土堰堤の水理学的研究

工
120 函

田　中　茂

目　次

第１章	緒　論	1－1
第２章	堤体に仂く水理作用の基本問題	2－1
〔Ⅰ〕	概　説	2－1
〔Ⅱ〕	降水の浸透と法面流出	2－2
1.	降水の浸透	2－2
2.	法面流出	2－3
3.	法面流出を伴う雨水の定常滲透	2－4
〔Ⅲ〕	不飽和の土壌中における水の拡散	2－6
1.	緒　言	2－6
2.	拡散理論の適用	2－6
〔Ⅳ〕	貯水或は出水の堤体への滲透	2－16
1.	緒　言	2－16
2.	均等質材料よりなる堤体の定常滲透	2－16
3.	心壁をもつ堤体或は Composite Section の堤体の定常滲透	2－19
4.	堤体の非定常滲透	2－20
5.	結　論	2－28
第３章	土壌浸蝕を引起す雨滴と水流	3－1
〔Ⅰ〕	緒　言	3－1
〔Ⅱ〕	雨滴の性質	3－1
1.	概　説	3－1
2.	雨滴の大きさの測定	3－1
3.	雨滴の落下速度	3－3
4.	雨滴の有する運動のエネルギー	3－3
〔Ⅲ〕	薄射流	3－4
1.	概　説	3－4
2.	流体抵抗並びに粗度の問題	3－5
3.	急斜面上の射流中の水圧	3－5
4.	跳水等の衝撃波	3－6
〔Ⅳ〕	雨裂内の水流	3－7
1.	概　説	3－7
2.	雨裂の形態	3－8
3.	雨裂内の水流の特性	3－8
〔Ⅴ〕	結　言	3－20
第４章	急斜面土壌浸蝕の実験的研究	4－1

目次

〔Ⅰ〕 概　説 4－1
〔Ⅱ〕 急斜面土壌浸蝕の機構 4－1
1. 緒　言 4－1
2. 実験の説明 4－1
3. 浸蝕の様相 4－3
4. 浸蝕機構の理論的考察 4－4
5. 結　語 4－9
〔Ⅲ〕 急斜面土壌浸蝕の定量的関係 4－10
1. 緒　言 4－10
2. 在来の浸蝕量公式 4－10
3. 実験の説明 4－11
4. 浸蝕量の時間的変化 4－13
5. 浸蝕量に関する実験公式 4－14
6 結　語 4－24
〔Ⅳ〕 流砂組成の時間的変化 4－26
1. 緒　言 4－26
2. 浸蝕土砂の機械分析結果の時間的変化 4－26
3. 浸蝕型の転移点の決定 4－30
4. 流砂量に関して考慮すべき諸点 4－33
5 結　語 4－33
〔Ⅴ〕 急斜面浸蝕に対する小段の効果 4－35
1. 緒　言 4－35
2. 実験の説明 4－35
3. 浸蝕状態の推移 4－35
4. 流砂量の実測結果 4－36
5. 実験結果についての考察 4－36
6 結　論 4－45
〔Ⅵ〕 地被植物の急斜面土壌浸蝕に及ぼす効果 4－46
1. 緒　言 4－46
2. 著者の実験の概要 4－46
3. 実験結果 4－47
4. 実験結果に対する考察 4－50
5. 結　論 4－57
〔Ⅶ〕 浸蝕理論と相似律 4－58
1. 著者の提案 4－58
2. 相似律 4－60
〔Ⅷ〕 結　論 4－61

第5章　kが一定な各種断面の堤体の滲透　5－1

〔I〕　上下流の水位差に比し幅の狭い矩形断面堤体の滲透　5－1

1.　緒　言　5－1

2.　$H_2=0$の時（H_2は下流水位）の滲透　5－1

3.　$H_2>0$の時の滲透　5－2

4.　実験結果との比較　5－5

5.　結　語　5－5

〔II〕　上流側に傾いた堤体内の滲透　5－7

1.　緒　言　5－7

2.　滲透に特有な著しい特徴　5－7

3.　$H_2=0$の場合の自由水面　5－7

4.　$H_2>0$の場合の自由水面　5－10

5　$H_2=0$の場合の滲透流量　5－10

6.　$H_2>0$の場合の滲透流量　5－11

7.　実験の結果との比較　5－13

〔III〕　下流側に傾斜した堤体の滲透に関する理論　5－20

1.　緒　言　5－20

2.　この場合の滲透の特徴　5－20

3.　上凹水面曲線　5－20

4.　上凸水面曲線　5－24

5.　$\theta_2<63°26'$の時与えられたH_2に対し水面曲線の凸凹の判別　5－28

6.　上凹水面曲線をとる時の流量　5－28

7.　上凸水面曲線をとる時の流量　5－32

〔IV〕　下流側に傾斜した堤体の滲透に関する実験　5－34

1.　実験の説明　5－34

2.　上凸水面曲線に現れる$\triangle H_1$の値　5－35

3.　自由水面　5－36

4.　流　線　5－41

5.　流　量　5－52

〔V〕　上下流の水位差に対し幅の狭い梯形断面堤体の滲透　5－54

1.　緒　言　5－54

2.　$H_2=0$の時の滲透　5－54

3　$H_2>0$の時の滲透　5－54

4.　kの値並びに実際水面曲線　5－56

5. 実験結果との比較 5－56

第6章 堤体特に心壁堤体内の滲透 6－1

〔Ⅰ〕 異種材料よりなる堤体の滲透理論 6－1

1. 緒言 6－1

2. 在来の研究 6－1

3. 心壁堤体における滲透の特色 6－4

4. 著者の理論 6－5

〔Ⅱ〕 Hell－Shawの装置による滲透の実験 6－11

1. 緒言 6－11

2. h_1/h_2が比較的小さい場合 6－11

3. h_1/h_2が小さくない場合 6－58

4. 結論 6－72

〔Ⅲ〕 Sand－modelの装置による滲透実験 6－73

1. 緒言 6－73

2. h_1/h_2が小さい場合 6－73

3. h_1/h_2が小さくない場合 6－87

4. 結語 6－96

第7章 毛管水流の研究 7－1

〔Ⅰ〕 緒言 7－1

〔Ⅱ〕 著者の研究 7－1

1. 概説 7－1

2. 理論 7－2

〔Ⅲ〕 毛管水流に関する実験 7－7

1. 概説 7－7

2. 異形心壁をもつ堤体のSand－modelによる滲透実験 7－9

〔Ⅳ〕 諸実験結果より導かれる毛管水流の特性 7－16

1. 毛管水流の流量に関する法則 7－16

2. 毛管水流の流線 7－16

〔Ⅴ〕 堤体の滲透に関する実験の相似性 7－17

1. 概説 7－17

2. 自由水面 7－18

3. 流量 7－19

4. 流線 7－20

5. Piping 7－20

〔Ⅵ〕 結語 7－21

第8章 結論 8－1

第1章　緒　論

土堰堤や河川堤防などが雨水や貯水或は出水により水理作用を受け、しかも安全にそれらの目的を果すように設計並びに施工をすることは極めて大切なことである。從来これらの土堤の安定について多くの人達により、研究が行われて来たが、仲々難しい問題が多いために未解決のまゝ残され不断の研究にまつべきものが多い状態である。堤体の安定は水理学的並びに土質力学的な見地から綜合的に研究を進めて行かなければならないものであるが、これをこの両方の見地から論ずるには余りにも問題が多すぎ、一方紙面も限られているので著者は水理学的な分野をとりあげてここに論じた次第である。土堤体に関する從来の研究は堤体の内部へ水が滲透する問題のみをとり扱って来たのであるが、ここではこの問題の外に、さらに表面流出によつて生ずる堤体法面の土壌浸蝕の問題が極めて安定上大切なことに着目して、この問題をも重視して研究を進めた次第である。堤体の滲透問題は堤体に仂く内部的な水理作用であり、法面浸蝕の問題は外部的な水理作用ということができる。堤体の浸透には、必ず堤体内の土の毛管作用に起因している毛管水流が伴うのである。

この水流の存在は從来認められていたのではあるが、重力水流に比べて極めて僅かな流積や流量を示すに過ぎないものとして、全く無視されていたのである。ところで実際の堤体は均等質の材料より造られることは少くむしろ心壁をもつたものや、*composite section* を有するものが多いのである。このような堤体の定常滲透では、心壁或は透水係数の小さい土よりなる部分の上下流の水位差がその部分の内に比べて大きい値をとることが多く、さらにこれに加えて上述の毛管水流が著しいのである。滲透流のこのような大特徴はこれを重要視して、その一つ一つを明らかにしておかなければ、このような堤体に対する滲透の実相は到底把握し得ないのである。ところが從来はこのような問題が明らかにせられていず、堤体内に比し上下流の水位差が小な場合に定常滲透をしている重力水流のみを取扱っていたのであって、公式の適用限界がはっきりせず、適用限界以外の場合にも適用して合わないようにいうむきもあった。堤体断面ことにその幅に対して上下流水位が広い範囲に変化している場合は、重力水流の場合の滲透流量や水面曲線を求める公式は、その断面に対する上下流水位の如何によってその都度その條件に好適なものを選ぶべきであり、一公式だけでは到底すべての場合に対して尚に合わない。著者はこの問題を理論的並びに実験的に研究して新しい合理的な限られた適用範囲を有する公式を求めた。毛管水流については從来は全然手のつけようもないものとして放置されていたが、著者は多数の実験を行つて、毛管水流の定性的な方面は勿論定量的な方面をも明らかにすることを得た。その結果特に心壁などの上下流水位差が幅に比べて大きい場合の滲透では、毛管水流が極めて重大な役割りを演じておることが分り、堤体の設計上に大きな指針を與えることができた。土壌浸蝕に関しても、土質、地被植物の状態、流出水量、勾配、小段等の諸要素が浸蝕に及ぼす影響を詳細に研究して、定性的な方面は勿論、研究が困難な定量的な分野まで或程度明らかにし、堤体法面や小段などの設計にも合理的な根拠を与えたのである。

この論文の主論は第2章から第7章に亘つて述べられており、第1章は緒論とし本論文を書く目的と著者の研究の主要目標と各章の内容とを明らかにした。第8章は結論として、最後のしめくくりをつけた。第2章では、堤体に仂く外部的並びに内部的な水理作用の内容を説明し、それらの諸作用の中で最も大切な基本問題をとりあげて論じた。特に不飽和の土壌中への水の拡散の問題や堤体の非定常滲透に関して初期含水率が流出水量に及ぼす影響について述べた。第3章では、土壌浸蝕を引き起す原因として、從来あまり問題にされていなかつた雨滴の落下が地表面の土粒子を擾乱、分散させる作用が決して小さいものではないことを述べ、ついで表面流出水の浸蝕並びに運搬作用をあげた。即ちまず雨滴の性質について述べ、特にその有する運動のエネルギーは軽視し得ないものと結論した。次に薄層流特に急勾配の斜面上を流下する薄層流についてふれ、最後に從来はっきりした

研究がなかつた雨裂中における流れの特性を固定雨裂における実験結果より論じて跳水、渦、剥離、衝撃波の圧力等の諸特性を明らかにした。第4章では、急斜面の土壌浸蝕の問題をとりあげた。まず浸蝕の機構につき論じ、雨滴並びに水流の特性から層状一様浸蝕と雨裂状浸蝕並びに中間状浸蝕のそれぞれがどのような機構の下に行はれるかを明らかにした。ついでこれらの浸蝕型の転移点を流亡土砂の粒径組成から定義することを提案した。次に土壌浸蝕に影響を及ぼす多くの要素中、土質、勾配、流出水量、小段、地被などの諸要素が土壌浸蝕に及ぼす影響について多くの実験を行つた結果からそれらの間の定量的な関係を明らかにした。最后にこれらに対して著者の考察を加え、実験結果に一般性を与えさらに、堤体の土壌浸蝕防止に対する極めて効果的な対策についても論じた。第5章においては、いろいろな形状の断面を有する均等質材料より成る堤体をとり、これらの堤体につき上下流水位差が極めて小さい値から極めて大きな値までの間のどのような値をとる場合でも、定常滲透を行つている重力水流の水面曲線や流量を求めることが可能な数個よりなる公式を誘導した。これらの公式の1つ1つはすべて与えられた断面について定まつた適用範囲を有しており、それらの間には対応限界水位が存在することを明らかにした。特に流量については、従来の動水勾配線が用いられない領域に対しては新しくこれに代る曲線を導入して流量が簡単に求められるようにした。水面曲線の形状は特に理論より求めた理想水面曲線を実験的研究によつて求められた結果より得た法則を用いて修正するという方法をとつた。

最後に多くの堤体断面について Hele-Shaw の装置を用いて実験をし、著者の誘導した公式が実験結果と極めてよく合うことを確めた。第6章においては、心壁をもつた堤体、或は composite section を有する堤体の滲透問題をとりあげた。まず在来の研究に対して批判を下し、次にこの問題に対する著者の合理的な解法を示した。次に心壁堤体の実験的研究として、Hele-Shaw の装置並びに Sand-model による滲透の実験を行つた。この実験では心壁のない普通の梯形断面を標準断面に選び、この内部に一定断面積と水平巾とを有する平行心壁をおき、その位置並びに傾きをいろいろに変えて、各場合とも同じ上下流水位の組合せに対して定常滲透実験を行つた。この実験により、著者の解法を用いて解いた結果と実験結果とがよく一致するや否やを比較検討すると同時に、堤体の水理学的な安定條件を満足する最も有利な心壁の挿入法を研究した。これらの実験で最も目立つたのは毛管水流の存在であり、流水断面積は Sand-model の場合は Hele-Shaw の装置を用いた場合に比し大きくあらわれることを述べた。第7章においては、心壁堤体の滲透には必ず存在する毛管水流について論じた。著者はまず心壁堤体の毛管水流は心壁部の水面曲線の急な低下と著しい毛管現象とによつて、横方向の毛管ポテンシヤルに差を生じ、毛管水流の流量はこの心壁の上下流水位差によつて支配されるものと考え、この水流に関する理論的見解を明らかにした。続いて前章において行つた多くの心壁堤体についての定常滲透の実験において現れた毛管水流については、在来研究が皆無であるに関らずこれが極めて大切であるのに鑑み、これらの結果の外に、さらに平行心壁ではない異形の心壁を選び、これらをもつた堤体断面に関しても前章と同様な滲透実験を行つて毛管水流に関する貴重な資料を得、さきのものと合せた多くの資料から毛管水流を伴う場合の流量に対する法則を明らかにし、さらに毛管水流のみの流量法則についても論じた。このようにして心壁堤体の設計に、在来の毛管水流を考えに入れぬ理論によつたのでは不合理なことを立証した。また毛管水流を伴う流れに関する相似律の問題にもふれた。

このようにして堤体特に土堰堤のようなものに働く水理作用につき、従来考えられていたところよりは相当進んだ新分野を或程度まで開拓することを得た。この結果、堤体に関する従来の水理計算の不合理な点が明らかになつたので、これを改めると同時に、従来の堤体断面に対しても水理学的な新しい裏付けをも与えることができた。堤体の水理学的な安定を検討して最も合理的且つ経済的な断面を決めることは設計上必要不可欠な命題であるが、これに対しても著者の本研究は有力な指針を与え得たのである。

第2章　堤体に働らく水理作用の基本問題

〔I〕　概　説

堤体に働く水理作用を大別すると外部的なものと内部的なものとの2つになることは既に述べた通りである。これは著者が唯便宜上分けた見方であって、水理作用を及ぼす自然現象としては降水と貯水或は出水が主なものである。降水はその強度の強弱や継続時間の長短により、その及ぼす水理作用に相違を生ずる。即ち強度が弱く継続時間が短い場合には、法面の芝の茎葉を濡らし、堤体土の表面の土の内部へ多少浸潤し、その大半は土中に網目状に張っている芝の根に吸収せられてしまう程度で、法面流出は起るに至らない状態で終る。これに反して強度が強く継続時間が長い場合には、雨滴が堤体表面をたたき堤体表面の土粒子を撹乱する。そして堤体土の滲透能や芝などの地被植物の保留能が降雨の強さに追いつけなくなってしまうから法面流出が生じ、しかもその法面流出量は降雨強度が強い程、大きな値を示すのである。このような場合は、法面流出水が土壌浸蝕をひき起し、降水の継続時間が長いと浸蝕量も大きくなり、所謂雨裂が発達し、降水の回数が数多くなると遂には堤体断面がやせて小さくなり、堤体の安定が危くなる心配がある。われわれが問題にするのは颱風などの襲来に伴う豪雨や、梅雨期などに起る低気圧の通過や不連続線の停滞などに起因する強雨や長雨などである。このような降雨があると、上のような表面流出をひき起すは勿論、雨水が堤体の頂部や法面から堤体の内部に非定常滲透を生じ、遂には堤体土が雨水で飽和されて、堤体内に定常滲透を生ずるようになる。この滲透水流は貯水或は出水の定常滲透流と一緒になって堤体内に1つの定常滲透流を形成することも多い。これらの定常滲透流が法面から流出すると、再び表面流出水とともに、法面の浸蝕をおこす。

貯水或は出水は堤体の上流側の法面から堤体内に入り、非定常滲透或は定常滲透をひき起す。河川堤防などの場合は前者に属する滲透が多く行われるが、長時間洪水が継続し、河川水位が一定するときは定常滲透となる。土堰堤などの場合は普通定常滲透と考えられる。滲透により生ずる水流には重力と水圧の綜合作用で行われる所謂重力水流（*Gravity flow*）と、毛管力と重力との綜合作用で行われる毛管水流とがある。従来は後者は実際は小さいものとして無視せられていた状態であるが、これこそ実は大切な作用をするものである故に重要視すべきである。河川堤防の場合は、定常滲透が生じないだけの断面をもつことが好ましいが、それが不可能な場合は土堰堤の場合と同様に、定常滲透流に対して安定なように工夫をする。

この滲透流が堤体の裏法面に出ると、法面浸蝕を生じたり、または *piping* を生じたりする危険がある。浸透水流は堤体の個々の粒子や堤体中の土塊に対して滲透水圧を及ぼす。この水圧は堤体の全面的な崩壊や局部的な崩壊が生ずる原因となる。

以上が堤体に作用するいろいろな水理作用のあらましであるが、これらの中で最も大切な基本になる問題をとりあげて、論ずることにする。

〔II〕 降水の滲透と法面流出

イ 降水の滲透

堤体上に降つた雨水の滲透は降雨強度、堤体の土質、降雨開始前の土濕状態：堤体表面の勾配、地被状態、自由水面までの深さ、温度等により変る。滲透は土の吸着力、毛管力、及び重力等の作用によつて行われる。長時間降雨が降り続いて土中の水分が保濕容量に達すると専ら重力のみによる滲透、即ち所謂滲漏がおこり、さらに飽和状態に達すると定常滲透流が始まる。土の滲透能は前述のように種々の條件によつて異るが、降雨の強さが滲透能より大きくならないと表面流出は起り得ず、従つて法面流出にも滲透能は大きな関係を有している。

滲透能に関しては R. E. Horton 氏の示した式[1]があるから、これを借用すれば

$$f = f_c + (f_o - f_c)e^{-kt} \qquad (2-2-1)$$

ここに、f：給水（或は降雨）開始後も時間後の滲透能

f_o：給水（或は降雨）開始後の滲透能

f_c：最終の滲透能

k：土壌その他に関する常数

これは J. H. Neal 氏[2]が実地に試験地で実測を行つて得た結果より R. E. Horton 氏が導き出された式である。この外 G. W. Musgrave 氏[3]も野外で実測を行い同様な結果を得ている。

これでみると、土壌が未だ充分に水で濕つていない初期ほど土壌の吸着力や毛管力が重力の外に働いているため滲透速度が速いが、土中の含水率が高まるにつれて徐々に遅くなり、重力の作用のみで滲漏するようになると速度は一定になることが分る。

給水後充分に時間が経つて、一定状態になつた滲透速度の大きさを各種の土について測定したものを野満博士の書物[4]から借用すれば、次表のようになる。

表一（2-2-1）

土質	石灰砂土	イザー川細砂	ミュンヘンの壌土	同泥炭土	フランクフルト砂土	加茂川砂（径0.1〜0.5mm）
滲透速度	22mm/hr	32	33	34	0.5〜1.0 m/day	4.7 m/day
	平均 0.80 m/day					
測者	Spöttle				Scheelhase	野満

一般にこのような滲透能の値は砂質土が最大、粘土質の土が最小でその値の差は著しい。降雨量 N（mm）と滲漏水量 I（mm）との間には、平田徳太郎博士[5]や吉田重助[6]氏などの実験結果から、次のような直線的関係があることが分つている。

$$I = a(N - N_o) \qquad (2-2-2)$$

ここに a、N_o は土壌及びその厚さによつて決る常数で、N_o は雨量の内で滲漏水とはならず土壌中に保留せられる水量である。

堤体の場合は断面が梯形をなしている上に、自由水面が水平でなく、表法面から裏法面にかけて上凸曲線をなして低下して居り、特に心壁などが存在する場合はこの部分における低下量が甚しい。従つて堤体表面から自由水面までの土の厚さは場所により異る。従つて土の厚さの薄いところから順次滲漏が始まることになろう。また実際の堤体は法面が相当な勾配を有している上に、堤体表面には芝等が繁茂して居るのであり、これらの要素が滲透にどのような影響を及ぼすかということも重要なことであるが、これについては眞山利雄氏[7]が伊香保火山灰土について行つた実験結果から得られた次表が或る程度参考となる。

この外、滲透能は G. H. Taylor[8]氏、W. N. White[9]氏、等によつて測定せられているが大体同じような結果を示している。

表一（2-2-2）

地表状況	15° 芝付斜面	15° 裸地斜面	芝付水平面
滲透分	62.3%	49.7%	56.4%
流出分	11.7	18.5	0
蒸発分	26.0	31.8	43.6

われわれが堤体について降雨の滲透を考える場合に、最も重要視するのは、貯水、或は洪水が満水位に達し堤体内に定常滲透が行われている上に、さらに強雨による滲透が加わる場合であろう。こういう時には、心壁堤体では心壁及びこれより上流側の堤体は、自由水面よりの毛管水が堤体天端まで飽和しているから雨水の滲透は降雨開始後比較的急速に一定状態に達するが、毛管水流の形で下流側へ流れる。心壁より下流側の堤体では毛管飽和限界から天端までは相当の高さがあるため滲透が一定になるまでに長時間を要するが、裏法面上で流出点に近い所ほど急速に滲透が一定になり、毛管水流の形で流出する。

2. 法面流出

降雨の強さより土地の滲透能をさし引いた値、即ち降雨余剰があると表面流出が生ずるわけである。一般に表面流出は降雨中では滲透と表裏の関係を有しており、従つて、これに影響を及ぼす要素は滲透の場合と同じで、唯、逆に作用するだけになる。これらの諸要素中で最も支配的なものは土質であり、砂礫のように滲透性の大きいものでは表面流出少く、反対に粘土のような不滲透性の土質では表面流出が多い。同じ土質でも初めの保湿量に関係し、乾燥している場合は、滲透率が多く流出量は少いが、湿潤状態にある場合は反対である。地面の勾配は急勾配程流出率が大きく、反対に平坦になると滲透率が増し流出率が減ずる。地被植物の状態も表面流出に大きく影響し、地被のよく繁茂している場合はこれが障害となつて表面流出を阻止遅滞させる外、土壌の空隙を塞ぐことなく滲透の機会を増し、表面流出を緩和する。

実際に現場で表面流出量を測定する方法を用いて、地被植物の表面流出に及ぼす影響を求めたものに、真山利雄氏の示した次表[10]があり、またU. S. A の Moraine Park で行われた実験結果を綜合した表一(2-2-4)[11]、

表一（2-2-3）

雨量（mm）		5～10	10～20	20～30	30～40	40～50	50～90	100以上
平均流出率%	芝付斜面	0.7	5.9	6.4	2.9	9.7	8.3	30.8
	裸地斜面	4.7	10.1	12.9	12.9	16.4	17.4	34.3

今一(2-2-5)[12]等がある。

表一（2-2-4）

測定時	降雨量 inch	流出量 (inch) 芝地 平坦	芝地 斜面	裸地 平坦	裸地 斜面	流出差 (inch) 芝地 平坦	芝地 斜面	裸地 平坦	裸地 斜面
8. 18. 1915	4.22	0.61	1.33	1.61	1.73	0.72	0.12	1.00	0.40
8. 3. 1916	1.99	0	0.04	1.19	* 1.11	0.04	−0.08	1.19	1.07
8. 7. 1916	3.63	0	0.24	1.55	* 0.97	0.24	−0.58	1.55	0.73
9. 6. 1916	4.32	0	0.05	* 1.90	1.16	0.05	−0.24	1.90	1.61
1. 8. 1917	2.04	0	0	1.04	0.41	0	−0.63	1.04	0.41
9. 11. 1917	2.77	0.01	0	1.08	0.73	−0.01	−0.75	1.07	0.73
6. 20. 1917	2.90	0.02	0.03	1.73	1.66	0.01	−0.07	1.71	1.63
8. 25. 1917	3.04	0.03	0.01	* 1.35	1.52	−0.02	0.17	1.32	1.51
2. 11. 1918	5.26	+2.29	+2.74	+3.05	+2.56	0.45	−0.49	0.76	−0.18

2、26、1918	2.54	0	0.16	1.47	* 0.37	0.16	−1.10	1.47	0.21
7、23、1918	3、11	0.03	0.11	2.23	2.20	0.08	−0.02	2.20	2.09
9、26、1918	3、54	0	0.01	1.17	1.24	0.01	0.07	1.17	1.23
8、25、1919	2.56	0	0.30	1.70	1.74	0.34	0.04	1.70	1.40

* この値は低すぎる　　† 積雪のためこの値は不精確

表一（2－2－5）

実験番号	試　　場	月　日	總時間 *	全撒水時間	撒水量 inch	保留量 inch	流出量 inch	撒水量の流出比 %
1	平坦裸地	6、1～3	46.7	4.50	8.70	4.26	4.44	55
2	平坦裸地	6、3	2.0	1.09	11.66	10.37	1.29	11
3	平坦裸地	7.22～23	30.7	7.58	14.80	2.50	12.30	83
4	傾斜裸地	7.28～29	29.9	8.25	16.80	4.73	12.07	72

堤体の場合は天端及び小段は勾配が極めて緩であるのに対し、法面は相当急勾配である。その上堤体の表面は一面に芝付されているから、天端や小段上は表面流出率が小さく、斜面上は大きいように思はれる。しかしながら、降雨強度が時雨量 10 mm 以下のように小さい場合は確にこのような傾向があるが、時雨量が 20 mm 以上の大きいものになり、しかも長時間降り続いて滲透能が大体一定した場合は余程粒子の大きい砂でない限りは、流出率はかなりの値となるものと思われる。

3、法面流出を伴う雨水の定常滲透

強雨が相当長時間に亘って降り続くと、堤体表面から堤体内に滲透してきた水分のために堤体上中の保濕量は次第に増加して遂に飽和狀態になる。このようになると定常滲透流が生ずるに至る。W. Steinbrenner[13] 氏は高さが底辺の 1/2 の長さを有する正3角形断面をもった堤体をとり、強雨のみによる定常滲透が行われる場合を取扱っている。即ち氏は流れが Darcy の法則に従うものとして、Laplace の方程式を、不透水層及び堤体断面の中心線上ではこれに直角な流速は存在しないという條件と自由水面は斜面になるという條件を満足するように、複素函数を用いて解いた。このように断面の形が特別な形をしている場合には純数学的な解析が比較的容易であるけれども、任意の梯形断面になると鏡像函数などを用いた数学的解析が至難になるのである。その上にさらに上流法面からの貯水或は出水などによる滲透が加わる時には、一層上のような方法による解析が厄介になる。このような場合には〔IV〕2、で述べる数値積分による方法[14]によるのが最も便利であらう。この方法を用いて、梯形断面或は小段をもった梯形断面に対する雨水の定常滲透の場合や雨水と貯水或は出水の定常滲透とが重なった場合などを解いた結果を福岡正巳氏[5]が示している。

参　考　文　献

1) R.E. Horton : Determination of Infiltration-Capacity for Large Drainage-Basin, Trans. 17th Ann. Meeting Am. Geophys. Union, P. 371, 1937.

2) J.H. Neal : The Effect of Degree of Slope and Rainfall Characteristics on Runoff and Soil Erosin, Agr. Eng. P. 213～217, Vol. 19 1938.

3) G.W. Musgrave, and G.R. Free : Preliminary Report on a Determination of comperative Infiltration-Rates on some major Soil-Types, Trans. am. Geo. Union P. 345, 1937.

4) 野満隆治 : 河川学, P.46 1943.

5) 平田徳太郎 : 土壌の保水並びに滲透に関する観察, 森林治水気象報, P. 1, 3 (大正12年).

6) 吉田重助：雨水滲透試験報告、森林治水気象彙報：P.156. 12（昭和7年）.

7) 真山利雄：地表流下量と滲透量の観測成績．森林治水気象彙報 P.115. 13 （昭和8年）.

8) G. H. Taylar：Investigations relating to the Absorption of Precipitation and its Penetration to the Zone of Saturation，Trans. Am. Geo. Union P.206. 1931.

9) W. N. White：A Method of estimating Ground Water Supplies based on Discharge by Plants etc. U. S. Geol. Survey Water Supply Paper, P.659-A. 1932.

10) 野満隆治：河川学 P.53, 1943.

11) 安芸皎一：河川工学序説 P.43 1952.

12) 安芸皎一：仝 上 P.44 1952.

13) W. Steinbrenner：Der Einfluss durch starkee Regen verursachten Grundwasserströmung auf die Standfestigkeit von Erdkörpern. Bauing., Heft. 11/12, P.164 ~ 168. 1938.

14) 例えば、R. V. Southwell：Reladation Methods in Theoretical Physics. 1950

15) 土木学会編：最新土質工学．河川堤防．1950.

(III) 不飽和の土壌中における水の拡散

1. 緒言　第6章で述べる毛管不流は別として、普通土中の水分がその土の保濕容量以下の場合は、その中の水分の動きは水平、鉛直上向き、鉛直下向きなどの方向は勿論、任意の傾きをとりうるわけである。前項で述べた雨水の堤体内への滲透が始まって、未だ定常滲透に達しない以前の、土中の水分の動き特に、鉛直下向きや水平方向の拡散や、降雨が止んで晴天になった時、自由水面から鉛直上方へ水分が重力に抗して毛管力によって上昇する場合の水分の拡散などをとりあげてみた。

F. S. Harris 及び H. W. Turpin 両氏[1]は鉛直下向きの水分の動きの速さは鉛直上向き、或は横方向の動きの速さよりも幾分速いといっており、R. E. Moore 氏[2]は容器に乾く水を入れ、そこに鉛直に立てた土柱の内部へ水が上昇する場合の濡れた先端（Wetting front）の進行を観察し、G. B. Bodman と E. A. Colman 両氏[3]は土柱の内部の水の鉛直下向きの動きを実験的に研究している。L. A. Richards 氏[4]は水の毛管運動を次の3型式に分類をした。即ち第1型は比較的水分の少い土を通って降水や灌漑水が鉛直下向きに動くもの、第2型は毛管飽和限界或は自由水面から鉛直上向に向くもの、第3型は水平方向に動くものとした。この様な3型式について考えると、第1型は表面よりの蒸発を考えなくてよい場合は重力と毛管力との綜合作用の下に行われるものであり、第2の型は毛管力がこの方向の運動を引起すに足るだけ充分に強い場合に重力に抗してこの運動が行われるものである。R. E. Moore 氏[5]は濡れた先端のところの保濕量は一定であるといっているが、著者の実験ではこれが一定なのは毛管飽和水帯内だけで、それから上ではこの保濕量は毛管飽和限界からの鉛直高が高ければそれだけ減少することが分った。第3型は毛管作用のみによって行われるものである。第2、第3両型の相違から明らかなように、毛管上昇（Capillary rise）と毛管排水（Capillary drainage）は異った特性をもっており、このことは T. W. Lambe 氏[5]の研究報告にもみられ、注意を要するのである。

2. 拡散理論の適用

土中における水の水平な毛管運動に対して、拡散の理論を適用したのは W. Gardner 及び J. A. Widtsoe 両氏[6]、E. C. Childs 氏[7]、M. A. Nicholson 氏、及び E. C. Childs 両氏[8]、N. A. Ostasher 氏[9]、並に D. Kirkham 及び C. L. Feng 両氏[10]などの人達である。これらの人達は皆重力の場内での拡散問題を論議していないが、この理由は重力の加速度 g を拡散方程式の中に用いると、偏微分方程式の解が大層困難になり解けないからであらう。そこで著者は拡散方程式の中に、g そのものを用いる代りに、重力のみに基く水の鉛直下向きの速度を用いて、重力の場内の拡散をも解いたのである。

(1) 水平方向の毛管拡散

この場合は式一（2－3－1）に示す偏微分方程式を解けばよい。

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{K}{\sigma}\frac{\partial^2 m}{\partial x^2} \qquad (2-3-1)$$

ここに

m：水の拡散の源から水平に x という距離はなれた点において、拡散開始よりも時間後における含水比(%)

K：毛管透水係数

σ：土の単位体積中における乾燥粒子の質量

水平に置かれた半無限の土の管の1端に $t=0$ という最初の時刻より後のどの時刻にも、$(m)_{x=0}=m_a$ という含水比が一定に保たれ、その土の管の中の最初の含水比の分布が $(m)_{t=0}=f(x)$ で与えられている場合には、式一（2－3－1）を解くと周知のように次の解を得る。

$$m = m_a - \frac{2m_a}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2\sqrt{(K/\sigma)t}}} e^{-\beta^2}d\beta + \frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{\frac{x}{2\sqrt{(K/\sigma)t}}} e^{-\beta^2} f\left(x+2\sqrt{(K/\sigma)t}\,\beta\right)d\beta$$

$$-\frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{\frac{x}{2\sqrt{(K/\alpha)t}}}^{\infty} e^{-\beta^2} f(-x+2\sqrt{(K/\alpha)t}\,\beta)\,d\beta \qquad (2-3-2)$$

もし $(m)_{t=0}=m_i$ の時は

$$m=m_a+\frac{2(m_i-m_a)}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{x}{2\sqrt{(K/\alpha)t}}} e^{-\beta^2}d\beta \qquad (2-3-3)$$

この式は N. A. Ostacher 氏によって導かれたものと同じである。

もし土の管が半無限でなくて l という有限な長さの場合には

$$m=m_a+\frac{4(m_i-m_a)}{\pi}\sum_{s=0}^{\infty}\frac{1}{2s+1}e^{-\frac{(K/\alpha)(2s+1)^2\pi^2 t}{4l^2}}\cdot\sin\frac{(2s+1)\pi x}{2l} \qquad (2-3-4)$$

(2) 鉛直下向きの毛管拡散

土壌の表面を原点に選び、鉛直下向きの方向を Z 一 軸に選ぶ。次に w_0 を吸着力や毛管力等を除いて重力のみによって水がその土の中の空隙を通って鉛直下方へ落下する時の平均速度とすると、次の偏微分方程式を得る。

$$\frac{\partial m}{\partial t}=\frac{K}{\alpha}\frac{\partial^2 m}{\partial z^2}-w_0\frac{\partial m}{\partial z} \qquad (2-3-5)$$

この式で、右辺の次ノ項は純粋な拡散のみに基くもの、次ノ項は水分が重力の作用で鉛直に落下する影響を表す。この w_0 は同じ土においても一定値ではなく保湿量その他により多少変るものであるが、ここでは簡単のために一定とする。

式 一 (2-3-5) を次の境界條件及び初期條件を用いて解く。

$$(m)_{z=0}=m_a \qquad (2-3-6)$$

$$(m)_{t=0}=(1-e^{\frac{w_0}{K/\alpha}z})f(z) \qquad (2-3-7)$$

$m=e^{\alpha t+\beta z}$ を一つの特解とすると次の関係を得る。

$$\alpha=(K/\alpha)\beta^2-w_0\beta \qquad (2-3-8)$$

及び $$m=e^{(\frac{K}{\alpha}\beta^2-w_0\beta)t+\beta z} \qquad (2-3-9)$$

境界條件 (2-3-6) を簡単化して

$$(m)_{z=0}=0 \qquad (2-3-10)$$

とおくと、式 一 (2-3-9) は式 一 (2-3-10) を満足しないから、次のようにおく。

$$m=Ae^{(\frac{K}{\alpha}\beta^2-w_0\beta)t+\beta z}+Be^{(\frac{K}{\alpha}\alpha^2-w_0\beta)t+\alpha z} \qquad (2-3-11)$$

式 一 (2-3-10) を用いると、式 一 (2-3-11) は次のようになる。

$$0=Ae^{(\frac{K}{\alpha}\beta^2-w_0\beta)t}+Be^{(\frac{K}{\alpha}\alpha^2-w_0\alpha)t}$$

この関係が t の如何なる値に対しても成立するためには次の関係が成立せねばならない。

$$\alpha=-(\beta-\frac{w_0}{K/\alpha})$$

この関係を用いると式 一 (2-3-11) は次のようになる。

$$m=A\left\{e^{\beta z}-e^{-(\beta z-\frac{w_0}{K/\alpha}z)}\right\}e^{(\frac{K}{\alpha}\beta-w_0)\beta t} \qquad (2-3-12)$$

いま、$m_1=Ae^{\beta z}\cdot e^{(\frac{K}{\alpha}\beta-w_0)\beta t}$、及び $m_2=Ae^{-\beta z}\cdot e^{\frac{w_0 z}{K/\alpha}}\cdot e^{(\frac{K}{\alpha}\beta-w_0)\beta t}$ とおくと次の関係を得る。

$$m=m_1+m_2$$

最初に、m_1を$(m_1)_{t=0}=f(z)$という條件で解くために、$\beta=\pm i\gamma$ とおき、式－(2－3－7) を用いると、次の関係式を得る。

$$m_1^* = Ae^{-\frac{K}{\alpha}\cdot\gamma^2 t}\ e^{\pm i\gamma(-w_0 t+z)}$$
$$= Ae^{-\frac{K}{\alpha}\cdot\gamma^2 t}\left\{B\cos\gamma(-w_0 t+z)+C\sin\gamma(-w_0 t+z)\right\}$$
$$= e^{-\frac{K}{\alpha}\cdot\gamma^2 t}\left\{B'\cos\gamma(-w_0 t+z)+C'\sin\gamma(-w_0 t+z)\right\}$$

ここに、$B'=AB$、 $C'=AC$ である。

従って、m_1は次のようになる。

$$m_1=\int_0^\infty\left\{B'\cos\gamma(-w_0 t+z)+C'\sin\gamma(-w_0 t+z)\right\}e^{-\frac{K}{\alpha}\cdot\gamma^2 t}\,d\gamma \qquad (2-3-13)$$

さて、B'及びC'の値を$(m_1)_{t=0}=f(z)$という條件を満足するように決めなければならないから、次のFourier積分を用い、

$$f(z)=\frac{2}{\pi}\int_0^\infty d\gamma\int_0^\infty f(\lambda)\sin\gamma z\cdot\sin\gamma\lambda\cdot d\lambda \qquad (2-3-14)$$

同時に$t=0$の時にm_1が次の値、即ち

$$m_1=\int_0^\infty\left\{B'\cos\gamma z+C'\sin\gamma z\right\}d\gamma$$

という値をとらねばならぬという條件を用いると、次の関係を得る。

$$B'=0 \quad 及び \quad C'=\frac{2}{\pi}\int_0^\infty f(\lambda)\sin\gamma\lambda\,d\gamma$$

これらの値を式－(2－3－13)に代入すると、次式を得る。

$$m_1=\frac{2}{\pi}\int_0^\infty\left\{\int_0^\infty f(\lambda)\sin\gamma\lambda\,d\lambda\cdot\sin\gamma(-w_0 t+z)\right\}e^{-\frac{K}{\alpha}\gamma^2 t}\,d\gamma \qquad (2-3-15)$$

積分の順序を変えると、

$$m_1=\frac{2}{\pi}\int_0^\infty e^{-\frac{K}{\alpha}\gamma^2 t}\,d\gamma\int_0^\infty f(\lambda)\sin\gamma\lambda\cdot\sin\gamma(-w_0 t+z)\,d\lambda$$
$$=\frac{2}{\pi}\int_0^\infty f(\lambda)\,d\lambda\int_0^\infty e^{-\frac{K}{\alpha}\gamma^2 t}\sin\gamma\lambda\cdot\sin\gamma(-w_0 t+z)\,d\gamma$$
$$=\frac{1}{\pi}\int_0^\infty f(\lambda)\,d\lambda\int_0^\infty e^{-\frac{K}{\alpha}\gamma^2 t}\cos\gamma(\lambda+w_0 t-z)\,d\gamma$$
$$=\frac{1}{\pi}\int_0^\infty f(\lambda)\,d\lambda\int_0^\infty e^{-\frac{K}{\alpha}\gamma^2 t}\cos\gamma(\lambda-w_0 t+z)\,d\gamma$$

さて一般に次の関係がある故

$$\int_0^\infty e^{-m^2y^2}\cos nx\,dy=\frac{\sqrt{\pi}}{2m}e^{-\frac{n^2}{4m^2}}$$

これを用いると、

$$m_1=\frac{1}{2\sqrt{\pi}\sqrt{K/\alpha\cdot t}}\left\{\int_0^\infty f(\lambda)e^{-\frac{(\lambda+w_0 t-z)^2}{4K/\alpha\cdot t}}\,d\lambda-\int_0^\infty f(\lambda)e^{-\frac{(\lambda-w_0 t+z)^2}{4K/\alpha\cdot t}}\,d\lambda\right\}$$

いま、$\beta_1=\frac{\lambda+w_0 t-z}{2\sqrt{K/\alpha}\sqrt{t}}$ とおくと、従って

$$\lambda=z-w_0 t+2\sqrt{\frac{K}{\alpha}t}\,\beta_1 \quad 即ち \quad d\lambda=2\sqrt{\frac{K}{\alpha}\cdot t}\,d\beta_1$$

同様に、$\beta_2=\frac{\lambda-w_0 t+z}{2\sqrt{K/\alpha}\sqrt{t}}$ とおくと、従って

$$\lambda = -z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\,\beta_2 \quad \text{即ち} \quad d\lambda = 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\,d\beta_2$$

となる。これらの関係を用いると、m_1 は次のように表し得る。

$$m_1 = \frac{1}{\sqrt{\pi}}\left\{\int_{\frac{w_0 t - z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_1)e^{-\beta_1^2}\,d\beta_1 - \int_{\frac{-w_0 t + z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(-z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_2)e^{-\beta_2^2}\,d\beta_2\right\} \qquad (2-3-16)$$

m_2 は次の形に書き得る。

$$m_2 = -e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z}\int_0^{\infty} A\sin\gamma(-w_0 t - z)e^{-\frac{k}{\sigma}\gamma^2 t}\,d\gamma \qquad (2-3-17)$$

いま、A の値を次の条件を満足するように決めなければならない。

$$(m_2)_{t=0} = f(z)\cdot(-e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z})$$

次の Fourier 積分

$$f(z) = \frac{2}{\pi}\int_0^{\infty} d\gamma \int_0^{\infty} f(\lambda)\sin\gamma z\cdot\sin\gamma\lambda\,d\lambda$$

を用いると、結局 A は次のようになる。

$$A = \frac{2}{\pi}\int_0^{\infty} f(\lambda)\sin\gamma\lambda\,d\lambda$$

従って m_2 は次のようになる。

$$m_2 = \frac{e^{\frac{w_0 z}{k/\sigma}}}{2\sqrt{\pi}\sqrt{k/\sigma\cdot t}}\left\{-\int_0^{\infty} f(\lambda)e^{-\frac{(\lambda + w_0 t + z)^2}{4k/\sigma\cdot t}}\,d\lambda + \int_0^{\infty} f(\lambda)e^{-\frac{(\lambda - w_0 t - z)^2}{4k/\sigma\cdot t}}\,d\lambda\right\}$$

さて、いま $\beta_3 = \frac{\lambda - z - w_0 t}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}$ とおくと、従って

$$\lambda = z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\,\beta_3 \quad \text{即ち} \quad d\lambda = 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\,d\beta_3$$

同様に $\beta_4 = \frac{\lambda + z + w_0 t}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}$ とおくと、従って

$$\lambda = -z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\,\beta_4 \quad \text{即ち} \quad d\lambda = 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\,d\beta_4$$

となる。これらの関係を用いると、m_2 は次のように表し得る。

$$m_2 = \frac{1}{\sqrt{\pi}}e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z}\left[\int_{\frac{-w_0 t - z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_3)e^{-\beta_3^2}\,d\beta_3 - \int_{\frac{w_0 t + z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(-z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_4)e^{-\beta_4^2}\,d\beta_4\right] \qquad (2-3-18)$$

式－(2-3-16)と式－(2-3-18)とを一緒に加え合すと、

$$m = \frac{1}{\sqrt{\pi}}\left\{\int_{\frac{w_0 t - z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_1)e^{-\beta_1^2}\,d\beta_1 - \int_{\frac{-w_0 t + z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(-z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_2)e^{-\beta_2^2}\,d\beta_2\right.$$
$$\left. + e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z}\left\{\int_{\frac{-w_0 t - z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_3)e^{-\beta_3^2}\,d\beta_3 - \int_{\frac{w_0 t + z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(-z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_4)e^{-\beta_4^2}\,d\beta_4\right\}\right] \qquad (2-3-19)$$

この解は $(m)_{z=0} = 0$、及び $(m)_{t=0} = (1 - e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z})f(z)$ という条件を満足しなければならない。それ故に、$\beta_1 = \beta_4$ 及び $\beta_2 = \beta_3$ となることが必要である。

これらの関係を式－(2-3-19)に入れると、

$$m = \frac{1}{\sqrt{\pi}}\left\{1 - e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z}\right\}\left\{\int_{\frac{-w_0 t + z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_1)e^{-\beta_1^2}\,d\beta_1 - \int_{\frac{-w_0 t + z}{2\sqrt{k/\sigma\cdot t}}}^{\infty} f(-z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{k}{\sigma}\cdot t}\cdot\beta_2)e^{-\beta_2^2}\,d\beta_2\right\} \qquad (2-3-20)$$

もしも $(m)_{t=0} = (1 - e^{\frac{w_0}{k/\sigma}z})f(z) = m_i$ で表されるならば、式－(2-3-20)は次のようになる。

$$m = \frac{2m_i}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{-w_0 t + z}{2\sqrt{K/a \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta \qquad (2-3-21)$$

$(m)_{z=0} = m_a$ 及び $(m)_{t=0} = (1 - e^{\frac{w_0}{K/a} z}) f(z)$ という条件を満足しなければならないところの解は次のようになる。

$$m = m_a - \frac{2m_a}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z - w_0 t}{2\sqrt{K/a \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta + \frac{1}{\sqrt{\pi}} (1 - e^{\frac{w_0}{K/a} z}) \left\{ \int_{-\frac{z - w_0 t}{2\sqrt{K/a \cdot t}}}^{\infty} f(z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{K}{a} t} \cdot \beta_1) e^{-\beta_1^2} d\beta_1 \right.$$

$$\left. - \int_{\frac{z - w_0 t}{2\sqrt{K/a \cdot t}}}^{\infty} f(-z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{K}{a} t} \cdot \beta_2) e^{-\beta_2^2} d\beta_2 \right\} \qquad (2-3-22)$$

もしも特に、$(m)_{t=0} = (1 - e^{\frac{w_0}{K/a} z}) f(z) = m_i$ ならば式－(2－3－22)は次のようになる。

$$m = m_a - \frac{2(m_a - m_i)}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z - w_0 t}{2\sqrt{K/a \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta \qquad (2-3-23)$$

更つまた、もしも $m_i = 0$ ならば、式－(2－3－23)は次のようになる。

$$m = m_a \left(1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z - w_0 t}{2\sqrt{K/a \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta \right) \qquad (2-3-24)$$

式－(2－3－23)及び式(2－3－24)の場合において、もしも $\frac{z - w_0 t}{2\sqrt{K/a \cdot t}} = c$ とおくと、保湿量が一定のものの z と t との間の関係を得る。即ち

$$z = t^{\frac{1}{2}} (2c\sqrt{\frac{K}{a}} + w_0 t^{\frac{1}{2}}) \qquad (2-3-25)$$

(3) 鉛直上向きの毛管拡散

この場合は毛管飽和水帯内では、メニスカスに起因する鉛直上向きの力と鉛直下向きの重力とが作用している。但し、毛管水流が存在する場合は毛管作用によって2次的に生じたサイフォン作用が働いているが、いまはこれを考えない。毛管飽和限界より上になると、蒸発などがない場合には鉛直上向きの力が弱まるから、この線より上と下の2領域における鉛直上方への水分の拡散は多少趣を異にする。毛管飽和水帯内では w_0 の値は一定とみなしてよいが、その上の領域では高さが増すにつれて少しづつ減少する傾向がある。そこで式－(2－3－5)を正しく解くことは不可能になる。

いま自由水面上の1点を原点とし、鉛直上向きの方向を z 軸にとる。そうするとこの場合には、式－(2-3-5)の w_0 の代りに $-w_0$ とおいた偏微分方程式が成立する。即ち

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{K}{a} \frac{\partial^2 m}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \qquad (2-3-26)$$

これが $(m)_{z=0} = 0$ 及び $(m)_{t=0} = (1 - e^{-\frac{w_0}{K/a} z}) f(z)$ という条件を満足する解は次のようになる。

$$m = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \{1 - e^{-\frac{w_0}{K/a} z}\} \left\{ \int_{-\frac{w_0 t + z}{2\sqrt{K/a \cdot t}}}^{\infty} f(z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{K}{a} t} \cdot \beta_1) e^{-\beta_1^2} d\beta_1 \right.$$

$$\left. - \int_{\frac{w_0 t + z}{2\sqrt{K/a \cdot t}}}^{\infty} f(-z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{K}{a} t} \cdot \beta_2) e^{-\beta_2^2} d\beta_2 \right\} \qquad (2-3-27)$$

もしも、$(m)_{t=0} = (1 - e^{-\frac{w_0}{K/a} z}) f(z) = m_i$ で表されるならば、式－(2－3－27)は次のようになる。

$$m = \frac{2m_i}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{w_0 t + z}{2\sqrt{K/a \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta \qquad (2-3-28)$$

$(m)_{z=0} = m_a$ 及び $(m)_{t=0} = (1 - e^{-\frac{w_0}{K/a} z}) f(z)$ という条件を満足しなければならない解は次のようになる。

$$m = m_a - \frac{2m_a}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z+w_0 t}{2\sqrt{K/\alpha \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left(1 - e^{-\frac{w_0}{K/\alpha} z}\right)$$

$$\left\{ \int_{\frac{z+w_0 t}{2\sqrt{K/\alpha \cdot t}}}^{\infty} f(z + w_0 t + 2\sqrt{\frac{K}{\alpha} \cdot t} \cdot \beta_1) e^{-\beta_1^2} d\beta_1 - \int_{\frac{z+w_0 t}{2\sqrt{K/\alpha \cdot t}}}^{\infty} f(-z - w_0 t + 2\sqrt{\frac{K}{\alpha} \cdot t} \cdot \beta_2) e^{-\beta_2^2} d\beta_2 \right\}$$

（2－3－29）

もし特に $(m)_{t=0} = \left(1 - e^{-\frac{w_0}{K/\alpha} z}\right) f(z) = m_i$ ならば、式－（2－3－29）は次のようになる。

$$m = m_a - \frac{2(m_a - m_i)}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z+w_0 t}{2\sqrt{K/\alpha \cdot t}}} e^{-\beta^2} d\beta \qquad (2-3-30)$$

また、さきの式－（2－3－25）の代りに次式を得る。

$$z = t^{\frac{1}{2}} \left(2c\sqrt{\frac{K}{\alpha}} - w_0 t^{\frac{1}{2}}\right) \qquad (2-3-31)$$

(4) 実験

(i) 実験の説明　　著者は2.において述べた理論を確めるために実験を行った。実験は毛管下降に関する第1試験と毛管上昇に関する第2試験とよりなっている。実験に用いた器具は次のようなものである。内法6cm平方で高さ約45cmのガラス筒の下端に200－meshの目の金網を張り、頂端の1側面に溢流用の欠口を具えたもの、欠口に連絡した溢流管、及び土中の水分を測定するための電気抵抗測定装置等である。この電気抵抗測定装置は著者が工夫して作った数個の小型電極とWheatstone電橋とからなっている。これら数個の電極は篩め土の試料中の定まった位置におくのである。これらの外に第1試験では6cm平方で高さ1cmの底部に多くの小孔を有するブリキ鈑製の受水器を前述のガラスの筒の上に乗せ、細いゴムホースから少し宛流下する水を受けた。またこの外、試料の入った筒の目方を測るためにspring balanceをも用いた。これらの器具を使用して土の試料を容れた筒の上面の水深が実験中を通じて常に1mmとなるように注意しながら毛管下降試験を行った。

第2試験では第1試験の時に用いたと同じガラスの筒と、電気抵抗測定装置とを使用した。この場合は土を容れた筒は浅く水を容れた器の中に鉛直に立てた。その容器は1つの欠口を具えた居り、これで土の試料を容れた円筒の底の金網より水面が常に1mm高い位置にあるように調節するのである。なお水の容器には細いゴムホースから極く僅か宛、水を供給するようにした。

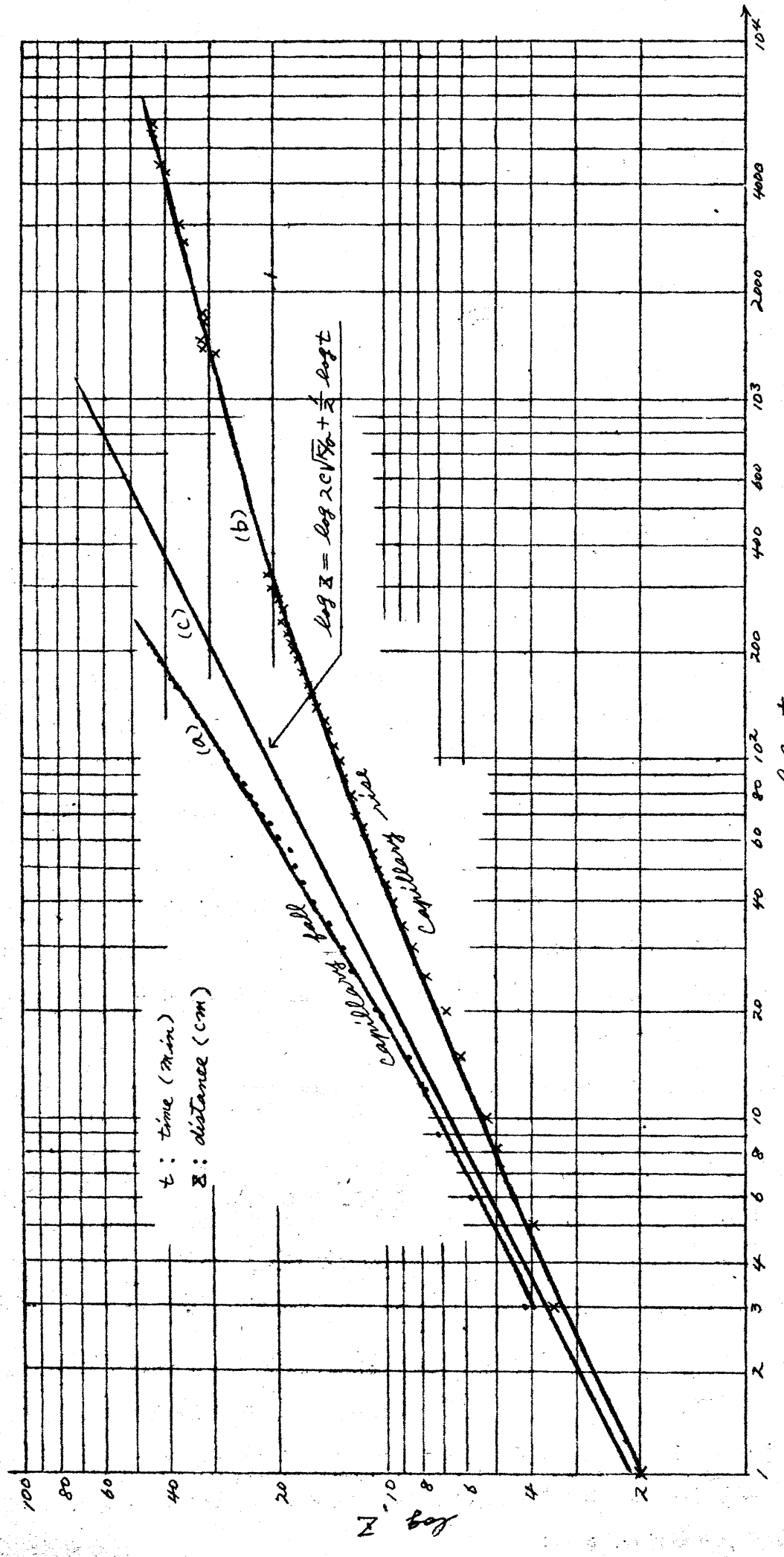
第1第2試験とも試料として用いた土は次表に示すような粒径組成をもつ3種類の土である。

表－（2－3－1）

種類＼粒径 mm	＞2.5	2.5〜1.2	1.2〜0.6	0.6〜0.3	0.3〜0.15	＜0.15	合計
A	0.5	12.3	23.5	14.1	16.2	33.4	100.0
B	0.5	13.6	25.6	14.6	15.9	29.8	100.0
C	0.5	15.2	28.3	15.2	15.6	25.1	100.0

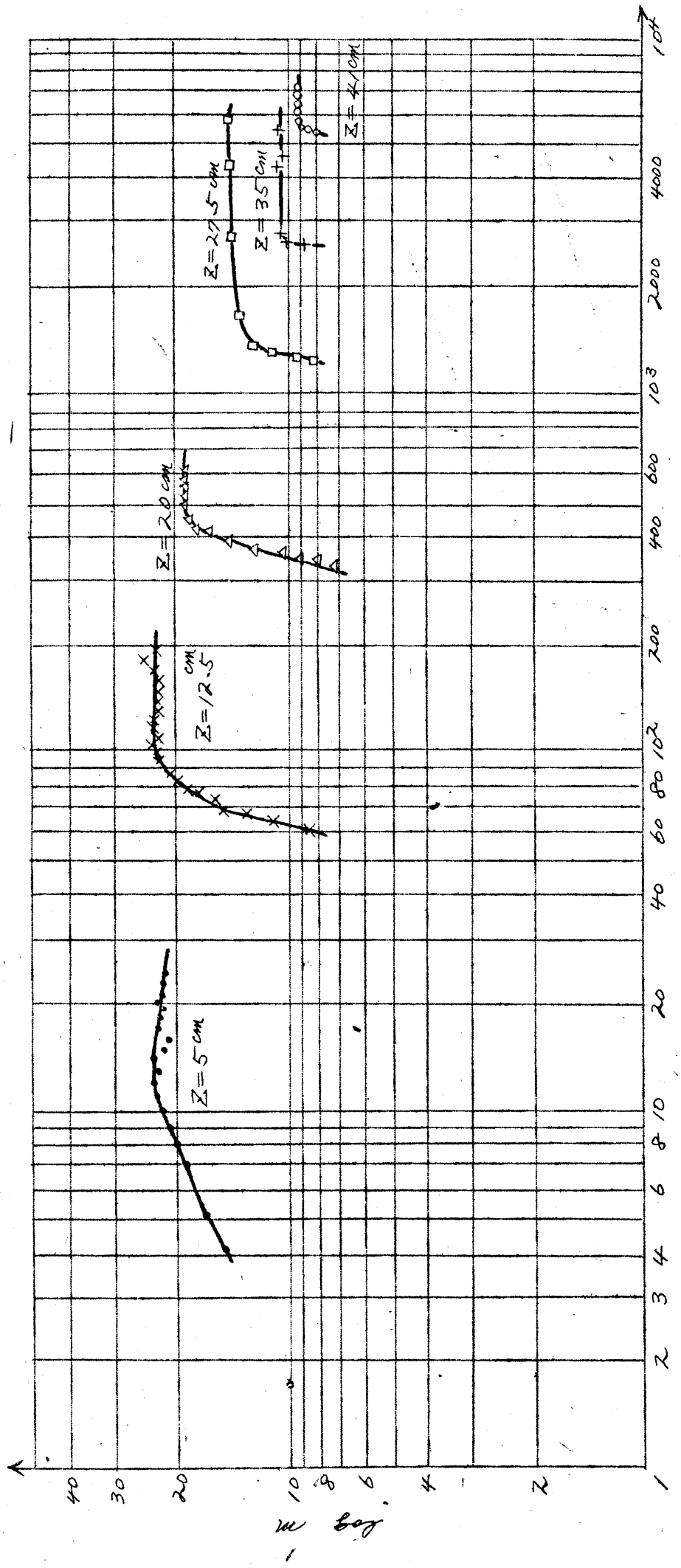
試料はすべて乾燥したものを用い、これを少量宛容器に入れて突き棒で一定回数搗き固めながら、搗き固め状態が各部で一様になる様注意して、容器に一杯に入れた。この間にさきの土中水分測定用の電極の極板間にも容器中の他の土と同程度の締り具合になるように土を入れて、所定の位置においた。水と試料とを接触させた瞬間から一定の短い時間毎に、試料中の各場所の含水量を電気抵抗測定器により測定し、同時にまた濡れた先端の進む状態をスケッチした。この外試料の重量をも計量した。

(ii) 実験結果　　図－（2－3－1）は種類Bの土を用いて行った実験結果を示す。図に示されている毛管下降と毛管上昇の2本の曲線(a)、(b)は濡れた先端の進行を観察した結果を示したもので、これらは2回の



図－(2-3-1)

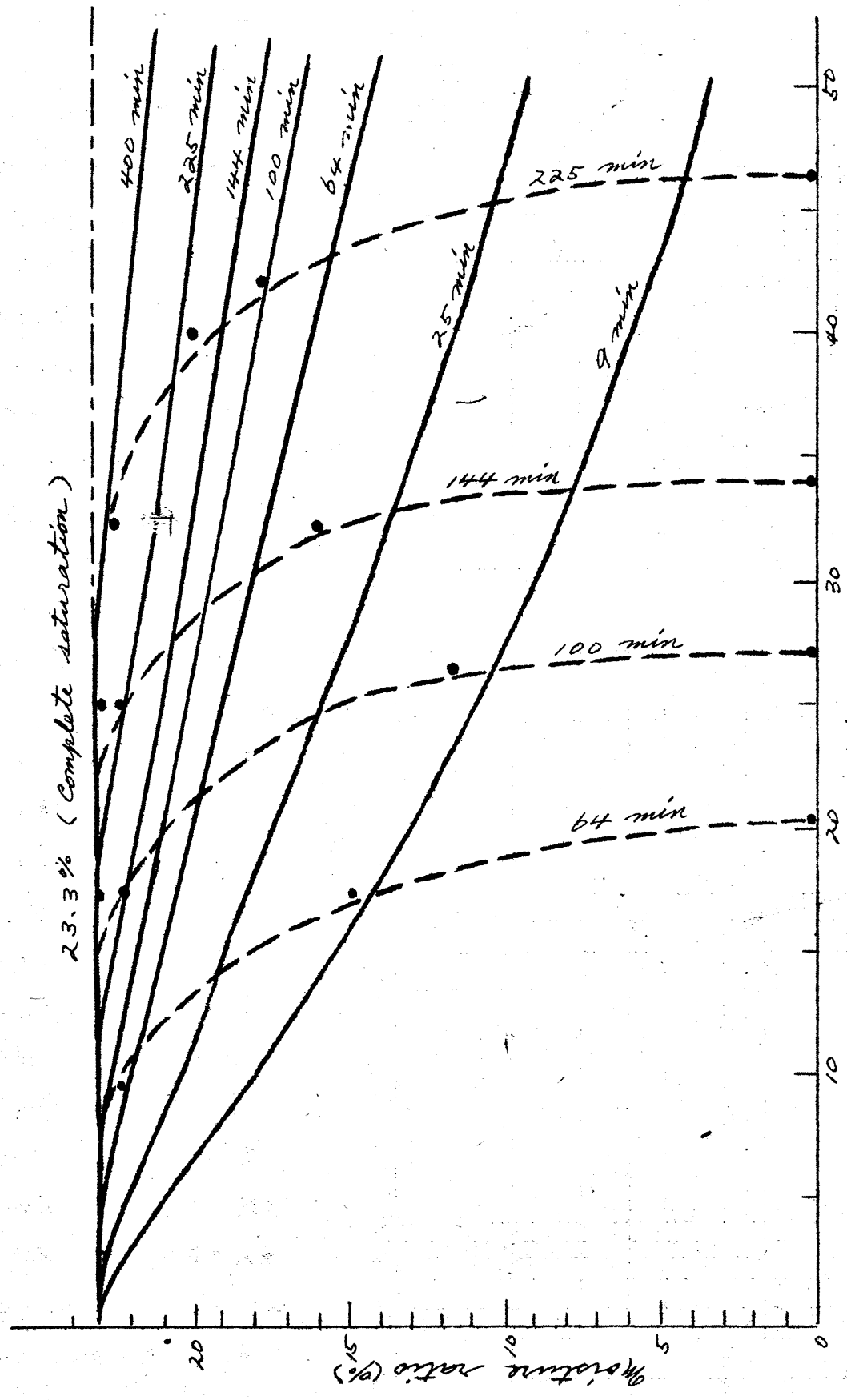
実験の平均である。これらの曲線と式－(2-3-25)並びに式－(2-3-31)とが相対応するわけである。いま w_0 の値が分らないので、$w_0 = 0$ とおくと、$x = 2c\sqrt{\kappa a}\, t^{\frac{1}{2}}$ という関係を得る。そこで、図上に $x = 2c\sqrt{\kappa a}\, t^{\frac{1}{2}}$ という関係を満足する直線(c)を引く。この直線を引く時には、曲線(a)と(b)との縦距の log をとりはずしたものを調べてその差を2等分するような点を図－(2-3-1)上で求めて、なるべくこの点を通り且つ上式の関係を満足するように引くのである。このようにして引いた直線(c)は、この場合は、5cm ≦ x ≦ 14cm の範囲内で曲線(a)及び(b)の縦距 x の差を2等分しているが、x の値がこの範囲より外の場合はこのようにはなっていない。この理由は次のように考えられる。毛管上昇の場合は x ≦ 14cm という範囲では湿れた先端のところの含水比は約20%という値を示しているが、毛管下降の場合は x の



図－(2－3－2)

値の如何に関らず濡れた先端の含水比は同じく約20%という値を示している。一方Z<5cmという値に対しては、上昇の時も下降の場合も観測点が曲線より外れるから、この領域も考慮しないことにしたわけである。このようにして、毛管下降に対しては、ほとんどもとZの値の如何に関せず $w_0 = 0.069\ ^{cm}/_{min}$ という一定値をとるし、毛管上昇に対しては $5cm \leqq Z \leqq 14cm$ という領域内では上の値と同じ w_0 の値をとるが、$Z > 14cm$ という領域内では w_0 はZが大きくなるにつれて徐々に小さくなるのである。従って曲線(a)はZ<5cmという領域を除いては式－(2－3－25)を満足し、曲線(b)は $5cm \leqq Z \leqq 14cm$ という限られた領域でのみ式－(2－3－31)を満足するが、この領域外ではこの式を満足しない。

図－(2－3－2)は毛管上昇試験の場合に、土の試料の填充された筒の内部でZ=5, 12.5, 20, 27.5, 35, 41cm等の位置における土中水分の変化を示したもので、やはり種類Bの土を用いた。この図から分るように、Zの値が一定の限界値、即ちこれは毛管飽和限界でこの場合は約14cmという値であるが、この値を超えて増えるにつれて、最大の含水比がもが大きくなるに関らず、より小さい値となることが分る。種類Bの土



図－（2－3－3）

の中で自由水面に接した部分の土の試料の含水比は重量比で23.3%となっているが、この値は完全に飽和された場合の含水比を示すのである。

図－（2－3－3）には種類Bの土の試料について、毛管下降の場合をとりあげて、時間と距離との変化に応じて土中含水比がどのように変るかを実験によって求めたものを破線で示し、それらに対応する理論曲線と実線で表した。これらの理論曲線は式－（2－3－24）によって計算したものである。計算に用いた数値は次のようなものである。即ち、m_a＝23.3%，m＝20%，σ＝1.63 g/cm³，及びC＝0.125 という値を用いた。このCの値は式－（2－3－24）と $C=\frac{x-w_0 t}{2\sqrt{K/\sigma}\cdot t}$ との両式にm＝20%とm_a＝23.3%とおくことによって得られたものである。図－（2－3－1）の直線（C）から、$C\sqrt{K/\sigma}$＝1 cm/min$^{\frac{1}{2}}$ という関係が得られ、それから、K/σ の値は 64 cm²/min となる。この図からみると、観測結果と理論値とは大分相違していることが分る。

種類A及びCのものについての試験結果もここに示した種類Bのものとよく似た傾向を示したが、ここではあげるのを省略する。

（5） 結　論

水が毛管力と重力との綜合作用で均一な乾いた土の内部へ鉛直方向に上向き或は下向きに自由水面或は地表面

の水溜りから運動する場合には、実験結果から次のようなことが分る。

a、拡散理論の偏微分方程式、即ち、式－(2-3-5)並びに式－(2-3-26)はあまりよく実際と合はないようである。この理由は乾いた土の空隙を充たしている空気が水によつてなかなか容易にはおき換えられなくて、理論的な拡散を妨げるためであらうと考えられる。

b、鉛直上方への水の動きを考える場合には、毛管飽和限界より上の領域のなかで w_0 の値が高さが高くなるにつれて徐々に減少しているために、この値を決めるのは困難である。

c、毛管下降の場合には、湿れた先端の進行する距離 z は次式で表される。

$$z = \alpha t^{\frac{1}{2}} + w_0 t + \beta \qquad (2-3-32)$$

ここに α、β は常数

d. 毛管上昇の場合には、z は毛管飽和限界以下の領域でのみ、次式で表される。

$$z = \alpha t^{\frac{1}{2}} - w_0 t + \beta \qquad (2-3-33)$$

ここに α. β は常数

なお、これら両式は $\beta = 0$ でない限りは $z = 0$ の附近では実際と合わない。内田一郎氏[11]は毛管滲透の場合の z と t との間の関係式として式－(2-3-34)に示すものを発表している。

$$z = a t^{b} \qquad (2-3-34)$$

しかしこれは実験公式であり、形は簡単で使いやすいが理論的な裏付けが充分でなく、著者の示したこれら両式の方が合理的なものと考える。

参　考　文　献

1) F. S. Harris, and H. W. Turpin : Movement and distribution of Moisture in the Soil, J. Agr. Research, 10 : P. 113－155, 1917.

2) R. E. Moore : Water Conduction from shallow Water Tables. Hilgardia, 12 : P383～426. 1939.

3) G. B. Bodman, and E. A. Colman : Moisture and Energy Conditions during downward Entry of Water into Soils. Soil Sci. Soc. Am. Proc., 8 : P 116～122, 1943.

4) L. A. Richards : The Usefulness of Capillary Potential to Soil-Moisture and Plant Investigations. J. Agr. Research, 37 : P. 719～742, 1928.

5) T. W. Lambe : Capillary Phenomena in cohesionless Soils. A. S. C. E. 76. Seperate 4. 1950.

6) W. Gardner, and J. A. Widtsoe : The Movement of Soil Moisture. Soil Sci. 11 : P215～233. 1921.

7) E. C. Childs : The Movement of Water in heavy Soils after Irrigation. Soil Sci. 49 ; P95～106, 1938.

8) M. A. Nicholson, and E. C. Childs : The Transport of Water through heavy Clay Soils, J. Agr. Sci. 26 : P128～142, 1936.

9) N. A. Ostashev : The Law of Distribution of Moisture in Soils and Methods for the Study of the same. Internatl. Conf. Soil Mechanics and Found. Engin. Proc. 1 : (Sect. K) P.229～229. 1936.

10) D. Kirkham, and C. L. Feng : Some Tests on the Diffusion Theory, and Laws of Capillary Flow, in Soils. Soil Sci. 67 : P.29～40, 1949.

11) 内田一郎 : 乾燥砂中への水の滲透について. 土木学会誌 37巻 6号, P.9～12. 1952.

〔Ⅳ〕 貯水或は出水の堤体への滲透

1. 緒　言

土堰堤の場合は貯水、河川堤防の場合は洪水時の出水を考えるのであるが、これらの堤体内への滲透は定常滲透と非定常滲透とに分けることができる。土堰堤などへの貯水の滲透や継続時間が長い洪水の河川堤防への滲透などは前者に属し、継続時間の短い洪水の河川堤防への滲透は定常的な滲透流が完成されない前に水位が降下してしまい、この滲透は後者に属するものと考えることができる。また堤体を形成している土が均等質の土の場合と性質を異にしている数種の土から成っている場合とがある。

2. 均等質材料よりなる堤体の定常滲透

均等質材料にも砂質土と粘質土とがあるが、後者の場合は、透水係数が水圧によって変化し、時間によっても変るから厄介であり、普通は前者の場合をとり扱う。

砂質土の堤体内への定常滲透は透水係数kが一定であるとして次のような各種の方法で解かれている。

(1) 実験的方法　これに次の3種類がある。

a. *Sand – model* によるもの

b. 電気的模型によるもの

c. *Hele – Shaw* の装置によるもの

(2) *Darcy* の公式に基く近似理論公式　これは自由水面並びに滲透流量を求めるものである。*Schoklitsch* 氏の式[1]、*Schaffernak – Iterson* 両氏の式[2]、*Pavlovsky* 氏の式[3]、等があり、また流量と動水勾配線を求めるものとしては有名な *Dupuit – Forchheimer* 理論に基く公式[4]がある。

(3) 半理論半実験公式　自由水面と滲透流量とを求めるものである。

a. *A. Casagrande* 氏の方法[5]

b. *R. Dachler* 氏の方法[6]

2, 3, 等の式で水面曲線を求める場合は *L. Casagrande* 氏の式[7]を用いて流出点を求める場合が多い。

(4) 図式的方法　これは2, 3, などの方法で自由水面を求めたならば、この方法で流線網を求めるのである。普通、方法としては *trial and error method*[8] を用いる。

(5) 級数或は特殊函数を用いる解析的方法

a. 鏡像函数を用いるもの[9]。

b. *Fourier* 級数を用いるもの[10]。

c. 円壔函数などを用いるもの[11]。

これらはいずれも、まず *Laplace* の微分方程式を満足し、且つ不透水層、流入面、流出面、滲透面(*Surface of Seepage*)、自由水面等に関する境界條件を満足するようにポテンシャル函数又は流れの函数を複素函数、*Fourier* 級数及び円壔函数などの適当なものを用いて解く方法である。a.の方法は普通ホドグラフ法を応用して解き[12]、これによれば最も正確に重力滲透の状態を把握しうるのである。しかしながら、断面が簡単な特殊な場合を除いては、数値計算が極めて厄介で厳密解を解くことが不可能な場合が多い。b、c、の方法は自由水面に対しては境界條件が入り難いので、近似的に上流水面を延長した水平面をとり、これに対して適当な境界條件を用いて解くというような近似解法を用いている。

ことにc、の場合などは実際上、数値計算は至難である。この外、内田茂男氏が示した微分方程式を近似的に解く方法[13]も便利である。

(6) 数値積分による方法[14]　前述のように(5)の方法によると厳密解を求めることが極めて困難か或は不可

能になる場合は、この方法で解くことができる。またこの方法は〔Ⅱ〕3、のような雨水の定常滲透が行われている場合にもよく適用される。

著者は本論文において Sand-model による方法と Hele-Shaw の装置による実験とを多く行ったので、次にこれらの実験について大切な点を述べる。電気的模型によるものは Ohm の法則が Darcy の法則と相似であることを利用する方法で R.D. Wyckoff 及び D.W. Reed 両氏[15]の用いたものや丹羽義次氏の行ったもの[16]がある。この方法によれば gravity flow の等ポテンシャル線が定量的に正しく求められ、滲透水流の状態を相当正確に明らかにすることはできるが、毛管水流を伴う流れなどの場合にはこれを明らかにし得ない。著者は毛管水流を相当重視しているので、この水流をも追跡することの可能な前記2方法をとった次第である。

(1) Sand-model による実験、これは古くから多くの人達により用いられてきた方法であり、色素が上流法面から入って堤体内を流れる道筋をガラス越しに観察して、流線を求めるのであるが、線が拡散して太くなることと、等ポテンシャル線を実測し得ないという欠点がある。しかし manometer によって間隙水圧を測ることができるし、毛管水流の流れ方や自由水面を比較的正確に求めうることは長所である。

次に模型に使用する砂は透水係数 $k > 0.001\,cm/min$ のもので定水位透水試験器で k の値を直接測定しうるものが望ましく、また Reynolds no. $R=\frac{v_m d}{\nu}$（v_mは平均流速、dは粒子の平均径、νは水の動粘性係数）が或る一定値以下でなければ整流條件を満足せず、従って Darcy の法則に従わなくなるからいけないという制限がある。この一定値は M. Muskat[17]に従うと1.0である。また毛管現象によって砂中に水が上昇する場合の水面の昇る最高の高さ h_c は J. Kozeny 氏[18]によると次式で与えられる。

$$h_c = \frac{6T}{\rho g d_m}\frac{1-\lambda}{\lambda} = 0.446\frac{1-\lambda}{\lambda}d_m \qquad (2-4-1)$$

但し　T：水の表面張力の強さ（0.0075 g/cm at 18°C）

d_m：砂の平均粒径

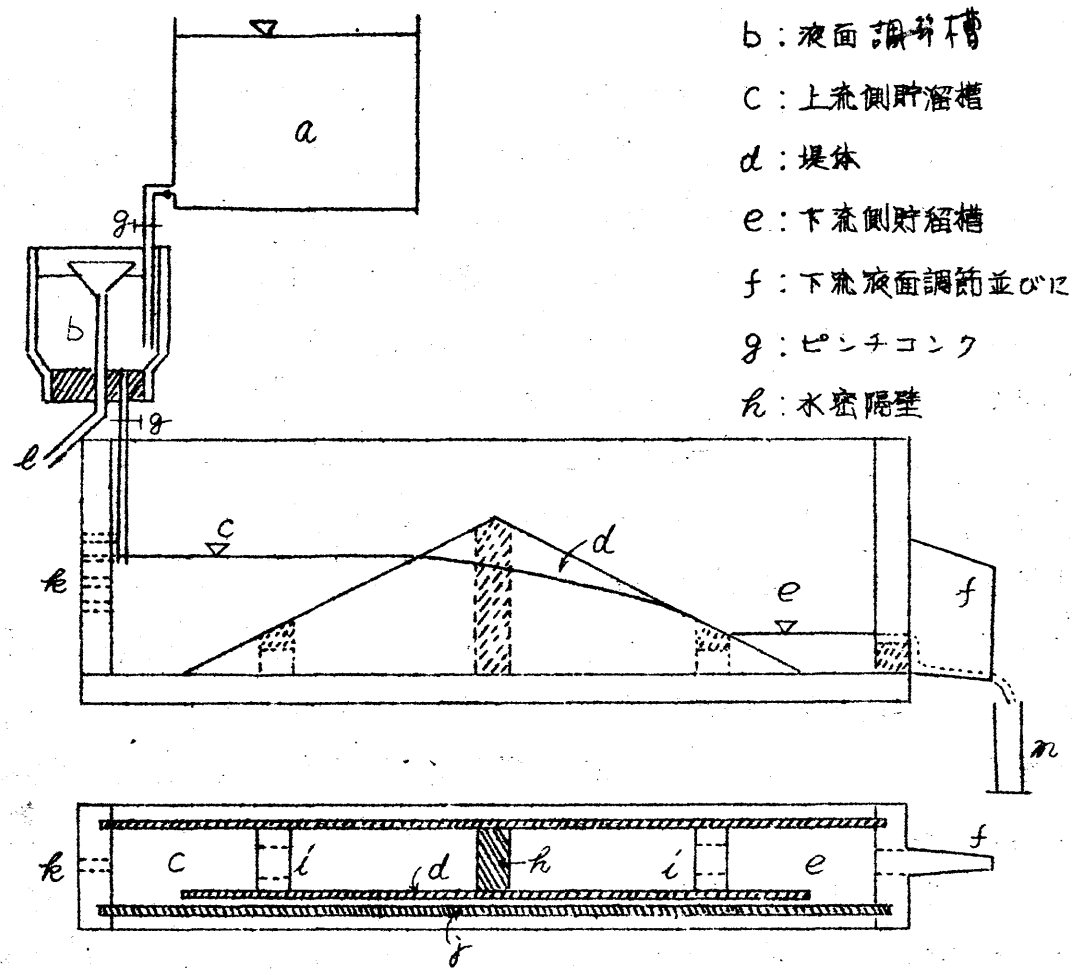
λ：砂の空隙率（%）

また同氏の実測の結果と計算値とを比較したものは表一（2-4-1）のようになる。この値は毛管飽和限界を示すものではないが、粒径と毛管上昇高との関係の略値を豫め知って、前記の粒径の大きさの條件とにらみ合せて使用する砂の粒径を選ぶことが大切である。また自由水面以下の砂粒間隙に空気が入っていないことが必要であり、模型堤体築造時には特別の注意を必要とする。

表一（2-4-1）

粒　径(cm)	d（cm）	λ（%）	h_c（計算）	h_c（実測）
0.5～0.2	0.305	40.4	2.18	2.5
0.1～0.05	0.069	41.8	8.97	10.1～13.1
0.05～0.02	0.031	40.5	21.2	24.6
0.01～0.005	0.0069	41.0	92.3	105.5

図－(2－4－1)

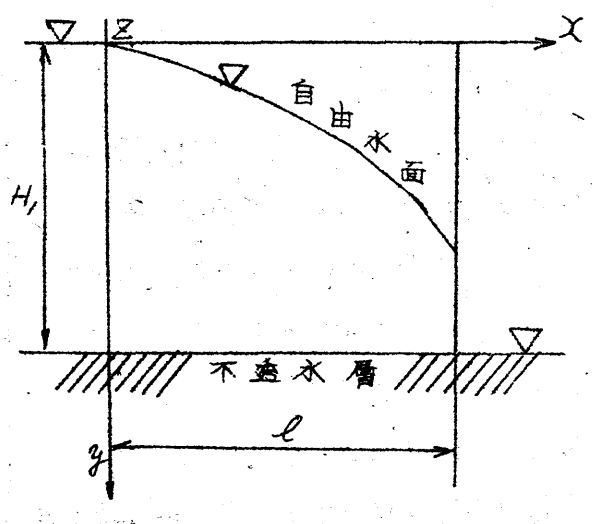


a：粘性液補給槽
b：液面調節槽
c：上流側貯溜槽
d：堤体
e：下流側貯溜槽
f：下流液面調節並びに溢流樋
g：ピンチコック
h：水密隔壁

i：周隔保持材　　k：上流水位調節用溢流管
j：装置前面ガラス　　l：溢流管．　　m：Messcylinder

(2) Hell-Shaw の装置による実験　Hell-Shaw の流れを地下水流の模型実験に応用したのは E. Günther 氏[19]であり，最近は嶋祐之氏[20]が流線ばかりでなく流量をも定量的にこの方法で測定した．これは図－(2－4－1)に示すような装置で，厚板ガラスで作った所定断面を有する堤体模型と装置の前面のガラス板との隙間を普通は2 mm程度の一定間隔に保ち，この狭い間隙を，運動粘性係数 ν が一定なように Ostwald の粘度計で絶えず調節した粘性液を流して，定常流を作り，流線，自由表面等の形状を調べると同時に流量をも測定するのである．

図－(2－4－2)



この流れは図－(2－4－2)のようなものをとってみると，重力と水圧の2つの作用で定常運動をしているから，この運動方程式は次のようになる．

$$\frac{\partial p}{\partial x}=\mu\frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2},\qquad \frac{\partial p}{\partial y}-\rho g=\mu\frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2}\qquad (2-4-2)$$

但し p：圧力，μ：粘性液の係数，ρ：粘性液の密度，g：重力の加速度

v，v_y：点(x, y)における流れの速度の x，y 方向の分速度

壁面 $\pm d$（間隙 $2d$）に対する附着の條件，及び ρg は x，z に対して const という條件を用いて，

$$v_x = -\frac{\partial(P-\rho g y)}{\partial x}\frac{1}{2\mu}(d^2-z^2), \qquad v_y = -\frac{\partial(P-\rho g y)}{\partial y}\frac{1}{2\mu}(d^2-z^2) \quad (2-4-3)$$

X軸方向の平均速度をu, y軸方向のそれをvとすると,

$$u = \frac{\partial}{\partial x}\left\{-\frac{d^2}{3\mu}(P-\rho g\frac{y}{\kappa})\right\}, \qquad v = \frac{\partial}{\partial y}\left\{-\frac{d^2}{3\mu}(P-\rho g y)\right\} \quad (2-4-4)$$

次のようなポテンシャル函数を導入すると.

$$\Phi = -\left(\frac{P-\rho g y}{3\mu}\right)d^2 \quad (2-4-5)$$

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x}, \qquad v = \frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad (2-4-6)$$

圧力Pに対しては次のように表される。

$$p = \rho g y - \frac{3\mu\Phi}{d^2} \quad (2-4-7)$$

一方, 地下水のX方向の流速uが*Darcy*の法則で表されるものとすると, 次のように書ける。

$$u = -k\frac{dH}{dx} \quad (2-4-8)$$

kは透水係数(*M. Muskat*: *The Flow of homogeneous Fluids through Porous Media*, p. 72. 1937にある"*effective permeability*"にあたる), $\frac{dH}{dx}$は動水勾配,

従って*Hele-Shaw*の流れにおいては透水係数kは次のようにならなければならぬ。

$$k = \frac{\rho}{\mu}\frac{g d^2}{3} = \frac{g d^2}{3\nu} \quad (2-4-9)$$

従って式-(2-4-5)は式-(2-4-9)を用いると,

$$\Phi = k\left(\frac{p}{\rho g} - y\right) \quad (2-4-10)$$

次に自由水面では$p=0$であるから式-(2-4-7)と式-(2-4-9)とより

$$y = \frac{\Phi}{k} \quad (2-4-11)$$

これはまた堤体中の地下水の流れにおける自由水面に関して成立する式[21]である。kの値はdの2乗に比例し, さらに$2d$当りの流量q_dはdの3乗に比例するから, dの値の精度如何によって大きく支配される。

この装置を利用して実験を行う際, 流れが層流であることが必要であり, このための條件は*Reynolds* no. $R = \frac{v_n \cdot d}{\nu}$ が或る限界値以下であることが必要で, *W. Müller*氏[22]によれば水に対しては330, 12%の蔗糖溶液では280, 同じく25%のものでは約250になるという。著者が実験に用いたフノリ溶液では粘度0.2 poiseのもので約300, 0.5 poiseのもので280, 1 poiseのもので250位の値を採用した。

この装置を用いる実験の長所としては次のような諸点をあげることができる。第ノに, 色素を流した場合に色素の線が細く出て心壁などの境界面附近の屈折状態がよく分る。次に, 充分注意すれば堤全体に関するkの不均一性をなくし得て, *Sand-model*の場合より正確な値を得る。最後に, 上下流水位差が堤幅に比べて大きい場合でも*Sand-model*のように*piping*や*Quick sand*現象をおこさず安全に実験を行いうるし, 毛管水流の研究も行うことができる。欠点としては等ポテンシャル線が定量的に見出せないことと, 色素を用いる時には色素のため液が着色し, 粘度が変るから, 1実験毎に絶えず粘度に注意を要し, 液を新しく補充する必要があることなどである。

3　心壁をもつ堤体或は*composite section*の堤体の定常滲透

この問題については第6章において詳しく述べる。

4、堤体の非定常滲透

この場合の滲透は堤体の土質，初期條件（滲透の始まる直前の堤体内の含水量の分布）や，境界條件によって相当に異ることは明らかである。問題が非定常になると非定常性のとり方，特に自由水面の條件が複雑になるため甚だ難しく，梯形断面の場合については従来正しく解析されたものはない状態である。普通は均等質材料より成る矩形堤体の非定常滲透をとりあげ，次のような見方から解いている。

(1) Darcy の法則を用いたもの

1. I. Schmied 氏の研究[23] 堤体材料として砂，ローム，粘土並びにこれらの混合物から成る材料を用い梯形断面，公断面に被覆層を有するもの，3角形断面，並びにこれら諸断面に小段を有するものなどをもった堤体の小模型を造って非定常滲透から定常滲透に至る透水実験及び破壊実験を行った。この模型の上流側水位を所定水位にし，水が堤体内へ滲透する状態を堤体底面に多数の孔をあけ，これに連絡したガラスのU字管内に上昇する水の高さで堤体内の水面の高さが時間とともにどのようになるかということを観測した。このようにして得られた実験結果に対する理論的な裏付けとして，氏は滲透水は Darcy の法則に従うものとし，且つ 2次元的にみて同一鉛直線上の点はすべて同一の水頭勾配をもつものと仮定し，連続の式を用いて計算した結果，次式を得た。

$$X=\frac{H_1^2-y^2}{\sqrt{H_1^3-y^3}}\sqrt{\frac{3}{4}\frac{\varepsilon}{\mu}t} \qquad (2-4-12)$$

こゝに

X：表法面尻から堤体内に向って測った水平距離

y：Xのところの水面の高さ

H：上流水位，　　ε，μ：材料に関する常数，

t：$X=0$からXまで進むに要する時間

この式で求めた結果は実験結果とよく合う。

この方法の合理的でないところは表法面の勾配を無視して表法先を通る鉛直面が流入面であるように考えているところである。

2. その他の研究　物部博士[24]も I. Schmied の研究と同様な仮定に従ってXとtとの関係をよく似た形の式で示された。その他 Strahl 氏[25]や K.P. Karpoff 氏[26]などの研究があるが，いずれも堤体の初期條件や境界條件などはほとんど考えていない近似式である。

(2) 自由水面の境界條件を満足する解を求める方法　内田茂男氏[27]は流れが到るところ水平に近い矩形断面の堤体をとり適当な仮定を設けて，自由水面の境界條件を満足するよう Laplace の微分方程式を解いてポテンシャル場を求めた。さらに初期條件をも満足するようにした場合の自由水面の形と時間との関係を次式で示した。

$$\frac{y_f}{H_1}=1-\left\{\frac{x_f/H_1}{\sqrt{8/3\alpha}\sqrt{k_e t/H_1}}\right\}^{\frac{2}{3}} \qquad (2-4-13)$$

こゝに

x_f, y_f：流入面の表先を原点とし水平及び鉛直にとったx, y座標軸による，滲透開始後tという時間後の自由水面上の1点の座標

H_1：上流水深　　k_e：透水係数

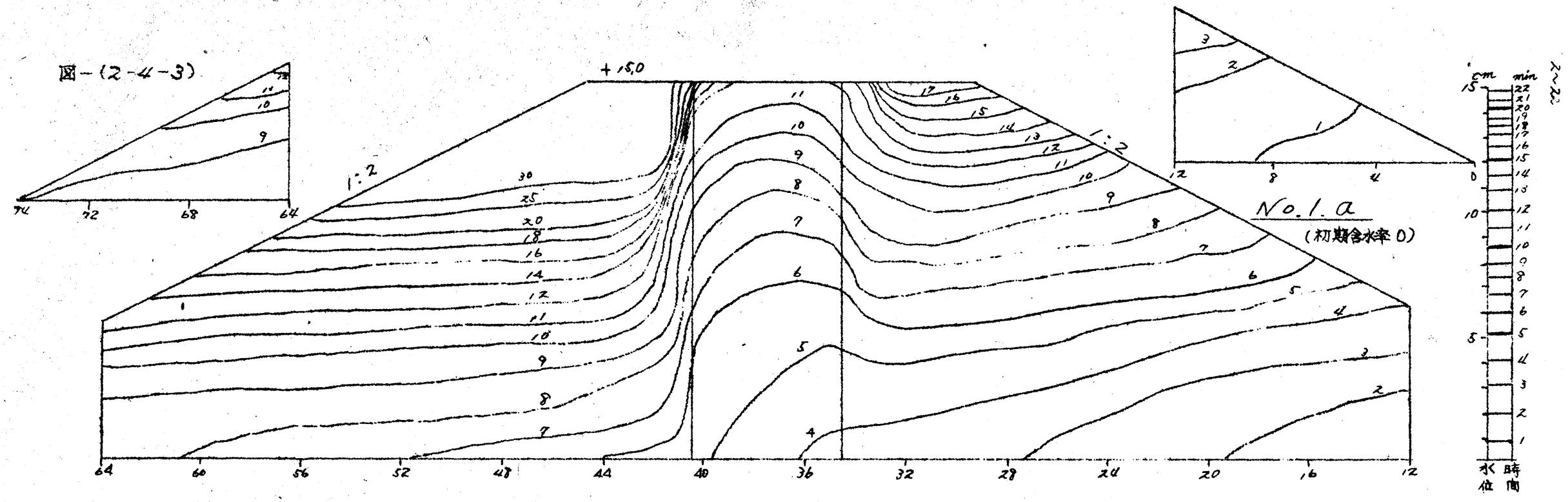
α：空隙率

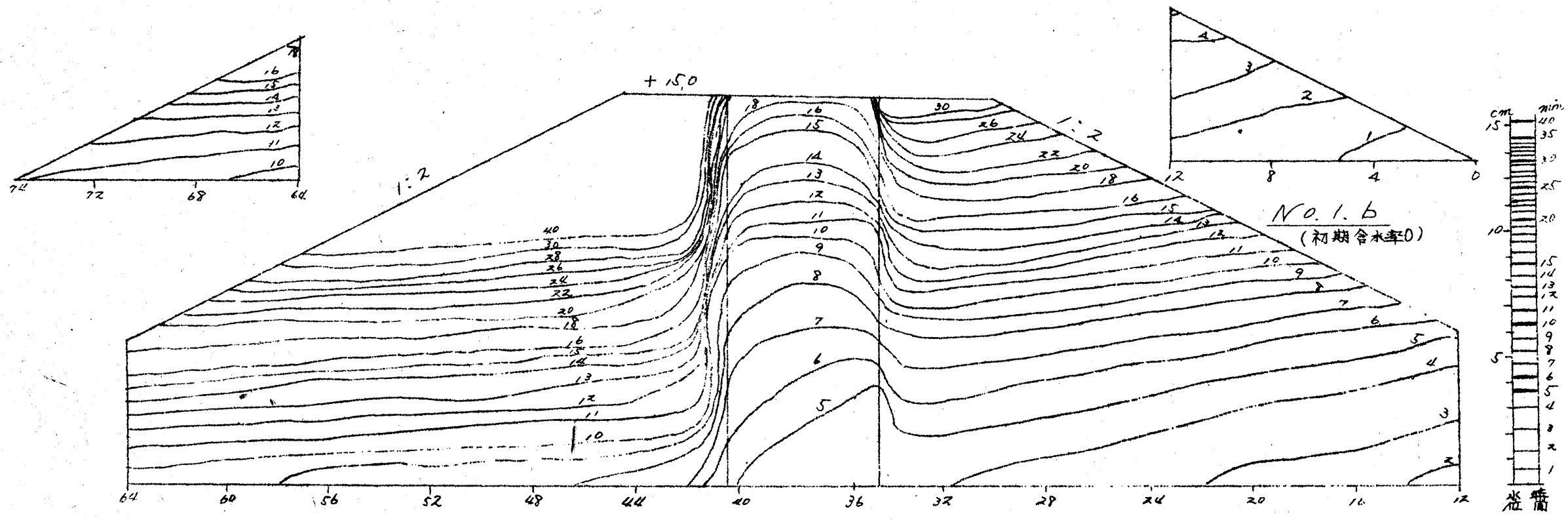
この方法で求めた解は非定常流の自由水面に関する境界條件を満足しており，lead shot と高粘性油を用いた実験結果とよく合っていることは確に優れている。ただ梯形断面に対して理論が用いられないうらみ

があり，また堤体の初期の含水率が零以外の値をとった場合がもうひとつ明らかにされていない点がある。

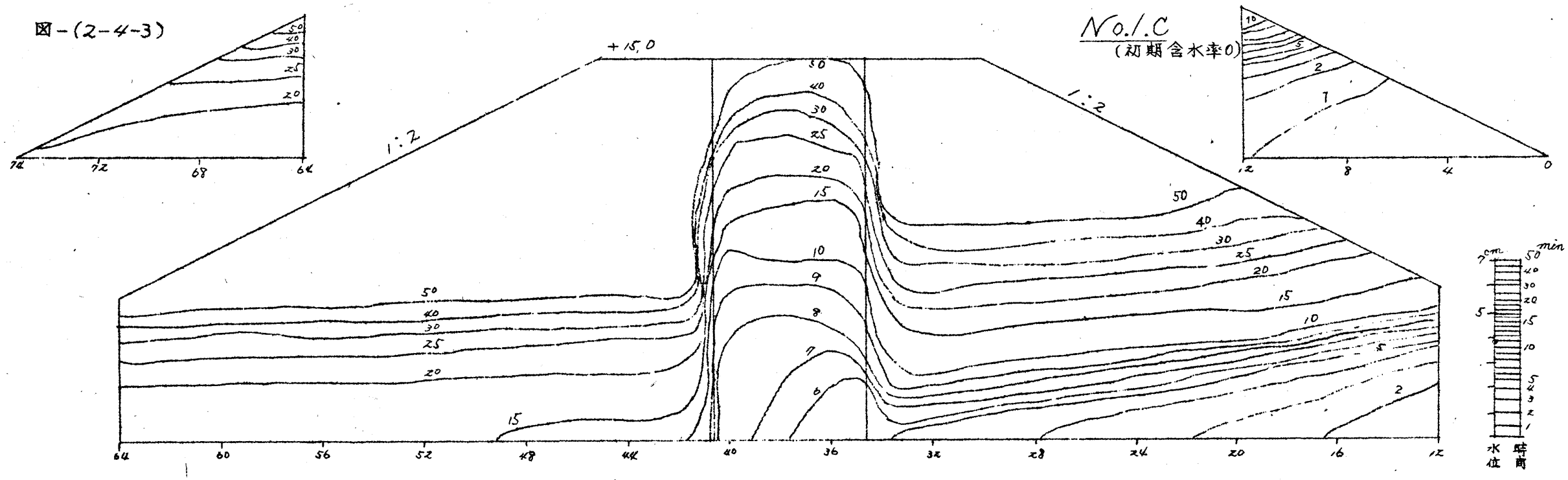
(3) 実験による方法　不滲透の問題を実際の梯形断面をしている堤体につき，解析的に厳密に解くことは至難であるから，解析的な方法の代りに実験的な方法によることも考えられる。実験的な方法としては *Sand-model* を用いて *I. Schmied* が行ったように底に孔をあけて，そこに連絡してあるU字型ガラス管中の水位を読むという方法か，或は前記内田茂男氏が行ったように *Sand-model* の代りに *lead shot* と高粘性油とを用いるということがまず考えられる。前者の場合はガラス管内の水面が実際の堤体内の水面と，高さの上でも時間的にも正しく一致しているか否か疑わしいし，また連続した実際の水面が示されないうらみもある。これに対し，後者の場合はこのような欠点は除かれているけれども，堤体が最初或程度水分を含んでいる場合の浸潤状態の実験は行い難い。また実際の場合は堤体土は毛管現象を伴う故に毛管水流も同時に伴っているわけであるが，この問題なども以上の実験では全然わからない。それでこの問題を実験で明らかにするには乾燥した砂で堤体模型を作り，滲れた先端の進行状態を観察することも必要である。また，堤体が最初濕っている時は滲れた先端は識別し難い故に，別の方法を用いる必要がある。またことに心壁を有する堤体などの場合は上の問題が重要になってくるから特に注意を要する。

図－(2-4-3)

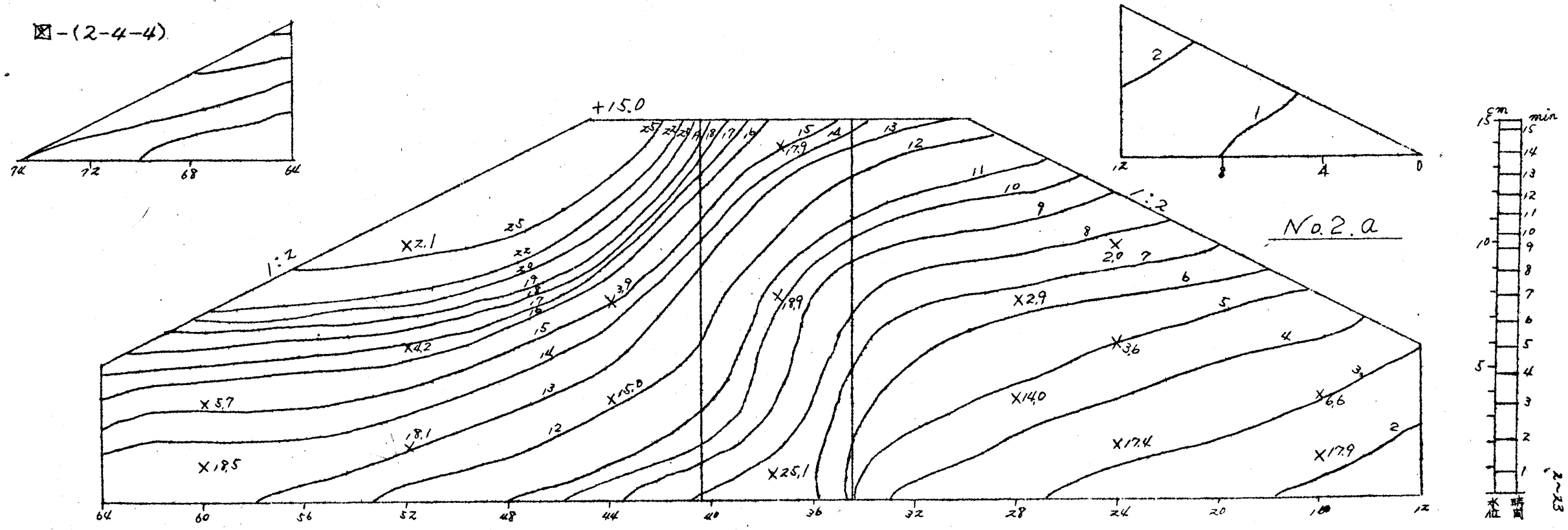

+15.0
1:2
1:2
No.1.a
(初期含水率 0)
cm
min
水位
時間


+15.0
1:2
1:2
No.1.b
(初期含水率=0)
cm
min
水位
時間

図－(2-4-3)

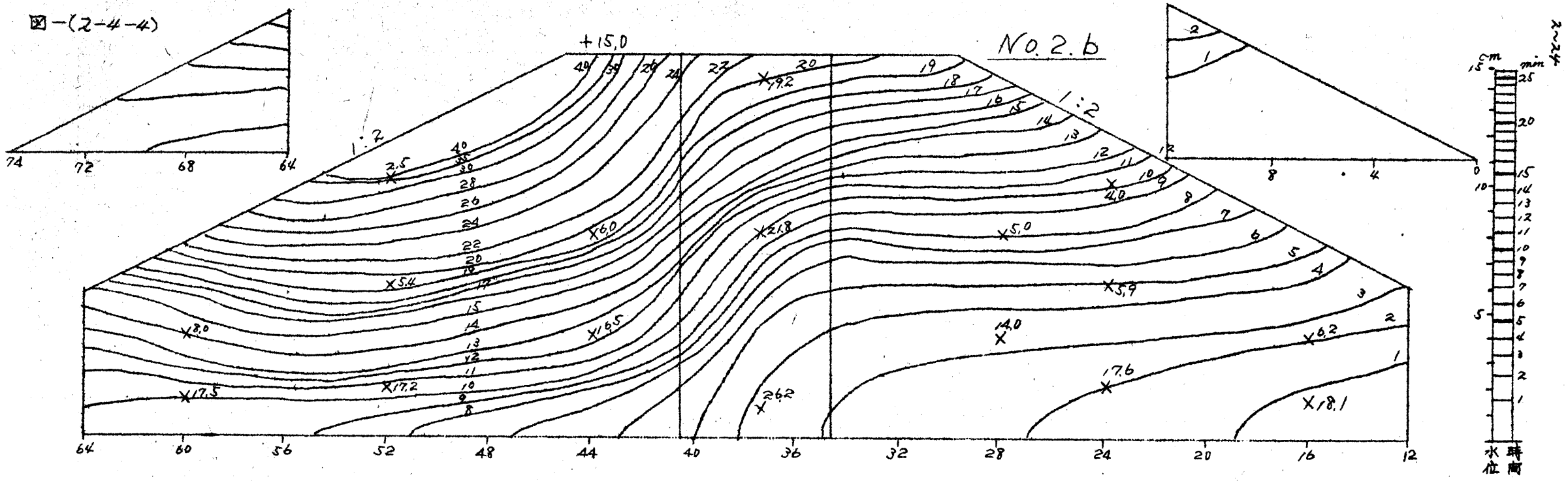


図－(2-4-4)



2~23

図－(2-4-4)


No. 2. b
+15.0
1:2
1:2
74
72
68
64
60
56
52
48
44
40
36
32
28
24
20
16
12
8
4
0
cm
min
水位
時間

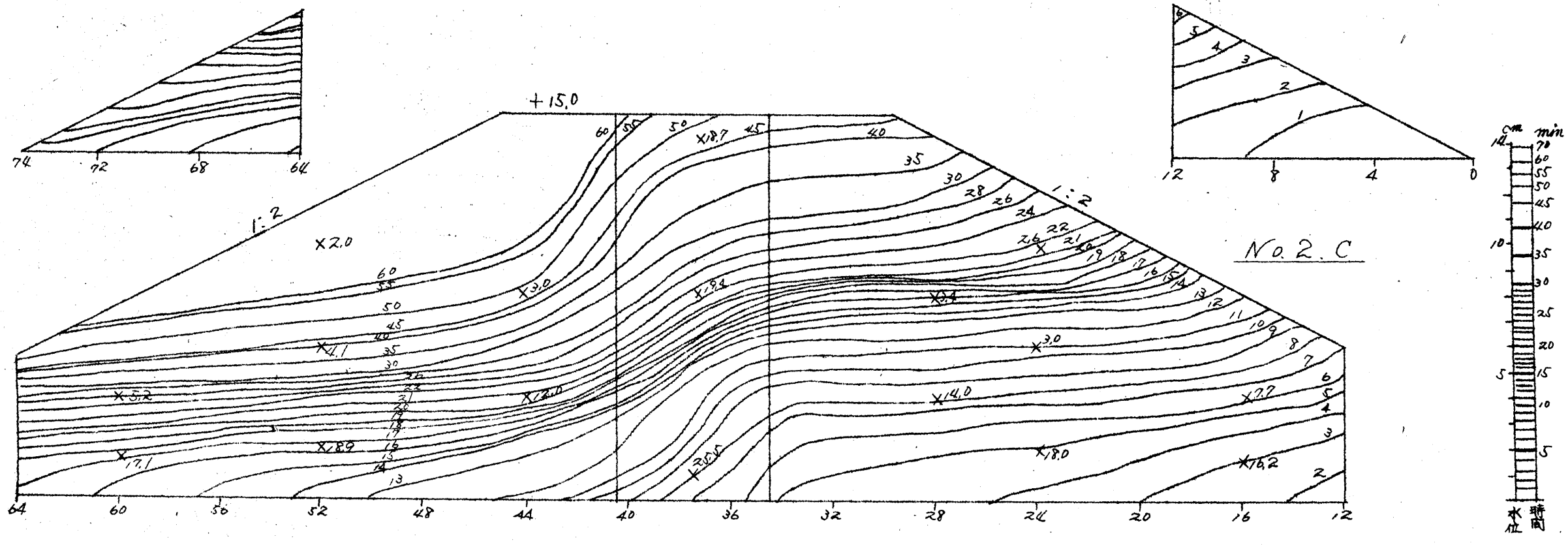
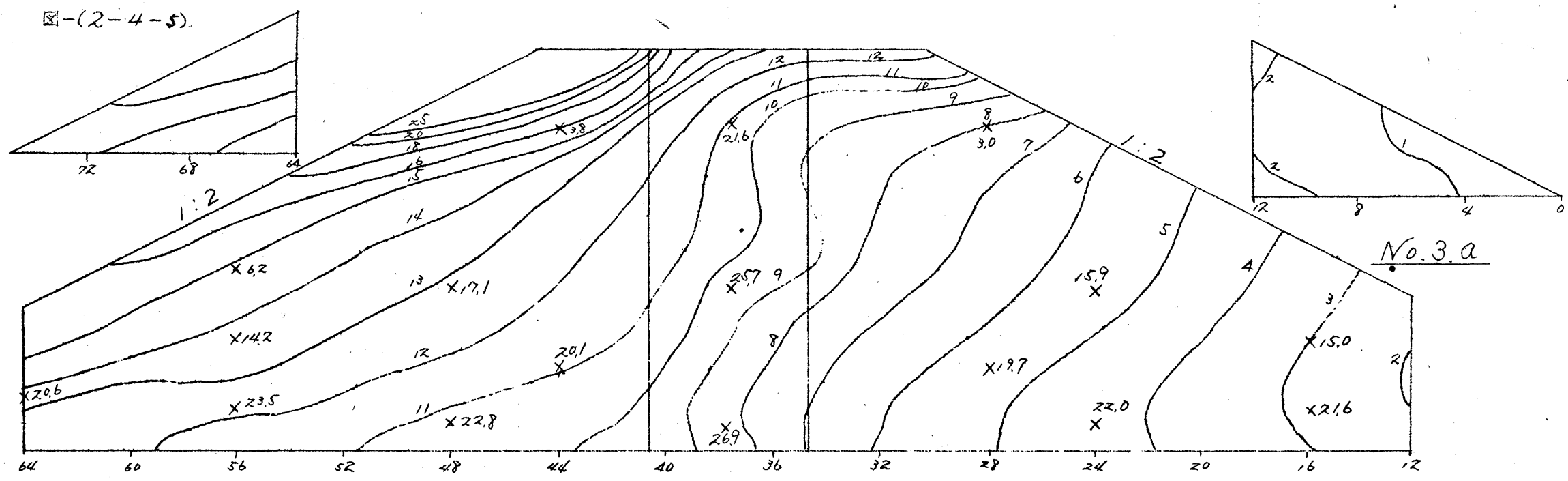

No. 2. C
+15.0
1:2
1:2
74
72
68
64
60
56
52
48
44
40
36
32
28
24
20
16
12
8
4
0
cm
min
水位
時間

図-(2-4-5)



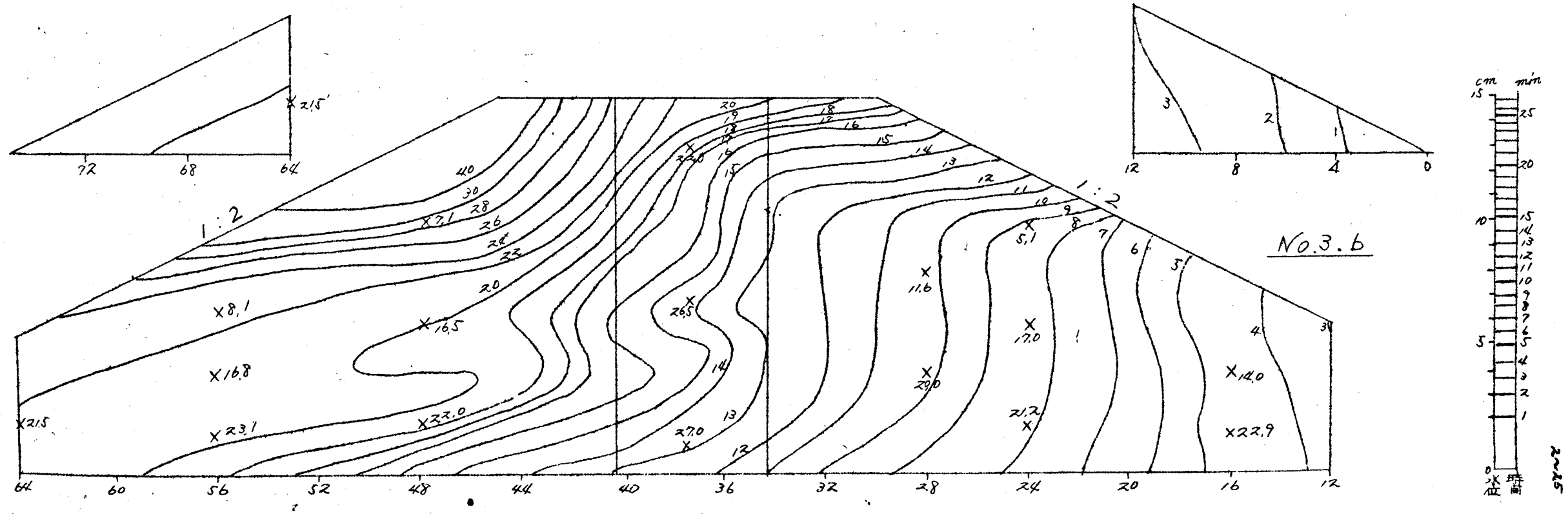
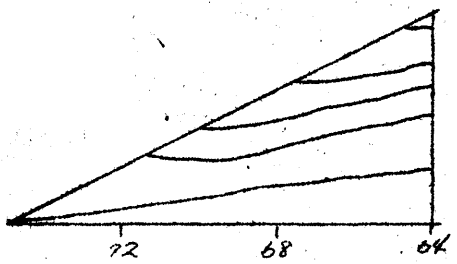
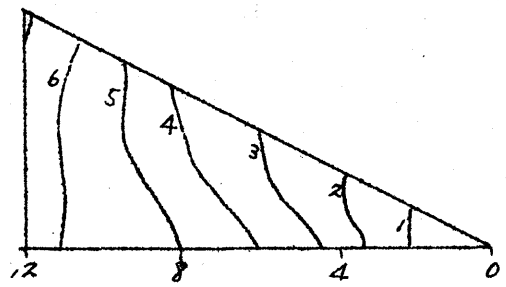
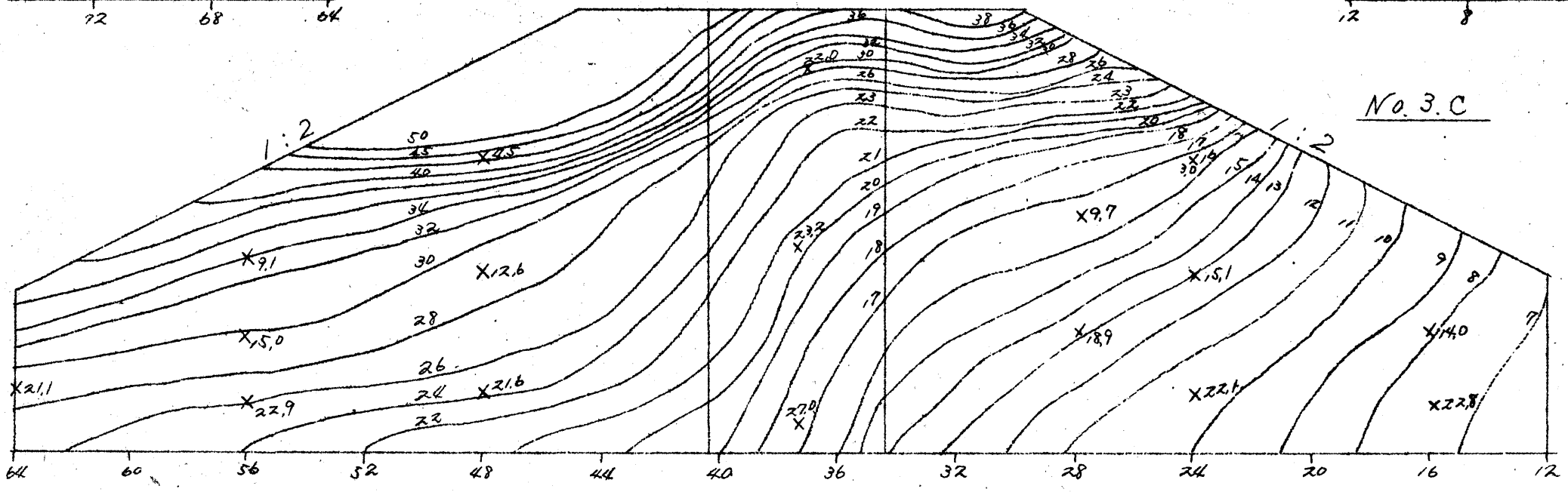


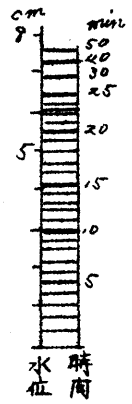
図-(2-4-5)


72
68
64


6
5
4
3
2
1
12
8
4
0

No. 3.C


1:2
1:2
50
45
40
36
32
30
28
26
24
22
21
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
×9.5
×9.1
×12.6
×15.0
×21.1
×22.9
×21.6
×23.2
×27.0
×9.7
×15.1
×18.9
×22.1
×14.0
×22.8
64
60
56
52
48
44
40
36
32
28
24
20
16
12


cm
min
9
50
40
30
25
20
5
15
10
5
水位
時間

(4) 著者の実験

A. 実験の説明　著者は，図-(2-4-3)～(2-4-5)に示すような心壁をもった堤体断面を選び，心壁に九味甫産標準砂，心壁以外に相馬産標準砂をもつて堤体を造った，これらの砂は稍め乾燥させたもの，保湿容量より少し大きい或る含水量をもつたもの，水中に漬して飽和状態にしたものなど3種のものを用いて堤体を造った。堤体を造ってから実験を行う直前に堤体各部の含水量を測った。堤体表法面上，装置前面・のガラス面に接したところにフェノールフタレインの粉末を薄く撒布しておき，堤体上流測の水位調整池中に炭酸ソーダ溶液を一定量宛注入しては絶えず撹拌をする。そして上流側水位を3通りばかりの異った速度で上昇せしめる。上流水位が上昇するにつれて，堤体内へ赤く着色した水が滲透し始める。その着色部の先端の形状を一定時間間隔でガラス越しに観察してスケッチをする。それと同時に流出面から流出する水量をも測定する。

B. 実験結果　図-(2-4-3)～(2-4-5)は著者が行った実験結果の一部を示す。図中に示したx印に記入した数字は実験開始直前のその部分の含水比を示す。堤体内に描いた曲線は1分毎に着色部の先端の示す曲線をおさえたものである。上流側には1分毎の上流水位の高さの変化を示し，最高水位に達した後は時間が経ってもその水位を維持するものとする。また，図-(2-4-6)は流出面からの流出量が実験開始後何時頃始まり時間とともにどのように変化するかを示したものである。各曲線とも時間が相当経つと流量が落付き，初期含水量が多いもの程，流出が始まる時刻並びに流量が一定になる時間が速かである。

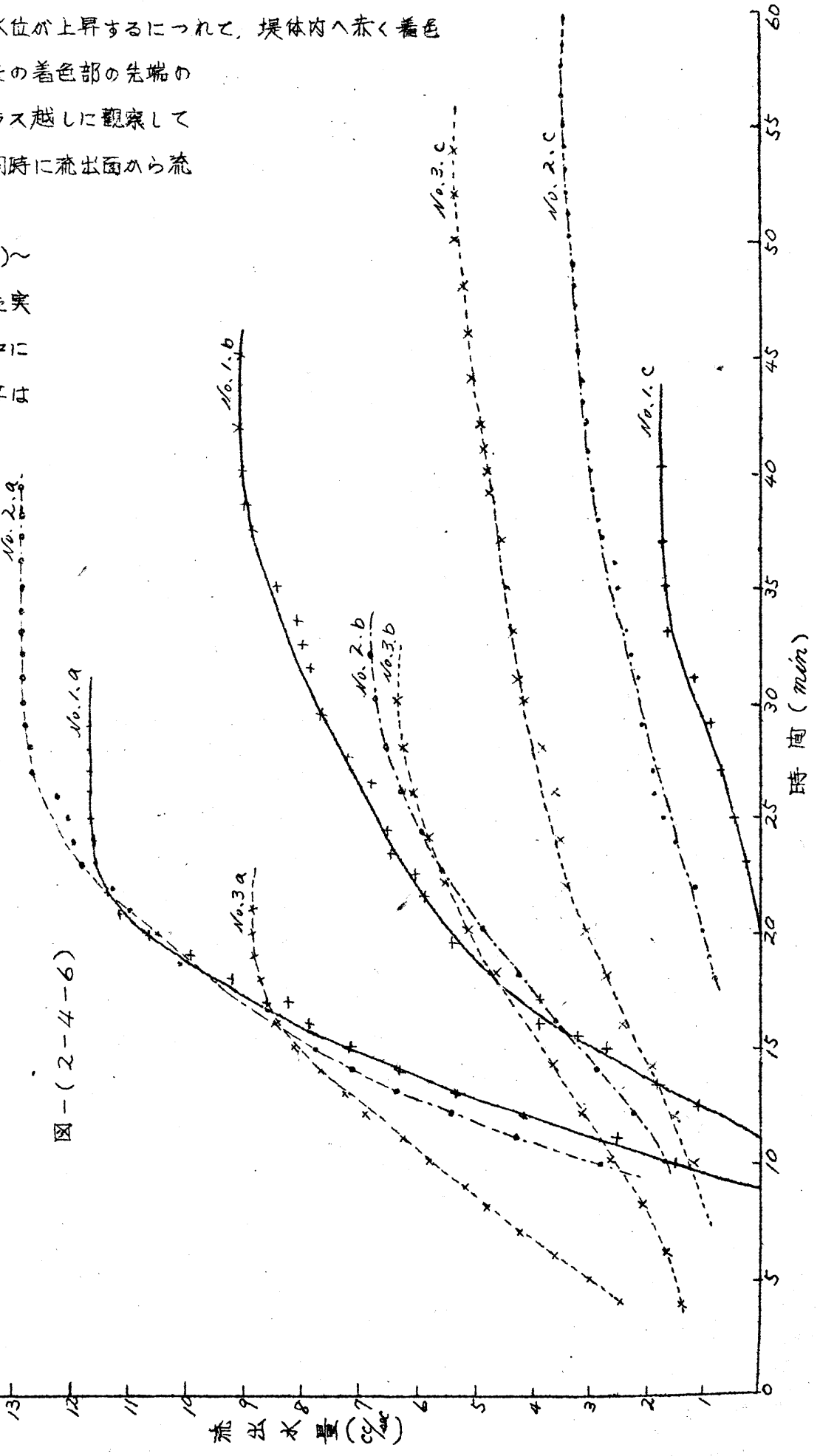


図-(2-4-6)

実験結果が示す著しい特徴として次のようなものを挙げることができる。

(a) 浸潤速度は含水率が小さい程，また上流水位の上昇速度が速い程，速い。

(b) 初期含水量が零の場合は特に心壁部の毛管作用が甚しく，ことに上流水位上昇速度の遅い場合は特に激しい。

(c) 滲透流量の時間的変化について述べると，含水率が零の場合は浸潤線が裏法尻に達した後に滲透水の流出が起るのに対し，堤体内の土が実験開始時に濕つていて不透水層近くの含水率が高いと，色素の先端が未だ裏法先に達しない前に，裏法先からの流出が始まる。

C. 実験結果に対する考察　この実験の場合の水の滲透は重力と水圧との綜合作用の外にさらに毛管力が加わつた作用によるものである。毛管力のポテンシャル勾配が大きいもの程，即ち始めに堤体が乾いている程，速に滲透が行われることは容易に理解しうる。また上流水位の上昇速度が大きい程，重力と水圧のポテンシャル勾配が大きくなり，従つて滲透流速が増大することになる。心壁部の毛管上昇が乾燥試料の場合に著しいこともこれより頷かれる。堤体が始めから或程度以上濕つていると，砂粒の空隙中の水分は重力の作用によつて降下し，不透水層のすぐ上で，心壁以外の部分では不透水層上薄い厚さの部分，心壁部ではそれより相当に厚い部分が毛管排水の時の飽和水帯或は含水量の高い領域を形成している。(この時心壁部では含水比27.0%が，心壁以外の部では含水比22.9%が飽和状態を示している。) それ故出水が始まり上流水位が漸次高まつて心壁の上下流の水位差が或程度以上になるとこの領域を流れるサイフォン作用が始まる。このようにして毛管水流が発生すると流出面近くにあつた毛管水から順次流出することになる。それ故，流入面から入つた色素の先端が裏法面から出るよりも前に流出が始まる。また，始め飽和状態にした砂を用いて堤体模型を作ると，築造中に水が流出して行くが，心壁部では相当な高さまで毛管飽和限界が来るし，また残留水位としても最大1cm程度の水位が残つているから，上流水位が高まり始めると直ちに，上下流の水圧差がこの残留水に働いて，重力水流が生ずる。これに伴つて毛管水流も発生し流量が増すのである。

(5) 結　語

このように不透水層の近くに毛管飽和水帯が存在したり，残留水が存在していると，上流水位が上昇し始めると間もなく裏法面から流出が始まる故に注意を要するのである。在来のI. Schmied氏の式や物部博士の式或は内田茂男氏の式に適当な数値を代入して得る浸潤水の裏法面への到達時刻は，全然上述の残留水や毛管水の存在を考えない場合の式である。実際の場合連続降雨の後などでは特にこのような状態になつているものと考えられる故に，毛管水流や底部の滲透による漏水を重視する必要がある。さて実験結果と実際の場合との関聯性であるが，模型の縮尺の割に毛管上昇高が高く，色素の先端が時間とともに進行する形は模型のそれの方が実際のものより高い目に出る。実際の堤体内の含水量の分布と模型のそれとを相似にすることは，堤体全体が完全乾燥をしている場合以外は困難或は不可能である。毛管上昇高が実物と模型とについて相似な値を有し，しかも透水係数が適当な値であるような模型堤体用砂を選ぶことは心壁堤体などでは不可能に近い。これらを出来るだけ条件に合うように選ぶと或程度実物と相似に近いものを模型で求めることが出来る。

5. 結　論

以上で貯水式は出水の堤体への定常滲透の場合は種々の解き方があることがわかつたが解法(2)，(3)などは式の形も比較的簡単で直観的であるが堤体幅に比べて上下流の水位差が少い場合をとり扱つている。もつとも，Fourier級数などを用いて解析的に解く場合は上下流水位差が小さいと，数値計算をする場合には双曲線函数の値が大きな値になり級数の収斂がよく，第1項だけとればよいというような状態になるが，表にない

ような値を求めることになつたりして一般に計算の精度は落ちるので，普通は上下流水位差が大きい場合をとつている。このように考えると，如何なる堤体断面についても水位差の大小に関せず簡単に滲透状態を把握することができるものは殆んどない。自由水面の終点の位置についてもL. Casagrande 氏の式があるが，この式も或る特定な場合の滲透に対してのみ適用しうるに過ぎない。方法(5)即ち純数学的な解析方法は極めて結構ではあるが，解が得られるのは比較的断面の形が簡単なしかも特定な場合に限られることが多く，また解が得られても数値計算が非常に厄介であつたり不能なこともある。こういうような点から考えると方法(1)，(6)などは比較的適用範囲が広くてよい方法ではないかと思われる。一方また(2)或は(3)の方法をさらに工夫拡張して如何なる断面の堤体の場合にでも，その上下流水位の大小に関せず適用しうるように出来れば，実用上極めて便利である。著者はこの点に着目して第5章に詳述するような解法を与えた。

非定常滲透に対して今日までのところ研究が進んでおらず，均等質材料より成る梯形断面，或はcomposite sectionの梯形断面の非定常滲透に関して純理論的に解かれたものはない。この問題はさらに今後の研究に俟つべきものと思われる。

参　考　文　献

1) たとえば　土木学会編：　水理公式集　P.51　昭和24年

2) Schaffernak : Über die Standsicherheit durchlässiger geschütteter Dämme. Allgemeine Bauzeitung, 1917,

Iterson : Einige theoretische Beschouwingen over Kwel, De Ingenieur 1916. 1917.

3) Andres Sukesch, and W.F. Bingham : Technical Memorandum No. 383, U.S. Bureau of Reclamation.

4) Ph. Forchheimer : "Hydraulik", 3d Ed., Chap. III, 1930.

5) A. Casagrande : Seepage through Dams, New England Water Works Assoc, vol. 51, P.131, 1937.

6) R. Dachler : Die Wasserwirtschaft, P.37, 1933, P.41, 1934.

7) L. Casagrande : Näherungsverfahren zur Ermittlung der Sickerung in geschütteten Dämmen auf undurchlässiger Sohle, Baut. H.15. 1934.

8) たとえば　D.W. Taylor : Fundamentals of Soil Mechanics 9.4. 1948.

9) たとえば　G. Hamel : Über Grundwasserströmung, Z.A.M.M. Heft. 3. P.129~157, 1934.

10) M. Muskat : Phisics 6, P. 402, 1935.

11) 未発表，田中茂，杉本修一 : 3角形領域における境界値問題．神戸大学工学部研究報告2.に発表予定　昭和27年10月

12) 内田茂男 : 東大理工研報告 Vol. 4., No. 7,8.

13) 内田茂男　東大理工研報告 Vol 1., No. 7, 8.

14) たとえば R.V. Southwell : Relaxation Methods in Theoretical Physics, P.191~198. 1950.

15) R.D. Wychoff, and D.W. Reed : Physics. 6, P.395. 1935.

16) 円羽義次 : 滲透水流の電気的計測について，土木学会誌，35巻7号，P.18~20. 1950.

17) M. Muskat : The Flow of homogeneous Fluids through Porous Media, P.67, 1937.

18) J. Kozeny : Über Grundwasserbewegung, W.u.W. H. S.6, 7, 8, 10, 1927.

19) E. Günther : Lösung von Grundwasseraufgaben mit Hilfe der Strömung in dünnen Schichten, W.u.W. Heft 3, 15, P. 45~55 März, 1940.

20) 巌佑之 : Hele-Shawの流れを応用した地下水流に関する実験，土木学会第6回年次学術講演会講演概要 P.28. 1950.

21) たとえば M. Muskat : The Flow of homogeneous Fluids through Porous Media, P.302. 1937 の式(3)

22) W. Müller ：本間仁訳 Müller 粘性液体の力学 P. 47-48, 1943.

23) I. Schmied ; Die Wasserbewegung in Dammkörper. 1928.

24) 物部長穂 ： 浸潤作用に対する土堰の安定について．土木学会誌，4巻2号，P.1~39，大正7年2月

25) たとえば 土木会編 ： 最新土質工学，河川堤防 P. 67, 1950

26) K.P. Karpoff ： Time required to saturate an Earth Dam, Civil Eng. April, p. 238~240, 1941.

27) 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 37巻2号 P.58-62, 1952.

第3章　土壌浸蝕を引起す雨滴と水流

(I) 緒　言

土壌浸蝕は雨滴が地表面に衝突して地表の土に擾乱を与え、そのために土の粒子は飛散し、また流出水に濁をおこす。雨滴の表土攪乱作用はたしかに土壌浸蝕を引き起す作用中重用なものの1つである。このようにして雨滴によって擾乱を与えられて分解並びに分散を引き起した土粒子は流出水の浸蝕作用と運搬作用とを受けるわけである。著者はこれら土壌浸蝕を引き起す原因である雨滴の作用と水流の性質を明らかにすることが、土壌浸蝕の機構を把握する上に極めて大切なことに着目して、本章ではこの問題をとりあげたわけである。

(II) 雨滴の性質

1. 概　説

雨滴といってもその大きさや落下速度は雨の降り方によって異り千差万別である。即ち大きさについて云えば「ぬか」のような、また霧のような細かい粒のものから小豆大のものまであり、落下速度もス～3 m/sec の小さいものから8 m/sec に達するものまである。しかしわれわれが問題にするのは弱雨ではなくて強雨である。

従来土木気象方面でよく問題にされてきたのは降雨量であり、雨の強弱を表現するのに或る時間内の降雨量を基準にとっている。この降雨量も降雨に関する大切な要素であるが、量以外の大切な特性、即ち雨滴の大きさや落下速度などをも何等かの形で表わし、降雨の性質を特徴づけなければならぬものと思う。普通、降雨量の大きい場合は雨滴の大きさや落下速度が大きいように思われるけれども、必ずしもそうでない場合がある。

2. 雨滴の大きさの測定

(1) 測定方法

雨滴の大きさを示した文献は皆無といってよい状態でただ三原義秋、矢吹万壽両氏の研究[1]があるにすぎない。普通雨滴の大きさを測るには濾紙吸収法[2]を用いるが、これでは大滴の場合に飛沫を生ずるため、著者はこの方法の代りに、窓ガラスに雨滴が衝突した場合に飛散しないことを観察して、これよりヒントを得て次の方法をとった。即ち、清浄なガラス板で雨滴を受け、これに濾紙（吸収法に用いる濾紙）をあてて吸取らせて測定する方法である。この方法は比較的大粒の雨滴の時に特に好適である。測定方法はガラス板を雨滴の落下方向に直角に向けて、雨滴が重ならない程度の短時間雨滴を受け、その時間を正確にストップウォッチで測る。ガラス板に附着した雨滴の体積は、この痕跡の長径、短径の外に厚みを測定すれば計算で求められ、重量もこれより直に分る。各雨滴について1つ1つ痕跡の厚さを測定することは手数を要するので、代表的なものを選んでそれについてのみ測定をしておけば、他のものも径と厚さの関係がこれと同じものと考えて処理しうるのである。濾紙に吸取った痕跡はガラス板上のそれより紙の吸収による痕跡の拡大がないように注意した。

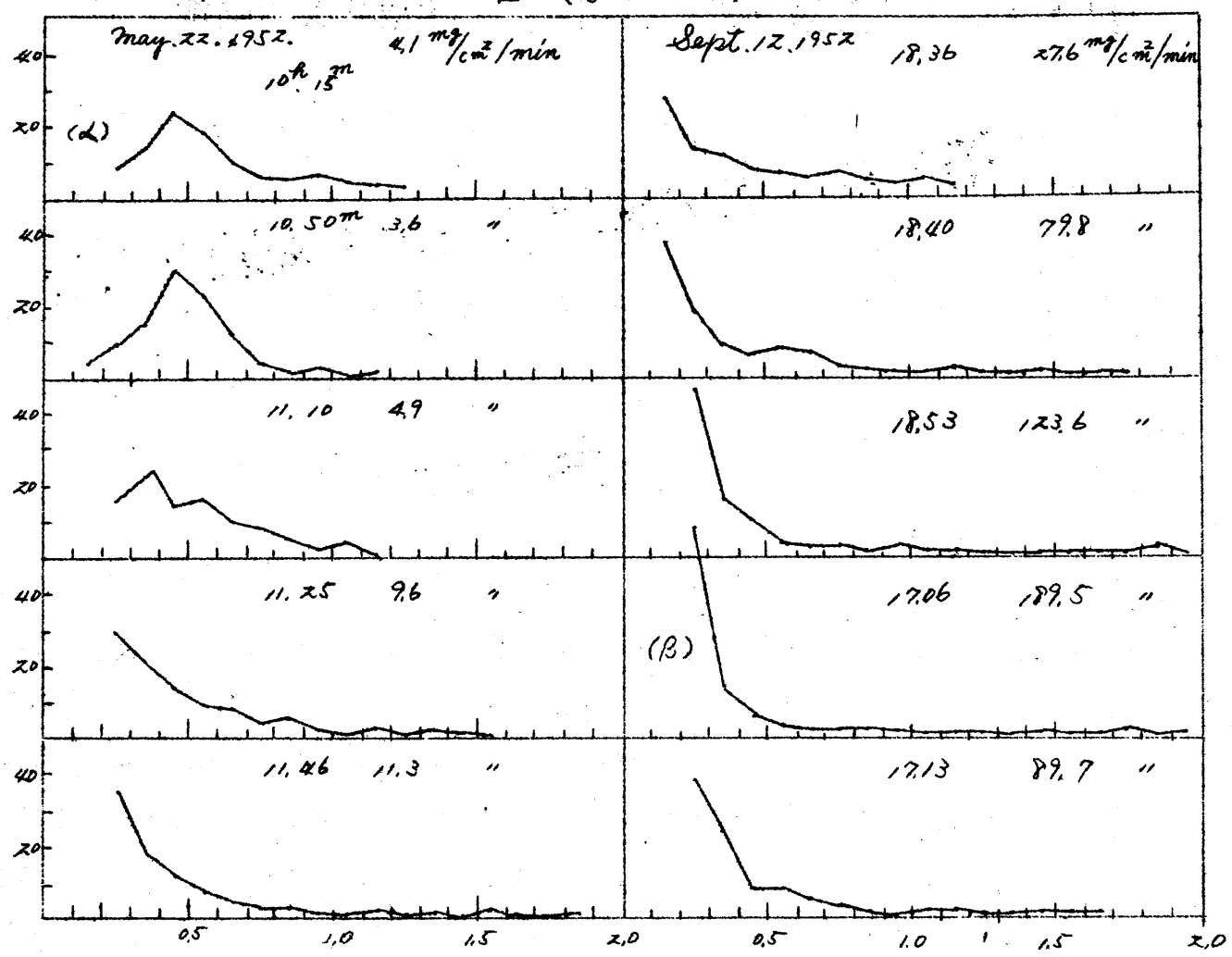
(2) 測定結果

著者は昭和27年4月より9月までの間に神戸大学工学部構内で降雨回数10回のものについて上の方法で観測した。その結果の1部を示すと図－(3－2－1)に示すようになり雨滴半径の頻度曲線を得る。

これより分ることは半径0.3 mm 以下の細滴の多少と降雨強度の大小とが密接な関係があり、強雨の場合は細滴が多く、弱雨の場合は逆の傾向になる。また同時に強雨の時は大滴の方に曲線が長く延びることである。即ち雨が強い時にはよく大粒の雨が見られるわけである。

これらの特徴は極めて注目に値するもので、三原、矢吹両氏の実験結果とよく似た結論を得たわけである。次に雨滴を球として考えると、その体積は半径の3乗に比例するからその重量もまた半径の3乗に比例する。

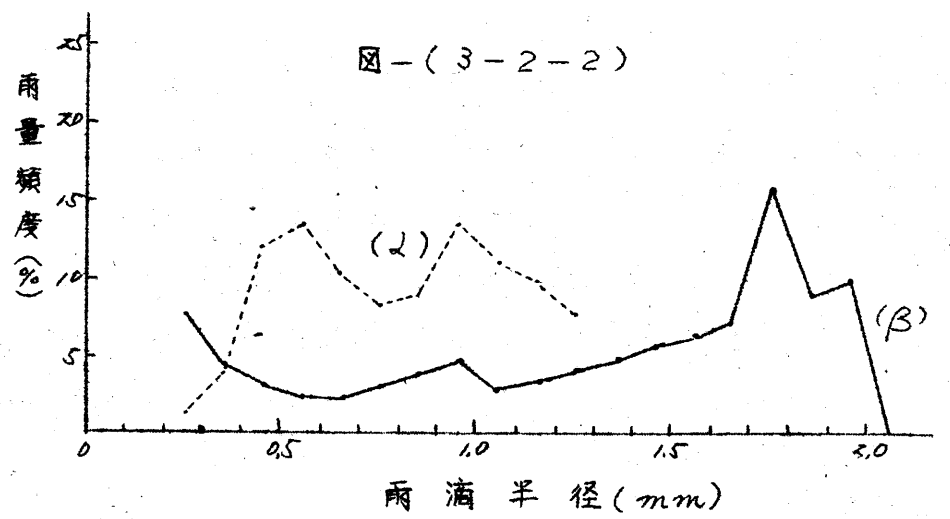
図－（3－2－1）



従って雨滴の大粒のものの1粒の重量は小粒のもののそれに比べて極めて大きいわけである。そこで1つの降雨量をとって考えてみると、その降雨量の構成要素である大きさを異にする雨滴の占める重量は、大粒は数こそ少いがその重量の和は大きな%を占めることになる。

図－（3－2－1）の（α）、（β）について、この時の雨量、（α）は 4.1 mg/cm²/min、（β）は 189.5 mg/cm²/min について、各粒径の雨滴が占める重量の頻度を求めると図－（3-2-2）の曲線（α）、（β）を得る。（α）は弱雨型であり、（β）は強雨型である。これでみると強雨型では大粒の雨滴が占める雨量頻度が弱雨のそれに比して大きい傾向が明らかであり、強弱の中間の強さの雨ではこれらの中間の型の傾向を示すであろうことも想像せられる。

図－（3－2－2）



ここに示した図はほんの1、2例に過ぎないが、他の多くの実験結果や、前記三原、矢吹両氏の測定結果などを綜合すると、降雨の強弱の型によって、雨滴半径に対する雨滴数の頻度曲線の形状が異り、強雨では半径0.3mm以下の雨滴数の頻度が最大であるのに対し、弱雨では半径0.5mmを中心にしてその前後の大きさのもののそれが最大であるようであり、また、強雨ほど、1つの雨量中において大滴が多く現われ、しかもそれが占める重量頻度は小滴に比して大きいことは確かに特徴である。また着者が測定した雨滴の最大は猛烈な驟雨の場合で直径5.6mmのものであつた。また岡田武松博士[3]の書物によると雨滴として存在しうる極限の大きさは直径5.5mm位であり

これ以上になると細分してまたこれが増大するものとされている。

3 雨滴の落下速度

落下してくる雨滴は重力と空気の抵抗とが釣合って、その大きさに応じた終速度で落下し、大滴になるにつれてその終速度は大きい。岡田武松博士[4]は雨滴の最大のものと考えられる直径5.5mmのものが落下する時の周囲の空気との関係速度は8.0m/secであるとせられている。雨滴は直径1.0mm以上になると正しい球形を保つことが出来なくなり、直径が大きくなって5.0mm程度にもなると変形が大きくなって破壊してしまうのである。

実際の雨滴の落下速度は風の影響などを受けて鉛直に落下するとは限らず、斜に落下することの方が多い。ことに颱風などに伴って降るものではこの傾向が大きいわけである。上昇気流が8.0m/secよりも大きい時には雨滴は落下し得ないし、反対に下降気流にのる時はさらに速度が早いわけである。また風が水平方向に30～50m/secもの瞬間風速で吹いている時には、相当な水平方向の分速度をもつことになる。従ってこれらの風の作用などを全然考慮せず数学的に求めた値と実際のそれとはかなり違うことになる。実際の雨滴の速度はやはり実測によって求めなければならないが、1つ1つの雨滴についてこれを求めることは容易ではない。落下速度の実例も高速度撮影機などを用いるのがよいけれども実際上は実行困難である。

4、雨滴の有する運動のエネルギー

1粒の雨滴の質量をm、落下速度をvとすると、その雨滴の有する運動のエネルギーは$\frac{1}{2}mv^2$で表わされる。ところでmの値は半径rと水の単位質量σとを用いると$m=\frac{4}{3}\pi r^3\sigma$となる。従って運動のエネルギーK.E.は次のようになる。

$$K.E.=\frac{2}{3}\pi r^3\sigma v^2 \qquad (3-2-1)$$

いま$2r=5.5^{mm}$, $v=8.0^{m/sec}$を用いてこの式によりK.E.を計算すると、K.E$=27333\,erg$となる。この値は換言すれば$28.0\,gr$の重量の物体を1cmだけ持上げるに要する仕事に相当する。

実測した雨滴の大きさ、質量、落下速度などをもととして雨滴の有するK.E.は式－(3－2－1)によって簡単に求められる。著者は雨滴の落下速度の実測がうまく行かなかったので、測定雨滴から、降雨強度とK.E.との関係を求めることはできなかったが、三原、矢吹両氏は雨滴落下速度を予め各種の質量の雨滴について風などの影響の少い場合に実測して、雨滴の質量とK.E.との関係を曲線に表わしておいた。そうして、その後の降雨観測時には、雨滴の大きさと雨量とを実測し、落下速度は前記の曲線を利用して求めた。これらの資料に基き、両氏は降雨速度とK.E.との関係を1分間降雨強度と10分間降雨強度とについて求め、次式[5]を得ている。

$$E=aI^b \qquad (3-2-2)$$

但し　E：雨のK.E.（$erg/cm^2/min$ or $erg/cm^2/10\,min$）

I：雨の強度（$mg/cm^2/min$ or $mm/10\,min$）

a, b：雨の性質によってきまる常数

この関係は雨滴の落下速度のとり方にさきに述べたような不確実さはあるが興味深い結果を示している。著者は確実でしかも簡単な雨滴の落下速度測定法を工夫してさらに正確な降雨強度とK.E.との関係を明らかに致したいと思っている。

参考文献

1) 三原義秋、矢吹萬壽；降雨の土壌侵蝕力に関する研究、(II) 農業気象第5巻3号，1950.

2) たとえば、三原義秋、矢吹萬壽；降雨の土壌侵蝕力に関する研究，(II) 農業気象第5巻3号, P.121, 1950.

3) 岡田武松； 気象学、P427、昭和4年6月、

4) 岡田武松； 気象学 P646、 仝 上 、

5) 三原義秋、矢吹萬寿； 降雨の土壌侵蝕力に関する研究、(Ⅱ) 農業気象ヤ5巻3号、P127, 1950.

〔Ⅲ〕 薄射流

1. 概 説

堤体の法面が平坦で凹凸(がく)ない場合には、雨水は水深の小さい射流の状態で法面を流下する。普通薄層流と称するのは石原博士によると[1]一般に水深の小さい即ち薄い sheet flow をさし、特に Laminar flow ばかりをいうのではなく、層流状態から遷移領域を経て完全乱流に変化して行く流れを総称していうのである。

ところが著者が問題にしている堤体の斜面は勾配1：2～1：3等の急なものであり、このような急斜面上の雨水の流れは普通は、降雨が相当期間継続し、降雨強度と滲透能がほぼ一定になり、表面流出量も略一定になると、等速定流状態の射流になるものと考えられる。しかもこの流れの水深は極めて薄いのであるから、薄射流という方がはっきりしてよいと思われる。堤体天端や小段上では勾配が緩かであるから射流は存在せず常流になることもある。この常流は薄射流よりは水深は増すが、それでも普通のものに比べると極めて薄い。

一般に射流は流速の大きい流れであり、Reynolds no. も大きいが、常流と射流との区別は Froude no. によるもので、Reynolds no. には関係がない。後者が関係するのは層流と乱流とを区別する場合である。

石原博士並びに岩垣助教授等の研究[2]によれば、巾広い水路の流れでは Reynols no. が500という値が層流と乱流との境になっており、完全乱流になるのは1500程度ということである。M. Roberteon 及び H. Rousel[3]氏や本間博士[4]が指摘されているように、層流にも乱流にもそれぞれに常流と射流の区別がある。前記石原博士の定義に従えば薄射流も薄層流の領域に包含せられるのである。

ここでは勾配の急な斜面上の流れを主として問題にするのであるから乱流領域に属する薄射流を主に研究の対象としなければならなくなる。

薄射流についても勾配が20°以上のような特に勾配の急な場合におけるものに関してはあまり研究が行われていない状態である。ダムの余水路や溢流面を流下する流れは極めて急勾配の斜面の流れであって、その射流の水深は小さいが、薄層流ではなくて普通の射流である。このような流れについては従来 E. W. Lane 氏[5]の研究がある。いまここに問題にしているものは雨水などが、ダムの溢流の場合の射流とは異り非常に薄い厚さで流れている急勾配の薄射流である。この場合の水流の厚さは数mm～数cmというような極めて薄い厚さの水流であるから、この水流の厚さは斜面の凸凹に比して大して厚くない。従って普通の射流の場合に比べて斜面の凹凸の影響が著しく仇くものであろうことは容易に考えられる。この外にさらにこの流れの特徴として特記すべきものは所謂 Wave Train が著しく現われることである。この Wave Train については石原博士、岩垣助教授等の研究[6]があり、この研究ではまず理論的に wave train の発生限界を求められ、さらに鉋削り木製水路を用いて水路勾配が0より1/4まで変化し得るようにし、特別に工夫された装置を用いて波形、波長、週期、波速等を実測し雨水波列の特性を明らかにされた。

普通、薄射流の場合などでは土の斜面の上やコンクリートなどの鋪装斜面上を流れるから、面の凹凸は砂粒の大きさによって支配されるのであり、この凹凸は1mmの何分の1より数mmの範囲にあるものと考えられる。ところがこれに対して水流の厚さ d が数mm乃至数十mm程度であるから、その厚さ d と斜面の凹凸の大きさ k との比 k/d の大きさは0.1～1.0程度の値をとることが多いものと考えられる。この点から考えると、この流れに対する砂粒の影響は極めて重要なものになる。

次に堤体法面上の薄射流ではこのような粗度の問題の外に砂粒などが大きくて流れの厚さが薄い場合や、斜面上に多少でも凹み或は凸起があったりした場合には跳水とか衝重波などの問題が重要になるわけである。また急激な勾配の変化、即ち天端から斜面に移ったり、斜面から小段へ、また小段から斜面に移り変る所、所謂 control section その他がある場合にもこれらの問題や水圧の分布の問題などがある。従って堤体斜面上を流れる薄射流についてはこれらの諸問題を明らかにしなければならないのである。

2、流体抵抗並びに粗度の問題

自由水面を有しない円管内の流れの場合の円管内面の粗さと摩擦抵抗との関係について Nikradse[7] が有名な実験を行って $h=\lambda\frac{l}{d}\frac{v^2}{2g}$ の λ と $R=\frac{v_m d}{\nu}$（dは円管の内径）との関係を明らかにした。その結果円管内の流れの摩擦抵抗はRの極く小さい間は流体の粘性のみに関係し、面の粗度には無関係であり、Rの大きい所では面の粗度のみに関係して流体の粘性には無関係であることが分った。円管の壁に接した層流部の厚さはRが大きくなる程小さくなり層流部が極端に薄くなると、凸部が全部乱流中に露出し純乱流になる。

このように円管内の流れの抵抗係数はRの値のみによって支配されているのである。これに対し自由水面を有する射流の場合においては、その平均速度が水面を伝播する長波の速度以上になっている。即ち、水平に対する傾角θの急斜面を流下する流れの限界 Froude no. $F_c=\sqrt{\cos\theta}$ を用いると、射流は Froude no. が $F>F_c$ の場合の流れであって、Reynolds no. に関係しているのは勿論、Froude no. にも関係がある。

S. A. Jegorow 氏[7]の滑らかな壁をもった開水路に関する射流の実験によっても明らかなように、$1<F<2$ の範囲においては流れの抵抗係数 λ はFの増加とともに増し、Fが2を超えると λ の値が減少している。即ち $F>1$ という射流においては抵抗法則は常流の場合と異っていることが明らかにせられた。本間博士の滑面及び粗面の場合の射流の実験[8]から分るように開水路の抵抗係数 λ とRとの関係を示す直線は水平軸に平行な直線にならず勾配が変るごとに少しづつ違った曲線になっており、また λ はRのみならずFによっても著しく変化し、同一のRの場合Fが2～3迄は λ は増加し、それ以上になると λ は減少することを指摘された。石原博士、岩垣助教授の研究[9]においても滑面の場合には勾配が0.02以上の急な場合とは全く別な流況に従うことを明らかにせられ、粗面の場合においても抵抗係数はFによって影響を受くべきことを明らかにせられた。本間博士[10]は一般的に見て、射流の速度分布、特に速度の大きい射流の速度分布曲線は一般の常流状態の流れの分布曲線に比べると抛物線に近いもの、即ち層流の速度分布に近い形になっていることを示されている。岩崎敏夫氏[11]は不等速定流をなしている射流の実験を行い、運動量の変化が底よりの鉛直高 y の変化に応じて直線的に変るものと仮定すると、流速分布が等速定流の場合と同様に取扱えるものとして測定結果を整理して、流速分布が対数法則に従うことを明らかにした。さらに λ とFとの関係についても本間教授がさきに指摘された点を再確認している。

以上の諸氏の研究はすべて勾配1/10以下の射流を対象にしておられ、著者がいま問題にしている堤体の斜面のように1/3、1/2 というような急勾配の場合の流れを対象にした研究はみられないようである。しかし著者が目下行っている1/1、1/2、1/3、1/4という急勾配の射流の実験においても、水深に比して砂粒が大きくない時には、流速分布や粗面水路の抵抗法則に上述の研究に示された傾向と同様なものがあることが分ったのであるが詳細はなお検討中である。

3、急斜面上の射流中の水圧

斜面上の射流が等速定流をしている時を最初に考える。この流れは水平と傾角θをなしている斜面上で鉛直に測った水深 t で流れているものとする。水面から流れの中に水面に直角に測った深さ y という点の水圧P、並びに $y=d=t\cos\theta$ の所、即ち斜面上の1点にかかる水圧 p_0 は水の単位体積重量 γ を用いると周知のよ

うに次式で示される。

$$p=\gamma\gamma\cos\theta,\quad p_b=d\gamma\cos\theta=t\gamma\cos^2\theta \qquad (3-3-1)$$

いま考えたように等速定流の場合は重力のみが作用しているから、問題は極めて簡単であるが、重力の外に遠心力などが作用している場合は複雑になる。遠心力などが余分に作用して流線が変曲していると、さきに考えたと同じ点のこの場合の水圧を水頭に換算したものh_pと、式－(3－3－1)によって与えられる$\frac{p}{\gamma}=\gamma\cos\theta$との間に相違が生ずる。この値を$\Delta h_p$とする。

即ち　　$\Delta h_p=h_p-\gamma\cos\theta$　　(3－3－2)

この値は流線が鉛直上方に凸な場合は負、鉛直上方に凹な場合は正の値を示し、その値は流線の曲率やθの値の大きさにより異る。また堤体天端や小段のような緩斜面から突然に堤体法面の急斜面に移る場合、即ち所謂 control section を持つ場合は、自由水面や流線の曲率が非常に著しいので、水圧の分布は静水圧分布を示さないし、また堤体表面にかかる圧力は control section 附近で負圧を生じている。なおこの問題については H. Rouse 教授の研究[12]があるが、Δh_pの値などについては解析されたものを見ない。

4、跳水等の衝撃波

堤体の急斜面上に比較的大粒の砂や砂礫が点在していて水流の厚さよりもそれらの径が大きくて水面上に出ている場合には、これらの粒子のまわりに mach 波を生じ美しい水切波紋を生ずる。これらの波紋は互いに干渉し合つて美しい模様を呈する。mach 角αは、流速v、水深d、傾面の傾角θを用いると次式で与えられる。

$$\sin\alpha=\sqrt{g d\cos\theta}/v \qquad (3-3-3)$$

mach 波は衝撃波であり、この伝播速度ωは実際は$\sqrt{g d\cos\theta}$で与えられる値よりは少し大きい。この理由は mach 波の背面の水深d_1は前面の水深d_0よりも大きく、これらの値を用いるとωの値は次式で表されるからである。

$$\omega=\sqrt{g d_1\left(1+\frac{d_1-d_0}{2d_0}\right)\cos\theta} \qquad (3-3-4)$$

急勾配の法面から突然小段或は堤内地の緩勾配の斜面に移るような場合には、急斜面上を流下して来た射流は緩斜面上の水流にはげしく衝突して衝撃を与える。このように射流から常流に移る時には急激に水深が増加し大きな渦を生じ所謂跳水現象が生ずる。この問題については B. A. Bakhmeteff 氏並びに A. E. Matzke 両氏の研究[13]がある。これによると跳水の前後の水深d_0, d_1の比などはF^2などに大いに関係していることを示している。その他鶴見一之博士[14]や、今野彦貞氏[15]などの研究もある。

次に衝撃波の前後のエネルギーの変化を考えると、水分子は衝撃波を通過するとエネルギー損失が起る。この損失は衝撃波の前面で生ずる乱流による摩擦損失のためである。衝撃波の前後のエネルギーの変化を$\frac{dE}{dt}$で表すと、J. J. Stoker 氏[16]によると次のように表される。

$$\frac{dE}{dt}=\frac{m}{\rho}\frac{(\bar{p}_0-\bar{p}_1)^3}{4\bar{p}_1\bar{p}_0} \qquad (3-3-5)$$

ここに$\bar{p}_0$, $\bar{p}_1$：　衝撃波の前後の密度

m：　衝撃波の前面を越えて輸送される質量

ρ：　水の密度、

ところがd_0-d_1を衝撃波の前後の水位差とすると、$\bar{p}_0-\bar{p}_1=(d_0-d_1)$という関係があるから、$\frac{dE}{dt}$は$(d_0-d_1)$の3乗に比例することになる。なお砂粒の大きさに比し薄射流の厚さが極めて薄い時は、砂粒が障害物となり多くの攪乱波が発生するため、普通の粗度という考えによる流体抵抗の外に攪乱波によるエネルギー損失があるため、流速分布や抵抗法則がこのような攪乱波のない場合に比べて異るものと思われる。

参考文献

1) 石原藤次郎、岩垣雄一、合田健：薄層流に関する研究（第1報）、土木学会論文集 第6号、P.31、1951.

2) 仝上 ： 仝上 P.38、1951.

3) M. Robertson, and H. Rouse: On the four Regimes of Open-Channel Flow, Civil Engineering, 3, 1941.

4) 本間仁：射流現象特に射流の流体抵抗に就て(1)，土木学会誌 28巻5号，P.466，昭和17年5月

5) E.W. Lane: Recent Studies on Flow Conditions in Steep Chutes, E.N.R., Jan. 21, 1936.

6) 石原藤次郎，岩垣雄一，石原安雄：薄層流に関する研究（第3報）、雨水波列について 土木学会誌 36巻1号，P.9～14、1951.

7) S.A. Jegorow: Turbulente Überwellenströmung (Schiessen) in offenen Gerinne mit glatten Wänden, W.u.W. H.3, P.55, 1940.

8) 本間仁：射流現象特に射流の流体抵抗に就て(1)，土木学会誌 28巻5号，P.473～478，昭和17年5月.

9) 石原藤次郎、岩垣雄一、合田健：薄層流に関する研究（第1報）、土木学会論文集第6号、P.31～38，1951.
岩垣雄一、石原安雄；薄層流における底面粗度の影響について，土木学会第7回年次学術講演会 、P.68，1951.

10) 本間仁：射流の拡散，土木学会誌 28巻8号，P.705，昭和17年8月.

11) 岩崎敏夫：射流の流速分布と流体抵抗に関する一実験，水理研究連絡会，昭和26年3月.

12) H. Rouse: Discharge Characteristics of the Free Overfall, Civil Engineering; vol. 6, no. 4, P.257, 1936.

13) B.A. Bakhmeteff: Hydraulics of Open Channels, Part III, 1932.
B.A. Bakhmeteff, and A.E. Matzke: The Hydraulic Jump in Terms of Dynamic Similarity, A.S.C.E., Vol. 101, 1936.

14) 鶴見一之：跳水について，土木学会誌，昭和5年9月，P.573，

15) 今野彦貴：跳水現象の実験的考察，土木学会誌 21巻3号，

16) J.J. Stoker: On the Formation of Breakers and Bores, の訳本、海蝕関係文献集1巻1号，P.41, 1951

(IV) 雨裂内の水流

1. 概説

始め平坦な一定勾配を有していた斜面が浸蝕が進行するにつれて斜面上の諸所に凹みが発生し、これが漸次縦方向へ発達して雨裂（gully）が形成せられる。この雨裂が相当に発達すると表面流出水は漸次この内部に集中して流れるものが多くなり雨裂以外の部分の流水の厚さは減少して浸蝕が弱まるのである。この雨裂は水流の作用によって削られ、時間とともに断面が少しづつ変化してゆくものであり、断面の変化に応じて水流もまた少しづつ変るのである。この雨裂は一寸見たところ斜面の上手から下手の方へ向って延びている細長いしかも巾の割に深さの深いみぞに過ぎないけれども、詳細にこれを観察すると平面的にも横断的にも且つまた縦断的にも極めて特徴のある形態を示し、甚だ不規則な変化をしているように思われるのであるが実際は或程度規則正しい変化をくり返しているわけである。この内部を流れる水流もそれに応じた流れ方をしており、普通の流れの状態とは非常に様子が異っている。この雨裂内水流は雨裂が固定水路ではなくして時間とともに浸蝕を

受けて変化してゆくものであり、しかもその変化が比較的速やかであり、その上に流水が土壌粒子を流送しているため濁っていることなどの理由で、容易にその実態を実験などによって把握し難いのである。このようなことが今日までこの種の流れに対する研究が行われなかった原因であろうと考えられる。

著者は実験室内において固定雨裂を作り、その雨裂内の水流について特性を調べ、或程度これを明らかにすることができた。

2、雨裂の形態

著者は実験室内において勾配1：2、斜面長1.0m、巾30cm、厚さ6cmの斜面を、セメントと砂とを1：2の重量比で配合したものを用いて造った。この斜面はできるだけ入念にこてを用いて仕上げ、面に凹凸がないように平坦で一様勾配をもつようにつとめた。この斜面がまだ硬化しない前に250cc/secの水量の水道水をこの上に溢流させて浸蝕を生ぜしめ、やがて斜面上に数本の雨裂が発達し、それらの最もよく発達したものが底板に達する前に流水を止めた。このようにして生じた雨裂の中で最もよく発達した、しかも斜面の中央近くにある真直ぐなものを選び、さらにその雨裂の内部で特に底勾配が上凸になっている凸部と、上凹になっている凹部の典型的な箇所を数箇所選んで、ここにpiezo-meter用のガラス管を埋込んだ。このようにして放置して斜面を硬化させた。

次に、選んだ雨裂の上流端に向って斜面の天端上に導水壁を設け、斜面天端につらなっている貯水槽の水をすべてこの雨裂に導くようにした。このようにして固定斜面が出来上ると、まず雨裂の形態を明らかにするために、縫針をポイントゲージの先端につけて1/10mmまで高低を正しく読めるようにしたものを用いて雨裂の縦横断を求め、さらに平面図を作った。但しこの場合は元来の斜面が1：2という急勾配であるために、水平面並びに鉛直面に投影する普通の平面図並びに横断図を作ったのでは実態が分り難いので、特にこの場合は、1：2という傾斜をしていたもとの斜面を基準にして、この斜面に平行な平面と直角な横断とをとることにした。縦断図はまた各横断図の最深部を連ねたものに沿うてとった。このようにして作った図面の中で雨裂の全長のほぼ中間部にあたる測定区間のものを示すと、図－（3－4－1）～（3－4－3）のようなものを得る。次にこれらの実測結果にもとずいて雨裂の形態上の特徴をあげると次のようである。

(1) 平面図よりみれば、ヤ1には雨裂巾が狭い区間と広い区間とが交互になっていることである。ヤ2には雨裂の最低部を連ねる線が決して直線とならず蛇行をしていることであり、その曲率半径は極めて小さく従って反向の度数も多い。ヤ3には雨裂巾の広い区間は狭い区間に比べて最深線の振幅が大きい。

(2) 横断図よりみれば、ヤ1には雨裂の巾が広くて深さの浅い区間と巾が狭くて深さが深い区間が交互にあらわれていて、その遷移は割合に急である。ヤ2には、横断面の形状はU字型と、U字とV字の中間型とに大別することができ、両岸は鉛直に近く、時には鉛直よりもさらに傾いていることもあるが、底部及びその附近ではV字型をなしていることが多い。ヤ3には、幅が狭い断面では底部の形状がV字型のものが多い。

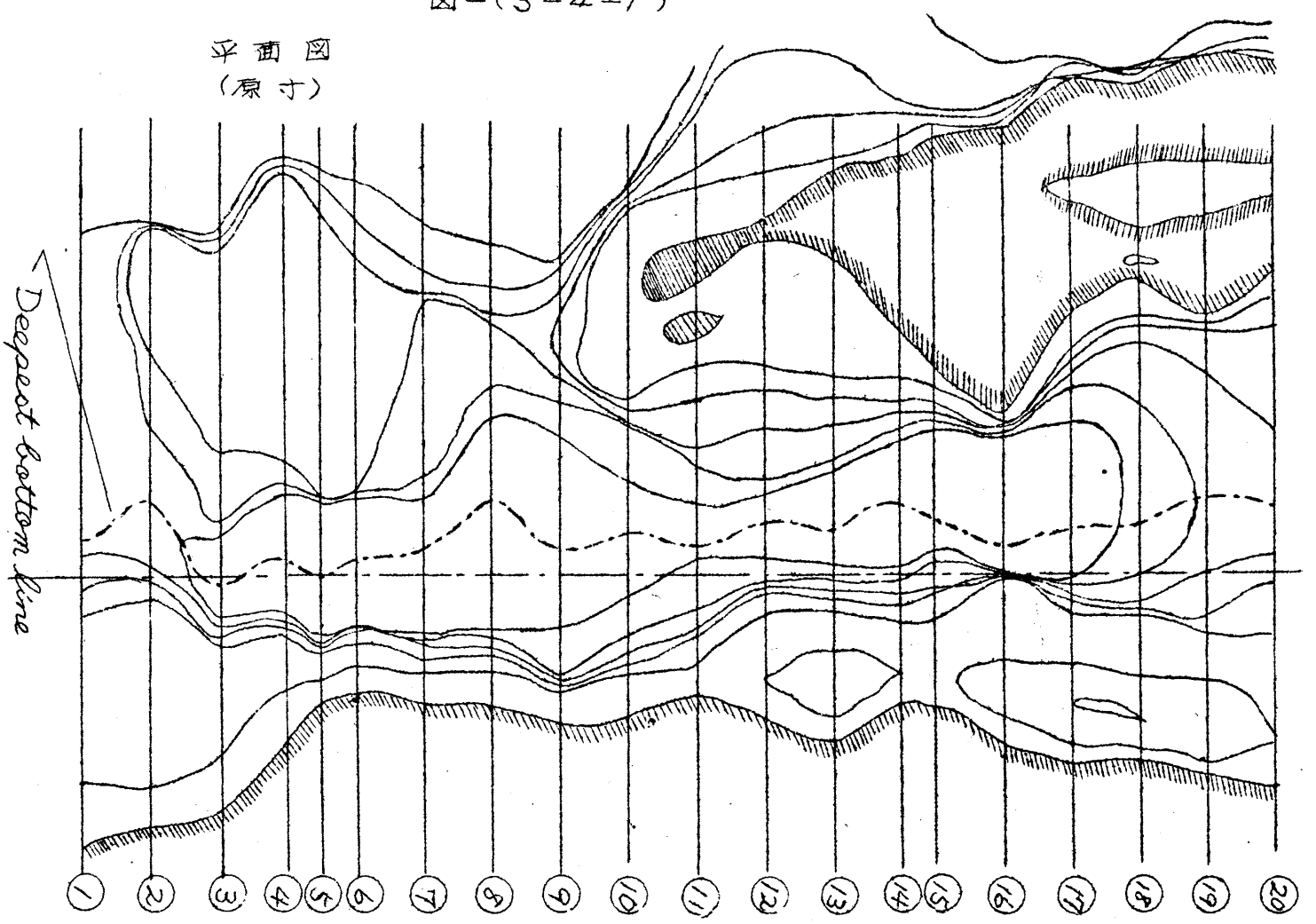
(3) 縦断図よりみれば、ヤ1には、雨裂の最深線の縦断曲線は上凸曲線と上凹曲線が交互に連続したものから成っておる。ヤ2には、雨裂の最深線の勾配は原斜面勾配よりも急なものと緩なものとが交互に現れており、その変化は割合に滑らかな部分もあるが、諸所に急に変化する角がある。この実験例の場合の最急勾配は約56°、最小勾配は水平よりも反って逆に下流に上り勾配を示し、その勾配は約－13°～30′であった。

3、雨裂内の水流の特性

(1) 実験方法　雨裂内の水流状態を把握するために、雨裂内に50cc/sec, 100cc/sec、150cc/sec、180cc/sec

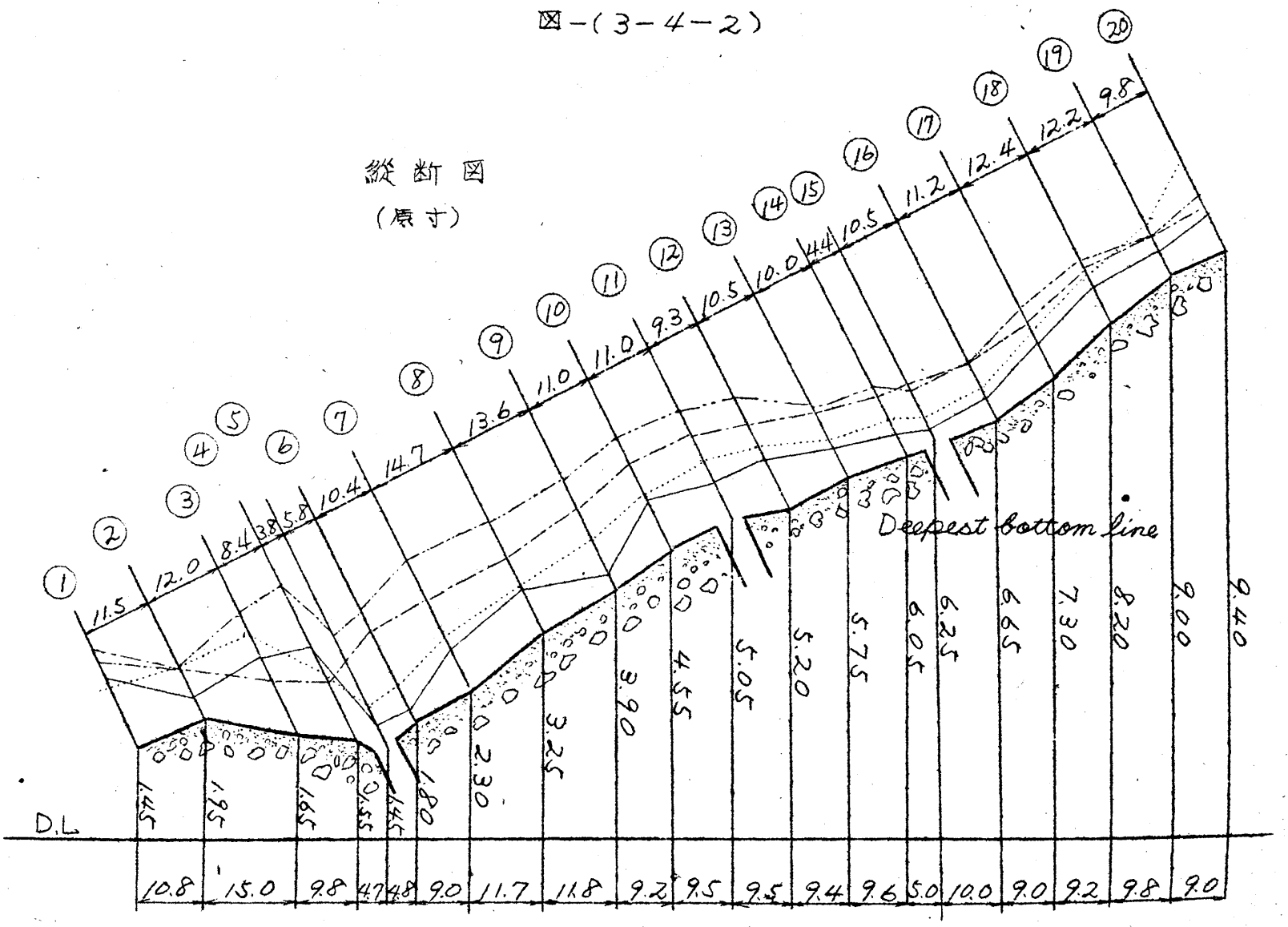
図－(3－4－1)

平面図
(原寸)



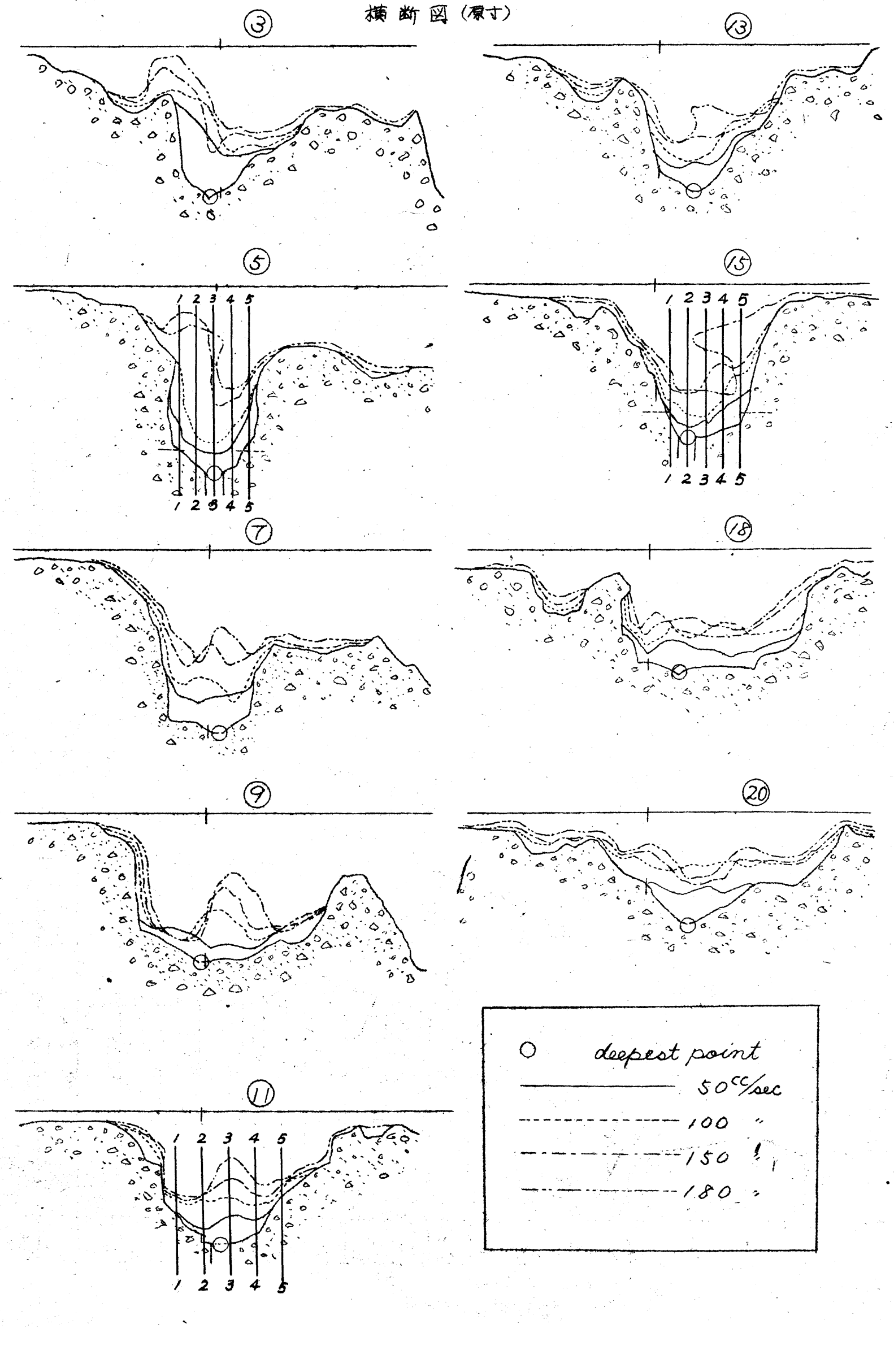
図－(3－4－2)

縦断図
(原寸)



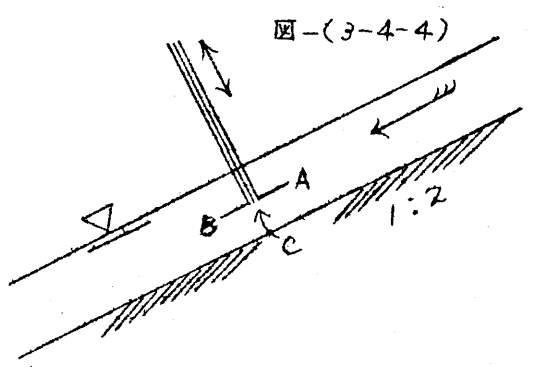
図－(3-4-3)

横断図（原寸）



の4通りの流量の水道水を流してその都度流れの状態を観測した。即ち各横断面毎に水面曲線を前述のポイントゲージを用いて捉へる外、Piezometer用の管のある断面では内径0.5mm長さ10cmの注射針3本を図-(3-4-4)のように組合せたものとmanometerとを用いていろいろな場所の圧力を測定した。A-tubeは1:2の傾斜をもたせて上流に向け、B-tubeは同じ傾斜をもたせて下流に向け、C-tubeは1:2勾配の斜面に直角方向に向けて、この3本の管をC-tubeの方向に移動させ、1mm毎に水面から底までの各管の圧力を測つた。この流れは左右及び上下の方向に約1mm程度の振幅と約1.5秒の週期をもつた小振動をしているため、水面をおさえる場合にはその振動の振幅の中間と思われる点の位置をおさへるようにし、tubeで圧力を測定する場合はtubeの先端が流水表面からはなれて空気中に出ないように注意した。この外piezometerの圧力をも測定した。圧力の測定は1/5に傾けたmanometerを用いて行った。この場合もmanometer内の水面は小週期と小振幅をもった振動をしているため、その振幅の中間の読みをとつた。A, B, C各tubeは内径が極めて細いのでmanometerの水位が一定するまでに1.2~1.3分を要し、またtubeに小気泡が混入しやすいのでこれが混入しない様極力注意した。跳水、渦、衝撃波などの現象が各所で見られ、水面の示す特異な現象や水流状態はわれわれが実験室内で見なれているところの勾配の小さい直線水路内の流れとは異つて、普通の流水の摩擦抵抗理論だけではこの場合の問題を処理し得ないという感じを深くしたわけである。A, B, C各tubeの先端は図-(3-4-4)のように高低差があるため、これらの読みにはその補正を施した。

図-(3-4-4)



(ろ) 実験結果

A、水面曲線　図-(3-4-3)には各断面の横断図の外に、横断図をとつたと同様な方法で各横断毎に測定した各流量に対する水面曲線を示す。この雨裂を最初作る場合に、この内部を流れた流水の流量は雨裂が発達するにつれて次々に増加して来たのであるが、この雨裂が現在の状態になる直前のこの内部を流れる流量は約73cc/secであつた。水面曲線の特性を列挙すれば次のようになる。

1、水面曲線は雨裂内を流れる水の流量によって相当甚だしい差異を生ずる。

2、水面曲線は一般に両岸に沿うてかなりの高所までその両端が上つており、その上、極めて凹凸のはげしい特異な形状を示す。

3、一般に小流量の場合の曲線程、凹凸が少く水深が浅い。局部的には小流量の水面曲線が大流量のそれよりも反って上にくることがある。

4、1横断面の水面曲線はその横断面の形状に従わないでむしろ甚だしく異った形をとることが多い。即ち広い幅の横断面でもその最深部上に集中するとは限らず、横断より少し横に外れた部分を断面より溢れたような形で流れることもある。これらによりすべて重力以外の慣性力が極めて大きいことが想像される。

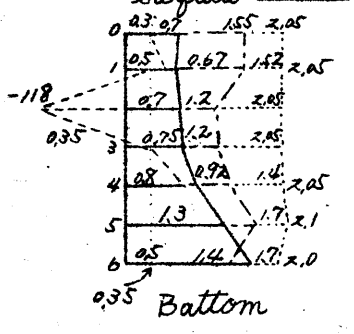
5、縦断的にみて上凸部に相当する区間の横断面における水面曲線は、ほぼ横断の最低部の真上で上凸曲線をとり、その左右で上凹曲線となる。反対に上凹部に相当する区間のそれはその横断の最低部の真上では上凹曲線をとる傾向がある。

図-(3-4-2)に示す縦断図から水面曲線を眺めると、最低線上の水面曲線の特徴としては、およそ縦断勾配と似た勾配を示すが、急激な勾配の変り目では異り、時に急勾配より緩勾配に移る時は跳水曲線を呈して、最低部の縦断曲線の勾配より緩になる傾向がある。

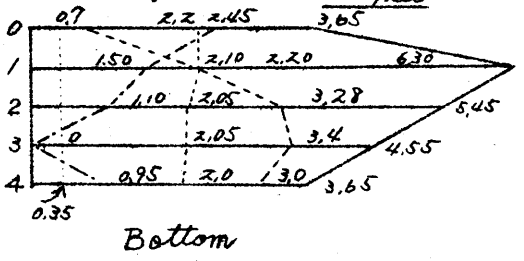
図 - (3-4-5)

Section ⑤ 1

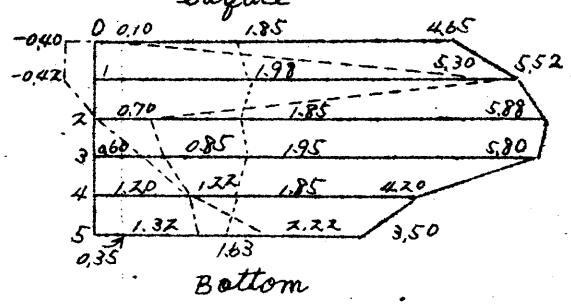
1 - 1 Surface 58cc/sec



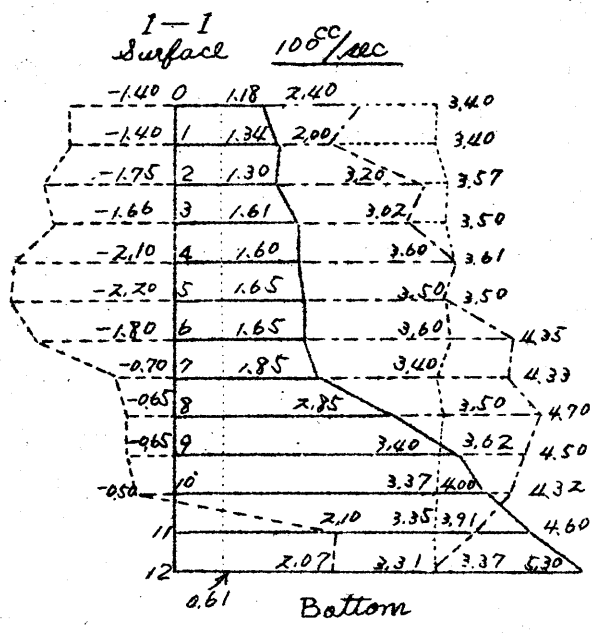
3 - 3 Surface 50cc/sec



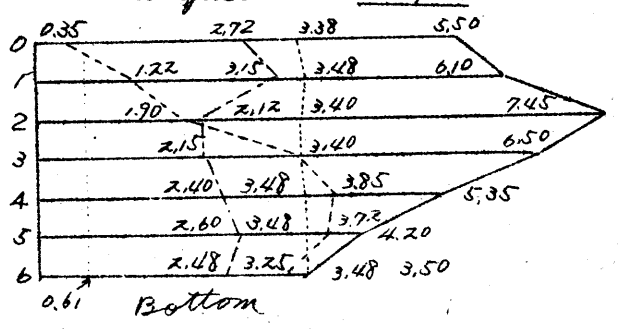
4 - 4 Surface 50cc/sec



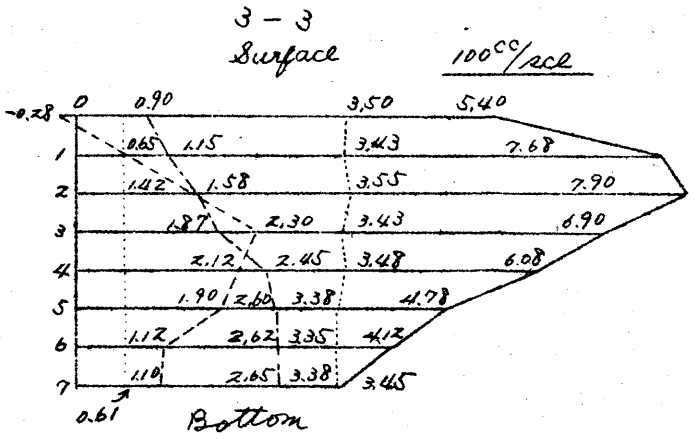
1 - 1 Surface 108cc/sec



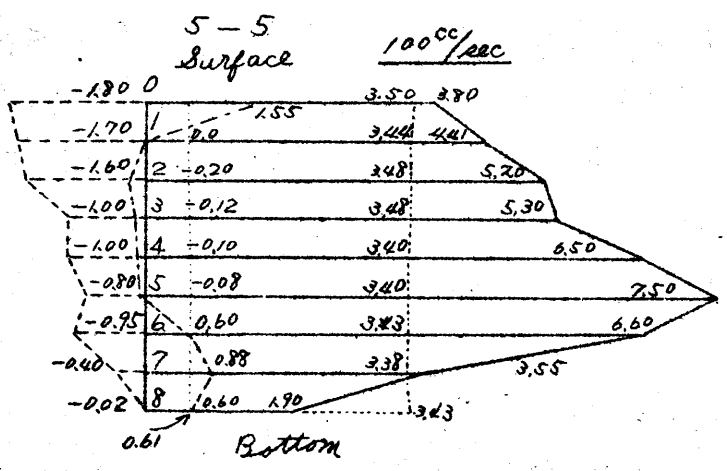
2 - 2 Surface 100cc/sec



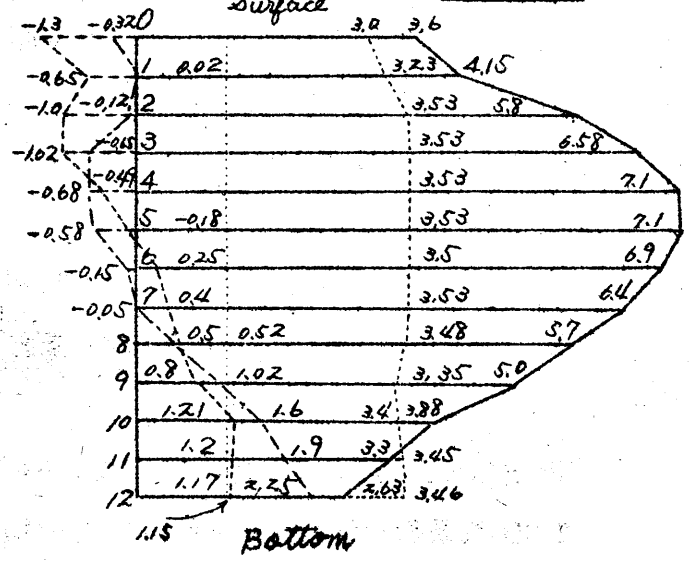
3 - 3 Surface 100cc/sec



5 - 5 Surface 100cc/sec



4 - 4 Surface 150cc/sec



5 - 5 Surface 150cc/sec

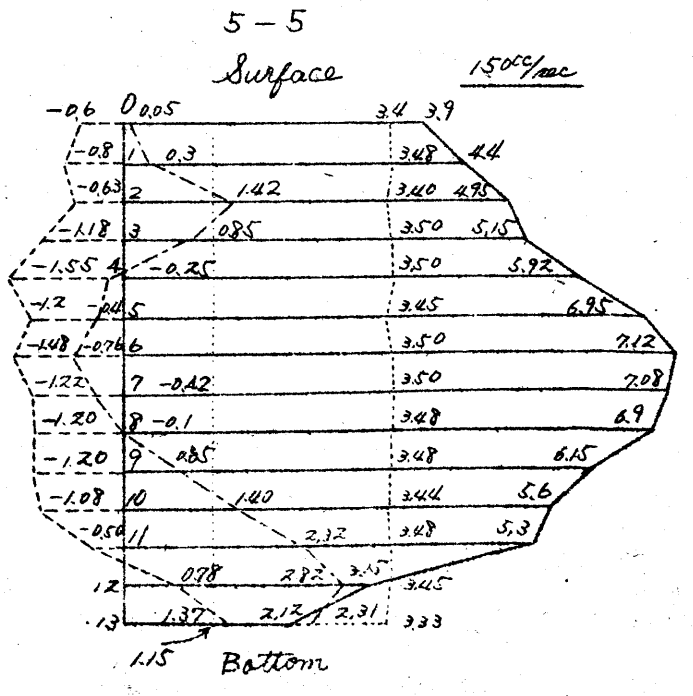
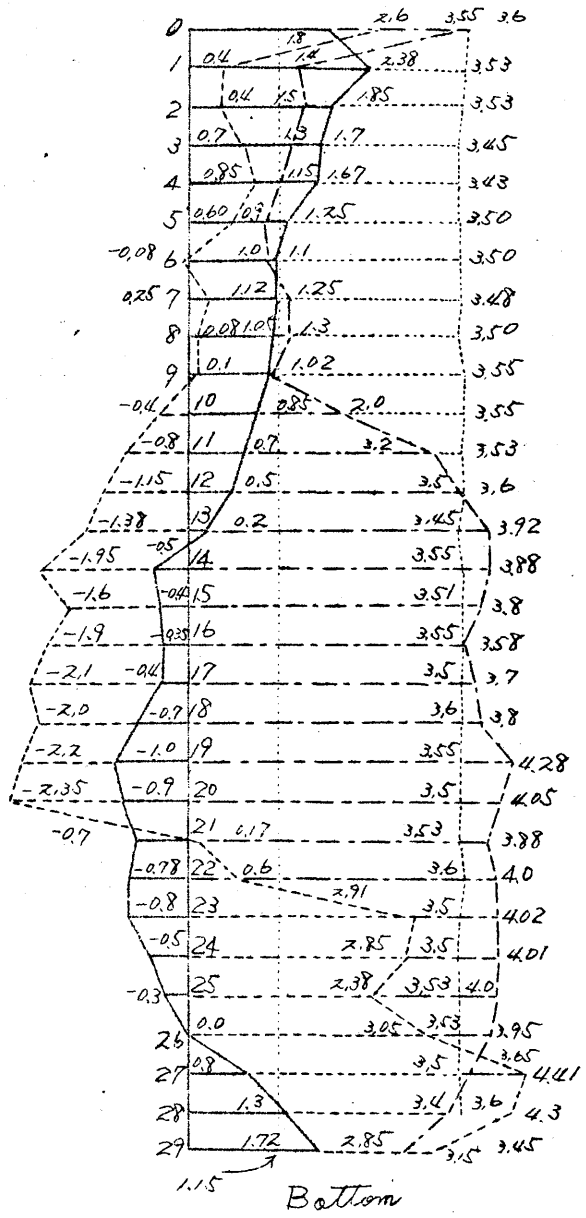


図 - (3 - 4 - 6)

Section ⑤ z

1 — 1 150 cc/sec

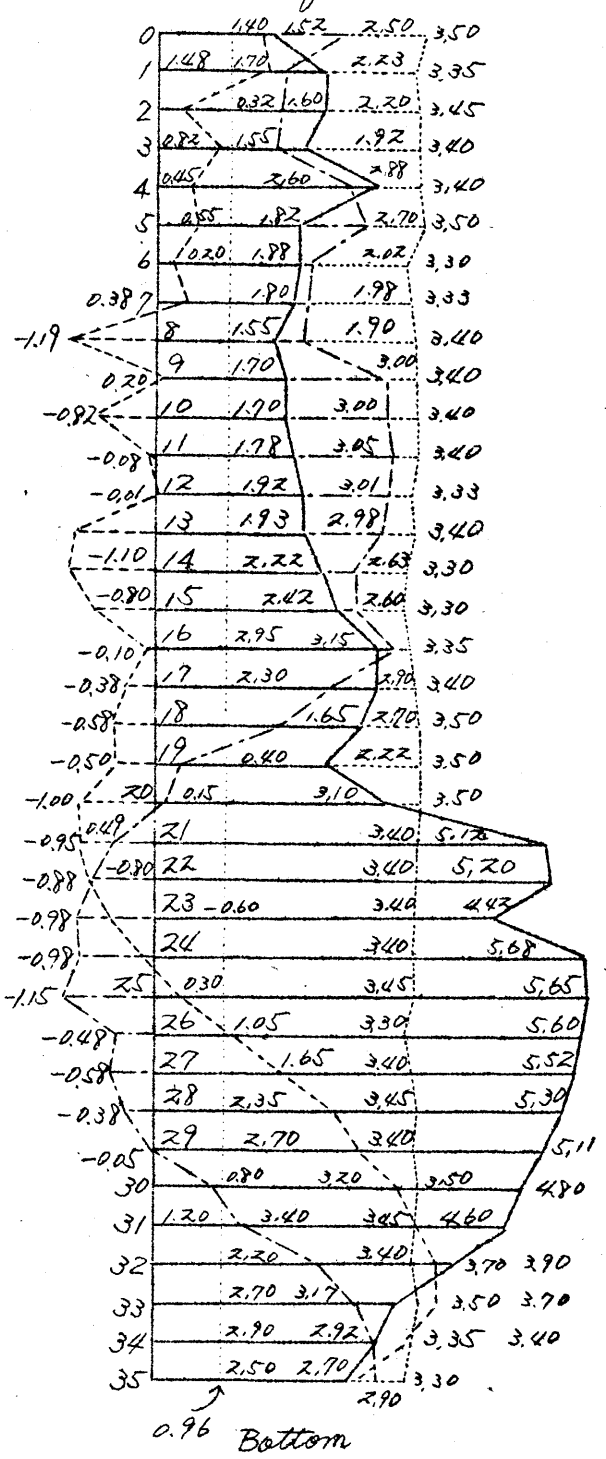
Surface



Bottom

3 — 3

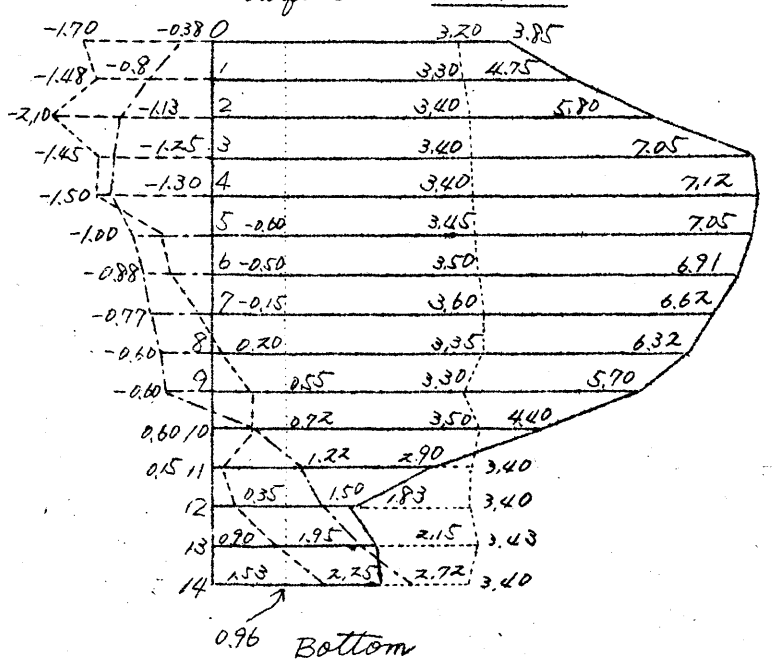
Surface 180 cc/sec



Bottom

4 — 4

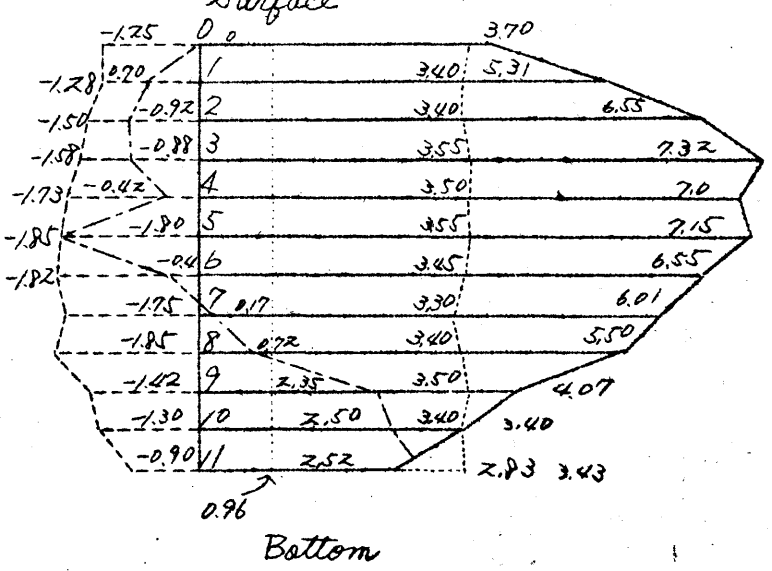
Surface 180 cc/sec



Bottom

5 — 5

Surface 180 cc/sec



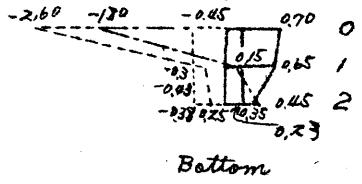
Bottom

☒-(3-4-7)

Section (11)

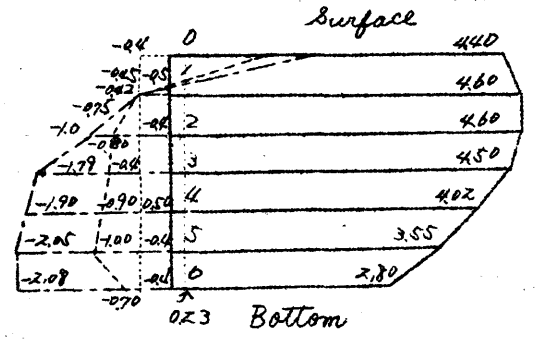
2-2 50cc/sec

Surface



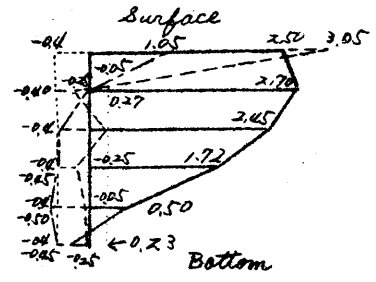
3-3 50cc/sec

Surface



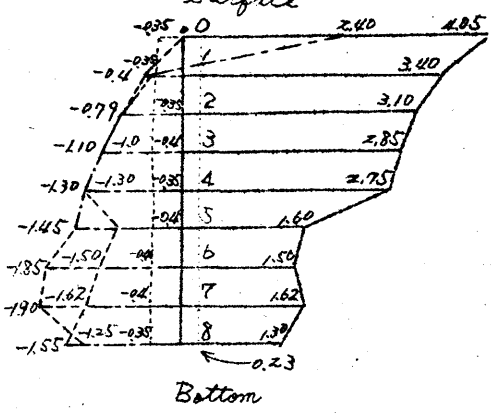
4-4 50cc/sec

Surface



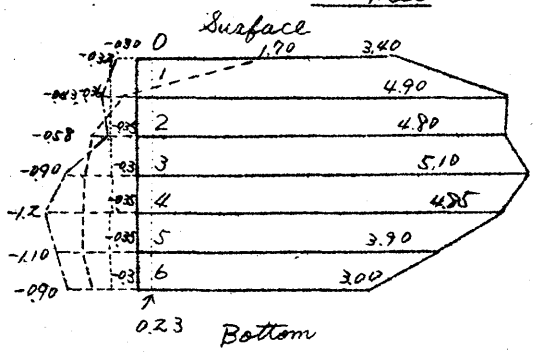
2-2 100cc/sec

Surface



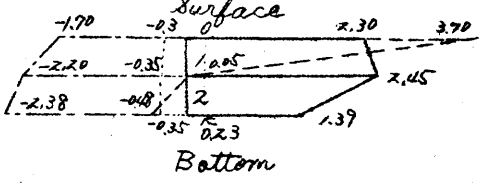
4-4 100cc/sec

Surface



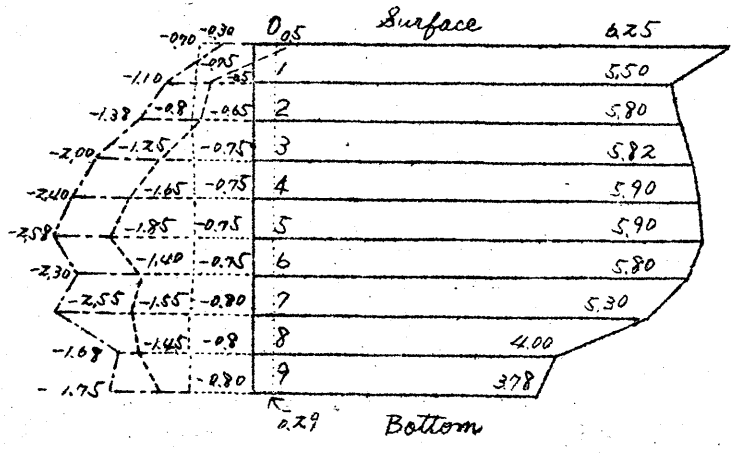
5-5 100cc/sec

Surface



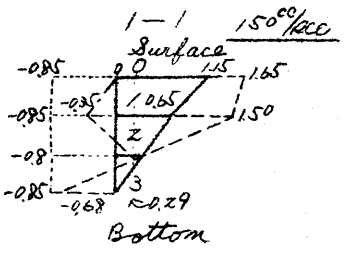
4-4 150cc/sec

Surface



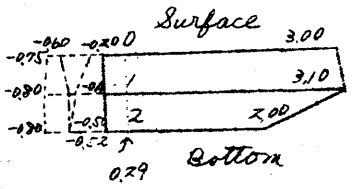
1-1 150cc/sec

Surface



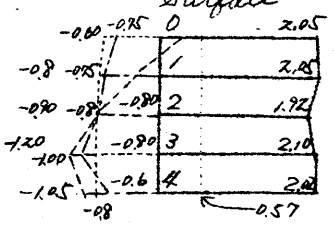
5-5 150cc/sec

Surface



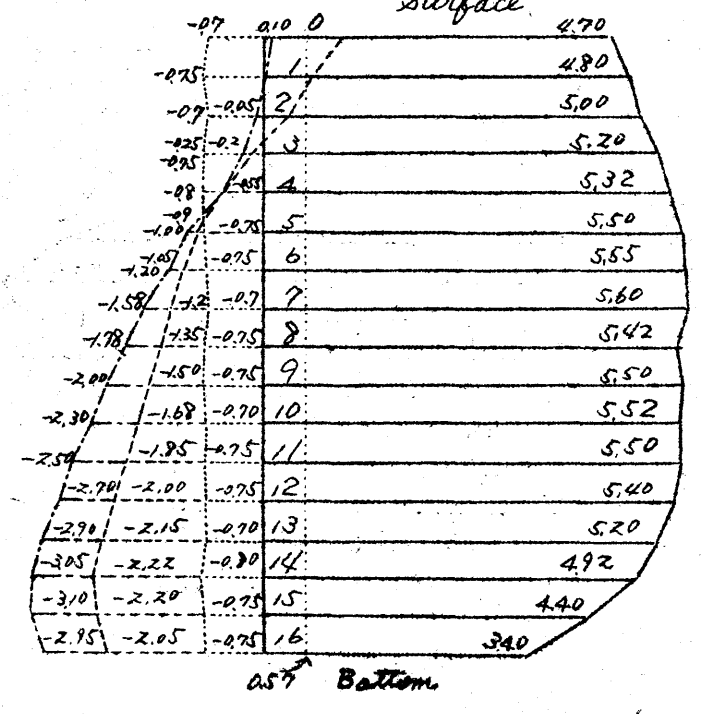
1-1 180cc/sec

Surface



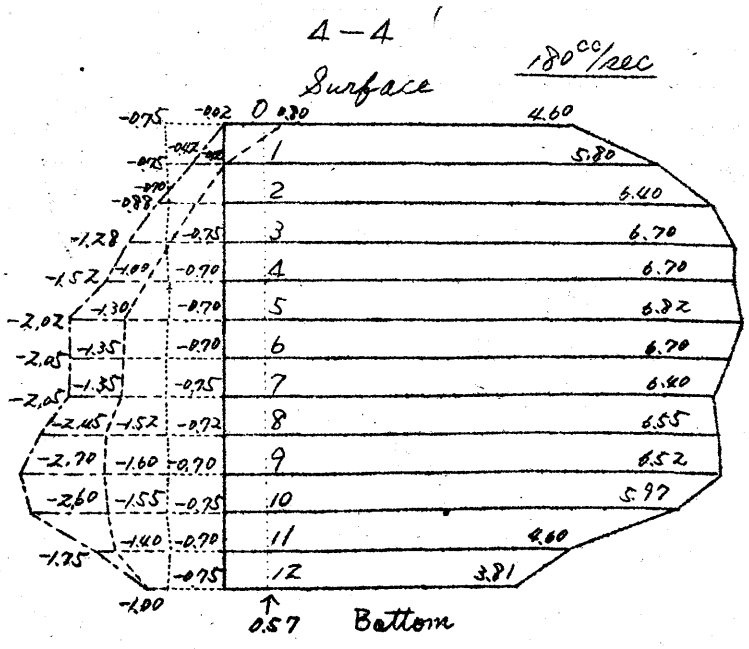
3-3 180cc/sec

Surface



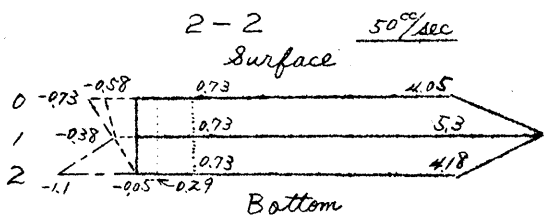
4-4 180cc/sec

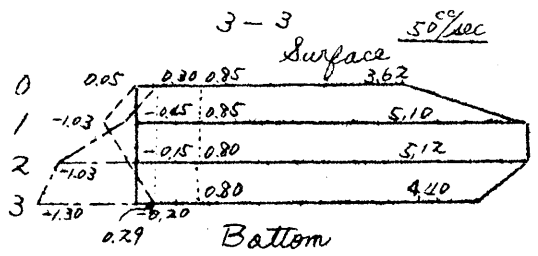
Surface

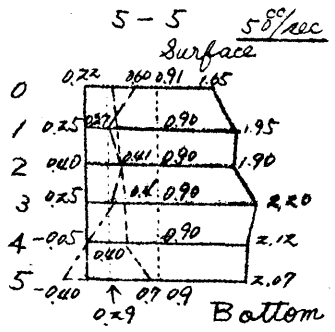


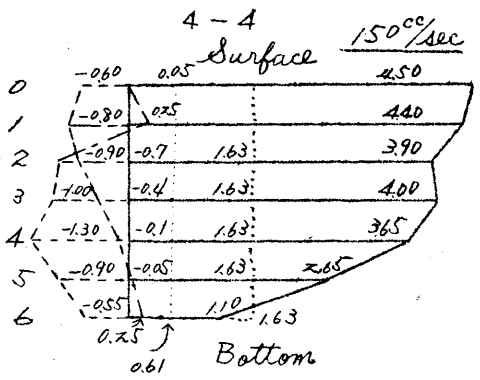
図－(3－4－8)

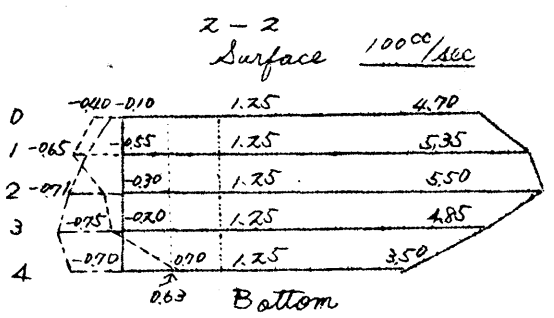
Section (15)

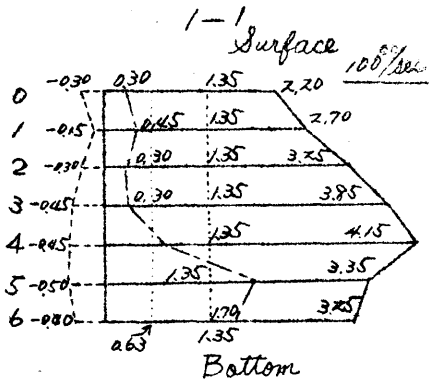


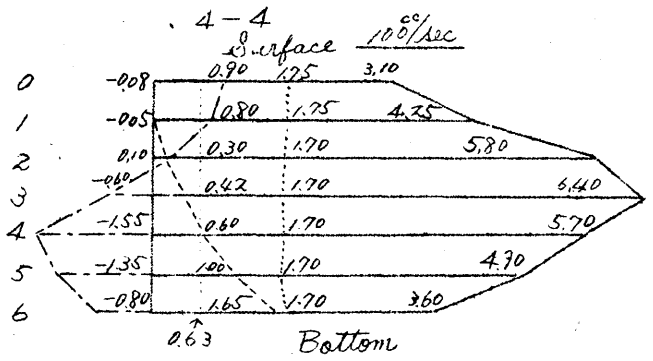


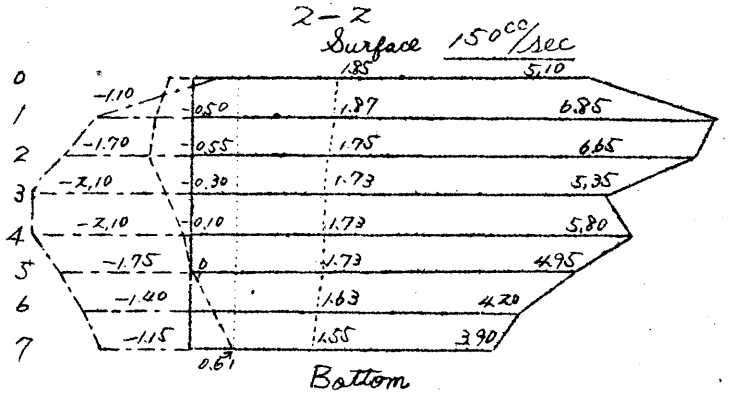


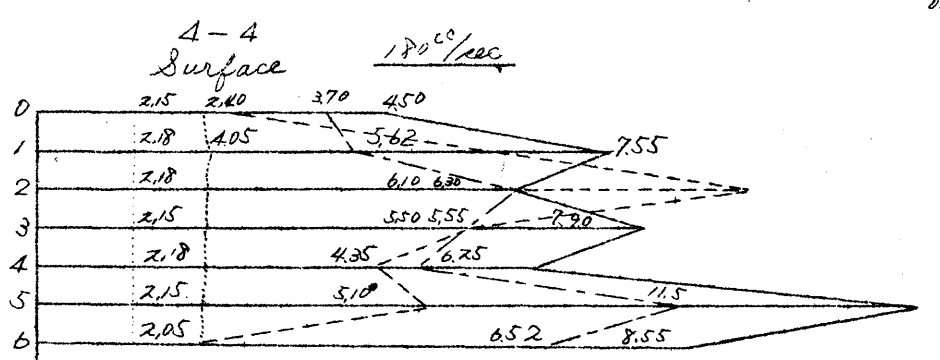


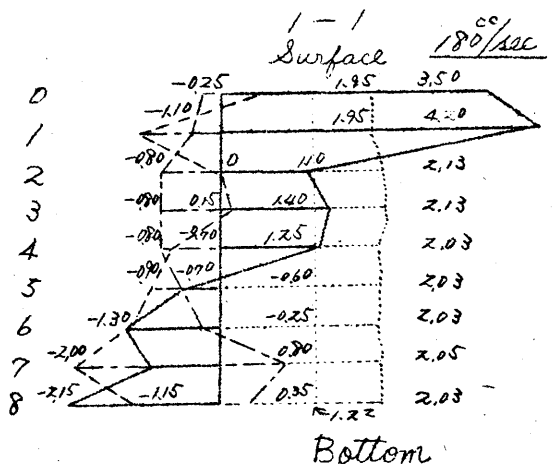


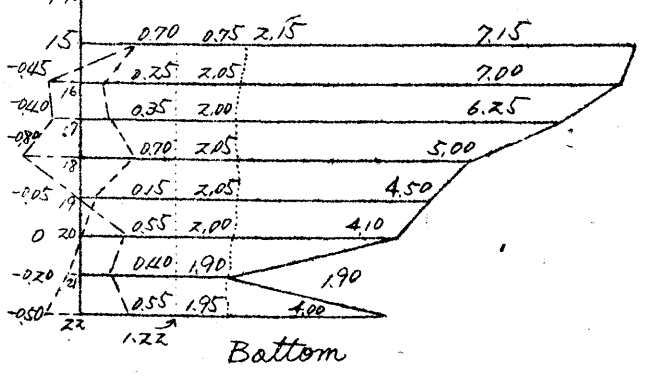


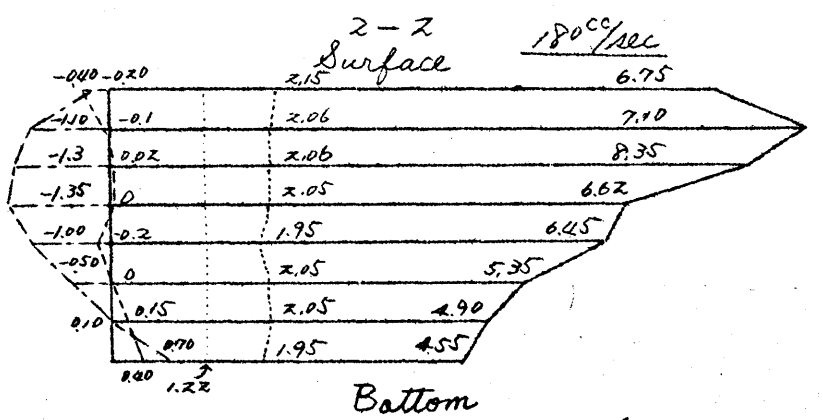












B. 各tubeの水圧測定結果とpiezometerの読み　図－(3－4－5)～(3－4－8)は測点④、⑪、⑮において各流量毎の流水についてA, B, C各tube並びにpiezometerに於く水圧をmanometerの水頭で読み、その測定結果を図示したものである。実線、破線、鎖線並びに点線でこれらの読みを区別してある。測点④、⑮は上凹部の代表的な凹角部、測点⑪は上凸部の代表的な凸角部に相当している。上凹部と上凸部とは横断的にみて、前者は幅の割に深い断面を示すのに対し、後者は比較的巾の広い正常な断面を示している。これらの断面においては流れの様相を異にしているのでこれらを区別しなければならない。なおこれらの図に示してある圧力の基準とした値は静水圧の値を用いたのではなく、かりに各場合におけるその横断面の水面曲線の最低点をとつたのである。大きな2次流が存在しているこのような場合、即ち重力の外に遠心力や衝撃力などが於いている水流、ことに、このような狭い両岸内を流れる水流中において静水圧を測定することは実際上極めて困難なことであり、着着の行った方法ではこれを正しくおさえることは不可能である。静圧ピトー管を用いることも困難で且つ正確を期し難い。さて、上凹部と上凸部とについて測定結果の示す特徴を次にあげる。なお測定結果はすべて各横断面内の各縦線上の圧力水頭分布を示したものである.

α、上凸部(断面⑪)　この場合は流量の多少に関らず、各tubeの圧力分布曲線は概してよく似た傾向を示している。

(i) 流心部

A－tubeの圧力分布は水面と底部の中間で最大、水面と底部では減少するが、底部の値が水面の値より僅か小さいだけである。

B－tubeの圧力分布は水面で最大、それより底部までの間で上凸2次曲線状に減少して底部では負値の最大をとりその値はかなり大きい。

C－tubeの圧力分布もおよそB－tubeのそれに類似している。

これより推察し得ることは流心部では上流から下流へ向う速い射流があり、反向流は存在しない。また水面近くでは上向流、下部では下向流がある。

(ii) 凹岸(右岸)寄りの部分

A－tubeの圧力は水面或はそれより少し下で最大、下部で最小な分布を示し、その分布曲線は底部に近いところで変曲点を有する曲線となつている。

B－tubeの圧力は、水面で最大で、かなり大きい正値をとるが、少し下ると急減し~~底部では~~負値になり、それより下方では水深が増してもこの値の減少は少い。

C－tubeの圧力はほとんどすべて負値をとり、水面から底部に向つて上凸曲線をなして減少する。

これらの結果から次のようなことを察知し得る。上流から下流に向う流れの外に、水面では反向流があり、上昇流も存在する。底部では下向流がある。ごく岸に近接したところでは底部は負圧を生じているようである。

(iii) 凸岸(左岸)寄りの部分

A－tubeの圧力は水面で最大、底に行くにつれて急激に減少し、その分布曲線は衝撃波の存在している時に特有な変曲点を有する部分が下方で生ずる。

B－tubeの圧力は負値でこのtubeの示す圧力は水面で最大、底に行くに従って小さくなり底より僅か上方で最小を示す。

C－tubeの圧力は負値で水面で最大でB－tubeの圧力分布と同様な傾向をとる。岸に接したところでは水面での値が正値をとる。

これらの結果より、次のような推論を下す。水面において上流から下流に向う流速は最大であるが、底部に

下るにつれて減少する。水面附近では岸に近いところで反向流がある。また下降流も存在する。

b、上凹部　断面⑤を例にとる。この場合は流量の比較的少い場合と多い場合とで流況が相当に異る。即ちこの場合は流量が多いと明らかに衝撃波の現象を起すのであつて、これが大きい高さの跳水の形であらわれる。流量が比較的僅かな場合は衝撃波もさほど激しくはない。

(i) 流心部

A－tubeの示す圧力分布は流量が少い場合は、水面よりやゝ下で最大値を示し、水面と底部とに向つて急に減少し、特にその最大値の附近の分布曲線は尖つている。この圧力分布曲線は内側へ凹む傾向をとる。一方、流量が大きい場合は、水面の跳び上りが流心の上までもかゝつてくるものとそうでないものとがある。前者の場合では、跳水の行われている跳び上った高い部分の圧力は急に減少しているがその下の部分はほぼ小流量の時の圧力分布と似た傾向を示す。後者の場合は小流量の時の圧力分布とほとんど同様な分布曲線をとる。

B－tubeの示す圧力は小流量の時、水面で最小、水深の真中附近で最大、底部で小さい値を示す。流量が大きいと底面附近で最大で正値を示し、上方に昇るに従つて小さい負値をとり、特に跳水の行われている高い部分が流心上にくる場合も、その跳水部はすべて負値をとり小さく、表面で多少大きくなつている。

C－tubeの圧力は小流量の時は、底部附近で最大で正値をとり、水面に近付くにつれて減少する。流量が大きい場合は、底部附近で最大で正値をとるが上へ昇るにつれて急速に減少して負値をとり、また特に上に跳水部があると、この部分では再び相当に大きい値をとる。

以上の諸点を綜合すると、この部分では流れは上流より下流に流れ、底部附近には上昇流と反向流とが存在する。異常に高い衝撃波の部分では底部は反向流並びに上昇流があり底部から異常跳水の下までのところは上流から下流に向う流れがあるが、それより上の異常跳水部では上昇流が大きく反向流はない。

(ii) 凹岸（左岸）寄りの部分

A－tubeの圧力は一般に小さいが、流量の少い時の分布は、底部で最大で頂部に向うに従つて減少する。流量が大きい場合は、底部で最大であるが、これより少し上から水面近くまでは小さくなり負値を示し、水面近くで再び少し値を増す。

B－tubeの圧力分布は流量の多少に関せず底部附近が最大であるが少し底部をはなれると急に小さくなり負値を保ちながら水面近くでやゝ大きくなる。特に跳水の大きい所では水面での値が大きくなり、正値を示す。

C－tubeの圧力分布は一般に大きい正値を示し、小流量の場合は水面でやゝ小さく底部より少し上が最大となり、大流量の時もほぼ同様であるが跳水の上部にくると急に減少するが、頂部では急に増大する。

以上の結果から次のような流水の状態を推察し得る。この部では上流から下流に向う流れは底部を除いてはほとんど存在していないものと思われ、また上昇流が盛んで特に底部において著しい。流量が大きく跳水が大きい場合には、底部に反向流が目立つている。上方部の跳水のところでは、ほとんど上下流方向の流れは存在しないが、水面では渦動が盛んである。

(iii) 凸岸（右岸）寄りの部分

A－tubeの圧力は一般に大きく、水深の真中附近で最大で、水面及び底部に行くに従い減少する。最大値は相当に大きい。

B－tubeは全体的に負値を示す。流量の少い時は底部で最大であるが水面に近付くにつれて減少する。流量が大きい時は水面でも底部でもあまり変化はなくいずれの時も負値をとる。

C－tubeは水面と底部で稍大きく、途中は小さくて負値をとる。流量が大きい時には、特に底部における値が大きく正値をとる。

これらの結果より次のようなことが分る。全体的に上流から下流に向う流れが相当に大きく、底部で上昇流が多少あり、反向流も僅かながら存在する。

以上は断面⑤において測定した結果を示したものであるが、断面㉕においてもほぼ同称な傾向を示し、衝撃波が著しくあらわれ、それに伴う渦なども盛んである。

Piezometer の読みは、どの場合もすべて流量が決っている時には、A、B、C各 tube の測定点の位置の変化による差違は極めて僅かであった。この僅かな変化は実験中の流量の変動並びに各 tube の流水中への浸り具合によるものと思われ、これらの変動がなければ一定値をとるはずである。流量が変るとこの値は一般に変るはずである。断面⑤では 50cc/sec の流量の時は他の流量の場合に比して小さい読みを示すが、100～180cc/sec まではあまり変らない読みを示している。断面㉕では流量が増すにつれて少し負圧力が増大している。これらの断面はいずれも上凹部を代表するものであり、これらの部分は急勾配から緩勾配に急激に変化する関係上、大きな衝撃が作用している。従って底部に作用する衝撃による動水圧も極めて大きいものと思われる故、この実験において極めて大きな圧力をこれらの凹部の Piezometer が示したのはけだし当然のことと考えられる。一方上凸部を代表している断面⑪における Piezometer の読みは反対に一般に小さく負値をとる。この値は流量が多い程低圧を示すのである。上凸部は恰も跳水部の下手にあたり、流量が大きい場合は剥離現象を生じており、また流量が小さい時も control section としての性質上、圧力低下を生じ負圧を示すことは当然と思われる。

圧力分布図において零線に平行してもう1本縦線が入っているのは、その断面における各流量に対する流積と等しい流積を有し、しかも水面が水平である場合の水面の高さを示したもので、これを基準として Piezometer の読みの大きさを比較したのである。

(3) 実験結果に対する考察

前述のように固定雨裂内の水流は、排水路としての雨裂の特異な形態や勾配などによって支配せられた特色ある流れである。著者はこの実験においてかなり大きい流量まで採用したけれどもこの雨裂の生成には前述のように比較的小さい流量が役割を果したのである。従ってこの雨裂中の流れはこの雨裂生成の末期において、この内部を流れていたと同じ流量を有する流れでは、他の流量特に大流量の流れに比し障害が少く流れるわけである。この水流は第1に不等速定流であり、雨裂の横断面積の大小、最深線の蛇行、横断面の急変、両岸の凹凸並びに底部のそれの交互的な配置、平面的にみた場合の雨裂の全体的な流路彎曲、並びに粗面の影響などの1つ1つが流水に及ぼす影響が綜合された結果、この雨裂内の水流が特異な流況を示しているのである。それ故にまずこれらの要素の1つ1つが流れに及ぼす影響を明らかにすることが大切である。これらの諸要素の大部分は流れに衝撃波をひき起し、一方砂粒などの凹凸による流体抵抗は雨裂中においても比較的断面や勾配などの変化が少く直線に近いような区間においてはよく現われているが、その他の区間では衝撃による跳水や渦などの方の影響が大きくて、この粗度による抵抗は相当に干渉を受けている。

衝撃波の問題については〔Ⅲ〕4、において薄射流に関するものを述べたが、ここでは雨裂内水流においてよくみられる射流の彎曲により生ずる攪乱波、並びに壁面圧力などの問題がさらに加わってくるのである。射流の拡散については本間博士[1]が実験的研究をされ、速度と速度水頭の分布、拡りの角と Mach 角，水圧分布、並びに流線の形などについて明らかにせられた。

射流の彎曲の問題については、V. Kármán 氏[2]は超音速運動の解法を彎曲水路の射流に応用して解き、流線の彎曲角や全エネルギー水頭などの関係を理論的に求められ、R.T. Knapp 並びに A.T. Ippen 両氏[3]はこの問題に関する実験を行い、V. Kármán 氏が求めたと同じ関係を Froude no. を用いた別の式で表している。

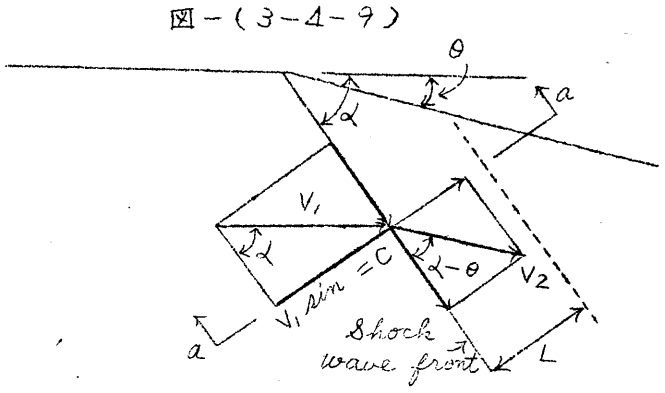
急激な彎曲特に屈折壁の場合は水流は跳水現象を起す。この場合については、H. Rouse 並びに M.P. White 氏[4]

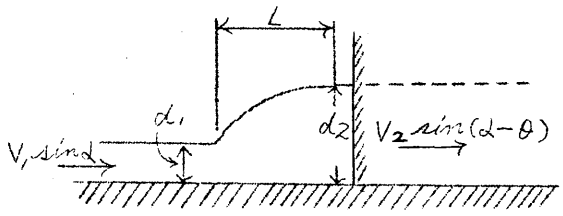
が跳水の場合の関係式とその他の関係を用いて、屈折の前後の水位の関係を図－（３－４－９）に従って次式を示している。

$$\left.\begin{aligned}\frac{d_2}{d_1}&=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F^2\sin^2\alpha}-1\right)\\ \tan\alpha&=\frac{\frac{d_2}{d_1}-1\pm\sqrt{\left(\frac{d_2}{d_1}-1\right)^2-4\frac{d_2}{d_1}\tan^2\theta}}{2\tan\theta}\end{aligned}\right\}\quad(3-4-1)$$

但しFはFroude no.

図－（３－４－９）





雨裂内の水流には壁面の急激な屈折が多い故に、この関係が相当役立つものと思われる。次にW.E. Wilson 氏[5]は弯曲をした水路の壁面に作用する水圧の強さに関する実験を行い、一方が凸面、他方が真直ぐな平面壁の場合につき、凸面壁での水面の低下や壁面並びに底面の水圧の分布を明らかにし、このような射流には非静水圧分布があることを示し、弯曲した水路の鉛直凸面壁の単位巾当りに作用する全水圧を$P=k\frac{\gamma h_2^2}{2}$（$k<1$）とおき、衝撃の伝播速度や弯曲角による水面の変化率を示す補正式を示している。また Binnie、Hooker 氏[6]が水平狭窄部を有する水路で底圧を測定した結果をみても、底圧が静水圧よりも低くなっている。鳴祐之氏[7]は巾の拡がる水路に関する実験を行い、射流の場合では水路中心線附近の水深は平均水深より増大し側壁附近では逆に減少していることを認め、一方これが Method of characteristics[8]を応用して水面形を求めた解とよく一致していることを明らかにした。

次に雨裂の粗度の影響であるが、この流れにおいては流線が雨裂の側壁や底部の急激な屈折のあるところで側壁や底部から離れる個所や、反対にそれらの部分におしつけられる個所があるから、粗度の影響はそれらの場所毎に異り、前者の場合では粗度の影響が弱いのに反し、後者の場合では粗度の影響が強くあらわれる。この外にこの流れにおける粗度の影響を考える時にさらに注意すべきことはこの流れが絶えず小振動をしていることであり、流線が壁に押しつけられたような所、即ち衝撃波の前面附近では圧力の急激な上昇があり、そのために境界層内の圧力も増大するからこの層内の速度分布曲線に変曲点を生じ、層流の内部に生じた撹乱が増幅して不安定な状態となる。[9]このため層流は安定を失って乱流に発達し、底面に近い部分の速度水頭分布曲線も変曲点を有するものになるであろう。

以上のように各要素が射流に及ぼす影響の１つ１つを明らかにした眼で（ス）で述べた結果を眺めると、その結果の示す意味を理解し得るのである。即ち、断面 No.5 は縦断勾配の激しく変化するのは勿論、横断面の狭窄部であり、その上、すぐ下流では左岸がつき出ておるのであり、これらの諸條件を考え合わすと、ここでは大水量の場合には大きな跳水が特に左岸寄りに生じ、鉛直面内の渦や表面渦を伴っていることも容易に説明がつく。右岸寄りでは側壁の突出による衝撃波は起らず、ただここが水路としての最狭窄部であるため水位は右岸に接したところが真中より高く上っている。小流量の場合はこの断面では未だ衝撃波がおこらず少し下流で右岸寄りに生ずるのである。広い断面から狭い断面に入るため流心附近の水位が平均水深より減少し壁寄りの部分の水位が高くなっている。断面 No.11 では上下狭窄部の間にはさまれた広い断面の中間にあり、縦断的には上凸曲線の凸部に位置する故水深は真中が高くてその両側が低くなり、流心部の流速が両側の部分のそれよりも速くなり、両側の部分の水面では反向流を生ずる。流心附近では流線が底面よりはなれる傾向があるために底面の凹凸による撹乱波がないから、流速水頭曲線は変曲点のないものとなるが、岸に近いところで突起などがあると、このために撹乱が生じてこの曲線が変曲点をもつ傾向がある。断面 No.15 は広い断面間の狭窄部に相当し、縦断的に

は上凹曲線の凹部に位置し、さらに平面的にはその前後の流心が右岸に向っている。従って水面は流心に低く両岸に高く、しかも右岸に押しつけられた形となっている。大流量の時は底部勾配の変化よりも右岸の急な突出のために衝撃波が生じて、そのために右岸に著しい水平方向の跳水を見る。

(4) 結　語

以上述べたように固定雨裂内の水流では、側壁や底の突起や凹み、断面の拡大並びに縮小、最深線勾配の蛇行、勾配の急変等のために生ずる衝撃波や攪乱波が支配的であり、普通の不等速定流の理論は適用し得ないし、普通の乱流理論だけではこの流れの流速分布や流体抵抗の問題を到底処理することが不可能である。ここにおいて波動理論が極めて重要になり、従って波動理論的な立場から多くの基本的な研究を行って固定雨裂内の水流の問題を分析することが大切であり、さらに乱流理論との結び付きなどをも研究する必要があると思われる。

〔V〕 結　言

以上は主として土壌浸蝕を引起す原因と考えられる雨滴と薄射流並びに雨裂内の水流について述べたが、これらの水流はいずれも固定床の場合を対象としているのである。ところが実際は雨滴によって堤体表面の土粒子が分解並びに分散を起し、これが流出水とともに法面を流下し、斜面上において土壌浸蝕を行うのであるから、流水は砂泥を含んだものであり、さらに斜面は浸蝕が進むにつれてその形態を変えるのである。さらに強雨或は豪雨時には流れの水面は激しく雨滴にたたかれ水柱をあげるために流れの状態が乱されることも確かであり、その上、斜面の法尻に近い程流出水量が増加することも考えなければならない。これらに関しては次章において考察してみる積りである

参　考　文　献

1) 本間仁：　射流の拡散、土木学会誌、28巻8号，P.697～706，昭和17年8月

2) Th. V. Kármán: Eine praktische Anwendung der Analogie zwischen Überschallströmung in Gasen und uberkritischer Strömung in offenen Gerinnen, Z. A. M. M., vol. 18, No.1, P.49, 1938

3) R.T. Knapp, & A.T. Ippen: Curvilinear Flow of Liquids with free Surfaces at Velocities above that of Wave Propagation, Proc. of 5th International Congress for Applied Mechanics P.531.

A.T. Ippen, & R.T. Knapp: A Study of High Velocity Flow in Curved Sections of Open Channels, Trans Amer. Geo. Union, 1936-1.

High Velocity Flow in Open Channels, a Symposium, Proc. of A.S.C.E., 1949. Nov.

4) H. Rouse: Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers, P.400, 1938.

5) W.E. Wilson: Effects of Curvature in Supercritical Flow, Civil Eng., 1941-2.

6) Binnie Hooker: The Flow under Gravity of an incompressible and inviscid Fluid through a Contraction in a horizontal Channel, Proc. of Royal Soc. of London, Vol. 159, no. 899, 1937.

7) 嶋祐之：　幅の拡がる水路に関する実験，土木学会誌、37巻2号，1952.

8) High Velocity Flow in Open Channels, a Symposium, Proc. of A.S.C.E. 1949, Nov.

9) たとえば谷一郎：乱流理論，P.16～25，昭和25年4月

第4章　急斜面土壌浸蝕の実験的研究

〔Ⅰ〕概説

緩傾斜土壌法面の浸蝕については、米国、ソ連などにおいて広大な農耕地が年々雨水の浸蝕を蒙り莫大な肥土が失われているところから、土壌浸蝕防止対策の研究が行われるようになつた。こゝにいう緩斜面とは大体5％以下の勾配のものである。ところが一方、著者が本論文において取扱つている堤体の法面や切取り、山腹などの急斜面の土壌浸蝕が当面の極めて重要な問題となつて来たのである。

ところがこの急斜面の土壌浸蝕の問題は今日までのところほとんど見るべき研究がない状態であり、洵に残念なことである。この理由はいろいろあるけれども、土壌浸蝕ことに急斜面の土壌浸蝕を支配する要素が余りにも複雑多岐に亘つているからであろう。前章で述べたところから明らかなように、浸蝕をおこさせる原因である雨や法面上の流れなども極めてその本質を把握することが困難であり、時々刻々にそれらの様相を変化していることは洵にこれが解決を困難ならしめているのである。その他斜面の勾配、土質、広さ、長さ、形態、地被植物の状況など極めて問題が多く、就中、土壌はその種類が極めて多く、物理的、化学的な性質もまた複雑を極めており、これが浸蝕に如何なる関係をもつているかを明らかにすることは、容易なことではない。最近我国でも農業土木方面で土壌浸蝕の問題が取り上げられ、ぼつぼつ研究が始められているが、将来の研究の発展に俟つべきものが極めて多い。著者は京大石原博士御指導の下に、終戦後この研究に着手し、昭和22年1月以来この研究に関する本格的な実験を行つて来たのである。この研究で著者はまず急斜面土壌浸蝕の機構を明らかにし、さらに斜面の勾配、土質、小段、地被などの諸要素と斜面上の流水量などと流砂量との定量的な関係を求め、さらに流出土砂の組成と原土のそれとの関係を明らかにし、また地被植物の浸蝕に対する効果を求め、最後に堤体法面の土壌浸蝕防止に有効な方策を樹立する積りである。この実験的研究はすべて実験室内において行つたものであり、天然降雨などによる野外地実験を行わなかつたために、野外地実験の結果とは或程度異る結果も生じたことゝ推察される。即ち雨滴の浸蝕に及ぼす影響がこの実験結果に入つていないのであつて、この点は後でよく考慮に入れて考察をする積りである。

〔Ⅱ〕急斜面土壌浸蝕の機構

1、緒言

著者は実験室内において急斜面の模型を作り、この斜面上に水を流して土壌浸蝕を起さしめ、これを数多く繰返して観察し、実験結果に著者の考察を加え、浸蝕の機構を明らかにした。模型に使用した土は耐蝕性の弱いもの、比較的強いもの、それらのほぼ中間のものを選び、勾配も普通、堤体によく用いられているもの数種類をとり、流水量も少いものから比較的多いもの迄数種類をとつた。

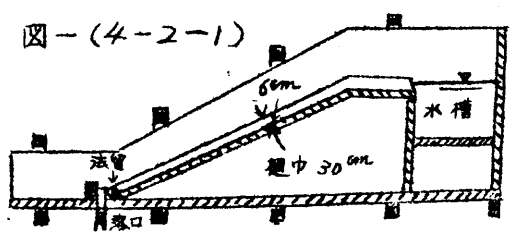
2、実験の説明

(1) 実験装置並びに使用器具

a、実験槽　構造は図－（4－2－1）に示すようなものである。勾配は1：2、1：2.5、1：3の3種を選んだ。斜面部は取り換えられるようにしてパテやセメントで漏水を止めた。斜面の法先には法止を置きその巾を加減して土壌法面の長さがいずれの場合も100cmとなるようにした。

b、使用機械器具　尖頭水面計、ストップウオッチ、天秤、篩、土壌分析器具、土砂混合用器具、法面仕上用こて及び木片、土砂入れ大小容器、電気乾燥器等。

図－（4－2－1）



(2) 実験材料

a、黄色粘性土（神戸長田丸山町産）　分析結果を表－（4－2－1）に示す。

表－（4－2－1） 黄色粘性土

粒径（mm）	重量比（%）	粒径（mm）	重量比（%）
2.5 ～ 1.2	5.9	0.15 ～ 0.04	12.6
1.2 ～ 0.6	12.1	0.04 ～ 0.008	37.5
0.6 ～ 0.3	10.5	0.008 以下	1.3
0.3 ～ 0.15	18.1		
計			100.0

b、 砂（神戸妙法寺川産） 分析結果を表－（4－2－2）に示す．

表－（4－2－2） 砂

粒径（mm）	重量比（%）	粒径（mm）	重量比（%）
2.5 ～ 1.2	19.4	0.3 ～ 0.15	11.3
1.2 ～ 0.6	47.8	0.15 以下	2.0
0.6 ～ 0.3	19.5		
計			100.0

（3）実験準備

粘性土と砂とを乾燥重量比で1：1.5，1：2，1：3の3配合に混合したものを選んだ。粘性土並びに砂を所定の配合になるように計量し、鉄板上でショベルで100回切り返した。その上に所定の水量を加えてさらによく切り返す．土の含水量は土をつき固め均らすのに最も好都合な水分含有量を選ぶ。即ち配合1：1.5の土は17%、配合1：2の土は17.5%，配合1：3の土は18%の含水比とした。乾燥重量で全体約30kgの土に上記の水量を加えたものを樋上に2層に分けて敷き、3cm角，長さ約20cmの木片の長手の面を斜面の長手と直角に置き、毎回約3kgの衝撃を土に加えながら法先より法肩に向い順次万遍なくつき固め復往し、斜面の両側の隅は木片を長手の方向に使い土を厚さ6cmの層になるように固め、さらに表面を木片を用いてたたき、また多少の凹凸はこすつて仕上げる。尤も初期の実験の時は木片の代りに赤煉瓦でつき固めて、その上を壁塗り用のこてをもつて法先より法肩にこすり上げて表面を仕上げ、さらに表面に浮き上って来た粘土をかきとるという方法をとつた，このこてを使う方法は表面と内部の土の性質を異なるものにするから上述の方法に改めたわけである。

（4）実験方法

実験準備が終ると次に流水量の調節であるが、これは水道給水栓によって行い、50 cc/sec，100 cc/sec，150 cc/sec，200 cc/sec，250 cc/sec の5つの流量を標準にとつた。1実験中に流量の多少の変動は免れぬが、実験開始時と終了時に量水して平均をとるようにした．水は水道栓よりホースで実験樋の水槽に導き入れ、この時水槽水位が動揺せぬように努めた。

浸蝕量の測定は最も難しいが、結局100 mesh の Tyler 篩2個を用いて，1箇を落口に備え流水とともに流砂を受け，これに留まるものを取り、110°Cに保つた乾燥器中で24時間以上乾燥させて後に計量するようにした。篩は1個で或時間の流砂を受け、次のものとさしかえ，取り出した方の篩の上の土砂は短時間ですつかり取り去つて容器に入れた。このような操作を何回もくり返した。篩に留つた土は乾燥後計量、分析し、さらに篩の目を通つて逃げた分に対しては後に〔Ⅲ〕で述べる方法によりこれをおさえ、乾燥後計量、分析して、さきの分に加えた。

浸蝕面の様相の時間的変化を入念に観察し、さらに斜面上の溢流水深を知るために尖頭水面計を法先及び法肩からそれぞれ15cm離れた斜面上の2点に据え、土を置かぬ木製鉋削りをした滑面の斜面上を所定の

流量で溢流させ、その時の水深を測定した。その結果を表ー(4−2−3)に示す。

表ー(4−2−3)　勾配 1:3

流量 cc/sec	上流水深 mm	下流水深 mm
50	1.6	1.6
100	1.8	1.8
150	2.0	1.9
200	2.2	2.1
250	2.4	2.3

勾配 1:2.5

流量 cc/sec	上流水深 mm	下流水深 mm
50	1.4	1.4
100	1.6	1.5
150	1.7	1.6
200	1.8	1.8
250	2.0	2.0

勾配 1:2

流量 cc/sec	上流水深 mm	下流水深 mm
50	1.1	1.0
100	1.2	1.1
150	1.3	1.3
200	1.5	1.4
250	1.6	1.6

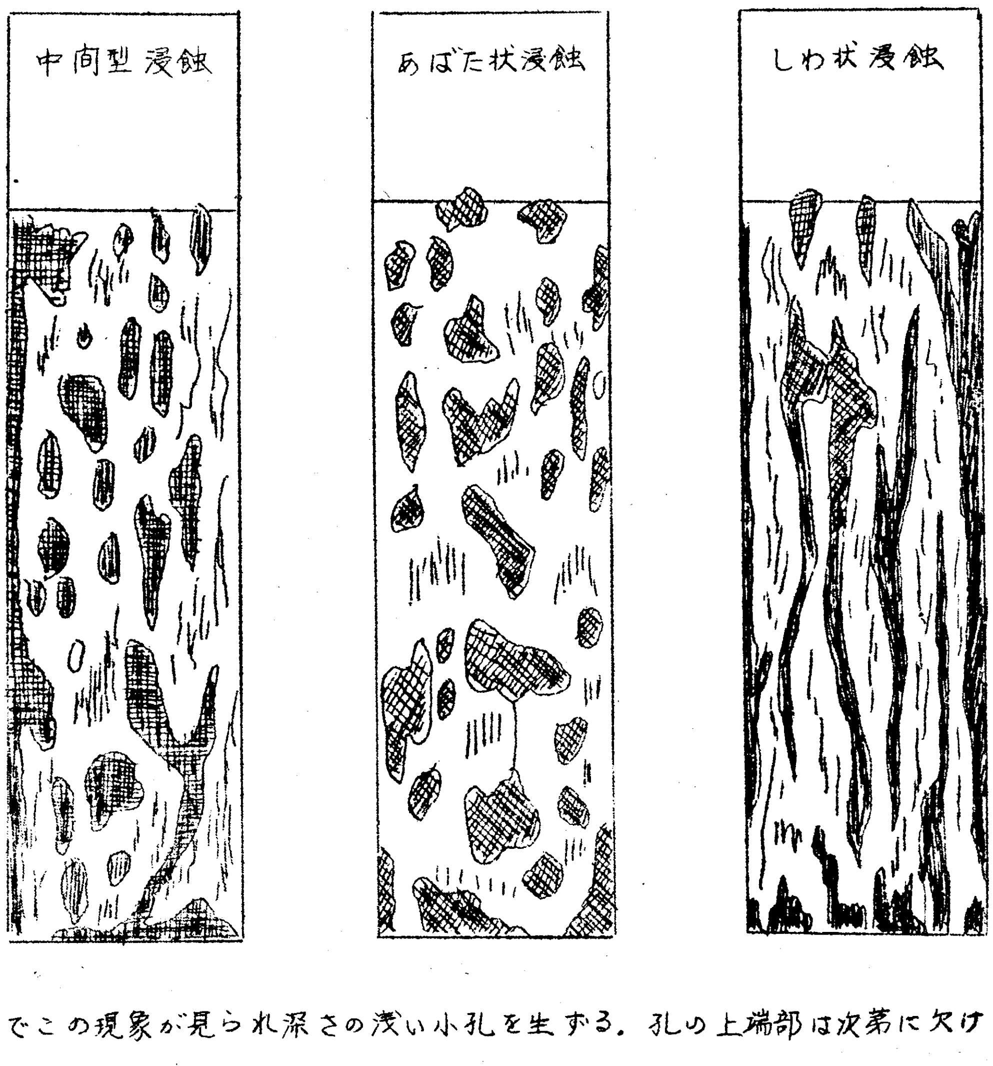
3、浸蝕の様相

(1) 概説　多数の実験を繰返し観測した結果、土壌浸蝕の急斜面における発達の様相は土質と表面の状態によつて大いに異ることが分つた。即ち、配合1:1.5のような比較的粘土分の多い土を用いてこてを使つて表面を仕上げたものと、配合1:3のような砂分の多いものを用いてこてを使わぬものとでは浸蝕の状態が異るから、これらを分けて取扱う方がよいと思われる。著者は浸蝕面の状態から前者に属する浸蝕を「あばた状浸蝕」、後者に属するものを「しわ状浸蝕」と名付けた。勿論土質により、これらの中間型浸蝕も種々あるわけである。「あばた状浸蝕」も浸蝕が進行すれば浅い溝状となることは勿論である。図ー(4−2−2)にこれらの浸蝕型の略図を示す。

(2) 浸蝕の進行状態

a、「あばた状浸蝕」　溢流開始後暫時は浸蝕が殆ど起らず滑るようにして水が斜面上を流下する。こてで表面を仕上げた場合は特に斜面上の諸所に存在する砂粒の突起が障害物となり、この大粒の突起のところにmach波が現れ、突起を頂点とした水切り波紋状を呈し、これらが互いに干渉して水紋模様を呈する。突起以外の部分の斜面は極めて滑らかであり粗度は極めて小さい故、粗度による抵抗は極めて小さいものと考えてよい。mach波を生ぜしめる突起は容易にぬけ落ちない。流水の色も僅かに黄色を呈するに過ぎない。溢流開始後数分にして斜面上の1局部より、円形に近い形をした割合に扁平な小土塊が分離を起し、およそそのまゝの形を保ったまゝ流水とともに流下する。やがて斜面上の各所でこの現象が見られ深さの浅い小孔を生ずる。孔の上端部は次第に欠け

図ー(4−2−2)



[illegible] 現象が起る。[illegible] が[illegible]も大きい。

分を浸蝕し孔は次第に拡大する。即ち孔の拡大は渦の回転運動によるものと、上流端の負圧、並びに孔の下流に近いところに与える衝撃のためと思われる。このようにして斜面上の流水には衝撃波や攪乱波が次第に多く現れこれが発達する。跳水が斜面上に落ちると、そこには新しく孔が生ずるが、この孔は跳水が余程大きくない限りはあまり大きくならず、またこれが跳水を生じてその影響が次第に下流に及ぶ範囲も小さい。時には最初生じた孔が深い孔になることもあり、この孔へ落込んだ小土塊が渦とともに回転して容易に孔よりぬけ出さぬのが見られる。流下する土は粒子が固く結合したままで容易にばらばらに分離しない。斜面上の諸所に生じた孔は時間が経つと或程度相互に連絡して不規則な形状となる。孔以上の部分も時間が経つと次第に表面の微粒子が洗い流されるために粗度を増し、抵抗が増大する。このようにして全体的に一様に表面が浸蝕を受けると恰もたわしでこすった様な粗さになり、諸所に大粒が突出してくる。この大粒がまた攪乱波を生ずるようになり浸蝕を助ける。wave train が次々に短い間隔で現れて、斜面上を下流に下る粒子や土塊はこの波の1つがこれらを通り越す時に速く下流に動き、次の波が来る間はおそく、また波が通り過ぎる時に速くなり、これをくり返しながら斜面下方へ移動する。

b.「しわ状浸蝕」　溢流開始と同時に濁度の大きい流れが生ずる。微粒子と砂粒とはすぐに分離を起し、あたかも運動場に風が吹く時に砂塵が風によってまき揚げられて運ばれるのと同様に、流水にまき揚げられて流水を濁色に染めて流下する。砂粒は薄い層をなして摩擦音を発しながら斜面に沿うて下る。数秒にして斜面の1部に滑りが生じて、すべった土は忽ち砂粒と粘土微粒子に分れて激しく押流される。孔には跳水や衝撃波や負圧等が生じ、渦動が盛んに起っている。孔の下端に生じた跳水は上下左右に小振巾と小周期で振動し、その落下点のところに落下の衝撃とその振動とによって孔を生ずる。この孔がさらに跳水と渦と攪乱波を生じ、跳水はさらに下手に孔を生ずる。各孔は上流端の方へも次第に発達するがこの方はあまり深くはならない。跳水によって生じた孔はこれに反して相当深いものとなる。このようにして急速に上流から下流に亘る細長い深いみぞが生ずる。このみぞもよく観察すると第3章〔IV〕で述べたような形態をしている。こゝで跳水による孔が発達した部分は深く、上流角が欠けて上流へ延びた部分は浅くなり、跳水や流れの振動や衝撃の動揺により溝の弯曲や蛇行を生じている。即ち最初跳水によって生じた孔が次々に孔を下流に生ずるのであるがこの孔がほぼ1直線上に並んでいるようでも実は千鳥状になっていることが多い。このようにして生じたみぞは「しわ状」を呈している。このみぞの上端は最初生じた孔よりはなお上流に進んでいる。このようなみぞが斜面上に幾本も生ずるが、これらはほぼ平行して発達するのが普通であるが、時には2本が合することがある。この場合は以上のように層状一様浸蝕の期間が極めて短いが、wave train が最初のすべりの生成並びに土砂の流送に大きい役割りを果しているように思われる。強風の吹く場合も或は強く或は弱く強弱交互にくり返して吹き、強い時に被害を与えるのであるが、wave train も波が衝撃或は動水圧を及ぼすために浸蝕を発達させる主役を演ずるのである。図－(4－2－3)に溝の発達状態を示す。溝が発達すると流水の大部分は溝中を集中して流れ、激しい衝撃波を生じて渦や横流並びに螺旋流が発達して、濁度の濃い流水が砂粒を押し流す。砂粒は流送される時に孔や溝の内面を削る働きがある。溝以外の部分は溝が発達するにつれて水深が極めて浅くなり殆ど流れのないところも生じ、また浅い小さい水筋が別に生ずるがこれは不安定である。溝の発達は他の溝の発達状態により影響を受けやすく水道(筋)が一定せず変ることも起る。

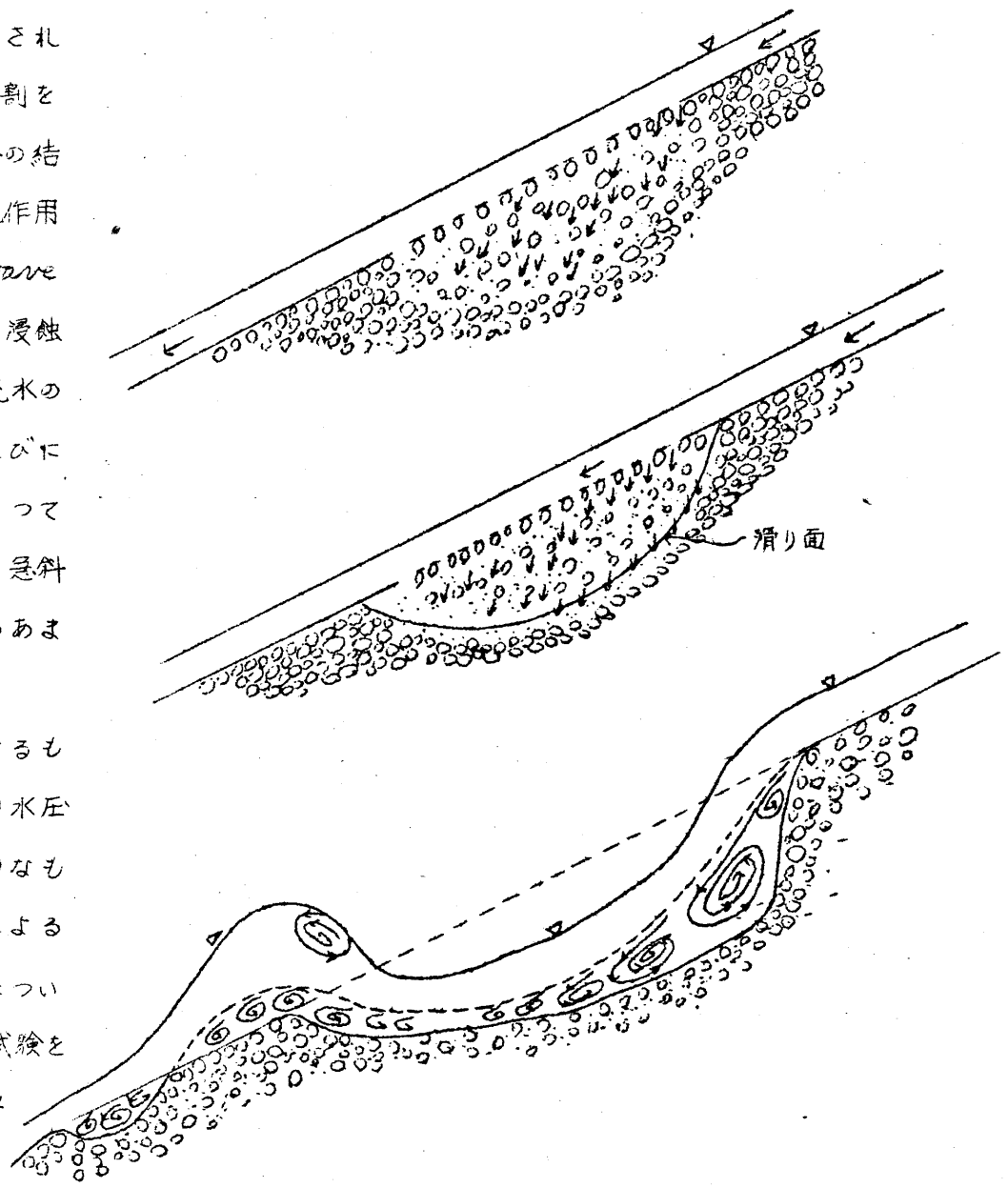
4、浸蝕機構の理論的考察

(1) 概説　浸蝕の初期に法面に小さい孔が生じ、これがもととなって浸蝕が発達するという事実は急斜面浸蝕の特色と考えられる。この孔の特質が浸蝕型の相違を生ずる。通流開始後小孔が生ずる迄は近似的に

等速定流をしている導射流であるものと考えるほど。この時の浸蝕は多くの場合一様浸蝕とみなされる。この浸蝕に最も大きい役割を演ずるものは、流水の土粒子の結合を分解させる作用と、掃流作用である。これらの作用にはwave trainが共って力がある。浸蝕の難易や浸蝕量の多少は、流水の土粒子結合分解作用の大小並びに土の性質によって定まるといってよく、掃流作用はこのような急斜面の場合は相当に大きいからあまり問題にする必要はない。

粒子結合分解作用は流水によるものは静水によるものよりも動水圧や衝撃が余計に働くから強力なものである。こゝにまず静水による作用を実験に用いた供試土について調べるために著者は浸漬試験を行った。その結果を表－（4－2－4）に示す。

図－（4－2－3）



これによれば土質による粒子分解速度の相違が極めて大きいことがわかる。流水においてはこの外、Mach波その他の攪乱波による攪乱作用や流水の中に生ずるwave trainの波の通過の際に生ずる急激な衝撃作用があり、これらの作用はいずれも粒子結合を分解させる働きがあり、ことにwaveの前面の

表－（4－2－4）

高さ並びに径5.3cm供試円塔浸漬試験結果

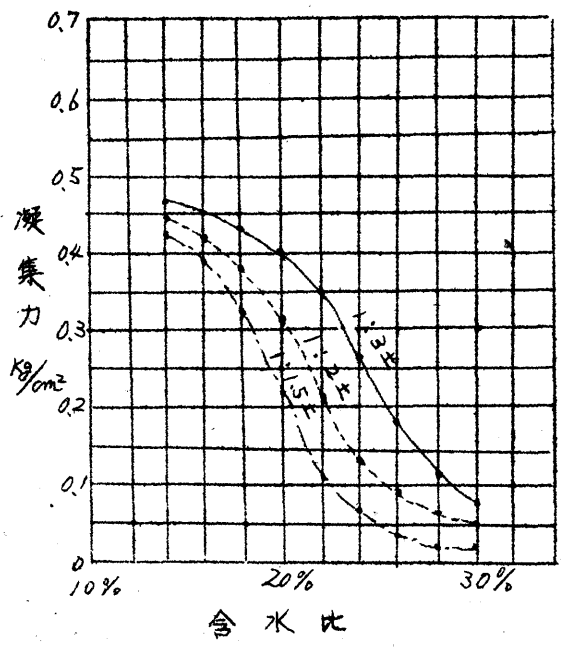
種類＼時間	完全崩壊	上部径0cm	同径1cm	同径1.5cm	同径2cm	同径3cm	同径3.5cm
粘性土					240時	24時	4時
1：1.5配合土				190時	40時30分	5時	1時
1：2.0〃			24時	4時	1時	40分	25分
1：2.5〃		65分	50分	42分	30分	15分	9分
1：3.0〃	34分	20分	15分	11分	8分	6分	4分
1：4.0〃	11分	5分	4分	3.5分	3分	2分	1.5分

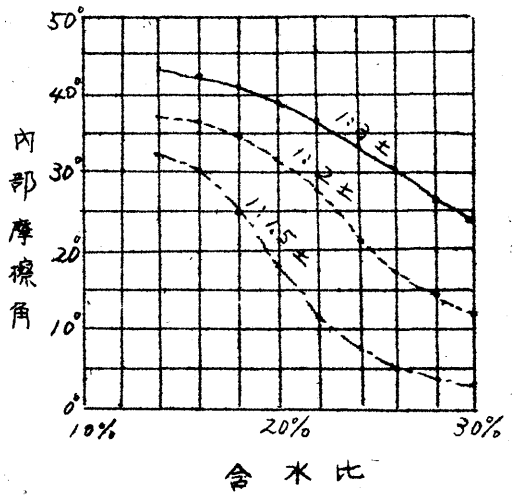
備考、各10個の供試体の平均値を示す。供試体作製時は含水率何れも17%とする。

はげしい攪乱作用は細粒をまき揚げるに大きい働きをする。これらの流水の作用は別として斜面に平行な等速定流を考えた場合には、これが斜面の土に剪断作用を及ぼすが、試料として用いた土について剪断抵抗試験を行ったところ、図－（4－2－4）に示すような結果を得た。これによれば土質による剪断抵抗力の相違は、さきの浸漬試験の結果と比較すれば極めて小さい。結合力を失って分離を起した微細粒は流水中に浮遊して流れ去るが、砂粒は掃流作用により掃流せられる。分離した砂粒は或程度個々の粒子運動

が許され固定床と趣を異にする。この時流水を等速定流と考えると、斜面上に分離をした砂粒の運動に対しては河川における流砂の掃流理論が或程度まで適用できるものと考えられる。しかしこの場合は流れは等速定流ではなく wave train を伴った不等速定流である。から、波動の理論ことにその衝撃力などに関する理論が適用されるべきであろう。粒子結合が固く分解し難い土は個々の粒子に分解され難く、土塊のまゝ、流水の衝撃を受けて流掃される。

図－（4－2－4）

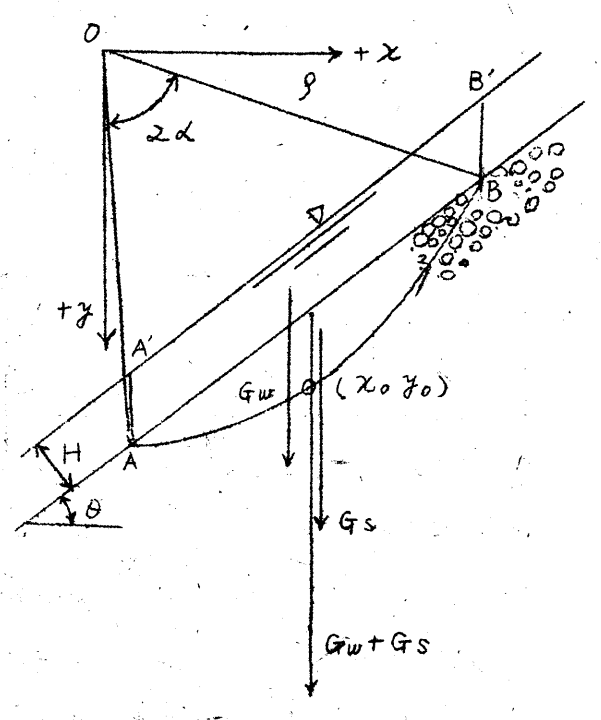




実験における土壌法面は粒子配合の不平均、組織の粗密、含水量の不同などが局部的に存在しないように注意して入念に仕上げた積りであるが、実際上はこれらの存在は避けられないものであろう。これらの内、亀裂、配合の不均一、大きな空隙、含水量の過大部、並びに斜面の凹部などは弱点とみられ、これらの弱点が重なる程、浸蝕は大きくなる。さきに述べた孔はこれらの弱点に生ずるのであるから、この孔はこれら弱点の位置、大きさ、性質などと深い関係がある。この孔は弱点に生じた一種の滑りの結果生じたものであり、この生ずる原動力となるものは流水の粒子結合分解作用、衝撃力、掃流作用、含水量の増加による土の重量の増大、揚圧力、剪断抵抗力の急減等である。

いま図－（4－2－5）のように弱点部附近の斜面をとって適当な中心と半径とをもつ円壔滑り面を考え、さらにかりにこの上を流水が等速定流をなしている場合をとってみる。斜面と滑り面との間の滑り土体に作用する外力は、鉛直下向きに働くＡＢ面上の水の重量G_wと土体重量とである。こゝに地滑りの時の円壔滑り面に対するA. I. Iwanoff[1]氏の安定係数Kを借用すれば次のように表される。

図－（4－2－5）



$$K=\frac{f\{x_0\Sigma X+y_0\Sigma Y\}+CS\rho}{x_0\Sigma Y-y_0\Sigma X} \qquad (4-2-1)$$

但し f：内部摩擦係数，　C：凝集力

$$\Sigma X=0,\qquad \Sigma Y=G_s+G_w$$

$$=\rho^2\left(\alpha-\frac{\sin 2\alpha}{2}\right)\gamma_s+2H\rho\gamma\sin\theta$$

$$S=2\rho\alpha.$$

茲にγ_s：土の単位重量，　γ：水の単位重量

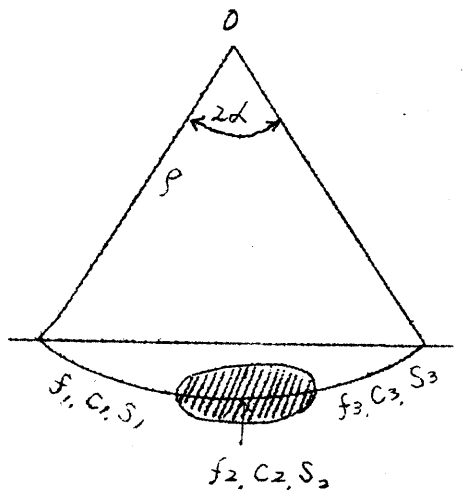
式－（4－2－1）のfとCの値は大いに問題になるもので、弱点部の値は他の部のそれらの値に比し小さい。滑り面が均一でない土質の部分に亘っている時、例えば図－（4－2－6）のような時はfの代りに次式のfeを用いる。

$$f_e = \frac{f_1 S_1 + f_2 S_2 + \cdots\cdots}{S_1 + S_2 + \cdots\cdots} \qquad (4-2-2)$$

またCSの代りに次式を用いる。

$$CS = C_1 S_1 + C_2 S_2 + \cdots\cdots \qquad (4-2-3)$$

図－（4－2－6）



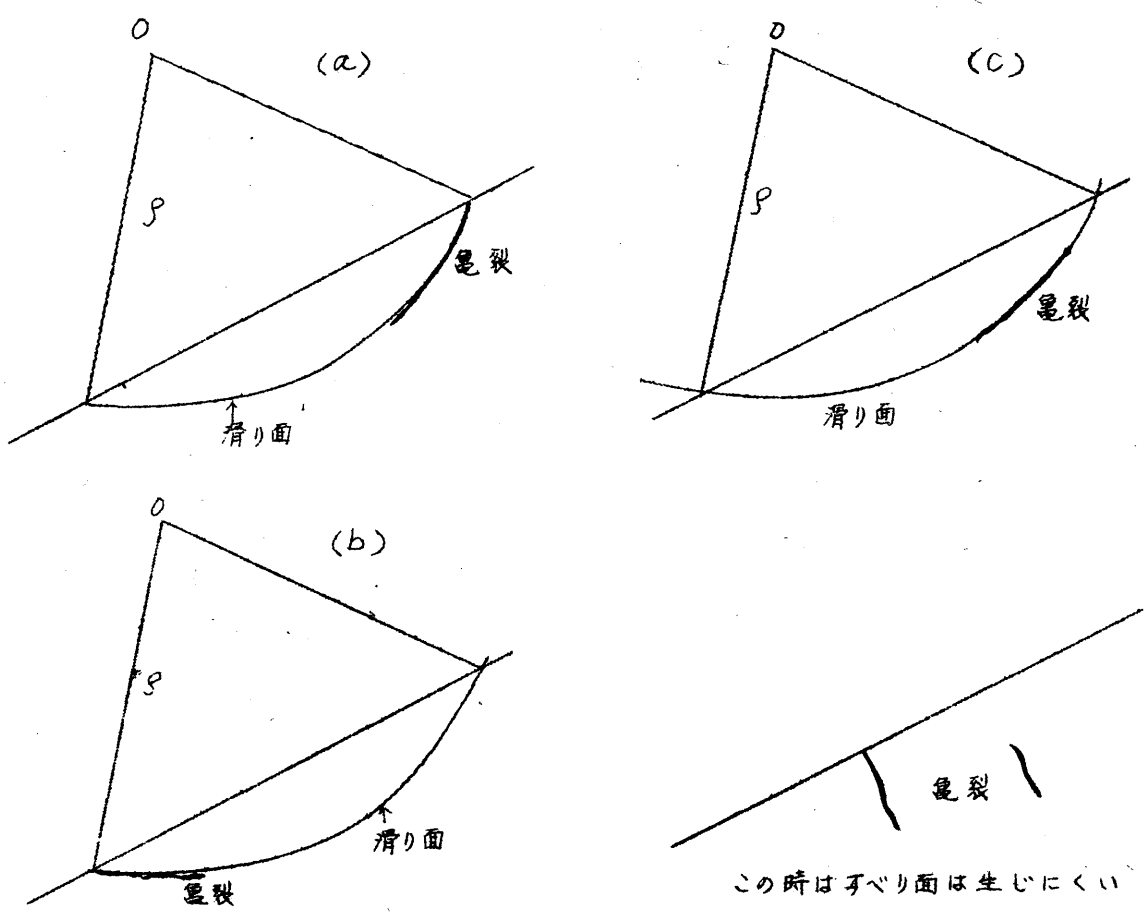
さて、いま述べたような小さい滑り面が果して存在し得るや否やという点が疑問になると思われるが、この点についてはこの滑りは溢流開始後間もなく弱点に生じ、さらに流水の作用が與って力あることに注目致したい。即ち弱点部の大きさは一般に小さく、また他の部に比べて溢流開始後短時間で含水量を増し、粒子結合力の減少や剪断抵抗力の急減を来す。ところが他面、この実験で通水停止後直ちに表面下の土の含水量を調査したところ、一般に表面だけが含水量が大きいのに対し、ごく僅か下部では最初斜面を作った時の含水量より余り増えていないことが判明した。即ち急斜面では、弱点部以外の所は流水が斜面下部に滲透する単位時間の量は僅かであり、余程砂の多い地質でない限りは短時間では下部の含水量が増加せず、従って下部より滑る可能性も少い。次にさきに述べた滑りに対する安定係数は斜面上の流水が等速定流とした場合のものであるが、実際は撹乱波やwave trainを伴う不定流である。（実験では不等速定流）従ってこれらに基く衝撃や加速度などを考慮すると、このKの値はさらに小さくなるのである。

次にさきに述べた2つの浸蝕型につき別々に考察を加えてみたい。

（2）「あばた状浸蝕」

この浸蝕は土粒子間の結合力の大きい透水性の小さな粘土質の多い土に見られるのである。一方この土の性質としてこてを斜面の長手の方向に下から上へこすり上げるように用いると、斜面の長手方向に直角に極く細い亀裂が入りやすい。この土では表面一様浸蝕は容易に発達しない。その理由は流

図－(4－2－7)



水の粒子結合分解作用が働いてもこの土では結合力強く容易に粒子が分解しないからである。次に亀裂の部分に滑り面が発生する状況を図－（4－2－7）に示す。この際最初に存在する亀裂の形状、大きさ、方向、位置などにより滑り面が支配されることは勿論である。亀裂部の上の土は亀裂の上面に鉛直上向きの揚圧力を受けるし、滑り面の長さも亀裂のため短くなる。この土の斜面には亀裂以外の弱点部も勿論存在するから、こゝに生ずる滑り面もあり得るが、亀裂部に生ずるもの程起りやすくない。この面も円筒面とみなされ、式－（4－2－1）が適用される外、攪乱波や wave train による衝撃のためにもこの土塊の剥離が起りやすくなる。

このようにして法面に小孔が生ずると、勾配の急変が生じて突角や凹角が現はれるために、孔の周囲ことに上流の落口の角の部分に低圧部や流線の剥離などが生じてくるし、孔よりの出口附近は勾配が急に緩になるために、衝撃波が跳水の形で現れる。跳水部には衝撃や渦が生じ、また跳水下部の攪乱や渦のため並びに跳水の落下衝撃のために、孔は上下方向と左右の方向へ拡大する。また深さも深くなる。特に局部的に軟い弱い所があると孔が深く堀れて滝壺のようになり、この内部へ落込んで来た土塊や砂粒は抜け出さず、孔内で渦とともに回転して孔の内面を掻き削る働きもある。

流水の掃流力（等速定流と考えた場合の）のこの場合における作用は、河床が砂の場合におけるものと趣を異にする。即ち河床の時は水が砂の充分内部まで滲透し水に飽和された状態になって居り、各粒子は互いに結合してはいない。これに反して「あばた状浸蝕」をおこす土では、各粒子が固く結合して容易に分解しないから、砂の時に表面より或深さまでの砂層が下流へ動くという Du Boys[2] 並びに O'Brien[3] 両氏の考え方は全然見られない。粒子結合の特に強固な土の斜面は、小孔の生ずる迄の短時間は固定面に近いもので、僅に砂粒とよく結合していない表面の粒子が流水の衝撃と摩擦とを受けて掃流されるに過ぎない。結局この場合の浸蝕には流水の衝撃力が最も強力な作用をするものと考えてよい。

（3）「しわ状浸蝕」　この浸蝕を生ずる土は粒子間の結合力が比較的少く、膠質物質の含有量も少い。分散性、空隙率並びに透水率は比較的大きく、粗度もまた大きい。溢流が始まると同時に表面の粘土と砂とは分離し、極く短時間だけ一様浸蝕が激しく行われ、溢流水深の測定は不能である。微粒子が底からまき揚げられた形で流水中を流下するのは衝撃による攪乱と波動を伴う流れであるため、軽い微粒子は流辺の境界層附近及びこれに接している部分の不安定な小振動や攪乱のために容易にまき揚げられて流水を濁色に染める。大きな粒子は1粒づつ流水の掃流力や衝撃力によって流送せられ、特に wave が追い越す時に衝撃力と攪乱作用とをうけ流送速度が速くなる。このようにして砂粒は wave train の周期に応じた速度運動をしながら流送される。

次に斜面上の弱点部に小さな滑りによる孔を生ずるが、この場合は弱点部に亀裂の存在することは稀であって、亀裂以外の原因による弱点が多い。この弱点部は流水により粒子結合分解作用、掃流作用、衝撃波や wave train による衝撃力を受け、さらに透水作用も受けるから、さきの場合よりは比較的深い滑りが生ずる。

一度孔が生じた後は（2）で述べたと同様な機構により孔が深い従に長い「しわ」状の溝に発達する。最初生じた孔や跳水によって生じた孔がもとになって生じた溝中の凹部では水深が大きいV字状の底部を有しているのは孔の生成原因に由来している。そうでない中間の部分は自然深さの割に巾の広いものとなる。溝の底部は縦横断的にみて前章〔IV〕に示したような形態をとるようになり、衝撃にもとずく渦、跳水、乙次流などを伴い、3次元的に複雑な水面形状をとって流れる。このため、摩耗、衝撃、吸引、穿孔作用などが重り合って作用する。結局この溝の形態は最初の孔とそれが生じた結果つぎつぎに生じた孔の位置

によつて決るのである。もつともこ次的に生じた孔と、これとは別に1次的に生じた孔とが重ることも稀にはある。この深い溝が発達するにつれて溝以外の部分の流れは微弱となり、僅かに個々の粒子が転落するのがみられ、衝撃作用も弱くなる。

5. 結語

以上述べたところで急斜面浸蝕の機構が或程度明かにせられた。しかしなお研究を要する点が少くない。急斜面浸蝕は局所的な小さい滑りであることは確かであり、滑り面の形状は大体円壔形と見られるが、屢々に発生するものは扁平のものが多く、必ずしも円壔面とみなさなくてもよいこともある。実験では水深の甚だ浅い射流を用いたから、面上のどの点でもすべて同じ水深で流れるように法面を完全に仕上げることは実際上不可能で、従つて法面上の諸所で撹乱波を生ずるとともに水深の不均一を来し、ひいては浸蝕力にも或程度差違を生ずるのは止むを得ないことになる。こういう点は溢流水深を増せば平均化せられるが、浸蝕速度が増大して測定上の困難を来たし、さらに実際の降雨への相似律の適用上にも不都合を来すことになるから注意をしなければならない。以上は溢流水によつて引き起される土壌浸蝕の機構について述べたが、実際はまず雨滴の衝撃によつて表土が撹乱を受けている故、この実験の場合に見られたような滑面の堤体法面をもつたものはない。雨滴の衝撃作用により表面の細粒は飛散して粗粒が残っていることになるからである。従つて斜面は凹凸に富み、流体抵抗や、流水の衝撃をうけやすく、流水による浸蝕が強められる傾向がある。しかし粘土分に富む土では表層が浸蝕を受けて流亡した後には反つて隙間が雨滴の衝撃によつて密にせられた層が現れ、間もなく浸蝕はあまり進行しなくなる傾向があるように考えられる。しかし砂分の多い土では雨滴の粒子結合分解作用が大きく働いて浸蝕は増大する。この外、実際の堤体では法肩より法尻に行くに従つて流水量を増大するから不定流となり、法面の下手程浸蝕が増すことになろう。これらの点についてはさらに研究を要する。とにかく急斜面の土壌浸蝕は流水が等速定流をなしているという考えから出発した理論よりはむしろ薄射流の撹乱波、wave train、衝撃波ことに跳水などの波動力学的な理論に立脚した浸蝕の機構理論を用いなければならない。

参　考　文　献

1) A. I. Iwanoff ; Die Gleitsicherheit der Gründung von Wasserbauwerken und der Böschungen von Dämmen unter Berücksichtigung der Sickerkräfte. Bautech. Jahr. 18, Heft 43. P. 498. 1940.

2) Bu Boys ; Le Rhone et les rivière à lit affouillable. Ann. d. Ponts et Chaussius, 18, 141, 1879.

3) M. P. O'Brien ; Notes on the Transportation of Silt by Streams, Trans. Am. Ges Union, 593, 1934.
M. P. O'Brien ; Review of the Theory of turbulent Flow and its relation to Sediment-Transportation, Trans. Am. Ges. Union, 487, 1933.

〔III〕 急斜面土壌浸蝕の定量的関係

1. 緒　言

急斜面の土壌浸蝕を支配している諸要素の内、土壌の性質が最も重要であり、実験的に土壌浸蝕の定量的な諸問題を研究するに際しては実験に使用する土が大きな問題となる。そこで地理的条件や特に土砂流出が大きな問題になつている点などを考慮して、神戸の裏山より産する土を使用した。この数種の土を用いて多くの実験を行つた結果の内、斜面勾配及び流出量が如何に浸蝕量に影響を及ぼすかを定量的に研究した結果の一部を示す。

2. 在来の浸蝕量公式

土壌浸蝕に関する在来の実験公式は殆どすべて緩斜面に対して適用せられるものであつて、急斜面に対しては適用し難いものが多い。しかし緩斜面と急斜面の浸蝕は全然性質を異にしているわけでなく、共通した点もかなり多くあるわけで、在来公式を吟味することは有意義なことである。次にこれら諸公式中の代表的なものをあげる。

a. 降雨強度或いは流出水量、斜面勾配と浸蝕量との関係を表わす公式

1. J. H. Neal の公式[1]

$$E = k_1 S^{0.7} i^{2.2} \qquad (4-3-1)$$

茲に E：浸蝕率（$lb/acre/hr$），S：勾配（%），i：降雨強度（in/hr），k_1：勾配，降雨強度以外の諸要素による係数、Neal の実測値では 0.4

2. R. E. Horton の公式[2]

$$e_1 = KS^{5/8} q_s^{2} \qquad (4-3-2)$$

茲に e_1：浸蝕率（土壌表面から浸蝕せられた固形物の深さ）（in/hr），q_s：表面流出水量，k：勾配，表面流出水量以外の諸要素による常数

b. 斜面の水平長、斜面勾配などと浸蝕量との関係

3. A. W. Zingg の公式[3]

$$X = 0.0025 L^{1.53} \qquad (4-3-3)$$

或いは $$X = C_1 L^{n} \qquad (4-3-3')$$

茲に X：重量単位で表わした流亡土量（lb），L：斜面の水平長（ft），n：指数

さらに $$X = CS^{1.4} L^{1.6} \qquad (4-3-4)$$

或いは $$X = CS^{m} L^{n} \qquad (4-3-4')$$

茲に S：勾配（%），C：常数

c. 斜面勾配と浸蝕量との関係

4. R. E. Horton の公式[4]

$$f(s) = \sin\alpha / \tan^{0.3}\alpha \qquad (4-3-5)$$

茲に $f(s)$：浸蝕力に比例している値，α：斜面の勾配角

本公式は緩斜面のみに対するものではなく、急斜面に対しても適用しうる理論式である。

d. 限界流出量と勾配との関係

5. W. H. Gardner 及び C. W. Lauritzen の公式[5]

$$q_c = b/S\gamma \qquad (4-3-6)$$

茲に q_c：限界流水量（土壌浸蝕をとしどし生せしめると否との限界の流水量），S：斜面勾配，b：土質によつて決まる常数，γ：同左

W. H. Gardner氏の実験[6]によるとこの式は緩斜面勾配に対して実験結果とよく合うということである。

e. 浸蝕量の時間的変化

6. R. E. Horton の式[7]

$$E = E_c + (E_0 - E_c)e^{-K_c t} \qquad (4-3-7)$$

茲に E；給水を始めてより任意時間 t 後における浸蝕度，E_0 ；給水（或いは降雨）開始時の浸蝕度，E_c：最終の浸蝕度，K_c ：土壌その他に関する常数

以上の諸公式はある特別な条件の下で行われた実験結果より得られた公式が多く、一般性を有するものは少い。しかし浸蝕公式の形や傾向を知り得て、著者が今後取り上げようとしている急斜面の土壌浸蝕問題をとりまとめる上に大いに参考となるのである。

3. 実験の説明

著者は急斜面を対象にした土壌浸蝕の定量的な実験的研究を行うことにして、さきに述べた神戸産の砂や土を用いて実験を行つてきたが、その中で最初に行つたものにつき簡単に説明する。

(1) 実験装置並びに使用器具

(a) 実験樋：これは本章〔II〕で述べたのと同様であるが、斜面勾配を1：2，1：3，1：4，1：5，の4種にとり、且つ斜面長を何れの場合も 100 cm となるように定めた。図-(4－3－1)に示す底面をもつ樋を使用した。樋の幅は前と同様内法30 cmである。

b. 使用機械器具：〔II〕におけるものと殆ど同じであるが、別になお、200cc の messcylinder 多数、hydrometer，蒸発皿多数等を使用した。

(2) 実験材料

さきに発表したものと産地は同じであるが、分析結果が多少異つているので、その機械分析の結果を表－(4－3－1)に示す。

(3) 実験準備

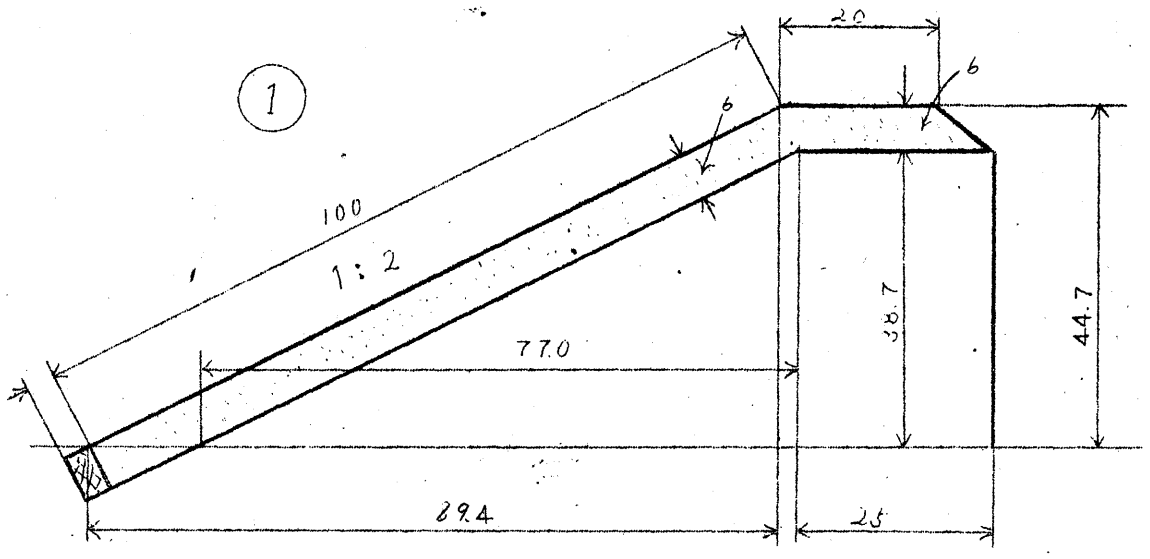
斜面を仕上げるのに 3×15×20 cm の木板を用い 3×20 cm の面で土をたゝき又こすつた以外は、〔II〕の通りである。

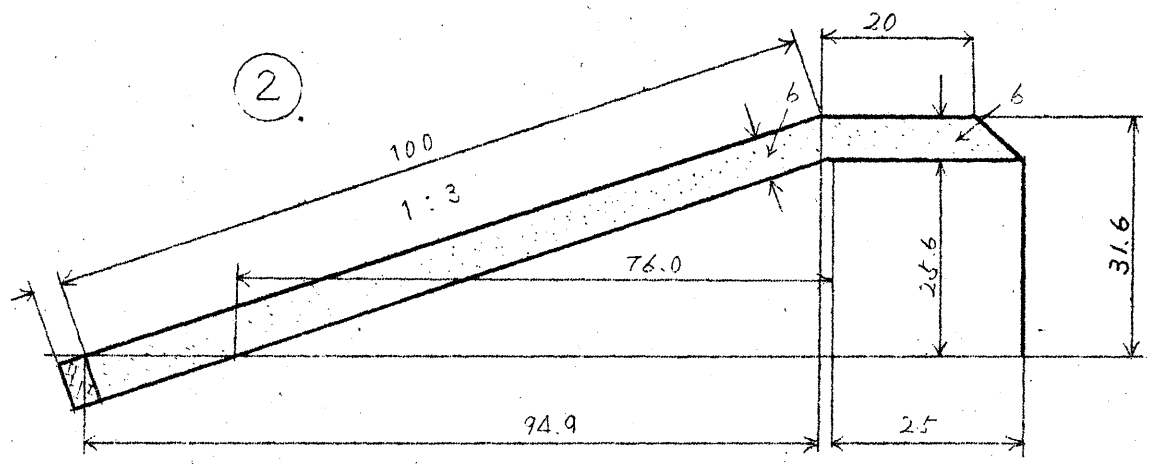
(4) 実験方法

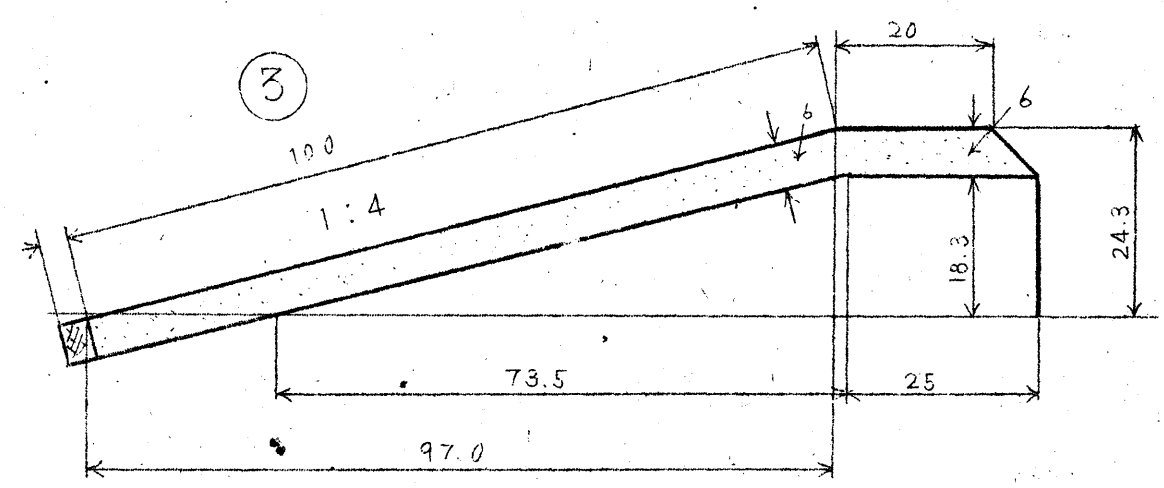
前と殆ど同様であるが今回は 100 mesh の篩の目を通つて逃げた細粒を捕える為に次の方法をとつた。即ち篩をさしかえてから次のさしかえ迄の時間の恰度真中の時刻をねらつて、篩を通つた細粒を水もろともすべて篩の下に置かれた特別に作つた大きいロートを通して、その下に受けた200 cc の messcylinder に収めた。messcylinder に収めた細粒と水との全体の容積は、毎回多少ともその値を異にしているからその都度容積を計量した。messcylinder にとつた細粒を含んでいる濁つた水はよく振盪して、hydrometer を用いて比重を測り同時に温度をも読みとつた。その後 30分～1時間位の間隔で比重を測定した。このようにして48時間たつてから上澄液を全容量の約 1/2 位のところ迄捨て去つた。

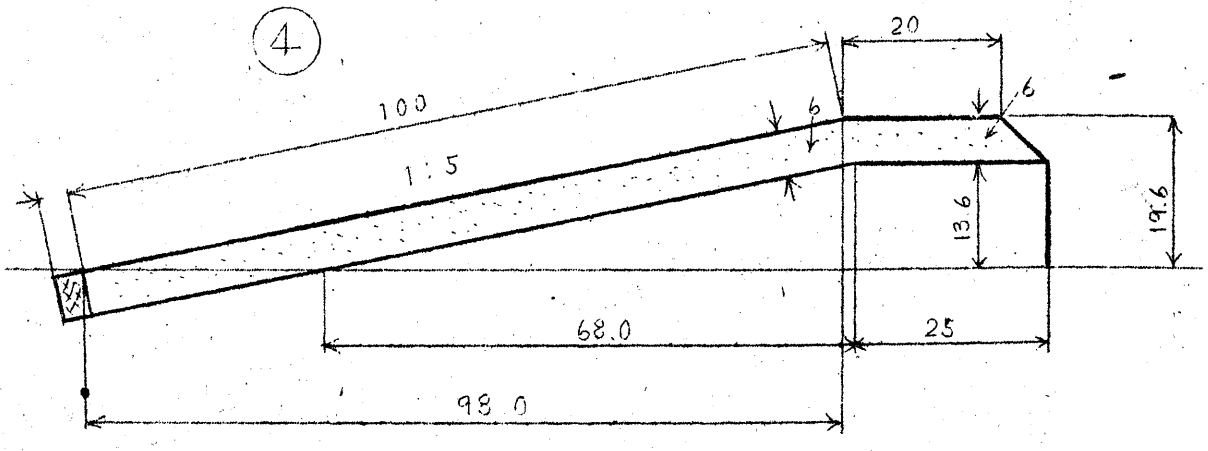
残りを蒸発皿にとつて恒温槽に入れ 110°C に24時間以上保つて完全に乾燥させた後、0.01 g まで

図－(4－3－1)


①
100
1：2
6
6
20
77.0
38.7
44.7
89.4
25


②
100
1：3
6
6
20
76.0
25.6
31.6
94.9
25


③
100
1：4
6
6
20
73.5
18.3
24.3
97.0
25


④
100
1：5
6
6
20
68.0
13.6
19.6
93.0
25

寸法單位 Cm

計量した。なお法先並びに法肩から夫々15cm離れた斜面上の2点に尖頭水面計を据えて溢流水深を測ったが、勾配1；4及び1：5の場合の測定結果は表-(4－3－2)の通りである。この値は実験樋の底板上で測つた値である。細粒はさらにまた機械分析を行つて粒子組成を明らかにした。

4　浸蝕量の時間的変化

(1)　概　説

浸蝕量の測定には極めて大きな実施上の困難が伴う。即ち、同じ配合の土を同じ勾配の斜面に仕上げ、同じ流量の水を流す時、2回以上同じ実験をくり返してそれらの結果を比較すると、毎回の測定流砂量は必ずしも同じ値を示さず、場合によつては極めて大きい値の開きを生ずることがある。このような結果になる理由として考えられることは次のようである。即ち、同じ土を用い、定められた同じ配合にこれらを混合し同じ割合の水を加えて同じ回数切りかえした場合でも、ごく厳密にいうならばその都度粒子の配置が場所によつて異なるし、水分含有量が不均一になつている小局部の配置状態が、毎回多少とも異なるはずである。かりにこれらが常に変りないものとしても、搗き固める場合の土の締り具合も毎回同じというわけにはいかない。斜面の表面の仕上げ方、面の中の細かい凹凸，面の不正、面の一方への傾きなどという諸点で、多少の相違が生ずることは止むを得ない。次に多くの條件の内、1条件のみを変え、他の条件をすべて同じとした場合についての諸結果を比較する際にも、他の条件を完全に同じにすることが不可能であることから、上述のようなことが起ることは免れない。そこで1条件の種々なる変化が浸蝕量に及ぼす影響を調べる際には、なるべく浸蝕が正常の経過をたどつた時の浸蝕量をとらねばならぬ。従つて浸蝕が例えば片側に偏する時、両側の木板と土との間が特に溝状にひどくやられる時、天端の部分の土が特に局部的に押しぬかれる場合などは正常の浸蝕状態とは申し難い。浸蝕の発達状態の正常でないものゝ浸蝕量を採用して正常なものゝそれとの平均値をとることは好ましくない。発達状態が正常であり、しかも同じ条件の下で得られた浸蝕量の毎回の差違がそれらの平均値に対し少くとも20%以下となるならば、その平均値を採用することが好ましい。

表－(4－3－1)　粒径分析表　~~溢流水深~~

粒　径（mm）	黄色粘性土	砂
2.5以上	0%	0.8%
2.5 ～ 1.2	0.5	20.1
1.2 ～ 0.6	3.9	36.5
0.6 ～ 0.3	9.8	17.0
0.3 ～ 0.15	18.5	14.6
0.15以下	67.3	11.0
計	100.0	100.0

表－(4－3－2)　溢流水深

流　量	上流水深 mm		下流水深 mm	
m³/sec.	勾配1:4	勾配1:5	勾配1:4	勾配1:5
50	1.7	1.9	1.7	1.8
100	1.9	2.1	1.8	2.1
150	2.1	2.3	2.0	2.3
200	2.3	2.5	2.2	2.5
250	2.6	2.7	2.5	2.7

(2)　浸蝕の正常発達

ある土で一定の勾配の斜面を作つた時、種々の流量に対する浸蝕の発達状態を観察し、また同時に浸蝕量の測定や流出土砂の機械分析を行うことなどにより、浸蝕の正常発達の状態を求めることができる。これは眼で観察した法面の浸蝕状態の発達の経過によつても判断しうるが、これでは「かん」の問題とみられるから、

流出土砂の機械的分析の結果や浸蝕量の時間的変遷による変化などの定量的方面よりこれを明らかにする必要がある。

(3) 浸蝕量時間曲線

浸蝕の発達状態を観察すると，浸蝕のごく初期は層状一様浸蝕（Sheet erosion）であるが、間もなく水筋状浸蝕（Gully erosion）に移る。この両者の間には中間状浸蝕（Transition erosion）があり、この浸蝕でさきの2つの浸蝕が並行して同時に行われる。層状一様浸蝕の継続時間は水筋状浸蝕のそれに比べると比較的短い。中間状浸蝕もまた同様である。これらの浸蝕の転移点を正確につかまえることは難しいが、これらの浸蝕は性質を異にしているので同じようには論せられないから，やはり明確にする必要がある。さきに述べた浸蝕の正常発達においては、これら3つの型の浸蝕の転移点が自ら定まった位置にあるが、異常発達の時には、正常の時とは異って居り、さらに浸蝕量時間曲線全体を眺めても正常のものは自ら定まった形状をとるのに反し、異状のものは趣を異にしている。図－(4-3-2)～(4－3－5)の場合につき実験によって得られた浸蝕量時間曲線の正常型を示したものである。図の浸蝕量時間曲線は次のような特徴を有している。各曲線は原点より急勾配で上昇し始め、上に凸な曲線を描いて上昇する間に漸次曲線の傾きが緩となって、遂に最高点に達し、それより後は再び或る程度曲線は降下して、時間が充分に経つと略一定の水平線になる。尤も勾配1：2の時配合1：3の土は充分に時間をかける暇もない内に「みぞ状浸蝕」が強く発達し床板があらわれた為に実験を止めたので曲線が水平になるところ迄は捉えられなかった，しかしさらに土の厚さを充分に厚くして実験をするならば、他の配合の土の場合と同様な曲線の形をとるであろう。なお、これらの曲線には原点から最高点に達する途中に上述の転移点があるが、これらの曲線からでは転移点特に層状一様浸蝕と中間状浸蝕との間の転移点を把握することは困難である。

次に理想的な正常発達をしている時の浸蝕量時間曲線を示すと図－(4－3－6)のようになる。即ち曲線の山の頂きの位置は流量が大きい程高く且つ左にきて、各種の流量に対応する曲線の最高点を連絡する線は一つの双曲線状をなすように思われる。最大浸蝕量 E_{max} と浸蝕が落ついた時の浸蝕量 E_e との比 E_e/E_{max} の値も各曲線についてほゞ同じ一定値となる。なお、図－(4－3－2)の曲線の縦距は1つの桝で受けた或る時間内の平均の1秒当りの流砂量をgで表わしたものに、上記時間の恰度真中で桝を通過した細粒の1秒当りの重量をgで表わしたものを加算したものである。

5. 浸蝕量に関する実験公式

(1) 緒言

土壌浸蝕殊に急斜面の土壌浸蝕に関する定量的な関係を理論的に誘導することは極めて困難である。そこでとりあえず実験的研究を行って得られた上述の諸結果の一部をとりまとめて実験公式を作った次第である。もとより実験公式はその実験の行われた条件を満足する場合に限って正しく適用され得るが、その条件以外の場合に適用し得ないのであって、所謂一般性を有しない欠点をもっておることは免れない，しかし乍ら全然一般性がないとは一概には云えないこともあり、例えば Kutter の平均流速公式が Mississippi 河の資料にもとづいて作られたものであるにも係らず、偶然我が国の河川にもよく適合しうるというような場合もあるわけである。このようなわけで、理論公式の誘導が困難な場合には研究発展の過渡期に於ては実験公式もまた充分に意味のあるものと思われる。

図－(4－3－2)

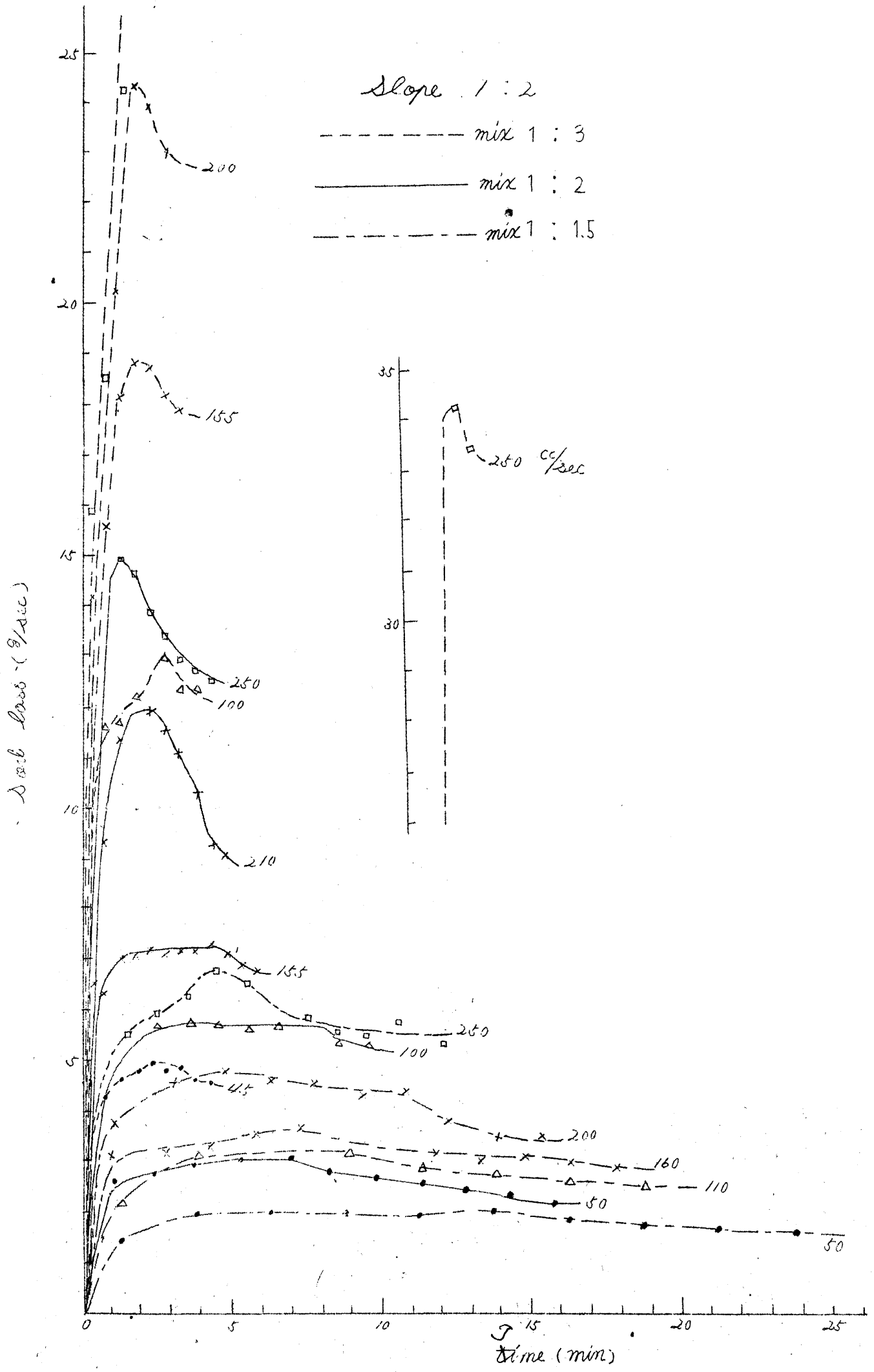
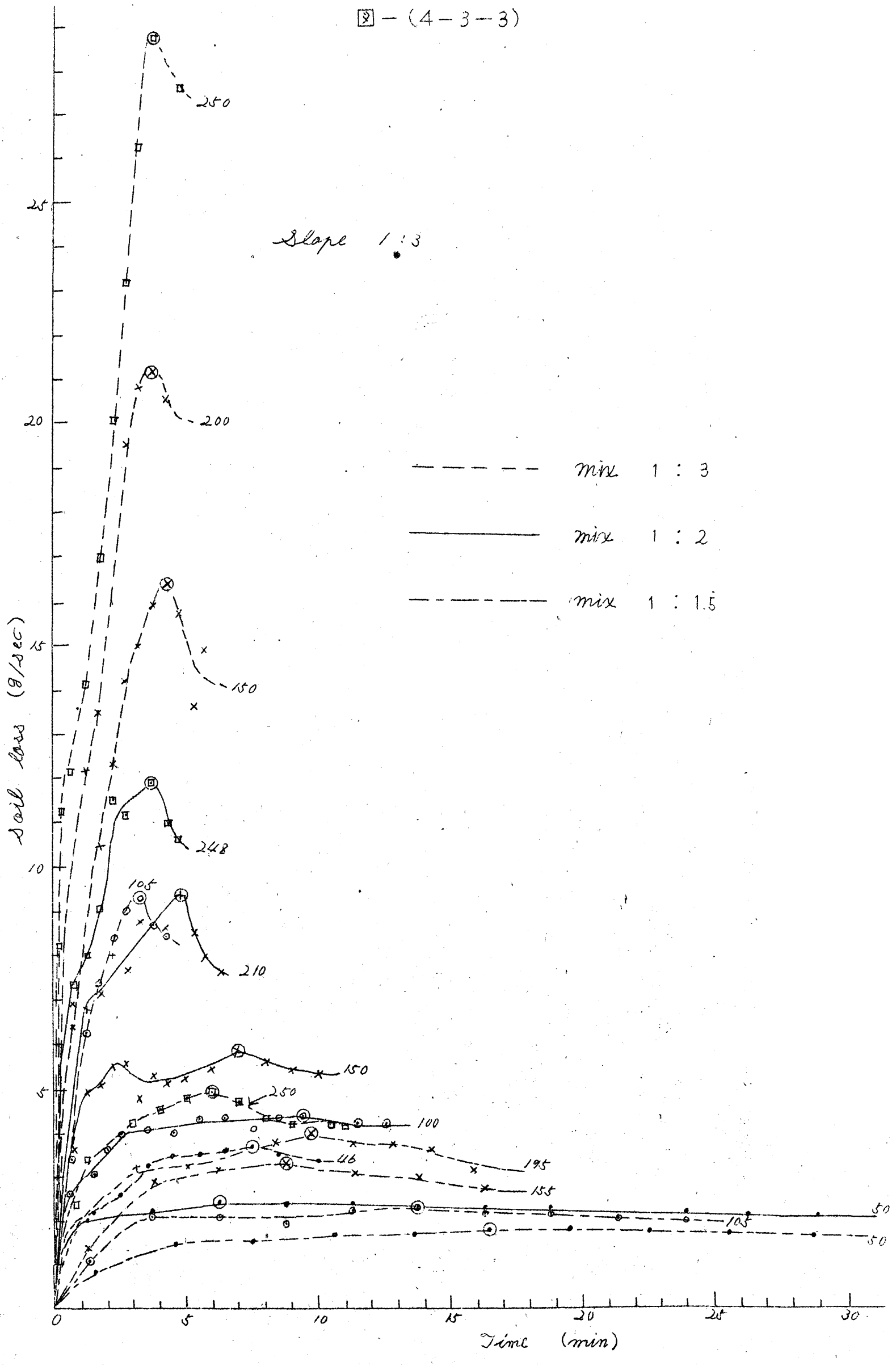
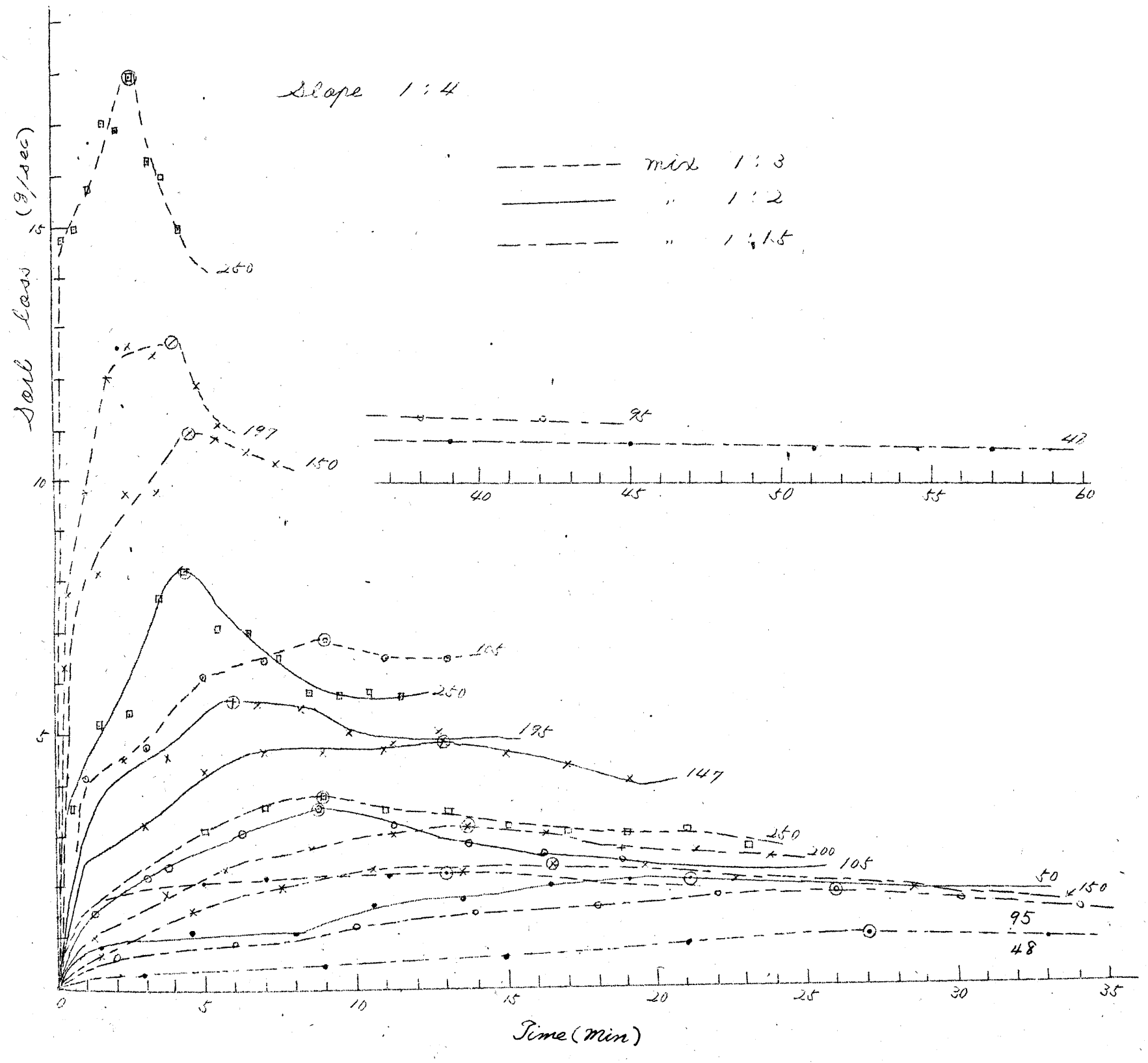

Slope 1 : 2
mix 1 : 3
mix 1 : 2
mix 1 : 1.5
Slab loss (g/sec)
Time (min)
200
155
250
100
210
155
250
100
45
200
160
110
50
50
250 cc/sec
0
5
10
15
20
25
30
35

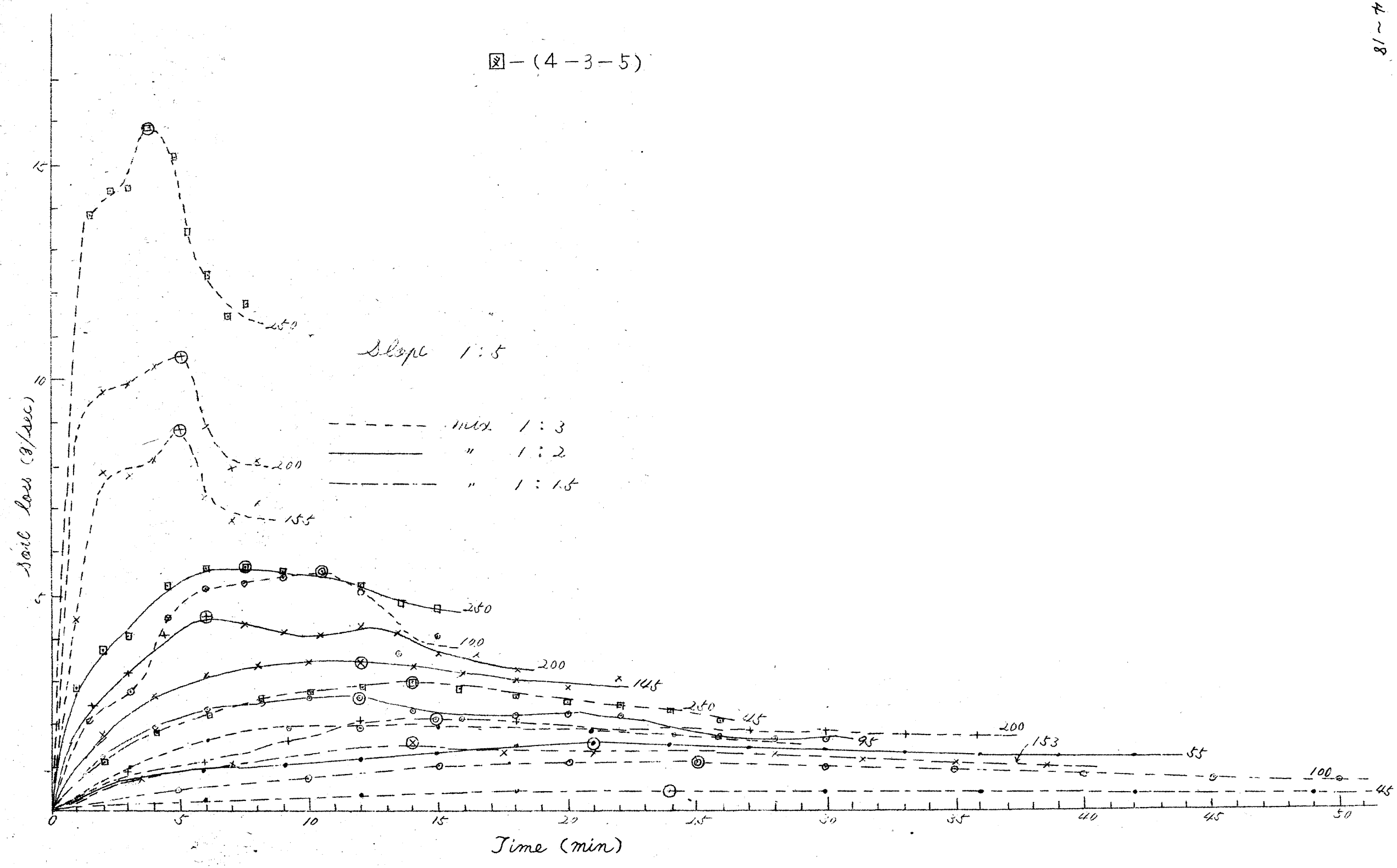
図 – (4 – 3 – 3)


Slope 1 : 3
mix 1 : 3
mix 1 : 2
mix 1 : 1.5
250
200
150
248
105
210
150
250
100
195
46
155
50
105
50
Soil loss (g/sec)
Time (min)
0
5
10
15
20
25
30

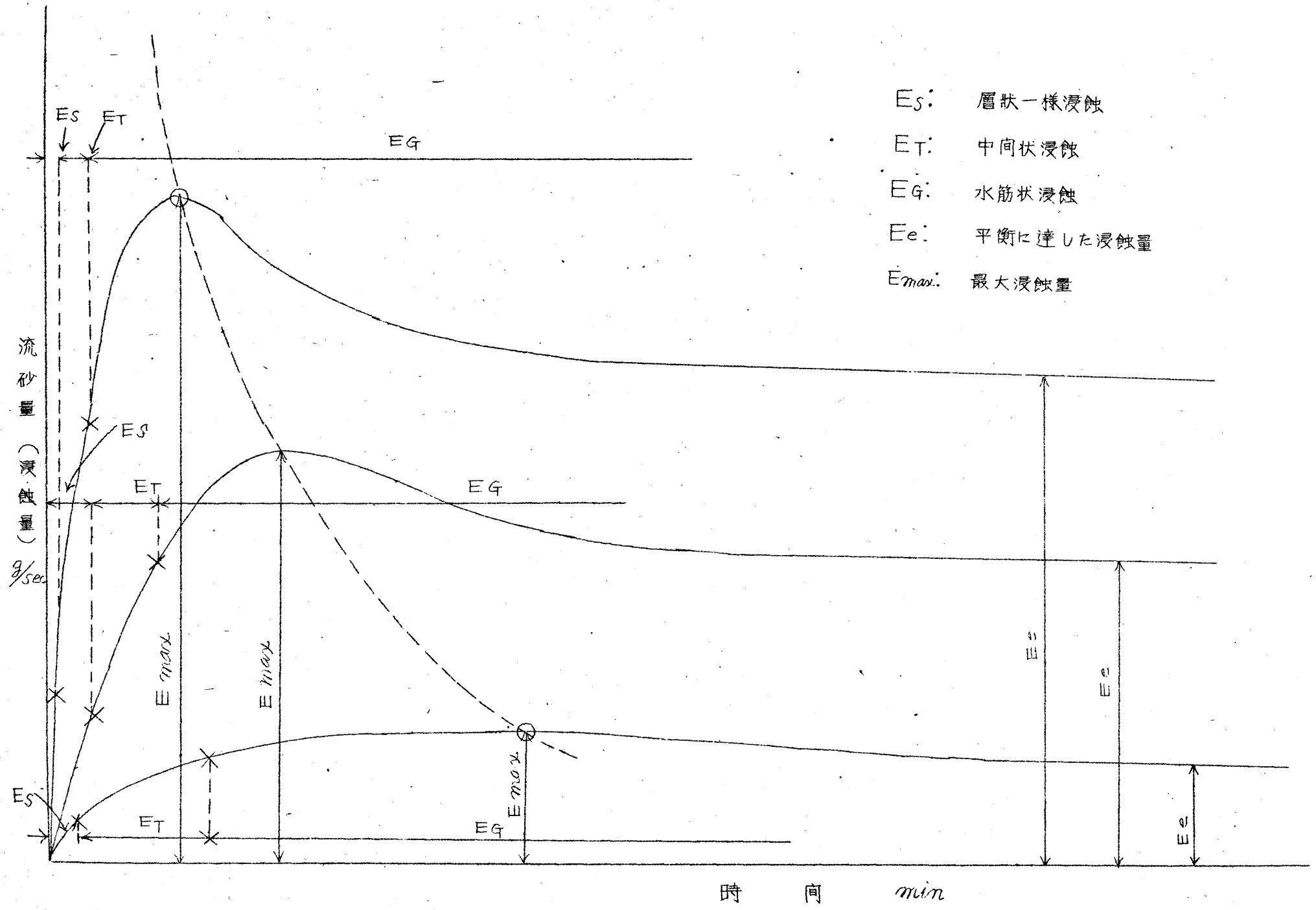
図－(4－3－4)


Slope 1 : 4
mix 1 : 3
" 1 : 2
" 1 : 1.5
Loss (g/sec)
15
10
5
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
Time (min)
260
197
150
95
40
104
250
135
147
250
200
105
50
150
95
48

図－(4－3－5)


Slope 1:5
mix 1:3
" 1:2
" 1:1.5
Soil loss (g/sec)
Time (min)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
250
200
155
100
145
45
95
153
55

図－（4－3－6）



ES: 層状一様浸蝕
ET: 中間状浸蝕
EG: 水筋状浸蝕
Ee: 平衡に達した浸蝕量
Emax: 最大浸蝕量

(2) 公式の誘導並びに考察

(i) 公式の誘導

2で述べた在来の浸蝕量公式は一般に次の形で表わすことができる。

$$E = k q^{\alpha} S^{\beta} \qquad (4-3-8)$$

kはS、q以外の諸要素、これらの諸要素の中でも主として土質、表面の状態、面積、形状、長さ、並びに両相などによって支配せられる。α, βは指数であるが、これらもkと同様な諸要素によって支配せられる。これら蓄積の実験の場合も、これと同様な形式にまとめて何等支障がない。この実験の場合には土の配合を変化させた丈で他の諸要素を一定に保つたから他の諸要素の変化によるk, α, βの変化は分らない。そこで土質によってk, α, β等の値が如何ように変化するかを明かにすれば、式－(4－3－8)は実際に当つて相当便利なものになる。

次に考えなければならぬ大切なことは、流亡土砂量の値として如何なる量をとるべきか、という問題である。図－(4－3－2)～(4－3－5)を眺めると、曲線の山の頂きに当る流砂量E_{max}と曲線が大体水平に落付いたときの値E_eが目につく。これらの値は何れも大切なものであるが、この実験で配合1：3の時に水量が大きいと後者を捕捉することが不可能であつたため、やむなく最大値を選ぶことにした。さらに流砂量としてはある時間内の積算量をとることも考えられる。層状浸蝕と雨裂状浸蝕、並びに中間状浸蝕の境界点に於ける値なども考慮せられる。これらに関しては紙面の都合で別の機会に論じたいと思う。なお配合1：2, 1：1.5, 並びに1：3の一部のものにつき、E_e/E_{max}を調べると表－(4－3－3)を得、これよりみればE_e/E_{max}は大体平均して各流量、土質に対して、大差ないものと考えても大した不都合はなささうである。従つて雨裂状浸蝕の時の累加浸蝕量は大体一定してくる。

表－(4－3－3)

配合 1：1.5 土											
勾配 %	50.0			33.3			25.0			20.0	
流量 m^3/sec	E_e/E_{max} %		平均		平均			平均			平均
	50	82	78	50	91	85	48	65	71	45	57	66
	110	80		105	89		95	65		100	60	
	153	78		155	82		150	74		153	67	
	200	73		195	80		200	79		200	81	
	250	78		250	85		250	73		250	76	
配合 1：2.0 土											
勾配 %	50.0			33.3			25.0			20.0	
流量 m^3/sec	E_e/E_{max} %		平均		平均			平均			平均
	50	69	83	50	90	90	50	91	80	50	91	79
	100	92		100	96		105	66		105	65	
	155	93		150	91		147	83		147	83	
	210	74		210	82		195	88		195	88	
	250	85		248	89		250	70		250	70	
配合 1：3.0 土											
勾配 %	50.0			33.3			25.0			20.0	
流量 m^3/sec	E_e/E_{max} %							平均			平均
	45	92		46	92		50	89	89	45	84	76
	100	95		105	91		105	94		100	68	
							150	95		155	81	
							197	88		200	76	
							250	80		250	71	

著者の行って得た実験値は斜面幅30cmのものについてであるから実用化する上に不便である。従って斜面幅1.0mあたりのものに換算した方が好都合と考えられる。尤も換算して得た値は実験斜面の両側の影響が実験値に多少でも入って居る時には厳密に言えば正確な値とは少し外れることは免れぬが、本実験ではこの影響ができる丈少くなる様に注意したから、さして問題はないとみてもよい。そこで図-(4-3-2)~(4-3-5)よりEmaxを拾い出し この値と流出量とを何れも水路巾1.0mあたりのものに換算して各配合につき一覧的に表示すると、表-(4-3-4)~(4-3-6)を得る。

表-(4-3-4)

配合 1:1.5

勾配	50.0% (1:2)				
流水量 (cc/sec)	833	667	533	367	167
流砂量 (g/sec)	22.7	16.0	12.1	10.4	6.7
勾配	33.3% (1:3)				
流水量 (cc/sec)	833	650	517	350	167
流砂量 (g/sec)	16.5	13.3	11.1	7.7	6.0
勾配	25.0% (1:4)				
流水量 (cc/sec)	833	667	500	317	160
流砂量 (g/sec)	12.5	10.7	7.9	6.3	3.3
勾配	20.0% (1:5)				
流水量 (cc/sec)	833	667	510	333	150
流砂量 (g/sec)	10.1	7.2	5.1	3.8	1.5

表-(4-3-5)

配合 1:2

勾配	50.0% (1:2)				
流水量 (cc/sec)	833	700	517	333	167
流砂量 (g/sec)	49.2	40.5	24.2	19.2	10.2
勾配	33.3% (1:3)				
流水量 (cc/sec)	827	700	500	333	167
流砂量 (g/sec)	39.7	31.0	19.7	14.6	8.0
勾配	25.0% (1:4)				
流水量 (cc/sec)	833	650	490	350	167
流砂量 (g/sec)	27.3	18.6	16.1	11.8	6.9
勾配	20.0% (1:5)				
流水量 (cc/sec)	833	667	483	317	183
流砂量 (g/sec)	18.8	15.0	11.4	8.8	5.3

表－（4－3－6）
配合　1：3

勾　配	50.0%（1：2）				
流水量 (cc/sec)	833	667	517	333	150
流砂量 (g/sec)	114.0	81.1	62.6	43.4	16.4
勾　配	33.3%（1/3）				
流水量 (cc/sec)	833	667	500	350	153
流砂量 (g/sec)	96.0	70.6	54.7	30.8	12.3
勾　配	25.0%（1：4）				
流水量 (cc/sec)	833	657	500	350	167
流砂量 (g/sec)	59.7	42.2	36.2	22.8	7.6
勾　配	20.0%（1：5）				
流水量 (cc/sec)	833	667	517	33.3	150
流砂量 (g/sec)	53.0	35.2	29.5	18.5	6.5

式－（4－3－8）の両辺の log をとれば式－（4－3－9）を得る。

$$\log E = \log k + \alpha \log q + \beta \log S \qquad (4-3-9)$$

いま　$\log E = Z$, $\log q = x$, $\log S = y$, $\log k = l$ とすると式－（4－3－10）は次の形で表わされる。

$$Z = \alpha x + \beta y + l \qquad (4-3-10)$$

従つて、k, α, β の値が土質のみに関係する場合をとると、同一土質では流水量を一定にした場合は y と Z との間には直線的な関係があり、勾配を一定にした時は x と Z との間に直線的な関係が成立する。この関係を表－（4－3－4）～ 表－（4－3－6）について検討したところ、殆んど何れも満足されることが確められたのである。

そこで式－（4－3－8）の k, α, β の値を最小自乗法を用いてきめることにし、式－（4－3－10）に対する正等式として次式を用いた。

$$\left.\begin{aligned} [xx]\alpha + [xy]\beta + [x]l &= [xZ] \\ [xy]\alpha + [yy]\beta + [y]l &= [yZ] \\ [x]\alpha + [y]\beta + Nl &= [z] \end{aligned}\right\} \qquad (4-3-11)$$

従て、α, β, l は次式によって算出した。

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= \frac{\{[xz][y]-[xy][z]\}\{[y][y]-N[yy]\}-\{[yz][y]-[yy][z]\}\{[x][y]-N[xy]\}}{\{[xx][y]-[xy][x]\}\{[y][y]-N[yy]\}-\{[xy][y]-[yy][x]\}\{[x][y]-N[xy]\}} \\ \beta &= \frac{[z]-\alpha[x]-Nl}{[y]} \\ l &= \frac{[xz][y]-[xy][z]-\alpha\{[xx][y]-[xy][x]\}}{[x][y]-N[xy]} \end{aligned}\right\} (4-3-12)$$

その結果は次の表－（4－3－7）のようである。

表－（4－3－7） α, β, k の値

土質（配合）	α	β	k
1：1.5	0.482	1.075	0.0124
1：2.0	0.894	0.898	0.0034
1：3.0	1.184	0.723	0.0022

但し単位は E（g/sec/m²） q（cc/sec/m） S（%）とす。

(ii) 公式に対する考察

前述のように著者の実験は長さ1m，巾30cmの斜面を用い、流水量 $q=45\sim250$ cc/sec，勾配 $S=20\%\sim50\%$ の範囲で，配合1：1.5，1：2.0，1：3.0の3種の土について実験を行つたものである。これらの実験結果を巾1m当りに修正したものにつき、とりまとめた結果得られたこの実験公式の指数並びに係数は、同一土質でその外の條件が同じであれば、斜面長1mに対しては一定と考えられる。しかし土質を異にすると、表－（4－3－7）のように著しく値を異にする。次に斜面長を変えた場合、その斜面の中のどこの1m という長さをとつてもこれらの値は変らないかという問題がある。同一の土質、勾配、表面状態の斜面に同一流量の表面流出がある場合，浸蝕の機構や土の浸蝕に対する抵抗力は斜面長の如何に関らず同じであるが、この場合たゞ斜面の長短によって多少変ると考えられるものは流れの状態であらう。即ち、まず層状一様浸蝕では斜面長の如何によって浸蝕に極めて大きな役割を有する雨水波紋の発生並びに発達状態が異なることは確かである。雨裂状浸蝕の場合でも斜面が長いほど斜面上のみぞが下方に行くにつれて発達し、その発達状態はみその数はむしろ減り大きさが増して流水がこれに集中し下方で浸蝕力が増す傾向がある。それに比べて溝以外の部分の浸蝕は下方ではかえつて多少は微弱になるが、溝の内の浸蝕量の増大に比べると問題にならない。さらに特に豪雨の場合には斜面が長くなるとそれ丈に滲透量が増してくるから下方ほど流水量が減り浸蝕も減ることが考えられる。このことについては、G. W. Musgrave 氏[8]が斜面長 157.5 ft, 310 ft, 630 ft 勾配12%の斜面について、H. L. Borst 並びに Rusell Woodburn 両氏、[9] O. E. Mays 並びに V. J. palmer 両氏[10]・E. B. Beeter 並びに P. L. Hopkins 両氏[11]及び H. G. Lewis 並びに H. S Riesbol 両氏[12]などが斜面長 36.3 ft, 72.6 ft, 145.2 ft の10%前後の斜面について行った実験結果に徴しても明らかである。ところで、同じ土質の斜面であれば流出量が極めて小さい時は別として相当量あれば各異つた流量においても斜面長の変化に応じて大体似かよつた率で浸蝕量が変化するものと考えられるから、土質が異る場合に比べては、はるかに斜面長が k, α, β に及ぼす影響は少ないものとみなしてもよいのであらう。

次に緩斜面の実験公式である前記 J. H. Neal 氏並びに R. E. Horton 氏の公式と、ここに得られた公式と正比較しようとしても比較にならない。即ちたとい同じ土質の土を用いて、同じ実験方法で実験したと仮定しても、傾斜の緩急や浸蝕量のとり方、及び単位のとり方が異るから公式が異つたものになるのは当然である。まして土質実験方法、斜面の勾配の違う場合に於ては問題にならない。かくして著者は最大浸蝕量と流水量、及び斜面勾配との関係を示す浸蝕公式として、$v=kq^{\alpha}S^{\beta}$ を得た。

但し k, α, β, の値は表－（4－3－7）に示す通りである。これよりみると、粗粒の比較的多い土

は急傾斜面に於ては、mの値が大きいが一方βの値は小さい。また土質によるmの値の変化の方がβのそれよりも、はるかに大きい。このように土壌による指数の変化の大きいことは浸蝕の機構が土質によって違うことを意味すると同時に浸蝕に対する抵抗力が異ることを示している。この理由は砂分の多い配合の土ほど流水のために土の粒子が結合を失ってばらばらになり易く、ある勾配以上の急斜面では、長い真直なU字形或はこれに近い断面の深いみぞが発達して流水はみその中に集中し流量が増すと水深も増し、さらに流水中の衝撃波や撹乱波などに基く渦流、横流、螺旋流なども急激に大きくなり、ためにみその底部や側壁の浸蝕作用は流水量の大小によって比較的大きく異る。しかし一方砂分の少い配合土のものでは、上のようなみぞとは異つた平たいV字形断面に近いみぞが生じ水量の大小によって水深があまり変らず、また水量が増しても流水の衝撃波などによる衝撃や渦などが砂の多い配合のものほど増さないから、さほど側壁の浸蝕量が異ならないのであり、むしろ勾配の大小による掃流力の大小の影響の方が大きく働らくからであらう。

6 結　語

斜面勾配並びに流水量が浸蝕量と如何なる関係があるかについて或程度定量的な関係を知ることができた。また、ここに誘導した浸蝕量公式はある特定な條件の下に於て行った実験結果より誘導したものであり、これを実用化するには、さらに相似律の問題やその外の問題について研究し、これらを明らかにしなければならないのである。　これらについても論ずるつもりであつたが紙面の関係上後日にゆずることにした。本研究は急斜面の土壌浸蝕の定量的関係を数式化する第一歩として行ったものであるが、完全にその目的を達するところまでは行かなかつた。しかしこの方面の研究に一つの足掛りを得たことは確かである。同じ指数公式でも、この浸蝕量公式を平均流速公式に比べると前者はδ、Sなどの外にさらに浸蝕される土地の広さ、形状、長さなどの諸要素を必要としこの公式のみによっては一元的に確たる数値が決り難い。

しかし著者がいま問題にしている堤体などの法面浸蝕の場合は山腹などの場合と異って斜面の長さ、勾配、広さなどはどこをとってもほぼ一定しているので、このような流砂量公式を適用するにもし易いわけである。結局、流砂量は同一土質では勾配や流水量により影響を受けるが、砂質土の場合は勾配の大小が浸蝕量に及ぼす影響よりも流水量のそれの方が大きい傾向を有しているわけである。このことは堤体の多くが浸透水流を速に排除させる為に砂質土で築造せられるという事実と合せ考へると、注目に値することである。堤体法面の勾配は浸透に対する安定から一：二乃至一：三のものが多く一：四のものは殆どない。20°の勾配の斜面が30°番になつたために浸蝕量が増す割合は、豪雨或は、強雨の場合は流出率が極めて大きいから殆どが表面流出になるため、例えば20 mm/hrの雨量が30 mm/hrの雨量になつたために浸蝕量が増す割合に比べると小さいものと考えてよい。前回の降雨で相当に堤体が濕つている時に再び強雨が襲来すると、20%以上の急斜面では流出率が極めて大きい。このようなことから堤体法面に沿う薄い厚さの部分を少し粘土を混ぜた土で造るようにすることが考えられる。

この意味からいつても裏法面に流出泉があらわれることは懸念しない。

参　考　文　献

1) J. H. Neal; The Effect of Degree of Slope and Rainfall Characteristics on Runoff and Soil Erosion, Agr. Eng. p. 213～217. Vol. 19, 1938.

2) R. E. Horton; Analysis of Runoff-plat Experiments with varying Infiltra-

-tion-Capacity, Trans. Amer. Geophys. Union, 20th Annual Meeting, p. 693-711, 1939.

3) A. W. Zingg; Degree and Length of Land Slope as it affects Soil Loss in Runoff, Agr. Eng. p 59~64 Vol. 21, 1940.

4) R. E. Horton; Erosional Development of Stream and their Drainage Basins, Hydro-physical Approach to quantitave Morphology, Bul. Geol. Soc. Amer. 56; p. 275~370, 1945.

5) W. H. Gardner, and C. W. Lauritzen; Erosion as a Function of the Size of the Irrigating Stream and the Slope of the Eroding Surface, Soil Sci., 62; p. 233~242, 1946.

6) W. H. Gardner; Determination of the Critical Stream for various Slopes, Soil Sci, Vol. 66, No. 3

7) R. E. Horton; An Approach towards a physical Interpretation of Infiltration-Capacity, Soil Sci. Soc. Amer. proc., 5; p. 399~417, 1940.

8) J. W. Musgrave; Some Relationships between Slope-Length, Surface-Runoff, and Silt-Load of Surface-Runoff, Trans, Amer. Geo. Union, p 472~478. 1935.

9) W. L. Borset, and R. Woodburn; Progress Report of the Northwest Appalachian Soil and Water Exp. Sta., Zanesville, Ohio, 1933~1937, Soil Conserv Mimeo, Report. Jan. 1939.

10) O. E. Hays, and V. J. Palmer; Progress Report Soil and Water Conservation Investigations, Upper Mississippi Valley Soil Conservation Exp. Sta., 1932~1935,

11) E. B. Beeter, and P. L Hopkins; Progress Report Blackland. Soil and Water Conservation Exp. Stn., 1931~1936.

12) W. G. Lewis, and W. S. Riesbol; Summary of Results Red Plains Soil Erosion Exp. Sta, 1930~1935.

(IV) 流砂組成の時間的変化

1 緒言

~~第十報~~(III)に引き続いて、今回は急斜面の浸蝕土砂の機械分析の結果が、時間が経つにつれて如何様に変化するかを明らかにするとともに、この方面から見た浸蝕の正常発達状態や転移点の問題などをとりあげ著者の見解を述べた。浸蝕量そのものに対しても、吟味検討を加えて浸蝕量として如何なるものを採るべきかを明らかにしたのである。

2. 浸蝕土砂の機械分析結果の時間的変化

著者が実験に使用した各種配合土の機械分析の結果は表-(4-4-1)の通りである。なお、実験に当り毎回使用する土の分析を行っているが、個々の値に多少の変動を見る程度で、平均値としては表(4-4-1)の値を採ってよい。

表-(4-4-1)各種配合土の分析表(重量比%)

配合 ＼ 粒径 mm	2.5以上	2.5~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15	0.15以下	計
1:1.5	0.5	12.3	23.5	14.1	16.2	33.4	100.0
1:2.0	0.5	13.6	25.6	14.6	15.9	29.8	100.0
1:3.0	0.6	15.2	28.3	15.2	15.6	25.1	100.0

浸蝕に伴い斜面より流出した土砂を、流出開始より一定時間毎に採集して篩分分析を行い、その結果が時間の経過につれ如何に変化するか、またこれらが浸蝕前の原土のそれと如何に相違するかなどを検討することは、極めて有意義なことである。表-(4-4-2)~表-(4-4-4)は勾配1:2.0における実験結果であつて、種々の配合、流量の場合につき、浸蝕土砂の篩分結果の時間的変化が示されている。これらは正常な浸蝕発達をたどつたと考えられた場合の実験結果であつて、(III)の図-(4-3-2)を作るのに使つた資料と同じものである。これらの諸表の中で見出される特に注目すべき特徴は次のようなものである。

a. 浸蝕の最初は粗粒に比べて細粒の流出が多いが、時間の経過とともに、漸次粗粒の流出割合も増し、時間が充分経つと一定の粒径組成に近ずく。しかも、この粒径組成は実験に使用した浸蝕を受けない原土のそれと殆ど同じとみなしてよい。

b. 粒径2.5mm以上のものの%は原土の中においても1%以下の少量であり、元来は0であるはずのものが少量混入したのである。そこで流出土砂の分析結果中このものの占める%は流量、土質、時間に無関係に一定の小さい値を占める。

c. 粒径1.2~2.5mmのものの%は、時間とともに増し、時間が充分経つと一定値に落つく。流水開始時の%は、流量が大きい程、また砂分の多い土程比較的大きい値をとる。

d. 粒径0.6~1.2mmのものの%は、配合1:1.5, 配合1:2.0の土では時間の経過とともに値が何らも増大し遂にはおよそ一定の値に近づく。配合1:3.0の土では殆んど時間による変化は認められない。

e. 粒径0.3~0.6mmのものの%は、時間の経過に拘らず略一定値を保つている。この値は配合により大体決つている。

f. 粒径0.15~0.3mmのものの%は、時間の経過につれて僅かの増減をみることがあるが、殆んど一

表－（4－4－2）　勾配 1：2　配合 1：1.5

50 cc/sec

粒径(mm) ＼ 時間(分)	0～2.5	2.5～5.0	5.0～7.5	7.5～10.0	10.0～12.5	12.5～15.0	15.0～17.5	17.5～20.0	20.0～22.5	22.5～25.0
2.5 以上	0.5	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	0.2	0.4	0.4
1.2～2.5	2.9	7.7	8.3	10.2	11.0	10.1	10.6	11.5	11.5	11.2
0.6～1.2	15.5	18.8	17.6	18.1	18.4	18.5	19.1	19.5	19.0	19.5
0.3～0.6	11.6	9.9	10.0	9.8	9.6	9.7	10.0	9.8	10.7	10.8
0.15～0.3	14.3	12.9	12.6	12.2	12.9	12.7	13.5	12.0	11.8	11.9
0.15 以下	55.2	50.5	51.3	49.5	47.9	48.6	46.5	47.0	46.6	46.2

110 cc/sec

粒径(mm) ＼ 時間(分)	0～2.5	2.5～5.0	5.0～7.5	7.5～10.0	10.0～12.5	12.5～15.0	15.0～17.5	17.5～20.0
2.5 以上	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
1.2～2.5	3.5	9.0	10.4	10.5	11.7	11.7	12.0	12.4
0.6～1.2	16.9	18.7	19.2	19.6	20.4	20.4	20.8	20.9
0.3～0.6	11.9	10.5	11.3	11.6	11.4	11.3	12.3	12.0
0.15～0.3	12.3	13.1	12.6	14.0	12.9	13.6	14.6	15.3
0.15 以下	55.2	48.5	46.2	44.0	43.3	42.7	40.0	39.1

160 cc/sec

粒径(mm) ＼ 時間(分)	0～2.0	2.0～3.5	3.5～5.0	5.0～6.5	6.5～8.0	8.0～9.5	9.5～11.0	11.0～12.5	12.5～14.0	14.0～15.5	15.5～17.0	17.0～18.5
2.5 以上	0.2	0.3	0.4	0.5	0.3	0.5	0.3	0.5	0.4	0.3	0.4	0.5
1.2～2.5	4.4	8.4	11.3	11.9	12.3	13.2	12.2	12.8	13.0	12.5	12.7	12.7
0.6～1.2	19.4	18.0	18.8	20.0	20.6	21.8	20.7	21.5	22.4	22.9	22.8	22.8
0.3～0.6	12.6	10.2	11.7	12.5	11.8	11.9	12.2	12.4	13.1	12.8	13.0	12.9
0.15～0.3	14.4	12.3	12.4	12.3	15.2	14.4	16.1	15.3	15.0	14.3	14.3	15.1
0.15 以下	19.0	50.8	45.4	42.8	39.8	38.2	38.5	37.5	36.1	37.2	36.1	35.8

200 cc/sec

粒径(mm) ＼ 時間(分)	0～2.0	2.0～4.0	4.0～5.5	5.5～7.0	7.0～8.5	8.5～10.0	10.0～11.5	11.5～13.0	13.0～14.5	14.5～16.0
2.5 以上	0	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0
1.2～2.5	7.1	11.3	12.0	12.8	11.8	13.1	12.6	13.9	13.9	13.6
0.6～1.2	20.2	20.0	20.2	20.9	20.9	21.0	21.6	22.0	23.0	22.4
0.3～0.6	12.6	11.2	12.1	12.3	13.0	12.4	12.7	12.5	13.3	13.3
0.15～0.3	14.4	13.7	13.5	15.3	14.1	14.5	14.4	15.6	15.8	15.8
0.15 以下	45.7	43.6	41.9	38.4	40.0	38.8	38.4	35.7	33.7	34.9

250 cc/sec

粒径(mm) ＼ 時間(分)	0～1.0	1.0～2.0	2.0～3.0	3.0～4.0	4.0～5.0	5.0～6.0	6.0～7.0	7.0～8.0	8.0～9.0	9.0～10.0	10.0～11.0	11.0～12.0
2.5 以上	0	0.4	0	0.3	0.3	0.4	0.5	0.3	0.3	0.6	0.5	0.3
1.2～2.5	5.2	9.5	11.1	12.0	12.5	12.5	13.0	12.3	11.9	12.0	12.9	12.3
0.6～1.2	19.5	20.1	20.0	21.7	21.0	21.8	20.9	20.5	22.4	22.4	22.0	23.2
0.3～0.6	13.4	12.4	12.9	12.6	13.6	13.5	12.8	12.5	16.4	13.4	13.5	14.2
0.15～0.3	16.6	14.1	13.6	13.8	14.4	13.9	15.1	16.0	13.0	15.8	15.2	15.4
0.15 以下	45.3	43.5	42.4	39.6	38.2	37.9	37.7	38.4	36.0	35.8	35.9	34.6

表－（4－4－3）　勾配 1：2　配合 1：2

50 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～1.0	1.0～2.0	2.0～3.5	3.5～5.0	5.0～6.5	6.5～8.0	8.0～9.5	9.5～11.0	11.0～12.5	12.5～14.0	14.0～15.5
2.5 以上	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
1.2～2.5	3.9	6.7	7.4	9.9	10.8	10.9	11.7	12.3	12.8	12.6	12.9
0.6～1.2	16.9	19.1	18.9	18.7	12.9	14.6	20.2	21.2	21.7	21.4	21.3
0.3～0.6	12.1	11.9	10.3	10.7	10.8	10.2	10.8	10.9	11.1	10.9	11.5
0.15～0.3	13.4	13.6	14.3	13.2	12.8	13.7	14.3	15.2	15.6	15.1	15.4
0.15 以下	53.5	48.4	48.9	47.3	42.5	45.4	42.7	40.1	38.5	39.7	38.6

100 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～2.0	2.0～3.0	3.0～4.0	4.0～5.0	5.0～6.0	6.0～7.0	7.0～8.0	8.0～9.0	9.0～10.0
2.5 以上	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.8	0.4	0.3
1.2～2.5	8.0	10.8	11.5	11.4	12.3	12.8	13.0	13.4	13.1
0.6～1.2	19.9	20.8	20.5	21.4	21.4	22.2	23.7	23.0	22.7
0.3～0.6	12.5	12.5	11.8	11.5	12.2	11.7	12.4	12.8	12.6
0.15～0.3	13.8	14.3	13.3	13.8	13.5	14.1	14.2	15.7	16.4
0.15 以下	45.6	41.3	42.6	41.6	40.3	38.9	35.9	34.7	34.9

150 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0	4.0～4.5	4.5～5.0	5.0～5.5	5.5～6.0
2.5 以上	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.5	0.4	0.2	0.5	0.4
1.2～2.5	4.9	7.9	9.1	10.1	11.4	11.0	10.9	11.0	11.7	12.6	12.2	13.1
0.6～1.2	21.0	21.9	21.8	22.4	22.4	23.0	23.2	23.9	24.0	24.6	24.5	24.4
0.3～0.6	14.2	12.0	11.5	12.5	12.0	12.9	12.5	13.6	14.5	13.6	14.2	14.0
0.15～0.3	15.1	15.9	14.8	15.1	15.1	15.6	15.4	15.5	15.8	16.5	17.7	17.0
0.15 以下	44.5	42.0	42.5	39.7	38.9	37.3	37.8	35.5	33.6	32.5	30.9	31.1

210 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0	4.0～4.5
2.5 以上	0.2	0.3	0.3	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5
1.2～2.5	5.8	8.9	10.7	13.1	14.2	12.4	14.5	14.6	13.2
0.6～1.2	21.5	23.3	23.9	23.7	24.3	22.6	25.0	24.5	24.3
0.3～0.6	14.4	12.5	13.7	13.4	13.6	13.4	13.1	13.2	14.1
0.15～0.3	15.6	15.2	15.2	15.5	15.3	17.0	15.2	14.6	16.4
0.15 以下	42.5	39.8	36.2	33.9	32.3	34.2	31.8	32.7	31.5

250 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0	4.0～4.5
2.5 以上	0.1	0.4	0.4	0.4	0.3	0.2	0.4	0.4	0.5
1.2～2.5	7.4	11.3	13.3	13.8	14.2	13.8	14.4	14.2	14.1
0.6～1.2	23.9	26.8	23.4	23.3	24.6	24.7	25.0	25.2	25.6
0.3～0.6	15.3	13.8	13.3	12.8	13.7	13.9	13.4	13.9	13.2
0.15～0.3	14.8	13.0	14.6	14.8	15.4	14.9	15.0	15.5	15.6
0.15 以下	38.5	34.7	35.0	34.9	31.8	32.5	31.8	30.8	31.0

表－（4－4－4）　勾配1：2，配合1：3

45 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～3.0	3.0～4.0	4.0～5.0	5.0～6.0	6.0～7.0
2.5 以上	0.4	0.4	0.5	0.3	0.5	0.4	0.3	0.4	0.3
1.2～2.5	6.6	9.2	10.9	11.9	12.1	12.8	13.3	14.3	14.0
0.6～1.2	23.6	22.0	22.8	24.5	22.3	22.5	22.9	23.7	23.8
0.3～0.6	12.6	11.2	12.1	12.7	11.7	12.8	12.8	13.0	13.4
0.15～0.3	13.8	14.1	13.4	13.4	12.8	13.1	14.0	14.2	14.2
0.15 以下	43.0	43.1	40.3	37.2	40.6	38.4	36.7	34.4	34.3

100 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0
2.5 以上	0.3	0.7	0.6	0.6	0.7	0.5	0.5	0.5
1.2～2.5	7.9	13.4	16.0	16.7	17.1	15.9	17.4	17.2
0.6～1.2	29.1	26.8	26.6	26.5	26.9	25.9	26.8	26.5
0.3～0.6	13.5	12.9	12.7	12.8	13.1	13.2	13.0	13.0
0.15～0.3	14.2	13.1	12.9	13.6	13.9	14.5	15.0	14.2
0.15 以下	35.0	33.1	31.2	29.8	28.7	30.0	27.3	28.6

155 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5
2.5 以上	0.3	0.4	0.5	0.3	0.6	0.6	0.6
1.2～2.5	8.6	14.1	16.4	15.8	16.5	16.3	16.1
0.6～1.2	29.1	27.6	26.1	27.5	26.6	27.2	26.8
0.3～0.6	14.8	13.7	14.3	13.5	13.4	13.6	13.7
0.15～0.3	15.2	14.2	14.7	14.9	14.5	14.5	14.8
0.15 以下	32.0	30.0	28.0	28.0	28.4	27.9	28.0

200 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0
2.5 以上	0.4	0.5	0.08	1.1	1.1	1.1
1.2～2.5	9.7	15.0	16.5	16.4	17.0	16.5
0.6～1.2	28.6	28.8	29.6	31.2	28.2	27.9
0.3～0.6	15.2	14.7	14.1	13.5	14.5	15.4
0.15～0.3	14.9	14.2	13.7	12.8	14.2	14.7
0.15 以下	31.2	26.8	25.3	25.0	25.0	24.4

250 cc/sec

時間(分) / 粒径(mm)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5
2.5 以上	0.5	0.6	0.4	0.6	0.3
1.2～2.5	11.4	16.6	16.8	16.8	16.5
0.6～1.2	29.9	28.1	27.5	27.7	28.1
0.3～0.6	14.7	14.4	14.1	14.5	14.8
0.15～0.3	15.9	15.1	14.6	15.2	15.2
0.15 以下	27.8	25.2	24.6	25.2	25.1

定とみなしてもよい。

g. 粒径 0.15 mm 以下のものの%は、全体としてやはり砂の多い土程小さい値を示し、時間の経過とともに減少して遂にはほぼ一定値になる。流出開始時の値は流量が大きい程、砂が多い程小さい。

h. 各土質によつて粒子組成の時間的変化が自ら定まつて居り、粗粒子の多い配合の土程、変化が時間的に遅い。また流水量が少い程、上述の、a、c、gなどの変化は緩慢である。しかもこれらの変化と流水量との間にはおよそ決つた関係がある。

以上の諸特徴は勾配1：2.0以外の斜面についても、殆んど支障なく適用し得るが、勾配が緩になる程時間的に変化が長くかゝる。他の勾配のものは省略した。浸蝕せられた土砂の機械分析を行つた結果が上述の諸特性、特にb、g等の特性を具備しており、しかも土質や流水量の大きさと粒径の%との間に一定の規則性が存在しているならば、浸蝕の正常発達とみなされ、これらの諸条件を満さない%の変化を示すものは正常発達ではない浸蝕であると考える。

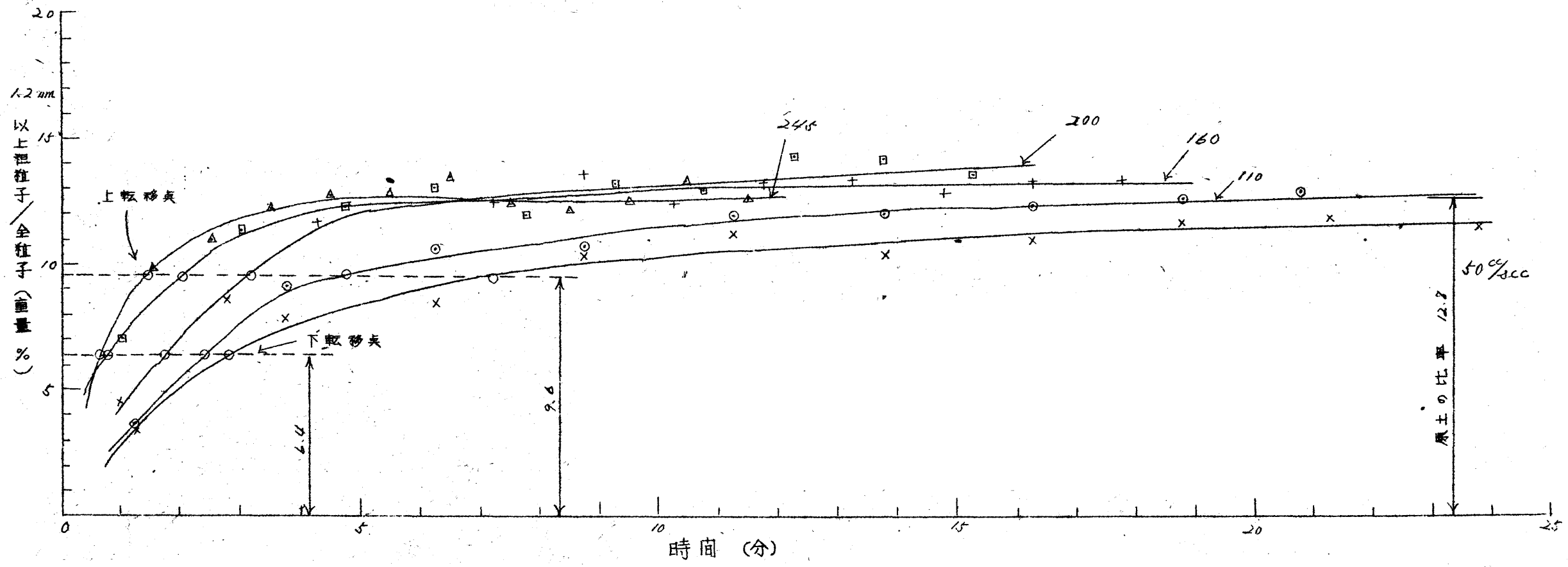
3. 浸蝕型の転移点の決定

[III] 4に述べたように浸蝕型の転移点を決定することは極めて大切なことで、また転移点の位置如何が浸蝕の正常発達か否かを定めるにも役立つようである。一般に層状一様浸蝕の場合の浸蝕せられた流砂の粒子組成は浸蝕せられない前の原土のそれに比べると、微粒細粒子の%がはるかに多いが、水筋状浸蝕では流砂の粒子組成は原土のそれに近い組成を示している。この理由として考えられることは、浸蝕の初期は斜面の粗度が比較的少く、大粒の粒子の周囲は細粒がとり囲んでおり、微細粒子が結合剤の働きをしている。その上流水の掃流力もまた、斜面のほんの表面附近のみしか働かない。そこで粗粒子は流水の浸潤作用を受けても始めは下部が細粒で固く結合されていて掃流され難いが、細粒の方は斜面表面ですっかり結合力を失つてばらばらになり、流水により掃流されてしまう。水筋状浸蝕、特に「みそ状浸蝕」では、急斜面上では流水の渦や衝撃や螺旋流などの作用が猛烈なために、細粗いずれの粒子が送流され易いというような区別はなく、一様に掃流される傾向がある。

さて浸蝕型の転移点をはつきり把握する方法として、著者は表一（4－4－2）～（4－4－4）について粒径1.2 mm 以上の粒子の%に着目し、この%の示す特徴を利用するのが合理的であると考えた。即ち原土の粒子組成%の内で、粒径1.2 mm 以上のものの%と0.15 mm 以下のものの%とが、時間の経過にともなつて特に敏感に変化することに注目したわけである。この内後者は前述の如く流量の増大又は砂分の増加に応じ小さい値をとり、それが時間につれて変化する状況は流量及び土質によつて甚だしく相違し、又原土の粒子組成の中0.15 mm 以下のもの%との関係についても、浸蝕初期には特に簡単な関係が得られない。ところが前者は流量の大小によつても時間に対する変化曲線を別にする必要があるが、それらの間にはよく似た傾向があり、数値の大きさなども殆ど変らない。特に浸蝕初期ではいずれの場合でも皆同様に小さい値をとり、流量の大小にはあまり影響されない。その上に時間が充分に経つと流量に拘らず原土の粒径%に近いある一定値に近ずく。こうした諸点を考慮して、粒径1.2 mm 以上の粒子の%が時間とともに変化する状況をとりあげ、これが原土のそれの0.5倍の値を示す点を1つの転移点として、その前後の状態をそれぞれ層状一様浸蝕、中間状浸蝕に属するものとみなした。この様に定義した点を下転移点と名付けたが、中間状浸蝕と水筋状浸蝕との間の転移点、即ち上転移点については上の%が原土のそれの0.75倍となる点を採用した。実験的に浸蝕発達の様相を詳しく観察するとともに表一（4－4－1）～（4－4－4）を比較検討して、下転移点には0.5が最も適当と考え、上転移点は0.5と1.0との平均値をとつたのであつて、後者に

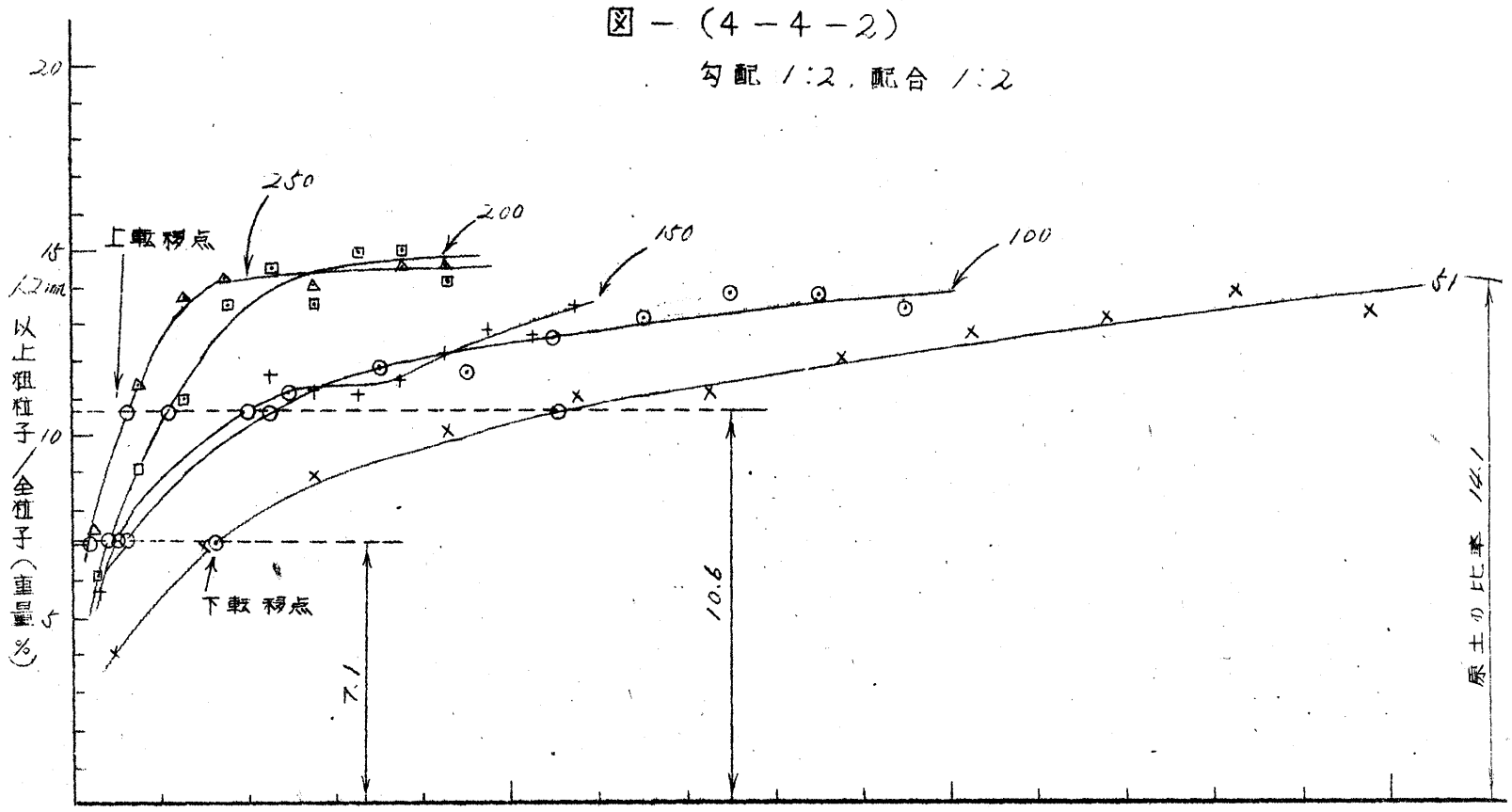
図－（4－4－1）

勾配 1：2，配合 1：1.5



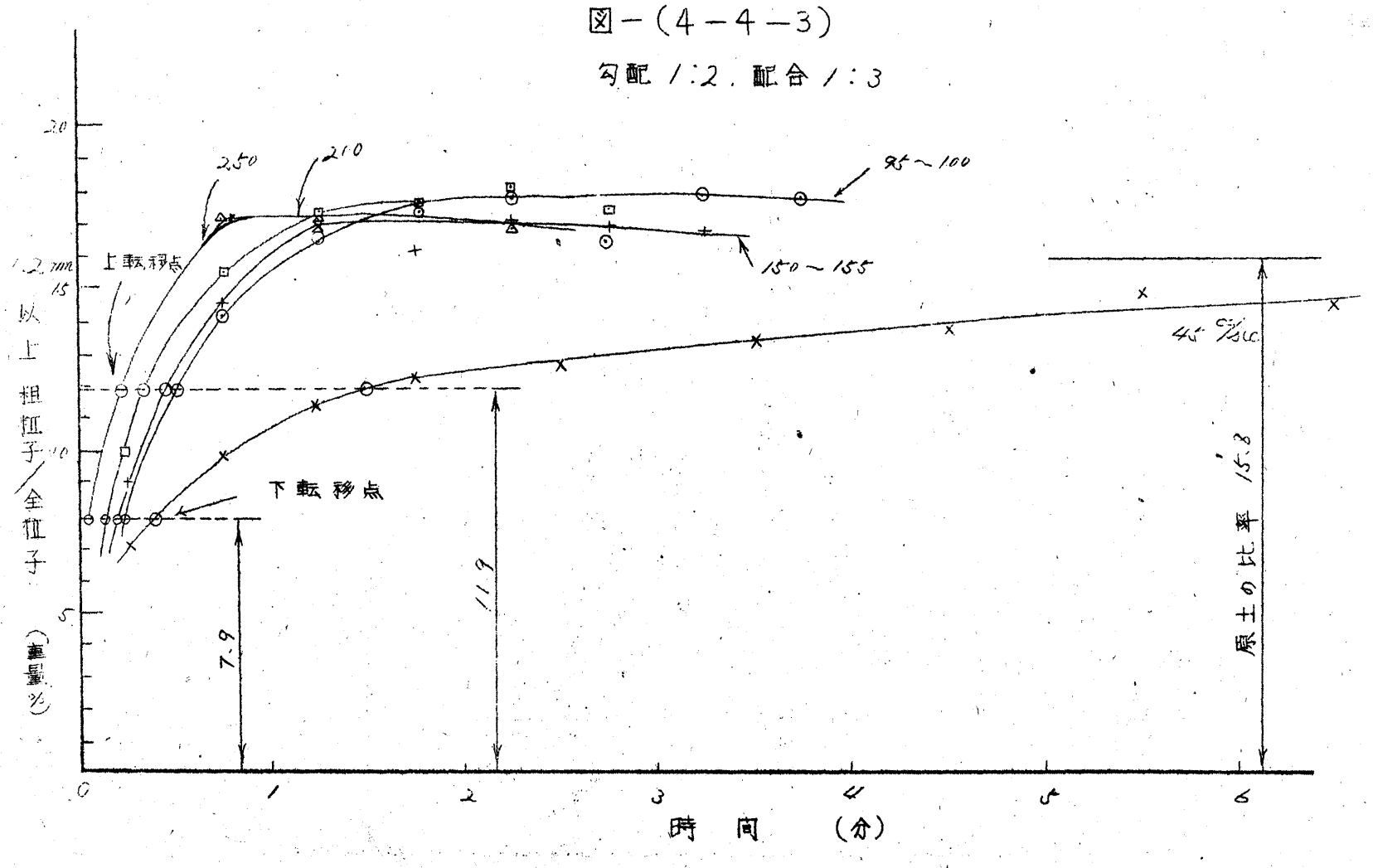
図－(4－4－2)

勾配 1:2，配合 1:2



図－(4－4－3)

勾配 1:2，配合 1:3



は大した理由はない。図－（4－4－ノ）－（4－4－3）は実験結果を図示し、以上の関係を明らかにしたものである。これらの図の曲線群を用い、さきに述べた定義によって定めた上転移点と下転移点に相当する時刻を〔Ⅲ〕図－（4－3－2）～(4～3～5)に移せば、流砂量時間曲線上で2つの転移点が求められる。転移点のあらわれる時刻は流量が大きい程、砂の多い土程、はやいのであり、それらの間にはほぼ定まった関係があるように思われる。

4. 流砂量に関して考慮すべき諸点

流砂量と勾配、流水量、土質などその他の多くの諸要素との関係を究明するに当って、まっさきに直面する問題は流砂量として如何なる値をとるかということである。流砂量時間曲線から分るように、曲線の縦距の値が時間によって種々変化しているから、曲線上のどの点の流砂量を問題にするかが大切なことである。〔Ⅲ〕，図－（4－3－6）の流砂量時間曲線をとり、それらの内で最もはっきりした値を探すと E_{max} と E_e を得る。前者は曲線の最高点に応ずる値であり、後者は浸蝕が落ちついた時の値である。これらの外に、下転移点に相当した浸蝕量 $_{max}E_S$ と上転移点に相当したそれ $_{max}E_T$ が考えられる。さきに定義した上転移点は実際には下転移点程はっきりしていないから $_{max}E_T$ は強いてとりあげることはないかもしれない。$_{max}E_T$ は E_{max} より少しさきに現われる。さらに E_e の値は浸蝕が落ちつきしかも完全な水筋状浸蝕が充分に発達しつくした場合の値であるから、これを採り上げることは確かに最も有意義なことである。著者の実験の結果では、配合1：1.5並びに1：2.0の土についてはよく捕促し得たが、配合1：3.0の土では浸蝕の進行速度が速く、これを捕えるのに困難であつた。E_{max} の値は容易に求められ、しかも最大値であるということから重要であり、殆んどすべての場合水筋状浸蝕に属している。$_{max}E_S$ も著者の定義に従うと容易に求められるが、砂の多い土では益流開始後短時間（10秒以下）で、これがあらわれるから、実験操作上正確にこの値をおさえ難い場合も起る。なお E_e/E_{max} の値を配合1：2.0，1：1.5，などの土についての実験結果より求め、こうして得られた関係が配合1：3.0の土にも適用し得るものと仮定すれば E_e の値も間接的に求められることになる。

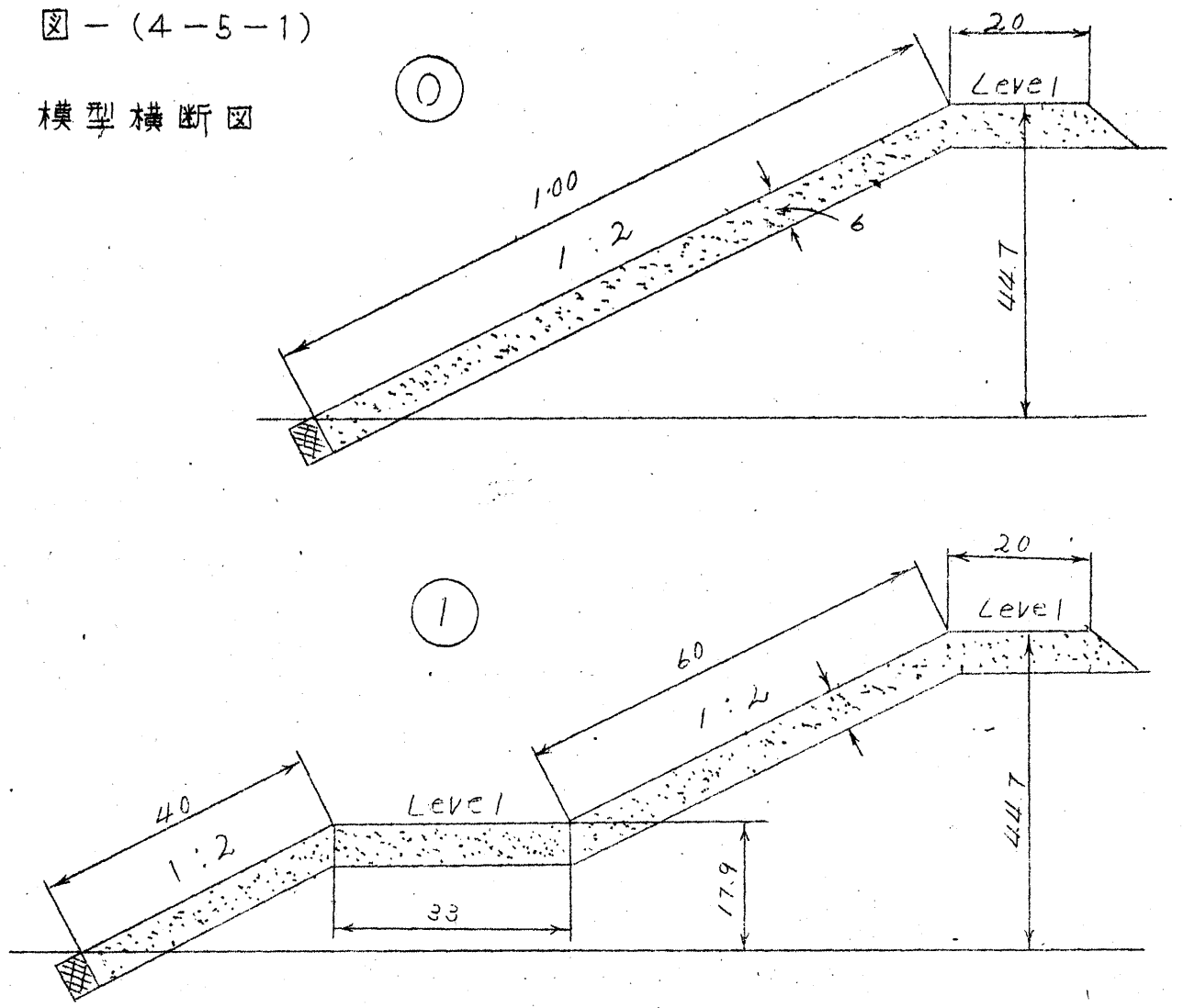
次に流砂量と一口にいつても、例えば g/sec で表わされる短い単位時間当りのものもあれば、kg/hr で示されるようなものもあり、さらにはるかに長い時間をとつてその時間内の累加流砂量或いは累加浸蝕量というものをとることも考えられる。これらの内最も実用上便利なものは累加量であろう。しかし、順序としては始めに g/sec で表わされるものにつき研究を進め、しかる後に累加量に及ぶのが至当であろう。

5. 結　語

以上で浸蝕量の定量的問題をとり扱う上に考慮すべき事項のあらましが明らかとなつたわけである。次には浸蝕量と他の種々な要素との関係が如何様になつているかという問題に入ることになるが、これに関しては別の機会にゆずる。

図－（4－5－1）

模型横断図



寸法単位 cm

〔V〕　急斜面浸蝕に対する小段の効果

1. 緒　言

〔iV〕にひき続き、今回は盛土した急斜面が種々の小段をもつた場合の土壌浸蝕機構を実験的に究明して急斜面の土壌浸蝕に対する小段の影響をある程度明らかにすることができた。

緩斜面では斜面に段々をつけると土壌浸蝕が大いに軽減されるが、同様のことが急斜面にもいい得るものと考え、具体例についてある程度定量的な関係を求めようとして、この研究を行つたのである。小段といつても幅，高さ、数、勾配など種々の要素をもつており複雑であるが、ここでは築堤などによく用いられる小段のうち代表的な2，3のものを選んで実験した。

2. 実験の説明

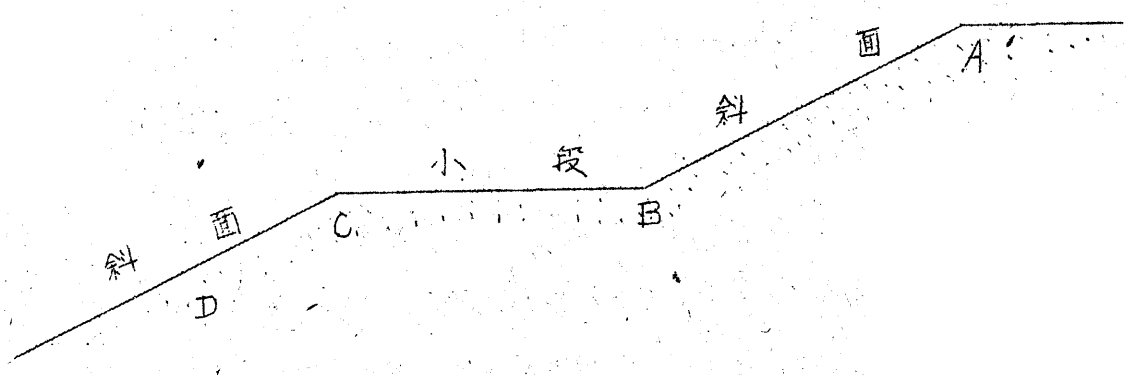
実験に用いた土壌、機械器具、斜面の作り方及び実験の方法などの詳細は〔Ⅱ〕及び〔Ⅲ〕に述べた通りである。たゞ今回は特に図－（4－5－1）に示すような模型として土の厚さを 6cm とした。図に示す①は標準斜面、②～③は小段をもつたものであるが、小段の寸法割合は表－（4－5－1）の通りである。

表－（4－5－1）　模型寸法

~~Dimensions of Models~~

模　型	小段の高さ / 天端高	小段の幅 / ②の斜面長
①	0.4	1/3
②	0.4	1/3 + 1/4 = 7/12
③ 上	0.7	1/3
③ 下	0.4	1/4

図－（4－5－2）



3. 浸蝕状態の推移

(1) 概　説

一様な勾配の土壌法面が浸蝕される時の様相と、水平小段をもつた土壌法面のそれとは、相当異なつた点があるのは、当然である。小段は急斜面上を流れ下る水の水面勾配に急激な変化を与える。例えば図－（4－5－2）においてAB面上を射流状態で流れて来た水は、B点で跳水現象を起し突然常流状態に変り、水深を増すとともに流速を減ずる。この水流はC点で突然急勾配になるので、CD面では射流状態に

ない水深を減ずるとともに流速を増す。この場合AB面が極端に短くない限り、その長さがAB面の下部の流速に影響する程度は少いようであるが、小段上における流水の状態の変化が浸蝕流下して来た土砂を小段に堆積させる。この点が小段のある斜面の土壌浸蝕の大きい特徴である。

(2) 浸蝕，堆積の進行状態

斜面部の浸蝕の進行状態は〔II〕〔III〕で説明した通りである故、こゝでは主に小段部の浸蝕及び堆積のそれについて述べる。斜面及び小段上に流水を生ずると、(図-(4-3-2)の) B点附近は流速や水深の変化が著しいので土の安定が乱されやすく、特にAB面に沿うて流下した水がB点で小段に激突する際の衝撃や流水渦は、この部分の浸蝕を速かに発達せしめる。同時にAB斜面の浸蝕土砂は小段上に運ばれ、B点を離れて流速が落ちて来た部分に堆積する。こうした小段面上の浸蝕及び堆積は時間が経つにつれて発達する。小段の先端C点附近は、流水の方向や速度が急変するので浸蝕されるが、さほど急激ではない。CD斜面のC点附近は、常流より射流への移行部分に相当して負圧がこゝに生じ突角部が浸蝕され易いことは、AB斜面のA点附近と同様である。AB斜面の浸蝕土砂は初めは殆んどBC小段上に堆積するので、この土砂がCD斜面上を転がり落ちるためにCD斜面を浸蝕するというようなことはない。小段BC上の堆積土砂は上述の如く斜面ABの浸蝕土砂の大部分であるが、微粒子は流し去られて殆んど含まれていない。堆積土砂は初めは薄くて水面下に没しているが、時間とともに厚く且つ拡がる。これに応じ小段が水平より順次傾斜を帯びて来て流速が増し掃流力が増加する故、小段上に堆積できずに流し去られる粒子が増加し、ある勾配に達するとすべての粒子は流されてしまう。小段上の堆積は流れに直角な横断面上に一様な厚さにたまるのではなく、上の斜面の浸蝕状況に支配される。斜面AB上に「みぞ」ができると、その下のB点の部分に深い浸蝕孔を生じ、これがC点に向って割合に幅の広い水筋となって延びようとするが、一方浸蝕土砂が多量に堆積し或る程度で喰止められる。小段上の流水は低い部分を選んで流れるので、勾配が水平に近い間は堆積が発達するが、高い部分はその上を水が流れなくなるとそれ以上堆積しない。堆積土砂の流水方向の縦断勾配は、水深、流量、上方斜面の浸蝕状態等によって相違するが、本実験では水深や流量が大きい程緩であった。実測の結果、B点近くでは浸蝕孔の部分を別として最大7°，普通3°～5°で、それからC点に向って1°～2°程度の緩勾配となり、C点の真際では又急で3°～4°であった。B点の部分に生じた孔は前方小段に向うと同時に後方斜面に向っても発達するが、ある大きさになると孔の周囲が高くなった溜った水が水褥作用をし、発達を停止する。この孔の内部では、左又は右まわりの渦ができている。

4. 流砂量の実測結果

図-(4-3-2)及び図-(4-5-3)～(4-5-5)は各測定時間毎にその最中の流砂量を以てその測定時間を代表する値として、流砂量時間曲線を示したものである。測定は(は)できるだけ長く続けたが、底板があらわれぬ程度にした。次に流砂量（g/sec.）を篩（100 mesh）にとまる部分Cと通過する部分Fとに分け、F/C（%）の値の時間的変化を求め図-(4-5-6)以下に示した。④の場合は紙面節約上省いた。

5. 実験結果についての考察

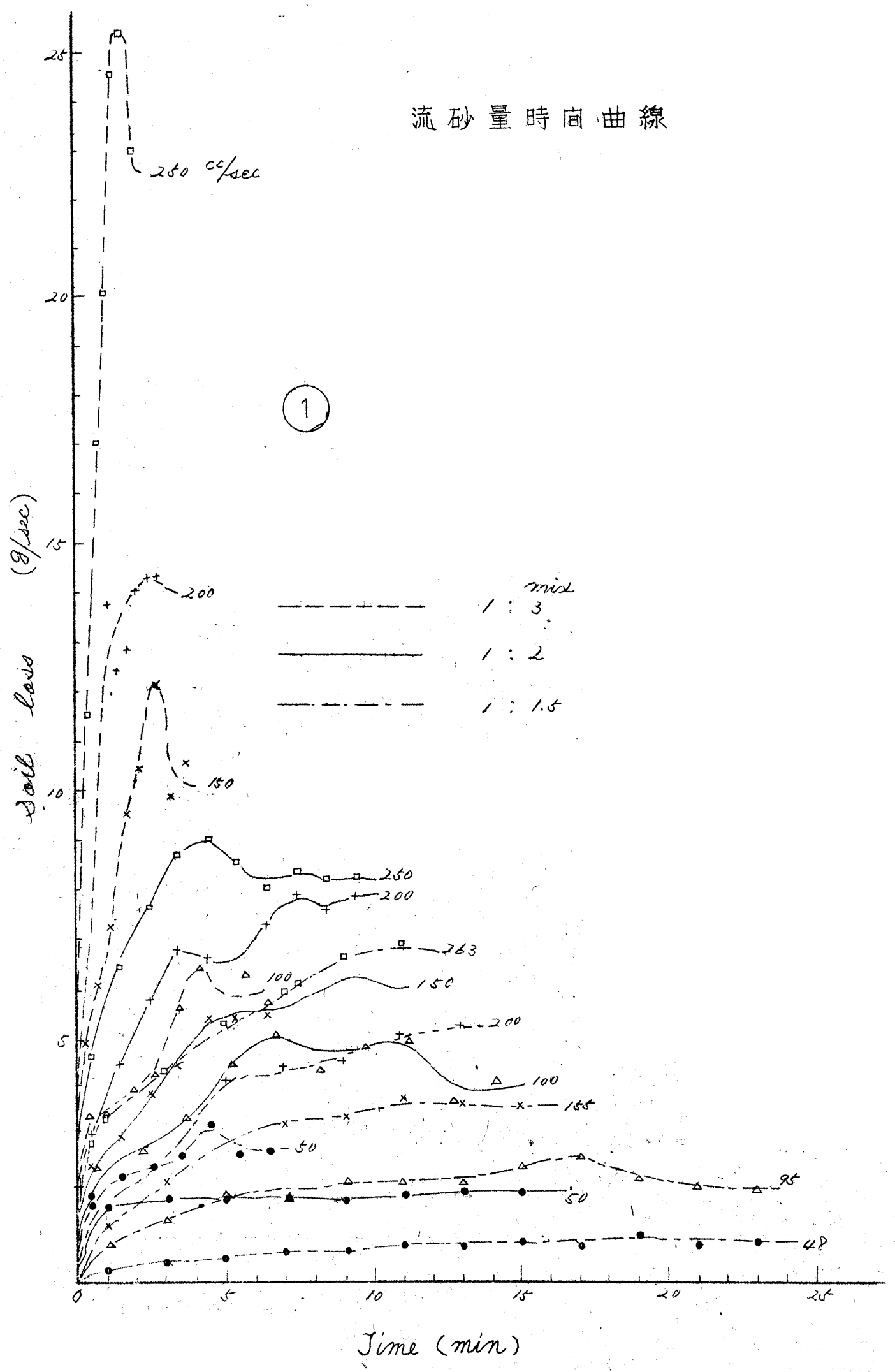
図-(4-3-2)及び図-(4-5-3)～(4-5-5)の流砂量時間曲線を比較検討すると、次に列挙する特徴がある。

(1) 小段が存在する時は、これがない場合に比し流砂量の最大値が小さい。

(2) 流砂量の最大値は小段のない斜面では通水開始後短時間に現われ、一般に曲線は原点より急な傾斜でしかも滑らかな上に凸な形状で上昇して最大値に達する。小段がある場合は、最大値の出現は前者に比

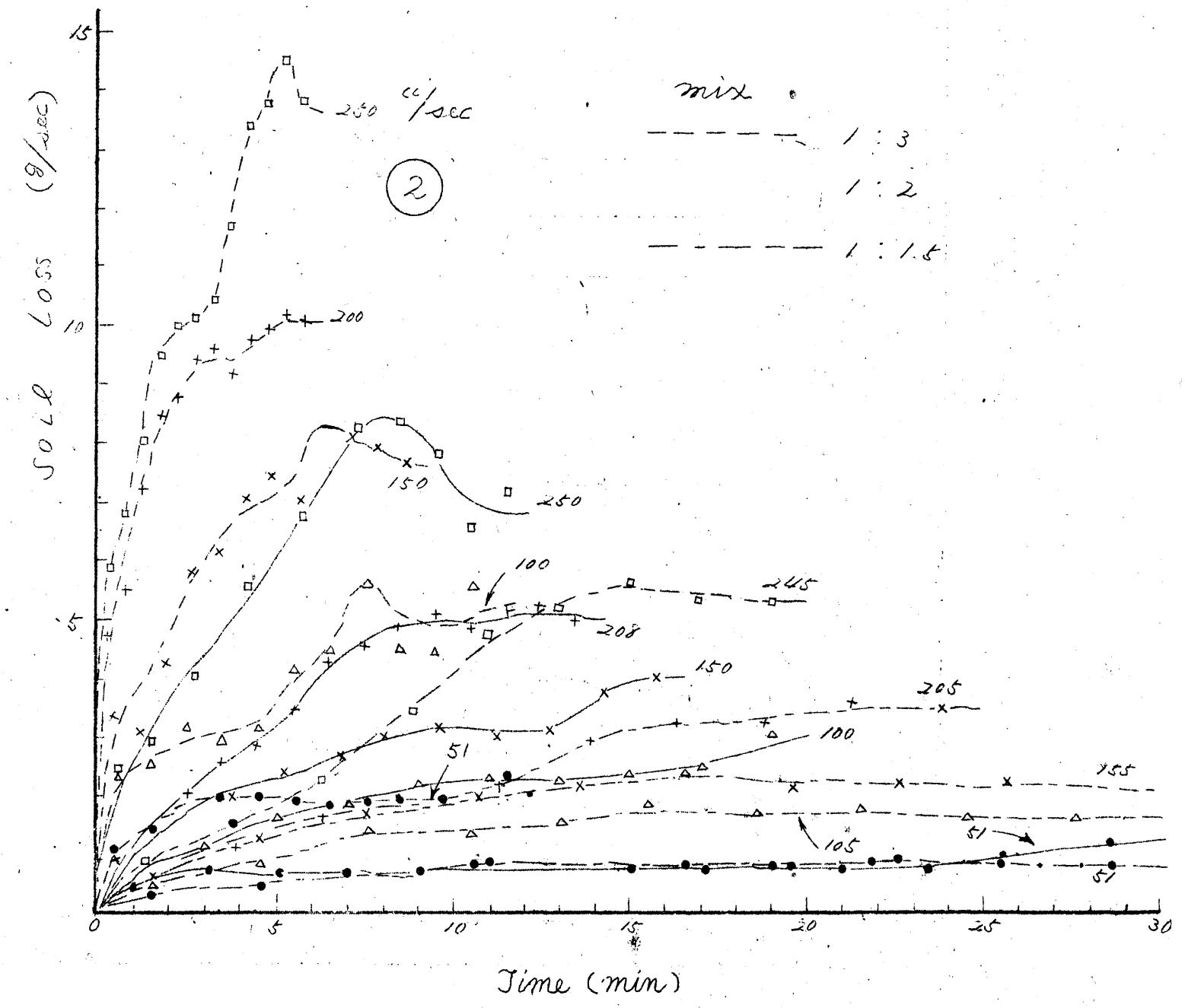
図－（4－5－3）

流砂量時間曲線



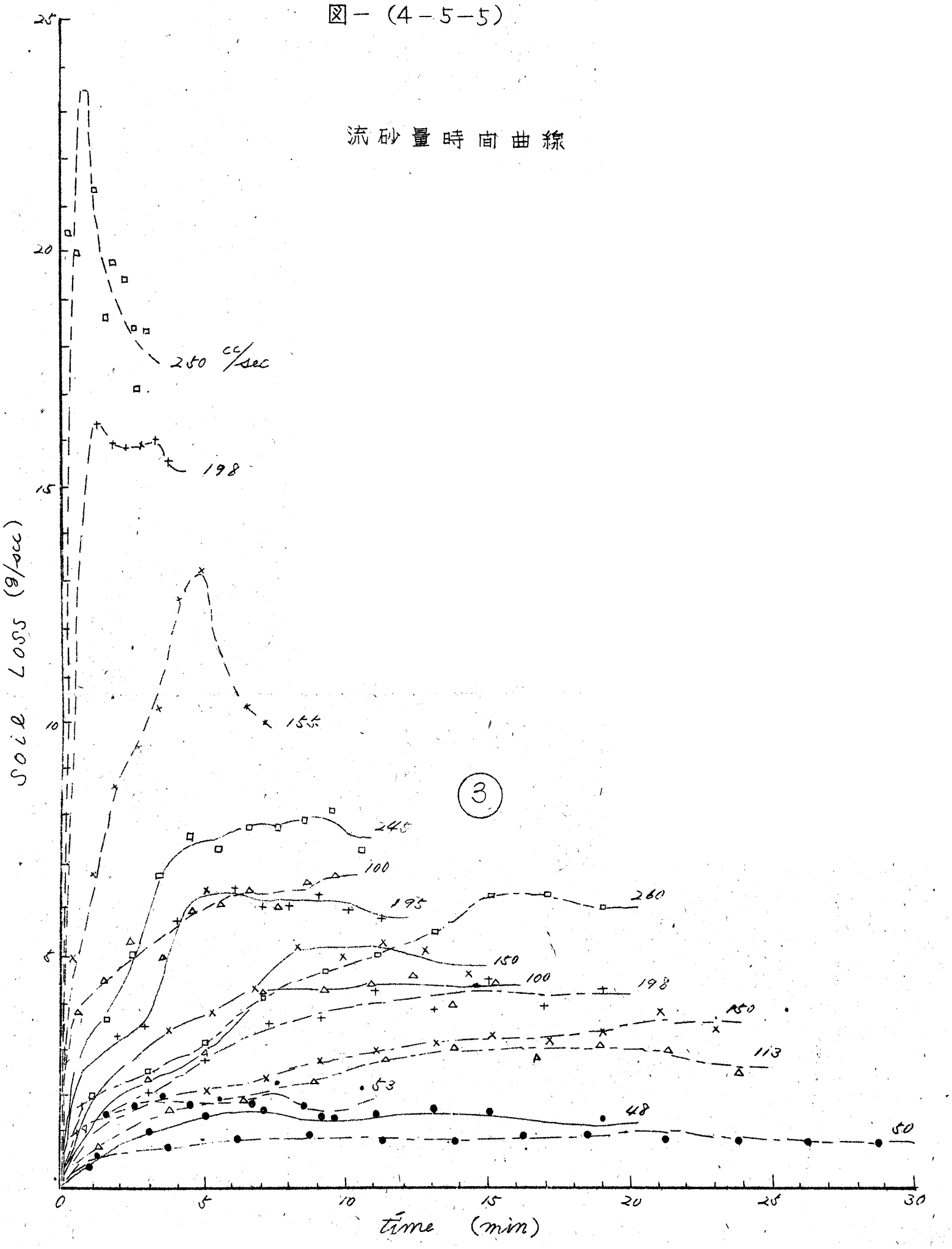
図－（4－5－4）

流砂量時間曲線



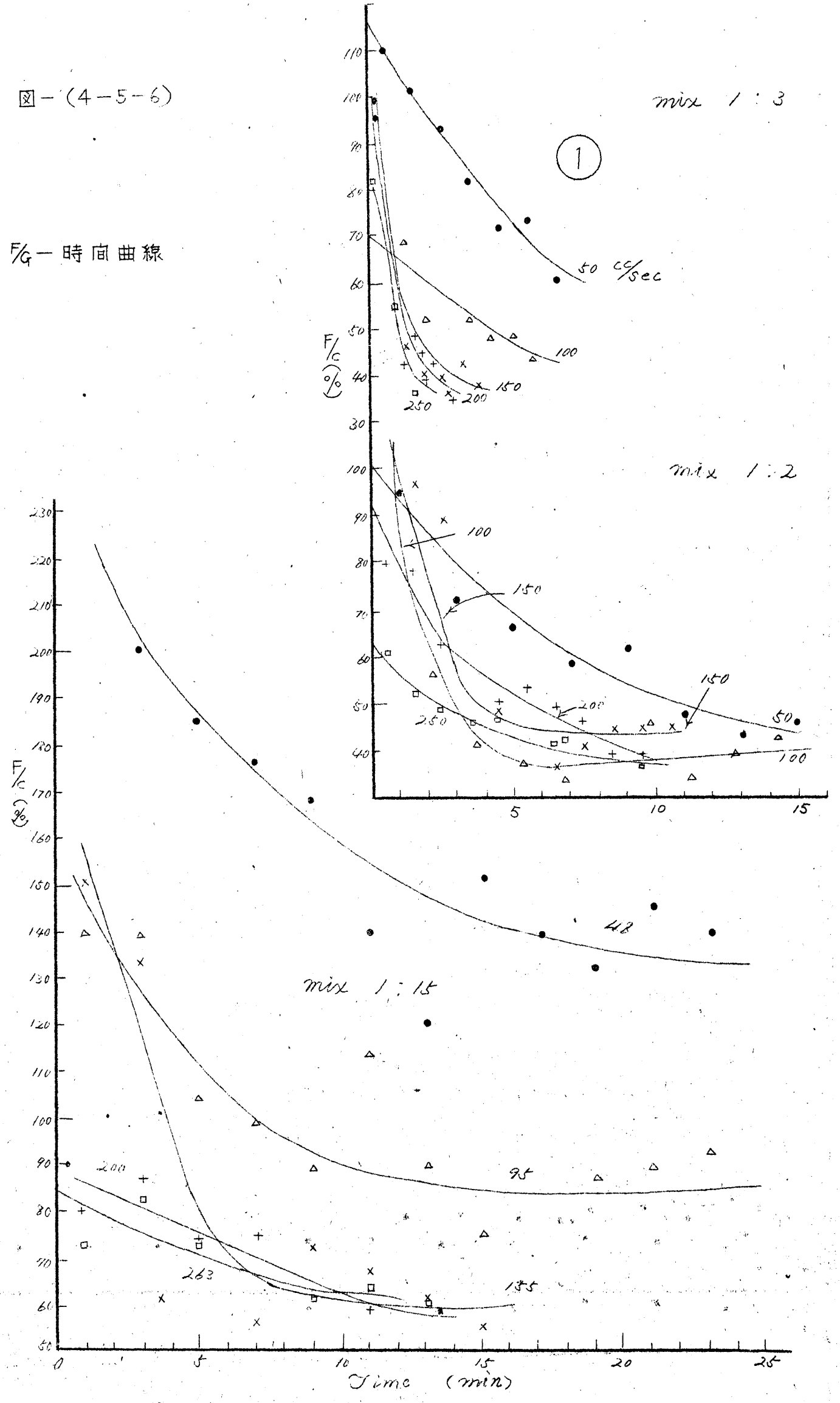
図－（4－5－5）

流砂量時間曲線



図－(4－5－6)

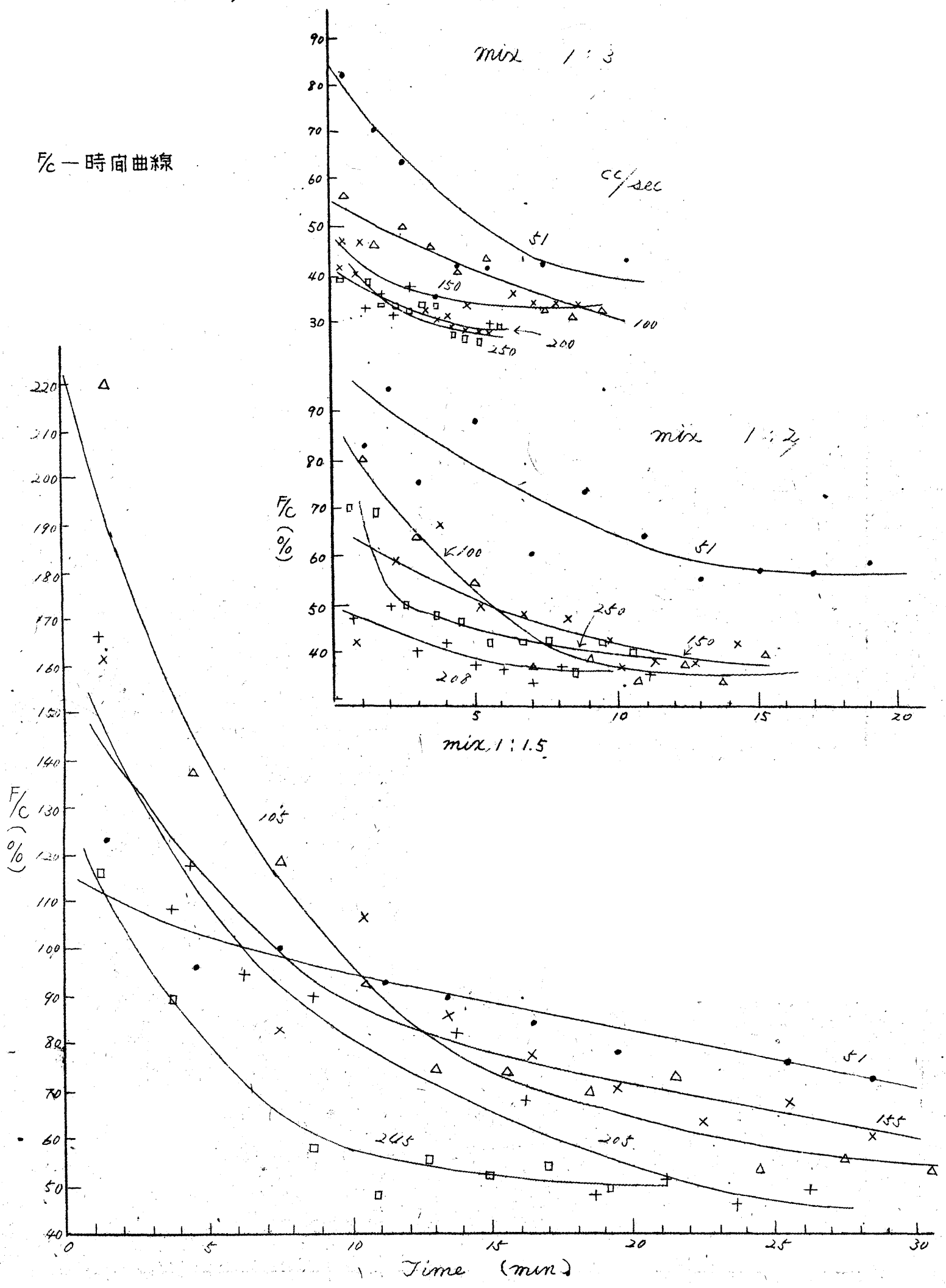
F/G－時間曲線


mix 1 : 3
①
50 cc/sec
100
150
200
250
mix 1 : 2
100
150
150
200
250
50
100
mix 1 : 15
48
95
200
263
155
F/C (%)
Time (min)

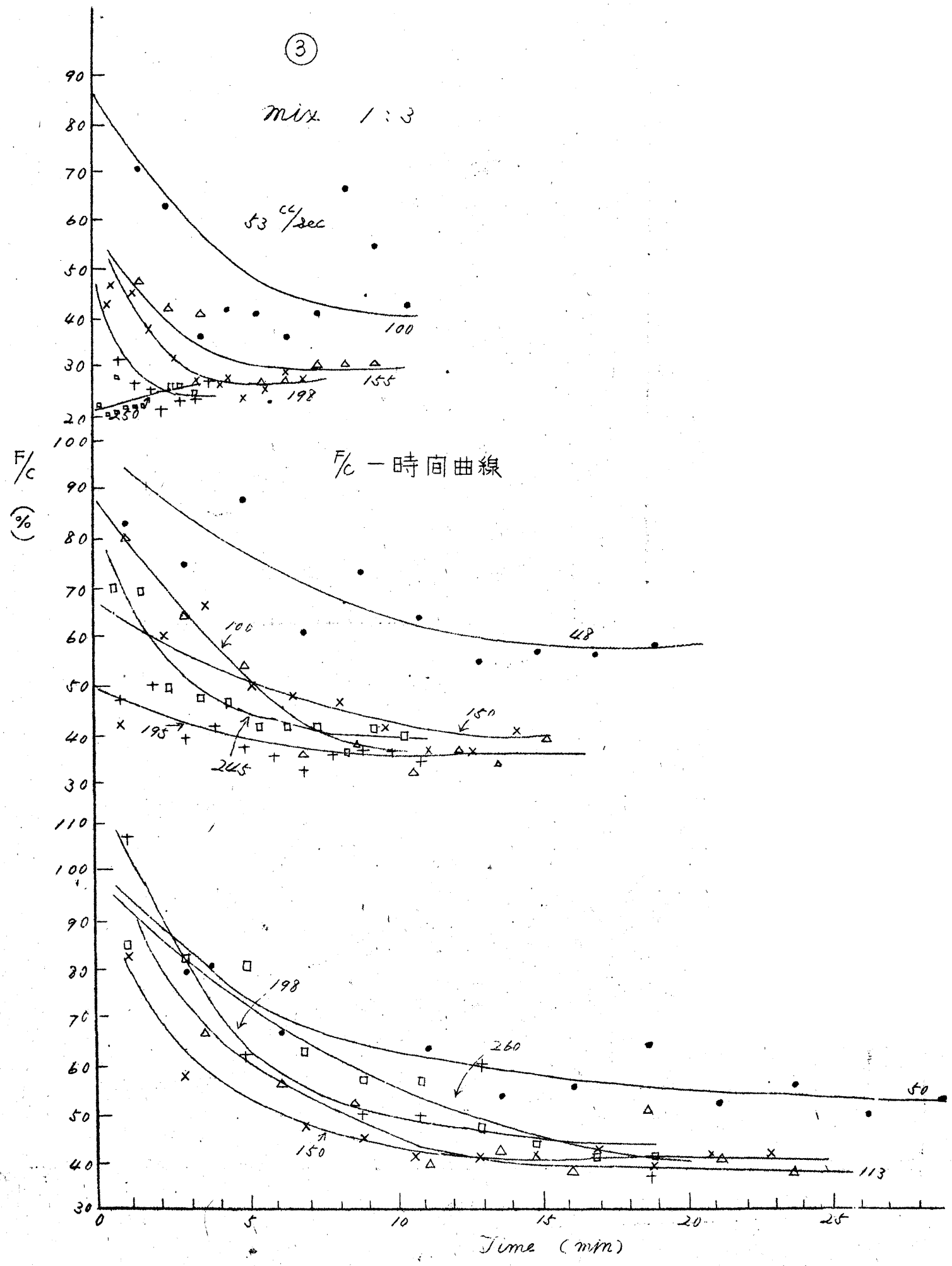
②

図－(4－5－7)

F/C－時間曲線



図－(4－5－8)


③
mix 1:3
53 cc/sec
100
155
198
250
F/c
(%)
F/c 一時間曲線
48
100
150
195
245
198
260
50
150
113
Time (min)

し時間的におそくなり、原点より最大値に至る曲線の形は、始めは上に凸、ついで上に凹となり最大値近くで再び上に凸な波形曲線を呈する。

(3) 小段幅が大きくなる程 (1)(2) の傾向が強い。

(4) 幅広い小段1つを用いる場合と、段を2つに分け2段の幅の合計がさきの1つの幅に等しくした時とでは 前者の方が最大値に至る迄の曲線は緩傾斜をなし、最大値の大きさも小さい。

以上の諸項の起る理由は著者は次のように考える。

(1)に対しては、小段を設けると途中で流速を減じ得ると同時に、浸蝕のみぞがこの部で中断せられ、下方斜面まで連続して発達することが困難になる。又小段上の主流の道筋はたえず変動して容易に定まらぬ故、小段の下の斜面上に定まった深いみぞの発達することが阻止され易いことなどが考えられる。

(2)に対しては、小段のない斜面では1度浸蝕された土砂はすべて急速に下方に運ばれるのに対し、小段のある斜面では、浸蝕が始まると間もなくその速度も増すが、同時に、上方斜面よりの浸蝕土砂が段上に堆積し始める。この堆積がある時間続くために、法先に流送されてくる土砂は急激には増さなくなる。しかし堆積が進行して極限に達するにつれて、再び全斜面上から浸蝕される土砂が殆んど全部法先に運ばれるようになり、浸蝕量が増大して最大値に達する。

(3) に対しては、小段の幅が大きい程こゝで流勢を殺す作用が大きく、小段上に堆積しうる土砂量もまた大きいし、浸蝕のみぞが中断せられる傾向も強い。

(4) に対しては、段の数を多くすれば水勢をそぎ、浸蝕のみぞが中断せられる傾向が強くなる。しかし他方、小段上に堆積することができる土砂の量は少くなるし、堆積の進行の止む迄の時間も短かくなる。その上、小段の角の数も多くなつて角の部分の浸蝕量も増してくる。この後に述べた作用の方が先に述べた作用よりも強く働らくためと思われる。

次に P/C の値の時間的変化を図－(4－5－6)～(4－5－8)により調べると、次の特徴をあげることをうる。

(1) 全般的にいつて、曲線は双曲線に似ており、時間が経つにつれて水平になり一定の水平線に漸近する。これは小段の有無に関しない。

(2) 小段幅が小さい程、短時間で水平線に近づく。

(3) 小段の有無その他に関せず、同じ斜面で同じ土については、流量が極く少くない限り、どの曲線も同じ水平線に漸近する。

(4) 幅の広い小段を1つ用いる場合と、段を2段に分け 段の幅の和が1段の幅に等しい場合とでは、前の場合の曲線は後のそれに比し水平になるのに長時間を要する。

以上の諸項の生ずる理由は次のように考えられる。

(1) に対しては、どの場合も初期には粗粒よりも微細粒の方が量多く流出し、時のたつにつれて粗粒子の流亡も増して、遂には P/C の値が一定する。

(2) に対しては 小段の幅が小さいと、その上に堆積しうる土砂量も少くなり、短時間で流砂量が最大値に達し浸蝕が落付くからである。

(3) に対しては、流量がごく少い時は容易には粗粒子を流送できず、微細粒子を多く流し易いので P/C の値も容易に小さくはならない。流量がある程度以上あれば 時間さえ充分長くすると、同じ土の時には P/C は一定値になる。

(4) に対しては、広い幅の1段の時の方が堆積を多く生じ 又堆積が極限に達するに長時間を要し
その間は斤の量がCの量に対して高い比率を維持するからである。

6　結　論

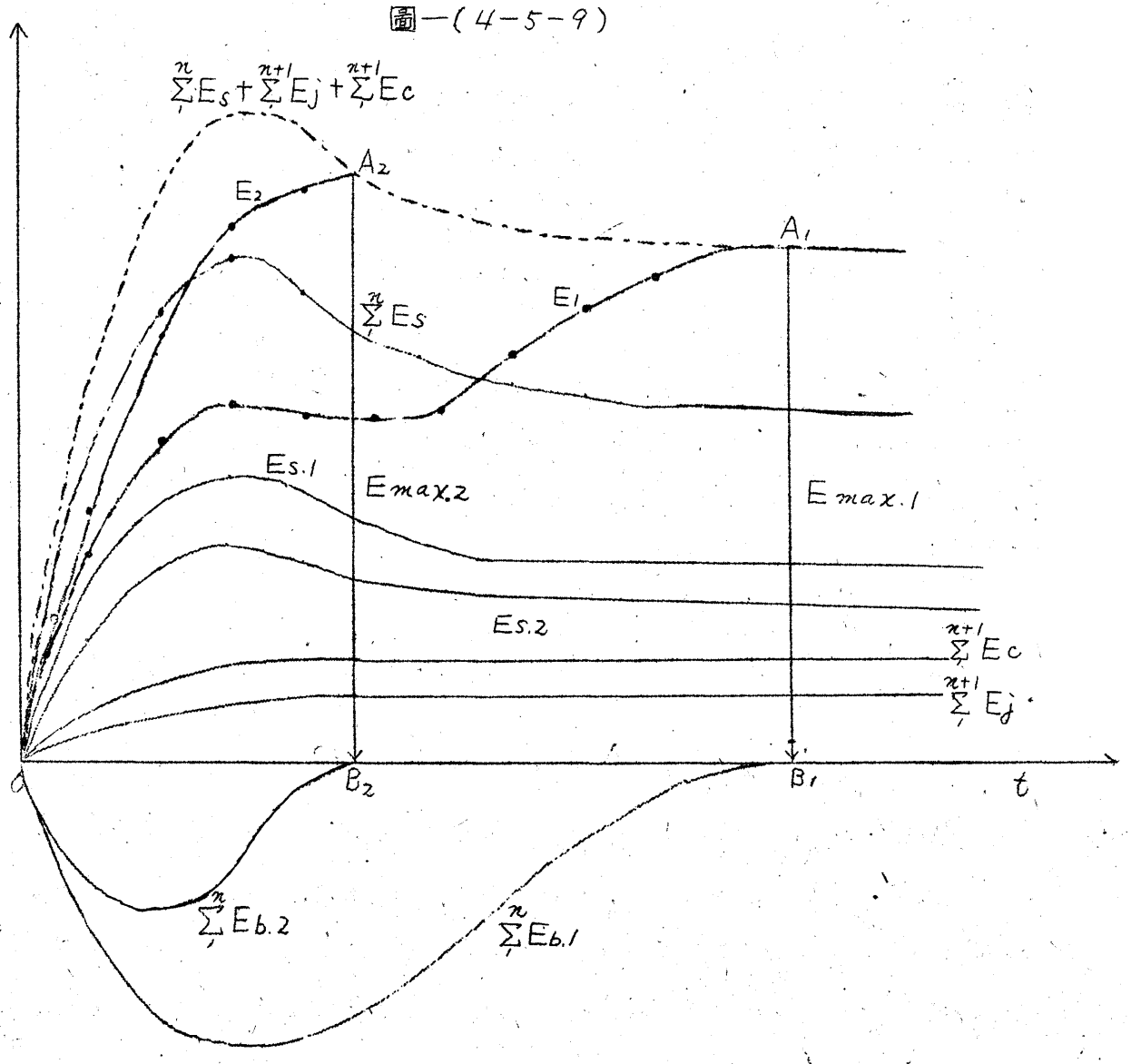
水平小段をもつ堤体の浸蝕量Eは結局次のように表される。

$$E=\sum_{1}^{n}E_S+\sum_{1}^{n+1}E_j+\sum_{1}^{n+1}E_c+\sum_{1}^{n}E_b \quad (4-5-1)$$

こゝにn：小段の数，E_S：小段で中断せられた短い斜面上の浸蝕量，E_j：急斜面から緩斜面に移る角の部分の浸蝕量，E_c：緩斜面から急斜面へ移る角の部分の浸蝕量，E_b：小段上の浸蝕量。

こゝで大切なことは上式の右辺の各項が時間とともに如何に変化するかということでありその関係を示すと図－（4－5－9）のようになる。

圖－（4－5－9）



こゝに$\sum_{1}^{n}E_b$の時間的変化を示す曲線は図のように負の値を示すが、この曲線は小段巾が長い程，図の点Bが右の方にくる故に，点Aの高さE_{max}が低くなり，出現する時刻がおそくなることは図より明らかであり，実験結果の示す諸特徴もよくこの図から解るのである。$\sum_{1}^{n+1}E_j$，$\sum_{1}^{n+1}E_c$等の値は小段の数を増すと大きくなるのは勿論であるが，$\sum_{1}^{n}E_S$の値は反対に僅か減少する。

このようなわけで小段の長さは余り短いものは感心しない，$\sum_{1}^{n}E_S+\sum_{1}^{n+1}E_j+\sum_{1}^{n+1}E_c$の値と時間との関係を示す曲線の頭がとがつている時程，即ち砂質の場合で流水量が多い時程，小段の効果は著しく，小段巾がさほど広くなくてもE_{max}の値は低くなる。E_bの値の変化はその小段のすぐ上の斜面よりの浸蝕量曲線，小段巾，小段上に堆積する土砂の平衡勾配等が分っていると大体推定することが可能である。

$\sum_{1}^{n}E_b$—時間曲線が分れば，$(\sum_{1}^{n}E_S+\sum_{1}^{n+1}E_j+\sum_{1}^{n+1}E_c)$—時間曲線は小段のない場合の浸蝕量時間曲線と大差ないものとみれば，曲線$-(E-t)$は求めることができる。このようにして小段数及び巾をかえてその都度作図を行い曲線$-(E-t)$を求め，それらの結果を比較して最も有利な小段を決めることが可能である。

さらに注意を要することは小段の勾配が緩めその流水に対する土砂の平衡勾配以上に急であると、堆積作用がなくなる故に、小段巾を広くとっても E_{max} を軽減する作用はなくなるということである。

〔Ⅵ〕地被植物の急斜面土壌浸蝕に及ぼす効果

1. 緒　　言

地被植物の急斜面土壌浸蝕に及ぼす効果を模型実験によつて研究したものである。実験は2つよりなり第1実験は比較的粗な地被の場合であり，第2実験は密な地被の場合である。この研究において著者は地被が浸蝕を軽減又は防止する機構を明らかにし，浸蝕量と地被との間の定量的な関係の1部を求め，さらに流亡土の粒子組成の時間的変化を明らかになし得た。

古来，禿山に植林することが洪水の防禦に極めて効果的であるとされている。これは樹木が雨水の流出を軽減するのに役立つ以外に土砂の流出防止に重大な役割を果すからである．また築堤や切取りなどの急斜面には芝などを植えて保護を行い法面の安定を計っている．かように地被植物が法面の浸蝕防止または軽減に有効なことは一般常識となつているが、漠とした概念的なものに止っている．従来，地被の流出率に対する効果の研究として直山利雄氏の観測[1]，E. Wollney氏の研究[2]，J. L. Haynes 氏の研究[3]，R. A. Norton. D. D. Smith 両氏の研究[4]，W. C. Lowdermilk 氏の研究[5]，エヌ・イー・ロシチン氏の研究[6]，北米南部林野試験場の観測[7] N. N. Stepanov 氏の研究[8]その他があり，地被植物の土壌浸蝕に及ぼす効果の研究としては H. H. Bennett 氏の研究[9]，J. E. Weaver 氏の研究[10]，F. L. Duley，F. G. Ackermann 両氏の研究[11]等がある。しかしいずれも満足すべき結論を得ていない。著者は独特の方法で模型実験を行つてこの問題について或る程度立入ることができた。

2. 著者の実験の概要

a　実験準備　　著者は〔Ⅱ〕で説明したように，幅 30 cm，斜面長 1 m の模型斜面を作り，勾配は 1:2，土質は配合 1:1.5，1:2.0，1:3.0 とし，その表面に芝を植えた。一方，全然地被のないものをも用意し，各場合につき一定流量の水を流して実験を行つた。

第一実験では「芝」の近似種の「おにしば」を選び，その根茎の長さを 30 cm に切り，その途中 5, 6 ヶ所より細根並びに茎葉の出ているものを選び，これを斜面幅に平行に法先より 5 cm 間隔に配置し天端の水平部まで及ぼした，細根は長さ 4～5 cm のものが多く，これを斜面上の所定の位置に小孔を穿つてその中に挿入し，根の周囲にもと通りに土をつめた．芝付けを終ると装置全体を実験室内でなるべく窓際におき，朝夕2回撒水し，15 日に1回の割合で硫安を所定の濃さに水で溶かしたものを施した．このようにして6月始めより 60 日間養生をして根が完全につき，斜面の土が固つてから8月始めに実験にとりかかつた．何分日射不足のため，茎葉が細長く立上る状態であつた．

第2実験では，斜面の土の厚さを 6 cm にする前に 4 cm に止め，根茎が平均 1.5～2 cm の網目状に生育している「芝」を土ごと切取つてきたものを水洗いしてすつかり根茎間の原土を落し去り，これを斜面上に隙間なくしきつめ，その上に所定の配合土をおいてこれがよく根茎の間に入りこみ，これらの間に隙間が生じないように細い棒でよく突き，更に裸地斜面築造用の木板で入念にたゝき固めた。このようにして土の表面までの厚さが 6 cm になるように仕上げた。装置は予め戸外に出して準備をした。芝の植付けが終つた後は第1実験の場合と同様に養生をした．この時斜面は装置全体を傾けて約 1:10 位の緩勾配に保つた。雨天の際は予め土の表面全体をむしろで蔽い保護をした．芝の根茎間においた土がよくそれらと密着して隙間がないように注意し，隙間の生じた所は新しく土を補充した 60 日間の養生期間を経て，よく芝が生育した10月上旬を選んで実験にとりかゝつた。一様に粗密なく芝が生育することは難しく多少の粗密は免れなかつた。

b. 実験方法　既述の通りである.

c. 実験の推移　第1実験では次のようである. 流水量を150cc/secとした。斜面上に流水が始まると斜面に接している茎葉のため流水は障害を受け小さい跳水現象を呈する. 根の周囲には小渦を生じ, 跳水の落ちるところや小渦のところに洗堀が生ずると同時に層状浸蝕が芝の根茎などのない場所に発生する。やがて斜面上の弱点に生じた小孔が諸所において跳水現象と渦を伴って漸次発達する. 弱点は主に地被の粗な部分或は地被のない部分に存在する. 砂の多い土ではみぞが容易に縦方向に延び, これが発達するにつれて地上を這っている茎の下がトンネル状にぬける. 細根の周囲の土は粒子が固く結合されているので他の部分に比べて浸蝕され難い。砂の少い土では特にこの傾向が強く根の周囲の土が土柱状にみぞの真中に何時までも残るのがみられた。この実験ではかび状のこけがうすく斜面上に繁殖していた。このこけはごく細かい毛状を呈して滑らかで, 水の流れに対して斜面の粗度を小さくさせる為に流水抵抗が極めて小さい。この薄膜が破れると膜の裏に砂が附着したまゝ離脱する.

第2実験について次に述べる。この場合は耐蝕性が強いものと予想せられたので流水量を200cc/secとした.

この場合は水平な天端の土壌面上の繁茂せる茎葉のため, 天端上の流速は極めて小さく各所で茎葉の周囲に小さい渦がみられるが浸蝕は殆んどない. 斜面部では, 流水が始まると同時に表面の砂粒の流出が全面に亘り層状浸蝕の形で起り, その量は浸蝕の当初で著しく多い。やがて比較的地被の粗な所や株には密な部分中にある弱点に小孔が生じ始め, これが漸次浅いみぞに発達する。しかし法面下に接した芝の地下茎及び根が網目状に密である上, 地上の茎葉もよく繁茂しているために, みぞは容易に上から下へ延び難い. 地被部の浸蝕は比較的地被の少ない部分に最初に生じた小孔による流水の集中や跳水等に影響せられ, さらに地被の茎葉の周囲に生ずる小渦の洗掘作用に起因することが多い.

初期は大小の土粒子が斜面上到るところで盛んに動いているが、時間が経つにつれて漸次この動きが斜面上のみぞに局限されその動きも少くなる。流水の濁度も減じ或る時間経過後はみぞ中の流水にも粒子の移動は殆んどなく, 時折小土塊が崩壊してみぞの中に落ちて流水により分解流送されるに過ぎない。浸蝕が進行するにつれ, 流出する粒子のあるものは茎葉に抑留せられ次第に堆積する. この堆積は特に密な茎葉の部分に著しい。この堆積も或る程度発達するともはや茎葉より転落するか或いは堆積の一部が流水のためにつき破られ, その際の速い流水のために堆砂は勿論, 茎葉の下部や地下茎並びに根の部分まで浸蝕されることがある. 時間が充分に経つと斜面上の水の道筋が決って落付く.

3. 実験結果

a. 浸蝕量ー時間曲線　第1実験の曲線を図ー(4ー6ー1) 第2実験のものを図ー(4ー6ー2)に示すこれらの曲線の特色を列記すると次のようである.

1. どの土質の場合でも裸地の場合よりは浸蝕量が少く, ことに第2実験では著しく少い。さらに土質の如何に関せず時間が充分にたつと蝕浸量はほゞ同様な低い値に落付く.

2. 最初の浸蝕量はどの場合も大きいが, 第2実験では特に目立ち短時間で殆んど鉛直に近い傾斜で急速に低下する。曲線は小さい波形の凹凸をくりかえし遂には一定値に近づく.

3. 2に述べた波形は第1実験では粘土の多い配合程凹凸の数が少く, 波の長さが長い。第2実験ではどの土質の場合も殆んど変らない.

4. 浸蝕量が落付くまでに要する時間は裸地の場合より極めて大きい。第2実験では曲線が横軸にほゞ平行に近くなり始めてから落付くまでの時間は随分長い.

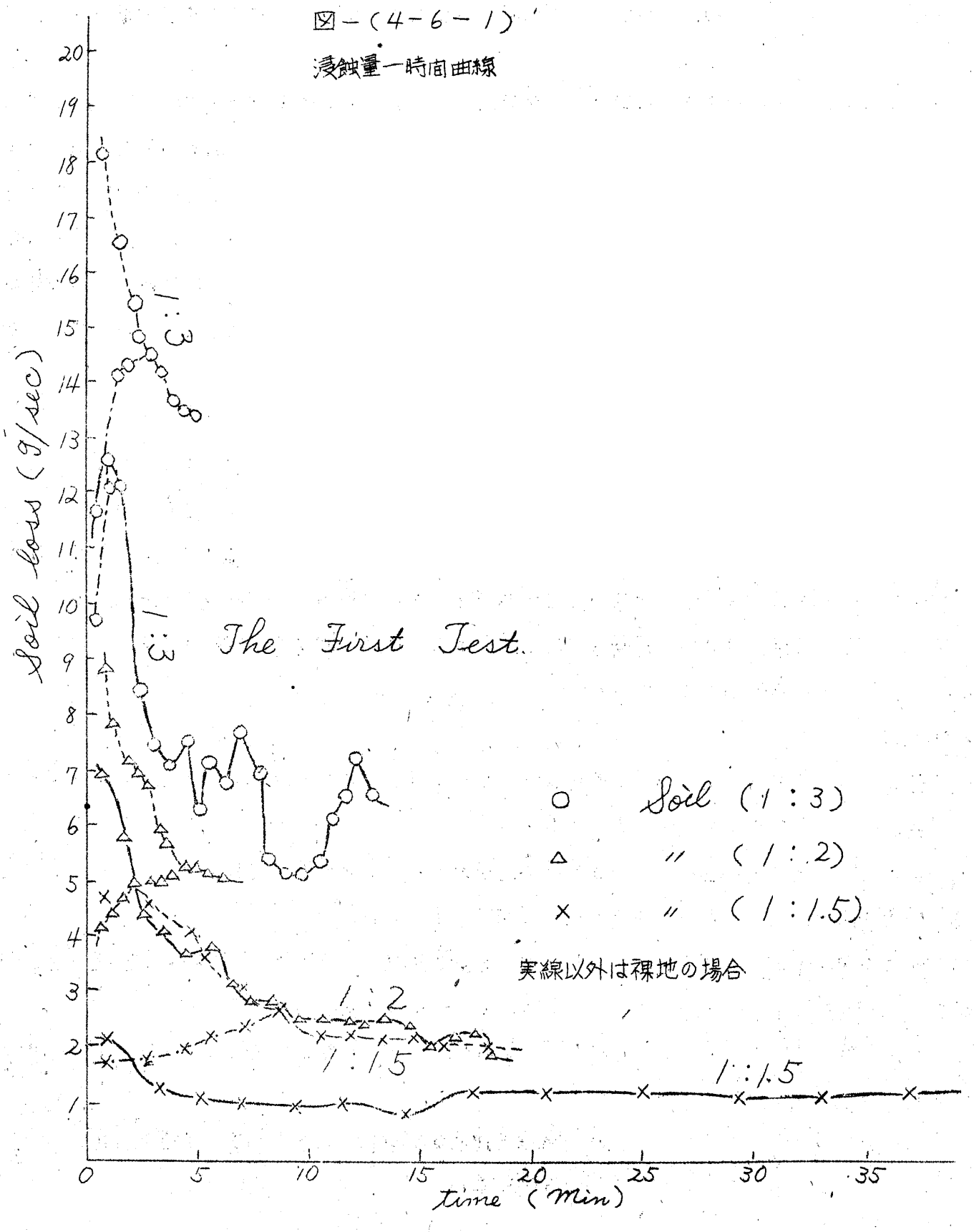
b. 流出土の粒径組成の時間変化　第1実験の結果を図－（4－6－3）－（4－6－5）に、第2実験の結果を図－（4－6－6）－（4－6－8）に示す。次にこれらの粒径百分率－時間曲線が示す特徴をあげると次のようである。

1. 流出土の組成は実験の始めと終りとで相当に変化し、その上、裸地の場合のように実験の終り近くで原土の粒径%に流出土のそれが近ずくのとは大いに異なる。

2. $d>1.2$ mm の粒子の% の時間変化：始めは変化は起伏に富むが漸次扁平なゆるやかな波形を呈し、充分に時間がたつと一定値に近づく。この値は第1実験では原土のこの大きさの粒子の示す値にほゞ近く、第2実験ではそれとよく一致しており、しかも時間により%はあまり変らない。裸地の場合も同様な傾向を示すが変化の起伏は少く時間的にも緒まつたものとなる。

3. $d=1.2\sim0.6$ mm 並びに $d=0.6\sim0.3$ mm 粒子の%の時間変化；変化は起伏の多い波形を呈し、時間がたつと波の長さが増し起伏は小となり一定値に近付く，第1実験では，この値は $d=1.2\sim0.6$ mm

図－（4－6－1）
浸蝕量－時間曲線

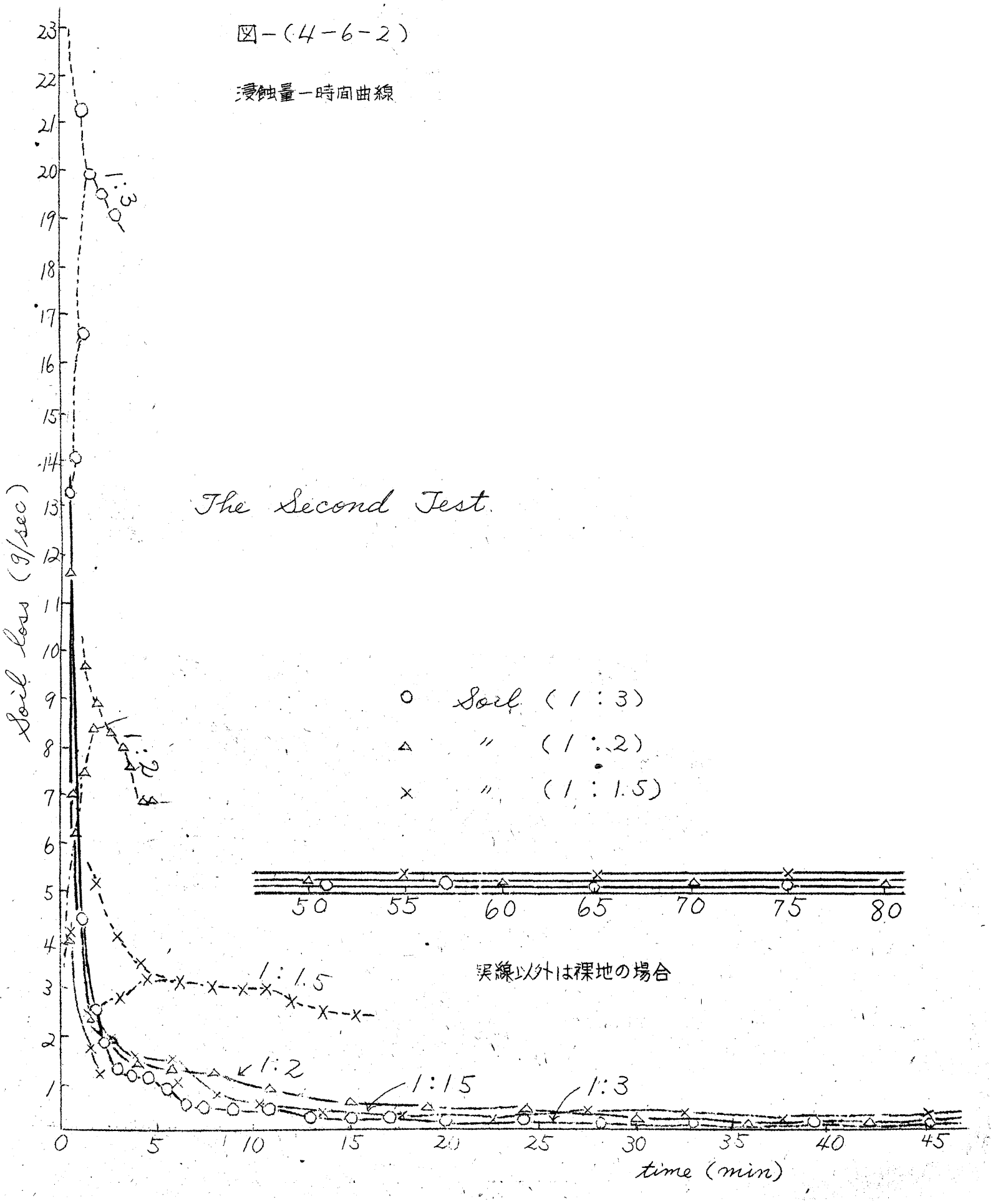


粒子で，原土の粒子の示す%より3～7%，$d=0.6\sim0.3$mm粒子で，同じく2～5%低い値を示す。第2実験では始めの粒子で6～10%，後の粒子で4～7%だけ，原土のそれぞれの大きさの粒子の示す値より低い値を示す。両実験とも上記の両粒子の%の変化を示す曲線は波形の凹凸の位置がよく一致しており，しかも第2実験では前者の%は後者のそれの約2倍になっている。

4　$d=0.3\sim0.15$mmの粒子の%の時間変化：変化が波形をくり返しつゝ一定値に近づくことは他の場合と同様である。浸蝕の初期には%高く，第1実験では特に著しい。一定値は第1実験では原土のこの大きさの粒子の%より少し大きいが，第2実験では原土のそれと殆ど等しい。

図－(4－6－2)

浸蝕量－時間曲線



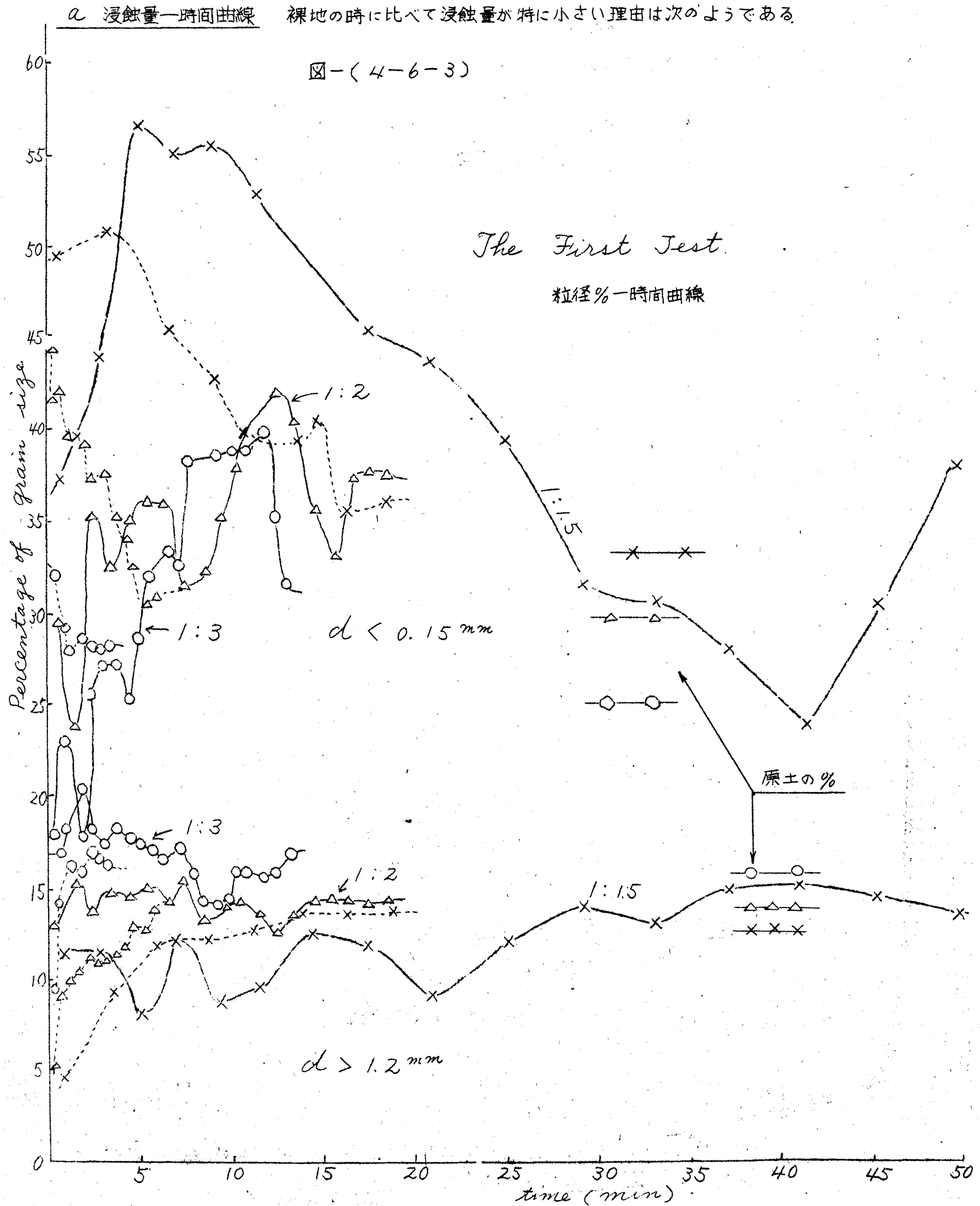
5 $d<0.15$ mm の粒子の時間変化；土質の如何に関せず変化は特に大きい起伏に富んだ波形を示し、時間が充分たつと第2実験では起伏が少くなるが第1実験では容易に少くならない，時間が充分に経った後の曲線の示す%は原土のこの大きさの粒子の示す%より高く，特に第2実験では著しく，11～22%も高い．

4 実験結果に対する考察

第1実験及び第2実験の結果に対する著者の考察をとりまとめて述べる．

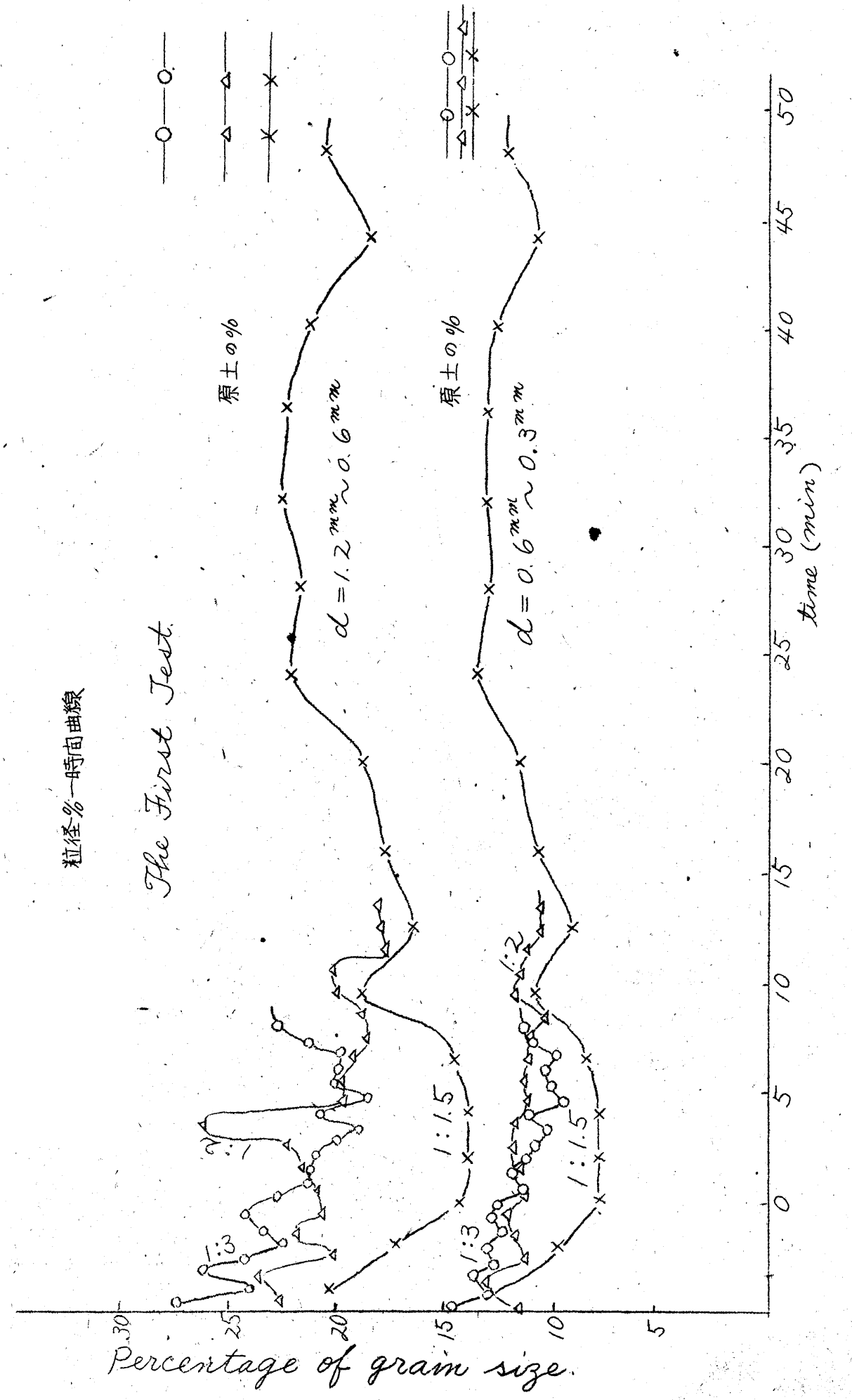
a 浸蝕量—時間曲線　裸地の時に比べて浸蝕量が特に小さい理由は次のようである．

図—(4—6—3)



1. 地表面をはっている茎葉や，直立しているそれらが流水に対して障害となり，これらが繁茂している程流水断面積を小さくし，且つ流水の眞直ぐな進行が妨げられる，この結果，流速の減少となり，層状浸蝕は勿論，みぞの縦方向への発達を阻止することになる．一方，障害物の附近に生ずる渦や跳水のために浸蝕が行われるが，この作用は流速の減少による影響に比較すれば小さい．

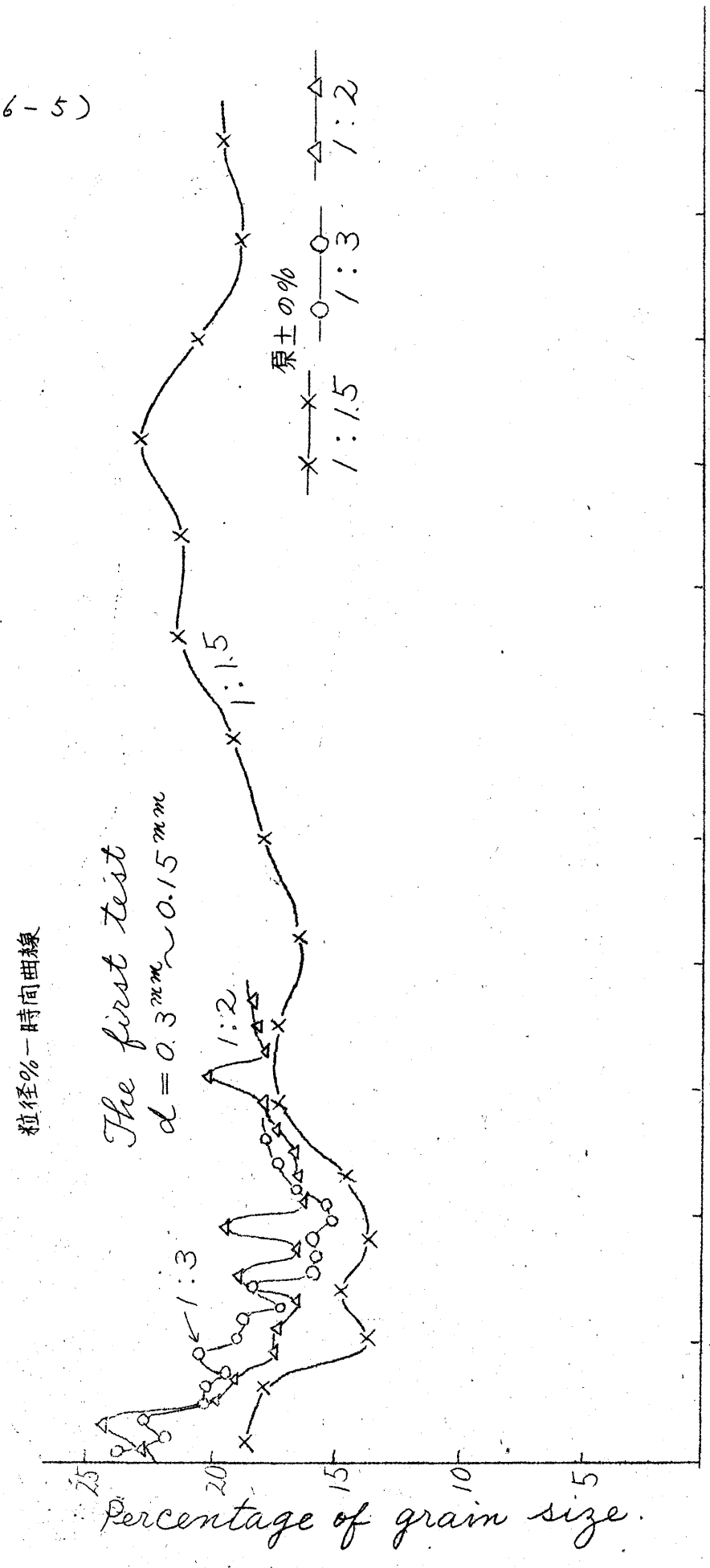
図－（4－6－4）



2. 浸蝕の初期に発生する斜面上の滑りが裸地の場合に比し生じ難い，地被植物が土壌表面を密に蔽う程，毛布をしきつめたような具合で cushion の作用をし，最初の滑りが生じ難い上に一般に浸蝕も少くなる．

3. 土中の根茎の土粒子結合作用は予想外に強く，これが浸蝕の軽減に大いに役立つ．ことに第2実験の時のように根が網目状に密である場合はこれが土の粒子を固く結合させる．この結合は根の物理的作用は勿論，生きた根茎よりの分泌液の生理学的並びに化学的作用によつても大いに助長せられているものと考えられる．枯死した植物の茎葉や根も，それら自身及び周囲の土中水分に溶けて出たそれらの化学成分が土粒子の固着に大きい効きをする．

図－（4－6－5）



粒径%一時間曲線

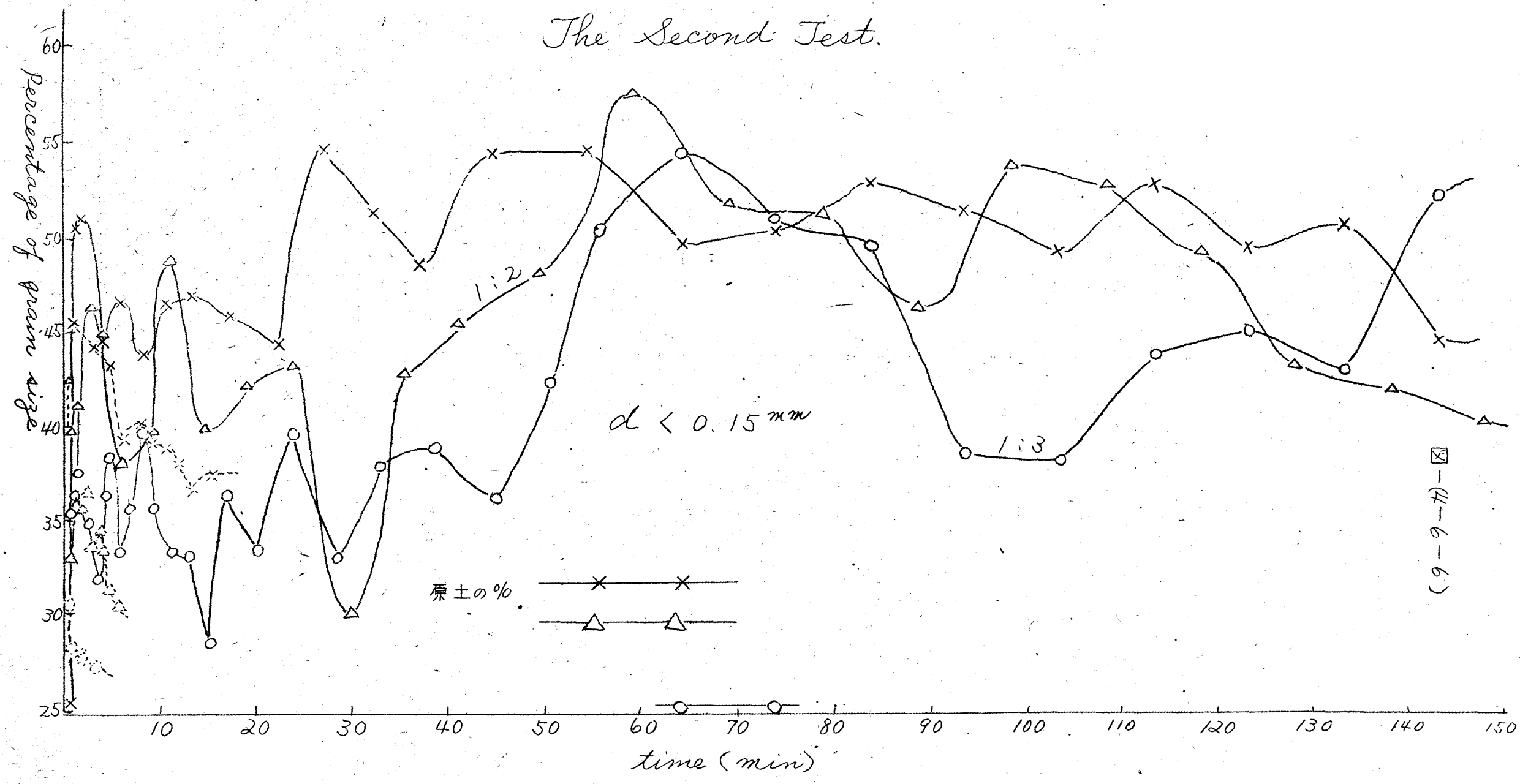
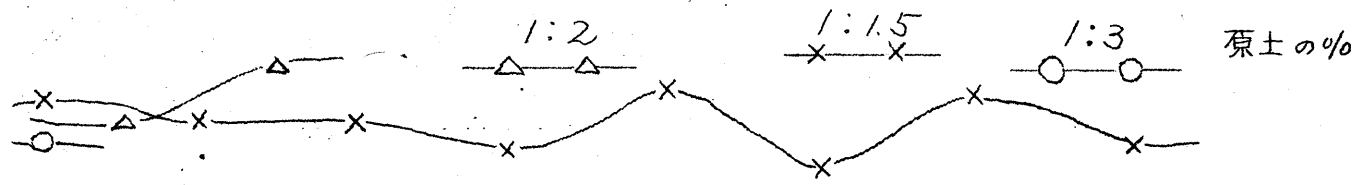


図-(4-6-6)

4~54

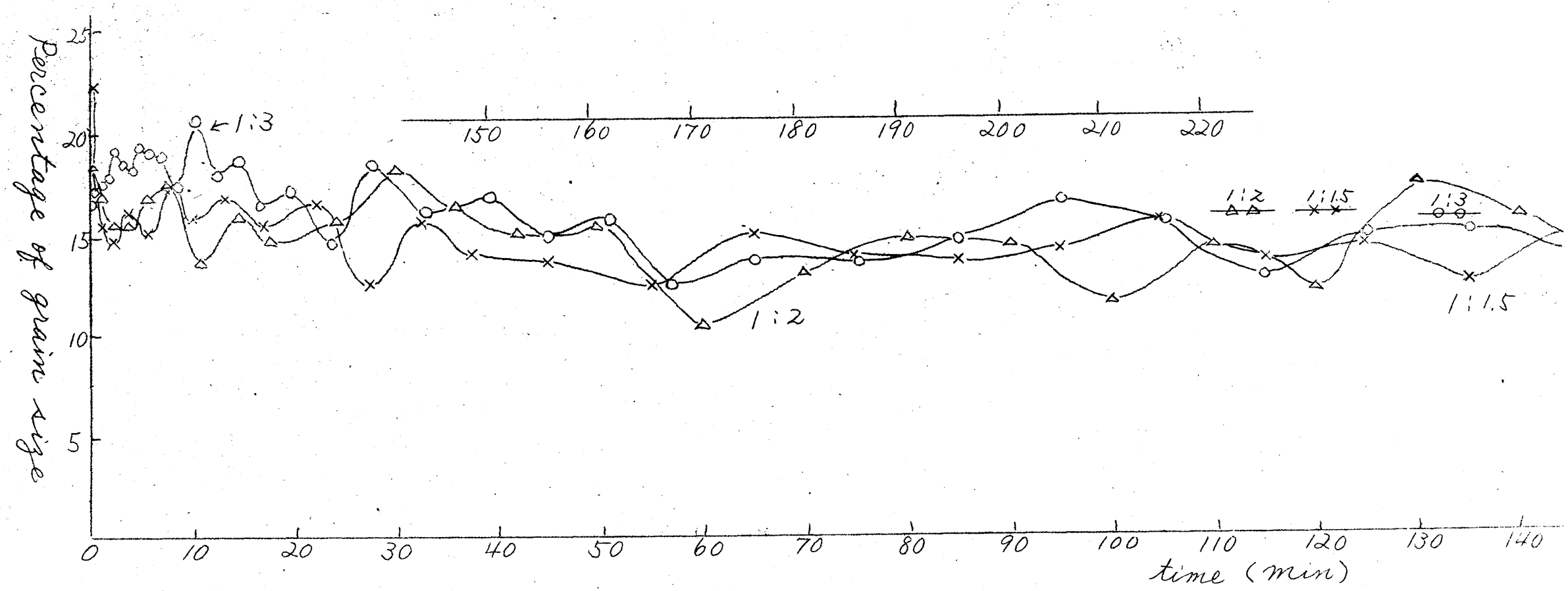
図-(4-6-7)

粒径%一時間曲線



The Second test

$d = 0.3^{mm} \sim 0.15^{mm}$



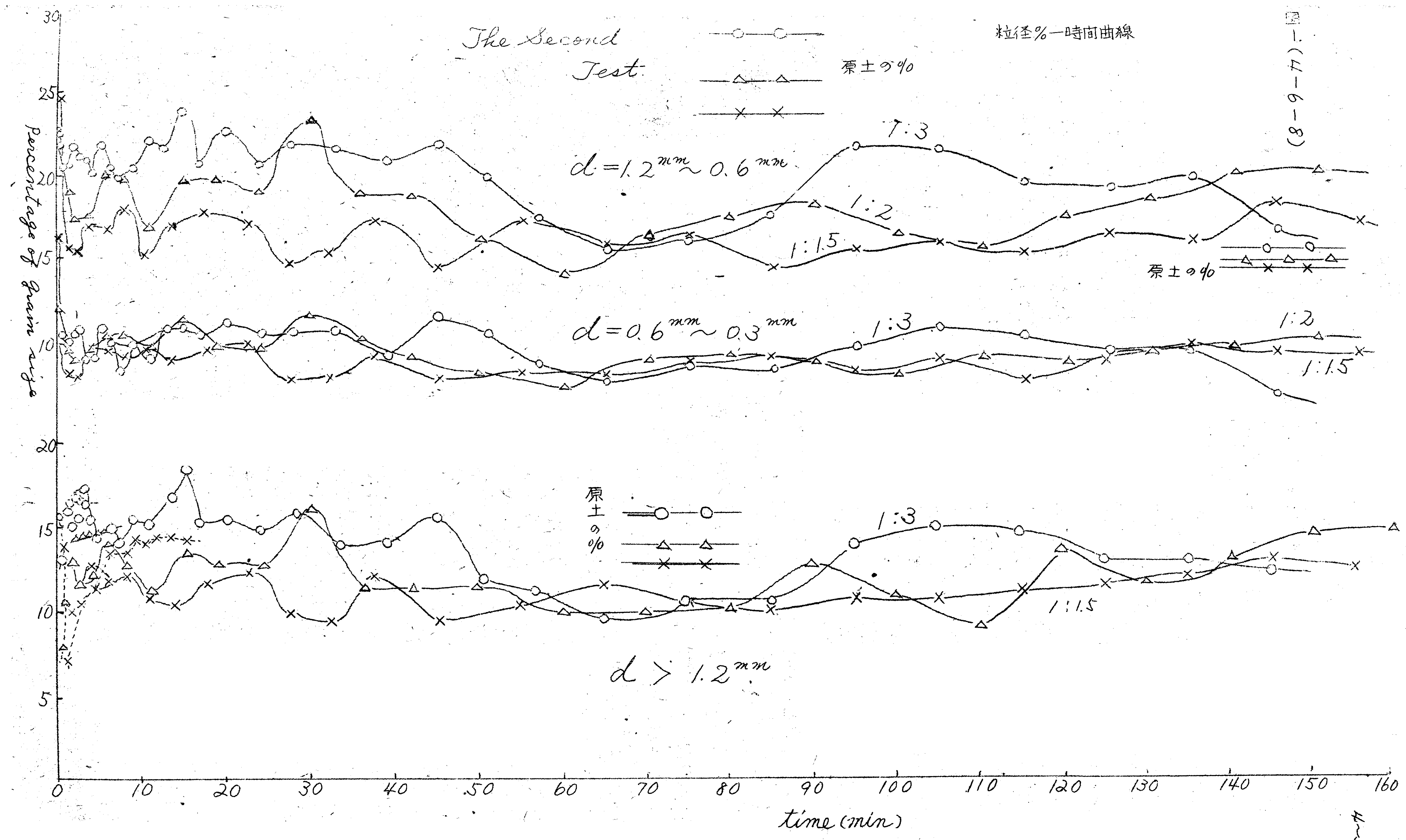


図-(4-6-8)
粒径%—時間曲線
The Second Test
原土の%
d=1.2mm~0.6mm
1:3
1:2
1:1.5
d=0.6mm~0.3mm
d>1.2mm
Percentage of grain size
time (min)

4. 浸蝕されて流水により運搬されてきた土の或る大きさ以上の粒子は地上の茎葉に抑留せられる。この砂粒の堆積は茎葉の密生部に特に著しく，これが発達すると斜面勾配は緩に変り、流速は減少する，流水は遂にその部分のみで進行する。堆積の著しい所のすぐ下手は流水が段になって落ちるが，そこの茎葉の Cushion 作用が洗掘を防止している。

第2実験のように土質による浸蝕量の差違が殆ど認められぬ理由は次のようである。上述の1～4の諸作用が極めて強力であるため，元来の土の受蝕性の強弱を極めて小さいものにする。この外に配合1：1.5より1：3という順で芝の生育が少しづつよくなつていた為に元来の耐蝕性の強さの順序と逆になつていることも一因と考えられる。

最初の浸蝕量が特に多く，これが急速に減ずるのは，芝の生育期間中撒水や雨滴のために斜面表層は細粒が流亡又は飛散し，粗粒の多い組成になつている。その上粗細粒の個々の粒子は結合力を失つたものとなつている。それ故最初の浸蝕量は特に大きい。これらが流出してしまつて原配合の土が現われると，これに対して地被の効果が大きいから浸蝕量は急減する。

曲線が波形を呈し，特に初期にこれが著しいのは次の理由による。浸蝕の初期はその様相が変化に富み，比較的短時間の流水の道筋もはげしく変化するし，それらの水筋の中の浸蝕状況もまた変化に富む。時間が或る時間以上たつと流水の道筋が次第に定まつて，短時間の変動も小さくなり，浸蝕量そのものも極めて小量となる

b. 流出土の粒径組成の時間的変化

1. $d>1.2mm$ の粒子の%の変化の特色については次のように考えられる。斜面築造直後に行つた裸地の浸蝕実験では，既述のように粗粒の流出が比較的少なかつたが，風雨にさらして地被のある時と同様に養生した後に行つた裸地の浸蝕実験では地被斜面浸蝕の場合と同様な傾向を示した。この第1及び第2実験の場合のこの粒子の%が実験中あまり変化しないのは，粒子の流出量が大きいことと，茎葉による抑留割合が大きいこととがおよそ釣合うからである。途中で一時%が下るのは抑留割合の方が大きくあらわれたためである。

2. $d=1.2\sim0.6mm$ 及び $d=0.6\sim0.3mm$ の粒子の%の変化の特色については次のように考えられる。第1に，これらの大きさの粒子が他の大きさの粒子と固く結合していると，流水により周囲の細粒が浸蝕されて流亡しても容易にこれらの粒子はぬけ出さず流亡し難い。第2に地被植物の根はこの程度の大きさの粒子を最も強く把握する傾向があり，他の大きさの粒子が流水によつてすでに流亡してしまつても後までよく根に附着している。第3にはこの種の大きさの粒子は地上の茎葉に最も抑留され易く，比較的後まで抑留効果が続く。

上述の第1，第2の傾向は $d=1.2\sim0.6mm$ の粒子に，第3の傾向は $d=0.6\sim0.3mm$ の粒子に著しい。これら2種の大きさの粒子の%の示す起伏は同じ時刻に生じ，曲線で表わした形も似ているのは，これらの大きさの粒子が地被の下ではよく似た条件で浸蝕や堆積をするからであらう。

3. $d=0.3\sim0.15mm$ の粒子の%の変化の特徴に関しては次のようである。この大きさの粒子は細粒に近く中粒の場合のような著しい根と粒子の結合や茎葉の抑留作用はない。従つて地被の効果は大きくなく，原土のこの大きさの粒子の示す%と大きく異ることはない。

4. $d<0.15mm$ の粒子の%の変化の特徴については次のようである。芝の養生期間中にこの粒子は飛散或いは流出している率が多い。そこで最初はこの粒子の流出は比較的少い。やがて所定の配合土があらわれてくると，この種の細粒は跳水や渦の作用により最も浸蝕を受け易い上に，地被の根に抑留される傾向も少い。それで流出率も大きくなる。

以上どの粒径の粒子についても，それらの流出率の時間的変化が波形を呈するのは浸蝕の様相が変化するためと，粒子の流出が粒径や量において或る時間々隔で変化をくりかえす故である。

5 結論

以上述べた所により地被植物特に芝類が急斜面土壌浸蝕に及ぼす効果の機構並びに定量的関係を明らかにすることができた。著者はこの外に，小段と地被とを併用したものについても多くの実験を行つて，この場合と同様に地被植物の堤体法面浸蝕に対する効果の大きいことを再確認したのである。これらの実験では天然或は人工降雨によらなかつたため，雨滴の衝撃作用については，はっきりしたことは分らないが，芝がよく繁茂すると多分にその茎葉によつて雨滴の衝撃が緩和されることと思われる。これは如露で散水をしてみた時の様子から容易に考えられる。繁茂した芝のある時には，雨水波列（Wave train）も現れ難いし，流水の衝撃も芝の茎葉によつて非常によく吸収されてしまう。この外土質そのものが物理的並びに化学的な作用により堅固な粒子結合を有するようになる。この後者の事実は実に豫想外に法面浸蝕を軽減するのに特に役立つ。

著者の地被植物の効果に関する実験の多くは野外で長期間養生する必要上，長期間風雨にさらし，撒水や雨滴の衝撃を受けて来たのは勿論，盛夏の太陽の直射をうけるなどして幾月も経た後に行つた実験である。従つて土は充分に落付いて締つており，天然の土の状態に近いものであつたと思われる。実験の堤体も法面に芝付けを行つておるか，実に有効な浸蝕防止策であるといいうる。我国では梅雨や颱風などに基く洪水の襲来時は芝の生育期に当つており，この点は土壌浸蝕防止には好都合である。冬期は地上の茎葉は枯死するが，地下の根茎は生きておるから，凍上などのない限りは浸蝕防止の有効な仕きをする。

その理由は前述の通り土質の耐蝕性の強いことが最も浸蝕防止に有効であるからである。

著者のこの研究は在来，とかく抽象的な芝の効果はよく人の言うところであつたが，これに対して定量的な資料を多く得て或程度考案を加えて，裏付けを与えたことである。

参考文献

1) 真山利雄；地表流下量と滲透量の観測成績，森林治水気象彙報 13. 昭和8年 1.15.

2) E. Wollney; Untersuchungen iiber die Beeinflussung der Fruchtbarkeit der Ackerkrume durch die Thätigkeit der Regenwürmer. Forsch. Gebiete Agr.-Phys., 13: 381—395, 1890.

3) J. L. Haynes; Interception of Rainfall by Vegetative Canopy. U. S. Dept. Agr. Soil. Conservation Ser: Progress Report, 2.668. 1938.

4) R. A. Norton and D. D. Smith; Effect of Density of Vegetation on The Rate of Runoff of Surface water. Ann. Meeting Am. Soc. Agron., December 1937.

5) W. C. Lowdermilk; Influence of Forest Litter on Runoff, Percolation and Erosion J. Forestry, Vol. 38. No. 4, 1930.

6) エヌ，イー，ロシャン満鉄調査局訳；「土壌浸蝕防止の研究」昭和18年，博文館

7) 13th Ann. Report of the Southern Forest Experiment Station, New Orlean: Investigation Program, March 21, 1934.

8) N. N. Stepanow 満鉄調査局訳；「土壌浸蝕防止の研究」昭和18年，博文館

9) H. H. Bennett; Soil Conservation. 17, 1939.

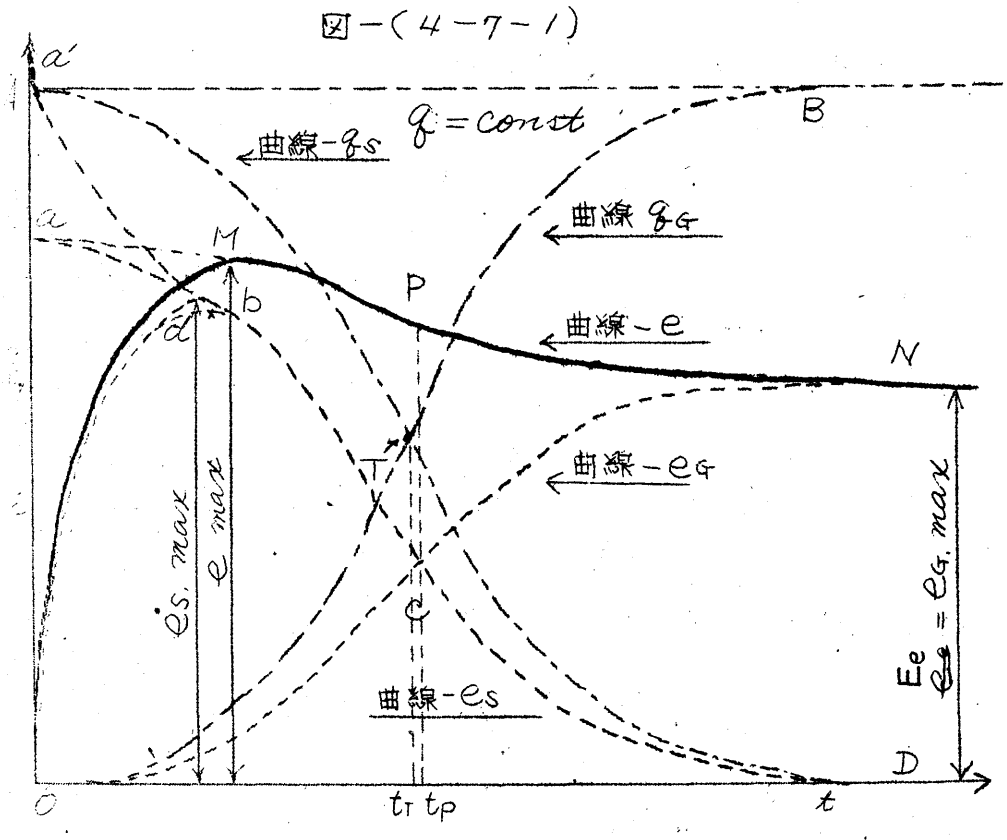
10) J. E. Weaver; Effects of Roots of Vegetation in Erosion Control. U.S., Dept. Agr. Soil Conserv. Ser., Mimeo. Paper 2666, 1937.
11) F. L. Duley, and F. G. Ackerman; Run-off and Erosion Plats of different Lengths. J. of Agr. Res. 1934, Vol. 48, No. 6.

(VII) 浸蝕理論と相似律

1. 著者の提案

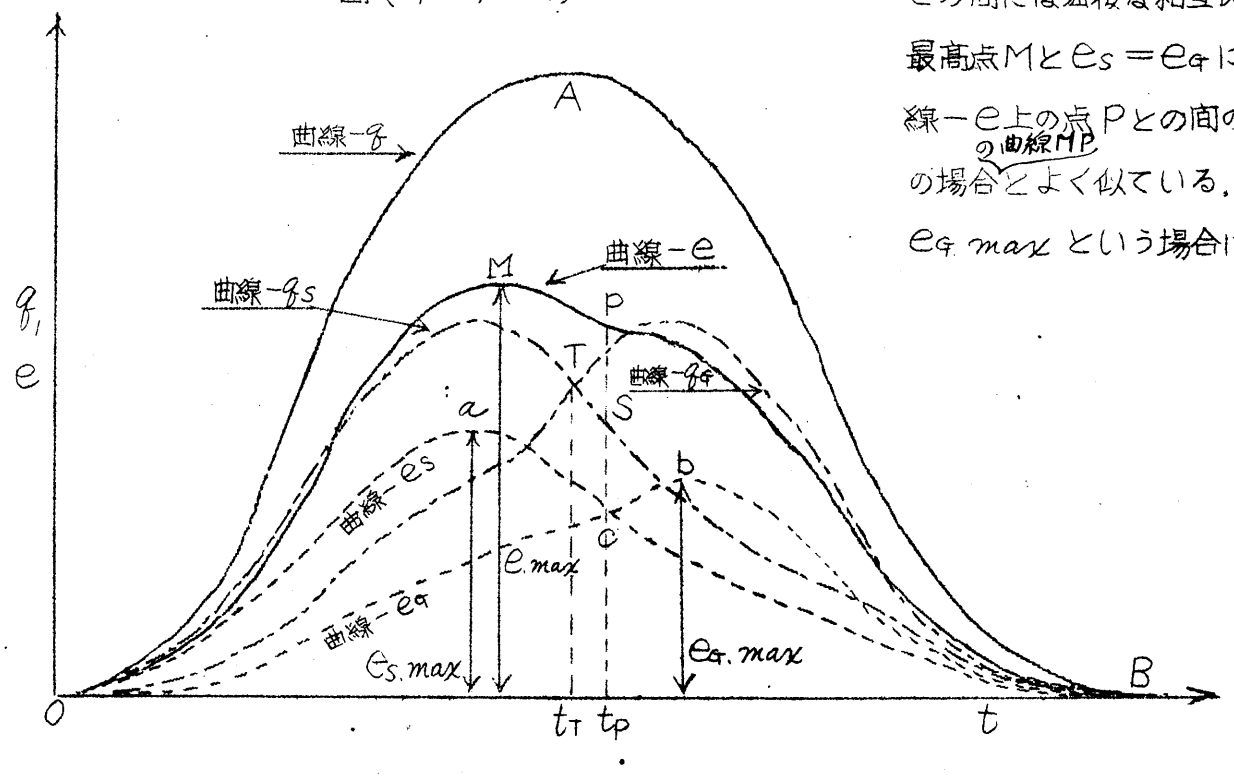
斜面の單位幅当りの流量qを層状浸蝕を起す流量q_sと雨裂状浸蝕を引き起す流量q_Gとに分けて考えてみる必要がある。いま$q=q_s+q_G=const.$の場合は，図－(4－7－1)のように曲線－q_s並びに曲線－q_Gが表される。この時これらの曲線の形状は土質や$q=const.$の値によつても異るが，どの場合もみな図のようなS字曲線をとるはずである。q_sが定まれば，q_Gは必然的に定まる。次にq_sに対する流砂量をe_s，q_Gに対するそれをe_Gとすると，qに対するものは$e=e_s+e_G$で表される。原斜面の勾配や土質等の他の條件が一定の時にはe_sはq_s，e_Gはq_Gと密接な相関関係がある。図の曲線－OdbcDは〔III〕で述べた著者の実験に照らすと，e_sの時間的変化を示す曲線であり曲線－OcNはe_Gのそれを示す。曲線－OdbcDの1部Odbの部分は曲線－q_sのこの部に対応する部分に対して特定な関係を有していないが，曲線bcDの部分は曲線q_sのそれに対応する部分に対してある特定の関係がある。曲線Odbの部分がこのようになる理由は，斜面の表層の土の空隙や含水率及び配合などや，表面の状態及び粒子結合作用などが浸蝕の初期には下方の土とは少し様子を異にしている関係で，下層の土と同様な状態になるまでには通水開始後暫時の時間を要し，点bに至つて始めて状態が落付き，曲線－e_sとq_sとが或る特定な関係を満足するようになる。この点bはe_{max}の点に相当している。〔VI〕で述べた芝付斜面の実験では表層が雨滴や撒水の衝撃作用を受けて粒子の分散を引き起し，また粒子結合を失つているものが多いために，実験初期の曲線1はabよりもさらに急勾配をとり曲線a'bのようなものになつた。浸蝕量曲線－eの変曲点Pは$e_s=e_G$になつた時の点に相当している。

図－(4－7－1)



次に図－(4－7－2)に示すように，qが一定ではなく最初零から増加して最大値に達し，後再び減少して零になる場合を考える。この時もq_s並びにq_G両曲線は斜面勾配や土質その他の條件が一定の場合には，qの値や雨裂の発達状態によつて決る。曲線－q_s並びにq_Gに対してそれぞれ曲線－e_s並びにe_Gが対応する。

図-(4－7－2)



これらの相対応する e_s と q_s，e_q と q_q との間には密接な相互関係がある．曲線－e の最高点Mと $e_s = e_q$ になる点Cに相当する曲線－e 上の点Pとの間の曲線は図－(4－7－1)の場合（曲線MP）とよく似ている，またこの場合は $e_e = e_{q\,max}$ という場合は存在せず、時間もが大きくなると $e = 0$ となる．

このように q が時間とともに変化する場合は勿論，q が一定の場合でも，曲線－q_s，並びに q_q は時間とともに変化する．但し、後の場合は，q_s は $t = 0$ の附近，q_q は $e_{q.max}$ になった時以後では $q_q = const.$ になっている．著者は層状浸蝕における浸蝕量が水深，流速，流積，潤辺の長さ，粗度，斜面長，勾配，土質等によって影響を受けるが浸蝕は刻々発達し，特に雨裂が発達するにつれて層状浸蝕の水深，流積，潤辺の長なども刻々に減少する傾向があり、よってこれらの要素を浸蝕量を求める parameter とすることは適当ではなく，従って，勾配，土質等を一定にとる時，浸蝕量は流量 q_s によって表すことが最も簡単であると考えた．水深，流積，潤辺の長さ，粗度などは q_s の中に含ますことができるからである．雨裂が刻々に発達して流水量 q の内の何%かが刻々雨裂内の流量 q_q を増加させるに反し q_s は減少する．それにともなって e_s の量も減ずる．e_s が減ずるとますます水深や潤辺の長，流積が減じさらに q_s が減ずる．このように或時刻の e_s と q_s とは互いに密接不可分の因果関係を有しており，その関係を著者は次式のように表しうるものと仮定する．

$$e_s = m q_s \qquad (4-7-1)$$

こゝに m は流量 q が一定の時にはそれ以外の諸要素によって決る係数で 1.0 より小さい正数で，次のような値になる．即ち図－(4－7－1) の曲線PMを滑らかに点線のように延長して縦軸との交点 a を求めると，$m = \overline{ao}/\overline{AO}$ となる．

雨裂内の浸蝕量も雨裂内の水深，流速，流積，潤辺の長さ，粗度，凹凸，縦断勾配，斜面の勾配，土質その他により影響せられるが，これらの諸要素中，斜面の勾配，土質等を一定にとると，他の諸要素は時間とともに雨裂が発達する故，それに伴って変化する．従ってこの場合も雨裂内の流量 q_q で，これらの諸要素を代表させることが便利である．或時刻の e_q と q_q とは密接な関係があり，さきの場合と同様，次のようにおき得るものと仮定する．

$$e_q = n q_q \qquad (4-7-2)$$

こゝに n は流量 q が一定の時にはそれ以外の諸要素によって決る係数で 1.0 より小さい正数で，e_e/q の値に等しい。

曲線－q が与えられて曲線－e を求める必要がよく起るのでこれに関する著者の見界を述べる．堤体の各土質について $q = const.$ の実験を数種の q の値に対して行い、m，n の値を予め求めておく．また曲線－e の変曲点Cの位置が問題であって，この位置は流水量，土質その他の條件により決るわけである．従って各土質につ

き，大小各種の流量に対して，変曲点や浸蝕が一定に落付くのは表面流出開始後どの位時間かかゝるかをも多くの実験資料から明らかにしておくことが大切である。　$q=const.$の場合は，点Cを通り点O並びに点Nに切するS字曲線を引き，この曲線をもとにして，式－（4－7－2）から曲線OTBを求める．これより曲線ATDも必然的に求められる．．従って式－（4－7－1）を用いて曲線abcDが求められる．曲線abcDと全OcNとを合成すれば，曲線aMPNを得る．表－（4－3－3）を用いて e_{max} の値を求め点Mの位置を定める。このようにして曲線eを求めることを得る．点Cは曲線OcNとabcDが通るようにtrialにより求める。

qが時間とともに変る場合は，さきと同様t_pが与えられている時は，t_pを通る縦線上において点Cを取り点O，並びに点Bにおいて横軸に切し，点Cを通る2曲線を描く。次にこの2曲線に対して式－（4－7－1），（4－7－2）を適用して曲線OT並びにBSを描く，この場合において，曲線－qとこれらの曲線とより曲線q_s並びにq_Gの残りの部分を求める．この時この残りの部分の曲線がそれぞれ曲線OT，BS等と滑らかに続かなければならない．この條件を満足するまで点Cの位置をとり直して同様なことを繰返す．このようにして正しい点Cが求められ曲線－q_s，及q_Gが決ったならば，e_s，e_Gの両曲線も定まり，従って曲線－eが求められる。だゞこの場合に注意しなければならないのは，m，nの値であって，qが零から最大値までの間で変っているから，流量qの大きさによってm，nの値を変えて用いなければならない。qを零とq_{max}との間を幾つかの段階に分けて，その段階毎にm，nの値を少し宛変える必要がある．

2　相似律　　野外試験地などにおける実験は別として室内で著者が行ったような実験を行う場合は，実際の堤体法面の状態と模型堤体のそれとを同じにすることは甚だ困難であり．降雨状態即ち雨滴の大きさ，落下速度，雨量の時間的変化，流出量等を実物と模型とで相似にすることは甚だ困難である。従って実験を行うことによって浸蝕の定量的な関係を得るために，著者が行ったような方法で実験をすることが1つの行き方である．

著者の実験の多くは$q=const.$の流量を数種類選び，雨裂がよく発達するまで充分時間をかけて溢流を続けさせた後に水をとめたのであるが，中には，一旦通水を止め，或日数をおいてから再びさきの場合と同じ一定流量で溢流させて試験をしたものもある．これによると，2回目の通水の初期の浸蝕量は，1回目の実験で通水をやめた時に流送されつゝあったり或は分離を起している比較的大粒のものが斜面上に留つていて，細粒は分散して流亡してしまっている故に，相当に大きな流亡土砂量を示し，時間が経つにつれて前回の最後に示した流砂量に近い値をとるようになる．このように連続して流す時と，途中で間をおいて流す時とでは，遥に後の方の流砂量が大きくなるから，実際の降雨のように1回の降雨が休むと晴天になり再び次回の降雨があるように晴雨がくり返される時は注意すべきである．浸蝕量について考えると，式－（4－7－1），（4－7－2）等にみるようにq_sとe_s，q_Gとe_Gはそれぞれ密接な関係を有しており，しかも簡単な直線的な関係があるから，e_s，e_Gの代りにq_s，q_Gに注意しなければならない．　即ち，q_s並びにq_Gの形状はqの大きさによって異るから実験時のqの値を仮りに実際の何分の1かに採ると曲線q_s並びにq_Gが非常に扁平なものになってしまう。従って，実物と模型とにおいて浸蝕量時間曲線はその形が相似にならない．そこで図－（4－3－6）のような各大きさの異る流量について浸蝕量時間曲線の理想型を求めて，その変曲点の位置やe_eが起り始める点の位置を連ねる双曲線の形状を明確にさえしておくならば，模型実験の結果から実際の曲線－eを推定しうることになる。

実物と同じ土質を用いる場合は実験操作上短時間で浸蝕が発達することが望ましく，そのため実際の流出量より大きい流量を使うことが多い。従って上のような方法を用いる．

雨量N（mm）の中流出量がどの位の値になるか分らないと困るが，前回の降雨休止後間もない時を考え，堤体土が相当に濕っているとき強雨が降り始めると，急斜面であるから降雨が本格的に降り始めてから後では

流出率は90～100%になるものと考える。堤体の天端中心線が分水界となり，法尻までの間の幅10m の区間における降雨量より流出量は容易に求められる。流出量は法先に近付くにつれて増すのである。

〔VIII〕結　論

以上で急斜面特に堤体法面の土壌浸蝕に関する定性的並びに定量的な諸問題について或程度明らかになし得た。結局，堤体の法面浸蝕に大きい影響をもつものは降雨，土質，法面の凹凸や粗度，土の締り具合，その他の要素特に地被植物等である。これらの内で地被が最も大きい影響を有している。小段も適当なものを設置することによつて浸蝕量の軽減に有効に働く。小段は浸蝕量の peak を低くして時間的にもこの peak の現れる時間を遅らすのに役立つが，浸蝕量を小段のない斜面の時の E_c の値以下に下げることは不可能である。法面は肥土をおき芝の生育を盛んにさせるように注意し，この外に適当な幅員をもつ小段を設置することが望ましい。

小段の勾配は水平にほぼ等しいものとし平衡勾配よりも急にすることは無意味である。従来よくこの点を無視して平衡勾配より急な勾配の斜面をもつ小段を設置した傾向もある。小段上に芝付けをよく施しておくことは芝か上方斜面からの流出土砂を抑留杆止して小段の効果を一層大きくする。法肩，小段の角，斜面より小段に移る勾配の突変する場所は特に注意深く芝付けの必要がある。

第5章　kが一定な各種断面の堤体の滲透

(I) 上下流の水位差に比し幅の狭い矩形断面堤体の滲透

1　緒　言

心壁に用いるような幅に比べて高さが大きい矩形断面の堤体においては，上下流の水位差がある値以上に大きくなることがしばしばある。このような場合の滲透については従来殆ど明らかにせられていない。星埜博士[1]，久保田敬一氏[2]等が指摘せられているように，Dupuit－Forchheimer[3]の理論は矩形断面の堤体の滲透に関しては，ある領域以外では成立しないことは明らかで，このような在来の理論のうまくあてはまらない領域における滲透問題をとりあげて近似解法を試み，実験値とよく合う流量公式を示した。

2　$H_2=0$の時（H_2は下流水位）の滲透

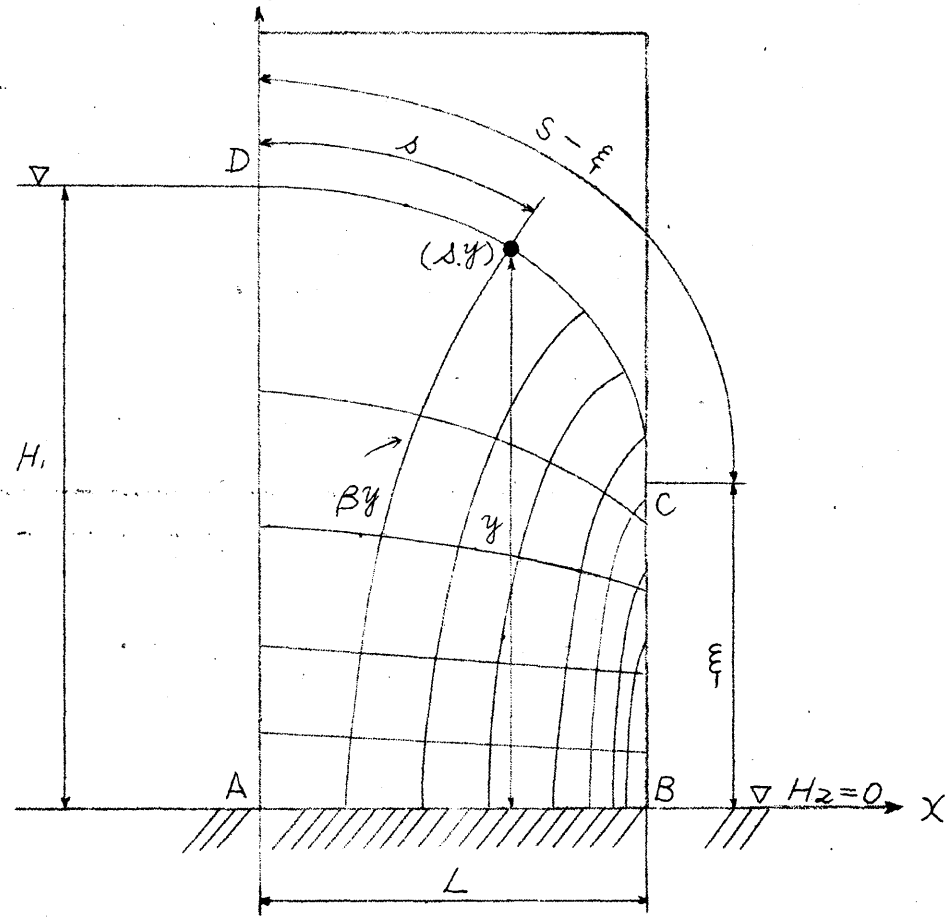
この場合は自由流線が近似的に動水勾配線となっている。自由流線の勾配を$-\frac{dy}{ds}$で表すと，$\left|\frac{dy}{ds}\right|$の最大値は流出点のところの勾配であるが，上下流の水位差が非常に大きくなっても，この最大値は1を超えない。

従って，この場合は次式が近似的に成立する。

$$v=-k\frac{dy}{ds} \qquad (5-1-1)$$

但し，vは図－(5－1－1)に示す自由流線上の1点(s,y)を通る等ポテンシャル線上の平均流速，kは透水係数である。等ポテンシャル線の長さを近似的にβyで表すと，単位幅当りの滲透流量qは次のようになる。

図－(5－1－1)



$$q=-k\beta y\frac{dy}{ds} \qquad (5-1-2)$$

これを$s=0$では$y=H_1$，という條件を用いて解くと

$$y=\sqrt{H_1^2-\frac{2q}{k}\int_0^s ds/\beta} \qquad (5-1-3)$$

積分の上限を$s=S-\xi$とし，$y=\xi$とおくと，

$$q=k\frac{H_1^2-\xi^2}{2\int_0^{S-\xi} ds/\beta} \qquad (5-1-4)$$

いま，$\int_0^{S-\xi} ds/\beta=(S-\xi)/\overline{\beta}$とおくと，

$$q=k\frac{H_1^2-\xi^2}{2(S-\xi)}\overline{\beta} \qquad (5-1-4')$$

式－(5－1－3)は式－(5－1－4′)を用いて次のように書き直し得る。

$$y=\sqrt{H_1^2-\frac{(H_1^2-\xi^2)\int_0^s ds/\beta}{(S-\xi)/\overline{\beta}}} \qquad (5-1-5)$$

これより

$$\frac{dy}{ds}=-\frac{(H_1^2-\xi^2)}{2y(S-\xi)}\frac{\overline{\beta}}{(\beta)} \qquad (5-1-6)$$

但し　$\frac{1}{(\beta)}=\frac{\int_0^s ds/\beta}{s}$　とする。

2
ところで以上の関係が成立するのは $H_1 \leqq L$ の領域であり，$H_1 = L$ の時が限界である。このような領域では，
流出点C，即ち $\Delta = S - \xi$ では，$y = \xi$，$\frac{dy}{ds} = -1$，また $\overline{\beta} = (\beta)$ という諸関係を用いると，

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{\Delta = S-\xi} = -\frac{H_1^2 - \xi^2}{2\xi(S-\xi)} = -1$$

これより

$$\xi = S - \sqrt{S^2 - H_1^2} \qquad (5-1-7)$$

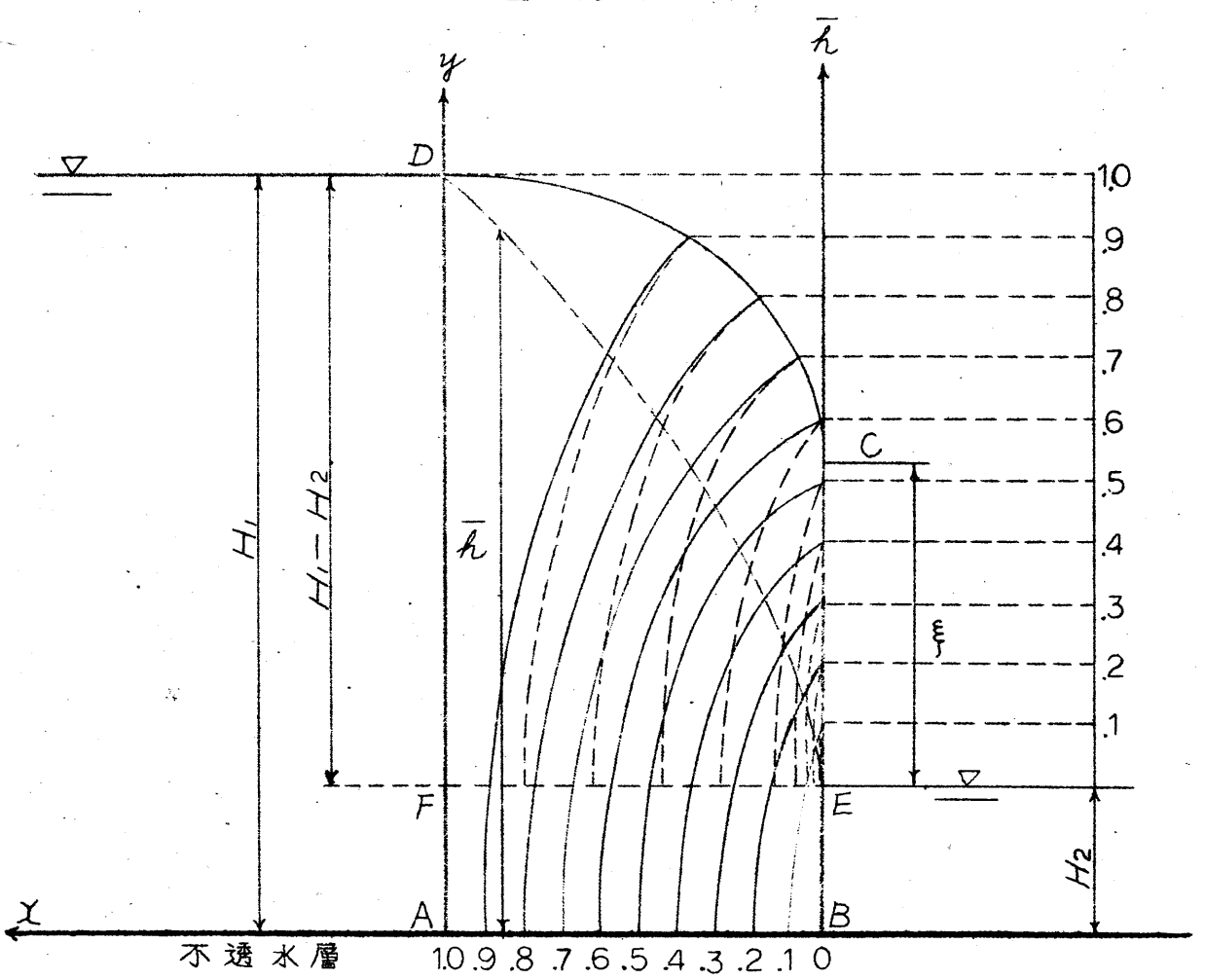
この部に挿入 *

3　$H_2 > 0$ の時の滲透

一般にこの場合は自由流線上の1点の勾配はもはやその点を通る等ポテンシャル線上の平均流速を直接支配していない。この点がさきの場合と大いに異るところであり，また，H_1 が H_2 より大きくなると流出点（*Austrittspunkt*）が現れる。

a　自由水面　自由水面を求めるために次のような考え方をする。いま図－（5－1－2）の面EFに沿うて不透水性の薄板をおき，面EFより上の流れと下の流れとに分け，上の流れについて新しく等ポテンシャル線を描くと図－（5－1－2）の破線のようになる。このようにして面EFより上の流れは自由流線DCの勾配に直接支配されたものになる。従つて，自由流線は2で述べたと同じ方法を面EFより上の流れに適用することによつて求めることができる。即ち，自由流線は式－（5－1－5）と同様な次式で求めることができる。

図－（5－1－2）



$$y = H_2 + \sqrt{(H_1 - H_2)^2 - \frac{(H_1 - H_2)^2 - \xi^2}{(S-\xi)/\overline{\beta}} \int_0^{\Delta} ds/\beta} \qquad (5-1-8)$$

また，流出点Cの面EFよりの高さを ξ とすると，

$$\xi = S - \sqrt{S^2 - (H_1 - H_2)^2} \qquad (5-1-9)$$

$H_1 > H_2 + L$ になると，$H_1 = H_2 + L$ の時の水面曲線を基準として $H_1 - H_2 - L$ だけ平行に上にあがった水面曲線となる。

6　流　量

(1) $H_2 > 0$ の時

i　*Dupuit* － *Forchheimer*　理論の成立する範囲

$H_2 > 0$ の場合の滲透流量を表すのに，図－（5－1－2）に鎖線で示したような動水勾配線を考え，その不透水層よりの高さを $\overline{h}$ とすると，*Dupuit* － *Forchheimer* 理論によると単位幅あたりの流量 q は衆周知のように次式で示される。

$$q = k\overline{h}\frac{\overline{h}^2 - H_2^2}{2x} \qquad (5-1-9)$$

---

* $H_1 > L$ の領域では，流入面と流出面の下部との間のポテンシャル勾配が1を超えることになり，式－(5-1-1) が成立しなくなり，この場合の自由水面は $H_1 = L$ の時の限界水面曲線を基準として $H_1 - L$ の値だけ全体が平行に上にあがった形をとる。

特に　$x = L$ では

$$q = k \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L} \qquad (5-1-9')$$

従って；　$\overline{h}^2 = \frac{x}{L}(H_1^2 - H_2^2) + H_2^2$　　(5－1－10)

これより

$$\frac{d\overline{h}}{dx} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L\sqrt{H_2^2 + \frac{x}{L}(H_1^2 - H_2^2)}} \qquad (5-1-11)$$

$$\left(\frac{d\overline{h}}{dx}\right)_{x=0} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2LH_2} \qquad (5-1-12)$$

この値は1つの曲線 $\overline{h}$ に関する $\frac{d\overline{h}}{dx}$ の最大値であるが，この値として許し得る極大値はおよそ0.5位の値とみなされる。何故なら，曲線 $\overline{h}$ の勾配として $\frac{d\overline{h}}{dx}$ を用いることが許されるのは勾配が緩な範囲に限られ，勾配 $\frac{d\overline{h}}{ds}$（s は曲線 $\overline{h}$ に沿うて測った長さ）の代りに $\frac{d\overline{h}}{dx}$ を用いることが許される勾配の極大は約0.5とみられるからである。いま，この極大値を0.5ととると，與えられた H_2 に対応するこの時の H_1 の限界値 $(H_{1.c})_1$ は次のようになる。

$$(H_{1.c})_1 = \sqrt{H_2(H_2 + L)} \qquad (5-1-13)$$

従って，與えられた H_2 に対して $H_1 = (H_{1.c})_1$ になつた時の流量を $q_{1.c}$ とすれば次のように表しうる。

$$q_{1.c} = k \frac{(H_{1.c})^2 - H_2^2}{2L} = k\frac{H_2}{2} \qquad (5-1-14)$$

ii　$(H_{1.c})_2 \geqq H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の範囲

たとえば図－(5－1－3) に示す点Gの位置に上流水面がきて，下流水位が H_2 である場合を考える。この時，点Gと点Eとを結び，次式でその縦距が與えられる曲線を考える。

$$y = H_2 + \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_1 - H_2}(\overline{h}_{1.c} - H_2) \qquad (5-1-15)$$

ここに，$\overline{h}_{1.c}$ は前述の限界時の動水勾配線の縦距

式－(5－1－15) で表される曲線は曲線 $\overline{h}$ と同様，次の関係を満足するものと考える。

$$q = yv = (y - H_2)v' \qquad (5-1-16)$$

また

$$q_{1.c} = \overline{h}_{1.c} v_{1.c} = (\overline{h}_{1.c} - H_2)v'_{1.c} \qquad (5-1-17)$$

添字 1.c は前述の限界状態の時の値を示す。

式－(5－1－16)，(5－1－17) 両式より

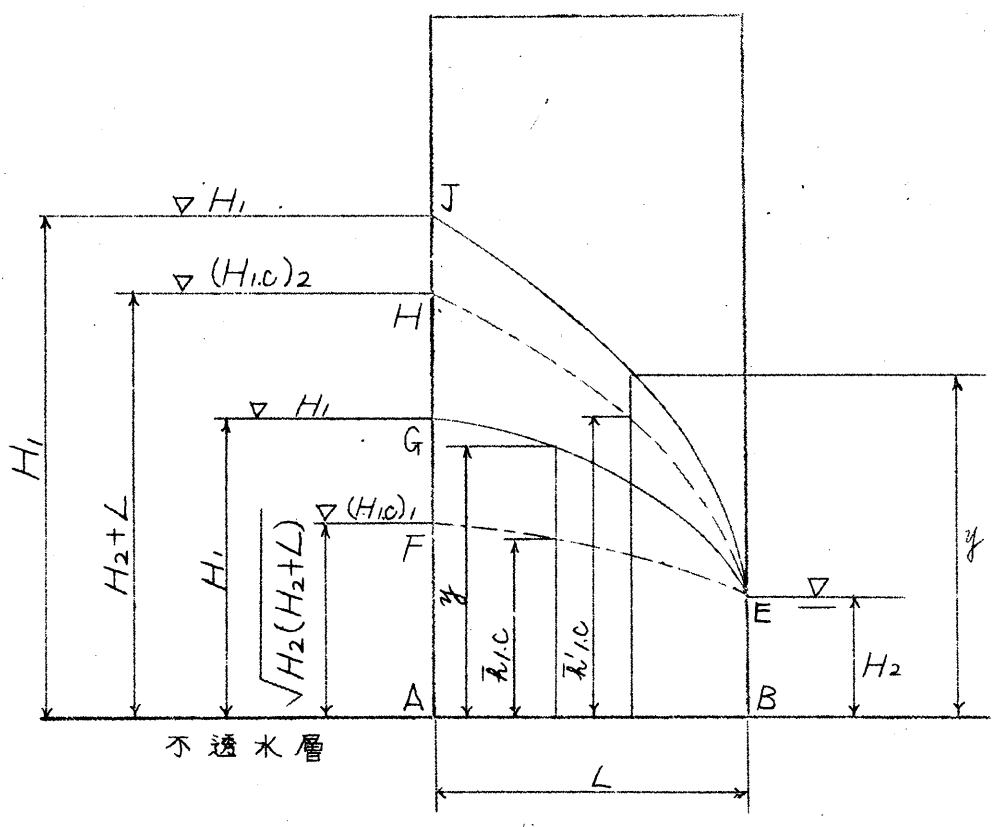
$$q = q_{1.c} \frac{v'(y - H_2)}{v'_{1.c}(\overline{h}_{1.c} - H_2)} \qquad (5-1-18)$$

式－(5－1－15) を用いると，

$$q = q_{1.c} \frac{v'(H_1 - H_2)}{v'_{1.c}[(H_{1.c})_1 - H_2]} \qquad (5-1-18')$$

ところで，v' 及び $v'_{1.c}$ はそれぞれ曲線 $-y$ 及び曲線 $-\overline{h}_{1.c}$ の勾配に比例しているものと考えると，

図－(5－1－3)



式－（5－1－15）より次の関係を得る。

$$\frac{d(y-H_2)}{dx} = \frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_1-H_2}\ \frac{d(\bar{h}_{1.c}-H_2)}{dx}$$

従つて
$$\frac{v'}{v'_{1.c}} = \frac{d(y-H_2)}{dx} \Big/ \frac{d(\bar{h}_{1.c}-H_2)}{dx} = \frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_1-H_2} \qquad (5-1-19)$$

式－（5－1－19）を用いて式－（5－1－18'）を書き直すと，

$$q = q_{1.c}\frac{(H_1-H_2)^2}{[(H_{1.c})_1-H_2]^2} \qquad (5-1-20)$$

ところで，v'，$v'_{1.c}$ がそれぞれ曲線－y 及び曲線－$\bar{h}_{1.c}$ の勾配の1乗に比例すると考えられるのは曲線の勾配がある限界値以下の場合に限られる。不透水層ＡＢ上では速度ポテンシャルは直線的に変化しており，その勾配は H_1-H_2/L になつている。もし $H_1-H_2>L$ になるとＡＢ上でのポテンシャル勾配は1より大きくなる。そこで與えられた H_2 に対して

$$(H_{1.c})_2 = H_2+L \qquad (5-1-21)$$

で示される値を H_1 がとる時が，この場合の限界値であらう。$H_1=(H_{1.c})_2$ の時の曲線の勾配は

$$\frac{d(y-H_2)}{dx} = \frac{(H_{1.c})_2-H_2}{(H_{1.c})_1-H_2}\cdot\frac{d(\bar{h}_{1.c}-H_2)}{dx}$$

となり，この時の q の値を特に $q_{2.c}$ とすると，

$$q_{2.c} = q_{1.c}\frac{[(H_{1.c})_2-H_2]^2}{[(H_{1.c})_1-H_2]^2} = q_{1.c}\frac{L^2}{[(H_{1.c})_1-H_2]^2} \qquad (5-1-22)$$

iii　$H_1 \geqq (H_{1.c})_2$ の範囲

図－（5－1－3）の点丁の位置に上流水面がきて，下流水位が H_2 である場合を考える。

$$y = H_2 + \frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_2-H_2}(\bar{h}'_{1.c}-H_2) \qquad (5-1-23)$$

勿論この曲線はさきの式－（5－1－15）で表してもよい。いまの場合も ii の場合と同様，式－（5－1－16）及び次式が成立するものとする。

$$q_{2.c} = \bar{h}'_{1.c}\cdot v_{2.c} = (\bar{h}'_{1.c}-H_2)\cdot v'_{2.c} \qquad (5-1-24)$$

式－（5－1－16）及び（5－1－24）より q と $q_{2.c}$ との関係を求め式－（5－1－23）を用いて整理すると，

$$q = q_{2.c}\frac{v'(H_1-H_2)}{v'_{2.c}[(H_{1.c})_2-H_2]} \qquad (5-1-25)$$

ところで，v' 及び $v'_{2.c}$ はそれぞれ曲線－y 及び曲線－$\bar{h}'_{1.c}$ の勾配の1.5乗に比例しているものと仮定すれば，

$$\frac{v'}{v'_{2.c}} = \left[\frac{d(y-H_2)}{dx} \Big/ \frac{d(\bar{h}'_{1.c}-H_2)}{dx}\right]^{1.5}$$
$$= \frac{(H_1-H_2)^{1.5}}{[(H_{1.c})_2-H_2]^{1.5}} \qquad (5-1-26)$$

従つて

$$q = q_{2.c}\frac{[H_1-H_2]^{2.5}}{[(H_{1.c})_2-H_2]^{2.5}} \qquad (5-1-27)$$

(2) $H_2=0$ の時

$H_1 \leqq L$ の領域では式－(5-1-4)を用いるか或は次式で q を求め得る。

$$q = k\xi\bar{\beta} \qquad (5-1-28)$$

$H_1 \geqq L$ の領域では $H_1=L$ の時の q の値，即ち $q_{2.c}$ を基準とし，さらにこの時の動水勾配線（縦距 $\bar{h}'_{1.c}$）を基準にとつて考えると，(1) iii で述べた関係が成立して，この時の流量 q は式－(5－1－27)に従う。

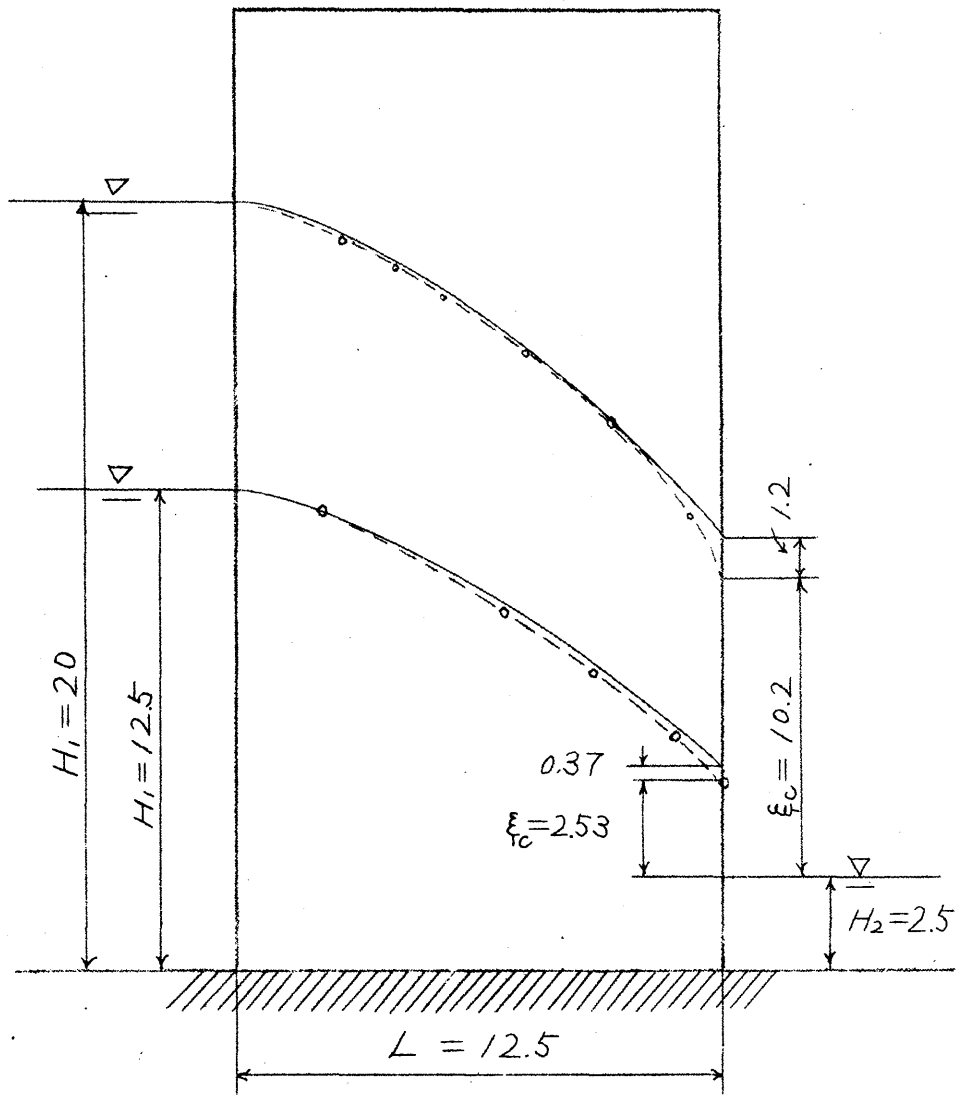
4　実験結果との比較

$L = 12.5^{cm}$，及び 25^{cm}，高さ 35^{cm} の2種類の矩形断面の堤体を選び，Hele－Shaw の装置を利用して，$H_2 = 2.5^{cm}$ に対して H_1 の値を種々変化させて実験を行つた。$L = 12.5^{cm}$ のものでは，装置の間隙 $2d = 0.183^{cm}$，粘性液の運動粘性係数 $\nu = 1.491^{cm^2/sec}$ 従つて透水係数 $k = 1.835^{cm/sec}$

$L = 25.0^{cm}$ のものでは，$2d = 0.186^{cm}$，$\nu = 1.491^{cm^2/sec}$，従つて $k = 1.892^{cm/sec}$ とした。自由水面を求めた1，2の例を示すと図－（5－1－4），（5－1－5）に示す通りである。これらの結果についてみると，Hele－Shaw の装置を利用する場合は，流出点のところで自由流線は流出面に完全に切線とならず，流出面からいくらか外へ出たところで鉛直よりやや外側に傾いた角度をとつて落下する。従つて著者の理論によつて求めた流出点の高さより多少実験結果は高く現れ，その傾向は上下流水位差が大きい程著しい。

次に測定流量を q_d とし，両対数方眼紙を用いて q_d を縦軸に，$H_1 - H_2$ を横軸にとつて，実験結果を記入すると図－（5－1－6）を得る。図上の点 A_1，A_2 等は $q_{1.c}$ に対応する点であり，点 B_1，B_2 等は $q_{2.c}$ に相当する点である。これらの結果よりみると実験値と計算値とはかなりよく一致していることが分る。

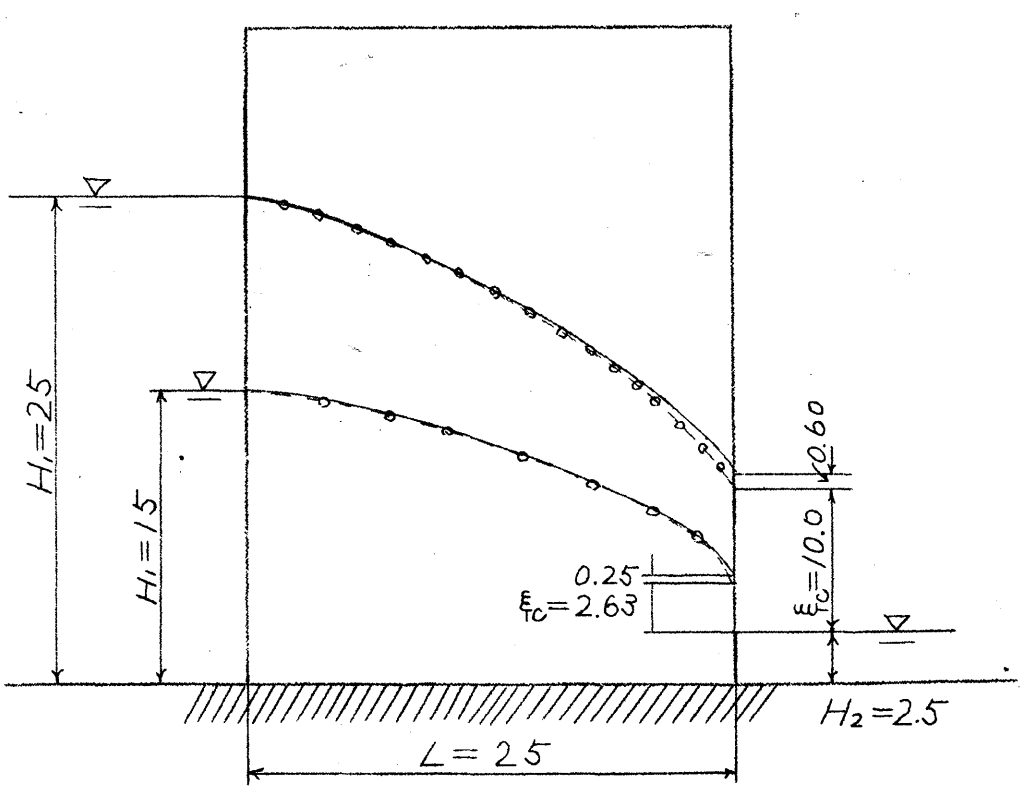
図－(5－1－4)



5.　結　語

心壁などに用いるもののように，幅Lが水位差に比して狭い矩形断面の堤体の滲透をとり扱う時，與えられた H_2 に対して H_1 が相当に大きな値になると，H_1 の値には限界対応値 $(H_{1.c})_1$，$(H_{1.c})_2$ 等が存在するから，これらの値をまず求めて，いま当面している H_1 の値と比較対照し，流量公式としてどの公式を用うべきかを決めなければな

図－(5－1－5)



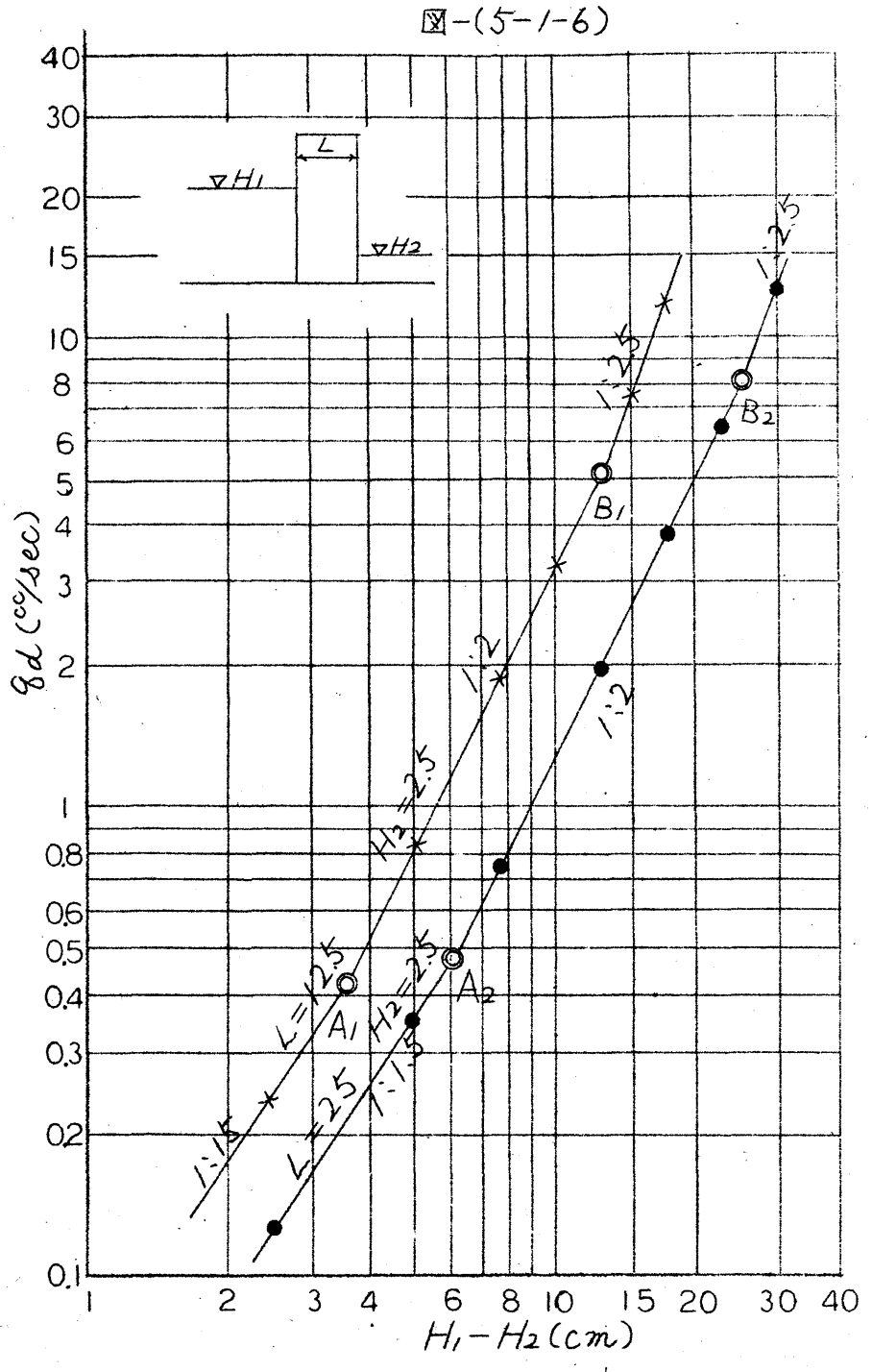
らない．

また，Fourier 級数などを利用して流出点を考慮せずに適当な境界條件を使って，このような滲透問題を解く場合[4]は，H_1 の値が限界対応値よりも大きいような時には，流れのポテンシャル函数のとり方やこの函数が Laplace の方程式を満足しているかなどという点を特に吟味する必要がある．

また，$H_2 > 0$ の場合の流出点の位置や自由水面の求め方についても，従来，K．Chawalla 氏などの考え方[5]があるが，ここに述べた著者の考え方の方が便利でしかも実際とよく合っているようである．

2．で述べた β の値は豫め分らないから，$\beta = 1$ として自由水面を求め，trial and error method で流線網を描いて β を出し，改めて自由水面を求めるという操作を2，3回くり返せば相当近似度の高い値が求められる。このような滲透の場合には，実際には堤体を構成している土の粒子の流動が行われ，Hele－Shaw の装置による場合とは様子が異るであらう。

図－(5－1－6)



参　考　文　献

1）星埜和，本間仁；土と杭と水，1941，p. 35～41

2）久保田敬一；堤体の滲透に関する実験的研究（第一報），土木学会誌 36巻3号，p. 9～13．

3）たとえば，M. Muskat；The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media；p. 359～360，p. 377－380；1937．

4）M. Muskat；Trans. amer. geophs. Union，p. 391，1936．

5）K. Chawalla；Neue Untersuchungen zur Berechnung von Grundwasserströmungen，Bautech.，1938．H. 8，12．

(II) 上流側に傾いた堤体内の滲透

1 緒 言

心壁を有する堤体などをとり扱う場合に、よく出会い、しかも在来あまり明らかにせられていなかつたこの問題をとりあげてみる。これまでは上流側に傾いた流入面をかりに鉛直なものとして近似的に自由流線や流量を求めていたが、流入面の傾斜が大きい程，また上流側水位が高い程，鉛直流入面の場合とは滲透の様子が大きく異つてくるのであり、就中、自由水面は非常に高くなり、流出点（ austrittspunkt ）の位置も高くなる。ここでは近似的な方法で自由水面及び滲透水の流量を求め、実験によつてこれを確めた。

2 滲透に特有な著しい特徴

この場合の滲透状態に関し，毛管水流をとり除いたものにつき，著しい特徴をあげると次のようである。

a. 上流水位 H_1 が下流水位 H_2 より少しでも高くなると流出点があらわれる。

b. 水面曲線は上に凸なる曲線となり，寫眞一(5-2-1)Aに示すように，始点よりある区間に死水領域が生じてこの上面は水平となる。この領域は流入面の傾斜や $H_1 - H_2$ が大きい程著しくあらわれる。

C. 各流線は流入面が鉛直の時に比し、尻上りの傾向となる。 寫眞一（5－2－1）

（ 寫眞 一(5－2－1)）

3. $H_2 = 0$ の場合の自由水面

この場合は水面曲線が近似的に自由流線になつているけれども、図一（5－2－1）のDIの部分は死水領域の上面で水平となつており、この部分は除外しなければならない。ところでこの場合の自由流線を求めるには便宜的に次のような考え方をする。

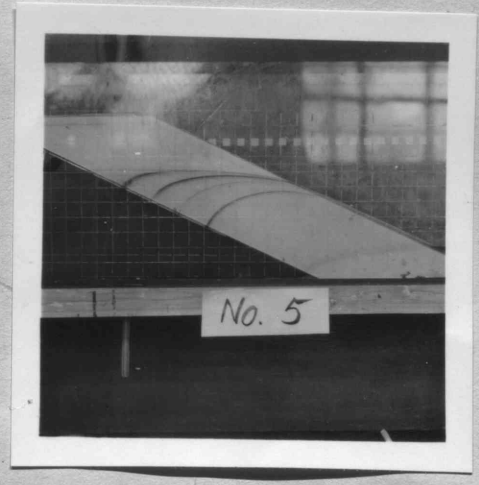
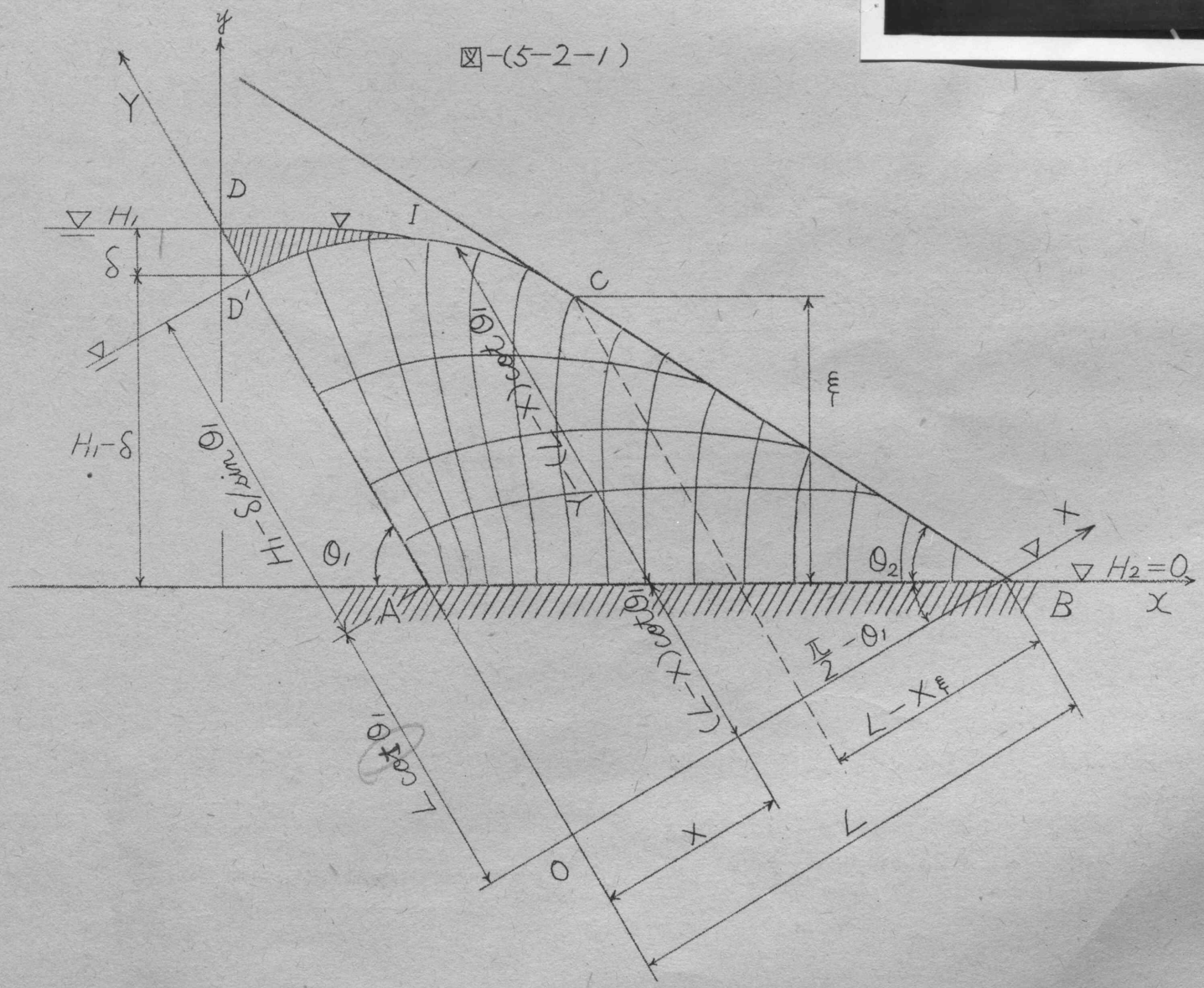


図-(5-2-1)



いま堤体を流入面が鉛直になるように回転し、不透水基礎ＡＢを除去して、その代りに新しく点Ｂから流入面に下した垂線に相当する面ＯＢを假想水平面にとり、さらに点Ｄ′を通る假想水平面に上流水面を，点Ｂを通る假想水平面に下流水面をおいた場合の滲透状態におきかえて考える．このようにしておきかえた流れの自由流線や面ＡＢより上の流線等はもとの流れのそれらと殆んど変りがないことが多くの実験結果から明らかになつた。図－（５－２－１）で分るように，面ＡＢ附近では多少等ポテンシヤル線が，もとの流れとおきかえた流れとで不一致を来しているが，実際には面ＡＢに沿うては流れが存在しないものと考えられるから、この不一致は実際上無視しても差支えない。点Ｏを原点としてＯＢをＸ軸、ＯＤをＹ軸にとる。

この時曲線Ｄ′ＩＣがこの場合の自由流線を表すものと考えられ，この上の１点においてこの線に引いた切線の勾配 $\frac{dY}{ds}$ に透水係数 k をかけたものが、その点を通る等ポテンシヤル線上の平均流速を表すとすると、

$$v = -k\frac{dY}{ds} \qquad (5-2-1)$$

いま、自由流線上の１点（s, Y）を通り、假想水平不透水基礎ＯＸにいたる等ポテンシヤル線の長さを近似的に次のように表す。

$$Y \cdot \beta$$

但し β はその等ポテンシヤル線の長さと縦矩Ｙとの比である．

この時の単位幅あたりの流量 q' は次のように表すことができる．

$$q' = -kY\frac{dY}{ds}\cdot\beta \qquad (5-2-2)$$

この式を変形して積分し、 $s = 0$ では $Y = \frac{H_1-\delta}{\sin\theta_1} + L\cot\theta_1$，なる條件を用いて解くと，

$$Y = \sqrt{\left(\frac{H_1-\delta}{\sin\theta_1} + L\cot\theta_1\right)^2 - \frac{2q'}{k}\int_0^s ds/\beta} \qquad (5-2-3)$$

積分の上限界を $S - \frac{\xi}{\sin\theta_2}$ として， $Y = \frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L - X_\xi)\cot\theta_1$，

とおくと，式－（５－２－３）より次の関係を得る．

$$q' = k\,\frac{\left[\frac{H_1-\delta}{\sin\theta_1} + L\cot\theta_1\right]^2 - \left[\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1\right]^2}{2\int_0^{S-\xi/\sin\theta_2} ds/\beta} \qquad (5-2-4)$$

いま， $\int_0^{S-\xi/\sin\theta_2} ds/\beta = (S - \xi/\sin\theta_2)/\overline{\beta}$ $\qquad (5-2-5)$

とおくと，

$$q' = k\,\frac{\left[\frac{H_1-\delta}{\sin\theta_1} + L\cot\theta_1\right]^2 - \left[\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1\right]^2}{2(S - \xi/\sin\theta_2)/\overline{\beta}} \qquad (5-2-6)$$

式－（５－２－３）より

$$\frac{dY}{ds} = \frac{-\frac{q'}{k}/(\beta)}{\sqrt{\left(\frac{H_1-\delta}{\sin\theta_1} + L\cot\theta_1\right)^2 - \frac{2q'}{k}\int_0^s ds/\beta}} \qquad (5-2-7)$$

但し $(\beta) = \frac{\int_0^s ds/\beta}{\int_0^s ds} = \frac{\int_0^s ds/\beta}{s}$

いま， $s = S - \frac{\xi}{\sin\theta_2}$， 即ち流出点では， $(\beta) = \overline{\beta}$，

また $\left(\frac{dY}{ds}\right)_{S-\xi/\sin\theta_2} = -\cos(\theta_1-\theta_2)$， となり，従つて，式－（５－２－７）より次の関係を得る．

$$\left(\frac{dY}{ds}\right)_{S-\xi/\sin\theta_2} = \frac{-\frac{q'}{k}/\overline{\beta}}{\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1} = -\cos(\theta_1-\theta_2) \qquad (5-2-7')$$

従って
$$q' = k\left\{\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L - X_\xi)\cot\theta_1\right\}\cos(\theta_1-\theta_2)\cdot\overline{\beta} \qquad (5-2-8)$$
式－（5－2－6）と式－（5－2－8）とを等しいとおき
$$\frac{H_1-S}{\sin\theta_1} + L\cot\theta_1 = h$$
を用いると，
$$h^2 - \left\{\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1\right\}^2 = 2\left(S - \xi/\sin\theta_2\right)$$
$$\times\left\{\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1\right\}\cos(\theta_1-\theta_2)$$
$$\therefore\ \xi^2\left\{\frac{2}{\sin\theta_1\sin\theta_2} - \frac{1}{\sin^2\theta_1}\right\}$$
$$-2\xi\left\{S\frac{\cos(\theta_1-\theta_2)}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1\left(\frac{1}{\sin\theta_1} - \frac{\cos(\theta_1-\theta_2)}{\sin\theta_2}\right)\right\}$$
$$+\left\{h^2 - (L-X_\xi)^2\cot^2\theta_1 - 2S(L-X_\xi)\cot\theta_1\cdot\cos(\theta_1-\theta_2)\right\} = 0 \qquad (5-2-9)$$

いま，
$$\left.\begin{aligned} &\frac{2}{\sin\theta_1\sin\theta_2} - \frac{1}{\sin^2\theta_1} = A \\ &S\frac{\cos(\theta_1-\theta_2)}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1\left(\frac{1}{\sin\theta_1} - \frac{\cos(\theta_1-\theta_2)}{\sin\theta_2}\right) = B \\ &h^2 - (L-X_\xi)^2\cot^2\theta_1 - 2S(L-X_\xi)\cot\theta_1\cos(\theta_1-\theta_2) = C \end{aligned}\right\} \quad (5-2-10)$$
とおくと，
$$\xi^2 A - 2\xi B + C = 0$$
これより ξ を求めると
$$\xi = \frac{1}{A}\left(B - \sqrt{B^2 - AC}\right) \qquad (B^2 > AC) \qquad (5-2-11)$$

特に，$\theta_1 = \theta_2$ の場合は，式－（5－2－10）の各項が
$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{1}{\sin^2\theta_1} \\ B &= \frac{S}{\sin\theta_1} \\ C &= h^2 \end{aligned}\right\} \quad (5-2-10')$$
となるから，式－（5－2－11）は次のように表し得る。
$$\xi = \sin^2\theta_1\left(\frac{S}{\sin\theta_1} - \sqrt{\frac{S^2}{\sin^2\theta_1} - \frac{h^2}{\sin^2\theta_1}}\right)$$
$$\xi = \left(S - \sqrt{S^2 - h^2}\right)\sin\theta_1 \qquad (5-2-12)$$

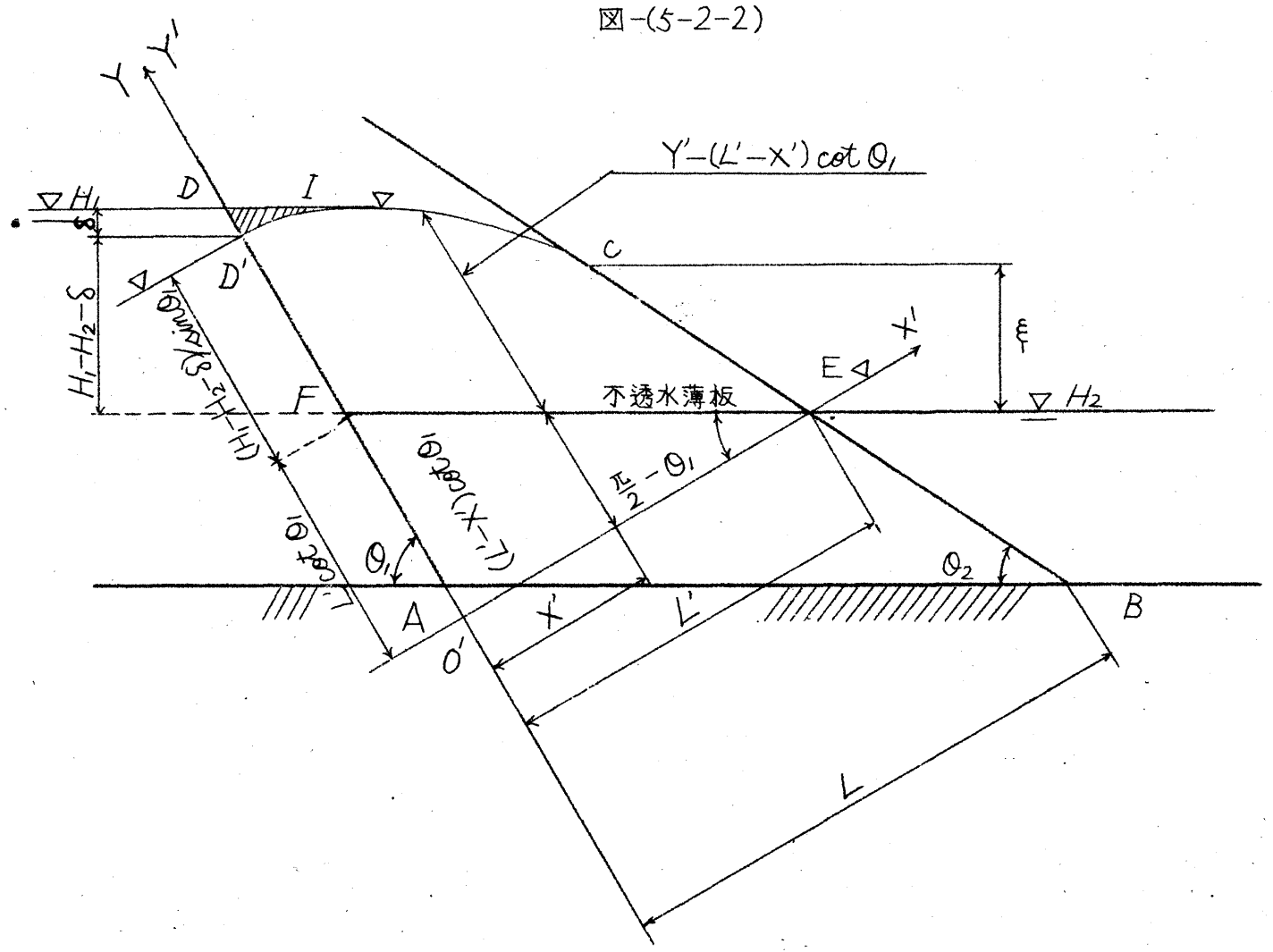
自由流線D′ICは式－（5－2－3）によって求められ，流出弁の位置は式－(5－2－11) 或は式－（5－2－12）によって与えられる。Sの値を正しく評価すれば，式-(5-2-11)或は式－（5－2－12）で求めた $Y_{s=S-\xi/\sin\theta_2}$ の値と $\frac{\xi}{\sin\theta_1} + (L-X_\xi)\cot\theta_1$ で与えられるものが同じ値になるはずである。

Sの値のとり方が正しければ，式－（5－2－3）によって求めた自由流線のX軸よりの最大縦距に相当する弁Iと上流水面とが同一の高さにある筈である。ところがもし高さが合わなければ，同じ高さになるまでSの値を変えてその都度式－（5－2－3）を用いて自由流線の形を求めなおす必要がある。このようにして正しい自由流線D′ICを得れば，弁Dと弁Iとを水平線で連絡する。このようにして得られた線DICが求める自由水面である。以上の考え方が成立するのは $\frac{h}{h_x} \leqq L_p$（L_p は6で説明）の領域であり，$\frac{h}{h_x} \geqq L_p$ の領域では $\frac{h}{h_x} = L_p$ の時の水面曲線を基準として $\frac{h}{h_x} - L_p$ の値だけ流入弁並びに流出弁が上昇し，その間の水面曲線も全般的に平行に上へあがる。

4、　$H_2 > 0$ の場合の自由水面

この場合は H_1 が H_2 よりも高くなると滲透が行われ，しかも流出点が現れる。図－（5－2－2）の下流水面を堤体内へ延長した面EFが限界対応状態における水面である。従って考え方としては，他の場合に考えたと

図－(5-2-2)



同様に不透水の薄板を面EFに沿うておいたと考える。このため自由水面の形状がこれをおかない前と変らないことは勿論で，これによって上下流水位差による面EFより上の堤体内のポテンシャル勾配が自由流線の勾配のみによって支配されるようにするわけである。この場合の自由水面の形を求めるために次のような考え方をする。面EFより上の流れのみに着目すると，この流れは自由水面の勾配によって直接支配されている。この流れを直接考える代りに，3．で行ったように，流入面D'Fが鉛直になるまで堤体を回転して，面EFをとり外し，その代り点Eから面D'Fに下した垂線の足O'を原点とした面O'Eに新しく不透水の薄板をおいて，これを假想水平面とし，点D'に上流水面，点Eに下流水面をおいた流れを考える。このような流れの自由流線や面EFより上の流線の形は，もとの流れにおけるそれらと殆んど変らないものと考えられ，従ってこのような流れの面EFより上の流量を q' とし，O'EをX'軸，O'D'をY'軸に選び，自由流線上の1点の座標を (X', Y') とすると，3．の場合の式－（5－2－2）～（5－2－12）と同様な関係式がこの場合にも成立することとなる。但しこの場合はさきの場合の X_ξ, Y, L, q' の代りに，それぞれ X'_ξ, Y', L', q' 等の値を用い，$H_1-\delta$ の代りに $H_1-H_2-\delta$ を用いる。またSの値は自由流線D'ICの長さにCEの長さを加えたもの，ξ の値は下流水面と流出点との高さの差であることなどに注意をすればよい。こうして $H_2=0$ の場合と同様にして自由流線，従って自由水面を求めることができる。この時も上の関係が成立するのは $h' \leqq L'_p$ の領域であり，$h' \geqq L'_p$ の領域では $H_1 = H_2 + L_p$ の時の水面曲線を基準としてこれに平行なこれより $H_1 - H_2 - L'_p$ だけ上にあがった水面曲線となる。

5．　$H_2=0$ の場合の滲透流量

矩形断面の堤体の場合と同様，自由流線が近似的に動水勾配線になっているものと考える。自由流線上の1点 (X, Y) を通る等ポテンシャル線の長さを $\beta \cdot Y$ で表し，単位幅あたりの流量を q とすると次式で示される。

$$q = -k\beta y \frac{dy}{ds} \qquad (5-2-13)$$

これを変形して積分し，$s=0$では$y=H_1$としてyを求めると

$$y = \sqrt{H_1^2 - \frac{2q}{k}\int_0^s \frac{ds}{\beta}}$$

矩形断面の時の流出点の位置$s = S-\xi$，$y=\xi$の代りにこの場合は$s = S-\xi/\sin\theta_2$，$y=\xi$を用いて矩形断面堤体の時と同様に処理すれば次式を得る．

$$q = k\frac{H_1^2-\xi^2}{2(S-\xi/\sin\theta_2)}\beta \qquad (5-2-14)$$

この式のξは式－(5－2－11)或は(5－2－12)により与えられる．Sは図－(5－2－1)の点Ⅰより点Cを経て点Bまでの長さ。以上の関係は$H_1 \leqq L$という領域内において成立するが，$H_1 \geqq L_p$の領域では$H_1=L_p$の時のqの値を$q_{2\cdot c}$とすれば，6．の$H_1 \geqq (H_{1\cdot c})_2$の範囲の浸透流量と同様な関係が成立し，式－(5-2-32)が適用される．

6　$H_2 > 0$の場合の浸透流量

(1) $(H_{1\cdot c})_1 \geqq H_1$ の範囲　この時の動水勾配線は点Ⅰを終点とし，下流水面H_2と流出面との交点Ⅱを始点とする上凸曲線をとる。いま点Ⅱよりこの線に沿うて測つた長さをs，この線の水平不透水層よりの高さを$\bar{h}_1$とすると，単位幅あたりの流量qは透水係数kを用いると次式で表される．

$$q = k\,\bar{h}_1\frac{d\bar{h}_1}{ds} \qquad (5-2-15)$$

この式より

$$q = k\frac{H_1^2-H_2^2}{2S} \qquad (5-2-16)$$

但し，Sは動水勾配線の全長である．

またこれにより，

$$\bar{h}_1 = \sqrt{H_2^2 + \frac{H_1^2-H_2^2}{S}s} \qquad (5-2-17)$$

従って，

$$\frac{d\bar{h}_1}{ds} = \frac{H_1^2-H_2^2}{2\bar{h}_1 S} \qquad (5-2-18)$$

$\frac{d\bar{h}_1}{ds}$は$\bar{h}_1 = H_2$のところで最大値を示し，その値は次のようになる。

$$\left(\frac{d\bar{h}_1}{ds}\right)_{s=0} = \frac{H_1^2-H_2^2}{2H_2 S}$$

ところで，この値がとり得る限界値として次のように考える．$\theta_2 < 30°$の範囲内にθ_2の値がある場合には，この値が$\sin\theta_2$に等しくなる時が限界勾配であり，$\theta_2 \geqq 30°$の範囲内にθ_2の値が与えられる時には，θ_2の値の如何に係らず$\sin 30° = \frac{1}{2}$という値をとる時がそれである。この限界勾配までは式－(5-2-16)が成立する範囲である。即ち次のように書ける。

$$\left.\begin{aligned} \theta_2 < 30°;\quad & \frac{H_1^2-H_2^2}{2S} = \sin\theta_2 \\ \theta_2 \geqq 30°;\quad & \frac{H_1^2-H_2^2}{2S} = 0.5 \end{aligned}\right\} \qquad (5-2-19)$$

これによりH_2に対するH_1の値を求め，その時のH_1の値を特に$(H_{1\cdot c})_1$とすると，

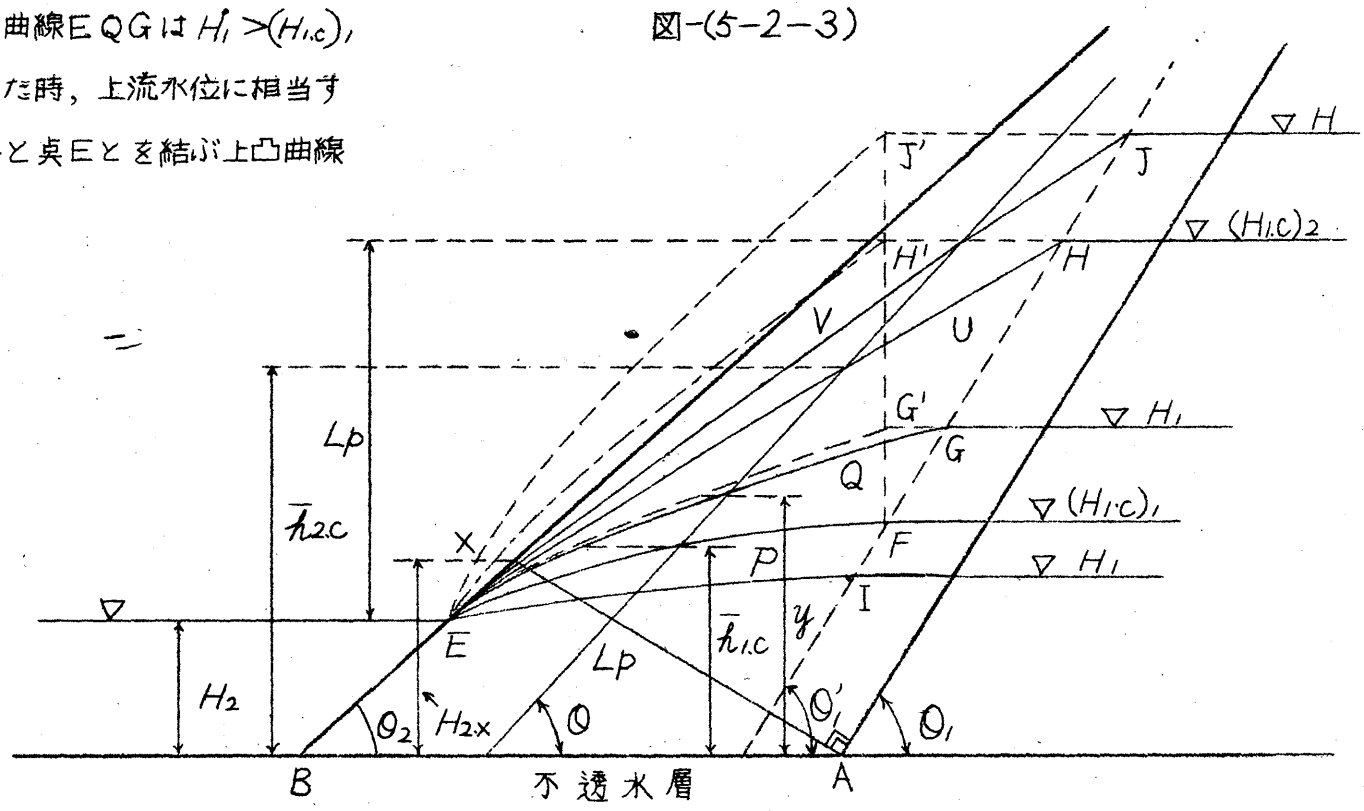
$$\left.\begin{aligned} \theta_2 < 30°;\quad & (H_{1\cdot c})_1 = \sqrt{H_2(H_2+2S\sin\theta_2)} \\ \theta_2 \geqq 30°;\quad & (H_{1\cdot c})_1 = \sqrt{H_2(H_2+S)} \end{aligned}\right\} \qquad (5-2-20)$$

$H_1 = (H_{1\cdot c})_1$の時の流量を$q_{1\cdot c}$とすれば，

$$\left.\begin{aligned} \theta_2 < 30°;\quad & q_{1\cdot c} = kH_2\sin\theta_2 \\ \theta_2 \geqq 30°;\quad & q_{1\cdot c} = k\frac{H_2}{2} \end{aligned}\right\} \qquad (5-2-21)$$

(2)　$H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の範囲　図－(5－2－3)の曲線EPFは与えられた H_2 に対して $H_1=(H_{1.c})_1$ となつた時の限界動水勾配線を示す．曲線EQGは $H_1>(H_{1.c})_1$ になつた時，上流水位に相当する点Gと点Eとを結ぶ上凸曲線

図-(5-2-3)



でその縦距が次式で与えられるものとする．

$$(y)_\theta = H_2 + \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_1 - H_2}\left\{(\bar{h}_{1.c})_\theta - H_2\right\} \qquad (5-2-22)$$

添字θは図の傾角θという線上のものを表す．さらにこの曲線を図の点Fを通る鉛直の位置までひき起したものを考え，その勾配を求めると，

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_1 - H_2}\frac{d\bar{h}_{1.c}}{dx} \qquad (5-2-23)$$

他方，曲線－$(y)_\theta$ 及び曲線－$\bar{h}_{1.c}$ は次の関係を満足するものと考える．

$$\left.\begin{aligned} q &= v\frac{(y)_\theta}{\sin\theta} = v'\left\{(y)_\theta - H_2\right\}/\sin\theta \\ q_{1.c} &= v_{1.c}\frac{(\bar{h}_{1.c})_\theta}{\sin\theta} = v'_{1.c}\left\{(\bar{h}_{1.c})_\theta - H_2\right\}/\sin\theta \end{aligned}\right\}. \qquad (5-2-24)$$

これと式－(5－2－22)とより

$$q = q_{1.c}\frac{v'}{v'_{1.c}}\frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_1 - H_2} \qquad (5-2-25)$$

この式の v' 及び $v'_{1.c}$ がそれぞれ $\frac{dy}{dx}$ 及び $\frac{d\bar{h}_{1.c}}{dx}$ の1無に比例しているものと仮定すると，矩形断面の場合と同様にして，次式を得る．

$$q = q_{1.c}\frac{(H_1 - H_2)^2}{\left[(H_{1.c})_1 - H_2\right]^2} \qquad (5-2-26)$$

次に，この式の成立する範囲，特にその上限界について吟味をする．図－(5－2－3)の点Aより流入面に垂線を立てて，その足を点X，その長さを L_p とする．点Xの高さを $H_{2\cdot x}$ で表すと，$H_2 \leqq H_{2\cdot x}$ によって速度ポテンシャルφの減少状態が異る．

$H_2 = H_{2\cdot x}$ の時は，線AX上ではφは直線的に減少し，その減少割合は $H_1 - H_2/L_p$ で一様である．

$H_2 > H_{2\cdot x}$ の時は，下流水面と流出面との交点より流入面に下した垂線の長さを L_p' とすると，この時はφは $H_1 - H_2/L_p'$ の割合で垂線上で一様に減少する．$H_2 < H_{2\cdot x}$ の時は，φは点Aを通る流線上で一様に減少せず

して，その減少率は点Aで最大値 H_1-H_2/Lp を示し，流出面に近付くにつれて小さくなっているものと考えられる。以上の場合をまとめると，H_2 に対する H_1 の限界値 $(H_{1.c})_2$ は次のように書ける。

$$\left.\begin{aligned} H_2 \leqq H_{2.x} \;;\quad (H_{1.c})_2 &= H_2 + Lp \\ H_2 > H_{2.x} \;;\quad (H_{1.c})_2 &= H_2 + L'p \end{aligned}\right\} \qquad (5-2-27)$$

H_2 に対して $H_1=(H_{1.c})_2$ の時の q の値を $q_{2.c}$ で示すと，

$$\left.\begin{aligned} H_2 \leqq H_{2.x} \;;\quad q_{2.c} &= q_{1.c}\frac{Lp^2}{[(H_{1.c})_1-H_2]^2} \\ H_2 > H_{2.x} \;;\quad q_{2.c} &= q_{1.c}\frac{L'p^2}{[(H_{1.c})_1-H_2]^2} \end{aligned}\right\} \qquad (5-2-28)$$

次に，$H_1 \geqq (H_{1.c})_2$ の範囲の滲透流量を調べる。図－（5－2－3）に示す曲線EVJは式－(5-2-22)で表されることは勿論であるが，また同時に $(H_{1.c})_2$ と H_2 との時の限界曲線EUH を基準にとると次のようにも書ける．

$$(y)_\theta = H_2 + \frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_2-H_2}\left[(\bar{h}_{2.c})_\theta - H_2\right] \qquad (5-2-29)$$

また，この曲線を点Fを通る鉛直線上の点J'に点Jがくるまでひき起したものの勾配を求めると，

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_2-H_2}\cdot\frac{d\bar{h}_{2.c}}{dx} \qquad (5-2-30)$$

さらに，さきの場合と同様に，次式が成立する．

$$q = q_{2.c}\,\frac{v'}{v'_{2.c}}\,\frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_2-H_2} \qquad (5-2-31)$$

ところで，v' 及び $v'_{2.c}$ がそれぞれ曲線－y 及び曲線－$\bar{h}_{2.c}$ の勾配の1.5乗に比例しているものと仮定すれば，次式が成立する。

$$q = q_{2.c}\,\frac{(H_1-H_2)^{2.5}}{[(H_{1.c})_2-H_2]^{2.5}} \qquad (5-2-32)$$

この式の適用範囲の上限界は次のようである。$\theta_1=\theta_2$ の場合は上限界はないが，$\theta_1>\theta_2$ の場合は図－（5－2－2）の点Iが流出面のところにくる時と考える。

7　実験の結果との比較

いろいろな断面について，下流水位 H_2 を4種類選び，それぞれの H_2 に対して H_1 の値を数多くとって実験を行った。これらの実験では，すべて Hele－Shaw の装置を選び，装置の間隙 $2d=0.185^{cm}$，$\nu=0.745^{cm^2/sec}$，従って $k=3.75^{cm/sec}$ とした．まず自由水面に関する実験結果の1，2を図－（5－2－4），～ 4 （5－2－7）に示す．図には実測した水面を破線で示し，計算によって求めたものを実線で示した．実測結果は毛管作用のために計算値よりも自由水面が数 mm 程度上昇しているが，大体よく両者は合っている．次に $2d$ 当りの流量を qd とし両対数方眼紙を用いて qd を縦軸に，H_1-H_2 を横軸にとって実験結果を図示したものを図－（5－2－8），（5－2－9）に示す．これらの図よりみると $H_2=0$ 以外の時の qd と H_1-H_2 との関係が極めてよく理論値と合っている。特に $(H_{1.c})_1$，$(H_{1.c})_2$，$q_{1.c}$，$q_{2.c}$ 等の値は驚くべき一致を示し，計算値を記入すると重なり合ってしまうので省いた．図－（5－2－10），（5－2－11）は実測水面曲線の1部を示すが，いずれも毛管作用が切らいているため1～2^{mm} 程度高くなっており，図－（5－2－2）の点Iの位置が H_1 の変化によって如何に変るかをも示している。写真－(5-2-2)～(5-2-7)には流入面の水平面となす角を異にした3種の上流側に傾いた堤体断面の自由流線並びに流線に関する実験結果の1部を示す。

図-(5-2-4)

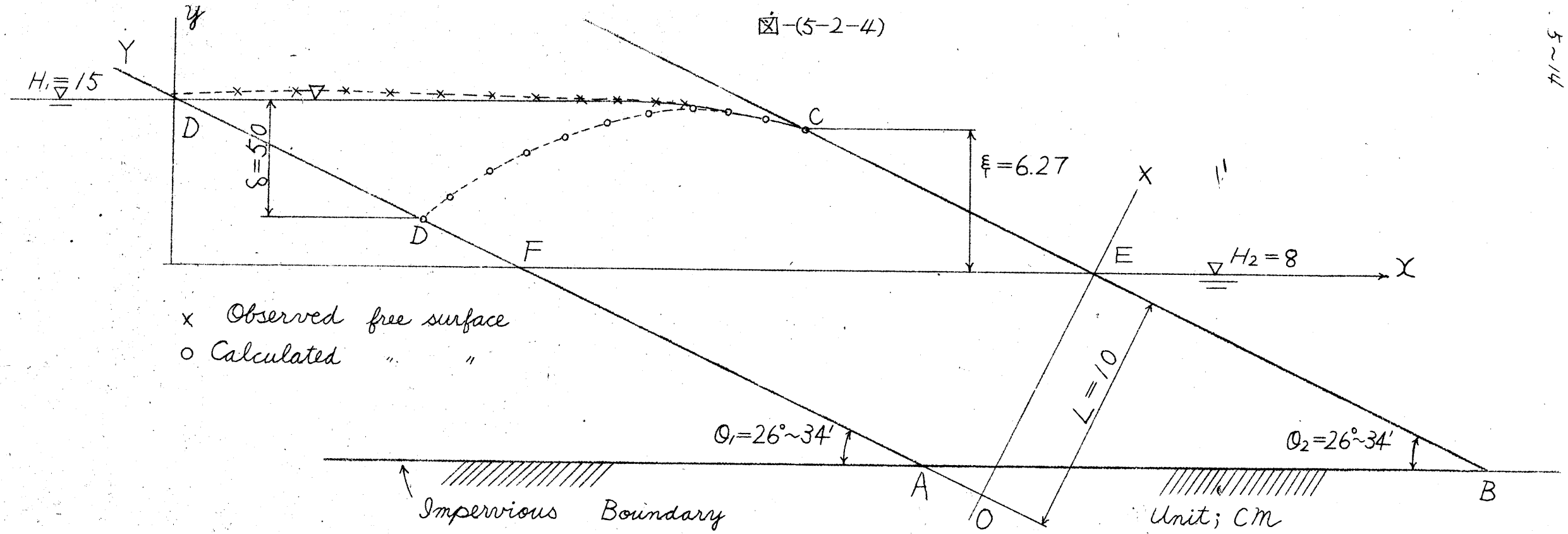

y
Y
$H_1 = 15$
D
$\delta = 5.0$
D
F
C
$\xi = 6.27$
X
E
$H_2 = 8$
x
× Observed free surface
o Calculated " "
$L = 10$
$\theta_1 = 26° \sim 34'$
$\theta_2 = 26° \sim 34'$
A
O
B
Impervious Boundary
Unit; cm

図-(5-2-5)

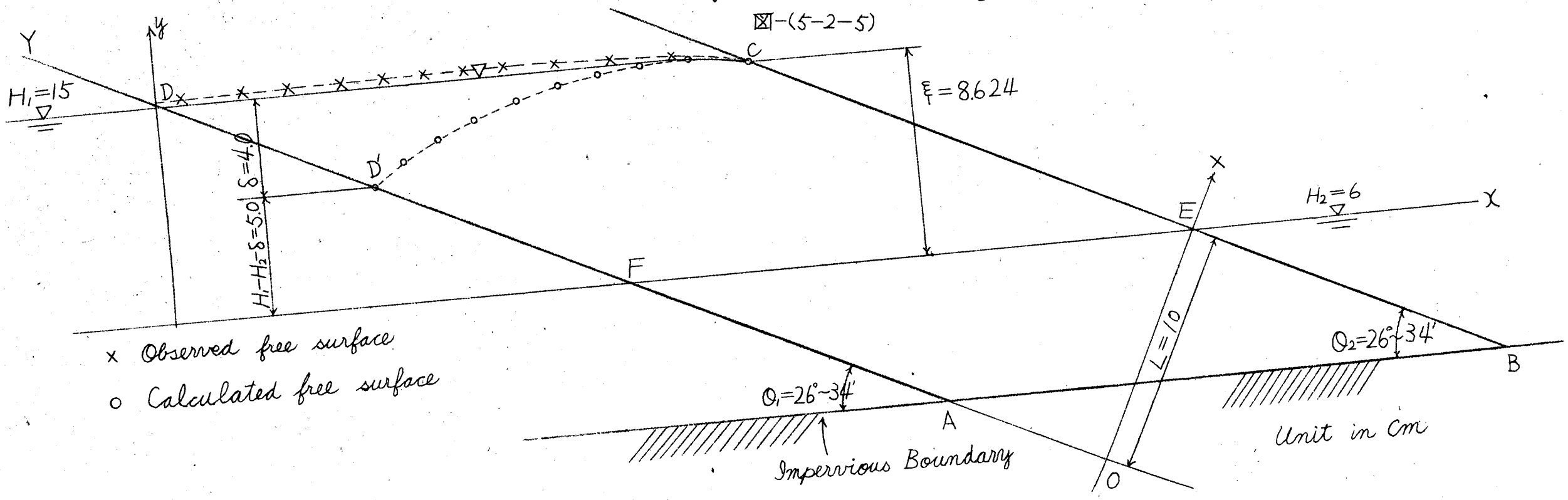
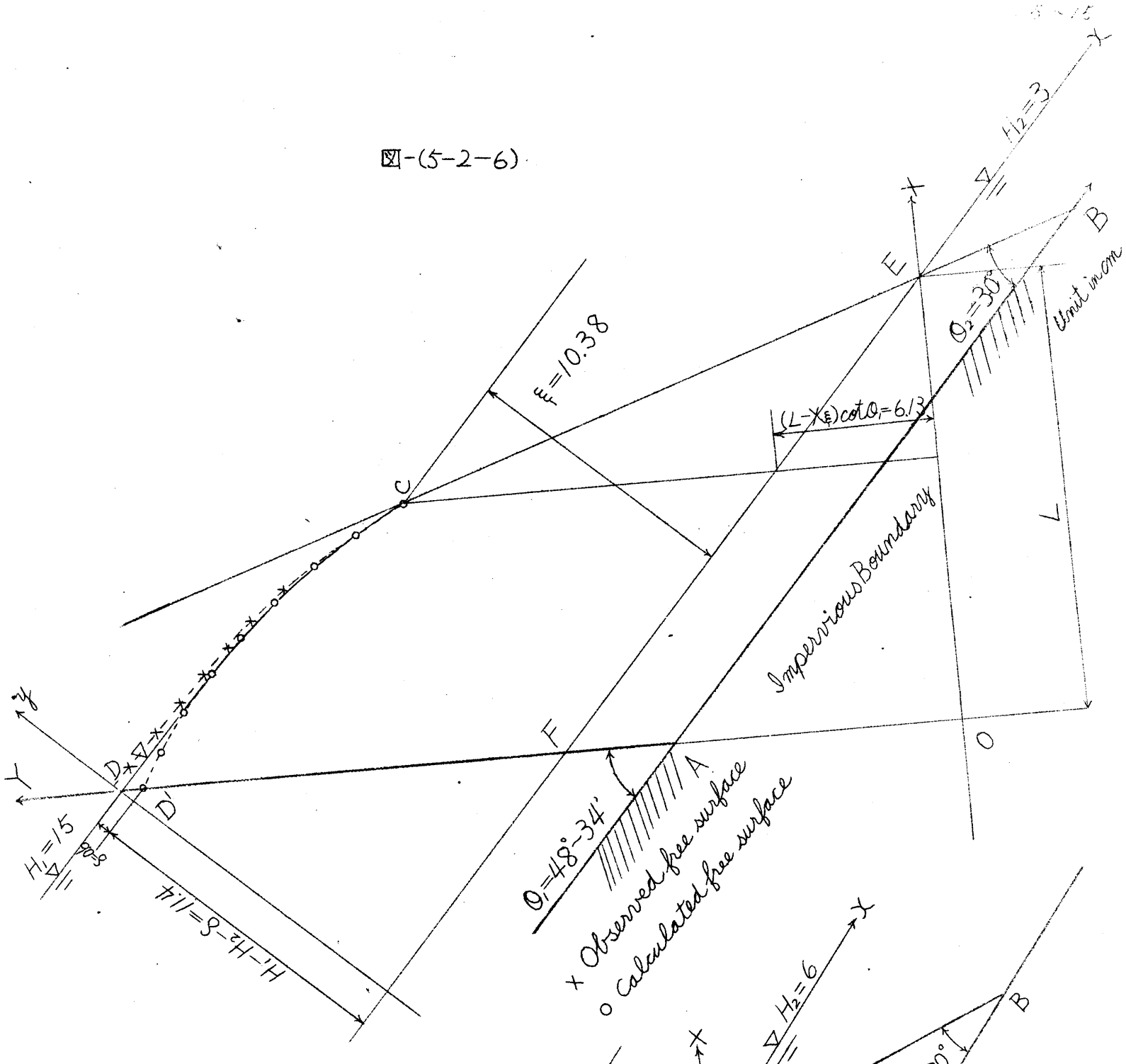
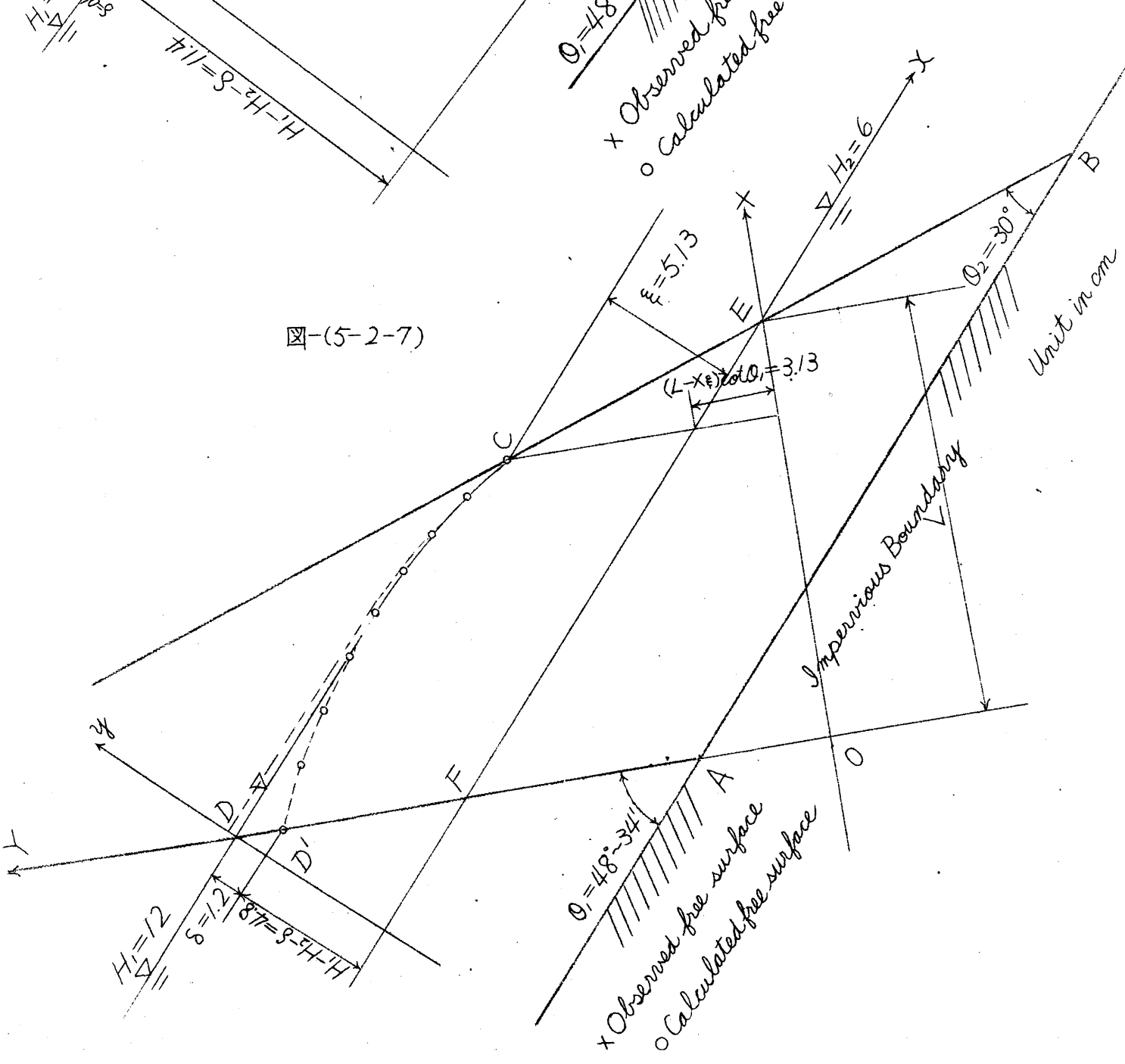

Y
y
$H_1 = 15$
D
$\delta = 4.0$
$H_1 - H_2 - \delta = 5.0$
D'
C
$\xi = 8.624$
X
E
$H_2 = 6$
x
F
× Observed free surface
o Calculated free surface
$L = 10$
$\theta_2 = 26° \sim 34'$
$\theta_1 = 26° \sim 34'$
A
B
Impervious Boundary
O
Unit in cm

図-(5-2-6)



$H_2=3$
$\xi=10.38$
$(L-X_\xi)\cot\theta_1=6.13$
$\theta_2=30°$
Unit in cm
Impervious Boundary
$\theta_1=48°-34'$
× Observed free surface
○ Calculated free surface
$H_1=15$
$H_1-H_2-\delta=11.4$

図-(5-2-7)



$H_2=6$
$\xi=5.13$
$(L-X_\xi)\cot\theta_1=3.13$
$\theta_2=30°$
Unit in cm
Impervious Boundary
$\theta_1=48°-34'$
× Observed free surface
○ Calculated free surface
$H_1=12$
$\delta=1.2$
$H_1-H_2-\delta=4.8$

図-(5-2-8)

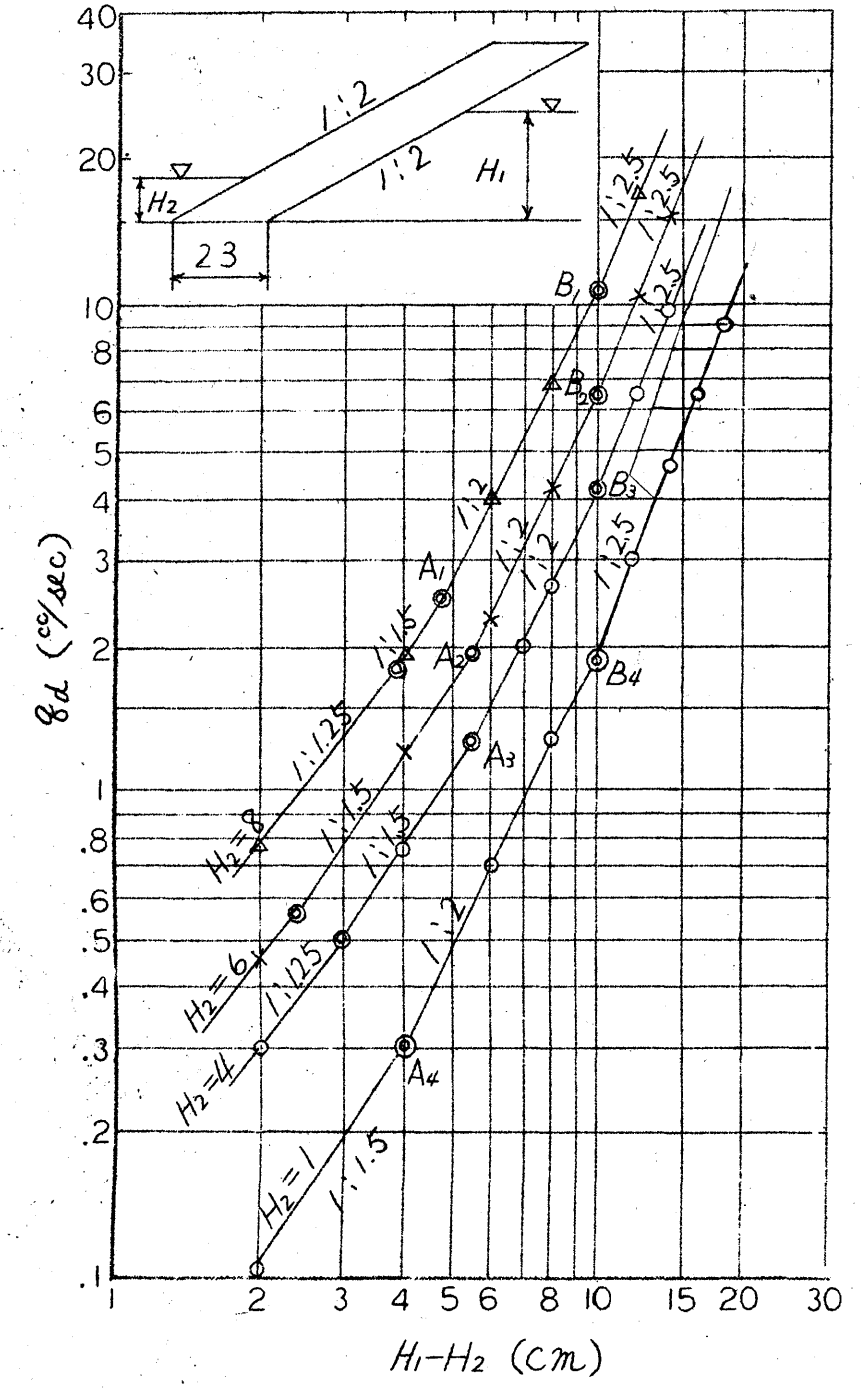

1:2
1:2
H1
H2
23
1:2.5
1:2.5
1:2.5
1:2.5
B1
B2
B3
B4
A1
A2
A3
A4
1:2
1:2
1:2
1:2.5
1:1.5
1:1.5
1:1.5
1:1.25
1:1.25
1:2
H2=8
H2=6
H2=4
H2=1
qd (cc/sec)
H1-H2 (cm)
40
30
20
10
8
6
5
4
3
2
1
.8
.6
.5
.4
.3
.2
.1
1
2
3
4
5
6
8
10
15
20
30

図-(5-2-9)

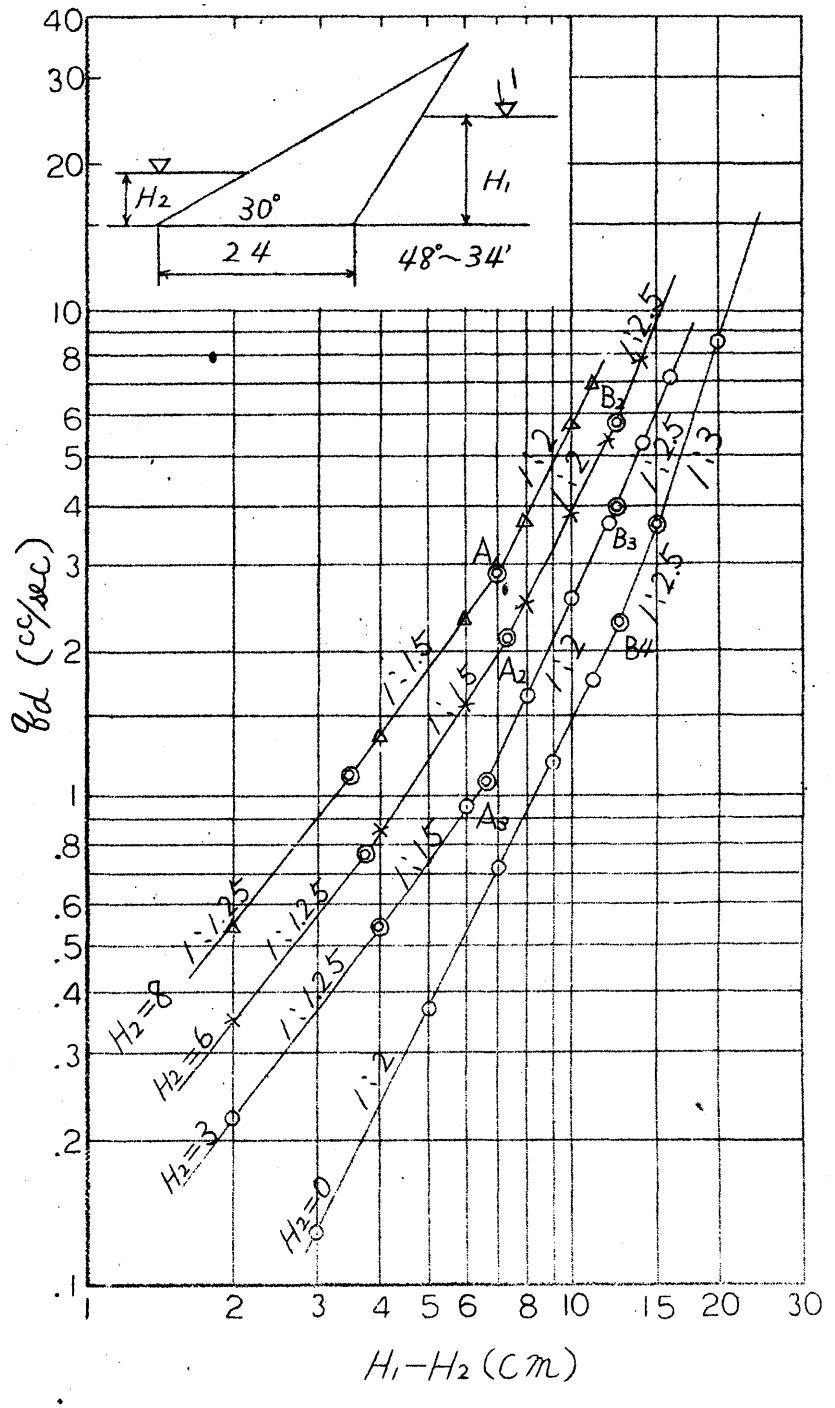
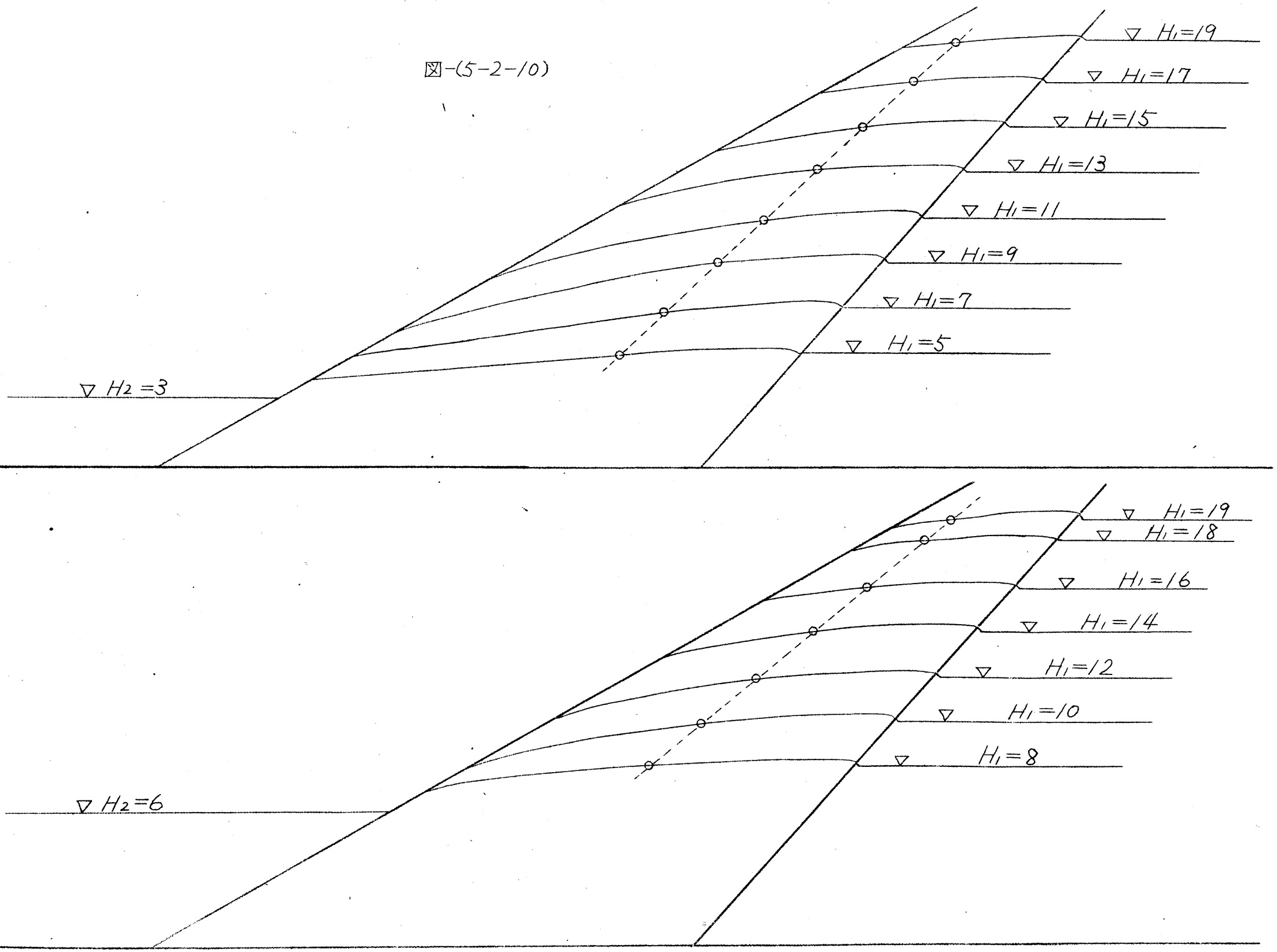
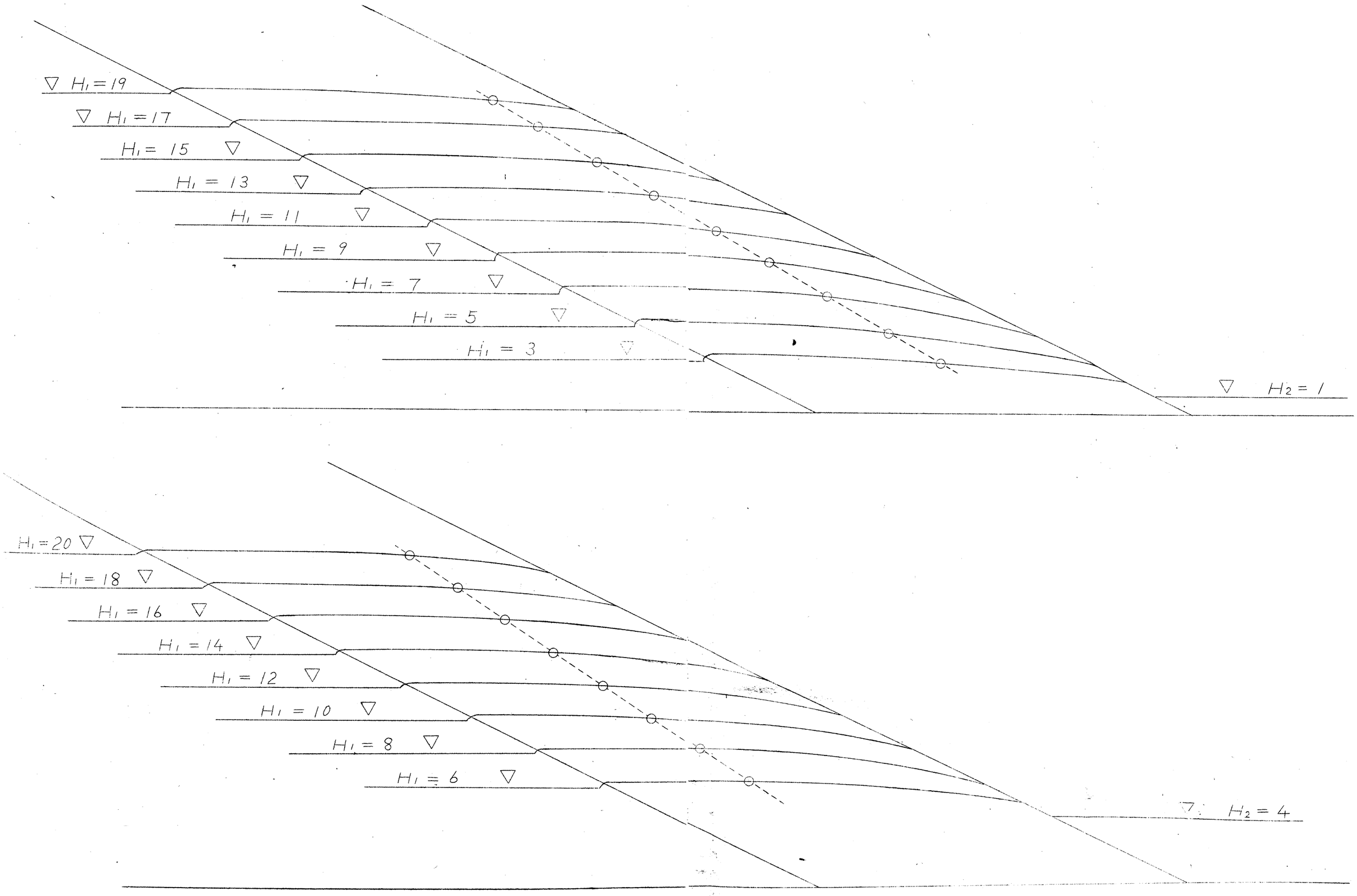

1
H1
H2
30°
24
48°~34'
1:2.5
1:2.5
1:2.5
1:3
B1
B2
B3
B4
A
A2
A3
A4
1:2
1:2
1:2
1:1.5
1:1.5
1:1.5
1:1.25
1:1.25
1:2
H2=8
H2=6
H2=3
H2=0
qd (cc/sec)
H1-H2 (cm)
40
30
20
10
8
6
5
4
3
2
1
.8
.6
.5
.4
.3
.2
.1
1
2
3
4
5
6
8
10
15
20
30

図-(5-2-10)

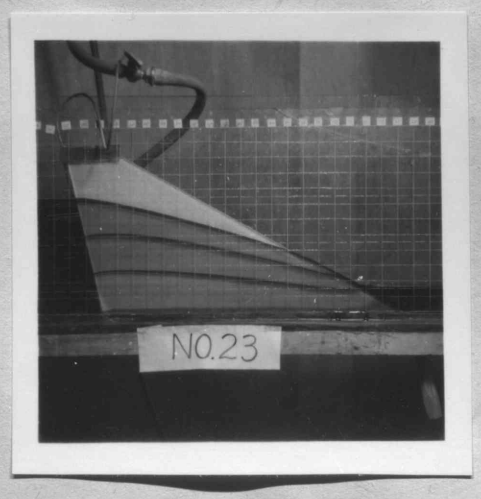

H1=19
H1=17
H1=15
H1=13
H1=11
H1=9
H1=7
H1=5
H2=3
H1=19
H1=18
H1=16
H1=14
H1=12
H1=10
H1=8
H2=6

5~18

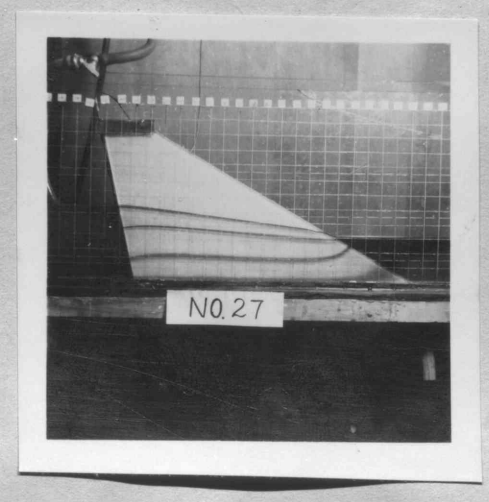
図－（5－2－11）


H1 = 19
H1 = 17
H1 = 15
H1 = 13
H1 = 11
H1 = 9
H1 = 7
H1 = 5
H1 = 3
H2 = 1
H1 = 20
H1 = 18
H1 = 16
H1 = 14
H1 = 12
H1 = 10
H1 = 8
H1 = 6
H2 = 4

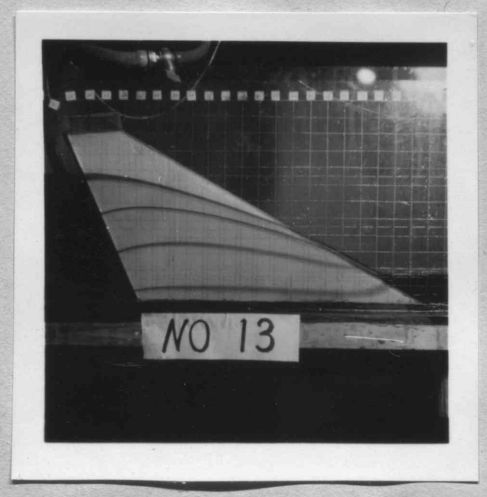
寫眞－（5－2－2）



寫眞－（5－2－3）

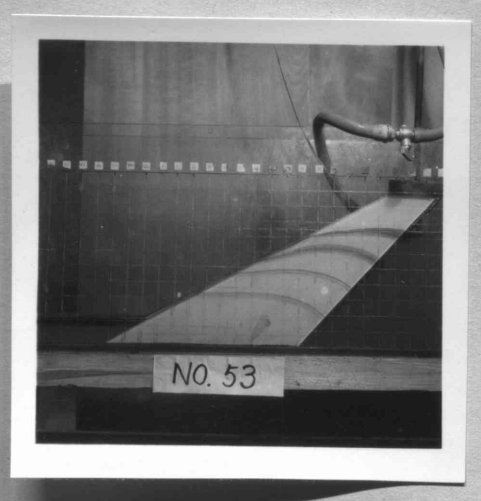


寫眞－（5－2－4）



寫眞－（5－2－5）

寫眞－（5－2－6）



寫眞－（5－2－7）

(III) 下流側に傾斜した堤体の滲透に関する理論

1 緒 言

堤体が鉛直或は内側に傾斜した流出面をもつ場合の滲透問題は比較的よく出合うものであり、従つて割合によく研究が行われてきた。しかし、心壁をもつ堤体などの滲透を研究する場合には、外側に傾斜した流出面をもつた堤体の滲透を明らかにしなければならないことが割合に多い。ところがこのような場合に関して未だ充分な研究がなく不明な点が多い現状である。著者はこのような滲透問題を理論的並びに実験的に研究して、他の場合にはみられないこの場合特有の滲透の特性を明らかにすることができた。

2 この場合の滲透の特徴

この時の滲透流特に毛管水流などのない重力水流に着目して、この流れに関する特徴をあげると大要次のようである。

a. 上流水位 H_1 が下流水位 H_2 より高くなつても直ちには流出点（*Austrittspunkt*）が現れず，断面に特有な或る限界水位を H_1 がとる時を限界対応水位として，これ以上 H_1 が大きくなり始めると始めて流出点が現れる。

b. 堤体断面の形状と上下流水位との綜合関係によって，自由水面の形状が上に凹な曲線をとる場合と，逆に上に凸な曲線をとる場合とに2大別される。前の場合は特に普通の水面曲線とは異つた興味深いものである。これら2つの水面曲線型をとる滲透流はそれぞれ性質の異つた限界対応水位を有する。上に凹な曲線型では自由水面の流出点における勾配が鉛直下向きにはならずに，下流面の水平に対する傾斜角に支配された或る特別な角度をとる。上に凸な曲線型では自由水面曲線の流出点附近の勾配は鉛直に近く下を向き，流出点では鉛直に下向く。

この2つの水面型は同じ断面においても，水位の値が変ると，始めの型から他の型へ移りまたその逆にも変化して，その変化は徐々である。即ち，凹と凸の2つの曲りをもつたS字曲線をとりながら滑らかに移り変る。

C 流量に関しては，*Dupuit－Forchheimer* 理論の適用範囲が，与えられた H_2 に対して H_1 が或る限界値をとるまでの H_1 の比較的小さい場合に限られる。その限界値は与えられた堤体断面の形状により異る値を示すが，上凹水面曲線を示す場合と上凸水面曲線を示す場合，流入面が流出面と平行な場合と平行でない場合などによつて，それぞれきまった公式により求めることができる。この限界値よりも H_1 が大きくなる場合の滲透流量は H_1 の値の如何によつてそれぞれ異つた流量法則に支配されるようになり，それらの流量法則の間にはまた H_1 の限界値が存在する。これらの限界値も上述のような堤体断面の形状によつて異るが，それぞれの *type* によつて決まった公式によって求めることが可能である。

3 上凹水面曲線

(1) 流出点が出現しない領域

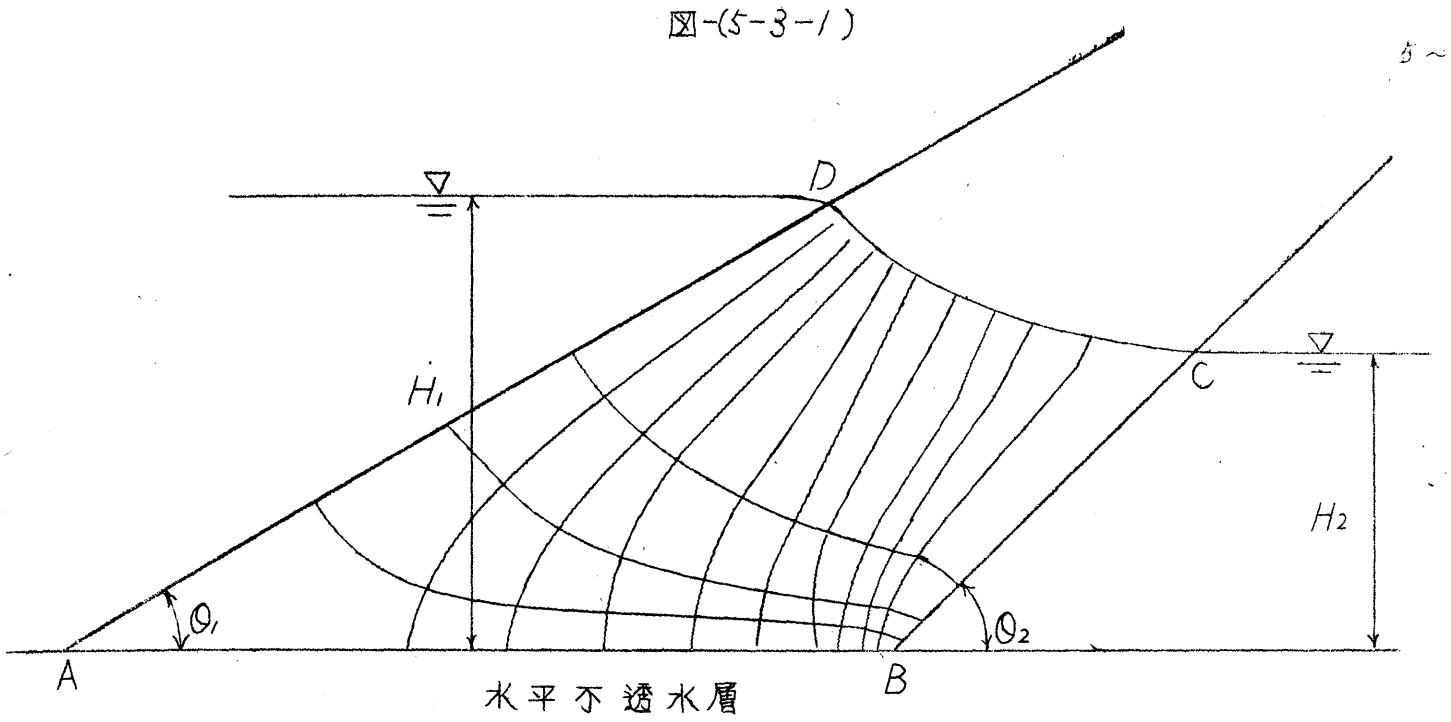
この場合の水面形は寫眞－（5－3－1）に示すような上に凹な曲線を示す。特に水面曲線はその堤体へ入る始点より終点に行くにつれて水平に近い勾配をとっていて，終点附近では所謂死水領域がある。

従ってこの水面は自由流線と一致しないことは明白であり，自由水面と自由流線或いは動水勾配線は別々に考えなければならない。さてこの時の自由水面曲線について考えよう。

図－（5－3－1）に示す点Dを起点として水面曲線に沿うて測つた

寫眞－（5－3－1）

図-(5-3-1)



長さをs，曲線上の点の水平不透水層よりの高さをyで表し，流出面の水平となす傾角を鋭角で測り，これをθ_2とする。いま透水係数をkとすると，水面曲線の形は，その上の任意の1点における曲線の勾配$\frac{dy}{ds}$に関係する流量$-ky\left(\frac{dy}{ds}\right)$と，流出面の傾角$\theta_2$に起因する流量$y\cot\theta_2$との差に相当する流量と密接な関係があることに着目して，次のような流量q'を考える。

$$q' = -ky\left(\frac{dy}{ds} + \cot\theta_2\right) \qquad (5-3-1)$$

$y\cot\theta_2$は$y/\sin\theta_2$という流積に$\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta_2\right)$という水面勾配を乗じたものである。この$q'$の値，即ち，$-ky\frac{dy}{ds}$と$ky\cot\theta_2$との2つの流量の差が最小になるような水面形状をとって水が滲透するものと考え，式－(5－3－1)をsで微分したものを0に等しいとおくと，次の微分方程式を得る。

$$y\frac{d^2y}{ds^2} + \left(\frac{dy}{ds}\right)^2 + \frac{dy}{ds}\cot\theta_2 = 0 \qquad (5-3-2)$$

これを，$s=0$では$y=H_1$，　$s=S$では$y=H_2$，という境界條件を用いて解くと次式を得る。

$$y = -s\cot\theta_2 + \sqrt{(s\cot\theta_2 + H_2)^2 + (H_1^2 - H_2^2)\left(1 - \frac{s}{S}\right)} \qquad (5-3-3)$$

ここにSは水面曲線の全長

従って，この曲線の勾配は次のようになる。

$$\frac{dy}{ds} = -\cot\theta_2 + \frac{2(s\cot\theta_2 + H_2)\cot\theta_2 - (H_1^2 - H_2^2)\frac{1}{S}}{2(y + s\cot\theta_2)} \qquad (5-3-4)$$

曲線の始点，$s=0$，　$y=H_1$，　では

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0} = -\cot\theta_2\left(1 - \frac{H_2}{H_1}\right) - \frac{1}{2H_1S}(H_1^2 - H_2^2) \qquad (5-3-5)$$

曲線の終点，　$s=S$，　$y=H_2$，　では

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S} = -\frac{H_1^2 - H_2^2}{2S(S\cot\theta_2 + H_2)} \qquad (5-3-6)$$

式－(5－3－3)で表される曲線は流入点即ち始点で極大の勾配$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0}$を有し，$s$が増すにつれて漸次減少して終点では極小の勾配$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S}$をもつた上に凹な曲線である。

次に上の諸式が適用される領域の限界について吟味をする。この場合$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0}$という値が実際に取りうる最大値は－1であり，この値をとる場合が1つの限界状態となることは明白である。

即ち　　$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0} = -1$

とおき，式をまとめると次のようになる．

$$\cot\theta_2 = \frac{2H_1S-(H_1^2-H_2^2)}{2(H_1-H_2)S} \qquad (5-3-7)$$

断面が与えられ，さらにH_2が与えられると，それらに応ずる限界上流水位$[H_{1c}]_1$が次式で求められる。

$$[H_{1c}]_1 = S_c(1-\cot\theta_2)+\sqrt{S_c^2(1-\cot\theta_2)^2+H_2(H_2+2S_c\cot\theta_2)} \qquad (5-3-8)$$

S_cは限界対応水位に対するSの値，この$[H_{1c}]_1$は試算によって求められる。

同様に，断面とH_1とが与えられると，それらに応ずる限界下流水位$[H_{2c}]_1$が次式で求められる。

$$[H_{2c}]_1 = -S_c\cot\theta_2+\sqrt{S_c^2\cot^2\theta_2-2H_1S_c(1-\cot\theta_2)+H_1^2} \qquad (5-3-9)$$

著者は上流及び下流水位が式－（5－3－8），（5－3－9）の関係を満足する相互関係を有する時に，これらを第1種の限界対応水位と名付ける．

ところが，与えられた堤体断面とH_1或はH_2のいずれかの値如何によっては，式－（5－3－8），式－（5－3－9）で計算して$[H_{1c}]_1$，或は$[H_{2c}]_1$を求めようと試みても，$[H_{1c}]_1$が断面に対してはるかに上方にしかなかったり，$[H_{2c}]_1$が不透水基礎よりも下にくるような結果となって，うまくこれらの値が得られない場合がある。このような場合というのは普通$\cot\theta_2 \leqq 0.5$，即ち$\theta_2 \geqq 63°\sim 26'$という傾角を流出面がとる場合で，このような時は4．で述べる上に凸な水面曲線を示すのである。

またこの外に，$H_2=0$という場合は，かりに式－（5－3－8）から$[H_{1c}]_1$を計算してうまく適当な値が求められても，実際には上に凹な曲線は生じ得ない．

この第1種の限界対応水位に応ずる水面曲線は限界対応水位の値とそれらに応ずるS_cの値などを式－(5-3-3)に代入すれば求められる。この曲線の勾配も，これらの値を式－（5－3－4）～式（5－3－6）に代入して求め得る．いま水面曲線の始点及び終点における勾配を$[H_{1c}]_1$，H_2，S_c等を用いて表すと次のようである。

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0,c} = -1 \qquad (5-3-10)$$

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=s,c} = -\frac{[H_{1c}]_1-([H_{1c}]_1-H_2)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2+H_2} \qquad (5-3-11)$$

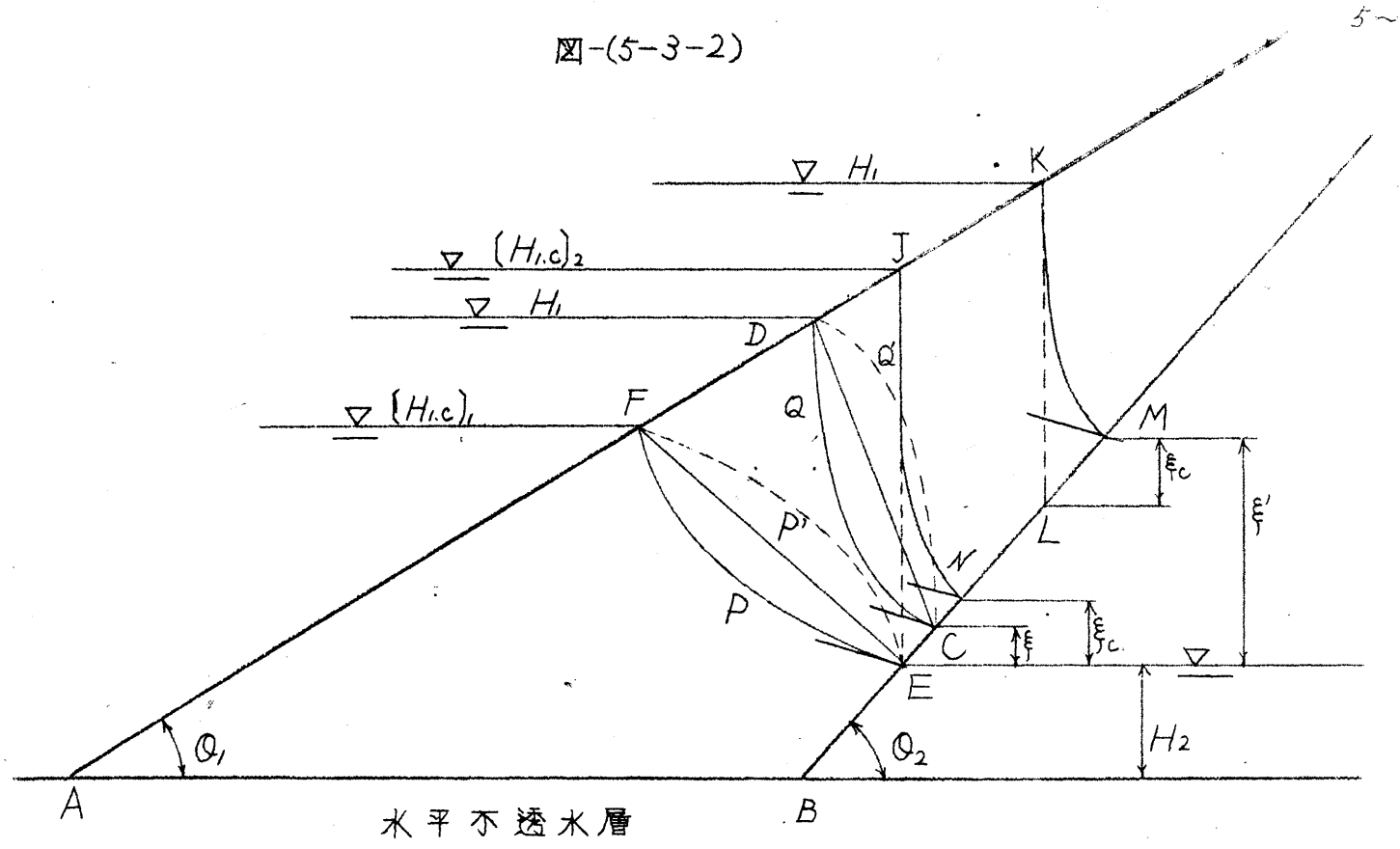
(2)　流出点が出現する領域

与えられた堤体断面に対して，上下流の水位差が前述の第1種の限界対応水位の関係よりもさらに大きくなる場合，即ち，与えられたH_2に対してH_1が$[H_{1c}]_1$よりも大きくなるか，或は与えられたH_1に対してH_2が$[H_{2c}]_1$よりも小さくなると，この領域では流出点が現れるのである。この領域内における滲透流は他の場合とは全く趣きを異にしたものであって，これを解明することは極めて興味深い。さて自由水面曲線の特徴や形状を明らかにしたい．

いまかりに，H_2を与えてH_1が$[H_{1c}]_1$よりも大きくなる場合を例にとって考えると，水面曲線の始点における勾配は式－（5－3－10）で与えられる値以上には大きくなり得ないということに着目すれば，この領域内ではH_1が如何なる値をとってもつねに－1という始点勾配の値をとるべきことは容易に考えられるわけである．水面曲線の終点，即ち，ここは流出点であるが，この点における曲線の勾配も式－（5－3－11）で示される値をとるであらうことは想像に難くない．そこで，この領域内の或る範囲内では水面曲線は始点で－1，流出点で式－（5－3－11）で示される勾配をつねにとり，上流水位が高まるにつれて，始点と流出点との中間の勾配が急になるものとする。

次に第1種の限界対応水位の水面曲線，即ち図－（5－3－2）の曲線FPEに沿うて不透水性の薄板をおい

図-(5-3-2)



たと仮想する．この時切論流れの自由水面の形状には変化がないものとし，この薄板より上の滲透流が勤水勾配線のみによって直接支配されていることになる。いまＦＰＥ及びＤＱＣの２流線間の流れを考える代りに，これら２曲線とＦＥ，ＤＣに対してそれぞれ逆対称な２流線ＦＰ′Ｅ及びＤＱ′Ｃの間の流れを考える。この流れの点Ｆでの勤水勾配は式－（５－３－11）で与えられ，点Ｃでのそれは－1である．　ところで流線ＤＱ′Ｃは普通の自由流線とは性質を異にしている故，これをもとにせず次のように考える。流入面，及び流出面での流積を$H_1-(H_{1.c})_1$，及びξと考え，さらにこれらに上述の勤水勾配をそれぞれ適用するのである。即ち次の関係を得る。

$$h(H_1-(H_{1.c})_1)\frac{(H_{1.c})_1-((H_{1.c})_1-H_2)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2+H_2}=h\xi\cdot 1 \qquad (5-3-12)$$

故に

$$\xi=(H_1-(H_{1.c})_1)\frac{(H_{1.c})_1-((H_{1.c})_1-H_2)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2+H_2} \qquad (5-3-13)$$

この式より流出点の位置が求められる．

この時の水面曲線は次のようにして求められる．

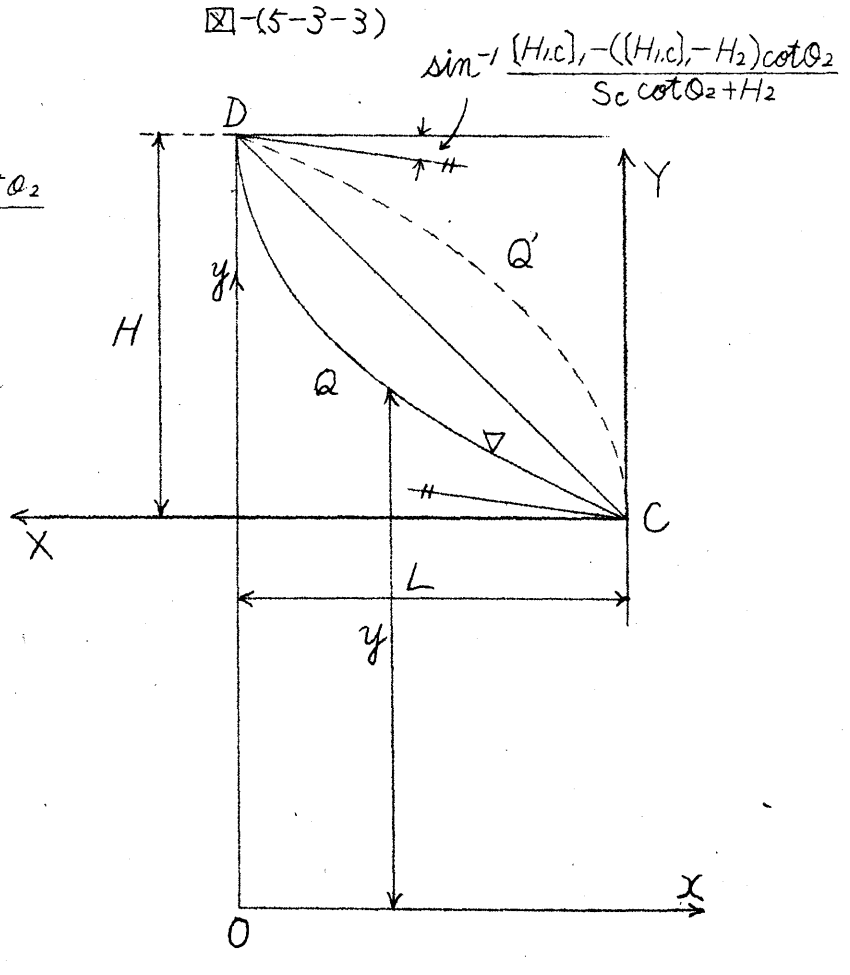
図－（５－３－３）の点Ｃは流出点を表し，この点で方向係数$-\tan\sin^{-1}\frac{(H_{1.c})_1-((H_{1.c})_1-H_2)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2+H_2}$を有し，始点Ｄで勾配－1をもった２次の抛物線として求める。このようにして式－(5-3-14)を得る。

$$y=H_1-\frac{2}{\sqrt{L}}\left(H_1-H_2-\xi-L\tan\sin^{-1}\frac{(H_{1.c})_1-((H_{1.c})_1-H_2)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2+H_2}\right)\sqrt{x}$$

$$-\frac{x}{L}\left(H_1-H_2-\xi-2\left\{H_1-H_2-\xi-L\tan\sin^{-1}\frac{(H_{1.c})_1-((H_{1.c})_1-H_2)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2+H_2}\right\}\right) \qquad (5-3-14)$$

式－（５－３－13），（５－３－14）の適用限界について吟味する．

図-(5-3-3)



上流水位が上昇し点Eを通る鉛直線と流入面との交点Jと同一の高さに来た時が限界となる。この時の H_1 を $(H_{1.c})_2$ で表すと，H_2 とこれとを著者は第2種の限界対応水位と呼ぶ。このようにして $(H_{1.c})_2 \geqq H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の領域では，理想水面曲線はその始点で鉛直，流出点で式－(5－3－11)の値をとり式－(5－3－14)で表される。実際の曲線は始点附近では上凸曲線の影響が理想上凹曲線に加わつた形をとる。

$H_1 > (H_{1.c})_2$ となり，図－(5－3－2)の点Kに相当する水位を H_1 がとる時の水面曲線は次のようになる．点Kより鉛直線を引き下流面との交点Lを求め，点Lより上方に限界状態の時の流出点の高さ ξ_c をとり下流面上に点Mを求めると，これがこの場合の流出点となる。そこで理想水面曲線は点Kで鉛直下向き，流出点Mでは式－(5－3－11)で与えられる勾配をとる2次の上凹抛物線となる。従つて，この場合の流出点の下流水面よりの高さ ξ' は次式で示される。

$$\xi' = \left(H_1 - (H_{1.c})_2\right)\cot\theta_1 \cdot \tan\theta_2 + \left\{(H_{1.c})_2 - (H_{1.c})_1\right\}\frac{(H_{1.c})_1 - \left((H_{1.c})_1 - H_2\right)\cot\theta_2}{S_c\cot\theta_2 + H_2} \qquad (5-3-15)$$

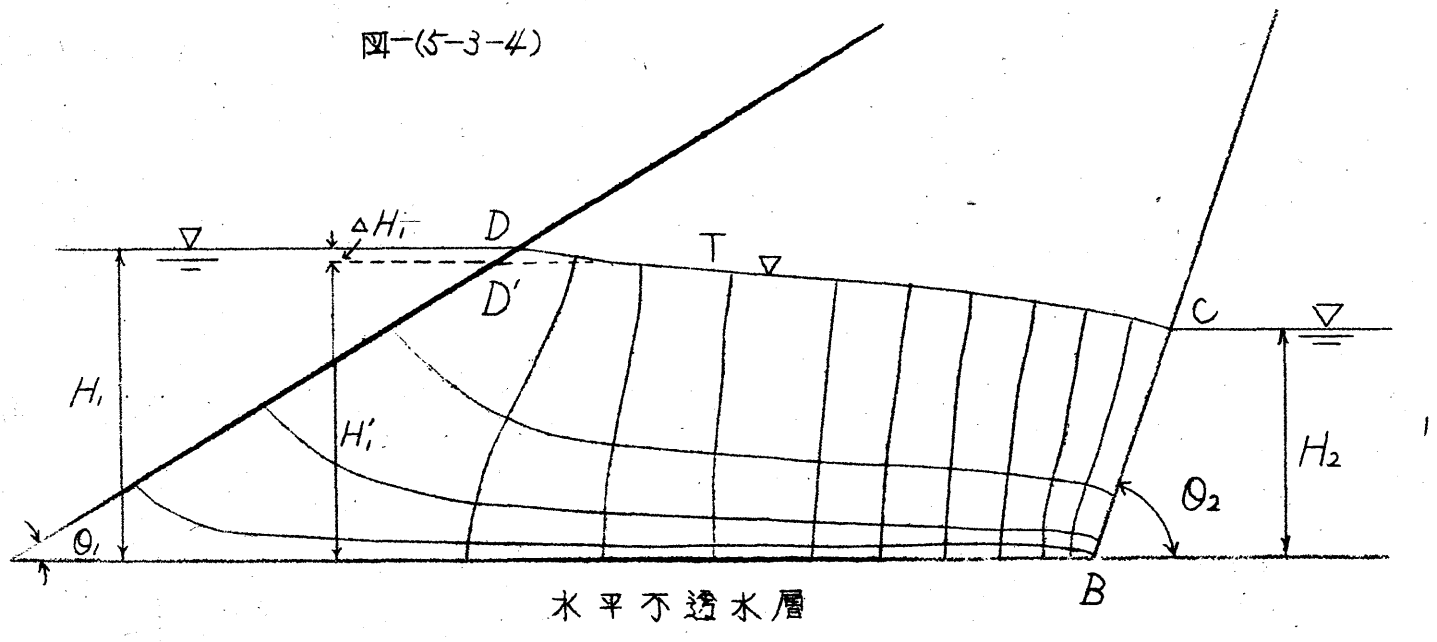
また水面曲線は式－(5－3－14)と同じ形の式で求められるが，ξ の代りに ξ' を用いる。この場合も，実際の水面曲線は逆対称な上凸曲線がその始部より相当区間を占め，漸次理想曲線に移るS字曲線となる。

4　上凸水面曲線

(1)　流出点が出現しない領域

この場合，自由水面は図－(5－3－4)に示すような上に凸な形状をとる。もつとも，流入点附近は多少流入面の影響をうけて上に凹状を呈するが，この部分を除けば終点に行くに従つて水平に近い傾斜より漸次下向き

図－(5－3－4)



に傾きを増している。この場合も自由水面は動水勾配線と形は似ているが一致しないのである。次にこの場合の理想水面曲線について考える。この場合の水面曲線と直線CD′に関して逆対称な曲線を考え，この逆対称曲線上の任意の点において3．(1) の始めに述べたと同じ関係が成立するものとする．そうすると逆対称曲線が式－(5－3－3)で示され，従つて水面曲線は式－(5－3－3)の y の代りに $H_1' + H_2 - y$，Δ の代りに $S - \Delta$ を入れて変形すると次式のようになつて求まる．但し，$H_1 = H_1' + \Delta H_1$ とする．

$$y = H_1' + H_2 + (S-\Delta)\cot\theta_2 - \sqrt{\left\{(S-\Delta)\cot\theta_2 + H_2\right\}^2 + (H_1'^2 - H_2^2)\frac{\Delta}{S}} \qquad (5-3-16)$$

従つて水面曲線の勾配は

$$\frac{dy}{ds} = -\cot\theta_2 - \frac{-2\left\{(S-\Delta)\cot\theta_2 + H_2\right\}\cot\theta_2 + \frac{(H_1'^2 - H_2^2)}{S}}{2\sqrt{\left\{(S-\Delta)\cot\theta_2 + H_2\right\}^2 + (H_1'^2 - H_2^2)\frac{\Delta}{S}}}$$

$$= -\cot\theta_2 + \frac{2\left\{(S-\Delta)\cot\theta_2 + H_2\right\}\cot\theta_2 - \frac{(H_1'^2 - H_2^2)}{S}}{2\left\{H_1' + H_2 + (S-\Delta)\cot\theta_2 - y\right\}} \qquad (5-3-17)$$

始点，　$s=0$，　$y=H_1$，では

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0} = -\frac{H_1'^2 - H_2^2}{2S(H_2 + S\cot\theta_2)} \qquad (5-3-18)$$

終点．　$s=S$，　$y=H_2$，では

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S} = -\cot\theta_2\left(1-\frac{H_2}{H_1'}\right) - \frac{1}{2H_1'S}\left(H_1'^2 - H_2^2\right) \qquad (5-3-19)$$

即ち式－（5－3－16）で示される曲線は始点で極小勾配 $\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0}$ を有しsが増すにつれて漸次増大し，終点で極大の勾配 $\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S}$ をとるところの上に凸な曲線である．

次に式－（5－3－16）～ 式－（5－3－19）が適用され得る領域の限界について吟味を行う。この場合は $\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S}$ の値が実際においてとり得る最大値を考えればよい。この最大値はさきの場合のように一ノとはならず，$-\cot\theta_2$ という値であると考える。ところで，この $\cot\theta_2$ の値には制限があって $\cot\theta_2 \leqq 0.5$ という関係を満足していなければならない。即ち $\theta_2 \geqq 63°\sim26'$ の場合には $\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S} = -\cot\theta_2$ という値をとる時が，この場合の流出点が現れない領域の限界であるものと考える。

式－（5－3－19）を用いてこの関係を表すと

$$\cot\theta_2 = \frac{H_1'^2 - H_2^2}{2H_2S} \qquad (5-3-20)$$

堤体断面が与えられ，さらに H_2 が与えられると，それらに相応ずる限界上流水位 $\{H_{1.c}\}_1$ が次式で求められる。

$$\{H_{1.c}\}_1 = \sqrt{H_2(H_2 + 2\bar{S}_c\cot\theta_2)} \qquad (5-3-21)$$

$\bar{S}_c$ はこの時の限界対応水位に対するSの値，ところでこの値は実際の上流水面 $\{H_{1.c}\}_1$ よりも $\Delta H_{1.c}$ だけ低いものと考えられるから

$$\{H_{1.c}\}_1 = \sqrt{H_2(H_2 + 2\bar{S}_c\cot\theta_2)} + \Delta H_{1.c} \qquad (5-3-21')$$

同様に H_1 が与えられた時，これに対する H_2 は

$$\{\bar{H}_{2.c}\}_1 = -\bar{S}_c\cot\theta_2 + \sqrt{\bar{S}_c^2\cot^2\theta_2 + (H_1 - \Delta H_{1.c})^2} \qquad (5-3-22)$$

著者は上流及び下流水位が式－（5－3－21'），（5－3－22）の関係を満足してある時，これらを第3種の限界対応水位と稱する。この時の水面曲線は式－（5－3－16）に限界時の値を入れると求め得る。また式－（5－3－18），（5－3－19）より次式を得る。

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0,c} = -\frac{\left[\{\bar{H}_{1.c}\}_1^2 - H_2^2\right]H_2}{\left[\{\bar{H}_{1.c}\}_1^2 + H_2^2\right]\bar{S}_c} \qquad (5-3-23)$$

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S.c} = -\cot\theta_2 \qquad (5-3-24)$$

次に，$\theta_2 < 63°\sim26'$ の時でも H_2 の値によっては上凸水面曲線が現れることがある。このとき $\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S.c} = -0.5$ となる．故にこの場合の流出点が現れると否との限界の対応水位は次式で示される．

$$\{\bar{H}_{1.c}\}_1 = \sqrt{H_2(H_2 + \bar{S}_c)} \qquad (5-3-25)$$

従って

$$\{H_{1.c}\}_1 = \sqrt{H_2(H_2 + \bar{S}_c)} + \Delta H_{1.c} \qquad (5-3-25')$$

また，

$$\{\bar{H}_{2.c}\}_1 = -0.5\bar{S}_c + \sqrt{0.25\bar{S}_c^2 + (H_1 - \Delta H_{1.c})^2} \qquad (5-3-26)$$

著者は上下流水位がこれらの関係を満足している時，これらを第4種の限界対応水位と呼ぶ．この時の水面曲

線の始点及び終点における勾配は次の通りである。

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=0,c} = -\frac{(\bar{H}_{1,c})_1^2 - H_2^2}{2\bar{S}_c(H_2+0.5\bar{S}_c)} \qquad (5-3-27)$$

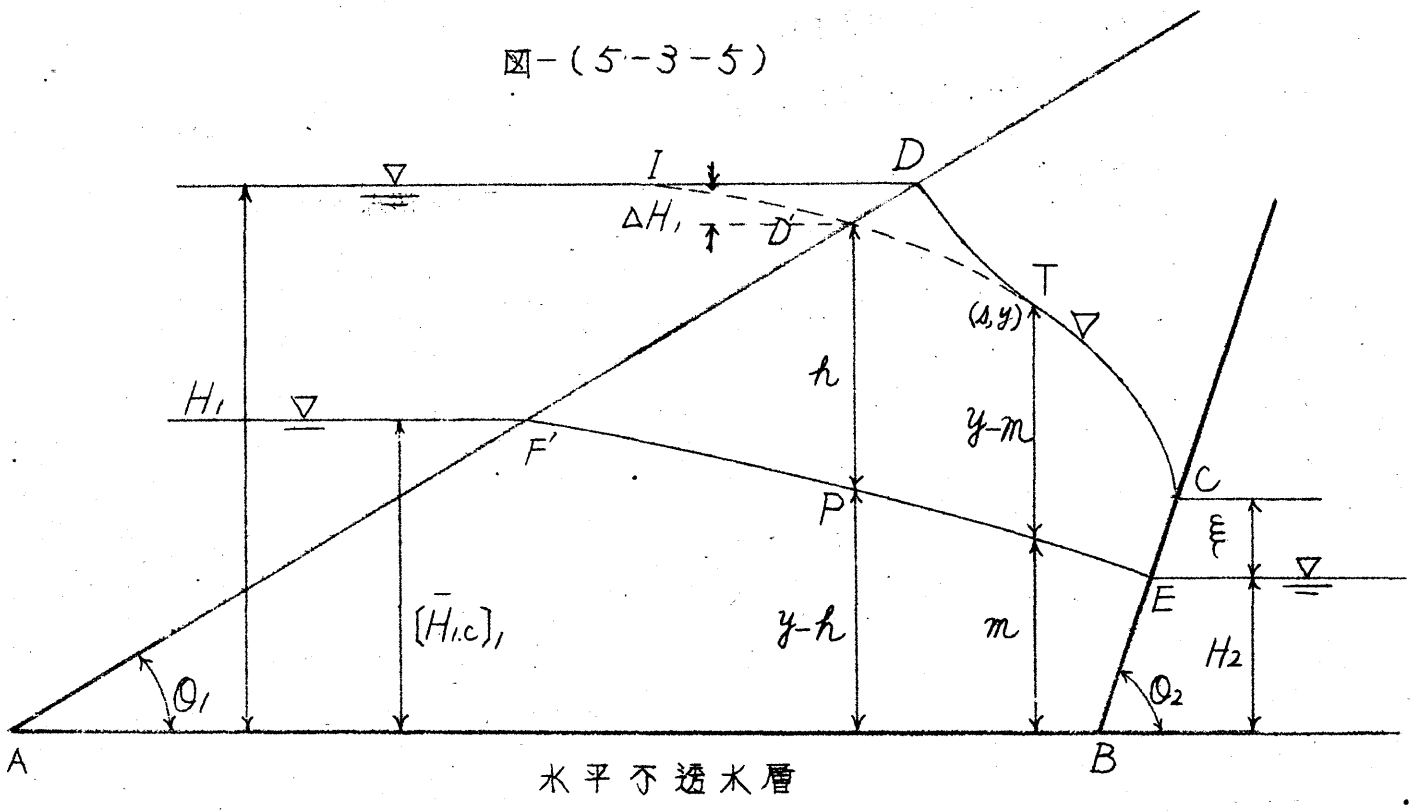
$$\left(\frac{dy}{ds}\right)_{s=S,c} = -0.5 \qquad (5-3-28)$$

(2)　流出点が出現する領域

与えられた堰体断面において，上下流の水位差が第3種或は第4種の限界対応水位の関係よりもさらに大きくなる場合は，流出点が出現し始める。そしてこの領域では，流出点における自由水面の勾配は鉛直下向き，即ち－∞になる。流入点附近では理想水面曲線は流入面の影響を受けて上に凹になるが，この影響をとり除いた理想的水面曲線を考えると，その上流面との交点における勾配は3.　(2)　の場合のように拘束を受けず，従ってこの曲線も割合に自由な形状をとることができる。

理想水面曲線をまず求めて，次にこれを修正して実際の自由水面を求めることになる。そこで，図－(5-3-5)に示す理想水面曲線D′TCを求めるのに次のような考え方をする。D′TC線は図－(5－3－5)の面CEより流出する流れと密接な関係がある。いま第3種の限界対応水位の時の限界水面曲線F′PEに沿うて不透水の薄板

図－(5-3-5)



をおいたと仮想し，これより上の流れを考える。このために自由水面の形には変化を来さないものとする。面F′D′より流入して面CEより流出する流れを考える。いま考えた流れについて等ポテンシャル線を考え，その線とD′TC線との交点におけるD′TC線の勾配がその等ポテンシャル線上の平均流速を支配するものと考える。即ち，理想水面曲線はこの流れに対する動水勾配線になる。いま水平不透水層ABをx軸にとり，これより鉛直上方理想水面曲線D′Tまでの高さをyとし，不透水薄板までの高さをmとする。いま考えている流れの流量をq_1，線D′TC上のx点(s, y)を通り線F′PEに至る等ポテンシャル線の長さを近似的に$\beta(y-m)$で表す。βは等ポテンシャル線の長さを$y-m$で割った値で *trial and error method* で等ポテンシャル線を描いて求める。

この時，次式が成立する。

$$q_1 = -k\frac{dy}{ds}\beta(y-m) \qquad (5-3-29)$$

これより

$$-\frac{g_1}{k}\frac{ds}{\beta} = y\,dy - m\,dy$$

積分して，$s=0$ では，$y-m=k$ とおくと，積分常数が定まり．これを整理すると

$$y = m + \sqrt{k^2 - 2\frac{g_1}{k}\int_0^s \frac{ds}{\beta}} \qquad (5-3-30)$$

これより

$$\frac{dy}{ds} = \frac{dm}{ds} + \frac{-g_1\frac{1}{(\beta)}}{k\sqrt{k^2-2\frac{g_1}{k}\int_0^s\frac{ds}{\beta}}} \qquad (5-3-31)$$

但し　$(\beta) = \dfrac{\int_0^s \frac{ds}{\beta}}{\int_0^s ds}$

$s = S-\xi$，即ち流出点では，$y-m=\xi$，$\int_0^{S-\xi}\frac{ds}{\beta} = -\frac{S-\xi}{\bar\beta}$，$\frac{dm}{ds}=0$．

$\frac{dy}{ds}=-1$，　$(\beta)=\bar\beta$　とおくと，

式－（5－3－30）より

$$\xi = \sqrt{k^2 - 2\frac{g_1}{k}(S-\xi)/\bar\beta} \qquad (5-3-32)$$

また，式－（5－3－31）より

$$g_1 = k\,\xi\,\bar\beta \qquad (5-3-33)$$

従って，式－（5－3－32），（5－3－33）の両式より

$$\xi = S - \sqrt{S^2-k^2} \qquad (5-3-34)$$

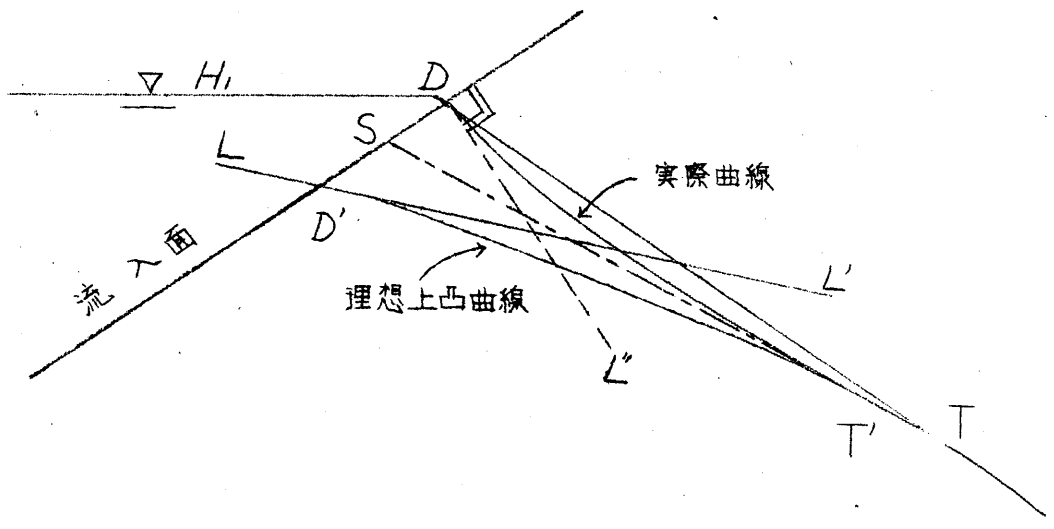
また　$g_1 = k\dfrac{(k^2-\xi^2)\bar\beta}{2(S-\xi)}$　　$(5-3-35)$

この場合，その値を正しく評価することが大切である。このためには図－（5－3－5）に示す点D′の位置が水位H_1よりどれだけ下にあるか，その値ΔH_1を別に実験公式その他により定められるようにしておく．式－（5－3－30），と（5－3－33）より，

$$y = m + \sqrt{k^2 - 2\xi\bar\beta\int_0^s\frac{ds}{\beta}} \qquad (5-3-36)$$

図－（5－3－6）に示す線DT′Tは実際の水面曲線，これはDL″という流入面に立てた垂線に切し，点T′においても理想曲線と共通切線をもつ。

図－（5－3－6）



点Tは点Dから理想曲線に引いた切線の切点である。この点が流出点と恰度一致する時が上凸曲線の限界に当る。線D′T′Tは点D′で定まつた傾きを有する直線D′L′に切し，点T′で実際曲線と共通切線ST′をもつ．著者の実験によると点Sは$\overline{D'D}$の中点に当る。点Dのところは実際は角がなく丸味を帯びた小半径の上凸曲線である。$\overline{DD'}$が大きくなる程点Tの位置は下流面に近付く。

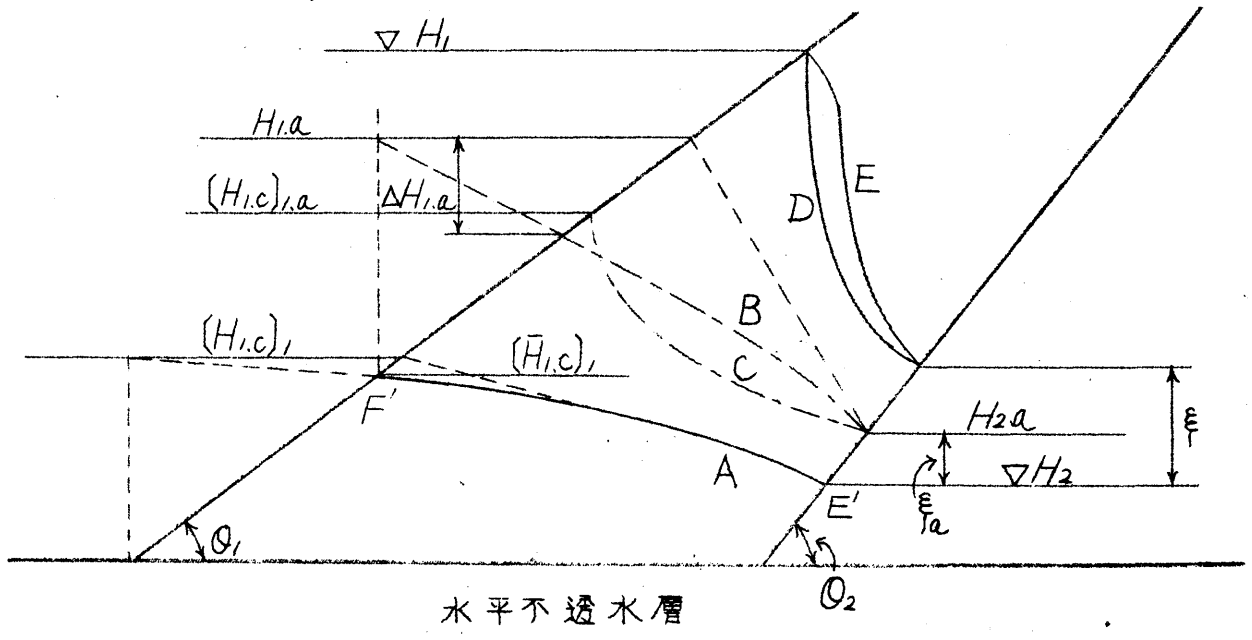
なお上述の理想水面曲線の関係が成立するのは$H_1 \leqq H_2+L_p$（L_pは6で述べる）の領域であり，$H_1 \geqq H_2+L_p$の領域では$H_1=H_2+L_p$の時の理想水面曲線を基準にして，これより$H_1-H_2-L_p$だけ平行に上にあがった理想水面曲線をとる。

5　$\theta_2 < 63°\sim 26'$ の時，与えられた H_2 に対し水面曲線の凹凸の判別

この判別は次の順序に従って行う。

与えられた H_2 をもとにして式－(5－3－25)により $(\bar{H}_{1.c})_1$ 及び流入面との交点F'を求め，H_2 と $(\bar{H}_{1.c})_1$ に対応する第4種の限界状態の曲線－Aを描く。次に $(\bar{H}_{1.c})_1 + \Delta H_{1.c} = (H_{1.c})_1$ という上流水面を求める。この求め方は上記水面曲線に点F'で切する切線を引きこれを堤体外に上流に延長し，流入面の法先より立てた鉛直線との交点を求める。この交点の高さが $(H_{1.c})_1$ に等しい。この水面と流入面との交点より，曲線－Aに切線を引き切点を求める。この切点が流出点を除いてこれよりも堤体内の水面曲線上にあるならば，与えられた H_2 に対する水面曲線は上凸型に属する。切点が流出点より内方に求められないならば水面曲線は3．で述べた上凹型に属する。ところで前者に属する場合でも，H_1 が $(H_{1.c})_1$ よりも次第に大きくなり，或る大きさ $H_{1.a}$ になると，前記曲線－Aに不透水薄板をおいたと考え，$H_{1.a} - \Delta H_{1.a}$ より4.(2) で述べた方法で求めた水面曲線－Bに，$H_{1.a}$ と流入面との交点より引いた切線が恰度この曲線の流出点で切するようになる。この時の流出点の高さ $H_2 + \xi_a = H_{2.a}$ を基準にとり，これと流出面との交点より第1種の限界対応水位に相当する $(H_{1.c})_{1.a}$ を求め，限界水面曲線－Cを描く。$H_1 > H_{1.a}$ と H_2 に対する実際水面曲線は次のようにして得る。即ち曲線－Cを基準にして，3.(2) で述べた方法で理想水面上凹曲線－Dを求め，さらに曲線－Cを曲線－Dの位置まで移動変形して重ねたと考えた場合に，曲線－Bもやはり移動変形をおこして曲線－Eとなる。この曲線が $H_1 > H_{1.a}$ に対する水面曲線である。(図－(5－3－7)参照) 著者はこのような実際水面曲線を凸変上凹曲線と稱する。

図－(5－3－7)



6．　上凹水面曲線をとる時の流量

(1)　Dupuit － Forchheimer　理論の適用範囲

この時の動水勾配線は上流水面 H_1 と流入面との交点Dを始点とし，下流水面 H_2 と流出面との交点Eを終点とする上凸曲線をとる。

いま，点Dよりこの曲線に沿うて測った長さを Δ，この線の水平不透水層よりの高さを $\bar{h}_1$ とすると，単位幅当りの流量 q は透水係数 k を用いると次式で表される。

$$q = -k\bar{h}_1\frac{d\bar{h}_1}{ds} \qquad (5-3-37)$$

この式により

$$q = k\frac{H_1^2 - H_2^2}{2S} \qquad (5-3-38)$$

但し，Sは動水勾配線の全長である。

また，
$$\bar{h}_1 = \sqrt{H_1^2 - \frac{1}{S}(H_1^2 - H_2^2)s} \qquad (5-3-39)$$

従って，
$$\frac{d\bar{h}_1}{ds} = -\frac{H_1^2 - H_2^2}{2\bar{h}_1 S} \qquad (5-3-40)$$

$\frac{d\bar{h}_1}{ds}$ は $\bar{h}_1 = H_2$ のところで最大値を示し，その値は次のようである。

$$\left(\frac{d\bar{h}_1}{ds}\right)_{s=S} = -\frac{H_1^2 - H_2^2}{2H_2 S} \qquad (5-3-41)$$

ところで，この値のとりうる極限値は－1であると考えられるが，その値に達するまでにも（実験結果より判断すれば）$-\sin 20°$，$-\sin 45°$ 等の値がさらに2無法則[1]に対する限界値と考えることもできる。そこで流入面と流出面とが平行であると否とにより多少この限界値が異るものと考えられる：

A．$Q_2 > Q_1$ の場合 $\left(\frac{d\bar{h}_1}{ds}\right)_{s=S} = -\sin 20°$ になる時が2無法則に移り変る1つの限界値であるものと考える。従って動水勾配線が $s=S$ でこの限界勾配をとるとき，与えられた H_2 の値に対する H_1 の値を特に $(H_{1.c})_1$ で表し，Sに添字cをつけると，

$$(H_{1.c})_1 = \sqrt{H_2(H_2 + 2S_c \sin 20°)} \qquad (5-3-42)$$

で与えられ，$H_1 \leqq (H_{1.c})_1$ の範囲内では勿論式－(5－3－37)～(5－3－41)が成立する。H_2 に対して $H_1 = (H_{1.c})_1$ の時の流量を特に $q_{1.c}$ とすれば，

$$q_{1.c} = k H_2 \sin 20° \qquad (5-3-43)$$

さらに2.5無法則[2]に対する限界値としては $\left(\frac{d\bar{h}_1}{ds}\right)_{s=S} = -1$ になるときと考える。従ってこの場合の H_2 に対する H_1 の値を $(H_{1.c})_2$ で示すと次のようになる。

$$(H_{1.c})_2 = \sqrt{H_2(H_2 + 2S_c)} \qquad (5-3-44)$$

B．$Q_1 = Q_2$ の場合 $\left(\frac{d\bar{h}_1}{ds}\right)_{s=S} = -\sin 45°$ になる時が2無法則に移り変る1つの限界値であると考える，従ってこの時の H_2 に対する H_1 の値 $(H_{1.c})_1$ で示すと次のようになる。

$$(H_{1.c})_1 = \sqrt{H_2(H_2 + \sqrt{2}S_c)} \qquad (5-3-45)$$

H_2 に対して $H_1 = (H_{1.c})_1$ の時の流量を特に $q_{1.c}$ とすれば $q_{1.c}$ は次式で示される。

$$q_{1.c} = k\frac{H_2}{\sqrt{2}} \qquad (5-3-46)$$

（2） $H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の範囲

前述のように $H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の範囲では流入面と流出面とが平行な場合と平行でない場合とで多少趣きを異にしている。即ち前者においては曲線 $\bar{h}_1$ の勾配 $\left(\frac{d\bar{h}_1}{ds}\right)_{s=S} = -1$ になる時が特に流量に関する1つの限界点にはならず目立たないのに対し，後者においては明らかにこの時が流量に関する1つの限界状態となることである。以下これら2つの場合を分けて論ずる

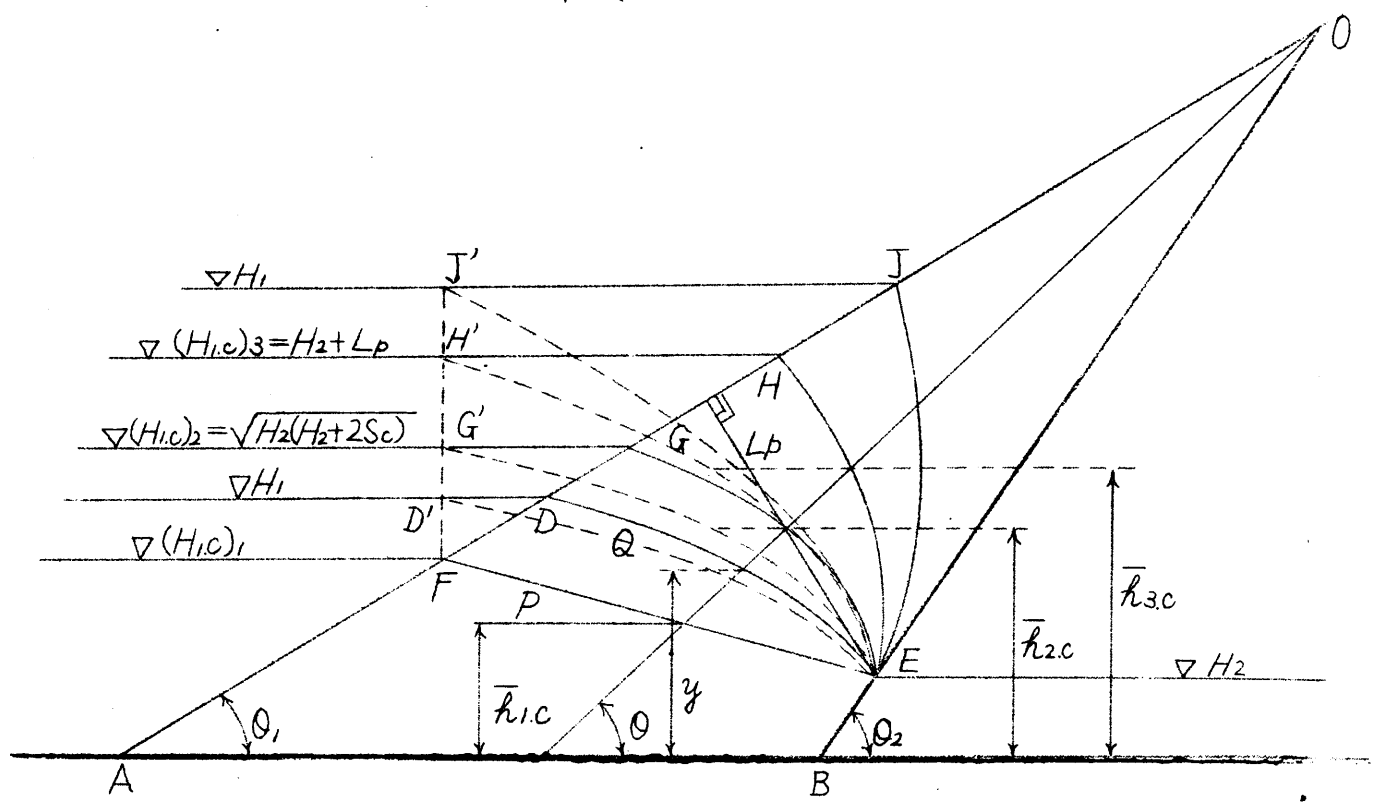
A $Q_2 > Q_1$ の場合 図－(5－3－8)の曲線EPFは前述の動水勾配線が2無法則との境界の限界状

---

1) たとえば式－(5－1－20)で表されるもの．

2) たとえば式－(5－1－25)で表されるもの．

図－（5－3－8）



態に達した時を表すものとする。曲線EQDは$H_1 > (H_{1.c})_1$となり、点Dの高さに上流水面が来た時に、この曲線の縦距が式－（5－2－22）で表されるような流量を支配する曲線である。この曲線を図のように点Fを通る鉛直線上の点D'に点Dが一致するまでひき起した時の破線で示すような曲線を考える。このような曲線上の縦距yをもつ点の勾配は次式で示されるものとする。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_1 - H_2} \cdot \frac{d\bar{h}_{1.c}}{dx}$$

さらにまた曲線－y，$\bar{h}_{1.c}$はさきの式－（5－2－24）で表される関係を満足しているものとする。

〔II〕 5. の場合と同様にして，この場合はv'及び$v'_{1.c}$がそれぞれ$\frac{dy}{dx}$及び$\frac{d\bar{h}_{1.c}}{dx}$の1/2乗に比例しているものと仮定すると，式－（5－2－26）と全く同じ形の式を得る．即ち

$$q = q_{1.c} \frac{(H_1 - H_2)^2}{[(H_{1.c})_1 - H_2]^2} \qquad (5-3-47)$$

ところでこの式の適用範囲を吟味すると，前述の関係からH_2に対してH_1が式－（5－3－44）という値をとつた時が流量に関する1つの限界状態を示すことになる。

従つて式－（5－3－47）の適用範囲は与えられたH_2に対してH_1が$(H_{1.c})_1 \leqq H_1 \leqq (H_{1.c})_2$の関係を満足する領域である。

この限界時のqの値を$q_{2.c}$とすると，

$$q_{2.c} = q_{1.c} \frac{[(H_{1.c})_2 - H_2]^2}{[(H_{1.c})_1 - H_2]^2} \qquad (5-3-48)$$

次にH_2に対して$H_1 \geqq (H_{1.c})_2$の場合を考える．H_1及びH_2に対する曲線の縦距を$(y)_0$で表すと$(y)_0$は式－（5－2－29）で与えられるものと全く同じであるものとする。この曲線及び$q_{2.c}$に対する限界曲線GEを点Fを通る鉛直線上の点G'にGが一致するまでひき起した曲線の勾配の間には式－（5－2－30）が成立する。さらにひき起した曲線－y，$\bar{h}_{2.c}$，$q_{2.c}$とqとの間には式－（5－2－31）が成立するものとする。ところで，v'及び$v'_{2.c}$がひき起した曲線－y及び曲線－$\bar{h}_{2.c}$の勾配の1.5乗に比例しているものと仮定すると，qは次式で示される。

$$q = q_{2.c} \frac{(H_1 - H_2)^{2.5}}{[(H_{1.c})_2 - H_2]^{2.5}} \qquad (5-3-49)$$

この式の適用限界は次のようである。矢Eより流入面に下した垂線の長さ Lp を下流水面より上に測りとり，不透水層より鉛直上方 $H_2 + Lp$ の高さに H_1 がきた場合を考える。この垂線は流入及び流出両面を結ぶ最短距離であり，この線上で速度ポテンシャルは ϕ_{H_1} より ϕ_{H_2} まで直線的に減少するものと考えられる。従って，H_1 が次式を満足する時が式－（5－3－49）の適用上限界である。

$$(H_{1.c})_3 = H_2 + Lp \qquad (5-3-50)$$

即ち与えられた H_2 に対して H_1 が $(H_{1.c})_2 \leqq H_1 \leqq (H_{1.c})_3$ の関係を満足する領域が上式の適用範囲である。H_1 が式－（5－3－50）の関係を満足する時の q の値を $q_{3.c}$ とすれば次式で示される。

$$q_{3.c} = q_{2.c} \frac{Lp^{2.5}}{\{(H_{1.c})_2 - H_2\}^{2.5}} \qquad (5-3-51)$$

$H_1 \geqq (H_{1.c})_3$ の場合を次に考える。H_1 と H_2 とに対する曲線の縦距を $(y)_\alpha$ で表すと，$(y)_\alpha$ は次式で表される。

$$(y)_\alpha = H_2 + \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_3 - H_2}\{(\bar{h}_{3.c})_\alpha - H_2\} \qquad (5-3-52)$$

また矢Fを通る鉛直線まで引き起した曲線－y の勾配は次のようになる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_3 - H_2} \cdot \frac{d\bar{h}_{3.c}}{dx} \qquad (5-3-53)$$

さらに

$$q = q_{3.c} \frac{v'}{v'_{3.c}} \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_3 - H_2} \qquad (5-3-54)$$

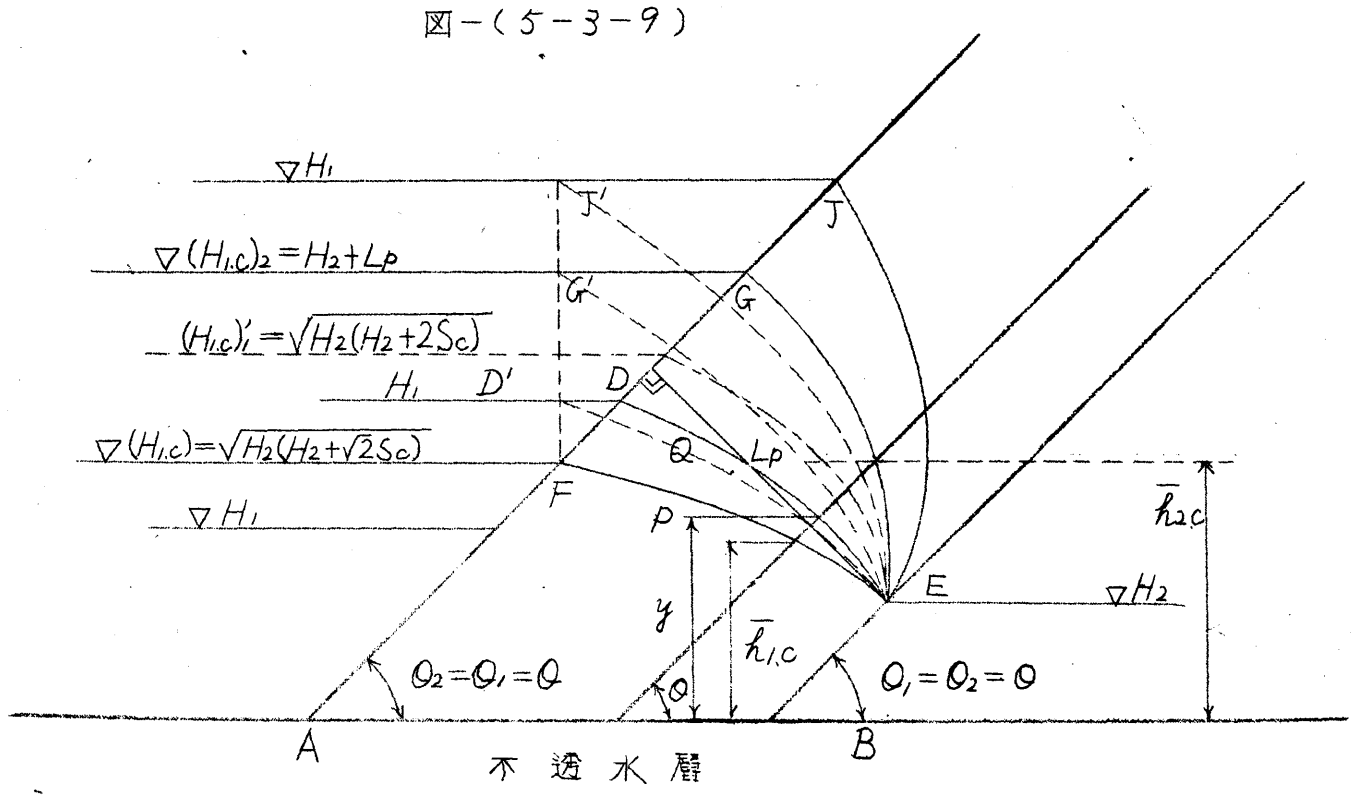
添字 3.C は曲線－$\bar{h}_{3.c}$ に関するものを表す。ところで，v' 及び $v'_{3.c}$ がそれぞれ $\frac{dy}{dx}$ 及び $\frac{d\bar{h}_{3.c}}{dx}$ の2乗に比例しているものとすれば

$$q = q_{3.c} \frac{(H_1 - H_2)^3}{\{(H_{1.c})_3 - H_2\}^3} \qquad (5-3-55)$$

で表される。

B．$\theta_1 = \theta_2 = \theta$ の場合　図－（5－3－9）の曲線ＥＰＦはＡ．の場合と同様に動水勾配線が限界状態になったときのものとする。$H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の場合に対応して曲線ＤＱＥを考え，その縦距はさきの場合と同様に式－（5－2－22）で表される。またこの曲線を図の矢Ｆを通る鉛直の位置までひき起したものについても式－（5－2－23）が成立し，また，q，$q_{1.c}$ についても式－（5－2－24）～（5－2－25）が成立

図－（5－3－9）



するものとする。

この場合は v' 及び $v_{1.c}$ がそれぞれ $\frac{dz}{dx}$ 及び $\frac{d\bar{h}_{1.c}}{dx}$ の1.0乗に比例しているものと仮定すると、矩形断面の場合と同様にして結局次のようになる。

$$q = q_{1.c}\ \frac{(H_1 - H_2)^2}{\{(H_{1.c})_1 - H_2\}^2} \qquad (5-3-56)$$

ところがこの式の適用範囲の上限界がさきの場合と異るわけである。この場合は流入流出両面が平行である。従って H_1 の値を種々変えてその都度，上の曲線DQEのようなものを考え，さらに点Fを通る鉛直線までこれをひき起した曲線を考える。これら相対応する曲線は $\theta_1 = \theta_2 = \theta$ の場合は（H_1の変化に応じて）同じ割合で変形をおこす。一方さきの場合即ち $\theta_1 \neq \theta_2$ の時は相対応する曲線の変形の割合がことなるわけであり，たとえば $\theta_1 > \theta_2$ の場合は原曲線の方の変形率がひき起した曲線の変形率に比べて，H_1 が増すと大きくなる傾向がある。そこでA.の場合に，H_2 に対して H_1 が $\sqrt{H_2(H_2 + 2S_c)}$ で示される値をとる時が流量に関する1つの限界状態となったのに反し，この場合は特に限界状態とならないものと考える。従って式－（5－3－56）の適用範囲は $(H_{1.c})_1 \leqq H_1 \leqq (H_{1.c})_2$ であり，$(H_{1.c})_2$ は次式で示される。

$$(H_{1.c})_2 = H_2 + L_p \qquad (5-3-57)$$

この限界時の流量を特に $q_{2.c}$ とすれば

$$q_{2.c} = q_{1.c}\ \frac{L_p^2}{\{(H_{1.c})_1 - H_2\}^2} \qquad (5-3-58)$$

次に $H_1 \geqq (H_{1.c})_2$ の範囲に対しては，図－（5－3－9）のように曲線－EJ及びこれを引き起した曲線EJ'を考える。これらの曲線についてはさきの式－（5－2－29）～（5－2－31）の関係が適用されるものとする。v' 及び $v_{2.c}$ がそれぞれひき起した曲線－z 及び曲線－$\bar{h}_{2.c}$ の勾配の1.5乗に比例しているものと仮定すれば，結局式－（5－2－32）がそのまま，適用される。即ち

$$q = q_{2.c}\ \frac{(H_1 - H_2)^{2.5}}{\{(H_{1.c})_2 - H_2\}^{2.5}} \qquad (5-3-59)$$

この式の適用範囲の上限界はないものと考えられる。

なおついでに，H_2 に対して H_1 が $(H_{1.c})_1$ になる時の動水勾配線の点Eにおける勾配は $\left(\frac{d\bar{h}_{1.c}}{ds}\right)_E = -\sin 45°$ であり，点Fにおけるものはこの場合，式－（5－3－40）より $\left(\frac{d\bar{h}_{1.c}}{ds}\right)_F = -\sin 45° \cdot \frac{H_2}{(H_{1.c})_1}$ となる。従って，$\left(\frac{d\bar{h}_{1.c}}{dx}\right)_F = -\tan 45° \cdot \frac{H_2}{(H_{1.c})_1} = -\frac{H_2}{(H_{1.c})_1}$ となる。これに対して，点Fを通る鉛直線上まできき起した曲線の鉛直線上の始点における勾配 $\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0}$ は一般に式－（5－2－23）より次のように表し得る。

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} = \frac{H_1 - H_2}{(H_{1.c})_1 - H_2}\left(\frac{-H_2}{(H_{1.c})_1}\right) \qquad (5-3-60)$$

7、　上凸水面曲線をとる時の流量

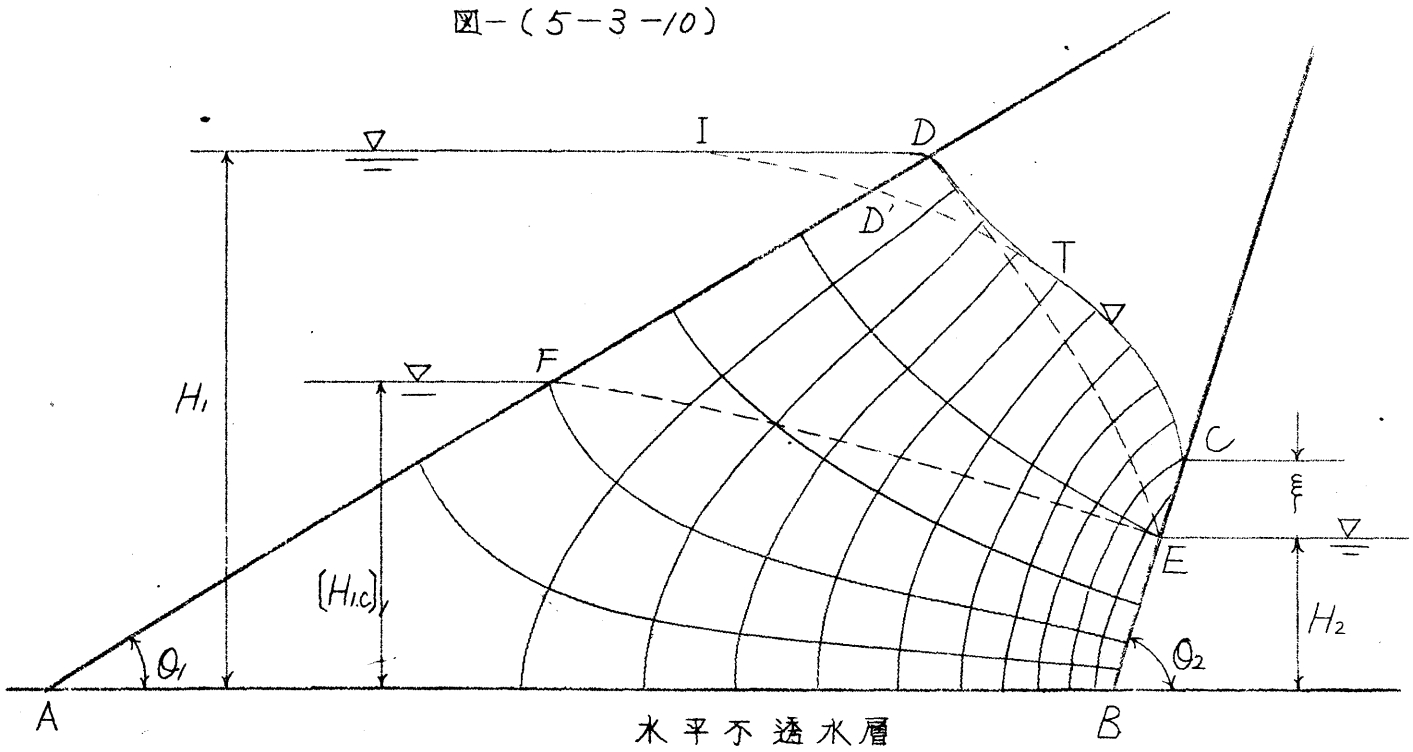
(1)　$H_2 = 0$ の場合

この場合は自由流線の勾配が直接流れの平均流速，従って流量を支配しているものであるという考え方を用いて解く。この場合については，水面曲線の項の4（2）で述べた式－（5－3－30）～式－（5－3－35）が適用される。但し $z_1 = 0$ とする。またSは流入点から流出点に至る自由流線の全長と流出点から水平不透水基礎に下した垂線長との和である。以上の考え方が成立するのは $H_1 \leqq L_p$ の領域である。$H_1 \geqq L_p$ の領域では $H_1 = L_p$ の時の流量 q_c を基準として(2)で述べるように $\theta_2 > \theta_1$ の時は式－(5－3－66)，$\theta_1 = \theta_2$ の時は式－(5－3－39)に従って q を求める。但しそれぞれの式の $q_{4.c}$，$q_{1.c}$ の値として q_c を用いる。

(2)　$H_2 > 0$　の場合

(i)　Dupuit − Forchheimer　理論の適用範囲

図−(5−3−10)

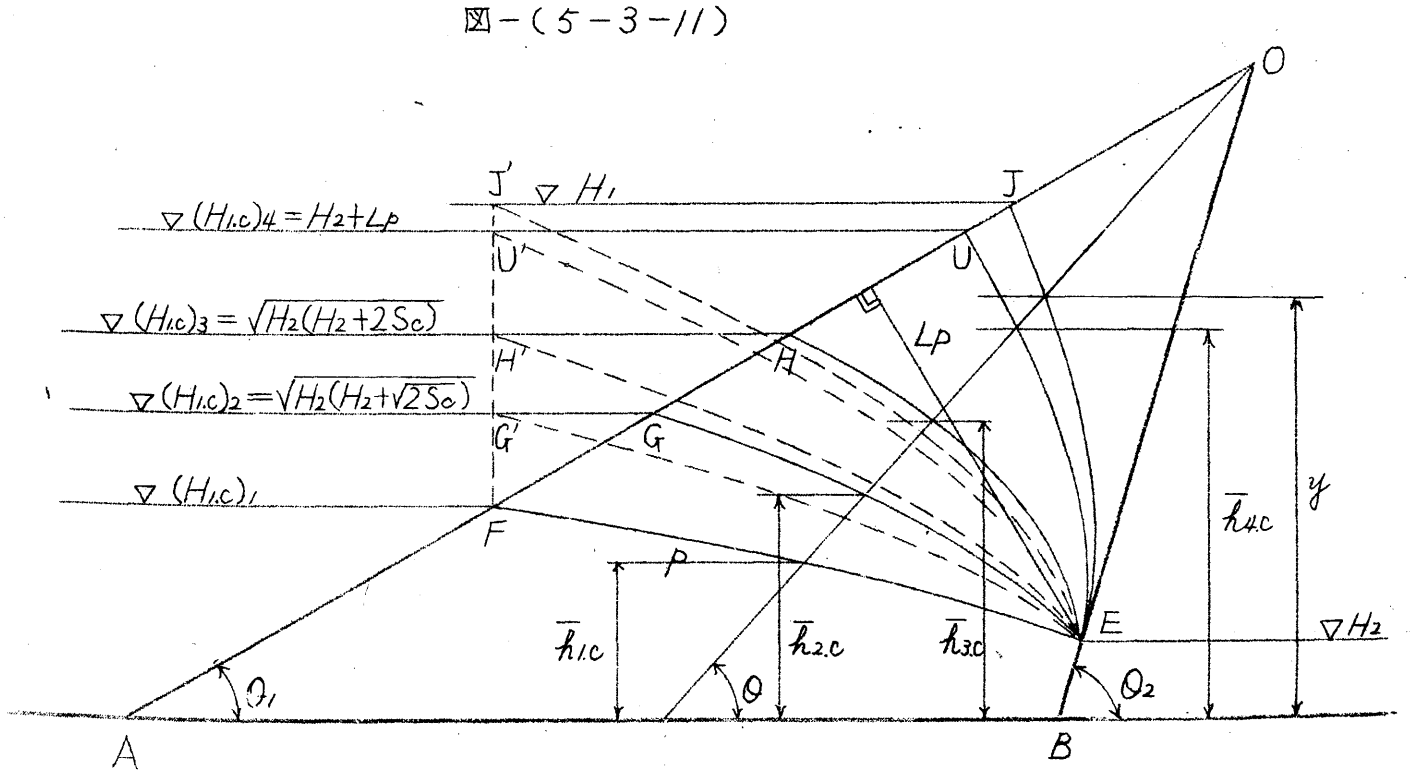


この場合の動水勾配線も上凹曲線の場合と同様に図−(5−3−10)の点Dを始点とし，点Eを終点とする上凸曲線をとる．そして上凹曲線の場合の式−(5−3−37)～式−(5−3−41)がこの場合にそのまま適用される．ところでこの場合も，式−(5−3−39)の適用限界は上凹曲線の場合とほぼ同じ関係にあり，式−(5−3−42)，(5−3−43)，(5−3−45)，(5−3−46)がそのままあてはまる．

(ii)　$H_1 \geqq (H_{1.c})_1$　の範囲　この場合も上凹曲線の場合とほぼ同様な関係式が成立する．即ち，$\theta_1 < \theta_2$ の場合と　$\theta_1 = \theta_2$ の場合とでは様子が異るのであり，$\theta_1 < \theta_2$ の場合は多少上凹曲線の場合と趣を異にしているが，$\theta_1 = \theta_2$ の場合は全くさきの場合と同じである．

A．$\theta_2 > \theta_1$ の場合　図−(5−3−11)の曲線EPFは上凹曲線の場合と同様，動水勾配線が2気法則との境界の限界状態に達した時を表す．この時の点Fに相当する H_1 の値は式−(5−3−42)で示される $(H_{1.c})_1$ の値に等しい．またこの時の流量を $q_{1.c}$ とすれば式−(5−3−43)で示される．さてこの場合は，

図−(5−3−11)



H_2 に対して H_1 が $(H_{1.c})_1 \leqq H_1 \leqq (H_{1.c})_2$ の範囲にある時，式－（5－3－47）が成立する．但し $(H_{1.c})_2$ の値がこきの場合とは異り，次式で與えられる．

$$(H_{1.c})_2 = \sqrt{H_2(H_2+\sqrt{2}\,S_c)} \qquad (5-3-61)$$

H_2 に対して $H_1=(H_{1.c})_2$ の時の q の値 $q_{2.c}$ は式－（5－3－48）で与えられる．

次に H_2 に対して H_1 が $(H_{1.c})_2 \leqq H_1 \leqq (H_{1.c})_3$ の範囲にある時は式－（5－3－49）が適用される。但しこの場合の $(H_{1.c})_3$ は式－（5－3－44）の右辺の形で与えられる．即ち次式となる．

$$(H_{1.c})_3 = \sqrt{H_2(H_2+2S_c)} \qquad (5-3-62)$$

H_2 に対して $H_1=(H_{1.c})_3$ となつた限界時の q の値を $q_{3.c}$ とすると，これは次式で示される．

$$q_{3.c} = q_{2.c}\,\frac{\{(H_{1.c})_3-H_2\}^{2.5}}{\{(H_{1.c})_2-H_2\}^{2.5}} \qquad (5-3-63)$$

さらに，H_2 に対して H_1 が $(H_{1.c})_3 \leqq H_1 \leqq (H_{1.c})_4$ の範囲にある時は式－（5－3－55）が適用される。この場合の $(H_{1.c})_4$ は次式で表される．

$$(H_{1.c})_4 = H_2 + L_p \qquad (5-3-64)$$

但し，L_p は図－（5－3－11）の点Eから流入面に下した垂線の長さである．

次に $H_1 \geqq (H_{1.c})_4$ の時は $(H_{1.c})_4$ と H_2 とに対する限界状態の曲線－UE と $H_1 > (H_{1.c})_4$ と H_2 とに対する曲線，即ちその縦距が次式で示されるものをとつて考える．

$$(\mathcal{Y})_\theta = H_2 + \frac{H_1-H_2}{(H_{1.c})_4-H_2}\left\{(\bar{h}_{4.c})_\theta - H_2\right\} \qquad (5-3-65)$$

この曲線及び曲線－UE を点Fを通る鉛直線までひき起したものを考え，それらの勾配 $\frac{d\mathcal{Y}}{dx}$，$\frac{d\bar{h}_{4.c}}{dx}$ をとりあげ，v' 及び $v'_{4.c}$ がそれぞれこれらの値の2.5乗に比例しているものと仮定すると，q の値は結局次のようになる。

$$q = q_{4.c}\,\frac{\{H_1-H_2\}^{3.5}}{\{(H_{1.c})_4-H_2\}^{3.5}} = q_{4.c}\,\frac{\{H_1-H_2\}^{3.5}}{L_p^{3.5}} \qquad (5-3-66)$$

但し $q_{4.c} = q_{3.c}\,\frac{L_p^3}{\{(H_{1.c})_3-H_2\}^3}$

B　$\theta_2=\theta_1=\theta$ の場合，この場合は上凹曲線の場合と全く同じ関係が成立する．

以上のようにA，の場合が上凹曲線の場合に比して，$(H_{1.c})_1 = \sqrt{H_2(H_2+2S_c\sin 20^\circ)}$ と $\sqrt{H_2(H_2+2S_c)}$ との間に $\sqrt{H_2(H_2+\sqrt{2}\,S_c)}$ という限界値が1つ余分に入つたことになるが，このようになつた理由は次のようである．点Eを通る $(\mathcal{Y})_\theta$ という曲線とこれをひき起した曲線－$\mathcal{Y}$ とは H_1 が大きくなるにつれて変形するが，その変形率が前者の方が大きく，さらに上凹曲線の場合に比べるとこの場合では，遂に曲線－$(\mathcal{Y})_\theta$ の変形率が増すことになるから，H_1 の上昇の間隔を上凹曲線の場合より小さくとらなければならない。即ち流量法則の限界点のピッチがこの場合は上のように密になるわけである．

(IV)　下流側に傾斜した堤体の滲透に関する実験

1　実験の説明

実験はすべて Hele－Shaw の装置を用いて行つた。断面は図－（5－4－3）～図－（5－4－28）にみるようなものをとつた。水位としては $H_2=0$，3，6，8 cm の各水位に対し H_1 の値を小さい間隔で数多くとつた。装置の間隙は $2d=0.185$ cm とし，粘性液の運動粘性係数 $\nu=0.745\ \mathrm{cm^2/sec}$ のものを送び，従つて透水係数は $k=3.75\ \mathrm{cm/sec}$ となつた。水位はすべて低いものを始めにとり，その水位の実験が終ると，順次水位をあげて次の実験に移り，前の実験による毛管現象の影響を極力なくするように努めた．

／実験毎に自由水面，滲透流量を調べ，また色素を用いて流線を調べた。

2　上凸水面曲線に現れる ΔH_1 の値

図－（5－4－3）～図－（5－4－28）にみられる多くの実測によって得られた水面曲線を詳細に検討した結果次のような結論を得た。なお，$\theta_2 \geqq 63°\sim 26'$ の場合と $\theta_2 < 63°\sim 26'$ の場合とで多少様子を異にしている故に，2つの場合に分けて述べる。

(1)　$\theta_2 \geqq 63°\sim 26'$ の場合

これは普通の上凸曲線をとる場合である。水面曲線を流入面よりさらに上流側に延長したものを考え上流水面との交点Ⅰを求めると，点Ⅰは次のような位置にくる。

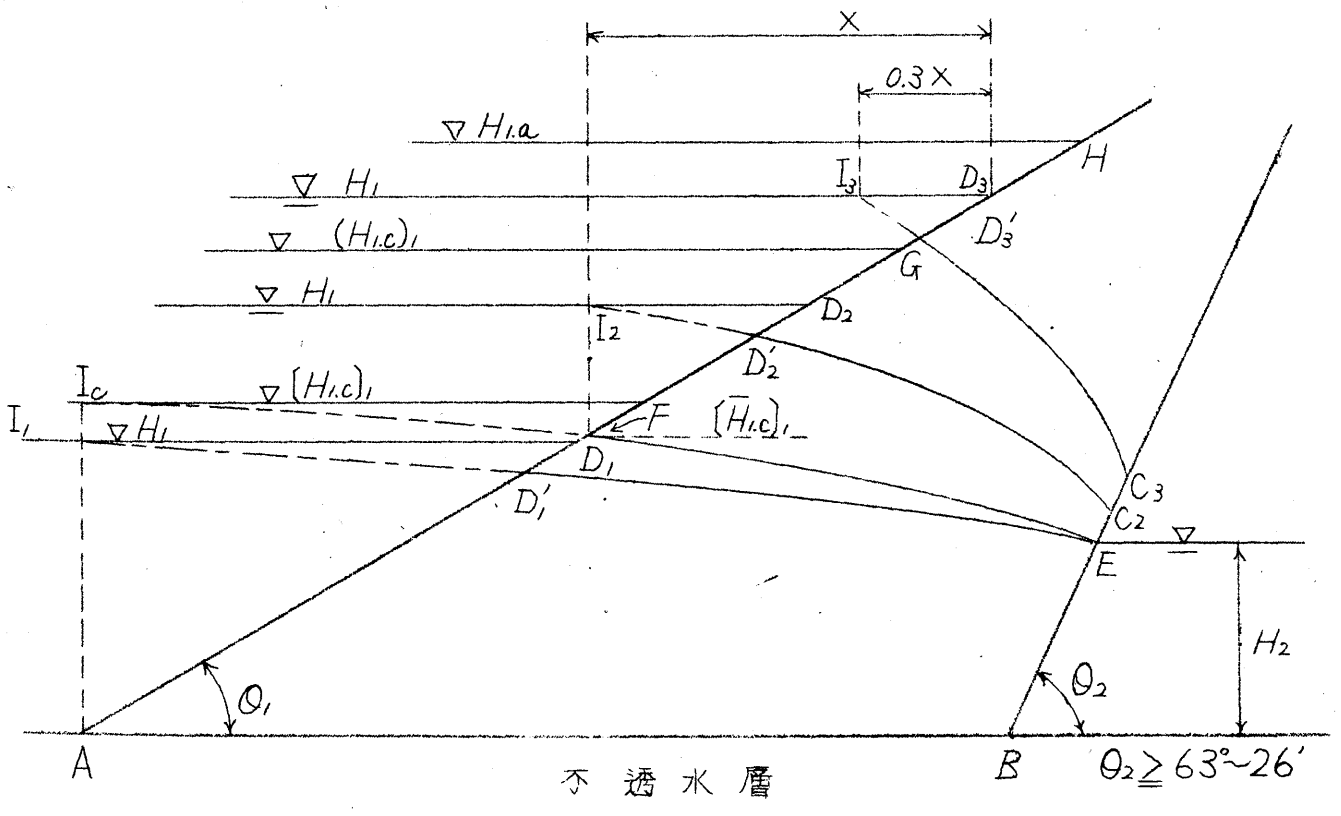
a．$H_1 \leqq (H_{1.c})_1$ の範囲

図－（5－4－1）で明らかなようにこの時の点Ⅰは恰度Ⅰ．Schmied[1]が提唱している通りに，流入面の法先，点Aに立てた鉛直線と上流水面との交点に一致する。

b．$(H_{1.c})_1 \geqq H_1 > (\overline{H_{1.c}})_1$ の範囲　図－（5－4－1）に見るように，この場合はさきの場合と少し様子を異にする。即ち水位 $(\overline{H_{1.c}})_1$ と上流面との交点Fより立てた鉛直線と上流水面 H_1 との交点に一致する。この場合は流出点が現れるのであり，従って第1種の限界対応水位の時の水面曲線が基準となり，水平不透水層にとって代るためである。またこの場合における滲透はさきのa．の場合と同様にDupuit－Forchheimer 理論が近似的に適用されるのであり，やはりⅠ．Schmied 流の考え方が行われうるのである。

C．$H_{1.a} > H_1 > (H_{1.c})_1$ の範囲　この場合は滲透流量はもはやDupuit－Forchheimer 理論には従わなくなるのであり，点Ⅰの位置もb．の場合とは異る。いまb．で述べた点Fを通る鉛直線と，水位 H_1 と流入面との交点 D_3 との水平距離をXとすると，点 D_3 より上流水面 H_1 上で上流側に0.3Xの距離の点 I_3 に点Ⅰがくる。この0.3Xという値は恰度A．Casagrande[2]が提唱しているところと一致する。

図－（5－4－1）



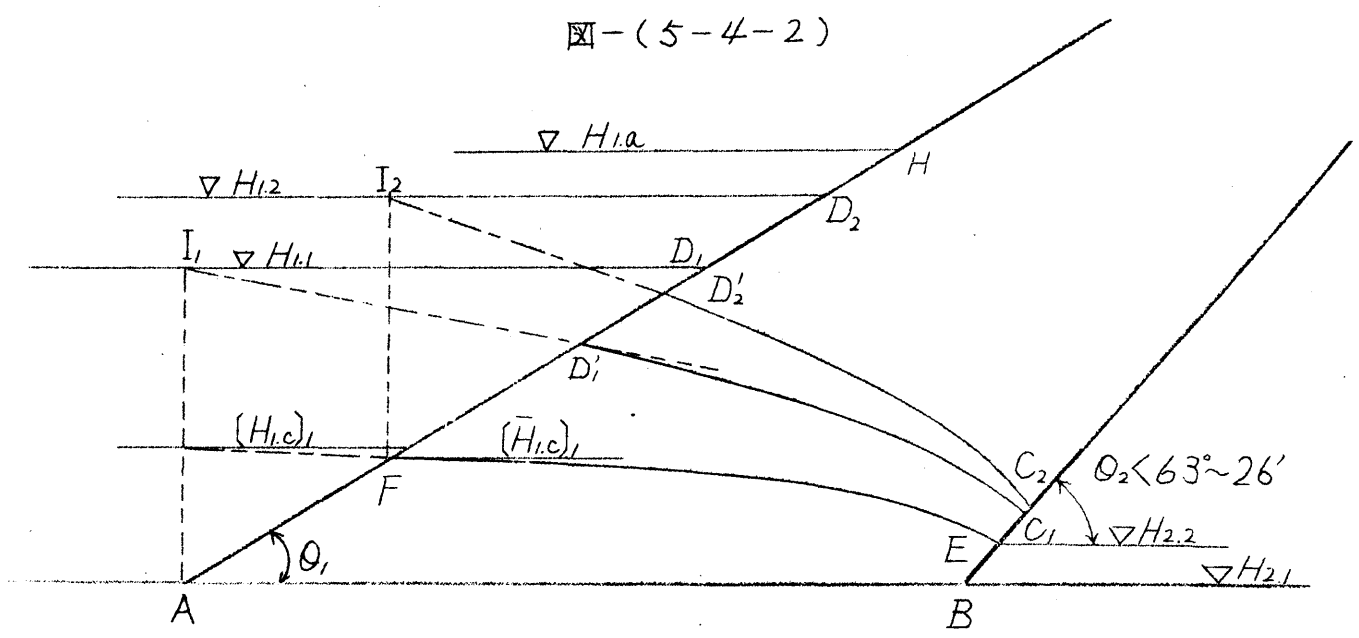
1)　I．Schmied；Die Wasserbewegung im Damhörper，1928，P. 41.

2)　A．Casagrande；Seepage through Dams，New England Water Works Assoc.，Vol 51，1937.

(2)　$\theta_2 < 63° \sim 26'$ の場合

これは $H_2 < H_{2.a}$ のような割合に小さい値を示すときに現れる上凸曲線を対象にする場合である。この場

図－(5－4－2)



合は(1)の場合と大分趣きを異にしている。即ちこの場合は水面曲線と流入面との交点において、この曲線に切線を引き，この切線が上流水面と交はる点をⅠとする。この点Ⅰは次のような位置にくる。

a. $H_2 = 0$ の場合　図－(5－4－2)より明らかなように，流入面の法先，点Aにおいて立てた鉛直線と上流水面との交点と点Ⅰとが一致する。

b　$H_{2.a} > H_2 > 0$ の場合

(i)　$H_1 \leqq (H_{1.c})_1$ の範囲　a. の場合と全く同じである.

(ii)　$H_{1.a} > H_1 > (H_{1.c})_1$ の範囲　この時は与えられた H_2 に対して，$(H_{1.c})_1$ が第4種の限界対応水位になつてゐる。そこで H_2 と $(\bar{H}_{1.c})_1$ とを結ぶ上凸水面曲線が水平不透水層の代りに基準になる。従つて $(\bar{H}_{1.c})_1$ なる水位と流入面との交点Fにおいて立てた鉛直線が水面と交る点に点Ⅰが一致する。

以上のように点Ⅰの位置がそれぞれの場合について明らかになつたから，(1)の場合は点Ⅰを水面曲線の始点として曲線を求めると自然に ΔH_1 が求まる　(2)の場合は *trial* によつて点D'の位置即ち ΔH_1 を求めることができるのである。

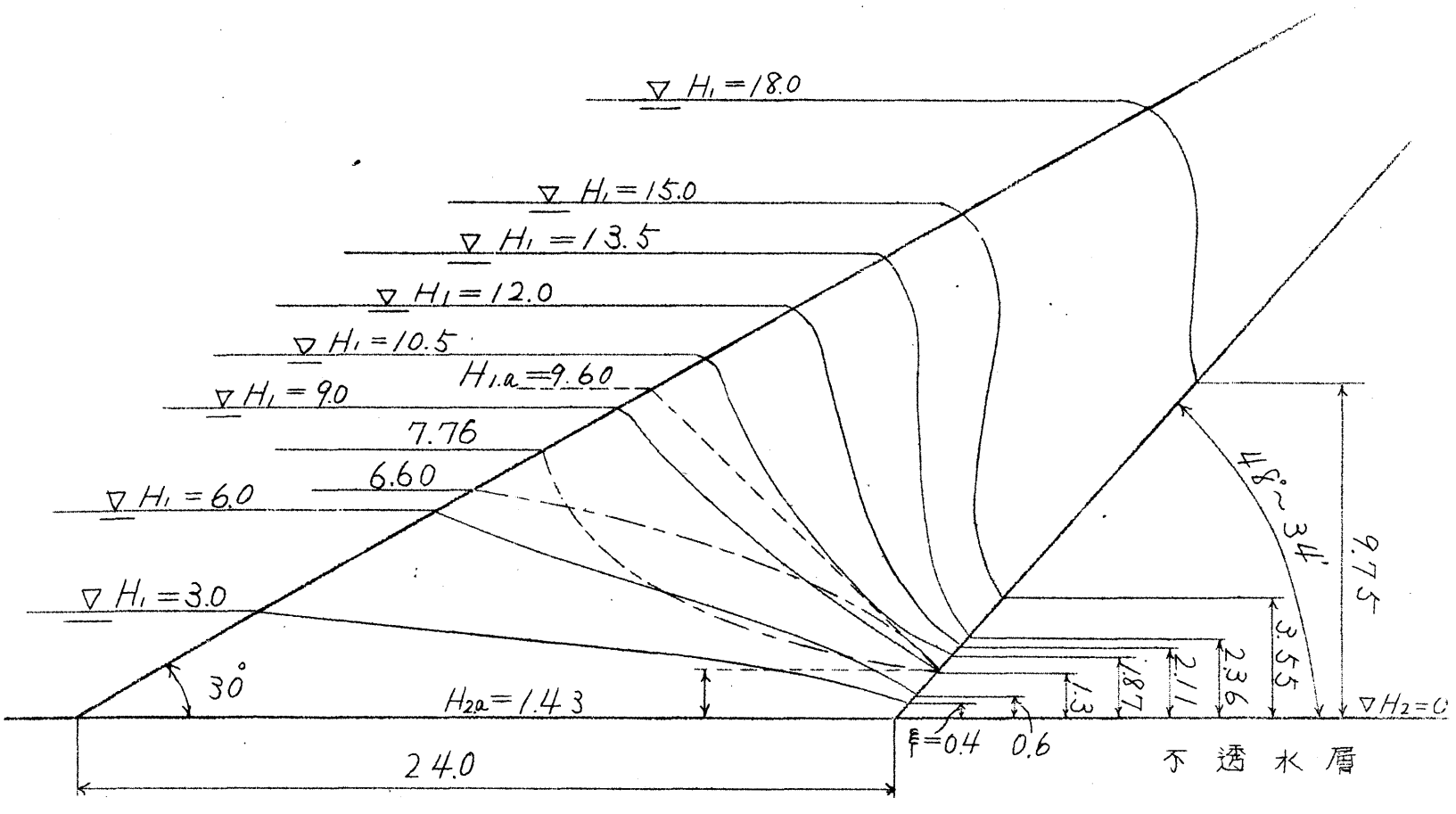
3　自　由　水　面

(1)　上凹曲線の時　図－(5－4－3)～(5－4－18)は著者が実験を行つたものの内より代表的なものをとりあげて示したものである。丸印は実測した水面の点を示す．寸法の単位はすべて *cm* である.

a. $H_2 \leqq H_{2.a}$ の場合　この場合は凸受上凹曲線をとる場合である。

たとえば，図－(5－4－3)に示すような断面の堤体をとり，$H_2 = 0$ を迷び一方の H_1 を小さい値から漸次大きくして行く，その途中適当に何回も定常状態にして観測をくりかへして行う。この時，H_1 がある値以下の小さい値を示す間は完全な上凸曲線を示しているが，ある値をこえて高くなり始めると流入点附近に上凹曲線が現れ始め，H_1 が大きくなるにつれて次第に上凹部が水面曲線の多くの部分を占めるようになる。$H_1 = 3.0,\ 6.0,\ 9.0\ cm$，$H_2 = 0\ cm$ 等に対してそれぞれ理想上凸曲線を描きこれを5. で述べた方法により修正する

図－（5－4－3）



と図－（5－4－4）～（5－4－6）にみるようにして H_1 の値がある値に達すると，理想曲線に H_1 と流入面との交点から引いた切線が流出点のところに恰度一致し，H_1 がこれ以上高くなると上凹曲線になる。この実験では $H_1 = 9.0^{cm}$ と $H_1 = 12.0^{cm}$ との間にこういう限界点が現れた。これを実験によらずに求めようとすれば，少しづつ値の異る H_1 の値をできるだけ数多くとり，その都度その H_1 の値と $H_2 = 0$ に対して理想上凸曲線を描いてみる。これを描くとき $\triangle H_1$ が分っていなければ描き難いので，〔Ⅳ〕2　の項を参照すること。

H_1 という水位と流入面との交点からその水位に対する理想上凸曲線に切線を引くときに得られる切点が恰度流出点と一致すると，この H_1 の値が上凸より上凹に変る限界上流水位 $H_{1.a}$ である。またこの時の流出点の高さがいま問題にしている $H_{2.a}$ であると考える。この場合は $H_{1.a} = 9.60^{cm}$，$H_{2.a} = 1.43^{cm}$ となる。この時の流出点に相当する高さに下流水位があるものとして上凹水面曲線をなす場合の第1種の限界曲線を描くと図－（5－4－7）の曲線F,G$\mathcal{G}_1$Eを得る。この曲線をもとにして〔Ⅲ〕5. で述べた方法を用いて $H_1 > H_{1.a}$ 及び $H_{2.a}$ に対する上凹曲線を描くと図－（5－4－7）～（5－4－9）にみるようなものを得る。この時流出点の高さは極めてよく実測値と合っているが，一方上凹曲線の方は始点及び流出点を除いては相当にずれている。これは $H_{2.a}$ に対する上凹，上凸両理想曲線，たとえば図の曲線F,$\mathcal{G}_1$E，$F_2\mathcal{G}_2$Eを比較してみるのに，後者の方が前者よりGE間において高い縦距を有している。この縦距の差が新しく求めた理想上凹曲線DT'Cの上に加わったものが実際の水面曲線であると考えられる。そこで曲線F,$\mathcal{G}_1$Eをひき起して移動させ曲線DT'Cの上に重ねたと考えた時，この操作にともなって曲線$F_2\mathcal{G}_2$Eも移動し且つ変形を起してG'TCのような修正水面曲線をうる。これが求める実際曲線である。このようにして得られたものと実測により得たもの（○印）とはよく合うのである。このようにして得られた実際水面曲線は上部で凸，下部で凹のS字曲線となる。第2種の限界状態に理想上凹曲線が近付くにつれて実際曲線も鉛直に近い形状をとるようになる。（図－(5-4-8)～ 図－(5-4-10) 参照）このようにして限界状態に達すると修正曲線の凸部の最もとび出たところが流出点を通る鉛直線上に来て，それより右にはとび出さない故に，始点から鉛直線上に修正曲線がくるまで描き，あとは漸次理想曲線へ移る。曲線F,$\mathcal{G}_1$Eと$F_2\mathcal{G}_2$Eとの喰い違いが少ない時は限界状態になった時の修正曲線は頭部が流出点を通る鉛直線までもと

図-(5-4-4)

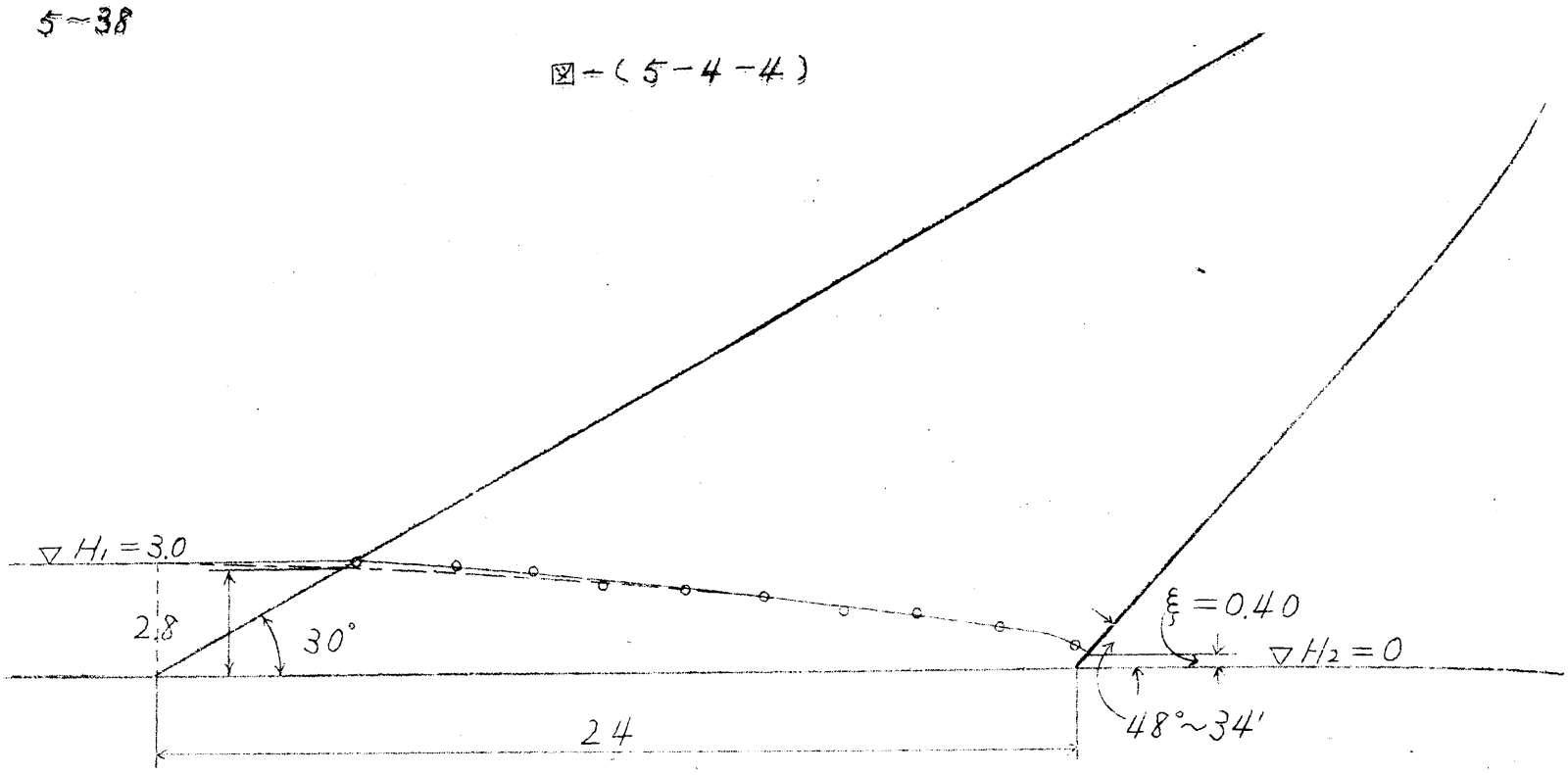


図--(5-4-5)

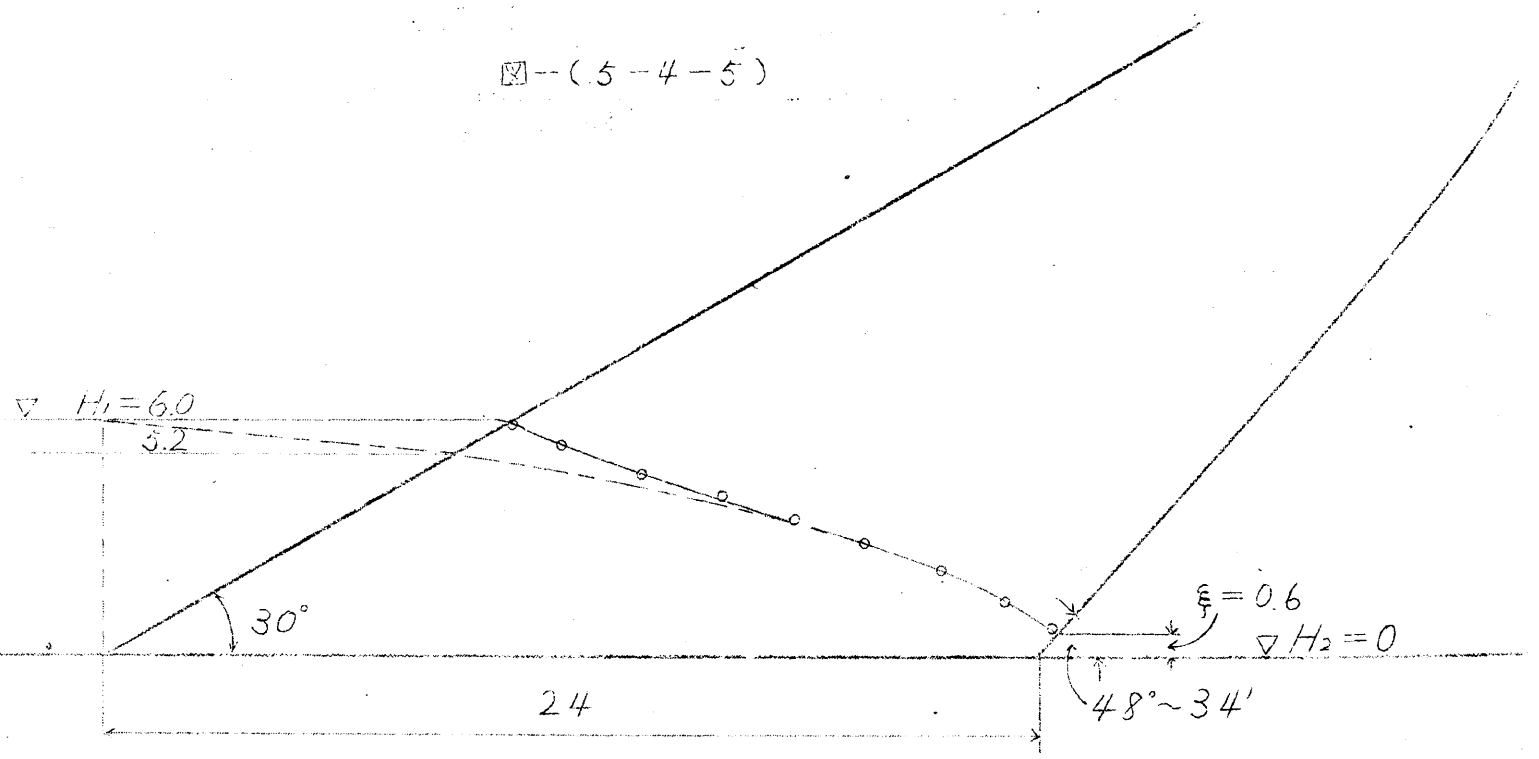
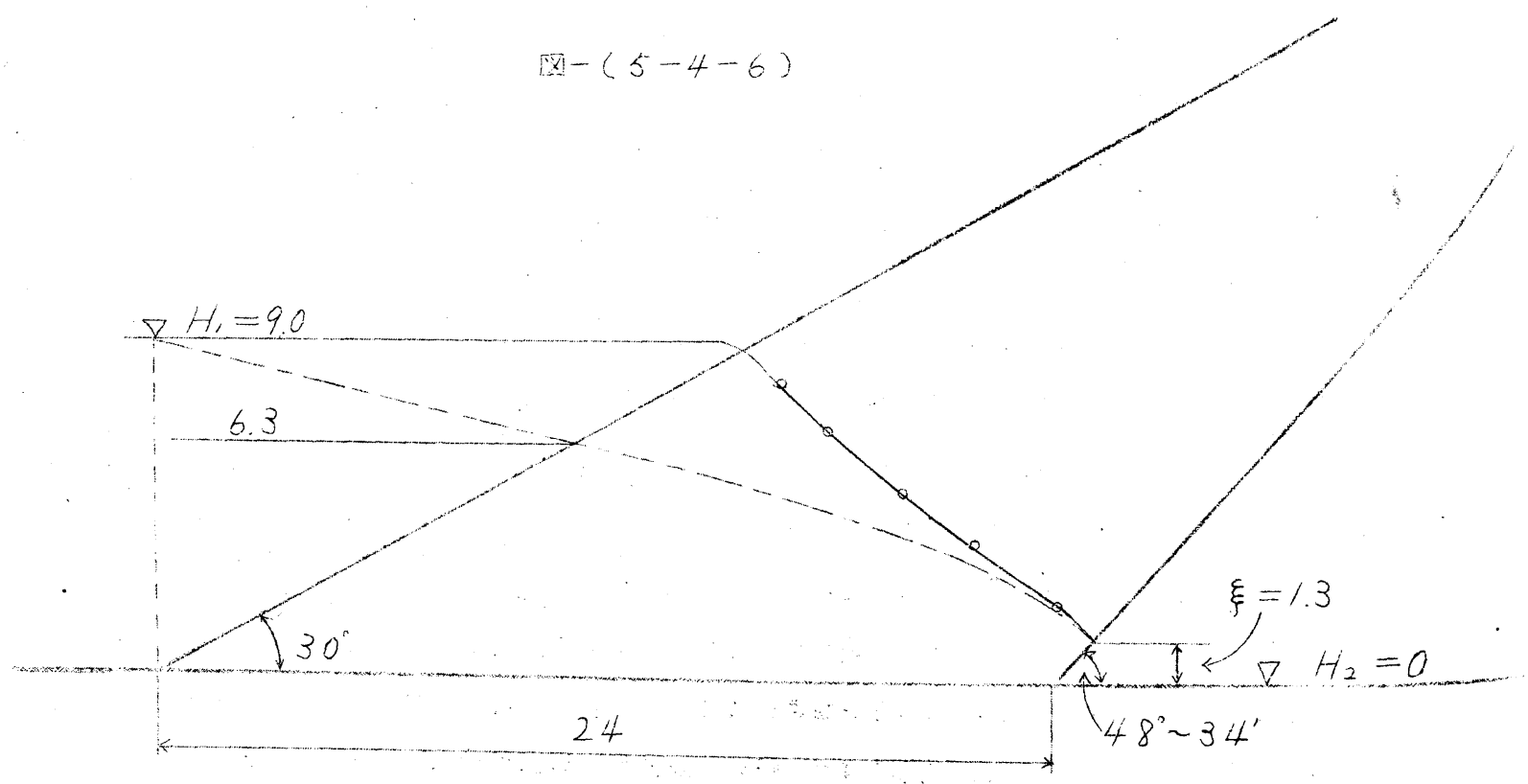
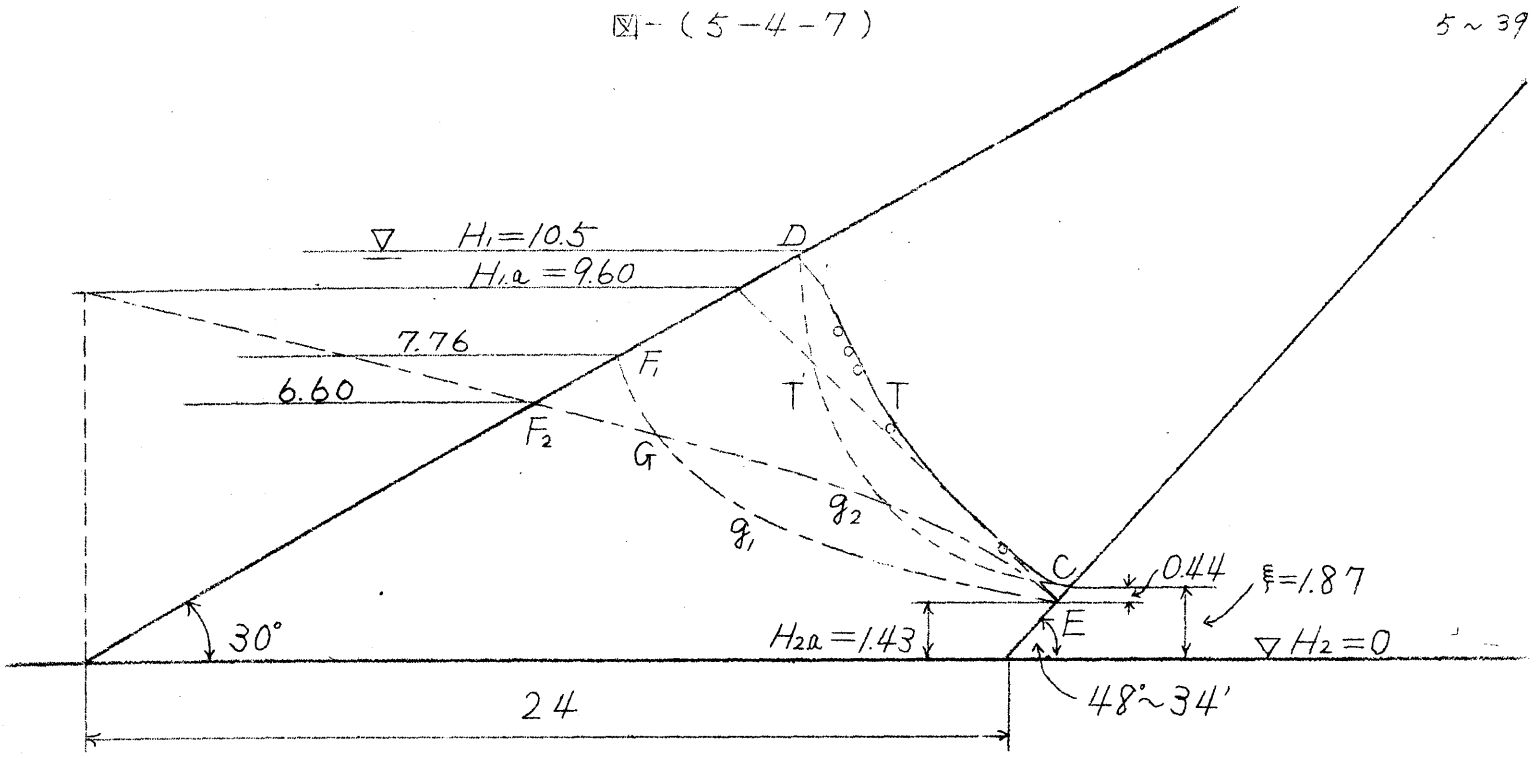


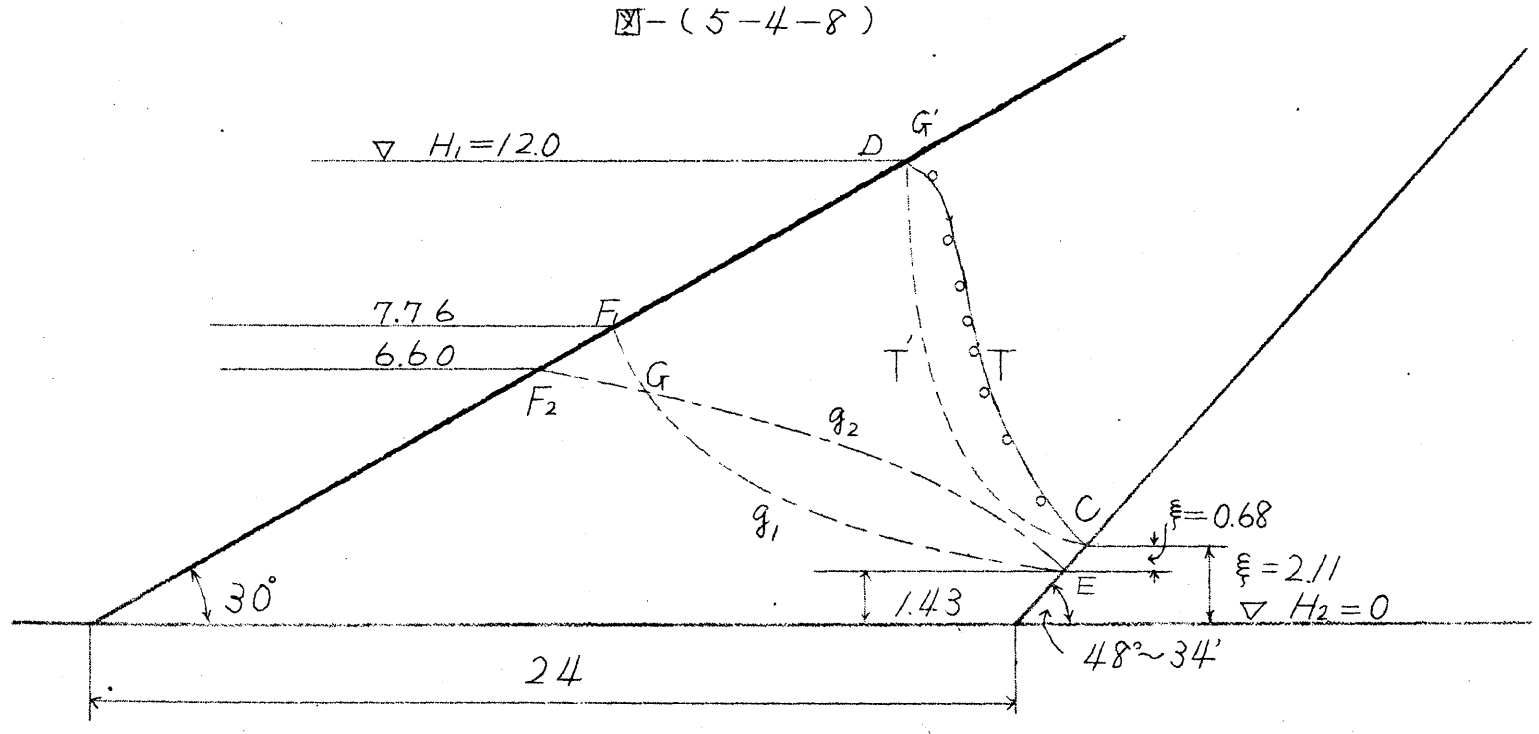
図-(5-4-6)



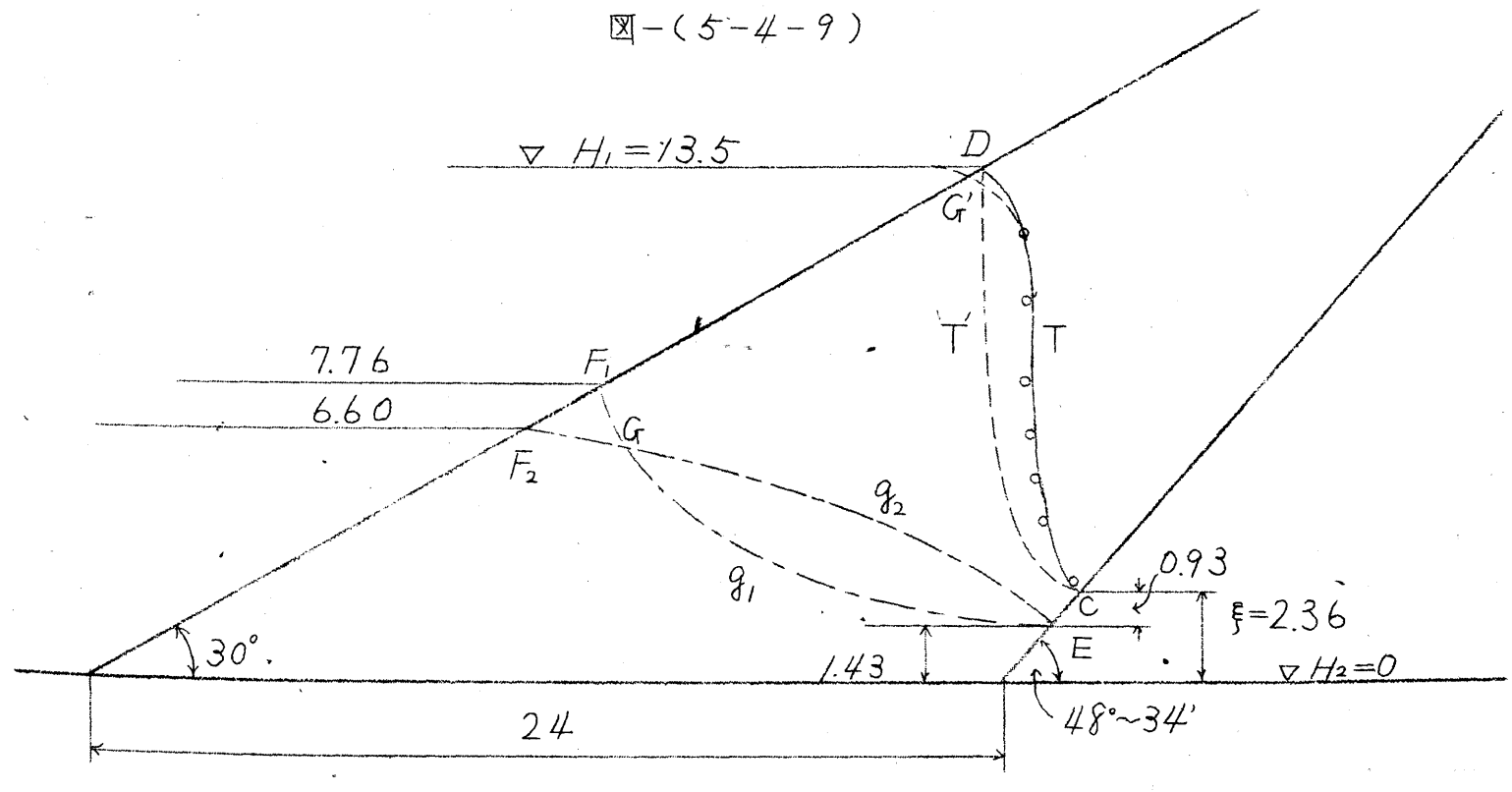
図－（5－4－7）



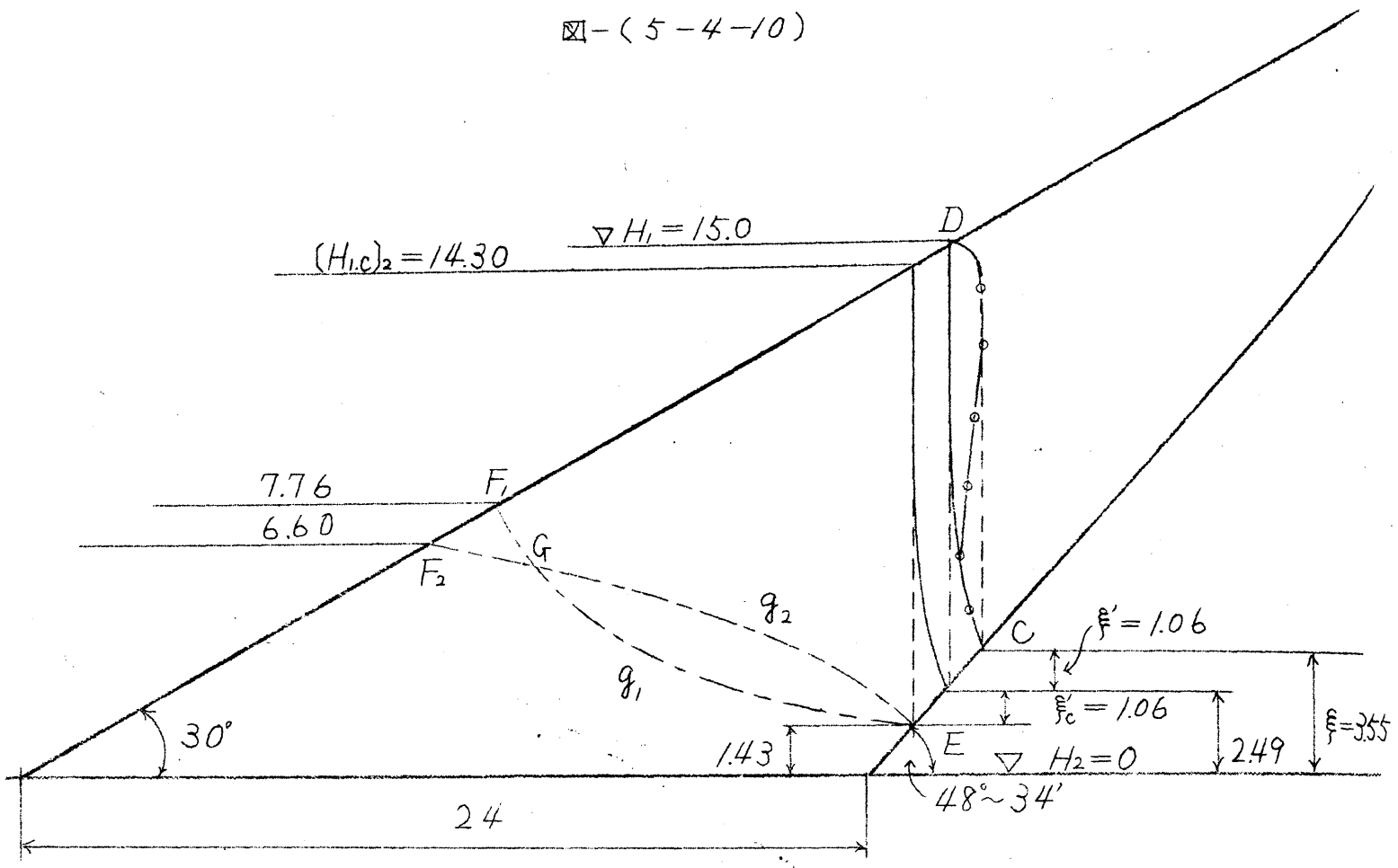
図－（5－4－8）



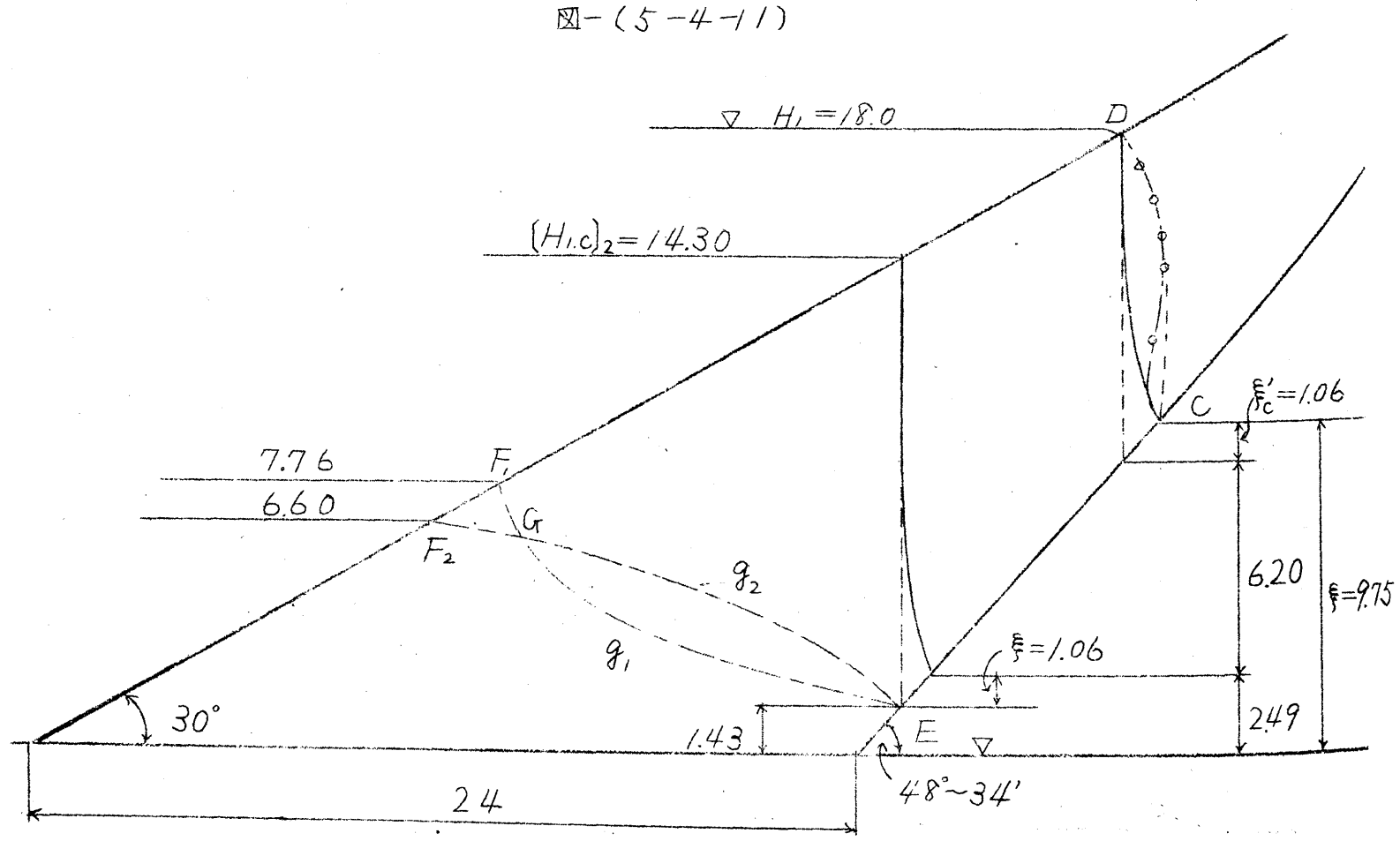
図－（5－4－9）



図－（5－4－10）


▽ H₁ = 15.0
D
(H₁.c)₂ = 14.30
7.76
6.60
F₁
F₂
G
g₂
g₁
C
ξ' = 1.06
ξc = 1.06
ξf = 3.55
30°
1.43
E
▽ H₂ = 0
2.49
48°～34'
24

図－（5－4－11）


▽ H₁ = 18.0
D
(H₁.c)₂ = 14.30
ξ'c = 1.06
C
7.76
6.60
F₁
F₂
G
g₂
g₁
6.20
ξf = 9.75
ξ = 1.06
30°
1.43
E
2.49
48°～34'
24

び出さない。

$H_1 > (H_{1.c})_2$ になると図－（5－4－10）～（5－4－11）のようになる。

図－（5－4－12）にも凸妥上凹曲線の例を示す。

b. 普通の上凹曲線　これは〔Ⅲ〕. 3で述べた上凹曲線の場合である。図－（5－4－13）～（5－4－18）には代表的に選んだ堤体断面について実験によって求めた水面曲線（○印）と著者の方法によって求めたもの（実線）とを示す。これらは相当よく合ってゐることが分る。特に流出点の現れない領域における水面曲線は見事な一致を示してゐる。流出点の位置も計算結果と実験結果とはよく合う。但し実験操作の不手際で毛管作用のために流入点並びに流出点附近の流線が正しい位置よりも一般に少し上り過ぎる場合があるが，こういう時は毛管上昇分をこし引いたものをとった。

(2)　上凸曲線の時

a. $\theta_2 \geqq 63°\sim26'$ の場合. 図－（5－4－19）～図－（5－4－24）は最も普通な上凸水面曲線を示す場合の滲透につき著者が実験を行つたものの内より代表的なものを選んで示したものである。

この場合も計算値と著者の実験によつて求めた結果がいずれもよい一致を示している。流出点の位置もまた毛管現象をとり除いた実験結果とよく合っている。勿論〔Ⅳ〕2. で述べた ΔH_1 の値を求める方法もこれよりみると正しいことが分る。

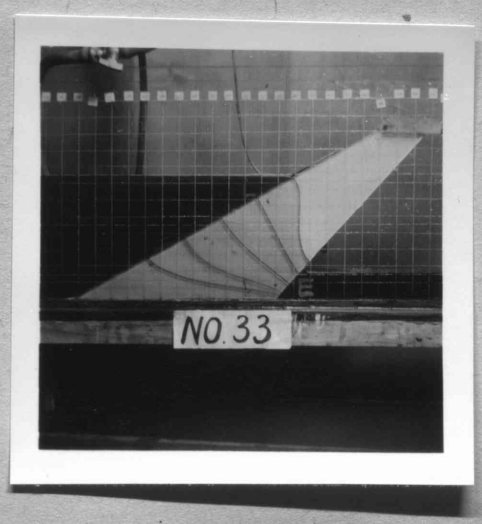
b. $\theta_2 < 63°\sim26'$ の場合　これは凸妥上凹曲線が現れるまでに H_1 が $H_{1.a}$ 以下の時にみられる上凸曲線である。この水面曲線の代表的なものを図－（5－4－25）～（5－4－27）に示す。さきの図－（5－4－4）～（5－4－6）もこれを示している。これらにおいても計算値と実験値とが極めてよく合っていることが分る。勿論計算で求める際には ΔH_1 を用いなければならないのであるが，これを求める方法，即ち〔Ⅳ〕2. で述べた著者の方法も正しいことが証明される。なお図－（5－4－28）に示す断面は H_2 が相当に大きいが，それにも係らず上凸曲線を示している1例である。

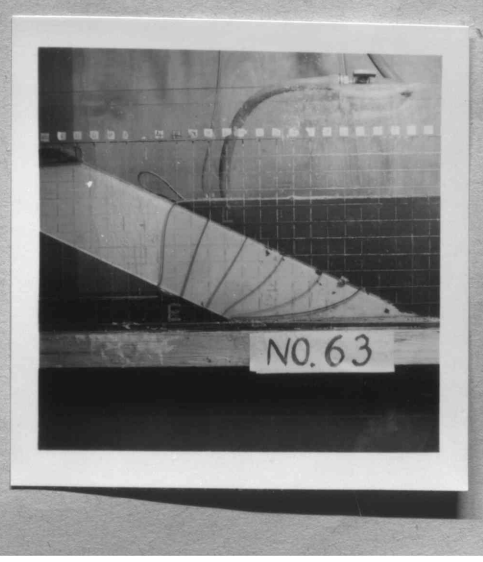
4　流　線

流線はすべて $KMnO_4$ の溶液を分液コートに入れて，それより細孔を一定間隔に有する細いアルミ管に導いて，少量宛を流出させて描かせた。この細管は堤体即ち厚さ5mmのガラス板の流入面上に沿いこれより1mm程度はなしておいた。色素の比重は粘性液の比重とほとんど等しいが，粘度の方は極めて薄く，この点は多少具合よくないが，ごく少量宛を連続的に流す時は不都合はないようである。1実験中において，色素以外の粘性液の粘度が一定であれば，流線の形は用いる液の粘度如何によって変らない。

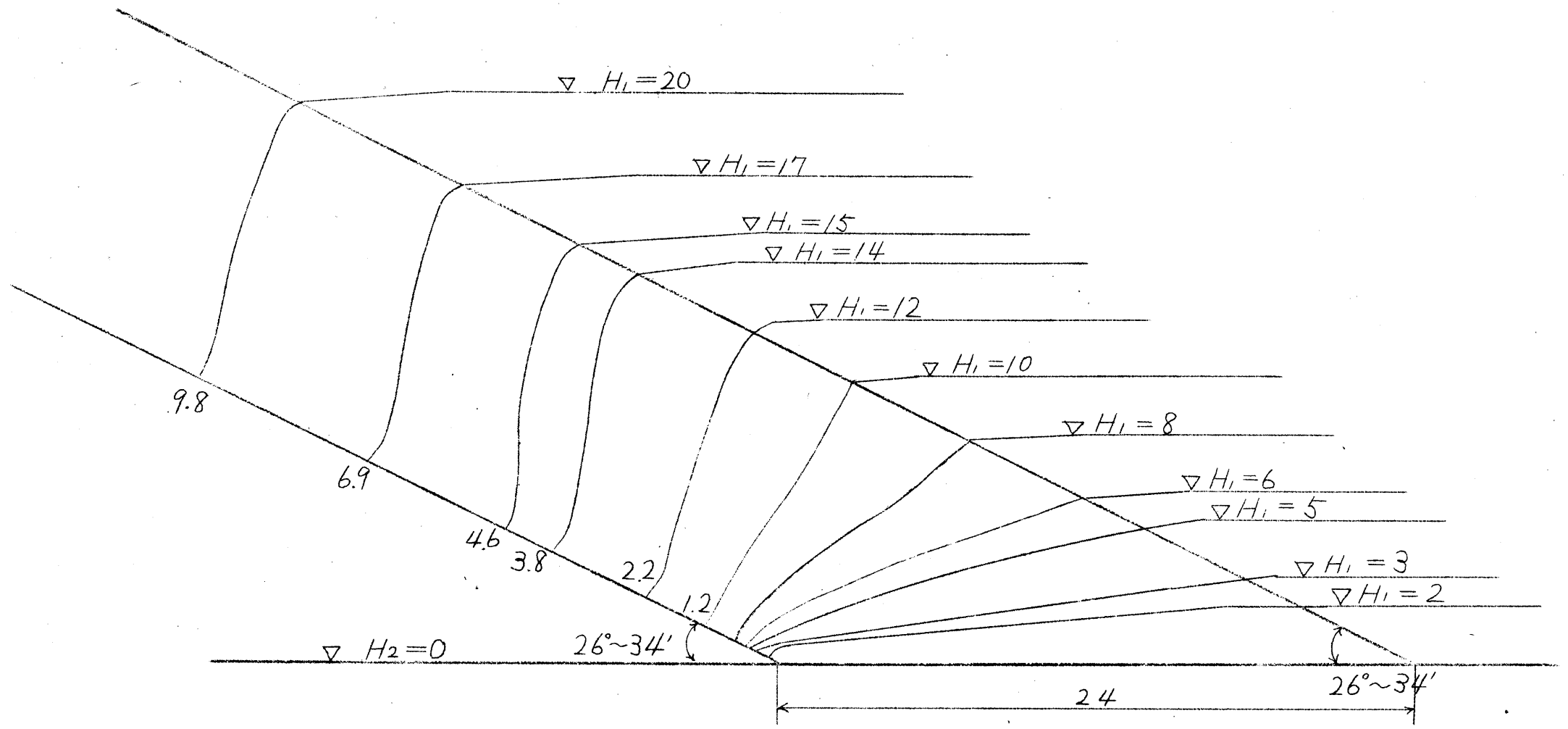
(1)　上凹曲線の時　写真－（5－4－1）～（5－4－3）　は著者が実験を行つたものの中より代表的なものを示す。これらにつき著しい特徴をあげると次のようである。

写真－（5－4－1）　　写真－（5－4－2）　　写真－（5－4－3）

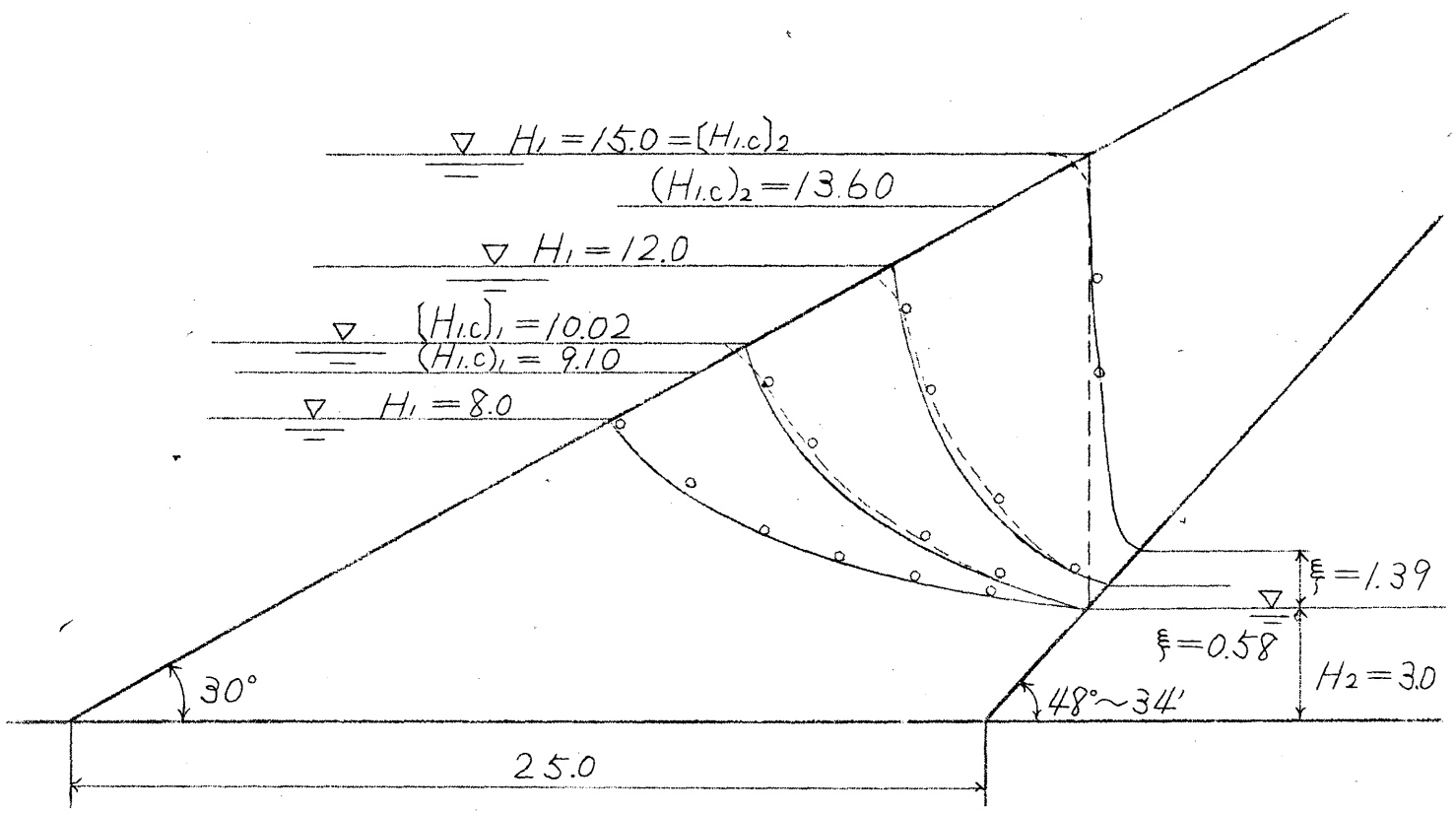




図－（5－4－12）


▽ H1＝20
▽ H1＝17
▽ H1＝15
▽ H1＝14
▽ H1＝12
▽ H1＝10
▽ H1＝8
▽ H1＝6
▽ H1＝5
▽ H1＝3
▽ H1＝2
9.8
6.9
4.6
3.8
2.2
1.2
▽ H2＝0
26°~34′
26°~34′
24

図－(5－4－13)


$H_1 = 15.0 = (H_{1.c})_2$
$(H_{1.c})_2 = 13.60$
$H_1 = 12.0$
$(H_{1.c})_1 = 10.02$
$(H_{1.c})_1 = 9.10$
$H_1 = 8.0$
$\xi = 1.39$
$\xi = 0.58$
$H_2 = 3.0$
30°
48°～34′
25.0

図－(5－4－14)

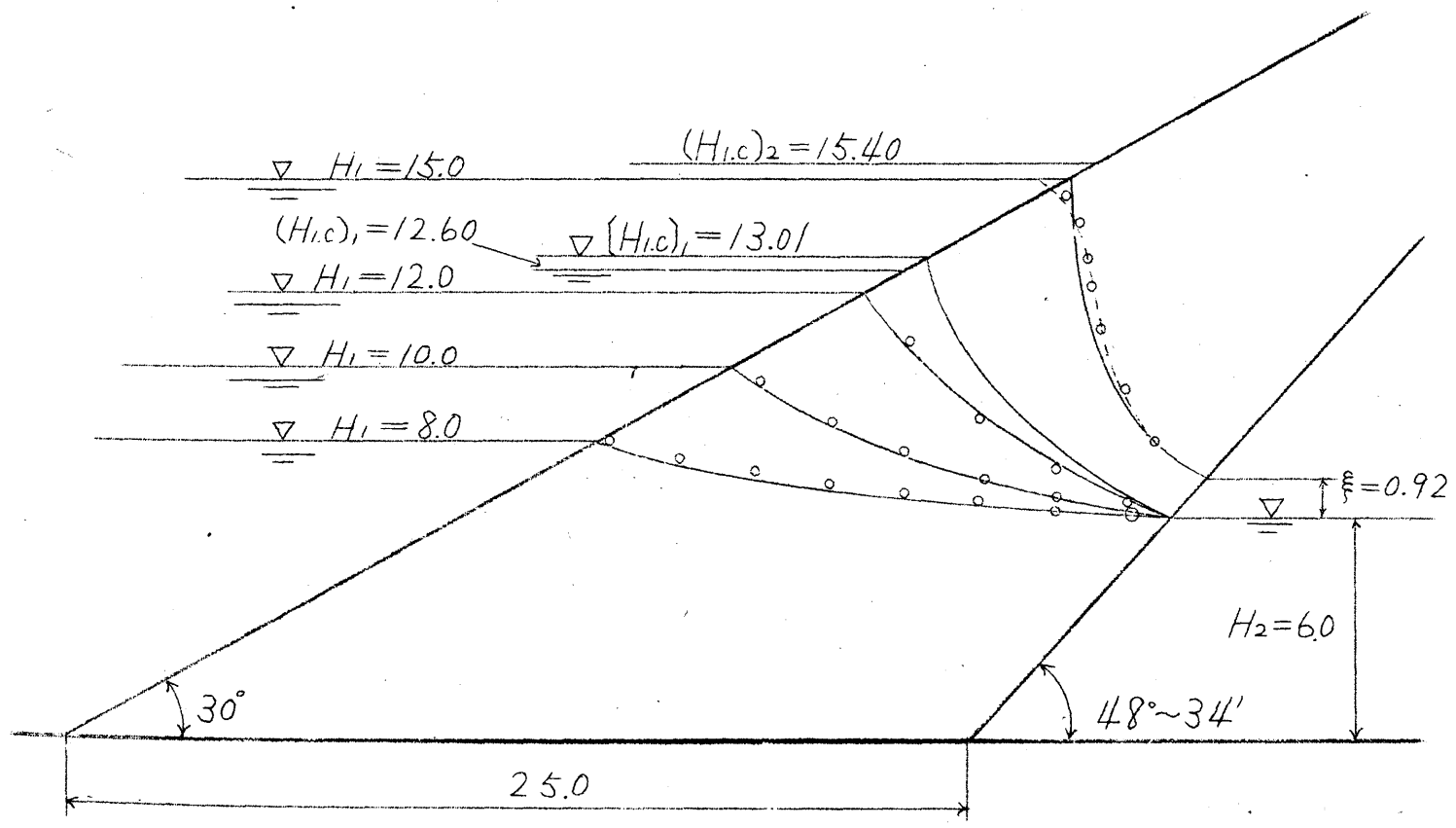

$H_1 = 15.0$
$(H_{1.c})_2 = 15.40$
$(H_{1.c})_1 = 12.60$
$(H_{1.c})_1 = 13.01$
$H_1 = 12.0$
$H_1 = 10.0$
$H_1 = 8.0$
$\xi = 0.92$
$H_2 = 6.0$
30°
48°～34′
25.0

図--(5-4-15)

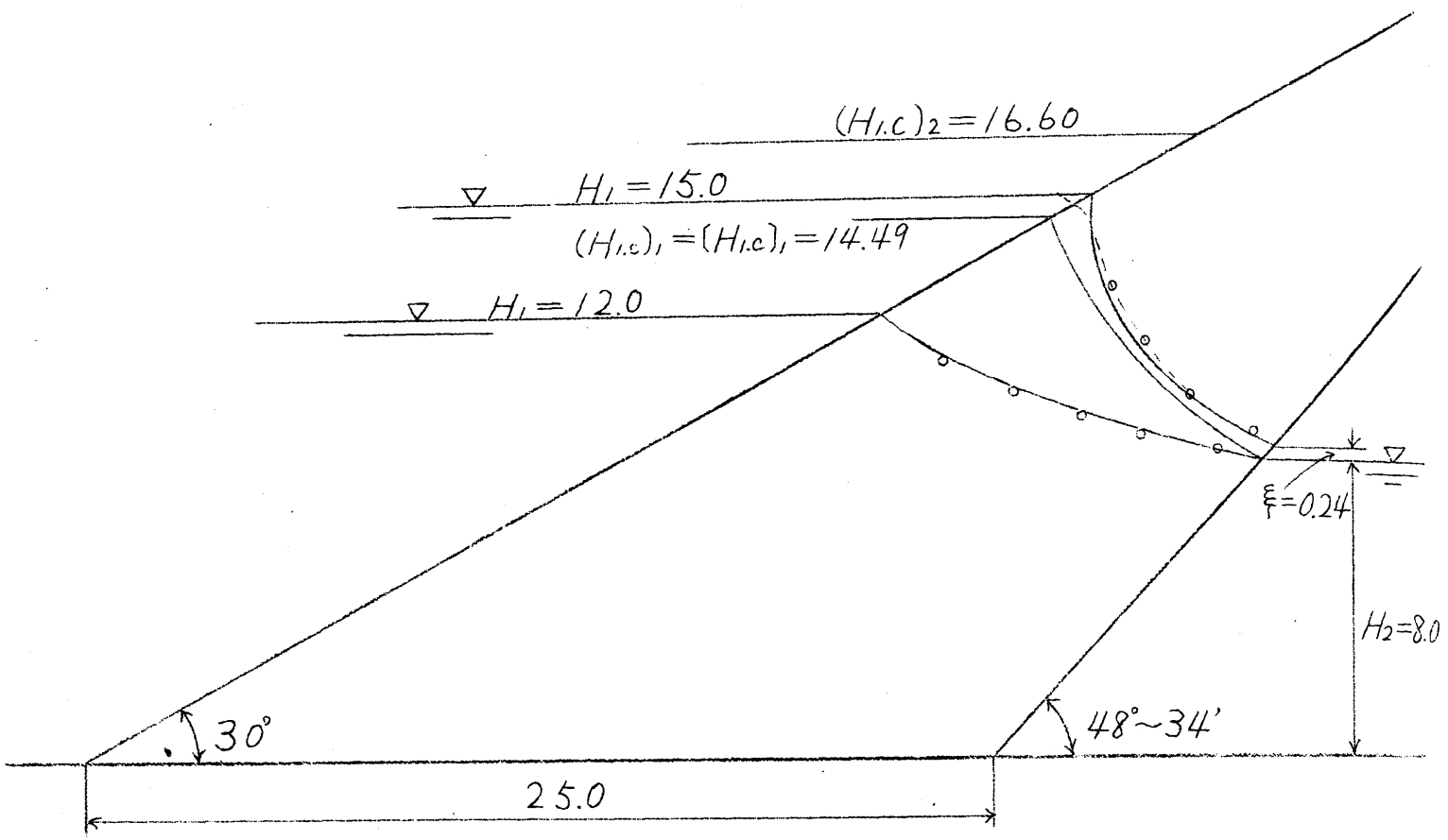
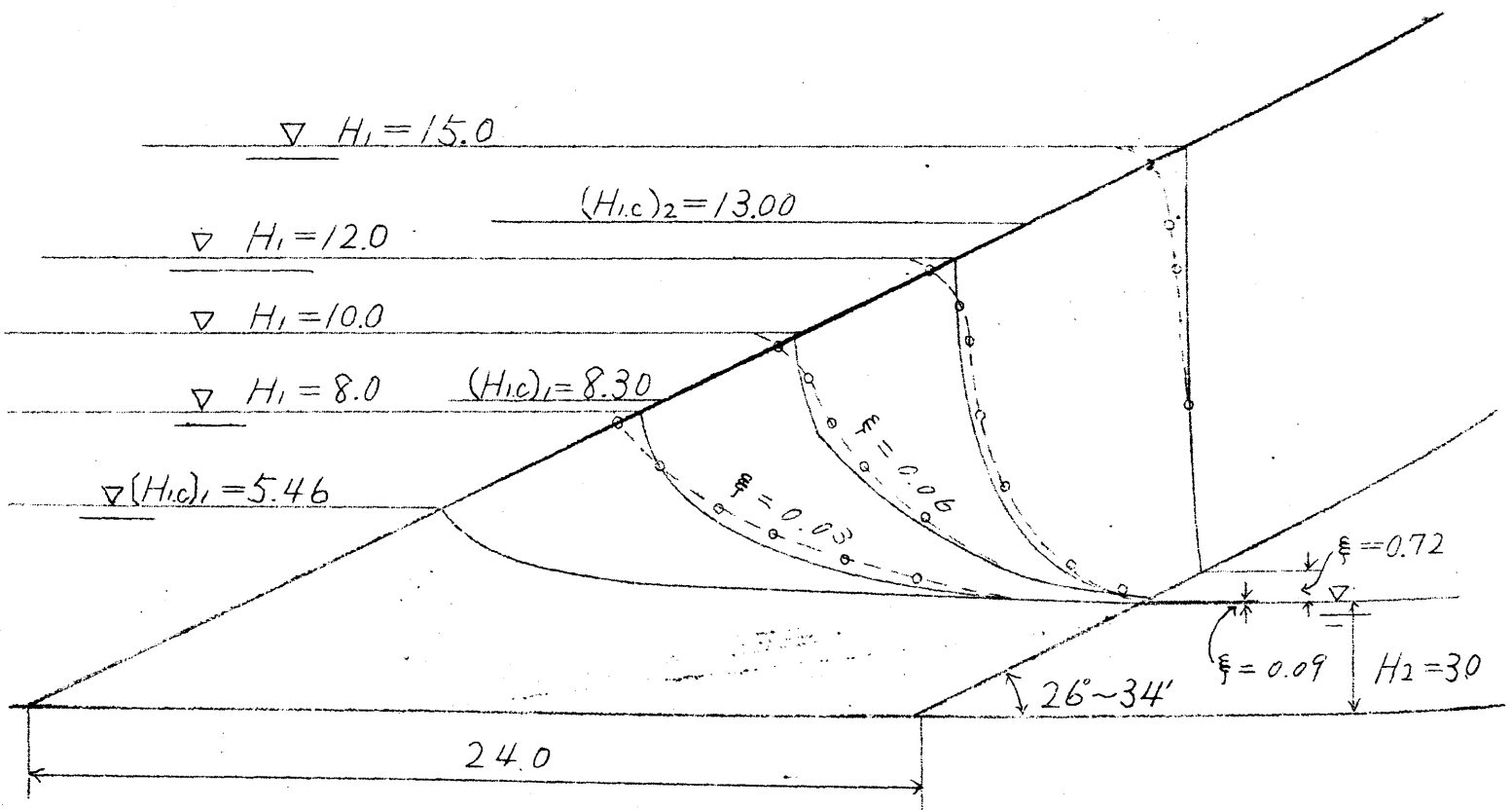
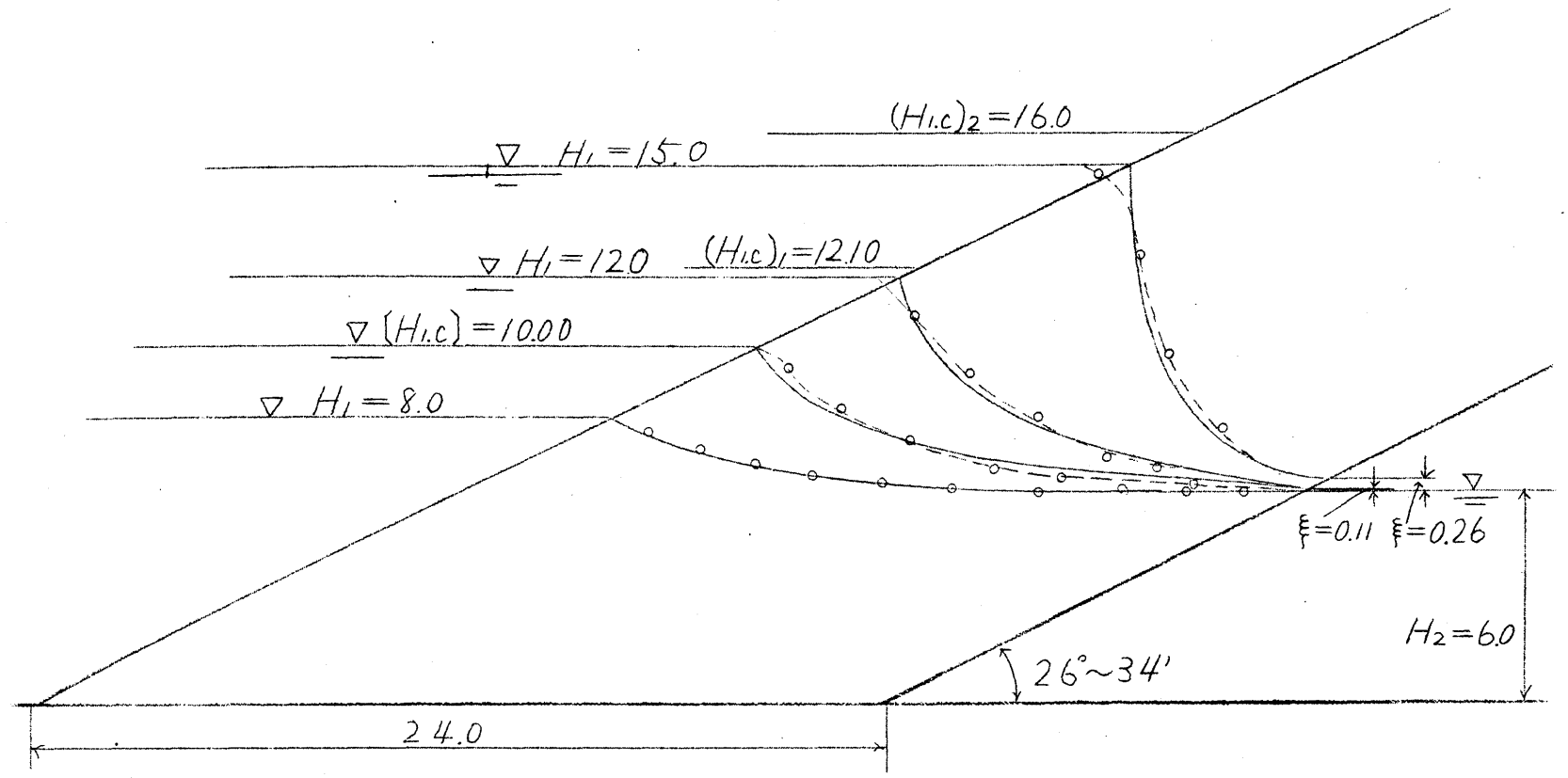

(H1.c)2=16.60
H1=15.0
(H1.c)1=(H1.c)1=14.49
H1=12.0
ξ=0.24
H2=8.0
30°
48°~34'
25.0

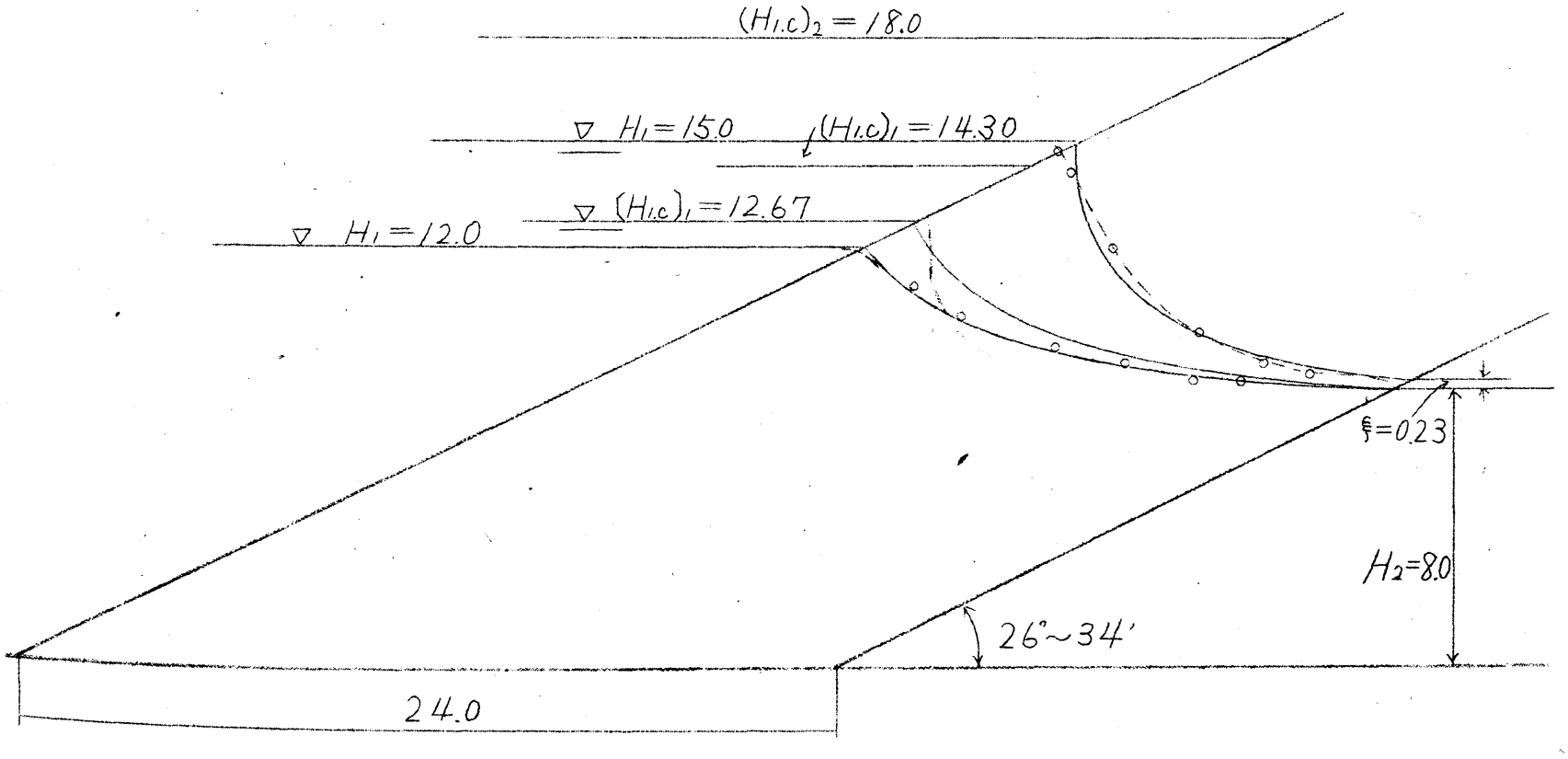
図-(5-4-16)


H1=15.0
(H1.c)2=13.00
H1=12.0
H1=10.0
H1=8.0
(H1.c)1=8.30
(H1.c)1=5.46
ξ=0.03
ξ=0.06
ξ=0.72
ξ=0.09
H2=30
26°~34'
24.0

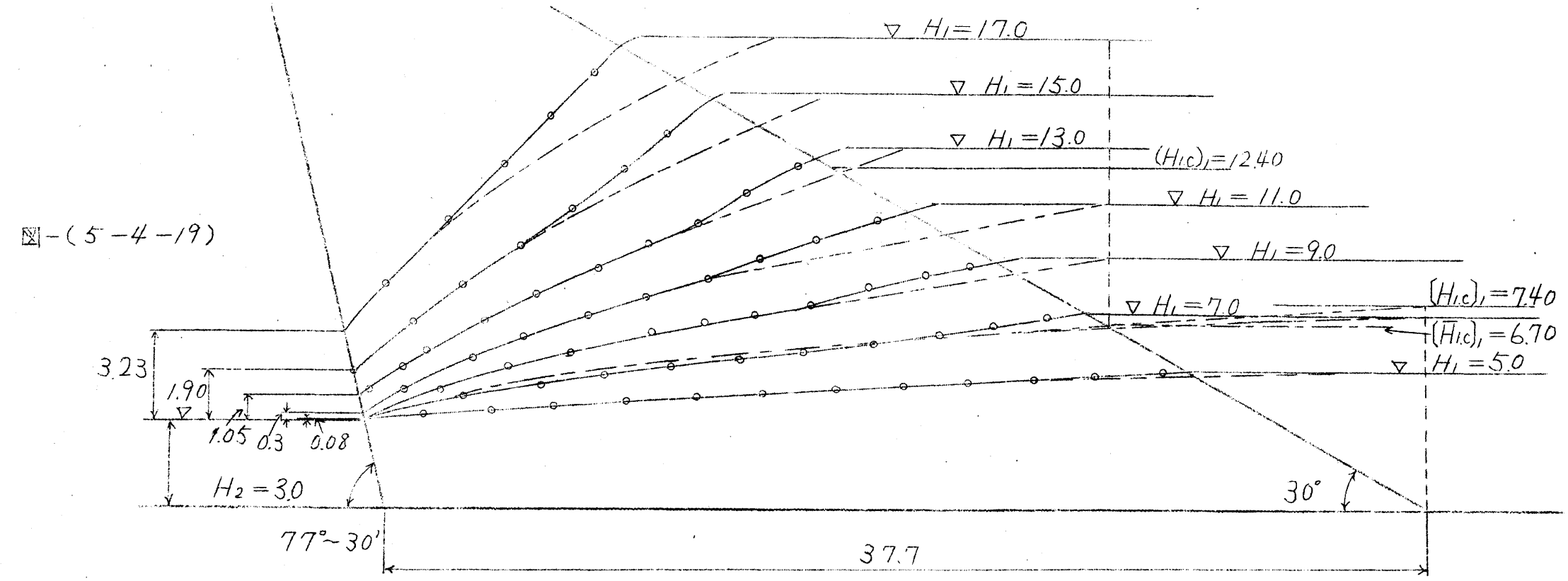
図－（5－4－17）


(H1.c)2=16.0
H1=15.0
H1=12.0
(H1.c)1=12.10
(H1.c)=10.00
H1=8.0
ξ=0.11
ξ=0.26
H2=6.0
26°~34'
24.0

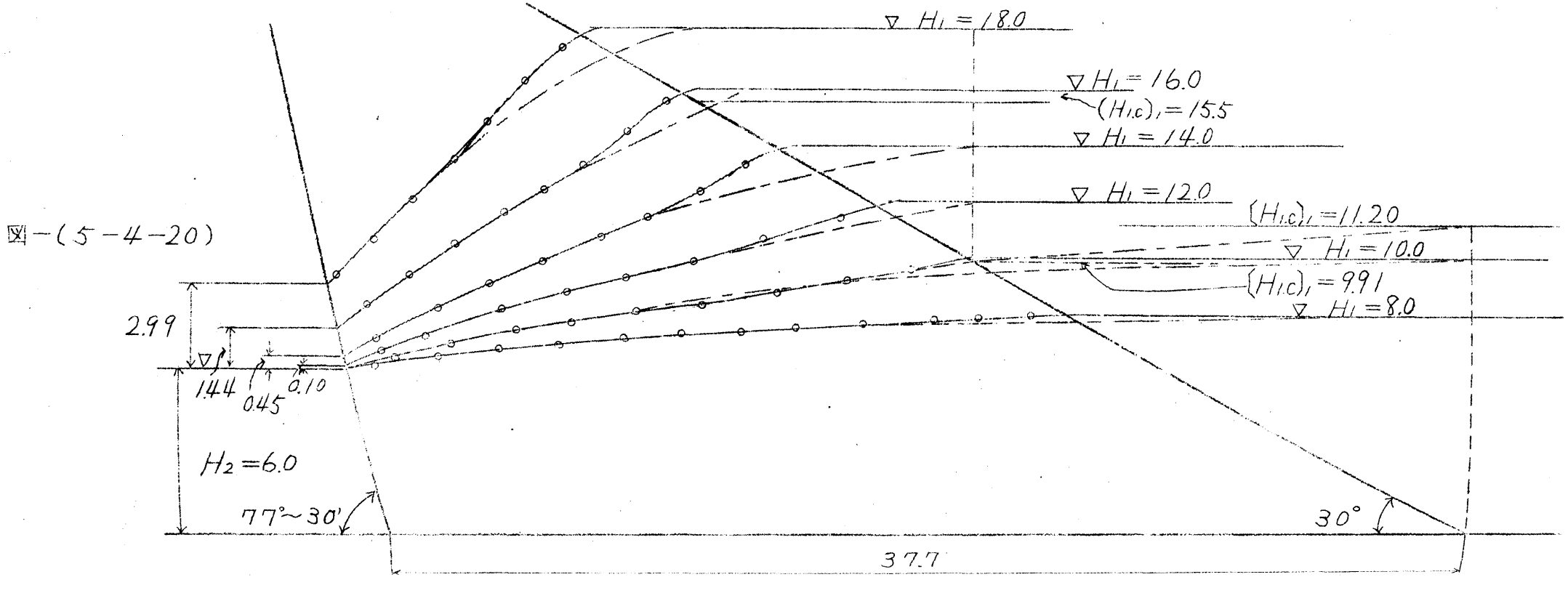
図－（5－4－18）


(H1.c)2=18.0
H1=15.0
(H1.c)1=14.30
(H1.c)1=12.67
H1=12.0
ξ=0.23
H2=8.0
26°~34'
24.0

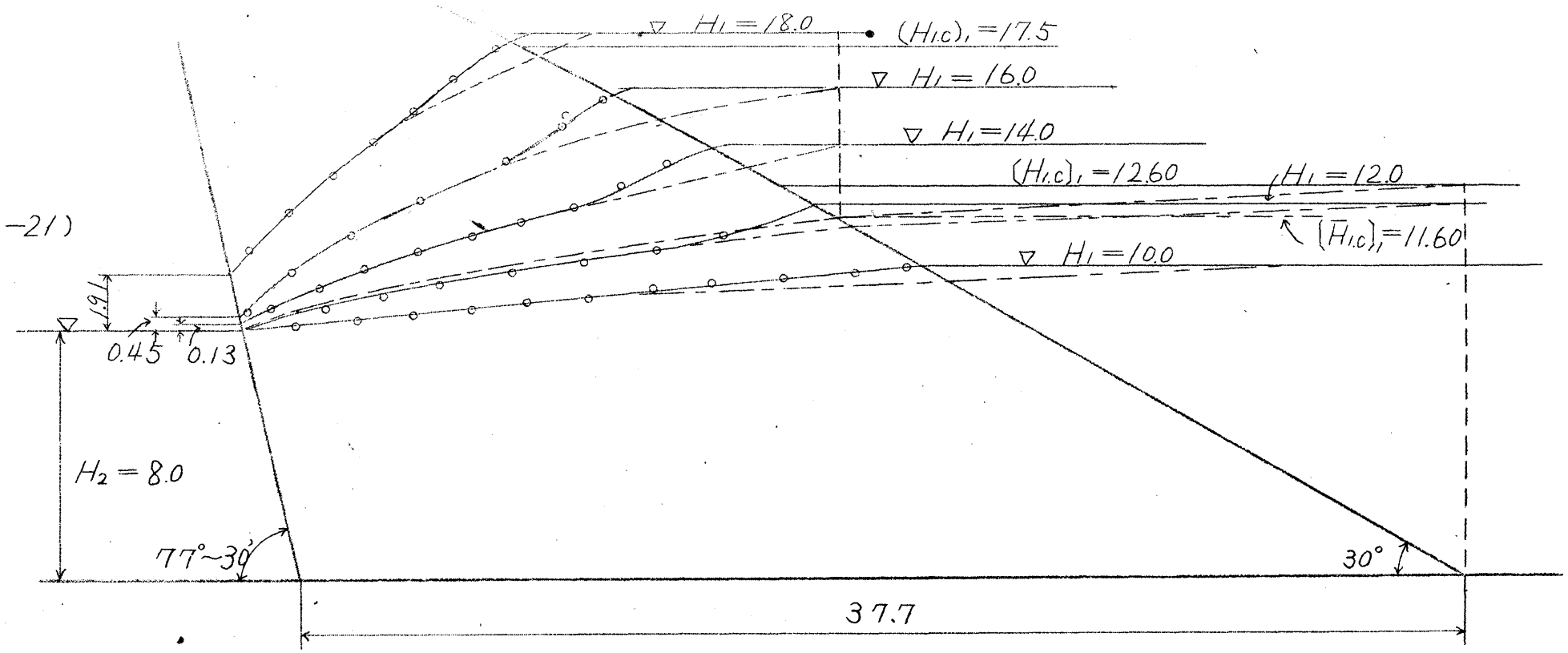
図－(5－4－19)


▽ H1=17.0
▽ H1=15.0
▽ H1=13.0
(H1c)1=12.40
▽ H1=11.0
▽ H1=9.0
(H1c)1=7.40
▽ H1=7.0
(H̄1c)1=6.70
▽ H1=5.0
3.23
1.90
1.05
0.3
0.08
H2=3.0
77°~30'
30°
37.7

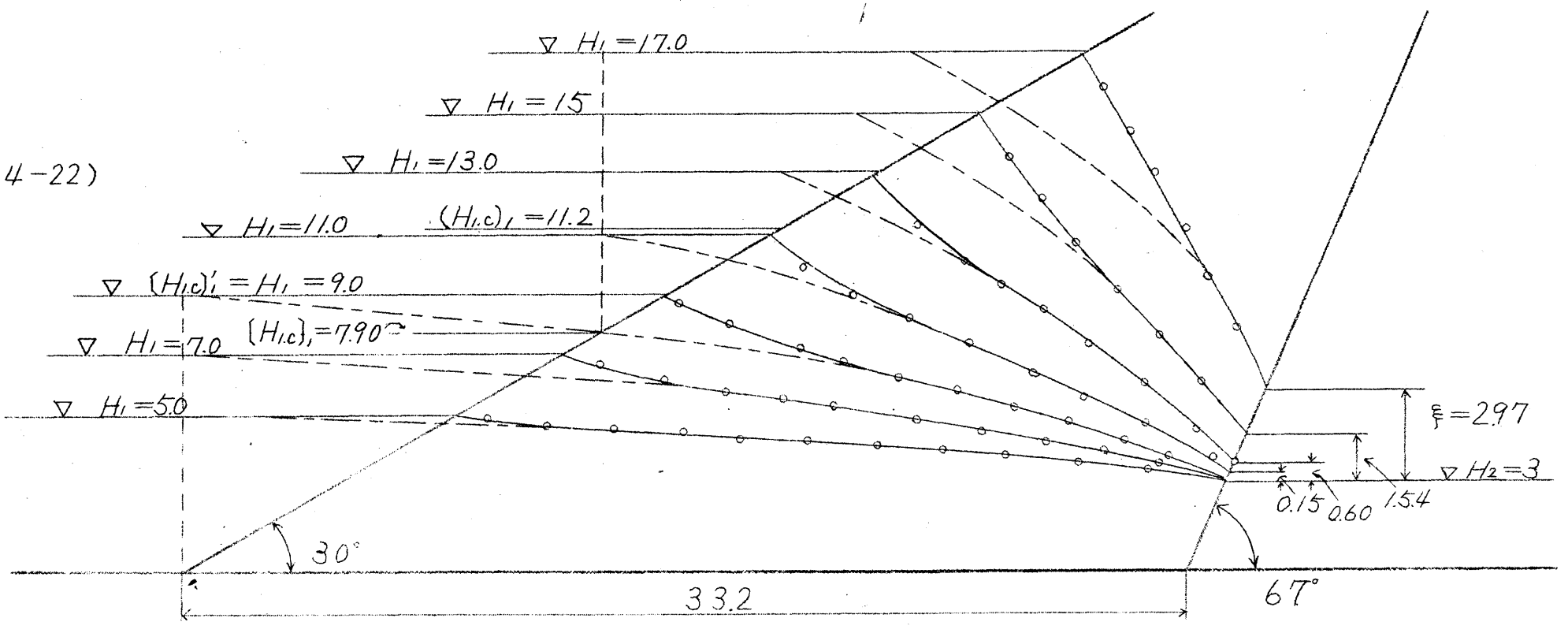
図－(5－4－20)

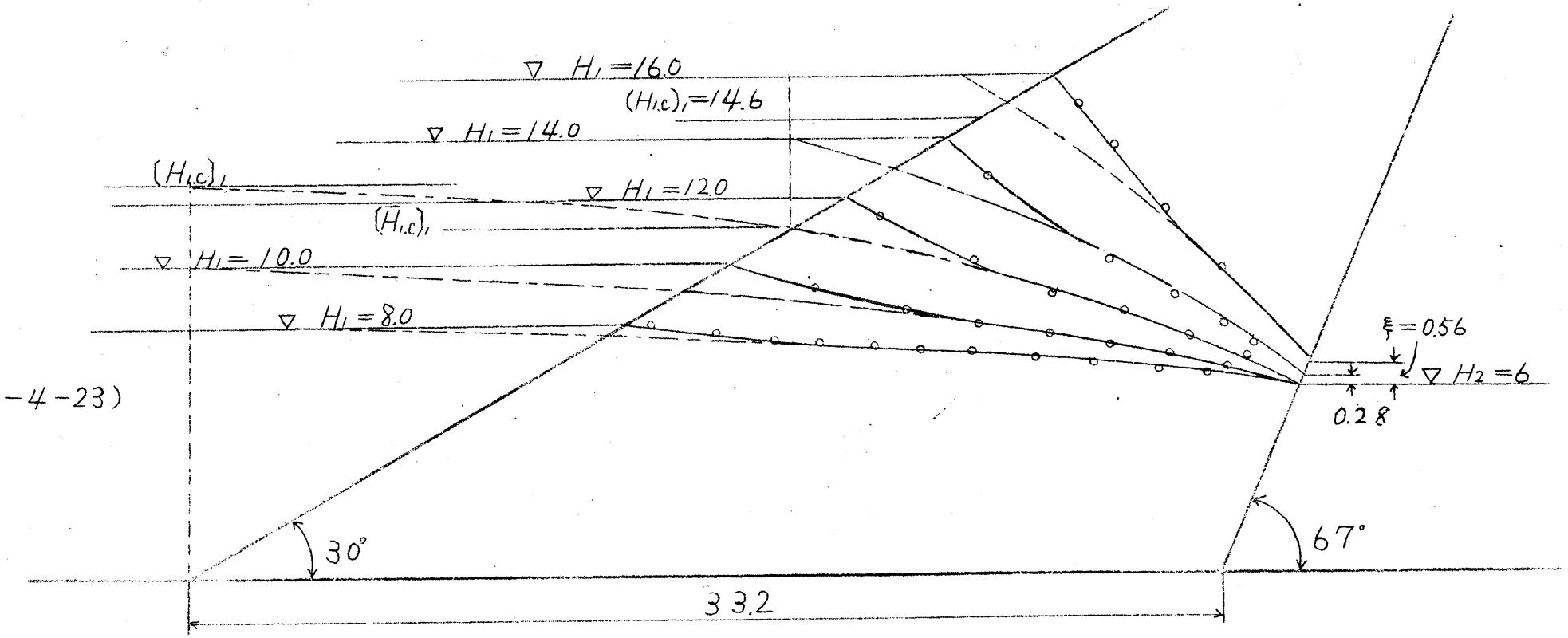

▽ H1=18.0
▽ H1=16.0
(H1c)1=15.5
▽ H1=14.0
▽ H1=12.0
(H1c)1=11.20
▽ H1=10.0
(H1c)1=9.91
▽ H1=8.0
2.99
1.44
0.45
0.10
H2=6.0
77°~30'
30°
37.7

図－(5－4－21)

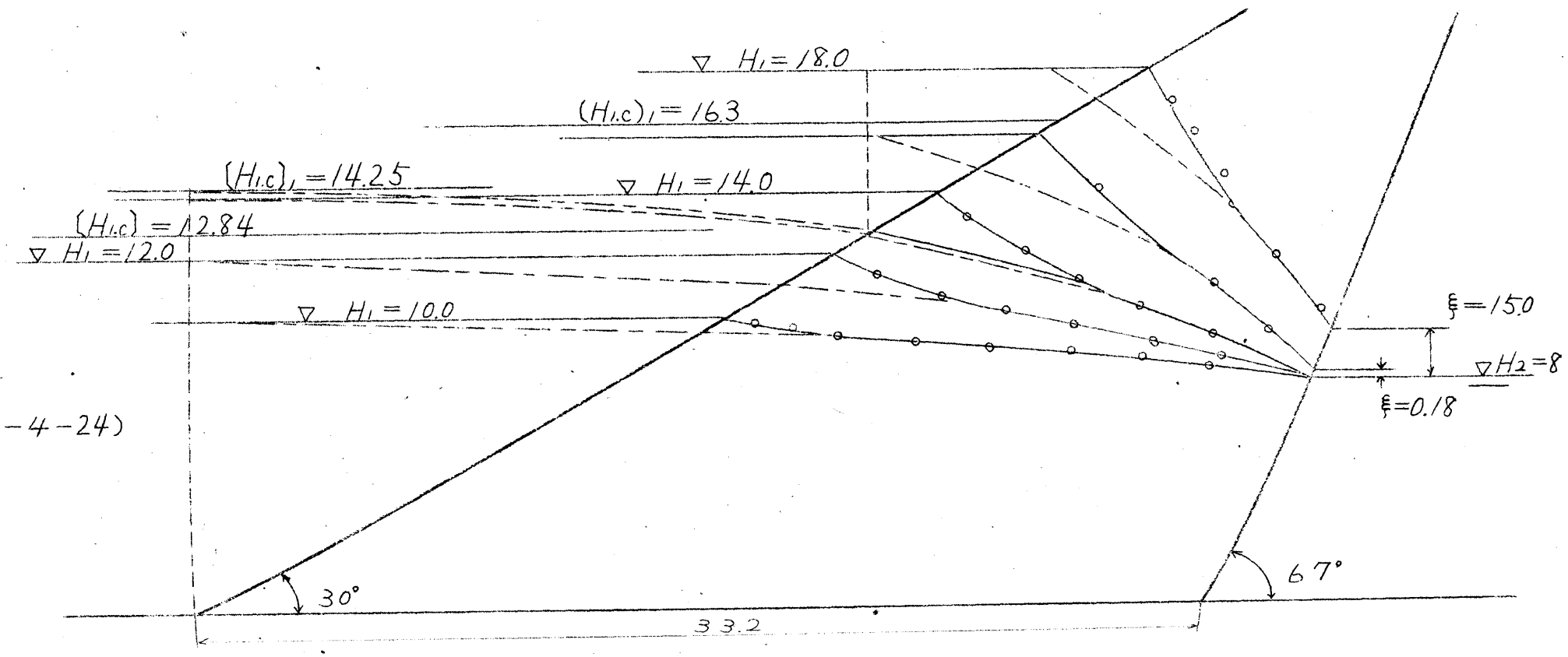

▽ H1 = 18.0
(H1.c)1 = 17.5
▽ H1 = 16.0
▽ H1 = 14.0
(H1.c)1 = 12.60
H1 = 12.0
(H1.c)1 = 11.60
▽ H1 = 10.0
1.91
0.45
0.13
H2 = 8.0
77°~30'
30°
37.7

図－(5－4－22)


▽ H1 = 17.0
▽ H1 = 15
▽ H1 = 13.0
▽ H1 = 11.0
(H1.c)1 = 11.2
(H1.c)'1 = H1 = 9.0
▽ H1 = 7.0
(H1.c)1 = 7.90
▽ H1 = 5.0
30°
33.2
67°
H = 2.97
▽ H2 = 3
0.15
0.60
1.54

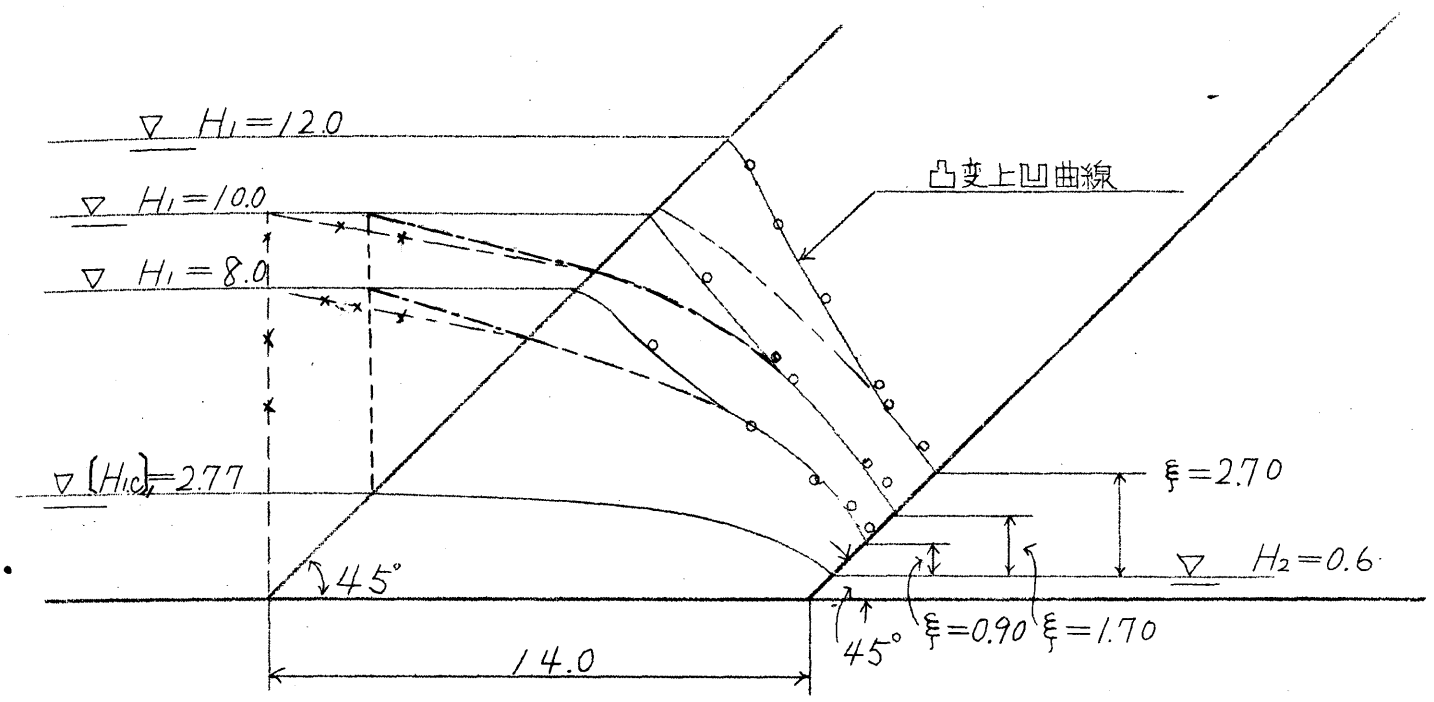

$H_1=16.0$
$(H_{1.c})_1=14.6$
$H_1=14.0$
$(H_{1.c})_1$
$H_1=12.0$
$(\bar{H}_{1.c})_1$
$H_1=10.0$
$H_1=8.0$
$\xi=0.56$
$H_2=6$
0.28
30°
67°
33.2

図－（5－4－23）

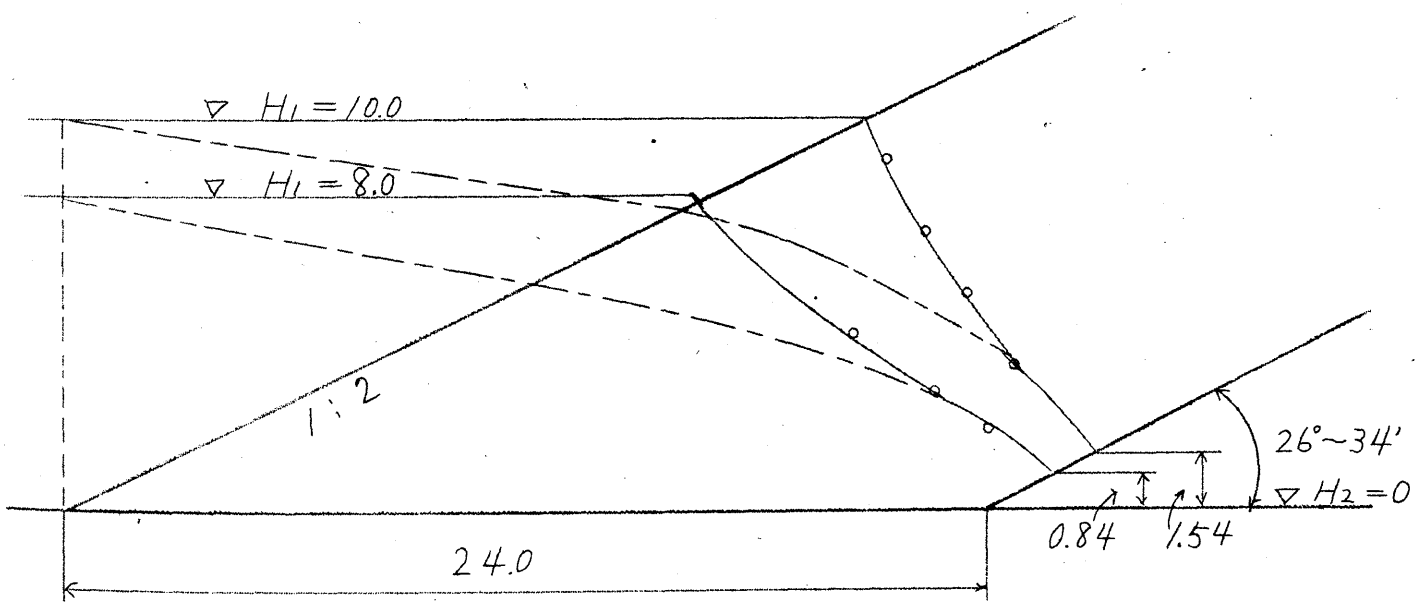

$H_1=18.0$
$(H_{1.c})_1=16.3$
$(H_{1.c})_1=14.25$
$H_1=14.0$
$(H_{1.c})=12.84$
$H_1=12.0$
$H_1=10.0$
$\xi=1.50$
$H_2=8$
$\xi=0.18$
30°
67°
33.2

図－（5－4－24）

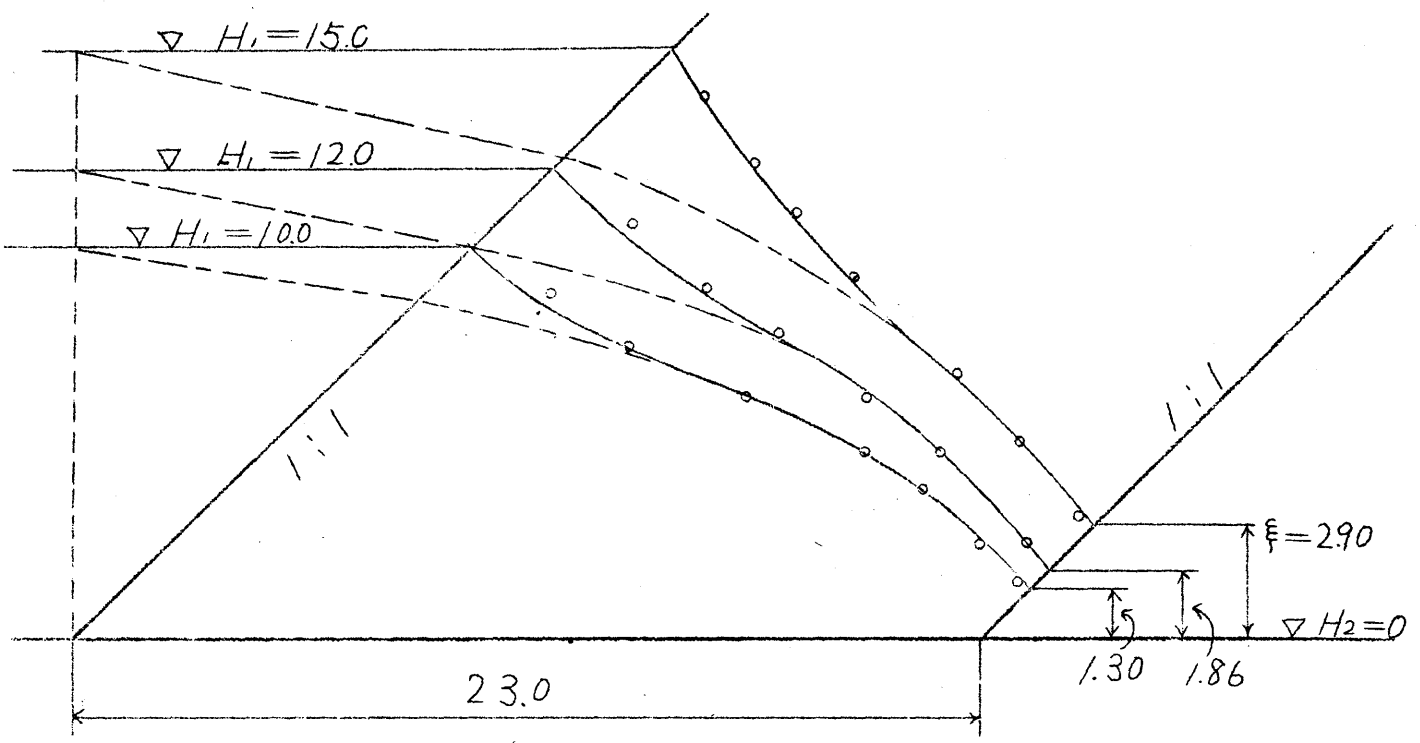
図－（5－4－25）


$H_1=12.0$
$H_1=10.0$
$H_1=8.0$
$(H_{1c})=2.77$
凸変上凹曲線
$\xi=2.70$
$H_2=0.6$
45°
45°
$\xi=0.90$
$\xi=1.70$
14.0

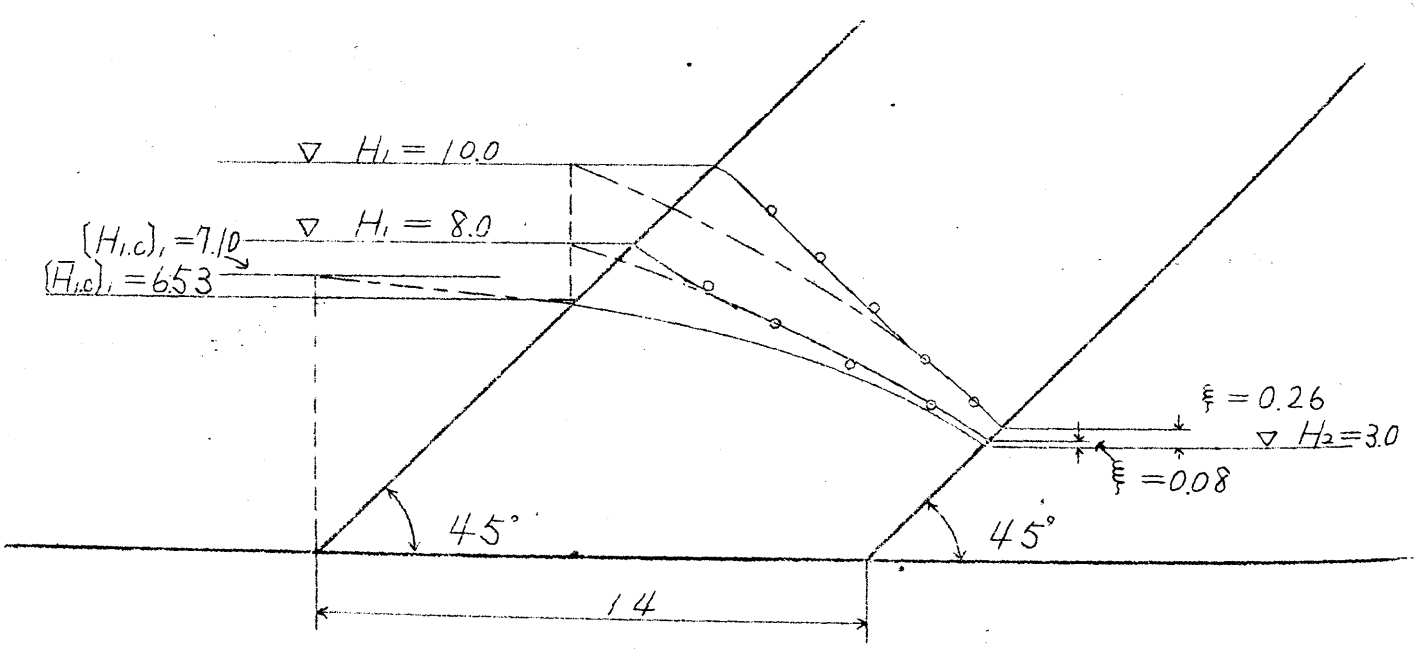
図－（5－4－26）


$H_1=10.0$
$H_1=8.0$
1：2
26°~34'
$H_2=0$
0.84
1.54
24.0

図－(5－4－27)


▽ H₁=15.0
▽ H₁=12.0
▽ H₁=10.0
1:1
1:1
ξ=2.90
▽ H₂=0
1.30
1.86
23.0

図－(5－4－28)

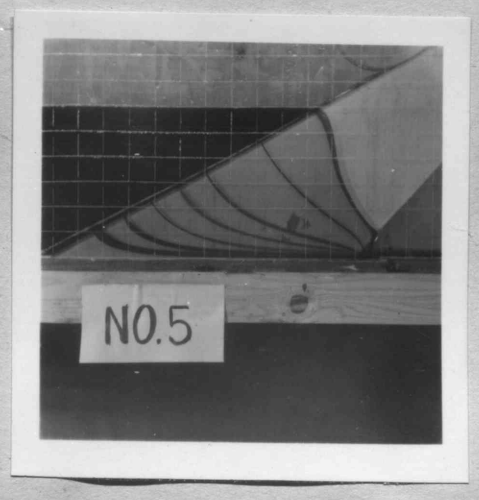

▽ H₁=10.0
▽ H₁=8.0
(H₁.c)₁=7.10
(H̄₁.c)₁=6.53
ξ=0.26
▽ H₂=3.0
ξ=0.08
45°
45°
14

1、流出点の出現しない領域にあっては，流線が流出面の下方に収斂する傾向がある．そして下流水面に近い部分は死水領域が現れる。

2、流出点の出現する領域においては，特に写真－（5－4－2），（5－4－3）にみるように点Eから流入面に下した垂線がすべての流線中で最短であり，しかも直線であることより，この流線上では速度ポテンシャルが kH_1 から kH_2 にまで直線的に減少することを暗示している．この流線はまた第1種の限界対応水位に相当する水面曲線に比して流入点がはるかに高い。

写真－（5－4－4）

写真－（5－4－5）



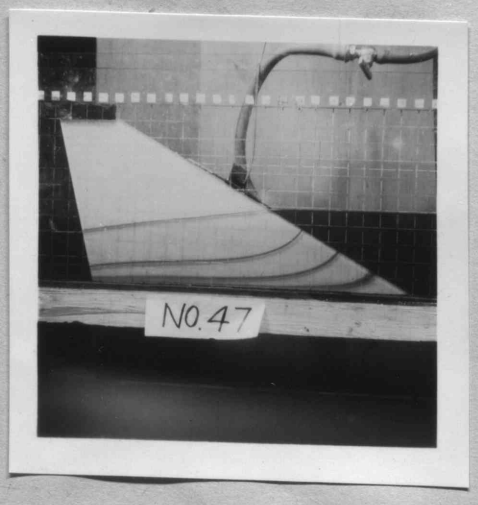
3、凸変上凹曲線をなして滲透する場合の1，2の例を写真－（5－4－4），（5－4－5）に示す．H_2 が極めて小さく H_1 が相当大きい場合は点Eから流入面に下した垂線と一致する流線があらわれず，その代り下流水位 $H_{2.a}$ と流出点との交点より流入面に下した垂線とほぼ一致するものがあるようである。但し流線の終端附近は垂線とは外れて上凸形となり終端勾配は鉛直に近い．この流線と自由水面との間にくる流線は終端に近くなるにつれて勾配を増し終端で鉛直下向きに流出する。

（2）　上凸曲線の時　写真－（5－4－6）～（5－4－8）は著者が行った実験結果中の代表的なものである。これらにみられる流線につき，著しい特徴をあげると次のようである。

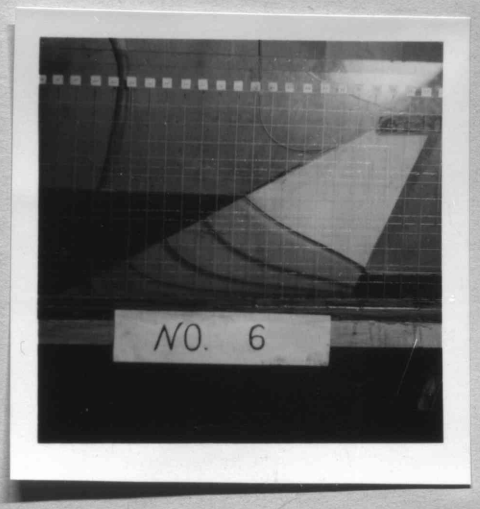
1　流出点の出現しない領域においては，多くの流線が流出面の下方に収斂する。（1）と同様流線上の速度は下方流線程おそく，上方程速い。

2　流出点が出現する領域の滲透では，第3種の限界対応水位に相当する水面曲線に比し，下流水面と流出面との交点を通る流線ははるかに上方の流入点より流入する。そしてこの流線は直線形はとらず上凹曲線となる。

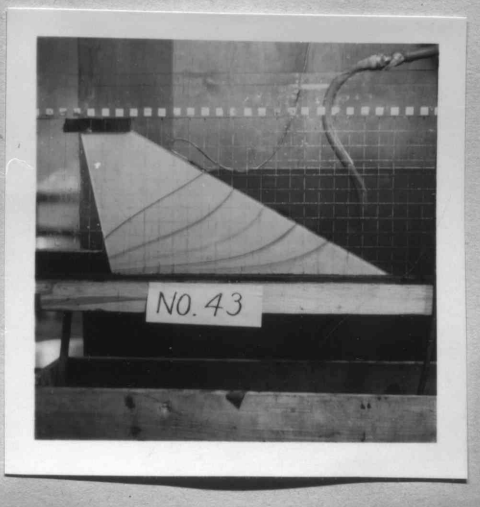
写真－（5－4－6）



写真－（5－4－7）



写真－（5－4－8）



3、凸変上凹曲線の初期の上凸曲線をなす場合の滲透においては，流線はやはり流出面の下方に集る傾向があるが，普通の上凸曲線をなす場合ほどは著しくない。また滲出面（*Surface of Seepage*）に出る流線は

流出呑に近付くにつれて流出角が鉛直に近く急になる。

（ 寫眞－（5－4－9），（5－4－10） 参照 ）

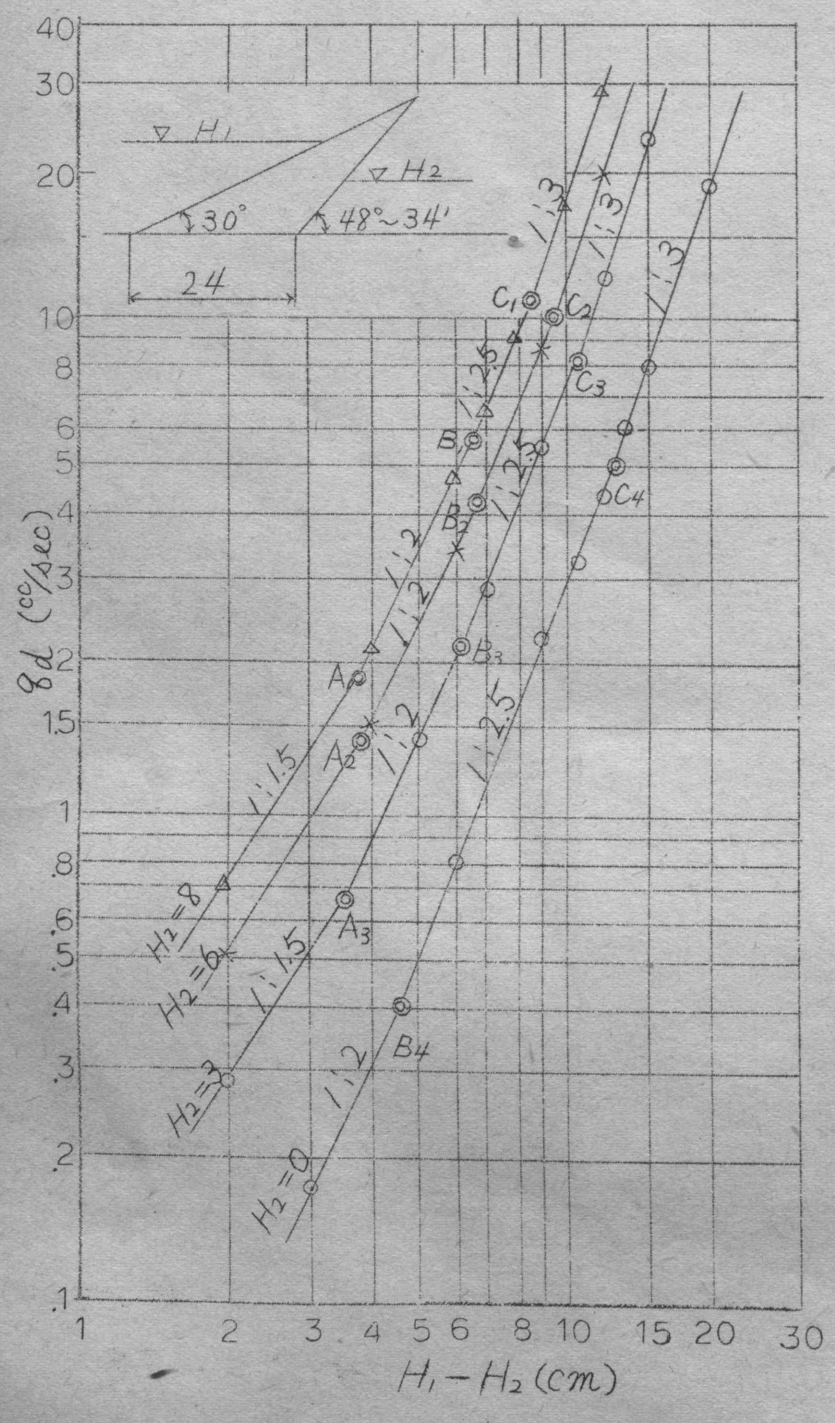
寫眞－（5－4－9）

寫眞－（5－4－10）

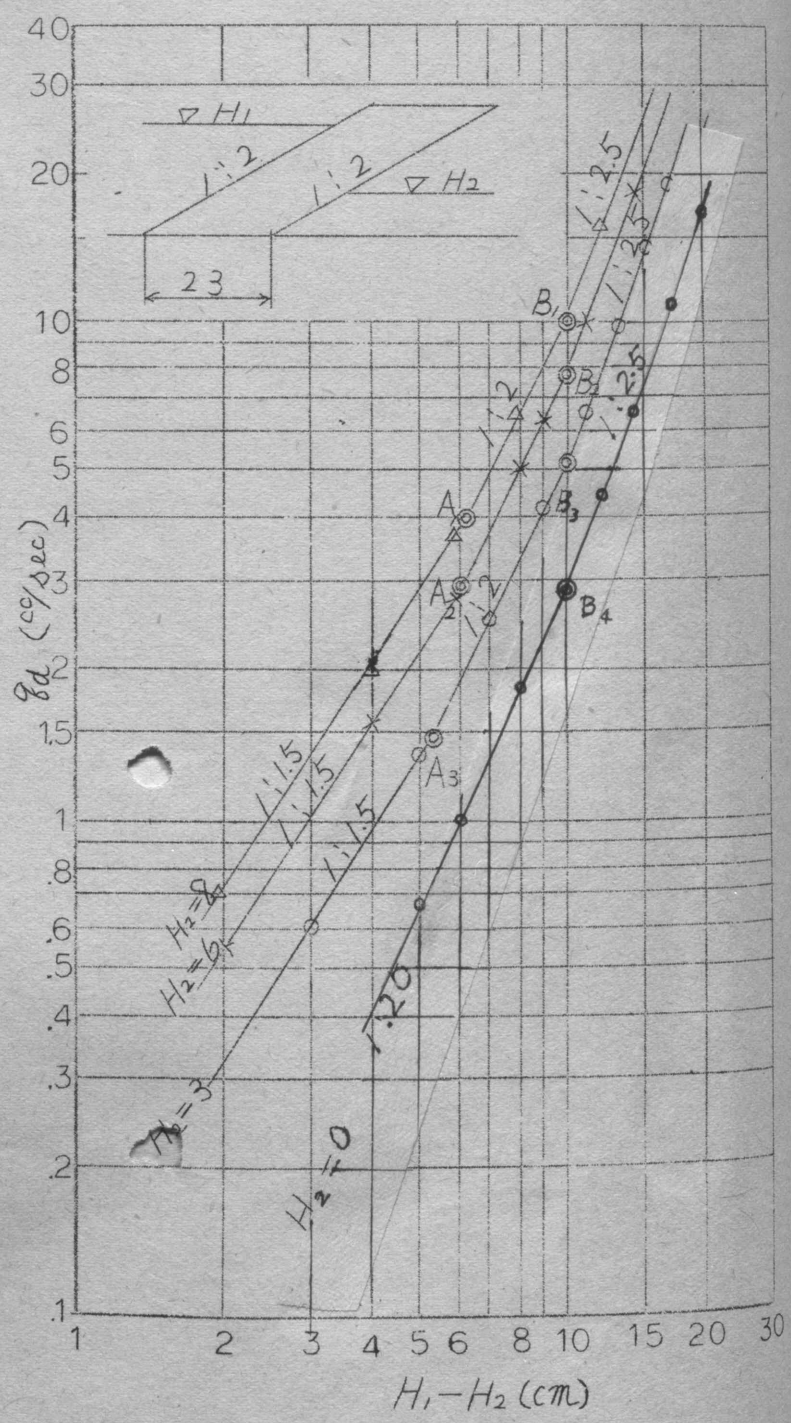
5 流　量

（1） 上凹曲線の時　図－（5－4－29）～（5－4－30）は対数方眼を用いて横軸に測定流量 q_d 縦軸に H_1-H_2 をとって，これらの間の関係を図示したものである。種々の印は測定値を示す。計算値はいずれもこ

図－（5－4－29）



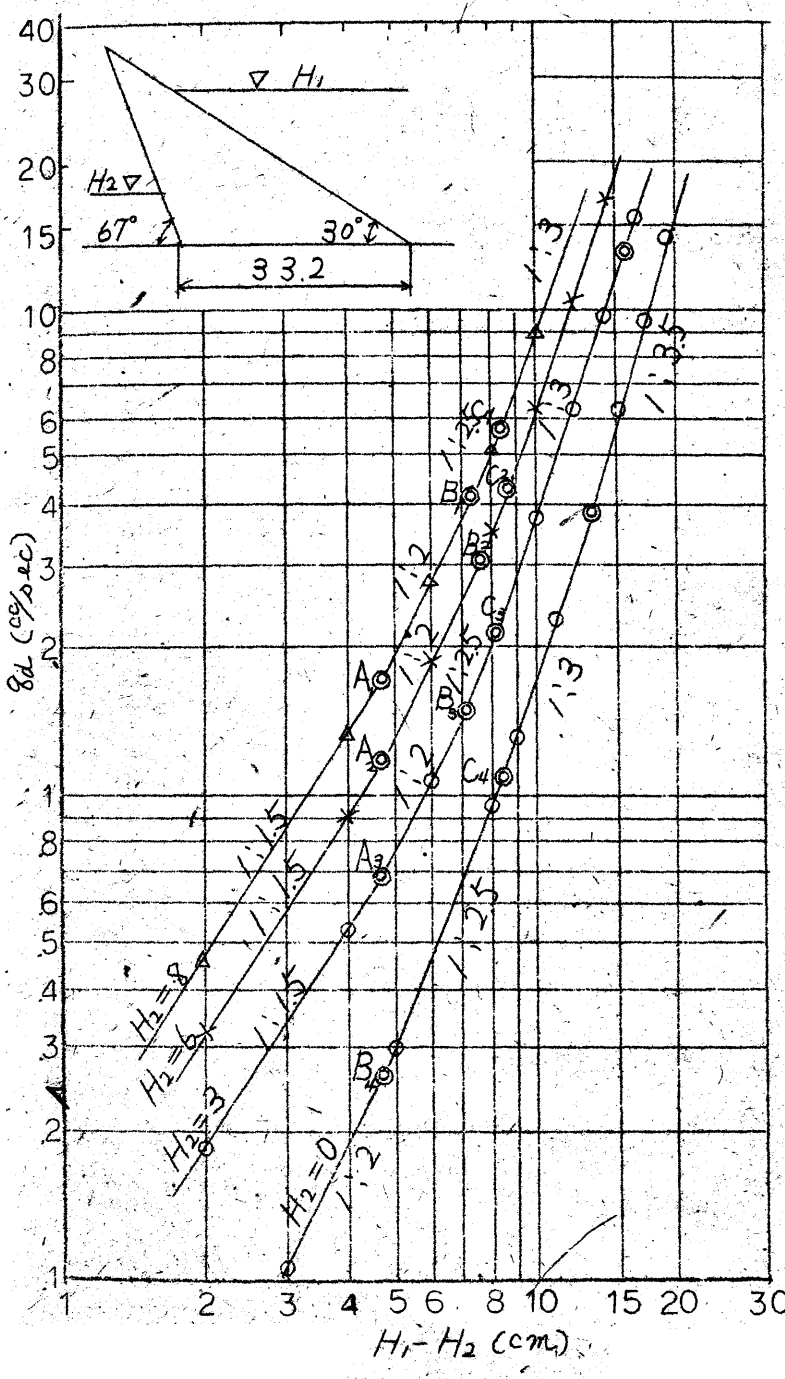
図－（5－4－30）



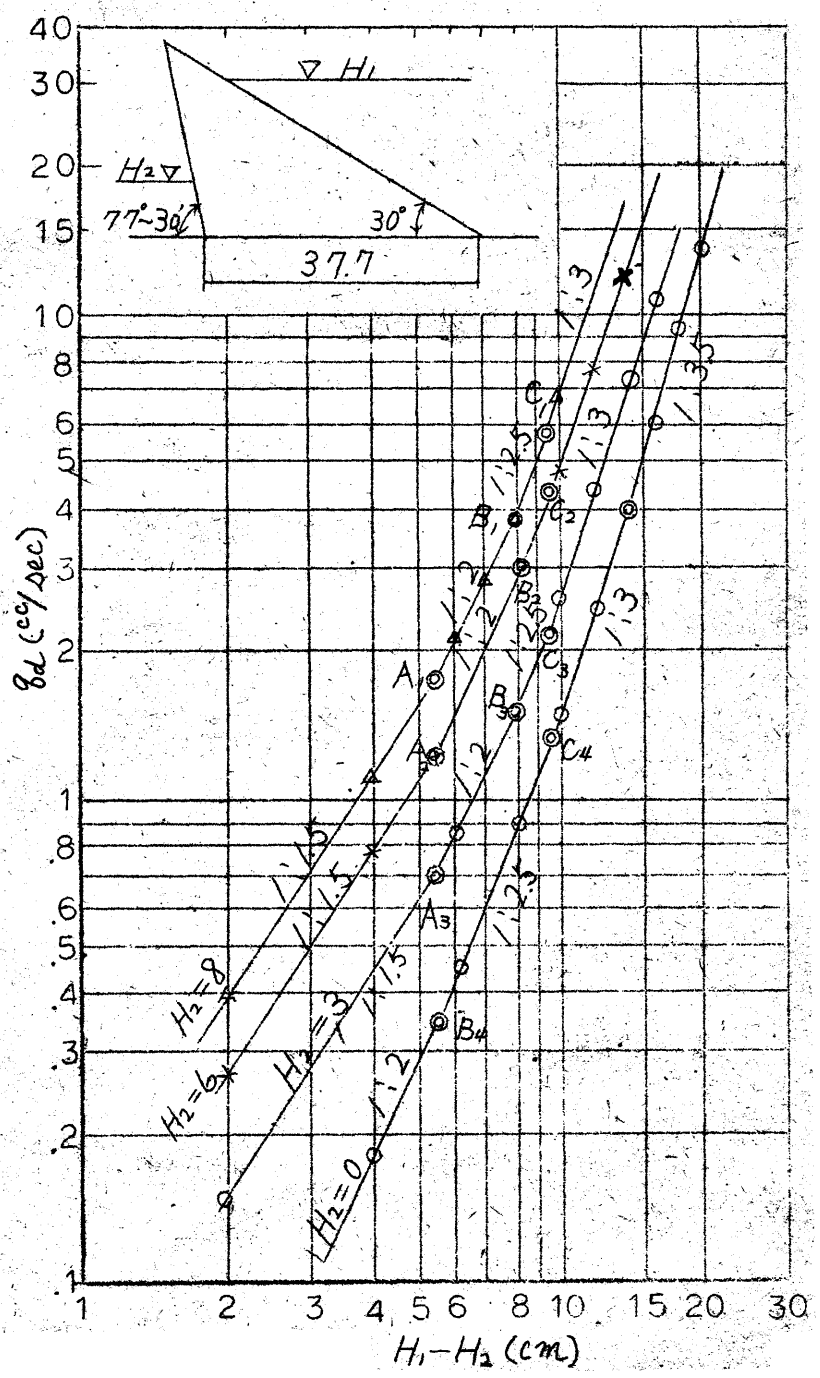
れらの実測値とよく一致しており図上では点がくつつき合うのでこれら計算値は記入を省略した．ことに $(H_{1.c})_1$，$(H_{1.c})_2$，$(H_{1.c})_3$ 等の値及びそれらに対応する $\xi_{1.c}$，$\xi_{2.c}$，$\xi_{3.c}$ 等の値はよく一致している．

（2） 上凸曲線の時，図－（5－4－31）～（5－4－32）は（1）と同様にして求めたものである．この場合も極めてよい一致を示している．

図－（5－4－31）



図－（5－4－32）



（3） 考察 これら結果より著者の仮定及びこれから誘導せられた近似理論が正しいということがかうたのである．ところで Dupuit－Forchheimer 理論が近似的に成立する範囲内においても，これらの図より分るように $\log_{10}\beta d \sim \log_{10}(H_1-H_2)$ 直線の勾配が一様ではなく，勾配の転移点をもっていることが分る．$H_2=0$ の場合も実際には $H_2>0$ の場合と同様な法則に支配されているのである．ただこの場合は $(h_{1.c})_1$ 或は $(h_{1.c})_2$ 等の値を直接把握し難い．これらは流出点の高さより流量を求める関係式，式－（5－3－33），（5－3－35）等を用いて，種々の H_1 に対して ξ，β を求め $\log_{10}\beta$，$\log_{10}H_1$ の関係を図示してみれば $H_2>0$ の場合の H_2 に対して H_1 が $(h_{1.c})_1$ や $(h_{1.c})_2$ などになる時と同様な関係が求められ，これより $H_2=0$ に対するこれらの値を知ることができる．

〔V〕　上下流の水位差に比し幅の狭い梯形断面堤体の滲透

1.　緒言　心壁に用いるような幅に比べて高さが大きい梯形断面の堤体においては，他の断面形をもった場合と同様に，上下流水位差が或る値以上に大きくなることがあり，このような場合の滲透には，やはり他の場合と同様に Dupuit－Forchheimer の理論は成立しなくなり，これに代って2乗法則や2.5乗法則が成立することになるのである．ここに梯形というのは〔II〕,〔III〕等で述べたようなものとは異り上流側或は下流側のいずれの側にも傾かない普通の梯形をいうのである．

2.　$H_2=0$ の時の滲透

〔I〕の場合と同じような考え方で処理するのであるが，この場合はさらに，流入面の影響と滲出面（*Surface of seepage*）の傾斜とを考慮しなければならない．即ち，〔III〕，4.(2) の場合とほぼ同様に処理するわけであるが，唯，この場合は $m=0$ となり，さらに，流出点では自由水面の勾配は $-\sin\theta_2$ になるというところが異るのである．

この場合の単位幅あたりの流量を q とすると，(5－3－30) の代りに次式を得る．

$$y=\sqrt{h^2-2\frac{q}{k_e}\int_0^s\frac{ds}{\beta}} \qquad (5-5-1)$$

ここに，h は流入面の影響を除去した理想水面曲線と流入面の交点の水平不透水層よりの高さ，s は上記交点を始点として理想水面曲線に沿うて測った長さ，β は〔III〕4（2）で述べた通りのもの．

これより

$$\frac{dy}{ds}=\frac{-q\left(\frac{1}{\beta}\right)}{k_e\sqrt{h^2-2\frac{q}{k_e}\int_0^s\frac{ds}{\beta}}} \qquad (5-5-2)$$

但し

$$\left(\frac{1}{\beta}\right)=\frac{\int_0^s\frac{ds}{\beta}}{\int_0^s ds}$$

$s=S-\frac{\xi}{\sin\theta_2}$　即ち流出点では，$y=\xi$．

$\int_0^{S-\frac{\xi}{\sin\theta_2}}\frac{ds}{\beta}=\frac{S-\xi/\sin\theta_2}{\overline{\beta}}$，$\frac{dy}{ds}=-\sin\theta_2$，$\left(\frac{1}{\beta}\right)=\frac{1}{\overline{\beta}}$ とおくと次式をうる．但しSは始点より理想水面曲線に沿うて測り流出点を経てさらに滲出面に沿い水平不透水層にいたる全長とする．

$$q=k_e\,\xi\,\overline{\beta}\,\sin\theta_2 \qquad (5-5-3)$$

$$\xi=\sqrt{h^2-2\frac{q}{k_e}\left(S-\frac{\xi}{\sin\theta_2}\right)/\overline{\beta}} \qquad (5-5-4)$$

この両式より

$$\xi=S\sin\theta_2-\sqrt{S^2\sin^2\theta_2-h^2} \qquad (5-5-5)$$

また

$$q=k_e\frac{h^2-\xi^2}{2\left(S-\xi/\sin\theta_2\right)}\overline{\beta} \qquad (5-5-6)$$

k_e の値のとり方であるが，別に実験等により明らかにしておけばよい。

以上の考え方が成立するのは $H_1\leqq L_p$（3で説明）の領域であり，$H_1\geqq L_p$ の時は $H_1=L_p$ の時の水面曲線並びに滲透流量が基準になり〔I〕で述べたと同様な関係が成立する．

3.　$H_2>0$　の時の滲透

H_1 が H_2 より大きくなると流出点が現れる。

1.　自由水面　〔I〕3の場合と同様な考え方をして，下流水面をそのまま堤体断面内に延長した平面でこれより上の流れと下の流れとに分け，その内の上の流れに着目して次式より自由流線を求めることが可能である。

$$y=\sqrt{(h-H_2)^2-\frac{(h-H_2)^2-\xi^2}{(S-\xi/\sin\theta_2)}\overline{\beta}\int_0^s ds/\beta} \qquad (5-5-7)$$

また，流出点の下流水面よりの高さをξとおくと，

$$\xi = S\sin\theta_2 - \sqrt{S^2\sin^2\theta_2 - (h-H_2)^2} \qquad (5-5-8)$$

但し，この場合のSは流入面の影響を受けない理想水面曲線と流入面との交点を始点として，この曲線に沿うて流出点まで測りさらに滲出面に沿うて下流水面とこの面との交点まで測った全長．

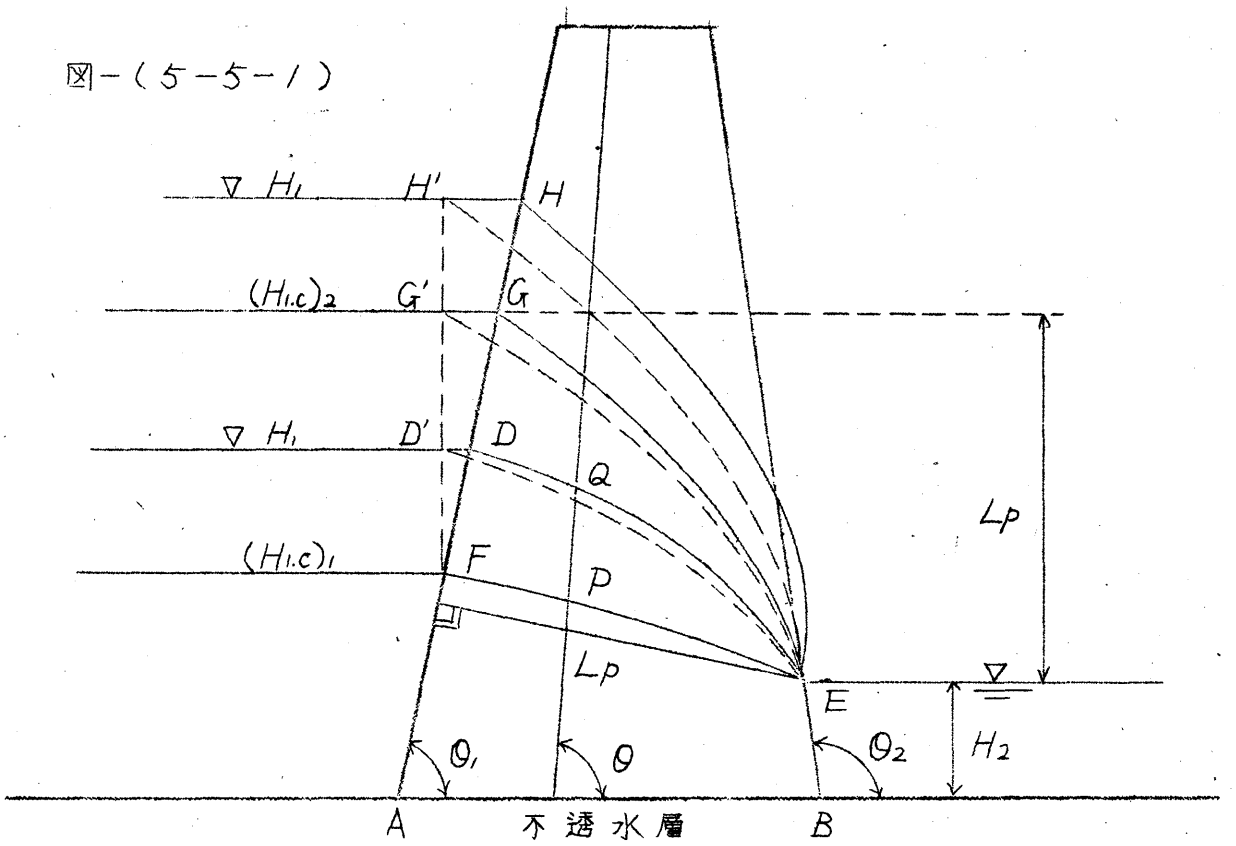
hはこさきの場合と同様に多数の実験により明らかにしておけばよい。上の関係は$H_1 \leqq H_2+L_p$の領域では成立するが$H_1 \geqq H_2+L_p$の領域では$H_1=H_2+L_p$の時の水面曲線を基準として，これに平行に$H_1-H_2-L_p$だけ高い水面曲線をとる。

b　浸透流量

(1)　$(H_{1.c})_1 \geqq H_1$　の範囲　この時の動水勾配線は上流水面と流入面との交点を終点とし，下流水面H_2と流出面との交点を始点とする上凸曲線となる．いま，始点よりこの線に沿うて測った長さをΔ，この線の水平不透水層よりの高さをzとすると，単位幅当りの流量qは透水係数kを用いると，[II]，6　(1)の式－(5-2-15)，(5－2－16)等で表される。また動水勾配線及びその勾配についても式－(5－2－17)，(5－2－18)が適用される。また，動水勾配線の勾配がとり得る限界勾配値として式－(5－2－19)がそのままあてはまるものとする。従って，$(H_{1.c})_1$の値やそれに対する$q_{1.c}$の値などについて式－(5－2－20)，(5－2－21)等の式がそのまま用いられる。

(2)　$H_1 \geqq (H_{1.c})_1$　の範囲　この範囲においての関係式として式－(5－2－22)～(5－2－26)がそのまま成立する。次に，式－(5－2－26)の成立する範囲の限界について吟味をする．図－(5－5－1)の点Eより流入面に垂線を下し，その長さをL_pとし，L_pを下流水位H_2上に測り取る。その高さ$H_2+L_p=(H_{1.c})_2$と同じ高さをH_1がとる時がその限界となる。即ち，

図－(5－5－1)



$$(H_{1.c})_2 = H_2 + L_p \qquad (5-5-9)$$

H_2に対して$H_1=(H_{1.c})_2$の時のqの値を$q_{2.c}$で示すと，

$$q_{2.c} = q_{1.c}\frac{L_p^2}{\{(H_{1.c})_1 - H_2\}^2} \qquad (5-5-10)$$

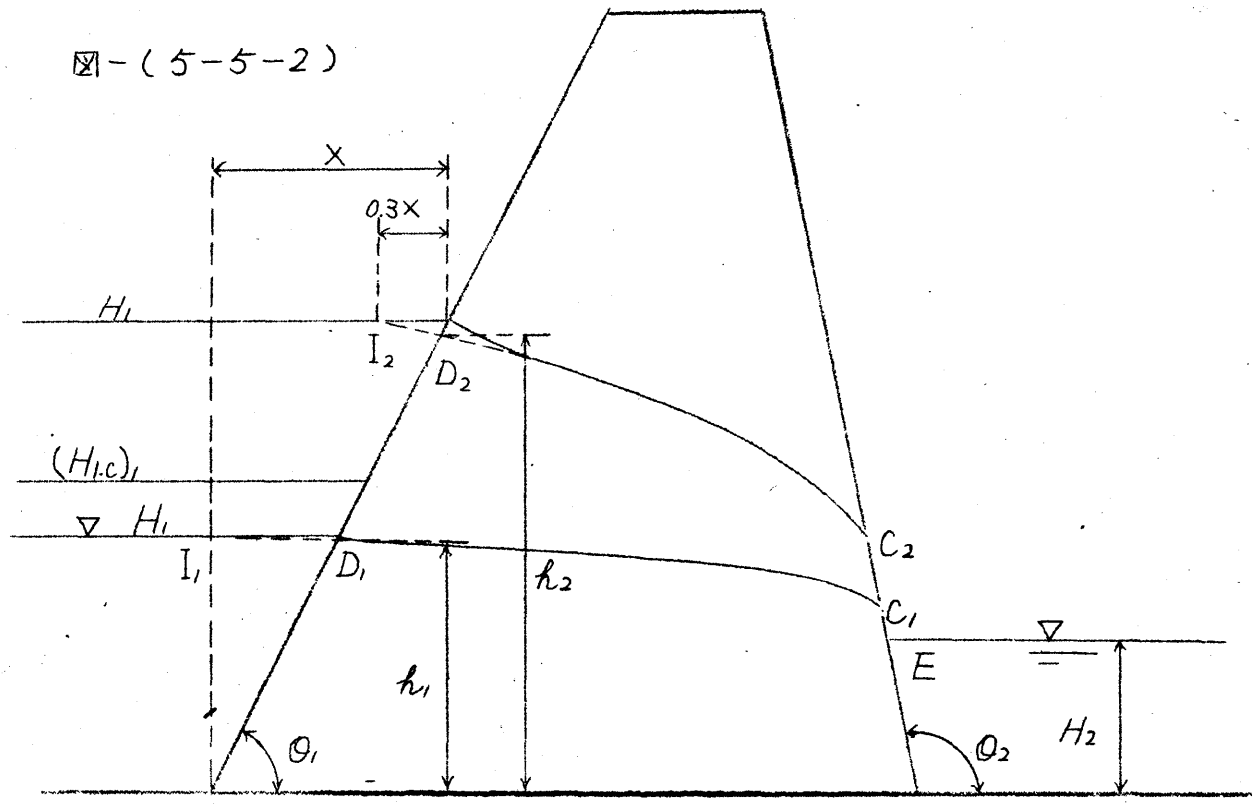
次に$H_1 \geqq (H_{1.c})_2$の範囲においては，式－(5－2－29)～(5－2－32)が成立する。式－(5-2-32)は流量に関する2.5乗法則を示し，この適用範囲の上限界は両法面の交点と水位が一致した時である．

4　h_2の値並びに実際水面曲線

(1)　h_2の値　多くの実測結果につき，水面曲線を詳細に検討した結果，〔IV〕　2　で述べたとほぼ同様な次の結論を得た。

図－(5－5－2)に示すように，流入面の影響を取り除いた理想水面曲線を流入面よりさらに上流側に延長したものを考え，上流水面との交点Ⅰを求めると，点Ⅰは次のような位置にくる。

図－(5－5－2)



a．$H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の範囲　流入面の法先，点Aに立てた鉛直線と上流水面との交点に点Ⅰがくる。

b．$H_1 \geqq (H_{1.c})_1$ の範囲，いま点Aを通る鉛直線と，水位H_1と流入面との交点D_2との水平距離をXとすれば，点D_2より0.3Xという水平距離を上流水面上に測りとった点I_2に点Ⅰがくる。

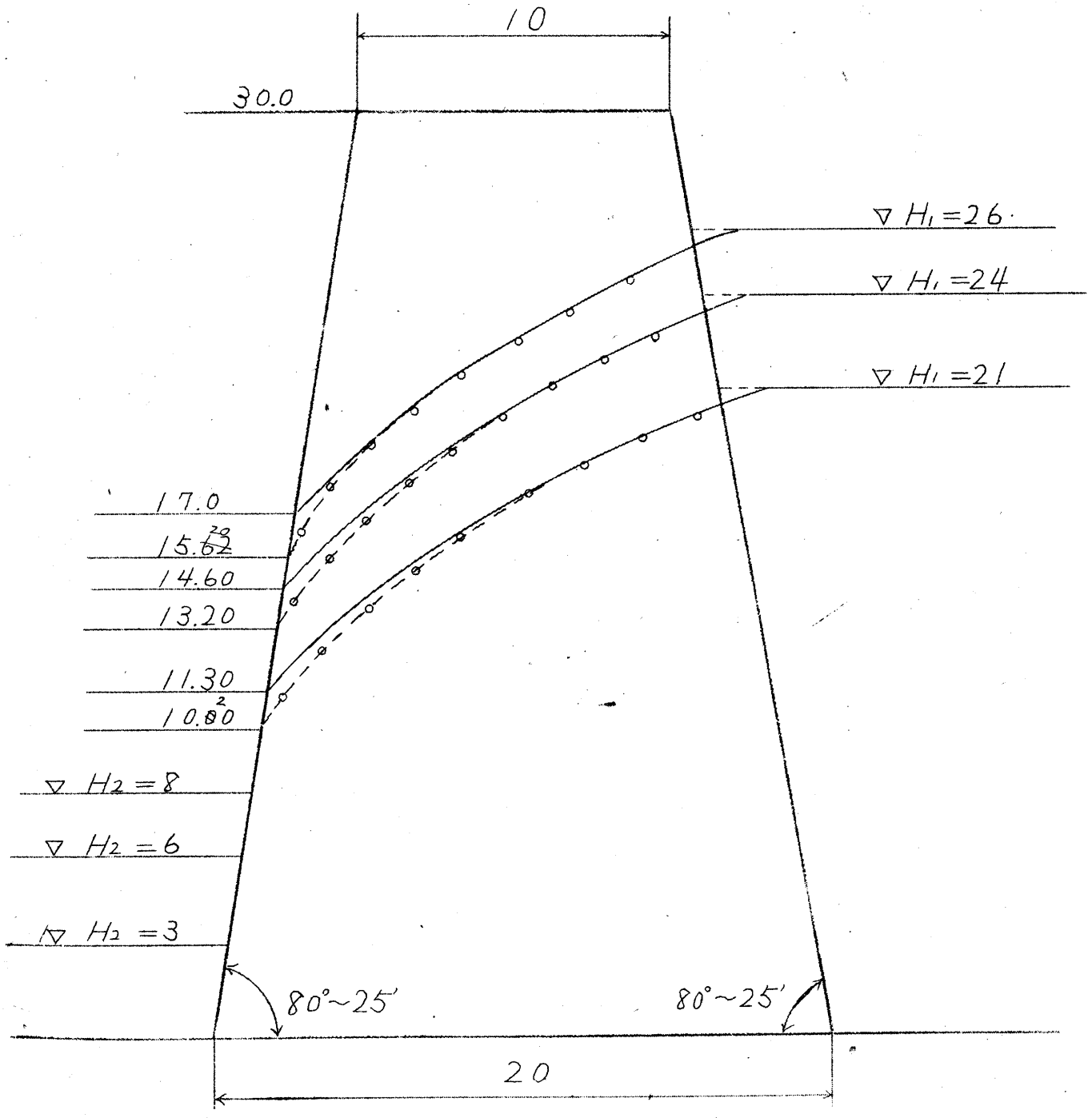
2　実際水面曲線　理想上凸水面曲線が分ると図－(5－3－6)のところで述べた方法に従い，実際水面曲線を求めることが可能である。

5　実験結果との比較

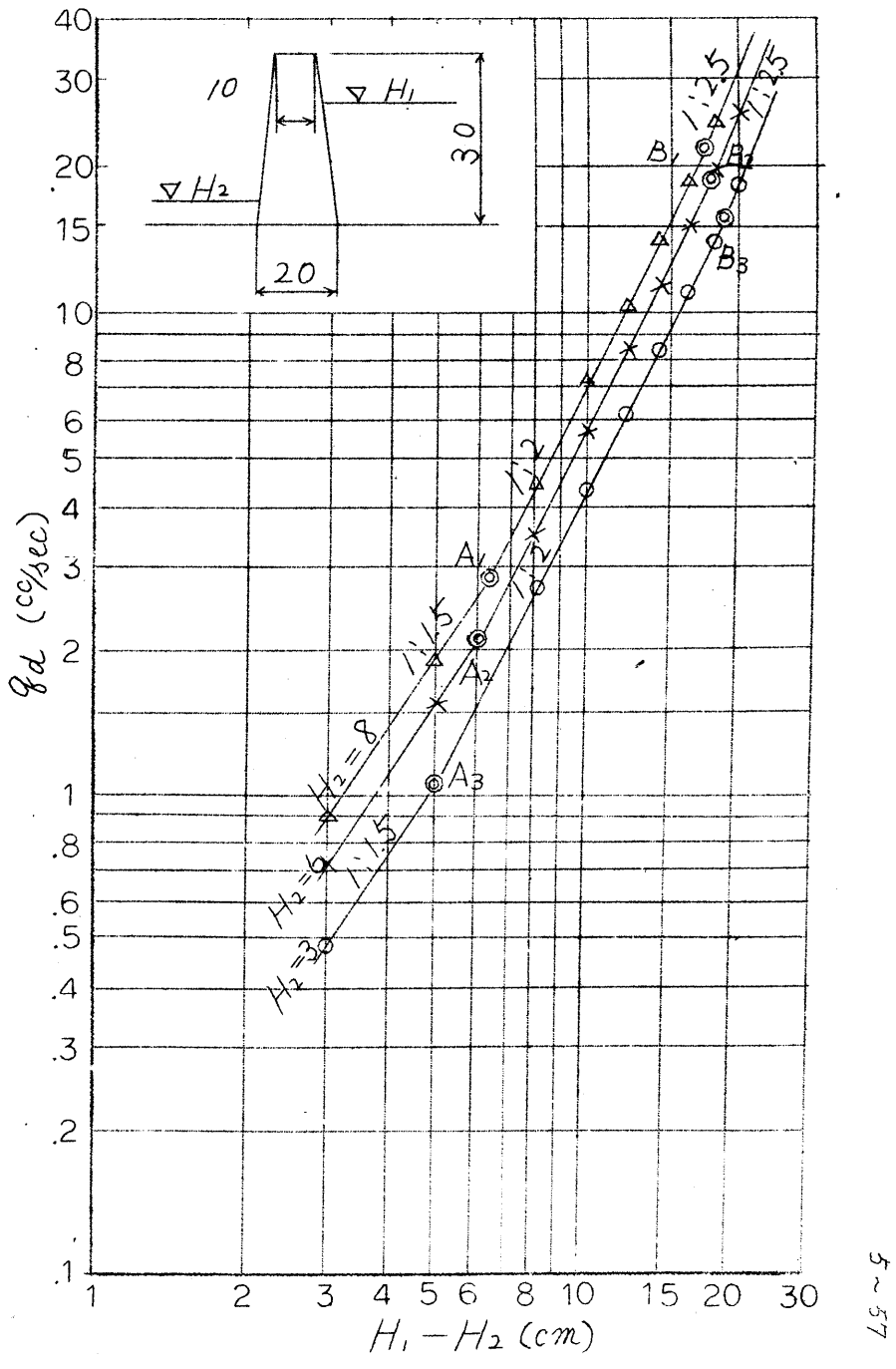
図－(5－5－3)に示すような断面の堤体を選び，Hele－Shaw　の装置を利用して，いろいろのH_1及びH_2に対して実験を行つた。粘性液の運動粘性係数$\nu = 0.745\ cm^2/sec$，装置の間隙$2d = 0.185\ cm$，従つて$k = 3.75\ cm/sec$とした。自由水面に関する実験結果の代表的なものを図－(5－5－3)に示す。図には実測した自由水面を実線で示し，計算によつて求めたものを破線で示した。流出点では実測値の方が計算値よりも高く，実測水面はこの点で流出面に完全に切することはなく，やや流出面より水平に近い傾きをとつた。

次に，間隙$2d$当りの流量q_dを対数方眼紙の縦軸に，$H_1 - H_2$を同じく横軸にとつて実験結果を図示したものを図－(5－5－4)に示す，この図からみると，$(H_{1.c})_1$，$(H_{1.c})_2$，$q_{1.c}$，$q_{2.c}$　等の値は実測と理論値とがよく一致して全く重り合つてしまつた。

図－（5－5－3）


10
30.0
17.0
15.62
14.60
13.20
11.30
10.80
▽ H1 =26
▽ H1 =24
▽ H1 =21
▽ H2 =8
▽ H2 =6
▽ H2 =3
80°~25'
80°~25'
20

図－（5－5－4）


10
▽ H1
▽ H2
30
20
qd (cc/sec)
H1 − H2 (cm)
A1
A2
A3
B1
B2
B3
1:1.5
1:1.2
1:1.25
H2=8
H2=6
H2=3

第6章　堤体特に心壁堤体内の滲透

〔1〕異種材料より成る堤体の滲透理論

1．緒言　土堰堤や堤防などの内部を水が滲透する際の状態を明確にすることは極めて大切である。ところが、普通は心壁などのない均等質の堤体の内部を重力と水圧の作用で水が滲透する場合を多く取扱っている。しかし、実在する堤体の殆んどは、内部に心壁をもっていたり、または透水係数の違う数種の土からなっている。そこで著者は異種材料よりなる堤体をとりあげ、これを定常状態で水が滲透する問題を理論的に解くことを考え、著者の方法を提案する次第である。なお、著者の方法の正しいことを確めるために、心壁材料、心壁形状、並びにその位置などの種々なものをもつ心壁堤体につき、Sand-Model 並びに Hele-Shaw の装置による模型実験を数多く行って、堤体内の重力水帯（内）の滲透状態を把握するとともに、従来あまり問題にされていなかったところの毛管水帯内における水流に著しい特徴を認め、この方法をも重視して研究をすすめた。

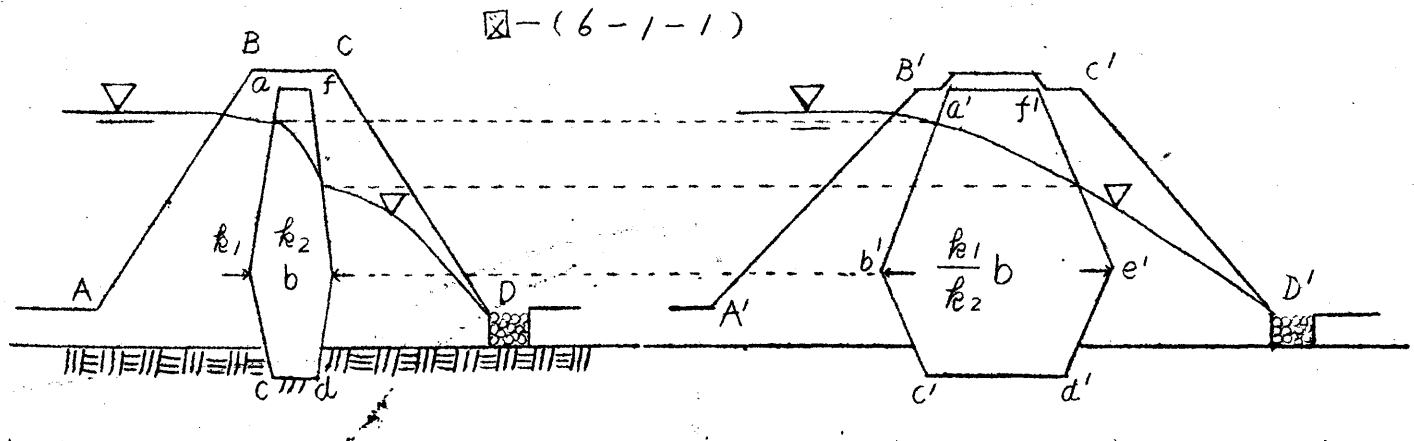
2．在来の研究　主題に関係のある在来研究の内より主なものをとり簡単に考察を加える。

(1) J. D. Justin 氏の研究[1]　この研究では心壁を不透水性のものと仮定し、水は心壁の下端と地下不透水層との間を通って上流より下流に向って流れるものとしている。しかし実際の場合は、この仮定のように完全に不透水性の心壁などは殆んどなく、この方法は適用し難いものと思われる。またこの仮定のよし悪しは別にしても、自由水面は同じ透水係数をもつた土の中では直線であるとして、ごく近似的に処理して、自由水面の式を求めている。それ故に、自由水面の正しい形状や流線などの様子も全然不明である。

(2) 和田　保　氏の研究[2]　この研究では心壁は透水性であるが、その透水係数 k_2 は心壁以外のそれ k_1 よりも遙かに小さいと考えて、これが地下不透水層に達している場合をとりあげた。この場合は(1)の場合よりも余程実際に近い仮定の上に立脚している。しかし、同一の透水係数をもつ土の内部では自由流線は直線であるものとして求めた関係式であり、しかも心壁は両面鉛直な最も簡単な場合をとっている。従って自由流線の本当の姿を正確に求めることは不可能で、殊に心壁の両面において自由流線や流線が屈折する角度と透水係数との間の関係なども不明である。心壁の形状が任意のものになった場合は勿論分らない。

(3) 物部博士の方法[3]　物部博士は「粘土心壁を用いる場合の土堤内部の水の滲透」について図－(6－1－1)に示すように、心壁以外の k_1 という透水係数をもった土を基準にとり、透水係数 k_2 をもつ

図－(6－1－1)



た心壁の実厚の k_1/k_2 倍を水平等値厚とみなして心壁の等値形を求める。これに心壁以外の部分の水平長をそのまゝつけ加えて作った断面形につき自由水面を求め、これより原断面形の自由水面を求める方法を提案した。この方法は堤体内部の水の流れが水平方向をとるものとして、水平方向に等値厚をとっておるから、流れが水平より相当に傾斜している時は不正確になるし、各流線の実態を把握することはできない。また心壁の両側の不連続境界面の水平となす角度や、原断面と等値形との間の堤体法勾配の歪みなども無視している。

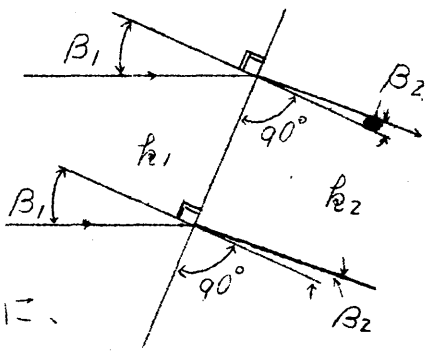
自由水面が不連続面においてとるべき形状と、この方法によって得られるそれとが、どのような関係にあるかも明示されていない。その上 k_1/k_2 の値が大きくなり、数十、数百にもなると、作図する場合に図が極めて横に長いものとなり困難になる。しかし一方、この方法は心壁の位置や数や形状が変っても、一応容易に適用しうるし、その上浸潤線の形状も、さきの諸氏のものに比べて実際に近いものを得る。

以上は心壁を有する堤体の自由水面に関する従来の代表的な研究であるが、次に不連続境界面における自由水面や流線の屈折に関するものをあげる。

(4) O. Hoffmann 氏の研究[4]　透水係数 k_1, k_2 なる2つの均等質の土砂が、1つの不連続面で境を接している場合には、自由流線や流線はその面で屈折する。この場合いずれの土砂内の流れも、ともに Darcy の法則が成立する範囲内のものであることを前提として、O. Hoffmann 氏は図－(6－1－2)の記号を用いて、次の関係が成立することを明らかにした。

$$k_1/k_2 = \tan\beta_1/\tan\beta_2 \qquad (6-1-1)$$

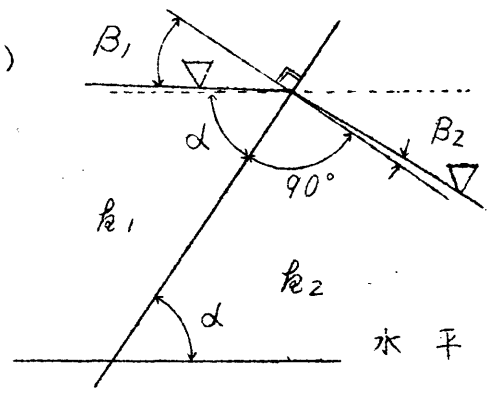
図－(6－1－2)



この関係は相隣れる2本の流線の間の流量が境界面の両側で相等しいという関係式を、Darcy の法則を用いて立てると容易に求められる

(5) A. Casagrande 氏の研究[5]　前項と同じ場合で、自由流線は理論上1本の流線であるから式－(6－1－1)を満足しているとともに、重力の作用で滲透している水の自由水面であるという条件から、A. Casagrande 氏は図－(6－1－3)の記号を用いて式－(6－1－2)をも同時に満足すべきことを提唱した。

図－(6－1－3)

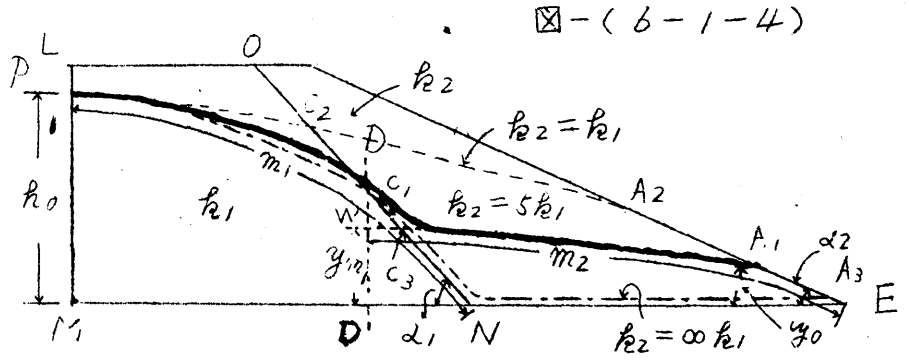


$$\sin\beta_1/\sin\beta_2 = \cos(\alpha+\beta_2)/\cos(\alpha+\beta_1) \qquad (6-1-2)$$

これらの関係式によって、不連続面のごく近くにおける自由流線浸潤線や流線の屈折する関係を明らかにすることができる。さらにこれらの線が光線の場合のように、境界面で屈折したままの方向をとって直進するならば、極めて簡単に全体の形状を把握できるが、実際にはこれらの線の形状は曲線をなし、境界面をはなれると方向が変ってしまうから、全体の形状は容易には分らない。

(6) L. Casagrande 氏の研究[6]　L. Casagrande 氏は透水係数 k_1 k_2 の2つの部分よりなる堤体が、そのなかに1つの不連続平面をもっている時の自由水面が図－(6－1－4)のように k_1/k_2 の値によって異っていることを実証し、次のような方法を提唱した。即ち全断面を第1堤体LMNOと面NOより右の第2堤体とに分け、その各部につき別別に等方均等質の堤体内の滲透に関する同氏の式を適用した。この場合、まず、第1堤体については上流水深を h_0、下流水深を y_{m_1} とし、第2堤体については図のように y_{m_1} がその流入水深、零を下流水深とし、さらに面NOが傾斜しているのを便宜上面DDのように鉛直なものにおきかえて公式が使い易いものにして、次のように計算した。まず第1堤体につき下流水位を零とした時の単位幅あたりの流量 q を次式によって求める。

図－(6－1－4)



$$q = k_1 \sin^2\alpha_1 \left(m_1 - \sqrt{m_1^2 - \frac{h_2^2}{\sin^2\alpha_1}} \right) \qquad (6-1-3)$$

このqの値を次式に入れてy_{m_1}を求める。

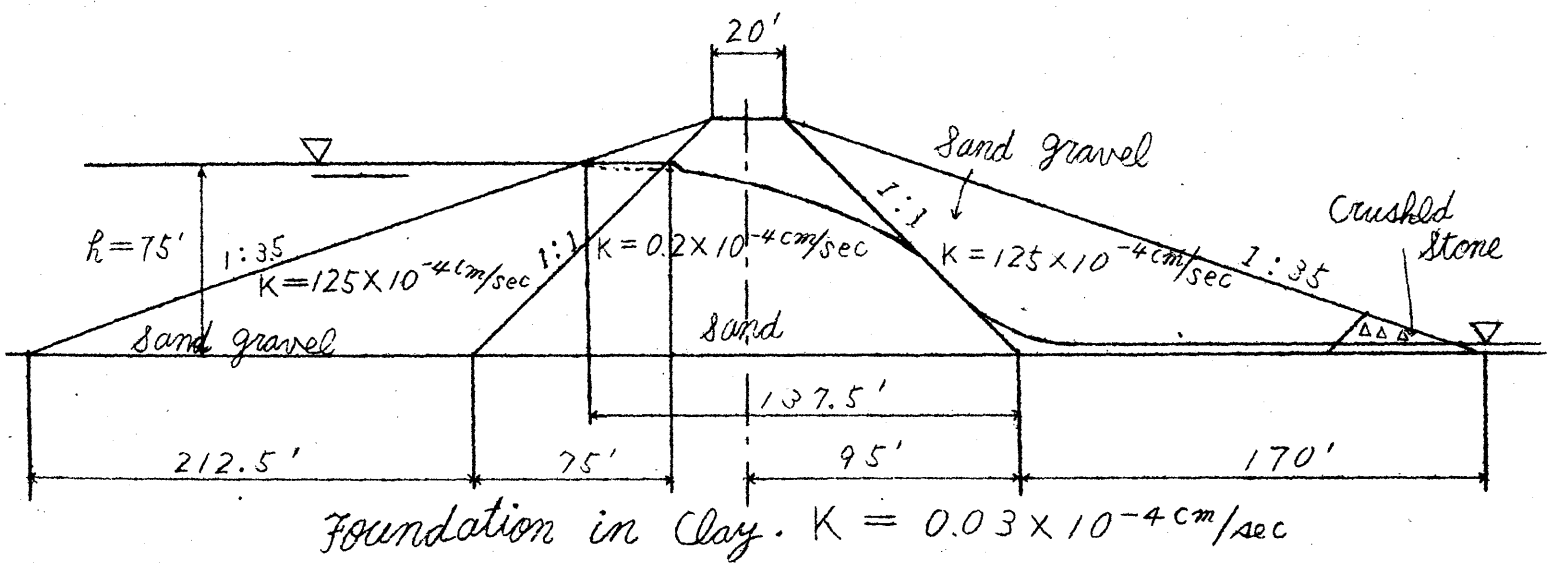
$$q = k_2 \sin^2\alpha_2 \left(m_2 - \sqrt{m_2^2 - \frac{y_{m_1}^2}{\sin^2\alpha_2}} \right) \qquad (6-1-4)$$

次に第1堤体について、h_0とy_{m_1}とを用いて流量q_1を出し、このq_1を用いて第2堤体の上流水深y_{m_2}を求める。このような操作をくり返し、ついにqとy_mとがもはや変化しなくなるまで行ってこれらの値を定めるという方法である。

この方法は考え方としては大分合理的で結構であるが、手数を要し、しかも次のような欠点もある。式－(6－1－3)，(6－1－4)などはいずれも、ある大きさの上流水深に対して下流水深が零の場合について、Darcy の法則をもとにして作られた式である。ところで下流水位も或る大きさをもっている時には不適であり、他の式の助けを借りなければならない。その上第2堤体として面DDより右の部分をとったが、実は面NOより右の部分が正しいのであるから、この点にも無理がある。

(7) その他の研究　W. P. Creager 氏外2氏の着書[7]には、1例として図－(6－1－5)のようなものを示している。図の堤体では心壁と心壁以外の部分との透水係数の比は1/625という極めて小さいもの

図－(6－1－5)



である。従って心壁を基準にして考えると、その両側の部分(をとり去り)は心壁が単独に存在しているものと考えて、その全断面に対する上下流水位を心壁の上下流水位として与えた時の心壁の内部の自由流線や流線と、全断面中の心壁内のそれらとは殆んど変らないであろう。図－(6－1－4)，(6－1－5)にみる自由水面は不連続境界面で屈折してはいない。後の図は結果のみを示していてなんら理論的な説明などはない。この外、D.W. Taylor 氏[8]やM. Muskat 氏[9]などの書物にも不連続面における自由水面の形状などが問題にされてはいるが、常識的な範囲を出ていない。その他新しい変ったものとしてはE. Günther 氏の Hele－Shaw の装置を利用した研究[10]などもあり、自由水面や流線などの心壁通過前後の形状を実験的に明らかにしている。

(8) 前2項に対する吟味　図－(6－1－4)，(6－1－5)等で明らかなことは、自由水面が心壁部から砂礫部へ出る場合、前述のように、不連続面で特に屈折していないことである。この事実より、境界面の内外の自由水面が式－(6－1－1)，(6－1－2)を満足しているや否やを吟味することが有意義となる。そこで、この場合は$\beta_1 = \beta_2 = 90°$となっているから式－(6－1－1)によると$k_1/k_2 = \infty/\infty$となる。式－(6－1－2)によると、$\lambda_1 = \sin\alpha/\sin\alpha$となる。即ち、図－(6－1－4)，(6－1－5)に示されている自由水面が同時に流線であるという見方からするとk_1/k_2が1～∞の範囲内である定まった値を実際にとる場合でも、これが上のように∞/∞，即ち不定となり、式－(6－1－1)の方はどうも

うまく合わない。一方式－（6－1－2）の方はよく満足されている。このように自由水面が流線としての屈折の法則を満足していないということは、図に示された自由水面が厳密にいって流線になっていないからであると考えられる。

心壁へ流入する側の不連続面における自由水面の屈折に目を向けると、図－（6－1－4），（6－1－5）などのように粗粒部と細粒部の透水係数の比が大きい時には，粗粒部における自由水面は殆んど水平、即ち動水勾配は非常に小さく、この線に沿うては水の動きが殆んどない。特に毛管作用などが働く場合はこの傾向が大きい。このように心壁を中心にしてその前後の自由水面は所謂自由流線とは異るのであって、この屈折に式－（6－1－1）を適用することは妥当ではない。

次に心壁より流出する側の不連続面の傾きが下流側へ倒れている場合の自由水面のとる形状は興味深いもので、これについては、D.P. Krynine の書物[11]や L. Casagrande 氏の論文[12]に、図並びに写真を示して説明をしている。これらによると、いずれも自由水面は流出点において鉛直下向きの方向をとるものとしておるが、著者が第5章〔Ⅲ〕3.で述べたところほど合理的な基礎に立っておうない。

3．心壁堤体における滲透流の特色

（1）、毛管水流の存在．　一般に地下水流の自由水面は、普通の開水路のそれとは趣きを異にする。即ち、前者の場合は自由水面に接して毛管水流の存在する毛管水帯，その上に吸着水帯、さらにその上に大気がある。一方普通の開水路では自由水面の上にはこれに接して大気が存在している。毛管水流は心壁などのない1種類の土よりなる堤体の場合に存在することは勿論であるが、心壁などのように細粒に富む粒子の層が途中に存在する堤体などの場合には極めて著しく現れる．Sand－model による実験などでは、特に大きくこれがみられるのである．特別な装置、例えば電気的模型を用いる方法[13]や、Hele－shaw の装置を用いて注意深く流れの実験を行う時には、毛管現象及び毛管水流を除いた所謂 gravity flow だけをとり扱うことが場合により可能となる。この時の自由流線は gravity flow を理論的にとり扱うときのそれとよく一致するはずである。

一方、自由水面と自由流線とが一致せずして所謂死水領域が大きく生ずるほど、毛管水流の流水断面積が重力水流に対して占める割合が大きくなる。この時、自由流線に沿うて水分子は動かず、毛管水流が自由水面を横切つて重力水帯から毛管水帯へ向う。このことは高田昭氏の実験[14]や V.V. Wedernikow 氏の論文[15]などにごく簡単にみられる。

（2）Composite section 内の流れと各部分断面内の流れとの比較．Composite section 内における心壁のみに着目してその部分の流れを吟味する。心壁部の透水係数 k_2 と心壁以外の部分の透水係数 k_1 との比 k_1/k_2 によって、心壁に出入する自由水面や流線の境界面における屈折が支配され、式－（6－1－1），（6－1－2）などによってそれらの屈折角の間の関係が表されることは 2.において述べたが、ここで問題となるのは、心壁部の流入面並びに流出面において自由水面や流線が、これらの面に立てた垂線となす角度そのものが k_1/k_2 の値の変化により如何に変るかということである．k_1/k_2 が非常に大きくなれば心壁内の流れはその両側の部分の存在を無視して心壁が単独にある時と変らなくなることは容易に考えられる。即ち式－（6－1－1）において、$\beta_2 \fallingdotseq 0$ になる。これに対し流線によって β_1 はいろいろな値をとる。次に k_1/k_2 が小さい場合が問題である。

ところで、実在する河川堤防或は土堰堤において少くとも心壁と名のつくものをもっているもので、k_1/k_2 の値が10以下というような小さいものはなく、少くとも数十以上であり、普通は数百という値が一番多い。また時には1000以上の大きな値をもっているものもある。写真－（6－1－1），（6－1－2），（6－1－3）は $k_1/k_2 = 7.72$ の場合の心壁堤体の自由水面及び流線の屈折状況を示したものである。

寫眞－（6－1－1）

寫眞－（6－1－2）

寫眞－（6－1－3）

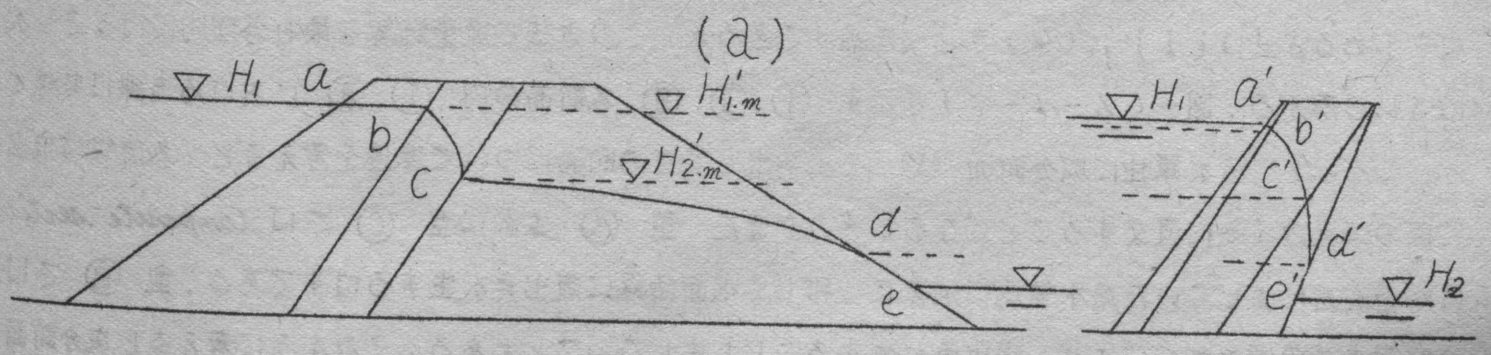
これらより明らかなことは、心壁のみに着目してその内部の自由水面或は流線の形状を吟味すると、毛管水流を除けば、心壁だけが単独に存在する場合のそれとほとんど同じであると考えてもよいことが分る。このように k_1/k_2 が小さい値の時でも、すでにこのような状態であるから、普通の場合は心壁が単独に存在する時のそれと全く同じであると考えられる。心壁以外の堤体と心壁との境界において自由水面や流線群のとる方向は心壁内のものによって決ってくるものと考えることができる。心壁の両側の境界面は心壁のみに着目すれば近似的にこれらを等ポテンシャル面とみなしても支障がない。一方その両側の堤体については両境界面は等ポテンシャル面とはならず、従って流線群はこれらと直交しない。両側の堤体については境界面に対してほぼ式－（6－1－1）と同じような関係式によって屈折した面が等ポテンシャル面として存在する。心壁の上流側にある断面内の流線群は単独にこの断面が存在する場合の流線群と比べてみると、心壁との境界面附近で大分様子を異にしている。また自由水面も単独断面の場合のような流出点や滲出面が全然みうれない。心壁の下流側にある断面内の自由水面や流線群は、単独断面の時のそれらに比して、心壁との境界面附近では大分様子を異にしている。

4. 着 者 の 理 論

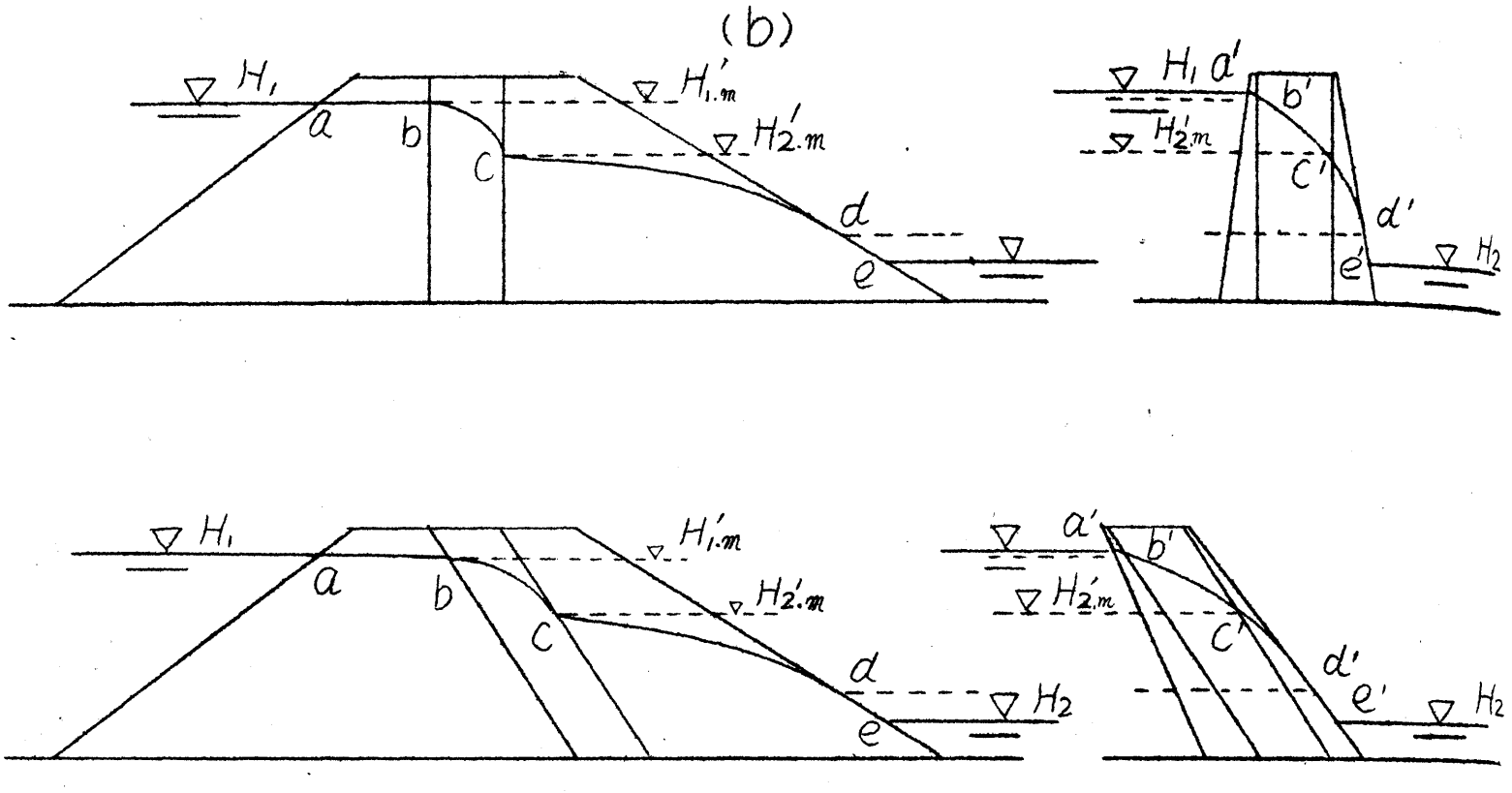
前項で述べたように心壁をもつ堤体断面内の滲透流特に重力水流の流況は、心壁断面が単独に存在する場合のそれとほとんど同じであることに着目して心壁断面を基準にして流れを考えることは合理的である。この場合、単独心壁断面の上下流水位 $H'_{1.m}$、$H'_{2.m}$ がなんらかの方法で明らかになるならば、第5章で述べた着者の方法を用いると、断面が如何なる形の場合でも容易に自由水面や滲透流量を求めることが可能である。ところで $H'_{1.m}$ $H'_{2.m}$ を求めることが問題である。これにつき2つの見方から論じてみよう。

（1）水平等値長を求める方法　I.（3）で述べた物部博士の考えをとり入れ、図－（6－1－6）にみるように、心壁を基準にとり、これに対する心壁以外の部分の水平等値厚を求め、これに心壁の原形の両側につけ加える。

図－（6－1－6）



図－（6－1－6）



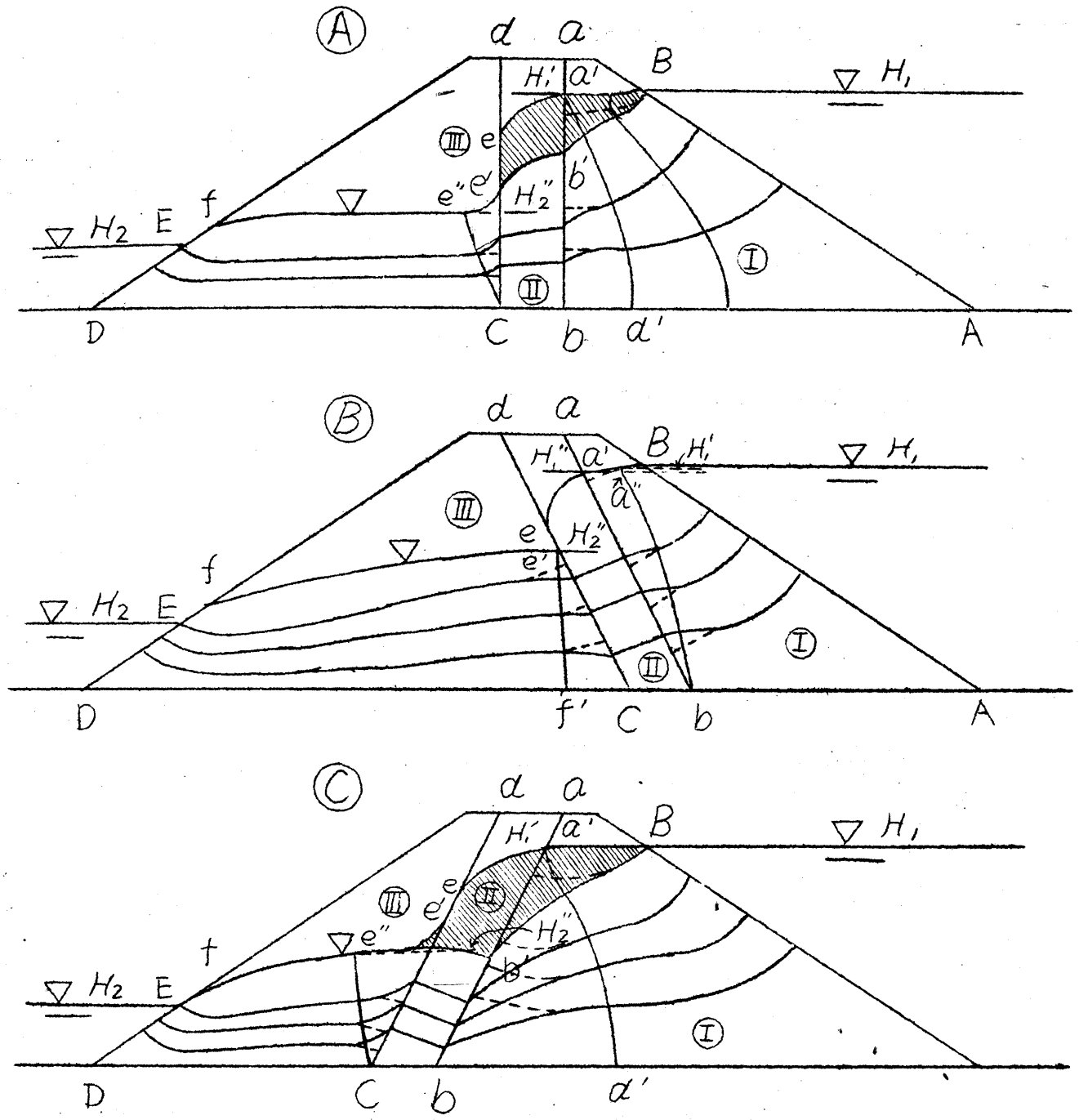
このようにして得られる外廓断面をとりあげて、与えられた上下流水位に対して、等方均等質の堤体断面と同様に考え、第5章で説明した着着の方法を用いて自由流線を求める。この場合、心壁の両境界面が水平に対して相当に傾斜しており、しかもk_1/k_2が大きい値の場合は、上のようにして得られた外廓断面の両法面も図－（6－1－6）の（a），（c）のように水平に対して同じむきに傾斜していることが多い．このようにして得られた自由流線が心壁の両境界面と交る点を求めると、これらの点に相当する水深が近似的にそれぞれ両境界面における水位$H'_{1.m}$，$H'_{2.m}$になるという考え方をしてみる。この場合、水平等値長をとって求めたことは、流れが水平方向をとっているということを前提としている。従って流れが水平より傾いている時は不正確になることは免れない。また、このようにして求めた外廓断面の形、ことに両法面の勾配が全然原断面のそれと変ってしまうため、等値形における流況はそれに対応する原断面の流況とは全然異ったものとなり等値形の部分の前後における水位差とそれに対応する原断面の前後における水位差とが等しいか否かは疑わしくなる，

また、心壁の下流側境界面には実際の場合は流出点がみられることが多く、同じ境界面でも外側部の水位$H'_{2.m}$は流出点より下の方にある。そこで上述の外廓断面について求めた水面曲線と心壁の下流側境界面との交点を求めても、これが$H'_{2.m}$であるか否かは極めて疑わしいのである．従って心壁の両境界面における水面曲線の屈折状態も全然法則に合わないことは確かである。従ってこの方法は問題にならない．

（2）成分断面毎の流量を合わせる方法

Composite section をその成分断面に分けて、成分断面毎に流量が等しくなるように，*trial*によって水位を求める方法は〔Ⅰ〕，（4）で述べた通りであるが、この方法で流量計算を最も合理的に行うことができればよいと考える．図－（6－1－7）で示す ①，②，③，各断面の内、Ⓘ，Ⓘ．における流線は実線で示すようになる．ところが単独に成分断面 Ⓘ をとり出してその断面について滲透を考えると、各流線は流出面a_1b_1に図の破線のように直交することになる．その上また、型 Ⓐ 並びに型 Ⓒ では *Composite section* の時に水面附近に生じていた死水領域は消えて、新しく水面曲線に流出点が生ずるはずである．型 Ⓑ では流出面の鉛直よりの傾き如何により、流出点が生ずることも生じないこともある．このように考えると成分断面 Ⓘ をとり出して L. *Casagrande* 氏流の考え方で流量を求めることは、実際の流況とことなるものについて流量を求めることになる故、注意を要する。

図-(6-1-7)



着者は次のように考える。型 Ⓐ, Ⓒ においては図-(6-1-7)の点a'を通る等ポテンシャル線a'd'をとると、点a'の高さはad'より右の断面内の滲透によって決るから、この部の滲透について、点a'に対する点Bの高さの関係が第5章〔Ⅲ〕6、で述べた$H_1 \leqq (H_1)_c$という関係を満足している時は、動水勾配線を考えると点a'と点Bとを結ぶ上凸曲線を得る。その縦距$\overline{h}_1$は式(5-3-39)と同じ形で次のようになる。

$$\overline{h}_1 = \sqrt{H_1^2 - \frac{d}{S}\left(H_1^2 - H_1'^2\right)} \qquad (6-1-5)$$

また単位流量qは式-(5-3-38)と同様次式で表される。

$$q = k\frac{H_1^2 - H_1'^2}{2S} \qquad (6-1-6)$$

ここにSは点a'から点Bまでの動水勾配線に沿うた全長である。

もし点a'に対する点Bの高さの関係が$H_1 > (H_1)_c$という関係になっているときは第5章〔Ⅲ〕6.で述べた2乗法則その他の流量公式を用いてqを求めればよい。しかし普通は点a'と点Bとの水位差は少いから式-(6-1-6)を用いればすむのである。

次に型Ⓑについては矢a'を通る適当な等ポテンシャル線が断面Ⅰ中に見出せないから、Ⓐ, Ⓒの場合のようには処理できない。そこで矢bを通る等ポテンシャル線ba"をとり、これより右の断面についてこの部分の滲透を考える。この部分の滲透流量は矢a"の高さをH₁'とすると、普通はa"とBとの高さの差は少いから、流量公式は式一(6－1－6)と同じものが適用される。

成分断面Ⅲについては、どの型の場合でもこれを単独にとり出してその部の滲透を考えると、自由水面や各流線はComposite sectionの場合のそれらと比較して、面Cd附近では破線と実線のように不一致を来すのである。そこで型Ⓑの場合では、図の矢e'を通る等ポテンシャル線e'f'を流入面とし、面Dfを下流面とする断面の滲透を考える。いま、この場合についてはⅠのところの滲透流量の場合と少し異り、第5章〔Ⅴ〕で述べた普通の梯形断面の滲透の場合の適当な流量公式でqを求める。型Ⓐ, Ⓒについては矢e'を通る適当な等ポテンシャル線が断面Ⅲ中にはないので型Ⓑの場合のようには処理し得ない。そこで矢Cを通る等ポテンシャル線Ce"をとり、これを流入面とし面Dfを流出面とする堤体断面の滲透を考える。この場合についても上と同様に普通の梯形断面の滲透の場合の適当な流量公式に従ってqを求める。

以上のように断面Ⅰ及びⅢ中にそれぞれ適当な成分断面を考え、その上下流水位を適当にとるならば、これを単独にとり出してきて、その滲透を考えても、Composite section中にある時の滲透と変るところがないわけである。これらの成分断面中の水面曲線はそれぞれの断面形及び水位をよく考えてその断面に適した公式で求める。即ちⅠ中の成分断面については第5章〔Ⅱ〕で述べたところの水面曲線の求め方に従い、Ⅲ中の成分断面については第5章〔Ⅴ〕で述べたところの水面曲線の求め方に従う。

成分断面Ⅱについては、どの型の場合もすべて、その両側の水位を適当にとれば、近似的にこの断面が単独に存在している場合の滲透とみなしても差支えないのである。厳密に云えば心壁の両境界面は等ポテンシャル面とはなっておらず、流入面では、矢a'と矢bとで多少ポテンシャルの値が異る。型Ⓐ及び型Ⓒでは矢aのポテンシャルはk_2H_1'であるのに対し矢bのポテンシャルはこれよりごく僅か小さいk_2H_1''という値である。ここにH_1''は矢bを通る等ポテンシャル線と水面との交矢の高さである。型Ⓑでは矢a'のポテンシャルはk_2H_1'であるのに対し矢bでのそれはこれより僅か大きいk_2H_1''である。流出面では、同様に矢e'と矢Cとで多少ポテンシャルが異る。型Ⓐ及び型Ⓒでは矢e^{c}のポテンシャルはk_2H_2''であるのに対し矢e'のそれではこれよりごく僅か大きいk_2H_2'である。但しH_2''は矢Cを通るポテンシャル線と自由水面との交矢の不透水層よりの高さである。型Ⓑでは矢e'のポテンシャルはk_2H_2''であるのに対し矢Cではこれよりごく僅か大きいkH_2である。このように流入面ではkH_1'からkH_2''の間にかけてポテンシャルが変る故に、その間の適当な平均値をとつて上流側のポテンシャルとする。流出面でも同様にkH_2とkH_2''との間の適当な値をとつて下流側のポテンシャルとする。

一般に型Ⓐ及びⒸではH_1'とH_1''との差は微小であるが、H_2'とH_2''との差はそれほど小さくはない。型Ⓑではこれと反対の傾向がある。実験によると水面曲線Ba"a'は滑らかな直線をなしていると見なしてもよい。心壁上流側水位H_{1m}'としてはH_1'とH_1''の平均値をとつても支障はないものと考えられる。型Ⓐ、Ⓒの水面曲線ee'は滑らかな上凹曲線をなしている。従つてこの場合の心壁下流側水位H_{2m}'としてはH_2'とH_2''との平均値とせずこの水面曲線の形に応じて等ポテンシャル線を引き、それより面Ce'上のポテンシャルの変化を調べてその重心に相当するものをとればよい。このようにして断面Ⅲの上下流水位を決めれば、単独にこの断面が存在するものとして、決められた上下流水位に対して第5章で述べた着者の方法を用いて流量qを求める。

このようにしてⅠ, Ⅱ, Ⅲについてそれぞれ適当な成分断面について求めた流量qが一致するように、H_1'、H_1''、H_2'、H_2''等の適当な値を求める。この内H_1'、H_2''をさきに適当にとるとそれに従つてH_1''やH_2'は上

述のところより推定がつくからたいして難しくない．このように trial をくり返して，流量が遂に各断面について合うようにするのであるが、これと平行して水面曲線を求めなければならない．流量を求める時に用いた各成分断面について、第5章で述べた水面曲線を求める公式を用いてそれぞれの部分の水面曲線を求めるのである．たとえば型Ⓐ，Ⓒでは、面$e'c$より左の断面について水面曲線fe''を第5章〔V〕で述べたところで求めたならば、曲線fe''に点e'で切線を引き、この切線に切し仮定した点eで面ceに接する上凹曲線を求め，この曲線をもとにして面ce上のポテンシャルの重心が心壁部の流量を計算する時の心壁下流水深$H_{2.m}$に一致するように trial で点e'の位置と曲線$e'e'$を求める．また面$a'd'$より右の断面の水面曲線Ba'は第5章〔III〕で述べたところに従つて求められる，心壁内のそれはさきの心壁下流水位$H_{2.m}$と近似的にH_1''とを用いて、第5章〔I〕〔II〕で述べたところにより求める。この時点bを通る等ポテンシャル線と水面曲線との交点の高さH_1''とH_1'''との平均値が心壁流量計算に用いる心壁の上流側水位$H_{1.m}$に一致しなければならない．

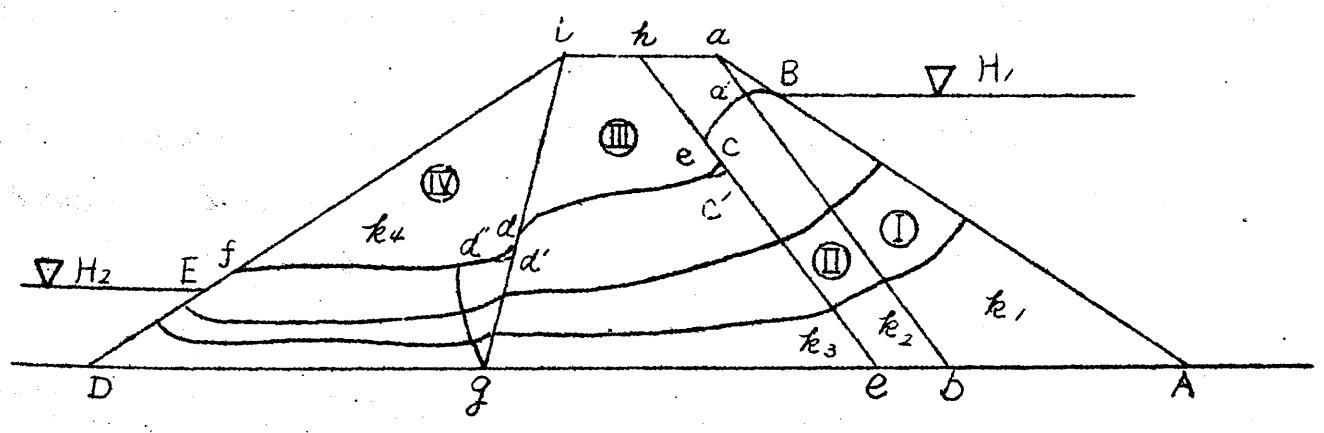
型Ⓑでは水面曲線fe'を上述の曲線fe''を求めたと全く同じようにして求める．水面曲線Ba''も上述の曲線Ba'を求めたと全く同様にして求める．次にこの曲線Ba''をそのまゝ滑らかに延長した点a'を求める．普通、曲線$Ba''a'$は一直線とみなしても差支えないので点a'は容易に求められる．心壁内の水面曲線は近似的に点a'と点e'とを用いて第5章〔III〕に述べたところにより求める．この時点cを通る等ポテンシャル線と面ce或は水面曲線$a'e$との交点の高さH_2'とH_2''との平均値が心壁内の流量計算に用いる心壁下流水位$H_{2.m}$と一致しなければならない．以上が著者の提案する心壁堤体或は Composite section をもつ堤体の解法の根本原理である．

(3)　著者の解法に対する批判

以上述べた著者の解法は従来のものに比し、はるかに合理的であり、自由水面、流線、等の不連続面における屈折状況も近似的によく実際と合つておる．しかしこの方法で最も見当をつけ難いのは点a'，b，c，e'等を通る等ポテンシャル線を始めに trial で仮定することであらう．この点については、k_1/k_2の値のいろいろな場合について豫め多くの実験結果より、心壁内における数本の流線の境界面における垂線との交角β_2の略値を豫め知つておけば、それに対して断面Ⓘからの流線の境界面における垂線との交角β_1や断面Ⓘ内への流線の流出時の同じ角も O. Hoffmann 氏の式で求められる．水面曲線についてもその形を多くの実験結果からよく知つておれば見当がつき、従つてポテンシャル線を仮定することも，熟練すれば至難ではないのである．

次に心壁断面の両境界面を近似的に等ポテンシャル線とみなして、それぞれに対して前述のような上下流水位を適用するという考え方は、〔II〕で述べるようにk_1/k_2の値が7.72というような小さい値の時にも心壁内流線の経路は心壁を単獨にとり出した場合とほとんど変らない故に、k_1/k_2が2、3というような小い値にならない内は充分よい近似がえられる．k_1/k_2の値が極めて小さい時には、豫め実験結果より心壁内流線の両境界面における垂線となす角β_2を知つておれば、実際の心壁の両境界をもとにしてこれをβ_2の平均値だけ適当に鉛直

図－(6－1－8)



に近くなるように修正した平面を近似的に両境界面と考えて、心壁内の滲透をとり扱うこともできる。

堤体が図（6－1－8）のように透水係数を異にしている3つ以上の成分断面から成つている場合でも、手数は甚だかかるけれども上述の方法でtrialにより各断面の流量と水面曲線とを求めて行くことが可能である。この時不連続境界面と自由水面との交点から適当な等ポテンシャル線を引き得るような断面と、透水係数の最小の値をもつ断面を調べ、またComposite sectionとしての流線網と単独に取り出した成分断面内の流線網とが、その断面内の大部分で一致するような成分断面を調べて、これらより手をつけて行くようにすればよい。

参考文献

1) J.D.Justin : Earth Dam Projects, P.136～152, 1932.

2) 和田保 : 土堰堤, P.83～84, 1937.
仝上 : 農業土木研究、第9巻、第4号

3) 物部長穂 : 水理学、487頁, 1933.

4) O. Hoffmann : Permazioni d'aqua e loro effeti nei muri di ritenuta, Ulrico Hoepli, Milano 1928.

5) A. Casagrande : Seepage through Dams, New England Water Works Assoc., Vol 51, 1937.

6) L. Casagrande : Nährungsverfahren zur Ermittlung der Sickerung in geschutteten Dämmen auf undurchlässiger Sohle, Bautechnik P.205－P.208, 1935.

7) W.P. Creager, J.D. Justin and J. Hind : Engineering for Dams, vol Ⅲ.

8) D.W. Taylor : Fundamentals of Soil Mechanics, P.174～188, 1948.

9) M. Muskat : Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, P287－292, 1937.

10) E. Günther : Lösung von Grundwasseraufgaben mit Hilfe der Strömung in dünnen Schichten, W.u.W. Heft.3, 15, März, 1940.

11) D.P. Krynine : Soil Mechanics, P 72, 1940.

12) L. Casagrande : Nährungsverfahren zur Ermittlung der Sickerung in geschutteten Dämmen auf undurchlässiger Sohle, Bautechnik, P205～P208, 1934.

13) たとえば R.D. Wyckoff and D.W. Reed : Physics, 6 P395, 1935
M. Muskat : Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, P.319, 1937.
丹羽義次 : 滲透水流の電気的計測について、土木学会誌、昭和25年、7月

14) 高田昭 : Problem concerning Stability Calculation of Earth Dam on Movement and Action of Infiltrating Water, 2nd Congress on Large Dams N, 1936. ：神原信一郎著「発電水力」P.221～225, 1935

15) V.V. Wedernikow : Der Einfluss des kapillaren Aufstieges auf die Sickerung aus Kanälen, W.u.W. 21 Heft 1935.

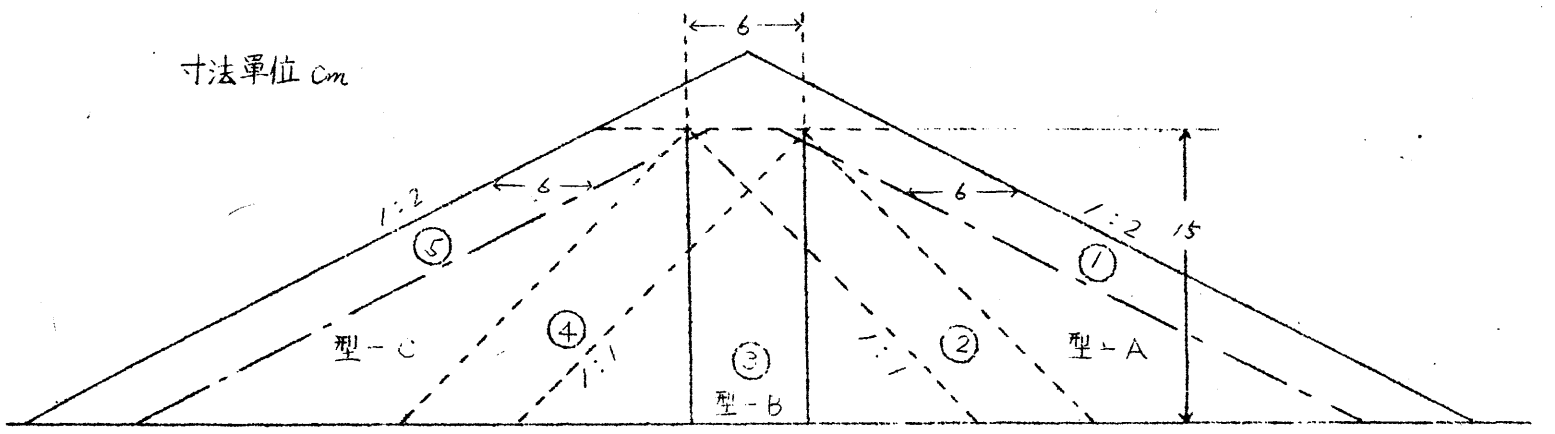
(II) Hele－Shaw の装置による滲透実験

1. 緒　言

前節で述べた着者の理論を確認するために，Hele－Shaw の装置を利用して心壁堤体の滲透の実験を行った。心壁堤体としては k_1/k_2 の値が非常に小さいものと、この装置による実験としては k_1/k_2 が比較的大きいものを選んだ。前の場合は堤体外廓断面中の所定の位置に所定の形をした蠟を所定厚さに張りつけたものをとり、後の場合は蠟の代りに薄手のガラス板を Vinyl 系接着剤を用いて張りつけた。前の場合はたいして毛管現象は目立たなかったが、後の場合は顕著に現れた。

この場合は Sand model による実験に比べると比較的 k_1/k_2 の値を正しく取ることが可能であり、また自由流線や流線などの形状をも正確にとらえることができるが、一方、断面全体に亘って連続的に生ずる毛管水流などは、Sand model 実験の場合のように鮮かに把握し得ないが、或程度まではとらえることができた。またこの場合、心壁の挿入法の優劣などをも併せて研究した。

図－(6－2－1)



2. k_1/k_2 が比較的小さい場合

(1) 実験の説明　図－(6－2－1)に示す心壁のない堤体断面を標準断面に選び、これと同じ外廓断面をもち、全図に示すように心壁の容積を一定に保ち、しかも心壁はその両境界面が平行な平面であるようにして、種々の位置及び傾きをもつように選んだ。堤体は厚さ5 mm のガラス板を選び所定の外廓断面に切り、裏に白色ペイントを塗り、心壁のところは白色蠟燭をとかして、ガラス板上の所定の位置に所定の形になるように、輪廓をガラスの薄板で囲んだなかに流し込み固まらせ、その後に厚さが1.6 mm の鋼板を心壁の両側におき、その厚さに等しくなるように鋼板上に鋭い直線の刃をもつた特別製ナイフを滑らせて、余分の厚さの蠟を削り取り厚さが1.6 mm になるまで、入念に dial calliper (1/100 mm 読み) で check しながら削り仕上げた。この実験では心壁の厚さがどこでも一様でしかも一定の厚さであることがぜひとも必要である。心壁以外の部分では間隙 $D_1 = 2.5$ mm となるように努めた。もつとも、これは多くのガラスの内からこれより極く僅か薄い厚さをもつものを選び出して、幅1 cm の細長い帯状に切り、これをその上面が水平不透水層と一致するように堤体に前記接着剤で張りつけ、さらに頂部にも同じ厚さの短いガラス片を張り付け、このようにして装置前面のガラス板との間の間隙を2.5 mm 均一になるようにした。できる限り正確を期したけれども、接着剤の厚みで0.03 mm 前後の間隙の誤差は免れなかつた。粘性液はフノリ溶液を用い、その粘度が0.179 poise になるよう Ostwald の粘度計で絶えず粘度を測定しながら調節した。

水位は $H_2 = 0, 2, 4$ cm の各場合に対して、$H_1 = 4, 6, 8, 10, 12$ cm (但し、$H_1 = H_2$ は除く) をとり計4通りの水位を各断面に対してとつた。流量の測定を終えてから $KMnO_4$ の溶液を内径2 mm のアルミ細管に25 mm 間隔にあけた小孔より出し、ピンチコックで調節しながら適当量を放出して流線を描かせた。

この時一番上の小孔は上流液面に一致させるようにした．色素の流れる速度を sec 単位で求め，流線上に数字で記入しておいた．流量は messcylinder で一定時間に流れる量を測定し，少くとも差の少い2つ以上の測定値の平均をとるようにした．実験は1断面毎に水位の低いものから始め順次高いものに及ぶように心掛け，前の実験による毛管現象の影響をできる限りさけた．

この場合の透水係数を装置の間隙及び心壁部のそれより求めると次のようになる．即ち，$D_1 = 0.25^{cm}$ $D_2 = 0.09^{cm}$，$V = 0.178^{cm^2/sec}$，等より，$k_1 = 28.68^{cm/sec}$，$k_2 = 3.72^{cm/sec}$，また $k_1/k_2 = 7.72$ となる．

なお，この実験及び次の実験に用いた装置は写真－（6－2－1）に示す通りである．

写真－（6－2－1）

(2) 実験結果

(i) 概説　心壁のない堤体内に心壁を挿入することにより滲透状態がどのように変るかということを明らかにすることがこの実験の第一の目的である．次に心壁は材料，透水係数，容積，断面形状，位置，寸法などの諸要素をもつていて，これらが滲透に及ぼす影響は極めて複雑である．いま，これらの諸要素中，材料，透水係数，容積等をできるだけ一定に保ち，その断面形状，位置，寸法等の特定の変化が如何に流れを左右するかを明らかにして水理学的に最も有利な心壁の挿入法を究明することは次の大切な目的である．この実験結果はこれらの目的に対しては極めてよく叶うものということが出来る．即ち特に見掛けの自由水面並びに流線は極めて細い線となつて一目してよく見えている．また流量も正確にしかも容易に測定できるのである．

(ii) 自由水面並びに流線

図－（6－2－2）～（6－2－7）は実験結果の一部である．また写真－（6－1－1）～（6－1－3）及び写真（6－2－2）～（6－2－7）もその一部である．これらの図には流線上の色素の動く速度を sec 単位の数字で記入しておいた．

(iii) 流量

この実験においては型－C（頂部が上流側に倒れたもの）の心壁内及び心壁通過後に毛管水流が他の型に比べて著しくあらわれる傾向がある．どの型においても，心壁へ入るまでの部分では1mm内外の毛管上昇があるに過ぎないが，心壁部及び心壁通過後の部分では相当の毛管水流がみられるようである．表－（6－2－1）～（6－2－3）に示す流量は測定流量であり，従つてこの流量は毛管水流も加わつたものと考えられる．図－（6－2－8）は心壁の各型と測定流量との関係を示したものの一部である．

写真－（6－2－2）

写真－（6－2－3）

写真－（6－2－4）

写真－（6－2－5）

写真－（6－2－6）

写真－（6－2－7）

図－（6－2－8）

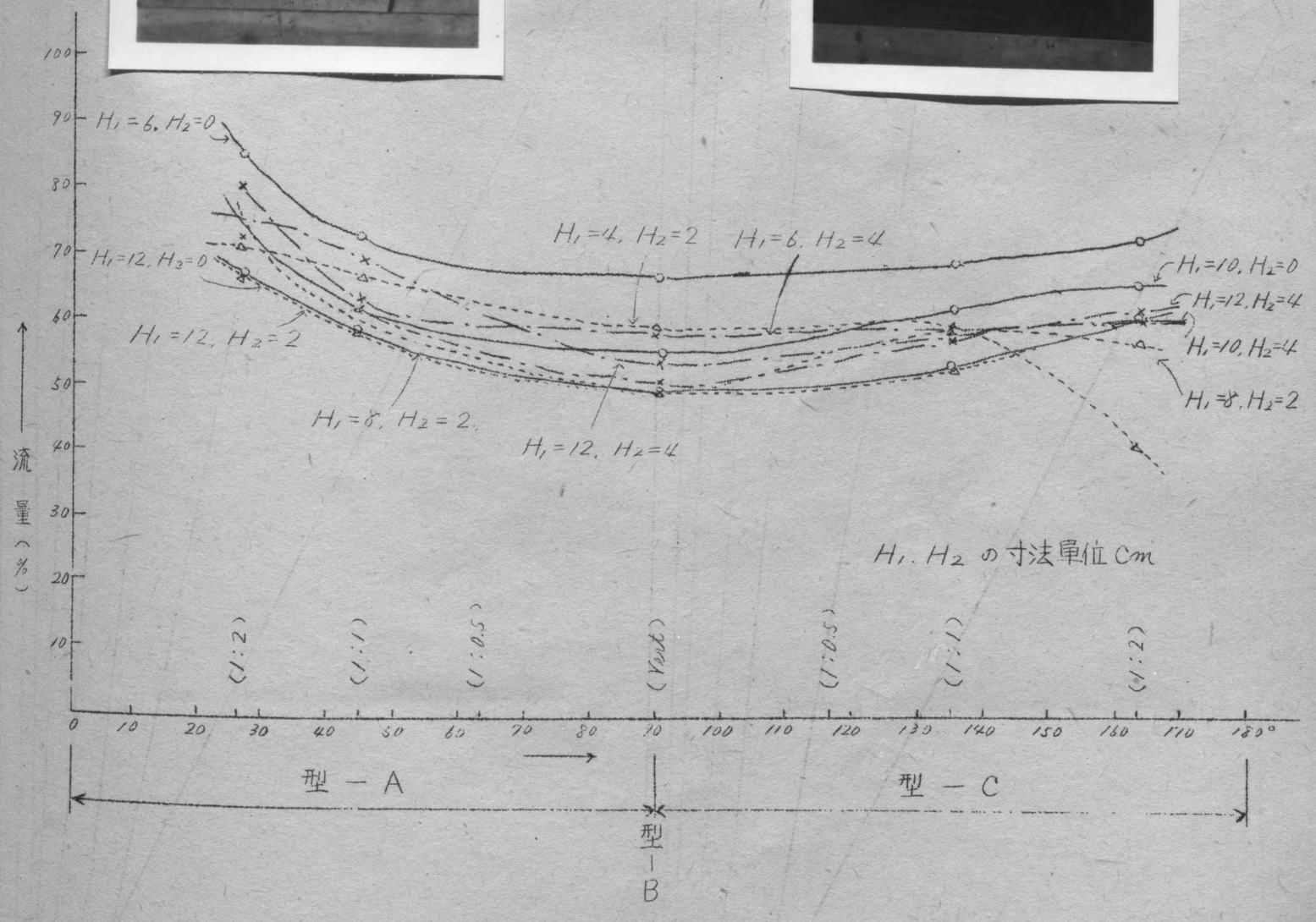
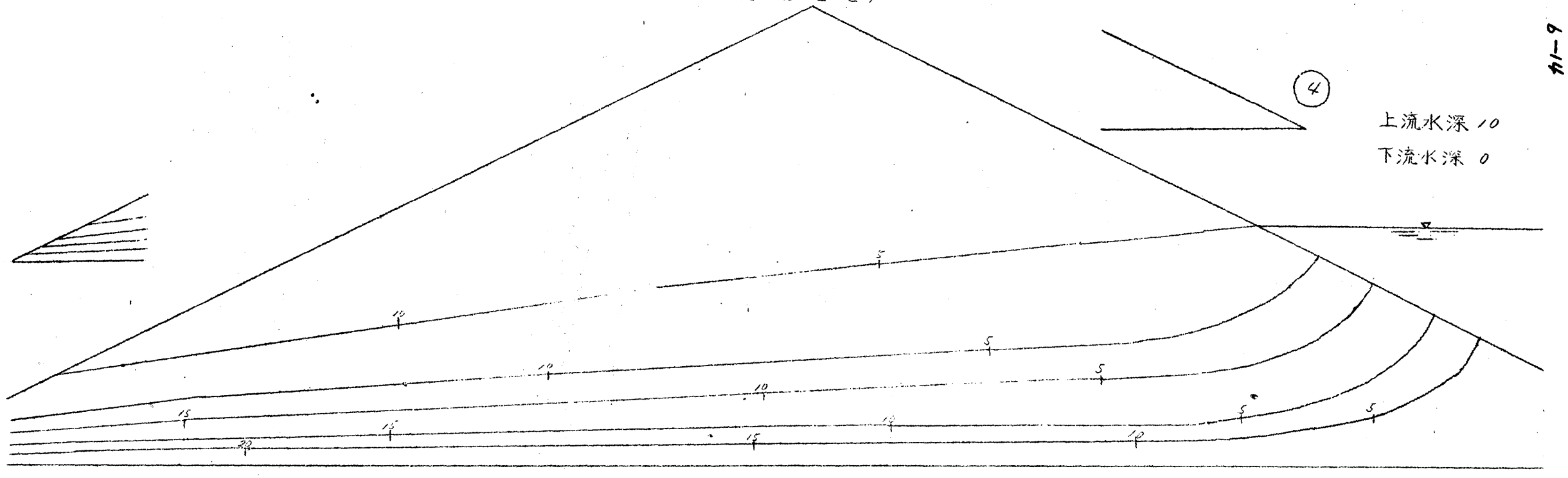
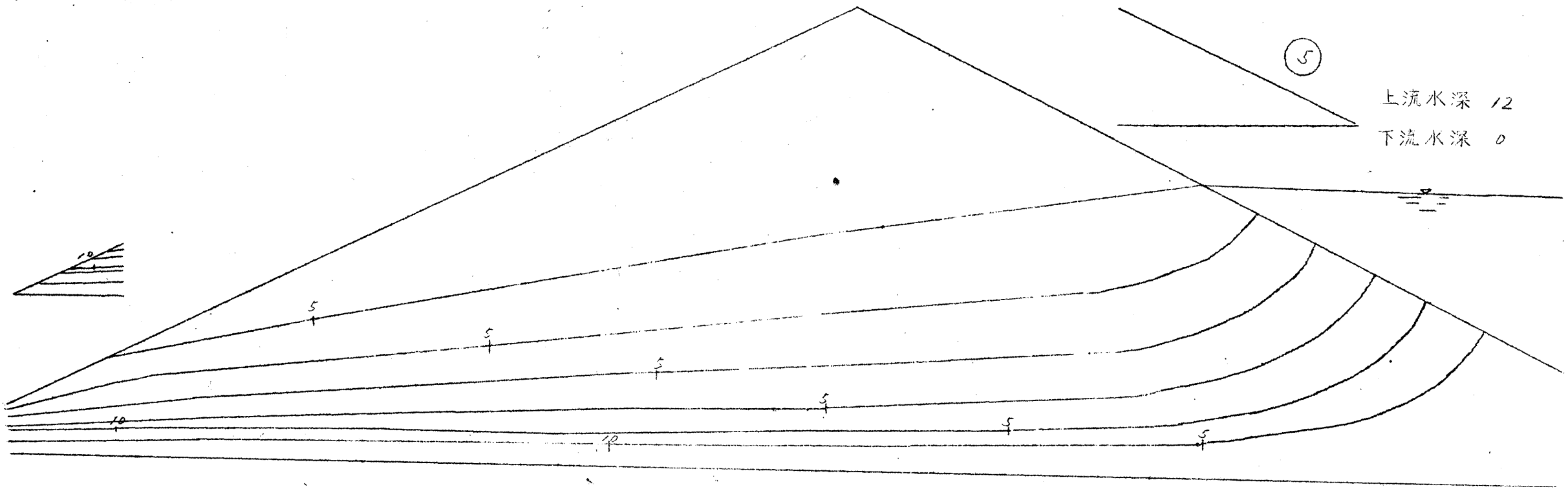
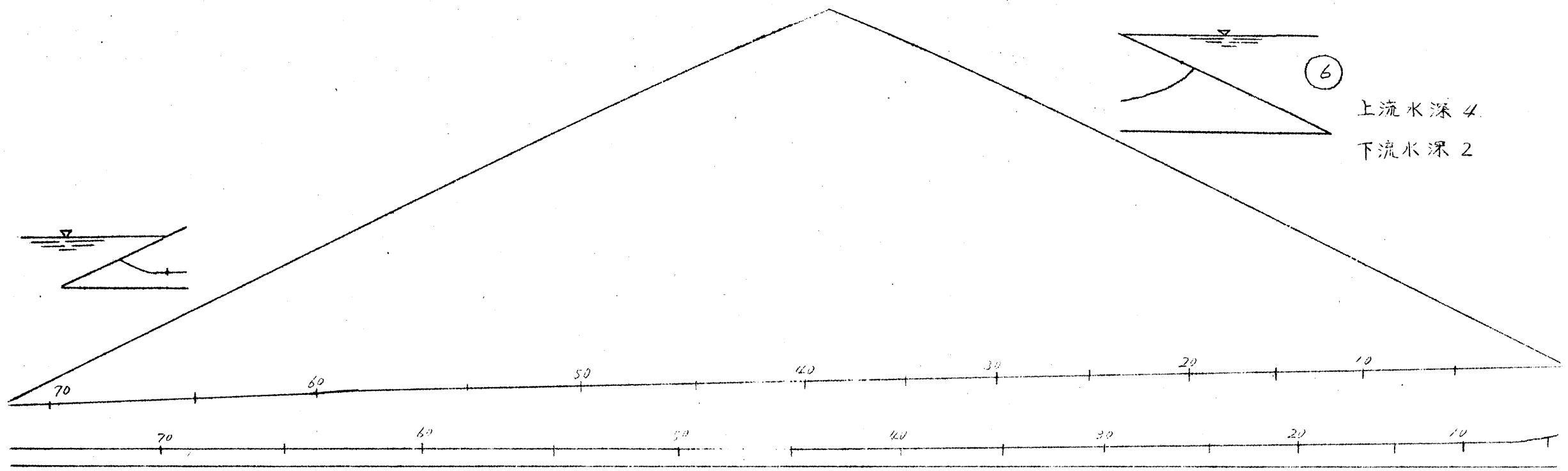


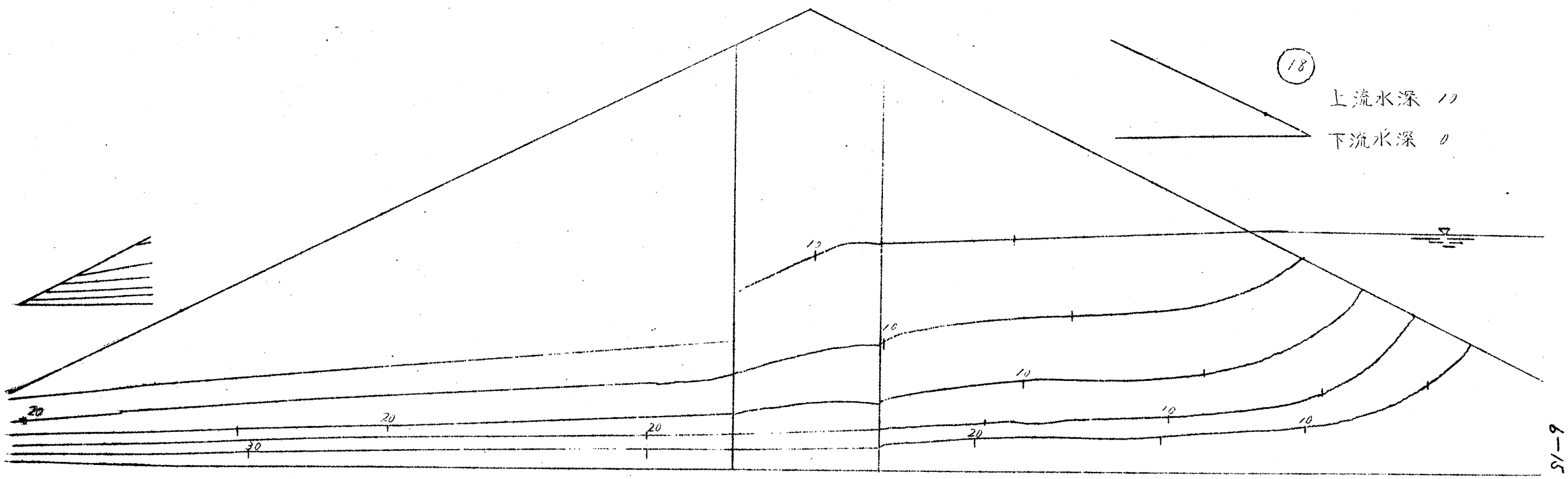
図-(6-2-2)

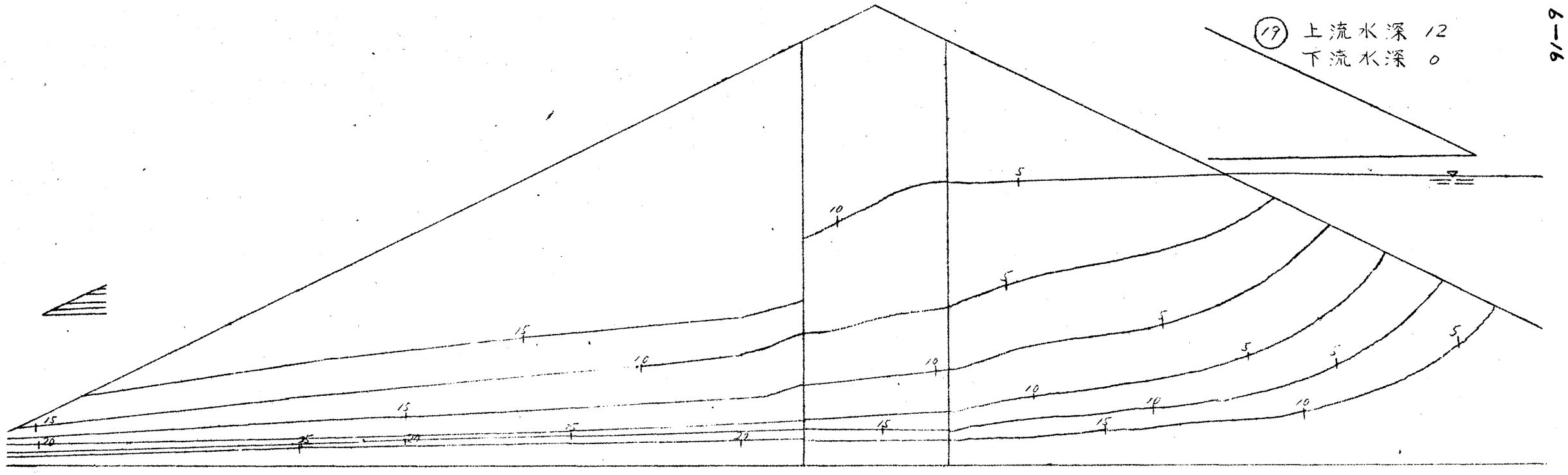


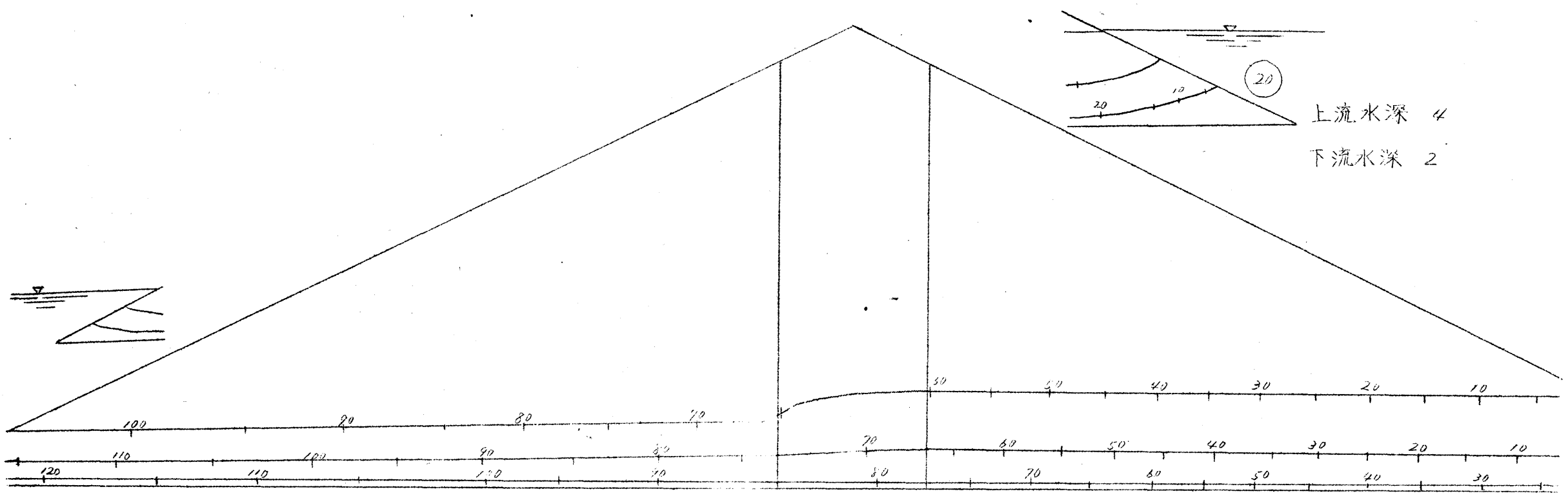




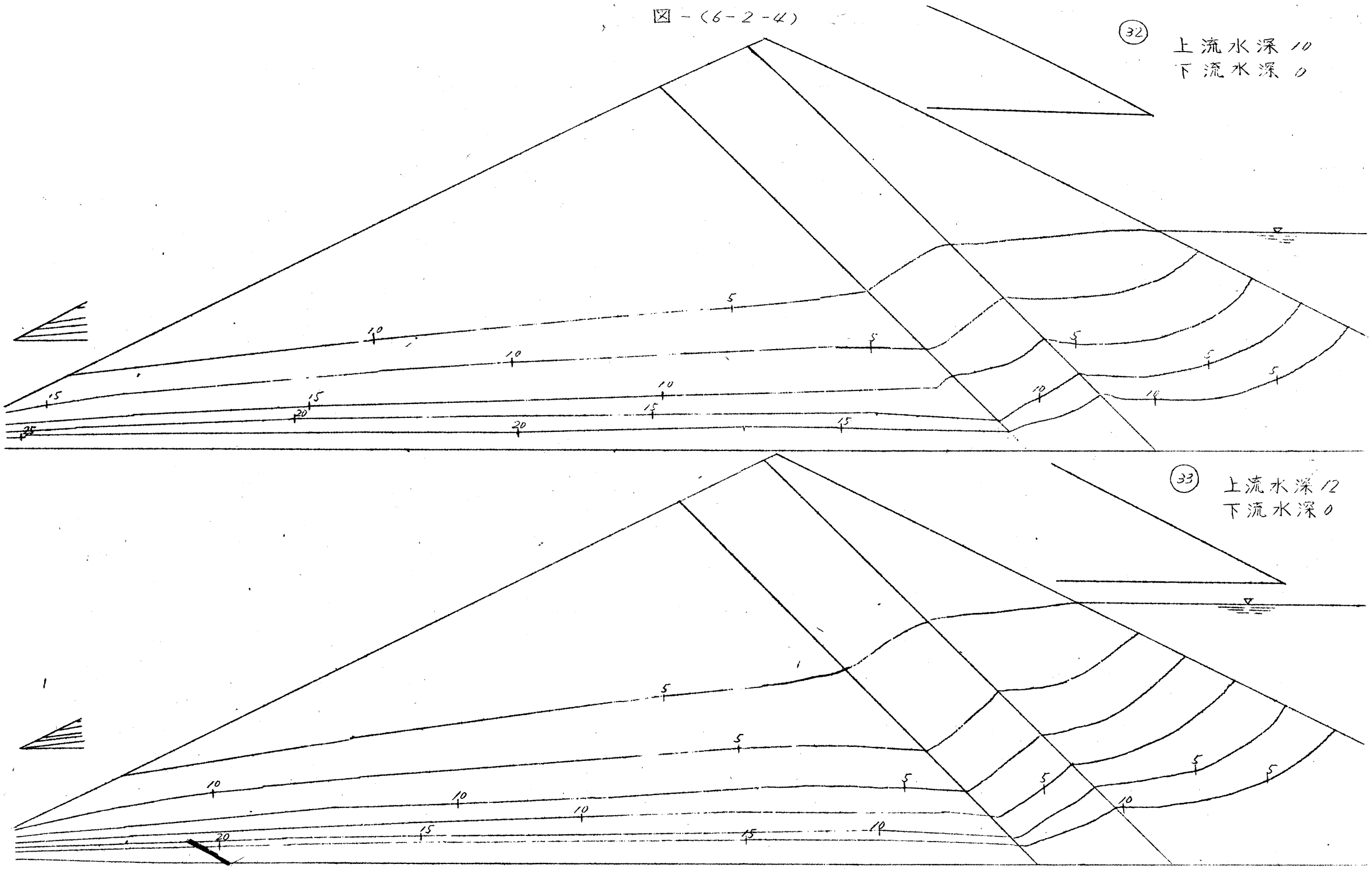
図－(6-2-3)




(17)
上流水深 12
下流水深 0


(20)
上流水深 4
下流水深 2

図－(6－2－4)



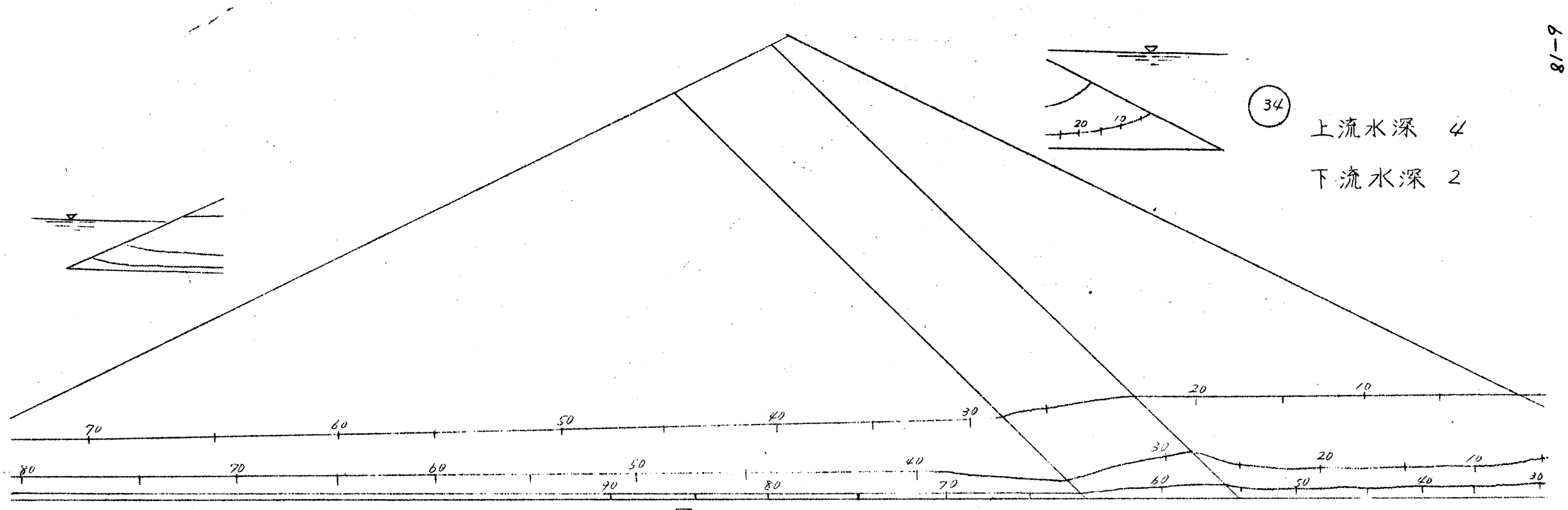
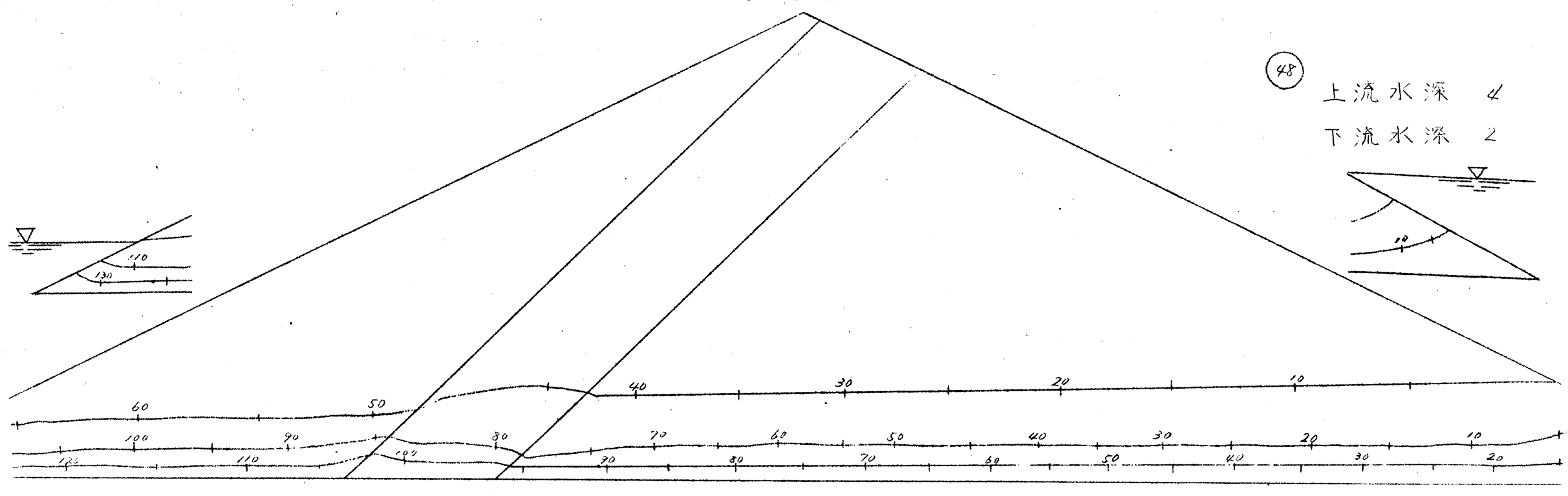

34
上流水深 4
下流水深 2
70
60
50
40
30
20
10
80
90
100
110
120
130

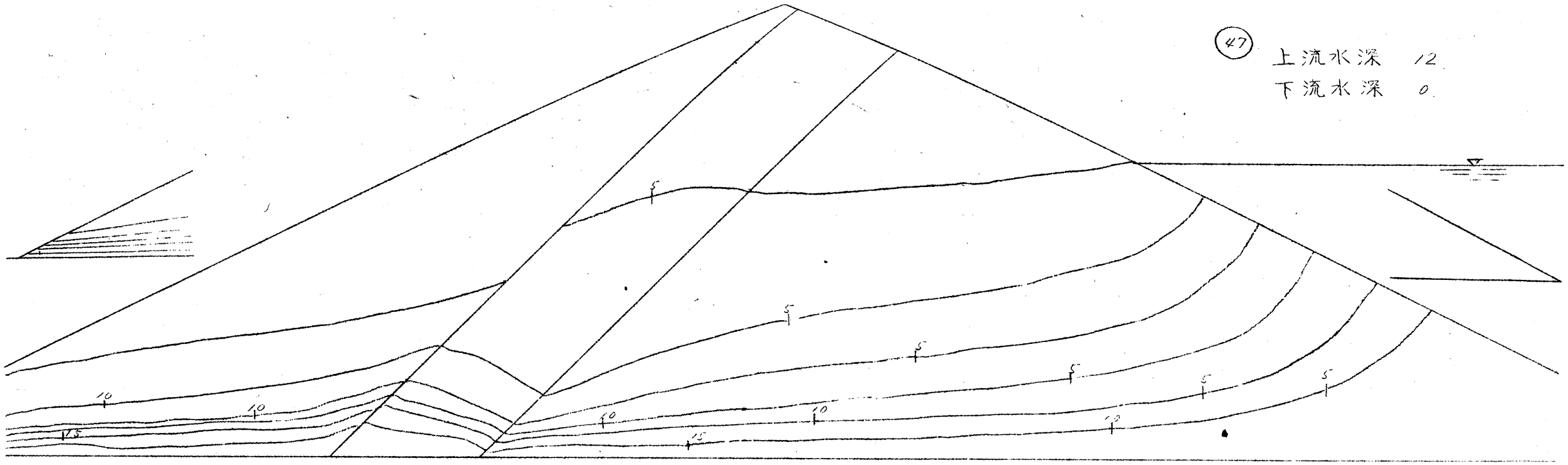
図 -(6-2-5)


48
上流水深 4
下流水深 2
60
50
40
30
20
10
100
90
80
70
110
120
130

(47)

上流水深 12

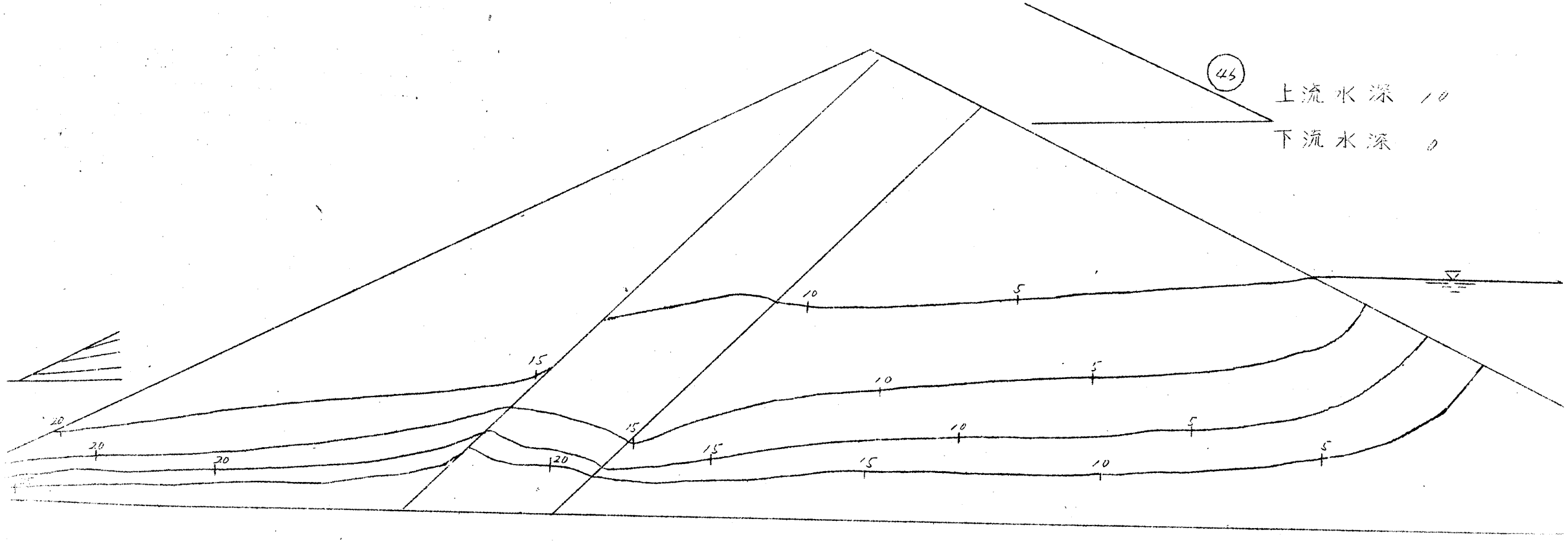
下流水深 0



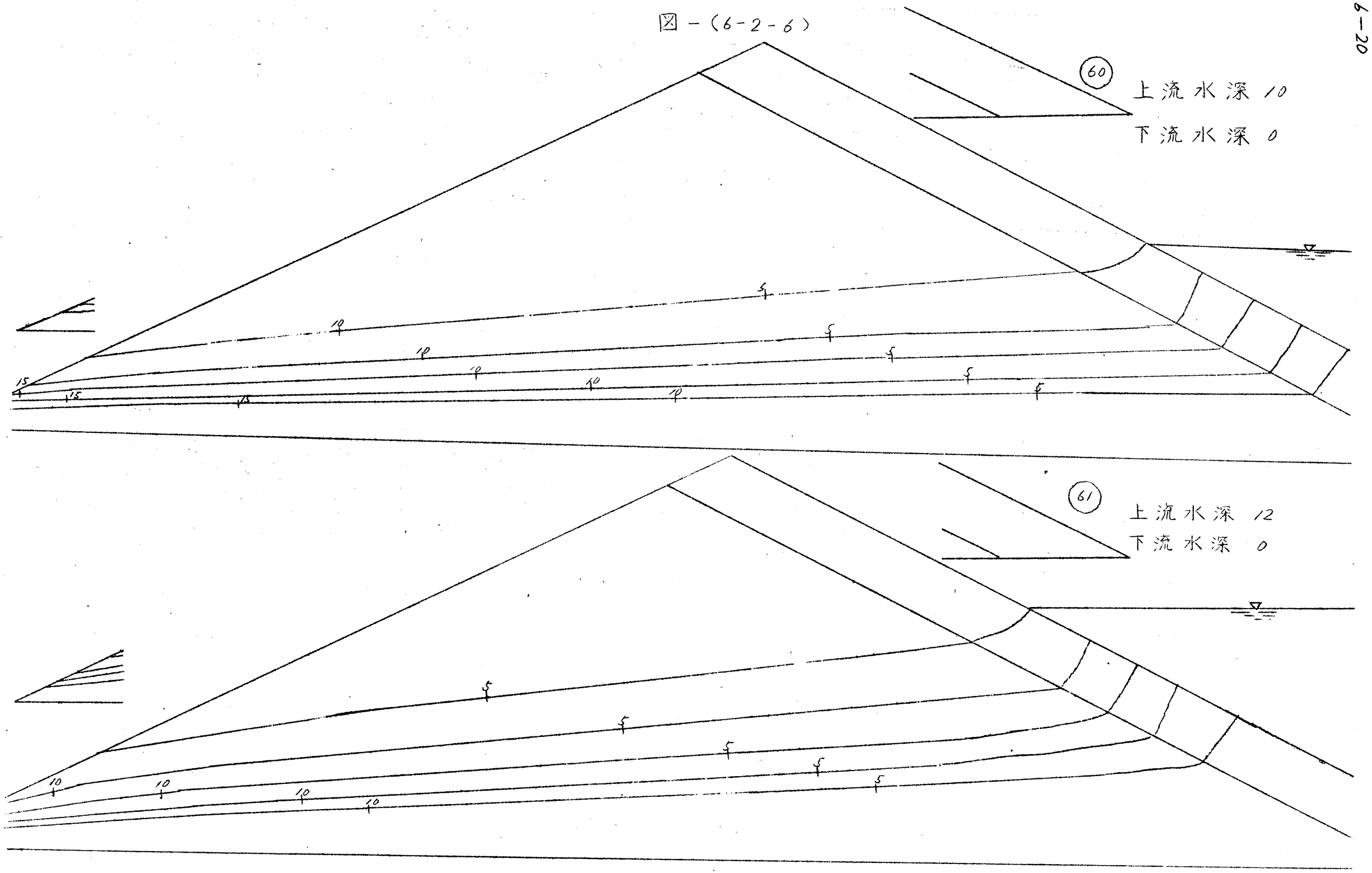
(46)

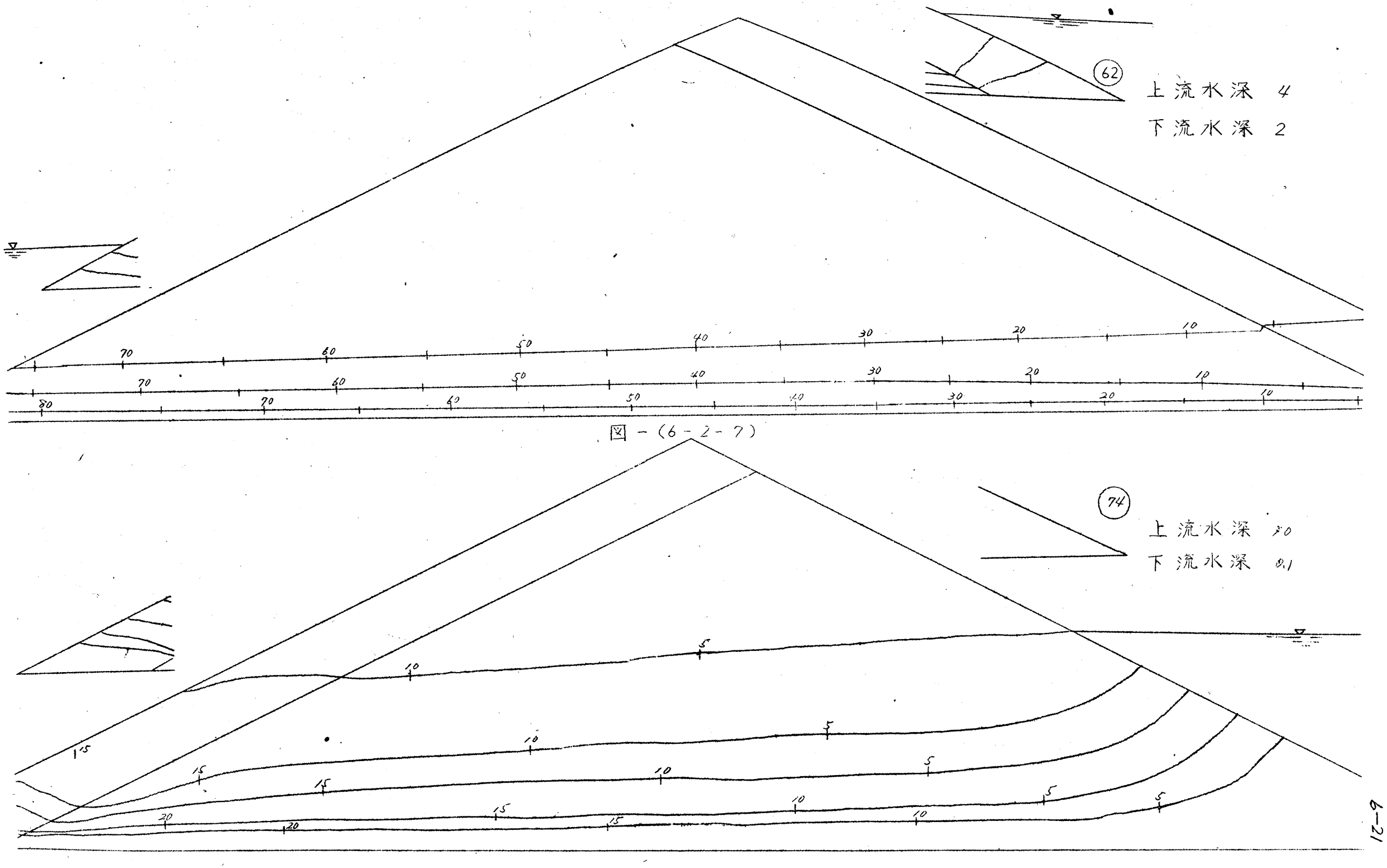
上流水深 10

下流水深 0

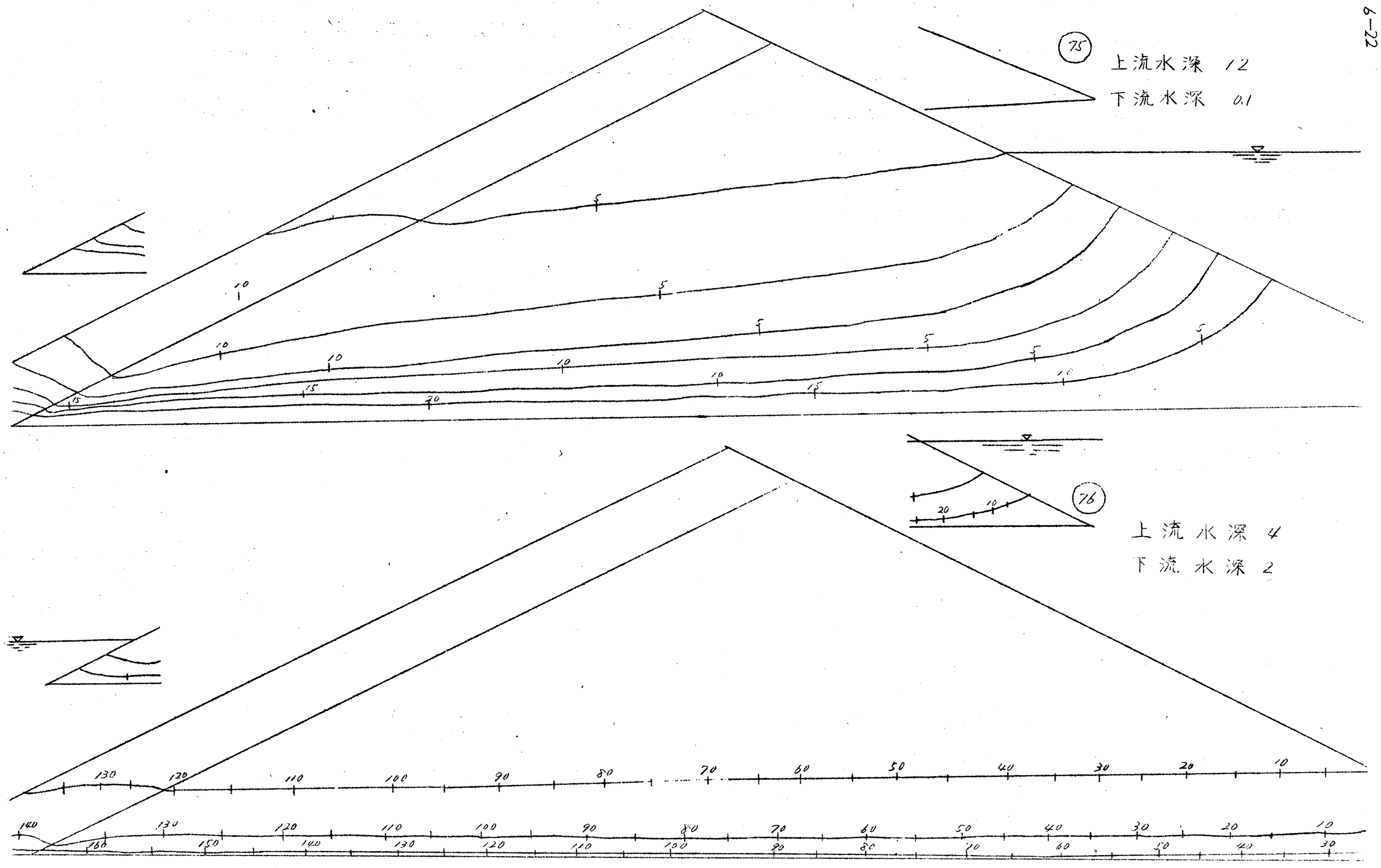


図－(6-2-6)


60
上流水深 10
下流水深 0
15
15
15
10
10
10
10
10
5
5
5
5
5
61
上流水深 12
下流水深 0
10
10
10
10
5
5
5
5
5



図－(6－2－7)


75
上流水深 12
下流水深 01
76
上流水深 4
下流水深 2

表一（6-2-1）

番号	心壁	水深 上流	水深 下流	測定流量 cc/min	測定時温度 T° C	粘度 Poise	補正流量 cc/min	標準流量に対する %
1		4	0	36.3	27.5	0.178	36.1	
2		6	0	76.8	28.5	0.177	75.9	
3		8	0	155.0	28.0	0.182	156.7	
4		10	0	280.5	26.5	0.178	277.5	
5		12	0	481.5	27.5	0.182	489.8	
6	な	4	2	31.9	28.0	0.179	31.9	
7		6	2	89.8	28.0	0.179	89.5	
8	し	8	2	157.3	26.3	0.180	157.5	
9		10	2	265.5	26.0	0.180	266.6	
10		12	2	486.0	27.8	0.180	487.5	
11		6	4	55.7	26.0	0.180	55.9	
12		8	4	140.5	26.0	0.179	139.9	
13		10	4	253.5	26.0	0.179	252.5	
14		12	4	425.0	27.0	0.181	427.9	
15		4	0	20.6	28.5	0.180	20.7	57.3
16		6	0	49.9	28.7	0.182	50.6	66.0
17		8	0	86.0	29.0	0.181	86.6	55.3
18		10	0	139.8	28.7	0.180	150.4	54.2
19	鈣	12	0	207.5	28.0	0.180	241.3	49.2
20		4	2	18.5	28.5	0.181	18.7	58.6
21	直	6	2	44.4	29.0	0.182	45.1	50.4
22	③	8	2	77.7	29.0	0.181	78.1	49.5
23		10	2	132.3	28.5	0.179	142.2	53.3
24		12	2	203.5	28.7	0.181	239.5	49.1
25		6	4	32.0	29.6	0.180	32.0	57.2
26		8	4	66.5	28.9	0.183	67.7	48.4
27		10	4	123.0	29.0	0.182	134.2	53.4
28		12	4	193.0	28.6	0.179	212.8	49.7

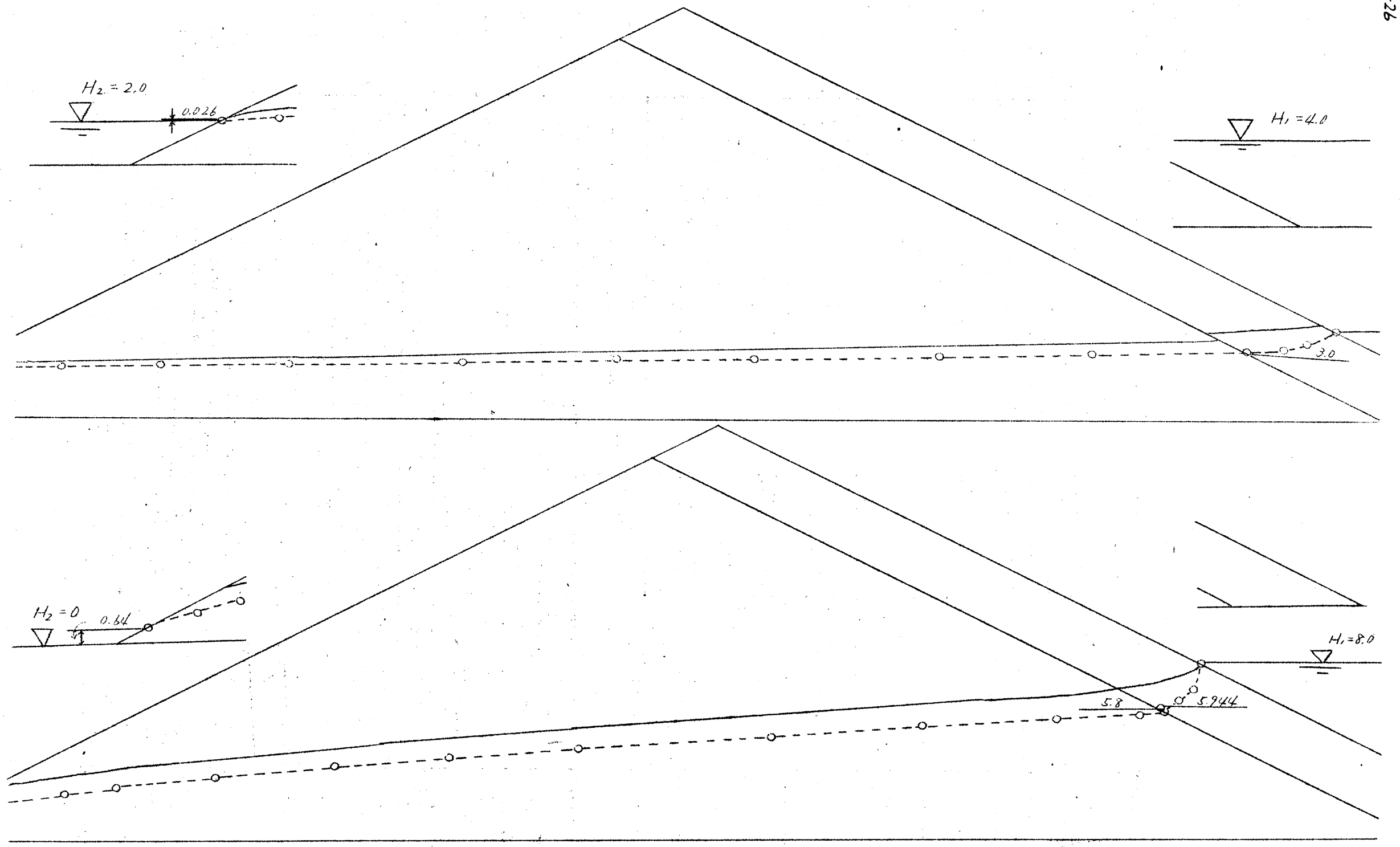
表 一（6-2-2）

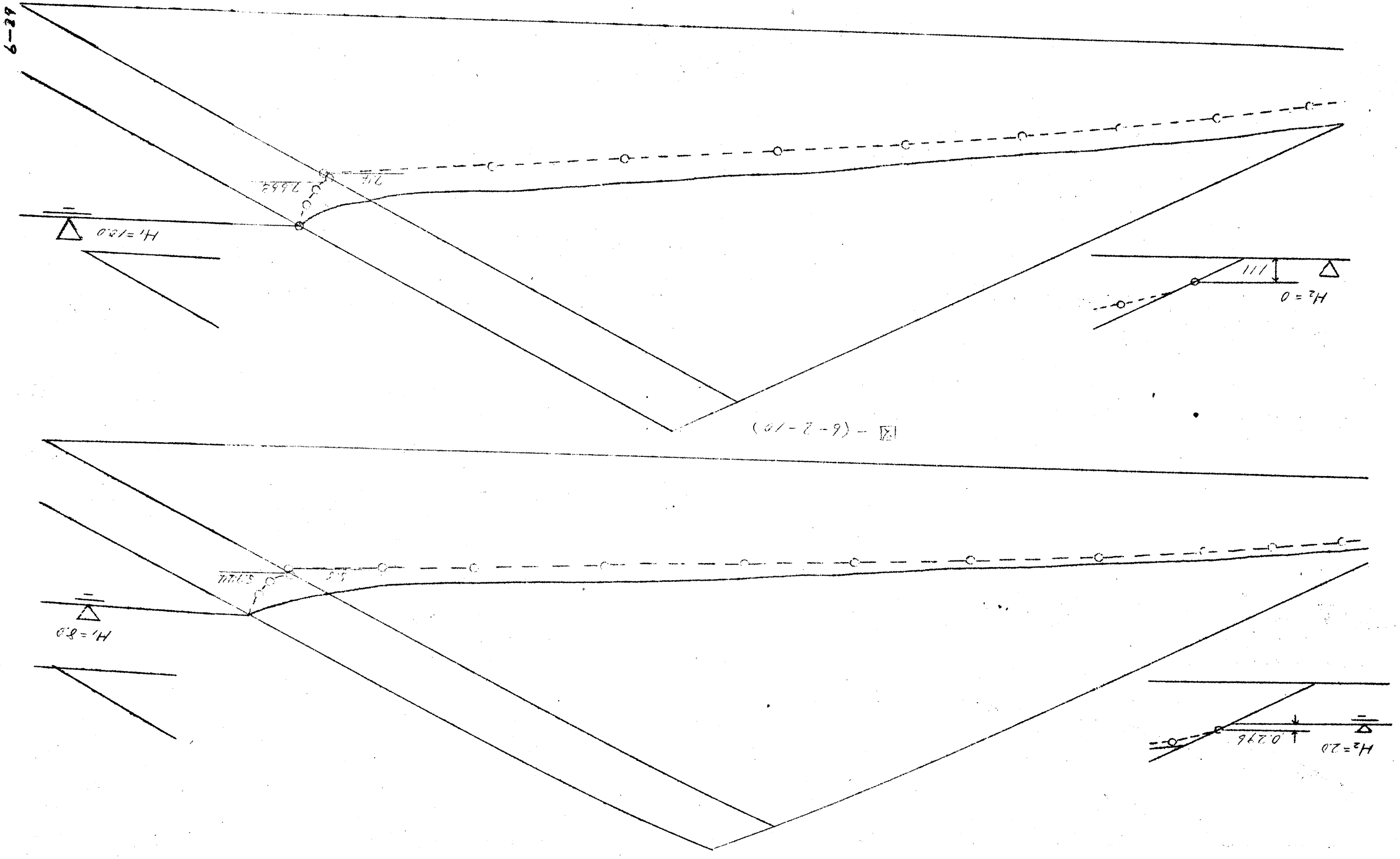
番号	心壁	水深 上流	水深 下流	測定流量 cc/min	測定時温度 T°C	粘度 Poise	補正流量 cc/min	標準流量に対する %
29		4	0	22.2	28.2	0.182	22.5	62.3
30		6	0	54.3	28.0	0.182	55.1	72.6
31		8	0	101.0	28.0	0.178	100.5	64.1
32		10	0	168.7	27.8	0.180	169.9	61.0
33		12	0	282.0	28.5	0.179	282.0	57.6
34		4	2	21.1	28.0	0.179	21.0	65.8
35	1:1	6	2	50.9	28.3	0.181	51.3	57.4
36	上流	8	2	94.3	28.5	0.180	94.4	59.9
37	②	10	2	166.5	28.5	0.180	166.7	62.2
38		12	2	291.0	28.7	0.179	280.1	57.5
39		6	4	38.2	28.2	0.181	38.6	69.1
40		8	4	92.7	28.2	0.181	83.3	59.5
41		10	4	158.0	28.5	0.179	158.0	62.6
42		12	4	262.0	29.0	0.180	262.8	61.4
43		4	0	21.8	28.0	0.178	21.7	60.2
44		6	0	52.9	28.0	0.178	52.6	69.3
45		8	0	94.6	28.0	0.182	95.7	61.1
46		10	0	163.5	29.0	0.180	173.7	62.6
47		12	0	233.0	27.5	0.179	262.8	53.7
48	1:1	4	2	18.8	29.0	0.181	19.0	59.6
49	下流	6	2	44.3	28.2	0.180	44.4	50.8
50	④	8	2	90.4	28.2	0.182	91.5	58.2
51		10	2	187.6	29.0	0.179	166.9	62.2
52		12	2	250.5	28.5	0.179	259.7	53.1
53		6	4	33.1	28.5	0.180	33.2	59.3
54		8	4	78.8	28.2	0.179	78.8	56.3
55		10	4	147.0	28.7	0.180	146.4	58.0
56		12	4	246.5	28.8	0.179	246.3	57.6

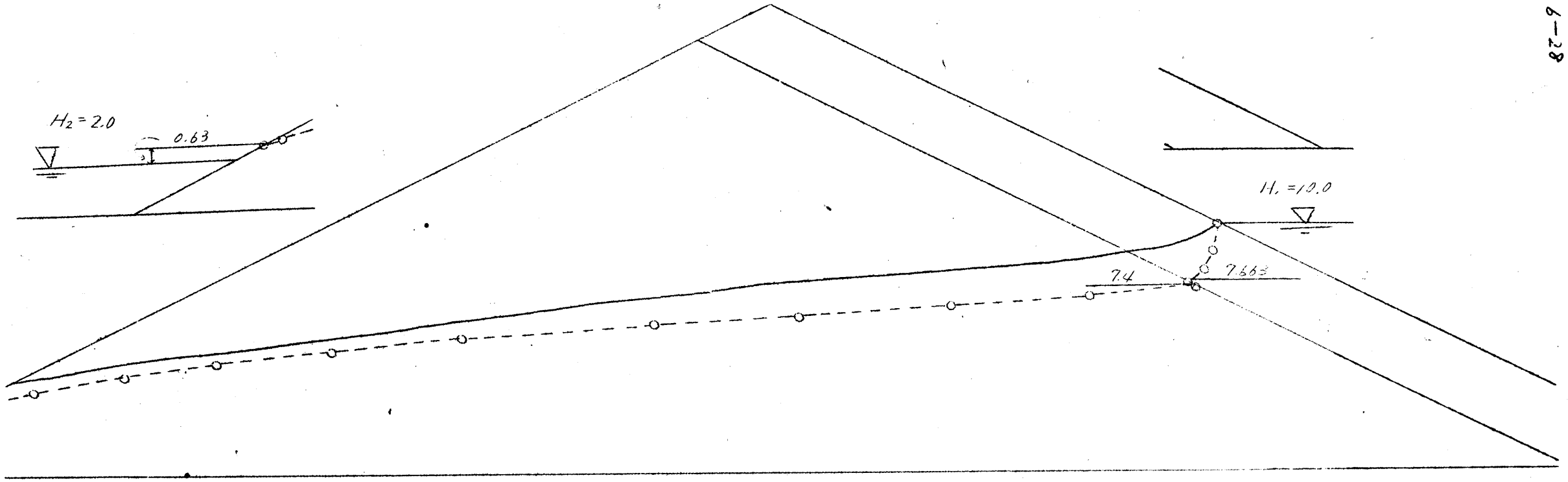
表－（6-2-3）

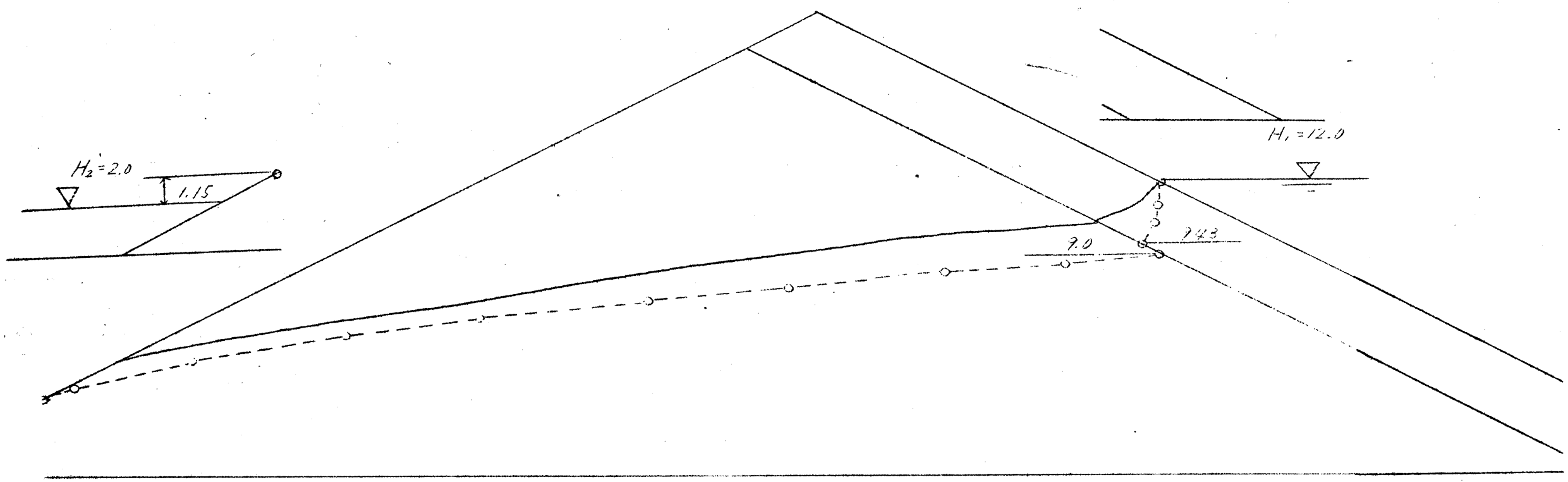
番号	心壁	水深 上流	水深 下流	測定流量 cc/min	測定時温度 T°C	粘度 Poise	補正流量 cc/min	標準流量に対する %
57	1:2 上流 ①	4	0	26.0	26.2	0.179	25.9	71.8
58		6	0	63.8	26.5	0.181	64.3	84.8
59		8	0	121.0	27.0	0.180	120.4	76.9
60		10	0	208.0	27.5	0.179	208.0	75.0
61		12	0	328.0	27.5	0.178	325.8	66.6
62		4	2	22.5	26.7	0.180	22.5	70.5
63		6	2	62.3	26.5	0.178	61.9	67.2
64		8	2	121.0	27.0	0.180	119.8	76.1
65		10	2	205.5	27.0	0.180	207.0	77.7
66		12	2	365.0	27.0	0.180	323.0	66.9
67		6	4	41.8	27.2	0.181	41.7	75.0
68		8	4	97.2	27.0	0.181	96.9	69.3
69		10	4	201.0	26.2	0.180	201.0	79.7
70		12	4	337.0	26.8	0.180	307.0	71.7
71	1:2 下流 ⑤	4	0.1	15.5	13.8	0.180	23.4	64.8
72		6	0.1	41.5	14.4	0.181	54.5	71.8
73		8	0.1	92.5	14.2	0.179	110.4	70.5
74		10	0.1	187.0	12.5	0.180	189.8	66.1
75		12	0.1	285.5	11.2	0.181	188.1	59.0
76		4	2	12.8	10.8	0.183	13.1	41.1
77		6	2	42.5	11.5	0.179	42.5	47.5
78		8	2	87.8	11.5	0.181	88.9	56.4
79		10	2	159.0	10.8	0.182	161.5	60.0
80		12	2	297.5	11.0	0.179	297.5	61.0
81		6	4	34.3	11.5	0.179	34.3	59.7
82		8	4	87.3	11.3	0.183	79.0	56.5
83		10	4	152.5	10.0	0.180	153.4	59.5
84		12	4	259.0	10.0	0.181	261.9	61.2

図-(6-2-9)

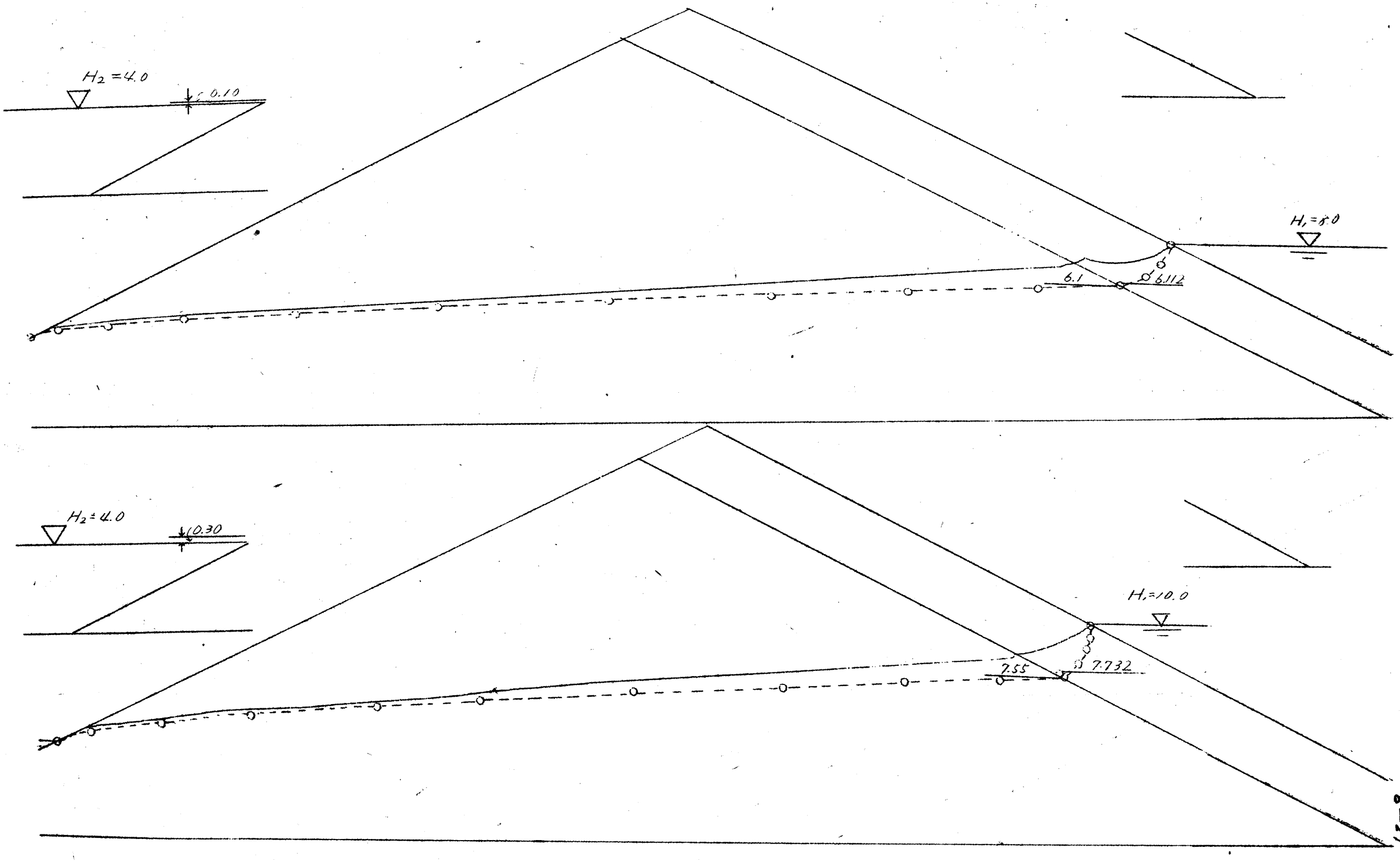



$H_1 = 18.0$
$H_2 = 0$
$H_1 = 8.0$
$H_2 = 2.0$


$H_2 = 2.0$
0.63
$H_1 = 10.0$
7.4
7.663


$H_2 = 2.0$
1.15
$H_1 = 12.0$
9.0
9.43

図－(6－2－11)



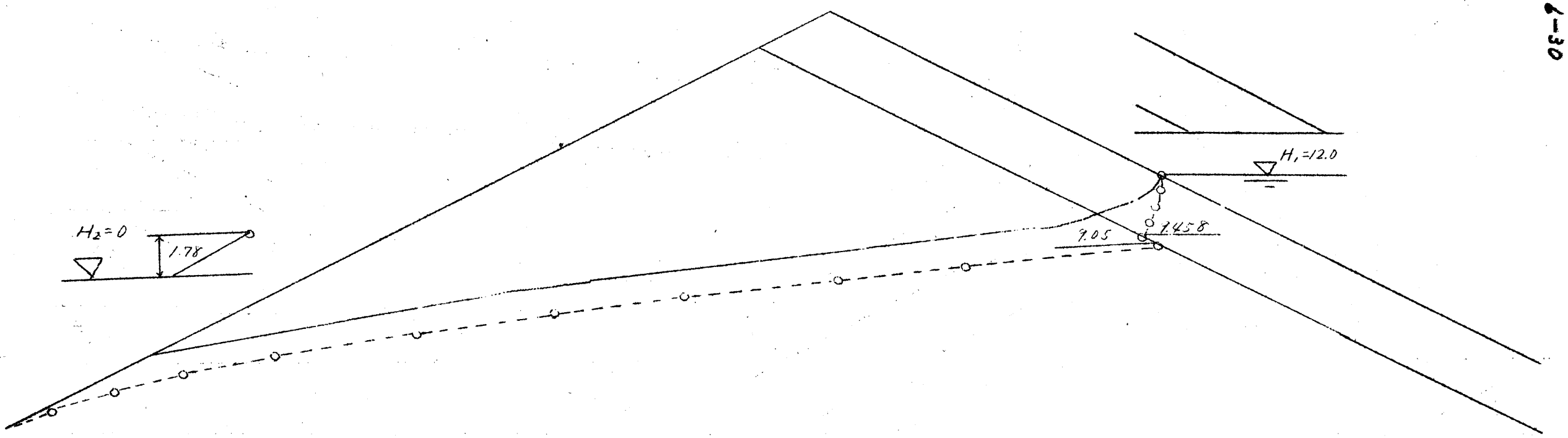
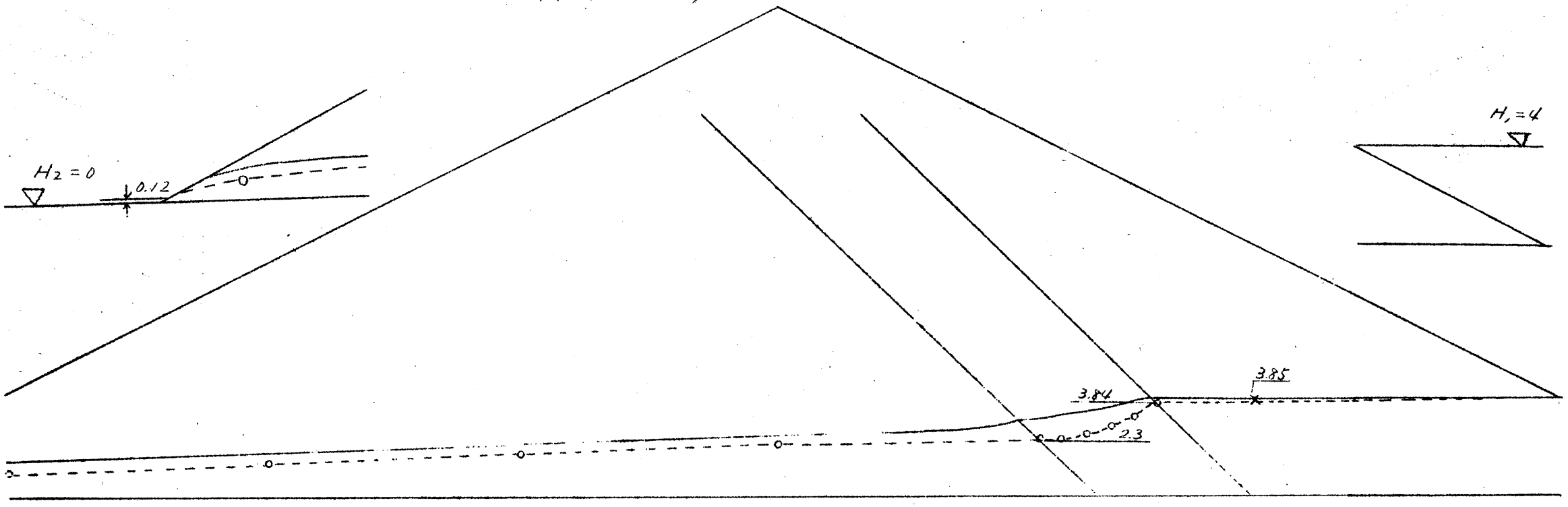
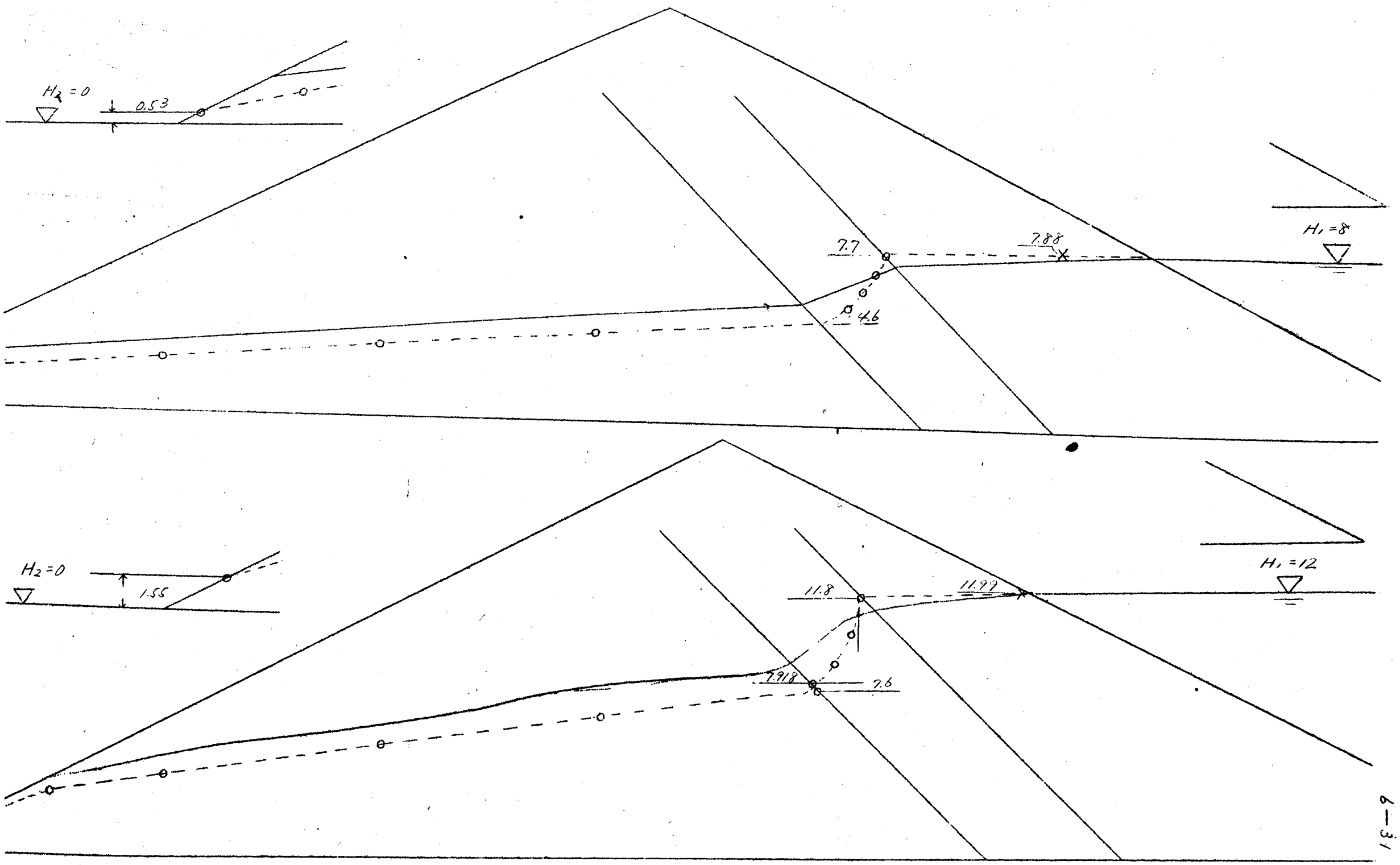


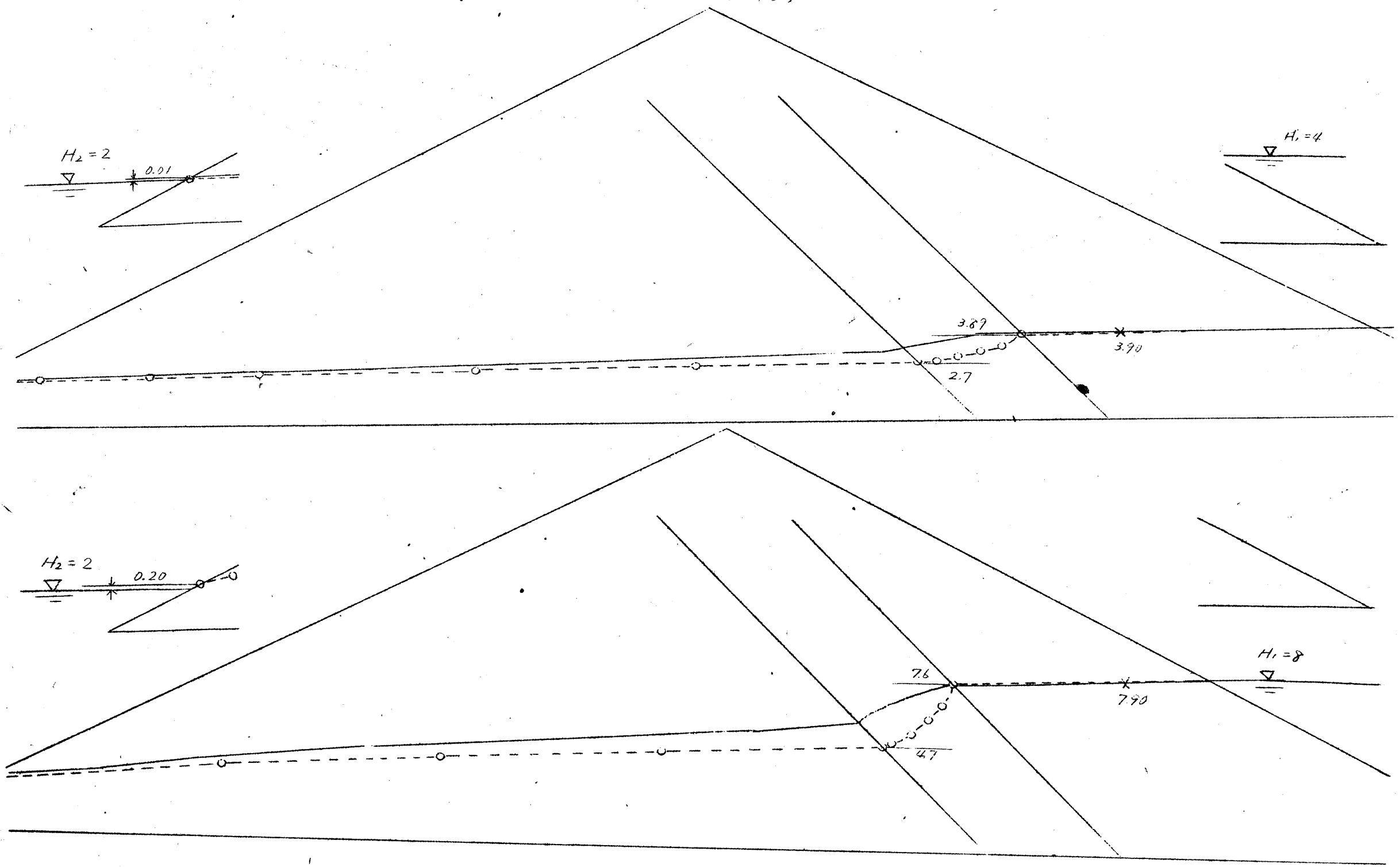
図-(6-2-12)

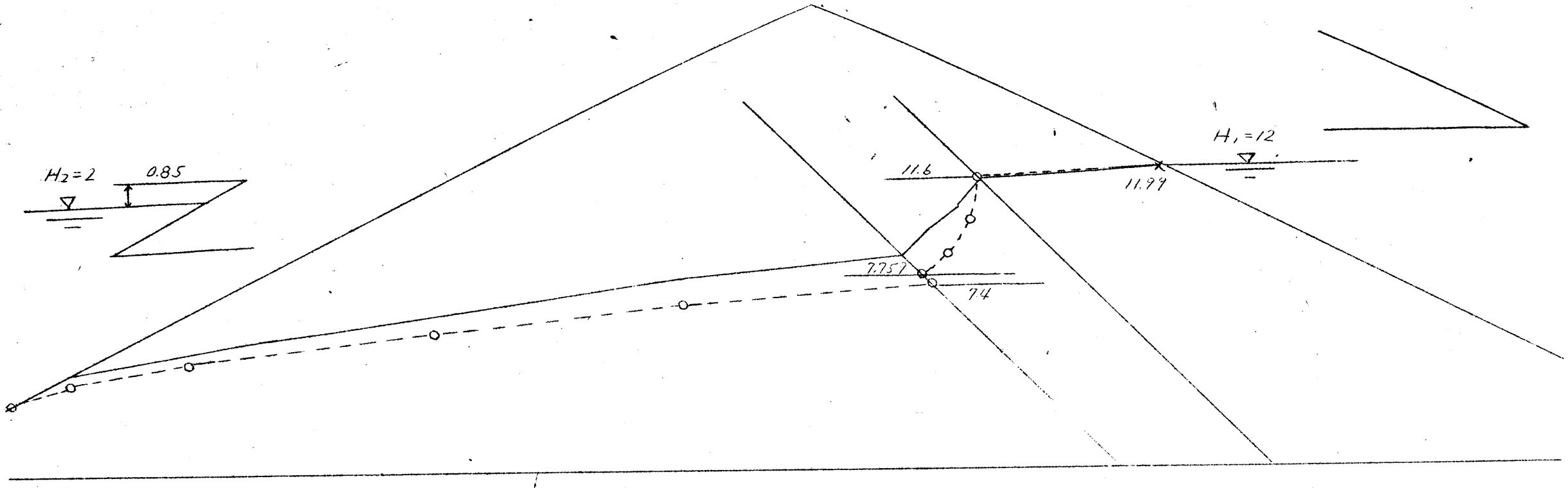




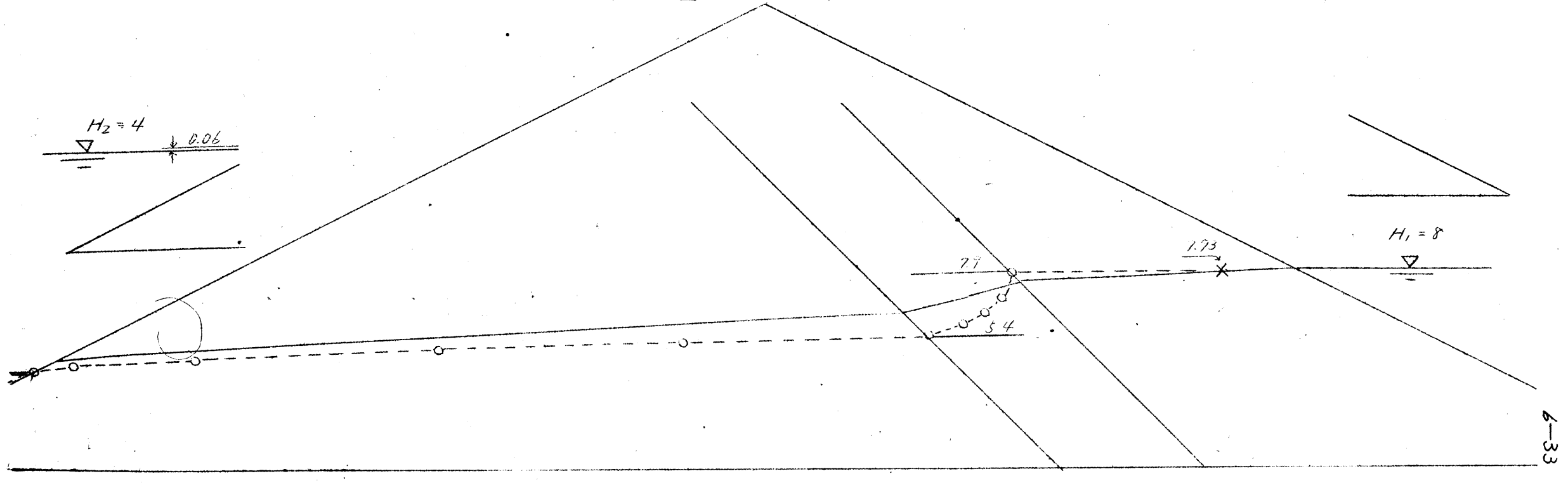
$H_2 = 0$
0.53
7.7
7.88
4.6
$H_1 = 8$
$H_2 = 0$
1.55
11.8
11.99
7.918
7.6
$H_1 = 12$

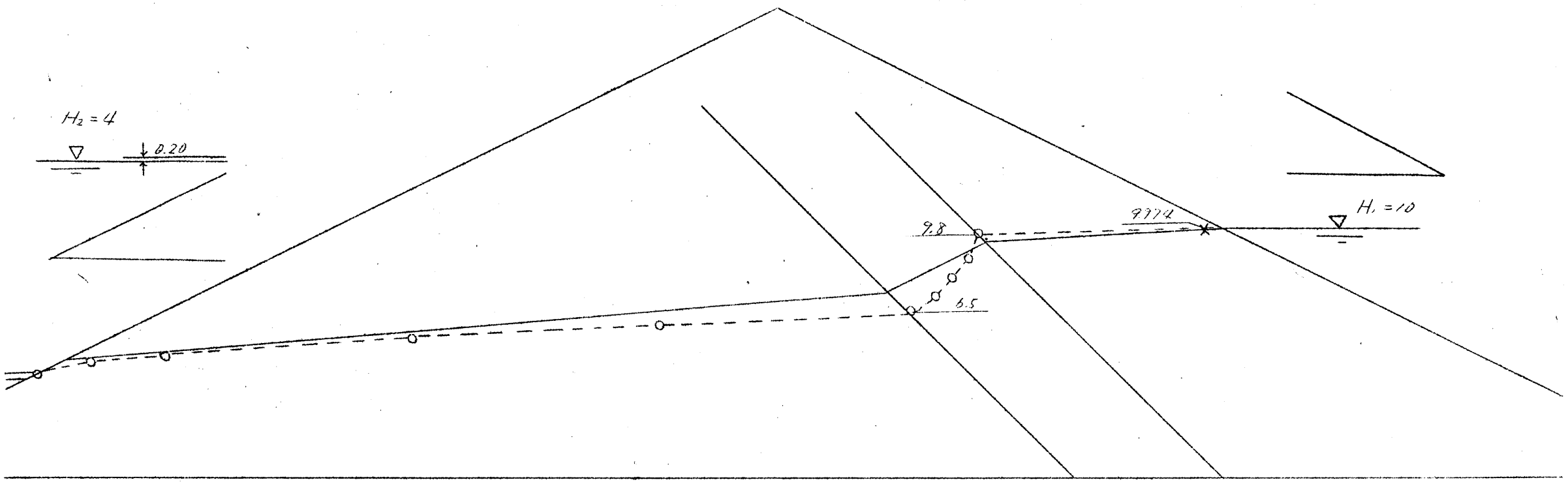
図－(6-2-13)

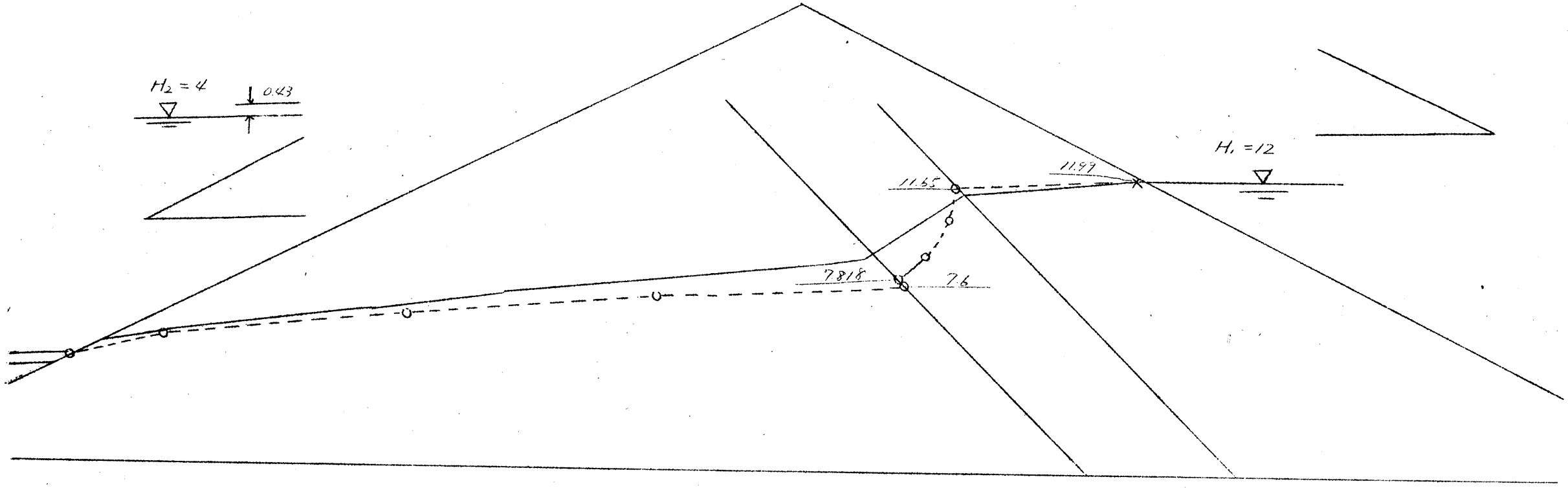


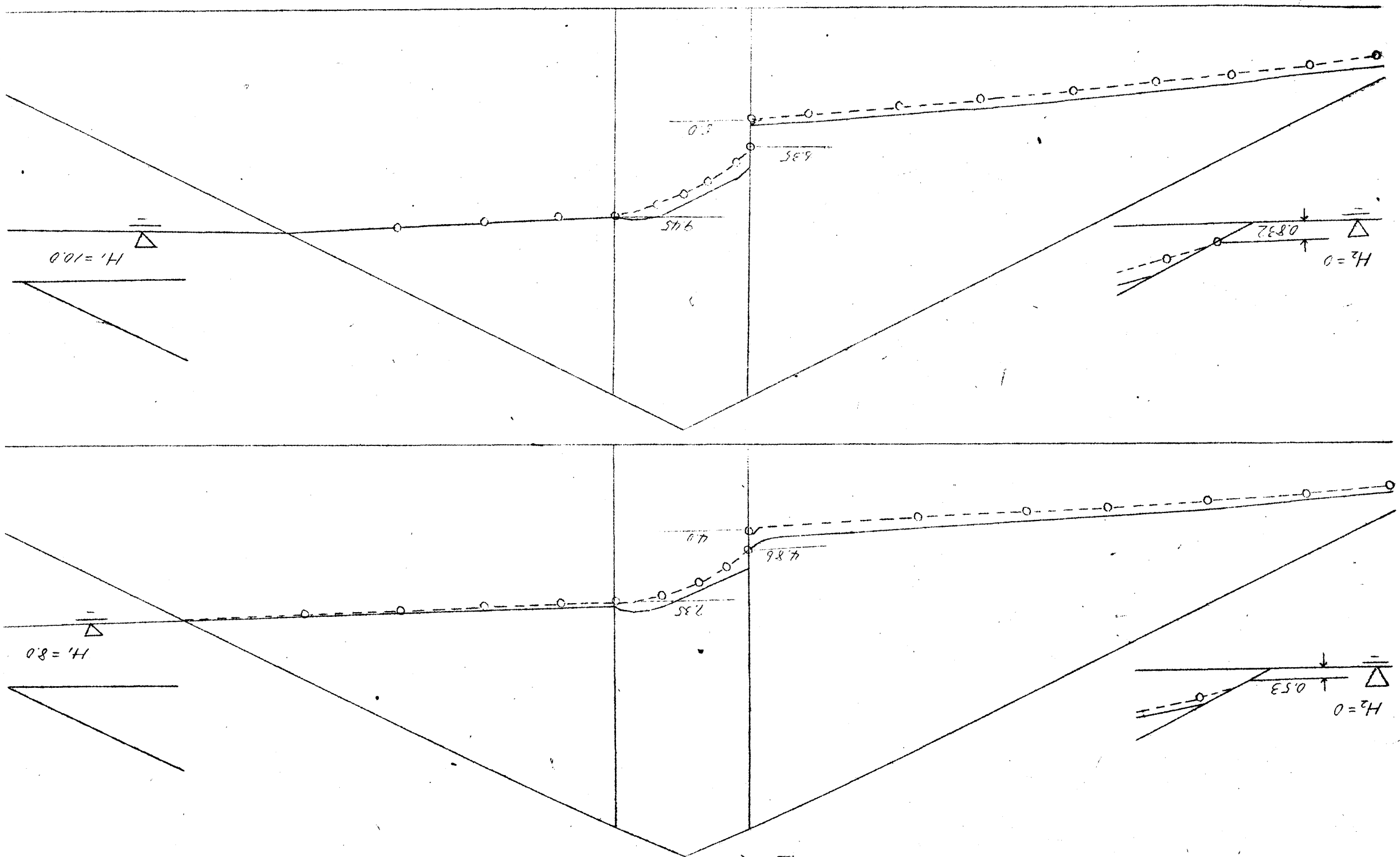


図－(6－2－14)




$H_2 = 4$
0.20
9.8
9.774
$H_1 = 10$
6.5


$H_2 = 4$
0.43
11.65
11.99
$H_1 = 12$
7.818
7.6



図－(6－2－15)

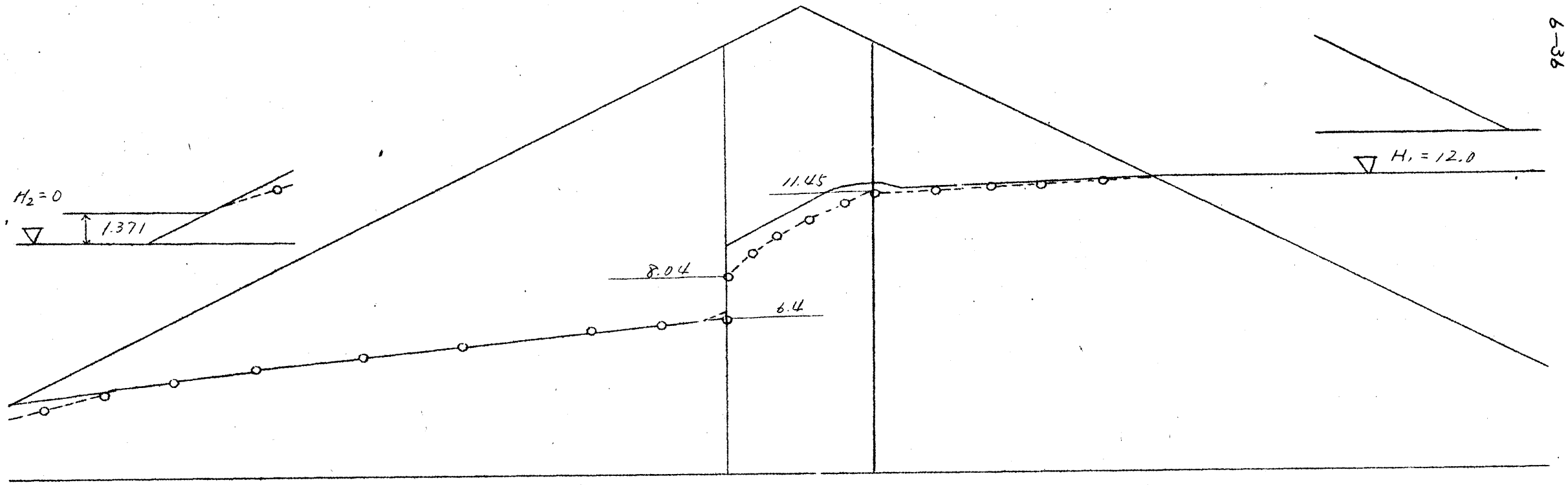
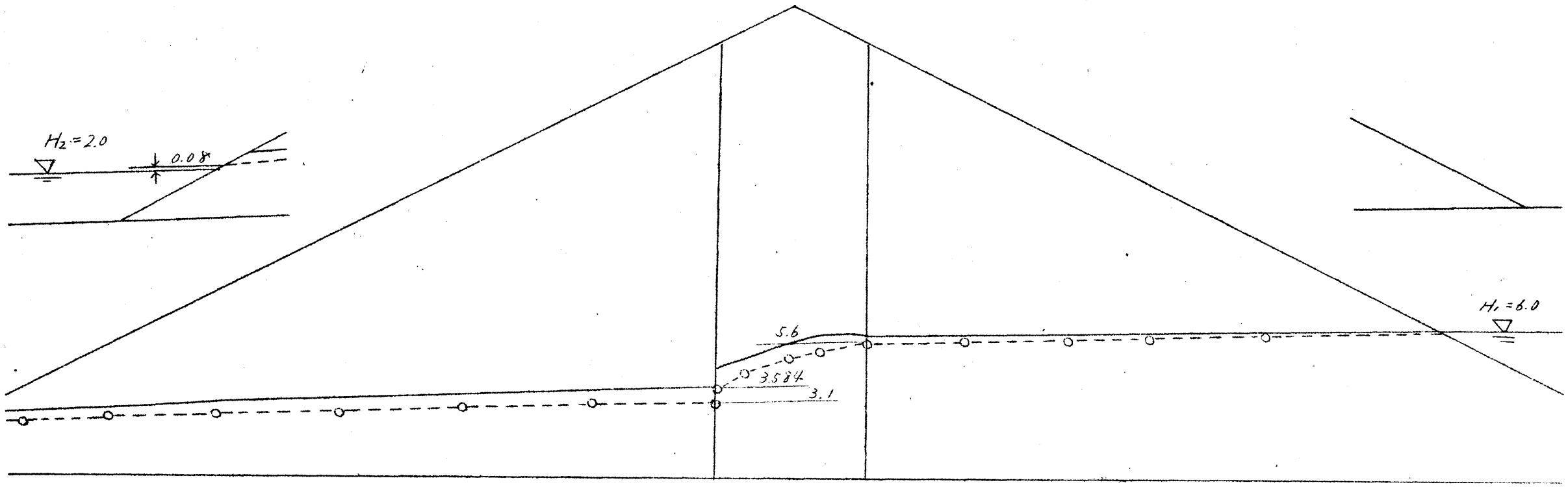
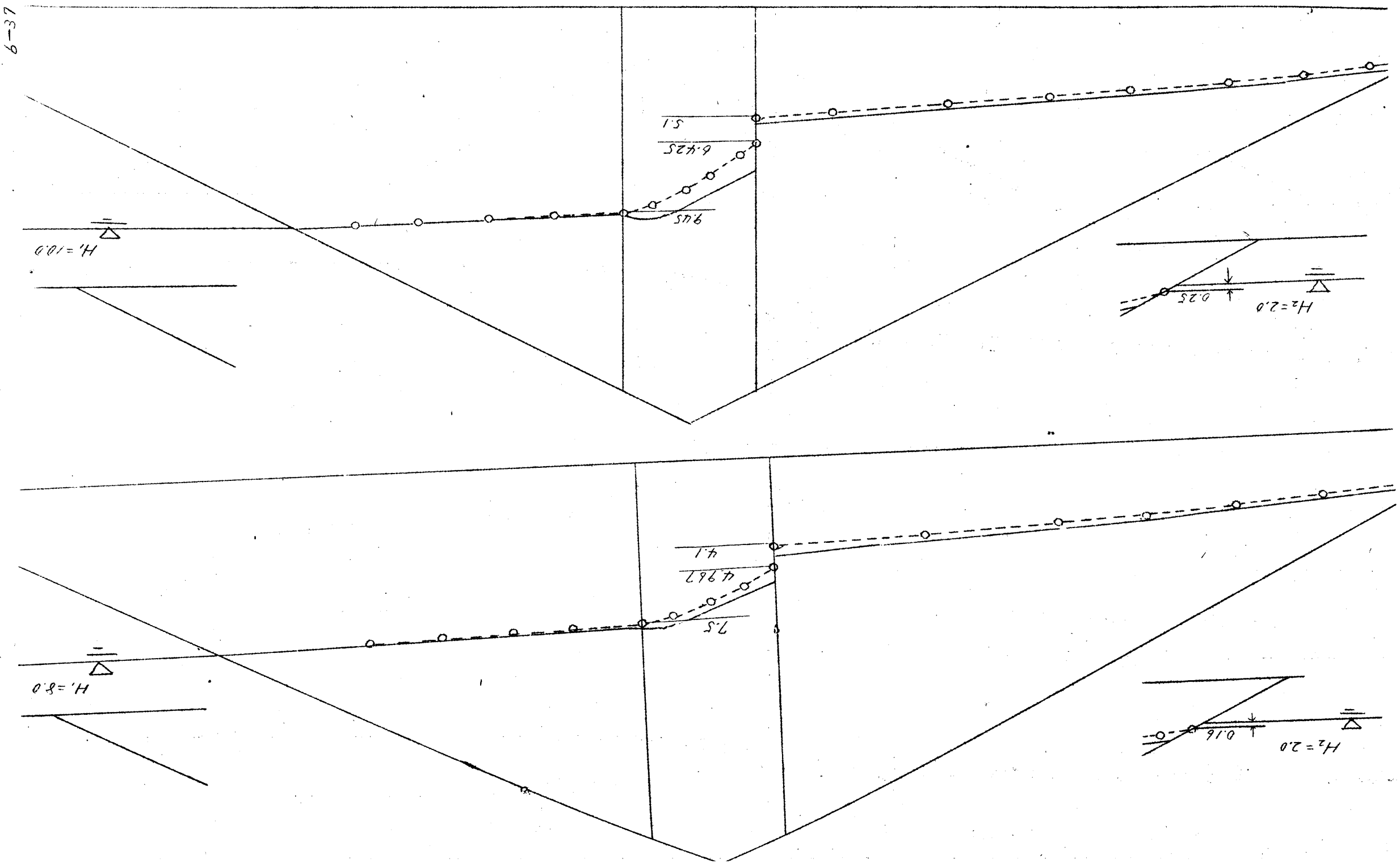


図 - (6-2-16)




H₁ = 10.0
9.45
6.425
5.1
H₂ = 2.0
0.25
H₁ = 8.0
7.5
4.962
4.1
H₂ = 2.0
0.16

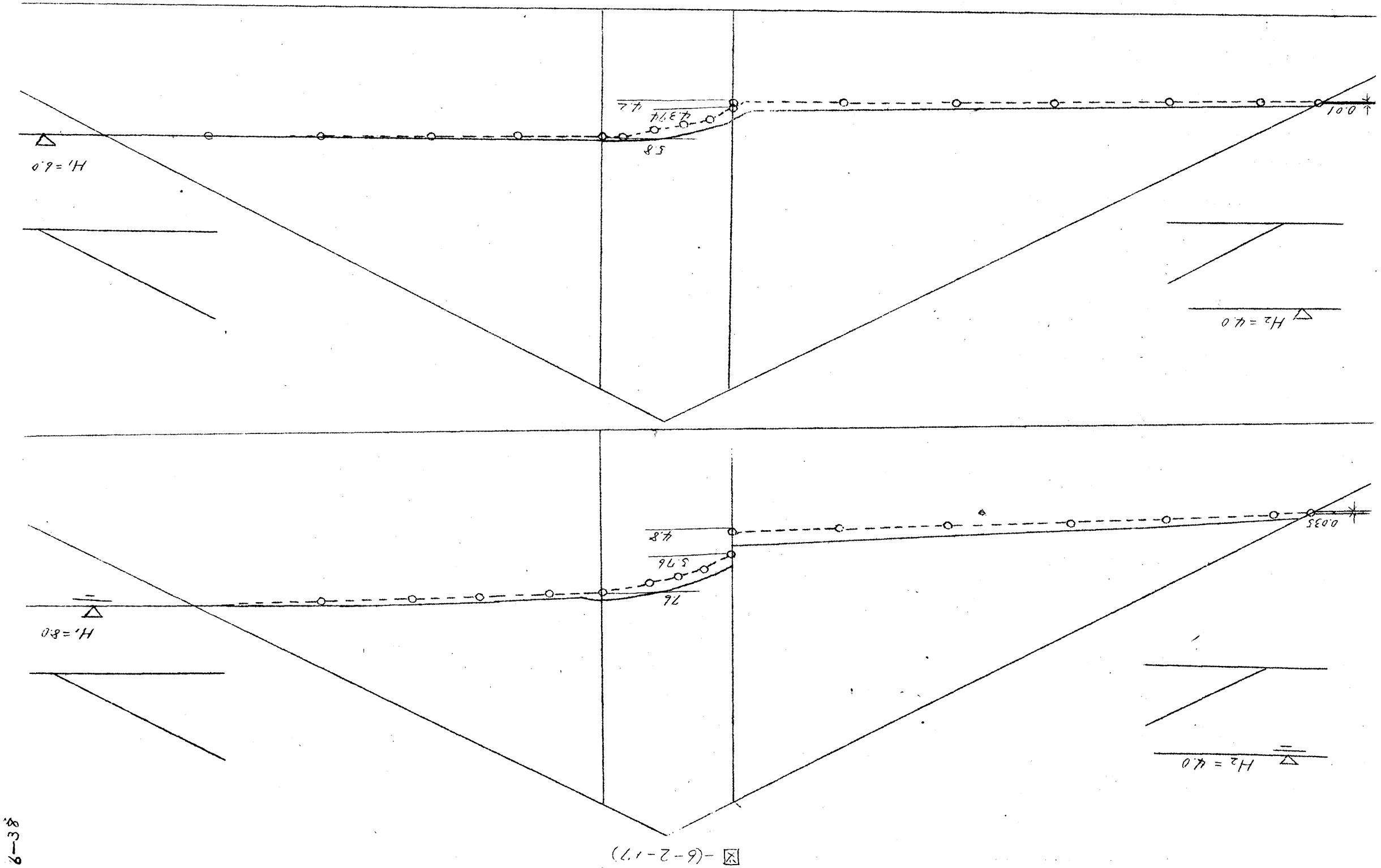
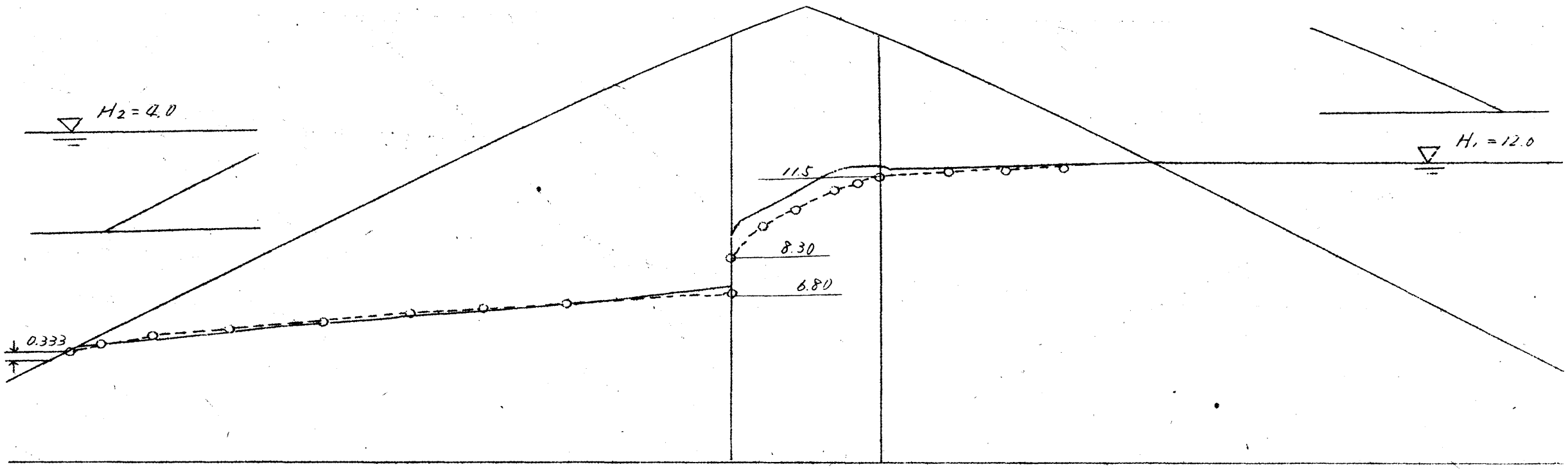
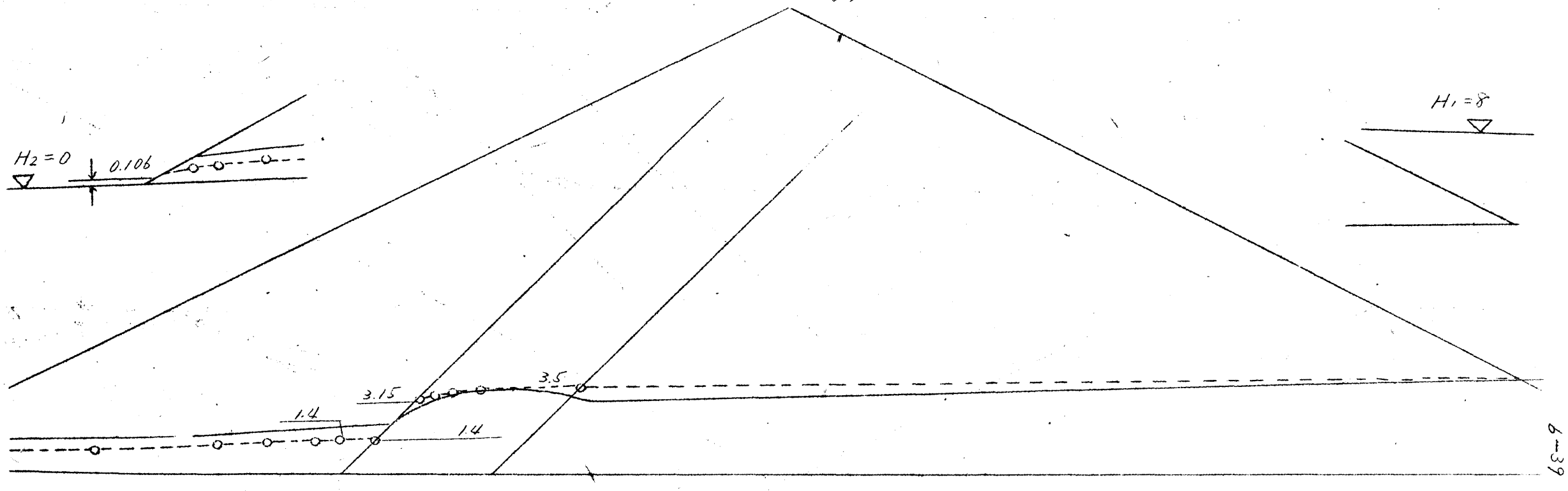
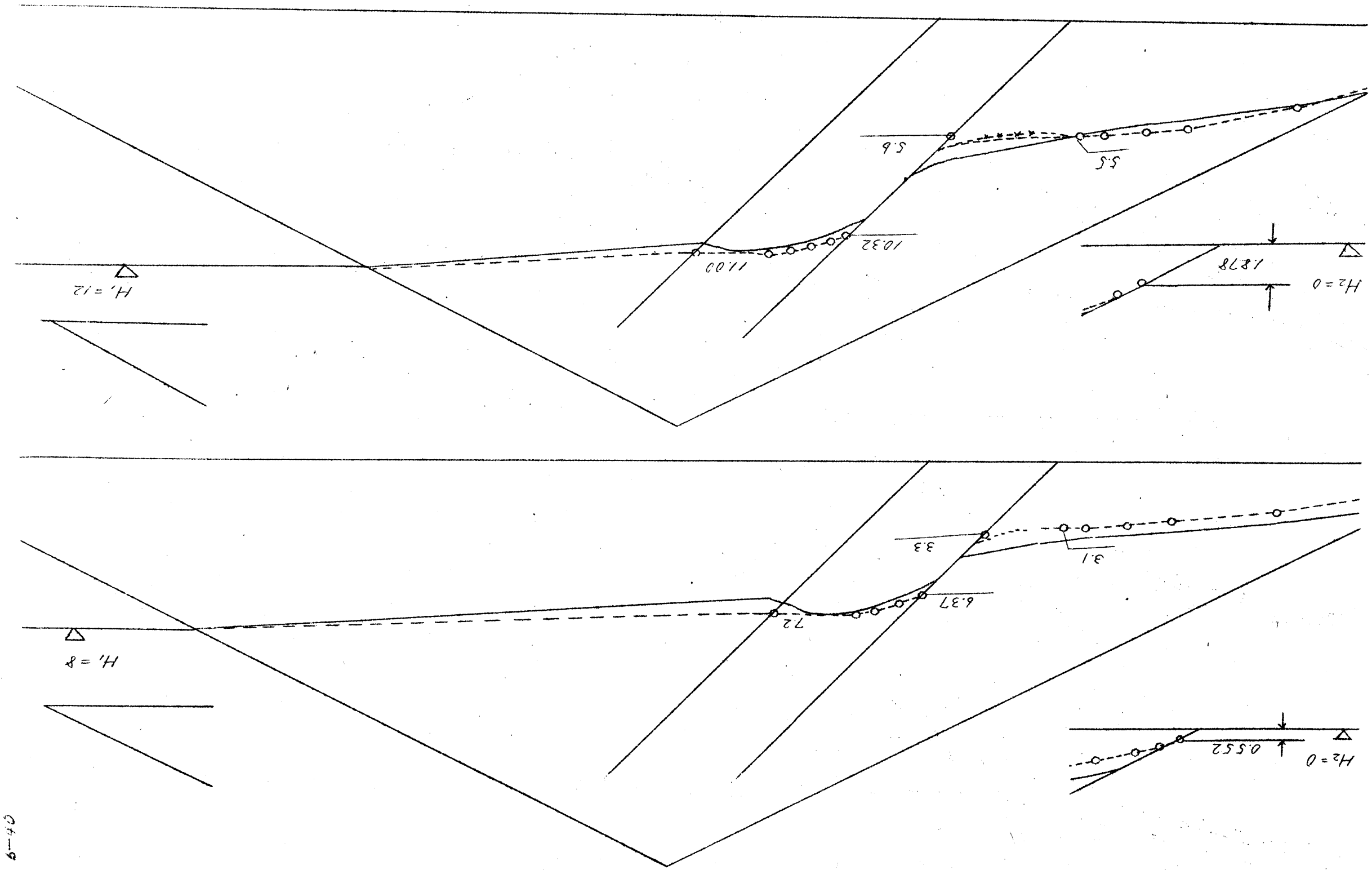


図 -(6-2-17)

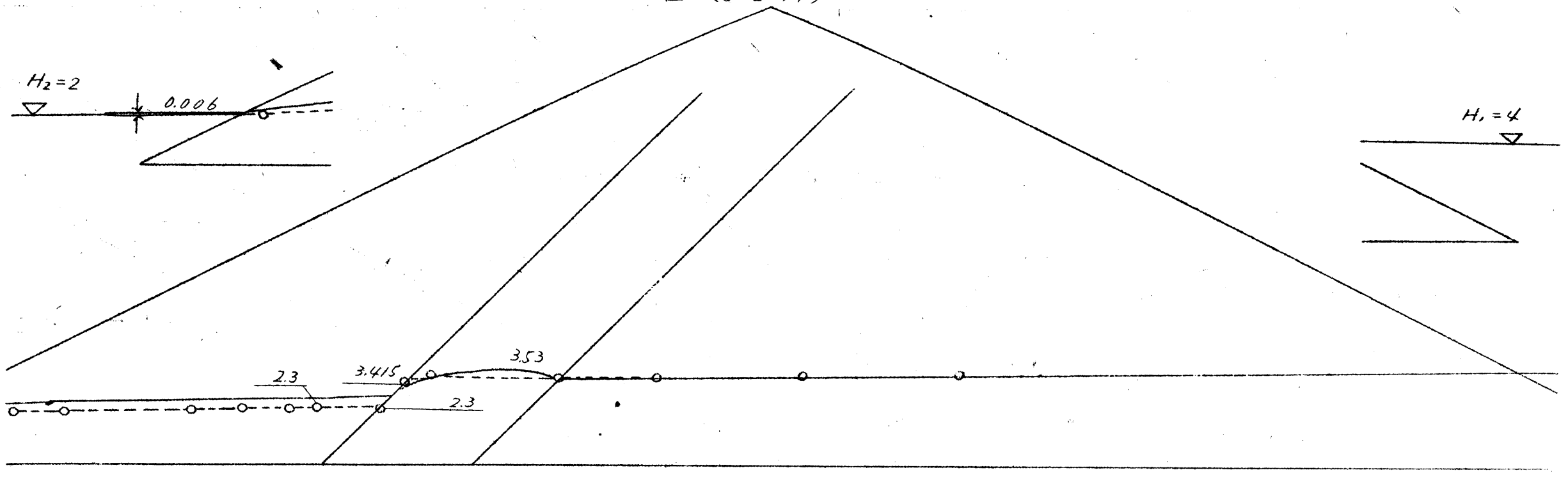


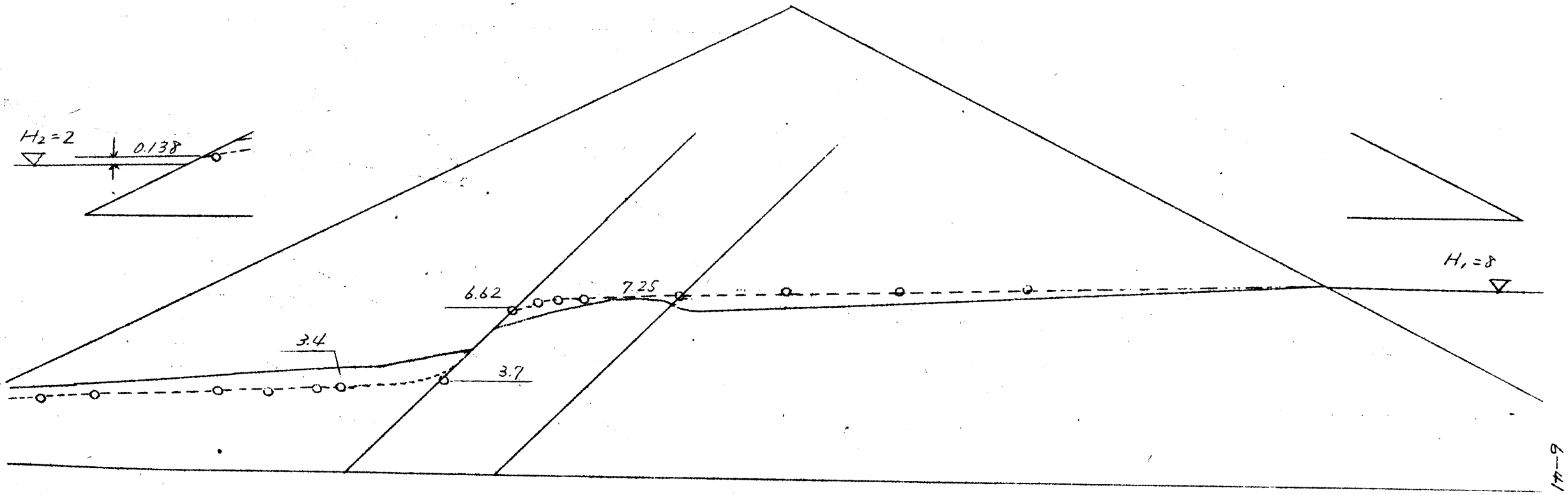
図－(6-2-18)

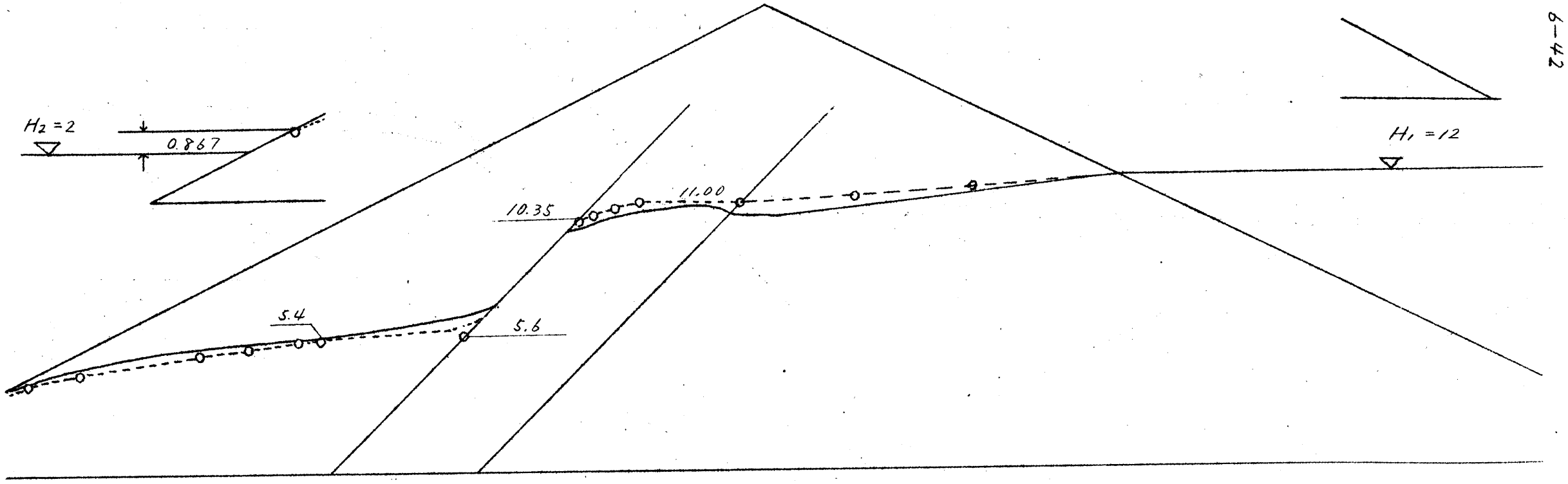



$H_1 = 12$
11.03
10.32
5.6
5.5
1878
$H_2 = 0$
$H_1 = 8$
7.2
6.37
3.3
3.1
0.552
$H_2 = 0$

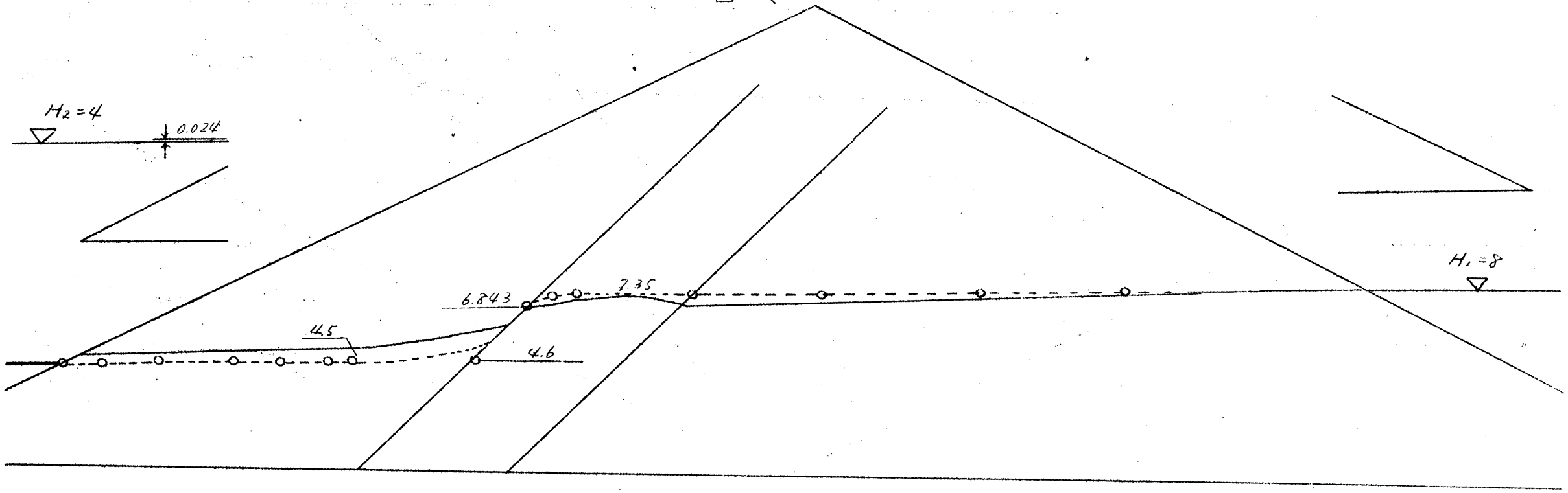
圖－(6-2-19)

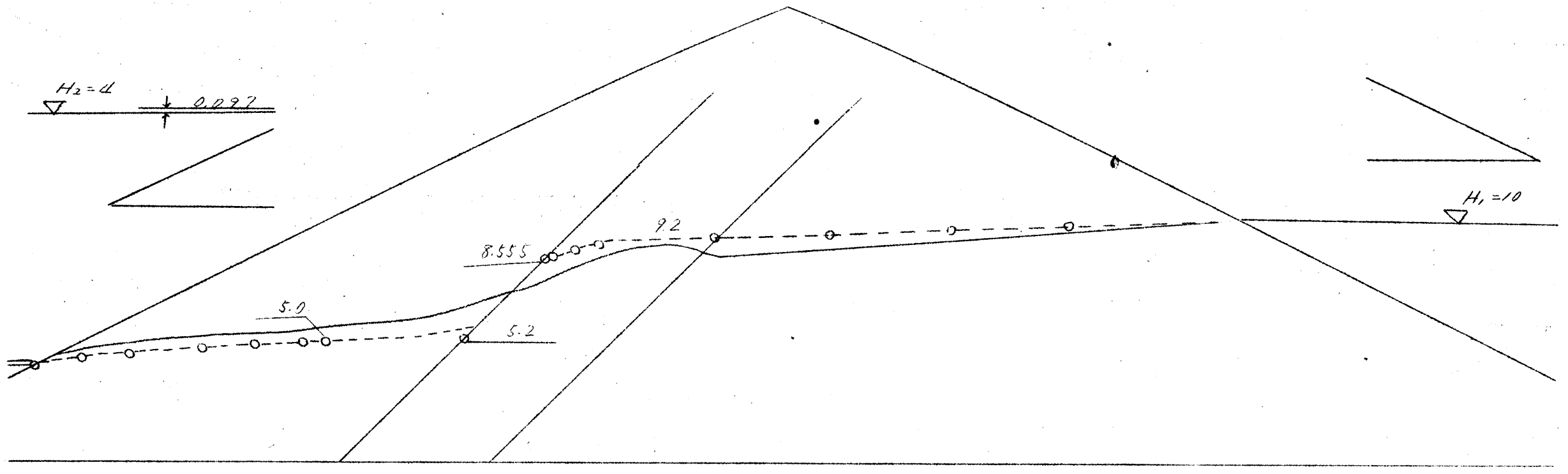




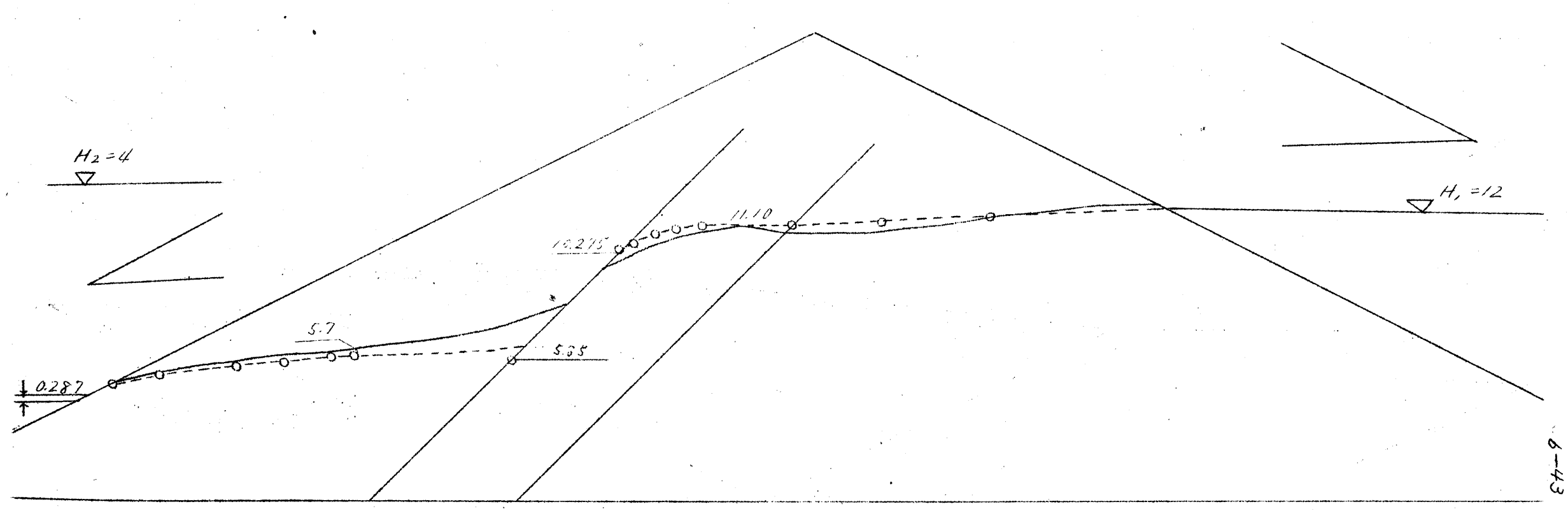


図－(6-2-20)



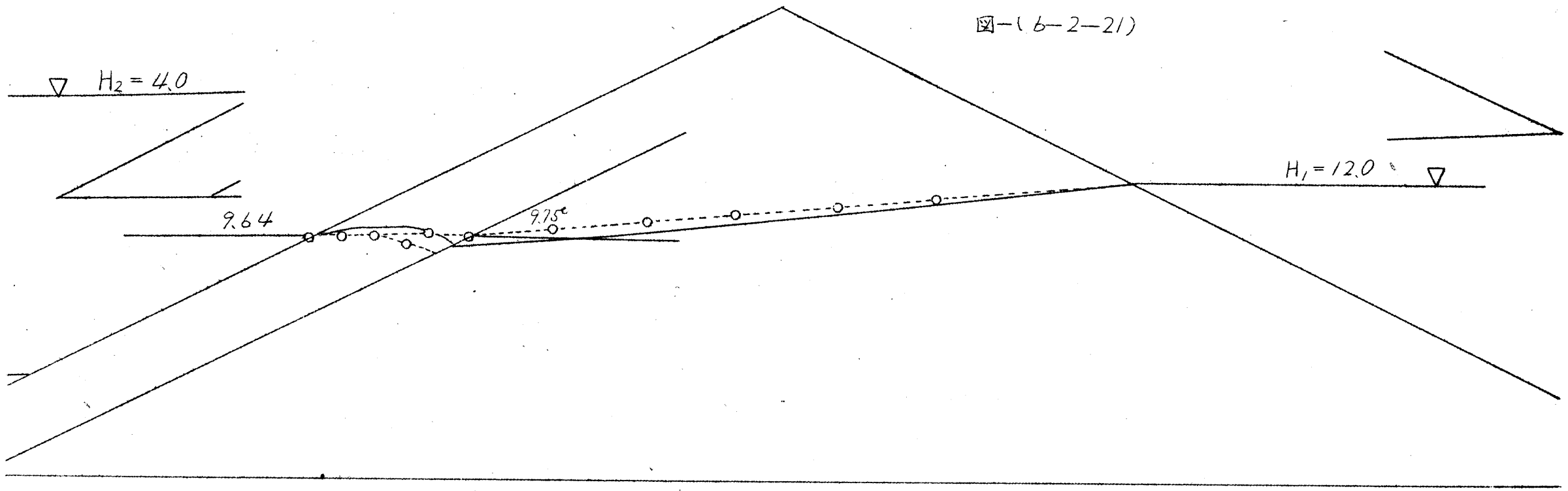


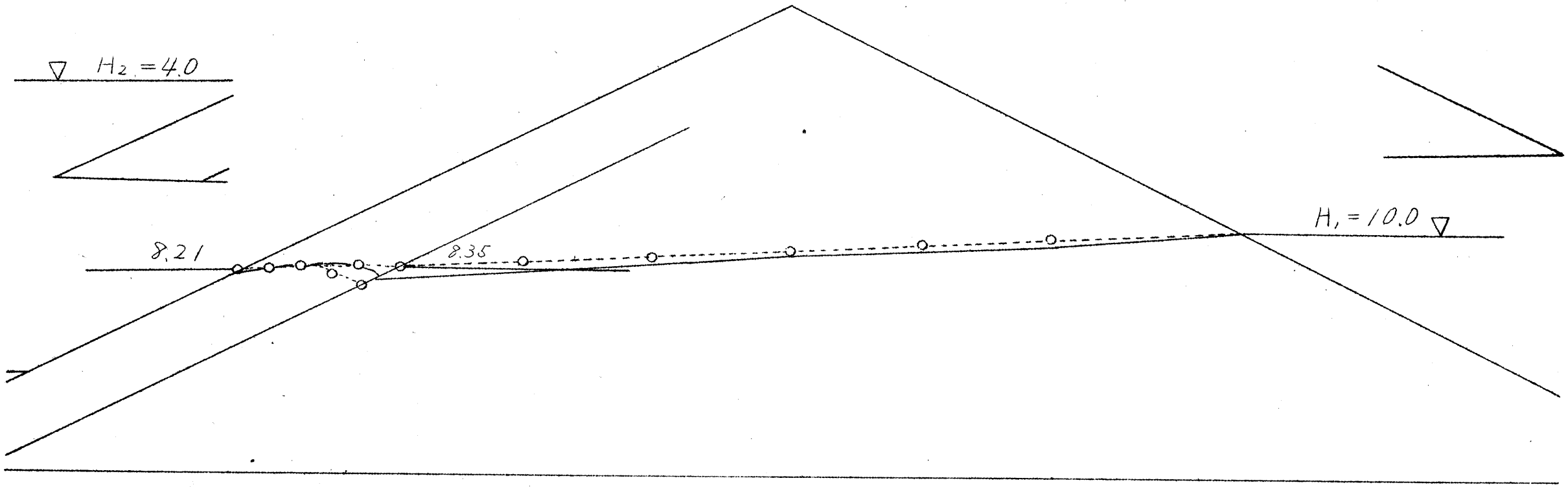
$H_2 = 4$
0.097
$H_1 = 10$
9.2
8.555
5.0
5.2

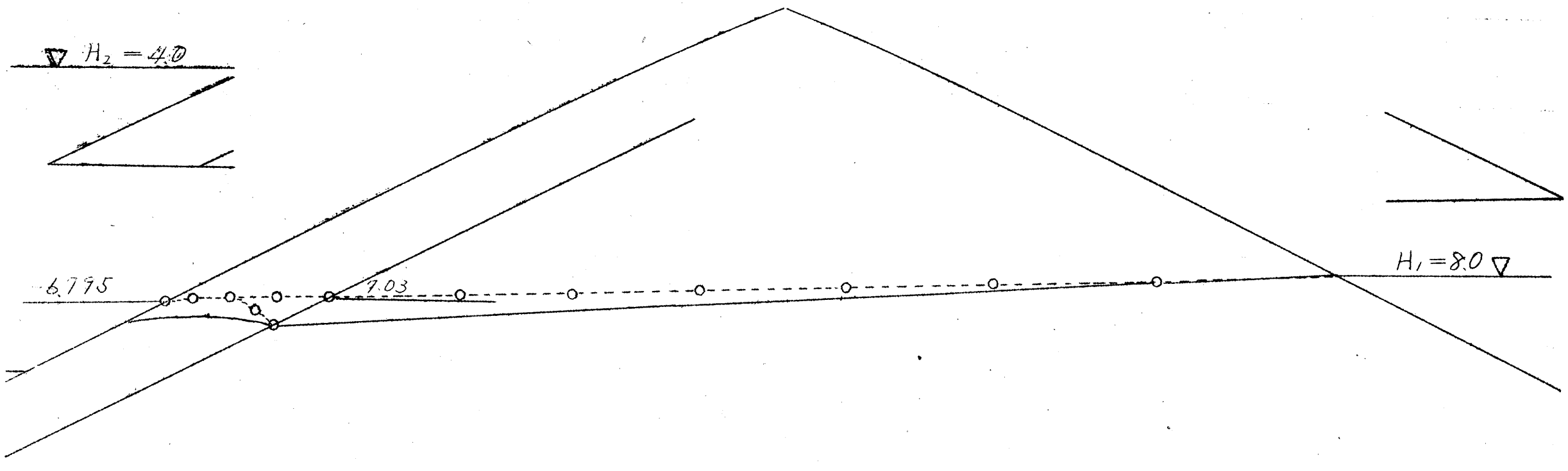


$H_2 = 4$
$H_1 = 12$
11.10
10.275
5.7
5.65
0.287

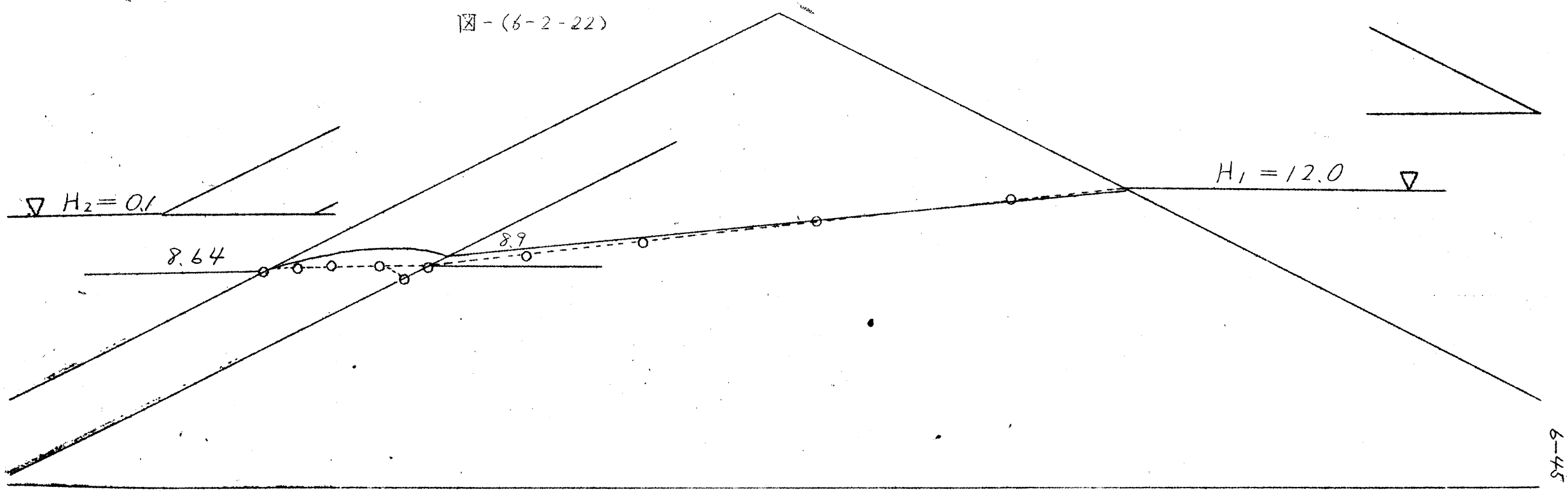
図－(6－2－21)

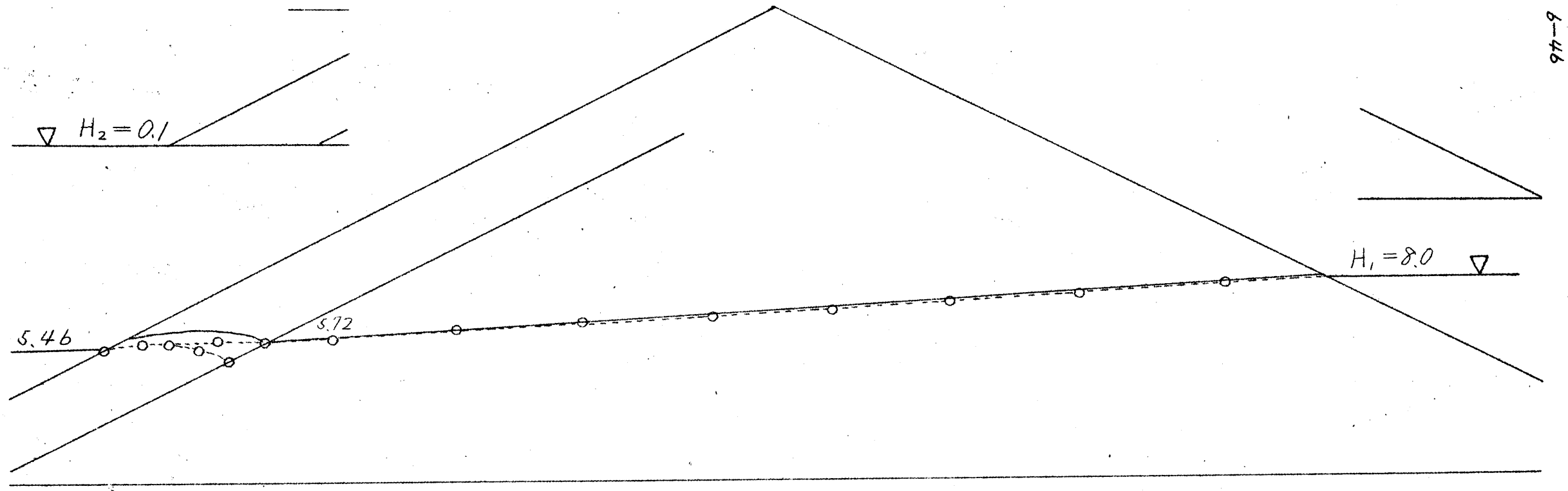






図－(6－2－22)




$H_2 = 0.1$
$H_1 = 8.0$
5.46
5.72

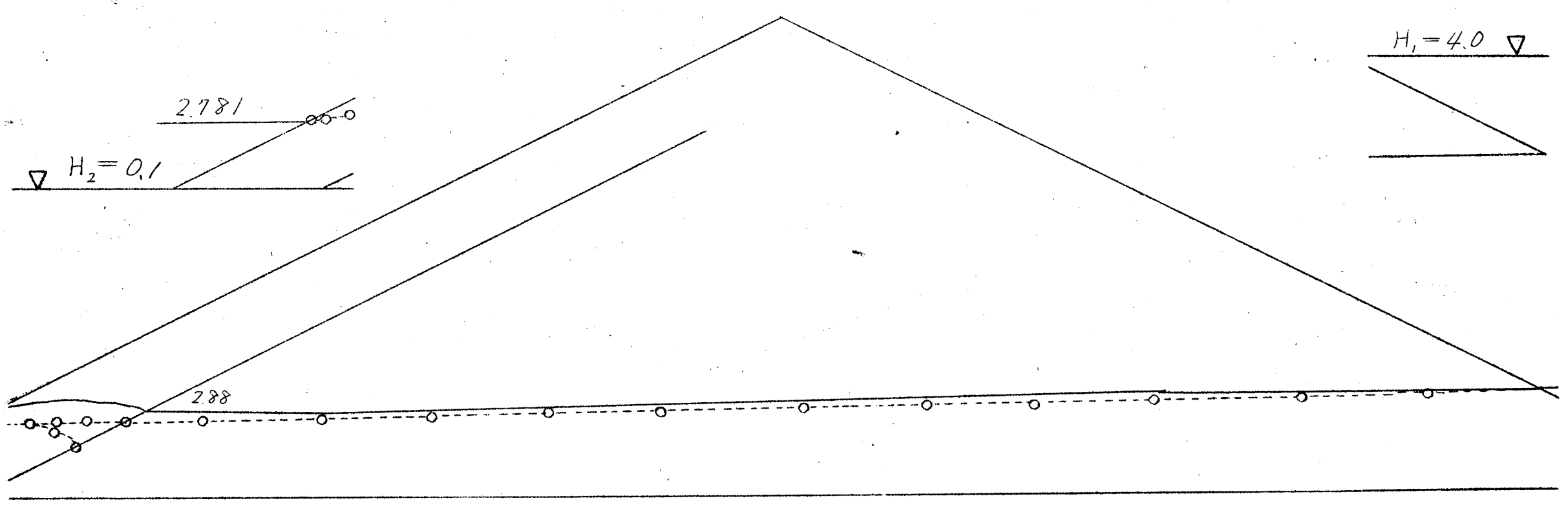
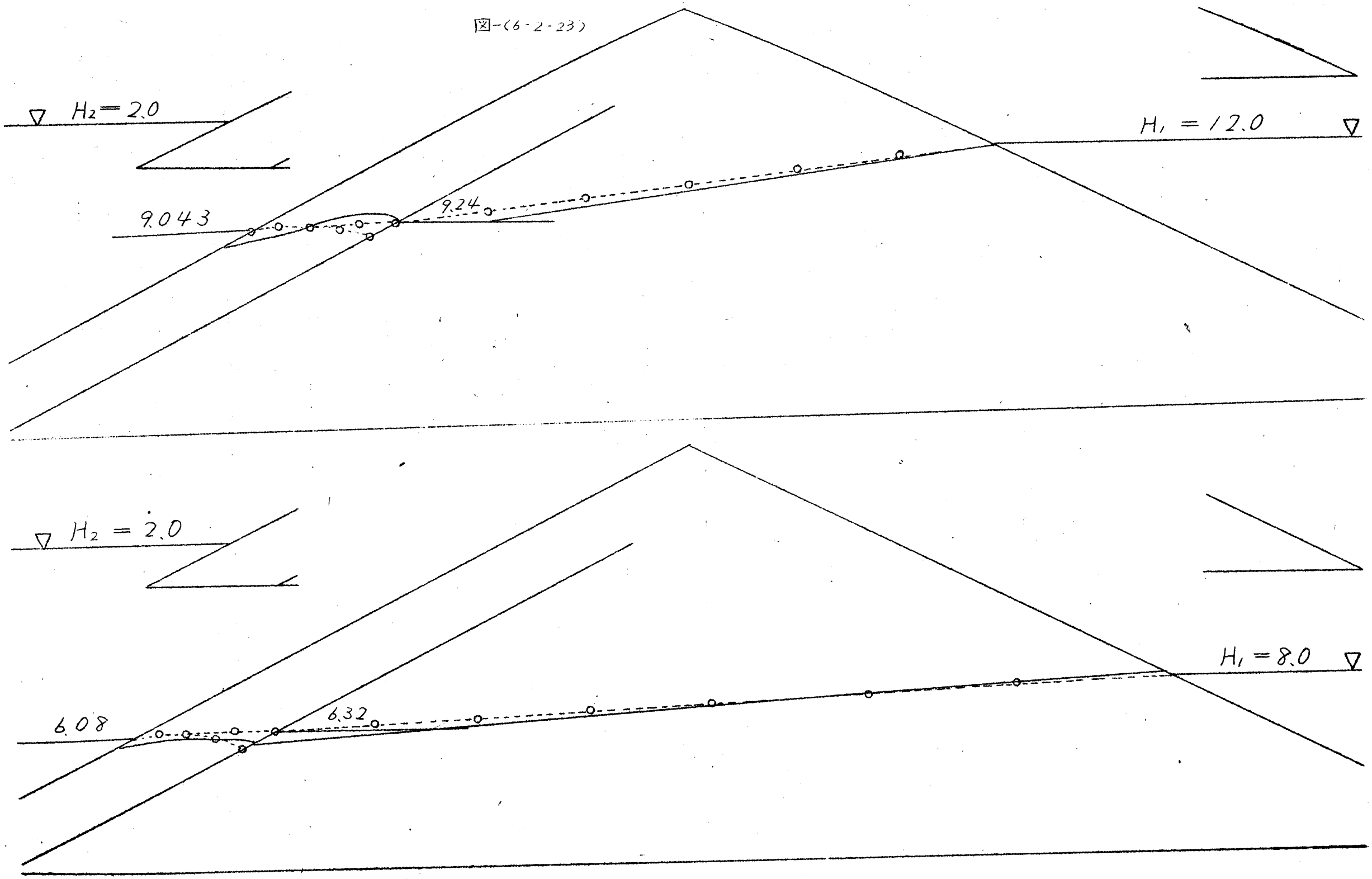

$H_1 = 4.0$
2.781
$H_2 = 0.1$
2.88

図-(6-2-23)



表—(6—2—4)　　断面①計算表

番号	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Core の部														
$H'_{1,m}$	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
$H'_{2,m}$	2.7	4.2	5.8	7.4	9.05	3.0	4.3	5.8	7.4	9.0	4.9	6.1	7.55	9.1
Sc	3.15	3.05	3.0	2.95	3.0	3.05	3.0	3.0	2.95	3.0	3.0	3.0	2.95	3.0
$(H_{1,c})'_{1,m}$	4.4	5.97	7.64	9.26	10.95	4.7	6.06	7.64	9.76	10.9	6.7	7.94	9.4	11.0
公式の型	a	b	b	b	c	a	a	b	b	c	a	b	b	c
k_2 (cm/sec)	3.72	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
S	3.91					4.1	3.15				3.85			
a) q (cc/sec)	4.14					3.17	10.35				5.8			
$q_{1,c}$		11.05	15.25	19.5	23.8			15.25	19.5	23.6		16.05	19.9	23.95
b) q (cc/sec)		11.42	21.8	38.0				21.8	38.0			17.1	34.9	
Lp					2.68					26.8				2.68
$(H_{1,c})_2$					11.73					11.68				11.78
q_{2c}					47.3					46.9				47.5
c) q (cc/sec)					60.1					62.3				58.0
q_d (cc/min)	22.4	61.8	118.0	205.0	325.0	17.15	55.8	118.0	205.0	336.0	31.3	92.3	188.5	313.0
下流側														
H''_2	2.7	4.2	5.8	7.4	9.05	3.0	4.3	5.8	7.4	9.0	4.9	6.1	7.55	9.1
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
S	65.1	62.3	59.3	56.4	53.5	60.4	57.9	54.8	52.1	49.0	52.8	50.4	47.5	44.7
k_1 (cm/sec)	28.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
q (cc/sec)	16.1	4.07	8.13	13.9	21.9	1.185	3.59	7.76	14.0	22.55	2.18	6.02	12.35	21.4
q_d (cc/min)	24.1	61.1	122.0	208.0	329.0	17.75	53.9	116.3	210.0	339.0	32.8	90.1	185.5	321.0
実験補正流量	25.9	64.3	120.4	208.0	325.8	22.5	61.9	119.8	207.0	326.0	41.9	96.9	201.0	307.0
q'_d (cc/min)	22.4	61.8	118.0	205.0	310.0	17.15	55.8	118.0	205.0	318.2	31.3	92.3	188.5	301.0

表—(6—2—5)　　断　面　②　計　算　表

番　　号	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Core の部														
H_1, m	3.4	5.8	7.7	9.5	11.8	3.89	5.83	7.6	9.6	11.6	5.9	7.9	9.8	11.65
H_2, m	2.3	3.4	4.6	5.8	7.6	2.7	3.7	4.7	6.0	7.4	4.6	5.4	6.5	7.6
Sc	4.45	4.45	4.40	4.35	4.30	4.45	4.40	4.40	4.35	4.30	4.40	4.40	4.30	4.30
$(H_1c)_1$, m	4.45	5.74	7.06	8.43	10.20	4.83	6.06	7.16	8.54	9.99	7.06	7.92	9.04	10.20
公式の型	a	b	b	b	b	a	a	b	b	b	a	a	b	b
k_2 (cm/sec)	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72
S	4.70					4.95	4.40				4.90	4.40		
a) q (cc/sec)	3.74					2.95	8.60				5.20	14.05		
q_1c (〃)		8.95	12.1	15.55	20.0			12.35	15.80	19.50			17.10	20.00
b) q (cc/sec)		9.4	19.2	31.4	52.3			17.20	31.60	51.30			29.00	48.50
q_d (cc/min)	20.2	50.8	103.5	169.5	282.5	15.95	46.5	92.9	171.0	277.0	28.1	75.9	156.5	262.0
上　流　側														
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_1'	3.85	5.85	7.89	9.934	11.99	3.90	5.84	7.91	9.949	11.99	5.91	7.92	9.971	11.99
S	11.6	7.5	4.0	1.7	0.185	11.7	7.9	3.8	1.3	0.185	7.4	3.5	0.80	0.20
k_1 (cm/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.46	3.40	6.85	11.15	18.60	0.97	3.45	6.00	11.30	18.60	2.08	5.21	10.40	17.20
q_d (cc/min)	21.9	51.0	102.5	167.0	279.0	14.55	51.8	90.0	169.5	279.0	31.1	78.1	156.0	258.0
下　流　側														
H_2'	2.3	3.4	4.6	5.9	7.6	2.7	3.7	4.7	6.0	7.4	4.6	5.4	6.5	7.6
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
S	48.4	46.8	45.9	45.0	43.4	43.5	42.8	41.6	40.4	39.2	37.5	36.8	35.9	34.7
k (cm/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.56	3.55	6.61	11.10	19.15	10.85	3.25	6.23	11.35	18.55	1.975	5.13	10.50	17.23
q_d (cc/min)	23.4	53.2	98.0	166.0	287.0	16.3	48.7	93.5	170.5	278.0	29.6	77.0	157.5	259.0
実験補正流量	22.5	55.1	100.5	169.5	282.0	21.0	51.3	94.4	166.7	280.1	38.6	83.3	158.0	262.0

表-(6-2-6) 断面③計算表

番号	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Coreの部														
H_1'.m	3.70	5.60	7.45	9.45	11.45	3.75	5.60	7.50	9.45	11.47	5.80	7.60	9.70	11.50
H_2'.m	1.7	2.8	4.0	5.0	6.4	2.5	3.1	4.1	5.1	6.5	4.2	4.8	5.8	6.8
L	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
$(H_1.c)'$.m	3.74	4.96	6.32	7.43	8.91	4.50	5.21	6.34	7.66	9.02	6.54	7.20	8.28	9.40
L + H_2	7.8	8.8	10.0	11.0	12.4	8.5	9.1	10.1	11.5	12.5	10.2	10.8	11.8	12.8
公式の型	a	b	b	b	b	a	b	b	b	b	a	b	b	b
a) q/k_2	0.90					0.65					1.33			
$q_{1.c}/k_2$		1.40	2.00	2.50	3.20		1.55	2.05	2.55	3.25		2.40	2.90	3.40
b) q/k_2		2.35	4.28	8.40	12.70		2.18	4.34	7.30	12.60		3.01	7.19	11.10
k_2 (cm/sec)	3.72	3.72	3.72											
q (cc/sec)	3.34	8.80	16.0	31.2	47.3	2.91	8.10	18.2	27.2	47.0	4.95	11.3	26.7	41.2
q_d (cc/min)	18.10	47.3	86.3	168	256	15.7	44.0	87.5	148	254	26.7	61.0	144	222
上流側														
H_1	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	6.0	8.0	10.0	12.0
H_1'	3.70	5.60	7.45	9.45	11.40	3.75	5.60	7.50	9.45	11.47	5.80	7.60	9.70	11.50
S	27.2	23.2	19.4	15.0	11.1	27.2	23.2	19.2	15.2	11.1	19.1	23.2	15.1	11.1
q/k_1	0.042	0.100	0.219	0.357	0.630	0.036	0.100	0.189	0.352	0.560	0.061	0.135	0.310	0.525
k_1 (cm/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.22	2.87	6.04	10.3	18.2	1.02	2.87	5.42	10.1	16.1	1.75	3.87	8.90	15.1
q_d (cc/min)	18.2	43.0	90.5	154	274	15.4	43.0	81.5	151	245	26.5	58.2	134	226
下流側														
H_2''	1.7	2.8	4.0	5.0	6.4	2.5	3.1	4.1	5.1	6.5	4.2	4.8	5.8	6.8
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
S	35.0	35.4	35.4	35.4	35.4	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0	27.0	27.0	27.0	27.0
q/k_1	0.041	0.111	0.225	0.354	0.578	0.036	0.090	0.206	0.356	0.610	0.662	0.130	0.326	0.560
k_1 (cm/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.19	3.18	6.40	10.16	16.6	1.05	2.60	5.93	10.2	17.6	1.76	3.74	9.35	16.1
q_d (cc/min)	17.8	47.7	97.0	152	251	15.6	39.3	89.0	154	265	26.5	56.0	140	240
実験補正流量	20.7	50.6	86.6	150.4	241.3	18.7	45.1	78.1	142.2	239.5	32.0	67.7	134.9	212.8

表—(6—2—7)　　断面④計算表

番号	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Coreの部														
H_1'.m	3.50	5.30	7.20	9.05	11.00	3.58	5.35	7.25	9.05	11.00	5.58	7.35	9.20	11.10
H_2'.m	1.40	2.40	3.30	4.30	5.60	2.30	2.80	3.70	4.35	5.60	4.22	4.60	5.20	5.85
Sc	6.0	5.6	6.0	6.0	6.0	5.2	5.4	5.8	6.0	6.0	5.2	5.4	5.8	6.0
$(H_1c)'$.m	3.28	4.38	5.54	6.66	8.06	4.15	4.63	5.93	6.71	8.06	6.30	6.78	7.69	8.32
$L_p + H_2$.m	5.64	6.64	7.54	8.54	9.84	6.54	7.04	7.94	8.59	9.74	8.46	8.84	9.44	10.09
公式の型	b	b	b	c	c	a	b	b	c	c	a	b	b	c
a) q/k_2						0.92					1.66			
q_{1c}/k_2	0.70	1.20	1.65	2.15	2.80		1.40	1.85	2.175	2.80		2.30	2.60	2.925
b) q/k_2	0.95	2.74	5.00				2.20	4.69				3.70	1.50	
q_{2c}/k_2				6.94	8.32				7.02	8.32				8.64
c) q/k_2				9.60	16.00				9.50	16.00				15.00
k_2 (cm/sec)	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72
q (cc/sec)	3.51	10.2	18.6	35.1	59.6	33.2	8.95	17.4	35.4	59.6	6.20	13.8	28.0	
q_d (cc/min)	19.2	55.0	100.4	193	322	18.5	48.4	94.0	191	322	33.4	74.0	155	301
上流側														
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_1'	3.50	5.30	7.20	9.05	11.00	3.58	5.35	7.25	9.05	11.00	5.58	7.35	9.20	11.10
S	38.4	32.6	26.8	20.8	15.0	38.4	32.8	26.8	21.0	15.0	32.4	26.8	21.2	15.0
q/k_1	0.045	0.121	0.227	0.435	0.767	0.041	0.112	0.213	0.431	0.767	0.750	0.540	0.364	0.693
k_1 (cc/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.40	3.49	6.53	12.5	22.0	1.19	3.23	6.12	12.37	22.00	2.17	5.40	10.5	19.9
q_d (cc/min)	2.10	52.4	98.0	188	330	17.9	48.6	92.0	185	330	32.4	77.5	157	298
下流側														
H_2''	1.40	2.30	3.10	4.20	5.50	2.30	2.75	3.40	4.20	5.40	4.22	4.50	5.00	5.70
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
S	20.2	20.2	20.1	20.1	20.1	16.0	16.0	16.0	15.9	15.9	11.9	11.9	11.8	11.8
q/k_1	0.049	0.131	0.238	0.439	0.750	0.040	0.111	0.234	0.428	0.790	0.076	0.178	0.380	0.699
k_1 (cc/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.37	3.75	6.85	12.60	21.65	1.16	3.18	6.75	12.26	22.70	2.18	5.12	10.9	20.9
q_d (cc/min)	20.8	56.1	102.8	189	325	17.4	47.9	101	184	340	32.7	77.0	163	302
実験補正流量	21.7	52.6	95.7	173.7	262.8	19.1	44.4	91.5	166.9	259.7	33.2	18.8	146.4	246.3
q_d (cc/min)	19.2	55.0	97.5	174.4	271	18.5	48.4	94.0	173.2	271.0	33.4	74.0	155	265.0

表—(6—2—8)　　断　面　⑥　計　算　表

番　　号	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Core の部														
H_1.m	2.88	4.25	5.72	7.14	8.90	3.52	4.98	6.32	7.69	9.25	5.32	7.03	8.35	9.75
H_2.m	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Sc, S	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	S=6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	S=3.6	6.0	6.0	6.0
$(H_1C)_1$.m	0606	0.606	0.606	0.606	0.606	3.840	3.840	3.840	3.840	38.40	6.121	6.121	6.121	6.121
Lp + H_2.m	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	6.7	6.7	6.7	6.7
公式の型	C	C	C	C	C	a	C	C	C	C	a	C	C	C
a) q_1/k_2						0.699					1.709			
q_{1c}/k_2	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045		0.895	0.895	0.895	0.895		1.789	1.789	1.789
b) q/k_2														
q_{2c}/k_2	1.272	1.272	1.272	1.272	1.272		1.972	1.972	1.972	1.972		2.899	2.899	2.899
c) q/k_2	1.371	3.898	7.849	14.382	24.461		2.446	6.129	12.490	22.580		3.898	9.597	19.704
k_2 (cm/sec)	372	372	372	372	372	372	372	372	372	372	372	372	372	372
q (cc/sec)	5.10	14.50	29.20	53.50	91.00	2.60	9.10	22.80	46.50	84.00	6.36	14.50	35.70	73.30
qd (cc/min)	27.54	78.30	157.68	288.90	491.40	14.05	49.14	123.12	251.10	455.60	34.32	78.30	193.00	396.00
上　流　側														
H_1	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	6	8	10	12
H_1.m	2.88	4.25	5.72	7.14	8.90	3.52	4.98	6.32	7.69	9.25	5.32	7.03	8.35	9.75
S	57.0	49.5	43.0	36.2	28.4	55.2	48.6	41.8	35.0	27.8	49.0	40.4	33.5	27.0
q/k_1	0.067	0.181	0.364	0.675	0.826	0.033	0.115	0.288	0.584	1.051	0.079	0.180	0.453	0.906
k_1 (cc/sec)	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7
q (cc/sec)	1.92	5.20	10.44	19.38	23.74	0.94	3.31	8.26	16.76	30.17	2.27	5.18	13.01	26.00
qd (cc/min)	28.73	78.04	156.59	290.38	491.06	14.08	49.61	123.88	251.33	452.57	34.35	77.69	195.00	391.00
実験補正流量	23.40	54.47	110.40	189.80	288.10	13.10	42.50	88.90	161.50	297.50	34.30	79.00	153.40	261.90
qd (cc/min)	27.05	60.24	114.24	174.11	271.35	14.05	47.13	100.78	171.89	290.25	34.32	73.33	154.17	252.88

(3) 実験結果に対する検討

(i) 理論値と計算値との比較

(1). で述べた著者の方法を用いて各種堤体断面について水面曲線を求めたものを破線で表し、実測結果を実線で表したものを図－(6－2－9)～(6－2－23)に示す．またこれらを求める時に計算した心壁部及び心壁前後の断面の部分の流量を表－(6－2－4)～表－(6－2－8)に示す．これらの表中、公式の型にa、b、cとあるのは、aは Dupuit－Forchheimer 理論により、bは流量の2.0乗法則により、Cは流量の2.5乗法則による式を用いることを意味している．これら実線と破線は必ずしもよく一致しているとはいえない．

心壁へ入る手前の断面では毛管上昇がないか或はあつても極くわずかである故、これらの線はほとんど一致している．心壁内及び心壁通過後の断面内では破線が実線よりも下方にくるのであり、その程度は断面①では特に目立つている．これは心壁部の比較的狭い間隙を流れる時に毛管作用が働き、その結果毛管水流がここで著しくあらわれるためとこの断面内の水面の形を滑らかにするために、間隙に巾の狭い竹片を入れて水面附近を往復させたために、他の部分に比しより大きい毛管上昇を起しているためである．ここで生じた毛管水流は心壁より下流断面を通つて下流水面にいたるために．この断面内においても毛管水流がある．

ところでこの装置を用いた実験で得られる水面はこの毛管水流の上面を示すのであり、また毛管水流を支配する流量法則と普通の重力水流を支配する流量法則とは一般に異るものと考えねばならない．

自由水面の心壁境界面での屈折は A. Casagrande 氏の式を満足していないようである．

心壁への流入面附近では水面は停滞する気味がある．ことに型－Cで心壁流入面から上流に向つて例れている程度が大きい程、心壁流入面の水面附近は停滞の傾向が大きく毛管水流の流積の全水流の流積に対する割合が大きい．

次に流線であるが、心壁境界面が鉛直なものは、流線が心壁へ入る場合の流入角β_1はH_1が大きいと普通約30°位の値を示すが、水平不透水層の近くになると減少し17°位になる．一方心壁側での角β_2は普通約2°，不透水層の近くでは1°以下になる．下流側に45°の傾斜をなしているものは、H_1の大きさによつて異り、H_1が比較的小さい間はβ_1，β_2ともに比較的大きいが、H_1が増すにつれてこれらの値は小さくなる．即ち$\beta_1=60°$，$\beta_2=5°$位から$\beta_1=36°$，$\beta_2=2°\sim30'$位まで変化する．

上流側に45°傾いているものでは、β_1，β_2ともH_1が大きくなるにつれて漸次大きくなり、$\beta_1\fallingdotseq45°$，$\beta_2\fallingdotseq3°$，から$\beta_1\fallingdotseq65°$，$\beta_2\fallingdotseq7°$の値を示し、H_1が同じ場合でも水平不透水層に近いその程多少β_1，β_2が増す傾向がある．

いずれにしても流線が境界面で小曲率で曲つていることも多く、正確な角度はおさえ難い．しかしこの場合もほぼ O. Hoffmann 氏の関係式を満足するようである．またβ_2はいずれにしても普通5°以下，大きくしても7°までの値である故、近似的には境界面に直角に心壁に入ると考へてもよい．

流量についても計算値と実験値とは表－(6－2－4)～(6－2－8)にみるように、心壁部の流量を流量公式型－a及び型－bで求める場合は相当よく一致しているが、特に上流水位が大きくなり心壁部の流量を公式型－Cで求める場合は実験値は計算値より小さくなる傾向がある．これは毛管水流の影響である．一般に、心壁流入面と流出面との間の実際の滲透について考えると，水位$H'_{1m}-\Delta H'_1$とH'_{2m}とを上面とする重力水流があり，$H'_{1m}-\Delta H'_1$と$H'_{1m}+\Delta H''_1$の間よりH'_{2m}と$H'_{2m}+\Delta H''_2$の間にかけて毛管水流があるものと考へられる．ところが，$\Delta H''$はこの実験では心壁についてどの場合もおよそ一定しており$H'_{1m}-H'_{2m}$の大小によつてほとんど変らない．一方$\Delta H'_1$は$H'_{1m}-H'_{2m}$が大きくなると増大する傾向がある故，$H'_{1m}-H'_{2m}$が大きくなると、毛管水流の流入側の流水断面積並びに流量が増す．これと同時に、その下の重力水流ではその流水断面積の増加は僅かであるが、水圧差の増大により流量は増す．このようにして$H'_{1m}-H'_{2m}$の値が或る値をとるまでの

間は、毛管水流の流量は、毛管水流が全然存在せぬ時の流れにおいて、$H'_{1m}-\Delta H'_1$ から H'_{1m} までの間から流入する流量に等しい値を示し、~~(但し H'_1 は H'_{2m} と心壁下流境界面との交点を通る流線の心壁流入面との交点と H'_{1m} との高低差)~~その下の重力水流は純然たる重力水流の内の $H'_{1m}-\Delta H'_1$ 以下の部分から流入する流量に等しいものと考えられる。従つて毛管水流を伴う流れの流量と全然これを伴わぬと仮定した時の流量とが等しいことになる。ところでこのような関係が成立するのは、$H'_{1m}-H'_{2m}$ がどのような値をとるまでかというのに、これは実験結果によると H'_{1m} の値が $(H_{1c})'_{2m}=H'_{2m}+L_p$ (or L) という限界値までということになる。$H'_{1m}>(H_{1c})'_{2m}$ になると、毛管水流の流量はもはや、毛管水流が全然存在せぬ時の流れにおける上記 $\Delta H'_1$ の部分から流入する流量には追いつけなくなつてしまい、H'_{1m} の値が大きくなる程この差が増すことになる。

断面①、⑤などはさらに大きな k_1/k_2 の値の場合には、大低の場合流量が2.5乗法則に支配されるようになるから上述の傾向は顕著である。断面③、②などのように鉛直又は下流側に倒れた心壁をもつ場合は水位差が大きく増すと流量は普通2.5乗法則に支配されるようになるが、$(H_{1c})'_{2m}$ の値が比較的大きいから①、②などの場合に比べると上の傾向は少いものと思われる。

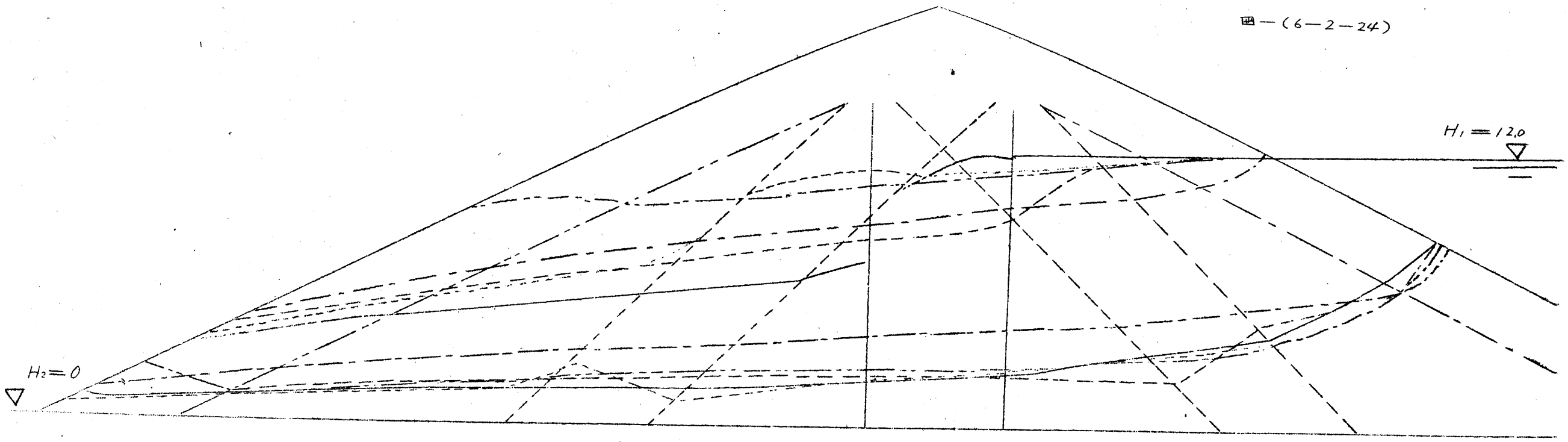
(ii) 心壁の挿入法との関係

心壁の挿入法によつて水面曲線及び流量が如何ように変るかを調べてみる。図－(6－2－24)には5通りの心壁挿入法に対する水面曲線と代表的な1流線とを一覧的に比較して示した。上下流水位差が小さい間はどの型の心壁の場合でも水面曲線の高さはさして違わないが、それでも水面下の浸潤面積は断面②が最小、①、③がそれに次ぎ、⑤が最大である。上下流水位差が大きいと、各型で水面曲線の高さに相当の差違が生ずる。この場合、浸潤面積は断面③が最少であり、心壁前後の水面低下量が著しい、次は型②であり、断面①、④、⑤の順序に浸潤面積が大きくなる。ことに④は心壁挿入のために流出点は挿入せぬ時よりは下るが、浸潤面積はほとんど変らない。断面⑤は流出点は心壁を挿入せぬものに比して高く、浸潤面積もまた大きく最も悪い。流線の経路は断面①が最も高いが、他の型は屈折などにより多少の差はあるけれども心壁のない時の流線のそれとほぼ同様の位置を通る。

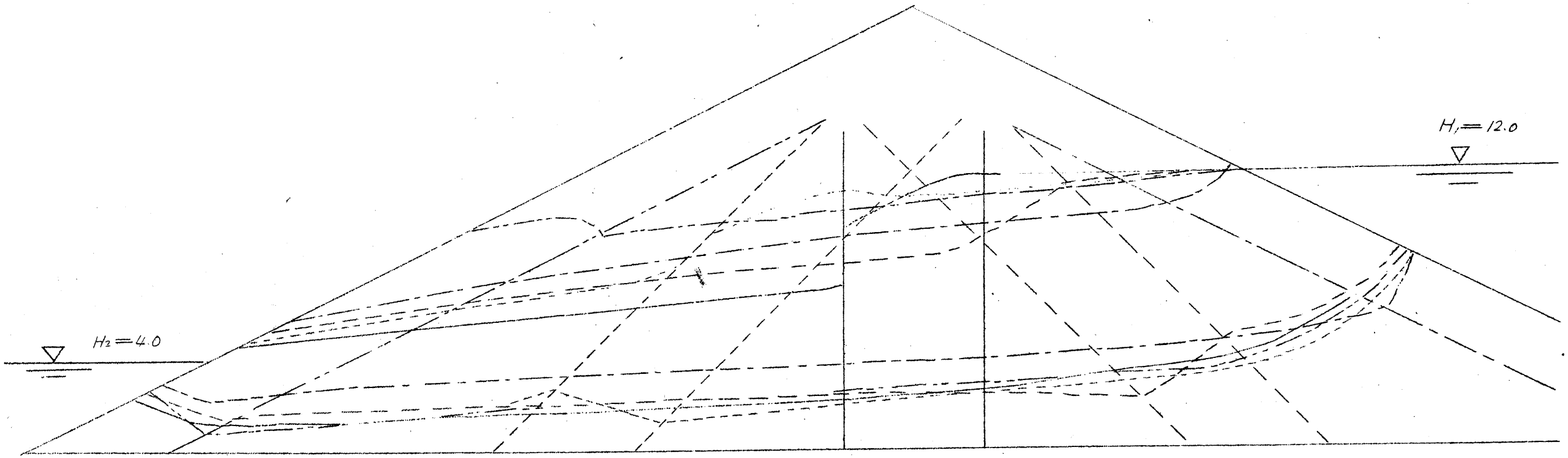
次に流量が心壁の挿入の仕方によつて如何に変るかは図－(6－2－8)に示されているが、これより次のような特徴がみられる。

型－A では、心壁の傾斜が水平に近い程、流量が大きく、心壁のない場合に対する流量の%も大きい。しかし、型－Cでは心壁の傾きが水平に近い程、型－Aに比べて流量が少く、またこの型では心壁の傾斜による流量の増加は少く、時には断面⑤では断面④よりも同じ上下流水位に対して減少することもある。この理由は、重力水流のみが存在している場合を考えたのでは分らない。即ち、重力水流のみが存在するものとすると、同じ H_1 及び H_2 に対して $H'_{1m}-H'_{2m}$ の値が大きく、また $(H_{1c})'_{1m}$ や $(H_{1c})'_{2m}$ 等の値が小さいもの程、この流量が大きくなるわけである。これよりみると、断面⑤、①が流量大きく、その中でも⑤は $H'_{1m}-H'_{2m}$ が大きいから流量が最大、次に断面①、④、②の順で小さくなり、断面③が最小となることが分る。なお、$H'_{1m}-H'_{2m}$ の値は断面⑤から①の順に小さくなつているのである。

このように重力水流のみを考えて、各型式の心壁につき流量が示す傾向を求めてみると、実験結果とは大分様子を異にしむしろ反対の傾向さえ示している。ところで、実験結果は純粋な重力水流のみの流量を示しているのではなくて、毛管水流を伴つた流れの流量を示している。そこで、上述のように流量のとる傾向が喰い違つてきた原因はここ即ち毛管水流の存在にあるものと考えられる。前述のように毛管水流の心壁への流入断面積が重力水流のそれに対して占める割合が大きくなる程、毛管水流を伴う全流量は、毛管水流が全然存在しない場合の流量よりも少くなり方が大きく、この傾向は後者を計算するのに2.5乗法則を用いる場合即ち型－Cの公式を使う場合に生ずるものと考えられる。ところが一方この実験においては断面②、③は流量を計算するのに型－a、型－bの公式を用いるだけで済んでいるのに対し断面①、④、⑤はこれらの型の公式の外に型－Cの公式を用い



図—(6—2—24)


H₁ = 12.0
H₂ = 4.0

ており、且つこの順序に型一Cを用いることが多くなつている。前述の重力水流のみの流量の傾向といま述べた毛管水流の存在する時の傾向とを考え合せるならば、各型に対する流量の傾向は実験結果のようなことになることが分るのである。

(4) 結　　論

上下流水位が一定して堤体内に定常流が生じている時、堤体の水理学的安定條件として好ましいものは次のようになる。

(a) 堤体内を滲透する流速、従つて流量が小であること。

(b) 毛管飽和限界（この場合は観測水面）以下の堤体浸潤面積が小さいこと。

(c) 流出点附近における流れの速度が一定限度以下であること。

(a), (b) よりみて心壁が鉛直なものが最もよく、ついで断面②, ④, ①の順になり、断面⑤が最も悪い。この実験では鉛直心壁を堤体の中央においたけれども、これを上流法肩附近においた方が、浸潤面積がさらに小さくなり、流量も中央においた時とほとんど同じになるものと考えられる故に有利であらう。また上流法肩附近から、下方を鉛直より少し表法の方に傾けて心壁を入れることもよいものと推察される。被覆層の場合は厚さが薄くなり、その上に毛管水流が相当に著しい故に、あまり感心した結果を与えない。

(c) の條件からみると、断面⑤のように裏法を被覆層の両側の水位差が被覆層の厚さに比して大きくなり動水勾配が1を超える結果、所謂 quick sand 現象[1]が生じて被覆層は崩壊することにならう。この実験では quick sand 現象はみることが出来なかつたが、Sand-model の実験ではみられるはずである。この実験のような比較的 h_1/h_2 の値の小さい場合には、鉛直心壁では動水勾配が1を超すことはなかつたし、断面②においてそのようなことがなく比較的安全ではあるが、断面①や④、さらに⑤になると上述の危険が多分にある。動水勾配が1を超すということは重大なことでこのことはK. Terzaghi の論文[2]にも述べられている。しかし断面④, ⑤の向に心壁がある場合でもなお心壁より下流側に普通の土の堤体断面が存在しており、これがおさえになつている場合は断面⑤の場合のような現象は直ちにはおこらぬものと思われる。

以上のように全体的に動水勾配が1にならなくても、例えば流出点が現れる場合には、流出点での動水勾配は $\sin\theta_2$ 或は1になり、局部的にこの附近において細粒の流出があり、所謂 piping 現象[3]が生ずることがある。この点から考えると断面①, ②のように $(H_{1c})'_{1m} \geqq H'_{1m}$ の時には流出実が現れないものは、その範囲内では型③, ④, ⑤に比して安全といえる。ことに、$(H_{1c})'_{1m}$ が与えられた H'_{2m} に対して心壁流出面の傾角 θ_2 と幅とに関係しているから、それらの関係で $(H_{1c})'_{1m}$ が最も大きいものが一番よいと言える。結局（C）の條件から見てよいものは、鉛直型と②のように45°の傾角を有しているものとの中間の傾向をもつもので、$(H_{1c})'_{2m}$ と $(H_{1c})'_{1m}$ の値ができるだけ大きいものがよい。もつとも心壁流出面に接して心壁以外の土があり、これがおさえとなつており、また毛管水流がある点、直ちには quick sand や piping を生ずることはないが、長年の間にはやはり徐々に心壁の細粒がそれに接した粗粒の中へ流れて入るおそれはある。

以上の諸條件を綜合すると、結局上流法肩附近から心壁の流出面の傾角 θ_2 が60°～70°位の値を有しているものが水理学上最も有利であらう。

以上述べた砂の流出等の問題は Sand-model による実験を行つてさらに詳しく研究してみる積りである。Hele-Shaw の装置による実験はその代りに Sand-model 実験では砂が流れてしまつて実験不可能な場合にも実験しうる利点がある。

h_1/h_2 の値がこの程度の小さい値の場合においても、著者の心壁堤体に対する考え方が相当に正しいということがこの実験結果から証明されたことは喜ばしい。さらに h_1/h_2 の値が小さくなつても、β_1 はいまの場合より増すことはなく却つて減少する傾向にある故、β_2 の大きさは無暗に増すことはないものと考えられ、$h_1/h_2=5$

位までは充分よくこの考え方で処理しうるものと思われる。

3. k_1/k_2 が小さくない場合

(1) 実験の説明。 図ー(6-2-1)に示す心壁断面と同じものより、断面②, ③のみを選んだ。この場合は2. の場合よりも k_2 の値を小さくするために心壁の作り方を少し変えた。即ち、心壁部は蝋を用いる代りに厚さ0.180cm 程度のガラス板を選んで心壁の形状に切り、これを2の場合と同じ外郭断面の厚板ガラス面上の所定の位置に接着剤で張りつけた。次に心壁以外の部分では、その間隙が②では $D_1=0.215$ cm, ③では $D_1=0.205$ cm になるように心壁に用いたガラスより少し厚いものを選んで接着剤で張りつけた。心壁部の間隙は精密に測定した結果、②で、$D_2=0.034$ cm, ③で、$D_2=0.025$ cm となつた。粘性液としては2. と同様フノリ溶液をよく濾したものを用い、その粘度は、②では約0.176 poise, ③では約0.228 Poise になるよう Ostwald の粘度計で絶えず調節した。従つて ν の値は、②では0.175 cm^2/sec, ③では0.227 cm^2/sec となつた。k_1, k_2 の値は②で $k_1=2.57$ cm/sec, $k_2=0.539$ cm/sec, $k_1/k_2=47.0$, ③では $k_1=15.12$ cm/sec, $k_2=0.025$ cm/sec, $k_1/k_2=67.2$ となつた。

この場合のように心壁部間隙が極めて小さい場合は、毛管作用が心壁部で強く作用し、毛管水流が甚だ目立つてくる。その上、色素のカスなども心壁部にひつかかり易くなる。その上、心壁部の間隙を一様に保つこと、並びにこの間隙作製の不正確さが0.01 mm あつても流量には D_2^3 でひびくためにかなり大きく誤差が入ることになる。従つて間隙を正確に均一に保つということはこの実験の死命を制するほど重要なことである。

(2) 実験結果

(i) 概説。 この場合はさきの場合のように水理学的にみた堤体の最も有利な挿入法をポめるのではなくして、k_1/k_2 が小さくない場合に、心壁堤体内の、毛管水流、自由水面、流線、流量などがどのようになるか、またこれらの状態が著者の理論とよく合うか否かを吟味するために行つたものである。

(ii) 自由水面、 流線。写真ー(6-2-8)～(6-2-15)は実験結果の1部である。これらで明らかなことは、心壁部において毛管水流の著しいことと、心壁へ入る手前の水面附近において色素が拡散しこれが毛管水流となる部分であることを示していることである。断面㋐では上下流の水位差が大きい場合は、堤体の流入面の水面に近い点より始まる流線がはるかに下方、即ち、心壁下流側の水位近くまで下つて心壁を横切ることである。

写真ー(6-2-8)

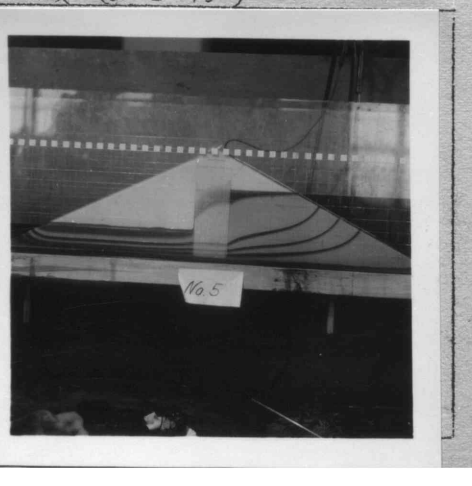
写真ー(6-2-9)

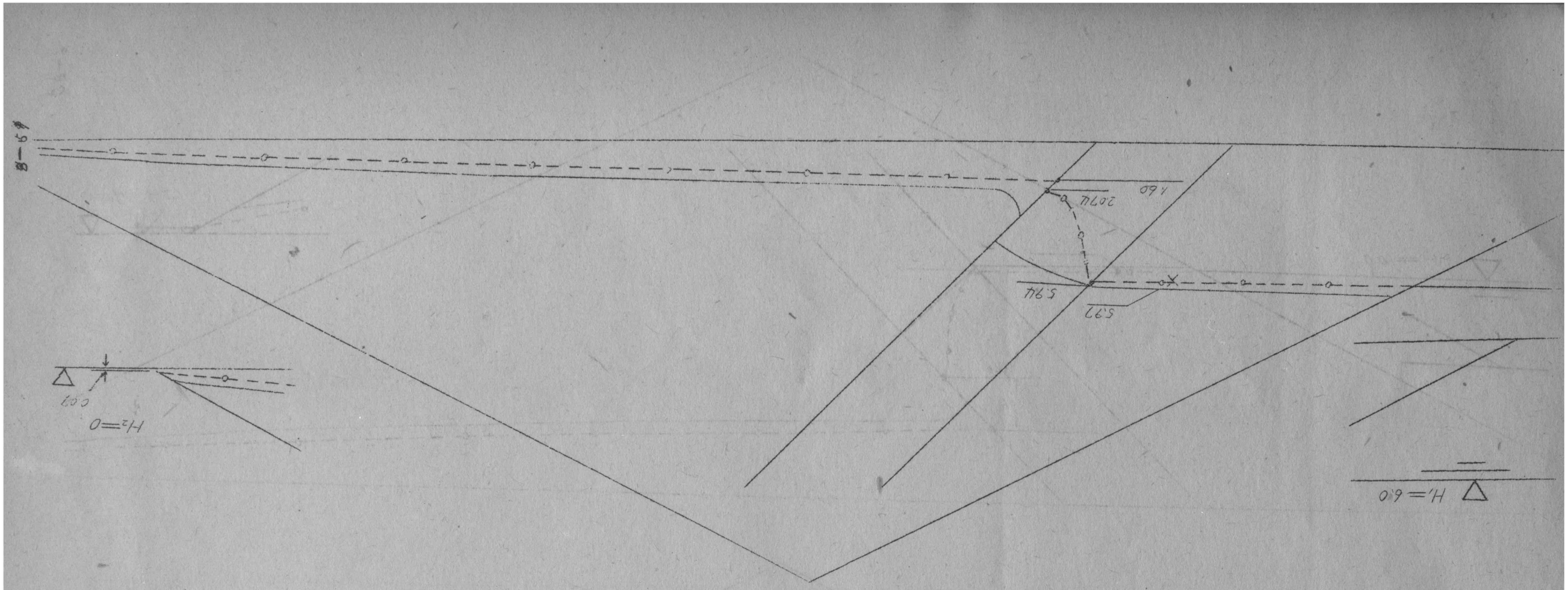
写真ー(6-2-10)

写真ー(6-2-11)

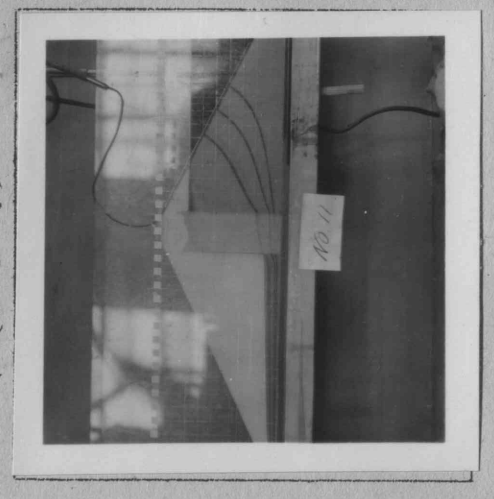
写真ー(6-2-12)

写真ー(6-2-13)

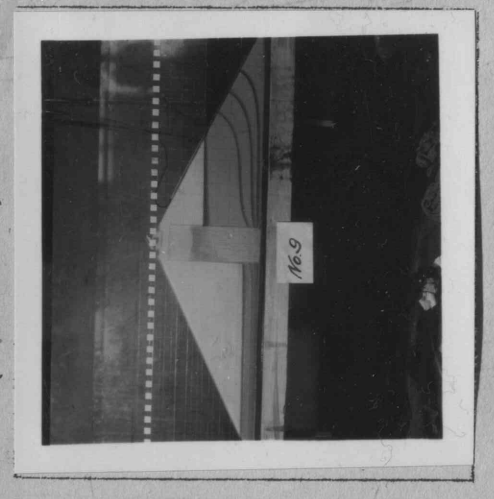




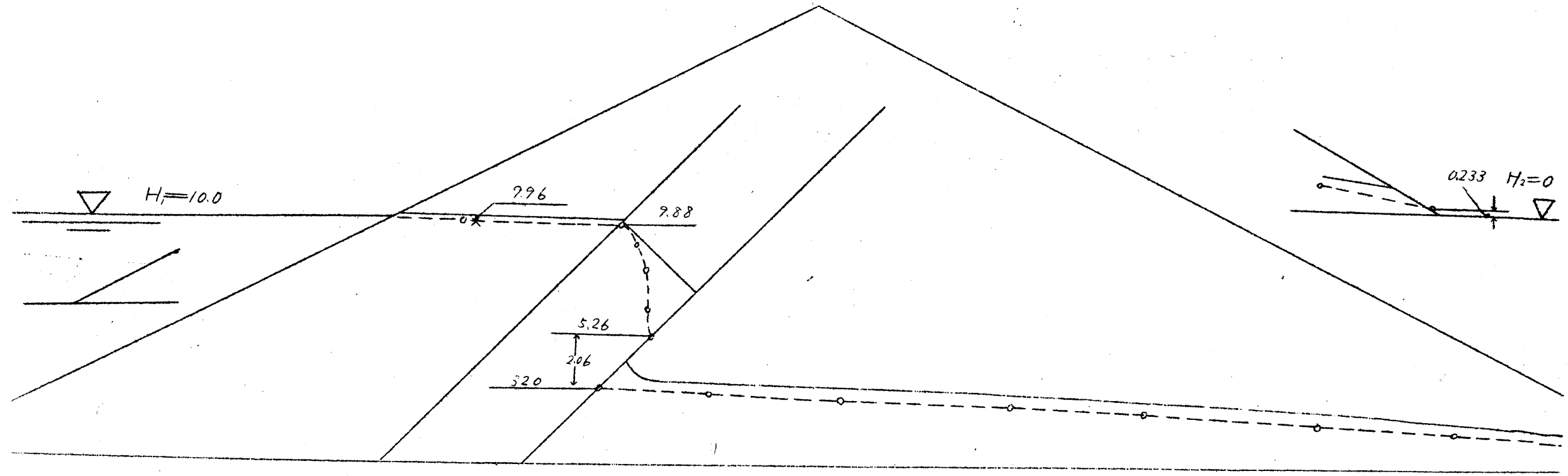
図－(6-2-25)

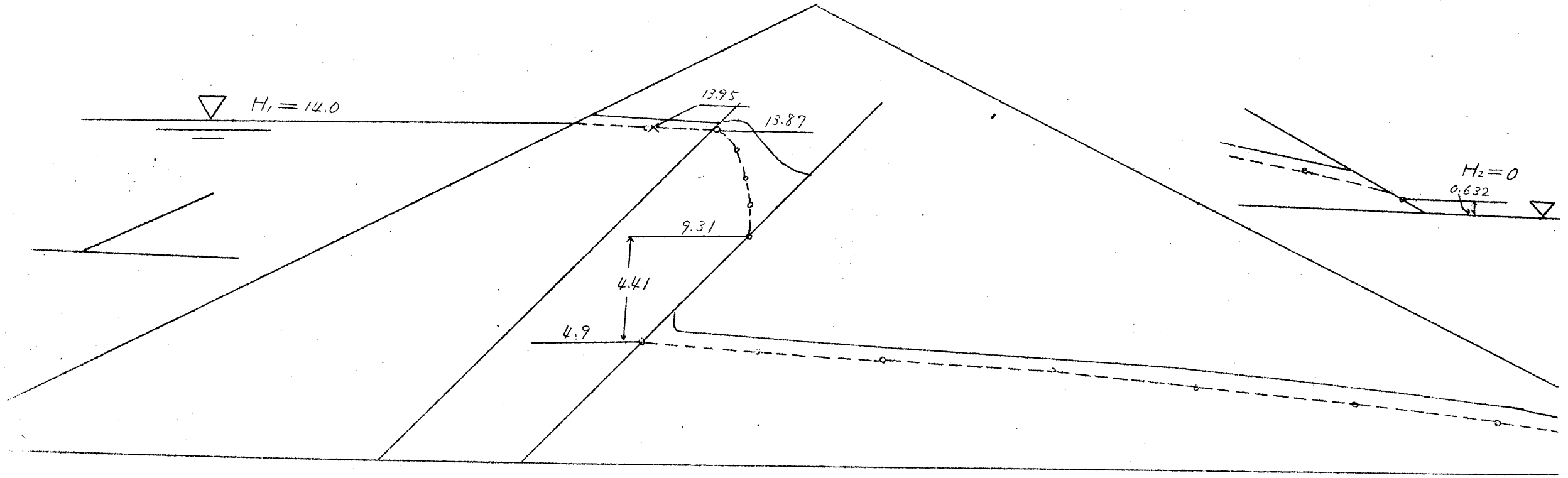


写真－(6-2-15)

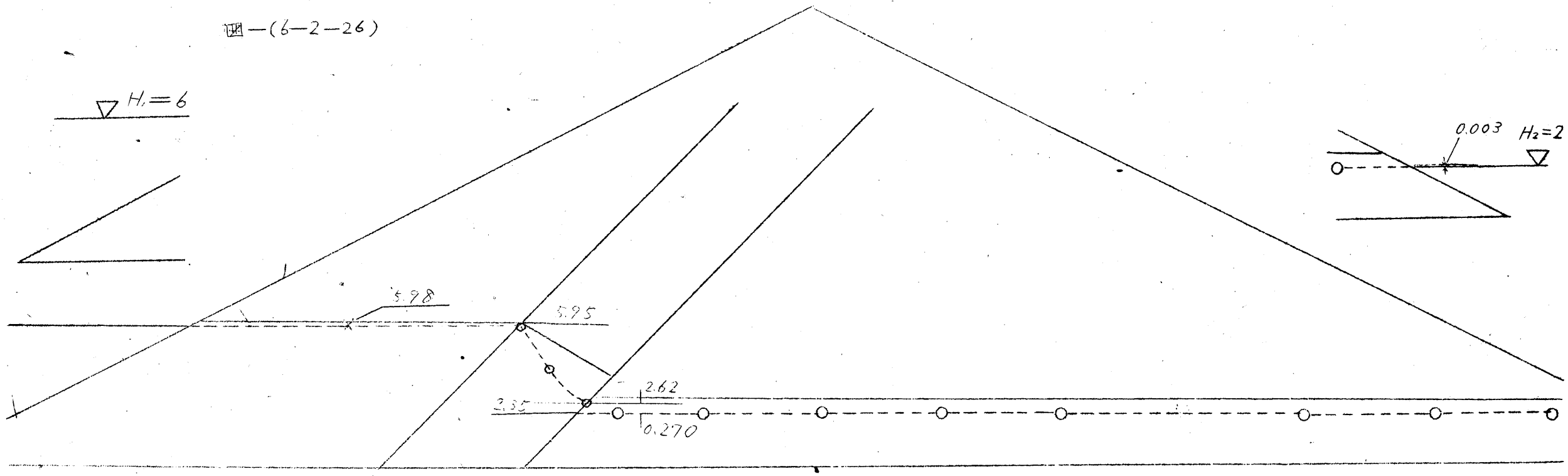


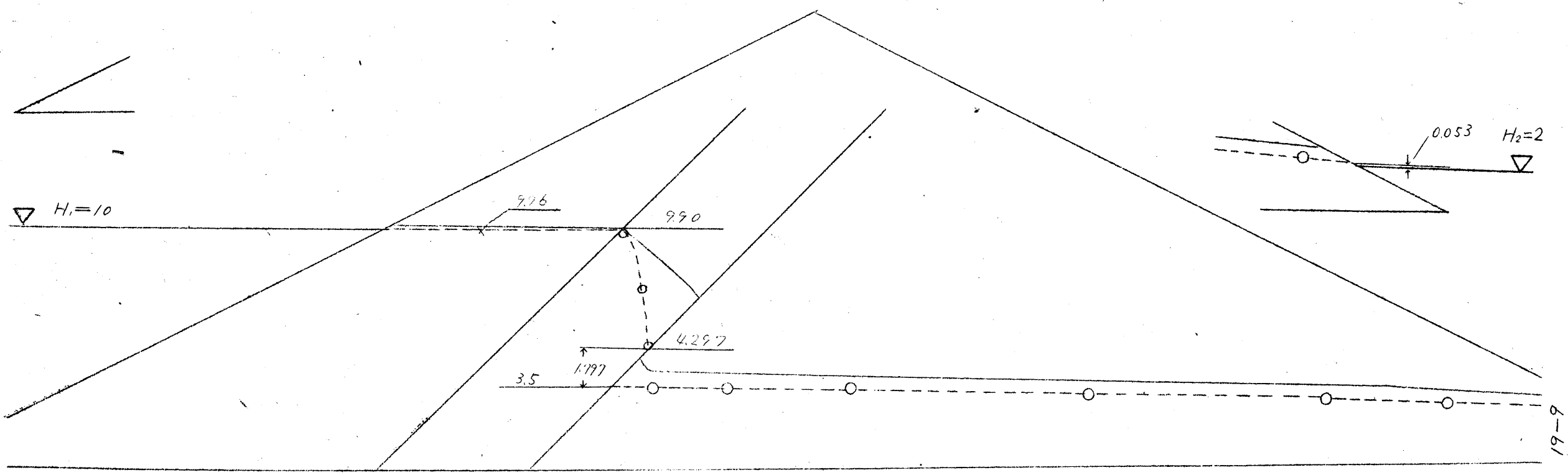
写真－(6-2-14)

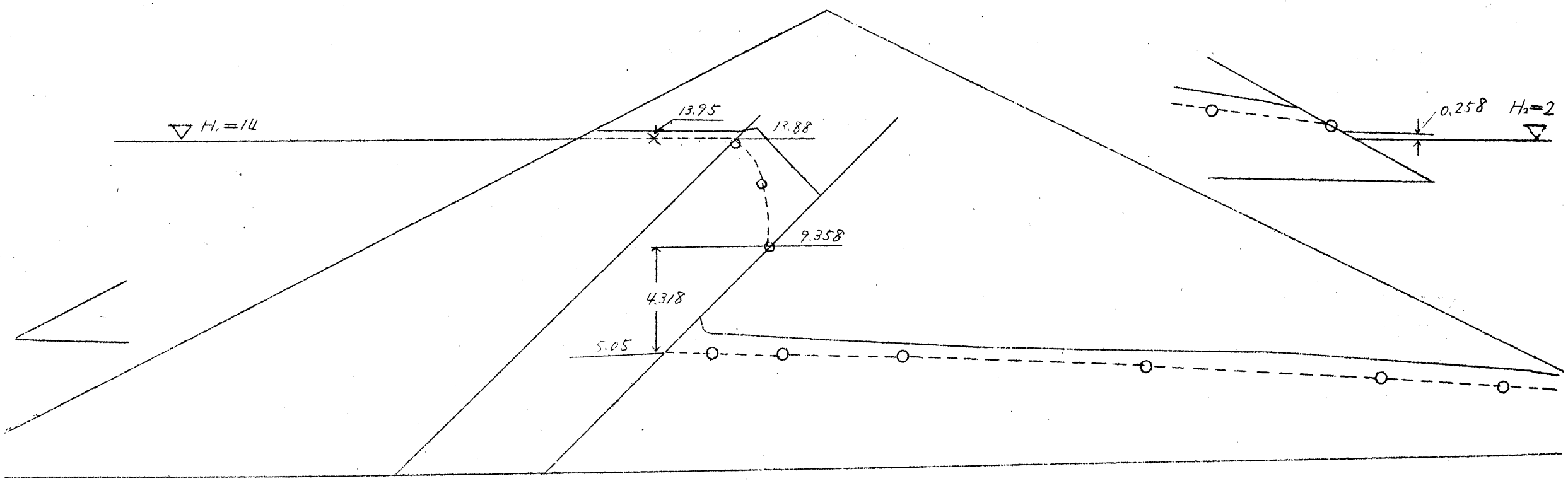

H₁=10.0
7.96
7.88
5.26
2.06
5.20
0.233
H₂=0


H₁=14.0
13.95
13.87
9.31
4.41
4.9
H₂=0
0.632

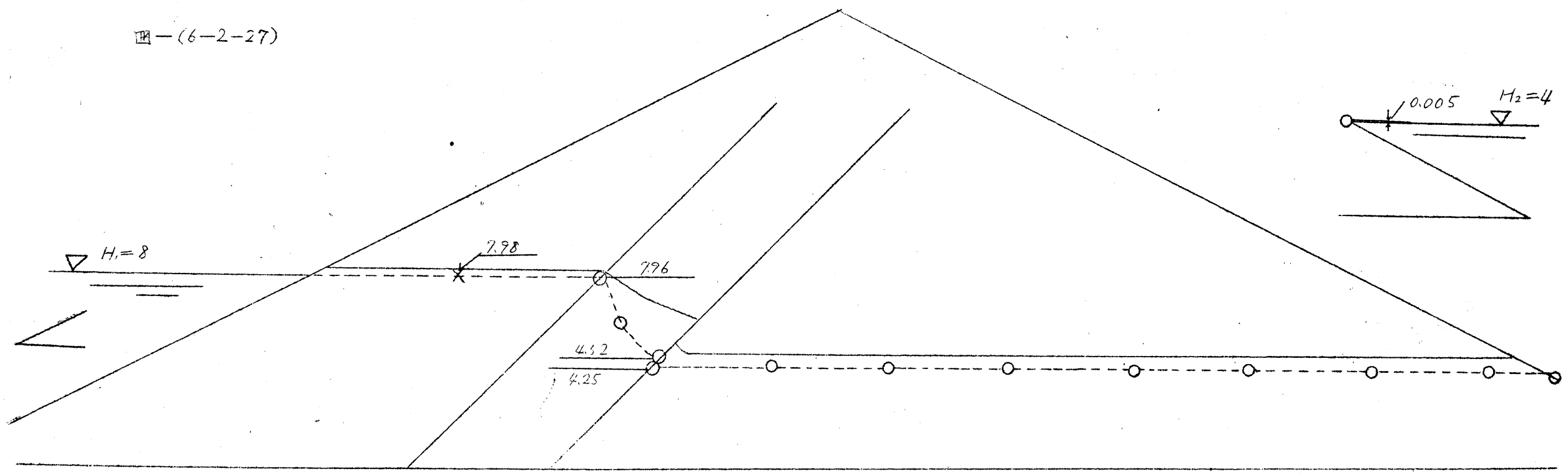
图—(6—2—26)

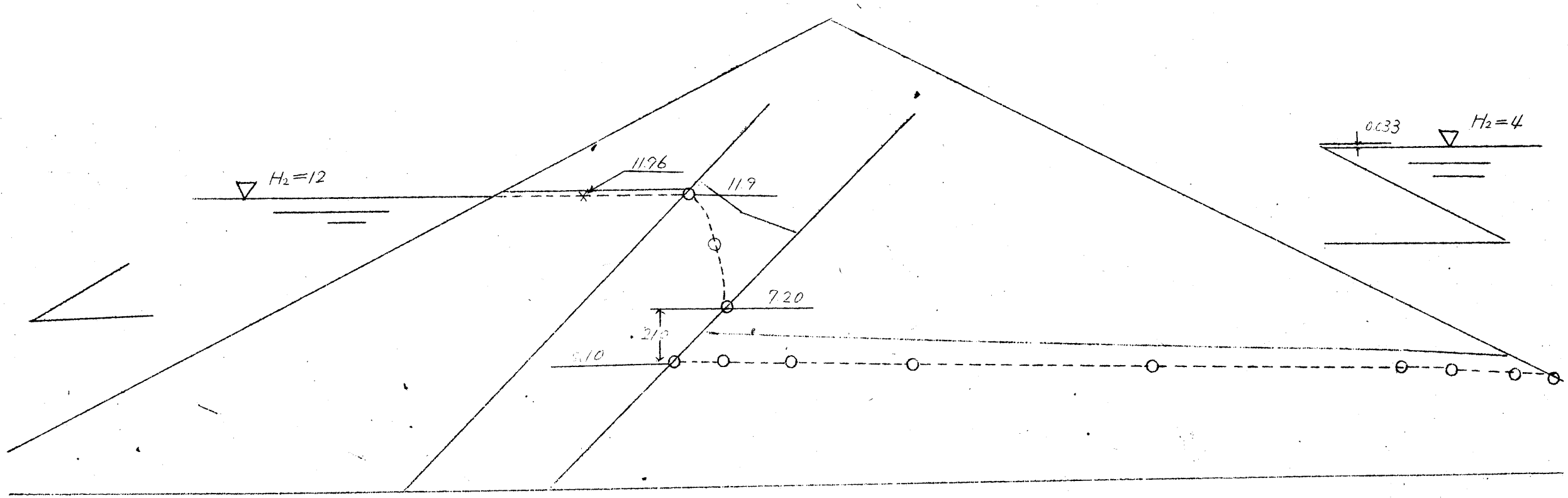

H₁=6
5.98
5.95
2.62
2.35
0.270
0.003
H₂=2

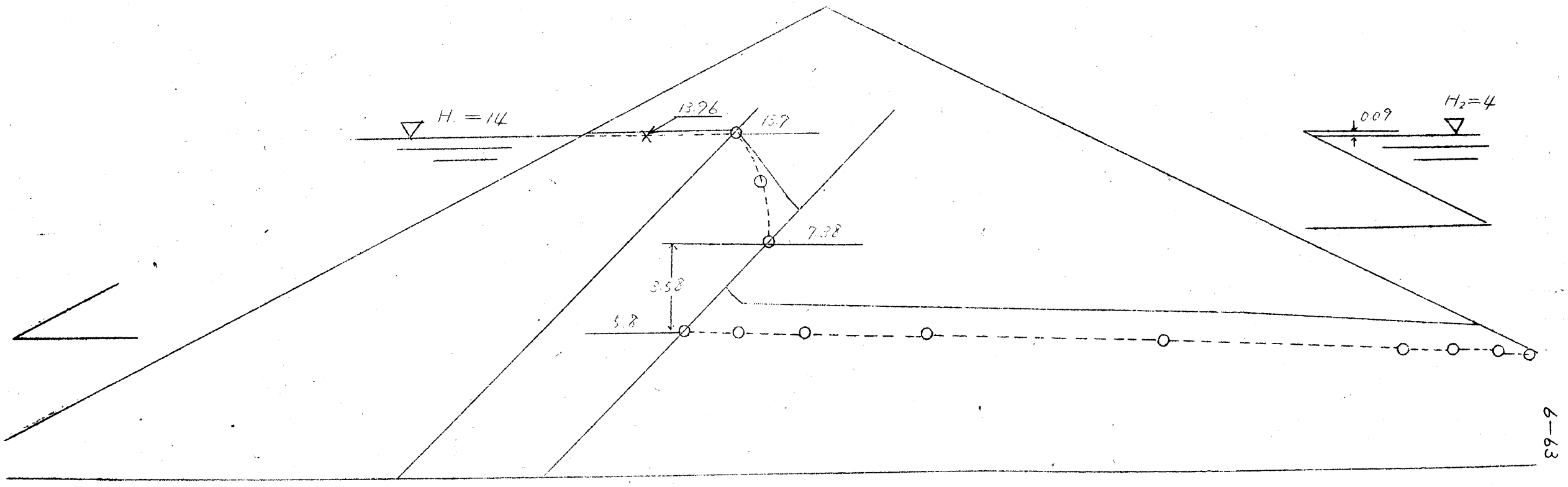

H₁=10
9.96
9.90
4.297
1.797
3.5
0.053
H₂=2


H₁=14
13.95
13.88
9.358
4.318
5.05
0.258
H₂=2

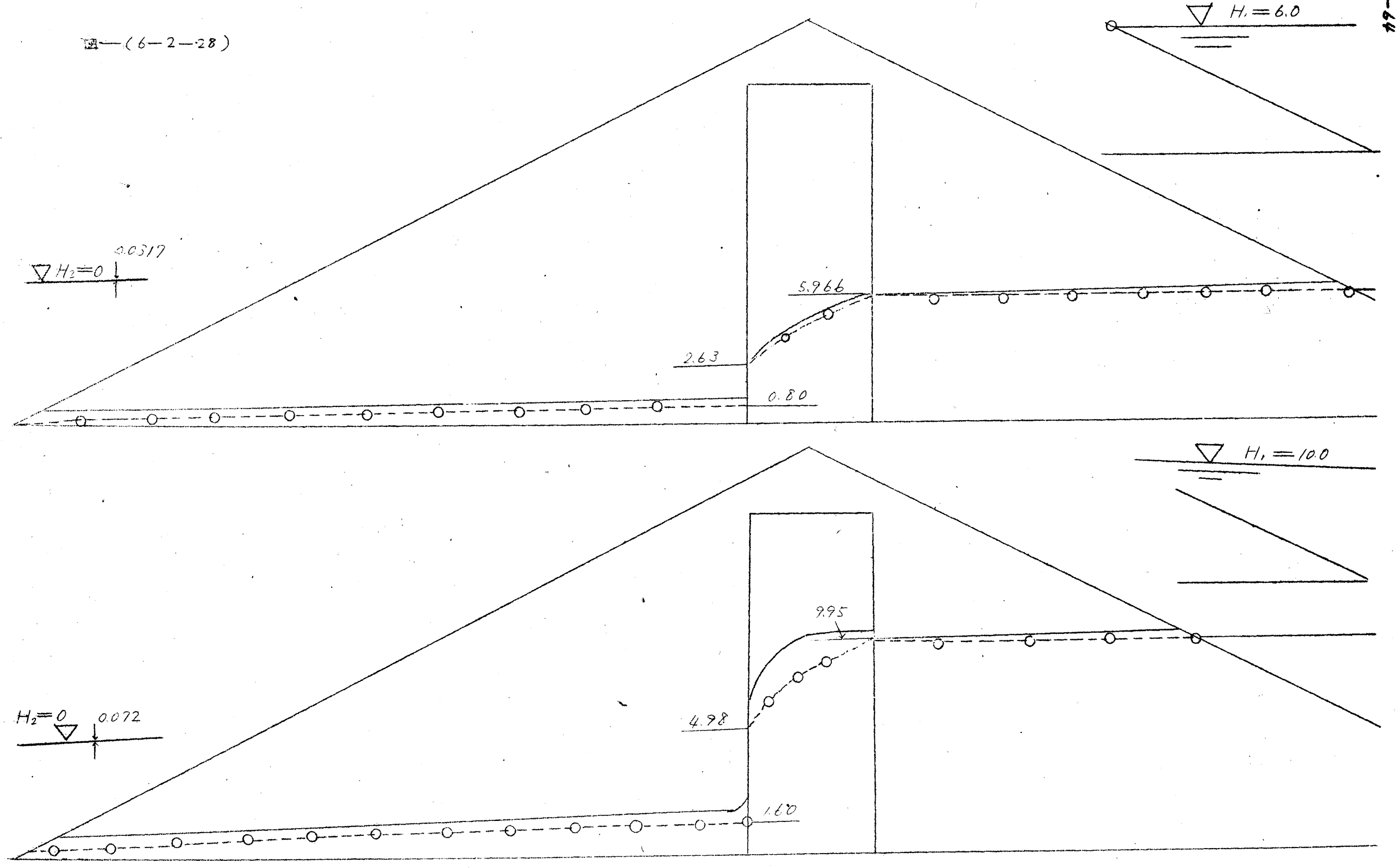
圖－(6－2－27)

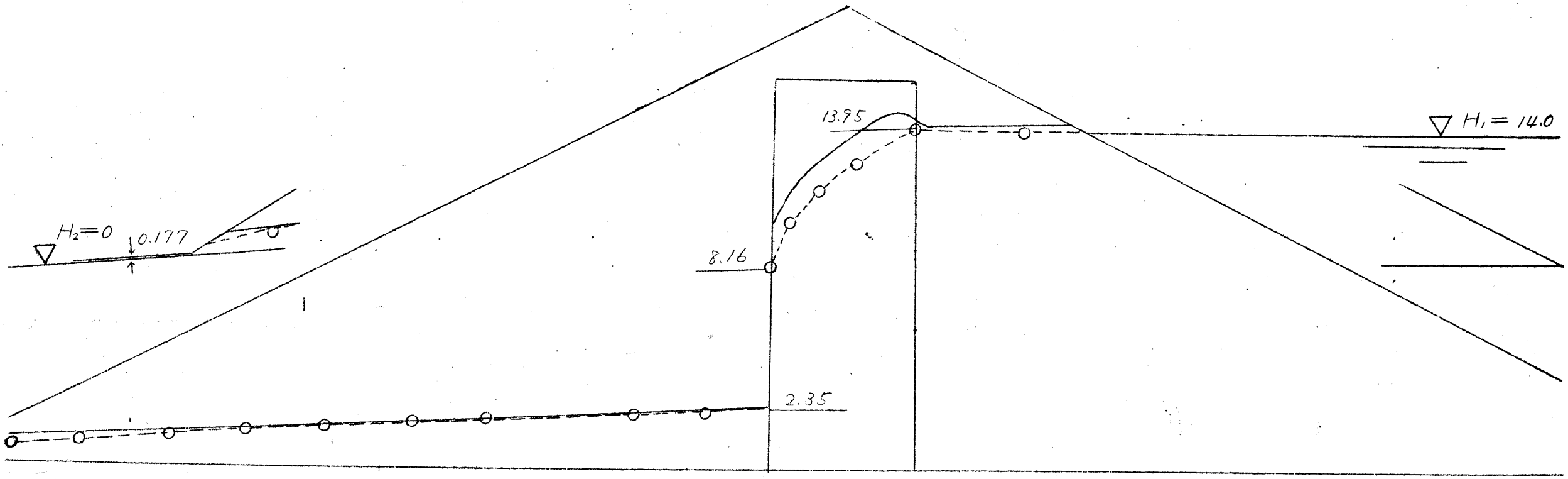

H₁=8
7.98
7.96
4.32
4.25
0.005
H₂=4


H₂=12
11.96
11.9
7.20
3.10
0.033
H₂=4

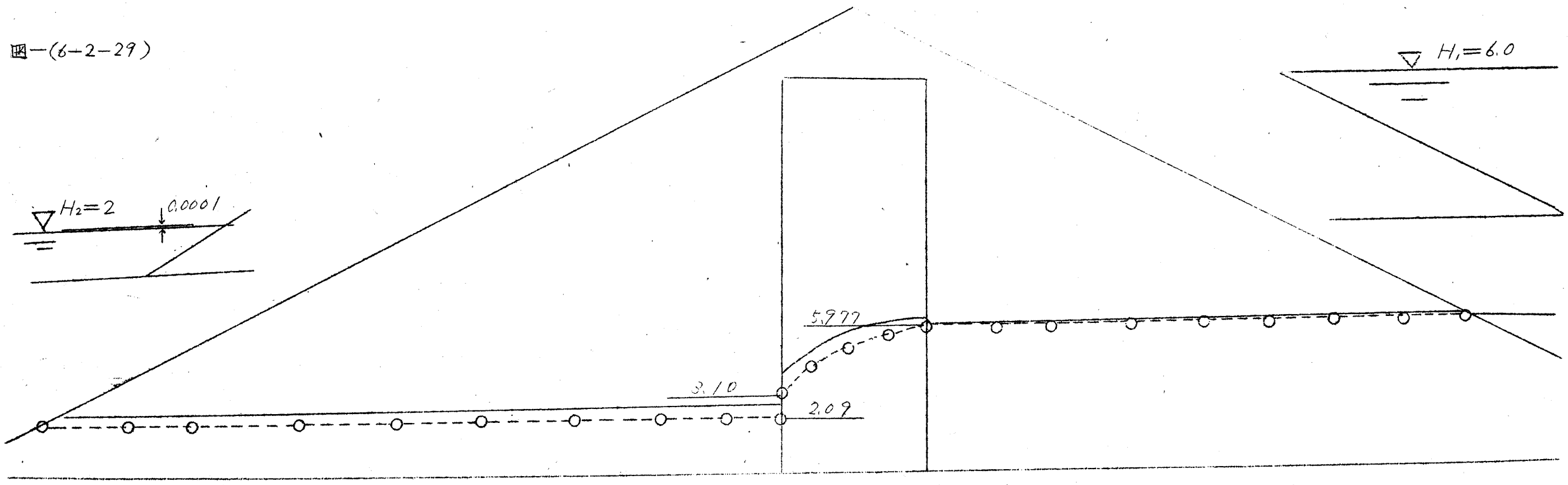

H₁=14
13.96
13.9
7.38
3.58
5.8
0.09
H₂=4

圖—(6—2—28)

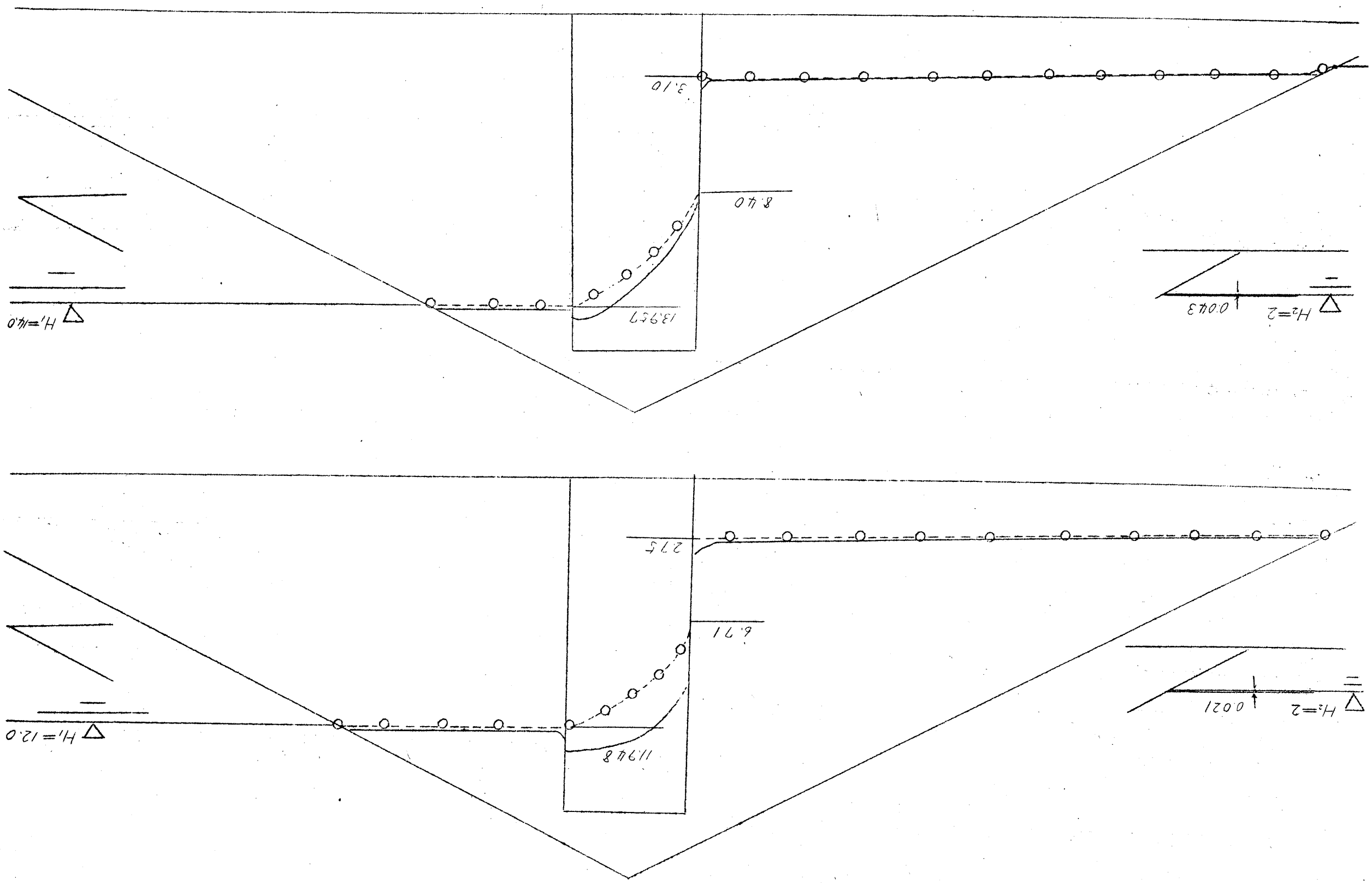




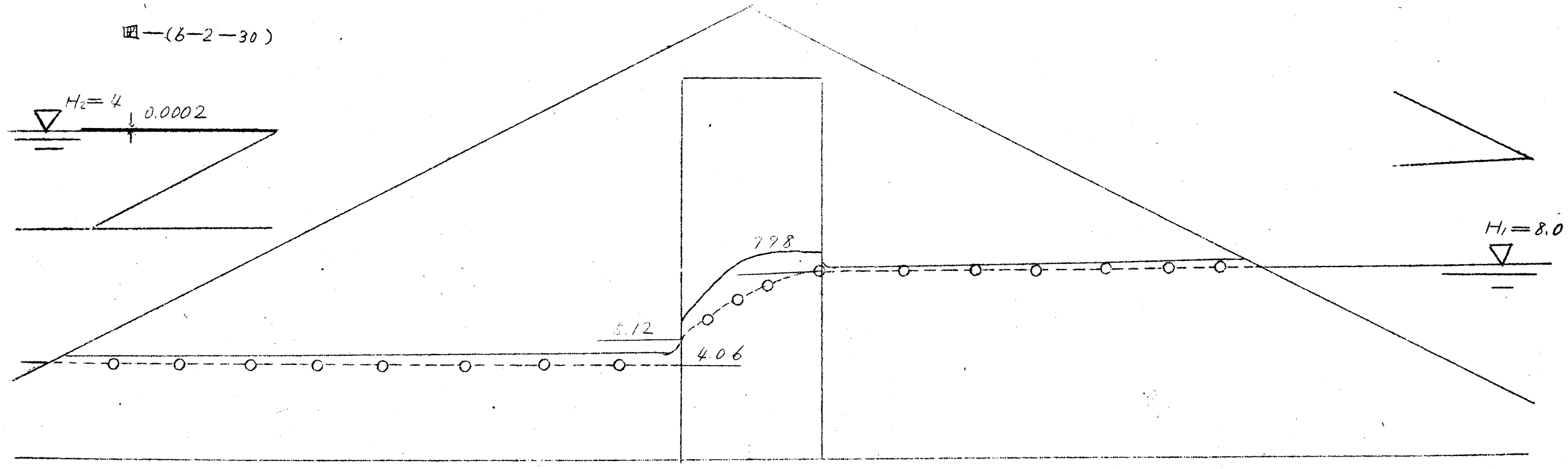
圖一(6-2-29)

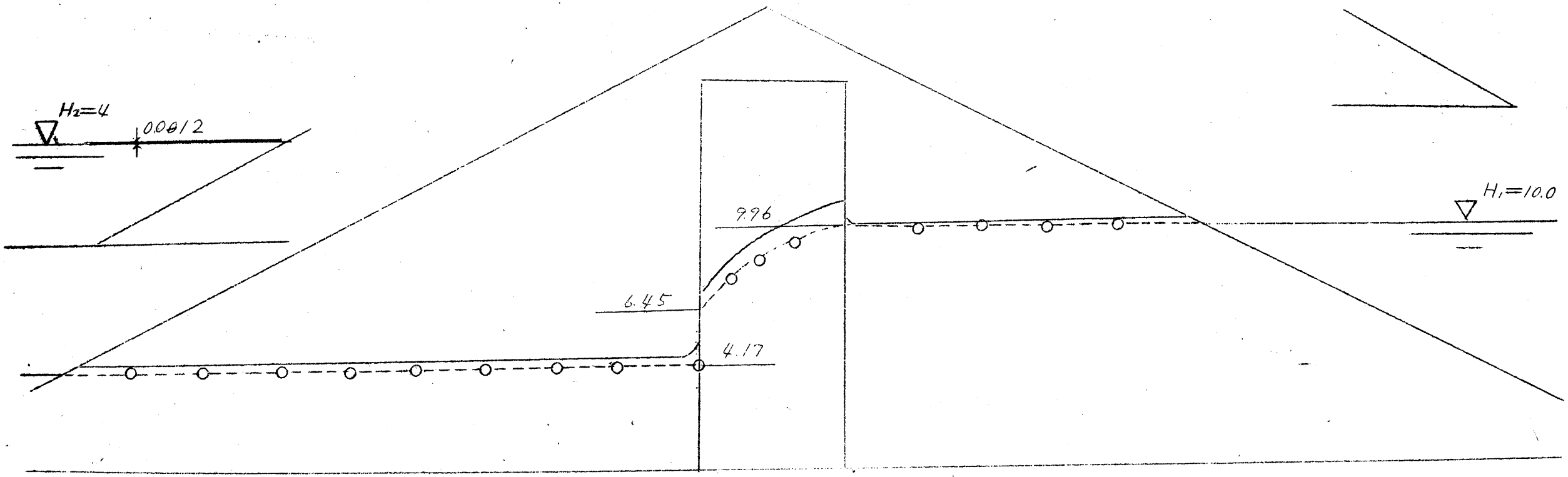


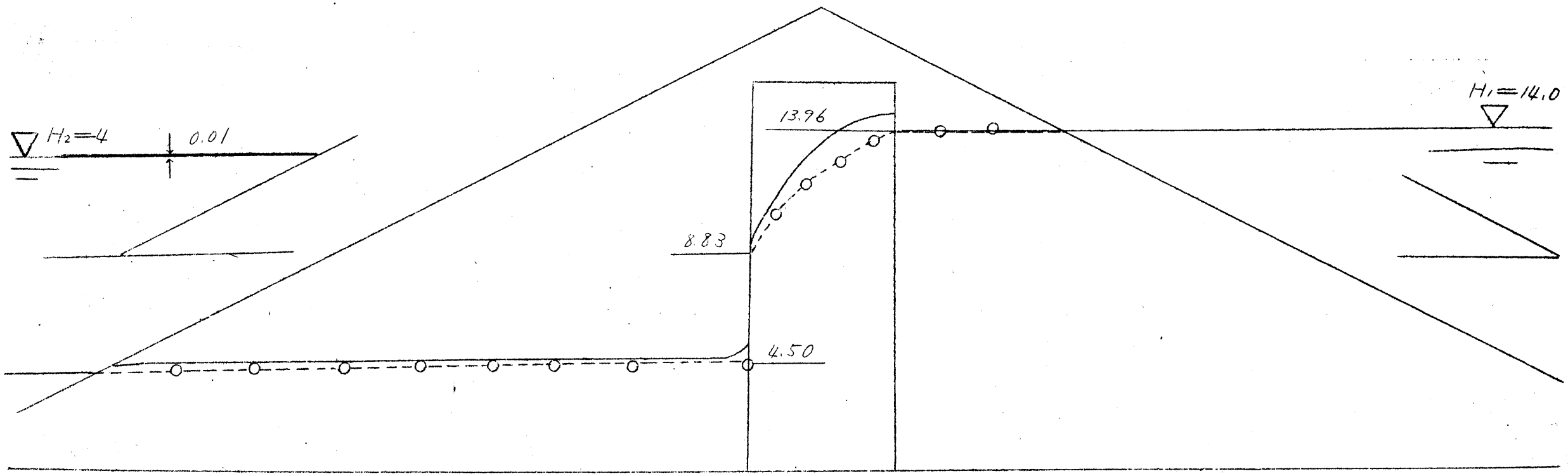
6-65


$H_2=2$
0.043
8.40
3.10
13.927
$H_1=14.0$
$H_2=2$
0.021
6.71
2.75
11.948
$H_1=12.0$

圖—(6—2—30)






H₂=4
0.01
H₁=14.0
13.96
8.83
4.50

断面②計算表

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
H_1	6	8	10	12	14	6	8	10	12	14	8	10	12	14
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Coreの部														
H_1'.m	5.94	7.92	9.90	11.87	13.87	5.95	7.93	9.90	11.90	13.88	7.96	9.93	11.90	13.90
H_2.m	1.60	2.30	3.10	4.00	4.90	2.35	2.85	3.50	4.20	5.05	4.25	4.60	5.10	5.80
$(H_1c)'_1$.m	3.49	4.43	5.38	6.36	7.38	4.48	5.07	5.82	6.60	7.53	6.67	7.53	6.67	7.05
SC	4.31	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38
$(H_1c)'_2$.m	5.84	6.54	7.44	8.24	9.14	6.60	7.09	7.74	8.44	9.29	8.49	8.84	9.34	10.04
公式の型	C	C	C	C	C	b	C	C	C	C	b	C	C	C
q_{1c}/k_2	1.13	1.66	2.19	2.83	3.46	1.66	2.01	2.47	2.98	3.58	3.00	3.25	3.61	4.10
b) q/k_2						4.75					6.73			
q_{2c}/k_2	5.70	6.60	7.59	9.15	10.10		7.38	8.23	9.30	10.50		9.75	10.56	11.40
c) q/k_2	6.05	13.1	25.9	43.0	66.0		11.6	23.1	41.3	65.5		17.4	34.3	57.1
k_2 (cm/sec)	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539	0.539
q (cc/sec)	3.27	7.07	14.0	23.3	35.7	2.55	6.26	12.5	22.3	35.5	3.62	9.40	18.5	30.9
$q_d \times 10^2$	11.1	24.1	47.6	79.0	121	8.7	21.3	42.5	75.9	120.5	12.4	32.0	63.0	105
上流側														
H_1	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	8.0	10.0	12.0	14.0
H_1''	5.97	7.97	9.96	11.95	13.95	5.98	7.97	9.96	11.95	13.95	7.98	9.97	11.96	13.96
S	6.8	4.6	3.8	3.4	3.2	6.8	5.0	4.1	3.6	2.6	6.0	4.4	3.6	2.2
q/k_1	0.026	0.052	0.105	0.176	0.261	0.017	0.048	0.098	0.167	0.270	0.027	0.068	0.134	0.232
k_1 (cm/sec)	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57
q (cc/sec)	0.56	1.12	2.26	3.81	5.67	0.38	1.04	2.11	3.61	5.82	0.58	1.48	2.88	5.02
$q_d \times 10^2$	12.1	24.2	48.8	82.2	121.5	8.1	22.3	45.4	77.3	125.5	12.4	31.8	62.0	108
下流側														
H_2''	1.60	2.30	3.10	4.00	4.90	2.35	2.85	3.50	4.20	5.05	4.25	4.60	5.10	5.80
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
S	49.0	48.0	46.7	46.0	45.0	43.6	43.2	42.8	41.6	40.6	37.8	37.4	36.6	36.2
q/k_1	0.026	0.055	0.102	0.174	0.266	0.017	0.048	0.097	0.163	0.265	0.027	0.069	0.136	0.244
k_1 (cm/sec)	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57	21.57
q (cm/sec)	0.56	1.19	2.22	3.76	5.77	0.38	1.03	2.09	3.51	5.72	0.590	1.50	2.94	5.25
$q_d \times 10^2$	12.1	25.6	47.5	81.1	~~124~~ 124	8.1	22.2	45.0	75.3	123	12.7	32.2	63.6	113
実験補正流量	9.85	19.57	35.42	57.96	85.41	9.30	20.69	37.59	57.54	84.41	15.31	29.32	47.88	75.75
$q_d \times 10^2$	10.94	21.18	35.78	57.70	82.90	8.70	19.30	34.40	54.40	83.05	12.4	28.27	49.70	75.90

表－(6－2－10)

断面③計算表

番号	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
H_1	6	8	10	12	14	6	8	10	12	14	8	10	12	14
H_2	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	4	4	4	4
Coreの部														
$H_1'm$	5.966	7.955	9.95	11.95	13.95	5.97	7.96	9.945	11.948	13.954	7.97	9.96	11.96	13.96
$H_2'm$	0.80	1.20	1.60	2.00	2.50	2.11	2.25	2.50	2.75	3.10	4.10	4.17	4.30	4.50
L	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
$(H_1c)'_1m$	2.33	2.94	3.49	4.00	4.61	4.14	4.31	4.51	491	5.31	6.44	6.51	6.66	6.87
$L+H'_2m$	6.80	7.20	7.60	8.00	8.50	8.11	8.25	8.50	8.75	9.10	10.10	10.17	10.30	10.50
公式の型	b	C	C	C	C	b	b	C	C	C	b	b	C	C
q_{1c}/h_2	0.40	0.60	0.80	1.00	1.25	1.055	1.125	1.25	1.375	1.55	2.05	2.085	2.15	2.25
b) q/h_2	4.56					3.82	8.64				5.62	13.99		
q_{2c}/h_2		7.14	8.08	9.00	10.11			11.13	10.67	11.425			13.90	14.42
c) q/h_2		9.61	18.46	31.86	52.00			19.12	31.10	50.40			26.22	45.60
h_2 (cc/sec)	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225
q (cc/sec)	1.03	2.162	4.155	7.174	11.70	0.860	1.945	4.31	7.00	11.35	1.271	3.145	5.915	10.120
$qd \times 10^2$	2.58	5.41	10.42	17.94	29.27	2.15	4.86	10.76	17.50	28.37	3.18	7.87	14.78	25.33
上流側														
H_1	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	8.0	10.0	12.0	14.0
H_1'	5.966	7.955	9.95	11.95	13.95	5.972	7.963	9.945	11.948	13.954	7.975	9.96	11.96	13.96
S	23.0	19.0	15.0	11.0	7.0	23.0	19.0	15.0	11.0	7.0	19.0	15.0	11.0	7.0
q/h_1	0.0088	0.0189	0.0333	0.0545	0.0997	0.0073	0.0158	0.0366	0.0566	0.092	0.0105	0.0266	0.0486	0.0798
h_1 (cc/sec)	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12
q ($\times 10^2$ cc/sec)	1.330	2.855	5.035	8.250	15.06	1.102	2.388	5.538	8.560	13.90	1.588	4.025	6.59	12.09
$qd \times 10^2$	2.72	5.86	10.34	16.90	30.85	2.26	4.90	11.36	17.53	28.44	3.26	8.25	13.52	24.76
下流側														
H_2'	0.80	1.14	1.50	2.00	2.50	2.11	2.23	2.50	3.74	3.10	4.67	4.17	4.30	4.50
H_2	0	0	0	0	0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	4.0	4.0
S	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0	27.0	27.0	27.0	27.0
q/h_1	0.0091	0.0186	0.0322	0.0571	0.0892	0.0073	0.0157	0.0363	0.0557	0.0904	0.0104	0.0257	0.0463	0.0790
h_1 (cc/sec)	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21
q ($\times 10^2$ cc/sec)	13.74	28.10	48.70	86.35	134.80	1.102	23.72	54.84	84.25	136.60	15.72	38.88	70.00	119.30
$qd \times 10^2$	2.82	5.77	10.00	17.70	27.64	2.26	4.86	11.24	17.27	28.00	3.22	7.98	14.35	24.50
実験補正流量	2.78	4.88	8.45	13.58	21.85	2.25	4.77	10.07	14.94	20.60	3.10	8.01	13.42	20.40
$qd \times 10^2$	2.58	5.08	8.75	13.93	20.72	2.15	4.86	9.67	14.07	21.08	3.18	7.87	12.70	20.18

(iii) 流　量　　表ー(6—2—9), (6—2—10) には、実験によつてボめられた流量を(1)で述べたq_1の値を標準とするように補正した値を示しておいた。従つてこの量は勿論毛管水流が加わったものである。なお、これらの表には(1)で述べた著者の理論を用いて計算した流量q_dをも比較のために示しておいた。このq_dは毛管水流が全然存在しないと仮想した場合の流量である。相当にこの場合はさきの場合に比べて毛管水流が目立ち、その流積も割合に大きいのである。q_dを計算するに際しては、多くの場合、流量公式型ーCを用いた。

(3) 実験結果に対する検討

(1)で述べた著者の方法を用いて各場合につき水面曲線を算出し、これを破線で示し、実測結果を実線で表したものの1部を図ー(6ー2ー25)～(6ー2ー30)に示した。これらの結果を見ると、一般に断面③の場合の方が②の場合より実線と破線との喰い違いが少い。この理由は断面③の方が装置の間隙をほぼ正しく所定の値にすることが出来たのに対し②の場合はごく僅かにこれより精度が悪かつたのではなからうかと思われることと、もう1つの理由は次のようである。即ち、断面③の場合の方が②の場合に比べて心壁を出た後のサイフオンの長さが一般に短いために、心壁より下流側の断面ではサイフオン作用が③の方が②に比べて強力に働くため毛管水流の流速が大となり、従つて流積が小となる。従つて断面③の方が②に比べて実線と点線とが近付いている。断面②及び③に共通な特徴としては、心壁部では実線と破線の喰い違いが大であり、心壁通過後は通過前に比べて実線は点線より、より高くなつている。この傾向はH_2が大きい程著しい。これらの理由は次のようである。心壁部では鉛直上方へ強い毛管作用があるために実線は高く上る。心壁通過前の自由水面より上の毛管上昇は毛管水流にはあまり関係しない普通の上昇である。通過後のものは毛管水流に大いに関係があり、H_2が高い程自由水面の勾配が緩で、このためサイフオン作用が弱く、従つて毛管水流の流積、即ち上限界が高くなる。また一般に心壁通過後の自由水面の勾配が緩より急になる程実線と破線とが近付く傾向があることもこの理由によるのである。

次に流線の心壁境界面における屈折であるが②では屈折角β_2は不透水層に近い下方の流線でも2°以下であり、普通は1°以下のことが多い。これに対しβ_1は10°～70°の範囲の種々の値をとり不透水層に近い程この値は大きい。③ではβ_2は上方の流線でこの角度が大きい場合でも1°以下であり、不透水層附近では0°に近い値をとる。β_1も上方流線では約45°、下方流線では10°位になる。β_2はこのように小さい角であるから正確に測定することは極めて困難である。しかしどの場合もすべてO. Hoffmann氏の屈折法則を満足しているようである。β_2は特にこのように小さい故に、心壁が単独に存在する場合と同様に心壁への流入面からこれに直角に各流線が入るものと考えてもよいことになる。

流量に関しても表ー(6ー2ー9), (6ー2ー10)にみるように必ずしも計算値と実測値とは一致しない。毛管水流の影響で、特にH_1-H_2が流量公式型ーCを用いる程度に大きい場合は実験値の方が計算値より小さくなる傾向がある。この理由は2.の項で述べたと全く同じである。ただここでは心壁前後の水位差が大きいために、重力水流の流量が大きく、大低の場合は流量を求めるのに型ーCを用いる。また毛管作用も著しいため毛管水流も2.の場合よりは顕著であるが、その流量は重力水流のそれに比べると少い故に、実験値と計算値との差がさきの場合より著しくなる。

(4) 結　論

この場合のようにh_1/h_2が40以上になると、心壁内の流れに関する動水勾配はH_1-H_2が少し大きくなると1.0を超えてしまつて著者の理論式型ーCを用いて流量を求めなければならなくなる。ところが、このようにして求めた流量はあくまで毛管作用がない場合のものである。

心壁があると必ずここで毛管水流が生じ、そのために心壁の前後の断面中の水面に近い流れが毛管水流となるこの毛管水流はh_1/h_2が大きい程著しい。また、重力水流の心壁流入面での流積は毛管水流の影響をうけて、こ

れが単独に存在する場合に比して減少する。Hele－Shaw の装置による実験では毛管水流の上限界が「みかけの自由水面」として観察される。毛管水流といつても「真の自由水面」より上はかりを流れるとは限らず、その下の部分も勿論流れるのである。

心壁堤体の実験で毛管水流を全然なくすることは不可能である。従つて純粋に重力水流のみが存在するものとしてこの問題をとり扱つてきた著者の理論を用いて求めた計算結果とこの実験結果とは正確に一致しなかつた。しかしながら毛管水流の存在を考慮しながら重力水流の部分を考え、理論値と計算値とを比較対照すれば、2，及び（3）で述べたような種々の特徴を知り、これによつて著者の理論が正しいことが推論される。毛管水流の流量法則、その他を明らかにすることが次の問題であるが、章を改めて論ずる。

この場合のように心壁内の動水勾配が1.0を超えていると心壁が単独に存在する場合ならば当然 Quick sand や piping の現象が生ずるはずである。しかし両側の断面部におさえられているため実際には前者の現象はおこり難いのであろうが、後者の方は徐々におこる危険があるのではないかと思はれる。Hele－Shaw の装置によるこの実験ではこの点は分らなかつた。

4. 結　　語

Hele－Shaw の装置による実験を行つて著者の理論をたしかめ、同時に、水平不透水基礎の直上に土堰堤が築造せられる場合、一定の心壁断面積を与えて、どのように心壁を挿入すれば水理学的にみた堤体の安定上最も有利であるかを或程度まで明らかになし得たのである。またこの実験の場合も相当の毛管水流のあることを明らかにした。この場合の毛管水流は Sand－model 実験の場合のそれとは様子を異にしているのであらうことは推察に難くない。何故なら砂の場合はこの場合に比べて、特に心壁部では、相当高くまで毛管上昇があり毛管作用も著しいからである。しかし実際との相似性を考えるとこの場合の方が相似がよいものとみてよかろう。

参考文献

1) たとえば、R. R. Chugaev：Approximate Determination of Stability of Earth Dams, 2nd Congress on Large Dams IV. 1936.　最上武雄：土質力学 P. 67, 1951.

2) K. Terzaghi：geologic Factors in the Safety of Dams, Technical Publication No 215. Amer. Inst. mining Engineers.

3) たとえば、R. R. Chugaev：Approximate Determination of Stability of Earth Dams, 2nd Congress on Large Dams IV. 1936.

(III) Sand-Model の装置による滲透実験

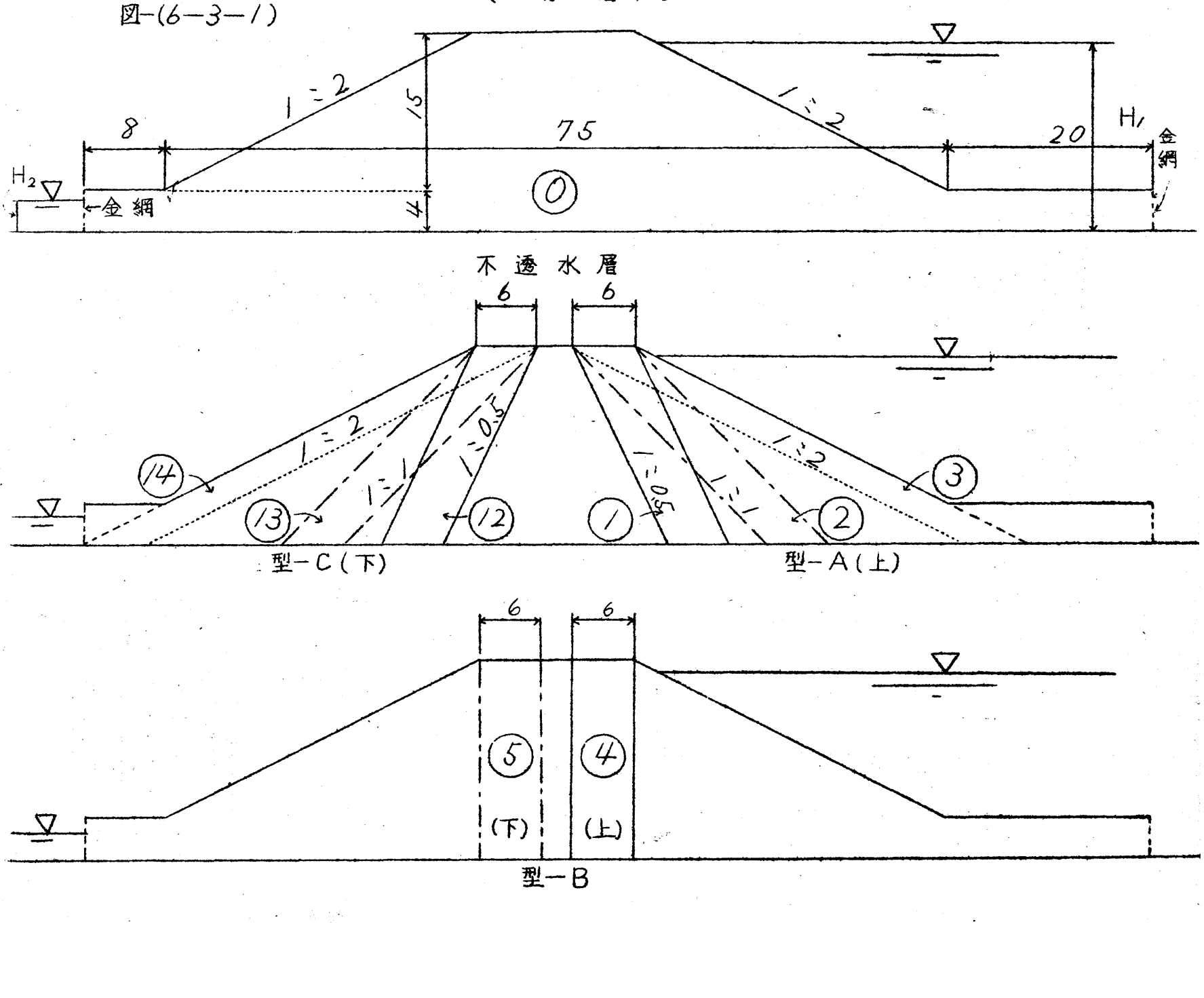
1. 緒　言　前節で述べたHele-Shaw の装置による実験にひき続いてSand-Modelによる実験を行い、前回と同様、第1に心壁により如何に自由水面、流線が屈折をするか、流量がどのようになるかなどということを調査して、(I)で述べた著者の理論を再吟味し、第2に水理学的に見た堤体安定上最も有利な心壁の挿入法を求め、第3にこの場合の毛管水流はHele-Shaw の装置による毛管水流とは多少様子を異にしていることを豫想して、この実態を把握することを目的としている。この内、第1の目的は、自由水面を正しく連続しておさえ難いことと色素が拡散して幅広いものとなることなどのためあまり正確には所期の目的を達することができなかつたが、第2、第3の目的は果すことができたのである。この場合心壁の両境界面に細かい目の金網をおきその間に細粒の砂をつめるのであるが、搗き固め具合をどの場合も一様にして同一の透水係数をもつようにすることが仲々困難であり、その外、心壁に用いる材料も実験操作に無理がなく、また誤差が出来るだけ少いようなものを選ばねばならず骨が折れた。この実験でも k_1/k_2 の値が小さいものと小さくないものとの2通りについて研究をし、後者では主として第1及び第3の目的について吟味をした。

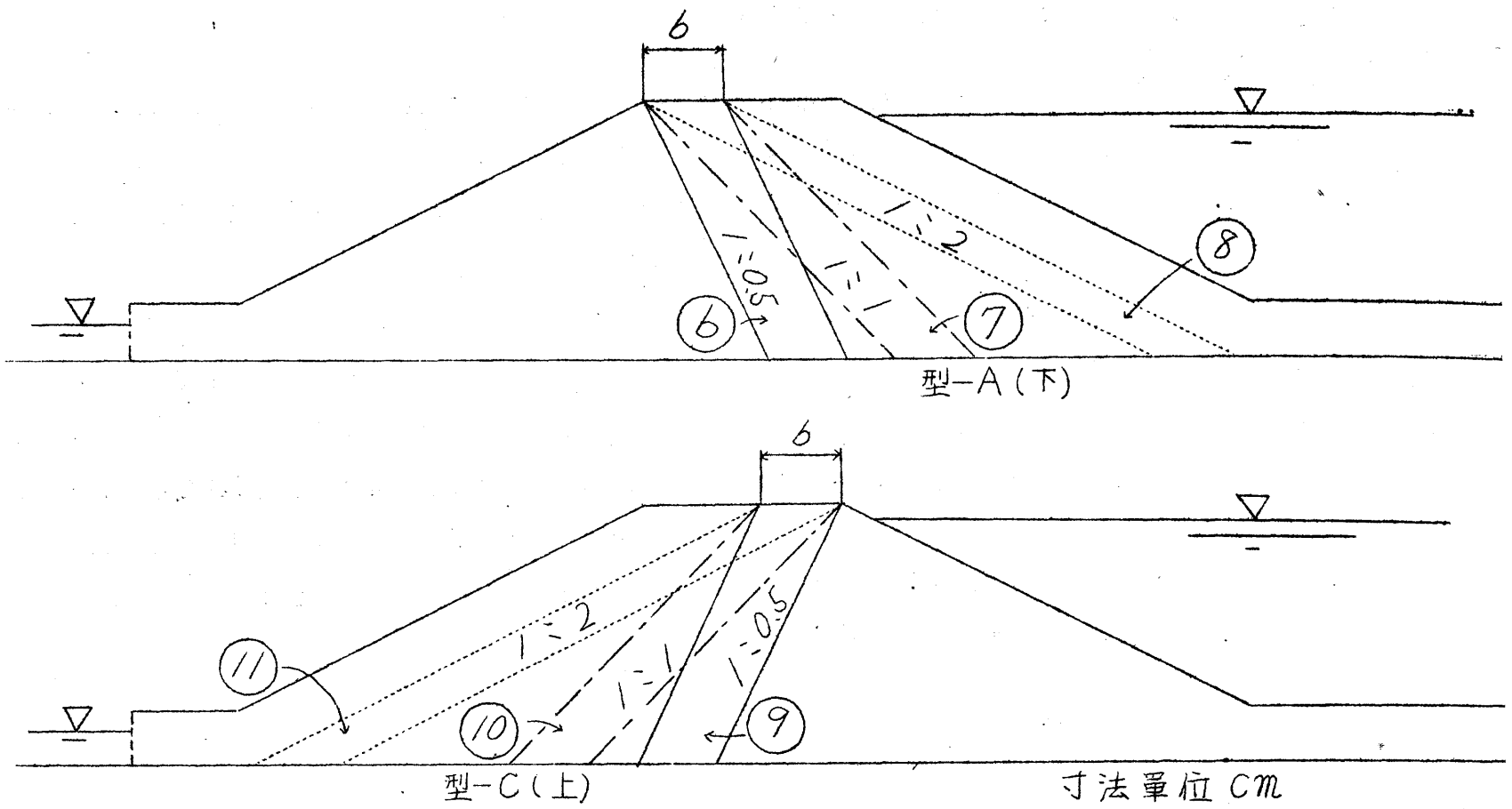
2. k_1/k_2 が小さい場合

(1) 実験の説明

図-(6-3-1)◎に示すような堤体断面を標準断面に選び、これを相馬産標準砂を用いて作つた。これと同

図-(6-3-1)

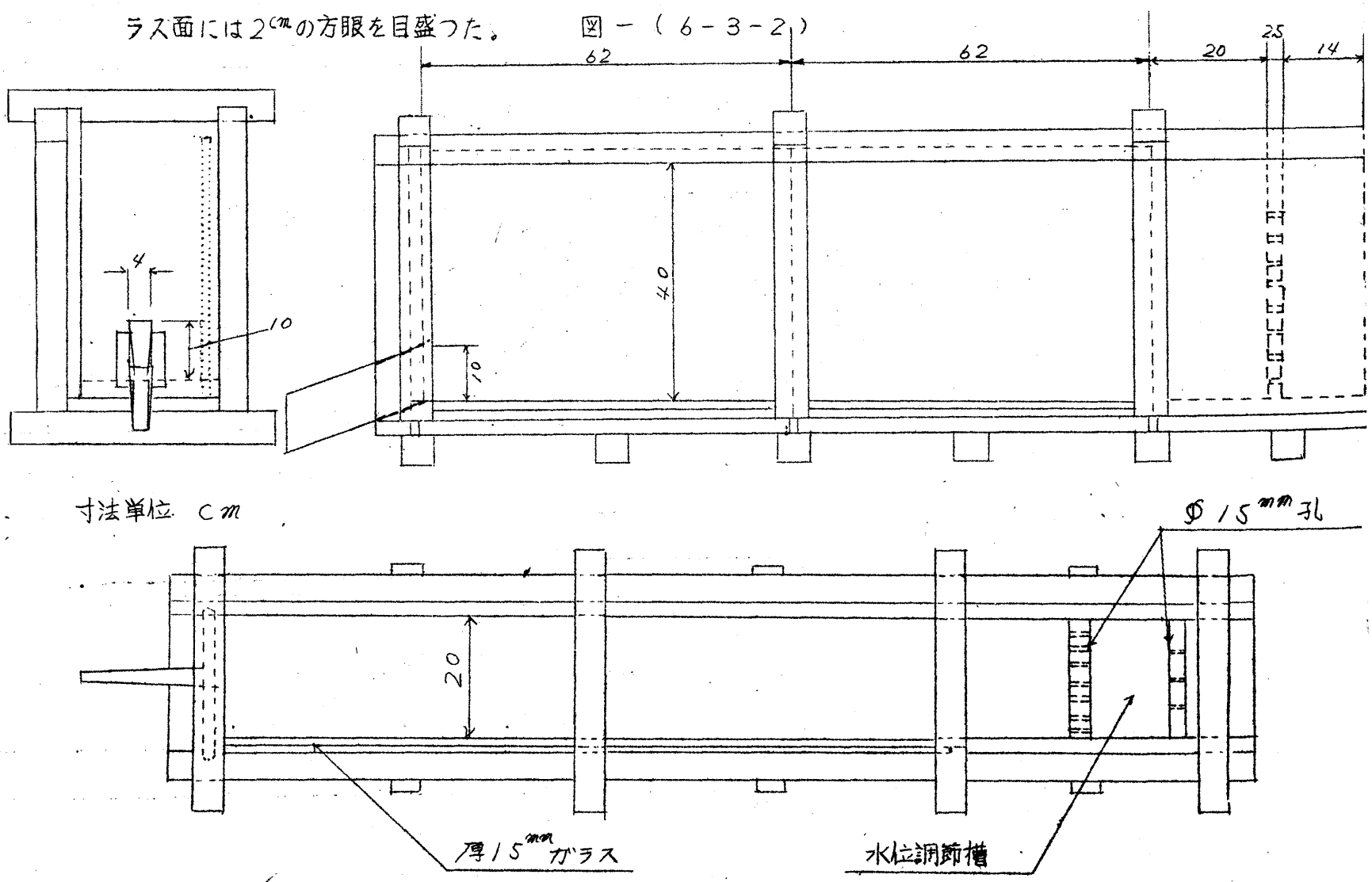




じ外廓断面をもつて、この内部に全図に示すような種々の心壁断面を九味浦産標準砂で作つたものを採用した。心壁の挿入方法は Hele-Shaw の装置による場合よりはさらに 1:0.5 勾配のものを増しさらに同じ勾配のものでもその位置を変えてみた。

(1) 実験装置並びに使用器具

実験水槽は図－(6－3－2) に示す通りで水平不透水性基礎としては良質水密モルタルを用い、装置前面のガラス面には 2cm の方眼を目盛つた。 図－(6－3－2)



この外、使用機械器具としては砂温並びに水温測定用寒暖計、messcylinder、stop watch、濾過機、ゴム管、ガラス管、法面仕上げ用こて、堤体搗固め用丸鋼棒（径15mm及び9mm、長さ30cm）、法留用金網（60mesh）並びに心壁境界用金網（170mesh）、水位調査用径1mm針金等を用いた。

(iii) 実　験　材　料

心壁以外に相馬産標準砂を使用、その篩分分析の結果を表－（6－3－1）に示す。

心壁材料としては表－（6－3－2）に示すような篩分分析結果をもつ九味浦標準砂を用いた。なお、これらの材料を用いて堤体を作つた時の透水係数を表－（6－3－3）に示す。

流線を描かすためにKMnO4の結晶を用意した。

表－（6－3－1）

粒　径mm	重量%	粒　径mm	重量%
1.163～0.833	65.7	0.589～0.495	0.7
0.833～0.701	27.9	0.495～0.417	0.5
0.701～0.589	5.2	計	100.0
d_m=0.91mm	d_{10}=0.717mm	d_{60}/d_{10}=1.35	

表－（6－3－2）

粒　径mm	重量%	粒　径mm	重量%
0.417～0.351	5.2	0.147～0.124	4.5
0.351～0.246	16.0	0.124～0.104	2.0
0.246～0.208	36.6	0.104～0.089	0.5
0.208～0.175	27.7	計	100.0
0.175～0.147	7.5		
d_m=0.233mm	d_{10}=0.159mm	d_{60}/d_{10}=1.42	

表－（6－3－3）

砂の種類	透水係数 cm/sec	k_1/k_2
相馬産標準砂	k_1=0.154(10°)	11.0
九味浦産標準砂	k_2=0.014(〃)	

(iii) 実　験　準　備

②の堤体は次の要領で水中で築造した。水槽中にまず3cmの深さに水を入れ、これとほゞ同じ高さに相馬砂を入れ、よく空気を追出しつつ搗き固め用丸鋼棒で一定の力を加えて一定回数つき固めた。これをくり返して所定の高さに至り、こてで法面を仕上げてから、両法面に60meshの金網を径3mmの針金の枠に張つたものを用いて、法面の砂の落下と堤体の変形を防いだ。それから上下流水位を所定の水位に保ち、24時間以上放置して流れの状態を落ちつかせて後法面に張つた金網を除去した。心壁堤体の時は、心壁をはさんで両側に170meshの金網を径3mmの針金の枠に張つたものを所定の位置におき心壁部を確保するとともに、心壁以外の砂と混じ合わぬように努めた。心壁とその外の部分とは同時に築造するが、細砂は水の波立ちによる浮遊流動を激しく起し易いから心壁部は水中に没することなく、心壁頂は常に水面より1cm許り高く保つた。築く要領はさきの場合と同じである。心壁部のつき固めは径9mm丸鋼棒を用い、心壁と心壁以外の部とが金網を境としてよく密着するよう注意した。

(iv) 実　験　方　法

実験に用いた水位は、上流水深H_1を14.4，16.8，18.8cmの3通りとし、その各水位につき、下流水深H_2を2.3，3.7cmとした。上流法面とガラス面とが交つたところで、水面のメニスカスに接した点や、基礎上16，14，12，10，8cm等の数ケ所にKMnO4の結晶の小粒1粒づつをおいた。結晶は除々に水に溶けて堤体内に入り、赤色液となつて堤体内を線を描いて流れる。その状態をガラス越しに観察した。これらの線が表法から裏法に亘り落ち

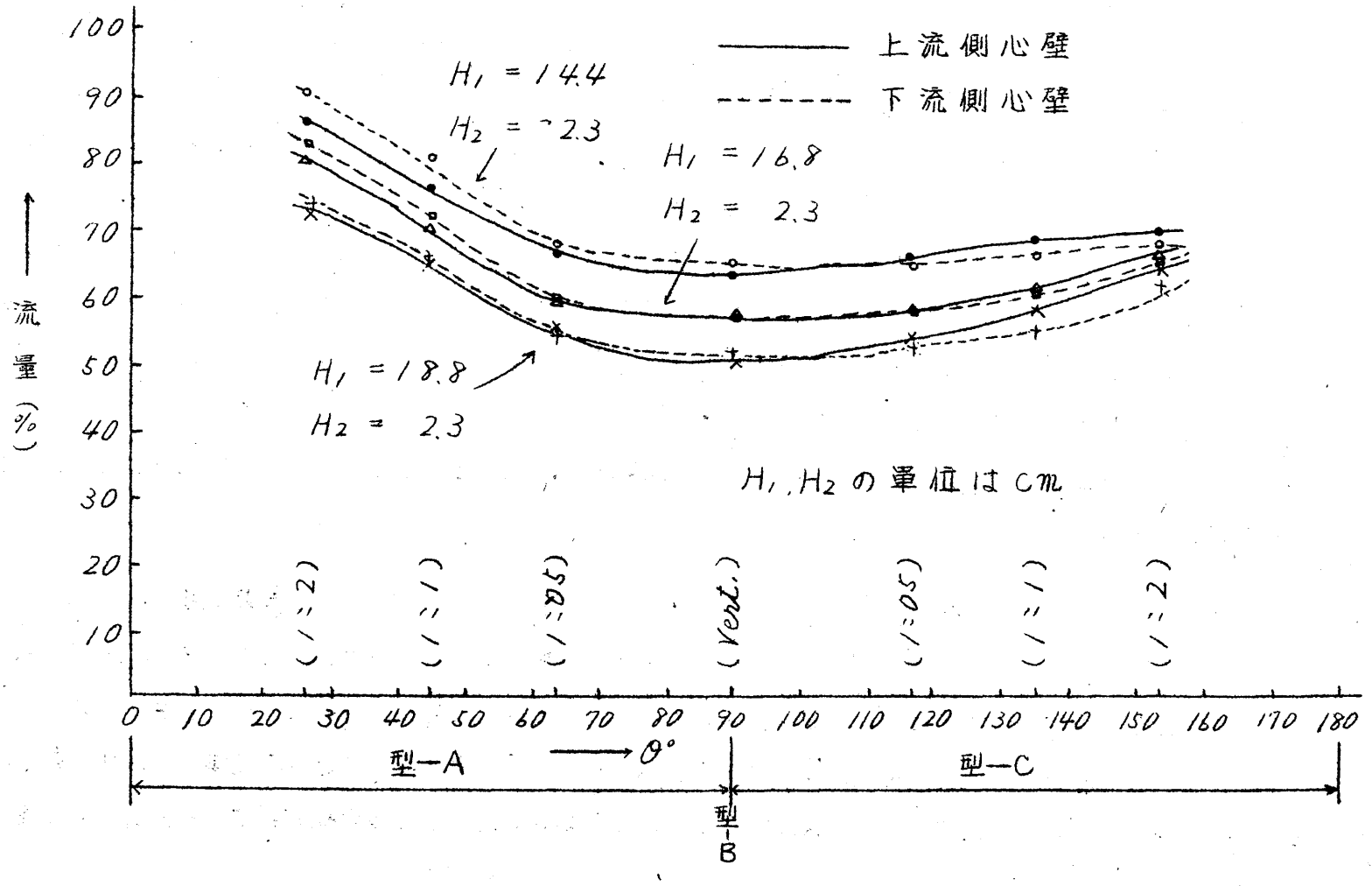
ついてからスケッチし、またカメラに収めた。これらの色素の先端が進む状態を stop-watch を用いて1分毎に捕えて図中に位置と時間とを記入した。また模型堤体の1縦断面に沿い、できる限り数多く径1mmの孔を穿ち、その孔の水面の位置をおさえた。下流の溢流堰より流出する水量を一定時間500ccの messcylinder にとり、これを堤体内を流れる水量とみなした。この時少くとも2回以上測定し、これらの値が殆ど違わぬものの平均値をとった。1実験毎に実験の最初と最后に水温、砂温等を測った。1実験が終ると次の実験までには充分時間をおいて前の実験の影響が残らぬように注意し、1断面毎には水位は低いものから高いものの順に高めた。

(2) 実験結果

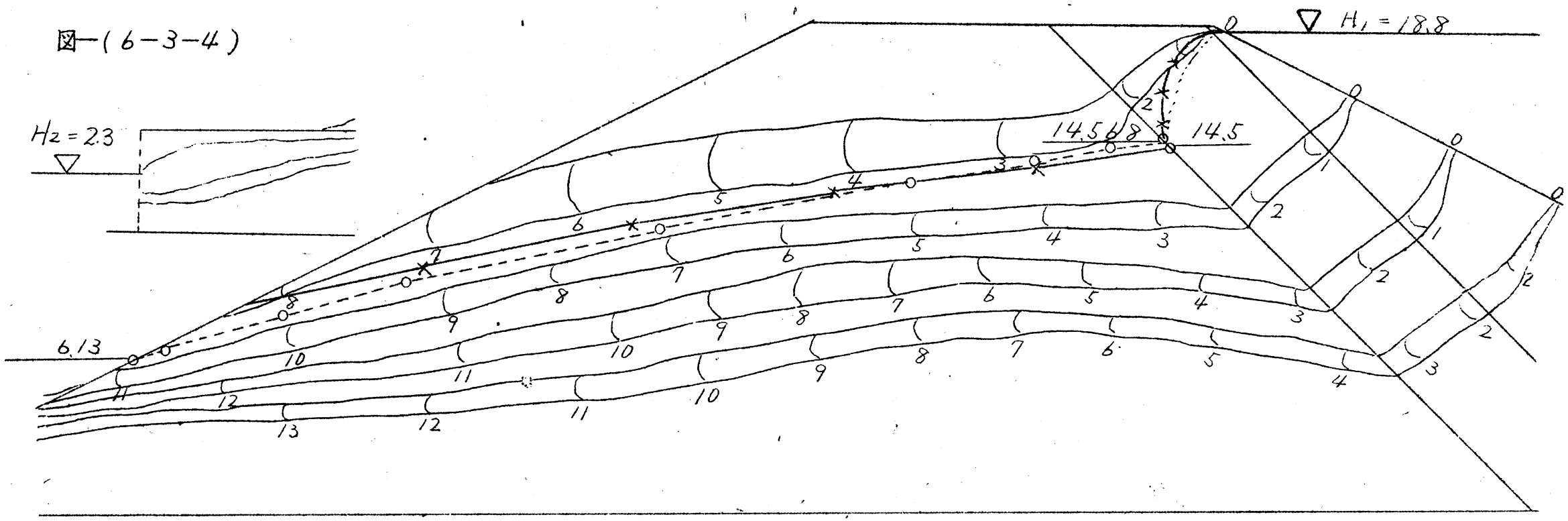
(i) 概説

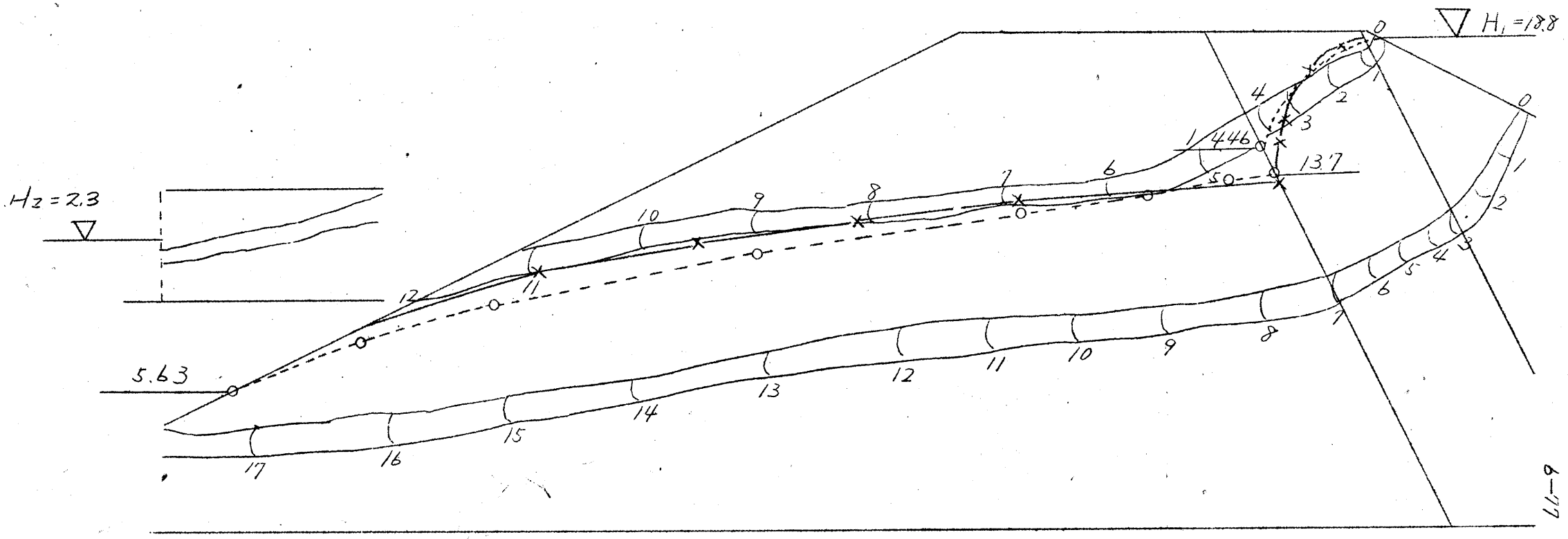
心壁は材料、透水係数、容積、断面形状、位置、寸法などの諸要素を有していて、これらが流動に及ぼす影響は極めて複雑である。特に、この実験の第2の目的を果すためにこれらの諸要素中、材料、透水係数、容積等をできるだけ一定に保ち、その断面形状、位置、寸法等の特定の変化が如何に流れを左右するかを研究した。この実験で特に気付く点は次のようである。第1に、色素の進行速度は模型堤体を通過するのに遅いものでも30分程度ですみ、実験上好適である。第2に心壁通過時の自由水面の低下はこほど著しくはない。第3にKMnO4の色素の濃いもので比重が1.007位であるが、これでも堤体へ流入する時、重力の影響を特に強くうけて下にさがることはない。色素の幅も広くなり過ぎることはなく、心壁内の色素の道筋も明らかである。

次に、この実験で流れが整流状態にあるか否かは大切な問題である。◎断面におけるものをとり、流速を調べると自由水面近くの色素の進行速度は流入面と流出面附近では大きく、整流状態を満足していないようであるが、1分単位で測つているので、これを1秒単位に直すと平均化されて割に小さい値しか示さないがM. Muskat[1]がいうようにレイノヅル数Reが1というOrder よりも大きくない範囲では Darcy の法則に従うものとすればこの場合は整流條件にかなうものとみられる。従つてこの実験のすべてについて同様な検討を行つた結果、上流水面附近及び下流水面附近の流速を除いてはすべて整流とみなしても支障がないことが分つた。

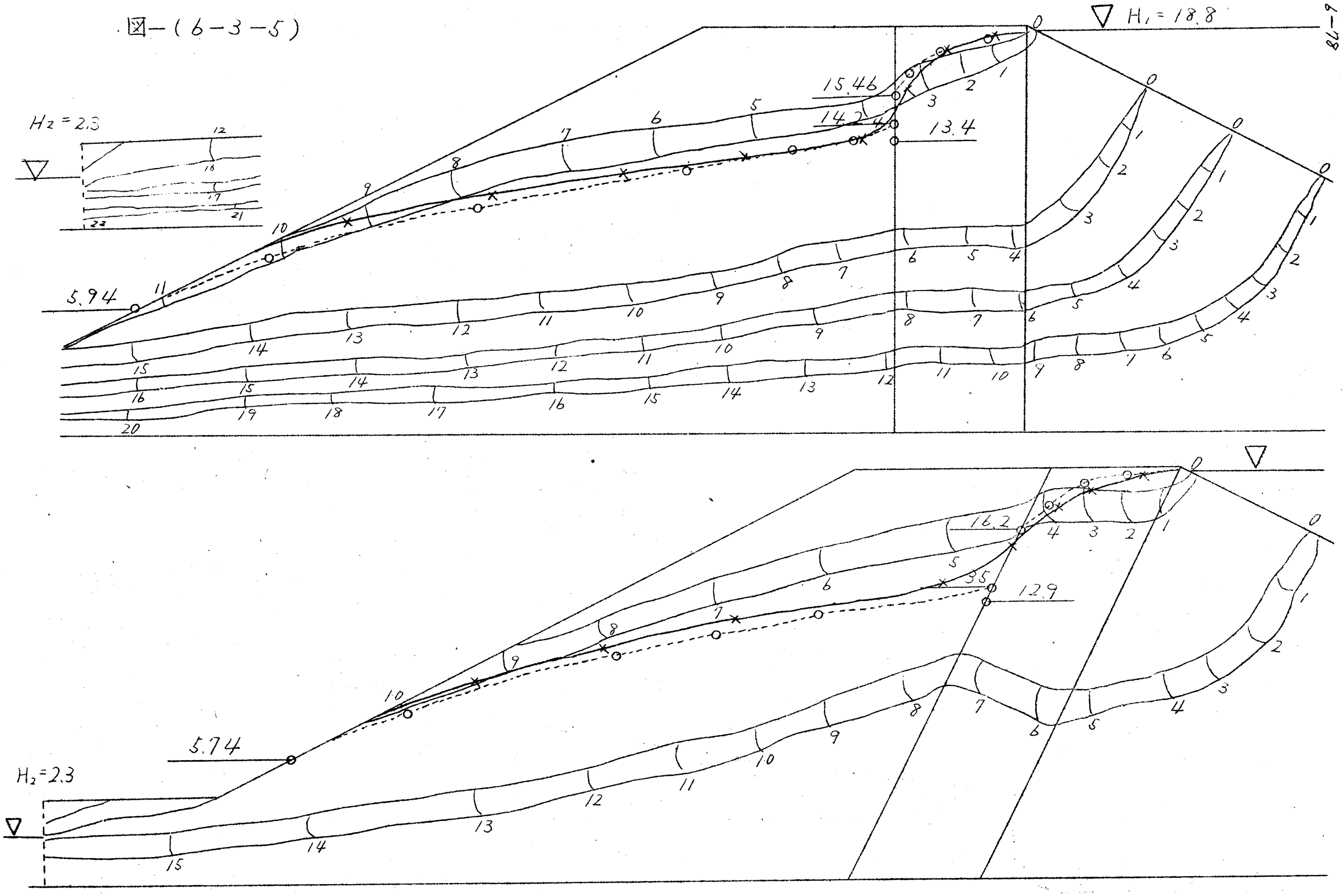


図－(6－3－4)

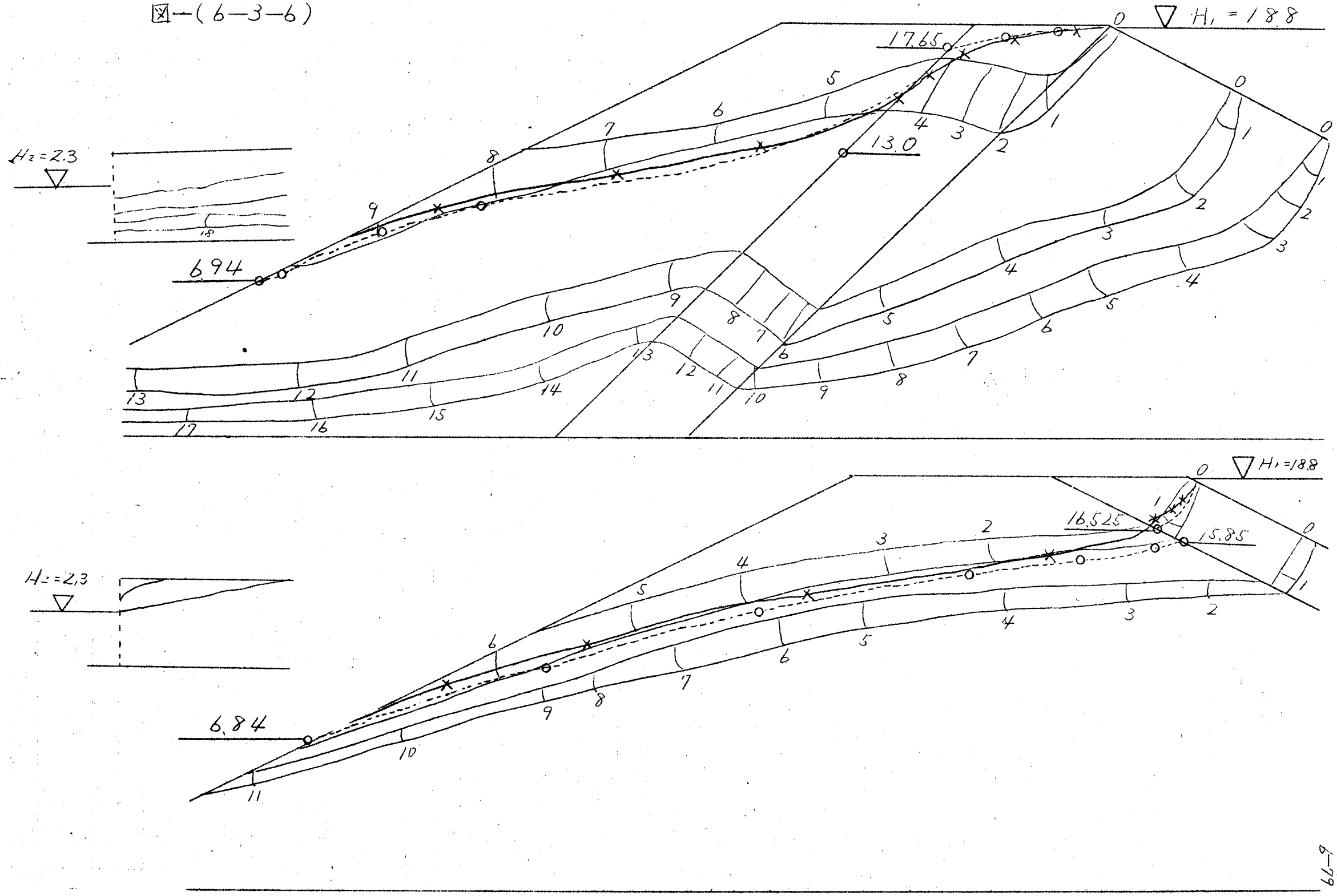




図－（6－3－5）



図—(6—3—6)



表—(6—3—4)

番号	心壁		測定流量	測定時	η_T/η_{10}	補正流量	標準流量に	備考
	傾斜	型式	cc/min	温度 T℃		cc/min	対する %	
⓪	心壁なし	標準	626	9.4	1.017	636	100.0	
①	1:0.5	A(上)	343	9.8	1.005	345	54.2	
②	1:1	〃	413	9.6	1.013	419	65.9	
③	1:2	〃	456	9.8	1.005	458	72.1	
④	鉛直	B(上)	318	9.8	1.005	320	50.3	
⑤	〃	B(下)	325	9.8	1005	327	51.4	
⑥	1:0.5	A(下)	339	9.8	1.005	341	53.6	
⑦	1:1	〃	416	9.8	1.005	418	65.7	
⑧	1:2	〃	458	9.3	1.019	467	73.4	
⑨	1:0.5	C(上)	340	9.8	1.005	341	53.6	
⑩	1:1	〃	372	9.9	1.003	373	586	
⑪	1:2	〃	405	10.1	0.998	4'04	63.5	
⑫	1:0.5	C(下)	334	10.0	1.000	334	52.5	
⑬	1:1	〃	343	10.0	1.000	343	54.0	
⑭	1:2	〃	397	10.4	0.990	394	61.8	
⓪	心壁なし	標準	474	9.3	1.019	484	100.0	
①	1:0.5	A(上)	280	9.8	1.005	281	58.2	
②	1:1	〃	333	9.6	1.013	338	70.0	
③	1:2	〃	385	9.6	1.013	390	80.6	
④	鉛直	B(上)	275	9.8	1.005	276	57.1	
⑤	〃	B(下)	276	9.8	1.005	277	57.2	
⑥	1:0.5	A(下)	286	9.8	1.005	287	59.3	
⑦	1:1	〃	347	9.8	1.005	349	72.1	
⑧	1:2	〃	395	9.4	1.017	403	83.2	
⑨	1:0.5	C(上)	278	9.8	1.005	280	57.8	
⑩	1:1	〃	312	9.7	1.009	315	65.1	
⑪	1:2	〃	320	10.1	0.998	319	66.0	
⑫	1:0.5	C(下)	285	10.0	1.000	285	56.8	
⑬	1:1	〃	291	10.0	1.000	291	60.2	
⑭	1:2	〃	317	10.2	0.994	315	65.1	
⓪	心壁なし	標準	339	9.2	1.023	347	1000	
①	1:0.5	A(上)	228	9.8	1.005	229	66.0	
②	1:1	〃	260	9.6	1.013	264	76.0	
③	1:2	〃	293	9.6	1.013	297	85.6	
④	鉛直	B(上)	219	9.8	1.005	220	63.4	
⑤	〃	B(下)	223	9.8	1005	224	64.5	
⑥	1:0.5	A(下)	233	9.8	1.005	234	67.4	
⑦	1:1	〃	279	9.8	1.005	280	80.7	
⑧	1:2	〃	307	9.3	1.019	313	90.3	
⑨	1:0.5	C(上)	228	9.8	1.005	229	66.0	
⑩	1:1	〃	236	10.0	1.000	236	68.0	
⑪	1:2	〃	240	10.1	0.998	240	69.1	
⑫	1:0.5	C(下)	225	10.0	1.000	225	64.8	
⑬	1:1	〃	228	9.9	1.003	229	66.0	
⑭	1:2	〃	233	10.3	0.992	231	66.5	

H_1 = 18.8 cm, H_2 = 2.3 cm

H_1 = 16.8 cm, H_2 = 2.3 cm

H_1 = 14.4 cm, H_2 = 2.3 cm

(ii) 流　　量

この実験で得た流量は重力水流と毛管水流との2つの流量の和である。この点、H.P. Forchheimer 氏の書物[2]や久保田敬一氏の論文[3]などでは測定流量を直ちに前者の流量としておられるのは一考を要する。後者の流量は実物の場合は別として小模型の場合は必ずしも軽視し得ない。この2種類の流れを分離することは実際上極めて困難である。従つてここでは測定流量そのままを取扱う。さて土中の流速、流量に影響を与えるものは水の粘性とされ、温度変化による流量補正が行われているが、毛管水流にも同様な補正が行い得るか否かは問題であるが、これについては改めて論ずることとし、ここでは一応測定流量に普通の温度補正を行つて、10°Cを標準としたものに換算する。換算には式-(6-3-1)を用いた。

$$\left.\begin{aligned} Q_{10}/Q_T &= \eta_T/\eta_{10} \\ \eta_T &= \frac{0.0178}{1+0.033684T+0.000221T^2}\ g/cm\,sec \end{aligned}\right\} \quad (6-3-1)$$

ここに Q_{10}：　10°Cの水温の時の流量

Q_T：　T°Cの　〃

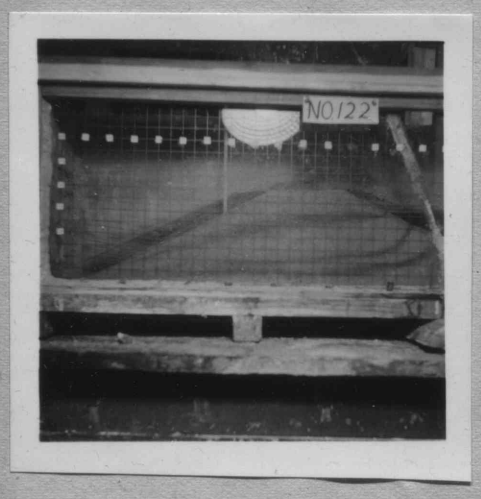
T：　°Cで表した水温.

なお、本実験中、堤体内の水温は8.8～10.4°Cの範囲で変化したに過ぎず、補正量も僅かであつた。心壁の各型式とそれらに対する流量との関係を $H_1 = 18.8\ cm$、$H_2 = 2.3\ cm$ の場合に求めた結果を表-(6-3-4)で示し、さらに図-(6-3-3)で明らかにする。

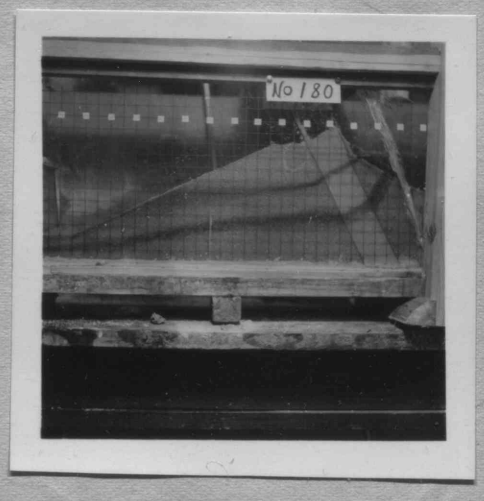
(iii) 流　　線.

自由水面並びに毛管水流　図-(6-3-4)～(6-3-6)並びに寫眞-(6-3-1)～(6-3-12)は実験結果の一部を示す。心壁内部の自由水面の位置は心壁が傾斜している時は、心壁の傾斜に平行して小孔を穿ちその水面をおさえた。毛管水流については堤体の上流法面とガラス面とが交るところで、メニスカスのすぐ下においた色素が始めに自由水面以下を流れ、心壁通過時に自由水面を切つて毛管水帯に入り、裏法面近くで再び自由水面を横ぎつてこれより下に入り、間もなく裏法面に流出する状態をとらえた。

寫眞-(6-3-1)



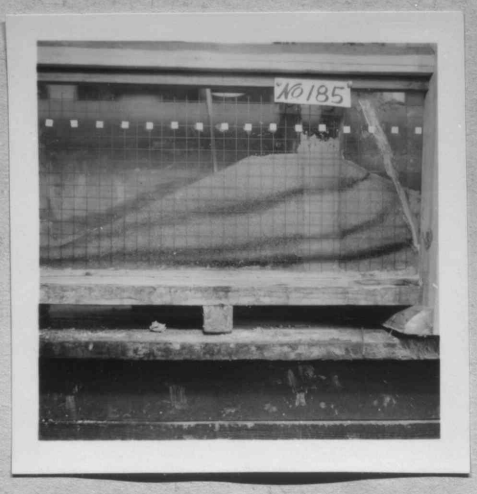
寫眞-(6-3-2)



寫眞-(6-3-3)

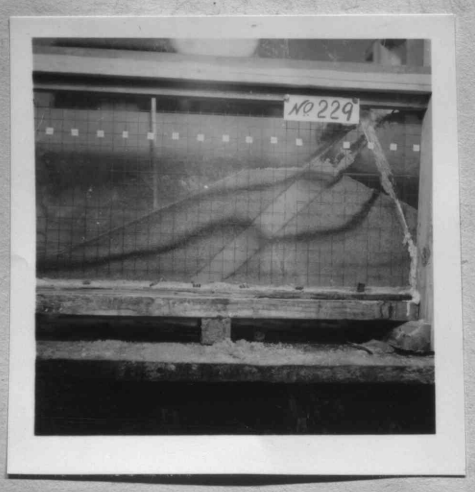
寫眞一（6-3-4）

寫眞一（6-3-5）



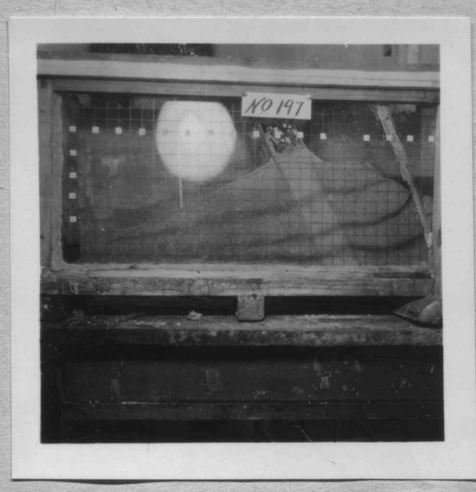
寫眞一（6-3-6）

寫眞一（6-3-7）

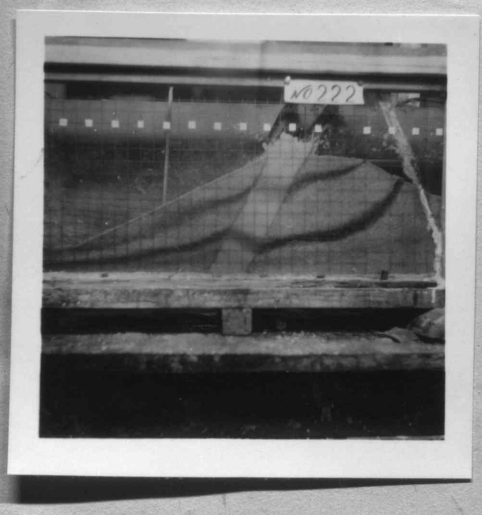


寫眞一（6-3-8）

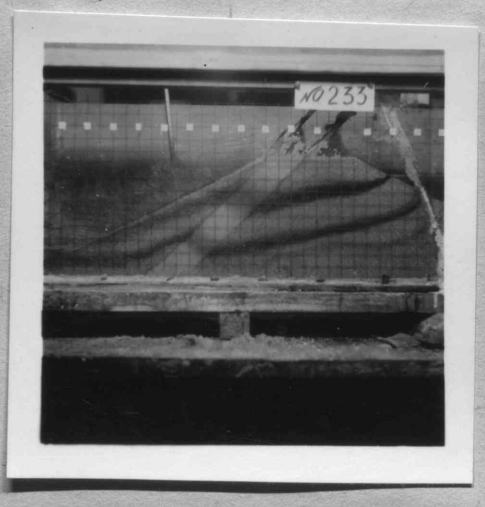
寫眞一（6-3-9）



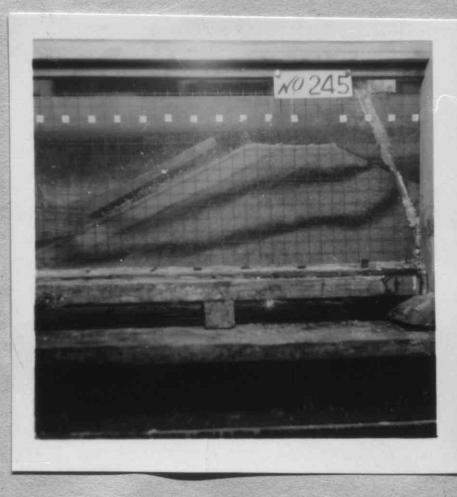
寫眞一（6-3-10）



寫眞一（6-3-11）



寫眞一（6-3-12）



表−(6−3−5) Sand model 実験−1の計算表

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
H_1	18.8	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″
H_2	2.3	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″
Coreの部														
$H_1'.m$	18.8	18.8	18.8	18.8	17.8	17.8	17.9	17.8	18.8	18.8	18.8	17.7	17.3	12.0
$H_2'.m$	13.7	14.5	15.85	14.2	13.0	12.5	13.5	14.9	12.9	13.0	14.0	11.6	11.2	4.0
S_c, L	5.6	4.38	2.89	6.0	6.0	5.6	4.31	2.79	7.0	7.0	6.0	7.1	7.0	6.0
$(H_{1.c})'_1.m$	17.20	17.32	17.80	16.94	15.72	15.78	16.28	16.73	16.03	15.94	16.46	14.73	14.28	6.12
$L_p + H_2'm$	19.10	18.74	18.55	20.20	19.00	17.90	17.75	17.46	18.30	17.25	16.70	16.70	15.45	6.70
公式の型	b	c	c	b	b	b	c	c	c	c	c	c	c	c
Coreの型	A(上)	A(上)	A(上)	B(上)	B(下)	A(下)	A(下)	A(下)	C(上)	C(上)	C(上)	C(下)	C(下)	C(下)
$q_{1.c}/k_2$	9.70	10.20	11.20	7.10	6.50	8.83	9.55	10.60	6.45	6.50	6.26	6.80	5.60	1.79
b) q/k_2	20.55			20.00	20.20	19.70								
$q_{2.c}/k_2$		23.20	21.45				22.40	22.60	18.10	12.16	7.53	17.25	10.71	2.90
c) q/k_2		24.10	27.00				24.50	27.50	23.50	26.50	32.60	24.00	26.40	44.10
k_2 (cm/sec)	0.014	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″
q (cc/sec)	0.288	0.338	0.378	0.280	0.283	0.276	0.342	0.385	0.329	0.371	0.449	0.339	0.370	0.617
q_d (cc/min)	345	405	454	336	340	331	410	463	395	445	538	403	444	741
上流側														
H_1					18.8	18.8	18.8	18.8				18.8	18.8	18.8
H_1'					17.8	18.2	18.55	17.65				17.5	17.4	12.0
S					9.6	5.8	4.2	2.2				10.6	10.8	25.2
q/k_1					1.91	1.91	2.22	2.55				2.22	2.35	4.15
k_1 (cm/sec)					0.154	″	″	″				0.154	″	″
q (cc/sec)					0.293	0.293	0.342	0.394				0.342	0.362	0.639
q_d (cc/min)					352	352	411	473				410	435	766
下流側														
H_2'	13.7	14.5	15.85	13.4	12.1	12.5	13.5	14.9	12.3	10.4	5.7	10.7	8.8	
H_2	2.3	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	
S	48.0	47.8	50.4	46.0	37.0	39.3	39.8	42.0	33.4	21.0	4.2	25.0	15.2	
q/k_1	1.90	2.14	2.45	1.89	1.91	1.92	2.22	2.58	2.18	2.45	3.24	2.21	2.37	
k_1 (cm/sec)	0.154	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	″	
q (cc/sec)	0.293	0.330	0.377	0.291	0.293	0.296	0.342	0.396	0.335	0.378	0.454	0.340	0.384	
q_d (cc/min)	351	398	453	349	352	355	411	477	404	453	543	409	438	
実験補正流量	345	419	458	320	327	341	418	467	341	373	404	334	343	394
q_d' (cc/min)	345	398.5	431	336	340	331	402	447.5	365	376	401	367	369	428

（3） 実験結果に対する検討

（i） 理論値と計算値との比較

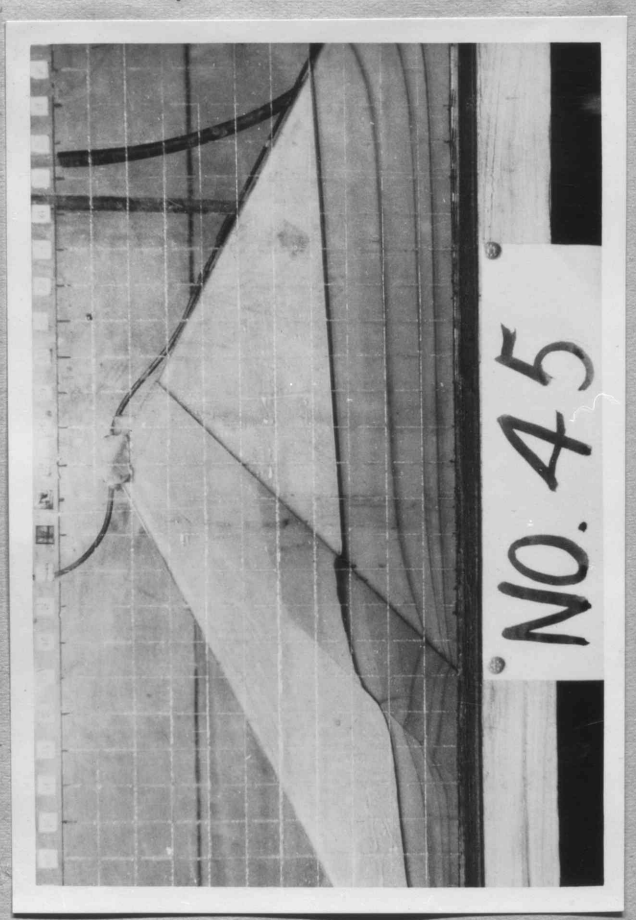
図－（6－3－4）～（6－3－6）には〔I〕で述べた著者の方法を用いて計算した自由流線を破線で示し、実験によつて求めたそれを実線で示してある。またこれらを計算で求める時に、著者の方法によつて算出した心壁部及びその前後の部分断面の流量を表－（6－3－5）に示す。

自由水面について述べると、前述のようにボーリングによつてこれを求めるという方法をとつたために、特に心壁の両境界面附近における自由水面を正確に把握し得ずその実態を明らかにし得なかつた憾みは確かにある。しかしこの場合はボーリングにより水面をおさえる時に、毛管上昇の飽和限界が測定結果に入つてこないので、この点は Hele－Shaw の装置による場合よりは有利である。実線と破線のひらきは少く、心壁及びその前後ともこのひらきはあまり大きくない。

この場合も毛管作用のために心壁の前後の部分では自由水面より上約2 cm、心壁部では$\frac{6}{8}$ cm 足らずの高さまでが所謂「毛管飽和水帯」となつている。これらの値が模型堤体の縮尺に比してかなり大きいので、〔II〕の場合よりはさらに毛管作用は激しい。流入面と上流水面との交線に接してその下に置いた色素の流れの道筋は特に注目に値する。即ち、その道筋は既述の通り、自由水面の存在を無視してこれを横切り、その両境界面における屈折状況も一般流線のそれと似ている。この色素の流れの速度は他の流線のそれに比べて速く、所謂、死水領域という感じはしない。それはこの流れが重力の影響を受けていない別の流れであるからである。このように自由水面に沿う流れが存在しないということは注目に値する現象であり、従つて、自由水面は2次元的にみて1本の流線であると同時に1本の等圧線であるという普通の考え方は、この場合には通用しないことになる。普通、自由水面が裏法面に現れるところ、即ち流出矣附近では重力水流の流速が大きく、Piping 現象が起り危険であるとされているが、この実験では自由水面の終矣でこれに沿う流れは見られなかつた。

次に流線であるが、この場合は色素は流入時には細い線で出ても堤体内では拡散して2～3 cm の幅となるから、境界面の前後における屈折状況の微細なところや心壁内の流線の径路なども、寫眞－（6－3－13）に示す Hele－Shaw の場合のようにならず太いおよそ眞直な線になるだけである。この太い線の心壁境界面への垂線に対してなす角度は、この流線の境界面における面への垂線とのなす角度β_2とは異り、これより大きい傾向があるが、それでもこの角度はたいして大きいものではない。もつとも、不透水層近くでは次第に少しづつ大きな角度にはなつている。このようなわけで正確なことは分らないけれども O. Hoffman 氏の式を満足しているようである。流線に沿う流速は流入面の下方から入るもの程、心壁流入までの流速が遅いが、心壁流入後はとの流線に沿う流速も余り違わない。

寫 眞－（6－3－13）



最後に流量についてであるが、H'_{1m} が H'_{2m} に比してかなり高く、$H'_{1m} > H'_{2m} + L$（or Lp）の時は、型－A、型－Bでは計算値が実測値よりもやや大になる傾向がある。型－Cではこの場合すべて $H'_{1m} > H'_{2m} + L$（or Lp）の関係にあるから上の傾向を示し、心壁が裏法面近くにかなり大きい傾きで置かれた場合は計算値が実測値よりはるかに増す傾向がある。

これらの理由はやはり毛管水流の存在にあるわけで、重力水

流がDupuit-Forchheimer 理論や流量の2乗法則に従つている間は、毛管水流として流れるものの流量が、この水流が全然なく全部重力水流である場合の流量に対し、この水流があるために重力水流の流量が減少した量とほぼ釣合つているわけである。ところが重力水流の流量が2,5乗法則に従うようになるともはや毛管水流の流量が、毛管水流の存在による重力水流の減少量には追いつけなくなるのである。上述の計算値は全部重力水流のみとしての理論に立脚しているために上のような結果となつたわけである。

(ii) 心壁の挿入法との関係

心壁の挿入法が流況にどのような変化を与え、またどのような心壁が堤体の水理学的安定上最も有利であるかという点を〔II〕.2の場合と同様に調べる。図-(6-3-1)に示す1/4通りの心壁につき浸潤面積及び流量の2点より眺める。この場合も〔II〕.2の時と同様に1/4通りの堤体断面に対する水面曲線、及び上流水面に接しておいた色素の流れによつて求めた毛管水流の上面とを辿る曲線より下の浸潤面積を比較したところ、型一Cはいづれも面積が大きくて問題にならない。型 A、Bではこの面積が小さい。また、これらの型の場合でも下流法肩附近におくよりも上流法肩附近におく方がさらにこの面積が少くなり、①, ②, ④等が最小の部に属し、その中でも①が極小、続いて②, ④の順になる。

次に流量がこれら心壁の入れ方により如何に変るかを図-(6-3-3)に示したが、これより〔II〕2の場合と同様の傾向をうかがうことができる。この場合は④, ⑤が流量最小、ついで⑥, ⑦, ⑫, ⑨等が比較的小さくなるが、④, ⑤の値と⑥, ⑦のそれとの差は小さい。

(4) 結　　論

上下流水位が一定して堤体内に定常流が生じている時、堤体に関する3つの水理学的安定條件よりこの場合の最も有利な心壁の挿入法を求めてみる。

流量及び浸潤面積が最小であるべしという初めの2條件から次のようになる。心壁は①及び④が最も好ましいものとなる。前者は浸潤面積、後者は流量の点で最もよい。これよりみて心壁の挿入法として最も水理学的にみて好ましいのは上流法肩からα=65°~90°の傾きをもたせるのが最もよい事になる。

流出点附近における流速が一定限度以下であるべしという第3の條件からみると次のようである。④のように流出面の被覆層となつているものは〔II〕2で予想した通り動水勾配が1を超えるため、quick sand 現象を生じ、法面を金網で覆つてその上からおさえをしていたが効果はなかつた。piping現象はどの断面においても心壁堤体全体としての流出点附近では、全然これが見られず、この点よりみると心壁の効果は確に大きいものといえる。何故なら心壁のない断面②では多少堤体築造に不手際があるとpiping現象がよく見られたからである。④以外の断面では見たところquick sand現象はなかつた。次に、心壁の流出側境界面の流出点附近では、砂が締つていると特にpiping現象があるようには見えなかつた。これは金網の効果も与つているけれども、金網がなくても境界面の両側の砂がよく互いにかみあつて締つている場合は案外pipingに対する抵抗力があるからであらう。砂が締つていない時には小さいpipingの生じているのが見られた。このことは実際の施工に当つても極めて大切であり、境界面は特に注意を要する。この実験では上流水位の低いものは採用せず相当に高いものばかりを採つたから、心壁の流出側境界面には型一Aでも大低の場合に流出点があらわれた。重力水流のみが存在する場合を考えるならば、型一Aでは流出点での流速は型一Bに比べてむしろ小さく、流出点より或る距離下にさがつた所で鉛直下向きの流速が大きいはずである。しかし、この実験では毛管水流が顕著に存在するため心壁の流出面で鉛直下向きの流れは存在せず、従つて流速もあまり速くはない。このようなわけで、この実験の場

合のように毛管作用の著しい場合は実際上自由水面に沿うて流れないから、流出点は存在しても流速は特にこの附近では大きくならず、従つてどの型が最もpipingを生じやすいかはあまりはつきりとしない。

従つて結局、水理学上の安定の3條件から眺めても、最も好ましい心壁の入れ方は初めの2條件から述べたところと同様になる。

3　k_1/k_2 が小さくない場合

(1)　実験の説明　心壁の透水係数が小さくなると，色素の色がうすくなつて流れの道すぢが識別し難くなる。さらに色素の比重などもKMnO₄では重すぎて鉛直に近い角度で下へさがる傾向があつて具合が悪い．また滲透速度が着しくおそくなるために実験遂行に長時間を要し，実行不可能となることがある．そこで，実際実験を行うことが可能な範囲で，しかもなるべく透水係数が小さい心壁材料として，神戸産の極微細砂交り砂を選んだ。この砂の粒度分析の結果を表一(6-3-6)に示した．心壁以外の堤体材料は2の場合と同様に相馬産標準砂であり，これらの材料を用いて心壁堤体を築造した時における心壁部とそれ以外の部との透水係数等を表一(6-3-7)に示す．

表一（6－3－6）

粒　　径（mm）	重量百分率(%)	粒　　径（mm）	重量百分率(%)
0.175 ～ 0.147	1.4	0.074 ～ 0.061	18.9
0.147 ～ 0.124	9.0	0.061 ～ 0.043	9.2
0.124 ～ 0.104	12.3	0.043以下	13.1
0.104 ～ 0.089	14.1	計	100.0
0.089 ～ 0.074	22.0		
d_m = 0.080mm　d_{10} = 0.030mm　d_{60}/d_{10} = 2.90			

表一（6－3－7）

砂　の　種　類	透水係数(cm/sec)	k_1/k_2
相馬標準砂	k_1 = 0.200 (10°C)	90.9
神戸産極微細砂交り砂	k_2 = 0.0022 (〃)	

色素としては試薬 uranin の粉末を予め水に溶解して比重1.002の着色液として分液ロートに入れゴム管を通して細孔のあるガラス管から適量を流出せしめた．この場合ロートに附属している活栓で色素の出し方を加減出来るようにし，ガラス管の先端は流入面においた60 mesh の金網で固定した．

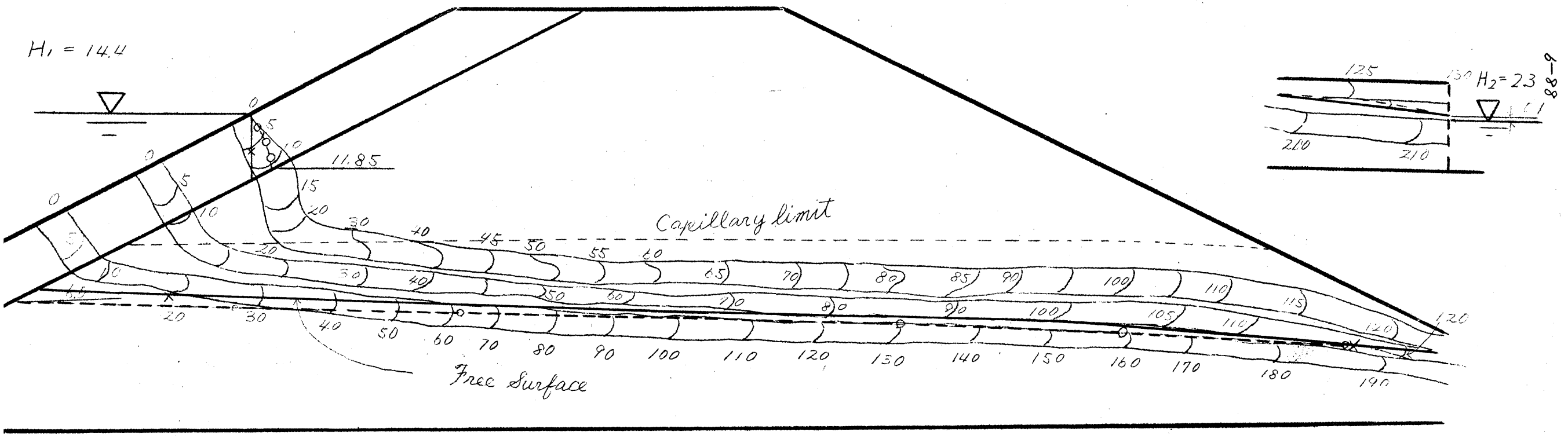
実験装置及び使用器具は2の場合と全く同じである。ただ心壁境界用金網は300 mesh のものを用いた．

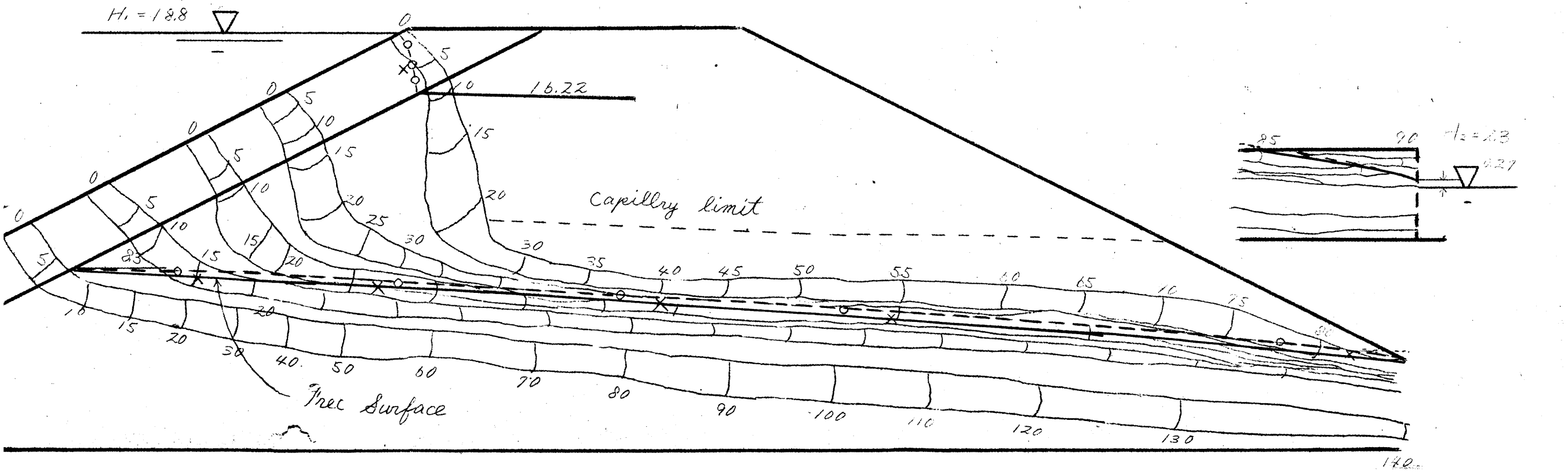
図一(6－3－1)に示す種々な心壁をもつ断面を採用したが，今回は(14)の場合が細砂の quick sand 現象が甚しく正確な実験を行うことが不可能であつた関係上，これを省いた．模型堤体を作る要領も2の場合と同様であるが，この場合は心壁をはさむ両境界面に置いた金網とガラス面との隙間や金網自身の目の間から，心壁材料の微粒子が若干もれ出るようなことになつたが，これを止める適当な方法がなかつたのは残念至極であつた．

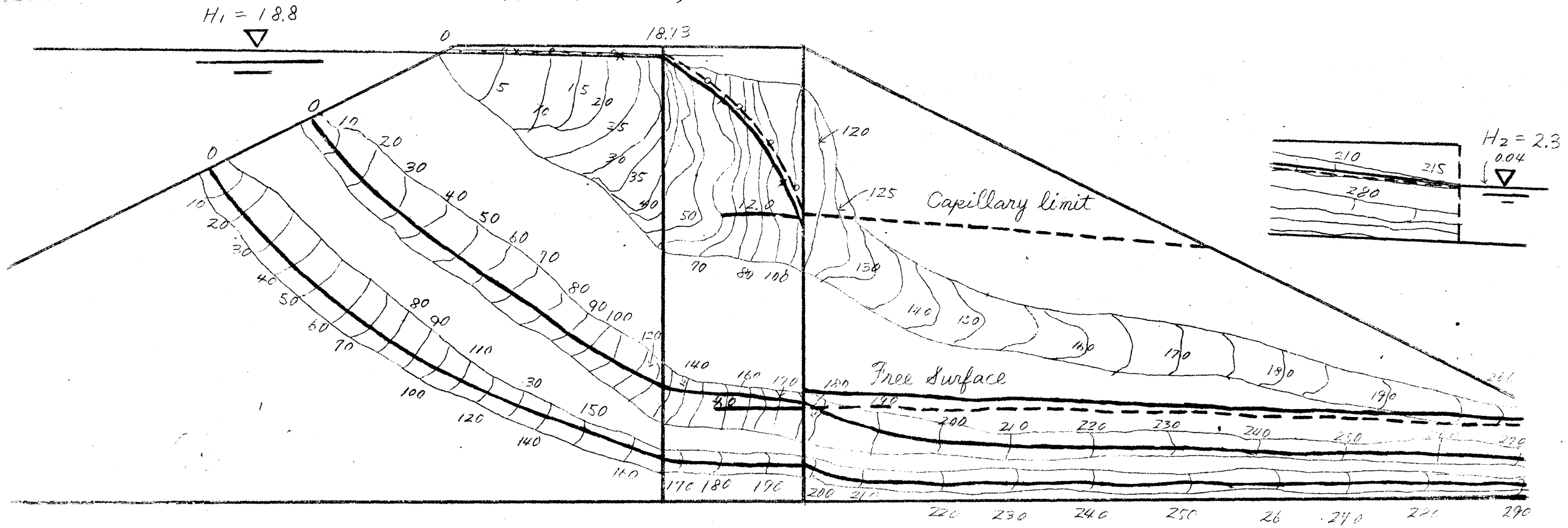
H_1 は14.4，16.8，18.8 cm，H_2 は2.3 cmの1通りとして実験を行つた．色素の堤体内の流れの状態を調べると同時に，ガラス面より充分離れた1縦断面をとり，この上に，できる限り数多く径1 cmの孔を穿つて自由水面の位置を調べて図に記入した．

(2)　実　験　結　果

(1) 概説　この実験の特徴をあげると次のようである。第1は，一般に流速が極めて遅いために、色素の進行速度を記録する際の時間間隔を大きくしたことである。第2は，心壁通過直後の自由水面の低下が特に著しいことである．第3には，型－Aの心壁の傾斜が水平に近い程，流入水面に接して入れた色素の流れの道筋は勿論のこと，水面よりかなり下の流入面より入れた色素の道筋でさえも，心壁通過の際に自由水面の存在を無視してこれを横切り，境界面で屈折をする．この時上方の色素は一旦毛管飽和限界より上方に出てしまつて色がうすくぼけると同時に，殆ど鉛直下向きに下つて自由水面近くにまで達し，そこで向きを変えて自由水面の上方の毛管水帯内に自由水面にほゞ平行に流れ流出面近くになると各流線は極めて接近するに至り，自由水面を横切つてその


H1 = 14.4
11.85
Capillary limit
Free Surface
H2 = 2.3


H1 = 18.8
16.22
Capillry limit
Free Surface
H2 = 2.3


H1 = 18.8
18.13
Capillary limit
Free Surface
H2 = 2.3
0.04
210
215
280

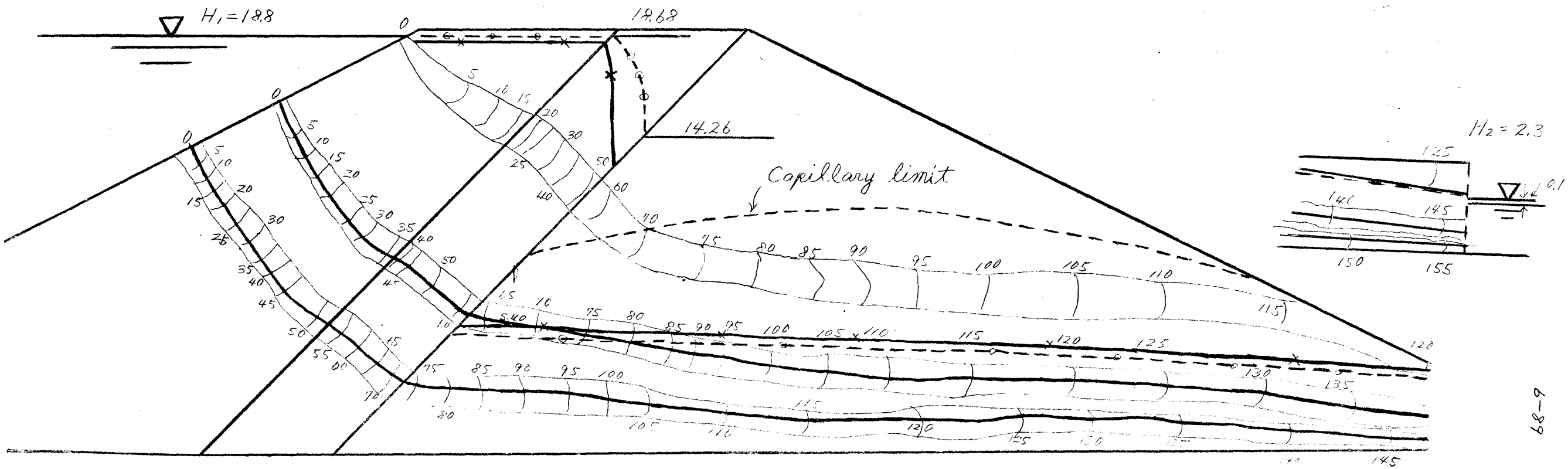
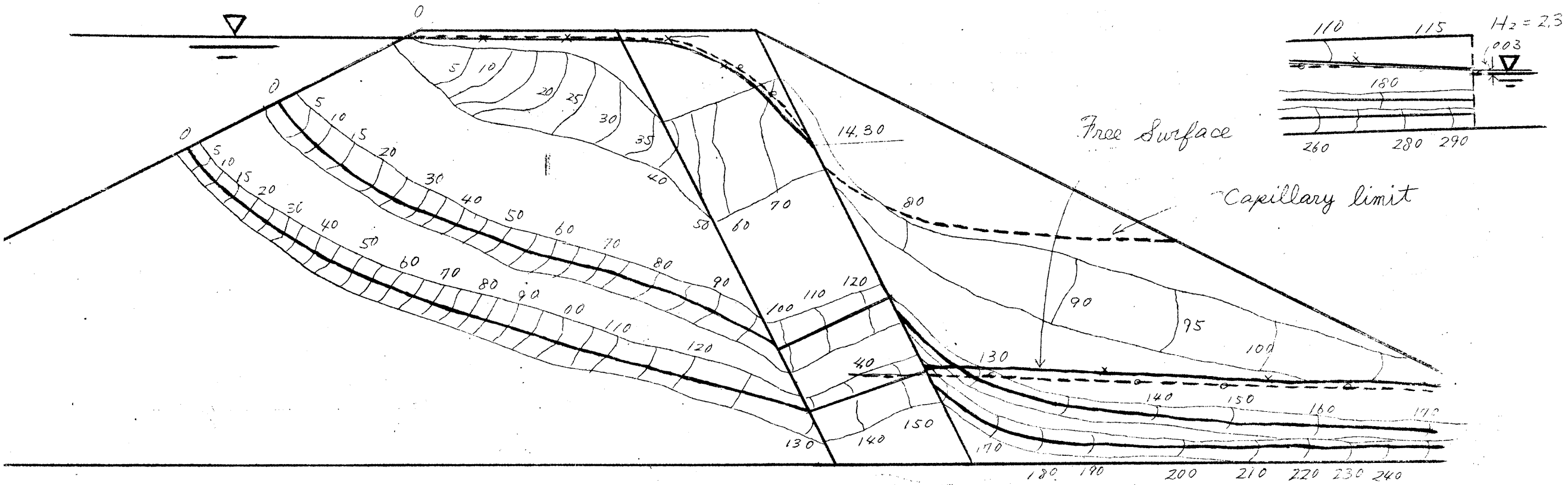
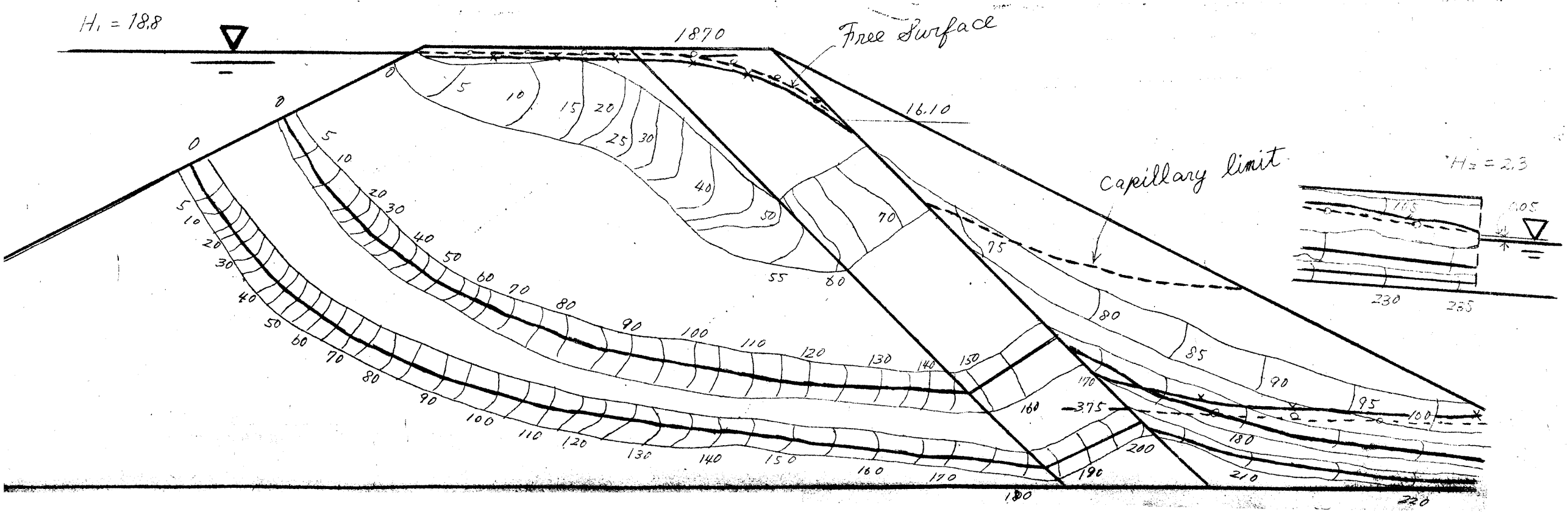

H1 = 18.8
18.68
14.26
Capillary limit
H2 = 2.3
0.1
125
140
145
150
155

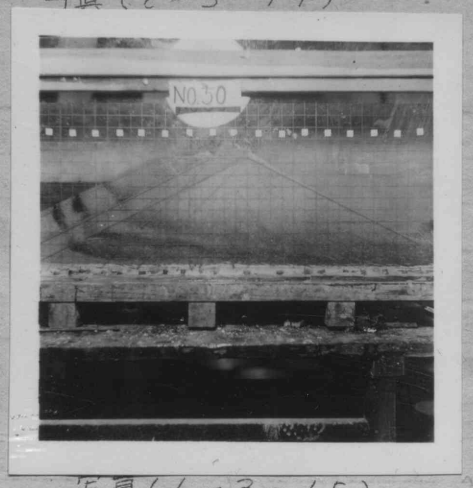
図 -(6-3-9)


$H_1 = 18.8$
Free Surface
14.30
Capillary limit
$H_2 = 2.3$
110
115
003
180
260
280
290
0
5
10
15
20
25
30
35
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240

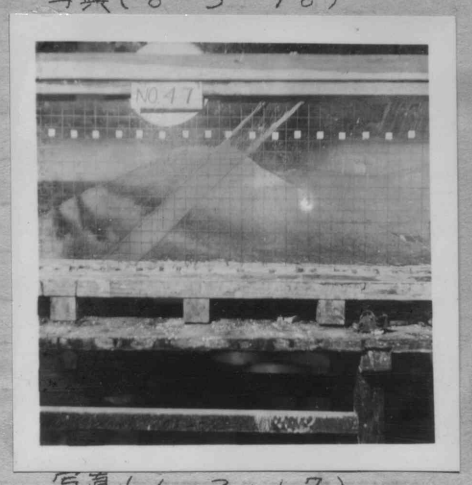

$H_1 = 18.8$
1870
Free Surface
16.10
Capillary limit
$H_2 = 2.3$
230
235
0
5
10
15
20
30
40
50
55
60
70
75
80
85
90
95
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220

下に入り下流水面に流出する。この場合，心壁通過后の堤体　　における毛管飽和限界の位置は，砂の色の濃淡の境が現れるためにこれによって割合にはっきりと識別することが可能である．写真－（6－3－14）～（6－3－17）は実験結果の一部を示す。毛管水帯を流れる色素は時間が経つとともに，漸次その上端が上昇して毛管飽和限界まで昇る傾向がある。

写真（6－3－14）



写真（6－3－16）



写真（6－3－15）

写真（6－3－17）

このように毛管水流の顕著なことは特筆すべきものである．

(ii) 流線，自由水面並びに毛管水流

図－（6－3－7）－（6－3－9）は今回行った実験で得た結果の一部で，いずれも自由水面並びに色素の流れを記録したものである。自由水面の位置は心壁が傾斜している時は．心壁に平行に傾けて小孔を穿ちこれを求めた。上流側水位の高低は，この場合，心壁通過後の堤体断面内の毛管上昇高にはあまり大きく影響を与えないようである。心壁の内部を色素が通過して流れる際，心壁粒子が微小であるために，色素がうすく見えて，一定時間毎の位置を捕えるのに骨が折れた。心壁通過後の自由水面の高さは，上流水面の高さによってあまり影響されなかった。$KMnO_4$ のように比重が比較的重い色素を用いると堤体流入面における流入角が前述のように流入面に直角よりも余程下向きの角度をとった。また，毛管水帯へ色素が流入する傾向もUraninに比して少く，しかも下方を通る傾向があった。心壁の位置が流入面より遠ざかるに従い，上流水面に接して注入した色素は心壁に近ずくにつれて拡大する。一方，毛管飽和限界は自由水面以上，相馬産の砂では心壁通過後は3～4cm，心壁部では．0数cmに達する。しかし，このような小模型の場合は堤体の天端高が低いために，心壁はつねに天端まで毛管水で飽和し　心壁以外でも，H_2が高い時には心壁前面では天端まで毛管水で飽和する．毛管水流は(i)で述べたものの外に，上流水面と堤体表法面との接する線より直ちに毛管飽和水帯内へかなり急速度で流入し同帯内を流れるものもある．

(iii) 流量　この実験で測定した流量は，この場合も重力水流と毛管水流との2つの流量の和である。しかも後者の占める流積はこの場合は特に相当に大きく容易に軽視し得ないように思われる．上の2種類の流れはともに流速は極めて遅く整流状態の流れとみなされる。そこで第1実験の場合と同様に粘性が測定流量に影響を与えているものと考えられる．そこで測定流量に水温の変化に伴う温度補正を行うこととし，水温20°Cの時の流量を標準流量として，これに換算をした．水温20°Cを選んだのは，測定時水温中にはかなり低いものもあったがこの温度の前後のものが多かったためである．表－（6－3－8）には流量の実測値及び補正値等を示す．図－（6－3－10）には心壁の各型式と流量との関係を示した。

表一（6-3-8）

番号	心壁 傾斜	心壁 型式	測定流量 cc/min	測定時水温T℃	n_T/n_{20}	補正流量 cc/min	標準流量に対する%	備考
⑩	心壁なし	標準	339.0	9.2	1.324	448.8	100.0	H_1 = 14.4 cm, H_2 = 23 cm
①	1：0.5	A（上流）	14.0	12.7	1.208	16.9	3.8	
②	1：1	〃	18.6	13.1	1.190	22.2	5.0	
③	1：2	〃	36.8	19.1	1.022	37.6	8.4	
④	鉛直	B（上流）	16.5	20.9	0.979	16.1	3.6	
⑤	〃	B（下流）	16.7	19.3	1.017	17.0	3.8	
⑥	1：0.5	A（下流）	15.4	15.0	1.132	17.5	3.9	
⑦	1：1	〃	22.0	20.5	0.988	21.8	4.9	
⑧	1：2	〃	36.2	17.7	1.058	38.4	8.6	
⑨	1：0.5	C（上流）	14.6	13.2	1.187	17.3	3.9	
⑩	1：1	〃	16.0	13.7	1.171	18.9	4.2	
⑪	1：2	〃	19.5	19.1	1.022	19.9	4.4	
⑫	1：0.5	C（下流）	17.5	21.0	0.977	17.1	3.8	
⑬	1：1	〃	19.0	21.2	0.972	18.5	4.1	
⑩	心壁なし	標準	474.0	9.3	1.320	625.7	100.0	H_1 = 16.8 cm, H_2 = 2.3 cm
①	1：0.5	A（上流）	17.1	13.1	1.190	20.4	3.3	
②	1：1	〃	23.8	13.3	1.184	28.2	4.5	
③	1：2	〃	46.1	19.1	1.022	47.1	7.5	
④	鉛直	B（上流）	19.6	20.4	0.990	19.4	3.1	
⑤	〃	B（下流）	19.0	19.0	1.024	19.5	3.1	
⑥	1：0.5	A（下流）	19.3	17.0	1.076	20.8	3.3	
⑦	1：1	〃	28.0	20.6	0.987	27.6	4.4	
⑧	1：2	〃	46.0	18.0	1.050	47.2	7.7	
⑨	1：0.5	C（上流）	17.5	12.9	1.196	20.9	3.3	
⑩	1：1	〃	19.5	15.0	1.132	22.1	3.5	
⑪	1：2	〃	24.0	18.9	1.027	24.6	3.9	
⑫	1：0.5	C（下流）	20.5	20.2	0.995	20.4	3.3	
⑬	1：1	〃	21.5	20.9	0.979	21.0	3.4	
⑩	心壁なし	標準	626.0	9.4	1.319	824.4	100.0	H_1 = 18.8 cm, H_2 = 2.3 cm
①	1：0.5	A（上流）	17.6	13.0	1.193	21.1	2.6	
②	1：1	〃	25.8	13.4	1.180	30.5	3.7	
③	1：2	〃	55.8	19.1	1.022	56.6	6.9	
④	鉛直	B（上流）	21.7	20.3	0.991	21.5	2.6	
⑤	〃	B（下流）	21.4	19.4	1.015	21.7	2.6	
⑥	1：0.5	A（下流）	19.9	15.8	1.109	22.1	2.7	
⑦	1：1	〃	32.2	22.7	0.939	30.2	3.7	
⑧	1：2	〃	54.7	18.0	1.050	57.5	7.0	
⑨	1：0.5	C（上流）	19.1	13.1	1.190	22.7	2.8	
⑩	1：1	〃	20.7	14.8	1.138	23.6	2.9	
⑪	1：2	〃	26.7	19.4	1.015	27.1	3.3	
⑫	1：0.5	C（下流）	22.5	19.6	1.010	22.7	2.8	
⑬	1：1	〃	24.2	21.8	0.958	23.2	2.8	

図—(6—3—10)

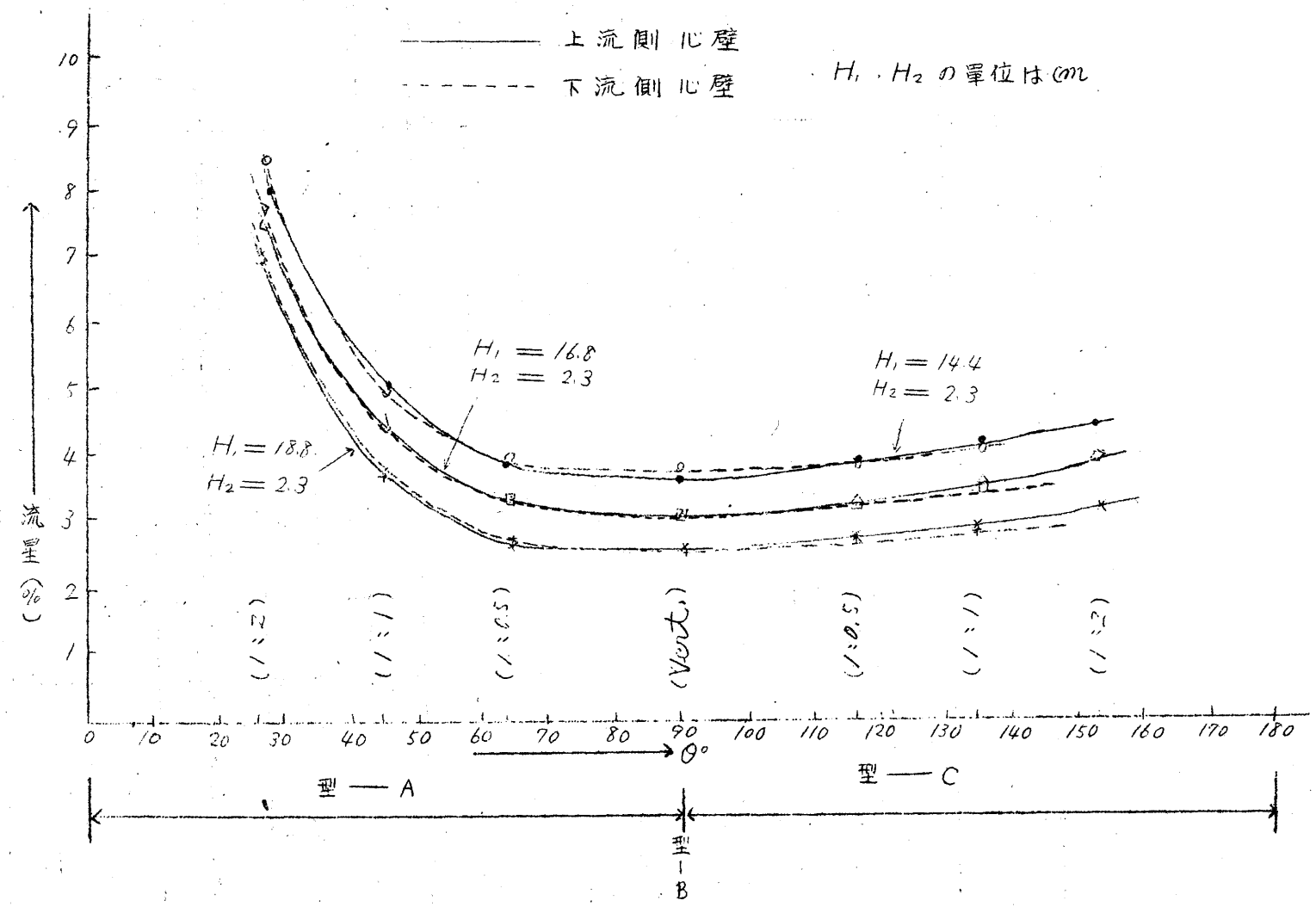

上流側心壁
下流側心壁
H_1, H_2 の単位は cm
$H_1 = 16.8$
$H_2 = 2.3$
$H_1 = 14.4$
$H_2 = 2.3$
$H_1 = 18.8$
$H_2 = 2.3$
流量(%)
(1:2)
(1:1)
(1:0.5)
(Vert.)
(1:0.5)
(1:1)
(1:2)
θ°
型—A
型—B
型—C

表-(6-3-9)　　Sand model 実験2の計算表

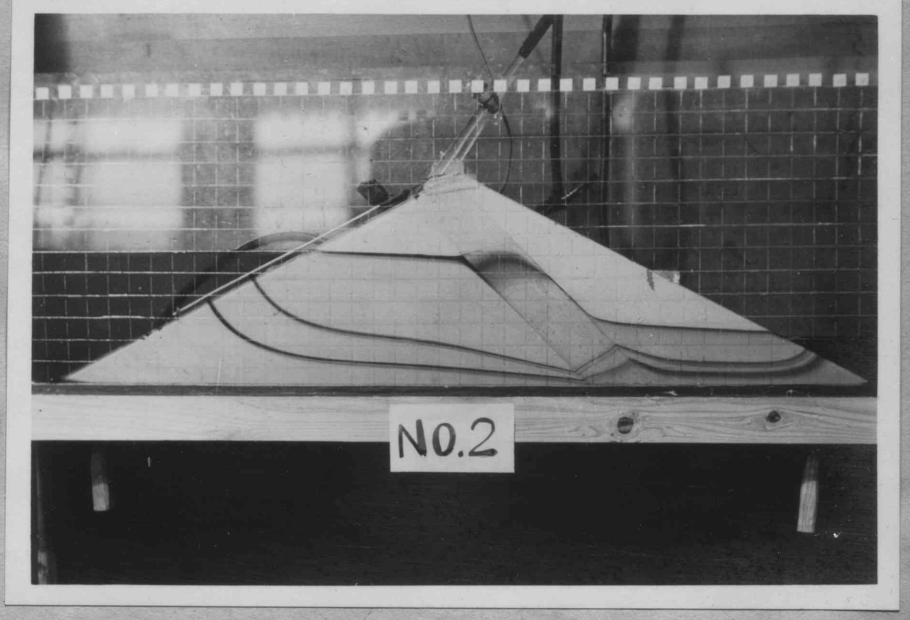
番　　号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
H_1	18.8	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
H_2	2.3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
Coreの部													
$H'_{1,m}$	18.8	18.8	18.8	18.8	18.73	18.73	18.68	18.69	18.8	18.8	18.8	18.71	18.70
$H'_{2,m}$	4.5	5.5	8.3	4.5	4.0	4.3	5.4	7.8	4.3	4.2	3.8	4.0	3.75
Sc.L	5.5	4.3	2.8	6.0	6.0	5.5	4.3	3.96	6.0	5.8	5.2	6.0	5.85
$(H_{1,c})'_{1,m}$	7.43	7.98	10.08	6.88	6.32	7.21	7.88	9.57	6.66	6.48	5.85	6.32	6.0
Lp	5.40	4.24	2.70			5.40	4.24	2.70	5.40	4.24	2.70	5.40	4.24
$(H_{1,c})'_{2}$ m	9.70	9.74	11.00	10.50	10.00	9.70	9.64	10.50	9.70	8.44	6.50	9.40	7.99
公式の型	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
心壁の型	A(上)	A(上)	A(上)	B(上)	B(下)	A(下)	A(下)	A(下)	C(上)	C(上)	C(上)	C(下)	C(下)
$q_{1,c}/k_2$	3.18	3.885	5.87	2.25	2.0	3.04	3.82	5.52	2.15	2.10	1.90	2.00	1.875
$q_{2,c}/k_2$	10.81	11.42	13.50	14.30	13.38	10.47	11.23	12.78	11.26	7.27	3.29	1.084	6.68
C) q/k_2	130.0	187.0	420.0	140.0	130.0	130.0	210.0	418.0	145.0	170.0	255.0	145.0	175.0
k_2(cc/sec)	0.0022	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
q (cc/sec)	0.0286	0.0411	0.0946	0.0308	0.0286	0.0286	0.0462	0.0920	0.0319	0.0374	0.0562	0.0319	0.0384
q_d(cc/min)	34.32	49.32	113.52	36.96	34.32	34.32	55.44	110.40	38.28	44.84	67.40	38.28	46.15
上　流　側													
H_1					18.80	18.80	18.80	18.80				18.80	18.80
H'_1					18.73	18.73	18.68	18.69				18.71	18.70
S					9.2	9.2	9.2	4.4				10.0	9.3
q/k_1					0.143	0.143	0.245	0.470				0.169	0.204
k_1(cc/sec)					0.20	0.20	0.20	0.20				0.20	0.20
q (cc/sec)					0.0286	0.0286	0.0490	0.0094				0.0338	0.0408
q_d(cc/min)					34.32	34.32	58.80	112.80				40.56	48.96
下　流　側													
H'_2	4.5	5.5	8.3	4.5	4.0	4.3	5.4	7.7	4.2	4.2	3.8	3.8	3.6
H_2	2.3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
S	54.0	61.0	68.0	23.7	38.0	45.4	52.0	60.0	39.4	32.2	17.5	27.3	19.0
q/k_1	0.1385	0.200	0.467	0.158	0.141	0.145	0.223	0.450	0.157	0.192	0.261	0.167	0.202
k_1(cc/sec)	0.20	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
q (cc/sec)	0.0277	0.040	0.0934	0.0316	0.0282	0.0290	0.0446	0.0090	0.0314	0.0384	0.0522	0.0334	0.0404
q_d(cc/min)	33.24	48.00	112.08	37.92	33.84	34.80	53.52	108.00	37.68	46.08	62.65	40.08	48.48
実験補正流量	21.10	30.50	56.60	21.50	21.70	22.10	30.20	57.50	22.70	23.60	27.10	22.70	23.20
q_d(cc/min)	20.20	29.45	56.10	21.55	21.27	19.76	29.95	57.60	21.45	22.75	26.84	21.20	22.30

(3) 実験結果に対する検討

(ア) 理論と計算値との比較　　図-(6-3-7)～(6-3-9)

にはくりて述べた着者の方法を用いて計算した自由水面を破線で表わしてある。また計算で自由水面を求める際心壁部及びその前後の断面の部分の流量を一致するように試算を試みたが　その結果を表-(6-3-9)に示す。自由水面並びに流線について述べると，之で述べたように実線と破線との開きは少く、しかも心壁及びその前後ともあまり変らない。この場合は心壁部の毛管作用が特に激しいのが特徴で、前述のように、かなり心壁部では毛管飽和限界の高さが高い。この値が模型堤体の縮尺に比べてかなり大きいので、2. の場合よりさらに毛管水流が顕着になり、色素の流れの道筋はいままでの実験結果と大分様子を異にしている。即ち型-Aでは心壁が水平に近く傾いているもの程、多数の流線が心壁を出た後で自由水面上の毛管水帯に出る。この流況は毛管水流が存在しない場合、即ち多くの流線が心壁の下方に収斂し、また上方の流線が心壁通過後心壁流出面に沿うて下り、自由流線に沿うて流れる場合とは大いに趣きを異にしている。型-Bでも、この場合は自由水面の存在を無視して心壁を横ぎり、自由水面下に入るのであるが、これは写真-(6-2-13)～(6-2-15)などにみられるところとは大いに様子を異にしている。特に毛管飽和水帯より上へ一度出るというような現象はこの実験で始めて見られた特徴である。型-Cの場合も上方の流線が写真-(6-3-18)にみられるような上凸曲線をなさず、ほとんど心壁境界面に直角に心壁を横切り、毛管飽和限界より上に一旦出て、間もなく毛管飽和水帯に入り、流出水面の近くで自由水面以下に入るのである。~~また同じ写真の下の2本の流線のように心壁流入面の下方へ収斂するという傾向もこの場合は少い。~~

写真-(6-3-18)



以上のような特色の生ずる所以は心壁部において強力に作用している毛管作用が重力の作用に打勝ち心壁の自由水面などの存在の意義をなくさせるためであろうと思われる。

流線の境界面での屈折状況は、この場合も、色素が幅広い帯状となるのではっきりしたことは分り難いが、O. Hoffman氏の式を満足しているものと考えてよい。この場合も流線の速度は上方のもの程速い。

流量は表-(6-3-9)で明らかなように流量公式は型-Cを用いており、実験値の補正流量に比べて計算値が一般に大きくなることである。断面③,⑧ では特にその傾向が甚しい。毛管水流の流積が重力水流のそれに対して占める割合が大きい程この傾向が著しくなるのであつて、その理由はすでにしばしば述べたところである。この場合のように特に毛管作用が著しい時は実験値と計算値とに相当な喰い違いが生ずるのは当然であり、毛管水流の研究に貴重な資料を得たわけである。

(ii) 心壁の挿入法と流量との関係、図-(6-3-10)に示されている曲線から著しい特徴として次のようなことが分る。即ち、まず型-Aと型-Cとにつき、同じ1:1, 1:2の傾斜心壁をもつ堤体の滲透量を比較すると、前者の流量の方が後者のそれに比してはるかに大きく、ことに心壁の傾斜が水平に近いときにこの傾向が大きい。また上下流水位差が大きい程、型-Cの各傾斜の心壁についての流量が均一化する傾向がある。

以上の特徴の生ずる原因はやはり毛管水流の存在にあり、毛管水流が存在しなければ型-Cの心壁堤体の流量ははるかに大きく型-Aのそれとほぼ同じ傾向をとり、従つて傾斜が1:0.5から1:2になるにつれて流量が増すはずである。型-Cでは心壁の傾斜が水平に近いほど心壁上下流の水位差が大きくなる故に、心壁の H_2m

に対する$(H_{1,c})'_{1,m}$, $(H_{1,c})_{2,m}'$ 等の値に対して$H_{1,m}$ の値が大きくなるから理論流量は大きくなるが、毛管水流が存在するときは既述の理由で流量ははるかに小さくなる。

(4) 結　論　この場合のようにk_1/k_2が100に近い値をとるならば、心壁の透水係数は小さく、上下流の水位差が大きくなるは勿論、心壁部における毛管作用が顕著である。毛管水流はこの場合はHele−Shawの装置による場合よりも、見たところははるかに発達している。これは心壁以外の部分でも、Sand−modelでは毛管作用がHele−Shawの場合よりよく働いているからである。毛管水流の存在が、これがない重力水流のみの場合の流量を軽減する働きがあることはいよいよはっきりしたわけである。この場合のように心壁幅に比べて心壁上下流の水位差が大きくなり、心壁部の動水勾配が1.0を超えるときは、特に粘土心壁ではPipingなどが生じ危険状態になるから注意を要するということはW. Sichardt氏の論文[4]にもみられるのである。しかし、毛管水流の存在のためにこの心配は余程軽減せられることになるのである。

この実験で、入念に作ったSand−Modelでは心壁部にPipingがおこっているのをみることができなかったから在来いわれている程心配する必要はないと思う。

心壁の挿入法について水理学的にみた安定上最も好ましいものは2.の場合とほぼ同様である。しかし少しことなるのは断面④よりもむしろ①の方が水理学的に見た堤体の安定の3條件より眺めると有利であることであり、特に流量は④と①とでは殆んど変らず、しかも浸潤面積が後者の方が小さいのである。従ってこの場合は最も有利なものとして①をあげる。

4. 結　語

Sand−Modelによる心壁堤体の実験を行って得られた結果と〔1〕で述べた著者の理論を用いて計算した結果とを比較して、k_1/k_2の値の大小に関せず、自由水面がよく合うことを確め、流量も公式がDupuit−Forchheimer式や2乗法則に従っている間はよく一致することを確め得た。k_1/k_2が大きくなって、理論流量が2.5乗法則に従うようになると、理論値が実験値よりもどの場合もみな大きくなることが分った。この喰違いは毛管現象による毛管水流にあることはもはや疑うことができない。上下流水位差が特に大きい場合は心壁の下流境界面でPipingを生ずるという心配も、施工に注意すればさほど心配はないと思う。しかし長年の間のことを考えて万全を期する場合はconcrete心壁にすることも考えられる。いずれにしても心壁堤体の滲透を論ずる時は、在来のように重力と水圧との両作用による滲透のみを考慮していたのでは解決がつかぬのであり、毛管水流の存在が相当重要な役割を果していることに着目して、これを併せ考慮する必要がある。

参考文献

1) M. Muskat : The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media. P. 55〜69, 1937

2) H. P. Forchheimer : Grundriss der Hydraulik, P. 26, 1926.

3) 久保田敬一 : 堤体の滲透水量決定に関する実験、土木学会論文集　第5号、P. 98〜99

4) W. Sichardt : Kies-und Sandfilter im Grund-und Wasserbau, Bautechnik. P. 72〜73, ~~P. 72〜73~~, Heft 3, Märtz ~~P. 72〜73~~ ~~P. 72〜73~~, 1952.

第7章 毛管水流の研究

〔I〕 緒　言

土を填充したガラス円筒の下面を細かい目の金網張りにしたものを、下面が水面下に僅か没する程度に水中に漬して鉛直に立てると、水は毛管作用により筒内の土の中へ上昇する。この時、土が決まれば円筒内の土の水分含有率は円筒を水中に漬した瞬間から測った時間と自由水面から鉛直上方に測った距離との函数であることはすでに述べた通りである。なおこの土の中には、充分に時間が経つと毛管飽和水帯（saturated zone）と毛管不飽和水帯（partly saturated or "open" capillary zone）とが存在し、不飽和水帯では上方に行くにつれて水分含有量を減ずる。この2つの水帯の境が所謂毛管飽和限界（capillary saturation limit）である。毛管不飽和水帯は土の空隙中に相当程度空気が入って居り、B. Schonwälder[1]やF. Zunker[2]がいうように、この部分の透水係数は飽和水帯におけるものよりは小さいはずである。

自由水面が水平ではなく傾斜をしている場合は、自由水面から毛管水帯内へ鉛直上方へ水が動く以外に、自由水面の高い方から低い方へ毛管水帯内を水が移動するのであり、この水の流れを特に毛管水流（Capillary flow）と名付ける。B. Koerner[3]は毛管飽和水帯内の流れと毛管不飽和水帯内の流れを分けて、前者をattributive capillary flowと呼び、後者をCapillary seepageと呼んだ。この場合では前者は自由水面以下の重力水流に接した毛管飽和水帯内の流れをさし、後者は堤体天端にまでは達していない心壁の頂部を越えて流れる毛管水流のように、上昇して毛管不飽和水帯内に入ってここを流れ、後、再び飽和水帯を通り自由水面以下に入るような流れを意味している。しかしこれらの流れを支配する法則については全然未解決のままに残している。J. Kozeny[4]は心壁の頂部を越える毛管水流を模型実験により色素の流れの道筋で明らかにし、C.A. Hogentogler[5]は同様なものや、止水溝があるにも関らず道路の路盤に毛管水流がくることを示している。このように実験或は自然現象としてはいろいろの人により観察されているけれども、その本質については研究されていないといつても過言ではない。

〔II〕 著者の研究

1. 概説　土堰堤などの滲透に伴う毛管水流などの場合は前記のCapillary seepageが存在することも確にあるが、これよりも上流法面から始まり下流法面に終る毛管水流の方がその流量においても支配的であるからこれを考えるわけである。もっとも、この毛管水流にも毛管飽和水帯を通るものと不飽和水帯を通るものがある。

著者が問題にしている心壁堤体の毛管水流の場合のように、上流水面と下流水面との間に自由水面上に毛管水帯が形成されると、この部分の水にも速度ポテンシャルの差が生じ、全体的にながめて上流水位の側より下流水位の側に向う毛管水流が生ずる。この水流の生ずる原動力は心壁部に生ずる強力な毛管作用であり、一般によく言われているように上下流水位差にもとずくサイフォン作用はこの毛管作用の結果生じた2次的の原因である。自由水面以下の所謂重力水帯においても、毛管水流を伴っている滲透の場合においては、この水帯全体が所謂重力水流をなしているわけではない。即ち、図－（7－2－1）に示す斜線を施した部分では、重力と水圧の外に毛管作用に起因する吸引作用が働いている。この結果、図の斜線の部分では、この吸引作用の影響が強いために重力並びに水圧の作用に打勝つわけで、毛管水流のない流れからみると死水領域のようにみえる。上流水面より或る距離下の点Aを通る流線$A\,t\,p\,q\,r\,H$を境界としてこれより上、自由水面までの部分が吸引作用の支配下にある領域である。この流線は恰度、吸引作用と重力と水圧との綜合作用とが恰度釣合つているところで1つの境

界線である。この線より下の部分ではもはや吸引作用は存在せず、ここでは重力と水圧の綜合作用が働いている。

この境界より下の部分の流れは恰度水門の下の部分を開き、そこから射流状態で水が流出し、水門上部に浮遊物などがひっかかつた時の流況と似ている。

毛管水流は以上のものの外に、全図の辺Aより直ちに自由水面上の毛管水帯に入り、矢印のように動き面DIより毛管不飽和水帯に入り、ここでは蒸発などが行われない限りは重力の作用が支配的で、このためにほとんど鉛直に近い経路をとつて毛管飽和水帯内に入り、ここで再びサイフォン作用を受けて毛管飽和限界附近を流れて滲出面にいたり、これに沿うて下つて下流水面に出るものもある。

毛管水流の流線の不連続境界面における屈折状況は普通の O. Hoffmann 氏の屈折法則に従うようである。但し心壁を出て毛管不飽和水帯へ入るものは、この限りでない。即ち、ここで急に鉛直下向きになり、この公式には従わぬものと考えてよい。また毛管飽和水帯の上限が低く、しかも毛管水流がその上の不飽和水帯に入らないで上凸曲線をなして心壁の流出側境界面と交わるものも例外である。

2. 理論　いま記号を次のように約束する。

q：毛管水流を伴う滲透の全流量（単位巾）

$q_{c.1}$：流入辺より直ちに毛管水帯に入り、心壁を出て毛管不飽和水帯に一旦出て再び毛管飽和水帯内に入る水流の流量（単位巾）

$q_{c.2}$：Dead water zone を通り心壁部で自由水面を横切つて流れる毛管水流、即ち、attributive capillary flow の流量（単位巾）

q_p：Dead water zone 以下の部分を通つて流れる水流の流量（単位巾）

この時、次の関係式が成立する。

$$q = q_{c.1} + q_{c.2} + q_p \qquad (7-2-1)$$

一般に土中における水の流れは、次式で表される。

$$v = -k \, \mathrm{grad} \, \Phi \qquad (7-2-2)$$

ここに v は平均流速、k は透水係数、Φ はいま考えている辺のポテンシャル、grad Φ は流れの方向のポテンシャル勾配であり、次のように表しうる。

$$\mathrm{grad} \, \Phi = \mathrm{grad} \, \Psi + \mathrm{grad} \, \phi + \mathrm{grad} \, \phi' \qquad (7-2-3)$$

但し、grad Ψ : Capillary potential gradient

grad ϕ : gravitational potential gradient

grad ϕ' : Pressure potential gradient

k の値は土の種類によつて異り、また一般に始めの土中含水量が大きいと大きい値を示し、さらに土の空隙の大きさが小さくなると小さい値を示す。moore 氏[6]は k の値は土中の水分が飽和しているか或はこれに近い状態にある時が最大値を示し、それより含水量が減ると急速に減少し、水分当量近くになると殆んど一定の小さい値に近付き、それ以上水分が減少してもほぼこの値を保つものと言つている。この理由は水分当量以下の含水量になると土粒子のまわりの水の膜が不連続になるからであらう。

さらにMoore氏は乙というpF 7)をもつ各種の土についてk_0の値を求めたところ、その大きさの順序は次のようになつたという。Sand < fine sandy loam < light clay < clay, この順序は一方水で飽和した場合の各土の透水係数の大きさの順と逆である。

ところで普通の毛管水の運動は水平に近い自由水面などから毛管水帯へ入り、これからさらに吸着水帯などを経て地表面より蒸発するというようなものが多いが、この場合はそうではなくて前述のように高い方の自由水面から低い方の自由水面に行く途中で毛管飽和水帯や毛管不飽和水帯を通るわけである。そこで着着が問題にしているようなこの場合は心壁が堤体天端まで存在するから、心壁部のみに着目してここを通る各種の流れをしらべるのが便利である。この時、心壁部の毛管上昇高が相当にあり、しかも上流側水位が相当に高いときは、心壁天端まで水で飽和状態になつているものとみなしてよい。従つて透水係数は各種の流れに対して同じ値、即ちその土の飽和状態における透水係数を用いてよいわけである。

この点については疑問をもつ人達もいるが、R. Eherenberger 8)などは特に多くの実験結果からこれを立証している。

$q_{c\cdot1}$, $q_{c\cdot2}$ を求める時には式－（7－2－3）の内、右辺第3項が0になるから次の関係を考慮すればよい。

$$\text{grad}\ \Phi = \text{grad}\ \Psi + \text{grad}\ \phi \qquad (7-2-4)$$

もつとも毛管不飽和水帯で$q_{c\cdot1}$を求めようとする時には、次のようになる。

$$\text{grad}\ \Phi = \text{grad}\ \phi + \text{grad}\ \Psi' \qquad (7-2-5)$$

但し Ψ' はこの水帯内での capillary potential gradient

k_0の値としては、ふつうの飽和している場合に比べて小さい適当な値をとる必要がある。

q_pを求めるには、第1項が0になるから次式の関係を考慮すればよい。

$$\text{grad}\ \Phi = \text{grad}\ \phi + \text{grad}\ \phi' \qquad (7-2-6)$$

q_pの場合において、Hele－Shaw の装置による実験結果とSand－model による実験結果とでは多少異るところもあるが、この流れは普通の自由水面をもつ浸透流の適当なところに不透水板をおき、その不透水板以下の流れに等しいものと考えられる。

堤体の各部分について、自由水面から上の毛管上昇高は、自由水面が一定してから充分時間が経てば落ちついてきて、毛管飽和限界の形もおよそ一定してくる。この場合、上流水位が高いと、心壁及びその上流側の部分では、天端まで飽和するが、他方、天端高が充分に高いと毛管飽和限界は心壁及びその両側の部分でそれぞれ適当な高さに落付く。そして心壁をはさむ両境界面に接している両側の部分にcapillary potential の差が生ずるのは勿論、心壁内でも自由水面が傾斜をしている関係で、同一水平面上でも両境界面に平行な面の両側ではcapillary potentialの差が生じていることは容易に考えられる。

一般にCapillary potential Ψは自由水面からの鉛直高zに比例しておりその比例常数は重力の加速度gである。即ち

$$\Psi = -gz \qquad (7-2-7)$$

この外Ψは土中の含水量m（moisture content）にも支配され、次のように表しうる。9)

$$\frac{\partial \Psi}{\partial m} = -g\frac{\partial z}{\partial m} \qquad (7-2-8)$$ 9)

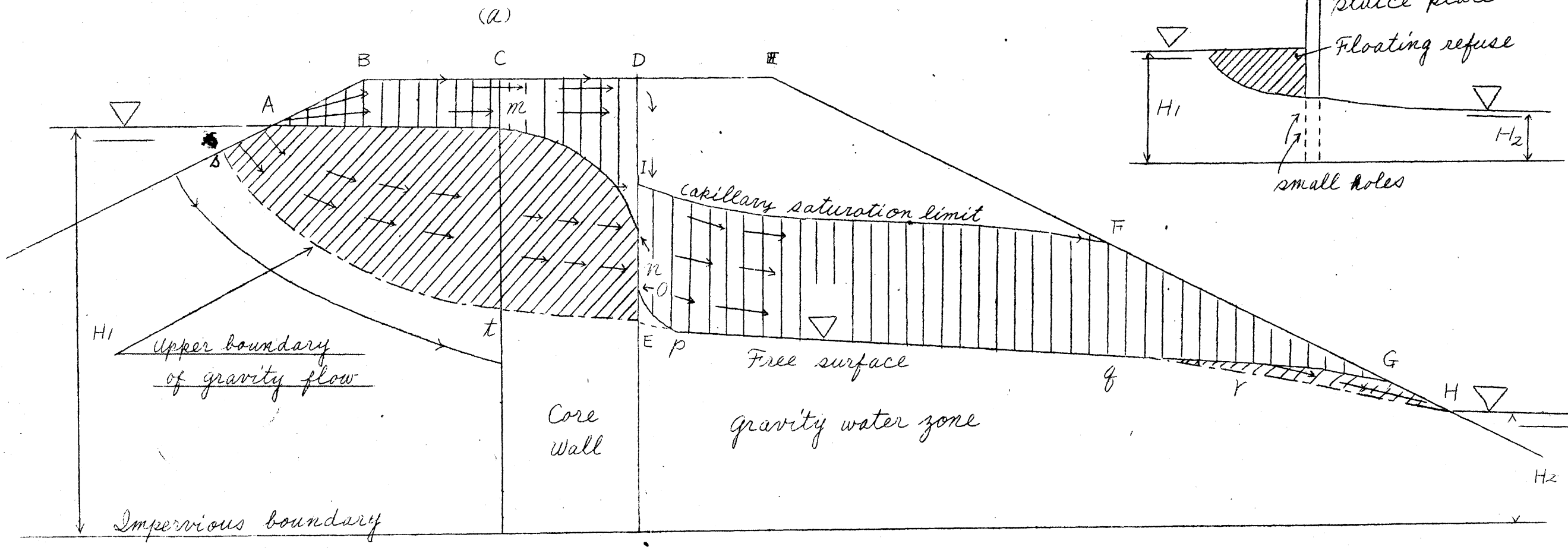
或はW. Gardner 10)やL. J. Briggs及びその他の人達 11)によれば次のように表されている。

$$\Psi = \frac{-e}{m} + b \qquad (7-2-9)$$

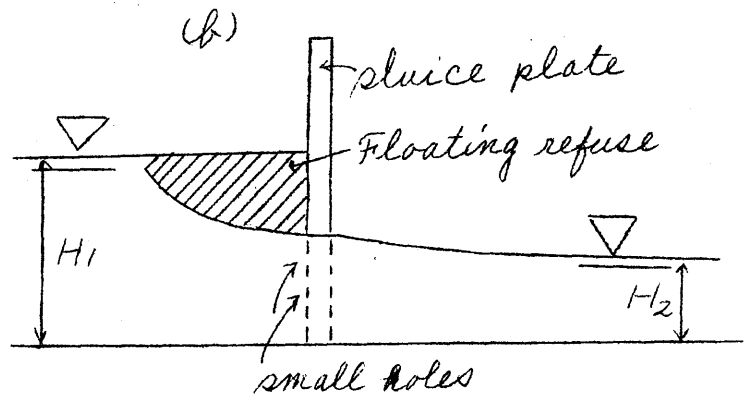
但しe及びbは常数である。

図－(7－2－1)

(a)



(b)



Capillary saturation water zone

Dead water zone

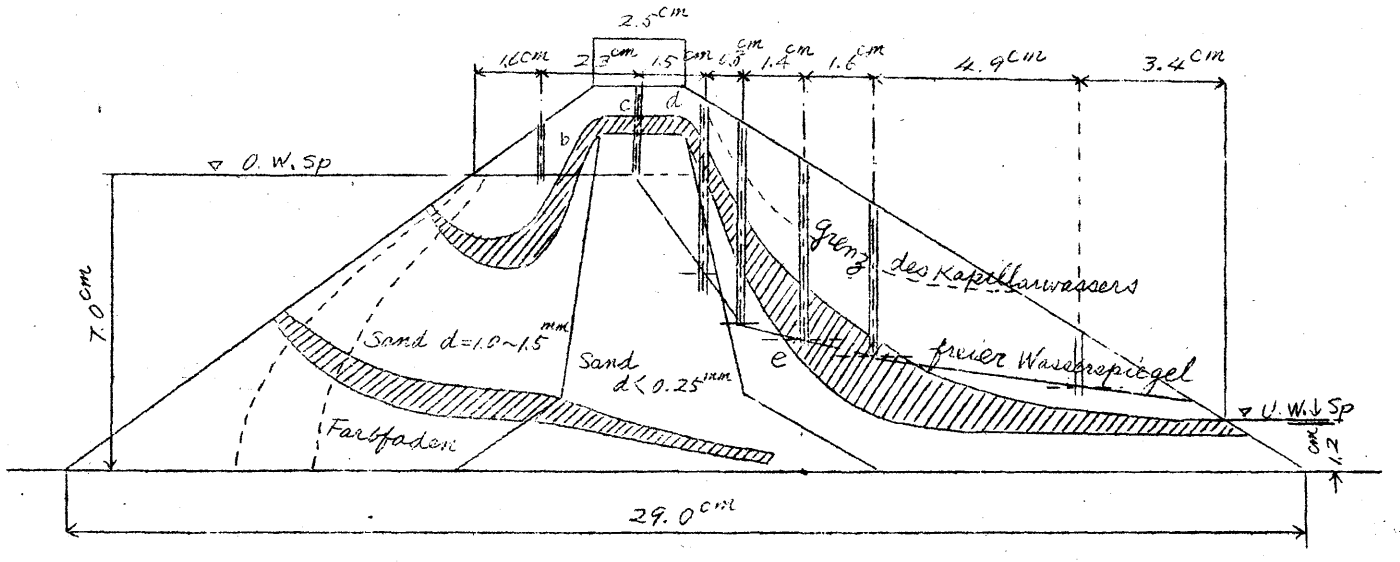
ことに心壁内部のように自由水面の位置に相当な高低がある時、毛管飽和限界以下でも、式－（7－2－7）によつて明らかなように、水平方向或は心壁の両境界面に垂直な方向の線上の2点u, vのψの値を比べると自自水面の低い所に相当する点のψ_vが高い所に相当する点のψ_uの値よりも負の方に大きいから、点uより点vにポテンシヤルの勾配があり、その最急勾配の方向に水の運動が行われることになる。その外、図－（7－2－1）の面DIの両側のように、自由水面の高さに差がある許りでなくmの値に大きなひらきがある場合は式－（7－2－9）で明らかなように、ψの値の勾配が心壁側と外側とで大きいから心壁より外側に向う水の運動がおこる。蒸発などが全然行われない場合で、自由水面が一定してから充分に時間が経つた場合は、1鉛直線上或は平行傾斜心壁ならば心壁境界面に平行な1直線上の1点の含水率は一定しているし、毛管不飽和水帯内でもそうであるから心壁からここへ入つて来た水は速に去つて常に定まつた含水量をとろうとする。

Hele-Shaw の装置による実験では心壁部の隙間に比べて、それ以外の部分の隙間は大きいから、そこでは毛管上昇高も小さく、図－（7－2－1）にみるような面DI部の外側は全然水がなく所謂毛管不飽和水帯に相当する所がないから毛管水の動きがこの面で遮断せられてしまう。故に、毛管水は面IOというわずかな断面を通過して流れなければならない。勿論この時は点Iは点nよりはるか下方にくるのである。小さいk_2と大きいk_1をもつた Sand-model による実験の場合でもこのようなことになることが多い。こういう時には、面nIより心壁の方の側は重力水帯であり、外側は Sand-model では毛管不飽和水帯となる。この不飽和水帯へ入つてしまうと、ほとんどϕだけが作用するから水流は鉛直下向くわけである。この現象は心壁が型－Aに属し、且つ水平に近い傾斜をしている Sand-model 堤体において著しい。

心壁内における毛管水流の方向は前述のように grad Φ が最小になる方向である。従つて、これは心壁の材料、断面、形状、$H_1'm$, $H_2'm$ などの外に、心壁前後の材料、などにも影響せられる故、場合によつて異る。一般に下流側断面の Capillary saturation limit が低い程、心壁下流面近くで心壁内の毛管水流の上面は自由水面の形状に近い上凸曲線をとる。傾斜している心壁内の毛管上昇高は毛管を傾斜させておいた場合の上昇高と考えればよく、毛管水流の運動の方向もほぼ心壁の傾きに直角となる。

以上は主として心壁部のみに着目して毛管作用にもとずく吸引作用を論じたわけであるが、毛管水流を始点から終点までにつき全体として眺めてみると、恰もサイフォン内の流れと同じ機構で流れていることが分る。即ち毛管水流の始点と終点とは相当の水位差があり、この水位差に起因してサイフォン作用が働いているわけである。

図－（7－2－2）



図－（7－2－2）の場合のように心壁の頂部を越えて流れる毛管水流については次のように考えられる。このような小模型では心壁の頂部まで、自由水面より上の心壁全体は完全に水で飽和しているものと考え、これに

接した心壁より上の土の部分も、心壁の上面より或る高さまでは毛管水が空隙をみたしているものと考えてよい。何故ならこの実験では堤体築造時に一旦堤体頂部まで相当水分を含んだものと考えられ、T. W. Lambe 氏[12]等が指摘している capillary drainage の場合とみなされるからである。従ってここは心壁内部の毛管水帯よりは透水係数がはるかに大きいものと考えられるし、心壁の頂部に接したところでは、同一水平線上の2点C、dでψの値が大いに異る故、点Cより点dへ向う毛管水流が生じやすい、図の点bと点Cについてはも同様な関係がある。点eと点dとの間にもこれだけを単独に考えるならば点eより点dに向って流れようとする傾向があるはずであるが、点bから点eまで全体を眺めてみると点eは点bに比してはるかに下方にあるから、距離bdに比し距離deは大きく、従ってこれらの間の摩擦損失はde間のものがはるかに大きい。従って、bcdeを考えるときは1つのサイフォンと考えられ、この方向に流れる。

いずれにしても毛管水流はサイフォン作用で流れることが明らかになったが、そのサイフォンの流積は一様でなく、その流路等も正確に分らぬから、$q_{c.1}$, $q_{c.2}$ 等を理論的に正確に求めることは至難である。それ故、$H'_{1.m} \leqq (H_{1.c})'_{2.m}$ の領域においては q_p の値を計算して、実測値 q との差を求めて、間接に $q_{c.1}+q_{c.2}$ を知るという方法をとればよい。q_p を計算するには次のようにする。まず心壁部に全然、毛管水流が存在しない場合を考えて、この時の単位流量 q_g を求め、心壁内に点Eを通る適当な位置に不透水薄板をおいたものと仮想した場合の不透水薄板より上の滲透流の流量 q'_r を求めて、次式により q'_p を計算する。(但し q'_p はこの時の点Eを通る流線より下の心壁内の流量)

$$q'_p = q_g - q'_r \qquad (7-2-10)$$

この不透水薄板の適当な位置は次のように決める。心壁が型－B及び型－Cに属するものでは点Eを通って下流水面をその水位 $H_{2.m}'$ の高さで水平に堤体内へ延長した位置とし、心壁が型－Aに属する場合には、$H_{2.m}'$ に対する $(H_{1.c})'_{1.m}$ 或は $(\overline{H_{1.c}})'_{1.m}$ を求め、これらの水位と心壁上流面との交点と点Eとを結ぶ限界水面曲線の位置を不透水薄板の位置とする。このようにして求めた q'_r はこの不透水板をとり外した場合には、点Eを通る流線と自由水面との間の流管内の流量と等しいのであり、この点Eを通る流線は鉛直心壁の時は寫真－(7－2－1)に示す流線ELがこれである。また傾斜心壁の場合は型－Aでは寫真－(5－4－2)に示した流線EL、型－Cでは寫真－(7－2－2)に示した流線ELがこれである。このような心壁内の流線ELが毛管水流と重力水流との境界面であるものと考えると、これがまた図－(7－2－3)に示すようないろいろな型の心壁についてもそれらを滲透する両水流の境界面がELとなっているものとみることができる。従って心壁が型－Aの場合で、心壁流出側境界面に流出点が現れない範囲の流れでは毛管水流が存在しないと考えられる。ところで $H'_{1.m} \leqq (H_{1.c})'_{2.m}$ の領域では、いままでの実験結果より $q=q_g$, $q_p=q'_p$, $q_r=q'_r=q_{c.1}+q_{c.2}$ と考えられる。

寫真－(7－2－1)

寫真－(7－2－2)

上述のような考え方から q_r は次のようにして求められる。いま心壁の下流水位と考えられる $H_{2.m}'$ から心壁流出側境界面の流出点までの高さを ξ_c とすると

$$\left.\begin{array}{ll} \text{型－A心壁：} & q_r = k_2 \xi_c \overline{\beta} \\ \text{型－B心壁：} & q_r = k_2 \xi_c \overline{\beta} \\ \text{型－C心壁：} & q_r = k_2 \xi_c \overline{\beta} \sin \theta_2 \end{array}\right\} \quad (7-2-11)$$

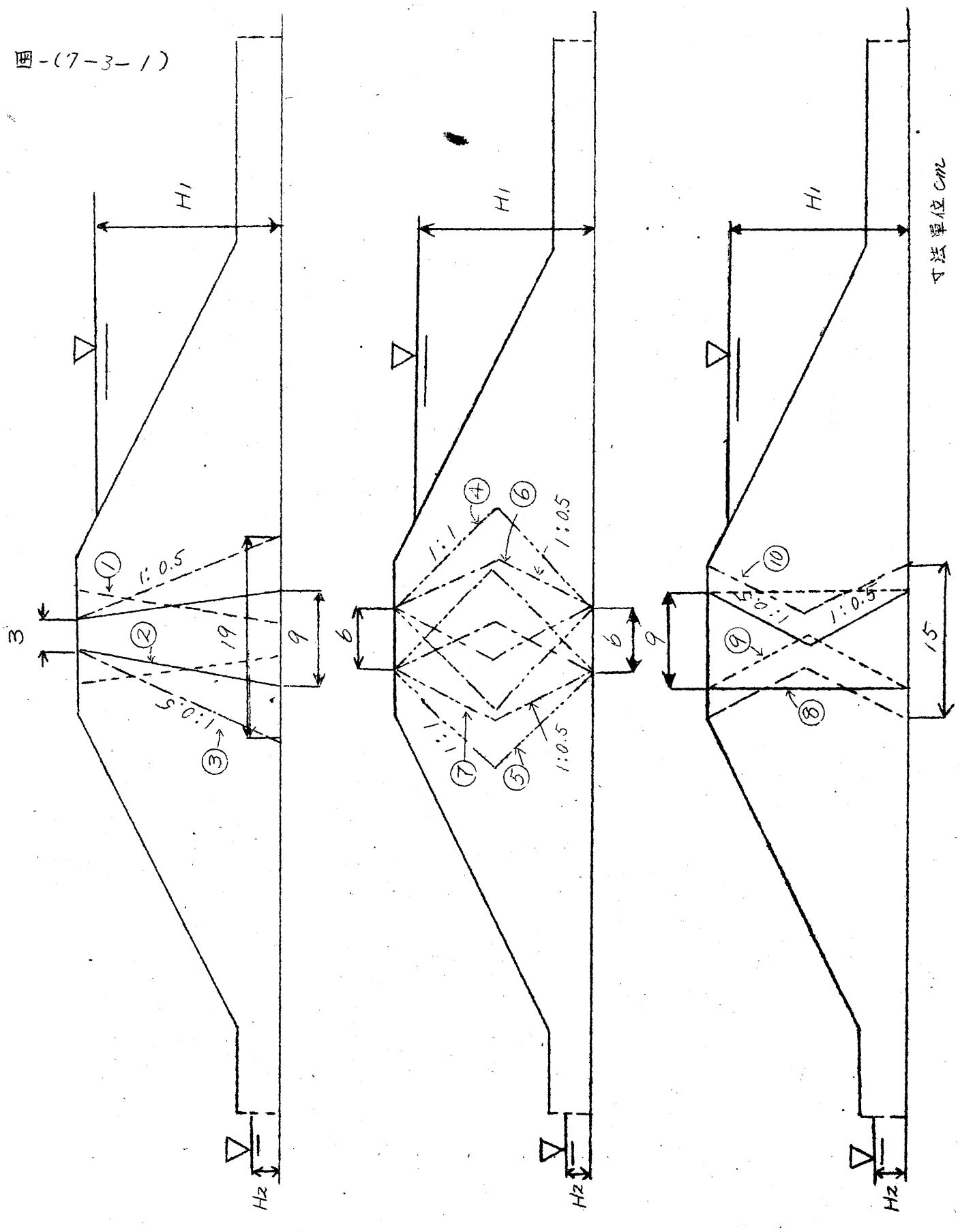
但しθ_2は心壁流出面の水平となす鋭角

他方q_gは第6章〔I〕で述べた着者の理論を用いれば容易に求められる。このようにして式－（ク－2－10）からq_pが分ると、実測値qを用いると、式－（ク－2－1）から$q_{c.1}+q_{c.2}$を求めることが可能である。$H_1 > (H_1)_{c.m}$の領域では、いままでの実験結果よりみて$q_g > q$, $q_{c.1}+q_{c.2}=q_2 < q_2'$, $q_p \neq q_p'$と考えられ、この時のq_2'は式－(ク－2－11)には従はないが、q_2はこの式に従うものとみてよい。

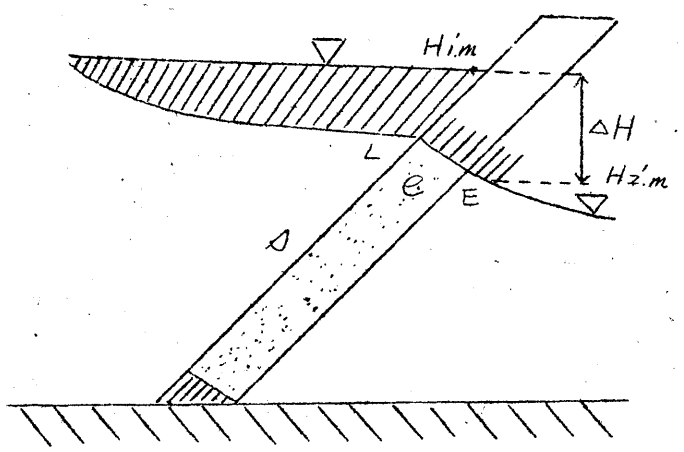
〔Ⅲ〕／毛管水流に関する実験

1．概　説　第6章〔II〕及び〔Ⅲ〕において述べた実験は毛管水流のみを対象として行ったものではないが、これらの滲透に関する実験ではすべて毛管水流を伴うから、これらの結果が大いに役立つのである。これらの実験に用いた心壁断面はいずれも境界面が平行であったので、このよう在平行断面以外の心壁断面、例えば図－（ク－3－1）に示すよう在10個の心壁断面をもつたものについても、さきと同様な実験を行った。

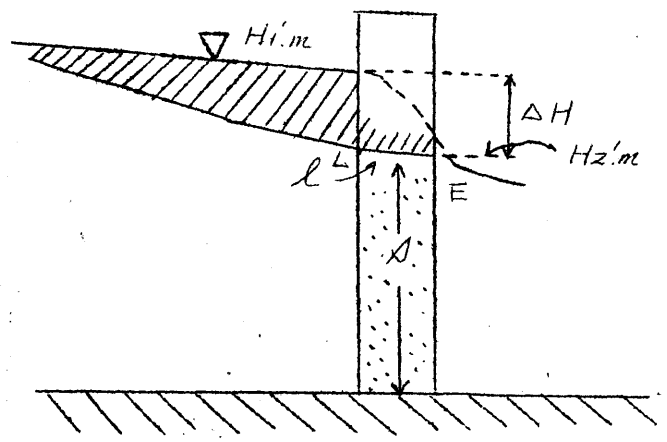
図－(ク－3－1)



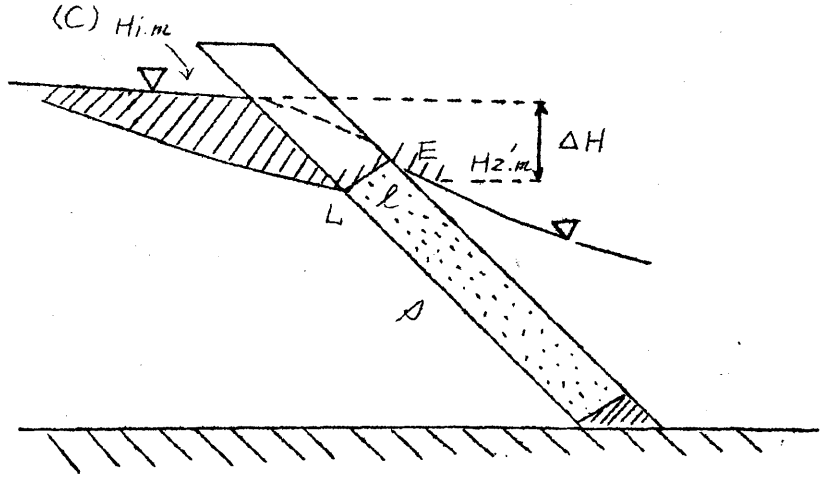
(a)


H1.m
ΔH
H2'm
L
E
Δ

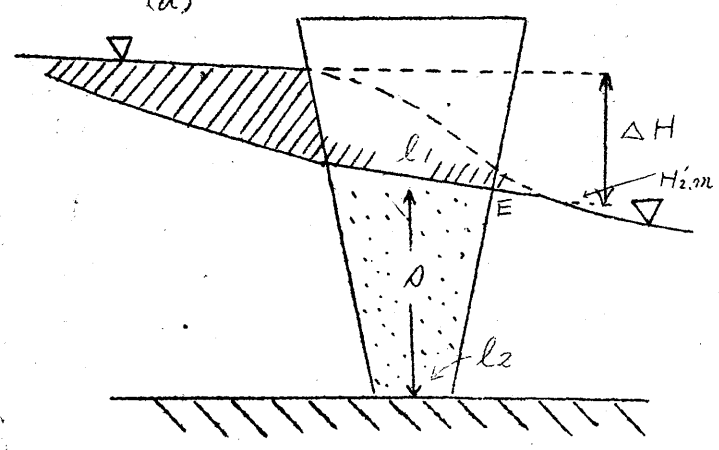
(b)


H1.m
ΔH
H2'm
ℓ
L
E
Δ

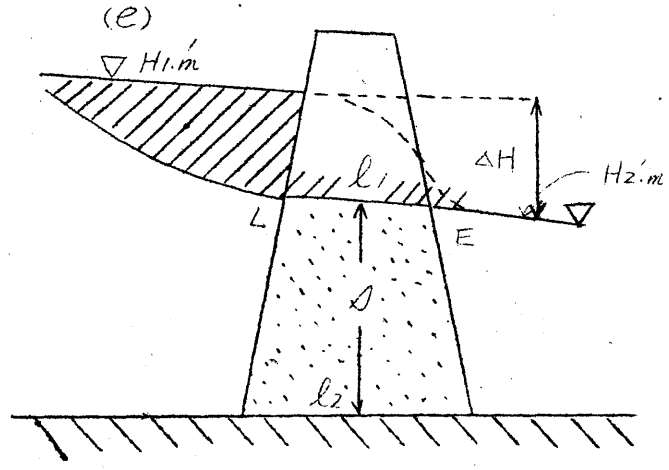
(C)


H1.m
E
H2'm
ΔH
L
ℓ
Δ

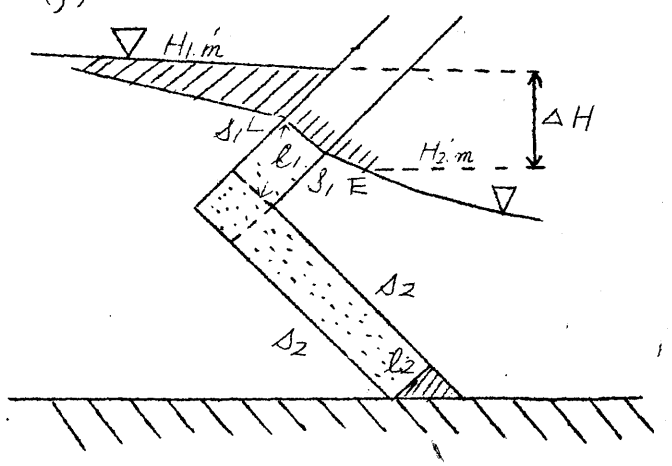
(d)


ΔH
H2'm
ℓ1
E
Δ
ℓ2

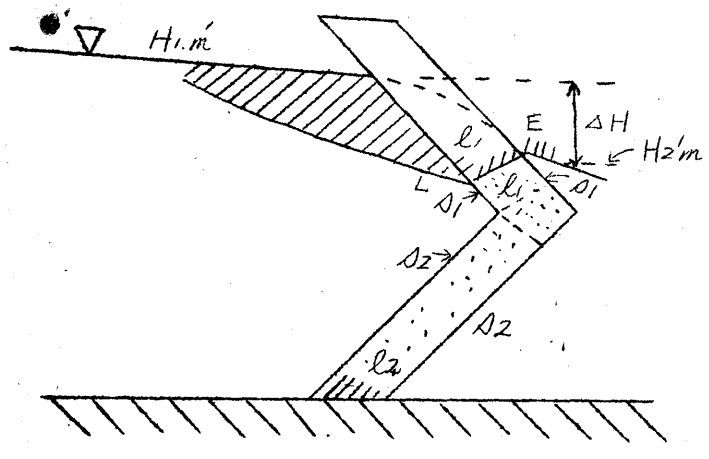
(e)


H1.m
ΔH
H2'm
ℓ1
L
E
Δ
ℓ2

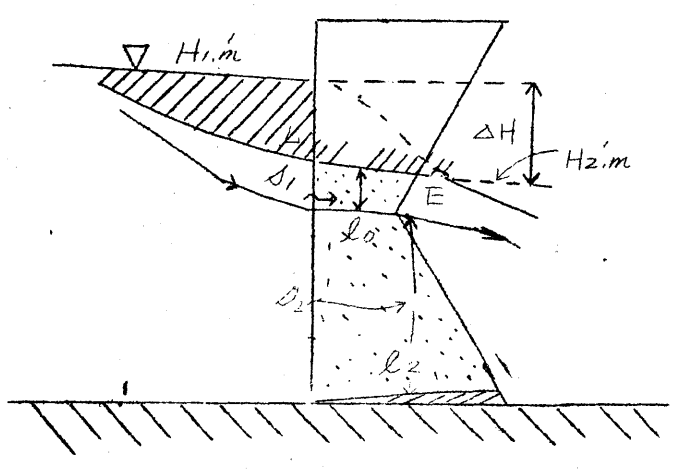
(f)


H1.m
ΔH
H2.m
δ1
ℓ1
E
Δ2
δ2
ℓ2

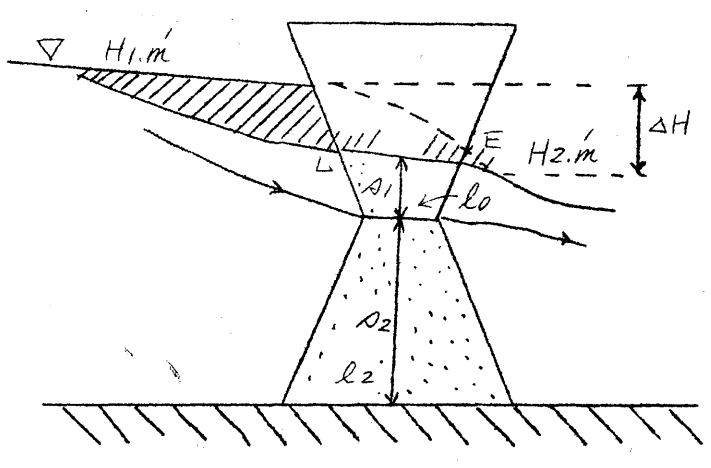
(g)


H1.m
E
ΔH
H2'm
ℓ'
L
Δ1
ℓ1
Δ2
ℓ2

(h)


H1.m
ΔH
H2.m
Δ1
E
ℓ0
Δ2
ℓ2

(i)


H1.m
E
H2.m
ΔH
L
Δ1
ℓ0
Δ2
ℓ2

この実験結果をもさきの実験結果と合せて、毛管水流に関する定性的並びに定量的関係を明らかにしたわけである。

2. 異形心壁をもつ堤体の Sand-model による滲透実験

(1) 実験の説明　前章(III)で述べた実験に用いたと同じ外郭断面を有し、図-(7-3-1)に示すような10個の異形心壁をもつ堤体を、九味浦標準砂の粒径 0.246 mm 以上のものをとり去つたものを用いて作り、心壁以外の部分は相馬標準砂の粒径 1.0 mm 以上のものをとり去つたものを用いて作つた。この時の堤体各部の透水係数は表-(7-3-1)のようであつた。実験装置、使用器具、模型堤体の作り方、実験の方法などはすべて前章(III)で述べた通りである。ただこの場合は心壁が異形であるため、心壁境界用の金網がくの字型をなすものでは心壁築造に苦心をした。

表-(7-3-1)

砂の種類	透水係数(cm/sec)	k_1/k_2
心壁以外の堤体	$k_1=0.154$ (20°C)	19.3
心壁	$k_2=0.008$ (20°C)	

(2) 実験結果

a. 流線　自由水面並びに毛管水流　図-(7-3-2)-(7-3-4)は自由水面並びに色素の流れを記録した実験結果の1部である。上流水面に近い流入面から流入した色素の描く道筋は平行心壁の場合と同様に心壁部で自由水面を横切つて毛管飽和水帯に入り、心壁の両境界面では屈折をしている。心壁を出た色素は毛管飽和水帯を通つて流出面近くまで進み、再び自由水面を横切つてこの下に入り流出面より流出する。

b. 流量　この実験で測定した流量 q_d は、この場合も式-(7-2-1)で示した流量に堤体幅 d を乗じた値である。この毛管水流とその下の重力水流とはともに整流状態の流れであり、同様に水の粘性が流量に大きな影響をもつているものと考えられるから、測定流量に水温の変化に伴う温度補正を施し、水温 20°C の時の流量を標準流量として、20°C の水温に対する補正流量を求めた。各型式の心壁の場合に対する流量を表-(7-3-2)に示す。

(3) 実験結果に対する検討　図-(7-3-2)～(7-3-4)には(1)で述べた著者の方法を用いて計算した自由水面を破線で示してある。同時に計算で自由水面を求める際に、心壁部及びその前後の断面の部分の流量を一致させるようにしたが、その結果を表-(7-3-3)に示す。

心壁が異形をなしている場合は、この附近の等ポテンシヤル線の形が少し複雑になり、心壁の前後の部分堤体断面①の下流面並びに⑩の上流面をなす等ポテンシヤル線と自由水面との交点が、かなり心壁の両境界面より遠ざかることがある。この場合も実線と破線とはかなりよく一致している。心壁境界面が「く」の字型に屈折している場合は、上流水位の高さや k_1/k_2 の値などにより、流出点や H_2/n の高さが異るが、これらが上流側へ倒れた部分と下流側へ倒れた部分のどこにくるかによつて、それぞれの場合に適した滲透公式を適用しなければならない。

流線の不連続境界面における屈折状況は、この場合も色素が巾広い帯状となるので正確には分らないが、O. Hoffmann 氏の式を満足しているものと考えて支障がない。

流量は表-(7-3-3)で明らかなように、2.5 乗法則によつて計算して得た流量は、すべて実測値に比して大きい。ところが2.0乗法則によつて求めたものはよく実測値と合うのである。

(4) 結　論　この実験結果及び既述の多くの実験結果より心壁断面並びにその位置などに関して次のような結論を得る。心壁断面はその断面の下流側水位 H_2/n に対して上流側の水位 H_1/n が最大値 max H_1/n

図－(7－3－2)

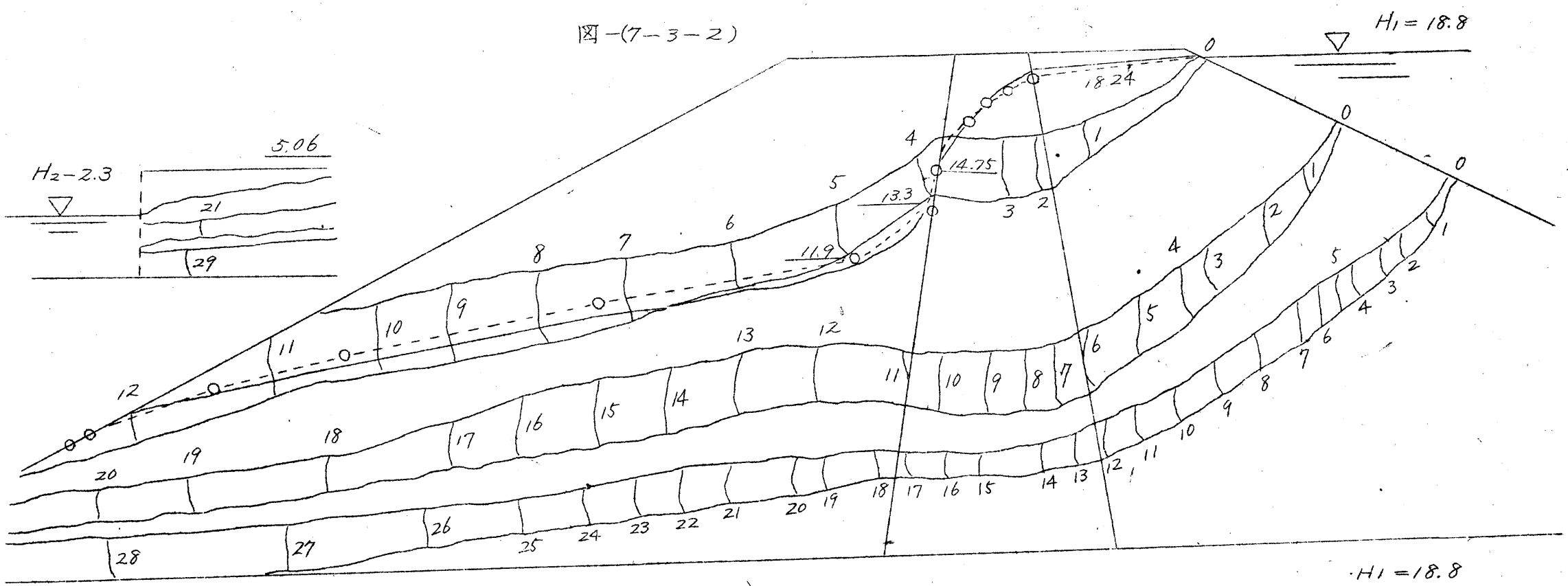

H1 = 18.8
H2 = 2.3
5.06
18.24
14.75
13.3
11.9
H1 = 18.8
H2 = 2.3
4.93
18.5
13.85
13.5
12.0

図-(7-3-3)

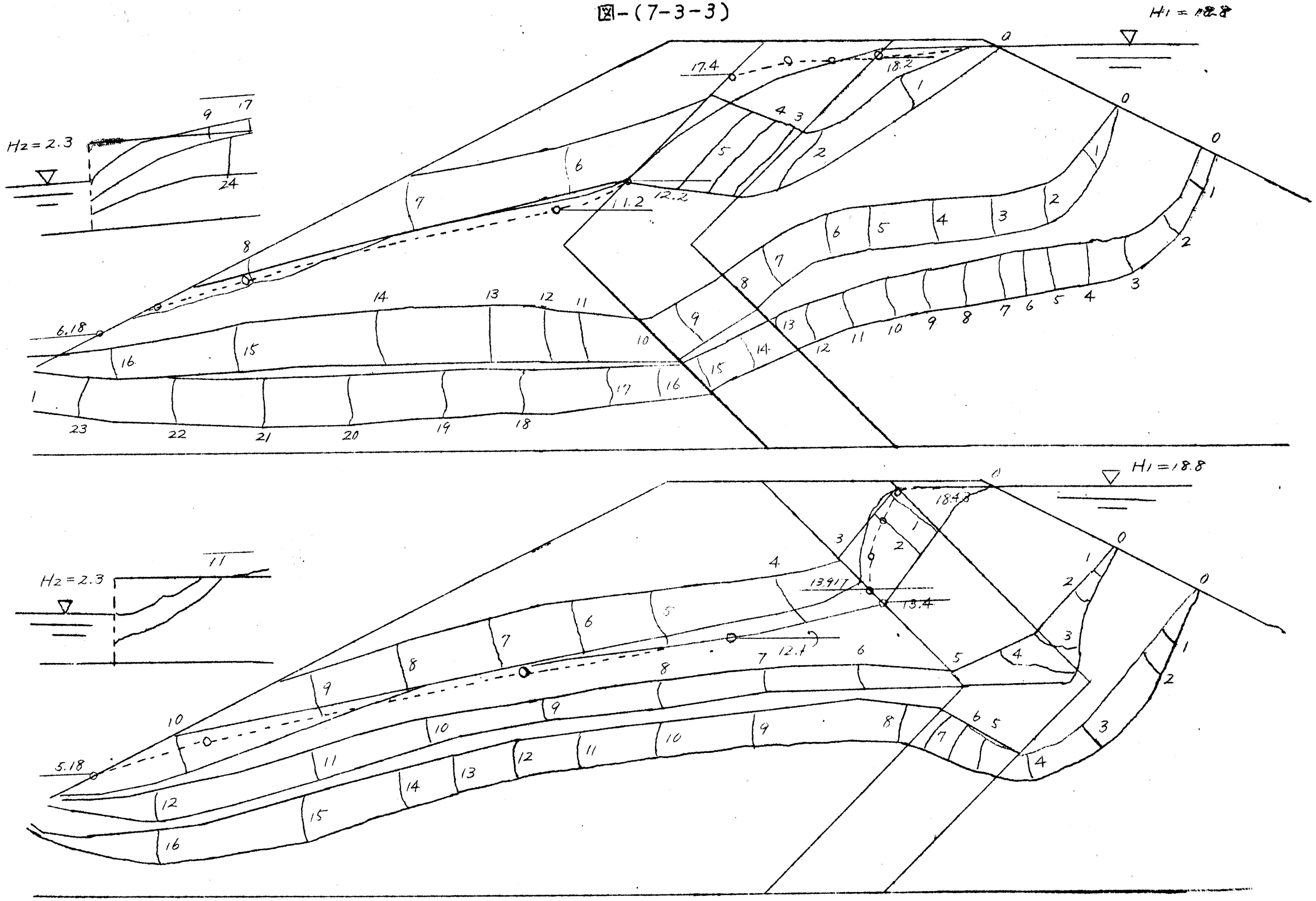
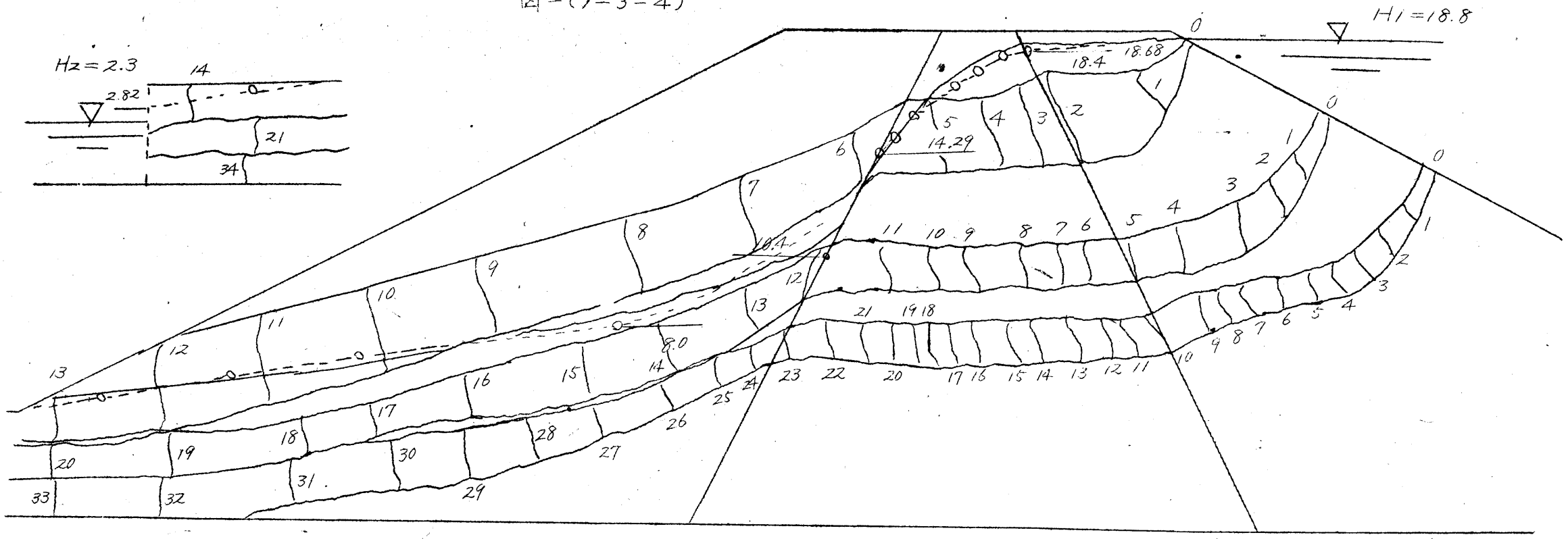
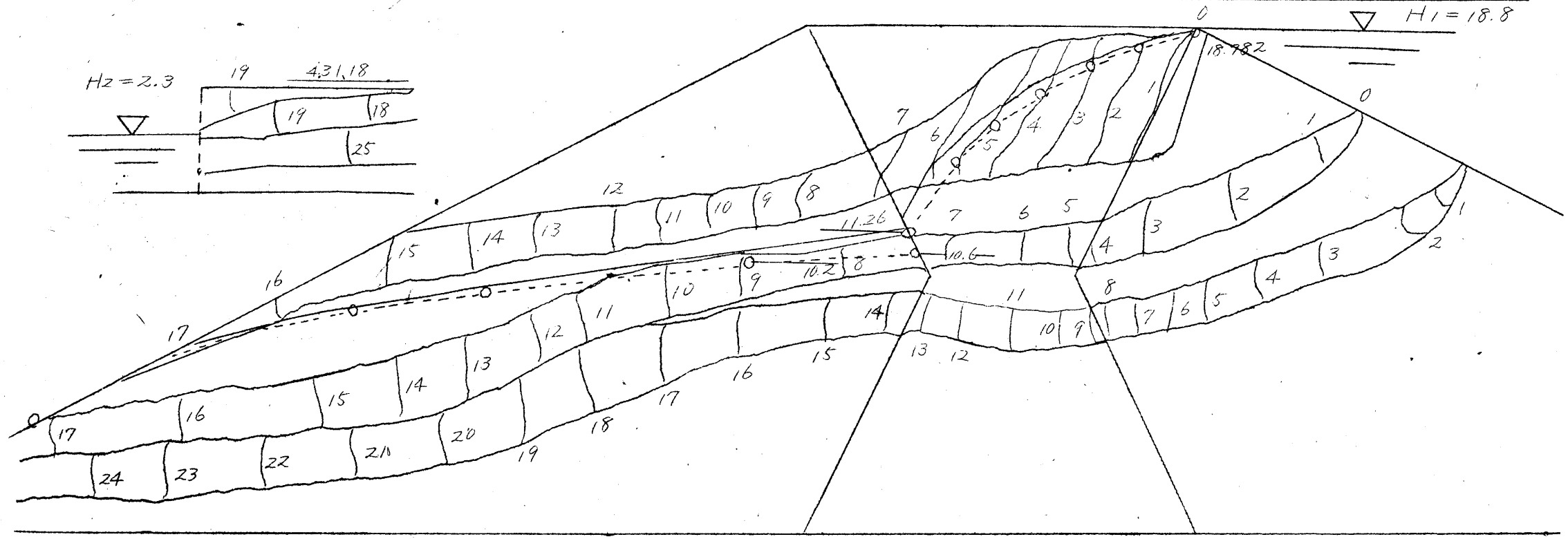

H1 = 18.8
H2 = 2.3
17.4
18.2
11.2
12.2
6.18
H1 = 18.8
H2 = 2.3
18.43
13.917
13.4
12.1
5.18

図-(7-3-4)


Hz=2.3
2.82
14
21
34
H1=18.8
18.68
18.4
14.29
10.4
8.0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33


Hz=2.3
19
4.31,18
18
25
H1=18.8
18.782
11.26
10.6
10.2
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24

表－(7－3－2)

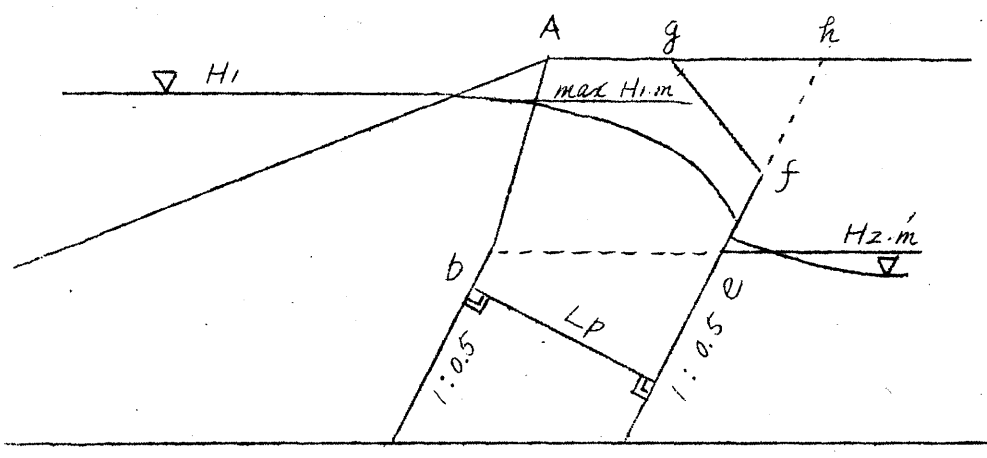
番号	心壁	測定流量 cc/min	測定時水温 T°C	η_T/η_{20}	補正流量 cc/min	標準流量に対する %	備考
⓪	心壁なし	339	20.5	0.988	334.9	100.0	H_1 = 14.4 cm, H_2 = 2.3 cm
①	下流 上流	163	20.5	0.988	190.3	56.8	
②		195	21.0	0.976	127.5	38.1	
③		100	20.9	0.978	97.8	29.2	
④		210	20.5	0.988	207.5	61.9	
⑤		200	21.0	0.976	195.2	58.2	
⑥		185	22.6	0.940	173.9	51.9	
⑦		185	22.9	0.934	172.8	51.6	
⑧		153	22.6	0.940	143.8	42.9	
⑨		155	23.3	0.925	143.4	42.8	
⑩		155	22.7	0.939	145.5	43.+	
⓪	心壁なし	474	20.3	0.993	470.7	100.0	H_1 = 16.8 cm, H_2 = 2.3 cm
①	下流 上流	205	20.9	0.978	200.5	42.6	
②		240	21.3	0.969	232.6	49.4	
③		140	21.0	0.976	136.6	29.0	
④		275	20.5	0.988	271.7	57.7	
⑤		273	21.6	0.962	262.6	55.8	
⑥		245	22.0	0.953	233.5	49.6	
⑦		250	23.0	0.932	233.0	49.5	
⑧		170	22.6	0.940	159.8	33.9	
⑨		175	23.3	0.925	161.9	34.4	
⑩		175	23.0	0.932	163.1	34.6	
⓪	心壁なし	626	20.5	0.988	618.5	100.0	H_1 = 18.8 cm, H_2 = 2.3 cm
①	下流 上流	245	20.5	0.988	242.1	39.1	
②		300	21.0	0.976	292.8	47.3	
③		175	21.0	0.976	170.8	27.6	
④		323	20.3	0.993	320.7	51.9	
⑤		315	21.8	0.958	301.8	48.8	
⑥		315	22.3	0.947	298.3	48.1	
⑦		305	23.0	0.932	284.3	46.0	
⑧		200	23.3	0.925	185.0	29.9	
⑨		205	23.0	0.932	191.1	30.9	
⑩		200	23.0	0.932	186.4	30.1	

表－（7－3－3）

番　　号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
H_1	18.8	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
H_2	2.3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
Coreの型										
Coreの部										
$H_{1,m}$	18.56	18.24	18.40	18.43	18.40	18.38	18.37	18.50	18.60	18.78
$H_{2,m}$	13.5	13.3	10.4	13.4	12.2	12.0	11.8	11.4	12.0	10.6
Sc	7.0	4.9	10.2	4.3	6.0	5.6	6.5	7.5	7.0	9.0
$(H_{1.c})_m$	15.72	15.56	14.63	16.16	14.9	15.44	14.70	14.70	16.22	15.78
公式の型	C	C	b	C	C	C	C	C	C	C
k_{e2} (cm/sec)	0.008	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
a) q (cc/sec)										
$q_{1.c}$ (cc/sec)	0.0370	0.0532	0.0416	0.0758	0.0488	0.0680	0.0472	0.0456	0.0679	0.0600
b) q (cc/sec)			0.149							
L_p	3.0	4.7	10.3	4.25	4.25	5.4	5.4	4.4	4.4	5.5
q_{2c}	0.0674	0.230		0.1795	0.1212	0.168	0.163	0.0552	0.0745	0.0718
c) q (cc/sec)	0.240	0.257		0.274	0.313	0.255	0.265	0.191	0.215	0.197
$(H_{1.c})_{2m}$	16.5	18.0	20.7	17.65	16.45	17.4	17.2	15.8	16.4	16.1
q_d (cc/min)	288.0	308.4	179.0	328.5	375.5	306.0	318.0	225.0	257.0	246.2
上流側										
H_1	18.8	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
H_2"	18.5	18.24	18.68	18.43	18.2	18.38	18.37	18.56	18.54	18.782
S	3.5	6.2	2.4	3.9	5.25	4.7	4.9	3.7	3.4	0.26
$k_{2.1}$ (cm/sec)	0.154	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
q (cc/sec)	0.246	0.257	0.144	0.2725	0.325	0.2555	0.2515	0.1864	0.220	0.202
q_d (cc/min)	295.0	308.4	173.0	327.0	390.0	306.5	302.0	224.0	264.0	242.0
下流側										
H_2"	12.0	11.9	8.0	12.1	11.2	11.8	11.5	10.2	10.8	10.2
H_2	2.3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
S	43.0	41.0	31.5	42.0	30.0	42.2	38.5	41.0	39.0	37.1
$k_{2.1}$ (cm/sec)	0.154	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
q (cc/sec)	0.248	0.256	0.1435	0.2685	0.311	0.255	0.254	0.185	0.220	0.205
q_d (cc/min)	297.8	307.3	172.5	322.0	374.0	306.0	308.0	222.0	264.0	246.0
実験補正流量	242.1	292.8	170.8	320.7	301.8	298.3	284.3	185.0	191.1	186.4
q_d'	252.0	304.0	179.0	302.0	308.0	279.2	284.5	205.0	190.2	191.0

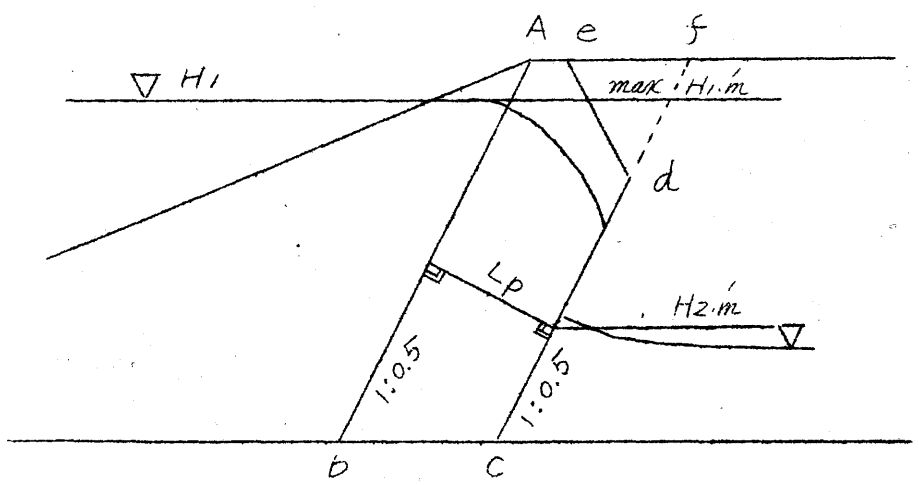
をとった場合でも、$Hz\cdot\acute{m}$ とその断面によって求めた限界上流水位 $(H_1\cdot c)_1\cdot\acute{m}$ と比べて、$max\,H_1\cdot\acute{m} \leqq (H_1\cdot c)_2\cdot\acute{m}$ 但し $(H_1\cdot c)_2\cdot\acute{m} = Hz\cdot\acute{m} + L$ (or Lp)、という関係を満足していることが望ましい。h_2/h_1 の値が小さい場合はこの関係を満足する堤体はさほど巾が広い必要はないけれども、h_2/h_1 の値が大きくなりしかも $max\,H_1\cdot\acute{m}$ が大きくなると相当な巾を必要とする。ところで、この巾であるが、この実験の断面 ①, ⑧, ⑨, ⑩ のようなものは自由水面以下の断面の部分に甚だ狭い部分があるため、他の部分は相当に広い巾を有しているにも係らず、この最も狭い部分の巾が $(H_1\cdot c)_2\cdot\acute{m}$ の値を決める故に、このような断面は不利である。それらに対して、断面 ②, ③ のような型のものは普通よく用いられている。この型のものはさきのものに見られたような不利はないがこれも次のような諸点があるため推奨に値しない。即ち底巾が相当に大きいにも係らず上方になるに従って巾が狭くなっているために、Lp の値が必ずしも大きことはなく、また Sc の値も比較的小さく、従って流量も比較的大きくなる。ことにこのような梯形を少し変形して流出面が下流側に倒れたようにおいた場合は、第6章で説明したように $H_1\cdot\acute{m} > Hz\cdot\acute{m} + Lp$ の場合には流量が3.0乗法則或は3.5乗法則に従うような不利がある。

図−（7−3−5）



これらの点よりみると、平行境界面をもつ心壁は以上の諸点のような不利はなく、水位状態の如何に関せず有利である。また断面積も梯形のそれよりは少くてすみ経済的である。著者はさらにこの平行境界面をもつ心壁を改良した図−（7−3−5）に示すような ものを推奨したい。即ち、心壁上流面と下流水位 $Hz\cdot\acute{m}$ との交点 b 附近から底部まで、即ち面 cb と面 df とを平行に選びこれらを 1：0.5 の傾斜をもたせて下流側に少し倒れた状態とする。一方点 b より上の流入面 bA は面 cb よりも鉛直近い傾きとして $Hz\cdot\acute{m}$ より上の心壁断面を巾広くする。このようにすれば Sc の長さが平行心壁の場合より増す

図−（7−3−6）



から、q_1/c や q の値が平行心壁の場合よりは小さくなって有利である。面 ef 上の流出点の位置よ

り上は図の点hまで延長せず、Δfgh の部分は適当に切りとつてしまう。この3角形の部分は重力水流には全然関係なく、毛管水流だけに関係があるが、毛管水流もこれを切りとつたからといつて流量が増すことはない。次に心壁部の透水係数k_2が極めて小さくk_1/k_2 の値が大きい場合は、$H_{2\cdot m}'$ が低くなる。しかも材料や経費の点で大きな断面をとり難い場合には、図−（7−3−6）のように平行境界心壁型を採用し、たゞ下流面のΔdefの部分を適当に切りとつたものを用いればよい。

(IV) 諸実験結果より導かれる毛管水流の特性

1. 毛管水流の流量に関する法則

前章〔II〕,〔III〕で述べた実験結果や本章〔III〕2で述べた実験結果の中特に滲透流量の計算値と実験値を補正したものとの間には、表−（6−2−4）〜表−（6−2−8）、表−（6−3−5）、表−（6−3−9）並びに表−（7−3−3）などで明らかなように、よく一致した場合と計算値の方が補正値よりも大きい場合とがある。理論式はいうまでもなく毛管水流が全然存在せず、重力と水圧の作用にもとづいて滲透をする場合の流量を與えるものであるから、実験の場合のように毛管水流を伴つた滲透の場合の流量とは原則として一致しないのが当り前である。ところが、Dupuit-Forchheimer 公式や流量の2乗法則に従つて滲透流量を計算した場合にはよく実験補正流量と一致し、流量の2.5乗法則に従つて流量を求めた場合には計算値の方が実測値を補正したものに比べて大きい。これらの諸点を考慮し、著者は次のように考えた。

心壁の上下流の水位差が小さく、従つて毛管水流の心壁流入面における流積の全滲透流のそれに対する割合が比較的小さい時には、式−（7−2−1）から明らかなようにq_pの値とqのそれとの差、即ち毛管水流の流量は比較的小さい。ところがまたこの差が式−（7−2−11）のq_rに等しいと考えられる。即ちもし毛管水流が存在しないならば、当然q_r'として流れるべき流量が、毛管水流が存在する場合には、毛管水流として流れるものであると考えることができる。この関係は、$H_{1\cdot m}'$ と$H_{2\cdot m}'$ との間に次の関係が存在している範囲内において成立している。即ち$H_{1\cdot m}' \leqq (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}'$、つまり毛管水流なしと考えた場合の滲透流量がDupuit-Forchheimer の理論及び2.0乗法則に従う範囲である。以上の関係を式の形で書くと、

$$q_{c\cdot 1} + q_{c\cdot 2} = q - q_p = q_r \qquad (7-4-1)$$

但し $H_{1\cdot m}' \leqq (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}'$

次に$H_{1\cdot m}' > (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}'$ の領域では上の場合と趣を異にする。この領域の重力水流は元来甚だ不安定である。何故ならここでは$H_{1\cdot m}' - H_{2\cdot m}'/L$ (or L_p) > 1.0 となつているから、quick sand 現象や piping 現象が当然生ずるはずである。この場合はq_r'の値も大きくなつてくるので、毛管水流の流量q_rは到底この流量には追いつけなくなつてしまう。しかしこれは式−(7−2−11)で示されるq_rに等しいものと考えられる。即ち次式で示されるようなものとなる。

$$q_{c\cdot 1} + q_{c\cdot 2} = q' - q_p = q_r < q_r' \qquad (7-4-2)$$

但し $H_{1\cdot m}' > (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}'$

ここにq'というのは、$H_{2\cdot m}'$ に対して$H_{1\cdot m}' > (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}'$ という場合でも重力水流の流量を計算するのに2.5乗法則を用いず、その時の$H_{1\cdot m}'$と$H_{2\cdot m}'$ とに対して2.0乗法則を適用して求めた流量である。始めに述べた各表の最下欄にq_d'と書いたものがあるのはこのようにして求めた流量q'に装置の巾をかけた値であり、また$H_{1\cdot m}' \leqq (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}'$ の場合には重力水流のみがあるとして算出した流量qに装置の巾をかけたものである。このようにして得たq_d'と実測値を補正したものとを比較すると、どの場合でもよく合つていることが分る。

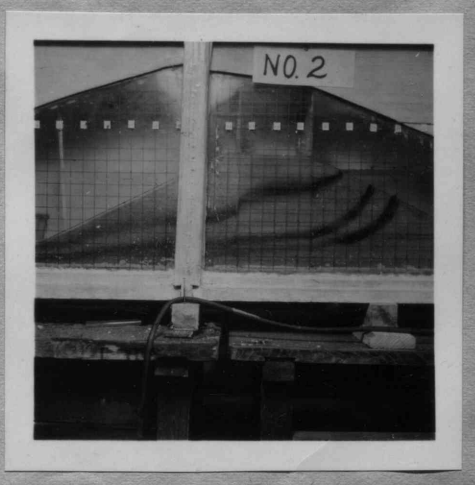
2. 毛管水流の流線

Hele－Shaw の装置による実験では心壁通過前後の毛管上昇高が Sand－model の実験の場合に比べて非常に小さいから、型－B，型－Cでは心壁部の毛管水流は滲出面に沿い狭い流積で流れて心壁から出る。従って一寸観察したところでは毛管水流の流線と、これを伴わない流れのそれとが似ているので、Sand－model の場合のようにはっきりとした毛管水流の存在を認め難い。その上、Hele－Shaw の装置の場合は毛管飽和限界は見掛けの水面となり、心壁を出た後ではことに自由水面との区別がつき難い。

また、心壁通過後の断面内における毛管水流の最上の流線の高さは、その毛管水流が自由水面上を流れている限りは、その水流の心壁出口より下流水面にいたる長さ、及び $H_2\sqrt{n}-H_2$ によって影響せられる。即ち、水流の経路が長い程摩擦損失が大きく、また $H_2\sqrt{n}-H_2$ が小さい程サイフォン作用が弱い。ところが流量は式－（ク－4－1）或は式－（ク－4－2）に従っておるから、この流量を流すのに心壁から流出面までの流路が長かったり、または $H_2\sqrt{n}-H_2$ が小さい場合は、大きな流水断面積を必要とする。この流路が短いか、または $H_2\sqrt{n}-H_2$ が大きい場合には反対に小さい流積ですむ。このようにして毛管水流のこの部分の最上の流線は高さがどの場合でも一定ではなくして、上述のような諸要素によって変るわけである。

Sand－model 実験の場合でも、attributive capillary flow の上限界は、心壁内の毛管上昇高が余り高くない場合に心壁巾がかなり広くなると、寫真－（ク－4－1）のように心壁の流出側境界近くでこの面に接するような上凸曲線形をとる。これはこの場合には心壁内の毛管飽和限界もおよそ自由水面に平行になって、心壁の下流側境界面近くでは低く下っているためである。

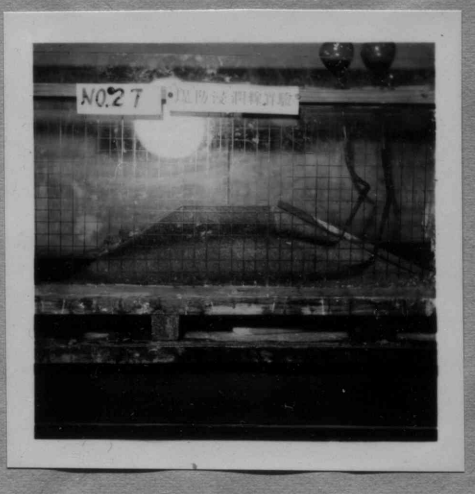
寫真－（ク－4－1）



高田昭氏の実験でも明らかなように毛管水流は心壁を有しない Sand－model の堤体の滲透の場合にもみられる。ことに自由水面が相当に傾斜をしており、しかも堤体の砂の空隙に空気が混入しないように水中で模型を築造する場合には、自由水面より上の砂も一旦水につかるのでこれが capillary drainage の場合を示し、普通の毛管上昇の場合よりも高いところまで毛管水で飽和された状態となっている。

従って、この場合には自由水面の高低差に起因する吸引作用が働き、それと同時に上下流水位差によりサイフォン作用が働くのである。寫真－（ク－4－2）にはその流れを示す。この場合の毛管水流を伴う全流量は、普通、毛管水量がないものとして計算した理論流量を求めるのに、Dupuit－Forchheimer 理論か或は流量の2乗法則を用いればよいのである。

寫真－（ク－4－2）



（V） 堤体の滲透に関する実験の相似性

1. 概　説　堤体の滲透に関する模型実験を行う場合、得られた実験結果と実際の場合との相似性が最も問題になる。ところが、この問題は甚だ難しいので、従来殆んどこれについて明らかにしたものを見ない。ただ B. Koerner 氏[13]などは小縮尺の模型は堤体や上下流水位の大きさの割に毛管上昇高が大きいことより、自由水面より上の部分を流れる毛管水流の流積、従って流量が自由水面以下を流れるものに比して大きいものとしている。従って模型実験の結果より実際の場合の流量を求める際には毛管水流の流積や流量が大きくなり過ぎるものと論じているが、この見方は著者の考え方からすると正しくない

ようである。何故ならば毛管水流は必ずしも自由水面より上の毛管飽和水帯の部分のみを流れているのではなく、自由水面以下をも流れ、必ずしも毛管水帯の巾全体に亘って流れるとは限らないことと、流量は流水断面積の大きさに比例するのではなく他の流量法則によってきまっているからである。相似を考える場合には流量の外に、自由水面、流線、流速、毛管水流は勿論 piping の問題などに関する相似性をも考えなければならない。

このような透水問題の相似を考える時にまず問題になるのは、流れが Darcy の法則に従っているかどうかという点である。Darcy の法則は抵抗と流速とが直線的な関係にあることを示し、これが成立するのは Reynolds No. が一定値を超えない範囲内である。この値は M. Muskat 氏によれば既述のように1.0という order の値であり 安全な低い目の値としては1.0という値であるとしている。実際の土堤の場合の透水はごく局部的な部分を除いてほとんどの場所で Darcy の法則に従っているものであることも同氏が指摘している[14]から、模型実験ことに sand-model や Hele-Shaw の装置を用いる時にはこの関係を満足するように注意しなければならない。但し後者の場合では Reynolds No. の限界値は上述のものとは異り、第2章(IV)え、で述べた値を用いなければならない。

2. 自由水面

毛管水流のない重力水流のみの滲透の場合は、模型堤体の Reynolds No. がさきの値以下で、Darcy の法則を満足している限りは 粘土以外の砂であれば砂粒の大きさや形や種類などの如何に関せず相似が成立するはずである。もっとも、このような sand-model の場合には、砂のつき固め状態や含水率などの局部的な不均一が生じていると具合が悪いので注意を要する。毛管水流を伴う場合の滲透時における自由水面は、これを伴わない場合に比べてどのような違いがあるかが次に問題になる。これを明らかにするには、Hele-Shaw の装置による模型実験では毛管水流を伴う時は見掛けの自由水面しか分らないので、sand-model による実験でボーリングによって得た結果と、計算値とを比べてみるより外はない。この実験結果も既述のように連続した水面曲線を観察できないから水面の曲線部などは正確なことはつかめない。しかしこれらを比較した結果、これら2つの場合の水面曲線は大きな差違を示さないが、次のような点が多少異っている。心壁の型がB、この場合には、心壁内の自由水面の実測値が計算値よりも少し下にさがり、型-Aの場合には、逆のようになっている。心壁を出た後のものについては、実測値が計算値よりも少し高目にでる傾向がある。

心壁ともたない等方均一質の堤体では、Hele-shaw の装置による実験は間隙の大きさや実験操作に充分注意してやれば毛管現象を伴わない流れの場合を実験してみることが可能である。ところで毛管水流を伴う sand-model 実験を行った I. Schmied 氏[15]や久保田敬一氏[16]の実験結果、就中ここに自由水面は流入面のところでこれが上流水面より或る値だけ下っている結果を示しており、同じような堤体について毛管水流が生じないように注意して行った著者の Hele-Shaw の装置による実験で求めた水面曲線、例えば写真-(6-2-2)、図-(7-2-1)などや、E. günther 氏の行った実験結果[17]と比較して、低目に出ているようである。他方 Hele-Shaw の装置によるものでは、流出点のところで滲出面に完全に切線とならぬために多少計算値より流出点が高目に出るのに対し、sand-model 実験の結果は計算値と近い値を示すようである。

このようなことから心壁のない堤体の自由水面は毛管現象がある場合はない場合より流入点附近で少し低く、これより流出点附近までの間に漸次後の場合のそれに近づき流出点でほぼ一致するのである。

このように模型でもその種類によって水面曲線の形に多少の差があり、毛管現象を伴う場合は上述のよう

な傾向が見られるから、実物と模型の自由水面の完全な相似ということは実際上困難である。実際の場合の堤体の滲透では必ず毛管水流を伴うものであるから、この自由水面を模型で求めようとすれば、やはり sand-model によるのがよいと考えられる。この時、両方の堤体の滲透水量（毛管水流のそれを含む）が同じ流量法則に従っておるならば、両者の自由水面はおよそ相似を成すものとみて支障がない。

3. 流　　量

堤体の定常滲透の場合には必ず毛管水流を伴うが、この場合の全滲透流量は堤体の形状、材料、透水係数、k_1/k_2 等が変っても、Reynolds no. が前述の値以下にある限りは、共通な特性に従っている。そこで堤体断面の形状並びに上下流水位を正確に実物の何分の1かに合せる時には、模型堤体の滲透流速を、その流が整流状態を満足するように注意しながら、或値以下におさえて実験を行い、心壁堤体の時には k_1/k_2 の値を実物の値と一致させておけば、実物と模型との両者に対して、同じ形の流量公式が成立することになる。そこで、模型について得られた流量をもとにして、長さの縮尺、並びに実際の堤体と模型堤体の透水係数の値を考慮して、実物の滲透流量を求めることが可能である。

同じ形の流量公式というのは Dupuit-Forchheimer 理論、2.0乗法則　2.5乗法則、3.0乗法則等の諸公式や式一（7-4-1）、全一（7-4-2）をさす。

毛管水流のみの流量も、実物と模型との両者について、式一（7-4-1）、全一（7-4-2）に従うことになるから、両者の間に相似が成立し、毛管水流以下の流れの流量についても同様なことがいえるのである。

いま、

q_I ： 実物の滲透流量（単位巾当り）
q_{II} ： 模型の　〃　（　〃　）
k_I ： 実物の透水係数
k_{II} ： 模型の　〃
v_I ： 実物における滲透速度
v_{II} ： 模型における　〃
n ： 実物と模型との長さの比

とすれば、次の関係が成立する。

$$\left.\begin{aligned} v_I &= v_{II}\frac{k_I}{k_{II}} \\ q_I &= n\frac{k_I}{k_{II}}q_{II} \end{aligned}\right\} \quad (7-5-1)$$

これらの q_I や q_{II} の値としては式一（7-2-1）の q、$q_{c\cdot1}+q_{c\cdot2}$ や q_p のそれぞれの値について成立するわけである。k_I、k_{II} の値は心壁堤体では透水係数を異にする各成分断面の実物と模型の相対応する値に適用せられる。

Hele-Shaw の装置を用いて心壁のない堤体の場合の滲透実験を毛管水流が生じないように注意して行うと、実物の毛管水流を伴う場合の流量との相似は成立しない。

心壁材料として粘土のような粘着力に富む細粒を用いると、その透水係数が直接水圧の大きさに比例し、従って水深とともに変化し、また時間とともに変るから頗る厄介になる。実物の心壁がこのような土で作られていると、模型との間の相似は滲透に関する種々な量に関して全く成立しないことになる。実物の心壁が粘土ではなくてこのような心配がなく、しかも k_1/k_2 の値が大きい値の時に、模型実験で心壁に粘土を使用

することは勿論不可である。いずれにしても一般に k_1/k_2 の値が極めて大きい心壁堤体の模型実験は実験技術や模型製作上の諸点からも実行不能である。

4. 流　線

毛管飽和限界高は *Sand-model* の場合には使用した材料により、*Hele-Shaw* の装置による実験の場合にはその装置の間隙の大きさにより、いろいろの場合が生ずる。毛管水流の上方の限界も、これらの種種の値によっていろいろの場合が生ずる。そして心壁堤体では、心壁通過後の堤体中の毛管水流の最上の流線は必ずしも自由水面が水平な場合に対する毛管飽和限界高と一致しない。

Sand-model では毛管飽和限界高が高く、心壁部及びその上流側の堤体部ではともに天端まで毛管水で飽和している。このような模型では実物に比べて、毛管水流の流積が全浸透水流の流積に対して占める%が大きい。これに対して、*Hele-Shaw* の装置による模型実験の場合は一般に *Sand-model* 実験の場合に比べて、毛管上昇高が低く、特に心壁以外の部分では低い。従って毛管水流の流積が全浸透流の流積に対して占める%が小さい。以上の点を考えると毛管水流の流線の形や位置や経路などは、*Hele-Shaw* の装置による実験の結果の方が実物のそれに多少似ているようであるが、相似が成立することは困難である。透水係数と毛管上昇高の2つを実物と模型の両堤体の心壁部及びそれ以外の部で相似にすることは実際上不可能と思われる。このように結局、毛管水流の流積を相似にすることは実際上不可能である。

毛管水流とその下を流れる重力水流との境界は心壁部ではおよそ相似が成立し、下方の水流中の流線も実物と模型とで相似が成立している。しかし心壁部を出た後の堤体部においては必らずしもこのようにはならないこともあるが、近似的には心壁部と同様な関係が成立するものとみられる。

心壁へ入る前の堤体部のものは、自由流線より上の流線は確に毛管飽和限界の高さによって支配され、最上の流線はこの高さと一致する。従ってこの部分の流線に相似関係は成立困難である。自由水面以下のものは、およそ毛管水流と重力水流の境界も定まっているから、近似的に相似が成立するとみてよい。

5. *piping*

この問題を模型で調べようとするには *Sand-model* によるより外はない。ところで、さきに述べたように毛管水流が存在している部分に関しては流線網の相似がうまく成立しないので、流速の方は相似も頗る成立困難である。ところで、また *piping* については、流れのなかにある1つの土の粒子に対して作用する "average percolation force" F_1 が関係し、F_1 は式－(7－5－1)に示す K. Terzaghi 氏の式[18]やこれを改良した式－(7－5－2)[19]などで表わされる。

$$F_1 = \gamma I \qquad (7-5-1)$$

ここに　γ ：水の単位重量

I ：考えている砂粒のところに対する導水勾配

また粒子と粒子の接触係数 m_0 を用いて、

$$F_1 = m_0 \gamma I \qquad (7-5-2)$$

この式の I の値が実物と模型とでうまく相似になったとしても、m_0 はこれを同じ値にすることはできない。この値は粒子の形状、大きさ、締り具合等に関係しているからである。流速や F_1 などの外に粒子自身の比重や上述のような特性もまた *piping* に関係するから、これを実物と模型とで相似にすることは実際上不可能である。従って、もし流線網を相似にすることが出来れば、考えている点の流速を模型について求めたもの及び実物の土の性質をよく研究した資料を用いて、実際の堤体内の点にある1つの粒子のところの流水の速度やこれに作用する F_1 を計算して、その粒子の大きさ、比重、形状等の特性とにらみ合せて、

piping が実際に於いて考えている点で生ずるや否やを判断するより仕方がないものと考えられる。模型に使用する砂粒は余り大きさ及び比重の小さいものを選ばない方がよく、そうでないと速にpiping を起してしまって流線網をとらえることが不可能になるからである。

(VI) 結　語

毛管水流は堤体模型においてはかなり重要視すべきであるが、実際の堤体においては問題にするに足らないものと従来考えられていた。ところが著者のこの研究によって毛管水流が模型と実物とを問はず極めて重要視すべきものであり、この水流と重力水流とは密接不可分の関係にあつて、これらを合せた滲透流量に関する法則を明らかにし、さらに毛管水流のみの流量に関する法則をも明らかにした。この法則によれば、心壁堤体ではどのような断面の場合でも、心壁の上下流の水位差が心壁巾に比べて大きく動水勾配が1.0をこえる場合には、毛管水流が存在するためにこれがない場合の流量に比べて全流量を著しく減少させ、堤体の水理学的安定を増すことも明らかにした。これらの結果により、今後、特に心壁堤体の設計には毛管水流を併せ考えた水流を考慮しなければならないことがはっきりとし、さらに堤体の透水量や水理学的安定に関する従来の考え方をも、この水流を重要視することにより変更しなければならないようになつた。

参　考　文　献

1) B. Schönwälder : Der Kulturtechniker, p 376, 1928.

2) F. Zunker : Handbuch der Bodenlehre, Vol 6, 1930

3) B. Koerner : Laws governing Percolation through Earth Dams and their Foundations, Proc. A.S.C.E, 1937.

4) J. Kozeny : Über den kapillaren Aufstieg des Grundwassers und die täglich wiederkehrenden Schwankungen des Bohrlochwasserspiegels, W. u. W. 1935, H.6.

5) C. A. Hogentogler : Engineering Properties of Soil, P. 125, 1937.

6) R. E. Moore : Water Conduction from Shallow Water Tables, Hilgardia, 12: P. 383~426, 1939.

7) たとえば L. D. Baver : Soil Physics, 1948.
R. K. Schofield : The pF of the Water in Soil, Trans. 3d Intern. Congr. Soil Sci, 2. p. 37~48, 1935.

8) R. Ehrenberger : Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und die Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes, Zeitschrift d. Österr. Ing. und Arch. Vereines, Nos, 9 to 14 incl. 1928.

10) W. Gardner : a Capillary Transmission Constant and Methods of determining it experimentally, Soil Sci. 10: p 103~126, 1920
W. Gardner : The Capillary Potential and its Relation to Soil-Moisture Constants. Soil Sci. 10 : P 357~359, 1920

9) たとえば L. D. Baver: Soil Physics, p. 204, 1948.

10) L. J. Briggs : The Mechanics of Soil Moisture. U. S. Dept. Agr. Bur. Soils Bull. p. 10. 1897.
L. J. Briggs, & J. W. McLane : The Moisture Equivalent of Soils, U. S. Dep. Agr. Bur. Soils Bull. P. 45, 1907.

12) T. W. Lambe : Capillary Phenomena in cohesionless Soils, A. S. C. E. 76, Seperate 4, 1950.

13) B. Koerner : Laws governing Percolation through Earth Dams and their Foundations, Proc. A. S. C. E, 1937.

14) M. Muskat : The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, P. 68, 1937.

15) I. Schmied : Die Wasserbewegung im Dammkörper, P. 59–63, 1925

16) 久保田 敬一 : 堤体の滲透に関する実験的研究（第3報）第7回土木学会年次講演会講演概要 P. 64–65

17) E. Günther : Lösung von Grundwasseraufgaben mit Hilfe der Strömung in dünnen Schichten, W. U. W. Heft 3, 15, P. 49–55 märtz, 1940.

18) K. Terzaghi : Geologic Factors in the Safety of Dams, Technical Publication No. 215. Am. Inst. Mining Engineers.

19) たとえば、R. R. Chugaev : Approximate determination of Stability of Earth Dams, 2nd Congress on Large Dams, IV, 1936.

第8章　結　論

本論文は土で作られた土堤、ことに土堰堤に対して作用する水理学的な作用を、内部的並びに外部的の両方面より究明し、これらの結果を綜合して、この種の構造物の合理的な設計に役立たしめようとしたものである。即ち、まず、堤体の表面流出の問題では、多くの実験を行ってその実相を正確に捉え、然る後に、これに裏付けを與え浸蝕防止の合理的な対策を求めた。滲透の問題についても著者の近似理論並びに実験を併用して、毛管水流を伴わない流れとこれに伴う流れとについてそれらの本質を究明し、さらに水理学的な見地から安定上好ましい心壁の挿入法を明らかにしたわけである。なお、滲透の問題に対しては心壁の挿入が唯一の水理学的な安定対策ではないけれども、この問題が土堰堤の水理問題としては極めて大切であるから著者がとりあげた次第である。Rock-fill toe や under drainage などの工法も興味はあるが、水理学上の問題としてはすでに究明されているから、余り興味はないのでここであえて取り上げずにおいた。これらの工法も心壁などと併用すればより効果的であることは明らかである。ここに前7章において論じた内容の内最も大切な点を要約すると次のようである。

(1) 土壌浸蝕を生ぜしめる斜面上の水流、特に gully の中の流れの特性を実験的研究によって究明し、雨裂状浸蝕は横流、螺旋流、衝撃波の衝撃、渦、剥離等の複雑な作用の綜合結果によって起るものであることを明らかにした。

(2) 土壌浸蝕を支配する種々の要素と浸蝕量との間の関係を明らかにしたが、土壌及び表面の状態が最も支配的であり、この中でも充分に繁茂した芝付を行うと最も浸蝕量を軽減し得ることになり、土壌の性質による浸蝕量の差異を極めて少いものにしている。また小段も相当な長さのものを1つ或は2つ用いると浸蝕量の peak を軽減しうることに役立つのであり、結局、適当な小段を設け法面には芝を植えて充分よく根が張って密に生育した状態にしておくことが浸蝕防止に最も効果的である。

なお、著者が急斜面浸蝕について論じたところは、必ずしも築堤や土堰堤の法面に限られた問題ではなく、山腹の急斜面などの場合にも勿論適用され得るわけであって、山腹工事の上にも極めて重要な暗示を與えているものと言えよう。

(3) 著者は心壁堤体或は Composite section をなしている堤体の定常滲透の問題をとりあげ、非定常滲透の問題には殆どふれなかった。Composite section の滲透では透水係数の小さい部分或は心壁を主にして考え、この部分の滲透を解決するために従来あまり深く考えられていなかったところの上下流水位が広範囲に亘る場合の重力水流の問題を明らかにした。即ち心壁巾に比べて上下流の水位差が小さい場合から大きい場合に亘る広範囲の変化をする場合に応ずる滲透問題の中 Dupuit-Forchheimer 理論の適用範囲を決めその範囲外のものにつき、與えられた断面と上下流水位のいろいろな場合に対して著者が発見した流量の2.0 乗、2.5 乗、3.0 乗法則等の内、適当なものを用いればその場合に応ずる流量が求められ、水面曲線についても、種々な断面と上下流水位に対して、正確にこれを求めうる公式を示した。

(4) 自由水面を有する堤体の滲透には必らず毛管水流を伴うものであり、従来はこれを無視して滲透問題が論ぜられていたが、これは極めて重要なものであり、必ずこの流れを伴った全体の水流を考慮しなければならない。この点から考えると、寫像函数などを用いて解くことが最も正確な解法であるとされていたことは確かに一考を要する。著者はこの毛管水流を伴う流れを実験的に研究して、これに関する特性を明らかになし得た。

(5) 心壁或はこれより巾の広い透水係数の小さい部分は、余り粘土の多すぎるものはいけない。亀裂が入り難

くしかも透水係数のなるべく小さいものが好ましい。この断面として望ましいことは次のようである。即ち、その断面の下流水位 $H_{2\cdot m}$ に対して上流水位が最大値 $\max H_{1\cdot m}$ をとる場合でも、$\max H_{1\cdot m} \leqq (H_{1\cdot c})_{2\cdot m}$ という関係を満足していること、即ち理論流量を計算するのに2.5乗法則を用いなくてすむだけの断面が望ましい。この点、透水係数 k_2 の値が他の部分のそれ k_1 に比べて著しく小さくない時には、割合に巾の せまい断面でも、特にその断面の自由水面以下の1部分が狭くない限りは、上の條件を満足しているが、k_2/k_1 の値が大きくなると、相当な断面巾を必要とすることになるから図－（7－3－5）に示したようなものにすることが望ましい。しかし経済上の理由その他により狭い巾しかとれず上の條件を満たすことが不可能の時は図－（7－3－6）のような断面とする。このような場合でも毛管水流が存在するために、重力水流のみの場合のようにpipingなどを生ずる傾向は非常に少い。これを置く位置は表法肩に近い部分に頂部がくるようにする。

以上のように本論文は従来の定説とかなりかけ離れた結論もあり、また従来あまり知られなかつた分野を或程度まで明らかにすることが出来た。ここで明らかにせられた所を実際の設計に当つて参考にするならば益する所が大きいものと考える。

本論文は京大教授石原藤次郎博士の御指導の下に著者が科学研究費の補助を得て行った研究をとりまとめたものである。またこれをとりまとめるに当つて京大教授小西一郎博士、神大西川總一教授の御激励を忝うした。ここにこれらの関係方面の方達に衷心より深甚の謝意を表する次第である。また終始実験や製図に援助を惜しまなかつた技術員石原有君に対しても感謝の微意を表する。