

土中の非定常浸透と地下水位変動 に関する研究

昭和45年6月

宇野 尚 雄

土中の非定常浸透と地下水位変動 に関する研究

昭和45年6月

宇野 尚 雄

序

土木工学は、ある意味で、人間社会の生活向上のために自然環境を熟知し、かつそれを改革する工学であるといえるであろう。それは自然現象に精通し、その因果関係を十分把握したうえでの変革であり、建設でなければならない。したがって、自然現象の正しい理解は大前提であつて、誤まつた解釈は誤まつた変革や建設となり、災害を招く危険性を常にはらんでいる。この意味において、土木工学に課せられた重大な責務を知ることができる。

自然には、「山あり、河あり、平野あり、湖あり、海あり」である。それぞれのところで動・植物が生をうけている。そして、いみじくも Empedokles が万物の構成元素として、誤まつて掲げた四元素は自然界で重要な構成をなしている。なかでも、水は自然界を循環し、土中にあるとき、それぞれの状況に応じて、土中水とか、間げき水とか、浸透水とか、地下水とかよばれる。しかし、それらの本質に変るところは何もない。

本論文はこの土中水の諸現象に関連して、第1編では土中の非定常浸透問題に対する基礎的な研究について述べ、第2編では地下水運動に関する二、三の研究成果を述べている。したがって、上述の観点からすると、本論文は土中水運動という一つの自然現象に精通するための一研究の成果というべきものである。二つの研究課題は、いずれも大きな問題であつて、本論文によつてこれらすべてが解明されたということはもちろんできない。しかしながら、第1編では河川堤防の実際的な浸透ろ過水問題や、さらに土中の非定常浸透と排水の基礎的な現象をかなり究明することができた。また第2編では、地下水位変動の予測に関連して、具体的に調査・解析法を示して、総合的な検討の成果を示すとともに、境界条件の影響の相違を指摘し、かつ局所的な水路浸透が地下水位上昇に及ぼす効果を表わす関係を明らかにした。本研究が、この分野の研究の進歩のためにいささかなりとも寄与できるならば、この上もない幸いと言わざるを得ない。

本論文の作成に際して、著者にこの研究課題を与えられ、終始一貫熱意のこもつた御指導と御鞭撻を賜つた恩師、京都大学教授赤井浩一博士、ならびにこの研究を完成させるに際し御助言、御激励を賜つた諸先生方に対して深甚の謝意を表する次第である。また、現地調査や現地観測の資料の入手に際しては、建設省琵琶湖工事事務所および木曾川下流工事事務所との連繫に負うところ大であつて、建設省河川局河川計画課建設専門官稲田 裕氏ら関係各位に心から感謝の意を表する。また、この研究の遂行にあたり、文部省科学研究費(試験研究(分担者、42・43年度)、各個研究(43年度)、特定研究(分担者、42年度から3ケ年))の交付を受けた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

土中の非定常浸透と地下水位変動に関する研究

目 次

序

序 論

第1編 土中の非定常浸透に関する研究

第1章 河川堤防のろう水とその防止工法に関する研究	1
1.1 概 説	1
1.2 河川堤防のろう水災害の考察	1
1.2.1 淀川堤防の災害例	1
1.2.2 河川堤防の浸透破壊に対する考察	2
1.3 河川堤防のろう水とその防止工法に関する研究	11
1.3.1 淀川支川木津川堤防の場合	11
1.3.2 長良川堤防（高須輪中堤）の場合	13
1.4 結 論	31
第2章 土中の非定常浸透と排水に関する基礎的研究	35
2.1 概 説	35
2.2 土中水運動の基本的関係式	35
2.2.1 運動の式	35
2.2.2 連続の式	39
2.2.3 境界条件	40
2.2.4 一次元浸透と排水の基礎式	40
2.2.5 二次元浸透と排水の基礎式	44
2.3 水平一次元の浸透と排水に関する実験的考察	47
2.3.1 概 説	47
2.3.2 水平一次元浸透の実験装置・方法	48
2.3.3 水平一次元浸透の実験結果と考察	53
2.3.4 水平一次元浸透におけるパラメター	74

2.3.5	水平一次元排水の実験的考察	81
2.3.6	水平一次元浸透と排水に関する結論	88
2.4	鉛直一次元の浸透と排水に関する実験的考察	90
2.4.1	概説	90
2.4.2	解析式の誘導	90
2.4.3	鉛直一次元浸透と排水の実験装置・方法	95
2.4.4	鉛直上昇浸透の実験結果と考察	96
2.4.5	排水Ⅰ（湛水位の変化）の実験結果と考察	99
2.4.6	排水Ⅱ（土柱内の水面降下）の実験結果と考察	101
2.4.7	鉛直一次元浸透と排水に関する結論	108
2.5	準一次元非定常浸透流に関する研究	109
2.5.1	概説	109
2.5.2	滞水層内の浸透	110
2.5.3	不透水性基礎上の浸透	114
2.5.4	非定常浸透における重ね合わせの原理	116
2.5.5	準一次元浸透流の相似律について	117
2.5.6	砂模型による実験装置と方法	119
2.5.7	砂模型の実験結果と考察	122
2.5.8	Hele-Shaw 模型の実験結果と考察	129
2.5.9	結論	133
2.6	梯形堤体内の非定常浸透に対する実験的考察	134
2.6.1	概説	134
2.6.2	砂模型と Hele-Shaw 模型の実験装置	134
2.6.3	実験結果とその考察	136
2.6.4	結論	143
2.7	結論	143
第3章	現地揚水試験に関する研究	151
3.1	概説	151
3.2	非定常揚水の水理（従来の研究成果とその考察）	151
3.2.1	理想的な条件に対する解	151
3.2.2	特殊な条件に対する解	156
3.2.3	非定常揚水の水理のまとめ	162

8.3	現地揚水試験の考察	165
3.3.1	概説	165
3.3.2	不透水壁の存在が予想される揚水試験例	166
3.3.3	滞水層に多量の地下水伏流が認められるときの揚水試験例	169
3.3.4	初期水位補正が必要な揚水試験例	171
3.3.5	揚水井近傍の水頭損失が認められる揚水試験例	173
3.5	結論	178
第4章	結論	181
第2編 地下水位変動に関する研究		
第1章	琵琶湖周辺の地下水位変動に関する研究	184
1.1	概説(地下水位変動の調査・解析法)	184
1.2	琵琶湖周辺の土層の構成と地下水の流況	189
1.3	滞水層定数の決定	191
1.4	湖面変動にともなう周辺地下水の挙動	196
1.4.1	概説	196
1.4.2	地層構成からみた湖周辺地下水の動き	196
1.4.3	電子計算機による地下水位変動の計算	198
1.5	結論	202
第2章	観測結果からみた地下水位変動のパターン	204
2.1	概説	204
2.2	地下水位変動の観測例	204
2.2.1	高須輪中の地下水圧変動	204
2.2.2	琵琶湖周辺の地下水位変動	211
2.2.3	両流域の地下水位変動特性の考察	218
2.3	地下水位変動に影響する境界条件	218
2.4	結論	220
第3章	水路浸透による地下水位上昇に関する基礎的研究	222
3.1	概説	222

3.2	水路から地盤への定常浸透流の解析	223
3.2.1	流れ系の選定	223
3.2.2	流れ系Ⅰの解析	224
3.2.3	流れ系Ⅱの解析	228
3.2.4	流れ系Ⅲの解析	230
3.2.5	実際の流れ系の考察	233
3.3	室内の模型水路浸透実験による検討	234
3.3.1	実験装置および方法	234
3.3.2	「定水位の場合」の実験結果	236
3.3.3	「定流量の場合」の実験結果	244
3.4	結論	253
第4章	結論	257

遮水を目的とする土構築物としての河川堤防は出水に対して周辺土地への氾らんを防止しなければならない。しかし、堤体材料・断面の選定には従来から経済的制約のため、いつでも最善のものを採用することができない面もあつた。さらに堤体材料としての土は多かれ少なかれ透水性を有する。このため、堤防は出水に際して河水の浸透ろう水をいくらかは甘受せざるを得ない実情にある。この問題は土と水の問題であり、いうならば土質工学と水工学が接触している学問の境界にある種類のものであるといえよう。この意味で、従来から両分野の研究者によつて研究が進められてきた。しかしながら、上述した河川堤防における災害防止のための科学的方法の樹立とか、土中水運動に対する一貫した解析法の検討とかを目標としたものはみられなかつたようである。

土中水運動の解析にはダルシーの法則が運動の式として使用され、特殊な問題を除いて、一般的に成立する基本式と認められる。非定常運動を考える場合には、さらに連続の式が解析に必要な。これは考える現象の領域の規定にも影響されるが、従来の取扱いにおける連続の式には、二通りの考え方があることが認められる。一つは浸潤面のフロントを境いに含水比が急変するという仮定に立つものであり、他の一つは漸変するという仮定に立つものである。元来これらの考えは、前者が浸潤とか浸透とかよばれている現象に対して、後者が土中の水分移動とよばれている現象に対して、それぞれ使用されてきた。しかし、このような区別の必然性に対する検討はみられないようであつて、とくに後者の土中の水分移動の問題では、常に間げき水圧が負圧の状態に対してしか研究がみられない。また前者の立場に立つと、不飽和状態の含水比変化というものが考察できない不合理もある。

上述した考察に基づいて、本研究の第1編では、土中の非定常浸透流に関連した問題、河川堤防の防災工学的な研究、土中の非定常浸透と排水に関する基礎的な研究および地盤の滞水層定数の試験法に関する研究を行なう。

第1章では、本研究の出発点となつた問題、河川堤防のろう水に関する災害科学の樹立を目標とした研究を述べる。まず、淀川堤防のろう水実態に対する科学的検討の結果得られている事項、すなわち実際の河川堤防の災害にはろう水災害が多いこと、それが堤体基礎の高い透水性砂層の存在と堤体断面と材料の選定に際する問題の二つにおもに起因することが指摘される。このため、滞水層上の堤体と不透水性基礎上の堤体のそれぞれの浸透破壊に対する安定性について考察している。さらに破堤に到らなくても多量のろう水による災害の予知のため、堤体および基礎地盤のろう水の推定やろう水防止対策工法について、具体例を挙げて検討している。

第2章で取扱つた堤防の浸透ろう水の問題は、基本的には、土中の非定常浸透の問題であつて、これが究明される必要のあることが指摘される。この意味で、第2章では、土中の非定常浸透と排水に関して基礎的な研究を行なつている。まず、土中水運動の解析に必要な基本的関係式が整理・

考察される(2.2節)。これに基づいて、基本的な浸透・排水の現象を水平一次元の場と、鉛直一次元の場で考えて実験的に検討を加え、貯留係数 β (有効間げき率ともよばれている)を用いた解析によりかなり良好な解析ができる場合とそうでない場合のあることを明らかにし、さらに排水実験では著しい特性を見出している(2.3、2.4節)。つぎの2.5節では、実際の河川堤防に近い直立堤体に対して解析的・実験的検討を加え、滞水層内の浸透と不透水性基礎上の浸透を対比させながら究明し、前者においては重ね合わせの原理の適用性を検討している。実際の河川堤防のような梯形堤体内の浸透に関しては、解析がきわめて困難なため、2.6節で砂模型とHele-Shaw模型実験による観察結果を述べ、ある程度の説明が前節の準一次元的解析によつて可能であることなどを示す。

第3章は現地の土中水運動を取扱う際の技術的問題として、解析に必要となる滞水層定数を算出するための現地の非定常揚水試験に関する研究を述べている。すなわち、従来の揚水試験の解析法に関する種々の研究に対して、滞水層の水理学的境界条件の相違が試験結果としての水位低下関係に与える影響を分類学的に整理・考察して、今後実施されるときに指針を与えんとしている。

このように、第1編は土中の非定常浸透流に関連して、河川堤防の浸透ろう水に関する防災工学的な研究と二、三の非定常浸透と排水の現象に対する基礎的な研究を述べんとするものである。

第2編の地下水位変動に関する研究では、第1編が土中水運動に対する応用的研究と基礎的研究を取扱っているのに対比して、より広範囲にわたる地下水運動についての研究を述べる。昨今、河川改修事業は洪水疏通能力の増大や平衡勾配を実現すること、砂利採取規制の考慮など多目的な計画の基にその実施が考慮されている。また琵琶湖の総合開発では湖水の有効利用が叫ばれている。このような事態に対しては、その計画が実施されるに際して、琵琶湖では計画される湖面低下にともなう周辺地下水位の変動が、また矢作川や掛斐川においては計画されている河床低下にともなう周辺地下水位の変動が、さらに第1編第1章にみられる長良川河口せきのように逆に河川水位の上昇にともなう周辺地下水位の変動が、それぞれ予測されていなければならない。これらの問題は、広大な地下水流動における一境界条件としての河川水位や湖面の変動が流域の地下水位変動に及ぼす影響の問題であつて、一種の境界値問題である。地下水位変動の解析は、基本的には第1編に述べられる考え方によつて可能である。しかるに、地下水流動に関連したパラメーター、地層条件、滞水層定数、滞水層の水理学的境界条件など、いずれも正確な把握が困難であつて、その調査・解析には種々の方法が考察される。

本論文の第2編第1章においては、具体的に、琵琶湖周辺の地下水位変動に関する調査研究の成果を述べる。この章では、現地条件とその特性の正確な把握の必要性を強調するとともに、その調査手順と電子計算機に基づく地下水位変動の計算結果とを示して、総合的な検討と考察のもとに湖面変動にともなう地下水位変動を推定する。

第2章では、第1章に示した調査研究の結果としての、予想された地下水位変動に対して、その

後観測された地下水位変動を対比するとともに、実際の地下水位変動は境界における水位が水文学的なスケールで変動していることの影響を受けて複合した形となっていることを、2つの流域の地下水位についてそれぞれ分析・検討する。その結果、琵琶湖周辺の地下水位変動に対して採用された 詳細な現地調査とそれに基づく解析的検討の方法が満足すべき結果を与えることを示す。

第3章は地下水位変動に与える局所的な影響因子として、地表に存在する理想的な浸透性水路からの浸透流に対して基礎的な研究を行なうものである。すなわち、水路からの浸透水流による地下水位の上昇に関して、写像関数を用いた解析と室内の模型実験とに基づいて現象が解明される。

第 1 編

土中の非定常浸透に関する研究

第1章 河川堤防のろう水とその防止工法に関する研究

1.1 概 説

例年、洪水期がくると破堤、洪水はん乱、多大の災害という事態を現出し、その都度堤防の保全と洪水処理がいかに困難かを感じる。そこで、従来の河川堤防の設計・施工を回顧してみると、経済的な制約もさることながら、技術的な問題も山積している感が深い。たとえば、河川堤防の災害実態は十分に科学的に把握されていたかどうか、堤防の災害はどんなものが多いか、洪水出水による河川水位上昇に起因した堤体内浸透現象は十分究明されているかどうか、といった疑問がつぎつぎに惹き起るであろう。

本論文では、このような問題意識を出発点として、まずこの章の次節1.2では、「淀川堤防のろう水調査」の結果得られている事項を確認するとともに、河川堤防の浸透破壊に対する安定性に関して実験的考察を加えている。つぎに、1.3節では、堤体が破壊するまでには到らないけれども、局部的には多数発生している堤防及び基礎のろう水を予知するため、そのろう水量の推定方法及びそのろう水防止工法に関して、淀川支川木津川堤防と長良川高須輪中堤を対象として検討した結果を述べている。

1.2 河川堤防のろう水災害の考察

1.2.1 淀川堤防の災害例

淀川堤防は昭和34年の7号台風および15号台風による出水時にかなりの被害を受けている。被害の形態は種々あるけれども、欠壊の主要な原因を堤防天端の越流、法面破壊（浸食）および堤体または基礎のろう水、の3つに分類すると、次のようであった。¹⁾

1) 堤体浸透によるもの（67ヶ所）

裏小段陥没（12ヶ所）、裏のり面崩壊（29ヶ所）、裏石積みのはらみ出しおよび転倒（10ヶ所）、単なるろう水（48ヶ所）。

2) 基礎地盤の浸透によるもの（25ヶ所）

3) 表法面浸食および法先の洗掘（29ヶ所）

赤井らはこの被害実態から、「このように河水が直接あたる部分よりも、裏法面側の被害が圧倒的に多いことは淀川堤防の特色であつて、これは淀川では表護岸・床固めなどの低水工事が効果的に施工されていて、平時の河水を河道中央部へ集約している結果と考えられる。」と考察している。このような特徴をもつ淀川堤防の基礎地盤は、全流域にわたり厚さ十数mの砂礫層から構成されていることも判明している。

一方、河川堤防の非定常浸透流に関する従来の研究によると、河川水位の上昇により堤内浸潤面のフロントが表法面から裏法面へ漸次前進してゆく形式になるとされていた。²⁾

しかし、昭和36年10月28日の集中豪雨による出水に際して、淀川の支川木津川堤防における堤内の自由水面の時間的変化がきわめて早くなっていることが観測された。このような結果に対して、赤井らは「現実の多くの河川堤防のように基礎が透水層からなり、降雨のため堤体もかなり湿つていて、河川水位による静水圧の伝達が比較的短時間のうちに堤内に波及するような場合には、浸潤線の形は河川水位の定常状態に対して描いた流線網で得られるものに近いと考えられる。」と述べている。すなわち、現実の河川堤防は透水性基礎にあるものが少なくないと考えられ、洪水時などの河川水位上昇に対して堤内の自由水面はきわめて早く追隨して上昇するため、基礎を含めた堤体のろう水が発生しやすくなることおよび堤体土の有効応力が減少して土の強度低下が生じやすくなることが指摘される。

さて、このような河川堤防の設計はどのように考えられているであろうか。土質工学ハンドブックによれば、³⁾ 堤体断面に関しては7種類の安定計算の必要性が述べられ、築堤材料に関しては「あくまでも運搬距離、運搬方法などを考えて安価なものを選定するが、その質的な検討も忘れてはならない。」と記されている。しかし、「……………実際の施工にあたっては、材料の選択はほとんど許されないのが現状である。このため築堤材料としては好ましくない土で築堤を行なうこともしばしばある。」³⁾ このように、河川堤防のろう水災害の原因は不適切な築堤材料を用いている懸念のある点にもあることが理解される。それと同時に、堤体断面の安定計算法にも確立された計算方法が周知のものとなっていないことも指摘される。

以上を要約すると、淀川堤防の災害には小規模ではあるけれども、堤体基礎を含めた堤体ろう水によるものが多く、その原因として、

- 1) 実際の河川堤防の基礎は透水性砂礫層となつていることが多く、河川水位上昇に対する堤内自由水面の上昇が早く応答すること。
- 2) 堤体断面形・築堤材料の選定は経済的制約があつて、不十分なものになつている傾向にあること。

が指摘される。

したがって、これらの原因がそれぞれ堤体の安定性にどのように影響しているかが究明されなければならない。とくに、前者と後者の断面設計に関しては、いずれも「土中の非定常浸透現象」という基本的問題が十分解明される必要がある。この意味で、本論文の第1編の主たる研究が「非定常浸透」に置かれている(第2章)。一方、築堤材料・断面設計に関する問題も重要であるため、それらと浸透破壊との関係について、次項1.2.2で若干の実験的考察を加えた。

1.2.2 河川堤防の浸透破壊に対する考察⁴⁾

河川堤防の基礎が透水性の砂礫層から成つているとき、外水位の変動に対する堤内自由水位

の応答は、基礎が不透水性である場合に比較するときわめて早い。しかし、堤防の浸透破壊に関する従来の研究では、いずれも不透水性基礎上のものに対して検討されている。そこで、この項では不透水性基礎上の堤防と透水性基礎上の堤防の両者を比較しながら、堤体の浸透破壊の状況を室内における砂模型実験により考察する。

堤防の浸透破壊に関する従来の研究には次のものがみられる。すなわち、久保田は、土の粘着力を c 、せん断抵抗角を φ 、堤防裏法面の傾斜を θ 、単位体積あたりの土塊の水中重量を γ_b 、水の単位体積重量を γ_w 、および限界動水傾度を i_0 としたとき、堤防裏法面が浸透水に対して安定であるための条件として、次式を提案した。5)

$$i_0 = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} (\tan \varphi - \tan \theta) \cos \theta + \frac{c}{\gamma_w} \geq \sin \theta \quad (1.1.1)$$

赤井は砂質土を用いた模型実験によつて、堤防裏法面の傾斜がゆるいとき、洗掘破壊が生じ、急な傾斜ではすべり破壊が生じることを観察するとともに、洗掘破壊に対しては浸出面上の単一粒子のつり合いから理論的に次式を導いた。6)

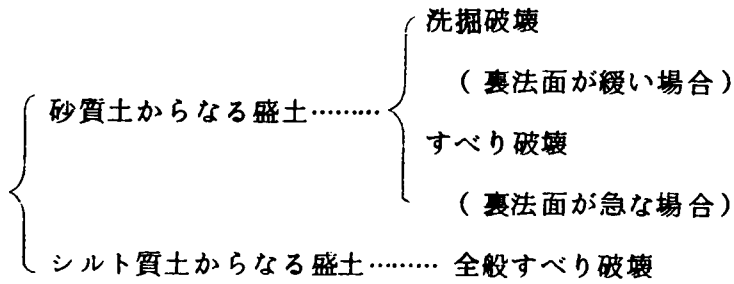
$$i \leq \frac{4}{3} C_f \frac{\gamma'}{\gamma_w} (\tan \varphi - \tan \theta) \cos \theta \equiv i_c \quad (1.1.2)$$

ここに i : 動水傾度、 C_f : 土粒子の形状係数、 $C_f = 0.6$ 、 γ' : 湿潤重量、他の記号は式(1.1.1)と同じ。

これらのほかに、福岡・山村は現地における実物大の堤防破壊実験を行なっている。7) すなわち、淀川堤防の旧堤を利用した実験であつて、盛土材料は砂質ロームで、粘土分が10%含まれ、かなり細粒の土となつていて、基礎には不透水性のアスファルトを敷いている。境界条件としての外水位上昇に対する実験および sprinkler による降雨条件に対する堤防破壊実験も行なっている。その結果に対する定量的な堤防の安定条件の検討は十分でないけれども、外水位上昇に対しては裏法面の中腹より高めのところにクラックが発生したことおよび降雨条件に対しては天端にクラックが発生したことを報告し、2種類の実験でいずれも大きなすべりまたは堤体の変形がみられている。内田らは不透水性基礎上の盛土の天端のみから撒水浸透させたときの堤体内の水位変動とその崩壊について、室内の砂模型実験により検討している。8) その中で崩壊に関しては、堤内に発生する浸透圧によつて法尻にわずかなくずれが起り、続いて法面の中央付近を上端とするすべりが発生していると報告した。最初のわずかなくずれは局部破壊ともみられ、次の段階ではこれが新しい境界条件となつて大きなすべり破壊に発展するものと考えられる。このような観点から、田中も局部破壊の発生と崩壊の進行状況を、室内の砂およびマサ土を用いた模型実験で観察している。9)

以上に述べた研究では、久保田と赤井の各研究で破壊条件式が提唱されているが、久保田の式(1.1.1)は粘着力 c の項が他項と「元」が合致せず不合理な面があつて、この意味で

盛土の浸透破壊に対する安定条件としては、砂の洗掘破壊に対する赤井の式(1.1.2)が妥当なものとして示されていると考えることができる。一方、上述の研究成果を詳細に調べると、盛土材料と破壊形態との間におおよそ次の対応関係を認めることができる。



このことから、堤防の破壊に影響する堤体自身の因子として、盛土の裏法面の傾度と盛土材料の種類が指摘される。盛土材料の性質は現在のところ土の強度定数 c (粘着力)、 ϕ (せん断抵抗角) で表現される。したがって、上述の対応関係は盛土の裏法面傾度、土の強度定数 c 、 ϕ などの大小により破壊形態が異なってくることを予想させる。

このように、従来の研究成果の考察からだけでも、盛土の浸透破壊は複雑な様相を呈していることがわかる。そこで、筆者も室内で簡単な浸透破壊実験を行なつて、その破壊現象を盛土の基礎が透水性である場合と不透水性である場合についてそれぞれ観察してみる。

堤防の形状は天端幅 20 cm、高さ 20 cm および法面が 2 割、2 割 5 分、3 割の 3 種類のこう配とした。

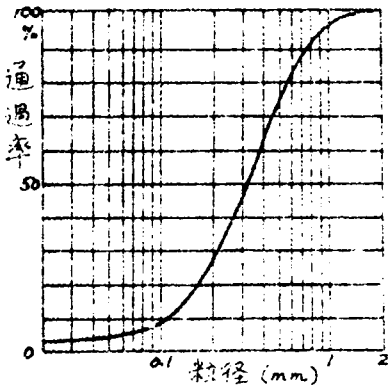


図 1.1.1 粒度加積曲線

盛土材料は図 1.1.1 に示す粒度の長良川高水敷の砂質土で、この砂の乾燥密度 γ_d を変えたときの間げき率および透水係数 k は表 1.1.1 のようである。鋼製水槽 (幅 20 cm、高さ 80 cm 長さ 150 cm) 内につくつた不透水性基礎上の盛土と、厚さ 20 cm の砂層の上につくつた透水性基礎上の盛土に対して、それぞれ外水位の上昇速度を急激に 5 cm 上昇させて 15 分間放置して、また急激に 5 cm 上昇させるという 5/15 cm/分の場合と、5 cm 上昇させて 30 分間放置する 5/30

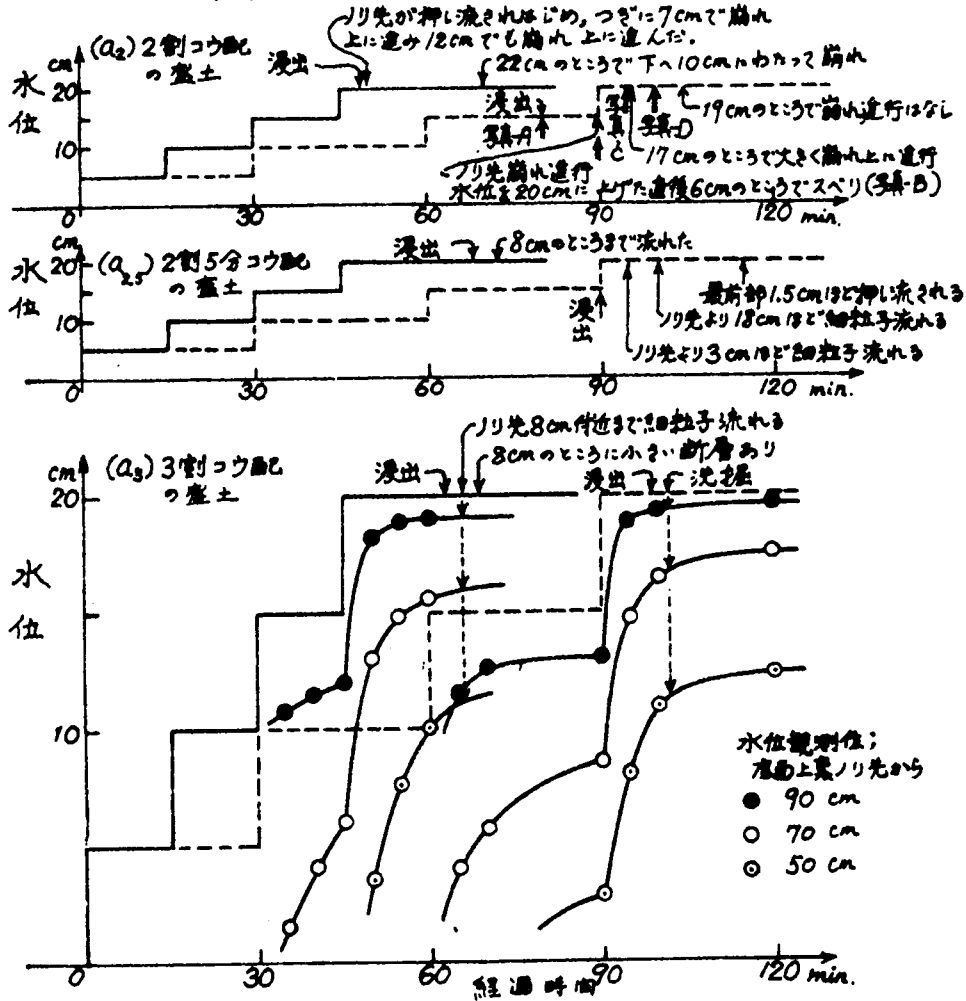
表 1.1.1 盛土材料の性質

乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	1.81	1.41	1.43	1.59
間げき率 n	0.511	0.473	0.465	0.401
透水係数 k (cm/sec)	247×10^{-2}	873×10^{-3}	5.41×10^{-3}	109×10^{-3}

cm/min の場合のいわゆるステップ状外水位変化 2種類について実験した。外水位が盛土天端の高さに達してからは一定に保った。充填した盛土の乾燥密度 γ_d は $1.45 \text{ g}/\text{cm}^3$ とした。盛土材料は初期含水比約 10%、浸水後の含水比は約 25%であったので、浸水後の湿潤密度 γ' は $1.45 \times 1.25 = 1.81 \text{ g}/\text{cm}^3$ となる。

外水位の時間的变化に対する二、三の観測点の水頭変化および裏法面浸水の状況や破壊の状況を図 1.1.2 に示した。

(a) 不透水性基礎上の盛土の場合



(b) 透水性基礎上の盛土の場合

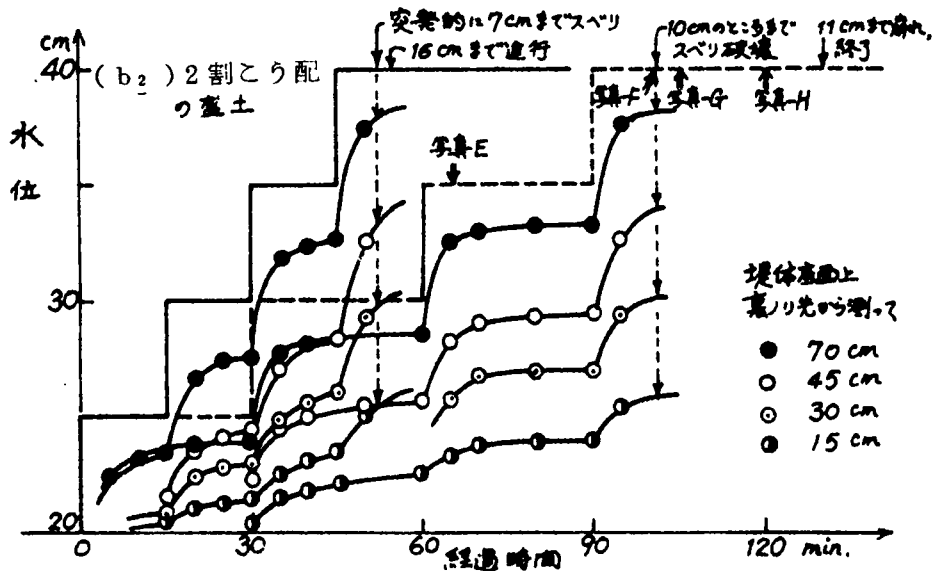


図 1. 1. 2 浸透破壊の状況

タテ座標は水槽の底面からの高さをとっているので、(a)に描いたのが不透水性基礎上の盛土に対応し、(b)に描いたのが透水性基礎上の盛土に対応する（破壊した2割こう配の場合のみ示す）。それぞれ同一の図には外水位上昇速度が $5/15 \text{ cm/min}$ と $5/30 \text{ cm/min}$ の2つの場合が同時に描かれている。図 1.1.2 (a₃) の堤体内水位の測定位置は底面上の裏法先から90cm、70cm、50cmの点である。破壊時の水位を2種類の外水位上昇速度の場合で対比すると、両者の差はわずかである。図 1.1.2 (b₂) の堤体内水位の観測位置は裏法先の高さで、裏法先から測って75cm、45cmなどの4点である。この場合も破壊の瞬間における堤体内水位は外水位上昇速度の影響を大して受けず、ほぼ同じである。このことから、浸透破壊は浸透水圧がある限界値になったときに発生するものと考えられる。

不透水性基礎上の盛土では、3種類の法面こう配の盛土すべてにおいて、破壊の状況は異なるが、裏法先に浸透水が浸出して数分内に生じた点が注目された。図 1.1.2 に記入した矢印の

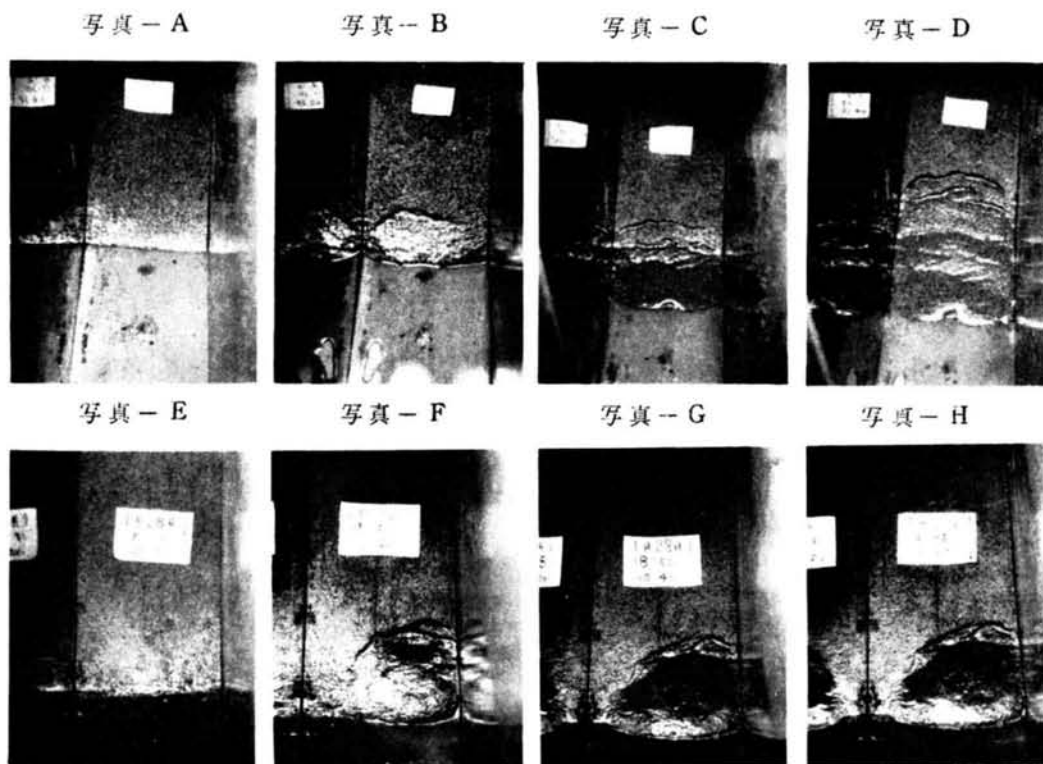


写真 1.1.1 浸透破壊の状況

時刻に撮影した裏法先の状況を写真 1.1.1 に示した。写真 1.1.1 によれば、不透水性基礎上の場合には、最初に小規模な洗掘のような土粒子の流れが生じるが、次第に破壊の進行してゆく経過がみられる。一方、透水性基礎上の場合には、瞬間的に生じた液状化のような破壊が最初から大きく、その後の破壊領域の拡大が顕著でないことが注目される。

このように、盛土の裏法面の局部破壊の形態は、透水性基礎上の盛土では、浸出点付近で一瞬に液状化して崩壊する傾向がみられるのに対して、不透水性基礎上の盛土では、法先付近の砂粒子が数ヶ流れてから、局部的にすべりを起す傾向を示した。従来、不透水性基礎上の盛土

のすべり破壊面を考えるとときは裏法先を通る円が採用されていたが、本実験ではすべりの上端が明確に観察されるのに対して、下端部は液状化して、明確なすべり面が生じているかどうか疑わしかった。そこで、円形すべり面法による安定計算と式(1.1.1)および式(1.1.2)に基づいて計算される安全率によつて検討を加えることとした。

上述のように、実験では局部破壊したものが4つあったが、その場合には、その部分を元の形に金網で成形して、外水位が天端の高さにあるときの定常浸透状態における流線網を観測し、図1.1.3には法面こう配が2割の場合を示した。

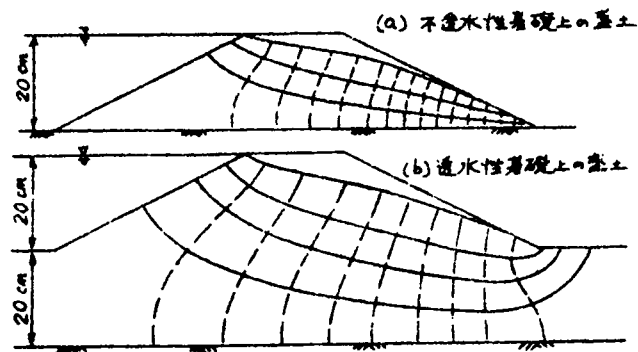


図 1. 1. 3 砂模型から得られた流線網

これより、裏法面の浸出点における動水こう配 i を図式的に求め、式(1.1.1)の i 、式(1.1.2)の i_c および $\sin \theta$ との比較を表 1.1.2 に示した。

表 1. 1. 2 盛土の法面こう配と動水こう配

盛土のノリ面こう配	θ	$\sin \theta$	限界動水こう配		動水こう配 i (実験値)	
			i_0	i_c	透水性基礎 上の場合	不透水性基礎 上の場合
2 割	26° 34'	0.445	0.320	0.256	0.33	0.42
2 割 5 分	21° 48'	0.372	0.501	0.401	0.31	0.29
3 割	18° 26'	0.316	0.626	0.501	0.27	0.27

計算にあつては、 $c = 0$ (このようにしたため式(1.1.1)を比較上使用した)、 $\varphi = 35^\circ$ 、 $\gamma_b = \gamma' = 1.8 \text{ g/cm}^3$ としている。表 1.1.2 に得られた $\sin \theta$ と i_0 、動水こう配 i と i_c をそれぞれ比較すると、いずれも 2 割こう配の場合のみ前者が大きい。他のこう配では後者が大きくなって、式(1.1.1)、式(1.1.2)を満足し、安定であることを意味している。しかるに、実験では不透水性基礎上の盛土はすべて破壊したのであるから、2 割 5 分と 3 割の各こう配の不透水性基礎上の盛土では洗掘破壊ではない別の形態の破壊が生じていると考えざるを得ない。

なお、安全率を「実際に動員されているせん断抵抗力は最大せん断抵抗力の $1/F$ になっている」と定義されるところの、いわゆる強度安定率 F として考えると、式(1.1.1)に対応して式(1.1.3)、式(1.1.2)に対応して式(1.1.4)がそれぞれ導かれる。なお、ここでは $c=0$ としている。

$$F = \frac{\gamma_b}{\gamma_w + \gamma_b} \cdot \cot \theta \cdot \tan \varphi \quad (1.1.3)$$

$$F = \frac{\cot \theta \cdot \tan \varphi}{1 + \frac{3}{4C_f} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma'} \cdot \frac{i}{\sin \theta}} \quad (1.1.4)$$

これらの式から安全率を計算すると、表1.1.3のようである。

表 1.1.3 洗掘破壊による安全率

盛土のノリ面 コウ配	式(1.1.3) による F	式(1.1.4)による F	
		透水性基礎 上の場合	不透水性基礎 上の場合
2 割	0.91	0.93	0.85
2 割 5 分	1.12	1.16	1.06
3 割	1.35	1.39	1.27

さて、洗掘破壊ではない別の形態の浸透破壊として、次には円形すべり破壊の可能性を検討してみる。すなわち、2割こう配の盛土に対して、Bishopの円形すべり面法で安全率を計算する。計算には、図式解法から得られる流線網から計算される間げき水圧を用いた。流線網に関しては、流管の数 N_f を等ポテンシャル線で分割される数 N_d で除した係数の N_f/N_d は図式解で $2/12=0.167$ 、実験から $3/16=0.187$ という値が得られ、透水性基礎上の場合は図式解で $3/8=0.375$ 、実験から $4/10=0.4$ という値が得られているので、両者の方法による結果はほぼ一致しているといえよう。円形すべり面法による安定計算結果は図1.1.4に示した。

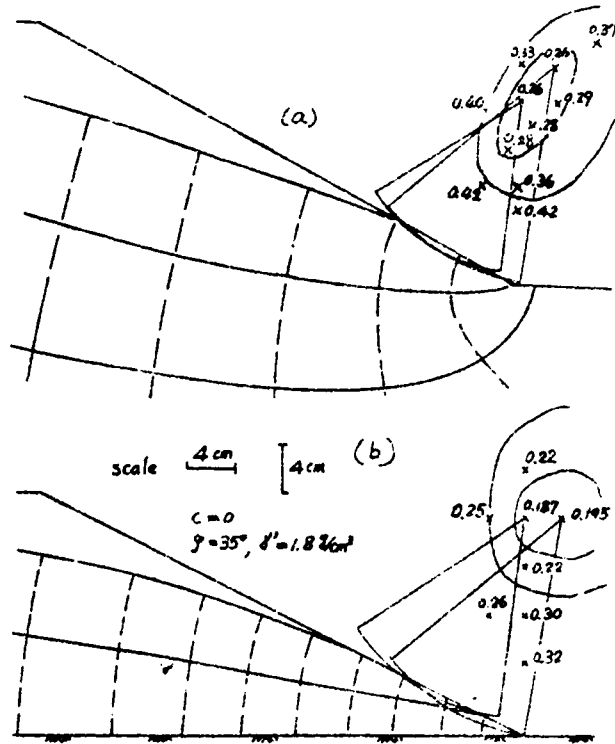


図 1. 1. 4 円形すべり面法による安定計算結果

透水性基礎上の盛土の安全率は $F = 0.26$ 、不透水性基礎上の場合は $F = 0.19$ となつて、すべり破壊に対しても前者の方が後者より安定といえるようである。なお、すべり円の大きさは必ずしも裏法先を通るものが最小とはならず、法先と浸出点の間を薄く切るすべり円が生じやすいことが注目される。

洗掘破壊に対する安全率は表 1. 1. 3 に示したように、2 割こう配の盛土では約 0.9 であるから、すべり計算結果からみると、実際には円形すべり破壊の方が安全率は小さく、発生しやすいと考えられる。しかしながら、実験で観測された破壊がすべり破壊であつたとは即断できない。なぜなら上述の 2 種類の破壊に対する安全率の計算にあつて、見かけの粘着力を増加させると、たとえば $C > 0.001$ になると、安全率は $F > 1$ となつて安定となること、および土の強度定数の大きさによつて最小の安全率を示す破壊の形態は異なることが考察されるからである。実際、実験では透水性基礎上の盛土の破壊部分は一種の塑性流動のようにもみえた。

以上の室内実験に基づく堤防の浸透破壊の考察を要約すると、次のようである。

- 1) 浸透破壊時の堤体内水位は外水位上昇速度の相違による差がなく、ほぼ同一の高さとなつている。すなわち間げき水圧の増大が浸透破壊の原因である。
- 2) 堤体基礎の透水性は堤体裏法面傾度が急な 2 割こう配のとき、堤防の安定性に対して効果的となつている。しかし一面では、透水性基礎上の堤防の破壊は瞬間的であるので、この点の考察が必要であろう。
- 3) 浸透破壊の形態は盛土法面こう配や盛土材料の強度定数に影響されることが指摘された。

1.3 河川堤防のろう水とその防止工法に関する研究

河川堤防の災害がしばしばろう水に起因するものであることはすでに述べた。このろう水災害は、ろう水のために裏法面などが破壊するというものと、堤体は安全であつても多量のろう水による水害というものの2つに分けられる。前者の問題に関しては前節 1.2.2 で考察した。この節では、後者の面から堤防のろう水流量の調査・予測に関して考察する。

現実の河川堤防および基礎の土質構成はきわめて複雑なため、ろう水問題としては、その地点ごとに詳細な量的検討をする必要に迫られるのが通例である。このためには各種調査資料の整理・分析、現地実験や現地観測、さらには室内での模型実験などを行なつて、総合的判断を加えねばならない。こうした意味で、この節では総合的な調査研究の成果を述べる。

さて、すでに述べたように、淀川堤防など多くの河川堤防はその基礎が透水性である。堤内地の表土層は、低透水性の土層が発達している場合と発達していない場合とが考えられる。前者は被圧地下水地帯、後者は不圧地下水地帯と大別される。

1.3.1 淀川支川木津川堤防の場合

淀川の支川木津川の城陽地区右岸堤防基礎は表層にわずかに粘土層を有しているところもみられるけれども、地盤は主として砂層となつていて不圧地下水地帯とみられる。この地点で、昭和32年の2回にわたる長期間の地下水位観測を整理すると、地下水位変動の振幅は本川水位変動の振幅に対して、河川から遠ざかるにつれて指数関数的に減衰していて、その減衰率は2回の観測で等しくなつていることが見い出されている。¹⁾ この関係は解析的に導かれて、減衰率は地盤滞水層の厚さ、透水係数、砂層の間げき率などが関係している。¹⁰⁾ 一方、河川水位とろう水流量の相関性は比例関係にあつて、ろう水量が0に対応する河川水位は、丁度堤内地盤高に相当していて、河川水位が少しでも上昇すると、ろう水が始まることが予想される。このようなところ(不圧地下水地帯)では、堤体と基礎が透水性の場合であつて、この形式の堤防のろう水量の解析は厳密には困難であつて、¹¹⁾ 普通にはかなり大きな近似が必要となつている。¹²⁾ このため、ろう水流量の推定には現地観測資料の十分な検討とか、砂模型に対する浸透実験や寒天模型による電気的相似浸透実験による検討など、十分な根拠を要請されることが多い。

上述の寺田築堤の標準的な旧断面と寒天実験から得られた流線網は図 1.1.5 (a) に示した。

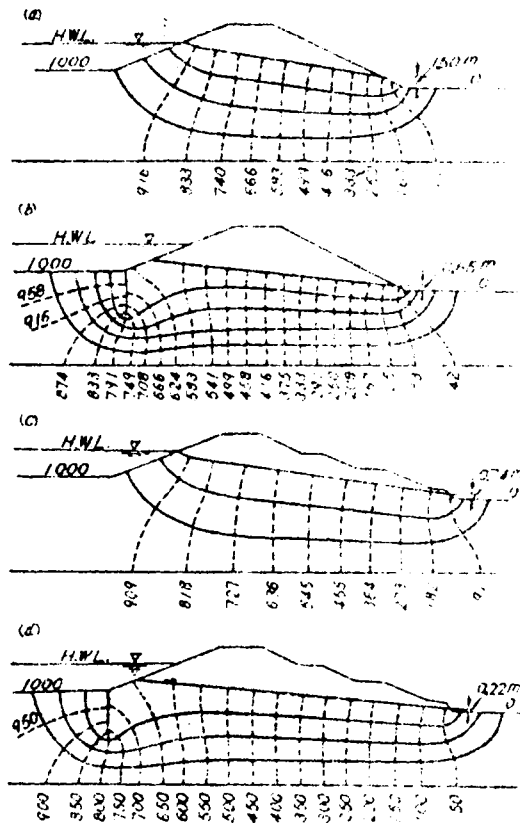


図 1. 1. 5 木津川堤防（城陽地区）の流線網

図 1. 1. 5(d)には、ろう水防止のための一対策として設けられた裏小段を有する複合断面とその流線網を示した。各流線網は計画高水位 T. P. 23.997 m を保つ定常浸透流におけるもので、堤防の天端は標高 T. P. 26.25 m、表裏法面傾度は約 2 割、堤内地表面標高は T. P. 17.586 m、堤防基礎の透水層は標高 T. P. 9.7 m 付近に現われる粘土の不透水層までとなっている。堤防および基礎の砂質土の透水係数は別途調査から $k=1.25 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ と判明している。図 1. 1. 5 に対する堤防ろう水流量は流線網から算出され、

$$(a) \text{ の場合 } q = 1.25 \times 10^{-2} \times 641 \times \frac{4}{12} = 2.67 \text{ cm/sec/cm}$$

$$(b) \text{ の場合 } q = 1.25 \times 10^{-2} \times 641 \times \frac{3}{11} = 2.19 \text{ cm/sec/cm}$$

が求められる。これに対して、Creager-Justin 法により近似計算すると、¹²⁾ (a) に対して 2.91 cm/sec/cm （このうち 0.77 cm/sec/cm が堤体ろう水、他は基礎ろう水）、(b) に対して 2.26 cm/sec/cm （このうち 0.60 cm/sec/cm が堤体ろう水）が得られる。この場合、Creager-Justin 法から算出した値は流線網から求めたものとよく合っていて、ろう水流量を計算するのに簡便であるけれども、一方の流線網は定常浸透流の厳密解であるという背景があるので、さらに別の問題に対する解答を与えてくれる。たとえば、堤内地へのろう水量の場所的分布、浸透水圧の

分布、堤体の安定解析に必要な堤体内の揚げき水圧などが容易に求められる。図 1. 1. 6 には図

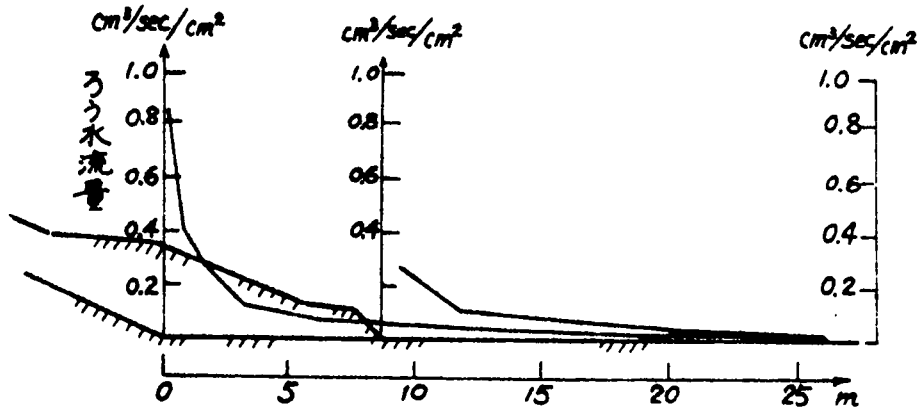


図 1. 1. 6 堤内のろう水量分布

1. 1. 5 から堤内地の浸透流量の分布が求められている。裏法面からの浸出水があるために、裏法先にろう水が集中していることが明確に現われている。

さて、上述のように推定されたろう水に対して、その防止対策工法の効果に関して検討する。木津川堤防のような、基礎地盤が透水性のときのろう水防止工法として採用されているものは、図 1. 1. 5 (b)~(d)に示した (1)2つの裏小段と犬走りを設ける裏腹付工法、(2)表法面のコンクリート法覆工および矢板工、および (3)前述(1)、(2)の併用工法である。これらの施工効果について検討しておくことは、今後この種のろう水防止対策を決定する際に一つの指針を与えるであろう。

図 1. 1. 5 (b)は裏腹付工施工後の断面に対する流線網とみなすことができる。図 1. 1. 5 (c)、(d)には、表法面のコンクリート法覆及矢板工法、および裏腹付との併用工法がそれぞれ実施された後の堤体及基礎断面に対する流線網が得られている。それぞれの場合の浸出面の高さを比較すると、それらの施工効果が端的に認められる。すなわち、当初断面で 1.50 m の高さ(図 1. 1. 5 (a)参照)のものが上述の3種類の工法に対して、(1) 0.74 m 、(2) 0.65 m 、(3) 0.22 m とそれぞれ低下していることがわかる。これに伴ってろう水流量の低減は当初の $2.67\text{ cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$ から、(1) $2.19\text{ cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$ 、(2) $1.67\text{ cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$ 、(3) $1.60\text{ cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$ となつて、裏腹付工とコンクリート法覆及矢板工の併用工法では当初の約 60% に低減している。さらにパイピングに対する安定を比較すると、浸出点における Harza の方法で安全率が 0.57 から 2.8 に増加することがわかる。¹³⁾

以上には、木津川堤防のろう水とその防止工法に関して、現地調査資料に基づいた室内の模型実験によつて検討した結果を要約した。ろう水量の推定やろう水防止工法の効果が実験的に適確に判明することがわかる。この場合は、定常浸透流に対する検討を行なつたけれども、次の長良川堤防の場合にみられるように、非定常浸透時の現象も現地観測資料に基づいて検討が可能である。

1. 3. 2 長良川堤防(高須輪中堤)の場合^{14) 15)}

高須輪中では堤内地表に難透水層として、粘土質表土層が全般によく発達していて、表土の

下に厚さ約13mの砂礫透水層が存在する。したがって、この場合の地下水は被圧地下水となっている。この高須輪中堤内地は、いわゆるゼロメートル地帯であつて、T. P. $\pm 0m$ よりも低く、16km(金廻)地点の右岸では、T. P. $-0.4m$ となつている。このため、現状においても図1.1.7にみられるようにかなりのろう水が認められている。そこでこの地点における

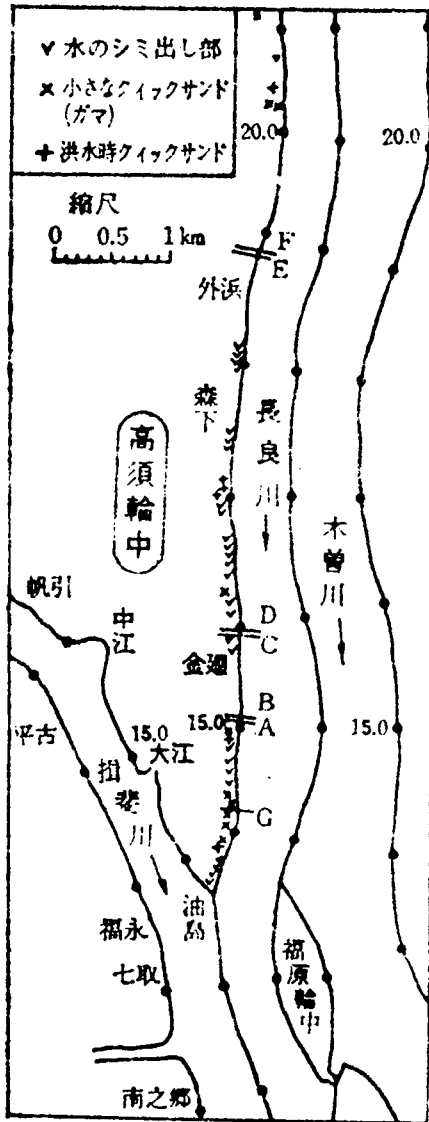


図 1.1.7 高須輪中平面図

う水に対して、第1に現状の堤内地下水圧やろう水量を把握すること、第2に計画されている長良川河口せき建設による河川水位上昇時の堤内地下水圧やろう水量の増加を推定すること、第3に予想されるろう水被害を防除するための対策工法の指針を得ること、などを目的とした調査研究を述べる。

長良川河口せき計画にともなう堤内ろう水に関する調査としては、建設省内でろう水実態調査や地質・地層調査などが行なわれてきた。16) この項では、これらの資料にもとづいて、解析可能な、きわめて単純化した地盤モデルで解析整理を行なつて、二、三の観測値に基づく検討・考察を加えるとともに、最終的には、予測される堤内ろう水防止のための対策工法の選定に際する判断の指針を与えている。

すなわち、高須輪中堤内における地下水圧変動の観測や、とくに堤外で砂州が少なく、堤内ろう水の激しい地区とみられる長良川右岸16km-120m地点(金廻)における堤内既存水路へのろう水量の観測などの結果から、地盤の透

水性に関する諸定数の推算とそれに基づいてせき設置後の長良川水位上昇にともなう堤内地下水頭とろう水量の各増分を推定する。この推定はきわめて単純化した地盤モデルによるものであるため、さらにより実際に近い地盤モデルに対するアナロジー実験によつて検討を加える。それと同時に、予想されるろう水被害を防除する対策をたてるための実験的検討を加える。すなわち予想される堤内地下水圧とろう水量の増加を低減させるために5種類の対策工法、(1)水路工、(2)暗きよ工、(3)水路・暗きよ併用工、(4)矢板工、(5)ブラケット工(表腹付工)を考慮し、それらの効果を検討する。

(1) 高須輪中堤内地のろう水

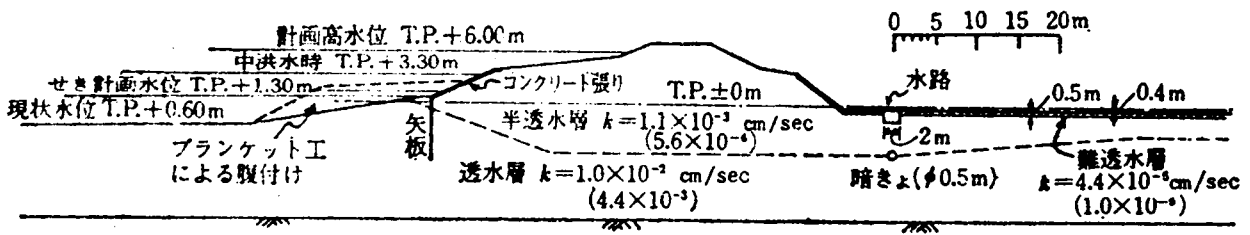


図 1.1.8 高須輪中堤防と地盤の断面 (C断面)

図- 1.1.8 に示された断面図は長良川右岸 16km-120m 地点のものであつて、C断面と称しているものである。地層の詳細は複雑であるが、大別して 3 層にまとめられている。各層の透水係数は揚水試験などの調査から求められたものであつて、図 1.1.8 中のカッコ内の値として示してある。カッコ外の値は後述する寒天による電氣的相似浸透実験において、結果的に採用されている透水係数である。

図 1.1.8 に示した堤防および基礎断面をいま簡単のため、図 1.1.9 のように難透水性の表

土層で被覆されている被圧滞水層地盤で近似する。このとき砂層 (厚さ $D=13.8m$ 、透水係数 k 、圧縮率 K) の水頭を $h(x, t)$ とし、表土層 (厚さ d 、透水係数 k') の地表面に湛水がないとする。外水位が

$$F(t) = A + B \sin(\sigma t) \quad (1.1.5)$$

なる変化をしているときの水頭 $h(x, t)$ は、 $t \rightarrow \infty$ のとき、次式で与えられる。¹⁷⁾

$$h(x, t) = A \exp(-mx) + B \exp(-px) \cdot \sin(\sigma t - qx) \quad (1.1.6)$$

ただし $m^2 = b/K$, $b = k'/(KDd)$, $K = k/K$

$$p^2 = \frac{1}{2K} (\sqrt{\sigma^2 + b^2} + b), \quad q^2 = \frac{1}{2K} (\sqrt{\sigma^2 + b^2} - b)$$

図 1.1.9 地盤の近似モデル

さて、外水位変動と堤内地下水位の変動の応答の観測値から式 (1.1.6) 中に現われる諸定数の算出を試みる。

C断面における観測結果の一例が図 1.1.10 である。図中の記号 C-4、C-5、C-6、C-7 は観測井の番号であつて、外水からの距離 x がそれぞれ 55m、87m、130m、180m の地点にある。

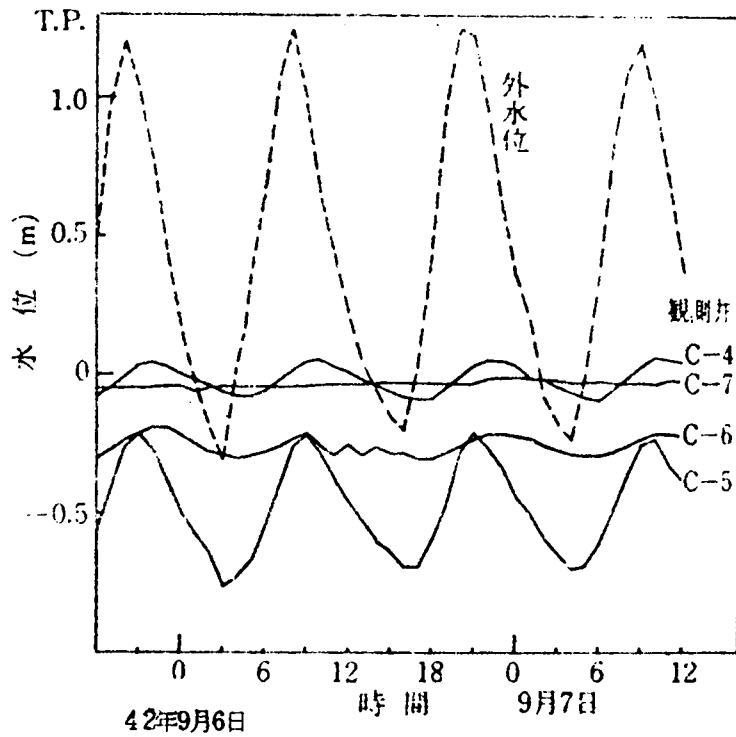


図 1.1.10 外水位と堤内地下水頭の変動

観測井の直径は 7.5 cm、測定深度は 5 m の位置である。さて、この断面の地点では、潮汐による外水位変動にともなう堤内地下水頭の時間的变化が観測されている。外水位の正弦的变化に対応して、堤内地下水頭の変動振幅は堤防からの距離とともに減衰を示し、そのピーク時の時間はずれ(時間的遅れ)を示し、平均堤内地下水頭も外水から遠ざかるにつれて減衰している。後者の減衰は式(1.1.6)の右辺第1項によるものであり、前者の減衰が第2項

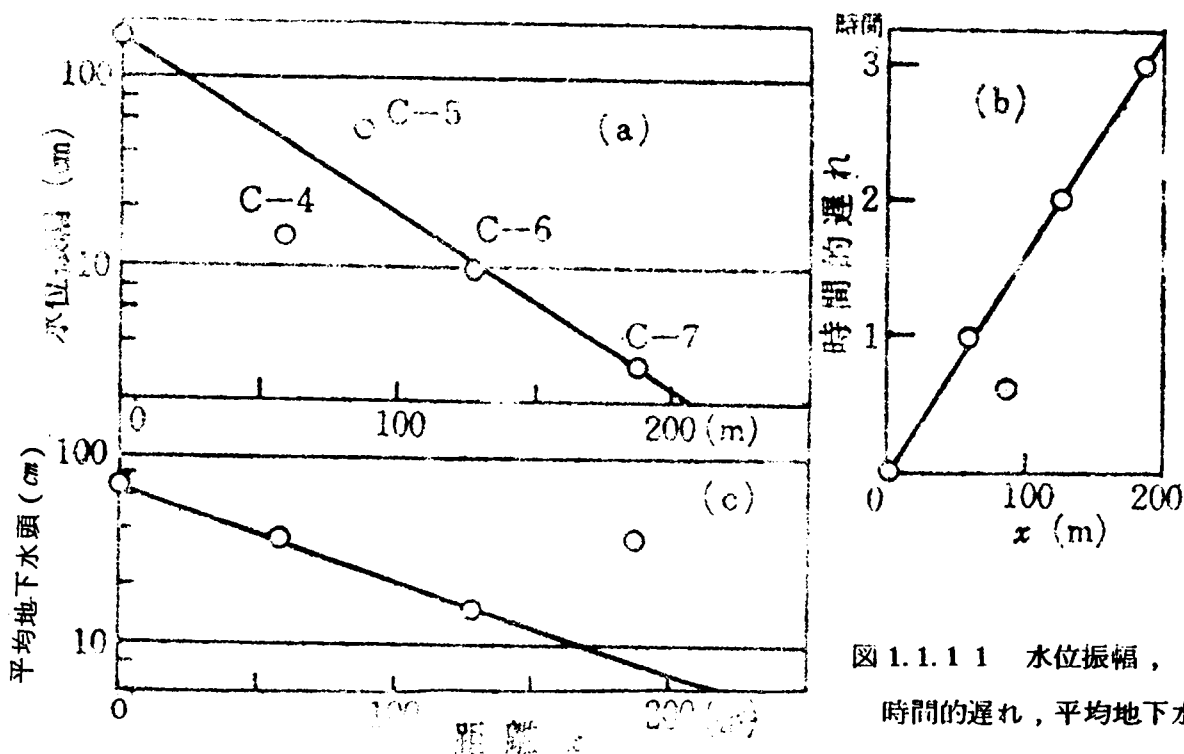


図 1.1.11 水位振幅，時間的遅れ，平均地下水頭

によるものである。

図 1.1.1 1 の(a)には地下水頭の減衰の関係、(b)には距離 x と時間的遅れ(式(1.1.6)の q^2/σ に相当する)の関係、(c)には平均地下水頭の減衰の関係を描いてある。図 1.1.1 1 のそれぞれの直線の傾度から式(1.1.6)における定数 p 、 q 、 m の値が計算される。この整理を 2 地点において、数回の観測に対して行なった結果が表 1.1.4 に示されている。 p 、 q 、

表 1.1.4 透水性に関する諸定数の算出

回	観測年月日	C地点(16km-120m)				D地点(16km-50m)			
		p	q	m	$\sqrt{p^2-q^2}$	p	q	m	$\sqrt{p^2-q^2}$
1	38. 12. 28~24	131	052	055	100	100	056	053	083
8	39. 8. 10	107	052	038	093	092	106	047	—
10	40. 9. 25	110	034	059	104	112	043	086	103
11	40. 10. 23	127	052	036	116	119	051	035	108
12	40. 12. 10~11	133	064	071	117	117	045	068	108
13	41. 1. 24	129	038	067	123	118	07	40.59	092
22	42. 9. 4~7	162	058	—	151	G地点(14.2km+120m)			
		(213)	(085)	(111)	(195)	(390)	(131)	(235)	(367)
平均		125	050	050	115	いずれも($\times 10^{-4}$)・[cm ⁻¹]			

観測井の深さは()が 2.5 m に、()以外のは 5.0 m に対応する。

m の間には $p^2 - q^2 = m^2$ なる関係がある筈であるが、観測値から計算された値はこの関係を満足せず、 $p^2 - q^2 > m^2$ となっていて、 p が過大に算出されているか、または q 、 m の値が過小に算出されていることになる。

観測値を得た実際の断面は各種の土層から構成されていて、図 1.1.8 に示すものよりさらに複雑であるのに対して、前述の解析式(1.1.6)は図 1.1.9 に示すきわめて単純化された地盤モデルに対してしか演算が可能でないので、上述のような問題が生じるのは当然ともいえる。しかし逆にいえば、実際の堤体および地盤を図 1.1.9 のようなもので近似しても、図 1.1.11 にみられるように、地下水圧変動の振幅、平均地下水頭の減衰および時間的遅れなどが、定数を適当に選べば、きわめて単純化された地盤モデルに対する演算式(1.1.6)によつて解析されるといえよう。

m が大きいことは平均地下水頭の減衰が大きいことを意味するので、 m を小さめに評価している表 1.1.4 の観測値から求めた値の採用は、平均地下水頭の減衰を遅らせるという結果になり、水頭を過大評価することを意味する。一方、平均流量は式(1.1.6)を微分して kD を乗ずることによつて求められ、後述の式(1.1.8)で与えられるから、 m の値は小さい方が危険側の推定であるともいえない。そこで次には、C断面の近傍で観測されている水路へのろう水量の時間的変化から検討してみよう。

C断面の近傍(長良川右岸 16 km)で、堤内地の既存排水路を利用して、外水位変動に対するろう水量が観測されている。水路の長さは 137 m、水深 15 cm、幅 1.6 m であつて、外

水から水路までの距離は 85 m である。水路の一端を閉じて、他端に三角せきを設けて、水路へのろう水量の時間的変化が観測された結果は図 1.1.12 に示されている。周期的な外水

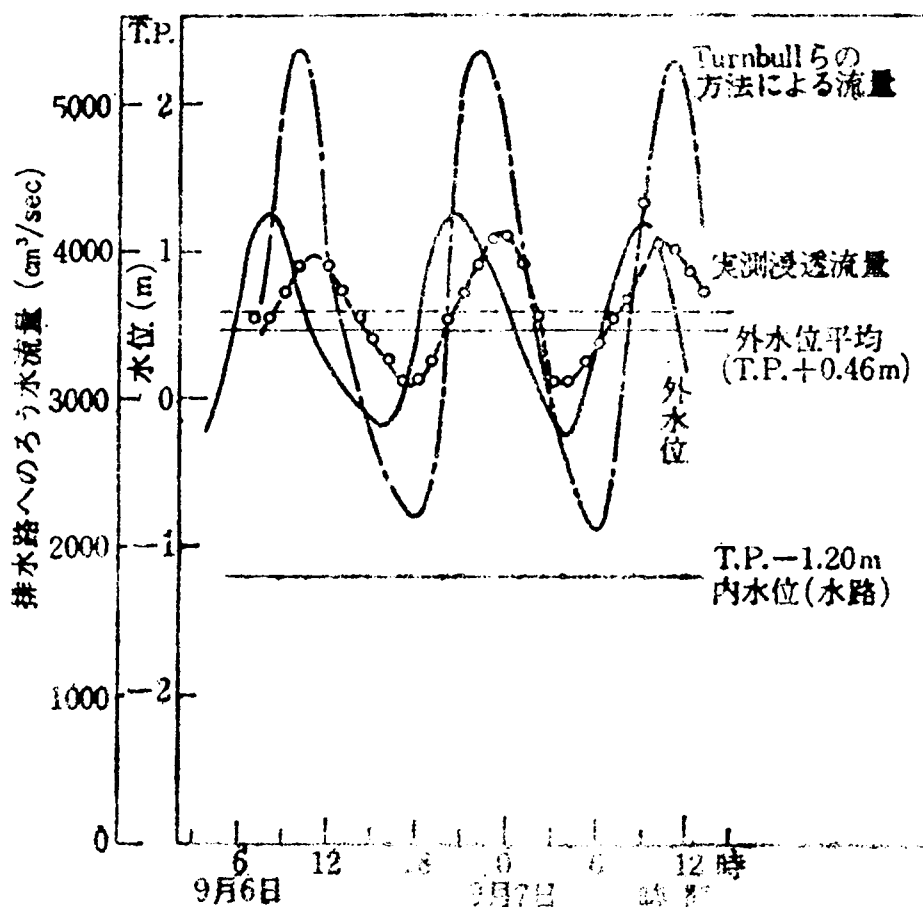


図 1.1.12 ろう水流量の変化

位変化に対応して観測ろう水量も周期的な変化をしている。平均ろう水量は約 $3,590 \text{ cm}^3/\text{sec}$ であつて、これは約 0.026 l/sec/m に相当する。

さて、図 1.1.8 に示すような難透水性の表土層を有する被圧滞水層の上部につくられている排水路への非定常浸透流の解析はきわめて困難である。そこでこのような場合の定常浸透流を研究した Turnbull らの方法により、¹⁸⁾ 排水路への浸透流量を近似的に計算してみた。図 1.1.12 の一点鎖線がその結果である。この方法は定常浸透時の計算式であるため、時間的遅れは計算できないけれども、それを 2 時間(その理由は後述)にして描いてある。観測ろう水流量と比較すると、時間的な変動の振幅はかなり大きいけれども、平均ろう水流量はほぼ等しいといふことができる。観測ろう水流量の変動が計算値より小さいことは、浸透ろう水してきた水が排水路を流下して、三角せきで測定されているため、観測値が時間的に平均化されたことによるものではないかと考えられる。

さて、Turnbull らの方法では時間的遅れが計算できないので、いまかりに、外水位変化

の位相は外水位変化による被圧滞水層中の排水路と同じ地点における地下水流量変化の位相に等しいと近似してみよう。図 1.1.9 の被圧滞水層中の地下水流量は式 (1.1.6) を微分して kD を乗じて求められ、式 (1.1.7) となる。また時間的に平均した浸透流量 Q_m は式 (1.1.8) で与えられる。

$$Q(x, t) = kD \cdot \{ A m e^{-m x} + B \sqrt{p^2 + q^2} \cdot e^{-p x} \sin(\sigma t - q x + \alpha) \} \quad (1.1.7)$$

ただし $\alpha = \tan^{-1}(q/p)$

$$Q_m(x) = \frac{1}{T} \int_0^T Q(x, t) dt = kD A m e^{-m x} \quad (1.1.8)$$

$$T = 2\pi / \sigma$$

式 (1.1.6) から水圧変動の時間的遅れは qx/σ であるけれども、式 (1.1.7) から浸透流量の時間的遅れは $(qx - \alpha)/\sigma$ で与えられることがわかる。

外水位変化を正弦変化で近似させ、かつすでに求めた諸定数

$$A = 1.66 m, m = 1.15 \times 10^{-4} cm^{-1}, D = 13 m, x = 85 m, B = 0.80 m,$$

$$p = 1.25 \times 10^{-4} cm^{-1}, q = 0.50 \times 10^{-4} cm^{-1}, k = 1.0 \times 10^{-2} cm/sec$$

を用いて、式 (1.1.7) に求められている時間的遅れ $(qx - \alpha)/\sigma$ を計算すると、これは 41 分になる。
が加算されていると考えなければならない。いま簡単のため、水路流速 u を一定とすると、測定系の時間的遅れ

観測ろう水流量には、さらに排水路から三角せきへの測定系の時間的遅れは $L/2u$ であつて、水路延長 $L = 137 m$, $u = 3590 \div (160 \times 15) = 1.5 cm/sec$ とすると、 $L/2u = 77$ 分となる。さきの 41 分とあわせて 118 分の時間的遅れとなる。この遅れが図 1.1.12 の外水位変動とろう水流量変動の時間的ずれ、約 2 時間に相当していることになり、上に求めた諸定数はほぼ妥当なものであると考えられる。

なお、式 (1.1.7) を用いて形式的に地下水流量を試算することができるけれども、その結果は排水路へのろう水量測定値の約 $1/3$ になる。この点については、両者の相違すなわち、流れの前提条件である地盤条件が違っていること、さらに排水路からのろう水流量の観測時には、堤内地の地下水圧が水路水位より高く、観測値には堤外と堤内の両方からのろう水が加算されていることなどが考えられる。

以上を要約すると、実際の堤体および基礎断面は各種の土層から成つていて複雑であるけれども、土層の透水性を平均化した近似断面を描くと、図 1.1.8 のような堤内表土層 (難透水性)、堤体および地盤上部の砂質シルト層 (半透水性) および下部の砂層 (透水層) の地層構成となる。この地点における地下水圧変動と堤内排水路へのろう水量変動の観測結果を、図 1.1.9 に示すきわめて単純化した地盤断面に対する解析式で整理したところ、比較的妥当な結果を得た。これは実際の堤体および基礎を図 1.1.9 のように近似しても、定数を適当に選べば、大きな誤差は生じないということの証左であると考えられる。したがつて、次には

上述の方法・結果を用いて、現状とせき建設後に予想される地下水頭とろう水量を推定する。

高須輪中堤防C断面(16km-120m)における堤内地盤高はT. P. -0.40mである。この高さを全水頭0の基準にとると、つぎの対応ができる。なお、現状水位とせき設置後外水位には水文資料の整理・解析が整っている油島(14km)地点のものを便宜的に採用した。

	標 高	全水頭
堤内地盤高	T. P. -0.40m	0
現状最低外水位	T. P. -0.08m	32cm
現状平均外水位	T. P. +0.49m	89cm
現状最高外水位	T. P. +1.06m	146cm
せき設置後外水位	T. P. +1.31m	171cm

いま外水位が時間的に正弦変化しているとすると、式(1.1.5)のA、Bは上述の数値からA=89cm、B=57cmとなる。すなわち、外水位が

$$F(t) = 89 + 57 \sin(\sigma t) \quad (\text{cm}) \quad (1.1.9)$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T}, \quad T = 12 \times 60 \times 60 \text{ SEC}$$

という変動をしているとき、堤内地下水頭の変動は式(1.1.6)で計算される。m=0.5×10⁻⁴ cm⁻¹ のときとm=1.15×10⁻⁴ cm⁻¹ のときに対応する計算結果を図1.1.13に示す。

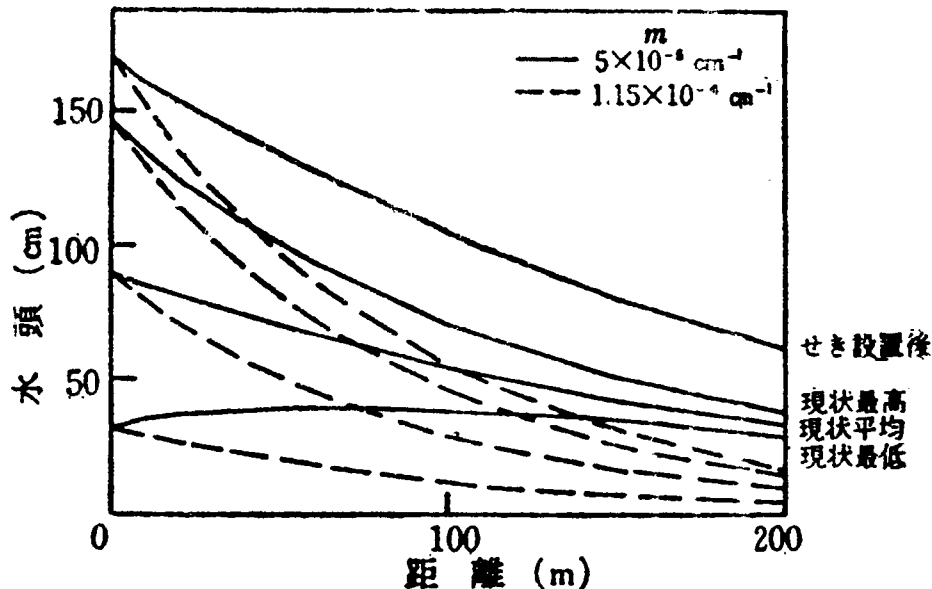


図 1.1.13 堤内地下水頭の分布(推定)

図 1.1.13 によると、現状平均水位の場合に対してせき設置後の堤内地下水頭は約2倍程度まで増加することがわかる。なお、この計算では地盤を図 1.1.9 のようなもので近似させていることに留意しておく必要がある。

堤内地へのろう水量 Q' に関しては、堤内表土層（厚さ d 、透水係数 k' ）の下面の水頭 $h(x, t)$ と表面の水頭 0 による動水傾度で生じるから、

$$Q'(x, t) = \int_0^x k' \frac{h}{d} dx \quad (1.1.10)$$

式(1.1.10)に式(1.1.6)の h を代入して、時間平均のろう水流量 Q'_m は次式によつて求められる。

$$\begin{aligned} Q'_m &= \frac{1}{T} \int_0^T Q' dt = \frac{k'A}{dm} (1 - e^{-mx}) \\ &= A \cdot \sqrt{\frac{kkD}{d}} (1 - e^{-mx}) \end{aligned} \quad (1.1.11)$$

ただし $m = k' / (KDd)$

堤内地へのろう水は堤防敷部分を除く $x \geq 55m$ の部分へのろう水であるとする、堤内ろう水量は

$$Q'_m(x=\infty) - Q'_m(x=55m) = \frac{Ak'}{dm} (e^{-mx})_{x=55m} \quad (1.1.12)$$

式(1.1.12)に $A=89cm$ (現状)、 $A=171cm$ (せき設置後)、 $d=50cm$ などの値を用いて計算する表 1.1.5 のようである。

表 1.1.5 推定ろう水流量

m	k'	現状平均ろう水	せき設置後ろう水
$0.5 \times 10^{-4} cm^{-1}$	$100 \times 10^{-5} cm/sec$	$0.0272 l/sec/m$	$0.0520 l/sec/m$
$1.15 \times 10^{-4} cm^{-1}$	$528 \times 10^{-5} cm/sec$	$0.0438 l/sec/m$	$0.0834 l/sec/m$

ここでは (kDd) の値を一定として、 $m=0.5 \times 10^{-4} cm^{-1}$ と $m=1.15 \times 10^{-4} cm^{-1}$ の2つの場合を計算してある。表 1.1.5 から、現状の堤内ろう水量は $0.027 \sim 0.044 l/sec/m$ 程度であつて、これがせき設置後には $0.052 \sim 0.083 l/sec/m$ 程度に増加すると推定される。さきに堤内排水路への観測ろう水量が $0.026 l/sec/m$ であつたから、上の計算値はオーダー的に妥当なものといえよう。現状の平均堤内ろう水量は約 $0.035 l/sec/m$ であつて、せき設置後には約 $0.068 l/sec/m$ と約 2 倍弱になると予想される。

(2) 高須輪中堤のろう水防止工法の検討

せき設置後の高須輪中の堤内ろう水の増分はかなりのものになることが予想された。しかし、それは観測地下水圧と観測ろう水量の各変動および近似した地盤モデルに対する解析に基づく検討に準拠している。そこで次には、実験的に上述の推定値のオーダーを確認して、さらにろう水防止の対策工法の効果を究明する。実験手法には、定常浸透流の解法として用いられている寒天による電氣的相似実験法を採用している。堤体および基礎地盤断面には解

析的演算に用いた図 1. 1. 9 よりはさらに実際に近いとみなせる図 1. 1. 8 の平均化された断面を相似させている。

さて、この種の堤内ろう水防止対策の原則は堤体を保全しつつ、その効果をあげるべきことである。この意味で、堤体の前面（表法面）で積極的に遮水する方策として、表法面の腹付け（ブランケット工）、コンクリート法覆工および止水壁矢板工が考慮される。一方、やむをえない堤内ろう水をすみやかに排除する方策として、排水路や排水暗きよの設置が考慮される。この排水路などはその建設によつて堤体安定の保全に関して、少なくとも現状をそこなうことのないように、設計・施工上に細心の注意が必要なることは論をまたない。これらの対策工法の優劣は堤内ろう水の防止効果、工費の経済性および安定性によつて比較されるであろう。本文では各工法のろう水防止効果という面から実験的検討を加える。この検討は図 1. 1. 6 に示す C 断面に対して行なう。対策工法はつぎの 5 種類である。

- 1) 排水路工：堤防裏法先から 5 m 離れた位置に幅 2 m、深さ 1.5 m の長方形の排水路を建設する。
- 2) 排水暗きよ工：直径 50 cm の暗きよを堤防裏法先から 5 m 離れた位置で、約 5 m 下の透水層に届くところに設置する。
- 3) 排水路・暗きよ併用工：1) と 2) の併用工法。
- 4) 矢板工：堤防表法先コンクリート張りの先端、根固めの部分に 7.5 m の長さの止水壁矢板を打込む。
- 5) ブランケット工：堤防表法面に腹付する（図 1. 1. 8 の破線部参照）。その土質は堤体材料と同じ透水性とする。

せき設置後も長良川水位は当然時間的に変動する。また地点によつても多少異なってくる。さきの“ろう水の推定”では、外水位条件として油島地点のもの（T. P. +0.49 m）を採用したけれども、この実験では現状外水位は高須輪中全体を平均的にみた標高 T. P. +0.60 m にした。この点の相違は後に考察する。さてせき設置後の外水位はさきに用いたものの端数を切捨てて、T. P. +1.30 m として、しかも時間的にも一定に保たれている定常浸透状態を実験対象とした。

この種の問題は室内の寒天模型の電氣的相似浸透実験によつて検討される。定常浸透流と電流の相似性は周知であるが、表 1. 1. 6 の対応関係に明らかである。

表 1. 1. 6 浸透流と電流の相似性

浸透流	透水係数	水 頭	動水傾度	流 量	流 速
電 流	比電導度	電 圧	電圧傾度	電 流	電流強度

寒天模型で観測される電流 I は次式によつて浸透流量に換算される。19)

$$q = I \times \frac{k}{\kappa} \times \frac{h}{V} \times \frac{1}{b} \quad (1.1.13)$$

ここに、 q ：換算浸透流量 ($cm/sec/cm$)、 I ：電流 (アンペア)、 k ：透水係数 (cm/sec)、 κ ：比電導度 ($\Omega^{-1} \cdot cm^{-1}$)、 h ：水頭差 (cm)、 V ：電位差 (ボルト)、 b ：寒天模型の厚さ (本実験では $b=0.6cm$ とした)。

比電導度は厚さ $0.6cm$ で、 $10cm \times 10cm$ の正方形寒天の対辺間の電気抵抗 R を測定すると、 $\kappa = 1 / (0.6R)$ で与えられる。

さて、図 1.1.8 に示す堤防および地盤は 3 つの土層から成っている。このような透水性の異なる土中の浸透では、表 1.1.6 の対応から、透水係数と模型における寒天の比電導度とが比例するように寒天の電気抵抗を決めることによつて、寒天実験の相似性を保持できる。この実験では寒天の濃度を 1% とし、食塩濃度が 15% のときの寒天の電気抵抗は $R = 8.1$ オームとなつた。この寒天で図 1.1.8 の透水層 ($k = 1.0 \times 10^{-2} cm/sec$) を相似させると、 $Rk = 8.1 \times 10^{-2} \Omega \cdot cm/sec$ となる。難透水層と半透水層についても、この関係を満足する電気抵抗 R の食塩濃度の寒天を用いることにより、実験の相似性を保つ。本実験では、半透水層に対して食塩濃度 0.85% ($R = 76$ オーム)、難透水層に対して 0% ($R = 1,840$ オーム) とした。その結果、相似される透水係数はそれぞれ、 $1.1 \times 10^{-3} cm/sec$ 、 $4.4 \times 10^{-5} cm/sec$ となつている。電圧は 1 ボルトで水頭差 $1m$ を相似させているので、結局式 (1.1.13) は次のようになる。

$$q = I \times \frac{8.1 \times 10^{-2} / R}{1 / (0.6R)} \times \frac{100}{1} \times \frac{1}{0.6}$$

$$= 8.1 \times I \quad cm/sec/cm \quad (I : \text{アンペア}) \quad (1.1.14)$$

電流 I は回路中に入れた既知抵抗 r の両端間の電位差 v をテスターで測定して、 $v + r$ により求められる。

寒天模型の縮尺は $1/100$ として、交流を用いた。実験の種類は対策工法と水位条件の組み合わせできまり、表 1.1.7 に示す場合に対して実験した。

表 1.1.7 実 験 の 種 類

水位条件 地盤と工法	現況 平均 水位	せ き 計 画 水 位		中洪 水位	計 画 高 水 位	
	1	2	2'	3	4	4'
I 現 況 地 盤	1-1 100	1-2 170		1-3 370	1-4 640	1-4' 640
II 排水路を設けた 場合		II-2 (水路の水位を地表面 から50cm下に維持 220)	II-2' (水路の水位を地 表面から1m下 に維持270)	II-3 370	II-4 640	II-4' 640
III 排水暗きよを設 けた場合		III-2 (暗きよの水頭を地表 面から50cm下に維 持 220)		III-3 370	III-4 640	III-4' 640
IV 排水路と暗きよ を併用した場合		IV-2 (水路と暗きよの水頭 を地表面から50cm 下に維持 220)		IV-3 370	IV-4 640	
V 矢板工の場合		V-2 170		V-3 370	V-4 640	V-4' 640
VI ブランケット の場合		VI-2 170		VI-3 370	VI-4 640	VI-4' 640

- 注 1. 4' というケースはコンクリート覆工がH. W. Lまで完成されている場合。
 2. 表中の数字は外水位から堤内地表面または水路(暗きよ)の水面までの総水頭落差(cm)である。

それぞれの場合に対する電気回路は若干異なるが、これらの中で最も複雑な場合の例として排水路と暗きよを併用した場合の電気回路を示すと、図 1.1.14 のようである。

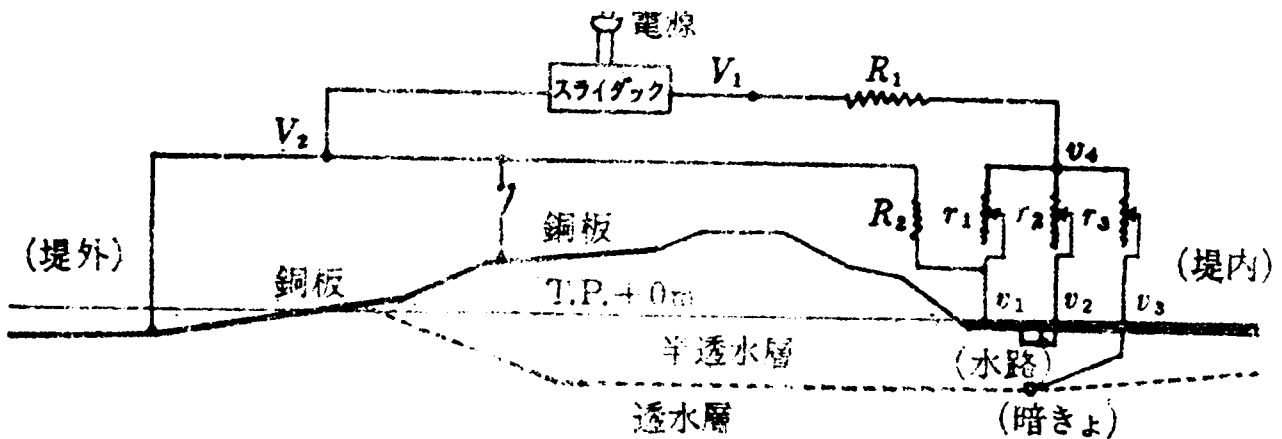


図 1.1.14 電 気 回 路

自由水面の位置はその点の水頭が位置の水頭に等しくなるように試行的に決定される。自由水面上の寒天を切取って完成した水面形の一例として、排水路・暗きよ併用工（Ⅳ-2）の場合を示すと写真 1.1.2 のようである。

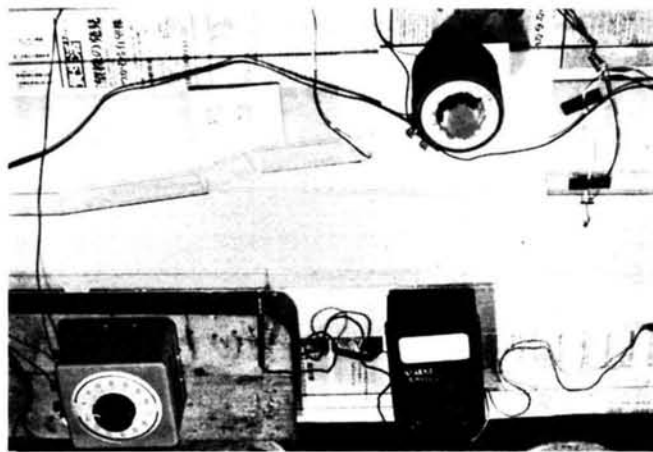


写真 1.1.2 寒天模型実験装置

なお、対策工法の相似方法を若干説明する。

- 1) 排水路は幅 0.6 cm、長さ 3 cm（または 4 cm）の銅板の両端を 0.5 cm（または 1.0 cm）ずつ折曲げて、コの字のものとした。
- 2) 暗きよは幅 0.6 cm の銅板を直径が 0.5 cm の円筒になるように作った。
- 3) 矢板は幅 1.0 cm、長さ 7.5 cm、厚さ 1 mm のガラス板を所定の位置に立てて、電氣的に絶縁した。
- 4) ブランケットは堤防表のり面への腹付けであつて、図 1.1.8 の破線部に、堤体を相似した寒天と同じものを用いている。なお、このブランケットの前面の河水にあたる部分はコンクリート法覆工として、不透水面とした。したがつて、この場合堤外からの浸透水はこれより先の地面からのみ生じる。

実験では自由水面の位置を試行的に求める。つぎに浸透流量を表わす電流および水頭分布を現わす電圧分布を測定する。実験結果を整理して、各場合の自由水面形、流線網および浸透流量が得られる。以下では流線網、浸透流量、堤内地表面下 50 cm の位置における水圧分布と浸透水圧分布および自由水面の高さに関して各工法の堤内ろう水に対する防止効果を比較する。

さて、実験結果・対策工法の効果について次に述べる。

現地盤に対する現状水位の場合（Ⅰ-1）とせき設置後外水位の場合（Ⅰ-2）および各種対策工法を実施したときのせき設置後外水位の場合（Ⅱ-2、Ⅱ-2′、Ⅲ-2、Ⅳ-2、Ⅴ-2、Ⅵ-2）について流線網を描くと図 1.1.15 のようである。

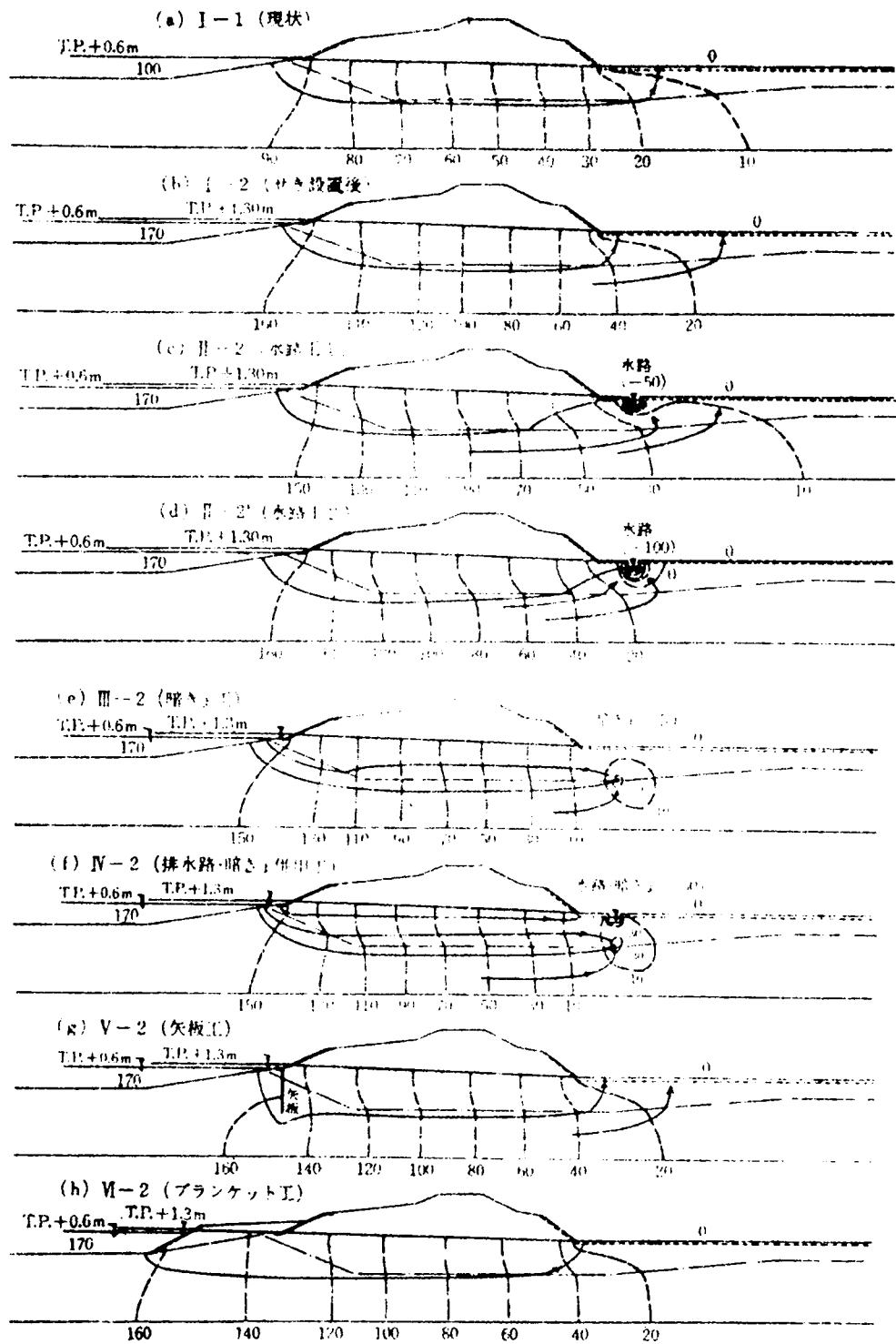


図 1. 1. 15 高須輪中堤防の流線網

この図では等ポテンシャル線を破線で示し、流線は実線でその概要を示した。等ポテンシャル線のポテンシャル値は堤内地表面を基準0として測った水頭 (cm) で示してある。したがって水路工などの場合、水路水位を堤内地表面から 50 cm ないし 100 cm 下げているので、水路近傍のポテンシャル値は負になっている。測定した電流から換算した浸透流量は表 1.1.8 のようである。

表 1.1.8 浸透流量 (cm³/sec/cm)

水位条件		現況平均	せき計画水位		中洪水位	計画高水位	
		1	2	2'	3	4	4'
I 現況地盤	堤内へ	0.125	0.205		0.472	0.932	0.796
II 水路工	堤外から		0.233	0.241	0.472	0.907	0.783
	堤外へ		0.135	0.050	0.374	0.755	0.667
	水路へ		0.088	0.190	0.098	0.123	0.110
III 暗きよ工	堤外から		0.235		0.478	0.939	0.752
	堤内へ		-0.047		0.228	0.456	0.353
	暗きよへ		0.282		0.228	0.456	0.399
IV 水路工・暗きよ工の併用	堤外から		0.251		0.493	0.972	
	堤内へ		-0.050		0.232	0.444	
	水路へ		0.027		0.019	0.045	
	暗きよへ		0.275		0.236	0.463	
V 矢板工	堤内へ		0.167		0.365	0.732	0.642
VI ブランケット工	堤内へ		0.184		0.443	0.875	0.772

さらに水頭分布のうち堤内地表面下 50 cm の位置における水圧と浸透水圧を求める。浸透水圧とは水流の方向に沿う動水傾度と水の単位体積重量の積である。この実験では堤内地表面近傍での水頭 (電圧) 測定点は、地表面下 50 cm とさらに 110 cm 下の測定点であること、さらにこの付近での浸透流はほぼ鉛直上向きになっていること (図 1.1.15 にその傾向が認められる) を考慮して、地表面下 160 cm の水頭から地表面下 50 cm の水頭を差し引いた値を 110 cm で除したものを近似的に動水傾度として求めた。水圧分布は図 1.1.16、浸透水圧分布は図 1.1.17 のように得られた。

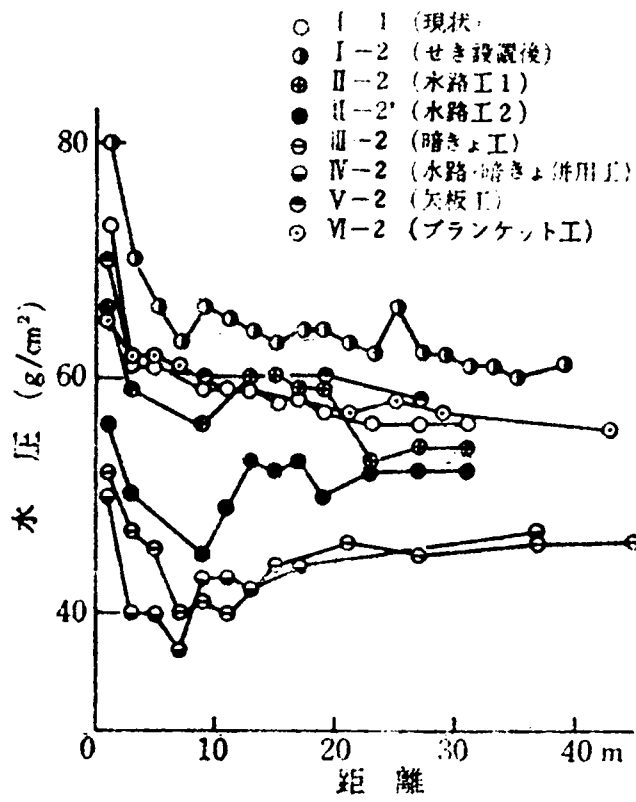


図 1.1.16 水 圧 分 布

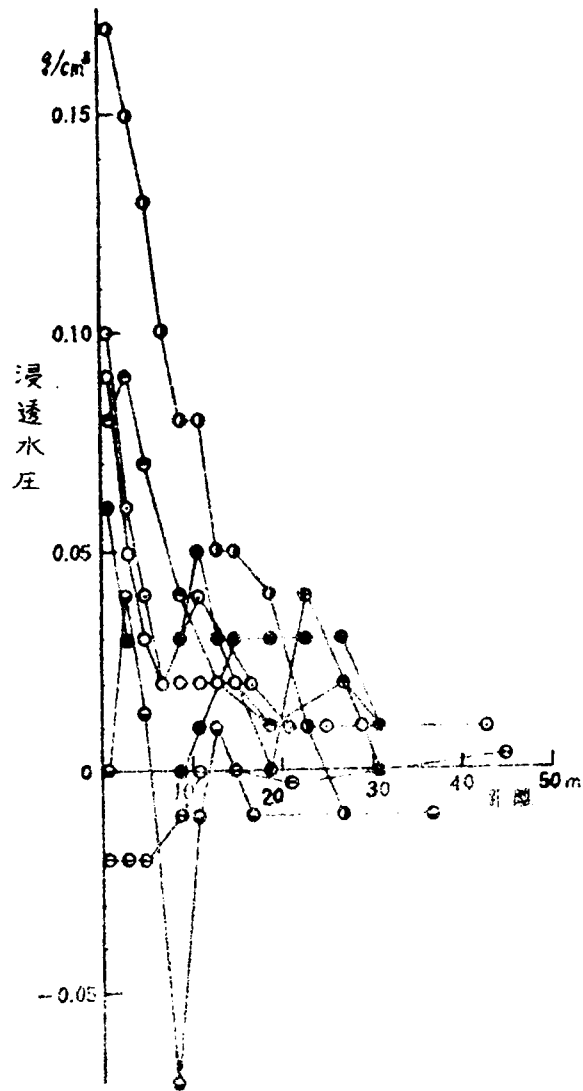


図 1.1.17 浸透水圧分布

これらの結果に対して、図 1.1.15 では同じ値の等ポテンシャル線の位置を比較対比し、表 1.1.8 ではとくに堤内地へのろう水量の多少を比較し、図 1.1.16 と図 1.1.17 ではそれぞれ水圧の増減を対策工法ごとに比較すると、次の事項が明らかとなった。

- 1) 現状地盤に対して現状平均外水位のとき、堤内地下水圧は水頭にして地表面上約 10 cm 未満であるが、せき設置後には約 10 cm の水頭上昇が生じる。ろう水流量も 0.0125 l/sec/m から 0.0205 l/sec/m まで、約 7 割増加する。
- 2) 水路工の場合は、水路水位を地表面下 50 cm ~ 100 cm 低下して維持すると、現状を維持することができる。ろう水流量についていえば、せき計画水位の場合水路水位を地表面下 50 cm に保つとき堤外からの 60 % が堤内地へ、40 % が水路へ集まる。水路水位をさらに 50 cm 下げて地表面下 1 m に保つと、堤外からの

2 1%が堤内地へ、7 9%が水路へ集まつて、水路効果が現われ、堤内地へのろう水量は 0.0135 l/sec/m から 0.005 l/sec/m に減少する。

3) 暗きよ工はきわめて大きい減圧効果を発揮し、実験のように暗きよの水頭を地表面下 50 cm に保つと、現状をかなり改良する。

4) 矢板工、ブランクット工でもかなり減圧効果が認められるけれども、現状を維持する程度には若干不足である。ろう水流量からみると、矢板工の方が効果があるようである。

5) 排水路・暗きよ併用工は暗きよ工単独の場合とほぼ同様の効果を有する。このことは暗きよ工が排水路工に比較して顕著なろう水防止効果を有することを意味する。

図 1. 1. 15 に得られている自由水面の高さを拡大して図 1. 1. 18 に描いた。

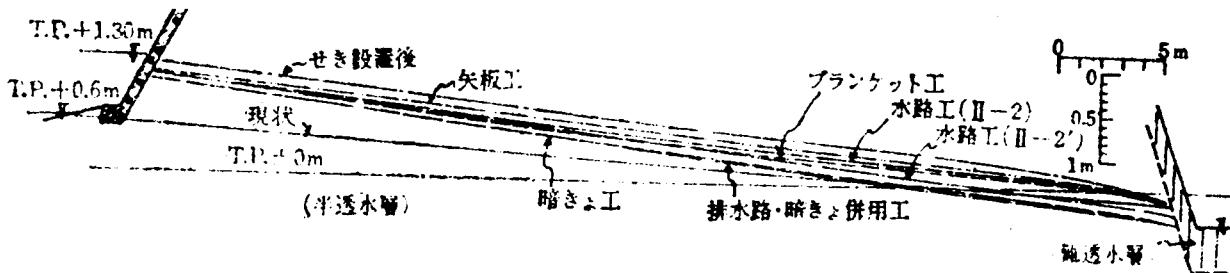


図 1. 1. 18 自 由 水 面

堤防断面中央より堤内側で自由水面の高さを比較すると、排水路・暗きよ併用工と暗きよ工の場合がほぼ最低を示し、つぎに排水路工、ブランクット工、矢板工の順に高くなる。

以上には、ろう水防止工法の効果を論じた。ここではさらに、さきに得られたろう水量の観測値や計算推定値と寒天実験結果とを比較しておく。

現地盤における既存堤内水路への平均ろう水流量は約 0.026 l/sec/m であった。これは外水位が T. P. $+0.46 \text{ m}$ であり、水路水位が T. P. -1.20 m のときに得られている。一方、計算における外水位を実験と同じ水位にして計算推定値を修正すると、現状の堤内ろう水流量は $0.030 \sim 0.049 \text{ l/sec/m}$ 、せき設置後のものは $0.052 \sim 0.082 \text{ l/sec/m}$ となる。これらの計算値は現地盤をきわめて単純化した地盤モデルに対して得られたものであるけれども、現地盤における既存堤内水路で観測された平均ろう水流量 0.026 l/sec/m から考えてはほぼ妥当なものであろう。一方、寒天実験では現状の 0.013 l/sec/m 、せき設置後の 0.021 l/sec/m が得られ、計算値よりも小さい。これは本実験のように、異なる食塩濃度をもつ寒天を接させて模型をつくと、全体としての合成抵抗が若干増加するなど変化が生じていたことに起因するのではないかと考えられる。²⁰⁾

堤内地下水圧の計算による推定は m の値によつてかなり異なる(図 1. 1. 18 参照)。しかし、 m が変つても、現状平均外水位に対するせき設置後の水頭はいずれも 2 倍弱になつている。一方、寒天実験でも、図 1. 1. 16 の水圧分布や図 1. 1. 17 の浸透水圧分布にみられるように、現状に対するせき設置の水頭(堤内地表面からの水頭)および浸透水圧は 2 倍程度ま

で上昇している。このように、せき設置による地下水頭の増加も、ろう水量の場合と同様定性的に一致している。

なお、寒天実験では、模型の領域は堤外側はのり先から30mまで、堤内側はのり尻から50mまでの範囲(全長140m)にしたため、地盤の両境界はいずれも不透水境界としている。この結果、堤外からの浸透水流を模擬した電流は、堤内側の透水層を通つて遠方へ向うものがなくなり、すべて堤内地表面を模擬した極板(銅板)に集まることになっている。この点では、実験の相似性が完全には成立していない。しかし、堤外からの浸透は堤体のり面とのり先部からのものがほとんどであるから、堤外側の境界設定は十分な近似であろう。一方、堤内側の不透水境界については、堤内側50m以遠500mまでの領域を同じ土層構成として、寒天ではなく電気抵抗回路で近似して、500m地点の土層の各層の水頭を地表面と同じ0とした条件の予備実験を行なった。しかし、得られた結果のポテンシャル分布にはほとんど差が生じないことが認められた。このことは低透水性の表土層が裏法尻から堤内地表にあつても、薄い層であるため、ろう水はおもに裏のり尻部分に浸出することになるためと思われる。

以上、この項では、長良川河口せき計画にともなう高須輪中堤防のろう水とその防止工法に関する詳細な調査研究を述べた。まず現地の各種調査結果の考察を要約し、つぎに観測資料を整理するために、きわめて単純化した地盤モデルによつて堤内地下水圧とろう水量を検討し、せき建設による外水位上昇時におけるそれらの場合を推定した。また、それが堤内地に与える被害を除去するための対策工法5種の効果を、寒天による電氣的相似浸透実験によつて定性的に検討した。もとより堤内地下水圧やろう水量は堤内地盤の土層の局部的変動などによる相違が予想されるが、おおよそ次のような結論が得られた。

- 1) 現状に対して、せき設置後には堤内地下水頭(堤内地表面を基準0にとつた水頭)とろう水量はいずれも約2倍になる。すなわち、ろう水量は現状で約 $0.035 \text{ l}_{\text{day}}/m$ と考えられ、何ら対策を講じないときのせき設置後には約 $0.068 \text{ l}_{\text{day}}/m$ と予想される。
- 2) これらの水圧とろう水量の増加を防止するための対策工法を検討した結果、ブランケット工や矢板工でもある程度のろう水防止効果が認められるが、水路工では水路水位を地表面下約60cmに保つことにより現状を維持できること、さらに暗きよ工は検討した工法の中で最大のろう水防止効果を発揮し、暗きよの水頭を地表面下20~30cmに保つことにより現状を維持できると予想される。

1.4 結 論

この章では、淀川堤防のろう水被害の実態調査結果にヒントを得て、河川堤防のろう水に対する災害科学の樹立を意図して、まず堤防の浸透破壊に対する実験的な考察を加え、堤防のろう水

量の推定とろう水防止工法に関して、とくに長良川堤防について詳細な検討の方法とその成果を示した。得られている事項を要約すると、次のようである。

- (1) 淀川堤防のろう水被害の概況からみて、洪水時の堤防災害には堤体および基礎のろう水によるものが多いことを確認した。その原因には、堤体材料などの問題も指摘されるが、主として堤防基礎の砂礫透水層の存在が強調された。
- (2) 堤体材料・断面形状に関連して、浸透破壊に対する堤防の安定性を基礎が透水性である場合と不透水性である場合について、室内実験で検討したところ、堤防の浸透破壊の形態として従来から洗掘破壊、すべり破壊が指摘されていたけれども、その破壊形態は堤防裏法面のこう配や盛土材料の強度定数（とくに粘着力）によりかわることが指摘された。また急こう配の盛土では、透水性基礎の存在が安定性を増大せしめる効果を有することが判明したが、同時にその破壊は不透水性基礎上の場合に対して比較的大きく瞬間的であることが観察された。
- (3) 実際の河川堤防のろう水量の推定には、現地における詳細な調査が必要であることが強調される。木津川堤防のろう水は、いわゆる不圧地下水としての堤内ろう水が主なものであつて、全ろう水流量は近似公式などによつても概算されるが、堤内地へのろう水量の分布などは流線網によつてはじめて求められ、その分布は裏法尻部に集中して、透水層厚の数倍離れたところでは微小となる。さらに、高須輪中堤における堤防および基礎のろう水は被圧地下水帯のもので、地層は大別して3つにまとめられるが、大たんに近似した地盤モデルを考えてろう水量などの推定を行なつたところ、観測資料の十分な検討によつて定数を適当に選べば良好な結果が得られることがわかつた。
- (4) 堤防および基礎のろう水防止対策工法として、裏腹付工、表法面の法覆工や矢板工、さらに堤内側のろう水を低減させるための消極的な方法としての排水路工、排水暗きよ工などが考えられ、木津川堤防と長良川高須輪中堤に対してこれらのろう水防止効果を寒天による電氣的相似浸透実験によつて比較検討して、それぞれのろう水防止効果の程度を究明することができた。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一・稲田 裕：淀川堤防のろう水調査、土木学会誌、Vol 48、№5、1963、
PP. 64~70。
- 2) 矢野勝正・山本順一：河川堤防の浸透に関する研究、京都大学防災研究所年報、№1、1957、
PP. 12~25。
- 3) 土質工学会編：土質工学ハンドブック、技報堂、1965、 PP. 925~929。
- 4) 宇野尚雄：透水性地盤上の盛土の浸透破壊に対する安定性、第12回土質工学シンポジウム発
表論文集、1967、 PP. 37~42。
および同題名、土と基礎、Vol 16、№2、1968、 PP. 7~9。
- 5) 久保田敬一：浸透水流による築堤斜面の安定性について、土木学会誌、Vol 41、№3、
1956、 PP. 8~13。
- 6) 赤井浩一：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について、土木学会論文集、№36、1956、
PP. 44~49。
- 7) Fukuoka, M. and Yamamura, K. : Full-Scale Model Tests of Slope Failure
of River Embankments, Proc. of the International Conference on S. M.
F. E., Vol. 2, 1966, PP. 467~471.
- 8) 内田一郎・鈴木敦己・谷口嘉紀：砂質盛土内の水の流れとその崩壊に関する研究、土木学会論
文集、№126、1966、 PP. 27~34。
- 9) 田中 茂・橋本光史：パイピング現象に起因する斜面崩壊の問題点、第3回災害科学シンポジ
ウム論文集、1966、 PP. 78~79。
- 10) 石原藤次郎・本間 仁編：応用水理学、上巻（一般水理学）、丸善 K. K. 、1957、PP.
207~208。
- 11) Polubarinova - Kochina, P. Ya. : Theory of Ground Water Movement, Princeton Un-
iv. Press, 1962. P. 308.
- 12) 土木学会水理公式集改訂委員会編：水理公式集、土木学会、1966、PP. 131~132。
- 13) Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc., 1948,
PP. 550~553.
- 14) 長尾 精・赤井浩一・宇野尚雄：河口せき計画にともなう河川堤防のろう水に関する調査研究、
土木学会論文報告集、№172、1969、PP. 1~10。
- 15) 赤井浩一・宇野尚雄：長良川河口せき計画に伴なう堤防漏水調査、京都大学防災研究所年報、
№13B、1970、PP. 171~185。
- 16) “長良川中下流域の地盤”、明治建設興業地質部、昭和40年3月（建設省木曾川下流工事

事務所保管)

- 17) 石原藤次郎・本間仁編：応用水理学、中Ⅱ(応用水理学Ⅱ)、丸善K. K.、1958、PP. 312~314。
- 18) Turnbull. W. J. and Mansur, C. I. : Design of Underseepage Control Measures for Dams and Levees, Journal of A. S. C. E., Vol. 85, №5, 1959, PP. 129~159.
- 19) 丹羽義次：浸透水流の電気的計測について、土木学会誌、Vol. 35、№7、1950、PP. 18~20。
- 20) 宇野尚雄・宮下高昭：浸透流の寒天材料による電気的相似実験について、昭和43年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集、Ⅰ-10、1968、PP. 19~20。

第2章 土中の非定常浸透と排水に関する基礎的研究

2.1 概説

この章では、土中の非定常浸透・排水に関する基礎的研究を述べている。すなわち、まず2.2節では土中の非定常浸透に関する基本的関係式を整理して、運動の式としてはダルシーの法則が普通には適用されるが、連続の式には考え方によつて従来から2通りの式が導かれていることを示す。この2種類の連続の式がいろいろに使用されていて、両者の適用性や相違について言及したものが見当たらない。そこで、その両者の特性や取扱いの相違について、一次元浸透・排水現象に関連させて考察を加えている。

2.3節では、上述の基本的解析式を念頭において、水平一次元の浸透と排水の実験を行ない、二つの解析法は土試料が粗いか細かいかによつて現象をよく表現する場合とそうでない場合のあることを示す。それと同時に、従来あまり強調されていなかった初期含水比の大小が浸透・排水に及ぼす影響を指摘し、排水実験では圧力水頭の分布に著しい特性が見い出されることを述べる。2.4節では、さらに鉛直一次元の浸透と排水において、上述二つの考え方に基づく検討を加えながら、その解析法の適合性について考察している。

2.5節では、二次元浸透・排水の場であるけれども、一次的に解析が可能な直立堤体内の準一次元非定常浸透に対して解析的・実験的な検討を加えている。解析はポテンシャル流として取扱う方法で、毛管帯は無視されている。とくにこの節では、初期の滞水層厚さが大きいとき、拡散型の線形式に基づく解析が良好な結果を与えることを、砂模型とHele-Shaw模型を使用した室内実験による検討を含めて示す。次の2.6節では、第1章で取扱った河川堤防のような、実際的な梯形堤体に対する浸透現象を室内実験によつて考察した結果を述べている。最後の2.7節はこの章の結論を要約してある。

2.2 土中水運動の基本的関係式

2.2.1 運動の式

一般に多孔質物体中の水の運動について成立する関係式は次元解析によると

$$F\left(\frac{\Delta p}{\rho g \Delta s}, \frac{V^2}{g \Delta s}, \frac{V d}{\nu}, \frac{V^2 d}{T/\rho}\right) = 0 \quad (1.2.1)$$

ここに Δp : 圧力損失, ρ : 水の密度, g : 重力の加速度, V : 水の速度, Δs : 流れに沿う微小長さ, d : 多孔質物体中の空隙の大きさを表わすパラメーター, ν : 動粘性係数で、粘性係数を μ とすると $\nu = \mu / \rho$, T : 水の表面張力

で与えられる。¹⁾ 式(1.2.1)の変数項の第1は流れに沿う圧力損失の程度を表わし、第2はFroude数の2乗に相当するから重力項に対する慣性項の比の大きさを表わし、第3はReynolds

数であるから粘性項に対する慣性項の比の大きさを表わし、第4はWeber数といわれて表面張力に対する流体としての水の運動エネルギーの比の大きさを表現している。

飽和に近い土中の、比較的ゆつくりした浸透流では、Fr数と表面張力項は無視され、

$$F(I, Re) = 0 \quad (1.2.2)$$

ただし I : 動水傾度, Re : Reynolds 数。

なる関係になる。式(1.2.2)の関係は種々実験的に検討が加えられていて、Re数がある限界値以下の値ならば、次のダルシーの法則と等価なものとなる。

$$V = -k \cdot \text{grad}(p / \rho g + z) \quad (1.2.3)$$

ここに k : 透水係数 (cm/sec)

z : 位置の水頭, 鉛直座標 (上向正)。

式(1.2.3)を次式で定義する水頭

$$h = p / \rho g + z \quad (1.2.4)$$

を用いて書き直すと

$$V = -k \cdot \text{grad}(h) \quad (1.2.5)$$

式(1.2.3)や式(1.2.5)で表わされるダルシーの法則は、多孔質物体中の浸透水流が定常状態になつているときの運動方程式であつて、その誘導に関しても熱力学的な検討などから立証されている。²⁾

一方、浸透水流が非定常状態にあるときの関係はNavier-Stokesの式との対応を考慮して、次式で与えられている。³⁾

$$\frac{1}{\lambda g} \frac{\partial V}{\partial t} = -\text{grad}(h) - \frac{V}{k} \quad (1.2.6)$$

ここに λ : 土の間げき率

しかしながら、普通の地下水運動や堤体内浸透を考えると、式(1.2.6)の左辺の慣性項は右辺の各項に比較してかなり小さいことがわかっているため、⁴⁾⁵⁾ 自由表面を有する浸透現象ではとくに運動の式として式(1.2.6)を採用する必要はほとんどなく、式(1.2.5)で十分である。本研究ではその立場から運動の式にはとくに断らない限りダルシーの法則を用いる。

式(1.2.5)や式(1.2.6)の運動方程式における透水係数kは比例定数であるけれども、上述のところでは飽和土中の浸透現象を考えているので、土の構造骨格、間げき率とか間げき分布および間げき流体としての水の粘性により決まるものであつて、たとえばTaylorによれば、⁶⁾

$$k = D_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot C$$

ここに D_s : 球状粒子の直径, γ_w : 水の単位体積重量, μ : 水の粘性係数, e : 土の間げき比, C : 土の形状係数。

さてダルシーの法則が提案されたのは元来上述のような飽和土に対してであつたけれども, その後の多くの研究により不飽和土に対しても拡張され, 検討されてきた。⁷⁾ このときの透水係数 k は, 負圧となつている間げき水圧 p , 飽和度 S_r , 含水比 w あるいは含水率 θ (土の全体積に対する間げき水の量を体積割合で表わしたもの) などの関数となる。すなわち, 不飽和土の透水係数に対しては次のような種々の表現がなされる。

$$k = k_0 \cdot f_1(p) \quad (1.2.7a)$$

$$k = k_0 \cdot f_2(S_r) \quad (1.2.7b)$$

$$k = k_0 \cdot f_3(w) \quad (1.2.7c)$$

$$k = k_0 \cdot f_4(\theta) \quad (1.2.7d)$$

ただし k_0 : 標準的な透水係数。

上述の因子のうち, 含水比 w と含水率 θ との間には, その定義から次の関係が導かれる。

$$\theta = w \cdot \gamma_d / \gamma_w \quad (1.2.8)$$

ここに γ_d : 土の乾燥単位体積重量, γ_w : 水の単位体積重量。

さらに, 飽和度 S_r と含水率 θ との間には

$$S_r = \theta / n \quad (1.2.9)$$

ここに n : 土の全間げき率

なる関係がある。したがつて, 式(1.2.8)と式(1.2.9)を考慮すると, 式(1.2.7)の4つの式は, それぞれ独立したものではなく, 式(1.2.7a)と残る3つの式のどれか1つの計2つが独立したものである。間げき水圧 p は, いま考えている不飽和土では, 当然負圧(Suction)が働いているわけで, 毛管張力に起因するのでCapillary pressureとも呼ばれ, 以下では水頭の高さ(cm)で表わされている。このサクシオン $|p|$ と上述の因子, たとえば含水比 w との間には周知の $p \sim w$ 関係がある。 $p \sim w$ とはサクシオンの対数であつて次式で表わされる。

$$p \sim w = \log_{10} |p| \quad (1.2.10)$$

この $p \sim w$ との関係の一例は図1.2.1に示されている。土の湿潤過程と乾燥過程とは異なつた関係を示す, いわゆるヒステレシス曲線が認められている。図1.2.1に示されている含水比を含水

率 θ にかえて、間げき水圧 p 、含水率 θ 、透水係数 k の概略的な関係を示すと図 1.2.2 のようである。したがって、含水率 θ と間げき水圧 P との間に

$$p = p_s(\theta) \quad (1.2.11a)$$

$$p = p_d(\theta) \quad (1.2.11b)$$

ここに p_s : 湿潤過程のもの、 p_d : 乾燥過程のもの。

なる関係を平衡状態のものとして考えることができる。透水係数に関しては Brooks and Corey らの研究もあるが、⁹⁾ Klute and Wilkinson によれば、¹⁰⁾ サクシヨンがある大きさのものまでは透水係数 k は一定値であるけれども、それより大きいサクシヨンが働くと透水係数は 0 に近くなることが図 1.2.3 にみられる。

図 1.2.1 のサクシヨンと含水比との関係が湿潤過程と乾燥過程とで異なることは、土中水の取扱い上きわめて重要なことであつて、これを解析にとり入れた研究が進められている。^{11)~16)} このヒステシスの機構に関する研究もみられるけれども、¹⁷⁾ 十分解明されていない現在、ある含水比の土を採取してきても、その土のサクシオンは不定であるから、たとえ式 (1.2.7) の関係が一価関数であつても、透水係数は決定されない。しかし図 1.2.2 に示す間げき水圧が正圧の領域では、上述のヒステシスという問題はなくなつて簡単となる。従来、地下水運動とか飽和浸透現象では、上述した間げき水が正圧の領域において論議されていたため、透水係数は一定値となつていたことが理解される。

上述のように、間げき水圧が負となつている不飽和土では、浸透・排水にともなう間げき水圧、含水率などの変化はきわめて複雑なものとなつていると考えられる。この分野は「土中水分の移動」などといわれ、たとえば Philip の研究を継承するものが“Soil Science”とか“Soil Physics”とかよばれる分野に多数みられている。^{7)~9), 20)} しかし、これらの研究は、浸透水による含水比

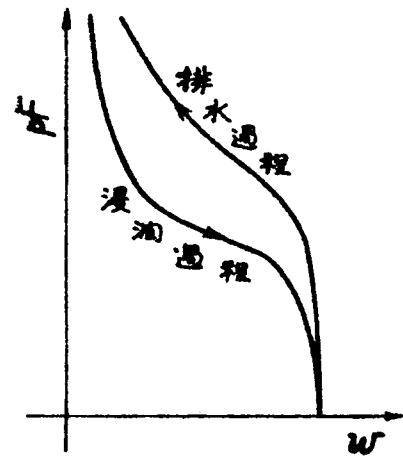


図 1.2.1 含水比と $p F$ の関係

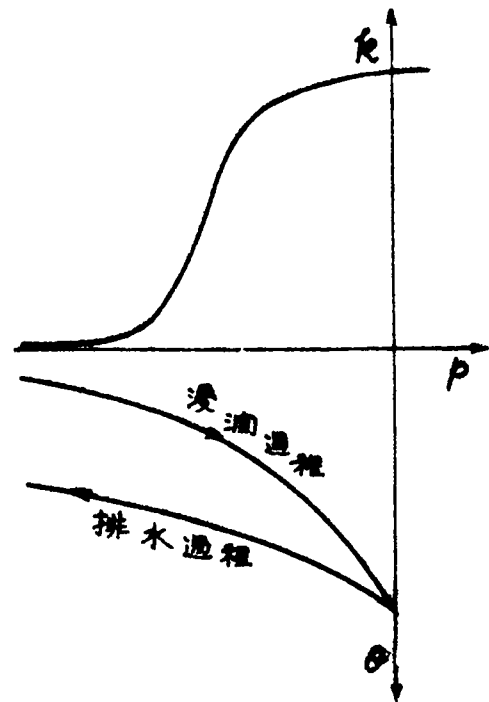


図 1.2.2 含水率 サクシオン、透水係数の関係

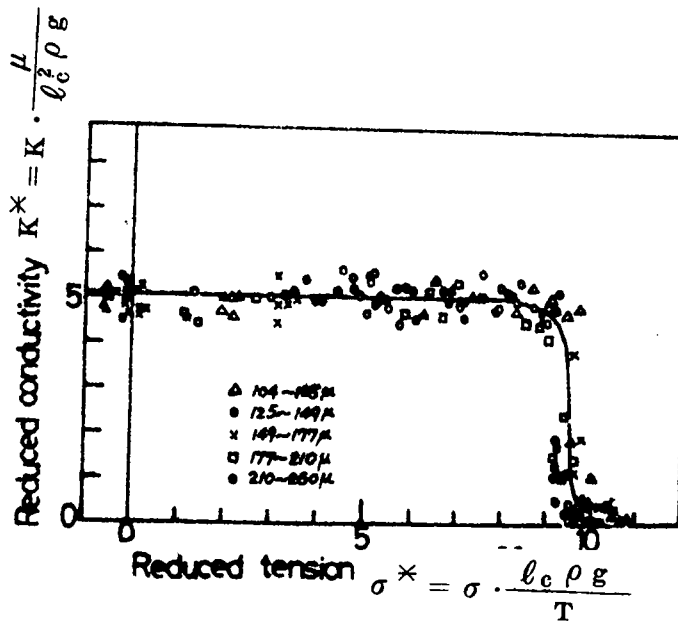


図 1.2.3 変換された透水係数とサクシヨンの関係
(Klute and Wilkinson による)

の上昇が開けき空気の妨げを受けず、土中のサクシヨンが0に達したとき土は飽和されるという前提に立脚するなど、問題を含んでいる。この点についてはさらに2.3節で言及する。

2.2.2 連続の式

土中水運動の連続の式は、飽和土に対して水の非圧縮性を仮定すると、次式で与えられる。

$$\text{div } \mathbf{V} = 0, \text{ i. e., } \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.2.12)$$

ここに \mathbf{V} : 流速, u, v, w : 流速 \mathbf{V} の x, y, z 方向の各成分。

一方、不飽和土に対しては、水の非圧縮性を仮定して、さらに開けき空気の作用を無視すると、

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \text{div } \mathbf{V} = 0 \quad (1.2.13)$$

さて、土中水運動を取扱う場合に浸透という用語のほかに、「浸潤」または「湿潤」という用語がしばしば用いられるが、明確に使い分けされていないようである。田淵は「不飽和の、ある低含水比の土中へ水が浸入してゆく過程」を“浸潤”とよんで、「やがて有限な土塊の領域を通水し終えて、他端から水が浸出し始める以降の過程」を“浸透”とよんで区別したが²⁷⁾ 本論文でもこのような使い分けをするように努める。しかし、この区別もあいまいな点があるので、全体としては両者を含めて浸透とよぶことが多い。

田淵のような区別をすると、浸潤における連続式が式(1.2.13)であり、浸透における含水比の変化がないところでの連続式が式(1.2.12)であるともいえよう。Philipらの研究では、浸潤が終了して間げき水圧が0か正圧となつた状態では土は飽和すると考え、連続の式としては式(1.2.13)の方を用いる。しかし、もし浸潤面を境いに前方はほぼ初期含水比で、後方が飽和しているとする、連続の式は飽和領域についてのみ考慮することになつて、式(1.2.12)の連続の式が使われる。このときには移動する浸潤面という境界条件を特別に考えることになる。

2.2.3 境界条件

土中水運動を解析する際の最も困難な問題は境界条件の与え方であろう。たとえば、地表面からの土中水分の蒸発は気象条件や地質、地面の植生条件が関係する。また、地下水運動における上流境界条件には水文学的な水循環がある程度解明されている必要がある。このように、境界条件そのものが別の用語、蒸発とか呼ばれる大きな問題となつていて、それが十分判明していないことが理解される。

しかし、小規模の土中水運動を考えると容易に境界条件を与えうるものもあつて、次に列挙されるものが知られている。²⁸⁾

- (1) 貯水条件：堤防表のり面に対する河川水位、アースダムに対する貯水位などは、その表のり面という境界で、水圧(水頭)が「静水圧」として容易に求められる。
- (2) 自由水面：堤体内の自由水面などに対しては、その面上で「圧力が大気圧に等しい」とすることができ。
- (3) 浸出面：堤防裏のり面に浸出する部分であつて、「圧力が大気圧に等しい。」
- (4) 地表面に水が溜まることなく浸透する際の降雨量が既知のとき、「既知流量」。

これらのうち(2)の自由表面については、それより上部の毛管帯を無視できる場合と無視できない場合があつて、毛管体内の水流が自由表面下の浸透流に与える影響が検討され、^{29)~32)}この意味で毛管帯を含めた解析など検討されている。^{33), 34)}しかしこれらは定常浸透状態に対するものであつて、非定常状態に対するものは不明である。

以上、土中水運動の取扱いに際する基本的問題を概説した。これらに基づいて、次には現在使用されている基本的解析式とその具体的な取扱いを要約して述べる。

2.2.4 一次元浸透と排水の基礎式

一定断面積 a 、長さ L の管に土試料を詰めて水平に静置した状態を考える。断面積 a が適度に小さければ、土柱の両端に給水源や排水源として正または負の圧力変化を与えたとき、土柱内にはほぼ純粋な水平一次元浸透または排水の現象が生じる。図 1.2.4 (a) の土柱の位置 x における、時刻 t の流速を $u(x, t)$ 、さらに土の透水係数を $k(p)$ とすると、ダルシーの法則は式(1.2.5)の形

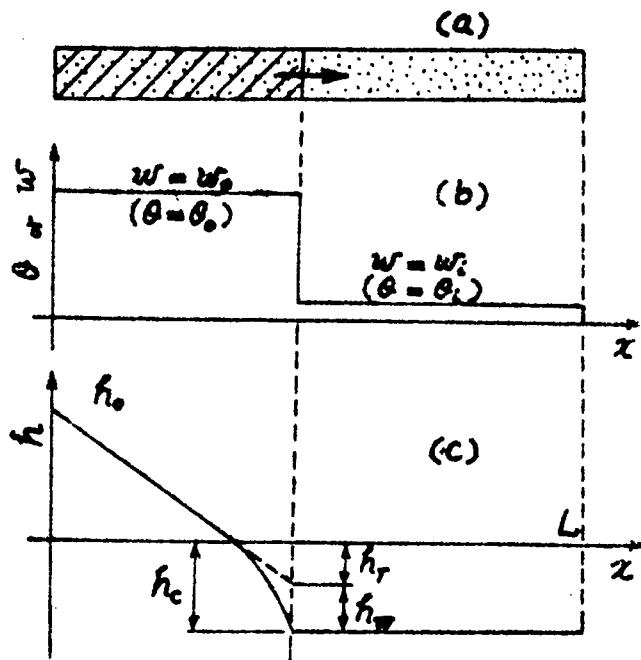


図 1.2.4 水平一次元の浸潤

式を用いて,

$$\frac{u(x, t)}{k(p)} + \frac{\partial p(x, t)}{\partial x} = 0 \quad (1.2.14)$$

で与えられる。連続の式は一般的に式(1.2.13)を用いて表わすと,

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (1.2.15)$$

で与えられる。後述するように $\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$ とみなせるときの連続式は次式となる。

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (1.2.16)$$

式(1.2.14)の圧力^(水頭) $p(x, t)$ は、断面積 a が微小のとき、断面軸中心線を基準にとって水頭 $h(x, t)$ で表わすと、位置の水頭の項は消えて,

$$h(x, t) = p(x, t) \quad (1.2.17)$$

式(1.2.14)を式(1.2.15)に代入すると,

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k(p) \cdot \frac{\partial p}{\partial x} \right) \quad (1.2.18)$$

式(1.2.18)は次式で定義される比水分容量 c :

$$c = \frac{\partial \theta}{\partial p} \quad [\text{cm}^{-1}] \quad (1.2.19)$$

を用いて書き改めると、

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1}{c} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(k(p) \cdot \frac{\partial p}{\partial x} \right) \quad (1.2.20)$$

または

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k(p)}{c} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) \quad (1.2.21)$$

ここに

$$D = \frac{k}{c} = k / \left(\frac{\partial \theta}{\partial p} \right) \quad (1.2.22)$$

一方、式(1.2.14)を含水比変化がないとした連続の式(1.2.16)に代入すると、

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \cdot \frac{\partial p}{\partial x} \right) = 0 \quad (1.2.23)$$

が得られる。上述の展開では透水係数 k は均質・等方な土柱に対するものと考えているため、 k は土柱の位置 x に無関係であるとしている。

以上、飽和土に対する運動の式としてのダルシーの法則を不飽和土に対して拡張すると、土中水運動の基本式は連続の式の考え方によつて式(1.2.20)や式(1.2.21)または式(1.2.23)で表わされる。しかし、これらの式は土中の間げき空気の運動が無視され得るという仮定に立脚したものであることに留意しなければならない。

従来の研究を振り返ると、水平一次元浸透の研究には2種類の流れが認められる。一つはLambeに始まるものであつて、^{35)~40)}土柱の一端($x=0$)に正圧を与えたとき、土柱内を浸潤面が進行するが、その際「土の初期含水比 w_i が小さいところで浸透水は流れず、浸潤面が通過する前後で、含水比は初期含水比から飽和含水比まで急変化する」という仮定から現象を解析する。この仮定に立脚すると、連続の式は飽和領域について成立する式(1.2.16)となるので、基本式は式(1.2.23)であつて、浸透水の流速は式(1.2.16)より

$$u(x, t) = u(t) = \beta \cdot \frac{d x_f}{d t} \quad (1.2.24)$$

ここに β : 貯留係数, $\beta = (w_o - w_i) r_d / r_w = \theta_o - \theta_i$ (θ_o : 飽和含水率, θ_i : 初期含水率), x_f : 湿潤面の位置 $x = x_f$ と表わす。

で与えられる。貯留係数 β というのは、従来誤まつて土の全間げき率としたり(乾燥土ではほぼ正しいが)、有効間げき率としたりしていたものであるけれども、その意味は“浸潤”にともなう土

中水の貯留量の増加分であるので、このように呼称した。さて、式(1.2.23)の透水係数が圧力水頭 p に関係なく、土柱内の密度変化などに起因して位置 x の関数であるとき、すなわち

$$k = k(x) \quad (1.2.25)$$

であるときには、式(1.2.23)を積分すると、圧力水頭 $p(x, t)$ は次のように求められる。

$$p(x, t) = C_1(t) + C_2(t) \cdot \int \frac{dx}{k(x)} \quad (1.2.26)$$

したがって、 $k(x) = \text{const.}$ のときには、ある任意の時刻の圧力分布は直線的になることがわかる。含水比分布は仮定によつて浸潤面を境いに急変化する。以上の関係を図示したものが図1.2.4である。図1.2.4(e)の圧力分布で、位置 $x = x_f$ の浸潤面における圧力は Hansen やその他によつて指摘されている水頭損失 h_w などを考慮して示されているけれども、これらを合成した水頭を h_f と表わして、近似的に圧力水頭分布は直線的であるとみなせる。なお、浸潤面に働く毛管水頭 h_c の大きさは初期含水比 w_i の大きさの影響を受けることになる。上述のように、Lambe 一派の研究は、① 初期含水比 w_i に応じた毛管水頭 h_c を浸潤面で考える。② 境界に与える圧力は正圧であつて、浸潤面を境に含水比が急変する。③ 圧力分布は直線的である ($k = \text{const.}$ のとき)、といった特色を有している。

もう一つの研究の流れは、Philip らのものであつて次の特徴を有する。(Philip, 1957) ① 土試料は不飽和であつて、間げき水圧は 0 または負である状態を考える (圧力分布は浸潤過程と乾燥過程ごとに含水比~サクション関係を用いて推定する)。② 含水率 θ は $\phi = x t^{-\frac{1}{2}}$ の一価関数関係 ($\theta = \theta(\phi)$) にある。具体的な解析は次のように行なわれる。

式(1.2.21)の含水率 (Volumetric moisture content) θ に関する基本式を Boltzman 変換:

$$\phi = x t^{-\frac{1}{2}} \quad (1.2.27)$$

により常微分方程式にすると、

$$-\frac{1}{2}\phi = \frac{d}{d\theta} \left(D \cdot \frac{d\theta}{d\phi} \right) \quad (1.2.28)$$

積分すると、

$$\int_{\theta_i}^{\theta} \phi d\theta = -2D \cdot \frac{d\theta}{d\phi} \quad (1.2.29a)$$

となつて、これを境界条件を満足するように解いて、

$$\theta = \theta(\phi) \quad (1.2.29b)$$

なる解が得られるというものである。

一方、鉛直方向の運動についても同様の取扱いができる。この場合には、水頭と圧力水頭 $p(x, t)$ との間に次の関係が成立する。

$$h(z, t) = p(z, t) + z \quad (1.2.30)$$

ここに z : 基準面より上向きの座標。

水頭 $h(z, t)$ に関するダルシーの法則は

$$w = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1.2.31)$$

ここに w : 鉛直上向きの流速。

で表わされ、連続の式は水平方向の浸透・排水の場合の式(1.2.15)や式(1.2.16)に対応して、それぞれ

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.2.32)$$

$$\frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.2.33)$$

となるから、鉛直浸透における解析式の相違は形式的に式(1.2.30)を除けば他は同一の取扱いでよいことが導かれ、次の基本式が示される。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial z} \left(k \cdot \frac{\partial p}{\partial z} \right) + \frac{\partial k}{\partial z} \quad (1.2.34a)$$

または

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + \frac{\partial k}{\partial z} \quad (1.2.34b)$$

ただし $D = k/c$, $c = \frac{\partial \theta}{\partial p}$

圧力水頭に関する形にすると、

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1}{c} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(k \cdot \frac{\partial p}{\partial z} \right) + \frac{1}{c} \cdot \frac{\partial k}{\partial z} \quad (1.2.35)$$

2.2.5 二次元浸透と排水の基礎式

いま、図1.2.5のような長方形土堤内の自由水面をもつ運動に対して、鉛直断面内では水頭は等しいと仮定する。すなわち、等ポテンシャル線は鉛直に立つ直線になると近似する。このとき、運動の式は

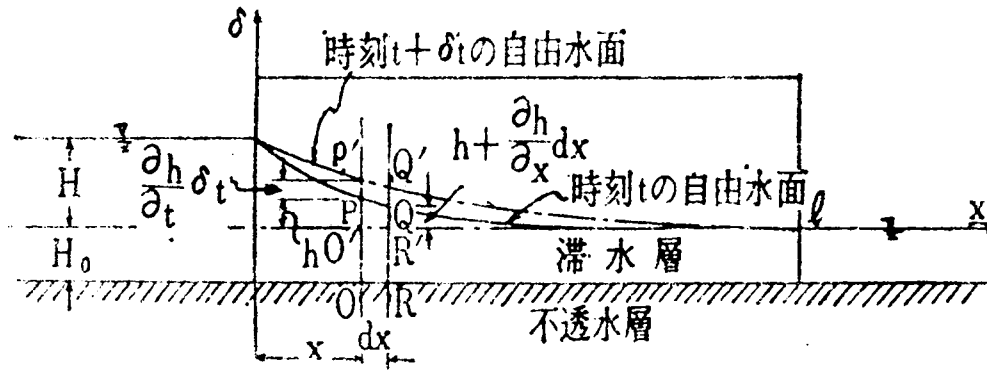


図 1.2.5 直立堤体内の準一次元浸透

$$u = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.2.36)$$

ただし u : 水平方向の流速で、鉛直方向の流速は 0 であるとする、 h : 水頭。

図 1.2.5 の鉛直断面 x において微小幅 dx を考え、 OP 面からの流入水量と QR 面の流出流量の差が $PP'Q'Q$ の部分の水位上昇になるとすると、水面傾度がゆるいときの連続の式は

$$\beta \frac{\partial h}{\partial t} + (H_0 + h) \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + u \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (1.2.37)$$

で表わされ、²⁾ 式 (1.2.36) と式 (1.2.37) を組合わせると次式を得る。⁴³⁾

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{\beta} \cdot \left[H_0 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 (h)^2}{\partial x^2} \right] \quad (1.2.38)$$

ここに h : 水頭 (水位) の変動量、 k : 透水係数、 β : 貯留係数 (有効間げき率)、 H_0 : 初期滞水層水深。

$h \ll H_0$ のとき、

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kH_0}{\beta} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (1.2.39)$$

$H_0 \neq 0$ のとき

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\beta} \cdot \frac{\partial^2 (h)^2}{\partial x^2} = \frac{k}{\beta} \cdot \left[h \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (1.2.40)$$

以上のように自由表面をもつ二次元の流れで、水面傾度がゆるい浸透水流に対しては、鉛直断面上での水頭は等しいと仮定すると、基本式は式 (1.2.38) で表わされる。このような条件を満足する浸透流は準一次元浸透流とよばれる。

この種の問題に対する従来の研究では、自由水面の高さを上述のように $(H_0 + h)$ としないで h とおいて解析するのが一般的で、式 (1.2.40) のような非線形偏微分方程式を基本に研究が進められていた。このため、Boussinesq の研究や Vladimirescu らの研究では式 (1.2.

40) を線形化して解いていた。⁴⁴⁾ 非線形の解を求めたのは Polubarinova-Kochina である。⁴⁵⁾ これらの詳細は 2.5 節に譲る。

さて、準一次元流の仮定を取除いた一解析法は嶋によつて示された。⁴⁶⁾ それによると、図 1.2.6 に示す自由表面をもつた流れに対して、運動の式と連続の式は自由表面内部について考えると次式が成立する。

$$\varphi = -k(p + z) \quad (1.2.41)$$

$$u = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad (1.2.42)$$

$$w = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad (1.2.43)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.2.44)$$

ここに φ : 速度ポテンシャル, p : 圧力水頭, u, w : x, z 方向の速度成分。

自由水面に関する条件は次の 2 つの式で表わされる。

$$\beta \cdot \frac{\partial h_f}{\partial t} + u_f \cdot \frac{\partial h_f}{\partial x} - w_f = 0 \quad (1.2.45)$$

$$-k \cdot \frac{\partial h_f}{\partial x} - u_f - w_f \cdot \frac{\partial h_f}{\partial x} = 0 \quad (1.2.46)$$

ここに h_f : 自由水面の高さ, β : 土の貯留係数 (有効間げき率), u_f, w_f : 自由水面上の x, z 方向の流速成分。

式 (1.2.41) ~ 式 (1.2.46) の 6 々の式に含まれている未知量は, $\varphi(x, z, t)$, $p(x, z, t)$, $u(x, z, t)$, $w(x, z, t)$, $h_f(x, t)$, $u_f(x, h_f, t)$ および $w_f(x, h_f, t)$ の 7 々であつて, 式が 1 々不足する。そこで嶋は鉛直方向の流速成分について, 次の仮定をおいた。

$$w = \frac{z}{h_f} \cdot w_f \quad (1.2.47)$$

式 (1.2.47) を含めた 7 々の式から自由水面の高さ h_f に関する式を導いた結果は次式で与えられている。

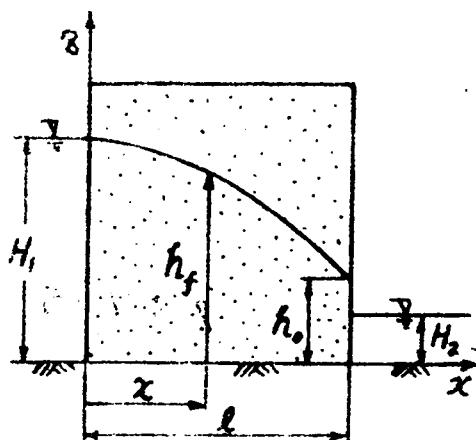


図 1.2.6 直立堤体内の二次元浸透

$$\beta \cdot \frac{\partial h_f}{\partial t} = k \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(h_f \cdot \frac{\partial h_f}{\partial x} \right) + \frac{1}{3} \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[h_f^2 \cdot \frac{\beta \cdot \frac{\partial h_f}{\partial t} - k \left(\frac{\partial h_f}{\partial x} \right)^2}{1 + \left(\frac{\partial h_f}{\partial x} \right)^2} \right] \quad (1.2.48)$$

式(1.2.48)の右辺第2項を省略すると、式(1.2.40)に一致するので、準一次元の仮定による誤差は式(1.2.48)の右辺第2項の大きさによることがわかる。嶋は一つの数値計算例を示しているけれども、実験的には検証されていないようである。実際には、初期および境界条件を与えて式(1.2.48)を解く方法にかなりの困難が認められ、今後も検討が必要であろう。

上述のように、二次元非定常浸透流に対しては、いわゆるポテンシャル流としての(毛管帯の存在を無視した)解析が行なわれている現状であつて、土の諸特性、たとえば p F~含水比関係などを考慮することは難しい。しかし、負圧領域のみの土中水運動については最近 Rubin が成果を示している。¹⁶⁾

2.3. 水平一次元の浸透と排水に関する実験的考察^{47), 48), 49)}

2.3.1 概説

土中の浸透・排水を表現する基本式とその取扱いについて、2.2節で概説した。この節では、具体的な問題として、水平に静置された砂質土柱の一端に、ある一定の水圧を与える水平一次元浸透・排水実験を行ない、基本式に基づく解析がどの程度現象を説明し得るかを考察する。

Lambeの水平一次元浸透流の研究では、^{35), 36)} 水平土柱の初期含水率 θ_i から浸透後の含水率 θ_0 までの増分を β とすると、これが一定と仮定して連続的に式(1.2.25)を採用して、運動の式は $k = \text{const.}$ のときのダルシーの法則を用いる。境界に与える水頭を一定とすると ($x = 0$; $h = h_0 = \text{const.}$)、浸潤距離 x_f と時間 t の関係は次式で与えられる。

$$x_f^2 = \frac{2k}{\beta} \cdot (h_0 + h_c') t = \frac{2k}{\beta} \cdot h_T' \cdot t \quad (1.2.49)$$

ここに h_c' : 浸潤面に働く有効な毛管水頭, $h_T' = h_0 + h_c'$

一方、式(1.2.26)で示される圧力水頭 $p(x, t)$ は $k = \text{const.}$ として、初期および境界条件に、 $h(x, t) = p(x, t)$ として、

$$\begin{aligned} h(x, 0) &= -h_c' \\ h(0, t) &= h_0, \quad (t > 0) \\ h(x_f, t) &= -h_c', \quad (t > 0) \end{aligned} \quad (1.2.50)$$

を用いると、

$$h(x, t) = h_0 - (h_0 + h_c') \cdot (x / x_f) \quad (1.2.51)$$

または

$$\frac{h(x, t)}{h_0} = 1 - \frac{h_T}{h_0} \cdot \frac{x}{x_f} \quad (1.2.52)$$

が得られる。式(1.2.49)と式(1.2.52)から x_f を消去すると

$0 \leq x \leq x_f \equiv \sqrt{2(k/\beta)h_T \cdot t}$ のとき

$$\frac{h(x, t)}{h_0} = 1 - \frac{h_T}{h_0} \cdot \frac{x}{\sqrt{2(k/\beta)h_T \cdot t}} \quad (1.2.53)$$

$x_f < x$ のとき

$$h(x, t) = -h'c \quad (1.2.54)$$

一方、Philipらの研究では、土中水の圧力が0以下の負圧状態の水分移動を取扱っているが、それによると連続式として式(1.2.15)を用い、基本式として式(1.2.21)を考えている。その結果、式(1.2.29)のような解が求められる。この方法では含水率 θ と $\phi = x t^{-\frac{1}{2}}$ との一価関数関係が基本となっていて、Lambeらの解析と異なっている。両者の関係を含水比分布の形で比較すると図1.2.7のようである。図1.2.7では、式(1.2.49)を次のように書き改めて考えられている。

$$\phi' = x_f t^{-\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{2k}{\beta} \cdot h_T} = \text{const.}$$

さて、Philipらの解析では土中水が正圧の領域を考えていない(もし、正圧の領域を議論するとすれば、式(1.2.21)でなく式(1.2.20)を基本にして解析する必要がある)ため、水平土柱の一端 $x=0$ で正圧を与えたときの解析はLambeらの研究に基づく解析によらざるを得ない。そこで、この節では式(1.2.49)から式(1.2.54)に示された関係を基本にして、さらに図1.2.7に示された含水比分布を念頭に置き、水平一次元の浸透と排水に関して実験的考察を行なう。

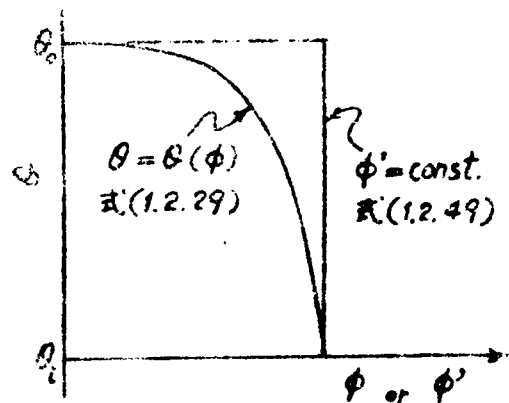


図1.2.7 二つの考え方による含水比分布

2.3.2 水平一次元浸透の実験装置・方法

土試料は図1.2.8に示す粒度分布をもつ粗砂、細砂、標準砂(豊浦)の3種類の比較的均等な砂、および均等係数が7.2という、きわめて配合のよい長良川堤防土である(表1.2.1参照)。試料を充填する透水管はA、Bの2種類を用いた。透水管Aは内径4.06cm(断面積1293cm²)

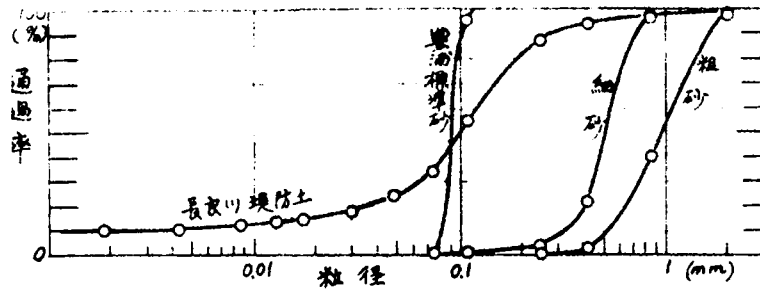


図 1.2.8 粒径加積曲線

表 1.2.1 土試料の性質

h T	粗砂	細砂	標準砂	長良川堤防土
間げき率 n	0.42~0.44	0.42~0.44	0.42~0.44	0.45
有効径の2乗 d_{10}^2 (mm ²)	2×10^{-1}	1×10^{-1}	7×10^{-3}	4×10^{-6}
均等係数 U_c	2.1	1.7	1.1	7.2
透水係数 k (cm/sec)	3.3×10^{-1}	4.5×10^{-2} $\sim 9.0 \times 10^{-2}$	1.0×10^{-2} $\sim 2.0 \times 10^{-2}$	2.0×10^{-4} $\sim 6.0 \times 10^{-4}$

長さ約 35 cm のアクリル製円筒で、この円筒の一端には 2 つの導水管を通して 2 つのタンクに連結している。バルブの切換により少なくとも 2 種類の水圧が与えられる (図 1.2.9 参照)。透水

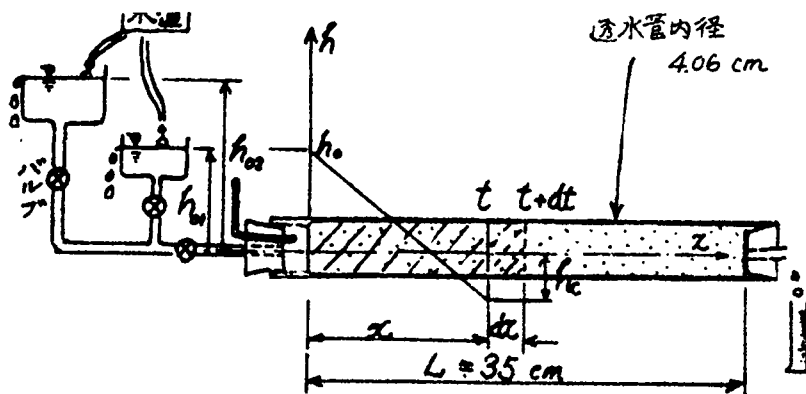


図 1.2.9 透水管 A

管 A を用いた浸透実験では、浸潤面のフロントの移動の観察と初期含水比 w_i および浸透後の平均的な終局含水比 w_e をおもに測定し、二、三の実験では定常状態になったときの水頭分布を測

定した。

透水管 B は内径 5.17 cm (断面積 20.98 cm^2)、長さ 30 cm の円筒アクリル管を 3 本連結したものである (写真 1.2.1)。1 本の管には 3 cm 幅の感体 (金属板) を等間隔 (3 cm) に 5ヶ所で

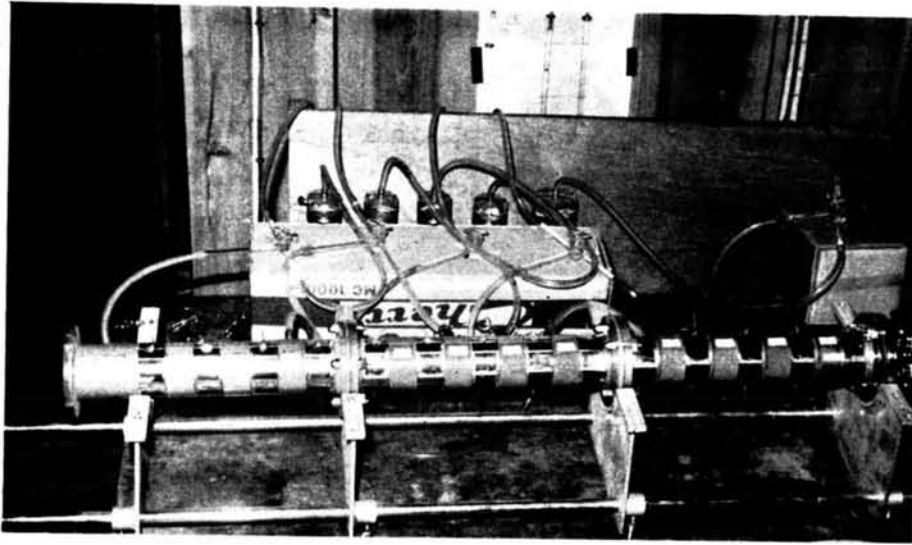
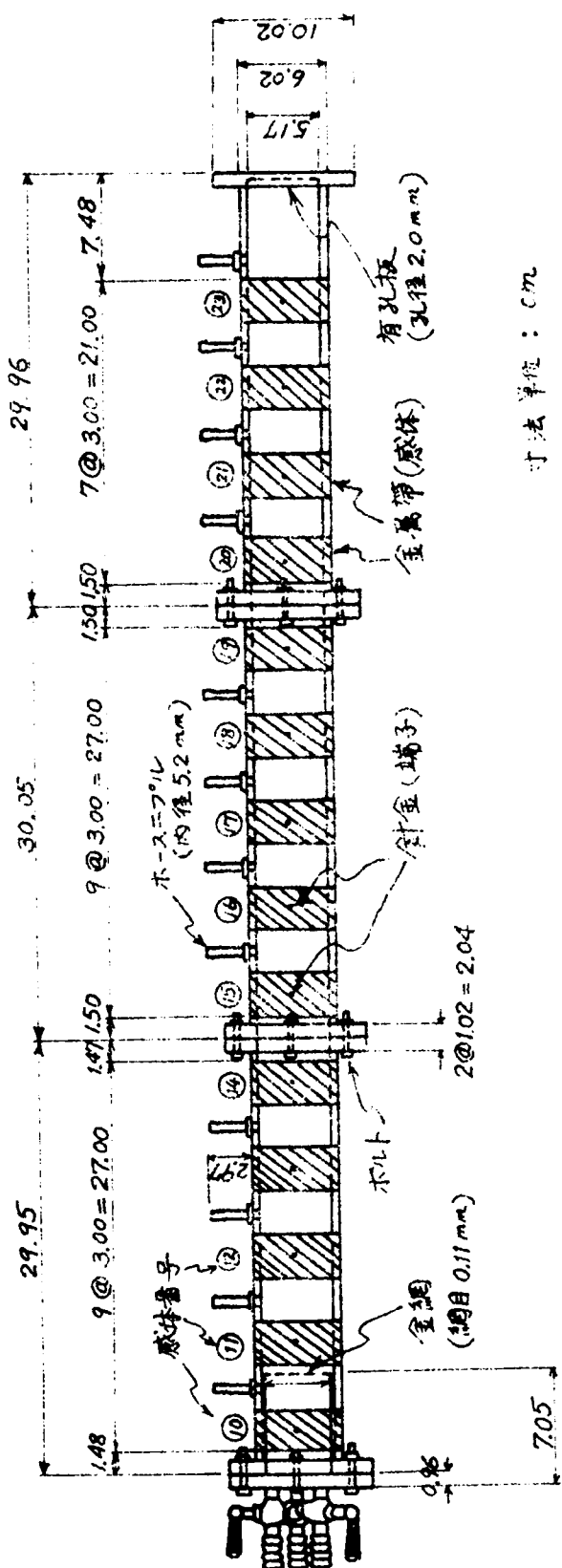


写真 1.2.1 透水管 B

アクリル円管外側から巻きつけ、これに極針をつけて、高周波を通して含水比の多少による誘電率を測定した。この管にはさらに水頭測定のために感体と感体の中間部計 4 点にホースニプル (内径 7 mm 、外径 10 mm 、長さ 35 mm のネジ付小管) をとりつけた (図 1.2.10 参照)。



寸法単位：cm

図1.2.10 透水管B

試料は乾燥密度 1.42 g/cm^3 になるように一様に詰めだが、若干バラツキが認められていて、本実験では間げき率 n にして $0.41 \sim 0.45$ の範囲にある。試料の初期含水比 w_i は乾燥状態のものから、浸潤面のフロントが目で観測できる限界の含水比までとした。結果的には約 $0 \sim 15\%$ の範囲になっている。

実験における境界条件は、試料の一端は大気に放置されていて圧力 0 とみなされる。他端は距離座標 x の原点 $x=0$ で、浸透水の浸入口となる（後述の排水実験の場合には排水口となる）ものであつて、管の端から 5cm 内側まで水が貯留される。土試料はこの 5cm 奥につけられた金網から奥に充填してある。この浸水端にはパイプを通じて水タンクの水圧を作用させ、実験では2種類の定水圧 h_{o_1}, h_{o_2} が与えられるようにしてあつて、 $h_{o_1} < h_{o_2}$ とした。

実験は浸水端に水タンクの水頭 h_{o_1} を作用させてスタートする。浸潤距離 x_f と経過時間 t との関係が観測され、透水管 B の実験では誘電式土壌水分測定器（大起理化工業 K. K. 製）による数点での含水比測定が行なわれた。（写真 1.2.2 参照）この含水比測定のためには計器の誘

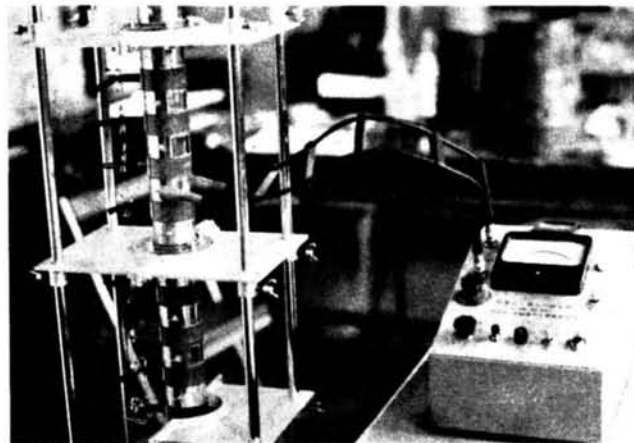


写真 1.2.2 誘電式土壌水分測定器

電率の読みと含水比の間に較正曲線が必要である。感体ごとに較正曲線は異なるが、図 1.2.11 にはその一例を示してある。必ずしも両者の関係は直線性が成立しているとはいえず、とくに飽和度 100% に近くなると複雑な曲線関係となつた。

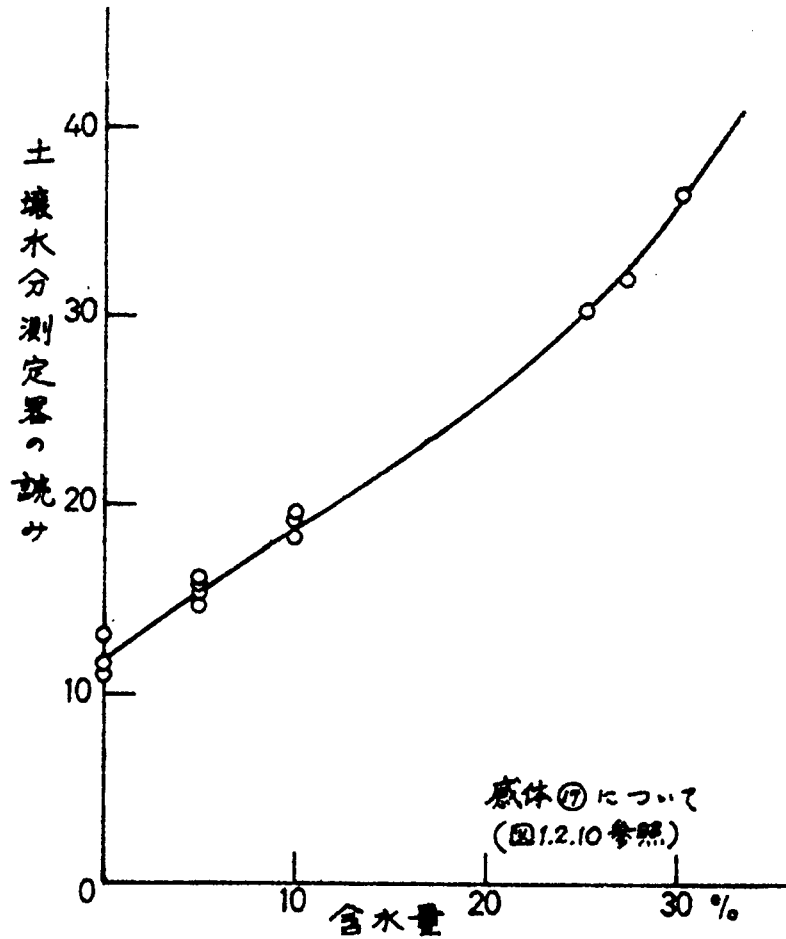


図 1. 2. 1 1 含水比測定用水分計の較正曲線

2. 2. 3 水平一次元浸透の実験結果と考察

(1) 浸潤距離 x_f と時間 t との関係

水平一次元浸透流においては、浸潤によるフロントの進行距離 x_f の 2 乗 x_f^2 と経過時間 t との間には比例関係が成立すると予想される (式 (1. 2. 4 9) 参照)。標準砂、細砂、粗砂に対する実験結果の二、三を示すと、図 1. 2. 1 2 のようである。

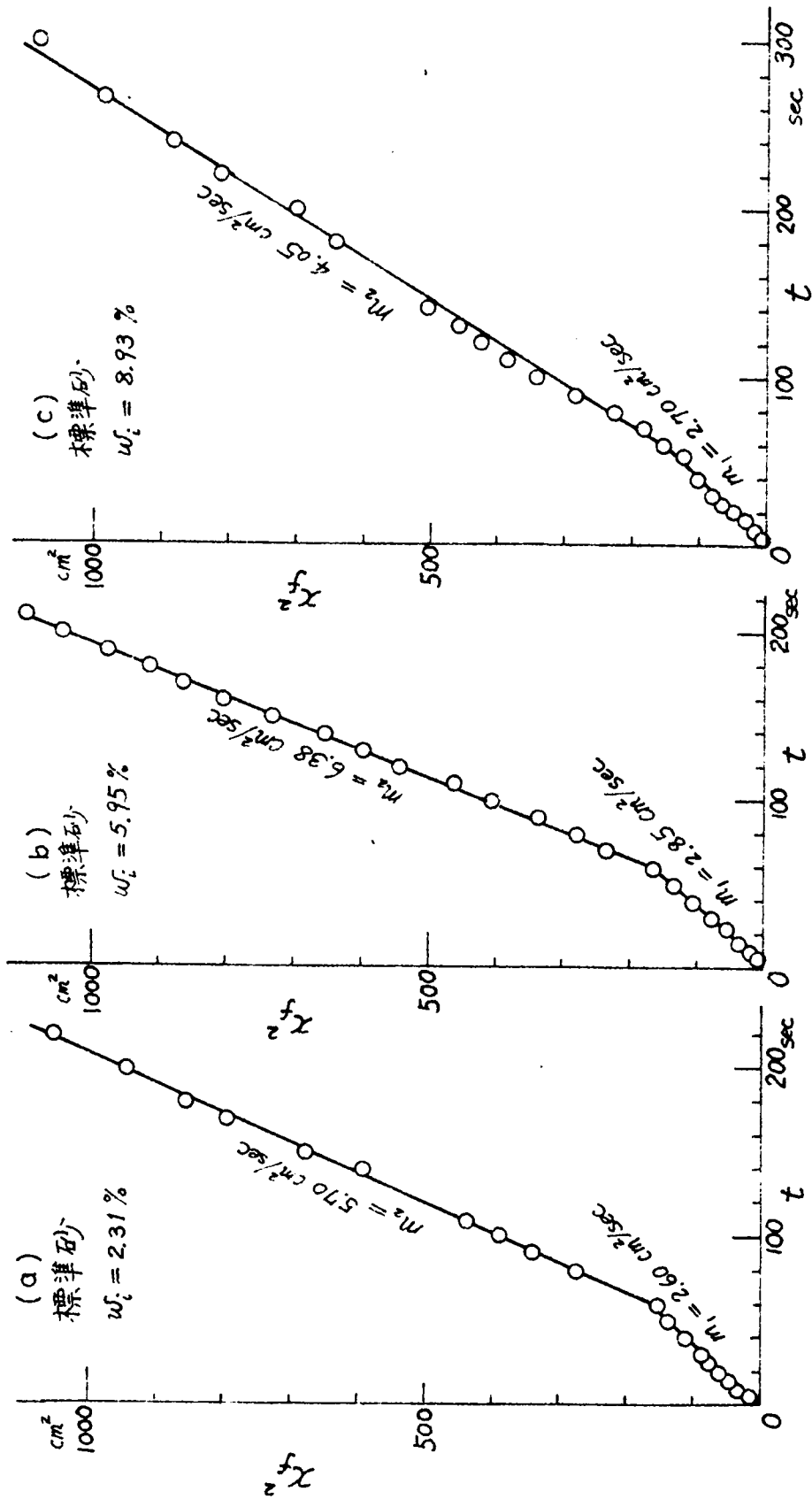


図 1.2.12 x_f^2 と t の関係 (標準砂)

(a) $w_i = 2.31\%$, (b) $w_i = 5.95\%$, (c) $w_i = 8.93\%$

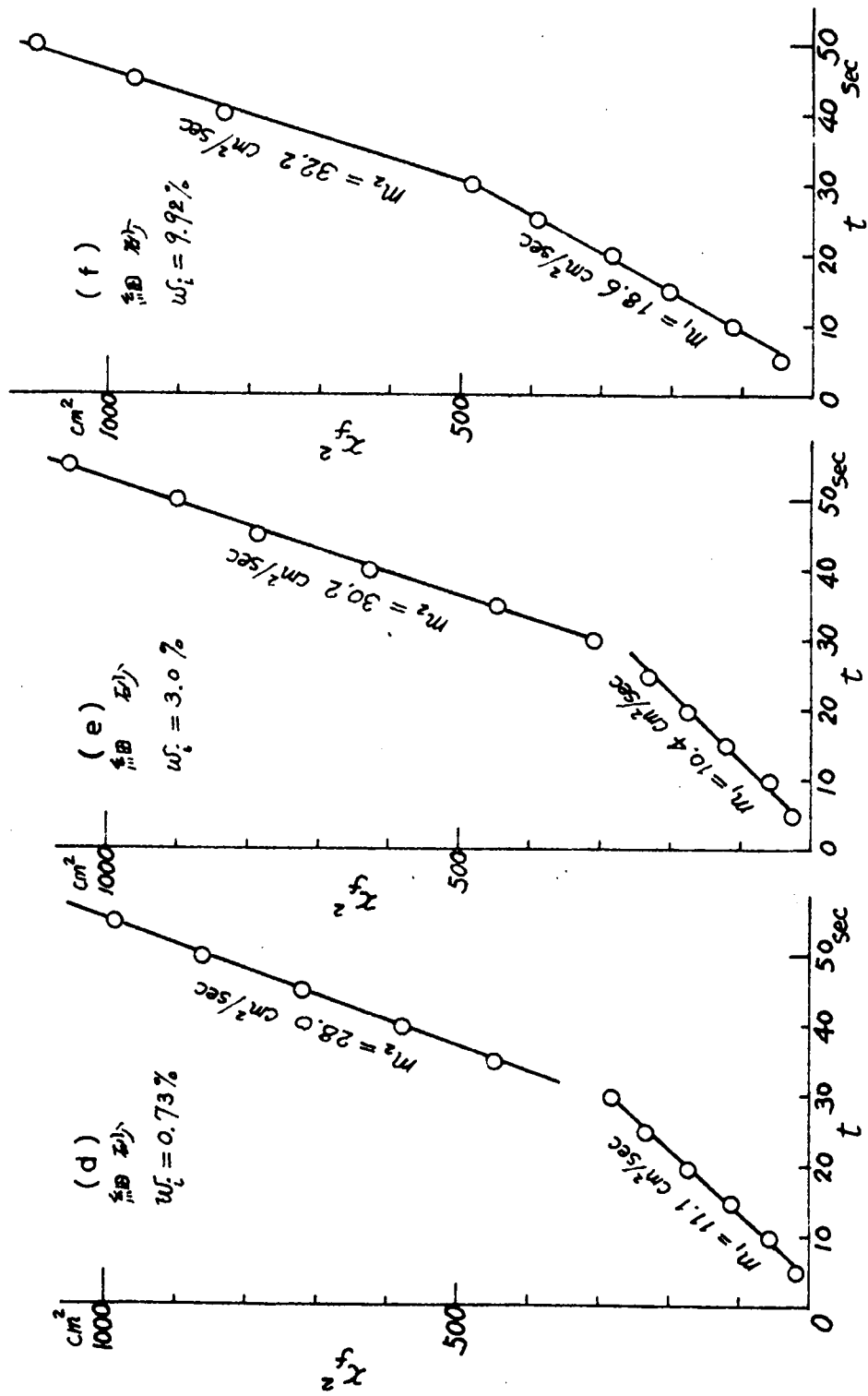


図 1.2.12 x_f^2 と t の関係 (細砂)

(c) $w_i = 0.78\%$, (e) $w_i = 3.00\%$, (f) $w_i = 9.92\%$

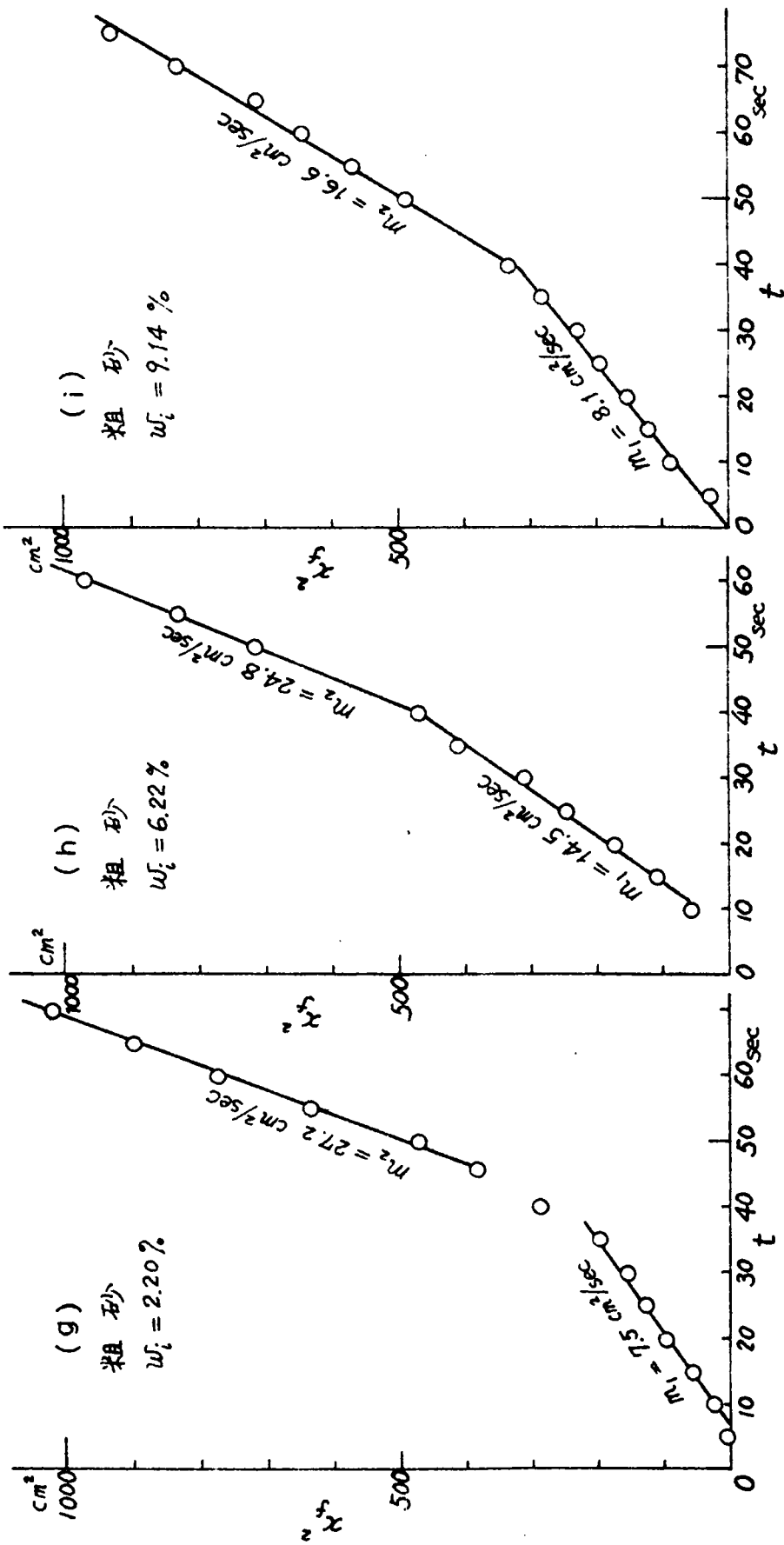


図 1.2.12 x_f^2 と t の関係 (粗砂)

(g) $w_i = 2.20\%$, (h) $w_i = 6.22\%$, (i) $w_i = 9.14\%$

式(1.2.49)中の h_T は $x=0$ における水頭 h_o から浸潤面における負圧までの有効な総水頭落差である。“有効”なという意味は浸潤面に働く負圧を h_c と表わすと、Hansenによればこのほかに浸潤面における水頭損失 h_w があり、

$$h_T = h_o + h'_c, \quad h'_c = h_c - h_w \quad (1.2.55)$$

となることを意味する。式(1.2.55)で与えられる h'_c を有効な毛管水頭とよんで、透水係数と貯留係数 β (有効間げき率ともいう)の比 k/β および h'_c が一定とすると、式(1.2.49)によつて x_f^2 と t とは比例関係にある。実験では $x=0$ における水頭 h_o を最初 h_{o1} を与え、 $t=t_1$ 時刻(このとき浸潤距離 $x=x_1$)まで一定に保ち、つぎに $t=t_1$ 時に h_{o2} ($>h_{o1}$)の水頭に急上昇させる。図1.2.12の最初の直線的関係(傾きを m_1 〔cm/sec〕)は水頭 h_{o1} に対応し、次の直線(傾きを m_2 〔cm/sec〕)は水頭 h_{o2} に対応している。実験結果から m_1 、 m_2 の傾きが読みとられると、次式により定数とみなされる k/β 、 h'_c が求まる。

$$k/\beta = \frac{m_1 - m_2}{2(h_{o1} - h_{o2})} \quad (1.2.56)$$

$$h'_c = \frac{m_1 h_{o2} - m_2 h_{o1}}{m_2 - m_1} \quad (1.2.57)$$

図1.2.12に掲げたものについて、これらの定数を算出すると表1.2.2のようである。

表1.2.2 パラメーターの算出

	m_1 (cm/sec)	m_2 (cm/sec)	h_{o1} (cm)	h_{o2} (cm)	k/β (cm/sec)	h'_c (cm)	w_i (%)	
(a)	2.60	5.70	25	60	4.43×10^{-2}	44	2.31	標準砂
(b)	285	638	25	60	5.05×10^{-2}	33	5.95	〃
(c)	2.70	4.05	25	60	1.93×10^{-2}	45.	8.93	〃
(d)	11.1	28.0	25	60	2.41×10^{-2}	-2.0	0.73	細砂
(e)	104	30.2	25	60	2.83×10^{-2}	-6.6	3.00	〃
(f)	18.6	32.2	25	60	2.66×10^{-2}	229	9.92	〃
(g)	7.5	27.2	15	25	9.80×10^{-1}	-11.2	2.20	粗砂
(h)	145	24.8	15	25	5.16×10^{-1}	-0.9	6.22	〃
(i)	8.1	16.6	15	25	4.25×10^{-1}	-5.5	9.14	〃

いずれの場合でも x_f^2 と t の直線関係が成立していることが認められる。このことは式(1.2.49)を誘導する際に設けられた連続式の考え方がこの場合には妥当なものであると考えられる。

さて、上述の結果は均等な砂に対するものであるため、配合のよい実際の堤防土として長良川堤防土に対する同様の実験を透水管 B を用いて行なった。図 1.2.13 がその結果の一例である。

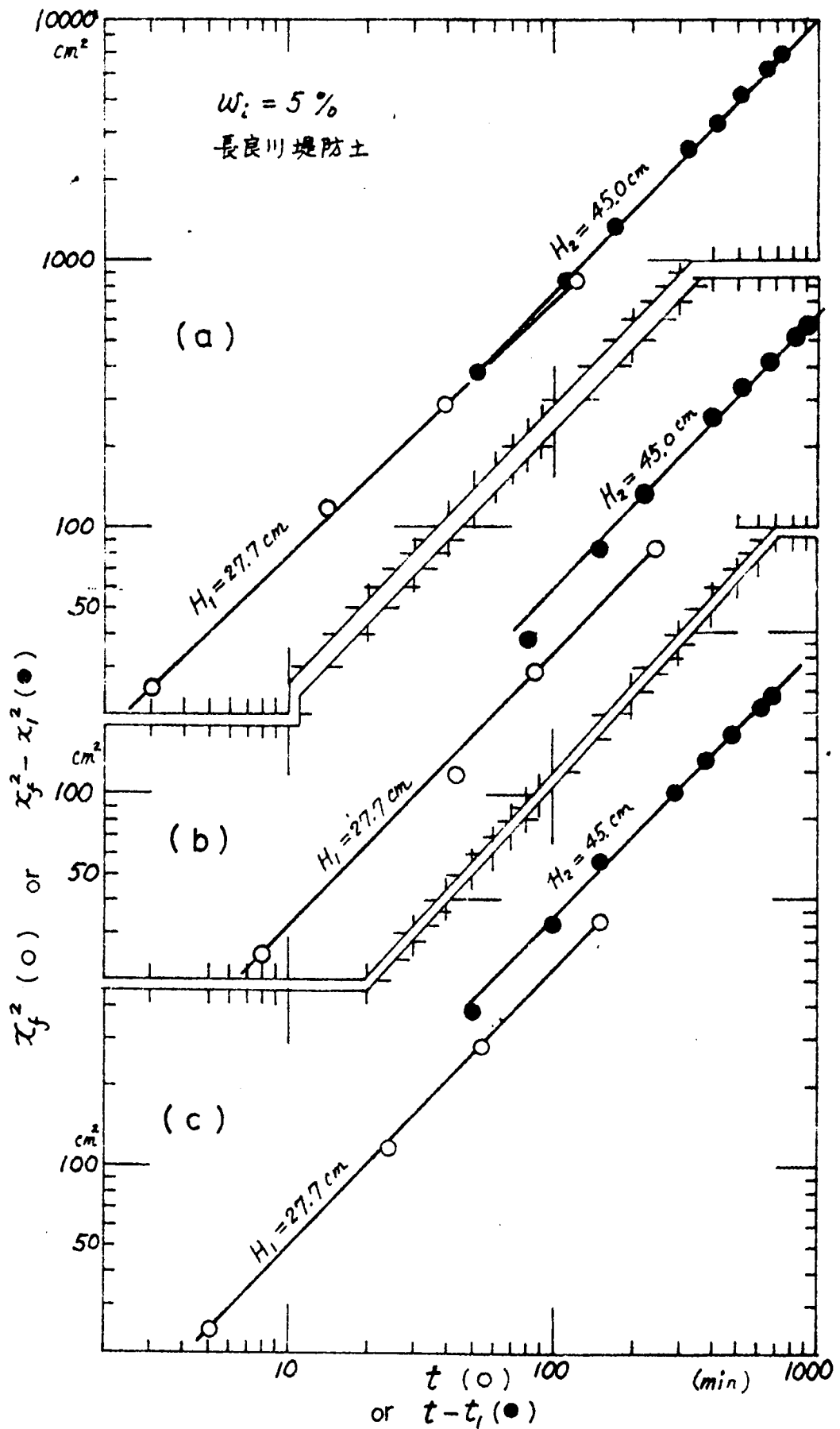
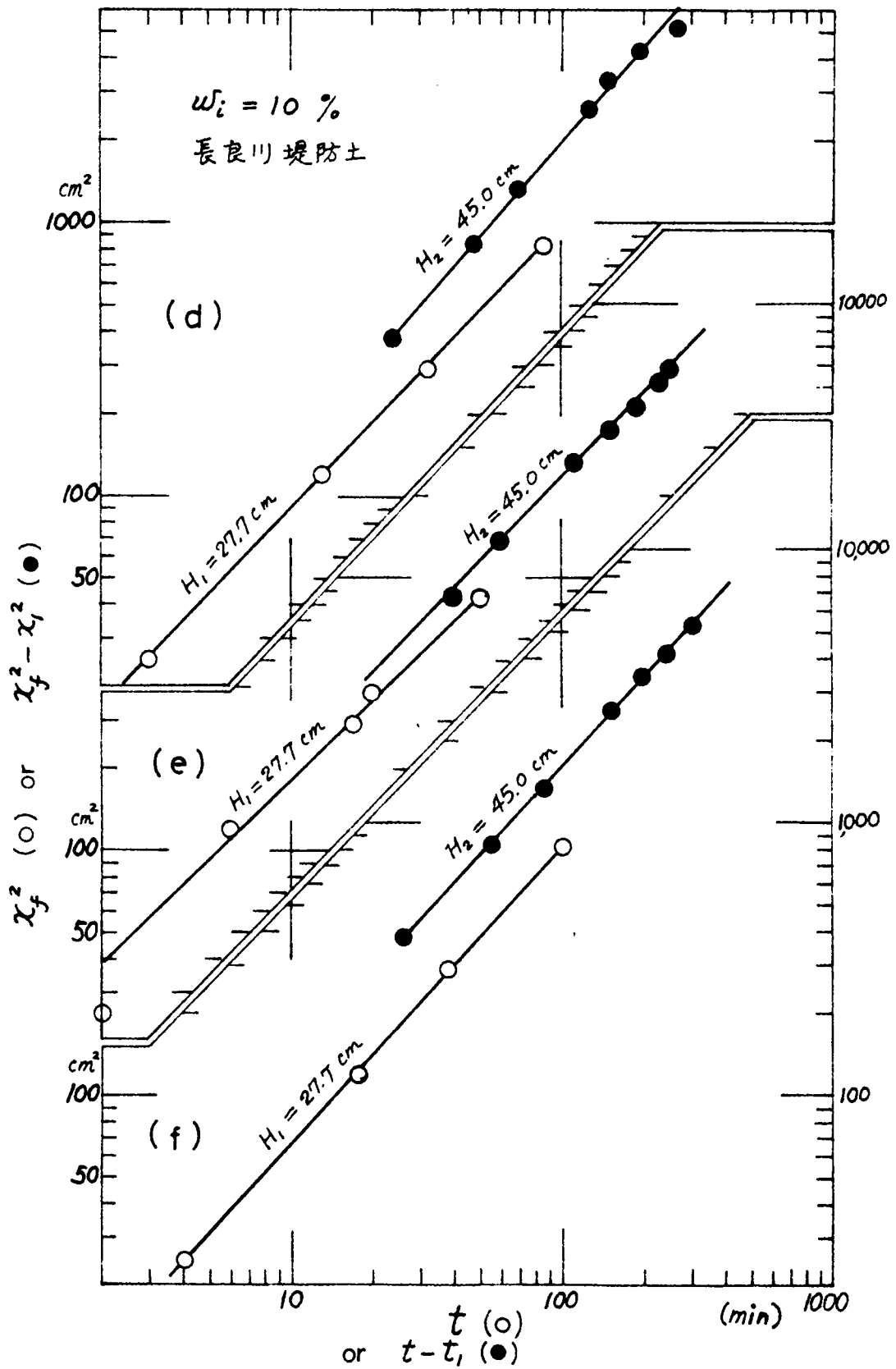


図 1.2.13 $\log_{10} x_f^2$ と $\log_{10} t$ の関係 (長良川堤防土)

(a), (b), (c) $w_i = 5\%$



1.2.13 $\log_{10} x_f^2$ と $\log_{10} t$ の関係 (長良川堤防土)

(d), (e), (f) $w_i = 10\%$

図 1.2.13 は両対数座標で整理してあるが、これは透水性が低い土であるため、浸潤に長時間を要して $x_f^2 \sim t$ 関係を普通の目盛の座標で整理すると大きな図になるのを避ける便宜にすぎない。この両対数座標では式 (1.2.49) の $\log_{10} x_f^2$ と $\log_{10} t$ の関係 (外水位を h_{o1} から h_{o2} に急変させた後では、 $\log_{10} (x_f^2 - x_1^2)$ と $\log_{10} (t - t_1)$ の関係) は座標軸と 45° の傾きをもつ直線関係になるはずであり、図 1.2.12 にみられた外水位変化 ($h_{o1} \rightarrow h_{o2}$) による折れ線の関係は、図 1.2.13 では 45° の傾きをもつ平行な 2 直線となるべきである。図 1.2.13 にこのことが証明されているように見える。しかし、詳細にみると、若干ながら 45° の傾きより急な場合、緩い場合がみられる。とくに初期含水比 w_i が 0% の乾燥試料に対して 45° の傾きの直線関係となつているけれども、初期含水比が大きくなると、 $\log_{10} x_f^2$ と $\log_{10} t$ の傾きは急になる場合が多い。これと類似の実験結果を示したのは Hall (1956) の鉛直浸透実験⁵¹⁾ に対するものであつて、³⁷⁾ その原因について Hall は言及していない。しかし Wilson らの研究⁵¹⁾ や田中の研究³⁹⁾、さらに高木らの研究⁵²⁾ から予想されることとして、間げき空気が速やかに散逸しにくい状態が発生している懸念はある。しかし浸潤速度はきわめて緩速であるので、間げき空気の影響は明らかでない。この原因に関連した事項は以下においても検討する。

(2) 浸潤過程における水頭分布

前節 2.2 で述べたように、均一な土試料に対する水頭分布は直線的になるはずであつて (式 (1.2.53) など参照)、これは式 (1.2.16) などの連続式の考え方によつて決まる。粗砂、細砂、標準砂に対する浸潤終了直後の水頭分布は図 1.2.14 のようであつて、ほぼ直線関係が成立しているようである。しかしその直線分布は必ずしも良好であるとはいえないようである。このため、細粒の長良川堤防土に対する水頭分布の経時変化の観測結果について述べる。

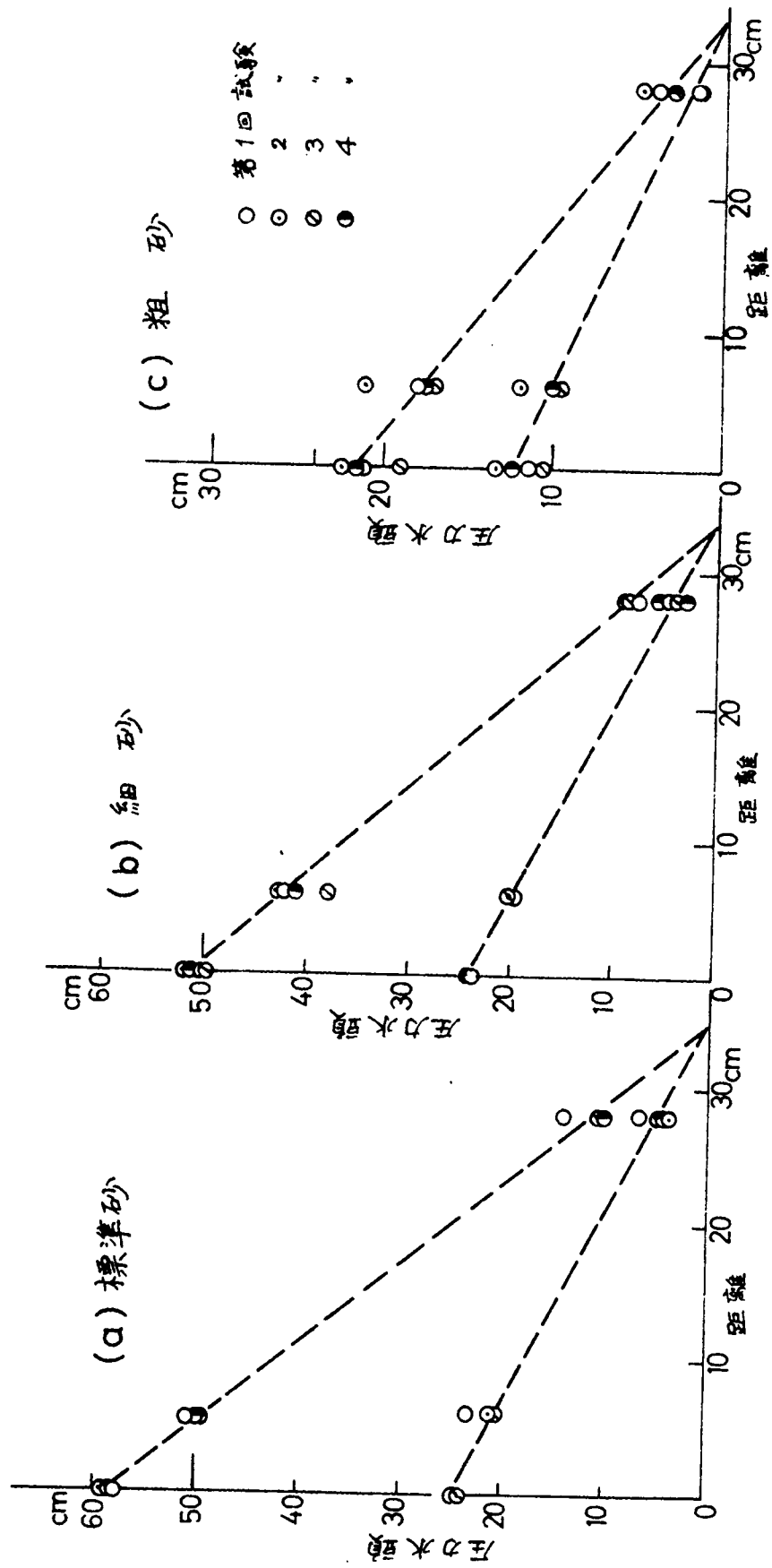


图 1.2.14 (a) 標準砂 (b) 細砂 (c) 粗砂

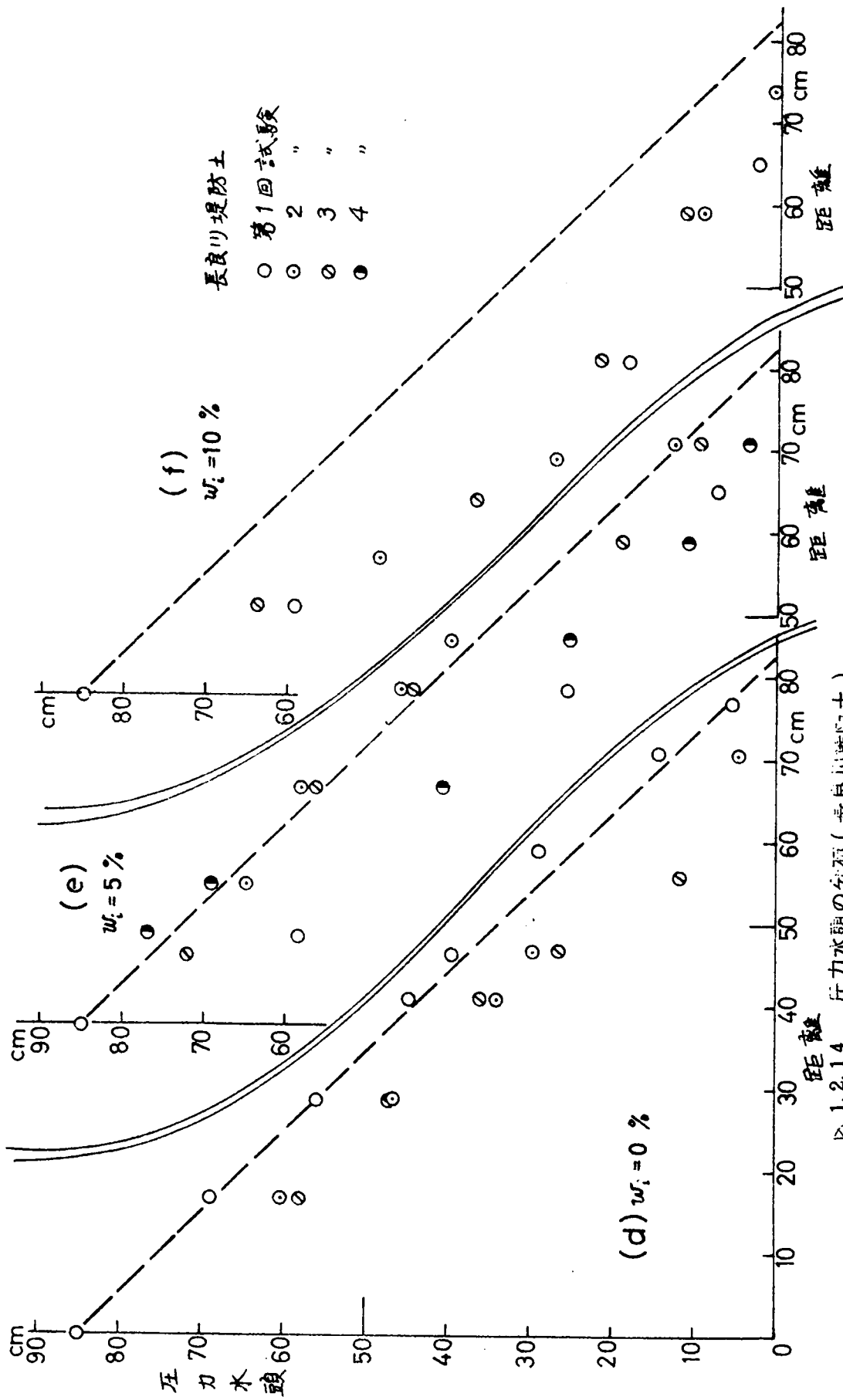


図 1.2.14 圧力水頭の分布 (長良川堤防土)

(d) $w_i = 0\%$, (e) $w_i = 5\%$, (f) $w_i = 10\%$

透水管Bを用いた実験では、間げき水圧測定用のホースニプルが試料に接する先端に、負圧約50cmまでは測定できるガラスフィルターをとりつけて、初期含水比が5%、10%の土に対して負圧から正圧までの圧力変化を測定した。記録は、ホースニプルからビニール管を通じて圧力計に作動させ、自記記録計に指示させた。

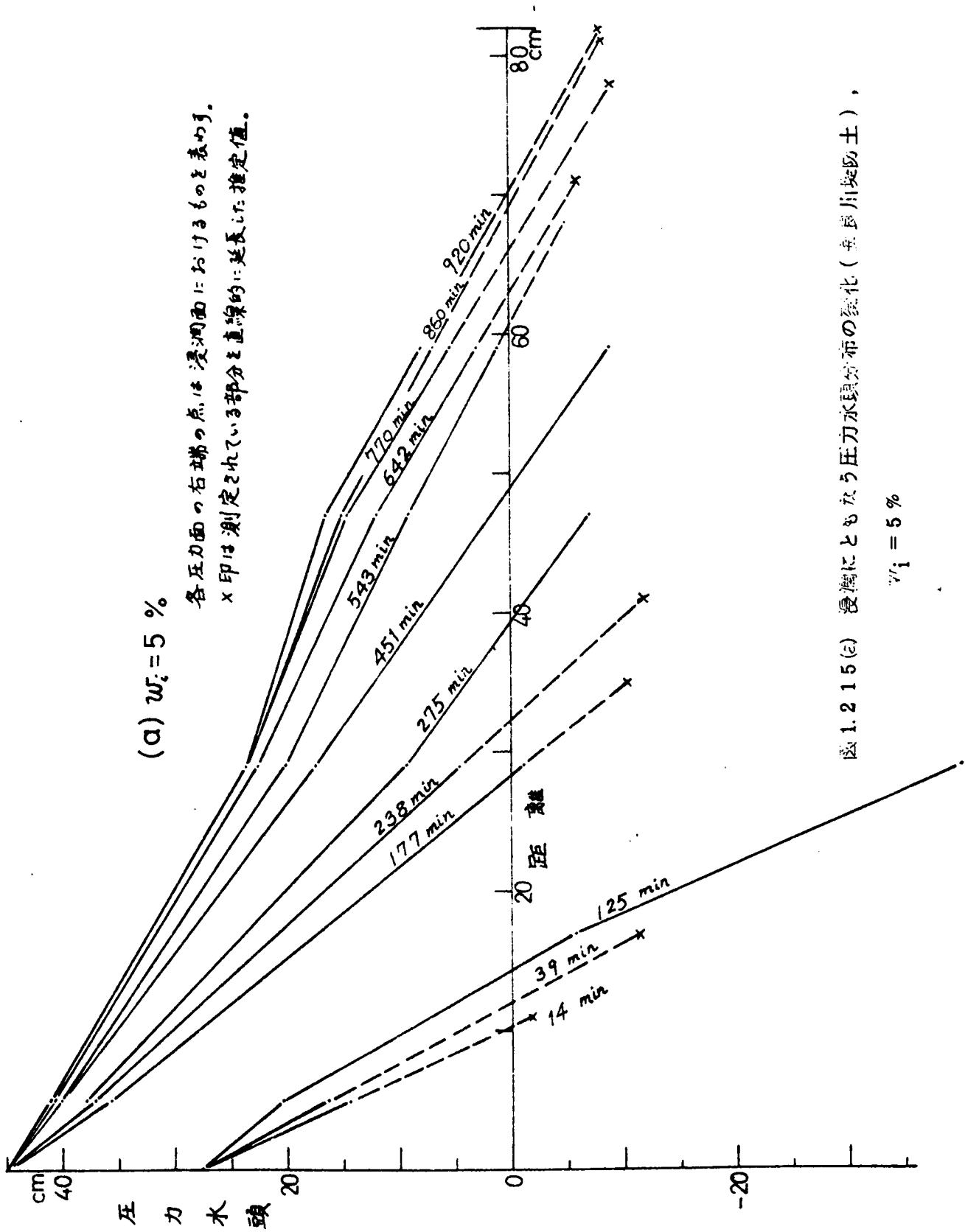


図 1.2 15 (e) 浸潤にともなう圧力水頭分布の変化 (幸長川築防土),

$w_i = 5\%$

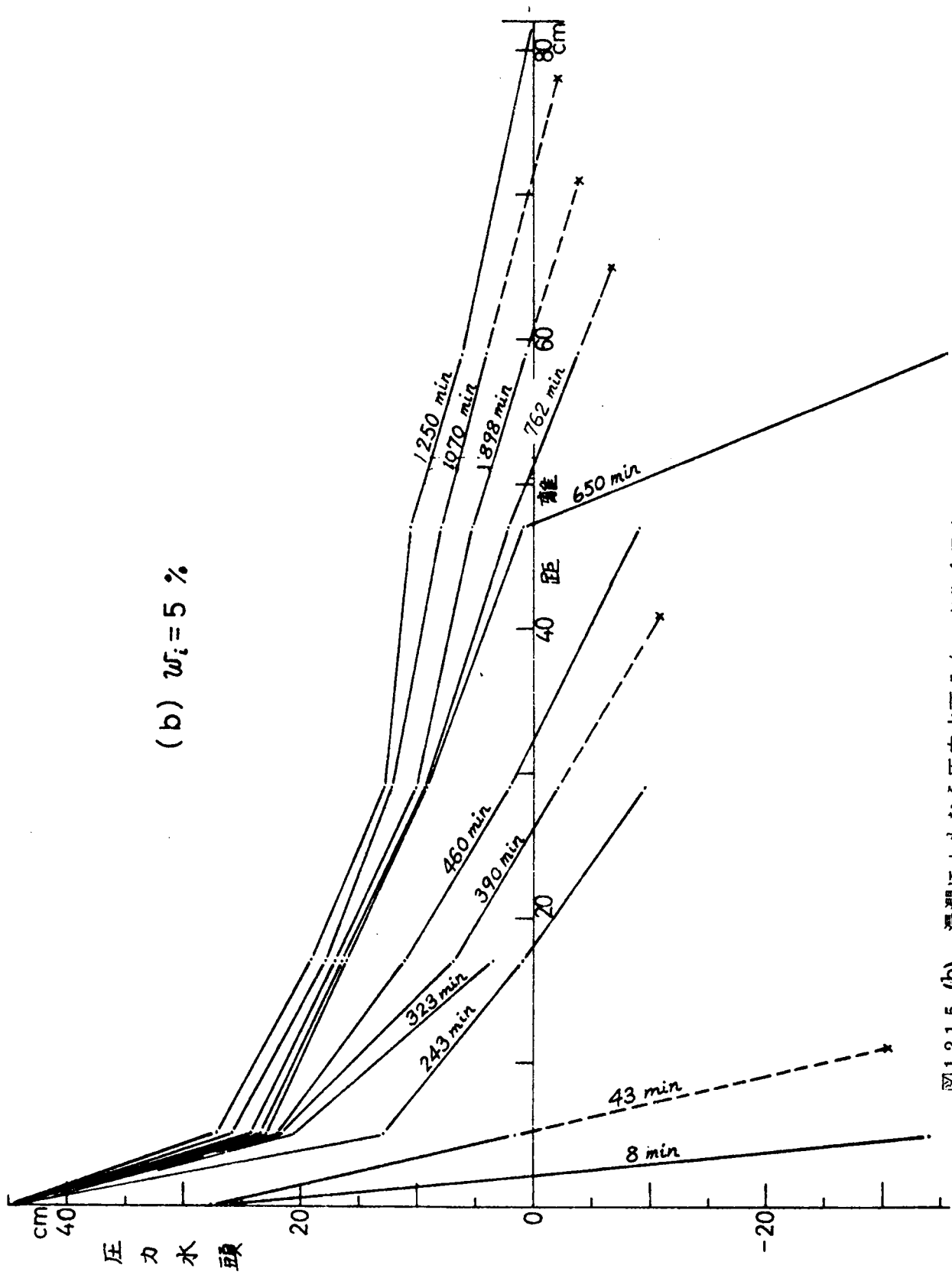


図1.2.1.5 (b) 浸潤にともなう圧力水頭分布の変化 (長良川堤防土) $w_i = 5\%$

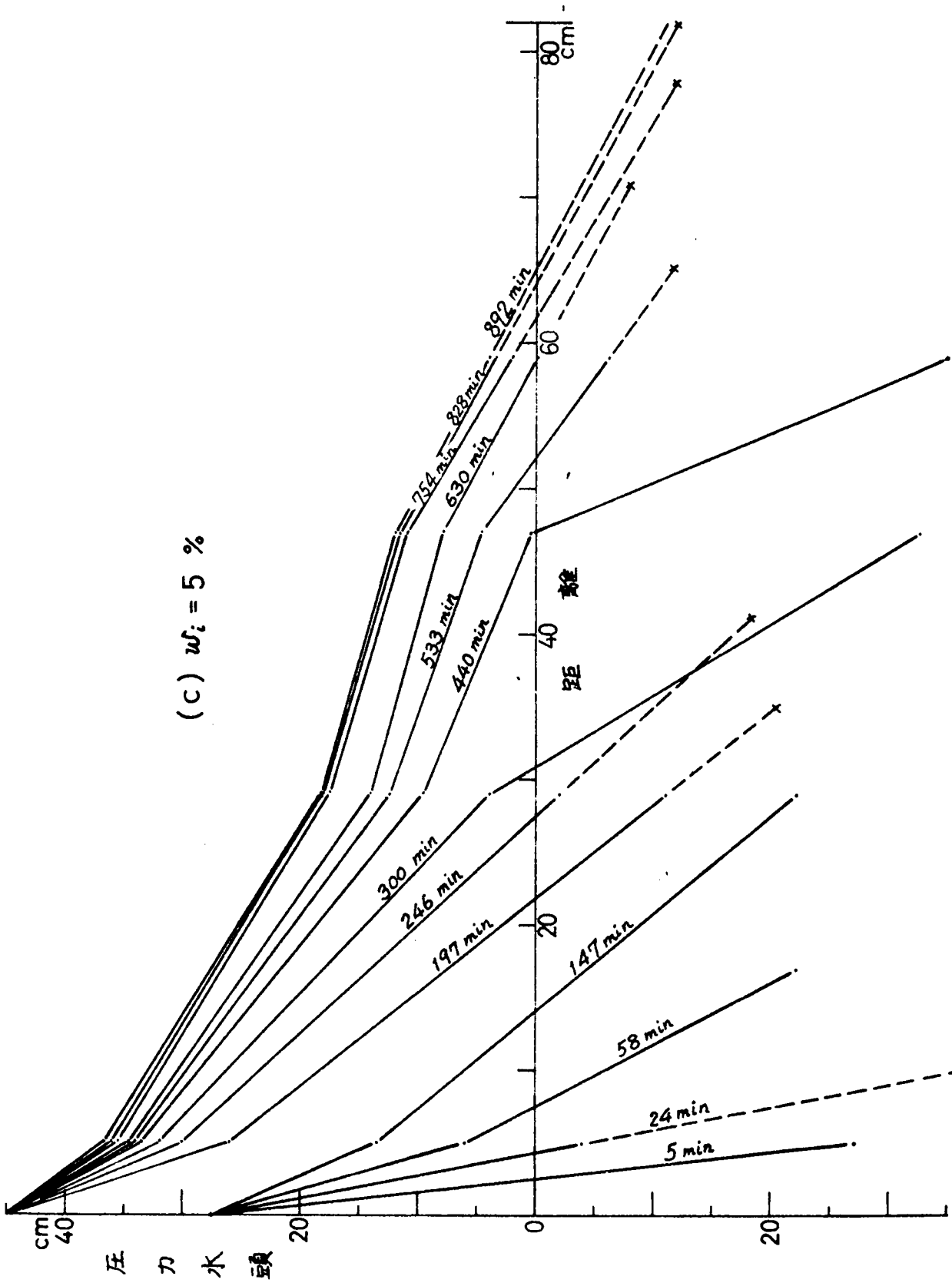


図 1.2.15 (c) 浸潤にともなう圧力が分布の変化 (表 1.2.15 (c) 参照)

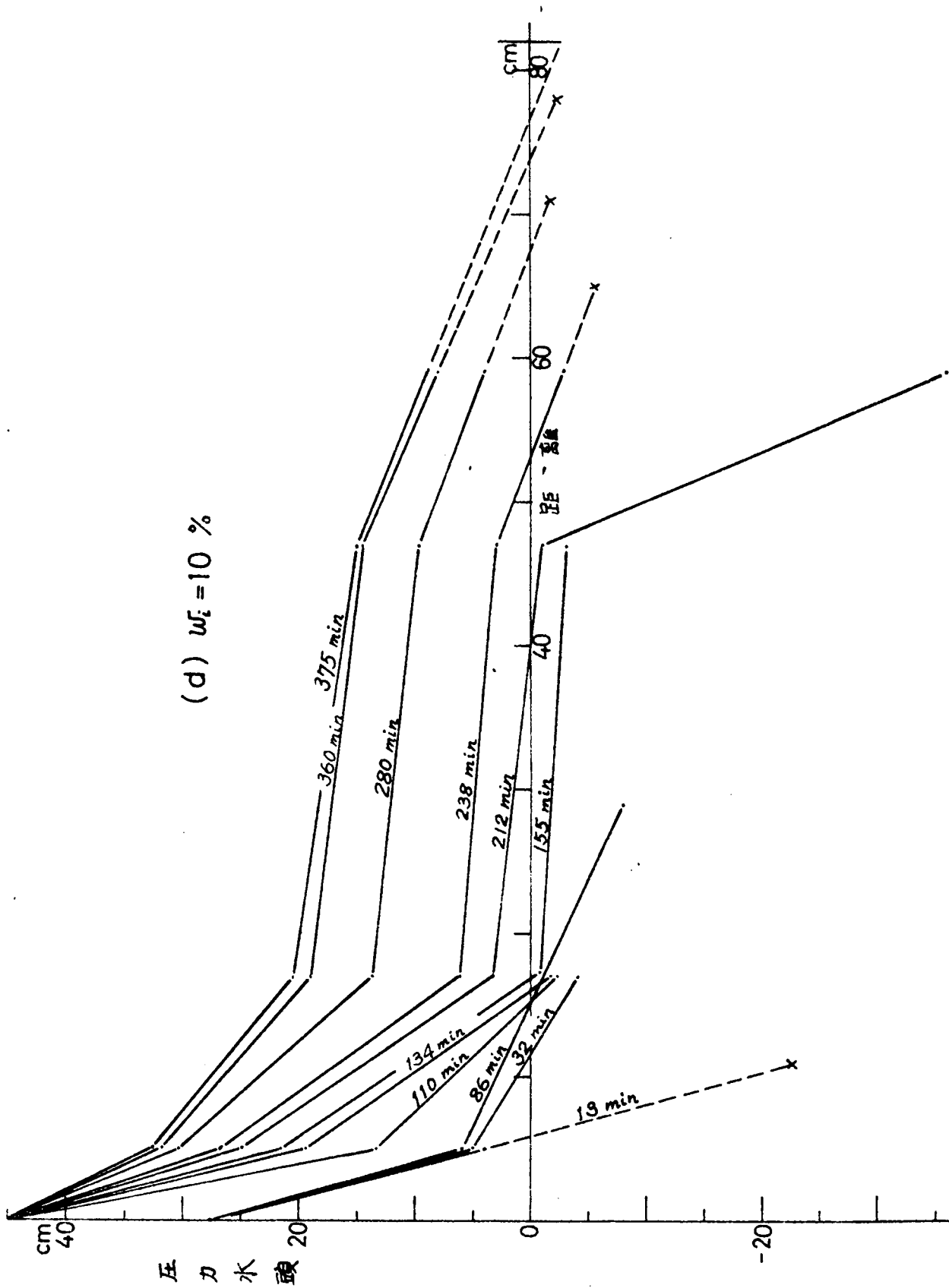


図1.2.15 (d) 浸潤による水頭圧力の変化 (長良川堤防土) $w_1 = 10\%$

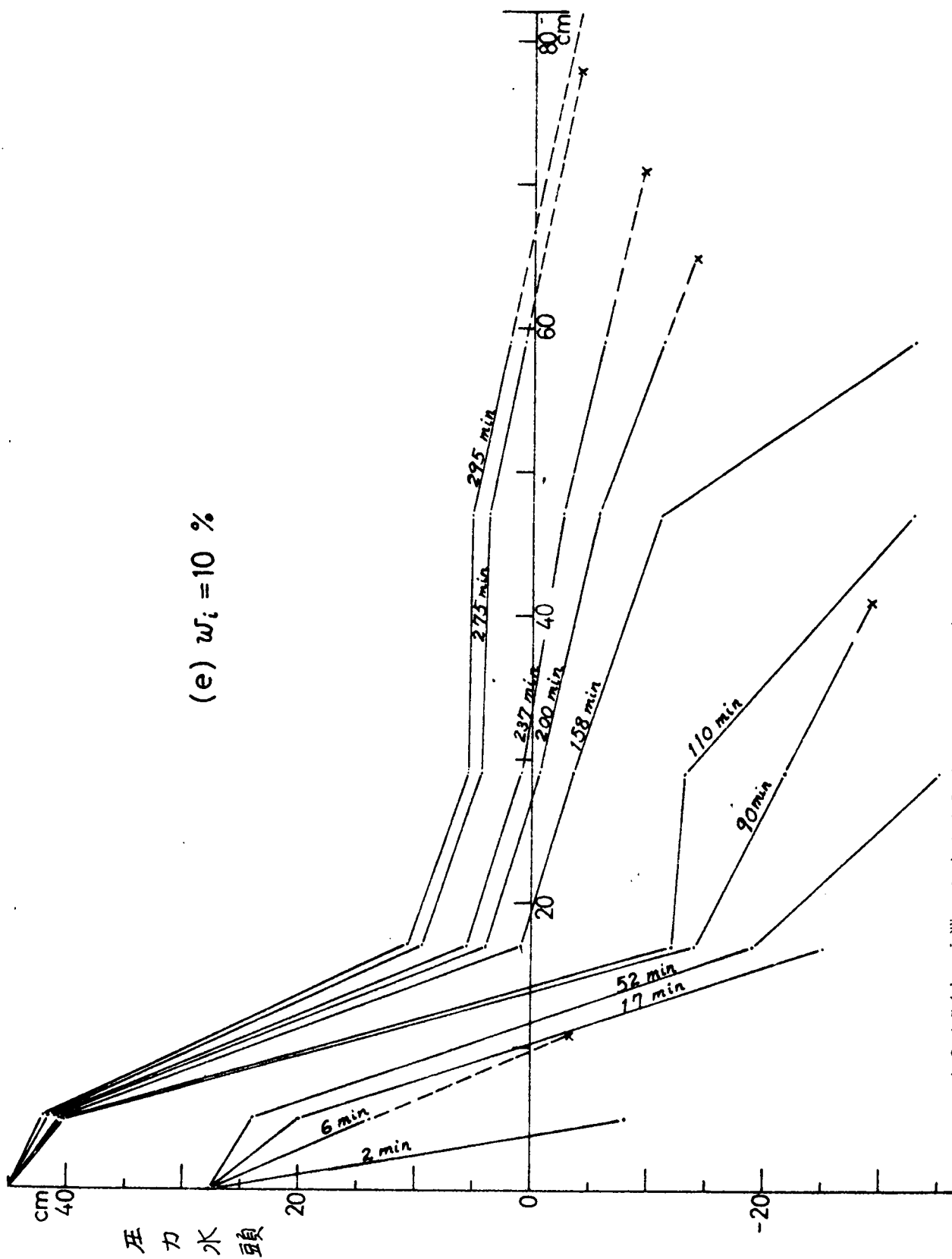


Fig. 1.2.15 (e) 浸潤による圧力水頭の変化 (長良川築砂土), $w_i = 10\%$

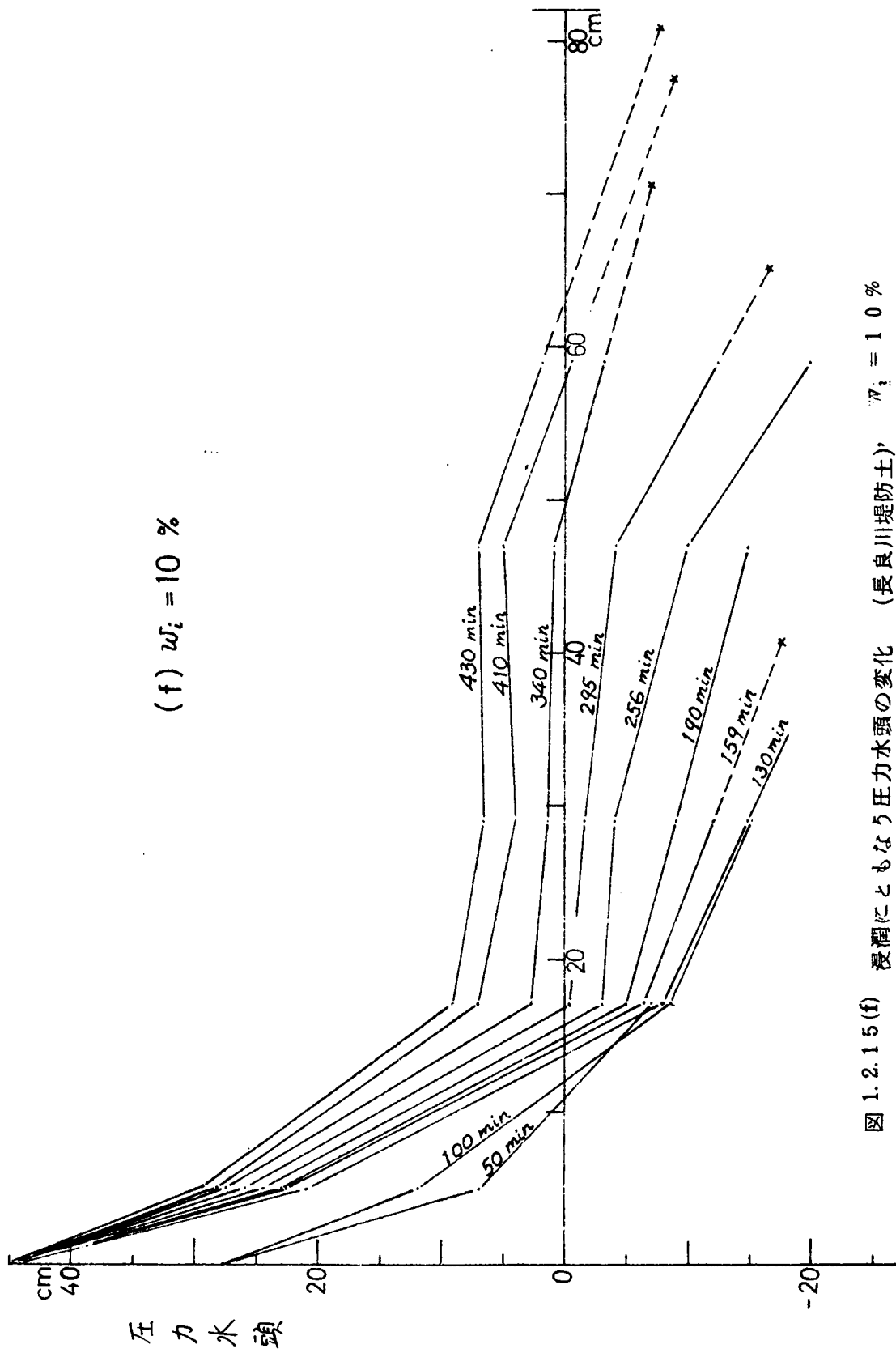


図 1.2.15 (f) 浸潤にともなう圧力水頭の変化 (長良川堤防土) $w_i = 10\%$

図 1.2.15 に示した圧力水頭の分布および時間的变化は従来より予想されていた直線分布が必ずしも十分でないことを示唆している。しかし w_i が小さい 5% の場合は比較的直線分布に近い。一方、10% の場合には直線性からかなりのずれが生じていて、あたかも透水係数の異なる土試料が充填されているかのように見える。この傾向は、試料の詰まり方や初期含水比が均一になるように留意して繰返した数回の実験でも確認された。このため先述の $\log_{10} x_f^2 \sim \log_{10} t$ 関係(図 1.2.13) と圧力水頭分布の関係の対応を調べると次のような特徴が認められた。

I) 土試料の初期含水比が 0% に近く乾燥している場合、圧力水頭の分布はほぼ直線になっていると考えられる。初期含水比が高くなって 5%、10% となるにつれ、水頭分布は下に凸な形となる傾向を強め、浸水端から少し奥に入ったあたりでの水頭上昇がとくに少ない。

II) 水頭分布が上に凸の形をしたものも少数認められたので、水頭分布と $\log_{10} x_f^2 \sim \log_{10} t$ 関係との対応をみたところ、水頭分布が下に凸の形の場合には $\log_{10} x_f^2 \sim \log_{10} t$ の関係が 45° の傾度より急になり、上に凸の形になっている場合には 45° の傾度より緩くなる。ただし、外水頭 h_{01} による初期の水頭変化部分を対比したものである。

このような圧力分布が直線的にならない原因は明らかでないけれども、それが浸潤距離の時間的变化とも関連しているので、次には同時に測定されていた含水比変化について述べる。

(3) 浸潤にともなう含水比変化

長良川堤防土の初期含水比が 0%、5%、10% の場合に対して、外水頭として $h_{01} = 85.4$ cm を作用させ、浸水端からの距離 $x = 14.2$ cm のところで幅 3 cm の感体(金属板)で測定した含水比の変化を図 1.2.16 に示した。

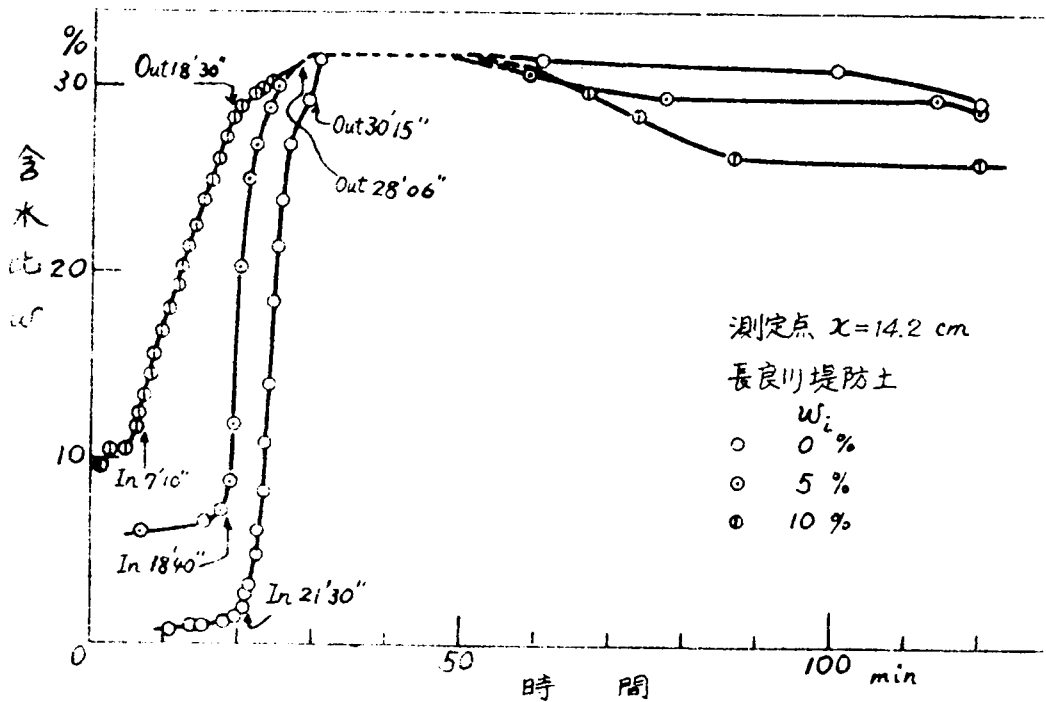


図 1.2.16 含水比の時間的变化

浸潤にともなうフロントがこの感体の内側に入つて見えなくなる時の時刻を、たとえば In. 7 min 10 sec、フロントが感体を通過して再び見え始めるときの時刻を、たとえば Out. 18min 30 sec と記入してある。

図 1. 2. 1 6 から明らかなように、初期含水比が 0 % の場合はフロントの進行速度は遅いけれども、フロントが測点に到達してからの含水比変化は急激である。さらに、フロントが感体を通過して出てゆくときの含水比は約 30 % となつていて(この土の飽和時の含水比は $G_s = 2.605$, $n = 0.45$ ゆえ $w = 30.9\%$)、3ヶの初期含水比のものに対してほぼ等しいことが認められる。なお、フロントがさらに進行してゆくとき、含水比はフロントが通過してからしばらく後に、飽和含水比よりも大きい値を示すが、さらに時間が経過すると、含水比は若干低下して、ある値に近づく。この終局の含水比は初期含水比によつて異なり、 w_i が小さい方が終局の含水比 w_e は大きくなつていく。この傾向は別の整理によつても明らかとなつていく(図 1. 2. 2 1)。

含水比の他の測定点での観測をまとめて、浸潤にともなう含水比分布の時間的変化を示したのが図 1. 2. 1 7 である。なお $w_i = 5\%$ のときのものであるけれども、 $w_i = 10\%$ の場合も同様の関係を示す。図 1. 2. 1 7 から明らかな

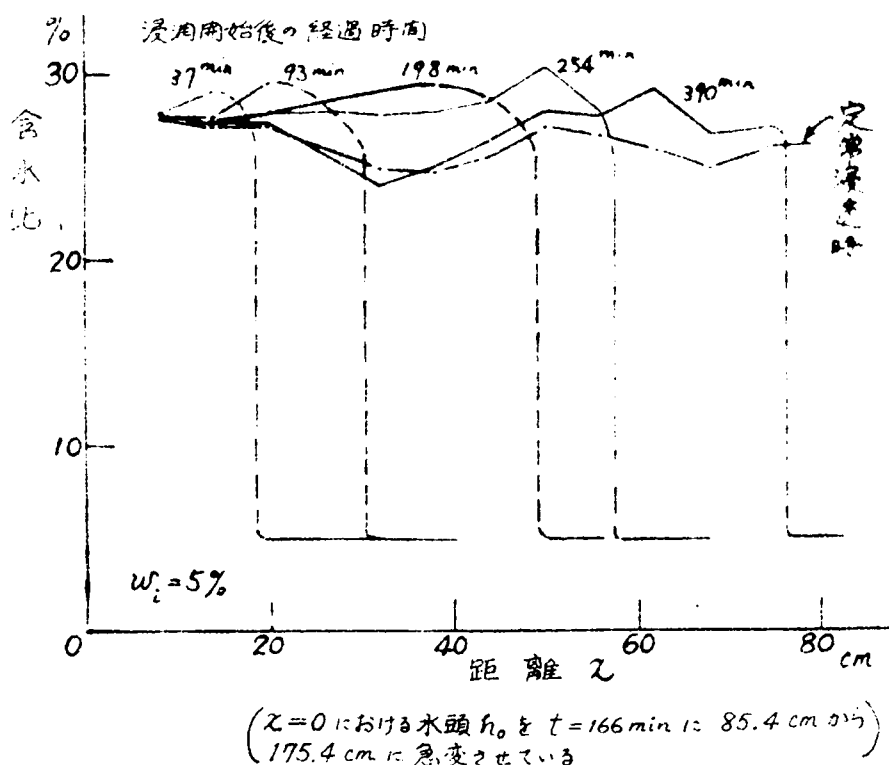


図 1. 2. 1 7 含水比分布の時間的変化

ように、浸潤面フロント前方の含水比はほとんど初期含水比のままであつて、フロントを境いにフロントの背面では含水比大きく、飽和に近い。しかし詳細にみると、フロントのすぐ内側の部分が大きくなつていくのに対して、浸潤が進んだ後には若干含水比は小さめに減少してゆき、フロントが試料他端に到達してフロントが消滅して定常浸透状態となつたところではかなり小さめになつていく。

このような現象は、従来の研究報告にみられず、十分な説明を与えることができないけれども、先行含水比としての初期含水比および間げき空気の散逸などが浸潤現象に与える影響、すなわち間げき空気と浸透水との置換⁵²⁾、間げき空気の閉じ込めといった複雑な現象が生じていることに起因するのではないかと考えられる。

(4) 実験結果の考察

上述のように、浸潤にともなう現象を、(I) $x_f^2 \sim t$ 関係という浸潤距離の時間的変化、(II) 水頭分布の時間的変化、(III) 含水比分布の変化、という面から水平一次元浸透の実験結果を整理したが、得られた事項を要約すると次のようである。

(I) 乾燥土柱への浸潤では、浸潤面の背後で含水比が急激に増加していて、式(1.2.16)や式(1.2.24)で表わされる連続式の考え方、式(1.2.49)で表わされる圧力水頭の直線的分布が成立していることが強調される。

(II) 初期含水比が大きいとき、圧力水頭は直線的分布からかなりのずれが生じ、定常状態になつてもその傾向は残る。

(III) 浸潤にともなう含水比の増加は、初期含水比が小さい方が急激である。しかし浸潤面のフロントが通過した直後の含水比はほぼ等しく飽和に近い。浸潤面が通過後の含水比は若干ながら低下して、ある一定値に近づく。この一定値は初期含水比によつて若干異なり、初期含水比が大きいほど終局含水比は小さめになる。

ここに認められた(II)、(III)については、従来の概念では説明され得ないが、次のような仮説的な考察ができるであろう。すなわち、「乾燥土柱への浸潤過程では、フロントの進行につれ間げき空気をほとんど完全に追出し、空気と水の置換が完了する。したがつて、浸潤後の含水比は飽和に近く、その後の低下も少ない。また圧力分布も直線的なものとなる。初期含水比がある程度あると、フロントの進行にともなう間げき空気の散逸が生じるけれども、初期含水比として元からある間げき水が間げき空気の移動する空間を狭くしている。このため、間げき空気が完全に除去されないで間げきに閉じ込められる。この過程は図1.2.18で模型的に説明される。すなわち、(a)フロント面を破つて空気が閉じ込められ始め、(b)完全に閉じ込められる。(c)浸潤面が進行してゆくと間げき水圧は負圧から正圧へと上昇してゆき、閉じ込められた空気は前方へ押される。(d)一部の間げきに空気を少量残して、空気がフロント前方に押し出される。(e)この間げき空気の閉じ込めが完了する。浸潤現象では、(a)から(e)までの過程がくり返されている。」

この浸潤過程で、浸潤面背後の間げき水圧はフロントのメニスカスに引張られて負圧となつているが、飽和に近くなつていて、間げき空気の移動はひも状に、あるいは間げき的に生じていると考える。このように考えると、上述の事項(III)の前半は理解できる。(III)の後半の「浸潤終了後に若干ながら含水比が低下する現象」については、溶解していた空気が間げきに放出されるということが原因と考えられ易いけれども、実験における浸潤水には一度煮沸した脱気水を使用しているので、浸透水に溶解している空気の放出は少ないと考えられる。したがつて、この原因は他に求めねばな

らない。いま「土中の間げき空気が帯状にあるところに、間げき水圧が増大すると間げき空気が球状に分割されて、結果的に間げき空気の全体積としては増加する」という間げき空気の形状変化にともなう体積増加の発生を仮説として考えれば、これは一因となるかもしれない。

以上、浸潤現象の考察では次のような基本的事項を究明せんとしている。

- ① 初期間げき水は浸潤により追出される間げき空気の移動を妨げる。
- ② 初期含水比がある大きさのものまでは、初期含水比の増加とともに閉じ込められる間げき空気が増加する。
- ③ 閉じこめられた空気量が多いときは再度浸潤面を破つて逃げる。
- ④ 閉じこめられた間げき空気は、間げき水圧の増加に対して間げき空気の全体積が増加する。

これらは定性的に説明することすら困難である。しかし実験で観察された事実に基づいているため、今後上述した仮説の正否を検討してゆかねばならない。

インドでは出水により河川水位の上昇が予想される場合、出水に先立つて堤防に水を撒く習慣があるといわれる。普通に考えるならば、堤体の含水比がかえつて上昇するから堤体の安定に悪影響があると思われる。しかし上述してきた一次元浸透実験によれば、初期含水比がある程度ある方が浸潤後の終局含水比は低く、かつ圧力水頭も低くなつて好都合であることが理解される。この意味で、インドの習慣は理にかなつたものを含んでいるといえるであろう。しかし、撒水の程度には適切な量的制約がおのずからあるはずであつて、今後もこの点について検討する必要がある。

2.3.4 水平一次元浸透におけるパラメーター

土中の浸潤現象では、時間経過とともに浸潤面のフロントが進行する。しかし、初期含水率 θ_i がかなり大きいときは、浸潤水は当初からあつた初期含水率の部分に相当する間げきを通つて流れるので、浸潤面というものはみられなくなる。初期含水流 θ_i がある程度小さいならば、上述のよ

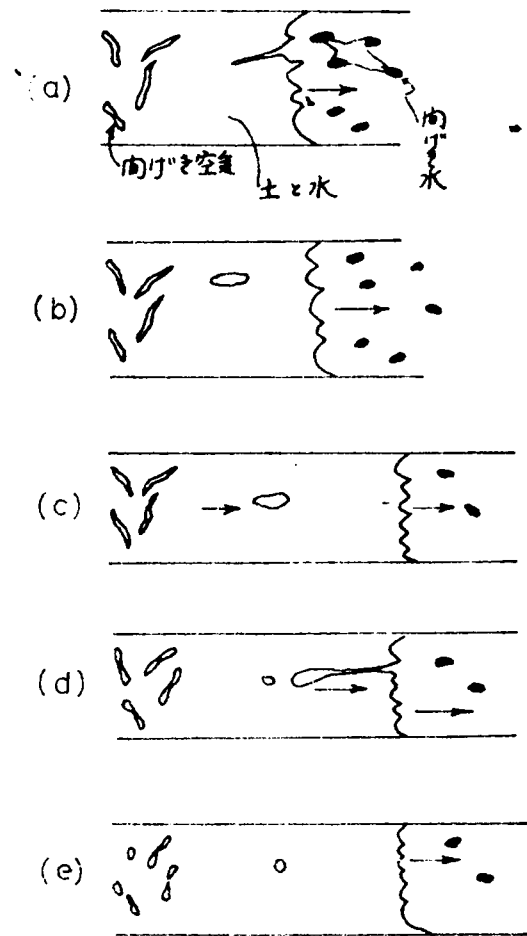


図1.2.18 浸潤過程における間げき空気の散逸と閉じ込めの説明図

うな浸潤面フロントの進行が観察される。このとき、フロントの前方の含水率は初期含水率のままであつて、フロントの背後の部分では急に大きく飽和に近い。このフロントの背後の含水率に関して、すでに述べたように、2通りの考え方がある。すなわち ㊶一定の含水率、普通は飽和含水率であるという場合と、 ㊷距離、時間によつて変化するという場合である。図 1.2.16 に示した含水比変化から考えると、初期含水率が小さいときには ㊶の方に近く、初期含水率が大きいときは ㊷の方に近い現象となるようである。

㊶の見方に立つ場合には、土中の間げき水が負圧のとき浸潤面に毛管圧力とよばれる負圧が作用して、浸潤水を吸引すると考える。このため浸潤過程の解析には、式(1.2.55)などに示したようなパラメーターを考慮することになる。これに対して ㊷の見方に立つ Philip の研究などでは、吸水能(Absorptivity) S という量が考えられる。そのほか、一次元浸透の解析に現われるパラメーターを列挙すると次のようである。

- (I) x, t : 独立変数
- (II) 圧力水頭 p または水頭 h , 含水率 θ : 従属変数
- (III) パラメーターとして、透水係数 k , 貯留係数(有効間げき率) β , 初期含水率 θ_i , 浸潤面に働く毛管水頭 h_c あるいは比水分容量 $c = \partial\theta/\partial p$, 吸水能 S など。

この項では、これらのパラメーターに対する考察を行なう。

(1) 透水係数 k , 貯留係数 β と毛管水頭

自由表面(浸潤面も含める)が時間的に変化する非定常浸透現象においては、透水係数 k と貯留係数(有効間げき率) β の比が必ず解析式に現われる。これは連続の式を一次元の場合では式(1.2.24)のようにとり、二次元の場合では式(1.2.37)のようにとることの必然的結果である。

(Philip の研究などでは、この k/β の代りに k/c という比が現われる。ここに、 c は比水分容量)。

前項で述べた実験結果を用いて式(1.2.56)によつて k/β の値を計算することができる。それによると、図 1.2.13 に示した長良川堤防土に対する実験結果で、外水頭 $h_{01} = 27.7 \text{ cm}$ に対しては $m_1 = x_f^2/t$, $h_{02} = 45.0 \text{ cm}$ に対しては外水頭切換の時刻 t_1 のときの浸潤距離 $x_f = \ell_1$ として、 $m_2 = (x_f^2 - \beta_1) / (t - t_1)$ によつて m_1, m_2 を試算すると表 1.2.3 のようであつて、これから平均的な k/β の値を計算すると表 1.2.4 のようである表 1.2.2 および表 1.2.4 には式(1.2.57)で計算される有効な毛管水頭 h_c' も同時に示してある。得られた値はかなりバラツキがみられ、とくに h_c' については正負の違いが出ているが、流通係数ともよばれる k/β の値はほぼ妥当なようである。

表 1. 2. 8 経過時間に対する浸潤距離の 2 乗の比

初期含水比 wi %	勾配 x^2/t 測点 実験番号	$m_1 (cm/min)$				$m_2 (cm/min)$								平均勾配	
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	end	m_{1m}	m_{2m}
5 %	(a)	833	8.64	7.41	6.72	7.33	7.43	8.04	8.09	8.09	8.12	8.12	8.00	7.7	7.91
	(b)	3.12	2.81	3.44	3.46	4.80	5.71	6.30	6.48	6.52	6.41	6.34	6.37	3.21	6.11
	(c)	5.00	5.04	5.35	5.72	7.68	8.48	8.91	9.01	8.76	8.69	8.63	8.63	5.27	8.60
10 %	(d)	833	9.30	9.03	9.77	16.0	17.5	19.8	20.9	22.2	21.6	19.1		9.1	19.6
	(e)	1.25	20.1	17.0	16.8	19.2	21.0	22.8	24.4	22.5	22.4	23.3	24.0	16.6	22.4
	(f)	6.25	6.72	7.60	8.08	14.7	15.2	16.0	17.3	17.7	17.6	17.1		7.16	16.5

表 1. 2. 4 パラメターの算出 (長良川堤防土)

初期含水比 wi %	実験番号	平均勾配		毛管水頭 $h_c' (cm)$	流通係数 $k/\beta (cm/sec)$
		m_{1m}	m_{2m}		
5 %	(a)	7.77	8.98	89.2	5.5×10^{-4}
	(b)	3.21	6.11	- 8.61	1.4×10^{-3}
	(c)	5.27	8.60	- 0.258	1.6×10^{-3}
10 %	(d)	9.11	19.6	- 3.15	5.0×10^{-3}
	(e)	16.6	22.4	21.4	2.8×10^{-3}
	(f)	7.6	16.5	- 14.5	4.5×10^{-3}

粗砂、細砂、標準砂に対して得られた k/β の値と h_c' の関係は図 1. 2. 19 のようである。さらに浸潤後の定常浸透状態になったとみなされる、浸透後 5 分における透水係数 k_s を求めて、初期含水比との関係を示すと図 1. 2. 20 のようであった。

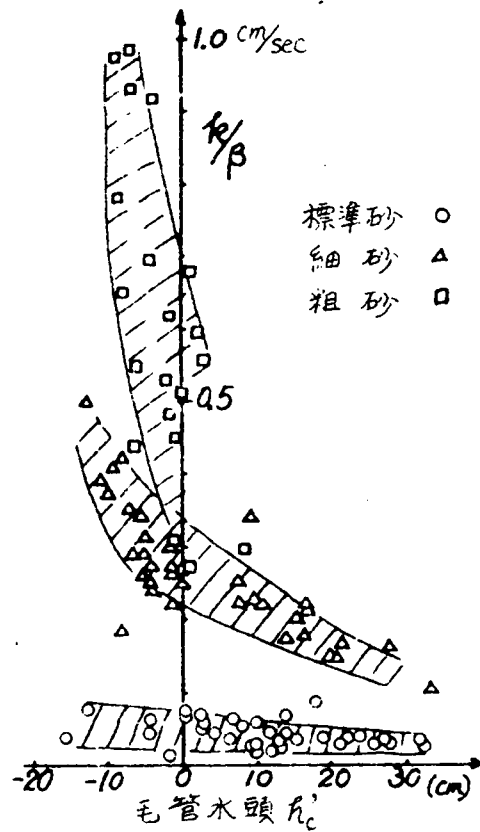


図 1. 2. 1 9 係数 k/β と毛管水頭の関係

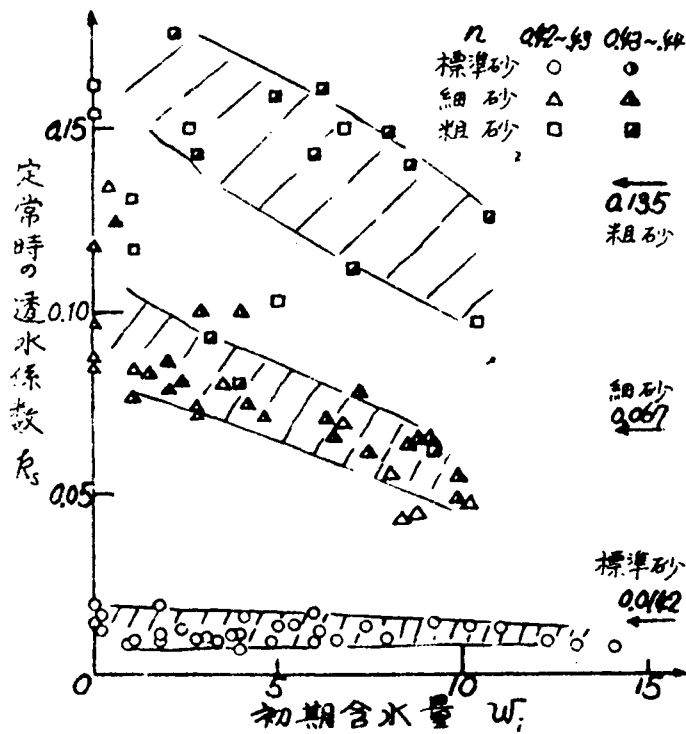


図 1. 2. 2 0 定常時の透水係数と初期含水比の関係

さて、貯留係数 β は従来有効間げき率ともよんでいたが、初期含水比によつてかわる。含水率の増分（観測値）を β_e と表わし、さらに浸透後の含水比を w_e と表わすと、これらの関係は図 1. 2.

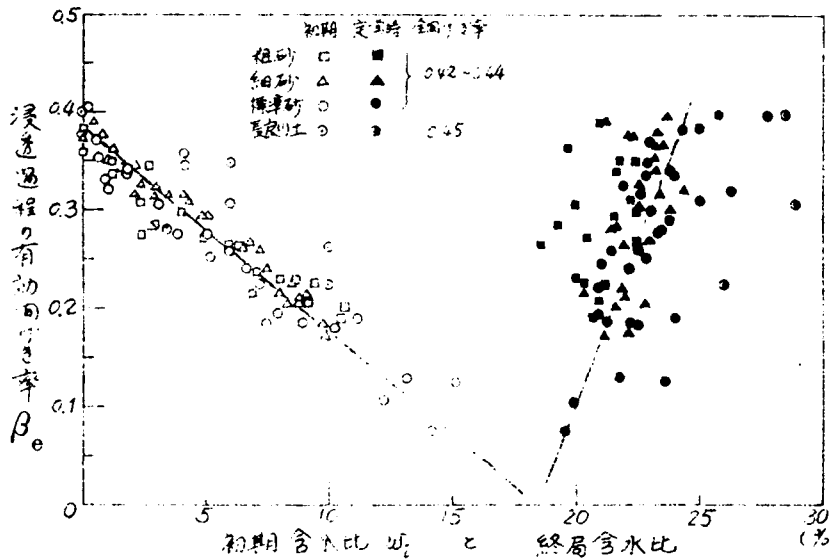


図 1. 2. 21 初期含水比 w_i と終局含水比 w_e と貯留係数 β_e の関係

21 のようである。土試料の間げき比は一定になるよう調節したが、若干バラッキがあつて、 $n=0.41\sim 0.45$ の範囲にある。図 1. 2. 21 から明らかに、貯留係数 β_e は初期含水比の増加に対して比例的に減少すること、および終局含水比 w_e は初期含水比 w_i が小さい方が若干ながら大きく、 w_i が大きい方が w_e は小さめになる傾向が認められている。後者については、さきの図 1. 2. 16

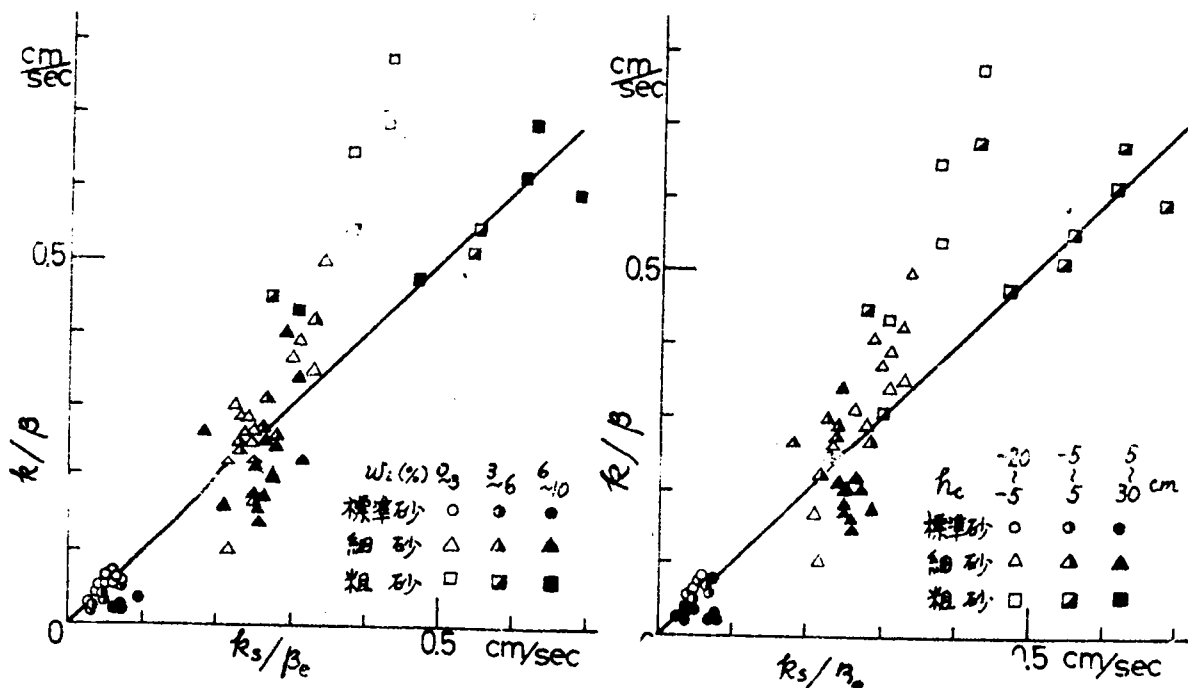


図 1. 2. 22 k/β と k_s/β_e の関係

図 1. 2. 23 k/β と k_s/n_e の関係

とか図 1.2.17 においても認められていて、定性的に一致している。このようなことから、土中の当初から存在する間げき水は新しく浸入してくる浸透水に対して、間げき空気の消散を妨げる効果をもつ面もあると解釈される。

上に得られた係数 β_e とさきに求めた定常浸透状態における透水係数 k_s によつて、 k_s/β_e という比を考える。この値とさきに得られている k/β の値の関係は図 1.2.22, 図 1.2.23 に示した。それぞれ、パラメータは初期含水比 w_i , 有効な毛管圧力 $h_{c'}$ をとつている。図 1.2.22 と図 1.2.23 から、 $w_i=3\sim6\%$ が $h_{c'} < 5\text{ cm}$ に対応していて、このとき近似的に次式が成立する。

$$k/\beta \approx k_s/\beta_e \quad (1.2.58)$$

一方、浸潤過程が終了する時、土柱(長さ L)の浸出端 $x=L$ に出水する時刻 T および初めの外水頭 h_{o1} に対する浸潤距離 $x_f = \ell_1$ と所要時間 t_1 を観測すると、これらの間には、式(1.2.49)より次の関係が成立しなければならない。

$$\ell_1^2 = \frac{2k}{\beta} (h_{o1} + h_{c'}) t_1 \quad (1.2.59)$$

$$L^2 - \ell_1^2 = \frac{2k}{\beta} (h_{o1} + h_{c'}) (T - t_1) \quad (1.2.60)$$

これらの関係を用いて、 $h_{o1} = 27.7\text{ cm}$, $h_{o2} = 45.0\text{ cm}$, $\ell_1 = 29.0\text{ cm}$, $L = 82.5\text{ cm}$ として、さらに観測されている浸潤面における毛管圧力を $h_{c'} = 1.0\text{ cm}$ として、流通係数 k/β の値を求めると

表 1.2.5 浸潤所要時間の観測値から算出される k/β

実験ケース	t (min)	式(1.2.59)より k/β (cm/sec)	$T-t$ (min)	式(1.2.60)より k/β (cm/sec)
(a)	124	1.5×10^{-3}	796	1.1×10^{-3}
(b)	240	7.7×10^{-4}	1010	8.9×10^{-4}
(c)	150	1.2×10^{-3}	744	1.2×10^{-3}
(d)	86	2.2×10^{-3}	289	3.1×10^{-3}
(e)	52	3.6×10^{-3}	291	3.1×10^{-3}
(f)	104	1.8×10^{-3}	376	2.4×10^{-3}

表 1.2.5 のようである。表 1.2.5 に得られた k/β の値は表 1.2.4 に得られているものとおよそ一致している。このことは水平次元浸透現象を把握するには式(1.2.49)や式(1.2.53)などでもかなり良好なことを意味していると考えられる。

(2) 毛管圧力, 貯留係数, 吸水能

Philip は浸潤流量に関連して, 次式で定義される吸水能 S を考えている。¹⁹⁾

$$Q/a = \int_{\theta_i}^{\theta_o} x d\theta = t^{1/2} \int_{\theta_i}^{\theta_o} \phi d\theta = t^{1/2} \cdot S \quad (1.2.61)$$

ここに Q : 積算浸潤流量 (cm), a : 水平土柱の断面積 (cm^2), S : 吸水能 (Absorptivity)

$[cm/sec^{1/2}]$, θ_i : 初期含水率, θ_o : 浸潤後の含水率。

ϕ : $\phi = x t^{-1/2}$ (式 (1.2.27) 参照)

これに対して Hansen らの研究では⁴⁰⁾ 次式が対応する。

$$Q/a = \sqrt{2 k \beta h c' t} \quad (1.2.62)$$

ここに Q : 積算浸潤流量 (cm), a : 断面積 (cm^2), k : 透水係数, β : 貯留係数, $h c' = h c$

$-h_w$, $h c$: 毛管圧力水頭 (cm), h_w : 浸潤面における水頭損失。

式 (1.2.62) の透水係数は元来浸潤面背後の領域に対して考えられているけれども, 式 (1.2.61) との対応を考えると全領域で負圧状態であるので, 式 (1.2.62) の k を k_p と書いて, 式 (1.2.61) と式 (1.2.62) を対応させると次式が得られる。

$$S = \sqrt{2 k_p \cdot \beta h c'} \quad (1.2.63)$$

または

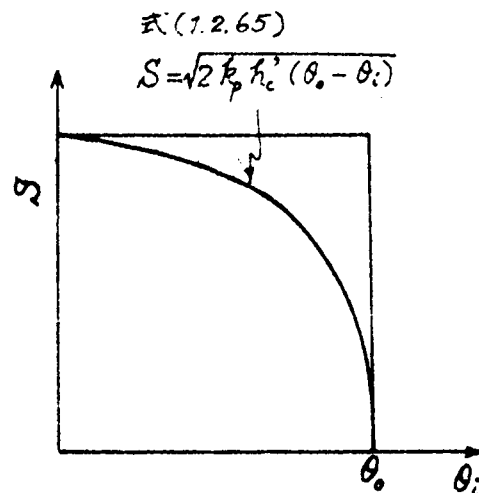
$$h c' = S^2 / (2 k_p \cdot \beta) \quad (1.2.64)$$

一方, $\beta = \theta_o - \theta_i$ とおくと, 式 (1.2.63) は次のようにも表わされる。

$$S = \sqrt{2 k_p \cdot h c' (\theta_o - \theta_i)} \quad (1.2.65)$$

式 (1.2.65) を θ_i と S との関係式とみて,

$k_p h c'$ や θ_o は一定と仮定しておくと, 図 1.2.24 のような関係である。貯留係数 β が初期含水率の増加に対して直線的に減少する (図 1.2.21 参照) のに対し, 吸水能 S は初期含水率 θ_i が小さいところで大きく, θ_i の増加に対して S の減少は小さいが, θ_i が θ_o に近くなると S は急に減少する傾向の関係を示して興味深い。



なお, Philip の研究などにみられる, 式 図1.2.24. 吸水能 S と初期含水率 θ_i の関係

(1.2.19) で表わされる土の比水分容量 (specific moisture content, Specific yield) θ と貯留係数 (有効間げき率) β との関係については、後述の 2.4 節で若干考察している (式 (1.2.93) 参照)。

2.3.5 水平一次元排水の実験的考察

土の含水比とサクシヨンの関係 (図 1.2.2) のような特性を考慮しなければ、浸透と排水とはちょうど逆の現象とみられる。もし、そのようにいえるならば、浸透現象の解析に用いられてきた関係式は、種々の因子の符号に留意して、簡単に排水現象の解析に適用されることであろう。しかし、以下に述べるように排水現象には、含水比とサクシヨンの関係 (以下では、毛管圧力特性曲線と仮称する) という土の特性を反映して、きわめて特徴的な圧力分布を示すことが見い出されている。

前項までには、初期含水比が小さく、間げき水圧が負圧 (毛管圧力) となっている土試料からなる水平土柱の一端に正圧を負荷したときの浸潤・浸透現象を考察した。この項では、土の基本的な排水現象として、正の間げき水圧をもつ水平土柱の一端に負圧を強制したときの排水に対する実験的考察を行なう。

すなわち、排水実験は浸潤過程の実験で行なつた非定常浸透状態が完了して定常状態となつたときの状態を初期条件とする。境界条件は、浸透実験の場合に正の外水頭 h_0 を与えていた土柱の一端 $x = 0$ において、圧力水頭をステップ降下 (急低下) させるという

$$h(0, t) = -H \quad (1.2.66)$$

なる条件および他端 $x = L$ では大気に接して放置するという条件である。

土試料には長良川堤防土を用いた。実験における観測事項は、排水にともなう土柱内の圧力分布の時間的变化と排水量の変化である。

浸潤過程における実験結果の圧力分布の時間的变化を表わした図 1.2.15(a), (b), (d), (e), (f) に対応して、排水による圧力分布の変化は図 1.2.25(a), (b), (d), (e), (f) (c) の排水実験は失敗) である。圧力計による測定点は、 $x = 5\text{ cm}$, 17 cm , 29 cm , 47 cm , 59 cm の 5 点で、土柱の全長は $L = 82.5\text{ cm}$ である。

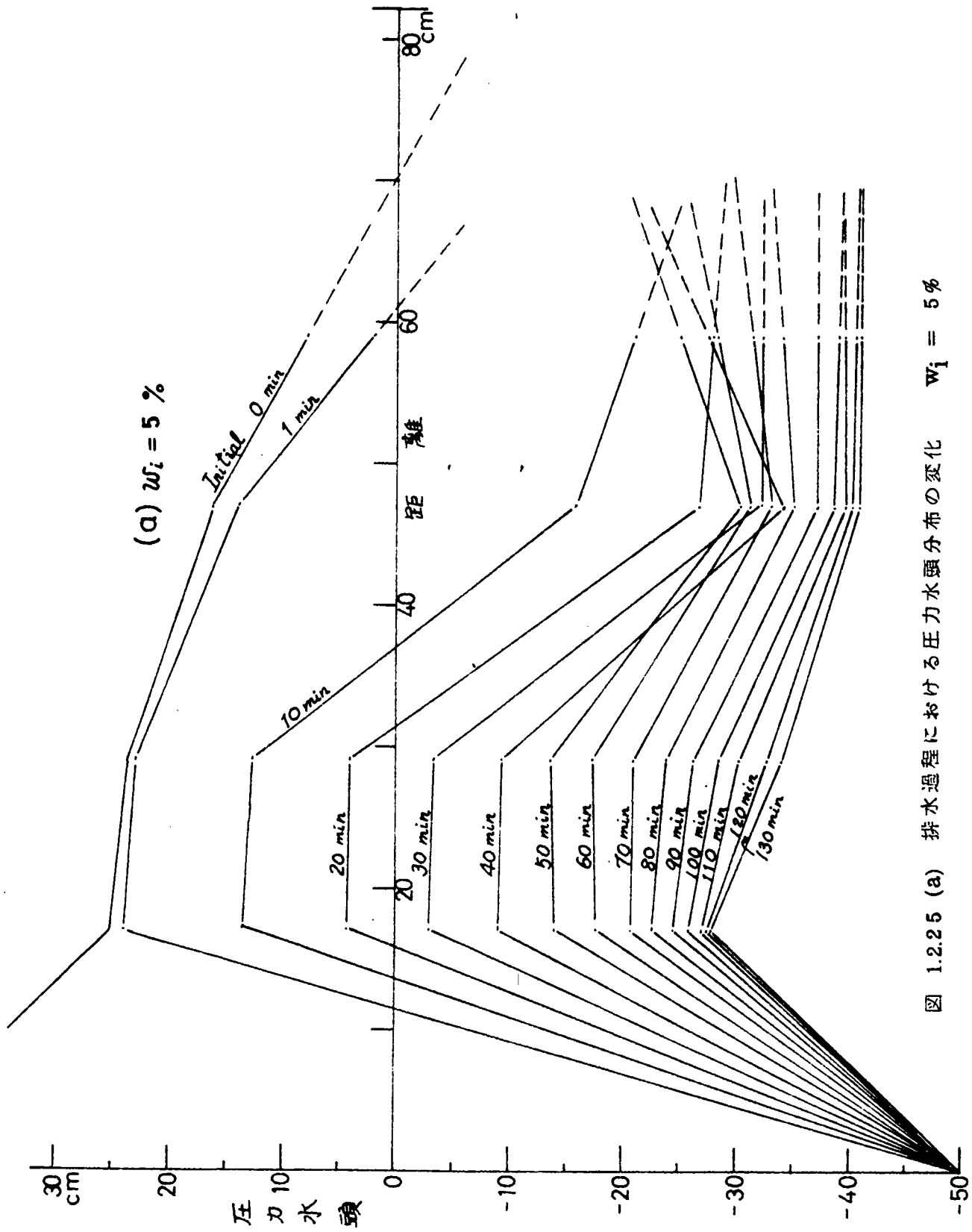


図 1.2.25 (a) 排水過程における圧力水頭分布の変化 $w_i = 5\%$

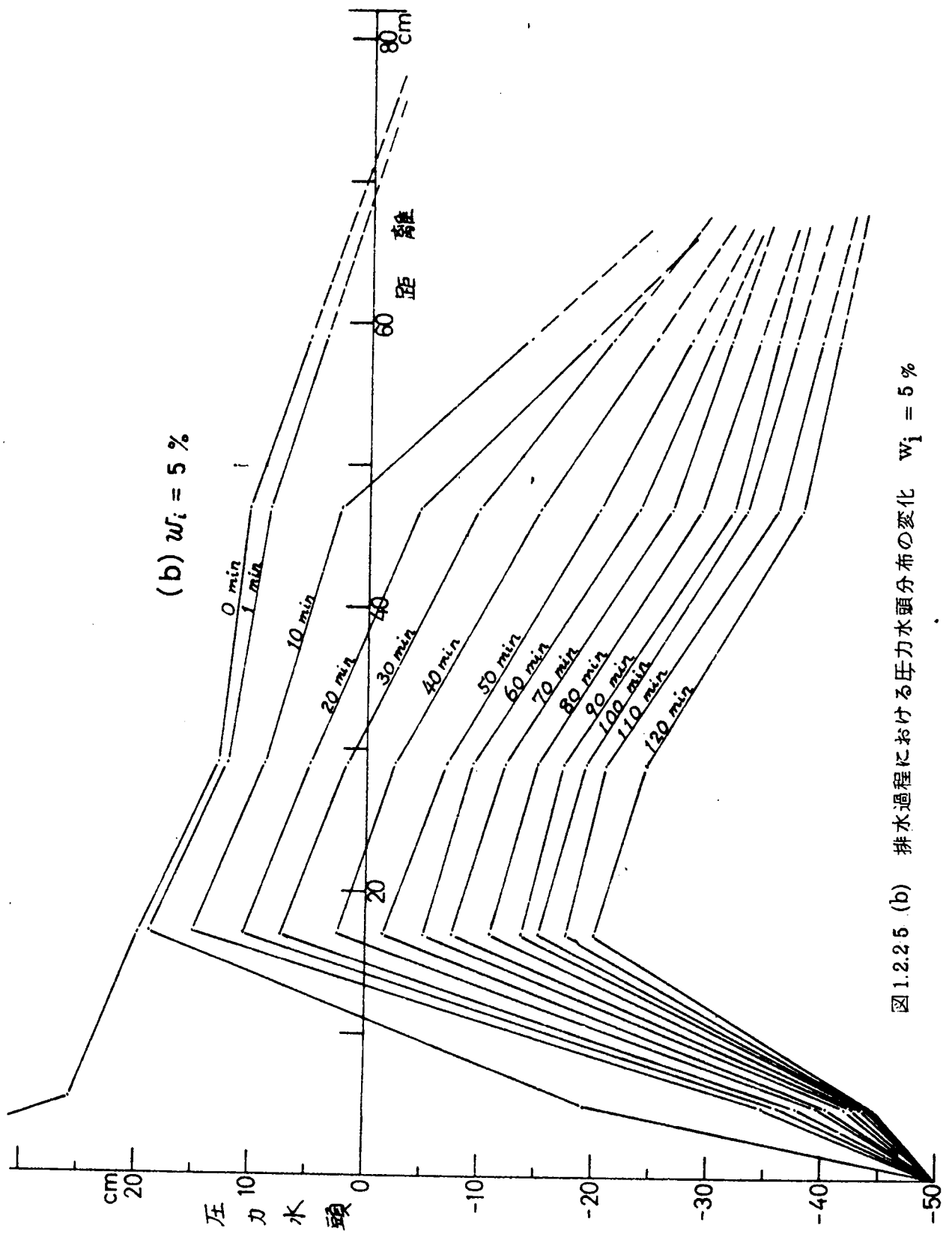


図 1.2.2.5 (b) 排水過程における圧力水頭分布の変化 $w_i = 5\%$

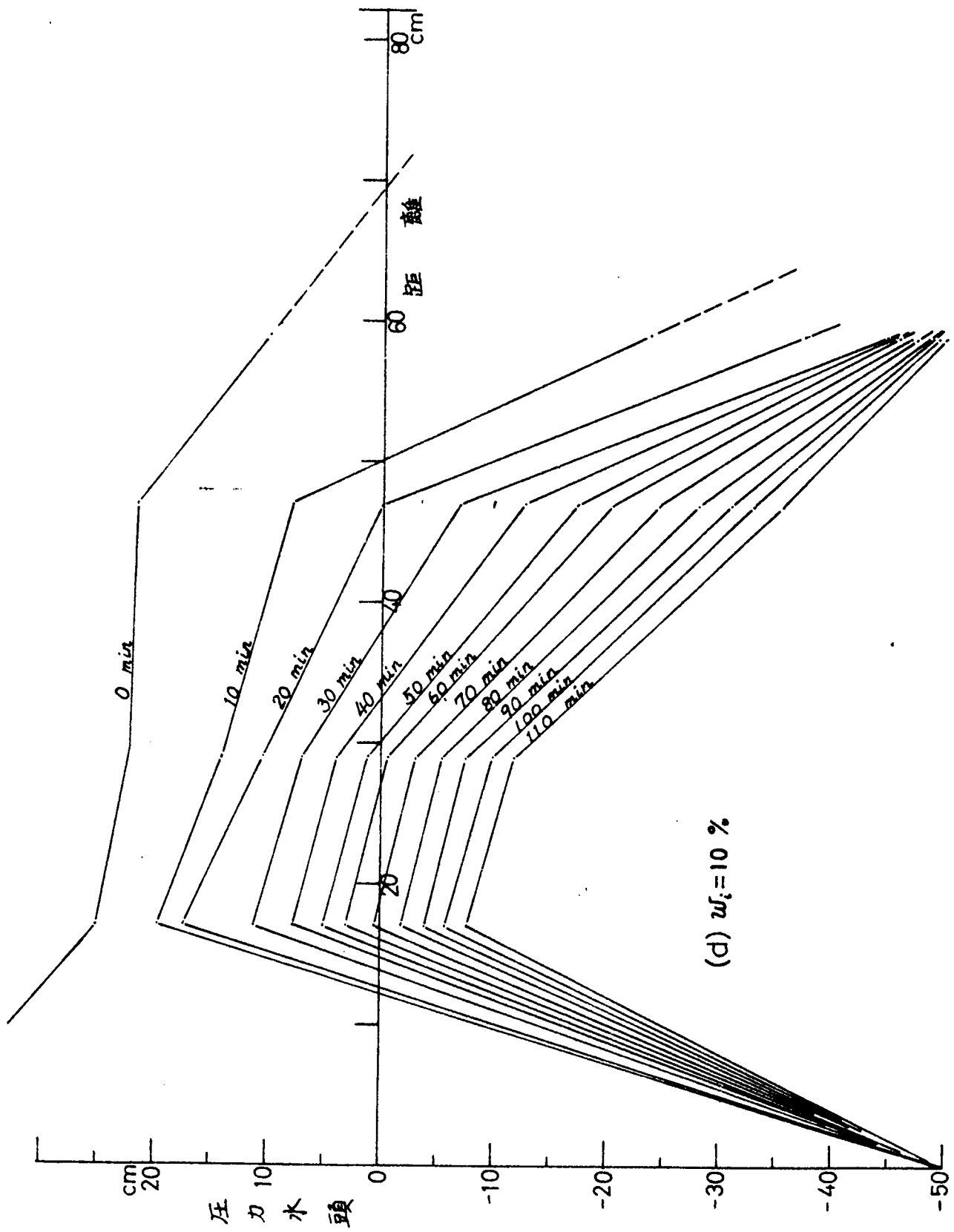


図 1.2.25 (d) 排水過程における圧力頭分布の変化 $w_i = 10\%$

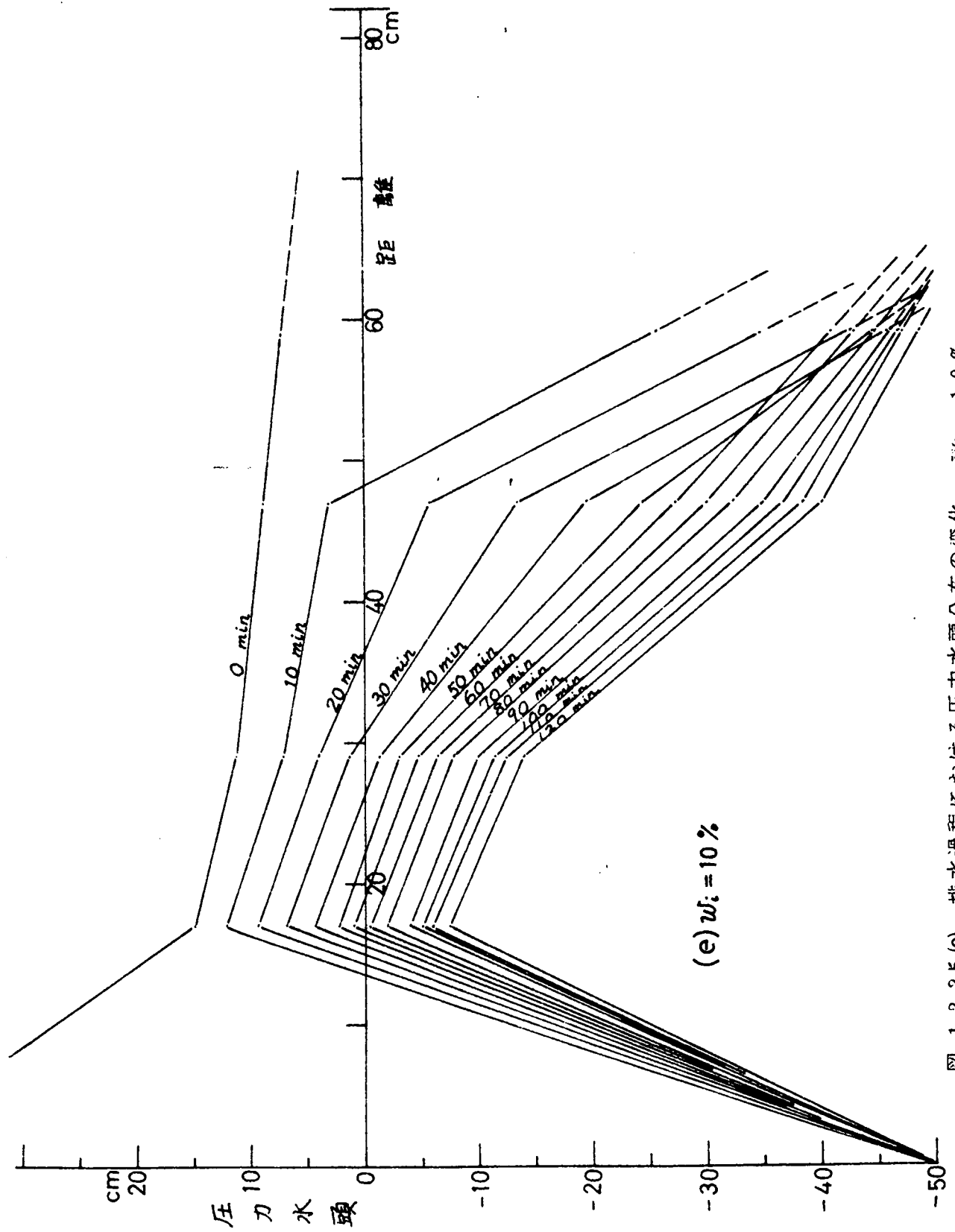


図 1. 2. 2 5 (e) 排水過程における圧力水頭分布の変化 $w_i = 10\%$

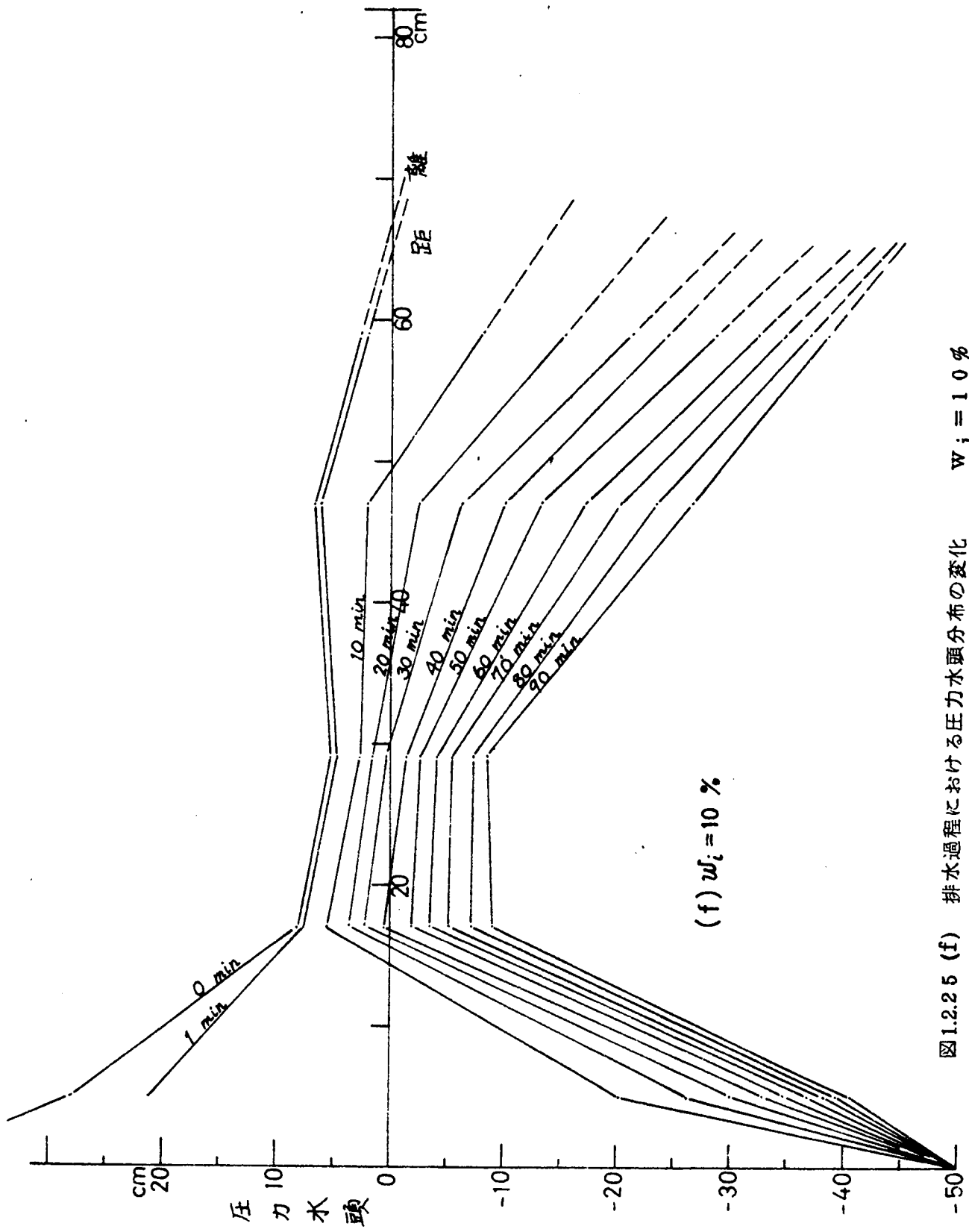


図1.2.2.5 (f) 排水過程における圧力水頭分布の変化 $w_i = 10\%$

図 1.2.25 に示された圧力分布はきわめて興味ある傾向を示している。排水端の $x=0$ における水圧は与条件としての負圧 -5.0 cm であるから、そのすぐ内部の土中の間げき水圧は早く低下して負圧となる。一方、土柱の右端 $x=L$ においては大気に接しているので、ここでの条件は圧力水頭 $h=0$ であるが、測定値からみると図 1.2.25 の右端の方が圧力低下が早く、大きく、負圧になっていることがわかる。これは土柱内の間げき水が左端の方へ向って強制排水されるため、右端の方から順に土の含水比が低下してゆき、間げき水圧として負圧が生じることと起因すると考えられる。

さらに図 1.2.25 では、土柱の右方領域の圧力分布が右下りの関係になっているにもかかわらず、間げき水は右方へ流れず左端の排水口へ向うことが、土柱の中央部に投入した色素（ウラニン）の動きからも確認されるなど、排水現象に特異な性状が観測された。これはダルシーの法則で説明されるものと異なり、従来の圧力測定法によって観測される間げき水圧に疑問があるか、不飽和土中にみられる新しい特性であろうか。いずれにせよ、上述のような水平土柱の一次元強制排水においては、他端 $x=L$ の境界条件として $h=0$ などとすることができなくて、浸潤過程におけるように（移動する浸潤面のように）、移動する境界条件として排水面（浸潤面と対をなすもの、圧力分布が右下りになる限界位置）の移動を考慮して、解析法や圧力測定法の検討が必要であろう。ここではこの問題は今後の研究課題としておきたい。

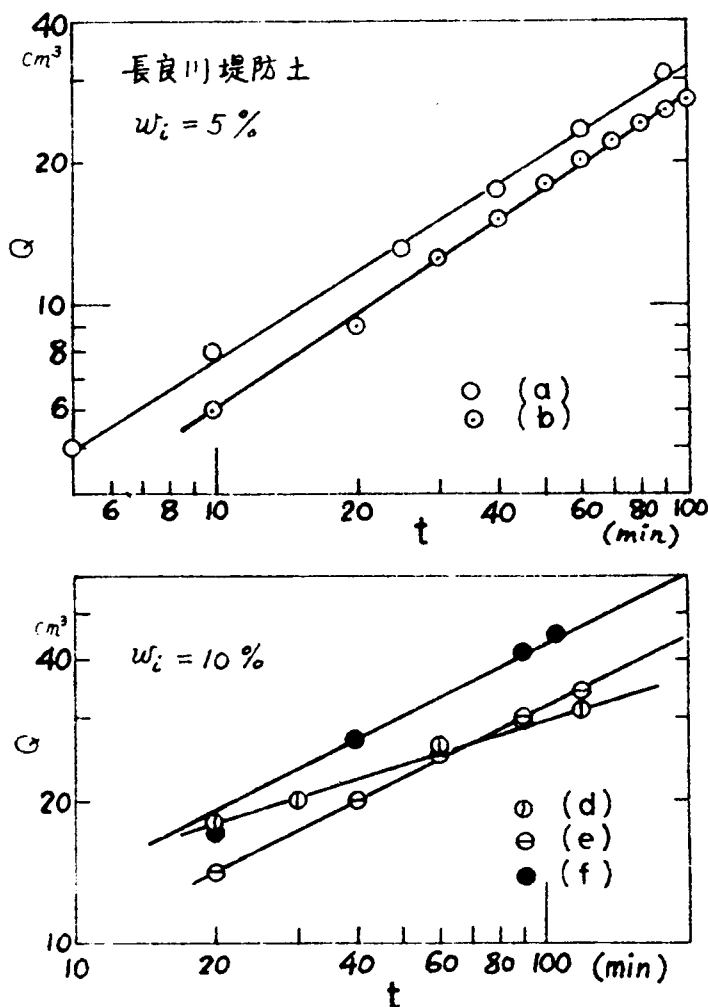
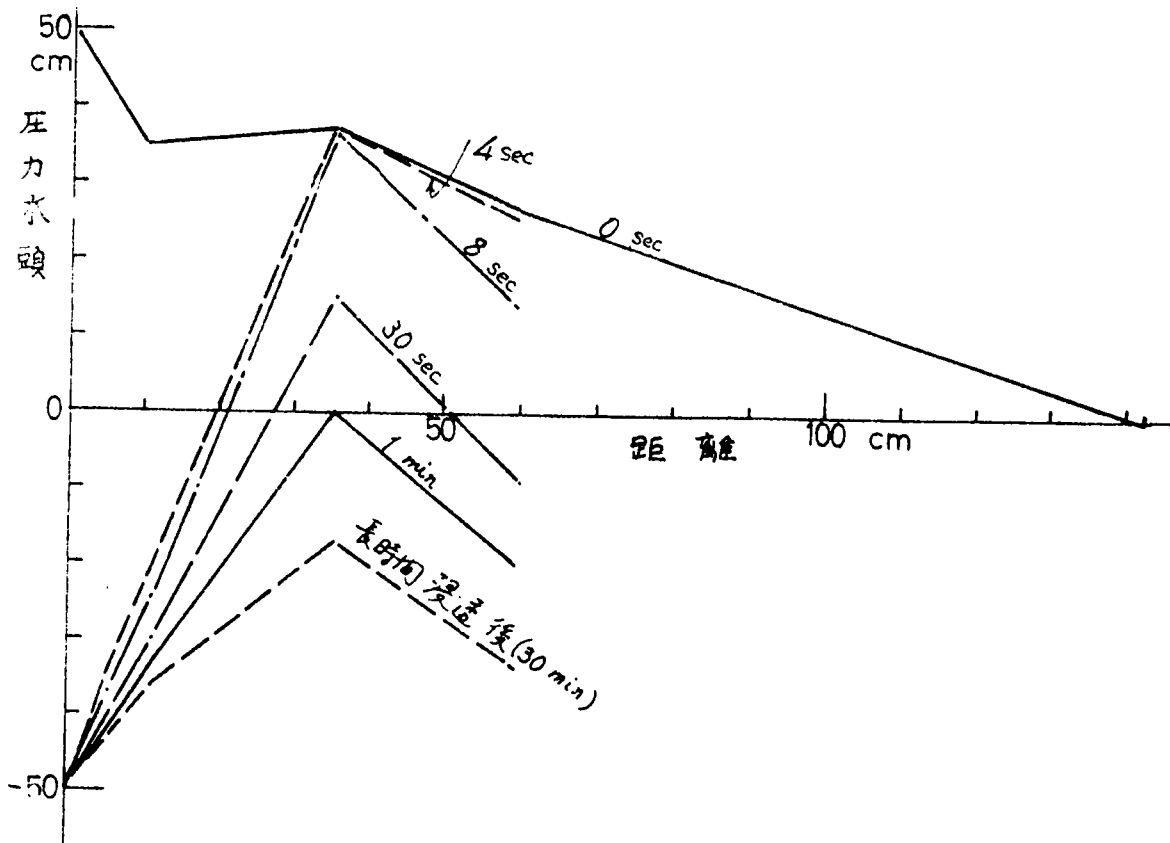


図 1.2.26 積算排水量

なお、図 1.2.26 には積算排水量の測定結果を両対数紙上にプロットした。この整理からみると、積算排水量 Q と時間 t との間に、浸潤過程における式 (1.2.62) で表わされる関係に類似した傾向が認められる。すなわち、 $w_i = 10\%$ の場合の (e), (f) のケースでは式 (1.2.62) から類推される $\log_{10} Q$ と $\log_{10} t$ の関係がこう配 $1/2$ とよく合致している。しかし $w_i = 5\%$ の場合には、 $1/2$ のこう配より急である。



また、図 1.2.25 に示した
 長良川堤防土に対するものに 図 1.2.27 排水過程における圧力水頭の変化 (豊浦標準砂)
 対して、豊浦標準砂に対すると同様の排水実験を行なったところ、図 1.2.27 のように同様の傾向を示す圧力水頭分布の変化を観測した。この実験では水平土柱の長さは $L = 142.5 \text{ cm}$ としたけれども、右方の右下りの圧力水頭分布は明確に認められる。一方、鉛直土柱の理想平衡土層については、自由水面上 z_p の位置の毛管圧力水頭は $-z_p$ であるといわれる。⁸⁾ この見方よりすると、図 1.2.25 や図 1.2.27 の右方の圧力水頭分布が右下りの部分では

$$\frac{dh}{dx} = -1 \quad (1.2.67)$$

となるべきことが類推されるが、事実この傾向が現われている点に興味深いものがある。

2.3.6 水平一次元の浸透と排水に関する結論

この節では、まず第一に水平一次元浸透に関する従来の研究には、連続の式の考え方に 2 通りあって、Lambe らは式 (1.2.24) を用いて水平土柱の一端を正の圧力水頭を与えたときの内部の圧力分布は直線的であると考えているのに対して、Philip らは式 (1.2.15) を連続の式として用い、土中水が負圧状態における水分移動の問題を取扱って、含水率 θ が式 (1.2.296) で示さ

れる $\phi = x \sqrt{\frac{1}{t}}$ との一個関数関係を仮定して、 θ を求めて土の含水比とサクシヨンの関係を媒介に間げき水圧を求める解法を採用していることを指摘した。

これに対して、筆者は浸潤に際して土中水は負圧から正圧まで変化する現象が多いこと、土の初期含水比が浸潤・排水の現象に影響するはずであること、浸透後の土は完全飽和しないこと、などの諸点に問題を見い出すとともに、近似的に Lambe らの解析に基づいた関係式で、砂質土からなる水平土柱に対する次元浸潤・排水現象を説明せんと試みた。すなわち実験結果を、浸潤距離、圧力水頭の変化、含水比分布の変化などで整理して考察した。その結果得られた事項を要約すると次のようである。

- (1) 粗砂のように、かなり粗粒な土に対しては Lambe らの解析法がかなりよく、水平次元浸透現象を表現する。すなわち、浸潤面を境いに含水比は急変化し、圧力水頭分布は直線的である。
- (2) 細粒土（長良川堤防土）に対しては、初期含水比が 0% という乾燥している場合に、Lambe らの解析法が良好である。初期含水比が 5%、10% と大きい場合でも近似的には、Lambe らの解析法である程度浸潤過程を説明できるしかし詳細に検討すると、圧力水頭の分布は下に凹の形になり、含水比の場所的時期的変動が複雑となる。
- (3) 細粒土に対する、浸潤にともなう含水比の時期的変化は、初期含水比 w_i が大きい（10%）ときの方がゆつくり増加する。しかし、浸潤面が通過直後にはほぼ飽和に近くなる。しかるに浸潤面が先に進んでしまうと、含水比は若干ながら低下し、その程度は w_i が 0% のときよりも 5%、5% のときより 10% の方がそれぞれ小さめになる。
- (4) 従来、有効間げき率とよばれていたものは貯留係数とよんだ方が適切であると思われるが、全間げき率を一定にした実験によると、貯留係数は土の初期含水比の増加に対して比例的に減少する傾向にある。
- (5) Lambe らの解析式に基づいて観測値から逆算される流通係数 k/β （透水係数と貯留係数の比）は非定常時の値とみられるが、これは個々の値を定常状態の値から求めた値とほぼ等しい。
- (6) 排水は浸透の逆現象とみなされる。この意味で、水平次元浸透終了後の土柱の一端に負圧を与えた排水実験を行なつたところ、浸透過程から類推されるものよりかなり複雑な圧力水頭分布を測定した。すなわち排水により生じる含水比低下の著じるしい、大気に接している他端に近い不飽和の部分には、その解釈や測定法に関して詳細な検討の必要性を認めた。なお、排水の先行過程である浸潤過程における初期含水比の相違は排水過程にも若干の影響を与えていることも観察された。

2.4 鉛直一次元の浸透と排水に関する実験的考察⁴⁹⁾

2.4.1 概説

実際的な多くの浸透現象は、領域の境界が複雑で、種々のパラメーターの地層の変動や場所的変動もからまつて、三次元的な流れとなつている。このような場合に、解析解を求めることはほとんど不可能であつて、一般には二次元流か一次元流として、たとえばアースダム、堤防などの浸透、矢板をめぐる地下水、河川や湖の水位変動による地下水流動などの問題が研究されている。次節に述べる堤体内非定常浸透水流は二次元的であるけれども、流れの鉛直成分が水平成分に比較して小さいため、これを近似的に一次元として解析する、いわゆる準一次元解析が行なわれている。二次元浸透問題では、とくに自由水面の変動は水平流の変動がその支配的な要因となつていることが特色であるけれども、自由水面には多かれ少なかれ毛管帯が存在する。この影響はいまのところ明確でないので、流れの方向を鉛直方向のみに拘束した鉛直一次元流を調べると、この種の影響が明確になるのではないかという期待がもたれる。

このような意味で、この節では、2.2節に述べられた基本式に基づいて導かれる関係式と実験結果との間に毛管帯の大きさなどの影響がどの程度現われるかという点に留意して、基本的な鉛直一次元の非定常浸透・排水を調べる。すなわち、鉛直土柱内を自由水面が上昇してゆく浸透、土柱の表面に湛水している水位が低下する排水および湛水面が土柱内に消えて自由水面が土柱内を降下する排水という三つの現象をとりあげて検討する。いわゆる降雨浸透のような、地表面からの浸潤現象は取扱わない。

2.4.2 解析式の誘導

(1) 鉛直一次元の上昇浸透流

図1.2.28に示す長さ L の鉛直土柱の底面から上向きに鉛直座標 z をとる。最初土柱内の自由水面は $z = \delta$ の位置にある。底面の圧力水頭を H だけステップ上昇(急上昇)させると、時間 t 後には自由水面は $z = z_f$ の高さまで上昇する。ここでは z_f の時間的变化および $z = \delta$ を基準面としたときの土柱内の水頭変化を求めてみよう。

連続の式として式(1.2.33)を用い、ダルシーの法則、式(1.2.31)の透水係数 k がこの土柱内で一定とすると、水頭は次式で表わされる。

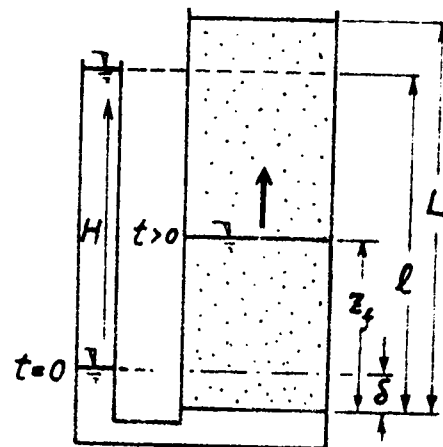


図1.2.28 鉛直一次元の上昇浸透

$$h(z, t) = A(t) \cdot z + B(t) \quad (1.2.68)$$

ここに $A(t)$, $B(t)$: 時間のみ関数。

境界条件として

$$h(0, t) = H = \text{const} \quad (t > 0) \quad (1.2.69)$$

を式(1.2.68)に代入すると、 $B(t) = H$ が得られる。一方、自由水面が z_f の高さまで上昇したとき、自由水面の位置 z_f では、水頭 h は位置水頭だけをもっているので、

$$h(z_f, t) = A(t) \cdot z_f + H = z_f - \delta$$

$$\therefore \frac{\partial h}{\partial z} = A(t) = \frac{z_f - H - \delta}{z_f} \quad (1.2.70)$$

式(1.2.70)を式(1.2.68)に代入すると

$$h(z, t) = H + \left(1 - \frac{\varrho}{z_f}\right) \cdot z \quad (1.2.71)$$

ここに $\varrho = H + \delta$

式(1.2.70)を運動の式(1.2.31)に代入し、かつ鉛直上向き流速を

$$w = \beta \cdot \frac{dz_f}{dt} \quad (1.2.72)$$

で表わすと、次式が得られる。

$$-\beta \cdot \frac{dz_f}{dt} = k \cdot \frac{z_f - (H + \delta)}{z_f} \quad (1.2.73)$$

ここに β : 貯留係数(有効間げき率)。

式(1.2.73)を $t = 0$; $z_f = \delta$ なる初期条件で積分すると、自由表面 z_f の時間的变化を表わす次式が得られる

$$-\frac{k}{\beta} t = z_f - \delta + (H + \delta) \ln \cdot \left\{1 - \frac{z_f - \delta}{H}\right\} \quad (1.2.74)$$

以上から、鉛直上向きの浸透は式(1.2.71)と式(1.2.74)を組合わせて表現できる。しかし、上述の展開は連続の式として、式(1.2.33)を用いていること、さらに自由表面上の毛管帯の存在は無視していることに注意しなければならない。

後者の毛管帯に関しては、自由水面上にさらにほぼ飽和した毛管高さ h_k を考慮することによつてその影響を解析式にとり入れると、 $(z_f + h_k)$ を新しく z_f と表わして同様の展開を行なうこ

となる。その結果は、式(1.2.71)と式(1.2.74)に対応してそれぞれ次式が得られる。

$$h(z, t) = H + \left(1 - \frac{H + \delta + h_k}{z_f}\right) \cdot z \quad (1.2.75)$$

$$-\frac{k}{\beta} t = z_f - (\delta + h_k) + (H + \delta + h_k) \ln \left\{1 - \frac{z_f - \delta - h_k}{H}\right\} \quad (1.2.76)$$

式(1.2.75)と式(1.2.76)では、 z_f は飽和していると考えた毛管帯の上限を表わしている、圧力が0となる自由水面の位置は $z = z_f - \delta - h_k$ の高さとなつていないことに留意しなければならない。

(2) 鉛直一次元の排水I (湛水位の変化)⁵⁴⁾

図1.2.29に示すように、土柱の表面に最初 $h(0)$ なる深さの湛水があつて、一定の流量が浸透している定常状態を考える(初期条件)。一定流量の補給を止めると、表面の湛水深さは減少してゆき、いつか湛水面は土中に消える。ここでは、この時刻までの湛水深さの時間的变化とそれともなう土柱内部の水頭変化を考えてみよう。いま、水頭の基準面および鉛直座標 z を図1.2.29のようにとると、初期条件と境界条件はそれぞれ次のようである。

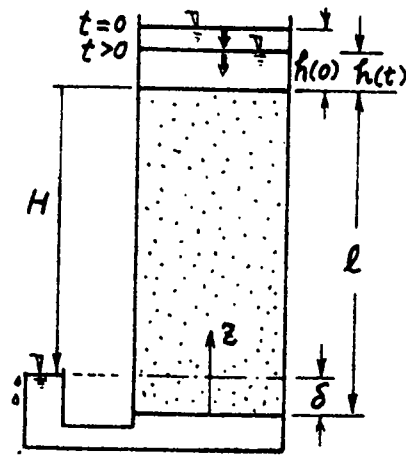


図1.2.29 鉛直一次元の排水I (湛水位の変化)

$$h(z, 0) = (\ell + h(0) - \delta) \cdot \frac{z}{\ell} = \frac{H + h(0)}{\ell} \cdot z \quad (1.2.77)$$

$$h(\ell, t) = H + h(t) \quad (1.2.78)$$

$$h(0, t) = 0$$

ただし $\ell = L$ である。

この問題では、ダルシーの法則だけで現象が解析できる。すなわち

$$\frac{dh(t)}{dt} = -k \frac{h(t) + H}{\ell} \quad (1.2.79)$$

式(1.2.79)を初期条件の式(1.2.77)を満足するように積分すると

$$\frac{k t}{\ell} = \ln \left\{ \frac{h(0) + H}{h(t) + H} \right\} \quad (1.2.80 a)$$

または

$$h(t) = \{h(0) + H\} \exp\left(-\frac{k t}{\ell}\right) - H \quad (1.2.80 b)$$

が得られる。土柱内の水頭は直線的分布と考えることができるので次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 h(z, t) &= \frac{z}{\ell} \cdot \{h(t) + H\} \\
 &= \frac{z}{\ell} (h(0) + H) \exp\left(-\frac{k t}{\ell}\right) \quad (1.2.81)
 \end{aligned}$$

湛水面が土柱に消える時間 t_e は

$$t_e = \frac{\ell}{k} \ln \left\{ 1 + \frac{h(0)}{H} \right\} \quad (1.2.82)$$

により与えられる。

(3) 鉛直一次元の排水Ⅱ（土柱内の水面降下）

湛水面が土柱内に消えた瞬間から時間 t をとって、土柱内の自由水面の高さ z_f の変化および水頭変化を考えてみよう（図 1.2.30 参照）。この問題では初期条件は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 h(z, 0) &= \frac{H}{\ell} \cdot z \\
 &\quad (1.2.83)
 \end{aligned}$$

運動の式は、さきの式（1.2.73）の誘導と同様にして、

$$\beta \cdot \frac{d z_f}{d t} = -k \cdot \frac{z_f - \delta}{z_f} \quad (1.2.84)$$

ここに $\delta = L - H$, $L = \ell$

したがって、自由水面 z_f と水頭 $h(z, t)$ の時間的变化はそれぞれ次式のように求められる。

$$-\frac{k}{\beta} t = z_f - \delta - H + \delta \cdot \ln \left\{ \frac{z_f - \delta}{H} \right\} \quad (1.2.85)$$

$$h(z, t) = \frac{z_f - \delta}{z_f} \cdot z \quad (1.2.86)$$

上述の解析に対して、Ligon らは排水による降下中の自由水面上に飽和領域（毛管帯として引き上げられているもの）が ε の高さだけあるとして解析している。⁵³⁾ しかし彼らの実験的検討によれば、粒径 2 mm のガラス球からなる試料（当然毛管帯は小さく ε も小さい）には解析式がよく合致したけれども、粒径 0.5 mm のガラス球と混合した試料（毛管帯は大きい）ではよく合わないことが報告されていて、 ε を考慮することが必ずしもよいとはいえないようである。

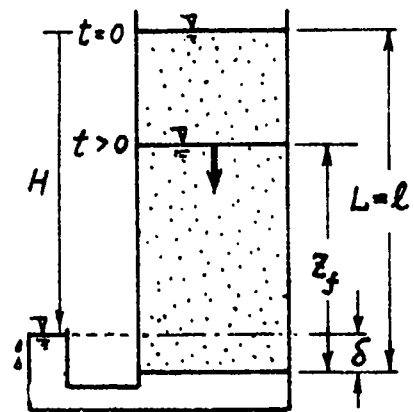


図1.2.30 鉛直一次元の排水Ⅱ（自由水面の降下）

上述の式(1.2.85)などの関係式は、基本的には式(1.2.33)の連続の式やダルシーの法則から導かれるものである。式(1.2.33)は、自由水面を境いに含水比が急変するという仮定が成立しないところでは上述の関係式も成立しないであろう。含水比の場所的・時間的変化を考慮した連続の式(1.2.32)によるならば、基本式は式(1.2.34)あるいは式(1.2.35)で表わされる。それらの式中に現われる透水係数 k や比水分容量が定数とみなせないときは、電子計算機を用いた数値計算によらねばならない。しかしこれらのパラメーターが定数とみなせるときには、基本式は線形の拡散型の式

$$\frac{\partial h(z, t)}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 h(z, t)}{\partial z^2} \quad (D = k/c) \quad (1.2.87)$$

となるので、富士岡らは初期条件として式(1.2.83)を用い、境界条件としては

$$\left. \frac{\partial h(z, t)}{\partial z} \right|_{z=\ell} = 0 \quad (1.2.88)$$

$$h(0, t) = 0 \quad (1.2.89)$$

を用いて、次の解を得ている。⁵⁴⁾

$$\frac{h(z, t)}{H} = \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \cdot \exp\left[-\left(\frac{2m+1}{2}\pi\right)^2 \cdot \frac{Dt}{\ell^2}\right] \cos \frac{2m+1}{2} \pi \left(1 - \frac{z}{\ell}\right) \quad (1.2.90)$$

式(1.2.88)に示される境界条件は土柱表面から水の補給がないというものである。この条件について富士岡らやその他の研究者は何も註釈なしに用いているが、水平次元排水では、この種の条件の与え方は妥当でないことをすでに指摘した。上述の鉛直次元の排水の場合に、式(1.2.88)が妥当と考えられるのは次のような考察ができることによるものと考えられる。すなわち「水頭は圧力水頭と位置水頭の和である。土柱内に水面が消えた後には、土柱内の自由水面より上部に含水比低下にともなう圧力水頭の低下が生じる。その圧力の大きさは自由水面から考えている位置までの高さにはほぼ等しい負の圧力水頭と考えられる。したがって、このとき位置水頭と圧力水頭の和としての水頭はほぼ0に等しく、したがって水頭の鉛直方向の動水傾度もまた0とみなすことができる」。

2.4.3. 鉛直一次元浸透と排水の実験装置・方法

実験装置は図 1.2.3 1 のように、高さ 45 cm、断面積 330 cm² の円筒形水槽に砂試料を詰めたものである。底面より 2 cm のところに、金網に薄い布を重ねて張り、その上に砂を水締めして詰めた。土柱の高さは $L = 39.5$ cm である。水槽底面の中心には給排水用の太いゴム管を連結して、土柱の底面の圧力条件を制御できるようにつくられている。土柱内部の水頭測定は底面より金属パイプ（図 1.2.3 2）を立てて、所要の高さの位置の測定点に径が約 5 mm の小孔をあけ、粗い目の金網と布をつけた。測定点の圧力は、金属パイプの下端の底面の取付部からビニール管を通して、圧力検出器に伝えられ、ペン書きレコーダーで記録された。圧力測定点は水槽底面より 9 cm (No.1)、20 cm (No.2)、25 cm (No.3) の 3 点である。充填した砂試料は豊浦標準砂と平均粒径が 0.8 mm の粗砂の 2 種類である。これらの物理的性質は、豊浦標準砂では間げき比 $e = 0.743$ 、初期含水比 $w_i = 22.7\%$ 、貯留係数 $\beta = 0.148$ 、粗砂では $e = 0.566$ 、 $w_i = 4.9\%$ 、 $\beta = 0.212$ である。なおここにあげた貯留係数 β という

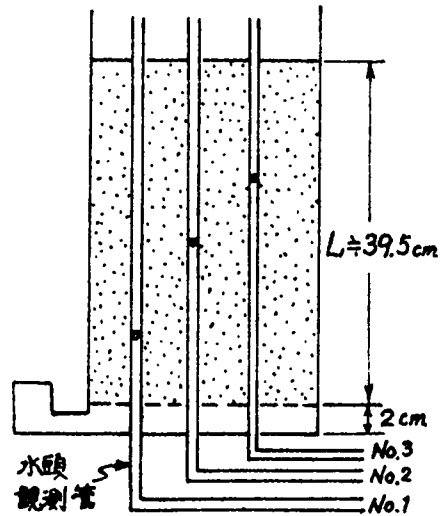


図 1.2.3 1 鉛直一次元浸透の実験装置

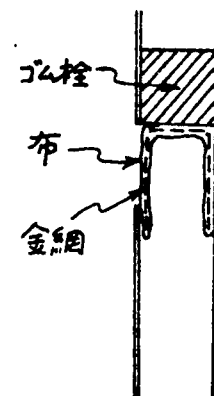


図 1.2.3 2 水頭観測用の先端部

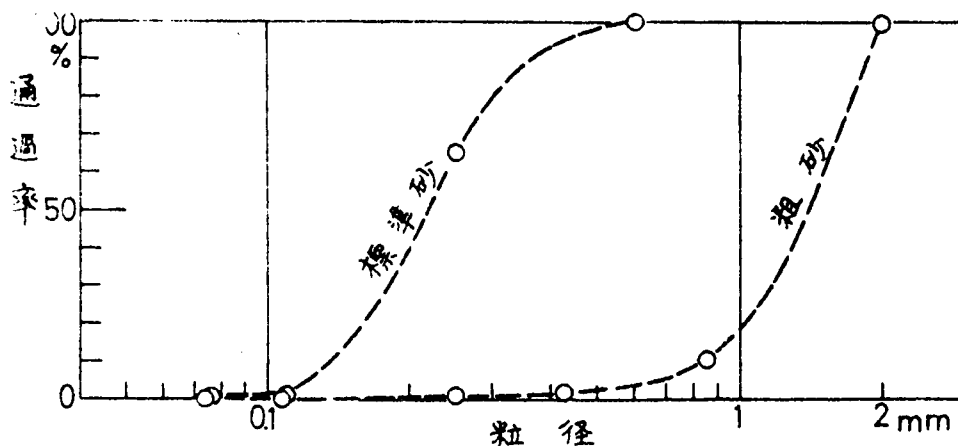


図 1.2.3 3 粒径加積曲線

のは初期含水比 w_i の試料に底面から徐々に水を吸水させて試料内に貯えられた間げき水の土全体積に対する割合である。二つの砂の粒度分布は図 1.2.3.3 のようである。

上昇浸透実験の場合には、底面にステップ上昇（急上昇） $H = 36.1 \text{ cm}$ を与え、それによる土柱内の圧力水頭をペン書きレコーダーにより記録した。この実験では自由水面が土柱表面に現われるまでとした。

排水実験は上昇浸透が終了したものに、上面から一定流量の給水を行ない、上面の湛水深が約 3 cm になるように、 $H = 36.1 \text{ cm}$ として定常浸透状態になったときを初期条件として、排水実験を開始する。すなわち上面からの水の補給を止める。すると湛水位は低下を始め、いつか湛水は土柱内に消えてしまう（排水Ⅰ－湛水位の変化）。水面が土柱内部に消えた後の排水Ⅱは自由水面が土柱内を降下する現象で、時間的にきわめて速いものとなる。このため、実験では圧力計を通じてペン書きレコーダーで圧力測定することによつて急速な圧力変化を観察した。

2.4.4 鉛直上昇浸透の実験結果と考察

ステップ状の急激な圧力上昇を土柱底面に与えたときの上昇浸透流は、式(1.2.71)と式(1.2.74)あるいは式(1.2.75)と式(1.2.76)で解析される。

標準砂に対する実験結果を水頭の時間的变化に整理すると図 1.2.34 (a) が得られる。これを整理

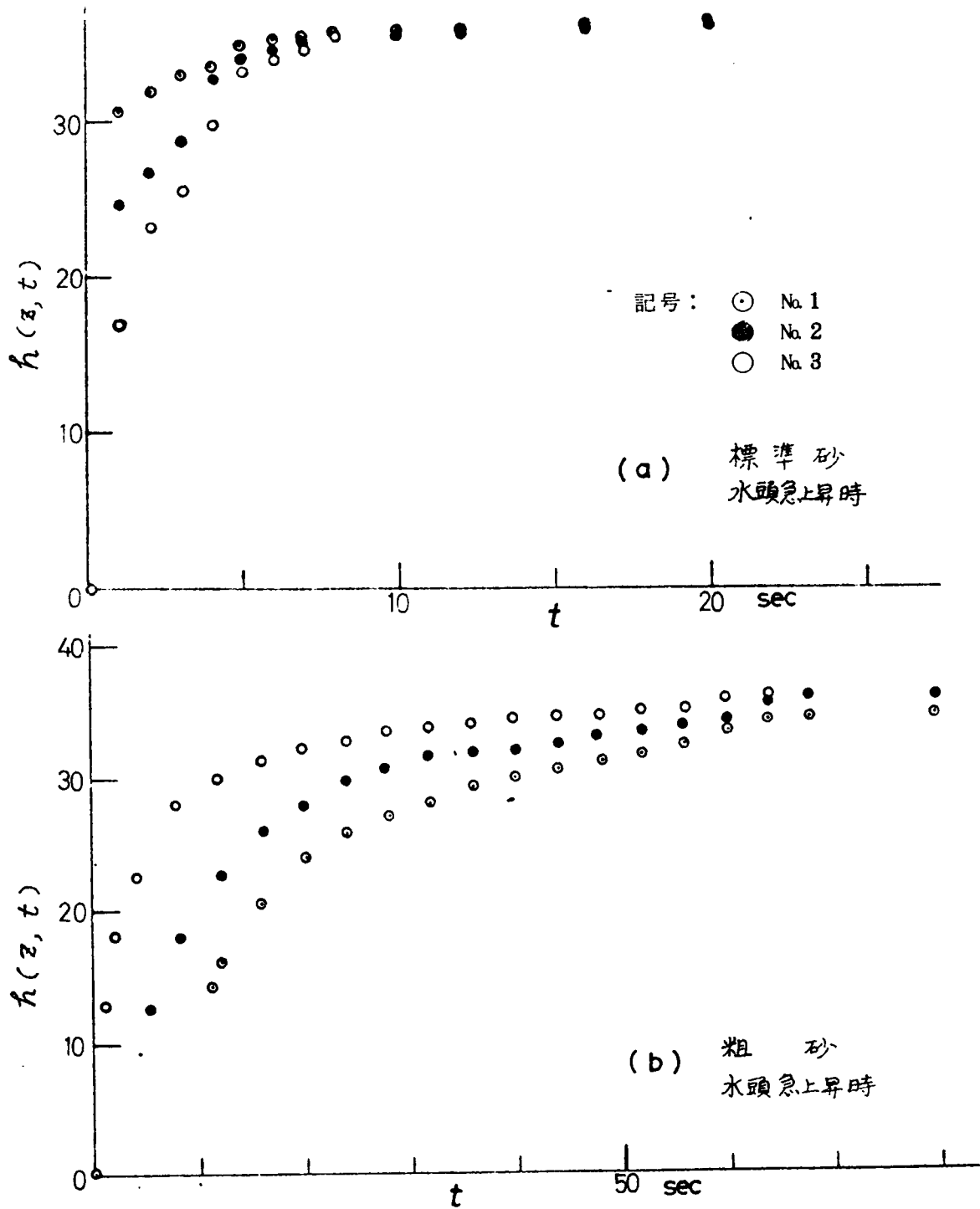


図1.2.34 上昇浸透における水頭の時間的变化
(a)標準砂, (b)粗砂

し直して、毛管帯の厚さに関する h_k を $h_k = 15.8 \text{ cm}$ として式 (1.2.75) と式 (1.2.76) で表わされる関係と比較対比するため、両者を重ね合わせて描くと、図 1.2.35 (a) のようであつて、水面変化などの非定常現象の早さを表わす係数 k/β の値が $k/\beta = 7.5 \text{ cm/sec}$ のとき実験結果とはほぼ合致することがわかつた。

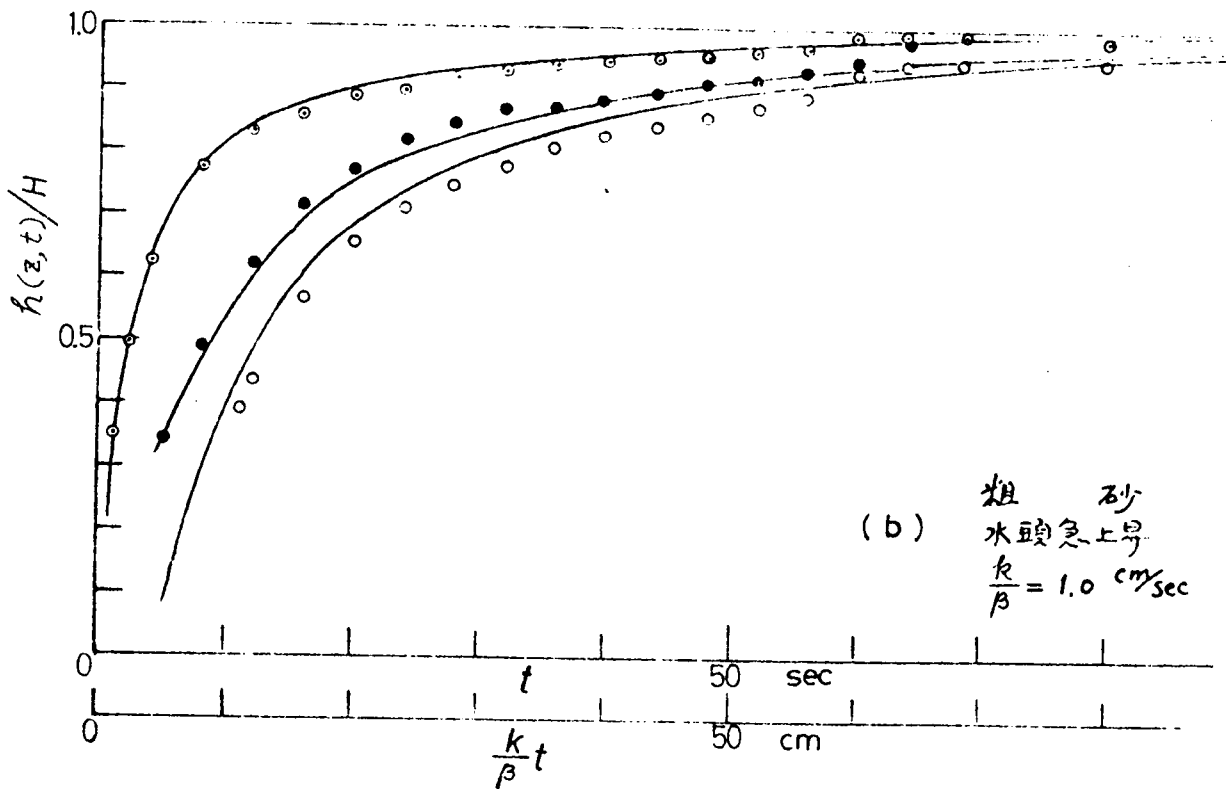
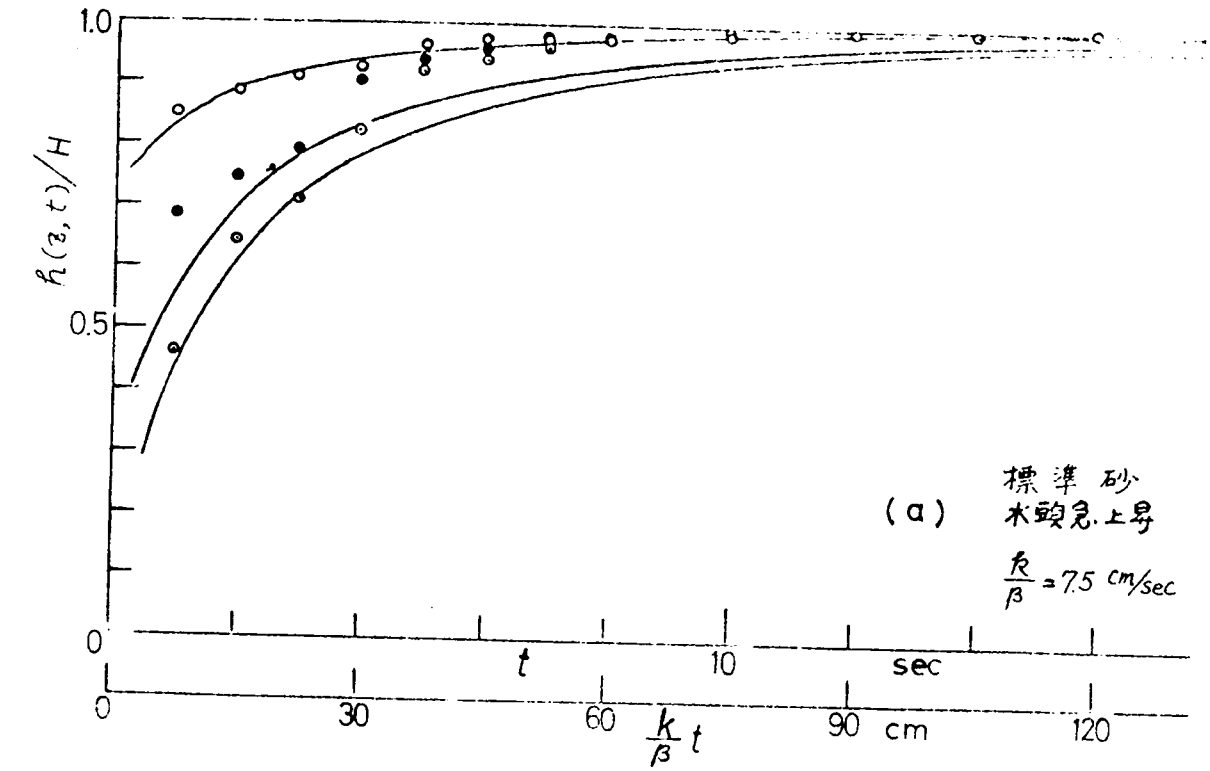


Fig. 1. 2. 3 5 水頭比の時間的变化 (上昇浸透)

(a) 標準砂 (b) 粗砂

毛管帯の高さを $h_k = 15.8 \text{ cm}$ とした根拠は、実験結果の図 1.2.3 4 (a) に得られている水頭が自由水面より土柱表面の高さまでの落差が 15.8 cm のとき ($t = 3 \sim 4 \text{ sec}$ のとき)、急に上昇していること、すなわちこのとき自由水面上の毛管帯が 15.8 cm あつて、砂表面に下から浸出してくる水によつて膜ができていたものが間げき空気の散逸のために破れたものと考えられる点にある。

粗砂に対する実験結果も同様にして図 1.2.3 4 (b) および図 1.2.3 5 (b) が得られる。粗砂の場合の毛管帯に関しては 2 cm 相当のものが図 1.2.3 4 (b) の $t = 56 \sim 58 \text{ sec}$ に認められているので、 $h_k = 2 \text{ cm}$ として実験値と解析式を比較して図 1.2.3 5 (b) に示した。このとき係数 k/β の値は $k/\beta = 1.0 \text{ cm/sec}$ のときよく両者が一致している。

標準砂と粗砂に対する各結果を比較すると、粗砂の場合の方が解析式はよく合う傾向にある。しかし、毛管帯の考慮は単なるその大きさを $h_k = \text{const}$ としている程度では細粒土に対しては十分でないようである。

2.4.5 排水 I (湛水位の変化) の実験結果と考察

湛水面が砂柱内に消えるまでの時間は式 (1.2.8 2) で解析的に表わされる。豊浦標準砂に対する実験では、式 (1.2.8 2) のパラメーターは $H = 36.1 \text{ cm}$, $h(0) = 3.2 \text{ cm}$, $\rho = 39.5 \text{ cm}$ としていて、観測によると $t_e = 191 \text{ sec}$ であつたので、透水係数は $k = 1.72 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ なる値を得る。一方、砂柱内部の水頭は解析によると式 (1.2.8 1) で表わされる。観測パイプ №1 ($z = 7 \text{ cm}$), №2 ($z = 18 \text{ cm}$), №3 ($z = 23 \text{ cm}$) によつて測定された水頭変化を式 (1.2.8 1) に従つて整理すると、図 1.2.3 6 (a) のようになる。

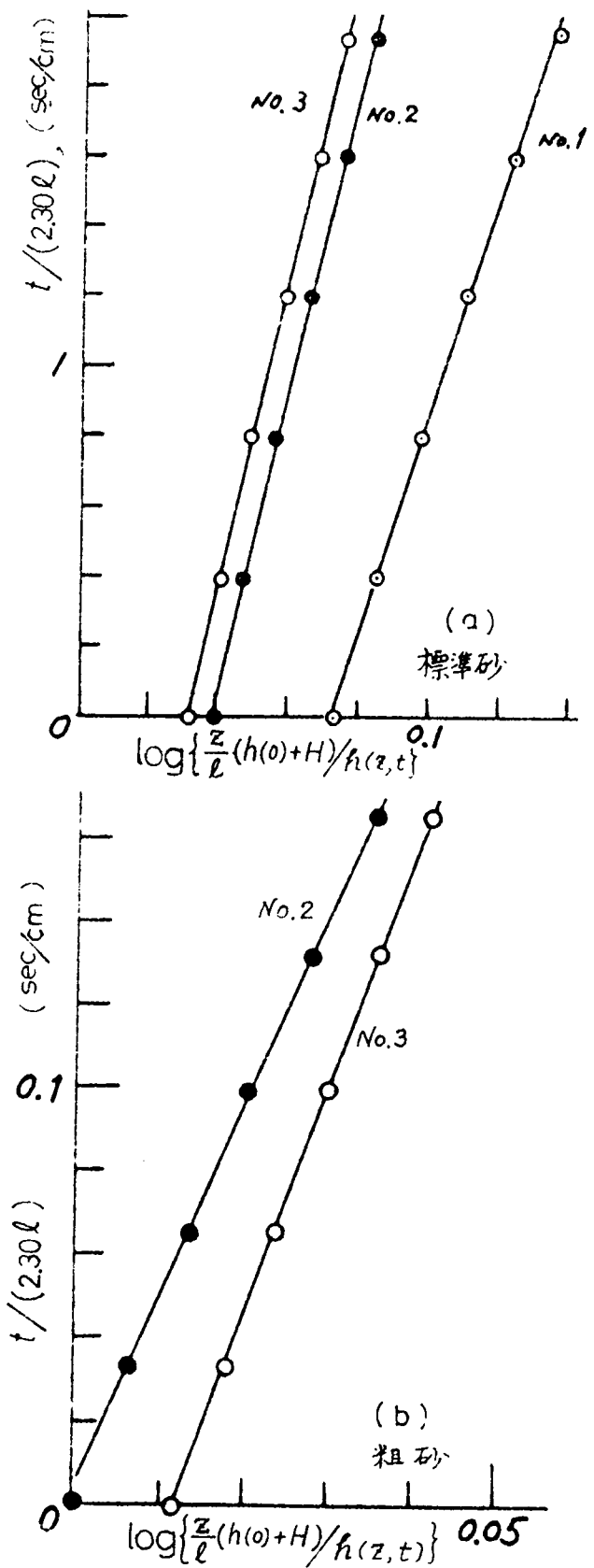


図1.2.3.6 排水I (湛水位低下) における $\frac{t}{2.30l}$ と $\log \left\{ \left(\frac{z}{l} \right) \cdot \frac{(h(0)+H)}{h(z,t)} \right\}$ の関係
 (a)標準砂, (b)粗砂

式(1.2.81)によれば, t/l と $\log \left\{ \left(\frac{z}{l} \right) \cdot \frac{(h(0)+H)}{h(z,t)} \right\}$ の関係は原点を通る

直線関係となるはずであるけれども、どの観測値もずれが同じ方へ生じている。横座標の対数の真数部の分子 $(z/\ell) \cdot (hb) + H$ は、初期の定常状態に発生しているべき水頭であり、分母の $h(z, t)$ は実際の観測した水頭である。したがって、ずれの原因は初期の定常状態の水頭がすでに理論的に予想できるものより小さくなっていたことにあると考えられる。このずれは非定常変化過程でも残っていて、3本の観測結果はほぼ平行した直線となつている。定常状態の観測水頭が小さくなる原因は不明であるけれども、間げき空気の存在に起因するバラツキのような、不飽和特性によるものと考えられる。しかしながら、水頭の変化そのものは解析式(1.2.81)の示すような直線的变化を示していることが理解される。この変化からそれぞれの観測値より透水係数 k が表1.2.6のように算出される。

表1.2.6 湛水位の変化の観測値から算出される透水係数(標準砂)

観測パイプ	№1	№2	№3
観測点 z (cm)	7	18	23
透水係数 k (cm/sec)	3.06×10^{-2}	2.26×10^{-2}	2.05×10^{-2}

表1.2.6に得られた透水係数はさきに湛水面が砂中に消えるまでの観測時間から求めた値 1.72×10^{-2} cm/secよりかなり大きくなつている。一方、初期の定常浸透状態における流量からも透水係数が算出できて、約 2.6×10^{-2} cm/secが得られている。このように式(1.2.82)から算出される透水係数が小さめになることは、次の粗砂の実験結果にも若干現われているが、砂柱上下の境界面における水頭損失の発生に起因するのではないかと思われる。

一方、粗砂に対する実験結果の整理を行なうと、図1.2.36(b)のようである。さきに、式(1.2.82)により透水係数を求めると、この場合には $H=36.2$ cm, $h(0)=3.1$ cm, $l=39.5$ cmとして湛水面の消える時間 $t_e=18$ secから $k=1.80 \times 10^{-1}$ cm/secが得られる。さて、図1.2.36(b)を(a)と比較するとわかるように、粗砂の方が初期の定常時における水頭分布は式(1.2.77)で表わされるものに近いようであつて、細砂の方が間げき空気などの影響を受け易い傾向にあることを指摘できる。

表1.2.7 湛水位の変化の観測値から算出される透水係数(粗砂)

観測パイプ	№1	№2	№3
透水係数 (cm/sec)	—	2.17×10^{-1}	1.82×10^{-1}

2.4.6 排水Ⅱ(土柱内の水面降下)の実験結果と考察

自由水面が土柱内を降下する排水現象は式(1.2.85)と式(1.2.86)、あるいは式(1.2.90)により解析的に表現される。

標準砂と粗砂に対する実験結果は図 1. 2. 3 7 の (a) と (b) にそれぞれ観測されている。

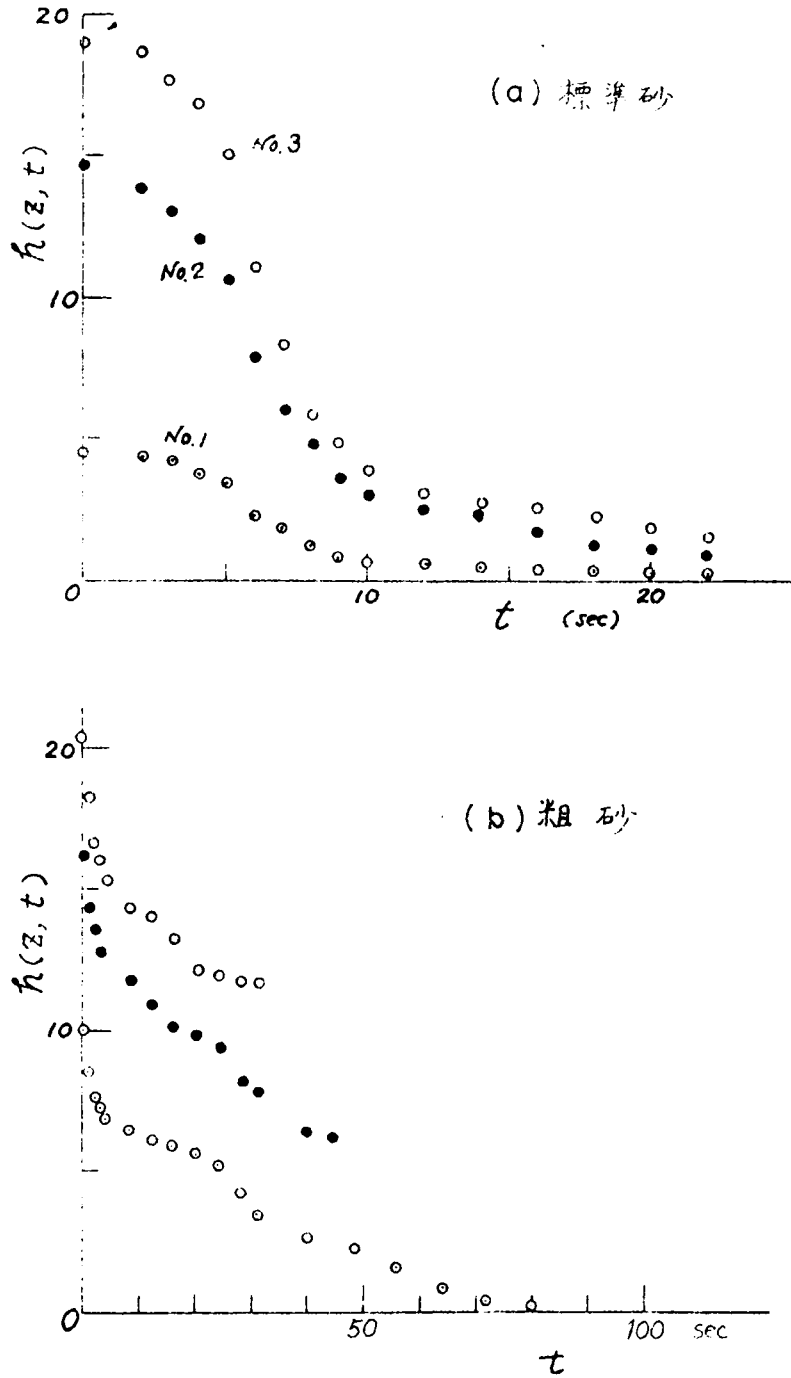


図1.2.37 排水Ⅱ（自由水面の降下）における水頭の時間的变化
(a)標準砂, (b)粗砂

標準砂の場合には3つの観測点の水頭は時間経過につれて、すべて0に漸近している。しかし粗砂の場合にはNo.3の $z = 2.3\text{ cm}$ の水頭は1.2cm程度までは低下するが、それ以上の低下は進行しない点が注目される。しかし粗砂でも $z = 7\text{ cm}$ の位置 (No.1) の水頭は0まで低下しきつている。図 1. 2. 3 8 は観測点の高さと土柱底面に与えている水頭面の高さの関係を明示するものである。

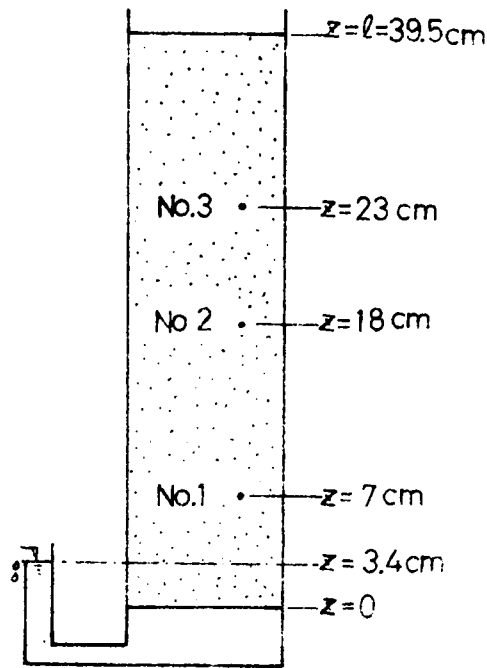


図 1.2.38 鉛直土柱と水頭測定点

砂柱内の水面は長時間経過後には、 $z_f = \delta$ に落ち着く。この状態で考えると、上述の観測点はすべて自由水面より上に位置するので、どの位置でも負圧を観測しているのである。自由水面より観測位置までの高さに相当する大きさの負圧が生じるならば、結果的に水頭は 0 になる。上述したように、標準砂ではこのような状態が成立しているわけである。しかし粗砂では、No.1 の $z = 7 \text{ cm}$ で最終自由水面の高さより $z - \delta = 3.6 \text{ cm}$ ($\delta = 3.4 \text{ cm}$) だけ上に位置しているが、水頭は 0 に漸近している(図 1.2.37(b)参照)。このことは、標準砂では少なくとも $23 - 3.4 = 19.6 \text{ cm}$ までの高さの間げき水圧は、平衡状態になると自由水面からの高さに等しい負圧が生じ得ることを意味し、粗砂では自由水面より 3.6 cm の高さの間げき水の負圧はその位置水頭に等しい大きさのものを生じうるけれども、 $18 - 3.4 = 14.6 \text{ cm}$ 以上も高い点での間げき水は、その位置水頭に等しいような大きな負圧を発生させられないことを意味する。これらのことはその砂の毛管帯の大きさに依存するものと考えられる。すなわち、標準砂では圧力の観測点がすべて重力水とつながっている毛管帯の範囲に入っていたのに対して、粗砂では No.1 のみが毛管帯の中に入っていて、No.2 や No.3 では排水の途中で毛管帯よりも高くなってしまうと、この位置での間げき水は重力水と不連続になり、いわゆる理想平衡土層で生じるほどの負圧が間げき水圧として発生しない状態になっていると考察される。

以上のように実験で観測されている水頭変化は複雑であるけれども、これを先述した簡単な解析的關係と対比してみよう。

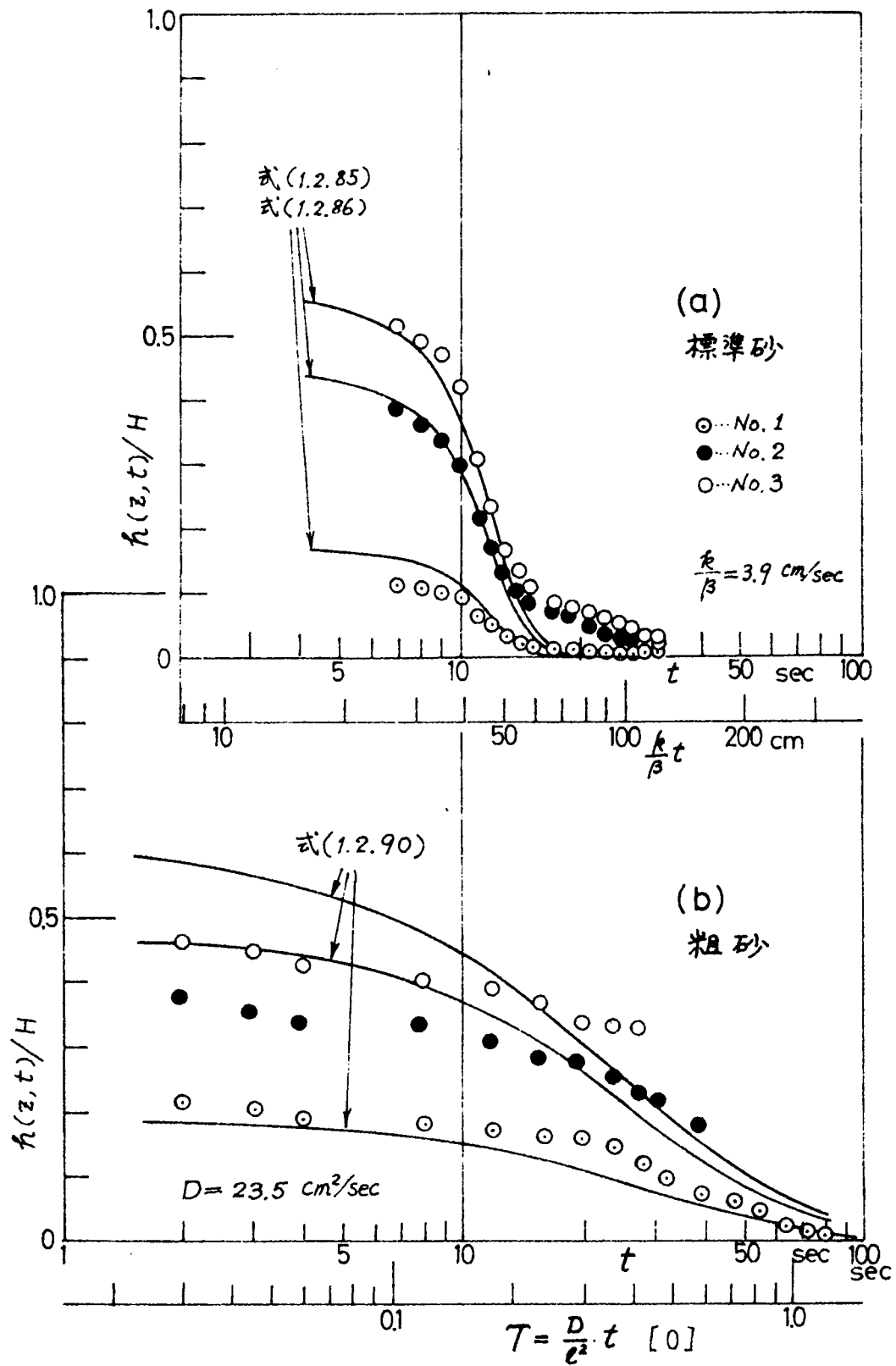


图 1. 2. 39 水頭比の時間的変化 (排水Ⅱ)

図 1.2.3 9 は標準砂(a), 粗砂(b)に対してそれぞれ式(1.2.85)と式(1.2.86)の組合わせた関係, 式(1.2.90)を対応させて, 合致するように定数を選んで描いたものである。図 1.2.3 9(a)の標準砂の水頭変化はかなり速いが, 平衡状態に近づくとゆるやかに低下している。このときの係数 k/β の値は 3.9 cm/sec と算出される。さて, 式(1.2.86)は元来間げき水圧が正の部分で連続の式(1.2.33)とダルシーの法則(透水係数が一定のときのもの)とから導かれる関係であるが, これは負圧の毛管帯領域でも成立していると考えられる。この影響が図 1.2.3 9(a)の標準砂の結果に端的に現われているということができる。

図 1.2.3 9(b)の粗砂の水頭変化については, とくに M_2 と M_3 のものは途中で低下が止つてしまうため, M_1 の水頭変化に注目して, 上述の 2 種類の解析式と比較したところ式(1.2.90)に近いことが認められた。この関係は漸変する含水比分布を仮定したもので, 式(1.2.32)の連続式を用いて誘導されたものである。前節の水平一次元浸透現象では, この種の関係はむしろ細粒土の土試料に対してよいと考察されているので, 上述の粗粒土の鉛直排水現象には従来の見方とは違った面からの考察が必要なようである。図 1.2.3 9 のような水頭が低下してしまうまでの時間が土柱の排水に必要なとするならば, 図 1.2.3 9 の(a)と(b)とを比較すると明らかなように, 標準砂の方がきわめて速く排水する。しかるにそれぞれの透水係数は標準砂で約 $2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$, 粗砂で約 $2 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ であつて後者の方が約 10 倍大きい。一方, 自由水面が変化する非定常現象の速さは k/β の値の大小によつておおよその見通しが得られる。そこで上述の問題を k/β なるパラメーターの値を計算して比較してみよう。

図 1.2.3 9(b)の実験値と式(1.2.90)との整理によれば, 水分伝導係数(Diffusivity) D は Fitting method により求められ,

$$D = \frac{2}{t} \cdot T = 39.5^2 \times \frac{1}{66} = 23.5 \text{ cm}^2/\text{sec}$$

が得られる。 D は式(1.2.87)などにおいても示してあるように, $D = k/c$ (c : 比水分容量)である。この関係に, $D = 23.5 \text{ cm}^2/\text{sec}$ と $k = 2 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ を用いると, $c = 8.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$ なる値が得られる。比水分容量 c と貯留係数 β との関係は次のように考えられる。「貯留係数(有効間げき率) β は浸透または排水にともなう含水率 θ の変化量である。すなわち

$$\beta = \left| \int_{\theta_i}^{\theta} d\theta \right|, \quad d\theta = \frac{\partial \theta}{\partial z} \cdot dz + \frac{\partial \theta}{\partial t} \cdot dt \quad (1.2.91)$$

ここに $\theta = \theta(z, t)$, $\theta_i = \theta(z, 0)$

一方, 近似的に次式が成立する。

$$d\theta = \frac{\partial \theta}{\partial p} \cdot \frac{\partial p}{\partial z} dz + \frac{\partial \theta}{\partial p} \cdot \frac{\partial p}{\partial t} dt = c \cdot dp$$

$$\therefore c = \frac{d\theta}{dp} \quad (1.2.92)$$

式(1.2.92)は c が元来式(1.2.19)で定義される偏微分関係のものであるけれども、近似的に常微分関係で表現したわけである。比水分容量 c が一定であるとすると、

$$\beta = \int_{P_i}^P c dp = c \cdot |P - P_i| \quad (1.2.93)$$

が得られる。式(1.2.93)によれば、これまでに定数的に取扱ってきたし、以後でもそう取扱う貯留係数 β というものは場所的・時間的に変動して、圧力の関数のようになっていくことがわかる。いま一次元領域 ($0 \leq z \leq 1$) で浸透が定常状態になって、浸潤が終了するまでの時間を τ とすると、平均貯留係数(平均有効間げき率) β_m は

$$\begin{aligned} \beta_m &= \frac{1}{\ell\tau} \int_0^\ell \int_0^\tau c \cdot |P - P_i| dz dt \\ &= c \cdot |P_m - P_i| \end{aligned} \quad (1.2.94)$$

ここに

$$P_m = \frac{1}{\ell\tau} \int_0^\ell \int_0^\tau p dz dt$$

で表わされる。ここに得られた β_m を近似的に β と等しいと考えると、次の関係式：

$$\frac{k}{\beta} = \frac{k}{c \cdot |P_m - P_i|} = \frac{D}{|P_m - P_i|} \quad (1.2.95)$$

が導かれる。上述の排水実験では、圧力変化の最大量は $H = 36.1 \text{ cm}$ である。したがって $|P_m - P_i| = 18 \text{ cm}$ とみなされる。この値を式(1.2.94)に用いて、 k/β を求めると、 $k/\beta = 1.3 \text{ cm/sec}$ なる値が得られる。念のため、 β を計算すると $\beta = 8.5 \times 10^{-3} \times 18 = 0.15$ なる値が得られる。

さて標準砂の k/β 値が 3.9 cm/sec であつたから、上に得られた粗砂の 1.3 cm/sec はかなり小さい。とくに透水係数の大きさを考慮に入れると、標準砂の貯留係数 β は 1×10^{-2} の大きさであることになる。排水過程における貯留係数は土の単位体積から排出される水量という意味をもつから、産出率(Specific yield)ともよばれる。このような意味での貯留係数 β は、第3章に述べる現地の非定常揚水試験(不圧地下水の場合)からも報告されているが、きわめて小さくなる。とくに細粒土の場合にはこの傾向が強い。

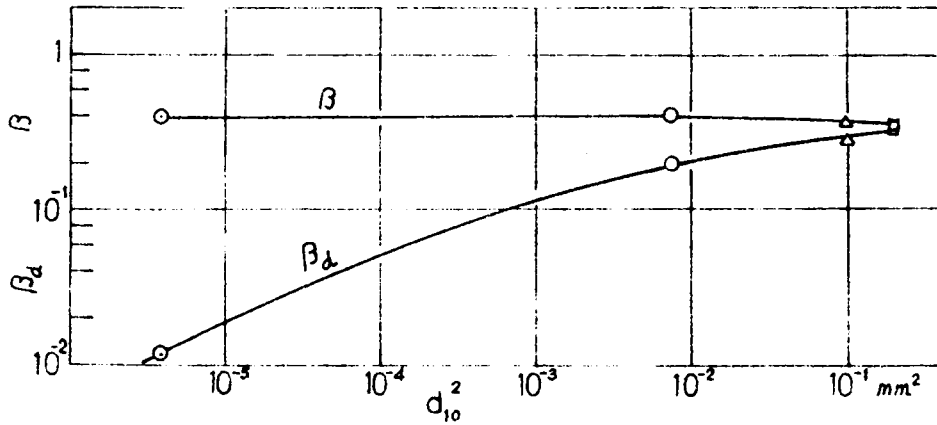


図1.2.40 浸透過程と排水過程の貯留係数

図1.2.40には、2.3節の水平一次元浸透・排水実験に用いた粗砂（この節で用いているものと同じ）、細砂、豊浦標準砂、長良川堤防土に対して、全間げき率はすべての試料で $n=0.41\sim0.45$ にしてあるが、浸潤過程終了後の β とかなり長時間にわたって大気中排水した後の β_d とが比較されてある。⁴⁸⁾ 明らかに、貯留係数は浸透過程ではほぼ一定であるけれども、排水過程では土粒子粒径が小さくなるときわめて小さくなることがわかる。

さて、排水実験における湛水位変化の過程と土柱内を自由水面が降下する過程の全過程に対して、標準砂の場合の砂柱内の水頭分布と圧力水頭分布の各時間的变化は図 1.2.4 1 のようである。とくに、図 1.2.4 1 (b) の圧力水頭分布の時間的变化から、標準砂の毛管帯内の圧力水頭は終局的には植下などの指摘している、⁸⁾ いわゆる理想平衡土層内の熱力水頭に漸近してゆくことが理解される。

2.4.7 鉛直一次元浸透と排水に関する結論

この節では、鉛直一次元の浸透と排水の基本的現象に対する数種の実験を行ない、その結果を 2.2 節で述べた基本式に基づく解析式によつて整理し、種々の比較・考察を加えた。得られた事項のおもなものを要約すると次のようである。

(1) 自由水面を境界として急変する含水比分布を仮定した式 (1.2.33) を連続の式として採用し、かつ水頭の鉛直方向の直線的分布を仮定した解析によると、たとえば鉛直上昇浸透は自由水面上に飽和した毛管帯の厚さを考慮した式 (1.2.75) と式 (1.2.2.76) で表わされ、鉛直排水Ⅰの湛水位低下中の排水は式 (1.2.80) と式 (1.2.881) で表わされ、排水Ⅱの自由水面が鉛直土柱内を降下する排水現象は式 (1.2.85) と式 (1.2.86) で表わされる。

(2) これらの解析式によつて粗砂と豊浦標準砂の鉛直上昇浸透がかなりよく説明されること、湛水位低下中の排水現象はとくによく表現されること、自由水面が降下する豊浦標準砂柱内の排水現象もよく表現されること、などが実験的に確かめられた。

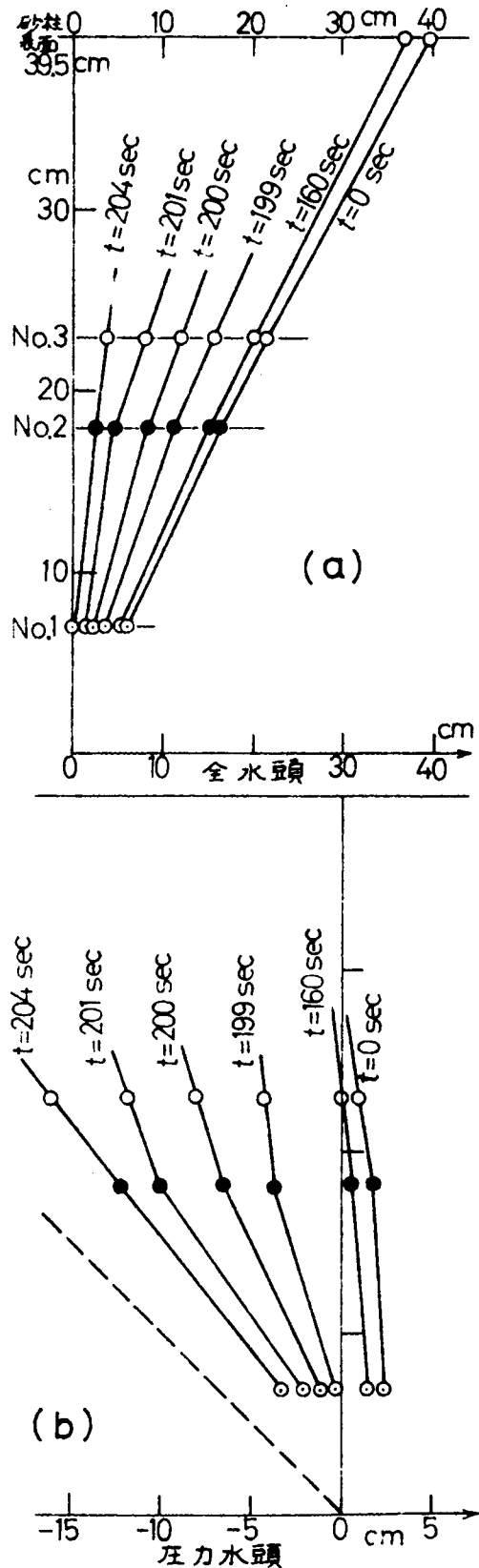


図1.2.4 1 水頭分布の時間的变化(標準砂)
(a)全水頭, (b)圧力水頭

(3) 上述のように、連続の式に式(1.2.33)の形のものを用いると、土の貯留係数 β に対する透水係数 k の比 k/β は自由水面が変動する非定常浸透・排水の解析には必ず現われる。一方、連続の式に式(1.2.32)の形のものを用いると、 k/c (c :比水分容量)なる比が現われる。 β と c との間には、たとえば式(1.2.93)に示した近似的な関係がある。貯留係数 β は有効間げき率ともよばれるが、これは浸透過程では土中に貯えられる水量の割合を表わし、排水過程では土中から排出される水量の割合を表わす。浸透過程の β は土の種類によらないで一定に近いが、排水過程の β は、全間げき率が一定のとき、土の粒径が細くなるときわめて小さくなる。

2.5 準一次元非定常浸透流に関する研究⁴³⁾

2.5.1 概説

本章の第2節では、土中水運動の基本的関係式について述べ、第3節と第4節では基本的な一次元の浸透と排水に関する実験的考察の結果を述べた。この節では、実際の河川堤防内の浸透のように、さらに複雑な二次元問題を究明するために、簡略化したモデルとしての長方形の直立堤体内の非定常浸透の問題を準一次元解析法によつて考察する。

本論文の第1章に述べたように、洪水時の木津川堤防内の浸潤面の御測から、実際の土堤中の浸潤面の時間的変化は非定常というよりも、外水位変化に対する応答が早く、定常状態が生じ易いことが指摘され、それは堤体基礎地盤の透水性が大きいことに起因していると推論された。⁵⁵⁾この節では、この問題の検討の意味も含めて上述の直立堤体に関する砂模型実験と Hele-Shaw 模型実験による考察結果について述べ、滞水層内の浸透は熱伝導型の基本式によりかなりの精度で解析可能であることを示す。さらにこの種の非定常浸透問題における重ね合わせの原理の適用を実験例について検討し、比較的良好的な結果が得られること、および相似律に関する考察結果について述べる。

図1.2.5の直立堤体内の非定常浸透に関する基本式は、鉛直成分を無視する「準一次元」の仮定をおくと、運動の式としての式(1.2.36)および連続の式としての式(1.2.37)から得られる式(1.2.38)、式(1.2.39)および式(1.2.40)で表わされることを示した。その際、連続の式では図1.2.5の PP' 面からの流入や QQ' 面からの流出は無視できると近似している。図1.2.5のように初期水位 H_0 があつて、水面形が上に凹な形状のとき、おもな浸透水流は初期水面下に生じるが、 $H_0 = 0$ すなわち不透水面が O 点面にくると、水面はむしろ上に凸な傾きをもつ形状となり、 PP' 面での流入や QQ' 面での流出を省略することはできなくなる。そのうえ、この部分は自由水面近傍で不飽和土中への浸潤という形態となるから、自由水面の上下では土の飽和度は著しく相違している。飽和度が増大すると k も増大する。⁵⁶⁾また土の貯留係数(有効間げき率) β は連続の式の中に入っているが、すでに2.3節で述べたように、これが初期

飽和度に依存する。この β は間げき率のうちで浸透水によつて占められる部分から初期土中水分によつて占められる部分を差し引いたものと定義される。したがつて、同一の土に対してでも初期飽和度が大きい土中の β は小さく、初期飽和度が小さい土中の β は大きくなる。さらに自由水面の上部には毛管水帯が存在しているから、水位変動の幅と毛管水上昇高さとの大小関係により、土の初期飽和度とともに貯留係数 β の大きさも場所的に変動することになる。

このような観点よりすれば、従来の解析式 (1.2.36), (1.2.37), (1.2.38) は初期水位 H_0 が相当大きい場合の浸透 ($H < H_0$) を近似的に表現しているが、境界における外水位変化 H が割合大きい場合や、 $H_0 = 0$ という不透水性基礎上の堤体内の浸透は、透水係数 k や貯留係数 β の場所的、時間的変化を考慮に入れなければならず、式 (1.2.40) が十分な近似式であるかどうか疑点が残る。しかし現段階では、初期水位をもつ浸透 (以下では滞水層内の浸透という) が式 (1.2.39) という熱伝導型の線形偏微分方程式で表わされるのに対し、不透水性基礎上の浸透は式 (1.2.40) の非線形偏微分方程式で表わされることになり、この点で両者の相違を究明することができる。ここでは、このような点から滞水層内の浸透と不透水性基礎上の浸透のそれぞれの特徴を対比させながら、考察を進める。

2.5.2 滞水層内の浸透

滞水層内の浸透は式 (1.2.39) が基礎式となる。式 (1.2.39) を初期条件および境界条件、

$$h(x, 0) = 0, \quad h(0, t) = H \quad (t > 0) \quad (1.2.96a)$$

$$h(\infty, t) = 0 \quad (t > 0) \quad (1.2.96b)$$

で解くと、

$$\frac{h(x, t)}{H} = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x/\ell}{2\sqrt{T_0 t}}} e^{-\lambda^2} d\lambda = \text{erfc}\left(\frac{x/\ell}{2\sqrt{T_0 t}}\right) \quad (1.2.97)$$

ここに $T_0 = kH_0 t / (\beta \ell^2)$

を得る。ただし ℓ は砂モデルの長さであつて、上式では消去されて解の中に入つてこない量であるが、後の便宜のため付加したものである。これは半無限に拡がる浸透を表わしているが、図 1.2.5 のように有限な距離 ℓ に境界があるとき、 $x = \ell$ の条件として、浸出面の水圧は大気圧に等しく、水頭は位置のポテンシャルだけになるから、

$$h(\ell, z, t) = z + p / \rho g = z \quad (1.2.98)$$

とするべきであるが、準一次元の仮定のもとでは、

$$h(\ell, t) = 0 \quad (1.2.99)$$

と考える。式(1.2.96a)と式(1.2.99)を満足する式(1.2.39)の解を求めると、 T_0 の小さい範囲で、

$$\frac{h(x, t)}{H} = \sum_{n=0}^{\infty} \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{2n+x/\ell}{2\sqrt{T_0}}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{2(n+1)-x/\ell}{2\sqrt{T_0}}\right) \right] \quad (1.2.100)$$

ここに $T_0 = kH_0 t / (\beta \ell^2)$

が得られ、 T_0 が大きい範囲での評価は、

$$\frac{h(x, t)}{H} = 1 - \frac{x}{\ell} - \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{1}{n} e^{-n^2 \pi^2 T_0} \cdot \sin \frac{n \pi x}{\ell} \right\} \quad (1.2.101)$$

ここに $T_0 = kH_0 t / (\beta \ell^2)$

で与えられる。⁵⁷⁾ T_0 は無次元値であつて、時間係数ともよばれる。その必要な変化範囲は、計算によると $10^{-4} \sim 1$ である。その両極値付近の T_0 の値に対しては、式(1.2.100)と式(1.2.101)からそれぞれ計算される h/H は若干異なるが、ほぼ等しい。後述するように、浸透流量を求める際には、これらの式をそれぞれ x で偏微分することになるので、その違いは明確になつてくる。流量変化は相当時間経過を要するので、式(1.2.101)から算定するのが合理的である。

図1.2.5の滞水層内の浸透流量 $q(x, t)$ は、ダルシーの法則にしたがつて、

$$q(x, t) = -k(H_0 + h) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.2.102)$$

と表わされる。水頭 h には先述したように式(1.2.101)を用いて、

$$q(x, t) = \frac{kH^2}{\ell} \cdot \left[\frac{H_0}{H} + \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) - \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{1}{n} e^{-n^2 \pi^2 T_0} \sin \frac{n \pi x}{\ell} \right\} \right] \\ \times \left[1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-n^2 \pi^2 T_0} \cos \frac{n \pi x}{\ell} \right] \quad (1.2.103)$$

$$\therefore q(0, t) = \frac{kH(H_0 + H)}{\ell} \cdot \left[1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-n^2 \pi^2 T_0} \right] \quad (1.2.104)$$

$$\therefore q(\ell, t) = \frac{kHH_0}{\ell} \cdot \left[1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-n^2 \pi^2 T_0} \cos(n\pi) \right] \quad (1.2.105)$$

$$q(0, \infty) = \frac{kH(H_0 + H)}{\ell} \quad (1.2.106)$$

$$q(\ell, \infty) = \frac{kH H_0}{\ell} \quad (1.2.107)$$

式(1.2.106)と式(1.2.107)の差 kE^2/ℓ は、上述のように熱伝導理論を浸透現象に適用した結果生じたものであり、一定断面中を伝わる熱伝導現象には現われない量である。浸透現象では断面積が場所的、時間的に変化するので、たとえ定常流となつても、流線は水平ではなく、水頭分布も直線分布とはならない。この誤差を除去するためには、非線形の偏微分方程式(1.2.88)を解かねばならない。ここでは一応、定常流の流量は上の $q(0, \infty)$ と $q(\ell, \infty)$ の平均になるとする。すなわち

$$q_{\text{mean}} = k \left(H_0 + \frac{H}{2} \right) \cdot \frac{H}{\ell}$$

一方、自由水面をもつ流れでは、毛管水帯を流れる水量は無視されない。Averjanov によれば最大毛管上昇高 H_c の約 $1/3$ の部分が有効である。⁵⁸⁾ したがつて、全流量 q_0 は、

$$q_0 = k \left(H_0 + \frac{H}{2} + \frac{H_c}{3} \right) \cdot \frac{H}{\ell} \quad (1.2.108)$$

この q_0 が式(1.2.106)の $q(0, \infty)$ 、式(1.2.107)の $q(\ell, \infty)$ に近似的に等しいと考へて、式(1.2.104)と式(1.2.105)に用いて、それぞれを q_0 で除去すると、

$$q(0, t)/q_0 = 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-n^2 \pi^2 T_0}}{\pi} \quad (1.2.109)$$

$$q(\ell, t)/q_0 = 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-n^2 \pi^2 T_0}}{\pi} \cos(n\pi) \quad (1.2.110)$$

さて、これまでのところでは、式(1.2.96a)で与えられる急激な外水位上昇(いわゆるステップ上昇)に対する解析式について述べた。いま外水位が一定速度 u_0 で上昇すると、

$$h(x, 0) = 0, \quad h(0, t) = u_0 t \quad (t > 0) \quad (1.2.111)$$

なる条件と式(1.2.96b)を満足する式(1.2.39)の解は次式で与えられる。⁵⁹⁾ すなわち、式(1.2.97)に対応して、

$$\frac{h(x, t)}{u_0 t} = (1 + 2\lambda^2) \operatorname{erfc}(\lambda) - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \lambda e^{-\lambda^2} \quad (1.2.112)$$

ここに $\lambda = (x/\ell) \wedge (2\sqrt{T_0})$

さらに、有限距離の境界で定水位を与える条件式(1.2.99)と式(1.2.111)を満足する式(1.2.39)の解は次式で与えられる。

$$\frac{h(x, t)}{u_0 t} = \sum_{n=0}^{\infty} \left[(1+2\xi^2) \cdot \text{erfc}(\xi) - (1+2\zeta^2) \text{erfc}(\zeta) - \frac{2}{\sqrt{\pi}} (\xi e^{-\xi^2} - \zeta e^{-\zeta^2}) \right] \quad (1.2.113)$$

ここに

$$\xi = \frac{2n+x/\ell}{2\sqrt{T_0}}, \quad \zeta = \frac{2(n+1)-x/\ell}{2\sqrt{T_0}} \quad (1.2.114)$$

上に得られた式(1.2.100)と式(1.2.113)の各関係は図1.2.42に示した。

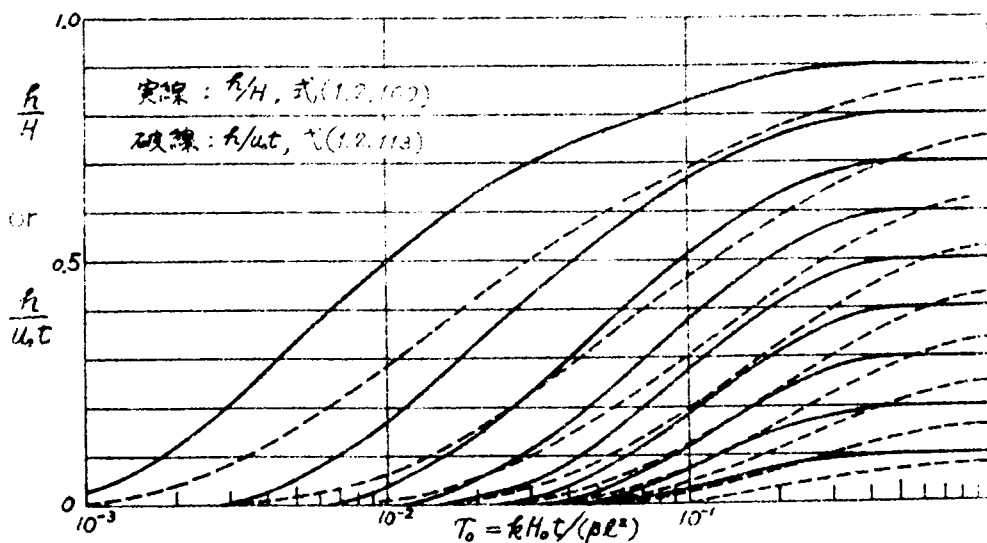


図1.2.42 式(1.2.100)と式(1.2.114)の各関係

上昇比 h/H と $h/u_0 t$ を比較すると、前者の方が大きく変化も速いことが認められる。

さて、以上の滞水層内の浸透 ($H < H_0$) に対して外水位変化 H が H_0 と同程度の場合を考えよう。基本的な式(1.2.38)または式(1.2.40)は非線形であるので、従来これを解くため、近似的手段として線形化の手法がとられてきた。たとえば、Vladimirescu and Lates は基本式を

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{\beta} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(h \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{k\tilde{h}}{\beta} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = a^2 \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (1.2.115)$$

ここに $a^2 = k\tilde{h}/\beta$

と変形し、 \tilde{h} を実験的に決定されるべき線形化のパラメータとして扱っている。このとき式(1.2.40)の解は実験的に

$$\frac{h(x, t)}{H} = \text{erfc} \left(\frac{x}{2a\sqrt{t}} \right) \quad (0 \leq t < t_1) \quad (1.2.116)$$

$$\left\{ \frac{h(x, t)}{H} \right\}^2 = \text{erfc} \left(\frac{x}{2a\sqrt{t}} \right) \quad (t > t_1) \quad (1.2.117)$$

ただし t_1 は外水位のステップ上昇 H の持続時間

で近似できるとしている。式(1.2.116)は式(1.2.115)から導かれるものであつて、第1の線形化法とよばれるが、⁶⁰⁾ 式(1.2.117)は第2の線形化法とよばれる式、

$$\frac{\partial h'}{\partial t} = \frac{k\tilde{h}}{\beta} \frac{\partial^2 h'}{\partial x^2} = a^2 \frac{\partial^2 h'}{\partial x^2} \quad (1.2.118)$$

ここに $h' = h^2$, $a^2 = k\tilde{h}/\beta$

から導かれることが確認できる。しかし、外水位の上昇期間中は第1の方法が、外水位がなくなつてからは第2の方法がそれぞれ合理的であるという十分な理論的根拠はない。さらに \tilde{h} を実験的に決定されるべきパラメーターとしたことは問題を残して、今後の解析的研究に待たねばならない。なお、Polubarinova-Kochina はこの種の問題に対して small parameter method を用いて近似解を求めているけれども、⁶⁰⁾ まだ図表化されていない。

2.5.3 不透水性基礎上の浸透

初期水位 $H_0 = 0$ の場合、基本式は式(1.2.40)となるか、あるいは k や β の場所的、時間的変動などを考慮した全然別の形の式になると考えられる。

いま浸透流線はすべて水平であると仮定し、不透水性基礎から自由水面までの高さを z_f 、その点までの境界からの距離を x_f とすると、

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{\beta} \cdot \frac{H - z_f}{x_f} \quad (1.2.119)$$

この式を $t = 0$ において $x_f = 0$ なる条件で積分すると、

$$\frac{z_f}{H} = 1 - \frac{\beta}{2kH} \cdot \frac{x_f^2}{t} = 1 - 2 \cdot \left\{ \frac{x_f/\ell}{2\sqrt{T}} \right\}^2 \quad (1.2.120)$$

ここに $T = kHt / (\beta \ell^2)$

なる放物線形の自由水面を得る。

式(1.2.120)は自由水面に着目した観点から導かれるが、不透水性基礎の近くの水は被圧されていて、水平方向にだけ流れると考えてみよう(これを被圧一次元流という)。このとき基本式は、

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{H}{x_f}, \quad u(t) = \beta \cdot \frac{dx_f}{dt} = k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.2.121)$$

である。もちろん境界の水位変化 H としてはステップ上昇を考えている。式(1.2.121)の2つの式を組み合わせて、積分すると、

$$\frac{h(x, t)}{H} = 1 - \frac{\beta}{\sqrt{2kH}} \cdot \frac{x}{\sqrt{t}} = 1 - \sqrt{2} \left\{ \frac{x/\ell}{2\sqrt{T}} \right\} \quad (1.2.122)$$

ここに $T = kHt / (\beta \ell^2)$

なる解が得られる。式(1.2.120)は自由水面の変化の近似式であり、式(1.2.122)は不透水性基礎上の水頭分布の近似解とみなされる。

一方、内田は非定常性を境界条件に入れ、理論的解析と実験結果とから不透水性基礎上の砂質土中への浸透による自由水面形は

$$\frac{z_f}{H} = 1 - \left\{ \frac{x_f/H}{\sqrt{8/3} \alpha \sqrt{kt}/H} \right\}^{3/2} = 1 - \left(\frac{3}{2} \right)^{3/4} \left\{ \frac{x_f/\ell}{2\sqrt{T}} \right\}^{3/2} \quad (1.2.123)$$

ここに $T = kHt / (\alpha \ell^2)$, α : 土の間げき率、 x_f , z_f : 式(1.2.120)のものと同じ。で与えられることを示した。⁵⁾

式(1.2.40)を直接解く試みは Polubarinova Kochina によりなされている。⁶⁾すなわち

$$u = \frac{h}{H}, \quad \zeta = \frac{x\sqrt{\beta}}{2\sqrt{kHt}}, \quad \xi = \sqrt{2}\zeta \quad (1.2.124)$$

なる置換を行ない、差分法と級数展開とによつて

$$u = -C(\xi - C) - \frac{1}{4}(\xi - C)^2 - \frac{1}{72C}(\xi - C)^3 + \frac{1}{576C^2}(\xi - C)^4 + \dots \quad (1.2.125)$$

ここに $C = 1.14277$

なる解が求められている。

これまでに得られた種々の解を比較するために描いたのが図1.2.43である。

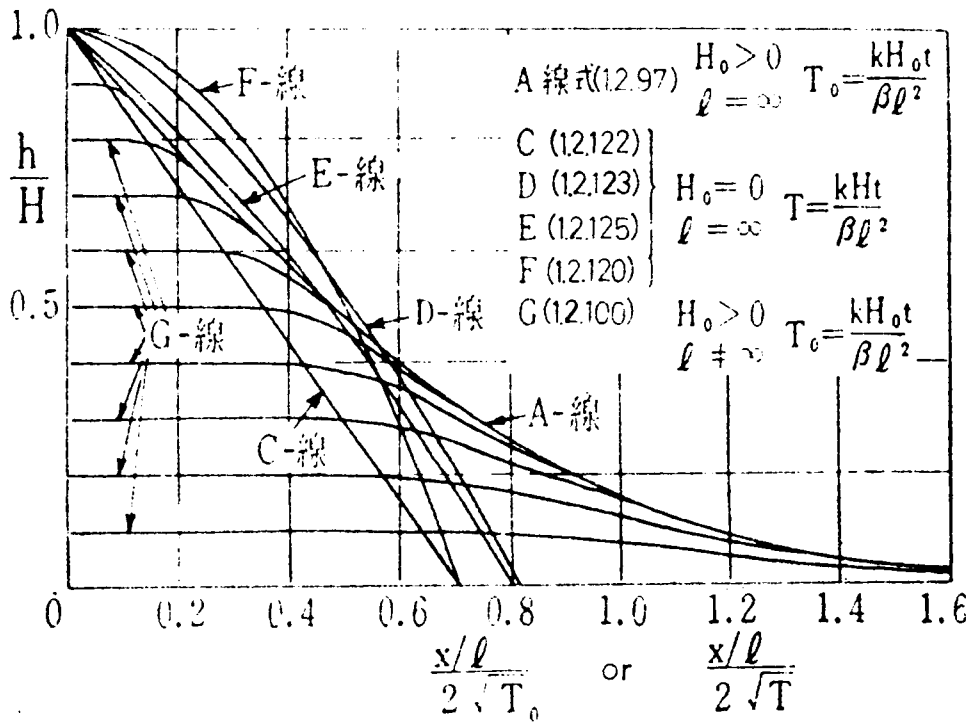


図1.2.43 種々の理論解

A線, G線は滞水層内の浸透を表わしており, B線, C線, D線, E線, F線は不透水性基礎上の浸透を表わす。G線以外の関係は一つの境界から半無限に広がる浸透を表わしているもので, これらに対しては $\ell = \infty$ である。明らかに, A線はG線の包絡線となっており, またG線はC線との交点付近から時間経過に対しても水頭はほぼ一定になっていることが注目される。

不透水性基礎上の浸透の問題で, 外水位が一定速度 u_0 で上昇する場合の解は Poluvarinova Kochina が次のように与えている。⁶⁰⁾

$$0 \leq x_f \leq \sqrt{(k/\beta) u_0 \cdot t} \text{ のとき}$$

$$z_f = u_0 t - x_f \sqrt{u_0 / (k/\beta)} \quad (1.2.126)$$

$$x_f > \sqrt{(k/\beta) u_0 \cdot t} \text{ のとき}$$

$$z_f = 0 \quad (1.2.127)$$

すなわち, 外水位が一定速度上昇するときの水面形は直線状になることがわかる。しかし, 浸透領域が有限の場合 ($0 \leq x_f \leq \ell$) に対しては, 浸潤面のフロントの先端 $x_f = \sqrt{(k/\beta) u_0 \cdot t}$ が距離 ℓ に達した後の問題として, 浸出面という下流側の境界条件を考慮した解析が必要となるけれども, これに対する研究はなく, 残されている問題である。

2.5.4 非定常浸透における重ね合わせの原理

これまでには境界の外的条件として急変する水位変化(ステップ上昇)をおもに考えたが, 現実

に起きる外的条件は不規則かつ複雑であり、この種の条件に対して逐次その解を求めることは労多
いだけである。そこで非定常浸透に対して重ね合わせの原理の適用を考える。

いま境界における水位変化が、図 1.2.4.4
の曲線のような変動の場合、これを任意の時
間で分割してゆき、段階的な水位変化に近似
させて考える。外水位のステップ変化Hが生
じたときの土堤内の水位変化の解

$$\frac{h(x, t)}{H} = f(x, t) \quad (1.2.128)$$

は既知であるとする。いま、

- (1) 浸透現象は線形式で十分表現される。
- (2) 関数形 $f(x, t)$ は H に無関係な関数
である。

- (3) $f(x, t)$ は水位の昇降に対しても不変であり、初期含水量に関与されない。

という仮定のもとで考えると、時刻 t_i でステップ上昇した水位を H_i として、重ね合わせの方法
により $h(x, t)$ は次式で表わされる。

$$h(x, t) = \sum_i H_i \cdot f(x, t - t_i) \quad (1.2.129)$$

このような考え方は、かつて洪水の流出解析に用いられた単位図法の手法に通じるものであり、
Langbein は土中の温度計算にこの種の方法を適用して良い結果を得ている。⁶¹⁾ なお上述の重ね合
わせの方法は仮定(2)に明らかなように、 $f(x, t)$ は H に対し独立な関数であることが必要なの
で、 $f(x, t)$ が H の従属関数となる不透水性基礎上の浸透計算には適用できない。すなわち厚
い滞水層内の浸透にのみ応用される。

2.5.5 準一次元浸透流の相似律について

相似律は実際の現象と模型の現象を対比するとき、両者間の力学的相似性を意義づける関係であ
る。従来準一次元非定常浸透流における相似律として提出されている関係はつぎのようである。

- (1) 矢野・山本は非定常浸透流を規定する基本式として、運動の式に非定常項を含む変形された
Navier - Stokes の法則および連続の式として速度の divergence が 0 であるという関係を用い、
流動抵抗が粘性抵抗に比べて大きいと考えて、

$$\lambda_r = 1, \quad k_r = T_r = \sqrt{L_r} \quad (1.2.130)$$

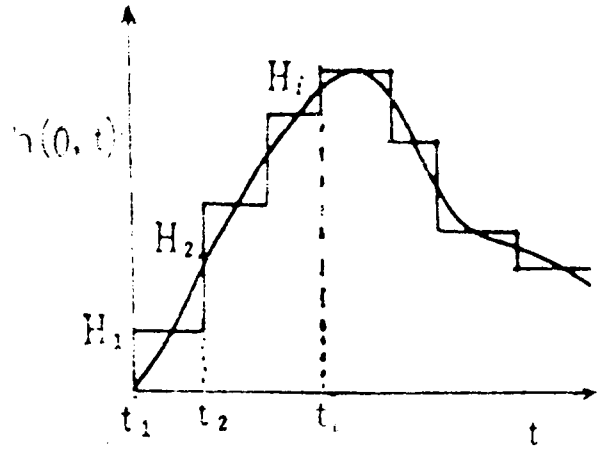


図1.2.4.4 ハイδροグラフ

を導いている。⁶²⁾ただし、 λ は間げき率、 k は透水係数、 T は時間の元、 L は長さの元、添字 r は実物の量に対する模型における量の比を表わす。

(2) 河原田は一次元浸透の場合の基本式

$$\frac{1}{\lambda_r} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{k} + \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (1.2.131)$$

について考え、次の相似律を得ている。⁶³⁾

$$k_r = \lambda_r T_r = \sqrt{\lambda_r L_r} \quad (1.2.132)$$

(3) 田中は浸透における加速度項は無視されるとして、次の関係を得た。⁶⁴⁾

$$k_r T_r = L_r \quad (1.2.133)$$

(4) 田町は実態への換算を行なう関係をダルシーの法則をもとにして次のように求めた。⁶⁵⁾

$$k_r T_r = \lambda_r L_r \quad (1.2.134)$$

(5) 吉田はダルシー数、圧力係数なる量を新しく定義しつつ、 F_r 数を加味して、田町と同結果を与えた。⁶⁶⁾

以上、考察対象がいずれも同じ非定常浸透であるのに対し、種々の立場から相似律を導いている。しかし大別すると、これらの考え方は2種に分けられる。第一は矢野・山本、河原田によるもので $\lambda_r = 1$ とすると、両者は同一の式、

$$k_r = T_r = \sqrt{L_r} \quad (1.2.135)$$

になる。ただし、これは自由水面をもつ非定常浸透という条件が連続式に導入されていない点に疑点が残る。第二は田中、田町らの考え方で、運動の式は慣性項を無視したダルシーの法則を用いている。これも $\lambda_r = 1$ とすると

$$k_r T_r = L_r \quad (1.2.136)$$

となる。式(1.2.136)は式(1.2.135)の必要条件であるが、十分条件ではなく、両式は同義でない。

さて実際の浸透現象では慣性項は小さいとされている。^{4),5)}そして現段階では、非定常浸透の基本式は式(1.2.38)であるから、

$$t = t^* T, \quad \ell = \ell^* L \quad (1.2.137)$$

なる無次元化を行なうと、

$$\frac{\partial h^*}{\partial t^*} = \frac{kT}{\beta L} \cdot \left\{ H_0^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^{*2}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 h^{*2}}{\partial x^{*2}} \right\} \quad (1.2.138)$$

となるから、モデルと実物との間に成立すべき相似律は

$$k_r T_r = \beta_r L_r \quad (1.2.139)$$

となる。ここに β は貯留係数(有効間げき率)である。

以上を要約すると、実際の浸透現象は慣性項が小さいと考えられるので、室内実験などで成立せしめるべき相似律の関係は式(1.2.139)で与えられ、とくに慣性項が大きいときは式(1.2.132)の λ を β で置き換えたもので与えられると結論される。

しかし、これらの相似律はすでに述べた初期飽和度の分布、毛管水帯の影響を考慮していないので、まだ完全なものとはいえない。毛管水帯の影響については、吉田は土の静止毛管上昇高 h_c の比 h_{cr} が長さの縮尺比 L_r に等しくなければならないとしている。³⁴⁾しかし、この関係は式(1.2.139)の関係などと同時に満足させることは、実際上きわめて困難であつて、今後検討を加えていかなければならない。

2.5.6 砂模型による実験装置と方法

実験に用いた鋼製水槽は写真1.2.3.に示すようであつて、長さ400cm、巾25cm、高さ50cm

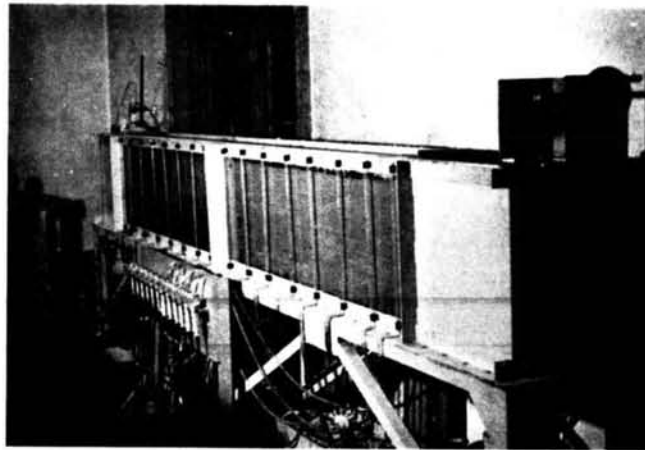


写真1.2.3. 鋼製水槽

で、前面ガラス張りとし、両端部には水位調節用の昇降できる排水管が付けられている。試料に用いる砂は水路の中央部ガラス張りの部分に詰め、長さ315cm、巾23cm、高さ33cmの砂模型につくつた。水槽底面には20cm間隔に水圧観測のための細孔をあけ、水圧計に連結するビニール管がとりつけられるように作られている。外径10mm、内径7mmのビニール管を水で満たし、その先端部を細かい孔径0.11mmの金網で被覆して、それを測定位置に埋め込み、他端は写真1.2.

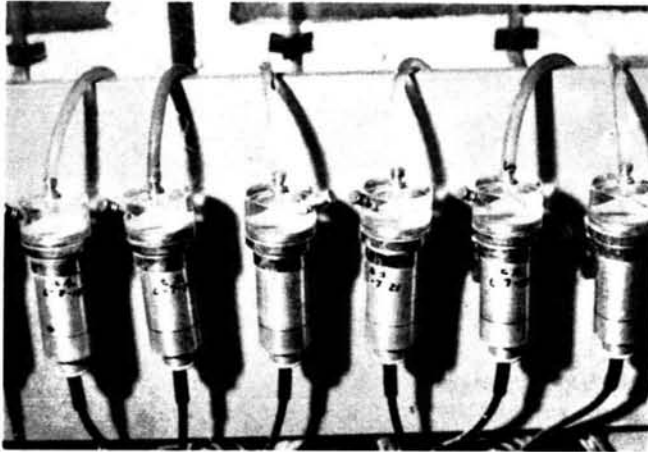


写真 1.2.4 水 圧 計

4のように水圧計に連結する。浸透水流による水圧変化はビニール管に充満している水を介して水圧計に伝わり、電圧変化されて電子管式自動平衡型記録計に記録される。

水圧計は写真 1.2.4 のように配置され、その受圧面は直径 30 mm の円形で、容器の外径は 50 mm ある。この水圧計は東洋測器製の L P U - ■ 型（非接着型）で、最大負荷圧力 50 g/cm^2 、最大入力電圧 8 V、較正係数 $3.13 \mu\text{V/g/cm}^2$ なる性能をもつ。本実験には 12 個の水圧計を用いた。変換増幅された電圧変化は制御箱を通して記録計の input に繋がる。写真 1.2.5 の左下二つが零



写真 1.2.5 電源箱，制御箱，記録計

点調整と感度調整用の制御箱であり、左上二つ，右上二つの計 4 個は制御箱を通じて水圧計に加える恒電圧を得るための入力電源安定箱で、本実験では 7 V の電圧を用いた。写真 1.2.5 の右下に示す記録計は山武ハネウエル計器製の J 153×89C-16 型（打点式）で、記録点数 12、最大入力電圧 5 mV、感度 0.007 mV 、打点間隔 5 秒、記録紙の巾 278 mm となっている。

充填試料は、乾燥密度 1.58 g/cm^3 、間げき比 0.78 の均一な砂であり、その粒度分布は図 1.2.8

に示す粗砂である。毛管水帯の上部の含水比は約5%であつて、含水比分布は図1.2.45に示すよ

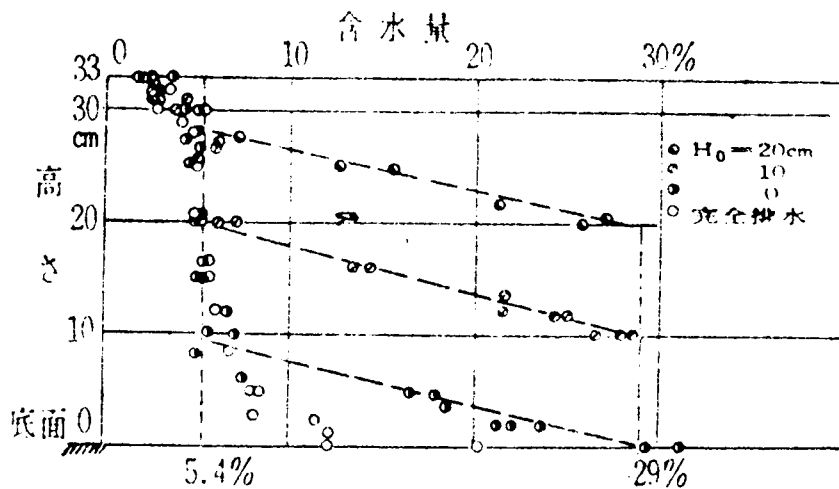


図1.2.45 砂模型内の初期含水比分布

うである。定常時の透水係数は 0.332 cm/sec であり、最大毛管上昇高は $H_c = 8 \text{ cm}$ であつた。流量変化の測定は両境界面の浸入流量をそれぞれ水位調節している排水管から越流する水量を一定断面のタンクに受け、その底面にさきの水圧計の中の1個を設置して水深の変化から算出した。つぎに実験の方法を述べる。

長方形の砂模型を透水性地盤とみなし、初期にある水深を与えてこれを一定に保つておき、最も簡単な水位変化として一方の境界面の水位を急上昇あるいは急降下させるときに生じる地盤内の水頭変化や端部における流量変化を測定した。ここで水路底面の水頭をそのまま水位高さと考えるのは疑問があるので、同じ鉛直断面で底面から高さ 15 cm の位置でも水頭を測定した。この場合初期条件として、水位0すなわち水路底面まで重力排水している砂中への浸透は不透水性基礎上の浸透とみなす(たとえば表1.2.8のA₀, B₀, C₀の場合)。水路の両端の水位を底面まで下げて、

表 1.2.8 実験の種類

H ₀ \ H	-30	-20	-10	10	20	30
0	—	—	—	A ₀	B ₀	C ₀
10	—	—	A ₁₀	A ₁₀	B ₁₀	—
20	—	B ₂₀	A ₂₀	A ₂₀	—	—
30	C ₂₀	B ₃₀	A ₃₀	—	—	—

水圧面がちょうど底面の高にあつても、負圧をかければ、なおも毛管水帯部分の水が排水され続け、水圧面は低下する。鋼製水路の底板のビニール管取り付け部分は長さ 50 mm 、外径 11 mm の鉄管が底面上に 15 mm 、底面下に 35 mm 突き出ている形となつている。この取り付け部分は 20 cm 間隔にとりつけられているので、この孔から重力排水させると底面の水圧は水頭にして 5 cm

ほど低下して落ちつく。こうした排水状態における砂モデル内の含水比分布は、図 1.2.45 の白丸印で表わされており、深度変化にともなう含水比変化は少なく、ほぼ 5% であつて、水圧面が底面の高さにある場合の半黒丸印の初期含水比分布とはかなり異なつている。図 1.2.45 の白丸印で表わされるような完全排水した状態を初期条件とする場合の実験は“ダッシュ”をつけて、 A_0' ($H = 10\text{ cm}$)、 B_0' ($H = 20\text{ cm}$)、 C_0' ($H = 30\text{ cm}$) と表わした。この砂モデル底面の若干の水の有無による水頭変化の相違は後述する実験結果に顕著にみられている。

上述の特殊な場合を除けば、本研究の一連の実験の種類は表 1.2.8 のようである。記号 A_{20} は初期水位 (滞水層厚さ) $H_0 = 20\text{ cm}$ 、急上昇水位変化 $H = 10\text{ cm}$ の実験であり、 \bar{A}_{20} は $H_0 = 20\text{ cm}$ 、 $H = -10\text{ cm}$ (急降下) を意味する。このようなステップ上昇またはステップ下降を境界条件として与える実験のほか、浸透における重ね合わせの原理の適用性を検討するため、擬似洪水波として三角形ハイドログラフを与える実験もあわせ実施した。三角形の変動は実際の洪水の上昇期と下降期の期間の比が約 1 : 3 であることを考慮したものである。

2.5.7 砂模型の実験結果と考察

(1) 水面形の変化について

図 1.2.46 は砂模型底面の 5 点または 6 点における測定値をもとに描いた水面形である。

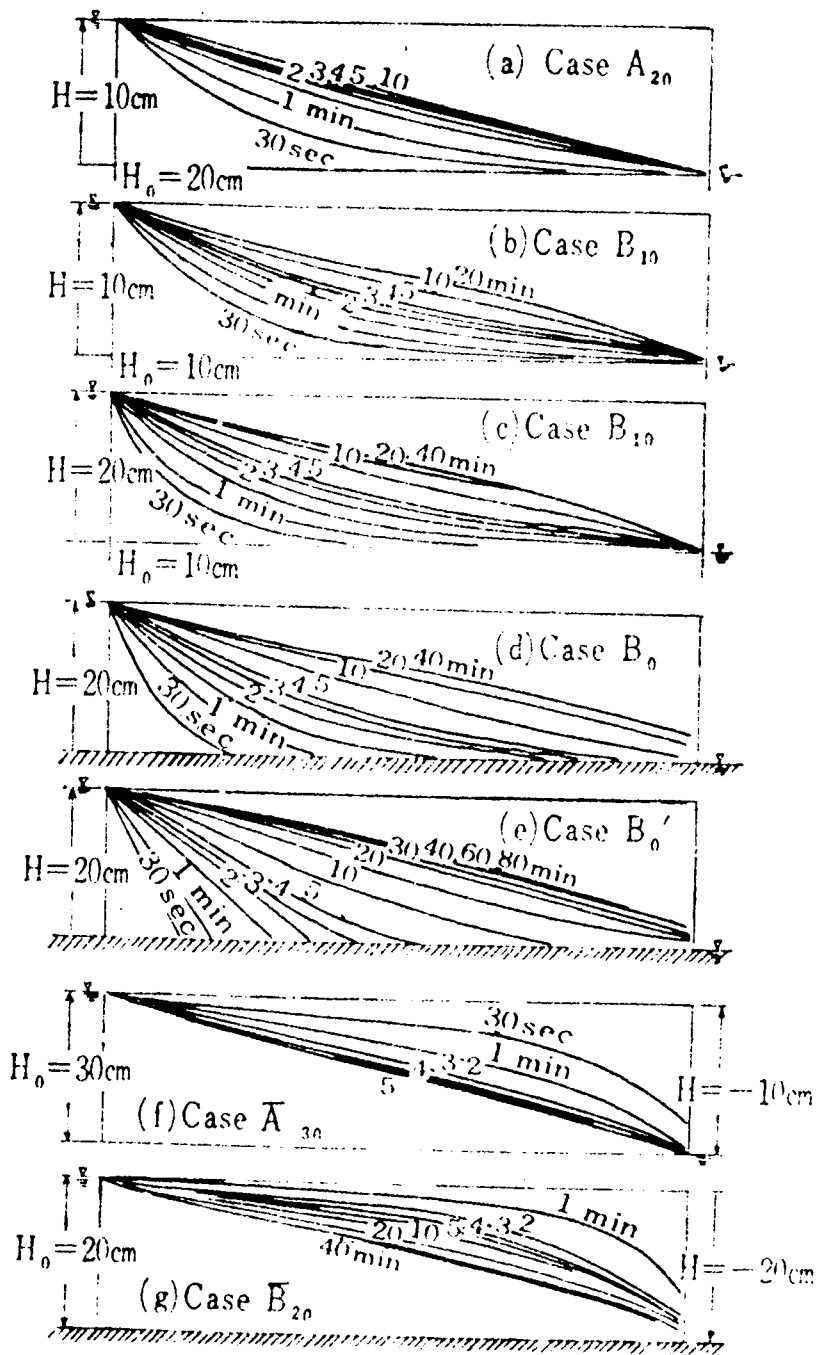


図1.2.4.6 外水位のステップ上昇またはステップ下降により堤内に生じる水面の時間的变化

前項でも指摘したように、この水面形というのは正確には底面での水頭分布である。それゆえ本来底面で測定した水頭の値をもつて自由水面の高さとみなす準一次元流の仮定の妥当性を調べるため、底面の観測地点と同じ位置ではあるが、底面から15cmの高さの点の水頭変化をあわせ測定し、底面での測定値との比較を行なった。前者に対する後者の比の時間的变化を示したものが図1.2.4.7である。

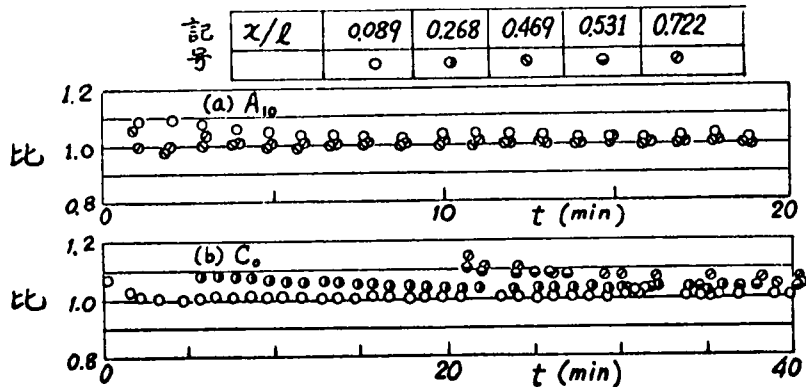


図1.2.4.7 水頭比の時間的变化

透水性滯水層内の A_{10} の場合は、この比は初期からほとんど1であり、変化が少ない。もつとも大きい変動が生じると思われる C_0 の場合でも高々1.15であつて、ほとんど1.0～1.1である。これからみると、準一次元流の仮定はほぼ妥当と思われる。

図1.2.4.6からただちに判明することは、 H/H_0 の値が小さいほど水面形の変化は熱伝導型に近い変化となることである。また H/H_0 の比が大きくなるにつれて、すなわち浸透流が不透水性基礎上の流れの形態になるにつれ外水位変化にともなう水位変化の進行は緩慢となつて、水面形は立つてくる。そして流れが定常流となり、浸透水面が下流面に浸出するようになつても、直線的な自由水面形状とはならず、上に凸な形となる。この傾向は H/H_0 が大きくなるにつれて顕著になつてくる。

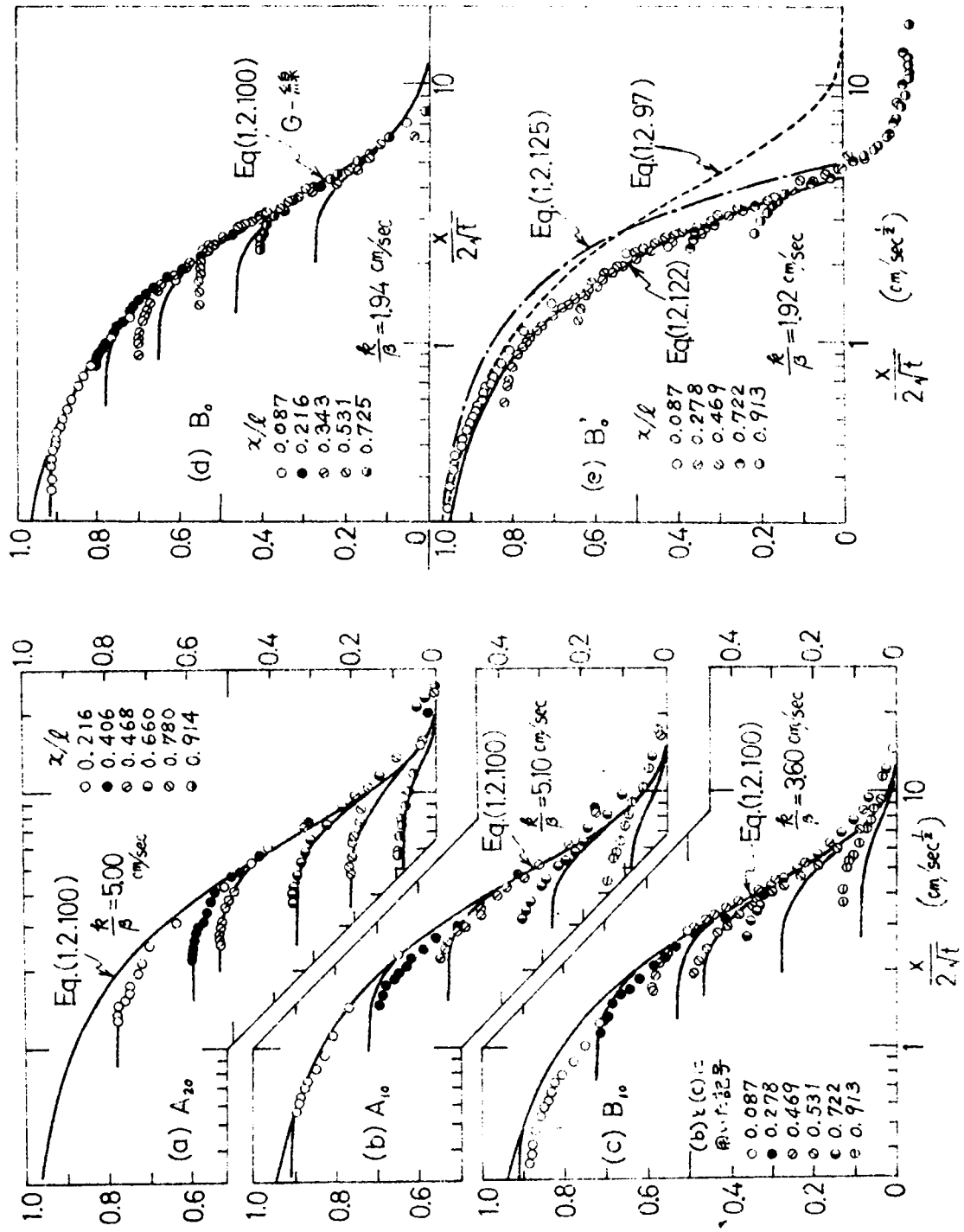


図 1.2.48 h/h_0 と $\log [x/2\sqrt{t}]$ の関係 (砂模型)

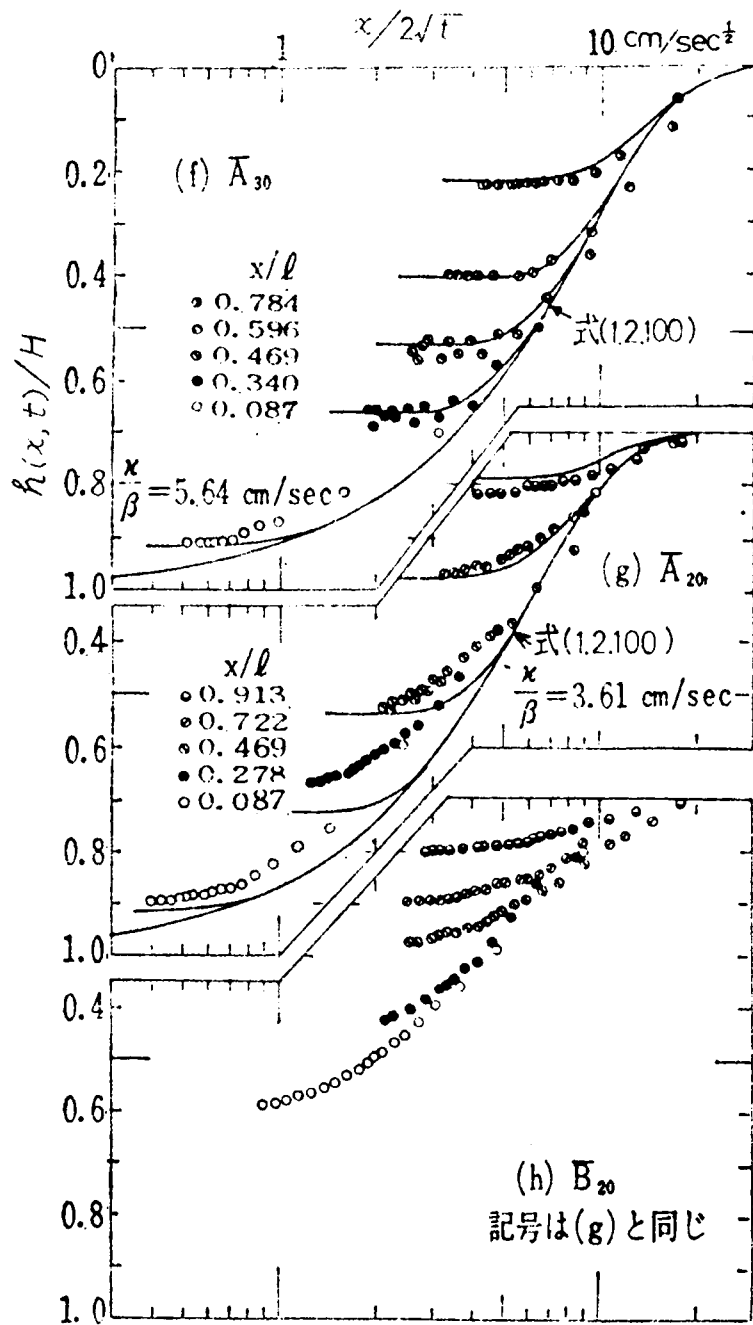


図1.2.48 h/H と $\log\{x/2\sqrt{t}\}$ の関係(砂模型)

図1.2.48は図1.2.46の水面変化を観測点における時間的变化に整理し直し、さきに求めた理論解と比較するため、片対数紙上に描き、定数 k/β をfitting methodで算出したものである。ここにfitting methodとは、この図が横座標を対数でとつてあるため、理論曲線と実験値が合致するように横座標をずらせて両曲線を重ねると、実験における時刻 t と時間係数 T_0 または T の座標のずれが定数となつて算定されることを利用するものである。図1.2.48から明らかに、 H/H_0 の小さい場合ほどよく式(1.2.100)と合致した変化を示すが H/H_0 が大きくなるにつれ、実験値は理論曲線からはずれてくる。 H/H_0 の最小な場合の A_{20} で $H/H_0=0.5$ となるが、理論値は予想以上によく実験値に合う。この原因として毛管水帯の存在が大きな働きをしていると考えられ、

熱伝導型の基本式(1.2.39)にもとづく計算値はかなりの精度で浸透現象を表現しうるといえる。なお、図1.2.48(a), (b), (c)に対する k/β の値は図に記入したように約 $3.6 \sim 5.1 \text{ cm/sec}$ である。

一方、不透水性基礎上の浸透とみなされる水頭変化は、初期には滞水層内の浸透と同じような変化を示すが、定常になるにつれて水頭分布は大きくなっていく。含水量が砂層の土中水を完全重力排水した状態にある B_0' の場合には、砂層底面付近の水頭変化は浸透水が被圧されていて水平に流れていると仮定して導いた式(1.2.122)でよく表わされている。この図で初期の砂層中には負圧が働いていて、 h/H が負になっていることが認められる。図1.2.48(e)に示した水頭分布は Polubarinova - Kochina の厳密解の式(1.2.125)や内田の式(1.2.128)にあわず、むしろ直線関係式(1.2.122)によくあう。このことは自由水面形が水頭分布形と若干違うことを意味し、測定によれば底面の水頭より若干大きくなっている。しかし、初期含水比が完全重力排水状態にあるときでも、底面での飽和度は図1.2.45にみられるようにわずかながら大きくなっている。こうした影響も介在しているので、正確に自由水面の式としてどれが最適であるかは即断できない。飽和度の測定が正確な段階になつて始めて、自由水面の位置も把握されるであろう。この点に関しては後述する Hele-Shaw 模型の実験でも検討する。さて、図1.2.48(d), (e)にそれぞれ平均的に算定されている k/β は 1.9 cm/sec でほぼ等しく、かつ滞水層内の浸透の場合よりかなり小さいことは、 k/β がこの場合にも土中の初期飽和度に影響される傾向がみられる。

さて、滞水層の初期水位が境界で低下した場合 ($H < 0$) は図1.2.48(f), (g), (h)に示されている。 \bar{A}_{30} の場合の実験値は理論式(1.2.100)によく合致しているが、 $|H/H_0|$ が1に近づくにつれはずれが大きくなっている。その傾向はさきの水位上昇の場合とほぼ同様である。この場合でも算定された k/β の値はやはり条件 H_0 と H の大きさに若干依存するようである。

以上、図1.2.48の fitting method により算定された k/β の値は、滞水層内の浸透では $3.6 \sim 5.1 \text{ cm/sec}$ 、不透水性基礎上の浸透では約 1.9 cm/sec となつた。このことは次のように考察される。すなわち滞水層内の浸透では、初期飽和度が不透水性基礎上の浸透のそれに比べて大きいので有効間げき率 β が小さくなり、 k が同じとしても k/β は前者の方が大きくなると考えられる。透水係数 k は定常時に 0.332 cm/sec と測定されている。いま問題はあつたが、これを非定常なときの k と等しいと考えてみると、滞水層内の浸透については $\beta = 0.092 \sim 0.066$ 、後者の不透水性基礎上の浸透については、 $\beta = 0.166$ となる。非定常時の透水係数は定常時の場合よりは小さいと考えるのが普通であるから、上に計算した β の値はもつと小さくなり、結局数%のオーダーになると考えられる。このように非定常浸透現象では問題となる土の間げき率は通常考えられている値よりかなり小さく、十分留意しなければならない。(67)

(2) 流量変化について

水位変化にともなう浸透流量変化の実測例を図1.2.49に示した。図中に示したように、定常時

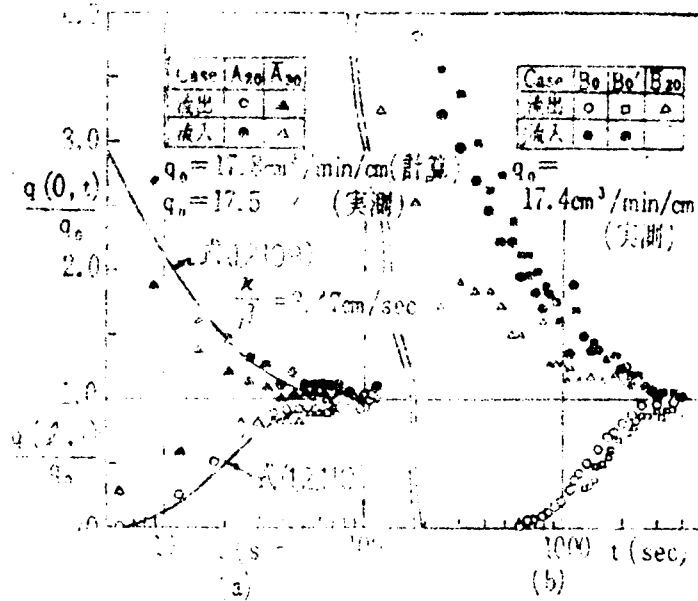


図1.2.4.9 流量変化

に観測した流量と式(1.2.108)で計算した流量 q_0 とはほぼ等しい。近似解としての式(1.2.109)と式(1.2.110)の各関係と実験値を比較整理すると、fitting method によつて $k/\beta = 3.47 \text{ cm/sec}$ となり、水頭変化から算出した値より小さいが、これは流量の測定が砂層から浸出する箇所ではなく、越流させてタンクに受けるまでの時間的遅れがあるためである。この図から滞水層内の浸透流量についても、熱伝導型偏微分方程式にもとづく解析がかなり良好であることがわかる。

(3) 浸透における重ね合わせの原理の適用

洪水による水位上昇の型として図1.2.50のような三角形ハイドログラフを $H_0 = 10 \text{ cm}$ の場合について実験した。その三角形ハイドログラフが図1.2.50の段階状の変化と等価であると考えて、重ね合わせの原理にもとづく式(1.2.129)で計算した水位変化が図1.2.51の関係であり、それぞれ実験値と対比させて描いてある。図1.2.51(a)、(b)は洪水継続時間を変えたものであるが、洪水継続時間の長い変化のゆるい場合の方が、わずかながらよく合うようである。

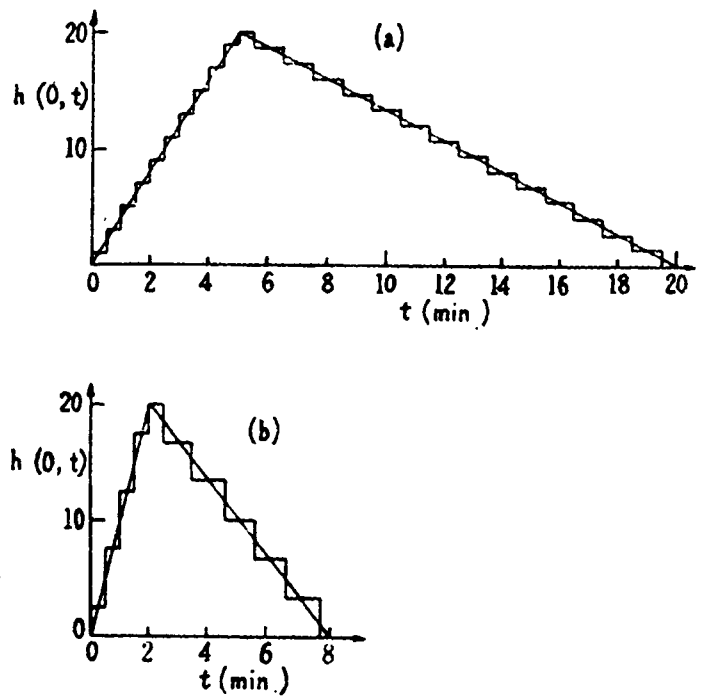


図1.2.5.0 類似ハイドログラフ

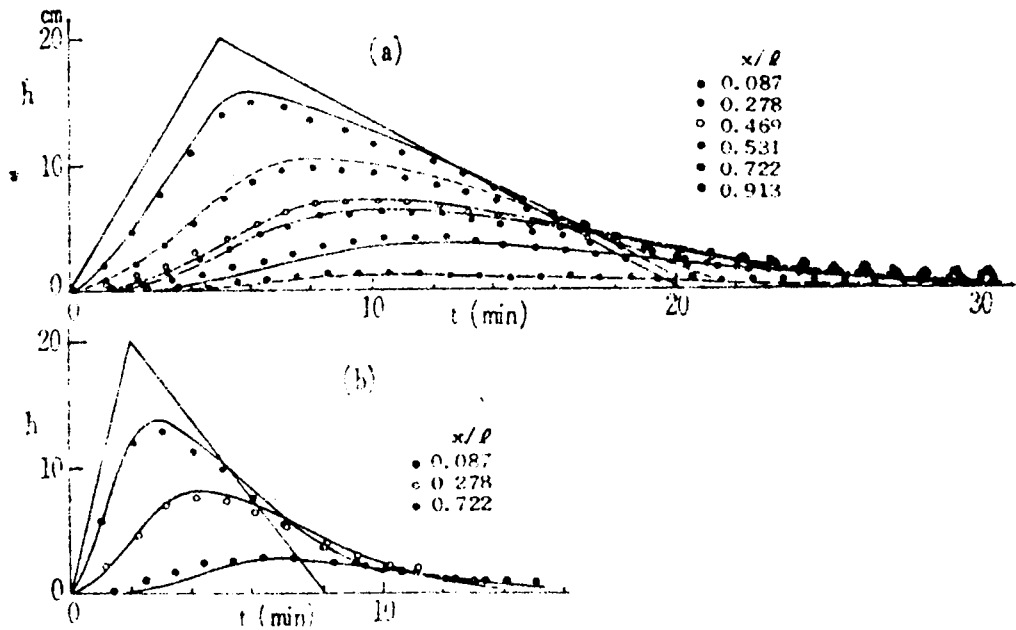


図 1.2.5.1 重ね合わせによる計算水位と実測水位

ハイドログラフの初期の水位上昇期間中は計算値の方が大きく、下降期間の水位は実測値の方が大きくなる傾向がみられる。しかし、いずれにせよ、重ね合わせの原理の適用の妥当性はかなりの精度で認められる。なお、図 1.2.5.1 の計算では $k/\beta = 2.0 \text{ cm/sec}$ としている。

2.5.8 Hele-Shaw 模型の実験結果と考察

Hele-Shaw 模型としての実験装置は 2.6 節の梯形堤体に対する実験のところでも詳述するが、その概要は次のようである。厚さ 12 mm、高さ 50 cm、長さ 150 cm のガラス板を鋼製型枠に固定して前面とし、背面から厚さ 10 mm、高さ 40 cm、長さ 140 cm のアクリル板を 28 本のアジャスト（ネジ付き間隔調整支持棒）で取付けたものが装置の骨子である。鉛直に立つたガラス板とアクリル板の間隔は 2.1 mm に調整してある。この狭い間げきに粘性流体を流すと、その運動は粘性流としての浸透水流と相似な現象となる。用いた粘性流体としては市販のグリセリンをウラニンで着色したもので、写真観測の便をはかった。

すでに述べたように砂模型の大きさは長さ 315 cm、高さ 33 cm であるが、Hele-Shaw 模型の大きさは上述のアクリル板の大きさの領域であつて、長さ 140 cm、高さ 40 cm である。この Hele-Shaw 模型で実施した実験ケースは表 1.2.8 に示されている外水位変化 H が正の浸透の場合と若干 H と H_0 の値を変えた組み合わせの場合および一定速度の外水位上昇の場合である。

砂模型では水圧計による水頭測定から自由水面の高さを近似的に推定した。しかし Hele-Shaw 模型では自由表面の高さがみえるので、写真観測により直接自由表面が求められる。

表 1.2.9 砂模型と Hele-Shaw 模型の比較

砂 模 型		ヘル・シャウ模型
砂	模型上の相違点	2枚の平行板にはさまれたせまい間げき
間げき率はある程度任意にとれる (透水係数と関連がある)		間げき率は1になる (透水性を表わす間げき巾と無関係)
毛管帯が存在する		毛管帯がほとんどない
自由水面下に間げき空気が閉じ込められる		自由表面下に間げき空気が閉じ込められないことがない
透水性は砂の粒径、間げき率などの調節による		透水性は板の間げき巾の調節による
自由水面の位置がみえない	実験・観測上の相違	自由表面の位置がみえる
模型内部の水頭測定は間げき水圧計などによつて行なわれる		内部の水頭測定のための測点の取付けが製作上困難である
水温変化などあつても、ヘル・シャウ模型ほどの透水係数に与える粘性の影響は大きくないと思われる。		温度変化、グリセリン濃度の制御がかなり困難である。透水係数に与える粘性が変動する恐れがある

表 1.2.9 には砂模型と Hele-Shaw 模型の比較を示した。種々の相違点があるけれども、砂模型における水頭から求めた自由水面の高さと Hele-Shaw 模型の自由表面の高さとを比較すると、後者の方が若干高くなるようである。

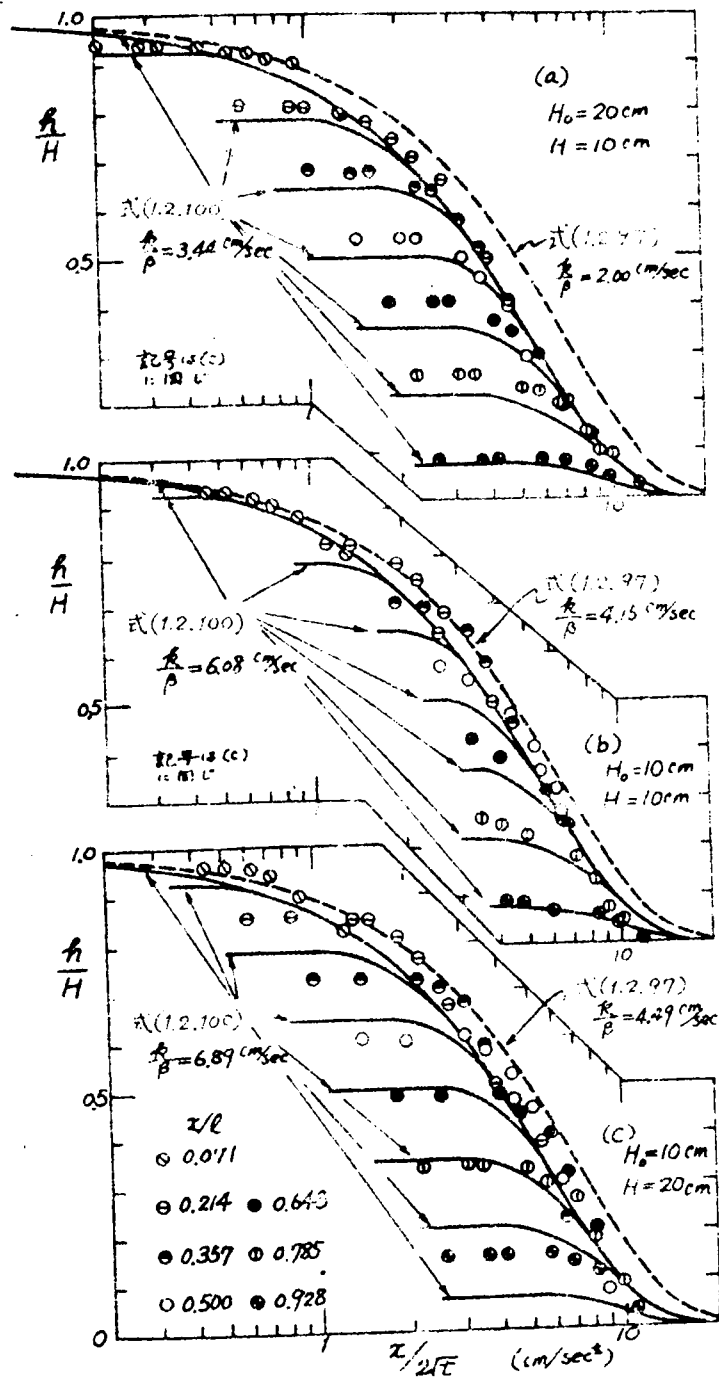


図1.2.52 h/H と $\log\{x/2\sqrt{t}\}$ の関係 (Hole-Shaw模型)

図1.2.52の(a), (b), (c)は砂模型に対する図1.2.48の(a), (b), (c)に対応するものである。Hole-Shaw模型では $\beta=1$ と考えられるが、こうしたとき $k/\beta=k$ となるので、 k を定常時の流量から求めて式(1.2.100)の包絡線としての式(1.2.97)の関係を図1.2.52の破線で示した。一方、観測値にできるだけよく合致するように式(1.2.100)の関係をfitting methodで重ね合わせて描いたものが実線である。明らかに両者にはずれが生じていて、(a)では $k/\beta=2.00$ cm/sec に対してfitting methodからは $k/\beta=3.44$ cm/sec となり、(b)では $k/\beta=4.15$ cm/sec に対して 6.08 cm/sec 、(c)では $k/\beta=4.49$ cm/sec に対して 6.89 cm/sec なる値がそれぞれ逆算されている。この原因は明らかでないが、fitting methodにより逆算される係

数 k/β の値がみかけのものである点に問題があるように思われる。なお、砂模型の図 1.2.4 8 の (a), (b), (c) の k/β の値が減少する関係にあるのに対して、図 1.2.5 2 では逆に増加する関係にあるようにみえるが、これは Hele-Shaw 模型でのグリセリン濃度の变化と温度変動のバラツキに起因するものである。

さて、自由表面の時間的变化に対して、理論式の関係と測定値を比較すると、当然のことながら H/H_0 の小さい(a)の場合がもつともよく合っている。しかし定常状態になったときの水位は模型内部中央付近でとくに式 (1.2.100) の示すものより高くなつていて、砂模型に対する図 1.2.4 8 (a)ほどよく合っていない。この傾向は (b), (c) においても認められる。

さらに、砂模型の場合とは逆に、理論的变化よりも一時的に大きい傾向にあることが認められる。すなわち、図 1.2.5 2 のような $h/H \sim x/2\sqrt{t}$ の関係の整理を行なうと、Hele-Shaw 模型の方が立つた傾向を示す。

上には砂模型と Hele-Shaw 模型の滲水層内浸透の実験結果を比較対比して、①初期滲水層厚 H_0 に比し外水位のステップ変化 H が小さい場合は、熱伝導型の基本式に基づく解析関係が良好な結果を与えること、②Hele-Shaw 模型の自由表面の時間的变化は、砂模型の場合とは逆に、理論的变化よりも遅れて、一時的に大きく、定常状態になると自由表面の高さはかなり高くなる傾向にあること、の 2 点を指摘した。後者の②については、両模型の相違が現われていると考えられ、とくに毛管帯の有無、および砂模型の水頭と Hele-Shaw 模型の自由表面の対比となつていることの 2 点がおもな原因と考えられる。

図 1.2.5 3 は Hele-Shaw 模型における不透水性基礎上の浸透の一実験結果であつて、砂模型の図 1.2.4 8 の (d), (e) に対応するものである。図 1.2.5 3 に明らかなように、Hele-Shaw 模型の自由表面変化は式 (1.2.125) に示す Polubarinova-Kochina の E 線にきわめてよく合っている。しかし、砂模型の図 1.2.4 8 (e) に示されている水頭変化(底面で測定されたもの)は式 (1.2.122) の直線関係、C 線にきわめてよく合っていることも事実である。このことは、不透水性基礎上の浸透では底面付近の水頭が式 (1.2.122) の関係で表わされ、自由表面が式 (1.2.125) の Kochina の式で表わされることとなつて、準一次元の仮定はこの場合には満足されにくいことを意味すると考えられる。

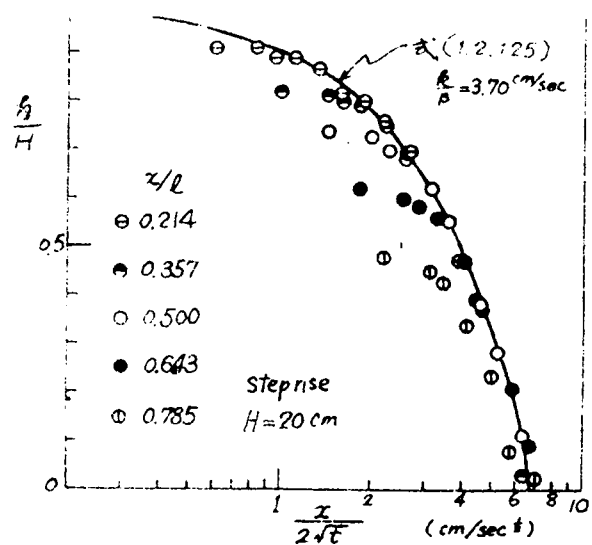


図 1.2.5 3 h/H と $\log \{x/2\sqrt{t}\}$ の関係 (Hele-Shaw 模型)

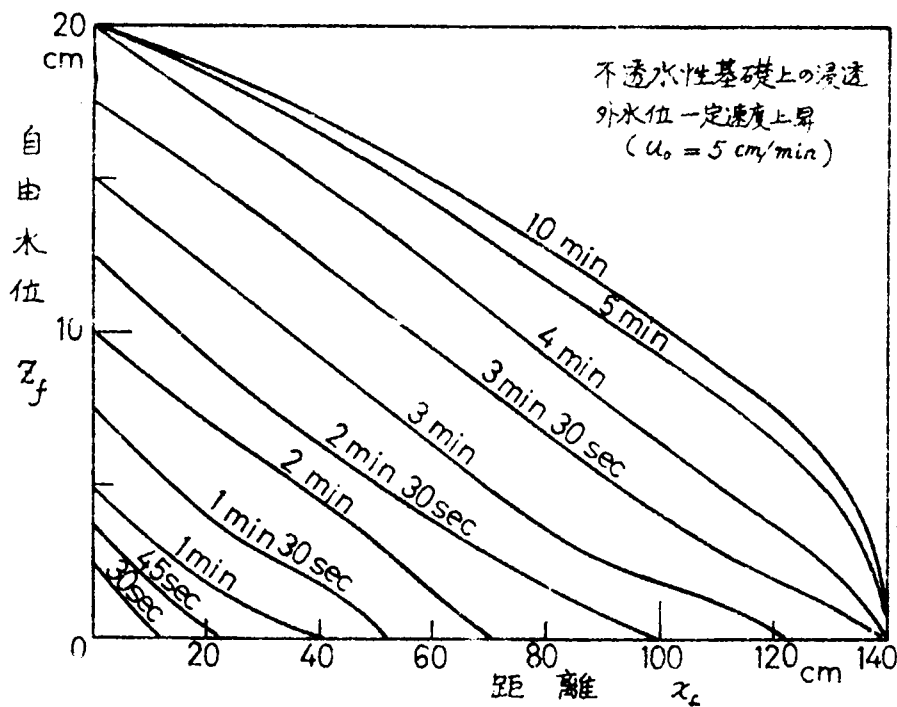


図1.2.54 不透水性基礎上の浸透における自由水面変化
(外水位一定上昇, Hele-Shaw 模型)

図 1.2.54 には不透水性基礎上の浸透に関連して実施した、外水位が一定速度 ($u_0=5\text{cm/min}$) で 20cm まで上昇して以降 20cm に保たれているときの自由表面の観測結果である。自由表面が他端の境界に浸出するまでの関係は、式 (1.2.126) が表わしている直線的な水面変化を実証するに十分なものがある。

2.5.9 結 論

この節では、第1章で指摘された木津川堤防内で観測された浸潤水面の変化の特性を究明するため、基礎的な研究として直立堤体モデルを考え、室内の砂模型と Hele-Shaw 模型に対する実験的検討を加えた。とくに初期水位がある滞水層内の浸透と初期水位のない砂層内の浸透(不透水性基礎上の浸透)とを対比させ、また従来の解析法の適用限界と非定常浸透流の問題点にも触れながら考察を進めた。その結果得られた事項はつぎのようである。

- (1) 砂質地盤上に築かれた現実の河川堤防内の浸透はきわめて早く定常状態に達するが、それはおもに厚い透水性滞水層および初期の高い飽和度の分布に起因する。
- (2) 厚い滞水層内の浸透は近似的に水平流がおもであつて、準一次元流の仮定を満足し、水頭および水位の変化は熱伝導型の基本式に基づく解析的関係を示すことが実験的に確認された。
- (3) 透水係数と貯留係数(有効間げき率)の比 k/β の値は、土の初期飽和度や毛管水帯の大きさの影響を受ける。とくに非定常浸透流の解析に従来用いられてきた土の間げき率としては有効間げき率(貯留係数と呼称した方がよいと考える)を用いる必要がある。

- (4) 初期含水比が低く、かつ一定の分布になつている不透水性基礎上の砂層への浸透では、底面の水頭の時間的变化は直線的分布を保つ変化を示し、式(1.2.122)でよく表現される。しかし自由表面の変化はPolubarinova-Kochinaの式(1.2.125)で表わされると考えられる。
- (5) 不透水性基礎上の砂層底面の初期間げき水圧が0であるときの浸透は毛管水帯の影響が大きく、水頭変化はあたかも滞水層内の浸透のような変化を示す。このように、領域内の初期飽和度の相違は k/β の値だけでなく、浸透水面の遷移過程にも影響をおよぼす。
- (6) 自由水面を有する非定常浸透における相似律は、従来の基礎式をもとに考えれば、慣性項を無視して誘導される式(1.2.139)で表わされる。
- (7) 三角形の擬似洪水波を与えた室内実験の結果に重ね合わせの原理を適用して、実験値と計算値を比較したところ良好な結果が得られた。実際の厚い滞水層上の河川堤防内の浸透の問題では、この重ね合わせの方法を用いた水位変化の計算はかなり妥当なものといえる。

2.6 梯形堤体内の非定常浸透に対する実験的考察 (68)

2.6.1 概 説

直立堤体内の浸透に対して、梯形堤体内の浸透は表裏の法面が傾斜した境界となつていること、したがつて二次元的解析が必要なこと、さらに裏法面への浸出面が発生することなどのため、その解析が困難なものとなつている。このような事情を反映して、梯形堤体内の非定常浸透に関しては、図1.2.55に示すような楔状の無限に広がるものに対して、二、三の研究がみられるのみである。(69),70)

ここでは、堤体が不透水性基礎にある場合とある厚さの滞水層上にある場合の梯形堤体内の非定常浸透実験を、砂模型とHele-Shaw模型のそれぞれによつて行なつた結果について述べ、堤体基礎の透水層の有無の影響について若干の考察を行なう。

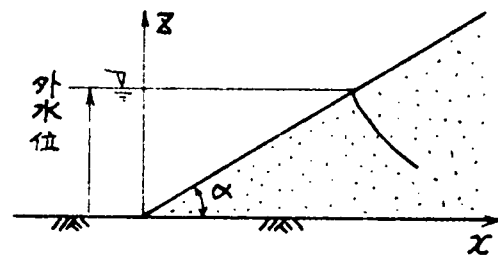


図1.2.55 楔状の浸透領域

2.6.2 砂模型とHele-Shaw模型の実験装置

砂模型は図1.2.56(a)に示す鋼製水槽の中央部につくつた。中央部は、長さ150cm、巾20cm、高さ80cmの水路で、前面のみ厚さ10mmのガラス板がはめ込まれている。

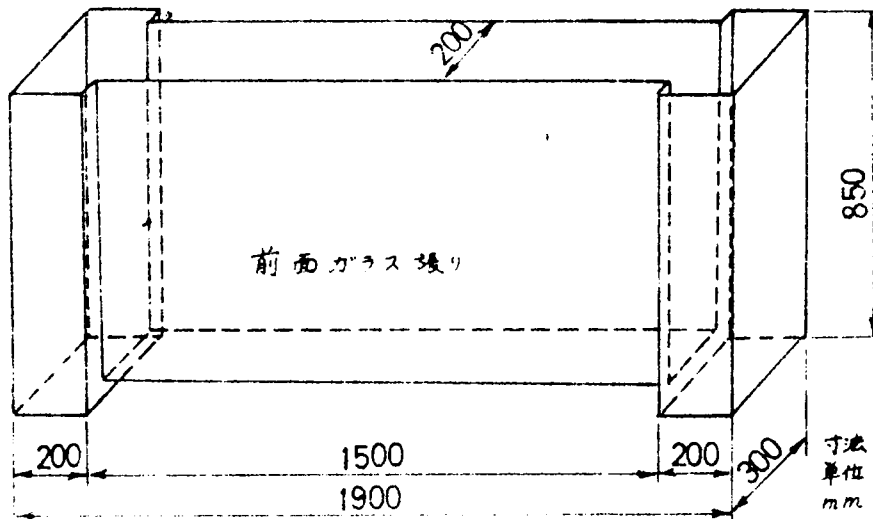


図1.2.5 6(a) 鋼製水槽の主要寸法

水路裏面と底面に図 1. 2. 5 6 (b)に示す位置に小孔をあけて、マンメーターに接続した。

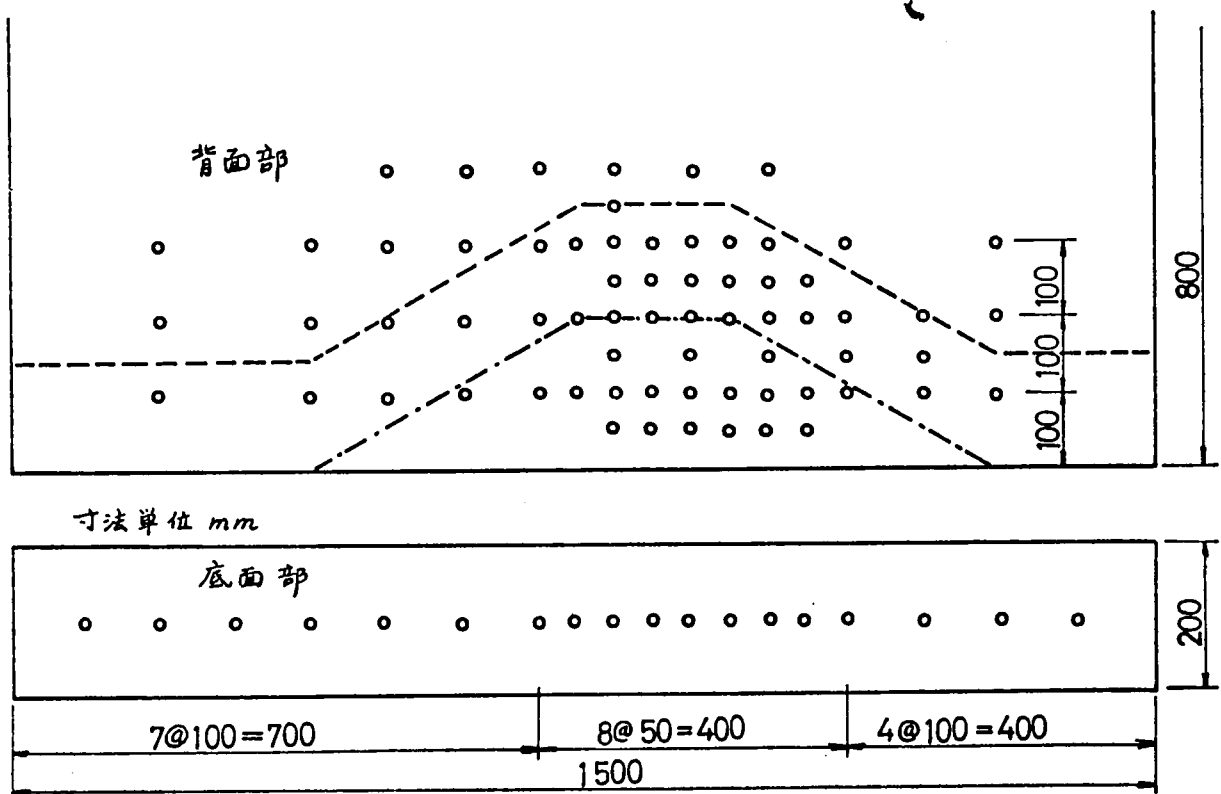


図1.2.5 6(b) 圧力測定用小孔の配置図

盛土材料は第1章の図1.1.1に示した長良川高水敷の砂質土を、乾燥密度 1.45 g/cm^3 となるように充填したものである。堤体形状は図1.2.5 6 (b)に一点鎖線（不透水性基礎上の堤体）と破線（滞水層上の堤体）で示したようなもので、堤高 20 cm 、天端巾 20 cm 、表法面と裏法面は同一こう配として 30° と 22.5° の2種類とした。透水性基礎は堤体と同じ砂を 1.5 cm の厚さに詰めたものである。

砂模型に対する外水位は一定速度 u_0 で天端の高さまで上昇させて、その後は一定に保つ条件とした。自由水面は上述した小孔位置で測定される水頭から等ポテンシャル線を描いて推定した。

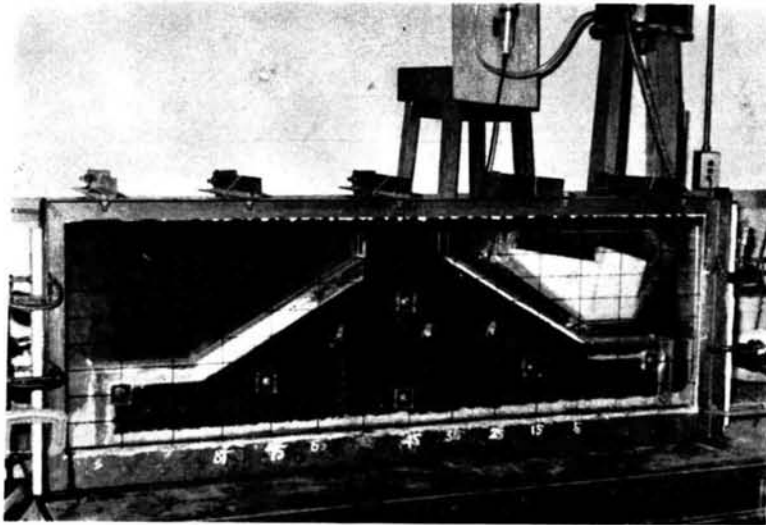


写真 1.2.6 Hele-Shaw 模型 (梯形堤体)

Hele-Shaw 模型は写真 1.2.6 に示すようなもので (写真には滞水層上の堤体の場合を示した)、長さ 150 cm、高さ 55 cm の前面には厚さ 10 mm のガラス板が鋼枠にはめこまれ、底面部には奥行 30 cm の鉄板を構成し、上面と背面には 5 本の山形鋼を組んで支持した。ガラス板のすぐ背面に厚さ 10 mm のアクリル板を上述の梯形堤体に切つて立てた。2 板の間隙は 2.6 mm に調節した。Hele-Shaw 模型の梯形は法面の傾度 30° のみとして、他の寸法は砂模型と同一である。

Hele-Shaw 模型では堤内の水頭を測定しなくとも、自由表面が写真撮影できるが、非定常時における等ポテンシャルの位置・傾きを知るため、堤体底面から 5 cm の高さで、表法先から測つて 246 mm、396 mm、596 mm の 3 点には小孔をあけ、この位置の水頭をビニール管を通して圧力計で測定した。Hele-Shaw 模型では、外水位条件としてステップ上昇するものと一定速度で上昇するものの 2 種類について実験した。なお水頭測定のための記録は三栄測器製ビシグラフ PR-101 型 (6 素子) を使用し、圧力計は 2.5 節の実験で使用したものを流用した。

2.6.3 実験結果とその考察

Hele-Shaw 模型実験の結果をさきに述べる。

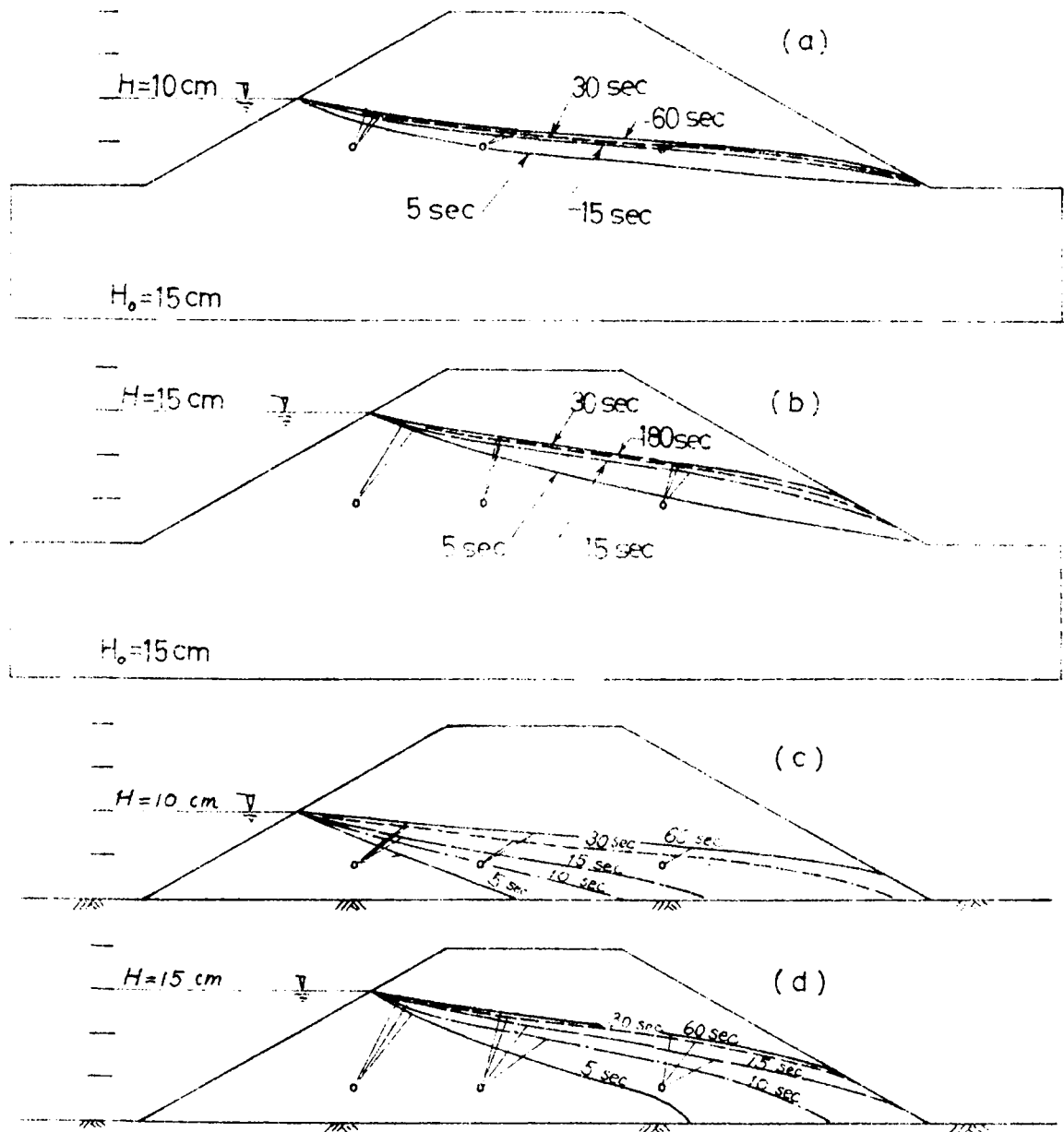


図1.2.57 外水位のステップ上昇により梯形堤体内に生じる自由水面の時間的变化 (Hale-Shaw 模型)

図1.2.57は外水位がステップ上昇したときの水面変化であつて、(a)と(b)は滞水層内の浸透であり、(c)と(d)は不透水性基礎上の浸透である。(a)と(c)、(b)と(d)をそれぞれ対応させて比較すると、図1.2.48などに認められている、滞水層内の浸透と不透水性基礎上の浸透の差異が明らかである。すなわち前者の自由表面は堤体全体にわたつて、初期から上昇し、しかも上昇が速い。不透水性基礎上の浸透では、浸潤面のフロントが裏法面に浸出するまでの時間が必要となるからである。

図1.2.58は外水位が一定速度で上昇した場合の自由表面変化である。この場合も浸潤面のフロントが裏法面へ浸出するまでの不透水性基礎上の浸透は滞水層内の浸透に比べて遅れる傾向にある。しかしそれ以後はほとんど両者に差異はみられなくなつている。

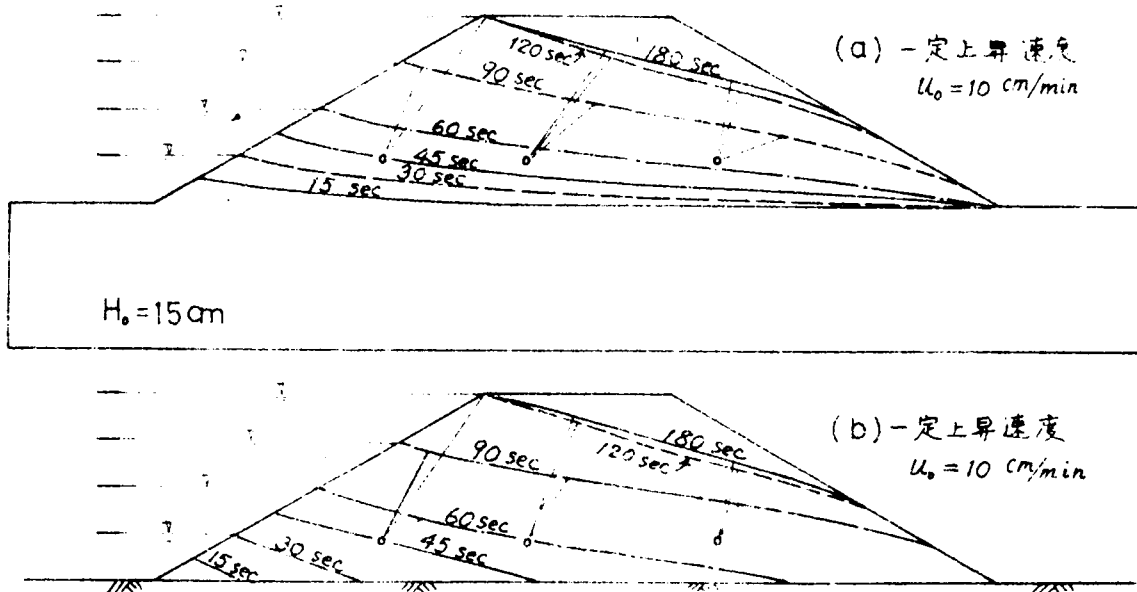


図1.2.58 外水位の一定速度上昇により梯形堤体内に生じる自由水面の時間的变化 (Hele-Shaw 模型)

さて、図1.2.57と図1.2.58にはいずれも、図中に3つの水頭測定点と観測された水頭に等しい位置の高さをもつ自由表面上の一点とが直線で結ばれている。これは大よその等ポテンシャル線の傾きを表わすと考えられるが、示されている傾きは不均一性基礎上のものの方が変化が大きく、流れの方向が激しく変化する傾向にあること、および傾きが予想されるものより大きくなっている点が注目される。傾きが大きいことは流れがあたかも鉛直向きに生じているようにみられるが、滯水層内の浸透においてもこの傾向が初期に認められていて、問題を含んでいるようである。自由水面の観測と水頭測定との精度とも関連しているので、この面からも今後検討しなければならない。

図1.2.57(a)はステップ上昇量 $H = 10 \text{ cm}$ の場合であるが、距離 x の座標を図1.2.59のようにとり、直立堤体の場合の整理、図1.2.48と同様の整理を行なう際の x は $x - H \cot \alpha$ を用いると、図1.2.60(a)が得られる。

$H \cot \alpha$ というのは図1.2.59の斜線部に相当していて、図1.2.60では準一次元的整理を行なうために、この部分を無視して近似的な整理を行なったものである。

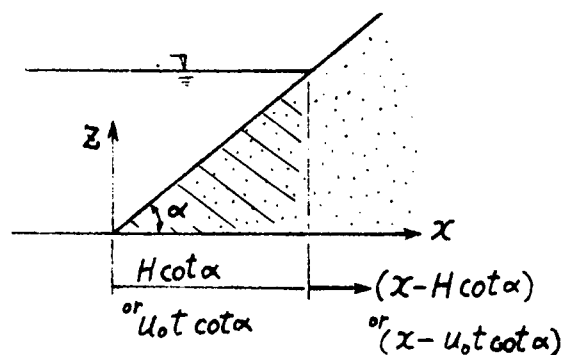


図1.2.59 水平方向の座標のとり方

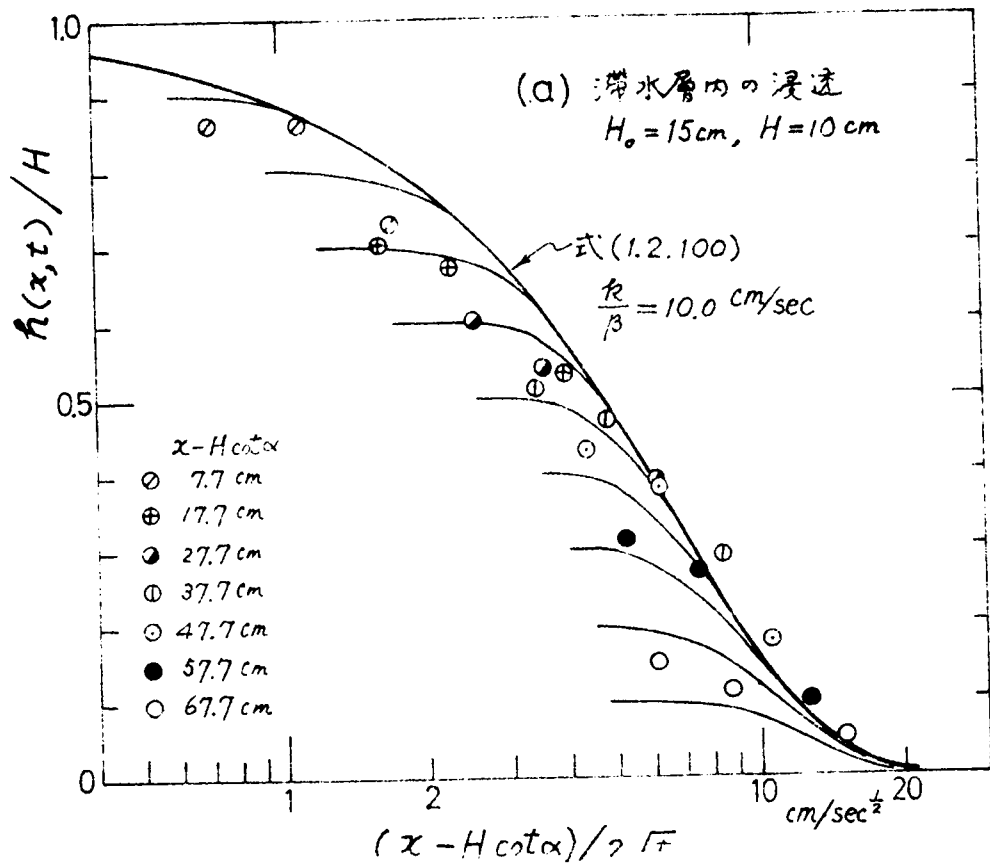


図1.2.60 h/H と $\log \{(x-H \cot \alpha) / 2 \sqrt{t}\}$ の関係
 (a) $H=10\text{ cm}$; 滞水層内の浸透

図1.2.60(a)に示した滞水層上の浸透では式(1.2.100)の x を $x-H \cot \alpha$ ($\alpha=30^\circ$)にして整理してもかなりのずれが生じる。しかし、不透水性基礎上の浸透を整理したものは、図1.2.57(c), (d)に対応して図1.2.60(b), (c)が得られ、自由水面の直線的関係を表わす式(1.2.122)の x を $x-H \cot \alpha$ にしたものにかなりよく合っている。直立堤体の場合には自由水面は式(1.2.125)のKochinaの式によく合致したのに対し、梯形堤体の場合の自由水面は、係数 k/β を適当にとり、図1.2.59に示される斜線部の堤体の影響を無視すると、式(1.2.122)で表わされる直線的自由水面形の関係によく合うことがわかる。なお上述した整理では、浸潤面のフロントが裏法面に浸出面を生じないまでの期間について行なったものである。また、これらのHele-Shaw模型における係数 k/β の値は図1.2.60に得られているように(a)で 10.0 cm/sec 、(b)で 9.03 cm/sec 、(c)で 11.3 cm/sec と算出される。

図1.2.58の外水位が一定上昇するときの自由表面変化についてはPietrararuが解法を示した。それによると、図1.2.58にも認められるように自由表面は直線で、その傾きは位置 x 、時間に無関係と考える。堤体表法面の傾きを $1:m$ 、すなわち $m=\cot \alpha$ とし、自由表面の傾きを $1:(M-m)$ とすると、自由水面は次のように表わされる。

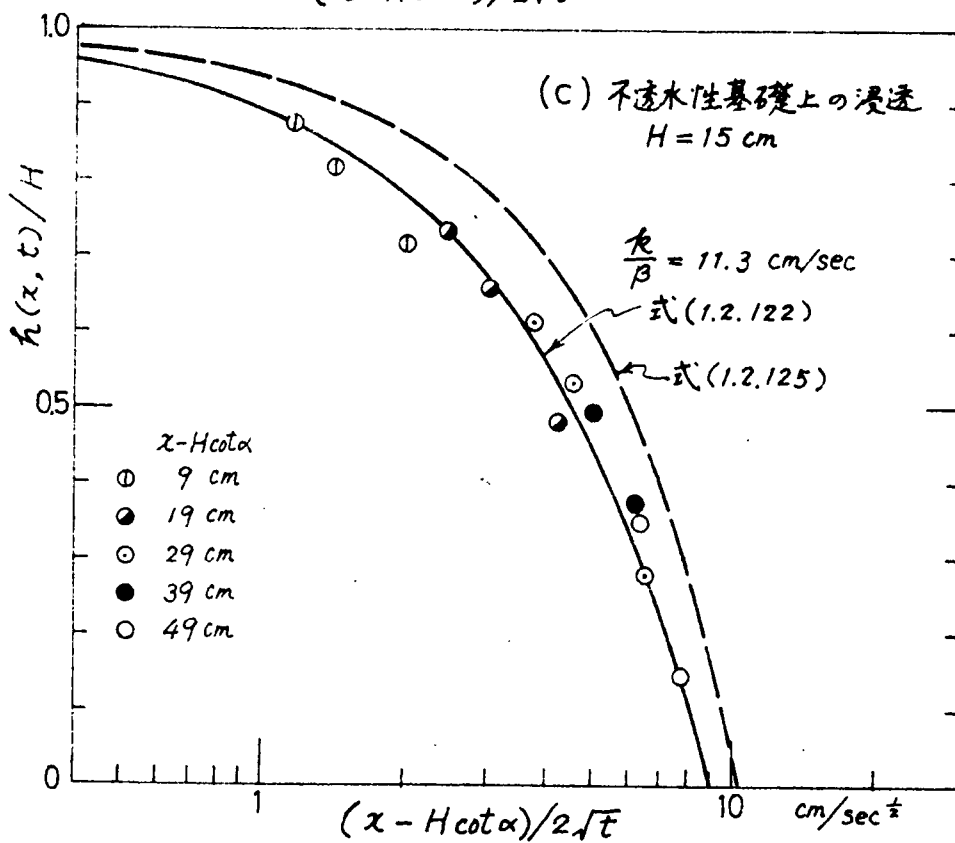
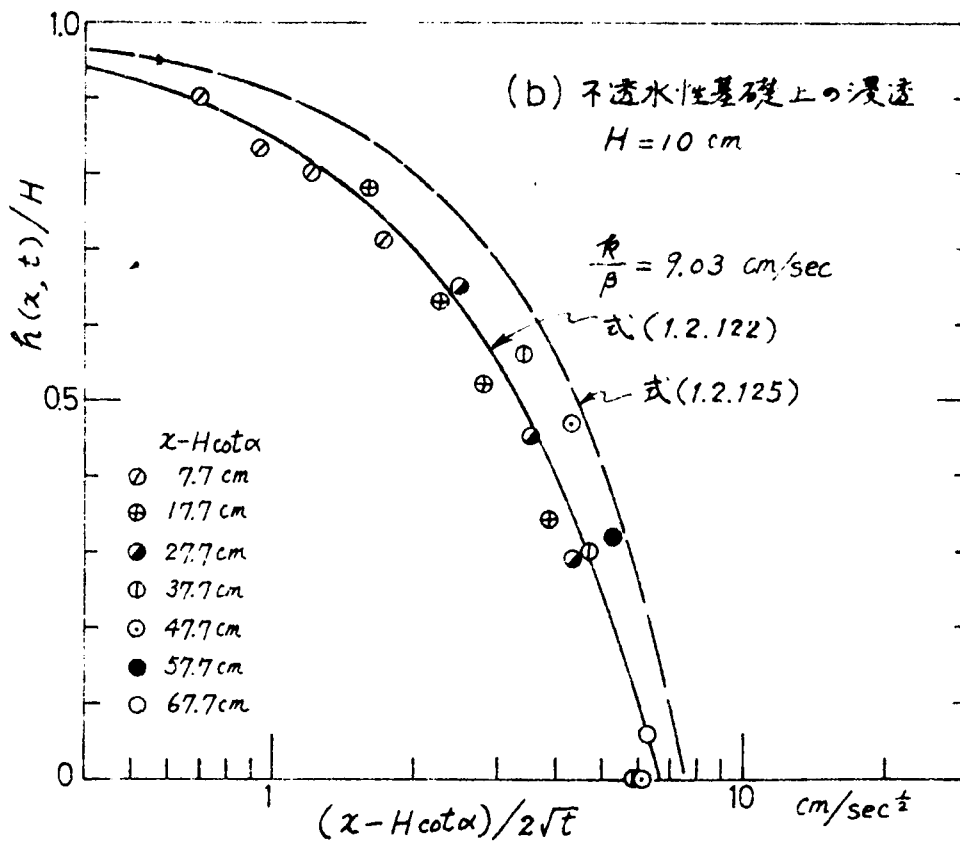


図 1.2.60 h/H と $\log \{ (x - H \cot \alpha) / 2\sqrt{t} \}$ の関係

(b) $H = 10 \text{ cm}$, (c) $H = 15 \text{ cm}$: 不透水性基礎上の浸透

$$z_f = \frac{M u_0 t - x_f}{M - m} \quad (1.2.140)$$

ここに

$$M = \frac{1}{2} \cdot (m + \sqrt{m^2 + 4K^*}) \quad (1.2.141)$$

$$K^* = (k/\beta) / u_0 \quad (1.2.142)$$

図 1.2.58 に描かれている水面形の傾きを読みとると、15 sec で 1:2.4, 30 sec で 1:4.55, 45 sec で 1:4.16, 60 sec で 1:4.55, 90 sec で 1:5.55 となる。30 sec, 45 sec, 60 sec の場合を平均すると 1:4.42 の傾きになる。

$m = 1.73$ であるから $M = 6.15$ が得られ、

$$K^* = (k/\beta) / u_0 = M(M - m) = 27.2$$

$u_0 = 10 \text{ cm/min}$ であるから、 $k/\beta = 4.53 \text{ cm/sec}$ がえられる。

つぎには、砂模型による不透水性基礎上の浸透で、外水位が一定速度で上昇する場合の実験結果に触れておく。

砂模型では自由水面が直接観測できないので、堤体内の多数の位置に立てたピエゾメーターによる測定水頭から等ポテンシャル線を描き図解的に水面形を推定した。図 1.2.61 には推定した水面形を実線で描き、そのとき与えた外水位変化は右方に示した。破線は Brahma らの方法で算出される水面形のうちで、もつともよく合うように k/β の値を選んで計算した水面形である。

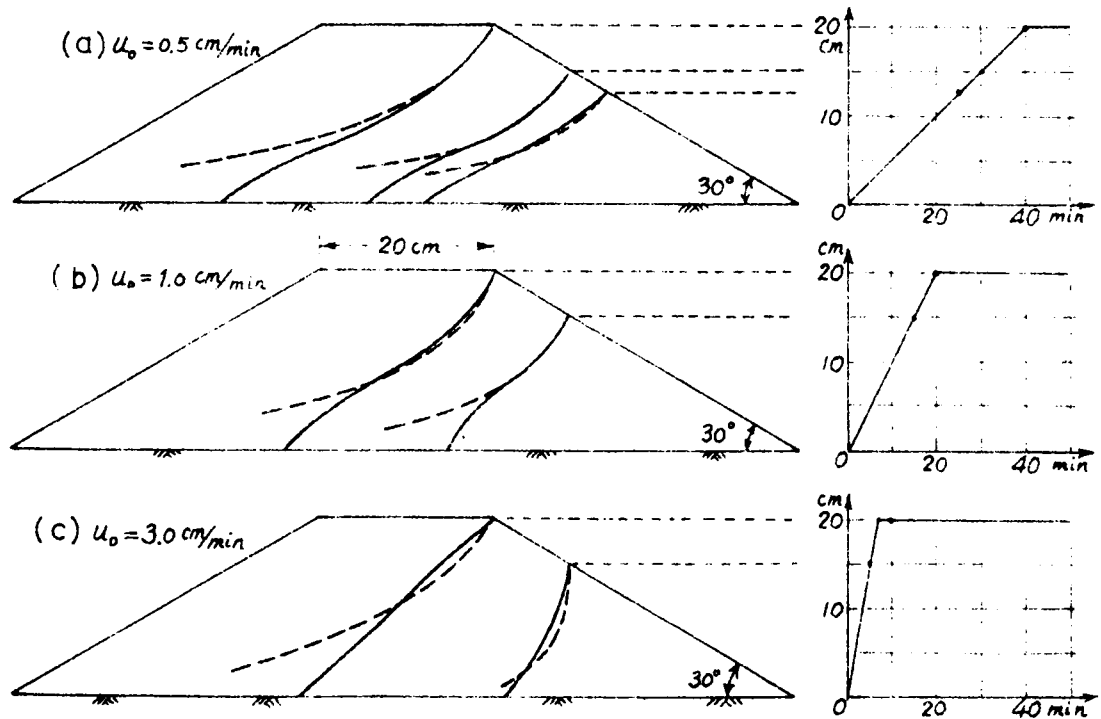


図1.2.61 外水位の一定速度上昇により梯形堤体内に
生じる自由水面の時間的变化(砂模型)

それぞれの k/β の値は(a)で 0.018 cm/sec , (b)で 0.030 cm/sec , (c)で 0.050 cm/sec となっている。図 1.2.61 に得られている実線の推定水面形と破線の計算水面形は堤体の表側、外水側でよく合っている。しかし不透水面近傍ではかなりずれが生じている。砂模型に対するこの実験のように、係数 k/β の値が外水位上昇速度 u_0 に比べて小さいときは、自由水面形は図 1.2.61 のように逆S字形の曲線になり、Brahma らの方法による計算水面形も堤外側の表水面近傍でその傾向を示している。しかし、全体的にみると、Hele-Shaw 模型の実験結果を整理した図 1.2.58 にみられているように、図 1.2.61 の砂模型の場合でも、近似的に自由水面は直線とみなしても大きな誤差はないようである。すなわち、Pietraru の解、式(1.2.140)を図 1.2.61 の関係に用いてみよう。(a)の $u_0 = 0.5 \text{ cm/min}$ に対する水面形の傾きは 1.68, 1.53, 1.56 で平均 1.59 となるので $k/\beta = 0.044 \text{ cm/sec}$ が求められる。(b)の $u_0 = 1 \text{ cm/min}$ に対しては 0.93, 1.20 の平均 1.06 を用いて $k/\beta = 0.049 \text{ cm/sec}$, (c)の $u_0 = 3 \text{ cm/min}$ に対しては 0.48 を用いて $k/\beta = 0.053 \text{ cm/sec}$ が求められる。ここに得られた結果は、さきに Brahma らの方法から求めた(a)の 0.018 cm/sec , (b)の 0.030 cm/sec , (c)の 0.050 cm/sec に比較すると、バラツキが少なく、むしろ Pietraru の解の方が簡潔でもあり、良好なようである。いずれにせよ、不透水性基礎の梯形堤体に一定速度の外水位上昇が与えられるとき、堤内の自由水面は直線で近似して十分の精度を期待することができることがわかった。

2.6.4 結 論

実際の河川堤防のように、梯形堤体内の浸透は表裏の法面の傾斜した境界の存在と、裏法面の浸出面が解析を困難にしている、複雑なものとなっている。この節では、外水位がステップで変化するときと一定速度で上昇するときに対して、堤体の基礎が透水性である場合と不透水性である場合について、砂模型と Hele-Shaw 模型で実験を行ない、非定常浸透現象を観察した。得られている結果を要約すると次のようである。

- (1) 堤体基礎の厚い透水層の存在は滞水層内の浸透の特徴であつて、直立堤体の場合に得られていると同様に、不透水性基礎上の浸透に比較してきわめて速く外水位変化に応答する。
- (2) 厚い滞水層上の梯形堤体に対して、少量の外水位変動を与えたときの水面変化は、前節に述べた熱伝導型の準一次元的解析が良好なようであるが、直立堤体のときほどよく一致しない。なお、このときの距離座標は外水位が表法面に交わる点の鉛直線上からの水平距離を採用している。
- (3) 不透水性基礎上の浸透に対して急激なステップ変化を与えたときの自由表面の変化は、若干上に凸な形を示しつつ前進するが、直線で近似しても大きな誤差はない。このときの直線関係は距離 x を外水位が表法面に交わる点の鉛直線上からの距離にとつて整理すると、式(1.2.122)でよく表わされる。外水位が一定速度で上昇する場合の自由水面形は、Pietraru らの仮定した直線式でよく表わされる。しかし外水位上昇速度 u_0 が堤体土の k/β の値に比較して大きいときの水面形は、Brahma らの解が示すように、堤体の表法面付近で若干下に凸な形になる傾向にある。
- (4) 堤体内部の水頭変化の観測結果によると、自由表面が裏法面に高い浸出面を持たない初期の等ポテンシャル線はかなり傾いていて、鉛直面上の水頭がかなり異なる。したがつて、準一次元的解析法は(1)に述べた程度以外には拡張して適用することはできない。

2.7 結 論

土中の非定常浸透と排水の現象は、換言すると、多孔質物質としての土中の間げきを水が移動する現象である。もし間げき空気が間げき内にあるときには、間げき空気は間げき水との界面に毛管張力を発生させて、空気の存在がある作用を引起すであろう。しかし、界面作用としての毛管張力が小さく、間げき空気が円滑に土中から解放されるかまたは土中に流入しうるならば、浸透・排水現象の解析は簡単なものとなるであろう。

この章では、まず土中水運動の解析的取扱いに関連して、運動の式、連続の式、境界条件について基本的関係を整理した。その結果、運動の式にはダルシーの法則が一般的に用いられているけれども、連続の式には二通りの考え方があることを指摘した。一つはLambeの研究などにみられる浸潤(浸透)過程に対するものであつて、浸潤面のフロントまたは自由表面を境いに含水比が初期含水比から終局含水比へ急変して、それぞれは一定と考える。この含水比の差に相当する水量を土

の全体積に対する割合で表わしたものは貯留係数または有効間げき率とよばれる。他の一つは Philip の研究などにみられる土中水分の移動に対するものであつて、漸変する含水比分布を考慮するものである。このときの含水比は土中のサクシヨンと関数関係をもつことになる。間げき水のサクシヨンの減少に対する含水率の増加割合を比水分容量 c (Specific moisture content) とよんでいる。さきの貯留係数 β と比水分容量 c との間には、たとえば、式 (1.2.93) のような関係がある。本研究では土中の浸透に力点を置いた関係から、連続の式には前者の Lambe の研究におけると同様の仮定に立つて、研究を進めた。具体的には、2.3節で水平一次元の非定常浸透と排水の現象を、2.4節では鉛直一次元の非定常浸透と排水の基本的な現象を、さらに2.5節では直立堤体内の非定常浸透の問題を、最後の2.6節では梯形堤体内の非定常浸透の問題にそれぞれ解析的・実験的検討を加えた。得られている事項は各節の終りに結論として述べてあるが、それらを総括して要約すると次のようである。

- (1) 浸潤面または自由水面の変動する非定常浸透と排水の解析には、透水係数 k と貯留係数 β との比が必然的に現われる。このうち、貯留係数 β は土の浸透過程においては浸透後の含水率 (土の全体積に対する間げき水の体積割合) θ_0 と初期の含水率 θ_i の差であつて、土の全間げき率 n を一定にしておく、 β は土の種類には依存せず、初期含水率 θ_i の増大につれて減少することが実験的に見いだされた。一方、排水過程における貯留係数 β は、初期含水率 θ_i と排水後の含水率 θ_0 の差であつて、土粒子の粒径が細かい場合にはきわめて小さい値になることが判明した。これは土中の毛管力などに起因した土の保水能力に関連していると考えられた。
- (2) 水平一次元浸透に関しては、急変する含水比分布を仮定した連続の式に基づく解析式が、一般に粗粒土や初期含水比の低い細粒土に対して良好な結果を与えることがわかつた。一方、初期含水比の高い細粒土に対しては、上述の解析式からずれが認められた。すなわち、水頭分布が必ずしも直線にならないこと、含水比の変化が一時的には緩慢となること、浸潤を終了して浸透過程になつて落ち着いた終局の含水率 θ_0 は初期含水率 θ_i の大きさに若干依存して、 θ_i がある程度の大きさになつた方が θ_0 が小さくなる傾向のあることが判明した。
- (3) 水平一次元の排水に関して、土柱の一端に負圧を強制的に与え、他端は大気に放置した実験によれば、排水により含水比低下の著しい、大気に放置した側の土柱内に大きな負圧の発生が認められ、しかも圧力水頭分布の傾きと水流の向きとがダルシーの法則で説明される向きとは逆になつていように見えるが、圧力測定法上の問題などに詳細な検討が必要であらう。
- (4) 鉛直上昇浸透流に関しては、さらに毛管帯として一定の高さの負圧領域を自由水面上に仮定して、土柱の底面の水頭がステップ上昇したときの自由表面の上昇と土柱内部の水頭変化を解析したときの自由表面の上昇と土柱内部の水頭変化を解析した。その結果を粗砂、豊浦標準砂をそれぞれ用いた実験によつて検討したところほぼ妥当な結果が得られた。
- (5) 鉛直下降排水に関しても、同様に一定の高さの毛管帯を考慮して自由水面の低下を解析した。

その結果得られた関係式は粗砂、豊浦標準砂をそれぞれ用いた実験結果によく合った。しかし、自由水面上の毛管帯の大きさの範囲を越えた位置での間げき水圧は理想平衡土層内で生じるほどの負圧が発生せず、この領域では土中水は滴状になつていていると考えられた。

- (6) 直立堤体に対する非定常浸透に関しては、準一次元の仮定をおき、毛管帯を無視して、基本式を解析するとともに、堤体基礎が透水性であるときの滞水層内浸透では、基本式が線形の拡散型の式になること、したがって重ね合わせの原理が適用されることなどを砂模型と Hele-Shaw 模型による実験で検証した。堤体基礎が不透水性のときには基本式が非線形となるが、種々の解を比較して自由水面は Polubari nova-Kochina の式が良好なこと、しかし不透水底面での水頭は直線的分布をした式 (1.2.122) で表わされることなどが、いずれも二つの模型実験で確認された。これらの結果から、滞水層内の浸透は不透水性基礎上の浸透に比較して、時間的に早く変化することが明らかとなつた。さらに、毛管帯を無視した場合の非定常浸透における相似律は式 (1.2.139) で表わされることを示した。
- (7) 梯形堤体内の非定常浸透に関しては、直立堤体の場合に得られている関係を拡張して実験結果を整理したところ、滞水層内の浸透は直立堤体の場合ほどよく合わないけれども、外水位変化が小さいときは近似的に許される。不透水性基礎上の浸透では、外水位のステップ変化と一定速度上昇に対して、いずれも直線的水面形の進行が観察され、それらの関係式を示した。

参 考 文 献

- 1) Çeçen, K. : Seepage onto the Slopes in the Isotropic and Anisotropic Soils, IAHR 9th Convention (Belgrade), I-27, 1961, pp. I/27-1~I/27-17.
- 2) Mokadam, R.G. : Thermodynamic Analysis of the Darcy Law, Trans. ASME., Vol. 28, No. 2, 1961, pp. 208~212.
- 3) 石原藤次郎・本間 仁編 : 応用水理学, 上「一般水理学」, 丸善 K.K., 1957, p. 188.
- 4) Polubarinova-Kochina, P. Ya. : Theory of Ground Water Movement, Princeton Univ. Press (Princeton), 1962, p. 17.
- 5) 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. 10~14.
- 6) Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc. 1961, p. 111.
- 7) たとえば,
Swanzendruher, D. ; The Applicability of Darcy's Law, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 32, No. 1, 1968, pp. 11~18.
- 8) 植下 協 : 土中水の熱力学的取扱いとその応用, 日本材料試験協会関西支部「土質材料の力学と試験法における最近の問題点」講演会テキスト, 1962, pp. 23~44.
- 9) Brooks, R. H. and Corey, A. T. : Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow, Proc. ASCE., Vol. 92, No. IR2, 1966, pp. 61~88.
- 10) Klute, A. and Wilkinson, G. E. : Some Tests of the Similar Media Concept of Capillary Flow : I. Reduced Capillary Conductivity and Moisture Characteristic Data, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 22, No. 3, 1958, pp. 278~280.
- 11) Klute, A., Whisler, F. D. and Scott, E. J. : Numerical Solution of the Nonlinear Diffusion Equation for Water Flow in a Horizontal Soil Column of Finite Length, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 29, No. 4, 1965, pp. 353~358.
- 12) Whisler, F. D. and Klute, A. : The Numerical Analysis of Infiltration, Considering Hysteresis, Into a Vertical Soil Column at Equilibrium Under Gravity, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 29, No. 5, 1965, pp. 489~494.
- 13) Whisler, F. D., Klute, A. and Millington, R. J. : Analysis of Steady-

- State Evapotranspiration from a Soil Column, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 32, No. 2, 1968, pp.167~174.
- 14) Wang, F. C., Hassan, N. A. and Franzini, J. B. : A Method of Analysing Unsteady, Unsaturated Flow in Soils, Journal Geophys. Res., Vol. 69, No. 12, 1964, pp.2569~2577.
 - 15) Rubin, J. : Numerical Method for Analyzing Hysteresis - Affected, Post - Infiltration Redistribution of Soil Moisture, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 31, No. 1, 1967, pp.13~20.
 - 16) Rubin, J. : Theoretical Analysis of Two - Dimensional, Transient Flow of Water in Unsaturated and Partly Unsaturated Soils, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol.32, No.5, 1968, pp.607~615.
 - 17) Poulouvasilis, A. : Hysteresis of Pore Water, an Application of the Concept of Independent Domains, Soil Sci., Vol.93, 1962, pp.405~412.
 - 18) Philip, J. R. : Numerical Solution of Equations of the Diffusion Type With Diffusivity Concentration - Dependent, Trans. Faraday Soc., Vol. 51, 1955, pp.885~892.
 - 19) Philip, J. R. : Theory of Infiltration : 1. The Infiltration Equation and Its Solution, Soil Sci., Vol. 83, 1957, pp.345~357.
 - 20) Philip, J. R. : Theory of Infiltration : 2. The Profile of Infinity, Soil Sci., Vol. 83, 1957, pp.435~448.
 - 21) Philip, J. R. : Theory of Infiltration : 3. Moisture Profiles and Relation to Experiment, Soil Sci., Vol. 84, 1957, pp.163~178.
 - 22) Philip, J. R. : Theory of Infiltration. : 4. Sorptivity and Algebraic Infiltration Equations, Soil Sci., Vol. 84, 1957, pp,257~264.
 - 23) Philip, J. R. : Theory of Infiltration : 5. The Influence of the Initial Moisture Content, Soil Sci., Vol, 84, 1957, pp.329~338.
 - 24) Brutsaert, W. : The Adaptability of an Exact Solution to Horizontal Infiltration, Water Resource Res., Vol. 4, No.4, 1968, pp.785~789.
 - 25) Brutsaert, W. : A Solution for Vertical Infiltration into a Dry Porous Medium, Water Resource Res., Vol. 4, No.5, 1968, pp.1031~1038.
 - 26) 小林 一 : 土壌中の未飽和流に関する理論的解析について, 岐阜大学農学部研究報告, No.12, 1960, pp.283~294.
 - 27) 田淵俊雄 : 浸潤と浸透の関係について, 第13回土質工学シンポジウム -土と水-

昭和43年度発表論文集, 土質工学会, 1968, pp.1~4.

- 28) Muskat, M. : The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media, Edwards, 1946, pp.300~303. など.
- 29) Kerr, A. D. : A Study of the Effect of the Capillary Zone on the Flow Through Homogeneous Earth Dams, Geotechnique, Vol. 9, №2, 1959, pp.59~61.
- 30) Chapman, T. G. : Two - Dimensional Ground Water Flow Through a Bank With Vertical Faces, Geotechnique, Vol. 7, 1957, pp.35~40.
- 31) Chapman, T. G. : Capillary Effects in a Two - Dimensional Ground Water Flow System, Geotechnique, Vol.10, №2, 1960, pp.55~61.
- 32) 網山田健二 : 自由水面を有する模型堤防の浸透について (I), (II), 農業土木研究別冊, №4, 1962, pp.37~41, 42~46.
- 33) Reisenauer, A. E. : Methods for Solving Problems of Multidimensional, Partially Saturated Steady Flow in Soils, Journal Geophys. Vol. 68. №20, 1963, pp. 5725~5733.
- 34) 吉田昭治 : 浸透流の基礎的研究——浸透流の力学——, 山形大学農学部紀要, Vol. 5, №3, 1968, pp.257~329.
- 35) Lambe, T. W. : Capillary Phenomena in Cohesionless Soils, Proc. of ASCE., Separate №4, 1950.
- 36) Hansen, V. E. : Infiltration and Soil Water Movement During Irrigation, Soil Sci., Vol.79, №2, 1955, pp.93~105.
- 37) Hall, W.A. : Permeability and Infiltration in a Uniform Soil, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol.37, №5, 1956, pp.602~604.
- 38) Childs, E. C. : The Non - Steady State of the Water Table in Drained Land, Journal Geophys. Res., Vol.65, №2, 1960, pp.780~782.
- 39) 田中 茂 : An Approximate Theory concerning Infiltration, Memoirs of the Faculty of Engineering, Kobe Univ., 1960, pp.73~84.
- 40) Fok, Yu-Si and Hansen, V. E. : One-Dimensional Infiltration into Homogeneous Soil, Proc. ASCE., Vol.92, №1R3, 1966, pp.35~47.
- 41) Whisler, F.D., Klute, A. and Peters, D.B. : Soil Water Diffusivity from Horizontal Infiltration, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol.32, №1, 1968, pp.6~11.
- 42) 物部長穂 : 浸潤作用に対する土堤の安定に就て、土木学会誌, Vol.4, №2, 1918, pp.291~345.

- 43) 赤井浩一・宇野尚雄 : 土中の準一次元非定常浸透流に関する研究, 土木学会論文集, №127, 1966, pp.14~22.
- 44) Vladimirescu, I. and Lates, M. : Recherches experimentales sur la Filtration en Regime non-permanent, avec Application aux Digue et Barrages en Terre, IAHR 9 th Convention (Belgrade), I-36, 1961, pp. I/36-1~11.
- 45) Polubarinova-Kochina, P.Ya. : Theory of Ground Water Movement, Princeton Univ. Press (Princeton), 1952, pp.506~507.
- 46) 嶋 祐之 : 鉛直流速の影響を考慮した堤体浸透流の非定常現象, 土木学会第23回年次学術講演会講演概要集, I-150, 1968, pp.419~422.
- 47) 宇野尚雄 : 不飽和土の透水性に関する一実験, 土木学会第22回年次学術講演会講演概要, 第Ⅱ部, 1967. pp.82-1~82-4.
- 48) 宇野尚雄・奥村邦夫・林 睦斉 : 不飽和土中の非定常浸透特性について, 第3回土質工学研究発表会論文集, 1968, pp.245~250.
- 49) 宇野尚雄 : 土中の非定常浸透流の解析について, 第13回土質工学シンポジウム発表論文集, 1968, pp.49~54.
- 50) 宇野尚雄 : Fundamental Study on Seepage Problems in Soil Mechanics, 京都大学修士論文, 1964, pp.35~42.
- 51) Wilson, L.G. and Luthin, J.N. : Effect of Air Flow Ahead of the Wetting Front on Infiltration, Soil Sci., Vol.96, 1963, pp.136~143.
- 52) 高木不析・馬場洋二 : 砂柱における鉛直浸透の機構に関する研究, 土木学会論文集, №144, 1967, pp.11~19.
- 53) Ligon, J.T., Johnson, H.P. and Kirkham, D. : Unsteady State Drainage of Fluid From a Vertical Column of Porous Material, Journal Geophys. Res., Vol.67, 1962, pp.5199~5204.
- 54) 富士岡義一・北村貞太郎 : Approximate Solution of a Vertical Drainage Problem, Journal Geophys. Res., 1964, pp.5249~5255.
- 55) 赤井浩一・稲田 裕 : 淀川堤防のろう水調査, 土木学会誌, Vol.48, №5, 1963, pp.64~70.
- 56) i.b.i.d.4), p.21.
- 57) Churchill, R. V. (洪四方次訳) : 応用ラプラス変換, 彰国社, 1963, pp.157~171.
- 58) i.b.i.d.4), p.159.

- 59) 宇野尚雄・宮下高昭 : 非定常浸透流に関する砂模型実験とヘル・シャウ模型実験について, 第4回土質工学研究発表会論文集, 1969, pp.303~308.
- 60) i.b.i.d.4), pp.497~512.
- 61) Langbein, W.B. : Computing Soil Temperatures, Trans. A. G. U., Vol. 30, №4, 1949, pp.543~547.
- 62) 矢野勝正・山本順一 : 河川堤防の浸透に関する研究, 京都大学防災研究所年報, №1, 1957, pp.12~15.
- 63) 河原田礼次郎 : 非定常浸透流動の水理学的相似律について, 昭和31年度農業土木学会講演会, 1956.
- 64) 田中宏平 : 干拓堤防の不定流について, 農業土木研究, Vol.24, №2, 1956, pp.7~10.
- 65) 田町正蒼 : 土壌および堤体内における浸透に関する理論的考察, 九州大学農業工学研究資料, №51, 1957, p.13.
- 66) 吉田昭治 : 飽和浸透流の相似律と模型実験則について, 農業土木研究, 別冊№5, 1962, pp.1~9.
- 67) 赤井浩一・宇野尚雄 : 自由水面をもつ地下水の揚水試験に対する考察, 土と基礎, Vol.12, №7, 1964, pp.15~19.
- 68) 宇野尚雄・竹山 愷・寺沢英和 : 外水位上昇時の堤体内非定常浸透流に対する一考察, 土木学会第23回年次学術講演会講演概要, 第Ⅲ部, 1968, pp.195~196.
- 69) Pietrararu, V. : Contributions a l'etude des infiltrations non permanentes a niveau libre, IAHR 9th Convention (Belgrade), I-7, 1961, pp. I/7-1~I/7-9.
- 70) Brahma, S.P. and Harr, M.E. : Transient Development of the Free Surface in a Homogeneous Earth Dam, Geotechnique, Vol.12, №3, 1962, pp.283~302.

第3章 現地揚水試験に関する研究

3.1 概 説

土中水運動の諸現象を解析する際には、ほとんどの場合ダルシーの法則が使用され、したがって透水係数 k を用いて解析されねばならない。また第2章にみられたように、自由水面が変動する非定常現象では、さらにもう一つの重要なパラメーター、有効間げき率とか貯留係数とか呼ばれる β が必然的に導入されなければならない。透水係数の測定に関しては、JIS A 1218に土の透水試験方法として、室内実験による測定方法が一応規格化されている。¹⁾ ここに“一応”と述べたのは、その試験方法と土試料の状態量（たとえば初期含水比か終局含水比あるいは飽和度、間げき比など）との関連性に対する適確な指針が与えられていないからである。一方、有効間げき率 β に関しては、水理公式集にその概略値が示されている程度であつて、²⁾ 測定方法に関する規定はないようである。

このような実情のため、現地で土の透水性が重要な問題が発生すると、土を採取して室内に持帰つて試験する代りに、その都度現地のそのままの乱さない状態で測定する方法としての現地揚水試験が実施されている。揚水試験の解析には当然「井戸の水理」が利用される。³⁾ 井戸は元来人類発祥の古代から人類にとって必要欠くべからざる背景をもつていたためか、その研究の歴史もかなり古く、揚水試験としては解析の簡単な定常揚水試験がしばしば実施されていたようである。

しかし、井戸の水理が究明されるにつれ、定常状態の意義のあいまいさが指摘されたり、貯留係数を求める必要が生じたり、さらには揚水による井戸の水理が定常（平衡）状態に達するには長時間を要することなどのため、最近是非定常揚水試験が実施されることが多い。しかるに、現地揚水試験は現地の水理・地層条件の相違によつて水位低下のパターンには種々の複雑な関係が観測されることがしばしば報告される。これに対して、理想的な状態での確立された水位低下関係の解析法を知っている程度では、もはや揚水試験結果を整理・分析して滞水層定数を算出することすら不十分なものとなる。この章では、このような問題解消のために、まず従来の非定常揚水試験の解析法を整理・考察するとともに、筆者がこれまでに経験した観測水位低下関係の分析を通して、現地揚水試験の確立を目的とした、現地揚水試験の解析法に対して詳細な考察・検討を加えている。

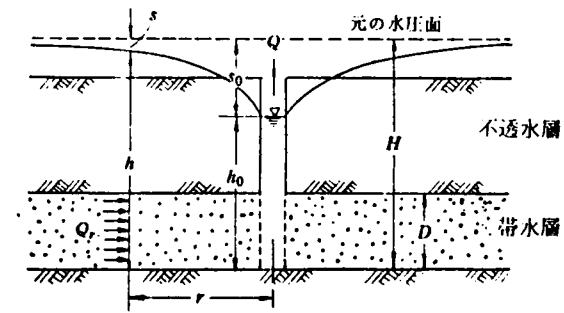
3.2 非定常揚水の水理（従来の研究成果とその考察）

3.2.1 理想的な条件に対する解

図1.3.1のように、厚さ D が一定で、無限の広がりをもつ均質な被圧滞水層に掘抜井戸が完全貫入されているとき、半径 r_0 なる井戸の側壁にストレーナーを切つて、ポンプで一定流量 Q を

揚水すると、揚水井水位は低下し始めると同時に地下水圧面は漸次降下し、水面傾度も次第に大きくなってゆく。しかし普通はある程度揚水を継続すると、ほぼ一定の水面形で平衡して定常状態となる（厳密には有限な距離 $r = R$ で水位か流量が強制的に決められるような境界条件がない限り定常状態はあり得ない³⁾、⁴⁾）。

図 1.3.1 被圧地下水の揚水による水位低下



さて、揚水開始と同時に始まる水圧低下の時間的变化は、次に述べる仮定が満足される理想的な場合に対して解析法が確立されている。

- 仮定 (1) 滞水層は均質・等方である。
- (2) 滞水層は無限の広がりをもつ領域である。
- (3) 井戸は滞水層を完全貫通していて、全層から集水される。
- (4) 井戸半径は無限小である。
- (5) 透水係数 k と滞水層厚 D の積である透水量係数（伝達係数ともいう） T は時間と場所に無関係に一定である。
- (6) 揚水にともなう土中水の排水は間げき水圧の減少により、ただちに貯留水が排出される（貯留係数 S が一定）。
- (7) 揚水により生じる水面傾度は過大でない。

これらの仮定のうちで最後のものは、第 2 章に述べた準一次元的取扱いが井戸水理としての放射状流にも適用されるための仮定とみなされ、筆者がつけ加えたものである。図 1.3.1 をを参照しつつ、滞水層の透水係数を k 、圧縮率を κ 、半径 r の地点の水頭を $h = H - s$ （ただし、 H は初期水頭、 s は水頭の低下量）および半径 r の円筒面を通つて流入する流量を Q_r とすると、運動と連続の式はそれぞれ

$$Q_r = 2 \pi r D \cdot k \frac{\partial h}{\partial r} \quad (1.3.1)$$

$$\frac{\partial Q_r}{\partial r} = 2 \pi r \kappa D \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.3.2)$$

与えられる。両式から Q_r を消去して、水圧低下量 s に関する基礎式を導くと、

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{k}{\kappa} \cdot \left[\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial s}{\partial r} \right] \quad (1.3.3)$$

式(1.3.3)を次の初期および境界条件:

$$\begin{aligned} t=0 & ; s=0 \\ r=\infty & ; s=0 \\ r=0, t>0 & ; Q_r=Q \end{aligned} \quad (1.3.4)$$

で解くと、水圧低下量 s 〔L〕は次式で与えられる。

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) \quad (1.3.5)$$

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 + \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \dots \quad (1.3.6)$$

ここに、 $u = Sr^2 / (4Tt)$ 、 $T = kD$ 、 $S = \kappa D$

$u \ll 1$ のとき、式(1.3.6)の右辺は第2項までをとって、式(1.3.5)は次式のように近似される。

$$s = \frac{2.30Q}{4\pi T} \left[\log_{10} (t/r^2) - \log_{10} \frac{S}{2.25T} \right] \quad (1.3.7)$$

上式の透水量係数 T と貯留係数 S の2つはまとめて滞水層定数とよばれている。式(1.3.6)は $W(u) \sim u$ 関係であつて、Wenzelの井戸関数とよばれ、Theisの標準曲線として利用されている。式(1.3.7)は式(1.3.5)の近似式であるけれども、水圧低下量 s と $\log_{10}(t/r^2)$ の関係が直線関係となることを意味していて、しかも近似の度合は良いため、揚水試験整理においてJacobの方法としてよく利用される。

図1.3.2に示す重力井戸からの揚水にとまなう水位低下も、掘抜井戸の場合と同様に解析される。すなわち運動と連続の式はそれぞれ次のように表わされる。

$$Q_r = 2\pi r h \cdot k \frac{\partial h}{\partial r} \quad (1.3.8) \quad \text{図1.3.2 不圧地下水の揚水による水位低下}$$

$$\frac{\partial Q_r}{\partial r} = \beta \cdot 2\pi r \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.3.9)$$

ここに、 β は滞水層地盤の有効間げき率(貯留係数)

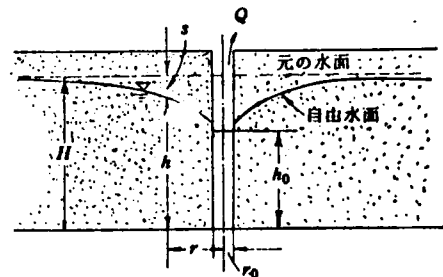
両式から Q を消去し、 $s = H - h$ として水位低下量 s に関する基本式を求めると、

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{\beta} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \left(r h \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad (1.3.10)$$

または

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{kH}{\beta} \cdot \left[\frac{\partial}{\partial r} \left\{ \left(1 - \frac{s}{H} \right) \cdot \frac{\partial s}{\partial r} \right\} + \left(1 - \frac{s}{H} \right) \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial s}{\partial r} \right] \quad (1.3.11)$$

式(1.3.10)と式(1.3.11)はいずれも非線形であつて、容易に解けない。しかし、揚水流量を適当にとると、水位低下量 s は小さな範囲にすることができて、 s に関する次の線形式が得られる。



$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{kH}{\beta} \cdot \left[\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial s}{\partial r} \right] \quad (1.3.12)$$

式(1.3.12)は式(1.3.3)とまったく同型で、ただ右辺の係数が異なっているだけである。

したがって、滞水層定

表1.3.1 滞水層定数

数を表1.3.1のように、 掘抜井戸と重力井戸の 各場合を区別して使用 すると、初期および境 界条件式(1.3.4)を	表1.3.1 滞水層定数	
	掘抜井戸 被圧地下水の場合	重力井戸 不圧地下水の場合
透水量係数 T (cm ² /sec)	kD	kH
貯留係数 $S(0)$	κD	β
滞水層厚さ (cm)	D	H

満足する式(1.3.12)

の解は、掘抜井戸の場合の解である式(1.3.5)または式(1.3.7)と同一のものとなる。したがって、 $s \ll H$ のときの重力井戸(不圧地下水)の場合も掘抜井戸(被圧地下水)の場合とまったく同様に取扱うことができる。

しかし、滞水層が薄かつたり(H が小さい)水位低下量 s が大きい場合には近似を行なっていない元の式(1.3.10)を解かなければならない。三宅は式(1.3.10)の非線形解として次の⁵⁾似解を求めた。

$$\frac{s}{H} = \eta \cdot W(u) + \frac{1}{2} \cdot \left[\eta \cdot W(u) \right]^2 + \frac{1}{2} \left[\eta \cdot W(u) \right]^3 \quad (1.3.13)$$

ここに、

$$\eta = \frac{Q}{2\pi kH^2} \quad (1.3.14)$$

$$u = \frac{\beta r^2}{4kHt} = \frac{Sr^2}{4Tt}, \quad W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

以上に求められている解、式(1.3.5)、式(1.3.7)および式(1.3.13)の各関係を図示したのが、図1.3.3である。図1.3.3からJacobの近似式、式(1.3.7)は $1/u > 10$ では線形解の式(1.3.5)にほとんど等しいこと、さらに非線形解である式(1.3.13)も $\eta \leq 0.001$ では線形解の式(1.3.5)に一致することがわかる。非線形解でも、 $\eta = 0.01$ の程度ならば、線形解とのずれは少ないけれども、 $\eta = 0.1$ になるとかなりの差異が認められる。いま非線形解を線形解で近似できる η の許容限界値を η_c で表わすと、

$$\eta = \frac{Q}{2\pi kH^2} \leq \eta_c \quad (1.3.15)$$

が得られる。式(1.3.15)は線形近似が許されるような揚水流量 Q の満足すべき条件式と考えることができる。 η_c の値は図1.3.3から考えて、 $\eta_c = 0.001 \sim 0.01$ 程度とみられる。

重力井戸からの揚水による水位低下が平衡して定常状態になったとき、揚水流量 Q 、境界水位

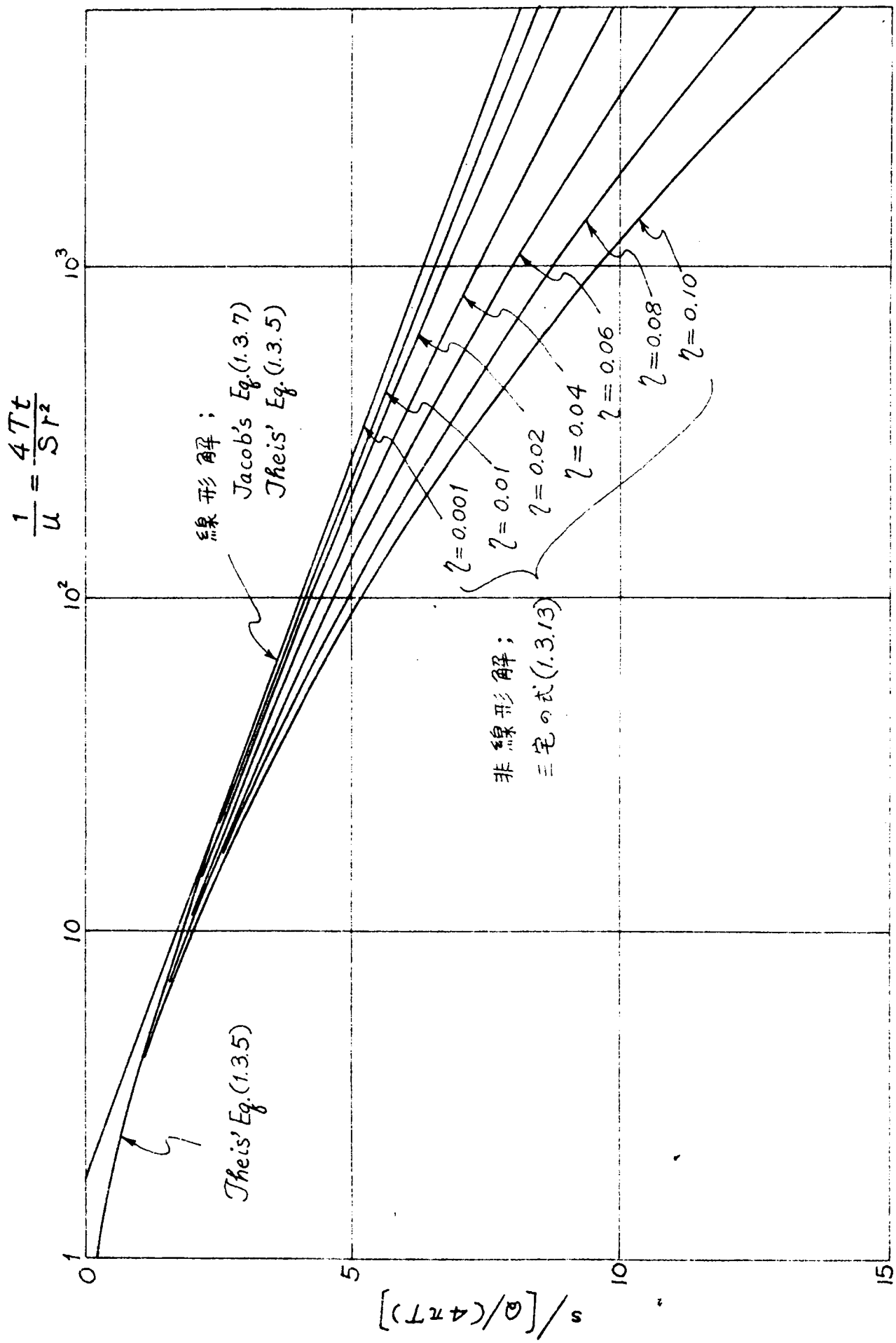


図 1.3.3 非常定揚水による線形解と非線形解

と水面形の関係は次式で表わされる。

$$H^2 - h_0^2 = \frac{2.30Q}{\pi k} \log_{10} (R/r_0) \quad (1.3.16)$$

ここに、 h_0 : 揚水井 (半径 r_0) の水深

R : 影響半径

H : 半径 $r = R$ における水深

式 (1.3.16) の Q を式 (1.3.15) の Q に代入し、さらに $h_0/H < 1$ を考慮すると次式が得られる。

$$1 > (h_0/H)^2 \geq 1 - 4.60 \eta_c \log_{10} (R/r_0) \quad (1.3.17)$$

式 (1.3.17) は、揚水流量に対する制限式 (1.3.15) に対して、揚水井の水位低下に対する制限式と考えられる。試みに、式 (1.3.17) に $R/r_0 = 5000$ ($r_0 = 15\text{cm}$, $R = 750\text{m}$) を代入して、 $\eta_c = 0.001 \sim 0.01$ のときについて試算すると、

$$1 > h_0/H \geq 0.99 \sim 0.91 \quad (1.3.18)$$

すなわち、重力井戸で線形解がほぼ妥当であるといえるのは、揚水井の水位低下が滞水層厚さの 1 割弱である必要のあることが推論される。しかし、従来実施された揚水試験には、揚水井の水位低下が初期の水深の 2～3 割程度のももみられる (たとえば後述の図 1.3.11 参照) けれども、必ずしも非線形解のような水位低下を示していない。これは、第 2 章の 2.5 節にみたように、準一次元非定常浸透において初期滞水層厚に比して外水位変動が微小である場合に、拡散型の線形解、たとえば式 (1.2.39) などが成立するという論理であるのに、実験によると外水位変動のかなりの大きさのものまで線形解がよく合うという事実に類似したものと考えられる。すなわち、毛管帯などの作用が好都合に効いているものと思われる。したがって、上述の制限式、たとえば式 (1.3.18) などは若干ゆるめられてよいと考察される。

3.2.2 特殊な条件に対する解

(1) 有限領域の滞水層の場合

前項に述べた理想的な揚水の水利に対しては、いくつかの仮定が置かれている点が常に想起されねばならない。ここでは、仮定(2)に関して、滞水層がある有限距離に存在する水利境界条件の影響を受ける問題を整理しておく。すなわち、河海近辺で揚水したり、滞水層が不透水壁で遮断されている近辺で揚水すると、これらの影響が井戸揚水に伴う水面低下の關係に現われる。このような問題は現在のところ、前項に述べた線形解を映像法により修正して解析することができる。しかし、以下に述べる映像法の適用は線形解が十分な精度をもつような滞水層条件に対してのみ有用であることに留意しなければならない。

図 1.3.4 は重力井戸が河岸近くにあつて、地下水位は水平で、河の水位と同じレベルにある。

このようなときの揚水による水位低下は映像法により解析される。すなわち、河川から補給があるため、河岸の水理境界面に対して揚水井の虚像の位置に仮想注水井を考える。実際の揚水井から観測井までの距離を r_p 、仮想注水井からの距離を r_i とすると、観測井の水位低下 s は近似的に次式で与えられる。

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \left[W(u_p) - W(u_i) \right] \quad (1.3.19)$$

ここに $W(u)$: 井戸関数

$$u_p = \frac{S r_p^2}{4 T t}, \quad u_i = \frac{S r_i^2}{4 T t}, \quad r_i / r_p \geq 1$$

式(1.3.19)の第2項が河川からの補給水の影響を表わしている。観測井の位置は地盤内にあるから、 $r_i \geq r_p$ であつて、式(1.3.19)の右辺のカッコの中は第1項の方が第2項より大きいかまたは等しい。

一方、滞水層が図1.3.4に示されている河川との境界でなく、不透水壁面で区切られているときには、上述の方法の中で、仮想注水井でなく仮想揚水井を考慮して、同様の解析ができる。すなわち、揚水井近傍に不透水壁面が存在するときには、観測井の水位低下量 s は近似的に次式で与えられる。

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \left[W(u_p) + W(u_i) \right] \quad (1.3.20)$$

式(1.3.19)や式(1.3.20)はまとめて

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W_s(u_p, r_i / r_p) \quad (1.3.21)$$

で表わすと、 W_s と u_p 、 r_i / r_p との関係は図1.3.5のように与えられている。⁶⁾

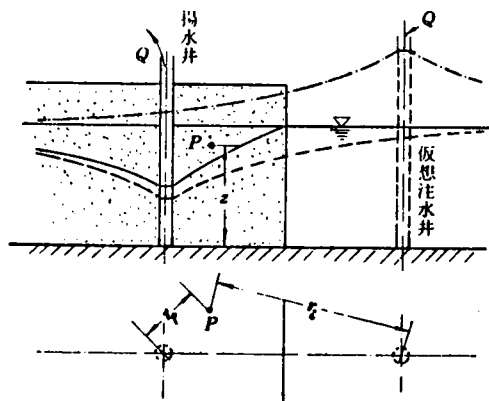
(2) 滞水層にろ過水(または給水)がある場合

Hantush は滞水層にろ過水がある場合の揚水にともなう水位低下量 s の基本式とその解を次のように与えた。⁷⁾

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{T}{S} \cdot \left[\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial s}{\partial r} - \frac{s}{B_h^2} \right] \quad (1.3.22)$$

ここに、 $B_h^2 = T / (k' / b')$ [L^2]、 k' : 滞水層(厚さ D 、透水系数 k)を被覆している粘土層(厚 b')の透水系数、他の記号は前出に同じ。

図 1.3.4 河川近くの重力井戸に対する映像法



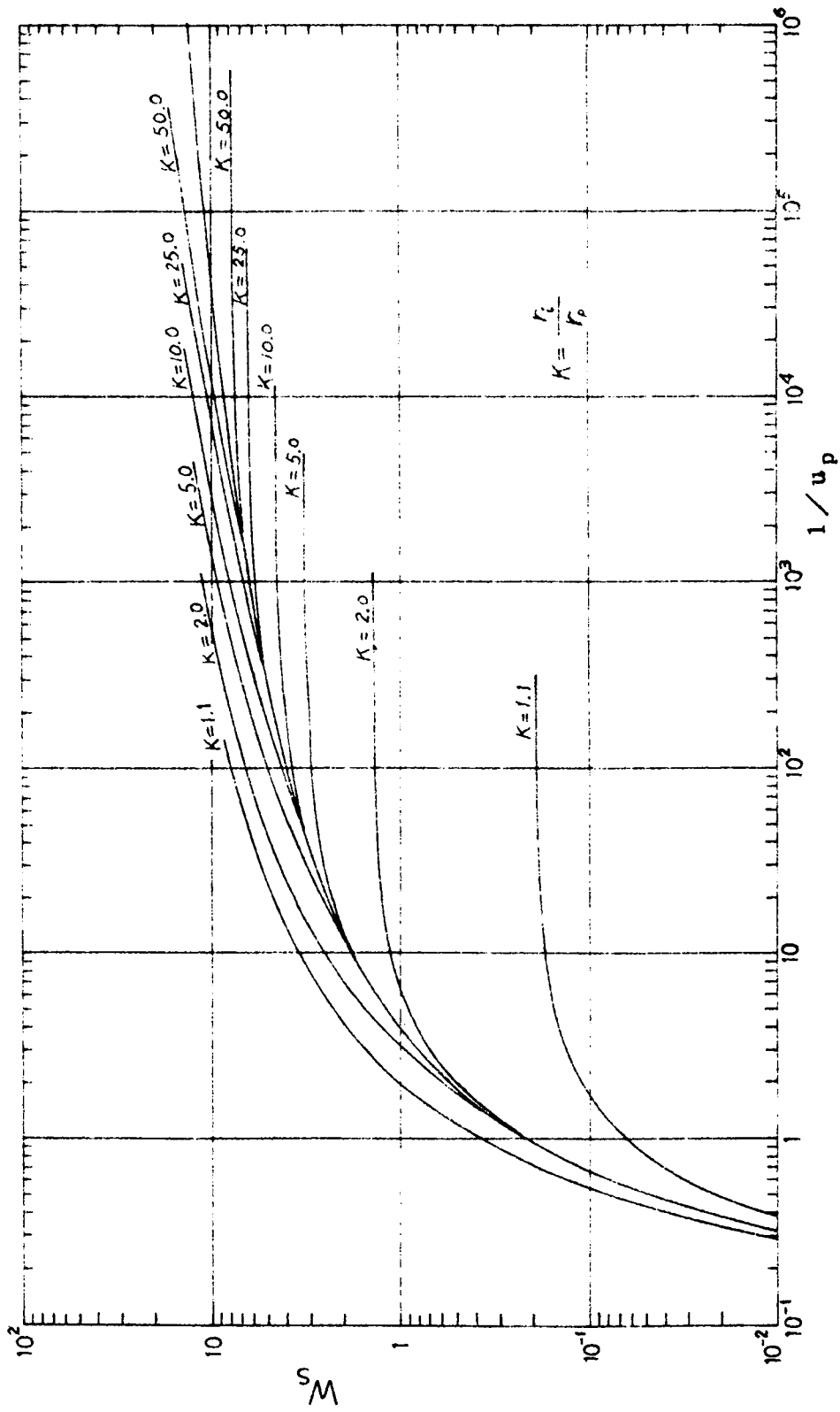


図 1.3.5 給水源または不透水壁面が近在するときの水位低下

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^{\infty} \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4B_h^2 y}\right) dy$$

$$= \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u, r/B_h) \quad (1.3.23)$$

ここに、 $W(u, r/B_h)$: ろう水がある場合の井戸関数、 $u = S r^2 / (4 T t)$ 。

Hantushらは $B_h = 20,000 \text{ ft}$ という比較的ろう水が少ない場合に対して、計算結果を $s / (Q / 4\pi T) \sim r^2 / u \equiv 4 T t / S$ の関係で図示しているけれども、⁸⁾ $s / (Q / 4\pi T)$ と $1/u$ の関係で整理すると、図1.3.6のようである。図1.3.6から、水位低下の関係が線形解などの場合と違って、ある時間経過後には水位低下が一定に近づくこと、および半径 r の大きさによつて最終の水位低下量 s は異なることが明らかである。ほぼ平衡になるのは

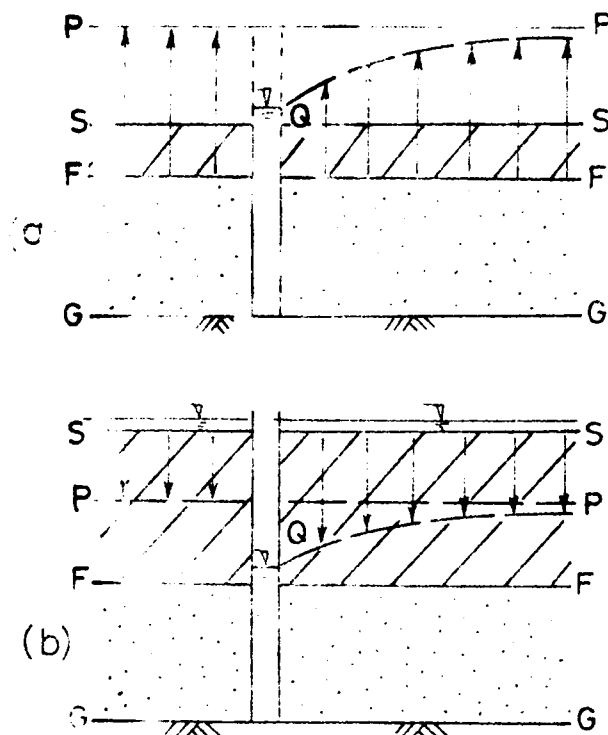
$$\frac{(r/B)^2}{u} = \frac{4 T t}{S B_h^2} > 0.5 \sim 1.0$$

$$\therefore t > \frac{S B_h^2}{4 T} \times (0.5 \sim 1.0) \quad (1.3.24)$$

経過後であることも図1.3.6からわかる。なお、この方法による揚水試験の整理・解析法と必要な数表は文献7) または9) に詳しい。

以上に述べたHantushの考えた場合は図1.3.7(a)に示すものである。

図1.3.7 被圧滞水層のろう水条件と給水条件



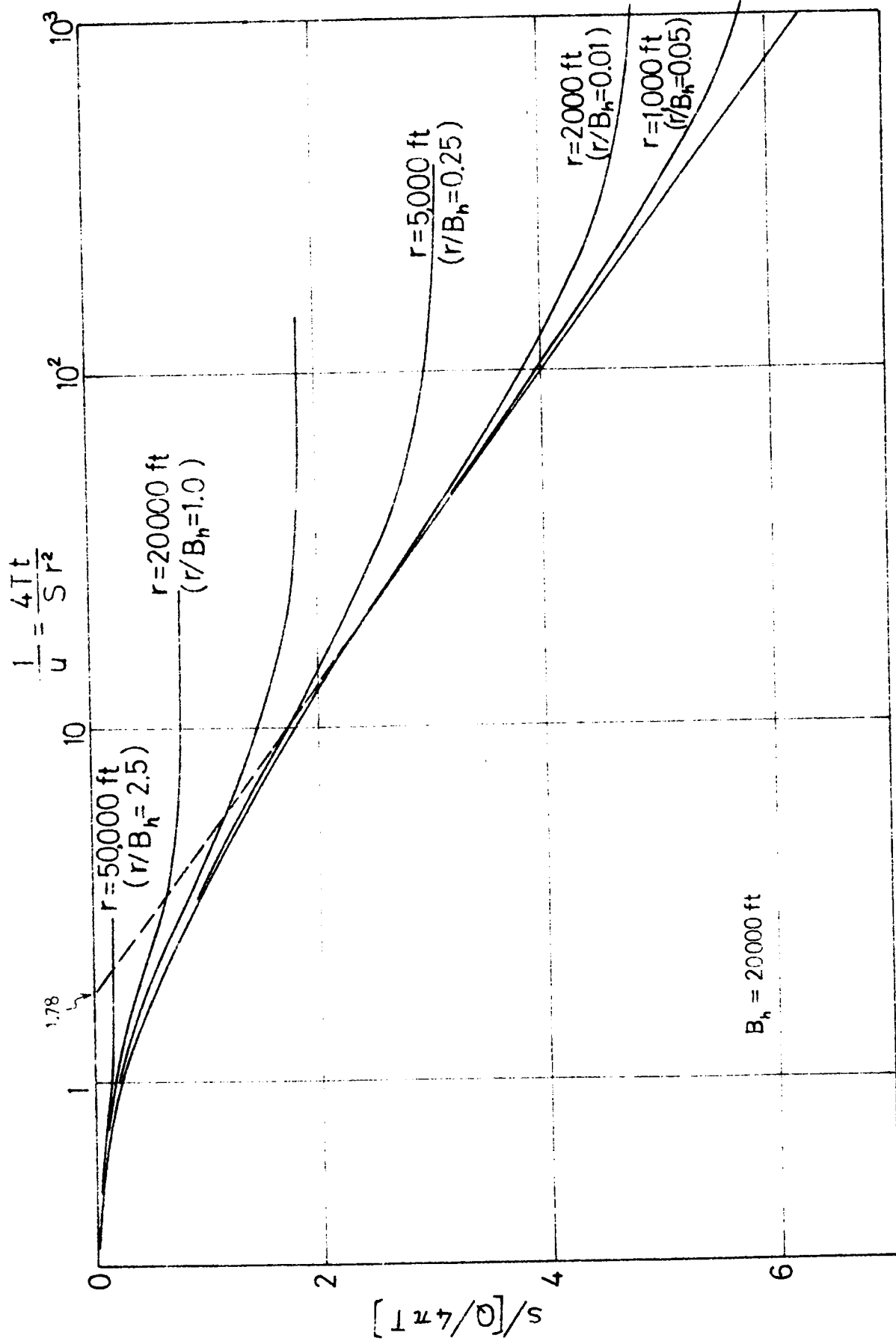


図 1.8.6 滞水層にろり水があるときの水位低下 (Hantush)

すなわち，図 1. 3. 7 (a) は被圧滞水層を被覆している粘土層が，ある程度の透水性を有するため，当初の滞水層の水圧面は P - P の高さをもつていて，これと地表面 S - S との水頭差で粘土層内を通つて一定のろう水が生じている。揚水によつて，水圧面は Q - Q に低下すると，ろう水は揚水井近傍で少なくなつて，遠方では当初の大きなろう水に近いものが残つていて，ろう水に場所的变化が現われてくる。一方，図 1. 3. 7 (b) は当初の滞水層の水圧面が粘土層内にあつて，粘土層上面から一定の補給がある場合である。揚水によつて水圧面が低下して Q - Q 面に低下すると水頭差は大きくなつて，揚水井近傍での補給水量は増大する。図 1. 3. 7 (b) のように揚水井近傍での補給水量が遠方に較べて増大することは，(a) のように揚水井近傍でのろう水量が減少することと全く同じ効果を滞水層に与えていると考えられる。したがつて，滞水層に補給がある場合も上述の方法が適用される。

(3) 貯留係数の変化を考慮した場合

いわゆる遅滞排水 (Slow drainage) の影響を考慮する方法である。重力井戸から揚水を始めると，周辺自由水面は低下し，もともと自由水面上に貯えられていた土中水が排水される。この場合，上述した解析ではどれでも，排水された部分の土の全体積 V の有効間げき率 β の割合だけ水が瞬間的に排水されると仮定している。この意味で， β は産出率 (Specific yield) とよばれ，重力井戸では貯留係数 S に等しい。

これに対して，Boulton は揚水開始 τ から $\tau + \delta \tau$ の時間の排水による産出率を 2 つに分けて考察した。^{10), 11)}

1) 瞬間的に排水される割合としての産出率 S

2) 時間経過とともに徐々に排水される産出率 (遅滞産出率, Delayed yield) を

$$\alpha S' e^{-\alpha(t-\tau)}$$

で与えて (α : 係数, S' : 全遅滞産出率),

これは次の条件を満足しなければならない。

$$\alpha S' \int_{\tau}^{\infty} e^{-\alpha(t-\tau)} dt = S' \quad (1.3.25)$$

このように考えると，有効な全貯留係数 (全産出率) は次のようになる。

$$S + S' = I S, \quad (I = 1 + S'/S) \quad (1.3.26)$$

この場合の水位低下量 s に関する基本式および I が十分大きいときの解は次のようである。

$$T \cdot \left[\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial s}{\partial r} \right] = S \cdot \frac{\partial s}{\partial t} + \alpha S' \int_0^t \left[\frac{\partial s}{\partial t} \right]_{t=\tau} \cdot e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau$$

$$(1.3.27)$$

$$\left\{ \begin{aligned} s &= \frac{Q}{4\pi T} \int_0^{\infty} 2 J_0\left(\frac{r}{B_b x}\right) \cdot \left[1 - \frac{1}{x^2 + 1} \exp\left(-\frac{\alpha t x^2}{x^2 + 1}\right) - \epsilon \right] \frac{dx}{x} \\ \epsilon &= \frac{x^2}{x^2 + 1} \cdot \exp\left[-\alpha I t (x^2 + 1)\right] \end{aligned} \right. \quad (1.3.28)$$

ここに,

$$B_b = \sqrt{T / \alpha S'} \quad (1.3.29)$$

時間 t が十分小さいときには

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^{\infty} 2 J_0\left(\frac{r}{B_b x}\right) \cdot \frac{x^2}{x^2 + 1} \cdot \left\{ 1 - \exp(-\alpha I t (x^2 + 1)) \right\} \frac{dx}{x} \quad (1.3.30)$$

以上に得られた式によつて新しい井戸関数 W_s を考え、さらに次の無次元パラメーターを用いる。

$$W_s = s / \left[Q / (4\pi T) \right] \quad (1.3.31)$$

$$\theta = \frac{4 T t}{S r^2} \quad (1.3.32)$$

$$\theta' = \frac{4 T t}{S' r^2} = \frac{\theta}{I - 1} \quad (1.3.33)$$

$$\theta'' = \frac{4 T t}{S' r^2} = \frac{4 \alpha t}{(r / B_b)^2} \quad (1.3.34)$$

このようにすると、式(1.3.28)、式(1.3.30)に与えられた水位低下の関係は図1.3.8に与えられるようなものとなる。

3.2.3 非定常揚水の水理のまとめ

これまでのところで、非定常揚水による井戸水理を整理した。ここではさらに、井戸揚水による水位低下の形態を考えてみよう。

Theis の標準曲線として知られている水位低下の関係は、数ケの大きな仮定に基づいた、きわめて簡単な滞水層モデルに対して誘導される線形解である(式(1.3.5))。この解をさらに、 $u \equiv S r^2 / (4 T t) \ll 1$ という仮定を設けて近似式を求めると Jacob の直線式(1.3.7)が得られる。これらの線形解に対して、式(1.3.18)が満足されないような過剰揚水に対する非線形解は三宅によつて与えられた式(1.3.13)で表わされる。さらに、揚水井近傍に河川や不透水壁面の存在が考えられる際の水位低下は線形解を用いて導かれる式(1.3.19)や式(1.3.20)で表現される。滞水層にろう水などが認められているところでは Hantush の解である式(1.3.23)がある。重力井戸で貯留係数を表わす有効間げき率に変化する、いわゆる遅滞排水の発生する滞水層に対しては、式(1.3.28)や式(1.3.30)が示されている。これらの関係式を比較対比するため描いたものが図1.3.9である。

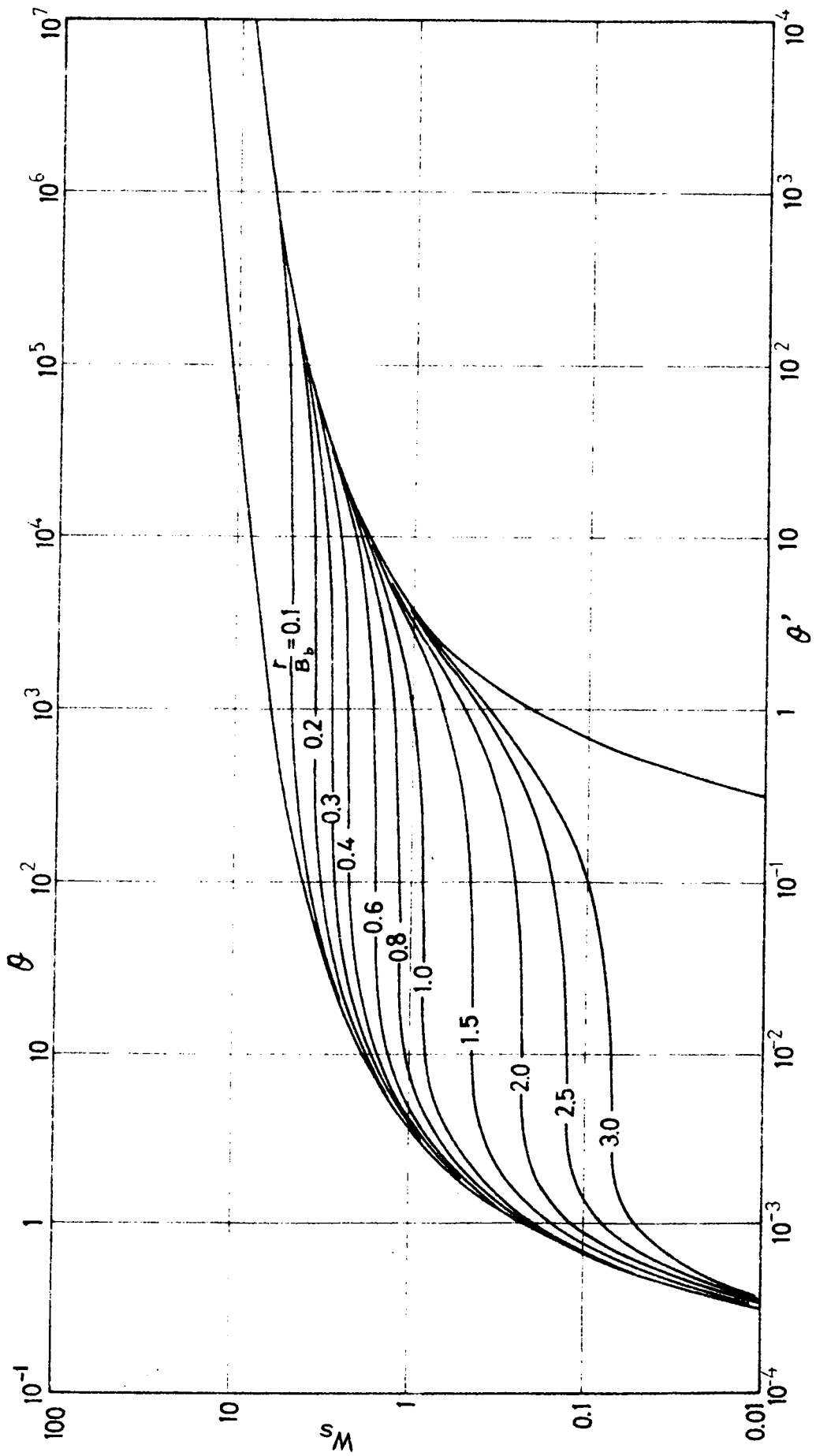


図 1. 3. 8 貯留係数の変化を考慮した標準曲線

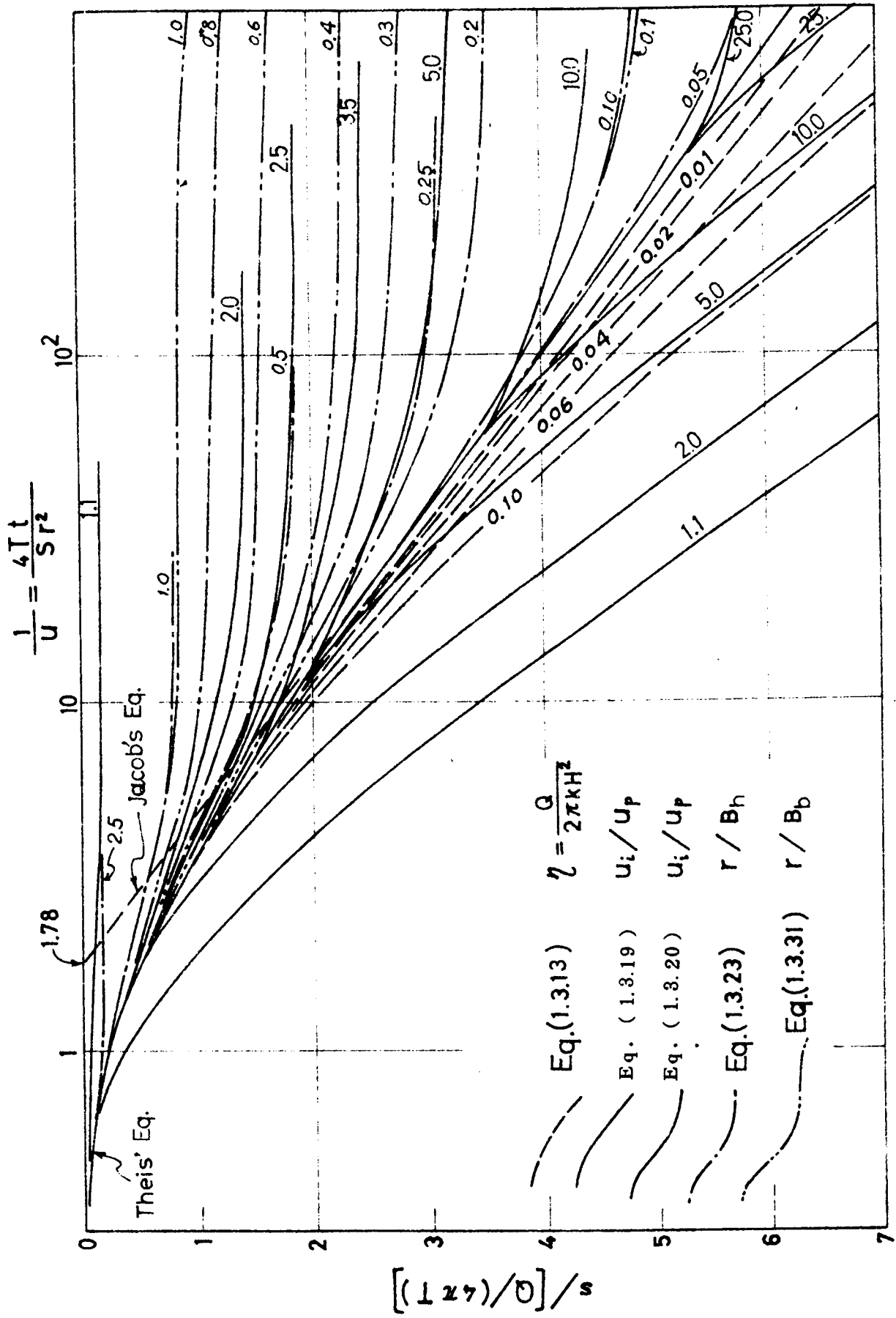


図 1.3.9 種々の水位低下関係

図1.3.9は片対数方眼紙に整理したものである。この理由は両対数で整理するTheis曲線の利用のしにくさに起因して¹²⁾、片対数にすると揚水試験結果の整理においてJacobの直線関係を予想することができて、最も簡単に利用され易いからである。図1.3.9によれば、揚水にともなう水位低下の時間的変化の関係はきわめて多様なものとなることが理解される。

すなわち、Theisの標準曲線とJacobの直線関係を基本にして、非線形解では水位低下が大きく、過剰揚水の程度が大きいほど水位低下は急激に大きくなる。一方、水理干渉として、近傍に河川の水源があるときには水位低下は抑制されてある時間経過すると一定の平衡状態に達する。揚水井近傍に不透水壁が存在するときには不透水壁近傍のものほど早く、大きい低下を示し、各観測井の水位低下はほぼ平行な、直線的関係を示すようになる。さらに滞水層にろ過水や給水がある場合には最も急激な水位低下を示すところでも、Jacobの直線関係を越すことがなく、ある時間経過後には水位低下は止まり平衡状態に達する。

図1.3.9にはBoultonの解も併記されている。この場合には、係数Iが予め決定され得ないため、それによつて水位低下の関係は図示したものより変形されるので、単純に上述のものと比較することはできない。しかしながら、Hantushのろ過水のあるときの解析における $B_h = \sqrt{T / (k' / b')}$ に対して、Boultonの解析における $B_b = \sqrt{T / (\alpha S')}$ は内容が異なるけれども、両者の水位低下の関係は r / B_h と r / B_b が等しければ、かなりよく一致したものとなつてることが注目される。このことは遅滞排水が水位低下関係に与える効果は、ろ過水のある滞水層の揚水井近傍のろ過水減少が水位低下に与える効果と類似したものを示していて興味深いものがある。

さて、上述の関係に考慮を払つたうえで、さらに現地の滞水層条件の不規則性などにも考慮を払うとき、現地揚水試験の結果得られる水位低下の関係はいかなる因子の影響を受けているか容易に判断できないものを含んでいるといわねばならない。このことから、揚水試験より得られる水位低下の特性を滞水層条件や水理境界条件と関連づけて分類しておくことは、実際的な試験にとつて非常に有用なものであろう。この意味で、本節では従来の理論的成果などを整理した。

3.3 現地揚水試験の考察¹³⁾

3.3.1 概 説

不透水層上の均質な砂れき滞水層からの非定常揚水試験の観測結果は、揚水流量が適度であれば、Theisの方法やJacobの方法で整理すると、多くの場合標準曲線ときわめてよく一致する。それは滞水層が理想的な地層・水理条件になつている場合である。しかし、実際の地盤の滞水層では透水性の異なる地層が複合していたり、あるいは滞水層内の地下水がかなりの伏流水の影響を受けていたりすることがしばしばみられる。これらが水位低下の関係に与える影響はきわめて複雑なため、前節で述べた種々の解析式に相当する観測値がどれであるのか全く予想の

つかないことがしばしば生じる。

最近実施された琵琶湖周辺平野などにおける揚水試験資料は多数にのぼるが、それらの結果には上述の事情を示す資料がかなり認められた。それらを分類してみると、3.2節に述べた形式の水位低下関係のほか、初期水位補正が必要な揚水試験例、揚水井近傍の水頭損失が認められる揚水試験例、地層の複雑な滞水層からの揚水試験例、多量の地下水伏流が認められる地点の揚水試験例などが指摘される。これらに対する検討結果を述べ、さらに今後実施が予想される揚水試験の整理に対する指針を与える。

3.3.2 不透水壁の存在が予想される揚水試験例

豊中の神崎川近傍のポンプ場建設予定地点で実施された揚水試験は、かなり厚い粘土層の表層で被覆された被圧滞水層に対するものである。この滞水層はきわめて均質な砂層であること、神崎川などから補給水を受けていないことが別途調査で確認されている。

図1.3.10(a)は揚水に伴う水圧低下量 s (cm)と $\log_{10}(t/r^2)$ の関係に整理した揚水試験の結果である。Theisの方法やJacobの方法によれば、上述のような整理をすると観測井の違い(距離 r の違い)によつて食違ふことなく、一つの曲線または直線上にすべての観測値が集まるはずである。図1.3.10(a)に現われている水圧低下の特色は、遠方の観測井の水圧低下が揚水井近傍のものに較べて時間的に早く生じていること、および相当時間経過後の各観測井の水圧低下はほぼ平行に増大していることである。このような特徴をもつ水位低下を示す場合は、図1.3.9などによれば、滞水層に不透水壁が存在する場合であることがわかる。そこで、図1.3.10(a)の関係を両対数紙上にプロットし直し、かつ3本の観測井の水圧低下関係すべてを、式(1.3.20)で表わされる解析的關係(図1.3.5)に重ね合うようにすると、図1.3.10(b)のようである。観測井のNo.1($r_p = 4m$)に対して $r_i/r_p = 5.0$ 、No.2($r_p = 9m$)に対して $r_i/r_p = 2.0$ 、No.3($r_p = 16m$)に対して $r_i/r_p = 1.1$ なる値が得られる。すなわち不透水壁のために考慮しなければならない仮定の揚水井は観測井No.1、No.2、No.3からそれぞれ r_i が20.0m、18.0m、17.6mの位置にある筈である。そこで3本の観測井からそれぞれの r_i の半径の円を描くと、図1.3.10(c)のようにほぼ一点で交わる(この場合観測井の配置線に対して対称な位置にも交点が生じる)。したがつて、不透水壁の存在はこの交点と実際の揚水井との垂直二等分線上に位置すると推論され、この場合は2つの線が生じるが、いずれかの位置に不透水壁の存在が推論される。実際、この位置には沈砂地があつて、その下部に杭が打設されていることが認められ、これが上述の不透水壁の働きをしていたものと考えられる。

さて、このようにすると、滞水層定数は図1.3.10(b)の合致点を用いて、

$$T = \frac{W_s Q}{4 \pi s} = \frac{10 \times 2.8 \times 10^3}{4 \pi \times 3.8} = 5.87 \text{ cm} / \text{sec}$$

$$S = \frac{4 T}{\theta} \cdot \left(\frac{t}{r^2}\right) = \frac{4 \times 5.87}{1} \times 10^{-4} = 2.35 \times 10^{-3} \quad (0)$$

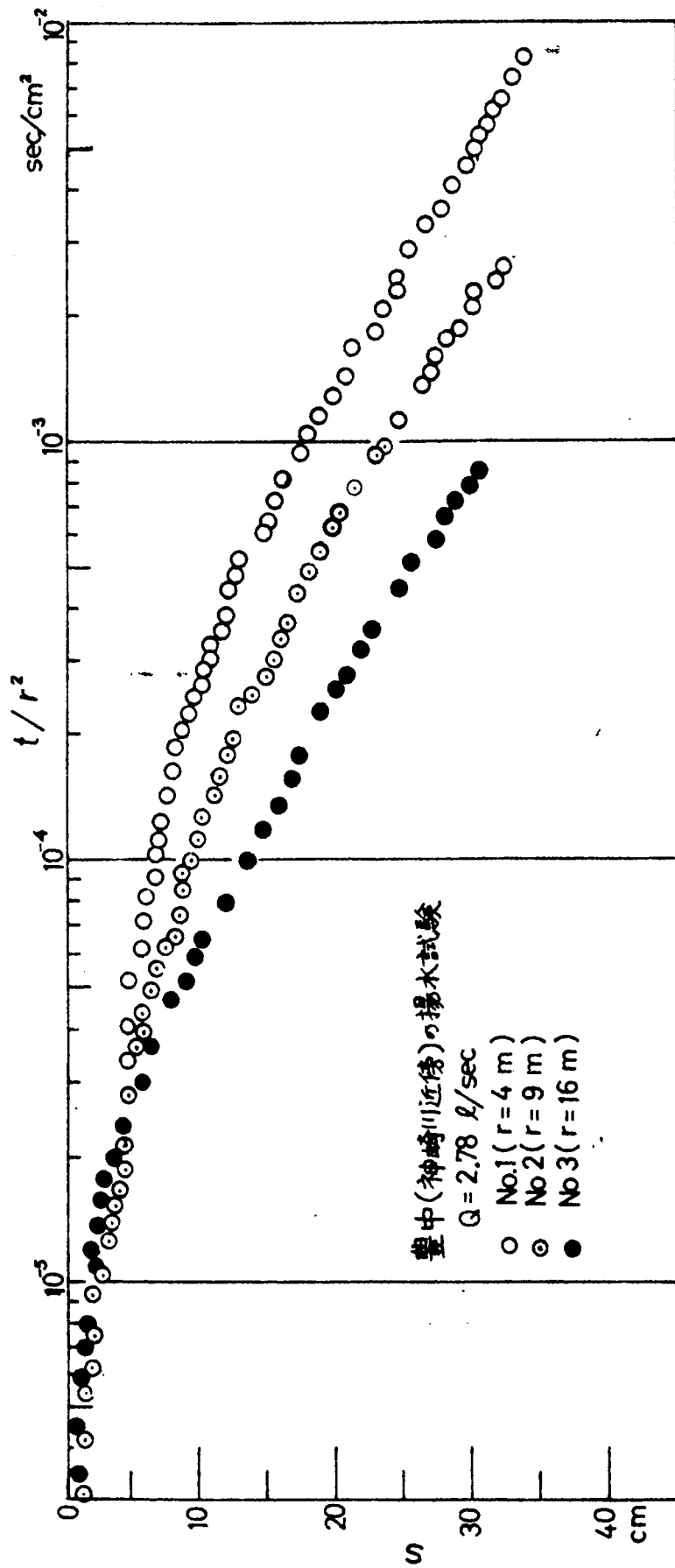


図 1.3.10 壘中の神崎川近傍での揚水試験結果

(a) s と $\log_{10}(t/r^2)$ の関係

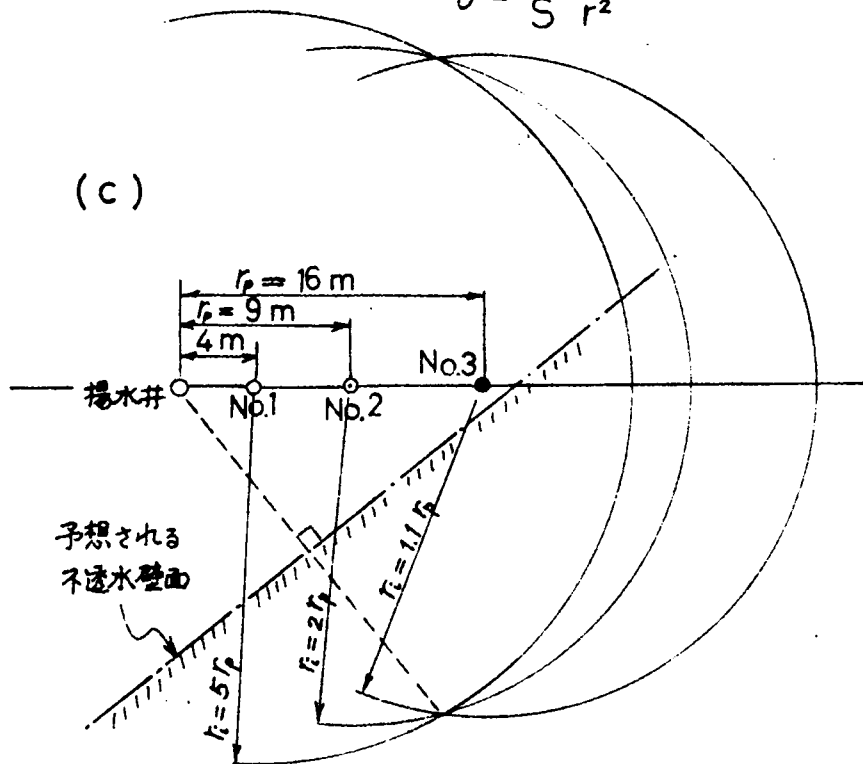
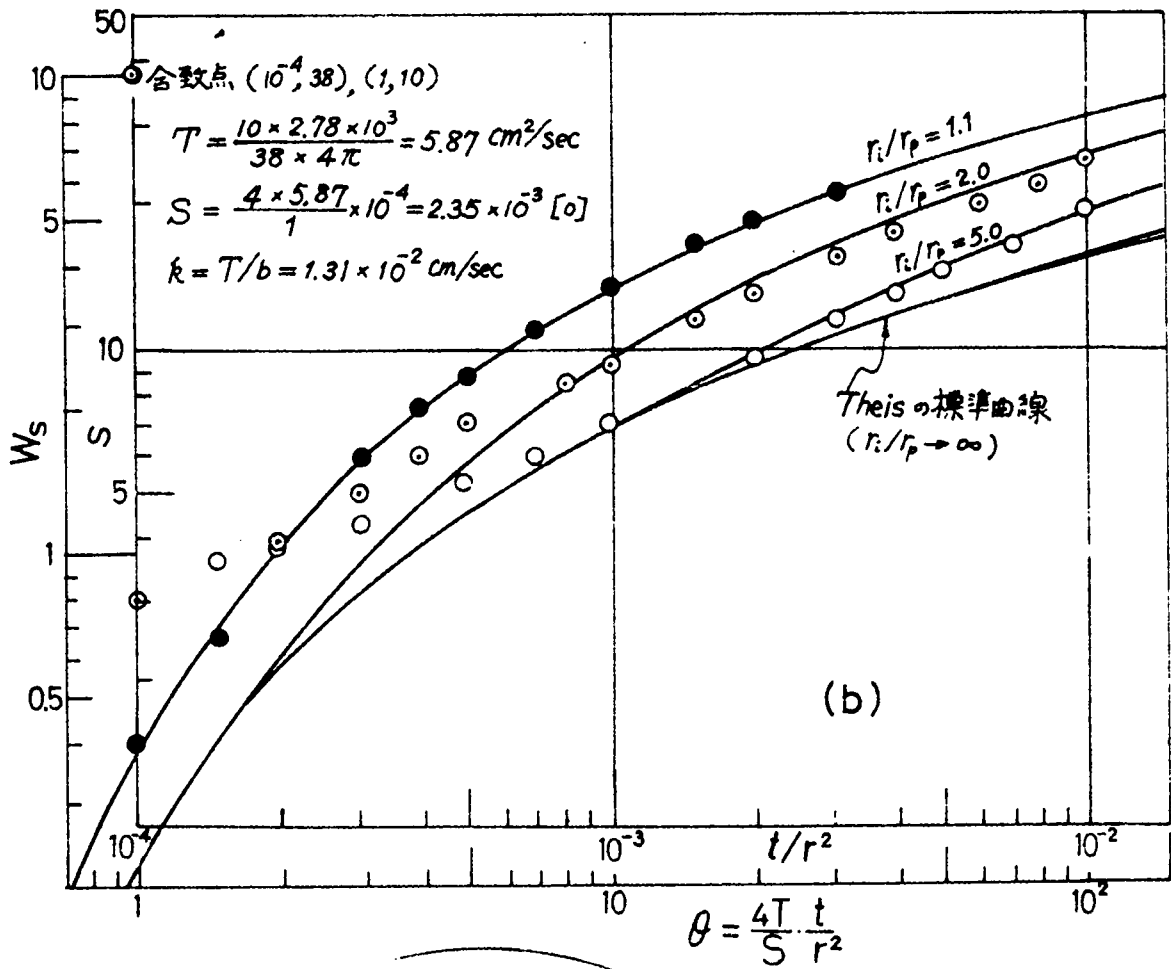


図 1.3.10 (b) $\log_{10} W_s$ と $\log_{10} (t/r^2)$ の関係

(c) 推論される不透水壁の位置

と計算される。

上に述べた例は揚水試験地点のすぐ近傍に不透水境界がある場合であるけれども、少し遠方にあると、その水理干渉が影響し始めるのはJacob法によると

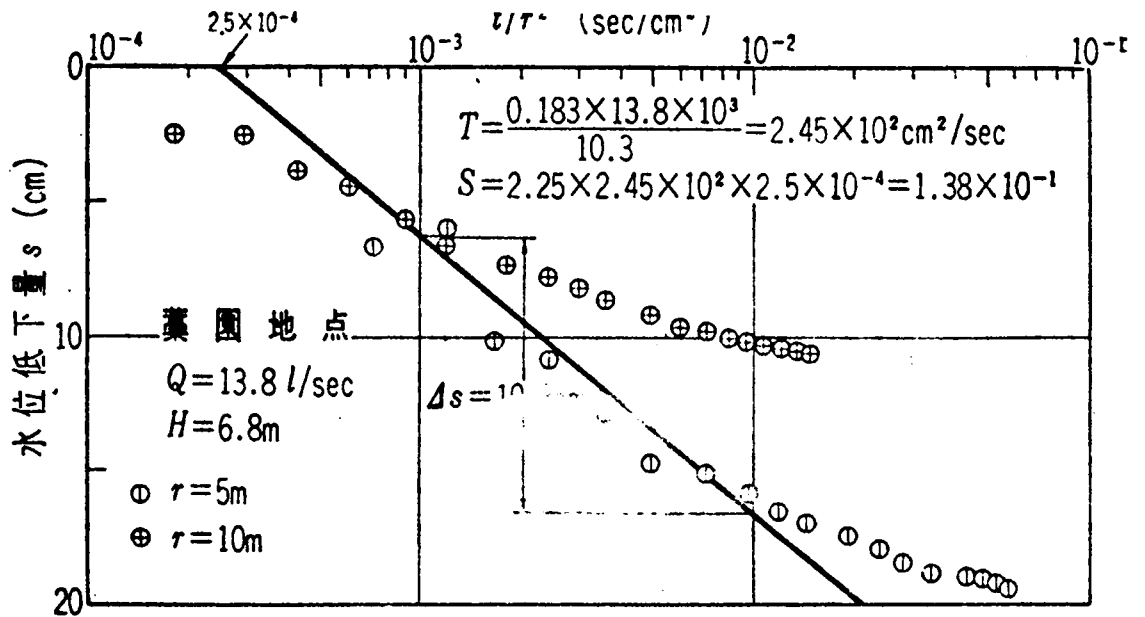
$$t / r_i^2 = \text{const.} = \frac{S}{2.25 T} \quad (1.3.35)$$

が成立するときからで、これ以後の $s \sim \log_{10}(t / r^2)$ 関係はそれまでの直線から折れ曲つて、境界が不透水壁のときには急傾度の直線的低下を、境界が河岸のようときには緩傾度の直線的低下を始めることとなる。

3.3.3 滞水層に多量の地下水伏流が認められるときの揚水試験例

図1.3.11(a)は多量の地下水伏流が認められている琵琶湖西岸藁園地点における揚水に伴う水位低下の関係である。

図1.3.11 琵琶湖西岸藁園地点での揚水試験結果 (a) s と $\log_{10}(t / r^2)$ の関係



この地点の地層と井戸深さは図1.3.11(b)のようであつて、試験滞水層は砂礫層で透水性がきわめて高い。さて、図1.3.11(a)の水位低下関係はとてもJacobの直線的なものではないけれども、多量の地下水伏流による水位低下が抑制されていると考えて、あえて直線を引けば破線の位置であろう。この破線によつて、滞水層定数を計算すると、揚水流量 $Q = 13.8 \text{ l/sec}$ 、滞水層 $H = 6.8 \text{ m}$ として、次の値が得られる。

$$T = 0.183 \times 13.8 \times 10^3 \div 10.3 = 2.45 \times 10^2 \text{ cm}^2 / \text{sec}$$

$$S = 2.25 \times 2.45 \times 10^2 \times 2.5 \times 10^{-4} = 0.14 \quad [0]$$

$$k = 3.60 \times 10^{-1} \text{ cm} / \text{sec}$$

これに対して、図1.3.11(a)の水位低下はHantushの被圧滞水層にろ過水がある場合の水圧低下関係とよく類似している。これはろ過水でなく補給水がある場合にも同様の水圧低下が生じることをすでに考察した(3.2.2節, 図1.3.7参照)。ここに得られているものは不圧地下水に対するものであるけれども、地下水伏流が多量認められているため、類似した現象を示すものと考えられる。そこで、図1.3.11(a)の関係を両対数紙上にとつて整理し、かつ図1.3.7に得られている関係と重ね合わせると、図1.3.11(c)のように2本の観測井がNo.1 ($r = 5\text{ m}$)は $r/B_h = 0.2$ で、No.2 ($r = 10\text{ m}$)は $r/B_h = 0.4$ でほぼ合致する。この場合形式的に算出される B_h

$$= \sqrt{T / (k' / b')} = 25\text{ m}$$

が物理的

に何を意味するかが明らかでないけれども、Boultonの係数 $B_b = \sqrt{T / (\alpha S)}$ に類似したものであろう。揚水開始後ある時間まではHantushの関係とBoultonのそれとは $B_h = B_b$ のとき、ほぼ一致するから、上述の整理はむしろBoultonの解と合わせた方がよいように見える。しかしながら、すでに述べたように、この地点の滞水層は砂礫であつて、有効間抜き率の時間的変化を予想することが困難と考えられるため、上述のように解釈したわけである。この意味では、もつと長期間の揚水試験を実施すると、判断が容易のようであるけれども、この種の地下水伏流量は長期間には変動するため、信頼ある資料が入手しにくい。

さて図1.3.11(c)のようにすると、形式的に滞水層定数は次のように求められる。合致点 $W_s = 0.23$, $s = 1\text{ cm}$, $u = 1$, $t / r^2 = 1.3 \times 10^{-4}\text{ sec/cm}^2$ より

$$T = 0.23 \times 13.8 \times 10^3 \div (4\pi) = 2.52 \times 10^2\text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$S = 4 \times 2.52 \times 10^2 \times 1.3 \times 10^{-4} = 0.13 [0]$$

ここに得られた計算値はさきに図1.3.11(a)に対して大たんに引いたJacobの直線法から得られたものとかかなりよく合致している点が注目される。すなわちJacob法でも、試験地点の特殊性と試験結果の水圧低下関係との間の関連性に留意して、Jacobの整理を行なうならば妥当な結果を得ることができるといえよう。

図1.3.11 (b) 地層と井戸深さ

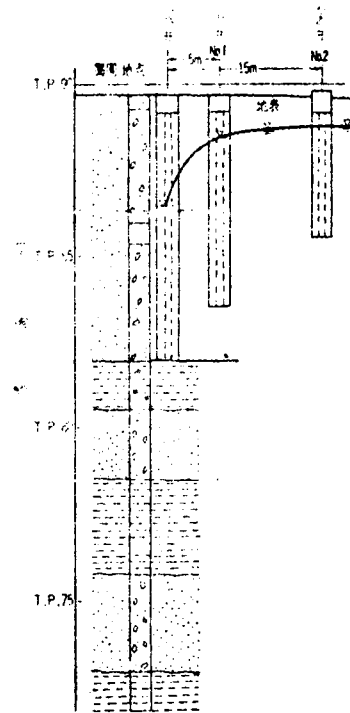
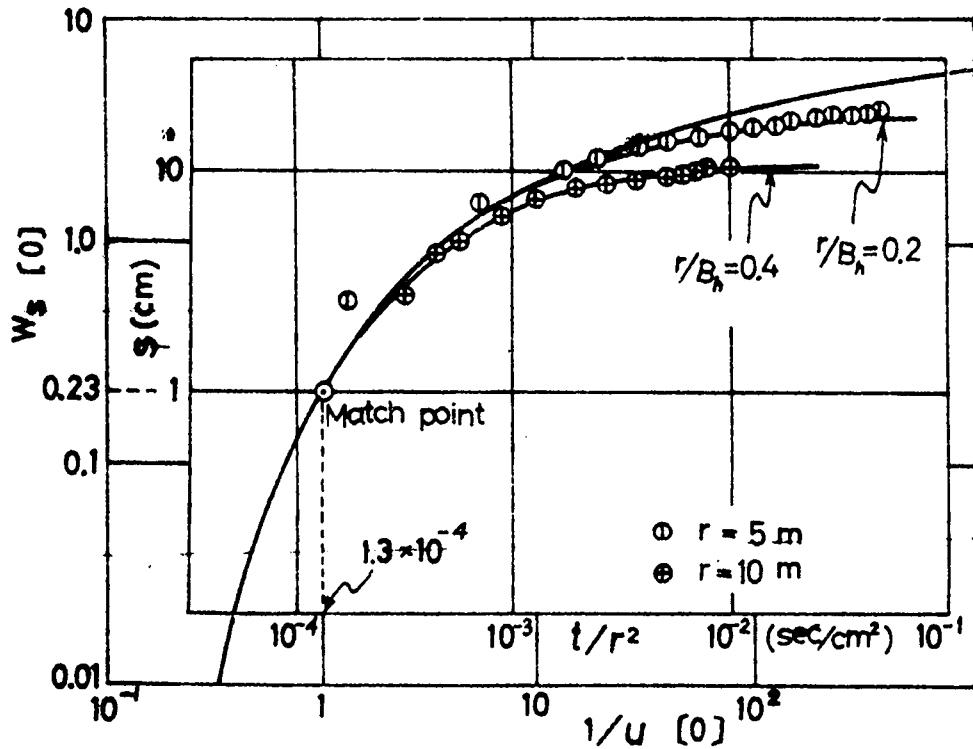


図 1. 3. 1 1 (c) $\log_{10} s$ と $\log_{10} (t / r^2)$ の関係



3. 3. 4 初期水位補正が必要な揚水試験例

琵琶湖東犬上川下流，左岸地点八坂における揚水試験は，湖岸線から 2.7 m の位置に深さ 1.4 m のストレーナー付きの揚水井を設け，観測井は湖岸線に平行な方向に No. 1 ($r = 1 m$)，No. 2 ($r = 4 m$)，No. 3 ($r = 9 m$) の 3 本，湖岸側へ No. 4 ($r = 1 m$)，No. 5 ($r = 4 m$)，No. 6 ($r = 9 m$)，No. 7 ($r = 16 m$) の 4 本を設けて実施された。観測井 No. 1 ~ No. 5 の貫入深さは 1.4 m，No. 6 と No. 7 は 4 m である。地盤の土質は地下 13.30 m (T. P. 72.367 m) までが砂質土 (シルト分と粘土分は合わせて 10% 以下) であつて，その下部に厚さ 8 m の粘土層が現われる。その下層は被圧された砂礫層で，その被圧水頭は表層の自由水面より約 2 m 程度高く，表層と下層の砂層は厚さ 8 m の粘土層により分離されている。

揚水流量 $Q = 2.5 \ell / \text{sec}$ を長時間継続して揚水したときの揚水試験結果を Jacob の方法で整理した結果は図 1. 3. 1 2 (a) に示されている。図中低下水位が極度に回復している部分があるが，これは琵琶湖面に揚水開始から約 5 時間経過後に発生した突風による湖面波に起因するものであつて，この波浪による水位変化の伝播が同時に観測されている。これを利用して表層の滞水層定数が算出される (第 2 編・1. 3. 2 節参照)。

さて，揚水に伴う水位低下 s が t / r^2 のみの関数として表わされるという Jacob の直線式によれば，図 1. 3. 1 2 (a) のような整理をすると距離 r による差が現われないことを示唆して

いた。しかし、きわめて均質な砂層から成っていると確認されたこの地点で、図1.3.12(a)のように観測井ごとにかんがりのずれが認められている。

図1.3.12 琵琶湖東八坂地点(犬上川地区)での揚水試験結果

(a) s と $\log_{10}(t/r^2)$ の関係

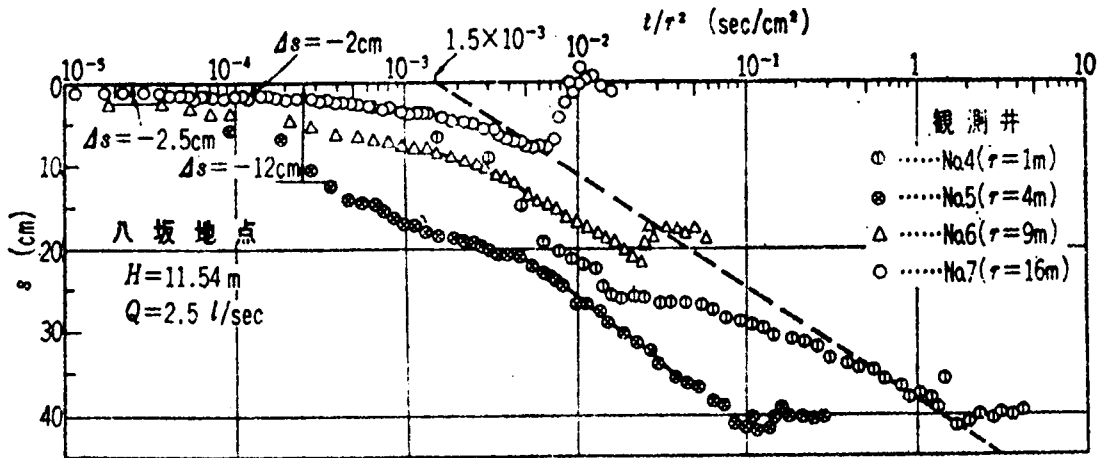


図1.3.9によれば、水位低下関係が観測井によつて平行にずれるのは不透水壁が存在する場合であつた。しかし、その際の特徴として不透水壁に近いものほど低下が早く、大きいということがあつた。しかるに、図1.3.12(a)にみられる関係は、No.4を除外して、No.5, No.6, No.7の順に低下が少なく、湖岸に近づく配置にあるため、不透水壁の存在は考えられず、むしろ湖水の補給をわずかながら受けているものと思われる。しかるに、補給水の影響がある水位低下の関係には、相当時間経過後に平衡するため下に凸な曲線関係がみられなければならないのに、図1.3.12(a)には認められない。すなわち補給水は微小であると考えざるを得ない。

元来、揚水開始の初期の水位低下の時間的变化は放物線的である。その様子は粘土の圧密沈下に類似している。圧密試験の整理において、圧密量0(ゼロ)の座標の決定は周知のように、沈下量と時間の初期の関係が放物線関係にあることが利用されている。揚水試験においても初期水位が何らかの理由で同一の高さにあることは少なく、したがつて水位低下量にもその影響が残ることは十分考えられる。地盤の土質の局部的変動が観測井水位にかんがり鋭敏に働くと考えられるし、また観測井水位と地下水位の応答性の問題もあるため、初期水位低下量 $s = 0$ の座標が各観測井についてすべて同一であることはまれであろう。

このような意味で、八坂の揚水試験結果において、水位低下量 $s = 0$ の座標を補正することとした。揚水開始前の地下水位は、揚水井でT. P. 84.429 m, No.4でT. P. 84.470 m, No.5でT. P. 84.430 m, No.6でT. P. 84.389 m, No.7でT. P. 84.425 mであつた。図1.3.12(a)の初期水位低下関係に留意して、No.5の s を $\Delta s = -12$ cm, No.6の s を $\Delta s = -2.5$ cm, No.7の s を $\Delta s = -2.0$ cmだけ修正して、図1.3.12(a)の観測値のうち、最急

傾度を示す部分に対しておもに再整理すると図 1.3.12 (b) が得られた。ここに得られた $(s + \Delta s) \sim \log_{10}(t/r^2)$ の関係は、ほぼ一つの曲線付近に集まり、その直線部分に J. c o b の直線式を適用して、滞水層定数を求めると、 $H = 11.54 m$ として

$$T = \frac{0.183 \times 2.5 \times 10^3}{13.5} = 33.8 \text{ cm/sec}$$

$$S = 2.25 \times 33.8 \times 1.5 \times 10^{-3} = 0.114 \text{ [0]}$$

$$k = 33.7 \div 1154 = 2.92 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

が得られる。さて図 1.3.12 (b) の直線を同

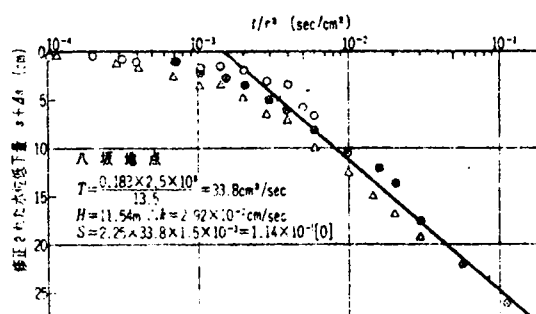
図 (a) に移して描くと破線のようにあつて、修正を加えていない $s \sim \log_{10}(t/r^2)$ の関係よりかなり右に移動させねばならないことが理解される。

3.3.5 揚水井近傍の水頭損失が認められる揚水試験例

自由地下水の揚水試験において、揚水流量を適度にとると、揚水前の滞水層の水深に較べて、揚水による水位低下を微小な範囲にすることができて、揚水井側壁内外の水位落差は無視することができる。しかし、実際の揚水井の鋼管に切つてあるストレーナーを通して地下水が揚水されることや、ボーリングする際に用いるベントナイトなどによる目づまりのため、揚水井側壁内外の水位落差はかなりの大きさになることが予想される。

その一例として、琵琶湖東岸、中主町の菖蒲の揚水試験結果を述べよう。試験地点は湖岸から約 200 m の位置で、観測井は図 1.3.13 (a) のように配置されていて、そのすぐ近傍に用水路が走っている。地層と揚水井、観測井の貫入深さは図 1.3.13 (b) に示すようであつて、表層の滞水層からの揚水試験となつている。揚水流量 $Q = 2 \text{ l/sec}$ の場合の試験結果は図 1.3.13 (c) のようである。 $s \sim \log_{10}(t/r^2)$ の関係は各観測井ごとにずれていて、しかも、 $r = 1 m$ の観測井 No. 1 の水位低下は揚水開始後の時間 $t = 3 \text{ min}$ 経過してから、水理干渉を受けるためか、急に折れ曲るが、No. 2 や No. 3 の観測井の水位変化は明確な折れ曲りを示さない。No. 1 の水位が干渉を受け始める時間を、揚水井の小川に対する鏡像の位置すなわち距離 $r_i = 11.6 m$ の位置に考えられる仮想注水井から No. 1 の観測井までの距離 $r_i = 11.6 m$ の 2 乗で除した値は $t/r_i^2 = 1.34 \text{ sec/m}^2$ となる。小川が水理干渉を起していると考えると、仮想注水井から観測井 No. 2, No. 3 までの距離をそれぞれ 11.9 m, 13.6 m として式 (1.3.35) によれば、No. 2 は 190 sec 後に、No. 3 は 248 sec 後にそれぞれ水理干渉を受け始めていると考えなければならない。すなわち、図 1.3.13 (c) 中の矢印で示された時刻以降は水理干渉を受けていることになる。そこで J a c o b の直線式で表わされる水位低下にもつとも近い変動をするのは、それらより初

図 1.3.12 (b) $(S + \Delta S)$ と $\log_{10}(t/r^2)$ の関係



期の実線で結ばれた部分と考えることができる。しかし、実線部分は観測井ごとに若干ずれていて、このままでは全体的に1本の直線を引くことができない。

このような $s \sim \log_{10}(t/r^2)$ の関係が得られるのは、琵琶湖周各地の揚水試験でかなり多くみられ、稻枝町の下西川、野良田や姉川流域の川道、八木浜、早崎の各地点に認められた。そこで揚水による水位変動を調べてみると、それらの共通点として、揚水井水位低下量が観測井水位低下量に較べてかなり大きく、揚水井近傍において水頭損失がかなりあることが認められた。図1.3.13(d)には揚水井中心からの距離 r と水位低下量 s との時間的変化を描いた。

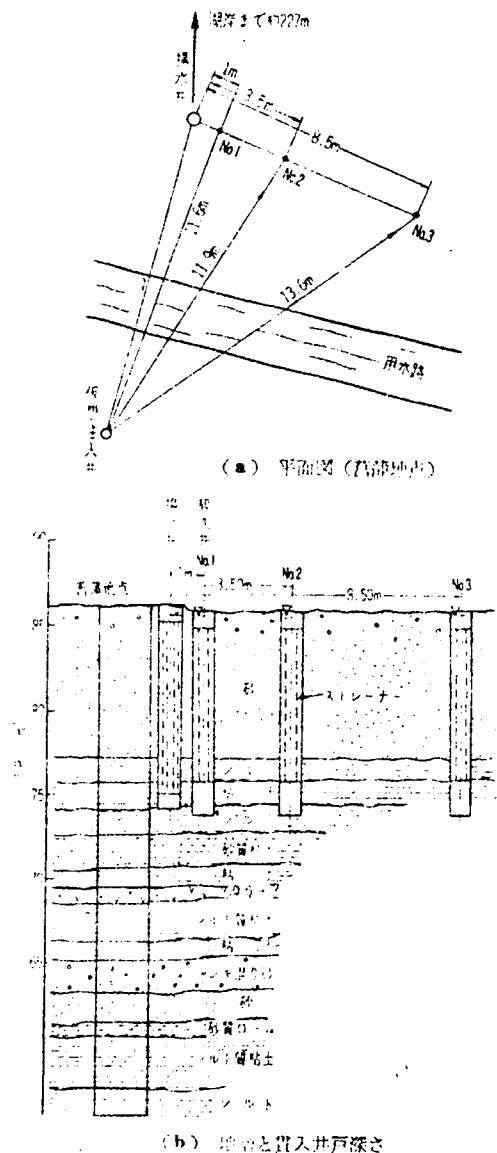
式(1.3.7)を書きなおすと、

$$s = \frac{2.30Q}{4\pi T} \left[\log_{10} t - 2 \log_{10} r - \log_{10} \frac{S}{2.25T} \right] \quad (1.3.36)$$

となるから、 $s \sim \log_{10} r$ の関係は $u < 0.1$ すなわち $t > 2.5 S r^2 / T$ を満足する任意の時刻で直線関係となるはずである。後述のように $T = 12.9 \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、 $S = 2.55 \times 10^{-2}$ として $r = 100 \text{ cm}$ とすると $t > 49.5 \text{ sec}$ となる。しかるに図1.3.13(d)にみられるように揚水井近傍でかなりの水頭損失を生じていることがわかる。

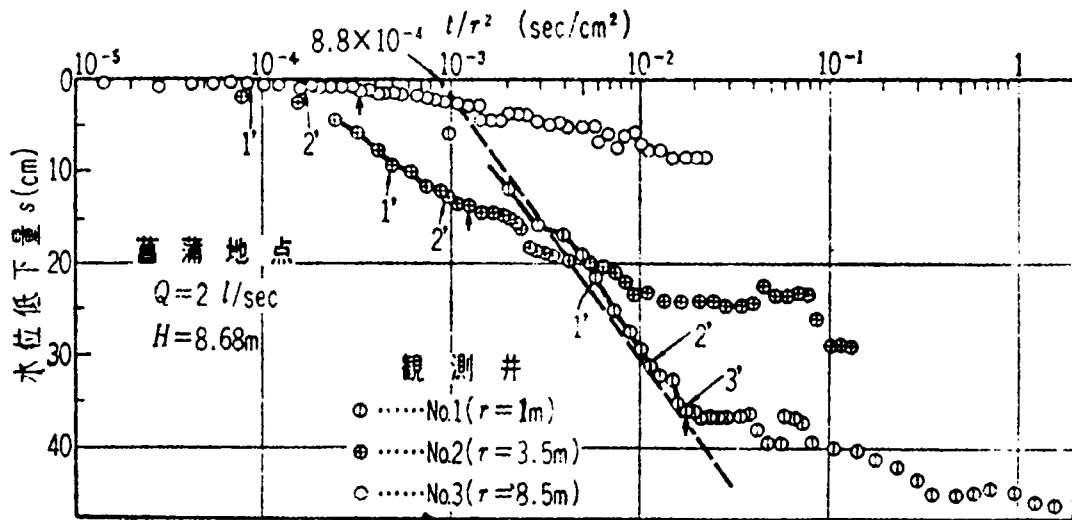
そこで、水位低下量 s は距離 r の対数の一次式になるべきであると考えて、揚水井近傍の水頭損失に相当する量だけ距離 r を実際の距離 r より Δr だけ遠方に移動させた井戸位置を考える。すなわち、図1.3.13(c)の r のかわりに $(r + \Delta r)$ を用いて整理し直して、 $s \sim \log_{10} \{ t / (r + \Delta r)^2 \}$ の関係が各観測井に対してよい直線関係となるように Δr を選定するのである。 Δr の大きさは図1.3.13(d)において観測井の位置をそれぞれ Δr だけ遠方に移動させたとき、 $s \sim \log_{10}(r + \Delta r)$ 関係が直線となるよ

図1.3.13 琵琶湖東菖蒲地点(野洲川、日野川地区)での揚水試験結果



うに試行的に求める。いま $\Delta r = 1 m$ のときの $t = 1 min$ における $s \sim \log_{10} (r + \Delta r)$ を図 1.3.13 (d) 中に破線で示した。

図 1.3.13 (c) 水位低下量 s と $\log_{10} (t / r^2)$ の関係



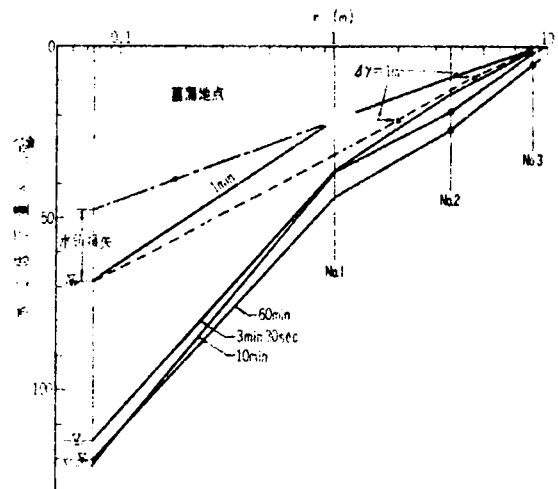
また $s \sim \log_{10} \{ t / (r + \Delta r)^2 \}$ の関係は図 1.3.13 (e) に示した。図 1.3.13 (e) から $T = 12.9 cm / sec$ および $s = 0$ のときの $t / (r + \Delta r)^2$ の値は $2.2 \times 10^{-4} sec/cm$ となる。 $H = 8.68 m$ とすると、透水係数は $k = T / H = 1.49 \times 10^{-2} cm / sec$ となる。さて貯留係数 S は上述の値 2.2×10^{-4} を用いると、 $S = 2.25 \times 12.9 \times 2.2 \times 10^{-4} = 6.39 \times 10^{-3}$ となるが、この値は土質から考えると過小である。そこで $t / (r + \Delta r)^2 = 2.2 \times 10^{-4}$ を次のように変形する。

$$\frac{t}{r^2} = 2.2 \times 10^{-4} \left\{ 1 + 2 \cdot \frac{\Delta r}{r} + \left(\frac{\Delta r}{r} \right)^2 \right\}$$

$r = 1 m$ とすると、 $(t / r^2)_{s=0} = 8.8 \times 10^{-4} sec/cm$ なる値が得られ、貯留係数は $S = 2.55 \times 10^{-2} (0)$ となる。

以上の考察を振り返ってみると、 $T = 12.9 cm / sec$ と $S = 2.55 \times 10^{-2}$ なる値は結局図 1.3.13 (c) において破線部分に Jacob の直線式を考えていることになっている。ところで直線式が成立するための条件 $t > 2.5 r^2 (S / T)$ において、観測井 No.2 ($r = 3.5 m$)、No.3 (r

図 1.3.13 (d) 水位低下量 s と $\log_{10} r$ の関係



$= 8.5 \text{ m}$) に対する所要経過時間を求めると、それぞれ $t > 605 \text{ sec}$, $t > 3580 \text{ sec}$ となる。このことは水理干渉が 190 sec , 248 sec 後にそれぞれ現われることを考え合わせると、No. 2 と No. 3 の観測値は式 (1.3.7) の直線式による定数算定に用いることが不相当であることを意味するものと考えられる。すなわち、図 1.3.13 (e) において観測井 No. 1 の水位変化で水理干渉を受けていない初期部分に対する直線式の適用として、破線部の採用は妥当であるといえよう。

一方、先述したように、川道の揚水試験結果も上述の菖蒲のそれと類似した傾向を示した。ただ、川道の試験結果では水理干渉の現われ方がかなりによく遅い。川道では揚水井から南に観測井 No. 1 ($r = 5 \text{ m}$) , No. 2 ($r = 10 \text{ m}$) , No. 3 ($r = 20 \text{ m}$) および西側に No. 4 ($r = 10 \text{ m}$) を配置している。揚水井の東側 3 m のところに小川が南北に流れているが、この小川は約 50 cm の深さで低透水性の表土層内にとどまっつていて、水理干渉を起す原因にはなりにくいように思われた。川道の地層の粒度組成は図 1.3.14 (a) のようであつて、 $d_{10} = 0.003 \sim 0.05 \text{ mm}$, $d_{60} = 0.15 \sim 0.50 \text{ mm}$ 程度で、全般的に細粒土で、シルト分が主体となつていて土質の層的变化が激しい。揚水井の地下 $5 \text{ m} \sim 25 \text{ m}$ のストレーナー部分から採水しており、観測井 No. 1 , No. 2 , No. 4 は地下 10 m まで、No. 3 は 7 m まで貫入している。

さて、揚水試験の結果は図 1.3.14 (b) に回復法の場合が示されている。水位回復はゆるやかに変化して明確な直線部分が判別しにくい。 $s \sim \log_{10} (t / r^2)$ の関係で最急傾度を示す部分、実線で結んだ部分について距離 r の補正 $\Delta r = 8 \text{ m}$ を行なつて再整理すると、図 1.3.14 (c) が得られる。

図 1.3.13 (e) 水位低下量 S と $\log_{10} \{ t / (r + \Delta r)^2 \}$ の関係

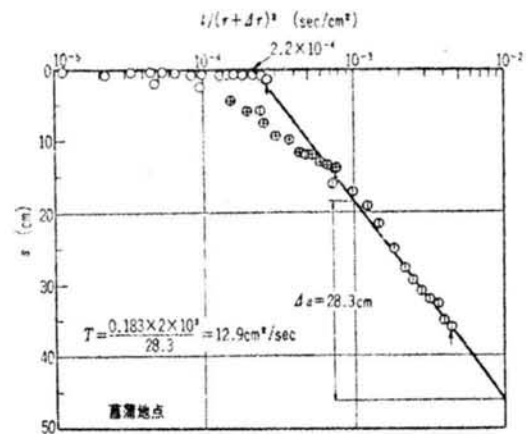


図 1.3.14 琵琶湖東川道地点 (姉川地区) での揚水試験結果
 (a) 川道地点の地層の粒度組成

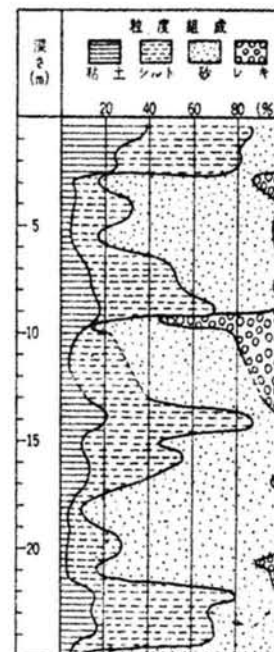


図 1.3.14 (b) 水位回復量 s と $\log_{10}(t/r^2)$ の関係

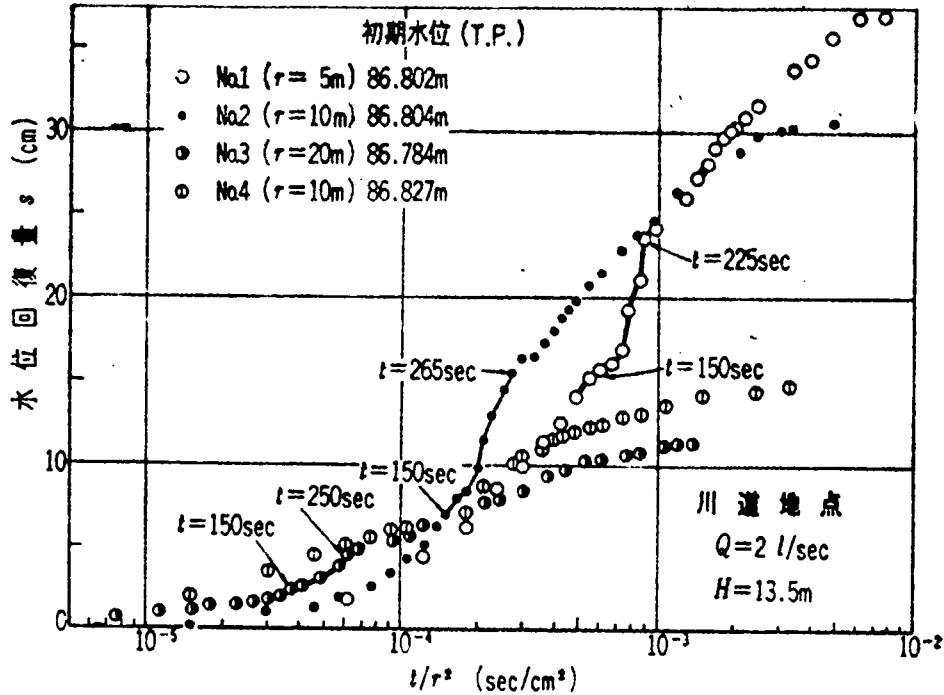
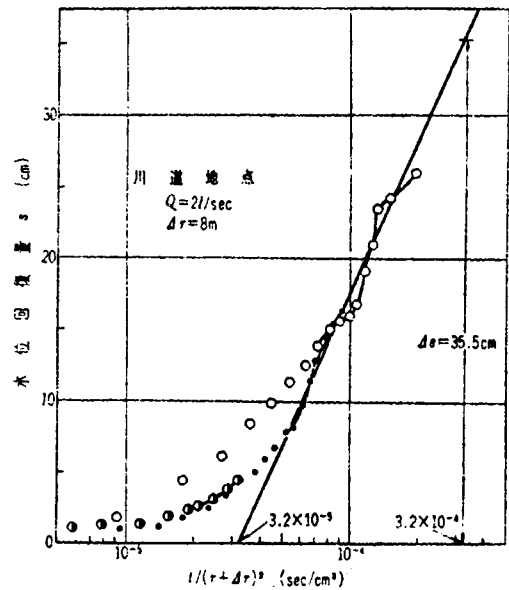


図 1.3.14 (c) からただちに, $T = 0.183 \times 2 \times 10^3 \div 35.5 = 10.3 \text{ cm} / \text{sec}$ および $s = 0$ のとき $t / (r + \Delta r)^2 = 3.2 \times 10^{-5} \text{ sec} / \text{cm}^2$ を得るが, $r = 1 \text{ m}$ のとき $t / r^2 = 2.59 \times 10^{-3} \text{ sec} / \text{cm}^2$ および $r = 5 \text{ m}$ のときに $t / r^2 = 2.16 \times 10^{-4} \text{ sec} / \text{cm}^2$ となつて, 貯留係数 S の値は距離 r の関数のようになるが, いま $r = 1 \text{ m}$ と $r = 5 \text{ m}$ の中間点をとると $t / r^2 = 6.9 \times 10^{-4}$ となつて, $S = 1.55 \times 10^{-2} (0)$ となる。

図 1.3.14 (c) 水位回復量 s と $\log_{10}\{t / (r + \Delta r)^2\}$ の関係



以上のように川道においては, 透水量係数 T の算出には直線的関係式や水理干渉の除去にもとづいて適確な値が算出されるの

に対して, 貯留係数 S の明確な値の算出は困難である。しかし, このような問題を含む資料が得られる川道地点では, 図 1.3.14 (a) のように地層がかなり変化していて, しかも細粒土が多いところであることに注目することができるので, そのような地盤では揚水井近傍の観測水位変化を重視して貯留係数を算出することができるであろう。

3.5 結 論

この章では、井戸揚水にともなつて地下水位が時間的に低下してゆく、いわゆる非定常揚水試験に対して、種々の水理および地質的条件の相違による水位低下曲線の特性を整理・考察するとともに、すでに実施された多数の現地揚水試験に対して詳細な検討を加えた。それらの結果から、揚水にともなう水位低下曲線の特徴を抽出して、その判別・分類を考究した。得られた事項を列挙すると次のようである。

- (1) 非定常揚水試験の解析法が判明している水理・地質条件には次のようなものがある。
 - Ⓐ TheisやJacobの方法として知られている理想的な条件（線形解）、Ⓑ三宅による過剰揚水の場合（非線形解）、Ⓒ近傍に河川のような補給水源がある場合、Ⓓ近傍に不透水壁境界がある場合、Ⓔ被圧滞水層にろ過水または給水がある場合、Ⓕ重力井戸の場合で、貯留係数に変化する場合。
- (2) TheisやJacobの線形解が妥当なのは、揚水井水位低下量を不圧滞水層の初期水深の1割程度以内としたときである（式（1.3.18）など参照。過剰揚水にならないための条件）。
- (3) 現地揚水試験結果として得られる水位低下曲線には図1.3.15に示すものが予想され、それぞれの特徴は次のようである。Jacobの方式で座標整理（片対数紙）した図1.3.15に対して、
 - (a) 理想的な水位低下。
 - (b) 観測井ごとにずれが生じるが、ほぼ平行した直線関係である。試験地点近傍の滞水層内に不透水壁が存在する。
 - (c) 滞水層に補給水またはろ過水がある場合で、相当時間経過後の水位低下は止まって平衡する。
 - (d) (c)に類似しているが、平衡しかけた水位低下が再度進む形式のもので、重力井戸の長時間揚水にみられる。貯留係数に変化する場合である。
 - (e) 水理干渉（補給水）源が比較的遠方の場合。
 - (f) 過剰揚水の場合で、上に凸な曲線になる場合。
 - (g) 初期水位補正が必要な場合。
 - (h), (i) 揚水井側壁の水頭損失がある場合、水理干渉を受けている場合、地層が複雑な場合などの複合条件下のもので、詳細な検討が必要である。なお、(c)は内容的に、近在する河川などから水の補給を受ける場合、およびもともとから滞水層にろ過水あるいは給水が一様分布している場合の2つがある。

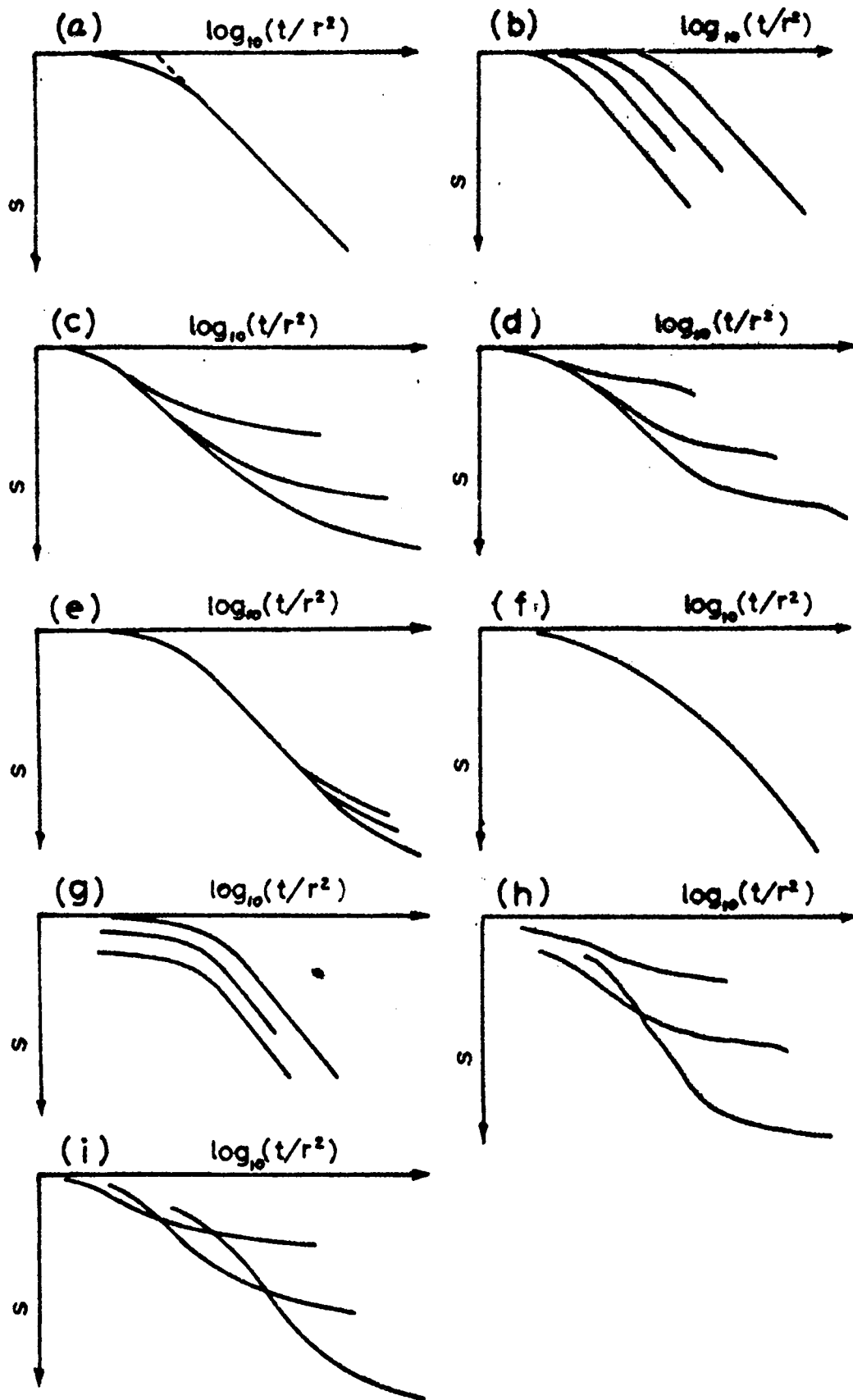


図 1.3.15 種々の予想される水位低下の関係

参 考 文 献

- 1) 河上房義：透水試験法（「土質試験法」第8章），土質工学会，1964，pp. 191～213.
- 2) 土木学会水理公式集改訂委員会編：水理公式集，土木学会，1966，p. 311.
- 3) 宇野尚雄：井戸の水理と揚水試験法，土木学会関西支部講習会テキスト「土木工事における土中水の扱い方」，土木学会関西支部，1969，pp. 19～38.
- 4) 村山朔郎・赤井浩一・鈴木伸彦：被圧地下水の揚水による滞水層定数の決定に関する二，三の考察，土木学会論文集，No. 49，1957，pp. 25～31.
- 5) 三宅康夫：現場揚水試験の非線形解，土と基礎，Vol. 15，No. 10，1967，pp. 19～24.
- 6) Lang, S. M. : Pumping Test Methods for Determining Aquifer Characteristics, Permeability and Capillarity of Soils, ASTM STP 417, Amer. Soc. Testing Mats., 1967, p. 53.
- 7) Hantush, M. S. : Analysis of Data From Pumping Tests In Leaky Aquifers, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 37, No. 6, 1956, pp. 702～714.
- 8) Hantush, M. S. and Jacob, C. E. : Non-Steady Radial Flow in an Infinite Leaky Aquifer, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 36, No. 1, 1955, pp. 95～100.
- 9) 村下敏夫：地下水学要論，昭晃堂，1965，pp. 80～82およびpp. 149～155.
- 10) Boulton, N. S. : The Drawdown of the Water Table Under Nonsteady Conditions near a Pumped Well in an Unconfined Formation, Inst. Civil Eng. Proc. (British), pt. 3, 1954, pp. 564～579.
- 11) Boulton, N. S. : Analysis of Data From Non-equilibrium Pumping Tests Allowing For Delayed Yield From Storage, Inst. Civil Engrs. Proc. (British), Vol. 26, 1963, pp. 469～482.
- 12) Brand, E. W. : Comparative Analysis of Data From Pumping Tests in an Unconfined Aquifer, Inst. Civil Engrs. Proc., Vol. 38, 1967, pp. 267～284.
- 13) 宇野尚雄：現地揚水試験の解析法，土と基礎，Vol. 15，No. 9，1967，pp. 31～37.

第4章 結 論

本編では、非定常浸透に関連した問題として、河川堤防のろう水に対する防災工学的な立場からの応用研究、土中の非定常浸透と排水に関する基礎研究、さらに地盤の滯水層定数を求める非定常揚水試験の解析法に関する 詳細な 研究の各成果を述べた。得られている事項はそれぞれの章の最後に要約してある。ここでは、それらを総括して結論的に略記する。

第1章においては、河川堤防の浸透ろう水問題に対して、ろう水災害の実態を把握して、その特徴を述べるとともに、堤防の浸透破壊に関して実験的な検討を加え、さらにろう水の推定とその防止工法の効果を実験的に究明した。ろう水災害は河川災害の中で小規模ではあるが多数みられること、その原因には堤体断面と材料の選定に関する制約が大きかった点と堤体基礎の透水性砂層の存在が浸潤面を外水位変化に対応してきわめて速く変化させる傾向のある点が指摘された。このため、透水性基礎上の堤体と不透水性基礎上の堤体に対する浸透破壊実験によつて検討を加えた。その結果、破壊は浸透にともなつて増大する間げき水圧がある一定の大きさになつて発生すること、破壊の形態は浸出面の生じる堤防裏法面の勾配や盛土材料の強度、とくに粘着力により影響されること、さらに透水性基礎の存在は不透水性基礎の場合に比べて安定性を若干増大せしめる効果をもつが、同時に破壊は比較的大きく、瞬間的に生じることなどが考察された。つぎに河川堤防のろう水の推定には、現地の詳細な調査に基づくべきであることが強調された。さらに近似公式による推定は全ろう水量についてはほぼ妥当な結果を与えるけれども、その分布、浸透水圧分布などに関しては、寒天を用いた電氣的相似浸透実験による検討が有用なことを示した。同時に、ろう水防止工法の効果に関する検討も寒天実験によつて行なうことができ、木津川堤防と長良川高須輪中堤防について、表法面の法覆工、腹付け工、矢板工、排水路工、排水暗渠工などの効果を究明した。

第2章においては、土中の非定常浸透と排水に関する基礎的な研究について述べた。浸透・排水現象は運動の式としてのダルシーの法則、連続の式をもとにした基本式を初期および境界値問題として解析することによつて究明できるが、従来の土中水運動の取扱いには連続の式に二通りの考え方があることを指摘した。一つは浸潤面または自由水面を境に急変する含水比分布を仮定するものであり、他の一つは漸変する含水比分布を考慮するものである。後者は負圧下の土中水移動を取扱うときに用いられ、含水比と土のサクシヨンの関係が重要な意味をもつこととなつて、比水分容量なる概念が導かれていた。前者は低含水比の土中への浸透において主に考慮されていたものであるが、このとき土の貯留係数(有効間げき率)というパラメーターが解析に重要になる。この貯留係数 β は浸透過程と排水過程とでその内容を異にする。すなわち、浸透過程の β は土の種類に依存せず、おもに初期含水量の増加に対して比例的に減少する関係にあるが、排水過程では土の粒径の大小が関係して、細粒な土ほど β は小さくなることがわかつた。

つぎに貯留係数 β を用いて、急変する含水比分布を仮定する解析法によつて、水平一次元の浸透と排水、鉛直一次元の浸透と排水、直立堤体内の浸透および梯形堤体内の浸透をそれぞれ実験的に考察した。水平一次元の浸透では、水平土柱の一端に与えられた定水頭によつて生じる浸潤面のフロントの進行、内部の水頭分布の変化、および含水比の変化を新しく試作した実験装置によつて測定するとともに、貯留係数 β を用いた解析式で実験結果を整理すると、粗粒土や初期含水比の低い細粒土に対しては良好な結果が得られること、しかし初期含水比の高い細粒土に対しては、解析式が不十分なものになること、すなわち圧力水頭の直線的分布が成立しなくなること、含水比の変化が一時的に緩慢になること、浸透終局の含水率 θ_0 は初期含水率 θ_i に若干影響され、 θ_i がある程度ある方が θ_0 が小さくなる傾向にあることがそれぞれ見いだされた。

水平一次元の排水に関しては、土柱の一端に負圧を強制的に与えて他端は大気に放置した排水実験によれば、排水により生じる含水比低下の著しい、土柱の大気に放置された側で、大きな負圧の発生が認められ、しかも圧力水頭の傾きと水流の向きとがダルシーの法則で説明されるものとは逆になるようにみられるが、興味深い現象であつて、圧力測定など今後には検討が必要である。

鉛直上昇浸透流に関しては、さらに毛管帯として一定の高さの負圧領域を自由水面上に仮定して、土柱底面の水頭がステップ変化したときの自由水面の上昇と土柱内部の水頭変化を解析した。その結果を粗砂と豊浦標準砂を用いた実験によつて調べたところ、良好な結果が得られた。鉛直下降排水に関しても同様の考え方で解析した結果は良好であつて、自由水面上の毛管水帯の部分以下の土柱において成立した。

直立堤体内の非定常浸透は、厳密には二次元の場であるが、準一次元の仮定をおき、毛管帯を無視して基本式を解析すると、堤体基礎に滞水層があるときの浸透（滞水層内の浸透）では、基本式が線形の拡散型のものになつて、解が容易に求められた。それらは粗砂の砂模型とHele-Shaw模型に対する実験結果を十分表現しうるものであつた。したがつて、この場合には重ね合わせの原理が適用されることも明らかとなつた。堤体基礎が不透水性のときには基本式が非線形となるが、外水位がステップ上昇したときの自由水面はKochinaの式(1.2.125)で表わされるけれども、不透水底面での水頭は直線的分布をした式(1.2.122)で表わされることが判明した。これらの結果から、滞水層内の浸透は不透水性基礎上の浸透に比較して、時間的に早く変化することが明らかとなつた。さらに、非定常浸透流における相似律は式(1.2.139)で表わされた。

梯形堤体内の非定常浸透に関しては、直立堤体の場合に得られている関係を拡張して、実験結果を整理したところ、滞水層内の浸透は直立堤体の場合ほどよく合わないけれども、外水位変化が小さいときは近似的に許される。不透水性基礎上の浸透では、外水位のステップ変化と一定速度上昇に対して、いずれも直線的水面形の進行が観察され、それらの関係式を示した。

第3章においては、滞水層定数を算出するための技術的な問題として、現地の非定常揚水試験

に関する研究を述べた。現地の滞水層の地層的条件・水理的条件などはきわめて複雑であつて、多くの揚水試験では複雑な水位低下の関係が観測されることが報告され、その解析的検討が十分なものになつていない懸念があつた。このため、従来の揚水試験法に関する研究の成果を整理・考察するとともに、筆者がこれまでに経験した観測水位低下の関係の分析を通して、今後遭遇が予想される揚水にともなう水位低下曲線の特徴を抽出して、その判別・分類を考究した。その結果、種々の形の水位低下曲線がどのような条件下で生じうるかを明白にした。

第 2 編

地下水位変動に関する研究

第1章 琵琶湖周辺の地下水位変動に関する研究¹⁾

1.1 概 説 (地下水位変動の調査・解析法)

一般に、地下水運動は第1編の土中水の取扱いと異なつて、その対象の領域がきわめて広大である点に特色がある。すなわち、広い流域の地下水運動を考えると、未知の要素は多数にのぼり、それらの個々の因子が地下水位変動に与える影響の程度すら不明確な点がある。すなわち、種々の境界条件はきわめて重要な要素であるけれども、その定性的・定量的解釈は全く困難である。この意味で、この章に述べる琵琶湖周辺の地下水位変動の研究では、考えられる種々の調査・解析法で、可能なかぎり正確な地下水位変動を予測するために実施した総合的な調査研究の成果を述べる。その際問題となつているものは、種々の境界条件および定数パラメーターを把握するための詳細な調査とその整理・分析、およびそれらに基づく地下水位変動の解析的検討である。

なお、この研究は琵琶湖総合開発のために実施された現地調査において、とくに建設省琵琶湖工事事務所開発課(元調査課)との連携に負うところ大であることを特筆する。

さて、平面的にみて地下水流の一方向の流れは、厳密には鉛直成分もあるので二次元的な流れの場合であるけれども、近似的に一次元とみなされるため準一次元的解析法が使用される。²⁾ 地下水はその表面が大気に接している自由表面をもっているか、あるいは不透水性表土層によつて拘束・抑圧されているかの相違によつて、不圧地下水と被圧地下水とにそれぞれ分けられる。それらの地下水運動の解析式は次のように若干取扱いが違ふ。

○不圧地下水の場合

自由水面の標高を $h(x, t)$ 、不透水底面の標高を $g(x)$ 、地盤の透水係数を k 、有効間げき率(貯留係数)を β 、単位幅あたりの流量を $q(x, t)$ とする(図2.1.1参照)。

いま k と β は距離 x のみの関数とすると、

図2.1.1 不圧地下水の表示

運動と連続の式はそれぞれ次のように与え

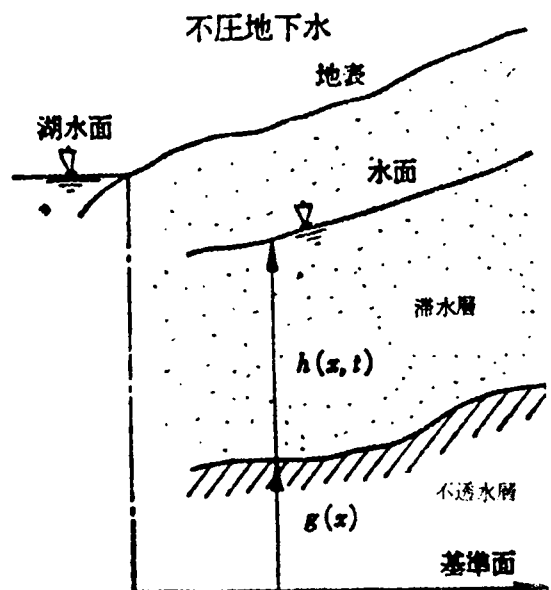
られる。

$$q(x, t) = -k(x) \cdot \frac{\partial h(x, t)}{\partial x} [h(x, t) - g(x)] \quad (2.1.1)$$

$$\frac{\partial q(x, t)}{\partial x} + \beta(x) \cdot \frac{\partial h(x, t)}{\partial t} = 0 \quad (2.1.2)$$

式(2.1.1)を式(2.1.2)に代入すると、

地下水位運動の基本式は次式のようにになる。



$$\begin{aligned} & \beta(x) \cdot \frac{\partial h(x, t)}{\partial t} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ k(x) \cdot [h(x, t) - g(x)] \cdot \frac{\partial h(x, t)}{\partial x} \right\} \\ &= k(h-g) \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{dg}{dx} \right\} + \frac{dk}{dx} (h-g) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.1.3) \end{aligned}$$

いま $\beta = \text{const.}$, $k/\beta \equiv K(x)$ とすると、式(2.1.3)は次のように表わされる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = K(x) \cdot (h-g) \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K(x) \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{dg}{dx} \right\} + \frac{dK}{dx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} (h-g) \quad (2.1.4)$$

○被圧地下水の場合

被圧地下水面の標高を $h(x, t)$, 被圧滞水層の上部境界面の標高を $f(x)$, 下部境界面の標高を $g(x)$ とする。またこの滞水層の透水係数を $k(x)$, 滞水層の圧縮率を $\kappa(x)$ とする。単位幅あたりの流量を不圧の場合と同様に $q(x, t)$ で表わすと(図2.1.2参照), 運動と連続の式はそれぞれ次のように与えられる。

$$\begin{aligned} q(x, t) &= -k(x) \cdot \frac{\partial h(x, t)}{\partial t} \cdot [f(x) - g(x)] \\ & \quad (2.1.5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q(x, t)}{\partial x} &+ \kappa(x) \cdot [f(x) - g(x)] \cdot \frac{\partial h(x, t)}{\partial t} = 0 \\ & \quad (2.1.6) \end{aligned}$$

式(2.1.5)を式(2.1.6)に代入して、次の基本式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} &= K' \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{K'}{f-g} \\ & \cdot \left\{ \frac{df}{dx} - \frac{dg}{dx} \right\} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{dK'}{dx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.1.7) \end{aligned}$$

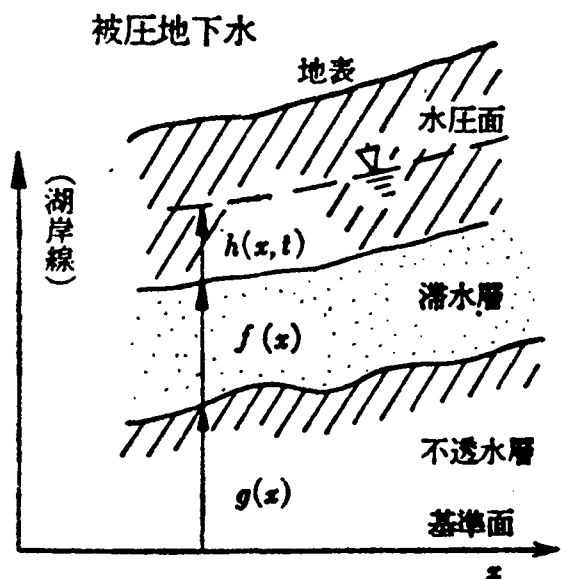
ただし、 $\kappa(x) = \text{const.}$ として、

$$k(x)/\kappa = K'(x)$$

さて、地下水流が一次元的である場合、地下水位変動を解析するためには、上述の基本式を初期条件と境界条件を満足するように解けばよい。一般に初期条件は解析の目的によつて多少の相違はあるけれども、現地観測などから求めたものや地形から類推されるものを用いるほかない。

一方境界条件のうちの水理境界条件については、ほとんどの場合現地のものを把握することは

図2.1.2 被圧地下水の表示



きわめて困難である。すなわち、実際の地下水運動は降水、蒸発、貯留、流出などいわゆる自然界の、水循環の中の一過程であつて、観測し得るものは地下水位変動や流速などである。そしてその観測も詳細な現地調査などに頼らなければならない。このため、水理境界条件としてはきわめて簡単化されたものを用いざるを得ない現状である。簡単化された水理境界条件には次のものがある。

(i) 流量一定。 (ii) 水位一定または既知水位変動。 (iii) 不透水境界面（溜り水）。

流量一定という条件は $x = x_B$ において与えるとすると、その地点の地下水が不圧か被圧かによつてそれぞれ次式により与えられる。

$$\text{不圧: } q(x_B, t) = -k \cdot [h(x_B, t) - g(x_B)] \cdot \frac{\partial h(x_B, t)}{\partial x} = \text{const.} \quad (2.1.8)$$

$$\text{被圧: } q(x_B, t) = -k \cdot [f(x_B) - g(x_B)] \cdot \frac{\partial h(x_B, t)}{\partial x} = \text{const.} \quad (2.1.9)$$

水位一定または既知の水位変動は

$$h(x_B, t) = \text{const} \quad (2.1.10 a)$$

$$h(x_B, t) = F(t) \quad (2.1.10 b)$$

ここに $F(t)$ は既知水位変動。

でそれぞれ表わされる。

不透水境界面の“溜り水”という条件は境界における地下水流がないという条件であるから、流速が0として次式が与えられる。

$$\frac{\partial h(x_B, t)}{\partial x} = 0 \quad (2.1.11)$$

さて、境界条件として滞水層の境界線および滞水層定数を決めることは容易でない。しかしながら、滞水層の境界 $g(x)$ や $f(x)$ の決定、水理境界条件を与える x_B の選定、滞水層定数に関連する透水係数 k 、貯留係数の推定などはその調査法と関連して、重要な問題である。このため、これらの量をすべて現地調査などから決定して地下水位変動を解析する方法とか、ある確からしい量は既知量とするが、容易に把握できない量は何らかの関係式によつて推定して地下水位変動を解析する方法とか、いろいろの調査・解析法が提唱されることになる。

たとえば、不圧地下水に対するものであるが、松尾・河野は「準深」という概念を提唱した。³⁾ これは式(2.1.1)の不透水底面の標高 $g(x)$ をすべて調査しなくても、少数の資料から推定できるといふ発想のようであつて、

$$h(x, t) - g(x) = H(x, t) \text{ とおき、さらに } -\frac{\partial h}{\partial x} = i \text{ (動水傾度) とおくと、式(2.1.1)}$$

は

$$q/k = i H \quad (2.1.12)$$

となることを利用するものである。もし $q/k = \text{const.}$ ならば、どこか一地点での $H(x, 0)$ および水面傾度 $i(x, 0)$ を実測すると、他の地点の $H(x, 0)$ は $t=0$ としたときの式 (2.1.12) より算出される。この計算で得られる H を準深と称し、これより求まる $g(x)$ をもとに地下水位変動の解析を行なうのである。この考えに基づいた二、三の地下水位変動の計算例が示されているけれども、この方法は現地調査が不可能な場合とか、現地調査資料が少ない場合に有用なようである。しかし、準深と実際の滞水層厚との関連性や少数資料に基づく解析結果に対する精度に若干疑問が生ずる。⁴⁾ このため、筆者は境界条件、滞水層条件など現地条件の把握を第一に考えて、後述するように詳細な現地調査に基づく方法をとることとしている。

また、Stallman は二次元的な滞水層内の地下水運動に対して、滞水層への補給水量 W を考慮した解析を示している。⁵⁾ とくに、無降雨の場合でも、滞水層への補給水がどこかで生じていると考えて、未知の要因をこの W に含めて、滞水層定数を算出する方法を研究した。この補給水量 W を準一次元的解析式にもとり入れると、式 (2.1.3) や式 (2.1.6) の右辺に W を考慮することになるので、不圧地下水と被圧地下水に対する基本式は式 (2.1.4) や式 (2.1.7) に対応してそれぞれ次式で表わされる。

$$\text{不圧: } \beta \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ k(h-g) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right\} + W \quad (2.1.13)$$

$$\text{被圧: } \kappa \{ f-g \} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ k \cdot (f-g) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right\} + W \quad (2.1.14)$$

以上のように、地下水運動の解析式は比較的簡単に導かれるのに対して、地下水運動に影響を及ぼす諸条件、すなわち滞水層定数、滞水層の幾何学的条件、地質・地層条件および各種水理境界条件などの把握がきわめて困難であるということができよう。したがって、地下水運動を解明するためには、これら諸条件の合理的な決定方法を確立する必要があるであろう。この意味において、本研究の次節以降では、琵琶湖周辺地下水に対して行なつた総合的な調査研究の成果を述べるものである。

その調査・研究の具体的な目的は、湖面低下を予想した場合に、それに伴う湖周辺地下水位低下の推定である。

ある地域における地下水の様相が、その地域の地盤構成、すなわち地形や地質に大いに支配されることはいうまでもない。したがって、上述の目的のためには琵琶湖周辺の地層についてかなり詳細な調査を必要とし、とくに地下水の流通を支配する諸性質について明確な資料を得ねばならない。このために採用した方法は次のようである。^{6), 7)}

(1) 現地踏査および現地調査

湖周域全体を踏査し、ボーリングや揚水試験から得られる地質構造と地下水の特性の把握に努める。さらにこれら定量的調査のほかに、現地の地下水の実態を知るため聞き込み調査を行ない、解析に必要な資料の収集に当る。

(2) 地質構造調査

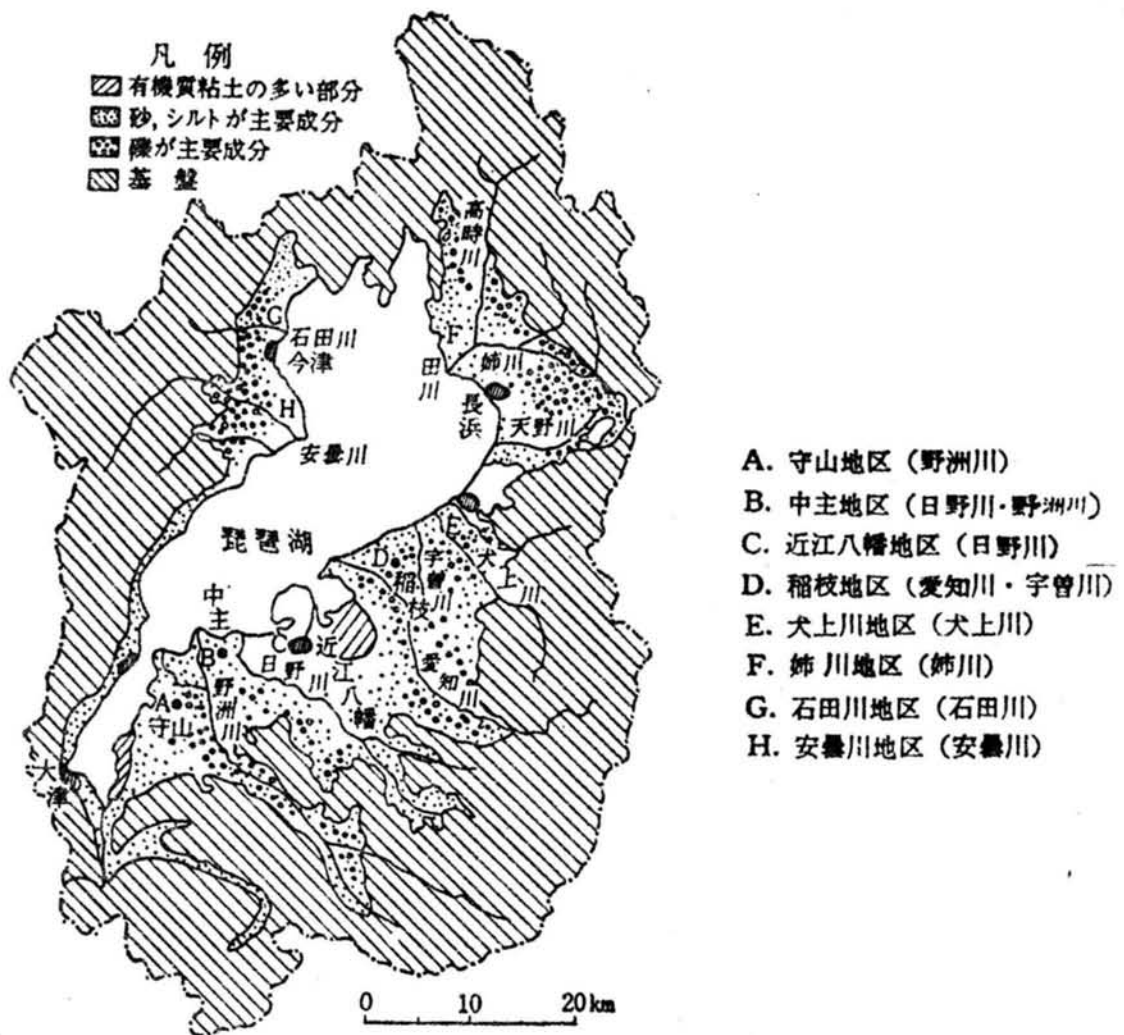
湖周辺の代表的な地区のボーリング、電気探査、水圧試験などの調査資料をもとにして、湖周辺各地の滞水層を中心とした地質構造調査のとりまとめを行なう。

(3) 地下水位変動調査

ボーリング孔、家庭井戸などを利用して現地における地下水位観測を実施するとともに、入手しうる湖周地下水位観測資料を利用し、湖水位と地下水位の関係を求めることにより、(2)の地質構造調査の資料をもとに、湖水位低下にともなう地下水位低下の程度とその影響範囲の推定を行なう。

なお、調査地区と水系はつぎのようである(図2.1.3参照)。⁸⁾

図2.1.3 琵琶湖周辺地質図および地下水調査地区



- A. 守山地区（野洲川）
- B. 中主地区（野洲川・日野川）
- C. 近江八幡地区（日野川）
- D. 稻枝地区（愛知川・宇曾川）
- E. 犬上川地区（犬上川）
- F. 姉川地区（姉川）
- G. 石田川地区（石田川）
- H. 安曇川地区（安曇川）

1. 2. 琵琶湖周辺の土層の構成と地下水の流況

琵琶湖周辺平野の地勢は、湖東側と湖西側ではかなり相違する。それは琵琶湖が湖西の山腹斜面に沿って地盤が陥没した断層の上にてできていることによる。このような地盤構造を反映して、西側から湖に流入する河川は勾配が急なものが多い。琵琶湖への流入河川の出水の特徴は総じて季節的変動が非常に大きいことであつて、春から初夏にかけての出水時の河川水位は高いが、日照が続く盛夏には湖周辺の河川は一般に枯れてくる。このような河川付近の地下水位の年間変動はかなり大きい。

琵琶湖周辺の土層の構成を模式的にみると、縦断的には

基盤－古琵琶湖層群－洪積層－沖積層

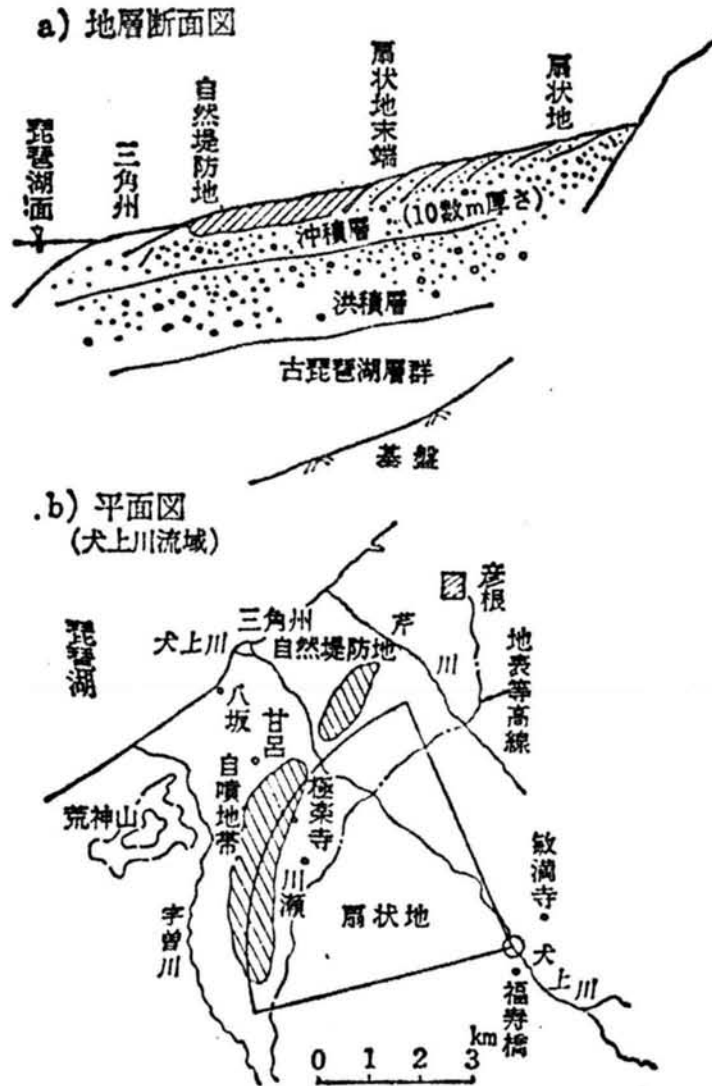
となつている（図 2.1.4 a）。古琵琶湖層群は基盤岩類の上部にあつて透水性は低い、不透水層とみなされるような粘土は少ない上層と優勢な粘土が発達している下層とからなつている。古琵琶湖層群の上位にある洪積層は別名段丘礫層ともよばれる透水性がきわめて大きい層であり、玉石まじりの砂れきが主体となつている。洪積層の上部には粘土が若干混在して、とくに沖積層との境界付近には有機質の腐食物が混じつた粘土層が非常に優勢に発達している。表層の沖積層は砂質土と粘性土が入り混じつた複雑な成層をしている。しかしその複雑な成層も概観すると、洪積層との境界にあつて、湖東では湖岸から上流へ 1 km ないし 3 km 付近にかけて地表に厚い粘土層がみられる。この沖積層の厚さはほぼ十数 m であつて、それより下部に粗粒の洪積層が存在する。

これらの地層の地下水の性状についてみると、沖積層の滞水層の地下水圧は一般に静水圧状であるが、洪積層の滞水層の水圧は地表面より約十数 cm 高く被圧されていて水量も豊富である。洪積層でも、湖岸から上流へ 1 km ないし 3 km 付近の地域で、表層が比較的厚い粘土層でおおわれているところでは、地下水はかなり被圧されている。この種の影響で、湖周辺平野には多くの自填地帯が構成されることになる。

つぎに土層の構成を平面的に模式化すると、

山地－扇状地－自然堤防地－三角州 となる（図 2.1.4 b）。

図 2. 1. 4 琵琶湖周辺地層の模式図



山地からの掃流土砂により、平地への出口付近から扇状地が形成される。この堆積過程における扇状地の末端での傾斜は地表の傾斜よりかなり急である。琵琶湖周辺の河川は急勾配のため扇状地はかなり大規模に発達していて、その末端付近は小高く自然堤防地を形成し、三角洲を通って湖に注ぐ。その典型的な例を湖東の彦根の南方にある犬上川流域にみる事ができる。ここでは扇の半径約 6 km におよび、扇状地の末端から湖岸線まで約 3 km は自然堤防地となっている。山地から流出する地下水は、扇状地を放射状に流下して、その末端で比較的急傾斜となつて堆積した地層にあたる。地下水は下へ潜るか、う回するか、地表へ自噴するかである。実際この扇状地末端付近ではかなりの地下水かん養のあることが期待され、浅層における自噴地帯となっていることが観測されている。

このように考えると、扇状地末端付近の地下水位は上流からの地下水補給によつて保たれ、年間を通じてほぼ定水頭とみなすことができるであろう。後述するように、湖面変化にともなう周辺地下水位の変動の計算に当つて、上流側の境界を湖岸から有限な距離にとつて定水頭を採用し

た理由の一つは、上述のような土層の構成と地下水の流況の特殊性にある。

以上は琵琶湖周辺の土層の構成と地下水の流況を模式的に考察して、そこに共通する特徴について述べたものである。実際には各地区について種々の条件の変化があるので、この点に注意を払わねばならない。上記で例とした湖東の犬上川流域に対し、湖西の安曇川流域では地勢がきわめて急峻なため、扇状地と三角州が重なり合うような形になっている。この三角州における沖積層は、巨大なれきを含む砂層が支配的であり、地層の境界面の傾斜も急である。

このように湖東と湖西では地層の生成条件が大いに異なっているため、地下水の流況においても著しい相違がある。すなわち地下水流の傾斜は湖東の愛知川流域で $1/750$ 、平均約 $1/500$ に過ぎないのに対して、湖西の石田川流域では実に $1/150$ であつて、地下水流の勢力は非常に大きい。また湖西の各地区の特色は、湖岸近くで被圧地下水が容易に得られることである。

図 2.1.5 に安曇川三角州地帯における浅層と深層の被圧地帯の分布を示すが、これらはいずれも地形的には地層および地下水面の傾斜が変化する扇状地の裾に相当する。すなわち、この扇状地の末端でかなりの地下水補給があることが期待できる。

このような特性は湖西・湖東を問わず、地下水の自噴地帯となつている場所において顕著にみられる。したがつて、安曇川、石田川、犬上川流域のように多少とも扇状地が発達した地区では、地下水の水利計算においてこの付近を上流境界として定水頭とおくことができるものと考えられる。これに反して、姉川、愛知川、日野川、野洲川流域では、各河川による側面からの地下水補給などを想定した方が実情に近いようである。

図 2.1.5 安曇川三角州地帯における地下水の性状



9) 1.3 滞水層定数の決定

地下水の流動を支配するものは地層の構成であるが、その数量的表現は滞水層定数をもつて行なわれる。滞水層定数とは透水量係数（伝達係数ともいう） T と貯留係数 S の二つをいうが、被圧地下水にあつては、前者は滞水層の透水係数 k と層厚 D との積（ $T = kD$ ）であり、後者は滞水層の圧縮率 κ と D との積（ $S = \kappa D$ ）である。一方不圧状態の地下水の場合には、滞水層の底面から地下水の自由水面までの初期高さを H 、滞水層の有効間げき率を β とすれば、 $T = kH$ および $S = \beta$

となる。すなわち透水量係数 T については、被圧と不圧とで大差はないけれども、貯留係数 S は両者の間に大きい意義の相違がある。これは被圧地下水では揚水などによる水圧伝播が滞水層の圧縮性に支配されるのに対し、不圧地下水では貯留係数は揚水によつて滞水層の単位容積中から排出される水量を示し、これが有効間げき率 β に等しくなる。

前述した琵琶湖周辺の各調査地区において揚水試験を実施し、滞水層定数を算出した結果を表 2.1.1 に総括した。

表 2.1.1 琵琶湖周辺の滞水層定数総括表

	伝達係数 T (cm^2/sec)	貯留係数 S	透水係数 k (cm/sec)	圧縮率 κ (cm^{-1})	滞水層厚さ b (被圧) H (不圧) (m)	比	
						k/S (cm/sec)	k/κ (cm/sec)
守山・中主・ 近江八幡地区							
牧 (被圧)	7.32	2.96×10^{-3}	1.40×10^{-2}	5.65×10^{-6}	6.60	4.73	2.48×10^3
菖蒲 (不圧)	1.72×10	2.05×10^{-2}	1.49×10^{-2}	—	7.50	0.745	—
稲枝地区:							
柳川 (不圧)	7.74×10	6.38×10^{-2}	5.53×10^{-2}	—	12.90	0.866	—
下西川 (被圧)	5.61	1.77×10^{-3}	1.27×10^{-2}	4.03×10^{-5}	6.20	7.18	3.17×10^3
野良田 (不圧)	6.01×10	7.16×10^{-2}	2.62×10^{-2}	—	9.90	0.316	—
犬上川地区:							
八坂 (不圧)	3.38×10^2	1.14×10^{-1}	2.92×10^{-2}	—	11.31	0.256	—
大藪 (被圧)	1.07×10^2	2.40×10^{-2}	1.59×10^{-2}	3.53×10^{-5}	6.80	6.62	4.50×10^3
姉川地区:							
川道 (不圧)	1.03×10	1.55×10^{-2}	7.63×10^{-3}	—	12.30	0.462	—
八木浜 (不圧)	8.86	1.20×10^{-2}	1.74×10^{-2}	—	7.30	1.45	—
石田川地区:							
今津 (被圧)	4.28×10	1.27×10^{-2}	3.37×10^{-2}	1.00×10^{-5}	11.90	2.65	3.37×10^3
貫川 (不圧)	2.80×10	2.32×10^{-2}	4.00×10^{-2}	—	9.80	1.73	—
安曇川地区:							
藤江 (被圧)	5.17×10	2.32×10^{-2}	6.90×10^{-2}	3.10×10^{-5}	7.00	2.97	2.23×10^3
藁園 (不圧)	2.45×10^2	1.38×10^{-1}	3.60×10^{-1}	—	6.20	2.61	—
安井川 (不圧)	5.40×10^2	9.48×10^{-2}	4.43×10^{-1}	—	16.70	4.67	—

揚水試験結果の解析は主として Jacob の方法により行なつた (第 1 編第 3 章参照)。表 2.1.1 から地層条件を反映して、湖西の安曇川地区はきわめて大きい滞水層定数を示すことが知られる。表 2.1.1 に得られた定数は、滞水層の水平方向の特性を表わすものと考えられるが、別途実施したボーリング孔を利用する単孔式揚水 (または注水) 試験の結果によると、鉛直方向の透水係数は、水平方向のものよりも総じて 1 オーダー程度小さいことが判明した。

上記の多孔式揚水試験や単孔式揚水試験は、概して沖積堆積物としての滞水層の特性を把握する

ために行なわれたものであるが、湖面変動による影響を直接受ける表層地下水の挙動を調べること
もまた必要不可欠であるといわねばならない。稻枝地区の普光寺試験田と犬上川地区の八坂湖岸で
の調査について述べる。

1.3.1 普光寺試験田での表層定数¹⁰⁾

普光寺試験田は農林省が土地改良事業の一端として設置した施設で、幅 63.5 m 、長さ 97.6 m
の長方形田圃の周囲に幅 1 m 、深さ 1.5 m の水路を掘りめぐらして、その水路水位の調節を人為操
作し、主として田圃内の地下水面の高さ¹⁰⁾と減水深の関係を調べようとしたものである。

ここでは、水路水位変化による水路より外側の地盤の表層地下水位変動について述べる。地盤は
地表から約 1 m までがロームの表土で、その下に約 1.5 m の厚さの粘土層を有し、その下方はほぼ
一様な砂層となっている。測定は水路に直角な測線上で、水路からそれぞれ 3 m 、 5 m および 10
 m の地点に浅い観測井を埋めた。この地点での地下水は、水路を起線として半無限に広がる一次元
流として解析することができる。すなわち Darcy の法則と連続条件を満足する水頭 h に関する
微分方程式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kh}{\beta} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = C \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (2.1.15)$$

において、右辺の係数 $C = kh/\beta$ を定数とみなし、境界条件

$$h(0, t) = h_0 + A \sin \omega t \quad (2.1.16)$$

ここに、 h_0 ：初期水位、 A ：変動振幅、 ω ：角速度
を満足する式(2.1.15)の解は

$$h(x, t) = h_0 + A \cdot \exp\left(-x \sqrt{\frac{\omega}{2C}}\right) \cdot \sin\left(\omega t - x \sqrt{\frac{\omega}{2C}}\right) \quad (2.1.17)$$

で与えられ、次のような性質を有している。

- i) 波動振幅は $A \cdot \exp(-x \sqrt{\omega/2C})$ に従って距離 x とともに減衰する。
- ii) 観測点での正弦波の位相に遅れ $x \sqrt{\omega/2C}$ が生じるが、これは時間に直すと $x / \sqrt{2C\omega}$
になる。
- iii) 波動の伝播速度は $\sqrt{2C\omega}$ で与えられる。

これらの諸性質を利用して観測結果を解析することができる。試験田水路に振幅 $A = 18\text{ cm}$ 、周
期 3 時間 ($\omega = 2\pi / (3 \times 60 \times 60)\text{ sec}^{-1}$) の波動を与えた実験結果を図 2.1.6 に示す。

図 2.1.6 地下水の波動伝播による振幅の減衰と時間的遅れ

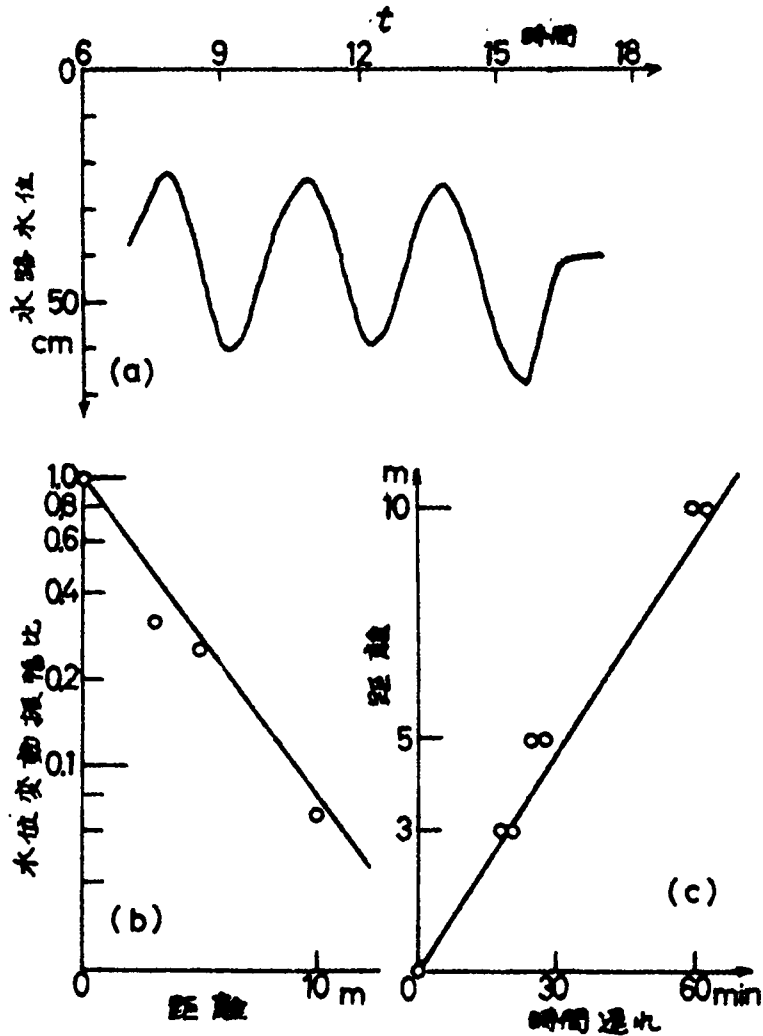


図 2.1.6 (a)は水路に与えた原波動であり，図 2.1.6 (b)は水路からの距離による振幅減衰の様子，図 2.1.6 (c)は位相の遅れを表わしている。図 2.1.6 (b)より， $C = 5.17 \text{ cm} / \text{sec}$ ，また図 2.1.6 (c)より $C = 5.48 \text{ cm} / \text{sec}$ が求められ，この両者はかなりよい一致を示す。 $h = 75 \text{ cm}$ として k / β を求めると $k / \beta = 0.65 \sim 0.68 \text{ cm} / \text{sec}$ を得る。 k と β は分離できないで比としてだけ求まるので，個々の値は別途にいずれかを求めなければならない。ここでは，従来の揚水試験から $\beta = 10^{-2} \sim 10^{-3}$ と仮定すると，透水係数 k は $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm} / \text{sec}$ の次数と考えられる。
1.3.2 八坂湖岸での表層定数^{10), 11)}

犬上川左岸の八坂湖岸で揚水試験を実施すべく湖岸線に垂直に測線を設け，ここに観測井を数本設置して揚水による砂層の水位変化を観測中，水位降下がほぼ定常となつたときに琵琶湖面に突風による高波が生じ，観測井内の表層水位に変動が生じた。そこでこの現象を利用して表層の滞水層定数を求めようとした。

地下水の運動の基本式としてさきの式(2.1.15)を用い，これを境界条件

$$\begin{aligned}
 h(0, t) &= f(t) \quad (t > 0) \\
 h(\infty, t) &= 0 \quad (t \geq 0)
 \end{aligned}
 \tag{2.1.18}$$

のもとに解くと次式が得られる。

$$h(x, t) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} e^{-\zeta^2} \cdot f\left(t - \frac{x^2}{4C\zeta^2}\right) d\zeta \tag{2.1.19}$$

とくに、 $f(t) = H = \text{const.}$ なるステップ変化するとき、

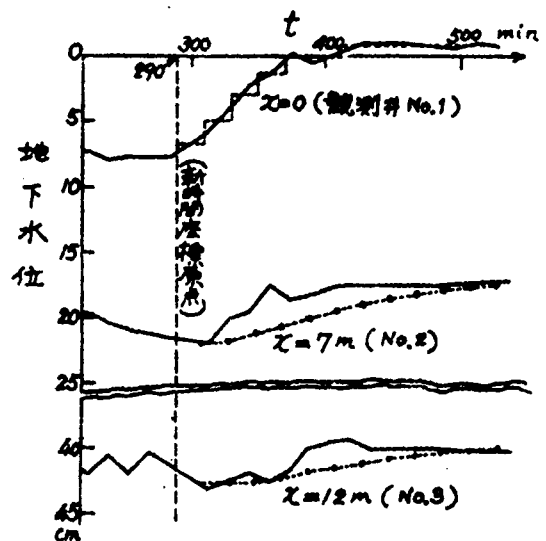
$$\frac{h}{H} = \text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Ct}}\right) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} e^{-\zeta^2} d\zeta \tag{2.1.20}$$

いま $x = 0$ として湖岸から 11 m の観測井をとり、この井戸の水位変化を $f(t)$ として、図 2.1.7 の観測記録から $f(t)$ を $\Delta t = 20$ 分ごとのステップ変化で表わし、これを式 (2.1.20) に用いると

$$\begin{aligned}
 h(x, t) &= H_1 \cdot \text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Ct}}\right) + H_2 \cdot \text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{C(t-\Delta t)}}\right) + \dots \\
 &+ H_6 \cdot \text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{C(t-5\Delta t)}}\right) + \dots
 \end{aligned}
 \tag{2.1.21}$$

となる。いま $C = 60\text{ cm}^2/\text{sec}$ と仮定して、湖岸から 18 m 、 23 m の距離にある 2 本の観測井 (No.6 と No.5) の水位を計算した結果は、No.6 の観測井での観測水位変動幅 4.5 cm に対し計算値 4.7 cm となり、また No.5 の観測水位変動幅 3.5 cm に対し計算値 3.2 cm となって両者はかなりの一致をみた。したがって八坂湖岸での滞水層定数 C はほぼ $60\text{ cm}^2/\text{sec}$ とみなすことができる。この地域の表層は、さきの普光寺試験田と違って均質な砂層で構成されているが、定数 C だけについていえば砂質土でも粘土質土でも同じ次数であり、しかも表 2.1.1 に求めた深い滞水層のものより小さいといえることができる。

図 2.1.7 湖面変動による地下水の波動伝播

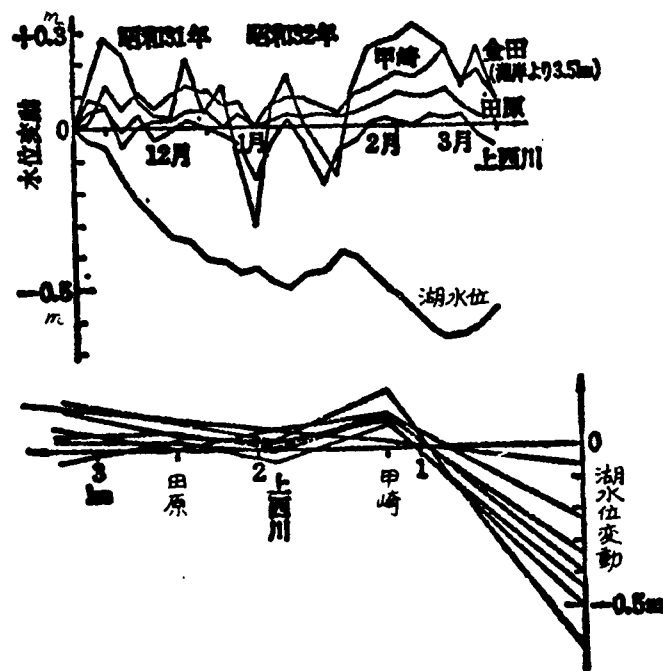


1.4 湖面変動にともなう周辺地下水の挙動

1.4.1 概 説

湖水面の変動に応じて周辺内陸の地下水位がどのように変化するかという対応関係を調べるには、何よりもまず既往の観測記録が有用となるであろう。しかしこの場合、内陸の地下水は単に琵琶湖の水面の変動のみに支配されて水位変化をするのではなく、降雨、上流山地または河川からの伏流かん養、蒸発、流出、人為的取水などの影響を受けて、複雑に変動しているものと考えねばならない。たとえば図2.1.8に示したのは、愛知川沖積三角州の湖岸線に垂直な測線に沿った湖岸から3.5 kmにわたる水位観測記録であるが、図2.1.8では湖水位変化に対応した関連性がみられず、周辺内陸の地下水位は湖岸から約1 kmも入ると湖水位低下に何ら無関係に変動していることが知られる。これはこの付近の地下水が愛知川の伏流によつて側面からかん養されていたり、あるいは現存するクリークによつて地下水位が高所に維持されているためと考えられる。

図2.1.8 愛知川三角州地帯における地下水の性状



1.4.2 地層構成からみた湖周辺地下水の動き

一般に地下水の性状は、地層構成を抜きにしては論ぜられるべきものではない。そこで地層構成をあわせ述べながら、湖周辺地下水の動きを概観することにする。

湖西と湖東では、地質構造の相違からうかがうことができるように、地下水の性状も、かなり異なるようである。すなわち湖西の地下水は、あらい砂礫層を主とするかなり急傾斜した地層内を割合速く琵琶湖へ流入しており、場所によつては今津地点のように、かなり不透水性の表土層が湖岸付

近を被覆して、湖岸に沿って小さい被圧地帯を形成している。また安曇川三角州（図 2.1.5 参照）については、湖岸から 1～2 km 付近の間に地下数十 m の深さまで透水性のよくない地層があつて、この区間の表層は不圧地下水となつており、2 km より上流山間部に至る 5 km までの地区は粘土層がほとんどない状態の地層からなつている。このため上流地域（2～5 km）では地下水面勾配はゆるやかではあるが、あらい地質のため水流の勢いはかなり激しいようである。そして安曇川地区では、湖岸から 1.5 km 付近に地下水面の傾斜が最急な地域の生じていることが家庭井戸水位の調査から判明しているが、この湖岸から 1.5 km 付近というのは常に地下水位の高い地帯であつて、これは下流部に現われる粘土層の地質構成に起因するものと想像される。

さらに興味深いことに、この地域での湖水位と地下水位の変動の対応を調べてみると、湖水位の低下にもかかわらず地下水位のほうは逆に上昇する傾向も現われている。この原因はあまり明らかでないが、湖水位低下にともなう地下水流出の増大によつて、地下水面が下流側へ押し出されることによるものではないかということも考えられる。

このように湖西の沖積地帯は、概して地下水が豊富である。たとえば安曇川流域の針江（湖岸から 2 km 上流の地点）においては、地下約 1 m の地層から清浄な湧水が多量に得られ、池をつくつたり、また浅層からの掘抜井戸もある。石田川流域でも、湖岸から数百 m の田畑で自噴してくる生水（シヨウズ）を得ている。

一方、湖東では地形は一般にゆるやかであり、地質もあまりあらい砂れきはみられないが、地層構成はかなり複雑である。このため地下水の性状にも一貫した傾向がない点が多い。

まず姉川流域では、右岸北側と左岸南側とで、地質や地下水の様子がかなり相違している。支川高時川の影響下にある右岸流域は、湖岸付近で厚さ数 m ないし 10 m の浅い滞水層内の溜まり水的な地下水であるが、上流ではシルトや粘土のような粘性土が地層の主成分となつて、地下水はあまり豊富でない。姉川左岸約 1～2 km の範囲は右岸北部と同様に比較的細粒土の地質であるが、長浜平野部に至る地域はほとんど砂礫層よりなつている。この流域一帯の被圧地下水の分布は、長浜北の測線に沿つて深度 40～60 m の層から得られており、かなり広く分布している。しかし北部右岸地帯では、田川を境に南側は姉川南部流域と似ており、北側ほど地下水の流量が少なくはないようである。

つぎに犬上川流域と愛知川流域に共通した点は、地表面下十数 m の深さまで厚い不透水層がかなりの範囲に分布していることである。犬上川流域では湖岸から 1～4 km に、愛知川流域では 1～5 km に、それぞれ厚さ 10 m 以上の表土層をもつ被圧砂れき層が存在している。しかしこの両地区を分ける宇首川と湖岸の荒神山の存在が境界となつて、両者の間に少し相違がみられる（図 2.1.4 (b) 参照）。

すなわち、犬上川は前述したように典型的な扇状地平野をつくり、その扇の末端付近を結ぶ地帯に沿つて地下水位が高く、湖水位の昇降にともなう水位変動の計算に当つて、ここが上流側の境界条

件を決める一つの重要な点であると考えられる。これに反し愛知川流域の稲枝地区では、被圧地帯が湖岸から1～5 kmの距離のところまでおよんでいるのに、浅層は透水性の低い地層が厚く、地表水の動きと直結していないようである。この地区の被圧井戸は深く、深度約80 m程度のものが多い。

したがって、犬上川流域は上流からの地下水の補給量の多少が重要な要素となるが、愛知川流域稲枝地区では、宇曾川と愛知川の側面からの地下水補給を受けることになるので、これらの詳細な検討が必要である。しかしながら現存の資料で大勢を推察すると、犬上川地区は湖岸から約2 km付近の地帯が扇状地の末端に相当し、年間を通じて地下水位の変動も少なく、この地帯がいわゆる影響圏の終端と考えられる。一方稲枝地区ではこのような一つの区切りを示すものが見あたらないが、最大の影響圏は湖岸から5～6 km程度であろうと考えられる。

近江八幡地区は日野川流域に属し、第一に、浅層の被圧井戸が少ないこと、第二に粘土、シルト、細砂などの細粒土が主であること、第三に比較的小規模な面積で地下水が豊富とはいえないことなどが特徴である。この地区では湖岸から約3 km地点の上流側と下流側とで、おのずから地下水の性格が違っている。すなわち、上流側は日野川などの伏流水の影響を大きく受けるが、湖岸側の地下水はう回してくる地下水や湖水により維持補給されているものと思われる。

野洲川流域は面積がかなり大きく、中主地区、守山地区一帯がこの河川の影響を受けている。中主地区は近江八幡地区の地層構成に似ているが、守山地区は湖岸付近がかなりの表層被覆層からできており、中主の湖岸付近地下水は不圧であるが、守山地区は被圧地下水の形となつている。

以上は琵琶湖周辺の地下約20 m以浅の地下水の様子を述べたものであるが、さらに深い洪積層内の地下水の状況は、水圧試験の結果によると水圧はそれほど大きくない模様である。先述したように一般に湖周辺の浅層地下水は静水圧分布をしているが、洪積層の水圧は水頭にして十数cm程度大きいことが観測されている。ただし犬上川地区では、この被圧度はかなり大きいようである。

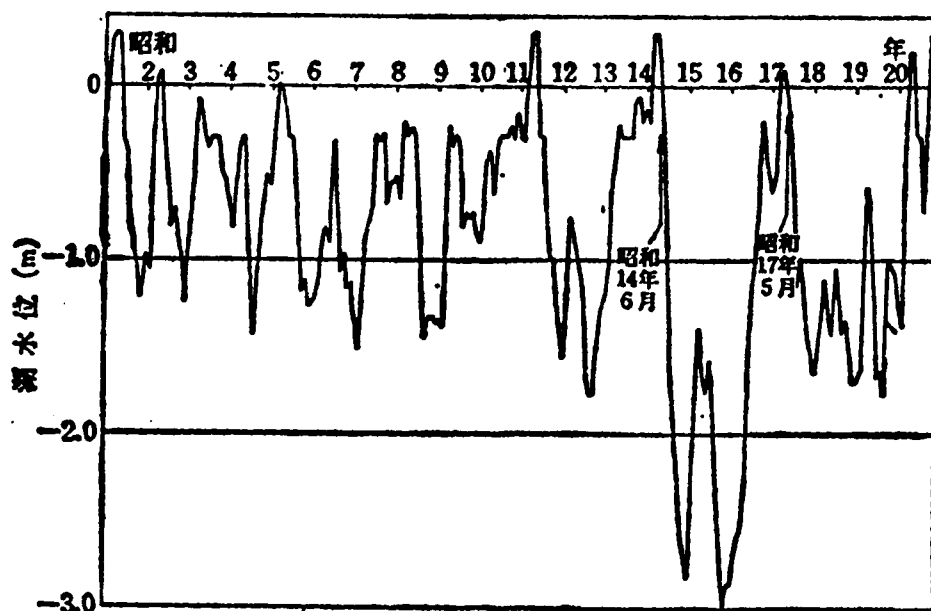
1. 4. 3 電子計算機による地下水位変動の計算

これまでに述べてきたように、湖周辺の地下水の挙動は各地域の地勢、地層構成の特殊性と密接な関連性をもっていることが判明した。そこで上流端境界条件としては、表2.1.2に示すように水位一定、流量一定および溜まり水という三種類の条件を用いて、電子計算機により地下水位の変動計算を行なつた。すなわち、滯水層定数は表2.1.1に示した値を用い、地盤条件としての滯水層の諸元はボーリングより得られた地層図にもとづいて決定した。与えるべき湖水位変動は、昭和元年からの既往の水位記録を計算しなおした計画水位変動であつて、本計算に用いたのはその中で最低水位（鳥居川量水標原点T. P. 84.371 m - 3.06 m）を示す昭和14年6月始めから昭和17年5月末までの3ケ年間にわたつている（図2.1.9参照）。

表 2.1.2 地下水位変動に用いた上流端境界条件と
距離間隔および時間間隔

地 区	計算番号	上流端境界条件	Δx (m)	Δt (day)
守 山	1	水 位 一 定	2 0 0	1. 0
中 主	2	補給なし (溜まり水)	2 0 0	2. 5
近江八幡	3	補給なし (溜まり水)	2 0 0	1. 0
稻 枝	4	水 位 一 定	2 0 0	0. 5
犬上川	5-1	水 位 一 定	4 0 0	0. 5
”	5-2	流 量 一 定	4 0 0	0. 5
姉 川	6	補給なし (溜まり水)	2 0 0	5. 0
石田川	7	水 位 一 定	2 0 0	1. 5
安曇川	8-1	水 位 一 定	2 0 0	1. 5
”	8-2	流 量 一 定	2 0 0	1. 5

図 2.1.9 琵琶湖の経年水位変動



計算に当つては、滯水層が不圧地下水であるか被圧地下水であるかにより、計算式を変えて式 (2.1.3) か式 (2.1.7) を用いなければならない。式 (2.1.3) を次の式 (2.1.22) で示す記

号を用いて階差式にすると式(2.1.23)を得る。

$$\begin{aligned} \text{記号} \quad h_i^j &= h(x_i, t_j) = h(\Delta x \times i, \Delta t \times j) \\ K_i &= K(x_i) = K(\Delta x \times i) \\ f_i &= f(x_i) = f(\Delta x \times i) \\ g_i &= g(x_i) = g(\Delta x \times i) \end{aligned} \quad (2.1.22)$$

$$\begin{aligned} \left[\frac{\partial h(x, t)}{\partial t} \right]_i^j &= \frac{K_i}{(\Delta x)^2} \cdot \left[(h_i^j - g_i)(h_{i+1}^j - 2h_i^j + h_{i-1}^j) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{4}(h_{i+1}^j - h_{i-1}^j) \cdot \{ (h_{i+1}^j - h_{i-1}^j) - (g_{i+1} - g_{i-1}) \} \right] \\ &\quad + \frac{1}{4(\Delta x)^2} (K_{i+1} - K_{i-1})(h_{i+1}^j - h_{i-1}^j)(h_i^j - g_i) \end{aligned} \quad (2.1.23)$$

同様にして、式(2.1.7)を階差式にすると、

$$\begin{aligned} \left[\frac{\partial h(x, t)}{\partial t} \right]_i^j &= \frac{K_i'}{(\Delta x)^2} \cdot \left[(h_{i+1}^j - 2h_i^j + h_{i-1}^j) \right. \\ &\quad \left. + \frac{h_{i+1}^j - h_{i-1}^j}{4(f_i - g_i)} \cdot \{ (f_{i+1} - f_{i-1}) - (g_{i+1} - g_{i-1}) \} \right] \\ &\quad + \frac{1}{4(\Delta x)^2} \cdot (K_{i+1}' - K_{i-1}') (h_{i+1}^j - h_{i-1}^j) \end{aligned} \quad (2.1.24)$$

式(2.1.23)と式(2.1.24)の左辺の差分のとり方は

$$\text{Euler法: } h_i^{j+1} - h_i^j = \Delta t \cdot \left[\frac{\partial h}{\partial t} \right]_i^j \quad (2.1.25)$$

$$\text{台形公式: } h_i^{j+1} - h_i^j = \frac{\Delta t}{2} \cdot \left\{ \left[\frac{\partial h}{\partial t} \right]_i^j + \left[\frac{\partial h}{\partial t} \right]_i^{j+1} \right\} \quad (2.1.26)$$

の二つを併用するフィードバック回路によつて計算を行なつた。また上流端境界条件としての水位一定は、 $x = x_N$ にて

$$h(x_N, t) = h(x_N, 0) = \text{const.} \quad (2.1.27)$$

として与えられ、流量一定の条件は式(2.1.8)とか式(2.1.9)で与えられ、次式で示される。

$$\text{不圧: } k_N (h_N^j - g_N) (3h_N^j - 4h_{N-1}^j + h_{N-2}^j) = \text{const.} \quad (2.1.28)$$

$$\text{被圧: } k_N (f_N - g_N) \cdot (3h_N^j - 4h_{N-1}^j + h_{N-2}^j) = \text{const.} \quad (2.1.29)$$

さらに溜まり水の条件は

$$h_{N+1}^j = h_{N-1}^j \quad (2.1.30)$$

により与えられる。

このようにして計算した結果の一例として犬上川地区の地下水位変動の時間的な様子を図2.1.10に示した。

図2.1.10 地下水位変動の計算結果(犬上川地区)

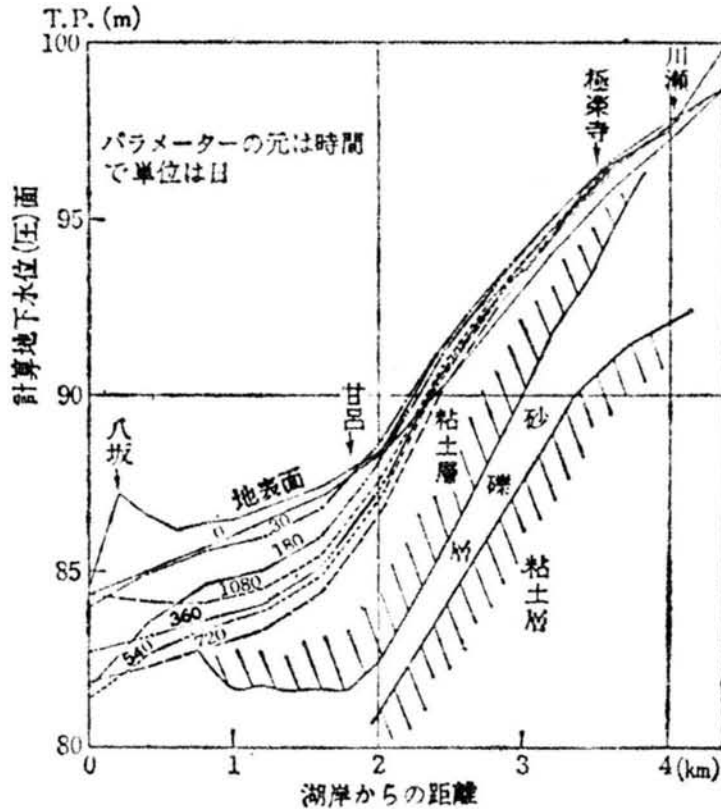
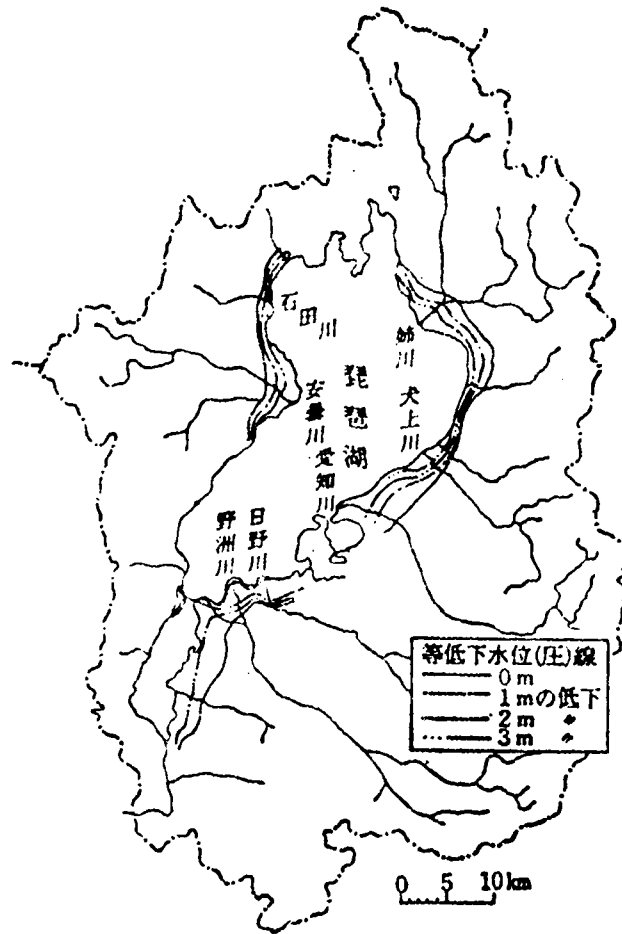


図2.1.10に得られた犬上川地区の計算結果には、一時的ではあるけれども、初期水面より上昇している部分がみられる。このような傾向はそのほか一、二の地区でも認められたが、それらの地区に共通することは被圧滞水層がかなり広範囲にわたっている点である。このことは、地盤断面図が詳細な現地調査に基づいて作成されたが、滞水層をモデル化したときの誤差、とくに被圧層のモデル化の精度、地下水流が一方向とした一次元的解析をしていること、現地の地表水の浸透の影響が不明であることなどの諸点に問題が残っているものと考えられる。しかし、現在は図2.1.10に得られている水位変動の振幅を近似的に水位低下の振幅とみなすことにより検討することができるであろう。そこでさきに述べた地層の構成と地下水の挙動の特性を考慮に入れて、湖水位低下にともなう周辺地下水位の最大低下量の分布を算定した結果が、等低下量線として図2.1.11に示されている。

図 2. 1. 1 1 地下水位の等低下量線



これより結論として次のことがいえるであろう。

- 1) いわゆる影響圏は全域にわたり湖岸からせいぜい3～5 km程度である。
- 2) 近江八幡・中主地区では、湖岸近くで地下水位の低下がかなり大きい。
- 3) 姉川・安曇川地区では湖岸線に平行な等高線となる。
- 4) 犬上川地区では湖岸近くで水位低下が大きく、約2.5 kmの地点で急に減少する。これは上流端境界条件がきいているものと考えられる。これに反して愛知川流域の稻枝地区では等高線間隔はほぼ一様であり、河川からの伏流かん養をよく表現しているといえる。

1.5 結 論

この章では、はじめに地下水位変動の調査・解析法について概説し、未知量を何にして、どこに仮定をおくかにより調査・解析法にはいろいろ考えられることを示唆するとともに、現地条件の把握が重要なことを強調した。この考えのもとに、琵琶湖周辺の地下水位変動を総合的に調査した結果について、とくに土層構成と地下水流況との関連性、すなわち境界条件の決定のための指針を見出すとともに、滞水層定数の決定に対して検討を加え、最後に湖面低下にともなう周辺地下水位

低下を観測資料および上述の成果を利用した電子計算機による計算結果から総合的に推論した。

もとより湖水位変動にともなう周辺地下水位の低下は、各地区での地下水流の性状や地層条件とも関連してかなりの相違がみられるが、湖東では平均して湖岸から3～5 km付近までの範囲が影響を受けること、また湖西ではその影響はせいぜい湖岸から約2 kmの範囲に止まることが予想される。なお、被圧地下水帯において問題となる表層の透水性については、波動伝播に関する定数はより深層のものよりかなり小さいことが判明した。

参 考 文 献

- 1) 稲田 裕・赤井浩一・宇野尚雄：琵琶湖周辺の地質・地下水調査，土木学会誌，V o l . 5 2 ,
No 4 , 1 9 6 7 , p p . 2 4 ~ 3 0 .
- 2) Polubarinova-Kochina, P. Ya. : Theory of Ground Water
Movement, Princeton Univ. Press, 1962, p. 498.
- 3) 松尾新一郎・河野伊一郎：湖水面などの変化に起因する自由地下水の水位変動の解析に関する
研究，土木学会論文集，No 139 , 1 9 6 7 , p p . 2 4 ~ 3 0 .
- 4) 宇野尚雄：「湖水面などの変化に起因する自由地下水の水位変動の解析に関する研究」の「討
議」，土木学会論文集，No 146 , 1 9 6 7 , p p . 5 6 ~ 5 7 . および
松尾新一郎・河野伊一郎：「回答」，土木学会論文集，No 146 , 1 9 6 7 , p p . 5 7 ~ 60 .
- 5) Stallman, R. W. : Numerical Analysis of Regional Water
Levels to Define Aquifer Hydrology, Trans. A. G. U. , Vol.
37, No.4, 1956, pp. 451~460.
- 6) 赤井浩一・宇野尚雄：琵琶湖岸稻枝地区土層調査報告書，近畿地方建設局琵琶湖工事事務所・
財団法人防災研究協会，昭和39年12月および昭和40年3月。
- 7) 赤井浩一・宇野尚雄：琵琶湖岸土層調査報告書，近畿地方建設局琵琶湖工事事務所・財団法人
防災研究協会，昭和41年3月。
- 8) 松尾新一郎編：琵琶湖周辺の土質・地質・地下水の性状に関する研究，琵琶湖総合開発協議会，
昭和37年3月および同別冊，昭和37年11月。
- 9) 本論文の第1編第3章を参照。
- 10) 赤井浩一・宇野尚雄：琵琶湖周辺の地質・地下水調査について，京都大学防災研究所年報，No
10 B , 1 9 6 7 , p p . 3 9 1 ~ 4 0 6 .
- 11) 赤井浩一：揚水試験等による琵琶湖周辺の地下水調査，地下水と井戸とポンプ，昭和42年7
月号，p p . 3 3 3 2 ~ 3 3 4 1 .

第2章 観測結果からみた地下水位変動のパターン¹⁾

2.1 概 説

第1章では、地下水位変動の調査・解析法に関する一般的な考察を述べ、琵琶湖周辺地下水位変動に対して現地調査に力を注いだ調査研究結果を述べるとともに電子計算機による計算などから湖面低下にともなう周辺地下水位の低下を推定した。その推定の時点では、それがどの程度の精度のものか判定するものが少なく、ただその推論の過程を誤らず、いかに合理的に推定すべきかという点に努力が払われた。これに対して、当時の現地調査と併行して設置された多数の自記水位計による水位変動の記録が建設省において最近集録され始め、その整理が進むにつれ、地下水位の複雑な変動が理解されねばならなくなつた。すなわち、琵琶湖周辺の現実の地下水位変動は湖面変動によるもののほかに、降雨やかなり上流からの地下水伏流による変動が合成されたものとなつていることが指摘されるのである。それにもかかわらず、第1章における湖面変動に起因する地下水位変動の推定は、現地調査に基づいた総合的な検討に立脚していたのではほぼ妥当なものであつたということもできる。

一方、長良川下流に位置する高須輪中という狭い平地部における地下水圧の変動記録（建設省木曾川下流工事事務所調べ）を整理・検討したところ、琵琶湖周辺の地下水位変動の様相とは異なつた傾向を見出すことができた。

これらの検討に基づいて、第1章で指摘した境界条件の影響に考慮を払いながら、この章では地下水位変動のパターンについて考察しようとするものである。

2.2 地下水位変動の観測例

2.2.1 高須輪中の地下水圧変動

さきに高須輪中の観測結果について述べる。高須輪中は第1編第1章において述べたように、長良川と揖斐川で挟まれた合流点付近に位置し、輪中堤内地は半被圧地下水となつている地域である。図2.2.1に示す8ヶ所の観測井で記録された地下水圧、長良川と揖斐川における河川水位および高須における観測雨量をまとめて示したのが図2.2.2である。河川水位の急激な変化に対して輪中堤内の地下水圧の変動が認められるが、その変動はさらに降雨量の時間的分布とも関連してきわめて複雑である。しかしながら、これらの応答性は地下水圧の変動量の場所的分布、その変動の時間的ずれ、季節的な変動の特徴などによつて確認されるであろう。そこで個々の観測井の水圧変動に対して詳細に考察したところ、表2.2.1に示す結果を得ることができた。さらに図2.2.2の水圧変動などは複雑なため、10日間ごとに平均した旬間平均地下水圧、旬間雨量、旬間平均河川水位を描いたものが図2.2.3である。この結果をもとに輪中堤内地の地下水圧面の分布を描くと図2.2.4が得られる。

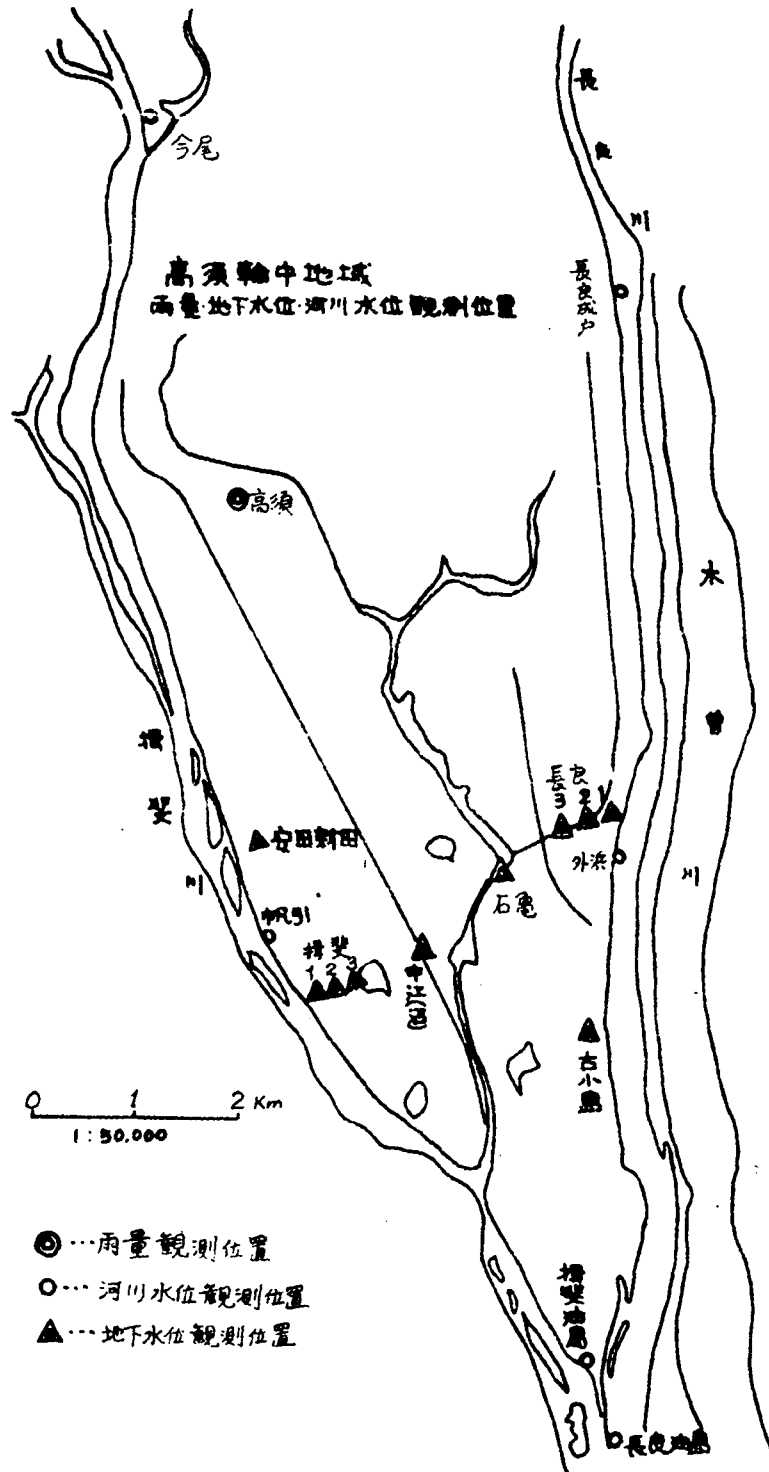


図 2. 2. 1 高須輪中の観測地点

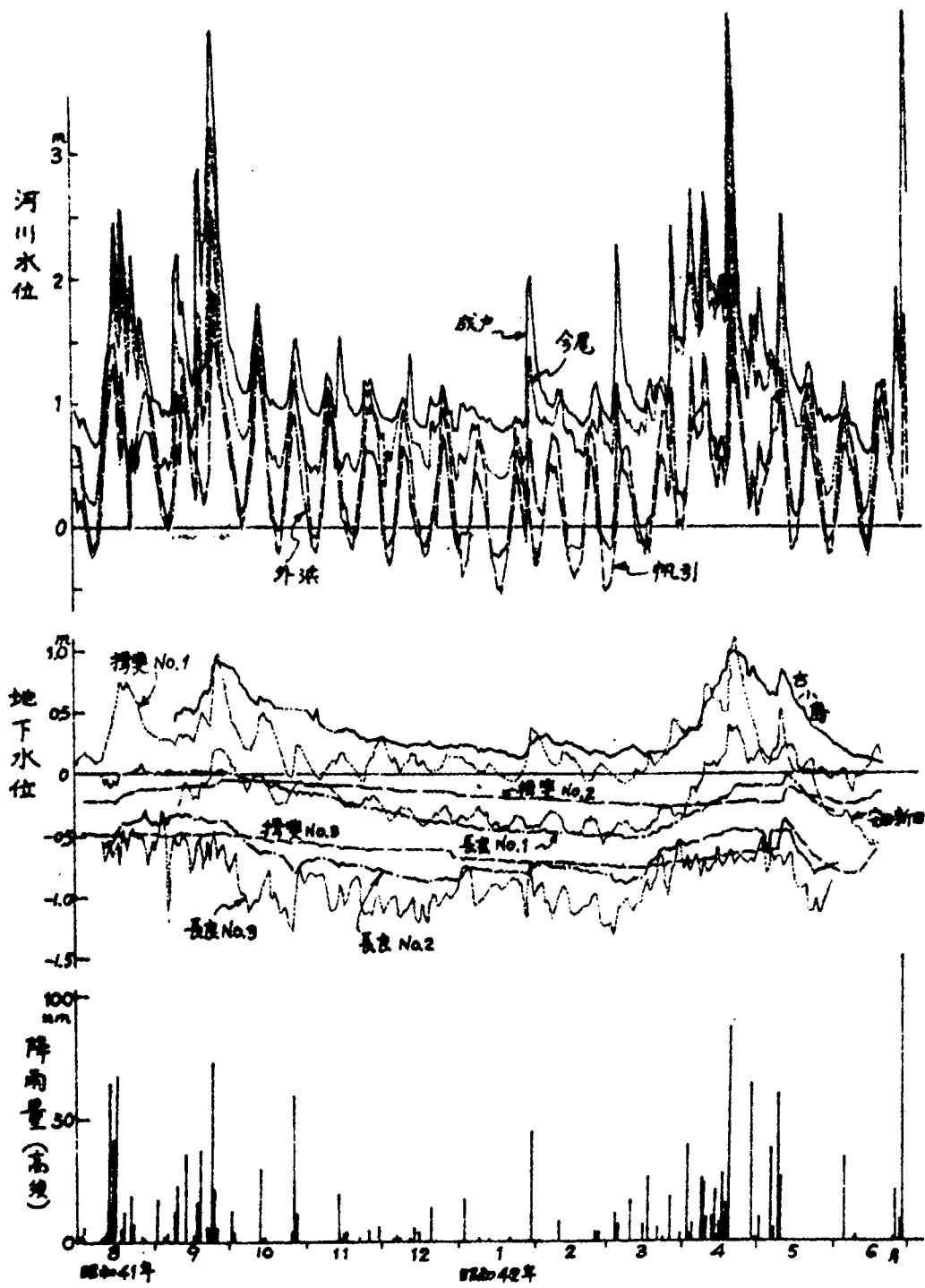


図 2. 2. 2 降雨量，河川水位，地下水位の各変動

表 2. 2. 1 河川水位や雨量に対する地下水変動の関係（高須輪中）

位置 項目	地下水位 変動量 (m)	季節変動		河川水位 との位相 (日)	雨量との 位相 (日)	潮の影響 (15日周期)	河川からの 距離 (m)	備考	検 討
		高(月)	低(月)						
安田新田 (9中～6中)	1.00	4・5	1・2・3	0～1遅	1～2遅	有	148(掛)	揖斐川沿い	。揖斐川沿いの四地点では河川より離れるに したがって地下水変動量は小さくなる。
揖斐 No.1 (8～6)	1.19	8・9・4	1	1～3遅	1～2遅	有	15(掛)	揖斐川沿い	。長良川沿いの四地点では河川より離れるに したがって地下水変動量は大きくなる。 (表流水の影響)
揖斐 No.2 (8～6)	0.26	9・10・11	3・4	不明確	不明確		117(掛)	揖斐川沿い	。地下水と河川水位、雨量との位相は全般 に0～2日である。
揖斐 No.3 (8～6)	0.44	8・9	2・3	不明確	不明確		426(掛)	揖斐川沿い 近くに池あり	。多雨期の夏から秋にかけて(8・9・10月) および春先(4・5月)は地下水位が高く 冬の少雨・乾燥期には地下水位は低下している。
中江 (8～6)	1.18	8・6	12・1・4	0～3遅	0～1遅	少し有り	1500(掛) 2000(長)	水路あり 表面水位	
石亀 (9～6中)	1.07	9・4	1・2・3	0～2遅	1～2遅	少し有り	2500(掛) 1100(長)	水路あり 表面水位	
長良 No.3 (8中～5)	1.03	8・9・4	12・2	0～2遅	0～1遅	少し有り	917(長)	長良川沿い 水路あり	。地下水に対する潮の影響は河川に近い所で 比較的はつきりしている。雨量の少ない10月 ～3月でよくわかる。
長良 No.2 (8中～5)	0.60	9・4	12・1	不明確	1～2遅		328(長)	長良川沿い 水路あり	。河川水位は全観測地点において潮の影響が 認められる。
長良 No.1 (8中～5)	0.60	8・9・10	1・2・3	不明確	1～2遅		76(長)	長良川沿い 水路あり	
古小島 (9中～6中)	0.96	9・10・4	1・3	0～2遅	0～1遅	少し有り	45(長)	長良川沿い	

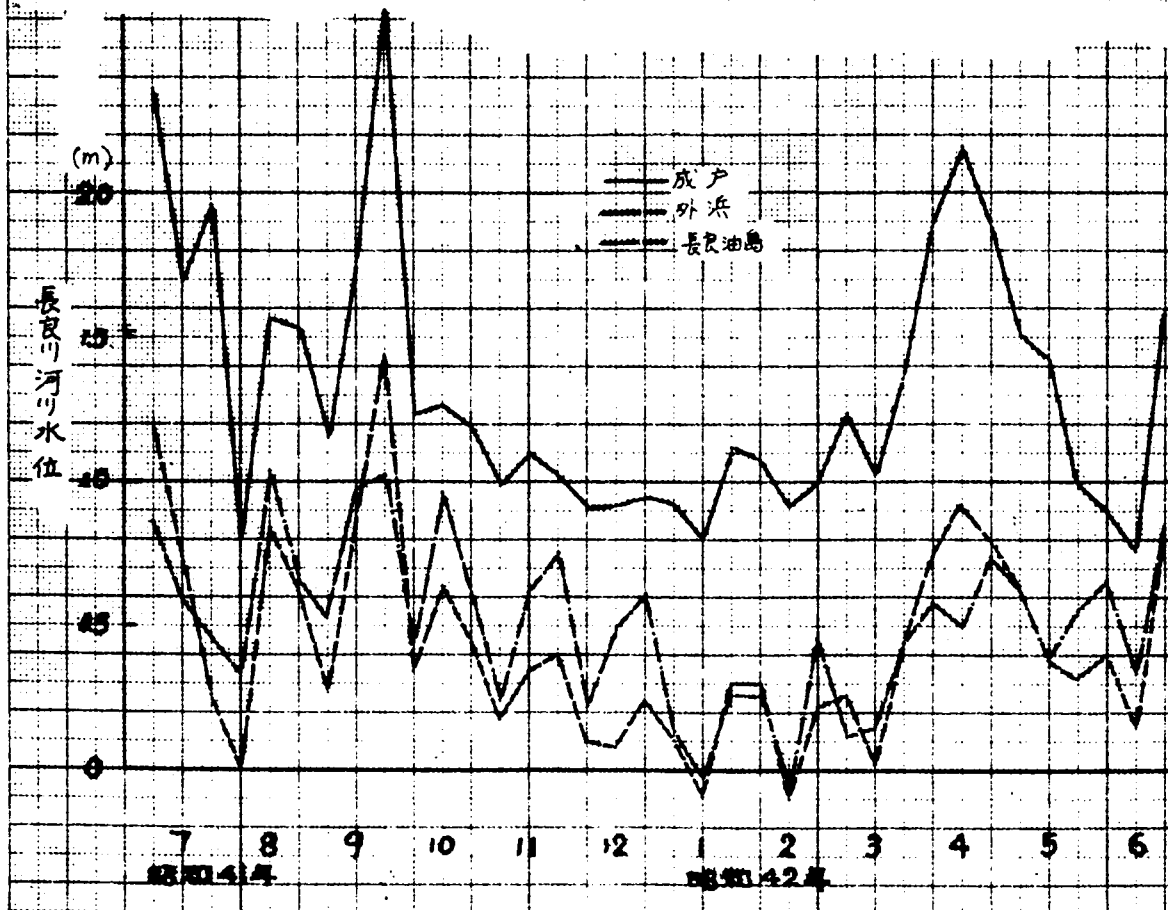
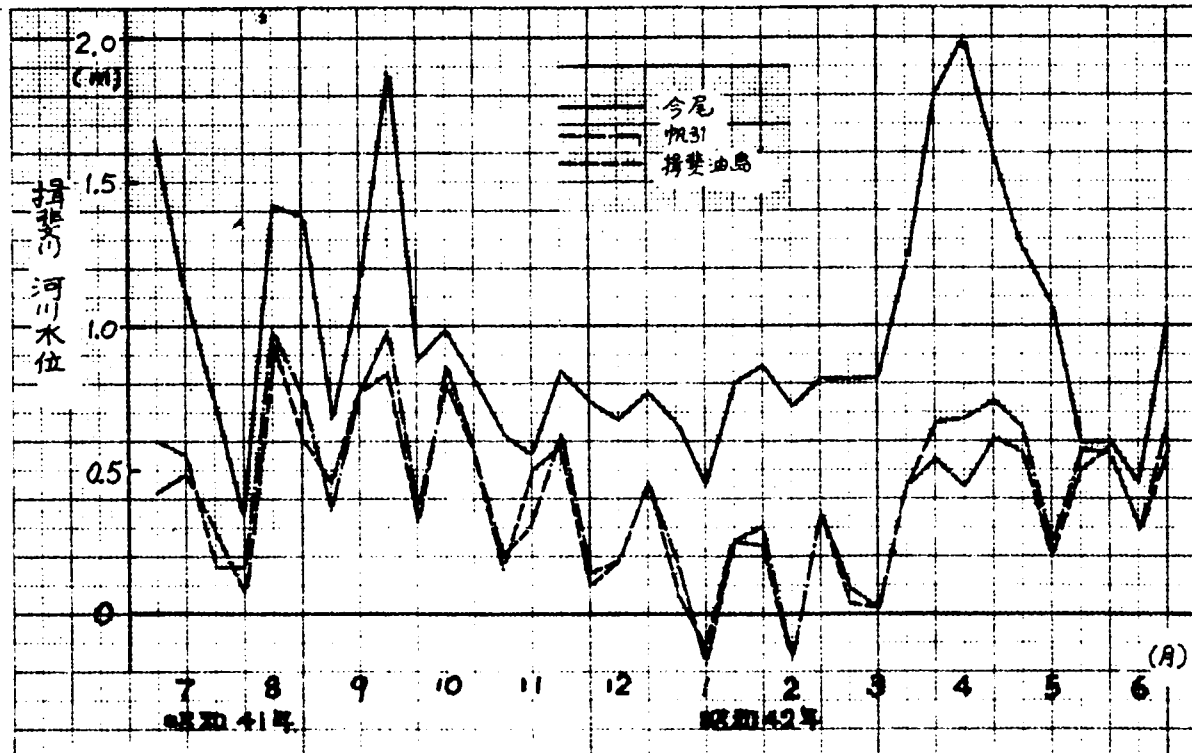


図 2. 2. 3 (a) 旬間平均した河川水位

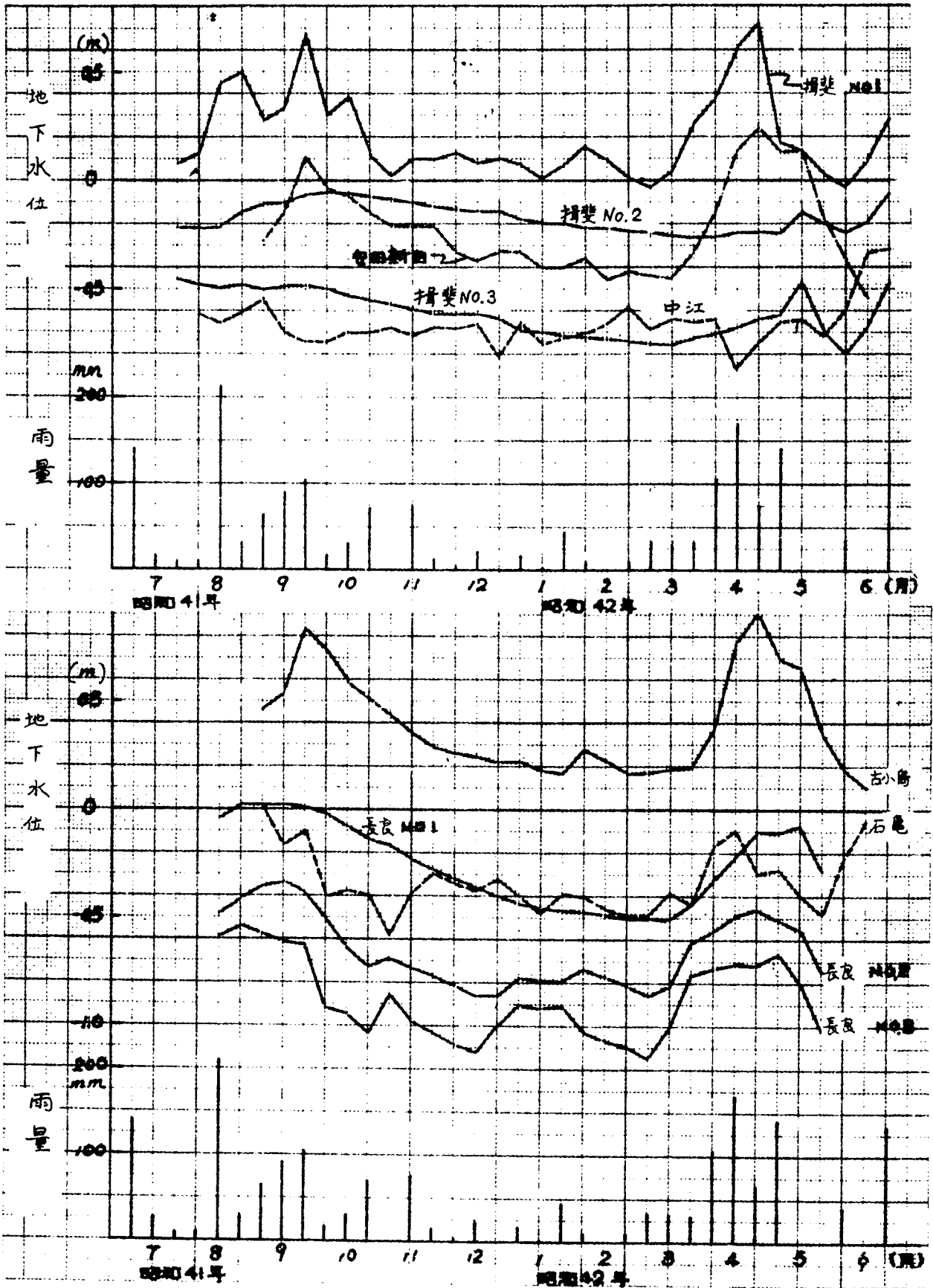
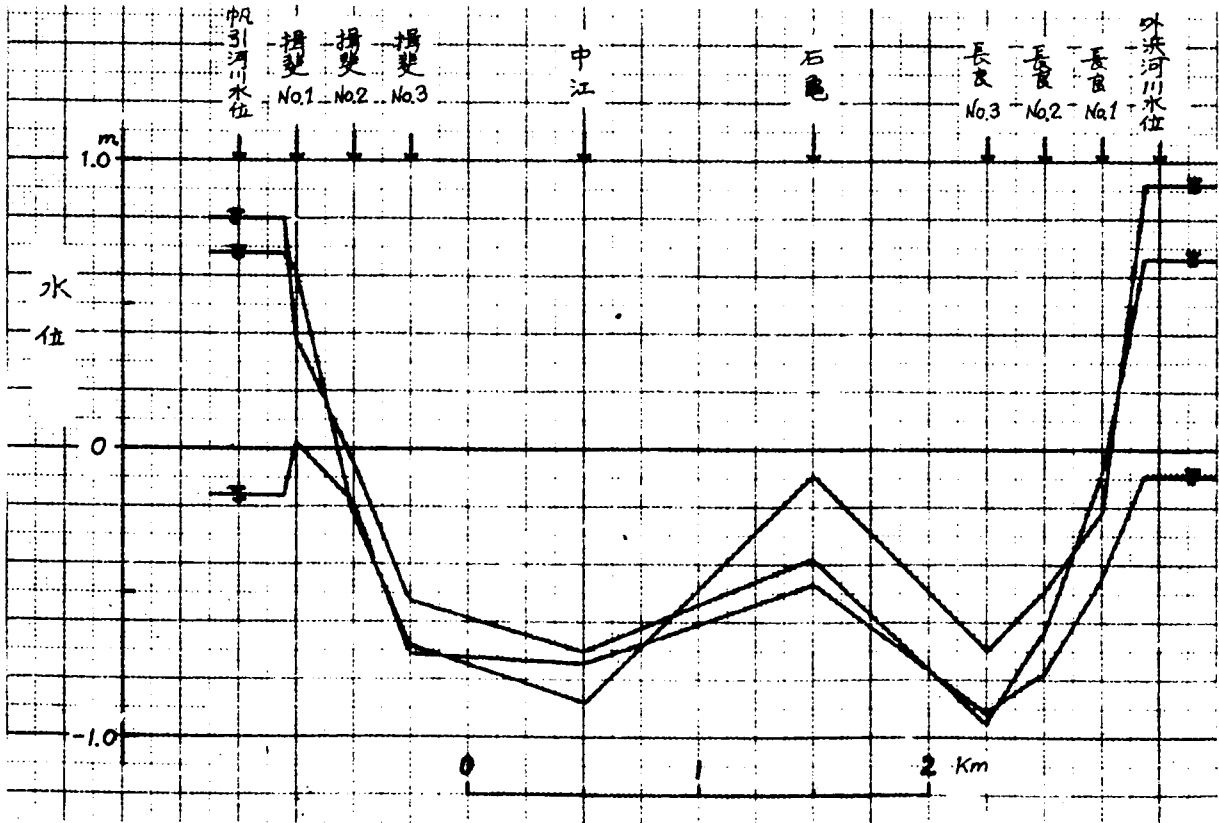


図 2. 2. 3 (b) 旬間平均した地下水位と雨量

図 2. 2. 4 高須輪中の地下水圧面



地下水圧は堤内に入るにしたがつて低下する傾向がみられる。中央部で高いところもみられるけれども、これは中央部を流れる排水河川としての大江川からの地下水涵養あるいは表流水の影響と考えられる。以上の整理結果に考察を加えると、次のようである。

高須輪中堤内地は平坦で、地質・地層構造も単調であつて、輪中という特殊性もあり、水理境界条件は比較的明確である。事実、揚斐・長良両河川近くの地点においては地下水圧変動が河川水位変動の影響を主に受けていることを認めることができる。しかし内陸部（輪中堤内中央部）においては、むしろ揚斐川支川大江川、水路、ため池などの表流水の影響を受けているようである。降水量の季節的変動は地下水位変動に影響しているようにみえるけれども、降水は河川水位と関連しているので、地下水位が降水量にともなつて変化しているということとはできない。河川よりの地下水位変動には14日～15日の周期が認められるところがあるが、これは河川水位を仲介にした潮汐の間接的影響と考えられる。以上に述べた高須輪中堤内地の地下水位変動の特色を列挙すると次のようである。

- 1) 地下水位は河川水位・降水量のどちらに対しても時間的に遅れて変動している。
- 2) 概して揚斐川・長良川から離れるに従がつて地下水位変動量は減少し、かつ地下水位も低下する。

- 3) 揖斐・長良両河川付近では，地下水位は河川水位の影響を受けて変動している。
- 4) 内陸部においては，地下水位は河川水位より他の因子（降水とか地表流水など）の影響を受ける傾向にある。

2.2.2 琵琶湖周辺の地下水位変動

第1章の琵琶湖周辺の地下水位変動に関する研究では，湖周辺の地下水流動の実態を把握するため実施された種々の現地調査結果と電子計算機による水位変動計算結果の両者に基づいて，湖面低下に伴う湖周辺の地下水位の低下量を推定した（図2.1.1.1）。その際の水位変動計算では，式（2.1.2.3）や式（2.1.2.4）の階差式によっている。初期条件は現地観測により求めたものを採用している。水理境界条件として，下流側は湖面の水位変化であるけれども，上流側では境界をどの地点にするか，またその地点での水理条件としてどのような条件を与えるべきかが難しい。第1章では，流域ごとにその地質・地層構成，地下水の流況，地下水位変動の聞き込み調査や観測資料に基づいた総合的な判断により上流境界を選定した。そして，その地点で①水位一定，②流量一定，③溜まり水，という三種類の条件のうちから実情に近いと考えられるものを選定して計算している。したがって，そこでは水位低下の推定をいかに合理的に論理立てて行なうかに努力が払われている。

これに対して，当時の現地調査と併行して建設省によつて設置された多数の自記水位記録計による地下水位変動が記録され，整理されるにつれ，地下水位の複雑な変動が理解されねばならなくなつた。このような意味で，この項では，観測された地下水位変動のパターンを詳細に検討するとともに，予想される二，三の境界条件の影響に関連させながら，第1章の推定の妥当性を確認する。

琵琶湖西岸の安曇川地区（第1章の図2.1.1および図2.1.5参照）に対する電子計算機による地下水位変動の計算結果は，すでに第1章の研究段階で得られていたものであるが，上流の境界条件として，湖岸からの距離 $x = 2 \text{ km}$ において(a)水位一定と(b)流量一定というそれぞれの条件に対して示すと，図2.2.5のようである。(a)と(b)の各結果を比較すると，(b)の流量一定と仮定した場合の方が水位低下が大きく計算されている。しかしながら，現実の地下水流動では流量も変化していると考えねばならない。そこで図2.2.5に得られている水位変動から，流量の場所的・時間的变化を計算したところ，図2.2.6のようである。図2.2.6は距離をパラメーターにとつて流量の経時変化を描いたものである。(a)，(b)いずれの場合も，上流境界における初期流量は $3.52 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m} = 0.127 \text{ t}/\text{hour}/\text{m}$ である。水位一定の(a)の場合には，その流量が約 $7.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m} = 0.250 \text{ t}/\text{hour}/\text{m}$ まで増加した後減少している。一方，流量一定の(b)の場合には， $3.5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ の流量を中心に増減を繰返している。

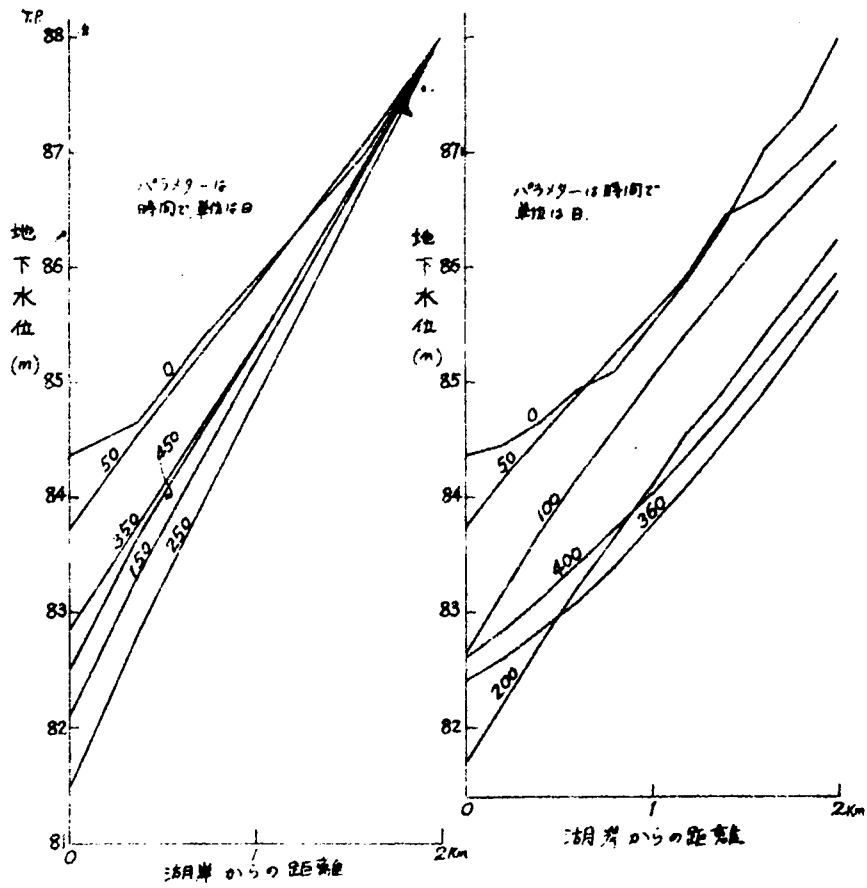


図 2. 2. 5 計算地下水位変化

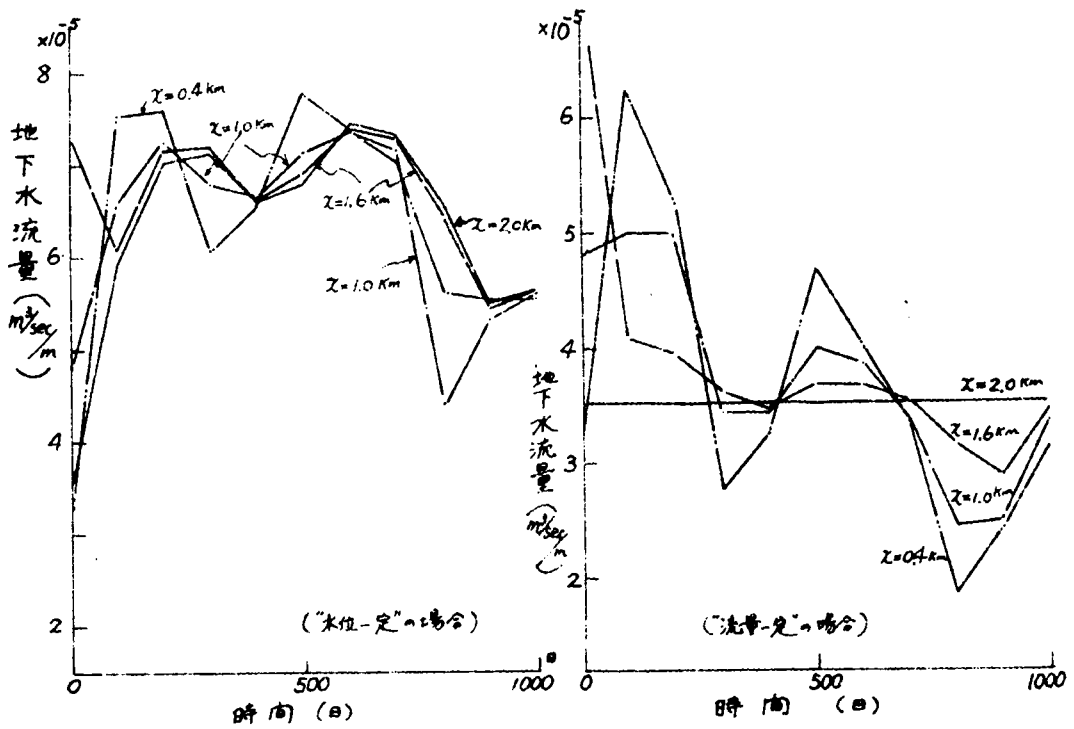


図 2. 2. 6 計算流量変化

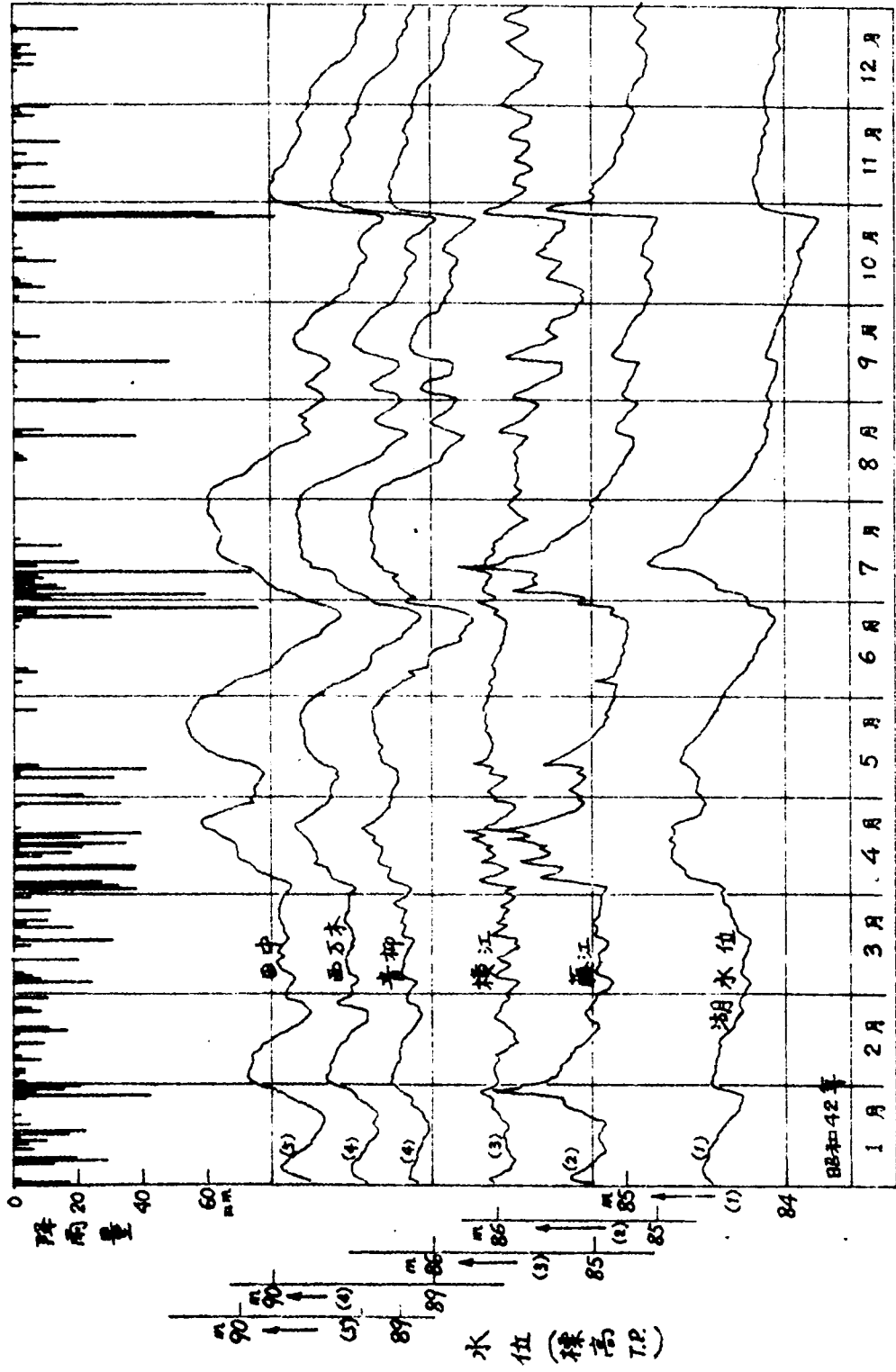


図 2.2.7 降雨量，湖水位，地下水位の各変動（琵琶湖安曇川地区）

これらの変化は第1章の図2.1.9に示されている湖面変動の条件の影響を受け、湖面が低下するとき流量は増加し、湖面が上昇しているとき流量は減少する傾向にある。水位一定の場合に流量が増加しているのは、低下しようとする水位を境界で一定に保っているため、流量が強制される形となるためと考えられる。一方、流量一定の場合には、湖面低下にともなう地下水位低下により惹起される流量増加を抑え、強制的に一定の与流量にしているため、地下水位低下は拍車をかけられた形となつている。このように、上流境界地点の選定とそこにおける条件の設定は重要な問題を含んでいて、一般には“水位一定”と“流量一定”の複合したものとなつていると考えるべきであろう。

さて、建設省において観測された安曇川地区における水位変動は図2.2.7のようである。図2.2.7には湖面変動および雨量記録結果も併記されている。図2.2.7の水位変動記録から水面形を描くと図2.2.8のようである。

図2.2.8 観測地下水面形(安曇川地区)

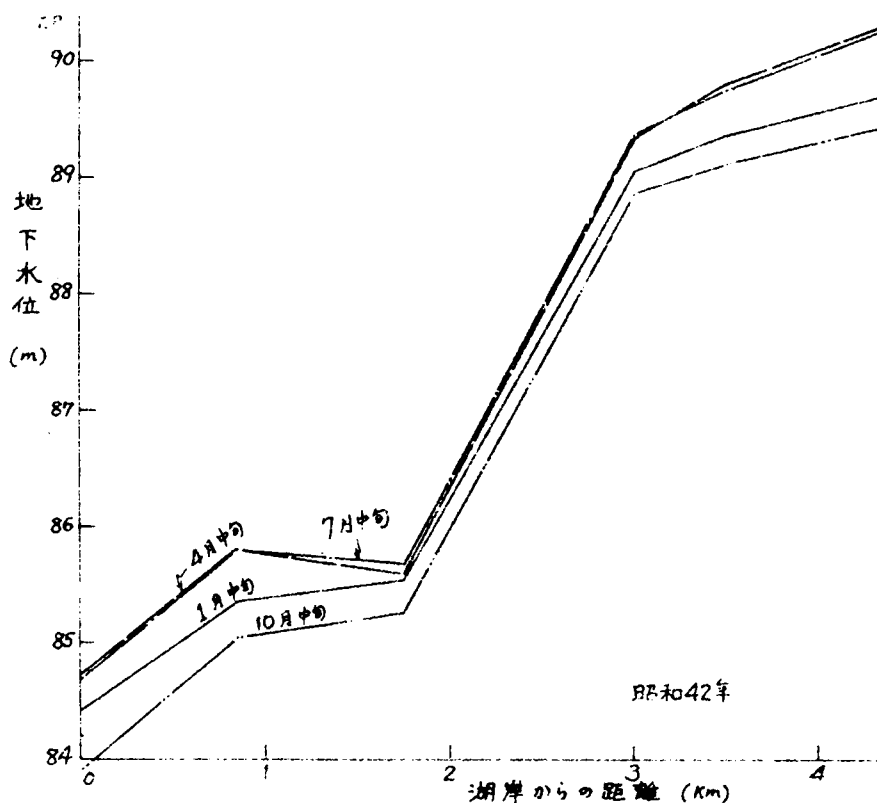


図2.2.8から、(1)地下水位の変動振幅が最小となつている地点は2 kmより少し上流側付近となること、(2)それより上流側でも、下流側でも、地下水位の変動振幅は大きくなる傾向にあること、とくにかなり上流側の地下水位変動は減衰するどころか、逆に増幅される傾向にあることなどが認められる。

表2.2.2には、上述の安曇川地区をも含めて琵琶湖周辺の5地区（図2.1.3参照）に対して、観測井の湖岸からの距離、年間の地下水位変動量、観測地下水位変動が湖面変動や降水量変化に対して時間的に早く応答しているか、または遅いかなどについてまとめて示してある。以上の整理から、琵琶湖周辺の地下水位変動の特徴を列挙すると次のようである。

- 1) 地下水位変動は、降雨変動に対しては時間的に遅れていて、湖面変動に対しては先行している。
- 2) 湖岸より内陸に入るにつれ、地下水位変動は減少するけれども、ある距離以上上流になると逆に地下水位変動は増大する。地下水位は湖面よりも高く、上流から流下している。
- 3) 2) に述べた“ある距離”は観測水位変動からみると、2.0～3.5 km程度である。これより内陸側の地下水位は湖面変動よりも伏流流量とか降雨量などの要因に支配される傾向にある。

これらのことは、高須輪中における地下水のように平地部河川周辺の地下水位が河川水位変動に対応した変化を示すことと較べて、顕著な対照を示している。すなわち、高須輪中の場合には河川水位変動が主な境界条件となっていて、地下水位は河川から離れるにつれ減衰するタイプの境界値問題となつているのに対して、琵琶湖周辺の地下水の場合には境界条件が不明確な上流からの流出水が地下水となつて下流境界としての湖に流入するタイプの境界値問題となつているところに起因するものと考えられる。図2.2.8に観測されている湖岸から3 kmより上流側の地下水位変動は湖面変動によるものというより、むしろ水循環としての地下水伏流流量の変動に起因するものと考えられ、したがって湖面変動が地下水位変動に及ぼす影響は2 kmより少し上流側まであると考えられる。この意味において、先述した安曇川の水位変動計算に湖岸から2 kmの地点での定水位条件を用いたことはほぼ妥当であるといえよう。

表 2.2.2 湖水位や雨量に対する地下水水位変動の関係（琵琶湖周辺）

観測点	項目	年間変動量 (m)	季節変動		湖水位との位相 (日)	降水量との位相 (日)	湖岸からの距離 (m)	地質地層構造の概略	備考	検討
			高(月)	低(月)						
安曇川線	江藤	1.19	4・7	9・10・12	0~2早	1遅	850	安曇川デルタ地帯で砂礫層が主。 粘土層うすくレンズ状。 自噴帯あり、	安曇川右岸	年間変動量は湖岸から青柳まで減少し、また増加。 青柳を境にして下流では湖水位に先行し上流では遅れる。 上流ほど雨量変化に遅れる。
	江横	0.76	4・5・6	9・10	1~3早	0~1遅	1750			
	青柳	0.72	4・5・7	6・10・12	1早~2遅	1~3遅	3000			
	西万木	0.90	4・5・7	9・10・12	0~2遅	1~3遅	3550			
	田中	1.24	4・5・7	9・10・12	0~4遅	2~4遅	4350			
長浜線	園	0.81	4・5・6	10・11・12	1~3早	0~1遅	325	姉川左岸1~2kmは細粒土の互層。 平地は砂礫層主。 姉川三角州傾斜急。 口分田附近自噴水。	姉川左岸	湖岸に近いほど年間変動量大。 湖水位・雨量との位相は各地点類似。 湖に近いほど湖水位変動に似る傾向。
	十里	0.75	6・11・12	2・3・9	0~3早	0~1遅	2100			
	神照	0.58	1・2・4	6・8・9	0~1早	1~2遅	3000			
	口分田	0.46	1・4・5	8・9	1~3早	0~1遅	4200			
稻枝線	甲崎	0.96	6・7・8	9・10・11	1~3早	0~1遅	1150	湖岸は不圧地下水。 西川~野良田は被圧地下水。 自噴井あり。 愛知川伏流水大。	愛知川右岸	野良田を除けばほしい湖岸に近いほど年間変動量大。 湖水位・雨量との位相は各地点ほとんど同じだが甲崎だけわずかに早い。
	上西川	0.54	1・5・6・7	9・10	0~2早	1~2遅	2050			
	金田	0.51	4・5・6	9・10	0~2早	1~2遅	3350			
	野良田	0.65	1・2・4	6・8	0~2早	1~2遅	5250			

項目 観測点	年間 変動量 (m)	季節変動		湖水位 との位相 (日)	降水量 との位相 (日)	湖岸から の距離 (m)	地質地層構造の概略	備考	検討
		高(月)	低(月)						
近江八幡線	1.08	4.5.7	1.2.12	0~2早	1~2遅	900	表層は砂層で湖岸から離れるにしたがい層厚減少。 寺内を境に上流・下流と状況を異にする。	日野川右岸	寺内だけは異常であるが残りの地点では湖岸に近いほど変動大。 湖水位や雨量との位相は各地点でほとんど同じ。
	0.85	4.5.7	9.10	0~2早	1~2遅	1650			
	2.80	1.2.4	6.8	0~2早	1~2遅	3100			
	0.74	1.4.7	8.9.10	0~2早	1~2遅	4750			
草津線	0.56	4.7.8	10.11.12	0~2早	1~2遅	2250	湖岸附近粘土層発達。 穴村…表層は厚い粘土層で堀抜井戸あり。		年間変動量は湖岸に近いほど小さい。 湖水位や雨量との位相は各地点でほとんど同じ。
	0.78	7.8.9	1.2 10.11.12	0~2早	1~2遅	3350			
	1.30	4.7	10.11.12	0~2早	1~2遅	4550			

項目	年間 変動量 (m)	季節変動		湖水位 との位相 (日)
		高(月)	低(月)	
湖水位 (彦根)	1.02	4.5.7	8.10.12	1~5遅

2.2.3 両流域の地下水位変動特性の考察

高須輪中の地下水位変動は降雨量変動，河川水位変動の両者よりも遅れて変動する。一方，琵琶湖周辺の地下水位に関しては，まず降雨量変動がみられて，地下水位変動が生じ，つぎに下流条件としての湖面が変動する。地下水位変動を境界値問題として把握するとき，降雨変動，河川水位変動が先に起つて，その影響を受けて地下水位が変動すると考えるのが自然な解釈であろう。この意味で，高須輪中の場合は典型的な地下水位変動のパターンを示していると考えられることができる。

一方，琵琶湖周辺の地下水位変動においては，降雨変動，地下水位変動，湖面変動の順に発生しているが，これは上流から下流へと現象が進行している事実を物語っており，さらに湖面がある大きさを持つていて，そこへ水が集まっている現象，換言すると，丁度大きな井戸が集水して井戸水位が上昇している関係と同類のものと考えられる。この意味で，琵琶湖周辺の地下水位に湖面変動の影響を受けつつ，また湖面への流出に先行する過程としての地下水位変動を表わしていると考えられることができる。すなわち，地下水位は湖水位条件の影響を受けつつ変動するが，一方で湖水位は地下水流出を受けて変動していると解釈される。したがって，地下水位変動が時間的に先行しているという観測をみて，地下水位変動が湖面変動の影響を受けていないと即断することはできない。

2.3 地下水位変動に影響する境界条件

これまでに述べたように，地下水位変動は初期値・境界値問題として把握されるが，実際にはこれらの初期条件，境界条件そのものが不明であつて，地下水位変動の予測には，解決のきわめて困難な問題が含まれているといわねばならない。この節では，前節の琵琶湖周辺において観測水位変動に認められた二，三の特徴をもう少し境界条件に関連して考察・検討してみたい。さきに指摘されたように，境界条件の主なものは，上下両境界における水理境界条件，さらに地表面からの降雨などによる地盤への浸透条件である。

(1) 上下両境界における水理境界条件

琵琶湖周辺の地下水は湖面よりも高所に位置して，湖面に流下する形となつている。このような場合，下流境界条件としての湖面変動が地下水位変動に及ぼす影響の程度と，上流ある地点に仮想する境界における水位条件または伏流流量条件が地下水位変動に及ぼす影響の程度とを比較したとき，ごく単純に上流からの地下水流の勢いを考えると，上流側境界条件の影響の方が大きいようにみえる。この問題をきわめて単純化した地下水モデルで考えてみよう。

図 2. 2. 9 一様な地下水流

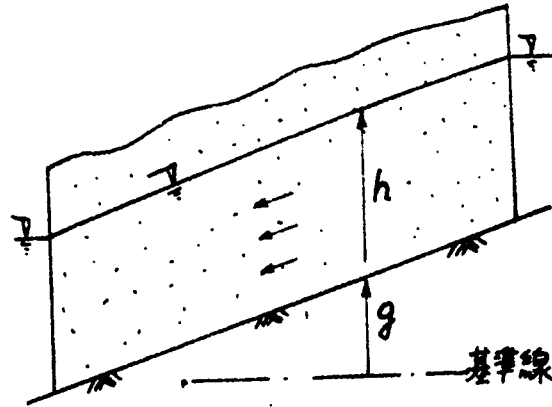


図 2. 2. 9 にみられるように，緩傾斜で均等な滞水層の水深がほぼ一様な地下水流を考える。このような不圧地下水の流れでは，基本式としての式 (2. 1. 4) は

$$\frac{\partial h}{\partial t} = K (h - g) \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \tilde{K} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (2. 2. 1)$$

ここに， $\tilde{K} = K (h - g)$ ， $K = k / \beta = \text{const.}$

で近似される。地下水位変動が滞水層の水深に比較して微小のときには，係数 \tilde{K} が定数とみなされ，式 (2. 2. 1) は線形の熱伝導型の基本式となる。この基本式に対して，上流境界における水 下流境界における水位変化と 位変化とが等しい大きさのものであるとき，それぞれが引起す地下水位変動はそれぞれの境界からの距離においてほぼ同一になることが容易に理解される。すなわち，地下水流の勢いを考慮したからといって，上流境界条件の方が下流境界条件よりも大きい影響があるということとはできないことがわかる。

上述したことにもかかわらず，観測地下水位変動を調べると，上流側の地下水位変動がしばしばかなり大きいことがみられる。この原因は何に起因するのか。筆者は第一に上流側境界条件が伏流流量を決める降雨量の変動，バラツキ，すなわち日照り続きの早魃や豪雨などに起因するのに対して，湖面変動はある程度調節されて，比較的小さく抑制されているためであると考え。琵琶湖周辺には多くの天井川がみられ，このような傾向がとくに強く，犬上川流域の中流域では数メートルに及ぶ年間変動が認められている。湖周辺の上流において観測地下水位にかなり大きな変動が認められたのは，このような要因に起因すると考えられる。

(2) 降雨条件

降雨が地表面から浸透して地下水になる地盤浸透（鉛直浸透）は実際にはきわめて複雑であるが，地中の間げき空気が円滑に消散し得る場合には，地表面の圧力が 0 になつていて，間断なく

降雨が浸透している条件下で考えると、浸潤面の進行は次式で表わされる。²⁾

$$\frac{k t}{\beta h_c} = \frac{y_o}{h_c} - \ln \left(1 + \frac{y_o}{h_c} \right) \quad (2.2.2)$$

ここに k : 地盤の透水係数, β : 土の貯留係数 (有効間げき率), h_c : 土の毛管圧力水頭 (負圧の大きさを正で測る), y_o : t 時間に浸潤した地表面からの深さ。

式 (2.2.2) に $k/\beta = 0.1 \text{ cm/sec}$, $h_c = 10 \text{ cm}$ として、浸潤深さが $y_o = 200 \text{ cm}$ になるまでの時間 t を計算すると、

$$t = \frac{10}{0.1} \cdot \left\{ \frac{200}{10} - \ln \left(1 + \frac{200}{10} \right) \right\} = 1690 \text{ sec} \approx 28 \text{ min}$$

すなわち、降雨はきわめて短時間で地下水に転じることがわかる。この計算では、透水係数 k と貯留係数 β の比 k/β を 0.1 cm/sec と仮定したが、さらに h_c と y_o をそのままにして、 k/β の値を $\frac{1}{10}$ 倍, $\frac{1}{100}$ 倍とすると浸透所要時間は 10 倍, 100 倍になる。したがって、透水性の低い表土層の場合には、地表からの降水による浸透には長時間を要することになる。しかしこのような場合には、降水が地下水に与える影響が少量であつて、無視される場合であると考えられるので、実際に降水が地下水に影響する場合には、上述のように、ほとんどただちに地下水位変動に効果を与えることになると考察される。事実、水文学的立場からの研究では、³⁾ 上述した地盤の浸透所要時間が普通は無視されているようである。なお、表 2.2.1 や表 2.2.2 に示した、地下水位の位相と降水量の位相^{の差}が 1~2 日みられているが、これは降水が上流からの伏流となつて、さきに述べた上流境界の水位変動を経過して影響しているものがおもなものであるためと考えられる。

2.4 結 論

実際の地下水位変動は複雑で、その個々の変動が何に起因するものかの判断を下すことはきわめて困難である。この章では、観測地下水位の変動に対してその全体的な傾向を注目しながら考察を加えた。とくに、第 1 章で推論された琵琶湖周辺の地下水位変動に観測地下水位の変動を照合させながら、その特徴を分析・検討した。得られている事項をまとめると、次のようである。

- (1) 第 1 章の琵琶湖面低下にともなつて予測された地下水位の低下に関して、安曇川流域の観測地下水位を一例として比較・検討したところ、当初の予測はほぼ妥当なものであることがわかつた。他の流域についても、ほぼ同様の満足すべき結果を得た。
- (2) 琵琶湖周辺で観測された実際の地下水位変動は、降水の変動に対しては時間的に遅れ、湖面変動に対しては時間的に先行する。しかし、地下水位変動量の分布は上下両境界条件の影響を受けていて、ある距離より上流の地下水位は伏流量の変動に支配されている。これら琵琶湖周辺の地下水の特徴は傾斜したかなり広範囲の流域下に生ずるものとして解釈された。

- (3) 長良川と揖斐川に挟まれた高須輪中は平坦な小流域で、被圧地下水帯である。この地区で観測された地下水圧変動は、両河川水位の変動に支配され、内陸に入るにつれ減衰し、時間的にも遅れる。もちろん降水に対しても遅れる。このような特徴は境界値問題としての地下水位変動の基本的なケースと考えられた。
- (4) 一般に、広範囲の地下水運動を考えると、降水が地表から浸透して地下水に転化するまでの時間的遅れはきわめて少ないこと、さらに上下境界条件が地下水位変動に及ぼす影響の卓越性についてはほぼ同程度であるが、上流側の境界条件は水文学的な水循環のきわめて大きい変動に起因して、変動が大きいため上流側の地下水位の季節的変動が大きくみえることを指摘した。

参 考 文 献

- 1) 宇野尚雄：地下水変動の調査と解析に関する考察，土木学会第24回年次学術講演会講演概要，第Ⅲ部，1969，pp. 223～226.
- 2) Polubarinova-Kochina, P. Ya. : Theory of Groundwater Movement, Princeton Univ. Press, 1962, pp. 488～491.
- 3) 高木不折：地下水流出，土木学会関西・中部支部昭和42年度講習会テキスト「水理学・水文学における最近の進歩」，1967，pp. 120～131.

第3章 水路浸透による地下水位上昇に関する基礎的研究^{1), 2), 3)}

3.1 概 説

第2編の第1章, 第2章においては地下水位変動に関する研究として, 広い地域の地下水位は湖面変動や河川水位変動, 上流からの地下水伏流および降雨などにより影響を受ける程度について主に述べた。しかしながら, 地下水位の変動には, 細部に注目すると, 井戸揚水など地下水の汲み上げや灌漑用水路からの浸透など人工的な要素による変動もあるであろう。この種の局所的な条件が地下水位に及ぼす影響についても究明される必要がある。たとえば, Marino⁴⁾ は地表面から局所的な浸透がある場合の地下水面上昇を研究している。このような意味で, この章では, 水路を地表につくり, その底面や側面に細粒土などが目づまりしないような理想的な浸透性水路を対象にして, 水路からの浸透流量による周辺地下水位上昇について解析的・実験的検討を加えている。その際, 水路は湖岸線に平行な位置にある場合であつて, 2次元的水路浸透を取扱っている。

実際の地盤は種々の土質で構成されており, 地下水の流動はそれらの土質構成と境界条件としての上・下流側の地下水理条件などにより複雑な影響を受けているであろう。そのような条件をすべて考慮した水路浸透の解析は現在のところ困難である。本研究では地盤の土質条件として表土層は若干透水性が低いのに対して, 下層は比較的透水性の高い, いわゆる2層地盤の土質条件に対する水路浸透実験結果をも若干述べるが, おもに不透水層上の有限深さの均質な透水性地盤を考えている。地下水理境界条件は湖岸付近に建設する水路浸透を考えるので, 水路から下流側有限距離に一定水位を与えたいうで, 上流側ある距離の境界水位を一定に維持した場合(これを定水位の場合と略称する)と, 上流からの地下水伏流が一定流量に維持されている場合(これを定流量の場合と略称する)の2種類である。

さて, この種の水路浸透に関する従来の研究成果を概観すると, 浸透する地盤の種類によつて次の3つに分類される。

- (イ) 無限に深い均質透水層
- (ロ) 不透水層上の有限深さの均質透水層
- (ハ) 薄い低透水性表土層下の厚い高透水性均質層

これらの地盤条件に対して, 水理境界条件や水路形状の相違する種々の水路浸透が考えられる。(イ)の場合を対象とした研究者にはKozeny⁵⁾, Seytoux⁶⁾, およびVedernikov⁷⁾ がいる。(ロ)の場合を対象としたのはDachler⁸⁾ であるが, Bouwer⁹⁾ は(イ), (ロ)の両方について研究した。(ハ)の場合を対象として研究したのはVedernikov¹⁰⁾, Hammad¹¹⁾ らである。Kozenyはトロコイド形の水路からの浸透について, 地下水流が無限下方で鉛直流となる場合と無限遠・無限下方で水平流となる場合に対して, それぞれ浸透流量と自由水面形を

数学的に求めた。Seytoux は地下水位が無限下方にあるとき、長方形水路からの浸透を写像変換手法で解析し、浸透流量が水路断面積の平方根に比例することや断面積が一定ならば、深さと幅の比が1対2であるとき流量が最小になることを示した。Vedernikov は地下水位が浅く、水路内の湛水深が0のときの浸透流量を求めた。この場合の自由水面形の式も別に求められている。³⁾

Dachler は水路からある距離の境界で定水位を保つ水路浸透の実験結果と仮定された流線網にもとづいて、流れの系を水路近傍の領域と遠方の領域に分けて考え、自由水面形と浸透流量を求める方法を提案した。Bouwer は resistance net work analog を用いて、台形状の水路に対して、地下水位や地盤条件などを種々変えた実験を行ない、その結果を整理して、地下水位の深浅および水路幅に対する透水性地層厚の比をパラメーターとした水路浸透流量を求める図表を提示した。この場合に対しては、Vedernikov は地下水位が浅い場合と無限下方にある場合について水路浸透流量を求め、Hammad は地下水位が無限に深いとき、等間隔、平行に配置された水路からの浸透流を数学的に求めている。

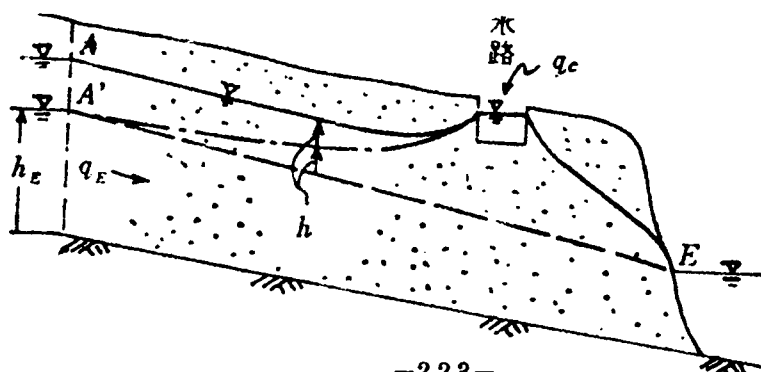
上述のように従来の研究では、地下水位が浅い場合でも地下水理境界条件としての水位は定水位の場合のみである。本研究では上流から地下水の伏流がある地盤で、水路から下流側ある距離の位置にある湖岸で定水位とした流れ系を考えている。上流からの地下水の伏流という条件の解析への導入は困難なため、数種の基本的流れ系を考える。そうして基本的流れ系を写像変換による解法で解析し、実際の流れ系をそれらの組み合わせによつて表現することを試みる。その結果を吟味するため、室内の水槽内に形づくつた砂模型によつて水路浸透実験を行ない、考察を加える。

3.2 水路から地盤への定常浸透流の解析

3.2.1 流れ系の選定

現象は湖岸近くに設けられた水路からの浸透であつて、有限深さにある不透水層上の透水性均質地盤に対して、上流側から伏流水があつて、水路より下流の境界としての湖面は定水位に保たれている場合である。図2.3.1はその流れ系を示す。

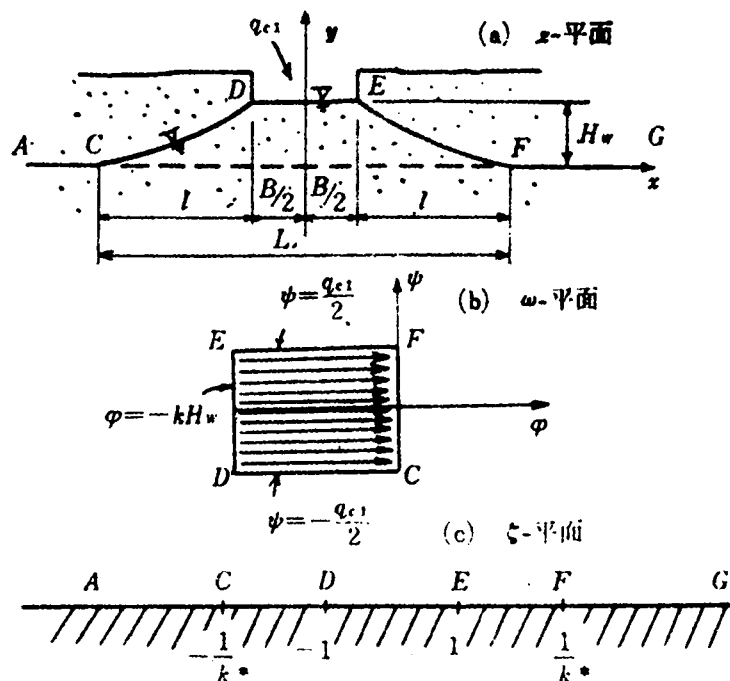
図2.3.1 水路から地盤への浸透系



上流から流量 q_E の地下水伏流のみによる自由水面形は $A'E$ であるが、流量 q_c の水路浸透がある場合には自由水面は h (上流側境界条件の違いによりその量は異なる) だけ上昇する。境界条件は一定の下流湖水位、上流側の一定水位 h_E (「定水位の場合」であつて、上流側水面は点 A' に保たれている) または一定の伏流流量 q_E (「定流量の場合」)、水路からの浸透流量 q_c 、さらに水路形状や地盤内の不透水面の位置などである。

このような流れ系は定常浸透流であるので、数学的には Laplace の方程式を上述の境界条件を満足するように解けばよい。しかしこの境界値問題は容易に解けない。そこで図 2.3.1 に示す浸透流を直接解くかわりに、図 2.3.2 (a)、図 2.3.3 (a) および図 2.3.4 (a) に示される基本的な流れを考え、しかるのちにそれらを組み合わせることとする。

図 2.3.2 水路浸透，流れ系 I



本文では図 2.3.2 (a) の流れ系を流れ系 I、図 2.3.3 (a) のを流れ系 II、図 2.3.4 (a) のを流れ系 III と仮称する。流れ系 I は半無限均質透水性地盤の表層につくられた水路から水平距離 l の地点で水路底面から落差 H_w のところにある水平な定水位の地下水面をもつ地盤への対称な水路浸透である。水路 DE からの浸透流量 q_{c1} があるとき、その流量が水路に溜まることのない状態、すなわち水路水位が水路底面にある状態における水路浸透である。流れ系 II は流れ系 I の一方の境界までの距離 l を無限遠方にした系であつて、これらは「定水位の場合」である。流れ系 III は傾斜した、有限厚さの透水性地盤で、上流側無限遠から定流量 q_E の伏流水があるところへ水路から流量 q_{c3} の浸透水がある場合である。

3.2.2 流れ系 I の解析 ¹⁾

図 2.3.2 (a) の流れ系を複素ポテンシャル平面，すなわち ω -平面 ($\omega = \varphi + i\psi$ ， φ : ポテンシャル， ψ : 流れ開放) で表わすと，図 2.3.2 (b) のような長方形領域内の平行流であつて，これを Schwarz-Christoffel の公式より図 2.3.2 (c) の ζ -半平面に変換する。

$$\omega = \frac{q_{c1}}{2K} i \int_0^{\zeta} \frac{d\zeta}{(1-\zeta^2)(1-k^*\zeta^2)} - kH_w \quad (2.3.1)$$

ここに K : 母数 k^* の第 1 種完全円積分，
 k : 地盤の透水係数

点 F における条件 : $\varphi = 0$ ， $\psi = q_{c1}/2$ ，
 $\zeta = 1/k^*$ を用いると

$$q_{c1} = 2kH_w \cdot \frac{K}{K'} \quad (2.3.2)$$

ここに K' : 補母数 k^* の第 1 種完全円積分

一方，Zhoukovsky の関数

$$\left\{ \begin{aligned} \Theta &= \Theta_1 + i\Theta_2 = \omega - ikz, \quad z = x + iy \\ \Theta_1 &= \varphi + ky, \quad \Theta_2 = \psi - kx \end{aligned} \right. \quad (2.3.3)$$

を導入すると

$$\Theta = \omega - ikz = \frac{i}{2} (q_{c1} - kB) \zeta \quad (2.3.4)$$

が得られ，式 (2.3.4) に点 F の条件を代入することによつて，式 (2.3.2) で与えられる流量 q_{c1} の満足すべき条件を得る。

$$\frac{q_{c1}}{kH_w} = 2 \frac{K}{K'} = \left\{ \frac{B}{H_w} - k^* \cdot \frac{L}{H_w} \right\} \cdot \frac{1}{1-k^*} \quad (2.3.5)$$

図 2.3.3 水路浸透，流れ系 I

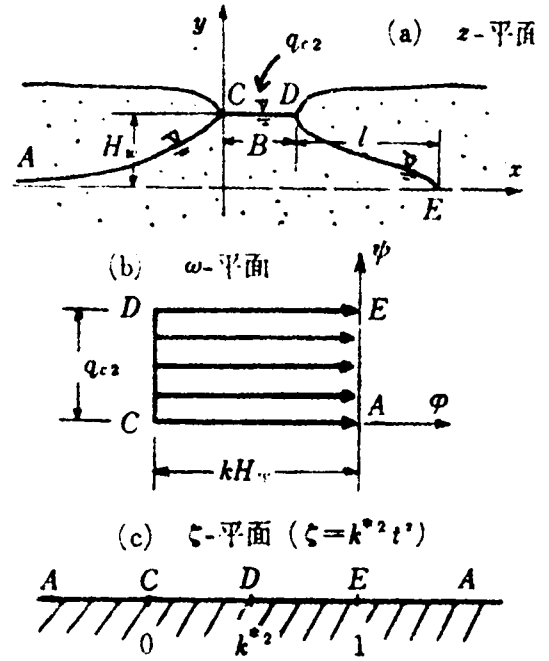
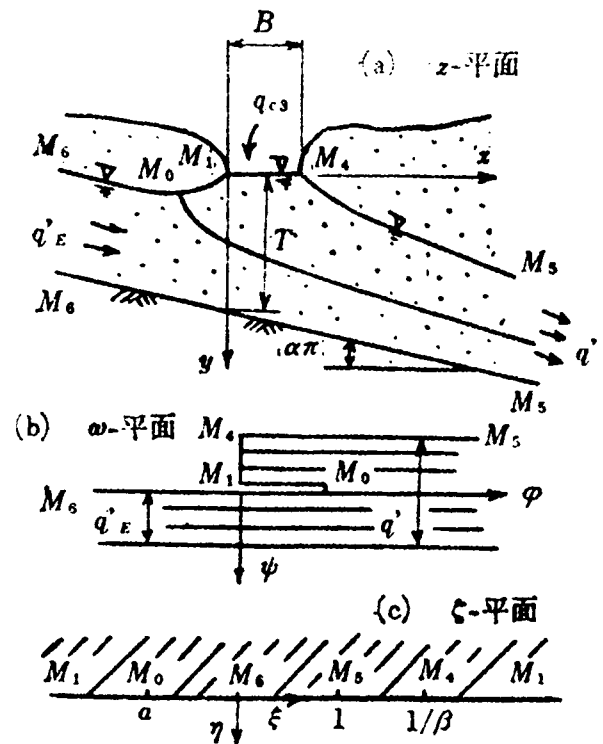


図 2.3.4 水路浸透，流れ系 II



ここに $L = B + 2\ell$

さて、式(2.3.4)はつぎのように書きなおされる。

$$\zeta = \frac{1 - k^*}{k^*} \cdot \left\{ \frac{z}{\ell} + \frac{\omega}{k\ell} i \right\} \quad (2.3.6)$$

式(2.3.1)も第1種だ円関数の逆関数であるJacobiのだ円関数を用いて次のように書ける。

$$\zeta = -\operatorname{sn} \left\{ K' \left(\frac{\omega}{kHw} + 1 \right) i, k^* \right\} = \frac{-1}{k^* \cdot \operatorname{sn} \left(\frac{K' \omega}{kHw} i, k^* \right)}$$

(2.3.7)

式(2.3.6)と式(2.3.7)を等置することにより、 z -平面と ω -平面との間の関係式が得られる。

$$\frac{z}{\ell} = -\frac{\omega i}{k\ell} - \frac{1}{1 - k^*} \cdot \frac{1}{\operatorname{sn} \left(\frac{K' \omega}{kHw} i, k^* \right)} \quad (2.3.8)$$

したがって、自由水面形EFは条件： $\varphi + ky = 0$ 、 $\psi = qc_1/2 = kHwK/K'$ を式(2.3.8)に代入することにより得られる。

$$\frac{z}{\ell} = \frac{KHw}{K' \ell} + \frac{y}{\ell} i + \frac{\operatorname{dn} (K' y/Hw, k^{*'})}{1 - k^*} \quad (2.3.9)$$

または

$$\frac{x}{\ell} = \frac{KHw}{K' \ell} + \frac{\operatorname{dn} (K' y/Hw, k^{*'})}{1 - k^*} \quad (2.3.9')$$

以上には、流れ系Iの水路浸透における流量は式(2.3.5)で、自由水面形は式(2.3.9)でそれぞれ与えられることを示した。式(2.3.5)に現われる第1種完全だ円積分 K 、 K' と母数 k^* 、 $k^{*'}$ との関係を図2.3.5(a)に示した、また式(2.3.5)の関係は図2.3.5(b)に図示した。これらの図を用いると、与えられた水路幅 B 、水位落差 Hw 、距離 ℓ により qc_1/k の値が容易に求められる。式(2.3.9')にもとづいて計算した自由水面形の一例を図2.3.6に示した。図2.3.6から、水路近傍における自由水面の傾斜はかなり急であることが認められる。

図 2.3.5 (a) 第 1 種完全だ円積分の比 K/K' と母数との関係

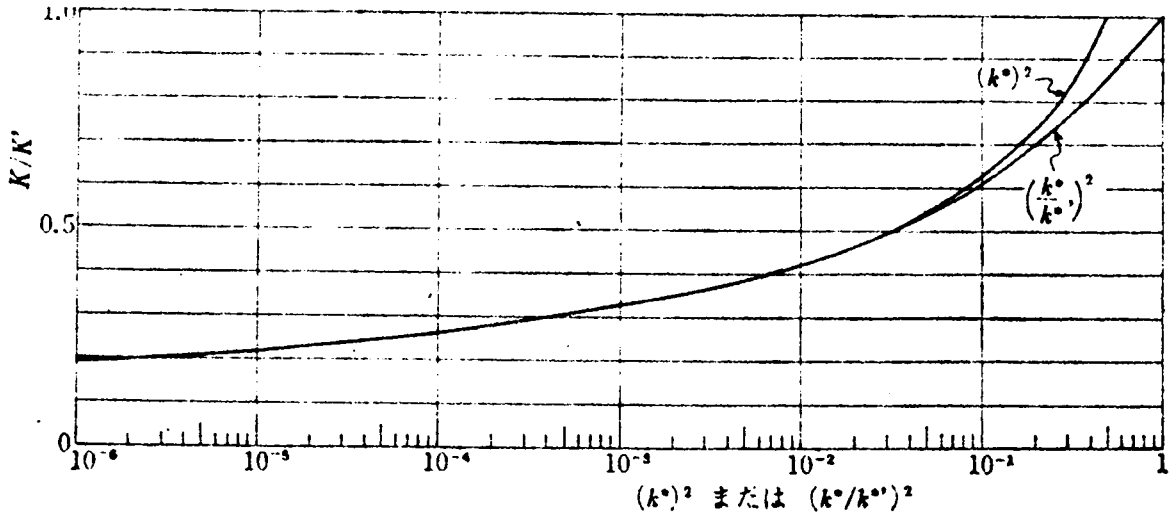


図 2.3.5 (b) B/H_w , L/H_w と $q_{c1}/2kH_w$ の関係 (式 (2.3.5))

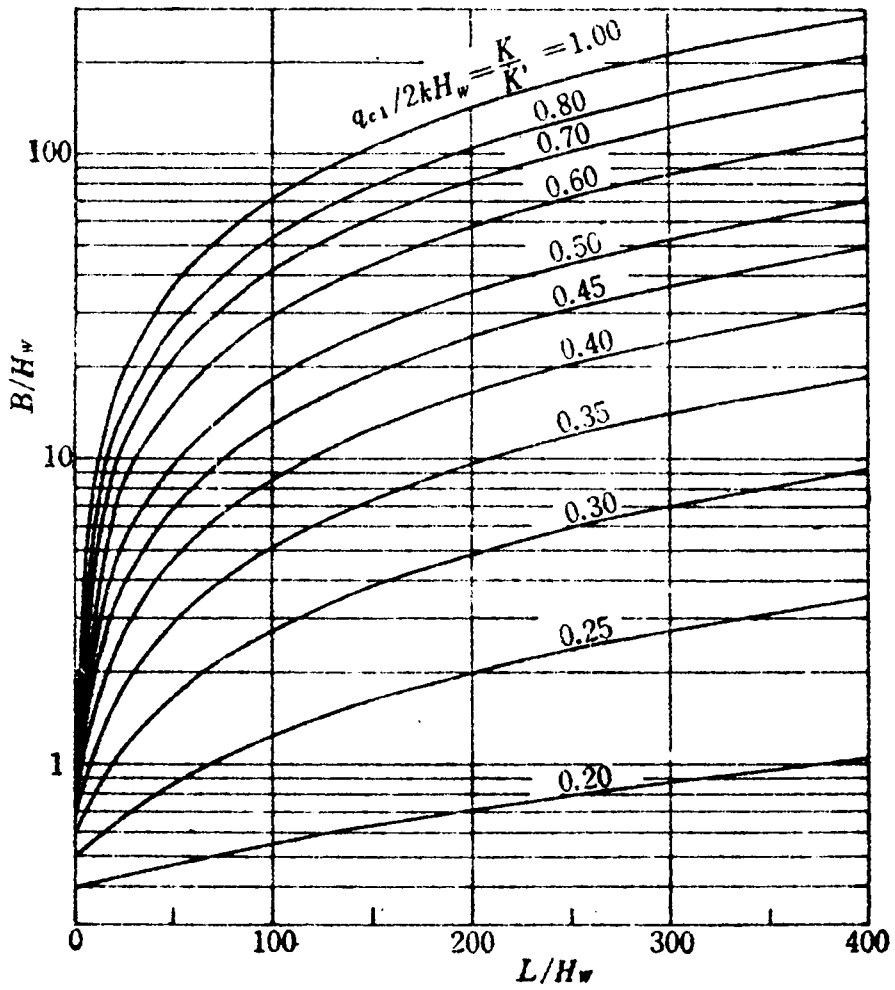
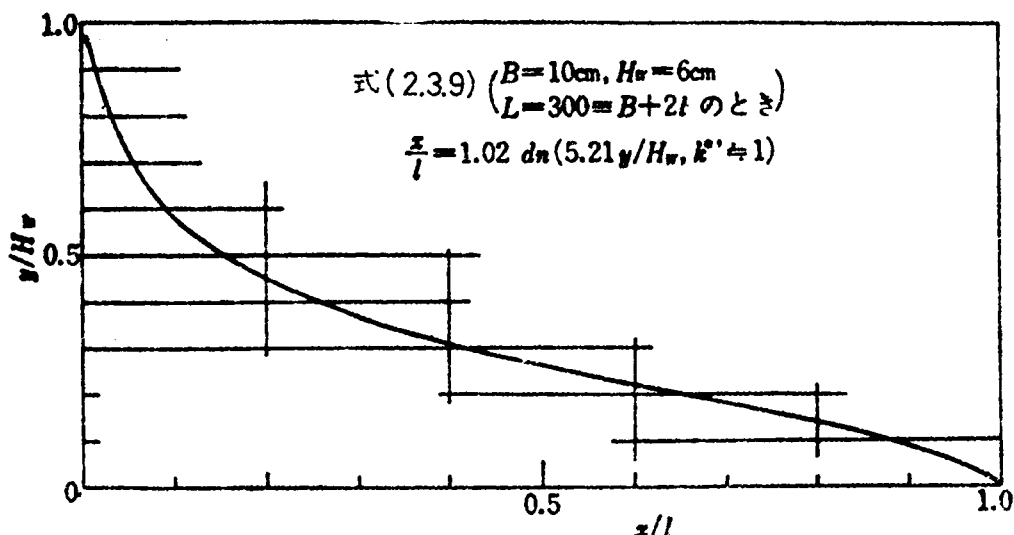


図 2.3.6 流れ系 I の自由水面形の一計算例



3.2.3 流れ系 II の解析¹⁾

図 2.3.2 (a) に示された流れ系 II の解析も前項と同様の方法によつて行なうことができる。均質地盤の透水係数 k の一様性と水路内の湛水深が零という仮定をする。

条件:

\overline{CD} : $\varphi = -kH_w$, \overline{CA} : $\varphi + ky = 0$, $\psi = 0$, \overline{DE} : $\varphi + ky = 0$, $\psi = qc_2$
 を用いて, 図 2.3.3 (a) の実際の流れ領域を図 2.3.3 (b) の ω -平面上の長方形領域に表わして, これを図 2.3.3 (c) の ζ -半平面に次式で写像変換する。

$$\omega = \frac{qc_2}{K} i \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} - kH_w \quad (2.3.10)$$

ここに $\zeta = k^{*2} t^2$

点 E の条件を式 (2.3.10) に代入すると, 流量 qc_2 は

$$qc_2 = kH_w \cdot \frac{K}{K'} \quad (2.3.11)$$

流れ系 II に対する Zhoukovsky の関数は

$$\Theta = \omega - ikz = \frac{qc_2 - kB}{k^{*2}} \zeta i = (qc_2 - kB) t^2 i \quad (2.3.12)$$

と表わすことができるので, 次式が得られる。

$$\frac{qc_2}{kH_w} = \frac{B}{H_w} - \left(\frac{k^*}{k^{*'}} \right)^2 \cdot \frac{\ell}{H_w} = \frac{K}{K'} \quad (2.3.13)$$

式 (2.3.13) を Jacobi のだ円関数で表わした関係

$$t = sn \left\{ \frac{k}{qc_2 i} (\omega + kH_w), k^* \right\} \quad (2.3.14)$$

を式(2.3.12)に代入することにより、 z -平面と ω -平面との間に次の関係式が成立する。

$$\frac{z}{\ell} = -\frac{\omega}{k\ell} i + \left[\frac{k^{\ast\prime 2}}{k^{\ast\prime}} \right] \cdot \operatorname{sn}^2 \left\{ K' i \left(\frac{\omega}{kHw} + 1 \right), k^{\ast\prime} \right\} \quad (2.3.15)$$

一方、

$$\operatorname{sn} \left(K' \frac{\omega}{kHw} i + K' i, k^{\ast\prime} \right) = \frac{1}{k^{\ast\prime} \cdot \operatorname{sn} \left\{ -\frac{K' \varphi}{kHw} + \frac{K' \varphi}{kHw} i, k^{\ast\prime} \right\}}$$

なる関係に自由水面 \overline{AC} の条件： $\varphi = -ky$ 、 $\psi = 0$ を代入すると、

$$\operatorname{sn} \left\{ \frac{K' \omega}{kHw} i + K' i, k^{\ast\prime} \right\} = \frac{-i \cdot \operatorname{cn} \left(\frac{K' y}{Hw}, k^{\ast\prime} \right)}{\operatorname{sn} \left(\frac{K' y}{Hw}, k^{\ast\prime} \right)} \quad (2.3.16)$$

式(2.3.16)を式(2.3.15)に代入して、自由水面 AC の方程式を得る。

$$\frac{z}{\ell} + \frac{\omega i}{k\ell} = -\left(\frac{1}{k^{\ast\prime}} \right)^2 \cdot \left\{ \frac{1}{\operatorname{sn}^2 (K' y / Hw, k^{\ast\prime})} - 1 \right\} \quad (2.3.17)$$

すなわち、

$$\frac{x}{\ell} = -\left(\frac{1}{k^{\ast\prime}} \right)^2 \cdot \left\{ \frac{1}{\operatorname{sn}^2 (K' y / Hw, k^{\ast\prime})} - 1 \right\} \quad (2.3.17')$$

自由水面 DE に対しては、 $\varphi = -ky$ 、 $\psi = qc_2$ として、

$$\operatorname{sn} \left\{ \frac{K' \omega}{kHw} i + K' i, k^{\ast\prime} \right\} = -\frac{1}{k^{\ast\prime}} \cdot \operatorname{dn} \left\{ \frac{K' y}{Hw}, k^{\ast\prime} \right\}$$

であるから、式(2.3.15)より自由水面の方程が得られる。

$$\frac{z}{\ell} + \frac{\omega}{k\ell} i = \left(\frac{1}{k^{\ast\prime}} \right)^2 \cdot \operatorname{dn}^2 \left\{ \frac{K' y}{Hw}, k^{\ast\prime} \right\} \quad (2.3.18)$$

すなわち

$$\frac{x}{\ell} = \frac{KHw}{K' \ell} + \left(\frac{1}{k^{\ast\prime}} \right)^2 \cdot \operatorname{dn}^2 \left\{ \frac{K' y}{Hw}, k^{\ast\prime} \right\} \quad (2.3.18')$$

以上から、流れ系Ⅱに対する浸透流量 qc_2 は式(2.3.13)で与えられ、自由水面形は式(2.3.17)および式(2.3.18)で与えられることがわかる。式(2.3.13)の関係は図2.3.7に図示されている。なお、式(2.3.2)の K/K' の値は式(2.3.5)で規定され、式(2.3.11)の K/K' の値は式(2.3.13)で規定されるので、それぞれ K/K' の値は異なるから、 $qc_1 = 2qc_2$ とは必ずしもいえない。式(2.3.17)と式(2.3.18)による自由水面形の計算例を示すと図2.3.8のようである。

図 2.3.7 B/H_w , l/H_w と q_{c2}/kH_w の関係 (式 (2.3.13))

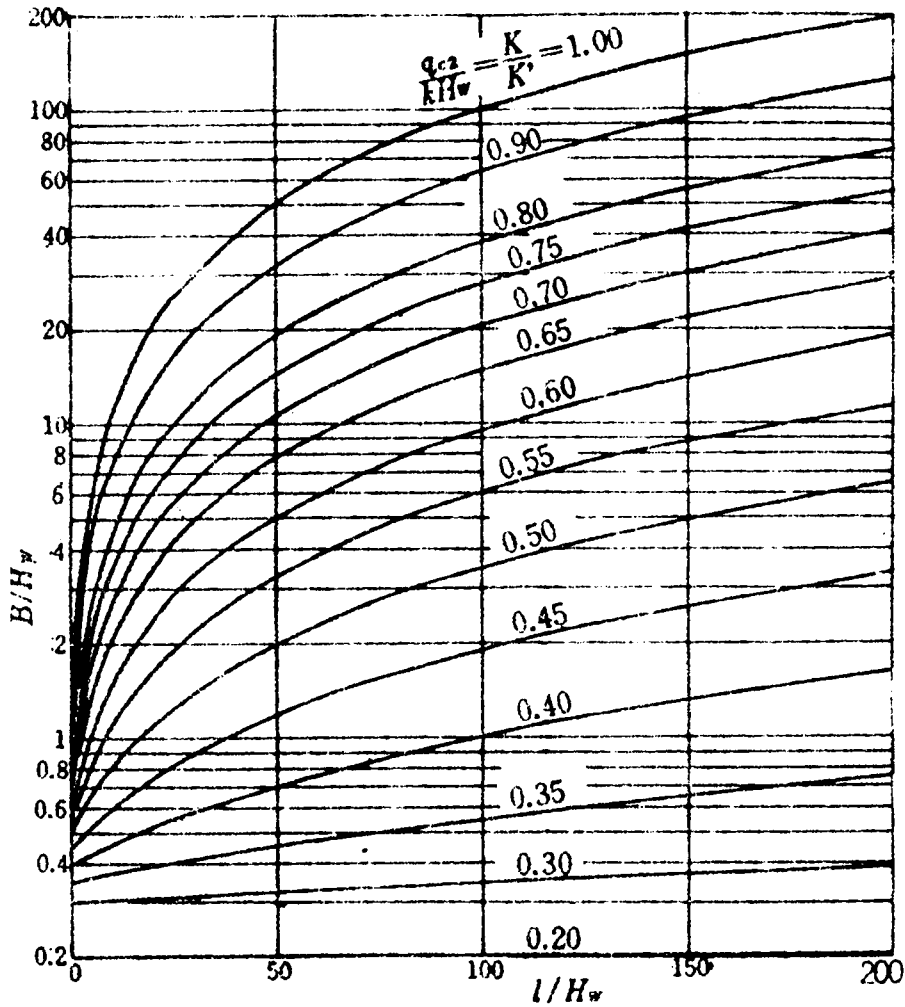
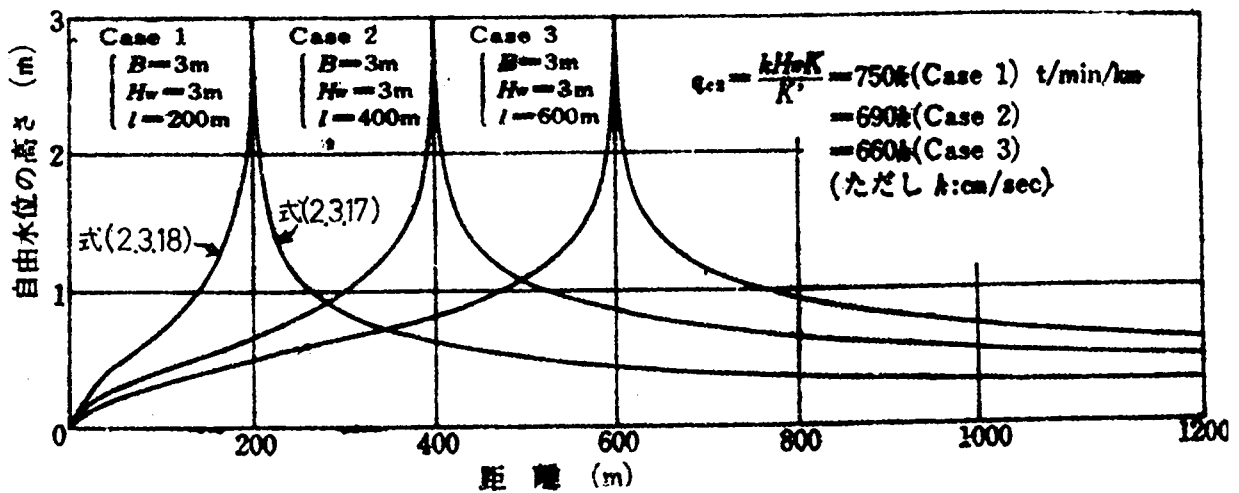


図 2.3.8 流れ系Ⅱの自由水面形 (式 (2.3.17) と式 (2.3.18) の3個の計算例)



3.2.4 流れ系Ⅱの解析

図 2.3.4 (a) に示される流れ系Ⅱが前述の2つの流れ系と異なる点は透水性地盤の深さが有限で

あること、地盤が傾斜していることおよび水路より上下流両端における条件として、一定の流量 (q_E と $q_E + q_{c3}$) だけを規定していることである。この流れ系の解析は Polubarinova-Kochina¹²⁾ によつて説明されている。その結果を要約すると次のようである。

図 2.3.4 (b) の ω - 平面は次式により、図 2.3.4 (c) の ζ - 半平面に写像変換される。

$$\omega = i q_E' - \frac{2 q_E'}{\pi} \cosh^{-1} \frac{1}{\sqrt{\beta \zeta}} + \frac{2 q_E'}{\pi} \sinh^{-1} \sqrt{\frac{1-\beta}{\beta(1-\zeta)}} \quad (2.3.19)$$

ただし

$$q' = q_E' + q_{c3}, \quad \sinh^{-1} x = \ln(x + \sqrt{x^2 - 1})$$

$$\cosh^{-1} x = \ln(x + \sqrt{x^2 + 1})$$

β : のちに決定されるべきパラメーター

図 2.3.4 (a) の点 M_0 は上流からの自由水面でもある流線と水路からの流線とが出会う点で、この流れ系の特性を表わす点で、点 M_0 の ζ - 半平面の座標は

$$\zeta = a = 1 / \left\{ 1 - \frac{q'}{q_E'} \cdot \sqrt{1-\beta} \right\} \quad (2.3.20)$$

で与えられ、自由水面の条件 $\varphi - k y = 0$ を用いると、点 M_0 の座標 y_0 は

$$y_0 = \text{Real part of } \left\{ \frac{\omega(a)}{k} \right\} \quad (2.3.21)$$

一方、Zhoukovsky の関数

$$\Theta = \Theta_1 + i \Theta_2 = Z - i \omega / k \quad (2.3.22)$$

$$\Theta_1 = \varphi / k + x, \quad \Theta_2 = \varphi / k - y$$

を導入し、区間 ($0 < \zeta < 1$) の境界条件と Cauchy の公式を用いて、次の $z \sim \omega \sim \zeta$ の関係を求めている。

$$z(\zeta) = T \cot(\alpha \pi) + \frac{q_E'}{k} + i \frac{\omega}{k} - \frac{\cos(\alpha \pi)}{\pi}$$

$$\times \zeta^\alpha (\zeta - 1)^{1-\alpha} \int_0^1 \frac{t^{-\alpha} (1-t)^{\alpha-1}}{t-\zeta} \cdot \frac{\varphi(t)}{k} dt \quad (2.3.23)$$

式 (2.3.23) の $\alpha \pi$ は地盤の不水面の傾斜であるが、いま $\alpha \pi$ が小さく緩傾斜の場合には $\tan \alpha \pi \approx \alpha \pi$ であつて、そのときパラメーター β は次式で与えられる。

$$\beta = 1 - \exp(-2\varepsilon), \quad \varepsilon = \frac{\pi}{2T} (B - q_{c3}/k) \quad (2.3.24)$$

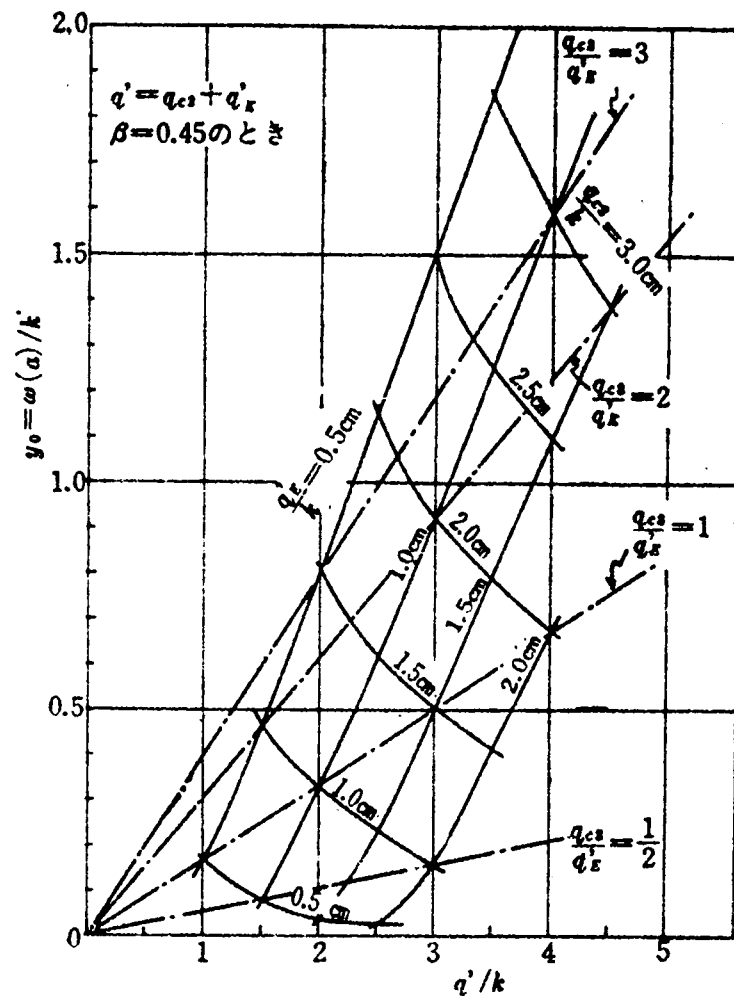
上述の解析は水路から水が地盤へ浸透している場合で、このためには次の関係が必要である。

$$a = 1 / \left\{ 1 - \frac{q'}{q_E} \cdot \sqrt{1 - \beta} \right\} < 0, \text{ i. e. } \frac{q_E'}{q'} < e^{-\epsilon} \quad (2.3.25)$$

流れ系Ⅱにおいては、水路の上・下流の境界を有限距離に限定していないので、浸透流量を地盤の幾何的条件によつて決定することができない。そこでこの問題は次項で考察する。ここでは流れ系Ⅱに対する上述の解析結果を若干考察しておく。

水路からの浸透水によつて自由水面は上昇して、座標 y_0 で示される点 M_0 の高さになる（図 2.3.4 (a) 参照）。その y_0 の値と水路浸透流量 q_{c3} や伏流流量 q_E' との関係式を式 (2.3.20) 式 (2.3.21) および式 (2.3.24) から求めた計算例について述べる。計算結果の一例は図 2.3.9 のようである。

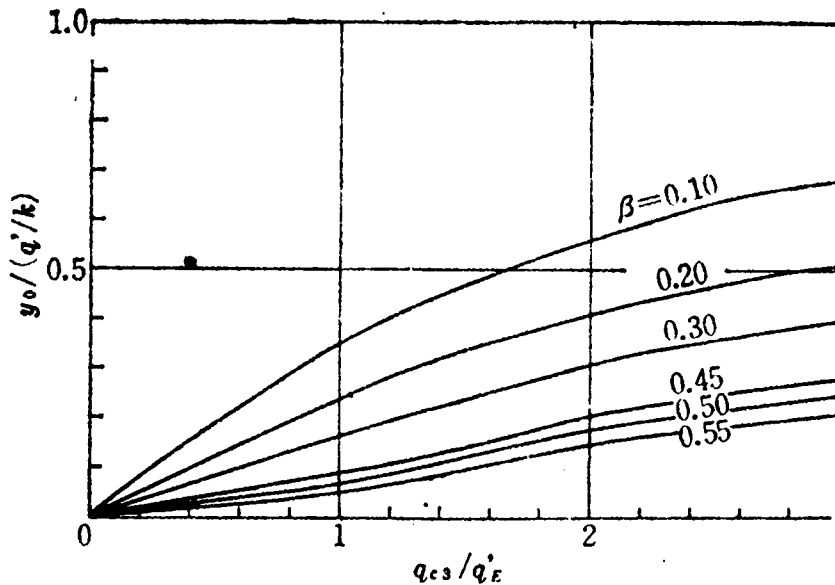
図 2.3.9 変換された流量 ($q'/k, q_{c3}/k$) と y_0 の関係



これは $\beta = 0.45$ の場合の $y_0 = \omega(a)/k$ と q'/k との関係であつて、右あがりの曲線群は伏流流量 q_E' を一定に保つて q_{c3} を増加させたときの関係、右さがりの曲線群は水路浸透流量 q_{c3} を一定にして q_E' を増加させたときの関係をそれぞれ示している。いま $\beta = 0.45$ であるから、式 (2.3.24) によると $(B - q_{c3}/k)/T$ の値が一定の場合に相当する。そのため q_{c3} が増加することは水路幅 B も増加させていることを含んでいる。いずれにせよ、伏流流量 q_E' を一定に保ちながら水路浸透流量 q_{c3} を増加させると、水路内水位から上流側の最低自由水位までの落

差 y_0 は増加すること、逆に q_{c3} を一定に保ちながら q_E' を増加させると y_0 は減少することが図 2.3.9 から認められる。伏流流量 q_E' がさらに増加すると式 (2.3.25) の関係が満足されなくなつて、伏流水が水路に浸出することになる。

図 2.3.9 において、 q_{c3}/q_E' の比を一定に保ちながら、 y_0 と q'/k の関係を見ると、この両者はほぼ正比例の関係にあることが認められる。図 2.3.9 には一点鎖線でそれを示した。そこで $y_0 / (q'/k)$ と q_{c3}/q_E' との関係を β をパラメーターにして描くと、図 2.3.10 のようである。



β の値が小さくなると、 $y_0 / (q'/k)$ の値は極端に大きくなる傾向にある。

3.2.5 実際の流れ系の考察

湖岸近傍に設けた水路からの浸透は現実には種々の問題があるが、近似的には図 2.3.1 のような流れ系を考えることができる。この流れ系は流れ系Ⅱ (図 2.3.3 (a)) の非対称な半無限地盤への水路浸透と流れ系Ⅲ (図 2.3.4 (a)) の地下伏流水のある有限透水性地盤への水路浸透とが複合したものと考えられる。流れ系Ⅱの水路浸透流量 q_{c2} は式 (2.3.13) により与えられ、地盤の透水係数 k 、水路から元地下水位までの落差 H_w 、水路幅 B および水路からの有限距離 l によりきまる。一方、流れ系Ⅲの水路浸透流量は流れ系が無限領域にあるため、幾何的条件によつて決めることができない。

しかし流れ系Ⅲの水路浸透流量 q_{c3} も、実際の流れ系の水路浸透流量 q_c も、図 2.3.1 や図 2.3.4 (a) に示されるように、水路から上流側へはある有限距離の範囲しか流れず、おもに右側下流へ向うこと、および両者とも有限深さの透水層地盤に対応していることを考慮して、両者は近似的に等しいとする。すなわち

$$q_c \approx q_{c3}$$

一方、流量 q_{c2} は半無限透水性地盤への浸透流量であることを考慮すると、 $q_{c2} > q_{c3}$ と考えられるので

$$q_{c3} = \kappa q_{c2}, \quad 0 < \kappa < 1 \quad (2.3.26)$$

として、流量の低減係数 κ を導入して考えることとする。この低減係数 κ は後述の実験から決定されるであろう(式(2.3.29)参照)。

3.3 室内の模型水路浸透実験による検討

3.3.1 実験装置および方法

室内実験は2.3.1に示される一般的な流れ系に対して、水平に置かれた鋼製水槽(写真2.3.1)内で実施するため、図2.3.11(a)に示したような不透水面が水平な流れ系について行なつた。鋼製水槽は高さ50cm、長さ400cm、幅25cmであつて、前面300cmはガラス張りになつてゐる。その中に高さ40cm、長さ315cm、幅23cmの長方形砂模型をつくつて、これを地盤とみなした。この砂模型の表面に金網でつくつた水路は砂模型左端からの距離 l_L (右端からの距離を l_R とすると、 $l_L + l_R = 315\text{cm}$)のところにつくられ、 $l_L = 167.5\text{cm}$ の水路位置(Position I)、 $l_L = 217.5\text{cm}$ の水路位置(Position II)および $l_L = 277.5\text{cm}$ の水路位置(Position III)の3種類について実験された。

写真2.3.1 実験水槽

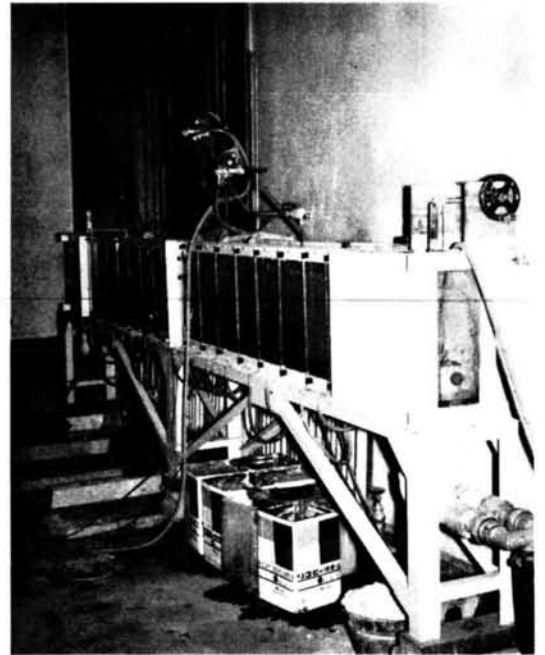
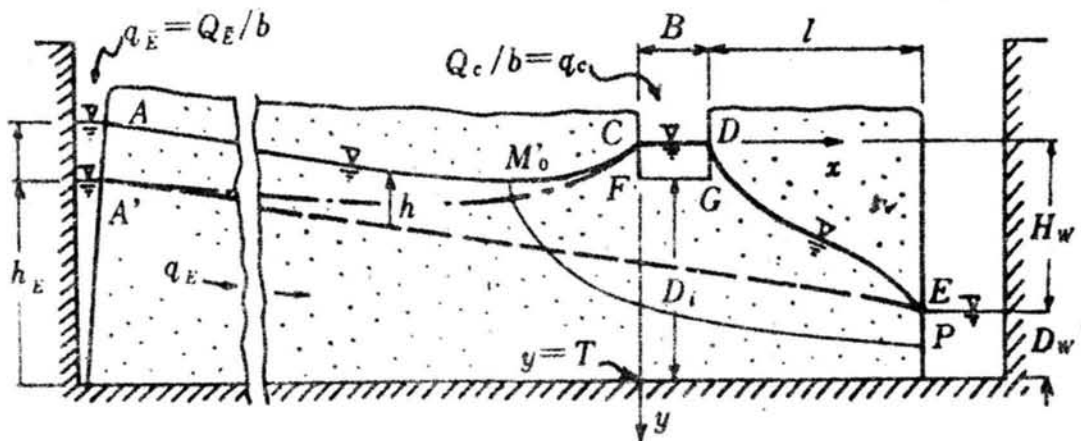


図2.3.11(a) 実験砂模型の流れ系



用いた砂は均等係数 1.78 , 乾燥密度 1.56 g/cm^3 , 間げき比 0.69 , 10% 粒径 0.13 mm , 透水係数 $2.38 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ (定水位透水試験による測定値) の豊浦標準砂である。実験に用いた水路は 100 番の網目の金網でつくり , その規模・形状は図 2.3.11 (b) に示す 6 種類である。

図 2.3.11 (b) 実験水路の種類

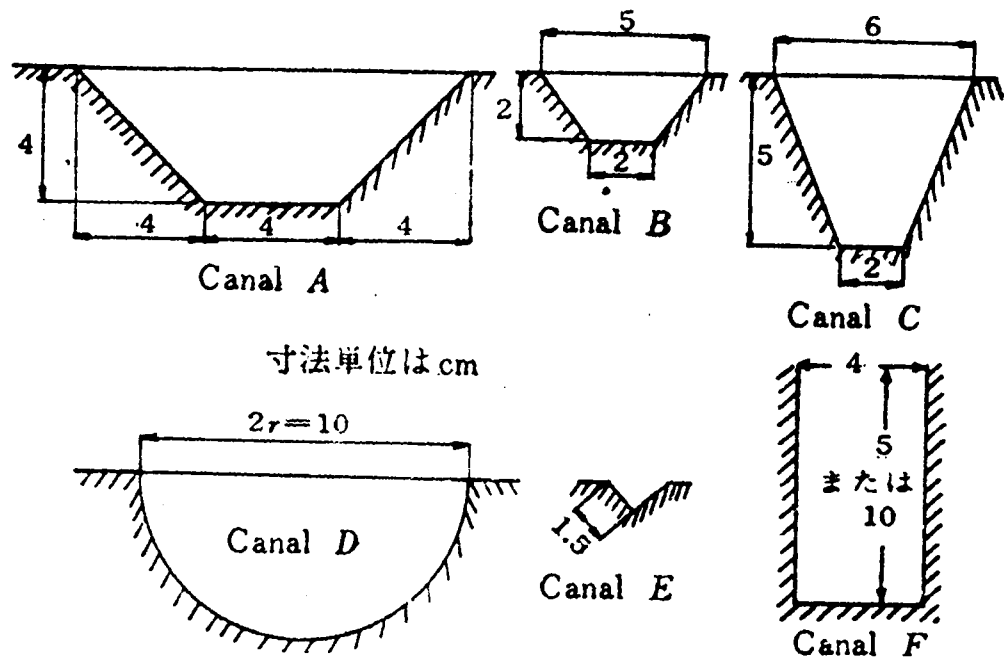


図 2.3.11 (b) に示されている流れ系では , 上流端水位 h_E のところから伏流水に相当する流量 Q_E が流下していて , 右端の水深 D_w の貯水池へ流れ込む。そのときの自由水面形が $A'E$ である。水槽底面から D_i の高さに水路をつくり , 水路から流量 Q_e を注水する。水路水位は下流貯水面から H_w の高さで平衡して , 水路からの浸透水により水路近傍の自由水面の上昇量 h が生じる。後述するように , この上昇量 h は上流側の水理境界条件により影響される。本研究では , 上流側水位 h_E を一定に保つ場合 (「定水位の場合」) および水位でなく伏流流量 Q_E を一定に保つ場合 (「定流量の場合」) の 2 種類について実験した。

上述のことから , 本実験は水路の位置 , 水路の種類 , 終端貯水池水深 D_w , 水路底面下の透水層厚 D_i , 伏流流量 Q_E , 水路浸透流量 Q_e および上流境界条件の組み合わせにより種々の場合が考えられる。本研究で実施した実験の数はかなりの量になるが , 本文中にそのデータを使用したもののみを掲げると , 「定水位の場合」は表 2.3.1 , 「定流量の場合」は表 2.3.2 のようである。

表 2. 3. 1 定水位の場合の実験の種類

地盤の種類	水路位置	水路の種類	D (cm)	D _w (cm)	元地下水面 こう配 I	
均質地盤	I	A	36	34	0	
	I	A	36	31	0	
	I	A	36	28	0	
	I	D	35	37	0	
	I	D	35	34	0	
	I	D	35	28	0	
	I	E	38.9	34	0	
	2層地盤	II	A	36	34	0
		III	A	36	34	0.001
		III	A	36	34	0.002
III		B	38	34	0	
III		C	35	34	0	

表 2. 3. 2 定流量の場合の実験の種類

D _i (cm)	D _w (cm)	伏流流量 Q _E (cm ³ /min)
0	10	18.5
0	20	22.7
10	5	23
10	5	30
10	5	60
10	10	30
10	10	60
20	10	60±2
20	15	30±2
20	15	50
20	15	60
20	20	60
30	20	59

注：すべて「均質地盤」，「Position II」，Canal F (B=4cm) の場合

時間的に一定の流量 Q_E，Q_c は水道水を枝つきビュレットを通して調節し，実験前と実験終了後にメスシリンダーに受けて測定した。自由水面の高さはおもに水槽の底面上 20 cm おきの点での水頭をピエゾメーターによる測定から推定した。しかし水路周辺の浸透水流は複雑なため，補助的に水路近傍 35 cm の範囲で 5 cm 間隔の格子点位置に水槽の背面から穴をあけ，ピエゾメーターによる測定値をもとに補正した（写真 2. 3. 2 参照）。

なお，後述する「2層地盤」に対する水路浸透実験においては，さきに述べた高さ 40 cm の砂模型の表層 5 cm の部分を透水係数 $k = 3.30 \times 10^{-4}$ cm/sec のシルト質土におきかえている。

3. 3. 2 「定水位の場合」の実験結果

(1) 水路浸透による水位上昇量

水路断面形が台形状の Canal A の場合で， $h_E = D_w = 34$ cm，すなわち元自由水面形は水平のとき，水路浸透による自由水面の上昇量 h は水路からの距離によつて図 2. 3. 1 2 のようになる。図 2. 3. 1 2 のパラメーターは一定の水路浸透流量 Q_c で，水槽の奥行き 23 cm を b とし， $Q_c = b q_c$ である。自由水面の上昇量 h は水路浸透流量 Q_c の増加とともに増加すること，および上昇量 h は水路からの距離に対して指数関数的に減少することが明らかである。なお水路からの距離は水路の左側壁から左方への距離をとつて x' としている。したがつて距離 x' は図 2. 3. 2 の x 座標と

比較すると、 $x' = -x - B/2$ ($x < 0$, $0 < x' < lL$) の関係にある。

図 2.3.1 2 の関係を h と Q_c との関係にして描きなおすと、水路からの距離 x' をパラメータにした図 2.3.1 3 が得られる。図 2.3.1 3 から水位上昇量 h は流量 Q_c にはほぼ正比例することがわかる。このことは解析の項における式 (2.3.2) や式 (2.3.1 3) にみられるように、水路浸透流量が水路内水位と境界水位との落差 H_w の一次式として表わされているように見える (このことは、たとえば式 (2.3.2) の K/K' の値が式 (2.3.5) によつて H_w の関数であるので、厳密には誤りである) ことと関連して興味深い。

図 2.3.1 3 の $h \sim Q_c$ の関係を kh/q_c と水路からの距離 x' との関係に再整理すると図 2.3.1 4 が得られる。

写真 2.3.2 水路近傍の水頭測定

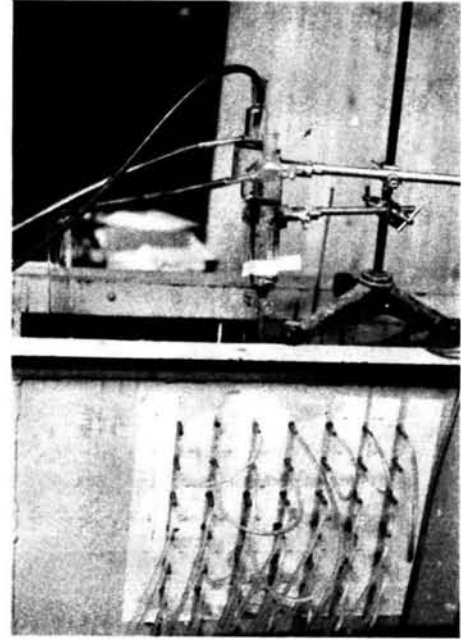


図 2.3.1 2 水路浸透による自由水面の上昇量の分布 (定水位の場合)

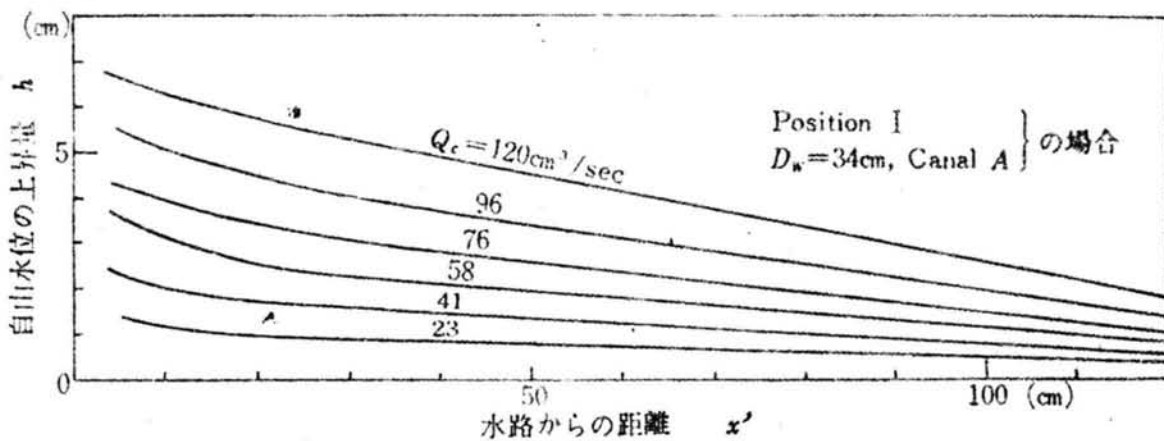


図 2.3.1 3 水路浸透流量と自由水位上昇量との関係 (定水位の場合)

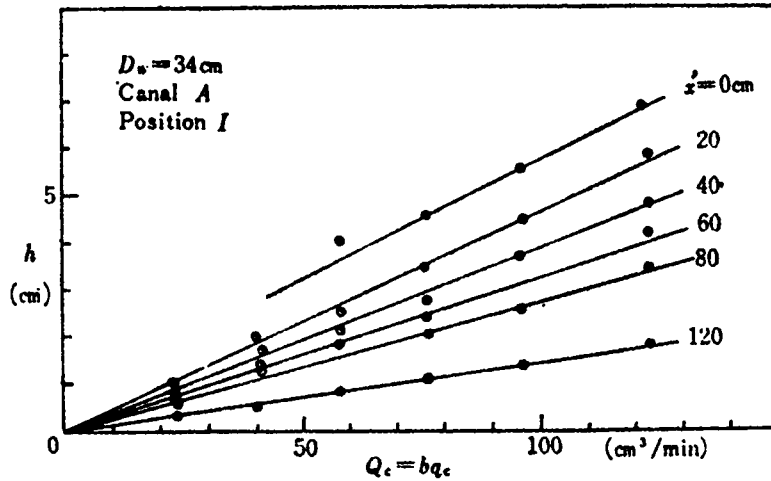


図 2.3.1 4 水路浸透流量に対する自由水位上昇量の比の分布 (定水位の場合)

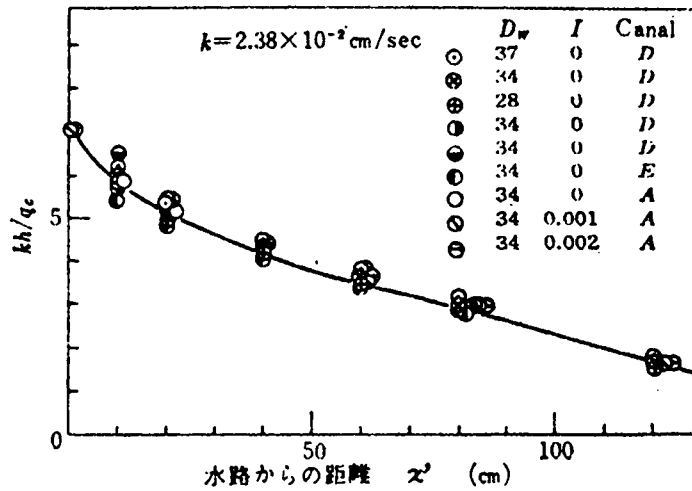


図 2.3.1 4 には水路断面形が Canal A, Canal D, Canal E などの場合, 外水位が水槽底面から高さ $D_w = 37\text{ cm}$, 34 cm , 28 cm にある場合および $h_E > D_w$ という元自由水面が傾斜している場合 (図 2.3.1 4 の I は元自由水面の傾斜で, $I = (h_E - D_w) / 315\text{ cm}$) の実験結果も示されている。なお図 2.3.1 2, 図 2.3.1 3, 図 2.3.1 4 に示した実験の水路位置は Position I の場合である。図 2.3.1 4 から kh/q_e の値は水路規模の大小, 断面形状および元自由水面こう配の影響を大して受けないことが認められる。しかし細かくみると, 水路近傍では kh/q_e の値はわずかながらバラついており, 影響が現われているようである。本実験に用いた種類の水路規模の範囲では, その関係が明確に現われなかつた。

水路位置における水位上昇量を H と表わし, 水路側面からの距離 x' における自由水位上昇量 h を比 h/H で表わして, $h/H \sim x'$ の関係を整理すると図 2.3.1 5 のようになる。

図 2.3.15 種々の場合の水路浸透による自由水面形（定水位の場合）

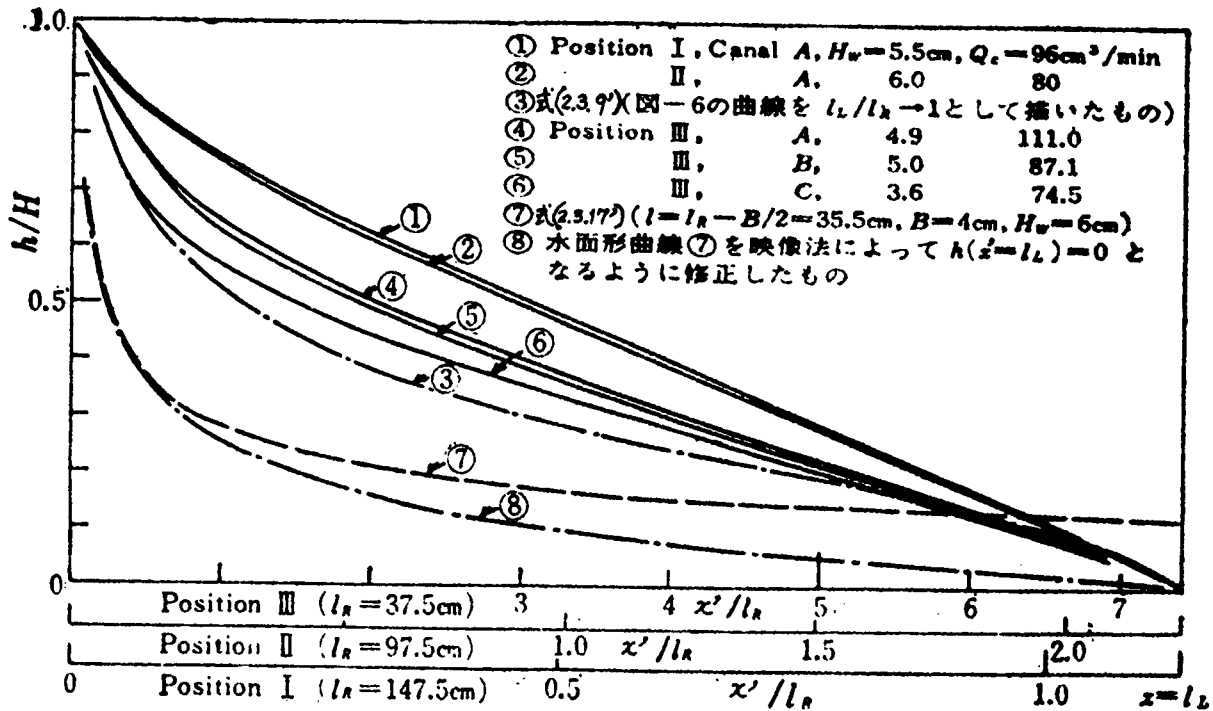


図 2.3.15 には水路位置が Position I, II, III の 3 つの場合が同時に記されている。それら 3 つの場合の横座標の l_R の値は異なっていて、順に $l_R = 147.5\text{cm}$, 97.5cm , 37.5cm となっているが、図 2.3.15 では l_L/l_R の値が等しくなるように縮尺をかえて示されている。

Position I の h/H と x'/l_R (x' は水路側面から左側上流への距離) の関係は図 2.3.14 に示された程度のバラツキは認められた。また Position II の場合の h/H と x'/l_R の関係もほぼ同様であった。しかし水路位置が極度に砂模型の右端へ近くなつた Position III の位置になると、浸透流量 Q_c の多少により水位上昇比 h/H の値も増減する傾向がみられ、全体的に h/H の値は小さくなっている。このことは境界の近い右端へ向う浸透水流が多くなることに起因していると考えられる。

式(2.3.9') を水路幅 10cm 、水位落差 $H_w = 6\text{cm}$ 、模型の領域長さ $L = 300\text{cm}$ の場合 (Position I に類似する場合) および式(2.3.17') を $B = 4\text{cm}$ 、 $H_w = 6\text{cm}$ 、 $l = l_R = 37.5\text{cm}$ の場合に計算した結果がそれぞれ図 2.3.15 に記されている。明らかに、水路位置の水位上昇に対する水路より上流側の自由水位の上昇の割合 h/H は実験値の方が計算値より大きくなっている。たとえば Position III の場合には実験値は計算値の 2~3 倍になっている。これが何に起因するものか明らかでないが、(i)解析式(2.3.9') や式(2.3.18') が半無限透水性地盤の場合 ($D_i \rightarrow \infty$) に対応しているのに対して、実験値が有限深さの透水性地盤の場合 ($D_i = \text{有限}$) であること、(ii)解析に考慮されていない砂模型内の毛管帯の存在の影響、(iii)解析では水路内湛水深が 0 であるのに対して、実験では台形状などの水路断面内に数センチメートルの湛水深が

あること、などが原因と考えられる。

(2) 「2層地盤系」に対する実験結果

上には、砂模型に対する実験結果について述べた。ここでは豊浦標準砂からなる砂模型の高さ40cmのうち表層の5cmをシルト質土におきかえた「2層地盤系」のものに対する水路浸透実験で、「定水位の場合」に対して実施した結果について述べる。シルト質土の透水係数は 3.30×10^{-4} cm/sec であつて、下部の透水係数 2.38×10^{-2} cm/sec に対してきわめて小さい。この実験では、水路が表層の低透水層の厚さ5cmを貫通して、下層の高透水層に通じているか否か、すなわち水路規模(深さ)が重要なこととなる。

実験結果の一例を示すと図2.3.16のようである。

図2.3.16(a) 「2層地盤」の砂模型に対する自由水面形

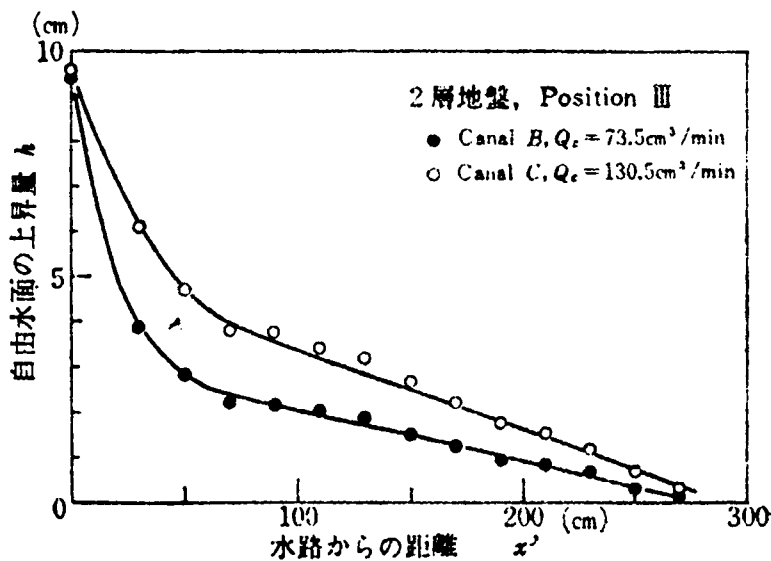
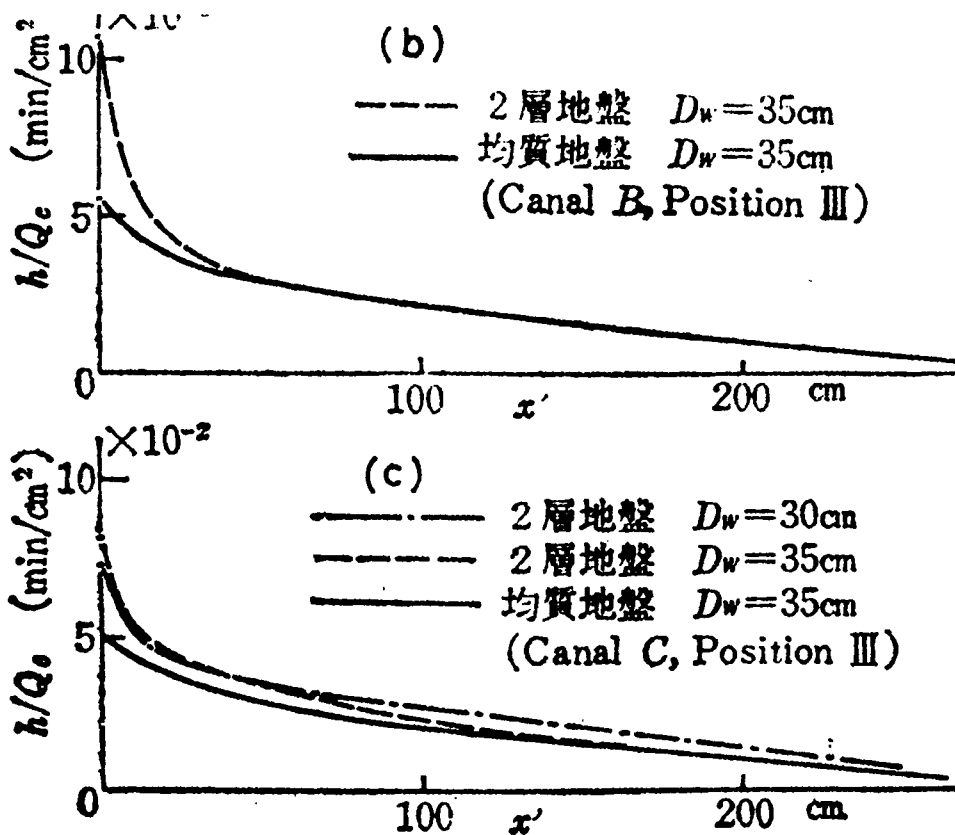


図2.3.16(a)には深さ2cmのCanal Bと深さ5cmのCanal Cの2つの場合に対する水面形が示されている。Canal Bの場合 $H = 9.4$ cm, Canal Cの場合 $H = 9.6$ cmでほぼ等しい。図2.3.15と図2.3.16(a)を比較すると、2層地盤系の水路からの距離 x の増加にともなう h の値の変化(図2.3.16(a))は均質地盤系のもの(図2.3.15)よりかなり急激で、水路からの浸透水による自由水面の上昇量は水路近傍でかなり減少することがわかる。このようなことは外水位条件を2層地盤の境界面の高さすなわち砂模型表面下5cmの高さ以上($h_E > 3.5$ cm, $D_w > 3.5$ cm)にしたときには現われない。それゆえ、自由水面形が単一地層中に現われる条件では、局所的に異常な水位低下はないのであるが、2層地盤系の水路浸透では水路水位と外水位の水頭差の大半が水路周辺の低透水層で消費され急激な水位低下を生じることになると考えられる。

図2.3.16(b), (c)は図2.3.14と類似の整理をした図で、Canal BとCanal Cに対して、均質地盤と2層地盤の場合を比較するために描いたものである。

図 2.3.16 (b), (c) 「均質地盤」と「2層地盤」の各場合に対する水位上昇割合 h/Q_c と水路からの距離との関係



均質地盤の場合の h/Q_c と x' の関係には、水路の規模や形状の影響は少なかったのに対して、図 2.3.16 (b) からみると、2層地盤系の場合には水路近傍の x' の小さい範囲で h/Q_c の値は均質地盤のときよりかなり大きくなっている。水路より遠方では h/Q_c の値がほぼ同一になるのに対し、水路近傍では2層地盤系の場合に均質地盤の場合の2倍にも大きくなっている。これは水路近傍の低透水性表層のため水路からの浸透が抑制されて、浸透流量に対する水路内の水位上昇率が大きくなるものと解釈される。図 2.3.16 (c) に示されている Canal C の場合には、低透水性の表層を完全貫入しているため、図 2.3.16 (b) の Canal B の場合ほど差は大きくないが、同様の傾向が認められる。

(3) 水路水位と水路浸透流量

水路水位と水路浸透流量との関係は、さきに示した解析では式 (2.3.5) や式 (2.3.13) によって、水路水位から境界水位までの水位落差や幾何的条件と関係づけられている。ここではこの関係を実験結果から考えてみる。

表 2.3.1 に示した種々の場合の実験から得られた、水路浸透流量 Q_c と水路内水位との関係をプ

ロットすると、図 2.3.17 が得られる。

図 2.3.17 水路水位と水路浸透流量の関係

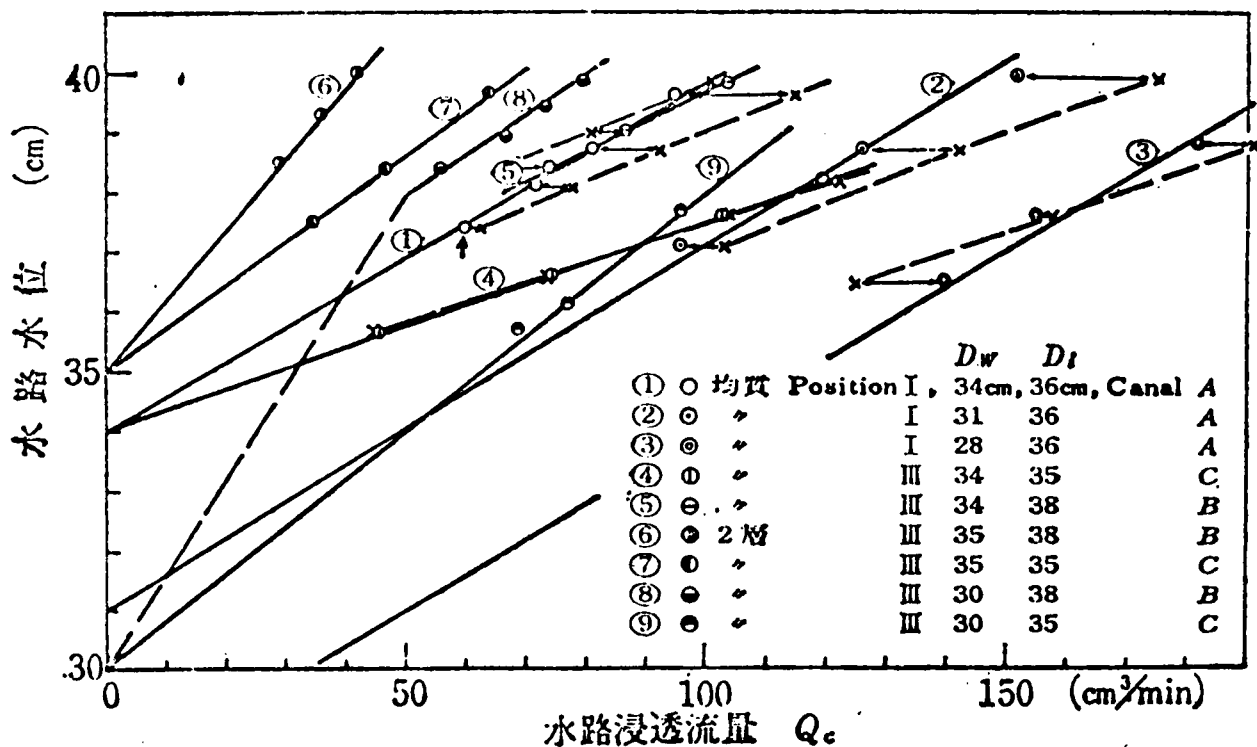


図 2.3.17 で、たとえば矢印をつけて示したものは均質地盤の模型の Position I に Canal A を設けた場合に、水路浸透流量 $Q_c = 60 \text{ cm}^3/\text{min}$ を流すと水路水位は水槽の下面からの高さにして 37.4 cm 、換言すると外水位 34 cm から $H_w = 3.4 \text{ cm}$ の高さになり、Canal A の深さは 4 cm であるから水路の湛水深は 1.4 cm になることを意味している。

図 2.3.17 を概観すると、水路水位上昇量と水路浸透流量との間にはおおよそ直線関係が成立していること、換言すると、 Q_c と H_w とは比例関係にあることが認められる。したがって、ここに示されているような範囲では、式 (2.3.13) の K/K' の値は水位落差 H_w の影響によるものは少なく、おもに水路幅 B と水路側面から境界までの距離 l とによつて決まってくる傾向がある。図 2.3.17 には均質地盤の場合と 2 層地盤の対比、およびそれぞれの場合の水路が Canal B であるときと Canal C であるときの対比、境界水位の変化した場合の対比がそれぞれできるように示されている。

図 2.3.17 の ①, ②, ③ の各場合には Canal A が Position I にあるときに境界水位を変えた場合を示している。この程度の範囲 ($D_w = 34 \text{ cm}, 31 \text{ cm}, 28 \text{ cm}$) では浸透流量 Q_c と水位落差 H_w とはほぼ正比例関係にあり、その増加率もほぼ同じで 3 つの場合の関係は平行線に近い。一方、Canal A より幅のせまい Canal C を Position III に設けたときの関

係が④である。これはさきの①, ②, ③の直線的関係よりもゆるい傾斜となつていて, 水路位置が境界の方へ寄ることのために, Position I の場合と同じ水路水位にするためには, 浸透流量はかなり大きくする必要のあることを示している。④の Canal C をさらに小さい Canal B にすると, ⑤のようになり, たまたま①の関係と同じ付近に集まつて, ほぼ直線関係となつている。しかし Canal B では水路規模が小さいため, 浸透流量 Q_c は Canal C の場合の約 6 割程度になつている。

2 層地盤の場合で, 外水位が 2 地層の境界の高さにある ($D_w = 35 \text{ cm}$) ときは, Canal B, Canal C に対する $Q_c \sim H_w$ の関係はそれぞれ⑥, ⑦のようである (図 2.3.17)。Canal C は表層の低透水層 (厚さ 5 cm) を貫通しているので, ⑦の直線の傾きは均質地盤の場合の⑤に近いが, やや急傾斜を示して, 水路浸透は⑤の場合より浸透しにくい。水路が表層内にとどまつている Canal B の場合の⑥の直線は⑦より一層強くその傾向を示して, わずかの流量 Q_c で水路水位は上昇し, 地盤へ浸透しにくいことを示している。外水位を 2 地層の境界面より低く, たとえば砂模型表面から 10 cm 下の高さにした場合には Canal B と Canal C による差が大きくなつてくる。すなわち Canal C の場合の⑧はさきの⑦の場合とほぼ同じ傾斜を示し, かつ Q_c と H_w とは正比例関係にあるのに対して, Canal B の場合の③では, 水陸底面の高さから外水位までのところに著しい水位落差が生じている。このような関係は水路浸透による自由水面の上昇量の関係においてもみられたことであつた (図 2.3.16 参照)。

水路浸透流量 Q_c を式 (2.3.5) または式 (2.3.13) によつて計算して, 実験値と比較してみよう。図 2.3.17 に示した①と⑤の各場合に対する計算例を表 2.3.3 に示した。

表 2.3.3 (a) 水路浸透流量の計算例 (式 (2.3.5) にもとづく), 図 2.3.17 の①の場合

実験値			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑦,⑧ の 大小	⑨	⑩
Q_c (cm^3/min)	B (cm)	H_w (cm)	B/ H_w	L/ H_w	$2K/K'$	k^*	$(L/H_w)k^*$	$1-k^*$	③×⑥	①-⑤		③× H_w	Q_c (cm^3/min)
60	6.8	3.4	2.00	92.6	0.550	0.0141	1.310	0.9859	0.542	0.690	<	1.90	62.4
					0.560	0.0158	1.465	0.9842	0.552	0.535	≠		
					0.570	0.0170	1.57	0.983	0.560	0.430	>		
72	8.2	4.1	2.00	76.9	0.580	0.0184	1.416	0.9816	0.570	0.584	<	2.39	78.4
					0.582	0.0186	1.430	0.9814	0.571	0.570	≠		
					0.584	0.0188	1.450	0.9812	0.573	0.550	>		
81	9.4	4.7	2.00	67.0	0.600	0.0212	1.42	0.978	0.588	0.58	≠	2.82	92.5
95	11.2	5.6	2.00	56.2	0.620	0.0249	1.400	0.975	0.604	0.600	≠	3.47	114

注: 地盤の透水係数 $k = 2.38 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。

表 2. 3. 3 (b) 水路浸透流量の計算例(式(2.3.13)にもとづく), 図 2. 3. 1 7 の⑤の場合

実 験 値				①	②	③	④	⑤	③,⑤	⑥	Q _c
Q _c (cm ³ /min)	B(cm)	H _w (cm)	ℓ(cm)	B/H _w	ℓ/H _w	K/K'	(k [*] /k [']) ²	①-②×④	の 大小	③×H _w	(cm ³ /min)
74	2.6	4.4	36.2	0.591	8.23	0.45	0.0160	0.459	<	1.99	65.5
						0.452	0.0165	0.455	≠		
						0.453					
87	3.5	5.0	35.8	0.700	7.16	0.49	0.0275	0.503	<	2.47	81.2
						0.495	0.0290	0.493	≠		
						0.494					
104	4.7	5.8	35.2	0.811	6.06	0.530	0.045	0.538	<	3.09	101
						0.532	0.046	0.532	=		

注: 地盤の透水係数 $k = 2.38 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。

この計算においては, ①の場合は Canal A で, ⑤の場合は Canal B であるが, 式(2.3.5)などの計算に用いる水路の幅 B は水路底面幅ではなく, 水路の湛水面の幅にとり, 水位落差 H_w は水路水面から外水位までの落差をとっている。また①では水路は砂模型中央にあるとし, ⑤では ℓ = 37.5 cm とした。砂模型の透水係数は $k = 2.38 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ としているが, これは砂模型の両端の一定水位差による 2 次元定常浸透状態の流量と水面傾度の観測値から算出したものである。表 2.3.3 に示した浸透流量 Q_c の計算値と実験値との誤差は約 1 割程度以内で, 比較的良好に合致しているといえよう。

表 2.3.3 の計算値およびさらに 3 つの場合(②, ③, ④)の計算値を図 2.3.17 に併記した。実験値(○印)と計算値(×印)の間にはずれがあるが, これは透水係数の値がすべての場合に等しくなっていない懸念があるため, 必ずしも大きなずれであるとはいえない。しかし Q_c ~ H_w の関係としてみると, 浸透流量 Q_c の増減にともなう水路水位の昇降の割合は実験値の方が計算値よりも若干大きくなる傾向にある。

3.3.3 「定流量の場合」の実験結果

(1) 水路浸透による水位上昇量

「定流量の場合」の水路浸透では, 砂模型左方の境界を上流端とみなして, 一定の流量 Q_E による流れが定常状態となるまで流し続けるのであるが, その際左方の貯水面の水面積が大きければ, その水位変化の応答は遅いので, 小面積にしておく方が好都合である。そこで, 定水位で行なっていた実験の場合の砂模型の左端の貯水面をさらに砂模型と同一の豊浦標準砂で埋め, この部分の水面積は約 10 cm × 25 cm にした。そのため砂模型の長さは約 35 cm 長くなって, L = 360 cm

になっている。「定流量の場合」の実験はすべて均質地盤に対して、Canal FをPosition IIIに設けた場合としている ($l_R = 37.5 \text{ cm}$)。

さて実験では、伏流流量 Q_E のみによる自由水面を観測する。つぎに流量 Q_E はそのまま流し続けた状態で、水路から $Q_c = b q_c$ なる流量を浸透させる。そうすると水路近傍の自由水面は上昇し始める。ある時間経過すると、定常状態とよばれる平衡状態に達する。

図 2.3.18 水路浸透開始後の自由水面の時間的変化 (定流量の場合)

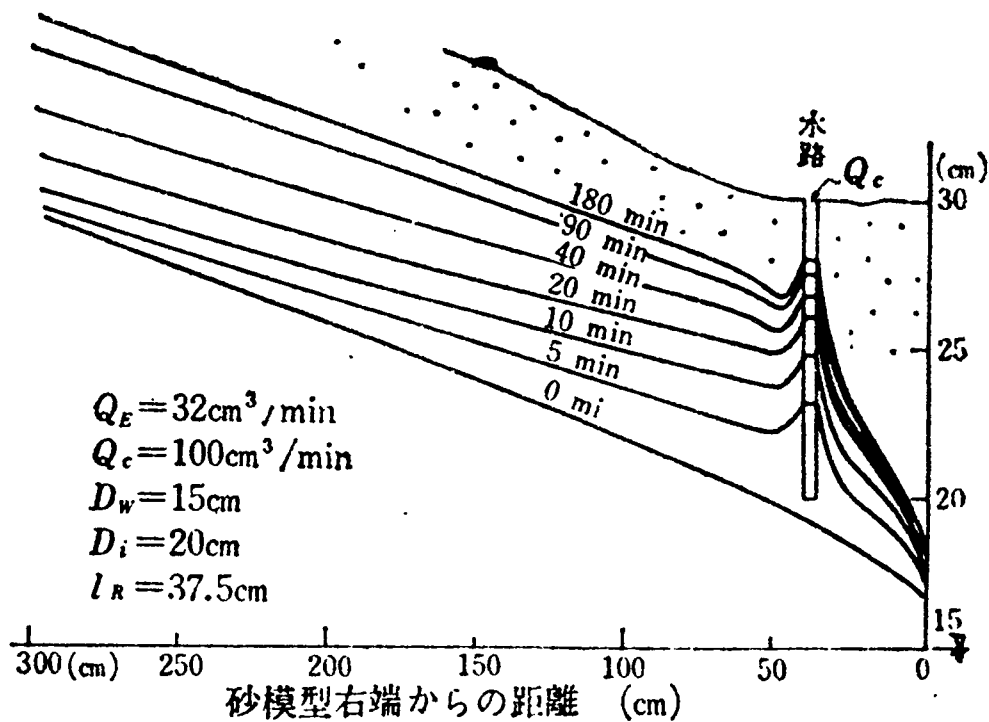


図 2.3.18 には、一例として $Q_E = 32 \text{ cm}^3/\text{min}$ 、 $Q_c = 100 \text{ cm}^3/\text{min}$ 、下流端水深 $D_w = 15 \text{ cm}$ 、水路底面下の透水層厚さ $D_i = 20 \text{ cm}$ の場合の水路浸透開始後の自由水面の変化が示されている。この場合には約 180 分後に、水路浸透の流れ系は平衡状態に達した。この定常状態に達したときの自由水面は伏流流量 Q_E だけによる自由水面より h だけ水位上昇するが、その二、三の例を図 2.3.19 に示す。水路浸透流量 Q_c の増加につれて、水位上昇量 h も増加することが明らかである。水路より上流側の水位上昇量 h と水路からの距離 x' (図 2.3.3 の x 座標と対比すると、 $x' = -x$ 、($x < 0$)) との関係プロットすると図 2.3.20 のようである。図 2.3.20 の縦座標は無次元化してあつて、「定水位の場合」の図 2.3.14 と対比できるようにしてある。水位上昇量 h は距離 x' とは無関係にほぼ一定値を示すことがわかる。

図 2. 3. 1 9 「定流量の場合」の自由水面形

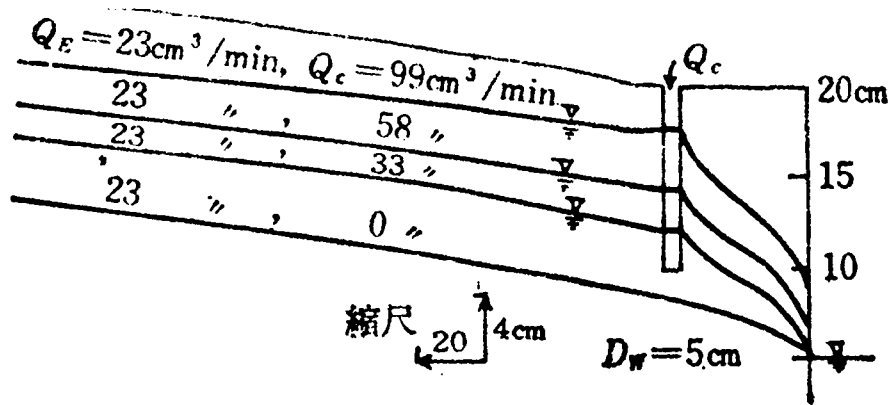
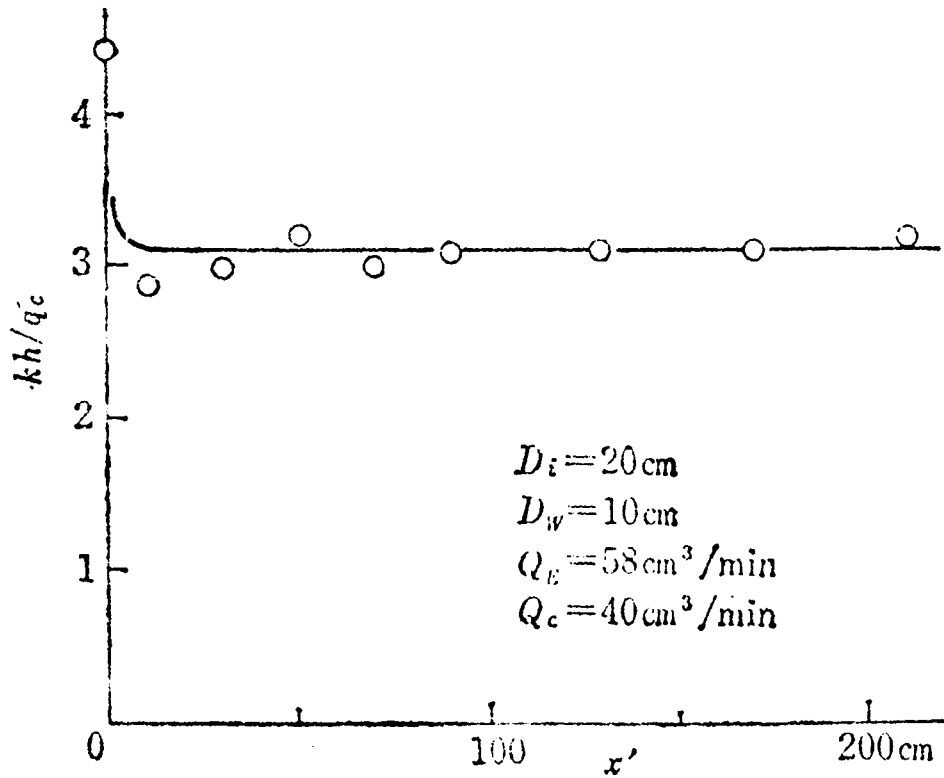
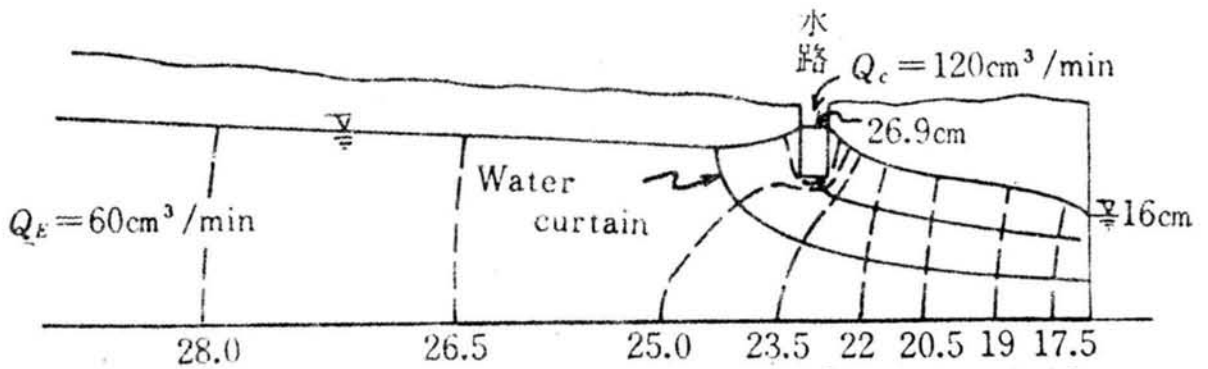


図 2. 3. 2 0 水路浸透流量に対する自由水位上昇量の比と水路からの距離との関係（定流量の場合）



水路より上流の自由水面が、水路浸透により元の自由水面とほぼ平行な高さまで上昇する関係を検討するため、一例について流線網を描くと図 2. 3. 2 1 のようであった。

図 2.3.2 1 「定流量の場合」の水路浸透における流線網



この流線網は水路周辺 5 cm 間隔の格子点での水頭測定と全般にわたる水槽底面での水頭測定に基づいて作成されている。水路断面形は金網でつくられているため、若干凹凸があり、水路近傍の等ポテンシャル線は若干乱れている。しかし図 2.3.2 1 で察せられるように、上流からの伏流水と水路からの浸透水との境界に Water curtain とよばれる一種の境界が生じることがわかる。このことは色素（ウラニン）の動きによつて観察された。すなわち、水路よりかなり上流地点に投入した色素は水路近傍までくると、その境界の下をもぐり速度を早めて流下した。一方、水路側壁に投入した色素は次第に拡がり、Water curtain 付近に集まつて、その形状がはつきり認められた（写真 2.3.3）。

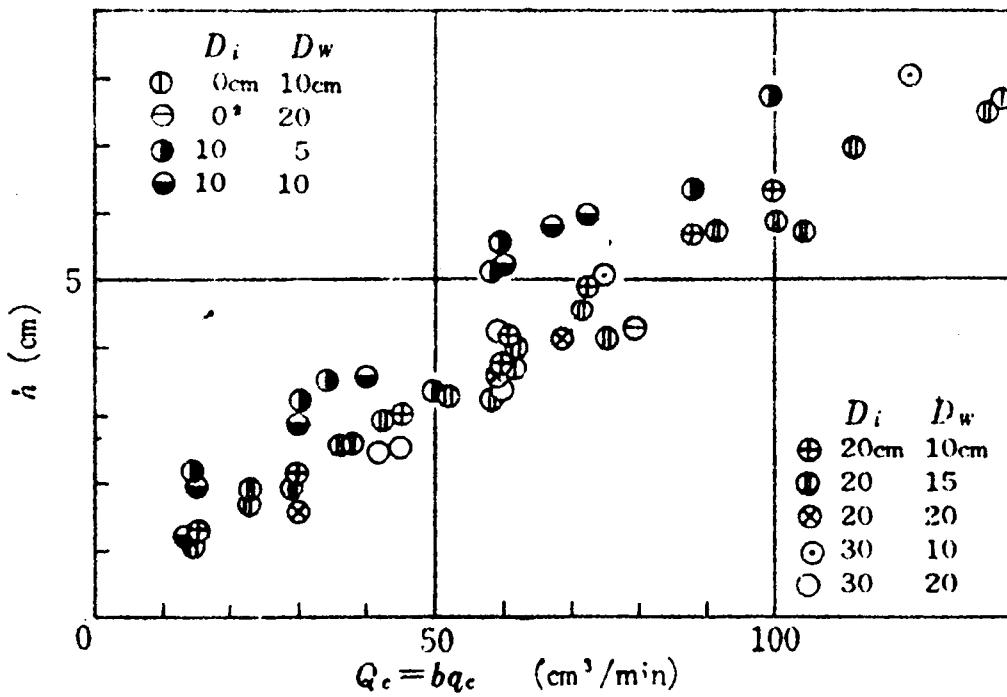
写真 2.3.3 Water curtain



この Water curtain の規模は水路浸透流量 Q_c と伏流流量 Q_E の大小関係によつて左右され、水路浸透流量 Q_c が大きくなると大きくなる傾向にある。

さて、多数の実験の結果、水路浸透流量 Q_c とそれによる水位上昇量 h との関係は図 2.3.2 2 (a) に示されている。

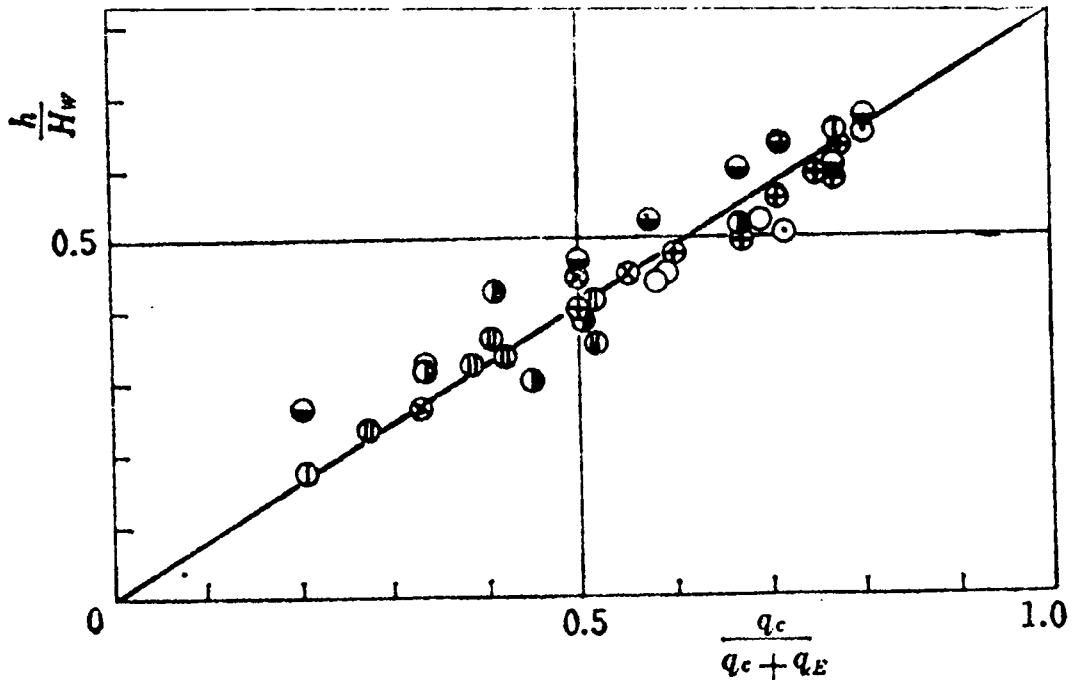
図 2.3.2 2 (a) 水路浸透流量と自由水位上昇量との関係 (定流量の場合)



明らかに Q_c と h との関係は「定水位の場合」と同様ほぼ比例関係にある。しかし細かくみるとかなりのバラツキがあるので、 h/H_w と $Q_c/(Q_c + Q_E)$ との関係に再整理すると図 2.3.2 2 (b) のようになって、よい直線関係の成立が認められる。すなわち、図 2.3.2 2 (b) から

$$\frac{h}{H_w} = 0.8 \times \frac{q_c}{q_c + q_E} \quad (2.3.27)$$

図 2.3.2 2 (b) 水位上昇比 h/H_w と流量比 $q_c / (q_c + q_E)$



このように、「定流の場合」の水路浸透による自由水面の上昇量 h が水路からの距離とともに指数関数的に減衰する分布で表わされるのに対して、「定流量の場合」の自由水面形は伏流水による元の水面形をほぼ平行に上昇させたものになって、その水位上昇量 h は近似的に式 (2.3.27) で表わされるものになることはきわめて興味深い。

「定流量の場合」の流れの特性を表わすと考えられる、水路より上流側自由水面の最低点 M_0 (図 2.3.4 (a) 参照) の高さは理論的解析によると、式 (2.3.20) と式 (2.3.21) により与えられる。いま、この点 M_0 の y 座標の値 y_0 を計算するまえに、流れ系 III の q_{c3} 、すなわち近似的に q_c と等しいと考えている q_{c2} を算出するために設定した関係式 (2.3.26) の低減係数 κ を検討しておく。実験の模型水槽に流れた水路浸透流量 q_c と幾何的条件を式 (2.3.13) に用いて計算される q_{c2} の比 $\kappa = q_{c2} / q_c$ がどのような量によつて決定されるかという問題の検討である。すでに述べたように $q_{c3} = q_c$ と考えると、式 (2.3.13) から $q_{c2} / k = KH_w / K'$ であるから、次式が成立する。

$$\kappa = \frac{q_{c3}}{q_{c2}} = \frac{q_c / k}{KH_w / K'} \quad (2.3.28)$$

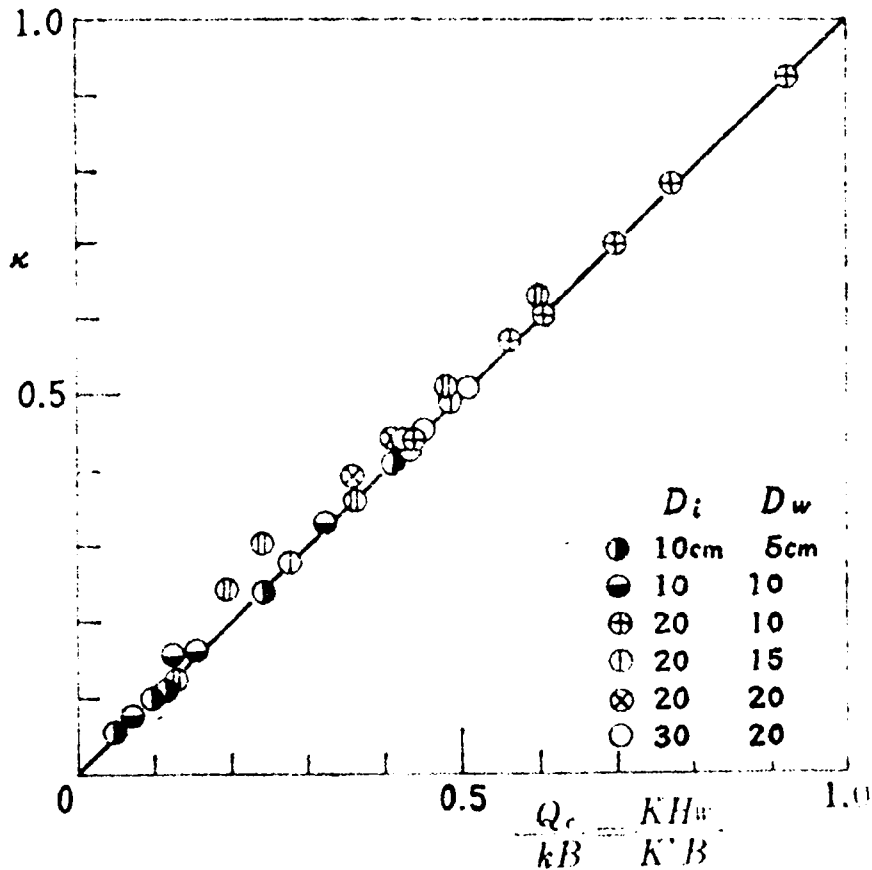
この値と実験値で観測されている H_w 、水路幅 $B = 4 \text{ cm}$ および $\ell_R = \ell = 37.5 \text{ cm}$ の値から式 (2.3.13) により計算される $KH_w / K' B$ という値を比較したところ、図 2.3.23 のようであつて、

$$\kappa \equiv \frac{q_c / k}{KH_w / K'} = \frac{KH_w}{K' B} \quad (2.3.29)$$

なる関係が見い出される。式(2.3.29)を式(2.3.13)と結合すると、次の関係を得る。

$$\frac{B}{Hw} \left(\frac{k^*}{k^*'} \right)^2 \cdot \frac{\ell}{Hw} = \frac{K}{K'} = \sqrt{\frac{q_{c3}}{kHw} \cdot \frac{B}{Hw}} \quad (2.3.30)$$

図 2.3.23 Q_c/kB と低減係数 κ との関係

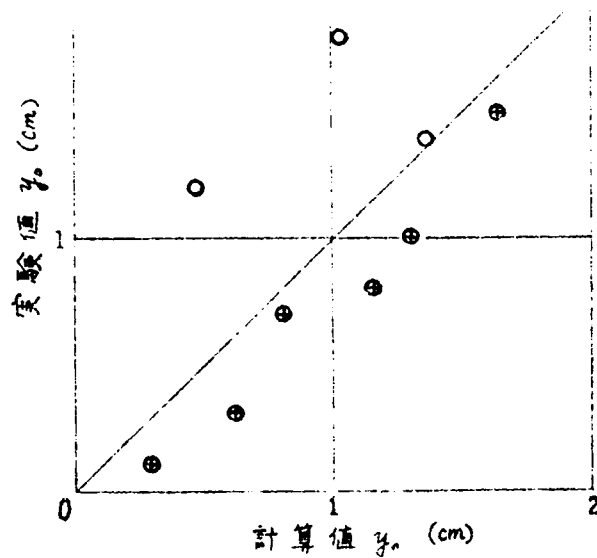


さて、図2.3.4(a)に示されている点M₀の座標の値y₀の実験値と計算値を比較したのが図2.3.24である。計算にあたっては式(2.3.24)に現われているTのとり方が問題となる。3.2節の解析では、水路内の湛水深は零であつて、水路水位は水路底面の高さであり、Tはその水路底面から不透水面までの深さとなつている(図2.3.4(a)参照)。しかし実験では水路内に若干の湛水を生じるため、水路水位と水路底面は一致していない。図2.3.24の計算値を求める際には、水路水位から不透水面までの深さをTとして採用した。その理由は湛水深の影響が実験結果にあまり認められないため、解析におけるy座標は水路水位を基準にとると解釈した方が合理的である。図2.3.24に示された計算値と実験値とは必ずしもよい一致を示しているということとはできなくて、この境界値問題の複雑さを示している。点M₀のx座標の値x₀は式(2.3.20)のaの値を式(2.3.23)に代入することによつて得られるはずであるがその計算は困難である。

したがつて、現在のところ、実験的に得られている式(2.3.27)が水路浸透による自由水位上昇量と水路浸透流量、伏流流量との関係を近似的に表わすと考えることができる。これは実験条件として、 $\ell_R = 37.5 \text{ cm}$ 、 $D_i = 0 \sim 30 \text{ cm}$ 、 $q_E/k = 0 \sim 1.83 \text{ cm}$ ($k = 2.38 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$)

として), $q_e / k = 0.457 \sim 7.63 \text{ cm}$ に対して模型水路の大きさが幅 $B = 4 \text{ cm}$, 湛水深が $0 \sim 10 \text{ cm}$ という範囲にあるときに成立するものであることに留意せねばならない。しかし, たとえば琵琶湖西の地下水の豊富な地域で, $q_E / k = 0.104 \text{ t/hr/m} + (1.3 \times 10 \text{ m/hr}) = 0.8 \text{ cm}$ なる値が推定されているので, ¹³⁾ 上述の実験条件の範囲は必ずしもせまいものでないことが理解されるであろう。

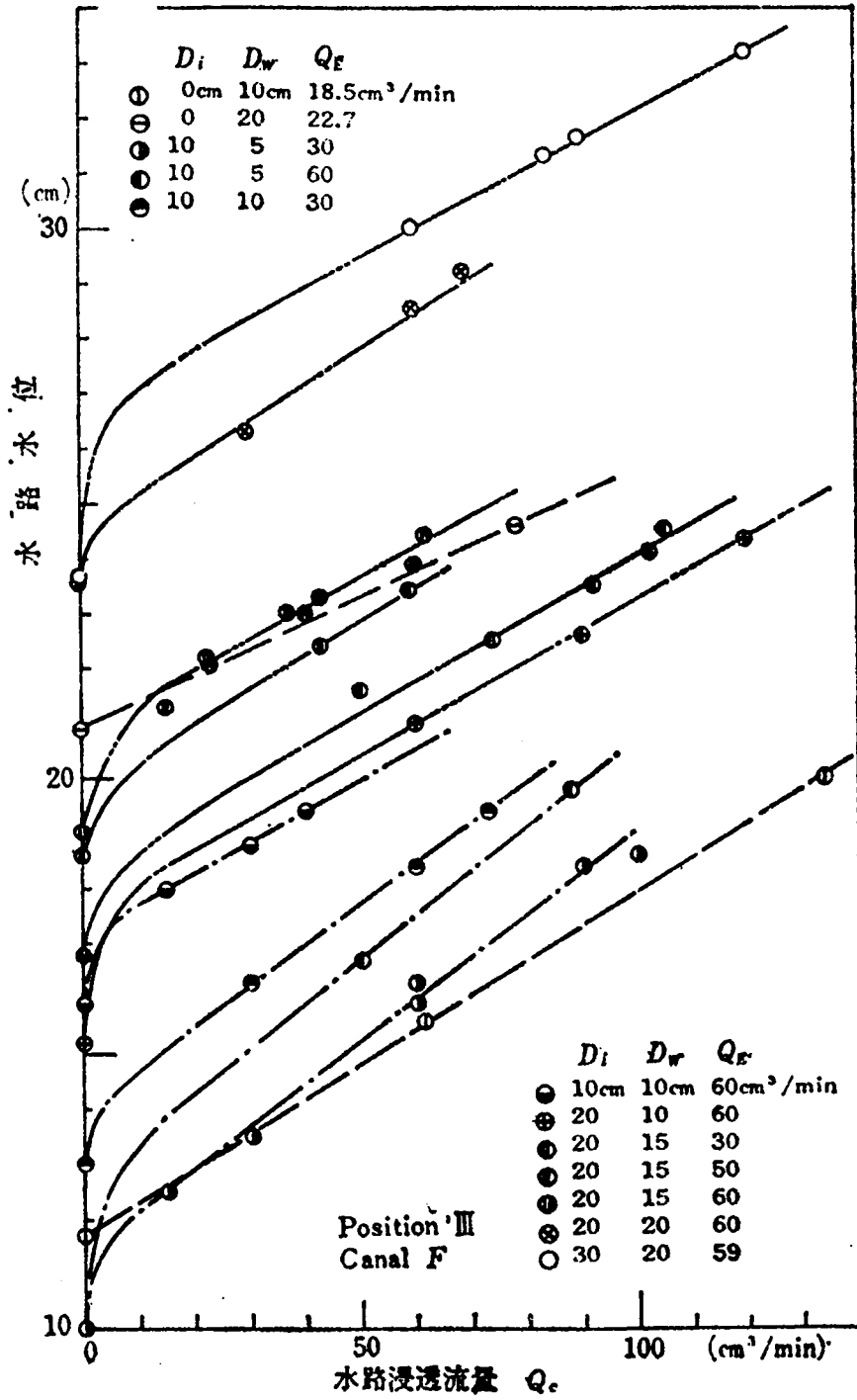
図 2.3.24 水路水位から上流側自由水面の最低点までの落差 y_0 。



(2) 水路水位と水路浸透流量

表 2.3.2 に示されている種々の場合の実験から得られた水路水位と水路浸透流量の関係は図 2.3.25 に描かれている。図 2.3.25 は「定水位の場合」の図 2.3.17 と同様の整理を行なったものである。

図 2.3.25 水路水位と水路浸透流量の関係



水路浸透流量 Q_c に対する水路水位上昇量の増加率（図 2.3.25 の直線部の傾斜）はほとんどすべての場合に対してほぼ等しいことがわかる。図 2.3.25 で $Q_c = 0$ の場合の水位は外水位を表わしているが、 $Q_c > 15 \text{ cm}^3/\text{min}$ に対する水路水位と流量 Q_c の直線関係を延長して、 $Q_c = 0$ に対応する水路水位を考えると、これは外水位よりもほぼ $1 \sim 2 \text{ cm}$ 高い。しかし $D_i = 0$ の場合、すなわち水路が深く、透水層を貫通している（いわゆる「横井」とよばれる）場合は、水路水位と水路浸透流量との直線関係が $Q_c = 0$ のときにも成立していることが注目される。このことは左方境界の外水位と水路水位との差による流量 Q_E が水路（横井）に流れ込み、水路と右方下流貯水池との間では流量（ $Q_c + Q_E$ ）が流れ、水平成分がおもな浸透流となつてゐることを意味する。一方、 $D_i = 10 \text{ cm}, 20 \text{ cm}, 30 \text{ cm}$ の各場合には、水路下の透水層内に Water curtain が生じ、水路浸透による鉛直成分が発生するため、 D_i が大きくなるにつれて水路浸透流量 Q_c と水路水位との直線関係が $Q_c = 0$ のときの外水位との間にまで成立しなくなるものと考えられる。

なお、「定流量の場合」の水路浸透流量 $Q_c = b q_c$ の量的検討はすでに示したように、式（2.3.29）や式（2.3.30）などによつて評価することができる。

3.4 結 論

この章では、地下水位変動の局所的な問題として、浸透性水路からの浸透水による自由地下水面の上昇量と水路浸透流量の関係を検討した。地盤は均質であるとして（2層地盤の場合も若干検討したが）、水路より下流側の水位が一定に保たれている場合に、上流側境界条件として次の2種類のものに対して研究した。上流側有限距離の地点において、一つは水位を一定に保つ場合（定水位の場合）、もう一つは伏流流量を一定に保つ場合（定流量の場合）である。水路から地盤への定常浸透に関する解析的・実験的検討の結果得られた事項を要約すると次のようである。

A. 「定水位の場合」の水路浸透に対して

(1) 半無限透水性地盤上の水路からの浸透流量は地盤の透水係数に比例し、流れ系Ⅰ（図 2.3.2(a)）に対しては式（2.3.5）、流れ系Ⅱ（図 2.3.3(a)）に対しては式（2.3.13）により与えられることが理論的解析からわかっているが、有限厚さの透水性地盤に対応する模型実験（水路底面下の透水層の厚さ D_i が水路幅 B の数倍になつてゐる実験）で観測された水路浸透流量と、水路幅 B を水面幅にとつて式（2.3.5）や式（2.3.13）から求めた計算値とはかなりよい一致をみた。

(2) 水路浸透による自由水面形は流れ系Ⅰに対して式（2.3.9）により、流れ系Ⅱに対して式（2.3.17）および式（2.3.18）によりそれぞれ表わされることを理論的に求めた。しかし、室内実験から観測された自由水面の上昇量は水路と水理境界の中央付近で、上述の式から計算されるものより最大約3倍大きくなり、かなりのずれを認めた。それは両者における条件の相違、たとえば地盤透水層の厚さ、水路内湛水深の有無や毛管帯の有無などに起因するものと考えられるが、流量についてはよい一致をみるのに対して水位上昇量についてかなりのずれがみられる点今後検討されな

ければならない。

(3) 水路浸透による自由水面の上昇量は浸透流量にほぼ正比例する。

(4) 水路浸透による自由水面の上昇量は水路からの距離に関して指数関数的に減衰する分布となる。

「定水位の場合」であるが、低透水性の薄層が上部にある透水性地盤という「2層地盤系」に対する水路浸透実験からは次の興味ある観察が得られた。

(5) 「2層地盤」の場合は水路が低透水性の表層を貫通しているか否か、また外水位が2地層の境界面より高いか低いかが重要な問題となる。「外水位が高い」場合および「水路が貫通している」場合の自由地下水面の上昇量は「均質地盤」の場合と類似する。しかし外水位が低く、水路が浅くて下層に「貫通していない」場合の水面形は水路からの距離とともに急激に低下する。

(6) 水路浸透による自由水面の上昇量は、水路近傍ではおもに水路周辺の透水性によつて規定され、遠方ではおもに水路浸透流量の多少によりきまるようである。

B. 「定流量の場合」の水路浸透に対して

(1) 定流量の場合の水路浸透流量は基本的な流れ系Ⅱ(図2.3.3(a))と流れ系Ⅲ(図2.3.4(a))のそれぞれの解析結果を組み合わせることにより、式(2.3.30)によつて与えられることを実験的に検証した。すなわち、有限厚さの透水性地盤に対する定流量の場合の水路浸透流量は半無限地盤への水路浸透流量 q_{c2} に低減係数 κ (式(2.3.29))を乗ずることにより得られる。

(2) 自由水面形の解析は困難であるが、水路浸透による水路より上流側の自由水面の上昇量は、水路下部に形成されるWater curtainによるせき上げの結果として、かなり認められる。その上昇量は式(2.3.27)の実験的關係式で表わされる。

(3) 水路浸透による水路より上流側の自由水面は水路浸透流量にほぼ比例して上昇する(これは「定水位の場合」と同じである)。

(4) 前項(3)の水位上昇量は水路からの距離に無関係にほぼ一定値になる(これは「定水位の場合」と異なる)。

参 考 文 献

- 1) 宇野尚雄: Seepage From a Canal into Ground With a Shallow Water Depth, Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto Univ., Vol. 27, part 4, 1965, pp. 394~407.
- 2) 赤井浩一・宇野尚雄: Seepage From a Canal into Ground with a Shallow Water Depth, Proc. 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, 1967, pp. 131~134.
- 3) 宇野尚雄: 地下水位が浅い地盤への水路からの定常浸透における浸透流量と自由水面形, 土木

学会論文集, No 157, 1968, pp. 28~41.

- 4) Marino, M. A. : Hele-Shaw Model Study of the Growth and Decay of Groundwater Ridges, Journal of Geophys. Res., Vol. 72, No 4, 1967, pp. 1195~1204.
- 5) Kozeny, J. : Grundwasserbewegung bei freiem Spiegel, Fluss- und Kanal-versickerung, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 3 Heft, 26 Jahrg., 1931, pp. 28~31.
- 6) Morel-Seytoux, H. J. : Domain Variations in Channel Seepage Flow, Proc. of A. S. C. E., Vol. 90, NoHY2, 1964, pp. 55~79.
- 7) Harr, M. E. : Groundwater and Seepage, McGraw-Hill Book Co., 1962, pp. 246~248.
- 8) Muskat, M. : Flow of Homogeneous Fluids, Edwards, 1946, pp. 348~353.
- 9) Bouwer, H. : Theoretical Aspects of Seepage From Open Channels, Proc. of A. S. C. E., Vol. 91, NoHY3, 1965, pp. 37~59.
- 10) 前掲8) : pp. 331~336.
- 11) Hammad, H. Y. : Seepage Losses From Parallel Channel Systems, Proc. of A. S. C. E., Vol. 86, NoEM4, 1960, pp. 43~50.
- 12) Polubarinova-Kochina, P. Ya : Theory of Ground Water Movement, Princeton Univ. Press, Princeton, 1962, pp. 215~227.
- 13) 赤井浩一・宇野尚雄 : 琵琶湖岸土層調査報告書, 近畿地方建設局琵琶湖工事事務所・財団法人防災研究協会, 昭和41年3月, p. 137.

この章の記号

- a : 点 M_0 (図 2.3.4) の ζ -平面上の ϵ 値。
- b : 実験水槽の幅, 25 cm。
- B : 長方形水路の幅 (cm)。
- α : 不透水面 (図 2.3.4) の傾角 $\alpha\pi$ を表わす係数 [0]
- β : パラメーター (たとえば式 (2.3.24))。
- ϵ : パラメーター (式 (2.3.24))。
- D_i : 水路下部の透水層厚さ (図 2.3.11(a) 参照, cm)。
- D_w : 下流端貯水池の水深 (cm)。
- h : 水路浸透による自由水面の上昇量 (cm)。

H : 水路浸透による水路位置の自由水位上昇量 (cm)。

H_w : 水路水位から境界水位までの水位落差 (cm)。

h_E : 地盤の上流境界における水深 (cm)。

k : 地盤の透水係数 (cm/sec)

κ : 流量の低減係数 (0)

K, K' : それぞれ母数 k^* , k'^* の第1種完全だ円積分。

k^* : 母数, k'^* : 補母数, $k^{*2} + k'^{*2} = 1$ 。

ℓ : 水路から下流境界までの距離 (cm)。

L : 流れ領域の全長 (cm)。

ℓ_R : 砂模型右端 (下流側) から水路中心までの距離 (cm)。

ℓ_L : 砂模型左端 (上流側) から水路中心までの距離 (cm)。

q_{c1} : 流れ系 I (図 2.3.2 (a)) の水路浸透流量 (cm/sec/cm)。

q_{c2} : 流れ系 II (図 2.3.3 (a)) の水路浸透流量 (cm/sec/cm)。

q_{c3} : 流れ系 III (図 2.3.4 (a)) の水路浸透流量 (cm/sec/cm)。

q_{E'} : 流れ系 III における上流からの伏流流量 (cm/sec/cm)。

$$q' = q_{c3} + q_{E'}$$

q_c : 室内実験で観測された水路浸透流量 (cm/sec/cm)。

q_E : 室内実験で観測された上流からの伏流流量 (cm/sec/cm)。

$$Q_c = b \cdot q_c \text{ (cm/sec または cm/min),}$$

$$Q_E = b \cdot q_E \text{ (cm/sec または cm/min).}$$

T : 水路水位面から地盤不透水面までの深さ (cm)。

ω : 複素ポテンシャル, $\omega = \varphi + i\psi$ 。

φ : 速度ポテンシャル。

ψ : 流れ関数, i : 複素記号 ($i = \sqrt{-1}$)。

ζ : 補助の複素平面, $\zeta = \xi + i\eta$ 。

Θ : Zhoukovsky の関数 (補助の複素平面)。

t : 補助変数 ($\zeta = k^{*2} t^2$)

z : 実平面, $z = x + iy$ (x : 水平方向, y : 鉛直方向)。

sn(u, k^{*}) : Jacobi のだ円関数。

dn(u, k^{*}) : 同上,

$$k^{*2} \cdot \text{sn}^2(u, k^*) + \text{dn}^2(u, k^*) = 1$$

第4章 結 論

本編では、地下水位変動に関連して、琵琶湖面変動にともなう周辺地下水位変動の推定、実際の地下水位変動のパターンおよび局地的に発生する地表の浸透性水路からの浸透水による地下水位上昇に関する基礎的研究について述べた。各章の終りに示した結論事項を要約すると、次のようである。

第1章の琵琶湖周辺の地下水位変動に関する研究においては、一般的に地下水位変動の解析法について概説し、未知量の選定の仕方により種々の調査・解析法が考えられることを示唆するとともに、現地の境界条件の把握が重要なことを強調した。これに基づいて、琵琶湖周辺の地下水位変動の推論のために実施した総合的な調査について、とくに土層構成と地下水流況との関連性、境界条件の決定のための指針を究明するとともに、潜水層定数の決定に対して検討を加え、最後に湖面低下にともなう周辺地下水位低下を、観測地下水位資料の分析および上述の成果を利用した電子計算機による計算結果から総合的に推論した。その結果、湖東では平均して湖岸から3～5 km付近までの範囲が影響をうけること、また湖西ではその影響はせいぜい湖岸から2 kmの範囲に止まることが予想された。

第2章の観測結果からみた地下水位変動のパターンにおいては、前章で推論された湖面低下にともなう周辺地下水位の低下を、観測地下水位の変動と比較・考察することによつて、その妥当性を確認した。同時に境界値問題としての実際の地下水位変動は、おもに降水量と上下両境界条件により支配されることを強調した。すなわち、高須輪中における平坦な小範囲の地下水位は降水、河川水位に対して時間的に遅れて変動するという典型的なものであるのに対して、琵琶湖周辺の地下水位は降水に対して遅れて変動するが、湖面変動に対しては先行するという特徴があることを見出した。これは流域の地勢的特性を反映した結果と考えられた。また境界条件としての上下両境界条件としての水理条件および降水が地下水に転化する時間的遅れについても若干考察した。

第3章の水路浸透による地下水位上昇に関する基礎的研究においては、地下水位変動に与える局地的な問題の一つとして、地表に考えられる理想的な浸透性水路からの浸透による地下水位上昇に関して基礎的研究の成果が述べてある。すなわち、水路浸透による自由地下水位の上昇量と水路浸透流量の関係を、水路より下流側境界の水位が一定に保たれているとき、水路より上流側有限距離において水位を一定に保つ「定水位の場合」と、伏流流量を一定に保つ「定流量の場合」に対してそれぞれ解析的・実験的に検討した。その結果、それぞれの場合に対して、水路浸透によつて当初の地下水面からの上昇した地下水面が平衡した定常状態において、水路浸透流量の計算式を解析的・実験的に検討して求め、そのときの自由水面形すなわち地下水位上昇量の関係式を写像関数を用いて誘導するとともに、実験的に検討して満足な結果を得た。すなわち、水路浸透による自由水面の上昇量は浸透流量にほぼ比例すること、上流側の境界条件として定水位の場合には自由水面の上昇量は水路からの距離に関して指数関数的に減衰するけれども、定流量の場合には自由水面は元の水

面からほぼ一定の高さだけ上昇することなどが明らかにされた。

付 録

(第 2 編 第 1 章 に対する 付 録)

第 2 編 第 1 章では、琵琶湖周辺の地下水位変動について研究した結果を示した。ここでは、その際に示した図 2.1.1 0 の電子計算機による地下水位変動計算の結果から図 2.1.1 1 の湖周辺地下水位低下の推定を行つた手順について、とくに補足説明する。

まず最初に、図 2.1.1 0 のような地下水位変動を得るために採用した計算の方法について振返つておかねばならない。琵琶湖周辺の地下水位変動の計算にあつて、設けた基本的な考え方は次のようなものである。

- ① 地下水流は湖岸線に垂直な一方向の流れで近似する。したがつて準一次元的解析を行なう。計算は偏微分方程式を階差式にした数値計算とする。
- ② 滞水層定数は現地揚水試験から推定したものをを用いる(表 2.1.1)。この資料のない地点では、地質・地層が類似した近隣の地点での値を代用する。
- ③ 地質・地層は約 1 km 間隔で行なわれたボーリング調査、電気探査による調査、聞き込み調査の結果などを総合判断して求めた地層図に基づき、これを透水性の砂層(滞水層)と不透水性の粘土層とに分けてモデル化した地層条件に対して計算する。
- ④ 計算に当つて与える当初の地下水位条件(初期条件)は既往の現地観測値を基にした年間平均の地下水面を用いる。
- ⑤ 境界条件および計算の条件は図 2.1.9 と表 2.1.2 に示したものをを用いる。

これらの事項は種々の問題を含んでいて、それぞれが計算結果に及ぼす影響に関しては疑問な点が多い。たとえば、平面的にみた地下水流の方向は湖岸に向うものが主なものであるけれども、う廻したり、曲りくねる流れが現実には多少認められる。そこで、二次元的解析法の必要性が考慮されるが、この方がよい結果を与えるという保証は何もない。さらに滞水層定数は数地点で測定されているのみで、流域の各所での値がどうなっているか、地層の連続性、初期および境界条件の与え方など未知量があまりに多いということは否定しえない。

地下水位変動の解析には、これらの背景を十分考慮しなければならないため、本文では各種の詳細な現地調査を実施して、それらを総合的に判断して上記手法による計算結果を解釈したのである。すなわち、地層モデル、滞水層定数を最も合理的と認められるように推定して、計算した結果の一例が図 2.1.1 0 の犬上川地区の地下水位変動である。本文で既に指摘したように、図 2.1.1 0 には湖面低下にもかかわらず、上流側の地下水位が初期水位より上昇しているところがみられる。これは不可解な現象であつて、容易にその原因を究明することができない。このような傾向は実際の観測結果(図 2.1.8 など)にも認められていて、安曇川地区などにおいても認められている。しかし、この現実の地下水位変化の傾向と上述の計算結果の傾向とが同一の原因によるものかどうかは明ら

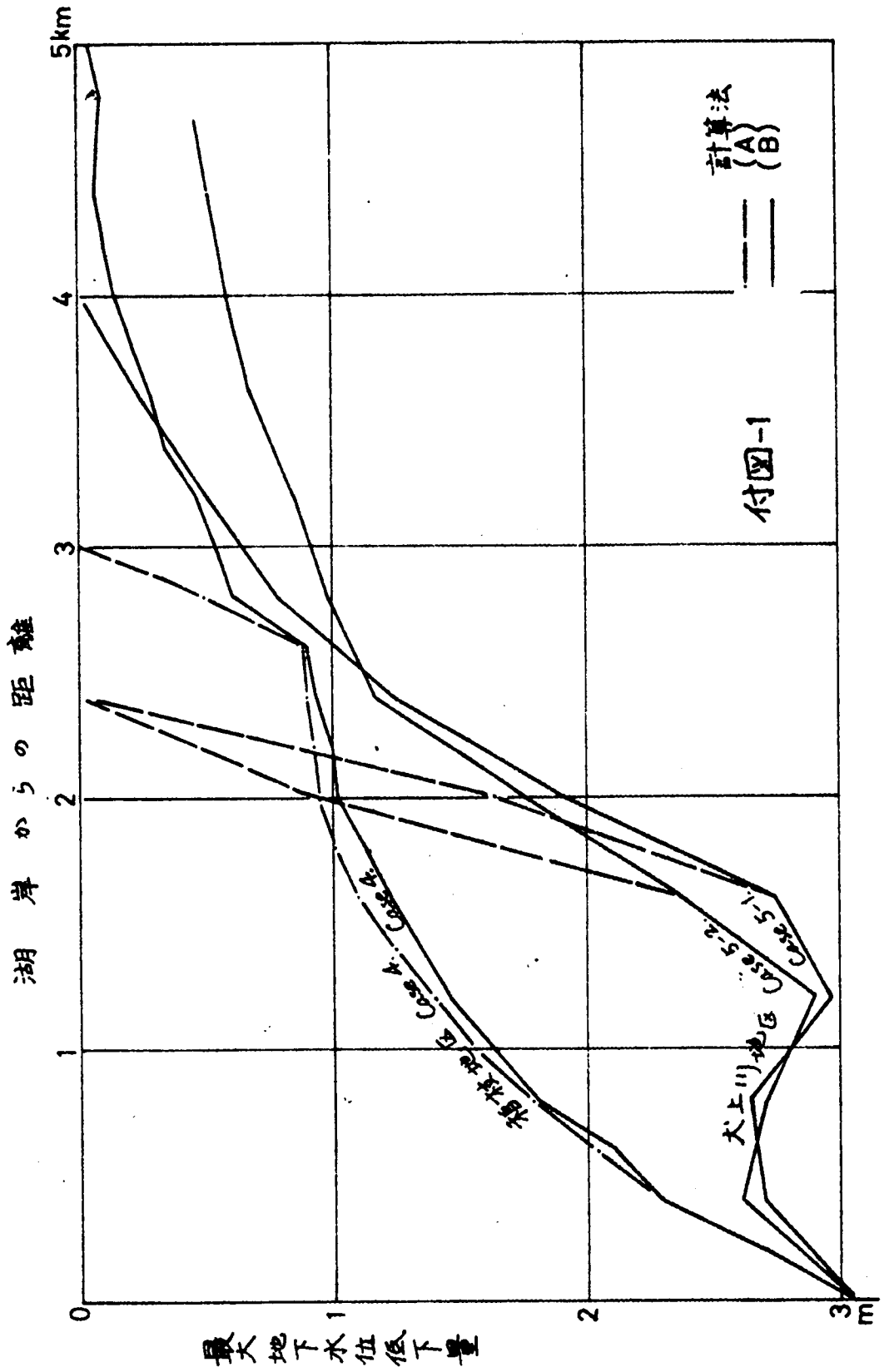
かでない。このように考えると、上述の地下水位変動の計算結果は種々の仮定に基づいているので、これを全面的に正しい解が計算されているということとはできない。そこで、第2編第1章の本文では、計算結果を次のように解釈した。

本研究では、湖面変化に伴う地下水位の最大低下量の分布を知ることが目的であるから、これを次の二つの方法で試算する。

(A) 仮定した初期地下水位からの最大水位低下量をそのまま用いる。

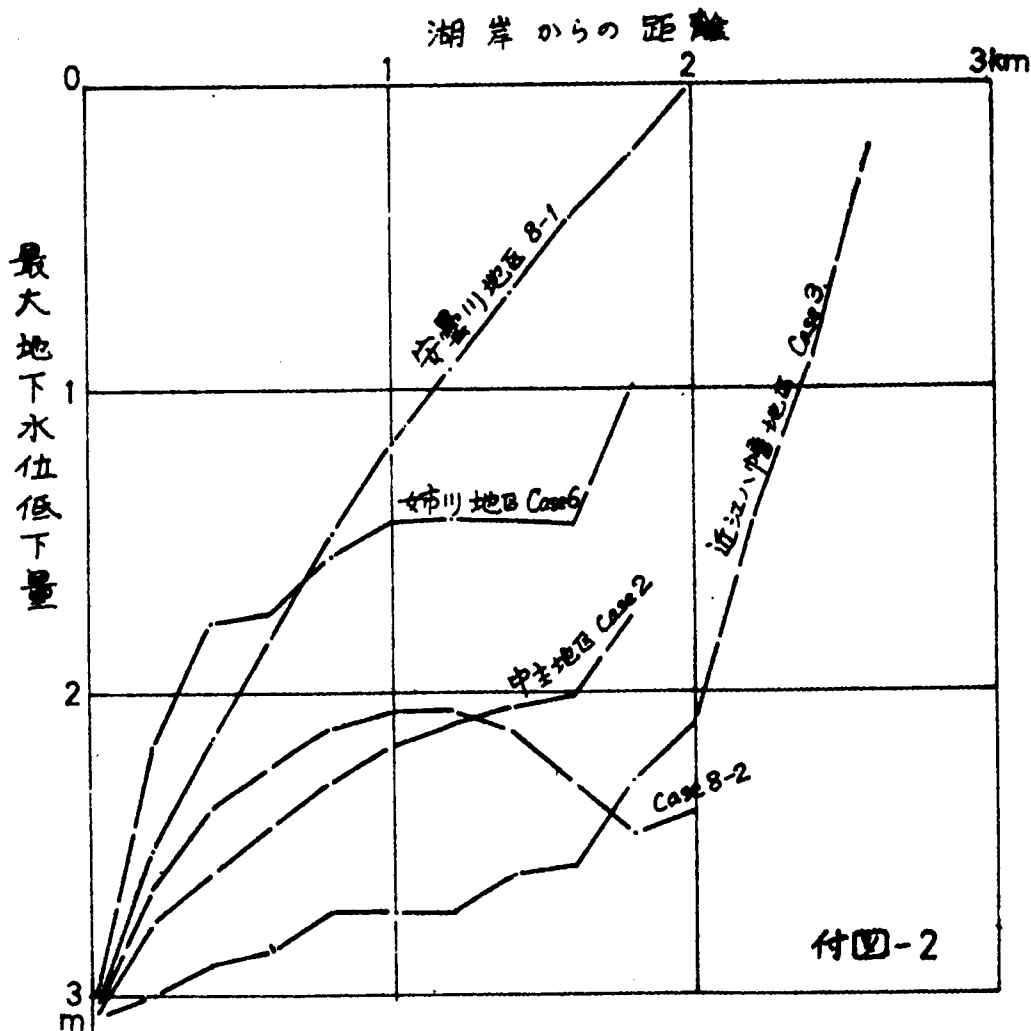
(B) 湖面変動に伴って生じている計算地下水位変動の最大振幅を最大低下量とする。

この二つの方法で求めた最大地下水位低下量の分布の一例として、犬上川地区と稲枝地区について示したのが付図-1である。



この二つの地区では、犬上で2.3km付近、稲枝で3km付近の各地点より上流で計算地下水位が初期水位より高く算出された。このため付図-1には、上流側で上記二つの方法の結果に差が生じている。しかし下流側では当然差がない。稲枝地区は愛知川と宇曾川の両河川に挟まれた地域であつて、側方からの地下水涵養が認められるが、実際の観測資料や聞き込み調査によると、地下水位変動の振幅は上流にゆくに従つて減衰する形になっている傾向が認められた。そこで稲枝地区では付図-1の実線で示した最大地下水位低下量の分布が妥当なものと考えられた。一方、犬上川地区では、本文中の図2.1.4(b)に示したように湖岸から2km~3km付近が地下水位の豊富な扇状地末端部に相当しているため、付図-1の破線の方の地下水位低下量の分布が実情に近いと考察される。

他地区の地下水位変動の計算結果は、それぞれほぼ妥当な結果が得られ、(A)の方法で算出した最大地下水位低下量の分布は付図-2のようである。



ただ、安曇川の場合は上流境界条件の相違によつて大きなずれが生じているが、本文では図2.1.5に示されているように湖岸から2km上流における豊富な湧水を重視して、Case 8-1の結果を採用している(なお、安曇川地区においては第2編第2章においても若干考察を加えてある)。

これらの結果を総括して、図2.1.1.1に予想される地下水位の最大低下量の分布を等低下量線図として示したのである。以上によつて理解されるように、図2.1.1.1の結論は計算結果だけでなく、種々の現地調査結果を勘案して推論されるものである。この意味で、この結論的な図は経験的な、総合的判断に基づく面もあるわけで、地下水位変動を高精度で推論するためには、解析法の検討、現地観測資料の解析など数多くの基本的な問題に対する研究が今後必要であるといわねばならない。