

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2415号

第 25 回

土木研究所研究発表会
論 文 集

昭和61年12月9日・10日

建設省土木研究所

Copyright © (1986) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

第 25 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「第25回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所が実施している調査・研究について、研究成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会

目 次

1. 岩石のアルカリ反応性と鉱物組成	地質研究室	脇坂安彦	1
2. アルカリシリカ反応の反応機構に関する実験 的検討	化学研究室	西崎 到	5
3. 活性汚泥処理における有機塩素化合物の挙動	水質研究室	小森行也	9
4. 嫌気性消化における細菌群の粒径別活性に関 する実験	汚泥研究室	近藤次夫	13
5. 下水性状の生化学的特性	下水道研究室	柳原 隆	17
6. 道路交通に起因する粒子状物質の成分分析お よび発生源別寄与の推定	交通環境研究室	明嵐政司	21
7. 津波発生時の防潮水門開口高	河川研究室	平林 桂	25
8. 都市小河川における雨天時汚濁流出 —東京都谷沢川を事例として—	都市河川研究室	神庭治司	29
9. 選択取水設備の水理機能	ダム水工研究室	宮脇千晴	33
10. 床固工の護床工の形状に関する実験的考察	砂防研究室	福本晃久	37
11. 斜面勾配ならびに地質、地質構造と地すべり 頻度について	地すべり研究室	久保田 哲也	41
12. 急勾配盛土における補強材敷設効果	施工研究室	嶋田 功	45
13. 岩盤上の杭の支持力に関する実験	基礎研究室	森 浩樹	49
14. 大規模斜面に作用する地震動特性に関する検 討	振動研究室	栗原徹郎	53

15. 道路の空間利用効果	システム課	喜安和秀	57
16. 氾濫状況と土地利用の関係に関する二、三の 考察	総合治水研究室	桐生祝男	61
17. 道路植栽の育成状況	緑化研究室	武田 裕	65
18. 標識板の耐久性	交通安全研究室	望月博夫	69
19. 舗装の摩耗対策に関する研究	舗装研究室	伊藤正秀	73
20. 安定処理土の堤防補強工法への適用性	土質研究室	細谷政和	77
21. 積雪地用防護柵の開発研究 一沈降力に耐える防護柵一	新潟試験所	石平貞夫	81
22. シールドセグメントの挙動に及ぼす継手剛性 の影響	トンネル研究室	平岡弘志	85
23. 斜張橋の風による振動の現地観測および風洞 実験	構造研究室	福田 誠	89
24. 限界状態設計法における設計し荷重の検討	橋梁研究室	岩崎泰彦	93
25. 上部構造の影響を考慮した連続橋の耐震設計 法	耐震研究室	吉田武史	97
26. モンモリナイトがコンクリートの自己成長ひ ずみにおよぼす影響に関する実験的検討	ダム構造研究室	小林政登	101
27. 大型繰り返し三軸試験機によるポアソン比の 検討	フィルダム研究室	大久保雅彦	105
28. 高含水比粘性土の土質改良用混合装置の開発	機械研究室	豊田 実	109

1. はじめに

阪神地区のコンクリート構造物に生じた原因不明のひびわれが、1982年にアルカリ・シリカ反応によるものであることが判明した。これまでもアルカリ・シリカ反応による被害例が数例報告されていたが、反応性を有する岩石はごく限られたものであり、我が国にはアルカリ・シリカ反応はほとんどないと一般的に考えられていた。しかし、1982年の発見を契機に建設省で行った調査の結果、アルカリ・シリカ反応による被害はほぼ全国におよんでいることが分った。その原因となっている岩石は多種にわたっており、海外での例に比べると複雑であるが、岩石の反応性は構成鉱物の種類とその性質に関係していることが判明しつつある。

2. アルカリ・シリカ反応

アルカリ・シリカ反応（以下ASRと略す）は、岩石中のシリカ（ SiO_2 ）成分とコンクリートの細孔中の水酸化アルカリ（ NaOH , KOH 等）との間の反応である。この反応によって生成されるアルカリ・シリカゲルが、吸水膨張をして硬化コンクリートにひびわれが生じるのである。反応性のあるシリカ成分としては、クリストバル石・リンケイ石・オパール・ギョクズイ・ある種の石英などのシリカ鉱物や火山ガラスがあげられている。以上のような鉱物等を含んでいる岩石に反応性がある訳であるが、反応機構や反応性物質の詳細については不明な点が多い。

3. 岩石の鉱物組成とアルカリ反応性

3-1 試験法

岩石（骨材）のアルカリ反応性を試験する方法としてはASTM C 289（化学法）およびC 227（モルタルバー法）が一般的である。今回、岩石のアルカリ反応性を推定するに当ってはC 289を改良した建設省暫定案を実施して得られたデータを使用した。本法では300～150 μm に粒度調製した岩石試料を80℃の1規定 NaOH に24時間反応させる。反応後、反応に消費されたアルカリ量（アルカリ濃度減少量：Rc）および岩石から溶出してきたシリカ量（溶解シリカ量：Sc）を測定する。Rc, Scからアルカリ反応性が判定される（図-2参照）。

岩石の鉱物組成は粉末X線回折および薄片試料の検鏡により求めた。

3-2 岩型とアルカリ反応性

化学法による判定結果を岩型別に示したものが図-1である。岩型によってアルカリ反応性はかなり異なっていることが分かる。すなわち、花崗岩類・輝緑岩類では有害なもの（反応性のあるもの）が全くないのに対し、サヌカイト類・流紋岩類・頁岩類・ケイ質頁岩類・チャート類ではほとんどが有害または潜在的有害と判定されている。

以上のことは、Sc, Rcの分布をみるとさらに明瞭である。全体的にはScは10~1000m mol/l, Rcは0~250m mol/lの範囲にあり、Scの範囲が広いのに対して、Rcの範囲は狭い。以下主にScに着目する。花崗岩類・輝緑岩類のScは小さくすべて無害の領域にある。流紋岩類・安山岩類のScは広範囲におよび、無害なものから、有害なものまであり、サヌカイト類のScは大きくすべて有害である。堆積岩類の砂岩類は無害-有害境界線上に分布しており、頁岩類・チャート類のScは広範囲にあるが、ほとんど有害である。

このように岩型によってSc・Rcはそれぞれ特徴ある分布を示している。これは後述のように各岩型を構成している鉱物の種類と関係していると考えられる。

3-3 岩石の鉱物組成とアルカリ反応性

1) 鉱物のシリカ含有量

岩石の鉱物組成とアルカリ反応性との関係を検討するために、鉱物のみの化学法をいくらか実施した(図-4)。石英・斜長石のRcはほとんど0に近いが、Scはやや大きく有害の範囲にある。ガラス類(黒曜石・パイレックスガラス)のRcも小さいが、Scは大

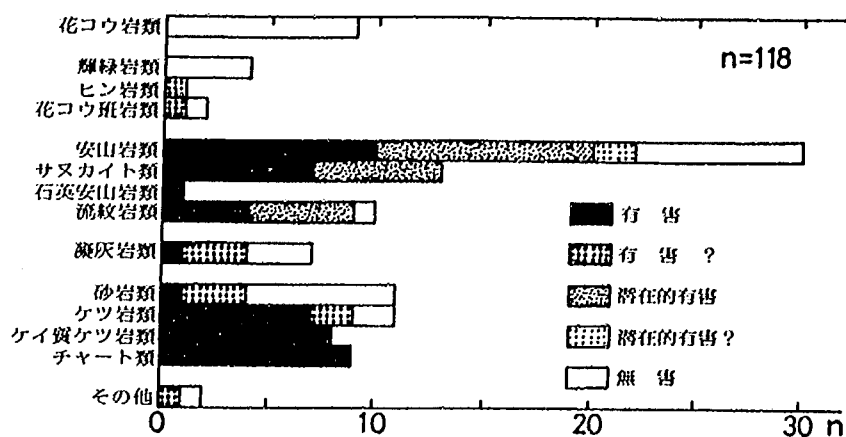


図-1 岩型別にみたアルカリ反応性

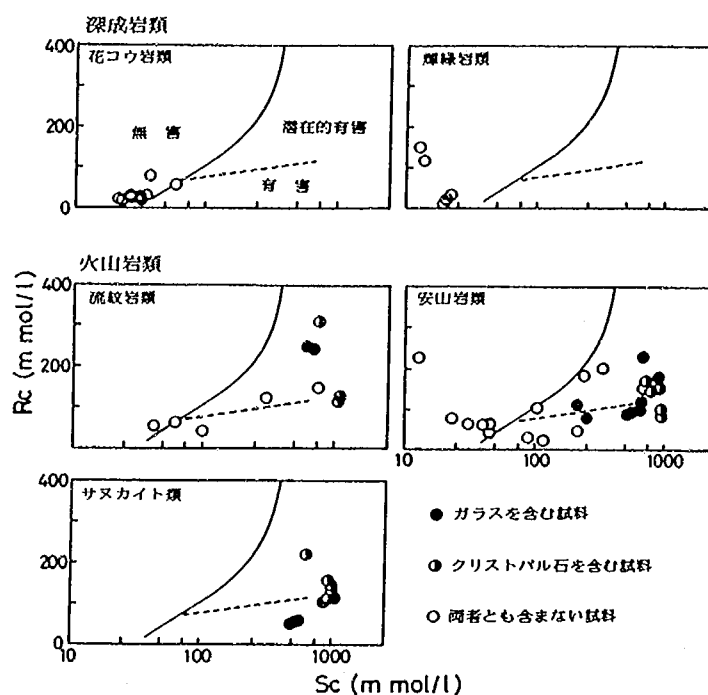


図-2 岩型別にみたSc, Rcの分布 (その1)

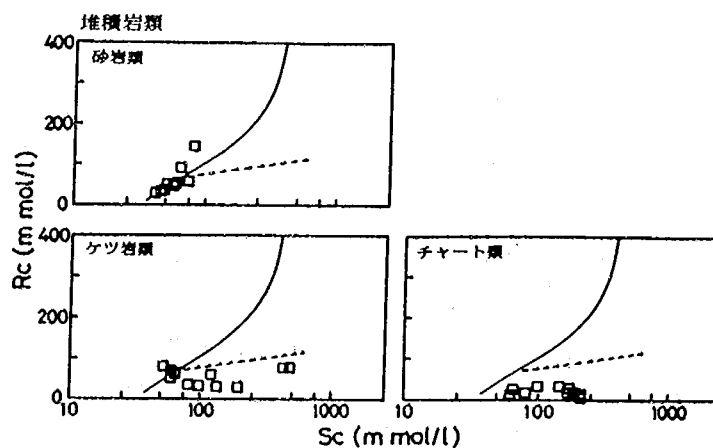


図-3 岩型別にみたSc, Rcの分布 (その2)

きい。シリカ鉱物のオパールとクリストバル石では、Sc・Reともに大きな値を示している（図中のD点はクリストバル石とモンモリロナイトからなる岩石の値であるので、クリストバル石のみの場合はSc・Reともにさらに大きな値を示すものと考えられる）。a点は角閃石・輝石と少量の斜長石からなる輝緑岩類の値の範囲を示したもので、Sc・Reともに値は小さい。

以上のような各鉱物のSc・Reの値のうちScは、それぞれの鉱物のシリカ含有量と正の相関関係にある。表-2は主要鉱物のシリカ含有量を示したものである。表のように鉱物にはシリカ含有量の多いケイ長質鉱物と、少ない苦鉄質鉱物とがある（なお、パイレックスガラスのシリカ含有量は約82%である）。この鉱物のシリカ含有量とScとを比較してみると、ケイ長質鉱物およびガラスのScは大きく、苦鉄質鉱物のScは小さいことが分かる。

2) 鉱物の結晶構造

鉱物中のシリカは SiO_4 四面体として存在している。この四面体がいろいろな結合をして鉱物の骨格を作り、骨格の中に金属イオンが配位をしている。よって鉱物からのシリカの溶出の度合いは、四面体の結合の仕方に関係していると考えられる。

非結晶であるガラスでは四面体は非常にゆるい結合をしているため（図-5(a)），水酸化アルカリによって簡単に結合が切れる。このためScが大きいものと考えられる。一方、結晶質である鉱物では図-5(b)のように、結合が密であるためにガラスのように簡単には結合が切れない。(a)

それで鉱物類のScはガラスに比べて小さいのである。

3) 岩石の粘土鉱物含有量

1), 2)ではScの変化する要因について考察したが、ここではReの変化する要因について考える。図-6は同一岩石に風化部と新鮮部とのSc・Reを示したものである。図のように風化部と新鮮部とでは、Scの値はほぼ一定でReの値の

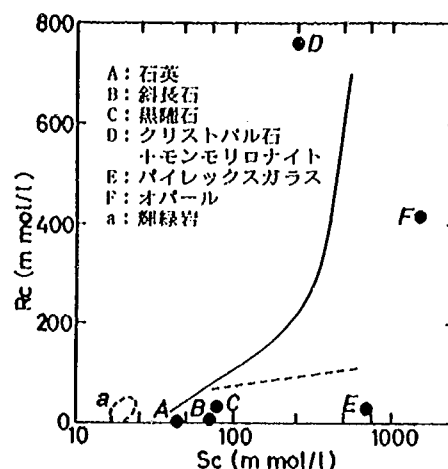


図-4 鉱物のScとRe

表-1 主要鉱物のシリカ含有量

鉱物	SiO_2 wt%
ケイ長質鉱物	
クリストバル石	98.40
石英	Ca 100
カリ長石	63.66
斜長石	67.84
苦鉄質鉱物	
斜方輝石	57.73
単斜輝石	52.92
角閃石	44.99
黒雲母	37.17

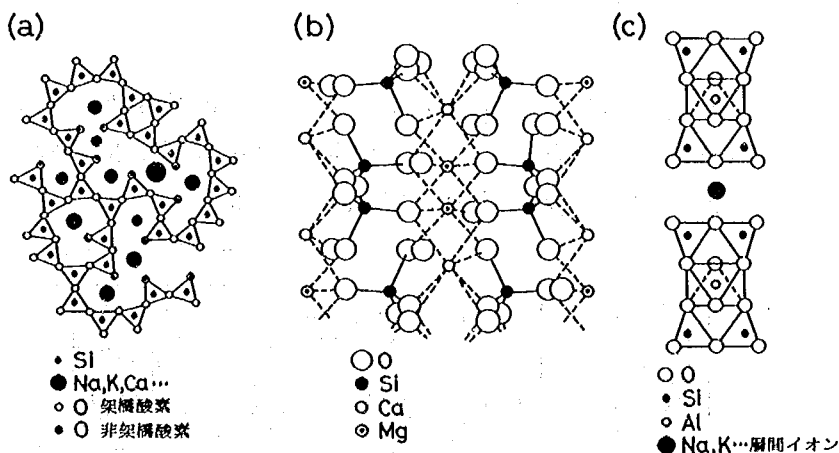


図-5 ガラスおよび鉱物の結晶構造
(a) ガラス, (b) 輝石, (c) 粘土鉱物

みが増している。また、いずれの試料も風化部のRcの方が新鮮部のRcよりも大きいことが注目される。岩石は風化をすると粘土鉱物を生じてくる。今回の試料でも新鮮部よりも風化部に粘土鉱物が多いことがX線回折により確認されている。粘土鉱物は図-5(c)のような構造をしており、層間にアルカリ金属イオンを取り込み易い。すなわち、アルカリ金属イオンを取り込むことのできる粘土鉱物が増えることによって、岩石のRcは大きくなると考えられる。

また、図-4のようにクリストバル石のRcも大きい。これはクリストバル石が開いた形の結晶構造をしており、粘土鉱物と同様にアルカリ金属イオンを取り込み易いためと考えられる。

4) 岩石の鉱物組成—まとめにかえて—

以上のように岩石のアルカリ反応性は、含まれている鉱物の性質と量比に支配されている。表-2に各岩型の代表的鉱物組成を示したが、この表と図-2, 3を上記観点からみると、次のようにまとめられる。

- (1) 苦鉄質鉱物が多いとScは小さくなり、ケイ長質鉱物が多くなるとScは大きくなる。
- (2) SiO₄四面体の結合のゆるいガラスが多いScは大きくなる。
- (3) アルカリ金属イオンを取り込み易い粘土鉱物やクリストバライが存在するとRcが大きくなる。
- (4) 岩石のアルカリ反応性 (Sc・Rc) は、上記鉱物の混合比によって決まる。

本論では岩石のアルカリ反応性と鉱物組成との関係について考察したが、アルカリ反応性は、他にも岩石の組織や構成鉱物の粒度にも関係していると考えられる。また、岩石のアルカリ反応性をモルタルやコンクリートの膨張量で把握する必要もある。これらは今後の課題である。

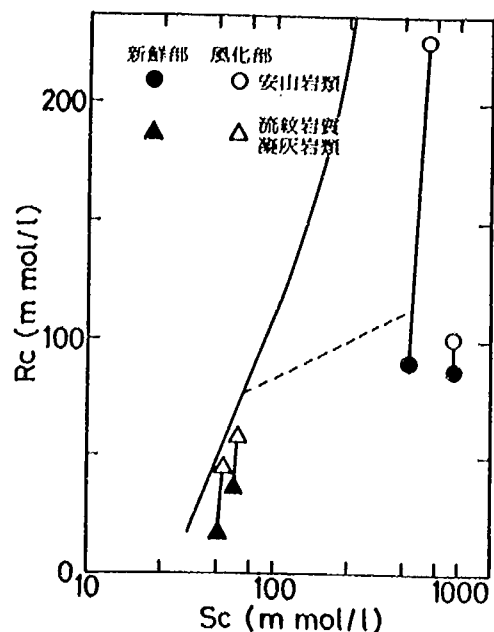


図-6 岩石の風化によるSc・Rcの変化

謝辞 本論で用いた化学法のデータの多くは60年度に地質化学部で実施した総プロにより得られたものである。また、鉱物等の化学法は化学研究室の守屋進氏に実施して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

表-2 各岩型の代表的鉱物組成

岩石	ケイ長質鉱物					苦鉄質鉱物			粘土鉱物		
	ガラス	クリストバル石	石英	カリ長石	斜長石	輝石	角閃石	黒雲母	緑泥石	白雲母	イライト
花こう岩類			◎	◎	◎			○	○		○
輝緑岩類					○	○	○		○		
流紋岩類	(○)	(○)	◎	○	(○)				(○)	(○)	(○)
安山岩類	(○)	(○)	(◎)	(○)	◎	(○)			(○)	(○)	(○)
サヌカイト類	(○)	(○)	(○)		◎	○					
砂岩類			◎	○	◎				○	(○)	(○)
ケツ岩類			◎		○				(○)	○	○
チャート類			◎		○				○	(○)	(○)

量比 多◎>○>○>○>少

アルカリシリカ反応の反応機構に関する実験的検討

化学研究室 西崎 到

1. まえがき

コンクリートの劣化原因の一つであるアルカリシリカ反応は、その現象そのものが複雑であること、また骨材等の性質が多岐にわたる事から、その反応機構を解明することは反応を抑制する上でも重要であるにもかかわらず、未だに解明されていない。本実験はシリカの溶出の機構についての検討を行うものである。

2. 目的

反応機構はつぎのように2つに分けることができると考えられる。

①アルカリにより骨材からシリカが溶出する過程。

②シリカがゲル状となり吸水膨張によりコンクリートが破壊される過程。

今回の報告では、①の段階を陽イオン交換容量等を用いてシリカの溶出挙動を測定することを目的としていくつかの実験を行った。その結果2, 3の知見を得たので報告する。

3. 方法

3. 1 実験概要

次の3点について実験を行った。

(1) 骨材のもつ陽イオン交換容量の測定

(2) アルカリによるシリカの溶出実験と骨材の陽イオン交換容量の関係

(3) 骨材表面のSi-O-Si結合の切断のメカニズムについて

3. 2 試験骨材

使用した骨材は14種である。

図-1にこれらの骨材の種類と化学法による試験結果を示す。

火山岩類	7種
輝石安山岩	6種
石英斑岩	1種
堆積岩類	5種
人工物質	2種

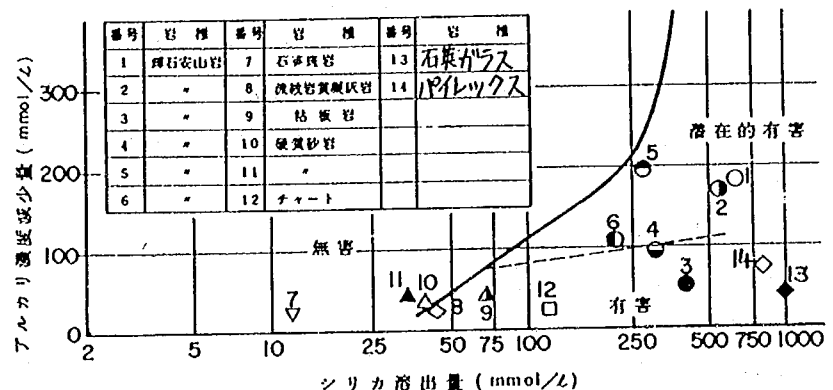


図-1 供試骨材の岩種及び化学法試験結果

3. 3 実験方法

(1) 陽イオン交換容量及び交換性陽イオン量の測定

交換性陽イオンは各骨材の表面の陽イオンのうち NH_4^+ によって置換され溶出する陽イオンである。骨材表面を水洗したものとは NaOH 処理をしたものについて測定した。陽イオン交換容量はこうにして表面に吸着した

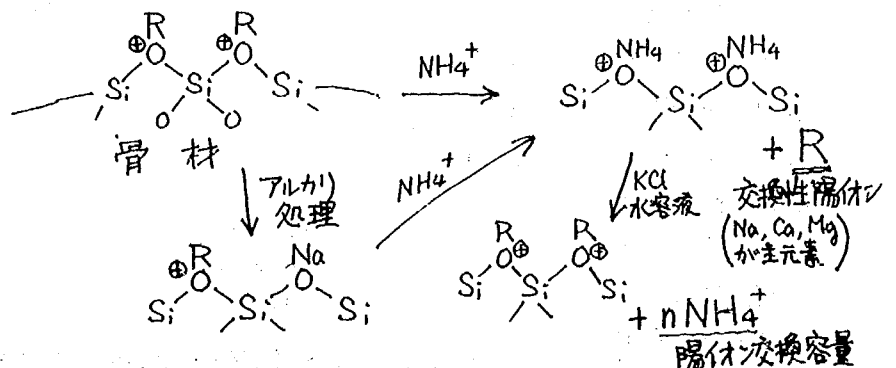


図-2 陽イオン交換容量のモデル

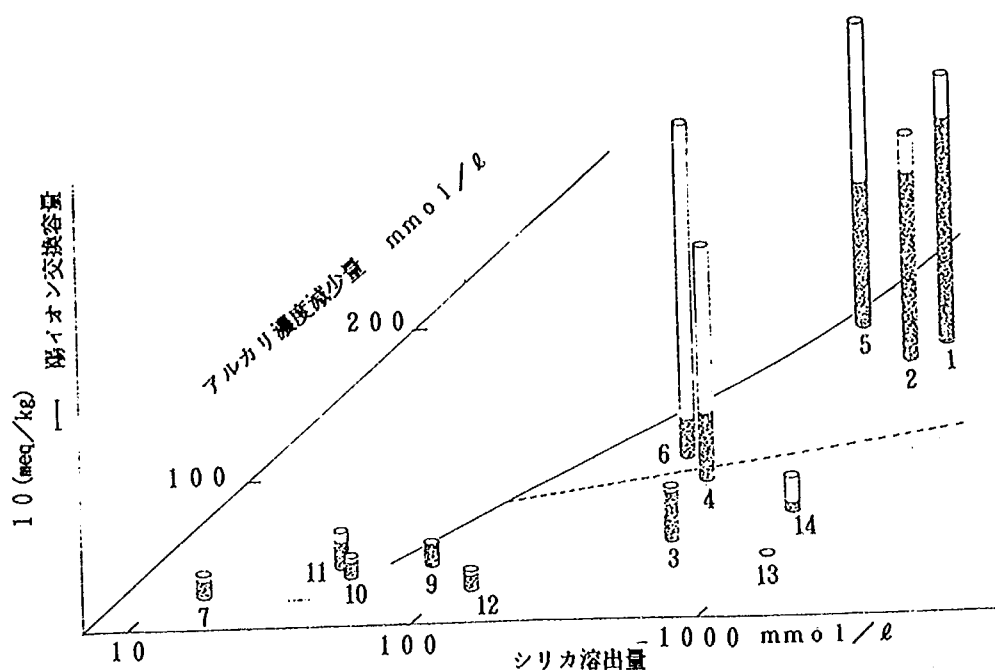


図-5 アルカリ溶出試験と陽イオン交換容量

少値が異なるが、化学的には同じ性質のものである。棒グラフの下着色した部分はアルカリ未処理、棒グラフの全長はアルカリ処理後の陽イオン交換容量である。注目すべきなのは、潜在有害域の骨材が大きな陽イオン交換容量をもつことである。これはアルカリ濃度減少量の意味の解明や、試験法等今回扱っていない事柄についても将来役立つデータと考えられる。次に、アルカリ溶出試験についての結果を図-6に示した。これはアルカリ溶液の濃度を変えて、シリカの溶出量への影響をみたものである。いずれも濃度が大きくなるにしたがいシリカの溶出量は増大の傾向にある。但し石英斑岩、堆積岩類はのびは極緩やかである。一方火山岩や人工物質は急激である。これらは Na^+ 又は OH^- によるものと考えられるが、これを確かめる為に NaOH に NaCl を加え、 OH^- の濃度を変えずに Na^+ の濃度を変えて同様の試験を行ったのが図-7である。この図をみると、 OH^- 濃度を一定としたまま Na^+ を増すと、ある程度シリカ溶出量は増加するが、その増加もほぼ頭打ちとなることがわかる。

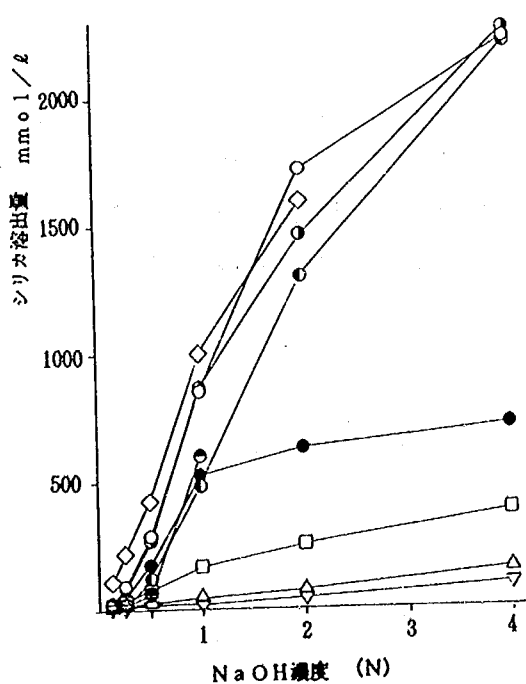


図-6 アルカリ溶出試験

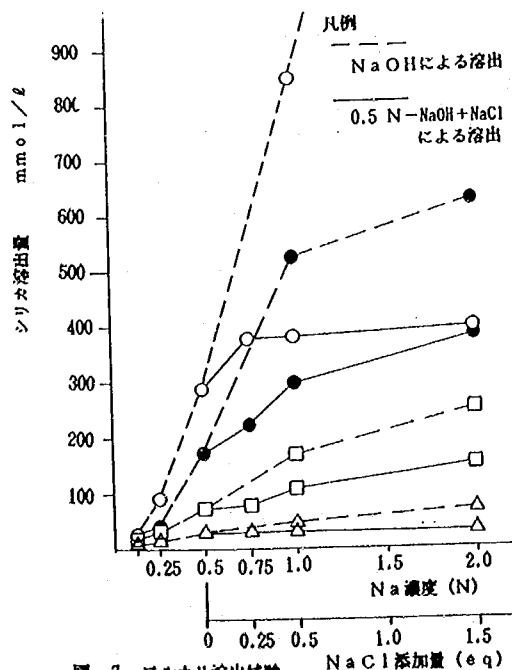
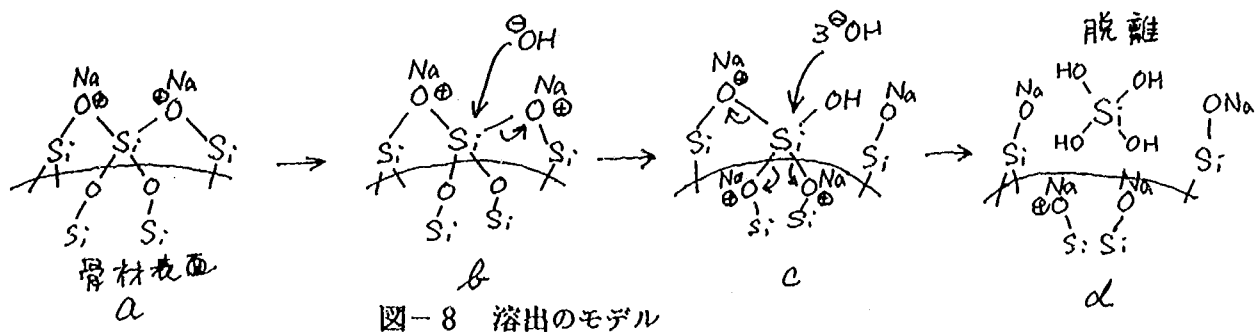


図-7 アルカリ溶出試験
0.5N-NaOHにNaClを添加した試験結果



これから図-6のシリカ溶出量の増加の主原因は OH^- によると考えることが出来る。これらは次のような骨材表面のモデルを考えるとよく説明することができる。まず、陽イオン交換容量の大きな輝石安山岩等の骨材は、表面にNaなどの陽イオンを吸着することができる。(図-8 a) これはシロキサン結合の電子を引きつけることになり、Siが OH^- の求核攻撃をより受けやすい状態になる。(図-8 b) OH^- の攻撃を受けるとシロキサン結合が切断されシリカが脱離する。(図-8 c, d) 骨材表面に吸着できる陽イオンはその量が限られているので、陽イオン交換容量いっぱい陽イオンが吸着すると、それ以上Naの濃度が増えても吸着されない。そのために Na^+ のみによるシリカ溶出量増加が頭打ちになると説明することができる。(なお、この条件で、例えば陽イオン交換容量 100meq/kg の骨材の交換容量いっぱいのNaを供給するのに必要なNaOH溶液濃度は 0.1N である。) また、Naがシロキサン結合のOに吸着するには、構造によって立体的に困難にもなりうる。そのため、骨材表面が密になっている骨材は、このような反応が起きにくいことになる。

5. まとめ

以上をまとめると次のことがいえる。

- ①骨材に陽イオン交換容量が存在することから、Na等の陽イオンを表面に多量に吸着できる骨材のあることがわかった。
- ②陽イオン交換容量の大きい骨材は、火山岩に多く、その多くは化学法で潜在有害域にある。
- ③陽イオン交換容量の大きい骨材についてはNaがシロキサン結合に吸着することによるシリカ溶出のモデルを考えることができる。

6. 今後の課題

今回は、溶液実験に終始した研究途中の報告であるが輝石安山岩のような潜在有害性を有する骨材の特徴を明らかにしたものである。コンクリート内部はより複雑な系となっているため、今後、実際のコンクリート内での反応としての検討を行う予定である。また将来的にはシリカ溶出がいかに膨張につながるかを課題としたい。なお、本報告は昭和60年度化学研究室部外研究員の千野裕之氏の実験データを参考としている。

1. はじめに

環境基準や排水基準にみられるようなアルキル水銀、有機リン、PCBの例を除けば、これまで個々の有機物が規制されることはなかった。しかし、飲料水中のトリハロメタンが発ガン性で問題になり、厚生省から給水栓で平均 0.1mg/l 以下に抑える通達が出されるに及び、下水処理においてもある種の化学物質がどのような挙動を示しているかが問題になりつつある。これまでの調査によれば微量であるが、多種類の化学物質（有機塩素化合物、フタル酸エステル、多環芳香族炭化水素等）が検出されている。このためこれら微量化学物質が活性汚泥処理プロセスで分解、吸着、揮散、流出などで減り、それが処理プロセス、作業環境、放流先の水棲生物にどのような影響を与えているか解明する必要がある。今回は、有機塩素化合物の一つである O -クロロフェノール（ O -CP）を選び、室内モデル実験槽を用いた活性汚泥処理実験を試み、 O -CPの処理水質への影響と処理プロセスでの物質収支について検討した。

2. 実験方法

1) 供試化学物質

実験に供じた O -CP（図-1）は、別名 2 -クロロ- 1 -ヒドロキシベンゼンという芳香族化合物であり、染料中間体として用いられる化合物で無色有臭の液体である。水には微かにしか溶解せず、アルコール、エーテルには可溶である。毒性に関するデータでは鼠に対する経口毒性試験で LD_{50} が 670mg/kg という報告がある。また、「化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律」に基づく、生物分解性試験では難分解性物質と判定されている。

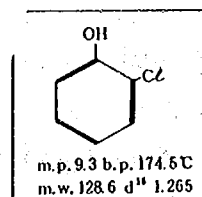


図-1 O -クロロフェノール

2) 実験方法

実験は図-2に示すガラス製の装置を用いた。エアレーション容器(A)の内径は 170mm であり、エアレーション水量が、 6.8l の場合水深は約 30cm である。流入水量は、 50l/サイクル としエアレーション

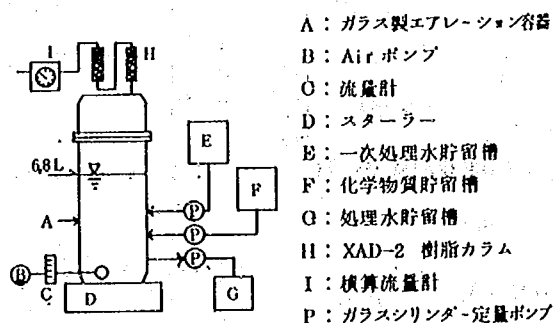


図-2 活性汚泥処理実験装置（バッチ式）

表-1 運転条件

流入水添加量	5.0l/サイクル (一次処理水 4.5l/サイクル 化学物質 0.5l/サイクル)
流入水添加時間	10 分
曝気時間	4 時間
沈殿時間	1 時間 20 分
処理水留置時間	20 分

表-2 実験ケース

実験ケース	O -CP 添加量	SRT
1	無添加	20日
2	1mg/l	20日
3	10mg/l	20日
4	50mg/l	20日

水量の約 75% を交換する。表-1に示す条件で運転しており、この動作を1日4回繰り返す。また実験は表-2に示す4ケースについて実

施した。No1を O -CP無添加のコントロールとし、No2~4は O -CPを添加し、流入水の濃度がそれ

それ 1mg/l, 10mg/l, 50mg/l となるようにした。汚泥の引扱は週3回行ない SRT を約20日に設定した。O-CPの分析は、ガスクロマトグラフを用いて行ない、他の水質分析は下水道試験方法により行った。

3. 実験結果と考察

1) O-CP及び有機物除去

実験は、湖北パイロットプラントにおいて240日間行なった。2回/週の定期分析結果を表-3, 4に示した。どのケースでもSSの流出がやや大きい。処理水のBODは平均値15mg/l以下になっている。

実験ケース2, 3の1mg/l, 10mg/l添加ではどの分析項目においても処理水の悪化は認められず通常の処理が行なわれている。O-CPの分析結果でも実験開始時より処理水中にはほとんど残存せずその除去率は、99.3%, 99.8

%である。しかし、O-CP 50mg/l 添加の実験ケース4では実験開始時より、流入水と処理水濃度がほぼ等しい値になっており、O-CPが未分解のまま流出している。このときのケース4の経時変化を図-3に示す。

O-CPが未分解のまま流出している状況は、実験開始より160日に及んでいるが、その後急激に減少し160日以降はほ

表-3 水質分析結果 平均値

mg/l

実験ケース	項目	SS	BOD	COD	D-TOC	O-CP
1	流入水	30.2 (18.6~67.5)	7.20 (2.53~11.2)	41.4 (19.3~64.1)	2.63 (0.87~4.04)	-
	処理水	14.2 (4.7~25.8)	9.5 (3.7~21.1)	16.4 (7.0~29.1)	6.9 (3.5~13.8)	-
2	流入水	30.2 (18.6~67.5)	7.20 (2.53~11.2)	42.8 (20.7~65.5)	2.68 (0.92~4.09)	0.91 (0.39~1.07)
	処理水	17.7 (5.8~30.3)	14.2 (4.5~29.9)	14.4 (8.0~30.4)	6.6 (3.3~16.3)	0.006 (0.001~0.055)
3	流入水	30.2 (18.6~67.5)	7.20 (2.53~11.2)	55.4 (33.3~78.1)	31.1 (13.5~45.2)	9.33 (5.95~11.8)
	処理水	17.4 (6.1~29.8)	12.5 (5.8~24.6)	14.7 (6.0~34.4)	6.6 (3.4~14.7)	0.021 (0.001~0.14)
4	流入水	30.2 (18.6~67.5)	7.20 (2.53~11.2)	111 (89.3~134)	50.4 (32.8~64.5)	47.3 (27.0~54.2)
	処理水	17.6 (4.8~29.8)	15.0 (4.1~29.5)	79.1 (59.5~89.1) 14.1 (7.9~29.9)	34.0 (19.6~40.1) 6.3 (3.3~12.8)	46.6 (28.4~59.9) 0.065 (0.006~0.11)

() 内の値は範囲を示す。
実験ケース4のCOD, D-TOC, O-CPは上段が0~160日の平均であり、下段は160~240日の平均である。

表-4 混合液の分析結果とSRT

実験ケース	項目	PH	MLSS (mg/l)	SRT (日)
1		6.8~8.0	1910	14
2		6.8~8.1	2080	13
3		6.8~8.2	2010	12
4		6.8~8.3	1700	12

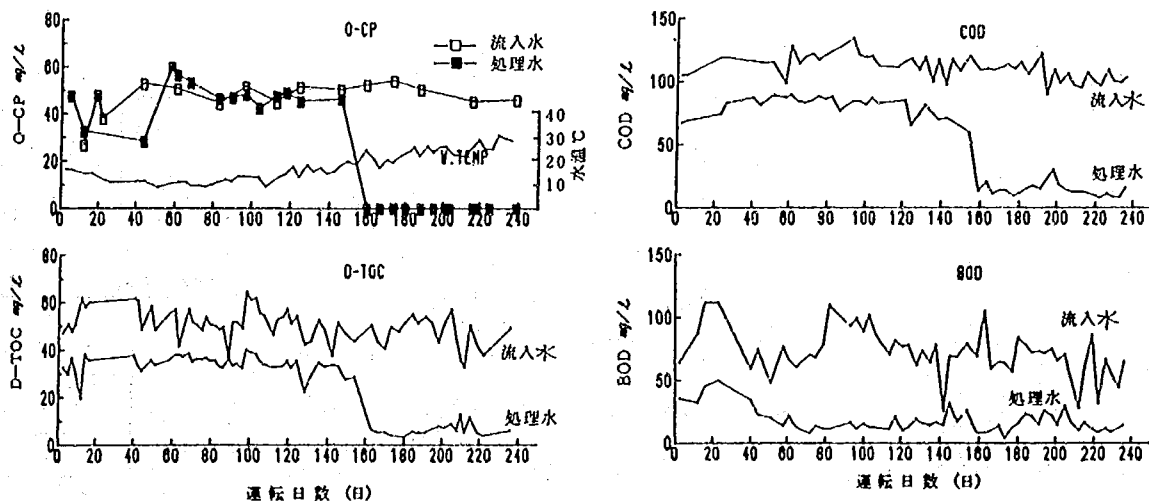


図-3 実験ケース4の経時変化

ほとんど検出されなくなっている。160日以降のO-CPは、平均0.065mg/lであり、除去率は99.9%である。この160日を境に減少する傾向は、BODではみることができないが間接的にO-CPを測定できるCOD、D-TOCにもみられる。O-CPが残存している期間のCOD、D-TOCより、O-CPによるものを差し引いた値はそれぞれ13.9mg/l、7.9mg/lとなり、O-CP無添加のコントロールとほぼ等しい値となっている。このことから、COD、D-TOCが高い値を示したのは、O-CPの残存によるものであり、他の有機物除去には特に悪影響を与えていないことがわかる。

2) 硝化に与える影響

処理水中のNH₄-Nを図-4に示した。O-CP無添加のコントロールは、実験開始時よりNH₄-Nの流出はなくNO₂-N、NO₃-Nの形で流出しており硝化が起っている。しかし、他の3ケースは実験開始時からNH₄-Nのまま流出している。

O-CP 1mg/l 添加の実験ケース2では、130日目より硝化が起り、10mg/l 添加の実験ケース3で160日、50mg/l 添加の実験ケース4では190日目より硝化が起っている。この原因についてはまだ不明な点が多いが、O-CPが硝化に対し何らかの影響を与えていることはまちがいないと考えられる。

図-5は、硝化菌を測定する場合に用いる培地にO-CPを添加し、O-CP添加濃度と測定される硝化細菌数の関係を示したものである。測定に用いた硝化細菌は、スキムミルク(100mg/l)とNH₄-N(20mg/l)を基質として培養したものである。亜硝酸菌は、O-CP 1mg/l 以上添加ではコントロールに比べ細菌数が減っており、亜硝酸菌の増殖に影響がみられる。また、硝酸菌はO-CP 10mg/l 添加まではコントロールと同じ細菌数であり影響はみられないが、50mg/l 以上の添加では細菌数が減っており影響がみられる。

O-CPが硝化に与える影響については今後更に詳しい検討を加える予定である。

3) O-CPの物質収支

実験開始より190日経過した頃実施した調査よりO-CPの各状態における濃度と物質収支を求めたものを表-5、6に示した。汚泥中のO-CPはケース2で140mg/kg、ケース3で250mg/kg、ケース4で310mg/kgで汚泥への濃縮は小さい。また揮散するO-CPは流入の0.2~0.3%であり非常に小

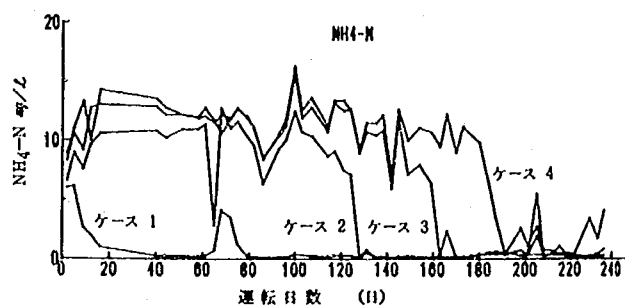


図-4 処理水中のNH₄-N経時変化

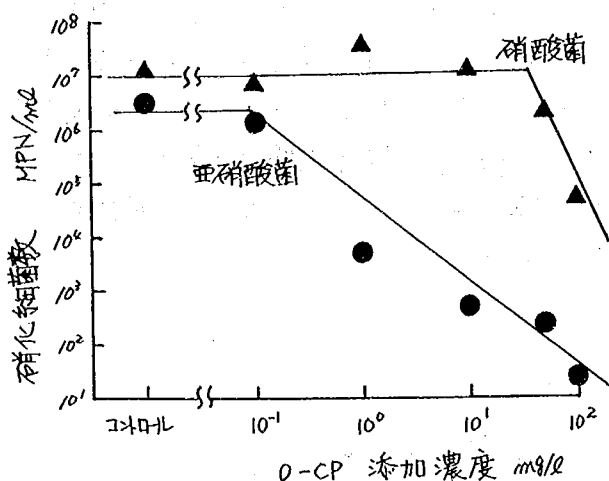


図-5 O-CP添加濃度と硝化細菌数

表-5 O-CP分析結果

実験ケース	流入水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	汚泥 (mg/kg)	揮散 (mg/サイクル)
2	0.91	0.006	140	0.011
3	9.33	0.021	250	0.12
4	47.3	0.065	310	0.74

さい。ちがみはO-CPを清水に初期濃度 20mg/l , 40mg/l で溶解し図-2の実験装置を用いて、 2g/min で4時間のエアレーションを行った場合、O-CPの揮散量は2~5%であった。この結果より、O-CPはエアレーションによる揮散量は少ないことがわかる。

表-6 O-CPの物質収支

実験ケース	投入水	処理水	汚 泥	揮 散	mg/day
					不明
2	18.2 (100)	0.12 (0.66)	0.17 (0.93)	0.44 (0.24)	17.9 (98.2)
3	187 (100)	0.42 (0.22)	0.31 (0.17)	0.48 (0.26)	186 (99.4)
4	946 (100)	1.30 (0.14)	0.30 (0.03)	2.96 (0.31)	941 (99.5)

() 内は投入を100とした百分率 (%)

表-6の物質収支より、流入水として添加したO-CP

を100%とした場合、処理水中に残存し系外へ出るもの、汚泥に濃縮され余剰汚泥として系外へ出るもの、揮散により系外へ出るものの割合は、どのケースにおいても1%以下であり非常に小さい。これらを差し引いた残りの98%~99%は生物分解によるものと考えられる。

4. まとめ

活性汚泥処理におけるO-CPの挙動と処理水質に与える影響について検討した結果をまとめること次のようになる。

- 1) O-CPの添加が低濃度の場合、BOD、COD等の有機物指標でみるかぎり、活性汚泥処理に対する影響はみられず、また処理水中にも残存しないことがわかった。また、 50mg/l の高濃度においても馴致及び水温等の条件が悪くなった場合分解することが示唆された。
- 2) O-CPは低濃度であっても、硝化を抑制する作用がみられた。また、硝化細菌の測定におけるO-CP添加濃度と硝化細菌濃度の関係でみるかぎり亜硝酸菌は 1mg/l 以上で影響を受け、硝酸菌は 50mg/l 以上で影響を受けることが示唆された。
- 3) O-CPの物質収支は、流入水として添加したO-CPを100%とした場合、処理水中に残存し系外へ出るもの、汚泥に濃縮され余剰汚泥として系外へ出るもの、揮散により系外へ出るものの割合は非常に小さいことがわかった。確認することができない残りの部分は生物分解によるものと考えられる。

1. はじめに

汚泥の嫌気性消化法は、通性嫌気性細菌群および絶対嫌気性細菌群から成る嫌気性細菌群を用い、有機物の減量化・安定化等を行うもので、下水処理場においては古くからよく用いらてきた方法である。

本法は、メタンガスとしてエネルギーの回収が可能なこと等、多くの利点を有している。しかし、嫌気性細菌群は、有機物の分解、安定化等にかかる反応速度が遅く、通常の中温消化（30℃～35℃前後での消化）においても、滞留日数として20日程度取るよう定められていること、消化槽内から発生する脱離液中の汚濁性物質濃度が高く、水処理に対する返流水負荷が上昇すること、等いくつかの問題点も挙げられている。

これら嫌気性消化法に対する調査、研究は、従来から数多く行われている。現在では、二相消化法、嫌気性細菌群の高濃度固定化技術に関する調査等、嫌気性消化法の高効率化に関する研究が積極的に行われている。嫌気性消化に係わる細菌群に対しても、基礎的な調査、研究が数多くなされ、それら細菌群の持つ性質が明らかにされつつある。

嫌気性細菌本来の大きさについては、種々の形態があり一概には言えないものの、1～6 μm程度と考えられている。しかし、細菌類が個々に単独で活動していることは少なく、菌体同士あるいは他の浮遊性物質に付着するなど、何らかの形でフロックを形成し活動しているものと思われる。今回の実験では、予め粒径別にふるい分けられた消化汚泥を種汚泥としガス発生実験を行い、種汚泥の粒径別によるガス発生特性および嫌気性消化に係わる細菌群の形成するフロック径をみるため、実験前後における粒径別の有機物濃度の変化を調査した。

表1 主な実験条件

実験項目	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
ふるい分け粒径	コントロール	37 μm以下	20 μm以下	8 μm以下	1 μm以下
ふるい分け方法		目 製 ふ る い		ノットフィルター	GF/B
実 験 形 式	閉分方式				
消 化 日 数	33 日				
消 化 温 度	30 °C				

2. 実験方法

主な実験条件を表1に示す。実験は、CASE 1—CASE 5までの5ケースについて、回分形式にて行った。実験に用いた種汚泥は、実際に下水汚泥の嫌気性消化を行っているK浄化センターより採取した消化汚泥を、さらに30℃恒温室内において1週間程度馴致したものを用いた。この消化汚泥を各ケー

スの種汚泥とするためふるい分けをおこない実験に供した。ふるい分けには、CASE 2の37 μmおよびCASE 3の20 μmまでは鋼製のふるいを用い、CASE 4の8 μmは、1000 r.p.m. 3分間遠心分離し上澄液を孔径8 μmのミリポア メンブレンフィルターを用いて濾過したもの、CASE 5

は、 $1\mu\text{m}$ 以下としてCASE 4同様遠心分離後の上澄液をGF/Bフィルターで濾過したものを用いた。ふるい分けた汚泥はポリ容器の中で24時間程静置し濃度を高めた。CASE 1は、コントロールとして、無調整で固形物ほぼ2%程度の消化汚泥を約4000mg/L程度まで蒸留水で希釈したものを用いた。

実験装置の概略を図-1に示す。実験槽には、5Lの三角フラスコを用い、上記の調整した種汚泥を5L投入し槽内の空間をヘリウムガスで置換し嫌気性にした後さらに3日間馴致させた。

投入基質は、消化汚泥と同様にK浄化センターより採取した余剰汚泥を、オートクレーブにより 150°C 30minの条件で熱処理し3000r.p.m. 15min遠心分離後の上澄液をGF/Bフィルターで濾過したものを用いた。

フラスコ内で馴致した種汚泥は、1Lを引抜き、分析に供した。残りの4Lに対し投入基質を1L入れ実験を開始した。

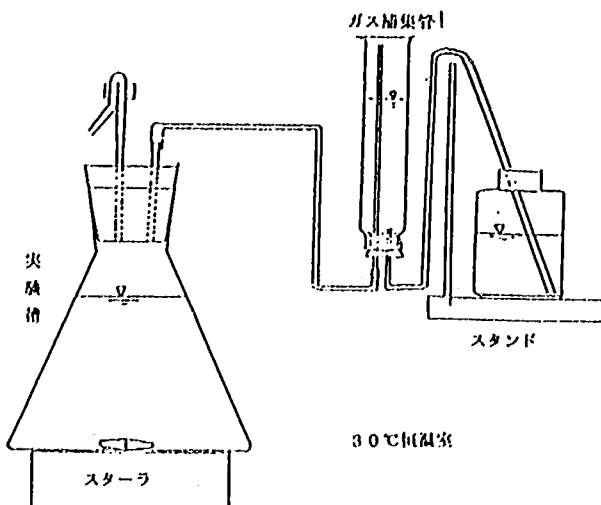


図-1 実験装置概略

汚泥の成分分析は、実験開始時の投入基質、種汚泥、および0日目の混合引抜汚泥と33日目の引抜汚泥について行っている。分析項目は、pH、蒸発残留物(TS)、溶解性蒸発残留物(DTS)、強熱減量(VS)、溶解性强熱減量(DVS)

表-2 主な分析の結果

(mg/L)

), の5項目について行い、分析方法は、全て下水試験方法によった。DTS, DVS, の溶解性成分は、公称孔径 $1\mu\text{m}$ 以下としているGF/Bフィルターを用いて濾過した後の濾液について分析を行ったものである。浮遊性物質(SS)および浮遊性强熱減量(VSS)は、 $\text{SS (VSS)} = \text{TS (VS)} - \text{DTS (DVS)}$ として計算より求めた。

3. 実験結果

分析の結果を表-2に示す。

1) ガス発生特性について

実験開始時に投入した有機物1mg当たりから発生したガス量を図-2に示す。今回

サンプル名	経過 日数	pH	TS	VS	TS/VS (%)	DTS	DVS	SS	VSS
投入基質	-	6.38	7173	6303	87.9	7173	6303	-	-
CASE 1 種汚泥	-	7.29	3990	2189	54.9	224	98	3766	2091
CASE 1 引抜汚泥	0	7.17	4633	2996	64.7	1538	1285	3095	1711
CASE 1 引抜汚泥	33	6.92	3469	1821	52.6	483	222	2986	1602
CASE 2 種汚泥	-	7.74	3555	1771	49.8	527	215	3028	1556
CASE 2 引抜汚泥	0	7.58	4245	2690	63.4	1744	1343	2501	1347
CASE 2 引抜汚泥	33	7.26	2827	1458	51.6	716	295	2111	1163
CASE 3 種汚泥	-	7.79	2872	1452	50.6	498	219	2374	1233
CASE 3 引抜汚泥	0	7.62	3702	2413	65.2	1743	1345	1959	1068
CASE 3 引抜汚泥	33	7.39	2372	1281	54.0	709	300	1663	981
CASE 4 種汚泥	-	7.84	1387	792	57.1	924	450	463	342
CASE 4 引抜汚泥	0	7.77	2493	1839	73.8	2114	1528	379	311
CASE 4 引抜汚泥	33	7.57	1487	852	57.3	971	431	516	421
CASE 5 種汚泥	-	7.97	777	298	38.4	777	298	-	-
CASE 5 引抜汚泥	0	7.89	2011	1450	72.1	2011	1450	-	-
CASE 5 引抜汚泥	33	7.51	1060	512	48.3	896	380	164	132

の実験では、各ケース共投入した有機物量を一定としているため、実際に測定しているガスの発生傾向も同様である。最終的な投入有機物当たりのガス発生量は、CASE 1 が最も多く 0.49 ml/mg (投入VS) であり、以下ケースの順にそれぞれ 0.43, 0.45, 0.40, 0.31 ml/mg (投入VS) という結果となった。

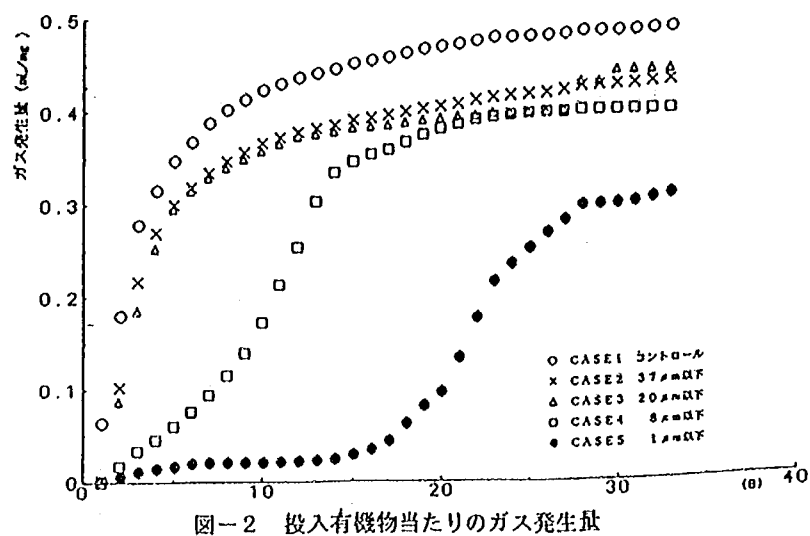


図-2 投入有機物当たりのガス発生量

図-3 に、実験開始時の種汚泥有機物 1 mg 当たりから発生したガス量を示す。この図では、投入有機物当たりのガス発生量とは逆に CASE 5 が最も多く、CASE 1 が最も少ない結果となった。このことは実験期間を通しての消化汚泥の活性が CASE 4, 5 の粒径において最も高いことを示している。しかし、CASE 4, 5 共実験初期においては、種汚泥有機物当たりのガス発生量が他の CASE 1, 2, 3 に比較し少なく、その後 CASE 4 では 5 日目、CASE 5 では 15 日目当たりからガス発生の増加がみられている。CASE 1, 2, 3 に比べ CASE 4, 5 において初期のガス発生量が少ないことは、ふるい分けにより細菌群の活性が落ちていたものと考えられる。

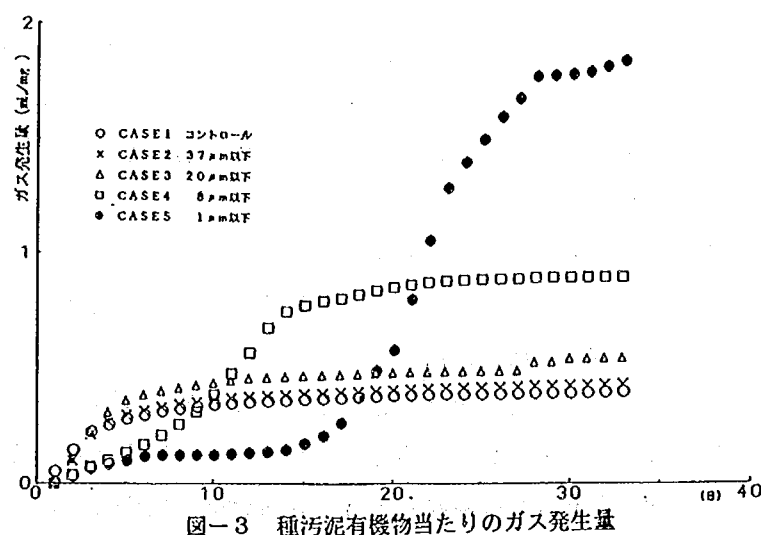


図-3 種汚泥有機物当たりのガス発生量

現在のところ、活性の落ちた原因として、1) 種汚泥中の細菌量に対し投入した有機物の負荷量が大き過ぎ消化不良を起こした。2) 有機物の分解に係わる細菌群が作っている系の一部がふるい分けにより壊れてしまった。等が考えられる。

2) 実験終了時の粒径別性状について

図-4 に実験開始時および実験終了時の粒径別 VS 濃度を示す。全ケース共通して $1 \mu\text{m}$ 以下の有機物 (DVS) の減少がみられ、DVS の減少量は CASE 1 から 1063, 1048, 1045, 1097, 1070, 平均 1065 mg/L と概ね一定の値を示している。一方、総有機物 (VS) の減少量においては、同様に CASE 1 から 1172, 1232, 1132, 987, 938 mg/L と、CASE 1, 2, 3 においては DVS の減少量を上回り、CASE 4, 5 においてはそれを下回る結果となった。

CASE 4, 5において、VSの減少量がDVSの減少量を下回るものとなった原因として、実験初期に比べ浮遊性有機物(VSS)が増加していることが挙げられる。特に、実験開始時に全てカットされているはずの $8 \sim 20 \mu\text{m}$ までの粒径が主に増加していることは、DVSを栄養源として増殖した細菌群が $8 \sim 20 \mu\text{m}$ 程度のフロックを形成し活動していることを示している。

また、CASE 1では明らかに粒径 $105 \mu\text{m}$ 以上のものが、 $37 \sim$

$105 \mu\text{m}$ 程度の粒径にまで細分化されていることが、示されている。

4. まとめ

以上、今回の実験についてまとめると、

(1) 粒径が $8 \mu\text{m}$ 以下のCASE 4, 5では、初期のガス発生が遅れ、ふるい分けにより嫌気性消化に係わる細菌の活性が落ちている。

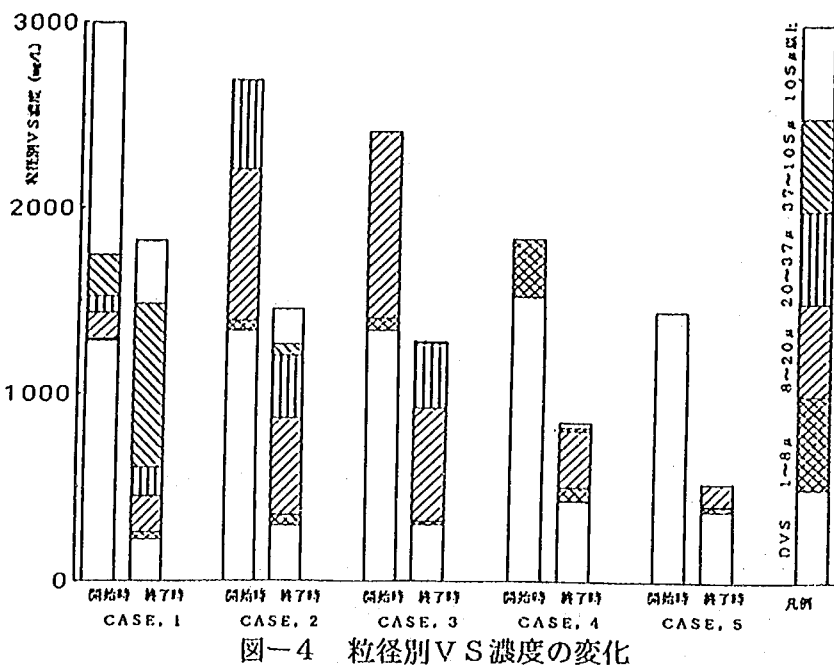
(2) 実験開始時と終了時の粒径分布をみるとVSS量の増加しているケースと減少しているケースとに分けられ、増加しているCASE 4, 5では主に $8 \sim 20 \mu\text{m}$ 、CASE 3を加えて考えるとおよそ増加したVSSは粒径 $8 \sim 37 \mu\text{m}$ 付近に集中している。

(3) CASE 1においては、 $105 \mu\text{m}$ 以上の大粒径有機物が、 $37 \sim 105 \mu\text{m}$ 程度にまで細分化されていることが伺える。

今後の課題としては、実験開始時と終了時の粒径分布の比較、消化途中での粒径分布の変化、および菌体量当たりのガス発生量の把握、等が挙げられる。

参考文献

- 1) (社) 日本下水道協会：下水道施設設計指針と解説 — 1984年版 —
- 2) 須藤 隆一：排水処理の生物学，産業用水調査会
- 3) 須藤 隆一：環境浄化のための微生物学，講談社
- 4) (社) 日本下水道協会：下水試験方法 — 1984年版 —



下水性状の生化学的特性について

下水道研究室 榊原 隆

1. はじめに

本研究は、下水処理場の流入水、処理水を対象とし、ふるい、ろ紙を用いた分画を行い、粒径別の有機物濃度などを調査した結果をまとめたものである。

1. 1 研究の目的—問題の所在

下水処理場に流入する下水は、その量、質ともに地域的、時間的に大きく変動する。また特定の物質が大部分を占めるのではなく、種々の物質が低濃度（PPM オーダー）で存在している。そのため下水道施設の設計および維持管理においては、生物化学的酸素要求量（BOD）や浮遊物質（SS）といった総括的な水質指標が用いられている。

しかし近年、下水からの有価資源回収や、新しい処理方式（嫌気性処理法、固定化担体を用いた高濃度生物処理法など）がクローズアップされるにつれ、下水の性状をより詳細にとらえる研究が必要となっている。すなわち、下水とは何か、下水は何からできているか、が改めて問い直されている。下水性状を知る一つ的手段として粒径分布がある。粒径分布は、単純な物理的特性であるが、これは（凝集）沈殿、ろ過といった物理化学的処理プロセスのみならず生物学的処理プロセスにも大きく関係するものである。例えば、現在最も代表的な下水処理法である標準活性汚泥法は、沈砂池、最初沈殿池（初沈）による固形物の除去—エアレーションタンクにおける浮遊性好気性微生物（活性汚泥）の吸着、酸化、分解作用による溶解性有機物の除去—最終沈殿池における活性汚泥の沈殿除去（固液分離）という処理フローを持つが、今、エアレーションタンクに固形物が全く流入しないとすると、固形物に付着しているフロック形成菌も流入せず、バルキング（膨化）の原因とされている糸状菌が卓越し、最終沈殿池（終沈）における活性汚泥の沈降性が低下し、処理水水質が悪化する。

従って、ある程度の固形物が生物処理にとって必要であるが、その最適条件（量、濃度、大きさ、形態）はよくわかっていないので、それを解明する必要がある。それに伴い、生物処理の前段の物理化学処理における固形物の除去性に関する調査を行う必要がある。

そこで今回の研究では、下水処理場の流入水、処理水を対象とし、粒径分布および粒径別のBOD、TOCなどの有機物濃度を調べた。

1. 2 既往の研究

下水を粒径で分画し、それぞれの特性をとらえた研究の例は少ない。Levinらは表1でみるように下水を4分画し、各水質項目を測定するとともに、生化学的酸化速度を求めている。また丹保らはゲルクロマトグラフィーを用いた分子量分画を行い、水処理機能の評価を行っている。

2. 調査の方法

調査対象は、K 県にある流域下水道のY 終末処理場であり、主として家庭下水を処理している。その諸元を表2 に示す。

調査は、予備調査と本調査からなり1986年 3月に行った。なお、水質分析は下水試験法(1984年版)による。

2. 1 分画の方法

分画には、土質試験で用いる直径20 cmのふるいと直径4.7cm のろ紙を使用した。その手順は図1に示すように、孔径の大きいふるい(ろ紙)から順に試料を通過させるものである。

2. 2 予備調査—ろ紙の洗浄水量の決定

今回の分画操作で用いるろ紙は硝酸セルロースをからみあわせて作られている。これを洗わないで使用すると、ろ紙中の灰分や細かく存在する硝酸セルロースが溶出し、試料の分析値に誤差が生じる。そこで試料通過前にろ紙を蒸留水で洗浄する必要がある。

表3は蒸留水を20mlずつ計100ml 通水し、洗浄ろ液のTOCを求めた結果である。累積通水量が100mlに達するころ紙からの流出の影響は少なくなる。

今回の調査では大量の試料を扱うので、作業性を考慮して、 5μ 、 1μ は50ml、 0.65μ 、 0.1μ は20mlの洗浄水量とした。

2. 3 予備調査—通水限界量の決定

ろ紙やふるいは一定量以上の試料を通過させると目詰まりをおこし、公称径以下の性能となる。そこでふるいの洗浄、ろ紙の交換の頻度を定める通水限界量をもとめる予備実験を行った。その内容は、処理場流入水を20mlずつ計100ml通水し、それぞれのTOCを求め、TOC 値が急激に減少するときの

表1 下水中の有機性物質の構成

項目	溶解性	コロイダル性	超コロイダル性	沈殿性
粒子径(μm)	<0.08	0.08-1.0	1-100	>100
COD(% of total)	25	15	26	34
TOC(% of total)	31	14	24	31
有機性構成成分(% of total)				
脂肪	12	51	24	19
蛋白質	4	25	45	25
炭水化物	58	7	11	24
生化学的酸化速度 (day ⁻¹ 底10)	0.39	0.22	0.09	0.08

表2 Y下水処理場の諸元

集水方式	分流式(一部合流)		
処理方式	標準活性汚泥法		
汚泥処理方式	重力濃縮—高分子凝集剤添加—ベルトプレス脱水—一部焼却		
現有処理能力	102000 m ³ /日		
平均処理水量	94400 m ³ /日		
平均水質(mg/l)	流入水	放流水	
BOD	150	6.9	
COD _{Mn}	88	10.7	
SS	157	6.5	

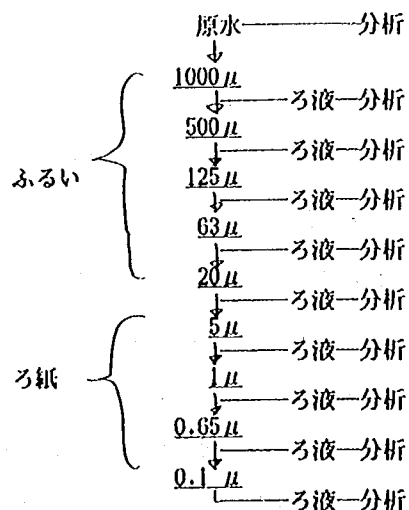


図1 分画の手順

表3 累積通水量(蒸留水)とTOC との関係

孔径(μ)	累積通水量(ml)				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
5	3.1	2.9	2.5	1.8	0.8
1	4.7	4.3	2.1	1.8	0.9
0.65	4.2	2.6	0.9	0.4	0.4
0.1	13.8	3.3	0.8	0.2	0.1

注) 蒸留水のTOC 1mg/lを差しひいた値である

累積通水量を限界通水量とするものである。しかし実験の結果、TOC の減少は見られなかった。その理由は流入水のTOC

は溶解性成分が多いため目詰まりがおきてもTOC 成分は通過するためと考えられる。従って通水限界量として大きな値を設定できるが、目詰まりのため通水速度

が次第に低下するため、作業性を考慮し、以下のように通水限界量を定めた。

ふるいの孔径1000 μ 、500 μ 、125 μ
1200ml
 63 μ 、20 μ 480ml
 ろ紙の孔径 5 μ 、1 μ 20ml
 0.65 μ 、0.1 μ 10ml

2. 4 本調査

予備調査の結果が得られた後、本調査を行った。対象下水は、沈砂池流入水、初沈流出水、終沈流出水である。初沈流出水、終沈流出水の採水時刻は、沈砂池流入水の採水時刻からおおのこの施設での滞留時間を考慮して設定した。

3. 結果と考察

沈砂池流入水の粒径別有機物などの割合を表4に示す。ろ紙からの溶出の影響は、ろ紙の成分である硝酸セルロース（炭水化物）の粒径 5 μ 以下での割合が小さいことから無視できると考えられる。TS についてみると、粒径 1 μ 以下の溶解性成分の占める割合が多いことがわかる。これは他の場所で調査した結果と同様である。本調査で対象とした処理場は一部合流式下水道区域を抱えており、粒径の大きな砂などの無機成分の流入も多いと考えられるが、この調査を実施したのが晴天時であること、流入管渠延長が27kmと長く、落差工も多くあるために、管渠内における粒子の粉砕作用が働くことなどから、溶解性成分の割合が多くなっているものと予想される。

次に炭水化物と蛋白質をみると、生分解反応速度の大きい前者が大きな粒子に多く、生分解反応速度の小さい後者が小さな粒子に多いという結果となり、表1の結果とは異なるものとなっている。これは米国の下水にはディスポーザー起因の粒径の大きな蛋白質（食べ物カスなどの生ゴミ）が多く含まれているためと考えられる。

沈砂池流入水、初沈流出水、終沈流出水の粒径別BOD、TOC を図2に示す。

表4 沈砂池流入水の粒径別分画

項目	濃度 (mg/l)	粒径範囲(%)						
		<.1	.1-.65	.65-1	1-5	5-20	20-63	63<
BOD	121	28	0.3	2	12	23	7	28
TOC	62	26	-	-	4	13	11	41
TS	449	80	-	11	-	-	3	6
VTS	134	22	-	11	26	14	17	10
蛋白質	61	62	-	-	8	13	5	12
脂肪	47	28	-	11	1	7	12	39
炭水化物	49	4	3	1	7	4	4	77

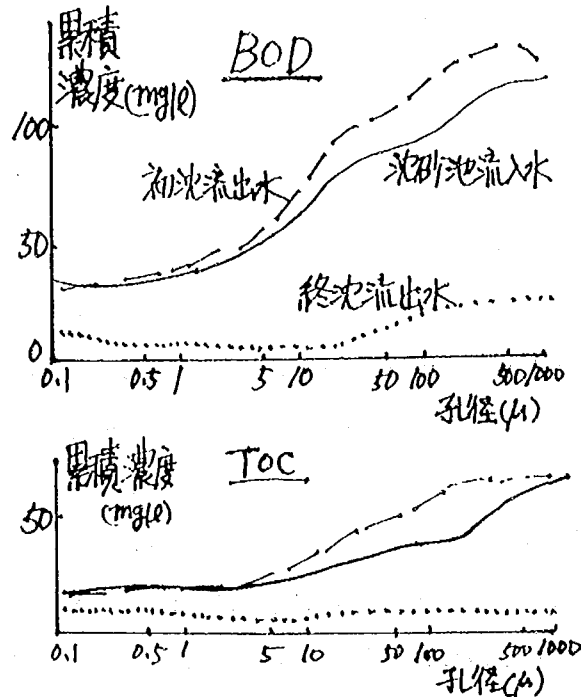


図2 累積濃度曲線

初沈には汚泥処理系統からの返流水が残っており、特に 5μ 以上の粒径区分で初沈越流水の有機物濃度が沈砂池流入水を上回っている。このため、BOD, TOC の除去率はいくつかの粒径区分でマイナスとなっている。

次に固形物中の有機物の割合 (VTS(%)) を沈砂池流入水と終沈越流水で求めたところ、粒径 5μ 以上では93%から56%と絶対値も変化量も大きい。一方粒径 5μ 以下では20%と21%と絶対値も変化量も小さい。

終沈流出水採水時に脱窒の影響により、終沈における活性汚泥の沈降性が低下していた。これが原因で粒径 20μ 以上のBOD 濃度が上昇している。

4. 結論と今後の課題

以上の結果から得られた結論は次の通りである。

1) 下水処理場の沈砂池流入水、初沈流出水、終沈流出水をふるい、ろ紙を用いて分画し、粒径別の有機物濃度などを求め、①TSにおいては溶解性成分の占める割合が大きい。②流入下水中の蛋白質、炭水化物の粒径別濃度は、既往の研究結果と異なる。③汚泥処理からの返流水の影響がある場合、初沈越流水での有機物除去率はマイナスとなる。④固形物中の有機物の割合は、粒径 5μ 以上以下で大きく異なり、また処理による変化量にも違いがある などの知見を得た。

今後の課題としては以下のことが挙げられる。

- 1) 現在の分画方法は作業に多大の労力と時間を要するので、分画方法の簡素化を図る。
- 2) 汚泥系統からの返流水の影響がない状態での最初沈殿池の固形物除去性の評価を行う。
- 3) 種々の生物処理プロセス (嫌気処理法、固定生物膜法、固定化担体を用いた高濃度生物処理法) における固形物の影響調査を行う。

参考文献

- 1) Levine, A.D., et.al., : Characterization of the size distribution of contaminants in wastewater - treatment and reuse implications, J.WPCF, pp805-816, V.57, N.7, July 1985
- 2) 丹保、亀井、「マトリックスによる都市水代謝の水質評価—都市用・排水系の再評価のための研究 (II)」、水道協会誌第 502号、1976
- 3) 中村、河井、小沢、「雨天時合流式下水の処理に関する調査」、昭和60年度下水道関係調査研究年次報告書集、土研資料第2402号、1986

1. 目的

以下に示す目的を達成するために粒子状物質にかかわる主要な物質について成分を明らかにし、濃度に対する発生源別の寄与を求めた。

1) 粒子状物質の排出係数の推定

自動車排気管から放出される粒子状物質の排出係数は、シャーシダイナモ試験により求められるが、排気管以外の発生源の粒子状物質の排出係数は、発生機構が非常に複雑で、理論を基に推定するのが困難である。しかし、道路端で採取した粒子状物質濃度に対する発生源別の寄与は、排出係数にほぼ比例すると考えられ、排気管からの排出係数と排気管および排気管を除いたその他の寄与を明らかにすることにより粒子状物質全体の排出係数を推定できる。

2) 粒子状物質濃度の低減に関する基礎資料の収集

道路交通に起因する粒子状物質に対する寄与の高い発生源を明らかにし、粒子状物質の濃度低減対策検討のための基礎資料を収集する。

表-1 試料の分析方法

分 析 方 法	分 析 項 目
リービッヒ法	C
重 量 法	Si
容 量 法	S
吸 光 光 度 法	Ti V Fe N Cl ⁻ Br ⁻ SO ₄ ²⁻ NO ₃ ⁻
炎 光 光 度 法	Na K
原 子 吸 光 法	Ca Mg Al Cr M Ni Cu Zn Cd P

2. 採取試料の成分分析

(1) 試料の種類

1) 大気中の粒子状物質(粒径10 μ m以上の粒子状物質のカットは行っていない。)

2) 路端堆積物

3) 自動車(ディーゼル車)排出ガス中の粒子状物質

4) 表層土壌(深さ数cm程度)

5) アスファルト(れき青材料)

6) タイヤゴム(大型車用ラジアルおよびバイアスタイヤ・乗用車用ラジアルタイヤ)

(2) 分析方法

表-1に示す方法で各項目の分析を行った。

(3) 分析結果

1) 粒子状物質: 道路端で濃度が増加するものを表-2に示した。

2) 路端堆積物および表層土壌:

Si・Al・Fe・Ca・Mg・Na・K・Mnのような金属元素が多く含まれている。特に、Siは含有率も極めて高く、地域による差も少ない。

3) 自動車(ディーゼル車)の排出ガス中の粒子状物質: Cが大部分を占めている。また金属元素はほとんど検出されていない。

4) アスファルト: 主要構成元素はCである。

5) タイヤゴム: 主要構成元素はCであるが、Znも他の分析対象試料と比べると多く含まれている。

分析結果をまとめると、道路端で濃度が増加するもののうちSO₄²⁻・Cは自動車の排気管に由来するものと考えられる。Sは、自動車の排気管の他に、Znと同様にタイヤゴムの摩耗による影響もう

表-2 道路端で濃度が増加する項目

金 属	Si, Al, Fe, Ti, C Mg, Na, K, Mn, Zn
非金属	SO ₄ ²⁻ , C, S

けていると考えられる。Si・Al・Fe・Ti・Ca・Mg・Na・K・Mnは路端堆積物および表層土壤に多く含まれているから、自動車走行にともなう排気管以外の他の発生源によるものと思われる。

表-3 道路交通に起因する粒子状物質の発生源別寄与

単位： $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (%)

	①排気管	②その他	③(①+②)	④(路端-B.G.)	⑤B.G.濃度
北海道	9.7 (26.4)	36.0 (97.8)	45.7(124.2)	36.8	13.3
	15.1 (31.4)	43.9 (91.3)	59.0(122.7)	48.1	43.8
	15.6 (41.2)	32.6 (86.0)	48.2(127.2)	37.9	31.4
東 北	41.1 (51.5)	38.6 (48.4)	79.7 (99.9)	79.8	46.5
	23.0 (37.5)	44.5 (72.5)	67.5(110.0)	61.4	48.2
	28.8 (41.3)	26.0 (37.4)	54.8 (78.7)	69.6	113.1
関 東	26.7 (49.1)	23.3 (42.8)	50.0 (91.9)	54.4	51.6
	10.1 (49.8)	9.4 (46.3)	19.5 (96.1)	20.3	33.2
	11.7 (25.4)	20.7 (44.9)	32.4 (70.3)	46.1	37.7
中 部	129.5 (41.5)	177.7 (56.9)	307.2 (98.4)	312.1	105.3
	130.6 (35.9)	209.6 (57.6)	340.2 (93.5)	363.8	80.3
	80.6 (35.9)	136.1 (60.6)	216.7 (96.5)	224.5	87.7
北 陸	5.0 (16.9)	21.9 (74.0)	26.9 (90.9)	29.6	57.0
	2.9 (46.0)	6.6(104.8)	9.5(150.8)	6.3	15.3
	4.2 (11.9)	27.3 (77.3)	31.5 (89.2)	35.3	27.5
近 畿	38.4 (31.1)	54.0 (43.7)	92.4 (74.8)	123.5	58.8
	47.8 (30.5)	84.5 (53.9)	132.3 (84.4)	156.8	87.1
	34.3 (38.9)	30.0 (34.0)	64.3 (72.9)	88.2	28.8
中 国	24.4 (35.4)	37.6 (54.5)	62.0 (89.9)	69.0	107.8
	33.5 (24.9)	99.0 (73.8)	132.5 (98.7)	134.3	72.2
	16.3 (34.2)	42.3 (88.9)	58.6(123.1)	47.6	65.9
四 国	8.9 (30.2)	11.9 (40.3)	20.8 (70.5)	29.5	39.5
	5.7 (15.2)	16.4 (43.6)	22.1 (58.8)	37.6	37.6
	5.4 (14.1)	18.0 (47.2)	23.4 (61.3)	38.2	64.2
九 州	13.4 (38.8)	19.8 (57.4)	33.2 (96.2)	34.5	82.0
	11.8 (22.6)	35.6 (68.2)	47.4 (90.8)	52.2	41.6
	16.7 (11.8)	138.2 (97.4)	154.9(109.2)	141.9	53.0

(表中の上中下段は、3回の各測定ごとの分析値をもとに計算した値である。)

3. 発生源別寄与の推定

(1) 推定方法

寄与を推定する方法として、ケミカル・エレメント・バランス法 (Chemical Element Balance Method 以下「CEB法」と略す。) を用いた。適用に当たっての条件は以下のようにした。

- 1) 粒子状物質濃度としては、道路端とバックグラウンド地点の濃度差をとる。
- 2) 道路端における粒子状物質の捕集位置と発生源である自動車の走行位置が近いので、フラクション係数はすべて1とする。
- 3) 道路交通に起因する粒子状物質の発生源を自動車排気管と路上堆積物および表層土壌等の排気管以外 (以下『排気管』、『その他』と略す。) とし、それぞれの指標元素をC・Siとした。

(2) 推定結果

発生源別寄与を求めた結果が表-3である。表中の『路端-B.G.』は、道路端濃度とバックグラウンド濃度の差である。また、『排気管』、『その他』の欄は、CEB法により推定した粒子状物質の濃度であり、発生源の寄与を示している。CEB法による推定値の合計と実測値の差は、約±20%に入っている。

発生源別の寄与は、『その他』が『排気管』を上回っている。多くの場合『その他』は『排気管』の1.5~4倍であるが、とくに北海道・北陸・中国・四国・九州といった比較的交通量の少ない箇所では2.5~4倍と大きく上回る傾向が見られる。

その中で、関東における調査は、高速道路におけるものであり、『排気管』と『その他』の寄与がほぼ等しいのは、一般国道に比べて高速道路の維持管理水準が高いためと考えられる。

(3) 推定した寄与の検討

得られた寄与を検討するために、粒径別濃度から発生源別寄与を推定した。一般的に粒子状物質の粒径分布は $2\mu\text{m}$ 前後を境として二山分布であることが知られ、粒径が大きな方の山は粉碎等の機械的あるいは物理的に、小さい方は燃烧等の化学的に生成されるものであると言われている。既往の調査結果でも排気管由来の粒子状物質は、粒径の小さな方の山に含まれることが確認されている。成分分析のための粒子状物質の採取と同時に測定した粒径別濃度より、 $2\mu\text{m}$ 以上と $2\mu\text{m}$ 未満の粒子をそれぞれ粗大粒子、微小粒子として、道路端における濃度からバックグラウンドにおける濃度の差を示すと表-4になる。CEB法による濃度は表-3の上中下段の値の平均である。粗大粒子は微小粒子よりも多く、微小粒子の1~4倍となっている。従って、粗大粒子を『その他』、微小粒子を『排気管』と考え、CEB法の結果から得られる寄与の比と比べて、調査地点によっては大きな差が出ているところもあるがほぼ等しいものも半数ほどある。

表-4 粒径別濃度とCEB法により求めた寄与の比較

単位: $\mu\text{g}/\text{m}^3$

	粒 径 別 濃 度		C E B 法 による 濃 度	
	粗大粒子	微小粒子	そ の 他	排 気 管
北海道	22.3(3.84)	5.8(1)	37.5(2.78)	13.5(1)
東 北	39.3(2.34)	16.8(1)	36.4(1.17)	31.0(1)
関 東	0.7(0.09)	8.2(1)	17.8(1.10)	16.2(1)
中 部	68.4(1.59)	43.0(1)	174.5(1.54)	113.6(1)
北 陸	5.1(1.06)	4.8(1)	18.6(4.61)	4.0(1)
近 畿	39.9(1.99)	20.1(1)	56.2(1.40)	40.2(1)
中 国	27.0(2.93)	9.2(1)	59.6(2.41)	24.7(1)
四 国	13.4(2.58)	5.2(1)	15.4(2.32)	6.7(1)
九 州	34.2(2.76)	12.4(1)	64.5(4.61)	14.0(1)

(カッコ内は微小粒子と『排気管』の寄与を1とした時の比率)

4. 結論

- 1) 大気中の粒子状物質は、道路端においてはC・Sといった排気管由来のもの他は、Siをはじめとする金属元素が増加している。
- 2) 路端堆積物および表層土壌には金属元素が多く含まれている。特に、Siは含有率も極めて高く、地域が異なった場合の変化も少ない。したがって、『その他』により発生する粒子状物質の沿道濃度への寄与を推定する際、有効な指標元素となる。
- 3) 自動車（ディーゼル車）の排出ガス中の粒子状物質の主要構成元素は、Cである。また金属元素は、ほとんど検出されていない。
- 4) アスファルトの主要構成元素はCである。
- 5) タイヤゴムの主要構成元素はCであるが、Znも他の分析対象と比べると多く含まれている。
- 6) 道路端で濃度が増加するもののうちSi・Al・Fe・Ti・Ca・Mg・Na・K・Mnは路端堆積物あるいは表層土壌に多く含まれているから、『その他』によるものと思われる。SO₄²⁻・Cは、自動車（ディーゼル車）の排出ガス中に多く含まれているので、『排気管』によるものと考えられる。Sは、『排気管』の他に、Znと同様にタイヤゴムの摩耗による影響をうけていると思われる。
- 7) 発生源別の寄与は、ほとんどの場合『その他』の寄与が『排気管』の寄与を上回っている。
- 8) 関東における調査は、高速道路におけるものであり、関東の『排気管』と『その他』の寄与はほぼ等しい。これは、調査が一般国道に比べて維持管理水準が高い（10日間の採取期間中5回の道路清掃が行われた）高速道路で行われたためであると考えられる。

5. あとがき

成分分析から、道路端とバックグラウンドにおける大気中の粒子状物質の結果を比較し、道路交通に起因して発生する粒子状物質の成分が明らかになった。また、自動車排気管・路端堆積物・表層土壌・タイヤゴム・アスファルトを分析し、CEB法により発生源別寄与を定量的に把握した。

今後は粒径10μm以下の粒子状物質である浮遊粒子状物質の成分を明らかにするとともに、道路交通に起因して発生する浮遊粒子状物質の発生源別寄与を検討する予定である。

6. 参考文献

- 1) 環境庁大気保全局、スパイクタイヤによる浮遊粉じん中の各成分濃度等測定方法指針
昭和58年12月
- 2) (社)日本自動車タイヤ協会、自動車タイヤ摩耗粉塵に関する調査報告書
昭和55年7月
- 3) P.J.Groblicki, C.R.Begeman: Particle Size Variation in Diesel Car Exhaust, SAE paper, NO.790421 (1979.2)

1. まえがき

地震の発生に伴い、本川に津波が遡上する場合を考える。図-1に示すように、本川に支川が直角に合流しているとき、本川からの逆流による氾濫を防ぐため、合流部付近の支川の水門を閉塞する場
合が多い。しかし支川の規模・流量などの条件によっては、
ゲートの完全閉塞に伴う自己流の滞留により支川が氾濫する
恐れがある。そこで本研究においては、本川に津波の遡上が
予想される段階で支川の合流部にあるゲートを不完全閉塞と
し、津波の遡上による支川氾濫の危険がなくなってから再び
ゲートを開ける操作法を提案し、これについて理論と実験の
両面から検討を行った。

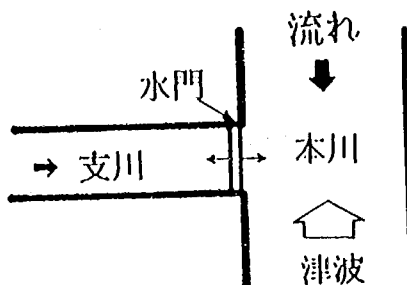


図-1 津波遡上時の本・支川
合流部の流況

2. 目的

本研究の目的は、以下の通りである。

- ①支川自己流の滞留および津波の支川への侵入を可能な限り少なくとどめ、支川堤防からの越水の少ない水門の操作法を提示する。
- ②実験により、本方法の妥当性を示す。

3. 方法と結果

3-1. 新しいゲート操作法の提示

本川に津波の遡上が予想されるとき支川ゲート操作の基本的な考え方は次のとおりである。

- ①支川のゲートを適切な開口高に設定する。
- ②浸水被害の生じる可能性のある地域の住民は避難する。
- ③津波に伴う支川氾濫の可能性がなくなったのち、再びゲートを開ける。

3-2. ゲート開口高の求め方

3-2-1. 解析

津波が河道を遡上するとき、津波の伝播・反射特性は複雑であるが、ここではゲート操作の解析を容易にするために以下の仮定をおく。

- ①支川合流部における、津波遡上に伴う本川水位の変動を正弦波で近似する。
- ②湾内共振により津波の規模が異常に増大することなく、また河道部における津波の反射の影響は少ない。
- ③ゲートを通過する単位幅当りの流量は、ゲート開口高と合流点における支川水位および本川の水位差により決まる。
- ④支川の対象区間において、水面勾配は常にゼロに保たれる。
- ⑤水門または樋門の幅は、支川全幅とする。

これらの仮定に基づき解析を行う。以後現れる方程式群はすべて単位幅当りに換算されている。開水路における連続の式

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

を x で積分すると、

$$\frac{\partial}{\partial t} \int h dx + q = q' \quad (2)$$

となる。(2)式において、 $\int h dx$ は単位幅当りの河積容量を示すが、図-2に示すように河川を底辺長 ℓ の貯留タンクとみなして次のようにおく。

$$\int h dx = h \ell \quad (h: \text{支川水位}) \quad (3)$$

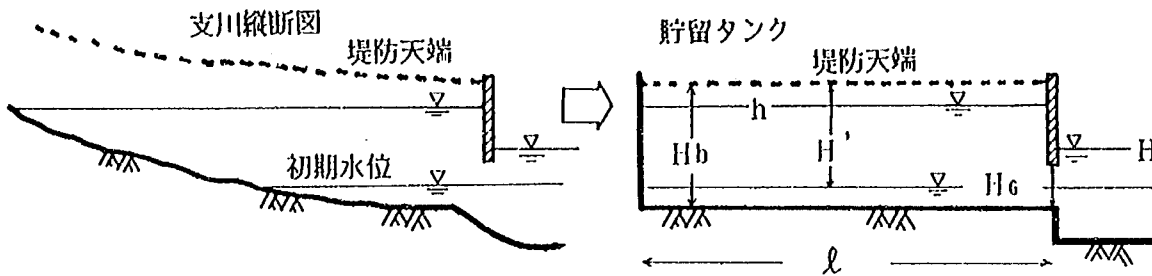


図-2 貯留タンクへのモデル化

(2)式において、 q' にゲートの流量式 $q' = C H_g \sqrt{2g(h-H)}$ および(3)式を代入すれば、

$$h > H \text{ のとき} \quad \frac{dh}{dt} = q - C \sqrt{2g} H_g \sqrt{h-H} \quad (4)$$

$$h < H \text{ のとき} \quad \frac{dh}{dt} = q + C \sqrt{2g} H_g \sqrt{H-h}$$

となる。ここに、 ℓ ；タンク底辺長、 q ；支川単位幅当り流量、 C ；流量係数、 H_g ；ゲート開口高、 H ；本川水位、である。また、支川合流点における津波による本川水位 H の時間的な変動は正弦波で与えられる。

$$H = H_r \sin \omega t \quad (5)$$

ここに、 H_r ；津波の振幅、 t ；時間、である。(5)式を(4)式に代入し、代表スケールとして、 T ；ゲートを締め切ったとき、自己流により支川が氾濫するまでの時間 ($T = \ell H' / q$, H' ；支川の初期水位から堤防天端高までの距離) と H_b ；堤防天端高を用いて無次元化すると、

$$h_* > H_r \sin \omega_* t_* \text{ のとき} \quad \frac{dh_*}{dt_*} = 1 - R_* \sqrt{h_* - H_r \sin \omega_* t_*} \quad (6)$$

$$h_* < H_r \sin \omega_* t_* \text{ のとき} \quad \frac{dh_*}{dt_*} = 1 + R_* \sqrt{H_r \sin \omega_* t_* - h_*}$$

$$R_* = C H_g \sqrt{2g} / \sqrt{H_b} / q, \quad h_* = h / H_b, \quad \omega_* = \omega T, \quad H_r_* = H_r / H_b, \quad t_* = t / T \quad (7)$$

となる。(6)式を解けば、ゲート開口高、津波の状況と支川の水位との関係が得られる。解を求めるには数値計算を要するが、計算が実河川において実用的なものとするために、改めて本研究の適用対象を考える。本研究の対象となる河川は、津波にそなえ、ゲートを閉じると自己流の滞留により氾濫

してしまう河川である。したがって、支川が津波による氾濫の危険に瀕している時間中合流部のゲートを完全閉塞していても、支川の河積容量に余裕があり、内水氾濫の危険性のないものは本研究の対象外である。よって、本研究の対象となるものは、

$$T = \ell H' / q = T < t \quad (8)$$

の条件を満たすものである。ここに、 t ；ゲート不完全閉塞時間である。(8)式は次式のように変形できる。

$$1 < t / T = t_* \quad (9)$$

t_* の最大値は、実河川を調べた結果、洪水などの特別な場合を除き、10程度で十分であり、数値計算においては $1 < t_* < 10$ として計算を行った。また津波の振幅については実際に起こりうる最大の規模を、支川堤防高の2倍までとし $0.8 < H_{T*} < 2.0$ の範囲において0.1ピッチで計算を行った。 ω_* 、 R_* についても、実河川の規模を考慮しその範囲を決めた。図-3は、数値計算結果を図に表示したものの一例である。これは $t_* = 6$ のとき、 H_{T*} をパラメータとし、 $h_* = 1$ の点を結んだ等値曲線を $R_* - \omega_*$ 平面に示したものである。支川が越水するとき、すなわち $h_* > 1$ の領域は曲線の左側であり、支川が越水しないとき、すなわち $h_* < 1$ の領域は曲線の右側である。

図-3はすべて無次元表示されておりかつ変数も多いので、利用し易い形に有次元化をはかる。図-3においては、曲線は $d\omega_*/dR_* = 0$ を満たす極値をもち、 H_{T*} が変化しても極値を与える R_* 座標はさほど変化せず、その値は $R_* = 3$ 程度である。 $d\omega_*/dR_* = 0$ を与える ω_* は非越水領域の ω_* の極小値であるから、 $R_* = 3$ 程度とすれば、非越水領域となる ω_* の範囲を最も広くとることができる。そこで、すべての H_{T*} に対して $R_* = 3$ を与え、これを(7)式に代入し、有次元化してグラフ化したのが図-4の上側の図である。ところがこの図では、得られたゲート開口高が、非越水領域にあるのか越水領域にあるのか判定できない。そこで、図-3の曲線上の $R_* = 3$ を与える $\omega_* (= 2\pi / T_T \cdot \ell H_b / q)$ と H_{T*} との関係

を調べ(図-5参照)、これにより、堤防越水非越水の判定をした。非越水領域は図中の実線の上側である。ここで、領域の境界を近似的に破線 $(H_T = 1/6.25 \cdot (2\pi \ell / q T_T) \cdot H_b^2 + 0.24 H_b)$ と表すことができる)で示す。この式をグラフに表示したものが図-4の下側である。これらの図を用いれば、支川の最大水位が支川堤防高を越えないゲート開口高を求めることができる。

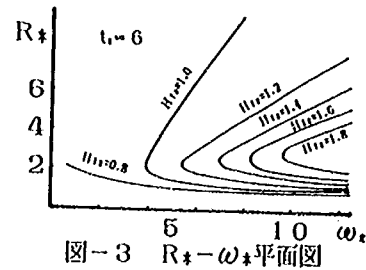


図-3 $R_* - \omega_*$ 平面図

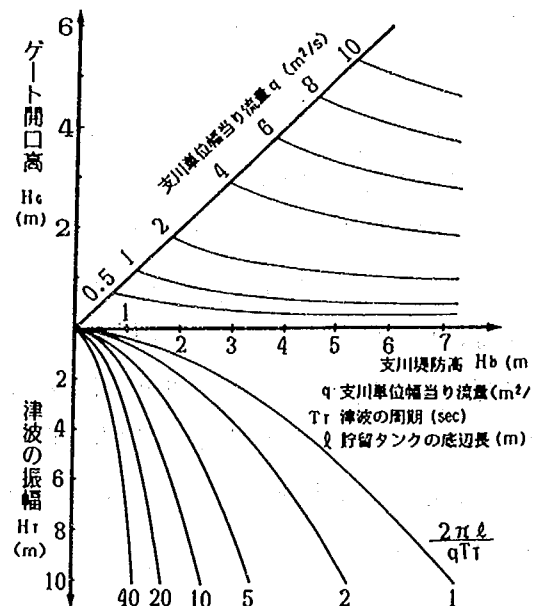


図-4 支川が越水しないゲート開口高の求め方

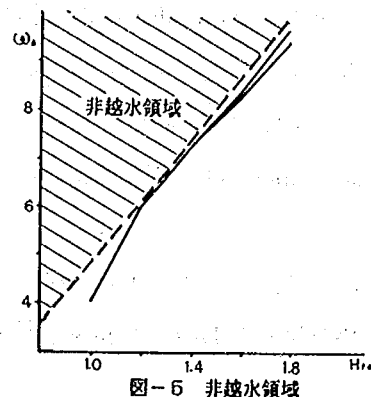


図-5 非越水領域

3-3. 実験による検討

3-3-1. 目的

3-2. においては、解析を容易に進めて行くために幾つかの仮定がなされている。これらの仮定が実現象において、無理のないものかどうか実験などにより検証しておく必要がある。そこで、実験水路において、本川に津波を起こし、そのときの支川の水位を測定する実験を行い、実測値と解析値を比較することによりモデルの検証を行った。

3-3-2. 実験方法.

使用水路は、幅60cm、長さ20mの一樣断面水路である(図-6参照)。図-6中、右側が支川で、上流端より通水を行う。左側が本川で、津波は水中ポンプと堰き上げゲートにより発生させた。本川および支川縦断水位は波高計により測定した。

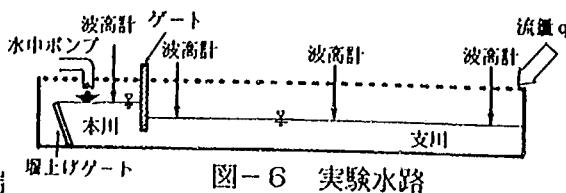


図-6 実験水路

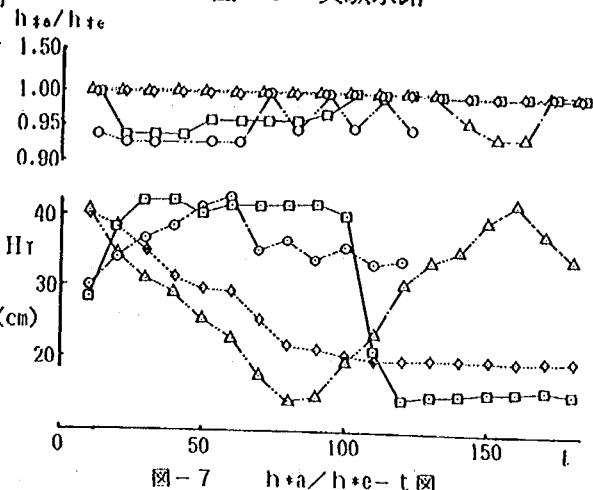


図-7 h^*a/h^*e-t 図

3-3-3. 結果

解析値 h^*a は、④式を差分化したものに、得られたデータを代入し、10秒ピッチに求めた。実測値 h^*e は、波高計により記録されたデータより10秒ピッチで読み取り、支川縦断方向の平均をとった。図-7は、 h^*a/h^*e と時刻 t 、本川水位と時刻 t の関係を示したものである。図中の記号の違いは本川水位の時間変化率の違いを表している。図-7

によれば、 h^*a/h^*e の変動は、本川水位の時間変化率の大きいものほど大きい。変動幅は1割程度であり、解析解が十分有効であることがわかった。

3-4. 使用法

図-4の使用法を記す。

- ①支川単位幅当り流量を求め、図-4の上側のグラフの曲線群の中から対応するものを選ぶ。
- ②支川初期水位から求めた堤防天端高を横軸にとり、この点より上方に垂線を伸ばす。垂線と①で求めた曲線の交点の縦座標からゲート開口高を求める。
- ③次に、このゲート開口高に設定したときに、支川が氾濫するか否かを判定する。まず支川貯留部の底辺長 l 、津波の周期 T_I を求め、 $2\pi l / q T_I$ の値を求める。そして図-4下側の曲線群より対応するものを求める。
- ④支川堤防高および津波振幅を求め、図-4にこの点を取る。この点が、③で求めた曲線の右側にあれば、②で求めたゲート開口高が非越水状態を与えるゲート開口高となる。

4. まとめ

津波発生時には、防潮水門は全閉されるので、支川においては内水氾濫の危険性がある。本研究では、支川自己流の滞留および津波の支川への侵入を可能な限り少なくとどめ、支川堤防からの越水のしない水門の操作法を提示し、実験によりモデルの妥当性を示した。今後は、支川堤防を越水する場合にも、越流流量を最小限にとどめるゲート開口高について検討してゆきたい。

1. はじめに

都市域の河川において雨天時汚濁流出の大きいことが近年指摘され、その対策が待たれている。しかし、データ収集の困難性もあって、実態に基づく調査はほとんど行われていない。汚濁物質が河川を含めた流域全体でどのような挙動を示すのか、また晴天時にどれほど蓄積され雨天時に流出しているのか、十分に把握されていないのが実情である。

表-1 各出水の状況

都市河川研究室では昭和50年から52年にかけて谷沢川において、54年から58年にかけて多摩川上流域において流量・水質同時観測を行い、59年には霞ヶ浦に流入する山王川において人工出水を起して汚濁物質の挙

No	データ名 年 月 日	降雨条件			流量条件		総負荷量	
		総降雨量 (mm)	前期無降雨日数	先行降雨量 (mm)	総流量 (m ³)	ピーク流量 (m ³ /s)	BOD (ton)	SS (ton)
1	51 7 19	42	5 (1)	91 (3)	76082	6.918	2.331	21.855
2	51 8 2	11	13	31	17385	3.873	3.514	16.415
3	51 10 16	14	0	21	36524	2.864	0.828	4.723
4	52 9 30	11	2	18	18525	2.561	0.506	2.694
5	52 10 3	50	2	10	114763	3.589	0.984	12.683

動調査を行っている。本報文は多摩川、山王川での検討を参考にして、谷沢川での観測データを基に都市小河川における雨天時汚濁流出特性を明らかにすることを目的として行うものである。

汚濁物質の指標は“有機物による汚れ”を表わすBODと、“水中に懸濁している物質のうちの浮遊している物質”を表わすSSである。また今回検討の対象とした五つの出水データを表-1に示す。総降雨量は最大で50mm、その他は10mm程度の降雨が中心となる。

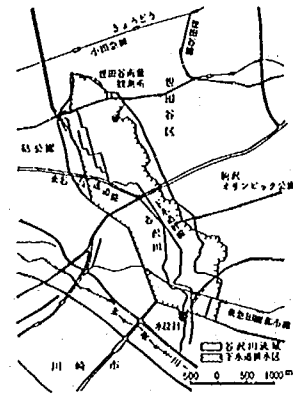


図1 谷沢川流域概要図

2. 対象河川の概要

本報文で対象とする河川は東京都世田谷区を流下する多摩川支川の谷沢川である(図-1)。調査対象流域面積は5.16Km²で土地利用は住宅地がほとんどを占め、現在分流式下水道が整備されている。

3. 都市河川における汚濁流出

3.1 $L = aQ^n$ 式による検討

谷沢川における雨天時汚濁流出負荷量と流量の関係について、通常よく使われている式 $L = aQ^n$ (ここに、 L : 負荷量、 Q : 流量、 a 、 n : 定数)にどの程度適合するのか検討する。BOD、SS負荷について最小二乗法で求めた定数と

表-2 各出水の a 、 n 値および相関係数 r

No	BOD			SS		
	a	n	r	a	n	r
1	15.2	1.517	.945	52.1	2.140	.919
2	95.0	1.919	.978	169	2.958	.960
3	19.2	1.447	.960	65.0	2.340	.953
4	16.2	1.969	.963	53.5	2.670	.956
5	7.2	0.864	.613	49.1	2.123	.914

その相関係数を表-2に示す。表よりBOD、SSとも上式での相関性が高いことがわかる。しかし定数項を比較してみると、特に a についてバラツキが大きく、汚濁流出の一般式を定めることはできない。 n の値はBOD負荷で1~2、SS負荷で2~3程度であり、汚濁物質により異なってくるも

のと推定される。

3.2 汚濁流出の特徴

谷沢川は流域のほとんどが住宅地であって、いわゆる都市化された小河川である（不浸透域率は51年で約50%）。流域が都市化されると降雨流出（ハイドログラフ）にはピーク流量の増大、到達時間の短縮、ハイドログラフの減衰係数の増大等の変化が現われる。52年9月30日（図-2）で代表されるように、流量は降雨の変化に対して敏感に反応する。

同図でBOD・SS負荷のポリュートグラフをみると、流量の変化よりもさらに急激な変化をしている。汚濁物質はある流量以上になると同時多量に流出し、ピークを過ぎると流量の低減よりも早く減少して平常時まで回復する。この間1時間半足らずの出来事である。また他の出水でも流量低減部で負荷量がピークから急激に低下する部分が、同様にみられる。

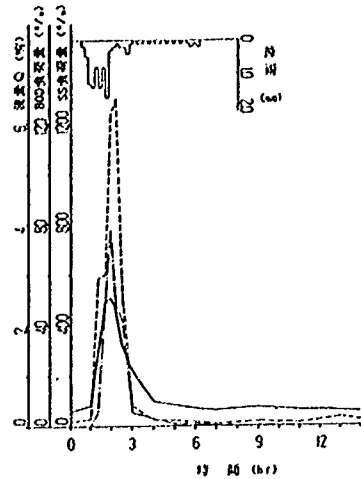


図-2 S52.9.30出水

次に三つのピークがある51年7月19日（図-3）、それと連続して考察し得る51年8月2日（図-4）の出水により、汚濁物質の流出状況について考察する。7.19は総降雨量42mmで、ピーク流量も6.9%に達する大きな出水である。8.2は総降雨量11mm、ピーク流量3.9%で普通規模の出水であった。

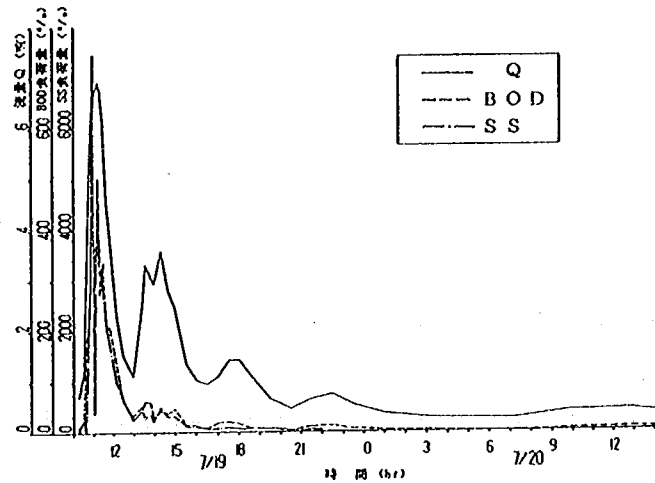


図-3 S51.7.19出水

7.19出水の三つのピーク流量値は6.9%、3.3%、1.4%であり次第に小さくなっていく。この出水中のBOD、SS負荷量の動きをみると、一つめのピークでBOD745^g/s、SS6700^g/sの負荷量ピークを示し、その後の二つのピークは流量の大きさに対して負荷量是对応してないことがわかる。それをピーク時の比率でみると、ピークの流量比率が10:5:2であるのに対し、それぞれのピーク時に流出した負荷量の比はBODで10:1:0.3、SSで10:1:0.1となっている。これは出水中に流出した負荷のほとんどが一つめのピークで流出してしまったことを表わしている。また一つめのピークで流量が減少する前に汚濁負荷の減少傾向がみられることから、この出水中の一つめのピークの前半部分で汚濁物質のほとんどが流出してしまったとみることができる。

次に13日間の晴天日数を経た後の8.2出水をみると、この出水では一つのピークしか捉えていないが、出水規模に比較して大きな負荷量が流出している。その流出量を7.19の最初のピークと比較してみると、総流

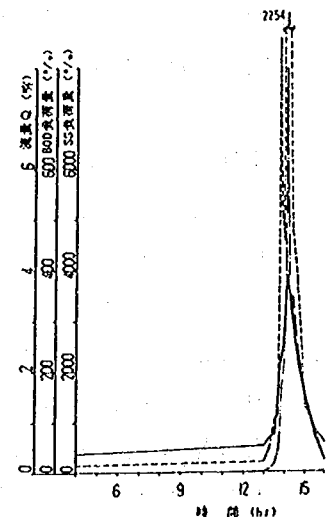


図-4 S51.8.2出水

量では 8.2 出水は 7.19 出水の 1/2 であるが、総負荷量でみると BOD が 2 倍、SS が同程度に流出している。これは汚濁流出が出水の大きさに影響されずに、むしろあらかじめ堆積していた量の影響が表われたものと考えられる。

3.3 汚濁流出量の推定

3.1 で $L = a Q^n$ 式による検討を行ったが、各出水のポリユートグラフを詳細に見ていくと汚濁流出の特徴を十分説明しているとは言いがたい。同式で説明のできない現象は出水初期に多くの汚濁物質が流出することである。これはいわゆる、ファーストフラッシュとして位置付けられる。谷沢川におけるファーストフラッシュの特徴は立上がり部、低減部が急で短時間に多量の汚濁物質が流出してしまうことである。S51. 7.19 出水などはこの現象を明確に示しており、ファーストフラッシュ後の負荷量は流量に対応して変化している。同様に図-5 の S52. 10.3 出水でみると、21 時間続く出水の中で最初の 8 時間に汚濁流出が集中しており、BOD についてはこの時点でほとんど出尽くしてしまったと考えられる。またその低減部はかなり急で、BOD、SS 負荷ともピークから 1 時間後には平常時程度まで回復し、その後はある程度流量に対応して変化している。このことは汚濁流出が流量に対応した量とそれ以外のある量とからなることを示している。つまり、

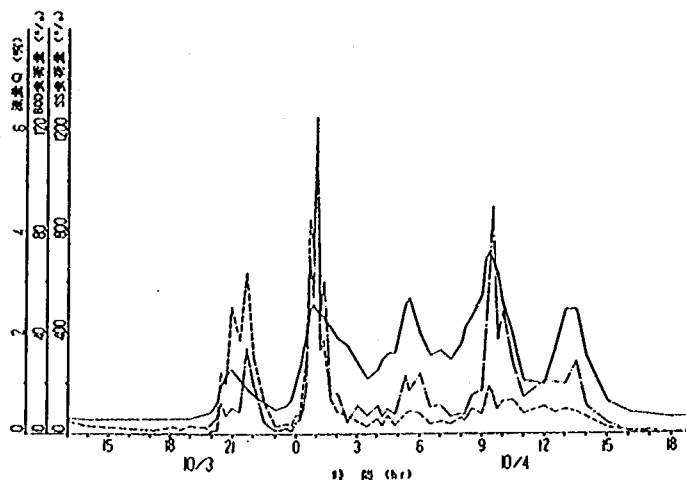


図-5 S52. 10.3 出水

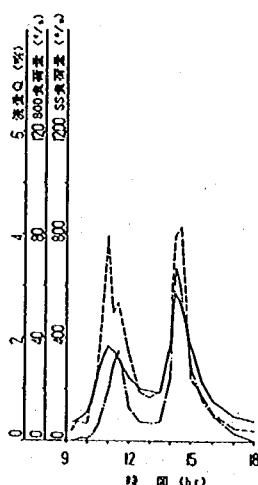


図-6 S51. 10.16 出水

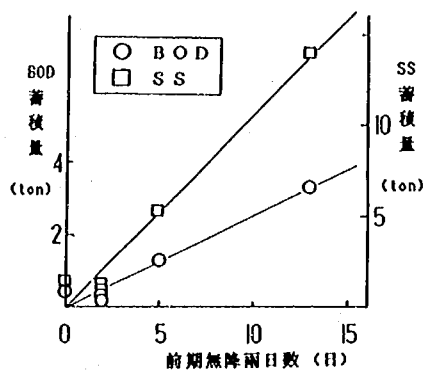


図-7 蓄積量(A)と前期無降雨日数の関係

$$\Sigma L = A + \Sigma (a Q^n) \dots\dots\dots (1)$$

の A で表わされるものの存在である。この量は流量に対応して流出したのではなく、流域あるいは河道にあらかじめ存在していた汚濁物質が流出したのと考えられる。また普段から雑排水等により汚濁物質流入が多い河川では、その量を決定する要因は前期無降雨日数であり、その期間に流域あるいは河道に蓄えられたものと推定される。そこで前期無降雨日数とその期間の蓄積量との関係を各出水よりみてみる。

五つの出水に伴う BOD、SS 負荷から流量対応分を差し引いた量 (A にあたる) と前期無降雨日数との関係を図-7 に示す。ただし流量の低減部で負荷量が流量に比べ急激に低減した時を、蓄積負荷量が全て流出したものとみなす。また S51. 7.19 出水の一つめのピーク流量が約 7 ㄔと大きく、ファーストフラッシュに関する汚濁物質はこの時点ですべて出尽くしてしまい、蓄積負荷量の影響はない

と推定される。このため同出水の二山目以降を $L = a Q^n$ 式に当てはめて求めた係数を流量対応分として使用した。図より BOD、SS の蓄積量は無降雨日数と正の相関関係にある。雨天時に流出する汚濁物質量は、晴天が長く続けば蓄積量が多くなるため、小降雨でも多量に流出する可能性がある。

BOD 蓄積量と SS 蓄積量を便宜上線型で近似し、一日当たりの蓄積量を求めると BOD で 250kg、SS で約 1000kg となる。谷沢川の晴天時の一日あたりの負荷量は BOD で 500kg、SS で 160kg (51 年 11 月 2 日データ) 程度であるから、BOD 物質は平水時に流出している量の半量が蓄積されて流量 (掃流力) の増大に伴い流出する。また SS 物質は、平水時にはほとんど流出せず降雨時に多量に流出する物質であると考えられる。

3.4 掃流力との関連

これまでの考察より、汚濁物質は、流量がある一定量、例えば限界掃流力以上に達したときにファーストフラッシュとして流出する。当研究室が石岡市を流れる山王川において行った調査によると、河床の汚濁物質の巻き上げ・掃流は掃流力 τ が $10N/m^2$ 程度に達した時から始まる、となっている。谷沢川でその掃流力に相当する流量は約 2.3 ㍔である。この流量附近での汚濁物質の動きを見ると、51.8.2、52.9.30、52.10.3 出水が 2.3 ㍔程度に達した時に汚濁物質が 2~10 倍程度の流出量となる。市内を流下し雑排水の流入も多い山王川は谷沢川と類似の流域・河道条件にあると考えられることから、 $10N/m^2$ 程度の掃流力が汚濁物質のファーストフラッシュを決定する目安となると推定される。また汚濁物質の物理的性状と掃流力との関係を用いて A を表わすことにより、汚濁負荷ポリユートグラフの定量化が可能であると思われる。

4. まとめ

都市小河川である谷沢川における汚濁流出の特徴をまとめると次のようになる。

- ① 汚濁流出は $L = a Q^n$ 式である程度説明できるが、都市河川の様な流量変化の激しい河川では現象を正確に捉えるに到らないと判断される。
- ② 汚濁物質は、流量に対応して流出するものとあらかじめ流域あるいは河道に存在しファーストフラッシュとして出水初期に一度に流出するものとなる。その限界掃流力を推定し得た。
- ③ ファーストフラッシュ現象はある掃流力以上に達した時におこり、その時に多量の汚濁物質が流出する。このことについて定量的に評価し得た。
- ④ ファーストフラッシュに関係する汚濁物質量は前期無降雨日数が大きくなれば増加し、汚濁総量のうちの大きなウエイトを占めるようになる。

<参考文献>

- 1) 松浦・谷本：貯留型施設による雨天時汚濁流出抑制計画とその評価、土木研究所資料第 2347 号

1. まえがき

ダムの建設が進み貯水池管理の経験が増大するのに伴い、貯水池の水質変化が大きな問題となり、ここ十数年の間に社会問題化する事例が出て来ている。具体的には、放流水の冷水問題、濁水の長期化問題ならびに貯留水の富栄養化問題である。これらの問題は、第一義的には貯水池内に形成される水温成層に起因して発生するものである。ダム貯水池の水温成層の形成過程は、水象、気象、貯水池の運用、放流設備の配置等の要因が複雑に関連する現象であり、ダム貯水池には、このように水温成層が安定して形成されている成層型、水温成層がない混合型、その中間の中間型の3種類がある。成層型貯水池では、3月頃から太陽熱等により貯水池表面があたためられ、水面下10m付近に水温が急変する層が生じる。これを一次躍層と呼び、これより上を表層、下を下層と呼ぶ。この時に比較的深部から取水を行うと、一次躍層の下あるいは中間に比較的温度の高い河川流入水が貯留され深部の低温層との間に強い躍層（2次躍層）が形成される。成層型貯水池で、この成層を利用して水質制御を行う目的で設置されている設備が選択取水設備である。選択取水設備の機能としては、貯水池の表層水を分離取水する表層取水と中層または底層の水を分離取水する中層、底層取水がある。

2. 研究目的

先の問題は、貯水池の規模、流域の水理、水文条件、地形・地質条件および社会的条件によって大きく変化することもあり、必ずしも全ての設備で適切な運用が成されているとはいいがたい。そこで、放流水の冷水問題、濁水の長期化問題、富栄養化問題を解決するのに最適な成層状態を想定し、この状態が放流設備の常時の使用の結果得られるようにすることが望ましく、さらに、選択取水設備はこれらの放流設備の操作を考慮されなければならない。

このため、取水設備の機能を検討し、効果的な設備の形状・構成および運用法を確立するために水理模型実験を中心に研究を進めている。ここでは、特に直線多段式選択取水設備の機能について検討したものである。

3. 研究方法

3. 1 選択取水設備実験装置の概要

本水理模型実験は、選択取水設備実験装置を用いて実施している。選択取水設備実験装置は、実験水槽・ポンプ設備・温度成層形成装置・計測装置で構成されている(図-1参照)。

①実験水槽：実験水槽は、高さ 2m，幅 2m，長さ 12mで片面ガラス張りで周囲は断熱板により被膜されている鋼製水槽である。

②ポンプ設備：ポンプ設備は、ポンプの回転数制御により選択取水設備模型で取水した実験水の流量調節を行う。流量は、電磁流量計により計測される。

③温度成層形成装置：装置は、日射を模擬した赤外線ランプ群で実験水槽上部の台車に赤外線ランプ（220V-375W）を80個設置しており、実験水槽内に温度成層をつくりだすものである。この装置の機能としては、20時間連続点灯により、水面下約20~30cmの間に温度成層が形成される（図-2参照）。この時の熱収支を計算すると、水槽内に加えられた熱量は、総熱量の30%である。また、蒸発に寄与した熱量は、総熱量の60%程度となる。

④流入部：ポンプ設備で取水された流量と同じ量を実験水槽上流底部で給水している。
 なお、給水温は、底層水温と同じである。

⑤計測装置：計測装置は、実験水槽内の貯留水の温度分布および温度変化を計測する設備であり、サーミスタ温度計（130点）およびデータ集録装置で構成されている。また、集録データは、ミニコンへ転送して処理を行う。

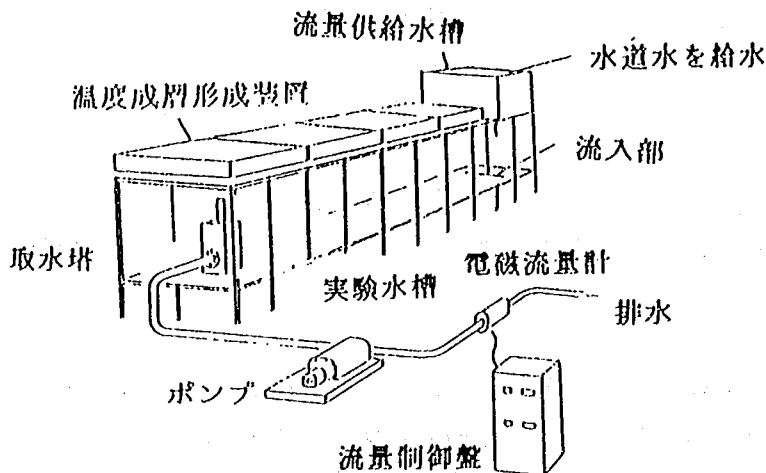


図-1 選択取水設備実験装置

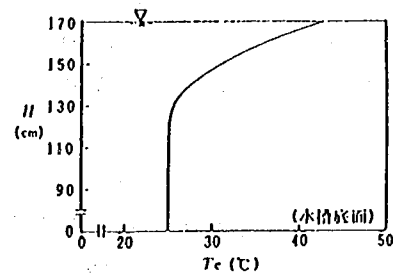
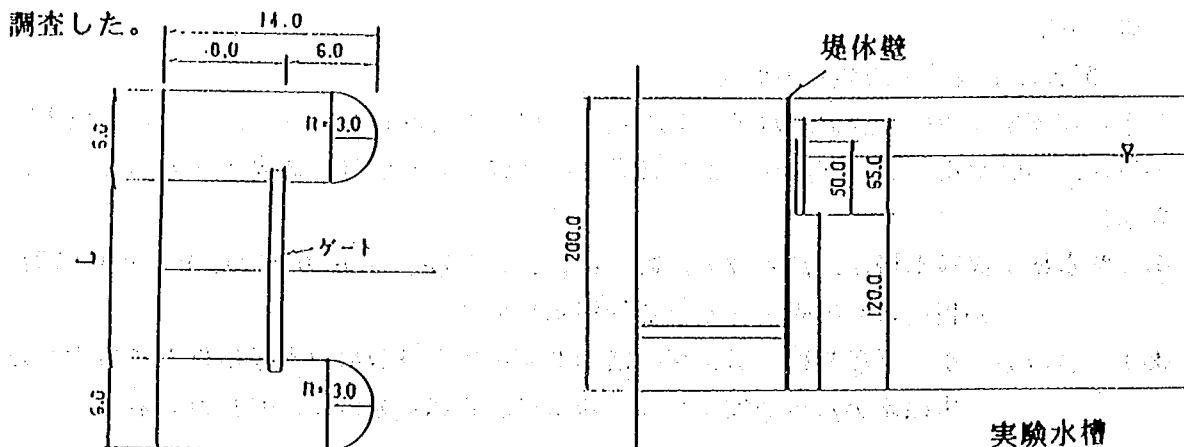


図-2 温度成層形成装置による水温成層の一例

3.2 実験内容

本検討は、図-3に示す選択取水設備模型を上記の選択取水設備実験装置内の実験水槽に設置して、模型の取水口で取水して、それと同じ量（底層水温と同じ）を水槽上流より流入させる方式で使用し、直線多段式選択取水設備の表層取水における寸法効果について調査した。



取水長 $L=8, 10, 20$

図-3 選択取水設備模型（単位cm）

主要な測定項目は、流動層厚と密度勾配である。

取水設備により貯水池から取水を開始するとあるいは取水量を増加させると、取水口近傍では急激に上向きの流れが生じ、貯水池深部でも流動している。その後密度流としての取水形態となり、深部は停滞する。本研究では、流動層厚は貯水池深部での流動が見られず、安定した密度流の状態になった時に水素気泡の移動により求めている。また、密度勾配は流況観察時の水温分布の水面から流動層厚間の密度を最小二乗法により近似して求めている。

4. 検討内容

4. 1 実験結果

表-1に流動層厚の観測結果を示す。表-1より、流動層厚は、取水量に比例して大きくなることわかる。また、取水長が大きくなるに伴い流動層厚が小さくなっている。なお、取水深 H_1 が大きくなるのに伴い流動層厚も大きくなっているが、その割合は、取水長より小さめである。なお、実験手順の関係で密度勾配は取水量が大きくなるとやや小さくなっていく。

次に、流動層厚が流量および取水長により比較的大きく変化するため、流動層厚 d_s と取水量と取水長の比すなわち単位幅取水量 Q/L との関係を調べてみると、図-4に示すものとなる。一つの Q/L の値に対して d_s 値が2つあるいは3つあるが、これは取水深の違いによる流動層厚の変化を示すもので、取水深が大きくなるに伴い流動層厚もやや大きくなることを示しているが、先に述べた密度勾配の効果も含まれていることに注意する必要がある。

表-1 流動層厚観測結果

		流動層厚 d_s		
		$Q=0.3 \text{ l/s}$	$Q=0.6 \text{ l/s}$	$Q=1.2 \text{ l/s}$
$L=8$	$H_1=4$			
	$H_1=6$	14.0	18.0	22.0
	$H_1=8$	16.0	20.0	24.0
	$H_1=10$	15.0	19.0	27.0
$L=10$	$H_1=4$	14.0	18.0	23.0
	$H_1=6$			
	$H_1=8$	15.0	18.0	25.0
	$H_1=10$	16.0	20.0	26.0
$L=20$	$H_1=4$	11.0	14.0	21.0
	$H_1=6$			
	$H_1=8$	13.0	16.0	23.0
	$H_1=10$			

単位 cm

....は測定なし

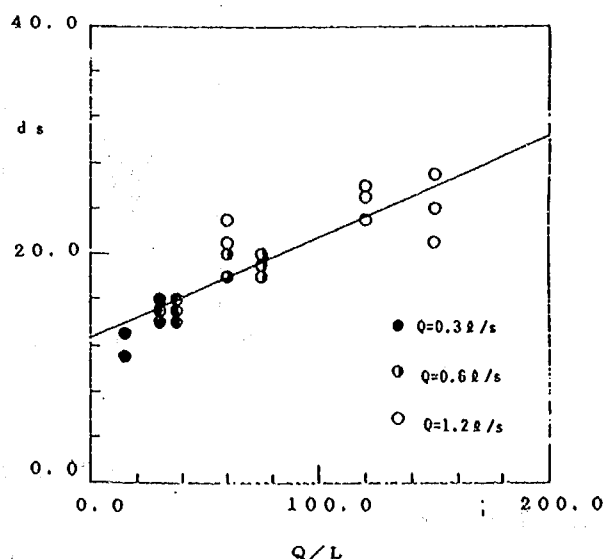


図-4 $d_s \sim Q/L$ の関係

4. 2 表層取水設備の寸法効果

日野、大西¹⁾は、一様密度勾配の成層流体中のポイントシンクへの流れの研究から以下の式を理論的に求めている。

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{Q}{G \theta \sqrt{g} \epsilon}} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 d ; 流動層厚 Q ; 取水量 g ; 重力加速度
 G ; 選択取水係数 (内部フルード数)
 θ ; 取水口の平面開口角 (ラジアン)
 ϵ ; 密度勾配

(1) 式を変形すると (2) 式となる。

$$G \theta = \frac{Q}{d s^3 \sqrt{g \epsilon}} \dots \dots \dots (2)$$

(2) 式から得られる $G \theta$ は流れの特性を表すもので実際には取水口形状に依存するものである。また、先の問題となった密度勾配の効果はこの中に含まれている。そこで取水口形状として取水長 L を取水深 H_1 で除して無次元化した L/H_1 を選択し $G \theta$ との関係を整りしてみる。図-5 に今回の実験で得られた $G \theta$ と L/H_1 の関係を示した。また、図中の実線はその関係を最小二乗法で整理したものである。図-5 より、 $G \theta$ と L/H_1 の関係はかなりバラツキがあるが、 $G \theta$ と L/H_1 の関係は (3) 式で表せる。なお、このバラツキは取水量によるもので、取水量が大きくなるに伴い $G \theta$ も大きくなっている。

$$G \theta = 0.123 + 0.0455 (L/H_1) \dots \dots \dots (3)$$

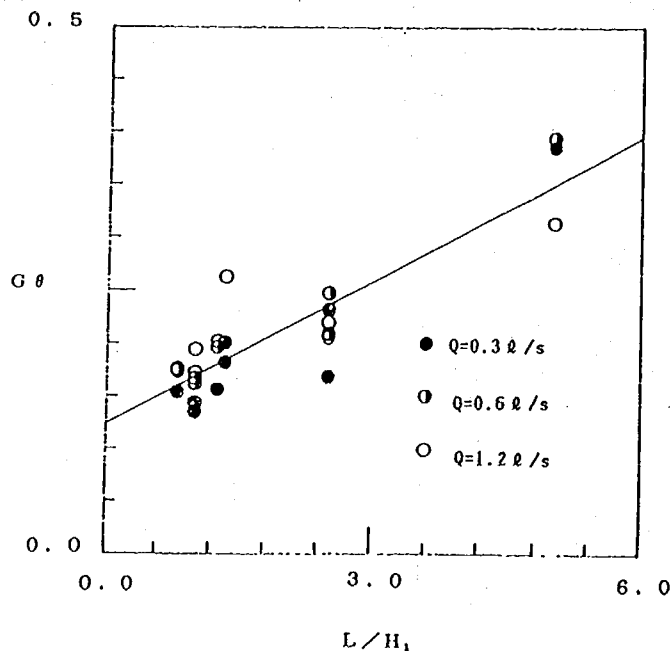


図-5 $G \theta \sim L/H_1$ の関係

5. あとがき

本検討は、直線多段式選択取水設備の水理機能について調査したものである。今回はゲートを支持するピアを同一形状としているため、 L/H_1 だけで模型の幾何学的相似が保たれているわけではない。このため、同規模の他の取水設備 (シリンダータイプ、半円形) を含め、さらに検討を実施し、多段式選択取水設備の合理的設計法を確立する計画である。

参考文献1) 日野幹雄, 大西外明: 密度流に及ぼす point sink の高さの効果, 土木学会論文報告集第163号 pp.33~48, 1969年3月

1. まえがき

床固工の下流は、河床材料との粗度が異なるために局所洗掘を起こしやすいので、垂直壁などの基礎部を保護するために護床工を設ける例が多い。一般に護床工は天端を河床高に合わせて粗度によって流水を減勢する方法がとられているが、床固工間の流れが常流であれば、水たたき天端と護床工とに段差を設けて流水を減勢させて、垂直壁の基礎部を保護する方法が考えられる。本実験的研究は、水たたき下流の局所洗掘深について検討し、段差による跳水の水理を基礎とした護床工の形状を検討したもので、ここにいくつかの知見を得たので報告する。

2. 既設流路工にみられる床固工の設置条件

実験条件を設定するに際して、流路工計画において床固工の水たたき上のフルード数 (Fr_1) と、床固工間での等流水深に対するフルード数 (Fr_0) がどのようなになっているかを、既設流路工調査資料を用いて図-1及び図-2に整理した。一般に流路工を計画するような急勾配河川での流れはほとんどが射流といわれているが、図-1に示すように、常流の流れは全体の45%を占めている。また図-2より、水たたきのフルード数 (Fr_1) の最頻値は、2~3で全体の43%で、 $1 \leq Fr_1 < 4$ の流れが82%を占めていることがわかる。

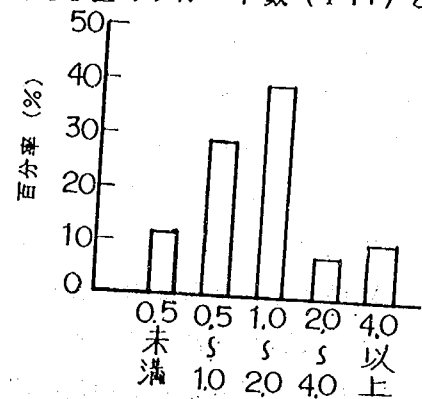


図-1 等流水深に対するフルード数 (Fr_0)

3. 実験の概要

実験は、幅0.9mと1.5mの水路を使用して行った。床固工前庭部は移動床とし、平均粒径 $d = 1.7\text{mm}$ の河床材料を用いている。給砂の条件は無給砂、河床勾配は $I = 1/150$ 、床固工間隔は流路幅の約2倍とした。既設流路工の例を参考に流量 Q は10~251/s、床固工の高さ H は5~25cmで、 Fr_0 は0.4~0.9、 Fr_1 は2.7~6.8の範囲で実験を行った。なお護床工は、水たたきと同じ木製で、段差は0から水たたき上の射流水深 h_1 の6倍で、護床工の長さは0から h_1 の跳水対応水深 h_2 の7.4倍の範囲で変化させた。図-3は、本文中に用いている記号を示している。ここに、 H : 床固工の高さ、 W : 水たたきと護床工の段差、 L : 護床工の長さ、 h_0 : 等流水深、 h_1 : 水たたき上の射流水深、 h_2 : 護床工上の最大水深、 h_{00} : 護床工の天端を基準面とする水位、 Z_{s1} : 水たたき前庭部の局所洗掘

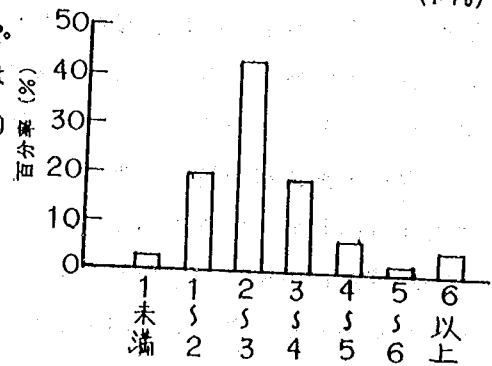


図-2 水たたき上のフルード数 (Fr_1)

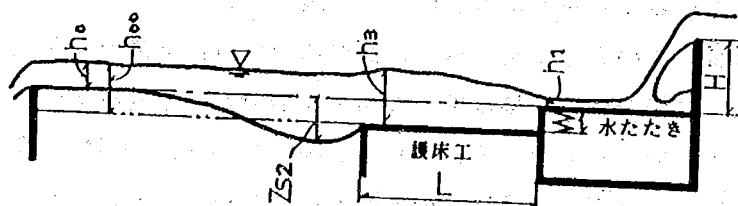


図-3 概念図

深の最大値、 Z_{s2} ：護床工を設けた場合の局所洗掘深の最大値である。

4. 実験結果と考察

4. 1 水たたき下流の局所洗掘深

水たたき下流の局所洗掘深 Z_{s1} は、単位幅当たりの流量 q 、落差 H 、砂礫の粒径 d を基本要素として論じられている²⁾³⁾。局所洗掘深をフルード数 Fr に対して示すと図-4 のようになり、この関係は、式(1) のように表わされる。

$$Z_{s1} \cdot d (\sigma / \rho - 1) / h_1^3 = 0.55 Fr_1^{2.75} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 d ：砂礫の平均粒径、 σ ：砂礫の密度、 ρ ：水の密度である。本実験得られた h_1 は、式(2) の高段落からの自由落下水脈の現象を示すランドの式に近似する。

$$h_1 = 0.54 H \cdot D^{0.225} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $D = q / (g \cdot H^3)$ ：落下指数、 g ：重力加速度、 q ：単位当たりの流量である。そこで、 Fr_1 を流量と水深で表わし、式(1) の h_1 を式(2) を用いて消去すると最大洗掘深を求める式(3) が得られる。

$$Z_s = 0.155 q \cdot \sqrt{H} / \{ \sqrt{g} (\sigma / \rho - 1) \cdot d \} \quad \dots \dots \dots (3)$$

4. 2 段落ちによる跳水

段落ちによる跳水については、次式 により求めることができる。

$$(W/h_1)^2 - 2(W/h_1) + 1 + 2Fr_1^2(1 - h_1/h_3) - (h_3/h_1)^2 = 0 \quad \dots \dots (4)$$

(段落ち背面に上流水位より考えた静水圧が作用すると考えられる場合)

ここに W ：段落ちの高さである。

式(4) による計算値と実験値の関係を図-5 に示した。実験値の h_3 は、護床工の長さを $4.5h_2$ 以上とした場合の値である。ここで h_2 は跳水対応水深である。図-5 より、実験値の h_3 は、護床工の天端面を基準とする下流水位 h に影響を受け $h_{00}/h_2 < 0.8$ の場合は跳水が生じない、 $h_{00}/h_2 \geq 0.8$ の範囲では計算値と実験値とが近似することからこの範囲で式(4) は適用できることがわかる。

4. 3 水位・河床高の縦断変化

水理条件は同じで、護床工の段差 W 、護床工の長さ L を変化させた水位及び河床高の縦断変化を図-6、図-7、図-8、図-9 に示した。図-6 と図-7 を比較すると、護床工を設けた場合は、水たたきの天端を基準とする局所洗掘深は小さくなるのがわかる。図-7 と図-8 を比較すると図-8 の護床工の長さが短い場合に前庭部の局所洗掘深が大きい。図-7 の場合には、護床工の天端を基準面とする最高水位が護床工上で生じているのに対して、図-8 の護床工が短い場合には、最高水位は護床工の下流で生じていることから局所洗掘深を小さくするためには、最高水位が護床工上で生じる

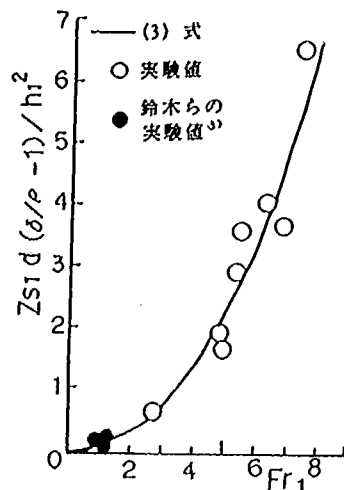


図-4 水たたき下流の局所洗掘深と水たたき上のフルード数の関係

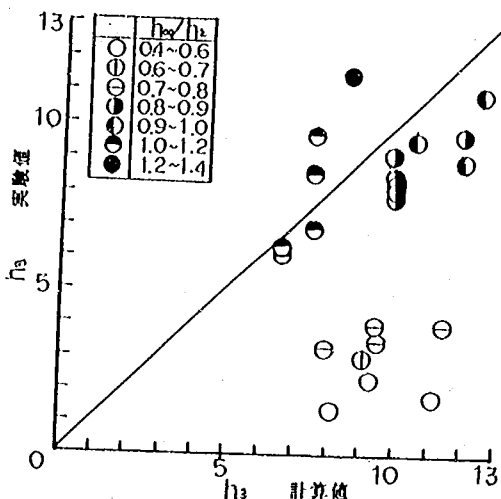


図-5 護床工上の最大水深の計算値と実験値の比較

護床工の長さが必要であることが示唆される。護床工の長さ L は同じで段差 W を変化させた場合の局所洗掘深を図-7と図-9で比較すると、段差 W の低い図-9の方が護床工上の水深が小さく、洗掘深は大きく護床工の無い場合と水たたき面を基準とする局所洗掘深とほとんど変わらない。このことから、局所洗掘深を小さくするために必要な護床工上の水深が存在し、水深は段差によって変化することがわかる。

4.4 護床工上の水深

護床工上の最大水深 h_3 と護床工の段差 W の関係を、それぞれ水たたき上の水深 h_1 及び限界水深 h_c を用いて無次元化して示したのが図-10である。なお、護床工の長さは跳水対応水深 h_2 の4倍以上とした。図-10で○印は、図-9示すように護床工で流水は減勢されないで流下していることを示しており、図-10より、流水を減勢するためには、 $W/h_c \geq 1$ となるような段差が必要となることがわかる。

また、図-10より最大水深 h_3 は、 $L \geq 4h_2$ で護床工が滑面であれば護床工の長さより段差の影響を受けていることになる。

4.5 護床工の段差

h_3/h_1 と水たたき天端を基準面とする洗掘深の関係を図-11に示した。図-11で Z_{s1} は護床工を設けない場合の局所洗掘深で、 Z_{s2} は護床工を設けた場合の最大洗掘深である。図-11より Z_{s2}/Z_{s1} の値は、 h_3/h_1 が大きくなると減少し、 $h_3/h_1=5$ 付近で最小値をとり、 $h_3/h_1>5$ では再び大きくなることがわかる。 $h_3/h_1>5$ の領域で

洗掘深が大きくなることについて、次のように説明できる。すなわち、前述のように h_3/h_1 は、 W に関係し W が大きくなるのに伴って h_3/h_1 も大きくなる。図-12に示すように、 W を大きくすることは W が護床工の無い状態での洗掘深 Z_{s1} に近づいていくことになる。このように段差を大きくし過ぎると流水は減勢できるが、水たたき面を基準とする洗掘深は大きくなるので、護床工としての効果はなくなる。

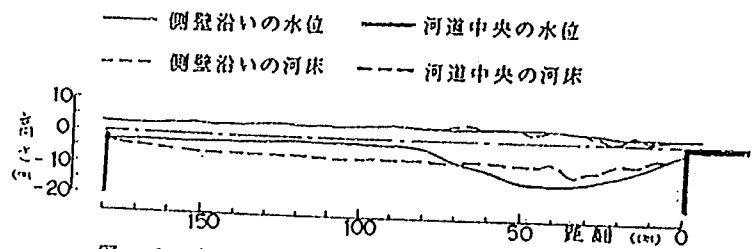


図-6 水位・河床高の縦断変化（護床工無し）

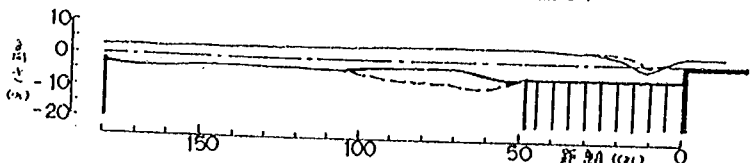


図-7 水位・河床高の縦断変化 ($W=4.5\text{cm}$ 、 $L=49\text{cm}$)

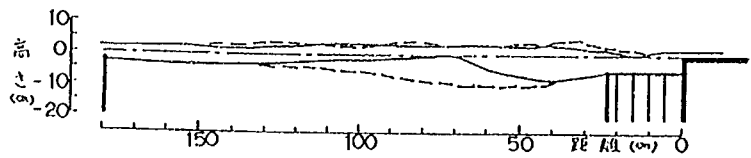


図-8 水位・河床高の縦断変化 ($W=4.5\text{cm}$ 、 $L=23\text{cm}$)

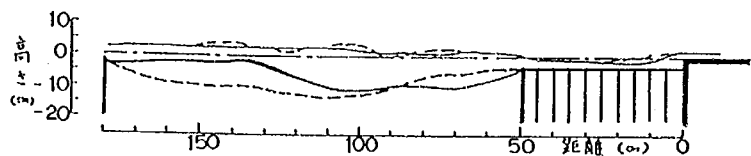


図-9 水位・河床高の縦断変化 ($W=3.0\text{cm}$ 、 $L=50\text{cm}$)

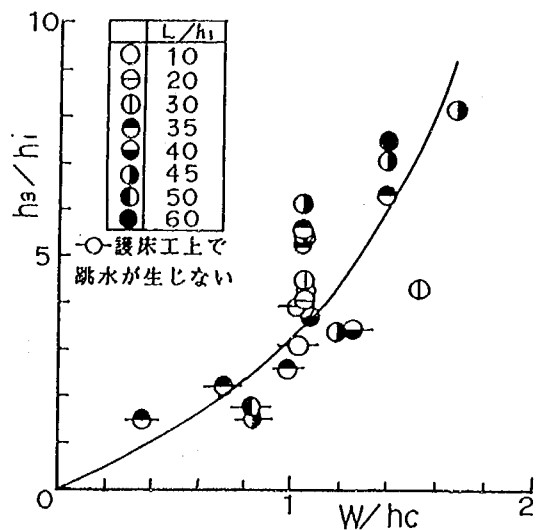


図-10 護床工上の最大水深と護床工の段差の関係
($2.7 < \text{Fr}_1 < 6.8$)

図-10及び図-11に示す関係より護床工の段差は、流水が減勢され洗掘深の小さい効果的な $h_3/h_1=5$ に対応する $W/hc=1.1$ であることがわかる。

4. 6 護床工の長さ

護床工の段差が $W=1.1hc$ の条件で、護床工の長さ L と最大洗掘深 Z_{s2} の関係を示したのが図-13である。図-13より $L=2.5hc \cdot Fr_1$ 付近で洗掘深は最小となり、護床工の長さをそれ以上にとっても、洗掘深の変化はわずかである。

5. まとめと今後の課題

予測される洗掘深に対して安全な垂直壁の根入れが確保できない場合は、護床工によって基礎部を保護する必要がある。

効果の期待できる段差を持つ護床工の形状は、 $W=1.1hc$ $L=2.5hc \cdot Fr_1$ であるとの結果を得た。ただし、本実験で検討した護床工は滑面であって、粗度の検討がなされていない。また、平衡状態に達した場合の前庭部の局所洗掘深を予測する実験式を得ているが、より实际的なものとするためには、洪水を想定し、洗掘深の時間的変化を定量的に予測する方法を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 田畑茂清 阿部宗平：流路工に関する研究(Ⅱ)
—全国既設流路工データ集—、土木研究所資料 943号 1974年 3月
- 2) 林 拙郎：砂防ダム下流部における洗掘深さについて(Ⅱ)、新砂防 117 1980年11月PP10~14
- 3) 鈴木幸一 道上正規 川津幸治：床固め直下流部の局所洗掘について、第26回水理講演会論文集
- 4) 土木学会：昭和60年度版水理公式集 PP 309~310

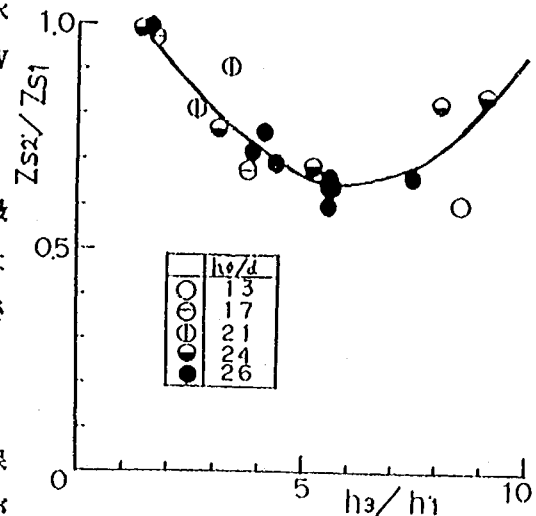


図-11 Z_{s2}/Z_{s1} と h_3/h_1 の関係

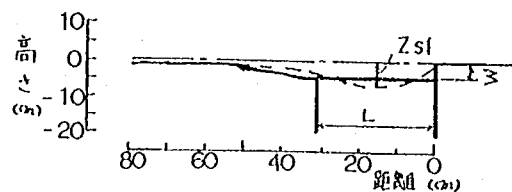


図-12 河床の縦断変化

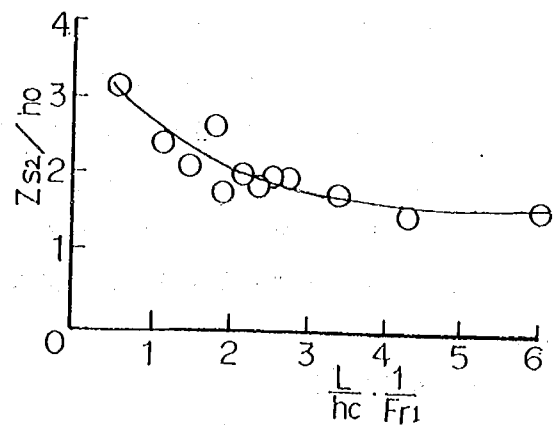


図-13 Z_{s2}/h_0 と $L/(hc \cdot Fr_1)$ の関係
($W = 1.1hc$)

1. まえがき

地すべり災害防止の施策を進める上での基本的調査として、地すべり危険箇所の把握が重要であるが、このような地すべり危険箇所を選定するに際しては、種々の要因や誘因を検討する必要がある。その中でも、要因としての地質条件や斜面勾配は最も重要な要因として取り扱われており、この二要因と地すべり発生頻度などについて調査検討が望まれている。

2. 調査の目的

地すべり災害防止に対し重要な意味を持つ危険箇所の選定に当たって、そのゾーニング基準としての要因を洗い出す為に、従来から重要視されている斜面勾配に注目し、地質との関連も考慮して地すべり発生頻度と危険度の対応等について検討する。

3. 調査方法

国内、国外を問わず、地すべり危険箇所ゾーニング手法に用いられている要因としては、地質と斜面勾配が主要なものである。この二つの要因は、重要であると同時に既存資料も多く、調査検討に適するものである。¹⁾²⁾³⁾

ここでは、モデル地区を新潟県、長野県、長崎県に計3箇所選定し、勾配と岩種および地質構造との関連を検討した。各地区はそれぞれ1/2万5千の地形図一枚でカバーできる範囲で、一辺250mメッシュに区分し、ホートン法(1)式によって各メッシュ毎の平均勾配を求めた上で、地すべりの存在するメッシュとそうでないメッシュを地質ごとに整理した。

$$s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{D \cdot N}{\sum L} \quad \cdot \cdot \cdot (1)$$

s : メッシュ内の平均勾配(rad)。
D : 等高線の高度差。
N : メッシュ枠と等高線の交点数。
ΣL : メッシュ枠全長。

計算後、全メッシュから求めた地質毎の平均勾配を用いて、次式で表わされる相対頻度Siを計算して勾配に対する指標とした。

$$Si = PLi / Pi \quad \cdot \cdot \cdot (2)$$

Si : 勾配クラスiにおける地すべり発生率
PLi : 勾配クラスiの地すべりメッシュ数。
Pi : 勾配クラスiの全メッシュ数。

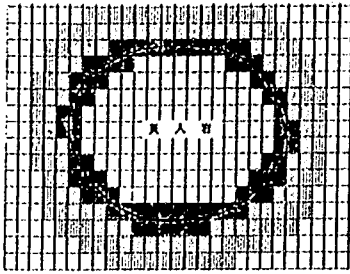
4. 調査結果

4.1 新潟県 新井地区

この地区は、上越市に隣接する新井市および板倉町を含む地すべり多発地帯となっており、地質は、第四紀堆積物、魚沼層群、灰爪層、西山層、椎谷層、寺泊層とその他火成岩類より成っている。

Siと勾配の関係は地層ごとに図1のようになる。この図によると、地区全体のSiは14°付近

にピークを持つが、前者は椎谷・寺泊層に影響されている。図2には貫入岩境界部のみを取り出してその S_i を示したが、そのピークは図1と比べて極めて高い。



4.2 長野県北部 第三紀層地域

当該地区は、長野県北部の土尻川ならびに犀川流域の第三紀層地域に当たり、地質は主として第四紀と第三紀の砂岩・礫岩・泥岩そしてその他の火成岩類から構成されている。

結果は、図3の様に第四紀層の頻度ピークが勾配の緩い側に存在しているのが目立っている他、泥岩も緩い勾配に偏在しているのが分かる。一方、この地区全体としては $17^{\circ} \sim 18^{\circ}$ の勾配に S_i のピークを有する。故に、この地区では、 $17^{\circ} \sim 18^{\circ}$ の勾配が地すべり発生頻度の大きいものである。また、図4には荒倉火砕岩のキャップロック境界部のみにつき S_i と勾配の関係を示したが、その S_i は図3に対して高い。

地質境界部の説明図

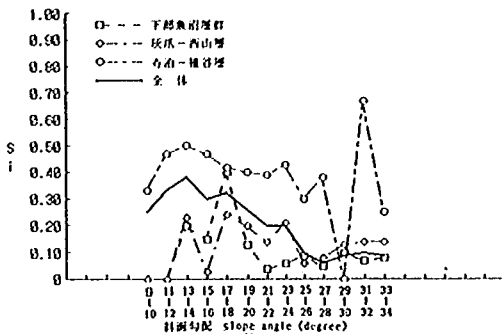


図1. 新井地区における平均勾配と相対頻度 S_i の関係

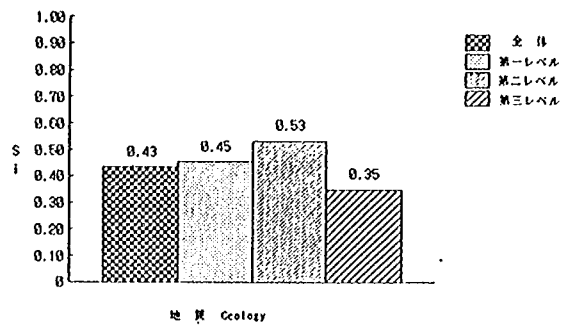


図2. 貫入岩境界部の S_i と勾配

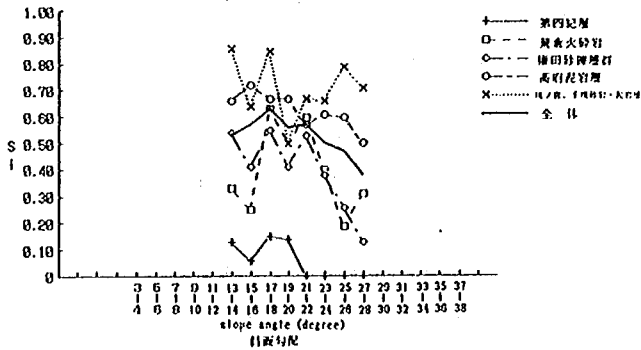


図3. 長野県北部地区における平均勾配と S_i の関係

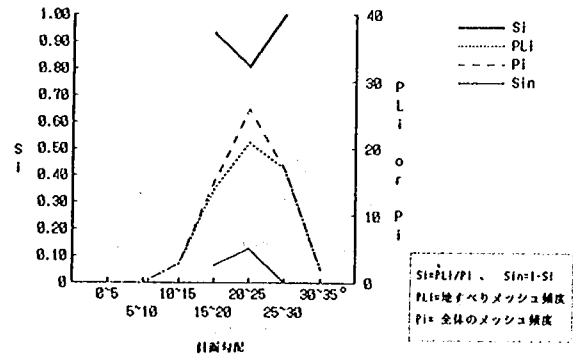


図4. 火砕岩キャップロック境界部の S_i

4.3 長崎県 佐世保北部地区

この地区は、長崎県の北部にある佐世保市北部周辺を含んでいる。地質は、玄武岩、第三紀層、第四紀層より主として構成されている。

また、この地区は玄武岩がキャップロックや貫入岩として存在し、その周辺に地すべりが発生するなどの特徴をそなえている。第三紀層は主に砂岩・礫岩・頁岩・集塊岩・凝灰岩・角礫岩等より成っている。調査結果は、図5に示してある。玄武岩は $19^{\circ} \sim 28^{\circ}$ の比較的急な勾配にピークを持つ

一方、第四紀層は $13^{\circ} \sim 14^{\circ}$ の緩い勾配にピークが存在する。ただし、第三紀層は $27^{\circ} \sim 28^{\circ}$ にピークを持つものの、 $17^{\circ} \sim 18^{\circ}$ や $9^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 、 $13^{\circ} \sim 14^{\circ}$ にも小さなピークを持ち、複雑な特色を示す。全体は、 $27^{\circ} \sim 28^{\circ}$ にピークを持つものとなっている。また、図6に

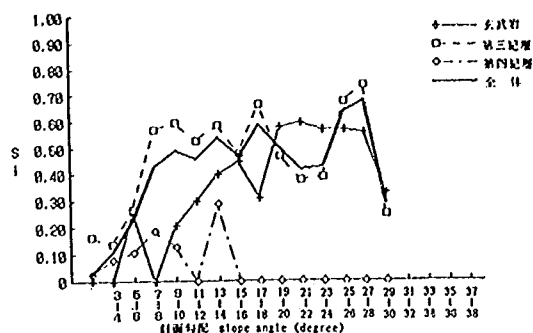


図5. 佐世保北部地区の勾配とSiの関係

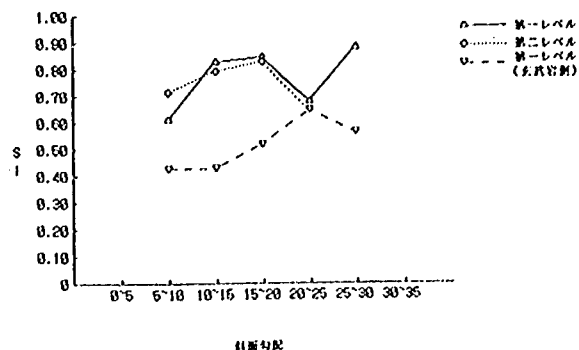


図6. キャップロック境界部のSi

はキャップロック境界部（玄武岩と第三紀層の境界部）のSiについて示すが、そのピークは図5に比べて非常に高い。

5. 考察

上記の様に勾配と地質をパラメーターとして、地すべりの相対発生頻度を代表的な地区で求めたが、このSiに基づいて、信頼性の概念より次のような考察ができる。

今、地すべり発生が正規分布に従う確率事象と考えれば、

$$Si = P(F) = 1 - \phi(\beta) \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad (3)$$

$P(F)$ ；地すべり発生確率、 β ；信頼性指数、 $\phi(\beta)$ ；CDF（累積分布関数）。

$$\phi(\beta) = \int_{-\infty}^{\beta} \Gamma(t) dt = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\beta} \text{EXP}(-t^2/2) dt \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad (4)$$

$\Gamma(t)$ ；PDF（確率密度関数）、 t ；確率変数。

$$\beta = (\bar{R} - \bar{D}) / \sqrt{\text{var}(R-D)} = \overline{R-D} / \sqrt{\text{var}(R-D)}$$

$$\therefore \beta = 1 / V(R-D) \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad (5)$$

$\bar{R}$ ；平均抵抗力、 $\bar{D}$ ；平均滑動力、 $\overline{R-D}$ ； $R-D$ の平均、左記記号の上付きバーはアンサンブル平均を表す。 $V(R-D)$ ； $R-D$ の変動係数（標準偏差÷平均値）。

すなわち、Siより $V(R-D)$ が求まる。あるいは、 $V(R-D)$ が既知ならば、Siが求められる。その媒介変数になるのが、信頼性指数 β である。

次に、(3)式～(5)式を用いて、 S_i の斜面安定に対する位置付けを考えると、 $S_i = 1$ （すなわち、地すべり発生率100%）ならば、 $\phi(\beta) = 0$ となり、この時 $\beta = -\infty$ である。つまり、 $\bar{R} - \bar{D} < 1$ ($\bar{F}s < 1$) かつ、 $\text{var}(R-D) = 0$ となる。これを次のように書く、

$$S_i = 1; \lim_{\beta \rightarrow -\infty} \phi(\beta) = 0; \bar{R} < \bar{D} \quad \therefore \bar{F}s = \bar{R}/\bar{D} < 1 \cap \text{var}(R-D) = 0 \quad (6)$$

同様に、

$$S_i = 0.5; \lim_{\beta \rightarrow 0} \phi(\beta) = 0.5; \bar{R} - \bar{D} = 0 \quad \therefore \bar{F}s = 1 \quad (7)$$

$$S_i = 0; \lim_{\beta \rightarrow \infty} \phi(\beta) = 1; \bar{R} > \bar{D} \quad \therefore \bar{F}s > 1 \cap \text{var}(R-D) = 0 \quad (8)$$

すなわち、 $S_i = 1$ では、地すべりは100%発生するから、斜面不安定度の指標である $R-D$ の分散はゼロである。と同時に確実に $\bar{F}s < 1$ となることに対応している。逆に、 $S_i = 0$ では、地すべりは100%発生しないので、 $R-D$ の分散はゼロでかつ確実に $\bar{F}s > 1$ という意味となる。 $S_i = 0.5$ では、 $\bar{F}s = 1$ すなわち、 Fs のアンサンブル平均は1であって、 $Fs > 1$ と $Fs < 1$ が半分半分であることとなり、不確実性が高く、危険性は中ぐらいとなる。

S_i を地すべり発生危険度のパラメーターとして用いる場合、 $S_i = 0$ でないと地すべりに対して安全でないという考えは、極めて非経済的であるので、 S_i の下限値（許容確率 e ）として、 $S_i < e$ を危険度C（許容限度以下）、 $e < S_i < 0.5$ を危険度B（ $\bar{F}s > 1$ 程度危険）、 $S_i > 0.5$ （ $\beta < 0.5$ ）を危険度A（極めて危険）といった危険度にゾーニング可能ではないかと思われる。

6. まとめ

以上、ここでは貫入岩やキャップロック境界部で地すべり発生頻度が高いことを数値的に示し、これらの地区において地すべり発生相対頻度 S_i と勾配の関係を把握することにより地すべり危険箇所ゾーニングの手法を検討したが、データの蓄積はこれからの課題である。

7. 参考文献

- 1) T. Fujita: Slope Analysis of Landslides in Shikoku, Japan; Proceedings International Symposium on Landslides, New Delhi, 1980.
- 2) P. Lessing, C. P. Messina et al.: Landslide Risk Assessment; Environmental Geology vol. 5 No. 2, 1983
- 3) H. Kawakami, Y. Saito: Landslide Risk Mapping by a Quantification method; Proceedings International Symposium on Landslides, Toronto 1984.
- 4) R. V. Whitman: Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering; Proc. ASCE GT110 No2, 1984.

急勾配盛土における補強材敷設効果

施工研究室 嶋田 功

1. まえがき

盛土中において、補強材（鉄、布、プラスチック等）を敷設し、土塊全体の安定や強度を高めた急勾配盛土を構築する工法がある（以下補強土工法という）。国土の狭い我が国では、急勾配盛土が必要となるケースは多く、今後の普及が見込まれている。しかしながら、工法の歴史が浅い事もあって補強メカニズムは十分解明されておらず、設計法に関して検討すべき課題が多い。

補強材を盛土中に敷設することによって得られる補強効果は、盛土材の力学的特性のほかに、盛土材と補強材との間の摩擦特性、補強材の強度、剛性などの要因と密接な関係にあると考えられる。本研究では、補強材の剛性について着目し、小型土槽内での載荷実験によって剛性の違いが盛土地盤の変形・強度特性に及ぼす影響について検討したので、以下に報告する。

2. 実験方法

奥行き50cmの土槽内に図-1に示す寸法・形状の供試体を作成した。盛土材は気乾状態の豊浦標準砂（比重2.63、含水比0.25%）を用い、薄層にまき出しながら盛土を作成した（単位体積重量 1.49gf/cm^3 ）。本研究では、図-1に示す位置に鉛直荷重を加えて大きな変形を生じさせ、そのときの補強効果を調べることにした。載荷方法は変位制御とし、載荷速度は 0.2mm/min とした。載荷荷重は載荷板（幅40cm、奥行き49cm）に取付けた二方向ロードセルにより計測した。また、盛土の変位計測は、土槽側面の摩擦を軽減するために貼った厚さ 0.2mm のメンブレンの動きを外部から観測する方法と、

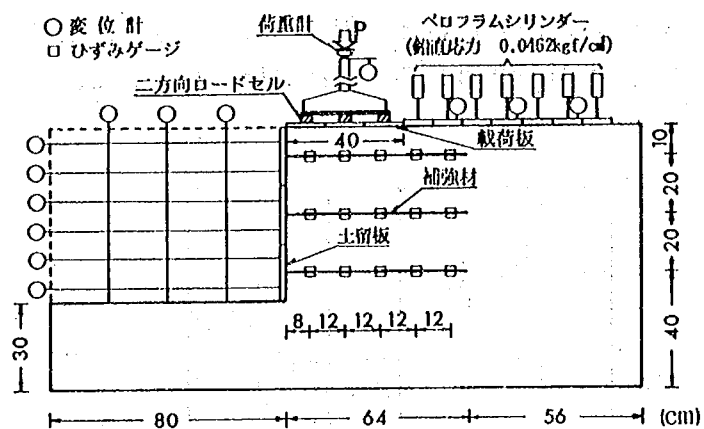


図-1 実験概要図

表-1 補強材の物性値

奥行き49cm) に取付けた二方向ロードセルにより計測した。また、盛土の変位計測は、土槽側面の摩擦を軽減するために貼った厚さ 0.2mm のメンブレンの動きを外部から観測する方法と、

実験ケース	材質	弾性係数 $E(\text{kgf/cm}^2)$	断面積 $A(\text{cm}^2)$	伸び剛性 $EA(\text{kgf})$	断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$	曲げ剛性 $EI(\text{kgf}\cdot\text{cm}^2)$
ケース1	鉄	2.10×10^6	0.9	1.89×10^6	8.33×10^{-5}	1.75×10^2
ケース2	鉄	2.10×10^6	0.27	5.67×10^5	2.25×10^{-6}	4.73
ケース3	アクリル	2.46×10^4	0.9	2.21×10^4	8.33×10^{-5}	2.05
ケース4	ウレタン	3.73×10^2	0.9	3.36×10^2	8.33×10^{-5}	3.10×10^{-2}

注) A , I は図-2のB-B断面での値である。

地表面および土留板に取付けた変位計によった。補強材は、寸法形状が等しく、弾性係数が異なる材料を用いた。実験に用いた4種類の補強材の物性値を表-1に示す。補強材の寸法・形状は図-2に示すとおりで、盛土材に対する引抜き抵抗の条件を等しくするために、4種類の補強材の平面的な寸法・形状を統一してある（ケース2のみ厚さが異なる）。

補強材には、図に示すような配置でひずみゲージを貼付して引張りひずみを計測した。図-1に示すように、この供試体は鉛直の壁面（ここでは土留板とよぶ）をもち、補強材と接続されている。土留板は高さ 196mm、厚さ 5mm のアルミ製板で、十分な剛性を有している。また、土留板に鉛直方向の荷重が伝わらないように 3 段階に分け、若干の隙間をあけた。

3. 実験結果

(1) 載荷応力と載荷板沈下量の関係

載荷応力と載荷板沈下量の関係を図-3に示す。ケース 1, 2 についてみると、載荷応力～沈下量曲線の全般にわたって顕著な差は認められない。補強材の剛性がこれらより小さいケース3では、載荷板沈下量の小さい範囲ではケース1, 2と大差はないが、沈下量が大きくなると載荷応力の伸びが小さくなる傾向にある。補強材の剛性がさらに小さいケース4では、同じ沈下レベルに対する載荷応力は他のケースに比べてかなり小さいことがわかる。図-4は、載荷板沈下量が30mmおよび60mmのときの載荷応力と、補強材の伸び剛性EAとの関係を示したものである。図から、EAが大きいほど補強効果が大きいと判断される。しかし、載荷応力の増加の傾向をみると、補強材の配置や密度が一定の条件においては、EAを増加させても補強効果にはある限界が存在することがうかがえる。

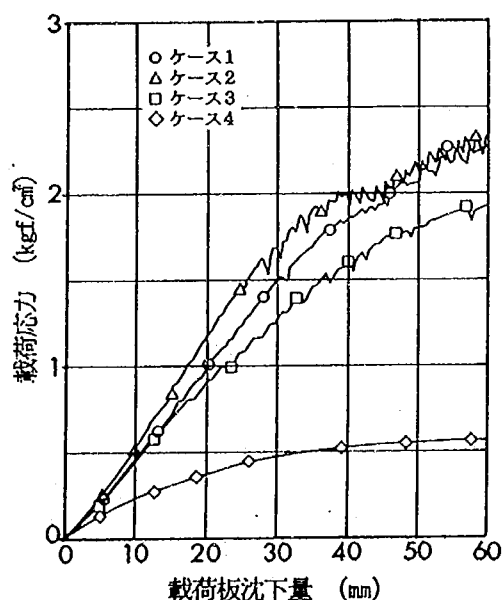
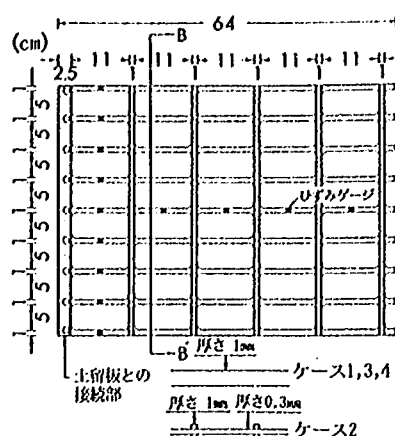


図-3 載荷応力～載荷板沈下量

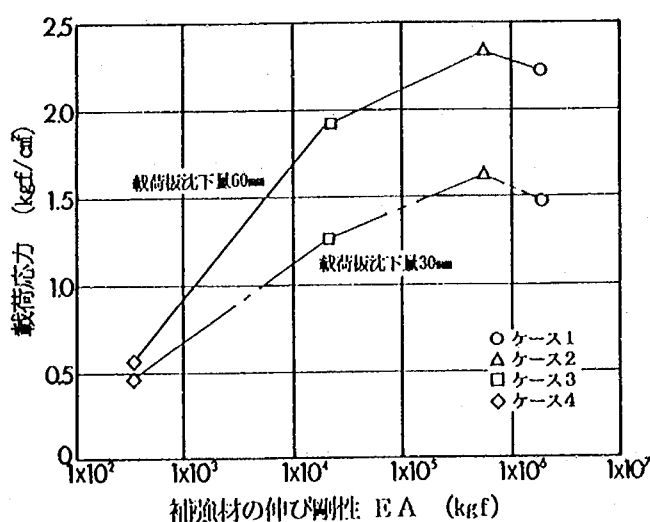


図-4 載荷応力～補強材の伸び剛性

(2) 供試体の変形状況

図-5は、ケース1, 4において載荷板沈下量が60mmに達したときの供試体の変形状況を示したものである。この図は、土槽側面に貼ったメンブレンに 5cm 間隔で描かれたメッシュの変形状況を 10cm 間隔で観察したものである。補強材の剛性が大きいケース1では、

補強された部分の土塊の変形は少なく、土塊が一体となって挙動しており、基礎地盤にも変形が認められる。これに対して補強材の剛性が小さいケース4では、補強土塊内の変形が大きく、土留板の水平変位も大きい。また、基礎地盤の変形はケース1に比べて少ない。以上のことから、補強材の剛性が大きいほど、変形時に補強部分の盛土を一体化させる働きが大きいといえる。

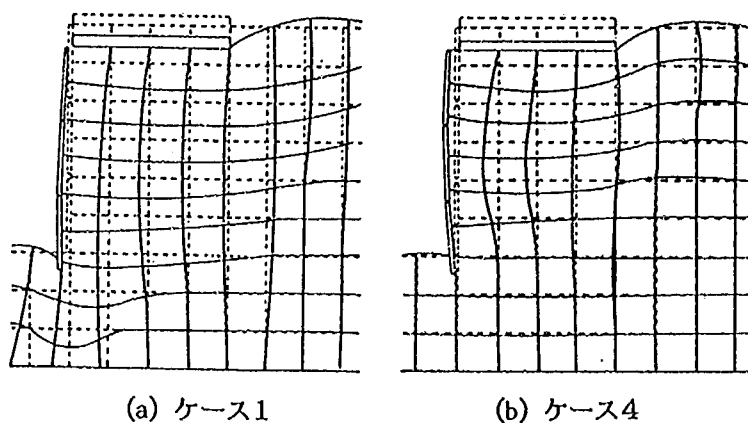


図-5 供試体の変形状況

(3) 補強材に生じるひずみ及び引張力

補強材に生じるひずみ分布（引張力分布）の一例として、ケース1における計測結果を図-6に示す。ひずみあるいは引張力の大きさはケースによって異なるが、分布形状は比較的類似しており、3段の補強材のいずれについても、載荷板中央の直下の計測点においてひずみがピーク値を示した。また、土留板直近で補強材にかなりの引張ひずみが生じており、本実験のように盛土上部からの外力に対しては、土留板が盛土の安定に重要な働きをしているといえる。

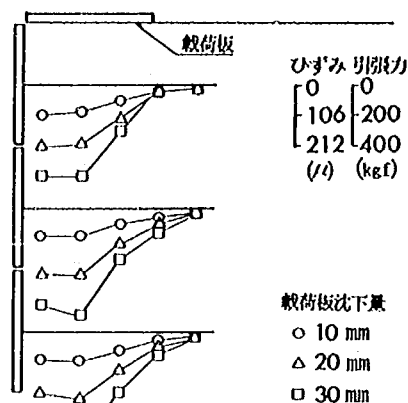


図-6 補強材のひずみ分布

(4) 土留板に作用する土圧

土留板直近での補強材のひずみから引張力を求め、これを土留板に作用する土圧と考えることにする。載荷応力に対する土圧の大きさを比較するために、両者の比を土留板の上中下段別に次式によって算出した。以下、これを“側圧係数”とよぶ。

$$\text{側圧係数} = \frac{(\text{土留板直近での補強材の引張力})}{(\text{土留板の面積}) \times (\text{載荷応力})} \dots\dots\dots (1)$$

載荷時の側圧係数を載荷板沈下量との関係として表したのが図-7である。この図から次のことがわかる。

① 上段の土留板よりも下段の土留板の方が側圧係数が大きい傾向にある。

② 補強材の剛性が大きいほど、側圧係数が大きい。

①については、載荷重によって生じる地盤内応力の水平成分の分布に関連するものと考えられるが、これは供試体と載荷板の

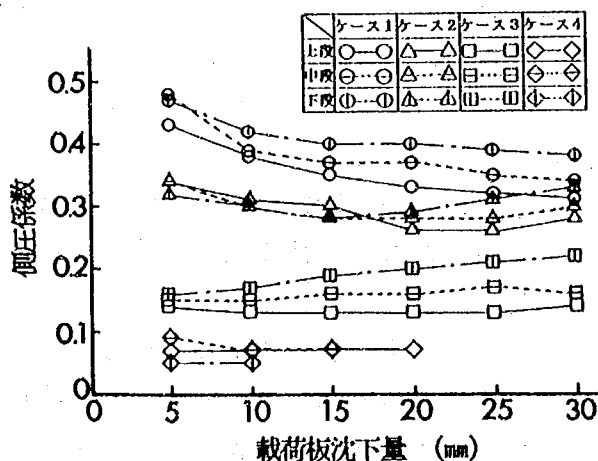


図-7 側圧係数～載荷板沈下量

寸法にかかわる問題であるため、実際の構造物にもあてはまる傾向か否かはさらに検討する余地が残されている。②に述べた特徴は、土留板に作用する土圧は補強材の伸び特性と密接な関係にあることを示している。図-8は、載荷板沈下量が5mm、15mm、30mm、のときの側圧係数（上中下段の土留板の側圧係数の平均値）と補強材の伸び量（引張ひずみから算出した各補強材の伸び量を上中下段で平均したもの）との関係を示したものである。

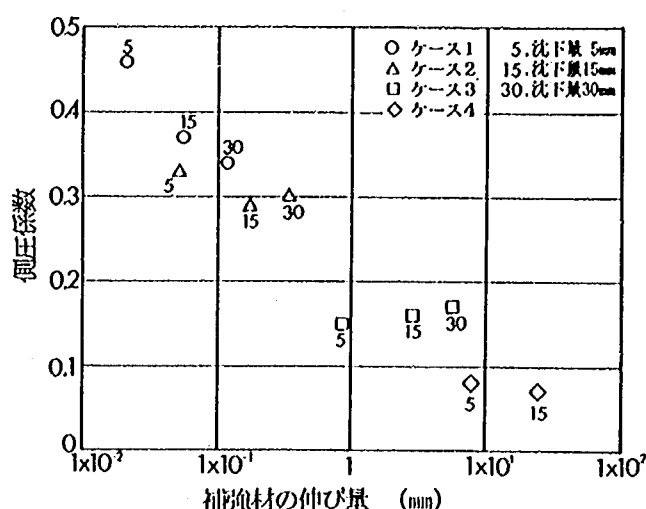


図-8 側圧係数～補強材の伸び量

図からわかるように、補強材の伸び剛性が大きいほど補強材の伸び量は小さく、側圧係数が大きくなっている。すなわち、土留板を伴う補強盛土では補強材の伸び剛性が大きいほど土塊を拘束する働きが大きいといえる。

一方、補強材の伸び剛性が小さいと側圧係数が小さくなることから、補強材が剛な場合と同程度の剛性を土留板がもたなくても、ある水準以上の補強効果が得られるものと思われる。

以上のことから、土留板を設計する際には、補強材の伸び剛性との関連を考慮する必要があると考えられる。

4. まとめ

本実験は補強材の剛性が急勾配盛土の補強効果に及ぼす影響を調べることを目的としたもので、補強材の剛性以外の要因についてはできるだけ条件を統一して行った。

本実験から明らかになったことをまとめると、以下のとおりである。

① 載荷応力～沈下量の関係からみて、補強材の剛性が大きいほど補強効果が大きい。しかしながら、剛性を増加させても、補強効果にはある限界が存在するものと思われる。

② 供試体の変形状況から判断して、補強材の剛性が大きいほど変形時に盛土を一体化させる働きが大きいといえる。また、土留板に作用する土圧は補強材の剛性の増大とともに大きくなる傾向にあることがわかった。

③ 一方、補強材の剛性が小さいほど、土留板のはらみ出しなど水平方向の変形が顕著にみられるようになることがわかった。

今後は、補強材の特性が補強効果に及ぼす影響をさらに検討し、補強材の選定条件を明らかにするとともに、補強材の剛性に適合した土留め部の構造についても検討したいと考えている。

本研究は、土木研究所を中心とした官民共同研究「ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究」の一環として実施したものである。

【参考文献】建設省土木研究所他：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書、昭和61年6月

岩盤上の杭の支持力に関する実験

構造橋梁部基礎研究室 森 浩樹

1. まえがき

近年の道路整備の向上に伴い、丘陵地や山岳地に道路が建設される機会が多くなってきた。このような地域の橋梁に杭基礎を設ける場合、その支持地盤は岩盤になることが多い。ところが、従来まで岩盤であれば支持地盤として鉛直支持力に問題はないと経験的に考えられてきたため、岩盤上の支持力特性は十分に解明されておらず、道路橋示方書Ⅳ下部構造編においても岩盤を支持層とする杭の支持力についての明確な規定はない。以上のように、岩盤上の杭の鉛直支持力算定法確立の必要性が高まっており、基礎研究室では昭和58年度より軟岩を支持層とした打込み杭の支持力に関する実験を行ってきた。

2. 目的

岩盤上の杭の支持力を推定するには、現場での実際の岩盤に載荷試験を行うのが望ましい方法であるが、現実には経済的・時間的制約を受け困難である。これまでの調査研究結果から得られた軟岩上の支持力特性は、杭の降伏支持力が地盤の力学特性の一つである一軸圧縮強度および杭先端の閉塞面積と相関性が高いということである。図-1は、(1)式による算定値と58,59年度に行った載荷試験結果であり、かなり高い相関性(相関係数0.93)が得られた。¹⁾

$$P_y = 25qu^{0.5} \cdot A_p^{0.5} \quad (1)$$

ここに、 P_y :降伏支持力 (tf)
 qu :岩盤の一軸圧縮強度 (tf/m²)
 A_p :杭の先端閉塞面積 (m²)

58,59年度に行った載荷試験結果より、降伏支持力は岩盤の一軸圧縮強度と杭先端閉塞面積を変数として(1)式で表せるものと推定できる。

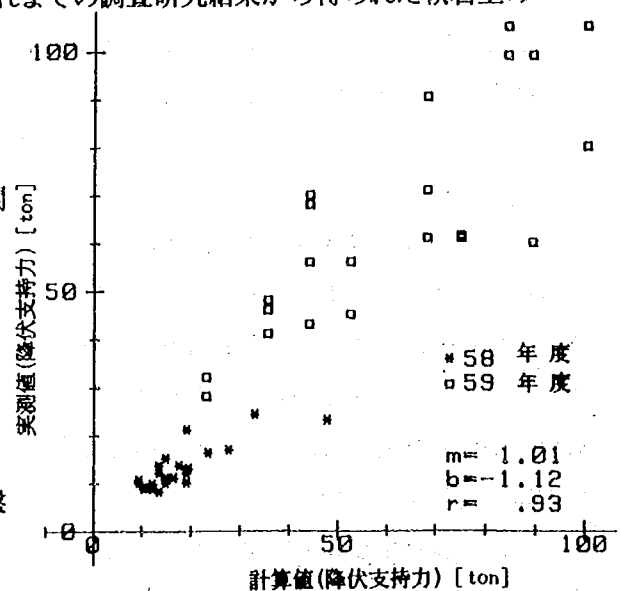


図-1 実測値(降伏支持力)～計算値(降伏支持力)

しかし、岩盤には、何がしかの不連続面(例えば、火成岩系統の岩盤では節理、堆積岩系統の岩盤では層理)が存在しており、その影響を除外して考えることはできない。そこで、60年度は、58,59年度同様ソイルセメントにより軟岩地盤に見たてた模型地盤を作成し不連続面の有無および杭径をパラメータとして鉛直載荷試験を行い、地盤内の応力の伝達機構を明らかにするとともに軟岩を支持層とする杭の不連続面を考慮した鉛直支持力算定式を導くことを目的とした。

3. 実験方法

模型地盤は、基礎特殊実験棟内大型実験土槽(幅7.0m、長さ8.5m、深さ4.0m)において作成した。岩盤は2層系とし、下層は軟岩を模したソルセメント地盤(厚さ2.2m)であり、上層は砂地盤(厚さ1.8m)である。表-1に示すように地盤は、一軸圧縮強度、不連続面の有無、不連続面処理方法を変化させた

4種類のものを作成した。同表には土質試験結果も併せて記載した。ケース1,2は均質地盤で、ケース3,4は不連続面を有する地盤である。不連続の角度は60°で間隔は20cmとし、ケース3は不連続面を無処理のままつぎの層を打設した。ケース4はカオリンクレーとタービン油を1:1の割合で混合したものを数mm程度の厚みで表面に塗り、翌日次の層を打設した。また、ソイルセメントの打設時期のずれによる模型地盤の強度のばらつきを避けるため、最後の打設より3週間程度の養生期間を設けた。模型杭は、一般構造用鋼管(STK41)を用い、その諸元は表-2に示す通りである。各杭の支持層への打設方法は、自走式小型杭打機を用い、モンケン(ラム重2.0tf、落下高50~70)の自由落下により行った。また、支持層への根入れ深さは1Dとした。(以下、杭径:D)

表-1 土質試験結果と地盤状況

ケース		1	2	3	4
項目	セメント砂比 (%)	7	9	9	
	含水比 (%)	18.1	18.7	16.4	
一軸圧縮強度 (tf/m ²)		169.5	267.4	299.0	
弾性係数 (kgf/cm ²)		16900	25000	31500	
ポアソン比		0.20	0.16	0.12	
V _p (m/sec)		1760	2140	2430	
地盤状況	不連続面の有無	無	無	有	有
	不連続面の処理	--	--	無処理	粘土処理

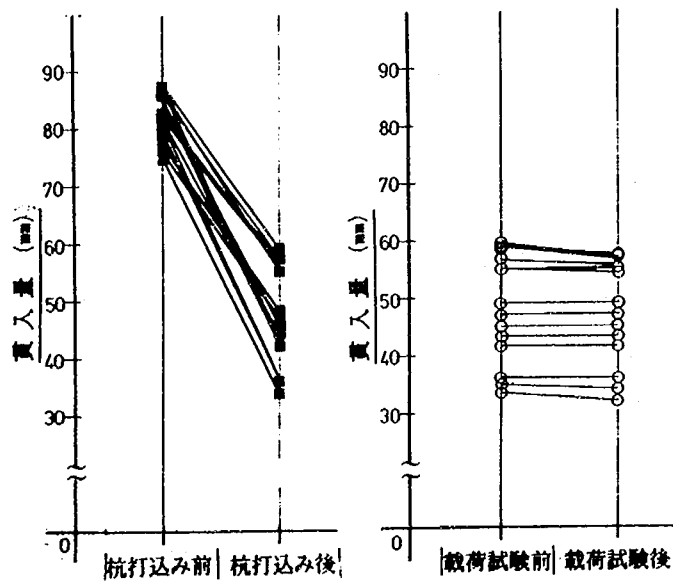


図-2 管内土高差図

4. 実験結果

図-2は、杭の打込み時の管内土高差および載荷試験後の管内土高差である。この図より杭の打込み時、すなわち動的荷重を受ける場合には杭先端の閉塞効果はみられず、静的荷重を受ける載荷時には、杭先端はほぼ完全な閉塞状態にあるといえる。

図-3は、模型地盤作成時に埋め込んだ3方向モーロドゲージで測定した歪より算出した主応力分布図である。(a)は均質地盤、(b)は不連続面を有する地盤であるが両ケースとも主応力の方向は、各荷重段階を通じてほぼ一定となっている。また、荷重が増加するにつれて杭直下付近での応力の増分が著しい。つまり、杭の鉛直支持力は杭直下特に1~1.5Dの範囲の地盤強度に依存することが大きいと思われる。最下段の位置での主応力は、載荷の

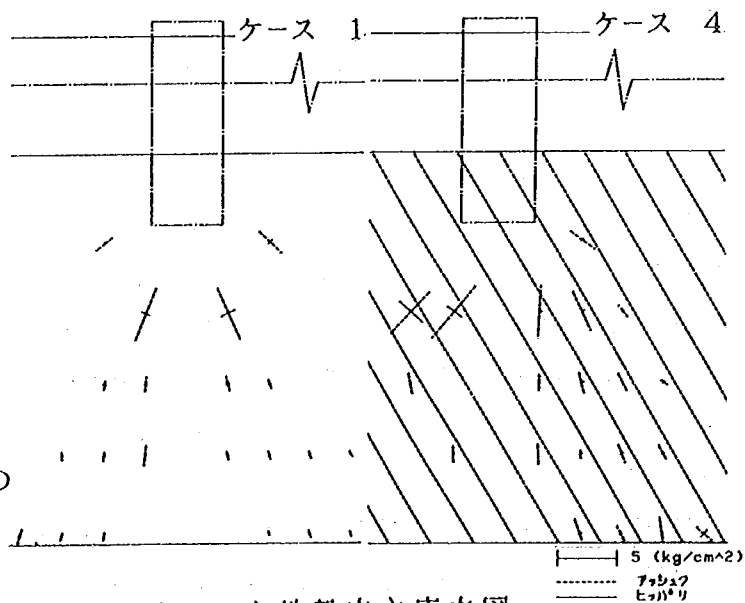


図-3 主地盤内主応力図

初期段階より発生しているもののその値は小さく、支持力に対して実験土槽による拘束はほとんど影響しないものと思われる。(a)の均質地盤では応力は杭芯を中心としてほぼ左右対称の放射状に伝達されている。また、図-2からも分かるように杭先端が閉塞状態にあるので、荷重は杭先端の閉塞面積を介して下方地盤へ伝達されているものと考えられる。(b)の不連続面を有する岩盤では応力の伝達経路は、杭芯より右側では不連続面に対して平行に、左側では不連続面上においてせん断力が伝達されず不連続面に対して垂直になる傾向がみられる。実際に層理面等の不連続面を有する岩盤においては、より複雑な径路を経て荷重は伝達されるものと思われる。

図-4は、両対数にプロットした载荷試験の荷重～変位曲線である。降伏支持力は、直線の第一折点として明瞭に現れ²⁾、全ケースとも同様のことが言えた。しかし、その後も荷重は増加する傾向にあり極限支持力は明確でない。これは降伏支持力に達した後、破壊域が徐々に拡大し、降伏を過ぎた後の荷重保持時間が十分でなかったためと思われる。

図中の破線と一点鎖線は、軟岩の諸物性を考慮した有限要素法による解析結果である。解析方法の詳細は今回、紙面の都合上省略するが、破壊基準として今回の解析では、土や岩盤などを対象として提案されているDrucker-Pragerの基準により行った。また、杭と地盤の接する部分のモデル化は、载荷試験後の杭の引抜き試験を行っていなかったため、杭と地盤の接している部分の摩擦力を評価できず、完全に接合(図中では破線)しているものと全く接合(一点鎖線)していないものの2通りの方法で行った。実際では、この両者の中間的な値を示すものと思われるが、破線で示した解析結果の降伏支持力と実測値の降伏支持力は良い一致をすることがわかる。ただし、今回の解析では、上層の砂地盤が薄く土被り圧を考慮していないが、今後は土被り圧を考慮した解析をしていく予定である。

表-2は、载荷試験結果による降伏支持力を地盤の均質なケースと不連続面を有するケースについて示したものである。図-2で示したように主応力分布では不連続面の影響が出たのに対し、鉛直支持力では不連続面の有無による差異はみられなかった。これは、不連続面に沿ったせん断変位が実験土槽により拘束されたためと思われる。

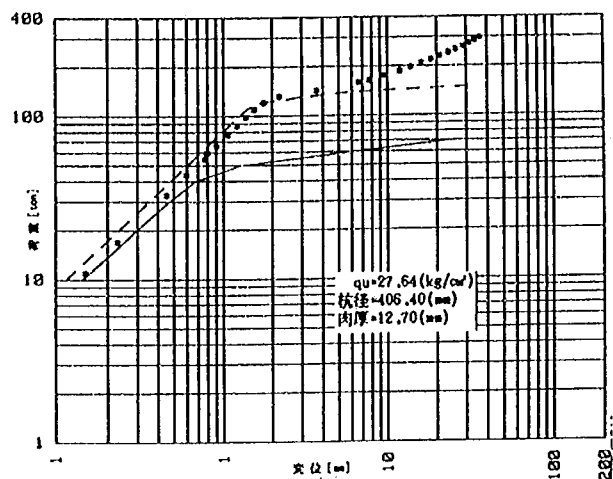


図-4 荷重～変位曲線図

表-2 杭の諸元と降伏支持力

ケース	杭 径 (mm)	厚 さ (mm)	降伏 支持力 (tf)
1	318.5	10.3	71
	318.5	10.3	76
	406.4	12.7	72
	406.4	12.7	85
2	318.5	10.3	95
	318.5	10.3	86
	406.4	12.7	122
	406.4	12.7	96
3	318.5	10.3	115
	318.5	10.3	122
	406.4	12.7	135
	406.4	12.7	178
4	318.5	10.3	123
	318.5	10.3	124
	406.4	12.7	140
	406.4	12.7	130

図-5は、58、59年度の実験結果および今回の実験結果と(2)式による算定値の関係を示したものである。(2)式は、58、59年度の実験結果より推定した(1)式を基本に今回のデータを加え、線形重回帰分析を行い推定したものである。(1)式は、地盤定数の一軸圧縮強度および杭先端の閉塞面積を変数としたが、今回径の大きい杭の載荷試験結果が得られたことから、杭の先端面積を杭の肉厚部分の純面積および閉塞部分の面積とに分割して考えることとした。また、式中の q_{uo} , A_{to} , A_{io} , A_{po} は各変数を無次元表示するため一定の基準値を用いた。

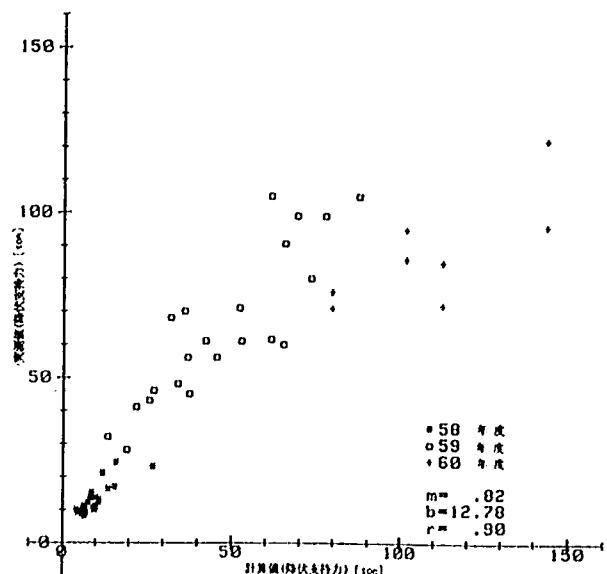


図-5 実測値(降伏支持力)～計算値(降伏支持力)

$$P_y = 20 \cdot (q_u/q_{uo})^{.95} \cdot (A_t/A_{to})^{.04} \cdot (A_i/A_{io})^{.023} \cdot (q_{uo} \cdot A_{po}) \quad (2)$$

ここに、 P_y :降伏支持力 (tf)

q_u :岩盤の一軸圧縮強度 (tf/m²)

A_t :杭の純断面積 (m²)

A_i :杭の先端閉塞面積 (m²)

q_{uo} :基準の一軸圧縮強度 (tf/m²)

A_{to} :基準の純断面積 (m²)

A_{io} :基準の先端閉塞面積 (m²)

A_{po} :基準の杭先端全面積 (m²)

降伏支持力を(2)式で表せば、実験値とかなり高い相関性(相関係数0.90)が得られることがわかった。

5. おわりに

今回の実験で相関性のかなり高い推定式を提案できた。ただし、本実験および解析は次の条件で行っており適用範囲はおのずと限定される。

① 降伏支持力は先端支持力と摩擦支持力を加味した値である。

② 支持層に1Dだけ根入れした場合である。

③ 打込み杭を対象としている。

以上のことより今後の課題として、

① 支持層への根入れ深さは岩盤を対象としていることから、1D以上の根入れは施工上困難であり、従ってそれ以下の場合に問題となる。

② 今回の実験では単純な不連続面を有する岩盤を作成して載荷試験を行ったが、その影響を解明するまでに至らなかった。

今後は、より実杭に近い杭による載荷試験を行うとともに、現場での載荷試験データを収集し、本推定式が実杭(φ800, φ1000)並びに実際の岩盤に適用可能かどうか検討していく予定である。

[参考文献]1)土木学会第41回年次学術講演,Ⅲ-86 2)クイの鉛直載荷試験基準・同解説(土質工学会)

1. はじめに

昭和59年長野県西部地震の際に御岳山中腹に発生した通称御岳崩れに見られるように、大規模な斜面崩壊はひとたび発生すると多大な人的、物的被害をもたらす。このような大規模斜面崩壊の発生には崩壊箇所の地質的、地形的素因が大きく寄与しているとともに、作用地震動も誘因として大きな影響を及ぼしていると考えられる。本文は、我が国の既往大規模斜面崩壊発生箇所の地形、地質及び地震諸元について調査を行い、崩壊斜面に作用した地震動について検討を行うとともに、シリコンゴムを用いた縮小斜面模型振動実験を行い、斜面固有周期、加速度増幅特性及び振動モードに関する検討を行った結果の中間報告である。なお、本研究は、昭和60～61年度の2ヶ年で科学技術庁振興調整費を以て実施している「地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究—崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明—」の一部である。

2. 既往大規模崩壊斜面調査

対象とした大規模崩壊斜面は、長野県西部地震による4事例を含む10事例7地震である。図-1に大規模崩壊斜面の位置を示す。地震による既往大規模斜面崩壊は、主に中部地方から北陸地方にかけての飛騨山脈、飛騨山地及び伊豆半島において発生している。また表-1には、大規模崩壊斜面諸元、地震諸元及び推定作用地震動諸元の概要を示す。ここで崩壊土量、基盤地質は既往の文献を参照しており、地震諸元についても主に参考文献1)に依っている。また作用地震動の推定最大加速度を求めるに当っては、(1)式及び(2)式を用いた。^{2) 3)}

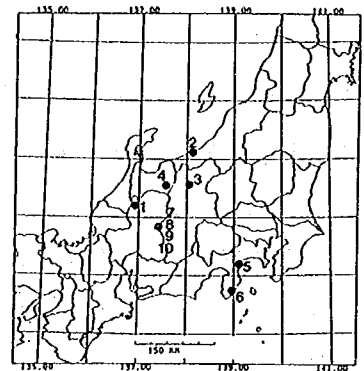


図-1 大規模崩壊斜面位置図

表-1 対象斜面及び地震、地震動諸元

NO	斜面崩壊名	崩壊箇所	崩壊土量 ($\times 10^4$)	基盤地質	地震諸元						震害規模		備考	
					地震名	発生年月日	北緯	東経	震源深さ (km)	規模(M)	Δ (km)	水平		鉛直
1	陽雲山崩壊	岐阜県 大野郡白川村	25 $\times 10^4$	濃尾流成層	白山大地震	1586.1.18	36.0°	136.8°	—	7.9	26	373	127	地震諸元は参考文献1)に依る
2	名立崩れ	新潟県西頸 城野郡名立町	4 $\times 10^4$	新第三紀 凝灰岩、砂岩、礫岩	高田大地震	1751.5.20	37.2°	138.0°	—	6.6	6	335	97	地震諸元は参考文献1)に依る
3	岩倉山崩れ	長野県 長野市信更町	4 $\times 10^4$	新第三紀 砂岩、礫岩	善光寺地震	1845.5.8	36.7°	138.2°	—	7.4	17	360	115	地震諸元は参考文献1)に依る 崩壊土量は犀川町部分の土量
4	葛山崩れ	富山県 山新川郡山田町	41 $\times 10^4$	花崗閃緑岩 安山岩	安政大地震	1858.4.9	36.1°	137.2°	—	6.9	32	200	61	地震諸元は参考文献1)に依る
5	根付川崩壊	神奈川県 横浜市	13 $\times 10^4$	安山岩、凝灰岩 火山碎屑岩	関東大地震	1923.9.1	35.2°	139.3°	—	7.9	47	253	87	地震諸元は参考文献1)に依る
6	伊豆梨本	静岡県 賀茂郡御津町	27 $\times 10^4$	凝灰岩、砂岩 安山岩	伊豆駿河地震	1978.1.14	34.46°	139.15°	0	7.0	28	233	70	地震諸元は気象庁発表値 崩壊土量は崩壊除去量
7	佐野岳崩れ	長野県 千曲郡千曲町	34 $\times 10^4$	安山岩、凝灰岩 砂岩、礫岩	長野県中部地震	1984.9.14	35.493°	137.336°	2	6.8	9	335	99	地震諸元は気象庁発表値
8	松越崩壊	"	23 $\times 10^4$	花崗閃緑岩	"	"	"	"	"	"	15	435	128	"
9	滝越崩壊	"	17 $\times 10^4$	濃尾流成層	"	"	"	"	"	"	9	335	99	"
10	御岳崩壊	"	3 $\times 10^4$	安山岩、凝灰岩 火山碎屑岩	"	"	"	"	"	"	25	419	123	"

$$\alpha_{max}^H = 987.4 \times 10^0 \cdot 2.16 M_x (\Delta + 30)^{-1.218} \quad \text{--- (1)}$$

$$\alpha_{max}^V = 117.0 \times 10^0 \cdot 2.68 M_x (\Delta + 30)^{-1.190} \quad \text{--- (2)}$$

対象とした大規模崩壊斜面の崩壊土量は $2.7 \times 10^4 \sim 4.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ であり、地震の規模(マグニチュード) M は 6.6～7.9 の範囲である。また崩壊地点までの震央距離 Δ (km) は 1.5～47 km、作用地震動の推定最大加速度は、水平方向について 200～440 gal、鉛直方向について 60～130 gal となる。

3. 作用地震動に関する検討

3.1 崩壊の発生する震央距離と地震規模との関係

対象とした事例について、マグニチュードと震央距離の関係を整理した結果を図-2に示す。この図よりマグニチュードが大きい地震ほど震央から遠い地点においても大規模斜面崩壊が発生しており、その限界を包絡する図中の実線は、(3)式により表される。またマグニチュード毎に崩壊の発生した最遠の震央距離をとり、回帰分析を行うと図中の破線で表される(4)式を得る。

$$\Delta = 10^{-15+2.5M} \quad \text{--- (3)} \quad \Delta = 10^{-6.2 \times M^{0.8}} \quad \text{--- (4)}$$

(4)式を用いると大規模斜面崩壊の発生する震央距離は、おおむね $M=7$ の時 9 km、 $M=8$ の時 56 km 程度となる。

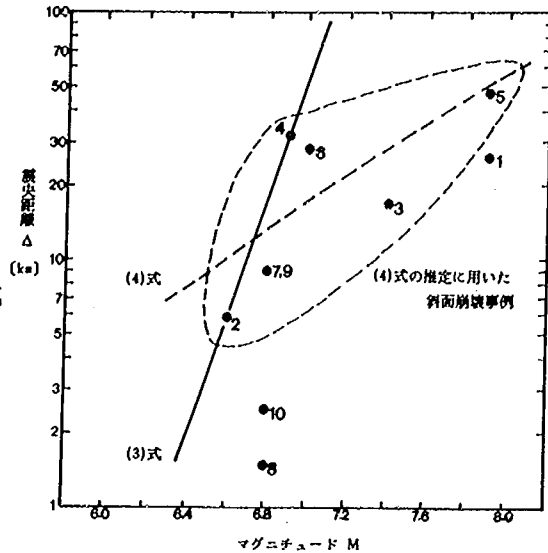


図-2 大規模崩壊斜面の $M \sim \Delta$ 関係

3.2 崩壊斜面の固有周期と地震動特性との関係

地震動は、一般に震央距離が大きくなるほどその卓越周期は長周期側に移ると考えられることから、地震動の卓越周期と斜面の固有周期がほぼ等しい場合に、斜面に大きな応答加速度が作用し、大規模斜面崩壊の誘因となる可能性がある。そこで、斜面を含む尾根の固有周期と地震動特性との関係について検討を行うことを目的として、対象とした大規模崩壊斜面を含む尾根を図-3に示す三角錐ABCDにより単純化したモデルで表現することとした。なお鳶山崩れ(N0.4)及び根府川崩壊(N0.5)については、崩壊が2つ以上の尾根にわたって発生していることから、尾根のモデル化にあたっては2つの尾根を対象とした。表-2に三角錐ABCDの諸元を示す。ここで l 及び w は $\overline{AB}$ 及び $\overline{CD}$ の水平面への投影長であり、 h は、 $\overline{AB}$ の鉛直面への投影長である。また、 H は尾根の最大断面における高さである。 l 、 h 、 w 、 H はそれぞれ 920～3,630 m、200～1,180 m、540～

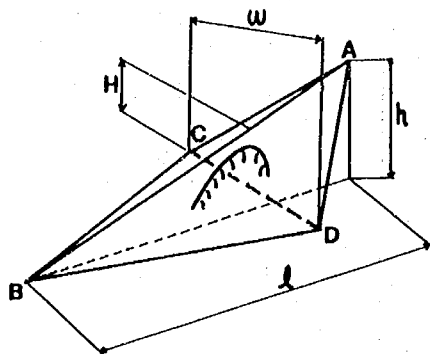


図-3 尾根の三角錐近似モデル

表-2 尾根の三角錐近似モデル諸元

No.	l (m)	h (m)	H (m)	w (m)	$\tan^{-1}(h/l)$	w/l	V_s (m/sec)	$l \cdot H \cdot l / V_s \cdot w$
1	1,670	870	38	960	28	0.57	2,000	0.033
2	1,830	320	156	2,490	10	1.36	700	0.16
3	2,500	400	171	2,340	9	0.94	700	0.26
4	3,630	920	141	2,730	14	0.75	3,500	0.055
4	3,000	1,180	232	1,650	21	0.55	3,500	0.12
5	2,200	380	47	900	10	0.41	1,200	0.096
5	3,000	550	148	880	10	0.29	1,200	0.42
6	1,050	270	131	700	14	0.67	1,200	0.16
7	1,850	820	60	800	24	0.43	1,000	0.14
8	1,040	250	93	750	14	0.72	2,000	0.064
9	920	200	105	540	12	0.59	2,000	0.089
10	1,800	300	30	970	9	0.54	1,000	0.056

2,730m、30~232mとなり、 $\overline{AB}$ の傾斜は9~28°、 w/l は0.29~1.36の範囲となっている。ここで(5)式で表されるパラメーターIを導入する。

$$I = H \cdot l / V_s \cdot w \quad \text{--- (5)}$$

V_s は尾根基盤岩のせん断波速度($^{\circ}/\text{sec}$)の推定値であり、 l (sec)は三角錐近似した尾根の固有周期に比例すると考えられる量である。表-2に V_s 及び l の値を、また図-4に各事例の震央距離とパラメーターIの関係を示す。図中の破線で表される限界線は(6)式で与えられる。また、帰雲山崩壊(No.1)を除き、嵩山崩れ(No.4)及び根府川崩壊(No.5)についてはIの大きい方の値を用いて回帰分析を行うと、図中実線で表される(7)式を得る。

$$I = 0.063 \Delta^{0.47} \quad \text{--- (6)} \quad I = 0.050 \Delta^{0.43} \quad \text{--- (7)}$$

(6)式及び(7)式より、震央距離の小さい事例のIの値すなわち崩壊斜面を含む尾根の固有周期は小さくなっており、震央距離が大きくなるにつれ斜面の固有周期も大きくなる傾向が認められる。

4. 斜面模型振動実験

シリコンゴムを用いた模型振動実験を行い、前章で導入したパラメーターIと崩壊斜面の固有周期との関係、尾根における加速度増幅率及び振動モードについて予備検討を行った。

4.1 相似律

縮小模型による実験を行う場合、相似律が問題となるが、今回の実験においては、振動現象を支配する方程式として(8)式のせん断振動の運動方程式を仮定し、この運動方程式が成り立つように相似比を決定した。

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 x}{\partial z^2} \quad \text{--- (8)}$$

ここで、 x :水平変位、 t :時間、 G :せん断弾性係数、 ρ :密度、 z :高さである。相似律を満足させるためには、(9)式が成り立つよう模型寸法、物性、時間軸を定めればよい。

$$\kappa^2 \cdot \mu / \alpha^2 \cdot \nu = 1 \quad \text{--- (9)}$$

ここで $\kappa = Z_p / Z_m$ 、 $\mu = \rho_p / \rho_m$ 、 $\alpha = t_p / t_m$ 、 $\nu = G_p / G_m$ (p :実物、 m :模型)である。実物の尾根の物性を、 $\rho_p = 2.5\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $G_p = 100,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ とすれば、シリコンゴムの物性は $\rho_p = 0.98\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $G_p = 0.15\text{kgf}/\text{cm}^2$ であるので、時間軸を1/4.69倍に縮めることにより模型の縮尺を1/2,400とすることができる。

4.2 模型寸法、計測項目、加振条件

模型寸法を図-5に示す。模型縮尺は、1/2,400であるので、実物の尾根では、底辺長1,344m、高さ360m、尾根長1,392m、尾根幅720m、最大断面(測点No.5の断面)高さ

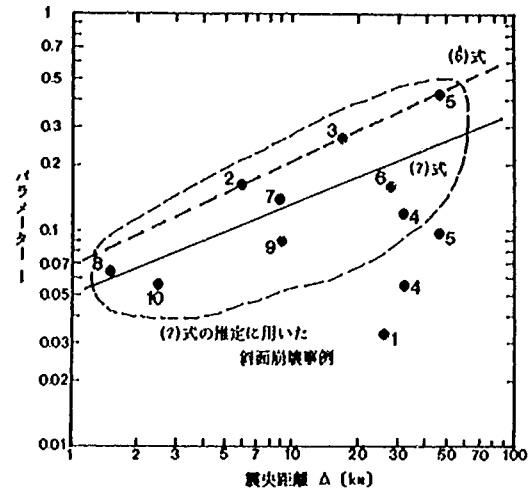


図-4 大規模崩壊斜面の $\Delta \sim I$ 関係

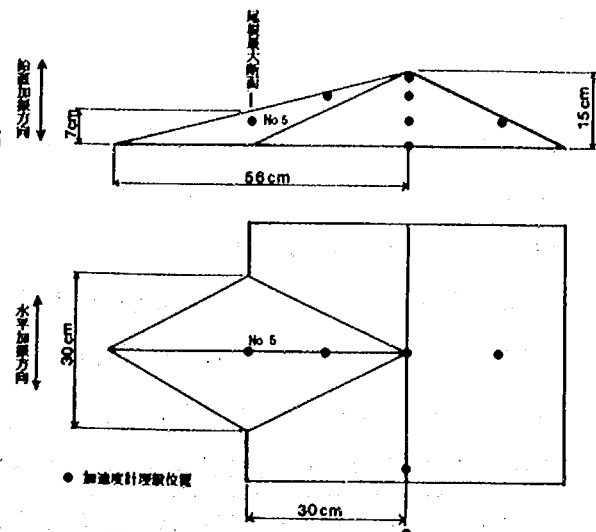


図-5 模型寸法及び加速度計埋設位置

168m、尾根勾配15° 尾根幅/底辺長0.54となる。加速度計の配置は、地山部の振動特性についても検討を行うため、図-5に示す8箇所それぞれ水平1成分、鉛直1成分の計2成分を配し、合計16成分とした。加振は、水平正弦波加振(2Hz～50Hz)、鉛直正弦波加振(3Hz～70Hz)及び水平・鉛直2方向地震波加振(日本海中部地震七峰橋周辺地盤上記録、時間軸1/4.69倍)を行った。

4.3 実験結果及び考察

斜面の水平振動特性に関しては、以下の結果が得られた。

水平正弦波加振により得られた尾根部最大断面(No.5)における共振曲線を図-6に示す。これより尾根の水平一次固有振動数は31Hz前後であり、共振時の加速度増幅率は4.1倍であった。また、加振振動数31Hzにおける尾根の振動モードは、加速度計記録より図-7に示すように尾根中央部に腹があり両端に節を持った形状であると考えられる。

対象とした尾根のパラメーターIは、(5)式を用いると0.16であり、尾根の固有周期は相似律を考慮に入れると0.15secとなる。パラメーターIを尾根の固有周期T(sec)に比例する量と考えていので、実験結果を用いることにより(10)式を得る。よって、(7)式で表される震央距離 Δ (km)とパラメーターIの関係を用いることにより、震央距離と崩壊斜面の固有周期T(sec)の関係は(11)式で表される。

$$T = 0.94 I \quad \text{--- (10)} \quad T = 0.047 \Delta^{0.43} \quad \text{--- (11)}$$

Δ とTの数値を表-3に示す。

5. まとめ

本研究において得られた結果を以下に示す。

- 1) 地震のマグニチュードが大きいほど震央距離の大きい地点においても大規模斜面崩壊が発生しており、その関係は(4)式で表される。
- 2) 震央距離が大きくなるほど崩壊斜面の固有周期は長くなる傾向が認められ、その関係は、平均的には(11)式で表される。

今後さらに事例の収集を行うとともに、パラメーターIと斜面の固有周期との関係及び地震動の卓越周期と震央距離の関係について検討を行う必要がある。

参考文献： 1) 宇佐美龍夫：日本被害地震総覧，東京大学出版会，1975 2) 最大地震動 および地震応答スペクトルの推定法(その4)，土木研究所資料，第1993号 3) 同(その6)，土木研究所資料，第2038号

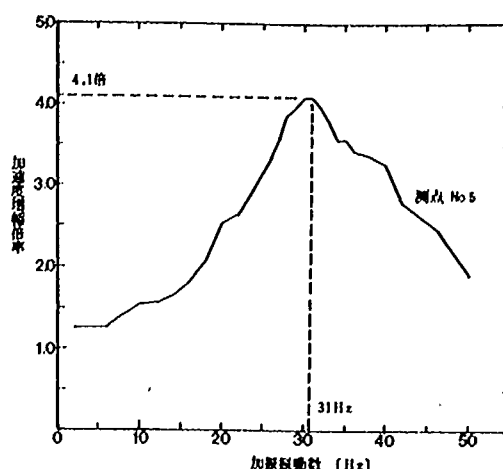


図-6 尾根最大断面における水平共振曲線

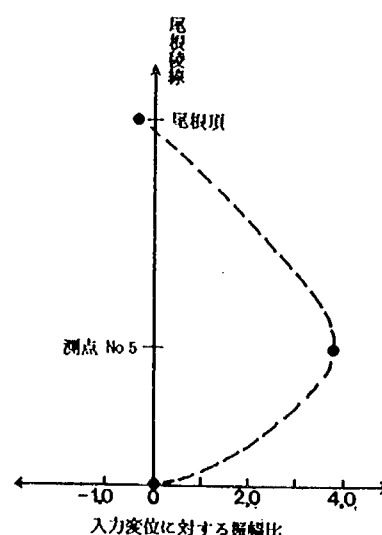


図-7 尾根共振時の振動モード

表-3 震央距離毎の
尾根固有周期の推定値

震央距離 Δ (km)	崩壊斜面の固有周期 の推定値 T (sec)
10	0.13
20	0.17
50	0.25
100	0.34

1. 目的

道路の機能は交通機能と空間機能に分けることができる。交通機能は車、二輪車、歩行者の通行に関わる機能である。一方空間機能は、道路空間自体がもたらす防災、都市活動、都市施設収容等の機能であり、特に過密した都市内のオープンスペースとして果たす役割は大きい。

交通機能に対応する直接効果は走行便益、時間便益として金額換算されて計測されている。また交通機能の向上による間接効果は主に経済的な分野にもたらされ、種々のインパクトスタディにより計測された事例は多い。それに対し空間機能の効果は経済的側面から捉えるのが困難なこともあり、定性的に指摘されるに留まっている。そこで本研究では空間機能の内容を整理した上で、その機能水準を計量化することにより効果を把握することを目的とする。

2. 研究の概要

まず空間機能の具体的な内容を抽出し整理した。そのうえで本研究ではまず居住環境と関わりの深い機能に着目して把握を試みることにし、住宅地域をケーススタディ地区として選定した。対象としたケーススタディ地区は街路が良好に整備された地区と旧来からの街路が残された地区の2ヶ所であり、両地域を比較対照することにより、空間機能の水準の差を抽出した。

3. 空間機能の内容の整理

路上の観察、文献の検索等により、交通機能を含めて道路利用を示す事例をリストアップした。これらの事例をKJ法により以下の2点から分類し各事例を位置付けられる枠組みを作成した。

- ① 道路利用者の移動の有無（道路利用者の移動によるものを交通機能、よらないものを空間機能と定義する。ただし都市骨格形成機能は除く。）
- ② 利用目的の性質（大きくは安全性、保健性、利便性、快適性に分けられる。）

この枠組みを体系化して表現し直したものを図1に示す（空間機能のみ）。

空間機能は大きく道路利用者の交通以外の活動によるもの（都市空間提供機能など）と沿道が効果を受けるもの（防災、安全機能、都市施設収容機能など）に分類できる。居住環境に関わる効果はこのうち後者に当たるものが多い。本研究で主に対象とした機能は防災安全機能（延焼遮断空間、防災活動空間）、生活環境空間提供機能（保健衛生空間）、都市施設収容機能（保健衛生施設収容空間）である。

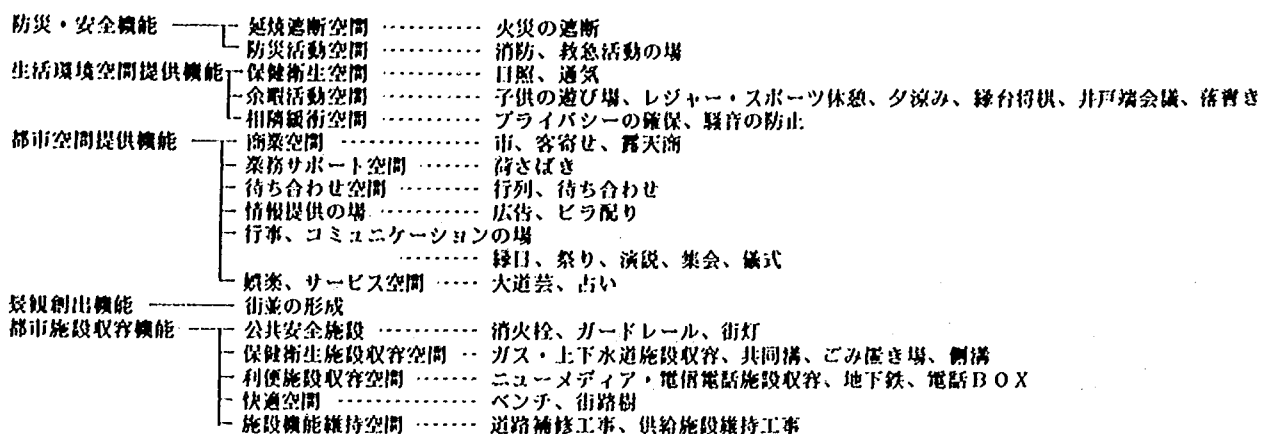


図1 空間機能体系

4. ケーススタディ地区における検討

4.1 ケーススタディ地区の選定

関東地方において、街路の整備状況に差がありかつ以下のような条件に該当する地区をケーススタディ地区として選定することとした。

- ① 住宅地区であること
- ② 同一駅勢圏にあり、駅からの距離が同程度であること
- ③ 0.5~1.0km程度の大きさを有する地区であること

検討の結果、埼玉県越谷市の千間台西5、6丁目及び恩間地区をケーススタディ地区として選定した。

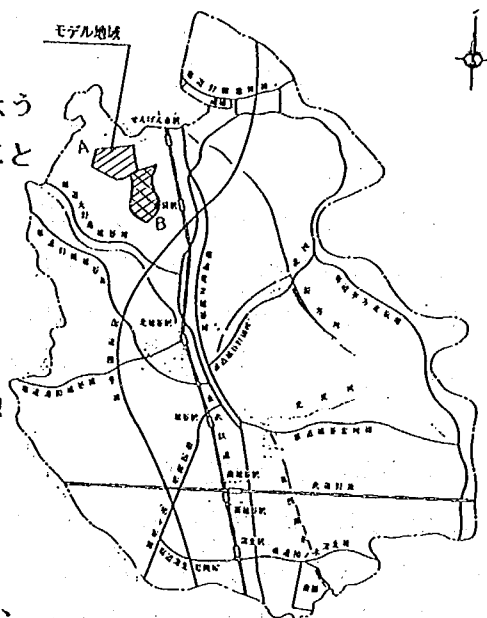


図2 モデル地域の位置

4.2 ケーススタディ地区の概要

越谷市は埼玉県の南東部、東京都心から北約20kmに位置し、交通の便がよく、近年急速に発展した都市である。

千間台地区及び恩間地区は越谷市の北部に位置し、東部を東武鉄道日光伊勢崎線が走っている(図2)。両地区の概要を表1に示す。千間台地区(以下A地区とする)は千間台駅から0.8~1.8kmの距離にある。恩間地区(以下B地区とする)は北側40%が千間台駅から0.4~1.0km、南側60%が大袋駅から0.4~1.1kmの距離にある。駅からの平均的な距離はB地区の方が小さいが、千間台駅が準急停車駅で、大袋駅が普通電車のみの停車駅であることを考えると、両地域の鉄道のインパクトによる差は小さいと思われる。また、両地区の南側を国道4号バイパス、県道大野島越谷線が通過しており、地区内の通過交通は比較的少ないことが予想される。

表1 ケーススタディ地区の概要			
	人口(人)	面積(Km ²)	人口密度(人/ha)
A地区	2830	0.41	69.1
B地区	4324	0.50	86.9

なおA地区は昭和45年から土地区画整理事業が実施され、57年に登記が完了している。A地区は一部住居区域を含むほかはすべて第二種住居専用地域である。B地区も大部分第二種住居専用地域であるが一部市街化調整区域を含んでいる。

表2 ケーススタディ地区の道路水準

	道路密度(km/Km ²)	道路率(%)	歩道設置率(%)
A地区	27.3	22.1	30.1
B地区	26.7	13.2	0

4.3 道路水準

地区別の道路水準を表2に示す。A地区内の都計道は整備済みであるがB地区内の都計道は未整備である。1Km²当りの道路延長密度はA地区が27.3Km/Km²、B地区が26.7Km/Km²でそれほど差がない。しかし道路幅員別にみるとA地区では幅員9m、13m程度の道路の比率が高いのに対し、B地区では幅員5m以下の道路が多い(図3)。道路面積率はA地区の22.1%に対しB地区は13.2%であり、両地区の道路水準の差が表れている。また、歩道及び植樹帯の設置率についてはA地区30.1%、B地区0%であり、質的にもA地区の道路水準が高いことがわかる。

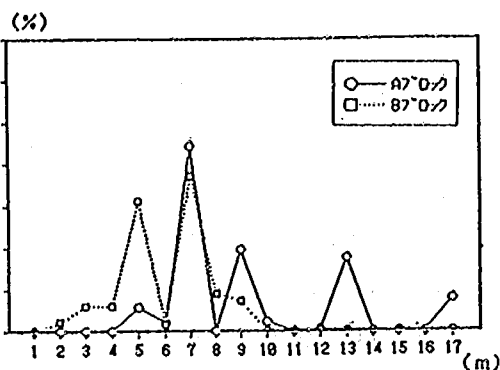


図3 道路幅員別分布

表3 防災のランク

ランク	
1	4m以上の道路が直接接する家屋
2	4m以上の道路から10~20m離れた家屋
3	" 20~30m離れた家屋
4	" 30~50m離れた家屋
5	" 50m以上離れた家屋

4.4 空間機能水準の把握

① 防災、安全機能

道路が防災上、果たす役割としては、火災の延焼遮断、防災活動の場としての空間、避難路等がある。

東京都防災会議の「大震災時の消失範囲の推計に関する調査研究」(昭和49年、浜田稔氏)によると木造比率の高い住宅地においては風下方向への延焼に対し20m程度の幅員ではあまり焼けどまりの効果は期待できない。しかし道路整備により、沿道の不燃化あるいは高層化による建坪率の減少が進むなら20m程度の幅員でも焼けどまりの効果が期待される。A、B両地区における非木造建築構造物の割合はA地区の11.1%に対しB地区は6.1%であり、A地区の方が非木造建築物の比率が高いことがわかる。

また災害時に救急、消防活動を円滑に行うためにはある程度以上の幅員の道路が必要である。そこで最低消防車の通過に必要な4m以上の幅員の道路を対象に道路と家屋の距離を求めて表3のようにランク分けした。A、B両地区のランク別家屋構成比は図4に示すとおりであり、道路幅員からみた場合A地区の方が万一災害が起こった場合の安全度が高いと言える。

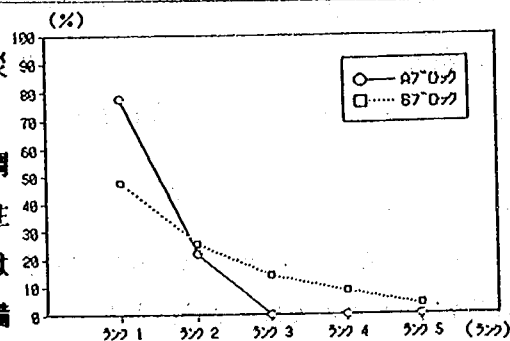


図4 家屋ランク別構成比

② 生活環境空間提供機能

生活環境空間提供機能のうち、道路が家屋の日照、通気の確保に果たす保健、衛生機能についてその把握手法を検討する。直接日照、通気の状態を計測することは困難なため、ある家屋から南面に接する家屋までの距離を地図上で計測し、地区別に平均距離を求めた。この距離のうち道路が寄与する分を求めて保健、衛生機能の大きさとする。これは同時に相隣干渉機能の大きさも表していると考えられる。得られた結果を図5に示す。道路の寄与はA地区で2.2m B地区で1.6mであった。また南接面を道路に依存する家屋の割合はA地区40.7%、B地区34.5%であった。

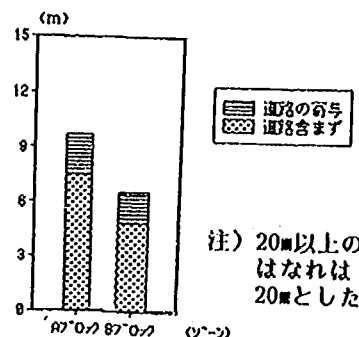


図5 家屋までの平均はなれ

③ 都市施設収容機能

両地区の都市ガス、上下水道の地下埋設物の収容状況を表4に示す。都市ガス、下水道はB地区は未整備であり、埋設率は0%である。これらのうち埋設に比較的大きな面積を占められる下水道について、道路幅員別の埋設率(A地区)を図6に示す。幅員15m以上の道路は100%下水道が埋設されているのに対し、6m未満の道路では34%である。従って下水道の埋設には少なくとも6~9m以上の幅員を確保することが望ましいと思われる。A地区の下水道整備は土地区画整理事業にともない道路整備とあわせて実施されたがB地区においては街路の状態から下水道事業の進展も困難であるといえよう。

表4 道路への公共施設埋設率(%)

	上水道	下水道	都市ガス
A地区	90.1	91.6	42.6
B地区	66.8	0	0

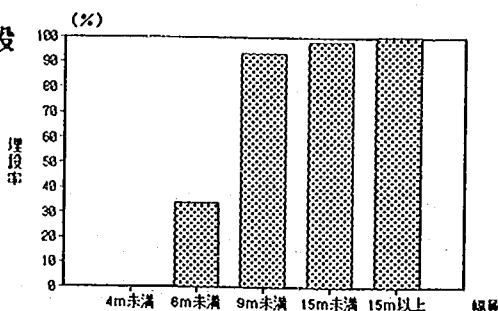


図6 幅員別下水道埋設率

5. まとめ

本研究では道路の空間機能を整理したうえで特に沿道が効果を受ける機能を対象にその把握手法を検討した。ケーススタディ地区として選定した2地区は特に道路率の違いが道路水準の違いとして明瞭に表れた地区であり、いくつかの空間機能の水準の違いを検討した結果においてもその差が反映される結果となった。しかしながら今回の検討においても空間機能の実証が十分に成されたわけではない。たとえば防災機能については日常的には発揮されない潜在的な機能であり、その実証的把握には実際の災害時の実態調査、災害のシミュレート等さらに深い検討が必要と思われる。また今回検討の範囲外となった機能については特に道路上での交通以外の活動効果の把握の観点から、道路利用の実態調査、利用者への直接アンケート等を実施する必要があると思われる。

1. はじめに

社会資本の整備や住民意識の変化に伴って、国民の治水安全度向上に対する要求は今後一層強くなると思われる。しかし、現況の河道整備率は依然として低く、今後とも早急な改修は望めない状況にあって、土地利用形態や現況河道の安全度等を勘案しながら中期的な治水安全度の規模を設定しているのが実情である。そこで今回は、未だ堤防があまり整備されていない流域を対象に、氾濫と土地利用との関係を調べるとともに、氾濫が生じ得る流域において開発を進める場合の暫定的な治水対策の在り方を検討した。

今回対象とした由良川は、狭窄部と谷底平野とが連なる典型的な狭隘河川であり、その地形特性から古来より氾濫を繰り返してきた。一度氾濫が生じると流域一面が遊水地となりしかも長期にわたって湛水してしまう。このため沿川流域の住民は土地利用に大きな制約を受けてきた。農作物は浸水に強い桑・果樹園が主要な産物であり、住居は氾濫しても浸水しないような山沿の台地、あるいは山腹へ退いて氾濫に対する住み分けがなされている。今日でも住み分けが安定的に行われているのは、第一に流域の開発が殆どなされておらず、流域内人口も20万人未満と少なく経済活動もあまり活発ではないのが原因である。第二に現状での堤防整備率は約20%と低く、今日でも浸水頻度が高い状況にあるためである。

2. 氾濫と土地利用の関係

福知山工事事務所で行った不等流計算の結果を用いて、各々の流量規模ごとに浸水する区域を求め、その面積を土地利用ごとに算定した。これによって氾濫規模別の土地利用状況を調査した。算定した結果を考察すると次のようになる。なお、計算ケースは表-1の通りであり、氾濫規模別の浸水区域の例を図-1に示した。

(1) 農地の場合

図-2は各氾濫規模ごとの浸水区間をそれぞれの土地利用毎に浸水する面積で示したものである。図に示す様に、氾濫規模が変わるに従って浸水する土地条件(利用条件)も変化している。桑畑、竹林などは氾濫規模が小さ

表-1 計算ケース

ケース	流量(m ³ /s)	生起確率	浸水ランク
1	1,000	1/2	A
2	1,500	1/3	B
3	3,000	1/10	C
4	5,600	1/40	D
5	6,500	1/60	E
6	8,200	1/100	F

注) 生起確率は流量確率で表示している。

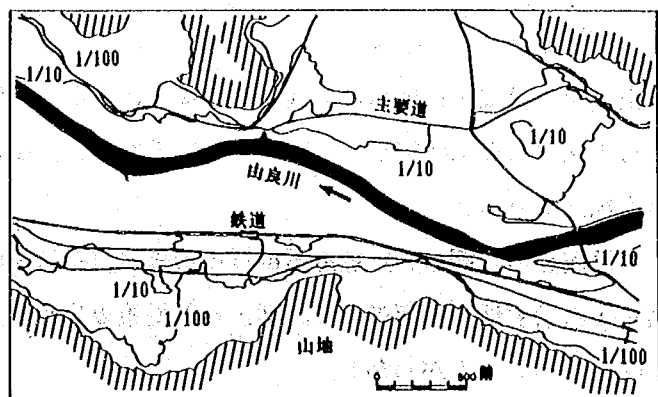


図-1 氾濫規模別の浸水区域

くても浸水してしまう所に存在している（浸水しても影響が少ない）。この場合、氾濫を我慢できる限界（氾濫受忍限度）は高いといえる。その受忍限度を高い方から並べると、桑畑＞竹林＞水田＞畑＞茶畑 の順番になっており、畑・茶畑の受忍限度は特に低く、由良川では川沿いにある茶畑は水害防備林や二線堤によって保護されていた。

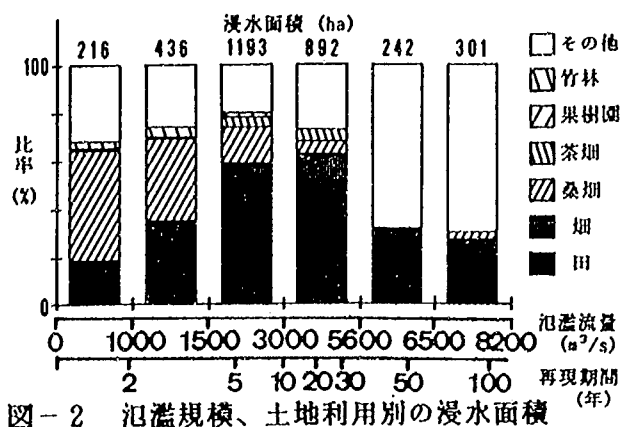


図-2 氾濫規模、土地利用別の浸水面積

以上のことから農地の立地条件と氾濫規模との対応はかなり明確に現れており、農地の浸水面積は多くの場合氾濫規模が超過確率で $1/2 \sim 1/5$ を超えたあたりから増加し、さらに $1/30$ を超えると極端に減少していた。農地の立地には少なくとも氾濫規模が超過確率で $1/5$ よりも大きい区域であれば可能と考えられる。

(2) 宅地の場合

図-3に氾濫規模別の浸水床面積を事業所、住居、非住居に区分して示した。総じて氾濫規模が超過確率 $1/3$ よりも大きい区域から立地しており、特に事業所は氾濫規模が大きくなると浸水しない場所に多く集まっている。宅地の場合も氾濫規模との対応はかなり明確であった。また、宅地および事業所の立地には氾濫規模の他に、その地域の社会経済活動や利便性（道路沿かどうか）にも影響を受ける

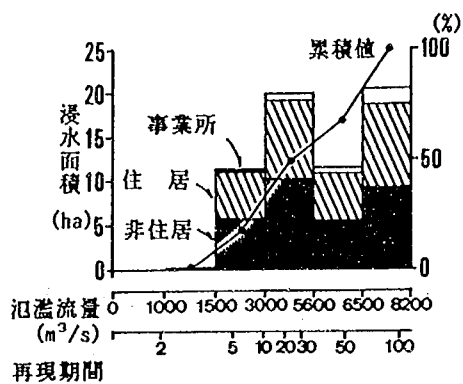


図-3 氾濫規模、利用目的別の浸水床面積

ことが指摘されている。¹⁾ 由良川流域においても宅地の分布が主要道路に沿って拡がっており、主要道路・鉄道と氾濫規模との関係を見るとほとんどの場合氾濫規模が超過確率で $1/10$ よりも大きい地域を通過していた。住居および事業所の立地地域も氾濫規模が超過確率で $1/10$ 程度のところに一つのピークがあり、利便性にも影響されていることがわかる。

3. 独特な洪水防御手法

由良川では氾濫に応じた土地利用の他に、洪水を防御する為の様々な治水の工夫が行われている。これらの独特な洪水防御手法について、現地調査を行なったのでその役割、氾濫規模との対応について考察を加えてみる。

現地調査の範囲は、想定氾濫区域の始まる直轄区間の最上流部から河口に至る54k区間を対象として、図-4に示す地点を調査した。図より各対策の分布が全区間に広がっており、浸水対策が全川に共通した問題であることがわかる。

調査した治水対策の項目を、先に用いた流量規模別の浸水区域図を利用し、各地点を浸水ランクで表

示すると表-2の通りとなる。表には各項目の治水機能を分析した結果も示している。また、これら治水対策を模式的に示したものが図-5である。図表より、由良川では全国の一級河川で行われている様な河川内の対策だけにとどまらない、様々な治水対策が流域全域（想定氾濫区域）の至る所で行われ、各対策はある特定の地域を重点的に守る目的で行われていた。それら対策は近年の河川改修の効果によって浸水常襲地域への家屋の進出（耐水性建築物）、農耕意欲の向上（農地の嵩上げ）といったことに貢献した対策であることがわかる。これらの対策基準は中・小規模洪水（超過確率1/10で浸水ランクに表現するとC、Dに相当する規模）を目標として実施されており、このような対策は工事実施基本計画の改修途上にある河川において、開発を進める場合に必要な治水対策の良い手本であると言えるだろう。

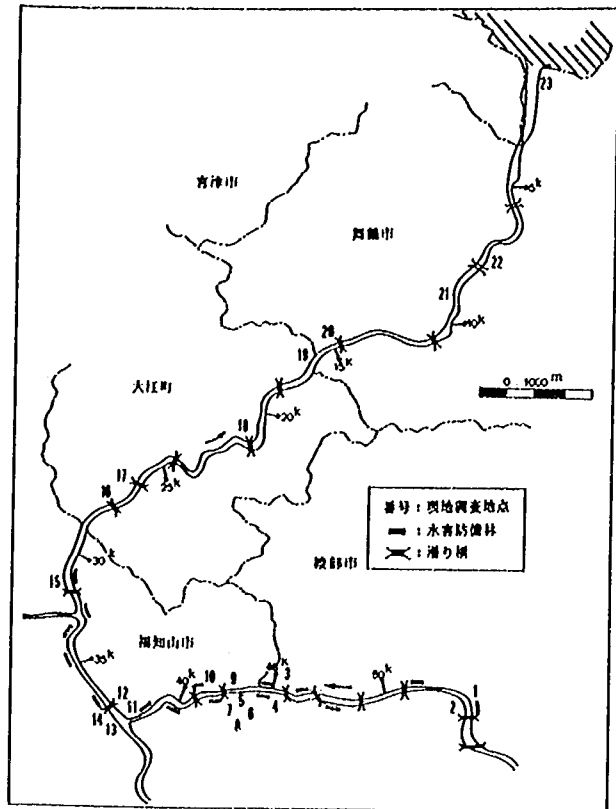


図-4 由良川現地調査位置図

4. おわりに

氾濫状況と土地利用の関係、また暫定的な治水対策の在り方を由良川流域において検討してきた。その結果をまとめると、

(1) 農地の土地利用状況と住居の立地は、氾濫規模に応じた明確な区分がなされていた。

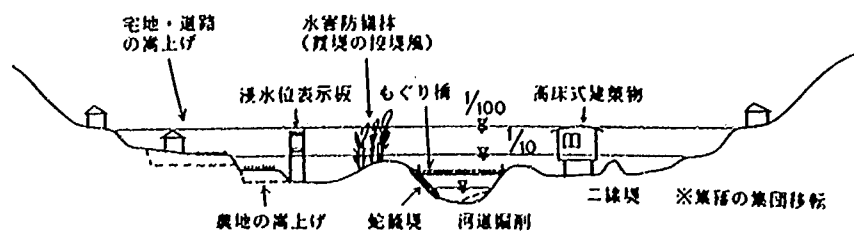
(2) 農地の立地に必要な治水安全度としては、農作物の種類によって異なるが多くの場合超過確率で1/5以上の規模が必要と考えられる。

(3) 宅地の立地は治水安全度と利便性の双方に影響を受けており、超過確率が1/10以上の浸水区域であれば、利便性をより重要視して宅地の立地が急増していた。

表-2 独特な洪水防御手法と治水機能

洪水防御手法	治水機能及び効果	浸水ランク
水害防備林	氾濫の際、氾濫水の流速を減殺し、農地の流出を防ぐ。また、小堤防と組み合わせる効果も高めている場合もある。	A
蛇籠堤	堤防の表法面に設置して、堤防を洗掘から保護し、また堤防全面を被覆して越水に対して破堤を防いでいる。	A
低水路掘削	低水路内の砂州を掘削して取り除き、河道疏通能力の向上をはかる。また、掘削土砂を水田・宅地の嵩上げに利用する。	A
滑り橋	洪水に際し、上流で流出した流木等から橋を保護する為と、流水の阻害とならないように洪水時には水面下に沈む。	A
二線堤	氾濫水の拡大を防ぐ目的で、堤内地に川と平行に設置した堤防。	A, B
高床式建築物 (ピロティ建築)	氾濫しても住居が浸水しない様に一階部分を高く嵩上げた建築物。	B, C
農地の嵩上げ	中・小洪水時に浸水しないように嵩上げを行う	D
宅地、道路の嵩上げ	中・小洪水対策として道路の嵩上げを行う。また、これに伴って宅地も嵩上げしている。	C, D
浸水位表示板	過去の大水害における浸水位を、流域内に表示して避難や治水意識の高揚に努めている。	A~F
集団移転と住み分け	過去の大水害の際、川沿の自然堤防上にあって多大な被害を受けた集落を、山沿の地域へ集団移転させた。	A, B から D, E, F

(4) 築堤以外の治水工法で、拠点防御を目的とした暫定対策として効果的な洪水防御手法を確認することが出来た。



以上の通りである。

図-5 由良川における治水の工夫

今後は、他の河川を対象とした氾濫受忍限度と、治水事業が公共事業として社会に及ぼす影響等を調査して、中期的な治水安全度を設定するための基準について検討していく予定である。

<参考文献>

- 1) 関、藤目、井上：治水安全度が土地利用に及ぼす影響について、第34回建設省技術研究会報告、S.55
- 2) 末次、浜口、桐生：氾濫と土地利用の関係について、第41回土木学会年講、S.61.11

道路植栽の育成状況

緑化研究室 武田 裕

1. まえがき

良好な都市景観形成、沿道環境の保全等に資することを目的として道路緑化が積極的に推進されている。この場合、積極的に育成管理をおこなうことにより目標とする機能および景観をみたとす段階に植栽を至らせ、目標達成後は維持のための管理を行なうという道路植栽の育成段階に応じた極細かな手法の適用が必要と考えられる。しかし、植栽時の活着促進および植栽樹木の形状の維持を目的とした施工および管理はなされてきているが、明確な完成時の目標のもとに植栽後樹木を良好に生育させていくという観点からの管理に必要とされる知見が不足しているのが現状である。

以上の認識にもとずき、本調査は植栽後樹木を積極的に育成していくための管理手法に係る基礎的知見を得ることを目標として実施しているものである。

2. 目的

本調査の目的は、道路植栽樹木の植栽後の生育状況の変遷過程を検討すること、および植栽時条件と生育状況との関連性を検討することの以上2点とした。

3. 調査方法

筑波研究学園都市内に植栽されたケヤキを対象とし、植樹帯広幅員（幅3M以上）、同狭幅員（幅1-2M）、歩専道植樹樹、同植樹帯、公園単植（独立木）、公園群植（樹林内樹木）の植栽地形状別に合計507本をサンプリングし、これら樹木について、①現状の樹高、②現状の幹周（1.2M高）、③植栽年次、④植栽時の寸法規格（樹高、幹周）、⑤^{*}活力度を計測および調査することにより、植栽地現況のデータベースを作成した。次にこれらから各植栽地形状別に植栽後6年以上経過しているものを計57本抽出するとともに、生長錘により南方向から北方向に資料を採取し、①植栽後から現在までの平均生長量（以下平均生長量と呼ぶ）、②植栽時から3年間の平均生長量（以下植栽時平均生長量と呼ぶ）、③最近3年間の平均生長量（以下最近の平均生長量と呼ぶ）、④植栽前年にたいする植栽年の生長量の変化の度合（以下生長量変化率と呼ぶ）の値を求めた。各計算値の概念は図1の通りであ

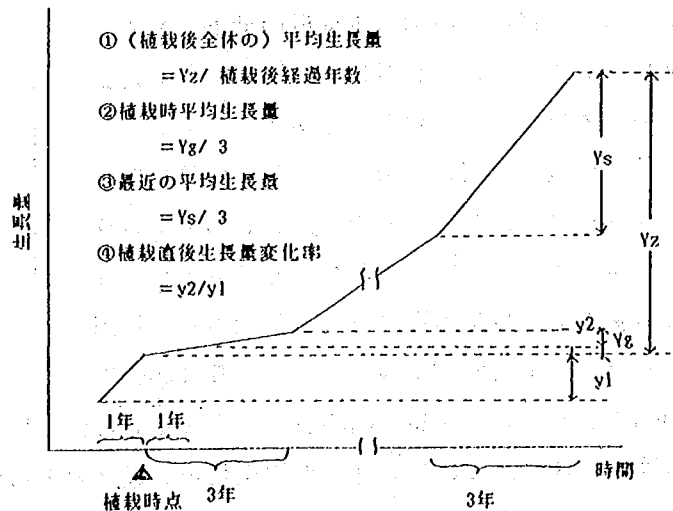


図1 計算値の概念

*活力度：樹勢、樹形、新梢の伸び等の各項目について5段階評価し平均値をとったもの

る。

これらの値をもとに各種生長量の関連性を散布図、相関係数により検討した。また、各種生長量の関連性にもとずき植栽後の生育度合の変遷を類型化した。さらに植栽時条件として寸法規格および植栽地形状をとりあげ各種生長量との関連性を一元配置分散分析により検討した。

4. 結果

4. 1 各種生長量の関連性

各計算値の概要は表1の通りである。各計算値とも最大値、最小値のばらつきが大きく生長の多様さが伺われる。また、最近の平均生長量、平均生長量、植栽時平均生長量の順に平均値が小さくなっていくことから、植栽直後に生長量が低下しその後回復していくことがよみとれる。

表1 計算値の概要

	N	MEAN	SD	MAX	MIN
①平均生長量	57	5.212	2.376	11.440	0.690
②植栽後平均生長量	57	3.677	2.185	12.440	0.430
③最近の平均生長量	57	5.910	3.149	14.200	0.730
④変化率	53	0.642	0.585	2.920	0.030

各計算値間の相関係数一覧は表2の通りである。平均生長量は最近の平均生長量と相関が特に高く($r=0.897$)、植栽時平均生長量との相関も高い($r=0.723$)。一方、生長量変化率は平均生長量、植栽時平均生長量、最近の平均生長量とはほぼ相関関係が認められない。また、植栽時平均生長量と最近の平均生長量もあまり相関関係は認められない($r=0.473$)。これらの結果は2要因の散布図の結果とも一致した。以上より、①植栽樹木の生長量は植栽時から現在までの各時期における生長量が反映したものであり、特に最近の生長量が大きく影響すること、②植栽後全体の平均生長量に植栽直後の一時的な生長量の低下はあまり影響しないこと、③生長量は各時期において大きく変動していることの以上3点が指摘できる。

表2 各種生長量の相関係数

	平均 生長量	植栽時 生長量	最近の 生長量	変化率
平均 生長量	1.000	0.723	0.897	0.265
植栽時生長量		1.000	0.473	0.381
最近の生長量			1.000	0.179
変化率				1.000

表3 幹周別分散分析結果

	活力度	平均 生長量	植栽時 生長量	最近の 生長量	変化率
F 値	9.9533	6.8042	1.4315	5.5525	1.4315
有意差	◎	◎	×	◎	×

* ◎ 1%水準

○ 5%水準

× なし

一方、現状の幹周と各種生長量との関係を散布図により検討したところ幹周の大きいものは各種生長量が大きい傾向がみられた。そこで現状の幹周は植栽後の生長量の反映であると判断し、幹周によりランクⅠ(50CM未満)、ランクⅡ(50CM以

上60CM未満)、ランクⅢ(60CM以上)を設定し各種生長量の差異を一元配置分散分析により検討した。その結果表3のように活力度、平均生長量、最近の平均生長量で1%水準の有意差がありかつ信頼度の区間から幹周の大きいものが各種生長量が大きいことが認められた。これより相関分析の結果を確認でき

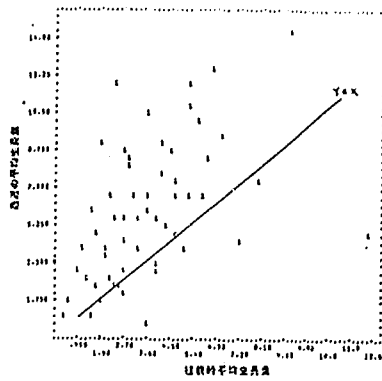


図2 最近の平均生長量
と植栽時平均生長量

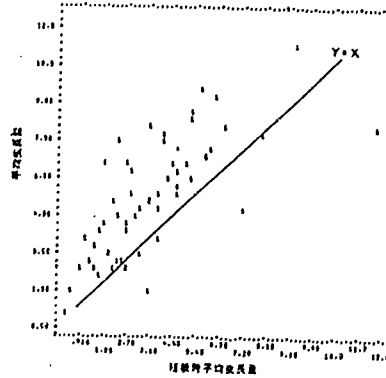


図3 平均生長量と植栽時
平均生長量

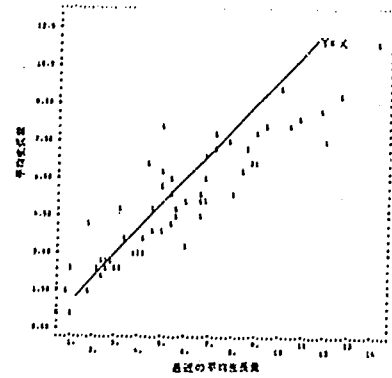


図4 平均生長量と最近の
平均生長量

た。

樹木の生育度合は活着時での生育状態のみならずその後の生育状態の優劣に大きく影響されるといふ以上の結果は、植栽時の活着促進は無論であるがさらにその後の生育状態への影響に着目した施工、管理手法を検討していくことの必要性を示唆しているといえよう。

4. 2 生育度合の変遷

平均生長量、植栽時平均生長量、最近の平均生長量各々の組合せによる散布図は図2、図3、図4の通りであった。これらによると、植栽時より最近の生育が良好なものが大部分であること、植栽時の生育はその後全体の生育に比べやや劣っているものが多いこと、最近の生育が植栽後全体の生育に寄与しているものが過半数であることがわかる。そこで植栽後9年以上経過している23サンプルを対象に、各時期の生長量の関係に注目して整理することにより、図5に示すような生育パターンを示すことができた。すなわち、①植栽時やや生育が劣るがその後良好に生育するもの、②①と同様の生育をしめすが最近になってやや生育の落ち込みの兆がみられるもの、③植栽後生育不良が続くが最近になって回復の兆がみられるもの、④植栽後から生育不良が続くものの4パターンで

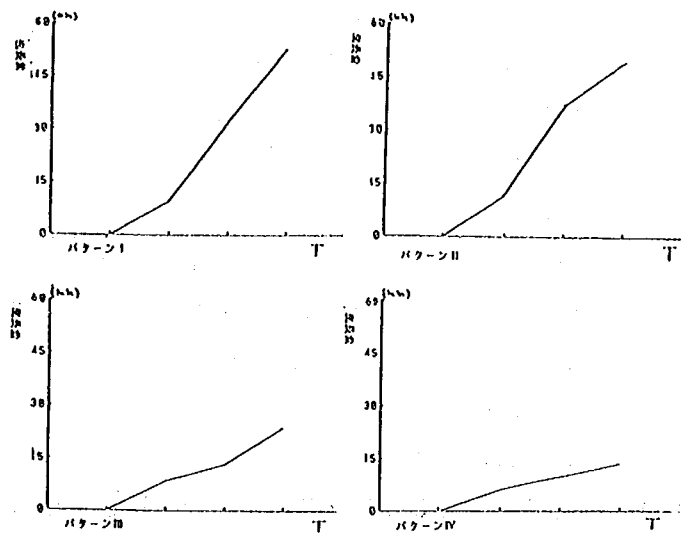


図5 生育度合変動パターン

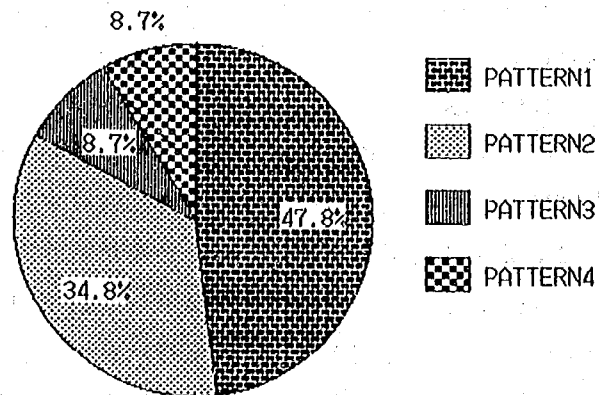


図6 生育パターン出現頻度

ある。それらの出現頻度は図6の通りであり半数近くがⅠの生育パターンをしめした。

4. 3 植栽時条件と生長量の関連性

寸法規格別にはランクⅠ（樹高5.0M未満、幹周30CM未満）、ランクⅡ（樹高5.0M以上、幹周30CM以上）を設定した。また、植栽地形状としては植樹、植樹帯（狭幅員）、植樹帯（広幅員）、公園の4タイプを設定した。分散分析の結果は表4の

表4 分散分析結果一覧

	活力度	平均 生長量	植栽時 生長量	最近の 生長量	変化率
規格別	×	×	×	×	×
植栽地構造別	×	×	×	×	○

○ 5%水準

とおりである。寸法規格別には各種生長量とも有意な差は認められなかった。植栽地形状別には変化率のみで5%水準の有意差が認められ信頼度の区間から植樹のものが悪いという結果になった。

これより植栽時の規格の差異はその後の生育に影響を与えるものではないと判断できる。一方、植栽地形状別では植樹において植栽時における生長量の低下が大きいという結果になっているが、植栽直後の生育の低下はその後の生育に影響しないという4. 1の結果よりとくに問題となる点とは言えず、現状の学園都市の植栽地形状の差異はその後の樹木の生育に差異を与えるものではないと判断できる。ただし、今回とりあげた植樹は歩行者専用道路上のものであり一般道路上のものとは断面構造の差異が予想されること、および一般道路上で用いられているものよりも平面形状が大きいものであることを勘案すると植栽地形状の樹木の生育への影響については別途より詳細な検討が必要と思われる。

5. まとめ

学園都市内のケヤキを対象にその植栽後の生育度合およびそれと植栽時条件との関連性の検討をおこなった。その結果以下の点が明らかとなった。

- 1) 植栽後の生長量には植栽時における生長量の低下の度合よりも数年後における生長量の優劣が大きく影響する
- 2) 植栽後の生育状態の変遷は4つのパターンに類型される。
- 3) 学園都市内においては植栽時の条件（寸法規格、植栽地形状）の差異はその後の生育に影響していない。

6. 今後の課題

本調査により植栽後の樹木の生育状態の概要を把握することができた。生育状態の変遷についてはその違いによる生長量、樹形等への影響を検討することにより、道路植栽を管理していくうえでの目標設定に関する知見を明らかにしていく必要がある。一方で各種生長パターンに影響する要因について詳細な条件設定をすることにより明かにし、具体的な管理手法に言及していくことも必要と考えられる。

以上の認識にもとずき今年度は生育パターンについてより詳細に検討を加えるとともにパターンに与える各種関連要因の影響について、特に土壌条件に焦点をあて調査を実施しているところである。

標識板の耐久性

道路部 交通安全研究室 望月 博夫

1・はじめに

年々複雑、多様化する道路交通の安全性、円滑性を確保するための施設として、道路標識は重要な役割を果たしている。特に、夜間における道路標識の機能を十分に発揮させるために、標識板に再帰反射シートが使用されている。現在使用されている反射シートには普通輝度反射シート、高輝度反射シートの2種類がある。反射シートに最低必要とされている輝度の反射性能は、JIS Z 9117に規定されており、5年間屋外にさらされても初期値の80%の反射性能が保たれていなくてはならないとされているが、道路上に設置された標識板としての反射シートの耐久性については暴露試験によりある程度調査されているのみであり、自然環境要因、交通要因などの影響を考慮した現状調査は十分にされていない。そこで、道路標識の耐久性と維持管理の合理化に関する検討資料を得るために、現道に設置されている道路標識の反射輝度、色について6年間隔で2回調査を行った結果について報告する。¹⁾

・2)

2・目的

標識板の反射シートの反射性能の経年変化を検討するため、6年前に調査した標識を対象に再度調査した。特に、地域・地形の違いによる差異を検討するため、海岸部、内陸部に区分しそれぞれでの経年変化を比較した。

本調査では、6年間の間隔をおき、2度にわたる調査によって、地域性を加味した標識板の耐用年数をさぐり出すための、基礎資料を得るために行ったものである。

3・調査方法

調査は、青森県、茨城県、鹿児島県の一般国道に設置されている案内標識約130(内98基については56年に計測したものと同一である)について行った(表-1参照)。反射シートの反射輝度及び色の測定は、JIS Z 9117に則って行うことが交通事情などから不可能なため、簡易測定器を用いて近似値を求めた。また、実測は洗浄前、洗浄後にそれぞれ行い、測定点数は、標識板の素地(青色)、矢印及び文字(白色)について、任意に5点測定

表-1 調査対象標識

地 域	反射シートの種類	案 内 標 識				対 象 路 線
		56年	計	61年	計	
青 森	普通輝度	4		5		4,7,45号 (青森工事事務所)
	高 輝 度	16		24		
	混 合 1)	0	20	0	29	
茨 城	普通輝度	20		37		6,50号 (常陸工事事務所)
	高 輝 度	24		13		
	混 合 1)	15	59	9	59	
鹿児島	普通輝度	27		9		3,10,220,224,225,226号 (鹿児島国道工事事務所) (大隅工事事務所)
	高 輝 度	12		34		
	混 合 1)	8	47	5	48	
合 計			126		136	11路線

1) 案内標識で文字・矢印(白色)に高輝度、素地(青色)に普通輝度を使用している。

し、外観観察もあわせて行った。

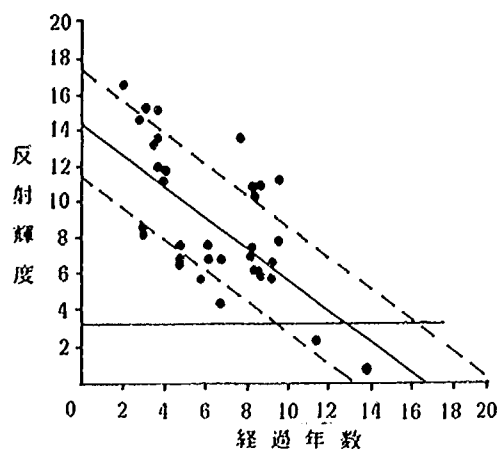


図-1 鹿児島 内陸部

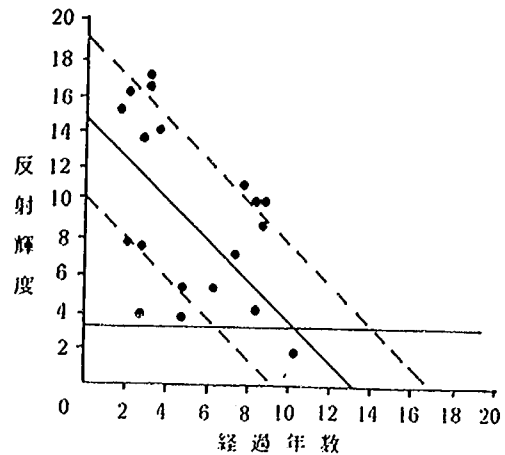


図-2 鹿児島 海岸部

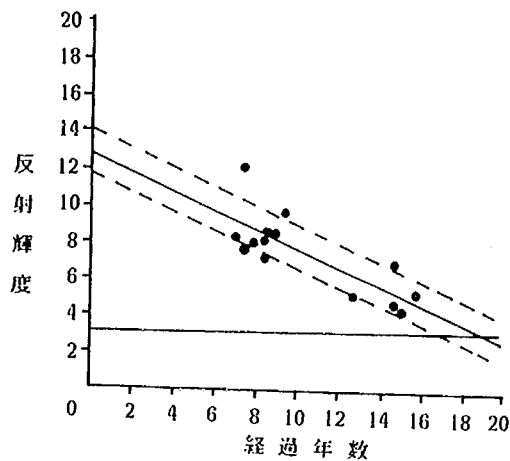


図-3 青森 内陸部

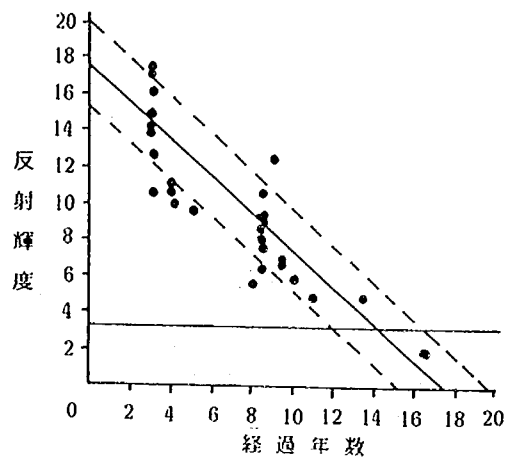


図-4 茨城 内陸部

4・調査結果及び考察

4・1 経過年数と反射輝度

1) ・普通輝度反射シート

ここでは、内陸部と海岸部に分け検討した。普通輝度反射シートを見ると、全体数(56、61年集計)で127ケースあり、内陸部71ケース、海岸部で31ケースあった。耐用年数の目安として再帰反射性能で、初期値の80%を下回ってしまう標識板が全体の5%を越えた時点で使用限界に達すると仮定した。回帰式を使って耐用年数を推定したところ、内陸部では12年、海岸部で11年となりJIS規格を保つという結果が出た。ただし、鹿児島のサンプルは内陸部、海岸部と

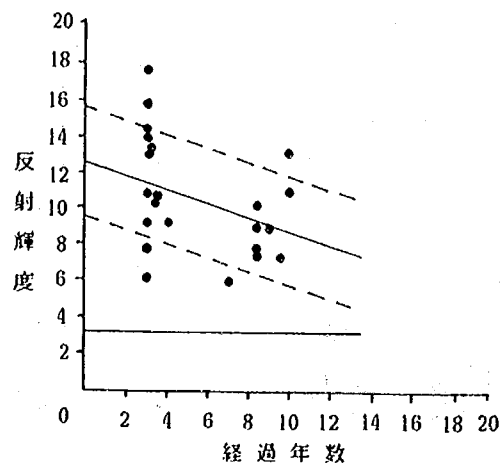


図-5 茨城 海岸部

もに桜島周辺に位置しており、火山灰の影響など標識板にとって悪い環境条件が含まれており、その分を除くと、内陸部で14年、海岸部で13年の耐用年数と、普通輝度反射シートでも環境がよほど悪い場合を除き、13から14年は使用に耐えるとの値がでた。ちなみに鹿児島だけを見ると、内陸部で9年、海岸部で6年の耐用年数しか持たず、青森は、内陸部で17年の耐用年数、茨城は内陸部で12年、海岸部で17年の耐用年数という結果が出ている(図-1.2.3.4.5参照)。また、参考までに鹿児島での6年間の推移を内陸部・海岸部別、青色部・白色部別に図-6.7に示す。

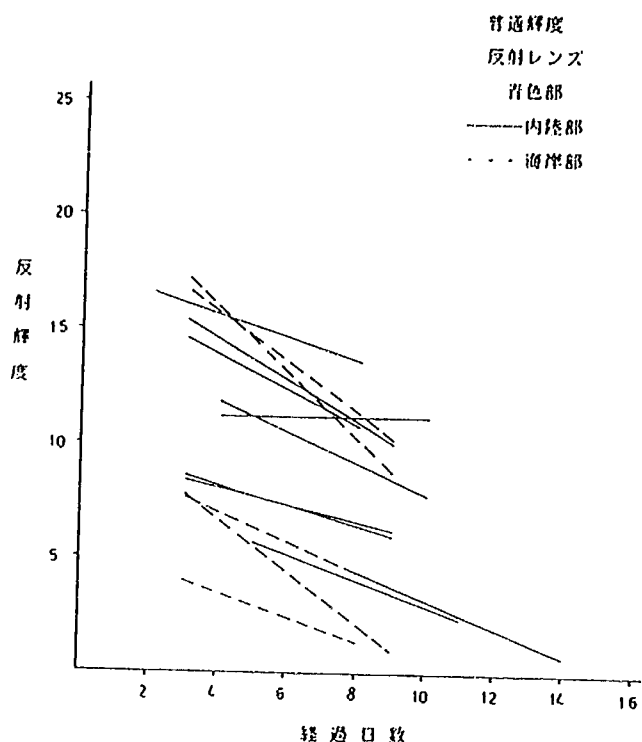


図-6 普通輝度反射シート (青色部)

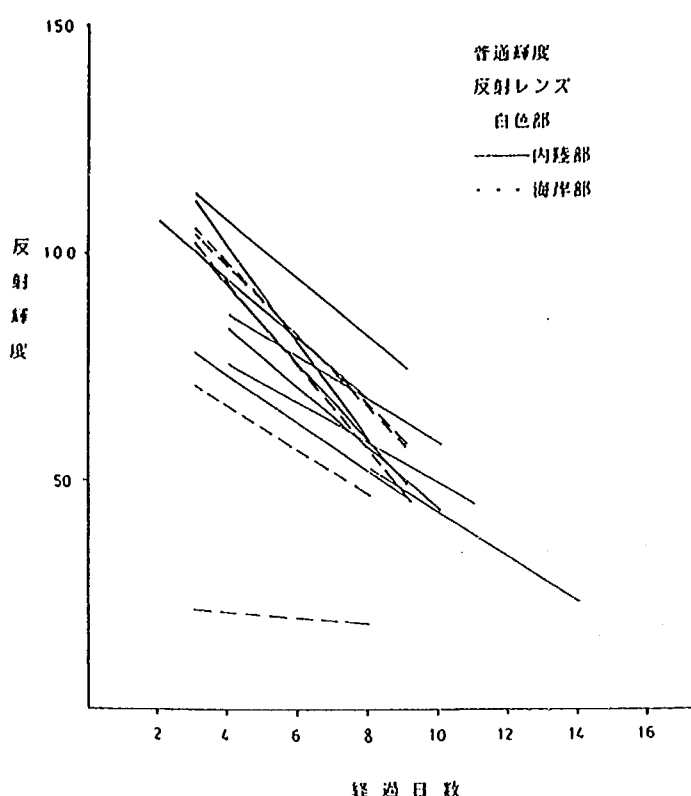


図-7 普通輝度反射シート (白色部)

次に、白色部と、青色部とを比べると白色部のほうが再帰反射性能の劣化が著しく、サンプルから推計すると6年の耐用年数しかなかった。しかし、白色部も青色部同様、桜島周辺のデータを除外すると10年の耐用年数が求められた。各県別、内陸部、海岸部別にみると、青森で7年の耐用年数、茨城では内陸部で9年、海岸部で5年の耐用年数、鹿児島では内陸部で7年、海岸部で3年の耐用年数となっており、やはり、鹿児島が内陸部、海岸部ともに最低の値となっている。以上のことから、設置場所が内陸部であり普通の環境条件であれば、10年程度までならば、普通輝度反射シートは、十分使用に耐え得ると考えられよう。

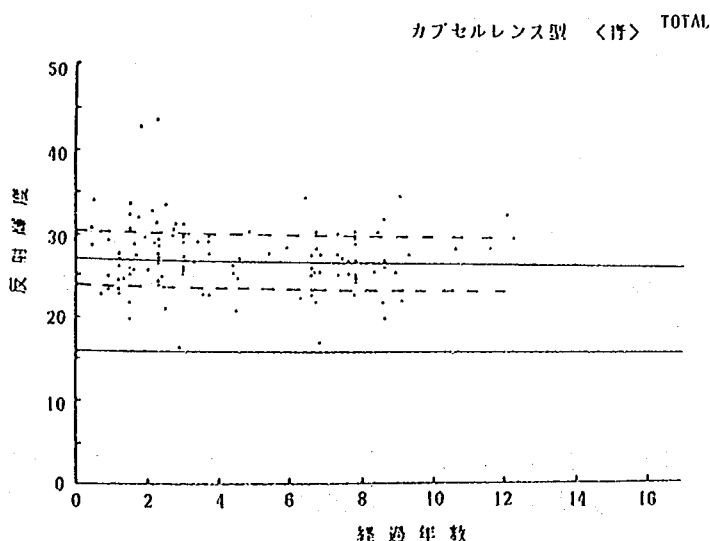


図-8 高輝度反射シート経年変化

2) ・高輝度反射シート

高輝度反射シートでは、設置後の経過年数が2年から7、8年とまだ短く、青色部、白色部ともに、回帰式を用いても反射輝度の低下が見られず、よって、何年経過すると使用限界に達するかという限界値は得られなかった(図-8参照)。

その他、標識の向き、汚染率と交通量の関係など検討してみたがこれまでのデータからは有意な相関関係はみられなかった。

4・2 経過年数と色、外観

ここでの解析結果は、洗浄後に行った色度測定の結果を使用した。なお、解析にあつたては色度座標を用いた。普通輝度反射シートについては図-9に示すとおり、全体では白色部が7年後くらいから座標範囲をはずれだす標識が出現しはじめ10年後くらいで約20%の標識板が座標範囲をは

ずれるが、その後は、余り変化していない。青色部も、白色部と同じ頃に座標範囲をはずれだすが、その後の経過はゆるやかである。(図-10参照)

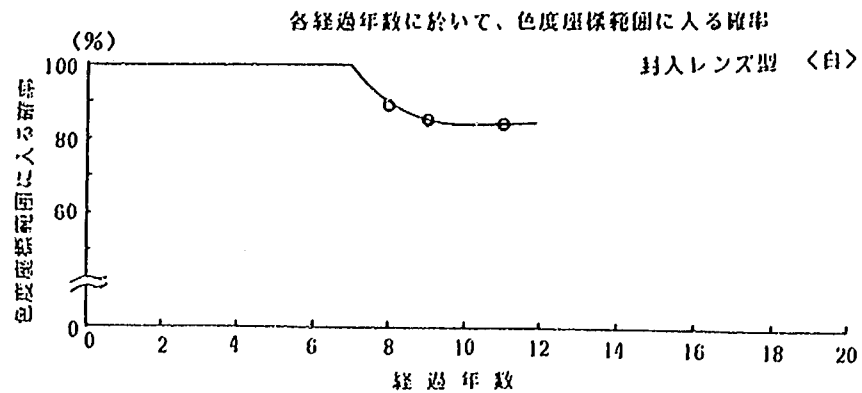


図-9 色度測定結果(白色部)

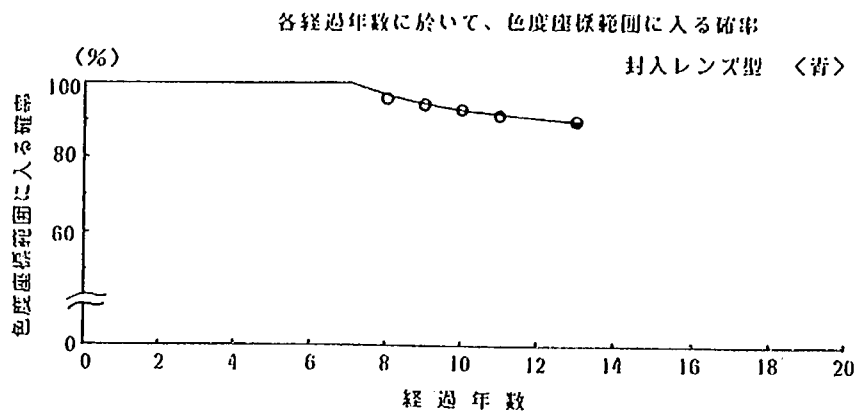


図-10 色度測定結果(青色部)

5・あとがき

今回の調査により普通輝度反射シートは十分なデータを取ることができ、設置後10数年間は反射輝度で初期値の80%を下回ることがないことを確認することができた。しかしながら、現在施工されている標識板は、大半が高輝度反射シートを用いており、今後は、高輝度反射シートに対照を絞りさらに経年調査を進める必要がある。

参考文献

- 1) ・日本道路会議 56年 9月 満田 喬 梶 太郎 大友 恭也
- 2) ・全標協広報 57年10月 満田 喬 梶 太郎 大友 恭也

1. まえがき

近年、我が国の積雪寒冷地において、スパイクタイヤによる道路舗装のすり減り、摩耗が大きな問題となっている。この舗装の摩耗は供用性の低下、走行安全性の低下といった道路の維持管理上の問題としてだけでなく、摩耗に伴って発生する粉塵が人体に及ぼす影響の面等から社会問題としても大きな注目を集めており、対策の確立に向けて各方面で努力が続けられている。

2. 摩耗対策研究の経緯

舗装の摩耗の問題はすでに昭和30年代より発生していた。しかし、当時の舗装の摩耗は主としてタイヤチェーンによるものであり、これについては各種の研究の結果、ほぼ対策が確立され、かなりの効果をあげてきた。しかし、昭和50年代に入るとスパイクタイヤが急速に普及し、従来の対策では対応出来なくなり、新たにスパイクタイヤに対応した舗装の摩耗対策が必要とされてきた。これについては様々な角度から研究が行なわれているが、それらを要約すると次のように分けられる。

- ①舗装材料面からの対策 ……摩耗しにくい舗装材料の開発
- ②施工面からの対策 ……摩耗を減らすための工法
- ③スパイクタイヤの改良 ……スパイクピンの改良、他の防滑装置の開発
- ④スパイクタイヤの使用規制 ……使用禁止、使用制限、舗装の凍結防止措置

舗装研究室では主として①、②の面から検討を行なっており、この方面から舗装の摩耗対策について述べることにする。③、④も舗装の摩耗対策として重要な要素ではあるが、ここでは触れないこととし、他の文献に譲ることとしたい。

3. 研究方法と研究結果

前項で述べたように、舗装研究室では主として舗装材料、施工の面からの摩耗対策について研究を行なっており、それらの結果のうち特に注目すべき結果について述べることにする。

3.1 舗装材料からの検討

1) 大型回転式摩耗試験機による摩耗試験

材料の面から舗装の耐摩耗性に影響を及ぼすと考えられるものとしては表層混合物の粒度、バインダーの種類、バインダーの量、骨材の性質が考えられる。これらの要素の耐摩耗性に及ぼす影響について検討するため、舗装研究室所有の大型回転式摩耗試験機を用いてスパイクタイヤによる摩耗シミュレーション試験を行なった。その試験条件を表-1に示す。摩耗の程度の評価は、100時間スパイクタイヤによる走行で各混合物に摩耗を与えた後、摩耗断

表-1 摩耗試験条件

試験温度	5℃
輪荷重	250kg
タイヤ速度	23km/h
散水量	2 l/min
試験時間	100hr
タイヤの種類	ダンロップ スノーカスタム
スパイクピンの種類、数	カシメピン 122本

面積を測定し、それを平均の摩耗幅で除して求めた平均摩耗深さで評価した。その結果を図-1に示す。その結果から次のようなことが明らかになった。

①バインダーの種類の影響

試験結果をバインダー別(ストレートアスファルト、ゴム入りアスファルト；以下、ストアス、ゴムアスという)にそれぞれ平均したものを図-2に示す。ゴム入りアスファルト混合物はストアス混合物に比べ、約9割

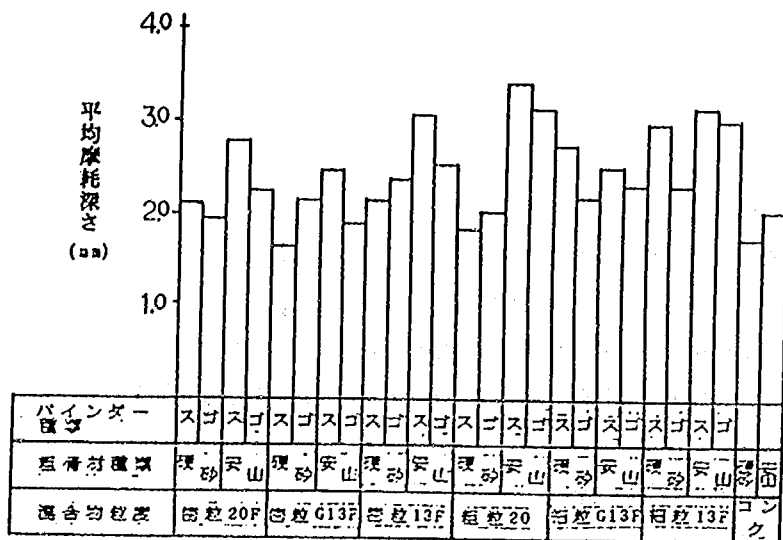


図-1 摩耗試験結果

の摩耗量となっており、ゴム入りアスファルトは舗装の摩耗対策にある程度、効果があると言える。

②骨材の影響

本試験では2種類の骨材を用いた混合物について摩耗試験を実施しており、試験結果を骨材の種類別に平均したものを図-3に示す。また両種類の骨材について、骨材の硬さを評価すると言われているロサンゼルス試験を実施しており、その結果と合わせて骨材の性質を表-2に示す。

試験の結果、安山岩を用いた混合物は、硬質砂岩を用いた混合物に比べて2割以上の摩耗量の増加を示している。しかし、両骨材のロサンゼルスすり減り量は同程度であり、摩耗量の差は両骨材の吸水量の差に影響されているのではないかと考えられる。ロサンゼルスすり減り試験における骨材の摩耗作用は、スパイクタイヤによる摩耗作用と異なっており、今後は実際の舗装の摩耗作用に即した骨材のすり減り試験の検討が必要であると考えられる。

表-2 粗骨材の性質

項 目	硬質砂岩		安山岩	
	5号	6号	5号	6号
産 地	群馬県下仁田町		茨城県石岡市	
表乾比重 %	2.659	2.657	2.597	2.594
吸水量 %	0.45	0.59	3.31	3.57
ロス減り量%	16.0	16.3	15.1	15.4

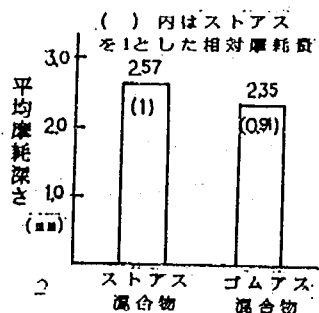


図-2 バインダーによる摩耗量の比較

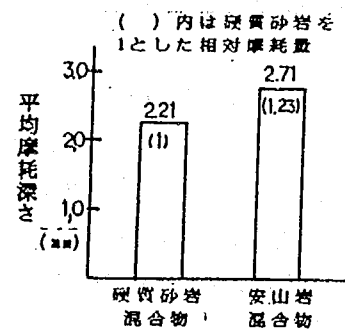


図-3 骨材による摩耗量の比較

③粒度の影響

試験結果を粒度別に整理したものを図-4に示す。この結果、コンクリート混合物はアスファルト混合物に比べ約8割の摩耗量となっており、耐摩耗性に優れていると考えられる。コンクリート舗装は補修に難点があるため、適切な補修方法さえ確立されれば積雪寒冷地の耐摩耗舗装として有効であるといえ

る。

また、アスファルト混合物のなかでは密粒20F、密粒G13Fが比較的摩耗量が少ない。従来、積雪寒冷地では耐摩耗性舗装としては、主として細粒13F、細粒G13Fの粒度が用いられてきたが、これらの粒度はスパイクタイヤに対しては必ずしも耐摩耗性に優れているとは言えないと判断される。

2)耐摩耗アスファルト筑波1号の開発

舗装研究室では化学研究室および日本ゴムアスファルト協会と共同で耐摩耗、耐流動性能を有するゴム入りアスファルト「筑波1号」の開発を行ってきた。この筑波1号については60年度、全国25箇所(うち積雪寒冷地14箇所)で試験舗装を実施したが、その際に筑波1号を用いた混合物についてラベリング試験を実施し、その耐摩耗性状を検討した。

筑波1号を用いた混合物のラベリング試験は各地建ごとに独自に試験を行なった。各々の試験条件、試験機の仕様は異なっており、摩耗量の絶対値の比較はできないため、同時に試験を実施したストアス混合物の摩耗量を1とした換算値で試験結果を整理したところ、筑波1号を用いた混合物はストアス混合物に比べ、0.8~0.9倍の摩耗量を示していた。前述の「バインダーの種類の影響」での結果と合わせて、ゴムアスは耐摩耗性のある材料であると言える。

3.2 施工の面からの検討

従来より一般的に、舗装の摩耗はその締固めの程度(締固め度)に影響されているといわれていたが、どの程度関連があるのか明確ではなかった。そこで締固め度が舗装の摩耗にどの程度影響しているのか確認するため、全国で58、

59年度に施工された現場107箇所について施工時と、供用後の冬期前(タイヤ走行部よりコアを採取して測定)に締固め度を調査し、その後各現場の横断凹凸量(平均わだち掘れ深さ)を測定して冬期の摩耗量を算出し、締固め度と舗装の摩耗の関係について検討を行なった。

調査の結果得られた累積スパイクタイヤ交通量と冬

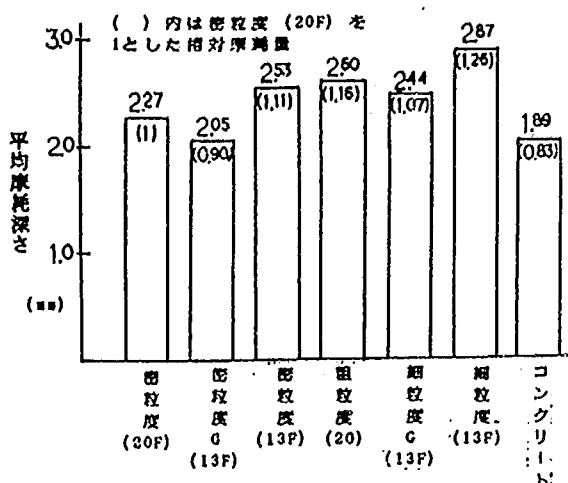


図-4 粒度による摩耗量の比較

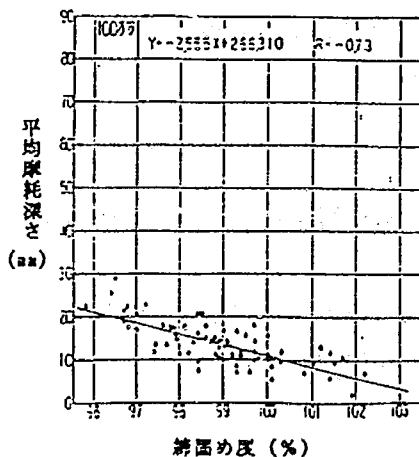


図-5 締固め度(施工時)と摩耗量の比較

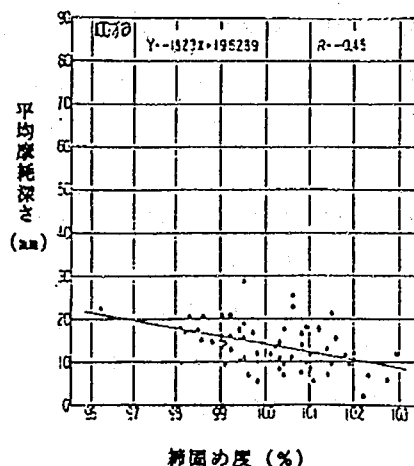


図-6 締固め度(冬期前)と摩耗量の比較

期の摩耗量の関係から、各現場ごとに一定スパイクタイヤ交通量における冬期の摩耗量を求めた。このようにして得た各現場の一定スパイクタイヤ交通量時の冬期摩耗量と締固め度の関係を整理し、締固め度と冬期の舗装の摩耗量の関係を求めたものを図-5、6に示す。ここで累積スパイクタイヤ装着台数は各現場の全車交通量、スパイクタイヤ装着率、平均スパイクタイヤ装着日数から求めたものである。また、冬期の摩耗量は春季の横断凹凸量と前年度秋季の横断凹凸量の差として算出した。

この結果、特に施工時の締固め度と冬期の摩耗量の間に相関が見られ（相関係数 $= -0.73$ ）、締固め度を1%上げることにより、冬期の平均摩耗深さは2.5mm減少することがわかる。冬期前の締固め度と冬期の摩耗量の相関は余り高くないが、この原因としては雪のある場合とない場合で車両の走行位置が異なることなどが考えられる。したがって今後、舗装の耐摩耗性を高めるためには、施工時の締固め度を上げることが重要と考えられる。

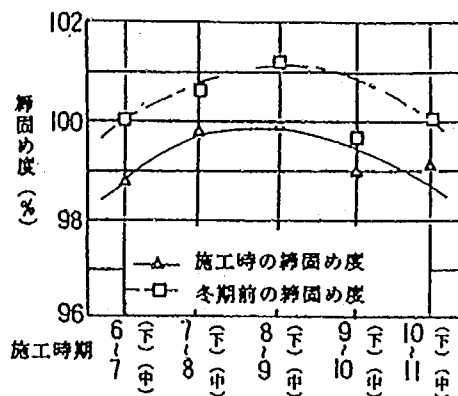


図-7 施工時期と締固め度の関係(全機関)

また表層の舗設時期と締固め度の関係について整理した結果を図-7に示す。これによれば、7月下旬から9月中旬に施工された場合の締固め度が最も高い。夏期の修繕工事においては、交通開放時の温度が高いと交通開放直後にわだちが生じる場合があるが、この交通開放時の温度管理さえ十分に行うことができるならば、舗装の耐摩耗性を高めるためには、夏期に施工することが有効ではないかと考えられる。

5. まとめ

以上の結果から舗装の耐摩耗対策として留意すべき点、今後の問題点をまとめると、

- ・粒度としては密粒20F、密粒G13Fが耐摩耗性のある粒度である。
 - ・ゴム入りアスファルトの使用は耐摩耗性の向上に効果がある。
 - ・骨材の質が耐摩耗性に影響する。しかし、現実の摩耗状況に即した、骨材の耐摩耗性を評価する適切な試験方法の開発が必要である。
 - ・施工の際、締固め度を上げるようにする。
 - ・施工時期は交通開放時の温度管理さえ十分に行えるならば、夏期が望ましい。
- ということになる。

しかし、これらの対策をもってしても舗装の摩耗問題を完全に解決できるとはいえず、今後はスパイクピンの改良、スパイクタイヤ以外の滑り止め装置の開発、使用規制などの対策などを含めた総合的な対策が重要と考えられる。

(参考文献)

(財) 日本道路建設業協会：冬期における舗装のすりへり、第3回道路技術シンポジウム、1984.11

1. まえがき

河川堤防の浸透破壊に対する安全性を高めるためには、堤体内への雨水や河川水の侵入をできるだけ少なくして、堤防の強度低下を生じさせないことが必要である。そこで、堤体の表層を難透水性で、しかも十分なせん断強さを有する良質土、もしくは安定処理土で被覆する堤防補強工法を提案し、その効果について検討を加えてきている。これまで、室内試験や模型実験を通して補強堤防の短期間における安定性およびしゃ水性について、その効果を確認してきた。しかしながら、実際の堤防への適用に当たっては、自然作用の繰返しを受けた場合の長期的な安定性についても検討しておくことが必要である。そこで、安定処理土で補強した実物大の模型堤防を屋外に築造し、この模型堤防から定期的に試料採取して室内試験（透水試験、一軸圧縮試験）を実施してきた。さらに、模型堤防を用いて人工降雨による雨水浸透実験を行ったので、それらの結果について報告する。

2. 模型堤防の概要および試験方法

2.1 模型堤防の概要

模型堤防は、図-1に示すように高さ4m、天端幅 5m、のり勾配 2割で、天端の延長 40mである。全体を4つの試験区間に区分し、それぞれの堤体の表層は、粘性土あるいは砂質土に消石灰を添加して安定処理したもので厚さ1.5mに被覆した。なお、消石灰の混合比はそれぞれの土の乾燥重量に対する重量百分率で表したものである。

2.2 試料採取および試験方法

試料は、各試験区間の天端から深さ0.5mおよび1.0m付近でデニソン型サンプラーを用いて乱さない試料を採取した。試料の採取時期は、模型堤防築造後 1か月、2か月、6か月、12か月、24か月および36か月経過した時点で行った。試料は、採取後ただちにパラフィンでシールして、含水比等に変化が生じないようにしておき、試験前に成形して供試体を作成し、透水試験および一軸圧縮試験を行った。透水試験は、三軸セルを用いた変水位透水試験とした。また、供試体は透水試験用、一軸圧縮試験用ともに、径 5cm、高さ10cmのものをを用いた。

2.3 降雨実験

降雨実験は、始めに屋内の模型実験を実施し、その後屋外の模型堤防による実験を実施した。屋外の

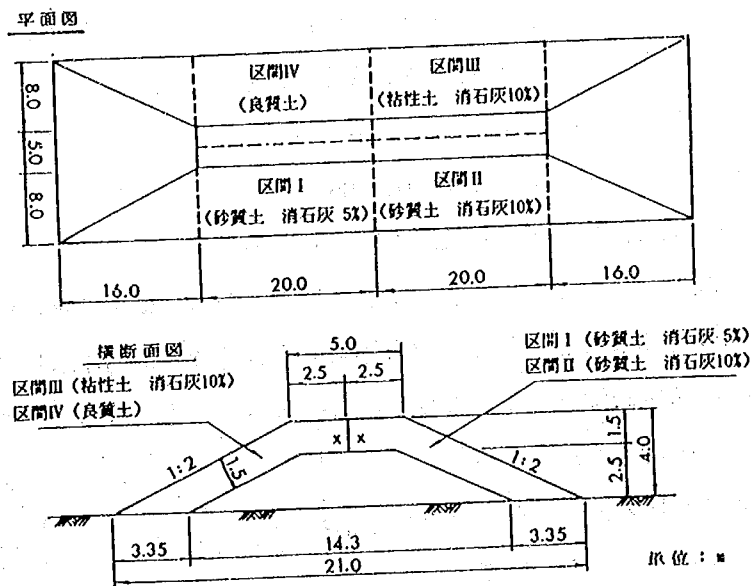


図-1 模型堤防の概要

降雨実験では模型堤防の天端およびのり尻にスプリンクラーを設置し、降雨強度10～15mm/hで連続120時間行った。総降雨量は約1,300mmであった。実験中は、各試験区間の中央に埋設してある観測パイプを用いて、飽和度の変化および堤体内の水位の変化を調べた。また、降雨実験開始前と終了後に、模型堤防の天端でスウェーデン式サウンディングを実施し、堤体の強度変化を調べた。

3. 実験結果

(1) 透水試験

まず初めに、過去に行った屋内の模型堤防を用いた実験の結果¹⁾を図-2に示す。実験は、良質土被覆によって補強した堤防と無補強の砂質土堤防の安定性について降雨実験により比較したものである。無補強の堤防の場合には実験を開始してから8h経過時点ですでに浸潤線がのり先に

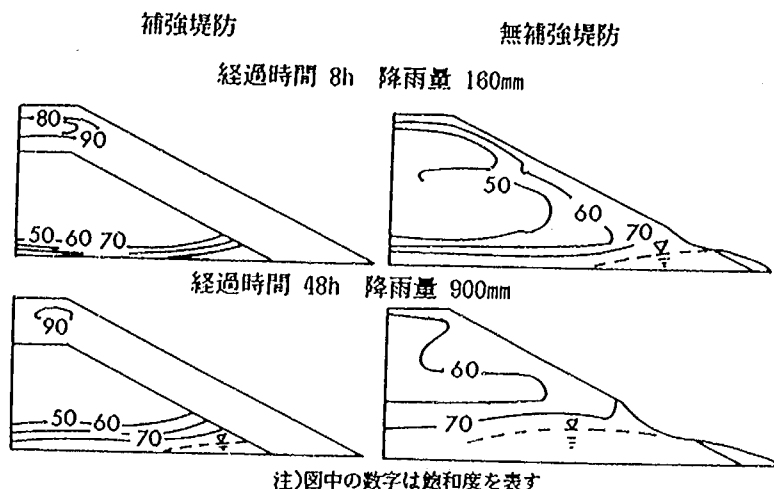


図-2 降雨に対する浸潤の状況

に現れ、それにともないのり面の浸食破壊が生じている。これに対し良質土被覆の場合には、のり面のしゃ水効果によって浸潤線が低く押えられ、安定性向上の効果が現れている。また、浸透流解析の結果などから、透水係数が 10^{-4} ～ 10^{-5} cm/sのオーダーであれば、しゃ水効果が十分期待できることを確認している。従って、屋外模型からの採取試料についても、この程度の透水係数であれば、堤防補強土としての機能を満足しているものと考えられる。

図-3は、屋外の模型堤防から採取した試料による透水試験の結果である。砂質土区間Ⅰ、Ⅱとも、間げき比が小さくなると透水係数も小さくなる傾向を示している。もともと土中の間げきが少なくなれば浸透水が流れにくくなり、透水係数も小さくなるわけであるが、安定処理をしていない砂質土とその低下の割合を比較すると、

間げき比の減少にともなう透水係数の低下が顕著に現れている。またこれは、間げき比の小さい(締固め度が高い)ほど透水性の改良効果が大きくなっているともいえる。区間Ⅰ、Ⅱでは、同じ間げき比でも区間Ⅱの方が透水係数が小さく、

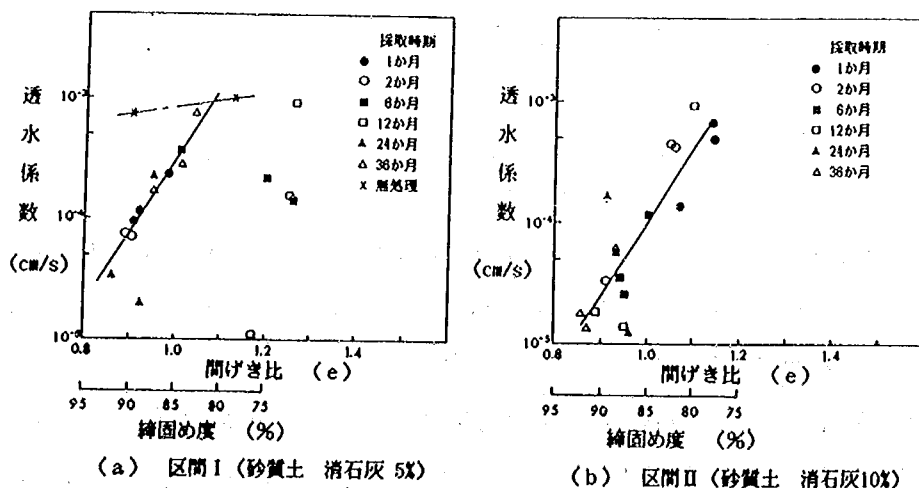
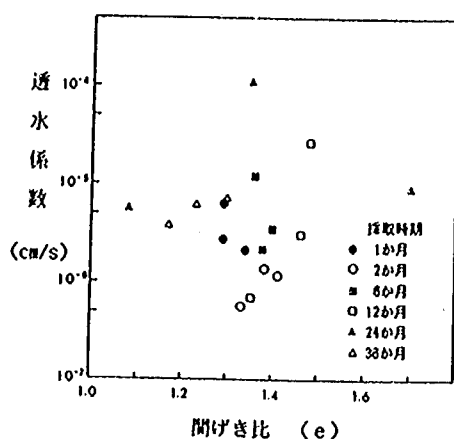


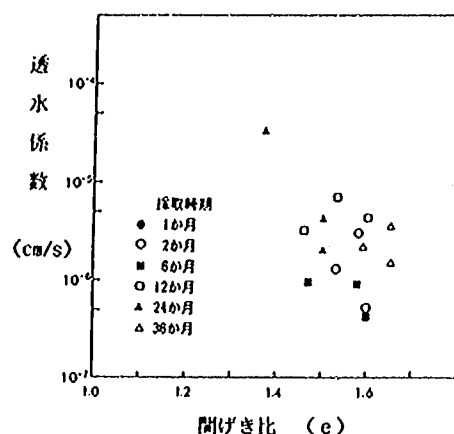
図-3 透水試験結果

石灰の添加量の違いによる改良効果に差が現れている。しかし、区間Ⅰでも間げき比が0.9以下(締固

め度90%程度)では透水係数は 1×10^{-4} cm/s程度の値が得られており、堤防補強土としては十分であるといえる。また、区間Ⅰ,Ⅱの採取時期による透水係数の変化について見ると、間げき比が1.1以下(締固め度80%以上)ではほとんどのデータが直線付近にあり、



(c) 区間Ⅲ(粘性土 消石灰10%)



(d) 区間Ⅳ(良質土)

図-3 透水試験結果

時間の経過にともなう透水係数の変動はなく、一定の改良効果を保っていると判断できる。

(c)の粘性土区間および(d)の良質土区間では、砂質土区間のように間げき比と透水係数の間に顕著な関係は認められないが、透水係数は全体的に 10^{-6} cm/sオーダーに分布しており、堤体土のしゃ水性としては十分な値を有していると判断される。

(2) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験の結果を、図-4~6に示す。

砂質土区間Ⅰ,Ⅱについて見ると、区間Ⅱの一軸圧縮強さが区間Ⅰに比べかなり大きな値を示しており、石灰の添加量の違いによる改良効果の差が明確に現れている。区間Ⅰでは、6か月経過時点で小さな値となっているが、その後の試験では2~6 kgf/cm²程度の値が得られており、模型堤防築造後1か月経過時点からほとんど変化してないといえる。また、この値は堤防補強土として十分な値であると考えられる。次に区間Ⅱでは、12か月までの強度増加が著しく、その後はばらつきが大きいため明確ではないが、傾向として一定の範囲の値を保持していると考えられる。

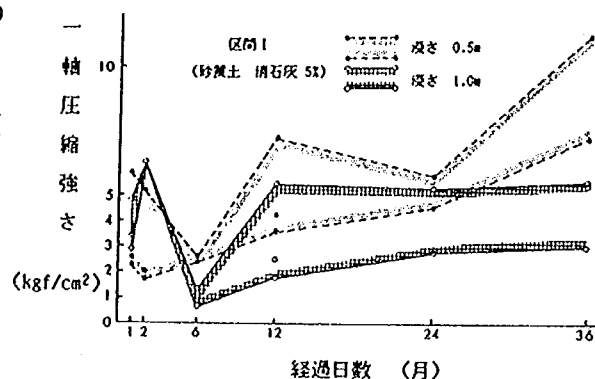


図-4 一軸圧縮強さの経時変化(区間Ⅰ)

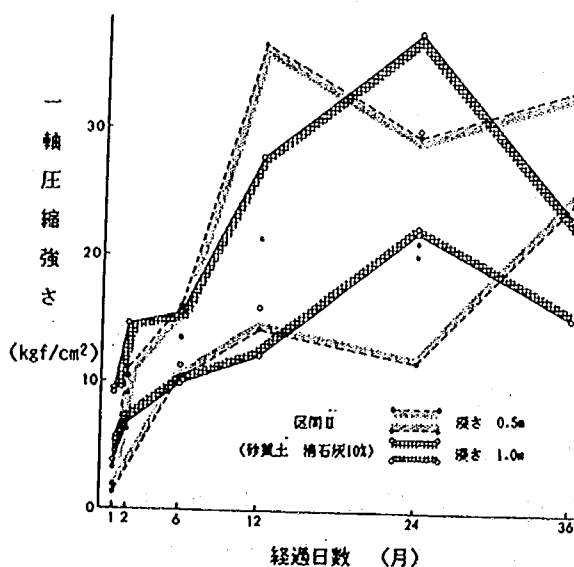


図-5 一軸圧縮強さの経時変化(区間Ⅱ)

区間Ⅲでは、12か月経過時点で低い強度を示しているが、その後わずかながら増加の傾向を示しており、全体的には1~4 kgf/cm²程度の値にほぼ落ち着いていると判断される。良質土区間の一軸圧縮強さは、築造直後から1 kgf/cm²前後でばらつきもほとんどなく、一定の値を示している。粘性土区間および

良質土区間の両者とも、この程度の強度や前述の透水係数の値であれば、堤防補強土として用いるのには十分であると判断される。

(3) 降雨実験

図-7に、屋外の降雨実験の結果を示す。

砂質土区間Ⅰ、Ⅱでは、実験開始から20時間後から、また粘性土区間および良質土区間では10時間経過後から堤体内に浸潤線が現れてきており、前述の屋内の模型実験と比較すると浸潤線の上昇が速くなっている。これは、模型堤防の初期飽和度が高かったことや、地下水の影響によるものと考えられる。しかし、実験中および終了後においてものりすべりや浸食による破壊はなく、安定性について良好な結果が得られたと判断できる。また、図

8は貫入試験の結果である。粘性土区間では、降雨実験前後における貫入試験の結果に、ほとんど違いが表れていない。良質土区間の実験終了後の貫入値は、実験開始前と比べて多少の低下が見られるが、1,300mmもの降雨を受けたことを考えると、低下の割合が小さいといえる。一方、砂質土区間Ⅰ、Ⅱでは、安定処理土部の強度が大きく、降雨実験終了後においても大きな貫入抵抗値が得られた。

4. まとめ

安定処理した土を堤防補強土として用いる場合の長期的な安定性や耐久性について検討するために、屋外に築造した実物大に近い模型堤防から試料を採取し、36か月経過時点までの透水性および一軸圧縮強さの経時変化を調べた。さらに、降雨実験によって堤防の安定性についての検討を加えた。それらの結果、砂質土区間では5%区間と10%区間とで消石灰の添加率の違いによる改良効果に多少の差があるものの、両者とも安定処理土の劣化の兆候は現れておらず、堤防補強土として十分満足できることが確認された。また、粘性土区間、良質土区間でもしゅ水性は十分な値を示しており、安定性についても降雨実験の結果から判断して十分であることが判明した。

参考文献

1)久楽勝行、吉岡淳「堤防補強工法の効果に関する大型模型実験」、土木技術資料、Vol.27.1985

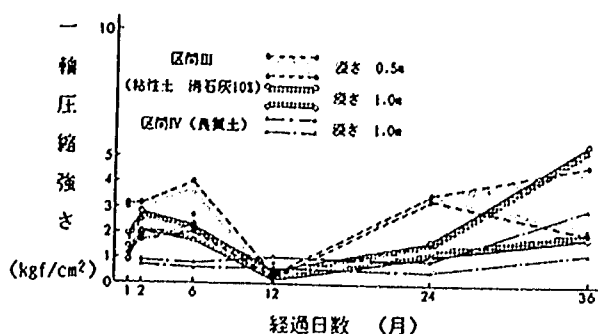


図-6 一軸圧縮強さの経時変化(区間Ⅲ、Ⅳ)

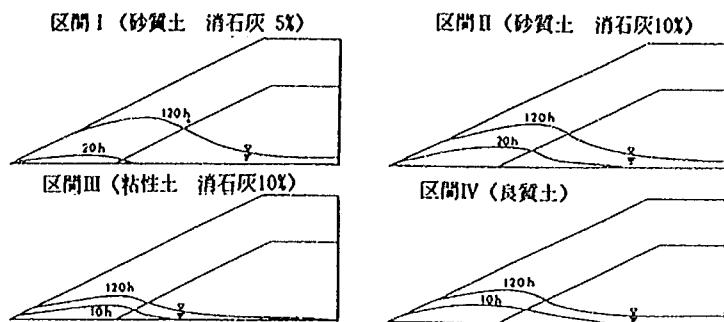


図-7 浸潤線の経時変化

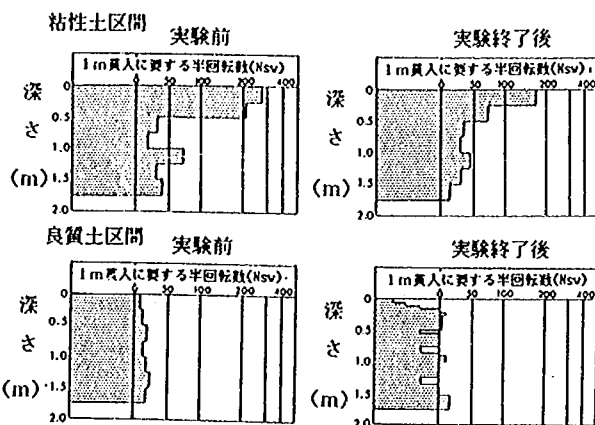


図-8 貫入試験結果

積雪地用防護柵の開発研究 —沈降力に耐える防護柵—

新潟試験所 石平 貞夫

1. まえがき

防護柵は道路を安全に走行する上での重要な施設であり、最近では安全対策事業、道路改良事業等により多くの防護柵が設置されている。しかし、積雪地域では雪圧により支柱の沈下、ブラケットおよびボルトの破断等の損傷が多くなり毎年多額の補修費が費やされている。

本調査はこの現象を解消するために、昭和54年度より関係機関と共同研究として積雪の荷重に耐える防護柵の開発研究に着手して以来昭和60年度までの調査において初期の目的を達成した。本稿では、積雪荷重の特性とその荷重に耐える防護柵の構造についての成果概要を報告する。

2. 調査目的

積雪内部に埋もれた構造物に作用する鉛直荷重（以下沈降力^{*}とする）の特性を解明し、積雪地に適した防護柵の開発を目的とし実施した。

3. 調査方法

調査は、図-1に示す手順により開発を進めた。積雪沈降力については新潟県新井市土田に試験地を設け測定すると共に沈降力の特性を幅広く求めるために東北、北陸両地建管内でも調査し多雪地域全体とすることに留意し実施した。また、防護柵の強度についてはブラケット等の部材および地盤と支柱の支持力に関して静的実験を行い沈降力に対応する構造形式を決めるための資料を求めた。

4. 調査結果

4. 1 積雪沈降力の形態

積雪中の構造物の上端には、物干し竿に布団を掛けたような形状で積雪が覆い沈降力として作用することが知られている。その例として10cm角の桁に作用している沈降力の積雪断面形状を写真-1、2に示す。写真-1は積雪初期に1~2mも降る異常豪雪と呼ばれるような時、その後の気象が安定し、以後の積雪の増加に対しては上部の重量を受け持つ層になることにより桁に作用する沈降力は少ない場合を示している。また、写真-2は一般的な降雪の繰り返しによる積雪断面と層の褶曲状況を示したもので桁に作用する沈降力が大きい場合を示している。このように雪に関する調査は降雪時の形態によって異なることから短期での計測では非常に難しいため長期のデータ収集が主となる。

4. 2 桁に作用する沈降力

沈降力を測定するために図-2に示す形状の桁（以下標準尺と呼ぶ）を用いて測定した。図-3は5冬

※ 沈降力：積雪が収縮するときに内部で圧縮塑性が生じるが、物体の抵抗によって変形が止められた時にその物体に作用する雪の力

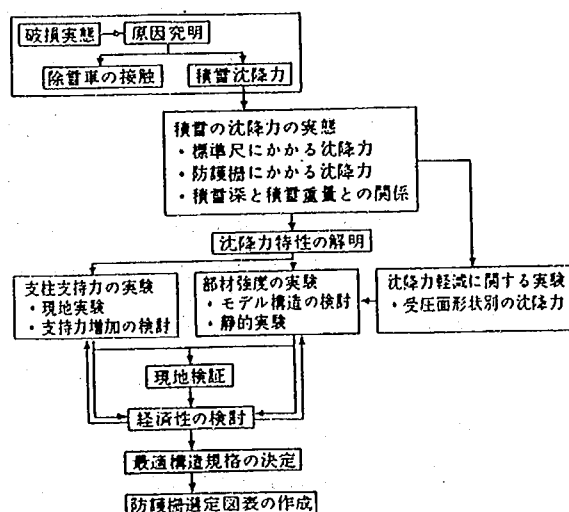


図-1 調査手順

期間の実測値を積雪重量との関係でまとめたものである。図-3には多雪地全体とするために東北、北陸地建でのデータも含まれている。この分布傾向を最少2乗法で求めると次の実験式となる。

$$Y = -142 + 0.814X + 0.000393X^2 \quad (R = 0.939)$$

Y = 標準尺に作用した沈降力 (kg/m)

X = 積雪重量 (kg/m²)

ある地域の沈降力を推定する場合には、その平均的積雪重量を知ることによって、この式により構造物に作用する沈降力の平均値を得ることができる。

4.3 防護柵に作用する沈降力

標準尺と同様に防護柵支柱部に作用した沈降力の実測値

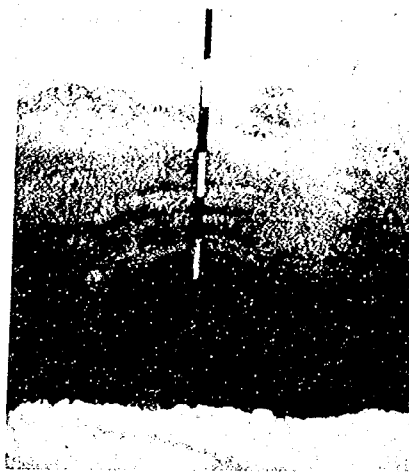


写真-1 沈降力の少ない例



写真-2 沈降力の多い例

を積雪重量の関係でみると図-4、5となる。この場合ガードレール（以下GRとする）とガードケーブル（以下GCとする）では受圧面形状が異なり、鉛直投影幅はGR:31mm、GC:18mmであることからGRに沈降力がやや多く作用している。しかし、受圧幅からみると一般的にはGCの沈降力は低くなると見られるが、GCではケーブルが何本か張られている（最上段ケーブルのみでなく2段、3段目のケーブルにも沈降力が作用する）ことから全体として多くなる。また、支柱1本に対する沈降力を比較すると設置する支柱間隔はGRに比べ一般的にGCが広いため1本当たりとすると、GCの支柱に沈降力が大きく作用する。

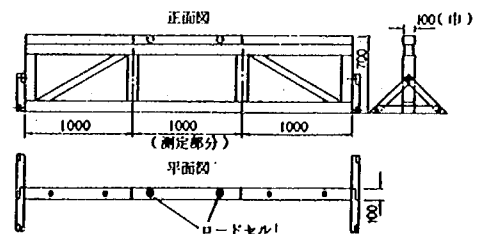


図-2 標準尺構造

4.4 沈降力に対する防護柵部材等の検討

4.4.1 現行基準の防護柵強度

表-1に示す標準構造の部材の静的強度試験結果と沈降力の大きさからみて、その対応策として支柱間隔を極端にせばめることも考えられるが、設置基準、経済性、美観上から問題となる。そこで、積雪地に防護柵を設置する場合、GRでは支柱とビームを取り付けるためのブラケット、GCではブラケットとケーブルの取り付け金具、また、共通の問題として支柱の支持力が標準構造でのウィークポイントであることから、その点に着目して

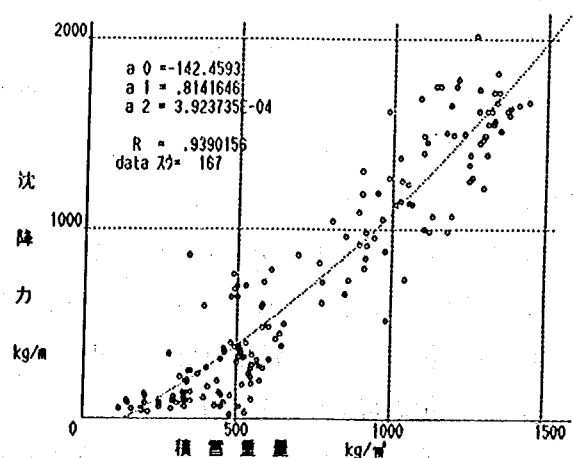


図-3 積雪重量と沈降力（標準尺）

上部部材，下部基礎の検討を行った。

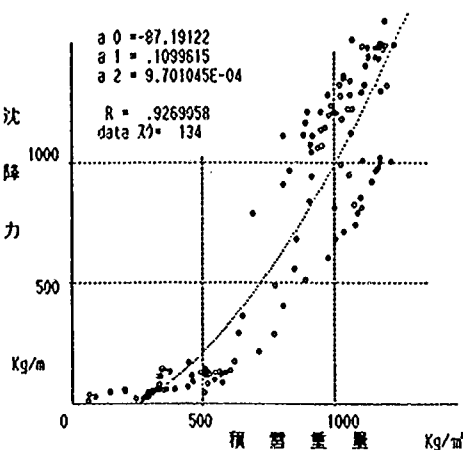
表ー1 現行部材の許容支持力

種 類	部 位	種 別	許容支持力(t)
ガードレール	ブラケット(鋼)	A, B, C	1.0
	ビーム(t/m)	A, B C	1.9 1.3
ガードケーブル	取付け金具(鋼)	A, B, C	1.9

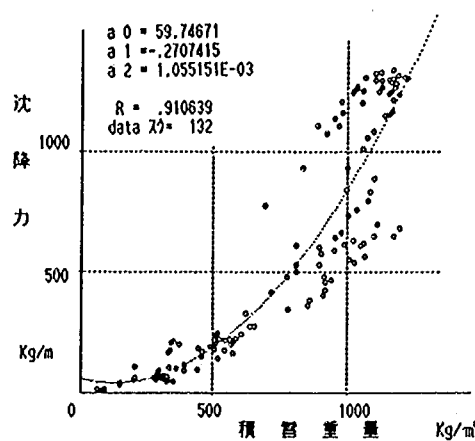
4. 4. 2 ブラケット等の部材強度の検討

部材の強度と形状の最適化を計るために，GR，GCとも数種類の供試体を作成し万能試験機（容量200t）を用いて圧縮載荷試験を行った。その結果，標準のガードレールブラケッ

トの板厚 4.5mm，幅70の部材強度は表ー1に示す強度であるが，これを同じ材質（一般構造用圧延鋼材）で強度向上を計るため図ー6に示すように，板厚 6mm，ビーム取り付け部の接触幅を 120mmに変更しての実験ではいず



図ー4 積雪重量と沈降力（ガードレール）

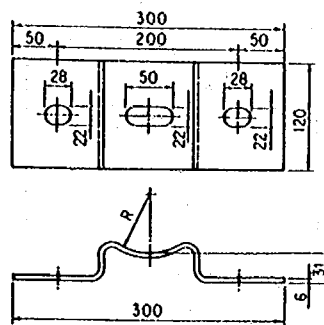


図ー5 積雪重量と沈降力（ガードケーブル）

れの供試体も5～7 tonの強度を有するものへと向上した。また，ガードケーブル用ブラケットについては，現行基準では2分割構造で一つのブラケットでケーブルを2～3本受け持つ構造であることから取り付け金具，あるいはブラケットを破断してケーブルが脱落することが多い。このため現行ではブラケットの外側にあるケーブル取り付け金具をなくし，図ー7に示すようにブラケットを一体化してケーブルをブラケット内に収め，沈降力をブラケットボルトが分散して受ける構造とするとともに，強度を増すために，部材板厚を 3.2mmから 4.5mmに変更した。さらに，ボルトをA種では現行のM12・4T，B，C種については，M12・6Tを用いて行った圧縮載荷試験の結果，表ー2に示す強度まで向上した。このような鉛直強度を有する部材であれば沈降力に対応することが可能であると判断した。

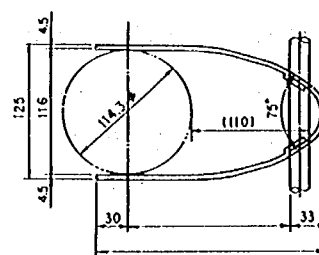
4. 4. 3 支柱支持力増加に関する検討

防護柵を設置する路肩には地盤強度の規定がないことから地盤にそのまま建て込むことが多い。そこで支持力の実態を把握するために，地盤常数N値が異なる地盤での土中建て込みの支柱の許容支持力を実験から求めると表ー3に示す支持力を得ることができたが，このような低い支持力では標準設置の場合，沈降力によって沈下することが明かである。このため，支持力を増

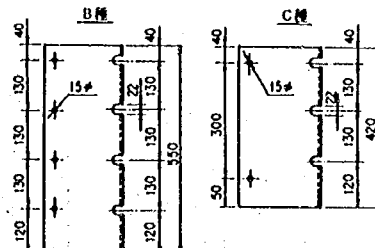


Rは支柱外径に合わせる

図ー6 ガードレールブラケット



ガードケーブルブラケット断面
B・C種（板厚4.5mm）



（B・C種の取付ボルトはM12・6T）

図ー7 ガードケーブルブラケット

加する方法として図一8に示すように支柱とコンクリートを鋼棒で一体化した根巻きを用いた実験から、表一3に示すように各種別で4 t以上の支持力が得られ根巻き効果が高いことがわかった。したがって、この支持力以上の沈降力に対しては路肩幅にもよるが根巻き寸法を少し大きくするか、支柱間隔の変更によってに対応できることになる。

4.4.4 防護柵の部材構造

積雪地用防護柵として標準型のウィークポイントを解決するための部材強度、支持力の実験結果をもとにしたブラケットの構造を図一6、7、また支柱基礎では確認していないが、砕石等を入れることによって支持力を増加させるとの考えから図一9のような構造を提案した。さらに、既設防護柵との補修交換が容易となるように、取り付けボルト穴等の整合性にも配慮している。

4.4.5 積雪深に対応する防護柵の選定手法

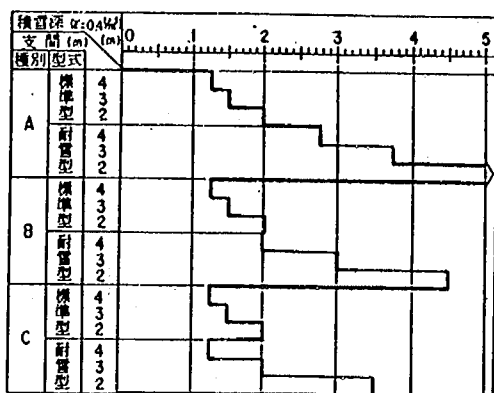
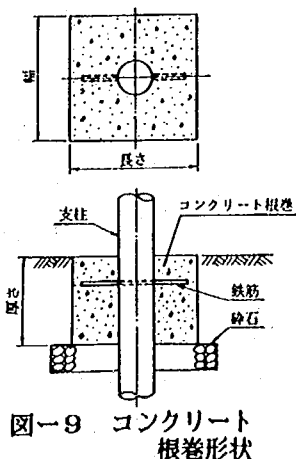
防護柵は道路規格によってその種別を決定することとなっている。ここでは、種別等の選択を容易にするための手法として、使用する種別を積雪深との関係でまとめ図一10、11に示した。この図の作成にあたっては再現確率積雪深、破損率（年間2%）経済性等を検討した結果により、その積雪深での沈降力に対応するものとしてあらわしたものである。これらの図から、ある地域の平均積雪深を知ることによってその地域に設置する防護柵を標準型か耐雪型かとその支柱間隔をを選定するための目安とすることができる。

5. あとがき

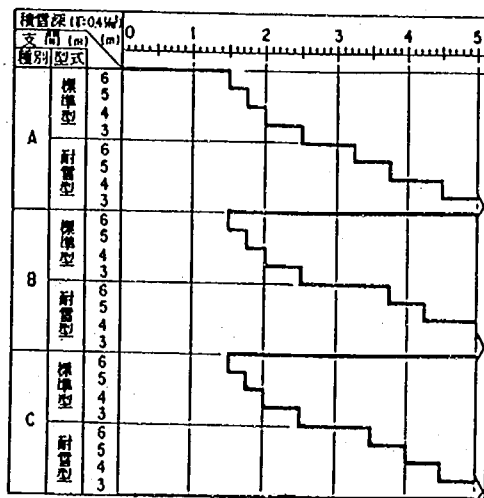
以上、積雪地用防護柵を開発するにあたっての沈降力特性、それをもとにした構造諸元および選定手法の概要を述べた。これらの構造については昭和58、59年度において現道の路側に設置した実験からは強度的に十分であることが実証されている。しかし、今後この構造をもとにした防護柵が積雪地域全体で施工される可能性が高いことから設置後の追跡調査によってさらに研究成果を検証する予定である。

＊引用文献 積雪寒冷地における防護柵に関する研究報告書

その1～3 土研資料 1885、2134、2247号



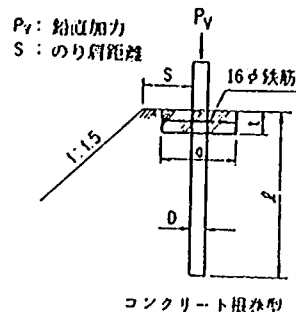
図一10 ガードレール積雪限界図



図一11 ガードケーブル積雪限界図

表一2 ブラケットの許容鉛直荷重

型式	種別	許容鉛直荷重(ton)
ガレ	A	6.00
	B	
フル	C	6.00
	D	
ガレ	A	5.88
	B	7.00
フル	C	8.35
	S	8.20



図一8 支柱支持力実験

表一3 支柱支持力

支柱基礎	地震係数	種別	許容支持力(t)
標準埋込み (法面より0.3m)	N値 - 7	A	1.2
	N値 - 3	B	1.0
根巻き施工 (400×400×200)		A	0.9
		B	0.6
		A	4.6
		B	4.1
		C	4.1

1. はじめに

シールドトンネル工法を、大都市周辺の湾岸地域やその周辺の道路網のトンネル工法に適用する場合には、トンネル断面が大断面（外径13m程度）となり、しかも軟弱地盤となることから作用荷重は大きく複雑になることが予想される。したがって、シールドトンネル本土工の設計は、従来、中・小断面に適用されてきた慣用法の延長上で捉えるのではなくて、より信頼性の高い設計法を確立する必要がある。そこで、本報告では、極めて軟弱な海底地盤中に建設されるシールドトンネルの本土工に発生する断面力と変位の算定を、有限要素法により行ない、継手をバネにモデル化したときのバネ定数が、シールドセグメントの挙動に及ぼす影響について検討した。

2. 解析概要

2. 1. 解析モデル

1) シールドトンネル本土工のモデル

解析の対象としたシールドセグメントの概要を図-1に示す。セグメントは外径が13.9m、厚さが0.65m、幅が1.5mの平板形鉄筋コンクリートセグメントであり、分割は12等分割とした。また、リング間継手のボルトは6°ピッチで配置されており、第1リングと第2リングは12°ずれた千鳥組みとなっている。解析は図-2に示すようにセグメントリングを120角形（3°ピッチ）の骨組（梁）に、ピース間継手を回転バネ（回転バネ定数 k_θ ）に、また、リング間継手を接線方向と半径方向のせん断バネ（せん断バネ定数は接線方向、半径方向ともに k_s ）を重ねたものにそれぞれモデル化して、有限要素法により解いた。

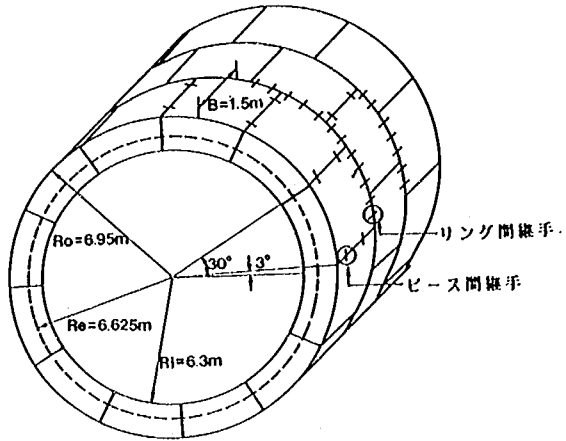


図-1 セグメント概略図

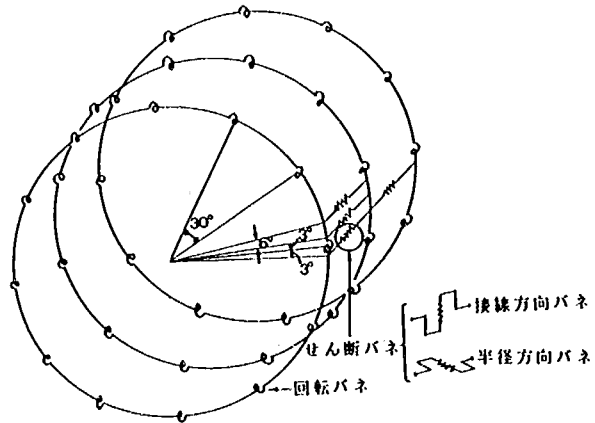


図-2 解析に用いたトンネル本土工のモデル

2) 地盤条件および荷重条件

解析の対象とした地盤は極めて軟弱な沖積粘土層であり、図-3に地盤の断面および条件を示す。荷重条件としては、慣用法での荷重条件設定法に準じて、図-4に示されるような単位幅当たりの鉛直土圧（ P_v ）、水平土圧（ P_{h1} 、 P_{h2} ）、セグメントの自重（ g ）、鉛直方向の抵抗土圧（ P_g 、 P_v' ）を算定し、シールドトンネル本土工に外力として作用させた。また、水平方向の抵抗土圧についてはセグメントリングに6°ピッチで水平方向の地盤バネを設置し、バネの反力により与えるものとした。な

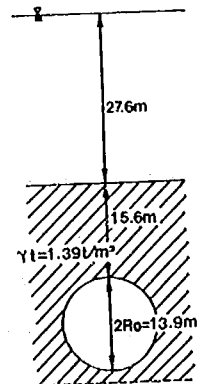


図-3 解析の対象とした地盤断面図

お、水平土圧と水平方向の抵抗土圧を算定するのに必要な側圧係数 λ 、地盤反力係数 k_x を明確に定めることは困難であるが、軟弱な沖積粘土層という条件を過去の実施例¹⁾に照らし合わせ、 $\lambda = 0.7$ 、 $k_x = 0.1 \text{ kgf/cm}^3$ とした。

3) 解析方法

解析は1)で述べた、梁と回転バネ、せん断バネから成る骨組構造物に、2)で述べた地盤バネを設置し、2)で求めた荷重を静的に作用させてすべて弾性範囲内で行った。パラメータとしては、回転バネ定数 k_θ 、せん断バネ定数 k_s を用いているが、このうち、 k_θ の影響については、主としてリング数が1つの場合を対象にして解析を行った。また、 k_s の影響につ

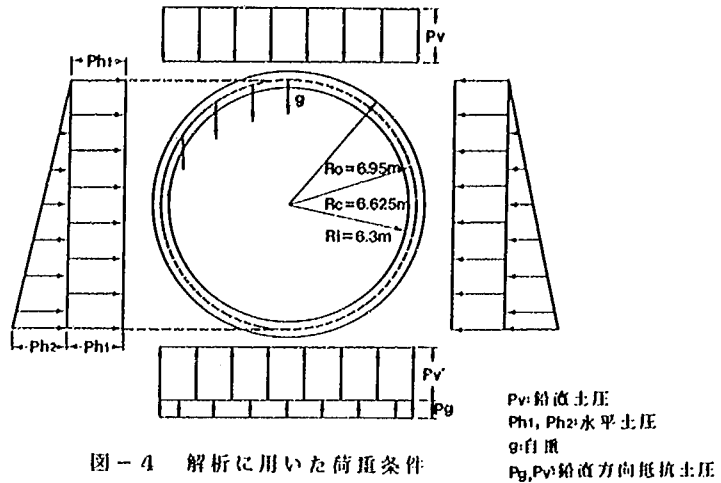


図-4 解析に用いた荷重条件

いては、端部の影響をさけるため6つのリングを連ねた場合の、第3リングと第4リングに発生する断面力に注目し、比較検討を行った。

3. 解析結果

3.1. 1リングモデル (k_θ の影響)

図-5は、1リングモデルにおいて、セグメントリングの周長に沿った曲げモーメント M (a) 図)、軸力 N (b) 図) および半径方向の変位 δ (c) 図) の分布を表わしており、ピース間継手の回転バネ定数 (k_θ) をパラメータとした解析結果を示している。なお、 $k_\theta = 10^4 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ は、これまでの、セグメントの載荷試験結果の報告例²⁾から推定した、外径14m規模のセグメントの回転バネ定数値である。

曲げモーメントについては、クラウン ($\theta = 90^\circ$) とインバート ($\theta = 270^\circ$) に大きい正曲げが、側壁部 ($\theta = 0^\circ$ 、 180°) に大きい負曲げが生じており、軸力については側壁部にはどの条件でもほぼ一定の約500 tfが、クラウンとインバートには条件によっては側壁部の値を下回る軸力が発生している。これは設定した荷重条件が、水平方向に比べて鉛直方向が卓越している理由による。

k_θ の影響については、 k_θ が小さいほど発生する曲げモーメントは小さくなる。これは k_θ が小さくなるとセグメントリングは多ヒンジ系構造に近くなり、鉛直方向の土圧の作用に伴う変形によって抵抗土圧が発生しやすい構造となって曲げモーメントの発生が小さくなるからである。しかし、この際、図-

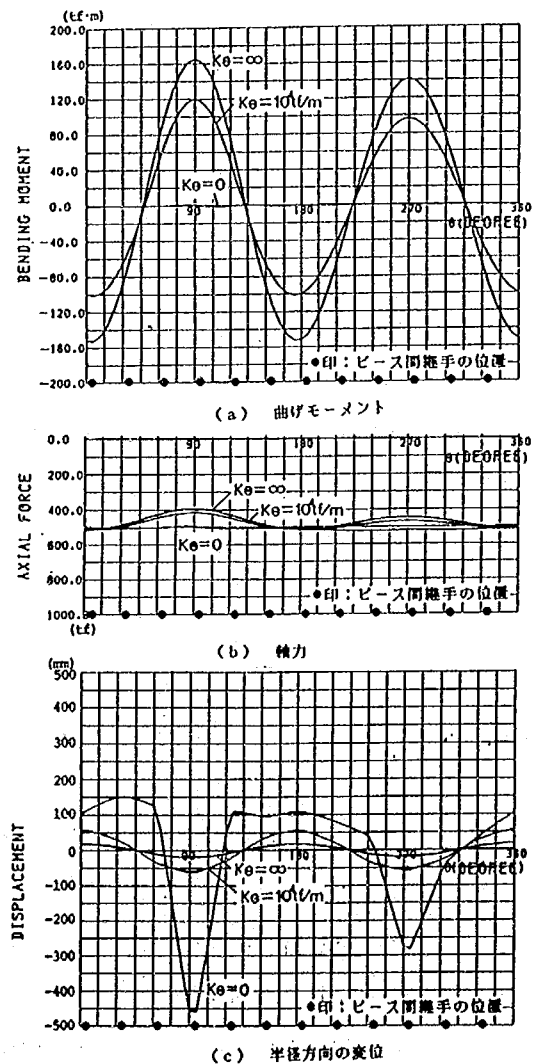
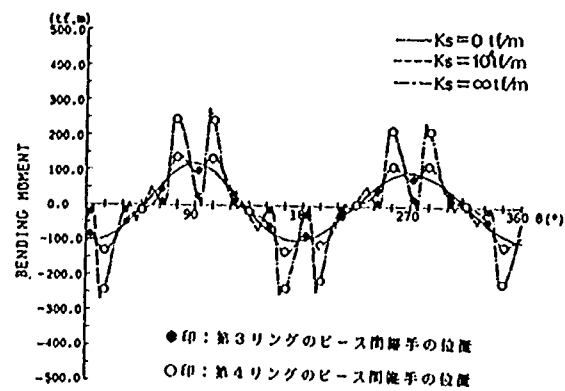
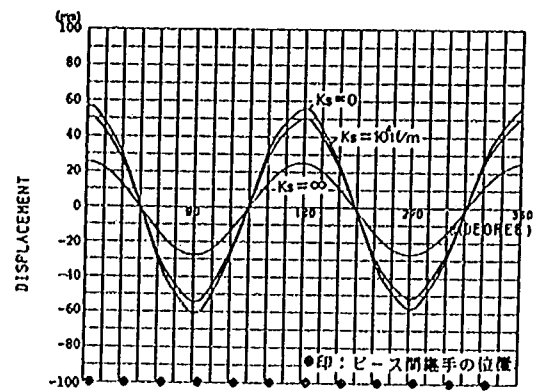


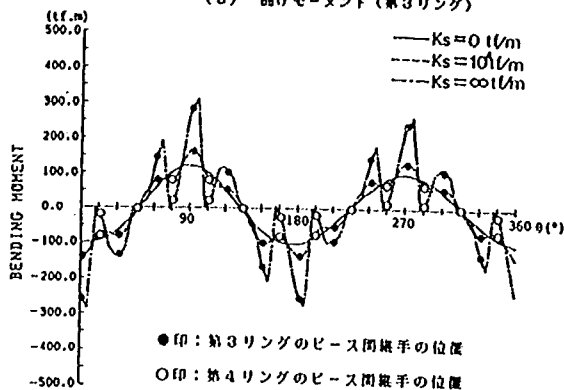
図-5 ピース間継手の回転バネ定数 k_θ の影響



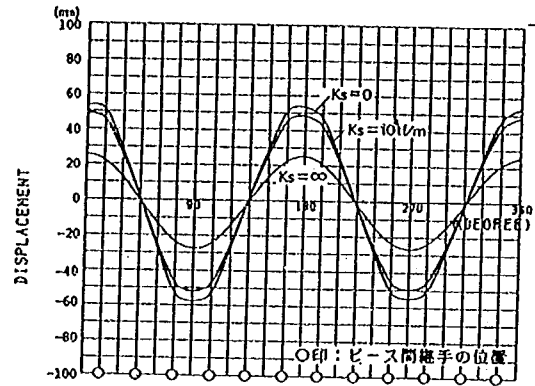
(a) 曲げモーメント (第3リング)



(b) 半径方向の変位 (第3リング)

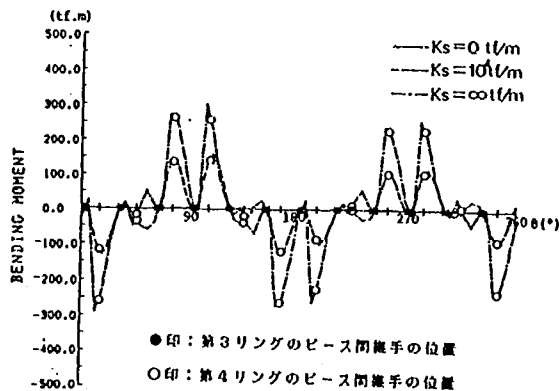


(c) 曲げモーメント (第4リング)

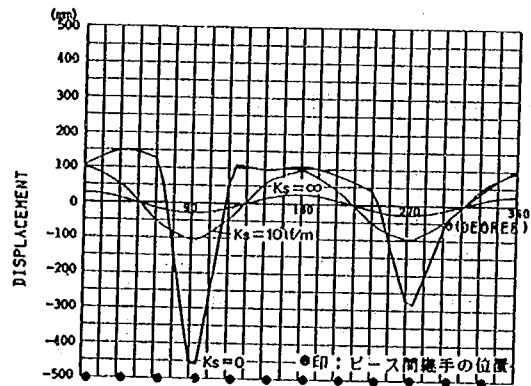


(d) 半径方向の変位 (第4リング)

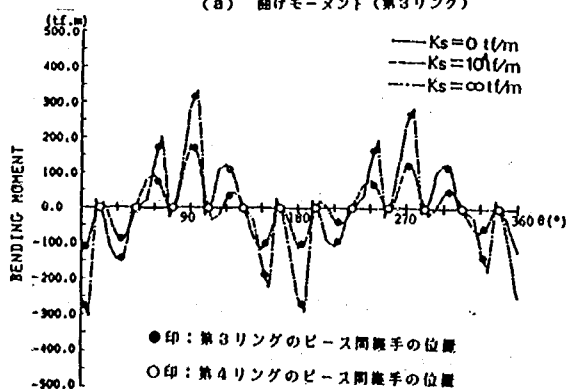
図-6 リング間継手のせん断バネ定数 k_s の影響 ($k_\theta = 10^4 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{rad}$)



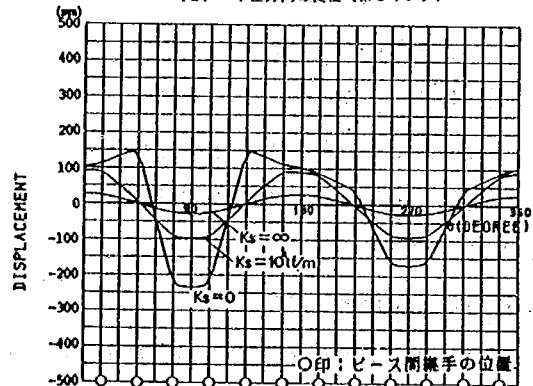
(a) 曲げモーメント (第3リング)



(b) 半径方向の変位 (第3リング)



(c) 曲げモーメント (第4リング)



(d) 半径方向の変位 (第4リング)

多ヒンジリングモデルにおける
図-7 リング間継手のせん断バネ定数 k_s の影響 ($k_\theta = 0 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{rad}$)

5(c)に示すように大きい変形を伴うため、 k_{θ} の選定については十分な注意が必要となる。

3. 2. 6リングモデル(k_s の影響)

図-6、図-7は、6リングモデルにおいて、第3、第4のセグメントリングの周長に沿った曲げモーメント M ((a) 、 (c) 図)、半径方向の変位 δ ((b) 、 (d) 図)の分布を示したものである。なお、これらの図ではリング間継手のせん断バネ定数(k_s)をパラメータとした解析結果を示しており、 $k_s = 10^4 \text{ t f} \cdot \text{m/rad}$ の値は回転バネ定数 k_{θ} と同様の手法により推定した。また、 k_{θ} は図-6が $10^4 \text{ t f} \cdot \text{m/rad}$ 、図-7が $0 \text{ t f} \cdot \text{m/rad}$ の多ヒンジ系構造となっている。

曲げモーメントについては、図-6、7ともピース間継手の位置に隣接するセグメントの曲げモーメントの絶対値が、リング間継手がない場合よりも増加しているのがわかる。このことが特に顕著なのは図-7の多ヒンジ系構造の場合であり、リング間継手が存在しない場合には曲げモーメントがほとんど発生しない軸力モデルとなっていたのが、リング間継手の存在により曲げモーメントを発生するようになり、セグメントピースの設計上不利な条件となる。これはリングにピース間継手が存在するため、曲げ剛性が他の部分よりも小さくなり、曲げモーメントの一部がリング間継手を通じて、隣接のリングへ伝達されることによるものである。

図-6、7とも変位については、リング間継手の存在により千鳥組みの効果が発揮され、減少するのが認められる。中でも、図-7の $k_{\theta} = 0 \text{ t f} \cdot \text{m/rad}$ の多ヒンジ系構造の場合、リング間継手が存在しなければ第3リングのトンネルクラウンの変位量 δ_{crown} は約450mmの大変位となるのが、 $k_s = 10^4 \text{ t f/m}$ 程度の剛性を持つリング間継手を採用することにより約100mmに抑制されることは注目される。

以上の様に、リング間継手はその剛性がある値以上になれば千鳥組み効果を発揮し、変形を拘束することにつながるが、その反面、セグメントの曲げモーメントを増加させることにもなるため、リング間継手剛性の選定にはセグメントの耐力の点からの検討も必要となってくる。

4. まとめ

以上の結果をまとめると以下のことが得られる。

- 1) ピース間継手の剛性 k_{θ} については、 k_{θ} が小さいほど、セグメントリングに発生する曲げモーメントは小さくなる。しかし、その反面、変位量は大きくなるため、 k_{θ} の選定には十分な検討が必要である。
- 2) リング間継手の剛性 k_s については、 k_s がある値よりも大きくなった場合に、千鳥組み効果が発揮されて、セグメントリング変形の抑制につながり、ピース間継手がヒンジの多ヒンジ系構造でも構造物としての安定は保てる。しかし、その反面、 k_s が大きくなることにより、ピース間継手位置での曲げモーメントが迂回して相手方のリングの曲げモーメントが増加するので、リング間継手の剛性の選定には十分な検討が必要となる。
- 3) 上述のことを総合すると、セグメントリングの設計は、ピース間継手の剛性 k_{θ} 、リング間継手の剛性 k_s 、セグメントピース耐力の調和が十分とれたものでなければならないといえる。

参 考 文 献

- 1) 日本鉄道施設協会：シールドトンネルの設計施工指針(案)
- 2) 西野、藍田、三浦：セグメントリング千鳥組み効果に関するモデル試験、土木学会第39回年次学術講演会

1. まえがき

吊橋や斜張橋などに代表される長大橋梁はたわみ易い構造物であり、他の形式の橋梁に比べ橋桁の剛性が低く、固有振動数が低いため、建設に際してはあらかじめ風洞実験により耐風安定性について調査が行なわれている。橋梁の風による振動には、図-1に示すようにA) 自励振動、B) 渦励振、C) ガスト応答がある。

A) 自励振動；ある限界風速に至って発生し、風速の上昇と共に振幅が大きくなり、発現が直ちに構造物の崩壊につながる振動。(図-1 "A")

B) 渦励振；後流渦の周波数と構造物の固有振動数が一致した場合に発生し、直ちに崩壊には至らないが比較的低風速で発現するため、疲労および使用面で問題となる振動。(図-1 "B")

C) ガスト応答；自然風中の乱れによって発生する不規則な振動，風速および乱れの大きさの増加とともにその振幅が増大し、疲労および使用性で問題となる。(図-1 "C")

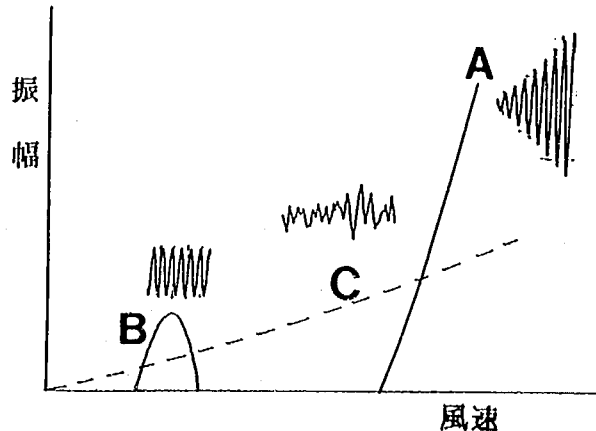


図-1 橋梁の風による振動

気流の乱れは、これらの振動に影響を及ぼすといわれている。乱流中では一様気流中に比べ、自励振動は限界風速が高くなり、渦励振は振幅が小さくなる。また、ガスト応答は乱れの大きさの増加とともに振幅が増大する。ガスト応答に関しては、観測データあるいは実験データが必ずしも十分に蓄積されていないため、現時点ではその大きさを定量的に推定することが難しい。このため、徳島県の末広大橋に設置されている長期観測システムを用い、対風応答のデータを収集しガスト応答の特性を調べた。また、現地観測の結果と比較するために、実橋の自然風を相似させた乱流中で風洞実験を行ないガスト応答の推定を行なった。

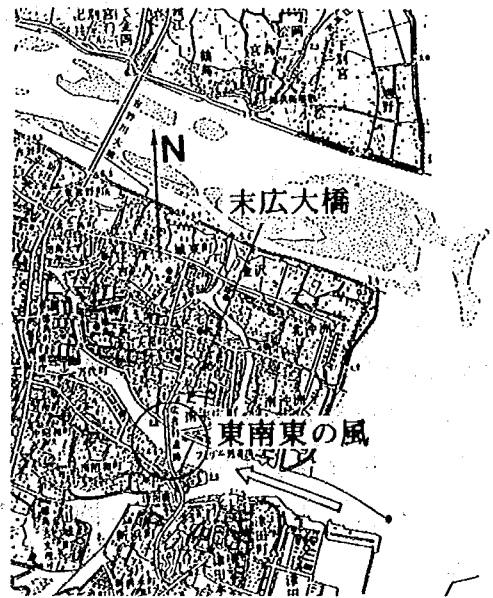


図-2 末広大橋架橋位置図

2. 現地観測

2. 1. 末広大橋および観測システムの概要

末広大橋は、国道55号線のバイパスとして新町川河口部に架設された偏平な逆台形断面の橋桁を有する3径間連続斜張橋(110+250+110m)である。本橋には風および風による橋梁の応答を収録するための長

期観測システムが取り付けられており、風速が設定風速を越えると所定の時間データを自動収録するようになっている。架橋位置図、橋桁断面図および観測機器配置図を図-2, 3, 4にそれぞれ示す。

2. 2. 自然風の特徴

観測は昭和51年度より開始され、現在までに平均風速31m/sまでのデータが得られている。平均風速が20m/sを越える強風の平均風向は概ね東南東であり、本橋の橋軸にほぼ直角な方向である。

平均風速20m/sを越える東南東の風の乱れ強さ（標準偏差/平均風速）は、 $I_u = 10 \sim 12\%$, $I_w = 6 \sim 7\%$ であった。

また、鉛直たわみガスト応答に最も関係の深い風速の鉛直成分のパワースペクトル密度関数（時間軸を周波数軸に変換することにより、どの周波数成分のパワーが大きいか分かる、以下PSDFと略す）を図-5に示す。同図中には代表的な地表条件（海上、平らな草原、郊外、都心、それぞれ粗度長を0.001m, 0.01m, 0.4m, 1mと仮定した）におけるPSDFをESDU¹⁾（既知の実測データから粗度長と高度により自然風を推定）を参考にして計算し、あわせて示した。図-5は平均風速が約30m/sの場合の計算結果であるが、これによればこの場合の自然風のPSDFは平らな草原の地表条件に対応するPSDFより風速変動のパワーが若干大きいことが読み取れる。

2. 3. 橋桁の対風応答の特性

橋軸直角の風向に着目し、中央径間1/2点における鉛直たわみ加速度の標準偏差と平均風速との関係を図-6に示す。鉛直たわみ加速度の標準偏差は平均風速とともに増加し、波形（例を図-7に示す）も不規則であるため、応答はガスト応答であるといえる。同図には、次の近似式

$$\sigma_h = \sigma_{\ddot{h}} / (2\pi f_1)^2$$

ここに、 h ；振動変位、 $\ddot{h}$ ；振動加速度、

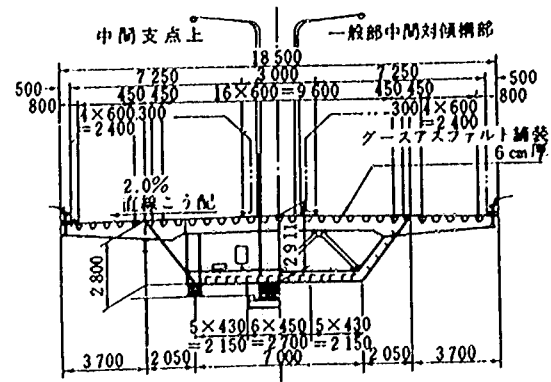


図-3 末広大橋断面図

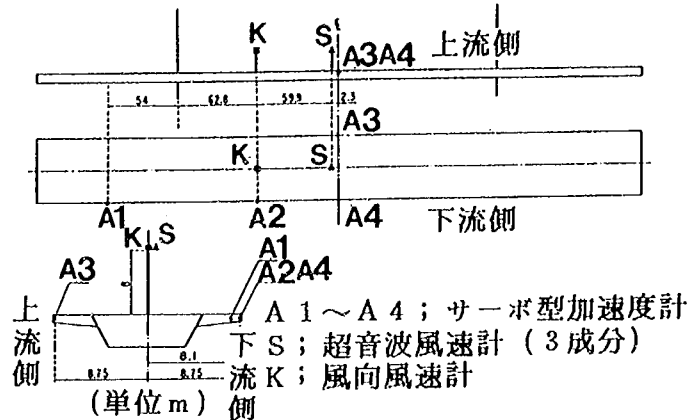


図-4 観測機器配置図

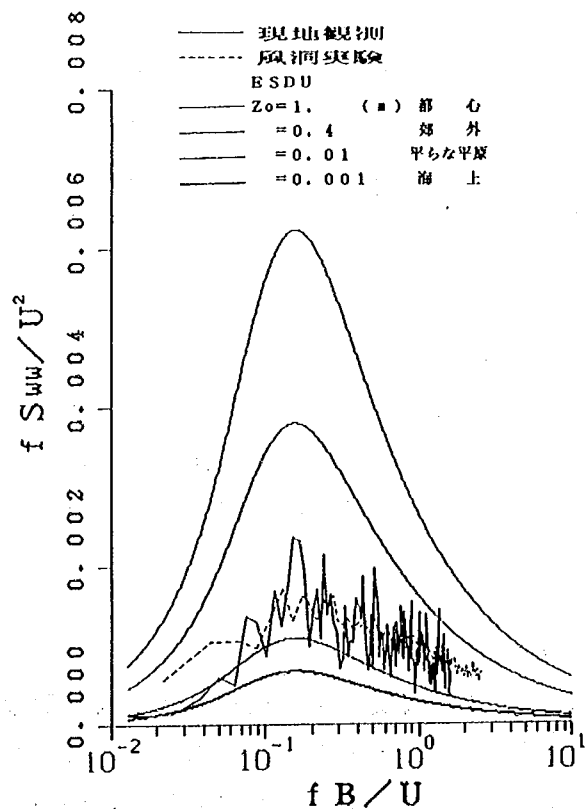


図-5 鉛直方向変動風速の
パワースペクトル密度関数

σ ; 標準偏差, f_1 ; 鉛直たわみ1次モードの固有振動数

により、振動変位の標準偏差を読み取るための軸もあわせて示されているが、これによれば鉛直たわみガスト応答の変位標準偏差は風速約 31 m/s で約 2.1 cm に達していることが読み取れる。

3. 風洞実験

3.1. 模型

模型は、末広大橋の中央径間の橋桁のみを縮尺 $1/200$ で模型化し、2本の張力を加えたピアノ線で支持した。模型の無次元質量 ($m/\rho B^2$ (m : 単位長さあたりの質量, ρ : 空気密度, B : 構造物の代表長さ)) は 2.5 、対数減衰率は 0.02 であり、実橋と概ね相似であった。

3.2. 気流

乱流の特性に関して相似させるべきパラメータは、平均風速の鉛直方向のべき指数 (ある地点の平均風速が高度のべき乗に比例して強くなる (べき法則) と仮定した場合のべき指数をいう。)、乱れ強さ、PSDFがある。末広大橋で観測された東南東の風に相似させた乱流つくるため、スパイアー

(三角形の板) および人工芝を図-8に示したように設定し発生させた。平均風速の鉛直分布のべき指数は 0.16 (開けた草原に相当) であり、橋桁模型高さにおける乱れ強さは $1u = 11\%$, $1w = 7\%$ であった。鉛直方向変動風速のPSDFは図-5にあわせて示されているが、これより、今回使用した乱流は対象とした実橋における自然風と概ね相似であるといえる。

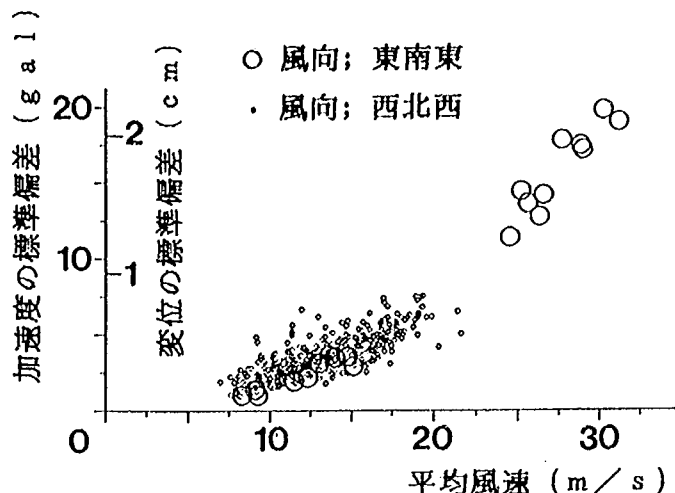


図-6 平均風向-鉛直たわみ標準偏差

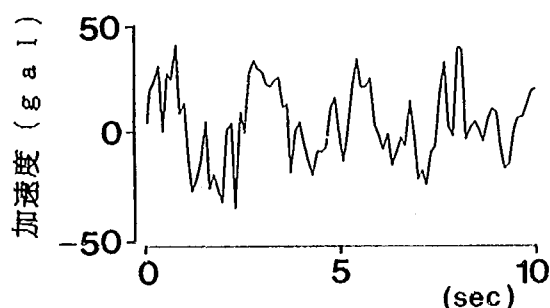


図-7 鉛直たわみ加速度の波形例

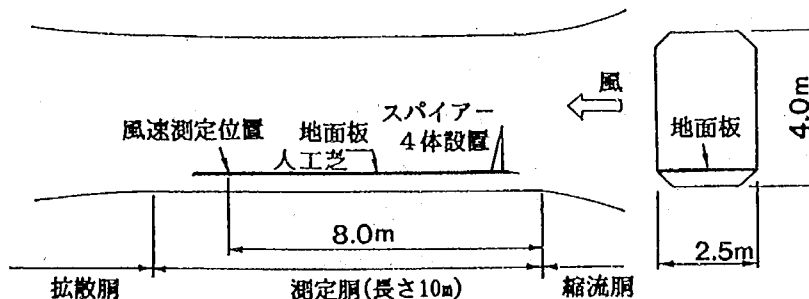


図-8 スパイアーおよび人工芝の設置図

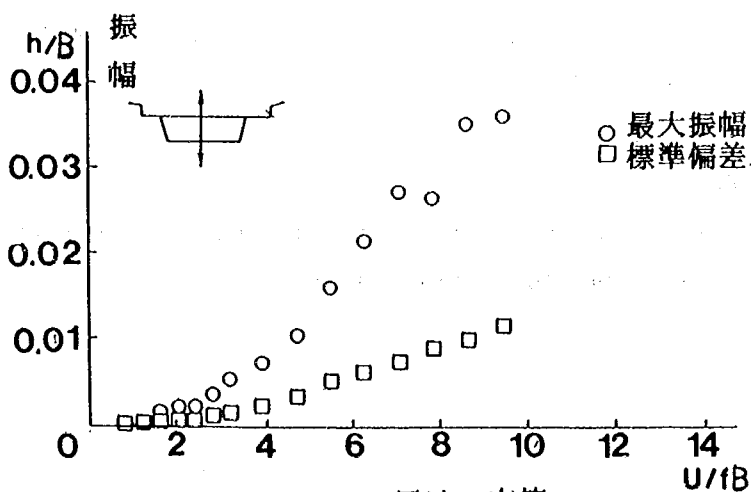


図-9 風速-応答

3. 3. 実験結果

風向は橋軸直角方向に、傾斜角は0度に設定した。模型中央の振動変位と風速との関係を図-9に示す。変位は、各風速における1分間のデータより最大振幅および標準偏差を求め、模型幅員で除して示している。振動変位は風速とともに増加しており、波形も不規則なため、鉛直たわみモードのガスト応答が発現しているといえる。

4. 現地観測結果と風洞実験結果との比較

中央径間1/2点の鉛直たわみ振動に着目し、実橋における観測

値と風洞実験結果とを比較して図-10に示した。図より両者は概ね一致しているといえる。

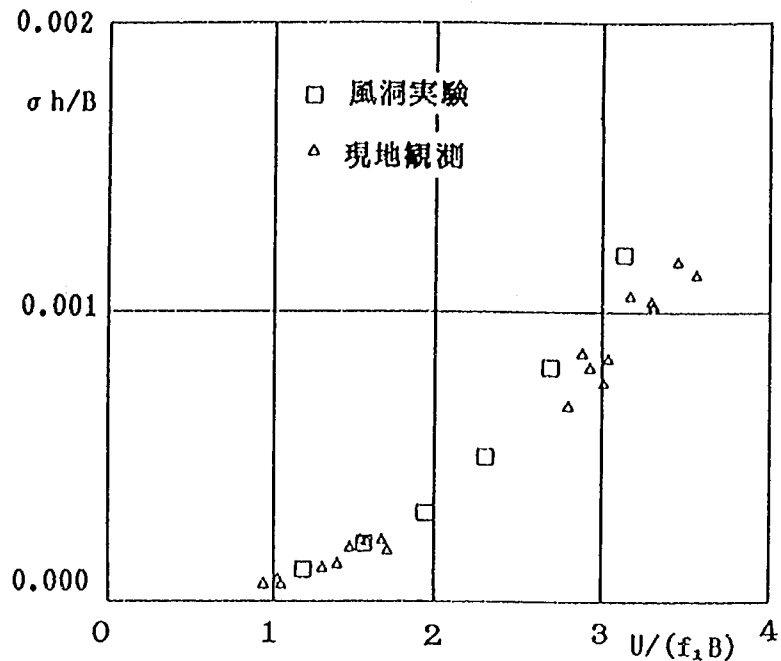


図-10 鉛直たわみガスト応答の
現地観測と風洞実験との比較

5. まとめ

橋梁の風による振動のうち、自然風の乱れによって発生するガスト応答に着目し、現地観測のデータによりガスト応答の特性を調べた。また、乱流中の風洞実験と比較し、ガスト応答の推定を行なった。結果をまとめると次のとおりである。

- 1) 中央径間250mの3径間連続斜張橋において現地観測を行なった。その結果、風向がほぼ橋軸直角方向、平均風速約31m/sの風により、橋桁中央径間1/2点で変位標準偏差約2.1cmの鉛直たわみガスト応答が観測された。
- 2) 比較のために橋桁の形状、構造特性および気流の乱れの特性を相似させた風洞実験を行なった。その結果ガスト応答の振幅は、乱流中の風洞実験により概ね推定できることが明らかとなった。

参考文献

- 1) ESDU: Characteristics of atmospheric turbulence near the ground, Item Number 74031, Wind Engineering Vol.1

1. まえがき

近年、許容応力度法にかわる設計法として限界状態設計法が注目され、導入に際し必要となる各荷重係数および耐力係数に関する研究などが広く行なわれている。このうち、L活荷重に関しても、荷重係数算定の基礎となるL活荷重を求めるためのシュミレーション手法などについて種々の研究がなされている。また、シュミレーションに必要となる自動車荷重分布などのデータ収集及び分析も行なわれつつある。

このような状況の中で、建設省土木研究所においても、将来の限界状態設計法への移行を念頭に、今までの研究から得られた知見を踏まえながら、終局限界状態の照査に用いる設計L荷重に関する検討を行ってきた。ここでは、その概要について述べるものとする。

2. 研究目的

現在、我が国における道路橋の設計は許容応力度法と呼ばれる設計法に基づき実施されている。この設計法によると、例えば、死荷重と活荷重が同時に作用した時の鋼引張部材の終局限界状態の照査は、概ね①式にしたがい行われる。

$$\frac{\sigma_y}{1.7} \geq \sigma_D + \sigma_L \quad \text{--- ①}$$

ここに、 σ_y : 鋼材の降伏点
 σ_D : 死荷重応力度
 σ_L : 活荷重応力度

この式から明らかなように、許容応力度法では、鋼材の降伏に対し、1.7なる安全率が与えられることから、結果的に、死荷重と活荷重に同一の安全率が考慮されていることになる。しかし、実際に橋梁に作用する荷重の設計荷重からの変動を考えると、活荷重は死荷重に比べ、その変動はかなり大きくなると考えられる。したがって、荷重の特性を設計に反映させるという観点から考えると、死荷重、活荷重に同一の安全率が考慮される形式となっている許容応力度法はやや不合理であると思われる。

これに対し、限界状態設計法では、上述した荷重のほか、材料強度等の設計基準値からの変動を考慮するためにいくつか係数が導入され、より安全性を合理的に検討できる設計体系となっている。なお、限界状態設計法の照査式の一例を以下に示す。

$$\gamma \frac{S(\sum s_i^*)}{R(r^*)} \leq 1 \quad \text{--- ②}$$

ここに $R(r^*)$: r^* に基づく部材耐力
 $S(\sum s_i^*)$: $\sum s_i^*$ に基づく荷重効果
 γ : 安全係数
 $S(\)$: 設計荷重値に基づく荷重効果を算定するための構造解析関数
 $R(\)$: 設計材料強度に基づく部材耐力を算定するための強度解析関数
 s_i^* : 次式により求められる設計荷重値

$$s_i^* = \gamma_i \times s_i$$

ここに γ_i : 荷重 i の荷重係数

s_i : 荷重 i の荷重規格値

r^* : 設計材料強度

本研究は、この限界状態設計法の導入に際し必要となる各係数のうち、特に設計に与える影響の大きい終局限界状態の照査に用いるL活荷重係数算定のためのL活荷重特性値を明らかにすることを目的とするものである。

3. 研究方法

3.1 L活荷重特性値の算定方針

L活荷重特性値は、供用期間中にある確率で橋梁に生ずる最大の荷重効果とL-20荷重載荷時に生ずる荷重効果との比をもって算定される。本調査では、1) 仮定した構造モデル上に3.3で示す荷重モデルを、実態調査から得られた混入率に対応する確率で発生させる、2) 荷重モデルに対し、実態調査から得られた完全渋滞時の車間距離を、その頻度に対応する確率で与える、3) この状態で構造モデル支間中央に生ずる曲げモーメント(M)を求める、4) L-20荷重載荷時の衝撃を含んだ支間中央曲げモーメント(M_0)との比(M/M_0)を求める、という内容からなるシュミレーションを、想定した条件に対応した回数分行ない、この時に得られた最大曲げモーメント比をもってL活荷重特性値を算定することとした。

なお、L活荷重特性値を算定するためのシュミレーションにおいて、構造モデル上に載荷する自動車列は、本来、将来(想定した供用期間)の自動車荷重分布、道路交通状況および車両重量制限のあり方などを考慮して設定する必要がある。しかし、現在までのところ、これらに関する検討は不十分である。そこで、本検討では、実態調査から得られたデータに基づきシュミレーションを行なうこととした。以下に、実態調査結果の概要を示す。

3.2 実態調査

実態調査は、シュミレーションに必要な諸データのうち、車重、軸重および車間距離について実施した。ここでは、そのうち、車重及び軸重調査結果について、その概要を以下に示す。

調査は、路線性格上、重交通の走行頻度が高いと考えられる、一般国道367号有明、17号熊谷及び首都高速道路用賀にて実施した。その結果の一部を図1. 2. 3に示す。

これらの図からも明らかなように、1) 3路線とも同様な重量の車両が走行している、2) トレーラー以外の車種でも平均重量が法定値の20tを上廻

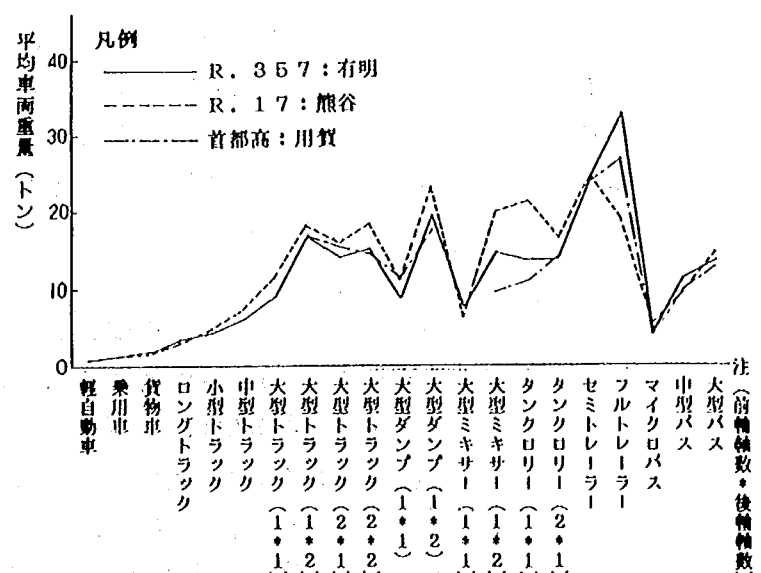


図-1 各地点の平均車種別車両重量

るものがある、3) 大型ダンプの軸重分布には、3つの峰が認められ、実態として積載車、過積載車のほか超過積載車とも呼ぶべき車両が走行している、4) 車重で85t(セミトレーラー)、軸重で30t(大型ダンプ)と法定値の3倍を超える両も走行していることなどが把握された。これらの結果から、調査対象路線は、現状において、荷重面から考えると、かなり上限に近い厳しい状況に置かれている路線であると判断される。

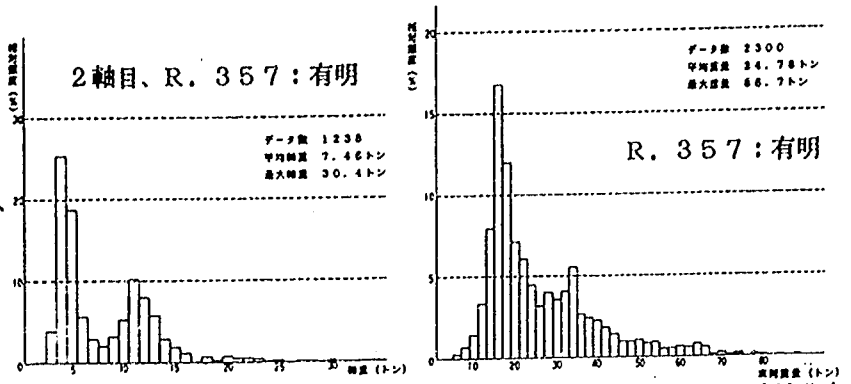


図-2 大型ダンプの軸重分布 図-3 セミトレーラーの車両重量分布

3. 3 自動車荷重モデル

シュミレーションにおいて構造モデル上に載荷する荷重モデルについては、実態調査結果等に基づき表1のように設定した。すなわち、荷重モデルは、8車種から構成され、それぞれの車種について車長、軸位置、軸重比が与えられる内容となっている。このうち、軸重比は、図4で示すように、実態調査から得られた重量データと軸重データを車種ごとに回帰させることにより求めたものであり、車長、軸位置については、実態調査結果および自動車諸元表を参考に設定したものである。

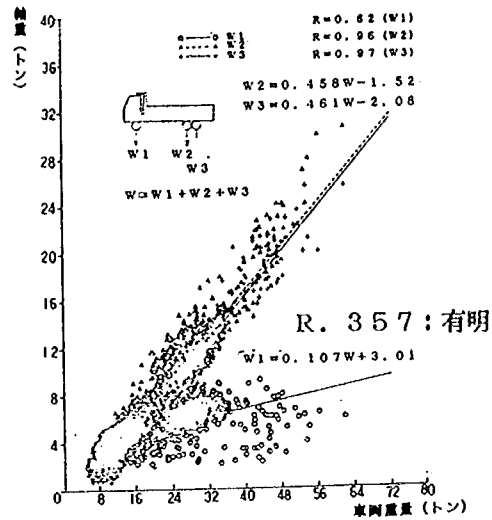


図-4 軸重と車両重量との相関関係

表-1 自動車荷重モデル

車種	車長 (m)	軸位置	一軸重比	二軸重比	三軸重比
乗用車	4.4	0.7816	$0.508W$	$0.408W$	—
小型トラック	4.4	0.7816	$0.508W$	$0.408W$	—
中型トラック	6.0	0.3515	$0.418W$	$0.418W$	—
大型トラック	8.5	0.5027	$0.308W$	$0.308W$	—
大型ダンプ	7.6	0.4083	$0.308W$	$0.308W$	—
タンクローリー	8.0	0.4083	$0.308W$	$0.308W$	—
セミトレーラー	14.0	0.6830	$0.408W$	$0.308W$	$0.408W$
大型バス	10.5	0.6830	$0.308W$	$0.308W$	—

3. 4 シュミレーションの条件

シュミレーション実施上の条件は、以下に示すとおりである。ただし、実際のシュミレーションにあたっては、効率化プログラム¹を用い繰り返し回数の削減を行っている。また、2、3車線に対応したL活荷重特性値は、1車線の場合の曲げモーメント比の確率密度分布をたたみこみ積分することにより得られた同時確率密度分布から算定するものとした。

1) 対象スパン：20, 60, 120m、2) 大型混入率：20, 40%、3) 対象車線数：1, 2, 3車線、4) 橋梁上の交通条件：完全渋滞、5) 構造モデル：単純支持された一本樑モデル、6) 着目断面力：曲げモーメント、7) シュミレーション回数上限値：1億回(供用期間50年、非超過確率90%、渋滞回数600/日を仮定した場合に対応した回数)。

4. 研究結果

シュミレーションの結果から得られたL活荷重特性値を表2に、また、参考として、1車線の特徴値の算定の根拠となった荷重列を図5に示す。表2から理解されるように、1車線に対するL活荷重特性値は、概ね2.0から2.7程度となる。次に、車線数の増加に伴う特性値の増加量をみると、順次少なくなる傾向にあり、横方向のL活荷重の低減の必要性が理解される。ただし、この傾向は、スパンにより異なり、20mの橋梁では、他のスパンに比べ2車線における、横方向低減の割合が小さい。このことは、スパンの小さい橋梁では、2車線同時に重量面が載荷される確率が高いことを表わすものである。また、大型車混入率が特性値に与える影響についてみると、1車線では最大で0.2程度であるが、2, 3車線になると、その影響は大きくなっている。これは、シュミレーション回数が非常に多いことから、1車線においては、ほぼ再現される最大の載荷状態が構造モデル上に生じていることを表わすものである。

以上、L活荷重特性値の算定結果について示したが、この結果から、本シュミレーション条件にしたがうと、1車線では、現行の設計荷重（荷重規格値）L-20をかなり上回る載荷状態が再現されることが把握された。ただし、特性値は、荷重の構造分配等を考慮しておらず、荷重係数算定の参考とはなるが、直接、活荷重係数を意味するものではないことを明記したい。

5. まとめ

本検討により、供用期間50年を想定した場合に超過する確率が10%である荷重レベルに対応する、L活荷重特性値を得ることができた。しかし、ここで得られた特性値は、あくまでも特定の路線の荷重実験を反映させるなどの多くの仮定にしたがい算定されたものである。したがって、今後、シュミレーションにおける仮定条件の妥当性についてさらに検討を行なうとともに、走行状態、低速走行状態における衝撃を含んだ荷重の検討、活荷重の載荷方法に関する検討を行ない、これらの結果から、L活荷重係数を算定していく必要がある。

参考文献； 1) 藤野・高田：自動車列のフローを考慮した確率論的解析手法，構造工学論文集，第31号，1985、3

表-2 L活荷重特性値算定結果

支間長 (1)	大型車 混入率 (%)	対 象 車 線 数		
		1車線対象	2車線対象	3車線対象
20	20	2.05	3.45	4.05
	40	2.05	3.60	4.35
40	20	2.44	3.25	3.95
	40	2.67	3.60	4.45
120	20	2.51	3.20	3.95
	40	2.57	3.70	4.70

注) 2車線、3車線の場合の特性値は、 $\Sigma M/M_0$ を表わす。

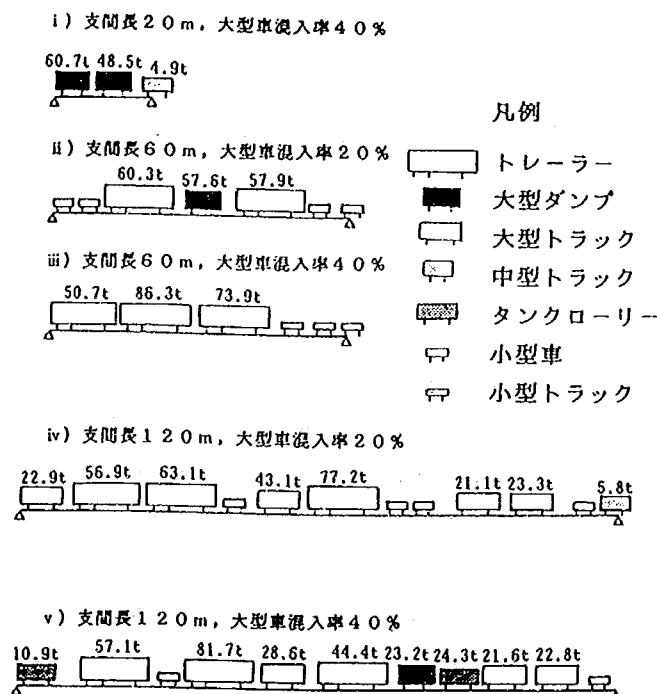


図-5 最大の載荷状態

1. まえがき

多径間にわたる道路橋を単純桁で構成すると、伸縮継手による騒音や走行性あるいは維持管理上の問題があるため、上部構造が連続するいわゆる連続橋が設計施工されることが多い。しかし、1978年宮城県沖地震や1982年浦河沖地震ではこの連続形式の道路橋が大きな被害を受けている。現在、道路橋の耐震設計は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編(日本道路協会)によって行なわれているが、同示方書の規定は主に単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は示されていない。そこで、本文では上部構造の影響を合理的に考慮するため、静的フレーム法と呼ぶ新しい耐震設計法を開発し、その適用性について検討した結果を報告するものである。

2. 静的フレーム法の概要

現在の道路橋示方書のⅤ耐震設計編では、橋全体を1基の下部構造とそれが支持している上部構造を単位とする構造系に分割して、個々の橋脚ごとに固有周期を算定し、耐震計算を行う方法を示している。この計算方法は橋脚を簡単な片持ち梁としてモデル化しているため、計算上の取り扱いが非常に簡易である。しかし、連続橋では上部構造が連続しているため、橋軸直角方向の耐震計算を行う場合に、連続橋を個々の橋脚に分割するのは必ずしも合理的ではない。また、道路橋の地震時応答は一般には一次の振動モードによる応答が卓越するため、一次の振動モードに着目すれば、合理的な耐震計算を行うことができる。ここで新たに開発した静的フレーム法は、橋全体を簡単なフレーム構造にモデル化し、自重による静的変位が一次の振動モードを良く近似する点を利用して静的解析により一次の振動モードによる応答を求める方法である。静的フレーム法の計算フローは図1に示す通りである。ここで、図中の m_i は節点 i の質量、 G は重力加速度、 $S_A(T)$ は加速度応答スペクトルである。

3. 検討対象橋及び検討手法

前章の手法の適用性を試算により検討した。検討対象とした連続橋は、橋長90m及び150mの連続橋であり、上部構造、下部構造、基礎及び地盤を変化させた計36ケースである。今回の検討で対象とした方向は橋軸直角方向である。これら36ケースについて、①モード解析に
る時刻歴地震応答解析(以下、これを正解とみなす)、②現在の道路示

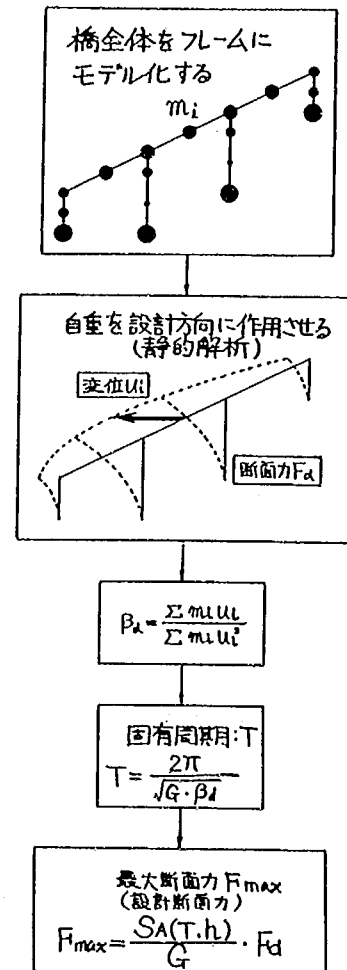


図1 静的フレーム法の計算フロー

方書に従う方法(以下、支点反力法と呼ぶ)、③連続橋を単純橋に分割して道路橋示方書に従う方法(以下、単純桁法と呼ぶ)、及び④静的フレーム法の4種類の手法で断面力を算出して比較した。なお、現行の道路橋示方書に従う支点反力法および単純桁法では時刻歴地震応答解析と入力を含わせるために、水平震度は道路橋示方書に示された値ではなく、入力地震動の加速度応答スペクトルを重力加速度で除した値とした。試算に用いた入力地震動は1978年宮城県沖地震において関北橋近傍地盤上で観測された記録(以下、関北橋記録と呼ぶ)及び1983年日本海中部地震において津軽大橋近傍地盤上で観測された記録(以下、津軽大橋記録と呼ぶ)である。

4. 検討結果

4. 1 振動モード及び固有周期

図2及び図4はモード解析による一次の振動モードと自重を橋軸直角方向に作用させたときの変位形状を比較したものである。一般に連続橋の一次の振動モードは、図2に示すように上部構造が片側だけに膨み出すような形となり、一方向に自重をかけて得られる図2(b)の自重による変形とよく一致する。また、図3は、高橋脚を有し隣接する橋脚高さが著しく異なるケースであるが、この場合にも自重による変形は一次振動モードによく近似する。モード解析による一次固有周期と静的フレーム法による固有周期は図4に示すように全ケースとも良く一致している。

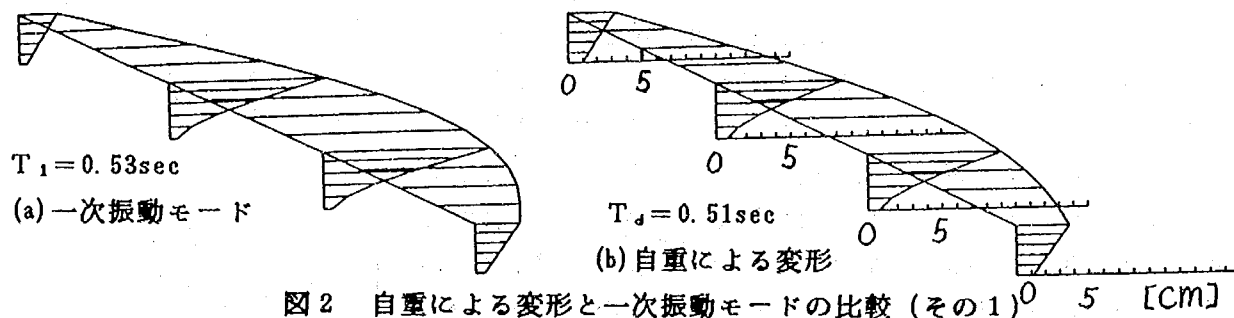


図2 自重による変形と一次振動モードの比較(その1)

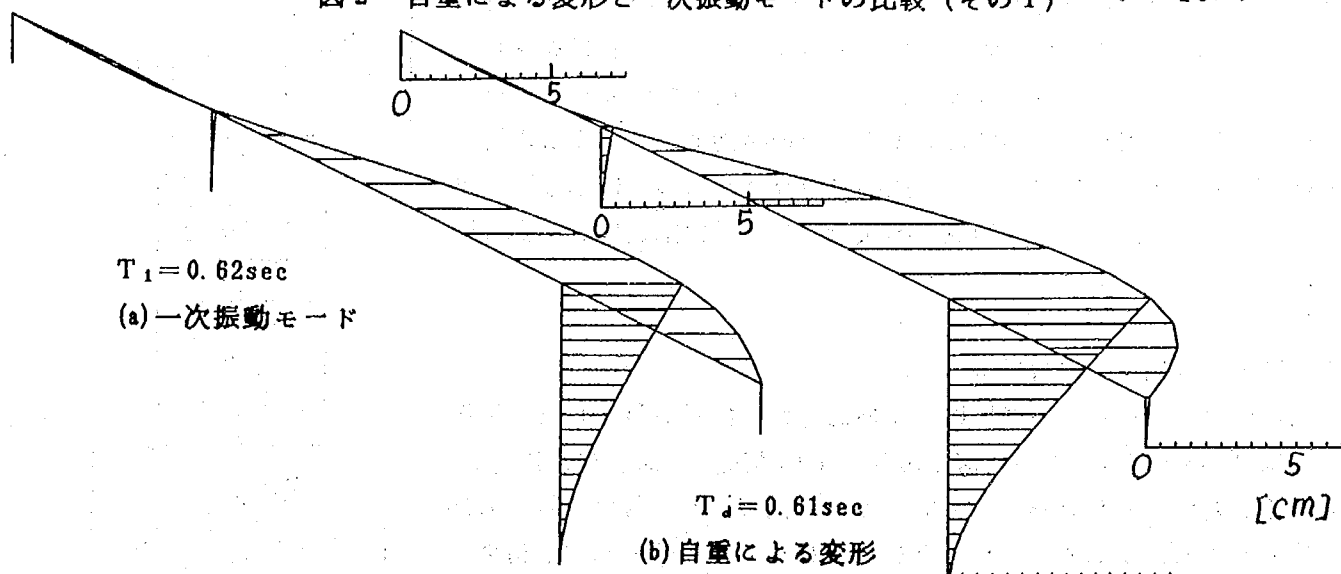


図3 自重による変形と一次振動モードの比較(その2)

4.2 曲げモーメント及びせん断力

橋脚、橋台基部における最大曲げモーメント及び支承に作用する最大せん断力に着目して解析結果を整理した。図5及び図6はそれぞれ基部における曲げモーメント及び支承に作用するせん断力について正解(時刻歴地震応答解析による値)に対する各設計手法による値の比の頻度を示したものである。橋脚、橋台基部における最大曲げモーメントに関しては、開北橋記録を入力地震動とした場合には各手法とも0.8~1.2の間に多く分布しているが、最頻値は静的フレーム法で

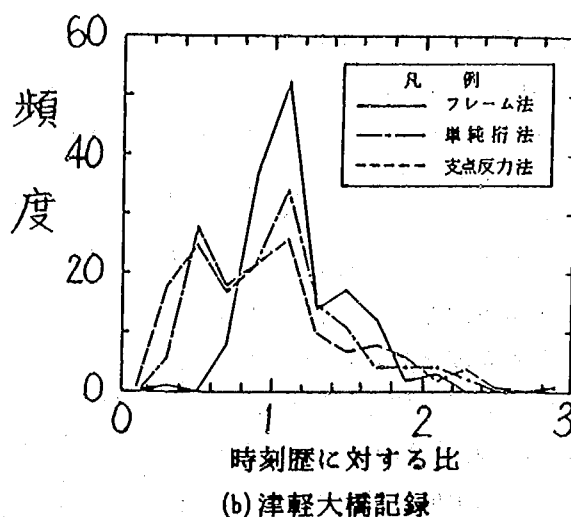
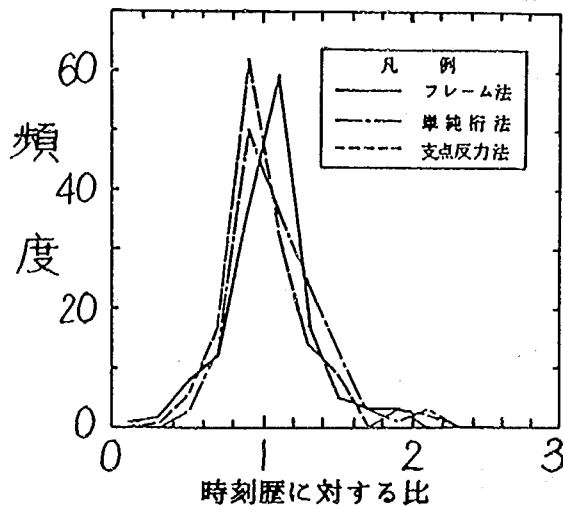
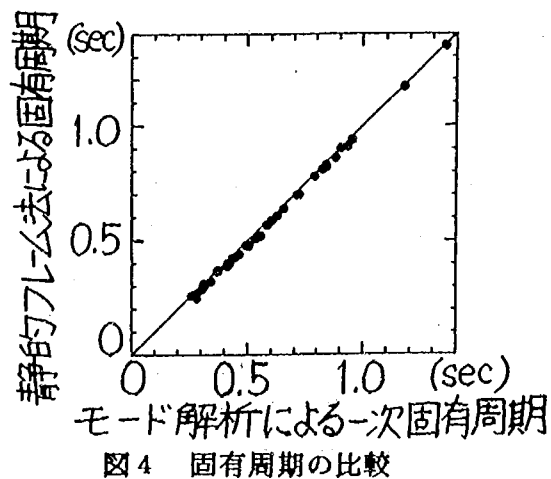


図5 橋脚・橋台基部における最大曲げモーメント

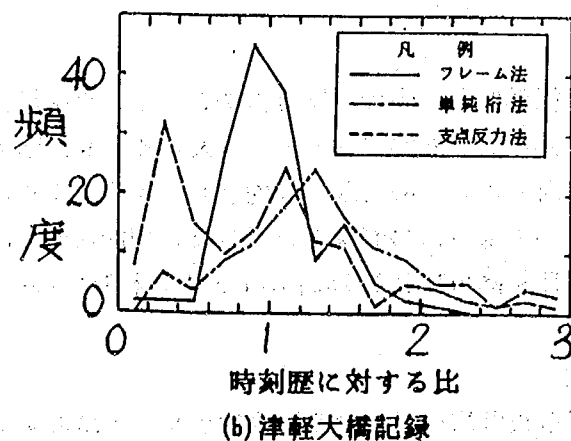
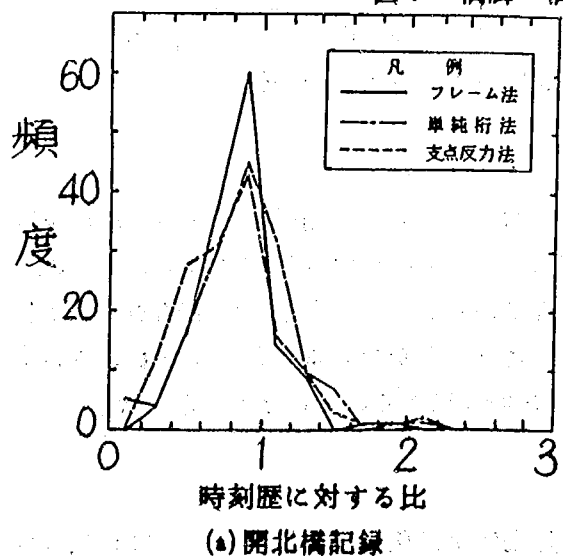


図6 支承に作用するせん断力

は1.0～1.2の間にあるのに対して、支点反力法、単純桁法ではともに0.8～1.0の間にある。したがって、設計という観点から見れば、支点反力法及び単純桁法が曲げモーメントを危険側に評価しているのに対して、静的フレイム法は安全側に評価していると言える。津軽大橋記録を入力地震動とした場合には、この傾向がさらに顕著であり、支点反力法及び単純桁法では比の値が0.6以下という極めて危険側に評価するケースが多いのに対して、静的フレイム法が危険側に評価するケースは少ない。

支承に作用するせん断力に関しても、特に開北橋記録の場合に、支点反力法がせん断力を危険側に評価するケースが多いのに対して、静的フレイム法は適切に評価しているケースが多い。

4.3 静的フレイム法の適用性

静的フレイム法が支点反力法及び単純桁法に比べて断面力を適切に評価するケースが多いことは上述のとおりであるが、静的フレイム法においても、正解に対してかなり危険側の結果を与える場合もある。このようなケースに共通する構造特性は、橋脚高さが30m以上の橋脚を少なくとも一本有すること、及び橋脚高さが異なっていること（最も高い橋脚の曲げ剛性 EI/L^3 と最も低い橋脚の曲げ剛性 EI/L^3 の比（剛性比： R_k ）が8以上）である。このような条件下では、橋脚・橋台基部における曲げモーメントは正解の50%未満となる場合もあり、静的フレイム法の適用範囲を超えているといえることができる。また、図7に示すように、自重による変形と一次振動モードがよく一致しているにも拘らず、曲げモーメントの分布形状が正解と異なり、橋脚の中間部で危険側に評価される場合があることにも注意しなければならない。これは、二次以降の高振動モードの影響によるもので、図中に示すように、これを考慮していない支点反力法及び単純桁法の場合にも当然危険側の結果を与えることとなる。

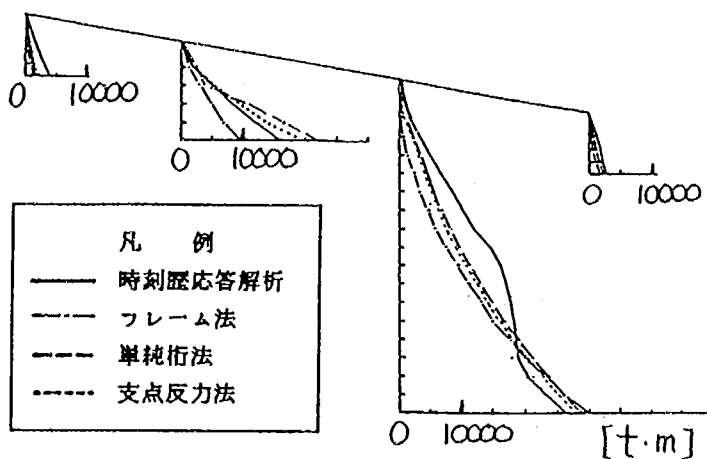


図7 曲げモーメント分布の例

5. まとめ

連続橋の橋軸直角方向の耐震計算法として、今回新たに静的フレイム法を開発し、その適用性を橋脚・橋台基部における曲げモーメント及び支承せん断力等に着目して時刻歴地震応答解析結果との比較により検討した。その結果、静的フレイム法によれば、従来の支点反力法もしくは単純桁法に比較して連続橋の上部構造の影響を考慮した合理的な耐震設計を行うことができること、ただし、本方法の適用範囲は橋脚の高さが30m未満であり、橋脚間の剛性比 R_k が8以下であることがわかった。

〔参考文献〕

連続橋の耐震設計法—（その2）静的フレイム法による地盤条件が変化しない場合の耐震計算法（橋軸直角方向）の提案、土木研究所資料第2409号

1. まえがき

コンクリート構造物に生じるクラックは、その構造物の機能（一体性、止水性など）、耐久性等を損うためその発生は極力抑えなければならない。しかしコンクリートの施工に当っては、セメントの水和熱による温度応力、コンクリートの乾燥収縮、自己成長ひずみなど種々のクラック発生要因が存在し、クラック発生防止のためにその要因の解明が重要な課題となっている。これら要因のうち温度応力については以前に報告を行ったところであるが、今回新たにコンクリートの自己成長ひずみについての検討を行った。

コンクリートの自己成長ひずみとは、外荷重（温度荷重を含む）や乾燥収縮などの外的要因とは無関係に、コンクリートの硬化過程および硬化後に発生するひずみをいい、ダムコンクリートの分野などで古くよりクラック発生に関して問題とされているものである。

2. 目的

モンモリロナイト等の粘土鉱物を含む骨材は本来コンクリート骨材として望ましくないものであるが、骨材中にモンモリロナイトが含まれるとコンクリートのクラック発生にも大きく影響することが確認されており、この原因の一つとして自己成長が考えられている。このため、モンモリロナイトの混入がコンクリートの自己成長ひずみにおよぼす影響の程度を把握するために実験的検討を行った。

3. 実験方法

自己成長ひずみの測定方法としては、自由な変形に対する拘束、および乾燥収縮が作用しないような状態にコンクリート供試体を作製し、その供試体に生じるひずみを測定する方法を採用した。すなわち図-1に示すように、埋設型測温機能付ひずみ計（L=25cm）をコンクリート打設時に供試体中央に埋設して、十分な湿潤養生を行いながら、無負荷の状態で打設直後からのひずみを自動ひずみ計測器にて計測した。また温度ひずみの影響を除去するためコンクリート温度を同時に計測した。

3.1 コンクリートの配合

実験に用いたコンクリートの配合を表-1に示す。骨材は、公称モンモリロナイト含有率30%、15%の安山岩の碎石、および標準骨材（モンモリロナイト含有率0%の河川砂利）の計3種類を用いた。なお3種の配合が同一でないのは、モンモリロナ

表-1 実験配合表

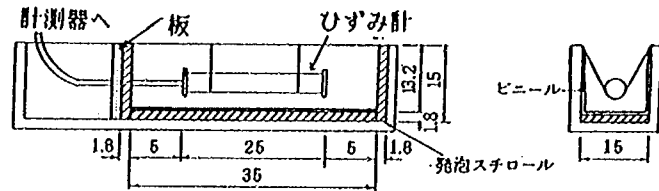
配合	モンモリ ロナイト 含有率 (%)	D _{max} (mm)	w/c (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg / m ³)					スランブ (cm)	空 気 量 (%)	コンクリ ート温度 (℃)
					W	C	S	G	AE			
No.1	30				216	391	772	885	(0.043%) (168)	5.9	4.6	20.4
2	15	20	65	47	216	391	769	885	(0.039%) (152)	8.1	4.7	20.0
3	0				175	318	831	960	(0.021%) (67)	9.1	5.4	20.0

イト含有骨材を配合No. 1で練った時、スランブが小さくなりすぎたのでスランブの大きさを合わせるために配合を変えたためである。しかし、配合が変われば発生ひずみの状態が異なることが懸念されたので、標準骨材を用いて配合No. 1とNo. 3の発生ひずみについての比較実験を行った。その結果、十分湿潤な養生状態の基ではこの程度の配合の差では発生ひずみに有意な差が現われなかった。

なお、打設後のコンクリートの温度変化を最小限に抑えるため、骨材・水・セメントは、供試体作製の前日に練り混ぜ室に仮置きし、打設時の温度と養生時の温度がほぼ同一となるように配慮した。供試体は、各配合に対し5本ずつ作製した。

3. 2 型枠とひずみ計の設置

供試体の型枠図と、ひずみ計の設置図を図一1に示す。型枠は曲げ試験用の型枠を用いた。型枠がコンクリートの自由な変形を拘束しないよう、コンクリートと型枠の間には図一1のように、厚さ1.8cmの発泡スチロールの



図一1 型枠図

板を敷き、さらに供試体を包み込むように横方向にビニールを敷いた。さらにビニールと型枠の間にはグリスを塗り、できるだけ拘束が小さくなるように工夫した。また、コンクリートが十分硬化しきらないうちにひずみ計が傾いたり、位置がずれたりすることのないように、ひずみ計は糸でつるしておいた。

3. 3 コンクリートの打設と養生方法

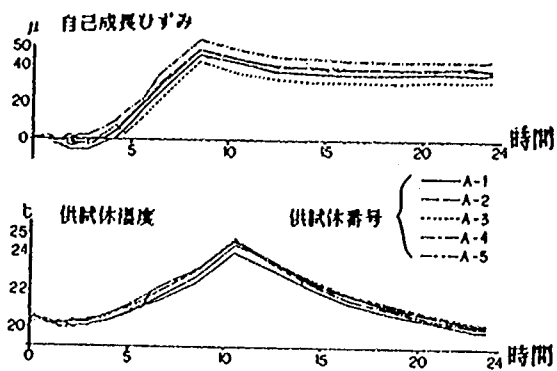
供試体の作製に際しては、ひずみ計の位置がずれないように、その位置を確認しながらコンクリートを打込み、突棒とバイブレーターを用いて締め固めた。コンクリート打設後、ただちに供試体を養生室に運び、自動計測器に接続してひずみと温度の計測を開始した。なお供試体の表面は、十分に水を含んだ布で覆いその上から包装用ラップをかぶせ、さらに型枠全体をビニールで包んで供試体の表面が乾燥しないよう完全に近い湿潤状態で養生を行った。養生中は、1日置きに供試体を覆った布の濡れ具合の確認を行い、湿潤養生には十分な注意を払った。

4. 結果

打設後24時間までと14日までの計測されたひずみに対して、温度補正を行って求めた自己成長ひずみと温度履歴についてとりまとめた結果を図2～7に示す。

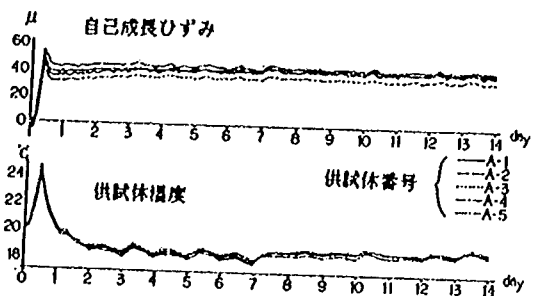
a) モンモリロナイト30%含有の供試体

自己成長ひずみは、打設後3時間から大きく伸び始め、8時間後にひずみはピークに達しており、この時のひずみ量は、40～50 μ となっている。その後、4時間のうちに供試体は30～45 μ まで縮み、以後ひずみは安定している（図一2）。この後、ひずみは変動がなく14日までほぼ一定となり、14日後のひずみ量は35～43 μ になっている（図一3）。

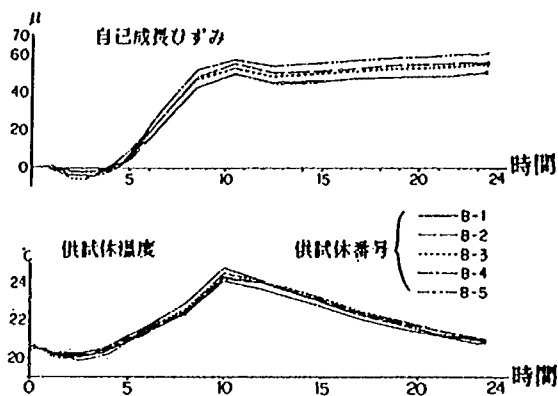


図一 2 自己成長ひずみと温度の履歴

(モンモリロナイト30%)

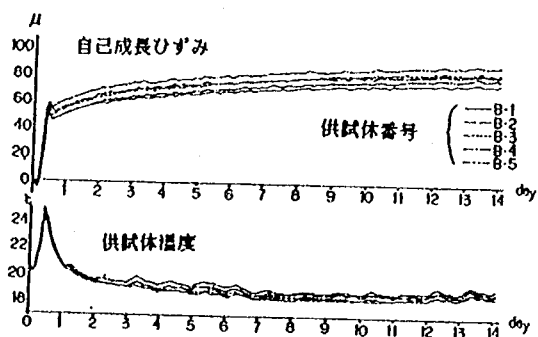


図一 3 自己成長ひずみと温度の履歴

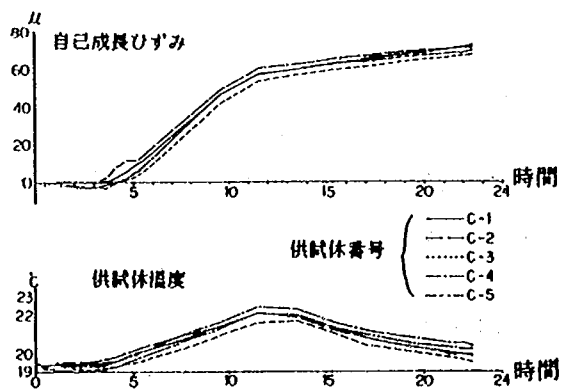


図一 4 自己成長ひずみと温度の履歴

(モンモリロナイト15%)

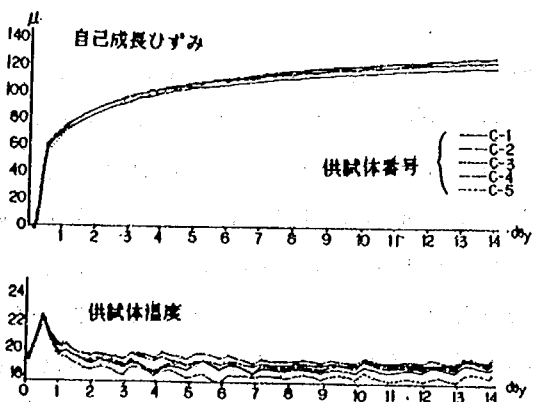


図一 5 自己成長ひずみと温度の履歴



図一 6 自己成長ひずみと温度の履歴

(モンモリロナイト0%)



図一 7 自己成長ひずみと温度の履歴

b) モンモリロナイト15%含有の供試体

自己成長ひずみは、打設後3時間から大きく伸び始め、10時間後にひずみはピークに達しておりこの時のひずみ量は、50~60 μ となっている。その後、一端は縮んでいるが、ピーク後2時間程度でま

た伸びに転じている（図-4）。この後、ひずみはゆっくり伸びており14日後のひずみ量は、75~95 μ になっている（図-5）。

c) モンモリロナイト0%の供試体

自己成長ひずみは、打設後4時間から伸び始め、11時間後まで大きな伸びを示しており、この時までのひずみ量は50~60 μ となっている（図-6）。この後、伸び率は低下するが、ゆっくり伸び続け、14日後のひずみ量は、119~126 μ となっている（図-7）。

4. 2 自己成長ひずみとモンモリロナイト含有率の関係

次に、自己成長ひずみと、モンモリロナイトの含有率との関係をプロットしたものを図-8・9に示す。

モンモリロナイトの含有率が大きいほど自己成長ひずみは小さくなくなり、モンモリロナイト含有率と自己成長ひずみとの関係は、今回の実験結果ではほぼ直線関係になっている。

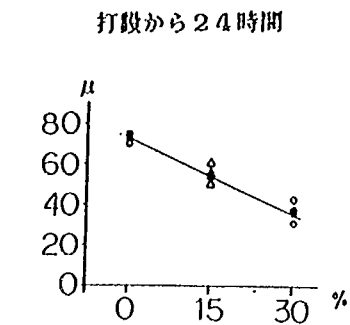


図-8 自己成長ひずみと
モンモリロナイト含有率の関係

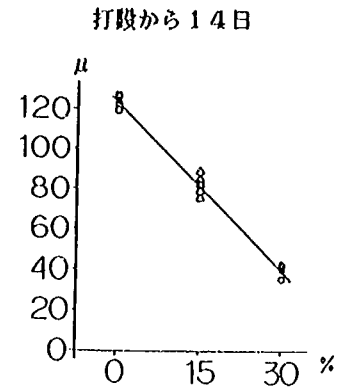


図-9 自己成長ひずみと
モンモリロナイト含有率の関係

5. 考察

自己成長ひずみは、図-8および図-9のようにモンモリロナイト含有率別に違いが生じている。供試体の自己成長ひずみはすべて伸び側になっており、十分な湿潤養生を行えば、ひずみが拘束された場合圧縮側の応力が発生することになる。しかし十分な養生が行われない場合には、乾燥収縮の影響が加わるので伸びひずみ量の小さい供試体ほど、収縮側に移行しやすく供試体に引張り応力が発生しやすいことになる。

乾燥収縮については現在実験中であるが、その一例として、乾燥収縮ひずみ量の比較を図-10に示す。この図からもわかるように、モンモリロナイトを含有している供試体の方が収縮量が大きいことがわかり、上に示した自己成長ひずみに関する結果と合わせて引張り応力がより発生しやすい傾向にあると言える。

今回の実験で、モンモリロナイト含有量と自己成長ひずみとの相関を求めることができた。しかしこの関係は、普通ポルトランドセメントとモンモリロナイトを含むある岩種の骨材を用いた時の関係であり、条件が異なればこの関係も異なる可能性があると思われる。

そこで、条件を変えた場合のモンモリロナイトが自己成長ひずみにおよぼす影響についても検討し、さらに定量的な検討を加えておく必要があると思われる。

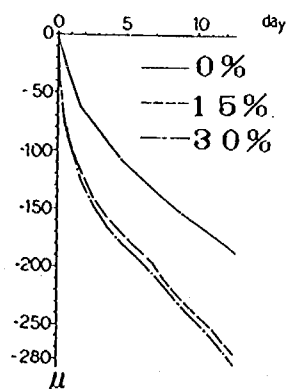


図-10 モンモリロナイト含有率別
収縮量の比較

参考文献： 山田順治、有泉冒 【わかりやすいセメントとコンクリートの知識】 鹿島出版会

1、まえがき

ロックフィルダムの動的解析において、堤体材料の動的物性値（せん断剛性率、減衰定数、ボアソン比）は重要なパラメータであり、従来既設ダムの弾性波探査あるいは既応の研究結果を用いて設定しているが、近年三軸試験機の改良により室内実験においてロックフィルダム堤体材料の動的物性値を直接求める試みがなされている。軸方向に繰返し荷重を与える三軸試験機の場合ボアソン比は、せん断歪、せん断剛性率を求めるに当たり必須の値であり精確に測定されなければならない。

2、目的

ボアソン比は、軸歪と半径方向歪との比で表される。半径方向歪の計測には供試体側面の数力所に接触させ側方の変位から歪を求める方法あるいは、装置が簡便であることから体積変化計により体積変化を計測し間接的に半径方向歪を求める方法がある。

今回は飽和供試体と不飽和供試体のボアソン比の相違を上記後者の方法により、予め性質が定量的に明らかにされている豊浦標準砂を用いて比較を行った。また、 G （せん断剛性率）および γ （軸ひずみ）は、動弾性係数、 ε_a からボアソン比 ν を介して求められるが、 G 、 h （減衰定数）の不飽和、飽和の影響についても検討した。また、これらの研究を進めるにあたりパーソナルコンピュータ（以下パソコン）によるデータの自動計測システムを開発したが、データ解析時間の短縮、精度の向上に大いなる成果が得られたの合わせてここに報告する。

3、試験機概要

3.1 三軸試験機

今回の実験で使用した繰返し三軸試験機の概略図を図-1に示す。

また、諸元を表-1に示す。使用した供試体は、 $\phi 300 \times h600\text{mm}$ である。

適用供試体寸法	$\phi 300 \times 600 \text{ mm}$
加振方式	電気油圧サーボ方式
加振波形	正弦波、三角波、地震波
垂直負荷	最大圧縮 20ton
	最大引張 10ton
	周波数範囲 0.2~10Hz
側圧負荷	最大圧力 15kg/cm^2
検出器	ロードセル 容量：圧縮 20ton（引張 10ton） 出力特性 1%FS 出力形状 5V 出力形状 $\phi 150 \times 50\text{mm}$ 出力形状 15kg/cm^2
	変位計 変位計 0~5mm 出力特性 1%FS 出力形状 5V 出力形状 $\phi 25 \times 5\text{mm}$

表-1 三軸試験機の主要諸元

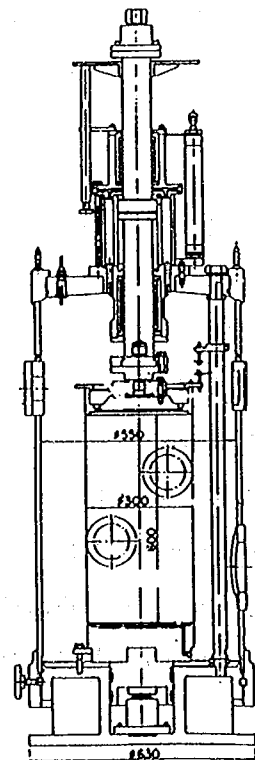


図-1 三軸試験機の概略図

今回の主な改良点は昨年度製作した動的体積変化計(図-2)と飽和供試体とを直結したことである。体積変化計の上部には供試体にかかっている背圧と同じ圧力が水槽内の水面に作用しており、水槽内の水はシンプレックスチューブを介して供試体内の水が排出されたものである。

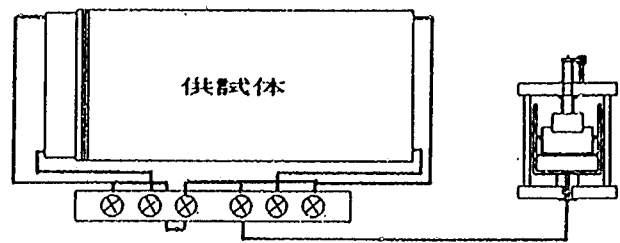


図-2 内体積変化計の概略図

3. 2 自動計測システム

次に自動計測システムについて、ハード面とソフト面の2つに分けて述べる。図-3に構成図を図-4にプログラムのフローを示す。

ハードの構成は、パソコン、A/Dコンバータ、フィルター、アンプ、各種計測器に分けられる。各種計測器で得られたデータは、アンプで増幅されフィルターに送られる。フィルターは、1 Hzのローパスで1 Hz以上の周波数をカットする。ノイズを除去されたデータは、A/Dコンバータによってデジタル化されパソコンに送られる。パソコンは、デジタルデータの処理及びA/Dコンバータの制御を行う。

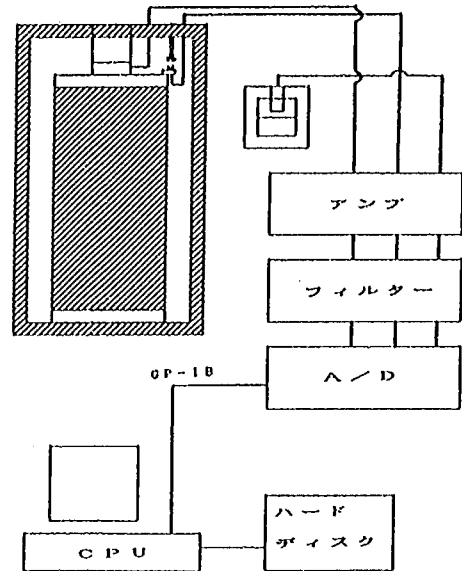


図-3 システム構成図

ソフト面は、データ収集と処理の2つに分けられる。データ収集部では、最初に供試体初期データ及び各圧密前、後の体積ビュレット、ダイヤルゲージの値を入力し供試体の初期条件を求める。その後、A/D変換された試験結果と共に、ハードディスクに投入する。

一方、データ処理部は、ディスクのデータを読みだして、せん断剛性率、減衰定数、ポアソン比を計算する部分、図化処理できるにかかのようにデータを編集してフロッピーディスクに投入する部分、試験データをプリントアウトする部分に分かれている。

4. 試験方法

試験のフローを図-5に示す。飽和供試体はまずCO₂が水に解け易いことから12時間程度供試体に通して間隙内の空気とCO₂と置換した。続いて供試体一本分の量の脱気水(17000CC)を約1日かけて通すことにより作製された。この方法により、

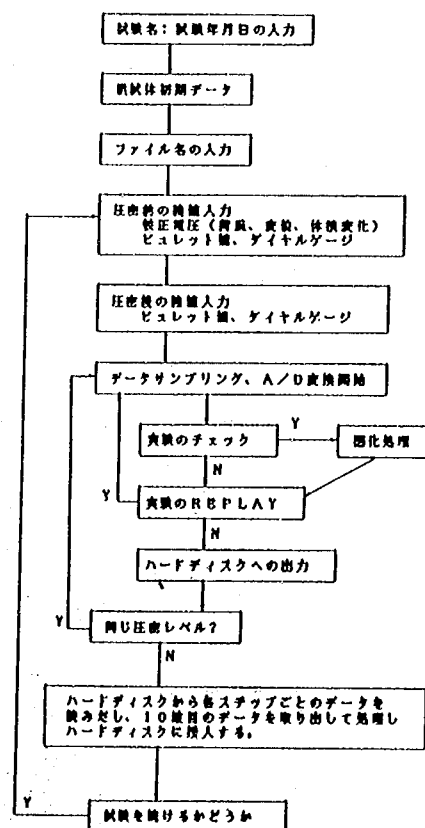


図-4 プログラムのフローチャート

(スケンプトン)のB係数は、3本とも0.98以上となり供試体は飽和されたと判断した。

圧密及び動的載荷方法は、飽和と不飽和のいずれの供試体で同じである。圧密は、体積変化が0.05%/min以下になったら圧密終了と見なし動的載荷を行う。試験時の荷重振幅の変化は、各圧密レベルで20ステップ程度、せん断歪が 5×10^{-4} 程度になった段階で次の圧密レベルに進んでいる。過去の実験では 5×10^{-4} を越えるとヒステリシスループが三日月型になったり、体積変化に軸荷重との位相差が現れ試験結果の精度に問題があるため、この値を限界のせん断歪とした。

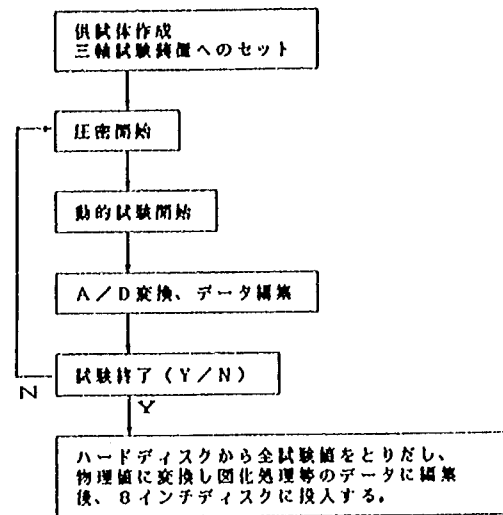


図-5 試験手順

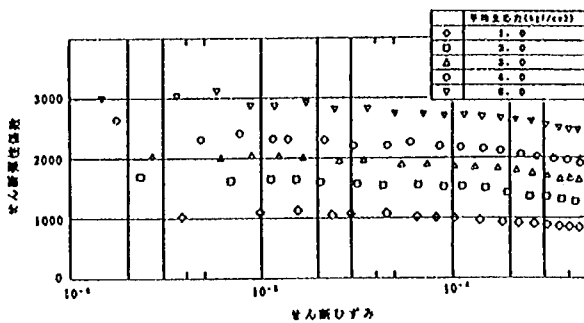


図-6 人力で得られたG~γ曲線

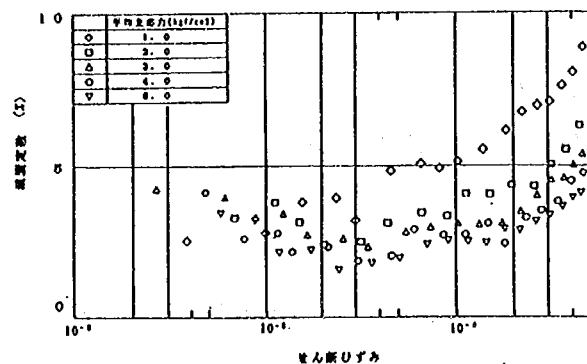


図-7 人力で得られたh~γ曲線

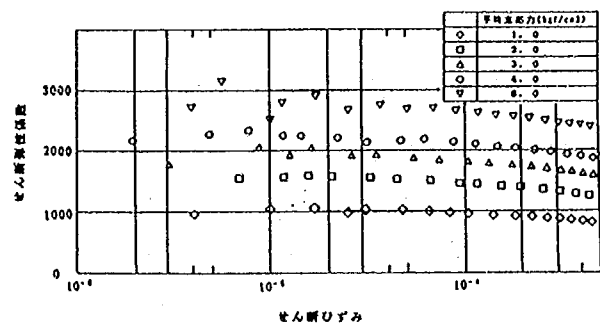


図-8 パソコンで得られたG~γ曲線

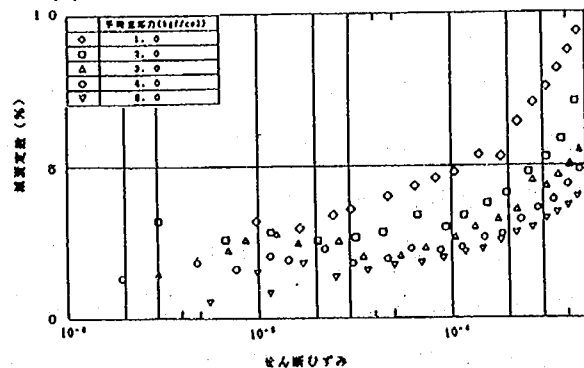


図-9 パソコンで得られたh~γ曲線

5、試験結果

初めに、パソコンによって得られた結果と人間の手により、ヒステリシスループをディジタイザーによって求めた結果とを比較する。図-6, 7にディジタイザーによる結果を、図-8, 9にパソコンによる結果のG~γ, h~γ曲線を示す。特に減衰定数hでは、その差がはっきりしており、パソコンでは歪の進行とともに滑らかに変化している。人力の場合その滑らかさが無い。これはパソコンの場合は、フィルターによりノイズのカット、外部取り込み方式のA/Dコンバータを使用することによるコンピュータノイズの軽減等ハード面の改良及びヒステリシスループをディジタイザーで読む場合にレンジの

切り替えを行ったときのループの大きさの変化による読み取り誤差の発生が考えられる。

次に今回得られた試験結果について述べる。

ポアソン比は、0.18でほぼ一定となり、既応の実験結果と比較してほぼ近い値となっている。

昨年行った不飽和での実験結果で $\nu = 0.12$ で非常に小さい値となった原因としては、不飽和供試体の場合三軸セルと供試体間の水の出入りに

ついて測定しており（いわゆる外体積）、水道水を使用していること。また、メンブレンの貫入等が考えられる。

せん断弾性係数については歪の小さい領域で不飽和の方が大きくなり、歪の大きい領域で飽和不飽和が近い値になる傾向がある。沢田らによる各ダムの弾性波探査の結果から求めた経験式によると、弾性波速度は深さ30m位深について、飽和領域の方が不飽和領域より小さくなる傾向にあり、今回の結果は、このことと定性的に一致している。減衰定数については不飽和に較べ飽和は、平均主応力の影響が顕著に現れており、平均主応力が大きくなるに従い右による傾向がある。

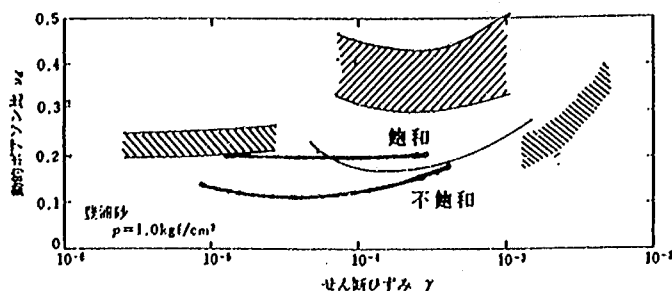


図-10 $\nu \sim \gamma$ 曲線

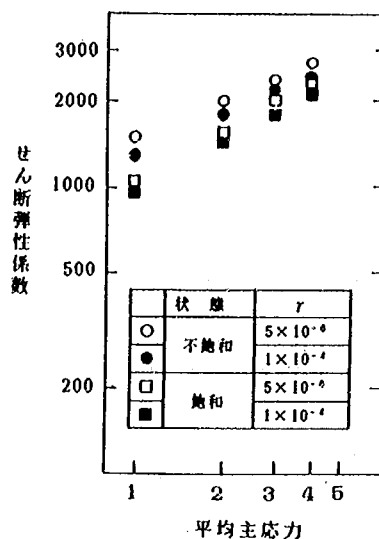


図-11 $G \sim \sigma_m$ 曲線

6. まとめ

① パソコン等を導入することによってせん断歪 5×10^{-6} 以上の領域については、精度の高い自動計測が可能となり、また処理時間が従来3日かかっていたものが、2時間程度と大幅に短縮できた。

② 飽和供試体のポアソン比は、 $\nu = 0.18$ と既応の実験結果とほぼ一致した。

既往の実験結果では、不飽和供試体の方が飽和供試体のポアソン比よりも大きくなるが、今回得た結果は飽和供試体 $\nu = 0.18$ 、不飽和供試体 $\nu = 0.12$ と不飽和の方が小さくなった。この点については、これからも検討していく。

7. 参考文献

1) 龍岡・足立：土の力学(Ⅲ)－圧密・せん断動的解析 新体系土木工学18

2) 沢田・高橋・桜井・矢島：ロックフィルダムの物性値分布特性及び堤体の動的特性

電力中央研究所報告No.377088, 電力中央研究所

3) 大久保・安田・松本：豊浦標準砂を用いた動的ポアソン比の検討 第21回土質工学研究発表会

1. まえがき

近年経済の成長に伴い、廃棄物の発生は量的に増大するとともに、質的にも複雑化してきている。建設廃材についても同様であり、建設工事に伴う土砂、コンクリート廃材、アスファルト廃材等、毎年大量の廃棄物が発生している。これらは従来、主として海面埋立、または宅地造成などに処分されてきたが、最近では、埋立計画の減少や環境汚染の防止等から特に大都市周辺において投棄条件の規制も加わり適当な地域に十分な量の処分地を確保することが困難となってきている。そのため、従来処分されていた廃棄物についてその再利用を図る技術の開発を進めることとなった。本研究は浚渫汚泥、掘削泥土など、そのままでは搬出、投棄することが不可能な高含水比粘性土を、土質改良土として再利用可能となる性状まで現場サイドで改良するための装置の開発を図ろうとするものである。

2. 土質改良用混合装置の模型機の製作

2. 1. 概要および改良方式

土質改良用混合装置の開発に先立ち高含水比粘性土を大量に発生するへどろ浚渫工事を対象として予備調査を行った結果、浚渫工事より発生する泥土は含水比が100～400%程度であることが把握された。これらのうち含水比150%程度以下のものは既存の改良技術の適用が可能であるため、より含水比の高い150～400%程度のへどろの改良を対象とすることとした。

改良の方式は、排泥後の固化、乾燥の迅速化をはかるため、排泥管路中のへどろに土質改良用添加材を添加、混合する方式とした。添加方式は、へどろに余分の水を添加しなくてすむこと、土質改良用添加材の効果を十分に発揮できることなどの理由から空気により土質改良用添加材を粉体のまま管路中に吹き込み、ラインミキサ方式で混合する方式とした。

この方式は、土質改良用添加材をあらかじめスラリー化して注入する方式より少ない添加量で効果が期待できるうえ広い範囲の土質改良用添加材が扱えるという利点を持つ。

2. 2. 土質改良用混合装置の模型機の製作

上記の改良方式に基づき、土質改良用混合装置の模型機の製作を行った。

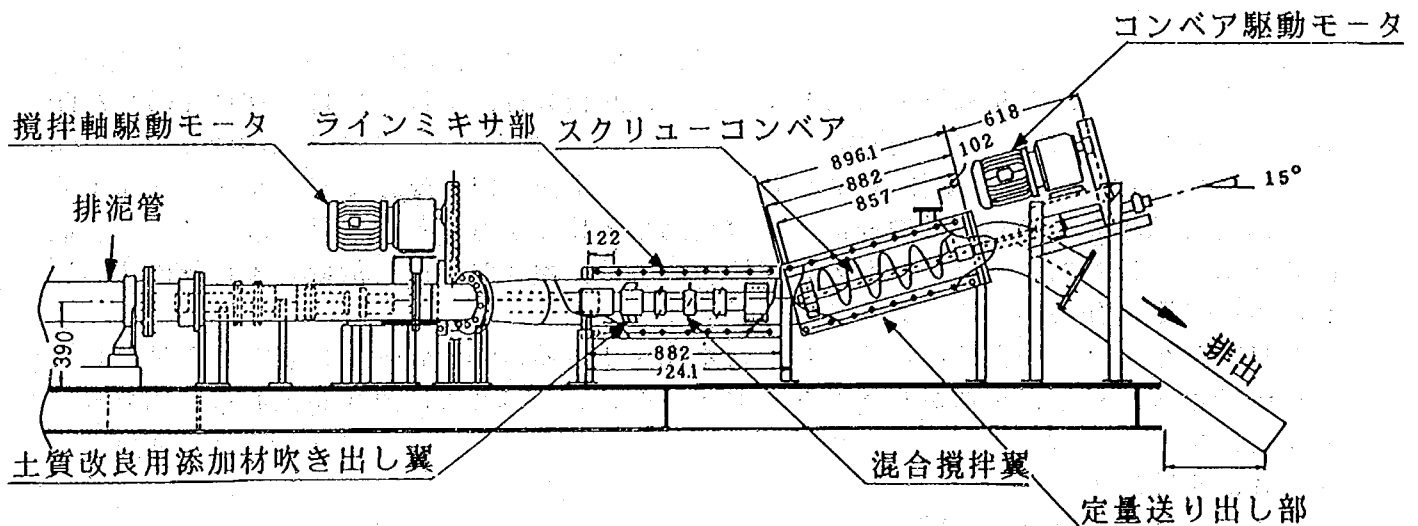


図-1 土質改良用混合装置模型機の混合機構部

表-1 土質改良用混合装置模型機の仕様

項 目	諸 元	備 考
ポンプ	スネークポンプ (18m ³ /h max) 口径150mm モーター (11kw)	屋外型
ホッパ	φ2640mm 2.5m ³ 攪拌機モーター (5.5kw) 無段変速	屋外型
ラインミキサ部	φ200mm×800mm (外周部) 攪拌軸 φ80mm 添加材吹出し翼1個, 混合攪拌翼3個 攪拌軸駆動モーター3.7kw(50~200r.p.m)	無段変速 屋外型
定量送り出し部	φ200mm×800mm (外周部) 軸φ50mm, スクリューコンベア付 駆動モーター3.7kw(0~100r.p.m)	無段変速 屋外型
全 体	高2569×幅2200×長7150	

土質改良用混合装置は、へどろを均一にするためのホッパ部、へどろを送り出すポンプ、へどろと土質改良用添加材を混合・攪拌するラインミキサ部、改良土を定量に送り出す定量送り出し部とから成り立っている。ホッパは、安定した実験データを得るため大容量とし、事前に攪拌することにより均一な状態が得られるようにした。ポンプは、効率が悪いが広範囲の性状の粘性土に使用可能なスネークポンプとした。ラインミキサ部と定量送り出し部分の動力は、別々の回転数が得られるように、別動力によることとした。

模型機は、昭和58年度に製作し、59,60年度はそれぞれ前年度の結果より、ラインミキサ部と定量送り出し部などの改良を実施した。最終的な土質改良用混合装置模型機の混合機構部を図-1に、土質改良用混合装置の仕様を表-1に示す。また、写真-1に土質改良用混合装置模型機の全体を示す。

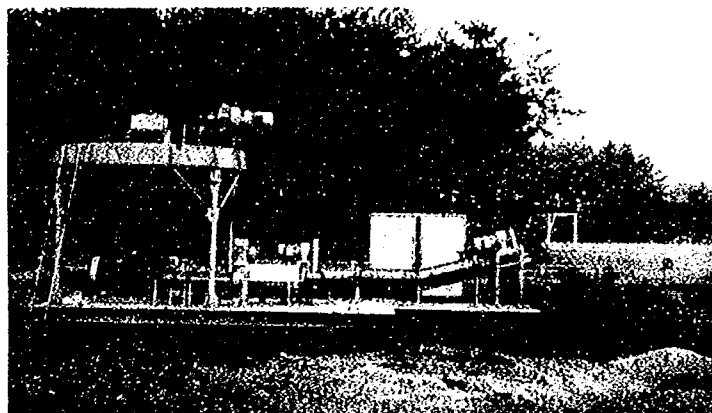


写真-1 土質改良用混合装置模型機

3. 模型機を用いた実験

3. 1. 概 要

模型機を用いた土質改良実験は、模型機の運転条件と改良効果の関係の把握を目的とした「実験1」と、供試へどろの性状・土質改良用添加材の違いと改良効果との関係の把握を目的として「実験2」に分けて実施し、さらに実験2と同一配合条件でソイルミキサによりへどろと土質改良用添加材を十分に混合・攪拌し、添加材の土質改良効果を測定する「室内配合試験」の3種類の実験に区分して実施した。

3. 2. 実 験

実験は、所定の配合条件で模型機による混合試験(1条件当り約2m³のへどろを供給)を行い、改良土は約20℃恒温室内で密封養生した。試験後2日、7日、14日、28日経過した時点で、含水比(1条件につき5検体)、フオールコーン貫入量(1条件につき20点)、一軸圧縮強さ(1条件につき2検体)を計測した。さらに上記と同一配合でソイルミキサを用いて室内配合試験を実施し、模型機による改良効果と比較することにより、改良効果の評価に資することにした。また、一部の条件については、屋外ヤードに放置し天日乾燥状態における改良土の経時的変化も調査した。

改良の対象土は、霞が浦へどろとし、含水比を所定値(150~400%)に調整して供給した。土質改良用添加材は、普通ポルトランドセメントとし、へどろに対する湿潤重量比で5~50%を添加・混合した。

3. 3. 実験結果

(1) 最適運転条件について

模型機の最適な運転条件を見出すための実験1より、模型機の運転条件別に土質試験結

果の平均値とC V 値(標準偏差/平均値×100%)の材令による変化を調べた。その結果、含水比の変化と運転条件の違いの間には明確な関係は認められなかったが、フォールコーン貫入量については次の点が認められた。まず攪拌軸の回転数は大きい方が改良土の強度のバラツキの大きさを示すC V 値が小さくなっており、より一様な混合が行われている。次に定置送り出し部のコンベアの種類については密閉度合いの大きなコンベアスクリーの方がフォールコーン貫入量が小さく強度発現の度合いが大きいという結果となった。したがって、実験2では攪拌軸回転数を180r.p.m スクリューはコンベアタイプとし、スクリー軸回転数は実験1においてへどろの流れが安定して、セメント微粉の飛散がほとんどなかった30r.p.mに設定することとした。

表-2 運転条件とフォールコーン貫入量 (mm)

材令日数			2日	7日	14日	28日
攪拌軸 回転数	90 r.p.m	平均値	1.03	0.52	0.64	0.29
		C V 値	10.9	15.2	28.3	26.5
	180 r.p.m	平均値	1.10	0.65	0.52	0.38
		C V 値	10.5	9.4	10.2	15.2
スクリー 軸 回転数	30 r.p.m	平均値	1.13	0.61	0.62	0.36
		C V 値	9.3	13.4	22.5	22.7
	60 r.p.m	平均値	0.93	0.53	0.50	0.29
		C V 値	13.5	10.2	12.7	17.1
スクリー の 種類	カット フライ コンベア	平均値	1.35	0.78	0.71	0.50
		C V 値	8.8	13.7	18.6	25.0
	コンベア	平均値	0.91	0.49	0.51	0.26
		C V 値	11.6	11.7	19.5	18.7

表-2に、運転条件とフォールコーン貫入量の測定結果について示す。

(2) 改良土の経時的变化

本模型機の土質改良効果の一例として、含水比200%のへどろに湿潤重量比で10%の普通ポルトランドセメントを添加・混合し、土質改良を行った後の含水比、フォールコーン貫入量、一軸圧縮強さの変化を図-2に示す。図中には、同一配合条件におけるソイルミキサによる室内配合試験結果も示してある。また、写真-2に改良後2日経過したへどろの状態を示す。



写真-1 改良2日経過後のへどろ

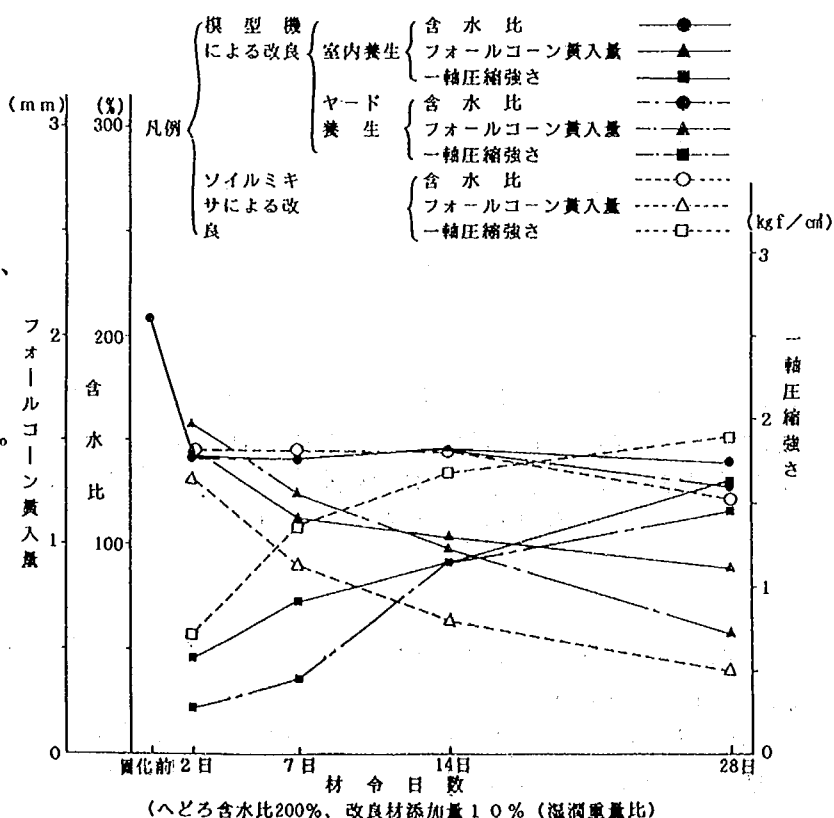


図-2 改良土の経時的变化の一例

結果より、実用面ではへどろを改良しないで屋外に放置した場合は1ヶ月経過しても一軸圧縮試験が不可能な状態であったのに対し、本模型機による改良を行った場合約1週間程度で重機械の走行可否の目安となる一軸圧縮強さ0.5kgf/cm²を達成しており、固化に要する期間が非常に短縮されることがわかった。

(3) 混合の一様性について

模型機による混合が一様に行われているか否かを判断する手法として、含水比とフォールコーン貫入量のCV値の全実験条件にわたる平均値(材令28日)を、模型機による改良土とソイルミキサによる改良土とについて求め、両者を比較することとした。結果を表-3に示す。

模型機とソイルミキサ両者共含水比のバラツキの大きさは、その平均値の土約2%程度、フォールコーン貫入量のバラツキの大きさはその平均値の土約15%程度であり、模型機による改良土の混合の一様性は、ソイルミキサによる改良土とほぼ同程度の値を達成している。

(4) まとめ

模型機による改良土とソイルミキサ(室内配合試験)による改良土の土質試験結果(材令28日)を各実験条件を通して比較すると、含水比については両者とも同様の値を示しているが、フォールコーン貫入量は模型機による改良土の方が

5割程度大きく、一軸圧縮強さでは2割程度低い値となっている。したがって、土質改良用添加材の選定、配合割合を室内配合試験に基づいて決定する場合は、実機による強度発現が室内配合試験結果の約80%前後であることを前提として計画するのがよいと判断される。図-3に、模型機とソイルミキサの改良効果の比較を示す。

4. あとがき

本研究により、粉体改良材添加によるラインミキサ方式の高含水比粘性土の土質改良用混合装置が充分実用性を持つことがわかった。

本装置で改良された改良土は、改良後1~2週間で一軸圧縮強さ0.5kgf/cm²を達成する等、短期間でハンドリング可能となる性状まで効率良く改良することが可能であり、強度はある程度確保されているが、含水比はかなり高い値を示している。今後は、この含水比をさらに効率的に低下させる方法の検討および、実用機としてのシステム設計の問題等が残されている。

表-3 CV値の違い (材令28日)

	含水比のCV値(%)	フォールコーン貫入量のCV値(%)
模型機による改良土	2.5	14.2
ソイルミキサによる改良土	1.8	16.9

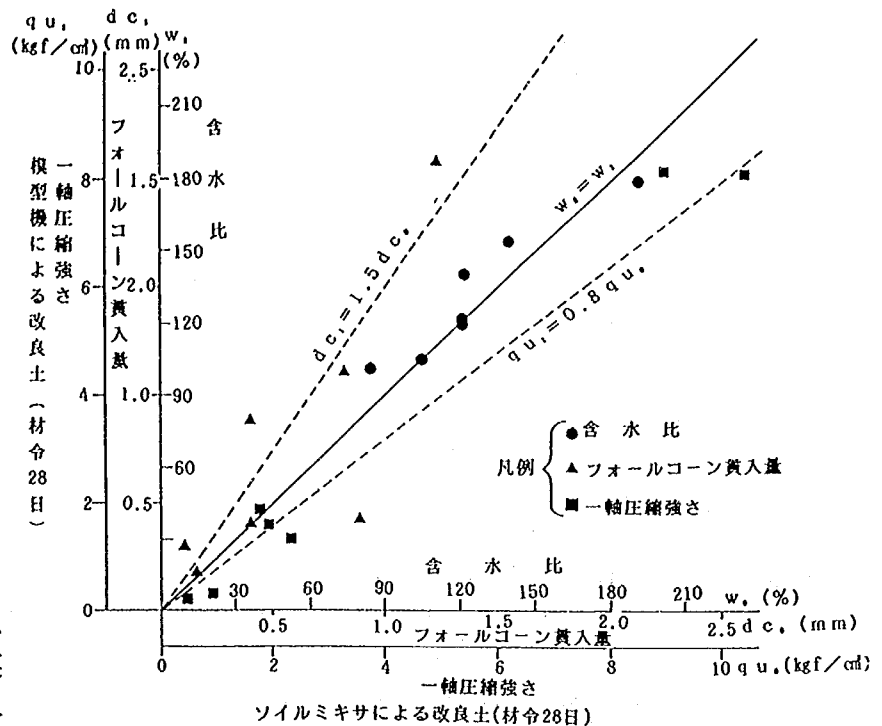


図-3 模型機とソイルミキサの改良効果の比較

第25回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土研資料第2415号
昭和61年12月(1986)

建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨

本資料は「第25回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所が実施している調査・研究について、研究成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

企画部企画課御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2415号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2415号

