

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2918号

第 29 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成2年12月4日・5日

建設省土木研究所

Copyright © (1990) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第2918号1990年12月

第 29 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29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、土木研究所で実施している調査・研究についての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. 酒沼川における河岸侵食に関する研究	河 川 研 究 室	諏訪 義雄.....	1
2. 国土数値情報の氾濫シミュレーションへの利用に関する研究	総 合 治 水 研 究 室	吉本 俊裕..... ○ 笛田 俊治 ..	5
3. マンホールの損失水頭に関する検討	下 水 道 研 究 室	○ 櫻井 真一..... 世部 薫	9
4. 流木が土砂堆積に与える影響に関する実験的研究	砂 防 研 究 室	小泉 豊.....	13
5. 破碎帯地すべり地帯における間隙水圧変動	地 す べ り 研 究 室	檜垣 大助.....	17
6. 調節池水質浄化に関する研究	都 市 河 川 研 究 室	保持 尚志.....	21
7. 水生生物による下水処理水の浄化実験	三 次 処 理 研 究 室	高橋 正宏..... ○ 南山 瑞彦	25
8. 下水汚泥溶融スラグの強度特性に関する研究	汚 泥 研 究 室	増田 隆司..... ○ 白石 隆	29
9. 下水汚泥焼却灰の土質改良材としての利用に関する実験	土 質 研 究 室	林 義之.....	33
10. 軟岩ダム基礎における簡易強度試験法の適用性	地 質 研 究 室	佐々木靖人.....	37
11. フィルダム土質材料の締固め、透水試験	フ ィ ル ダ ム 研 究 室	安仁屋 勉.....	41
12. フレッシュコンクリートの早期品質判定法に関する検討	コ ン ク リ ー ト 研 究 室	高橋 弘人.....	45
13. アーチダムに作用する地震時動水圧の分布特性	ダ ム 構 造 研 究 室	庄司 俊介.....	49
14. EPS盛土の耐震性に関する模型振動実験及び有限要素解析	動 土 質 研 究 室	古関 潤一.....	53
15. より迅速な震後対応を目指して ～ヘリコプターによる上空からの震災情報の収集～	耐 震 研 究 室	杉田 秀樹.....	57
16. 地方部における道路の役割に関する研究	シ ス テ ム 課	小栗ひとみ.....	61
17. ガイドウェイバスシステムの導入効果に関する研究	新 交 通 研 究 室	石渡 史浩.....	65
18. 気温の1週間予測について	新 潟 試 験 所	安藤 和彦.....	69
19. 視環境が運転者に与える影響に関する研究	交 通 安 全 研 究 室	河島 正治..... ○ 笹森 秀樹 星 卓見	73

20. 緑化樹木の耐陰性に関する研究	緑 化 研 究 室	○佐藤 隆幸 吉永 裕康	 77
21. FEM解析による交通振動予測	構 造 研 究 室	横山 功一 澤田 憲文 ○金子	 81
22. 舗装の修繕におけるデータバンクの利用	舗 装 研 究 室	伊佐 真秋	 85
23. 土砂地山におけるロックボルトの作用効果について ...	ト ン ネ ル 研 究 室	井手 統一	 89
24. 単杭の大変形水平載荷実験	基 礎 研 究 室	藤村 知広	 93
25. 土砂圧送技術に関する研究	機 械 研 究 室	○杉山 篤 高津 知司	 97

1. まえがき

沖積地を流下する自然の中間地河川は蛇行流路や網状流路等の形態をとり、運搬してきた土砂の堆積、河床の洗掘、側岸の侵食を生じ絶えず変化する。河道計画は洪水の流下能力を高めるため河道の平面形を直線化し、横断面形を平滑化する。しかし、このような直線化、平滑化された河川は、本来河川が持つ性質により堆積、洗掘あるいは侵食を生じて流路の変動を起こす。これが堤防まで及べば破堤の原因となる。また、近年河川に対する環境への要望が高まり河岸処理に対する住民の要望が多様化している。安全な河道平面形、横断面形を維持し、多様な要望にこたえた河道とするためには河岸侵食防止工を効果的に配置することが重要である。

2. 目的

これらの要望を踏まえた河岸処理を行うためには河岸侵食の機構をより明確にする必要がある。本研究は、河川研究室が高密度洪水観測を行っている酒沼川洪水観測区間で発生している河岸侵食について現地調査等を行い河岸侵食の発生機構を検討するものである。検討内容は以下の3点である。①河岸侵食発生箇所の明確化。②河岸侵食形態を規定する要因。③河岸侵食の発生機構。

3. 調査方法

①河岸侵食は河岸が弱い箇所、他に比較し強い水衝部となっている箇所で発生すると考えられる。河岸侵食発生箇所における土質、流速、河床最深線（以下最深線と呼ぶ）の状況を調査した。この中から共通点を見出し河岸侵食が発生する条件を調べた。次にこれらの条件を満たしているにもかかわらず河岸侵食が発生していない地点に着目し、河岸土質、流速、構造物の状況を調べ侵食発生地点と比較した。

②酒沼川に見られる河岸侵食は主に2種類の形態がある。これらの形態に影響を及ぼす要因として土質、植生、流況が考えられる。今回はこのうち特に土質、植生に着目し、侵食箇所の侵食形態、土質、植生を調査した。その結果から侵食形態を規定する要因について検討した。

③河岸侵食の発生機構として次の2つが考えられる。1つは洪水時に河岸に働く掃流力によって河岸が徐々に削られる。もう1つは洪水時に河岸前面が洗掘されることにより河岸の主動土圧が増しすべりが発生することによって侵食する。これら2つの仮定のうち今回はとくに後者の可能性について検討を行うため河岸土質調査結果をもとにすべりの安定計算を行った。計算結果及び①、②の調査結果から河岸侵食機構の推定を行った。

4. 調査結果

①図-1は酒沼川の河岸侵食発生箇所と最深線を書込んだ平面図である。この図から酒沼川における河岸侵食は最深線が河岸に寄っている箇所で発生していることがわかる。しかし、最深線が河岸に寄っているにもかかわらず侵食が発生していない箇所も見られる。

当該観測区間では昭和61年8月洪水時に航空写真が撮影され、その航空写真から河道内の表面流速を調べている。この時の洪水は堤防満杯規模の既往最大洪水であった。各河岸侵食発生箇所の表面流

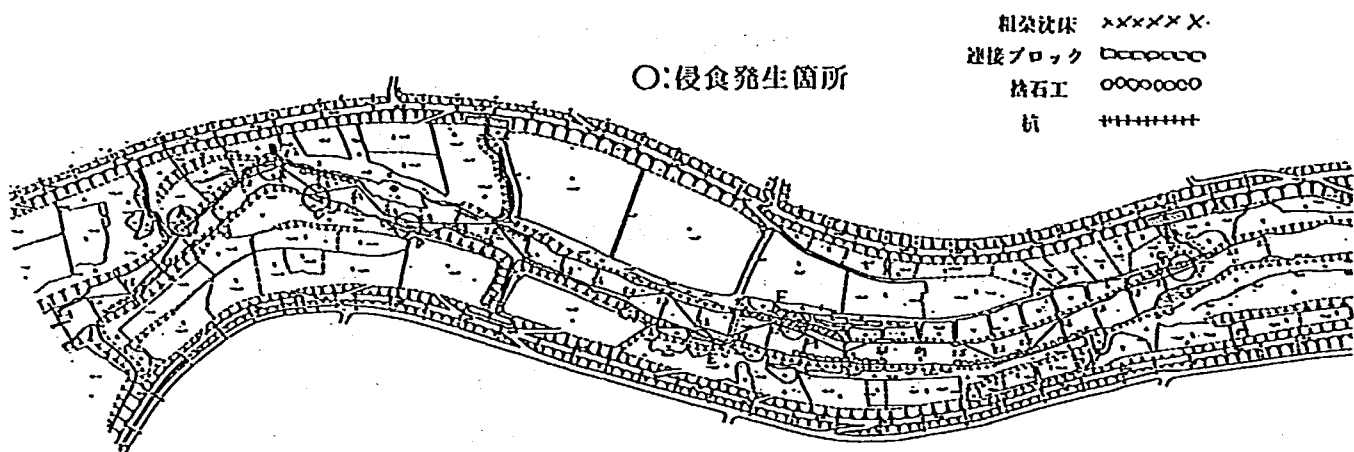


図-1 酒沼川河岸侵食発生箇所平面図

速を読取った結果を表-1に示す。表から表面 表-1 各河岸侵食発生箇所における流速および河岸土質

流速と発生箇所にはとくに明確な相関は見られない。低水路溝杯規模の洪水時に現地の侵食発生箇所で見況を観察した結果、侵食箇所ではボイルが発生しており流速は小さい。主流は河岸から離れており、流速が速いところで侵食が発生するのではないことがわかる。

侵食箇所	流速	河岸土質
A 28.42左	1.0m/s	未調査
B 28.36左	0.4m/s	粘土混じりシルト
C 28.34右	1.2m/s	シルト混じり砂
D 28.28右	0.9m/s	シルト混じり微細砂→中粗砂
E 28.12右	1.0m/s	未調査
F 28.06左	0.8m/s	中粗砂
G 27.86左	1.4m/s	シルト混じり細砂→砂礫層
な 27.96右	1.4m/s	シルト混じり細砂→砂礫層
し 28.24左	1.0m/s	シルト混じり微細砂→中粗砂

侵食発生箇所の河岸土質を調査し、比較を行うためボーリング調査を行った。その結果を表-1に示す。侵食発生箇所の土層構造にとくに共通性はみられない。

以上の結果から酒沼川の河岸侵食は流速、土質、最深線のうち最深線と最も相関が大きく最深線の位置を調べればほぼ発生箇所が推定できる。しかし、前述したように最深線が河岸に寄っているにもかかわらず侵食が発生していない箇所もある。この原因を調査するためこれらの箇所についても流速、土質を調査し、さらに河道内の現地調査を行った。流速、土質を調べた結果を表-1に示す。流速は侵食発生箇所とほぼ同じである。土質は侵食発生箇所と同様でとくに強いわけではない。現地調査の結果、河道内に図-2に示すような連接ブロック護岸、捨石、杭等の構造物がみられた。その分布状況を図-1に示す。図から河岸侵食は構造物がなく最深線が河岸に寄るところで発生している。したがって河岸侵食は最深線の位置と河川構造物の設置状況をからほぼ発生位置を予測することができる。

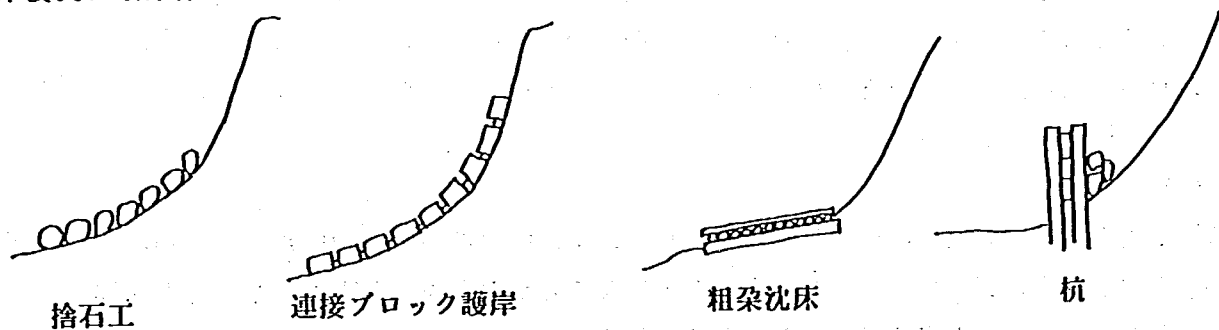


図-2 酒沼川で見られた河岸構造物

②酒沼川の河岸侵食面の状況には図-3に示すような2種類の形態が見られる。これらをそれぞれaク

イブ、bタイプとする。aタイプは崩落した土砂が流出してしまっており侵食面を見ることが出来る。一方bタイプは崩落した土砂が侵食面上にとどまっております、侵食面を見ることができず、河岸に段差を生じる特徴がある。各

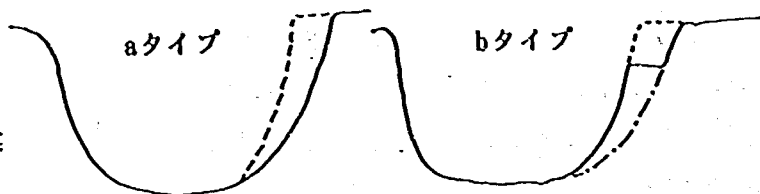


図-3 河岸侵食形態分類図

侵食発生箇所における侵食形態、

表-2 河岸侵食のタイプと植生、河岸土質

河岸植生および土質を調べた結果を表-2に示す。表より侵食形態を規定しているのは河岸植生である。とくにシノダケが生えているところはbタイプの侵食が発生しやすい。

侵食箇所	タイプ	植生	土質
A 28.42左	b	ヨシ	未調査
B 28.36左	a	低草	粘土混じりシルト
C 28.34右	a	ヨシ	シルト混じり砂
D 28.28右	a	ヨシ	シルト混じり微細砂→中粗砂
E 28.12右	b	シノダケ	未調査
F 28.06左	b	シノダケ	中粗砂
G 27.86左	b	シノダケ	シルト混じり細砂→砂礫層
G 27.84左	a	低草	未調査

③aタイプの侵食面の形状およびbタイプの侵食状況から河岸侵食は円弧すべりによって生じていると考えられた。そこで、侵食の機構が円弧すべりによるものか調べるためすべりの安定計算を行った。計算は次の手順で行った。定期横断測量成果から最も侵食が進んだ時期の横断比較図を抽出する。この比較図から侵食面に近い円弧すべり面を仮定する。このすべり面に対して、水位が低水路満杯から河岸法先まで急降下したという最も危険な条件で計算を行う。1例を図-4に示す。なお、土層構造はボーリング調査結果を参考にして決め、土質定数は、土質試験結果から求めた（砂質土は(CD)、粘性土は(UU)の三軸圧縮試験）。間隙水圧はすべり面から河岸斜面までの高さ分の水圧がかかると仮定した。計算結果を表-3に示す。表からほとんどの地点で安全率が1.3を越え安全といえる。ただし、土層がほとんど砂質であったC地点のみ安全率1.0を下回った。

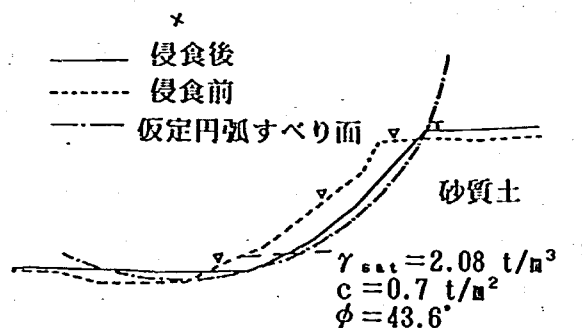


図-4 円弧すべり安定計算例

表-3 円弧すべり安定計算結果一覧表

侵食箇所	安全率
A 28.42左	8.9 (粘性土仮定)
B 28.36左	2.0 (砂質土仮定)
C 28.34右	0.7
D 28.28右	1.3
E 28.11右	0.5 (砂質土仮定)
F 28.06左	1.7 (粘性土仮定)
G 27.84左	1.8

※A、E地点の土質定数はボーリング調査を行っていないため他地点の調査結果より類推

この結果と構造物が法尻に設置されているところで侵食が起こらないことを考え合せると、河岸侵食の発生機構はつぎのように推定される。洪水時に河岸法尻が掃流力によって侵食されると河岸上部が切立つことにより不安定となる。この不安定が限界値に達すると幅△Bの河岸土砂が崩れる。崩れた河岸土砂が河道内の流れによって流出し再び河岸下部が削られ河岸上部が不安定となる。このようなサイクルを洪水中に繰り返して侵食が進行するものと考えられる(図-5)。

これは非粘着性の河岸材料をもちいた実験から藤田¹⁾が述べている河岸侵食機構に類似する。しかし、藤田は河岸侵食過程において河岸の土砂が崩壊するのは水位より上の部分であると述べているが酒沼川では河岸が水没する規模の洪水で侵食が進んでおりこの点が違っている。

シノグケ、ヨシ等がある河岸、または粘着性の大きい河岸は ΔB が大きく、崩れた土塊が流出しにくいため洪水後も土砂が流出せずbタイプの侵食となると考えられる。河岸植生が低草である、または河岸土質の粘着性が小さい河岸は ΔB が小さいが崩れた土塊が流出しやすいためaタイプの形態となると考えられる。

5. まとめ

今回の調査により以下の点が明らかとなった。

- ・酒沼川の河岸侵食は河床最深線が河岸に寄っておりかつ河岸法尻に構造物がない箇所が発生する。
- ・河岸侵食形態がaタイプ、bタイプの2種類見られる。
- ・河岸侵食形態を規定しているのは河岸植生である。
- ・河岸侵食機構は図-5に示す次のようなサイクルで進行すると推定される。法尻が削られる→河岸上部が崩壊する→崩壊した土砂が流出する→法尻が削られる→…
- ・河岸植生がシノグケ、ヨシとなっている河岸では崩壊土砂の単位が大きいため上記サイクルの「崩壊土砂が流出する」の段階でとまりbタイプの侵食形態となると考えられる。

今回は中間地河道の酒沼川の調査のみから検討を行っているため今後は河道特性の異なる河川（特にデルタ河川）の侵食事例についても調査する必要がある。今回は侵食量についての検討を行っていないため今後は侵食量の評価法についても検討を行う必要がある。今回は河岸侵食を河道内の局所的スケールから捉えた検討のみを行っている。今後はより大きなスケールからみた検討、例えば河岸侵食の進行に伴う河道の変化（対岸の堆積との関係、平面形の変化）を行う必要がある。

参考文献

- 1) 藤田裕一郎 直線流路の側岸侵食機構 京都大学防災研究所年報第22号B-2(昭54.4)pp537～552

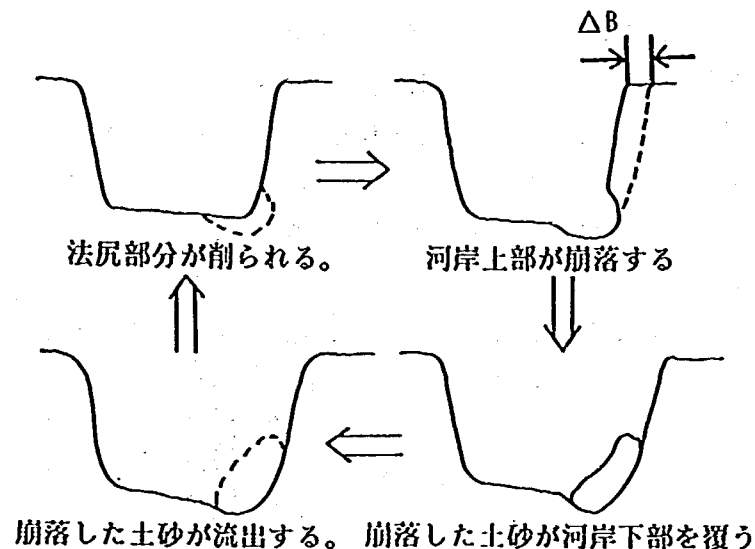


図-5 河岸侵食機構概念図

総合治水研究室 吉本俊裕
○笛田俊治

1. はじめに

わが国の主な生活基盤や経済活動は、河川の氾濫原において展開され、その傾向は現在もさらに強まり、氾濫被害のポテンシャルも増加の一途をたどっている。一方、治水事業は着実にその成果を治めつつあるが、限られた投資額の制約の中で急激な成果は望むべくもない。また、治水事業が一定の進捗状況になったとしても、その計画を上回る洪水が発生する可能性は依然として残されている。

このような状況および河川の特徴をふまえると、氾濫する可能性を考慮した河川計画あるいは水防・避難対策を検討しておくことが必要だと思われる。このための氾濫予測には様々な手法が用いられるが、その再現性、合理性によって近年特に注目され、活用されているのが氾濫シミュレーションである。しかしながら、これを行なうためには膨大な時間及び多大な労力が必要とされ、このことが氾濫解析をする上でのネックとなっている。

本研究では、氾濫シミュレーションを行なう上で必要なデータのなかで、作成に特に労力を必要とする流域の平均地盤高について、既存のデータベースである国土数値情報を用いて作成する際の適用性および問題点を明らかにすることを目的としている。

2. 研究方法

2. 1 データの作成手法による比較

データの作成手法によって、国土数値情報と従来の手法とを比較してまとめたものが表-1である。この表から予想されるように、従来の手法によるメッシュ平均地盤高の方が、国土数値情報によるものと比較して氾濫計算用データとしての精度が高いと考えられる。そこで、これ以降では、従来手法によるデータ及び計算結果を真値として比較検討を行なうことにする。

表-1 作成手法の比較

	国土数値情報	従来の手法
計測基図	1/25,000	1/10,000~
計測に用いる等高線間隔	10m	任意
単点標高による等高線補間	補間しない	可能
距離内挿による標高決定	水平距離1cm~	任意
交点が盛土の上にある場合	そのまま読む	近傍の点に移動
交点が水面にある場合	計測しない	"
読み取り間隔	約250m	任意

2. 2 標高データによる比較

南北方向、東西方向とも約4km、一辺250mのメッシュで $16 \times 16 = 256$ メッシュ（標高データ数 $= 17 \times 17 = 289$ ）の比較的複雑な地形の流域を対象として、従来手法で作成した標高データと国土数値情報の標高データの比較を行なった。このとき、従来手法については、実際に氾濫計算を行なうために必要な125mメッシュでのデータについても作成した。

2. 3 メッシュ平均地盤高データによる比較

実際の氾濫計算に必要なデータとして、125mメッシュ平均地盤高データを作成し、標高データの比較で明らかになったデータの誤差がどの程度影響を与えるかを検討した。

国土数値情報による 125mメッシュ平均地盤高は、内挿によって 125m間隔の標高データを作成して使用した。

2. 4 氾濫シミュレーションによる比較

125mメッシュの平均地盤高データを用い、開水路ポンドモデルによって氾濫シミュレーションを行ない、様々な観点からの比較を行なった。境界条件として、外水位及び破堤流入量を用いた。

2. 5 修正手法の検討

以上の検討結果から、以下のような2つの修正手法について検討した。

1) 従来手法によるデータによる河道沿いメッシュの置換。

特に誤差の影響が大きかった河道沿いデータについて、河道沿い1メッシュを従来手法によるデータと置き換えて氾濫シミュレーションを行なった。

2) 氾濫域の周辺部を修正する手法

氾濫域の地形勾配が急激に変化しているメッシュでは、10m単位の標高データによって誤差が発生している可能性が高いため、当該点の標高データをそのままメッシュ平均地盤高とする方法を検討した。

3. 研究結果

国土数値情報を用いて氾濫計算を行なう際の平均地盤高データを作成する手法およびその適合性について、従来手法と比較しながら検討してきた。この結果、以下のようなことがわかった。

3. 1 標高データによる比較結果

国土数値情報の標高データを作成する段階で、作成基図および読み取り基準について、従来手法で用いていたものよりも精度が低いものを用いており、また、氾濫計算に用いるための様々な工夫を行っていない一般的なデータとなっているため、氾濫計算に用いるためのデータとしての精度は低いと考えられる。図-1に 250mメッシュの標高データの比較結果を示す。

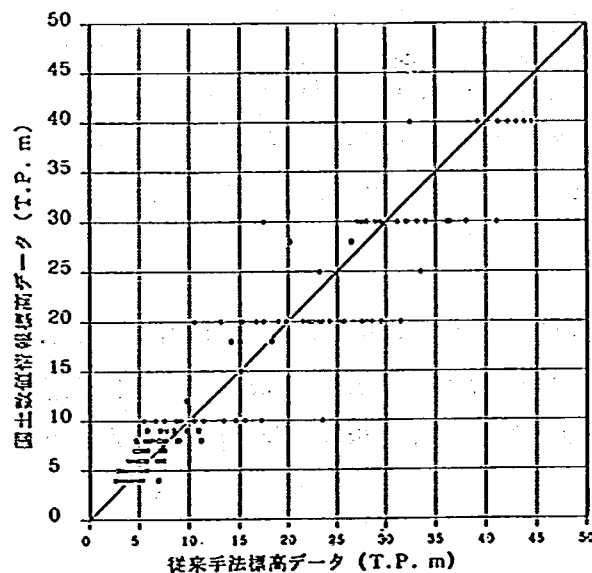


図-1 標高データの比較

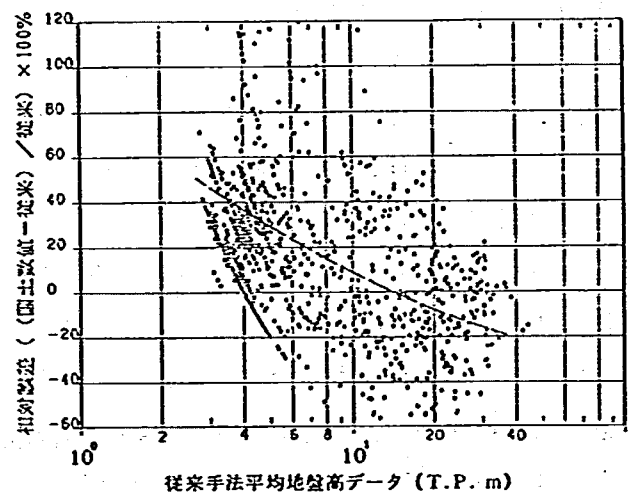


図-2 125mメッシュ平均地盤高の相対誤差

3. 2 平均地盤高データによる比較結果

実際に平均地盤高データを作成してみると、図-2のようになる。氾濫域以外のデータはやや低く（10～50%）、氾濫域のデータはやや高く（20%）計算されることがわかった。この傾向は、特に河道沿いで顕著である。これらは国土数値情報の読み取り基準および読み取り精度に由来する誤差と考えられる。

3. 3 氾濫計算による比較結果

外水位を境界条件とする氾濫計算を行なった結果を図-3および図-4に示す。河道沿いの平均地盤高に1.63mの誤差があるために、破堤流入量を計算するための重要な要素である破堤敷高に誤差が発生し、氾濫計算全体に大きな誤差が発生することがわかった。また、破堤点の誤差がない場合でも、河道沿いには盛土構造物や水面上にメッシュ交点が位置する可能性が高いので、誤差が発生する可能性が高いと予想される。

また、破堤流入量を境界条件として氾濫計算を行なった結果を図-5および図-6に示す。氾濫域の周辺部の誤差によって、最大氾濫域についての誤差が発生する。また、各地点の湛水深に注目した場合、平均地盤高のデータの誤差が直接結果の誤差につながるため、国土数値情報を用いた氾濫計算は適していないといえる。

3. 4 修正手法の検討結果

河道沿いのメッシュの平均地盤高を従来手法で置き換える方法でデータを修正し、氾濫計算を行なった結果を図-7および図-8に示す。河道沿いのメッシュについては、外水位を境界条件とした氾濫計算全体の精度に影響を及ぼす重要な箇所として、また、データ収集も比較的簡単であることから、従来手法あるいはその他の方法で、別途精度の高いデータを用いることが有効であるといえる。

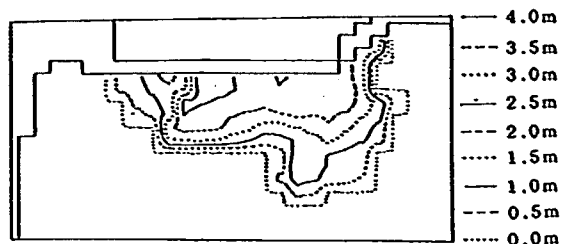
一方、氾濫域の周辺部のメッシュを修正したデータで氾濫計算を行なった結果は、図-9および図-10に示す。この方法は、それほど効果がなく、むしろ悪化させる部分もあることがわかった。地形が複雑で、メッシュの大きさを250 mよりも小さいものにする必要がある流域では、国土数値情報のデータを用いる時には慎重にすべきである。特に、今回対象とした貯留型の流域のように、最大氾濫域の精度が平均地盤高の精度に直接依存する場合には、ある程度の誤差を許容する必要がある。

4. まとめ

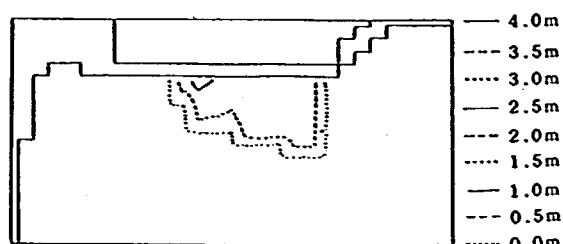
国土数値情報を用いてデータを作成することは、氾濫水の動向を全体的な傾向としてとらえるという目的に対しては、作業の軽減につながり、シミュレーションの活用に寄与すると考えられる。その場合、精度が特に要求される箇所については別途データを与えることが必要である。

また、細部にわたる検討を必要とするようなシミュレーションの場合には、必要とされる精度に応じて、従来の手法によってデータを作成する必要があるといえる。

今後の課題としては、氾濫計算以外についても、治水計画や水防災対策の解析に必要なデータについて、既存のデータベースによって作成する手法を検討する必要がある。また、氾濫計算データを含めた治水計画、水防災に関するデータ全般についてのデータベース化に関する検討を行なう必要がある。

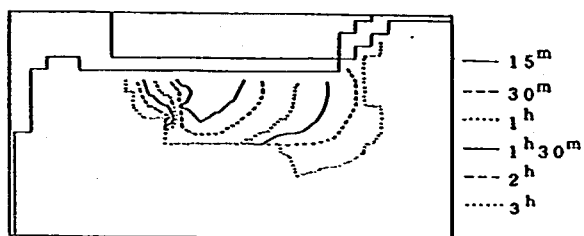


従来手法

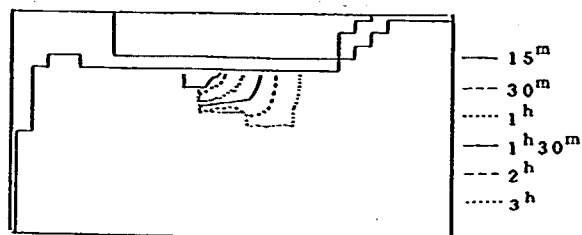


国土数値情報

図-3 最大湛水深 (境界条件=外水位)

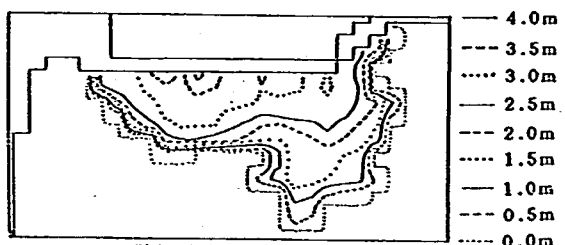


従来手法

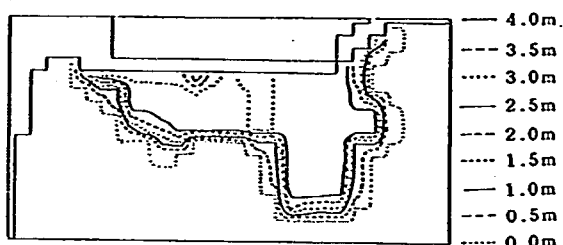


国土数値情報

図-4 氾濫水到達時間 (境界条件=外水位)

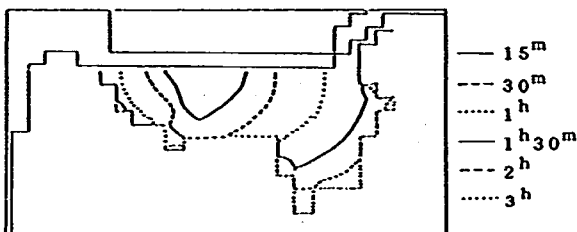


従来手法

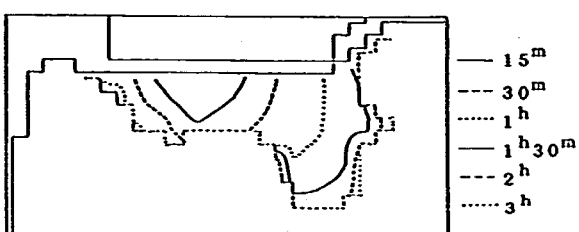


国土数値情報

図-5 最大湛水深 (境界条件=破堤流入量)



従来手法



国土数値情報

図-6 氾濫水到達時間 (境界条件=破堤流入量)

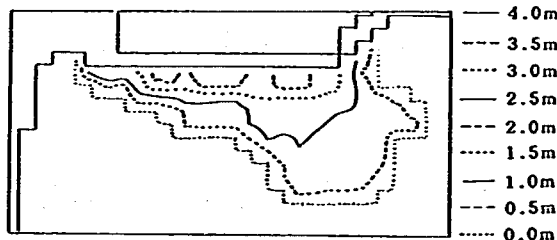


図-7 最大湛水深 (河道沿い1メッシュを修正)

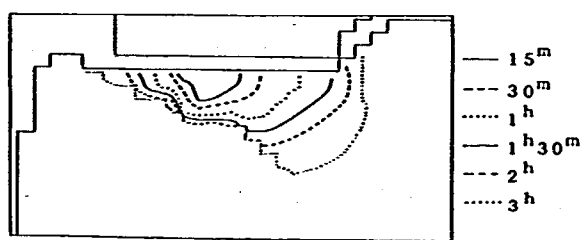


図-8 氾濫水到達時間 (河道沿い1メッシュを修正)

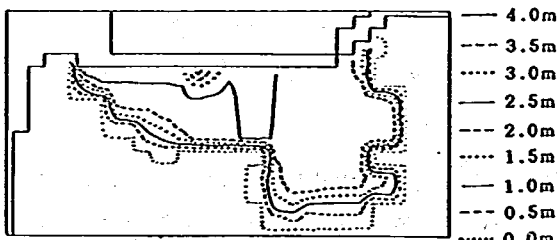


図-9 最大湛水深 (氾濫域の周辺部を修正)

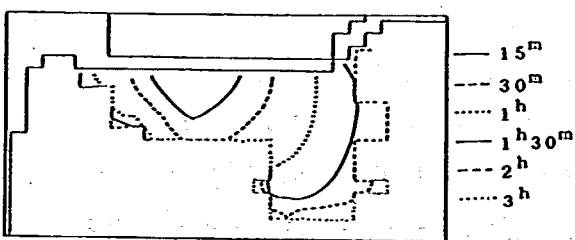


図-10 氾濫水到達時間 (氾濫域の周辺部を修正)

マンホールの損失水頭に関する検討

下水道研究室 ○櫻井 真一

笹部 薫

1. はじめに

下水道の目的は、浸水の防除(雨水排除)、生活環境の改善(汚水排除)及び公共用水域の水質保全(下水処理)に大別され、このうち雨水排除は、浸水による被害を回避するという重要な役割を担っている。このためには、できるだけ効率的に雨水を収集・排除できる管路ネットワークを構築する必要がある。下水管路には雨水マス、汚水マス、取り付け管、マンホール等の付帯設備が数多く存在しており、下水道枝線部や末端部において生じる浸水や溢水には、このような付帯設備の排除・流下能力も関係するところが大いと考えられるが⁽¹⁾、このような付帯設備についての水理学的検討はあまりなされていない。特にマンホールについては、その損失水頭がかなり大きいことが知られているものの、水理学的見地からのマンホール構造の検討は、ほとんど行なわれていない状況である。

本研究ではサーチャージ流(満管流)状態でのマンホールによる損失水頭を調査し、また、その損失水頭低減方法について検討した。

2. マンホールによる損失水頭に関する実験

(1)実験装置

図-1に、実験装置の概略を示す。実験装置は透明アクリル製で、流入水槽、管、マンホール及び流出水槽からなっている。管の内径は800mmの管きよの1/16の模型を想定して50mmとした。管の長さは1mとし、マンホール上流部に3本、下流部に1本を取り付けた。

マンホール模型は、図-2に示すような構造とした。マンホール内部にはインバート(図-2 斜線部)を設置し、その深さは管内径の半分(25mm)とした。マンホール径(a)は、6cm、7.5cm、9cm、10cm、12cmの5種類とした。マンホール上部シャフトの構造は、シャフト径(b)が5cmのもの(Aタイプ)とマンホール径とシャフト径が等しいもの(Bタイプ)との2通りとした。これらは、管頂より30mmの所で取り替えられる構造となっている。ただし、マンホール径6cmのものについては、両タイプのシャフト径の差が小さいため、Bタイプのみとしている。また、各マンホールにはインバート部の上にガイドカバーを取り付けられる構造とした。これらのカバーは図-3に示すようにI型とII型の2種類がある。I型は半径2.5cmの半円筒形であり、II型は半円錐形である。I型の長さ(c)は2cm、3.5cm、5cm、6cm、

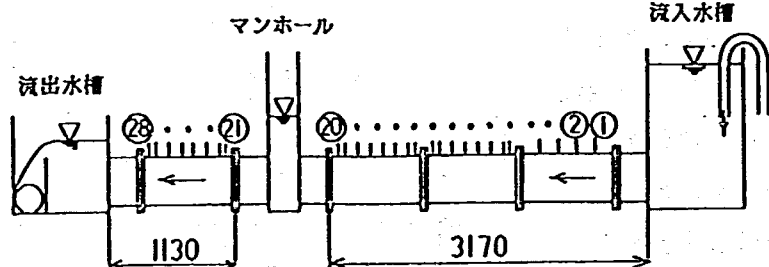


図-1 実験装置概要図

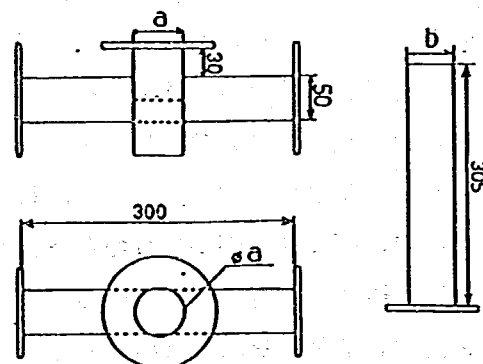


図-2 マンホール部詳細
(斜線部:インバート部)

8 cmの5種類あり、Ⅱ型の長さ(d)は5 cm、6 cm、8 cmの3種類ある。これらのガイドカバーは、マンホールに流入する水流をできるだけ速やかに流出口に導くことにより損失水頭を低減することを意図したものである。

流入水槽は容量25ℓであり、高さを違えて15個の孔が開けてあり、これらの孔から越流を行なわせることにより、流入槽水深を調節することができる。流出水槽は、管頂より5 mm高い越流堰を設けてサーチャージ流を保証した。

実験装置は鋼製架台の上に水平に設置し、管内圧の測定は管に一定間隔で取り付け付けたピエゾメータにより行なった。

(2)実験条件

損失水頭測定実験は、各マンホールサイズについて、A・B両タイプとガイドカバーの有無の条件について行なった。マンホールサイズとガイドカバーサイズの組合せは表-1の通りである。各条件については、水量を3段階に変えて各々の損失水頭を測定した。

マンホール前後のピエゾメータによる管内圧は直線的な減少を示した。図-1に見られるように、マンホール直近のピエゾメータの位置はマンホール直前・直後ではないため、マンホール入口と出口の管内圧は、マンホール前後の管部の動水勾配をマンホール入口及び出口まで外挿して求めた。マンホール部の損失水頭は、このようにして求めたマンホール入口及び出口の管内圧の差である。

ここで、マンホールの損失水頭は、(1)式のように表現される。

$$\Delta H = k \cdot (v^2 / 2g) \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ΔH : マンホールによる損失水頭(cm)

k : マンホールの損失係数(-)

v : 管内の平均流速(cm/s)

各流量について測定した ΔH と $(v^2 / 2g)$ をプロットし、これらの3点について原点を通る直線で回帰した勾配が k に相当する。この例を図-4に示した。Lindvallは、 k はマンホール内水位(Y)と管径(D)の比の関数であり、 Y/D が1.5程度で k が極大値を取り、2.3程度以上では一定値となるとしている⁽²⁾。本実験で用いた3段階の流量については、最小流量以外の条件では $Y/D > 2.3$ であるが、最小流量では $Y/D \approx 2$ 前後となる。従って、最小流量のデータについては、大きめの ΔH を与えている可能性があるが、図-4の例からもわかるように最小流量のデータは、直線回帰を行なう場合その重みが小さく、このデータを排除して k 値を求めた場合でもその値は最小流量データを含んだ場合と1%前後の差しかみられないため、最小

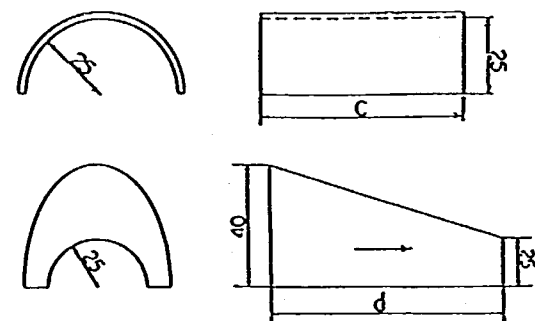


図-3 ガイドカバー、Ⅰ型(上)とⅡ型(下)

表-1 ガイドカバーサイズの設定

マンホール径(cm)	ガイドカバー径(cm)
6.0	2.0
7.5	3.5
9.0	5.0
10.0	6.0
12.0	8.0

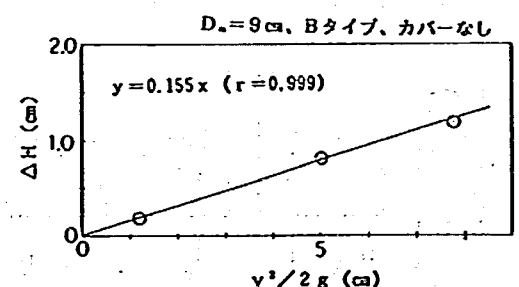


図-4 (1)式によるプロット例

流量のデータも含めて解析を行なった。直線回帰の結果は、ほとんどの条件で相関係数0.99以上を示した。相関係数が低いものについては、再測定を行なった。

3. 実験結果及び考察

図-5にAタイプについて、マンホール径(D_m)と管径(D)の比(D_m/D)と k の関係を整理した。ただし、この図においてマンホール径6cmのものはBタイプのみであるため、図中のデータはマンホール径=シャフト径のものである。図-6には、Bタイプについて同様なデータを示した。また、図-7は $D_m=12$ cm、Bタイプのマンホールについてガイドカバーの長さを変えて、図-8は $D_m=12$ cm、Bタイプのマンホールについてガイドカバー(長さ:5.0cm)の設置位置を変えて、その k に及ぼす影響を示したものである。

マンホール径が k に与える影響に関しては、多くの実験者によって指摘されているように、本実験でもマンホール径が大きくなるほど k も大きい傾向が見られた。これは、AタイプもBタイプも同様な傾向であった。特に $D_m/D=2.4$ になると k は急激に増大する。ただし、Bタイプでは $D_m/D=2$ の条件において k が急に低下しているが、この理由は不明である。

AタイプとBタイプを比較してみると、全体的にBタイプの方がAタイプよりも k 値は若干高い傾向が見られるものの、その差はあまり大きくはなく、マンホール上部シャフトの構造は損失水頭にはあまり影響しないと思われる。ここで、マンホール内にガイドカバーを設置した場合はA・B両タイプともに $D_m/D \geq 1.5$ ではガイドカバーを設置した場合の損失係数はガイドカバー無しの場合よりも小

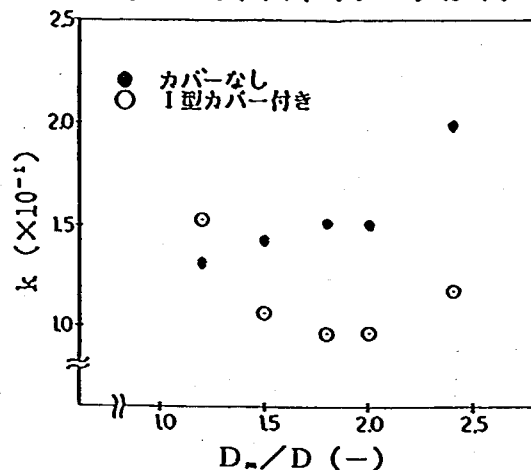


図-5 Aタイプマンホールの k 値

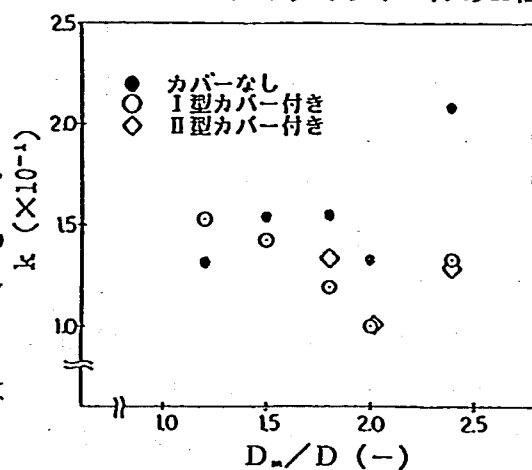


図-6 Bタイプマンホールの k 値

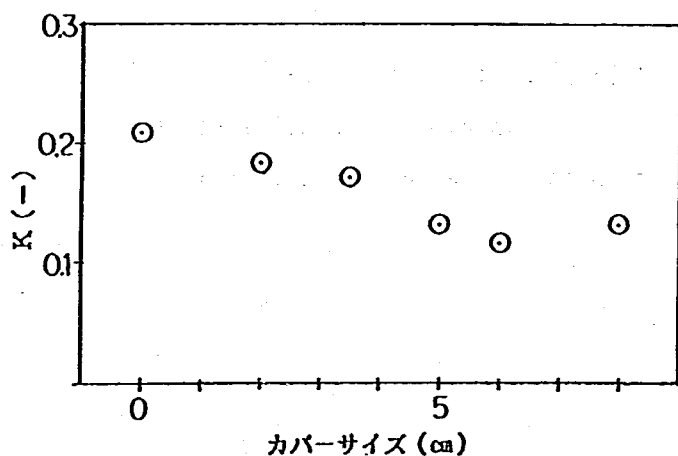


図-7 ガイドカバーサイズの影響

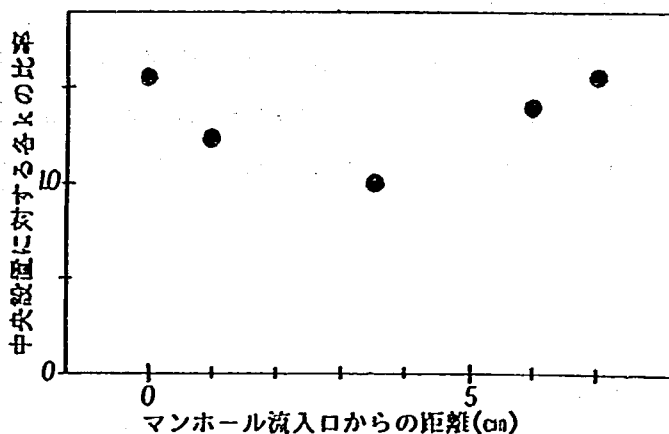


図-8 ガイドカバー設置位置の影響

さく、特に $D_m/D=2.4$ ではカバーなし場合の60%程度に低下している。 $D_m/D=2.4$ のマンホールについて、トレーサを用いた流況観察を行ったが、ガイドカバーのないものでは、マンホールに流入した水流の一部が下流側マンホール壁に衝突し複雑な渦流が生じているのが観察された。

これに対して、ガイドカバー設置時には水流の大部分がカバー内を流下し、下流側マンホール壁に衝突する水流が大きく減少しており、ガイドカバーによる整流効果により損失水頭が減少することが確認できた。

しかしながら、 $D_m/D=1.2$ の場合には、Aタイプ、Bタイプ共に逆に k は増大しており、ガイドカバーをつけることにより、反って流下を阻害する結果となったと推定される。このように、ガイドカバーの設置によりマンホール径の大きいもの、つまり k が大きいものについては損失水頭低減効果が見られるが、マンホール径が小さく、もともと損失が小さい場合にはガイドカバーの設置は反ってマンホール内部での流れ抵抗となることを示唆している。

また、I型とII型のガイドカバー形状による効果の相違については、両者で大差がない。

ガイドカバーサイズの影響については、カバーサイズが大きくなるほど損失係数は低下してゆく傾向が見られた。カバーサイズ5cm以上では $k=0.13$ 前後の値をとっており、これはガイドカバー無しの場合の約60%である。以上のことから、本実験の結果ではガイドカバー長はマンホール径の半分程度あればかなりの損失水頭低減効果が生じることが明らかになった。

また、ガイドカバー位置を変えて調べた結果では、インバートの中央部に設置したときの損失係数が最も小さくなった。

4. まとめ及び今後の課題

マンホール内に設置したガイドカバーにより、サーチャージ流状態におけるマンホールによる損失水頭を低減できる可能性が示された。この場合、ガイドカバーの形状は半円筒型とし、長さはマンホール径の半分程度で良く、また設置位置としては中央が最も効果が大きいと考えられる。

今後の課題としては、諸条件でのマンホール損失水頭の検討を継続するとともに、ガイドカバーに関しては合流のある箇所での適用をどうするかといった点についての検討が実用化の上で必要であろう。

〈参考文献〉

- (1) 松本 「マンホールの損失水頭を考慮した下水道管渠の設計について」 (財)建設技術研究所報 1984
- (2) Lindvall, "Head losses at surcharged manholes with a main pipe and a 90° lateral"
Proc. of the 3th international conference on urban storm drainage, vol. I, 1987

1. まえがき

平成2年7月2日、熊本県一の宮町では土石流とともに発生した流木が泥流とともに下流の一の宮町市街地を襲い死者7名、全半壊家屋百数十戸に登る大きな被害が発生した。このような、土砂とともに流下する流木の流下堆積機構については未だ不明な点が多い。

2. 研究目的

ここでは、水理模型実験及び流木堆積実態調査により、土石流とともに流下する流木が土砂の堆積分布に与える影響について基礎的な事項を把握することを目的とする。

3. 扇状地模型実験

3.1 実験概要

扇状地模型を製作して水理模型実験を行い、扇状地における流木の運動と堆積特性について検討を行った。扇状地の模型は、全国における約200箇所の既往の土石流氾濫、堆積調査結果をもとに、分散角、扇状地の勾配及び扇状地より上流の水路勾配を決定した。縮尺は垂直方向、水平方向共に1/50とした。また横断形状は水平とし

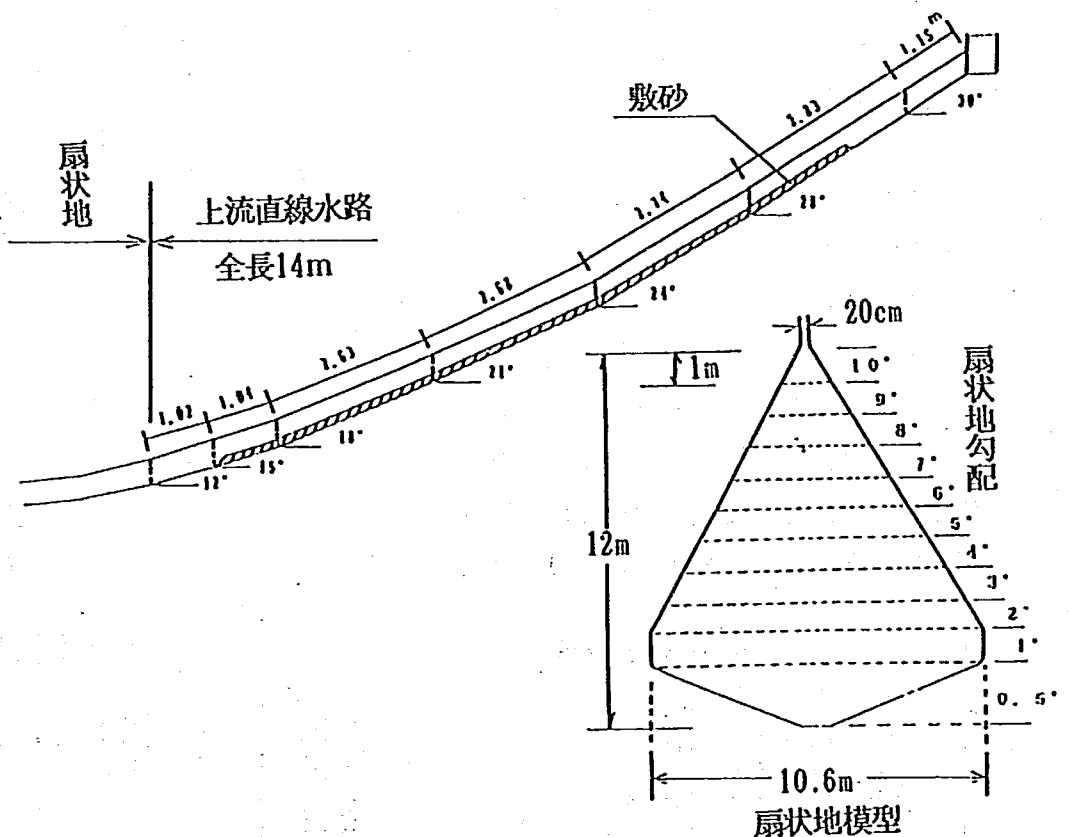


図-1 扇状地模型及び扇状地上流水路

た(図-1)。流域面積 1.0km^2 程度の溪流を想定し、計画洪水量を $25\text{m}^3/\text{sec}$ 、計画流出土砂量を30,000 m^3 として、実験では流量が $1.5\text{Q}/\text{sec}$ 、土砂量は240 Q とした。給水時間は実際の時間の約30分に当たる4分としたが、このうち1分30秒を土石流本体、続く2分30秒を後続流とみなして、1分30秒後に一旦給水を停止して堆積形状を測定し、その後、2分30秒給水を行い後続流による堆積・侵食状況を検討した。

3.2 扇状地における流木及び土石流の運動と堆積

扇状地上流水路内の敷砂上に等間隔でたてられた流木は給水による敷砂の土石流化にともない倒れて土石流とともに流下する。土石流中に取り込まれた流木は土石流表面を浮くような状態で流下していくが、大半の流木は土石流の先頭部に集中して流下を続け、扇頂部にはほとんど堆積しない。扇頂部から扇状地部へ流出する際には土石流の流動幅が増大するとともに河床勾配も緩くなるため流速が減少する。このため、土石流の先頭部は勾配7～8度の地点で停止するが流木は土石流先頭部から流れ出た泥水とともに更に1m程度下流へ流下する。後続の土石流及び流木は堆積遡上現象により土石流先頭部の停止位置より上流に向かって堆積を続ける。

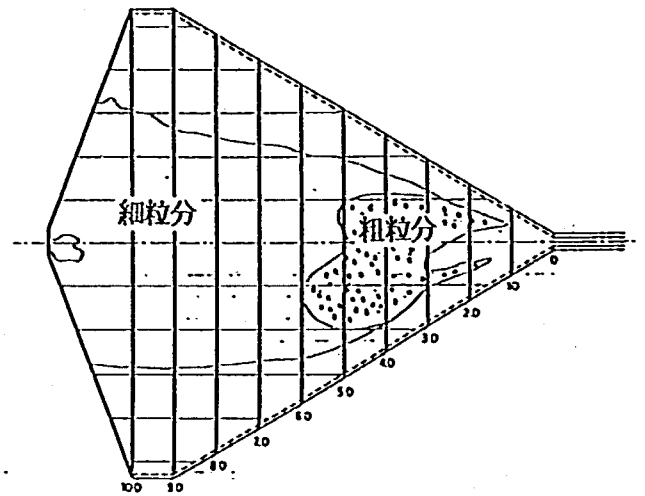


図-2 流木の混入していない場合の土砂堆積範囲

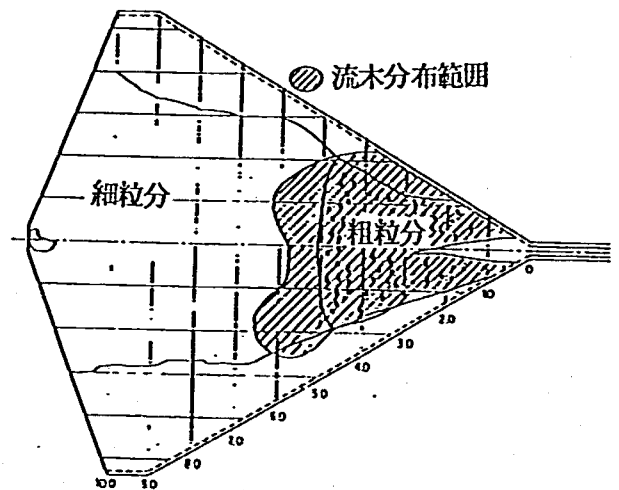


図-3 流木の混入している場合の流木及び土砂堆積範囲

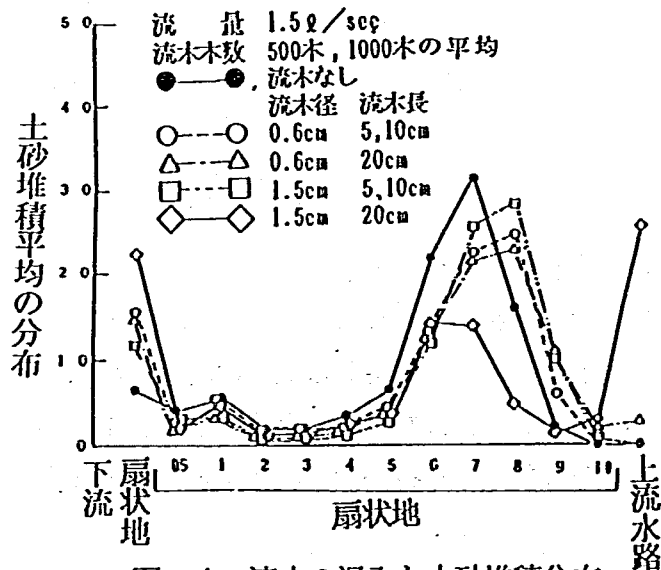


図-4 流木の混入と土砂堆積分布

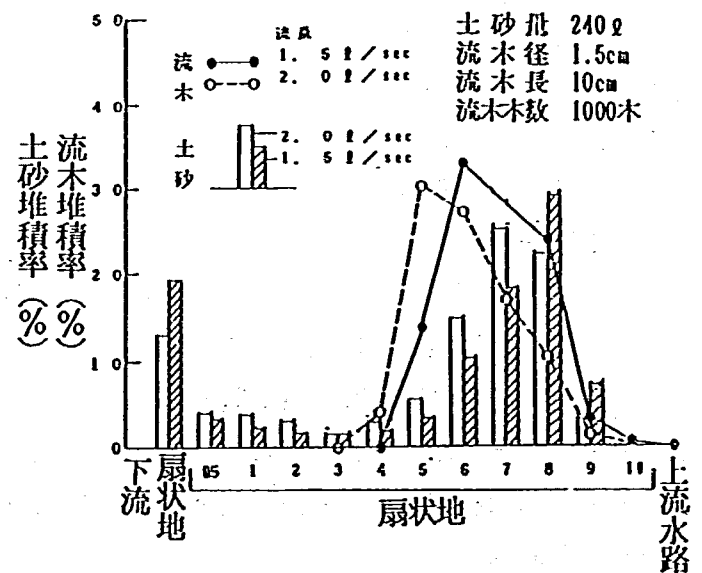


図-5 流木の混入による流木と土砂の堆積分布

堆積する傾向がみられる（図-3、5）。

4. 土石流による流木の堆積実態

昭和63年7月の広島災害で発生した土石流のうち、比較的明瞭な扇状地を有しかつ多量の土砂及び流木が流出した中西平谷川について空中写真判読により土砂及び流木の堆積分布を調査した（図-6）。

中西平谷川の土石流及び流木氾濫域はほぼ完全に扇状地内に収まっている。また、扇状地内には盛り土等の大きな障害物は存在しない。地盤勾配は扇状地中央より上流側で約8.9度、下流側で約2.3度である。中西平谷川の流木及び土砂の縦断方向の堆積分布（図-7）は扇状地での水理模型実験結果（図-5）と良く一致している。また流木及び土砂の平面的堆積分布も似ている。

このことより、扇状地における水理模型実験は、流木の堆積を良く再現していると考えられる。

5. 現地形扇状地模型による流木の堆積

A川の扇状地の縮尺1/50の模型を作成し土石流とともに流木を流下させる実験を行った（図-8、図-9）。

流木が混入している場合と混入していない場合の土砂の堆積分布

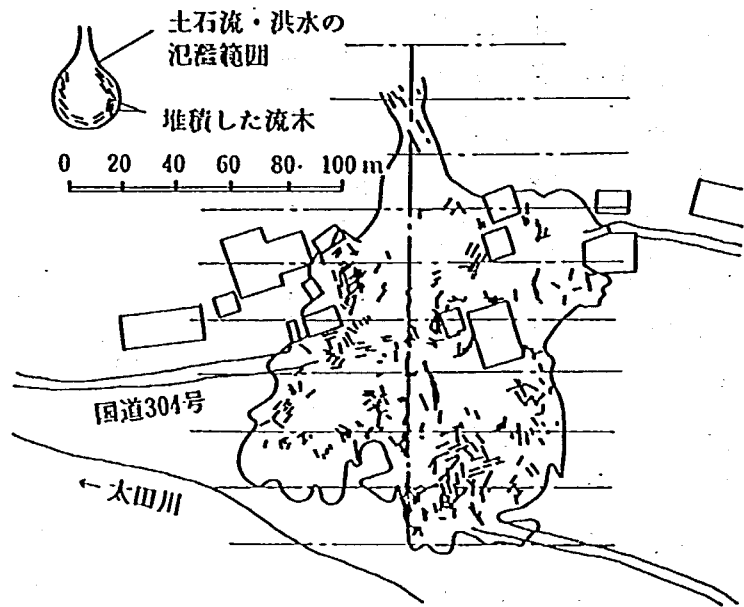


図-6 中西平谷川における流木の堆積分布

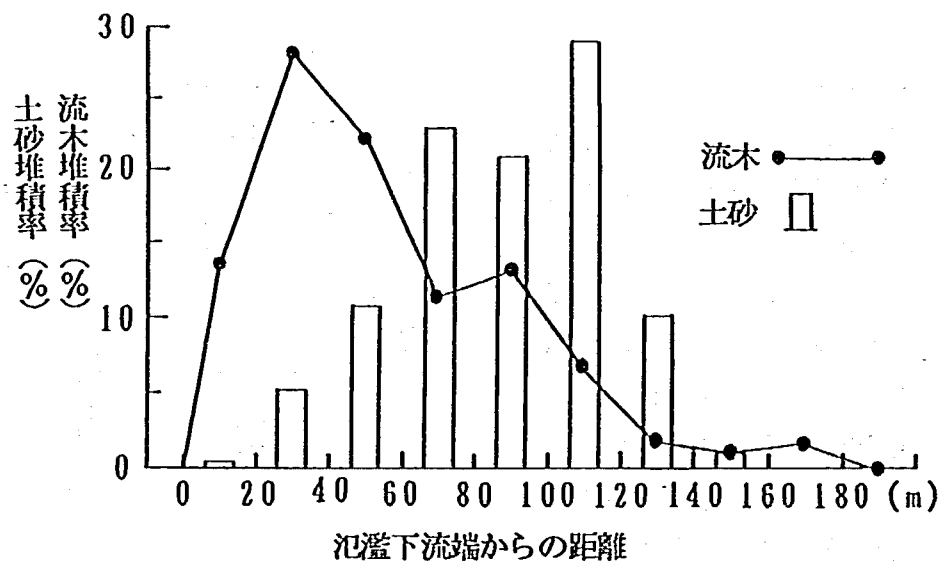


図-7 中西平谷川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

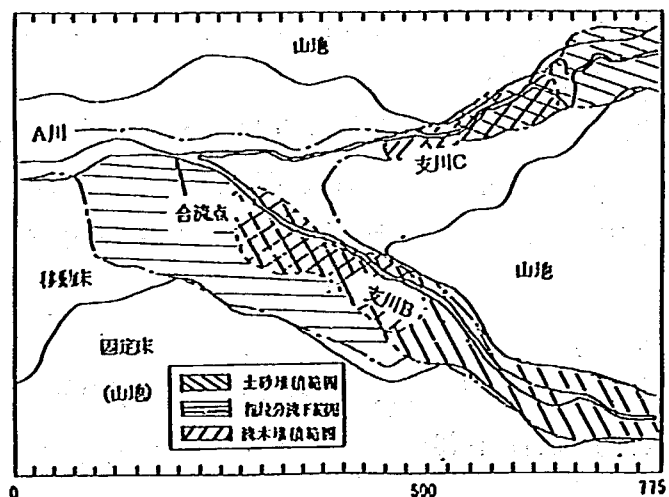


図-8 現地形扇状地模型の流木及び土砂堆積範囲

を比較すると、流木が混入していない場合には土砂の堆積のピークは流木が混入している場合よりも下流で生ずる（図-10）。

現地地形扇状地模型の扇状地内に、2480 gの土砂を流入させると、流木が混入していない場合には、448 gの土砂が下流へ流出し、流木が混入している場合には、376 gの土砂が下流へ流出した。このことより流木が混入していると下流へ流出する土砂量は減少すると考えられる。

6. まとめ

実験及び実態調査によりえられた知見をまとめると次のようになる。

①土石流に流木が混入している場合は、混入していない場合に比べて、扇状地上流で土石流が停止、堆積する。一方、下流へ流下する土砂量は減少する。また、粒径の大きな土砂の氾濫範囲が減少する。

②水理模型実験による扇状地上での土砂と流木の堆積分布は実際の扇状地での土砂と流木の堆積分布を良く再現している。

以上により、土石流中の流木の存在は土砂の扇状地上での堆積分布及び下流への土砂流出量に大きな影響を与えると見える。今後は、流木が土砂堆積に与える影響を定量的に評価する手法を開発して土石流対策施設の計画・設計や土石流による災害危険区域の設定に反映していく必要がある。

参考文献

- 1)建設省河川局砂防部砂防課、土木研究所：流域の危険度判定に関する研究、第32回建設省技術研究会、pp525～547、1979

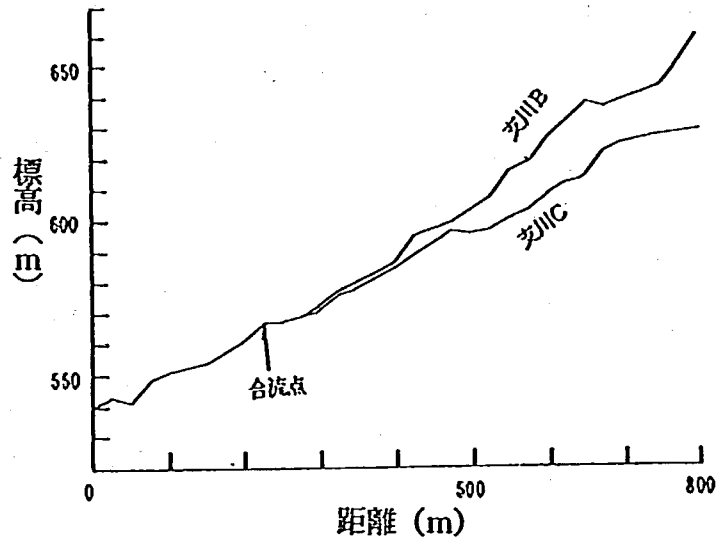


図-9 A川の縦断面図

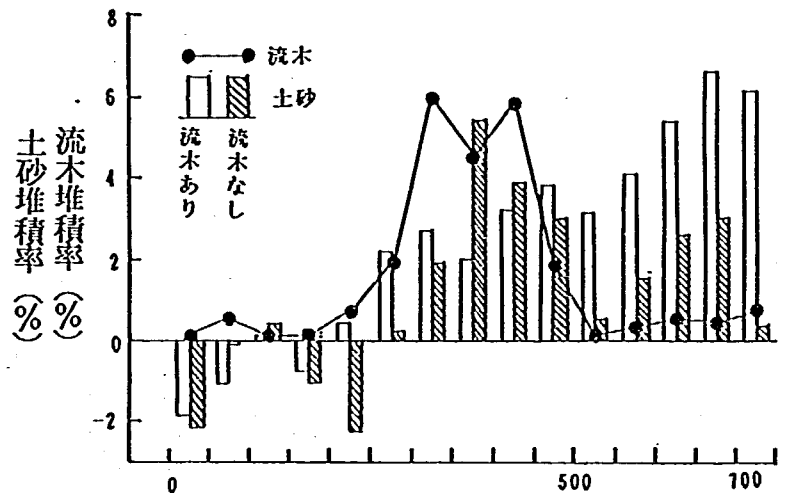


図-10 A川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

破碎帯地すべり地帯における間隙水圧変動

地すべり研究室 檜垣 大助

1, まえがき

地下水の作用は地すべり発生の重要な誘因の1つである。すなわち、地下水供給によるすべり面付近の間隙水圧上昇の結果、すべり面でのせん断抵抗力が減少して地すべりが発生すると考えられている。したがって、地すべり地での間隙水圧の把握は、地すべり発生機構の解明、地すべり斜面の安全率や対策工効果の評価に重要である。しかし、間隙水圧計の設置が容易でないため、一般には間隙水圧にボーリング孔の地下水位観測値から静水圧換算したものをを用いている。ただ、この方法では水みちがあったり自由地下水と被圧水が同時に存在する場合などでは、間隙水圧が正しく測定されているとは言い難い。ここでは、地すべり地における地下水挙動把握、対策工計画やその効果評価により適切な地下水調査法を見出すことを目的として、降雨と地すべり発生の関係が良いとされる破碎帯地すべり地を対象として、地すべり土塊中の間隙水圧を計測し、それと地下水位変動、地すべり移動や土塊構造との関係を検討した。

2, 対象地すべり地及び間隙水圧計設置の概要

対象地すべり地は高知県谷の内、静岡県口坂本である。谷の内地すべり地(図-1)では、地質が秩父帯古生層の粘板岩、チャート、輝緑凝灰岩等からなり、すべり面は輝緑凝灰岩中に形成されている。ここでは規模1Km²に及ぶ地すべりのうち、現在移動が顕在化している斜面下部に間隙水圧計を設置した(N0,1は推定すべり面付近:GL-63.5m、地すべり土塊中にN0,2:GL-52.5m、N0,3:48.0m、N0,4:46.1m、N0,5:43.0m)。

口坂本地すべり地(図-5)は、面積2Km²を越える大規模なもので、現在も年間1mに及ぶ移動量

を示す活発な地すべりであり、地質は構造線の影響で破碎の進んだ中生代~古第三紀の砂岩、頁岩からなる。間隙水圧計は、設置途中にすべり面付近で孔壁崩落を生じたため、不動岩盤中のN0,1(GL-65m)、移動土塊中のN0,2(43m)、N0,3(36m)、N0,4(27m)の4ヶ所に設置された。

間隙水圧計は調査ボーリング孔中に多段に設置し、各深度の間隙水圧を測るため、水圧計設置部分には透水材として砂をそれ以外の部分にはしゃ水材としてベントナイト、セメントミルクを充填した。

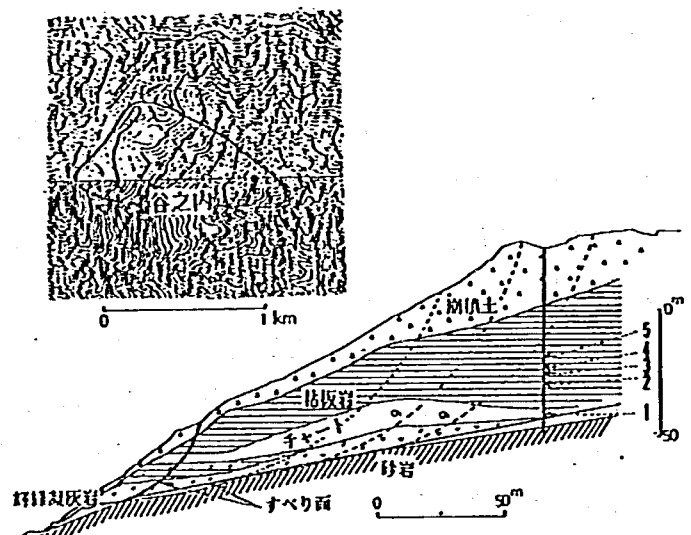


図-1 谷の内地すべりの地形(上)及び地質断面図(←は同水圧計設置位置)(下)

3, 調査結果

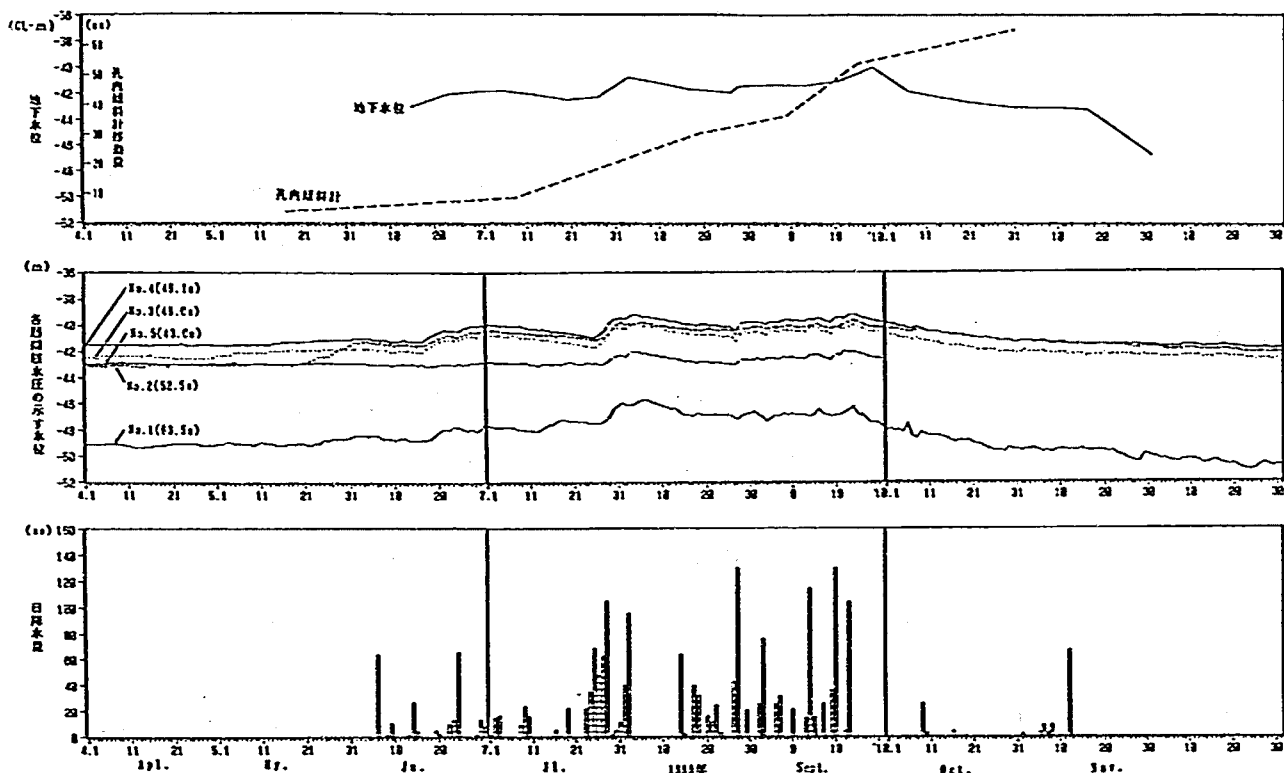


図-2 谷の内における間水圧、地下水位、間隙水圧変動及びすべり面移動量

図-2に谷の内における 1989年4～12月の日降水量、間隙水圧変動、間隙水圧観測孔に隣接した孔における地下水位変動及び同孔に設置した孔内傾斜計によるすべり面での移動量を示す。なお、間隙水圧については、水圧値の示す水頭の換算水位（単位m）で示す。間隙水圧の観測は24時間毎、地下水位は約1週間～10日毎、すべり面移動量は月1～2回程度である。

各深度とも雨季に間隙水圧が上昇する季節的変動、豪雨時に速やかに反応する急激な水圧上昇とその後の緩やかな低下という全体として共通した変動パターンが認められる。各深度の中でもすべり面付近に設置されたN0,1では期間中の水圧変動幅が 0.52kgf/cm^2 （水位変動5.2m）と最も大きく、浅くなるにしたがい変動幅は小さくなる。各深度の水圧変動の相関性をみると、輝緑凝灰岩中にあるN0,1だけ他と少し異なり小刻みな変動がみられ、他は雨季以外は変動の小さいほぼ同じ形を示している。このことは図-3、4に示すように、各日ごとのN0,2と1及びN0,3の間隙水圧値の相関性を見ると明瞭である。また、地下水位は間隙水圧に似た変動パターンを示すが、変動幅は GL-40.5～47mとN0,2～5の水圧の示す水位に近く、すべり面付近にあるN0,1のそれとは一致しない。

孔内傾斜計の観測間隔が粗いため細かな傾向は読み取れないが、地すべりは間隙水圧の季節的上昇

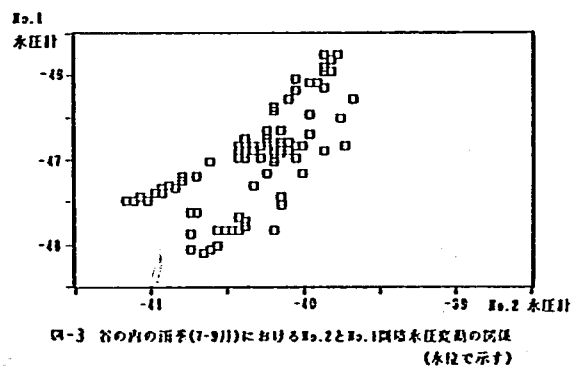


図-3 谷の内の雨季(7-9月)におけるNo.2とNo.1間隙水圧変動の相関(水位で示す)

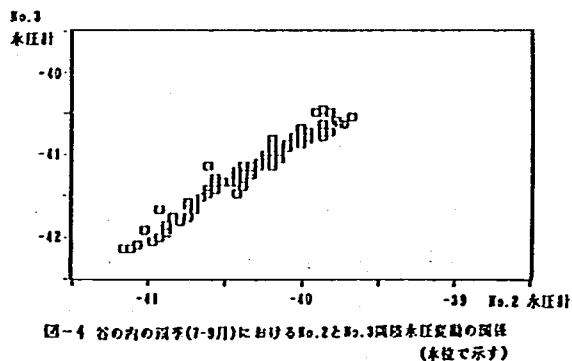


図-4 谷の内の雨季(7-9月)におけるNo.2とNo.3間隙水圧変動の相関(水位で示す)

に良く対応して移動が活発化している。

口坂本では、地すべりブロック上部の伸縮計による地表移動量連続記録から日々の地表移動速さを求め、それと間隙水圧変動（6時間毎）及び隣接孔で測っている地下水位変動（約1週間毎）との関係を見た（図-7）。

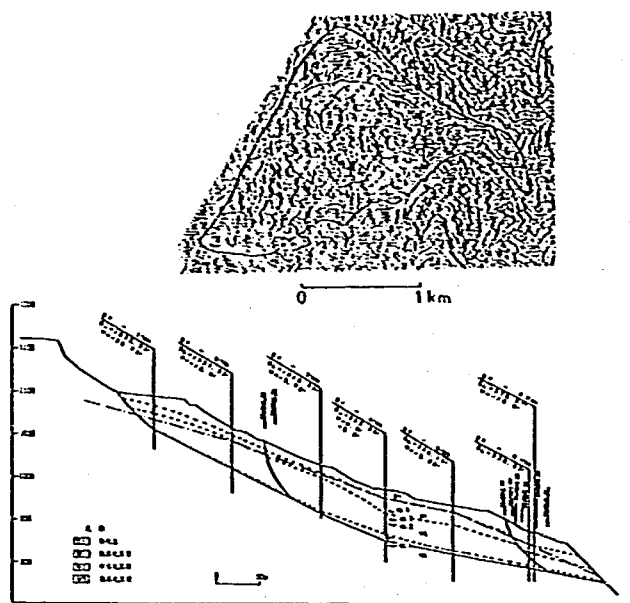


図-5 谷の内地すべりの地形（上）及び地質断面図（～は間隙水圧計設置位置）（下）

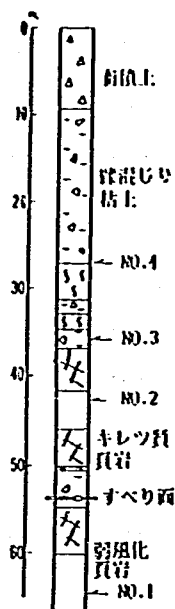


図-6 間隙水圧計設置位置

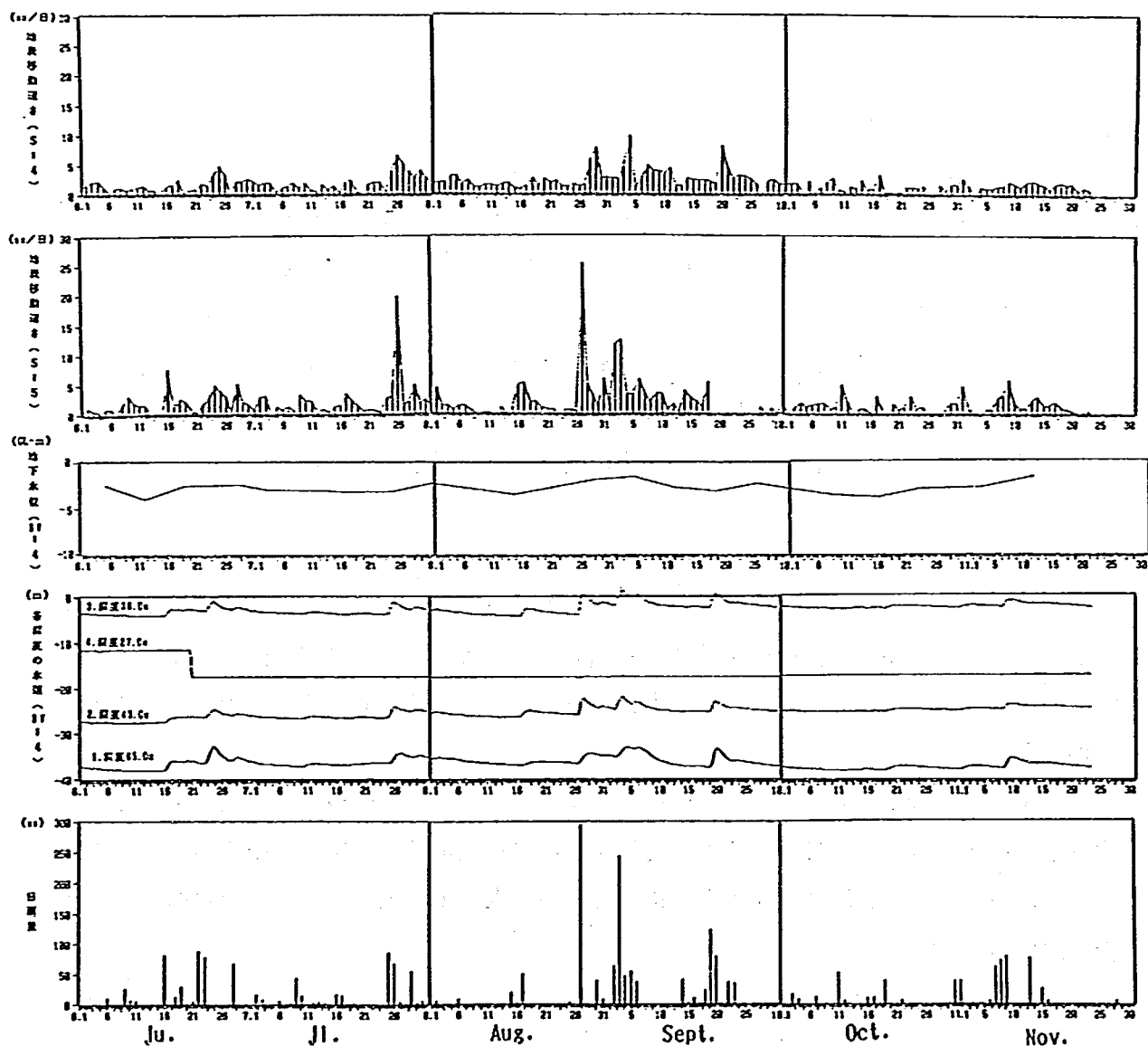


図-7 口坂本における地表移動速さ、地下水位、間隙水圧、降雨量の変動(1987年)

口坂本でも降雨に1～3日以内に対応して、間隙水圧が上昇し、各深度とも同様の変動パターンを示す。ただ、各深度の変動相関性(図-8、9)では、N0,1と2にらせん状の変動関係がみられ不動岩盤中のN0,1がそれ以外に較べやや遅れてピークに達する場合のあることがわかる。各深度の水圧が示す水位はすべて異なっており、移動土塊下部のN0,2では地下水位に較べ20m余りも低い。

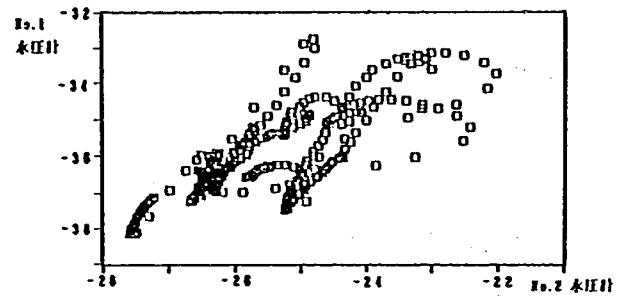


図-8 口坂本の両字(7-9月)におけるNo.2とNo.1間隙水圧変動の関係(水位で示す)

一方、間隙水圧の上昇と地すべり移動速さの増大期は、ほぼ一致している。土塊移動の結果としての水圧上昇(とくに圧縮ゾーン)も予想されるが、水圧は変動していないのに移動速さはかなり変化していることから、地すべりは間隙水圧変動に影響されて生じているとみられる。

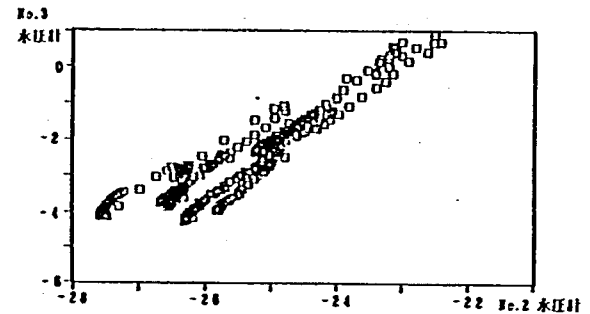


図-9 口坂本の両字(7-9月)におけるNo.2とNo.3間隙水圧変動の関係(水位で示す)

4, 考察

谷の内、口坂本地すべりでの間隙水圧測定では、各深度とも降雨に良く反応して、ほぼ同じ様な変動パターンを示し、降雨による間隙水圧上昇の波が地下に伝達されていることを示す。しかし、各深度の水圧観測値の表す地下水位は一致せず地すべり地の地下水は静水圧分布していない。特に、すべり面や不動岩盤中では、水圧による水位は観測地下水位よりはるかに低いが、これは地下水検層や集水ボーリング湧水量からみてすべり面に近い部分の透水性が悪いことが原因であろう。ところが、難透水層中でも水圧変動の遅れは小さく、谷の内ではN0,1で最大の変動幅や小刻みな変動を示す。これは、すべり面付近では地表と連絡する横方向の地下水の流れが存在するのではなかろうか。

一方、地すべりの動きは、地すべり土塊中の間隙水圧変動と良く対応している。

5, まとめ

破碎帯地すべり地における間隙水圧変動を調べた結果、地すべり地の地下水は必ずしも静水圧分布していないことがわかった。破碎帯地すべり地では、地下水の一部は横方向の水みちや岩盤中の亀裂に沿って流動していると考えられる。一方、間隙水圧の上昇は地すべりの誘因として重要であることがわかった。

以上のように、地すべり機構解明、対策工の検討には地壁中の間隙水圧測定が必要である。今後、地すべり地のような地盤条件が悪くかつ変動する所で長期に測れる間隙水圧の測定方法を開発していく必要がある。また、間隙水圧とともに種々の地下水挙動調査を通して、地すべり地の地下水浸透過程を解明して行きたい。

1. はじめに

ここ数年、大都市圏において宅地供給を増大させることが緊急の課題となっている。レイクタウン計画は洪水の起こりやすい地域において、そこに調節池を設けることで宅地化を可能にし、調節池自体も親水空間として質の高い住宅地の供給をめざしたものである。現在埼玉県越谷市において市、県、住宅都市整備公団を中心とした検討委員会で事業化への検討が進められているが、調節池の水質悪化の問題が懸念されており、その問題を解決することが課題となっている。本研究の最終的な目的は調節池の水質浄化システムを開発することである。

2. 研究の概要

本研究の概要は以下の3点からなる。

- (1) 調節池に流入する洪水時の元荒川河川水水質を把握する。
- (2) 洪水流入後の調節池の水質変化を把握する。
- (3) 浄化方法として砂濾過が委員会によって提案されており、その効果を把握する。

3. 元荒川出水時水質調査

3.1 調査の目的と概要

レイクタウンにおける調節池は、洪水時に越谷市内を流れる元荒川の河川水を導水する計画である。そこで調節池に流入する河川水の水質を把握する目的で出水時水質調査を行った。採水は元荒川の中川合流点から約1km上流の地点で、期間は1989.8/1 12:00から1989.8/4 18:00の42時間に渡って行った。

3.2 降雨、出水状況

元荒川は中川の支川であり、流域面積は215.9km²でその内平地割合が97%を占めている。降雨と出水状況を図-1に示す。降雨の始まりは1989.7/31の22:00からで、調査を終了した1989.8/4 18:00までの総雨量は103mm、最大時間雨量は8/1 0:00の13.5mmであった。出水の立ち上がりは、降雨開始より8時間遅れで始まり、8/1 23:00に流量115m³/sのピークを迎えている。その後緩やかに減少するが、8/3の18:00前後に若干の流量増加がみられた。なお8/1 18:00以前の流量は宮前水位観測所の水位データをもとに推定した。

3.3 水質分析結果と考察

表-1に分析結果をしめす。目標値とは検討委員会で提示された調節池内の計画水質である。24時間静置値とは藻類増殖試験のために採取した河川水を24時間静置した後の上澄水を分析した結果である。以下にそれぞれの水質項目について述べる。

(1) SS (図2.1)

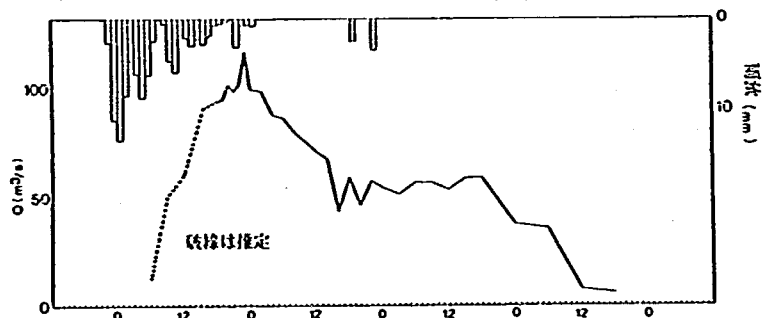


図-1 元荒川出水状況

表-1 元荒川出水時水質分析結果

分析項目	目標水質	洪水時水質 1)	流量ピーク時 2)	24時間静置後 3)
BOD	6mg/l以下	2.8~7.1 mg/l	3.9 mg/l	
COD		5.4~12.6 mg/l	8.0 mg/l	0.8 mg/l
SS	25mg/l以下	27~241 mg/l	110 mg/l	9.7 mg/l
DO	5mg/l以上	1.6~2.8 mg/l	2.1 mg/l	
T-N	0.4mg/l以下	2.22~3.94 mg/l	3.3 mg/l	2.51 mg/l
NH4-N		0.01~0.59 mg/l	0.32 mg/l	
KO2-N		0.04~0.15 mg/l	0.1 mg/l	0.1 mg/l
KO3-N		1.17~2.33 mg/l	1.95 mg/l	1.95 mg/l
T-P	0.03mg/l以下	0.235~0.744 mg/l	0.378 mg/l	0.091 mg/l
PO4-P		0.020~0.062 mg/l	0.057 mg/l	0.057 mg/l

- 1) 8/1 12:00から8/5 11:00までの計36サンプルにおける値 ただしDOは8/1 18:00から8/4 18:00までの計23サンプル
- 2) 8/1 23:00の値
- 3) 流量ピーク時のサンプルを24時間静置したものの上澄水

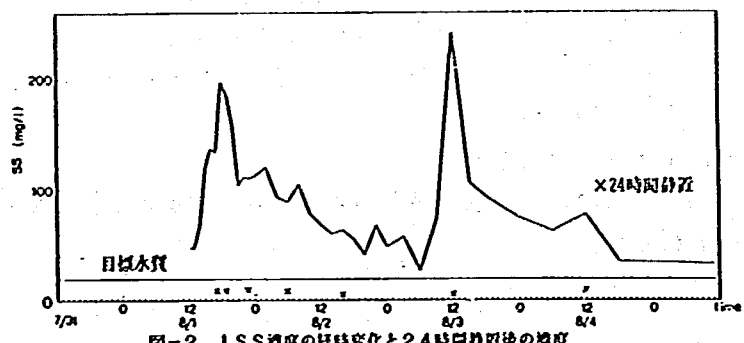


図-2. 1 SS濃度の経時変化と24時間静置後の濃度

8/1 18:00 のピークはファーストフラッシュと考えられ、濃度は197mg/l であった。8/3 12:00 に再び濃度が241mg/l と、高くなっている。この後、19:00 と23:00 に降雨があり、新たなSS分の流出があったと思われるが詳細は不明である。出水時のSS濃度は27mg/lから 241mg/l間で変化し目標水質25mg/lを上回る。一方この水を24時間静置した後に分析した結果、SS分の約90% は沈降しており目標水質の25mg/lを下回る。SS分は比較的沈降しやすいものが多くを占めている。

(2) COD (図 2.2)

出水時においては5.4mg/l から 12.6mg/l の間で変動し、SSの変動と高い正の相関が見られる。また24時間静置後SS分が大きく減少したのと同様、COD 分の多くが沈降している。沈降後の上澄水でのCOD 濃度は元の濃度にかかわらず1mg/l 前後になっている。

(3) BOD (図 2.2)

2.7mg/l から 7.1mg/lの間で変動しているが出水期間中を通しての減少や、増加の傾向は見られない。流量のピーク時(8/1 19:00)には3.9mg/l で目標水質の6mg/l を下回っている。

(4) 窒素 (図 2.3)

T-N は 2.2mg/l から3.9mg/l の間で変動しているが出水期間中において、増加減少の傾向は認められない。最大流量時(8/1 19:00) のサンプルを24時間静置する前後の濃度はそれぞれ3.3mg/l 2.51mg/lでありあまり沈降せず、目標水質の0.4mg/lを上回るものである。

(5) リン (図 2.4)

T-Pは0.24mg/lから0.74mg/lの間で変動しているが、出水期間中変動の傾向は見られない。24時間静置するともとの濃度にかかわらず0.09mg/l程度に減少するが、目標水質の0.03mg/lを上回っている。また無機態のリン酸態リンは静置前後でそれぞれ平均0.048mg/l、0.046 mg/l で大きな変化なく、T-P に占める割合は静置前後でそれぞれ平均12%、53%であった。

出水時の元荒川河川水における汚濁物質はBOD を除いて目標水質を大きく上回ることがわかった。水質の内容はCOD、SSについては比較的沈降しやすいものが多くを占めていると考えられ、24時間静置後の水質は目標水質を下回り比較的良好であった。リン、窒素については静置することによりそれぞれ80% 30% が沈降するが、目標よりも悪いものであった。

4 藻類増殖試験

4.1 試験の目的と方法

洪水流入後、池の水質がどのように変化するかを把握する目的で出水時河川水を用いた藻類増殖試験を行った。

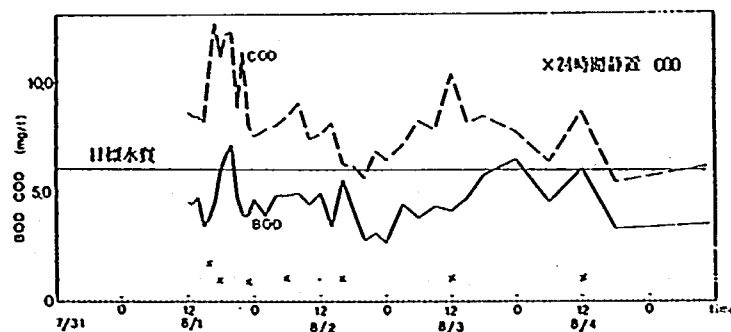


図-2. 2 COD 濃度の経時変化と24時間静置後の濃度

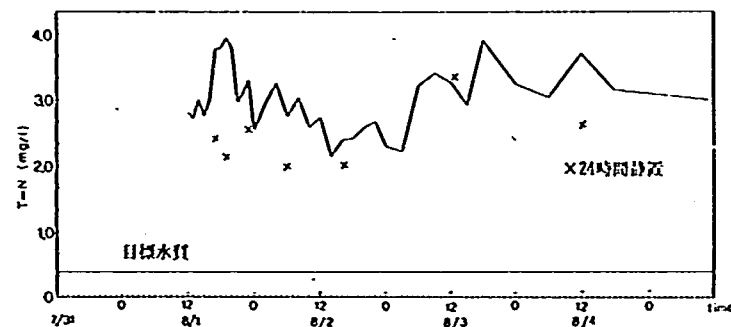


図-2. 1 T-N 濃度の経時変化と24時間静置後の濃度

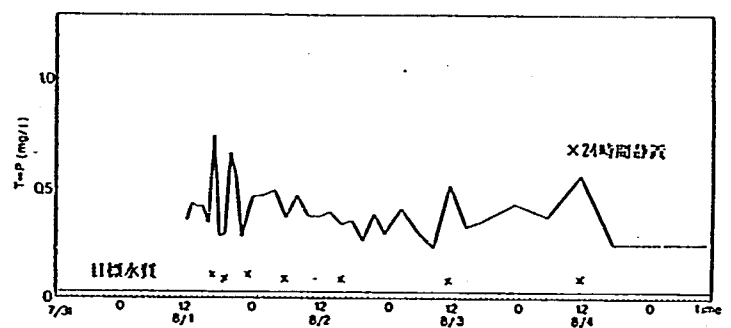


図-2. 1 T-P 濃度の経時変化と24時間静置後の濃度

試験はサンプルを、500ml のL字管にいれ、20℃で光のある条件に置き、水質の変化を見たものである。試験に供したサンプルは、採取した河川水を24時間静置した後の上澄水と静置しないものである。上澄水のサンプルは 8/1 17:00、8/1 19:00、8/1 23:00、8/2 6:00、8/2 16:00、8/3 12:00、8/4 12:00、8/5 11:00、の河川水である。静置しないサンプルは8/2 16:00、8/3 12:00、8/4 12:00の河川水である。試験は濁度を指標として、藻類が最大に増殖したと考えられる時点で終了した

4. 2 試験結果と考察

水質分析結果を表-2に示した。

平均初期濃度に対して終了時点での平均濃度を比較すると、上澄水について、SSはそれぞれ7.9mg/l 75.3 mg/l、COD は 1.0mg/l に対して30.7mg/l、クロロフィル a は23.8μg/l

が71.9μg/l へと増加している。一方T-N はそれぞれ2.48mg/l、2.7mg/l と大きな変化はない。T-P は0.088mg/l が0.092mg/l とT-N 同様比較的变化はないが、リン酸態リンは0.047mg/l が0.011mg/l に減少している。

一方静置しなかったサンプルについては、SSはそれぞれ127mg/l、109mg/l と減少している。COD は8.37mg/lが 36.5mg/l、クロロフィル a は 38.2mg/l が 131.9mg/lと増加している、T-N 3.28mg/l、3.8mg/l、T-P 0.366mg/l、0.321mg/l は大きな変化はないが、リン酸態リンは 0.046mg/l が0.022mg/l と半分に減少した。

この結果、出水時の元荒川河川水にはまだ藻類に摂取されていない無機物質が多く、導水後、藻類が発生する可能性があることがわかった。ただし今回の実験は、藻類が発生しやすい環境のもとで行なったものであるため、実際の条件に合わせた実験を今後行なう必要がある。

5. 水質浄化実験

5. 1 実験の目的と概要

調節池内で水質浄化を図るため、委員会において、砂濾過による水質浄化法が提案されている。本実験はこれに基づき砂濾過法による池水の水質浄化効果と砂層の閉塞状況を把握する目的で、浄化水の水質分析と透水係数の測定を行った。

実験は越谷市内出羽公園内の池で1990.3/1から開始した。池は自然の池で、雨天時に近くを流れる排水路から流入がある他は、普段は溜め切りの状態にある。

5. 2 実験方法

実験装置を図-3に示した。直径200mm の塩ビ管に砂を1000mmの厚さで充填し、上部に水中ポンプで吸み上げた池水を溜め、砂層に自然浸透させた。砂層までの水深は500mm とし、池水は常にオーバーフローさせた状態にある。流入と流出の水頭差は500mm に固定し、初期濾過速度を30ml/d とした。浸透水量と砂層内の水頭について計測し、流入する池水と、浄

表-2 藻類増殖試験水質分析結果

試験項目	21日 1)		21日 2)		21日 3)	
	初期水質	終期水質	初期水質	終期水質	初期水質	終期水質
SS mg/l	8.7~9.7	68~78	3.6~9.6	44.0~102.0	63.0~111.0	89.0~112.0
COD mg/l	0.1~1.7	25.6~31.0	0.1~1.0	24.1~36.5	6.2~10.3	31.0~43.3
T-N mg/l	1.93~2.51	2.2~2.3	2.16~3.32	2.39~3.30	2.31~4.39	3.5~4.0
T-P mg/l	0.037~0.103	0.033~0.039	0.070~0.031	0.066~0.030	0.257~0.549	0.203~0.468
PO4-P mg/l	0.047~0.037	0.033~0.039	0.023~0.031	0.056~0.012	0.041~0.013	0.012~0.039
chl-a μg/l	20.1~39.6	54.1~74.3	20.1~26.1	30.2~137.0	30.1~31.0	55.6~201.0

1) 8/1 17:00 8/1 19:00 8/1 23:00 の3サンプル
2) 8/2 6:00 8/2 16:00 8/3 12:00 8/4 12:00 の5サンプル
3) 8/2 16:00 8/3 12:00 8/4 12:00 の3サンプル

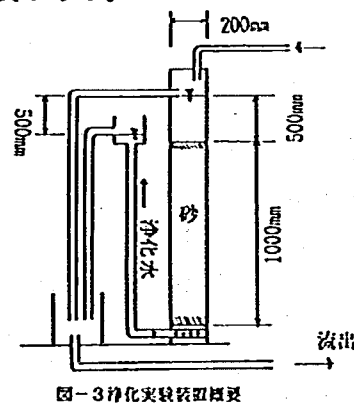


図-3 浄化実験装置概要

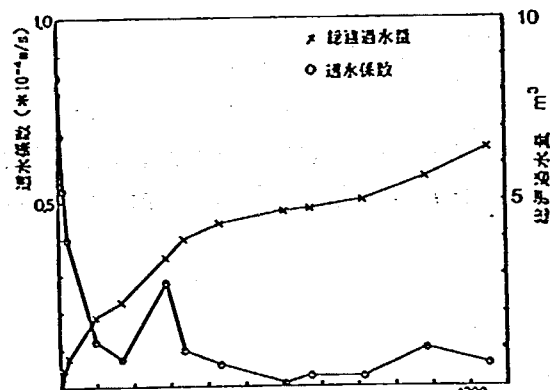


図-4 透水係数と浸透水量の経時変化

化後の水について水質分析を行った。分析項目は COD SS T-N T-P $\text{NH}_4\text{-N}$ $\text{NO}_2\text{-N}$ $\text{NO}_3\text{-N}$ $\text{PO}_4\text{-P}$ カドミウムである。

5.3 実験結果と考察

5.3.1 透水係数の変化

透水係数と総濾過水量の変化を図-4に示した。透水係数は実験開始から100時間経過した時点で、 $7.96 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ から $1.22 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ まで減少したが、それ以後は、 $0.083 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ から $1.03 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ の間で変動している。実験初期の急速な透水係数の減少は、池水中に藻類以外ほとんど見られなかったことから、主に藻類が濾過されることによるものと考えられる。委員会での浄化施設の運用計画では砂層の透水性は $10^{-3}(\text{m/s})$ から $10^{-4}(\text{m/s})$ 程度とすることになっており、実験の結果はこれをやや下回る結果であった。

5.3.2 水質分析結果

表-3に水質分析結果を示す。

水質浄化効果は、主に砂への吸着など物理的な濾過効果によると考えられる。総濾過水量が 4m^3 を越えると除去効果が向上している。これは目づまりが進んだためと思われる。

総濾過水量 4m^3 を越えてからの7サンプルについて、池の水質の平均と濾過水水質の平均を比較するとCODは池の水質 10.3mg/l が 7.3mg/l となり、約30%の除去率であった。SSは 21.1mg/l が 4.4mg/l となり除去率は79%と今回分析した物質の中では最も除去率が高かった。T-N KJ-N $\text{NH}_4\text{-N}$ の除去率はそれぞれ35% 50% 58%であった。 $\text{NO}_2\text{-N}$ $\text{NO}_3\text{-N}$ は濾過後の水質が池の水質のそれぞれ2.9倍 1.9倍の濃度となり、濾過水の方が濃度が高かった。硝化菌の働きによるものと考えられる。これよりT-Pが35%除去されているのは主に有機体の窒素が除去されているためと考えられる。T-P $\text{PO}_4\text{-P}$ はそれぞれ44% 33%の除去率であったが $\text{PO}_4\text{-P}$ はT-Pに占める割合が低く、ここでも除去されているのは主に有機体のリンと考えられる。カドミウムの除去率は54%であった。

表-3 水質浄化実験水質分析結果

分析項目	全サンプルの平均		総濾過水量 4m^3 以上	
	池の水	濾過水	池の水	濾過水
COD mg/l	9.65	7.83	10.3	7.3
SS mg/l	17.6	5.04	21.13	4.41
$\text{NH}_4\text{-N}$ mg/l	0.12	0.09	0.074	0.031
$\text{NO}_2\text{-N}$ mg/l	0.012	0.021	0.008	0.023
$\text{NO}_3\text{-N}$ mg/l	0.20	0.28	0.15	0.28
KJ-N mg/l	1.17	0.79	1.34	0.67
T-N mg/l	1.39	1.09	1.5	0.98
$\text{PO}_4\text{-P}$ mg/l	0.006	0.005	0.009	0.006
T-P mg/l	0.036	0.065	0.094	0.053
カドミウム $\mu\text{g/l}$	76.9	42.1	75.7	34.7

6. まとめ

- 1) 出水時の元荒川河川水における汚濁物質は、BODを除いて目標計画水質より悪い。
- 2) 24時間静置後の水質はCOD, SSについては比較的良好だが、T-N, T-Pについては計画水質より悪い。
- 3) 出水時河川水には、まだ藻類に摂取されていない無機物質が多く、調節池に導水された場合、池内で藻類が増殖する可能性がある。
- 4) 砂濾過による水質浄化は、効果は認められるものの、目づまりしやすく、濾過水量の確保に課題がある。

7. 今後の課題

今後の課題を以下に述べる。

- 1) 合理的な水質浄化方法の検討
- 2) 浄化を含めた調節池内水質の予測
- 3) 調節池における水質浄化システムの検討

水生生物による下水処理水の浄化実験

三次処理研究室 高橋 正宏

○ 南山 瑞彦

1. はじめに

環境への配慮が求められている時代の流れの中で、親水機会の増大とともに公共用水域の水質への関心は一層高まるものと思われる。このような状況において、下水処理水中の窒素・リン等の栄養塩類をより多く除去することは、処理水放流先での富栄養化防止という観点から、また、今後増大するであろう処理水のアメニティ利用の観点から重要となるであろう。

処理場の親水性の向上、さらに、処理水水質の向上を可能とする手段の一つとして、水生生物を利用した処理水浄化法が挙げられる。水生植物は、その生長過程において水中から窒素・リン等を吸収するとされている。そのため、水生植物を水質浄化に利用するという研究が、内外を問わず、盛んに行われている⁽¹⁾⁽²⁾。しかしながら、これまで行われてきた水生生物による水質浄化の研究は、主に自然水域の水質を対象としており、下水処理水そのものの浄化を図るための研究は比較的少ない。下水処理水は、自然水域の水質に比べて高濃度の窒素、リンを含む場合がある。また、放流水質も流入水量、水質の変動をうけ、日間でも大きな変化があるとされている。これら下水処理水の持つ特殊性のため、自然水域における研究の成果を直接下水処理水に応用することは困難であると考えられる。また、汚水処理への水生生物の利用を目指した実験も行われている。しかし、それらは主に、二次処理過程の代替法として水生生物を利用することを目的としており、BODの除去に視点を置いている。従って、高度処理水中の栄養塩類除去という分野には直接応用できないと考えられる。

本実験は、下水処理場内に水生生物を繁殖させたポンド施設を設けることにより、処理水水質の一層の改善・安定化を図ることを目的として行った。

2. 実験

実験は、下水処理場内に設置した水生生物利用ポンド施設において行った。ポンド施設の概略を図-1に示す。施設は合計5槽から成っており、各槽は、短絡流を防ぐため、仕切り壁と整流板を用いて3区画に分けられている。施設への流入水は、

高度処理水（急速ろ過水）である。調査対象には、浮游性植物であるホテイアオイを選択した。ホテイアオイは、繁殖力が旺盛であり、栄養塩類の吸収効率が良いことから、水質の浄化に利用することが可能であるとされている⁽¹⁾。

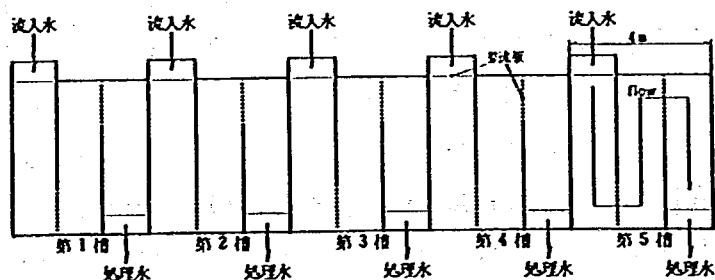


図-1 実験施設

3. 結果と考察

○ホテイアオイの生長特性

水生植物の生長に対して、空間的な制限が発生する可能性がある。この制限値は、水生生物を水質浄化法として実用化する場合、維持管理上重要な意味を持つ値である。夏期におけるホテイアオイの現存量を図-2に示す。ホテイアオイは 0.8kg-dry/m^2 程度までは指数関数的に生長する。そして、 1.0kg-dry/m^2 程度で密度的な上限に至ることがわかる。

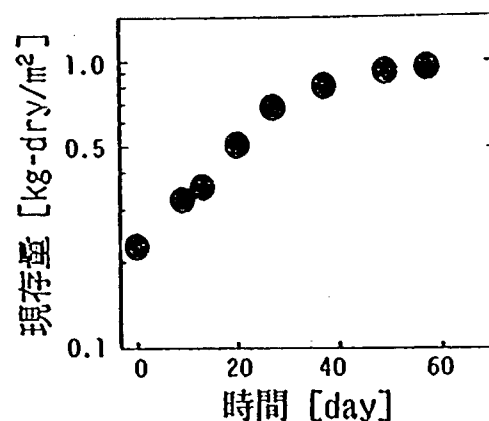


図-2 密度的な生長制限

○滞留時間が処理水質に及ぼす影響

設定滞留時間が、水質浄化効果に及ぼす影響を図-3、表-1に示す。滞留時間12時間という条件では、窒素・リンに対する目だ

た浄化効果は確認できない。しかしながら、滞留時間48時間という条件では、あきらかに浄化効果が増大することがわかる。特に、繁殖力の強い夏期においては、除去率にして、T-Nで約60%、T-Pで約80%という値が得られている。なお、ホテイアオイの生長速度については、今回行われた滞留時間の範囲内では、明確な差異が確認できなかった。

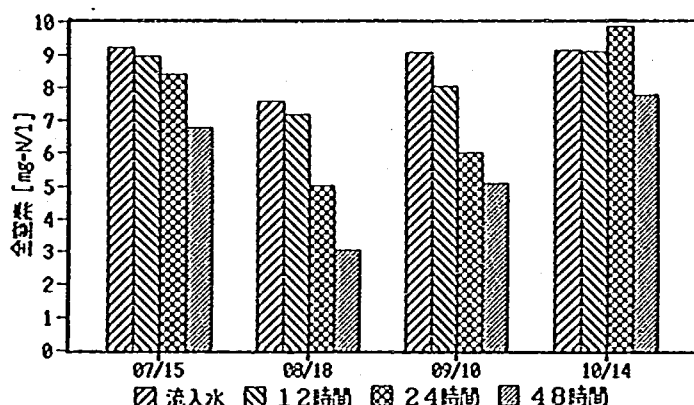


図-3 水質浄化効果（滞留時間の影響）

○流入水濃度が処理水質に及ぼす影響

栄養塩濃度がホテイアオイの水質浄化効果に及ぼす影響を調査するため、ホテイアオイに供給している高度処理水を水道水によって希釈し、実験を行った。ホテイアオイ1株の生長の推移を図-4に示す。水道水によって希釈した場合、生長速度が著しく遅くなることをわかる。水質浄化実験結果を図-5、表-2に示す。全期間を通じて、無希釈水及び2倍希釈水を流入させたホテイアオイ槽において、ある程度の処理が行われている。しかしながら、高度処理水を4倍に希釈した水を流入させたホテイアオイ槽では、夏期の一時期を除いて、窒素・リンが吸収できていないことがわかる。図-6に生長速度係数の推移を示す。ここで、生長速度係数は次式により求めた。

表-1 平均除去率

滞留時間	全窒素 除去率	全リン 除去率
12時間	0.049	0.15
24時間	0.17	0.36
48時間	0.35	0.58

$$W_t = W_0 \cdot \exp(\lambda \cdot t)$$

W_t : t 日後の現存量 [kg-dry/m^2]、 W_0 : 初期現存量 [kg-dry/m^2]、 λ : 生長速度係数 [day^{-1}]、

t : 経過時間 [day] である。本来、生長速度係数は生長期間に対して定義されるものであるが、図-6では生長期間の最終日（湿重量測定日）にプロットした。図から、無希釈の場合と2倍希釈の場合は、比較的似通った傾向で生長速度係数が推移している。しかし、4倍希釈の場合は、栄養塩等の濃度制限に

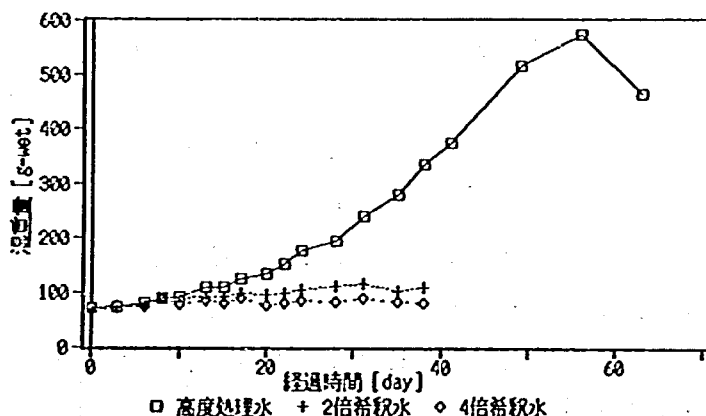


図-4 現存量の推移（流入水中栄養塩濃度の影響）

より生長速度係数が小さいことがわかる。このことは、水生生物を用いた処理が、施設に流入する下水処理水の濃度範囲によっては、栄養塩除去の面において逆効果となる可能性があることを示している。従って、流入水濃度によっては、滞留時間を制御する、処理施設自体を通さない等の施設運転管理を行う必要があることがわかる。

○日射量がホテイアオイの水質浄化能に与える影響

日射量が水生生物の成長速度および水質浄化能に及ぼす影響を把握するため、水槽毎に異なった日射量となるように実験条件を設定した。条件の設定は、各槽を、遮光率50%及び80%の寒紙で覆うことによって行った。この遮光の条件は、50%が半樹陰、80%が完全な樹陰の場合に相当すると考えて決定したものである。前述の生長速度係数を用い、ホテイアオイの生長の推移を図-7に示す。生長速度係数は6月以降次第に減少する傾向にあることがわかる。ホテイアオイの生長に与える日射量の影響は、80%の遮光を行った場合の生長速度係数が 0.005day^{-1} 程度であり、無遮光の場合の値が $0.015\sim 0.02\text{day}^{-1}$ 程度となっている。このことから、日射の80%程度の遮光によりホテイアオイの生長が抑制されることがわかる。50%遮光を行った実験槽のホテイアオイの生長速度係数は、日射量の多い8月期に80%遮光と無遮光の中間値となるが、日射が比較的弱まる9月期以降は、無遮光の場合と同程度となることがわかる。平均日射量に対する生長速度係数の値を図-8に示す。平均日射量 200cal/day 付近に春・秋期の測定値に起因するばらつきはあるものの、 $300\sim 400\text{cal/day}$ では繁殖力が強く、 100cal/day 以下では、あまり繁殖しないことがわかる。

図-9、表-3に栄養塩除去率を示す。ホテイア

オイに対する遮光を開始した8月以降、80%遮光を行った実験槽における栄養塩除去率が減少しており、全窒素除去率で10%、全リン除去率で20%程度低い値を示していた。なお、日射量の違い

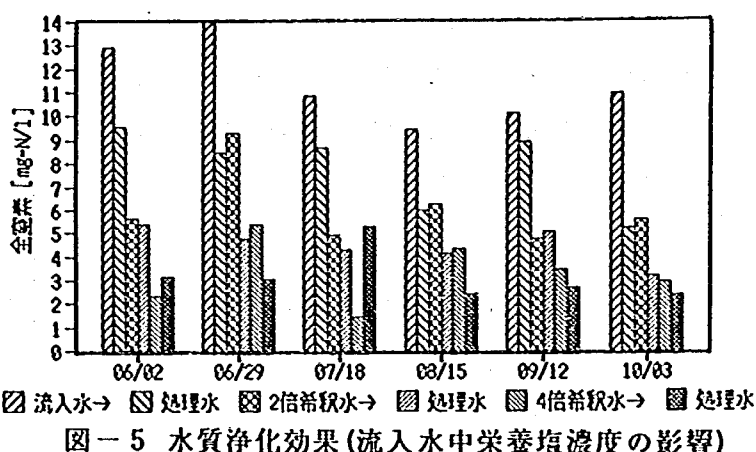
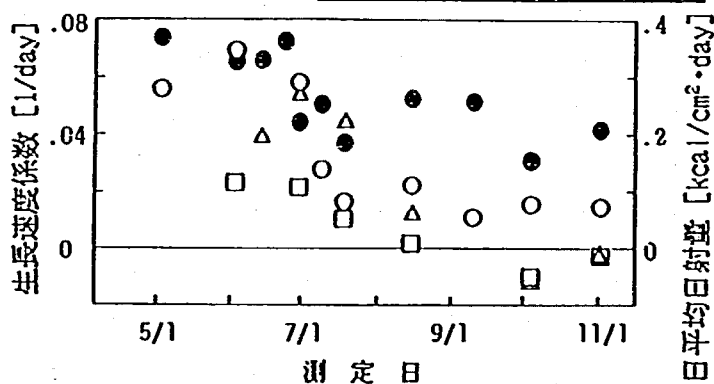


図-5 水質浄化効果(流入水中栄養塩濃度の影響)

表-2 平均除去率

希 釈	全窒素 除去率	全リン 除去率
無希釈	0.33	0.55
2倍希釈	0.34	0.50
4倍希釈	0.12	0.27



○ 高度処理水 △ 2倍希釈水 □ 4倍希釈水 ● 日射量
図-6 生長速度係数(流入水中栄養塩濃度の影響)

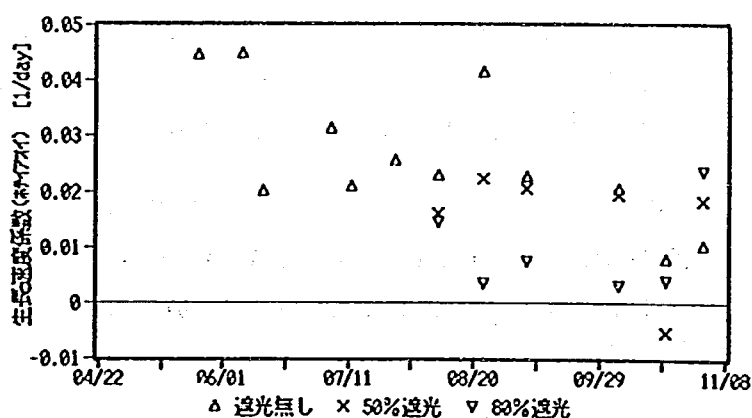


図-7 生長速度係数(日射量の影響)

が、成分に及ぼす影響に関しては、80%遮光を行ったホテイアオイの茎葉中窒素・リン含有量がやや多くなる傾向にあるものの、明確な差異は現れなかった。

4. まとめ

水生生物を用いた高度処理水浄化実験を行った。以下に結果をまとめる。

○ホテイアオイの生長特性

ホテイアオイは、密度 $0.8\text{kg-dry}/\text{m}^2$ 程度までは指数関数的に生長した。

○滞留時間が処理水質に及ぼす影響

ホテイアオイを用い、滞留時間を48時間に設定した場合、水質改善効果が期待できる。

○流入水濃度が処理水質に及ぼす影響

ホテイアオイの、栄養塩濃度に由来すると考えられる生長制限は、全窒素で約 $2\text{mg}/\text{l}$ 、全リンで約 $0.15\text{mg}/\text{l}$ で発生した。水中の栄養塩濃度はホテイアオイの窒素・リン含有量に対しては、明確な影響を与えなかった。

○日射量がホテイアオイの水質浄化能に与える影響

日射をある程度遮ると、ホテイアオイの生長が抑制された。日射量の違いは、ホテイアオイの窒素・リン含有量に対しては、明確な影響を与えなかった。

5. 今後の課題

これまでの調査結果をふまえ、今後の課題として検討すべき点は、①水生植物の収穫方法及び処分・再利用方法の検討、②処理場の敷地を利用した親水空間を創造する上での、水生生物の役割及び植栽に関する検討、等であろうと考えられる。

参考文献) (1)青山 勲, "水生生物を利用した水質改善", 用水と廃水, 24, 87 (1982)

(2) "Constructed Wetlands and Aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater treatment", EPA Design Manual, EPA/625/1-88/022, (1988)

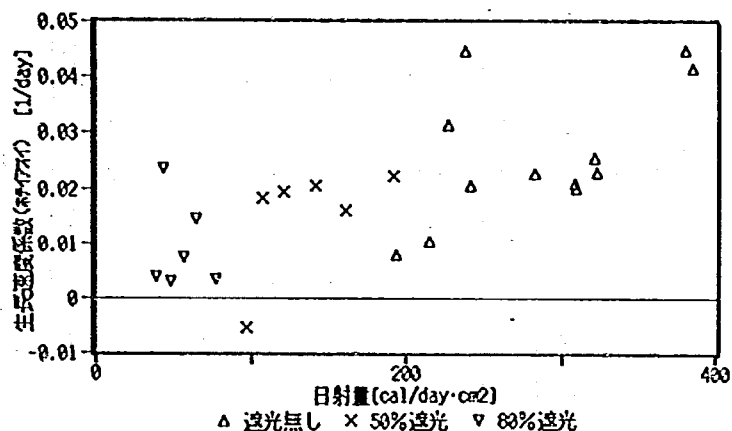


図-8 日射量と生長速度係数

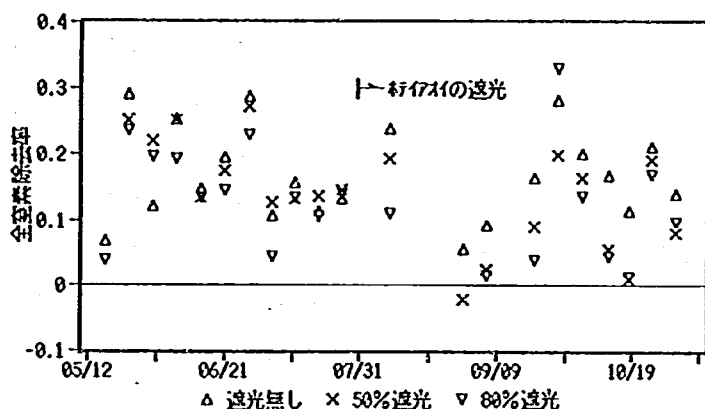


図-9 水質浄化効果(日射量の影響)

表-3 平均除去率

遮 光	全窒素 除去率	全リン 除去率
遮光無し	0.15	0.27
50%遮光	0.090	0.20
80%遮光	0.078	0.10

下水汚泥溶融スラグの強度特性に関する研究

汚泥研究室

増田 隆司

○白石 隆

1. 調査の目的と必要性

下水汚泥の最終処分は、現在、陸上及び海面埋め立てが全処分量の約3/4を占めている。しかし、大都市を中心に処分適地の減少から今後安定的に埋め立て処分を継続していくことは困難になると考えられる。このような背景から、下水汚泥の有効利用に対する要請は一層高まるであろう。有効利用のうち建設資材利用は、緒についたばかりであるが、下水道事業においても多くの建設資材を使用していることから、安定的利用を図っていくことが可能であり、利用方法として有望である。

下水汚泥の建設資材利用については、近年数々の調査、研究が行なわれており着実な成果が得られている。建設省でも、総合技術開発プロジェクト「建設事業への廃棄物利用技術の開発」（昭和56年度～60年度）において種々の利用用途について物理・化学的な特性の評価を行い、利用方法を提案した。しかし、変動する下水汚泥成分と品質の関係及び実用化にあたっての流通体制等の課題が残されている。

本調査は、溶融スラグを現在の主要利用用途である路盤材、コンクリート骨材として利用する際の強度等の特性と汚泥成分、溶融後の冷却方法の関係を把握し、利用時のスラグ品質の安定化方法、品質判定方法を提案することを目的としている。

2. 調査方法

図-1に示す6種類の焼却灰を電気炉で溶融し、スラグとしたものについてスラグの持つ成分と結晶化の度合い、強度との関係を調べた。表-1に溶融条件を示す。A灰、B灰、E灰、F灰は、1,400℃の温度条件では流動性が悪く、水砕スラグを作製することが不可能であった。そこで、A灰、B灰、F灰は8℃/分で、B灰は大気中で急冷した。

結晶化に関する試験として、X線回折試験、ピクリン酸・メタノール溶液による不溶残分（以下、P-M残分と記す）試験¹⁾を行った。

X線回折試験は、X線回折装置を使用して結晶の定性を行った。

P-M残分試験は、試料0.5gにピクリン酸4.5g、メタノール30ccを加えて10分間攪拌し、ろ紙(No.6)でろ過する。メタノールで2回、約40℃の蒸留水で8回洗浄した後乾燥し、800℃で恒量に

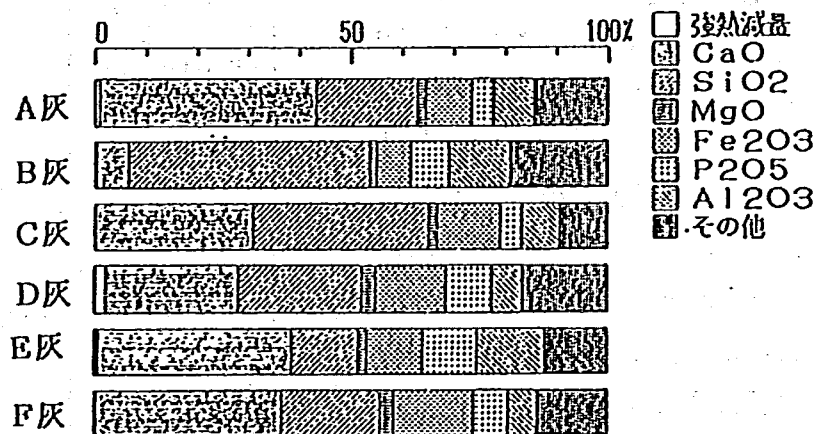


図-1 焼却灰の化学成分分析結果

なるまで強熱し、冷却後秤量し、P-M残分とした。

また、強度に関する試験として、すりへり強度試験、及びスラグを細骨材として利用したモルタルの圧縮強度試験を行った。

すりへり減量試験は、スラグを適当な粒径まで破砕し、4.75, 2.36, 1.18, 0.60, 0.30, 0.15mm ふるいでふるい分けした試料約50gとアルミ球10個をボールミルに入れ、2000回転(156rpm で12.8分) させる。ボールミルから取り出した試料を再度ふるい分けし、次式によりすりへり減量を求めた。

$$\text{すりへり減量 (\%)} = \frac{a}{a-b} \times 100$$

ただし、a : 試験前の各ふるいの加積残留重量百分率の和

b : 試験後の各ふるいの加積残留重量百分率の和

圧縮強度試験は、スラグ/セメント比=2、水/セメント比=0.65で練り混ぜたモルタルを直径2cm×高さ4cmの型枠で成形し、28日間水中養生した供試体を用いて行った。

3. 調査結果

X線回折試験の結果をまとめたものを表-2に示す。ここで、結晶化の判定は、X線回折試験のチャートにおけるピーク強度から相対的に判定した。冷却方法と結晶化の関係では、一般的にいわれているように冷却速度が小さいほうが結晶化が進行している。しかしながら、珪素の含有率の大きいB灰、C灰は3℃/分の冷却条件でもほとんど結晶化しなかった。また、A灰では3℃/分

表-1 溶融条件と冷却条件

溶融条件	1300℃	1400℃				
冷却条件	3℃/分	3℃/分	5℃/分	8℃/分	急冷	水砕
A灰	○	○		○		
B灰		○			○	
C灰	○	◎	△			◎
D灰	○	◎	△			◎
E灰		○		○		
F灰	○	◎	△	◎		

◎ : X線回折試験、P-M残分試験、強度試験

○ : X線回折試験、P-M残分試験

△ : 強度試験

表-2 X線回折試験結果

スラグの種類	珪素度	SiO ₂ %	検出された主な結晶物質	結晶化
A灰 (1300℃-3℃/分)	2.17	19.5	Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ SiO ₄ (Silicocarnotite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
A灰 (1400℃-3℃/分)			Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ SiO ₄ (Silicocarnotite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
A灰 (1400℃-8℃/分)			Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ (OH) (Hydroxylapatite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
B灰 (1400℃-3℃/分)	0.13	46.9	Fe ₃ O ₄	△
B灰 (1400℃-1分)				×
C灰 (1300℃-3℃/分)	0.90	34.1	(Ca, Fe, Mg)SiO ₃ (Augite)	△
C灰 (1400℃-3℃/分)			(Ca, Fe, Mg)SiO ₃ (Augite)	△
C灰 (1400℃-1分)				×
D灰 (1300℃-3℃/分)	1.08	24.0	(Ca, Fe, Mg)SiO ₃ (Augite) Ca ₃ (PO ₄)Cl (Chlorapatite)	◎
D灰 (1400℃-3℃/分)			(Ca, Fe, Mg)SiO ₃ (Augite) Ca ₃ (PO ₄)Cl (Chlorapatite)	○
D灰 (1400℃-1分)				×
E灰 (1400℃-3℃/分)	2.93	12.9	Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ (OH) (Hydroxylapatite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
E灰 (1400℃-8℃/分)			Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ (OH) (Hydroxylapatite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
F灰 (1300℃-3℃/分)	1.89	19.2	Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ (OH) (Hydroxylapatite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
F灰 (1400℃-3℃/分)			Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ SiO ₄ (Silicocarnotite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎
F灰 (1400℃-8℃/分)			Ca ₂ Al ₂ SiO ₇ (Gehlenite) Ca ₃ (PO ₄) ₂ SiO ₄ (Silicocarnotite) Fe ₃ O ₄ (Magnetite)	◎

(結晶化)

◎ : 結晶化が大きい
△ : ほとんどガラス質

○ : かなり結晶化している
× : ガラス質

と8℃/分の冷却条件で生成する物質が若干異なっている。

表-3にP-M残分試験の結果を示す。P-M残分試験は、高炉スラグ中のガラス質成分を選択的に溶解する試験²⁾とされているが、本試験の結果からは、結晶化の程度が高いスラグのほうが残分が少ない結果となった。P-M残分試験は、塩基性の化合物を弱酸を使って溶解させる方法であるために、今回のように成分組成の大きく異なる試料に対しては適用しにくいことが考えられる。しかしながら、B灰、C灰から作ったガラス質のスラグは、ピクリン酸とメタノールを添加して攪拌を開始した直後から黄色い雲母状の物質が大量に析出し、水を添加した時点で消失した。このことは、ガラス質の物質についても何らかの反応が起きていることを示している。

強度試験の結果を図-2に示す。

すりへり減量は結晶化の進んでいると考えられるF灰のスラグのほうがガラス質であるC灰、D灰の水砕スラグより大きい結果が得られた。このことは、結晶化の程度が必ずしもスラグ自体の強度と結びつかない可能性を示している。今回の実験においても、石灰含有率の高い灰を用いたスラグは、見た目にももろい結晶であったことから、スラグ自体の強度は結晶化の程度だけでなく結晶の種類ひいては汚泥の成分が関与していることが推定される。なお、同一汚泥を用いた場合でも、結晶化を促進させる際の熱処理条件がガラス転移点より高いか低いかにによって内部ひずみの大小に差が生じ、結晶の強度に影響を与えるという報告もある³⁾。

モルタルの圧縮強度は、一般的にいわれているように、結晶化の程度が大きいほうが強度も大きい傾向にある。圧縮強度とすりへり減量試験によるすりへり強度との間には相関が得られておらず、モルタルにおいては結晶化による表面性状の改善が有効であることを示している。

前述のすりへり強度試験の結果から、スラグ自身の強度は結晶化の度合いだけでは説明できず、結晶の種類や非結晶質のものについてはガラスの種類等に関係するとされる、汚泥中の成分の影響が考えられた。よって、図-1中のA灰、C灰に、セメント硬化に影響を及ぼすとされているリン⁴⁾や、

表-3 P-M残分試験結果
単位：%

溶融温度	1300℃	1400℃			
冷却条件	3℃/分	3℃/分	8℃/分	急冷	水砕
A灰	39.81	38.60	43.32		
B灰		99.40		99.26	
C灰	80.59	80.80			72.61
D灰	48.00	64.40			85.74
E灰		52.32	52.74		
F灰	42.43	58.52	52.34		

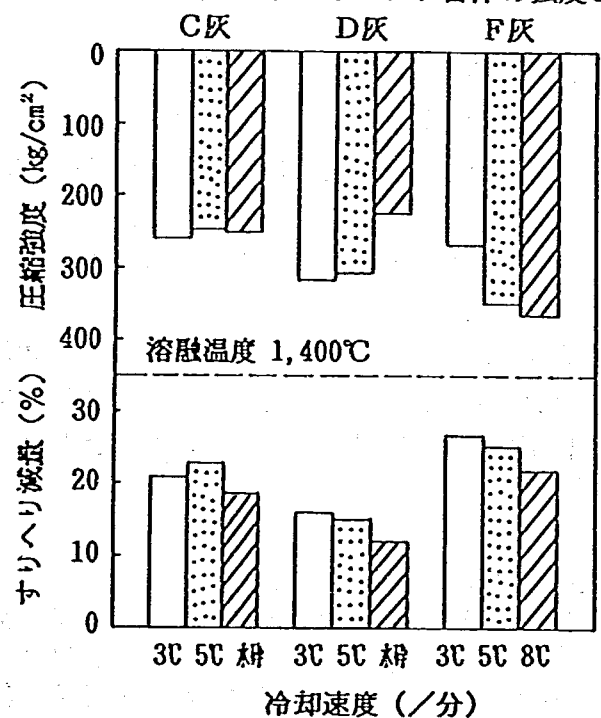


図-2 強度試験結果

アルミニウム、鉄を酸化物の状態で添加し、溶融したものについてすりへり減量試験を行い、その影響を調べた。冷却方法は、汚泥の成分以外の要因からの影響を少なくするために水砕とした。

結果を図-3, 4, 5に示す。

リン、鉄添加は、汚泥中の濃度が高くなるにつれ、スラグの強度は増大する傾向にあり、汚泥中の成分が関与していることがわかる。アルミニウム添加も同様の傾向がうかがえるが、C灰の挙動には傾向が見られなかった。これは、同じガラス質のスラグであっても、その持つ成分によって生成ガラスの組成が異なり、ひいてはスラグ強度に影響を及ぼしたと推測される。

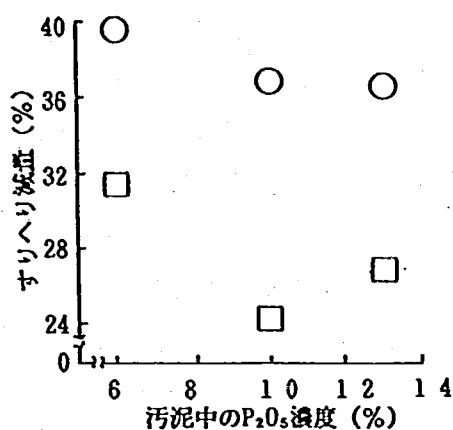


図-3 リン濃度とすりへり減量の関係

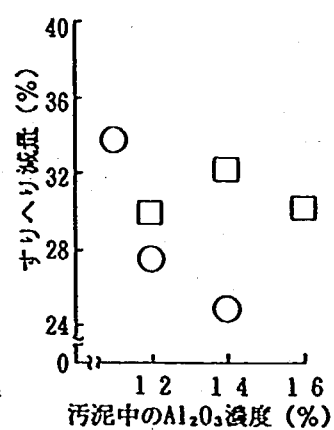


図-4 アルミニウム濃度とすりへり減量の関係

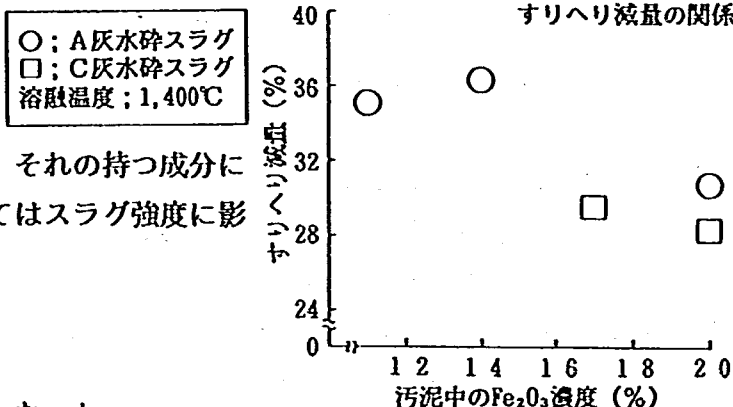


図-5 鉄濃度とすりへり減量の関係

4. まとめ

本調査の結果より、以下の点が明らかとなった。

- (1) スラグ自体の強度は、単純に結晶化の程度だけでは説明できず、スラグに含まれる成分によっても影響を受ける。また、スラグ自体の強度と利用時の強度との間には相関がない。
- (2) P-M残分試験、X線回折試験等の結果より、利用時の強度をある程度予測することは可能であると考えられる。

本調査での結果は、数種の汚泥焼却灰を溶融して得た結果でありこの結果をもって一般的な汚泥スラグの品質や品質の判定方法を導くには問題が残る。今後は、様々な地域で発生した成分の異なる汚泥に関して同様の調査を行い、汚泥スラグの品質安定化方法、品質判定方法について検討を続ける予定である。

【参考文献】

- 1) 高島三郎: " シリカセメントおよびフライアッシュセメントにおける混合材の分離と定量 (ピクリン酸処理法) "、セメント技術年報、11/1 957
- 2) 竹村ほか: " 高炉スラグの物性とその水和反応性について "、セメント技術年報、37/1983
- 3) 森本康平: " 結晶化スラグの強度発現に及ぼす結晶化機構に関する研究 "、長岡技術科学大学建設工学過程課題研究、平成元年3月
- 4) 森、須藤: " ポルトランドセメントおよび高炉セメント硬化におよぼすリン酸塩の影響 "、セメント技術年報、1960

1. まえがき

下水道の普及に伴い、下水処理によって発生する下水汚泥も年々増大する傾向にある。そして、汚泥処理の結果として毎年大量の下水汚泥焼却灰（以後、焼却灰と呼ぶ）が発生している。現在、焼却灰は他の多くの廃棄物同様、海面・陸上埋立等の方法により処理されているが、処分地の減少や周辺環境への影響等により、処分地の確保が困難になってきている。従って、焼却灰を建設資材として有効に利用することができれば、処分地の確保の問題や資源の再利用による省資源化という観点からも非常に得策である。特に、焼却灰の中でも石灰系焼却灰は、土と単体ないし他の土質改良材（セメント、生石灰等）と組み合わせて混合することにより、強度を発現し土質改良効果のあることが既に明らかになっている。¹⁾しかしながら、焼却灰を土質改良材として使用する場合、下水処理場から発生する焼却灰の場所的、時間的な化学組成の違いや備蓄・保管することによって生じる品質変化の簡便な判定手法や、品質変化が土質改良効果に及ぼす影響などについてまだ未解明の点が少なくない。そこで、それらの点について検討を加えたので報告する。

2. 研究目的

本研究では、焼却灰の土質改良効果を焼却灰の化学成分・組成および水和速度から簡易に判定・評価する手法や保管に伴う焼却灰の品質変化の特徴を明らかにすることを目的として、12種類の焼却灰を用いた土質改良実験を行い、焼却灰の化学組成の違いや保管による品質変化が土質改良効果に及ぼす影響を、一軸圧縮試験などによって調べた。

3. 研究方法

1) 今回の試験に用いた焼却灰の特徴と保管条件

下水汚泥の処理過程において、下水汚泥の脱水過程では下水汚泥を凝集させ脱水の効率を上げるため凝集剤を投入するが、その凝集剤の種類によって、石灰系焼却灰と高分子系焼却灰に大別される。

石灰系焼却灰は、消石灰と塩化第二鉄を用いて凝集させたもので、CaOとして換算した場合のカルシウム量（以下、CaO量と呼ぶ）の割合が15～50%と比較高い。一方、高分子系焼却灰は、有機高分子凝集剤を用いて凝集させたもので、CaO量が10%以下のものが大部分である。

なお、今回の試験に用いた焼却灰は12種類の石灰系焼却灰で、焼却炉より排出された直後の乾燥した焼却灰を使用した。図-1にそれらの焼却灰の化学成分および強熱減量を示す。焼却灰の保管は $30 \pm 2^{\circ}\text{C}$ 、湿度95%の試料保管箱中に試料を薄く広げた状態にして行い、保管期間は採取直後、14, 28, 60日の4条件とした。そして、それぞれの保管期間を経過した焼却灰について、粘性土と混合し化学組成および保管期間の違いによる焼却灰の土質改良効果を調べた。

2) 試験方法

表-1に示すような物性をもつ粘性土に所定の保管日数を経過した焼却灰を混合して改良土を作製し、その改良土の7,28日養生後の土質改良効果をみるため改良型フォールコーン試験を実施した。また、A～Cの3試料については、一軸圧縮試験を実施して改良型フォールコーン試験との相関を求め、その相関からD～Lの各試料の一軸圧縮強さ q_u を推定した。供試体の作製にあたっては自然含水比状態($W_n=24.6\%$)の試料を用いた。焼却灰の添加量は、粘性土の乾燥重量に対する重量百分率で10%とした。なお、供試体は、モルタル用ミキサーによって均一になるように混合して、約100mlの容器に満たした。養生は、供試体の表面をラップフィルムで覆い、 $20\pm 2^\circ\text{C}$ の養生箱の中で乾燥しないようにして行った。

4. 試験結果

1) 焼却灰の保管日数と土質改良効果の関係

図-2に焼却灰の保管日数と28日養生後の改良土の一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。この図より、今回の試験で使用した焼却灰では、CaO量が多く、水和速度の高い焼却灰(A灰, J灰, I灰)では、採取直後の焼却灰を使用した場合は大きな強度を発現するが、保管日数の増加とともに強度の発現が大きく低下することが認められる。これは、14日保管の間に、焼却灰の強度発現に寄与する吸水作用に関係する成分が空気中の水分を吸収して、その反応が鈍化してしまったためと思われる。一方、CaO量が少なく、水和速度の低い焼却灰(C灰, G灰)では、採取直後から強度発現は小さいが、保管による強度低下も少なく一定した強度を発現していることが認められた。また、他の焼却灰はこれらの中間的な特性を示すことがわかった。

2) 焼却灰中のCaO量と土質改良効果の関係

図-3に焼却灰のCaO量と28日養生後の改良土の一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。この図より、焼却灰中のCaO量が多いほど強度発現が大きいことが読みとれ、CaO量が焼却灰の土質改良効果を知る一つの指標になると考えられる。ただし、CaO量が一定でも保管期間が長いものは、保管期間の短いものより強度の発現が小さくなっており、保管による焼却灰の品質劣化が認められる。したがって、焼却灰の土質改良効果の予測を精度よく行おうとするとCaO量のみに着目するだけでは不十分で、保管によるカルシウムの品質変化を評価できるような指標を提案する必要があると言える。

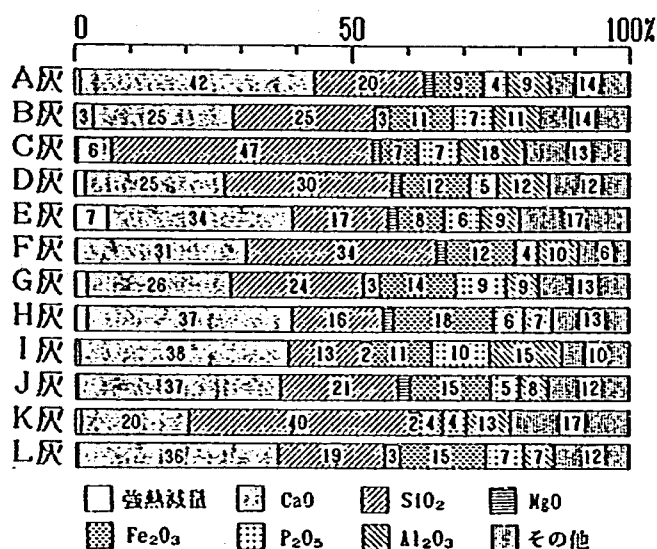


図-1 今回の試験に用いた焼却灰の強熱減量, 化学成分の一覧図

表-1 試料土の物性

粒度組成	礫	分	2(X)
	砂	分	9(X)
	シルト	分	42(X)
	粘土	分	47(X)
コンシステンシ	液性限界		39.3(X)
	塑性限界		17.3(X)
	塑性指数		22.0
日本統一土質分類			CL
比重			2.658

3) 焼却灰の水和速度と土質改良効果の関係

焼却灰の保管による品質変化を簡易に判定できるような焼却灰の品質判定手法として、ここでは水和速度試験をとりあげた。なお、今回の試験で使用した焼却灰では、焼却灰単体での水和速度と土質改良効果の相関はそれほど良くなかったため、焼却灰に消石灰を10%添加しアルカリ刺激を加えて、焼却灰の水和反応を活性化させた水和速度試験を実施し土質改良効果との相関を調べた。その結果を、図-4に焼却灰の水和速度と28日養生後の改良土の一軸圧縮強さ q_u の関係として示す。この図より、アルカリ刺激を加えた水和速度の値が高いものほど土質改良効果が大いことがわかり、アルカリ刺激を加えた焼却灰の水和速度を知ることによって、土質改良効果の予測が可能であると考えられる。

5. まとめ

焼却灰を土質改良材として利用する際には、焼却灰の品質が土質改良効果に及ぼす影響を明らかにしたうえで、焼却灰の品質の判定手法を確立しておく必要がある。このような観点から一連の室内試験を実施し、下記のような知見を得た。

(1) 焼却灰の土質改良効果に関しては、吸水作用とボゾラン反応の両方を有している乾灰の強度発現が大きく、乾灰の中でもCaO量が多く、水和速度の高い焼却灰の土質改良効果が大い。ただし、このように土質改良効果の大きな焼却灰は、保管中に品質変化を生じて、土質改良効果の低下をまねきやすい。

(2) 焼却灰の品質変化を簡易に判定するための指標として、CaO量が適用できる。しかし、品質変化に伴う焼却灰の土質改良効果を判定する指標としてはやや精度が低いと考えられる。

(3) 保管による品質変化を含めた焼却灰の土質改良効果のある程度の精度で判定する指標としては、アルカリ刺激を加えた水和速度試験が簡便かつ有効であることが明らかになった。

(4) 以上の結果をまとめ、土質改良材として利用する場合の焼却灰の判別・分類の目安として、表-2を提案した。

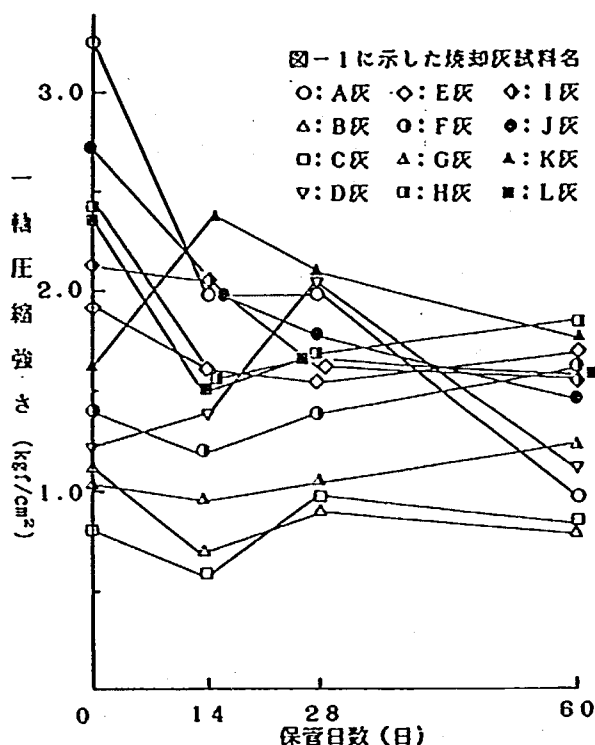


図-2 焼却灰の保管日数と28日養生後の改良土の一軸圧縮強さ q_u の関係

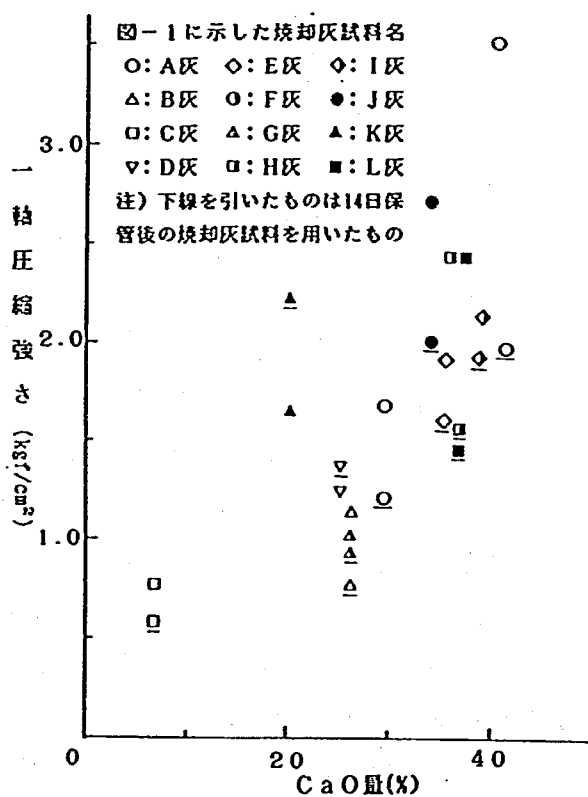


図-3 焼却灰のCaO量と28日養生後の改良土の一軸圧縮強さ q_u の関係

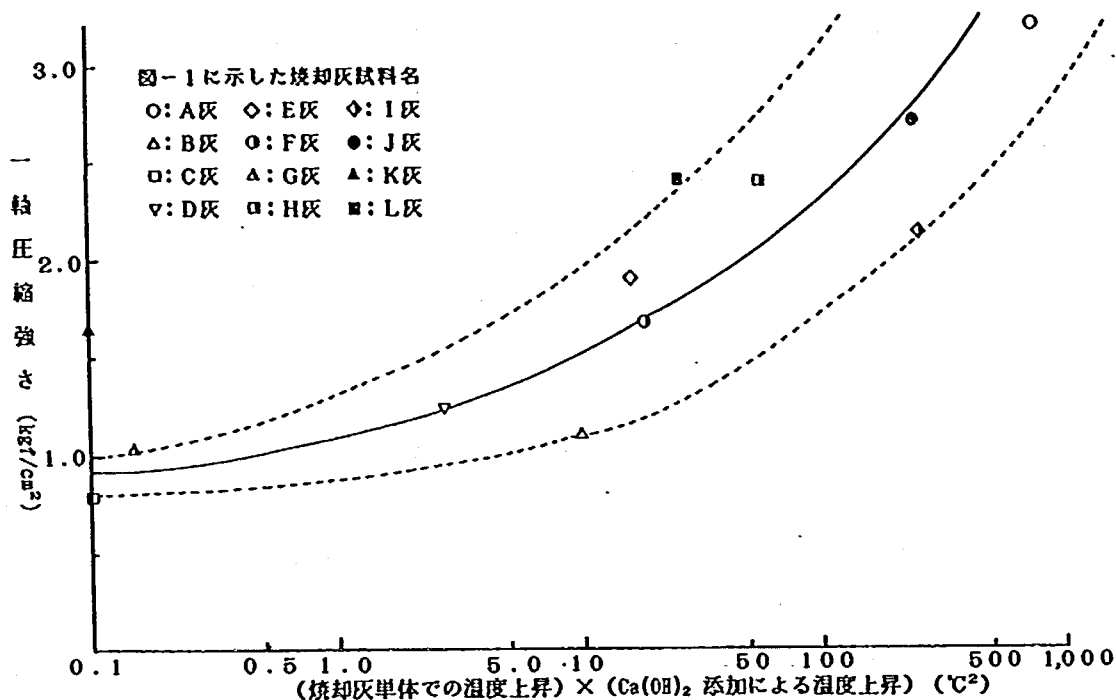


図-4 焼却灰のアルカリ刺激を加えた水和速度と28日養生後の改良土の一軸圧縮強さ q_u の関係

表-2 今回の試験に用いた焼却灰の分類

		グループ I	グループ II	グループ III	グループ IV
焼却灰の種類		A, J, I	H, L	B, D, E, F, K	C, G
特 徴	土質改良効果 (強度発現)	大	中	中	小
	保管による 強度低下	大	中	中	小
	土質改良材と 利用方法の検討	焼却灰単体で の使用が可能と 思われる。	焼却灰単体でも使用可能であるが添加量を多くする必要有り。他の土質改良材と混合して使用することも可能と思われる。	他の土質改良材と混合使用される。	他の土質改良材と混合使用される。
	C a O 量	35% 以上		35% 以下	
	アルカリ刺激を加えた水和速度	200 °C² 以上	20 ~ 200 °C²	20 °C² 以下	

グループ I は、土質改良効果、C a O 量、および水和速度も大きい反面保管による変化が生じやすい。土質改良材として利用する場合は、保管に十分注意すれば単体としての利用が可能である。グループ II, III は、土質改良効果、C a O 量、水和速度、および保管による変化は中程度である。ただし、グループ II は図-4 で示したようにアルカリ刺激によって反応が活性化されるので、生石灰やセメントと混ぜ合わせて使用することが効果的である。グループ IV は、土質改良効果、C a O 量、および水和速度が小さく、保管による変化も小さい。グループ III, IV の焼却灰を土質改良材として利用する場合は、他の土質改良材（セメント、消石灰）と混ぜ合わせて使用することが望ましい。

今後は、焼却灰の土質改良材としての使用方法をさらに詳細に検討するとともに、焼却灰による改良土の現場での施工性などについての検討も継続して実施していく予定である。

〔参考文献〕

- 1) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業への廃棄物利用技術の開発」最終報告書，昭和62年

1. まえがき

近年、軟岩を基礎とするダムが増加しているが、軟岩は強度が小さく、変形性も大きいため、岩盤分類は岩盤の工学的性質と相関の高い高精度のものが求められる。一方、従来地質技術者が経験的に行っていた岩盤分類も、弾性波速度測定・シュミットハンマー試験・針貫入試験・点載荷試験等の簡易な強度試験法を併用し、半定量的な形で示す例が増加している。これらの簡易試験法は、肉眼による岩盤分類と岩盤試験を結び付ける役割を果たすものとして今後さらに利用されることが考えられる。しかし各試験法とも測定方法や適用岩盤に関して留意すべき点があるため、軟岩ダム基礎への利用にあたっては、事前に適用性を充分把握する必要がある。本報告は幾つかの軟岩ダムサイトで簡易試験法の適用性を検討したものである。

2. 目的

軟岩ダム基礎における簡易強度試験法の適用性を、特に岩盤の強度や変形性との関係に着目して整理すること、また上記試験法の欠点や不足部を補う試験を開発して、軟岩ダム基礎の岩盤分類のための簡易試験法の利用法を提案することを目的とする。

3. 方法

堆積性軟岩、火山性軟岩、後生的軟岩など岩種や岩質の異なる軟岩ダムサイトにおいて、肉眼や薄片による岩の観察を行うとともに、岩盤試験面等で岩石物理試験および各種簡易試験を実施し、各簡易試験の岩盤試験値との関係、簡易試験値を左右する要因等を検討した。調査を実施した岩種岩質は、堆積性軟岩で新第三系中新統の礫岩・砂岩・泥岩・凝灰岩（計4ダム）、火山性軟岩で新第三系～第四系の多孔質石英安山岩溶岩・自破碎安山岩溶岩（計2ダム）、後生的軟岩で中古生界の破碎した砂岩粘板岩・風化変質した花崗岩（計2ダム）である。調査を実施した簡易試験法とその特徴は次の通りである。

- ① シュミットハンマー試験：ばねによる岩盤へのハンマーの打撃の反発度を測定する試験。打撃面周辺の割れ目や緩みの影響を含んだ値を示す。打撃方向と重力方向の角度による補正が必要。
- ② 弾性波速度測定：1 m程度の測線間の弾性波（縦波あるいは横波）の伝播速度を測定する試験。割れ目や緩みを含んだ値を示す。
- ③ 点載荷試験：直径数 cm～十数 cmの不定形試料をコーンで挟み、破壊荷重(kgf) / (載荷点距離(cm))²より圧裂引張強度（点載荷強度）を求める試験。
- ④ 針貫入試験：最大径0.84mmの木綿針を岩に圧入し貫入力(kgf) / 貫入量(mm)より針貫入強度を求める試験。

4. 結果

4. 1 岩盤の強度や変形性と 簡易試験値の関係

図-1～8は、岩盤剪断試験において内部摩擦角を 45° と仮定して求めた純剪断強度 τ_0^{45} および変形係数と簡易試験値の関係である(針貫入試験は、試験困難なことなどから後生的軟岩では試験を実施していないので、他の試験結果とは、 τ_0^{45} および変形係数の範囲が異なっている)。同図において岩種岩質を問わず岩盤の強度や変形性と相関の認められるのはシュミットハンマー試験や針貫入試験である。点载荷試験は堆積性軟岩では強度と相関が認められるが変形性との相関は低く、全体としてはシュミットハンマー試験や針貫入試験より相関に乏しい。弾性波速度は一部の岩を除いて変形性と相関が見られるが強度とは相関が低く、試験値のばらつきも簡易試験中最も大きい。なおどの試験も、岩質によって岩盤試験値との相関式が異なるため、他のダムサイトでの相関式をそのまま適用することは出来ない。また、後生的軟岩や礫岩など岩片強度のばらつきが大きい岩質や、特に低強度な岩質(シュミットハンマー反発度10～15未満、弾性波速度1.5～2 km/sec未満、点载荷強度5 kgf/cm²未満、針貫入強度約1 kgf/mm²未満)では、どの試験法も肉眼による区分よりも低精度あるいは測定不能となる。

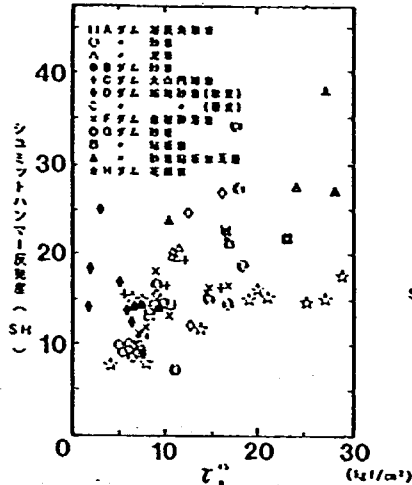


図-1 τ_0^{45} とシュミットハンマー反発度との関係

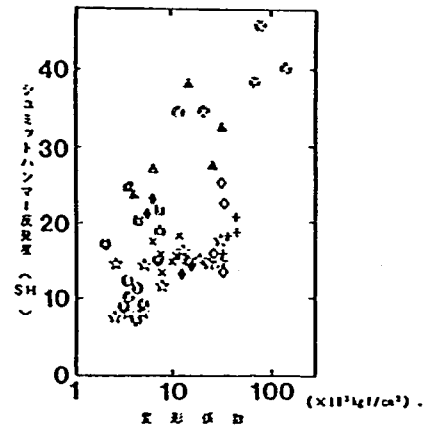


図-2 変形係数とシュミットハンマー反発度との関係

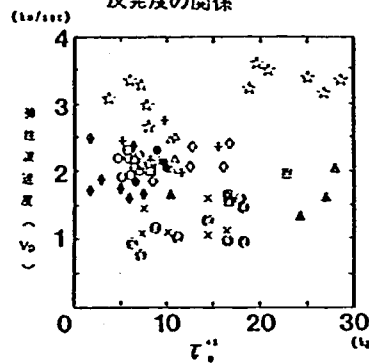


図-3 τ_0^{45} と弾性波速度(縦波)の関係

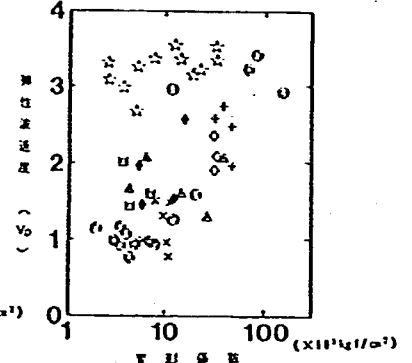


図-4 変形係数と弾性波速度(縦波)の関係

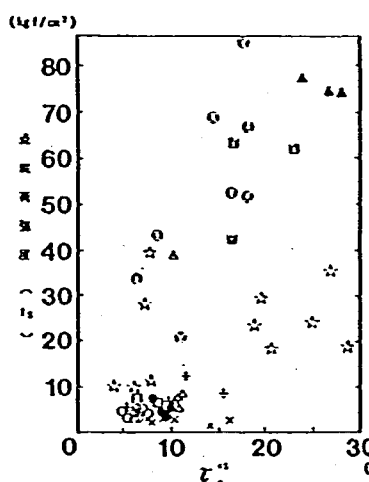


図-5 τ_0^{45} と点载荷強度の関係

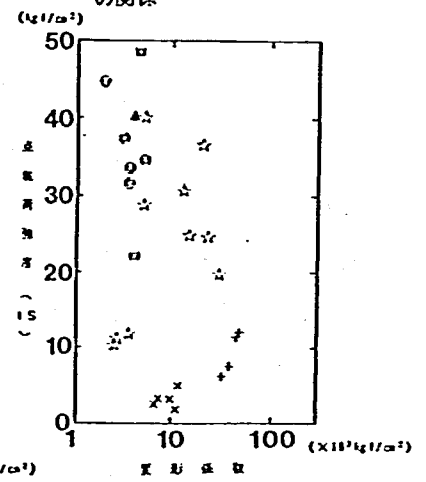


図-6 変形係数と点载荷強度の関係

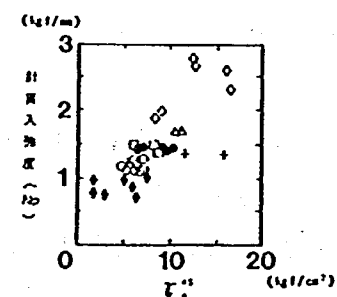


図-7 τ_0^{45} と針貫入強度の関係

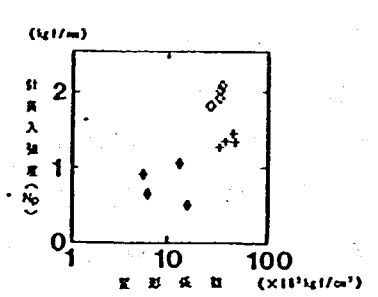


図-8 変形係数と針貫入強度の関係

4. 2 ピック貫入試験の開発

簡易試験法には適用強度範囲があり、特に軟質な部分に対してはどの試験法も低精度あるいは試験不能となる。しかし軟質部や弱層部は特に高精度な試験法が望まれる。そこで上記簡易試験法の欠点を補うものとして、針貫入試験器の針部をピック状にしたピック貫入試験器を開発した。ピック形状は貫入量と貫入部の断面積が正比例関係となるように(1)式のように設定した。

$$\text{ピック直径(mm)} = \sqrt{\text{ピック先端からの長さ(cm)} / 5} \dots\dots\dots (1)$$

ピック貫入試験は針貫入試験と同じ簡便性を持ち、また針貫入試験に比べ、硬質な岩や粗粒な岩でも試験可能で試験値のばらつきも小さい、貫入力と貫入量がほぼ直線関係にありどのような貫入量で貫入強度を算出しても一律な値が得られる、等の利点がある。

図-9は風化変質した花崗岩ダム基礎の軟質部の $\tau_{0.45}$ と岩盤試験面近傍(前後1.5m)側壁でのピック貫入強度(15点平均)の関係である。岩盤試験面直上で試験していないのでばらつきはあるが簡易試験中最も高い相関が認められた。また、ピック貫入試験は肉眼による岩級区分とも高い相関を示した。従ってピック貫入試験は特に低強度な軟岩や弱層等の簡易強度試験として有効であることがわかった。

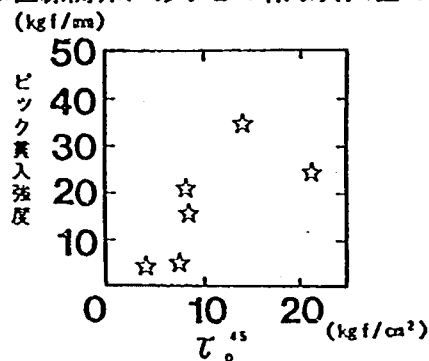


図-9 $\tau_{0.45}$ とピック貫入強度の関係

4. 2 簡易試験値を左右する要因

簡易試験値は、①岩質、②試験器の構造や測定方法、③岩盤環境(含水条件や被り厚等)により変化するため注意が必要である。ここでは幾つかの例を述べる。

図-10は針貫入試験における一供試体中の試験値のばらつきである。粗粒な岩あるいは不均質性の高い岩はばらつきが大きく、また正規分布からはずれる傾向がある。針貫入試験が高精度なのは中粒～細粒な岩に限られ、粗粒な岩や不均質な岩では試験数を増やす必要がある。

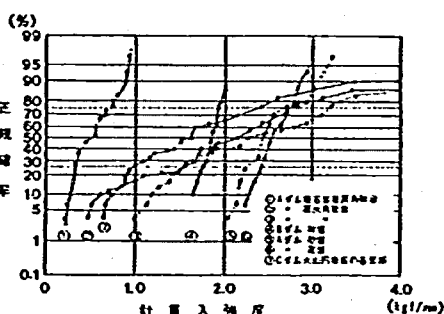


図-10 岩質による針貫入強度のばらつき

図-11は石膏供試体に針貫入試験を適用した時の貫入量と貫入力の関係であるが、貫入量12mm付近に変曲点がある。これは針の形状によるものである(ピック貫入試験では変曲点は認められない)。したがって貫入量12mm以上での針貫入強度と12mm以下での針貫入強度は異なる値となる。

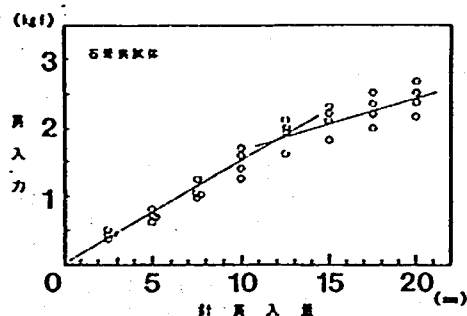


図-11 石膏供試体における針貫入量と貫入力の関係

図-12は石膏供試体におけるピック貫入試験の載荷速度と貫入強度(貫入力5kgf時)の関係である。載荷速度が増すと貫入強度はわずかながら増加し、載荷速度が10倍になると平均1.06倍の強度増加が見られる。同様な強度変化は針貫入試験でも認められる。

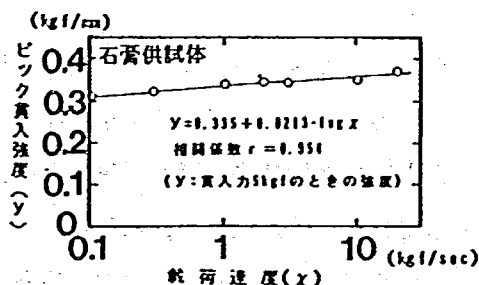


図-12 載荷速度によるピック貫入強度の変化

図-13は同一打撃点で繰り返しシュミットハンマー試験

打撃回数 (Number of strikes)	反跳度 (Reflection Degree)
1	10
2	15
3	12
4	18
5	15
6	25
7	20
8	35
9	30
10	40
11	15
12	35
13	38
14	35
15	30
16	35
17	28
18	35
19	35
20	42
21	42
22	40
23	40
24	45
25	42
26	40

図-14は含水条件および有効間隙率による針貫入強度と点載荷強度の変化である。同一岩種でも針貫入強度と点載荷強度で強度比は異なり、点載荷強度の方が全体にやや低い値を示す。しかし両試験法とも、乾燥により岩の強度は増加し、例えば針貫入試験においては、一部を除いて強度比と有効間隙率はほぼ次の関係にある。

なお、(2)式よりも上方に外れる岩は主に泥質基質の岩であり、特に大きく外れるDダムの細粒砂岩はスレーキングが顕著な岩である。針貫入試験やピック貫入試験は同一供試体で繰返し試験が可能なので、乾燥/湿潤強度比あるいは乾湿繰返しによる強度低下率を算出することでスレーキングなど劣化性の軟岩の判定にも利用可能である。

各簡易試験法の軟岩ダム基礎への適用性や留意点をまとめて表-1に示す。

[illegible]

軟岩ダム基礎への簡易強度試験法の適用性を検討した結果、幾つかの試験法は岩盤強度や変形性と相関が認められたが、試験値や精度は岩質・測定条件・岩盤環境によって変化するため、ダムサイト毎に最も適した試験法を適宜選定する必要があることがわかった。また、軟質部の高精度の区分を目的としてピック貫入試験を開発した。しかし試験値の持つ工学的意味については未整理であり、今後理論的な検討が必要である。なお、本報告は昭和60～平成元年度の河川総合の研究テーマ「軟岩の岩盤分類に関する調査試験」の成果の一部をまとめたものである。

フィルダム土質材料の締固め、透水試験

フィルダム研究室 安仁屋 勉

1. はじめに

フィルダム土質材料の透水試験には、締固め試験で作製された供試体を流用するのが一般的である。しかし、この試験を行うにあたっては、その試験精度の点から以下に示す2つの疑問点がある。

1) JIS 規格¹⁾によると、締固め試験においては、使用するモールドの内径 ϕ は、試料の最大粒径 D_{max} の4~5倍以上としているのに対して、透水試験では、透水円筒内壁周辺に粒径の大きな粒子が集中することにより、相対的に大きな間隙が発生して試験精度が落ちることを防ぐために ϕ は D_{max} の10倍以上でなくてはならないと規定している。そのため、締固め試験により作製された供試体を透水試験に用いると、試料の許容最大粒径の条件を満たさない場合がある。

2) 締固めて作製された供試体では、その底面に細粒分が集中して難透水の薄膜を形成し、結果として透水係数を実際よりも小さく評価してしまう恐れがある。

上記2つの疑問点を解決するために、実際にフィルダムの土質材料を用いた締固め、透水試験を実施したのでその結果について報告する。

なお、1)、2)の疑問点に対する試験を、それぞれ許容最大粒径確認試験、難透水薄膜の形成による影響確認試験と呼ぶ。

2. 試験方法

2.1 試料

試験には、あるフィルダムの現場で採取した試料を25.4mm、19.1mm、9.52mmでオーバーサイズカットした3種類の試料を用いた。その物理試験結果、および粒度分布曲線を表-1、図-1に示す。これらの結果より、今回使用する試料は、我が国のフィルダムの土質材料として一般的なものといえる。

表-1 物理試験結果

自然含水比 w_n (%)	9.4
液性限界 w_L (%)	33.2
塑性限界 w_P (%)	18.8
塑性指数 IP	14.4
比重 G_s (2mm以下)	2.718
9.52 表乾比重	2.581
~ 絶乾比重	2.501
4.76 真比重	2.718
(mm) 吸水率 (%)	3.178
19.1 表乾比重	2.592
~ 絶乾比重	2.529
4.76 真比重	2.697
(mm) 吸水率 (%)	2.438
25.4 表乾比重	2.611
~ 絶乾比重	2.559
4.76 真比重	2.699
(mm) 吸水率 (%)	2.034

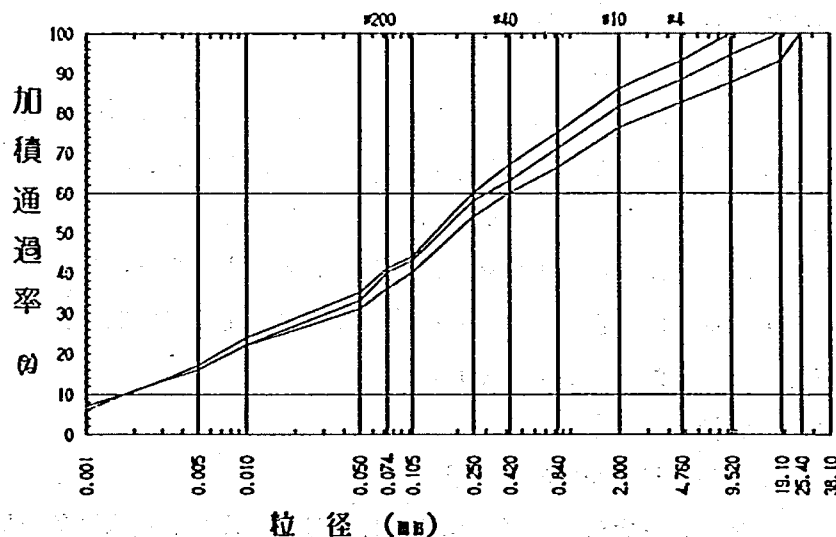


図-1 粒度分布曲線

2.2 許容最大粒径確認試験

2.1に示した最大粒径が25.4mm、19.1mm、9.52mmの3種類の試料と表-2に示す3種類のモールドを組み合わせて、1Ecのエネルギーで締固めて（非乾燥・非繰返し

表-2 モールド別の締固め仕様

モールドの種類	モ-1	モ-2	モ-3
モールド内径 (cm)	10.0	15.0	30.0
モールド高さ (cm)	12.7	17.5	35.4
モールド体積 (cm ³)	1000	3092	25000
ランマー質量 (kg)	2.5	4.5	10.0
ランマー径 (cm)	5.0	5.0	10.0
落下高 (cm)	30.0	30.0	50.0
締固め層数	3	3	5
1層当たり締固め回数	25	43	56

表-3 ϕ/D_{max} の値

ϕ D_{max}	100 mm	150 mm	300 mm
9.52 mm	10.5	15.8	31.5
19.1 mm	5.2	7.9	15.7
25.4 mm	3.9	5.9	11.8

$\phi/D_{max}=10$

法による）供試体を作製し、それらに対して変水位透水試験を実施した。表-3にこれらの組み合わせにおける ϕ/D_{max} の値を示す。この表から、いずれの組み合わせでも締固め試験における $\phi/D_{max} > 4 \sim 5$ 程度の条件を満足しており、透水試験における $\phi/D_{max} > 10$ の条件を満足しているのは9つ中5つであることがわかる。

なお、本試験は試料の最大粒径に着目しているので、締固め後の粒度分布、特に最大粒径の変化には十分な注意を払わなければならない。各モールド、試料の組み合わせの締固め試験後、最適含水比付近を中心に6含水比の供試体の試料について粒度試験を実施してその粒度変化を確認した。その結果、どのモールド、試料の組み合わせにおいても今回の試料は締固めによる大きな粒度の変化はなく（Marsal²⁾の破砕率で1.7~5.5%）、最大粒径にも変化がないことがわかった。

2.3 難透水薄膜の形成による影響確認試験

締固めて作製された供試体の底面に、細粒分集中による難透水薄膜が形成されるか否かを確認する透水試験は、最大粒径9.52mmの試料と標準モールド（モールド1）のみを用いて実施した。

透水試験は、以下に示す2種類の供試体に対して実施した。

1) ケース1：底面カットなし

含水比を10%、13%（最適含水比付近）、16%に調節した試料を標準モールド内で1Ecで締固めて供試体を各3本作製し、変水位透水試験を実施した。

2) ケース2：底面カットあり

ケース1と同様な方法で変水位透水試験用の供試体を原則として3（含水比）×3（本）の計9本作製した。ただし、使用したモールドは図-2に示す2分割可能なものである。

締固めて作製された供試体を二分割し、その上部の試料長の長い方を透水試験に使用した。この時全体および上部の乾燥、湿润密度、および含水比を測定した。

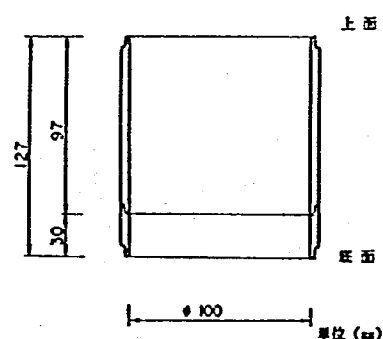


図-2 2分割可能モールド

3. 試験結果

3.1 許容最大粒径確認試験

図-3に、許容最大粒径確認試験における締固め、透水試験結果を、使用した試料の最大粒径ごとに整理した図を、表-4に試験結果の一覧を示す。これらの図表から以下のことがわかる。

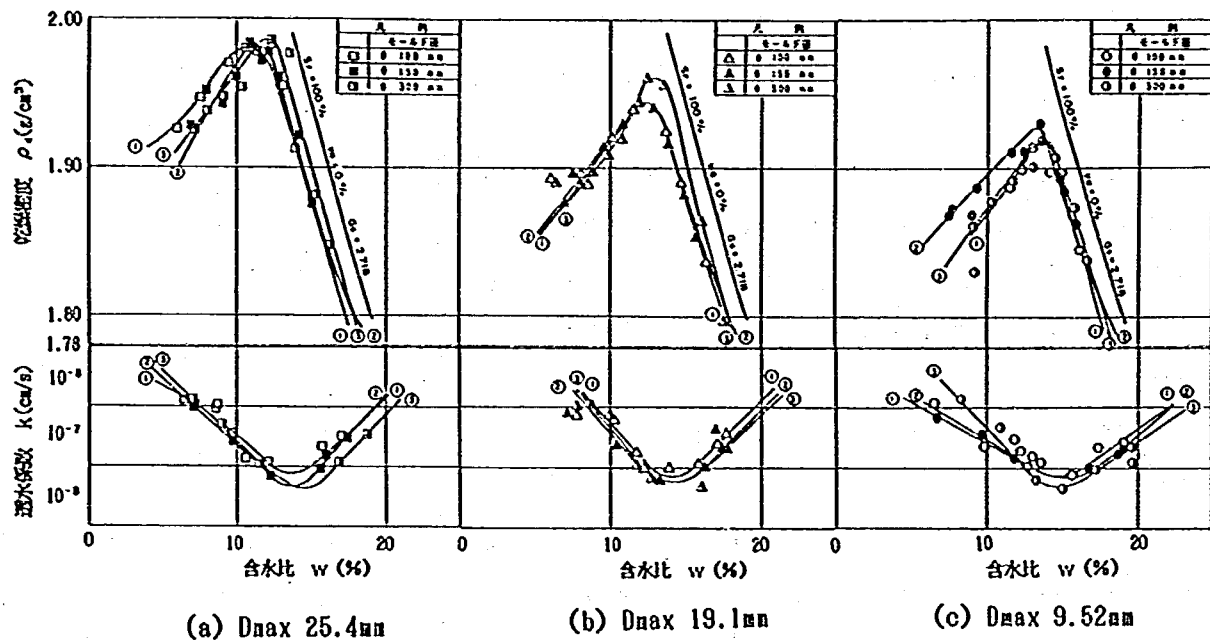


図-3 乾燥密度、透水係数と含水比の関係

① 試料が同じであれば、

モールド径によらずほぼ同様な締固め曲線が得られた。当然のことながら得られる最大乾燥密度 ρ_{dmax} および最適含水比 w_{opt} もほぼ同じ値である。これは、JIS規格による許容最大粒径の条件を満足していれば、十分な精度

表-4 許容最大粒径確認試験結果一覧

試験条件		試験試料の最大粒径(D _{max})		
モールド径	項目	9.52mm	19.1mm	25.4mm
φ100mm	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.920	1.944	1.980
	最適含水比 w_{opt} (%)	13.6	12.4	11.1
	最小透水係数 k_{min} (cm/s)	6.6×10^{-8}	6.5×10^{-8}	7.5×10^{-8}
	最小透水係数での含水比(%)	14.7	14.2	13.8
φ150mm	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.926	1.944	1.982
	最適含水比 w_{opt} (%)	13.2	12.3	11.2
	最小透水係数 k_{min} (cm/s)	6.3×10^{-8}	5.9×10^{-8}	5.0×10^{-8}
	最小透水係数での含水比(%)	15.0	14.4	13.8
φ300mm	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.918	1.960	1.983
	最適含水比 w_{opt} (%)	13.5	12.8	11.8
	最小透水係数 k_{min} (cm/s)	5.0×10^{-8}	4.7×10^{-8}	6.0×10^{-8}
	最小透水係数での含水比(%)	14.8	14.5	14.1

で締固め特性を把握できることを示している。

② 同一モールドを用いて締固め試験を行うと、試料の最大粒径が大きくなるにしたがい最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比は小さくなるという傾向を示している。

③ 同じ試料であれば、モールド径によらずほぼ同様な透水係数～含水比曲線が得られた。

④ 試料の最大粒径が大きくなると、最小透水係数発生点での含水比が若干小さくなる傾向がある。しかし、締固め試験における最適含水比の変化ほど顕著ではない。

3.2 難透水薄膜の形成による影響確認試験

図-4に透水試験に使用した部分、ケース1については全体、ケース2については上部のそれぞれの締固め、透水試験結果を示す。なお、図中の締固め、透水曲線は、許容最大粒径確認試験で最大粒径 D_{max} が9.52mmの試料と標準モールドの組み合わせで試験を行った際に得られたものである。これらの図より以下のことがわかる。

- ① 透水試験に用いる部分、つまりケース1の全体、ケース2の上部の乾燥密度は、含水比ごとに大きな差がない。
- ② 得られた透水係数には多少のばらつきがあるが、底面カットなしのケースで、供試体底面に難透水性の薄膜が形成され、底面をカットした場合に比較して、得られる透水係数が小さいという傾向は見られない。
- ③ 最適含水比付近で、底面カットなしの場合の透水係数が、他のケースのそれに比較して若干大きい傾向にある。そこで、最適含水比付近の乾燥密度と透水係数の関係を調べたところ、図-5に示すように全体としては乾燥密度が大きい程透水係数が小さくなる傾向を示した。そのことから、底面カットなしの場合の供試体乾燥密度が他のケースのそれよりも小さいことが、透水係数が他のケースより大きく出た原因であると推察できる。

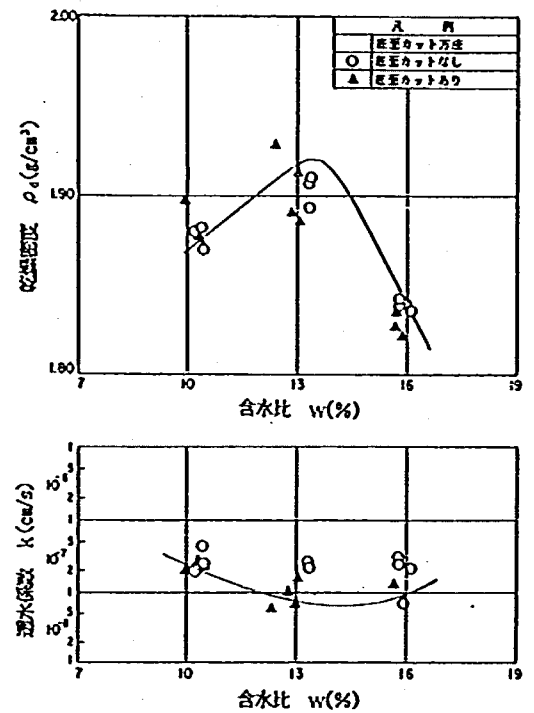


図-4 乾燥密度、透水係数と含水比の関係

4. まとめ

実験結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 今回の試料であるフィルダムコア材のように粒度範囲が広く、細粒分をある程度含む土の場合、透水試験についても締固め試験と同様に、モールド内径が試料最大粒径の4～5倍以上であれば、十分な精度の試験結果が得られることがわかった。この原因としては、試料の粒度範囲が広いため、供試体の全体積に占める礫分の割合が小さく、最大粒径付近の粒径を持つ粒子がモールド内壁面に接触したり、ある部分に集中して透水係数を実際よりも大きく評価するような大きな間隙ができにくいこと、0.074mm以下の細粒分をある程度含んでいるため、仮に大きな間隙が発生しても細粒分が間隙を塞ぐ役割を果たしたことが考えられる。
- ② フィルダムの土質材料を締固めて作製した供試体を透水試験に流用する際に、供試体底面に難透水の薄膜は形成されないか、あるいは形成されたとしても透水試験結果に大きな影響を与えないことがわかった。

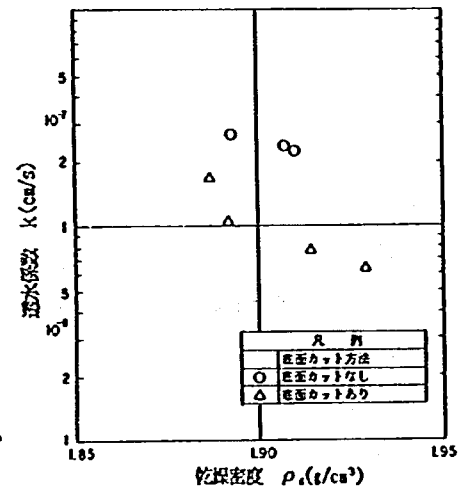


図-5 乾燥密度と透水係数の関係

- 参考文献 1) 土質工学会：土質試験法—第2回改訂版—，pp.278～284，pp.363～369，1979.
- 2) Marsal, R.J.：Mechanical Properties of Rockfill, Casagrande Volume, John Wiley and Sons, pp.109～200，1972.

フレッシュコンクリートの早期品質判定法に関する検討

コンクリート研究室 高橋弘人

1. まえがき

健全な構造物をつくる上で所要の品質のコンクリートであることが必要不可欠なことであるが、コンクリート品質を代表する圧縮強度は28日標準養生を行った後に試験されている。このため、仮に試験の結果不合格になった場合の対応は極めて困難になることから、コンクリート品質を早期に判定することが必要になり、これまでに種々の試験方法が提案されている。

2. 目的

今回の早期品質判定法の検討は、現場で簡易に精度よくコンクリート品質を判定することを目的にしたことから、30分以内で結果が判明するフレッシュコンクリートの配合を分析する方法を対象にすることとした。そこで、最初に7種類の早期判定法について精度、適用範囲などの比較実験を行い、この比較実験で得られた成果を基にコンクリート配合において特に判定の必要性が高いと考えられる単位水量の迅速判定法を検討した。

3. 試験方法と試験結果

3. 1 早期品質判定法の比較試験

3. 1. 1 試験方法

今回用いた試験方法は、新たに工夫したフレッシュコンクリートの空中重量と水中重量を測定することで水量（水セメント比）を判定する方法と従来から提案されている試験方法の中から、現場での試験実施を考慮して試験用器具が比較的簡易で熟練を要しない方法を合わせて7種類とした。コンクリートの配合を表-1に示す。

表-1 コンクリートの配合

目標スラング (ca)		4、8、12、18
目標W/C (%)		40、50、60、70
目標空気量 (%)		4±0.5%
流動化 コン クリ ート	ベース コンクリート	流動化後の 目標スラング
	W/C=50%, スラング 4ca	→ 12ca
	8ca	→ 16ca
	W/C=60%, スラング 4ca	→ 12ca
	8ca	→ 16ca

3. 1. 2 試験結果

種々の判定方法の比較試験結果を表-2に示す。これらの結果より、

- ① ウェットスクリーニングモルタルはフレッシュコンクリートとかなり配合が異なるようであり、このため、早期判定用試料としてはコンクリートを直接用いるのがよいといえる。
- ② コンクリートを直接判定用試料とする3種類の方法は、現時点では精度などに問題点はあるものの、改善を加えれば十分に早期品質判定に適用できると考えられる。

3. 2 単位水量迅速判定法に関する検討

3. 2. 1 試験方法

単位水量の迅速判定には、3. 1の比較試験の結果からコンクリートを直接試料とする乾燥炉法を用いることとした。フレッシュコンクリートの単位水量は乾燥前後の試料重量差から求める。

$$\text{単位水量} = M_c \times (M_0 - M_1 + S_0 \times Q_s + G_0 \times Q_g) / M_0 \quad (\text{kg/m}^3) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M_0 : 試料重量 (kg)、 M_1 : 乾燥後の試料重量 (kg)

M_c : コンクリートの単位容積重量 (kg/m^3)

S_0 : 試料中の細骨材量 (kg)、 Q_s : 細骨材の吸水率 (%)

G_0 : 試料中の粗骨材量 (kg)、 Q_g : 粗骨材の吸水率 (%)

表-2 判定方法の種類と判定試験結果

	判定方法	判定試験の方法と特徴	試験結果 (時間・人員・測定結果)
単位セメント量	比重計法 ²⁾	ウェットスクリーニングモルタルを一定量の水で希釈した懸濁液の比重を比重浮ひようで測定する。 予め懸濁液の比重からセメント量を求める検量線の作成が必要。 微粉末混和材添加のコンクリートには原則として適用できない。	試験は1人で10分程度。 今回の試験結果では、配合値に比べ最大12kg/m ³ 、平均5.2kg/m ³ の誤差があった。
単位水量	マイクロ波法	電子レンジでモルタル試料を加熱乾燥させる。 細骨材の使用量と吸水率が予め確認されていることが必要適用範囲の制限はない。	試験は1人で20分程度だが、試料が高温になるため注意を要する。 モルタルだけ練り混ぜて予備試験を行った結果では配合含水率とよく一致していたもののウェットスクリーニングモルタルでは単位水量にして約14kg/m ³ 小さく測定された。
	乾燥炉法	大型乾燥炉装置でコンクリートを加熱乾燥させる。 細・粗骨材の使用量と吸水率が予め確認されていることが必要他は適用範囲の制限はない。	試験は試料・容器が高温になるため2人で30分程度。 単位水量は平均6kg/m ³ 小さく測定されたが単位水量のおおよその目安はつく。
	モルタル重量法 ⁴⁾	モルタル試料の空中重量と水中重量を測定する。 予め使用材料の比重が確認されていることが必要他は適用範囲の制限はない。	試験は自動化した試験機で1人で15分程度 ウェットスクリーニングの影響を考慮してもW/Cは配合値に比べ平均5.6%大きい結果となった。水中重量測定で気泡の除去が不十分であると誤差が大きくなる。
	コンクリート重量法 ²⁾	モルタルをコンクリート試料にする他は同上。	試験は1人で15分程度。 気泡の除去が難しく、測定値のばらつきは±3% (95%信頼限界) である。
	体積法 ⁶⁾	細骨材の表面水率測定と同様の方法で行う。 予め使用材料の比重が確認されていることが必要他は適用範囲の制限はない。	試験は1人で15分程度。モルタルだけ練り混ぜた試料で厳密に測定操作を行えばW/Cで0.1%以内で測定できる。 ウェットスクリーニングモルタルではW/Cがかなり小さく測定された。
水セメント比	振動法 ³⁾	測定機の感應板をコンクリート中に差し込む。 微粉末混和材が添加されていたり混和剤混入により粘性の変化したコンクリートには適用できない。	試験は1人で2～3分程度。 流動化コンクリートには適用できず、普通コンクリートでもスランプ10cm以下、あるいはW/Cが70%のコンクリートでは誤差が大きいこれ以外のコンクリートは-1±1%の誤差の範囲で測定できた。しかし測定者によって多少結果が異なる。

乾燥炉法による単位水量迅速判定に先立って次の予備実験を行った。

(1) 乾燥重量の測定

加熱された空気の浮力の影響を確認するため、加熱乾燥した試料（コンクリート、モルタル、細骨材および容器のみ）を熱電対で温度を測定しながら重量変化を測定した。その結果、図-

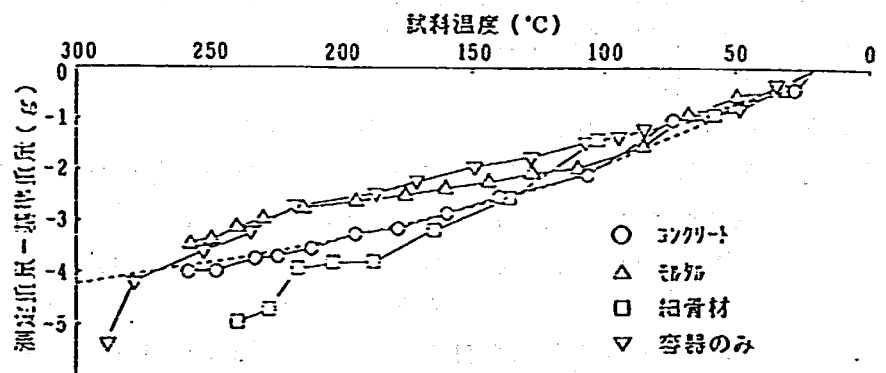


図-1 試料温度と試料重量の関係

1に示すように試料温度が200℃程度から、温度と空気の密度の式(2)に容器の容積を乗じて求めた計算値(図中の点線)と測定値はほぼ一致している。このことから試料温度を下げなくても試料重量は計算で求められるといえる。

$$\sigma = 0.001293 / (1 + 0.00367 \cdot T) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 σ : 空気の密度 (g/cm³)、T : 空気の温度 (℃)、ここでは試料温度を用いた。

(2) 骨材の吸水率

乾燥炉法による単位水量判定では、J I S試験法で求めた骨材の吸水率と乾燥炉の試験の結果と一致することが必要である。このため、細骨材および粗骨材のみの乾燥炉による試験を行った。その結果、乾燥炉法で得た骨材の吸水率は粗骨材はJ I S試験法で得られた値とよく一致したものの、細骨材は0.23%程度大きな値となった(図-2)。この予備試験では、容器以外への試料や水分の付着はなく、また、300℃程度では骨材の吸水分以外の蒸発や強熱減量の影響もないと考えられる。

この原因としては、J I S試験法の細骨材の表乾状態の判定が試験者の感覚に負うところが大きいことがあげられる。J I S試験法と同じように表乾状態の判定にフローコーンを用いるASTM法は試験方法がより詳しく、吸水率測定値もJ I S試験法の値に比べて平均0.26%大きくなるとの報告⁵⁾もある。こうしたことから、細骨材の吸水率は乾燥炉法で得えられた値を用いた。

(3) セメントとの結合水

セメントと結合する水量はセメント自体の含水分でほぼ相殺され、影響ないものとして扱った。

3. 2. 2 判定実験

(1) コンクリートの配合と練り混ぜ

実験に用いたコンクリートの配合を表-3に示す。なお、コンクリートの練り混ぜはコンクリート試料の重量が5kgとなるよう使用材料ごとに計量して手練りで行った。

(2) 試料採取の影響の補正

(1)で練り混ぜたコンクリート試料は、できるだけ残さないように試験用容器に移したことから、粗骨材は計量どおりに含まれており、使用材料ごとに計量した合計重量と容器に移した後の試料重量との差は、練り混ぜ容器に付着したモルタル分とみなされる。そこで測定結果もこの影響を以下の式で補正することとした。

$$\text{単位水量} = M_c \times \alpha (M_0 - M_1 + \alpha S_0 \times Q_s + G \times Q_G / \alpha) / M_2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\alpha = M_M / M_H \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 M_M : 配合表から計算した試料中のモルタル量 (kg)

M_H : 判定試験用試料中のモルタル量 (kg)

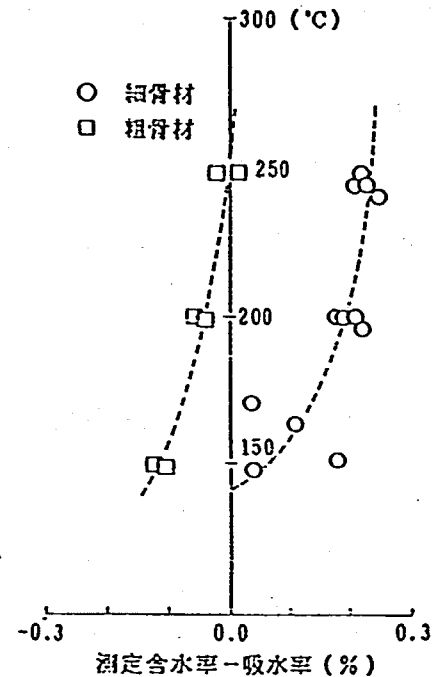


図-2 骨材の試験結果

表-3 コンクリートの配合

NO	W/C	s/a	W	C
	(%)	(%)	(kg/m ³)	
1	56.7	43.4	198.5	350.0
2	46.7		163.5	
3	36.7		128.5	
4	70.0	50.5	163.5	233.3
5	35.0			466.7
6	46.7			350.0
7		37.9		

なお、実際の試験で α を求める場合は、試験終了後に粗骨材を洗いだして求めればよい。

3. 2. 3 判定結果と考察

以上の条件で判定実験を行った結果を表-4に示す。ここで、試料中の水量を加熱乾燥させる上では、骨材量が多いほど水分が蒸発しにくいことが考えられる。このため、単位水量の測定値と配合との関係を見るために、測定単位水量(W')を目的変数とし、配合表から得られる水セメント比(W/C)、細骨材率(s/a)、配合単位水量(W)を説明変数として重回帰分析を行った。その結果得られた試料温度ごとの重回帰式は次のようであり、一次重回帰式の場合より相関が高かった。なお、式下段の()は偏相関係数である。

表-4 乾燥炉法の試験結果

試料温度 ($^{\circ}\text{C}$)	単位水量の測定誤差(kg/m^3)			
	平均	最大	最小	標準偏差
195~200	-7.0	-7.9	-5.7	0.7
	-5.5	-6.6	-4.9	0.6
	0.0	0.4	-0.3	0.2
242~250	-5.4	-7.2	-3.4	1.1
	-3.9	-5.5	-2.6	0.9
	0.0	1.0	-0.9	0.6
291~301	-4.5	-6.5	-2.3	1.2
	-3.1	-4.7	-1.5	1.0
	0.2	1.1	-1.1	0.7

上段：試料採取の影響を補正せず。
中段：試料採取の影響を補正。
下段：重回帰式から求めた値。

$$(200^{\circ}\text{C}) : W' = -9.25 - 0.245W/C + 2.65s/a + 1.03W \quad (R=0.9999) \cdots (5)$$

(-0.10) (0.35) (0.99)

$$(250^{\circ}\text{C}) : W' = -11.0 - 1.79W/C + 14.2s/a + 1.02W \quad (R=0.9998) \cdots (6)$$

(-0.27) (0.62) (0.99)

$$(300^{\circ}\text{C}) : W' = -11.0 - 2.00W/C + 13.9s/a + 1.03W \quad (R=0.9997) \cdots (7)$$

(-0.25) (0.54) (0.99)

ここに、 W' : 測定単位水量 (kg/m^3)、 W/C , s/a , W : それぞれ配合表から得られる値。

重回帰分析の結果、配合単位水量が測定単位水量と相関が高いのは当然としても、細骨材率も影響していることがわかる。この重回帰式を移項して配合単位水量を求める式になおし、 W' 、 W/C 、 s/a を代入して計算した結果、単位水量は $-1.1 \sim 1.1 \text{ kg}/\text{m}^3$ の範囲で精度よく判定することができた(表-4)表-4には試料採取の影響を補正しなかった場合の測定誤差も併記した。この結果からも試験終了後には粗骨材を洗いだして測定値の補正をすることが必要なことがわかる。

4. まとめ

フレッシュコンクリート品質の早期判定法として、最初に種々の判定方法の比較実験を行い、次に単位水量の迅速判定法に関する検討を行った。その結果、判定用試料としてはコンクリートを直接用いるのがよく、この結果を基に検討した乾燥炉法による単位水量は、30分程度で精度よく判定することができた。これは、現場でのコンクリート打設にあたって単位水量の異常値のチェックに極めて有効といえる。

参考文献：1) コンクリート工学協会「コンクリート品質の早期判定指針」1985.5、2) 小林、森濱、高橋、田村「コンクリートの品質管理に関する調査試験報告書(1)」土木研究所資料第2736号 1989.2、3) 神田、鈴木他「振動を利用してまだ固まらないコンクリートの水セメント比を検出する方法」コンクリート工学vol19 1981.8、4) 和田、杉本他「現場で簡単にできるコンクリート品質の早期判定方法の実用化」第2回コンクリート工学年次講演会論文集1980、5) 例えば、吉兼、鯉江、中島「表乾状態の判定に起因する細骨材の吸水率のばらつきについて」第5回生コン技術大会論文集1989、6) 森濱、高橋「種々のフレッシュコンクリートの品質判定法に関する比較実験」第11回コンクリート工学年次講演会論文集1989、7) 小林、高橋、森濱「フレッシュコンクリートの単位水量迅速判定法に関する実験的検討」第12回コンクリート工学年次講演会論文集1990、

アーチダムに作用する地震時動水圧の分布特性

ダム構造研究室 庄 司 俊 介

1. まえがき

現在、コンクリートダムの耐震設計において、ダム上流面に作用する地震時動水圧は Westergaard によって導かれた理論式をもとに算出することとなっている。アーチダムの設計に用いる動水圧についても、一般にこの式により算出されているが、本来この式は重力ダムを対象とし、上下流方向の2次元断面に対する解析から導かれたものであり、上流面が曲面をなすアーチダムや、V字谷に築造されたダムに作用する地震時動水圧との関係は明確でない。本検討は、これらを踏まえ、V字谷に築造されたアーチダムに作用する地震時動水圧の分布特性を調べるとともに、それが Westergaard の式による動水圧計算値とどのような関係にあるのかを明らかにするため、実験および有限要素法 (FEM) を用いた数値解析を行ったものである。

2. 検討目的

Westergaard の動水圧計算式は次式で表される。

$$P_d = 0.875 K_h W \sqrt{h \cdot H} \quad (1)$$

ここに、 P_d : 動水圧, K_h : 堤体の水平震度, W : 水の単位体積重量

h : 水面から動水圧を求めようとする点までの水深, H : 水面から基礎地盤までの水深

この式は、①貯水池の底面は水平である、②ダム上流面勾配は鉛直である、③貯水池は上流方向に無限に続く、④堤体は剛で、ダムの弾性たわみは無視できる、などの条件の下で、2次元解析によって導かれたものである。したがって、V字谷に築造されたアーチダムに作用する地震時動水圧は、この式による動水圧計算値と異なると考えられる。

また、アーチダムは3次元設計を行うが、これまでの設計では一般に上下流方向の地震が考慮されているのみである。しかし、3次元設計という意味では、実際にはあらゆる方向の地震が考えられる。

これらの点を考慮し、V字谷に築造されたアーチダムに対して、上下流および左右岸方向の地震が作用した場合に、ダムに作用する動水圧の分布特性を明らかにすることを目的として検討を行った。

3. 検討方法

3. 1 実験

3. 1. 1 実験用水槽

実験用水槽は図-1に示すように、幅3.6m、長さ3.6m、高さ1.5m (内寸) の鋼製水槽の内部に、ベニヤ合板でV字谷水槽を作り、その端部に同じくベニヤ合板製のアーチダム模型を設置したものである。なお、模型は2種類製作した。その諸元は表-1のとおりである。

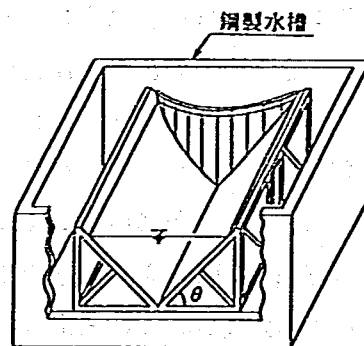


図-1 実験用水槽概観図

表-1 水槽およびアーチダム模型の諸元

No.	谷傾斜角 θ (°)	アーチ半径 R (cm)	アーチ形状	最大水深 (クラウン) H_c (cm)	アーチ中心角 (水面) ϕ (°)
①	45	122.1	定半径単心円弧	100	110
②	60	70.5			

3. 1. 2 加振・計測方法

上記水槽を振動台に載せ、上下流方向と左右岸方向の2方向に正弦波加振を行った。

計測項目は加速度および動水圧であり、加速度はダム模型背面および鋼製水槽壁面で、動水圧はダム上流面で測定した。測定に用いた計測器は、加速度計、水圧計ともにひずみゲージ式変換器である。

3. 1. 3 実験条件

本実験においては振動による堤体の変形は考えず、堤体が地盤と同位相で剛体振動することを前提とした。したがって、加振時にダム模型が剛体振動する必要がある。この条件を満足する加振周波数として、事前検討により上下流方向については5 Hz、左右岸方向については4 Hzを採用した。なお、加振加速度振幅はいずれも100galとした。

3. 2 数値解析

3次元FEMにより、谷傾斜角 45° のモデルを対象として動水圧の数値解析を行った。なお、貯水は非圧縮性と仮定し、入力する堤体の加速度は、図-2に示すように堤体上流面の法線方向加速度成分（以下、有効加速度という）とし、上下流方向地震に対しては $a \cdot \cos \phi$ 、左右岸方向地震に対しては $a \cdot \sin \phi$ とした。また、左右岸方向地震時においては、図-3に示すように、左右岸の基礎岩盤表面の有効加速度として、 $a \cdot \sin \theta$ を入力した。なお、有効加速度の符号は貯水池向きを正とした。

4. 実験および数値解析結果

結果は、Westergaardの動水圧計算式による計算値と比較して整理した。なお、Westergaardの式（(1)式）における H は、計算の対象となる断面の貯水深（図-4における H_v ）とした。また、アーチダムに対してWestergaardの式を適用する際の堤体の有効加速度は、図-2と同様とした。

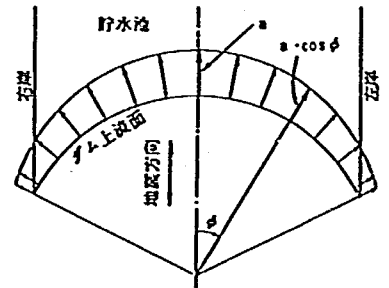
また、ダム上流面がアーチ形状であるための動水圧の分布特性を明確にするために、過去に当研究室において行ったダム上流面が鉛直平面の場合の、上下流方向地震に対する動水圧実験（ $\theta = 45^\circ, 60^\circ, H_v = 100\text{cm}$, 正弦波, 5Hz, 100gal）の結果、および3次元FEMによる計算値（ $\theta = 45^\circ$ ）についても以下に併せて示す。

4. 1 上下流方向地震による動水圧

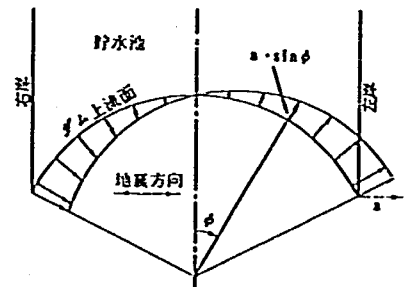
上下流方向地震による動水圧を図-5に示す。図は、ダム上流面に作用する動水圧を、図中の断面図に太実線で示す水深における水平分布として示したものである。なお、図-5の横軸は図-4に示す最大貯水深 H と袖部断面の貯水深 H_v の比 H_v/H を、縦軸は次式で表される動水圧を無次元化した係数 C 。（以下、動水圧係数という）を示す。

$$C = P_s / (K_s W H_s) \quad (2)$$

ここに、 K_s ：堤体の上下流または左右岸方向の水平震度（図-2における a /重力加速度）



（上下流方向地震）



（左右岸方向地震）

図-2 堤体有効加速度

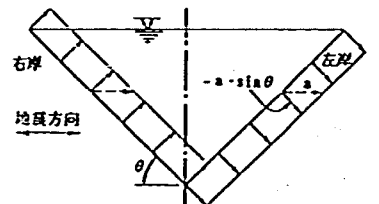


図-3 左右岸有効加速度

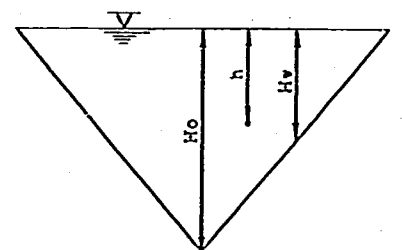


図-4 水深表示

なお、実験による動水圧の値は、振動の過程において堤体の加速度が貯水池向きに最大となる時点で圧縮の最大値を示し、堤体加速度と動水圧の間には位相差はなかった。

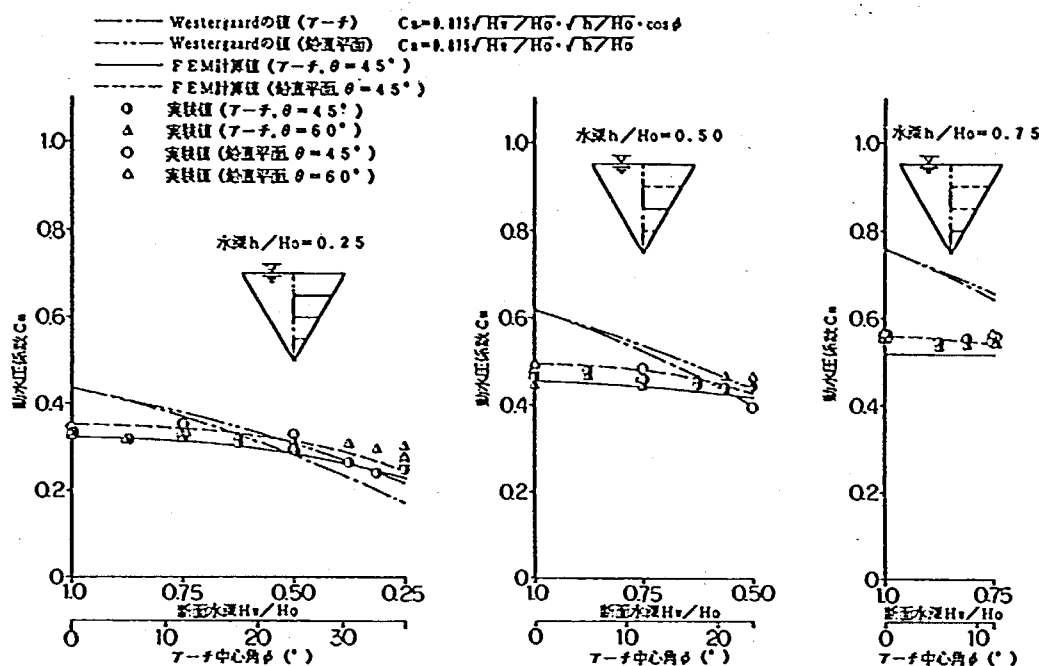


図-5 動水圧水平分布（上下流方向地震）

図より、谷傾斜角が45°の場合について実験値とFEMによる計算値を比較してみると、両者の動水圧係数はよい一致を示している。また、これらの値は、水深 h/H_o が深いところでは、Westergaardの式による値よりもかなり小さな値となっている。しかし、水深 h/H_o が浅いところでは、それらの値は近づく傾向にあり、特にアバットメント付近では実験値およびFEMによる値の方がやや大きくなっている。この現象は上流面が鉛直平面である場合も同様であり、その主な要因が谷の傾斜にあることを示している。

また、上流面が鉛直平面である場合とアーチ形状である場合の動水圧を比較すると、全体的にアーチ形状の場合の動水圧が鉛直平面の場合よりもやや小さな値となっている。これは、アーチ形状の場合は貯水池に対する有効加速度が小さくなることによるものと考えられる。ただし、谷傾斜角60°、水深 $h/H_o=0.25$ においては、実験値を見る限り両者はほぼ等しいか、むしろアーチ形状の場合の値の方がやや大きめとなっており、谷傾斜角がこれらの関係に影響を与えていることを示している。

次に、上流面がアーチ形状の場合について、実験値より、谷傾斜角の違いによる影響をみると、水深 h/H_o が深いところを除いて、特にアバットメント付近で、谷傾斜角が45°の場合よりも60°の場合の動水圧のほうやや大きくなっているが、全体的な分布形に大差はない。

4.2 左右岸方向地震による動水圧

左右岸方向地震による動水圧を図-6に示す。図の表示方法は上下流方向地震の場合と同様である。なお、動水圧係数の符号は、堤体の有効加速度が図-2（左右岸方向地震）の左岸側のように貯水池向きとなっているときに、その面に作用する動水圧が圧縮となる場合を正とした。

図より、谷傾斜角が45°の場合について実験値とFEMによる計算値を比較してみると、両者の動水圧係数はよい一致を示しており、それらは負の値となっている。これは、実験における振動の過程

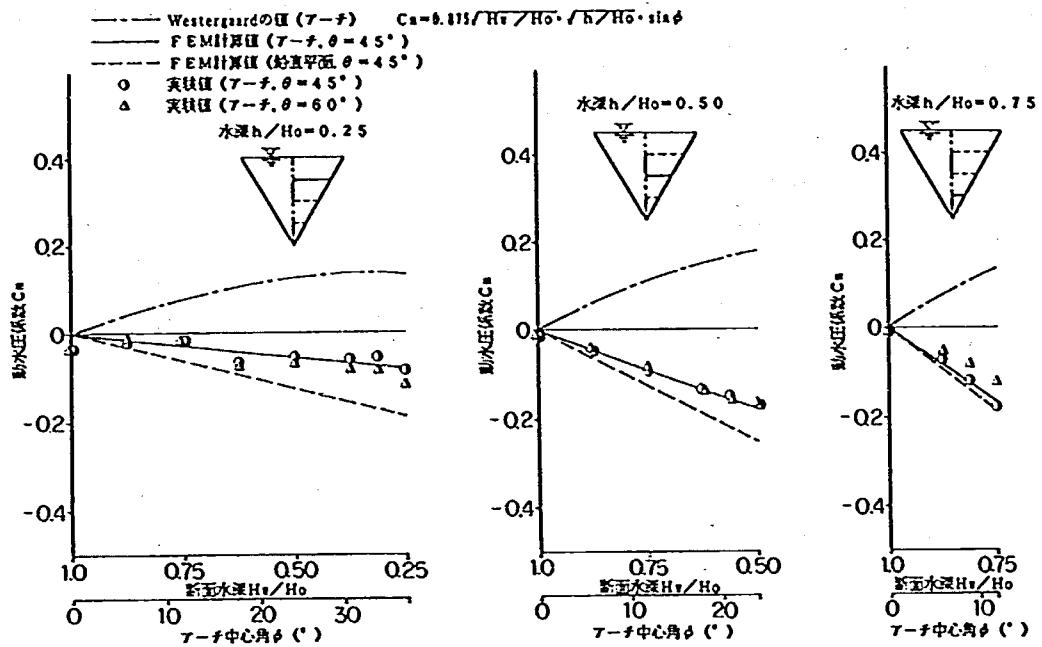


図-6 動水圧水平分布（左右岸方向地震）

において、堤体の加速度が貯水池向きに最大となる時点で、動水圧の値が引張の最大値を示し、堤体加速度と動水圧の間に 180° の位相差があったためであり、堤体の有効加速度によって上流面に作用する正の動水圧よりも、左右岸の有効加速度によって上流面に作用する負の動水圧の方が大きいことを表わしている。これに対して、堤体の振動のみ考慮する Westergaard の式による動水圧計算値は正の値となり、このような振動条件に対して、この式は近似的にも適用できないことが分かる。また、上流面が鉛直平面である場合の動水圧は左右岸の有効加速度のみによる動水圧を表わしており、アーチ形状の場合と異なり、堤体の有効加速度による動水圧と打消し合うことがないため、その値は、アーチ形状の場合よりも負の大きな値となっている。

次に谷傾斜角の違いによる影響を実験値よりみると、水深 h/H_0 が浅いところのアバットメント付近では谷傾斜角が 45° の場合よりも 60° の場合の動水圧の方がその絶対値が大きく、水深 h/H_0 が深いところではその逆の関係となっているが、全体的な分布形に大差はない。

5. まとめ

上下流方向地震によりアーチダムに作用する動水圧は、全体的に、鉛直平面に作用する動水圧よりもやや小さく、また、Westergaard の式による値よりも小さな値であることが分かった。ただし、水深 h/H_0 が浅いところのアバットメント付近では Westergaard の式による値よりもやや大きめの値となることも分かった。

一方、左右岸方向地震によりアーチダムに作用する動水圧は、左右岸の振動も考慮した場合には堤体加速度との間に 180° の位相差が生じ、Westergaard の式では近似できないことが分かった。また、この結果は堤体の慣性力と動水圧による力が逆向きとなることを示しており、堤体の安定上は好ましい傾向といえる。

以上、V字谷に築造されたアーチダムに作用する地震時動水圧の分布特性の一端を明らかにすることができたが、本検討は堤体の剛体振動を仮定して行ったものであり、今後は地震時の堤体の変形をも考慮した検討が必要である。

1. まえがき

地盤条件の不良な所での既設道路の拡幅工事等のために、発泡スチロール (Expanded PolyStyrol、以下EPSと呼ぶ)¹⁾による軽量盛土の利用が計画されている。本工法は、我国ではまだ施工実績が少なく、地震動に対する挙動はよく知られていない。

中国地方建設局鳥取工事事務所では、地形の急峻な沢部で道路拡幅を行うためにEPS工法を採用している²⁾。本研究は、同事務所の依頼により実施しているものである。

表-1 実験モデルの目的と内容

モデル	目的	内容
1	EPSブロック集合体の基本的動特性と緊結金具の効果を明らかにする。	緊結金具の有無により2通り 上載荷重2通り
2	地山の勾配がEPSの動特性と安定性に及ぼす影響を明らかにする。 (1/2スケールモデル)	地山勾配1:1.0
3		地山勾配1:1.5
4		地山勾配1:2.0
5	裏込土量が土圧特性に及ぼす影響と、地山の剛性がアンカー張力に及ぼす影響を明らかにする。 (実物大モデル)	裏込なし、地山剛性3通り
6		裏込土量小
7		裏込土量大

2. 目的

本研究の目的は、EPS盛土の地震時の応答特性と安定性を明らかにして、合理的な耐震設計法の検討を行うことである。

3. 方法

本研究では、斜面上のEPS盛土を主な対象として、舗装部分を想定した上載物を地山にアンカーで固定した場合としない場合の両者について検討している。

3.1 模型振動実験

計7種類のモデルを用いて実験を行った。各モデルの目的と内容を表-1に、モデルの例を図-1に示す。

モデル1は、EPSブロックを積みあげた上にコンクリート床版と鉄板を上載物として載せて作成した。モデル2~7は、階

段状の鋼製枠にEPSあるいはソイルセメントを入れた地山模型を振動台に固定して、EPSブロックを積みあげながら裏込材(碎石及び砂)を投入し、最後に上載物を載せて作成した。アンカーのあるケースでは、上載物と地山模型の間を2本の鋼製アンカーで固定した。振動台上には薄いEPS板を接着して、EPSブロックとの間の摩擦を確保した。

加振条件を表-2に示す。ステップ1では、入力周波数を変えながら上載物の加速度応答倍率を測定した。ステップ2及び3では、加振中の模型各部の応答加速度、応答変位、裏込材による土圧、アンカー張力等を測定し、模型の変形状況を記録した。

表-2 加振条件

ステップ	入力正弦波の周波数と波数	振幅
1	1~20Hz, 定常応答になるまで	50gal程度
2	模型の共振周波数, 40波	50~200gal
3	共振周波数(モデル1~4)または2Hz(モデル5~7), 各40波	200~1000gal

3.2 有限要素応答解析

EPS盛土の応答加速度の予測手法としての等価線形応答解析の適用性の検討を、模型振動実験を対象に行った。

まず、モデル1を対象とした計算を行い、要素試験で得られたEPSの動的特性の適用性の検討を行った。EPSブロックは一定の減衰を持つ線形弾性体とした。次に、モデル5を対象とした計算を行い、EPSと地山の境界条件のモデル化について検討した。

入力波として、正弦波を底面に水平方向に入力した。要素分割図の例を図-2に示す。底面の各接点は水平・鉛直変位固定とした。

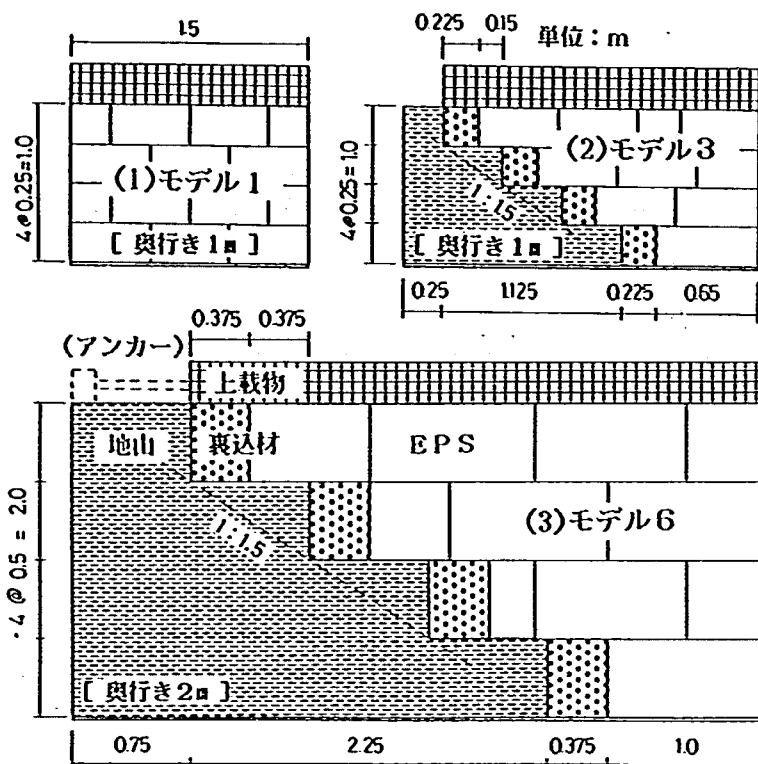


図-1 実験モデルの例（断面図）

4. 結果

4.1 実験結果及び考察

(1) 緊結金具の効果

モデル1のステップ3の強振時の挙動は、緊結金具のないケースでは、応答加速度が400gal以上になるとブロック間の隙間が広がり、残留水平変位が生じた。一方、緊結金具のあるケースでは、各ブロックがばらばらになることはなく、ブロック全体が滑動した。緊結金具は、強振時のブロック間のすべりを防止する効果があることがわかる。

(2) 地山勾配の影響

モデル2～4のステップ3の強振時には、地山勾配の大きいモデル2で、EPS全体が前面に滑動した。また、地山勾配の小さいモデル4では、下端のブロックの幅が小さかったため、これが回転した上に他のブロックが乗り上げる形で変形が生じた。地山勾配が大きいほど、また、下端のブロックの幅が小さいほど強振時の安定性が低下することがわかる。

(3) アンカー張力

モデル5では、地山模型の背面及び側面を鋼材で補強することにより、地山模型の剛性を変えて加振を行った。このときの上載物の応答加速度とアンカー張力の関係を図-3に示す。地山模型の補強を行う前は上載物の慣性力の27%がアンカー張力として作用していたのに対し、補強後はこの割合が約40%に増加した。しかし、補強後の状態においても地山模型の下部と上部の間には数mmの相対変位

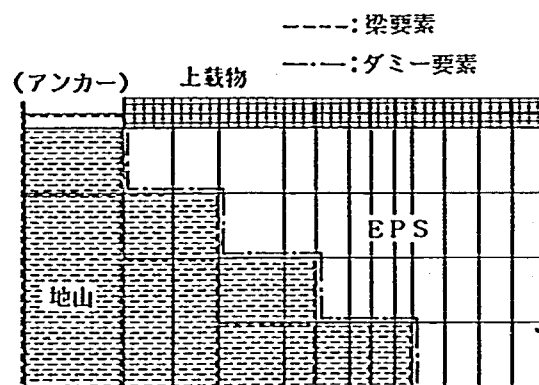


図-2 要素分割の例（モデル5）

が生じており、想定される地山に対して剛性は不十分であった。地山の剛性が十分であれば、アンカー張力の割合がさらに大きくなることが予想される。設計上は、安全側のため上載物の慣性力が100%すべてアンカーに作用するものとして取り扱う必要がある。

(4) 裏込材の土圧

各段の裏込材からEPSに作用する水平動土圧合力の圧縮側最大値と、裏込材の応答加速度の関係を図-4に示す。裏込材の多いモデル7では、土圧は各段とも同程度の大きさで、裏込材の慣性力として求めた計算値とほぼ一致するのに対し、裏込材の少ないモデル6では、測定値が計算値よりも大きめとなっている。これは、モデル6では、裏込材の上面が上載物及びEPSの下面と接した状態にあり、上載物と裏込材の摩擦により上載物の慣性力の一部が最上段の裏込材に作用して土圧が増加し、これがEPSと裏込材の摩擦により下段の裏込材へ次々と伝わったためと考える。

設計上は、EPSに作用する外力を上載物の慣性力と裏込材の慣性力に分けて計算してよいと考えられる。なお、アンカーのある場合には、前述したように上載物の慣性力をすべてアンカーに負担させるため、EPSに作用する外力は裏込材の慣性力のみになる。

4.2 解析結果及び考察

(1) 要素試験結果の適用性

モデル1の加振加速度50galの場合の周波数応答曲線が実験値と比較的一致するのは、上載荷重の小さいケースではせん断剛性 $G=25$ (kgf/cm²)、減衰定数 $h=5\%$ の場合、上載荷重の大きいケースでは $G=35$ (kgf/cm²)、 $h=2.5\%$ の場合であった。 G は既往の試験結果¹⁾³⁾⁴⁾と同程度であったが、 h はかなり大きめになった。これは、EPSブロック間の摩擦に起因するものと考えられる。応答計算を行う場合には、この影響を考慮して、要素試験結果よりも大きな減衰定数を用いる必要がある。また、上載荷重により G が異なる値となったのは、EPSの動的特性が拘束圧の影響を受けることによるものと考えられる。

(2) 斜面上の盛土のモデル化

モデル5のアンカーのないケースを対象に、表-3に示す条件のもとで加振加速度50galの場合の周波数応答曲線を計算した結果を図-5に示す。EPSの物性として、モデル1で同定した値を用いた。共振周波数

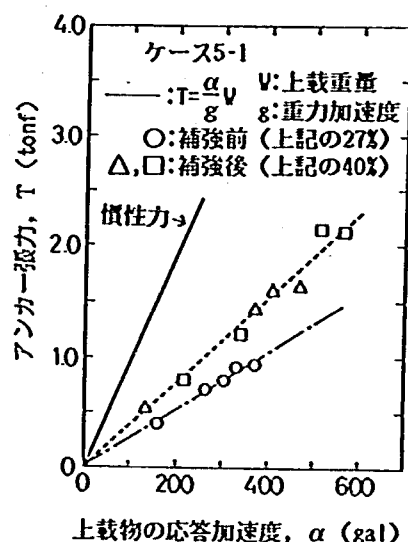


図-3 地山の剛性がアンカー張力に及ぼす影響

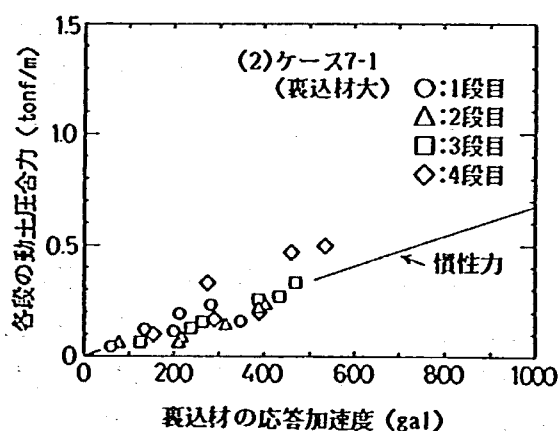
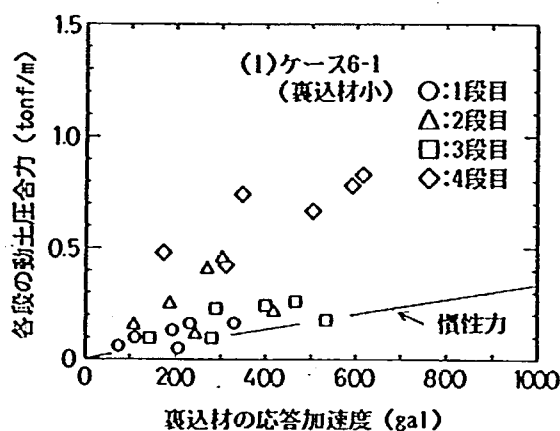


図-4 裏込土量が動土圧に及ぼす影響

はタイプ2と3が実験値に近く、応答倍率はタイプ2がほぼ一致する。応答計算を行う場合には、EPSと地山の境界での減衰を考慮して、境界部にきわめて小さいGと大きめのhをもつ薄片状のダミー要素をいれて計算を行う必要があることがわかる。これは、加振終了後の減衰過程の応答加速度の測定値から求めた減衰定数が、図-6に示すように地山のないモデル1よりも地山のあるモデル5~7のほうが大きいことと対応する。

表-3 解析条件

タイプ	地山とEPS間の条件
1	同一節点で結合
2	2重節点にして分離
3	$G \approx 0, h = 15\%$ のダミー要素

5. まとめ

- (1) 地山の勾配が大きい場合、あるいはEPS下端のブロックの幅が小さい場合に強振時の安定性が低下する。緊結金具は、強振時にEPSブロック間のすべりを防止する効果がある。
- (2) アンカー張力は、地山の剛性が大きくなるほど大きくなる。設計上は、上載物の慣性力がすべてアンカー張力として作用するものとする。
- (3) 裏込材からEPSに作用する動的な土圧は、各段とも同程度の大きさで、裏込材の慣性力と同程度か、あるいはそれ以上となる。設計上は、EPSに作用する外力を上載物の慣性力と裏込材の慣性力に分けて計算するものとする。
- (4) EPSの減衰定数として材料自体の減衰よりも大きい値を用いて、また、EPSと地山の境界部にダミー要素を入れて有限要素応答解析を行うことにより、EPS盛土の地震時応答を計算できる。

今後は、EPS施工箇所の常時微動観測等の挙動観測結果を用いて、地震時応答特性の評価手法の適用性を検討し、最終的な設計法としてとりまとめる必要がある。

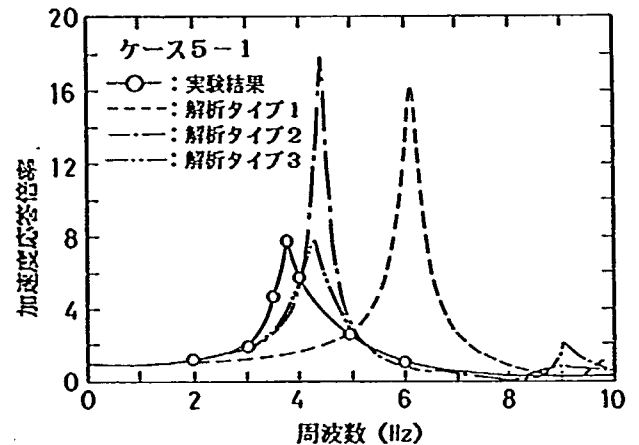


図-5 実験結果と解析結果の比較

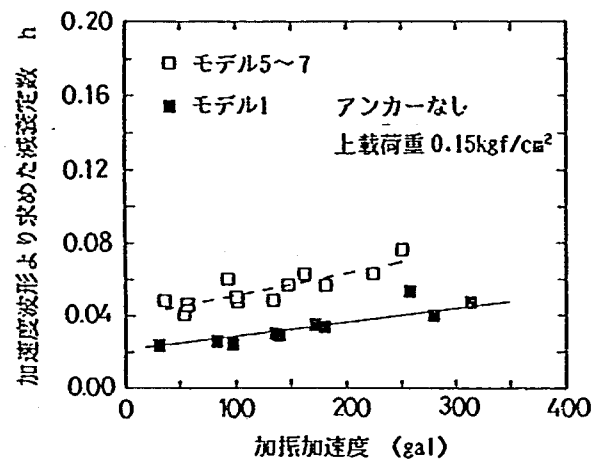


図-6 加速度波形より求めた減衰定数

参考文献 1) 青山、久楽、竹内：発泡スチロールの軽量盛土としての利用技術、第42回建設省技術研究会報告、1988。2) 岩崎：道路拡幅のためのEPS工法による土留壁の施工例、土木技術、第45巻、第2号、1990。3) 後藤、持下、松村、向井：模型実験による軽量盛土の地震時安定性と対策工法、土と基礎、第37巻、第2号、1989。4) 田村、小長井、宇波、福住：発泡スチロール(EPS)ブロック構造体の動特性に関する基本的研究、土木学会第44回年次学術講演会、1989。

より迅速な震後対応を目指して

～ヘリコプターによる上空からの震災情報の収集～

耐震研究室

杉田 秀樹

1. まえがき

大規模かつ広域的な震災が都市域に生じた場合に、震災情報を迅速かつ正確に収集するためには、ヘリコプターを用いた上空からの調査が有効と考えられている。ヘリコプターは、道路の被害や交通渋滞に影響されず、機動性に富み、また、ビデオを用いたビジュアルな映像を地上本部に伝送することにより、迅速な復旧方針の策定や被災度の判定に役立つと考えられる。

本文は、昭和62年度より開始した建設省総合技術開発プロジェクト「災害情報システムの開発」の一環として、模擬地震被害の撮影実験等に基づいてヘリコプターによる震災情報の収集能力を解析するとともに、ヘリコプターの即時・広域的な震災情報の収集を震後の時間区分に応じて行うために必要なヘリコプターの飛行方法を提案しようとするものである。

2. 模擬地震被害を対象としたヘリコプターからの撮影実験

ヘリコプターからの調査により震災状況の把握がどの程度可能であるかを、道路及び河川施設に模擬的な地震被害を設け、これを建設省防災ヘリコプター”あおぞら号”(写真1参照)から可視ビデオカメラ(昼間)及び熱赤外線ビデオカメラ(夜間)により撮影し、実際の模擬地震被害と比較することにより解析した¹⁾。橋梁に設けた模擬地震被害について、ヘリコプターから可視ビデオカメラで撮影した画像と実際の模擬地震被害の写真と比較して示すと写真2の通りである。また、堤防に設けたクラックについて、ヘリコプターから熱赤外線カメラで撮影した画像と実際の模擬地震被害の写真と比較して示すと写真3の通りである。

本解析により、ヘリコプターによる震災状況の把握能力に関して、以下の点が明らかにされた。

①大局的な被災状況に対して判断を下す上で極めて有効である。特に、被災施設の位置や分布などのマクロな情報については、現状の技術でも十分収集が可能である。

②個々の施設の被災状況に係わるミクロな情報(橋脚・盛土・路面のクラック、鉄筋の破断等)を収集するためには、ヘリコプターの飛行方法及びビデオカメラの撮影方法に工夫が必要である。

③肉眼で見えない状況でも、熱赤外線ビデオカメラを用いると白黒テレビのように温度差を検知できるため、落橋や堤体の崩壊など比較的大きな被害については現状の技術でも十分把握が可能である。



写真-1 建設省防災ヘリコプター”あおぞら号”

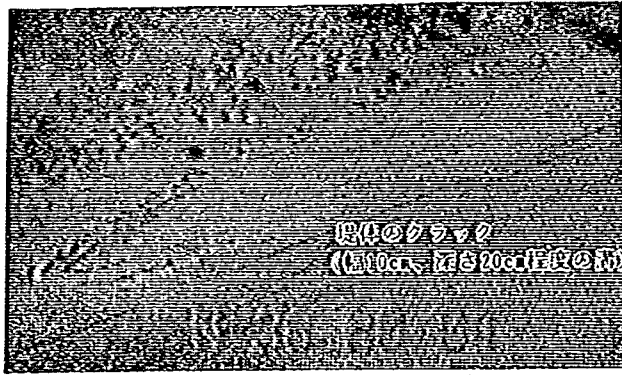


(a)橋梁に設けた模擬地震被害



(b)高度320mから撮影した可視ビデオカメラの画像

写真-2 橋梁に対する震災状況の把握能力



(a) 河川堤防に設けた模擬地震被害

写真-3 河川堤防に対する震災状況の把握能力

3. ヘリコプターから撮影されたビデオ映像による震災状況の把握精度の解析

昭和53年2月の伊豆大島近海地震の際に、崩壊斜面を中心に報道用に撮影されたビデオ映像から被災状況を把握し、これを地上調査による実測等から得られた状況と比較することにより、ビデオ映像に基づく震災状況の把握精度を解析した。一例として、主要地方道修善寺～下田線の梨本地区、及び、見高入谷七廻り地区における斜面崩壊を撮影した画像を示すと写真4の通りである。

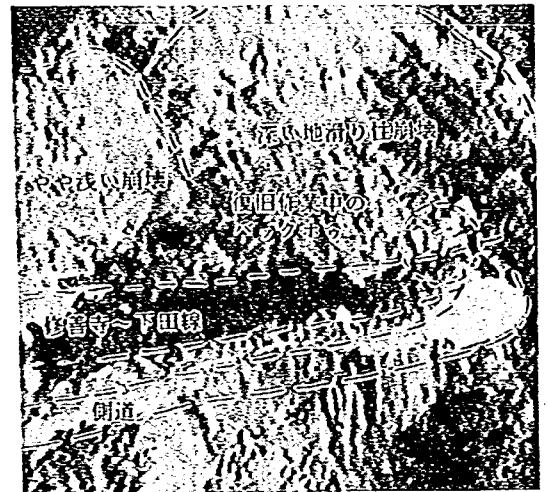
本解析により、ビデオ映像からの震災状況の把握精度に関して、以下の点が明らかにされた。

①報道用に撮影されたビデオ映像からでも、注意深く観察することにより、数十～数百m程度の被害であればかなりの情報を得ることができる。数十m以下もしくは数百m以上のスケールの被害状況を把握するためには、これに合わせたヘリコプターの飛行及びビデオ撮影が必要とされる。

②ビデオ映像から把握できる震災状況の精度は、画像の中に人工工作物（道路、ガードレール、自動車・重機、人間等）が存在するほど高い。これは、人工工作物の寸法等を基準にして被災の範囲等の定量的な推定がしやすいためである。例えば、見高入谷七廻り地区の被災状況は梨本地区の被災状況に比べて推定しにくい、これは現象が山津波という稀なものであることに加えて、画像中に人工工作物が全く存在しないためである。



(b) 高度334mから撮影した熱赤外線カメラの画像



(a) 修善寺～下田線の梨本地区の被災状況



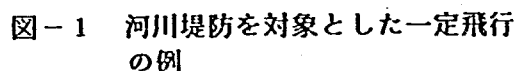
(b) 見高入谷七廻り地区の被災状況

写真-4 報道用に撮影された斜面崩壊の画像

4. 震災復旧の時期区分とこれに対応したヘリコプターの飛行方法の提案

以上の解析により明らかにされたヘリコプターによる震災情報収集能力と、震後の時期区分に応じた必要とされる情報に基づいて、震災調査に必要とされるヘリコプターの飛行方法を検討した。

まず、震後に必要とされる情報は、震後の時間経過に応じた復旧作業の水準によって大きく異なる。建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」²⁾の中では、震後の復旧に伴う時期区分及び各時期区分における基本方針を表1のように示している。ヘリコプターは、地上調査班に



次に、震災復旧の第一段階及び第二段階において必要とされるヘリコプターの飛行方法は、空中停止機能・微速運航機能・サークリング（回転半径の小さい旋回）機能など一般の航空機にはない特殊な飛行性能を十分に発揮できるように、以下に示す3種類の飛行方法を使い分けるのがよいと考えられる。

災害対策の基本方針を決定するために最初に行う視察飛行で、最短経路で被災地区に直行するとともに被災地区の中心と外周を飛行して、概ね30分で必要な情報収集を終える。被災状況は可視ビデオカメラ及び熱赤外線カメラにより記録し、これをリアルタイムで

2)一定飛行

表-1 震後の時間に応じた震災復旧の基本方針
(参考文献2)による)

復旧の区分	震災発生後の時間	震災復旧の基本方針
震災復旧の第一段階	発震～約1時間後	震災状況の概略を把握して復旧方針を定めるとともに、二次災害の危険性を適切に判定し、必要に応じて緊急措置を行う。
震災復旧の第二段階	約1時間後～約1日後	施設全体の震災状況を把握し、二次災害の危険性、復旧の緊急性、施設の用途・重要度、本復旧までの工期等に応じて応急復旧を行う。
震災復旧の第三段階	約1日後～約1週間後	施設の重要性、被災箇所・程度、復旧の難易度、施設の将来計画を考慮して本復旧水準を定めるとともに、地域の将来計画を考慮して本復旧を行う。

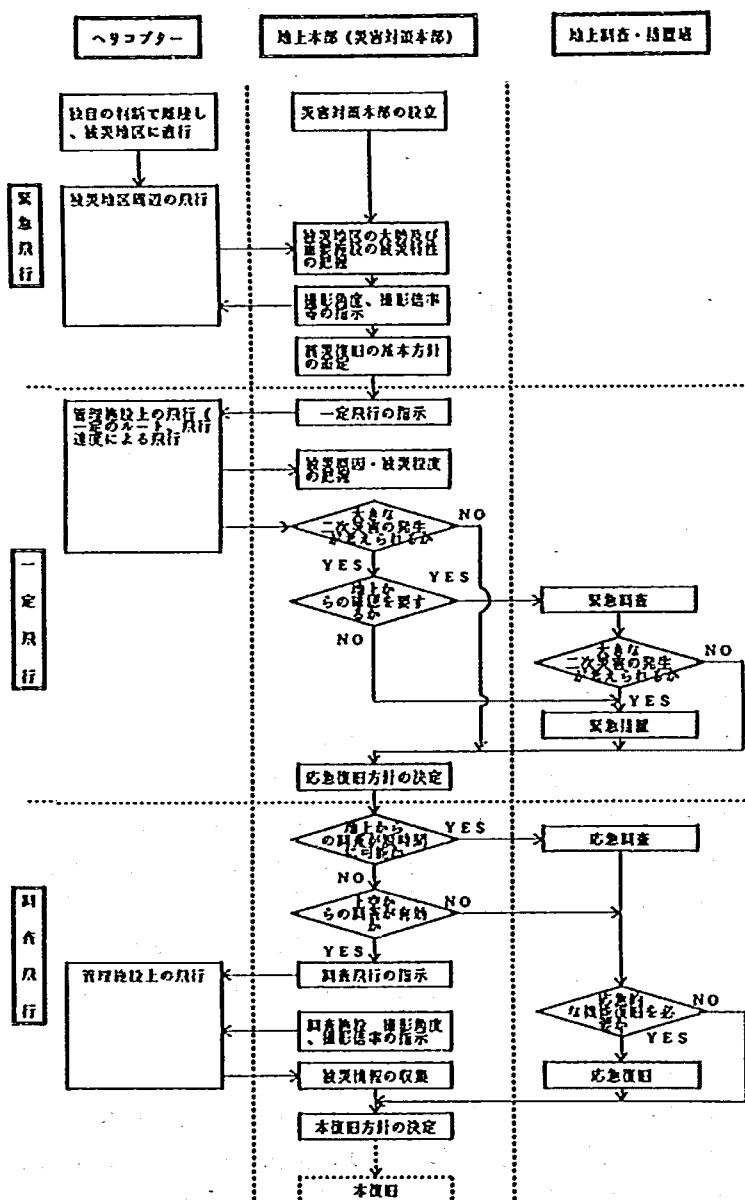


図-2 地上本部及び地上調査班と連携したヘリコプターの調査フロー

表-2 道路施設及び河川施設に対する緊急調査項目

道路施設		調査項目	調査の有効性	河川施設		調査項目	調査の有効性
道路	平坦道路	大きな陥没	○	堤防(土堤及び特殊堤共通)	天端	天端亀裂	○
		大きな亀裂	○			天端陥没	○
	低盛土及び高盛土	大きな陥没	○		法面	法面横断亀裂	○
		路体沈下	○			法面横断亀裂	○
		流出	○			法面崩壊	○
		大規模斜面崩壊	○			漏水	△
	斜面・切土のり面	大きな落石	○		堤体全体	決壊・浸水	○
		大きな決壊	○			堤体沈下	○
		落石	○			擁壁の傾斜	△
		高欄・地覆のずれ、折れ角及び捻行	○			擁壁の転倒	○
橋梁	全体橋面	縦断線形の折れ角	△	特殊堤	縦目部	縦目のずれ	△
		伸縮部の開き、盛り上がり	△			縦目の閉口	△
		伸縮部の段差	△			亀裂	△
	上部工下部工	不連続な折れ・たわみ	△	護岸工		崩壊	○
		かぶりコンクリート剥離	○			滑動	△
		傾斜	○			はらみ	△
		容座部の欠け落ち	△	橋門・橋管・水門	涵体	亀裂	×
	トンネル	張り出し部の大きな亀裂	△			継手・目地の開き	×
		坑口周辺の斜面崩壊	○			閉塞	×
		覆工の大規模な崩壊	×			積線の曲がり	×
	共同溝	路面上への突出	○		門柱	亀裂	○
		本体の大きな破損	×			傾斜	△
カルバート・地下横断歩道橋		大きな路面陥没	○		翼壁・胸壁	目地の開き	△
		本体の大きな破損	×			はらみ出し	△
	横断歩道橋	落石	○		吞吐口	倒壊	○
		橋脚の大破損	○			大きな損傷	△

○：ヘリコプターによる調査が有効なもの、△：ヘリコプターによる調査が比較的有效なもの、×：ヘリコプターによる調査ができないもの

中は、機体直下の状況をビデオカメラで連続撮影する。河川堤防を対象とした一定飛行の例を示すと図1のようになる。一定飛行では被災地域内の被災状況を網羅的に把握する必要があることから、表2に示す緊急調査項目に重点をおいて調査を進める。

3) 調査飛行

緊急飛行及び一定飛行の後に、応急復旧に必要な詳細な情報を得るために行う飛行である。このため、調査対象とする施設に最短経路で直行した後、地上本部からの指示を受けつつ、空中停止飛行や旋回飛行を組み合わせて様々な角度から調査を行う。

以上に示した3種類の飛行方法を、「ヘリコプター」、「地上本部」、「地上調査班」の連携という観点から整理すると図2のようになる。

なお、ヘリコプターから可視ビデオカメラ及び熱赤外線カメラを用いて撮影を行う際には、上述したヘリコプターの飛行方法及び調査の対象とする施設の特徴に応じて、必要とされる撮影画像の大きさ(撮影幅)及び撮影角度を定めなければならない。撮影幅は調査対象施設の全容を捉えるとともに被害の識別に必要な解像幅が得られるように、また、撮影角度は調査の対象とする施設の部位に応じて、ヘリコプターの飛行高度と施設からの水平離間距離を調整しながら定める必要があろう。

6. まとめ

ヘリコプターによる震災情報の収集能力を明らかにし、震後の時期区分に対応したヘリコプターの飛行方法を提案した。これにより、現状の機材・技術でもかなりの精度で震災状況の把握が可能になると考えられる。今後は、ヘリコプターによる震災調査の実用化に向けて、必要とされるヘリコプターの台数及び飛行体制等についてさらに検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 川島一彦、運上茂樹、杉田秀樹、加納尚史、飯田寛之：ヘリコプターによる上空からの震災情報収集能力の検討、土木技術資料、Vol. 32、No. 1、平成2年1月
- 2) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)、土木研究所彙報、第45号、昭和61年12月

地方部における道路の役割に関する研究

システム課 小栗ひとみ

1. まえがき

道路は生活基盤の確保や地域の活性化を推進するための重要な社会資本であり、特に公共交通機関のサービス水準が低い地方部においては、地域生活を営む上で必要不可欠の重要な役割を果たしている。しかし、道路整備効果の計測・評価にあたっては、これまで走行便益が中心の便益分析手法が用いられてきたため、大量の交通需要を望むことのできない地方部の道路の重要性は十分に認識されているとは言えなかった。地方部における道路整備の意義や効果を考える際には、走行便益が中心の都市部の場合とは異なる考え方が必要である。

本研究は、地方部における道路整備の考え方を提示することを目的として、地方部における道路整備の役割をシビルミニマム（最低限の生活利便性）の確保と地域の活性化という視点から検討したものである。

2. 研究方法

本研究では、まず全国の自治体（全町村および人口5万人以下の全市；2,826自治体）を対象として「地域振興と道路整備に関するアンケート調査(第1回)」を実施し、地方部の生活環境（利便性）に関する現状や問題意識を把握するとともに、地域振興策の概要および全国的な動向の整理を行った。また、このアンケートデータに基づいて、道路整備水準の目標設定にあたって考慮すべきシビルミニマムの定量的評価を試みた。続いて第1回アンケート調査結果から、地域振興策が成功し、かつその中で道路整備が重要な役割を果たしたとする232自治体を抽出し、具体的な地域振興策の内容と道路整備の役割を把握することを目的として、「地域振興と道路整備に関するアンケート調査(第2回)」を行った。さらに、2町村を対象としてヒアリング調査を実施し、これらの調査・検討結果に基づいて、地方部における道路整備の役割についてとりまとめを行った。

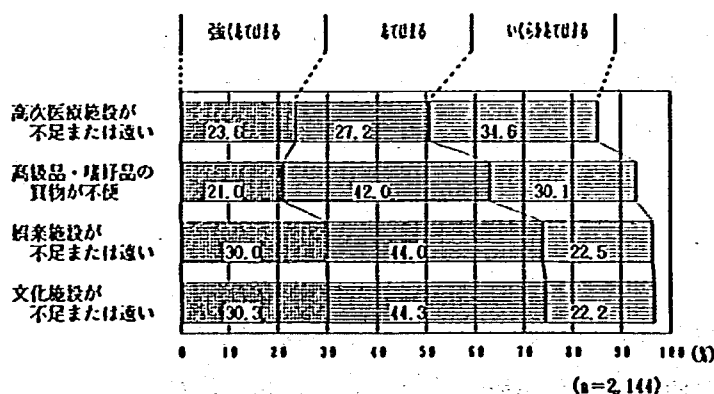
3. 研究結果

3.1 シビルミニマムの確保のための道路整備

(1) シビルミニマムに関する問題意識

第1回アンケート調査項目から「地域の問題点」に関する意識を分析した結果が図-1である。都市部と比較して人口密度や絶対量が小さい地方部では都市的施設が不足しているため、図-1に示すようにシビルミニマムに関する問題点がいくらかでも

図-1 シビルミニマムに関する地域の問題点



あてはまると回答した地域は全体の9割程度を占めている。

さらに、各施設までの所要時間と問題意識との関係を分析した結果、図-2のように所要時間の増加とともに問題意識が急速に高まっていくことから、都市的施設が不足している地方部においては、道路整備による生活圏の拡大によって生活利便性を高めていくことが必要である。

(2) シビルミニマムの定量的評価

(1)で整理した①高次医療施設が不足または遠い、②高級品・嗜好品の買物が不便、③娯楽施設が不足または遠い、④文化施設が不足または遠いの4項目を対象として、シビルミニマムの定量的評価を行った。シビルミニマム値の設定方法は、各施設の利用上の不便さに関する問題意識が「全くあてはまらない」と回答している市町村の各施設への所要時間に着目し、所要時間の短い方から90%の市町村が含まれる水準の所要時間をシビルミニマム値として設定することとした(図-3)。

すなわち、この設定値はこれ以上の所要時間を要しては施設利用上の不便さを感じない人がほとんどいなくなるという水準である。この試算の結果、高次医療施設25分、高級品・嗜好品の買物35分、娯楽施設60分、文化施設60分というシビルミニマム値が算定された。

3.2 地域振興に資する道路整備

(1) 地方部の抱える問題点

現在、地方部の各自治体では様々な問題に直面しているが、全体の9割以上の自治体が①若者の流出により高齢化が進行、②雇用機会の不足、③地域経済の停滞、④地域コミュニティ活動の停滞など地域活力に関する問題を抱えている。

(2) 地域活力と交通立地条件

地域活力と交通立地条件の関係では、交通立地条件に恵まれていないほど問題意識が強い傾向があった(図-4)。また、交通立地

図-2 高次医療施設までの所要時間と問題意識

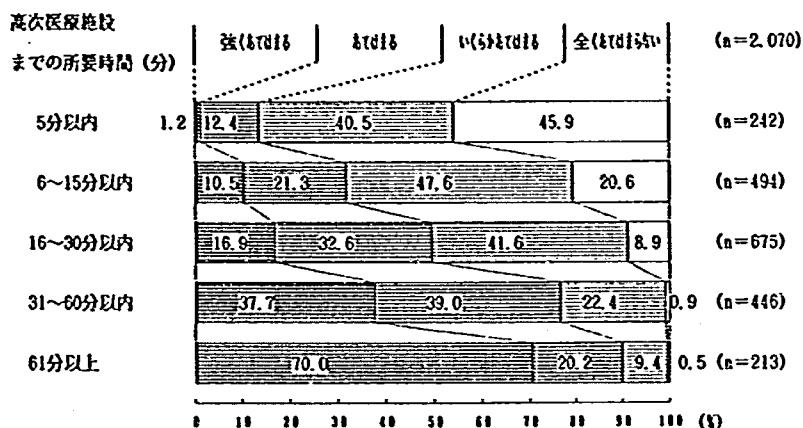


図-3 シビルミニマム値設定方法

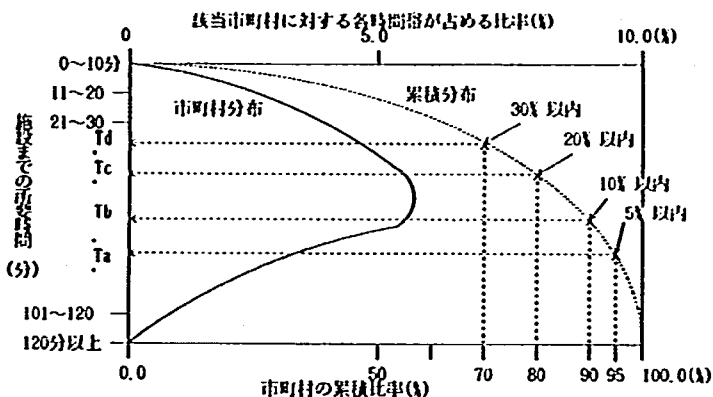
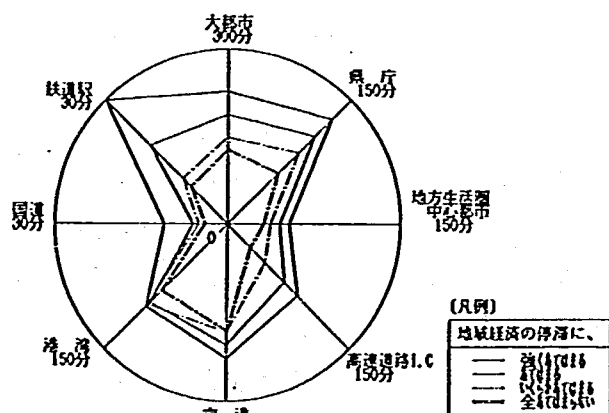
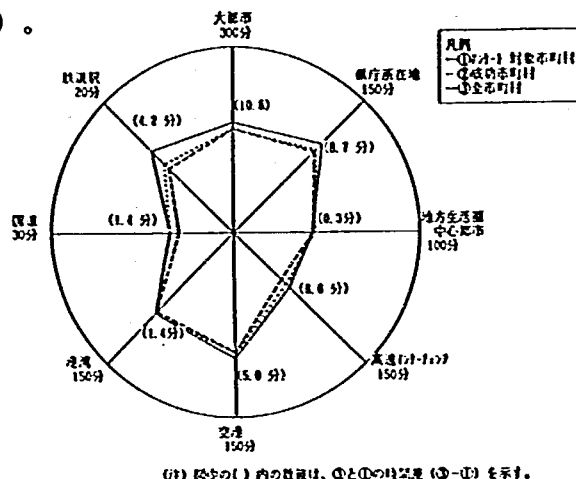
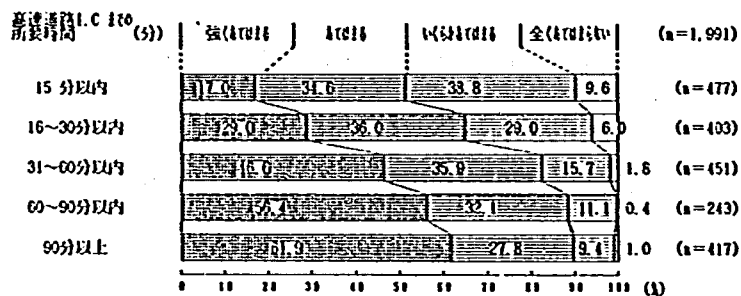


図-4 地域経済の停滞と交通立地条件



条件の中から高速インターチェンジを取り上げ、所要時間と雇用機会の不足に対する問題意識との関係を見ると、所要時間が大きくなるほど問題意識が高くなっており、地域の交通立地条件を飛躍的に向上させる高速道路が地域の活性化に大きな役割を果たしていることがわかる（図－5）。さらに、地域振興戦略が成功した地域とそうでない地域との交通条件をみると、成功したと回答した地域ほど大都市や県庁所在地までの所要時間が短くなっていることから、交通立地条件の改善によって地域振興戦略の実施が促進されるという見方もできる（図－6）。

図－5 高速道路I.Cまでの所要時間と雇用機会の不足



図－6 各施設までの交通立地条件

(3) 地域振興策の特徴

実施中の地域振興策を具体的な内容にしたがって8種類に分類し、分類毎の実施状況を示したものが表－1である。地方部で実施中の地域振興策は企業誘致や観光・リゾート型が全体の5割強となっている。一方、現在計画中の振興策では、企業誘致の比率が低くなり、観光・リゾートが全体の4割強を占めている。

(4) 地域振興策と道路整備の役割

道路整備が地域振興策全体の中で担った役割についてまとめると以下のとおりである。

① 企業誘致の促進

道路整備は物資の輸送を効率化させ、雇用機会の不足に悩んでいる沿道地域の労働力、用地などの資源の活用を可能とし、企業進出を促進させる効果がある。これまで、地方部においては大都市圏や地方中心都市から遠いため物資の輸送に時間を要し、工業化が遅れていた地域が多かったが、道路整備により地域の振興を図ることが可能になった。

② 農林水産業の振興

農林水産業、特に生鮮食料品である水産物は市場への時間短縮による鮮度の向上から流通促進に大きな役割を果たしている。また、道路整備は農産物の荷痛み防止や農産物輸送の効率化などに役割を果たしている。

表－1 地域振興策の分類

地域振興策の分類	自治体数	構成比
A. 総合計画(基本計画、多目的分類不能)	17	13.0%
B. 生活環境(水・ガス・電気、基盤整備、公園・緑化)	12	9.2%
C. 地場産業(農・林・水産業を含む)	16	12.2%
D. 企業誘致(工業団地)	37	28.2%
E. 観光・リゾート開発(温泉を含む)	34	26.0%
F. 住宅団地	6	4.6%
G. 文化施設(大学、生涯学習)	4	3.1%
H. 回答なし	13	9.3%

③ 観光業の振興

年々重要な位置づけになっている余暇活動の主要な交通手段は道路である。観光需要が特に多い大都市圏との所要時間の大幅な短縮が図られる高速道路や観光ルートの形成、観光圏の拡大により日帰り観光を可能にする地域間の道路整備は、観光客の増加にとって重要な役割を担っている。

④ 生活環境の向上

大都市圏に比べ自動車交通への依存度が高い地方部では、道路整備の立ち遅れなどによる交通渋滞や通過交通量の増加に伴う生活環境の悪化の解消は重要な課題である。また、通勤通学利便性の向上、防災性の向上、医療サービスの向上など道路整備の役割は大きい。

⑤ 地域間交流の促進

橋梁の建設、冬季通行可能道路整備、交通不能区間道路の解消などの道路整備は、これまで交流がなかった、あるいはまれであった住民の生活圏を拡大させる役割を果たしている。

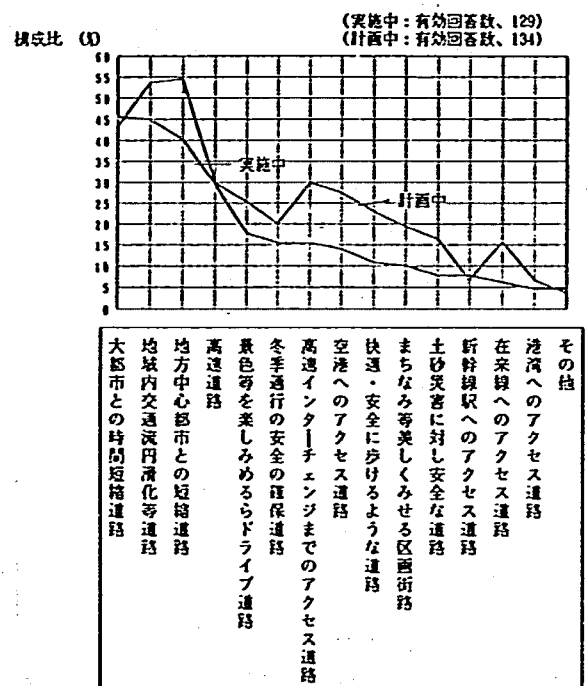
⑥ その他

①から⑤以外にも、大学誘致の促進、商業活動の活発化、イメージアップ、土地利用の高度化など道路整備の果たす役割は大きい。

(5) 地域振興策にとって重要な道路の種類

地域振興策にとって重要な道路の種類を整理すると図-7のとおりである。実施中の振興策では、①大都市との時間短縮に資する道路(45.7%)、②地域内交通流の円滑化・混雑緩和に資する道路(45.0%)、③地方中心都市との時間短縮に資する道路(40.3%)が他の道路に比べて特に重要度が高かった。計画中の振興策についてもこの傾向は変わらないが、大都市との道路より地方中心都市との道路が重要視されているといえる。

図-7 地域振興策にとって重要な道路の種類別



4. まとめ

道路整備は都市部においては直接効果である走行便益をもって評価されているが、地方部においては間接効果として地域産業や観光業を振興させまた日常生活においても生活環境の向上、通勤通学利便性の向上、防災性の向上、医療サービスの向上、地域間交流の促進など地域の活性化に大きな役割を果たしていることが実証された。また、地域振興策にとっても、道路整備を積極的に推進していく必要性が認識できた。

今後は、さらに効率的な地域開発、道路整備の基礎資料とするため、地域振興方策と有機的に結び付いた地域振興方策関連道路の特性分析や、地域振興方策にとっての道路の必要性の評価基準の検討を行い、地域振興方策を支援する道路整備のあり方について研究を進めていく予定である。

ガイドウェイバスシステムの導入効果に関する研究

新交通研究室 石渡 史浩

1. まえがき

ガイドウェイバス（以下、GBと呼ぶ）システムは、昭和60年度から官民共同研究として研究開発に取り組んでいる新しい公共交通システムである。建設省土木研究所において実用化のための走行実験を行った後、平成元年3月～9月に福岡で開催されたアジア太平洋博覧会の場内輸送システムとして建設・運輸両省から軌道法上の認可を受け日本で初めて実用運転された。

GBシステムは、専用走行路（ガイドウェイ）と一般道路の両方を走行できるデュアルモード性を有した新しい交通機関であり、バス交通の機能向上が図れるとともに、輸送需要の増大に合わせて新交通システムへ段階的に移行することが可能である。

本研究では、一般的なバス路線にGBを導入することを想定し、それに対してモデルケースを設定し、自動車の走行シミュレーションモデル¹⁾を用いてバスと一般車両の旅行速度を算定し、運行計画の作成及び運行コストの算定を行った。また、これらの結果を用いて費用便益分析を行い、GB導入効果及び採算性について検討した結果を報告する。

2. モデル路線の設定

GBシステムの導入可能な路線のイメージとして、大都市の中核的ターミナルと郊外部を結ぶ路線で路線長12km程度のものを想定し、このモデル路線の交通量調査データ、沿道土地利用形態、交差点密度及び現況のバス停間隔等を考慮し、表-1に示すようなモデルケースを設定してシミュレーションを行った。

表-1 モデルケースの設定条件一覧

項 目	設 定 数 値
ガイドウェイ専用走行路設置延長	3, 6, 8 km
駅間距離 (専用走行区間)	400, 600, 800 m
需 要 規 模	1日当り利用者数 49200, 39600, 30000人/日 ピーク時利用者数 4600, 3700, 2800人/時
交 差 点 間 隔	200, 400, 600 m
バ ス 停 間 隔	330, 400, 500, 800 m
交 通 量	25000, 30000, 35000台/12時間 (4車線道路, 両方向)
信 号 現 示	青時間(G)/赤時間(C)=0.5 (赤時間135秒)
バ ス 乗 車 定 員	80人/台
停 車 時 間	25秒
バ ス 運 行 頻 度	なし, 15, 40, 60台/時
大 型 車 混 入 率	10%

3. 旅行速度の向上効果

シミュレーションは、プログラムの制約からモデル区間を道路条件、交通条件により複数のブロックに分割し、ブロック毎に単位路線長当りの速度向上効果を推定している。

シミュレーションによる一般車両及びバスの旅行速度算定結果の一例を図-1に示す。この図は、一般道路におけるバス運行本数の変化に対する一般車両とバスの旅行速度の変化を表しており、バス運行なし（ガイドウェイを設置した場合）の場合には一般車両の旅行速度がかなり上昇することが読みとれる。

交通量と一般車両の旅行速度向上効果の関連をみると、図-2に示すように信号交差点間隔が600mの場合に比べて200m, 400mの場合の方が大きく、かつ、交通量の影響も大きいことがわかる。交通量

が1,800（台/時間・2車線）に近づくにつれて旅行速度向上効果はあまりみられなくなる傾向が示される。従って、比較的信号交差点間隔が短い市街地部で、しかも交通量はかなり多いが、容量近くまでは達していない交通状況下において大きな旅行速度向上効果が期待できるものと推察される。

このような一連の検討結果から、GB専用走行路導入による一般車両の旅行速度向上効果に対して、①バス運行本数、②自動車交通量、③信号交差点間隔の3つの要素が主に影響していることが明らかになった。

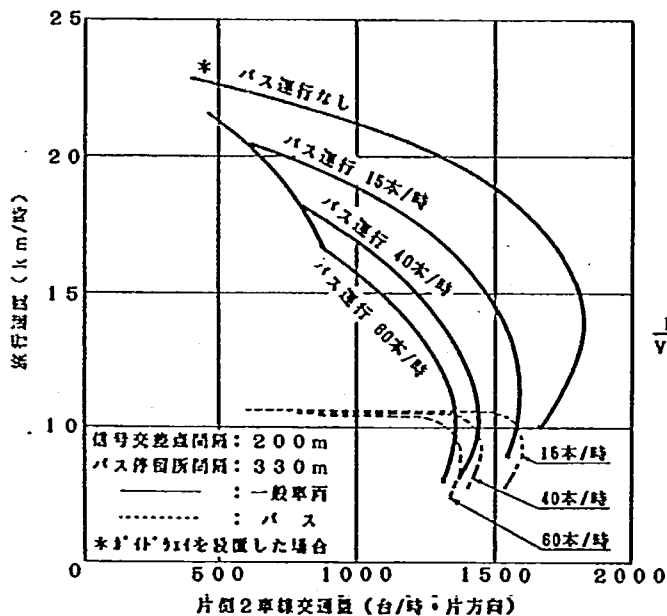


図-1 シミュレーションによる旅行速度～交通量曲線

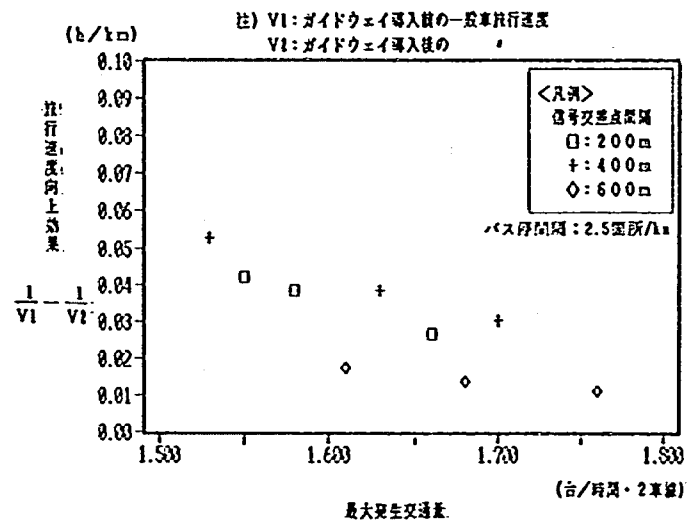


図-2 信号交差点間隔と一般車両の

旅行速度向上効果

4. 運行計画の作成及び運行

コストの算定

運行計画の作成に関しては、表-1で示した各項目の設定値を組み合わせることで数種類作成しているが、ここではその一例として駅間距離、需要規模の設定値を一定とし、ガイドウェイ設置延長を変えた(4ケース)結果を表-2に示す。また、建設費と運行コストの単価については、既存自動車運送事業者及び新交通システム事業者の実績を基本に表-3、4に示すとおり設定した。

表-2 モデル路線における運行計画諸元

項 目		設 定 値			
		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
路線長	km	12	12	12	12
高架区間	km	8	6	3	6
平面区間	km	4	6	9	6
駅 数 (高架部)	駅	14	10	5	10
平均駅間距離	m	600	600	600	600
表定速度 全区間 ^{*1}	km/時	20.8	19.0	16.8	19.0
高架区間	km/時	25.9	25.9	25.9	25.9
平面区間	km/時	15.0	15.0	15.0	15.0
片道所要時間	分	34.6	37.9	42.9	37.9
折り返し時間 ^{*2}	分	3.2	4.8	7.2	4.8
車両回転率		1.26	1.42	1.67	1.42
1日利用者数	人/日	49,200	49,200	49,200	30,000
ピーク時片側最大断面利用客数	人/時	4,600	4,600	4,600	2,800
運転本数(片方向)	本/日	435	435	435	365
ピーク時運転本数(片方向)	本/時	60	60	60	40
オフピーク時運転本数(片方向)	本/時	15	15	15	15
在籍車両数	両	86	97	112	64
運行車両数	両	76	86	100	57
予備車両数 ^{*3}	両	10	11	12	7

*1 本文3.1での旅行速度算定結果により算定した

*2 平面区間における遅れ分として所要時間の2割を見込んだ

*3 稼働率88%として計画した(資料：地方公営企業年鑑 34集)

表-3 建設費用単価

項 目	建設単価
①軌道高架構造物(一般部、橋梁部、端部等を含める) (百万円/km)	2,560
②設計、測量、試験費用	①の5%
③車 両 費 (百万円/両)	20
④駅上屋等 (百万円/駅)	40
⑤案内レール(百万円/km)	92
⑥信号通信設備等 (百万円/路線km)	81
⑦諸 建 物 (百万円)	500
⑧その他(移転補償費等) (百万円/km)	12.5
⑨諸 経 費	③~⑧の5%

表-4 運行コスト単価(年間)

項 目	設定値
要員一人当りの人件費 (千円/人)	8,100
1km当りの路線保存費 (千円/km)	1,520
実働車両1両当りの要員数 (人/両)	2.50
走行km当たりの燃料・油脂費 (千円/km)	0.023
在籍車両1両当りの車両修繕費(千円/両)	574
在籍車両1両当りのその他費用(千円/両)	1,960

5. モデル路線における費用・便益分析及び採算性の検討

GBシステム導入による経済効果(便益)がガイドウェイ建設費用を上回るかどうかを、道路利用者が受ける時間短縮効果による便益(B)と図-3に基づいたガイドウェイ建設費用(C)の関係から以下の条件で比較検討した。

- ・便益の受益対象者範囲：道路利用者としての一般車両利用者及びバス利用者
- ・便 益 を 受 け る 期 間：20年

その結果を図-3に示す。図-3(a)によるとガイドウェイ建設費用と道路利用者の時間短縮便益との比(便益費用比B/C)の値は、ガイドウェイ建設区間が短い方が大きくなる。ただし、この費用計算には含まれていないが運行に必要な車両数、人員等の運行コストは、表定速度との関係からガイドウェイ区間長が長い程小さくなる点に注意が必要である。

一方、道路利用者の時間短縮便益の絶対量は、ガイドウェイ区間長が延びれば増加する。しかし、建設費用はガイドウェイ区間長の距離に比例して増大する。さらに、駅間距離によっても便益が変化するため、いずれのモデルケースが最適なのかは一義的には決定できないが、費用便益差B-C(図-3(a))でみると3ケースのみの比較であるが駅間距離600mの場合では、ガイドウェイ区間6km程度で費用便益差が最大となった。

なお、図-3(b)に示すように需要規模の下位の値である条件(需要規模：30,000人/日)でも、バス利用者及び一般車両利用者の各々に建設費の2倍以上の便益があり、この路線では導入効果は大きいと判断される。

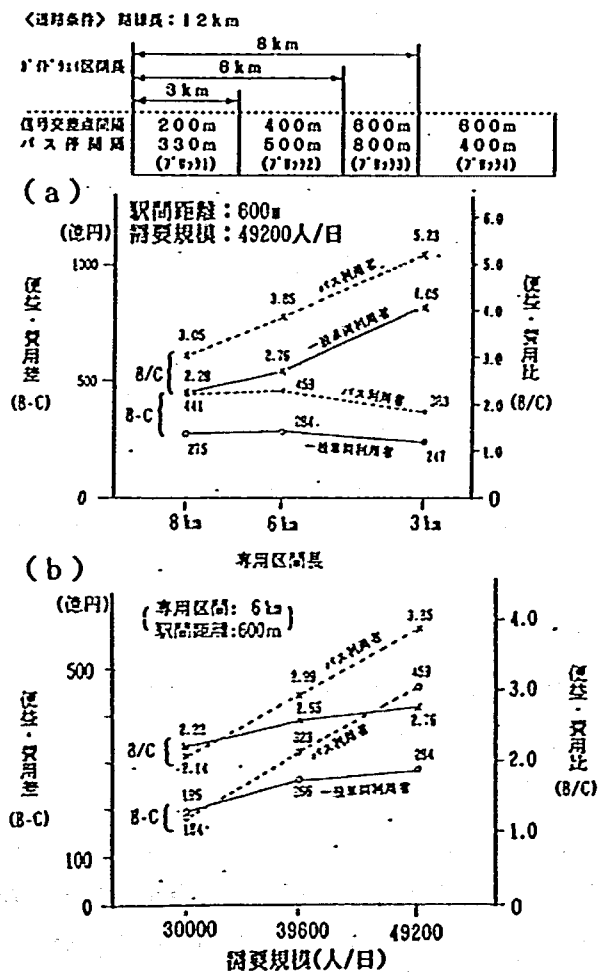


図-3 費用・便益の計算結果例

6. 採算性からみた運行計画の妥当性

GB経営による採算性を検討するため、今回のモデル路線（ カトウイ:6km 、料金:160円/人）における経営収支計算を表-3、4に基づいて以下の条件で算定し、営業開始後何年程度で黒字転換するかを検討した。

経営者の事業範囲：インフラ外-貸付制度を適用し、貸付対象外インフラ外については地方自治体から無利子で資金を借入れ、一定期限(15年均等)内に返済する。

償却方法、耐用年数：

項目	CI構築物	車両	案内機	信号設備	駅上屋等	諸建物
耐用年数	35	5	35	9	35	35
方法	定額法	定率法	定額法	定額法	定額法	定額法

残存率は
10%とした

建設資金借入条件：資金…銀行 45%，出資金 10% 返済方式…銀行 元金均等償還
利率…6.0% 償還年数…15年

需要量の変動：利用者数A……新市街地の整備が予定どおり進捗(49,200人/日)
利用者数B……新市街地の形成が遅延(30,000人/日)

*) 本路線の郊外部において新市街地の整備が計画されている。

その結果、図-4に示すように市街地整備の進行速度の違いによって、収益性が大きく変動している。また、開業からの黒字転換年についてみると3~4年程度の違いが生じ、累積損益の黒字転換年では10年弱の違いが生じることが想定される。黒字転換年については、絶対的判断基準はないが、概ね単年度黒字転換は事業開始後約10年以内、累積損益黒字転換は約20年以内と言われているため、この路線の場合これらの条件を満たしているため、ほぼ採算上運営可能と思われる。

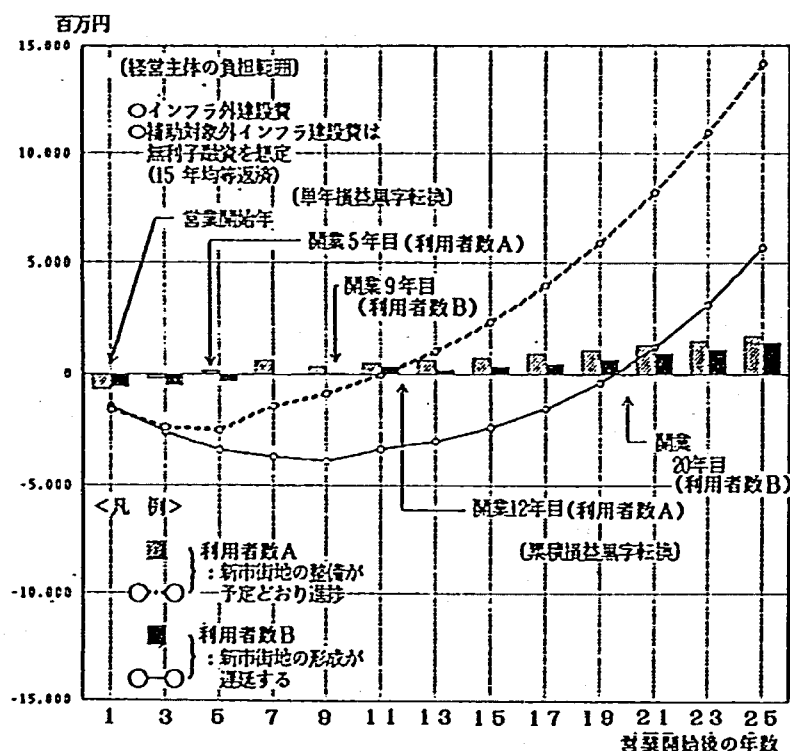


図-4 収支による推移想定

7. まとめ

GBシステム導入による、一般車両の旅行速度向上効果は、バス運行本数、自動車交通量、信号交差点間隔の3つの要素によって増減し、比較的信号交差点間隔が短い市街地において効果が大きいことが明らかになった。

また、道路利用者の時間短縮効果による便益は、ガイドウェイ建設費用と比較した場合にモデル対象としたような路線であれば、需要規模が比較的小さい30,000人/日程度であってもバス利用者及び道路利用者の各々に建設費の2倍以上の便益があり、導入効果は大きいものと推察される。

採算性に関しては、市街地整備の進行速度の違いにより収益性が変動することが明らかになり、この路線の場合ほぼ採算上運営可能と思われる。

参考文献 1) 神崎, 谷口, 福本; “ガイドウェイバスシステム” 交通工学 Vol.24 No.4 1989

気温の1週間予測について

新潟試験所 安藤 和彦

1. まえがき

積雪寒冷地において、降・積雪、路面凍結等による交通機能、都市機能の低下を防ぐためには、除雪、凍結防止剤散布等の雪寒対策が重要であり、これらの対策を効率的に行うために、時々刻々と変化する気象情報を入手、活用することが必要となっている。特に気象の予測情報は、雪寒対策の計画、実施の判断等に重要な情報である。現在気象の予測情報としては、気象庁発表のものが最もよく利用されている。これは地球規模の大気の状態や推移、日本各地の気象現況等さまざまな気象情報を基に、大型計算機により演算処理され予測されているものであり、ある程度の地域を対象とした面的予測情報となっている。そのため、自分の管理する路線、箇所はどうかというような、道路管理者の必要とする更にきめの細かい予測情報の欲求に対しては、十分満足する情報とはなっていない。

そこで当所は、効果的な雪寒対策を行うために必要な情報として、個々の地点を対象とした気象の予測を行う手法について検討を行ってきた。このうち降雪の長期、中期予測¹⁾については実用化が図られ、すでに一部地域で利用されるに至っている。ここでは、これら気象予測の一環として、予測の対象となる地点について、1週間先までの毎日の最高、最低、平均気温を予測する方法を検討した。本調査では特に、予測に用いる気象要素に留意し、比較的容易に入手できかつ信頼性のある気象要素として、気象庁が毎日発表している日本列島を含む大きな場を対象としたマクロの気象情報を用い、これにより各地点の気温予測が可能かどうかについて検討を行ったので、その結果について述べる。

2. 目的

雪寒対策に必要な気象情報として、特定地点の気温の1週間予測を行うため、日本列島を総観する広域気象情報を気象要素として用いた気温予測の可能性について検討する。

3. 検討内容

3. 1 予測手法開発の条件

検討にあたっては、予測手法開発の条件として次の事項を設定した。

①毎日の予測が行えること。

気温は変化し続けるものであるため、予測も随時行えることが望ましい。実際には、気象要素の入手時刻等が限定されるため、必要な時に即予測を行える体制をとることは難しい。しかし、本調査の目的が日単位の予測（日最高、日最低、日平均気温）を行うことなので、毎日の予測が行える手法について検討することとする。

②予測に使用する気象要素が容易かつ確実に入手できること。

予測手法の使いやすさや経済性を考え、入手に多大な設備や購入費用が必要となるような気象要素は利用の対象外とする。また、予測業務を毎日行うことを前提とし、欠測がなく確実に

入手できる気象要素を用いるものとする。

③気象要素に汎用性があること。

予測は汎用性のあるものでなければならない。そこで、予測に用いる気象要素も特定地点にのみ係わる気象要素ではなく、広く適用できる気象要素を用いるものとする。

③予測に使用する気象要素は信頼性があること。

使用する気象要素は、その数値等が信頼性における機関の発表したものを用いるものとする。

④運用が容易であること。

実用性を考え、気象情報の入手から結果の出力まで容易に行えること、予測計算に用いる機器はパソコン程度までで行えることとする。また、道路管理者による予測業務を前提とし、気象に係わる専門的な知識を必要とする作業を含まないものとする。

3. 2 予測に用いる気象要素

大気の運動状態をよく表すもので、予測的な情報を含みかつ容易に入手可能であることが、気温予測に用いる気象要素として必要な条件となる。また、3. 1に述べた条件を満たすことも必要である。これらの条件に合致する資料としては、毎日気象庁より発表される、7日先までの21時を対象とした高層、地上予想天気図がある。この予想天気図は、気象庁の超大型電子計算機を使って、数値計算されたものであり、現時点で得られる週間予報情報としては、最も信頼性の高いものである。しかも、この予想天気図は、気象用ファクス受信装置さえあれば、日本国内のどの地点においても容易に受信可能なものである。そこで、これらの予想天気図を予測に用いる情報とした。

3. 3 検討方法

まず過去の高層及び地上天気図の数値化を図った。次に、過去に観測された予測対象地点の気温とこれら数値化された気象情報との関係を探し出し予測式を作成した。予測を行う際は、この予測式を、気象庁より発表される予想天気図に当てはめて、予想気温として求めるものとした。

(1) 解析方法

高層の等高度線の位置、特定緯度以南の面積および特定緯度・経度地点の地上気圧と予測対象地点の日最高、日最低、日平均気温との関係を統計解析し、気温と相関の強い気象要素を変数増減法により選択した。次に選択された気象要素を用い、重回帰により気温予測式を作成した。

(2) 使用データ

解析に使用したデータは、新潟県上越地区の高田測候所、関山観測所の日最高、日最低および日平均気温と、500mb面の等高度線図、850mb面気温および地上気圧配置図である。

500mb面の等高度線は、毎日気象庁から発表される高層天気図の500mb面における5,280m、5,400m、5,520mの等高度線が図-1の各経度線と交差する地点の緯度を読み取った。地上気圧は、図-2に示すような気圧配置を特定緯度・経度地点について読み取った。また、秋田、輪島の高層850mbの気温も気象要素として用いた。この他等高度線図については、北緯45°、40°、35°より等高度線が南側にある部分の面積を求め、これを解析に用いた(図-3)。さらに、気象の変化状況を把握するため、各要素の前日との差も気象要素として用いるものとした。この結果、解析に用いる

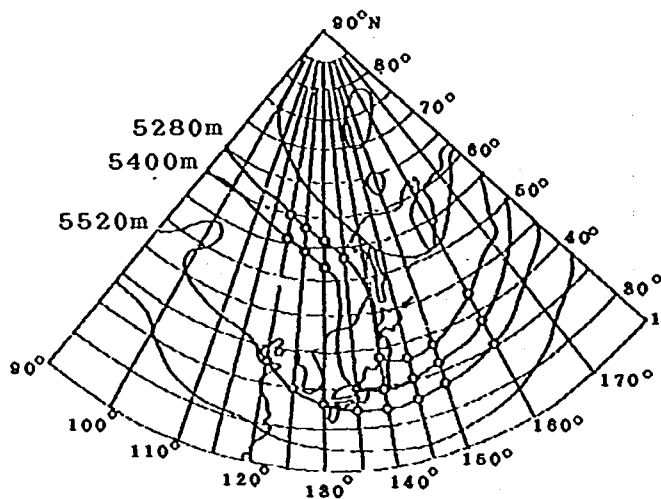


図-1 高層気象データの誤取り位置(O印)

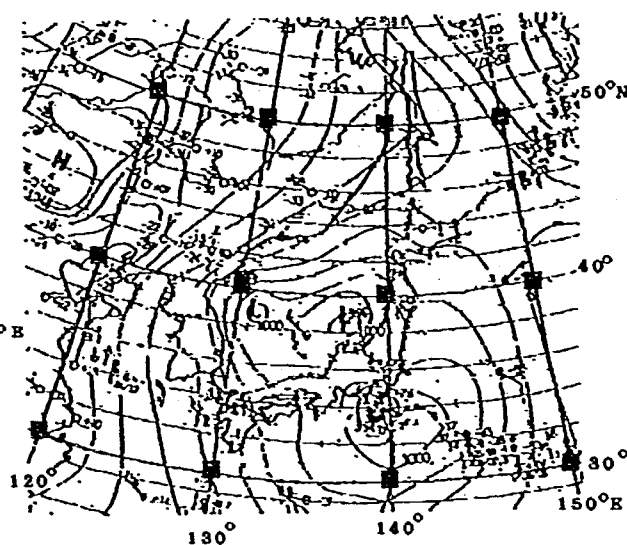


図-2 地上気象データの誤取り位置(■印)

気象要素は、1日につき164因子となった。なお、実際に予測を行う場合には、気象庁から発表される1日後～7日後までの予想天気図を使用することとなる。

4. 検討結果

4.1 予測式の作成

気象要素 164因子を用いて、まず有効な説明変数の選択を行い、次にそれらの変数を用いて予測式を作成した。結果の例を表-1、2に示す。作成した重相関式はすべて 0.8以上の相関係数が得られた。

4.2 予測精度

次に高田、関山の2地点について、日最高気温、日最低気温、日平均気温の1日目の予測結果と実測値との関係を示したものが表-3である。これによれば、予測値と実測値の相関係数は0.7から0.8程度得られている。全般に毎日の観測値に差の大きい日最高気温のほうが、毎日の温度差の変化が少ない日最低気温より、予測式の重相関係数、予測値と実測値との相関係数もよくなっている。

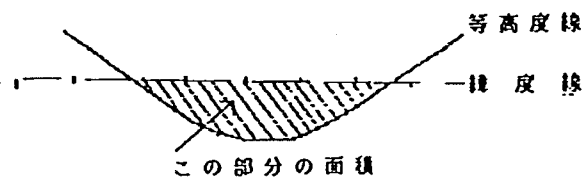


図-3 等高線図の面積誤取り方法

表-1 高田における日最高気温、日最低気温の重相関式

予測対象	日最高気温	日最低気温
説明変数	+0.360: 輪島850mb気温 +0.216: 秋田850mb気温 -0.049: 5,400m, 40°N以南の面積 -0.087: 40°N, 145°E -0.038: 5,280m, 145°E前日との差 -0.052: 5,400m, 45°N以南の面積 -0.079: 40°N, 130°E - 30°N, 140°E +0.083: 40°N, 130°E - 40°N, 140°E +0.024: 5,280m, 160°E -0.034: 5,400m, 120°E +102.011 重相関係数 $r = 0.88$	+0.171: 秋田850mb気温 -0.064: 5,400m, 40°N以南の面積 -0.092: 40°N, 145°E +0.203: 輪島850mb気温 +0.039: 40°N, 130°E - 40°N, 140°E +0.090: 5,520m, 120°E +0.030: 30°N, 120°E -0.020: 5,280m, 145°E前日との差 +0.012: 5,280m, 160°E +62.516 重相関係数 $r = 0.82$

表-2 関山における日最高気温、日最低気温の重相関式

予測対象	日最高気温	日最低気温
説明変数	$+0.380$: 輪島850mb気温 -0.114 : 40°N , 125°E -0.081 : $5,400\text{m}$, 40°N 以南の面積 $+0.254$: 秋田850mb気温 -0.047 : $5,280\text{m}$, 145°E 前日との差 $+0.025$: $5,400\text{m}$, 45°N 以南の面積 $+0.080$: $5,280\text{m}$, 160°E -0.061 : 40°N , $130^{\circ}\text{E} - 40^{\circ}\text{N}$, 140°E -0.035 : $5,400\text{m}$, 120°E -0.032 : 40°N , $130^{\circ}\text{E} - 30^{\circ}\text{N}$, 140°E $+102.011$ 重相関係数 $r = 0.88$	$+0.289$: 輪島850mb気温 $+0.128$: $5,520\text{m}$, 125°E $+0.121$: 秋田850mb気温 -0.051 : $5,400\text{m}$, 40°N 以南の面積 -0.091 : 40°N , $130^{\circ}\text{E} - 40^{\circ}\text{N}$, 140°E -0.051 : 40°N , 145°E $+0.071$: $5,400\text{m}$, 35°N 以南の面積 $+0.012$: $5,280\text{m}$, 160°E $+48.779$ 重相関係数 $r = 0.87$

表-3 計算値と実測値の比較(予測精度)

地点	予測項目	相関式	相関係数	標準誤差
高田	日最高気温	$Y=0.96X-0.56$	0.83	2.0
	日最低気温	$Y=0.90X-0.20$	0.75	1.5
	日平均気温	$Y=0.91X-0.34$	0.86	1.3
関山	日最高気温	$Y=0.94X+0.02$	0.87	1.9
	日最低気温	$Y=0.92X-0.54$	0.84	1.5
	日平均気温	$Y=0.86X-0.02$	0.87	1.4

る。反面、予測の誤差は温度差の少ない日最低気温予測の方が小さいものとなっている。全体として、ここで作成された予測式を用いて予測を行った場合、標準誤差は 2°C 程度以内であり、1週間の長期的な傾向を把握するためには、満足できる精度を有するものと考えられる。

5. まとめ

今回の検討結果をまとめると次のようになる。

- ① 1日単位以上の長期の気温予測を行う場合、日本列島を総観する大きな場の気象情報を使ってある程度満足できる精度の予測が可能である。
- ② 本手法は利用する気象要素が大きな場のものであるため、東日本規模程度の広い地域を対象とした地点気温予測に利用できるものと考えられる。
- ③ 本手法の実用化を考えた場合、運用に必要な設備は気象ファックス受信装置およびパソコン、プリンター等の計算、出力装置のみであり、簡便で利用しやすいシステムであると考えられる。

雪寒対策に必要な情報で特に気温に係わる予測情報としては、凍結や圧雪に深く関係する 0°C 近辺の温度が発生する時刻の予測、 0°C 以下の継続時間の予測等が挙げられる。本手法は、現在用いている高層等の気象要素に加えアメダス情報等の現地データを利用することにより、さらに精度良い予測が可能となることから、本手法を発展させ、数時間先にどうなるかというような短時間予測について検討することが、今後の課題として残っている。

参考文献)

- 1) 下村忠一：「気象情報の予測技術の開発－降雪の予測－」、土木技術資料30-11、1988

視環境が運転者に与える影響に関する研究

交通安全研究室 河島 正治

笹森 秀樹

○ 星 卓見

1. はじめに

近年、道路利用の進展にともない、大規模な駐車場を有したスーパーマーケットを始めとする接道型店舗等の幹線道路沿道への進出が著しい。これらの店舗の進出等によって、店舗への誘導のための看板等の道路及び道路の周辺への乱立が目立つようになりつつある。

これらの看板等は、周囲から目立つことを第一目的にしているため、運転者にとってストレスになるばかりでなく、必要な道路標識、道路標示の見落としにつながり、ひいては交通事故を引き起こす危険性を包含している。

2. 研究目的

本研究は、ドライバーの視野内に存在する、看板、標識等の有無による注視点の動きの違いをアイマークレコーダーによって記録し、視環境が運転者に及ぼす影響について把握することを目的とする。

3. 研究方法

(1) 現地調査

1) 調査箇所の設定

調査箇所は、茨城県内の一般国道で、道路構造、交通量等の類似した2車線道路の直線部とし、看板の多い区間と看板等のない区間で各々約1Kmとした。

- ・ 看板等の多い区間；一般国道294号茨城県筑波郡谷和原村
- ・ 看板等のない区間；一般国道294号八丁茨城県結城郡石下町

2) 観測日時及び被験者

観測時間は、道路照明等が視環境に介入しないこと、また、周辺車両の影響が少ないことを考慮して平日の早朝帯（ラッシュアワー前）AM4:00～6:00の間とした。

被験者は年齢23～30才の男子5名であったが、データの精度等の理由により、その内2名のデータを用いて解析を行った。

3) 現地観測

現地観測は、各々の対象箇所において、被験者（アイマークレコーダーを装着した運転者）、観測員（後部座席で観測結果をモニターしVTRに録画）、助手（観測中の安全を確認）の3人を1パーティとし、1区間につき被験者一人あたり2回、時速約50Kmで走行を行った。

(2) データ解析

現地観測により得られたアイマークのビデオデータ（30コマ/秒）から、解析用ソフトを用いたパソコン上での処理及びビデオ画面からの肉眼での判読を行った。

1) 注視点の対象物

ビデオ画像の判読結果から注視点対象物別の注視回数の構成比を求めた。

また、各対象物の注視回数を注視時間で除した、単位時間当たりの注視回数を求めた。

表-1 注視対象物の種類

注視対象物	内 容
道路前方	かなり遠方の路面
路面	路面（走行車線、対向車線）
区画線	センターライン、外側線等
マーキング	路面標示等
歩道	歩道、植栽帯及び歩行者
看板等	看板、沿道建築物等の視環境上の障害物
標識	規制標識（道路管理者が設置する標識のない区間を選定）
対向車	対向車
先行車	先行車
その他	上記以外

ビデオ画像からの読み取り結果については、対象物の種類を表-1のとおり集約して解析を行った。なお、パソコンで処理する際に用いた解析ソフト上で、観測したビデオ画面2コマ以上を通じて視線が画角1deg以内の動きである時、それを注視点とみなすよう設定した。ただし、画面水平方向の視角を60degとし、その1/60を1degとしている。これらの数値の設定は過去の調査研究において使用されてきたものである。

2) 注視時間分布

アイマークデータ解析用ソフトを用いて、各々の注視点における注視時間を集計し、注視点別の注視回数の構成比、注視対象物別の平均注視時間を求めた。

3) 注視点間の移動速度分布

注視点の移動速度別の注視回数を集計し、視点移動速度別の注視回数の構成比を求めた。移動速度とは、注視点2点間の角度をその移動に要した時間で除したものである。

4. 結 果

(1) 注視点の対象物

注視対象物別の注視回数の構成比を表-2に、単位時間当たりの注視回数を表-3に示す。

表-2 注視対象物別注視回数の構成比(%)

対象区間 対象物	看板等の 多い区間	看板等の ない区間
道路前方	1.3	28.6
路面	72.8	51.0
区画線	11.5	0.5
マーキング	2.1	0.0
歩道	1.6	0.0
看板等	3.5	0.0
標識	0.5	0.0
対向車	4.0	5.6
先行車	2.7	0.0
その他	0.0	14.3
合 計	100.0	100.0

* 構成比(%)は被験者2名の平均値である。

表-3 単位時間当たりの注視回数(回/秒)

対象区間 対象物	看板等の 多い区間	看板等の ない区間
道路前方	8.91	2.76
路面	7.03	3.80
区画線	8.20	5.05
マーキング	6.22	0.00
歩道	8.26	0.00
看板等	8.75	0.00
標識	8.66	0.00
対向車	8.26	2.21
先行車	9.78	0.00
その他	0.00	4.99
平 均	7.33	3.41

* 回数は、被験者2名の平均値であり、観測時間で除したものである。

注視対象物別の注視回数を見ると、道路前方、すなわちかなり遠方の路面について、看板等のない区間は28.6%で、看板等の多い区間の1.3%に比べ大きくなっている。一方、路面については、これとは逆に、看板等の多い区間は72.8%で、看板等のない区間の51.0%に比べ大きくなっている。これらのことは、看板等の多い区間では、看板等のない区間に比べて、近い前方を見ていることを示している。区画線、マーキング及び路側の対象物である歩道、看板等、標識については、看板等の多い区間ではそれぞれ13.6%及び5.6%と少ない割合ではあるが注視しているのに対し、看板等のない区間では0.5%、0.0%と、ほとんどあるいは全く注視していない。これは、看板等のない区間においては、かなり遠方の路面を注視し、近い前方は周辺視する程度で、容易に状況判断ができるためと推測することができる。

また、単位時間あたりに注視する回数については、看板等の多い区間で平均7.33（回/秒）、看板等のない区間で平均3.41（回/秒）となっており、看板等の多い区間の方が、一定時間内により多くの物を注視している。また、看板等の多い区間では6.22～9.78（回/秒）の間で各対象物を平均的に見ているのに対し、看板等のない区間では、区画線、路面、道路前方の順に高い数値となっており、対象物によって単位時間あたりに注視する回数に違いが見られる。

(2) 注視時間分布

注視時間別の注視回数の構成比を図-1に示す。注視時間の分布状況は、看板等の多い区間では、注視時間が0～0.1秒の短い時間をピークに、0.4～0.5秒まで急激に減少しながら分布し、注視時間が0.4～0.5秒以上のものはほとんどないのに対し、看板等のない区間では、注視時間が短いものから長いものにかけて徐々に減少し、0.9秒以上で再びピークを示している。注視時間の平均値は看板等の多い区間で0.137、看板等のない区間で0.301となり、看板等のない区間に比べて約54%減少している。

各々の注視対象物に対する平均注視時間を図-2に示す。全体的にみて看板等の多い区間の方が平均注視時間が短く、看板等がない区間では、道路前方、路面等をゆったりと時間をかけて見ているのに対し、看板等の多い区間では0.1～0.2秒の間の短い時間で各々の対象物を見ていることがわかる。

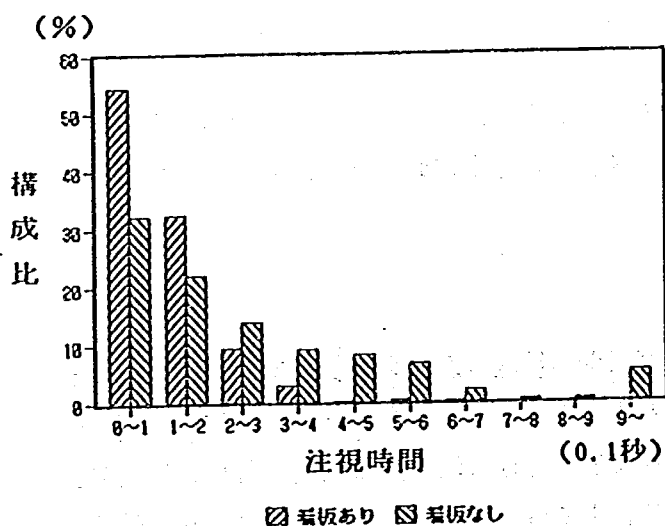


図-1 注視時間別注視回数の構成比

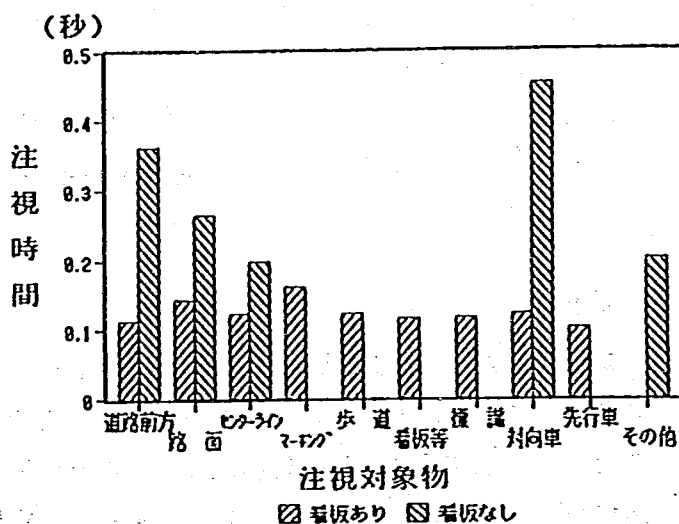


図-2 注視対象物別の平均注視時間

(3) 注視点間の移動速度分布

視点移動速度別の注視回数の構成比は図-3、4のとおりであり、看板等の多い区間では、移動速度が小さい方と大きい方の2箇所でピークを示すが、看板等のない区間では移動速度が低い方でしかピークが認められない。看板等のない区間ではゆっくりとした視線移動しか行われていないが、看板等の多い区間では速い視線移動も併せて行なうことが観測された。

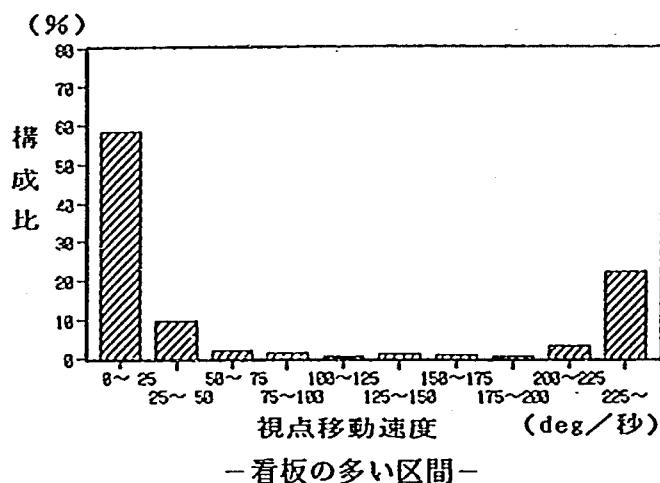


図-3 視点移動速度別注視回数の構成比

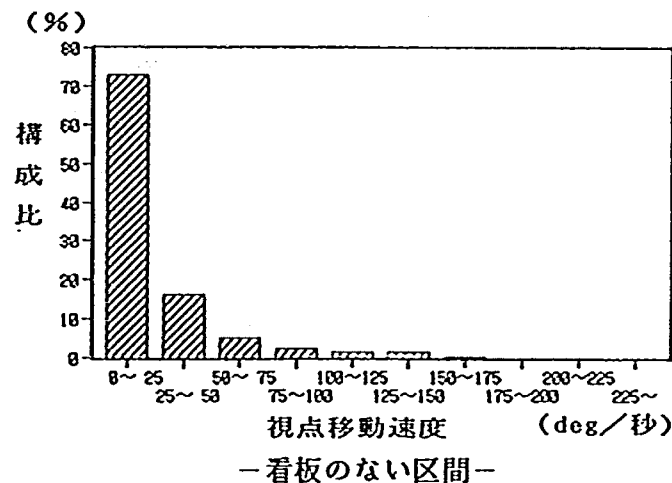


図-4 視点移動速度別注視回数の構成比

5. まとめ

(1) 注視点の対象物

看板等のない区間では、運転者の視線は主に道路前方、路面等をゆっくり視線を移動させながら見ているのに対し、看板等の多い区間では道路前方を見る割合が減り、その他の対象物を見る割合が増加する。また、看板等の多い区間では、一定時間内に注視する回数が看板等のない区間に比べほぼ2倍に増加する。

(2) 注視時間分布

看板等の多い区間では、0.4秒以下の短い注視時間で頻繁に注視が行われるのに対し、看板等のない区間では0.9秒以上の長い注視時間での注視も行われる。また、平均注視時間は看板等の多い区間で0.137、看板等のない区間で0.301と、看板等のない区間に比べて約54%減少する。

(3) 移動速度分布

看板等の多い区間では、視線の移動速度が低い方と高い方の両方にピークが認められる。これに対して、看板等のない区間では、ほとんどが低い速度で視線を移動させ、高い速度での視線の移動は認められない。

6. おわりに

本調査を通して、周辺の道路状況等の違いによる運転者の視線の変化を、初めて定量的に把握することができた。しかし、データ数の面では必ずしも十分とはいえず、今後はデータ数の充実を図ると共に、道路構造、道路付属施設、交通等の様々な状況における注視点の測定を行い、最適な視環境のあり方を検討して行きたい。また、測定結果による危険性の評価手法についても、併せて検討を行う必要があると考えている。

緑化樹木の耐陰性に関する研究

緑化研究室 佐藤 隆幸

○吉永 裕康

1. まえがき

近年、地球環境保全、都市環境の快適性への関心が高まっており、特に都市におけるヒートアイランドの問題等は拡大する傾向にあるので、その対策が緊急の課題となっている。この対策の一つとして、植物等からの蒸散に基づく空気の冷却化という観点などから緑化が有効であり、従来、緑化対象となりにくかった場所においても緑化技術が必要とされている。本研究ではこういった場所から、特に日陰地の緑化について着目し、日陰地の緑化で必要になる植物の耐陰性についての検討を行った。

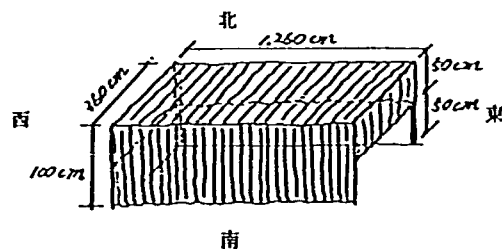
2. 研究目的

公共緑化用樹木の陰樹に対する人工庇陰試験及び都市内日陰地の緑化実例調査を行い、都市内空間において、とりわけ日照条件の厳しい環境下での緑化を積極的に進めて行くための基礎的な知見を得ることを目的とする。

3. 研究方法

3.1 人工庇陰試験

公共緑化用樹木の苗木に対し、図-1のような庇陰格子を設置し人為的な庇陰条件を設定して、光条件ごとの成長量、活力状態等について測定を行った。



※ 東西北は通風のため50cmあき

図-1 庇陰格子

3.1.1 対象樹木

一般に耐陰性の強いといわれているアオキ、アセビ、イヌツゲ等10種の苗木を用いた。

3.1.2 試験区

光条件の異なる相対照度0.5%~100%（対照区）の6区で、各区とも10種10本ずつ植栽した。なお、相対照度については、対照区は1点、庇陰区は3点の照度の測定の平均値を出し、対照区を100%として庇陰区の相対照度を算出した。

3.1.3 測定項目及び測定時期

測定項目及び測定時期は、表-1のとおりである。

表-1 測定項目及び測定時期		
測定項目		測定時期
環境条件	照度、湿度	平成元年8月、12月
成長量等	樹高、葉張り、根元直径	平成元年12月
活力状態	光合成速度	平成元年8月、12月

3.2 都市内日陰地における植栽樹木調査

都市内日陰地の植栽例として高速道路高架下、高層建築物の陰、建築物の中という条件の異なる3カ所を選び出し、実際に植栽されている樹木（中高木中心）を対象とした。測定項目は、人工庇陰試験と同様の項目に活力度をつけ加えた。調査時期は、平成元年8月と12月に行った。

4. 研究結果

4.1 人工庇陰試験

4.1.1 成長量

樹高、葉張り、根元直径成長量の試験区別、樹種別の結果を図-2、3に示す。それによると、試

試験区別の樹高成長量は、相対照度0.5%区と1%区では伸長が悪く、相対照度3%区から10%区では上方からもらえる光を求めて徒長したためか、対照区よりも伸長していた。また、樹種別では、ハマヒサカキ、マサキ等が伸長していた。葉張り量は、相対照度5%区までは庇陰が弱くなるにつれて値が大きくなった。試験区別の根元直径成長量は、庇陰が弱くなるにつれて肥大量が大きくなった。

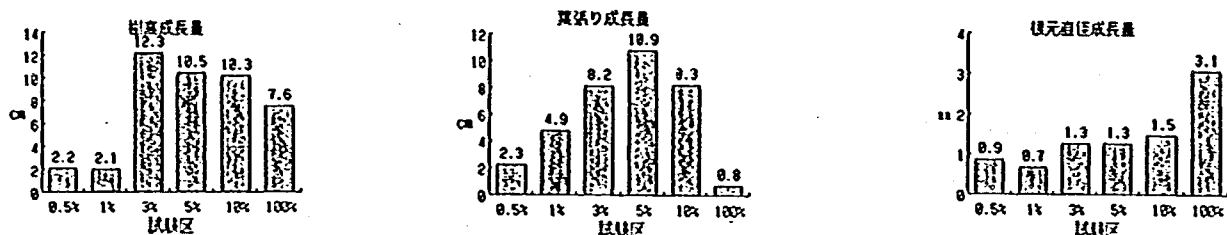


図 - 2 試験区別平均成長量

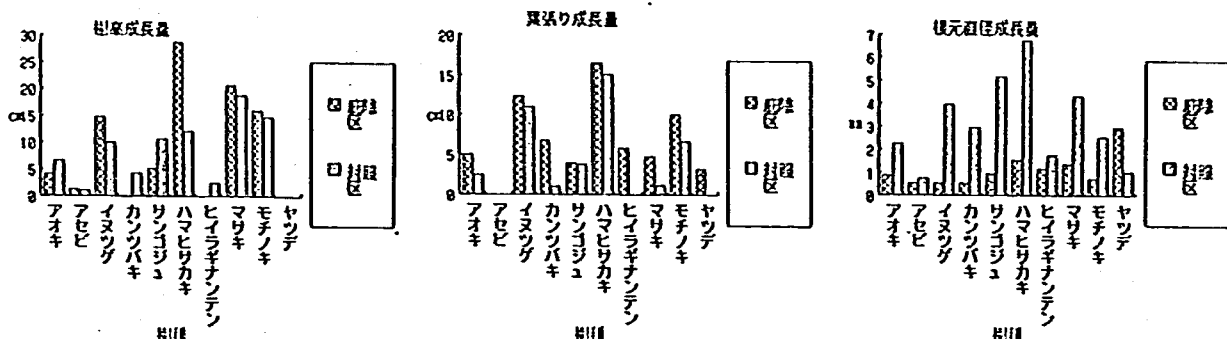


図 - 3 樹種別平均成長量

4.1.3 活力状態

活力状態を示す光合成速度について測定結果を表-2、表-3に示す。試験区別では、8月は、庇陰強度の強い相対照度0.5%区、1%区ではマイナスを示し、相対照度3%区から10%区ではプラスであるものの、対照区と比較すると低い値となっている。12月は、庇陰の強い区では8月の値をやや上回っていた。また、庇陰区では8月、12月ともわずかに光合成が呼吸を上回っていた。樹種別では、庇陰区での差は小さかったが、対照区では全体的に値が高く、樹種間の差も大きくなった。

表-2 試験区別活力状態

試験区	光合成速度 (CO ₂ mg/dm²h)	
	8月	12月
0.5%区	-1.5	-0.4
1%区	-0.9	0.1
3%区	3.2	0.7
5%区	1.5	0.7
10%区	1.2	1.0
庇陰区平均	0.7	0.4
対照区	6.5	3.3
全平均	1.7	0.9

表-3 樹種別活力状態

試験区	樹種名	光合成速度 (CO ₂ mg/dm²h)		試験区	樹種名	光合成速度 (CO ₂ mg/dm²h)	
		8月	12月			8月	12月
庇陰区	アオキ	0.9	0.2	対照区	アオキ	5.8	3.8
	アセビ	-0.2	1.3		アセビ	1.6	2.4
	イヌツグ	-0.1	-0.1		イヌツグ	9.7	4.2
	カンツバキ	0.6	0.5		カンツバキ	6.3	2.1
	サンゴジュ	0.6	0.3		サンゴジュ	9.2	4.2
	ハマヒサカキ	1.2	0.1		ハマヒサカキ	9.5	2.9
	ヒイラギナンテン	0.3	0.4		ヒイラギナンテン	3.5	2.7
	マサキ	1.7	0.4		マサキ	10.3	6.1
	モチノキ	0.6	0.4		モチノキ	5.7	2.8
	ヤツデ	1.5	0.5		ヤツデ	3.8	2.2
庇陰区平均		0.7	0.4	対照区平均		6.5	3.3

(注) 0 : 光合成速度=呼吸速度 (補償点)
 + : 光合成速度>呼吸速度 (O₂放出)
 - : 光合成速度<呼吸速度 (CO₂放出)

4.2 都市内日陰地における植栽樹木調査

4.2.1 環境条件

・照度及び相対照度

高速道路高架下では、8月及び12月の相対照度は3.3%、5.3%と近似した値であるが、実際の照度は、12月は8月の1/2程度である。高層建築物の北側では、8月及び12月の相対照度は2.9%、17.8%とかなり違いがみられるが、これは測定時の天候が8月と12月で異なり、12月の対照地点の照度が

かなり下がったため、実際の照度はほぼ同じであった。建築物の中では、8月及び12月の相対照度は、2.5%、0.8%で、特に12月の照度は低い値を示した。

4.2.2 成長量

樹高及び葉張りの成長量は、全体として9ヵ月間ではほとんど伸長が認められなかった。また、調査地ごとの差異も認められなかった。全平均根元直径は、わずかながら肥大していた。また、調査地別では、高速道路高架下と建築物の中が、高層建築物の北側より肥大量が大きかった。

4.2.3 活力状態

光合成速度は全体的に低い値となった。8月は樹種によりかなり開きがあったが、12月は全体的に低下するため開きは少なかった。また、各樹種の活力度に大きな変化はなく、活力度の平均値は、ほとんどが3以上と評価された。なお、活力度とは植物の生育状況を表わす指標で、一般にその値は1から4まであり、その値が低いほど生育がよいとされる。

4.3 生育環境、成長量及び活力状態に関する解析

4.3.1 試験植栽木の生育環境と成長量及び活力状態

試験植栽木の樹高成長量、葉張り成長量、根元直径成長量、光合成速度等について、樹木と相対照度等との関係を解析した。

・相対照度と樹高成長量

樹高成長量については、相対照度 0.5~10%区の間では相対照度の増加に伴い、おおむね樹高成長量も上昇する。相対照度10%区から 100%区にかけて、樹高成長量が横ばいか低下するものもみられた。これは、相対照度3~10%で徒長の著しい樹種があったことによるものと思われる。10種の相対照度との関係は表-4のようになる。

表-4 相対照度と樹高成長の関係

樹 種	解 説
イヌフサ、ハハチタテ、ササキ、モザナキ	樹高成長率は全般に高く、相対照度3~10%で特に高い成長が見込まれるもの。光を求めて徒長したものが多い。
アサキ、シンゴダ	樹高成長率は中庸で、相対照度の増加とともに少しずつ上昇するもの。
アサキ、シンゴダ、セイヨウタンポポ、イヌフサ	樹高成長率は低く、相対照度が増加しても成長率は上昇しないもの。

・相対照度と葉張り成長量

葉張り成長量については、全体として成長量の大きい樹種から低い樹種までであるが、相対照度との関係は横ばいのものが多かった。10種の相対照度との関係は表-5のようになる。

表-5 相対照度と葉張り成長の関係

樹 種	解 説
イヌフサ、ハハチタテ、モザナキ	葉張り成長率は全般的に高く3~10%付近にやや高い成長率を示すもの。
アサキ、アサキ、シンゴダ、シンゴダ、セイヨウタンポポ、アサキ、イヌフサ	葉張り成長率は中庸以下のもので、やはり3~10%付近にやや高い成長率を示すもの。

・相対照度と根元直径成長量

根元直径成長量については、全体として、相対照度の増加に伴い根元直径成長量も上昇した。また、上昇量の変動についてみると、低照度域では抑制されているものの、ある照度域に達すると急速に成長率が上昇するパターンを示す樹種が多かった。10種の相対照度との関係は表-6のようになる。

表-6 相対照度と根元直径成長率

樹 種	解 説
アサキ、イヌフサ、アサキ	根元直径成長率は中庸からやや高め、相対照度1%まで比較的高い成長率を示すもの。
ハハチタテ、モザナキ、シンゴダ	根元直径成長率は中庸からやや高め、相対照度3%まで比較的高い成長率を示すもの。
シンゴダ、イヌフサ、セイヨウタンポポ	根元直径成長率は高~低まであり、相対照度5%以上で比較的高い成長率を示すもの。
アサキ	根元直径成長率は低く、相対照度10%以上で比較的高い成長率を示すもの。

・光条件と光合成速度

全体としては、光条件の増加にともない光合成速度も上昇している。また、冬期は全体的に光合成は低下するが、光量との関係は現われている。8月の値を樹種別にみて、光合成速度の値が0となる光量（補償点）を求めてみると10種の相対照度との関係は表-7のようになる。

表-7 光条件と光合成の関係

樹種	解 説
マサキ、マサキ、アサキ	光の少ない領域まで光合成を行い、補償点の最も低いもの。
モチノキ、カンツバキ、ハマヒサカキ、サンゴジュ	比較的少ない領域まで光合成を行い、補償点の低いもの。
セイヨウソコ、イヌツグ	やや光の多い領域までしか光合成を行わず、補償点の比較的高いもの。
アセビ	最も光の多い領域までしか光合成を行わず、補償点の最も高いもの。

4.3.2 都市内日陰地における植栽樹木の生育環境と活力状態

光量と光合成速度との関係についてみると光量が試験植栽木の場合より比較的広範囲であったため、光合成の値も分散していた。試験植栽木と共通している樹種5種について比較すると、それぞれ光合成速度は、ほぼ一致していた。

5. まとめ

以上の調査結果、解析結果より、異なる光条件下における樹木の生育状況及び耐陰性を取りまとめる。

樹高成長量については、前述したように、試験区によっては徒長した樹種もみられるなど、これだけの測定では信頼性に欠けるし、葉張り成長量についても、枝折れ、病虫害等がみられるなど樹木の耐陰性は決めかねる。よって、ここでは底陰強度の強弱との関係が比較的良好に現われていた根元直径成長量を中心に、光合成速度等を考慮して表-8のように樹木の耐陰性を推定した。それによると樹木の光量不足による枯れ、成長低下等が発生しなくなる最小受光量は、相対照度が約1~10%と推定され、ランクⅠの樹種はかなり相対照度が低くても生育が可能であるし、ランクⅡの樹種もそれらに次いで耐陰性が強いと考えられ、都市中心部の日陰地での植栽も、管理の仕方次第では生育が可能と思われる。

以上、これらの研究結果を考慮して植栽を行えば、都市中心部の日陰地での緑化が可能であり、近年、大きな問題となっている地球環境保全、都市環境の快適性にも貢献できると思われる。さらに今後は、これらの結果をより正確なものにするため、試験地、都市内日陰地ともに経年調査及びデータ集積、分析等を図り、日照条件に対する緑化樹木の生育特性を把握し、緑地帯の設計・施工に関する基礎的な知見の取りまとめを行っていく予定である。

表-8 樹木の耐陰性

耐陰性	ランク	樹種	成長のための最小光条件 (相対照度)	備 考
↑ ↓ 弱	Ⅰ	アオキ マサキ ヤツデ	約1%	光は1%以上あれば通常の成長を行う。光量が増加しても成長量はあまり増えない。ただし、マサキは、光量が増加すれば成長量も増える。
	Ⅱ	ハマヒサカキ モチノキ カンツバキ	約3%	3%以上で通常の成長を行い、光量の増加にともない成長量も増える。これ以下だと光合成が減少し、成長低下、枯れが発生する。
	Ⅲ	サンゴジュ イヌツグ セイヨウソコ	約5%	5%以上で通常の成長を行い、光量の増加にともない成長量も増える。これ以下だと光合成が減少し、成長低下、枯れが発生する。
	Ⅳ	アセビ	約10%	10%以上の光がないと通常の成長をしない。これ以下だと光合成が減少し成長が悪い。

参考文献

首都高速道路公団「都市高速道路に係る道路緑化に関する研究報告書」1979、1980。

F E M解析による交通振動予測

構造研究室 横山 功一

澤田 憲文

○金子 学

1. まえがき

車両の走行により生じる構造物や地盤の振動は、道路交通振動と呼ばれ、騒音や大気汚染と共に道路交通環境問題の一つとなっている。近年、道路交通環境に配慮しつつ空間の高度利用を図るため、2層構造の掘割道路や橋梁と建物を一体化した立体道路の様な新しい構造を持つ道路が計画され、建設されようとしている。

構造研究室では従来より環境アセスメントに用いる振動レベルの予測式の作成に取り組んできているがこれらの新しい構造を持つ道路については既存の事例も少なく、従来の予測手法の適用の可否についても明らかではない。従って、これらの新しい構造を持つ道路についても交通振動の実測を行うと共に解析的に振動特性を明らかにし、交通振動の予測手法を確立する必要がある。

2. 目的

本調査は、2層構造の掘割道路についてF E M解析を基本として交通振動の予測を行う事を目的としている。ここでは交通振動に影響を与える要因として、①掘割道路の構造の違い、②車両の走行位置の違い、③地盤条件の違いの3つに着目し、それぞれの影響を評価することとした。

3. 方法

先ず予備解析として、既に交通振動の実測を行った掘割道路についてF E M解析を行い、実測値と解析値との対比を行う事により解析手法、解析モデルの妥当性の検証を行った。

次に本解析では構造形式として、片持張出部を有する掘割構造の基本形式（以後基本形式と呼ぶ）、基本形式の片持張出部に継ぎ梁を追加した構造（補強構造）、一般掘割構造の3構造を解析の対象とした（図-1参照）。また、走行位置の影響について

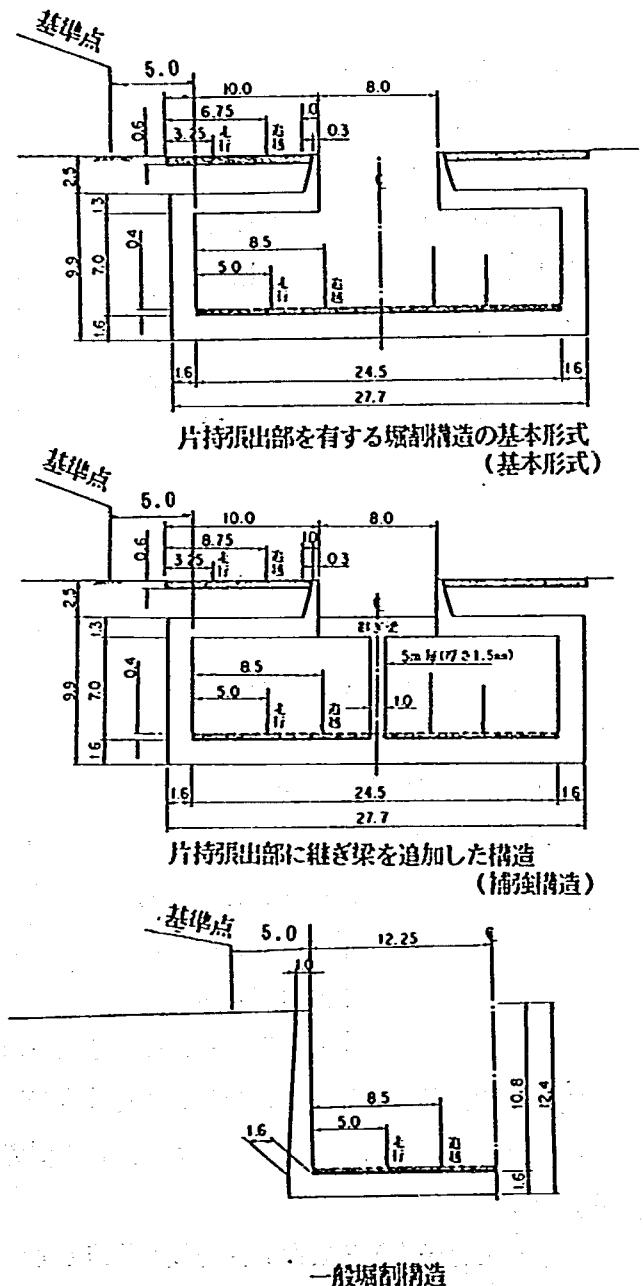


図-1 解析の対象とする掘割道路

は主に基本形式で走行位置を変える事により、また地盤の影響については基本形式及び一般掘割構造について良好な地盤と比較的軟弱な地盤の条件で解析を行うことによりそれぞれ調査した。

4. 結果

4. 1 予備解析

4. 1. 1 交通振動実測調査

実測調査を行った地点の横断面図を図-2に示す。振動及び交通量について1回当たり500秒間の計測を合計10回行った。走行速度は自動車専用道路であるためほぼ100km/hで一定であ

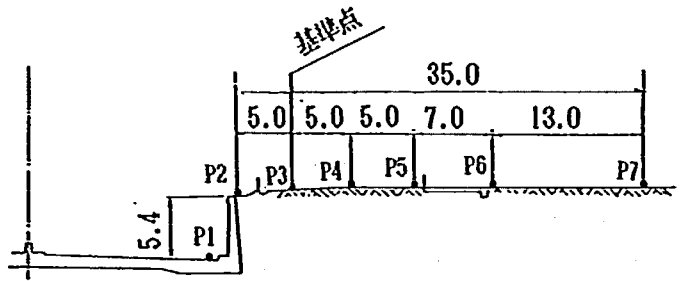


図-2 実測地点(予備解析)断面図

った。等価交通量は93~205台/500秒の範囲で変動したが、基準点での実測振動レベルには大きな変化は見られなかった。ここでは等価交通量がほぼ等しい6回の実測値を平均し、実測値を代表する値(以後実測値と呼ぶ)としてFEM解析結果との対比に用いることとした。

4. 1. 2 FEM解析

FEM解析では車両の走行に相当する入力波として、道路端での実測波を使用した。そのため、FEM解析の結果からは振動レベルの絶対値の評価は行えないため、ここでは減衰傾向に着目する。基準点での振動レベルを実測値と合わせた解析結果及を実測値と対比して図-3に示す。実測値と解析値の差は測点P1~P6では約1dB以内、最も差の大きい測点P7で約3dBであった。

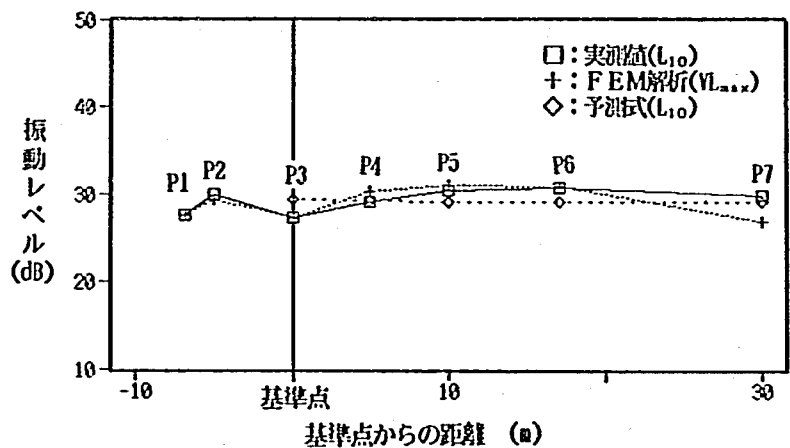


図-3 実測値、FEM解析値、予測式による値の対比

詳細に見るとP7で若干の差を生じるものの、全体としては概ね良好な一致が得られ、解析手法及び解析モデルの妥当性が検証された。

4. 1. 3 交通振動の予測式

一般に平面道路、掘割道路等の交通振動の予測式は以下のように表わされる。

$$L_{10} = 65 \log_{10}(\log_{10} Q^*) + 6 \log_{10} V + 4 \log_{10} M + 35 + \alpha_0 + \alpha_1 + \alpha_2 - \alpha_3 \quad \dots (式-1)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q^* : 500 \text{秒間の1車線当り等価交通量} & V : \text{走行速度} \\ M : \text{車線数} & \alpha_0 : \text{路面平坦性による補正值} \\ \alpha_2 : \text{道路構造による補正值} & \alpha_3 : \text{距離減衰} \end{array} \right.$$

実測時の条件(等価交通量178台,走行速度99km/h,6車線,掘割深さ5.4m)を予測式に代入した結果を図-3に示す。結果は実測値と概ね良好に対応している。

4. 2 本解析

本解析では予備解析と同じ入力波を使用して解析を行った。また、交通振動に影響を与える要因の評価については道路端以遠の測点の平均値を用いる。

走行位置の影響について調べるため、基本形式について良好な地盤条件の下で解析を行った。解析結果を図-4に示す。掘割内部を走行する車両による振動は小さく、道路端以遠において片持張出部上を走行した場合と比べ、平均9.6dB 低い結果となった。掘割内部から生じる交通振動は片持張出部に対し小さく、交通振動の評価は片持張出部だけを対象として良いものと考えられる。

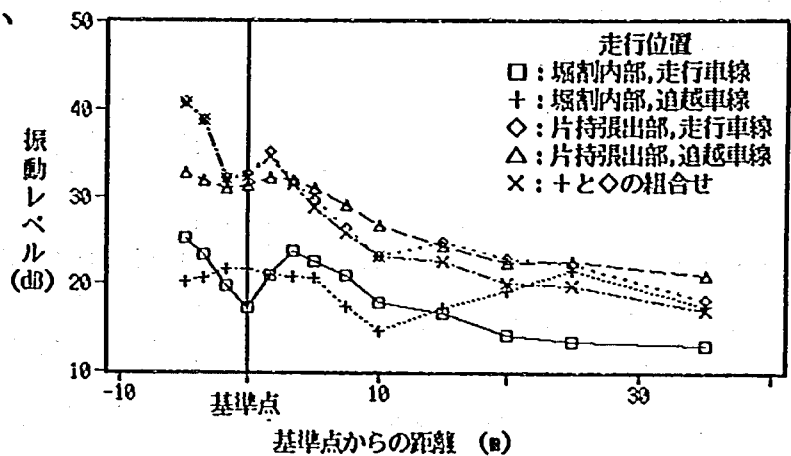


図-4 車両走行位置による影響

掘割構造の違いによる影響について調べるため、基本形式、補強構造、一般掘割構造で掘割内部の同一位置を車両が走行した場合について解析を行った。解析結果を図-5に示す。一般掘割構造に対し補強構造の場合は平均1.7dB 大きく、基本形式の場合は平均1.8dB 小さくなった。補強構造で振動レベルが大きくなった理由としては上部と下部を強固に連結した結果、掘割内部から発生した振動を直接地盤面に伝えるようになった事が考えられる。

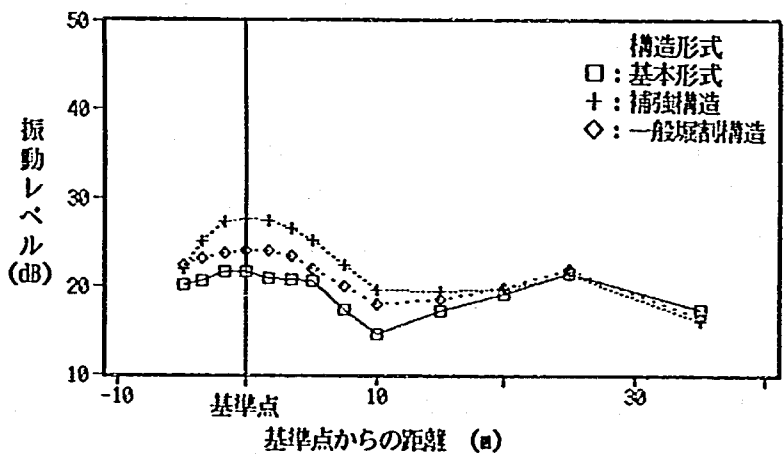


図-5 構造形式による影響

基本形式及び一般掘割での地盤条件による振動レベルの変化について図-6に示す。地盤が軟弱な場合の振動レベルは、良好な地盤条件の場合に対して基本形式の場合で3.5dB、一般掘割の場合で2dB 程度増加した。

これらの結果から片持張出部を有する掘割道路の交通振動に影響を与える要因としては走行位置による影響が支配的であり、環境への影響を評価するには片持張出部上を走行する車両に着目すれば良いということが分かった。

基本形式及び補強構造の片持張出部

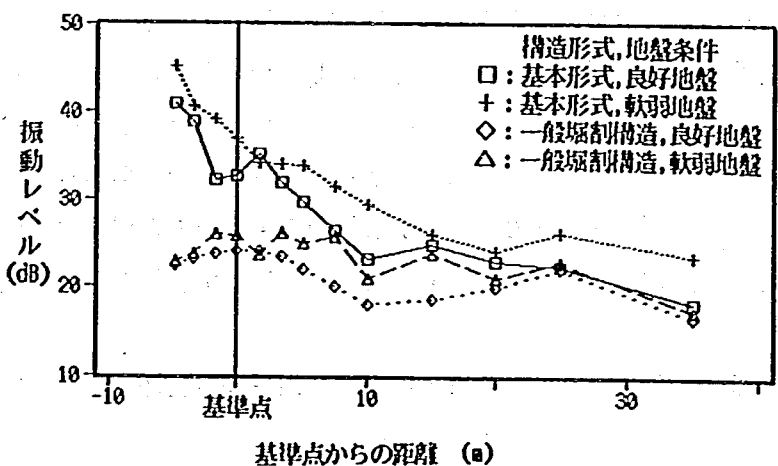


図-6 地盤条件による影響

を車両が走行した場合、走行位置が平面道路と同様であるため、平面道路の予測式との対比を行った。ここで片持張出部を2車線の平面道路と仮定した場合の予測式(式-1)による値と基本形式でのFEM解析の結果とを対比して図-7に示す。予測式による結果は解析値に対して大きく、地盤が良好な場合で12.6dB、軟弱な場合で16.3dBの差を生じた。平面道路の予測式は一般の道路構造を想定して作られているため、コンクリート構造物上を車両が走行する掘割構造の場合とは条件が異なるものと考えられる。また、地盤が軟弱な場合、平面道路の予測式では7.2dBの振動レベルの増加を予想するが、一方掘割構造の片持張出部を走行した場合には3.5dB程度の変化にとどまる解析結果となった。

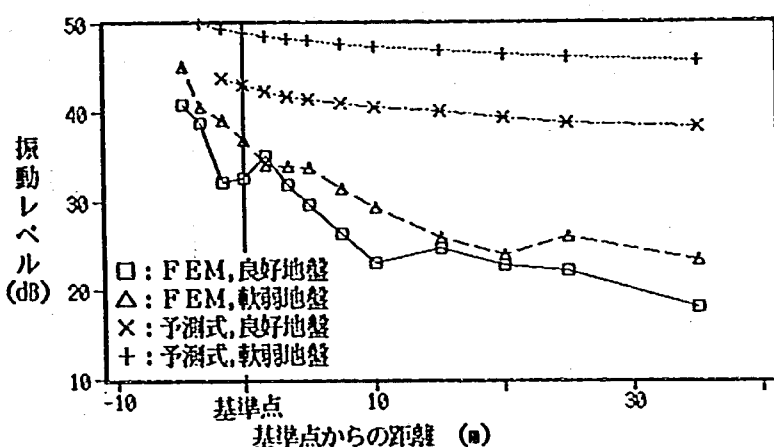


図-7 FEM解析値と予測式(平面道路)による値の対比

5. まとめ

今回の調査により明らかとなった事項を以下にまとめる。

- 1) 予備解析より、新しい構造の道路の振動を予測する手法としてのFEM解析の妥当性が検証された。
- 2) 片持張出部を有する掘割構造の場合、片持張出部上を走行する車両による交通振動が卓越するため、交通振動の評価はこれに着目すると良い。掘割内部を走行する車両による振動はこれに対し約10dB低い。
- 3) 地盤による影響は、予測式等で一般に考えられているよりも小さい。これは一般の道路と異なりコンクリート構造物上を車両が走行するためであると考えられる。
- 4) 片持張出部を有する掘割構造から生じる交通振動は平面道路の場合よりも小さいと考えられる。平面道路の予測式を適用した場合、地盤条件が良好な場合でも約13dB、軟弱な地盤の場合では約16dBの差を生じる。これは3)と同様の理由によるものと考えられる。

今回の調査で残された問題点は以下の通りである。

- 1) 2次元のFEMプログラムを使用しているため、走行車両を移動荷重として正確に再現する事ができない。また、入力波に実測振動波形を用いたため、振動レベルの絶対値の評価は解析から直接求められない。より厳密な解析を行うには注意が必要であろう。
- 2) 実測値データが少ないため、解析値と実測値との対比は交通量、速度が特定の場合のみに限られた。今後は異なった交通条件下でも実測を行い、解析値との広範囲な対比を行う事が必要であろう。

<参考文献> 社団法人 日本道路協会, 道路環境整備マニュアル, 平成元年1月

1. まえがき

近年、舗装延長の増大に伴い、舗装の維持修繕の必要量は、年々増加しているにもかかわらず、そのための予算は必ずしも十分とはいえない。このような限られた予算の中で、効率的に維持修繕を行っていくには、長期的視点にたった計画的かつ総合的な維持管理を行うことが必要となっている。この目的を達成するための手段として舗装管理システムの構築が急がれており、舗装研究室では、わが国の道路事情を踏まえたシステムとして”舗装の維持修繕計画システム”の開発および改良を進めてきた。システムの利用法としては、対策を道路網で捉えて長期計画に基づく維持修繕費用の予測や投資効果の評価を行うネットワークレベルでの利用と個別の舗装区間毎に維持修繕の優先順位決定、工法選定等を行うプロジェクトレベルでの利用がある。ここでは、後者のプロジェクトレベルでのアプローチを行うのに必要なシステムについて検討した。

2. 目的

舗装の維持修繕計画システムにおける優先順位決定、工法選定システムは、従来、道路管理担当者の経験や知識にもとづいて行っている維持修繕箇所および方法等の判断を舗装データバンクからの情報を基本に客観的に行うシステムである。昭和62年度にはそれらシステムのプロトタイプモデルを作成しており、本調査では、そのシステムを基に、より汎用性の高いシステムの構築を目指し、改良および開発を行うものである。

3. 調査方法

3.1 準備作業

維持修繕計画システムを検討するにあたって、必要な基礎資料を得るため、地域区分を配慮した全国14事務所（表-1参照）を対象に補修工事实施の基本的な考えや基準値及び工事の実施理由や工法選定状況についてのアンケート調査を行い、優先順位決定、工法選定システムの改良に必要なデータの取りまとめを行った。また、舗装データバンクのデータから維持修繕計画システムの検討に必要なデータを抽出し、システムに適合するデータフォーマットを編成するサブシステムの開発を行った。

表-1 対象工事事務所の地域分類

地域名	事務所数	調査対象事務所名			
		管 事	道 合 (管+等)	一 般	都 市 部
東 北	2	山 形	秋 田		
東 北	3		長野国道	富 山	東京国道
北 陸	1	金 沢			
中 部	2			伊勢国道	名古屋国道
近 畿	2			奈良国道	京都国道
中 国	2	鳥 取		岡山国道	
四 国	1			香 川	
九 州	1			大 分	
計	14	3	2	6	3

3.2 優先順位決定システムの検討

優先順位決定システムの現場への適用を図るため、上記で実施した維持修繕箇所のアンケート調査結果を用い、システムの適合性を再検討するとともに、多変量解析手法を用いて、適合率の高い

適切な優先順位を決定するための総合評価値（P I N D E X 値）の補正係数及び評価基準値（P I N D E X を構成する各要因別の境界値）を算定し、それに伴う改良を行った。

3.3 工法選定システムの検討

舗装データバンクの路面性状データ、舗装の破損形態や実際に修繕工事を実施する場合の適正区間延長等の制約条件から、適切な維持修繕工法を選定するとともに合理的な維持修繕候補区間を設定するためのサブシステムの作成及びフローの改良を行った。

4. 調査結果

4.1 対象箇所の選定

アンケート調査を実施した14工事事務所のうち以下の条件を満足している箇所を対象箇所として選定した。

①路面性状調査は一般に下り車線を対象とするため、工事車線が全車線または下り車線の箇所とする。（ただし、東北地建は上り車線を対象）

②工事理由が全面的または部分的な路面性状の悪化である箇所。（その他の箇所は別枠で優先度を決定する必要がある）

表-2 対象とする解析データ

	補修なし		補修あり		合 計	
	延長(km)	比率(%)	延長(km)	比率(%)	延長(km)	比率(%)
一般地域	1,830	93.9	0	0.0	1,830	93.9
寒冷地域	1,175	97.8	103	8.2	1,278	100.0
合 計	3,005	95.7	103	3.3	3,108	100.0

以上、①、②の条件を満足し、採用した解析データを表-2に示す。

4.2 優先順位決定システム

(1) P I N D E X の算出要因の検討

P I N D E X は、M C I（維持管理指数）、わだち掘れ、R C I（乗り心地指数）の関数で示され、補修の有無に対するこれら各要因が及ぼす P I N D E X 値への影響について検討した結果、M C I、わだち掘れは、補修の有無による分布状況、平均値に有意な差がみられるが、R C I ではほとんどその差がみられなかった。また、影響程度を示す偏相関係数は、わだち掘れ、M C I、R C I の順となり、この結果、P I N D E X の算出要因として R C I は不要となるが、近年の舗装に対するニーズの高度化等から道路利用者側の評価要因として R C I を残すものとした。なお、M C I は、道路管理者による評価要因として、わだち掘れは、一般地域と雪寒地域による管理水準の差を考慮する要因として採用した。

(2) P I N D E X の境界値の検討

全対象箇所に占める補修ありの比率は、7.3%（表-2 参照）であることから、補修の必要度ランクを示す優先度1（早急に修繕）のものを5~10%、優先度2（修繕が望ましい）のものを10~20%を目安として、P I N D E X 境界値

表-3 P I N D E X の分布

	P I N D E X	延長(km)	比率(%)	備考
一般地域	0-9	371,825	19.9	優先度3
	10-19	841,445	47.7	
	20-29	109,330	7.6	
	30-39	107,430	9.5	優先度2
	40-49	159,350	8.0	
	50-59	76,440	3.9	
	60-69	67,825	3.4	
	70-79	29,680	1.5	優先度1
	80-89	53,530	2.7	
	90-99	11,480	0.6	
	100-109	10,445	0.5	
	110-119	1,530	0.1	
	120-129	3,100	0.2	
	計	1,319,820	100.0	
寒冷地域	0-9	555,720	43.4	優先度3
	10-19	102,915	7.6	
	20-29	202,310	15.2	
	30-39	81,630	6.1	優先度2
	40-49	126,445	9.5	
	50-59	14,415	1.1	
	60-69	25,380	1.9	優先度1
	70-79	4,320	0.4	
	80-89	136,440	10.2	
	90-99	10,215	0.8	
	100-109	6,630	0.5	
	110-119	6,630	0.5	
	計	1,278,815	100.0	
合 計	0-9	927,545	29.4	優先度3
	10-19	944,360	30.5	
	20-29	112,210	5.5	
	30-39	310,310	11.0	優先度2
	40-49	319,350	10.3	
	50-59	182,315	5.9	
	60-69	192,310	6.2	
	70-79	44,215	1.4	優先度1
	80-89	78,730	2.5	
	90-99	16,780	0.5	
	100-109	156,445	4.7	
	110-119	11,985	0.4	
	120-129	9,735	0.3	
	計	3,107,835	100.0	

の検討を行った。その結果、優先度1と2の境界値を80点、優先度2と3の境界値を40点に設定した。PINDEXの分布状況を表-3に示す。なお、上記境界値で割り付けられる優先度1の比率は、表-2に示した補修あり（実態）の比率とほぼ近い値となった。

(3) PINDEXの補正係数の検討

PINDEXを算定するにあたって沿道条件、交通区分等の道路特性を加味するための補正係数については、判別分析（数量化理論Ⅱ類）により、各要因別に影響度合を調査した。その結果、各要因による影響度の違いはあまりみられなかったが、交通区分におけるD交通の場合と、構造物のトンネル・洞門、スノーシェッド・消雪パイプにおいて有意な差があるので補正することとした。

判断基準値	
MCI	A1=5.0 A2=4.0 A3=3.0
わだち(一般)	B1=10 B2=20 B3=30
わだち(特殊)	B1=20 B2=30 B3=40
RCI	C1=5.0 C2=3.5 C3=2.0

要因	補正係数
① 地域区分Ⅰ	1.0
② 地域区分Ⅱ	1.0
③ 交通区分	1.0
④ 道路数	1.0
⑤ 交差点	1.0
⑥ 構造物	1.0

補正係数	
① 地域区分Ⅰ	1.0
② 地域区分Ⅱ	1.0
③ 交通区分	1.0
④ 道路数	1.0
⑤ 交差点	1.0
⑥ 構造物	1.0

PINDEX境界値	
X1	80
X2	40

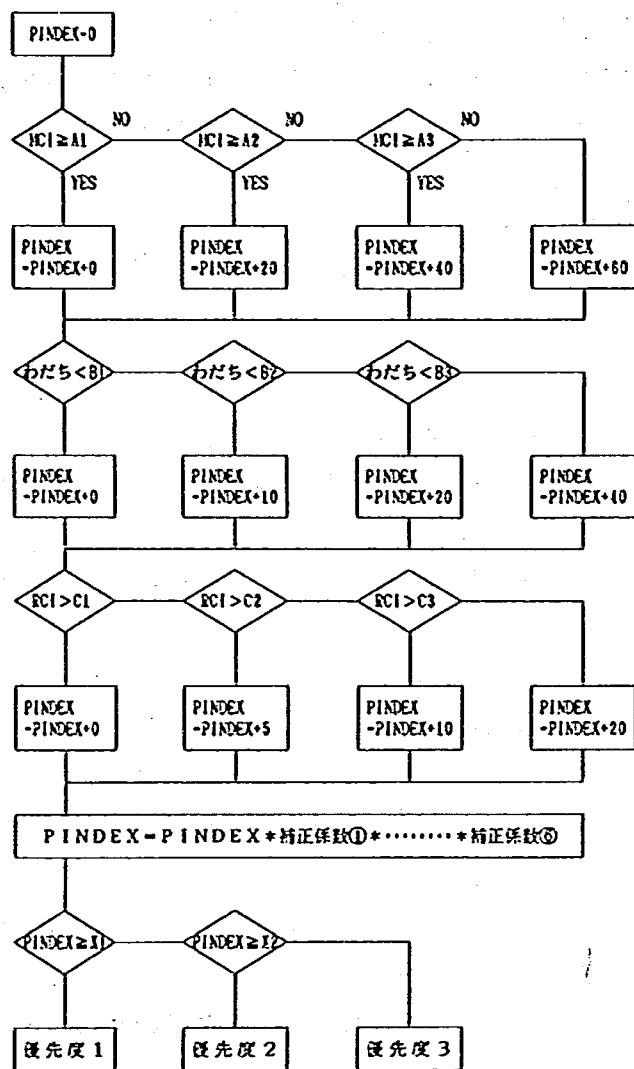


図-1 優先順位決定フロー

(4) 適合性の検討

以上の結果から導きだしたPINDEXによる優先順位決定フローを図-1に示す。

次に、このPINDEXによって割り付けられる優先度と実際に補修した箇所とを比較し、その適合性を検討するために以下に示す2つの適合率で判断した。

$$\text{適合率1} = \frac{\text{補修実施箇所内の優先度1と2の箇所}}{\text{補修実施箇所}}$$

$$\text{適合率2} = \frac{\text{優先度1の箇所内の補修実施箇所}}{\text{優先度1の箇所}}$$

これによると全体で適合率1が60%、適合率2が25%という結果となった。また、地域分類別に適合率をみると、混合地域>積雪地域>一般地域>都市部の順となり、寒冷地域と一般地域、都市部の間に大きな地域差がでた。これは、都市部においては、住民のさまざまな要望・苦情による補修が多くなるため適合率が低下する結果と考えられる。

4.3 工法選定システム

優先順位決定システムにより割り付けられた優先度1、2箇所について工法選定を行い、アンケート調査から維持修繕工法別の施工延長・条件を設定し、同類型工法をまとめて維持修繕候補区間・工法を選定するサブシステムの開発等を行った。アスファルト舗装における修繕の場合の工法選定フローを図-2に示す。

(1) 工法選定の基本的な考え方

ある選定工法に対して合理的な維持修繕候補区間を選定するために下記の条件を満たすように候補区間を設定する。

- ① 候補区間の最小延長(Xm)を決定する。
- ② 候補区間の始点と終点の箇所は必ず当該選定工法となるようにする。
- ③ 候補区間内には、上位ランクの選定工法が入ってはならない。
- ④ 候補区間内においては、修繕が必要ない箇所（優先度3）及び下位ランクの選定工法の箇所がある延長計(Ym)を超えてはならない。
- ⑤ 候補区間内において、当該選定工法の延長計が候補区間全延長の2%以上になるようにする。
- ⑥ 以上の候補区間選定でもれた箇所は、単位区間(100m)の区間を適用する。

(2) 制約条件の検討

アンケート調査の結果から工法別に最小施工延長をみると打ち替えが20~300m、オーバーレイ系が100~500m、路上表層再生が500m、維持工事系が100~200mとなり、工事候補区間において不良区間が7~8割以上占めれば連続して補修するという結果が得られた。この結果を基に工法選定システムの同類型工法をまとめて維持修繕工法区間・工法を選定するための制約条件とした。その結果を表-4に示す。

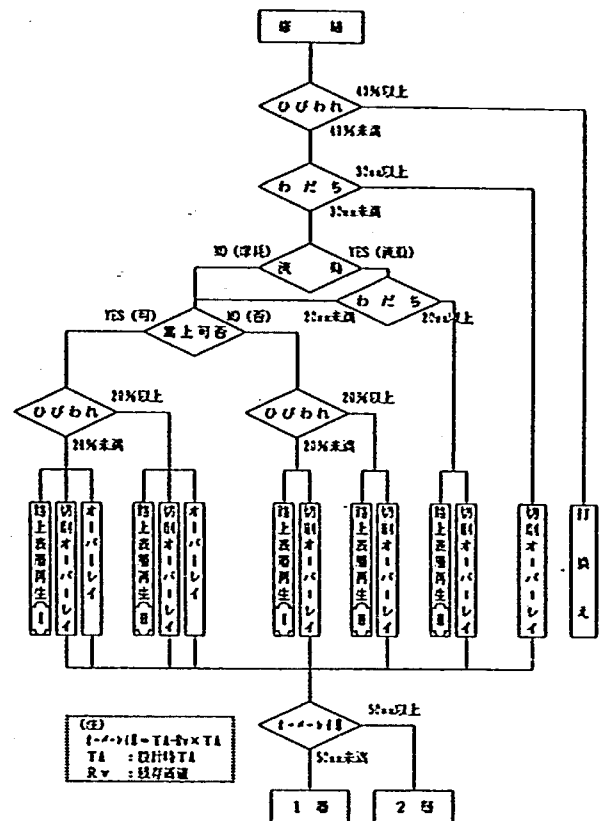


図-2 工法選定フロー(アスファルト舗装：修繕)

表-4 候補区間選定の制約条件

	候補区間の 施工延長(Xm)	候補区間内の選 定する工法区間 の延長(Ym)	候補区間内に占 める不良区間の 割合(Z%)
打ち替え	100m以上	300m未満	80%以上
切削オーバーレイ オーバーレイ	300m以上	300m未満	70%以上
路上表層再生	500m以上	300m未満	70%以上
わだち堰れ処理	100m以上	300m未満	80%以上
切削表層処理 表面処理・切削	100m以上	300m未満	80%以上

5. 今後の課題

優先順位決定、工法選定システムは、今後、現場でのシステムの試用を行ったうえで、さらにその適用上の問題点や改善策の検討を行い、総合的な維持管理システムのサブシステムとして活用して行く。また、ネットワークレベルでの利用についても、舗装の維持修繕の需要予測や投資効果等の経済的な面から分析を加え、総合的な評価のもと必要な情報を分かり易い形で提供できるシステムとしていく考えである。

1. まえがき

近年、わが国の山岳トンネル工法においては、その主流が矢板工法から吹付けコンクリート工とロックボルト工を主体としたNATMと呼ばれる工法へと変化を遂げた。NATMによる施工実績は既に多数にのぼり、対象地盤もこれまでは比較的、地山条件の良い山岳トンネルに適用されていたものが、現在では、その合理性及び経済性のために、都市部の沖積層あるいは洪積層地盤へと拡がりつつある。

このような状況のもとで、支保部材の1つであるロックボルトについては、その使用が盛んであるにもかかわらず、トンネル安定に対する使用効果や地山に対する適用条件に不明なところが残っている。

本研究は、都市部周辺の軟弱な土砂地山にロックボルトを適用するに当たっての、ロックボルトの作用効果について検討を加えたものである。

2. 目的

土砂地山中におけるロックボルトの作用効果を明らかにし、合理的な設置方法についての検討を行うことを本研究の目的とする。

3. 方法

一般に土構造物を対象とした場合には、土の自重による影響が大きく、一方、土の変形特性や強度は応力レベルに依存するといわれている。このため、模型実験を行う際には、相似則の適用が大きな問題となる。相似則を満足させる方法としては、種々の手法が提案されているが、本研究では模型実験に現場とほぼ同一の応力状態を発生させることが可能となる遠心力載荷模型実験を行うこととした。

図-1に遠心力載荷装置の概要を示す。

遠心力載荷実験については、過去に多くの相似則に関する研究がなされており、また、その検証もなされているのでここではそれを用いることとした。

実物の $1/n$ の幾何学的相似模型を実物と同じ土質構成で作製し、これを nG の遠心力場に置いた場合の実物と模型について考える。模型に対するサフィッ

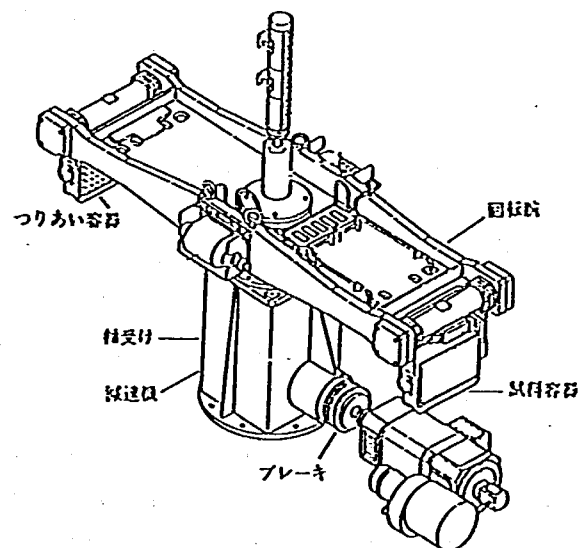


図-1 遠心力載荷装置の概要

クスを m 、原型に対するサフィックスを p とする。

まず、幾何学的には

長さに関して $l_n = l_p / n \quad \dots (1)$

また、深さ $x_n (= x_p / n)$ における自重による鉛直応力 σ は、

$$\sigma_n = \gamma_n \cdot x_n = (n \cdot \gamma_p) \cdot (x_p / n) = \sigma_p \quad \dots (2)$$

上記に示す通り、模型と現場の土質材料を同一とすれば、鉛直応力が等しくなり、両者の土圧の値も等しくなる。したがって、鉛直応力だけでなくすべての方向の応力が実物と同じになる。

これにより土要素ひずみは、

$$\varepsilon_n = \varepsilon_p \quad \dots (3)$$

また、沈下量、一般に変形量 S はこれを長さで積分した値であることから、

$$S_n = S_p / n \quad \dots (4)$$

が成り立つ。

上記に示す相似則を満たす遠心力場において下記の様な実験を行った。

図-2に実験装置の概要について示す。実験は図に示すように、土砂地山内に水を充満させた外形 $D=5\text{cm}$ 厚さ、 0.1cm のゴムチューブを設置し、 $80G$ の遠心加速度のもとでゴムチューブ内の水を徐々に抜きトンネル掘削をシュミレートした。トンネルの収縮量 δ_t は排水量から求めた。また、実験条件としては、土被り H とトンネル直径 D との比 H/D を1に設定し、ロックボルトの配置は、トンネル軸方向の打設間隔 P を 1.25cm で一定とし、トンネル中心から放射状に1断面当りの本数 n と長さ L を変化させた。

表-1に模型地山の物性値を示す。

ロックボルトの模型としては、直径 $\phi 0.4\text{mm}$ の針金 ($EA=2,639\text{kgf}$ 、 $EI=0.264\text{kgf}/\text{cmf}$) の表面にエポキシ系樹脂により砂を付着させ、片端にベアリングプレートに模擬したアルミ板 ($0.3 \times 0.3 \times 0.02\text{mm}$) を接着したものを使用した。

なお、本実験条件の $80G$ の遠心力加速度の状態は、砂質地山に直径 4m のトンネルを掘削した時の現象に相当し、 $\phi 32\text{mm}$ のボルトをトンネル軸方向に 1m 間隔の割合で打設したこととして相当するものと考えられる。

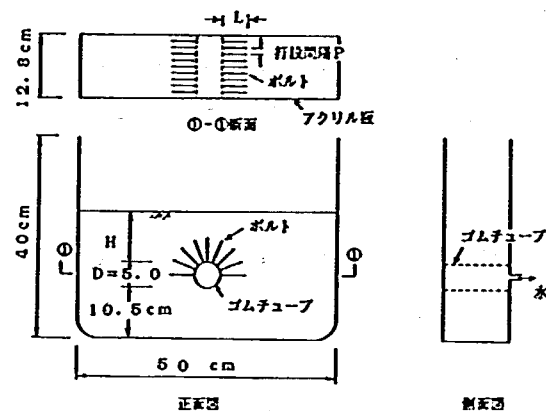


図-2 実験装置の概要

表-1 模型地山の物性値

比重	G_s	2.640
単位体積重量	γ	1.52 g/cm ³
含水比	w	1.8%
孔隙比	e	0.77
粘着力	c	0.05 Kgf/cm ²
内部摩擦角	ϕ	34.7°

●三軸圧縮試験 (CD) による。

4. 結 果

4. 1 ロックボルトがない場合の地山の挙動

図-3に、トンネル収縮量 δ_t とトンネル直径Dとの比率 $\epsilon = \delta_t/D$ が約8%の時の地山内の各標点の変位分布を示す。これは、トンネルに過大な変形を許した場合に相当する。

また、図-4は、地山内の標点による三角形要素内でのひずみ分布を示したものである。このように、トンネル掘削により地山が挙動する部分はトンネル直上のみであり、トンネル上部の左右から2本の線状ひずみが卓越した領域内の土塊がトンネルに荷重として作用するものと考えられる。

4. 2 ロックボルトを設置した場合の地山の挙動

図-5及び図-6にロックボルト長が5cm、本数17の場合の $\epsilon = 8\%$ における地山内の各標点の変位分布及び主ひずみ分布を示す。ロックボルトがない場合に比較するとトンネル上部付近の挙動が小さくなっていることがわかる。

図-7は、トンネルの収縮量 δ_t とトンネル直径Dとの比率 $\epsilon = \delta_t/D$ を横軸に、トンネル天端直上の地表面沈下量を縦軸にとって、1断面当りのボルトの本数による作用効果の違いを示したものである。ロックボルトが無い場合は、 $\epsilon = 2 \sim 3\%$ 前後から地表面沈下量が急激に増大しているのがわかる。また、ロックボルトが5本の場合は、ボルトが無い場合とほとんど変わらない傾向を示している。これに対して、ボルトが9、17本の場合では、トンネルの変形が相当に大きくなるまで、地表面への影響が抑制でき、ロックボルトの効果が現れていると判断できる。本実験のような強度が小さい砂質地盤においても、ボルトの効果として一般的に考えられている、トンネルの掘削によって周辺地山の応力が地山の強度を超えて生ずる比較的大きな変形に対して、地山変形抑制効果が期待できるということがわかった。また、実験後のロックボルトの変形状況を観察すると、ボルトが無い場合に生じていたすべり線に対して交差するボルトについてS字の曲げ変形が見られることから、ボルトのせん断抵抗によってもボルトの効果が現れていると考えられる。

図-8に1断面当りのロックボルトの本数が9または17本の場合についてロックボルト長を変化させた時のトンネル天端直上の地表面沈下量と ϵ の関係を示した。

これより、ボルトが9本でボルト長が3.75、5.0cmに関しては

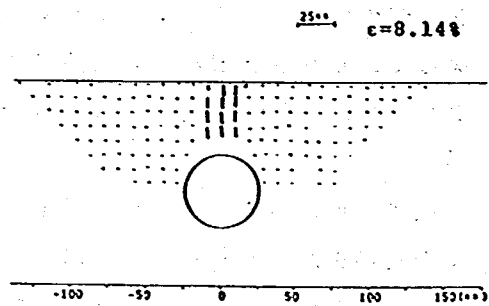


図-3 変位分布図
(ボルトが無い場合)

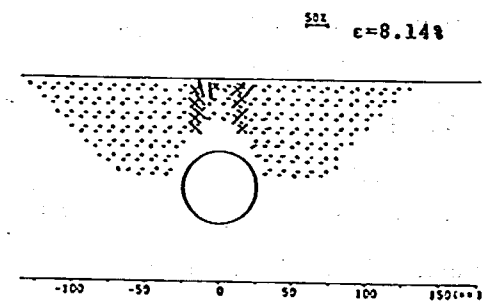


図-4 主ひずみ分布図
(ボルトが無い場合)

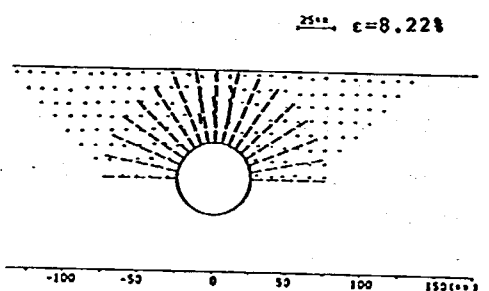


図-5 変位分布図
(L=5cm, n=17の場合)

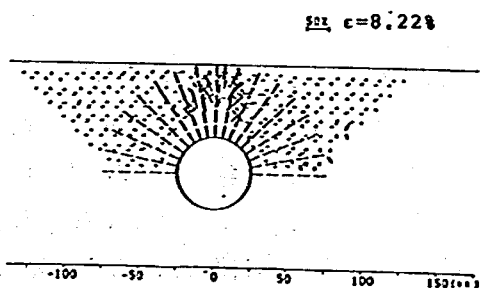


図-6 主ひずみ分布図
(L=5cm, n=17の場合)

ϵ が大きくなると地表面沈下量も増加するものの急激な勾配の変化はなく、最終沈下量もかなり小さい値となっておりロックボルトの効果が現れている。しかし、ボルト長が2.5cmの場合は、ほとんど効果が現れていない。

次に、ボルトの本数を増して17本とするとトンネルの変形をかなり許しても、ボルト長が1.0cmの短い場合で効果が現れている。したがって、1断面当りのロックボルトの密度を高くするとロックボルトの長さを短くしても地表面沈下に対しては長い場合と同様の効果が期待できることがわかった。

5. まとめ

軟弱な土砂地山中にロックボルトを適用する場合のロックボルトの作用効果と設置方法について、遠心力模型実験を行い検討を加えてきた。その結果、強度が小さい砂質地山においても比較的大きな変形の発生に対し抑制効果が期待できることがわかった。また、ボルトの設置方法としては、1断面当りのロックボルトの打設密度が抑制効果に影響を及ぼすことが推定されたが、変形に伴う地山の挙動領域と設置方法の関係についても検討が必要である。さらに、今後は、ロックボルトとトンネル内圧との関係についても研究を進めていく予定である。

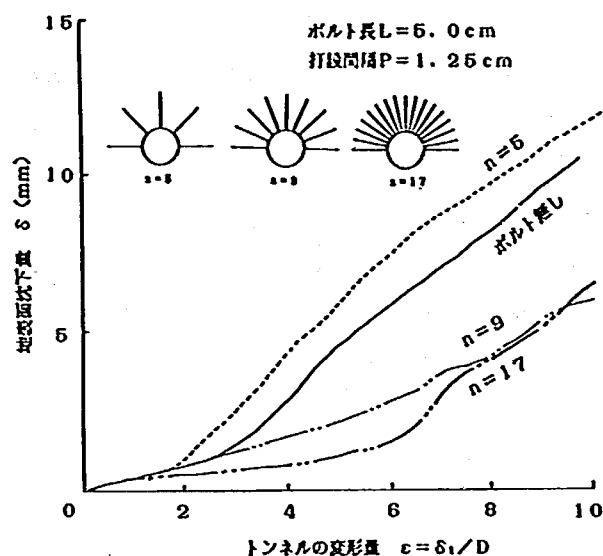


図-7 地表面沈下とトンネル変形量の関係
(ボルトの本数を変化)

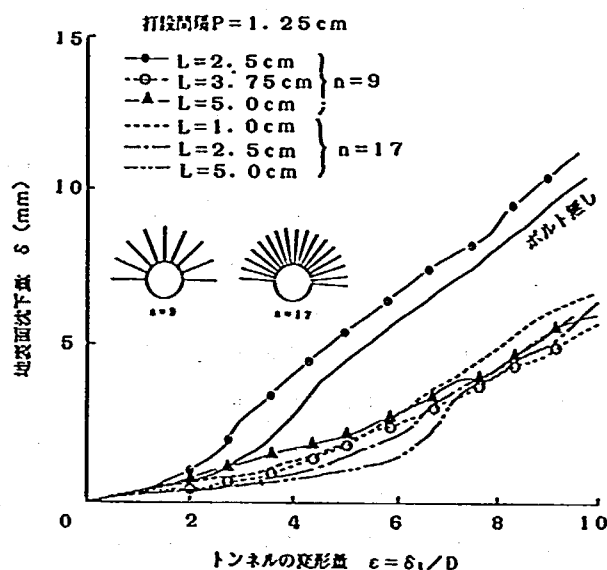


図-8 地表面沈下とトンネル変形量の関係
(ボルトの長さを変化)

- 参考文献 1. トンネル標準示方書 (山岳編)・同解説 土木学会
2. 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説 日本道路協会
3. 木村 孟・日下部 治: 遠心力模型実験、土と基礎、35-11,12, 1987
4. ロックボルト工設計指針 (日本道路公団委託) 昭和48年8月
財団法人 高速道路調査会、トンネル施工分科会、ロックボルト研究班

単杭の大変形水平載荷実験

基礎研究室
藤村 知広

1. まえがき

現在、道路橋示方書における杭基礎の安定照査は、杭基礎の挙動を弾性的と見なすことのできる範囲内において行われているため、杭基礎の安定解析においては地盤を弾性体と仮定した弾性解析法が採用されている。しかしながら、様々な基準類が限界状態設計法に移行する傾向にあり、杭基礎の水平抵抗に関しても、大変形を想定した終局限界状態の定義を明確にしておく必要がある。また、杭が水平方向に大きく変位したときの杭と地盤の挙動を把握し、その設計手法及び安定照査基準を作成する必要がある。

2. 目的

本実験は鋼管杭を用いて、杭基礎の設計に弾塑性解析法を導入する際に必要となる地盤の水平方向極限抵抗及び水平方向地盤反力係数に関する基礎的データの収集を目的として実施したものである。

3. 実験方法

3. 1 地盤の作成

実験は、基礎特殊実験施設にある深層土槽において鹿島砂を使って行った。深層土層の寸法は、図-1に示すとおり幅3m×奥行き4m×深さ11mであるが、実験の対象は上部4mである。地盤の作成は以下の手順で行った。①試験杭（試験長3m）を所定の位置に設置し、地盤作成中に杭が移動しないように杭の上部と下部を鋼材で固定する。②土層内を満水にした後、天井クレーンに取り付けたグラブバケットにて砂を一定の高さから落下させ、所定の深度まで砂を搬入した後、地表面の敷き均しを行う。③土層内の水を排水して地盤を3日間養生した後、地表面を平滑に整形し、杭の上部を固定している鋼材を取り外す。④載荷後の地盤内の変形を観察するために、地表面を整形した地盤の所定の位置にドリルで孔をあけ、色砂を投入して $\phi 20\text{mm}$ 、 $l = 1.0\text{m}$ の色砂柱を作成する（図-2参照）。⑤地表面の変形を観察するために、載荷方向の地表面に幅1.0m×奥行き1.4mの範囲の地表面に着色して、10cm四方のメッシュを施す。

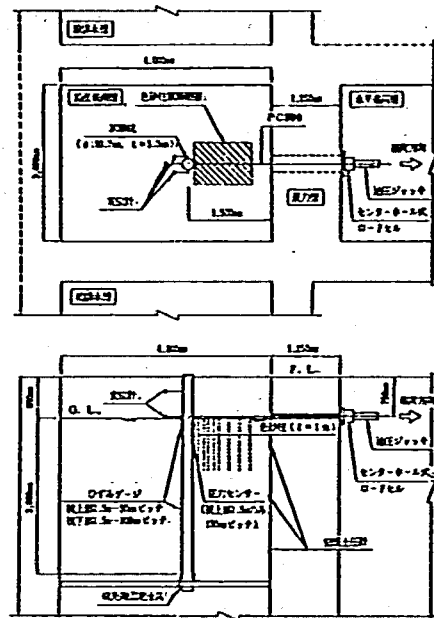


図-1 実験装置

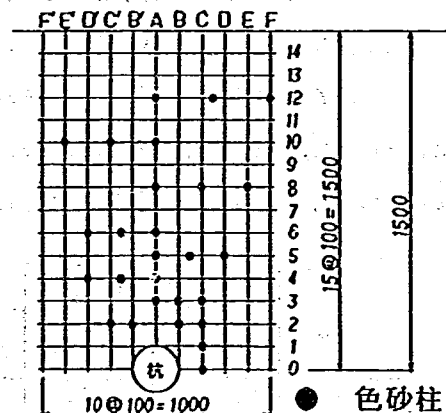


図-2 色砂柱と地表面

3. 2 計測項目

試験杭は外径190.7mm、肉厚5.3mm、杭長4.5mの鋼管杭を使用した。杭体表面にはひずみゲージを張り付け、地表面から深度1.5mの範囲には50mm間隔で、1.5m以深については100mm間隔で杭体のひずみを測定した。さらに、基準梁（不動梁）に取り付けた変位計で、載荷点（G.L.+5.0cm）とG.L.+55.0cmにおける杭頭変位量を計測した。変位計は摺動型変位計（測定能力200mm）を各計測高さに左右2点、また、200mm以上の変位量が発生した場合、これを計測する目的で巻込型変位計（測定能力1000mm）を各測定高さの中央部に1点取り付けた。また、杭頭荷重は反力壁と油圧ジャッキの間にセンターホール型ロードセルを挿入して測定した（図-1参照）。

3. 3 載荷方法

載荷方法は荷重制御方式（7サイクル、載荷速度200kgf/min、除荷速度300kgf/min、各荷重段階で3分間荷重保持、0荷重で15分間荷重保持）とし杭体が降伏するまで載荷した。載荷には手動式油圧ジャッキを用い、反力壁よりP C鋼棒を介して杭頭部を加力した（写真-1）。

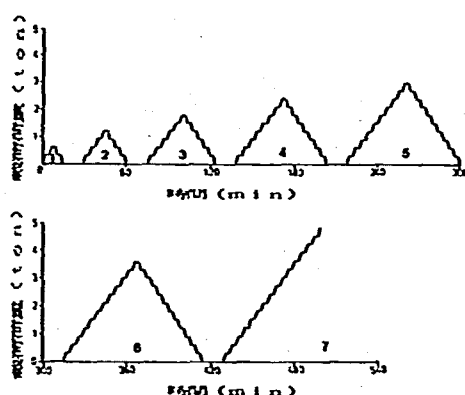


図-3 載荷サイクル

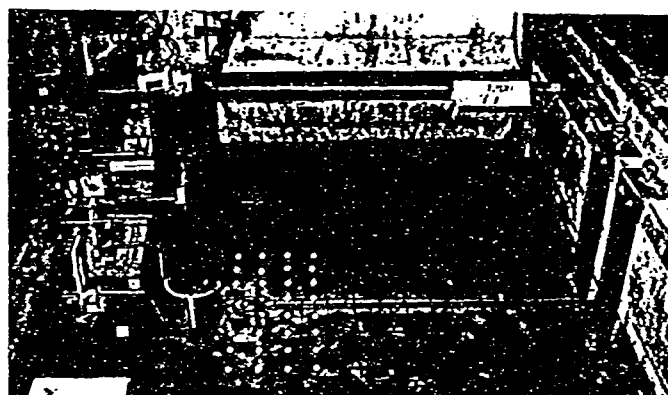


写真-1 実験状況

3. 4 土質試験

実験地盤の物理的性質及び力学的性質を把握することを目的として、載荷実験終了後に実験地盤から直接サンプリングを行い単位体積重量試験と三軸圧縮試験を実施した。資料採取深度はG.L. 0.0~-0.5mとG.L. -0.5~-1.0mの2領域として、各領域から4本ずつの資料を採取した。その結果得られた実験地盤の土質性状は表-1に示すとおりであり、概ね $\gamma = 1.71 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ であった。また、ラジオアイソトープ（R I）試験器により湿潤密度の測定を行った。測定深度はG.L. -0.0m、-0.5m、-1.0m、-1.5m、-2.0m、-2.5mの6深度で行い、各深度ごとに1mあたり1点の測定を行った。その結果、実験地盤についてはほぼ均質であることが確認された。

表-1 土質試験結果

	採取深度 (G.L.-m)	湿潤密度 γ (g/cm ³)	三軸試験		R I 測定		
			Cd (kgf/cm ²)	ϕ_d (DEG)	データ数	湿潤密度 γ (t/m ³)	変動係数
ケース 1	0.25	1.738	0.012	36.6	71	1.71	0.027
	0.75	1.677	0.018	33.9			
ケース 2	0.25	1.763	0.031	35.9	82	1.70	0.024
	0.75	1.709	0.006	37.0			

4. 実験結果

4. 1 杭体の曲げひずみ分布

図-4の荷重～載荷点（杭頭部）変位曲線に示されるように杭頭部を大きく変位させ実験を終了した。図-5に杭体の曲げひずみ分布を示す。図の凡例の数字は、図中の左からの曲線の順序と対応している。各々の値は各荷重サイクルの最大荷重のときの3分間の荷重保持後の値である。G.L.-1.4m付近に杭体の曲げひずみの最大値が現れており、Bromsの方法¹⁾によって計算した値と一致している。この曲げひずみ分布より、曲げモーメント（ $M = \sigma \cdot Z$ 、 M ：曲げモーメント、 σ ：曲げひずみ、 Z ：断面係数）を求め、これをスプライン関数によってなめらかな曲線に変換したのが図-6であり、これを2回積分することによって求めた杭体の水平変位量が図-7である。また、2回微分することによって水平方向地盤反力度を求めることが可能である。

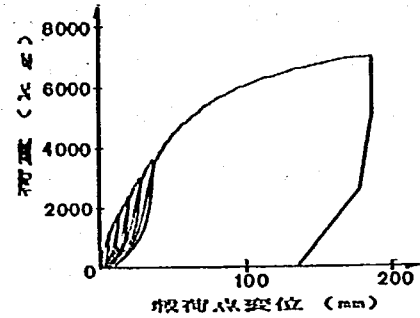


図-4 荷重～変位曲線（載荷点）

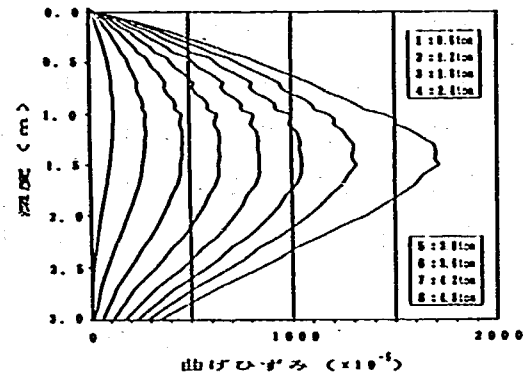


図-5 杭体の曲げひずみ分布

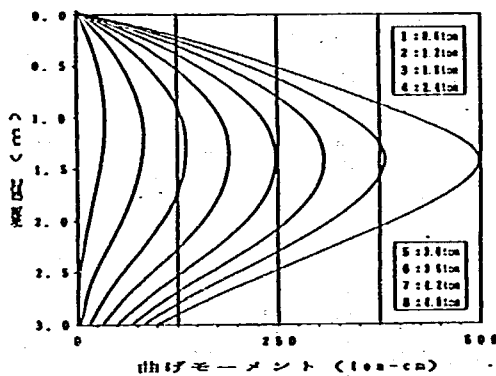


図-6 杭体の曲げモーメント図

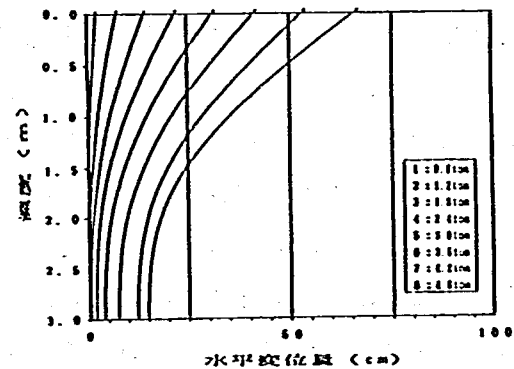


図-7 杭体の水平変位量

4. 2 地盤の破壊状況

予め地盤中に設置しておいた色砂柱の変形状態を観察し、せん断面が杭近傍ではG.L.-0.55m（3D）の深度に、また杭より1.0m（5D）離れた砂柱では地表面近くに観察された。また、G.L.-0.55m以深については、G.L.-0.85m（4D）の深度に荷重方向の膨らみが発生している砂柱があり、このことから、極限状態において、地盤上部では地盤の隆起及びせん断力によるすべり線が、また地盤下部では荷重方向への押し出しによる地盤の塑性化が発生しているものと考えられる。

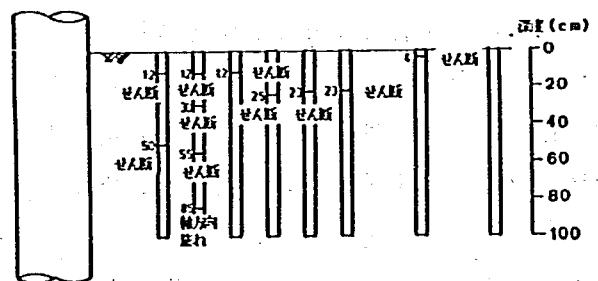


図-8 地盤の断面図（Aライン）

4. 3 地盤の水平方向極限抵抗力度 (p ,)

図-9に鋼管の曲げひずみ分布より求めた杭前面における水平方向地盤反力度分布を示す。図より、極限地盤反力度分布は地表面を0として深度方向へ直線的に増加していることがわかる。ここで、図中に(3×受動土圧)ラインを示しているが、両者は比較的良好一致しており、したがって p 値は概ね $3K_p \gamma h$ であり、Brons等による提案値と近い値となっている。また、図-10に示すように地表面近く(GL-0.5m:2.5Dまで)は、極限地盤反力度はこのラインより小さい値となっているが、これは土かぶりの小さい領域では地表面に達するすべり線が発生するためであり、したがって、この場合の p 値は、岸田・中井氏の提案²⁾によるすべり土塊の力の釣合より算出する方がより適切であることがわかる。

4. 4 水平地盤反力～水平変位特性

図-11に、各深度における水平地盤反力度と水平変位量の関係を示す。曲線の割線勾配は異なっており、地盤反力係数($k_H = p/\delta$)は深度とともに増加することが確認される。ただし、今回の実験においてはG.L.-1.0m以深の曲線形状に大きな差異はなく、水平方向地盤反力係数は同程度の値になるものと推定される。すなわち、杭の弾塑性解析に使用する地盤反力係数として、土かぶりの小さい領域(今回は5D)については上載圧に応じた値を採用する必要があるものの、土かぶりが大きい領域では上載圧に関係しない値を採用することが可能であるものと判断される。

5. まとめ

以上の結果を整理すると、①極限状態において、地盤上部では地盤の隆起及びせん断力によるすべり線が、また地盤下部では载荷方向への押し出しによる地盤の塑性化が発生している。②地盤の水平方向極限抵抗力度は概ね受動土圧の3倍である。③地盤の水平方向極限抵抗力度は土かぶりの小さい領域ではすべり土塊の力の釣合より算出する方が適切である。④杭の弾塑性解析に使用する水平方向地盤反力係数として、土かぶりの小さい領域については上載圧に応じた値を採用する必要があるが、土かぶりが大きい領域では上載圧に関係しない値を採用することが可能である。

今回の実験より大変形をしたときの単杭の挙動に関する基礎的データを得ることができた。今後も、群杭効果、杭頭固定条件による影響に関して研究を行う予定である。

【参考文献】1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp256～262，1988 2) 岸田，中井：地盤反力-変位関係の非線形性，土と基礎，25-8(234)，pp.21～28，1977

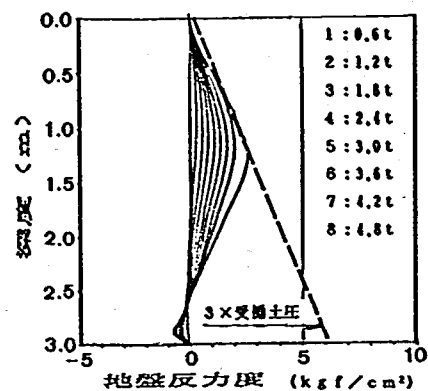


図-9 地盤反力度分布

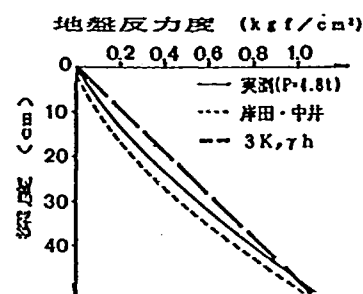


図-10 極限地盤反力度比較図

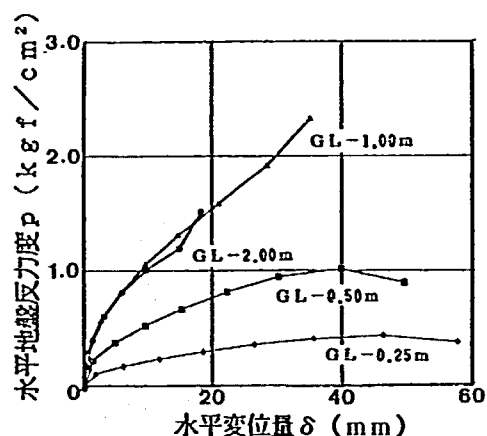


図-11 水平地盤反力度～水平変位量

土砂圧送技術に関する研究

機械研究室 杉山 篤

○高津 知司

1. まえがき

現在、都市における空間の価値はますます増大し、これに伴い地下空間利用の需要も増し、掘削現場も大規模かつ深くなる傾向がある。従来より地下掘削の施工性向上の障害のひとつとなっていたのが、土砂の搬出輸送技術であった。この技術について、限られた狭い空間で連続的に土砂を搬出する方法について種々の試みがなされているが、現在十分な成果が得られておらず、その需要増大傾向からみて緊急に効率的な技術の開発が望まれている。

本研究で開発された要素技術は、スラリー輸送のように土砂全体の含水量を上げて管面摩擦による圧送抵抗を低減させる方式とは異なり、低含水率土砂が半固体流れであることを利用して土砂の管面部分に薄い潤滑層を形成することにより含水率を上げずに圧送抵抗を低減させる方法である。また、低含水率土砂が半固体流れであることを理論的考察し、基礎実験で実証した。

2. 土砂の流体的特性

一般に土砂は均一な物質ではなく、管路を圧送されるとき図2. 1に示すような一様な流速を示すとはいいがたいが理論構築を簡単にするために土砂が均質な物質だと仮定をする。土砂のような粘性流体のモデルとして、ビンガム流れと半固体流れ(粘塑性体)があり、それらについて説明をする。¹⁾

2. 1 ビンガム流れ

降伏点を持つ粘性流体においては、せん断応力がある一定値に達しないとすべりを起さず、図2. 1 (A) (B) のような流速分布を示す。このとき土砂と管壁間の付着力がせん断力より大きいときは(A) のような流速分布を示し、せん断力が付着力より大きいとき(B) のような流速分布を示す。

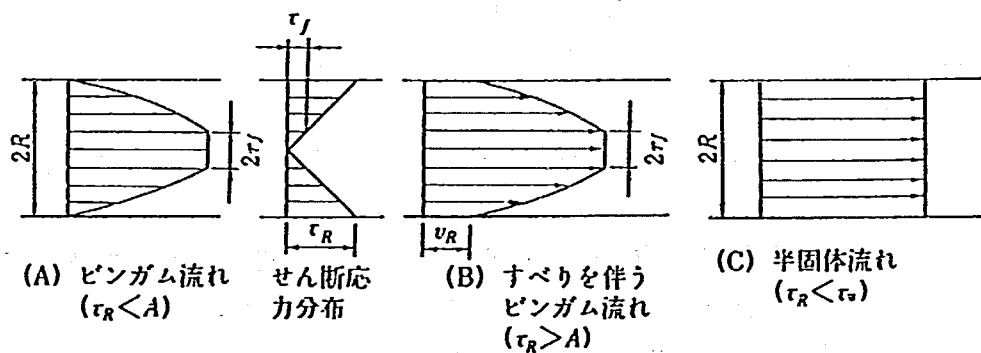


図2. 1 管内の土砂圧送状態

図2. 1において、 τ_f 、 τ_u :せん断強度、 τ_R :管壁面におけるせん断力、 A :粘着力である。

ビンガム流れの例として、シールド工事などでスクリュウコンベヤから押し出された土砂、一般のコンクリートがあげられる。また流動性の大きいグラウトでも圧力勾配が大きい場合には、ビンガム

流れとなるといわれている。

ビンガム流れは、一般に Buckingham の流動式 (2. 1) に従うといわれている。¹⁾

$$Q_B = \frac{\pi R^4}{8 \eta_{pl}} \frac{\Delta P}{L} \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{r_f}{R} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{r_f}{R} \right)^4 \right] \quad (2. 1)$$

ただし、 Q_B : ビンガム流量 (cm^3/s)、 R : 管の半径 (cm)、 L : 管の長さ (cm)、 η_{pl} : 塑性粘度 ($\text{g f s}/\text{cm}^2$)、 r_f : 柱流半径 (cm) である。

2. 2 半固体流れ

土砂のせん断強度がせん断応力より大きい場合、図 2. 1 (C) に示すような流速分布を示す。このとき土砂は、半固体流れ (粘塑性体) であるという。具体的には、含水率の低い土砂や硬練りコンクリートが半固体流れであるといわれている。半固体流れは、ビンガム流体が水力学的法則に従い管軸方向の圧力分布が線形になるのに対し、管軸方向の圧力分布が指数関数的に変化する。

微小長さにおける力の釣合をたて、境界条件 $L = 0$ のとき $P_r = \kappa P_0$ で解くと

$$P_r = \kappa P_0 \exp \left(\frac{2 \mu \kappa}{R} L \right) + \frac{A}{\mu \kappa} \left[\exp \left(\frac{2 \mu \kappa}{R} L \right) - 1 \right] \quad (2. 2)$$

管路圧送基礎式²⁾を得る。ただし、 P_r : 半径方向圧力 ($\text{g f}/\text{cm}^2$)、 R : 管の半径 (cm)、 A : 付着力 ($\text{g f}/\text{cm}^2$)、 μ : 摩擦係数、 κ : 横圧係数、 P_0 : 大気圧 ($\text{g f}/\text{cm}^2$) であり、 L は配管終端を原点に圧送ピストン方向へ正となるようにとった。

管路圧送基礎式より、管半径方向の圧力を測定すると圧送中の土砂が半固体流れか否かを判断することが出来る。

3. 土砂の管路圧送実験

3. 1 実験目的

管路圧送中の土砂による管内半径方向圧力を計り、2. 2 で導いた管路圧送基礎式を用いて、低含水率の土砂が半固体流れであることを立証することを目的とする。

3. 2 実験方法

圧力センサを取付けた鋼管で 50 m の管路を作り、各種土砂をグラベルポンプで圧送する。実験で用いた圧送管路は、200 A 鋼管を用いた。管路中 5 地点 10 個所に管内圧力を測定するための圧力センサを取り付けてる。圧送ポンプには、土砂及びコンクリート用シリンダ往復タイプものを用いた。圧力センサは、50 kg f / cm^2 まで測定できるダイヤフラム式のものを使用した。圧力の記録には、圧力センサからの出力をデータレコーダ及びペン書きレコーダに出力した。

実験条件条件として、圧送する土砂は土、関東ローム、砂、関東ロームと砂の混合の 4 種類とした。また、各々の土砂について含水率を高中低と変える。関東ロームと砂の混合率は、50 % とした。

3. 3 実験結果

3. 3. 1 圧力データ

土砂の管路圧送中の管内半径方向圧力は、図3. 2のようになる。ただし、大気圧を 0 kgf/cm^2 とした。圧送中の圧力損失は、図3. 2におけるグラフの傾きで与えられる。

今(2. 1)式において、 $P_0 = 0$ とおくと

$$P_r = \frac{A}{\mu \kappa} \left[\exp \left(\frac{2 \mu \kappa}{R} L \right) - 1 \right] = a \left[\exp (\beta L) - 1 \right] \quad (3. 1)$$

を得る。ただし、 $a = A / \mu \kappa$ 、 $\beta = 2 \mu \kappa / R$ である。

3. 3. 2 回帰曲線

(3. 1)式が実験データに合うようにパラメータ a 、 β を決定し、回帰曲線を求める。そのときパラメータ a 、 β の同定には最尤法を用いる、すなわち得られた実験データが出現する確率が最も高くなるようにパラメータ a 、 β を決定する。ここで、(3. 1)式がパラメータ β に関して非線形なので、ニュートン・ラプソン法によりパラメータを同定する。³⁾ その結果、 $a = 17.8$ 、 $\beta = 0.022$ を得た、すなわち実験結果によく合う曲線は、 $P_r = 17.8 \left[\exp (0.022 L) - 1 \right]$ である。このときの曲線近似による誤差分散は、0.22である。

今、試料土がピンガム流れたと仮定すると、グラフは直線で回帰しなければならない。そのとき、 $P_r = 0.71 L - 3.19$ (誤差分散2.8)となる。

また、排出口で管内半径方向圧力が大気圧に等しいとすると、回帰直線は、 $P_r = 0.6 L$ (誤差分散4.8)となる。

3. 3. 3 回帰曲線の選択

3. 3. 2において3種類の回帰曲線を求めたが、どの曲線が適切であるかを判断しなければならない。適切な回帰曲線を選択する手法として、AIC基準、MDL基準及び砂原・福田の基準がある。管路圧送基礎式は、非線形・定常モデルなので、非線形・定常モデル用のMDL基準を用いることとする。^{4) 5) 6)} MDL基準とは、データを表現する情報量が最小になるようなモデルを選択するための基準であり

$$\text{MDL基準値} = N \cdot \ln(V) + p \cdot \ln(N) \quad (3. 1)$$

で与えられる基準値が小さいモデルがよいモデルと判断するものである。ここで、 N : データ数、 V : 誤差分散、 p : パラメータ数である。

$P_r = 17.8 \left[\exp (0.022 L) - 1 \right]$ 、 $P_r = 0.71 L - 3.19$ 、 $P_r = 0.6 L$ のM

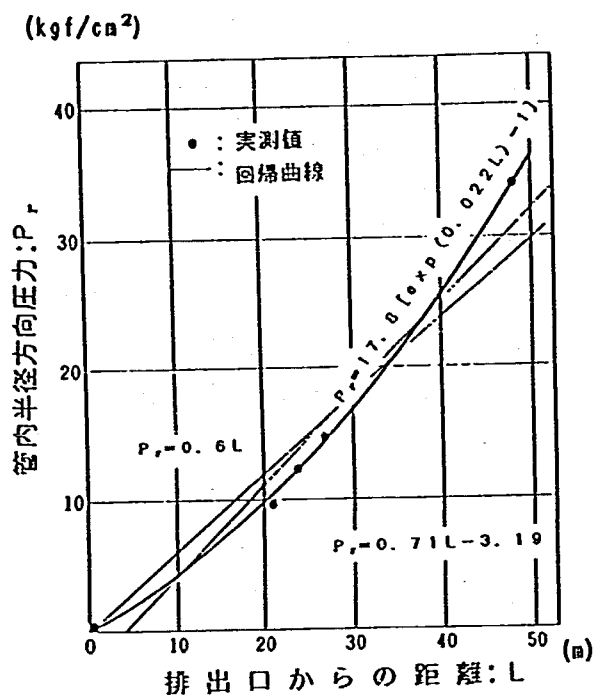


図3. 1 圧力の回帰曲線

DL基準値は、-20.1、23.2、29.5となり、回帰曲線は $P_r = 17.8 [\exp(0.022L) - 1]$ を選択することが妥当である。これより、低含水率の土砂は管路圧送中時において半固体流れであるといえる。

4. 新潤滑方式

4.1 潤滑の原理

3. 土砂の管路圧送実験により低含水率の土砂は半固体流れであることが解った。この性質を利用して、管路を絞ることで土砂と管内面に空隙を作る。そこに潤滑剤（今回は水）注入して潤滑層を生成する、管路圧送促進装置（H-T管）²⁾を考案した。潤滑層が生成される過程を図4.1に示す。

4.2 実証実験

圧力センサを取付けた鋼管で32mの管路を作り（内水平部約27m、垂直部約5m）、ポンプと管路の接続部にH-T管を取付け、各種土砂を圧送ポンプで圧送した。

その結果、管内半径方向圧力が $1/2 \sim 1/3$ になった。また、圧送された土砂は、外周部2mm程度が泥水になっており、それ以外はまったく含水率が上がっていなかった。

これより、今回考案したH-T管が低含水率の土砂の含水率をほとんど上げずに圧送抵抗を低減することができ、土砂輸送に有効な要素であることがいえる。

5. あとがき

今後の課題は主として以下の事項が考えられる。

①潤滑剤の量、絞りしろ等と圧送抵抗の関係の解明

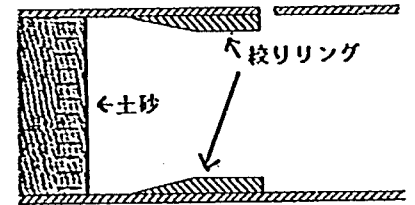
②水以外の潤滑剤の検討

本研究を進めるにあたり、研究担当でH-T管のアイデアを出して下さった橋本信仁技官、及び有効な助言を与えて下さった機械研究室の諸氏に感謝します。

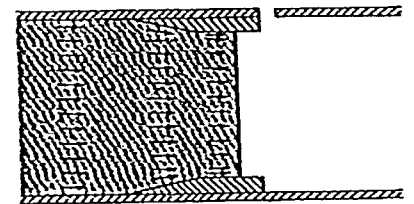
参考文献

1. 村田二郎：フレッシュコンクリートの挙動に関する研究、土木学会論文集 No. 378 Vol. 6, 1987
2. 長健次、高津知司、橋本信仁：土砂圧送技術の開発、土木研究所資料第2877号、1990年
3. 小田中敏男、中山隆、相良信子：動的計画法と非線形解析、書店、1977年
4. 砂原善文、福田得夫：非定常非線形システムのモデリング、計測と制御、Vol. 27, No. 3
5. 片山徹：モデル字数の選択、コンピュータールNo. 23 (1988)、コロナ社
6. 赤池弘次：情報量基準AICとは何か、数理科学No. 153 (1988)

①ポンプから押し出された土砂は、すでに締固められた状態にある。



②土砂は絞リリングにより徐々に絞られる。



③リングを通過した土砂は、管壁との間に隙間を生じる。この隙間に潤滑剤を注入し潤滑層を生成する。

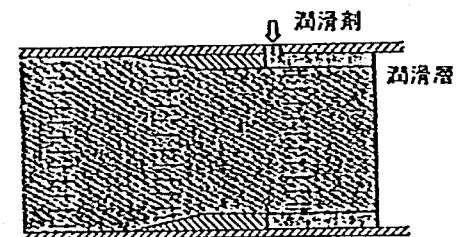


図4.1 潤滑層生成過程

第29回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土研資料 第2918号
平成2年12月(1990)
建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨

本資料は、「第29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、土木研究所で実施している調査・研究についての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

四十一円切
手をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第2918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 2918 号