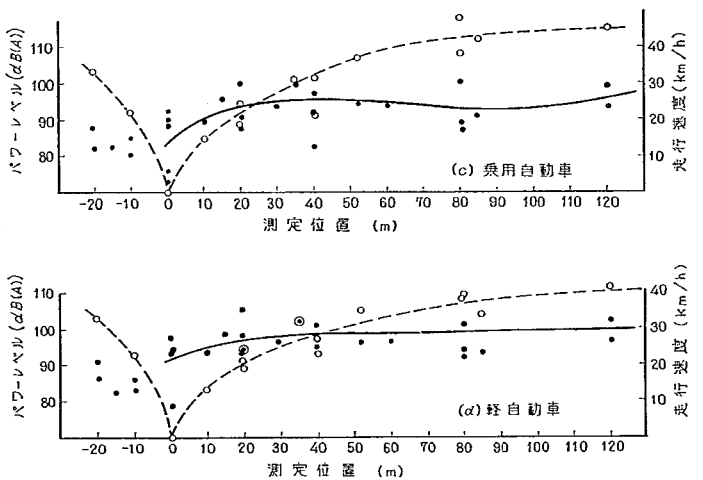


図-2.7 (c), (d)車種別パワーレベル

る。

このことは，2.1，(2)，(i)で示したエンジン騒音に関するRRLの実測式において，エンジン騒音はエンジンの回転速度が大きくなるほど大きくなるということから説明することができよう。

2.3 路面とタイヤ騒音

(1) 概 説

これまでに明らかなように，自動車騒音のうち動力音については，特に大型車のディーゼル音が問題であり，走行音については，タイヤ音が問題である。

前者については，その低減対策は自動車の構造の改善

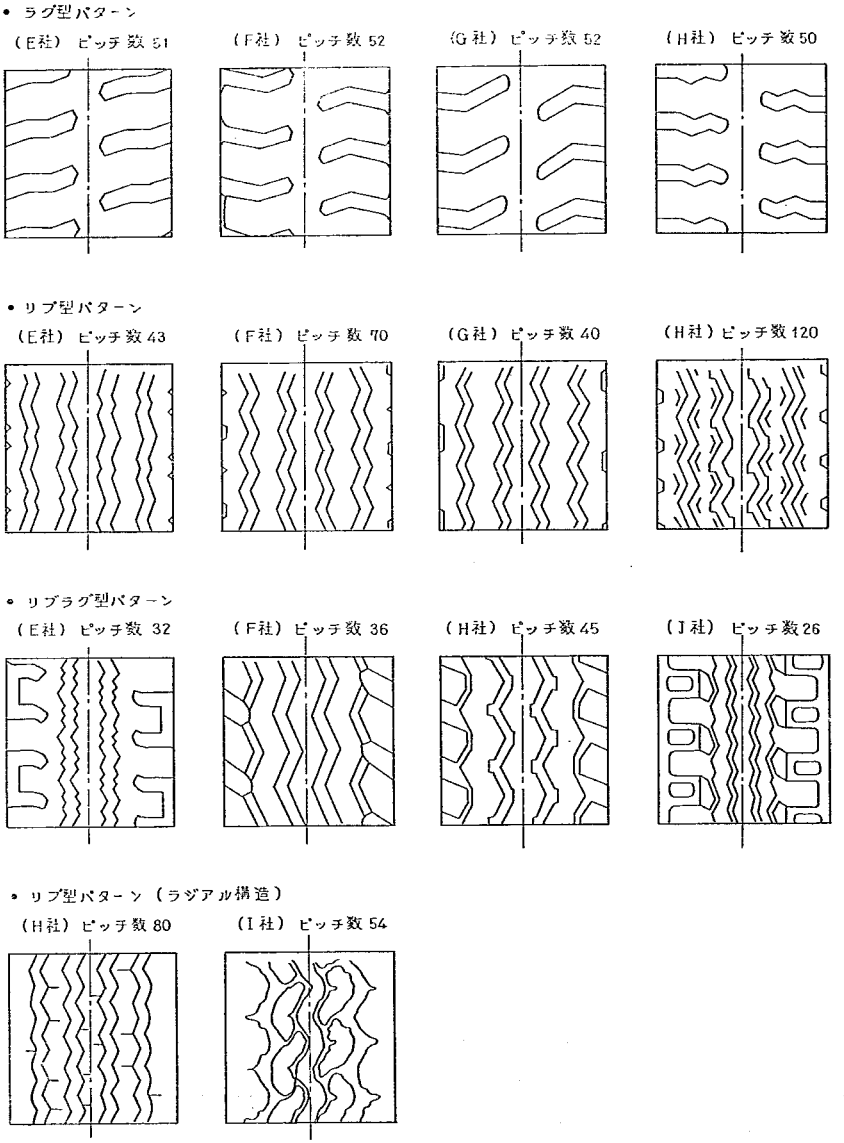


図-2.8 供試タイヤのトレッドパターン

に関することであるが，後者についてはタイヤのパターンあるいは構造の問題とともに道路の路面性状の問題があり，道路構造の一部として検討する必要がある。

この節においては，タイヤのパターンとタイヤ騒音との関係に関する日本自動車研究所の研究成果[13]を紹介し，さらに土木研究所における路面の粗さと自動車騒音との関係について行なった実験結果および各地方建設局が行なった実測結果について述べる。

(2) タイヤパターンとタイヤ騒音

(i) 大型トラック・バス用タイヤのタイヤ騒音

測定場所は谷田部の日本自動車研究所の高速周回路（コンクリート路面）であり，供試車は表-2.4に示す諸元であり，供試タイヤのトレッドパターンは図-2.8に示すとおりである。

表-2.4 試験車両の主要諸元

型式 / 諸元	後輪2軸トラック(A)	前輪2軸トラック(C)	普通トラック(D)	高速バス(B)
最大積載量(ton)	11	11	8	50人乗
総重量(kg)	20,250	18,970	14,380	12,700
前軸重量(kg)	4,470	9,200	4,660	3,900
後軸重量(kg)	15,780	9,770	9,720	8,800
総排気量(l)	11,044	10,178	13,273	10,308
気筒数及び配列	6直列	6直列	890°V	6直列
タイヤ総本数(本)	8	8	6	6
前軸本数(本)	2	4	2	2
後軸本数(本)	6	4	6	4
タイヤ圧(kg/cm²)	7.2	8.0	8.0	7.5
タイヤ配列 ○1軸2本 ◎1軸4本				

実験結果の概要は，つぎのとおりである。

①トラック・バス用のタイヤのタイヤ騒音は，車両によって異なるが，一般的に用いられているラグ型パターンのタイヤの騒音レベルが最も大きい。70km/h以上の高速時においては，車外騒音の主要因と考えられる。

②大型トラックでは，ラグ型パターン以外のタイヤを装着の場合は，車外騒音は車両の機関，排気騒音によってほとんど支配される。

③タイヤ騒音レベルはラジアル構造の場合が最も低い。

④道路交通騒音を低減する立場から考えると，大型トラックの場合，車両自体の機関，排気騒音の低減が第一である。

ついで，タイヤ騒音については，ラグ型パターンのタイヤについては，その利点はあるにしても，暫次その他のパターンのタイヤに変更すべきである。特に高速走行を行なう車両については，ラグ型パターンの装着は適当でない。

(ii) 中型トラック用タイヤのタイヤ騒音

試験車は4トン・ディーゼル車であり，供試タイヤはラグ，リブラグ，ラジアル（2種），スノー，リブ，スムースの7種類である。

実験結果の概要は，つぎのとおりである。

① タイヤ側に約500Hzの共振系があると考えられ，ラグおよびリブラグ型パターンでは，パターンのピッチ周波数がこの共振周波数付近に一致するとき，顕著なピークを持ち，タイヤ騒音が問題となる。

② ラグおよびリブラグ型タイヤ以外は，現段階では問題は少ないと考えられる。

③ 機関音（主としてディーゼル機関音）とタイヤ騒音とに分ければ，前者の周波数は主として400Hz以下と1,000Hz以上の成分が多く，400～1,000Hzの中間領域ではタイヤ騒音が支配的となる。

このことは，伝搬による減衰を考慮すると400～1,000Hzのタイヤ騒音がある距離はなれた地点では支配的になり得るかもしれない。

④ 空気圧の低下によって，タイヤ騒音は増大する方向にあり，特にラグ型タイヤの場合はその影響が大きい。

(3) 路面粗さと自動車騒音

(i) 西桂試験舗装における実験

実験は中央自動車道の西桂試験舗装で行なった。この舗装区間には，およそ4種類の舗装があり，その表面粗さは表-2.5に示すようなものである。

表-2.5 供試路面の粗さの指数

No.	路面の名称	拡大径(cm)	R(平均砂厚)(mm)
1	シリカサンドアスファルト	100	0.04
2	密粒度 アスコン	53	0.14
3	ギャップ式 アルコン	26	0.55
4	グースアスファルト	18	1.18

表の R（平均砂厚）とは粗さの指数であり，粒度の整った細砂（0.15～0.30mm）30ccを路面上に盛り，ストレートエッジで円形に広げたときの拡大面積から砂の平均厚さを算出したものである。

実験に使用した車両は表-2.6に示すとおりである。A-1とA-2との違いは装着しているタイヤが異っているだけである。

A-1は普通の乗用車用リブタイヤを装着しており，A-2は同一車両にスムースタイヤを付替えたものである。スムースタイヤとは普通のタイヤのクラウン部の凹凸模様がなくなるまで削り落したものであり，100%摩耗したタイヤとみなすことができる。

表-2.6 被測定車両

No.	記号	車両型式	エンジン	タイヤ
1	A－1	普通乗用車（セダン）	2800cc ガソリン	リブ型
2	A－2	同上	同上	スムーストレッド
3	B	小型乗用車（セダン）	2000cc ガソリン	扁平リブ型
4	C	中型車（20人乗マイクロバス）	1900cc ガソリン	リブ型
5	D	大型車（7トン トラック）	ディーゼル	高速タイヤ
6	E	大型車（50人乗 乗合バス）	同上	同上

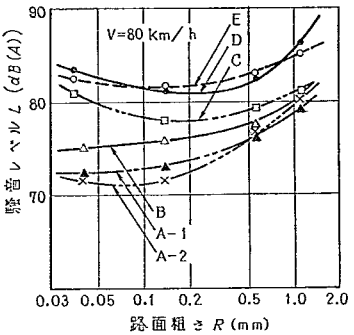


図-2.9 車種別路面粗さと車外騒音

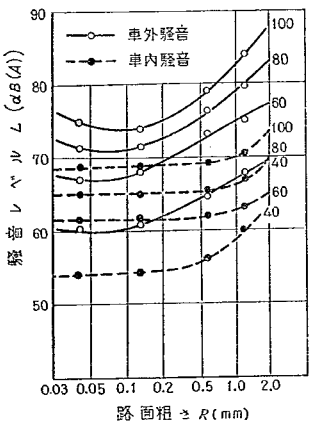


図-2.10 乗用車A-2の速度別騒音レベル

図-2.9は車種別に路面粗さと車外騒音レベルを，速度80km/hについて示したものである。また図-2.10は車両A-2について，自動車内外の騒音レベルを速度別に描いたものである。

この結果，車外騒音は路面の粗さによって変化し，その形はU字形となる。また，U字形の極小値を示す粗さは，速度80km/hにおいて，大・中型車は0.25，乗用車は0.1近くであることが判る。

タイヤ騒音の項 2.1，(3)，(i)で述べたように，パターンノイズと弾性振動音とは路面の粗さと逆の関係がある。すなわち，パターンノイズは粗さと反比例（右下りの曲線）し，弾性振動音は粗さと比例(右上りの曲線)する。したがって，両者が組み合わされば，U字形となる。

前述の大・中型車のU字形曲線を利用しやすいように折線で近似すると，図-2.11のようになり，極小値を生

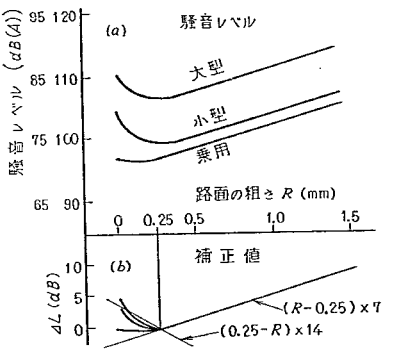


図-2.11 路面粗さと騒音レベルおよび補正値

じる粗さの指数 $R=0.25$ を基準とした場合，粗さによるレベルの増加分 ΔL は

$R<0.25$ では　$\Delta L=(0.25-R)\times 14$ ……(2.5)

$R>0.25$ では　$\Delta L=(R-0.25)\times 7$ ……(2.6)

で表わされる。

表-2.7は舗装の種別とパワーレベルの補正値のおよその値を示したものである。

(ii) 各地方建設局における実測結果[10]

昭和47年度に各地方建設局が行なった供用後の摩耗によって凹凸が激しくなった路面の粗さとパワーレベルと

表-2.7 舗装種と補正値

粗さの指数R	該当路面	補正値 ΔPWL_r
0.05以下	シリカサンドアスファルトデッキシール	+3
0.05～0.4	密粒式アスコン ギャップ式の密なもの	0
0.4～0.7	ギャップ式アスコン セメントコンクリート	+2
0.7～1.0	ギャップ式の粗なもの すりへったグース	+4
1.0～1.3	グースアスファルト 浅い模様付	+6
1.3以上	模様付 横溝付	+8

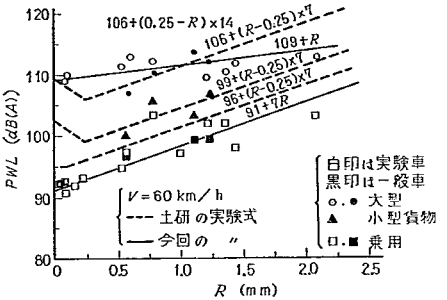


図-2.12 車種別の粗さとパワーレベルの関係

の関係の実測調査の結果は，図-2.12のとおりである。

この結果，土木研究所の行なった前述の実験による(2.5)および(2.6)式と比較すると，つぎのことがいえる。

①大型車は，一般車については土研の式と一致するが実験車についてはあまり粗さに依存していない。

②小型貨物車は，一般車のデータしかないが，土研の式とほぼ一致する。

③乗用車は，粗さに対する依存度（曲線の勾配）は土研の式と一致しているが，絶対値は3dBだけ小さくなっている。このことは，最近になって乗用車のパワーレベルが小さくなったことを意味しているとすれば，好ましい傾向である。しかし，測定例が少ないので確証はなく今後ひき続いて現場の実測資料を集積して検討する必要がある。

2.4 自動車騒音の指向性と周波数成分

（1） 概説

一般に自動車騒音の推定計算では，音源である自動車は無指向性，すなわち自動車から放射される音響エネルギーは方向によって差はないものと仮定されている。したがって，自動車騒音が極端な指向性を示すようなものであれば，この計算は成り立たなくなる。

また，自動車騒音を含めて，一般に騒音は騒音計で計測されたレベル値 dB(A) で表わされているが，この値は音の中に含まれている広域な周波数を特定の電気回路（フィルタ）を通して得たものである。したがって，騒音の中に含まれているいろいろな周波数ごとの音圧レベルを知ることは，騒音対策を立てる場合にきわめて重要なことである。

この節では，自動車騒音の指向性の調査結果と周波数成分の分析結果について述べる。

（2） 自動車騒音の指向性[18]

千葉支所の試験走路において，大型貨物，バス，小型貨物，乗用車の4車種について，横断面指向性，縦断面指向性および水平断面指向性についての測定を行なった。

（i） 横断面指向性

図-2.13は，試験走路に半径8mの半円状のマイクロ

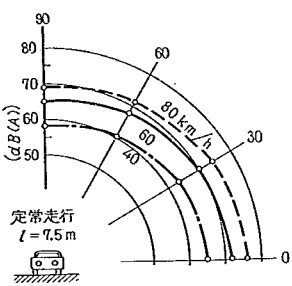


図-2.13(a) 横断面速度別指向特性（乗用車）

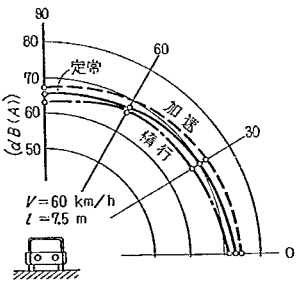


図-2.13(b) 横断面，走行別指向特性(小型トラック)

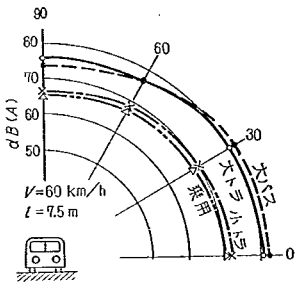


図-2.13(c) 横断面指向性特性（定常走行）

ホン支持枠を設けて，任意の点にマイクロホンを固定できるようにし，中心点を車両が通過するときの騒音レベルを測定し，左右両側の値を平均して1/4円にまとめて示したものである。

（a）は車速による特性を知るための乗用車の測定例であり，車速によって形が変ることはない。

（b）は走行方法による特性を知るための小型貨物車の測定例であり，全体としての形は変っていない。

（c）は4車種の定常走行時の測定結果であるが，この場合は車種によって若干の相違があるが，大差はない。

以上から，横断面上のレベルは，速度，走行方法および車種によって形の変化はないものとしてよい。

しかし，側方方向（図の0°方向）と直上方向（図の90°方向）とでは明らかにレベルの差があり，その差は5～10dB(A)である。このように差が生ずるのは，自動車は発音体（エンジン，タイヤなど）の上に車体が覆いかぶさった形にできているからであるといえよう。

（ii）　縦断面指向性

図-2.14は，縦断面すなわち車両の左右中心線および鉛直線を含む面で測定したレベルを，車両中心点から12mの距離に統一換算した値である。

先の横断面の場合と同様に上方がつぶれた形となっているが，車種によって明らかな相異を生じている。

つまり，キャブオーバー型では直上軸（90°）をはさんで前後対称形であるが，フロントエンジン・ボンネット型では前方にリヤエンジン型では後方に張り出した形となっている。

（iii）　水平断面指向性

図-2.15は，地上1.2mの高さで，全周にわたる測定値を左右平均して半円に示したものである（平均前は排気管の開口方向のレベルが高い）。

以上をまとめると，自動車の騒音レベルは計測する方向によって5～10dBの違いがあり，それはエンジンおよび排気管の開口部の位置およびタイヤ特に荷重の大きい後部タイヤが，その方向からよく見えるかどうかによるところが大きい。

一般に測定されている地上1.0～1.5m高の側方レベルは全体からみると大きめである。したがって無指向性と

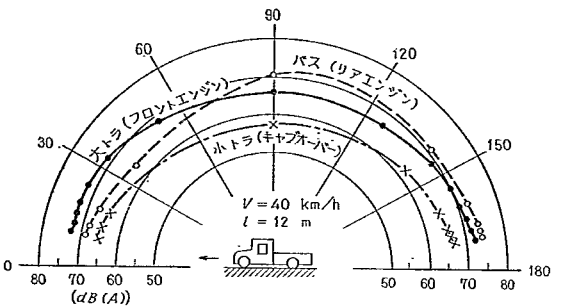


図-2.14　縦断面指向特性（定常走行）

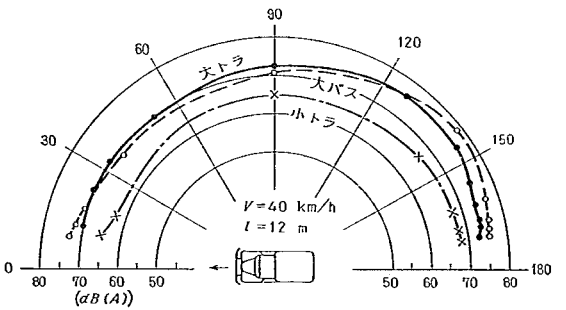


図-2.15　水平断面指向特性（定常走行）

仮定して側方レベルから計算されたパワーレベルは大きめであり，このパワーレベルを用いて騒音レベルを計算する場合は大きめに計算され安全側であることが判る。

(3) 自動車騒音の周波数成分

(i) 試験走路における実験結果

① 実験概要

実験場所：千葉支所試験走路

車　　種：乗用車，小型トラック，大型トラック，大型バス

速　　度：20～80km/h

走行方法：定常走行，加速走行，惰性走行

② 走行速度による分布形状の推移

速度変化による分布形状の変化は全車種とも同一の傾向を示した。

図-2.16はその典型的な例である。特徴は速度によってピークレベルを示すバンドが移動するということと，ピークレベルを示すバンド以外の全バンドは速度とともに一様に上昇するということである。速度によってピークレベルが移動するということは，防音対策を考える場合速度によって，例えば遮音量が異なってくるということを意味する。

③ 走行状態による分布形状の推移

図-2.17は定常走行，加速走行および惰性走行の3態の走行状態における分布形の変化を，大型トラックと乗用車の60km/hの走行時について示したものである。小型トラックは両者の中間くらいに相当している。

ここで，加速走行とはトップギヤのままアクセルペダルをいっぱいに踏み込んだ状態をいい，惰性走行とはアクセルペダルを全く踏んでいない状態のことである。定常走行は適度にアクセルペダルを踏み込んでいるので，図のように前二者の中間に位置する。

図から判るように，加速することによって63～125Hzのバンドレベルが大幅に増加する。これは排気音によることが明らかである。このこのは消音器を完全にすることによって自動車騒音を改善できる余地があることを示しており，また登坂部では遮音量の得にくい低周波数のレ

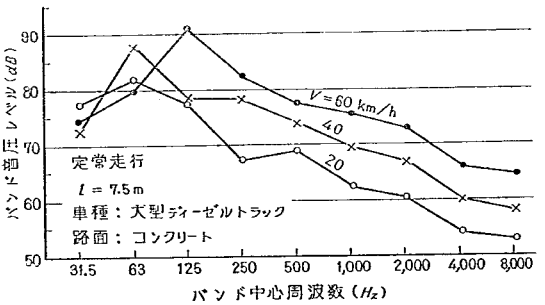


図-2.16 走行速度と周波数成分の推移

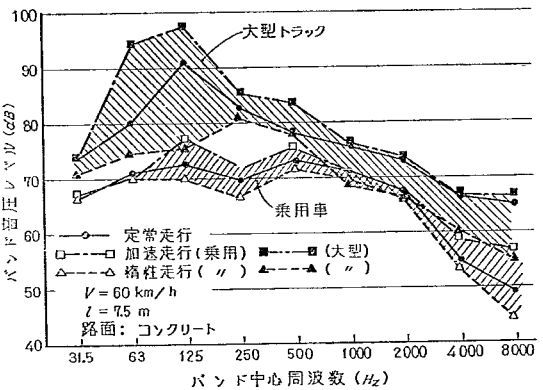


図-2.17 走行方法と周波数成分

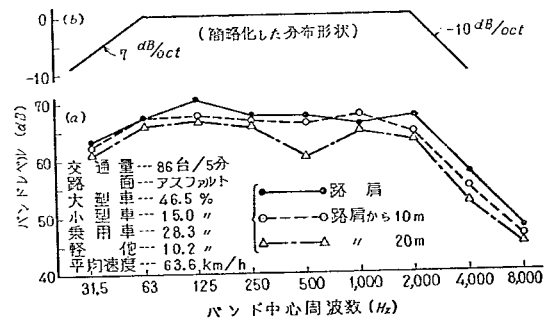


図-2.18 幹線道路郊外部定常走行時周波数成分・・

ベルが増大することを示している。また，低音域のレベルが増加するということは，ギャチェンジなしで登降する坂路部のオールオーバー値（dB(C)）の増減の割に，騒音レベル値（dB(A)）の変化が少ないという理由にもなっている。

次に，60km/hの定常走行音は，大型トラックと小型トラックでは125Hzにピークを持つ右下りの分布形となっているが，乗用車および大馬力のディーゼルエンジンを搭載した高速バスは63～2,000Hzではほぼ平坦な分布形を示している。

（ii） 一般交通の実態

前項の実験結果から路側における一般交通の実態は，車種構成，通過速度，縦断勾配が判れば推計することができるが，つぎに実測調査の結果について述べる。

測定場所は滋賀県水口町の国道1号で，測定地点を含む前後は平坦な直線の2車線のアスファルト舗装であり両側は水田（稲なし）となっている。

測定点の位置は地上高1.5mで，路肩部（道路中心線から4m），路肩から10mおよび20mの3地点である。

図-2.18は，上記の3地点でそれぞれ3分間録音し，実験室に持ち帰った録音テープをくり返し再生することによって得られたバンドごとの連続記録から求めた中央値をプロットしたものである。

図の分布形状は，おおむね実験結果から予想されるように，63～2,000Hzはほぼ平坦となっている。そして，この形を簡略化したのが同図(b)である。このように，郊外部の平坦な道路における自動車騒音の周波数分布形は図-2.18(b)のようになっているとみなしてよい。ま

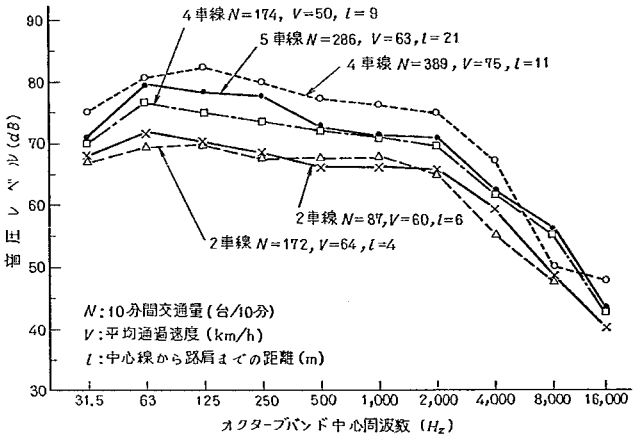


図-2.19　幹線道路路肩部でのバンドレベル中央値

表-2.8　自動車騒音の規制値（昭和45年12月改正運輸省令）

自動車の種類		騒音レベル	
		定常走行騒音および排気騒音	加速走行騒音
旧	全車一律	85ホン(B)	規制なし
現行	乗用車 普通	70ホン（A）	84ホン(A)
	乗用車 小型		
	乗用車 軽		
	トラック 車両総重量3.5トン以下	74	85
	トラック 3.5トン以上で原動機最高出力200ps以下	78	89
	バス 3.5トン以上で200ps以上	80	92
	小型二輪車	74	86
	軽二輪車	74	84
	第一種原付自転車	70	80
	第二種原付自転車	70	82

表-2.9 アメリカ自動車騒音規制値（代表例）

州(市)名	適用年月	新車 試験方法(1)	新車 許容限度 dB(A) 小	新車 許容限度 dB(A) 大	使用過程車 試験方法(1)	使用過程車 許容限度 dB(A) 小	使用過程車 許容限度 dB(A) 大
California	～1972/末	Vehicle Code 指定の Administratrative Codc による加速試験法（SAE J986a および SAE J366 に基く）	<6,000 lbs 86	≥6,000 lbs 88	Vehicle Code による．すなわち Speed Limit 内のいかなる条件においても許容限度を越えぬこと．	<6,000 lbs 76/82(2)	≥6,000 lbs 88/90(2)
	1973/1～		80	86		76/82	86/88
	1975/1～		75	84			81/85 (proposal)
City of Chicago	～1972/末	SAE J986a および SAE J336 による	<8,000 lbs 86	≥8,000 lbs 88	California 州の使用過程車の試験方法に同じ	<8,000 lbs	≥8,000 lBs 88/90
	1973/1～		84	86			86/90
	1975/1～		80	84			
	～1977/末					76/82	
	1978/1～					70/76	
	1980/1～		75	75			

(1) 計測点：車両走行中心線より 50ft, 地上 4ft
(2) Speed limit of 35mile/h or less/Speed limit of more than 35mile/h

表-2.10 ヨーロッパの自動車騒音規制値（代表例） 単位dB(A)

国名	試験方法	適用年月	乗用車 Petrol	乗用車 Diesel	商用車 GVW<3.5t Petrol	商用車 GVW<3.5t Diesel	商用車 GVW≥3.5t <200PS	商用車 GVW≥3.5t ≥200PS	使用過程車の増分
Sweden	ISO 加速	1969/10～	84	←	85	←	89	←	−
Great Britain	ISO 加速	1970/4～	84	←	85	←	89	92	+3
		1974/10～	80	82	←	←	86	89	
France	ISO 加速	1962～	83	←	83	←	90	←	+1
West Germany	ISO 加速		80 (70PS/t) 84 (70PS/t)		85	←	89	92	
Switzerland	ISO 定置	1969/1～	78	82	85	←	←	←	+2
ECE Recommendation	ISO 加速	1971/8～	82	←	84	←	89	91	

た，路肩から数10mの間でこの分布形状が大きく変るようなことはない。

図-2.19は他の幹線道路の路肩部におけるバンドレベルの中央値を示したもので，全体として右下りの傾向があるが，63～2,000Hzにおいてはほぼ一定のレベル値を示すとみなしてよい。

2. 5　自動車騒音の規制の現状と今後の傾向

（1）　わが国における自動車騒音規制の現状

昭和45年12月の公害対策基本法の改正に伴う騒音規制法の改正に関連して，同年12月4日，道路運送車両の保安基準（運輸省令）の一部が改正され，自動車の発する騒音に対する規制が表-2.8のように強化された。

主な改正点はつぎのとおりである。

① ＩＳＯ　R362 の試験方法と諸外国の規制を参考にして，わが国にも加速走行騒音の規制が追加された。

② 従前は車種による85dB(B)で一定であった定常走行騒音および排気騒音の値を，車種に応じて国際的な規制値まで強化された。

なお，この省令は型式指定の新車については昭和46年1月1日から適用され，すでに型式について指定または認定を受けた車については昭和47年1月1日から適用されている。

（2）　アメリカにおける自動車騒音規制の現状

アメリカでは統一された自動車騒音規制はいまだ設けられていない状態であり，各州においても規制を定めているところは少ない。

規制活動の活発なところは California 州と Cicago 市であり，その規制値の代表例を表-2.9に示す[6]。

1972年2月のいわゆるマスキー法案で，騒音公害に対しても連邦政府が積極的措置をとるよう義務づけられ，自動車騒音についても規格の統一実施の動向である。

（3）　ヨーロッパにおける自動車騒音規制の現状

ヨーロッパの諸国においては，ほとんどの国がＩＳＯ R362 による加速試験法を採用している。

代表的な例を表-2.10に示す[5]。

（4）　自動車騒音規制の今後の傾向

ヨーロッパ諸国において，自動車騒音の規制に力を入れているのは英国であり，すべての乗用車について，1975年までに，現行の加速走行騒音 84dB(A) を 80dB(A) にまた重商用車については同様に 89dB(A) を 86dB(A) に減少させることを目標とすることが勧告されている。

さらに長期的計画として，1980年には乗用車は 75dB(A)に，重商用車は80dB(A)まで減少させるための技術的な努力を図ることが勧告されている[3]。

わが国においても，道路交通騒音の音源である自動車騒音については，現行の規制値をもって良しとせず，英国同様に，長期的計画の下に減少のための技術的検討を図るべきことを，自動車関係者に強く要請したい。

この点については，昭和48年4月，環境庁長官が中央公害対策審議会騒音振動部会に対して，「自動車騒音の許容限度の長期的設定方策について」諮問したことは，今後の傾向として，望ましいことと考えられる。

3.　道路交通騒音の伝搬

3. 1　道路交通騒音伝搬の理論的考察

（1）　音の空気中での伝搬

音が伝搬する過程における減衰は，音源の性質，媒質の性質，媒質の組み合せ，媒質の温度あるいは湿度分布などによって一様ではないが，ここでは空気中を伝搬する音の基本的性質について述べる。

音源の大きさに比べてそれよりも充分に離れた地点では，その音源を点音源とみなすことができる。点音源から放射される音の波面は球面状となる。音響出力Wの点音源を中心として，半径lの球面を考えると，その全面積$4\pi l^2$を通過するエネルギーの総和は1秒間にWであるから，単位面積当り1秒間に通過するエネルギー，すなわち音の強さIは

$$I=\frac{W}{4\pi l^2} \quad \cdots\cdots(3.1)$$

となる。

また，道路のように地面が反射面となっている半自由空間においては，半球状に広がるので

$$I=\frac{W}{2\pi l^2} \quad \cdots\cdots(3.2)$$

となる。

一方，音の強さのレベルLは，次式で定義される。

$$L=10\log_{10}\frac{I}{I_0}\ (\mathrm{dB}) \quad \cdots\cdots(3.3)$$

ここで　　$I_0=10^{-16}$ Watt/cm^2$=10^{-12}$ Watt/m^2

また，音圧レベル(sound pressure level : SPL)は，次式で定義される。

$$\mathrm{SPL}=20\log_{10}\frac{P}{P_0}\ (\mathrm{dB}) \quad \cdots\cdots(3.4)$$

ここで　　$P_0=2\times10^{-4}\mu$ bar

であり，標準状態の平面進行波については，音の強さのレベルと同一の値となる。

したがって，パワーレベルの定義式(2.2，(1)参照)と (3.2) 式および (3.4) 式とから，音源からlm離れた地点の音圧レベル (SPL) は，音源を無指向性とすると

$$\mathrm{SPL}=\mathrm{PWL}+10\log_{10}\frac{1}{2\pi l^2}$$

$$\fallingdotseq\mathrm{PWL}-8-20\log_{10}l \quad \cdots\cdots(3.5)$$

となる。

(2) 自動車が1台走行する場合

自動車を無指向性の点音源と仮定し，地面が平坦で音響的な反射体とみなすならば，音源のパワーレベルと音源から lm 離れた地点の音圧レベル L_p は，(3.5) 式により

$$L_p=\mathrm{PWL}-8-20\log_{10} l \quad \cdots\cdots(3.5')$$

を満足するはずである。

つぎに自動車が走行する場合を考えてみる。図-3.1に

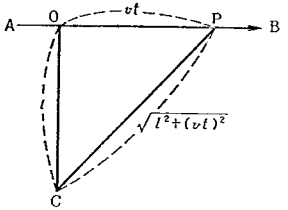


図-3.1　単音源モデル図

おいて，直線AB上を自動車Pが移動するものとし，受音点CからABに下した垂線の交点をOをとし，$\overline{OC}$ を l とする。

いま，原点をOにとり，自動車の速度を v (m/sec) とすれば，図-3.1において $\overline{OP}=vt$ であるから，$\overline{PC}=\sqrt{l^2+(vt)^2}$ である。したがって，C点の音圧レベル L_p は，音波の速度が充分大きければ

$$\begin{aligned}L_p&=\mathrm{PWL}-8-20\log_{10}\sqrt{l^2+(vt)^2}\\&=\mathrm{PWL}-8-20\log_{10}\{l^2+(vt)^2\}^{1/2}\\&=\mathrm{PWL}-8+10\log_{10}\frac{1}{l^2+(vt)^2}\end{aligned}\quad\cdots\cdots(3.6)$$

で求められる。

(3) 多数車両が1列等間隔で走行する場合

図-3.2のように，自動車の間隔を d とし，0点の右側へ P_0, P_1, P_2, ……，左側へ P_{-1}, P_{-2}, ……と番号をつけ，この添数を n とすれば，P_n に位置する自動車からC点に達する音の音圧レベル $L_{(pn)}$ は

$$L_{(pn)}=\mathrm{PWL}-8+10\log_{10}\frac{1}{l^2+(vt+nd)^2}$$

であるから，無限個からの自動車の音圧レベル L は

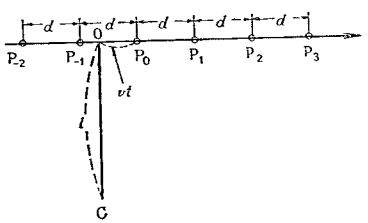


図-3.2　1列等間隔音源モデル図

$$\begin{aligned}L&=\mathrm{PWL}-8+10\log_{10}\sum_{n=\infty}^{-\infty}\frac{1}{l^2+(vt+nd)^2}\\&=\mathrm{PWL}-8-20\log_{10}l+10\log\pi\left(\frac{l}{d}\right)\\&\quad\times\frac{\sinh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)}{\cosh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)-\cos 2\pi\left(\frac{vt}{d}\right)}\end{aligned}\quad\cdots\cdots(3.7)^{14)}$$

で求められる。

また，最大値 $L_{\max}$，最小値 $L_{\min}$ および中央値 L_M は，それぞれ vt/d に 0, 0.5, 0.25 を代入して，次式のように得られる。

$$L_{\max}=\bar{L}_{\max}+10\log_{10}\left\{\pi\left(\frac{l}{d}\right)\times\frac{\sinh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)}{\cosh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)-1}\right\}\quad\cdots\cdots(3.8)$$

$$L_{\min}=\bar{L}_{\max}+10\log_{10}\left\{\pi\left(\frac{l}{d}\right)\times\frac{\sinh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)}{\cosh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)+1}\right\}\quad\cdots\cdots(3.9)$$

$$L_M=\bar{L}_{\max}+10\log_{10}\left\{\pi\left(\frac{l}{d}\right)\tanh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)\right\}\quad\cdots\cdots(3.10)$$

ここで，$\bar{L}_{\max}$ は考えている車両1台が通過するときの最大レベルで，(3.5) 式で与えられるもの，すなわち

$$\begin{aligned}\bar{L}_{\max}&=\mathrm{PWL}+\log_{10}\frac{1}{2\pi l^2}\\&\fallingdotseq\mathrm{PWL}-8-20\log_{10}l\end{aligned}\quad\cdots\cdots(3.11)$$

である。

また，

$l/d\gg1$ では

$\cosh 2\pi(l/d)\gg1$

$\{\sinh 2\pi(l/d)\}/\{\cosh 2\pi(l/d)\}$

$=\tanh 2\pi(l/d)\rightarrow1$

であるから

$$\begin{aligned}L_{\max}=L_{\min}=L_M&=\bar{L}_{\max}+10\log_{10}\left(\pi\frac{l}{d}\right)\\&\fallingdotseq\mathrm{PWL}-3+10\log_{10}\frac{1}{dl}\end{aligned}\quad\cdots\cdots(3.12)$$

となる。

上式において，誤差が 0.5 dB 以下となる領域は

$L_{\max}$ に対しては　$l/d>1/2$

$L_{\min}$ に対しては　$l/d>2/5$

L_M に対しては　$l/d>1/4$

となる。

また

$l/d\ll1$ では

$\cosh 2\pi(l/d)\rightarrow1+\frac{1}{2}(2\pi l/d)^2=1+2\pi^2(l/d)^2$

$\sinh 2\pi(l/d)\rightarrow2\pi(l/d)$

$\tanh 2\pi(l/d) \to 2\pi(l/d)$

であるから

$$L'_{max} = \bar{L}_{max} = PWL - 8 - 20\log_{10} l \quad \cdots\cdots(3.13)$$

$$L'_{min} = \bar{L}_{max} + 10\log_{10}(\pi \cdot l/d)^2 \fallingdotseq PWL + 2 - 20\log_{10} d \quad \cdots\cdots(3.14)$$

$$L'_M = \bar{L}_{max} + 10\log_{10} 2(\pi \cdot l/d)^2 \fallingdotseq PWL + 5 - 20\log_{10} d \quad \cdots\cdots(3.15)$$

となる。

上式において，誤差が0.5 dB以下となる領域は

L'_{max} に対しては　$l/d < 1/5$

L'_{min} に対しては　$l/d < 1/6$

L'_M　に対しては　$l/d < 1/10$

である。

（4） 一般道路への適用

交通量をN（台/時），空間平均速度をV(km/時）とすれば，平均車頭間隔dは

$$d = \frac{1{,}000V}{N} \quad (\text{m/台})$$

となる。

したがって

$$\frac{1}{dl} = \frac{N}{l} \cdot \frac{1}{1{,}000V}$$

であるから，この関係を (3.12) および (3.15) 式に代入して

$$L_M = PWL - 33 + 10\log_{10}\frac{N}{V} - 10\log_{10} l \quad \cdots\cdots(3.16)$$

$$L_M' = PWL - 55 + 20\log_{10}\frac{N}{V} \quad \cdots\cdots(3.17)$$

を得る。

以上の各式は，いずれも$\bar{L}_{max}$あるいはPWLにdB(A)

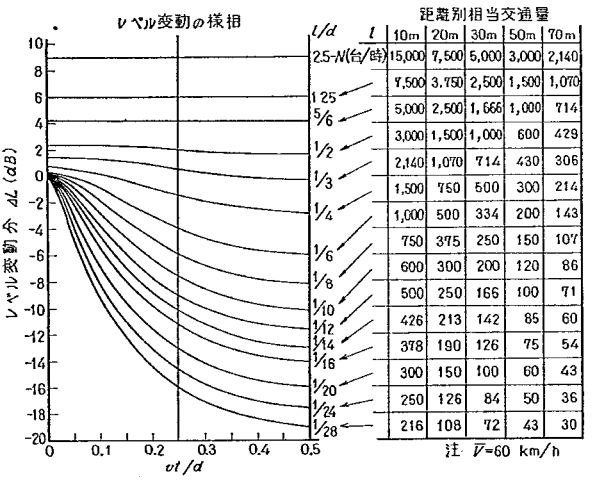


図-3.3　1/2周期間のレベル変動

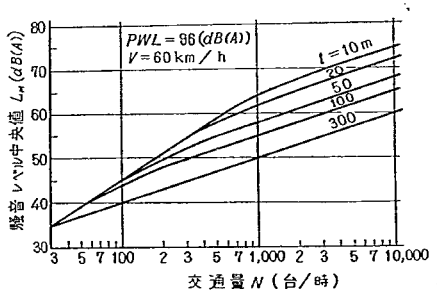


図-3.4　交通量と中央値の関係

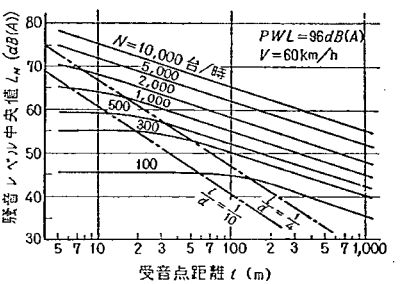


図-3.5　受音点距離と中央値の関係

の値を用いるならば，得られる L_{max}，L_{mim}，L_M は dB(A)の値，すなわち騒音レベルで与えられる

図-3.3は，$\overline{L}_{max}$ に対する時間的な変動の状態を，1/2周期について示したものである。$vt/d=0$ のところが最大値，$vt/d=0.5$ のところが最小値，$vt/d=0.25$のところが中央値である。同様にして，5，10，90，95%値なども，vt/dが0.025,0.05,0.95，0.975のところから求めることができる。また右欄は測点距離 l を10～70mとし，平均走行速度が60km/hのときの各曲線に対応する交通量（台/時）を示したものである。

図-3.4は（3.10）式および（3.11）式において

PWL=96dB(A)，　V=60km/h

として，交通量Nと中央値 L_M の関係を測点距離別に示したものである。

図から，測点距離によって $l/d>1/4$の交通量のとき，すなわち（3.16）式で表わされる場合は，交通量が2倍に増加するごとに 3dB($10\log_{10}N$) ずつ増加することが判る。

図-3.5は，同様の条件において，受音点距離 l と中央値 L_M の関係を交通量別に示したものである。

$l/d>1/4$では距離が2倍増加するごとに3dB($10\log_{10}l$) の減衰，すなわち（3.16）式で表わされる線音源の減衰を示し，$l/d<1/10$ では，(3.17)式で表わされるように距離に無関係であることを示している。

（5） 車線見通し長が有限の場合

(3.16) 式で明らかなように，$l/d>1/4$の場合は線音源の減衰を示す。ところが有限の長さの線音源については線音源の中央からの垂直距離 l が音源の長さ s の 1/5くらいまでは倍距離当り 3dB($10\log_{10}l$)の減衰となり，無限線音源の場合に近似し，音源長と同じ距離以上 $l>s$では倍距離当り 6dB($20\log_{10}l$) の減衰となって，点音源の場合と同等になることが知られている[15]。

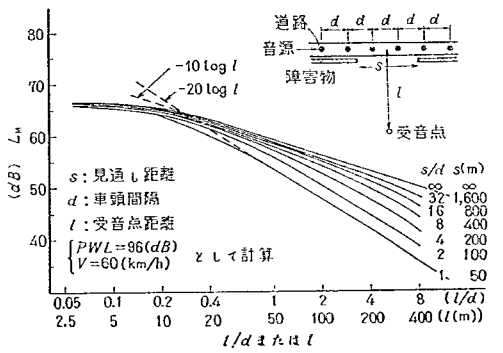


図-3.6 見通し長と距離減衰の関係

道路の場合はもちろん無限長であるが，地形あるいは構造物に遮ぎられて，実際には有限長のことが多い。したがって，このような場所における距離減衰は倍距離当り 3～6dB の範囲で変化するものと考えられる。

図-3.6 は d を基準にして，s/d（見通し区間内に常に存在する車両の数）ごとに，l/d と中央値との関係を示したものである。縦軸は d=50m (1,200台/時)，PWL=96dB(A)とした場合の騒音レベルである。

図から見通し長 s の半分以上はなれた受音点 $l>s/2$では点音源の減衰とし，また見通し長さの8分1以内の受音点 $l<S/8$ では線音源の減衰として扱うべきものであることが判る。

3．2 理論値と実測値との比較

（1） 交通量と中央値

いま，PWL，Vおよび lが一定であるとしたとき，騒音レベルの中央値L_Mは，（3.16）式から

$$L_M=10\log_{10}N+C_1 \cdots\cdots (3.18)$$

また，（3.17）式から

$$L_M'=20\log_{10}N+C_2 \cdots\cdots (3.19)$$

で表わされる。ここで，C_1 およびC_2は常数である。

（3.18）および（3.19）は，前述のように単純化した交通モデルに基づいた理論式であり，自動車音源の特性とそのばらつき，車頭間隔の不確定性，道路および周辺地域の多様性，さらに気象条件なども加わって，必ずしも実際は理論式どおりになっていないのであるが，ここでは数多い測定例の平均的傾向と比較してみる。

図-3.7は，昭和45年度に全国的規模で行なわれた建設省の直轄国道における実測資料[16]の一部であって，主要都市の市街地22地点の路側における88回の実測結果である。なお，測定は1回について1個の中央値を得るものとし，5秒間隔に10分間サンプリングしたものである。

図において，平均測定距離　$\overline{l}$=11.2m，平均車速$\overline{V}$=60km/h であり，この値とこの場合の平均車種構成とから(2.11)式により，平均パワーレベルを求めると，PW$\overline{\text{L}}$=101.5dB(A)となる。

いま，これらの値を（3.16）式に代入して，L_Mを求めると

$$\begin{aligned} L_M &= \text{PWL}-33+10\log_{10}\frac{N}{V}-10\log_{10}l \\ &= 101.5-33+10\log_{10}N \\ &\quad -10\log_{10}60-10\log_{10}11.2 \\ &= 10\log_{10}N+101.5-33-17.8-10.5 \\ &= 10\log_{10}N+40.2 \cdots\cdots (3.20) \end{aligned}$$

となり，図中の直線となる。この結果，実測値と計算値はほぼ±5dB(A) 以内に入り，よく一致しているといえる。

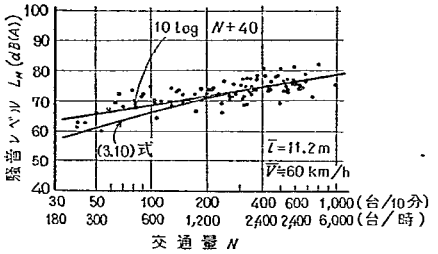


図-3.7　交通量と中央値の実測例

表-3.1　中央値と交通量の回帰式

区　分	回　帰　式	個数	相関係数
市街地2車線	L_M=11.5log$_{10}N$+39	23	0.893
市街地4車線以上	L_M= 9.03log$_{10}N$+43	56	0.620
地方部2車線	L_M=19.98log$_{10}N$+12	44	0.932
地方部4車線以上	L_M= 9.92log$_{10}N$+43	52	0.779

また，表-3.1は同じ資料を道路の区分ごとに分類して回帰式を求めたものであり，地方部2車線の場合を除いては，おおむね前述の理論式（3.18）式を満足しており，これらの式の常数項C_1は39～43の間にある。

地方部2車線の場合は，平均測点距離$\bar{l}$＝4.3m，平均車速$\bar{V}$=55km/h，平均交通量$\bar{N}$=816台/h であり，l/dの条件を検討してみると

$$\bar{d}=\frac{1{,}000\bar{V}}{\bar{N}}=67.4$$

$$\frac{\bar{l}}{\bar{d}}=\frac{4.6}{67.4}=0.0682<\frac{1}{10}$$

となり，（3.17）あるいは（3.19）式の条件にしたがっていることが判る。

この結果，このときの平均車種構成から（2.11）式により平均パワーレベルを求めると，PW$\bar{\mathrm{L}}$=105dB (A) となり，これらを（3.19）式に代入してL_M'を求めると

$$L_M'=\mathrm{PWL}-55+20\log_{10}\frac{N}{V}$$
$$=105-55+20\log_{10}N-20\log_{10}55$$
$$=20\log_{10}N+105-55-38$$
$$=20\log_{10}N+12 \cdots\cdots (3.21)$$

となり，表中の式とほぼ一致する。

同様に，昭和46年度に行なわれた建設省の直轄国道調査[11]の結果は図-3.8のようになり，（3.21）式とほぼ一

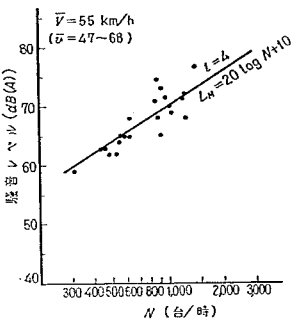


図-3.8　交通量と路肩部の騒音レベルとの関係

致している。これらの結果から（3.19）式の常数項C_2は10～12の間にある。

したがって，これらの実測値との対比の結果，交通量と道路端における騒音レベルの中央値の関係は，(3.20) 式あるいは（3.21）式で求めることができる。

なお，l/d の条件が 1/10<l/d<1/4 の場合は基本式

表-3.2　郊外平地部における交通量別90%レンジ幅

測定位置	測点数	交通量（台/10分）	下端の差 (L_{ld}) 実測値	下端の差 (L_{ld}) 計算値	上端の差 (L_{hd}) 実測値	上端の差 (L_{hd}) 計算値
路肩 l= 5.5m	12	100 以下	−13.4	−3.0	+16.9	+ 15
	9	100～200	−12.8	−2.8	+13.5	+ 7
	19	200～400	−11.7	−2.0	+10.9	+4.4
	9	400～800	−10.2	−1.0	+ 8.9	+1.4
l=26.2m (20～30m)	11	100 以下	−10.8	−2.0	+14.8	+4.4
	11	100～200	−13.6	−0.6	+11.2	+0.7
	18	200～400	−10.0	−0.1	+ 9.6	+0.0
	8	400～800	− 9.0	−0.0	+ 6.8	+0.0

ただし　90%レンジ　下端値＝L_M+L_{ld}
〃　　上端値＝L_M+L_{hd}

(3.10) 式から

$$L_M = A\log_{10}N + C$$

の形で表わされ，係数Aの値は10～20の間にあり，常数項Cの値は10～43間にあることになる。

（2） 交通量と90%レンジ値

90%レンジの上端値は主に車両個々のパワーレベルのばらつきによって，また下端値は車頭間隔の不均一性によって理論値と異なることが予想される。

表-3.2は前述の昭和45年度調査結果から実測値を求め，理論計算値と比較したものである。予想どおり計算値と実測値とは大幅に異なっており，前述のように単純化した仮定に基づく計算値は実用に役立たないことが判る。

したがって，これらの値を理論的に算出するためにはパワーレベルおよび車両間隔のばらつき，さらに暗騒音をも導入した計算式を誘導する必要があるが，これらの条件は道路の性格によって一率に定めることが難しいので，非常に困難であろう。

このために，代表的な道路の車種構成，走行状態等をシミュレートさせる移動音源装置を試作し模型実験によって騒音レベルの変動性を把握することとしている。

（3） 中央値の距離減衰

測定点が道路から離れるにしたがって，どのような形でレベルが減衰するものであるかということについて考察する。

先の理論式 (3.16) 式では，$l/d > 1/4$すなわちある程度以上の交通量があるならば，道路の至近距離以遠の地点では線音源の減衰性状を示すはずである。

表-3.3は，このことを確めるために，これまでの文献にある実測式についてとりまとめたものである。これら

表-3.3 距離減衰の実験式

実験式	条件	出所
① $L_M \fallingdotseq L_0 - 10\log l$	0～80m水田，草地	文献[17]
② $L_M = L_0 - 10\log l \pm 2$	0～161m 農地（水田）	土木研究所
③ $L_M = L_0 - 10\log l \pm 2$	108m 地点，水田稲なし	文献[16]
④ $L_M = L_0 - 12\log l \pm 2$	同上 稲あり	同上
⑤ $L_M = L_0 - 12\log l$ ～$L_0 - 18\log l$	5～40m	文献[16]

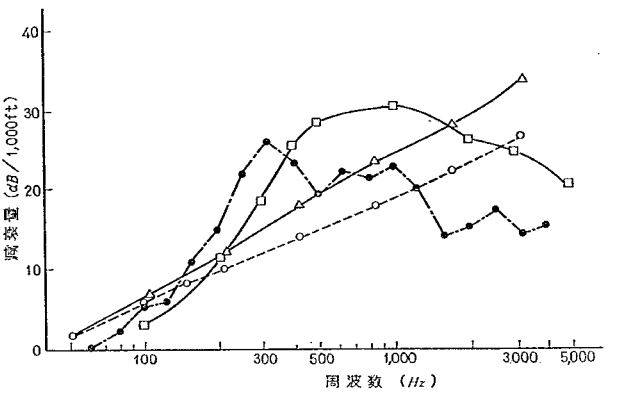


図-3.9 地面のみによる音の減衰の比較[1]

の式の測定条件は，すべて郊外の平地で路面と周囲の段差がほとんどない地点ばかりである。

表の中で①，②，③は周囲条件としては理想的（理論式の仮定と合致しているということ）なものであり，このような場合は，理論どおりに

$$L_M = L_0 - 10\log_{10} l$$

で表わすことができる。

ところが，⑤は通常一般の幹線道路の場合であり，このようなときには $\log_{10} l$ の係数が12～18の範囲にまたがっており，地域的な状況によって係数を変える必要があることを示している。

理由としては，④にも見られるように，地表面性状によること，あるいは測定点から車線を見通すことができる長さが限られていることなどが考えられる。

このうち，見通し長が有限の場合については，3.1(5)で考察しているので，以下，地表面性状によるレベルの距離減衰について，実測資料により考察する。

音が地表面上を伝搬するとき，地表面上の土，コンクリート，アスファルト，草，樹木等の環境条件によって前述の距離による減衰のほかに，エネルギーが吸収されることによる減衰が生ずる。

これらの減衰による減音量は，これまで周波数ごとに測定されたものが多く，図-3.9[1]はその1例である。したがって，騒音レベル dB(A) の値で減音量を求めるには，道路交通騒音の周波数分析を行ない，音のスペクトルを求め，これに騒音計のA特性による重みをつけてA特性のスペクトルを定め，このA特性の合成値と減音量を引いたのちのスペクトルの合成値との差を求める必要がある。

このようにして求められた自動車走行音の減衰量としては

①コンクリート面上で100m当り約 4dB(A)
②草の上で100m当り 2～5dB(A)
③草の中を伝わるとき100m当り約 9dB(A)
④一般の樹木の中を伝わるとき 100m 当り 10～14dB(A)

などの計算結果がある[1]。

この結果は，地表面性状によるレベルの減衰値のおよその値を知るためには貴重であるが，現実に道路交通騒音が問題となる地点で道路からの距離に応じた減衰状況を把握することはできない。

この点を検討するために，昭和46年度および昭和47年度に各地方建設局の協力を得て，つぎのような条件の地点を選定して調査を行なった。

①充分開けた地域の直線区間
②道路と周囲との段差がないこと
③縦断勾配が2％以下の個所
④定常走行をしている区間

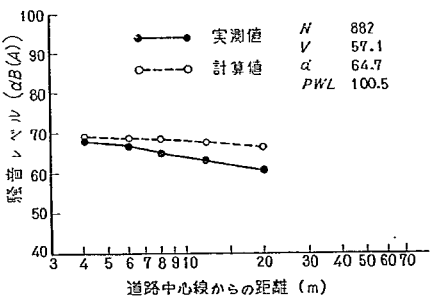


図-3.10(a)　騒音レベルの距離減衰

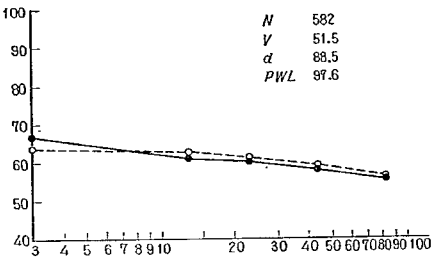


図-3.10(b)　騒音レベルの距離減衰

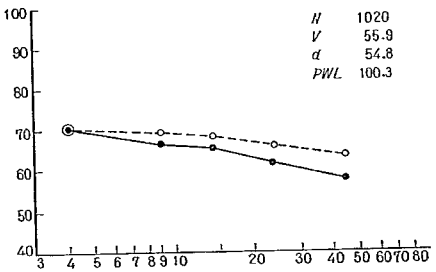


図-3.10(c)　騒音レベルの距離減衰

（i）昭和46年度の調査結果[11]

昭和46年度は裸地について調査し，実測結果の一部を図-3.10(a)～(c)に示す。計算値を求めた理論式は前出の (3.10) 式であり

$$L_M = \bar{L}_{max} + 10\log_{10}\left\{\pi\left(\frac{l}{d}\right)\tanh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)\right\}$$
$$= PW\bar{L} + 10\log_{10}\frac{1}{2\pi l^2} + 10\log_{10}\left\{\pi\left(\frac{l}{d}\right)\tanh 2\pi\left(\frac{l}{d}\right)\right\}$$
$$= PW\bar{L} + 10\log_{10}\left(\frac{1}{2dl}\tanh 2\pi\frac{l}{d}\right) \cdots (3.22)$$

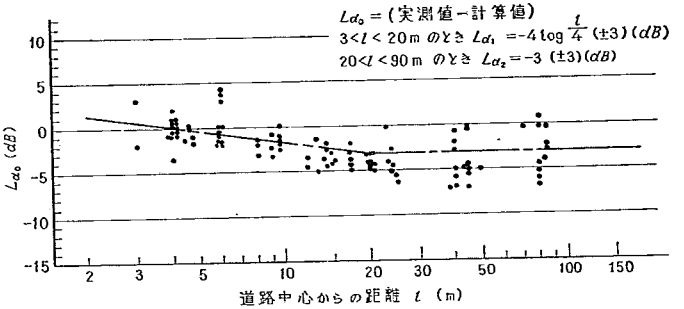


図-3.11 理論値と実測値との差（46年度調査）

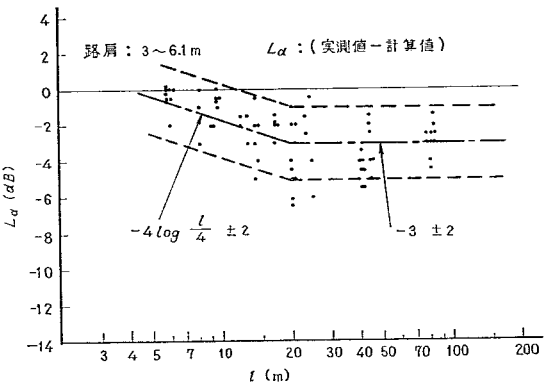


図-3.12 路肩からの理論距離減衰と実測との差（46年度調査）

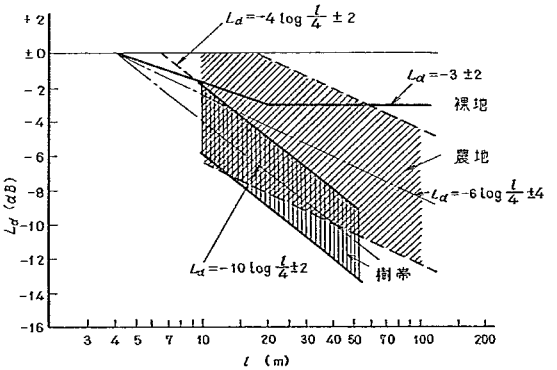


図-3.13 路肩からの理論減衰値と実測減衰値との差（47年度調査）

である。

実測から得られたL_Mと（3.22）式から計算したL_Mとの差L_{d0}を示したのが，図-3.11である。ここでPW$\bar{L}$は前出の実験式（2.11）式から求めている。

図において，l=3～5mが路肩の位置に相当し，この近辺でL_{d0}が0であることから，L_Mの理論式（3.22）式およびPW$\bar{L}$の実験式（2.11）式によって計算された値は，路肩においては実測値とよく一致しているとみることができる。

つぎに路肩から離れるにしたがって，すなわちlの変化に対して計算値と実測値とがどのような関係になるかを示したのが，図-3.12である。この場合，路肩における値$L_d=0$に修正して，PWLおよびdとは関係なく，lによる減衰の状況を表わしている。この調査では，lが4～80mの区間について測定を各地点同時に行なっているので，PWLおよびdは一定である。

これを数式化すれば

5m＜l＜20mにおいては

$$L_{d1}=-4\log_{10}(l/4)\pm2 \quad (\mathrm{dB(A)}) \cdots\cdots (3.23)$$

20m＜l＜100mにおいては

$$L_{d2}=-3\pm2 \quad (\mathrm{dB(A)}) \cdots\cdots (3.24)$$

と表わすことができる。

（ii） 昭和47年度の調査結果[10]

昭和47年度は草地，農地等について調査した。理論値と実測値との差L_dを，図-3.13に示す。図には46年度の裸地の結果をも同時に示した。

この結果，農地の場合は10m＜l＜100mにおいて

$$L_d=-6\log_{10}l/4\pm4\,(\mathrm{dB(A)}) \cdots\cdots (3.25)$$

となり，裸地に比べれば

4m＜l＜20mで　$2\log_{10}l/4$

20m＜l＜100mで　$6\log_{10}l/4-3$

だけ減衰が大きくなっている。

ここで4という数値が出てくる理由は，道路中心線から路肩までの距離l_oが4mであるからである。すなわち$l_o=4$は，音源から吸音地面の初まる距離であると考えてよい。

つぎに，路側の測定対象域が密生した樹帯である場合には，10m＜l＜50mで

$$L_d=-10\log(l/4)\pm2 \quad (\mathrm{dB(A)}) \cdots\cdots (3.26)$$

となっている。したがって距離減衰を考慮した総減衰量は，

$$10\log_{10}l+10\log(l/4)=20\log_{10}l-6 \cdots\cdots (3.27)$$

となり，樹帯中の騒音レベルの中央値L_Mの距離減衰は，自由空間における点音源の減衰と同等となっている。

以上から，地面が露出していない場合は，つぎのような補正を行なう必要がある。すなわち，（3.22）式または（3.16）式に加えるべき地面別の補正量ΔL_aは

草や農作物のある場合には

$$\Delta L_a=-6\log_{10}\frac{l}{l_o} \quad (\mathrm{dB(A)}) \cdots\cdots (3.28)$$

ここで　l＝道路中心線から受音点までの距離

l_o＝道路中心線から該当地面端までの距離

$l>l_o$とし，l＜100mとする。

密生した樹木のある場合には

$$\Delta L_a=-10\log\frac{l}{l_o} \quad (\mathrm{dB(A)}) \cdots\cdots (3.29)$$

ただし，$l>l_o$とし，l＜50mとする。

（3.28）および（3.29）式は，l_oが4～6mの場合の実測資料から導いたものであるから，式の適用範囲はl_o=4～6mの場合に限定される。

4. むすび

第2章および第3章で述べたことを要約すれば，つぎのとおりである。

道路交通騒音の発生に関しては

（1） 自動車騒音の低減のためには，動力音については，特に大型車のディーゼルエンジン音およびファン騒音の低下を図る必要がある。

（2） 走行音については，大型車では約70km/h以上乗用車では約50km/h以上の高速走行時にはタイヤ騒音が卓越するので，タイヤ騒音の低減を図るべきである。

（3） タイヤ騒音の低減のためには，大型トラックの場合，ラグ型パターンのタイヤの使用をできるだけ避けることが必要であり，また過積載の影響も大きいので，取締りを強化すべきである。

（4） 一般道路を定常走行している自動車の平均パワーレベルは

$$\mathrm{PW}\bar{L}=0.2V+84+10\log_{10}(a_1+2a_2+10a_3) \cdots\cdots (2.11)$$

で表わされる。しかし，停止および発進をくり返すような低速走行時のパワーレベルは，（2.11）式で求めた値よりも5dB(A)程度大きくなる。

（5） トップギヤで走行できる勾配区間では，dB(A)で計測される騒音レベルの増加は，ごく僅かである。しかし，ギヤチェンジを行なう必要がある勾配区間については，勾配による増加は，いくぶん大きくなる。

（6） 路面の粗さによってパワーレベルは異なり，粗さの指数R=0.25を境にして，滑かになっても粗くなってもパワーレベルは増加する。実際の路面について最も小さいものと最も大きいものとの差は，およそ8dB(A)である。

（7） 自動車騒音は完全な無指向性ではない。無指向

性と仮定して側方レベルから求めたパワーレベルは大きめであり，計算上安全側である。

(8) 自動車騒音の周波数成分は，車種，走行状態等によってピークレベルを示す周波数は移動する。しかし，一般交通を対象とする場合には自動車騒音の主成分である63～2,000Hzにおいては一定のレベルであるとみなしてよい。

(9) 道路交通騒音を低減するためには，音源である自動車の動力音の低減が第一であり，わが国においても，長期的な計画の下に現行規制値の低減を図るよう努力すべきである。

道路交通騒音の伝搬に関しては

(1) 騒音レベルの中央値は，次式により求めることができる。

$$L_M = \mathrm{PWL} + 10\log_{10}\left(\frac{1}{2dl}\tanh 2\pi\frac{l}{d}\right) \quad \cdots\cdots(3.22)$$

(2) 道路端における中央値と交通量の関係は，次式で示される。

$l/d > 1/4$ のときは

$$L_M = 10\log_{10}N + 40 \quad \cdots\cdots(3.20)$$

$l/d < 1/10$のときは

$$L_M' = 20\log_{10}N + 12 \quad \cdots\cdots(3.21)$$

(3) 理論式の仮定となっている交通条件が実際の交通条件と異なることにより，騒音レベルの90%レンジの上，下端値の計算値は実測値と非常に異なる。このために，実際の交通条件をシミュレートさせた移動音源装置を用いて実験することが必要である。

(4) 道路条件が理論式の仮定とよく合っている場合中央値の距離減衰は $L_M = L_0 - 10\log_{10} l$ の線音源の減衰を示す。

(5) 地表面性状が異なることにより，距離減衰値は地表面の性状および距離に応じて補正する必要がある。

道路交通騒音に関する調査，研究は比較的最近に行なわれたものであり，この報告で述べた結果も，さらに理論的研究が進み，また実測資料が集まれば，追加，修正を必要とすることもあろうが，一応，道路交通騒音の発生と平面道路における伝搬については明らかにされたといえよう。

今後の研究課題としては

1. 平面でない道路（切土，盛土，高架，堀割等）における騒音の伝搬に関する研究
2. 遮音壁に関する音響的および工学的研究
3. 植樹の効果に関する研究
4. 総合的防音対策のとりまとめ

等があげられよう。これらの課題についての調査研究は現在実施中であり，研究のまとまり次第，続報として報告したい。

この研究を進めるに当って，終始ご指導戴いた市原薫千葉支所長，石井一郎道路部長，吉岡昭雄元道路研究室長に厚くお礼申し上げるとともに，多数の資料の収集および解析にご協力戴いた各地方建設局の方々ならびに元交通環境研究室平野彰，交通安全研究室田宮隆夫，交通環境研究室秋山清，上原万寿夫の諸君の甚大な労苦に対して，心からの謝意を呈する。

参考文献

(1) 日本音響学会「道路騒音調査報告書」昭和44年3月，昭和45年3月.

(2) 日本音響材料協会「首都高速道路の騒音に関する研究報告書」昭和46年2月.

(3) Road Research Laboratory "A Review of Road Traffic Noise" 1970.

(4) 金泉昭「道路舗装面が自動車騒音におよぼす影響」土木技術資料11-7，昭和44年7月.

(5) 金泉昭「舗装表面と自動車騒音」舗装，Vol. 6, No. 7，昭和46年7月.

(6) 飯田能彦・五嶋教夫「タイヤノイズの研究，高速道路と自動車」Vol. XIII, No.6, 1970.

(7) 坂本雅彦「タイヤノイズについて」自動車技術会「自動車の振動騒音に関する講習会」昭和46年6月.

(8) 宮島清・稲川峯一「大型車のエンジン，駆動系の振動・騒音対策」自動車技術，Vol.26, No. 3, 1972.

(9) 金泉昭「道路構造と自動車騒音—その1—」土木技術資料，13-1，昭和46年1月.

(10) 金安公造・金泉昭「道路交通騒音と道路構造に関する調査研究」土木技術資料15-6，昭和48年6月.

(11) 交通環境研究室「昭和46年度試験調査（交通騒音）報告」土木研究所資料第763号，昭和47年6月.

(12) 日本自動車研究所「トラックおよびバス用タイヤのタイヤ騒音に関する研究」報告第6号，昭和47年9月.

(13) 金泉昭「遮音塀に関する基礎実験」土木技術資料13-11，昭和46年11月.

(14) 森口他「数学公式II」岩波全書，1957年9月.

(15) 日本音響材料協会「騒音対策ハンドブック」技報堂，昭和41年12月.

(16) 建設省「道路交通騒音調査資料(1)」昭和45年12月.

(17) 石井聖光他「京葉道路からの騒音伝搬に関する調査研究」日本音響学会講演論文集，昭和44年10月.

(18) 木村翔・安岡正人「道路騒音とその伝搬性状について」日本音響学会講演論文集，昭和45年5月.

堤防の地盤漏水に関する研究

土木研究所報告 145-1
昭. 49. 2(1974)

山村和也，久楽勝行

要　旨

河川堤防の地盤漏水は基礎地盤に存在する透水層が原因となって生じる。基礎地盤の漏水が起こる場所は河川下流部の沖積地盤に多く，地盤は粘土，シルトなどの薄い表層とその下の厚い透水性の砂れき層から成り立っている場合が多い。

本論文では地盤漏水の現象についての一般論を過去の調査結果にもとづき述べたあと，地盤の透水層を比較的単純なモデルに置き換えた場合の浸透流の解析例を種々示した。まず初めに定常流を扱ったあと，非定常流についても言及した。さらに，河の中の締め切りの場合に生じる特殊な条件の浸透流についても解を示した。

また，地盤浸透の具体的な例を示し，洪水時の透水層内の水頭分布の変化など観測資料にもとづき考察を加え，さらに非定常浸透流の解析によって地盤の透水係数，貯留係数などについて検討した。

現場における浸透流の観測値と計算値を比較検討した結果，地盤を単純化した解析方法が浸透現象の説明に利用しうること，また洪水継続時間の長い河川では洪水時の浸透を定常流として扱ってよいことが示された。

キイワード（浸透流，地盤漏水，透水係数，貯水係数）

堤防補強に関しての考察

土木研究所報告 145-2
昭. 49. 2(1974)

山村和也，久楽勝行

要　旨

河川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ているため，一度氾濫を起こしたとき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，堤防補強に関し考察を加えるが，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もとづき説明する。

次に，堤防補強の着目点を明らかにする目的で，過去に起こった堤防破堤の資料を収集し，破堤の形態，原因などについて検討する。そうして越流が破堤原因の大部分であることを指摘する。

このようなことから、本論文の後半では，多少の越流に対しては耐えうるよう考案した補強堤防の破壊実験について述べる。堤防の土羽土の下に高分子布を敷き込むという簡単な補強工法であるが，実験の結果，補強効果のあることが明らかとなった。本格的な改修工事の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，このような簡単な補強によっても，効果が期待できると考えられる。

キイワード（河川堤防，確率，安全度，破堤，越流，大型模型実験）

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 145, February 1974

Study on Underseepage beneath Levees

Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis:
Underseepage and sand boils landward of river levees are caused by the existance of pervious stratum formed by alluvial deposits.
General description on seepage phenomena is given with the aid of past investigation and observation for the purpose of a better understanding of seepage problem in the first place.
Then, the results of seepage analyses on both steady and nonsteady seepage flow are shown. This analyses are carried out by using certain simplifying assumptions and generalized foundation of pervious stratum and top stratum with uniform thickness and permeability.
Moreover, comparison between the actual data obtained by field measurement of hydrostatic pressure in the pervious stratum and results of seepage analysis is carried out.
Key words (seepage flow, underseepage, coefficient of permeability, coefficient of storage)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 145, February 1974

Reinforcement of River Embankment

Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis:
The further progress of economic activities in these years results in the excessive concentration of population and properties in these areas. This means a large increase in an estimated amount of damage by a breakdown of river embankment at a flood.
Taking this fact into consideration, necessity for the reinforcement of a river embankment is emphasized.
In the first place of this paper, reliability of a river embankment under destructive force is discussed from the point of view of a statistical interpretation in general concept.
In the latter half, full scale model test of reinforced embankments and its results are shown. The embankment for test was devised so as to withstand a overflow during a flood. The method of reinforcement was to lay a cloth beneath thin top soils at the crown and landward slope of embankment.
Key words (river embankment, probability safety factor, overflow, full scale model test.)

堤防への浸透と堤体の安定性

土木研究所報告 145-3
昭. 49. 2(1974)

山村和也，久楽勝行

要　旨

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論じる。

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，浸透流の方程式を得，ついで，数値計算によって，堤体内の非定常流について検討を加える。さらに室内の小型模型実験ならびに実物実験結果と比較し考察を加える。

降雨による浸透以外に河川水位の上昇によって，堤体内に非定常浸透流が生じるが，これに関しては実用的な面から，図解法による解き方を述べ，実際の堤防における観測記録と比較検討する。

最後に，浸透水が堤体内へ浸透していくと，堤体のすべりに対する安定性が低下する現象にも考察を加える。このため，大型模型堤防によるのり面破壊実験結果を用い，堤体内へ水が浸透することによって，土の強さが減少し，すべりに対する安定性がそこなわれていく現象を説明する。

キイワード（河川堤防，浸透流，試験盛土，斜面安定）

道路交通騒音と道路構造に関する研究(1)

—道路交通騒音の発生と伝搬—

土木研究所報告 145-4
昭. 49. 2(1974)

金安公造，金泉　昭

要　旨

道路交通騒音の発生と平面道路における伝搬について調査研究したものである。まず，自動車騒音の構成要素，パワーレベル，路面とタイヤ騒音，指向性，周波数成分および規制値について述べた。つぎに平面道路における伝搬の理論式を誘導し，実測値との比較を行ない，さらに地表面性状による減衰について調査解析した。

キイワード（自動車騒音，パワーレベル，騒音レベル，タイヤ騒音，指向性，周波数成分，音の伝搬）

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 145, February 1974

Seepage Flow in River Embankment and Its Influence on Stability of Slope

Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis:
The movement of water through a river embankment and its influence upon the stability of the slope of the embankment are described in this paper.

The seepage flow in the embankment caused by rainfall is usually unsaturated flow. Taking up the relationship between a capillary head and a degree of saturation, the unsaturated moisture flow equation is given. Then the non-steady flow in the embankment is discussed by means of the numerical solution of the equation. This solution generally agrees with the results of experiments by both a small and a full scale model.

In addition, non-steady flow in the embankment by a fluctuation of water level and the stability of slope of the embankment under the effect of a seepage flow are discussed.

Key words (river embankment, seepage flow, test fill, slope stability)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 145, February 1974

Studies of Relation between Road Traffic Noise and Road Structures (1)

—Generation and Propagation on the Plane Road—

Kozo Kaneyasu
Akira Kanaizumi

Synopsis:
This Paper reports about generation and propagation of road traffic noise on the plane road.

Main contents, 1 st, element, power level, relation between road surface and tire noise, directivity, components of frequency and values of regulation of road traffic noise. 2nd, introduce theoritical equations of road traffic noise on the plane road and compare the theoritical value with value by measurement. 3rd, surveying and analysis about attenuation of road traffic noise by charactores of ground surface.

Key words (Vehicle noise, Power level, Sound level, Tire noise, Directivity, Components of frequency, Propagation of sound,)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Vol. 145, February 1974

CONTENTS

1. Kazuya Yamamura and Katsuyuki Kutara
Study on Underseepage beneath Levees ..... (1)

2. Kazuya Yamamura and Katsuyuki Kutara
Reinforcement of River Embankment ..... (25)

3. Kazuya Yamamura and Katsuyuki Kutara
Seepage Flow in River Embankment and Its Influence on Stability of Slope ..... (41)

4. Kozo Kaneyasu and Akira Kanaizumi
Studies of Relation between Road Traffic Noise and Road Structures (1)
— Generation and Propagation on the Plane Road —— ..... (73)