

土 木 研 究 所 資 料

第 442 号

有明海締切堤防調査報告書



昭和 44 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

序

建設省土木研究所 所長 福岡 正 巳

近時建設事業は、年率10パーセントに達する驚異的な経済発展にささえられ、規模と速度において実に目ざましい進歩をとげている。海岸や湖水においても伊勢湾などの高潮対策事業、三陸海岸津浪対策事業、八郎潟干拓事業などの大工事が次々と完成している。有明海締切計画はこれらの大規模な事業よりもさらにスケールの大きなものであり、それだけ幾多の難問題を含んでいる。この調査が開始されてからすでに約20年の才月が流れたが、この間に当初締切の最大の目標であった沿岸の干拓による農地開発、海底炭田の開発についての要求度が次第に低下し、そのかわりに水資源の確保が浮かび上がりつつあるかに見える。時代の変遷は土地や資源に対する要求の軽重はもとより、内容までも大きく変えるものであるが、このような大事業は単に短期的な目先にとらわれず、相当長期間を見通した計画の下に忍耐強く押し進められなくてはならない。オランダにおいてはゾイデルゼーの雄大な締切と干拓が長年にわたって強力に実施されている。これはひとつの生きた実例を我々の目の前に示してくれるものであろう。現時点においては土木研究所の実施したこの調査結果が直ちに工事の実施と結びつくとは思わないが、この種の計画は必らず実現の運びになるであろう。

締切に伴う技術的問題は無数に存在する。特に重要なものにしばっても相当な数にのぼるが、締切堤防の構造設計と淡水化の過程を中心に約3年間にわたり、各部門の専門家が、海岸研究室を中心にそれぞれの立場で調査試験を分担した。この報告書の内容は昭和41年度に作成された報告書と比較して大した違いはないようだが、実質的にはさらに詳細に検討が加えられている。例えば堤防の断面は耐震、透水、施工などの各方面から相当深く研究されている。締切堤の位置の水深は大であり堤体積も大きいので施工は相当困難であろうと予想される。堤防は陸上で施工されるダムと同様な働きをするものであるが、しや水のためにローラーで締め固めた粘土コアを用いるなどということはできない。またコンクリートやスチールで造ったしや水膜を入れること、グラウトカーテンをつくることも容易ではない。そこで海上から投入する堤体材料に透水性のなるべく少ない材料を選ぶ必要がでてくるが、あまり細かい材料だと潮流に流されてしまう。細粒の材料を海中に投入したゆるい状態で使用すれば常時においても安定性が悪い。大小粒の混合したロックを使用すれば透水性が大きくなりすぎて淡水化ができない。そこで堤体の施工を二段階にわけ、第一段ではロックの混合した材料で堤体を形成して荒らどめをし、その内側の斜面に砂のしや水壁つまりコアをつくる方法をとることにした。新潟地震の結果を見ると、粒のそろったゆるい砂は地震時に液状化現象を呈するから、なるべく大小粒の混合した砂が望ましい。マサ土（花崗岩風化土）はしや水用のコア材料としてほぼ満足できそうである。締切堤の予定地点はわが国でも大地震の最も少ないところであるから、地震のために破壊されることはまずな

いと考えられるが、材料の液状化については将来さらに検討する必要があるだろう。不幸にして万一液状化が起これば、堤体の一部がすべるようなことがあっても、砂を投入することによって補修することは比較的容易であろう。大船渡の津浪防波堤のように、ロックフィルの上にケーソンを並べる方法についても検討したが、地震によってケーソンが移動沈下したときの補修が容易でないこと、透水防止の砂を施工することを考慮すると全体を土石で造ったものと構造的に大した差がなくなるということで、結局ケーソンを使用しなかった。

締切の結果、湖水の表面部分に莫大な量の淡水が貯水されることになるが、この淡水の利用方法は将来研究しなければならない。その研究結果によって堤防や水門の構造が変わる可能性も起これよう。

以上述べたようにこの報告書では締切について従来よりも更に進んだ検討がなされているが、この調査で完全に結論がでたと言うのではない。従って将来工事実施までには更に調査試験を積み重ねなければならない。科学技術の進歩も急激で新しい機械や工法が続々と誕生しているので、工事は次第に容易になるであろう。最近とみにやかましく論議されている海洋開発に關聯のあることであるから、飛躍的な技術の進歩も期待されるであろう。

目 次

序 文

第1章 ま え が き	1
第2章 締切堤防標準断面	4
2-1 概 要	4
2-2 標準断面	4
2-3 最終締切位置における標準断面	6
第3章 締切後の淡水化の過程	9
3-1 概 要	9
3-2 淡水化過程について	9
3-3 淡水化過程におよぼす諸要素について	10
3-4 淡水化の計算モデルおよび計算条件	12
3-5 計算結果について	13
3-6 結 論	14
第4章 締切堤の透水性	18
4-1 礫の透水性について	18
4-2 現場揚水試験	20
4-3 真砂の透水性について	27
4-4 現地への適用	31
第5章 締切堤の安定性	33
5-1 礫の強度特性	33
5-2 真砂の強度特性	35
5-3 堤体の安定計算	35
第6章 締切堤の耐震性	38
6-1 既往地震調査	38
6-2 常時微動調査	38
6-3 地震動観測調査	39
6-4 堤体模型振動実験	42
6-5 堤体の地震時における変形の検討	42
6-6 既往震害例の調査	43
6-7 結 論	48
第7章 締切堤の施工	53
7-1 締切堤体材料について	53

7-2	堤体材料の運搬，投入および締固めについて	54
7-3	締切堤の施工に伴う潮流変化と施工上の問題点	55
7-4	有明海付近の海象と施工上の問題点	58

付 属 資 料

1.	有明海流入量調査	水文研究室	付 1
2.	淡水化過程について	鹿島試験所	付26
3.	礫の透水性について	土質研究室・海岸研究室	付43
4.	透水の計算における非定常の効果について	海岸研究室	付53
5.	ケーソンタイプの締切堤の透水量計算法について	海岸研究室	付57
6.	築堤材料調査 — 礫の空隙率の測定	施工研究室	付59
7.	築堤材料調査 — 礫の工学的特性	土質研究室	付61
8.	築堤材料調査 — 花崗岩の風化とその生成物である真砂土の 工学的特性について	土質研究室	付63
9.	築堤材料調査 — 有明海周辺の真砂土について	地質研究室	付69
10.	わが国における港湾工事の現状について	施工研究室	付74
11.	捨石堤の設計例および海外の深海防波堤の設計例	施工研究室	付77
12.	大船渡津波防波堤設計の概要	施工研究室	付82
13.	東京湾第三海堡の現状	施工研究室	付87
14.	締切堤の施工に伴う潮流の変化について	海岸研究室	付89
15.	有明海周辺の風および波浪資料の収集・解析について	海岸研究室	付92
16.	傾斜粗石堤への波のうちあげ高について	海岸研究室	付96
17.	ゲート付きケーソンの安定性について	海岸研究室	付99

第 1 章 ま え が き

有明海地域総合開発調査は、昭和 28 年 1 月に、国土総合開発法による調査地域に指定されて以来、関係機関によって多くの有益な調査が実施されて来た。しかし、その規模が極めて壮大なビック・プロジェクトであるので、なお幾多の検討すべき問題を残している。当土木研究所は、個々の調査の段階で参画していたが、締切堤防の構造設計、施工、締切後の淡水化過程について、水理、構造両面にわたって総合的に調査を進めるために、昭和 41 年 6 月に、所内に「有明海締切堤防調査連絡協議会」を設置して、調査の推進を図って来た。

調査の主体を締切堤の標準断面の検討におき、これの達成の為に次の 4 課題を設定し、それぞれ担当研究室を決めて、調査を実施した。

(1) 締切後の淡水化に関する調査

- i) 締切後の淡水化の過程 鹿 島 試 験 所
- ii) 河川からの流入量調査 水 文 研 究 室

(2) 締切堤の構造設計に関する調査

- i) 安定性に関する調査 土 質 研 究 室
- ii) 透水性に関する調査 土 質 研 究 室
- 海 岸 研 究 室

(3) 締切堤の耐震性に関する調査

振 動 研 究 室

(4) 締切堤の施工に関する調査

- i) 施工に関する調査 施 工 研 究 室
- ii) 締切に伴う潮流の変化 海 岸 研 究 室

および海象に関する調査

調査費は 41～43 年度の 3 年間で総計 12,270 千円でその内訳は次表のとおりである。

課 題 名	担 当 研究室	調 査 費			担 当 者
		41年度	42年度	43年度	
河川からの流入量調査	水 文	1,290			木下 武雄
淡水化の過程	鹿 島	950	2,040	970	山口 高志
安定性および透水性に関する調査	土 質	180	200	1,750	山村 和也, 佐々木 康
透水性に関する調査 潮流の変化その他海象に関する調査 総合報告書のとりまとめ	海 岸		1,160	1,730	富永 正照, 坂本 忠彦
耐震性に関する調査	振 動			300	栗林 栄一, 岩崎 敏男
施工に関する調査	施 工	580	500	620	伊勢田 哲也, 山下 宏
計		3,000	3,900	5,370	

調査費のうち、957万円は海岸事業調査費（自省予算）であり、270万円（43年度）は国土総合開発事業調整費（経済企画庁予算）である。

今日までの調査により、締切堤防の標準断面に対する一応の結論を得ることが出来、施工の可能性も確められ、締切後の淡水化も淡水深10mとした場合、約3ケ年で完了する見込みがついたので、この機会に過去の調査結果をとりまとめ、報告書を作成したものである。この調査では、締切のルートを一応、大矢野線に想定しているが、調査結果は他のルートの場合にも充分応用できるものである。

なお、耐震性に関する調査は、この種の重要構造物においては、とくに重要であるが、この調査で、その動的な挙動を十分に解明することは、時間的にも、経費的にも困難なので、大規模な調査は取り止め、有明海の締切に関連して38年来実施して来た調査結果と、今回の補足的な調査結果にもとづいて締切堤の耐震性を検討することにした。38年からの調査の概要は次表のとおりである。

年度	調 査 項 目	調査費	報 告 書	担 当 者
38	(1) 既往地震調査 (2) 常時微動調査 (3) 地震動観測（地震計設置）	円 3,678	有明海締切堤の耐震性調査報告 （その1）九州西部既往地震調査 39年3月 土木研究所	大久保 忠 良 浜 野 昭 寺 島 敦 岩 崎 敏 雄
39	(1) 堤体模型振動実験 (2) 常時微動調査 (3) 地震観測	1,600	有明海における常時微動の測定 結果素報 40年3月 土木研究所	大久保 忠 良 浜 野 昭 寺 島 敦 岩 崎 敏 雄
40 1 42	(1) 模型実験結果の検討および 文献調査 (2) 地震観測（41年4月九建 に移管）	0	土、地震およびフィルタイプ構 造物の耐震に関する文献調査、 フィルタイプ構造物の地震被害 41年10月 土木研究所彙報 26, 27号	栗 林 栄 一 岩 崎 敏 男
43	(1) 調査結果のとりまとめ (2) スペクトル解析	300		栗 林 栄 一 岩 崎 敏 男
計		5,578		

以上のほか43年度には、堤体材料として、菊地川流域における小袋山の真砂の調査を行なった。これは地質研究室の岡本室長、菅原研究員の指導により実施した。

実際に締切堤の工事が施工される際には更に細部にわたって調査検討が必要になると思われるが、今回の調査結果が、今後の有明海地域総合開発計画の推進にとって有益な指針になるものと信じている。

3ケ年に亘る調査期間中、常に適切な御指導、御協力をいただいた、経済企画庁総合開発局、建設省計画局地域計画課、河川局河川計画課、海岸課、九州地方建設局の方々、並びに所長はじ

め当土木研究所の関係各位に対し、深く感謝の意を表する。

昭和44年3月

河川部長 川 越 達 雄

「有明海締切堤防調査連絡協議会」の組織

昭和41年6月発足

主 査	河 川 部 長	(41年6月～9月 谷口 敏雄, 41年9月以降 川越達雄)
幹 事	海岸研究室長	
構成員	千葉支所長	
	河 川 部	河川研究室長, 水文研究室長, 鹿島試験所長
	地質化学部	地質化学部長, 地質研究室長, コンクリート研究室長, 化学研究室長
	機械施工部	機械施工部長, 施工研究室長, 土質研究室長, 機械研究室長
	構造橋梁部	構造橋梁部長, 基礎研究室長, 構造研究室長, 耐震調査室長 (現 振動研究室長)

第 2 章 締切堤防標準断面

2-1. 概 要

昭和37年11月18日の有明地域総合開発協議会に於いて立案された締切堤防の標準断面¹⁾は、石塊を用いて荒止めを行なった後、砂を腹付けして透水を規制し、さらにその外側を捨石で保護する形式であった。この断面案でも湖内の淡水化、堤体の安定性などについてはかなり検討されているが、39年の新潟地震の経験より、地震時には砂の流動化が著しいことが明らかとなったので、透水規制材として砂を大量に使用することには大きな不安がもたれる様になった。

耐震性の面から砂が使えないとすると、雑石、巨礫のみを使用したいわゆるロックフィル堤で締切ることが考えられる。

この場合には、当然塩水の透水量が多くなると予想されるので、淡水化の可能性についてとくに検討する必要がある。

主として以上のような見地から、土木研究所に於いて断面の再検討を行なったのであるが、ロックフィル堤のみでは透水量が大きく、淡水化が非常に困難であることが明らかとなった。そこで、砂に類するもので、地震時にも安定であり、しかも透水を小さく出来る材料が求められるに至った。このような条件を満たす材料としては真砂が適当であり、実際真砂で締切られた例もいくつかあるので、有明海付近で真砂を大量に得ることが出来るか否か調査を行なったところ、幸いにして菊地川流域の小袋山付近で、材料として適当な真砂を大量に採取し得る見通しを得られた。

上述の調査にもとづいて、以下に示す様に、雑石で荒止めをした後、これに真砂を腹付けする断面を最終的に採用することにした。

2-2. 標準断面

標準断面は図2-1に示すとおりである。雑石のロックフィル堤に真砂を腹付けし、さらにその湖側の表面は雑石で保護してある。

雑石堤の表のりこう配は2割としたが、裏のりは真砂の使用量を節約するため、上部で2割5分、下部で3割とした。

湖側のこう配は、真砂の地震時の安定性を考慮して下部では4割とした。雑石と真砂のみの堤体を考え、安定性を検討すると、安全率は1.7となる。又、震度を0.15として地震時の場合を調べると、安全率は1.18となり、一応静的計算では安定であることが検証された。雑石の上に真砂を直接捨てると、真砂が雑石の中に流出し易いので、雑石堤と真砂との間に、雑石

1) 九州農政局，九州地方建設局，第四港湾建設局，福岡通商産業局，有明海地域総合開発協議会：有明海地域総合調査結果の概要，昭和41年3月

中の比較的粒径の小さい部分から成る遷移層を設けてある。

真砂の表面は波、流れに対し抵抗力をもたせること、施工上の面などから、雑石で保護してある。透水を規制する真砂は湖側の方が水位変動が少ないこと、産出地に近いことなどを考慮して、湖側に腹付けすることにする。

海側、湖側とも波の作用の強いところの保護層は8トン、および4トンの重量のものを使用する。これは100年確率の風速から推算される波を用いてハドソン公式から計算したものである。

真砂の層厚は、上部で約1.8m、下部で2.0m程度となっているが、これは真砂の透水係数を調査結果に基づき、 $5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ と仮定して、堤体からの塩水の透水量が30t/sec以下(湖内の淡水化の面から決められた。)になる厚さに相当な余裕を見こんで決定した。

天ば高は、潮位を期望平均満潮位(T.P. 2.2m)、潮水位T.P. 0.5m(平常時の潮水位T.P. -0.5mに1mの余裕を見る。)とし、50年確率の風速から計算された波のうちあげ高(海側 $2.4 \text{ m} \times 1.5 = 3.6 \text{ m}$ 、湖側 $2.6 \text{ m} \times 1.5 = 3.9 \text{ m}$)を考慮すると、海側ではT.P. 5.8m、湖側でT.P. 4.3m必要となる。堤防全体をT.P. 5.8mにすることは不必要なので、海側に近い方の2.5m幅のみをT.P. 6mとして道路に使用し、他の部分はT.P. 4.5mに止める計画とした。天ば幅は当初4車線以上あればよいとのことであつたから、上述の様な計画で十分と思われる。

なお、海側部は外海より侵入して来る波の影響を受ける部分があると思われるので、将来、波浪観測によってその実態を把握し、その影響が大きい場合はこれに十分対処するように計画する必要がある。

次に上記標準断面決定の基本条件、土工量、工費の概算、比較案などについて述べることにする。

(1) 基本条件

締切堤断面の検討に当って特に考慮した条件は次のとおりである。

- (a) 湖内の水位を平常時はT.P. -0.5mとする。これは干拓地の排水の関係から定められたものである。
- (b) 淡水化が可能で、相当量の水利用をはかる。

その他、後に出て来る土工量、工費の積算などでは一応、三角-大天野-浦田線を対象としているが、この調査では、特にこのルートにこだわっているわけではなく、この点については別途検討すべきである。標準断面としては他のルートにも適用出来ると考えられる。

(2) 土工量および工費の概算

この点については、九州地方建設局で詳細な検討が実施される予定であるが、こゝでは参考のため、およそその土工量と単価から工費を概算してみた。なお、対象は三角-大矢野-浦田線である。

計算結果は表2-1のとおりで、土工量は雑石 2900万 m^3 、真砂 1900万 m^3 、細雑石

530万 m^3 となっている。こゝで各材料の単価が問題であるが、一応雑石1,000円/ m^3 、真砂1,500円/ m^3 とする。真砂の単価が雑石よりかなり高くなっているが、これは捨こみの際、材料の分離を防止する必要があるので、通常の捨こみより単価が高くなると推定されること、土地の買収費などを考慮して若干の余裕を見こんだためである。

表1-1によると、工費は約620億円となったが、これに水門、ロック、最終締切りのための諸費用、土工量に対する若干の余裕を見こむ必要があるので、実際の工費はこの数字をかなり上廻るものとなろう。

(3) 比較案

図2-1の標準断面に対し、水深20m程度より上部に大規模のケーソンを使用する混成型の断面(図2-2参照)についても検討した。この案の利点は断面が小さくなるため、工費が安くなる可能性があったことであるが、ロックフィルタイプに比較して耐震性により多くの問題があること、および、真砂などにより透水の規制を考えると、全断面積としては図2-1の場合にはより一致する結果となり、工費軽減の利点が失われることなどの理由から採用するには至らなかった。

2-3. 最終締切位置における標準断面

標準断面は図2-2に示すとおりである。又、締切予定位置およびその付近の水深を図2-3および図2-4に示す。

最終締切りの幅は約2kmで、水深は10m以下である。この部分の締切りは写真2-1～2-2に示す様なゲート付のケーソンを使用して、他の部分に先立って施工される。

写真2-1および2-2はオランダのデルタプランで使用されたゲート付のケーソンである。

ケーソンの設置後はゲートを開放して、他の部分が完全に締切られるまで自由に潮流を出入させる。このケーソンの他に、湖内の淡水化および洪水の排出に必要な水門が500m設置されるので両者により、潮流の最大流速は4.65m/sec程度に押えられる。

この流速に耐えられる捨石の重量は1トン程度と推定されるので、比較的容易に、洗掘の保護、締切りなどを施工しうると考えられる。過去の記録によると最終締切時の流速はデルタプランでは5m/sec、錦海湾では3m/sec程度であった。

締切堤の残部が完成後、ゲートを一時に閉じて潮流を遮断し、その後ケーソンの中詰、雑石、真砂などの腹付けを行なって最終締切部を完成させる。したがって最終的な形状は堤体内にケーソンを埋め殺す以外は図2-1と同様である。

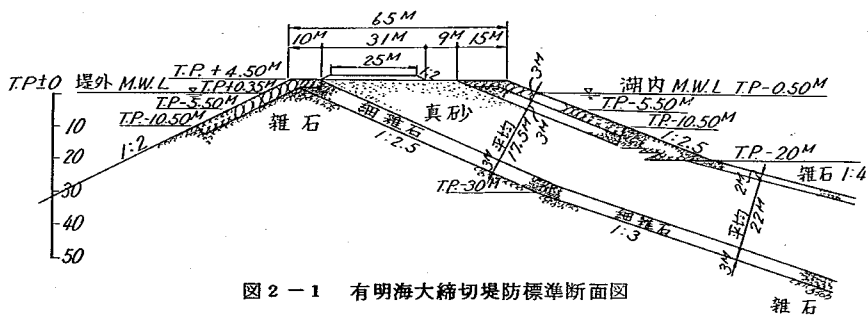


図2-1 有明海大締切堤防標準断面図

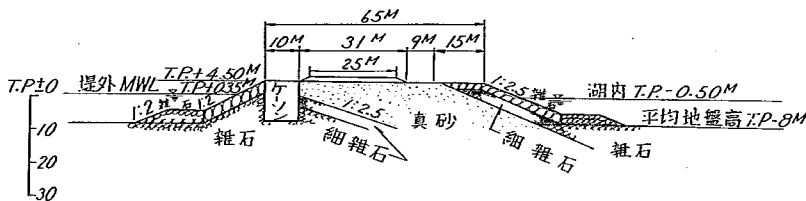


図2-2 ケーソンによる締切部分

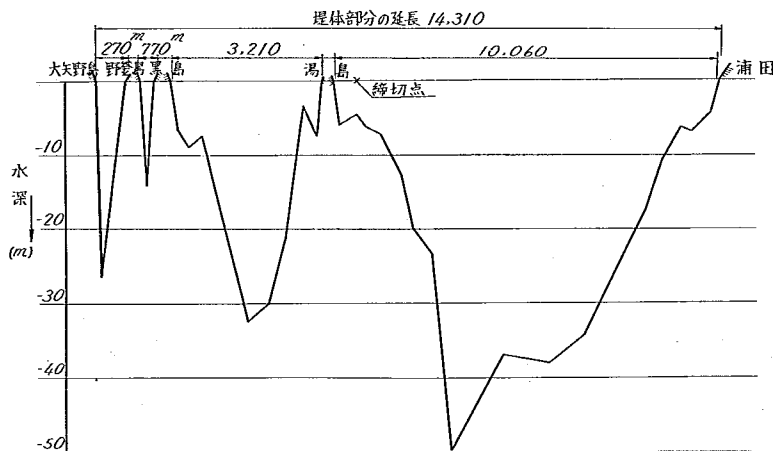


図2-3 大矢野線縦断面図

表2-1 土工量および工費概算表

水深 h[m]	0 ~ 5	5 ~ 10	10 ~ 15	15 ~ 20	20 ~ 25	25 ~ 30	30 ~ 35	35 ~ 40	40 ~ 47m	
平均水深 h[m]	3	8	13	18	23	28	33	38	43	
延長 km	1.55	2.55	0.90	1.50	1.80	1.00	1.40	2.20	1.40	総延長 14.30
粗石 m³	279,000	1,096,500	702,000	1,845,000	3,123,000	2,310,000	4,186,000	8,393,000	6,633,200	28,567,700
真砂 m³	434,000	1,224,000	612,000	1,320,000	2,025,000	1,508,000	2,682,400	5,178,800	3,964,800	18,949,000
フィルター材 m³	141,050	397,800	198,900	429,000	631,800	424,000	716,800	1,331,000	980,000	5,250,350

粗石 1000円/m³ 286×10³×10³=286億 真砂 1500円/m³ 18.9×10³×1.5×10³=283億

フィルター材 1000円/m³ 53×10³×10³=53億

計 622億円

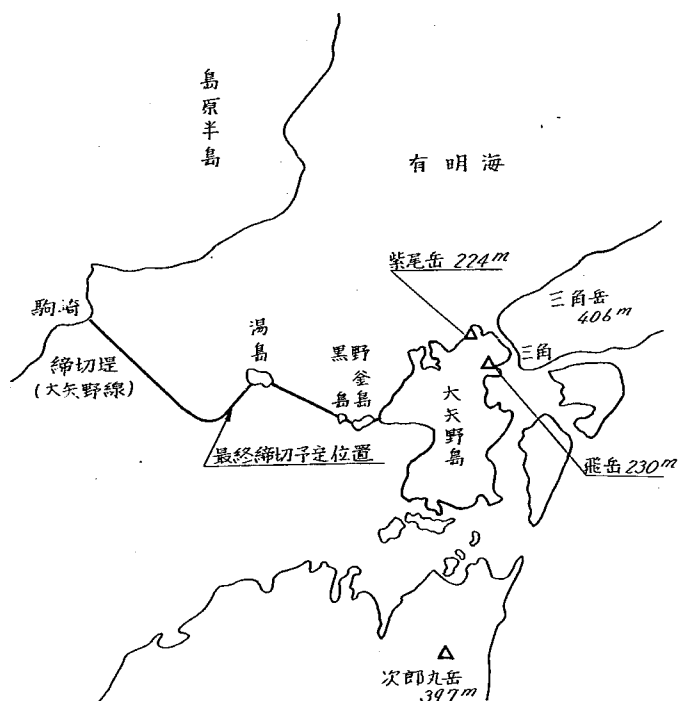


図 2-4 有明海締切堤防概要図

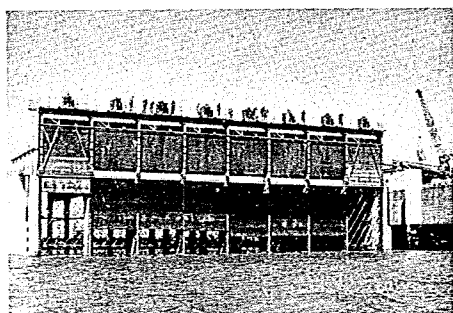


写真 2-1

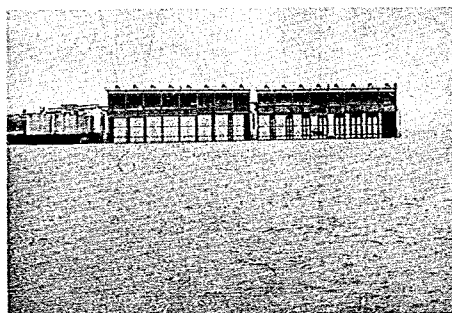


写真 2-2

写真 2-1 および 2 オランダのデルタプランで使用されたゲート付きケーソン

第3章 締切後の淡水化の過程

3-1. 概 要

締切が完成してから、何年後に湖内の水が用水として、使用に耐えるようになるのか、そうなるためには、どのような条件が、またそれを積極的に促進するにはどのような条件が必要なのか、これがこの課題に課せられた問題の内容といえよう。

簡単な例を示すと、例えば建設される堤防が、施工面の制約のために直径の大きな岩石ばかりで築かれた場合、その透水係数は、 $k = 1.0^3 \text{ cm/s}$ にも達してしまい、淡水化は、ほとんど実現されない。また、逆に排水ゲートを、築堤法線上の最深部に設ければ、塩水の排出率は1.00%になることが期待されるので淡水化は1年ででも完了するであろう。

淡水化の計算は、これまで日本でも二三試みられているが、いずれも計算過程中に大きな仮定を含んでおり、首肯しがたい点がある。

本調査では、なるべく合理的な計算法を確立することを目標に、これまでの手法のうち、欠けている部分について実験的に検討を加えた。

あとに示す、淡水化過程の計算法にも、もちろん多くの欠陥があり、二三の点では安全側をとったものもあるが、これまでの例に比して、十分信頼度が上ったものと思っている。結果については結論で触れる。

3-2. 淡水化過程について

図3-1は、ある程度淡水化が進んだ状態を示したものである。図をみてわかるように、淡水化に影響を与える要素としては、

- ① 流域からの淡水の流入（湖面降雨および蒸発量を含む）
- ② 堤体を浸透して入って来る塩水量
- ③ 塩水は、密度が大きいのので淡水の下に層化するが、風、波、洪水の流入等の攪乱により、上層に塩水が混入する、その程度
- ④ 流入して来る水を排除しなければならないがその排出方法およびその淡塩排水比（図3-3）

等が挙げられる。⑤他に、湖内の維持水位（堤内外水位の相対関係）が影響する。有明海の場合、これが、 $T.P. - 0.50 \text{ cm}$ であり、これに比べて、三角の平均潮位は $T.P. + 0.35 \text{ cm}$ であるので、排水の時期は干潮時の僅かな時間に制約され、最適な堰操作などといった試みを不可能にしたこと、また、塩水の浸透量をより多くする原因にもなった。例えば平均水位差 $0.35 - (-0.50) = 0.85 \text{ cm}$ の他に、淡水化が 1.0 m 進行すると、その密度差 $0.03 \times 1.000 \text{ cm} = 3.0 \text{ cm}$ も加わることになり、これは排出する側から見て大きな負担といえる。

以上に示した各項の効果を実際に定量的に表わすことができれば、過去数年間の流量、風速

等の時系列を用いて逐次計算を行って、淡水化過程を追跡することも可能と思われるが、やはり現在の段階では、それだけの精度を期待することはむづかしく、単に労力の徒費に終ると思われる。

以下、各要素についての実験、検討した結果について簡単に触れ、計算に採用した条件までを示そう。

3-3. 淡水化過程におよぼす諸要素について

(1) 淡水の流入量

本項については、河川部水文研究室¹⁾が担当した。小河川では流量観測がなされていないことから、直轄河川（筑後川、緑川、白川、菊地川、本明川）の観測流量と、降雨記録より、各河川のタンクモデルを作成し、これを残流域に適用するという方法をとった。用いた data は昭和31年～40年までの10年間、これに有明海降雨量を加えて、全流域流入半旬流量を時系列として求めている。

しかし、実際の淡水化の計算には、有明海の貯溜面積が大きいので、少し位の流量変化は影響しないこと、加えて計算の精度の点をも考慮して、10年間の平均流量 $591 \text{ m}^3/\text{s}$ を採用することにした。

この値の年毎の変化の巾は約2割程度、また半旬流量の最大は $6,000 \sim 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に達している（図3-2-1および図3-2-2を参照）。ちなみに $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が、1潮汐（12 hrs）の間流入しての水位上昇は約20 cmである。

次に有明海内の蒸発量を差引かねばならないが、種々の資料²⁾について調べた結果、あまり確定的な答は出せなかったので、一応大ざっぱに降雨量/蒸発量 = 1 とした。この結果 $Q_{in} = 519 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

(2) 塩水の浸透量

塩水と淡水が堤体内に共存する場合の浸透実験を行い、

- 堤内の全ヘッドが高ければ下層よりの塩水の浸透がないこと（有明海の場合不可）。
- 有明海程度の水理量では、一次元のダルシー則を用いた運動方程式で十分な精度が期待できること。
- 透水係数 $k = 10^6 \text{ cm/s}$ （堤長15 km，堤体巾100 m，水深20 m）で約 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の塩水の浸透があること。

などがわかった。

1) 有明海流入量調査報告 土木研究所資料No.262（42年3月）付属資料に掲載

2) 河川工学便覧 コロナ社

水面蒸発の研究，山本義一，近藤純正，発電水力

(3) 流れのある場合の塩水の上層への混入

これには、岸³⁾による吹送流のある場合の混入量の計算法等があるがこれには界面付近の濃度勾配が必要であり、現在推定できない。鹿島試験所でも基礎実験として上層が流れている場合の塩水の混合量について実験を行った。

以上とは別に、岸⁴⁾が種々の貯水池の実測値より求めた風速とその風速がどの程度の水深まで影響を及ぼすかを調べた式がある。

$$H = 5.0 \log V - 1.0 \quad (m) \quad (1)$$

例えば、 $V = 13, 20, 30 \text{ m/s}$ に対してそれぞれ 4.6 m , 6.5 m , 7.4 m となる。

本式を参考にして、影響水深 (H_{mix}) をあとで定めるわけであるが、まず本式自体としては、本式中に垂直安定度を示すパラメーター (R_i 数など) が入っていないこと、および用いられた資料のとられた湖の大きさが有明海に比して小さいことなどの問題を含んでいる。

また実際に計算を行う場合には、例えば、初期 $H_{\text{mix}} = 4 \text{ m}$ としても、100日でもたてば 6 m , 400日では 9 m という風に変化するので、あまり初めから過大にとるのは、現実と異なる結果を招くことになる。

計算では $H_{\text{mix}} = 4$ および 5 m をとり、比較を行った。

(4) ゲートよりの排出

この要素は、一番重要な項でありながら、在来の計算で採用されていない要素である。

すなわち、流入量 (淡水流入量 Q_{in} + 塩水浸透量 Q_{sp}) だけ、ゲートより排出するわけであるが、少くとも流入水の塩水濃度より排出時の濃度が大きくなければ、淡水化は進行しないのであるから、この排出濃度が合理的に決められない限り、計算の精度はあやふやなものになる (図3-3)。

行った実験はあるゲートの状態に対して、淡塩境界面の位置 (h_s)、通過流量 (Q)、密度差 ($\Delta \rho$) 等変化させ、他にゲート開度を変えた場合についても実験を行ない、図3-4に示すような結果を得た。密度差によってグラフが異なる点に問題が残るが、これにより、 $\Delta \rho$, Fri , h_s/a が与えられると Q_s/Q が求まる。

(5) 堰 操 作

湖内維持水位が高ければ、図3-4等を勘案して塩水排出に効率のよい堰操作が考えられるのであるが、図3-3左上にも示したように海の方のヘッドが低くなるのは短時間に限られているので、堰操作は各淡水化過程に対して一義的にきまってしまう。

計算に際しては淡水化過程毎にまず堰操作時間 T を求め、これより $\Delta \bar{H}$ および $Q_{out} = \frac{1.2}{T} \times$

3) 岸力、加藤正進；二層流の風による混合に関する研究

(第14回海岸工学講演会, 1967)

4) 岸力、加藤正進；河口湖二層流の安定に関する研究 (風による二層流の混合)

march, 1966

($Q_{in} + Q_{sp}$) を算出する (図 3-3)。

次にトッホによる渇り堰の実験結果より簡単な逐次計算で、流量係数 C および堰開度 a を求めた。この結果、湖側ヘッド h_t に対して、 Q , a が一義的に求まったわけである (但し、ゲート敷高、ゲート巾 Q_{in} 等が変ればこの関係は変る)。

用いた潮汐波形は三角の満干平均値を求め、この間を Sine カーブで結んだ。

(6) 風速資料

有明海域風速資料として、筑後川下流、三池港、島原、西郷の 4ヶ所について、各点に共通する S36, 37, 38 年の日平均風速および $V > 10 \text{ m/s}$ のときの毎時風速について調査して来た。表 3-1 に 3 年間平均の風級別頻度 (月換算) を示す。これを (1) 式を使用する際の参考資料とする。

ただし、これは調査期間として短期間に過ぎるきらいがあり、事実、他の資料によればもっと大きな風速が観測されているようである。

表 3-1

	$0 \leq V \leq 2.0$	$2.0 \leq V \leq 6.0$	$6.0 \leq V \leq 13.0$	$13.0 < V$
西 郷	1 7. 8	1 1. 2	1. 4	0
島 原	2 0. 1	9. 8	0. 5	0
三 池 港	8. 3	1 8. 9	3. 3	0

る。それをも加味して、1 年に 1 回程度は 20 m/s 程度の風を予想するのが安全と思われる。

3-4. 淡水化の計算モデルおよび計算条件

(1) 計算モデル

計算モデルとしては、次の 2 つを考えた。

A モデル 1

図 3-3 中で流域よりの淡水 (Q_{in}) は、上層 (h_1) に流入する。塩水浸透量 (Q_{sp}) は、下層に流入する。適当に時間を切り ($\Delta t = 10 \text{ days}$)、図 3-4 等を用いて一連の計算を行って ($h_T, Q, a, Fr_i, h_s/a, Q_s/Q$)、塩水面の低下量 (Δh_s) を求める。これを繰返す。

B モデル 2

方法としてはモデル 1 と同じであるが、モデル 1 が風、波等の攪乱を無視していることをチェックする意味で、始めから混合層 (H_{mix}) を設定し、淡水 Q_{in} はこの層に流入混合するものとする。ただし h_s の減少と共に H_{mix} 増加する。このため、モデル 1 が $\Delta \rho = 0.03$ 一定であるのに対し、 $\Delta \rho$ は漸次変化する。またモデル 1 が h_s だけを求めるのに対し、モデル 2 は h_s および $\Delta \rho$ を求める。

(2) 境界条件の確認

$$Q_{in} = 519 \text{ m}^3/\text{s}$$

5) 付属資料 1 5 参照

$$Q_{sp} = 30 \text{ m/s}$$

$h_s - \Delta$ (水深面積 関係図)

ゲート巾 500 m

ゲート敷高 T.P. - 10 m

内水位 T.P. - 0.5 m

$$H_{mix} = 4 \text{ m}$$

(3) 計算ケース

一応(2)に挙げたものを基本として、各種条件の効果をみるために、それぞれ1ないし2の要素を変化させて計算を行った。ただし、モデル1については、手計算によりケース1のみしか行っていない。

表3-2 淡水化の計算条件一覧表

条件 \ case	1	2	3	4	5	6	7
湖内水位	-0.50 m	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
ゲート敷高	T.P. - 10 m	-7	-10	-10	-10	-7	-10
ゲート巾	500 m	700	500	500	500	700	500
塩水浸透量 (Q_{sp})	30 m^3/s	30	150	30	30	150	0
初期混合水深 (H_{mix0})	4 m	4	4	5	4	4	4
流入淡水量	519 m^3/s	519	519	519	419	519	519
備考					取水 100 m^3/s		

(モデル2についても初め手計算で行い、あとに $\Delta t = 1 \text{ day}$ として電子計算機(TOSBAC 3400)により計算を行った。)

この他に「以上の淡水化過程中に非常に大きな擾乱(例えば台風)があった場合、淡水化がどの程度おくれるか」を検討した。詳細は付属資料にゆずるが、例えば開始後100日および150日後に風速25 m/sの風が24時間吹いた場合、上層濃度(密度)がどの程度上昇するかを岸氏の方法(前出)により算出し、その際得られる新しい境界条件より再び淡水化過程を計算してみた。この場合、界面付近の密度勾配が不明なので、ある測定例をとりしかもこれを安全側に修正使用した(case 1-1, 1-2)。

3-5. 計算結果について

図3-5~3-7に結果を示す。これから

- 1) モデル1(図3-5)とモデル2とでは、淡水化に要する日数にそれほど差異がない。

以下モデル2の計算結果より

- 2) Case 1 の場合, 700 日程度で, 約 500 ppm に達すること, 同様の期間で淡塩界面も敷高近く ($T.P. - 9.3 m$, $h_s = 0.70 m$) 程度に達することがわかる。
- 3) Case 1, 2 によれば, 落着く淡塩境界面はゲート敷高によってほゞきまる。しかし, 敷高が $T.P. - 10 m$ 以下になると, 排出に必要なヘッドが足りないため, 界面は下らなくなる。Case 1-1 なども上層濃度の減少によるヘッドの減少を補うため, h_s は上昇を示している。
- 4) 塩水浸透量が多くなると, 淡塩境界面が大きく上る (Case 3, 6)。塩水浸透量が少い効果 (Case 7) はあまり結果には出ていないようであるが, これは1つには3) で触れたように $T.P. - 10 m$ 付近であるためと思われる。しかし実際問題としては, 淡水化終了後大きな効果をもつと思われる。
- 5) $H_{mix0} = 4 m$ と $5 m$ の差はあまりない。
- 6) $\Delta \rho$ の変化は各ケースによって, それほど変化がない。
- 7) Case 6 より淡水流量の減少がそれほど致命的な悪影響を及ぼさない。これはゲート開度の減少による F_{ri} の増加が原因と思われる。
- 8) 淡水化開始後 100 日 ~ 150 日後に台風等によって, 下層から相当量の塩水の混合があったとしても, 本計算方法では, 上層の密度において 100 ~ 150 日程度のおくれですむことがわかる (Case 1-1, 1-2)。

3-6. 結 論

以上の結果などより

- 1) 有明海の淡水化は, ほゞ3年程度で完了すること。
これは $H_{mix} = 2.0 m : \text{const}$ とした先の報告 (図3-8) の方法でも7年ではほゞ完了することと比較しても, 十分考えられうる期間である。
- 2) そのためには, ゲートとして最低限ゲート敷高 $T.P. - 10 m$ 以下, ゲート巾 $500 m$ 以上, 堤体からの塩水透水量 $30 m^3/s$ 程度以下という条件が必要になって来る。
問題は Case 1 で得られている淡水深 $9 m$ が塩分濃度維持に十分かということであるが, まず(1)式から判断すると, 十分な値といえるが, (事実千葉県河川湖沼委員会では, 維持水深として $6 m$ を採用している)。
しかし, 前にも触れたように, (1)式自体まだまだ問題を持っており, また有明海の場合風の吹送距離も長く, 波高 $3 m$ 程度の波の発生も期待できるので, 実際の使用開始後を考えて, $9 m$ 程度でも少いかもかもしれない。これについては, 今後十分な研究が必要と思われる。
- 3) では, これ以上に淡水深を大きくする方法として考えられるのは,
 - 1) 湖内維持水位を $5 cm \sim 10 cm$ 上げる。これは塩水深 $1.5 \sim 3 m$ に相当し, もつとも効果

がある。

ロ) 大潮時を有効に利用して排水する。

ハ) Fr を大きくするために gate 巾を大きくする。

ニ) 塩水の透水量を少なくする。

などが考えられる。ロ), ハ) の効果はどちらかといえば消極的であるが, ニ) は先にも触れたように, 実際的な効果が期待されよう。

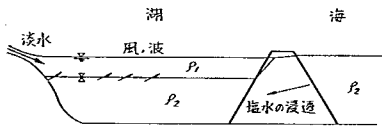


図 3-1 淡水化の過程

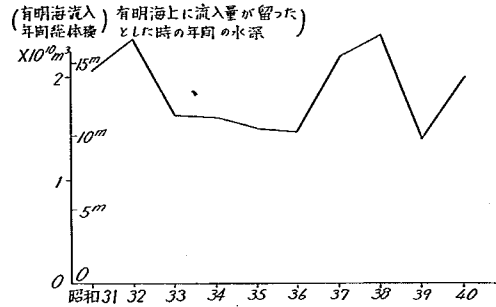


図 3-2-1 10年間の有明海流入量年間総量

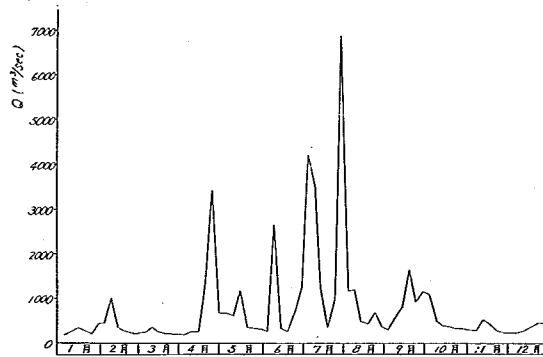


図 3-2-2 有明海半月平均合計流入量図

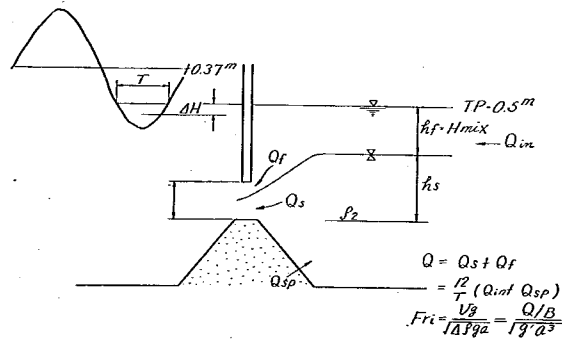
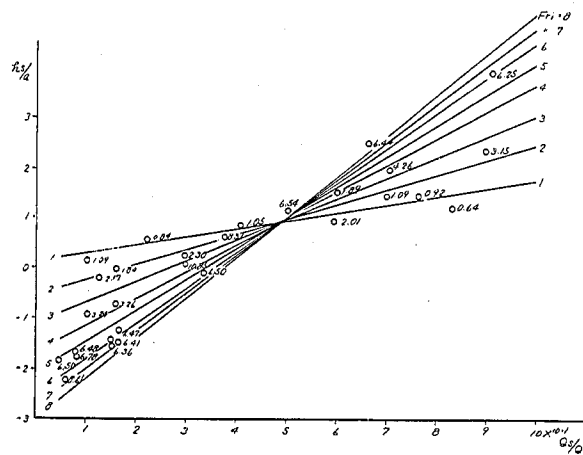


図 3-3 堰付近の水量の関係 $\Delta P = p_2 - p_1$



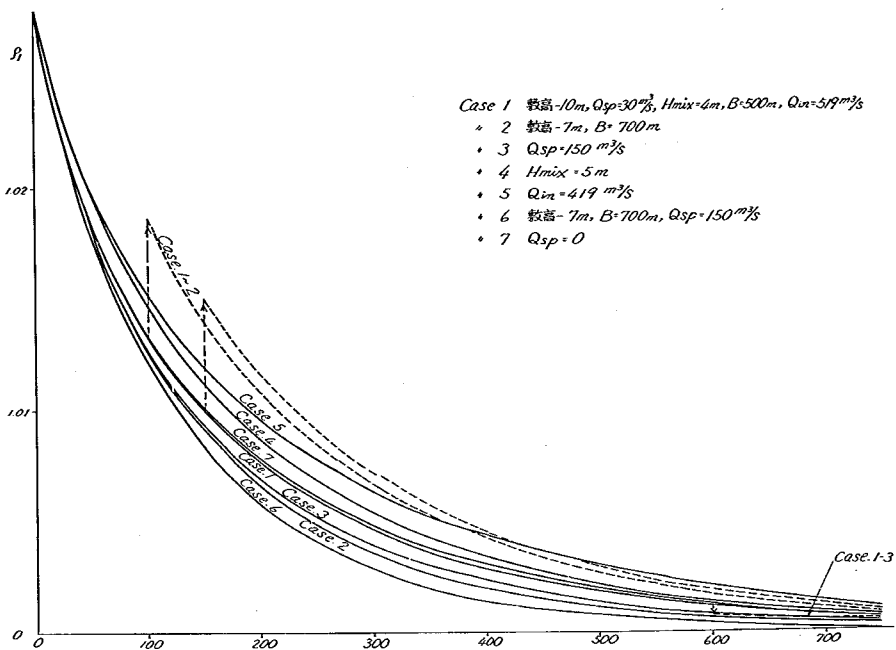


図3-6 淡水化部分の時間的变化

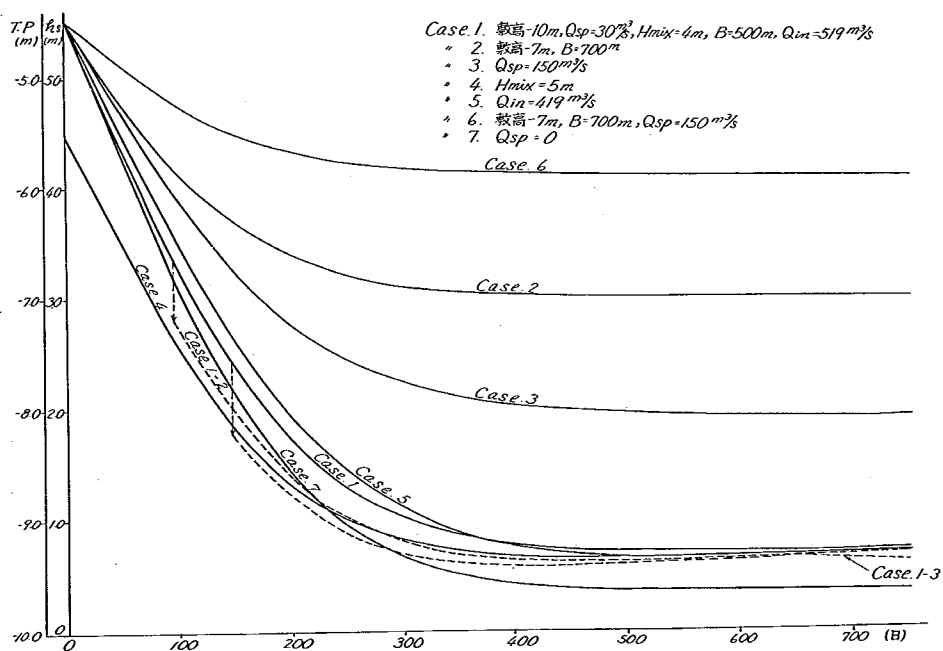


図3-7 淡塩境界面の時間的变化

第4章 締切堤の透水性

4-1 礫の透水性について

4-1-1. 礫の透水性について

締切堤の構造設計，湖内の淡水化等の基礎資料として堤内への塩水の透水量を推定することは非常に重要な問題であるが，この問題は究極的には，堤体の透水係数をいかに推定するかという問題になる。締切堤の構造が大粒径の礫，岩を使用して作るロックフィルタイプの均一材料堤であれ，あるいはその中央部又は表面に透水性の低い材料（砂，真砂等）を設置して作る複材料堤であれ，いずれにしても堤体の大部分を占める，大粒径の礫あるいは岩の透水性を検討する必要がある。透水体の透水性の難易は通常透水係数で表示されているが，その概念の適用は低レイノルズ数の範囲に限られ，礫のように大粒径で透水性の大きい——従って必然的に高レイノルズ数になりやすい——ものへの適用は困難である。そこでこのような領域に於ける透水性の表示法，また透水性と粒径，粒度分布，間隙率等の諸要因との関係を理論的考察および実験により検討して，堤内への塩水の透水量を推定してみよう。

4-1-2. 理論的考察

透水体の間隙内の流水を連続させた仮想的な流管内の流れとして取り扱い，透水性を示す指標として，管路の抵抗係数の概念を採用しよう。仮想流管の大きさは，粒径；粒度分布，間隙率より求まる平均の間隙の大きさとして求めて見る。透水体を次のようにモデル化して考えてみよう。

- (i) 透水体の構成各粒は均一粒径であり，粒径 d [cm] とする。
- (ii) 構成各粒は球形とみなされるものとする。
- (iii) 各粒は等方的に詰めこまれているものとし，間隙率を P とする。
- (iv) 毛細管現象，吸着水現象等は無視する。

以上の仮定に従って透水体の切断面を考え，その間隙の平均の大きさより間隙の平均径深を求めて見ると，(1)式となる。

$$R_p = \frac{P d}{(1-P)} \sqrt{\frac{2}{3}} \quad (1)$$

透水体をこのような径深をもった仮想流管の集合として見ると(2)式の関係が得られる。

$$\frac{P^3}{1-P} \cdot \frac{2 g d}{U^2} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} = f(R_e) \quad (2)$$

ここに Δh = 損失水頭， ℓ = 透水体の長さ， d = 粒径， U = 断面平均流速

P = 空隙率

透水流に関するレイノルズ数は間隙内の流速と，間隙の大きさを代表する長さによるレイノルズ数と考えると，(3)式のような表示が適当なことがわかる。

$$R_e = \frac{U \cdot d}{(1-P)\nu} \dots\dots\dots (3)$$

(2)式と(3)式の関係によって透水性が統一的に表現できるはずであり、低 R_e の範囲に限れば、透水係数は(4)式で表わされることになる。(4)式はKozeny-Camanの式あるいはFair-Hatchの式と一致する。

$$k \propto \frac{\rho g}{\mu} \frac{P^3}{(1-P)^2} d^2 \dots\dots\dots (4)$$

以上透水体が均一の粒径よりなる場合を検討したが、粒度分布がある場合には代表径として何を取れば良いであろうか。Hazenの提案した10%有効径 d_{10} が有名であるが、 d_{10} それ自身には意味がなく「透水性を規制するものは重量分布の中央径 d_{50} よりもかなり小さい粒径である」ことを便宜的に示しているにすぎない。粒度分布の開きが大きくなり、粒径 d_i の全体に占める重量比 w_i が正確にわかっていれば、(5)式のような等価直径 $\bar{d}$ をとれば、均一粒径と同様の考察ができることがわかる。

$$\bar{d}^2 = 1 / \sum \left(\frac{w_i}{d_i^2} \right) \dots\dots\dots (5)$$

4-1-3. 実験およびその結果

大粒径の礫に関する透水実験は鹿島水理試験所構内に新設した透水流実験水路において行なわれた。透水供試体部分は長さ $\ell = 2.0 \text{ m}$ 、幅 $B = 1.5 \text{ m}$ 、高さ $H = 1.0 \text{ m}$ であり、閉水路として実験した。

小粒径の砂および碎石に関する透水実験は千葉支所に於いて大型透水実験装置を用いて行なわれた。これはこの実験のために製作したもので、内径60 cm、高さ100 cmの鋼管製である。実験ケースは表4-1に示すとおりである。(2)式および(3)式の関係を用いて整理した実験結果は図4-1に示すとおりである。これによれば実験結果は、ほぼ一つの曲線にまとまり考察の妥当性を示しているものと思われる。

碎石について実験式を作れば、

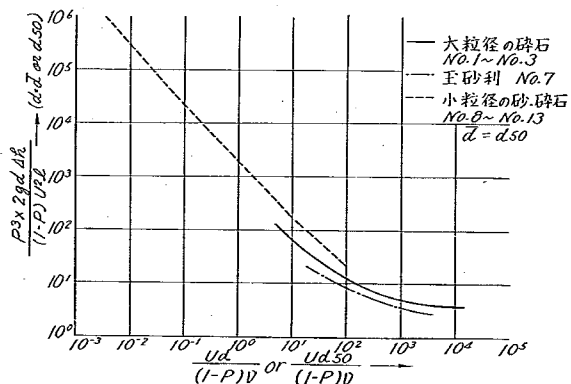


図4-1 抵抗係数のレイノルズ数による変化

表 4-1 礫の透水性に関する実験ケース一覧表

実験番号	粒 径 (公 称) mm	等価粒径 $\bar{d}$ cm	間 隙 率
No. 1	2号碎石 40~60 mm	4.90 cm	0.465
No. 2	100 mm 砕 石	10.93	0.445
No. 3	碎石混合粒径 $d_{50} = 120$, $d_{60}/d_{10} = 3.3$	8.79	0.383
No. 4	1号 60~80 60% 5号 10~20 40%	2.30	0.320
No. 5	2号 40~60 70% 3号 30~40 30%	4.36	0.433
No. 6	混合粒径 $d_{50} = 10.2$	0.270	0.240
No. 7	40 mm 玉 砂 利	4.13	0.361
No. 8	$d_{50} = 2.6$, $d_{60}/d_{10} = 4.1$	細粒部分の粒度 分布の開きが大き く正確な計算 が不可能 $\bar{d} = d_{50}$ で代用	0.544
No. 9	〃		0.380
No. 10	$d_{50} = 2.6$, $d_{60}/d_{10} = 5.5$		0.393
No. 11	〃		0.360
No. 12	$d_{50} = 0.43$, $d_{60}/d_{10} = 1.6$		0.518
No. 13	〃		0.504

$$\frac{P^3}{1-P} \cdot \frac{2g\bar{d}}{U^2} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} = \frac{757}{R_e} + \frac{39.3}{\sqrt{R_e}} + 4.3 \dots\dots\dots(6)$$

$$\text{ただし } R_e = \frac{U\bar{d}}{(1-P) \cdot \nu}$$

(6)式となる。

詳しい理論および実験データは付属資料を参照されたい。

4-2. 現場揚水試験

4-2-1. 試験現場

締切堤防の透水性状の検討に必要な礫材の透水係数を求めるため現場揚水試験を行なった。試験現場は長崎市の南方、長崎外港建設現場の埋立地である。埋立地は図4-2に示すように長崎市深堀町と香焼島間の海面を締切って造成されたもので約77万 m^2 の面積を有し総土工量は約1000万 m^3 に達した。

埋立て用材料は深堀住宅団地造成現場より得られたものでかなり風化のすすんだ雲母片岩である。採石にはANFO火薬を0.25~0.4 kg/m^3 程度用いたベンチカット工法を採用したが得られた材料は粒径50cm程度までのものが多い。この材料をダンプで運搬しブルで撤

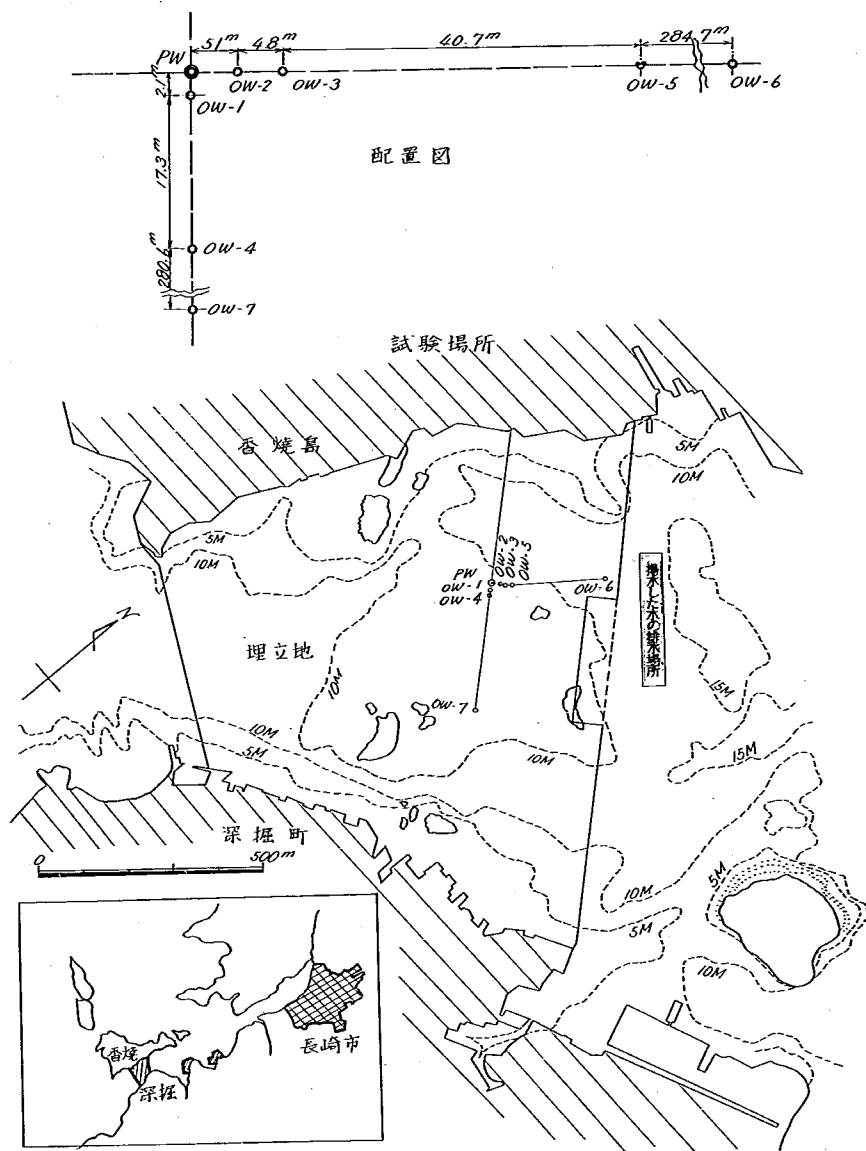


図4-2 井戸配置図および試験場所平面図

き出して埋立地を造成したものである。

埋立て現場で採取した試料について行なった粒度試験結果は図 4-3 に示すとおりである。

また水置換法によって

求めた現場密度は GL

-0.5 m で $\gamma_d = 2.00$

t/m^3 であった。現場

密度の測定は地表部だ

けでしか行なっていな

いがこの測定結果によ

るとダンプトラックと

ブルドーザーの走行に

よって海面より上の部分についてはかなり密にしまっていることがわかる。

揚水試験はこの埋立地の東北端の一画において行なったもので揚水井 1 本、観測井 7 本を用いた。この他に東側岸壁、西側岸壁および中央の池において水位を観測した。各井戸の配置と深さは図 4-2 および表 4-2 に示したとおりである。

表 4-2 揚水井および観測井の配置

名 称	略 号	数 量	内 径	深 さ	揚水井からの距離
揚 水 井	PW		$\phi 250$	$GL-10\text{ m}$	—
観 測 井	OW-1	1 本	65	-8	2.7 m
〃	OW-2	〃	〃	〃	5.1
〃	OW-3	〃	〃	〃	9.9
〃	OW-4	〃	〃	〃	20.0
〃	OW-5	〃	〃	-7	50.6
〃	OW-6	〃	〃	-6	33.5.4
〃	OW-7	〃	〃	〃	30.6

4-2-2. 潮汐による地下水位の変動

揚水に先立って揚水井ならびに全観測井を用いて地下水位の変動を 3 昼夜にわたって観測した。観測結果は図 4-4 に示すとおりである。

今この埋立地をきわめて簡略に図 4-5 のように模型化してその

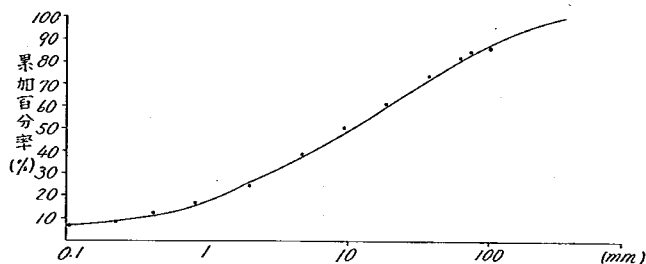


図 4-3 現場揚水試験地の粒度分布曲線

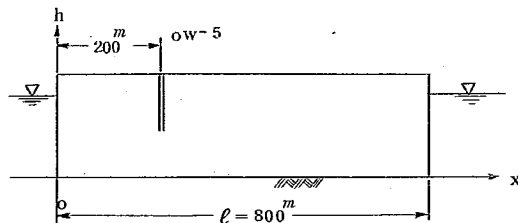


図 4-5

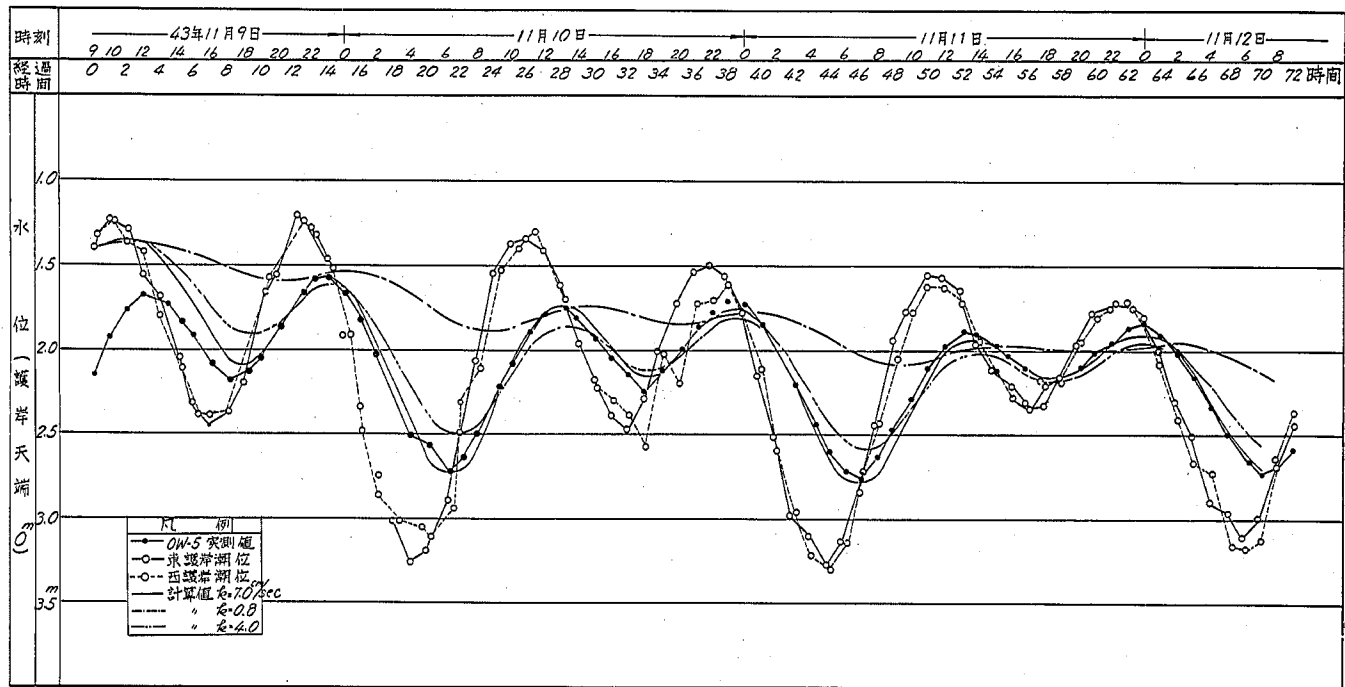


図 4-4 潮汐による地下水位の変動観測および解析結果

地下水位変動について考察してみる。

連続方程式

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial u h}{\partial x} = 0 \quad (7)$$

運動方程式

$$\frac{1}{\lambda g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{u}{k} = 0 \quad (8)$$

ここに、 λ は間隙率、 u は x 方向の流速で、両式から次式が得られる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\lambda} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} \right) \quad (9)$$

いま埋立地内の流れは x 方向だけの流れと仮定すると

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\lambda} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \quad (10)$$

となる。この式を階差式に展開し、 $x=0$ 、 $x=\ell$ における潮位を境界条件として与えて逐次近似計算を行なった結果が図4-4に観測値と同時に示してある。

数値計算に当って与える間隙率の値は $\lambda=0.2$ と仮定した。この結果透水係数 $k=7\text{ cm/sec}$ のものが実測値とかなり良い一致を示しており、この埋立地の透水係数は基だ大きいことが明らかになった。なお地下水位変動に関する本間の解を用いて、水位変動の振幅から透水係数を求めると $5\sim 7\text{ cm/sec}$ となる。

4-2-3. 揚水試験

潮汐による地下水位変動の観測の結果、透水係数が当初推定の値より大きいことが判明したので揚水試験は潮汐の干満の間を選んで行なった。すなわち当初計画のポンプでは十分な地下水位低下を期待できなくなったので潮汐による地下水位変動の定常的な時間に汲み上げを開始し、揚水による地下水位の低下と潮汐による地下水位変動をできるだけ区別できるようにした。

揚水による地下水位の変動は図4-6に示すとおりである。これから水位低下、回復ともに2分程度で定常状態に達することが知れる。

この水位低下量から

$$k = \frac{2.3 \cdot Q \cdot \log r_2 / r_1}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}$$

を用いて透水係数を求めてみると表4-3に示すような結果となった。

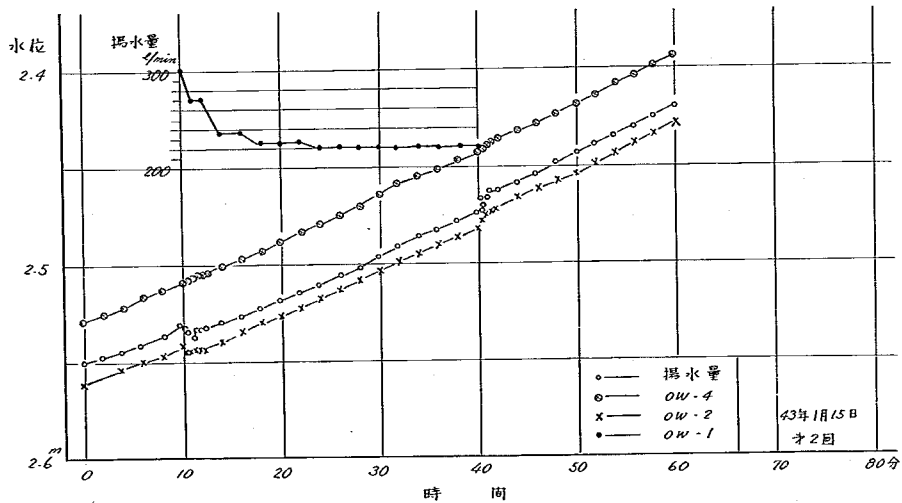
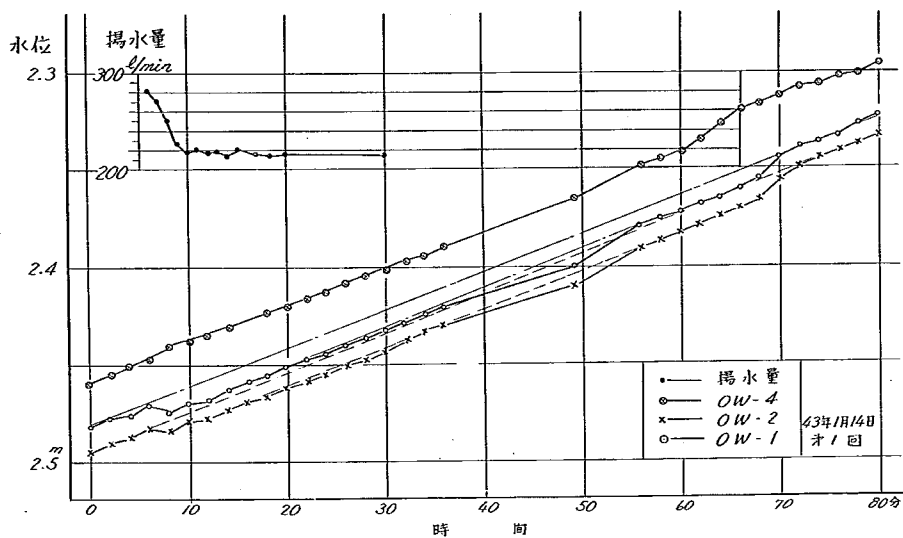


図4-6 揚水による地下水位の変動

潮汐による地下水位の
変動ならびに揚水試験に
よって得られたこの埋立
地盤の透水係数は同じオ
ーダーであつて

$$k = 1.30 \sim 7.0 \text{ cm/sec}$$

という大きな値になつて
いる。

図 4-3 に示した粒度分布は細粒分をかなり含んで均等係数も大きな材料であることを示しているにもかかわらず、このような大きな透水係数となった理由として考えられることは、この埋立地の造成に際して海中に投棄した材料のうち細粒分が潮流によって失なわれたのではなからうかという点である。

いまひとつの点はダンプによるまき出しの際に斜面を落下する材料の粒度に分離が生じ層状に堆積した結果このように大きな透水係数となったのではなからうかと考えられる。

表 4-3 揚水試験による透水係数の算定

井戸 No	揚水量 ℓ/min	水位低下量 cm	透水係数 cm/sec
OW-1	2 1 5	1.0	1.30
◇	2 2 0	0.8	1.67
OW-2	2 1 5	1.0	2.08
◇	2 2 0	0.7	2.37

4-3. 真砂の透水性について

4-3-1. 真砂の透水性について

巨礫、雑石を使用して築造されるロックフィル堤のみでは、4-1および4-2で検討したように塩水の透水量が大きく淡水化が非常に困難であることが明らかになった。そこで砂に類するもので、地震時にも安定であり、しかも透水を小さく出来る材料が求められるに至った。この様な条件を満たす材料としては、真砂が適当であり、実際真砂を使用して締切られた例もいくつかあるので真砂の透水性について検討を行なってみる。

真砂の透水係数、セン断強度、粒度分布などの工学的性質は母岩の鉱物組成、一次鉱物と二次鉱物との組合せや変質の程度、粒度、粒形、間隙比などの多くの条件によって異なるものである。松尾、内田¹⁾らは真砂土の風化の程度、組成鉱物などと工学的性質との関係を求める多くの実験を行なっている。風化の程度と母岩の鉱物組成によって粒度分布は異なるようであるが、それらの文献に現われた真砂の粒度分布は図4-7に示すようである。図中に示した数字は文献番号を示したものである。なお熊本県小袋山付近で採取した真砂の粒度分布は図4-8に示したようである。

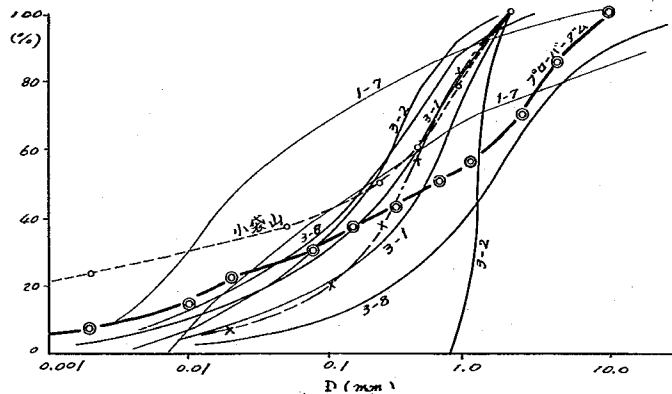


図4-7 真砂の粒度分布

真砂は砂と粘性土の中間的な性質を有しており、締固めの程度ばかりでなく、締固め時の含水-間隙比の試料の透水係数は異なった値となることを竹下らは示している。図4-9の実線はこの事を示したもので、締固め時の含水比の増加する方向に矢印が付してある。なお点線は文献3-6、○、×印は文献3-8に示された試験結果である。これらの結果は室内において突固めて作った試料について行なわれた結果であるが、真砂の透水係数はかなり小さいものであることがわかる。

1) 付属資料を参照

4-3-2. 真砂を使用して締切られた堤体の実

測透水係数

(i) 香港（ホンコン）のブローバーコブダ

ム

ロックフィルタイプのダムであり、コアに風化花崗岩（真砂）が使用された。ダム建設に際して実施されたテストマウンドでは現場透水試験の結果 $k = 10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 程度の値が観測されている。

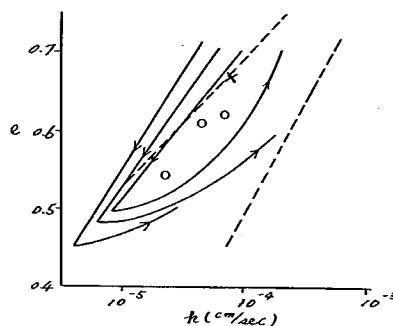


図4-9 真砂の透水係数

(ii) 錦海湾締切堤防

岡山県邑久町にあり、瀬戸内海に面する

錦海湾を塩田用に締切ったものである。その概要を図4-10に示した。主たる堤体材料は真砂であり、堤体の南端取り付け地付近より採土し、バジによる海送および片押しによる撒き出しにより施工した。総土工量は約 $450,000 \text{ m}^3$ であった。堤内地の湛水をポンプで排出しているため、堤体からの透水量はかなり正確にわかっており、それによれば透水係数の経年変化は図4-11に示す通りである。ただし、

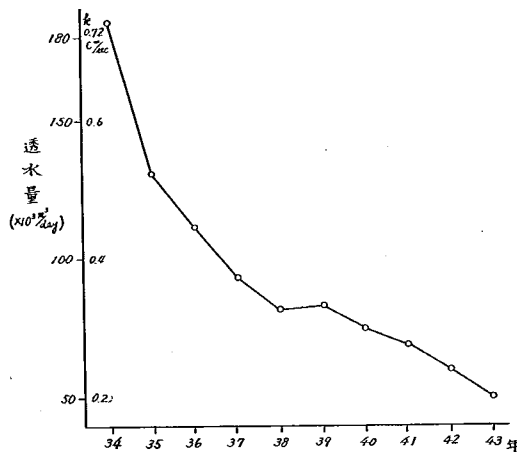


図4-11 錦海湾締切の透水係数の経年変化

堤体延長 $L = 1700 \text{ m}$ 、透水延長 $\ell = 50 \text{ m}$ 、堤体の透水断面高 $h = 2.5 \text{ m}$ 、平均水位差 $\Delta h = 3.4 \text{ m}$ として概算した。この結果、 $k = 2$

$\sim 8 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ となるが、堤体下部のサンドマットからの透水量も

含んでおり、真砂自体の透水係数はかなり小さくなると考えられる。

(iii) 児島湾締切堤防

岡山県児島町、玉野市にわたる延長 1558 m の農業干拓を目的とする締切堤である。その標準断面を図4-17に示した。主たる堤体材料はサンドポンプによる海底砂であり、堤体の透水係数は $k = 6 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度と予想されている。塩水透水量が当初の計画を上廻っているため、止水工の必要性を生じている。

以上の締切堤の実測透水係数および真砂自体の透水係数より考えて、真砂を使用した場合の堤体の透水係数は、 $k = 10^{-1} \sim 10^{-2} \text{ cm/sec}$ は十分に期待できることがわかる。

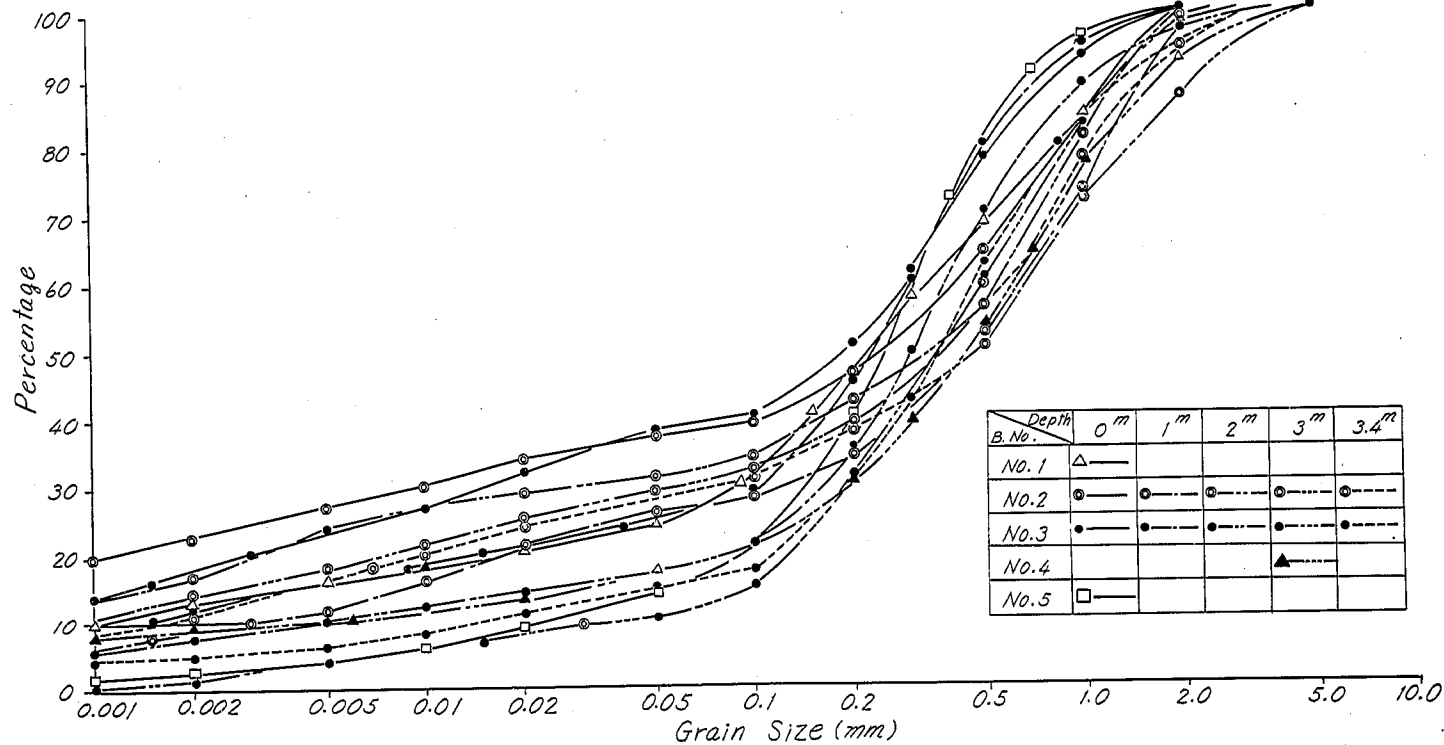


図 4-8 小袋山のマサ土粒度分布

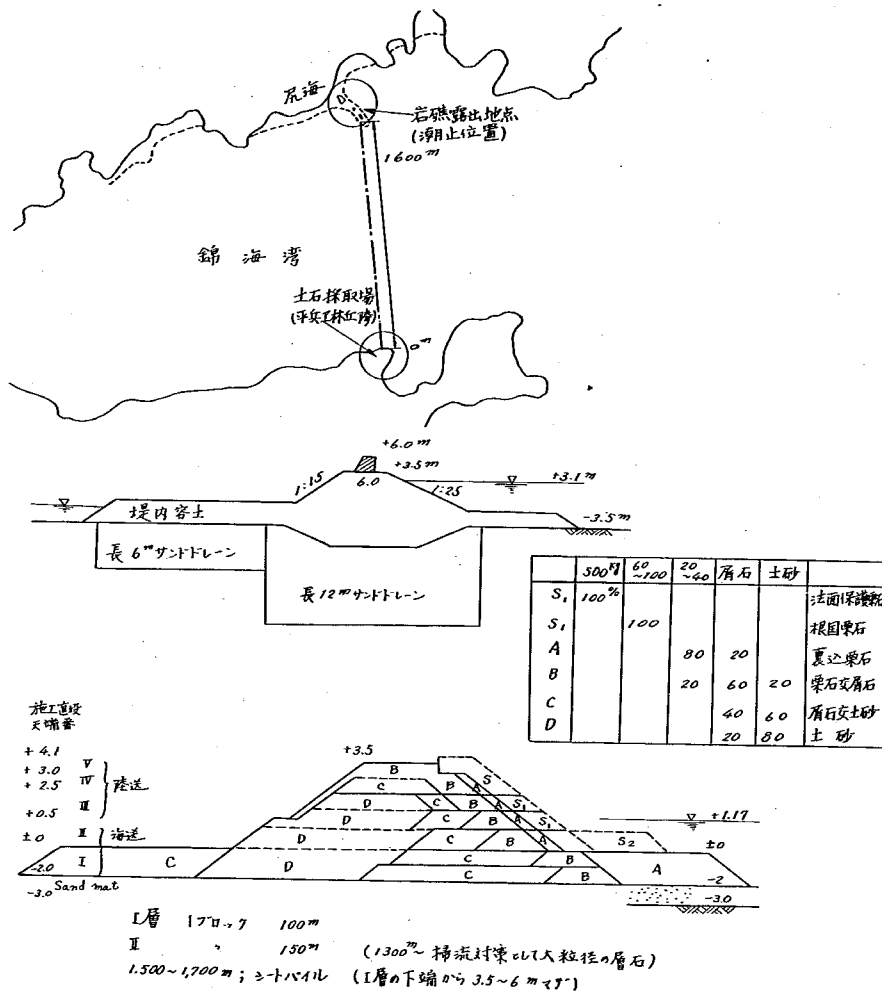


図4-10 錦海湾縮切堤の概要

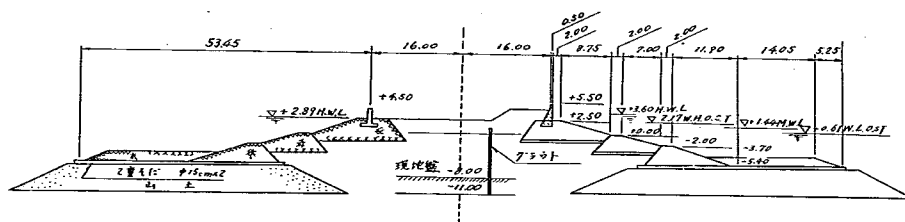


図4-12 児島湾縮切堤防標準断面図

4-4. 現地への適用

締切堤を大粒径の礫のみで築造した場合の概略の透水量を推定してみよう。三角-大矢野-浦田ルート为例にとり、締切堤の総延長 $L = 15,000\text{ m}$ 、平均水深 $H = 20\text{ m}$ 、締切堤の堤体幅 $\ell = 100\text{ m}$ 、と仮定する。現在、三角の平均潮位は $T.P. + 0.35\text{ m}$ であり、締切堤内は利用上 $T.P. - 0.50\text{ m}$ 程度まで下げることが予想されるので、平均水位差は $\Delta h = 0.85\text{ m}$ 以上となる。潮位変動の振幅にもよるが平均して $\Delta h = 1.0\text{ m}$ と仮定する。空隙率は現地に近い状態で行なった実験結果に基づき $P = 0.4$ および 0.3 の兩者について計算した。空隙率の測定については付属資料を参照されたい。締切堤の材料は中央粒径 $d_{50} = 25\text{ cm}$ とし、透水量を求めると表4-4のようになる。計算は平均流速を仮定して、(6)式の関係を満たすまで、くりかえせばよい。これによれば $10^3 \sim 10^4\text{ m}^3$ のオーダーの透水量が生じることになり、堤内池の淡水化はおぼつかないことになる。したがって締切堤は大粒径の礫、岩を使用してつくる単一材料堤では、塩水の透水量が大きすぎるので砂、真砂などの透水性の低い材料を併用した複材料堤としなければならないことがわかる。

透水量の計算に於ける非定常性の効果、ケーソンタイプの締切堤などの透水量の計算法は付属資料を参照されたい。

表4-4 締切堤防からの予想透水量(ロックフィルタイプ)

粒 径	間 隙 率	断面平均流速	総 透 水 量	みかけの透水係数
均 一 粒 径 $d = 25\text{ cm}$	$P = 0.4$	$L = 3.24\text{ cm/sec}$	$Q = 9,720\text{ m}^3/\text{sec}$	$k = 3.24\text{ cm/sec}$
◇	0.3	2.00	6,000	2.00
混合粒径 $d_{50} = 25\text{ cm}$ $d_{60}/d_{10} = 3.3$ $d = 19.2\text{ cm}$	0.4	2.79	8,400	2.79
	0.3	1.66	5,000	1.66
◇				

次に第2章で示した締切堤体において、どの程度の透水が起るか概算してみよう。

外海と締切堤内の平均水位差を 1.0 m とする。真砂の透水係数を $k = 5 \times 10^{-2}\text{ cm/sec}$ として透水量を計算すると表4-5のようになる。真砂層内の平均流速は、 $V = kI \div 0.05 \times 1.0 / 1.75 \div 3 \times 10^{-3}\text{ cm/sec}$ 程度であり、このような微流速では、堤体本体の雑石部分での損失水頭は期待できず、透水の規制は真砂層の部分でのみ行なわれることがわかる。全透水量は $25\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度であり、この程度ならば第3章で述べたように締切堤内は十分に淡水化可能であることがわかる。

表 4-5 締切堤防からの透水量

水 深 $h\ m$	0~5	5~10	10~15	15~20	20~25	25~30	30~35	35~40	40~47
平 均 水 深 $\bar{h}\ m$	2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	32.5	37.5	42.5
透 水 面 積 $S\ m^2/m$	6.74	20.0	33.7	47.2	64.0	84.9	105.5	126.1	146.6
平均の真砂の直厚 $\ell\ m$	17.5	17.5	17.5	17.5	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5
動 水 コ ウ 配 $I = \Delta h / \ell$	0.0572	0.0572	0.0572	0.0572	0.0541	0.0527	0.0513	0.0500	0.0488
堤 体 延 長 $L\ m$	1550	2550	900	1500	1800	1000	1400	2200	1400
$I \bar{S} L\ m^2$	598	2920	1,515	4,050	6,240	4,470	7,590	14,000	10,000
透 水 量 $Q_i = k I \bar{S} L\ m^3/s$	0.30	1.46	0.76	2.02	3.14	2.23	3.79	7.00	5.00

全透水量 $Q = \sum Q_i = 25.7\ m^3/s$

第 5 章 締 切 堤 の 安 定 性

5 - 1 礫の強度特性

構造断面の安定性を検討するに当って堤体材料の強度特性について明らかにしておかなければならない。

土のせん断特性に関しては古来多くの研究がなされてきておりその強度特性はほとんども明らかにされているが礫、とくに大粒径の岩塊に関する資料はそれほど多くない。

これらの一般的な強度特性は土のそれと本質的な差異があるわけではないが、粒子のかみ合わせ（インターロッキング）による見かけの粘着力を有しており、このため密度の変化によって強度は大きく変化するといわれる。一般的に礫のせん断強度に影響する要素は粒度、粒子の強度特性、平均粒径、間ゲキ比などでR. J. Marsal¹⁾は直径113cm、高さ250cmの供試体を用いた三軸圧縮試験結果に基いて次のように云っている。

1. 粒度配合のよい材料はせん断強さが大きい。
2. 粒度曲線が似ていても粒子の強さ、もろさなどがせん断強さをかなり大きく変える。
3. せん断強さの小さい材料には試験中粒子の破碎も多く起る。

また最上²⁾は粒状体の力学について研究をすすめる間に礫の内部摩擦角と間ゲキ比との間に次のような興味ある関係を見出している。

$$\sin \phi = \frac{\bar{k}}{1+e}$$

ここに $\bar{k}$ は定数で岩質、粒度分布によって異った値をとり、破碎されやすい、均等係数の比較的大きい礫の場合に0.8程度、均等係数の小さい固い礫の場合に1.2程度の値を得ている。

次にフィルタイプダムの材料について行なわれた諸家の調査結果からのその粒度、強度定数をまとめてみると表5-1、図5-1を得る。

表 5 - 1 フィルタイプダム材料の粒度および強度定数

試料No	n (%)	e	ϕ (°)	c (t/m ²)	備考	試料No	n (%)	e	ϕ (°)	e (t/m ²)	備考
①-1	23.0	0.30	45	—	1)	②-2	24.2 ~30.3	0.32 ~0.43	40~29	5.0	3)
①-2	24.2	0.32	34	—	"	②-3	26.1 ~35.7	0.35 ~0.56	43~27	5.0	"
①-3	38.3	0.46	30	—	"	③	—	—	40~39	みとめられる	4)
②-1	22.4 ~32.5	0.29 ~0.48	42~27	5.0	3)	④	—	—	45	—	5)
						⑤	—	—	45	0.5	6)

1) Raul, J. Marsal: Large-scale testing of Rockfill Materials, proc. A. S. C. E., vol. 93-SM2, 1967.

2) 最上武雄: レキの内部摩擦角と定数kについて, 土と基礎, vol. 16, No. 11.

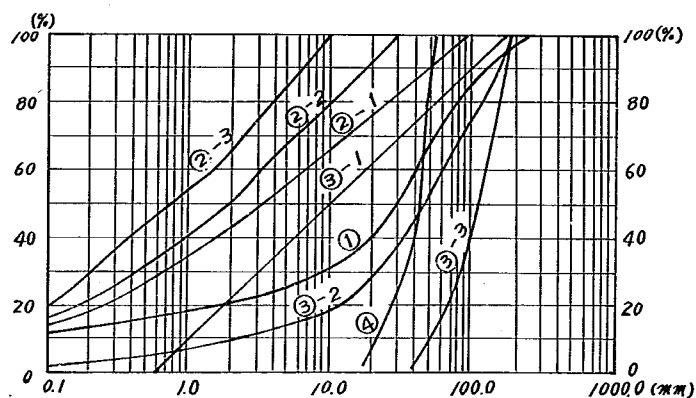


図 5-1 フィルタイプダム材料の粒度分布

表 2-1 に示したように ϕ の値は密度ならびに粒度によって $27^{\circ} \sim 45^{\circ}$ (平均 37°) というかなり広い範囲に散らばっている。

有明海の締切堤が海中投棄によって築造されるであろうという施工条件を考えると、その密度はウォータージェットによる締固めの可能な陸上のロックフィルダムより当然小さくなるものと考えねばならない。一般にロックフィルダムの築造の際に経験される礫の安息角は $40^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 程度であるのに対して海中施工の防波堤の例ではこれよりいくらか小さい値となることが経験されている。

また図 5-2 は先述した最上の理論によって $\bar{k} = 0.8, 1.0, 1.2$ の各値に対して e と ϕ の関係を示したものである。

岩質、粒度によって $\bar{k}$ の値は変化するが $\bar{k} = 0.9$ 程度と考え、施工研究室で行なった礫の水中投棄実験結果から $e = 0.8$ 程度とすると $\phi = 30^{\circ}$ を得る。

また表 5-1 に示した調査結果に基き礫の見掛けの粘着力 $C = 5.0 \text{ t/m}^2$ を採用しこれらの値を用いて堤体の安定性を検討する。

- 3) Zeller, J.D. & Willmann, R.: The Shear strength of the Shell Materials, the Göschenalp Dam Switzerland, proc. 4th Int. Con. Soil Mech. Found. Eng. vol. 2, 1957.
- 4) Queiroz, L.: Geotechnical Properties of Weathered Rock and Behaviour of Fuinas Rockfill Dam, proc. 8th Congress on Large Dam, vol. 1, 1964.
- 5) Blee, G.E.: Rock Fill Dam, proc. 4th Congress on Large Dam, vol. 1, 1951.
- 6) Sowers, G.E.: Large scale Preconstruction Tests of Embankment Materials for an Earth-Rockfill Dam.

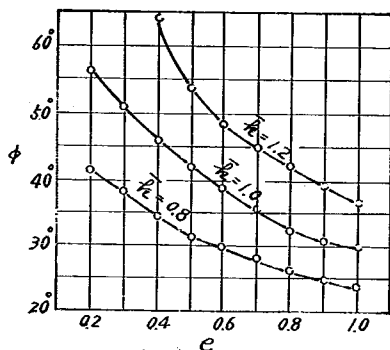


図5-2 最上の理論による e と ϕ の関係

5-2 マサ土の強度特性

礫の室内透水試験結果ならびに現場揚水試験の結果によって礫のみによる海水の浸透防止は困難なことが明らかとなった。このため礫以外の材料を用いる構造断面の検討が必要となった。

透水係数の小さい材料で現場付近で容易に得られる材料として花崗岩の風化したマサ土および海底の砂の2つが考えられるが、このうち後者は

- 1) 地震時に流動化現象を生ずるおそれがある。
- 2) 粘着力が期待できないため特に地震時の安定性を確保するには勾配をゆるくする必要があり

断面が増大する。

などの点から好ましい材料とは云い難い。

これらの問題に関してはマサ土は砂より有利と云える。

ホンコンのブローバーコーブダムでは主ダムのはとんどを風化花崗岩を用いて築造しているが、参考資料に述べた如く、その建設に際して行なわれたテストマウンドでは $k = 10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ の透水係数が得られたようである。

堤体の安定計算に用いるマサ土の強度定数には過去の資料を基にして

$$c = 1.0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

を採用した。

なおマサ土の流動化に関しては、その粒度組成と相対密度が支配的要素である。前者に関しては参考資料に掲げた如く風化の度合いによって微妙に変化するが一般に流動化を生じにくい粒度と云える。また相対密度に関しては、海中投棄の施工法を適当に選択することによってある程度の密度のコントロールは可能であり、実施に当って海中施工による値について実験的に検討する必要があるが、流動化を防ぐに要する相対密度の値については今後の研究にまたなければならない。

5-3 堤体の安定計算

塩水の浸透防止のためにマサ土ゾーンのある型式を採用するに先立って行なわれた均一堤の安定計算結果を参考にして構造断面(案)の法勾配の決定を行なった。

計算に用いた定数をまとめて表5-2に示した。

表 5 - 2 堤体の安定計算に使用した定数

	比 重 G	間ゲキ比 e	乾 燥 重 量 r_d	水 中 重 量 r'	粘 着 力 c	内部摩擦度 ϕ	水平震度 K_H
礫	2.70	0.82	1.49 t/m ³	0.94 t/m ³	5.0 t/m ²	30°	0.15
マサ土	2.67	0.72	1.57	0.98	1.0	25	0.15

表 5 - 2 に示した値のうち地震時の震度は震動研究室の調査結果に基き水平震度 $K_H = 0.15$ を採用し鉛直震度については $K_v = 0$ とした。

なおマサ土の水中施工による密度の参考値としては、参考資料に掲げたブローバーコーブダムテストマウンドの $r_d = 1.7 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ がある。

計算は分割法による円弧すべり計算法を採用し次式によって電子計算機を用いて行なった。

$$S F = \frac{R \cdot \sum (W \tan \phi - K_H \cdot W \sin \alpha \cdot \tan \phi + c \cdot l)}{\sum (W \cdot x + K_H \cdot W \cdot y)}$$

ここに R : 円弧の半径

W : 分割片の重量

x : 分割片重心と円弧中心との水平距離

y : " 鉛直距離

α : 分割片重心を通る鉛直線と半径とのなす角

計算結果は図 5 - 3 , 5 - 4 に示すとおりで

平時 1.71

地震時 1.18

という安全率を得た。

これらの安全率の算定に当っては地震時に発生する間ゲキ水圧を考慮していない。地震時のマサ土の流動化現象の発生の可能性とともに今後さらに検討を要する点である。

またプログラム化の簡単のために堤体のうち海面上にある部分についてもその単位重量を水中重量に等しくおいているために計算結果はいくらか大きすぎる安全率を示している。

これらの諸点を改めて実施設計に当ってはフィルタイブダム程度の安全率 (平時 1.5 , 地震時 1.1 程度) は確保すべきであると考え。また同時に実施設計に当っては、参考資料に述べた如く風化の程度によってマサ土の力学的性質は異なるので、実際に用いるマサ土について充分な土質力学的検討を加えることが必要である。

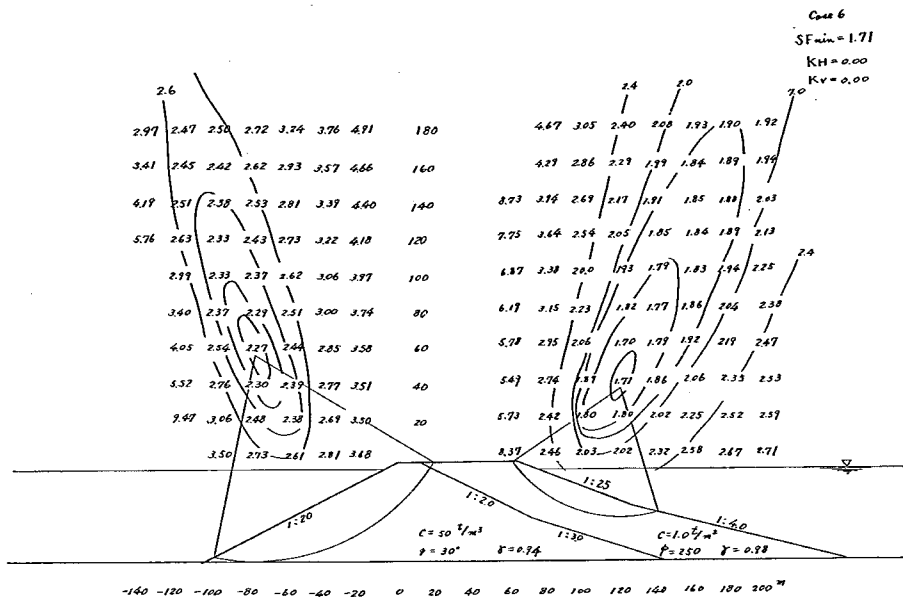


図5-3 平時における堤体の安定性

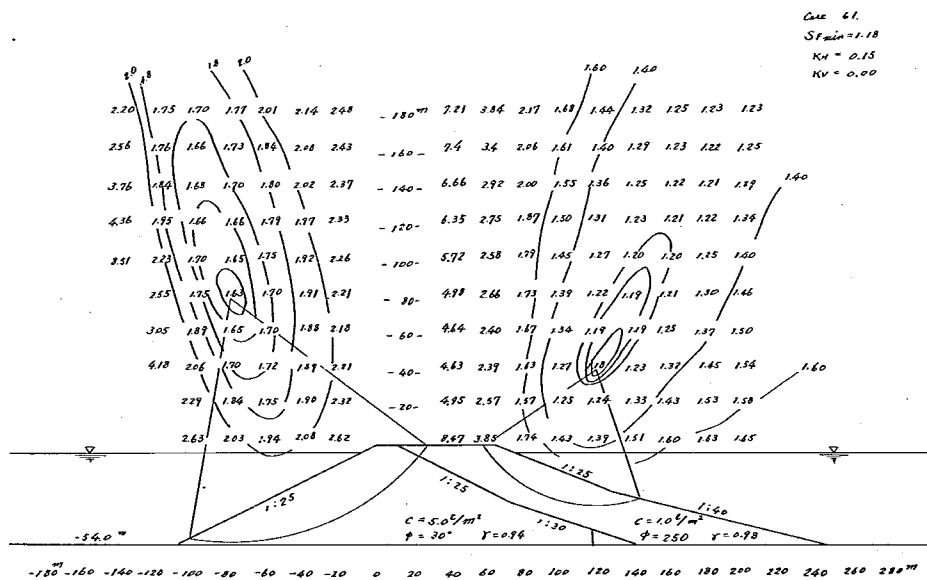


図5-4 地震時における堤体の安定性

第6章 縮切堤の耐震性

6-1 既往地震調査

本調査は有明海地方に影響を及ぼした既往の地震を統計処理することによって、将来の地震を予測し、設計に考えるべき地震動の強さを定めるための調査である。

東経 130.4°E 、北緯 32.6°N (有明海湯島附近)を中心として、 $126^{\circ}\text{E}\sim 136^{\circ}\text{E}$ 、 $28^{\circ}\text{N}\sim 37^{\circ}\text{N}$ で囲まれる範囲(1辺約 1000km の四辺形)内に有史以来1961年までに発生した地震の震央とマグニチュードを各種文献から調べた。この資料から、各地震に対する有明海地方の震度を推定して、100年当りの震度別発生回数を求めたのが表6-1である。

この調査からこの地方は有史以来震度Ⅵはわずかに3回しか経験しておらず、我国の他の地域に比較すると、非常に地震の活動度が低い地域であるといえる。さらにまた今後100年間にうける最大の地震は震度Ⅴ(最大加速度 $80\sim 250\text{gal}$)と推定できる。

一方、東大震研河角博士の調査結果に従えば、最大加速度の期待値は100年で 50gal 以下、200年で 100gal 以下で、我国では最も地震危険度の低い地域に属している。^{1),2)}

以上のような諸点を考慮した上で、計画線上の地震の強さは、 150gal (0.15g)とするのが適当である。

表6-1 100年当りの
震度別発生回数

気象庁震度(最大加速度)	調査期間 AD34~1961
I (0.8 ~ 2.5 gal)	9.3
II (2.5 ~ 8.0)	5.39
III (8.0 ~ 25)	3.48
IV (25 ~ 80)	1.19
V (80 ~ 250)	0.832
VI (250 ~ 400)	0.208
VII (400 ~)	0

6-2 常時微動調査

縮切堤防の建設予定地点の基礎地盤の振動特性を求め、堤体構造の耐震性調査の基礎的資料とするために、大矢野線(大矢野-湯島-南有馬間)および三角線(三角-有家間)に沿い陸上部および海底部(図6-1参照)において常時微動の測定を行った。各点における測定記録から、周期頻度曲線を描き、卓越周期(ピークを示す周期)を求めて、次の結果を得た。

(i) 観測点の大部分で、 $0.6\sim 1.0$ 秒の間が値が得られた。

1) 建設省土木研究所「有明海縮切堤の耐震性調査報告(其の一)」九州西部既往地震調査
昭39.3

2) 河角広「有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値」東大
震研彙報29号、昭26

(ii) 大矢野線では、短周期（0.3～0.4秒）の場所と長周期（0.7～0.9秒）の場所とに分けられる。

(iii) 三角線では、ほとんど全て0.6～1.0秒の間にある。

(iv) 地震観測所の矢野島上小学校では0.1秒である。

(v) 本測定から予想される地盤の硬軟の概要として、図6-2の結果が得られた。³⁾⁴⁾

これによると大矢野島の地震観測点、湯島南西部、貝崎東部が比較的地盤の硬い地域で、この湯島、貝崎附近の一部を除く他の計画線上の地盤は、おおむね相対的に軟らかいものと推定される。

6-3 地震動観測調査

建設予定地点附近において、実際の地震動を観測するため、昭和39年3月、大矢野島上小学校に加速度型電磁地震計（3成分）を設置し、地震動の観測を実施してきた。地震計の構成および特性の概要は表6-2の通りである。

表6-2 地震計の概要

設置場所	熊本県天草郡大矢野町、上小学校構内（図6-1）	
器種	加速度型電磁コイル地震計（勝島製作所製）	
構成		
性能	ピックアップ	固有振動数：3 c/s, 感度：15 μ A/gal
	スターター	起動範囲：変位50～250 μ 可変（100 μ にセット）
	オシログラフ	G-50 Aガルバー使用，記録紙速度10 cm/sec
管理・観測	九州地方建設局・熊本工事事務所	
記録保管	土木研究所	

3) 建設省土木研究所「有明海における常時微動の測定結果素報」昭39.3

4) 建設省土木研究所「有明海における常時微動の測定結果素報」の解析結果」昭40.3

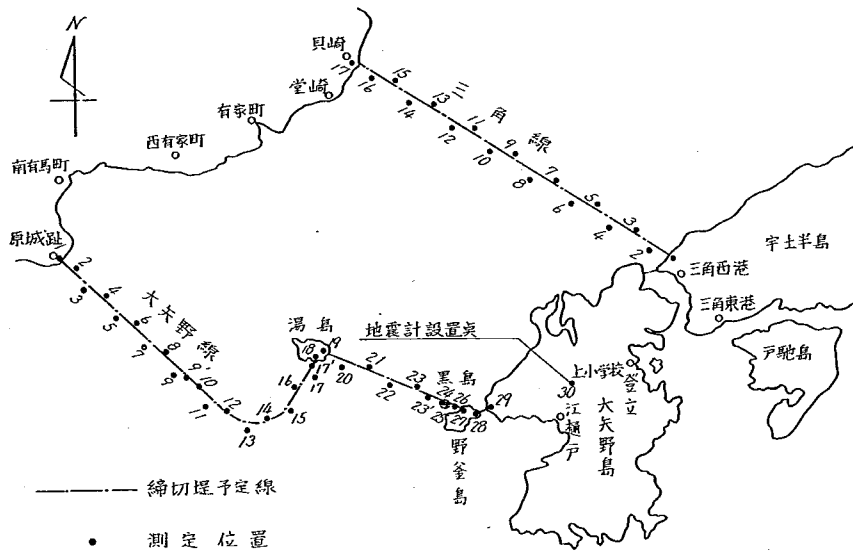


図6-1 地震計設置点及び常時微動測点図

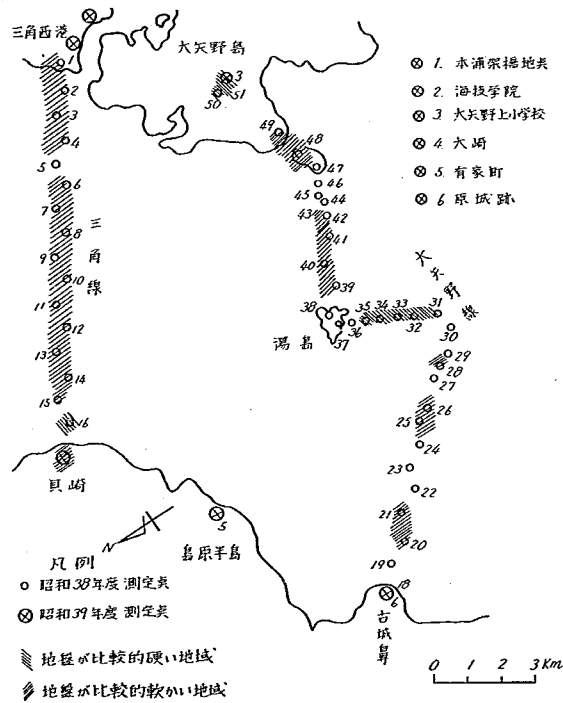


図6-2 常時微動測点

この地震計によって、すでに得られた記録のうち主要なものは、表6-3に示す5回の地震による記録であり、いずれも比較的小さい加速度の記録である。

一方、近隣地区においては九州地方建設局、筑後川工事事務所が佐賀県佐賀郡東与賀村大掘（筑後川河口の沖積層上に設置したSMAC-D2型の強震計によって、表6-4に示す強震記録が得られている。これらの記録は、堤体構造の耐震安定性の検討に非常に有効なものとなろう。これを解析した地震応答スペクトル曲線の代表例を図6-3に示す。

筑後川河口は有明海の沖積を代表する一例である。この応答スペクトル曲線は固有周期0.2～0.7秒の間で、地震時の構造物の応答が卓越することを示している。

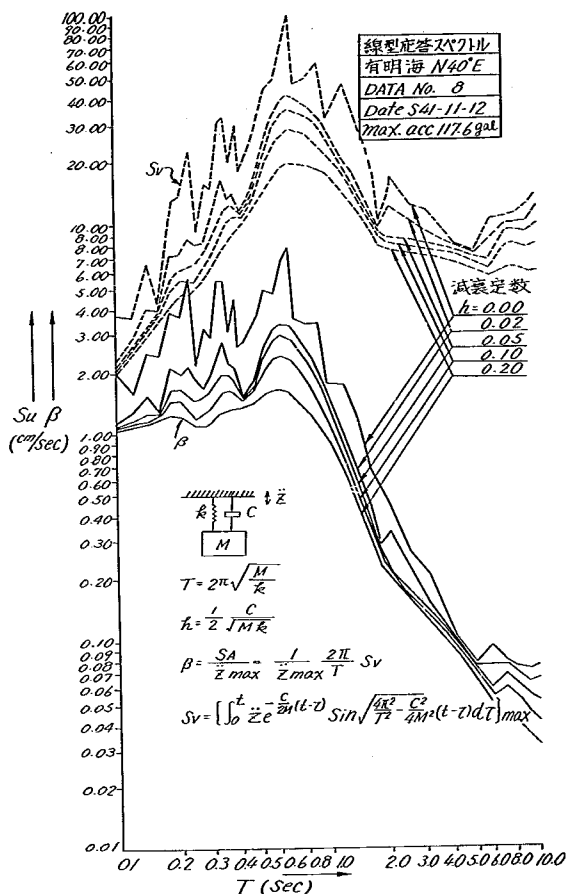


図6-3 地震応答スペクトル曲線

表6-3 大矢野島における主要地震記録

地震発生 年月日 (震央)	データ 番号	最大加速度 (gal)			周 期 (sec)			記 録 掲載資料	備 考
		N-S	E-W	U-D	N-S	E-W	U-D		
S 41. 516	18-1	7.76	7.13	6.05	0.08	0.09	0.04	土研資料 217号	デジタル値 あり
41. 526	18-2	5.84	7.87	2.99	0.09	0.09	0.06	"	"
41. 5. 7	18-3	4.3	6.2	3.2	0.08	0.08	0.08	土研資料 341号	
42. 5.25	18-4	8.9	9.5	3.8	0.10	0.08	0.07	"	
43. 22.1 (えびの地震)	18-5	15.43	14.76	8.6	0.08	0.14	0.08	土研資料 430号	デジタル値 あり

表 6-4 筑後川河口における主要地震記録

地震発生 年 月 日 (震央)	データ番号	最大加速度 (gal)			周 期 (sec)			記 録 掲載資料	備 考
		N 40°E	N 50°W	U-D	N 40°E	N 50°E	U-D		
41.1.12 (有明海)	801-GL-1	117.6	86.5	22.4	0.6	0.6	0.3	土研資料 217号	デジタル値 スペクトル
43.4.1 (日向灘)	801-GL-2	40	38	8	1.0	1.2	2.4	土研資料 430号	

6-4 既往震害例の調査

フィルタイプ構造物(ロックフィルダム・アースダム・土堤防)の震害例は過去に相当数報告^{5),6)}されており,これを取りまとめて表6-5に調査したダムの地震被害分類表を示した。被害の様相を軽微なものから甚大なものへと順次分類してみると,①堤軸方向の縦き裂,②沈下,③漏水量の変化,④法面のはらみ出し,り出し・崩壊,⑤堤体の部分的移動,⑥堤軸直角方向の横き裂,⑦堤体の流動,⑧堤体のせん断(全体的滑動),⑨基礎地盤の破壊あるいは移動(断層の発生),の9項目が考えられる。ここにおいて番号の大きいもの程一般に大被害につながり,それ以前の番号の被害を含むことが多い。堤体を欠潰に至らしめるのは通常⑦以下であるが,⑥以前でも地震後の貯水の浸入等によって欠潰する場合がある。これらの被害は,いずれも基礎地盤の良否,堤体への浸透水の有無により大きく影響される模様である。

6-5 堤体模型振動実験

堤体構造の部分縮尺模型を振動上に作成し,加振実験を行って,堤体の耐震安定性を検討するものである。

第一段階として,大矢野線最深部断面の1/200二次元模型を作成し,模型相似律の検証,実験法の確立を主目的とした予備的実験を実施した。⁷⁾

実験の結果,模型において,加速度300 gal 程度から断面の変状が現われ始めること,加速度900 gal 程度の振動で完全崩壊が起こることが判った。この結果は力だけの相似を考慮する場合はそのまま実物にも当てはまることである。

しかし模型実験の相似律としては,表6-6の関係が要求されることが必要である。今回の実験では,振動実験設備ならびに模型材料の点で相似律を実用上十分なまで満足させることが

5) 建設省土木研究所「土・地盤およびフィルタイプ構造物の耐震に関する文献調査」 土木研究所彙報26号 昭41.10

6) 建設省土木研究所「フィルタイプ構造物の地震被害」 土木研究所彙報27号 昭和41.10

7) 九州地方建設局ほか「有明海地域総合開発調査結果の概要」昭和41.3

困難であつた。すなわち模型の寸法と比重ならびに振動台振幅をより大きくし、堤体の剛性をより低くして、速度の相似を満足させることが必要である。しかしこれは諸国の実験例をみても極めて困難なことであるのでより忠実度の高い実験手法として、実物大に近い石塊を用いた部分堤体に対する高圧下での実験が検討されるべきであろう。

表 6-6 模型実験相似律

量	相似比 (模型/原型)
長さ L	$\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$
単重 γ	$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{1}$
加速度 a	1
時刻 t	$\frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{1}{14.1}$
剛性率 G	$\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$
内部摩擦角 ϕ	1
粘着力 C	$\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$

6-6 堤体の地震時における変形の検討

6-6-1 堤体の概要

締切堤防の諸元は、最終案である図 6-4 に示す断面について変形に関して動的な検討を行う。

6-6-2 検討の方法

考えるべき地震の強さとしては、すでに述べたとおり加速度 150 gal と考え、平均応答スペクトルを応答の算

定に用いる。土

木研究所の提案

になる平均応答

スペクトル⁸⁾

(図 6-5 およ

び図 6-6) か

ら求められる応答速度を、構造物に生ずる最大速度とみなし、エネルギー一定の仮説から 1 自由度の応答値を算定する。

尚ここでの検討は全て堤軸直角方向を対象とする。また図 6-7 に参考までに米国で提案された平均応答スペクトルを示した。

6-6-3 応答量(変形)の算定

図 6-8 に示す 1 自由度のモデルについて考える。地震時にこの構造物に入射するエネルギーは

$$E = \frac{1}{2} \frac{W}{g} S_v^2 \quad (1)$$

ここに S_v は応答速度スペクトル値であり、地震の最大加速度 ($\ddot{z}_{\max}$) に比例し、周期

8) 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一「橋梁の耐震設計に関する研究(1)―地震応答スペクトル・1964―」 土木研究所報告 128 号・昭和 40.1

表 6-5 フィルタイプ構造物の地震被害分類表

型式	構造物名(場所)	構造物の諸元				地震の概要				
		高さ(m)	堤長(m)	勾配 上流 下流	基礎地盤	地震名(発生年)	Mag	D(Km)	△(Km)	I(Acc.) logal.
ロックフィルダム	Malpass (Peru)	77.75	152.25	1:0.5 1:1 1/4 ~1 1/2	洪積30m	Peru (1938)				MM II (40)
	Cogoti (Chile)	83.8	158.4	1:1.6	1:1.8 岩盤	Central Chile (1913)	8.3			MM II (140)
	皆瀬 (秋田)	65.0	220.0	1:1.35	1:1.4 凝灰岩	新潟 (1964)	7.5	40	145	JMA IV
	皆瀬 (秋田)	65.0	220.0	1:1.35	1:1.4 凝灰岩	十勝沖 (1968)	7.8	20	350	JMA II (24)
ア イ ス ダ ム	San Andreas (米)	29.9	271.1	1:3.5	1:3 洪積12.2m:岩	San Francisco (1906)	8.3		0	RF X (250)
	Upper Crystal Spring (米)	22.8	213.2	1:2	1:2 洪積18m:軟岩	"	"		0	RF X (250)
	Old San Andreas (米)	8.5	54.8		軟岩	"	"		0	RF X (250)
	Volcano Lake (Mexico)	3.6		1:2	1:4 軟弱沖積	Imperial Valley (1915)	-		37	RF II (60)
	大野 (山梨)	37.3	309.0		1:2~3 洪積3m : 岩	関東 (1923)	7.9		100	JMA II
	村山上 (東京)	24.0	320.0	1:3	1:2~25 沖積3m:三紀層	"	"		80	JMA II
	村山下 (東京)	160 (30.3)	590.0	1:3	1:2 沖積6m:三紀層	"	"		80	JMA II
	Sheffield (米)	9.14	244.0	1:2.5	1:2.5 沖積3m:軟岩	Santa Barbara (1925)	6.3		18	RF VII (100)
	Chatsworth (米)	13.4	82.3	1:2.5	1:2.5 -	Santa Monica Bay (1930)	-		19	MM VI (60)
	Boz'suiskayo (ソ)	22.4	280	1:3~4.5	1:4~4.5 -	Uzbekistan (1944)	-		-	MM VI (70)
	大谷池 (愛媛)	27.0	21.3	1:3	1:2.5 和泉砂岩	南海 (1946)	8.1		300	JMA II
	North End (米)	-	-	-	-	Calipatria (1950)	5.5			MM VI (80)
ダ ム	Buena Vista (米)	5.18	平均 1000.0	1:3~4	1:3~4 軟弱沖積	Arrin-Tehachapi (1952)	7.7			MM X (250)
	Saint Mary (米)	16.8	87.0	1:2.5	1:2 -	San Francisco Bay East (1955)	7.7			MM VI (70)
	小池 (新潟)	14.5	356.0	1:2	1:1.8 沖積, 第三紀	新潟 (1964)	7.5	40		JMA IV
	大平 (山形)	6.0	49.0	1:3	1:2 火山泥	"	"	"	100	"
	堀切 (山形)	9.0	72.8	1:1.8	1:1.2 風化砂岩	"	"	"	80	"
	深沢 (新潟)	5.0	30.0	1:1.8	1:3 安山岩	"	"	"	100	"
	鉢 (新潟)	5.3	45.0	1:1.4	1:1.4 三紀風化土	"	"	"	150	"
	荒沢三号 (青森)	22.2	155.0	1:2.5 ~3.0	1:2.0 ~2.3 凝灰岩	十勝沖 (1968)	7.8	20	240	JMA V
	Hawkes Bay (New Zealand)	8.8~30.5		1:1.5	1:1.5 沖積, 洪積	Hawkes Bay (1931)	7.9			RF X (200)
	Imperial Valley (米)				洪積	Imperial Valley (1940)	7.1			MM II (400)
	津そろぎ (福井)	8.5	500	1:1.5	1:1.5 沖積	福井 (1948)	7.2		10	NN II (450)
	河川・海岸堤防・灌漑	木崎干拓 (宮崎)	5			沖積(砂質)	日向灘 (1961)	7.0		50
阿賀野川 (新潟)				1:2	1:2 沖積	新潟 (1964)	7.5	40	60	JMA V
信濃川 (新潟)					沖積	"	"	"	100	"
大山川 (山形)		4		1:2	1:2 沖積	"	"	"	50	"
赤川 (山形)		5		1:2	1:2 沖積	"	"	"	50	"
最上川 (山形)		3			沖積	"	"	"	70	"
八郎潟 (秋田)		4			沖積(軟弱)	"	"	"	180	JMA IV (100)
八郎潟 (秋田)		4			"	十勝沖 (1968)	7.8	20	350	JMA IV (20)
馬淵川 (青森)		4~5		1:2	1:2 沖積	"	"	"	180	JMA V (200)
早掛沼 (青森)		12.0	190	1:2.0	1:2.5	"	"	"	200	"

被害の種類と程度									備考
① 縦き裂	② 沈下	③ 漏水	④ 法面崩壊	⑤ 部分移動	⑥ 横き裂	⑦ 流動	⑧ せん断	⑨ 基礎地盤の破壊	
	◎ 0.07m			◎ 堤頂下沈 0.05m					
	◎ 0.38m		◎ ロック上						
	◎ 0.2m		◎ ロック落	◎ 堤頂下沈 0.05m					
			◎ ロック落	◎ 堤頂下沈 0.01m					
◎					◎ アバット付近			◎ 断層上	軽微な修復
◎ W1.8m D1.2m					◎		◎ 移動 2.4m	◎ 断層上	大修復
					◎ W0.05m		◎ 移動 2m	◎ 断層上	上下流同水位となる
◎ 天 W0.5 上 F D1.5		◎ 破壊	◎			◎		◎ 流動化	噴泥、1940 再破壊(断層)
◎ 天 W0.2 上 F D0.40	◎ 0.3m		◎ はらみ						
	◎ 0.2m								
◎ 天 W0.024 3本 D10L68									工事中(高さ 30.3mのうち 16.2mまで)
◎ W0.07 D3.7		◎ 0.5ℓ/s	◎ 軽微					◎ 基礎への 水の浸透	下流洪水
	◎ 0.282								
◎ D3~5 3本 L24.6L84									埋設管に被害
	◎								注灰地表面にき裂 Sheet Pile 破壊
◎ 天 L600	◎ 0.76 (L60)		◎ 上り	◎					
◎ W0.07	◎ き裂部								
◎ W0.25 D5 L20			◎ のり先 はらみ1.4						
		◎ 破壊			◎ 2 W0.5 本 D2 L4				地震後の雨水が堤体に浸透 し、欠損
◎ W0.2 D2 8本 L3 L25			◎						
◎ W0.05~0.1 15本 L4	◎	◎ 多量	◎ 上り		◎ 4 W0.05~0.1 本 D2~3 L1~3	◎ 流動化			堤体材料(砂と砂)の流動 化
◎ W0.02~0.03 4本 D2~25L10									
◎ W0.01 D0.1 L20			◎ 軽 はらみ						
◎	◎ 12%破壊							◎ 流動化	築堤上の道路・鉄道破壊
							◎ 1.5m 波堤	◎ 断層	
	◎ 40%破壊							◎ 破壊	
◎	◎ 0.9		◎ 上り	◎					
◎	◎							◎ 噴砂	
◎	◎								
◎	◎		◎						旧河川敷部分の被害が 甚大
◎	◎		◎ 上り						
◎ 1.0	◎ 1.0		◎						
	◎ 1.7							◎ 噴砂	アスコン護岸のき裂・ ずり出し
	◎ 1.0							◎ 噴砂	
◎ 0.5	◎ 1.0								
						◎ 全体欠損			下流へ洪水

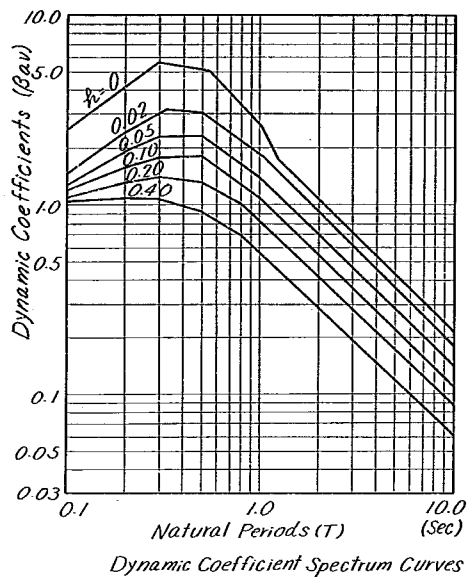
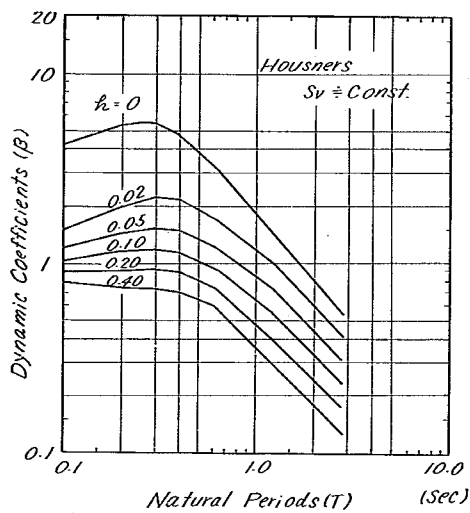
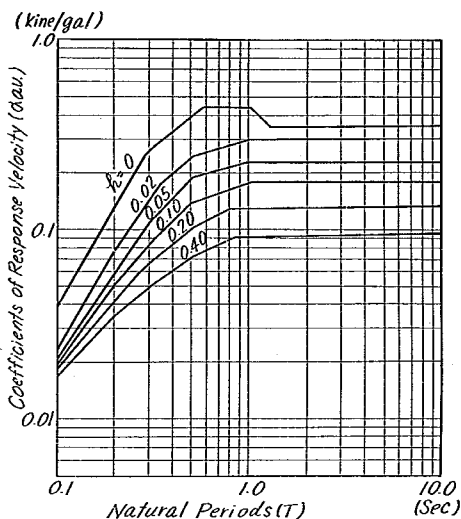


图 6 - 5



Dynamic Coefficient Spectrum Curves
Proposed by prof. Housner

图 6 - 7



Spectrum Curves Coefficients of Response Velocity

图 6 - 6

(T) に対してはほぼ一定であるから、入射エネルギーもまた一定となる。

いま、この構造物は設計震度 K で設計されており、 KW なる力が作用すると（すなわち $\alpha = Kg$ なる加速度が作用すると）降伏がおこり、以後は図に示すとおり、完全弾性系の挙動を示すものと仮定する。

周期 $T = 2\pi\sqrt{W/gk}$ とし、応答速度 S_v および設計震度 K が与えられたとして、この系の最大応答値を求めてみる。

結果のみを示すと、次のとおりである。

i) $T \geq \frac{2\pi S_v}{Kg}$ のとき（線型：降伏しないとき）

$$\text{応答加速度} \quad S_A = \frac{2\pi}{T} S_v \quad (\text{gal}) \quad (2)$$

$$\text{応答変位} \quad x_{\max} = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (\text{cm}) \quad (3)$$

ii) $T < \frac{2\pi S_v}{Kg}$ のとき（非線型：降伏を伴うとき）

$$\text{応答加速度} \quad S_A = Kg \quad (\text{gal}) \quad (4)$$

$$\text{応答変位} \quad x_{\max} = \frac{1}{2Kg} \left\{ S_v^2 + \left(\frac{T}{2\pi} Kg \right)^2 \right\} \quad (\text{cm}) \quad (5)$$

この仮説を本堤防を単純化した力学系に適用して、応答を求める。その力学系として図 6-9 に示すような均質の三角形断面

の弾性体（shear wedge）を考慮

振動モードをせん断変形を考えると、

固有周期は、振動理論から

$$T = 2.61H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (\text{sec})$$

ここに ρ は堤体の密度。いま単重を $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ （堤体内の水の重量を含む）と仮定すると $\rho = \gamma/g = 0.204 \text{ (t-sec}^2/\text{m}^4)$ 。また G は堤体のせん断弾性係数である。 G は堤体材料・施工方法・堤体部位などにより異なり、一概に決め得ないのでここでは既往資料を参考にした上で $G = (0.5 \sim 5.0) \times 10^3 \text{ t/m}^2$ の範囲を考えて、また減衰定数(h)は 0.1 として検討を進める。

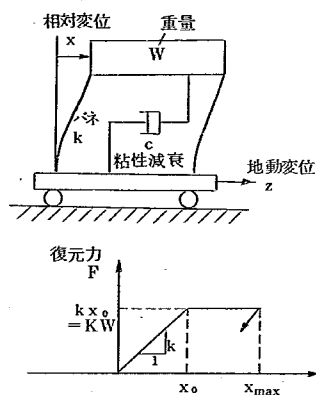


図 6-8 1 自由度モデル

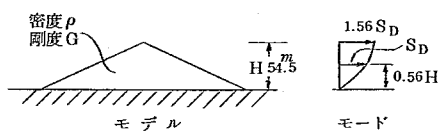


図 6-9 堤体モデルとモード

堤体の固有周期 T (sec) および堤体内におけるせん断波の伝播速度 V (m/sec) を G の関数として示したのが図 6-10 である。この図には参考のために、地表に分布する沖・洪積層を伝わるせん断波速度の標準値を示しておく(表博士による)。

次に、堤体の設計震度を $K = 0.15$ として、最大加速度が $\ddot{Z}_{max} = 100, 150, 200, 300$ および 400 gal である地震に対する応答を求めてみる。減衰定数 $h = 0.1$ の平均スペクトル(図 6-5) から応答速度を求めると、 $S_v = 18, 27, 36, 54$ および 72 cm/sec が得られる。応答変位、応答加速度を示したのが図 6-11 である。

この検討によれば、地震加速度を 150 gal ($0.15g$)、設計震度を 0.15 とし実用の範囲であり得る剛性を考慮すれば、変形は重心点で $2.6 \sim 13$ cm、天端で $4 \sim 20$ cm、底面における平均せん断応力は $0.15 \sim 3$ kg/cm² の範囲となる。

6-7 結 論

(1) 設計震度

本調査結果ならびに各種構造物の設計の現状(表 6-7) から $0.1 \sim 0.15$ 程度が妥当と考えられる。構造物の応答の影響を加味した設計震度として 0.15 を提案する。

表 6-7 有明地方・設計震度

ダム {	コンクリート・ロック			0.1 ~ 0.15
	ア ス			0.12 ~ 0.2
港	湾	構	造	0 ~ 0.1
道	路	橋		0.1 ~ 0.2
国	鉄	構	造	0.15
建	物	基	礎	0.096 ~ 0.24

(2) 地震動の特性

詳細な地震応答解析を行うさいに必要となる地震動としては、現地での強震記録が不十分な現在、他地点での強震記録を並用していく必要がある。このさい常時微動測定結果が一つの目安となるが、筑後川河口における記録は最も有効なデータとなりうる。応答解析のさいの地震加速度の最大値としては、 $100 \sim 150$ gal が妥当と考える。

(3) 堤体構造の水平変位

本締切堤防の耐震設計が震度 0.15 でなされたとして、最大加速度 150 gal の地震を考えると、最大変形は 10 cm 前後である。仮りに加速度が 2 倍 (300 gal) の地震が発生したとしても 20 cm 前後である。

(4) 模型振動実験

力の関係を満足させた小規模模型による振動実験では実物においては 300 gal ($0.3g$) 程度で崩壊が始まる結果を得た。実施調査の段階ではより忠実度の高い模型実験として実物大の石塊を用いた高圧下での部分堤体実験で確認することを推奨する。

この外に支持地盤の剛性と強度、堤体材料(特に砂質材料)の力学的性質の変化等にも着目する必要がある。

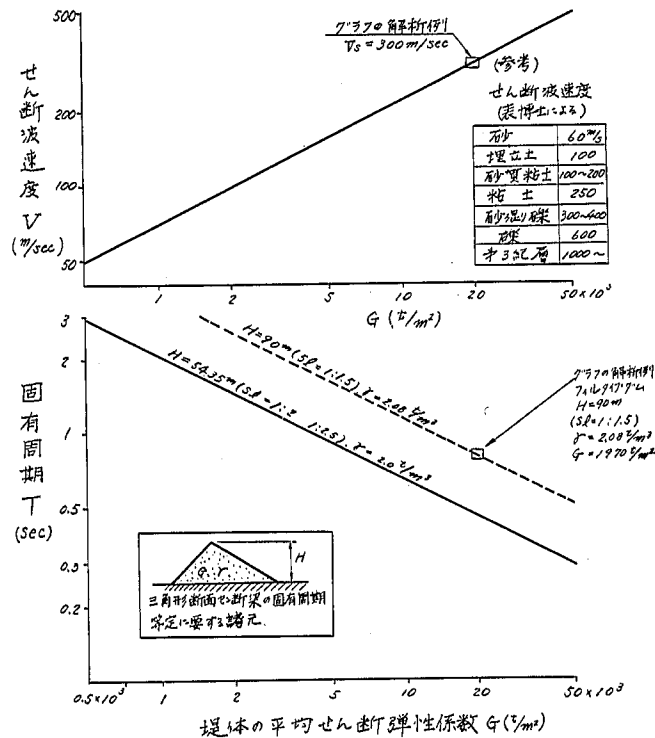


図 6-10 堤体のせん断弾性係数に対する
固有周期およびせん断波速度の関係

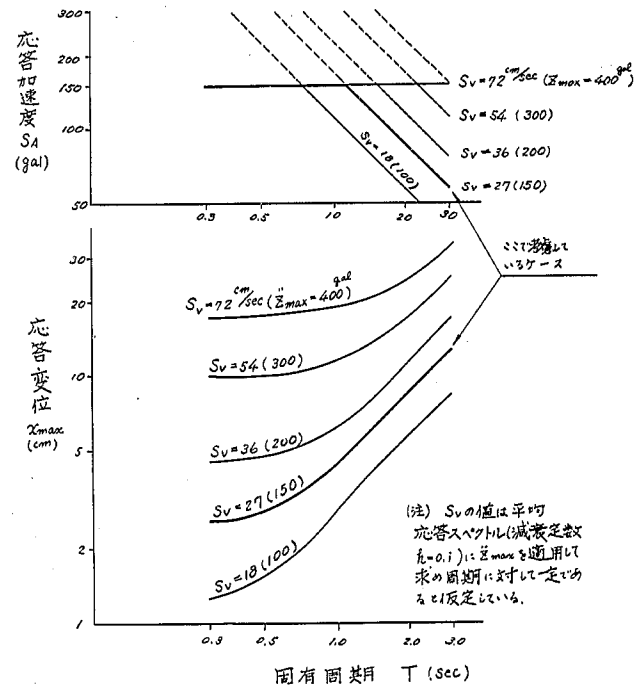


図 6-11 堤体の固有周期に対する応答位
および応答加速度の関係

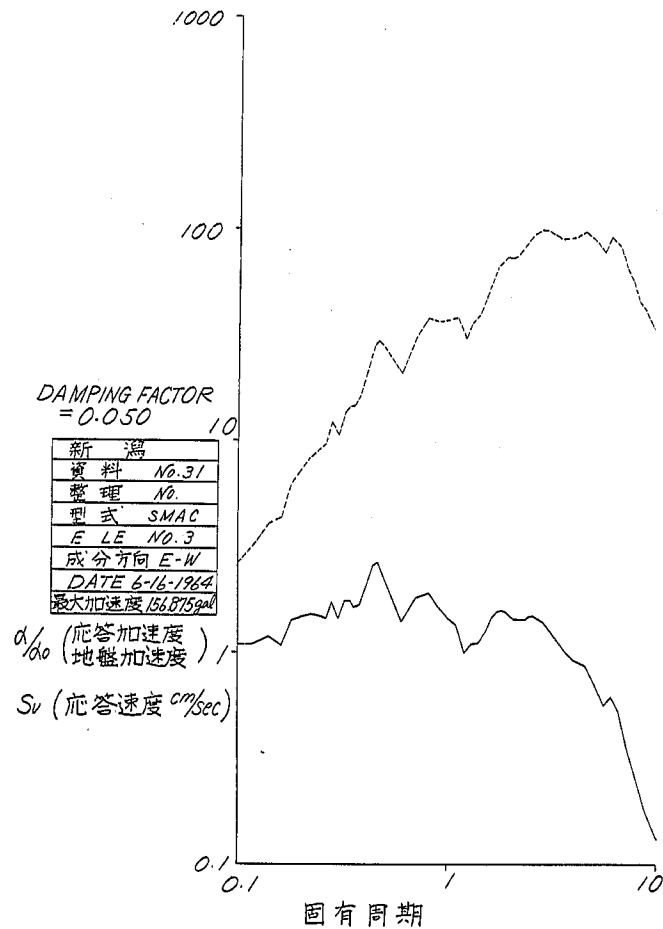


図 6-12 新潟地震スペクトル曲線 ($h=0.05$)

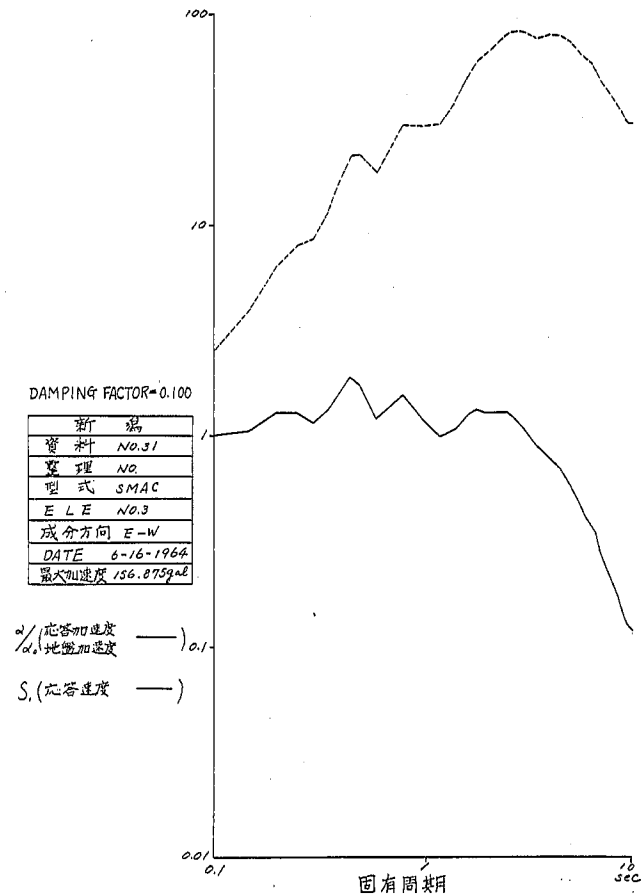


図 6-13 新潟地震スペクトル曲線 ($h=0.1$)

(5) 静的設計の結果と動的検討結果の比較検討

静的設計で考慮した円弧切り面にその最大せん断応力は概略 0.8 kg/cm^2 であり、これは動的検討し得られた応力値の範囲内にある。

(6) 砂質材料の流動化についての判定と対策

(i) 流動化の判定

新潟地震の震害例をひくまでもなく、構造物の震害の主要原因の一つとして、砂質材料の流動化があげられる。新潟地震は実測加速度の最大値は約 160 gal で特に大きい値を示していない。図6-12, 13 のスペクトル曲線からもうかがえるように、長周期の波が卓越したことから、変位振幅がかなり大きかったことが予想されること、さらに地震の継続時間が長かったことが、新潟地方特有の飽和した比較的均一な粒径をもつ砂地盤を流動化させたものと考えられる。加速度値のわりには、被害が甚大であったのはこの流動化に起因するものだと考えられているところである。

砂質材料の流動化に関しては、かなり以前から研究があり、現在も各方面で実験研究が進められているが、まだ確固たる規準はない。当所において実施した新潟地震の震害調査を基にして、定めた流動化の発生規準は次のとおりである。

「深さ 15 m より浅いところにある飽和砂地盤で、つぎの場合は地震時に流動化する可能性がある地盤とみてよい。

- ① 土質試験による判定法……… 現地盤の密度に相当する試料を用いてせん断破壊試験を行ったとき試料の体積が収縮する場合。ただし試験は、その試料に自然地盤内で作用していた拘束圧力または上載圧力に相当する圧力を加えた状態で実施するものとする。
- ② 過去の震害のデータによる判定……… N 値が 10 以下であり、粒度組成が図6-14の範囲に該当する場合」

上記の②の規準を参考にして、本堤体の真砂につき流動化の可能性を検討してみよう。現地の真砂土の粒度分布は図6-14に示されるように、各種の粒度があるが、一般に広範囲の粒度を含んでおり、流動化に対する危険度はかなり和らいているものと考えられる。さらに想定する地震の大きさが、新潟地震に比べてやや小さいことを考慮に入れて、大略の目安として、次のように判定する。

「堤体天端からの深さが 10 m 以内で N 値が 5 以下の部分は流動化する可能性がある。」

実施に際しては、詳細な調査を行い、構造物の変形状態を刻明に求め、安全性を確認することを推奨する。

(ii) 流動化に対する対策

遮水層の厚さが不均等になり、内水により多量の海水が浸透しやすくなると考えた場合には、それに対して直ちに砂を補充するよう採砂場所を常々検討しておくべきであろう。

また堤頂の流動化によって道路舗装に凹凸が生じやすいから、舗装は可撓性で補修の容易なものを選ぶべきであろう。

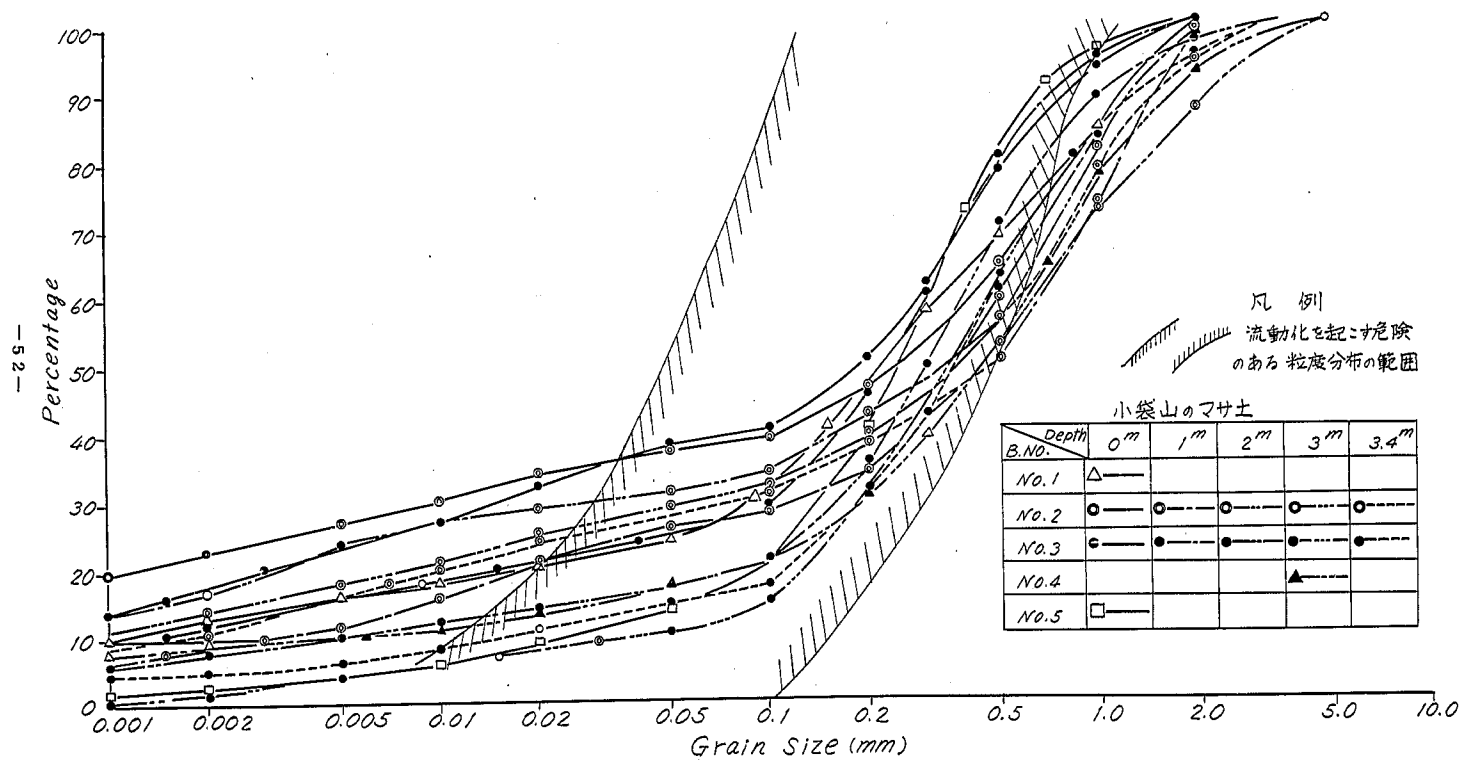


図 6-14 新潟地方の流動化した砂と小袋山のマサ土の粒度分布

第 7 章 縮 切 堤 の 施 工

7-1 縮切堤体材料について

縮切堤体は縮切堤の本体となっている雑石の部分と塩水の透水を規制する真砂部分、およびこれら 2 つの部分の混入を防ぐことを目的とする細雑石の部分からなる。

(1) 雑 石

雑石は表 5-1 に示したように約 3 千万 m^3 必要である。縮切堤の初期においては、雑石 1 個あたりの重量を特に考える必要はないが、縮切が進むにつれ、捨石重量をましてゆく必要がある。必要重量は縮切の進行にともなう潮流変化を検討しながら、慎重に決定しなければならないが、最終縮切地のゲート付ケーソンにとりつく最終段階においては、7-3 で述べるように 1 トン程度の重量が必要となろう。賦存量 (2.5 億 m^3)、岩質 (比較的大塊とはならず工費も安くなる) などより考えて、三角産の角閃石安山岩が適当に考えられる。(有明海大縮切堤体材料調査報告書、昭和 40 年、九州地建参照のこと)

堤体のノリ面にあたる部分、特に波力の影響を受けるような部分では、大きな岩塊を必要とする。7-4 で述べるように水面下 5 m までは 8 トン、10 m までは 4 トン、それより深い部分では 200 kg 程度で十分と考えられる。この場合は、天草上島東部産の砂岩が比較的大塊となって得やすい。

(2) 真 砂

真砂は約 2 千万 m^3 必要であり、熊本県荒尾市、玉名市周辺に相当量の真砂が分布しており、安定性、透水性も十分満足なものであり、その粒度分布は付属資料に示してあるが、代表的粒度分布を示すと図 7-1 のようになる。真砂の力学的特性については、5-2 を参照されたい。

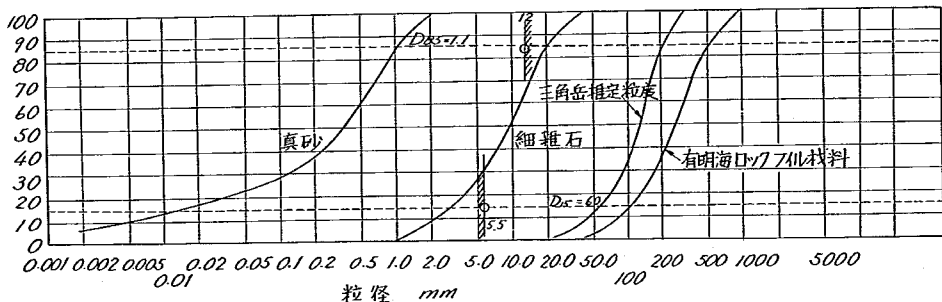


図 7-1 細雑石の粒度分布

(3) 細 雑 石

細雑石については、約 6 百万 m^3 と比較的量は少ないが、その目的である、雑石と真砂の混入

の恐れが生じないような粒度分布が必要である。

図 7-1 で左の曲線は真砂の代表的粒度分布であり、 $D_{85} = 1.1 \text{ mm}$ である。又右の曲線はロックフィルタイプの締切案の際予定されていた粒度分布である。三角岳の節理間隔より推定された三角岳の粒度分布が右から 2 番目の曲線であり、 $D_{15} = 6.0 \text{ mm}$ である。今この粒度分布をもつ雑石を使用するものとして必要な細雑石の粒度分布を求めてみる。

細雑石と真砂との混合をおさえるための条件として

$$D_{15}(\text{細雑石}) < 5 D_{85}(\text{真砂}) = 1.1 \times 5 = 5.5 \text{ mm}$$

$$D_{85}(\text{細雑石}) > \frac{1}{5} D_{15}(\text{雑石}) = \frac{1}{5} \times 6.0 = 1.2 \text{ mm}$$

以上の 2 つの条件を満足する必要がある。これは例えば図 7-1 で実線で示されるような粒度分布をもった材料が考えられるが、実施段階においては使用する真砂と雑石の粒度分布に応じて、各種の粒度分布が考えられることは論をまたない。

7-2 堤体材料の運搬、投入および締固めについて

(1) 運 搬

堤体材料の運搬は大量の材料をかなり遠距離まで運搬しなければならないこと、投入に際して材料の分離をできるかぎり起さないように考慮することなどが問題となる。材料別に検討を行なってみると、

(i) 真 砂

土砂をパイプ輸送している実績はあるが、粒度により沈殿が生じるため、効率が落ちることがあり、有明海締切堤の場合、むしろ神戸の埋立工事にならって、大型のブッシャーバージ方式が適当と考えられる。

神戸の埋立工事では 2,000 トン積みバージ 2 隻を後から、ブッシャーボート (130 t, 1240 HP) 1 隻で押しており、積トンに比して吃水も浅く、水深 -1.0 m までの土運搬、捨土が可能である。(普通のバージでは -3.0 m が限度である。) 又普通のバージに比較して、経費も安い。(輸送費で 3~4 割、建造費 5~6 割人件費で 3~5 割安い。)

(ii) 雑石および細雑石

雑石類の運搬には、一般に自航式のバージが用いられていて、大船渡の場合では 180 m^3 積自航式バージ 2 隻が使用された。有明海締切堤の場合も、大型の自航式バージによるのが適当と考えられる。

(2) 投 入

投入後材料の分散と分離をおさえることが望まれ、その程度と対策を検討してみると以下のようである。

(i) 真 砂

土捨船から投入された材料のうち、真砂は雑石など一つ一つの粒子の動きとは異なった運

動を行ない、一つのかたまりの落下とみられる速度で沈下し、40 mの水底で大きな拡散を生じないようにするには巨大なバージと短時間の底開き時間を必要とする。実績としてホッパー底板からの水深8.3 m、ホッパー底板の面積16.5 m²、砂排出時間2～3秒、材料は良質の砂（比重＝2.66、空隙率0.38）の場合、分散の限界水深は18 mであった。1）

しかしながら、細粒分は相当速くに分離分散する傾向を示すので、真砂の投入には、バージを大きくすることの他に、水深が深い所には、海底近くで投入する必要がある。そのためには、バージ内部を海底近くに下げるか、バケットコンベア式にしてまき出すか、あるいは真砂を相当密実にして大塊として投入するなどの考慮が必要である。

(ii) 雑石

自航式底開き船から投入の際の分離はあまり問題にならないが、分散については水深約30 mで岩石のチラバリは15～17 m平方程度であり、設計断面に対する余裕量として、30～40%程度見込む必要がある。

(iii) 細雑石

細雑石の場合、極めてせまい地域にまき出しが行なわれなくてはならないし、又材料の分離、分散がゆるされないで、真砂の場合と同様に海底近くまでまき出しを行う必要がある。

(3) 締固め

水中に投入するだけで、砂の場合も、岩石の場合もかなりの締固まるようであり、締固不足を補う水中締固め機械も開発されている。

(4) その他

(i) 雑石が分散するため、ノリ面コウ配も、寺コウ配となりやすいが、施工に当っては、断面の実測と検討を行ないながら進めていく必要がある。なお水中の測量には、レーザー光線を利用した器具が開発されつつあるので、これらの利用も考えられる。

(ii) 各種の材料の粒度の施工管理には十分に注意を払う必要がある。

なお有明海締切堤の検討を行なうにあたり参考になると考えられる大船渡津防波堤の概要、海外の深海防波堤の断面、ならびにわが国における港湾工事において、どのような施工法が可能であり、どのような点が問題になっているかなどについては付属資料を参照されたい。

7-3 締切堤の施工に伴う潮流変化と施工上の問題点

締切堤の施工が進むにつれ、有明海湾全体に潮流の変化が生じて来ると考えられるが、ここでは施工に最も重大な影響を及ぼす締切地点の流速変化に注目してみる。

有明海締切堤の施工に伴う潮流変化については、既に九州大学農学部および、長崎海洋気象

1) 小川、竹内：土捨船による投棄土砂の分散、土木学会論文報告第161号

台による小縮尺模型実験¹⁾、および土木研究所におけるアナログ計算機による解析²⁾などの成果があるので、これらを参照しながらデジタル電子計算機による計算を行なった。有明海を湾奥方向に5 km 毎に切断して、二次元化し、潮流の運動方程式および連続式を満足するよう逐次数値計算を行なった。

縮切地点の流速は境界条件を考慮したもぐりの堰の越流公式によった。計算結果は二次元のため横断方向は全て同一の流速を与え、横断方向の地域的特性を含まないなど若干の問題はあるが、縮切らない現状において、計算潮位と実測潮位を比較した結果、およびアナログ計算機による計算値を比較した結果によれば、かなり精度のよいものと考えられる。有海湾口の富岡の潮位振動が±138 cm (ほと最大の大潮)の時表7-1のような結果を得た。(詳細は付属資料参照)

表 7-1 縮切堤の施工に伴う開口部の流速の変化

縮切堤の開口部の幅	縮切水深 T. P. - 10 m	T. P. - 20 m
0.5 km	+ 5.12 [*] m/sec (5.58 ^{**}) - 5.49	+ 5.12 - 5.47
1.0	- 4.90 - 5.30	+ 4.68 - 5.07
1.5	+ 4.78 - 5.20	+ 4.46 - 4.87
2.5	- 4.65 (4.62)	
5.0	- 3.52	
10.0	- 2.78	
現状 幅 17.2 km 平均水深 25.9 m	- 0.93 (1.09)	

* 流速の符号は+、外海より内海方向、内海より外海方向

** () の流速は参考文献2によるもの

これによれば縮切が進むにつれ、流速は増大するが、2.5 km まで水深 T. P. - 10 m で縮切った時の最大流速は4.65 m/secであり、以後縮切が進行すると最大5.5 m程度に達することがわかる。施工できる最大流速がどのくらいかは、種々の要因を検討して総合的に判断する必要があるが、デルタプランでは5.0 m以下、錦海湾の縮切堤では3.0 m以下を目標としている。こゝでは一応の目安として荒止め切りを行なう際、容易に投入出来る捨石が移動しない限界より、施工出来る最大流速を決めることにする。4~5 m/secという高流速中におかれた巨礫の移動限界を算定する精度良い公式は今のところ無いが、岩垣博士による限界掃流力

1) 九州農政局, 九州地方建設局, 第四港湾建設局, 福岡通産局, 有明海地域総合開発協議会: 有明海地域総合開発調査結果の概要, 昭和41年3月

2) 木下武雄: アナログ計算機による有明海縮切堤防水理計算, 土木技術資料5-12

公式および U. S. W. S 公式によって計算してみると表 7-2 の様になる。なお, U. S. W. S 公式は大船渡津防波堤湾口部の捨石重量の算定に使用され, 大船渡においては, 浅海部は 1 t 石, 深海部は 300 kg 石が投入された。1968 年十勝沖地震に伴う津波により生じた流速 4 ~ 5 m/sec に対しては大規模な洗掘は生じなかったようである。

表 7-2 水平床におかれた捨石の安定重量

流 速	開口部 0.5 km 5.49 m/sec 締切水深 T.P. -10 m		開口部 2.5 km 4.65 m/sec 締切水深 T.P. -10 m	
	粒 径	重 量	粒 径	重 量
岩 垣 公 式 *	38 cm	76 kg	27 cm	27 kg
	最小 54	218	47	144
U. S. W. S. 公式 **	平均 77	600	67	417
	最大 105	1610	91	1045

* 岩垣公式 $U_c^2 = 8.09 d \cdot d = cm$ $U_* = \frac{1}{10} U$ と仮定して求めた。

$$** W = \frac{U^3 W_w^3 W_s \pi}{48 \times y^3 (W_s - W_w)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3 g^3}$$

W = 所要重量, V = 流速 (m/s), W_w = 水の単位体積重量, W_s = 石, ブロック等の比重 (t/m³)
 α = のりこう配, y = 係数, 埋めこんだ場合 1.20, 埋めこまない場合 0.86, 捨石の場合 1.00

表 7-2 の U. S. W. S. 公式による値は水平床におかれた任意の角度をなす斜面上のものについては式より計算しなければならない。概算すると,

2 割の場合 必要粒径は 2.22 倍, 必要重量は 1.09 倍
 2 割 5 分の " " 1.82 倍 " 6.0 倍

なお実河川における資料では, 常願寺川で平均約 4 m の流速で, 粒径 60 cm, 重量 300 kg の巨礫が移動した記録がある。これを流速 4.65 m の場合に換算すると, 粒径 81 cm, 重量 740 kg 程度となる。この様に計算方式により大差があるが, 流速 4.65 m/sec では捨石重量は約 1 t 程度で十分と考えられる。

どの公式によっても, 必要重量は流速の 6 乗に比例して増加するので, 少しでも流速の小さい方が, 施工が容易である。

堤防全延長をバージによる投入, あるいは撒き出しにより雑石で荒止め切りを行なう方法によることは, かなり困難と考えられるので, 第 2 章で述べた様にゲート付ケーソンを使用した締切を行なうのが適当である。

最終締切地点は地形より考えて, 湯島近傍の浅瀬で行なうのがよく, 他の部分に先立って, ゲート付ケーソンを設置する。ケーソンの設置後はゲートを開放して, 他の部分が完全に締切

られるまで自由に潮流を出入させる。最大流速を 4.65 m/sec 程度に押えるには表 7-1 の結果より、ケーソン、水門、閘門を合せて $25,000 \text{ m}^2$ 程度の有効断面積が必要であり、最終締切地点の水深に対応してケーソンの深さを変化させるとして、ケーソン延長は約 2 km は必要と考えられる。

締切堤の残部が完成後、ゲートを一時に閉じて、潮流を遮断し、ケーソンの中詰めおよび、雑石、真砂などの腹付けを行なって最終締切部を完成させる。潮流を遮断した直後のケーソンは、外海の潮位変動に伴って生じる静水位差による力、波浪による波圧などを受ける不安定な構造物であるため中詰、腹付けを急がねばならない。しかしそれをケーソン全延長にわたり、潮流を遮断した直後に行なうのは、土工量がぼう大なため困難であり、ケーソンが安全になるにはかなりの波力を受けてもケーソンが安定であるよう、ケーソン重量をあらかじめ考慮しておかねばならないが、付属資料に示す様に 70 t/m 程度のケーソン重量であればよく、容易に施工できるものと考えられる。

7-4 有明海付近の海象と施工上の問題点

締切堤の施工にあたり問題が生じると思われる海象とその施工上の問題点を考えて見よう。有明海は潮位偏差が大きいことで有名であるが、三角港に於ける各潮位の関係は図 7-2 のとおりである。締切堤の施工に伴い、この関係自身も変って来ると考えられるが、現在平均潮位は T.P. 0.35 m であり、朔望平均満潮位は、T.P. 2.18 m である。波高は内海であるためかなり小さい。

締切地点付近には波高計が設置されておらず、波高は推算しなければならない。風速・風向の記録も十分なものがないため、熊本地方気象台の風の資料を用いて波を推算した結果は 7-3 のとおりである。（詳細は付属資料を参照）

熊本における風は陸上風であり、波の推算に用いるべき風は海上風である。一般に海上風の方が大きく、この風速を割増して考えてやるべきであるが、現在熊本と締切地点との相関は明らかでない。又、日最大風速は 10 分間平均の値であるが、風波が完全に発達するには有明海締切堤の場合には風の最小吹送時間が 1 時間程度以上必要であり、長期間の平均値は 10 分間平均よりかなり下廻るものと考えられるが、この補正法も現在のところ明らかでない。したがって相殺する要因を考えて、熊本に於ける当該確立年数の風速を設計風速として S.M.B. 法により波を推算した。施工中しばしば来襲するような比較的小さい波の波高、周期等の特性は波浪解析が必要であり現在のところ明らかでない。

以上の潮位および波高より締切堤の天ば高は次の様にして決定できる。

海側の天ば高 = 朔望平均満潮位 + 波の打上高

$$= \text{T.P. } 2.18 \text{ m} + 2.4 \times 1.5 = 5.78 \text{ m} \doteq \text{T.P. } 6.0 \text{ m}$$

湖側の天ば高 = 湖内平均潮位 + 出水による湖位上昇の余裕高 + 波の打上高

$$= \text{T.P. } -0.5 \text{ m} + 1.0 + 2.6 \times 1.5 = \text{T.P. } 4.4 \text{ m} \doteq \text{T.P. } 4.5 \text{ m}$$

観測期間 1936 1965 内28年

月平均潮位			m	球分体
月	最近5年	推算	8.969	
I	4.046		8.014	気象観石
II	3.975		6.640	高松潮位
III	3.997		6.022	1959. 9. 17. 9 ^h 15 ^m 期望平均潮位
IV	4.049		4.174	最近5年平均潮位
V	4.159		3.839	東京路中等潮位
VI	4.268		2.044	期望平均干潮位
VII	4.313		1.964	潮位表 D. L.
VIII	4.354		1.560	低松潮位 1955. 5. 23. 16 ^h 10 ^m
IX	4.334		0.000	D. L.
X	4.289			
XI	4.207			
XII	4.097			
年	4.174			

図7-2 三角における潮位記録

中単位体積重量

S_r = 石又は異形ブロックの比重

α = 斜面が水面となす角

H = 波高 (m)

K_D = 常数, 破波があり角ばった石として $K_D = 2.8$, テトラポット (2層) として $K_D = 6.6$ をとる。(詳細は水理公式集, その他参照)

$\cot \alpha = 2$ (2割こう配) $r_r = S_r = 2.65$ $K_D = 2.8$ $H = 4.0$ m

として計算すると, 必要重量は6.4トン程度であり, ブロックを使用すればさらに軽くても良

波高は50年確率の波高を用いた。

なお波の打上げ係数は, 粗石堤で法面こう配2割~2割5分に対する実験結果を参照して, 若干の安全率を見て1.5と決定した。(詳細は付属資料を参照)

締切堤体の表層部は波力を受けるため, 巨礫あるいはブロックで保護しなければならない。その必要重量を計算して見よう。表面保護層の安定性は直接堤体の安全性に関係する重要な要因であるから, 100年確率の波 $H = 4.0$ mを対象波として考えることにする。捨石重量の計算方式は現在のところ, ハドソン (Hudson) 公式あるいはイリバレン (Iribarren) 公式が考えられるが, ここではハドソン公式によった。

$$W = \frac{r_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

W = 表面捨石または異形ブロックの重量 (トン)

r_r = 石又は異形ブロックの空

表 7 - 3 S . M . B . 法 による 波 浪 の 推 算

方 向	吹送距離	確 率 年 数 1 0 0 年				確 率 年 数 5 0 年			
		風 速	有義波高 $H_{1/3}$	周 期 $T_{1/3}$	最小吹送時間	風 速	有義波高 $H_{1/3}$	周 期 $T_{1/3}$	最小吹送時間
内海より外海 E方位 ~ N方位の風向	30 km	30 m/s	4.0 m	7.6 秒	1.75 時間	22 m/s	2.6 m	6.5 秒	2.0 時間
外海より内海 W方位より S方位の風向	13	35	3.3	6.3	1.0	26	2.4 m	5.3	1.2
全 方 向		35				28			
方 向	吹送距離	確 率 年 数 1 年							
		風 速	有義波高 $H_{1/3}$	周 期 $T_{1/3}$	最小吹送時間				
内海より外海 E方位 ~ N方位の風向	30 km								
外海より内海 W方位 ~ S方位の風位	13								
全 方 向		15.5 m	1.75 m	5.5 ** 秒	2.5 時間				

* 明治24年より昭和42年に至る66年間の日最大風速(10分間平均)による。

** 吹送距離は30 kmとしている。

いことがわかる。こゝでは安全を見て捨石の場合 T.P. - 5.0 m より浅い部分は 8 トン, T.P. - 5.0 m より T.P. - 10 m の部分は 4 トン, それより深い場所は 200 kg 程度の重量と決定した。

以上述べて来た数値は一応の目安であり, 実際の施工に当ってはさらに詳しい検討が必要なのは言を待たない。

付 属 資 料

(有明海 締切堤防調査報告書)

付属資料 1

有 明 海 流 入 量 調 査

概要、有明海の湾口において大締切堤防を作った場合、有明海が河川水、雨水によって徐々に淡水化して行くことが予想される。その場合、一体どれくらいの河川水、雨水が年間に補給されて行くのか、季節変動はどの程度あるのか、さらにこのような河川水、雨水（流入量）は定常的に期待できるのかあくまでも確率的なものか、を調べるのがこの調査の目的である。

解答の概略は年間の流入量は平均して有明海面上水深で約 1.3 m。季節変動は著しく、暖半年と寒半年で大きな差がある。寒半年の流入量と、梅雨前期の流入量は定常的に期待できるが、梅雨末期や秋の大雨は極めて確率的である。

これらの調査によって判明した結果は将来有明海の淡水化について多くの示唆を与えるもので、大締切堤防の建設およびその設計にとって重要な参考資料となり、また水資源開発の鍵となる基礎資料である。

1. はじめに

地形の概観：

有明海は我が国の最も西にある屈指の湾であってその面積は約1434km²である。海岸線は凹凸によって、複雑で一口では表現しがたい。長軸はほぼ南北を向いているが、湾口は西へ向いて東シナ海につながっている。

有明海の西側は温泉岳・多良岳の火山によって区切られ、東側は阿蘇山が大きく流域を限っている。北部には筑後平野がありその北には背振山塊がある。

河川の概観：

有明海へ流入する河川の第1は筑後川である。阿蘇山の北面と久住山とから流れ出し、筑後平野を流れて久留米を経て有明海へ注ぐ。その南に矢部川、菊池川があり、白川は阿蘇の外輪山内の水を集めて、熊本を経て有明海へ注ぐ。緑川は阿蘇山南面の水を集めて宇土半島のつけねで有明海へ注ぐ。筑後川から西へは加勢川があり六角川がある。この両者の河口付近は干拓によってできた平野が発達し、六角川河口は特に日本で最も潮汐の干満差のはげしい所である。多良岳から流れ出す川に本明川があり諫早を経て有明海へ注ぐがあまり大きくはない。

気 候：

九州地方の気候は、北部の裏日本海型と、南部の太平洋（いくらか亜熱帯的な）型と、それにはさまれて東部は瀬戸内海型を示す。有明海流域はそれらの中間的な地域で、九州型とでも言うべき気候型である。有明海の代表点として、熊本又は佐賀のデータで2、3例をあげれば、

- (i) 1月の日最低気温の月平均：熊本 -0.3°C 、佐賀 $+0.8^{\circ}\text{C}$ 。対照地点：鹿児島 1.8°C 、福岡 1.2°C 、大阪 0.5°C 、東京 -0.9°C 、福井 -0.3°C 。有明海流域の冬の冷えこみは福岡よりも寒く、東京よりは暖い。ほぼ裏日本並と言える。
- (ii) 8月の日最高気温の月平均：熊本 32.5°C 、佐賀 32.0°C 。対照地点：鹿児島 31.8°C 、福岡 31.4°C 、大阪 32.8°C 、東京 30.7°C 、甲府 31.8°C 。有明海流域の夏の暑さは、鹿児島より暑く、(i)と合わせて考えると、内陸性の気温変動をすることがうかがえる。
- (iii) 年霧日数：熊本28、佐賀11。対照地点：宮崎12、大分11。霧は局地的な場合が多いが、理科年表で見る限り、熊本が九州一、佐賀が3位である。時刻別天気 of the 分布はここには掲げなかったが、九州一帯にあまり差のないところから、霧日数の分布は特殊なのかも知れない。

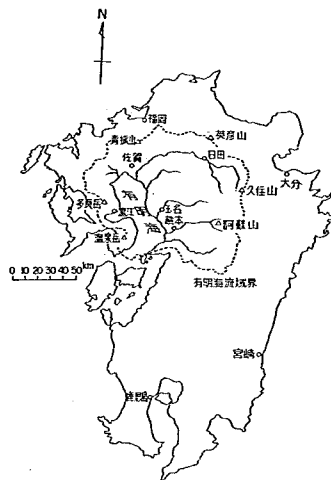


図-1 九州地方地図

(iv) 月平均湿度の年変化：熊本 71～81%，佐賀 71～82%。対照地点：鹿児島 73～82%，福岡 70～82%，大分 68～83%，長崎 69～84%。有明海流域の湿度は九州のはば平均的なもので、しかも変動が小さいのが特徴である。熊本、佐賀の気温、湿度は近い値であるので、両者平均してクリモグラフを書いたのが図-2である。これによると、有明海流域は気温最低の1月から気温は徐々に上がるが湿度は3月を最低としてそれ以後上昇する。7月、8月が湿度、気温の最高であることは他の地域と同じだが、気温の減少にもかかわらず、湿度はあまり減らないので、クリモグラフは8の字を描く。この点は裏日本（湿度のピークが年2回）、表日本（湿度、気温がそろって上下する）のと異っている。

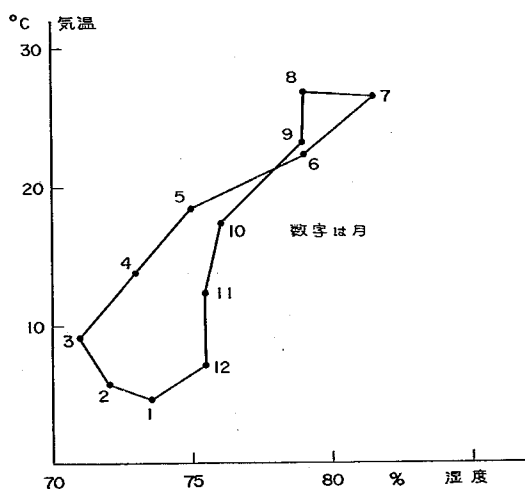


図-2 Climograph (熊本+佐賀) ÷ 2

降水量：

九州で年降水量が多いのは九州山地の南東側で、その量は3,000mmを越える所もある。(図-3参照)。いくつかの凹凸はあるが、この附近は2,500mm前後である。有明海流域を中心とする九州中部北部では、阿蘇山、英彦山、温泉岳などの山岳で2,400mmを越している他、他の山岳でも年降水量は多い。有明海・瀬戸内海沿岸では年降水量が1,500mm以下となる所もある。つまり有明海流域は九州全体からみれば降水量の少ない地方である。有明海上の降雨は不明であるが、図-3から見てあまり多いとは言えない。

図-4は寒半年(10月～3月)と暖半年(4月～9月)の降雨量分布である。寒半年は全体的に変化が少ない。有明海周辺はほとんど400～600mmの範囲内におさまっている。極大値のあらわれているところは流域界をなす山岳地方で、これも600～800mmの間におさま

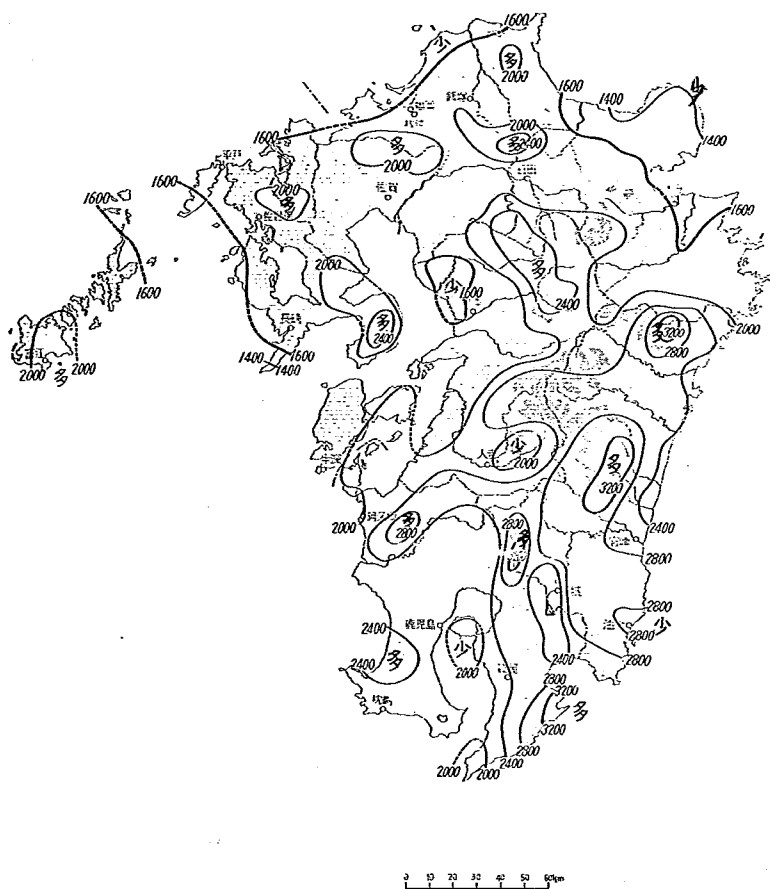


図-3 年降水量分布図(1921~1950年, 単位mm) (日本の気候 和達清夫より)

っている。暖半年は山岳地方が多いという傾向は似ているが、大小の差はぐっと開いている。阿蘇山では2000mmを越えているのに、熊本北方には1200mmを割る地域がある。温泉岳、英彦山、背振山、多良岳などにはそれぞれ極大があらわれている。

図-5には降水日数分布をあげる。 $1 \frac{\text{mm}}{\text{day}}$ 以上の降水量をみた日数は、やはり山岳で多く有明海で少ないが、差にはあまり著しくない。流域全体として年間120日ぐらいは $1 \frac{\text{mm}}{\text{day}}$ 以上の降水量を見る。換言すれば3日に一度雨が降っているということである。 $30 \frac{\text{mm}}{\text{day}}$ 以上の降水量をみた日数は、山岳地方に多いのは同じ傾向であるが、極大と極小との比が大きくなっている。年間 $30 \frac{\text{mm}}{\text{day}}$ 以上の降水日数の分布が年降水量の分布(図-3)に類似している。ま

た 300 mm/day 以上の降水日数が 6~7 月に最も多いのは梅雨期の豪雨を意味する。

降水の変動を月ごとに追っていくと、最も降水が少ないのは 1 月である。この頃は冬の季節風が最も強い時期であるが、低気圧の来る数が少ないので降水量は少ない。1 月後半から 2 月前半には九州全般にわたって、雪が降ることもあるが、その量はあまり多くなく、山間部でも根雪とはならない。これは低水流出計算にとって大へん好都合である。2 月には低気圧性の降雨が南九州ではみうけられるが、有明海周辺では降水量は少ない。

3 月には気団の交代がひんばんになり低気圧や前線の通る回数が増すので、降水量も増加する。3 月から 4 月へかけての花見時の春雨も時には大雨になる。4 月以後は暖半年として前に述べた通りの雨期である。4 月~5 月の降雨は低気圧や前線によるものである。

6 月になると梅雨前線が活動するので、各地とも急に雨量が増し、九州北部山岳と南九州では 400 mm 以上の月降雨量になる。この梅雨はふつう 6 月上旬に始まり 7 月中旬に降る。梅雨による降水量は非常に多く、6 月の降水量は多くの地域で年間の最大である。梅雨末期の大雨は雷を伴って、しばしばひどい被害をもたらす。1957 年 7 月 25~26 日の諫早の豪雨は

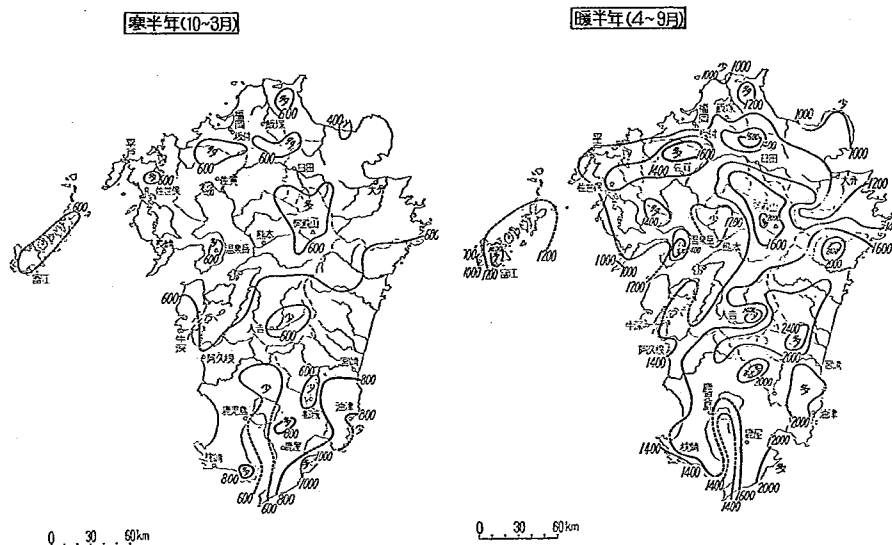


図-4 寒・暖半年の降水量分布図 (1921~1950) 単位 mm (日本の気候 和達清夫より)

* 日本の気候 和達清夫 参照

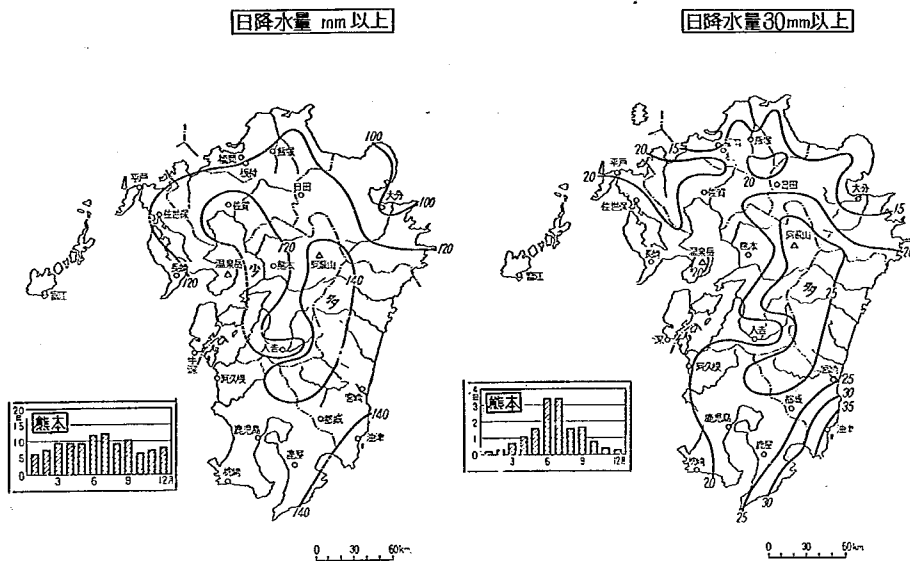


図-5 年間降水日数分布図と熊本の月間降水日数の年変化図（日本の気候 和達清夫より）

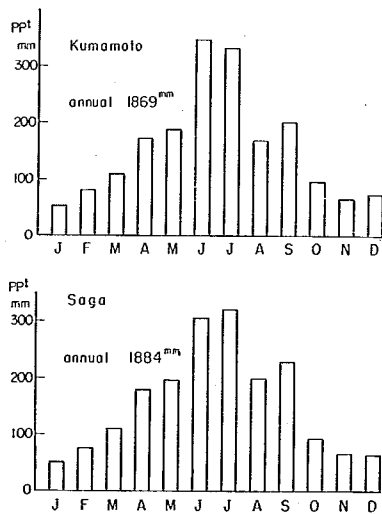


図-6 熊本、佐賀の月雨量図
(1931~1960)

中でも有名である。

8月は北太平洋高気圧におよばれるので、降水量は少なく、年によって干ばつの被害が起る。しかし、8月中旬から下旬までは年間でも台風の影響が最もひんぱんな時期である。

9月は台風の上陸期でまた、秋雨の時期でもある。全般に降水量が多い。10月には降水量は急激に少なくなる。11月は一般に天気の良い時期であるが、月末には季節風のため雨が降るようになる。季節風の影響は北九州の山岳部に著しく、雪をかなり降らせる。

降雨日数、無雨日数の最大継続記録は表-1の通りである。これによると雨の続いたのは40~50日の記録はあるものの周辺地域で、流域内においては30日前後である。

無雨日数も約30日ほど続いている。つまりこのぐらいの乾天が過去におこったことを覚悟

しなければいけない。もしそうなれば、かなりの流入量減小を来たす恐れがあるであろう。

表-1 降水量統計(最大値) (和達清夫 日本の気候 より)

	降雨継続	無雨継続	日降水量	時間雨量
福岡	33 日	47 日	307.8 mm	67.2 mm
飯塚	31	27	301.8	58.7
佐世保	25	31	344.4	102.4
佐賀	32	33	381.7	101.5
長崎	27	36	385.4	87.8
温泉岳	45	33	459.2	96.8
熊本	32	32	411.9	65.5
阿蘇山	37	33	359.5	68.1
牛深	50	28	192.8	97.6
日田	26	26	292.4	97.6

日降水量の最大値も同じく表-1に示した。大体400 mm/dayであって、特に多いというほどではない。しかし、前にもふれたが、諫早では1957年7月25日~26日の豪雨で時間雨量140.5 mm, 日雨量1109.2 mmの記録がある。局地的だったとは言え、今後この地方にこのような豪雨の降らないという保証はないわけで、このような豪雨に対しても対策は考えておかねばなるまい。

蒸発: 蒸発に関しては我々の知識はあまりにも不十分である。流域からの蒸発については流量算定の折にすでに考慮されているが、有明海からの直接蒸発に関しては実測値がないのみならず、どうして推定してよいかも明らかでない。たゞ普通蒸発計の各月平均値を表-2にまとめて示す。もし、この値が有明海からの蒸発量とみなせるならば、年間約1150 mmほどの蒸発を考えられるだろう。たゞ有明海のような大規模蒸発は、有明海の表面水温、上空の気温、湿度などによって決定されるもので、蒸発計の水温は気温の関数として与えられるのと本質的に異なるものであることを指摘しておこう。

表-2 平均月蒸発量(単位mm) (蒸発について 竹内俊雄 より引用)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年
熊本	49.6	61.6	86.8	114.0	130.2	117.0	148.8	167.4	126.0	102.3	69.0	49.6	1217.3
佐賀	40.3	50.4	30.6	111.0	133.3	102.0	130.2	139.5	114.0	86.8	63.0	43.4	1094.5
長崎	49.6	56.0	86.8	111.0	136.4	129.0	164.3	170.5	126.0	102.3	69.0	49.6	1250.5
福岡	46.5	50.4	80.6	108.0	133.3	81.0	117.8	139.5	114.0	83.7	33.0	34.1	1021.9

2. 流入量と降水量

有明海へ流入する河川流量および直接有明海へ降る雨の量を把握することが重要である。これは過去10年間にわたって半旬流量について調べた。次に過去80年間にわたって、有明海流域の降水量の確率と長期傾向とを調べた。この2つの作業によって、有明海の締切堤防建設に伴う淡水化と施行中の問題などに対して、長期的な見通しを確実にし、短期的にはその変動を予想することができる。

2-1 過去10年間の半旬流量

期間：昭和31年1月1日より昭和40年12月31日までの10年間

河川流量を求める地点：

本明川：裏山

筑後川：瀬ノ下

菊池川：玉名（又は山鹿，分田）

白川：代継橋

緑川：中甲橋

以上は建設省流量年表に記載されている地点なので、その日流量により半旬流量を求める。

残流域の流量：残流域は地質図、気候図（特に前述の図-3～図-5）を参照として4流域に分けた。残流域1は背振山塊を背にした佐賀平野・小矢部川を中心とする地方、残流域2は阿蘇外輪山を中心とする西向き斜面で白川・緑川・菊池川の残流域を中心とする。残流域3は多良岳を中心とする火山性山地、残流域4は温泉岳を中心とする火山性山地である。流域分割は図-7による。これら4つの残流域については下の表のような地点の日降水量より、図-8に示したタンクモデルにより日流量を推定し、この日流量を半旬平均した。日降水量は気象庁気象旬報に拠った。

残流域	雨量	タンクモデル
1	$\frac{1}{2}$ （佐賀+玉名）	a
2	$\frac{1}{2}$ （熊本+玉名）	b
3	$\frac{1}{2}$ （湯江+多良）	c
4	0.9×温泉岳	c

このタンクモデルは何回かの試算によって決定されたもので、それぞれ明示されたような河川の実測量を降水量と結びつけるために求められたものである。その適合性については図-9-1～9-3に示す。なおタンクモデルについては土木技術資料Vol18. No11, Vol19. No4に他の河川の例ではあるが、その適合性が示されてある。また同Vol19. No5にはタンクモデルと他の方法との比較が述べられてある。この有明海流入量調査の一環として、土木研究所で別に研究中の直列4段タンクモデルで筑後川の流出を解析した結果を付録に付す。

1997

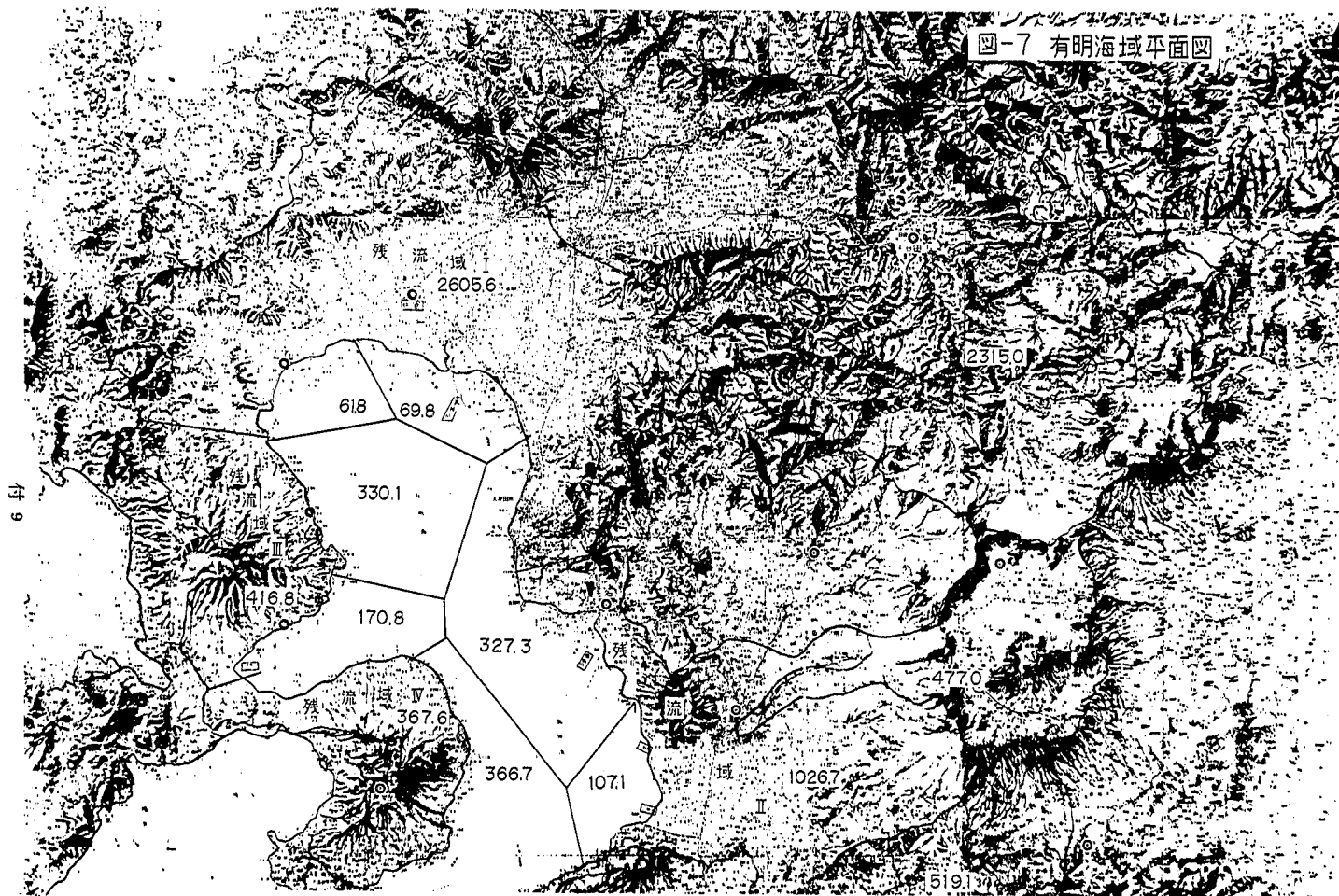


图-7 有明海域平面图

これら資料を参考とされたい。

直接有明海へ降った降水量については、図-7のようなティーセン分割によって面積比をきめ、流入係数1.0として m^3/s に換算し、半旬流量とした。なお降水量は午前9時を日界としているため、河川流量と時間的に界がずれるが、それは半旬(=5日=120時間)に比べて微小であるとして無視した。

ここでいう半旬とは1月1日～1月5日、1月6日～1月10日というふうに、1年を73分割してその各々を言う。うるう年は2月29日をはさむ半旬を6日として数えることによって調整する。

2-2 半旬流量についての結果および解釈

半旬流入量のグラフは図-10-1～10-10に示す。

結果について各項目別にみよう。

(i) 半旬流入量 $> 5000 \text{ m}^3/\text{s}$ となる半旬はこの10年間に

昭和32年7月25日～29日	6811 m^3/s	梅雨
37年7月5日～9日	6320 "	梅雨
38年8月14日～18日	5779 "	梅雨
40年6月30日～7月4日	5364 "	梅雨

これらの原因別でみると梅雨が多く、台風はあまり重要性をもたない。

(ii) 半旬流入量 $< 200 \text{ m}^3/\text{s}$ が最も長く続いたのはこの10年間に

昭和35年1月31日～2月4日

↓

7半旬(35日)

" 3月2日～6日

なお、この期間の最小半旬流量は $153 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

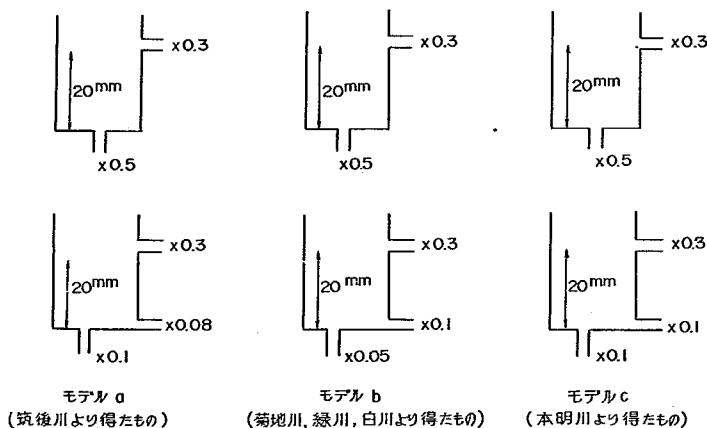


図-8 タンクモデル

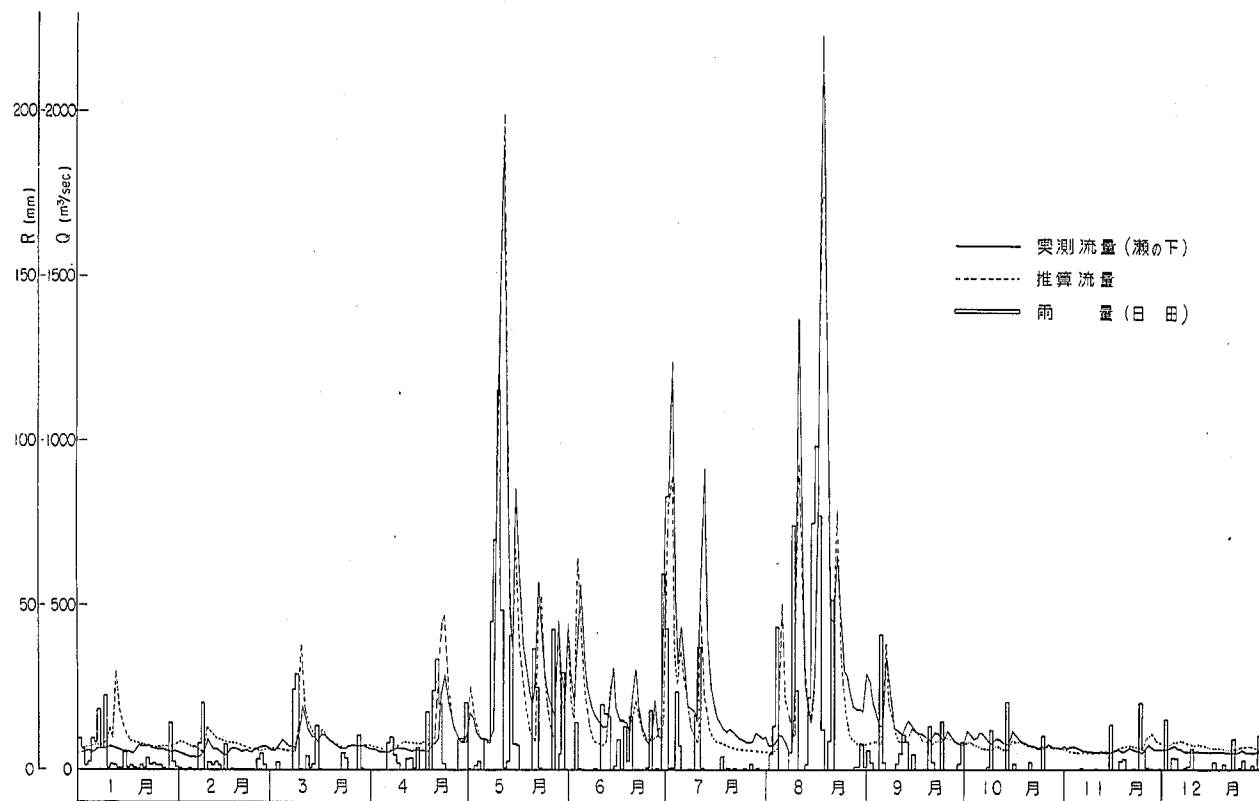


図-9-1 筑後川 日流量, 日雨量図 昭和38年 (実測流量とタンクモデルによる推算流量の比較)

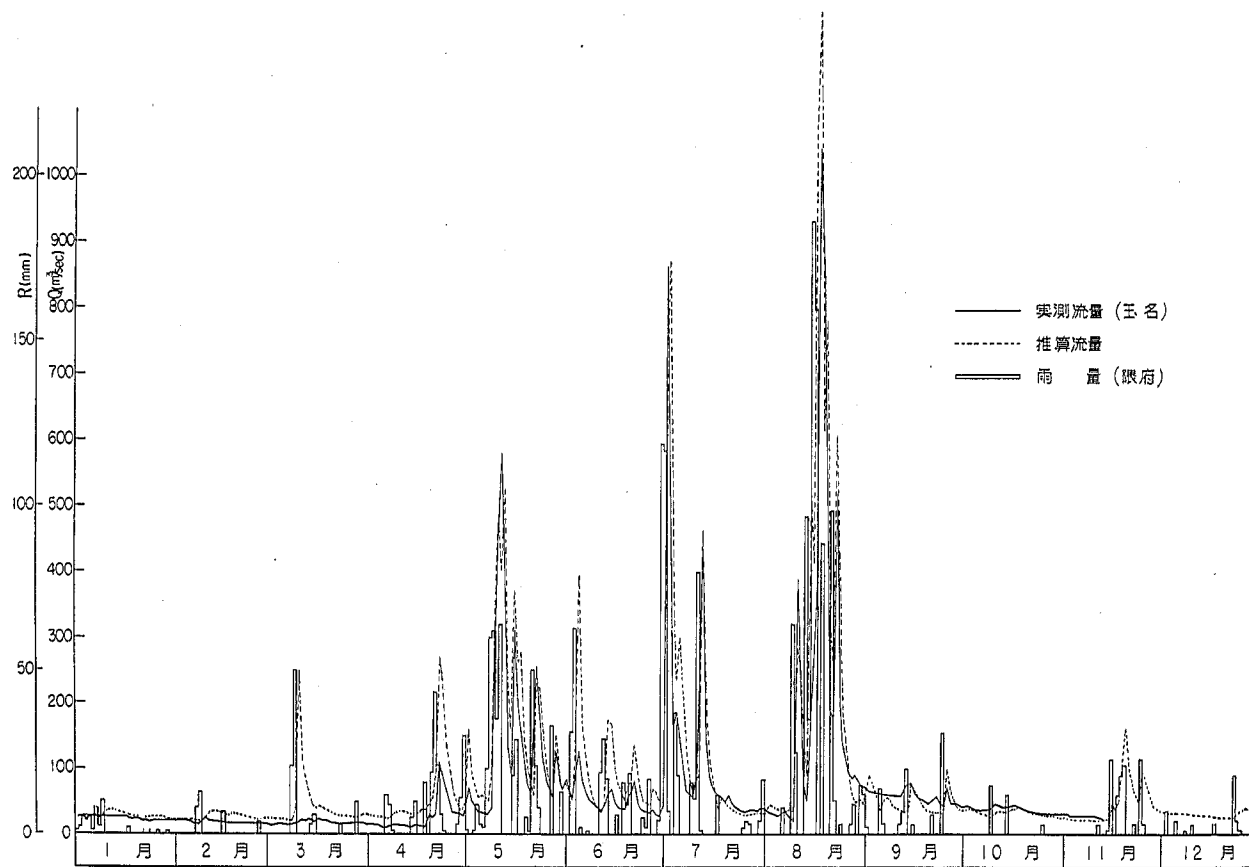


図-9-2 菊地川 日流量, 日雨量図 昭和38年 (実測流量とタンクモデルによる推算流量の比較)

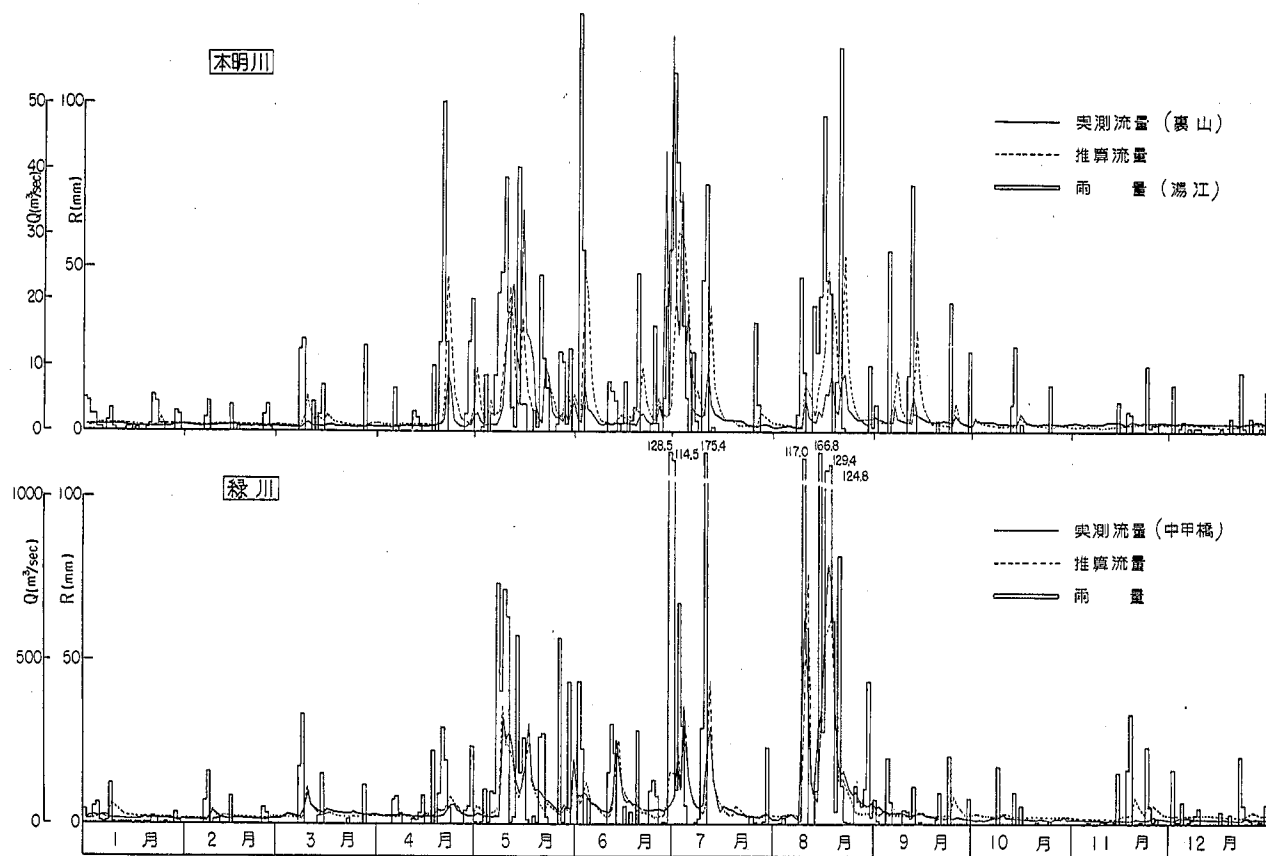


図-9-3 本明川 日流量、日雨量図 昭和38年 (実測流量とタンクモデルによる推算流量の比較)

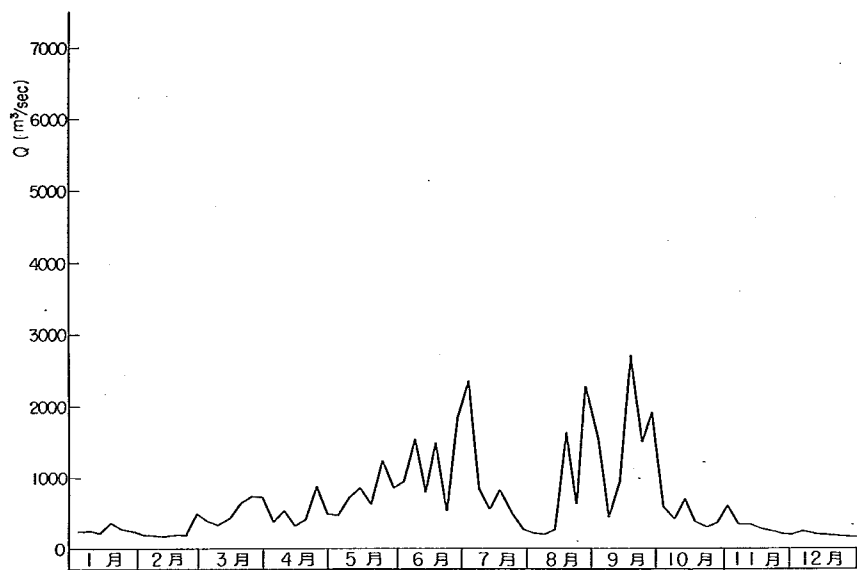


図-10-1 有明海半旬平均合計流入量図 昭和31年

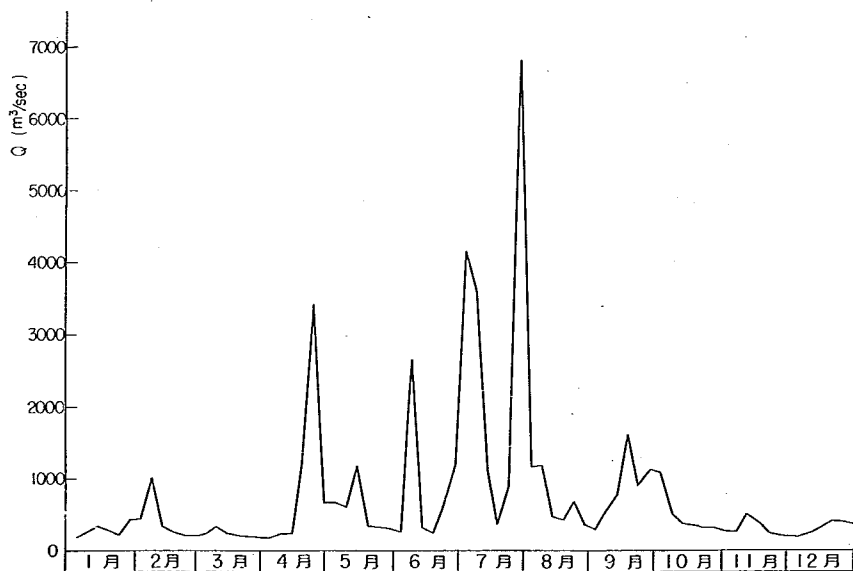


図-10-2 有明海半旬平均合計流入量図 昭和32年

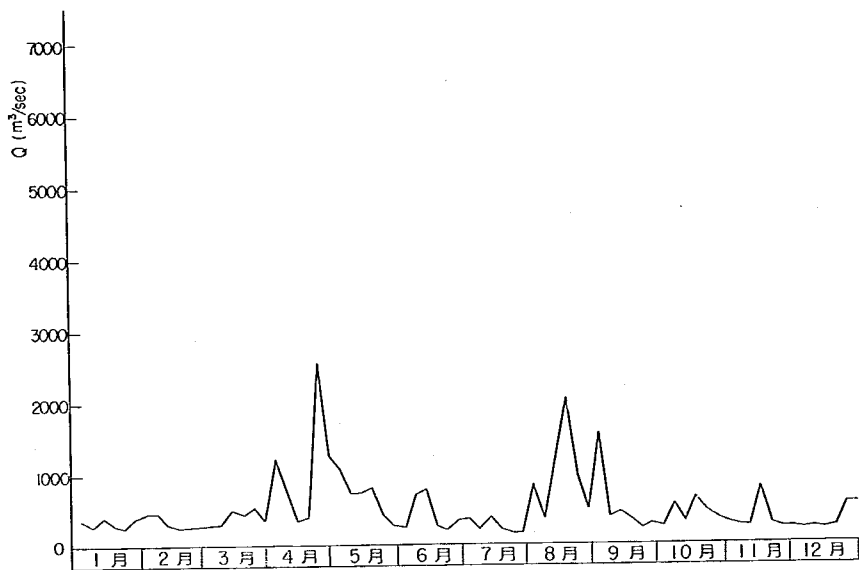


図-10-3 有明海半旬平均合計流入量図 昭和34年

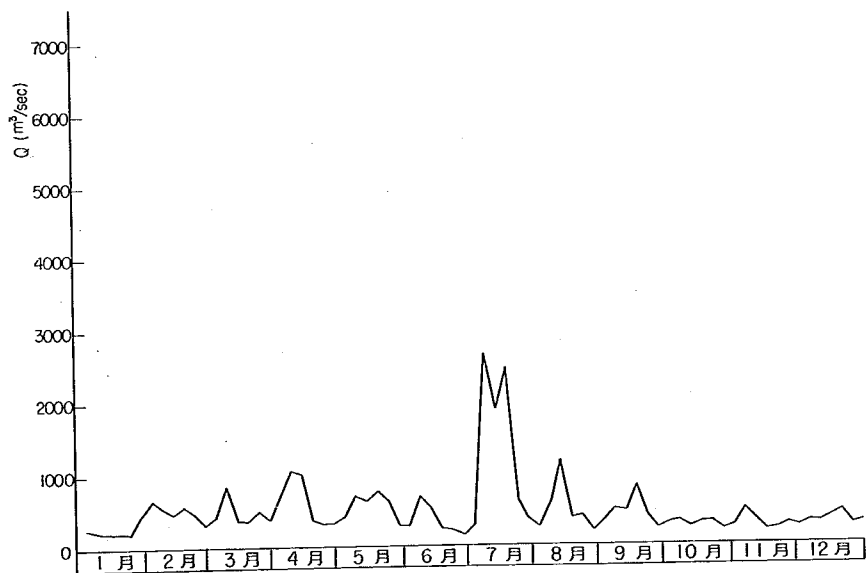


図-10-4 有明海半旬平均合計流入量図 昭和35年

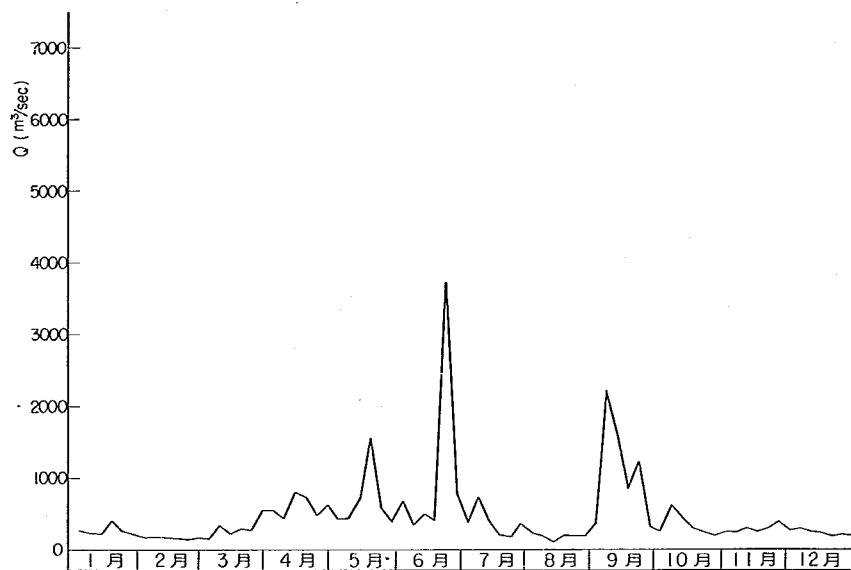


図-10-5 有明海半旬平均合計流入量図 昭和35年

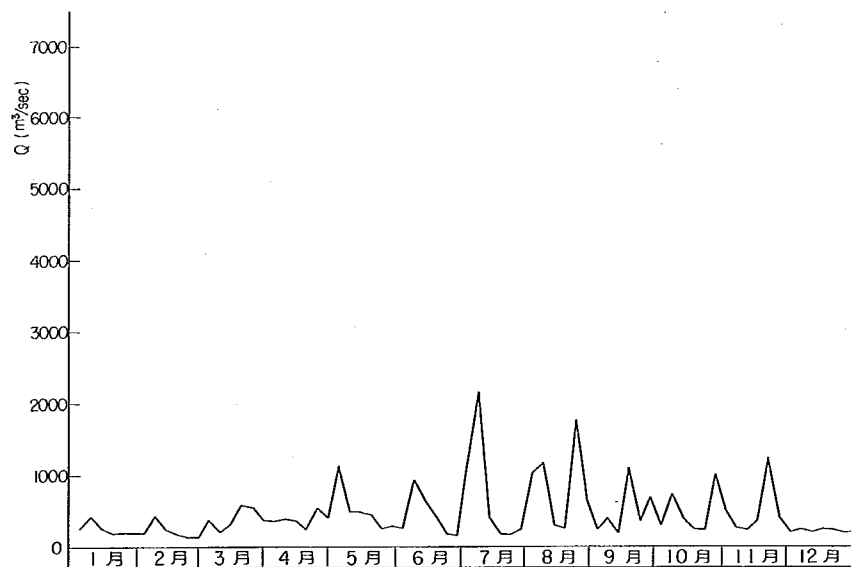


図-10-6 有明海半旬平均合計流入量図 昭和36年

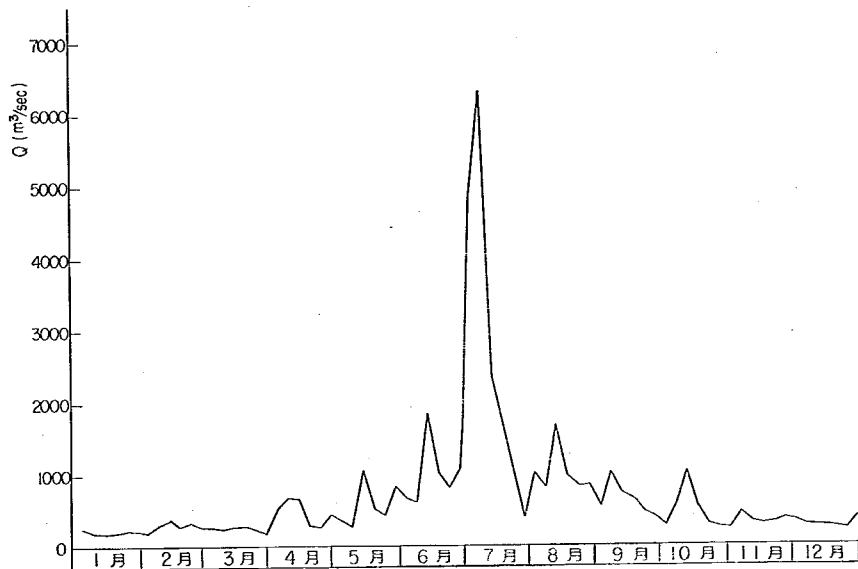


図-10-7 有明海半旬平均合計流入量図 昭和37年

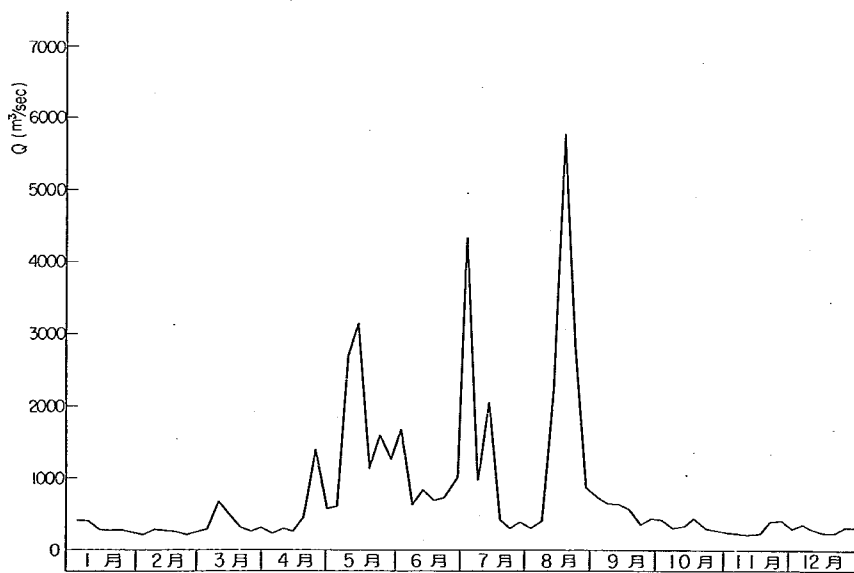


図-10-8 有明海半旬平均合計流入量図 昭和38年

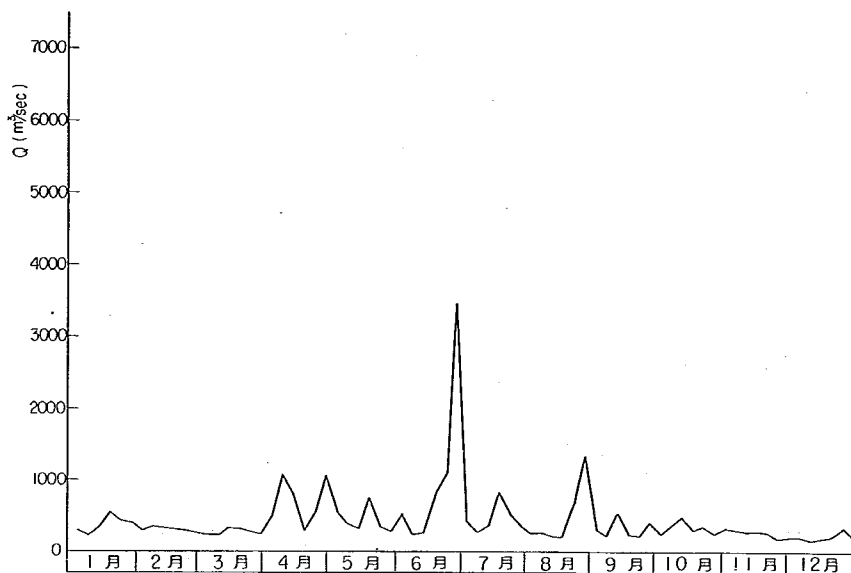


図-10-9 有明海半旬平均合計流入量図 昭和39年

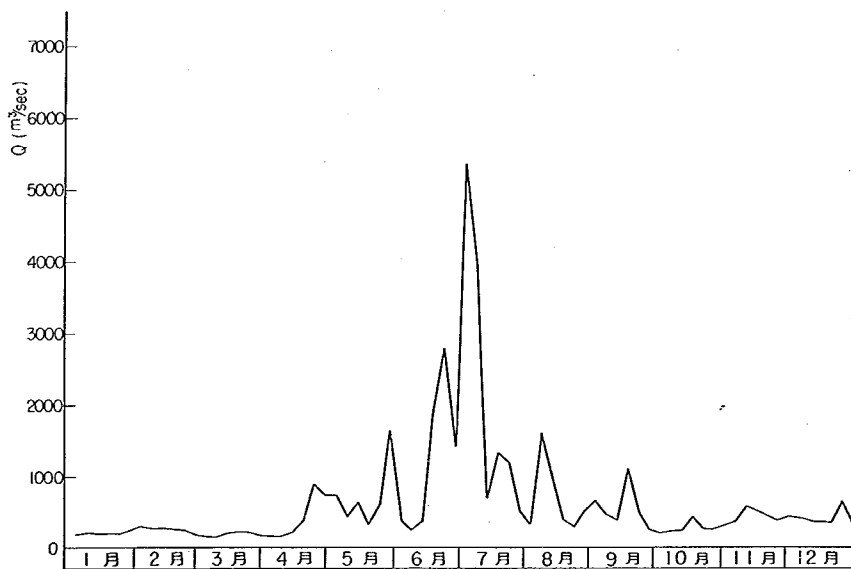


図-10-10 有明海半旬平均合計流入量図 昭和40年

(iii) 平均半旬流入量は図-11に示す。同図にはあわせてこの10年間の標準偏差も記入してある。平均によってみると、10月～翌3月が渇水期で4月～9月が豊水期である。

逆に、平均半旬流入量 $< 500 \text{ m}^3/\text{s}$ が続くのは

9月28日～10月2日

↓

38半旬(190日)

翌4月1日～4月5日

となっている。

つまりこの頃というのは渇水で、しかも標準偏差と比べてみてもわかるように、この頃はきまって渇水である。時々にも大きな流入量がおこれば、標準偏差がもっと大きくなる筈である。強いて言えば、1カ月に1度ずついくらか流入量の山があらわれているが、大きな意味は持たないであろう。

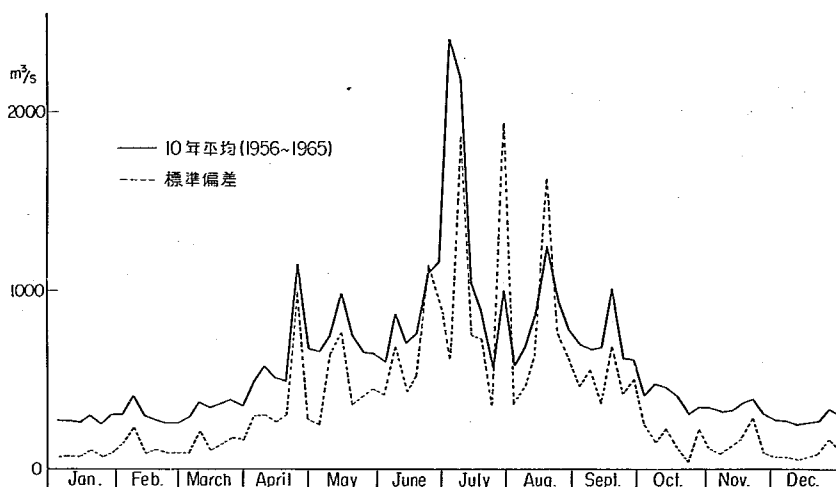


図-11 有明海流入半旬流量(10年平均と標準偏差)

(iv) 平均半旬流入量の最大は、

6月30日～7月4日 $2407 \text{ m}^3/\text{s}$

である。この半旬の標準偏差は $629.4 \text{ m}^3/\text{s}$ で相対的に小さい。丁度つゆの中頃で、このころの流入量は確実に期待できることを示している。

豊水期の他の半旬、たとえば6月20日～24日、7月25日～29日、8月14日～18日などは流入量も多い代りに、標準偏差がさらに大きい。これは、この頃の雨がた

らめに降ることを意味している。7月25日～29日の例で言えば、たいていは $400\text{ m}^3/\text{s}$ ほどの流入量であるのに、昭和32年だけ $6000\text{ m}^3/\text{s}$ を越える流入量が計算されている。そのために平均値が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ となる。有明海の淡水化をはかるとき、このような大流入量にあえばよいが、そうでないと $400\text{ m}^3/\text{s}$ ぐらいしか期待できないから、平均というものの意義に関しては十分慎重でなければならない。

(V) 年間流入量は図-12に示す。

年間流入量(体積)を有明海の面積で割って、年間に有明海面上に貯留された場合の水深を図-12の縦軸に目盛ってある。

流入量の大きな年 昭和31. 32. 37. 38. 40年

" 小さな年 昭和33. 34. 35. 36. 39年

最大 昭和38年 $2.41 \times 10^{10} \text{ m}^3$, 有明海上16.78 m

最小 昭和39年 $1.42 \times 10^{10} \text{ m}^3$ " 9.88 m

よって、蒸発が1.15 m程度あったとしてもあまり問題にはならないように思われる。

(有明海流入年間総体積) (有明海上に流入量が留ったとした時の年間の水深)

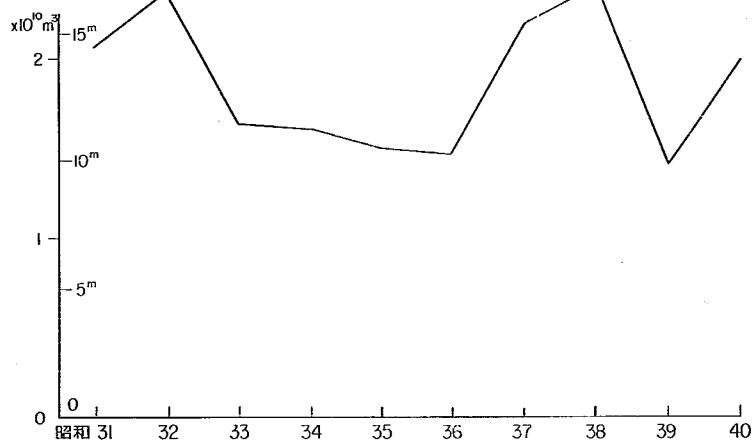


図-12 10年間の有明海流入年間総量

さらに年間流入量にすると、あまり変動がないというのも一つの特徴かも知れない。経年的な変動については次にべる。

2-3 降水量の長期傾向について

有明海流域に降る年降水量の資料は長崎においては明治19年から、熊本、佐賀において

は明治24年から現在まで約80年間ある。これら3地点を平均した年雨量を図-13に示す。80年間の平均は1873 mm/yearである。

(i) 年降水量 > 2500 mm となるのに

大正12年	2544 mm
昭和28年	2579 mm
" 29年	2553 mm
" 32年	2626 mm

である。勿論最大は昭和32年の2626 mmである。

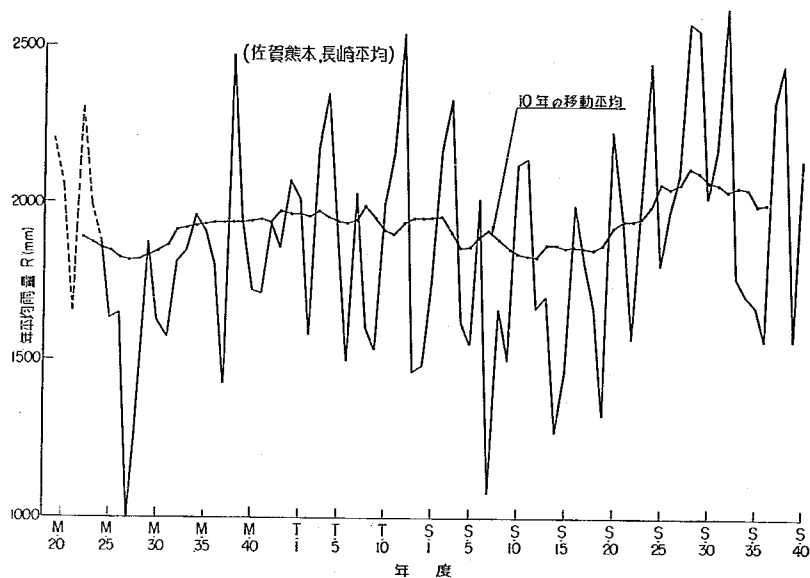


図-13 降水量経年変化(佐賀, 熊本, 長崎平均)

(ii) 年降水量 < 1200 mm となるのは

明治27年	1007 mm
昭和7年	1072 mm

である。明治27年の1007 mmはちよつと異常と言えるぐらい少ない。この他に昭和14年の渇水は有名ではあるが1268 mmで少ない方から第3位である。

(iii) 10年間の移動平均をとったものを図-13の中に書きこんである。移動平均の減波特性は一般に複雑であるのと、後で述べるように、ランダムに近い波形なので、移動平均のグラフそのものにも高周波成分が残っている。しかし、長期傾向としてみると、明治25

～30年頃に谷があり、それから大正年間にはどー様で、昭和10～20年頃に再び谷があらわれ、次に昭和25～35年が山となっている。(i)(ii)で述べた極値もそれに対応しておこっている。しからば何年か後に締切工事を行なった場合、降水量の少ない時に淡水化をはかることになりはしないかという問題がある。たしかにこのまゝの漸減の傾向が続くかもしれない。たと10年移動平均の振幅が300mm以下なので、淡水化が渇水によって不可能になってしまうことはあるまいと思われる。

- (iv) この年降水量の経年変化について、周期性は見られないだろうか？図-13を見るとたしかに振動しているようである。しかしよく見ると、山から山への間隔が3年あり……で一定していない。それでコレログラムを作った。図-14に示す。このように、自己相関係数が0.1～0.2のあたりにあるということは、目立った周期性を持たないという意味で、統計的にはランダムに近い様相を呈している。

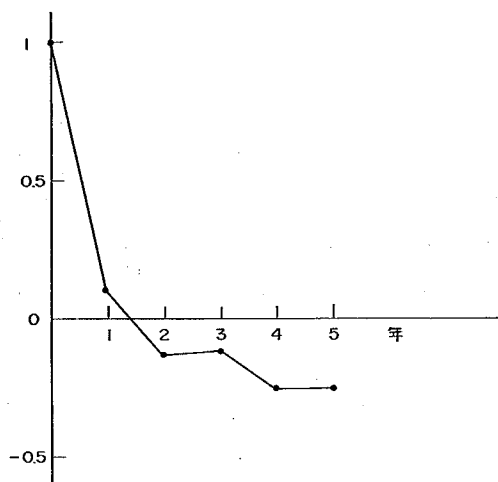


図-14 年降水量コレログラム

- (v) このランダムという内容を明らかにするために、年降水量の度数分布をとってみると図-15のようになる。このヒストグラムの特徴は、全体的には正規分布かも知れないが、平均値周辺に谷があるということである。つまり、年降水量は平均よりずっと多いか、平均よりずっと少

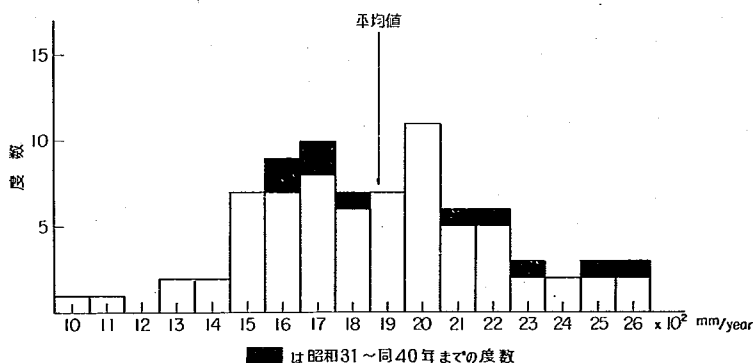


図-15 年降水量度数分布

ないかのどちらかで、平均値あたりの年降水量となる確率は少ないという奇妙な分布である。なおその度数分布の中で2-1で用いた昭和31年～40年の年降水量は、同図中黒く塗って示してある。

図-15に対して累積頻度分布をとって、正規確率紙にプロットしたものが図-16である。これによると細かい変動は消えて、大局的な分布を把握することができる。このグラフで、正規確率分布を求めれば、

$$P R = \frac{1}{2\pi \cdot 360} e^{-\frac{(R-1873)^2}{2 \times 360^2}}$$

Rなる年降水量をおこす確率をPRとおいた。

3. まとめと今後の方針

すでに2で述べたように、昭和31年より昭和40年までの10年間の半旬流入量を算出し、その値の変動について色々な角度から検討を加えた。10月～翌年3月の流入量の少ない期間と、4月～9月の流入量の多い期間とに分かれること、4月～9月の間でもつゆの雨ははっきりきまっているが、8月9月などの雨はばらつきが大きいこと、等をあげることができる。

過去80年間の年降水量について見ると、平均は1873^{mm}/年であるが、その度数分布は多い年は多く、少ない年は少く、(つまり平均的な年はあまりない)

という分布をしていて、最大2626^{mm}/年 最小1007^{mm}/年 となっている。

これらの調査はまだ中間的な段階であって、このような種類の調査は今後も続けていく必要性が大いにある。

今後の内容については

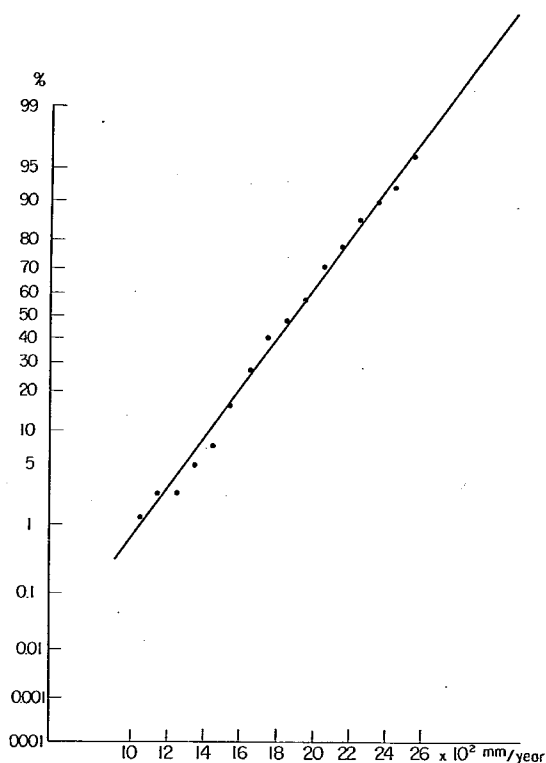


図-16 年降水量度数分布

- (i) 半旬流入量をさらに何年かにわたって求める。さきに求めた昭和31年～40年という期間は図-13または図-16でも明らかなごとく、降水量の比較的多い期間である。それでそのようなかたよりをなくすために、少しでも長い期間についての半旬流入量を検討する必要がある。ところがそれには障害もある。と言うのは年代を遡るほど流量観測点も少なくなり、降水量資料の存在状況が悪くなる。
- (ii) 月降水量資料とその変動について調べる。(i)で述べたのは半旬流入量である。有明海淡水化については、もう少し粗い資料でも期間を長くすれば有効であるので月降水量と言った。損失および長周期の流出成分を考えると月降水量と月流入量とはかならずしも一致はしないが、大局的な傾向を把握するには月降水量は適当である。さらに、月降水量は年降水量ほどは粗くはないので、2-3で指摘したような年変化の内容(変動自身の様相と、他の現象との相関など)を把握するのに便利である。これは暖半年についてという見方で進んでも可成りの結果が得られるかも知れない。
- (iii) 有明海周辺地域についての過去80年の年降水量の変動を調べる。2-3では熊本、佐賀、長崎について調べた。これで得られたような傾向が、特殊又は不安定な現象かそれとも一般的かつ安定した現象かを調べるのは他の観測点についての傾向を調べ比較してみるとよい。信頼のおける他の観測点というものはあまり多いわけではないが、九州全土というぐらいの規模で調査をすすめて行きたい。
- (iv) 年最大2日雨量、年最長継続無雨日数を調べる。降水量のある期間の値の列を調べるだけでなく、その分布の経年的な傾向を知る必要がある。分布のうちでも極限的なものが調べやすいからそのようなものの代表2例として年最大2日雨量、年最長継続無雨日数をあげた。勿論前者は高水的なもの、後者は低水的なものに対応させて考えている。有明海淡水化には中でも後者が重大な影響を持つので、そのような現象の生起状態を的確に知っておかなければいけない。そのために表-1には観測開始より1956年までの最大値をまとめたものを引用したが、このような値の確率分布を知る必要があると言うわけである。

以上は今後の調査内容である。有明海締切堤防建設とそれによる有明海の淡水化のための基礎調査として、外的要素として降水量、河川流入量の調査結果をまとめたものがこの小文である。

付 録 タンクモデルについて

流出推算の方法にはいろいろな方法が提案されている。たとえばユニットハイドログラフ法、流出関数法、貯留関数法、タンクモデル法など。これらのうちにはあまり物理的意味のはっきりしないものや、いたずらにむずかしい式を取扱ったもの、高水だけ、低水だけというような単目的のものもある。数学的な発展のやさしいものは何と言ってもユニットハイドログラフ法であろう。たたみこみ関数によって表現されている一次関係であるため取扱いが極めて容易で

ある。

著者ははじめ残流域から有明海への日流入量 $Q(t)$ を日降水量 $R(t)$ から算出するに当って

$$Q(t) = \alpha R(t)$$

を考えたのだがこれでは何としても粗すぎるので、

$$Q(t) = \alpha_0 R(t) + \alpha_1 R(t-1)$$

ぐらいの式はどうかと思った。 $R(t-1)$ は 1 日前の日降水量。ところがこの一般形

$$Q(t) = \sum_{i=0}^{\infty} \alpha_i R(t-i)$$

はとりもなおさずユニットハイドログラフであるので、それなら本格的にユニットハイドログラフをとり上げようかと思った。この $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \dots$ を決めねばならないのであるが、単純な方が何かにつけてよい。単純なものとしては指数関数低減形がある。ところがそれは、下に 1 つだけ穴のあいたタンクモデルと全く等価である。それなら、わずらわしい掛け算、足し算のユニットハイドログラフ法よりなお手のはぶける。それで

タンクモデルを採用することに決めた。タンクに 2 つ穴をあけた方が高水流出を表現できるので 2 つ穴をあけ、タンク 2 段にした方がよく合うのでタンクを直列 2 段にした。こうして実測流量によって検証しつつタンクの穴の定数を改良して行っこの報告としてまとめた段階のものが、図-8 にあげたようなタンクモデルである。勿論これで満足しているわけではないが、日流入量を結論として用いるのではなく、半旬流入量を用いるのであるために、一応の目的は達せられると判断した。

これとは別箇に、土木研究所では直列 4 段のタンクモデルを本邦各河川について研究していたので、そのシミュレーション用プログラムを筑後川について適用し、かなりの精度で日流量を計算することができた。結果のタンクモデルを図-17 に示す。これは 21 回の試算による結果である。図-17 は図-8 とは一見大いにちがっているが、穴の定数を比べてみると、図-17 の上 2 段のタンクと図-8 の筑後川のモデルとは相互に類似性があるのに気付くであろう。

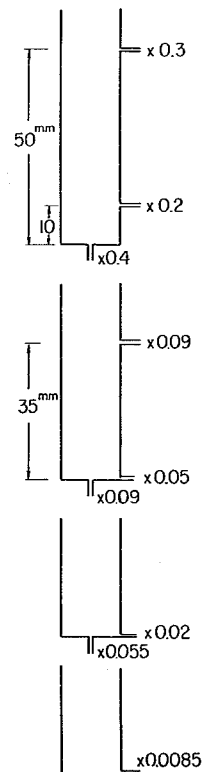


図-17 タンクモデル (筑後川)

付属資料 2

淡 水 化 過 程 に つ い て

は し が き

本論中で、説明不足のもの、実験およびその結果、等をこれに収録した。内容は、

I 淡水化過程の計算法

II 二層流の風による混合について

III 水門よりの淡塩排水比に関する実験

IV 淡水化過程計算法

V 淡水化過程中途において、大きな擾乱が与えられた場合の検討

などである。

I 淡水化過程の計算法

1. これまでの淡水化過程の計算例

イ 「有明海地域総合開発調査結果の概要」¹⁾にある方法

計算で考慮した要素は、①河川からの流入量、②海水の透水量、③混合に影響を与える貯水池容量とし、これを用いて連続式を誘導している。逐次計算の単位時間としては1ヶ月、影響水深としては、20mおよび30mの二種類をとった。

連続式は、 Q_n ：有明海に流入する月別流入量、 P_0 ：海水塩分濃度、 q ：透水量(月)
 P_n ：締切後 n ヶ月経過後の塩分濃度、 V ：淡水化に影響する混合容量、とすると、まず
 $n-1$ ヶ月経過後の塩分総量は、

$$P_{n-1} V$$

入って来る塩分量は

$$P_0 \cdot q$$

出ていく塩分量は

$$P_{n-1} (Q_n + q)$$

結局残った塩分量は

$$V P_{n-1} \left\{ 1 - \left(\frac{Q_n + q}{V} \right) \right\} + P_0 \cdot q$$

これは

$$P_n V$$

に一致する。これをまとめて

$$P_n = \left(1 - \frac{Q_n + q}{V} \right) P_{n-1} + \frac{P_0 \cdot q}{V} \quad (1)$$

が得られる。

次に、 $Q_n = Q : \text{const}$ とすると、式は簡単になる。

(1)式において、 $1 - (Q_n + q)/V = a$ $P_0 \cdot q/V = b$ とし

$$\begin{aligned} P_n &= a P_{n-1} + b \\ &= a^2 P_{n-2} + a b + b \\ &= a^3 P_{n-3} + a^2 b + a b + b \\ &= a^n P_0 + b (a^{n-1} + a^{n-2} + \dots + a + 1) \\ &= a^n P_0 + \frac{1-a^n}{1-a} b \end{aligned}$$

1) 九州農政局・九州建建・第四港湾建設局・福岡通産局・有明海地域総合開発協議会

「有明海地域総合開発調査結果の概要」 昭41.3

$$n \rightarrow \infty, a < 1$$

$$= n \frac{1}{1-a} b$$

すなわち

$$P_n = \left(1 - \frac{Q+q}{V}\right)^n P_0 + \frac{q}{Q+q} \left\{1 - \left(1 - \left(\frac{Q+q}{V}\right)^n\right)\right\} P_0 \quad (2)$$

$$P_\infty = \frac{q}{Q+q} P_0 \quad (3)$$

をうる。

他に用いた数値を示すと

$$Q = 1.23 \times 10^8 \text{ m}^3 \text{ (月)} (= 4.75 \text{ m}^3/\text{s}) \text{ (S. 34年)}$$

$$V = 1.70 \times 10^8 \text{ m}^3 \quad \text{影響水深} \quad 30 \text{ m}$$

$$= 1.30 \times 10^8 \text{ m}^3 \quad \text{"} \quad 20 \text{ m}$$

透水関係のとしては

$$L = 40, 70 \text{ m} \quad \Delta H = 3.5 \text{ m} \quad t = 3.7 \text{ hr}$$

$$k = 0, 10^{-3}, 10^{-2}, 10^{-1}$$

である。結果の一例を図-1に示す。

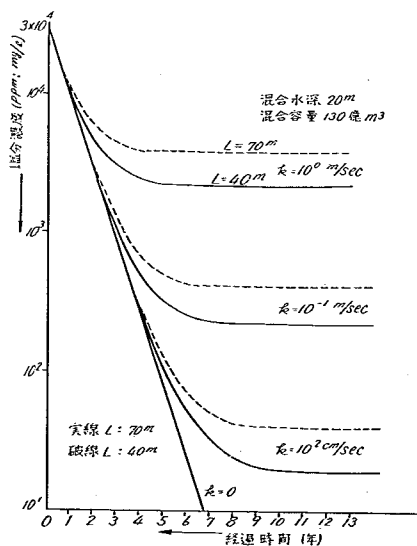


図-1 締切に伴う塩分濃度変化曲線

なお、本文、図-2によれば、昭和34年は、比較的流量が少ない年である。

□ 奥田博士の方法²⁾

連続式の設定は、上に同じである。すなわち、 i_n を入って来る量の、 out を出ていく量の指標とすると、 Δt 時間での塩分濃度変化 (ΔP) は

$$V \Delta p = P_{in} Q_{in} \Delta t - P_{out} Q_{out} \Delta t$$

すなわち

$$\frac{dp}{dt} = \frac{1}{V} (P_{in} Q_{in} - P_{out} Q_{out}) \quad (4)$$

有明海の場合の記号になおすと、(但し、 V は貯水容量をとる)

$$\frac{dp}{dt} = \frac{1}{V} \{ P_o q - P_{out} (Q + q) + P_{in} Q \} \quad (5)$$

となる。(前者では $P_{in} = 0$)

ここで P_{out} と P (前者では p_n と P_{n-1}) の間に一定の関係を仮定する。奥田氏はヤンセンが $P_{out}/P = \gamma$ を特定の湖に対して一定値をとるとしたことは、不自然であるとして、淡水化初期、すなわち重い塩水の上に淡水が載る場合には層化が起り、混合が起りにくいため γ は小さい。淡水化が進めば、 γ は徐々に大きくなるとして、

$$\gamma = 1 - K (P - P_{in}) \quad (6)$$

とした。($K = 0 \sim 0.1$)

これにより児島湖の data を解析すると非常によい一致をみたことを報じている。³⁾

II 二層流の風による混合について (岸博士の方法)

岸博士、加藤の両氏は、風による二層面間の混合について、二層間の乱流混合を想定し

$$q = -\epsilon \frac{dc}{dy} \quad (7)$$

で表わし、(ただし、 q : 界面より乱れにより輸送される塩分量、 ϵ : 渦動拡散係数、 c : 濃度 y : 上方向) ϵ については、鉛直安定度を示す。 リチャードソン数 (R_i)

2), 3) 農林省中海干拓調査事務所

「矢道湖、中海淡水化過程の検討」 昭35.1.2

4) 岸、加藤「二層流の風による混合に関する研究」

第14回海岸工学講演会

$$R_i = - \frac{g \frac{d\rho}{dy}}{\rho \left(\frac{du}{dy} \right)^2} \quad (8)$$

の関数を考え、実験を行って、以下の実験式を求めた。

吹送流による実験（説明省略）で、流速分布および濃度分布の時間変化を測定し
流速分布特性としては

$$\frac{du}{dy} = 2.0 \frac{u_{*s}}{h_f} \quad (9)$$

（風速^(v)と、 u_{*s} の関係については、別に岸らが

$$u_{*s} = 1.289 \times 10^{-3} V \quad (10)$$

の関係を得ている。）

u_{*s} : 風による水面での摩擦速度 V : 風速である。

次に ε については

$$\varepsilon = \varepsilon_0 (1 + 0.848 R_i)^{-2} \quad (11)$$

ただし、 ε_0 は、均質流体の渦動拡散係数である。（これについては、対数型の流速分布を仮定して

$$\varepsilon_0 = K u_{*b} y \quad (12)$$

Von Dorn の結果

$$u_{*b}^2 / u_{*s}^2 = 0.1$$

を用いて

$$\varepsilon_0 = 0.1265 u_{*s} y \quad (13)$$

(9)式を代入して

$$\varepsilon_0 = 8.15 \times 10^{-6} h_f V \quad (14)$$

の実験式を得ている。

以上の結果を小腰川モデル河口湖の観測結果に適用したところ R_i の小さい範囲では、非常によい一致をみたが、 R_i 数の大きいところでは、かなりの差をみたとしている。

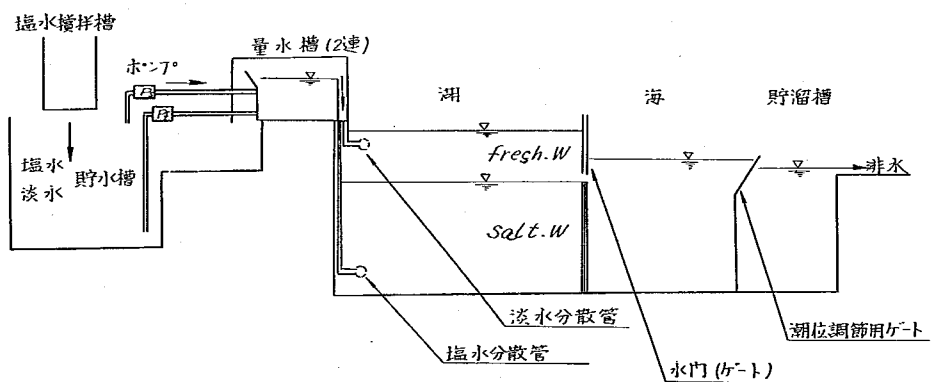
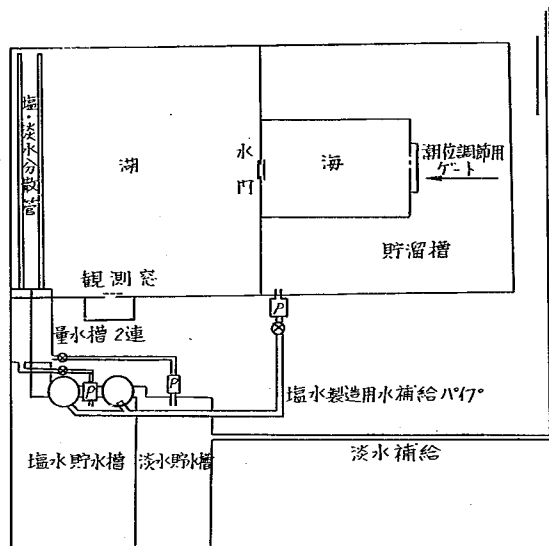
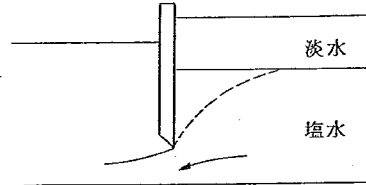


図 - 2 実験施設平面図

Ⅲ 水 門 よ り の 淡 塩 排 水 比

左図のような水門で、gate 下の流速が非常に遅い場合、塩水のみを排出することがあること⁵⁾は前報で触れた。

すなわち、当然予想されることであるが、塩水界面の位置および gate 直下の流速等によって、淡塩排水比は変化すると考えられる。



そこで、これらの関係について、実験により検討を行った。

実験水槽は、予算の関係もあって、既設水槽を利用した。図-2 にその平面を示すが

湖	10 m × 10 m × 1.4 m
海	3 m × 5 m × 1.4 m
貯 溜 槽	10 m × 10 m × 1.4 m 一海
塩 水 貯 水 槽	6 m × 5 m × 1.0 m
淡 水 貯 水 槽	6 m × 3 m × 1.0 m
塩 水 攪 拌 槽	1.5 m 2 基
淡, 塩 量 水 槽	2 基
攪 拌 機	2 台
ポン プ	3 台

以上用いた施設である。

実験の目的は、淡塩界面の位置とある head 差が与えられたときの、淡塩排水流量比であるが、これを実験的に求めるには、技術的に問題があるので、逆に、①潮位、②淡塩両流量および、③ gate 開度を与えて、長時間流し、平衡状態時における淡塩界面の高さ (h_s) を測定した。(覗き窓より)。

実験のスケールとしては、一応 $1/50$ 程度を目途している(但し、水面積は ∞ の想定)。

水門は、敷高 T.P. - 1.0 m を考え、海底から 1 m (模型)、潮位は 1.18 m 付近で行った。た gate 巾は淡塩補給能力を考慮して 60 cm とした。

これまで行った実験結果の一覧を表-1 に示す。

5) Harleman, Gooch, Ippen

[Submerged Sluice Control of Stratified Flow] HY 2 A.S.C.E. 1958

表-1 実験結果一覽表

№	Q	Q _f	Q _s	Q _s /Q	a	H _s	F _{ri}	h _s	h _s /a
1	5.95	4.95	1.0	0.168	2	20.43	6.47	-2.5	-1.25
2	5.90	4.95	0.95	0.161	"	23.70	6.41	-2.95	-1.48
3	5.85	4.95	0.90	0.154	"	17.11	6.36	-3.1	-1.55
4	5.95	5.47	0.49	0.082	"	19.75	6.48	-3.5	-1.75
5	5.96	5.47	0.49	0.082	"	16.10	6.48	-3.6	-1.80
6	5.98	5.70	0.28	0.047	"	20.57	6.50	-3.7	-1.85
7	3.00	2.50	0.50	0.160	"	19.38	3.26	-1.4	-0.70
8	2.98	2.68	0.30	0.101	"	19.46	3.24	-1.8	-0.90
9	7.92	7.45	0.47	0.059	"	18.86	8.61	-4.5	-2.25
10	5.93	1.98	3.95	0.666	"	19.35	6.44	+5.0	+2.50
11	6.02	3.00	3.02	0.502	"	19.93	6.54	+2.3	+1.15
12	5.95	3.95	2.00	0.336	"	19.47	6.50	-0.2	-0.10
13	3.92	1.15	2.77	0.707	"	18.98	4.26	+4.0	+2.00
14	9.98	7.00	2.98	0.299	"	23.26	10.85	0.1	+0.05
15	7.83	4.90	2.93	0.374	"	23.04	8.51	+1.25	+0.63
16	2.03	1.43	0.60	0.296	"	19.56	2.20	+0.5	+0.25
17	1.00	0.30	0.70	0.700	"	19.36	1.09	+2.9	+1.45
18	1.85	0.75	1.10	0.595	"	19.85	2.01	+1.9	+0.95
19	7.95	6.75	1.20	0.151	"	20.01	8.64	-2.9	-1.45
20	2.90	0.30	2.60	0.899	"	19.57	3.15	+4.7	+2.35
21	2.00	1.75	0.25	0.125	"	19.44	2.17	-0.4	-0.20
22	5.75	0.51	5.24	0.911	"	19.36	6.25	+7.8	+3.90
23	0.85	0.20	0.65	0.765	"	18.75	0.92	+2.9	+1.45
24	0.77	0.60	0.17	0.220	"	19.18	0.84	+1.1	+0.55
25	1.00	0.90	0.10	0.110	"	19.51	1.09	+0.3	+0.15
26	0.97	0.57	0.40	0.410	6	19.45	1.05	+1.7	+0.85
27	3.07	0.52	2.55	0.83	"	19.25	0.64	+7.2	+1.2
28	9.05	3.62	5.43	0.60	"	19.28	1.89	+9.3	+1.55
29	8.80	7.35	1.45	0.16	2	19.38	1.84	-0.3	-0.05
30	1.05	0.90	0.15	0.14	"	19.94	1.98	+1.9	+0.95
31	1.00	0.50	0.50	0.50	"	19.74	1.88	+2.6	+1.30
32	0.90	0.15	0.75	0.83	"	19.73	1.69	+3.3	+1.65
33	1.98	1.68	0.30	0.15	"	18.74	3.73	+0.0	+0.0
34	2.00	1.00	1.00	0.50	"	19.08	3.77	+3.2	+1.60
35	1.90	0.30	1.60	0.84	"	18.83	3.58	+6.2	+3.10
36	0.98	0.83	0.15	0.15	"	19.13	2.92	+0.5	+0.25
37	1.00	0.50	0.50	0.50	"	19.74	2.98	+3.0	+1.50
38	0.95	0.15	0.80	0.84	"	19.53	2.83	+5.2	+2.60
39	1.95	1.70	0.25	0.13	"	18.98	5.80	-1.0	-0.50
40	2.05	1.10	0.95	0.46	"	19.03	6.10	+3.7	+1.85
41	2.04	0.32	1.72	0.84	"	19.06	6.07	+7.6	+3.80

Harlemann 等の整理および利根川河口堰で行った同よう淡水排水比の実験の整理にならうて、

$$Q_s/Q, \quad F_{ri} = V/\sqrt{ga} \sim h_s/a$$

の関係をプロットしたのが図-3である。(本文図-4にあるので省略)

まずおのおの同じ F_{ri} 数同志で、ほぼ直線上にならんでいる(とくに $F_{ri} = 6.5$)。しかもほぼ一点で交錯し、 $h_s/a > 0$ の範囲では、同じ h_s/a で F_{ri} が小さいほど $h_s/a < 0$ の範囲では、 F_{ri} が大きいほど、 Q_s/Q が大きいことがわかる。

この図と h_s , a , Q , F_{ri} がわかれば Q_s は求められる。

ただし、 Δp によって、多少の差異が出た。これについては、実験数を増加することにより、はっきりすると思われるが、今回は、一応別のグラフに整理した。今後検討していきたいと思っている。

Ⅳ 淡水化過程計算法

淡水化過程の厳密解は、流入量、風速、潮汐の時系列を十分吟味したあと、刻明に逐次計算しなければならない。しかし、現段階では、時間的にも余裕がなく、また淡水化過程そのものに対するそれぞれの要素がどの程度影響を与えるのかわかっていない状態であるし、また計算法の精度にもまだ種々の問題があるので、ここでは種々の現象をなるべく単純化して、試算を行ってみることにした。例えば淡水流入量として十年間の総合平均流量 $519 \text{ m}^3/\text{s}$ を使用することや、外海潮汐として、一定の波形を用いることなどである。

1. 諸条件の算出(淡水化過程の段階毎)

これまで検討を行って来たなかで、わかったことは、諸種条件が淡水界面の位置(高さ)すなわち淡水化の段階によって変化することである。例えば、風の影響も界面が下ると、混合量は減小すること、また湖水側ヘッドも界面が下ると小さくなり同じ量の水を出すには、水門開度を大きくする必要がある。また開度が変わると堰の流量係数も増加するのである。この他、湖のヘッドが下れば当然海水の透水量も増加する。

そこで、ここでは諸量が界面の低下と共に、どのように変化するかを調べてみた。なお計算に出て来る諸種の境界条件はあとにまとめて記そう。

1) 湖と海のヘッド差の変化

まず限定されている条件は、湖水位 T.P. - 0.50 m である。次に海側の潮位として現在の三角のそれを用いると、平均潮位 T.P. 0.35 m である。

次図のように記号をきめ、水門敷高を新しい原点とし、淡水化過程を h_s で示すことにす

まず海側のヘッドは

$$H_s = 1.035 \times 1.03 \quad (15)$$

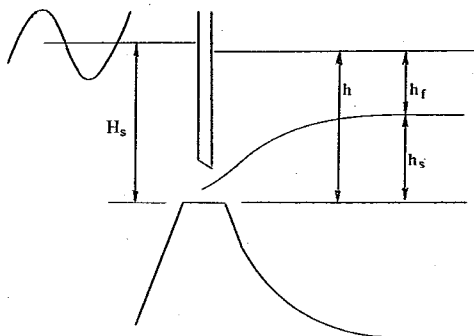
湖側は

$$h' = 9.5 + 0.03 h_s \quad (16)$$

となる。

堤体内の浸透量は，(15)，(16)と他の諸量，例えば， $B = 1.5 \text{ km}$ ， $L = 100 \text{ m}$ ， $k = 10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ m/s}$ 等を用いれば求められる。

次に，流入量を水門から排出する時間(T)，およびその際の水頭差(ΔH)を求めよう。(右図参照)



まず湖側については，(16)式でよい。潮位については，三角の潮位表(S 37)を用いて平均満干位 T.P. 1.67 m および T.P. -0.96 m を得た。周期は近似的に 12 hr とすると，

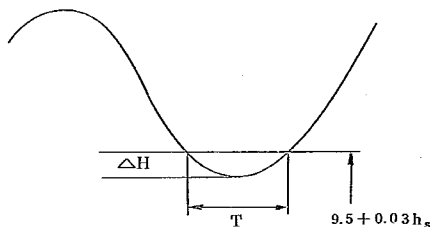
$$H_s = \frac{1}{2} \{ 1.67 - (-0.96) \} \cos \frac{\pi}{6} t + 0.35$$

ヘッドになおすと

$$H_s' = 1.35 \cos \frac{\pi}{6} t + 10.66 \quad (18)$$

となる。

(16)式と(18)式を等しいとおいて，淡水化過程毎(h_s)の T を求めると，下表のようになる。次に ΔH として，上図の $\Delta H/2$ をとってみたところ過小に過ぎたので，正しく



$$\overline{\Delta H} = \frac{1}{T} \int_0^T (h' - H_s'') dt \quad (19)$$

表-2 水門操作の条件

h_s	T	$\overline{\Delta H}$
9.5 m	3.3 hr	0.314 m
8	3.13	0.285
6	2.89	0.245
4	2.64	0.206
2	2.35	0.167
1	2.20	0.147

の式より求めた。結果を表-2に示す。 h_s の低下にしたがって， T ， $\overline{\Delta H}$ の減少がわかる。

つまり，12時間の間に流入した流量は，すべてこの T 時間内にこの $\overline{\Delta H}$ ではかななければならないわけである。

ロ) 水門開度の変化

右図に示すような、モグリの堰の流量

式は

$$Q = C_q' a B \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (20)$$

で表わされる。トッホは、これに関する実験を行い(8)

$$\Delta H = Q \frac{V^2}{2g} \quad (21)$$

ただし、

$$Q = V C_e a B$$

で定義される Q について右図を得た。

すなわち、横軸が $\alpha = h_2 / C_e a$ 、パラメーターは、 h_2 / h_1 である。

簡単に有明海の場合について試算すると、まず

$$h_2 \div h_1 \div 1.0 \text{ m}$$

$$a = 2 \text{ m} \quad C_e = 0.6 \quad \alpha = 9$$

これより、 $Q \div 1.0$

$h_1 - h_2 \div \Delta H$ として、(20)式に代入すると

$$C_q' = 0.6$$

が得られる。

さて、(20)式にもとって考えれば、ここで変りうるものは、 Q (T の関数)、 $\Delta H (= h_1 - h_2)$ 、 a 、 C_q' である。このうち、 Q と ΔH が与えられているので、 C_q' と a を求める必要がある。

まず、(20)式を変形して

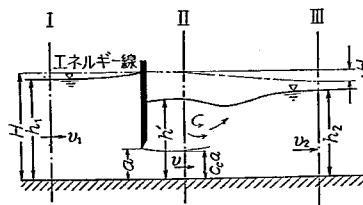
$$C_q' a = \frac{Q}{B \sqrt{2g(h_1 - h_2)}} \quad (22)$$

本式右辺を求め、次に左辺については、トッホの図を用いて a を仮定すれば、 C_q' が求まるので、これより $a \sim C_q' a$ 図を作り、(22)式右辺の値から a を求めることができる。

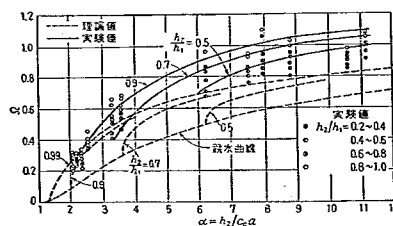
さて、 Q は

$$Q = \frac{1}{T} Q_0 \quad (23)$$

(Q_0 : 淡水流入量 Q_{in} + 塩水浸透量 Q_{sp}) で表わされるから h_s の関数、 $h_1 - h_2$ は ΔH を用いるので、やはり h_s の関数である。 $B = 500 \text{ m}$ および 1000 m を仮定して計算した。



水門からの潜り流出



潜り流出の関係曲線(トッホによる)

結果を表-3に示す。

表-3 式(2)の計算表

h_s	Q	$\overline{\Delta H}$	$\sqrt{2g} B \sqrt{\Delta H}$		$C'_q a$	
			B=500m	B=1000m	B=500m	B=1000m
9.5	1887 m^3/s	0.314 m	1240	2479	1.522	0.761
8	1990	0.285	1182	2364	1.683	0.842
6	2155	0.245	1096	2191	1.967	0.984
4	2359	0.206	1005	2010	2.347	1.179
2	2650	0.167	905	1811	2.927	1.464
1	2831	0.147	848	1696	3.339	1.670

次にトッホの図より、

表-4 $a \sim C'_q a$ の関係

$a \sim C'_q a$ の関数を求める。

$h_1 = 9.5 \text{ m}$, $h_2 = 9.0$

mであるから、 $h_2/h_1 =$

0.9のカーブを用いる。

結果は表-4の通り、

これを図-4に示す。

この図から、先に求めた

$C'_q a$ を用いて各 h_s 毎

の a が求まる。

a	α	ϱ	C'_q	$C'_q a$
1 m	1.5	1.1	0.52	0.572
2	7.5	1.0	0.60	1.20
3	5	0.81	0.67	2.01
4	3.75	0.67	0.73	2.92
5	3	0.5	0.85	4.25
6	2.5	0.4	0.95	5.70
7	2.14	0.3	1.10	7.70
8	1.97	0.2	1.34	10.72

表-5 F_{ri} および h_s/a の算出表

h_s	a	$a^{3/2}$	$g B a^{3/2}$	F_{ri}	h_s/a	B=500 m
9.5 m	2.45 m	3.835	1040	1.82	3.88	
8	2.60	4.192	1136	1.75	3.08	
6	2.95	5.067	1374	1.57	2.03	
4	3.45	6.408	1737	1.36	1.16	
2	4.00	8.0	2169	1.22	0.50	
1	4.35	9.073	2460	1.15	0.23	
9.5	1.35	1.569	851	2.22	7.04	B=1000 m

他に、図-5から図-8より、 h_s の低下つまり淡水化の進行と共に、 T 、 ΔH の減少、 Q 、 a の増加のようすがよくわかる。

表-5には、 $F_{ri} = V/\sqrt{g'a}$ 、および h_s/a を算出しておいた。これと図-3より Q_s/Q ひいては Q_s が求められるわけである。

以上、とくに図-7、8等は Q_{in} 、 Q_{sp} 等を固定した場合の図であるが、実際に電算を使用した際には(モデル-2)、図-4、5、6を記憶させ、図-7、8等は計算により求めさせた。

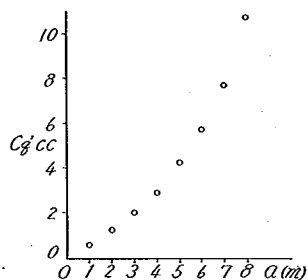


図-4 $a \sim c'qa$ の関係

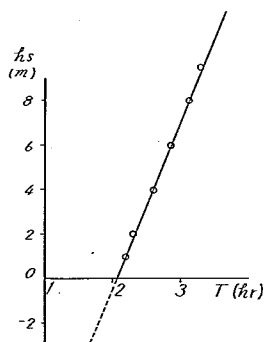


図-5 $h_s \sim T$ の関係

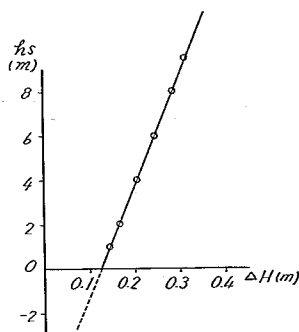


図-6 $h_s \sim \Delta H$ の関係

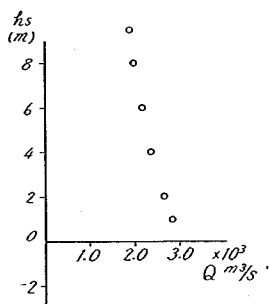


図-7 $h_s \sim Q$ の関係

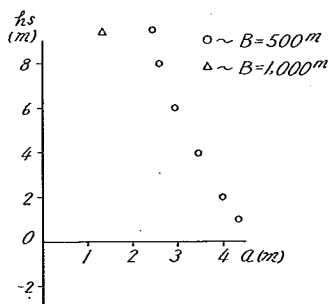


図-8 $h_s \sim a$ の関係

モデル 2 の場合は、いうまでもなく、 h_s はヘッド h_T に変換している（各図縦軸）。

2. モデル 2 の計算法

イ 計 算 条 件

一応、計算条件を確認しておく、

堤 体 長	1 5 k m	$Q_{in} = 5 1 9 \text{ m}^3/\text{s}$
堤 体 巾	約 1 0 0 m	$Q_{sp} = 3 0 \text{ m}^3/\text{s}$
水 門 巾	5 0 0 m	$k_o \approx 1 0^\circ \text{ cm/s}$
水 門 敷 高	- 1 0 m	内 水 位 - 0.5 m
堰 付 近 水 深	2 0 m	外水位平均 + 0.3 5 m
初 期 影 響		初 期 上 層 1.0 2 8
水 深 $H_{mix, o}$	4 m	密 度 *

* 締切時より - 0.5 m に水面を下げる間に $\rho_1 = 1.0 2 8$ になることは、別途計算によった。

ロ 計 算 方 法

さて、計算の概略を示すと

- (1) 湖水側ヘッドを計算する。

$$h_T = 1.0 3 h_s + \rho_1 H_{mix}$$

- (2) h_T を用いて、 T 、 ΔH については a 、 Q_{out} 、 F_{ri} などを図および計算により求める。

- (3) h_s/a および F_{ri} より、図 - 4（本文）を用いて、 Q_s/Q を求める。

- (4) 水門より排出される下層塩水の量は

$$\frac{Q_s}{Q} (Q_{in} + Q_{sp}) \Delta t$$

であるから、これに相当する Δh_s が界面低下量となる。

- (5) 次の Step で ρ_1 は、その前後について $r-1$ 、 r をつけると、

$$\rho_{1,r} = \frac{\rho_{1,r-1} \{ V_{mix,r-1} - (Q_f/Q)_{r-1} (Q_{in} + Q_{sp}) \Delta t \} + \rho_0 Q_{in} \Delta t}{V_{mix,r-1} + \{ (Q_s/Q)_{r-1} Q_{in} - (Q_f/Q)_{r-1} Q_{sp} \} \Delta t}$$

補足すれば、まず出ていく淡水の量は、

$$(Q_f/Q)_{r-1} (Q_{in} + Q_{sp}) \Delta t \quad (i)$$

故に $\rho_{1,r-1}$ の水は

$$\rho_{1,r-1} \{ V_{mix,r-1} - (Q_f/Q)_{r-1} (Q_{in} + Q_{sp}) \Delta t \} \quad (ii)$$

になっている。 $t = r$ の段階での上層淡水の総量は

$$V_{mix,r} = V_{mix,r-1} - (Q_f/Q)_{r-1} (Q_{in} + Q_{sp}) \Delta t + Q_{in} \Delta t \quad (iii)$$

かきなおして

$$V_{\text{mix}, r} = V_{\text{mix}, r-1} + \{ (Q_s/Q)_{r-1} Q_{\text{in}} - (Q_f/Q)_{r-1} Q_{\text{sp}} \} \Delta t \quad (\text{iv})$$

下層の塩水の量は、全体積を V として

$$V = V_{\text{mix}, r-1} - (Q_s/Q)_{r-1} (Q_{\text{in}} + Q_{\text{sp}}) \Delta t + Q_{\text{sp}} \Delta t \quad (\text{v})$$

かきなおして

$$V = (V_{\text{mix}, r-1} + (Q_s/Q)_{r-1} Q_{\text{in}} \Delta t - (Q_f/Q)_{r-1} Q_{\text{sp}} \Delta t) \quad (\text{vi})$$

(iv)式と(vi)式を加えあわせると、正しく V になっている。

注意しなければならないことは

$$Q_{\text{out}} \times \frac{T}{1.2} = Q_{\text{in}} + Q_{\text{sp}} \quad (\text{vii})$$

であって

$$Q_{\text{out}} \neq Q_{\text{in}} + Q_{\text{sp}}$$

ではないことである。

- (6) その次の step になるが、再び ρ_{1r} 等を用いて、 H' 等を求め、諸数値を求めるわけである。

なお界面低下量は、塩水の出入量をその点での面積で割って

$$\Delta H_{\text{mix}} = \{ (Q_s/Q)_{r-1} Q_{\text{in}} - (Q_f/Q)_{r-1} Q_{\text{sp}} \} / A_{H_{\text{mix}}} \quad (\text{viii})$$

として求められる。

もう一度簡単に概要を説明すると、現在我々の実験結果を用いる場合、濃度の異なる二層が存在すれば、 F_{ci} および h_s/a および $\Delta\rho$ を与えれば Q_s/Q が求められることがわかっているのので、これをある期間 (Δt) 内は一定として淡水塩水の排出量を求め、その期間内の Q_{sp} は下層に、 Q_{in} は上層に入るものとし、次の step の諸条件 (Δh_s , または ΔH_{mix} , $\Delta\rho$ 等) を算出、淡水化逐次計算を完了させようとするものである。

プログラムは省略する。

V 淡水化過程中途において大きな擾乱が与えられた場合の検討

上記のような場合、本計算法によればどのようなことが起きるかを検討してみた。

1. 条件

淡水化開始後、100日および150日後に、風速(V)25 m/s の風が24時間続いたとする (Case 1)。このときの条件を Case 1 から拾うと、

$H_{\text{mix}} = 6 \sim 7 \text{ m}$, $\rho_1 = 1.0135, 1.01$ となっている。この状態から風が吹き出した場合、下層からどの程度の塩分が上層に混合し、界面がどれだけ下るかを検討し、そして得られた結果を新たな初期条件として、淡水化過程を再び計算するわけである。

2. 計 算 法

岸(4)の提案した方法を用いる(Ⅱ参照)。式だけを示すと、単位面積あたり塩分の混合量は、

$$q = - \Sigma \frac{dc}{dy}$$

$$\text{ただし} \quad \begin{cases} \Sigma = \Sigma_o (1 + 0.845 R_i)^{-2} \\ \Sigma_o = 8.15 \times 10^{-6} H_{mix} V \\ R_i = - (g/\rho) (d\rho/dy) / (du/dy)^2 \\ du/dy = 2.0 U_{*s} / H_{mix} \\ U_{*s} = 1.29 \times 10^{-3} V \end{cases}$$

この q を求め、これに時間を乗ずれば塩分混合総量が求まる。ただし、 C : 濃度、 ρ : 密度、 U_{*s} : 水面での摩擦速度、 R_i : リチャードソンナンバー界面の安定性を示すパラメーターである。

3. 計 算

上式を見てもわかるように、 dc/dy および $d\rho/dy$ が与えられないと、 q は求められない。そこで、小樽川で強風が吹いた際の値を安全側にとって2倍にして使用した(下図)

$$d\rho/dy = 0.85 \times 10^{-4} / \text{cm}$$

これより、 m^2 あたりの塩分混合分量を計算すると、 9000 g が得られた。これが高さ 6 m の水柱(上層)に溶けこむわけであるから

$$+\Delta\rho = \frac{0.009}{6} = 0.0015$$

ここでもう一度安全側をとって、これを3倍すると、

$$\Delta\rho = 0.005$$

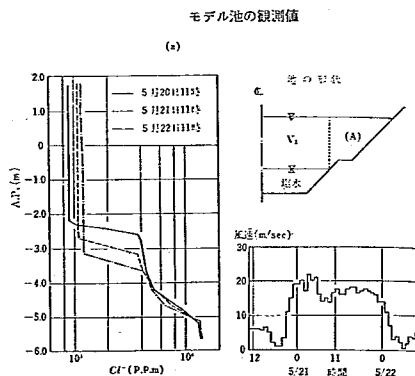
が得られる。この際の h_s の低下は約 60 cm である。

すなわち、100日後の場合 $\rho_1 = 1.0185$ 、 $h_s = 1.9 \text{ m}$ 、150日後の場合 $\rho_1 = 1.015$ 、 $h_s = 1.76$ である。

これを初期条件として計算したものが、Case 1-1 および Case 1-2 である。(本文図-6~7参照)

4. 湯 水 時

なお参考までに、淡水化終了後、 Q_{in} が $519 \text{ m}^3/\text{s}$ から $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度に減小した場合どうなるかを計算してみた(Case 1-3)。これによれば、予想に反して、 h_s は下るという結果になった。この原因は、ほとんど平衡に達している状態では、 $519 \text{ m}^3/\text{s}$ を排出するのに、非



常に大きく gate を開けるという方法をとっているが、この場合、 Q_s/Q は非常に小さい。ところが、 Q_{in} を小さくしてやると、開度が小さくてよく、ひいては Q_s/Q に対しては好条件になるという結果になったものと判断される。参考までに各ケースでの Q_s/Q の変化を図-9 に示す。

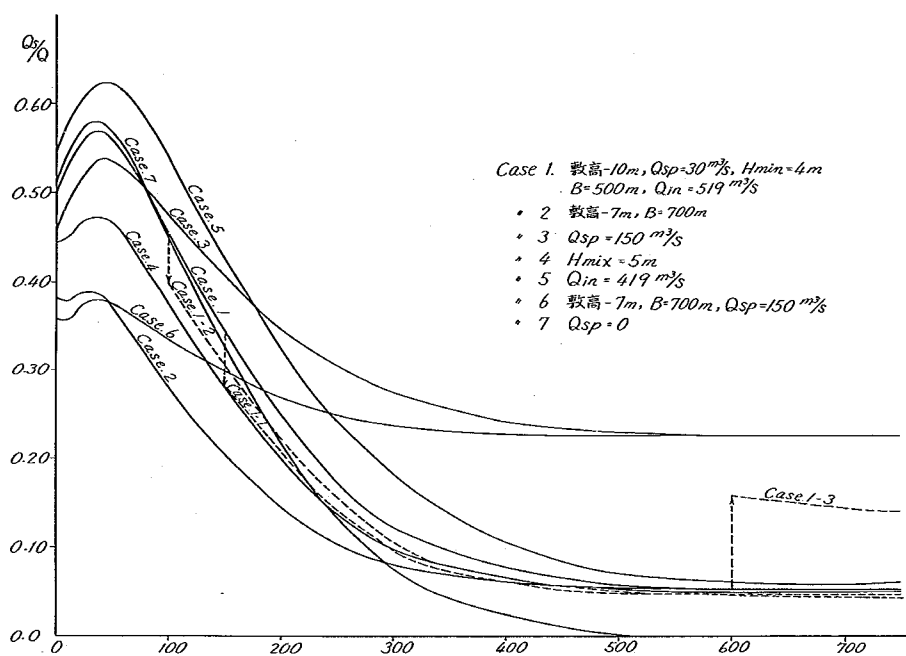


図-9 Q_s/Q の時間的变化

付属資料 3

隙 の 透 水 性 に つ い て

1. 透水係数に影響する要素

透水係数は粒径、粒度分布、空隙率、空隙の大きさ、形および配置、水の動粘性係数などに支配される複雑な係数であり、例えば参考文献に掲げるように多くの研究がある。

これらによれば

$$k \propto D^2$$

$$k \propto P^{4 \sim 6} \quad \text{ここに } D: \text{粒径} \quad P: \text{空隙率}$$

などの特性があることが示されるが、これを高レイノルズ数の領域にまで適用することはできない。

これらの領域においては、透水係数はレイノルズ数の関数であり、透水性は透水体の抵抗係数^{7),8)}という形で、より一般的に表示するのが妥当である。

参 考 文 献

- 1) 土木工学ハンドブック、水理公式集などの該当箇所
- 2) 福岡正己：河川堤防堤体材料の理想的粒度曲線について、土木研究所報告、№ 86, 1953
- 3) Mavis & Wilsey : Filter Sand Permeability Studies, Eng. News Rec., Feb. 25, 1937
- 4) Creager, Justin & Hinds : Engineering for Dam, Vol. 3. p.p. 649
- 5) G. F. Sower : Large Scale Preconstruction Tests of Embankment Materials for an Earth-Rockfill Dam, Proc. 4th I.C.S.M.F.E. Vol. 2
- 6) J. Zeller : Test Fills with Coarse Shell Materials for Göschenalp Dam, Proc. 4th I.C.S.M.F.E. Vol. 2
- 7) A. E. Scheidegger : The Physics of Flow through Porous Media, University of Toronto Press.
- 8) Muskat, M. : The Flow of Homogeneous Fluid through Porous Media, Mc.Graw-Hill, New York, 1937

2. 理論的考察

透水体を次のようにモデル化して考え、透水性の一般的表示法を求めてみよう。

- (i) 透水体の構成粒径は均一粒径であって粒径 d [cm] とする。
- (ii) 構成各粒は球形とみなされるものとする。
- (iii) 各粒は等方的に詰め込まれているものとし、空隙率を P とする。

以上の仮定に従って間隙の平均の大きさを求め、径深を求めてみる。

まず縦 $a \times$ 横 a の透水体を任意の断面で切断した場合、その切断面にあらわれる構成粒の個数を考えてみる。切断面には、大小各粒の切断面があらわれるが、その断面は(ii)の仮定よりすべて円形である。その平均の断面積を求めてみると、

直径 d の球 1 つを任意の断面 x で切断した場合、その断面積 A は図-1 に示すように、(1)式であらわされる。

$$A = \pi \left[\left(\frac{d}{2} \right)^2 - x^2 \right] \quad (1)$$

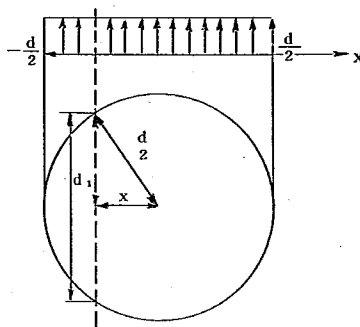


図 - 1

切断面 x は(iii)の仮定により、等確率 $\frac{dx}{d}$ に分布するから、その期待できる平均の断面積 $\bar{A}$ は(2)式となる。

$$\bar{A} = 2 \int_0^{\frac{d}{2}} \left[\left(\frac{d}{2} \right)^2 - x^2 \right] \pi \frac{dx}{d} = \frac{\pi}{6} d^2 \quad (2)$$

すなわち、その切断面における構成各粒の期待断面は直径 $d_1 = \sqrt{\frac{2}{3}} d$ である。

$a \times a$ の断面において期待できる球の切断個数 n は(4)式のようになる。

$$\frac{\pi}{6} d^2 \times n = a^2 (1-p) \quad (3) \quad n = a^2 (1-p) / \left(\frac{\pi}{6} d^2 \right) \quad (4)$$

この切断面における間隙の総断面積 S は

$$S = a^2 p \quad (5)$$

いま、球の切断個数 n と空隙の数 N との間に比例関係を仮定すると

$$N = \alpha n \quad (6)$$

したがって、間隙 1 つあたりの空隙の平均面積 S' は

$$S' = \frac{S}{N} = \frac{P}{\alpha (1-p)} \cdot \frac{\pi}{6} d^2 \quad (7)$$

(2)式より、切断面の周長 L は

$$L = \pi d_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} d \quad (8)$$

この周長を流体に接している潤辺長に等しいとすると、 $a \times a$ 断面内における総潤辺長は $n \times L$ であり、これが $N = \alpha n$ の間隙に接しているから、間隙 1 つあたりの潤辺長は(9)式となる。

$$\frac{nL}{N} = \frac{L}{\alpha} \quad (9)$$

したがって間隙1つの径深 R_p は

$$R_p = \frac{S'}{(L/a)} = \frac{P}{(1-p)} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \quad (10)$$

A 透水係数の評価

流れが完全に層流であるとして、Hagen-Poiseuille flow としてとりあつかって、透水係数を評価してみよう。

円管の場合、径深で表示された Hagen-Poiseuille flow は、

$$\frac{dp}{dx} = -2 \frac{\mu U}{R^2} \quad (11) \quad \begin{array}{l} U: \text{平均流速} \quad \mu: \text{動粘性係数} \\ R: \text{円管の径深} \end{array}$$

(10)式の R_p を(11)式の R とみて、(11)式より、間隙内の平均流速 U_p は

$$U_p = -\frac{1}{2} \frac{R_p^2}{\mu} \frac{dp}{dx} = -\frac{1}{2\mu} \left(\frac{P}{1-p} \right)^2 \frac{d^2}{24} \cdot \frac{dp}{dx} \quad (12)$$

したがって、間隙1つあたりの流量 q は

$$q = U_p S' = -\frac{1}{2\mu} \left(\frac{P}{1-p} \right)^2 \frac{d^2}{24} \frac{dp}{dx} \cdot \frac{P}{\alpha(1-p)} \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d^2 \quad (13)$$

このような間隙が、 $N = \alpha n$ だけあることを考えると、 $a \times a$ 断面の全流量 Q は

$$Q = \alpha n q = -\frac{a^2}{48\mu} \frac{P^3}{(1-p)^2} d^2 \cdot \frac{dp}{dx} \quad (14)$$

$$\frac{dp}{dx} = \rho g \frac{-\Delta h}{\ell} \quad \text{とにおいて、Darcy の法則と比較すると } k \text{ は(15)式のように}$$

求まる。

$$k = \frac{\rho g}{48\mu} \frac{P^3}{(1-p)^2} d^2 \propto \frac{\rho g P^3}{\mu(1-p)^2} \cdot d^2 \quad (15)$$

係数は実際の透水体の構成粒が球でないこと、エネルギー損失が粘性だけでなく、急縮、急拡、屈曲などの損失等もあるため補正しなければならないが、透水係数と空隙率 P 、粒径 d の関係は(15)式のように求まった。

この式は Kozeny-Carman の式、あるいは Fair-Hatch の式と一致する。

B 抵抗係数の評価

より一般的に、流れが層流あるいは乱流を問わず、抵抗係数の形で表示してみよう。通常、管路の抵抗係数 ξ_f は(16)式、透水体の抵抗係数 ξ は(17)式のように定義されている。

$$\Delta h = \xi_f \frac{\ell}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (16) \quad \Delta h = \xi \frac{\ell}{d} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (17)$$

先に述べたように、透水体を間隙の連続よりなる流管群として、とり扱い、(10)式の R_p を(16)式に代入すると、間隙内の平均流速 U_p は

$$U_p = \left(\frac{8g}{\xi_f} \cdot \frac{P}{1-p} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

したがって流管1本当りの流量 q および全流量 Q は

$$q = U_p S' = \left(\frac{8g}{\xi_f} \cdot \frac{P}{1-p} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{P}{\alpha(1-p)} \cdot \frac{\pi}{6} d^2 \quad (19)$$

$$Q = \alpha n q = \left(\frac{8g}{\xi_f} \cdot \frac{P}{1-p} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot P \cdot a^2 \quad (20)$$

したがって全断面の平均流速 U は

$$U = \frac{Q}{a^2} = \left(\frac{8g}{\xi_f} \cdot \frac{P}{(1-p)} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot P \quad (21)$$

一方、透水体の抵抗係数の表示式(17)式より平均流速 U を求めると

$$U = \left(\frac{2gd}{\xi} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \right)^{1/2} \quad (22)$$

(21)式と(22)式を等置すると

$$\xi = \frac{1-p}{P^3} \xi_f \sqrt{\frac{3}{2}} \quad \frac{P^3}{1-p} \xi \propto \xi_f = f(R_e) \quad (23)$$

したがって、摩擦損失を主体とした、管路の抵抗係数 ξ_f を基本として、間隙の効果を $\frac{P^3}{1-p}$ の形で導入した透水体の抵抗係数が求まった。

一方、 ξ あるいは ξ_f に関係すると考えられるレイノルズ数は流管(間隙内)の流速と流管の大きさを代表する長さによるレイノルズ数をとるのが一番合理的であると考えられる。

間隙内の流速として(18)式、間隙の代表径として $4R_p$ を採用すると

$$R_e = \frac{4R_p \cdot U_p}{\nu} = \frac{4}{\nu} \cdot \frac{P}{1-p} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \left(\frac{8g}{\xi_f} \cdot \frac{P}{1-p} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (24)$$

(24)式中には、 R_e 数の関数である ξ_f を含んでいるため、一義的には決めにくい。したがって通常のレイノルズ数表示との関係を調べてみる。

$$\text{通常のレイノルズ数表示} \quad R'_e = \frac{U d}{\nu} \quad (25)$$

$$\frac{R_e}{R'_e} = \frac{(4R_p \cdot U_p / \nu)}{(d \cdot U / \nu)} = \frac{1}{(1-p)} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \quad (26)$$

$$R_e = \frac{1}{(1-p)} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} R'_e \propto \frac{U \cdot d}{(1-p) \nu} \quad (27)$$

したがって、抵抗係数で表示した透水性は(23)式と(27)式との関係により統一的に表現できる

はずであり、実験はこの点を確かめることを中心に行なわれた。

なお径深理論に従って、粒度分布のある場合の、抵抗係数の算定に用いるべき代表径を考えてみる。

粒径 d_i の全体に占める重量比を W_i とすると

$$d_i \text{ に対応する個数は } N' = \frac{a^2 (1-p)}{\frac{\pi}{6} d_i^2} W_i \quad (28)$$

$$\text{全体の個数は } N = \frac{a^2 (1-p)}{\frac{\pi}{6}} \sum \frac{W_i}{d_i^2} \quad (29)$$

$$\text{したがって } \bar{d}^2 = \frac{1}{\sum \frac{W_i}{d_i^2}} \quad (30) \quad \text{にとると、均一粒径と同様の考察ができること}$$

になるので、 $\bar{d}$ を等価直径と名付けることにする。混合粒径の場合、実験値はこの等価直径で整理してある。

3. 実験およびその結果

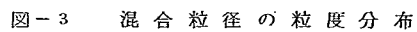
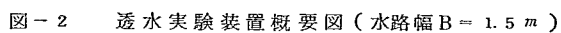
実験装置は本文にのべた通りであるが、鹿島試験所の透水流実験水路の概要は図-2のようである。

実験ケースは本文表-1の通りである。混合粒径の資料は図-3に粒度分布曲線が示してある。実験の結果は一覧表にして表-2に示してある。まだ多くの実験を行なっているが、ここでは、全体的な傾向がわかる程度の資料を載せるにとどめた。図-4は(17)式と(25)式の関係を見たものである。 ξ は R_e 数と間隙率 P との両方の関数であることがわかり、間隙率が大きいほど、抵抗係数が小さくなることがわかる。図-5は、(25)式の間隙率を考慮した抵抗係数と(17)式で定義される R_e 数との関係をみたものである。碎石と玉砂利では、表面状態の相違により、透水性が異なることがわかる。碎石については、実験結果はほぼ一つの曲線にまとまり、考察の妥当性を示しているものと考えられる。表 8~13 の実験資料は細粒分布の開きが大きく、 $\bar{d}$ の正確な計算が困難なため $\bar{d}$ を d_{50} で代用している。このため抵抗係数がかなり大きくなっており、等価直径はもっと小さな粒径をとる必要があることを示している。

碎石について実験式をつくれば 式となる。

$$\frac{P^3}{1-p} \frac{2gd}{U^2} \frac{\Delta h}{\ell} = \frac{7.57}{R_e} + \frac{3.93}{\sqrt{R_e}} + 4.3$$

$$\text{ただし, } 1.0 \leq R_e = \frac{U \bar{d}}{(1-p) \nu} \leq 1.6 \times 10^4$$



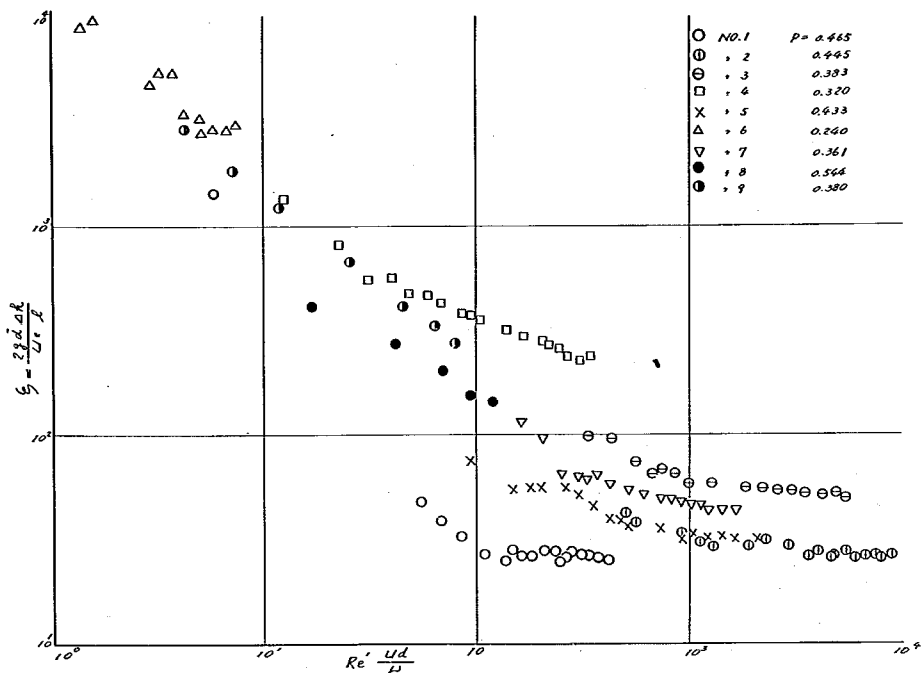


図-4 抵抗係数とレイノルズ数の関係

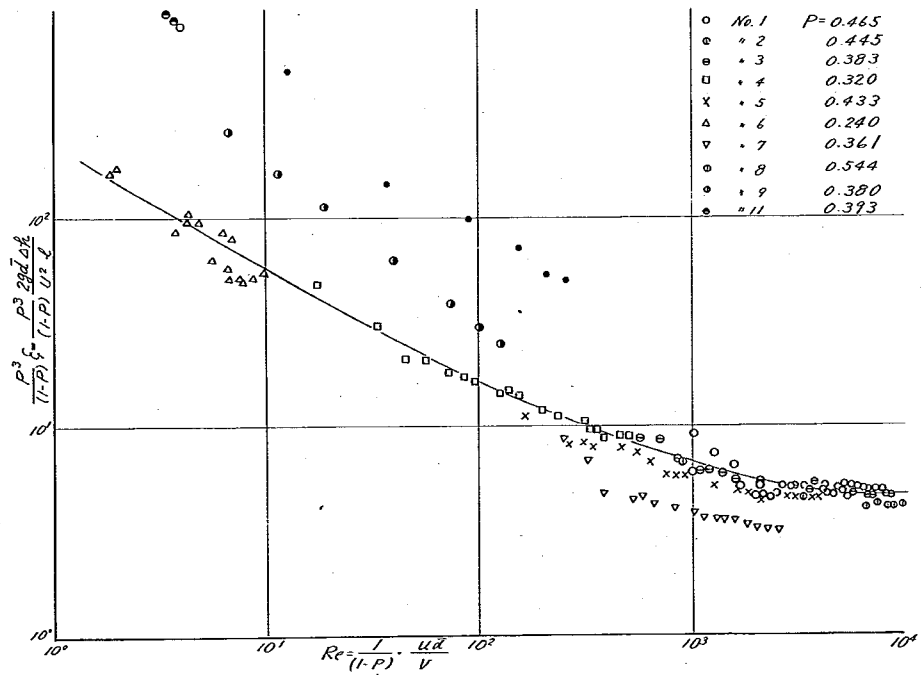


図-5 空隙を考慮した抵抗係数とレイノルズ数の関係

表 - 2 透水に関する実験一覧表

実験 番号	$\frac{\Delta h}{\ell}$	$R'_e = \frac{U \bar{d}}{\nu}$	$\xi = \frac{2g\bar{d}}{U^2} \cdot \frac{\Delta h}{\ell}$	$\frac{1}{(1-p)} R'_e$	$\frac{P^3}{(1-p)} \xi$
No. 1	0.00701	5.43×10^2	4.82×10^1	1.016×10^3	9.07
	0.0082	6.83 //	3.914 //	1.277 //	7.37
	0.0108	8.42 //	3.310 //	1.574 //	6.38
	0.01937	1.293×10^3	2.54 //	2.415 //	4.78
	0.03095	1.589 //	2.73 //	2.970 //	5.14
	0.0528	2.050 //	2.80 //	3.830 //	5.27
	0.0674	2.425 //	2.56 //	4.530 //	4.82
	0.0972	2.738 //	2.76 //	5.100 //	5.19
	0.1270	3.131 //	2.75 //	5.850 //	5.17
	0.1528	3.488 //	2.66 //	6.520 //	5.01
	0.1865	3.700 //	2.67 //	6.920 //	5.03
	0.2032	4.064 //	2.67 //	7.600 //	5.03
No. 2	0.000562	4.97×10^2	4.25×10^1	8.95×10^2	6.74
	0.000625	5.50 //	3.84 //	9.90 //	6.07
	0.001187	9.15 //	3.38 //	1.650×10^3	5.20
	0.00162	1.110×10^3	3.08 //	1.985 //	4.82
	0.00200	1.176 //	3.10 //	2.120 //	4.72
	0.00638	1.887 //	2.99 //	3.420 //	4.73
	0.01582	2.935 //	2.98 //	5.290 //	4.71
	0.02763	4.040 //	2.76 //	7.260 //	4.35
	0.0403	4.910 //	2.70 //	8.850 //	4.28
	0.0624	6.040 //	2.63 //	1.087 //	4.18
	0.0963	7.590 //	2.64 //	1.367 //	4.21
	0.1227	8.730 //	2.72 //	1.573 //	4.13
No. 3	0.001182	3.36×10^2	9.85×10^2	5.46×10^2	8.89
	0.00180	4.25 //	9.63 //	6.90 //	8.74
	0.00228	5.44 //	7.34 //	8.83 //	6.79
	0.00290	6.50 //	6.62 //	1.054×10^3	6.03
	0.00395	7.37 //	6.81 //	1.196 //	6.21
	0.00576	8.24 //	5.86 //	1.527 //	5.44
	0.01375	1.337 //	5.98 //	2.170 //	5.46
	0.0355	2.170 //	5.54 //	3.540 //	5.06
	0.0685	3.045 //	5.54 //	4.940 //	4.97
	0.1123	4.190 //	5.28 //	6.800 //	4.82
	0.1623	4.910 //	5.25 //	7.970 //	4.79
	0.1914	5.210 //	5.14 //	8.450 //	4.69
No. 4	0.00185	1.19×10^1	1.304×10^3	1.754×10^1	4.85×10^1
	0.00350	2.22 //	8.05×10^2	3.27 //	2.995 //
	0.00504	3.07 //	5.69 //	4.52 //	2.118 //
	0.01130	4.77 //	4.81 //	7.02 //	1.791 //
	0.02095	6.63 //	4.33 //	9.76 //	1.612 //
	0.0319	9.23 //	3.75 //	1.358×10^2	1.397 //
	0.04475	1.353×10^2	3.21 //	1.993 //	1.195 //
	0.0711	1.654 //	2.86 //	2.435 //	1.065 //
	0.1033	2.21 //	2.62 //	3.255 //	9.76
	0.1372	2.52 //	2.44 //	3.71 //	9.09

实验 番号	$\frac{\Delta h}{\ell}$	$R'_e = \frac{U \bar{d}}{\nu}$	$\xi = \frac{2g\bar{d} \Delta h}{U^2 \ell}$	$\frac{1}{(1-p)} R'_e$	$\frac{P^3}{(1-p)} \xi$
	0.1790	3.05×10^2	2.32×10^2	4.89×10^2	8.64
	0.2073	3.30 "	2.34 "	4.86 "	8.71
No. 5	0.00060	9.5×10^1	7.47×10^1	1.68×10^2	1.07×10^1
	0.00100	1.47×10^2	5.61 "	2.60 "	8.03
	0.0027	2.00 "	5.60 "	3.53 "	8.02
	0.00375	2.61 "	5.51 "	4.61 "	7.89
	0.0049	3.07 "	5.21 "	5.41 "	7.46
	0.0078	4.24 "	4.06 "	7.45 "	5.81
	0.0106	5.22 "	4.06 "	9.21 "	5.81
	0.00228	7.21 "	3.58 "	1.272×10^3	5.13
	0.0518	1.020×10^3	3.38 "	1.800 "	4.84
	0.0944	1.404 "	3.27 "	2.480 "	4.68
	0.1464	1.725 "	3.26 "	3.045 "	4.67
	0.1958	2.140 "	3.20 "	3.770 "	4.58
No. 6	0.02580	1.37	9.102×10^3	1.80	1.638×10^2
	0.03685	1.53	9.750 "	2.01	1.755 "
	0.06510	2.83	4.784 "	3.72	8.613×10^1
	0.09265	4.16	3.404 "	5.47	6.12 "
	0.1050	3.29	5.788 "	4.33	1.042×10^2
	0.1233	3.70	5.344 "	4.87	9.619×10^1
	0.1381	5.62	2.789 "	7.40	5.021 "
	0.15365	5.12	3.214 "	6.74	5.785 "
	0.1927	4.94	4.721 "	6.50	8.498 "
	0.20425	5.26	4.503 "	6.92	8.107 "
	0.2144	6.75	2.808 "	8.88	5.055 "
	0.2522	7.36	3.026 "	9.69	5.448 "
No. 7	0.00387	1.600×10^2	1.141×10^2	2.50×10^2	8.40
	0.00531	2.036 "	9.39×10^1	3.18 "	6.91
	0.00706	2.945 "	6.30 "	4.61 "	4.64
	0.01156	3.66 "	6.32 "	5.93 "	4.65
	0.02268	5.23 "	5.44 "	8.18 "	4.05
	0.03300	6.49 "	5.13 "	1.015×10^3	3.78
	0.0450	7.31 "	4.88 "	1.142 "	3.59
	0.061	8.35 "	4.96 "	1.305 "	3.65
	0.0881	1.027×10^3	4.71 "	1.597 "	3.47
	0.1086	1.158 "	4.54 "	1.805 "	3.34
	0.1520	1.462 "	4.39 "	2.285 "	3.23
	0.1878	1.636 "	4.32 "	2.560 "	3.18
No. 8	0.005	5.74	1.41×10^3	1.26×10	4.98×10^2
	0.006	5.89	1.60 "	1.29 "	5.65 "
	0.013	1.68×10	4.06×10^2	3.68 "	1.43 "
	0.051	4.11 "	2.80 "	9.01 "	9.88 "
	0.133	6.90 "	2.01 "	1.51×10^2	7.10 "
	0.147	9.47 "	1.51 "	2.08 "	5.33 "
	0.207	1.16×10^2	1.42 "	2.54 "	5.01 "

実験 番号	$\frac{\Delta h}{\ell}$	$R'_e = \frac{U d_{50}}{\nu}$	$\xi = \frac{2g d_{50}}{U^2} \frac{\Delta h}{\ell}$	$\frac{1}{1-p} R'_e$	$\frac{P^3}{1-p} \xi$
No. 8	0.005	5.74	1.41×10^3	1.26×10	4.98×10^2
	0.006	5.89	1.60 "	1.29 "	5.65 "
	0.013	1.68×10	4.06×10^2	3.68 "	1.43 "
	0.051	4.16 "	2.80 "	9.01 "	9.88×10
	0.013	6.90 "	2.01 "	1.51×10^2	7.10 "
	0.147	9.47 "	1.51 "	2.08 "	5.33 "
	0.207	1.16×10^2	1.42 "	2.54 "	5.01 "
No. 9	0.006	4.12	2.90×10^3	6.65	2.58×10^2
	0.011	7.02	1.83 "	1.13×10	1.63 "
	0.021	1.17×10	1.25 "	1.89 "	1.11 "
	0.051	2.48 "	6.81×10^2	4.00 "	6.06×10
	0.101	4.55 "	4.21 "	7.34 "	3.75 "
	0.147	6.19 "	3.31 "	9.98 "	2.95 "
	0.191	7.70 "	2.78 "	1.24×10^2	2.47 "
No. 10	0.008	1.03×10^{-2}	1.86×10^7	1.70×10^{-2}	1.86×10^6
	0.013	1.78 "	1.01 "	2.93 "	1.01 "
	0.041	6.21 "	2.79×10^5	1.02×10^{-1}	2.79×10^5
	0.052	7.97 "	2.15 "	1.31 "	2.15 "
	0.101	1.70 "	1.09 "	2.80 "	1.09 "
	0.201	3.69 "	4.82 "	6.08 "	4.82×10^4
No. 11	0.006	3.34×10^{-2}	1.56×10^6	5.22×10^{-2}	1.14×10^5
	0.021	1.55×10^{-1}	2.83×10^5	2.42×10^{-1}	2.06×10^4
	0.102	9.22 "	5.00×10^4	1.44	3.65×10^3
	0.202	1.97	1.94 "	3.08	1.41 "
	0.015	1.34×10^{-1}	2.57×10^5	2.09×10^{-1}	1.87×10^4
	0.039	4.62 "	6.29×10^4	7.22 "	4.59×10^3
	0.071	9.08 "	3.28 "	1.42	2.39×10^3
	0.090	1.17	2.58 "	1.83	1.88 "
	0.121	1.54	1.94 "	2.41	1.41 "
	0.139	1.81	1.62 "	2.83	1.18 "
	0.170	2.21	1.32 "	3.45	9.62×10^2
	0.190	2.49	1.16 "	3.89	8.46 "
No. 12	0.005	4.17×10^{-4}	1.74×10^7	8.65×10^{-4}	5.01×10^6
	0.012	1.53×10^{-3}	3.31×10^6	3.17×10^{-3}	9.53×10^5
	0.029	4.59 "	9.46×10^5	9.52 "	2.72 "
	0.054	1.21×10^{-2}	2.35 "	2.51×10^{-2}	7.29×10^4
	0.099	1.84 "	2.24 "	3.82 "	6.45 "
	0.141	2.94 "	1.38 "	6.10 "	3.97 "
	0.198	4.10 "	1.01 "	8.51 "	2.91 "
No. 13	0.016	1.54×10^{-3}	4.07×10^6	3.10×10^{-3}	1.05×10^6
	0.031	3.39 "	1.63 "	6.83 "	4.21×10^5
	0.042	4.95 "	1.11 "	9.98 "	2.86 "
	0.061	7.80 "	6.51×10^5	1.57×10^{-2}	1.68 "
	0.020	2.21 "	2.35×10^6	4.46×10^{-3}	6.06 "
	0.081	1.08×10^{-2}	4.52×10^5	2.18×10^{-2}	1.17 "
	0.102	1.51 "	3.26 "	3.04 "	8.41×10^4
	0.125	1.82 "	2.75 "	3.67 "	7.01 "
	0.143	2.16 "	2.35 "	4.35 "	6.06 "
	0.163	2.51 "	1.99 "	5.06 "	5.13 "
	0.180	2.84 "	1.77 "	5.73 "	4.57 "
	0.201	3.24 "	1.51 "	6.53 "	3.90 "

付属資料 4

ケーソンタイプの締切堤の透水量計算法について

混成堤タイプの締切堤がクローズアップされてきたが、その場合の透水量計算法を考えてみる。

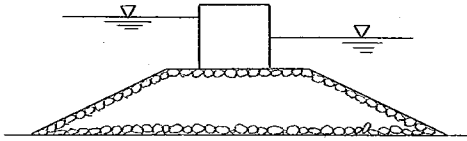


図-1 ケーソン堤標準断面

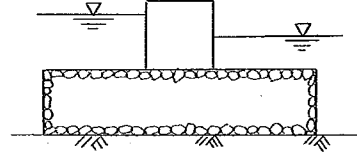
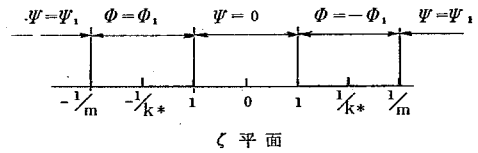
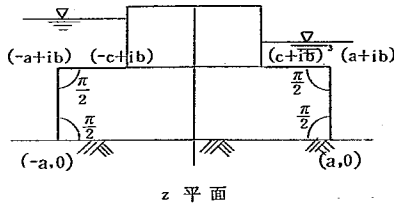


図-2 模型化したケーソン堤断面

図-1のような台形の捨石構造の透水を考えなければならないが、計算を容易にするため、図-2のような長方形の透水を調べる。



Φ = Potential

Ψ = Stream function

図-3

Z平面を ξ 平面の上半面に写像する関数はシュバルツクリストフェルの積分によって与えられ、

$$Z(\xi) = A_1 \int_0^\xi (\xi-1)^{-\frac{1}{2}} (\xi+1)^{-\frac{1}{2}} (\xi-\frac{1}{k})^{-\frac{1}{2}} (\xi+\frac{1}{k})^{-\frac{1}{2}} + B_1 \quad (1)$$

ただし

$$\left. \begin{array}{ll} z \text{ 平面} & \zeta \text{ 平面} \\ (a, 0) & \rightarrow (1.0) \\ (-a, 0) & \rightarrow (-1.0) \\ (0, 0) & \rightarrow (0.0) \\ (a+ib) & \rightarrow (1/k_*, 0) \\ (a-ib) & \rightarrow (-1/k_*, 0) \\ (c+ib) & \rightarrow (1/m, 0) \\ (c-ib) & \rightarrow (-1/m, 0) \end{array} \right\} \text{に写像するものとする}$$

(2)

$$0 < m < k_* < 1 \quad \text{とする} \quad (3)$$

透水係数 k と区別するため、母数を k_* とする。

常数 A, B は次のようにして決定できる。

$$Z = 0 \rightarrow \xi = 0 \quad \therefore B = 0 \quad (4)$$

$$a = Z(1) - Z(0) = A \int_0^1 \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2)}} = AK(k_*) \quad (5)$$

$$\text{したがって } A = \frac{a}{K(k_*)} \quad (6) \quad K(k_*) : \text{母数 } k_* \text{ の第一種完全楕円積分}$$

k_*, m は次のようにして決定できる。

$$a = Z(1) - Z(0) = AK(k_*)$$

$$\begin{aligned} ib &= Z\left(\frac{1}{k_*}\right) - Z(1) = A \int_1^{1/k_*} \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}} = iA \int_0^1 \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}} \\ &= iAK(k'_*) \quad (7) \quad \text{ただし } k'_* = \sqrt{1-k_*^2} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} a &= AK(k_*) \\ b &= AK(k'_*) \end{aligned} \quad \therefore \frac{a}{b} = \frac{K(k_*)}{K(k'_*)} \quad \text{となるように} \quad (9)$$

k_* を決めればよい。

m は次のようにして決定できる。

Z 平面 ($c + ib$) が ξ 平面 ($1/m, 0$) に写像することより

$$c + ib = A \int_0^{1/m} \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}} = \frac{a}{K(k_*)} \int_0^{1/m} \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}} \quad (10)$$

$$\frac{c}{a} K(k_*) + i \frac{b}{a} K(k_*) = \int_0^{1/m} \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}} \quad (11)$$

(11) 式中の $i \frac{b}{a} K(k_*)$ は (7) 式を参照すれば

$$i \frac{b}{a} K(k_*) = i K(k'_*) \quad (12)$$

楕円積分の逆関数として SN を定義し、(11) 式を表示すると

$$1/m = SN\left[\frac{c}{a} K(k_*) + i K(k'_*)\right] = \frac{1}{k_*} \frac{1}{SN\left[\frac{c}{a} K(k_*)\right]} \quad (13)$$

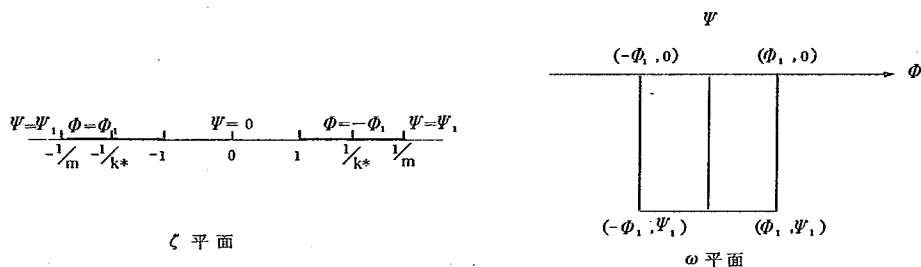


図 - 4

ξ 平面を ω 平面 (Φ, Ψ 平面) に写像すると

$$\omega = \Phi + i\Psi = C_1 \int_0^{\xi} \frac{d\xi}{\sqrt{(\xi^2 - 1)(\xi^2 - \frac{1}{m^2})}} + D \quad (14)$$

$$\omega = C \int_0^{\xi} \frac{d\xi}{\sqrt{(1 - \xi^2)(1 - m^2 \xi^2)}} + D \quad (15)$$

$\omega = 0$ を $\xi = 0$ に、写像することより $D = 0$ となる常数 C は次のようにして決定できる。

$\omega = (-\Phi_1, 0)$ を $\xi = (1.0)$ に写像することにより

$$-\Phi_1 = C_1 \int_0^1 \frac{d\xi}{\sqrt{(1 - \xi^2)(1 - m^2 \xi^2)}} = C_1 K(m) \quad (16)$$

total potential drop を $\Delta\Phi = 2\Phi_1$ とすると

$$C_1 = \frac{-\Delta\Phi}{2K(m)} \quad (17)$$

$$\therefore \omega = -\frac{\Delta\Phi}{2K(m)} \int_0^{\xi} \frac{d\xi}{\sqrt{(1 - \xi^2)(1 - m^2 \xi^2)}} \quad (18)$$

Ψ_1 の値を求めてみると

$\omega(-\Phi_1, \Psi_1)$ を $\xi(1/m, 0)$ に写像することより

$$-\Phi_1 + i\Psi_1 = \frac{-\Delta\Phi}{2K(m)} \int_0^{1/m} \frac{d\xi}{\sqrt{(1 - \xi^2)(1 - m^2 \xi^2)}} = \frac{-\Delta\Phi}{2K(m)} [K(m) + iK(m')] \quad (19)$$

$$\text{ただし} \quad m' = \sqrt{1 - m^2} \quad (20)$$

流量は、流水関数の差としてあらわされるから

$$Q = -\Psi_1 = \frac{\Delta\Phi}{2} \cdot \frac{K(m')}{K(m)} \quad (21)$$

$$\text{透水係数を } k, \text{ 水位差を } \Delta h \text{ とすると,} \quad \Delta\Phi = k \Delta h \quad (22)$$

$$\text{よって流量 } Q = \frac{\Delta\phi}{2} \cdot \frac{K(m')}{K(m)} = \frac{k}{2} \cdot \frac{K(m')}{K(m)} \cdot \Delta h \quad (23)$$

以上の理論的考察にもとづき、縦20ケ×横50ケのエレメントをもつ、電気透水模型（1kΩの抵抗2000ケ使用）を作製し、各種の断面形状による透水量の変化を調査した。

長方形断面状の堤体にケーソンが乗った場合の透水量の変化の電気模型実験値と、ポテンシャル理論による実験値を比較したものが、図-5である。傾向は良く一致しているが、若干数値に違いがみられる。連続透水体を有限個の抵抗体で、おきかえた影響があらわれたものであり、電気模型の精度を検討する一助にならう。

締切堤をケーソンを使用した混成堤方式も考えられるが、ケーソン下部の雑石部分の透水が十分規制できない限り、さらに、砂、真砂等による透水の規制が必要となる。

（ケーソン下部の基礎としては、雑石等が適当と考えられるが、雑石のみでは透水を十分に規制できない。）

いずれにしろ、ケーソンを使用した場合の透水量の計算には、ポテンシャル理論に基づく、等角写像の手法が有効であると考えられるので、代表的な断面について、その計算法を示した。

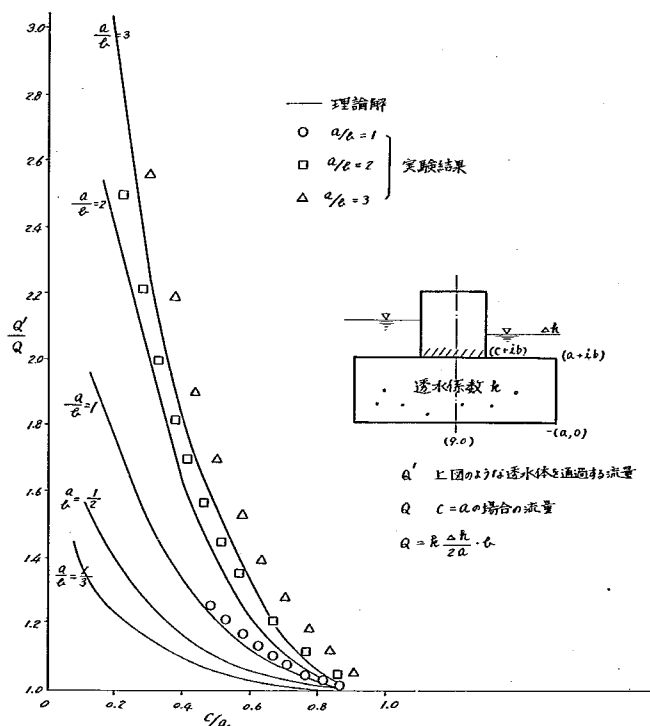


図-6 ポテンシャル理論による理論解と電気模型による実験結果の比較

付 属 資 料 5

透水の計算における非定常性の効果について

周期的な水位変動を受ける場合について考察してみる。

運動方程式は(1), (2)式にしたがうものとし, 透水層の圧力変化による透水空隙の大きさの変化等は無視する。すなわち, 弾性滞水層的な考慮は行わず, (1), (2)式の加速度項の役割を考察することにする。

○ 運動方程式

$$\frac{1}{\lambda} \frac{\partial u}{\partial t} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{u}{k} g \quad (1)$$

$$\frac{1}{\lambda} \frac{\partial w}{\partial t} = - g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - \frac{w}{k} g \quad (2)$$

○ 連 続 式

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

(1)式を x で, (2)式を z で偏微分し, (3)式の関係を使用すると

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0 \quad (4)$$

が成立することがわかる。

したがって, (4)式より, (5)式が成立することがわかる。ここに k は x, z 方向に同一の値をもつという等方性を仮定している。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (5), \quad \text{ここに} \quad \phi = k \left(z + \frac{p}{\rho g} \right) \quad (6)$$

周期的な透水位変動を受けると仮定し, u, w, p は次のような形であろう。

$$\phi = \phi_0(x, z) e^{i\omega t}, \quad u = u_0(x, z) e^{i\omega t}, \quad w = w_0(x, z) e^{i\omega t} \quad (7)$$

(6), (7)式を使用すると, (1), (2)式は次のようにあらわされる。

$$u_0 = \frac{-1}{1 + i \frac{k\omega}{\lambda g}} \frac{\partial \phi_0}{\partial x} \quad (8)$$

$$w_0 = \frac{-1}{1 + i \frac{k\omega}{\lambda g}} \frac{\partial \phi_0}{\partial z} \quad (9)$$

(8), (9)式は, 定常の場合のダルシー則と同一の形をしており, 境界条件も, 定常の場合と全く同一であることを考えると, ポテンシャル等の分布は定常の場合と全く同一に求まる。

定常の場合で、水位差が Δh の場合の流量は

$$Q = \frac{\Delta \phi}{2} \frac{K'(m)}{K(m)} = \frac{k \cdot \Delta h}{2} \frac{K'(m)}{K(m)} \quad (10)$$

で与えられているから、非定常の場合の流量 Q' は(11)式で与えられる。

水位変動の半振幅を Δh とすると、

$$Q' = \frac{e^{i\omega t}}{1 + i \frac{k\omega}{\lambda g}} \cdot Q = \frac{(\cos \omega t + i \sin \omega t)}{1 + i \frac{k\omega}{\lambda g}} \cdot \frac{k \Delta h}{2} \cdot \frac{K'(m)}{K(m)}$$

実数部分をとると

$$Q' = \frac{\cos(\omega t - \theta)}{\sqrt{1 + \left(\frac{k\omega}{\lambda g}\right)^2}} \cdot \frac{K'(m)}{K(m)} \cdot \frac{k \Delta h}{2} \quad \theta = \arctan \left(\frac{k\omega}{\lambda g} \right)$$

すなわち流量は $\frac{\cos(\omega t - \theta)}{\sqrt{1 + \left(\frac{k\omega}{\lambda g}\right)^2}} \cdot \frac{1}{\cos \omega t}$ だけ減少する。

定常解の場合との流量のちがいは

$$\omega = 1.4 \times 10^{-4} \quad \text{半日周潮}$$

$$\omega = 1 \quad (\tau = 6.28 \text{ sec})$$

$$k = 1 \quad \lambda = 0.4 \quad g = 980$$

$$k = 1 \quad \lambda = 0.4 \quad g = 480$$

$$1 + \left(\frac{k\omega}{\lambda g}\right)^2 = 1 + 3.5 \times 10^{-7}$$

$$1 + \left(\frac{k\omega}{\lambda g}\right)^2 = 1 + 2.5 \times 10^{-3}$$

すなわち、透水係数がよほど大きくない限り、潮位変動のような長周期の波、および波浪のような短周期の変動に対しても、全く定常解の重ね合せと考えても大差ない。

付属資料 6

堤体材料調査 —— 空隙率の測定 ——

1. 概 要

締切堤防の築造における設計，施工の試験調査の一環として，岩塊を水中に投下したときの岩塊の密度，空隙率を調査し，堤体の透水性，安定性の検討に必要な基礎的な数値を求めようとしたものである。

実験は土木研究所千葉支所構内の直径 1.8 m，深さ 4.6 m のサウンディング試験槽を利用して行なわれた。試験に用いた岩塊は静岡県田方郡長岡町（江間採石場）産出のもので，岩質は角閃石安山岩である。

2. 実験およびその結果

有明海締切堤の雑石部分の築堤材料としては，現地付近に多量に産出する安山岩類の使用が考えられるので，これと類似の角閃石安山岩を選んで試験材料とした。使用岩塊量は 5 m^3 で，その最大径は 30 cm，最小径は 5 cm で，粒度分布曲線を図-1 に示した。この粒度分布は有明海締切堤の原石山と考えられている三角岳の資料¹⁾を参考にして描いたものである。試験材料の岩塊の比重は 2.36 であり，三角岳の 2.57 に比して幾分小さくなっている。

測定方法および測定結果をまとめて表-1 に示した。

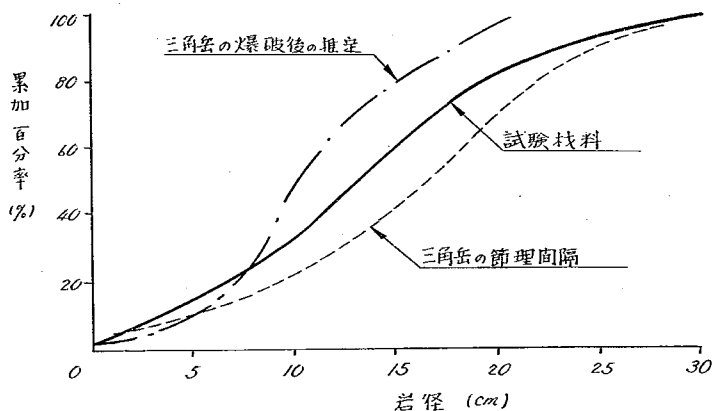


図-1 試験材料の粒度分布

表-1 空隙率の測定方法および測定結果

	投入量 (m³)	投 入 方 法	試験 回数	密度間隙比の測定方法	間隙比	間隙率 (%)
試験 一	5.0	図に示した分布の岩塊 5 m³を3回に分けて、水面（試験槽底面より2 m）より投入する。その内各回の投入は10数回に分けて行う。	3	岩塊の投入前後の水位の変化量を測定し、間隙比を算出する。	1.16	53.8
					0.89	47.1
					0.55	35.5
試験 二	5.0	手積（空气中）3層	2	岩塊積上げ後、水を岩塊表面まで満し、要した水の量より間隙比を算出する。	0.62	38.2
					0.32	23.9
試験 三	2.4	空气中投入	1	試験二と同じ	0.37	26.8
摘 要	1. 試験に供した岩塊は、表面乾燥飽和状態のものである。 2. 岩塊の吸水率は、2.5～4.5%であった。					

付属資料 7

堤体材料調査——礫の工学的特性

1. ロックフィル材料のせん断強さ

ロックフィル材料のせん断強さについて、第5章の参考文献の内容を要約してみると以下のようである。

(i) 参考文献 1. Raúl, J. Marsal

メキシコの El Infiernillo Dam の設計のために実施されたロックフィル材料の3軸試験である。最大粒径 20 cm の材料の試験のために使われた三軸試験の供試体寸法は直径 11.3 cm, 高さ 25.0 cm であった。試験結果の内容は、第5章ですでに述べた。

(ii) 参考文献 3. Zeller, J. Dipl and R. Willmann

Göschenenalp Dam の材料の調査のために実施された三軸試験結果である。使用された三軸試験機の最大のものは供試体直径 50.5 cm, 高さ 90 cm であった。使用した材料の粒径は 0~10 cm, 0~3 cm, 0~1 cm, 0~1 mm の4種類であった。146個の試験を行なった結果 ϕ は $25^{\circ} \sim 50^{\circ}$ の間で、破壊時の歪み $\Delta h/h_0$ は 13.2%~2% であった。モールの包絡線は原点を通らず、見かけの粘着力が認められた。粒子が荒くなると、つめ方による密度の差は小さくなるが、間隙率 n が変わると、せん断強さも大きく変化する。

(iii) 参考文献 4. Queiroz, L.

ロックフィル材料の試験を供試体直径 22 cm, 高さ 54 cm の三軸試験機で実施した。試験に用いた材料の粒径は直径 6.1 cm~1.8 cm で粒度曲線はかなり立っている。

試験結果で一般に云えることは、この材料について求めた ϕ は、普通の砂利に対する値より幾分小さい。また大きな密度にしてもルーズな状態のときの ϕ とそれほど大きな差が現れなかった。さらにインターロックキングによる見掛けの C のあることを指適している。 ϕ は相対密度 93% で 40° , 16% で 39° であった。

(iv) 参考文献 5. Blee, G. E.

野外に 2.8 m × 2.8 m のせん断箱を作り、直接試験を実施した。実験結果は $\phi = 45^{\circ}$ であったと述べているが、詳細は省略されていて、不明である。

(v) 参考文献 6. Sower, George F.

ロックフィル材料に使う砂岩よりなる材料に対して、実施した大型直接せん断試験について述べてある。

せん断箱の大きさは 1.8 m × 1.8 m でせん断時の垂直荷重は 1.06% および 2.1% をとった。

試験結果では $\phi = 45^{\circ}$ 見かけの粘着力 $C = 0.05\%$ が観測された。

2. ロックファイル材料の粒度

施工するときの粒度と試験によって求めた粒度曲線はかなり異なるのが普通である。ロックファイルダムのロック部の間隙比は大体18～35%程度で主として、粒度と細粒分の含有率によって決まり、しめ固め方法はあまり大きな影響をもたない。参考文献にあらわれたロックファイル材料の粒度分布と工学的特性は図-1および表-1に示すようである。

表-1 ロックファイル材料の工学的特性

参考文献	材料番号	P ₀ (%)	間隙比 (%)	ϕ (°)	C (%)
1	1-1	860	23	45°	—
	1-2	130	24.2	34°	—
	1-3	130	38.3	30°	—
3	3-1		22.4～32.5	42°～27°	0.5
	3-2		24.2～30.3	40°～29°	0.5
	3-3		26.1～35.7	43°～27°	0.5
4	4		相対密度 93～16%	40°～39°	みとめられる
5	5			45°	
6	6			45°	0.05

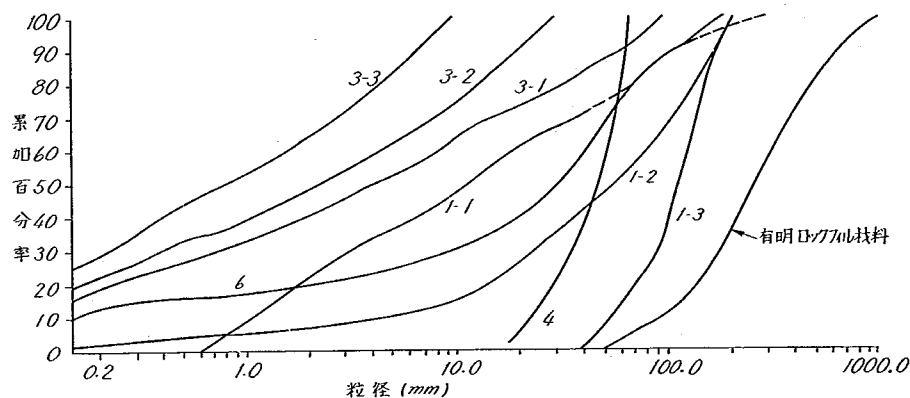


図-1 ロックファイル材料の粒度分布

付属資料 8

堤体材料調査 花崗岩の風化とその生成物である 真砂土の工学的特性について

1. 概 要

最近までわが国で行なわれてきた「花崗岩の風化とその生成物である真砂土の工学的性質（主として透水性とせん断強度）に関する研究のうち、現在入手できる参考文献に見られる成果をまとめた。有明海締切堤防の堤体材料として、熊本県荒尾市、玉名市周辺の真砂土がどの程度入手可能であるか、また得られる真砂土を用いて水中に築造した堤体の安定性を見積るための強度定数をどのぐらいに見積るべきかという2点の問題を解明せんとしたものである。表-1に参考文献を掲げた。

表-1 参 考 文 献

番号	著 者	年 度	表 題
1-1	松尾, 西田	昭 41	花崗岩の真砂化とその物理的・工学的諸性質について
1-2	柏木		花崗岩風化の研究（予報）
1-3	山下	昭 43	黒雲母花崗岩の風化作用とその影響
1-4	松尾, 西田, 山下	昭 40	花崗岩の風化と地形・岩質との関係
1-5	中沢		花崗岩の深層風化について
1-6	菅野, 本荘, 徳留, 有村	昭 32	花崗岩類に由来する赤黄色土の粘土鉱物（第2報）
1-7	斎藤	昭 31	花崗岩のマサ状風化
2-1	松尾, 西田	昭 42	マサ土粒子の物理・化学的性質について
3-1	竹下, 綱干	昭 28	マサ土の工学的性質
3-2	松尾, 西田	昭 40	真砂土の工学的性質に関する研究（第3報）
3-3	松尾, 西田	昭 41	真砂土の組成とその工学的特性について、"とくに有色鉱物の影響について"
3-4	松尾, 西田	昭 42	マサ土の風化度と工学的性質について
3-5	松尾, 西田, 山下	昭 42	真砂土の組成と工学的特性について——とくに長石の影響について——
3-6	松尾, 福田, 西田	昭 43	マサ土のコンシステンシーと工学的性質について
3-7	内田, 松本, 鬼塚	昭 42	不飽和土のせん断強度について
3-8	内田, 松本, 鬼塚	昭 42	福岡市周辺のマサ土について

2. 花崗岩の風化について

花崗岩の造岩鉱物は雲母、長石、石英がその主たるものである。花崗岩の風化の過程を把握するため、種々の風化過程におけるこれらの鉱物の地質学的、鉱物学的特性について明らかに

しようとする立場を、多くの研究者がとっているようである。

2-1 風化花崗岩の特性

風化花崗岩は風化の度合が大きくなるに従って、間隙比が増大し、また土粒子比重もわずかであるが減少する。これは造岩鉱物が風化につれて変質するためで、柏木、山下らによれば黒雲母はその外形をとどめていても、風化の進行とともに内部構造が変化しバイオタイトからパーミュキライトに変質することをX線回折その他の方法で明らかにしている。

また松尾らによれば長石の比重の変化、酸性土(P.H.)が風化の程度の目安になることを明らかにしている。

鉱物学的には、母岩の造岩鉱物の結果を残したまま、まず雲母の結晶構造が変質し、ついで長石が変質して粘土鉱物になる。石英はほとんど変質しない。したがって母岩の結晶を外見的には残したまま風化の進行につれて軟くなり、真砂土へと変質する。

花崗岩の場合は新鮮岩の上にすぐ風化岩があって、下層土、上層土を欠くことが多いことを斎藤は指摘している。松岡らはドライビット試験、弾性波探査によって地下10m程度までを風化岩と考えることができる例を示している。柏木の報告によれば、風化岩の中に不連続な場所がある例が示されている。以上工学的な性質を含めてまとめると、

- (1) 構成鉱物の各個体が分離して砂状を示す
- (2) 新鮮岩の上にすぐ風化岩があり、下層土はない。
- (3) 風化岩はツルハシで掘削できる軟岩から、指圧で粒子がつぶれる真砂まで連続的に変質しているのが普通であるが、ときには不連続に硬い層を含むことがある。
- (4) 水に流されやすく浸蝕されやすい。
- (5) 風化が進むにつれて黒雲母の内部構造が変質する。
- (6) 風化が進むにつれ長石の結晶構造が変質し、比重が減少するとともに、イオンが失われて表面が不飽和となりP.H.が低くなる。
- (7) 間隙比が増大し、弾性波速度が変化する。
- (8) 地形、地史的には平坦で晩壮年齢あるいは老年期にあたる。
- (9) 有色鉱物量(雲母)と長石比重の2つをパラメーターにして、風化花崗岩を分類することができる。

2-2 花崗岩風化の要因

岩石の一般的な風化の要因は物理的な崩壊と化学的な分解に大別できるが、花崗岩の風化を考えるとときには、地表からの浸透水、温度変化などの影響の届かない深部まで風化のすすんでいる事例の多いことを忘れてはならない。物理的な崩壊と化学的な分解は互いに独立に風化に寄与するものではなく、前者によって生じた割れ目に浸透した水が後者に助けとなり、また逆に後者が前者の助けとなって、相補なって風化が進行する。中沢は花崗岩が深層まで風化していることを花崗岩の生成過程にまで、さかのぼって説明しようと試みている。すなわ

ち、生成時の岩に蓄積された歪みエネルギーがその後の隆起、上層の浸蝕によって開放され片状節理を生じ深部までゆるむのであるとの仮説を打出している。

しかしながら、風化の規模と速度を左右する要素として、地質的地形的背景を除外するわけにはいかない。柏木、松尾らは地形解析と風化の規模との関係を明らかにしようと努めている。

以下に花崗岩風化の要因と考えられるものを列挙する。

- (1) 平坦で起伏量の小さい地域は雨水が浸透しやすく風化しやすい。
- (2) 直射日光の量
- (3) 気温の変化
- (4) 割れ目の水
- (5) 植物の根
- (6) 雨水、流水、雨
- (7) 組成鉱物の化学的変質

2-3. 花崗岩風化層の厚さ

- (1) 風化生成物が運搬し去られる速度が大きいとうすくなる
- (2) 日射量、水量の大小によって異なる
- (3) 地史学的時間の経過によって異なる

3. 真砂の工学的特性

真砂の工学的性質は母岩の鉱物組成、一次鉱物と二次鉱物との組合せや変質の程度、粒度、粒形、間隙比等の多くの条件によって異なるものである。松尾、内田らは真砂土の風化の程度、組成鉱物などと工学的性質との関連を求める多くの実験を行なっている。図-1は真砂土のせん断強度が鉱物組成によって変化する様子を求めるために行なわれた試験結果である。図-2はブローバコープにおけるテストマウンドで行なわれた堤体を構成する真砂の乾燥密度を示している。図-3および図-4に、熊本県荒尾市周辺の小袋山より採取した真砂の直接せん断試験の結果を示した。

これらはあまり締固まってない状態で試験が行なわれたものである。

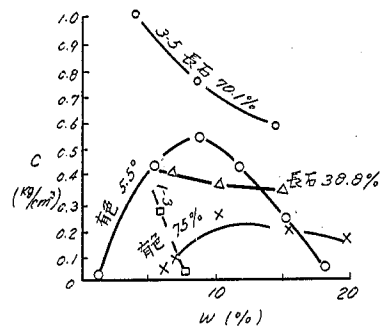
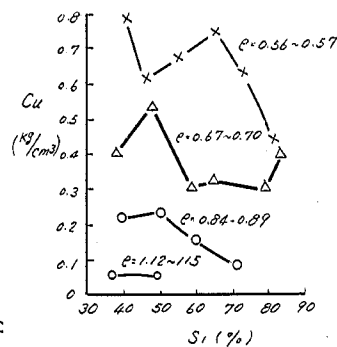


図-1 真砂のせん断強度の変化

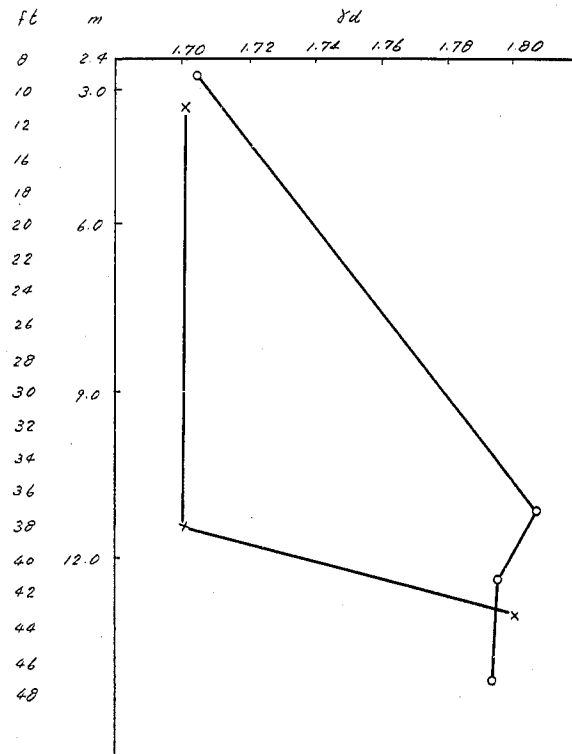
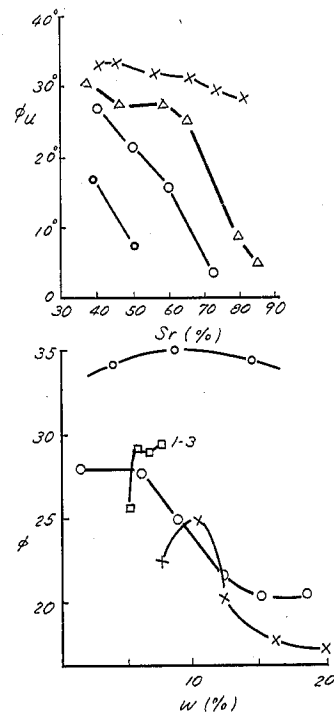


図-2 ブローバーコアダムにおける真砂の乾燥密度の実測例

土の直接せん断試験 I		報告用紙					
調査名・目的 _____		試験期 日 _____ 年 _____ 月 _____ 日					
試料番号 <u>103-340</u>		試験者 _____					
試料: 乱さない (乱した)		試験方法: (圧密排水) 圧密非排水・非圧密非排水					
試料採取深さ _____		せん断方法: 応力制御 (ヒズミ制御)					
試験機の型 _____		せん断速さ (載荷速さ) <u>1</u> ^{mm} / ^{min} kg/cm ²					
供試体断面積 <u>28.26</u> cm ²		せん断力測定用ブルーピングリング No. _____					
供試体初期厚さ <u>2.00</u> cm		換算係数 _____ kg / ^{mm} mm					
供試体初期体積 <u>56.52</u> cm ³		先行圧密応力 _____ kg/cm ²					
		土粒子の比重 <u>2.659</u>					
供試体番号	1	2	3	4	5	6	
初期 の 状 態	供試体重量 W g	84.091	83.626	84.430	86.121	88.865	86.525
	湿潤密度 $\gamma_t = \frac{W}{V}$ g/cm ³	1.488	1.303	1.494	1.347	1.572	1.513
	含水比 w %	10.653	10.447	9.720	10.867	8.875	9.270
	乾燥密度 $\gamma_d = \frac{100\gamma_t}{100+w}$ g/cm ³	1.345	1.171	1.362	1.215	1.444	1.385
	間ゲキ比 $e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$	0.978	0.985	0.953	0.935	0.841	0.898
	飽和度 $S_r = w G_s / e$ %	28.964	28.202	27.120	30.904	28.060	27.449
圧密 の 状 態	せん断時の垂直応力 σ kg/cm ²	2.0	2.0	1.5	1.5	1.0	1.0
	載荷 (圧密) 時間	7M	5M	5M	4M	4M	5M
	沈下量 cm	0.0902	0.1603	0.2749	0.2365	0.1095	0.943
圧密 後 の 状 態	供試体体積 V' cm ³						
	供試体重量 W' g						
	湿潤密度 $\gamma'_t = \frac{W'}{V'}$ g/cm ³						
	含水比 w' %	9.476	9.572	9.711	9.387	9.092	9.172
	乾燥密度 $\gamma'_d = \frac{100\gamma'_t}{100+w'}$ g/cm ³						
	間ゲキ比 $e' = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma'_d} - 1$	0.875	0.816	0.640	0.698	0.793	0.842
	飽和度 $S_r = w' G_s / e'$ %	28.796	31.191	40.346	35.759	30.419	28.965
せん断時の垂直応力 kg/cm ²		2.0	2.0	1.5	1.5	1.0	1.0
せん断強さ τ kg/cm ²		1.851	2.092	1.576	1.661	1.254	1.213
垂直応力—せん断強さ曲線		粘着力 $c =$ <u>0.28</u> kg/cm ²					
		内部摩擦角 $\phi =$ <u>42°</u>					
		$\tan \phi =$ <u>0.90040</u>					
		先行圧密応力に対するせん断強さ					
		$\tau_0 =$ _____ kg/cm ²					
(注) 含水比の測定は含水量測定試験 試料は標準網フルイ 25.4mm _____ による							

土の直接せん断試験 I				報告用紙				
調査名・目的 _____				試験期日 <u>44</u> 年 _____ 月 _____ 日				
試料番号 <u>N0.2 (10 圓筒)</u>				試験者 _____				
試料: 乱さない (乱した)				試験方法: (圧密排水) 圧密非排水・非圧密非排水				
試料採取深さ <u>0~20 cm</u>				せん断方法: 応力制御・ヒズミ制御				
試験機の型 _____				せん断速さ (載荷速さ) <u>1</u> kg/cm ² /min				
供試体断面積 <u>28.26</u> cm ²				せん断力測定用ブルーピングリング No. _____				
供試体初期厚さ <u>2.00</u> cm				換算係数 _____ kg/100mm				
供試体初期体積 <u>56.52</u> cm ³				先行圧密応力 _____ kg/cm ²				
				土粒子の比重 <u>G_s</u> _____				
		供試体番号	1	2	3	4	5	6
初期の 状態	供試体重量 W	g	83.390	84.055	82.978	83.917		
	湿潤密度 $\gamma_1 = \frac{W}{V}$	g/cm ³	1.475	1.487	1.468	1.485		
	含水比 w	%	22.283	24.100	22.917	23.665		
	乾燥密度 $\gamma_d = \frac{100\gamma_1}{100+w}$	g/cm ³	1.201	1.183	1.194	1.201		
	間隙比 $e = \frac{G_s \gamma_s}{\gamma_d} - 1$		1.219	1.225	1.232	1.221		
圧密の 状態	飽和度 $S_r = w G_s / e$	%	49.827	52.449	49.59	51.671		
	せん断時の垂直応力 σ	kg/cm ²	0.5	1.0	1.5	2.0		
	裁荷 (圧密) 時間		15 M	15 M	15 M	15 M		
圧密後の 状態	沈下量	cm	0.0210	0.0391	0.0560	0.0485		
	供試体体積 V'	cm ³						
	供試体重量 W'	g						
	湿潤密度 $\gamma'_1 = \frac{W'}{V'}$	g/cm ³						
	含水比 w'	%	22.091	22.657	21.978	22.428		
	乾燥密度 $\gamma'_d = \frac{100\gamma'_1}{100+w'}$	g/cm ³						
	間隙比 $e' = \frac{G_s \gamma_s}{\gamma'_d} - 1$		1.182	1.092	1.090	1.082		
飽和度 $S'_r = w' G_s / e'$	%	49.826	55.315	53.755	55.262			
せん断時の垂直応力		kg/cm ²	0.5	1.0	1.5	2.0		
せん断強さ τ		kg/cm ²	0.584	0.781	1.115	1.325		
				粘着力 $c =$ <u>0.32</u> kg/cm ²				
				内部摩擦角 $\phi =$ <u>27°</u>				
				$\tan \phi =$ <u>0.5095</u>				
				先行圧密応力に対するせん断強さ				
				$\tau_0 =$ _____ kg/cm ²				
				(注) 含水比の測定は含水量測定試験				
				試料は標準網フルイ 25.4mm				
				_____ による				

付属資料 9

築堤材料調査——有明海周辺の真砂土について

この報告は有明湾周辺の花崗岩の分布について文献を調べ、その結果玉名（小袋山）地区を現地踏査してまとめたものである。この地区のマサ土の厚さについての適当な資料がなく、今回の現地踏査は3日間で、オーガー（深さ3.5 mまで）を3本掘った結果よりまとめたが、44年3月現在、九州地方建設局により、同地方の詳細な調査が、ボーリング、物理探査その他を使用して行なわれており、その報告も参照されたい。

I 有明湾周辺の花崗岩分布地域

有明湾周辺の花崗岩分布地域は次の通りである。

- ① 玉名地区（後述）
- ② 八代東部地区

氷川の河口約7 km上流附近から巾約2 km、長さ約15 kmで東西方向にのびているものである。文献（九州自動車道地質調査報告）によると、原岩の花崗岩は粗粒～中粒の石英閃緑岩で、南部では片麻岩状を呈するという。原岩から推定すると石英粒の多い粗粒のマサで片麻岩質のところは多量のマサ土を期待することは出来ない。しかし標高100 m程度まではマサ土が深いという。

- ③ 佐賀北部地区

佐賀県中北部一帯に広く（40 km×20 km）発達するものである。南側は広く洪積層や沖積層におおわれており、北部は玄海灘に面している。マサ土はよく発達している。

II 玉名地区の花崗岩

1. 分 布 花崗岩は大牟田市から玉名市にかけて山地部（筑後山地南縁）に分布する。露出している範囲は東西約9 km、南北約7 kmで、それより西側および南側は第3紀層および沖・洪積層におおわれ、北側は変成岩と接し、東側では、阿蘇熔岩におおわれている（図-1）。

2. 岩 質 中生代（初期説と末期説の2説がある）に貫入したもので、岩質や地質的位置などから領家型花崗岩（玉名花崗閃緑岩）といわれている。

- ① 細粒両雲母花崗岩

細粒両雲母花崗岩は小袋山の日嶽、前嶽を中心として発達しているもので、優白色の花崗岩である。構成鉱物は長石と石英が圧倒的に多く、黒雲母、白雲母、ざくろ石、磁鉄鉱等も含む。本岩は長石の含有率が高いので、風化すると粘土質の土を生じ、風化の進んだ

ところでは外観は関東ロームに似た赤色の粘性土である。また風化がまだ進んでいないところは、原岩を反影して白色を呈するが前者と同様高含水の粘性土である。一般に花崗岩の風化では節理にそって玉葱状にはく離してゆき、風化漸移帯では巨礫を残すことが多いが、調査地域では観音嶽のような高いところをのぞくと地表からほぼ一様に風化してゆき、巨礫を残すことは少い。

② 粗～中粒黒雲母花崗岩

玉名市の北東部に発達するもので優白色の花崗岩であるが、大きな黒雲母や角閃石の結晶がみられる。前者に比し構成鉱物全体が粗粒で石英の量が多いので、砂状のマサ土となっている。

Ⅲ 花崗岩の風化について

花崗岩の風化の要因としては物理的なものと化学的なものがあり、この地区に関係する主要なものをあげると、

① 物理的な風化要因

温度変化 気温変化だけでなく、直射日光によるものも大きい。長石は異方性があり、とくにこの影響をうけ易い。

岩体の生成およびその後の上下運動 生成時に蓄積された歪エネルギーの隆起（洪積層の堆積以後だけでも30～40m）、侵食（削剝）による開放など。

② 化学的な風化要因

鉱物特に長石が雨水、地下水の影響をうけ易く、粒子の小さい粘土になり易い。

上記の理由のうち、この地域の花崗岩は特に石英に比し長石の含有量が大きいこと、鉱物粒子が大きいこと、岩体の隆起量が大きいことなどから風化し易い条件があり、起伏の小さいところでは侵食・運搬されることも少いのでマサ土が厚く存在する。

Ⅳ 結 論

1. マサ土の厚さ（主として金山～四反田地区）

図-2は金山～四反田地区（図-3の⑤、⑥に相当）の地形縦断図である。花崗岩の風化は、地盤の上昇～停止～下降～停止～上昇～……のサイクルで促進されたり、停止したり、あるいは侵食・運搬されたりする。そのサイクルが地形に反影するわけで、縦断図を多くとり、地形の変換点を求めてゆけば、風化によって規制されたグルーピングが出来る。さらにグループ毎に厚さを求めれば土量が計算できる。

以下は地表踏査だけからだが、次のように推定できる。

① 標高35m又は40mから60mまで

地形上台地をなすもので風化が深い。確認できる深さは10m程度だが、平均15m程

度は期待できる。

② 標高 60 m から 80 m まで

台地から丘陵地に相当するところで、カッティングやミカン園の開拓工事などから考えると平均 8 m 程度と思われる。

③ 標高 80 m から 120 m まで

丘陵地から山地麓部に相当するところで、マサ土の厚さは場所によって大きく変化する。また、山腹傾斜の急なところでは未風化の巨礫を多量に含む。マサ土の厚さは平均 3 m 位は期待できる。

④ 青木、横畠地区（玉名市北東部）

この地域に発達するマサ土は粗粒で、原岩は石英が多いので砂状のマサ土である。その厚さは 10 ～ 15 m ぐらい期待できる。ただし、東部にゆくにつれて、マサ土の上に阿蘇熔岩（安山岩）がのってくる。

2. 採取可能土量の推定

図-3 はⅣ-1 にもとずいてグルーピングをおこない地区別に分けたものである。これにもとずき土量を計算すると表-1 のようになる。

3. 今後の調査方針（土量を求めるために）

マサ土の厚さを調査する方法としてはボーリングと弾性波探査が考えられるが、この地区はボーリングが最適と思われる。理由は、面積に比較して起伏が大きいから弾性波探査の解析誤差が大きいこと、測線延長は調査しようとする深さの 7 倍以上とらなければならないこと、などである。ボーリングの配置は縦断図が描けるようにし、しかもⅣ-1 によるグルーピングにもとずいておこなう。

付図 図-1. 玉名地区花崗岩分布図

2. 金山-四反田地区地形断面図

3. 土量計算区分図 (1/50,000)

表-1. 土 量 計 算

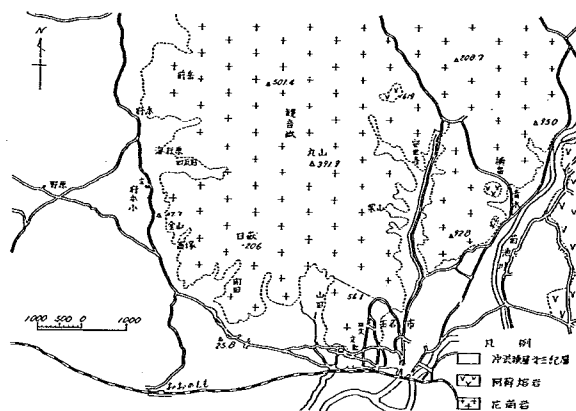


図-1 玉名地区花崗岩分布図

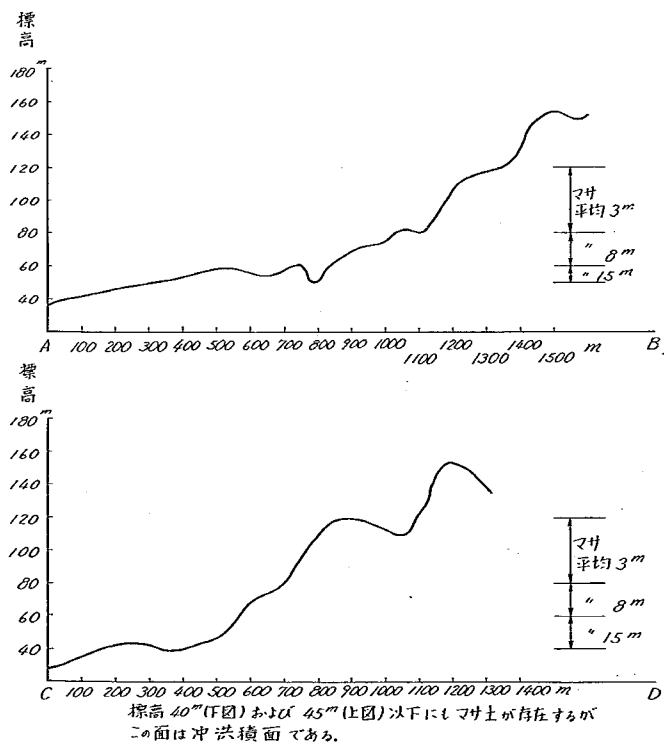


図-2 金山～四反田地区地形断面図およびマサ平均厚さ(推定)

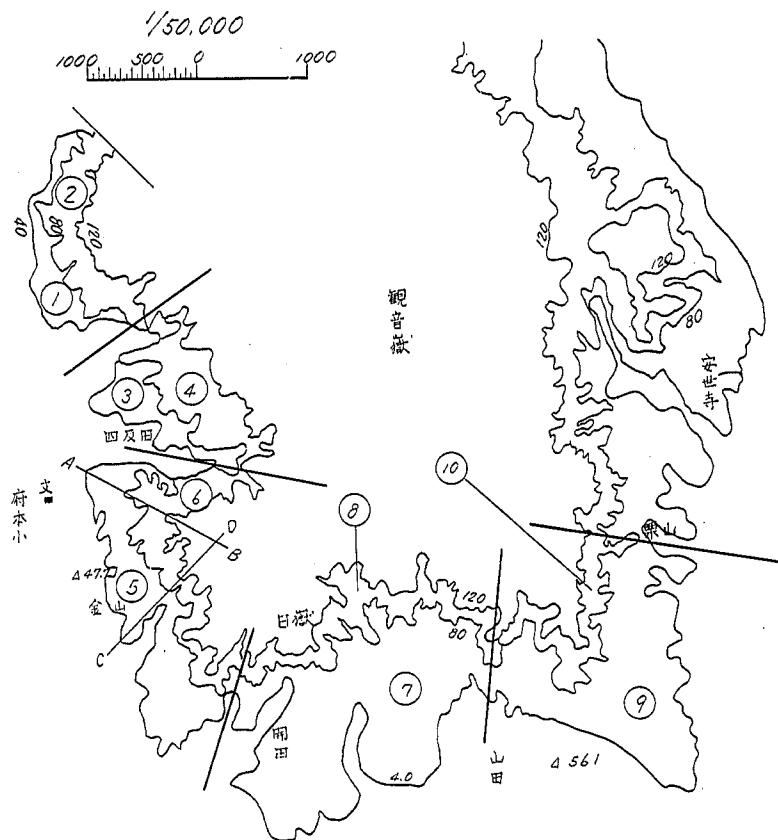


図-3 土量計算区分図

表 - 1

	面積 (万 m^2)	土 量	
		厚さ10m (万 m^3)	厚さ3m (万 m^3)
1	38	380	
2	55		160
3	36	360	
4	46		140
5	108	1080	
6	65		196
7	254	2540	
8	57		172
9	190	1900	
10	42		126

注 ブロックは附図参照、面積は1/5万の地形図からグラフを使用して求めた。
マサの厚さは標高35又は40m～80mは10m、80～120mは3mとした。

付属資料 10

わが国における港湾工事の現状について

わが国における港湾工事などの現状において、どのような施工法が可能であり、どのような点が問題となっているかを主眼として調査した。

1. 掘 削

築堤基礎が非常に軟弱な場合、ある程度の掘削を行なう必要が生ずることも考えられる。とくに水深40m以上の深部における掘削に問題が生ずると思われる。現在日本にある浚渫船で浚渫深度の大なるものをあげれば表-1のとおりである。しかしわが国の工事例では、浚渫所要深度20m以上のものはあまり見当たらない。浚渫掘跡は一般に起伏があるが、ポンプ式浚渫船で平均0.66m、バケット式浚渫船で平均0.57mの余掘を必要とした実績がある。グラブ船などになるとかなり大きな値となる。このような場合の地均し船として、作業深度17mまでの地均し可能な作業船がある。

表-1 深浚渫が可能な作業船一覧表

船 名	浚 渫 深 度	排送距離	揚 土 量	備 考
日 進 丸 (浦賀重工製)	30m ラダーアングル45° にて計画吃水面より カッター先端中心ま での深さ	4000m 実管長にて		
第五東関丸 (日立造船製)	30m 水面下ラダー角度 45°にて	1000~1500m		
第二国栄丸 (三菱重工製)	30m ラダー角度45°に て	6000m常用 8000m最大	m ³ /hr 1500~2000	
飛 竜 号	100m 最大	排水距離 800m排水 ポンプ使用	300 m ³ /hr	ジェットにより泥土 層を貫いてその下の 砂を吸い揚げること ができる。

2. 運 搬

掘削土の運搬あるいは築堤材料の運搬には種々の方式があるが、大量の土砂をかなり遠距離の地点まで運搬している例として、神戸の埋立工事がある。この場合はブッシャー1対バージ

2の船団の構成で、バージは2000t積(総容量1514m³)である。パイプ輸送において、土砂粒径により沈殿が多くなって効率の落ちる場合がある。

苫小牧港建設工事の例

粒径1.0～5.0mmのものの沈殿土砂が多かった。

非航式電動ポンプ船(主ポンプ:片側吸入1段渦巻ポンプ,能力3900m³/hr×50m

浚渫深度16m,管径:吸水管25in 陸上管及び海上管24in,

3. 投入および敷均し

(1) 捨石の分散

底開き船による捨込みは,捨込み場所の水深と大いに関係があり,干満によりその捨込み幅に多大の変化を生ずる。

名古屋港防波堤工事の例

砂止堤工事において

干 潮 時 底 幅 8.0 m

満 潮 時 // 12～13 m となった。

捨石重量は50kg以下であり水深6m;干満差は2.60mであった。このため,小割石の実際使用量は設計断面に比し,約2倍程度を要した。

(2) 捨石均し

捨石の捨込みは現在50～150m積みの石運船が用いられているが,均し作業は人力であり,その標準歩掛りは表-2に示す通りである。

表-2 捨石均しの標準歩掛り

作 業 内 容	施 工 能 力	施 工 精 度
大 均 し	30 m ² /人	±50 cm
荒 均 し	10 m ² /人	±30 cm
本 均 し	6 m ² /人	±2.5～5 cm

* 海象条件:波高0.5～1.0m程度

** 作業可能日数:気象,海象条件の悪い場所では,

4月～10月で70～90日程度

捨石を定容量づつ等間隔に捨込み,捨石の干渉によって,均し作業を省略しようとする試みも,行なわれており,図-1は第13回港湾機械技術研究会に提出された案である。ホッパー間隔を等しくし,捨込み時ホッパー部分のみ海底付近まで沈めて,捨込みを行なう方法である。

(3) 吹込み土砂の歩留り

神戸の埋立工事では、全く問題となっていないが、門司港田野浦埋立工事では、その粒径と流出率の関係は表-3に示す通りである。

表-3 粒径と流出率の関係

粒 径	流 出 率
1.2mm 以上	流出なし
1.2 ~ 0.6	5 ~ 8 %
0.6 ~ 0.3	10 ~ 15
0.3 ~ 0.15	20 ~ 27
0.15 ~ 0.075	30 ~ 35
0.075mm 以下	35 ~ 100

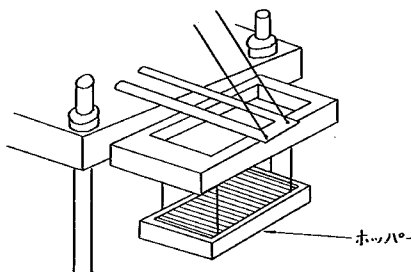
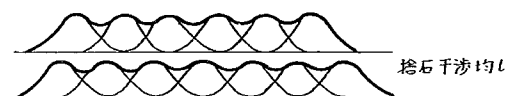


図-1 ホッパーによる捨石投入装置

4. 締 固 め

捨石基礎などの締固め用とし

て、水中で使用できる機械が開

発されていて、試験的に使用さ

れて良好な結果を得ている例があり、その諸元は表-4に示す通りである。

表-4 水中締固機械の諸元

型 式	振動型 (6 T型及び18 T型)
重 量	6 4 0 0 kg及び1 8, 0 0 0 kg
起 振 力	9, 8 0 0 kg及び3 3, 0 0 0 kg
使 用 水 深	1 5 ~ 2 0 m
製 作	日本国土開発KK
使 用 場 所	横浜根岸湾護岸工事 (安山岩割石締固め)

神戸の埋立工事においては、護岸基礎の軟弱層を砂 (真砂) で置換えているが、底開き船からの投入のみで充分な締固めを得ている。

神戸の埋立工事の例

土の室内突固め試験：最適含水比 14.4 %

：最大乾燥密度 1.89 g/cm³

測量による計算密度：約 1.80 g/cm³

投入水深：10 ~ 23 m

付属資料 11

捨石堤の設計法および海外の深海防波堤の設計例について

1. 捨石堤の設計法

捨石堤の設計法に関する研究^{1),2)}は数多くあるようであるが、ここでは海外の防波堤のブロック重量の算定公式を中心にその要旨を述べる。

(1) スペイン

"Formule pour le Calcul des Diguees en Enrochements Natureles ou Elements Antificiels"

Ramon Irribarren Garanilles SII-1 p. p. 15~46.

1938年に提案されたIrribarren 公式は、その後他の研究者が提案しているような修正を必要としないことがマドリードの中央土木研究所港湾研究室における実験で確かめられたとしている。摩擦係数 f はTalumetre (傾斜測定装置)により決定されている。

(2) スウェーデン

"Rules for the Design of Rockfill Breakwaters and Revetments" Per Arders Heders Sweden SII-1 p. p. 203~210

捨石堤法面保護層の捨石の必要重量 W は

$$W = \frac{\pi}{6} S_r \cdot D^3 \quad (1)$$

ここに、 S_r : 捨石の比重、 D : 球体と考えた時の捨石の平均径、

D は波の頂上部が防波堤にぶつかった場合と、波の底部が防波堤にぶつかった場合について分けて考えられ、その際必要な係数が模型実験により求められている。

D 値を求める式には法面の傾斜角 α が入っているの、これから α と D の関係も求めることができる。

(3) アメリカ

"Development of Breakwater Design" Thorndike S, Willam J, G, and Charles E., U.S.A. SII-1 p. p. 229~254

W.E.S. で実験が行なわれており、防波堤に作用する波の運動に対する安定常数 N 。と捨石堤法コウ配 $\cot \alpha$ との間には、次の関係が得られている。

1) 運輸省港湾局、港湾技術要報 50. 1966.

2) 例えば、水理公式集、土木学会

$$a (\cot \alpha)^{1/3} = N_s = \frac{\gamma_r^{1/3} \cdot H}{(S_r - 1) W^{1/3}} \quad (2)$$

ここに, $a : \cot \alpha = 1$ のとき N_s , γ_r : 石又は異形ブロックの空中単位体積重量

H : 波高, W : 捨石又は異形ブロックの重量

S_r : 石または異形ブロックの比重

捨石堤被覆層の厚さ, ならびに単一体の数量は次式によって求められる。

$$\gamma = n C_0 \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

$$N_r = A_n C_0 \left(1 - \frac{p}{100} \right) \left(\frac{\gamma_r}{W} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4)$$

ここに, γ : 重量 $\bar{w}$ の単一体の層数 n の厚さ (ft)

N_r : 与えられる表面積 A (ft²) に対しての個々の単一体の所要数

C_0 : 無次元常数 約 1.0

p : 空隙率, 約 40 ~ 50 %, 通常捨石 40 %, コンクリートブロック 50 %, 1

その他, 法コウ配の決定法として, ロックフィルダムなどの設計で従来から行なわれている方法, 円弧すべりの方法などが考えられ, 調査を行なったがここでは省略する。

2. 海外の深海防波堤の設計例

海外の深海防波堤としては

(1) アルセーユ港旧防波堤 (フランス, 地中海), 水深 31 m, 捨石堤

(2) アルジェー港北堤 (アルジェリア), 水深 33 m,

(3) サンデーベール港 水深 19.2 m

(4) ヒューメ港捨石堤 水深 40 m

(5) ジビタベキア港 水深 22 m

(6) ナポリ港 (イタリア) 水深 36 m

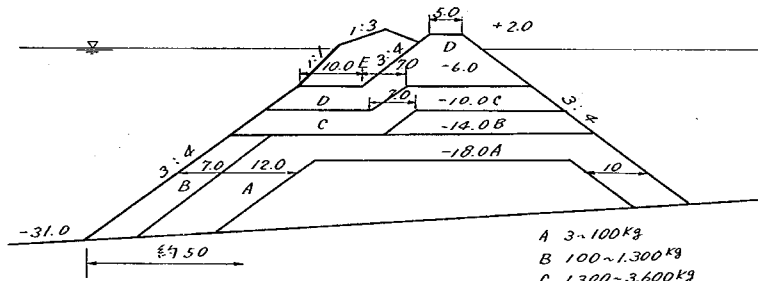
(7) アルセーユ港 (フランス, 地中海), 水深 35 m

(8) バルパライン港 (チリー), 水深 32 m

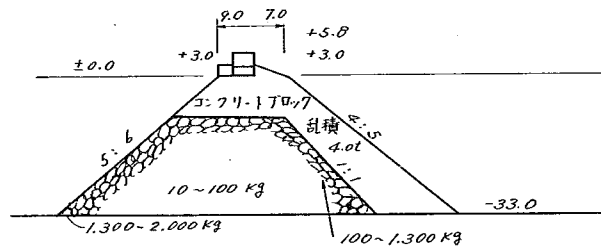
などがあるが, その標準断面は, 図-1, 2および3に示すようである。雑石部分の法面コウ配は 1 : 1 ~ 1 : 2 程度で十分安定しているようである。

マルセイユ 旧防波堤 (フランス 地中海)

単位: m



アルジェ-北堤 (先端部) (地中海) 単位: m



海彦地盤 (シルト質砂)

約 1.8m沈下 エンブリ-トドロツク 17m³ ÷ 4.0t

サンデーベ-港 単位: m

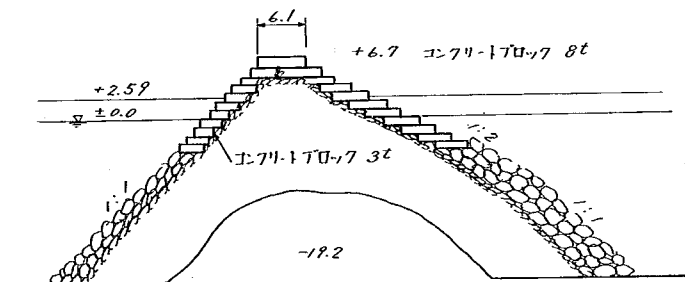


図 - 1

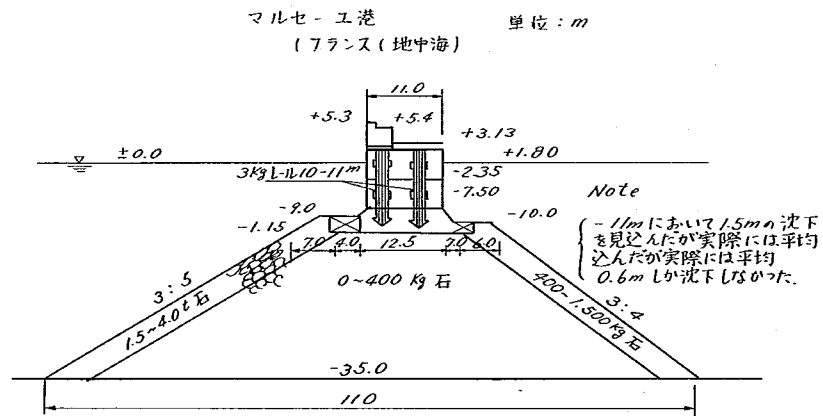
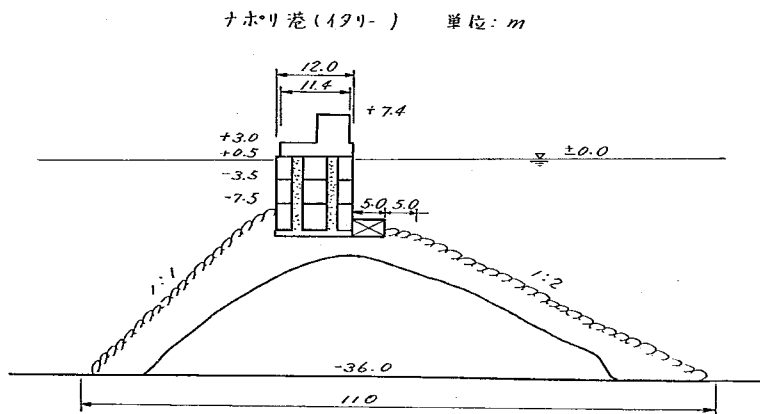
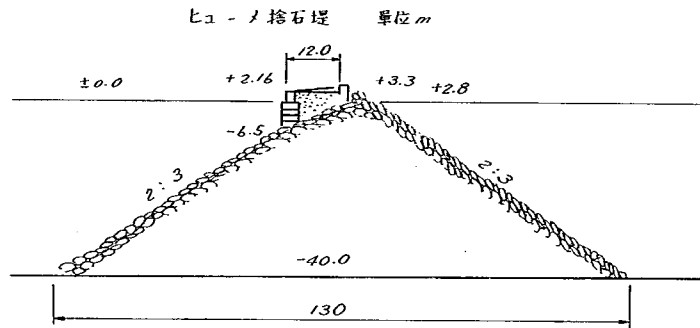
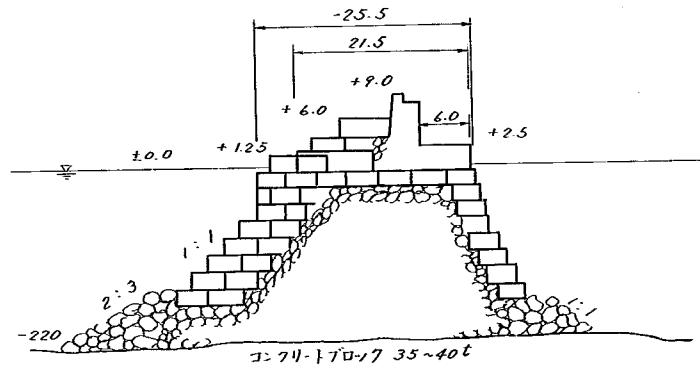
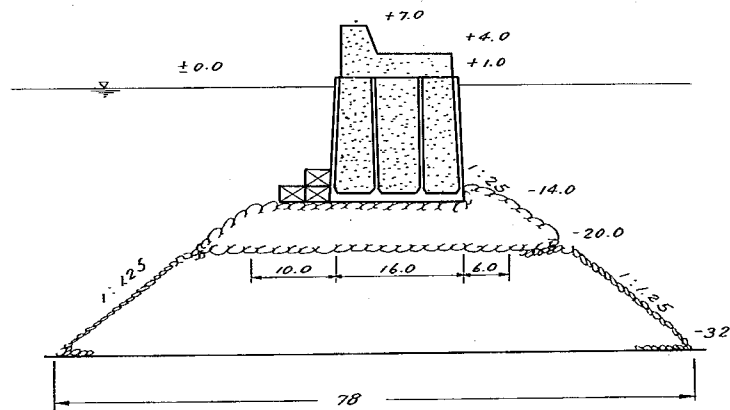


図 - 2

シビタベキア港



バルパライソ 港 (チリ)



-54^m 地点では -20^m まで砂を捨て -12~20^m は捨石する。
 千利-地震では崩壊しなかった。

付属資料 12

大船渡港津波防波堤設計の要約

昭和35年5月23日のチリ地震津波によって三陸沿岸は多大の被害をうけた。この津波に対する対策として、八戸、大船渡、女川、文里の四地区に津波防波堤が建設されることになった。大船渡津波防波堤は、水深3.5m前後のところに、延長約740mにわたって施工された。その法線図および、縦断面図、平面図を図-1、および図-2に示した。兩岸に近いケーソン部分の標準断面を図-3、港口付近のケーソン部分の標準断面を図-4、港口部の補強工標準断面を図-5に示した。この防波堤の設計にあたって、次の4種類が提案され比較設計された。

- 捨石堤 - 3.5mの海底面より水面上3.5mまで捨石積みして天端には幅6m、高さ3mのコンクリートブロックを使用し、堤断面中央部に止水板を設ける。
- -1.0m据付ケーソン式混成堤 - 3.5mの海底面より水面下1.0mまで捨石積みをして、その上に幅1.2m、高さ1.3m断面のケーソンを置く。
- -1.5m据付鋼セル式混成堤 - 3.5mの海底面より水面下1.5mまで据石積みをして、その上に直径1.8m、高さ1.8mの鋼セルを置く。
- -1.5m据付ケーソン式混成堤 - 3.5mの海底面より水面下1.5mまで捨石積みをしてその上に幅1.4m、高さ1.8mのケーソンを置く。

これらの設計にあたって次のことがらが問題となった。

1. 津波諸元（波高、波長等）
2. 津波圧力の大きさと分布
3. 港内水位と湾口流速（特に堤体の透水の影響）
4. 津波の掃流力
5. 不透過構造と透過構造が組み合さる場合の揚圧力の影響
6. 高さの大きい堤体の震度分布
7. 捨石法面のコウ配
8. 法面被覆石の大きさ
9. 捨石の内部摩擦角
10. 津波に対する波返し の構造
11. 鋼セルを堤体に使用した場合、連続部への波の集中、連続部の構造、鋼材の防蝕
12. 止水工の要、不要とその構造
13. 捨石部の沈下量とこれによる上部工への影響
14. 捨石部の立ち上り量
15. 深部の均し

16. 湾口部の補強

比較設計の条件は次のように定められた。

1. 潮 位 $D.L. \pm 0.00 \text{ m}$ (T.P. - 0.65 m)
 $L.W.L. + 0.25 \text{ m}$
 $H.W.L. + 1.40 \text{ m}$
2. 津波の波高および周期 波高 6.0 m , 周期 40 分 , 15 分 , 港内外の最大水位差 3.0 m
3. 荒元時の波 波高 4.0 m , 周期 9 秒
4. 捨石の内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$
5. 港口の諸元 港口水深 - 16.3 m (L.W.L.より) , 港口幅 200 m

設計にあたって堤体上部のケーソンにかかる外力としては次のような方法で計算された。

1. 荒天時の波力 碎波条件に応じて Sain-flow の簡略公式および広井公式を使用
2. 津波による波力 津波全波高が H の場合 , 計算に使用する波高 H' は $H' = \frac{H}{2}$ として ,
Sain-flow の簡略公式を適用。
3. 静 水 圧 港内外の静水面の差が生ずるので , 水位差が 3 m として静水圧を計算する。
4. 動 水 圧 Westergaard の近似公式を使用
5. 地 震 力 地盤面より 15 m の高さまでは水平震度 0.10
15~25 " 0.15
25m 以上 0.20

垂直震度は考えない。

6. 揚 圧 力 津波時には , 堤体を越波するものとして , 計算する。有効堤体重量は堤体重量より , 浮力 , 揚圧力を差し引いた値とする。

ケーソン部の安定については , 次の三つの場合を考えて ,

各々 , 滑動 , 転倒の安全率 , 端趾圧を計算した。

1. 津波の場合
2. H.W.L.時に地震の起った場合
3. L.W.L.時に地震の起った場合

荒天時の波と , 津波に対する堤体被覆石の必要重量は Hudson 公式 , Iribarren の改良公式を利用して求められた。計算の結果

荒天時に ケーソン堤捨石部の割石の必要重量は 0.03 t
" 傾斜堤 " 5.0 t
津波時に ケーソン堤捨石部の割石の必要重量は 0.017 t

したがって施工にあたっては , ケーソン堤捨石部は 50 kg , 以上の割石が , 傾斜堤は型枠の関係で公社 8 t テトラポットを -6.0 m まで被覆し , それより以深は 300 kg 割石が使用された。

港口部の捨石重量は U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station 公式を用

いて求められた。計算式は本文に載せてある。施工にあたっては、 $-3.0 \sim -3.3$ m以浅は1 t石、以深は300 kgの割石が使用された。

堤体基礎捨石部の安定性は、地震力を考慮した円弧すべり計算法を使用して計算された。計算結果によると基礎捨石の法コウ配が1:2.0の場合、安全率は1.33であった。載荷重のある場合の法面すべりに対する安定も上と同じように計算して、充分安全であるとしている。

比較設計された4案の概算全工費は次のようになった。

— 15 m鋼セル式混成堤	1 6 9 5 0 0 万円
— 10 mケーソン式混成堤	1 6 9 7 0 0 万円
— 15 mケーソン式混成堤	1 8 5 9 0 0 万円
捨 石 堤	1 8 9 8 0 0 万円

この結果、 -10 mケーソン式混成堤と -15 m鋼セル式混成堤はほぼ同額であるが、類推すれば、 -10 m鋼セル式混成堤は若干ケーソン式混成堤より安くなると考えられるが、耐久性、堅固さにおいて鋼セル式はケーソン式に劣り、設計上の問題点も未解決な点が多いので、 -10 mケーソン式混成堤が採用された。

以上大船渡津波防波堤について概略を述べたが、これらの検討は、有明海締切堤の構造設計にあたって、有益な資料となると考えられる。

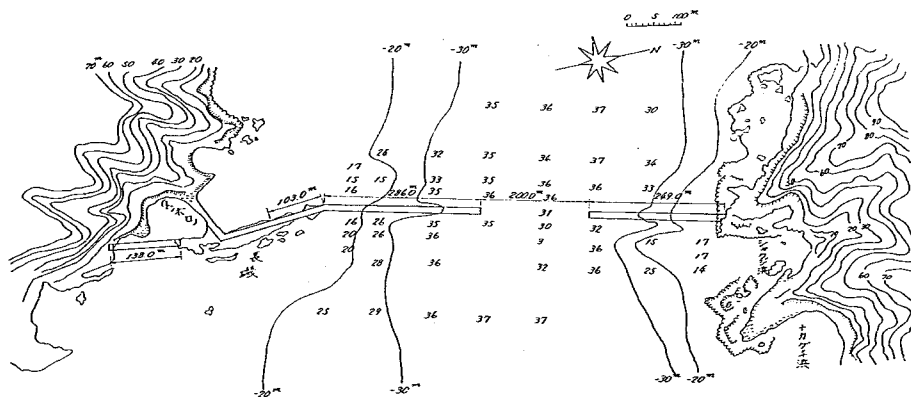


図-1 大船渡津波防波堤法線図

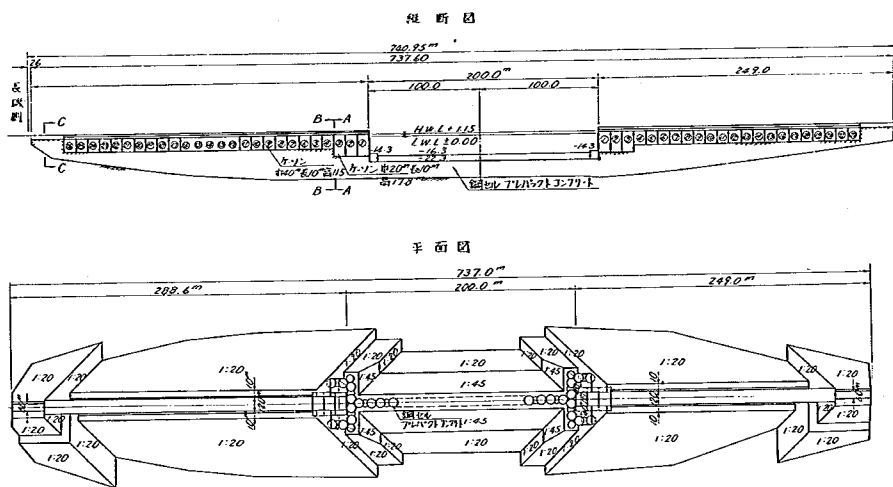


図-2 津波防波堤縦断面図・平面図

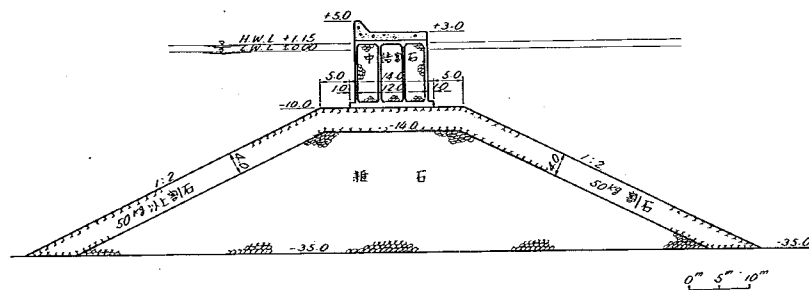


図-3 津波防波堤標準断面図(B-B)

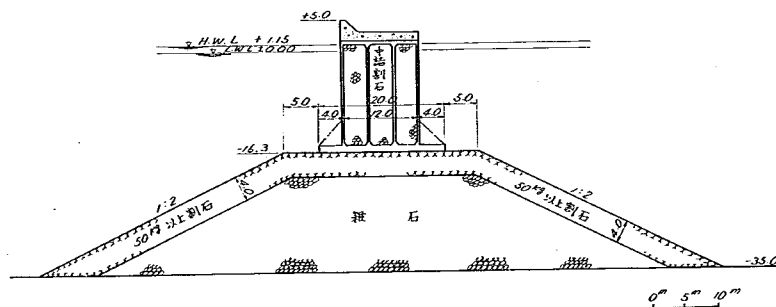


図-4 津波防波堤標準断面図(A-A)

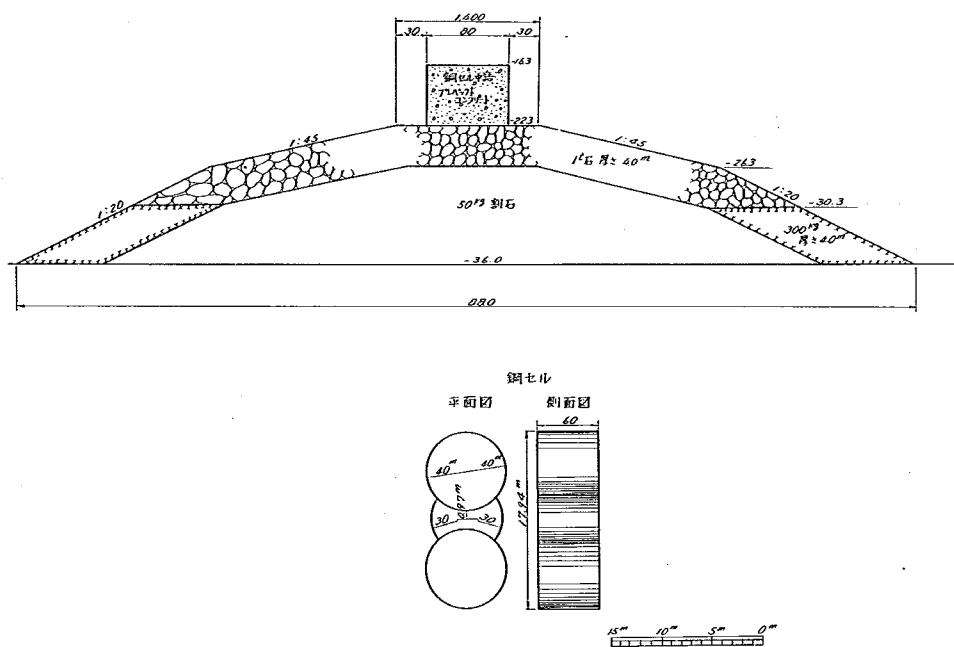


圖-5 津波防波堤港口部補強標準断面図

付属資料 13

東京湾第三海堡の現状

1. 東京湾第三海堡の施工過程

東京湾第三海堡は旧陸軍が軍事上必要欠くべからざる基地として、東京湾の入口、水深30～40mの所に築造された。築造の方法は海中に捨石をし、珊瑚礁のごとき形状に捨石堤を造り、その上部に堅岩もしくはコンクリートをもって防波壁をつくり、堤形の内部には砂止めとして、形状不同の割栗石碎片を放捨し、その後、その内部に砂を埋填して、砲台敷地を構成したものである。

施工過程を述べる

1. 明治25年 捨石投入を開始
2. 明治27年 満潮面上2.5mに捨石を均し、2t以上の相州堅石で周囲を被覆する。
3. 明治32年 波浪のため防波壁全部が破壊され、放捨栗石は、満潮面下4mまで沈下
4. 明治34年 満潮面上2.5mまで砂を堆積して、敷地を構成
5. 明治35年 高潮面上4mの防波壁を築造。防波壁前面に40～60tの防波塊40個を設置
6. 明治40年 所要の形状に敷地が構成された。
7. 明治44年 風波により防波塊流される。1500tコンクリート函13個を設置
8. 大正6年 上部砲台建設。津波によりコンクリート函12個移動する。
9. 大正10年 第三海堡築造工事が全部完了
10. 大正12年 関東大震災により、基礎栗石が崩壊し、防波壁、上部砲台は大被害をうけ、海堡は約4.8m沈下。第三海堡の復旧をあきらめ、放棄。

2. 東京湾第三海堡周辺の深淺測量図および断面図

運輸省第二港湾建設局の測量によれば、深淺測量図は図-1、断面図は図-2に示す通りである。

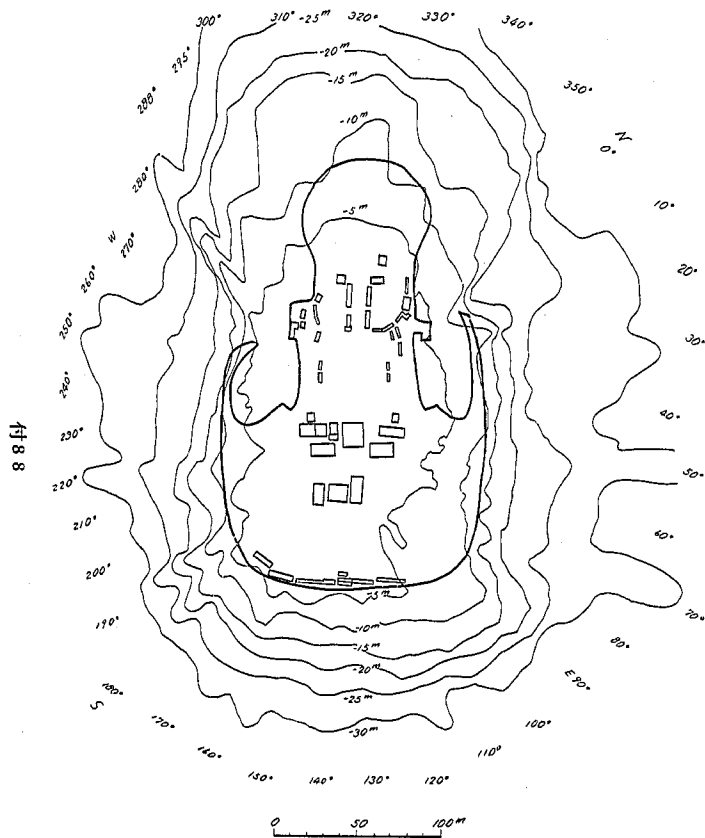


图-1 第三海堡周边深浅测量图

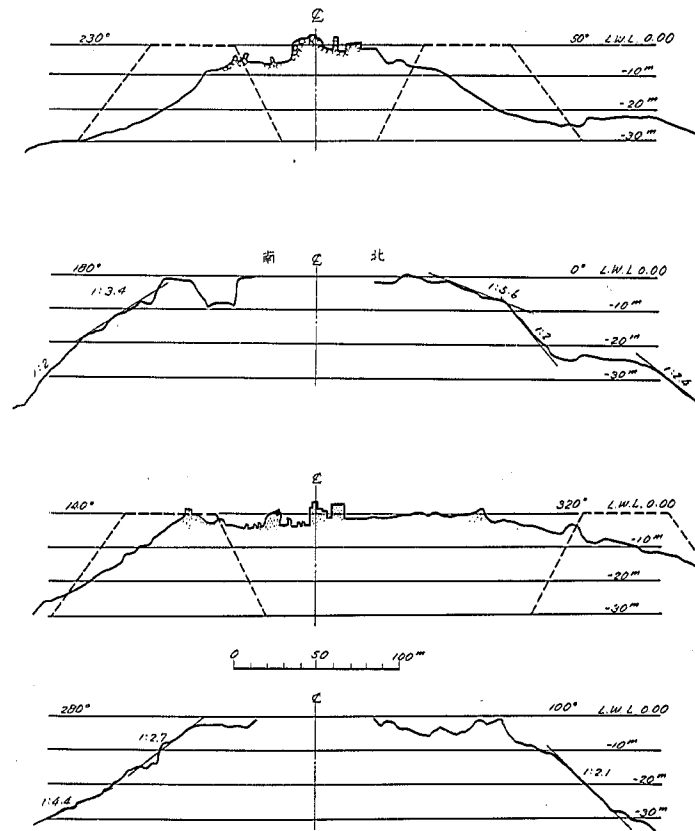


图-2 第三海堡断面图

付属資料 14

締切堤の施行に伴う潮流の変化について

有明海を湾軸にそって△x = 5 Km 毎に二次元化し、その区間の平均幅と、平均水深を表-1 のように決定した。

表-1 有明海を二次元化した場合の諸元

No.	平均幅 B	平均水深(-Z)	区間に含まれる地点名
0	13.0 Km	3.0 m	富岡
1	4.5	5.0	
2	12.0	27.5	口之津, 本渡, 鬼池
3	14.2	2.5	赤崎
4	17.2 *	25.9 *	大矢野, 須川(大矢野線)
5	12.8	36.8	
6	11.9	43.0	三角
7	16.2	34.9	
8	14.3	31.0	網津
9	16.9	27.4	
10	19.1	23.0	射崎鼻
11	16.7	22.9	島原, 横島
12	15.1	21.1	
13	14.1	26.8	長州, 多比良
14	33.3 **	13.8 **	大島
15	33.3 **	9.5 **	三池
16	24.9	12.7	竹崎
17	22.4	7.2	塩塚川
18	21.9	4.6	築後川, 紅粉屋
19	17.2	3.5	六角川, 住之江, 八田江, 百貫

* 現状の値である。

** 長崎干拓が施行された後の値である。

計算に用いた基礎方程式は次の通りである。

海洋部

$$\text{運動方程式} \quad \frac{1}{g} \frac{\partial M}{\partial t} + (H-Z) \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{r^2}{g(H-Z)^2} M |M| = 0 \quad (1)$$

$$\text{連続方程式} \quad \frac{\partial (BH)}{\partial t} + \frac{\partial (BM)}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

$$\text{締切部} \quad M = \pm C \sqrt{2g\Delta H} (H-Z) \quad (3)$$

ここに H: 水位, B: 平均幅, M: 流量, -Z: 平均水深, r^2 : 摩擦係数,

C: 係数 である。

締切部分の流速はもぐり堰の公式によった。係数Cの値は、境界条件および本間のもぐり堰に関する実験値を検討した結果、常に1.0とした。これは安全側の値を与えている。

(1), (2)および(3)式を差分表示し、 $\Delta t = 150 \text{ sec}$, $\Delta x = 500000 \text{ cm}$ として電子計算機により逐次計算を行なった。用いた電子計算機はC.D.C 3600 およびTOSBAC 3400である。

摩擦係数は通常 $r^2 = 0.026$ とされているが、計算値と実測値を比較した結果 $r^2 = 0.038$ を使用した。複雑な湾形状を単純な二次元表示にしたため、流れやすくなったので、実測値とあわせるためには、摩擦係数を増加する必要が生じたものと考えている。計算は60時間継続し、湾内の潮位変動が定常的になった48時間以後の値を計算値として採用している。

検証計算として、締切らない現状において、有明海湾口の富岡で $\pm 138 \text{ cm}$ の潮位変動を与えて、実測値(九州地建36, 37年実測)と比較したものが図-1および図-2である。

図-1および図-2によれば、有明海をかなり大胆に二次元化したにもかかわらず、実測潮位と計算潮位、および実測時差と計算時差は良く一致している。

有明海湾奥部で、計算値が、実測値より大きく出ているのは、干潟の効果が計算にはとり入れられていないためである。

締切堤の施行が進むにつれ、潮流が変化してくるが、締切地点の流速に注目してみると表-2のようである。

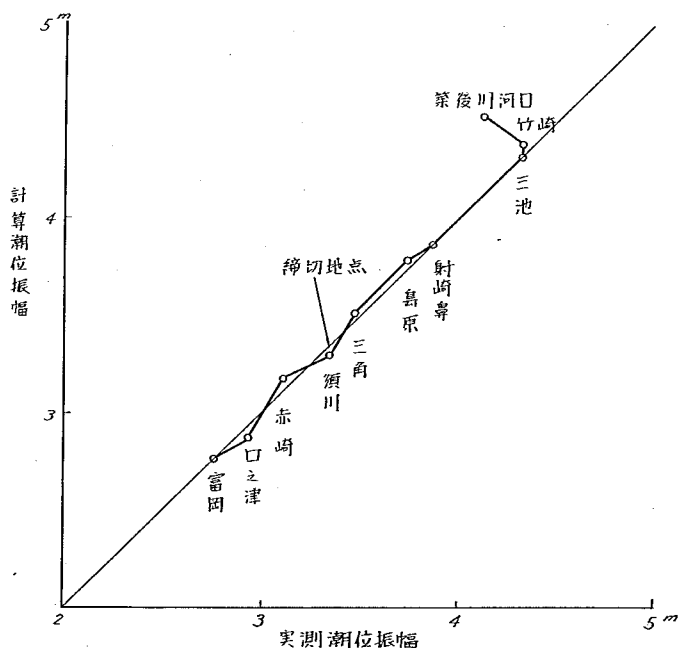


図-1 実測潮位振幅と計算潮位振幅の比較(現状)

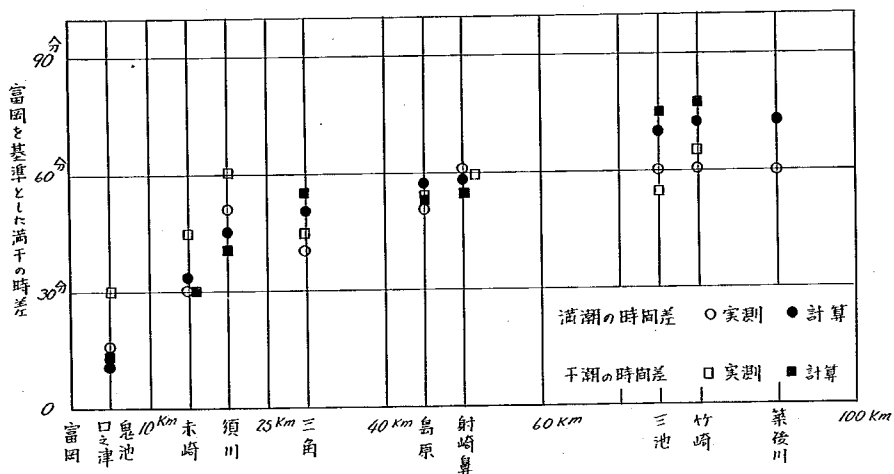


図 - 2

表-2 締切堤の施行に伴う流速の変化

締切堤の開口部の幅	締切水深 T.P. -10m	T.P. -20m
0.5 Km	+ 5.1 2 * m/sec. (5.5 8) ** - 5.4 9	+ 5.1 2 - 5.4 7
1.0	- 4.9 0 - 5.3 0	+ 4.6 8 - 5.0 7
1.5	+ 4.7 8 - 5.2 0	+ 4.4 6 - 4.8 7
2.5	- 4.6 5 (4.6 2)	
5.0	- 3.5 2	
10.0	- 2.7 8	
現状 幅 17.2 Km 平均水深 25.9 m	- 0.9 3 (1.0 9)	

* 流速の符号は +. 外海より内海方向 - . 内海より外海方向

** () の流速は土木研究所のアナログ計算機によるもの

参考文献

木下武雄：アナログ計算機による有明海締切堤防水理計算，土木技術資料，第5巻，12月号，1963。

付属資料 15

有明海周辺の風および波浪資料の収集、解析について

1. 風および波浪の資料の分布状況

有明海周辺の主な気象および海象の観測体制は図-1 のようである。締切ルート付近において継続的に測定された、風および波浪の資料は現在のところ、入手できていない。

風資料については、熊本地方気象台が明治35年より測定した資料があり、人吉、阿蘇、牛深、雲仙の各測候所の資料も利用できる。しかし、これらの資料については、十分に地域的特性に注意しなければならない。

なお三角-大矢野-浦田ルート上の湯島に、昭和40年5月末に熊本地方気象台により、無線ロボット風向風速計が設置された。この記録は熊本地方気象台に保存されているが、観測機器の保守が十分でなく、安定的に作動していないこともあって、十分には解析されていない。

湯島の風向別ひん度分布は図-2の通りである。

NE~E方向よりSW-W方向への風が卓越することがわかる。これは有明海を軸方向に吹き抜ける風であって、地形的な影響があるものと思われる。資料数501回の内10 m/s以上の風が吹いたのは69回あり、30 m/s以上も記録されている。湯島の強風は突風的なものでなく、かなり長時間にわたり吹く傾向があるようである。

締切地点付近には、波高計は設置されておらず、締切堤の実施段階にあたっては、気象および海象の観測体制の充実が望まれる。

2. 資料

締切予定線に近い長崎県高来郡西有家町須川海岸における近年の最大風速は表-1のようである。

表-1 須川海岸における近年の最大風速

年, 月, 日	台風名	風 向	風 速
32. 8. 10	5707	ESE	14.5 m/s
34. 8. 8	5906	NNE	26.5
34. 9. 17	5914	SSW	15.4
34. 10. 7	5916	ENE	23.3
35. 6. 11	6003	ENE	33.3
35. 8. 29	6013	E	21.7
35. 9. 2	6019	ESE	19.6

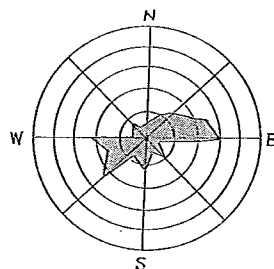


図-2 湯島の風配図

熊本地方気象台の強風の記録は表-2のようである。

日最大風速が13.0 m/s以上の日をあげているため、測定期間は長いですが、その統計的处理には注意しなければならない。

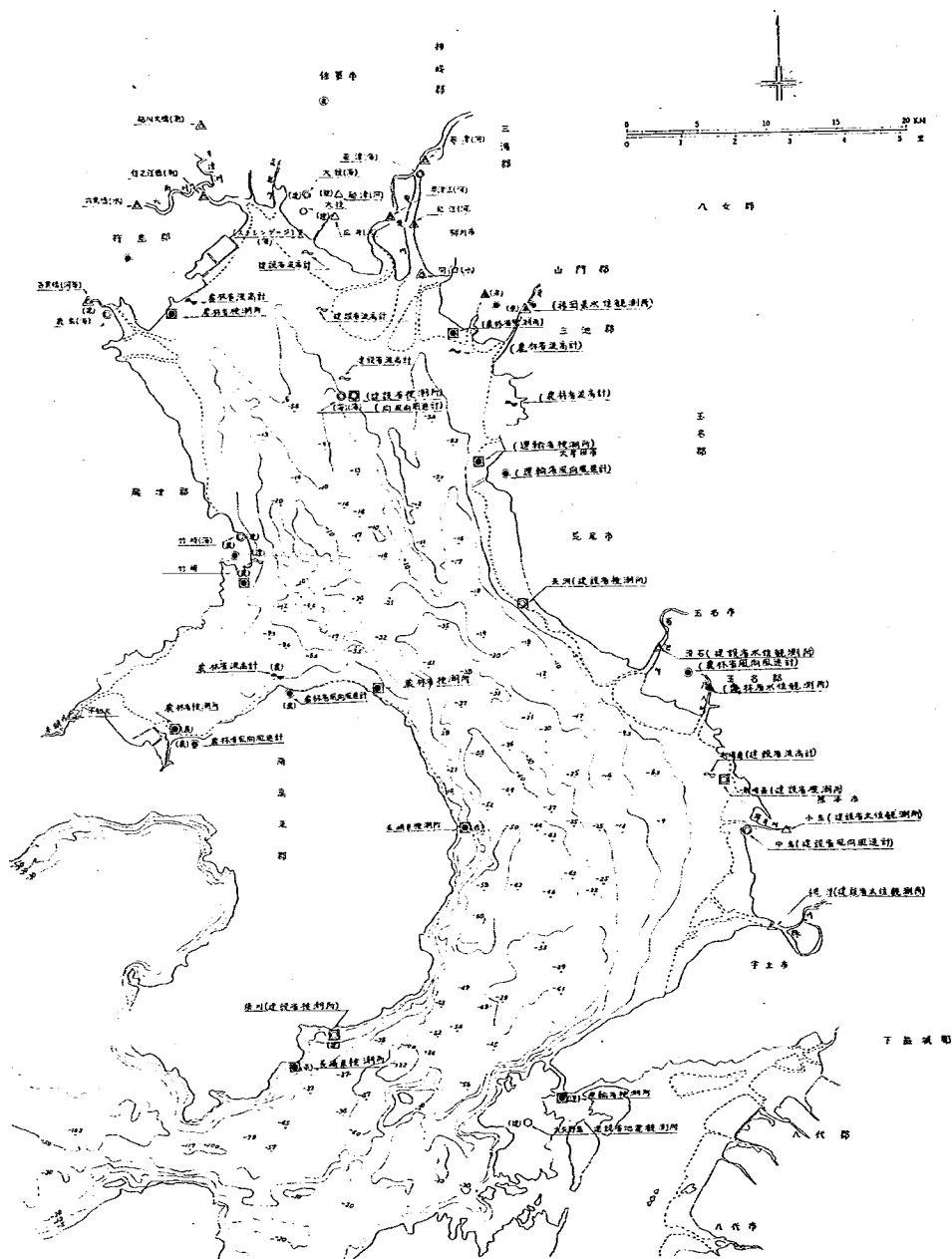


表-2 熊本における強風の記録(日最大風速 ≥ 13.0 m/s の日)

明治35年~昭和42年

年, 月, 日	時 分	風 向	風 速	原 因
明治 35. 8. 10	14:10	E	38.7	台 0201
35. 9. 8	01:20	NW	13.1	台 0206
38. 8. 8	20:00	SW	14.0	台 0502
39. 11. 13	13:00	E	14.1	台 0606
42. 8. 6	11:00	NNW	13.1	台 0903
大正 3. 6. 3	10:35	S	26.0	台 1404
3. 8. 25	16:00	SSW	15.3	台 1412
5. 8. 23	11:00	E	13.0	台 1609
5. 12. 27	18:00	N	15.3	冬 型
6. 4. 13	07:00	E	13.3	台 1701
7. 7. 12	03:40	N	13.4	台 1805
14. 9. 28	13:00	NE	13.1	台 2511
昭和 2. 9. 13	10:50	SW	28.0	台 2709
5. 7. 18	10:40	S	18.5	台 3008
10. 6. 3	12:00	ESE	13.5	低九州通過
11. 7. 23	07:20	SSW	13.9	台 3601
12. 7. 25	15:30	ESE	15.8	台 3702
14. 8. 29	11:00	ESE	13.3	台 3907
15. 7. 7	17:05	SSW	15.0	雷 雨
15. 7. 14	09:10	SSW	13.2	台 4007
15. 9. 11	20:37	S	18.0	台 4027
16. 7. 24	13:22	E	13.8	台 4111
16. 8. 22	13:48	ESE	13.3	台 4118
16. 10. 1	18:10	NNW	16.5	台 4125
17. 8. 27	16:50	SE	25.8	台 4216
18. 7. 17	12:12	ESE	14.2	台 4311
18. 9. 20	08:55	N	13.5	台 4326
19. 9. 17	09:35	NW	15.8	台 4416
20. 6. 6	16:50	NNW	15.0	台 4502
20. 8. 27	07:13	NW	20.0	台 4512
20. 9. 17	21:18	NNW	20.3	台 4516
21. 4. 18	17:55	WNW	13.7	冬 型
21. 7. 29	10:37	N	13.0	台 4609
21. 8. 19	11:30	E	16.0	台 4612
22. 4. 1	11:30	S	13.7	冬型(日本海低)
23. 1. 5	22:46	WNW	13.7	冬型(日本海低)
24. 1. 5	11:56	N	13.2	冬型
24. 1. 30	04:25	WNW	13.2	低日本海, 前線通過
24. 3. 10	14:35	WNW	14.9	低対馬海峡, 前線通過
24. 5. 30	15:25	E	14.7	低東支那海
24. 7. 17	11:20	E	17.3	台 4904
24. 8. 16	02:20	E	19.0	台 4909
24. 9. 22	10:30	NNW	13.7	低九州通過
25. 1. 10	01:40	WNW	13.2	冬型(日本海低)
25. 1. 28	14:00	SW	13.5	低日本海
25. 4. 5	19:38	W	14.2	低九州通過
25. 7. 19	15:00	ESE	14.0	台 5008
25. 8. 13	17:02	N	14.6	台 5029
25. 8. 14	00:24	SW	16.8	台 5029
26. 7. 17	17:37	ESE	13.2	台 5111
26. 7. 19	13:00	ESE	13.2	台 5111
26. 7. 20	12:23	ESE	13.4	台 5111
26. 1. 25	22:50	WNW	15.2	冬型(日本海低)
27. 1. 25	03:30	NW	13.3	冬型

年, 月, 日	時 分	風 向	風 速	原 因
昭和 28. 5. 29	09:00	SW	13.6	低九州通過
29. 8. 18	16:00	NNW	13.5	台 5405
29. 9. 13	22:00	SW	13.9	台 5412
29. 9. 14	02:00	SW	19.3	台 5412
29. 9. 26	04:43	NW	16.8	台 5415
30. 2. 20	05:00	NW	13.5	冬型(日本海低)
30. 9. 30	07:36	SW	18.5	台 5522
30. 12. 29	17:00	W	13.7	冬型
31. 1. 7	13:30	NW	13.2	冬型
31. 1. 28	10:45	WNW	13.9	冬型(日本海低)
31. 2. 9	13:40	WNW	14.5	冬型
31. 3. 12	00:24	NW	15.5	冬型(日本海低)
31. 6. 26	16:42	SW	14.2	低日本海
31. 7. 31	14:59	E	15.2	台 5606
31. 8. 13	16:03	SE	13.2	台 5609
31. 8. 16	22:40	SE	17.3	台 5609
31. 8. 17	08:00	SW	18.7	台 5609
31. 9. 9	24:00	SSE	16.9	台 5602
31. 9. 10	00:18	SSE	21.9	台 5612
32. 3. 8	16:36	WNW	14.5	冬型(日本海・南海低)
32. 6. 27	11:45	SSW	13.4	台 5705 ぐずれの低九州通過
32. 8. 20	02:20	ESE	14.5	台 5707
32. 9. 7	01:00	N	15.5	台 5710
32. 12. 12	23:10	WSW	14.4	冬型(日本海低)
32. 12. 13	02:10	WSW	13.9	冬型(日本海低)
33. 1. 27	02:06	NW	13.2	冬型
33. 3. 2	21:28	NW	13.2	冬型
33. 8. 7	15:40	E	14.2	北高(鳥島沖熱低)
33. 12. 26	12:50	WNW	16.5	低日本海
34. 7. 14	11:10	SW	13.0	台 5905
34. 9. 17	11:40	SSW	15.3	台 5914
35. 3. 26	11:28	WNW	13.0	冬型(日本海・南海低)
35. 5. 25	11:30	E	13.2	低九州通過
35. 6. 11	15:23	E	13.2	台 6003
35. 8. 6	16:00	E	15.2	台 6009
35. 8. 7	15:42	E	14.9	台 6009
35. 8. 27	16:10	ESE	13.2	台 6016
37. 3. 26	05:50	WNW	13.3	冬型(日本海低)
37. 8. 22	04:50	NW	13.7	台 6213
38. 1. 21	01:20	W	13.8	冬型(日本海低)
38. 8. 10	06:20	SW	13.3	台 6309
39. 3. 27	00:58	WNW	15.0	冬型(日本海低)
39. 7. 19	00:38	WNW	13.3	低日本海
39. 8. 1	19:23	E	14.2	台 6411
39. 8. 23	23:38	ENE	13.3	台 6414
39. 9. 24	21:47	NNW	14.3	台 6420
40. 8. 6	07:20	W	25.7	台 6515
41. 3. 18	19:20	NW	13.0	低九州通過
41. 6. 9	06:32	ENE	15.5	低九州南海上
41. 6. 20	07:00	WSW	16.7	低九州南岸
41. 8. 21	13:50	E	19.3	台 6615
41. 8. 22	09:10	ENE	13.3	台 6615
42. 1. 15	23:00	NW	13.5	冬型
42. 3. 18	00:41	WSW	14.2	低前線九州通過
42. 4. 4	06:56	NNW	13.3	低日本海, 前線通過

付属資料 16

傾斜粗石堤の波のうちあげ高について

締切堤体の表層部は波力を受けるために、巨礫あるいはブロックで保護される。このような場合、水理学的にみれば、締切堤体は傾斜粗石堤であり、表面の粗度および空隙の存在により波のうちあげ高は、表面の滑らかな傾斜堤に比較して、かなり異なってくる。

ここでは、表面の滑らかな場合、および粗で空隙のある場合のうちあげ高を比較しながら、その概略のうちあげ高を求めてみる。計算に使用する沖波は、熊本における50年確立の風速より求めたものとする表-1のようになる。

表-1 波の諸元

区 分	吹送距離	風 速	有義波 $H_{1/3}$	周 期 $T_{1/3}$	最小吹送時間
外 海 波	13 Km	35 m/s	2.4 m	5.3 秒	1.2 時間
湖 内 波	30	30	2.6	6.5	2.0

Rudolph P. Savage

が行なった堤防の、のり先水深が沖波波高の3倍以上あるときの、滑面傾斜堤防上へのうちあげ高の実験結果を図-1に示す。したがってこの図はかなり水深の深い場合にのみ適用できる。

H_0' は沖波波高で、 Ft 単位で示してある。のり面勾配を2割として図-1より滑面堤防上へのうちあげ高を求めてみると表-2のようになる。

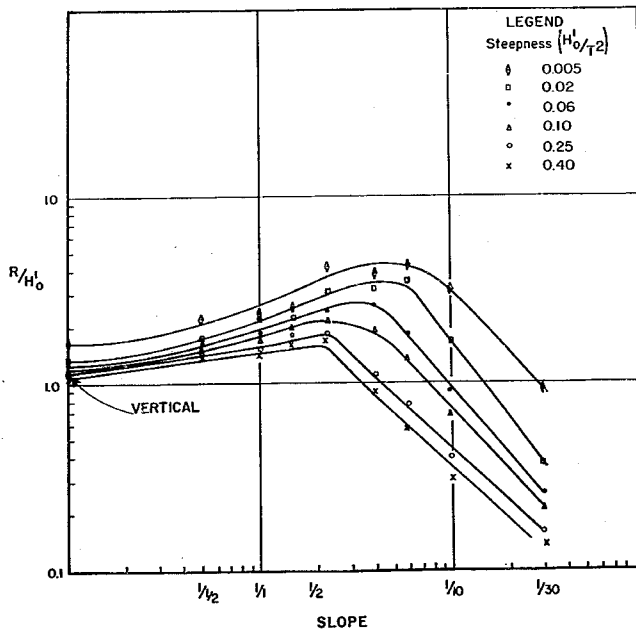


図-1 滑面傾斜堤への波のうちあげ高

表-2 滑面2割傾斜堤への波のうちあげ高

区 分	波高 H_0	波高 H_0'	周期 T	H_0'/T^2	R/H_0'	R	R
外 海 波	2.4 m	7.87 ft	5.3	0.280	1.8 程度	1.4 ft	4.2 m
内 海 波	2.6	8.53	6.5	0.202	1.8 "	1.5	4.6

図-2, 図-3は堤防の, のり先水深が沖波波高の3倍以上ある時の, 粗面傾斜堤防上へのうちあげ高で粗面を構成する粒径が d 〔ft単位〕で示してある。これらの図よりのり面勾配が1:1.5および1:2.25の時について, うちあげ高を計算してみると表-3のようになる。

表-3 粗石傾斜堤への波のうちあげ高 ($\frac{1}{1} : \frac{1.5}{2.25}$ の場合)

区 分	H_0'/T	$H_0'T^2/d^2$	ノリ面勾配 1:1.5			ノリ面勾配 1:2.25		
			R/d	R	R	R/d	R	R
外 海 波	0.280	3.15	3.15	12.5 ft	3.8 m	3.5	8.75 ft	2.7 m
内 海 波	0.202	5.76	5.76	13.8	4.2	4.5	11.25	3.4

表-2と表-3を比較すると, 粗石傾斜堤の方が2割勾配のとき1m程度うちあげ高が小さいことがわかる。

なお, 粒径は $d = 2.5 \text{ ft} (0.75 \text{ m})$ と仮定した。粒径がさらに大きくなればうちあげ高は減少する。表-3より2割勾配のときはうちあげ高と沖波波高の比 (R/H_0 , m単位) は1.5程度で十分であることがわかる。波のうちあげ高に関しては, さらに沖波波高と堤防の, のり先水深の比などが関係してくるので, 締切堤の施行段階においては, さらに詳細な, 実験を含む検討が必要である。

参 考 文 献

Rudolph P. Savage : Waue run-up on roughened and permeable slopes, Trans. A.S.C.E. Waterways and Harbors division, WW3, May, 1958.

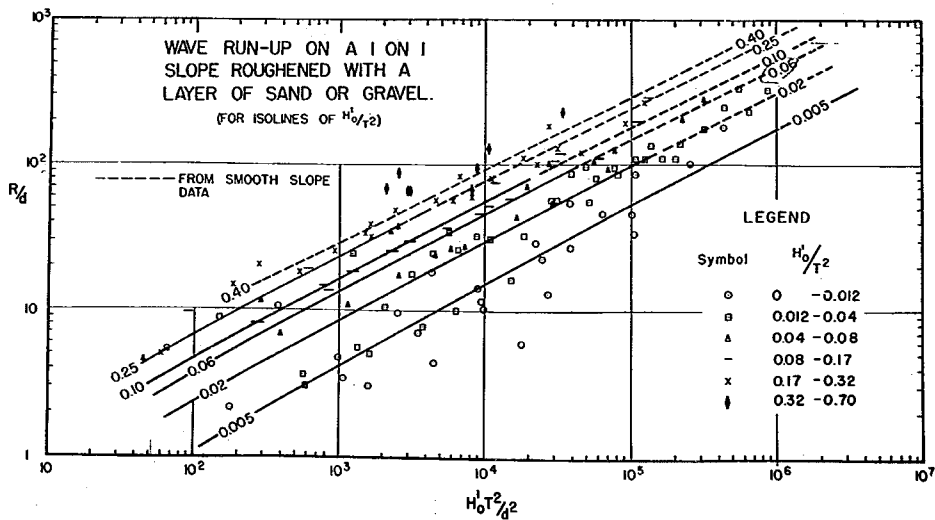


図-2 傾斜粗石堤への波のうちあげ高 (ft 単位)

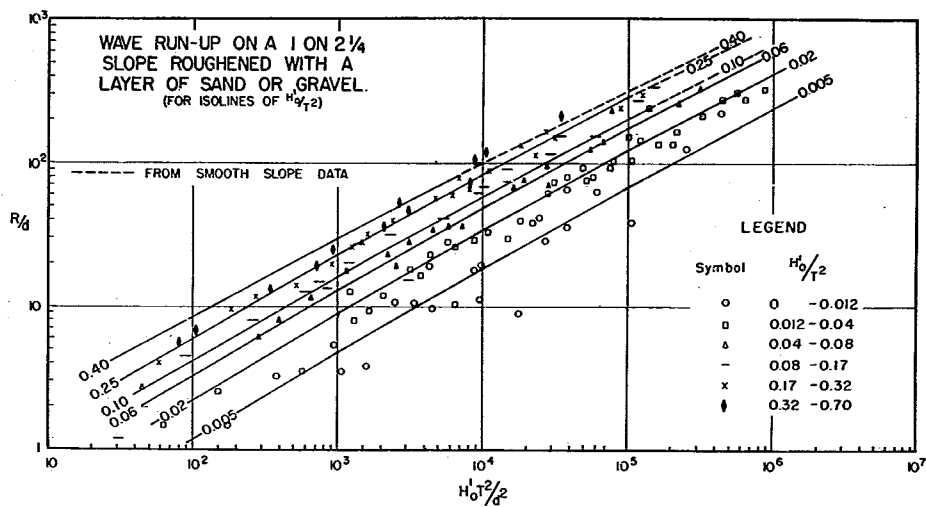


図-3 傾斜粗石堤への波のうちあげ高 (ft 単位)

付属資料 17

ゲート付きケーソンの安定性について

1. ま え が き

最終締切はゲート付きケーソンを使用して行なわれる。捨石による締切堤部分が完成した後、ゲートを一時に閉じて潮流を遮断し、ケーソンの中詰め、雑石、真砂などの材料で腹付けを行なって最終締切を完成させる。

潮流を遮断した直後の中詰めを行っていないケーソンは、外海の潮位変動に伴って生じる静水位差による静圧、波浪による波圧などを受ける不安定な構造物である。

したがって、中詰めを行なう期間中に、かなりの外力を受けても安定であるよう、ケーソンの受ける外力の概算を行ない、ケーソンの必要重量を求めてみるが、外力の取り方、ケーソンの寸法など不確定な要素が多いため、大体の目安を与えるものであり、施行段階においては、さらに詳しい検討が必要である。

2. ケーソンの受ける外力

次の3つの外力を重ね合わせるものとする。

(i) 潮位変動に伴う静水圧

現在の三角港における大潮差（大潮時の平均満潮位と平均干潮位との差）が 3.5 m であることより、静水位差を $\frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ m}$ とする。

(ii) 波 圧

S. M. B. 法により推定した1年確率の波（波高 $H_{1/3} = 1.75 \text{ m}$, $T_{1/3} = 5.5 \text{ 秒}$ ）による波圧を考え、重複波圧として、Sainflow 公式により計算する。

(iii) ケーソン底面に働く静水圧および波圧による揚圧力

ケーソンの前趾と後趾との圧力差は、ケーソン底面において直線的に変化するものとする。平均水深 10 m の地点に幅 $B = 10 \text{ m}$ のケーソンが設置されたものとし、大潮時（その時の水深 $10 + \frac{3.5}{2} = 11.75 \text{ m}$ ）に波高 $H_{1/3} = 1.75 \text{ m}$ の波が作用するものとして外力を計算してみる。（図-1を参照）

静水位差による力

$$\text{静圧 } F_s = w h_2 h_1 + \frac{1}{2} w h_2^2 = 1.03 \times 1.75 \times 10 + \frac{1}{2} \times 1.03 \times 1.75^2 = 19.58 \text{ t/m}$$

その作用点の高さ, $h_s = 5.45 \text{ m}$,

$$\text{揚圧力によるモーメント } M_s = \left(\frac{1}{2} w h_2 \times \frac{1}{2} \times \frac{\ell}{2} \right) \times \frac{\ell}{3} = 7.50 \text{ t.m/m}$$

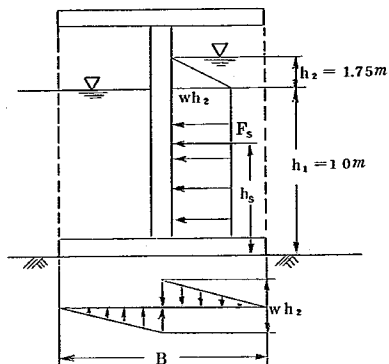


図-1(a) 静水位差による静圧および揚圧力

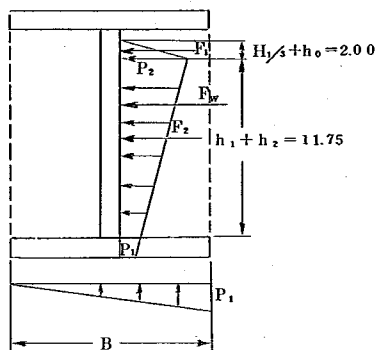


図-1(b) 波浪による波圧および揚圧力

波浪による力

$$\text{波圧 } P_1 = \frac{wH^{1/3}}{\cosh \frac{2\pi(h_1 + h_2)}{L}} = \frac{1.03 \times 1.75}{\cosh \frac{2 \times 3.14 \times 11.75}{41.5}} = 0.59 \text{ t/m}^2$$

$$h_0 = \frac{\pi H^2/3}{L} \coth \frac{2\pi(h_1 + h_2)}{L} = 0.25 \text{ m}$$

$$P_2 = (P_1 + w(h_1 + h_2)) \frac{H + h_0}{(h_1 + h_2) + H + h_0} = 1.85 \text{ t/m}^2$$

$$F_1 = \frac{1}{2} (1.75 + 0.25) \times 1.85 = 1.85 \text{ t/m}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} (1.85 + 0.59) \times 11.75 = 14.35 \text{ t/m}$$

$$\text{全波圧 } Fw = F_1 + F_2 = 16.20 \text{ t/m}$$

$$\text{その合力の作用点 } hw = 7.62 \text{ m}$$

波浪による揚圧力

$$Fwu = \frac{1}{2} \times P_1 \times \ell = \frac{1}{2} \times 0.59 \times 10 = 2.95 \text{ t/m}$$

3. ケーソンの有効重量

ケーソン一基の長さ $\ell = 20 \text{ m}$, 幅 $B = 10 \text{ m}$ として, ケーソンの概略の重量を計算してみる。

下部床版 長さ $20\text{m} \times$ 幅 $10\text{m} \times$ 厚さ $1.0\text{m} \times$ 比重 $3.2\text{t} = 640\text{t}$
 側 壁 2 個 $\times$ 幅 $10\text{m} \times$ 高さ $13.5\text{m} \times$ 厚さ $1.0\text{m} \times$ 比重 $3.2\text{t} = 864\text{t}$
 上部床版 長さ $20\text{m} \times$ 幅 $10\text{m} \times$ 厚さ $0.5\text{m} \times$ 比重 $3.2\text{t} = 320\text{t}$
 (ゲート等の上
部Iを含むも
のとする)

浮 力 ケーソンの前後で水深が異なるが平均をとって水深 11m とする。

下部床版部分 $20 \times 10 \times 1.0 \times 1.03 = 206\text{t}$

側 部 部 分 $2 \times 10 \times 10 \times 1.03 = 206\text{t}$

したがって有効重量 $W = 640 + 864 + 320 - 206 - 206 = 1412\text{t}$

1 m あたりの有効重量 $w' = \frac{1412}{20} = 70.6\text{t}$

4. ケーソンの安定計算

(i) 滑動に対する安定性

コンクリートと碎石の間の摩擦係数を $\mu = 0.6$ とする。

$$\text{安全率 } f_1 = \frac{\mu (W' - F_{wu})}{F_s + F_w} = \frac{0.6 (70.6 - 2.95)}{1.958 + 1.620} = 1.13$$

(ii) 転倒に対する安定性

$$\text{安全率 } f_2 = \frac{\frac{B}{2} \times W'}{F_s \times h_s + M_s + F_w \times h_w + F_{wu} \times \frac{2}{3} B} = 1.46$$

したがってかなり安全側に水位差、および波浪条件を取って計算しても、 70t/m 程度のケーソン重量があれば安全であることがわかる。

ケーソン自体を重くしても、あるいはケーソン上に、ブロック、巨礫等を載荷してもよく、施行にあたっては各種の施行法が考えられよう。