

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3760号

第 39 回  
土木研究所研究発表会  
論 文 集

平成12年12月7日～8日

建設省土木研究所

Copyright ©(2000) 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。

# 第 3 9 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39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・研究を紹介するため、土木研究所において年1回開催している。

キーワード：カーナビゲーションシステム、画像情報、地震計ネットワーク、CO<sub>2</sub>削減、段差薄層舗装、ライフサイクルコスト、土砂災害、ロックシェッド、スライム、設計地震動、光ファイバーセンサ、オゾン消毒、活性汚泥処理、仔アユ、水域ネットワーク、地盤環境保全、フィルダム・コア材料、砂浜、品質管理、引張ラジアルゲート、コスト削減、外部コスト、水質リスク、ヒートアイランド

## 目 次

### ○研究発表

|                                                           |           |           |    |
|-----------------------------------------------------------|-----------|-----------|----|
| 1. カーナビゲーションシステムの交通実態調査への<br>適用に向けた取り組みについて……………          | 道路研究室     | 田宮佳代子………… | 1  |
| 2. 画像情報の効果的な管理手法の確立について……………                              | 建設システム課   | 有江 健治………… | 5  |
| 3. 建設省地震計ネットワークの活用……………                                   | 防災技術課     | 大谷 康史………… | 9  |
| 4. 都市交通から発生するCO <sub>2</sub> 排出量の削減施策の<br>効果予測に関する研究…………… | 交通環境研究室   | 大城 温…………  | 13 |
| 5. 段差薄層舗装上走行時の車両挙動に関する実験……………                             | 交通安全研究室   | 若月 健…………  | 17 |
| 6. コンクリート橋のライフサイクルコスト算出手法の提案……………                         | 橋梁研究室     | 廣松 新…………  | 21 |
| 7. 1999年6月29日広島市における土砂災害発生時の<br>住民の行動実態……………              | 急傾斜地崩壊研究室 | 柳原 幸希………… | 25 |
| 8. エネルギー法にもとづくロックシェットの<br>耐衝撃性の評価……………                    | 構造研究室     | 大石 哲也………… | 29 |
| 9. 断層の特性を考慮した設計地震動に関する研究……………                             | 振動研究室     | 片岡正次郎………… | 33 |
| 10. 光ファイバーセンサを用いた地すべり移動量<br>測定技術の開発……………                  | 地すべり研究室   | 杉本 宏之………… | 37 |
| 11. 下水処理水のオゾン消毒とその安全性……………                                | 三次処理研究室   | 畑津十四日………… | 41 |
| 12. 活性汚泥処理における有害有機物の挙動把握……………                             | 水質研究室     | 岡安 祐司………… | 45 |
| 13. 那須野ヶ原における人為的インパクトが<br>水域ネットワークに与える影響に関する研究……………       | 河川環境研究室   | 田中 伸治………… | 49 |
| 14. 地盤環境保全技術（覆土・敷土工法）に関する研究……………                          | 土質研究室     | 大野 真希………… | 53 |
| 15. 地下水排除施設における集水パイプ内スライム<br>付着防止方法に関する研究……………            | 新潟試験所     | 安藤 達弥………… | 57 |
| 16. フィルダム・コア材料の現場締固め密度・透水特性……………                          | フィルダム研究室  | 有銘 伸予………… | 61 |
| 17. 仔アユの取水口への迷入軽減効果に関する水理模型実験……………                        | 河川研究室     | 二村 貴幸………… | 65 |
| 18. 海岸保全施設としての砂浜の変動量評価……………                               | 海岸研究室     | 福島 雅紀………… | 69 |
| 19. 引張ラジアルゲートの水理特性……………                                   | 水工水資源研究室  | 櫻井 寿之………… | 73 |
| 20. 小・中規模の揚排水機場における<br>建設コスト削減のための流路高流速化……………             | 機械研究室     | 水上 紀明………… | 77 |

### ○重点研究プロジェクト

|                                     |               |           |    |
|-------------------------------------|---------------|-----------|----|
| 1. 外部コストを組み入れた建設事業コストの低減技術の開発……………  | 建設マネジメント技術研究官 | 藤本 聡…………  | 81 |
| 2. 建設事業の品質管理体系に関する研究……………           | 新材料開発研究官      | 三木 博史………… | 83 |
| 3. 水環境における水質リスク管理に関する研究……………        | 新下水処理研究官      | 高橋 正宏………… | 85 |
| 4. 都市空間におけるヒートアイランド現象の軽減に関する研究…………… | 河川管理総括研究官     | 益倉 克成………… | 87 |

## 1. まえがき

道路計画や都市交通計画の立案・策定には、道路交通の現況を認識するとともに、将来にわたる交通需要を把握することが必要であり、建設省では各種の交通調査を実施している。代表的な交通調査としては、建設省道路局及び都市局が実施している「全国道路・街路交通情勢調査（道路交通センサス）」がある。これは、交通量及び車両の区間走行速度（旅行速度）を計測する調査や、自動車の運行状況の情報をドライバーや自動車保有者から聞き取る調査などから構成されており、交通量調査及び旅行速度調査は、全国の国道及び主要都道府県道等を対象として、およそ5年に2回の頻度で実施されている。

しかし、これらの調査はデータの収集・処理・解析のプロセスを基本的に人手に頼っているため、調査コストの大きさや低い調査効率が問題となっている。例えば、現行の調査体系では調査頻度が低く、秋季（9月下旬～10月下旬）の平日及び休日の各1日に限定されており、時点経過を追った交通の変動状況を知ることが困難である。観光地における交通計画の立案には、秋季に限らずゴールデンウィークや夏の行楽シーズンなど、多様な交通状況のもとでの交通変動の特性を把握することが重要であるが、調査実施日が限られているうえ、計測区間も全国の幹線道路の特定区間に限られているため、十分なデータを得ることができない状況にある。

このように、現行の交通調査体系は調査コスト・調査効率など種々の問題点を抱えており、より的確な交通計画の策定を実現するためには、調

査費用の大幅な削減、調査の効率性の増大を進めることが必要となっている。

いっぽう、近年情報通信分野における技術開発の進展により、位置情報の計測技術を利用した各種の情報通信ツールが次々と開発され、市場に普及している。例えば、カーナビゲーションシステム全体の出荷台数は2000年8月現在で600万台を突破している。また、PHS端末所有者の現在の位置情報を提供する「いまどこサービス」（㈱NTTDoCoMoグループ）などのように、これらの情報通信機器を利用した位置情報提供サービスが開始されている。

これらの技術を既存の交通調査手法に活用することができれば、交通行動に関する詳細なデータを自動的に継続取得できることから、調査コストの縮減や調査効率の向上が実現することが期待される。さらに、これまでデータ取得が困難であった交通の時間変動特性など、交通サービスの質を表す新たなサービスレベル指標の計測も可能になると考えられる。

本稿では、このような状況をふまえ、位置情報を計測するシステムとしてカーナビゲーションシステム（以下カーナビ）を利用した交通実態調査への実験的な取り組みを報告する。

## 2. 道路管理用車両によるデータ取得実験

自車の位置をより精度良く特定するために、カーナビが取得した位置情報は内部で演算処理されている。このようにして補正された位置情報を外部に出力し、交通解析に用いるデータとして取得することが技術的に可能かどうかを確認するため、

道路管理用車両を用いたデータ取得実験をいわき地区及び長野地区で実施した。

データの収集は、東北地方建設局磐城国道工事事務所と関東地方建設局長野国道工事事務所が所有する道路管理用車両にカーナビを装備し、これらの車両より収集されたデータを定期的に回収することにより行った。

### 2.1. カーナビ出力データの基本特性

測位精度を高めるために、一般にカーナビは、自律航法による測位やマップマッチング処理など、GPS (Global Positioning System) 等から計測された現在地情報を補正する機能を持つ。自車の現在地は、GPS から得られた位置・時間情報と、車速パルスやジャイロセンサーから得られる車の走行距離や進行方向の情報を組み合わせて割り出されるが、GPS や自律航法による測位は誤差があり、自車の現在地が道路以外の場所として出力される場合がある。このため、「車は道路上を走るもの」と考え、近くの道路上にデータを修正し、カーナビ内部に格納されている道路地図データへのマッチングを行っている。このようにして補正されたデータが、自車の現在地としてカーナビのディスプレイ画面に表示されている。

本実験では、これらの補正済みデータを外部に出力するとともに、メモリーカード等の外部記録装置に一定の間隔でデータが記録・蓄積できるように改造したシステムを用いている。記録される情報は、日付・時刻・走行速度（地点速度）・進行方向（16 方位）及び緯度経度である。データ取得間隔を 1 秒に設定した場合、16MB のメモリーカードに約 200 時間分のデータを記録することができる。

### 2.2. 実験の概要

実験は、いわき地区及び長野地区の 2 ヶ所で実施した。表-1 にその概要を示す。

表-1 道路管理用車両によるデータ取得実験の概要

|          | いわき地区                                                    | 長野地区                                                     |
|----------|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| 調査対象車両   | 東北地建磐城国道工事事務所所有<br>道路管理用車両 ほか 計 5台                       | 関東地建長野国道工事事務所所有<br>道路管理用車両 計 50台                         |
| 実験期間     | 平成11年10月～平成12年1月                                         | 平成11年10月～平成11年12月                                        |
| 収集データの項目 | 走行日時（秒単位まで）<br>走行位置（緯度・経度情報）<br>走行速度（地点速度）<br>走行方向（16方位） | 走行日時（秒単位まで）<br>走行位置（緯度・経度情報）<br>走行速度（地点速度）<br>走行方向（16方位） |
| データの取得間隔 | 1秒ごとにデータを収集                                              | 50mごとにデータを収集                                             |
| データの取得方法 | カーナビに装着した16MBのメモリーカードに蓄積（容量約200時間）                       | 無線またはNTT回線でリアルタイムにデータを回収                                 |

#### (1)いわき地区における実験

いわき地区での実験は、市販品を一部改造し、システムにセットしたデータ記録媒体（メモリーカード）に車両の走行位置情報を自動的に記録・蓄積されるようにしたカーナビを、事務所が所有する道路管理用車両に設置して行った。

#### (2)長野地区における実験

長野地区では、長野国道工事事務所に整備された道路管理車両支援システム(位置監視システム)を一部改造し、車両の走行位置情報を回収することにより行った。本システムは、1998 年の長野オリンピックの開催にあわせ、日本における ITS プロジェクトの先駆けとして整備されたものであり、道路パトロールカーや除雪車など計 50 台に設置されたカーナビの位置情報等を建設省の無線通信システム等を利用して事務所の管理センターに送信し、除雪状況の確認や道路管理用車両の運行管理等に利用するものである。

### 2.3. 実験結果

例として、図-1 に磐城国道工事事務所所有の道路管理用車両から収集された位置のデータを走行経路上に表示したものを示す。速度は、通常走行なら緑、低速走行なら赤というように色分けして表示することができる。

計測精度については、カーナビの測位補正機能により精度が数十 m 程度といわれている GPS 単体での計測データと比較して高いことが確認された。

また、(1)(2)それぞれのシステムとも、出力された車両の位置情報から走行状況を連続して把握できるとともに、従来の人手による計測方法では知ることが困難であった車両の走行速度の変動や、走行状況・走行経路に関する情報がカーナビから取得できることが実験により確認された。

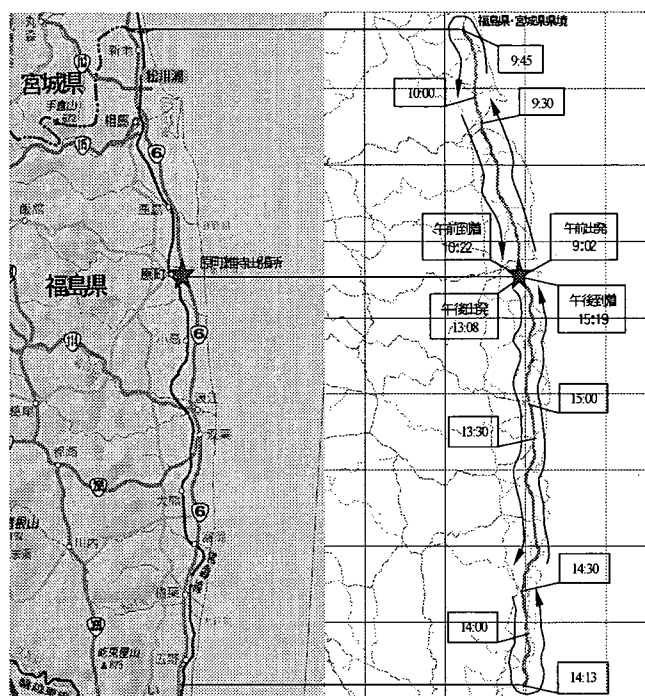


図-1 車両の走行状況の例（いわき地区）

### 3. 交通実態調査への適用に向けた取り組み

#### 3.1. データ取得実験の概要

いわき地区及び長野地区での実験では道路管理用車両にカーナビを設置したが、道路管理用車両は走行経路や通過時刻などの走行パターンが固定されていることが多く、道路の維持管理作業を実施しながら走行しているため、交通の流れに沿った本来の走行をしているとは限らない。このため、ある期間を通した路線の走行速度変動を観測することは難しく、交通実態を把握するためのサンプルとしては必ずしも適していないと考えられる。

そこで、これまで詳細な把握が困難であった一般道の走行実態を把握するための新たな試みとし

て、平成12年5月より東京都内を中心としたデータ取得実験を新たに開始した。長時間連続してデータ取得ができる車両として、タクシー及びトラックを調査車両に選定し、各事業者の協力のもとで表-2の要領で実態調査を行っている。また、実験に用いたカーナビは、いわき地区における実験で使用したものと同等のシステムである。これらの調査車両に設置したカーナビは、通常のカーナビと同様に利用することができる。

表-2 東京地区におけるデータ取得実験の概要

| 東京地区     |                                                          |
|----------|----------------------------------------------------------|
| 調査対象車両   | トラック 20台（足立区を中心に走行）<br>タクシー 20台（品川周辺を中心に走行）              |
| 実験期間     | 平成12年5月～平成13年3月（予定）                                      |
| 収集データの項目 | 走行日時（秒単位まで）<br>走行位置（緯度・経度情報）<br>走行速度（地点速度）<br>走行方向（16方位） |
| データの取得間隔 | 1秒ごとにデータを収集                                              |
| データの取得方法 | カーナビに装着した16MBのメモリーカードにデータを蓄積し、定期的にデータを回収。                |

#### 3.2. 旅行速度の計算事例

旅行速度は、道路の走行状況を客観的に示すサービス水準の指標であるとともに、道路整備の効果を示す重要な指標でもある。人手による従来の観測手法では、定点観測の地点速度とは異なり「交通の流れ」を表す旅行速度を連続的に計測することは困難であったが、カーナビより連続的に収集した位置情報及び時刻情報を利用すれば、時間帯別に区間旅行速度を算定することができる。そこで、早朝や深夜でも走行しているタクシー20台の3ヶ月間のデータを用いて、速度の曜日変動及び時間変動を算出した事例を示す。解析に用いたのは、一般国道15号線の泉岳寺→田町の区間（区間長1.5km）を通過した車両データである。

なお、走行速度の算出は次の手順によっている。

- (1) 走行速度を算出する区間を設定し、その起終点と区間内に存在する交差点の位置座標（緯度・

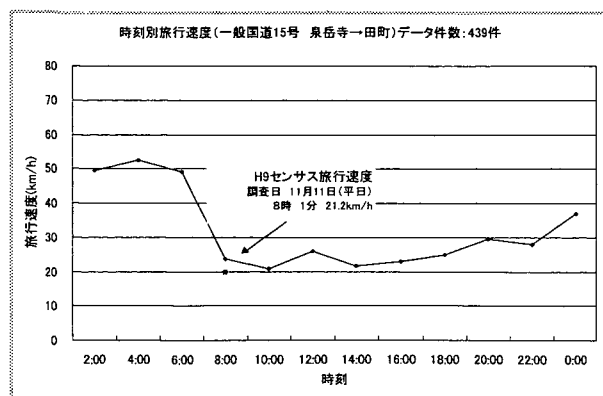


図-2 走行速度の時間変動算出結果

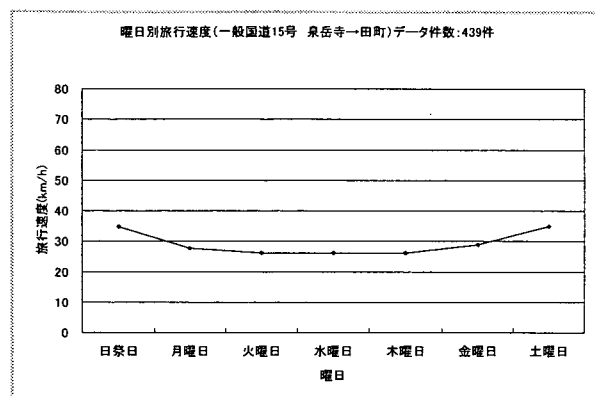


図-3 走行速度の曜日変動算出結果

経度)を抽出する。

- (2)(1)で抽出された点の緯度経度座標と車両データから取得された位置座標を照合し、当該区間を走行したと考えられる該当車両データを抽出する。あわせて、地点速度データと緯度経度データから算出した走行距離から、駐停車車両や途中で計測区間からはずれた車両のデータを除去する。
- (3)起終点通過時刻と走行距離から、区間走行速度を算出する。

図-2、図-3は旅行速度の時間変動及び曜日変動の算出結果である。1日の時間帯別の速度は、一般的に最も混雑する時間帯といわれる7:00～9:00や17:00～19:00ではなく、10:00頃と14:00頃で低下している(図-2)。また、曜日ごとに走行速度の1日の平均値を算出すると、休日よりも平

日で速度低下がみられている(図-3)。これらのことから、計測対象とした区間は業務交通を中心に利用されている道路であると推察される。なお、平成9年度に実施した旅行速度調査の結果と今回の計測値には、大きな相違は見られない。

このように、カーナビより得られた車両の走行履歴情報から、旅行速度の時系列的な変動など従来把握が困難であった詳細な車両の走行状況や路線の交通特性の把握が可能であると期待される。

#### 4. まとめと今後の課題

位置情報を出力するシステムとしてカーナビを利用したデータ収集実験を行った結果、車両の走行状況を時系列的に連続して詳細に把握できることがわかった。一方、課題としては以下が考えられ、今後各項目についての検討を進めていくこととしている。

- (1)カーナビから出力された緯度経度データを利用していることに伴う膨大なデータの効率的な蓄積方法、車両のデータと地図上の経路情報との対応付け、カーナビ本体の精度に起因する立体交差・細街路等のミスマッチングデータの取り扱いなどを検討する必要がある。
- (2)東京地区での実験では営業用車両を対象としている。これらのサンプルは、路側での客待ち・乗降や荷物の積み卸しなど、一般車とは異なった固有の行動特性を持っていることから、道路交通状況を的確に把握するためには、一般的な走行状態におけるデータを抽出するための手法を確立する必要がある。
- (3)新たに取得可能となったデータを活用して、これまで感覚的にしかわからなかった道路交通状況の指標計測や、都市交通の円滑化対策に活用するための新たな交通調査体系を構築する必要がある。

# 画像情報の効果的な管理手法の確立について

建設マネジメント技術研究センター 建設システム課

○有江 健治、小又 一生

## 1. まえがき

建設省では安全な国土の建設を目指して社会資本の整備を推進しており、防災対策としての情報収集において、水文データや地震データを収集するテレメータ設備やレーダ雨量計設備等の整備を行っており、地震災害等に対して効果を発揮してきた。また、多量の画像情報等を伝送できる光ファイバ回線の整備と CCTV(Closed Circuit Television)設備の整備による遠隔監視システムの導入や、災害時の状況把握等を支援する映像伝送システムとしての衛星通信車、KU-SAT、ヘリコプタ画像伝送システム(以下「ヘリテレ」という。)等が整備されており、建設省内で流通する画像情報が大幅に増加している。

テレメータ等の数値データはリアルタイムデータとして、履歴データを含めたデータベースを構築されており、工事事務所や地方建設局単位で必要な情報を参照でき、本省で全国のデータをモニタリングすることも可能となっている。

しかし、画像情報についてはデータ量が膨大であり、データとしての管理、蓄積及び流通に関する概念は導入されておらず、管理者が必要に応じて VTR でアナログ的に記録する程度の管理しか行っていなかった。

今後、CCTV 設備の急激な増加や災害時の画像情報も飛躍的に増加することが予想される。これらの画像情報は管理者にとって重要な情報であるため情報の共有が必要であるとともに、今後は一般国民や被災地域等への提供を求められると考えられるため、画像情報の的確な管理が不可欠である。画像情報の管理システムとして、

画像情報の収集、蓄積、流通に関する新たな手法の開発が必要である。

## 2. 目的

本研究では、画像情報の効果的な管理手法を確立するために、動画像情報を題材に、動画像情報の管理に必要な付属データと動画像情報と付属データを一元的に扱うための手法について検討した結果を報告するものである。

## 3. 動画像情報の管理手法の検討

### 3.1 動画像情報の管理における特徴

河川情報システムや道路情報システム等を含めた一般的なデータベースでは、リアルタイムに更新される観測データとしての数値や文字データとセンサに関する位置や管理データ、時間テーブル等の固定的データで構成され、この固定的データは検索のためのインデックスとして利用されている。

これに対して、突発的に発生する災害時に被災地の状況を把握するために利用するヘリテレ等の動画像情報は、時間が連続しない場合が多く、カメラの位置(撮影位置)が頻繁に移動し、画像情報に対する位置情報もシーン毎に変化するため、付加すべきデータ量も膨大となる。

また、動画像情報の場合には特定のシーンを切り出す利用も考えられるため、画像を切り出した際にも、時間と位置の情報が失われない方法により、データの付加を行う必要がある。

### 3. 2 付加すべき付属データの検討

動画像情報の付属データには、撮影場所を管轄する工事事務所名や出張所名等のデータの管理者に関する情報など、一般的なデータベースで管理される固定的なデータと共通した項目も多数あるが、ここでは動画像情報のシーン毎に必要な項目(付属データ)について述べる。

付属データのデータ構成例を表-1に示す。なお、防災情報は現在ヘリテレで使用しているデータを基に決定した。

付属データ長は、ヘリテレ以外の動画像情報の場合で48バイト(384ビット)、ヘリテレの動画像情報の場合で86バイト(688ビット)である。

表-1 付属データのデータ構成例

| 項目名                             |                     |                             | データ<br>サイズ | 備考                                 |
|---------------------------------|---------------------|-----------------------------|------------|------------------------------------|
| (1)開始コード                        |                     |                             | 1バイト       | 固定コード                              |
| (2)付属データ長                       |                     |                             | 1バイト       | 付属データの長さ                           |
| 共通情報<br><br>付属データ<br><br>管理区分情報 | (3)日時情報             | YYYY 年 MM 月 DD 日            | 8バイト       | 西暦の上位2桁含む                          |
|                                 |                     | HH 時 MM 分 SS 秒              | 6バイト       | 単位は時、分、秒                           |
|                                 | (4)カメラ情報            | カメラ番号(0000~9999)            | 4バイト       | 地点名や管轄等の特定に使用                      |
|                                 |                     | 上下角度(000~360° )             | 9バイト       | カメラ制御を行う場合必要。<br>固定カメラの場合、上下左右は不要。 |
|                                 |                     | 左右角度(000~360° )             |            |                                    |
|                                 | (5)位置情報             | 画角(000~360° )               |            |                                    |
|                                 |                     | 緯度(ddd 度 mm 分 ss 秒)         | 9バイト       | 単位は度、分、秒                           |
|                                 |                     | 経度(ddd 度 mm 分 ss 秒)         | 9バイト       | 単位は度、分、秒                           |
|                                 | (6)防災情報<br>(ヘリテレのみ) | 機体番号(00~99)                 | 2バイト       | 機体の ID(2 桁で表示)                     |
|                                 |                     | 機体方位(000.00~360.00° )       | 6バイト       | 単位は度、分                             |
|                                 |                     | 地上高度(0000~9999m)            | 4バイト       | 単位はメートル                            |
|                                 |                     | 海拔高度(0000~9999m)            | 4バイト       | 単位はメートル                            |
|                                 |                     | GPS 受信状態(有、無)               | 1バイト       | GPS 受信状態の有効／無効                     |
|                                 |                     | レンズ種別(広視野:0,狭視野:1)          | 1バイト       | レンズの識別情報                           |
|                                 |                     | カメラ種別<br>(可視:0,赤外線:1,VTR:2) | 1バイト       | テレビカメラの識別情報                        |
|                                 |                     | カメラ水平回転角(+180~-180° )       | 2バイト       | 単位は度                               |
|                                 |                     | カメラ上下角(+90~-90° )           | 2バイト       | 単位は度                               |
|                                 |                     | 焦点距離(000~999m)              | 3バイト       | 単位はミリメートル                          |
|                                 |                     | 空中線角度(000.00~360.00° )      | 6バイト       | 単位は度、分                             |
| 空中線補正データ<br>(+90.00~-90.00° )   |                     | 6バイト                        | 単位は度、分     |                                    |
| (7)終了コード                        |                     |                             | 1バイト       | 固定コード                              |

### 3. 3 付属データの付加手法の検討

ここでは、動画像情報に付属データを付加する手法として、キャラクタージェネレータ方式、CCD(Closed Captioning Data)方式、MPEG2(Moving Picture Experts Group-2)プライベートデータ方式について、比較検討した結果を表-2に示す。

キャラクタージェネレータ方式は、CCD及びMPEG2プライベートデータ方式に比べてシステム

の構築が容易で、映像フレームと完全に同期した付属データの伝送が可能である。しかし、動画像情報に付属データが映像の一部として埋め込まれており、付属データそのものをデータとして抽出できないため、付属データ自体を管理することができず、動画像情報の管理に適していない。

CCD方式は、映像フレームと完全に同期した付属データの伝送や付加した付属データの抽出が可能である。しかし、システム構築時に、CCDエ

ンコーダ/デコーダの開発及びデジタル伝送を行う場合には、符号化/復号化装置側に CCD 伝送対応機能(テレビジョン信号の第 21 番目の走査線に多重した付属データが符号化/復号化の後にデータとして抽出できる機能)が必要である。また、付属データの伝送容量が 480bps であるため、表-1で示した付属データのデータ構成例の付属データ 688 ビット(ヘリテレの動画像情報の場

合)を1フレームで伝送することができず、付属データ量が少ない場合に限定される。

MPEG2 プライベートデータ方式は、システムの構築が容易であり、付加した付属データの抽出が可能である。また、付属データの伝送容量が最大 64kbps であるため、伝送速度の面で他の方式より優れており、表-1 で示す付属データを伝送するうえで十分な容量を持っている。

表-2 付属データの付加手法の比較

| 比較項目              | 方式 | キャラクター<br>ジェネレータ方式                                                    | CCD 方式                                                                                   | MPEG2<br>プライベートデータ方式                                                                                      |
|-------------------|----|-----------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 概要                |    | カメラ等により収集した NTSC 方式の動画像情報の画面に、付属データをキャラクタージェネレータにより埋め込む方式である。         | カメラ等により収集した NTSC 方式の動画像情報(テレビジョン信号の第 21 番目の走査線)に、付属データを CCD エンコーダにより文字情報を多重化する方式である。     | カメラ等により収集した NTSC 方式の動画像情報と付属データを MPEG2 符号化装置により、MPEG2-TS のビデオストリームとデータストリームに動画像情報と付属データを多重化する方式である。       |
| 付属データの伝送容量        |    | (画面の一部を潰すことにより、画面上に 24 桁×10 行程度で文字を表示することは可能である)                      | 約 480bps                                                                                 | 約 1.2kbps～64kbps                                                                                          |
| 付属データの管理          |    | 不可能                                                                   | 可能                                                                                       | 可能                                                                                                        |
| 付属データと映像フレームの関連付け |    | 映像フレームとその映像に完全同期した付属データの伝送が可能                                         | 映像フレームとその映像に完全同期した付属データの伝送が可能                                                            | 映像フレームが、最大 500ms 程度遅延するため、完全に同期した付属データの伝送はできない                                                            |
| システム構築の容易性        |    | 容易                                                                    | ① CCD エンコーダ/デコーダの開発が必要である<br>② デジタル伝送を行う場合には、符号化/復号化装置側に CCD 伝送対応機能が必要である                | 容易                                                                                                        |
| 総合評価              |    | 画面上に文字情報を表示できるため、関係機関に動画像情報を公表する場合は有効的であるが、付属データの抽出ができないため、管理に適していない。 | 映像フレームと完全に同期した付属データの伝送と付属データの抽出が可能である。しかし、新規開発を必要とし、付属データの伝送容量が少ないため、付属データ量が少ない場合に限定される。 | 500ms 程度の遅延が生じるため、映像フレームと完全な同期をとることができないが、時間の管理は秒単位まで充分であることから、問題とならない。また、データ伝送方式として実用化されており、実現が比較的容易である。 |
|                   |    | ×                                                                     | △                                                                                        | ○                                                                                                         |

映像フレームと付属データの関連付けにおいて、映像フレームは MPEG2 の符号化・復号化により、最大 500ms 程度遅延が生じるため、付属データとの間で完全な同期はとれないが、付属データの日時情報の時間は秒単位までの管理で十分であるため、大きな問題とはならない。

以上のことから、動画像情報に付属データを付加する手法としては MPEG2 プライベートデータ方式の優位性が高いと言える。

#### 4. 結果

動画像情報への情報の付加手法として、MPEG2 プライベートデータ方式が最も適しているとの結果となったが、映像を放送などのメディアにのせて提供を行う場合にはキャラクタージェネレータ方式が一般的であり、情報の付加全般に MPEG2 プライベートデータ方式を採用するものではない。

MPEG2 プライベートデータ方式では、トランスポートストリーム(TS<sup>1)</sup>)に付属データを埋め込むため、関係機関などへ動画像情報を提供する目的で、DVD などの記憶媒体に動画像情報の一部を任意に切り出した場合でも、位置情報や時間情報などのデータの所在を表す情報が散逸しない点と、埋め込んだ付属データにより検索を行える点などが大きな利点と言える。

また、MPEG2-TS のプライベートデータから付属データを抽出した場合は、動画像情報再生時に付属データをテキストとして表示や撮影地点を地図上にプロットするなどの表現が可能である。

#### 5. まとめ

本研究では、画像情報の効果的な管理手法を確立するために、動画像情報を題材に、動画像情報の付属データの考え方と付属データの付加方法について検討を行った。

今後の課題としては、プライベートデータの運用方法や内部構造については規定がないため、①プライベートデータストリーム内のデータ構造及びデータプロトコルの標準化、②付加情報のデータ構造の標準化等を行う必要や、本報告で述べなかった固定的な情報として管理すべき管理者情報などの項目の整理や、そのデータベースの構築などの検討も行う必要がある。

また、通信速度の条件等により MPEG2 プライベートデータ方式を導入できない場合は、他の方式による付属データの付加手法についても、今後検討を行う必要がある。

#### 参考文献

- 1) マルチメディア通信研究会編、「最新 MPEG 教科書」、アスキー、1994

## 1. まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震においては、地震直後の被災地域の特定や被災状況の把握に時間を要し、初期対応を十分に行えなかった。この教訓を受けて、施設管理者の初期対応を支援するために、建設省では平成7年度から地震計ネットワークの整備を開始し、平成11年3月には全国697点の観測点が稼働し、オンライン化されるに至った。

本研究では、地震計ネットワークで観測された地震動情報を、施設管理者の初期対応等に役立つ形で提供するためのシステム開発を行っており、本報告では、既に利用されている3つのシステムの機能について紹介する。

即時震害予測システム(SATURN)は、関東地方建設局で試験稼働しており、地方建設局や工事事務所で地震直後に管内施設の被災の危険性についての情報を提供し、初期対応を支援する。地震動情報データベースシステムは、地震計ネットワークにより観測した地震動情報を蓄積し、地震動の履歴情報の提供を行う。地震動情報閲覧システムは、他の地方建設局で観測した地震動情報をネットワークを通じて提供する。

## 2. 目的

本研究は、地震計ネットワークから収集される地震動情報を有効に活用する目的で、種々のシステムを構築するものである。以下に各システムごとの導入目的を示す。

### (1) 即時震害予測システム

即時震害予測システムは、関東地方建設局と共同で開発を行っており、地震後、早期に所管施設

全体の被災状況を把握することを支援することを目的としている。そのために、地震動情報を受信した場合、その情報から道路、橋梁、河川堤防の地震被災危険度を予測する機能を有し、観測地震動情報とともに被災予測情報を防災担当者に提供するものである。防災担当者は、地震直後に所管施設全体の被災危険度の情報を得ることができ、より効率的・効果的な初期対応を行うことが可能となる。

### (2) 地震動情報データベース

地震の観測情報は貴重なデータであり、散失しないように保存する必要がある。合わせて、地震動情報を活用するためには、地域・時間など諸条件に応じたデータをすぐに検索し、入手できるようにしておく必要がある。そのために、地震動情報を集積しておくデータベースシステムを構築した。構築したデータベースシステムは、地震計ネットワークで観測された地震動情報を自動的に蓄積する機能を有している。蓄積されたデータは、データベース管理者を通じ、求める条件に合致したものを入手することが可能である。

### (3) 地震動情報閲覧システム

観測した地震動情報を、手軽かつ広範囲に提供することを目的として、ネットワークに対応した地震動情報閲覧システムを開発した。

## 3. 方法

各システムの開発方針と開発方法を以下に記す。

### (1) 即時震害予測システム

本システムは、初期対応の策定に活用されるものであるため、地震後すぐに予測結果を求めることが要求された。よって、予測結果を算出するま

での目標時間を、地震発生後15分とした。そのため、被害程度の判断手法は、あらかじめ被害が発生する地震動強度を計算しておき、実際の地震発生時には予測地震動強度と被害レベルの閾値を比較するのみとし、時間短縮を図った。

## (2) 地震動情報データベースシステム

地震動情報システムには、地震動観測情報、地震観測点情報、地震計情報などが蓄積される。それらのデータは相互に関係するため、リレーショナル型のOracleを用いたシステムとした。地震計で観測され、ネットワークを經由して土木研究所のサーバーに送信されてきた地震動情報は、自動でデータベースに蓄積される。また、操作性を考慮し、各種データの確認及び修正を行うためのインターフェースを作成した。

## (3) 地震動情報閲覧システム

即時震害予測システム詳細な情報を扱うために、予測結果のみに制限しても扱うデータが多く、ネットワーク対応にするには課題が多い。そこで、地震動観測結果のみをネットワーク接続されているパーソナルコンピュータにより簡単に閲覧できるシステムを開発することとした。そのために、現在使用されているパーソナルコンピュータの大部分で標準で対応できるHTML言語による閲覧システム(通常ホームページとよばれているもの)を開発した。なお、地震動情報の提供も速やかに行う必要があるため、本システムは地震が発生した場合、地震動情報データベースシステムから情報を得て、各地震に対応した部分の画像データやHTMLプログラムを、自動で生成する機能を有している。

# 4. 結果

## 4. 1 即時震害予測システム

### (1) 被害予測の方法

地震計ネットワークは、重要な地域は20km

～40km程度の間隔で、地震計を設置している。そのため、全ての管理施設に地震計が設置されているわけではない。そこで、本震害予測システムでは、観測された地震動から各管理施設位置における地震動を推定し、各施設の被害を推定する手法を採用した<sup>1)</sup>。

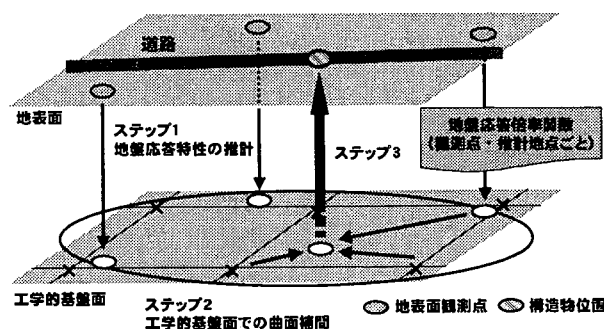


図-1 地震動補完推定手法

採用した手法は、図-1に示すように、各観測点の観測値を地盤応答係数により工学的基盤面上の地震動に変換し、この基盤面上の地震動から地震動分布を面的に補完する。その補完面から各管理施設の直下の値を推定し、地盤応答係数を再度用いて、各管理施設に作用する地震動を求めるものである。また、被害の程度については、事前に被害が発生すると予測される加速度あるいはSI値を閾値として計算しておき、各管理施設に作用すると推測される値をこの閾値と比較することにより、短時間で被害予測を行っている。橋梁被害予測については、表-1に示す閾値<sup>1)</sup>を用いた。また、河川の被害の判定には、各被害が発生する加速度を個々の地点について計算し、閾値とした。

表-1 橋梁被害の閾値

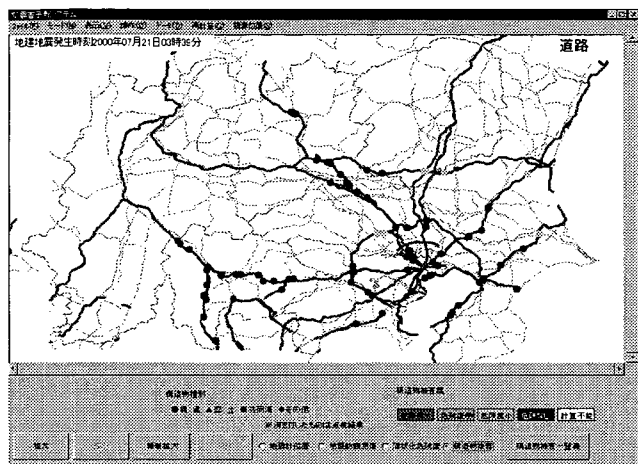
| RC橋脚(曲面破壊)  | 適用示方書       | 段差なし      | 段差あり | 降伏加速度                  | 被災度大       | 被災度中               | 被災度小               | 被災度なし         |
|-------------|-------------|-----------|------|------------------------|------------|--------------------|--------------------|---------------|
|             | 昭和55年以前     | 有り        |      | $0.2 > k_h y$          | $SI > 30$  | $30 \geq SI > 10$  | $10 \geq SI > 5$   | $5 \geq SI$   |
|             |             |           |      | $0.4 > k_h y \geq 0.2$ | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI > 10$  | $10 \geq SI$  |
|             |             |           |      | $k_h y \geq 0.4$       | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI > 10$  | $10 \geq SI$  |
|             | 昭和55年       | 無し        |      | $0.5 > k_h y$          | $SI > 100$ | $100 \geq SI > 50$ | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI$  |
|             |             |           |      | $k_h y \geq 0.5$       | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI > 10$  | $10 \geq SI$  |
|             | 平成2年        |           |      | $0.6 > k_h y$          | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI > 10$  | $10 \geq SI$  |
|             |             |           |      | $k_h y \geq 0.6$       | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI > 10$  | $10 \geq SI$  |
| RC橋脚(せん断破壊) | 適用示方書       | せん断支間比    |      |                        | $SI > 100$ | $100 \geq SI > 50$ |                    | $50 \geq SI$  |
|             | 昭和55年及びそれ以前 | $h/d < 3$ |      |                        | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI$       | $10 \geq SI$  |
| 鋼製橋脚        | 適用示方書       |           |      |                        | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  |                    | $30 \geq SI$  |
|             | 昭和55年以前     |           |      |                        | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  |                    | $30 \geq SI$  |
|             | 昭和55年       |           |      |                        | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  |                    | $30 \geq SI$  |
|             | 平成2年        |           |      |                        | $SI > 50$  | $50 \geq SI > 30$  | $40 \geq SI > 30$  | $30 \geq SI$  |
|             | 復旧仕様以降      |           |      |                        | $SI > 100$ | $100 \geq SI > 50$ | $50 \geq SI$       | $50 \geq SI$  |
| 支保          | 型式          |           |      |                        |            |                    | $140 \geq SI > 50$ | $50 \geq SI$  |
|             | 常設支保        |           |      |                        |            |                    | $50 \geq SI > 20$  | $20 \geq SI$  |
|             | 常設支保        |           |      |                        | $SI > 140$ | $140 \geq SI > 50$ | $50 \geq SI > 20$  | $20 \geq SI$  |
|             | 常設支保        |           |      |                        | $SI > 50$  |                    | $50 \geq SI > 20$  | $20 \geq SI$  |
|             | 桁かかり長が不足    |           |      |                        | $SI > 50$  |                    | $50 \geq SI > 20$  | $20 \geq SI$  |
| 高架          | 設置条件        |           |      |                        |            |                    | $PL > 2.0$         | $2.0 \geq SI$ |
|             | 木橋脚から100m以内 |           |      |                        |            |                    |                    | $2.0 \geq SI$ |

## (2) 被害予測施設

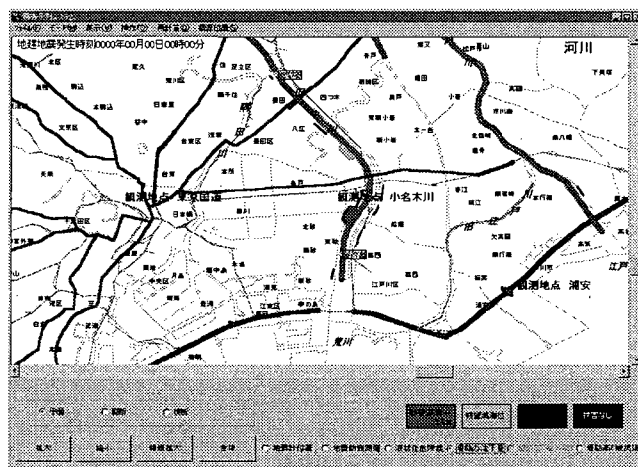
現在試験稼働している関東地建版においては、以下の施設の被害予測を行っている。

- ・ 国道の液状化危険度 6,028 区間、約 2,320km
- ・ 橋梁の被害予測 331 箇所
- ・ 河川の液状化危険度 564 区間、約 170km
- ・ 河川堤防の沈下量予測 564 区間、約 170km

図－2，3に被害予測結果例を示す。



図－2 橋梁被害予測例

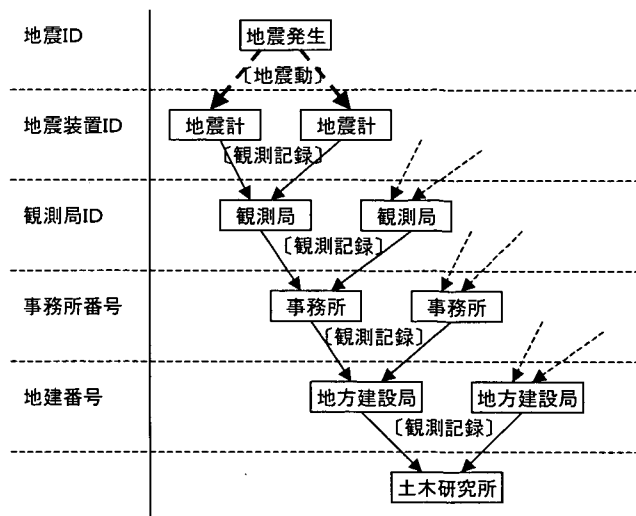


図－3 堤防の被害予測例

## 4. 2 地震動情報データベースの作成

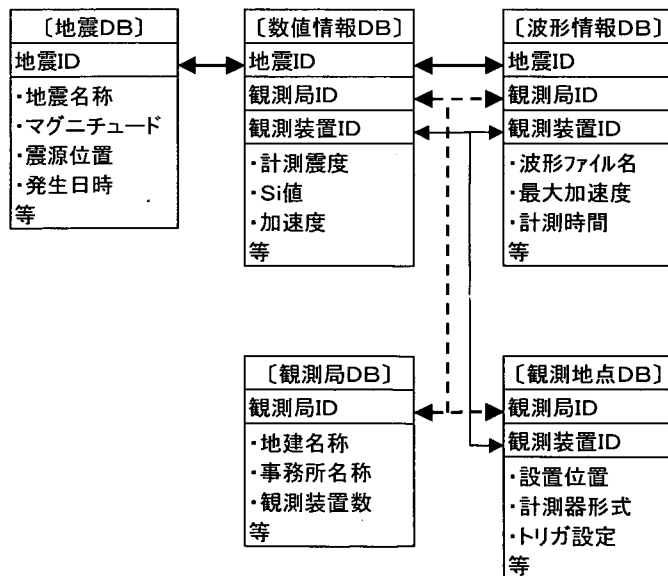
地震計ネットワークの観測記録は、図－4に示すように地震動を感知し、地震計が観測を行うと、自動的に観測局、事務所、地方建設局を経て土木研究所集約されたデータが送付される。そのため、データベースを構築するに際し、各施設や地震動情報を識別するために、図－4に示す番号あるい

はIDを設定した。



図－4 地震動数値情報の送信経路と識別番号

地震動観測記録には、各観測点で記録した観測値を最大加速度、震度階相当値などにとりまとめた地震動数値情報と、時系列加速度をそのまま記録した地震動波形情報の2種類がある。それらの状況を踏まえ、図－5に示す5種類のデータベース構成とし、互いのデータベースを図－5に示すIDで関連づけた。



図－5 DBの構成と関連

なお、2000年9月時点において自動的に土木研究所に送信される情報は地震動数値情報のみであり、地震動波形情報は、地震後個別に担当者により地震計から回収され、土木研究所に送付される体制になっている。そのため、地震動数値情報のみ、土木研究所に送信された時点で、自動的に

データベースに蓄積する使用になっている。また、図-6に示すデータベース操作インターフェースにより、登録地震動情報の確認、観測局・観測地点等のデータの追加・更新などを、画面上の操作のみで行えるようにしている。また、ここでは後日送付されてきた地震動波形情報をマニュアル操作で蓄積できるようになっている。

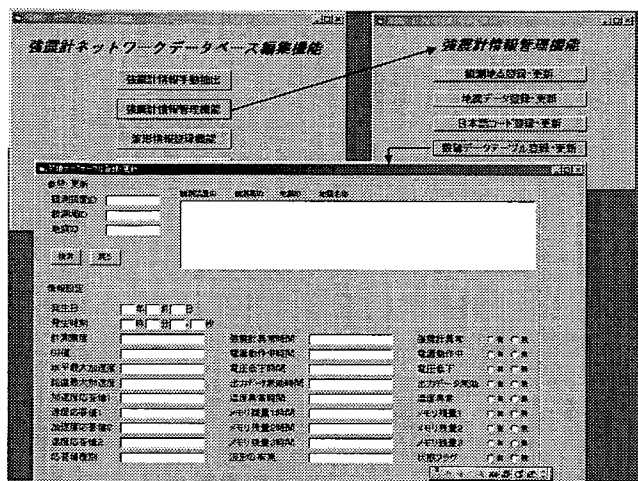


図-6 DBインターフェース画面

#### 4. 3 地震動情報の閲覧システムの作成

蓄積された地震情報の閲覧システムは、閲覧画像・表示プログラム生成部分と、実際にアクセスに対して画像を表示する部分からなる。画像・プログラム作成システムは、データベース自動登録システムからの起動信号を受け、発生した地震の閲覧画像および最新の地震履歴ファイル等を生成する。画像表示システムは、最新の地震履歴ファイルと蓄えられた画像ファイルにより、情報を提供する。前述の通り、このシステムは、HTMLにより作成しているため、一般のホームページと同様に、マウス操作のみで地震の選択や目的地域の拡大、各観測地点情報の表示ができる。閲覧画像は、最大加速度及びSI値の2種類を用意している。図-7に観測地点の全国表示の画面を、図-8に関東地方を中心とした地域の拡大した画面を示す。また、観測画面では、基本情報のダウンロードも可能である。

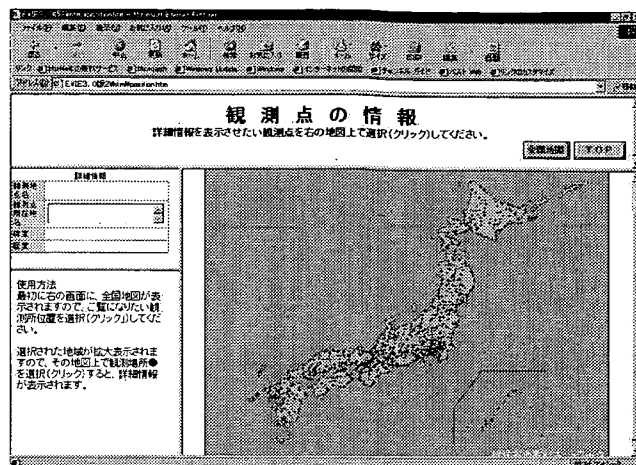


図-7 地震観測点表示画像

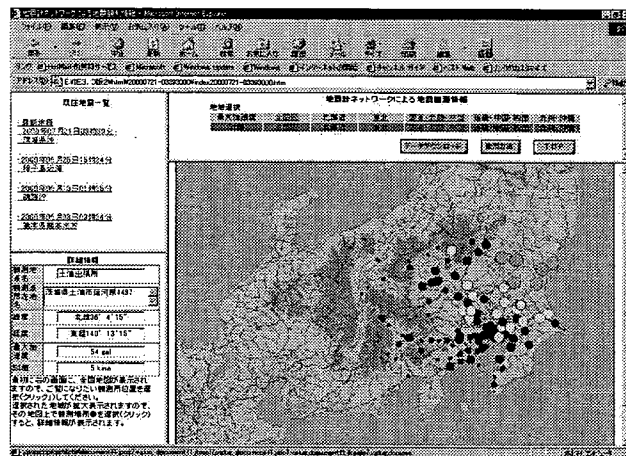


図-8 地震情報表示画像（地域画面）

#### 5. まとめ

本報告では、建設省地震計ネットワークからの地震動観測情報を有効に活用するために開発したシステムの紹介を行った。これらのシステムの活用による、より効果的な震後対応が期待される。本研究に関する今後の課題は以下のとおりである。

##### (1) 即時震害予測システムの導入推進

関東地建での試験稼働を踏まえ、今後他の地建への導入を推進する。

##### (2) 地震動波形情報の収集

地震動波形情報を、地震直後にオンラインで収集できるシステムの構築を目指す。

#### 参考文献：

- 1) 濱田 禎、杉田 秀樹、金子 正洋：公共土木施設における即時震害予測システム, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.3419-3424, 1998.11

## 1. まえがき

地球温暖化の原因となる温室効果ガスは、その排出量の大部分をCO<sub>2</sub>が占めており、CO<sub>2</sub>排出量の削減は喫緊の課題である。我が国では、運輸部門のCO<sub>2</sub>総排出量が全体の約21%を占めており<sup>1)</sup>、その約88%が自動車からの排出である<sup>2)</sup>。産業、民生などの他の部門が省エネルギー化の進展や長引く不況の影響などで横ばい傾向であるのに対し、運輸部門からの排出量は増加の一途をたどっており、運輸部門における温室効果ガスの削減は、より重要な問題であると言える。中でも都市域における排出量が多いことから、より環境負荷の小さい都市の交通体系を形成していくため、都市交通部門においてCO<sub>2</sub>排出量削減施策を着実に実施することが必要である。そのためには、施策のCO<sub>2</sub>削減効果を的確に把握し、実現可能性や利便性等も踏まえて施策を評価する必要がある。

## 2. 目的

本研究では、都市交通部門におけるCO<sub>2</sub>排出量の予測モデルを作成すること、このモデルを使って、種々のCO<sub>2</sub>排出量削減施策の効果を定量的に推計すること、推計した効果からその施策を評価できるようにすることにより、環境負荷の小さい交通体系のあり方を定量的なデータをもとに提案することが目的である。

## 3. 方法

本モデルは、都市の運輸部門におけるCO<sub>2</sub>排出削減施策の効果、利便性、コスト等も含めた総合的な評価を行うための手段として、様々な施策オプションの組み合わせによる削減効果を概括的に把握し

ようとするものである。

本モデルで対象とする地域は、一定のまとまりをもった都市又は都市圏とする。都市圏の大きさは、自動車から軌道系交通機関への転換が可能と考えられる中規模の都市（人口50万人程度）を念頭に置いてモデルの検討を行った。

評価を行うCO<sub>2</sub>排出削減施策は、表1のように分類し11施策を取り上げた。

表1 評価を行うCO<sub>2</sub>排出削減施策

| 分類          | 手段             | 施策                                                                       |
|-------------|----------------|--------------------------------------------------------------------------|
| 自動車走行台キロの削減 | 生成交通量の削減       | ・ 中心市街地の高度化<br>・ 在宅勤務の促進                                                 |
|             | 自動車以外の交通機関への転換 | ・ 鉄道のサービス改善<br>・ バスのサービス改善<br>・ パークアンドライドの促進<br>・ 自転車道の整備<br>・ エリアブライシング |
| 旅行速度の向上     | 道路交通の円滑化       | ・ ボトルネック対策による渋滞の解消<br>・ 幹線道路の整備<br>・ ピーク時間帯交通量の平準化                       |
| 燃費の改善       | 自動車単体対策        | ・ 低公害車の導入促進                                                              |

CO<sub>2</sub>排出量は交通機関別に求める必要があり、特に自動車については旅行速度により大きく排出量が異なることから、旅行速度別の総走行距離（走行台キロ）を推計する必要がある。そこで、モデルは図1に示すとおり、交通機関別トリップ推計サブモデル、自動車の旅行速度別走行台キロ推計サブモデル、公共交通車両キロ推計サブモデル、CO<sub>2</sub>排出量推計サブモデル、排出量削減施策効果推計サブモデルから構成される<sup>3)</sup>。

なお、本モデルでは簡便性を考慮しつつ地域的な施策効果の違いを考慮できるようにするため、都市を図2に示すようなゾーンに区分し、ゾーン毎にト

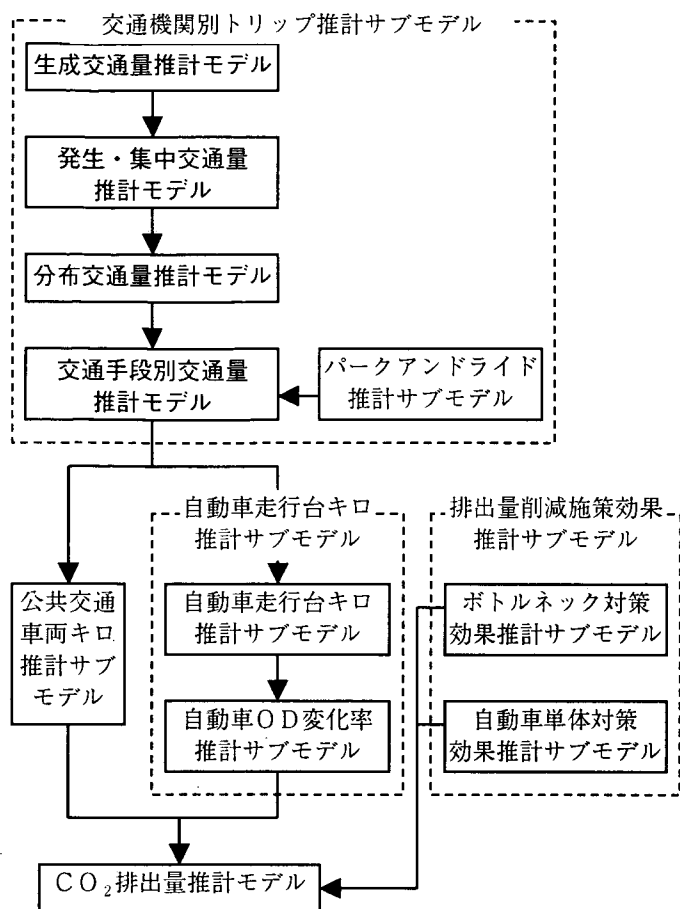


図1 都市交通部門からのCO<sub>2</sub>排出量予測モデルの全体構造

リップの推計、CO<sub>2</sub>排出量の算出などを行うこととした。なお、実際には対象とする都市構造に合わせて適切なゾーン設定を行う必要がある。

#### (1) 交通機関別トリップ推計サブモデル

本サブモデルは、自動車保有量の変化、産業別従業者数などの社会経済指標や公共交通機関の整備量や旅行コスト、旅行時間などから交通機関別のトリップを推計するモデルである。ここでは、生成トリップの推計、発生・集中トリップの推計、分布トリップの推計、交通機関別分布トリップの推計の順に行った。

#### (2) 自動車の速度別走行台キロ推計サブモデル

(1)で推計した自動車の分布トリップや道路ネットワークの整備量からゾーン間の走行台キロの変化を推計し、道路ネットワークの各リンクの交通量を推計する。さらに、Q-V式(交通量と速度の関係を表した式)や交通量の時間変動などを用いて、

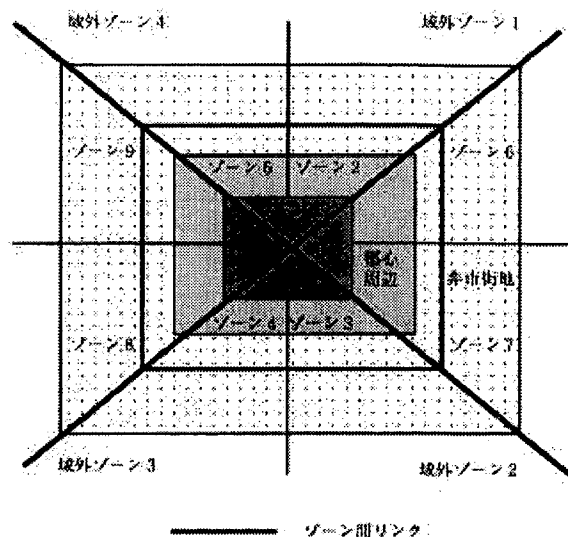


図2 ゾーン区分の概念図

旅行速度別走行台キロを推計するモデルである。なお、自動車走行台キロは幹線道路の走行台キロと区画道路の走行台キロに分けて推計を行う。ここでいう幹線道路とは、道路交通センサスが実施されている道路である。幹線道路の走行台キロは、簡略化したトリップでのネットワーク配分の結果と、道路交通センサスの交通量データを用いて推計した。区画道路では道路交通センサスが実施されておらず、これらのデータがないため、ゾーン単位の発生・集中交通量とトリップ当たりの走行台キロ推計モデルにより推計した。

#### (3) 公共交通機関車両キロ推計サブモデル

公共交通機関(鉄道等)の車両キロについては、都市内路線延長に運行車両数(運行本数に1運行当たり編成車両数を乗じたもの)を乗じることにより推定する。運行車両数は、公共交通機関の分布トリップ(=公共交通機関の利用者数)に比例するものとし、既存のデータから運行車両数と利用者数の関係を推定することとした。

#### (4) CO<sub>2</sub>排出量推計サブモデル

(2)や(3)で推計された自動車の旅行速度別走行台キロや公共交通機関の車両キロに、各交通機関のCO<sub>2</sub>排出係数を乗じて、交通機関別のCO<sub>2</sub>排出量を推定するモデルである。自動車については、

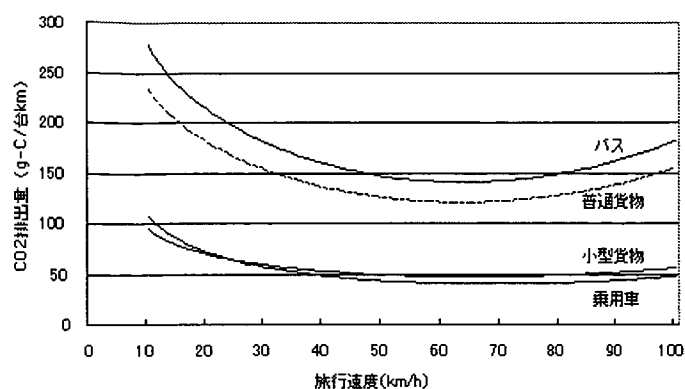


図3 自動車の車種別速度別CO<sub>2</sub>排出係数

CO<sub>2</sub>排出係数としてシャシダイナモ試験等のデータを用いて推計された旅行速度別CO<sub>2</sub>排出係数を用いる(図3)。また、鉄道等の公共交通機関については、統計から得られる路線別の電力消費量に単位電力当たりのCO<sub>2</sub>排出量を乗じ、車両走行キロで除すことにより推計する。

#### 4. 結果

3. で述べたCO<sub>2</sub>排出量予測モデルを用いて、宇都宮市を対象としてCO<sub>2</sub>排出量削減のケーススタディを行った。宇都宮市を対象としたのは、人口50万人前後で3大都市圏に属さず他の都市圏に対して比較的独立していることによる。

ケーススタディでは、表1の11施策を以下のように表現した。

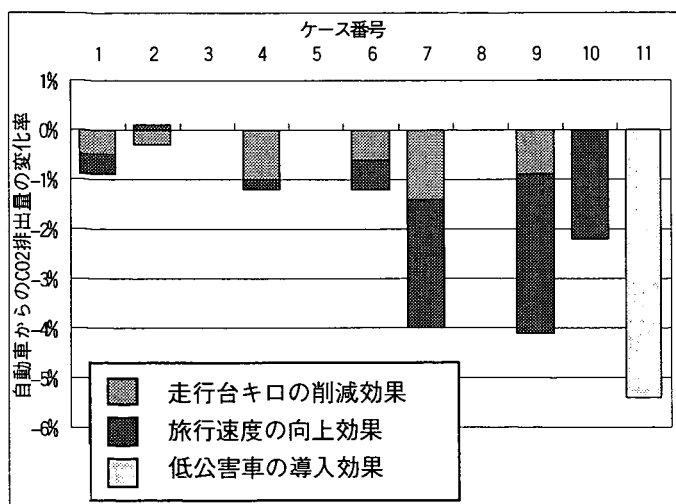
中心市街地の高度化施策の効果は、都心ゾーンの第3次産業就業人口の増加で表現することとした。具体的には、都心ゾーンの第3次産業就業人口を現況の1.2倍とし、都心以外のゾーンの第3次産業就業人口を一律に減少させた。在宅勤務の促進は、在宅勤務を行う業種は第3次産業のみとし、在宅勤務により第3次産業従業者の10%が通勤を行わないものと仮定し、通勤トリップは発生しないものとした。軌道系交通機関のサービス改善については、鉄道の運賃を20%割り引いた場合のCO<sub>2</sub>排出量削減効果を試算した。バスサービスの改善については、バスレーンの整備や運行頻度の増加などの施策により、

都市圏内のバスによる移動時間を20%短縮した場合の効果を試算した。P & Rの促進については、P & R駐車場利用時に鉄道運賃の割引券を配布する等により、P & R利用時のコストが従来P & Rの利用時の半分になったと仮定して効果を推計した。自転車走行空間の整備では、自転車道の整備によりゾーン間の自転車所要時間が10%短縮されると仮定し、効果を試算した。エリアプライシングでは、自動車利用者に対し1トリップあたり300円の費用が上乗せされると仮定した。ボトルネック対策では、宇都宮都市圏の主要渋滞ポイント15箇所で計画されている立体交差化や道路拡幅を実施した場合の効果を試算した。幹線道路の整備では、宇都宮の外環状道路の交通容量が1.5倍に拡大したと仮定した。ピーク交通量の平準化では、時差通勤等の普及によりピーク時1時間の交通量を前後1時間の範囲で平準化し、ピーク時をはさむ3時間の交通量が一定になると仮定した。低公害車の導入については、宇都宮都市圏の全てのバスと小型貨物車の3割に天然ガス自動車を導入した場合のCO<sub>2</sub>排出量の試算を行った。

これらのケーススタディの結果から、自動車走行台キロの削減による効果だけでなく、旅行速度の向上による効果も大きいという結果が得られた。ケーススタディで試算した11施策のCO<sub>2</sub>排出量削減効果を「走行台キロの削減効果」と「旅行速度の向上効果」に分けて比較したものが図4である。

この図から、走行台キロの削減によるCO<sub>2</sub>排出量削減効果は最大1%程度、旅行速度の向上効果は最大3%程度なのに対して、低公害車の導入効果は約5%と、大きいことがわかる。また、宇都宮都市圏のように公共交通機関のネットワークが発達していない都市圏では、自動車から公共交通への転換が起きにくく、CO<sub>2</sub>排出量削減効果が小さいことがわかった。

個々の施策については、幹線道路の整備やピーク交通量の平準化など道路交通の円滑化施策も、CO<sub>2</sub>



凡例 (ケース番号)

- ① 中心市街地高度化により都心の第3次産業従業者20%増
- ② 在宅勤務により第3次産業従業者の通勤トリップ10%減
- ③ 鉄道運賃20%割引
- ④ バス所要時間20%短縮
- ⑤ パークアンドライド費用50%割引
- ⑥ 自転車所要時間10%短縮
- ⑦ エリアライジング (1トリップ 毎300円)
- ⑧ ボトルネック15箇所の解消
- ⑨ 外環状道路の容量50%増
- ⑩ ピーク時間交通量の前後1時間への平準化
- ⑪ バス100%、小型貨物車30%をCNG車で代替

図4 自動車から排出されるCO<sub>2</sub>排出量削減施策の効果の比較

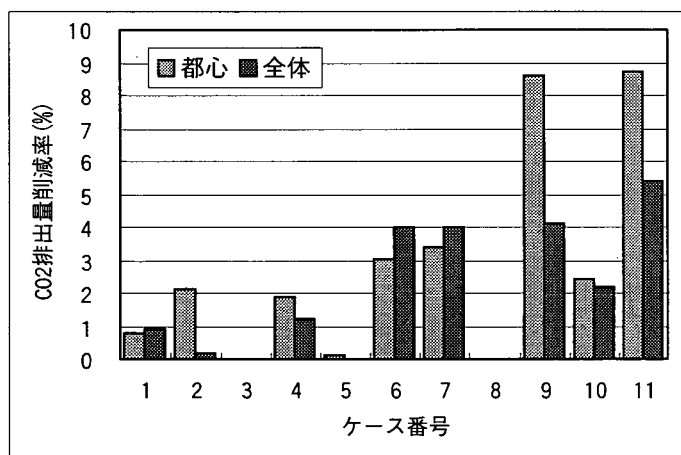


図5 各施策によるCO<sub>2</sub>排出量削減率の比較

排出量削減に大きく貢献することがわかった。低公害車の導入は自動車走行台キロの増減なく大幅に排出量を削減する施策として有効であることがわかった。生成交通量の削減施策は、単独ではあまりCO<sub>2</sub>排出量削減効果が見られないものの、他の施策と組み合わせることにより効果を発揮する可能性があると考えられる。公共交通機関の利用促進策は、宇都宮都市圏ではCO<sub>2</sub>排出量削減効果が発揮されにくいと考えられるが、鉄道サービスの改善施策と

比較してバスサービスの改善施策の効果がかなり大きいことから、面的に公共交通機関が発達している大都市では有効である可能性が示唆される。ボトルネック対策は都市全体ではCO<sub>2</sub>排出量削減効果が小さいが、各地点では大幅に効果が現れており局所的には有効であると考えられる。ピーク交通量の平準化は、走行台キロを減少させずにCO<sub>2</sub>排出量削減が可能であり、効果も大きいことがわかった。

また、都市圏の区域ごとのCO<sub>2</sub>排出量削減率については、在宅勤務やバスサービス向上、環状道路の整備等、都心部の道路混雑の緩和策や低公害車の導入などは都心部で削減率が高く (図5)、このことはこれらの施策が都心部の大気汚染対策としても有効であることを示している。

## 5. まとめ

本研究では、都市交通部門からのCO<sub>2</sub>排出量削減施策の効果を予測するため、宇都宮市をケーススタディ対象地として選定し、11施策の効果を推計した。自動車からのCO<sub>2</sub>排出量削減については、走行台キロの削減によるものと旅行速度の向上によるものとに分けて予測を行ったところ、概ね後者による削減効果の方が大きいことがわかった。

今後の課題としては、今回ケーススタディで取り上げた宇都宮市の他に、より公共交通への転換が容易と考えられる政令指定都市規模の大都市圏等でケーススタディを行うことが挙げられる。

また、個々の施策効果を互いに比較するために、施策コストあたりのCO<sub>2</sub>排出量削減効果を推計できるようにすることも挙げられる。

## 【参考文献】

- 1) 環境庁報道発表資料：「1997年度 (平成9年度) の温室効果ガス排出量等について」、1999年7月1日
- 2) 環境庁：「平成12年版環境白書」、p.57、2000
- 3) 小根山裕之・大城温・山田俊哉・大西博文：「都市内交通による二酸化炭素排出量の推計モデル」土木技術資料、Vol.41, No.11, pp.24-29、1999

## 1. まえがき

平成11年の統計データによれば<sup>1)</sup>、曲線部における交通事故件数は全事故件数の約5%とあまり多くはない。しかし、死亡事故全体に占める曲線部の割合は約20%で、生死に関わる重大な事故につながる可能性が高いといえる。(図1)

曲線部事故を事故類型別に見ると(図2)、「正面衝突」が35%と最も多い。また、「工作物衝突」、「路外逸脱」も多く、それぞれ19%、6%となっている。これらは曲線部事故の60%を占め、単路部、交差点部の6倍以上である。これらに共通して挙げられる事故要因の一つとして速度の超過が挙げられる。曲線部においては、速度超過により、曲がりきれずにセンターラインを超え、正面衝突、工作物衝突、路外逸脱に至ってしまうケースが多いと考えられる。

## 2. 段差舗装

このような現状から、曲線部では各種事故対策が行われている。その中でも段差薄層舗装は車両に注意を喚起し、減速、制動を促すとともに漫然運転・居眠り運転の防止、暴走行為への対策にもつながるものとしてカーブ区間等に多く設置されている。しかし、その効果や課題は十分把握されておらず、特に二輪車に対しては、段差が車両の操作・挙動に与える影響が明確になっていない。

そのため、当研究室では二輪車の挙動を考慮した設置方法を検討するため、試験走路内に段差舗装を設定し、走行実験を行った。

## 3. 実験概要

### 3.1. 実験目的

二輪車の挙動を考慮した段差薄層舗装の設置方法の検討を行うための基礎資料の収集を行う。

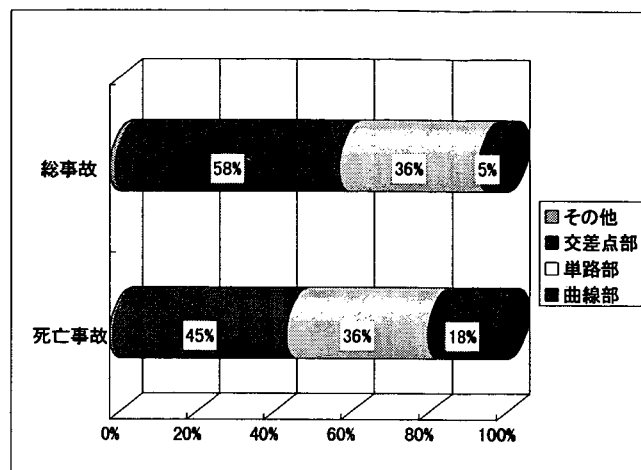


図1 道路線形別事故割合

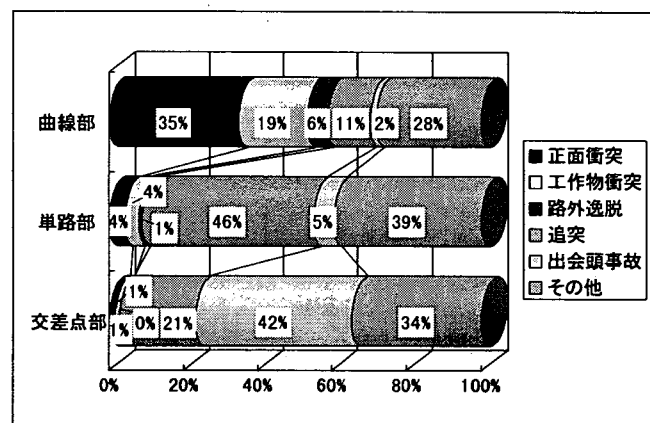


図2 事故類型別事故割合

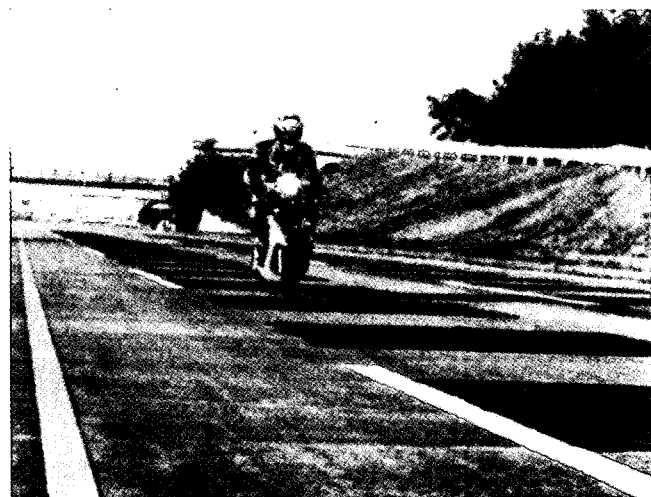


図3 実験状況

#### ①段差が二輪車に与える影響の把握

#### ②四輪車への効果の把握

### 3.2. 実験方法

建設省土木研究所試験走路内に段差設定用ゴム版を設置し、その上を被験者(テストドライバー1名、一般ドライバー9名)に実験車両で走行させ(図3)、「危険感」、「不快感」、「減速感」を5段階で評価させた(表1)。その際テストドライバーについては振動加速度、走行速度の計測を行った。

### 3.3. 実験条件

実験車両：四輪車2000cc(テストドライバーのみ)、原付50cc(一般ドライバーのみ)、自動二輪車250cc(全被験者)。

段差形状：表2、図4

## 4. 実験結果の解析

### 4.1. 段差が二輪車に与える影響の把握

#### ①上下振動加速度と危険感の関係

図5は自動二輪車の上下振動加速度(0.01秒間隔でサンプリングした上下振動加速度の0.1秒間毎の最大値を実験区間全体で平均した値)と「危険感」(全被験者の平均)の関係を示したものである。上下振動加速度が大きくなると危険感が増す傾向にある。しかし、今回の実験範囲内では危険と感じる評価にまでは至っていない。

#### ②車両、段差の形状による影響

図6、図7に車両別と段差形状別の平均ヒアリング評価点(全被験者の平均)を示す。

車両別では自動二輪車に比べ原動機付き自転車の影響が大きい。これは輪距やバネ、車両重量などの車体構造の違いによるものと考えられる。

段差形状別では高さ4mm(No.2、5、6)の段差に比べ

表1 ヒアリング評価

| 評価 | 危険感        | 不快感       | 減速感(定常走行時)    |
|----|------------|-----------|---------------|
| 5  | かなり危険を感じる  | かなり不快である  | 減速したい         |
| 4  | やや危険を感じる   | やや不快である   | 多少減速したい       |
| 3  | どちらともいえない  | どちらともいえない | どちらともいえない     |
| 2  | まあまあ安心感がある | まあまあ快適である | あまり減速する気にならない |
| 1  | 十分安心感がある   | 十分快適である   | 全く減速する気にならない  |

表2 段差形状

| コース<br>No. | 道路<br>線形 | 段差形状 |       |
|------------|----------|------|-------|
|            |          | 段差高さ | 段差幅   |
| 1          | 直線       | 8mm  | 2m    |
| 2          |          | 4mm  | 2m    |
| 3          |          | 8mm  | 2m 交互 |
| 4          |          | 4mm  | 2m 交互 |
| 5          |          | 4mm  | 縮小    |
| 6          | 曲線       | 4mm  | 2m    |
| 7          | 直線       | 平坦   |       |
| 8          | 曲線       | 平坦   |       |

注) No.3、4は四輪車のみ、No.6、8は四輪車と自二のみ

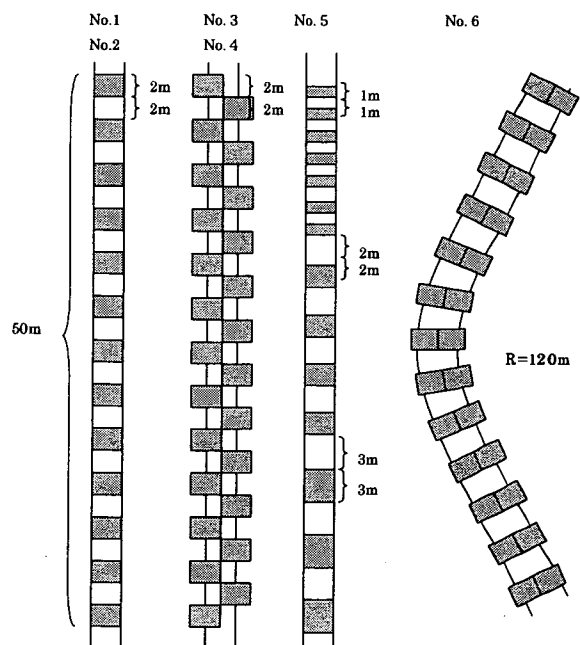


図4 段差形状

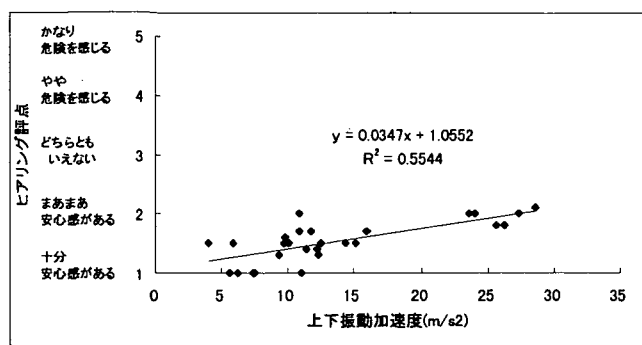


図5 上下振動加速度と危険感の関係

高さ8mm (No.1)の段差で受ける影響が大きいことがわかる。また、4mmの段差では、間隔を縮小したコースNo.5でやや影響が大きくなっている。ただし、どのコースにおいても危険感が3以上の値がみられない。

段差によって車両を強制的に減速させることを考えれば、段差高さは4mmよりも8mmの方が効果的であると考えられる。また、間隔の縮小も効果的であると考えられる。

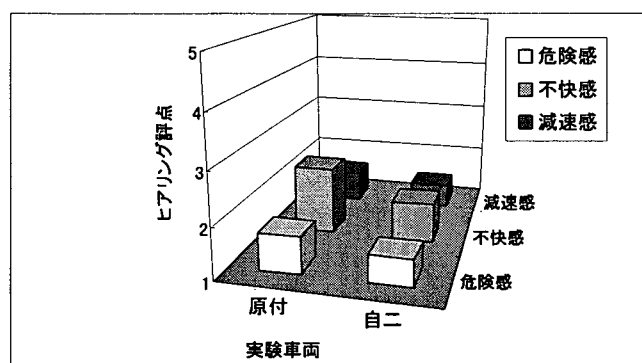


図6 車両別平均ヒアリング評点

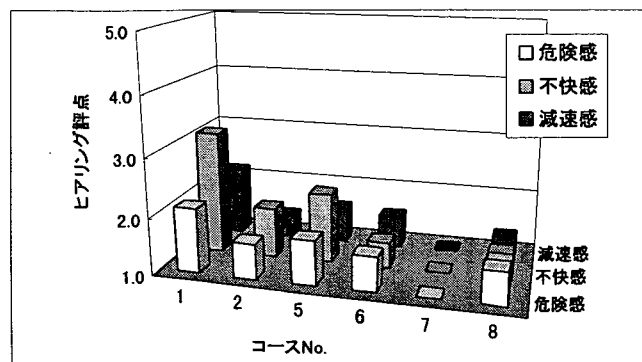


図7 段差形状別平均ヒアリング評点

### ③被験者の能力

①と②で段差の高さ8mmでも被験者に危険感はいられなかった。しかし、運転経験(頻度)とヒアリング結果(コースNo.1、高さ8mm)の関係をみると(図8)、月

に1回より多く運転している被験者が“どちらともいえない”“やや危険を感じる”と答えた割合が8%であるのに対し、運転頻度が月1回以下の被験者は56%である。“かなり危険を感じる”という回答はなかったが、運転者個々の能力にも十分な配慮を持って施工しなければならないことがわかる。

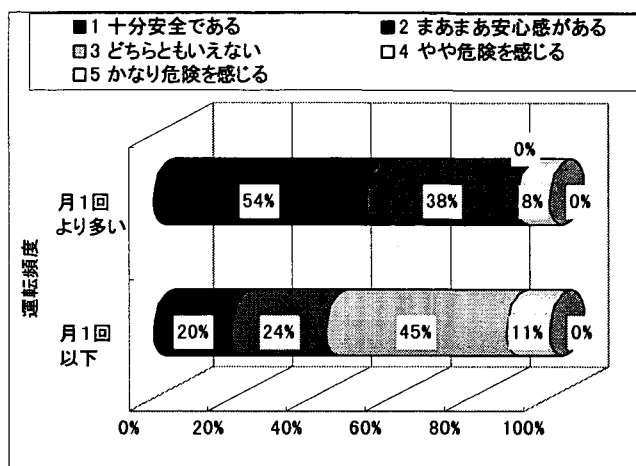


図8 運転経験(頻度)とヒアリング結果の関係

### ④曲線での影響

二輪車は四輪車と異なり左右方向の動きが規制されていないため、路面などの外力の影響を受けやすい。特に曲線では車体を傾けなければならず、段差があると遠心力の反力であるキャンバースラストの発生が抑制され、ライダーの希望する運動状態が保てない可能性がある。曲線での段差4mmと段差なしのヒアリング結果を図9に示す。

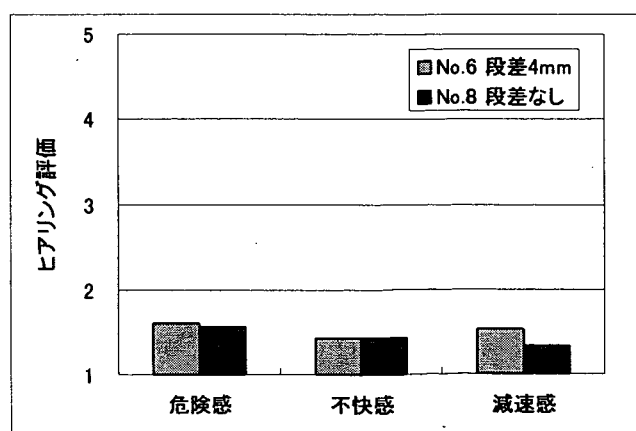


図9 曲線における段差有無のヒアリング評価

この図から 段差のある曲線(No.6)と段差のない曲線(No.8)では段差のある曲線(No.6)の方がやや危

険感が上がっているが、明確な差にはなっていない。  
4mm程度の段差であれば運転者に与える影響は少ないと考えられる。

#### 4.2. 四輪車への効果

図10はコースごとのヒアリング評点である。四輪車では、いずれの実験条件でもほとんど影響を受けておらず強制的な減速効果は期待できないといえる。しかし、高さ4mmの段差でも上下振動加速度(図11)が確認できることや断続音も確認できたことから、注意喚起効果は得られているものと考えられる。

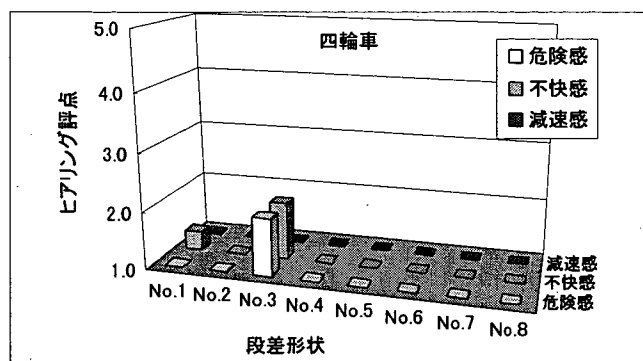


図10 段差形状別ヒアリング結果(四輪車)

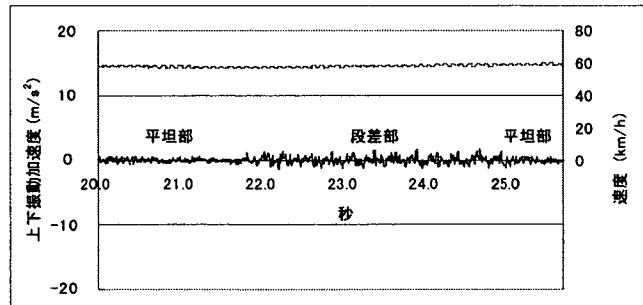


図11 上下振動加速度

#### 5. まとめ

本実験は、段差薄層舗装上走行時における車両走行実験を行い、段差がライダーに与える影響、四輪車への影響について考察した。分析の結果以下の点が明らかになった。

- ①上下振動加速度とヒアリングの関係については、上下振動加速度が大きくなると、「危険感」が増す傾向にある。
- ②段差形状による影響については、段差が高いほど影響を受けやすく、段差の幅を変化(縮小)させた方が影響を与えやすい。

- ③二輪車のヒアリングの結果については、8mmの段差でも“かなり危険である”と回答したものはなかったが、被験者の運転経験(頻度)によって回答に大きな差がある。

#### ④曲線での影響

4mm程度の段差であれば段差のある曲線と段差のない曲線に評価の差はみられない。

- ⑤四輪車への効果については、強制的な減速効果はみられないが、上下振動加速度や断続音を確認でき、注意喚起効果は期待できる。

#### 6. おわりに

本実験では高さ4mmの段差であれば曲線部内に施工しても二輪車の安全性に問題ないという結果になった。しかし、カーブ区間を走行する時は、カーブ手前の直線部でしっかりと減速をし、曲線部内では定速で走行するのが(スローインファーストアウト)原則である。減速等を促すための段差薄層舗装は、図12のように直線部のみに施工し、曲線部内は滑り止め舗装を全面施行するなど、二輪車にも十分快適に旋回させることが望ましい。

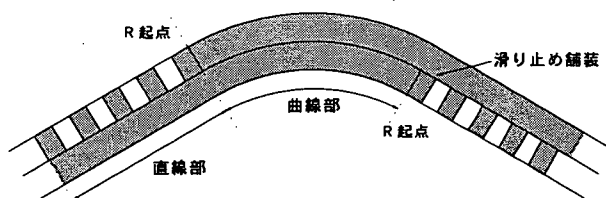


図12 曲線部における設置方法

また、本実験から得ることのできなかつた今後の課題としては、湿潤時や二輪車の2人乗り時等の車両挙動が挙げられる。今後はこれらについても調査していく必要があると考える。

#### 参考文献

- 1)(財)交通事故総合分析センター:「交通統計平成11年版」,2000.4

## 1. まえがき

我が国の道路橋数は、既に13万（橋長15m以上）を超えており、将来の架換えコストおよび維持管理コストの増大が懸念される。その負担軽減の手段として、ライフサイクルコスト（LCC）による経済性の評価手法が注目されている。

橋梁研究室では、過去に鋼橋のLCCに関する検討を行っており、LCCの概念が普及しつつあるが、コンクリート橋のLCCに関しては、要素技術（使用材料と耐久性に関する項目）の評価に関して、鋼橋の考え方をそのまま適用できない部分もあり、これまで本格的な検討は行ってこなかった。そこで、本研究では、上記の点を中心に、コンクリート橋のLCCに関する検討を実施することとした。

## 2. 目的

本研究は、コンクリート橋のLCC算出手法の確立を最終目標に、その端緒として、コンクリート橋の特性を考慮したLCC算出の基本的な考え方の提案を行い、それに基づくLCC試算をモデル橋に対して実施したものである。

## 3. 方法

### 3.1 LCC算出の基本的な考え方

本研究におけるLCCは、これまでの鋼橋における研究にならい、十分長いLCC算出期間内に想定される、初期建設コスト、維持管理コスト、更新（架換え）コストの和で表すこととした。

本研究では、LCC算定期間中の物価の変動や、この間の新材料、新工法等の開発は考慮せず、現時点での単価と工法を用いてコストの試算を

行うこととした。また、架換えや補修工事中の渋滞などによる社会的損失も考慮することが望ましいが、現時点では定量化の手法は確立されておらず、本研究では取り扱わないこととした。

### 3.2 LCC算出手順

図-1に、本研究におけるLCC算出手順を示す。まず、LCC算出期間や耐久性喪失要因の整理を行い、次に、対象とする橋梁の環境条件を續いて、モデル橋の橋梁形式を設定した。その後、モデル橋の要素技術を設定し、最後に要素技術の効果を反映させて、初期建設コスト、維持管理コスト、更新（架換え）コストを算出し、これらを合計してLCCとした。

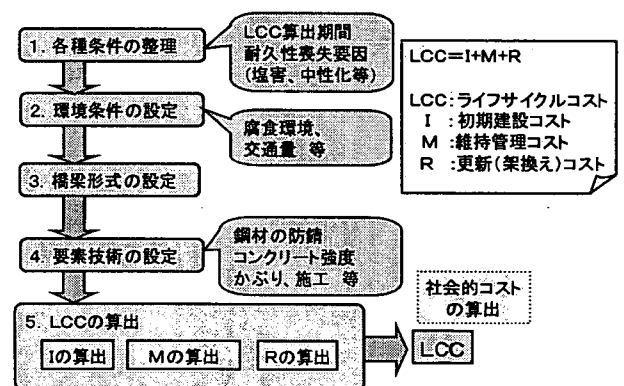


図-1 LCC算出手順

### 3.3 LCC算出にあたってのコンクリート橋の特性

橋梁研究室で過去に実施した、鋼橋のLCC算出の際には、橋本体を主桁や床版といったパーツの組合せとみなし、各パーツを適切に維持管理すれば橋全体としての耐久性を確保できると考え、橋本体のLCCを算出した。これに対してコンクリート橋は、PC鋼材と鉄筋がコンクリートに包まれた一体構造であり、コンクリート内

部の PC 鋼材と鉄筋の状況が目視では確認できない。したがって、パーツ毎での維持管理や LCC の算出を行うのは困難であり、鋼橋の LCC の考え方をそのまま適用することができない。また、コンクリート橋では、鋼橋に比べて、施工の良否が耐久性に及ぼす影響が大きいと考えられる。本研究では、これらの点を考慮して、コンクリート橋の LCC を算出することとした。

### 3.4 LCCの試算

#### (1) 試算における各種条件の整理

LCC の算定期間は、更新コストを反映できる十分長い期間として、建設後100年間とした。

コンクリート橋本体の損傷要因としては、塩害、中性化、凍結融解作用、アルカリ骨材反応、疲労損傷、事故、地震等が考えられるが、本研究では、耐久性喪失要因としては中性化および塩害に起因する鋼材の腐食のみを想定することとした。

LCC に影響を及ぼすパラメータとして、環境条件（腐食環境、交通量等）、橋種、要素技術を想定した。これらのパラメータに関して、耐久性および LCC の評価の考え方を明確にするため、各パラメータを変えて、それらを適当に組合せたモデル橋を設定し、LCC の試算を実施することとした。

#### (2) 環境条件の設定

表-1に、本研究で想定した環境条件を示す。腐食環境と凍結融解剤の散布の有無および交通量をパラメータとして、山間部、都市部、海岸部の3種類の環境条件を設定した。各環境におけるコンクリート橋本体の耐久性喪失要因は、山間部と都市部では中性化に起因する鋼材の腐食を、海岸部では塩害に起因する鋼材の腐食を想定した。交通量は、付属物の耐用年数のみに影響すると仮定した。

表-1 設定した環境条件

| 環境条件 | 腐食環境   | 凍結融解剤の散布 | 交通量  | 備考                        |
|------|--------|----------|------|---------------------------|
| 山間部  | 良好     | 有り       | 比較的少 | 腐食条件は良好だが、凍結融解剤を散布する地域を想定 |
| 都市部  | 良好     | なし       | 比較的多 | 中性化の進行が山間部より若干早いと仮定       |
| 海岸部  | 非常に厳しい | なし       | 比較的少 | 飛沫帯を想定                    |

#### (3) 橋梁形式の設定

設定した各環境条件に対し、適用事例等を考慮して、橋梁形式を2形式ずつ選定し、計6組の組合せを設定した。表-2に、設定した環境条件と橋梁形式の組合せを示す。

表-2 環境条件と橋梁形式の組合せ

| No. | 環境条件 | 橋梁形式          | 橋長     | 支間長 |
|-----|------|---------------|--------|-----|
| 1   | 山間部  | 3径間連続PC箱桁橋    | 121.5m | 40m |
| 2   | 山間部  | ポストテンション単純T桁橋 | 30.88m | 30m |
| 3   | 都市部  | ポストテンション単純T桁橋 | 30.88m | 30m |
| 4   | 都市部  | 3径間連続PC中空床版橋  | 75m    | 25m |
| 5   | 海岸部  | 3径間連続PC箱桁橋    | 121.5m | 40m |
| 6   | 海岸部  | ポストテンション単純T桁橋 | 30.88m | 30m |

#### (4) 要素技術の設定

要素技術を変更したり、新たに導入することにより、LCC が変動すると考えられる。その影響を評価するために、想定した環境条件と橋種の組合せに対して、標準橋とミニマムメンテナンス橋（以下 MM 橋）の2タイプのモデルを設定した。標準橋は、標準的な設計・施工を前提とした橋梁を想定し、MM 橋は、最小限の維持管理で最大限の長寿命化をめざし、耐久性喪失要因の対策となる要素技術を導入する橋梁を想定した。また、MM 橋では要素技術の導入に加えて高度な施工管理の実施と定期的な劣化度調査と維持管理計画の修正を行うことを想定した。

標準橋の要素技術は、現行基準を適用したものを想定した。これに対し MM 橋では、長寿命化を図るため、想定した耐久性喪失要因に対して現行基準を強化した対策を行うことを基本に

要素技術を設定した。特に、海岸部では、塩分をコンクリート内部に浸透させないこと、仮に塩分が浸透しても鋼材を腐食させないことという2重防食の考え方を基本とした。表-3に、モデル橋に採用した要素技術の例を示す。

表-3(a) 要素技術表(No.1 山間部箱桁橋)

| 本体工要素技術項目       | 標準橋                           | MM橋                           |
|-----------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 主桁コンクリート強度      | $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ | $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ |
| スラブ             | 8cm                           | 12cm                          |
| 鉄筋              | 普通鉄筋                          | 同左                            |
| かぶり             | 35mm                          | 50mm                          |
| シース管(主桁ウェブ、横桁部) | 鋼製シース                         | 同左                            |
| シース管(床版部)       | 鋼製シース                         | ポリエチレンシース                     |
| PC鋼材            | 普通PC鋼材                        | 同左                            |
| コンクリート塗装        | 無し                            | 同左                            |
| 舗装工             | 普通アスファルト                      | 改質アスファルト                      |
| 橋面防水工           | 有り                            | 同左                            |

表-3(b) 要素技術表(No.5 海岸部箱桁橋)

| 本体工要素技術項目  | 標準橋                           | MM橋                           |
|------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 主桁コンクリート強度 | $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ | $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ |
| スラブ        | 8cm                           | 12cm                          |
| 鉄筋         | 普通鉄筋                          | エポキシ塗装鉄筋                      |
| かぶり        | 70mm                          | 35mm                          |
| シース管       | 鋼製シース                         | ポリエチレンシース                     |
| PC鋼材       | 普通PC鋼材                        | エポキシ塗装鋼材                      |
| コンクリート塗装   | 無し                            | 有り                            |
| 舗装工        | 普通アスファルト                      | 改質アスファルト                      |
| 橋面防水工      | 有り                            | 同左                            |

### 3.5 LCCの算出

#### (1) 初期建設コスト

初期建設コストは、標準橋では、各橋種毎に主要数量を算出して現行基準に準じて積算した。

MM 橋では、標準橋から材料単価が変わるものについては適宜修正し、積算基準がないものについてはヒアリングにより単価を決定し積算した。さらに、MM 橋では高度な施工管理費用分として、全体工費を割増することとした。

#### (2) 維持管理コスト

維持管理コストは、本体補修コストと付属物コストと点検コストで構成される。表-4に維持管理コストの試算条件を示す。

本体補修に関しては、比較的早期に劣化が顕在化する橋梁を想定し、モデル橋毎に、損傷状況、補修時期、補修数量、補修内容を仮定して現行基準に準じて積算した。

#### (3) 更新(架換え)コスト

架換え時期については、標準橋は比較的早く劣化が進行する橋を想定し、50年で架換えると仮定した。MM 橋は耐久性喪失要因の対策となる要素技術の導入に加えて、高度な施工管理の実施、および定期的な劣化度調査を行い、維持管理計画を適宜修正することを前提としているため、建設後100年間では架換える必要は生じないと仮定した。標準橋の更新コストは、文献3)を参考に、初期建設コストの3倍を計上した。

表-4 維持管理コスト試算条件

|          |                  |       | 山間部                                    |             | 都市部                    |             | 海岸部                   |     | 備考(数値の設定根拠等)                 |                                                                                                                                              |
|----------|------------------|-------|----------------------------------------|-------------|------------------------|-------------|-----------------------|-----|------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|          |                  |       | 標準橋                                    | MM橋         | 標準橋                    | MM橋         | 標準橋                   | MM橋 |                              |                                                                                                                                              |
| 本体<br>関連 | 本体工              | 損傷状況  | 中性化に起因する、<br>最外縁の鋼材の腐食                 |             | 中性化に起因する、<br>最外縁の鋼材の腐食 |             | 塩害に起因する、最<br>外縁の鋼材の腐食 |     |                              | かぶり量、エポ鉄筋、外面塗装の適用の 有無より、標準橋<br>とMM橋に格差を設定。<br><br>桁面積に対する割合。MM橋は高度な施工管理により補修面<br>積低減。( )内はエポキシ塗装鉄筋使用時<br><br>全面吊り足場を想定。<br>MM橋は足場設置費用を20%低減。 |
|          |                  | 時期    | 25年                                    | 60年         | 20年                    | 50年         | 20年                   | 50年 |                              |                                                                                                                                              |
|          |                  | 面積    | 20%                                    | 10%<br>(5%) | 20%                    | 10%<br>(5%) | 100%                  | 5%  |                              |                                                                                                                                              |
|          |                  | 内容    | ハツリ工→鉄筋防錆→断面修復→外面塗装工<br>(修復深さはかぶりと同数値) |             |                        |             |                       |     |                              |                                                                                                                                              |
|          | 本体工<br>(T桁のみ)    | 損傷状況  | 後打ち床版部打継目にひびわれが発生                      |             |                        |             |                       |     |                              | 鋼材腐食に対する断面補修と同時期と仮定<br><br>目地延長に対する比率。MM橋は高度な施工管理により補修<br>延長低減                                                                               |
|          |                  | 時期    | 25年                                    | 60年         | 20年                    | 50年         | 20年                   | 50年 |                              |                                                                                                                                              |
|          |                  | 延長    | 20%                                    | 10%         | 20%                    | 10%         | 20%                   | 10% |                              |                                                                                                                                              |
|          |                  | 内容    | 後打ち床版部打継目のひびわれに対する樹脂注入工                |             |                        |             |                       |     |                              |                                                                                                                                              |
|          | コンクリート塗<br>装塗り替え | 時期    |                                        |             |                        |             |                       | 50年 | ヒアリング結果より設定。全面塗り替えを想定。       |                                                                                                                                              |
|          | 付属<br>物<br>関連    | 支承工   | 時期                                     | 100年        |                        |             |                       |     |                              |                                                                                                                                              |
| 伸縮装置工    |                  | 時期    | 30年                                    |             |                        |             |                       |     |                              | ヒアリング結果より設定。標準橋とMM橋は同仕様。                                                                                                                     |
| 舗装工      |                  | 時期    | 15年                                    | 20年         | 10年                    | 15年         | 15年                   | 20年 | 文献3)を参考に、交通環境と舗装仕様の違いを考慮し設定。 |                                                                                                                                              |
| 橋面防水工    |                  | 時期    | 舗装工の補修時と同様                             |             |                        |             |                       |     |                              | 文献3)を参考に設定。                                                                                                                                  |
| 橋梁点検     |                  | 時期/内容 | 10年に1回/定期点検(近接)を想定                     |             |                        |             |                       |     |                              | 文献2)を参考に設定。補修前の点検コストは20%増                                                                                                                    |

注1) 表中の時期については本体工は建設後の経年数、その他は建設後の補修、点検サイクルである。  
注2) 表中の補修面積は、桁表面積に対する比率である。注3) 付属物関連の補修は、全交換を想定。

#### 4. 結果

図-2に LCC の試算結果の例を示す。図中の LCC の値は、標準橋の初期建設コストを 1 としたときの比率（以下 LCC 比率）である。

架橋環境と橋種が同じ場合、MM 橋は標準橋と比較して初期建設コストは山間部および都市部で9～16%、海岸部で22～44%増加したが、LCC 比率では全てのケースで標準橋を大きく下回り、本試算においては、耐久性向上に関する要素技術を導入して長寿命化を図った MM 橋とすることが正当化される結果となった。これは、架換えの有無が最も大きく影響しており、次に本体補修費の差が影響している。

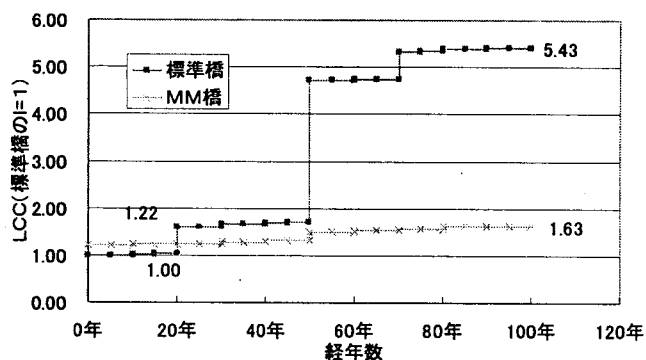


図-2(a) LCC試算結果(No.1 山間部箱桁橋)

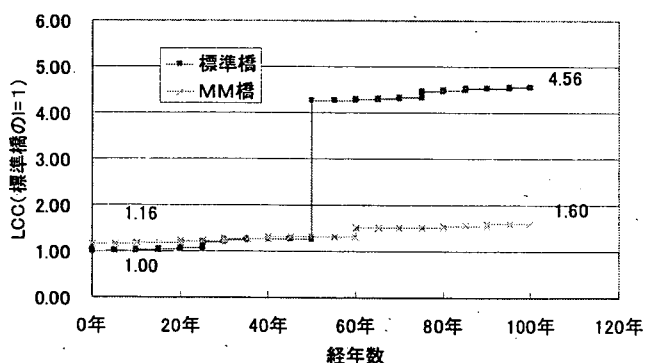


図-2(b) LCC試算結果(No.5 海岸部箱桁橋)

#### 5. まとめ

本研究では、コンクリート橋の特性を考慮したライフサイクルコスト(LCC)算出の基本的な考え方を提案した。提案のポイントは以下の通りである。

・耐久性喪失要因、損傷状況、補修内容を具体

的に想定する。

- ・橋本体の耐久性は、施工を含む各要素技術と維持管理計画を総合的に判断して評価する。
- ・本体補修に関しては、要素技術（施工を含む）の効果は補修時期と補修数量（面積）に反映させる。

また、提案に基づき、異なる環境条件と橋種を組合せ、各組合せ毎に、標準的な設計施工を想定した橋梁（標準橋）と、最小限の維持管理で最大限の長寿命化をめざして要素技術を導入した橋梁（ミニマムメンテナンス橋）の2種類のモデル橋を設定し、モデル橋に対して100年間のLCC試算を行った。

本研究での LCC 試算においては、架換え年数、補修時期、補修数量等に関しては、現在入手できるデータをもとにした仮定の数値を用いて評価しているが、今後は実態調査のデータ等とともに LCC に関する諸数値を提案していく予定である。また本研究では、各環境と橋梁形式の組合せに対して標準橋と MM 橋の2パターンでしか試算を行わなかったが、今後は要素技術の組合せを変えて LCC 評価を行う予定である。

#### 参考文献

- 1) 西川他：橋梁の架替に関する調査結果（Ⅲ），建設省土木研究所資料第3512号，1997. 10
- 2) 佐伯，藤原他：橋梁点検要領（案），建設省土木研究所資料第2651号，1988. 7
- 3) 西川他：ミニマムメンテナンス橋に関する検討，建設省土木研究所資料第3506号，1997. 6
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編，1996. 12
- 5) (社)日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，1984. 2
- 6) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会九州支部：橋梁調査報告書，1994. 3

## 1. まえがき

我が国には、土石流危険渓流が 79,318 渓流（平成 5 年公表）、地すべり危険箇所が 11,288 箇所（平成 10 年公表）、急傾斜地崩壊危険箇所が 86,651 箇所（平成 9 年公表）と多くの土砂災害危険箇所が存在しており、多くの住民が土砂災害の危険性と隣り合わせの生活を送っている。これらの危険箇所では、土砂災害を防止するために構造物の設置によるハード対策が鋭意進められているが、その整備率は約 20 %程度であるのが現状である。土砂災害を引き起こす現象のうち、土石流と急傾斜地の崩壊（がけ崩れ）は、前線性豪雨や台風時の豪雨が引き金となって突発的に発生することが多いことから、これらの災害を避けるためには、降雨時の早期避難が重要となる。

平成 11 年 6 月 29 日午後、梅雨前線性の集中豪雨により、広島市北部・北西部、呉市南西部・北東部を中心に、土石流・がけ崩れが多発し（土石流 139 箇所、がけ崩れ 186 箇所）、死者 24 名、負傷者 14 名に及ぶ甚大な被害が生じた。土石流・がけ崩れが発生したのは、周囲の状況が確認しづらく、また就寝中のため避難の遅れがちになる夜間ではなく、日中であった。それにもかかわらず事前の避難がなされずに、多くの住民の方々が災害に遭われた。

短時間の豪雨によって発生する土砂災害には行政機関による連絡等が間に合わないこともあり、危険箇所に住む方々が自らの判断で、安全を確保するための行動を取る必要が生じる。このため、土砂災害に係わる行政機関は、危険箇所に住む方々に対して、自分の住んでいる箇所では土砂災害が発生する危険性があるということや、豪雨時に取るべき行動について、必要な情報の周知を行っている。

そこで、平成 11 年 6 月 29 日に主に土石流による

災害に遭われた住民の方々に対して、豪雨の中、どのような行動を取ったのか、また降雨状況や土石流発生に係わる前兆現象などをもとに、土石流発生の危険性を察知して事前に避難したかどうかなどについて聞き取り調査を行った。本論では、その結果の一部を報告するとともに、その実態を踏まえ土砂災害に関する有効な広報のあり方について考察を行う。

## 2. 聞き取り調査の方法

### 2. 1 聞き取り箇所及び対象者

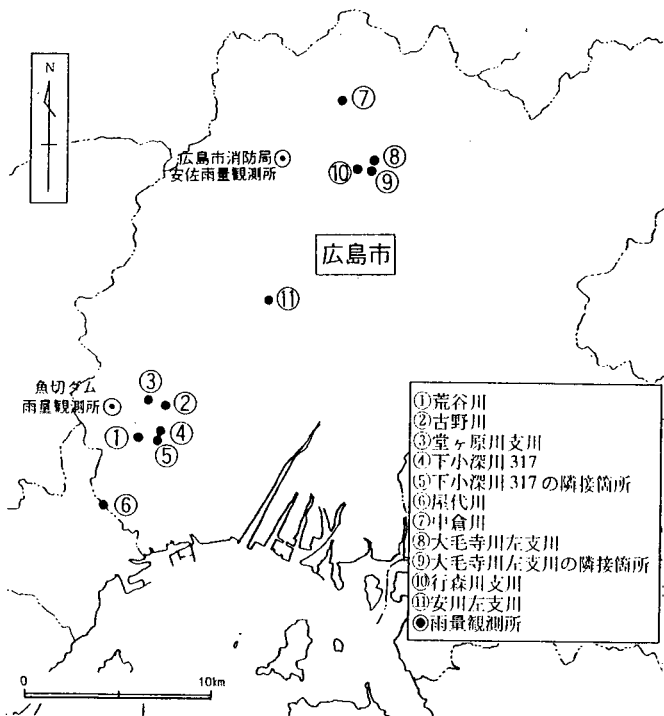
聞き取り調査は、災害が発生してから 1 週間が経過した 1999 年 7 月 5 日から 7 日にかけて実施した。

調査箇所の選定については、まず災害の重大性という観点から犠牲者の伴う箇所を候補とし、その中から、災害の規模の大きい箇所を優先して選定した。また、調査を行った際に、近くにも被災箇所があった場合には、その箇所でも調査を実施した。調査箇所は計 11 箇所（土石流災害 10 箇所、がけ崩れ災害 1 箇所）で、広島市の西部と北西部に集中している。調査箇所の一覧と位置を、それぞれ表-1 と図-1 に示す。なお、調査箇所④については、建設省砂防部資料に基づき現象をがけ崩れと表記しているが、

表-1 聞き取り調査箇所と聞き取り対象者人数

| 箇所番号 | 調査箇所           | 聞き取り対象者数 | 調査月日     | 死者数 | 負傷者数 | 現象の種別 |
|------|----------------|----------|----------|-----|------|-------|
| ①    | 荒谷川            | 5        | 7/5, 7/6 | 3   | 0    | 土石流   |
| ②    | 吉野川            | 4        | 7/5, 7/6 | 2   | 0    | 土石流   |
| ③    | 堂ヶ原川支川         | 2        | 7/6      | 2   | 0    | 土石流   |
| ④    | 下小深川 317       | 1        | 7/5      | 1   | 0    | がけ崩れ  |
| ⑤    | 下小深川 317 の隣接箇所 | 1        | 7/5      | 0   | 0    | 土石流   |
| ⑥    | 屋代川            | 4        | 7/5, 7/6 | 1   | 0    | 土石流   |
| ⑦    | 中倉川            | 2        | 7/7      | 0   | 0    | 土石流   |
| ⑧    | 大毛寺川左支川        | 1        | 7/7      | 4   | 0    | 土石流   |
| ⑨    | 大毛寺川左支川の隣接箇所   | 1        | 7/7      | 0   | 未確認  | 土石流   |
| ⑩    | 行森川支川          | 1        | 7/7      | 0   | 0    | 土石流   |
| ⑪    | 安川左支川          | 2        | 7/7      | 1   | 0    | 土石流   |

⑤と⑨以外の箇所が発生した現象の種別は、建設省砂防部資料、広島県砂防課資料をもとにしている。⑤と⑨については、聞き取り調査時の状況から判断した。また、④についてはがけ崩れと表記されているが、これは集水性の高い谷状地形をなす山腹斜面からの比較的大規模の崩壊である。



図－1 聞き取り調査箇所位置図

集水性の高い谷状地形をなす山腹斜面からの比較的規模の大きい崩壊であった。よって、以下ではこの箇所の調査結果を他の土石流発生箇所のものと同列に取り扱うこととする。

各箇所では、土石流により家屋の被災を受けた世帯を調査の対象とし、災害当時現場に居合わせた方に聞き取りを行った。聞き取り対象者の合計は 24 名である。聞き取り対象者の性別と年齢の構成を表－2 に示しておく。

表－2 聞き取り対象者の性別と年齢の構成

| 年齢区分  | 性別 |    |
|-------|----|----|
|       | 男性 | 女性 |
| 0～9   | 0  | 0  |
| 10～19 | 0  | 1  |
| 20～29 | 0  | 2  |
| 30～39 | 1  | 1  |
| 40～49 | 1  | 1  |
| 50～59 | 2  | 2  |
| 60～69 | 2  | 4  |
| 70～79 | 5  | 2  |
| 80～89 | 0  | 0  |
| 小 計   | 11 | 13 |
| 合 計   | 24 |    |

## 2. 2 聞き取りの項目

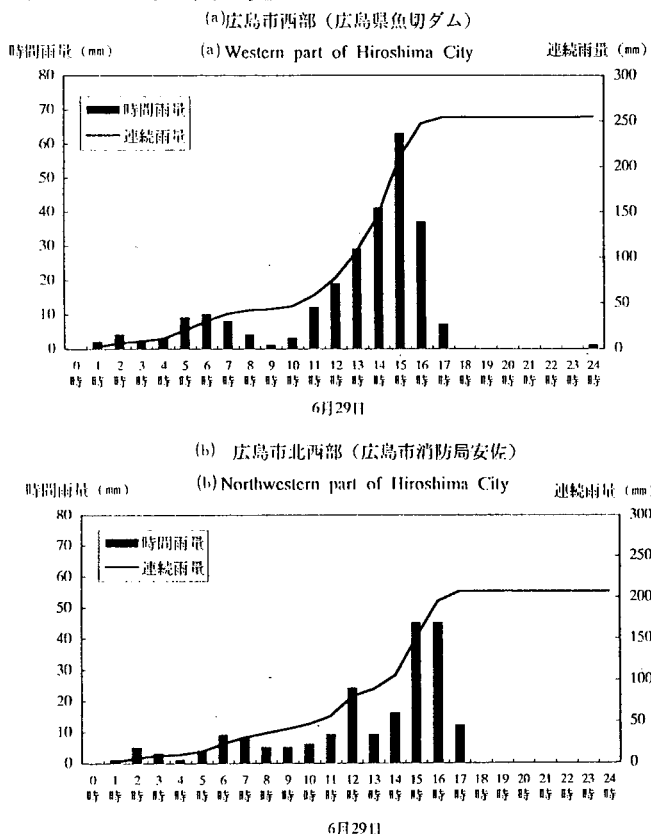
聞き取り対象者には、災害発生当日の土石流発生数時間前から発生後までを対象に、降雨の状況、溪流・水路の状況、土石流の前兆現象、土石流の発生状況、自分の取った行動について、順次質問した。

そしてその回答を記録し、時系列的に整理した。なお、聞き取り対象者の多くが、自宅周辺で片づけ・掃除などの作業を行っていたこともあり、聞き取り対象者によっては質問をしていない項目もある。

## 3. 聞き取り調査の結果

### 3. 1 災害発生当日の降雨の状況

広島市西部および北西部の災害発生当日の時間雨量の推移をそれぞれ図－2 (a)・(b)に示す。これらの図によると、降雨は正午過ぎから強くなり、西部では 15 時台に、北西部では 16 時ごろにピークを迎えている。聞き取り調査の結果、土石流はおよそ 15 時から 16 時の間に発生した。



図－2 6月29日の雨量

### 3. 2 豪雨の中での住民の行動

降雨が強くなっていく中、聞き取り対象者がどのような行動を取っていたのかについての回答を整理した (表－3 ; 回答者数 19 名)。これによると、溪流や水路に堆積した土砂の除去作業を行ったり、車を安全な場所へ移動するなど、溪流や水路からの溢水による被害を防ぐための行動を取っていたという回答が多い。これらは、日常生活の不便を回避しよ

うとするための行動である。この段階で、土石流の発生を事前に予想して避難した人はいなかった。

表－3 豪雨の中での住民の行動

| 回答内容                    | 回答数* | 区 分          | 小計          |
|-------------------------|------|--------------|-------------|
| 外へ出て溪流・水路の様子を見ていた       | 3    | 溪流・水路の状況把握のみ | 5<br>(26%)  |
| 家の中から溪流・水路の様子を見た        | 2    |              |             |
| 溪流・水路の土砂除去作業を行った        | 5    | 溢水の防止        |             |
| 家に水が入らないようにブロックを積んだ     | 1    | 家屋への浸水の防止    | 12<br>(63%) |
| 大事な荷物を2階へ運んだ            | 1    |              |             |
| 車を安全な場所へ移動した            | 4    | 車等の保護        |             |
| 車を安全な場所へ移動しようとしたができなかった | 1    |              |             |
| 車が出せなくなると思い、少し早めに出かけた   | 1    | その他          | 2<br>(11%)  |
| 孫のため、溪流・水路の変化をビデオで撮っていた | 1    |              |             |
| 計                       | 19   |              |             |

\*) 回答者数 19名

3. 3 土石流発生直前・発生時の住民の行動

聞き取り対象者24名のうち、「車が出せなくなると思い、少し早めに出かけた」と回答した方が1名おり（表－3）、土石流発生時に災害箇所へ居合わせたのは23名である。そのうち14名から土石流発生直前・発生時の行動について回答を得た（表－4）。これによると、12名が土石流の発生を目前に、緊急的に逃げたと回答している。逃げた場所は、近くの高台の家や近くの山腹・裏山・高台などがほとんどである。

表－4 土石流発生直前・発生時の住民の行動

| 回答内容                            | 回答数* |
|---------------------------------|------|
| 近くの高台の家に逃げた                     | 4    |
| 近くの山腹・裏山・高台に逃げた                 | 6    |
| 下流方向に逃げた                        | 2    |
| 避難しようとしたが、お爺さんがいたため家屋外へ避難できなかった | 1    |
| いきなりドーンと来たので、逃げることはできなかった       | 1    |
| 計                               | 14   |

\*) 回答者数 14名

3. 4 土砂の流下に直面したケース

土石流発生時に災害箇所へ居合わせた23名のうち5名が、逃げる最中もしくは逃げる間もなく泥水に飲み込まれるなど土砂の流下に直面したと回答している（表－5）。これより、被災箇所において助かった方々も極めて危険な状態に陥っていたということが分かる。

3. 5 土石流発生の前兆現象

表－5 土砂の流下に直面したケース

| 回答内容                                                             | 回答数* |
|------------------------------------------------------------------|------|
| 泥水に飲み込まれ流されたが、助かった                                               | 1    |
| 土砂に押し倒されて泥まみれとなった                                                | 1    |
| 泥水につかり身動きがままならなかったが、やっとの思いで逃げた                                   | 1    |
| 立ちすくんで逃げるのができなかったが、たまたま自分の前で土砂が止まって命拾いした                         | 1    |
| 最初の泥流に胸までつかった。対岸へ逃げていたとき土石流が発生したが、上流の太木に流木や土砂がたまり、土石流の方向が変わり助かった | 1    |
| 計                                                                | 5    |

\*) 回答者数 5名

土石流発生時に災害箇所へ居合わせた23名のうち、22名が土石流発生の前兆現象と考えられる現象を見聞きしたと回答している（表－6）。これによると、溪流・水路の流水の状況変化に関するものが多く、多くの方々が、豪雨の中、溪流・水路の状況に目を向けていたことが分かる。裏山から水が出ていた、ゴーという地なり・雷のような音を聞いた、メリメリ・バリバリと木が裂ける音がした、というような現象を見聞きした人もいた。しかし、以上のような土石流発生の前兆現象としてよく知られている現象をもとにして避難した人はいなかった。

表－6 土石流発生の前兆現象

| 回答項目                            | 回答数* | 区 分        | 小計          |
|---------------------------------|------|------------|-------------|
| 溪流・水路で「ゴロ・ゴロ、ガタガタ」という音を聞いた      | 4    | 溪流・水路の音・状況 | 18<br>(58%) |
| 溪流・水路から泥水が溢れた                   | 7    |            |             |
| 溪流・水路の水かさが急に増した                 | 1    |            |             |
| 溪流・水路の水かさが減った                   | 1    |            |             |
| 溪流・水路に流木が流れていた                  | 1    |            |             |
| 溪流・水路の泥水の濁りが激しくなった              | 2    |            |             |
| 溪流・水路の護岸が崩れた                    | 1    |            |             |
| 溪流で泥流が2回でた。<br>(2回目の泥流が一段と濃かった) | 1    |            |             |
| 他の溪流の土石流発生を見た                   | 3    | 他溪流の状況     | 3<br>(10%)  |
| 山腹斜面で崩壊が生じた                     | 2    | 山腹斜面       | 3           |
| 裏山から水が出ていた                      | 1    | 裏山の状況      | (10%)       |
| 「ゴー」という地なり、雷のような音を聞いた           | 3    | 周囲の音       | 6<br>(19%)  |
| メリメリ、バリバリと木が裂ける音がした             | 3    |            |             |
| 猫があばれた                          | 1    | その他        | 1<br>(3%)   |
| 計                               | 31   |            |             |

\*) 回答者数22名、複数回答あり

3. 6 電話の使用

聞き取り対象者24名のうち9名が、土石流発生前後に行政機関（消防署・警察署・市役所）や家族へ電話連絡を行ったと回答している。9名のうち4

名が「行政機関に電話をかけたが話し中で通じなかった」、2名が「行政機関に電話をかけようとしたが、停電のため電話が使えなかった」と回答していることから、豪雨による土砂災害時には行政機関への電話連絡が困難になるということと、電話の使用自体が不能になりやすいということが分かる。

また、9名のうち2名が携帯電話を使用したと回答している。この2名のうち1名は「停電のため電話が使用できず、携帯電話で親類に電話をかけた」、もう1名は「緊急的に避難した屋外の場合から携帯電話で消防署に電話をかけた」と回答している。このように、携帯電話は非常時の連絡手段として有効である。なお、以上の回答では、電話が使用できなかった原因を停電のためであるとしているが、実際は電柱の倒壊による電話線自体の断線が原因であると考えられる。

#### 4. まとめと考察

1999年6月29日の土砂災害発生時に被災箇所に住居させた住民24名からの聞き取り調査の結果から明らかになった事項について以下に示す。

(1)聞き取り対象者のうち、多くの方々が土石流発生直前に逃げるような状況にあり、土砂に飲み込まれた方もおり、極めて危険な状態であった。聞き取り対象者は、豪雨の中、溪流・水路の状況に気を配り、溢水による家屋や車の浸水を防止するための行動を取っており、土石流が発生するという事まで考えが及んでいない。このため、土石流危険溪流に住む住民に対しては、豪雨時には土石流が発生する危険性があるということを、しっかりと認識させる必要がある。

(2)携帯電話を使用して家族と連絡を取った例もあるように、携帯電話は、土砂災害発生箇所における電話線断線の影響を受けず、また電波の届く範囲であればどこからでも使用できるため、災害発生時には有効な連絡手段となる。しかし、広域的に発生する土砂災害時の行政機関への電話連絡に関しては、

通報が集中するため通じにくいということと、仮に通じたとしても受け手側である行政機関の対応に限界があるということを認識しておく必要がある。

以上を踏まえ、土砂災害の被害を防止・軽減するための有効な広報のあり方について記す。

(1)近年、都道府県・市町村から土砂災害危険箇所に住む住民に対して、土砂災害の危険性を周知するために、土砂災害危険区域図の配布や、ダイレクトメールの送付が行われるようになってきた。

土砂災害発生時に、住民が的確な行動を取ることができるか否かは、予め自分が危険な箇所に住んでいるということと、どのような現象が発生するののかということを知っているかどうかが大きく影響するものと考えられる。これより、上記手法による住民への周知がさらに行われることが望まれる。

(2)テレビ・ラジオの気象情報では、従来は河川の増水のための注意の喚起がなされていたが、近年では土砂災害の危険性についての喚起もされるようになってきた。しかし言葉による喚起のみでは、土砂災害の危険性が実感されにくいと考えられる。

住民の方々に実際の行動を促すには、土石流・がけ崩れの土砂移動の状況や家屋が被災する状況を映像で見せることで危険性を実感させることが効果的であると考えられる。この方策の1つには、土砂災害危険箇所の住民に対して土砂災害に関するビデオテープを配布するということが考えられる。

さらに土砂災害の危険性をより広く効果的に周知するためにはテレビの特集番組等が多く放映されることが望まれる。ただし、特集番組等を積極的に見る方々はもともと土砂災害等の防災問題に関心があるものと考えられる。無関心層への周知には、選択の余地なしに人の目に触れ得るメディアであるテレビCM等の活用が有効であると考えられる。

最後に、土砂災害による被災を受けてから1週間という間もない時期に、聞き取り調査に協力していただいた方々に対し深謝の意を表します。

## 1. まえがき

現在、ロックシェットには、比較的大きな落石荷重に対応できるものとして、PC 製ロックシェットと RC 製ロックシェットの 2 種類のものがある。PC 製ロックシェットは、施工性に優れているがじん性にやや難があり、一方の RC 製ロックシェットは、じん性に富んでいるが施工性にやや難があると言われている。このため、両者の長所を取り入れ、施工性および耐衝撃性に優れ、じん性を高めた PC 製ロックシェットを開発し、その設計法を確立することが重要であると考えられる。このような考え方にもとづき、これまでに、主梁の PC 鋼材量と鉄筋量のバランスに関する検討<sup>1)</sup>、主梁のじん性改善に関する検討<sup>2)</sup>、接合部に関する検討<sup>3)</sup>等を行ってきた。その結果、耐衝撃性に優れた主梁の PC 鋼材量と鉄筋量の比率や、接合部の剛接化による効果などが確認できた。

現行のロックシェットの設計は、落石対策便覧<sup>4)</sup>にもとづき、落石による衝撃力を等価な静的荷重に置き換えて、許容応力度設計により行われることが一般的である。他方、近年の研究では、エネルギー法によりロックシェットの安全性をより合理的に評価する方法が提案されている<sup>5)</sup>。これによれば、静的な弾塑性解析を行い、ロックシェットの変形エネルギーを求め、ロックシェットの曲げ破壊に対する耐衝撃性を評価することが可能であると考えられる。

## 2. 目的

本研究では、ロックシェットの曲げ破壊に対する耐衝撃性について、エネルギー法により推定する手法の適用性を明らかにすることを目的とする。これは、ロックシェットをより合理的に設計する

ための基礎資料となるものと考えられる。

## 3. 方法

エネルギー法によるロックシェットの耐衝撃性の照査とは、落石により構造物に作用するエネルギーと構造物が吸収するエネルギーとの大小関係により、構造物の安全性を判断するものである。

現在提案されている、エネルギー法にもとづく終局曲げ強度に対するロックシェットの安全性照査方法<sup>5)</sup>によれば、ロックシェットに落石が衝突し、ロックシェット頂板に作用するエネルギー  $E_s$  は、落石位置エネルギーのうち落石の衝突によってロックシェットに伝達されるエネルギーと、梁の変形によって変化する頂板と落石の位置エネルギーとの和で次式により表される。

$$E_s = \alpha M g H + (m + M) g \delta \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、

$\alpha$  : 落石からロックシェットへのエネルギー伝達率(完全塑性衝突と仮定した場合、 $=1/(1+m/M)$ )

$M$  : 落石質量(t)、 $H$  : 落石落下高さ(m)、

$m$  : ロックシェットの有効質量(t)、

$\delta$  : ロックシェットのたわみ(m)、

また、破壊状態までのロックシェットの変形エネルギー(耐え得るエネルギー)  $E_U$  は、静的載荷における荷重-変位曲線によって求められるとすれば次式で表される。

$$E_U = \int_0^{\delta_U} P d\delta \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、 $P$  : 荷重(kN)、 $\delta_U$  : 最大たわみ(m)

従ってロックシェットは、式(1)で  $\delta = \delta_U$  とおいたとき、 $E_s \geq E_U$  の場合に曲げ破壊する。ロックシェットが安全となる条件は以下のようになる。

$$E_u > E_s \quad \dots \dots \dots (3)$$

式(1)～(3)を落石の位置エネルギーについて整理すると

$$MgH < \frac{1}{\alpha} (E_u - (m+M)g\delta_u) \quad \dots \dots \dots (4)$$

で表される。

以上の式の適用性を評価するために静的載荷実験及び単発衝撃載荷実験を行った。

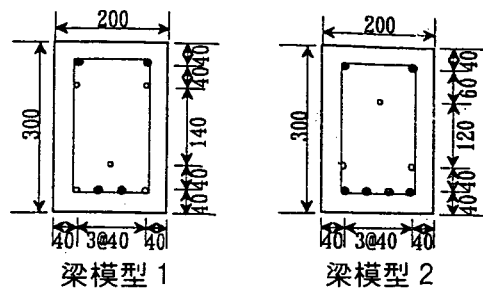
## 4. 研究結果

### 4. 1 梁模型

実験に使用した模型は、現行のPC主梁とほぼ同じPC鋼材量と鉄筋量の比率を有するプレストレッシング度(PC鋼材による曲げ破壊耐力と、全引張鋼材による曲げ破壊耐力との比のこと)84.70%の梁模型1(図-1、左)と、現行のPC-T型断面で施工上配置可能な最大鉄筋量に近いプレストレッシング度62.40%の梁模型2(図-1、右)の2種類である。梁模型の設計は、設計落石荷重を63.1kNとし、表-1のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

静的載荷実験より得られた荷重-変位関係及び解析により求めた荷重-変位関係を図-2に示す。

図-2によれば、実験に比べ解析結果の方がPC鋼材破断時の荷重がやや低く、たわみは若干大きい、概ねシミュレートできていると思われる。実験では、鉄筋が破断する箇所まで載荷を行っていないので、ここでは模型の鉄筋破断状態までシミュレートできている解析結果を用いて $E_u$ 、 $\delta_u$ を求め、エネルギー法により梁の耐え得るエネルギーを算出した。



・ 鉄筋 ○ PC鋼材 (単位 mm)

図-1 梁模型断面形状

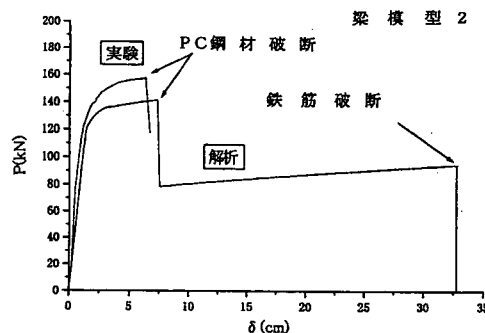


図-2 静的載荷実験結果と解析結果



写真-1 梁中央部の破壊状況

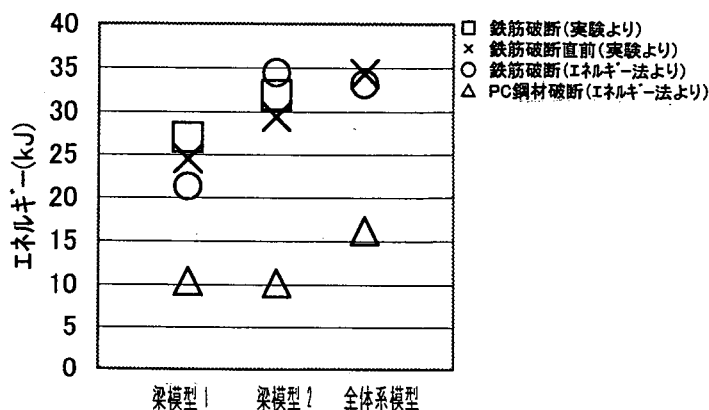


図-3 設計条件と各種破断位置  
エネルギーとの関係

表-1 梁模型の断面諸元

|                   | 落石時許容応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 設計材料強度(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------------|------------------------------|----------------------------|
| コンクリート            | 26.5(許容応力度割増係数 1.5)          | 58.8                       |
| 鉄筋(SD295A)        | 265.0(許容応力度割増係数 1.5)         | 294.0                      |
| PC鋼材(SWPR7A-φ9.3) | 1,323.0(降伏点の90%)             | 2940.0                     |

次に、模型が破壊する重錘位置エネルギーを実験的に求めるため、鋼製重錘を模型に1度だけ載荷する単発衝撃載荷実験を行った。実際のロックシェッドに作用する落石現象もこれに近いものと思われる。ここでは、重錘質量1t時に、梁模型1ではPC鋼材、鉄筋とも落下高さ2.75m、梁模型2では落下高さ3.25mで破断に至った。写真-1に模型の梁中央部の破壊状況を示す。

図-3は、単発衝撃載荷実験より得られる破断直前と破断時の重錘位置エネルギー(「□、×」)とエネルギー法より得られる梁の耐え得るエネルギー(「○」)との関係と比較して示したものである(参考までにPC鋼材破断時のエネルギーも記した「△」)。これより、梁模型1における鉄筋破断直前の重錘位置エネルギーは24.5kJ、同じく破断時は27.0kJである。解析で得られたロックシェッドの耐え得るエネルギーは、これらよりやや小さい21.3kJであった。一方、梁模型2では、実験における鉄筋破断直前の重錘位置エネルギーは29.4kJ、同じく破断時は31.9kJである。解析で得られたロックシェッドの耐え得るエネルギーは、これら鉄筋破断前後よりも若干大きめのエネルギー34.4kJを示した。

これらの梁模型の結果から、模型が破壊する時の梁の耐え得るエネルギーはエネルギー法によって概ね推定できると言える。

#### 4.2 全体系模型

じん性を高めたPCロックシェッドの1/4縮尺模型の全体系模型(1剛接2ヒンジ逆L形構造)を使用した実験を行い、梁模型と同様にエネルギー

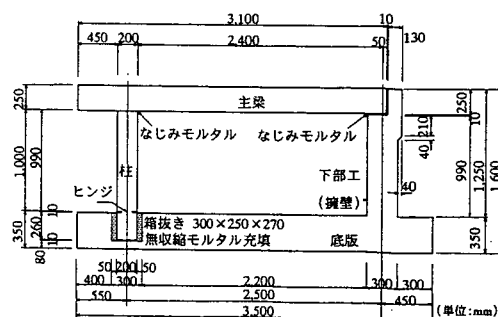


図-4 全体系模型形状寸法

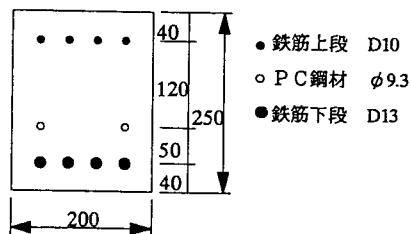


図-5 全体系模型主梁断面性状

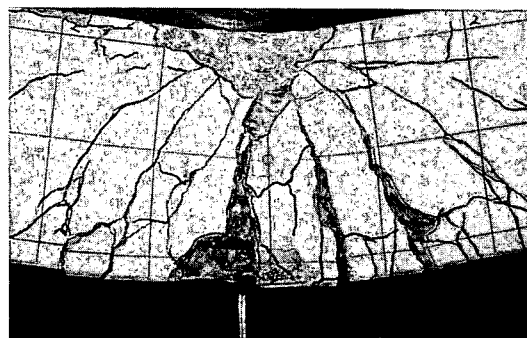


写真-2 全体系模型の梁中央部の破壊状況  
(落下高さ 3.25m)

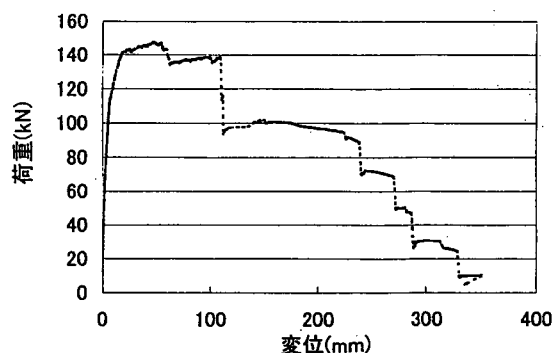


図-6 全体系模型の静的載荷実験結果

表-2 全体系模型の断面諸元

|                   | 落石時許容応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 設計材料強度(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------------|------------------------------|----------------------------|
| コンクリート            | 27.9(許容応力度割増係数の1.5倍)         | 58.8                       |
| 鉄筋(SD295A)        | 265.0(許容応力度割増係数の1.5倍)        | 294.0                      |
| PC鋼材(SWPR7A-φ9.3) | 1,550.0(降伏点の90%)             | 1,720.0                    |

法により検討した。模型形状寸法を図-4に示す。主梁部材、山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底板を設けたもので、道路軸方向は桁一本分を模型化した。主梁と柱部の接合はコンクリート付着を考慮しないアンボンド PC 鋼材で接合した。柱部と底板及び主梁と擁壁の接合はヒンジとした 1 剛接 2 ヒンジ PC 逆 L 形で、主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラベットを補強したものである。主梁はプレテンション PC 梁で初期プレストレス量は 41.2kN で、プレストレッシング度は 52.2% である。供試体の設計は、設計落石荷重を 63.1kN とし、表-2 のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

全体系の模型主梁断面図を図-5に示す。模型への荷重位置は、主梁中央とした。

この静的荷重実験結果の荷重-変位関係（図-6）から  $E_I$ 、 $\delta_I$  を求め、エネルギー法により全体系模型の耐え得るエネルギーを算出した。

全体系模型の単発衝撃荷重実験では、重錘質量 1t で落下高さ 3.5m のとき（重錘位置エネルギーは 34.3kJ）模型は鋼材破断には至らなかったが、供試体上部のコンクリート圧壊、下部の鋼材露出などから判断し、ほぼ破壊寸前と思われる状態となった。写真-2 に模型の梁中央部の破壊状況を示す。

図-3 に示すように、解析で得られたロックシェットの耐え得るエネルギーは、これらよりやや小さい 33.1kJ であった。衝撃荷重実験では、鋼材は破断していないが、損傷の著しいことを考慮すると、エネルギー法によって、全体系模型においてもその限界状態をある程度評価できることがわかる。

以上より、ロックシェットの変形エネルギーが精度良く推定されれば、エネルギー法により曲げ破壊に対する耐衝撃性を評価することが可能であることがわかる。

## 5. まとめ

梁模型、全体系模型を用いて、単発衝撃荷重実験を行い、曲げ破壊に対する模型の耐え得るエネルギーを求め、エネルギー法にもとづく解析結果と比較した。その結果、エネルギー法にもとづき求めた、模型が破壊する際の落石の位置エネルギーは、梁模型、全体系模型とも単発衝撃荷重実験結果より得られたエネルギーと概ね良好な対応を示すことがわかった。ロックシェットの変形エネルギーが精度良く推定されれば、エネルギー法にもとづき、曲げ破壊に対する耐衝撃性の評価が可能であると考えられる。

今後は、せん断破壊など他の破壊形態に対する照査方法を検討し、ロックシェットのより合理的な耐衝撃設計法をとりまとめていくことが重要と考えられる。

なお、この実験は土木研究所、防衛大学校、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われたものである。

## 参考文献

- 1) 佐藤弘史, 今野久志, 長尾彰洋: PC 鋼材量および鉄筋量の割合を変化させた PRC 梁の衝撃実験について, 土木学会第 49 回年次学術講演会, 平成 6 年 9 月
- 2) 建設省土木研究所: PRC 製ロックシェットの設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第 148 号, 平成 8 年 3 月
- 3) 佐藤弘史, 今野久志, 長尾彰洋: ロックシェットの接合に関する衝撃荷重実験, 土木学会第 50 回年次学術講演会, 平成 7 年 9 月
- 4) 日本道路協会: 落石対策便覧, 平成 12 年 3 月
- 5) 土木学会: 構造物の衝撃挙動と設計法, 構造工学シリーズ 6, 平成 6 年 1 月

## 1. はじめに

構造物の耐震設計を合理的に行うためには、計画地点において将来生じる可能性がある地震動をもとに設計地震動を設定することが望ましい。地震動はそのもととなる地震の特性に大きく影響を受けるが、複雑な地震環境下にある我が国では、場所によって異なる特性をもつ地震が発生する。したがって、ある計画地点における設計地震動を設定する場合には、その周辺で発生する可能性がある地震の特性を考慮する必要がある。

従来、設計地震動の設定には、地震動の距離減衰式が使用されることが多かった。距離減衰式は、地震規模と震源距離あるいは震央距離から、最大加速度等の地震動特性を推定する簡便かつ精度の良い手法である。反面、距離減衰式は多数の地点で観測された強震記録をもとにした経験式であるため、一つ一つ異なる地震の特性を十分に考慮することは困難である。

一方、地震学の分野では、断層の運動をモデル化した断層モデルを用いて地震動の推定を行うための研究が行われてきている。この断層モデルを用いる手法では、個々の断層の特性を直接的に考慮した地震動の推定が可能であることから、上述のような合理的な設計地震動の設定への活用が期待できる。

このような背景を踏まえ、平成10年度から重点研究プロジェクト「耐震設計の体系化に関する研究」の一環として、断層モデルを用いた手法による設計地震動の合理的な設定法の開発を目的とした研究課題が実施されている。この研究課題は、断層モデルを用いた地震動推定手法の高度化・実用化を図るとともに、推定される地震動とその推定精度から総合

的に判断して設計地震動を設定する方法を開発することを目的としたものである。

本稿では、この研究課題で実施中の研究内容の一部として、東京湾口部を対象とした設計地震動の設定に関する検討結果について紹介する。

## 2. 断層モデルを用いた地震動の推定手法

地震動はその発生源である断層の特性に強い影響を受ける。そのため、地震動を精度良く推定するには、地震の規模だけでなく、個々の断層の位置や大きさ、それがどこからどのように破壊していくのかといった断層の破壊過程まで考慮する必要がある。

このような断層運動を数値的に表現したものを断層モデルという。断層モデルでは、一般に断層面を図-1のように長方形と仮定し、くい違い量や破壊速度等を数値で与えることによってモデル化する。断層を小断層に分割し、小断層ごとに破壊開始時刻やくい違いの時間変化を与えることによって、現実に近い破壊過程をモデル化することも行われている。このような断層モデルに従って各小断層から発生する地震動を重ね合わせることにより、個々の断層の特性を精度良く取り入れた地震動の推定を行うことができる。

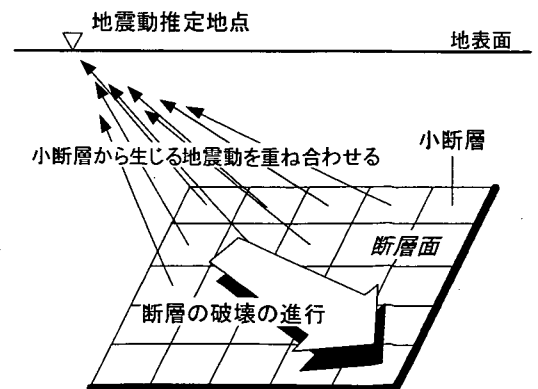


図-1 断層モデルを用いた地震動の推定

ここでは、比較的必要なデータが少なく任意の地点に適用できる手法として、統計的グリーン関数法を用いる。この手法は、過去に得られた強震記録の統計解析から、その統計的性質に適合する小地震の地震動（統計的グリーン関数）を人工的に作成し、それを断層モデルに従って重ね合わせることにより大地震の地震動を推定するものである。

### 3. 東京湾口部で発生する地震

本稿では、東京湾口部の観音崎地点を対象とした設計地震動について検討を行う。その際、上述のように、観音崎地点の周辺で発生する可能性がある地震を把握し、その特性を十分に考慮する必要がある。

図-2 は東京湾口部周辺で発生した主な地震（気象庁マグニチュード  $M_J \geq 6.5$ ）の震央位置と活断層の分布を示したものである。震央位置を示した地震の中では1923年関東地震（ $M_J = 7.9$ ）が最も規模が大きく、その断層面は観音崎地点の直下にも広がっている（図-3）。一方、図-2 に示した活断層の中では、立川断層、鴨川地溝帯北断層、丹那断層帯に起因して発生する地震の規模が最も大きいと考えられており、そのマグニチュードは  $M_J = 7.3$  である<sup>1)</sup>。

このように、観音崎地点の周辺で発生する地震の中で最も規模が大きい地震は、1923年関東地震と同

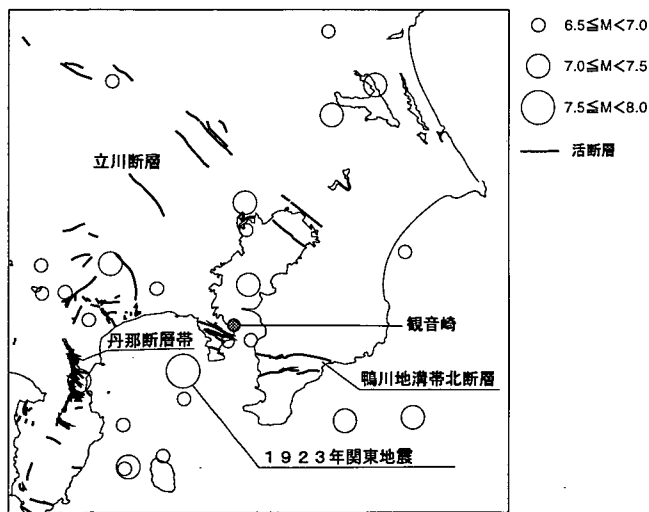


図-2 東京湾口部周辺で発生した主な地震( $M_J \geq 6.5$ )の震央位置と活断層の分布

じタイプの地震であると考えられる。また、東京湾口部では、1923年関東地震と同程度の規模をもつ地震が歴史時代にも繰り返し発生しており、将来にわたっても同様に繰り返し発生するものと予想されている<sup>2)</sup>。

以上のことから、本稿では1923年関東地震の再来を観音崎地点に最も影響の大きい地震として選択し、その地震を想定した地震動の推定と設計地震動の設定について検討する。

### 4. 1923年関東地震による地震動の推定

ここではまず、1923年関東地震の際の観音崎地点における地震動を推定してみる。この地震の断層モデルとしては、これまで多くのモデルが提案されているが、ここでは測地学的データと遠地の地震記録から逆解析で求められたもの<sup>3)</sup>を用いる。このモデルでは、断層の長さ方向（東西方向）に10、幅方向（南北方向）に7の合計70の小断層におけるくい違い量が求められている。

図-3 にこの断層モデル全体及び小断層におけるくい違い量を示すが、断層面は長さ130[km]、幅70[km]、北北東落ちに傾斜角25度で傾斜しており、破壊は震

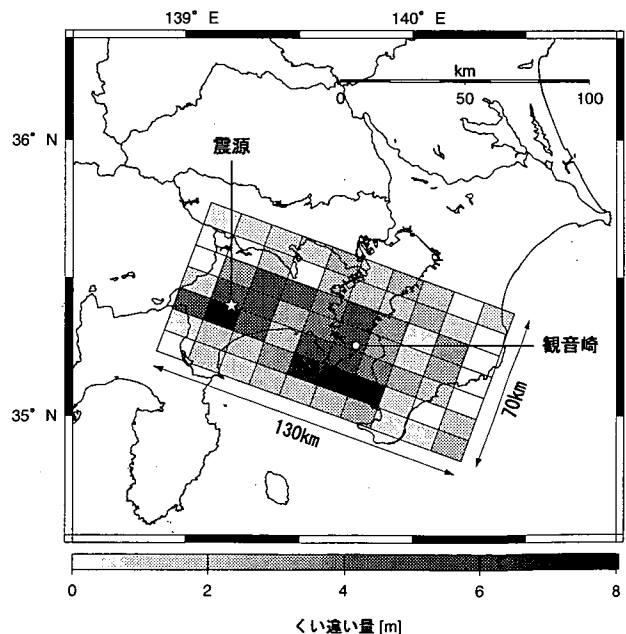


図-3 1923年関東地震の断層モデル

源（図中の☆）から  $3[\text{km/s}]$  の速度で同心円状に広がるとしている。また、断層面全体の平均くい違い量は  $2.4[\text{m}]$  であるが、大きいところでは約  $7[\text{m}]$  のくい違い量となっている。

この断層モデルをもとに、2. で述べた地震動推定手法を用いて観音崎地点における地震動を推定した結果を図-4 と図-5 に示す。ここで推定された地震動はいわゆる工学的基盤面に相当する地盤上でのものである。図-4 は時刻歴波形を計算したものであるが、最大加速度は  $800[\text{cm/s}^2]$  程度となっている。また、図-5 には加速度応答スペクトル（減衰定数  $h=0.05$ ）を示すが、特に短周期では非常に大きな加速度応答を示している。

## 5. 震源特性の不確定性による変動

構造物の設計地震動は、計画地点において将来生じる可能性がある地震動に基づいて設定されるべきであり、過去に発生した地震による地震動を推定するだけでは不十分である。しかし、将来発生する地震がどのような震源特性を有しているのかを完全に予測することは困難であるため、予測できないパラ

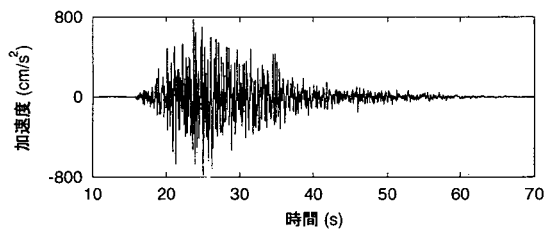


図-4 観音崎地点における地震動の推定結果

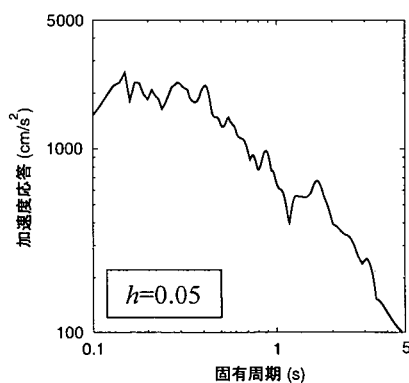


図-5 推定した地震動の加速度応答スペクトル

メータについては種々のパターンを想定した断層モデルを設定し、それらの断層モデルを用いた場合の推定地震動の変動を把握しておく必要がある。

ここでは、断層面の位置や大きさは図-3 に示したものと同一として、震源位置とアスペリティ（断層面の中でも特にくい違い量が多い領域）の位置を系統的に変更した断層モデルを設定し、推定地震動の変動について検討を行った。

### (1) 震源位置による推定地震動の変動

図-2 に●で示した震源から同心円状に破壊が進行する15ケースを想定した。ただし、くい違い量分布は関東地震のものを用いている。このときの推定地

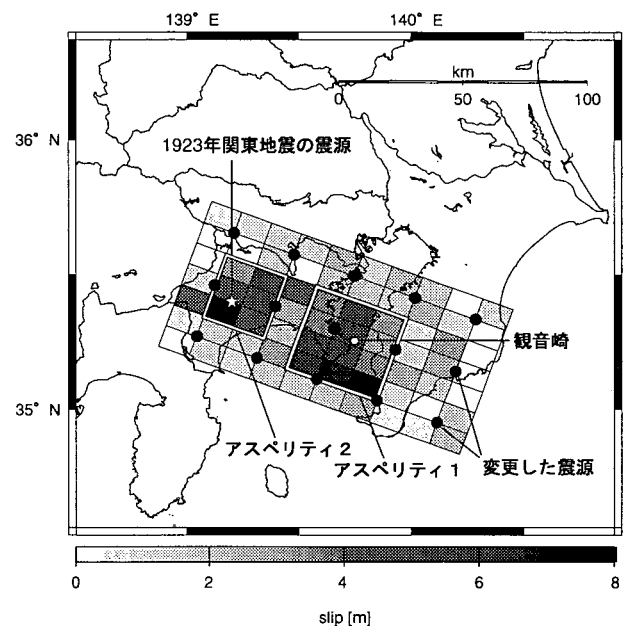


図-6 1923 年関東地震の断層モデルから抽出したアスペリティと変更した震源位置（●）

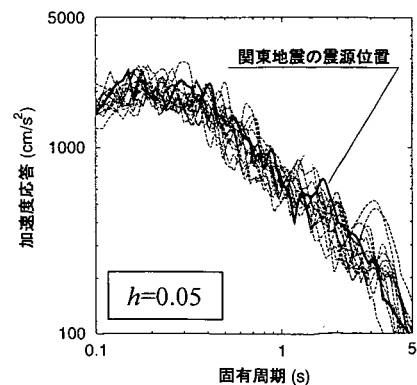


図-7 震源位置を変更した計算結果

震動の加速度応答スペクトルを示すと図-7 のようになる。この図によると、短周期側よりも長周期側の方がやや変動幅が大きいものの、同じ固有周期で比較するとその変動幅は2~3 倍程度である。また、関東地震の震源位置を用いた結果は、おおよそ15 ケースの平均程度である。

## (2) アスぺリティ位置による推定地震動の変動

各小断層によってくい違い量が異なる断層モデルから矩形のアスぺリティを抽出する手順が提案されており、図-2 にはその手順に従って抽出した矩形アスぺリティが示されている。この場合は大小2 つのアスぺリティが抽出されたため、大きい方をアスぺリティ1、小さい方をアスぺリティ2と呼ぶことにする。予備的な検討の結果、アスぺリティ1を断層幅方向（北北東-南南西方向）に移動させる影響は小さいことが明らかになったため、図-8 に示すように、アスぺリティ1の断層幅方向の位置は固定した上で、系統的にアスぺリティの位置を変化させた18 ケースを想定した。

これらのアスぺリティ分布を用い、震源を関東地震の震源位置として推定した地震動の加速度応答スペクトルを比較したものが図-9 である。この図には、関東地震の不均一なくい違い量分布を用いた結果も示してあるが、これが他の18 ケースをほぼ包絡していることが分かる。これは図-3 から明らかなように、関東地震の際に断層面上でくい違い量の大きい領域が観音崎地点の周辺に集中していたことを意味している。矩形アスぺリティを用いた18 ケースの計算結果は、同じ固有周期で比較すると2~4 倍程度の変動幅をもっている。

## 6. ま と め

以上のように、震源特性の不確定性による地震動の変動は大きなものであり、将来発生する地震を想定して地震動を評価する際には、一つの震源位置やアスぺリティ分布を想定するだけでは不十分である

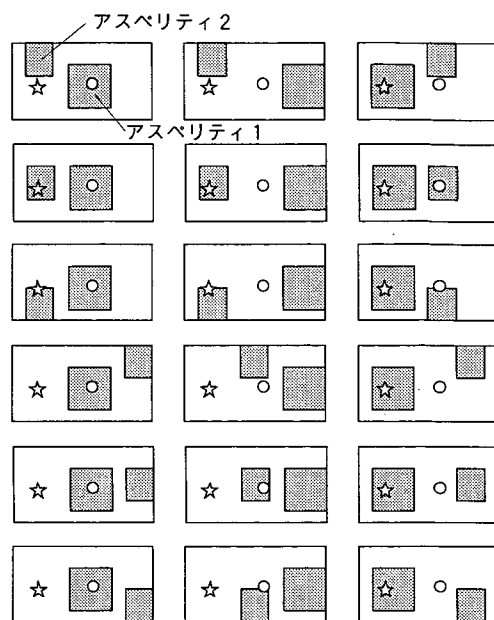


図-8 変更した矩形アスぺリティ、震源（☆）、観音崎（○）の位置

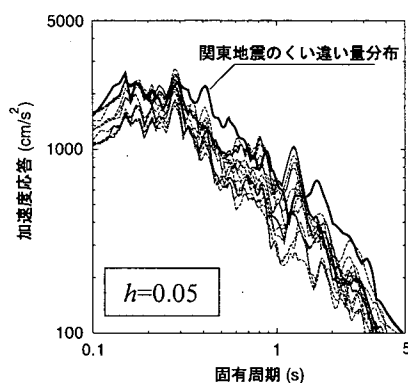


図-9 アスぺリティ位置を変更した計算結果

ことが分かる。このような変動を考慮して設計地震動を設定するためには、例えば加速度応答スペクトルの各固有周期における上限値を用いるなどの方法が考えられるが、今後さらに合理的な設計地震動の設定手法について検討していく予定である。

## 参考文献

- 1) 松田時彦：最大地震規模による日本列島の地震分帯図，地震研究所彙報，Vol. 65, pp. 289-319, 1990.
- 2) 山崎晴雄：南関東の地震テクトニクスと国府津・松田断層の活動，地学雑誌，Vol. 102, No. 4, pp. 365-373, 1993.
- 3) Wald, D. J. and Somerville, P. G.: Variable-slip rupture model of the great 1923 Kanto, Japan, earthquake: Geodetic and body-waveform analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 85, pp.159-177, 1995.

## 1. まえがき

地すべりの移動量の計測は、地すべり調査において最も基本的な計測項目である。これまで主に伸縮計や移動杭測量によって移動量が計測されているが、伸縮計では広範囲の計測が難しく、また移動杭測量ではリアルタイムの計測が難しいことが問題である。

近年、新しいセンサとして光ファイバが注目を集めており、特にブリルアン散乱光によるひずみ計測(B-OTDR: Brillouin Optical Time Domain Reflectometer)は、リアルタイムかつ広範囲のひずみ計測が可能であることから、各種の構造物、河川堤防など、多分野でのモニタリングに応用されはじめている。当研究室でもこの技術を採用し、地すべり地の表層に埋設した光ファイバによって、リアルタイムかつ広範囲に地すべり変位を計測する技術の開発を行っている。

光ファイバによるひずみ計測を地すべり地へ応用する場合、従来B-OTDRが応用されてきた構造物や河川堤防と比べて、地すべり地では継続的に変位が生じ、その変位が大きい点に注意する必要がある。年間数10cmの変位が観測される地すべりもあることから、変位が大きい地すべり地に光ファイバを設置した場合、どれだけの変位に耐えられるかについての検討をしておくことが必要である。

本研究では、光ファイバを用いた地すべり移動量計測の実用化を目的として、次の2つの実験を行った。引き延ばし実験ではB-OTDRの測定精度・測定限界などの基本的項目を検証し、盛土実験では光ファイバの地中への埋設方法や地盤への追随性などを検討した。

## 2. 引き延ばし実験

### 2.1. ブリルアン散乱光によるひずみ計測

B-OTDRは、ブリルアン散乱光強度の周波数分布がひずみの大きさに応じてシフトする現象を利用する。計測対象に光ファイバを取り付け、光ファイバの片端からパルスレーザを入射し、光ファイバ内に生じたブリルアン散乱光を入射端から観測することにより、光ファイバに沿って生じているひずみを連続的に測定できる。パルスレーザの入射から散乱光が観測されるまでの時間から位置(距離)が、散乱光の周波数シフトからひずみが求まる(成瀬、1999)。

本実験で使用したB-OTDR測定装置の測定性能(公称値)は、ひずみ測定精度 $\pm 0.01\%$ 、距離分解能1m、ひずみ測定範囲3%、測定可能距離10kmである(安藤電気株式会社, 2000)。

光ファイバを地中に埋設する場合には、地中での断線を防ぐために光ファイバの保護が必要である。加工をせずにそのまま地中に埋設できることが望ましいため、本実験では保護管に入った張力付与型シングルモード光ファイバを使用した。外径2mmのステンレス管に通した光ファイバに張力を付与し、約0.1%のひずみを生じさせて、1m毎にかしめでステンレス管に固定してある。

### 2.2. 実験方法

実験に用いる光ファイバは、ステンレスの保護管に1mおきのかしめで固定してあるため、保護管にかかったひずみは、1mおきのかしめを通して間接的に光ファイバに伝達される。そこで、B-OTDRによるひずみ測定精度、距離分解能、ひずみ測定範囲などの基本的特性を確認することを目的として、図1に示す装置で実験を行った。

光ファイバを2ヶ所で実験装置に固定し、ダイ

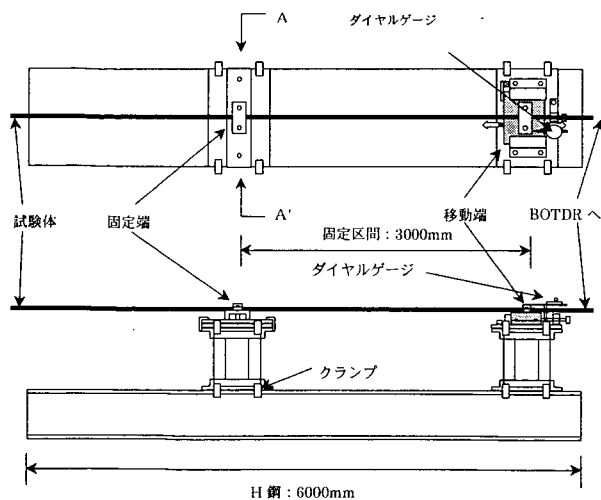


図1 引き延ばし実験装置

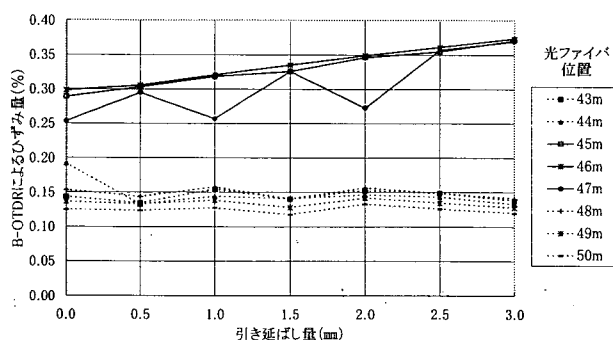


図2 引き延ばし量とひずみ (固定区間 3m)

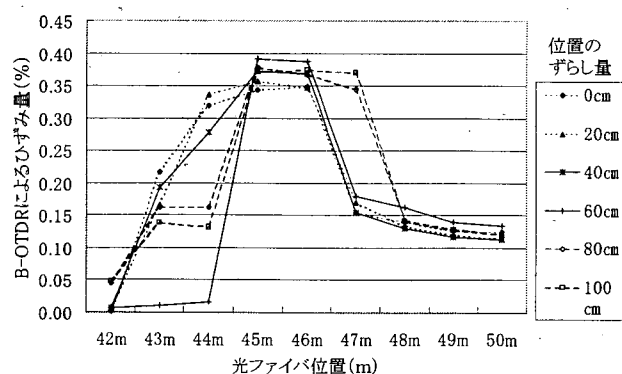


図3 位置の確定精度 (固定区間 3m)

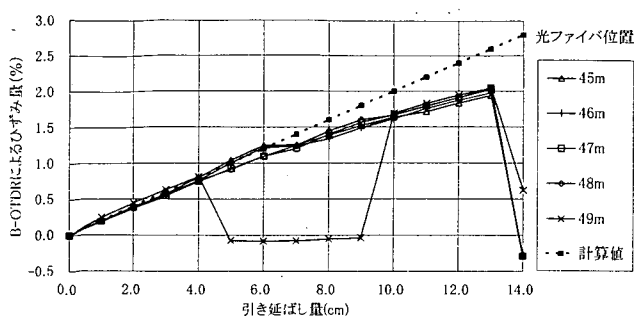


図4 測定限界試験 (固定区間 5m)

アルゲージで変位を管理しながら一方の固定部を移動させて、光ファイバに段階的に伸びを与える。このときの光ファイバに生じるひずみ量をB-OTDRで計測した。固定間隔3mで最大引き延ばし量3mm (ピッチ0.5mm)、固定間隔5mで最大引き延ばし量5mm (ピッチ1mm) として行った。それぞれ、ひずみを与える固定区間を光ファイバに対して10cmピッチで最大1mまでずらし、位置の確定精度を求めた。また、光ファイバの強度特性を確認するため、破断または計測不能に至るまでのひずみ量も計測した。

## 2.3. 結果

固定間隔3mのケースでの、引き延ばし量とひずみの関係を図2に示す。張力付与型の光ファイバのため、引き延ばし量が0mmでも約0.1%のひずみが生じている。45～47m区間が段階的に引き延ばした区間であり、固定時に約0.15%の張力をかけている。引き延ばした結果、ほぼ直線的にひずみが増加している。それ以外の区間の計測値は一定になるはずであるが、ややバラツキが認められる。バラツキの範囲が±0.01%にほぼ収まっており、ひずみ測定精度は±0.01%といえる。

ひずみを与える固定区間を10cmずつ移動させて計測した結果を図3に示す (グラフは20cmずつの値)。100cmずらしたときに、計測値も1mずれており、1mの距離分解能をもつことが確認できた。

破断または計測不能に至るまで、光ファイバセンサにひずみを与えた結果を図4に示す。ひずみが2.0%を超えた時点で、破断してはいないが、計測不能になった。

## 3. 盛土実験

### 3.1. 実験方法

BOTDRによる地すべり移動量計測のための基礎的実験として、地中に埋設した光ファイバの地盤への追随性、強度、計測特性、埋設深度、埋戻し

材料、固定方法について検討するために、図5に示す装置で実験を行った。

長さ約10mの台形形状の盛土の中央部に幅1.8mの鉄板を埋め込み、その上に光ファイバセンサを埋設した。この鉄板を段階的に移動させ、地す

べりによる地表面の動きを想定したせん断力を盛土に強制的に加えた。盛土の高さを30cmと60cmの2種類、盛土材を山砂と碎石の2種類、光ファイバの固定方法を3種類用意し、これらを組み合わせて実験を実施した。光ファイバに生じたひずみ量と分布をB-OTDRで計測し、地中変位、天端の変位との比較を行った。B-OTDR測定器、光ファイバの仕様は引き延ばし実験と同じである。

### 3.2. 結果

盛土実験の結果の例を図6に示す。盛土高60cm（光ファイバの埋設深度は50cm）、盛土材は碎石と山砂の半々とした。固定方法は、4cm×13cmの鉄板2枚で光ファイバを挟み込んでネジ留めし、盛土材に対してある程度の抵抗を持たせて固定したものである（半固定）。盛土の下部に設置した鉄

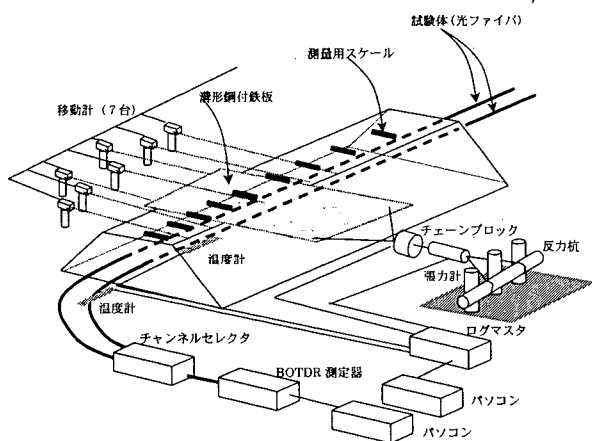


図5 盛土実験装置

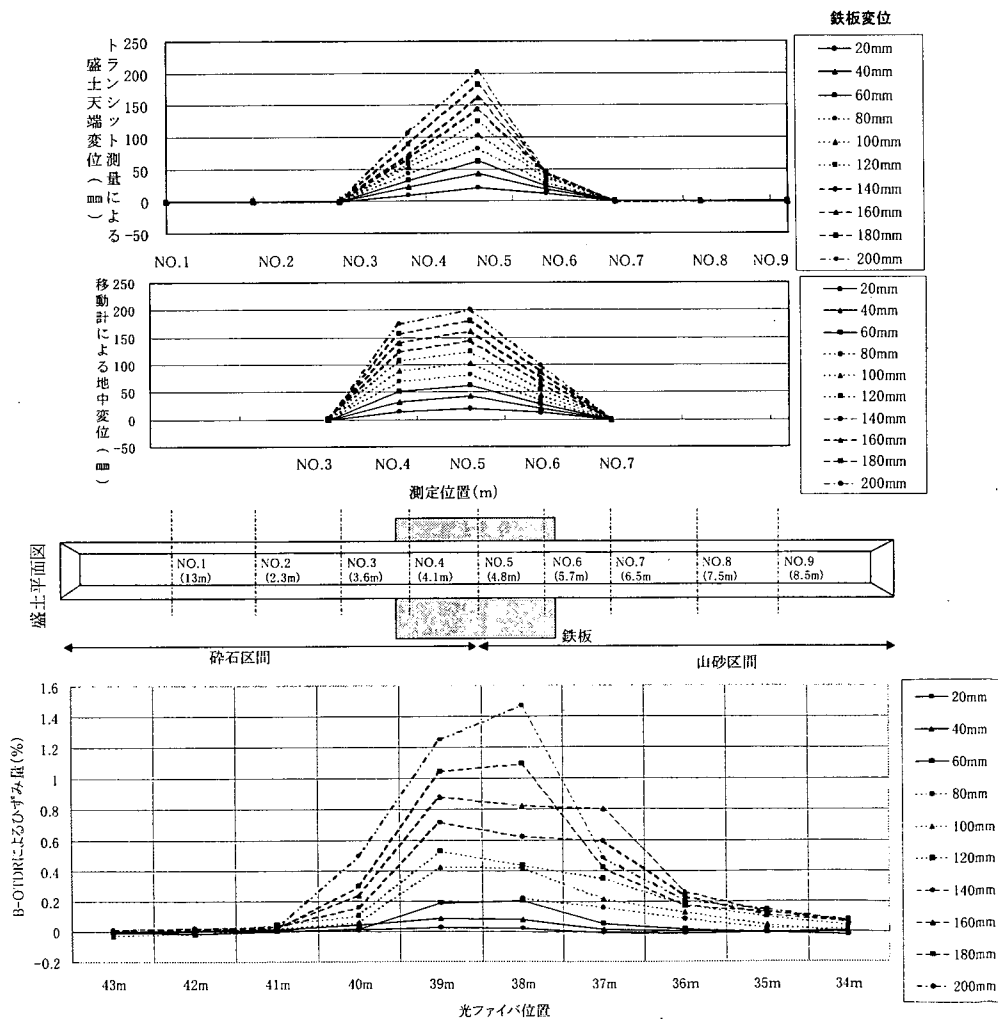


図6 盛土実験結果（盛土高60cm 半固定）

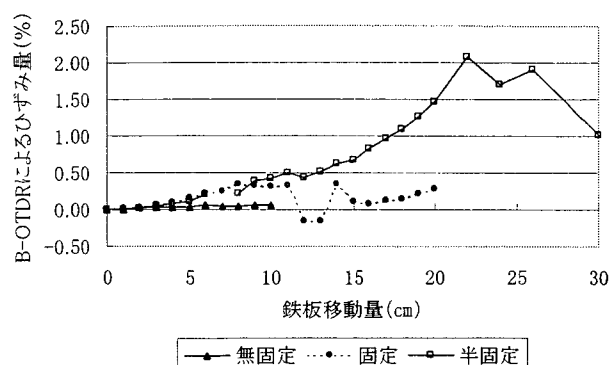


図7 固定法による違い (山砂 盛土中央部)

板を引き抜くことにより、ほぼ鉄板の幅の盛土にずれが生じた。B-OTDRでの計測結果も、盛土の変位量が増加するにつれてひずみが増加している。

図7に光ファイバの固定方法によるひずみ量の違いを示す。光ファイバ固定方法の違いにより、ひずみの計測値に違いが生じた。光ファイバを固定せずにそのまま埋設した場合(無固定)には、盛土の移動にともなって光ファイバが盛土内でずれたために、ひずみが分散されて計測値が小さくなった。また、盛土の変位の発生箇所からひずみ分散したために、ひずみ発生位置の確定精度が低下した。これに対して、ピンでほとんど動かないように固定した場合(固定)は、ひずみが分散されないために、ひずみ増加が明確に認められ、位置の確定精度も高い。しかし、盛土に大きな変位が生じた場合に、ピンで固定した部分で光ファイバが大きく屈曲して計測不能になるため、計測可能範囲が狭くなった。金具で光ファイバを固定した場合(半固定)、適度に移動が生じ、無固定と固定の中間の挙動を示す。

また、50 cmの埋設深度で、人間や小型重機程度の荷重をかけても、光ファイバセンサによる計測値には影響が生じなかった。

#### 4. まとめ

引き延ばし実験、盛土実験によって、光ファイバで地すべり移動量を計測するための基礎的事項を検討するための実験を行った。

測定精度については、ほぼ公称値の測定精度が得られた。ひずみ分解能は $\pm 0.01\%$ 、距離分解能は1m、ひずみ測定範囲2.0%程度であった。BOTDRでは、原理上約 $0.002\%/^{\circ}\text{C}$ の温度変動が生じる(安藤電気株式会社, 2000)。実際の現場に設置して通年観測を行う際には、ひずみが加わっていない区間を基準として補正するなど、温度補正を行う必要がある。

盛土実験の結果、盛土の変位の増加につれて、移動部分のひずみが増加することが確認できた。今回使用したB-OTDRとステンレス保護管の光ファイバの組み合わせによって、地すべり変位的位置と大きさが計測できると考えられる。

ひずみ計測の位置分解能を高めるためには、完全に地盤に固定することが有効である。ただし、光ファイバセンサに局所的な曲げが生じた場合には、それ以降、計測不可能となる。地すべり地のように大きな変位が予想される場合、光ファイバセンサを完全に固定せずに適度に移動できるようにすることによって、ファイバの移動によってひずみが分散し、測定可能範囲を広げることができると考えられる。現場への設置の際には、計測対象の地すべりの移動速度を考慮し、適切な固定方法を選択する必要がある。

実際の地すべり地で計測をおこなうにあたっては、適用性や長期耐久性などを検証しなければならない。本実験の結果を踏まえて、新潟試験所が地すべり地での光ファイバによる現地計測試験を行う予定である。

#### 参考文献

- 安藤電気株式会社 (2000) 光ファイバひずみ/損失アナライザ AQ8602/8602B.
- 成瀬 央 (1999) 光ファイバひずみ計測技術の土木構造物への応用. NTT 技術ジャーナル, 1999-5.

# 下水処理水のオゾン消毒とその安全性

下水道部 三次処理研究室      ○畑津十四日、鈴木 穰

## 1. まえがき

下水処理水の消毒には通常塩素処理が用いられるが、残留塩素やトリハロメタン（以下 THM とする）等の副生成物による放流先の生態系に与える影響が懸念されている。一方、脱色、脱臭、微量化学物質の分解・除去の効果を持つオゾン処理は、その強力な酸化力により微生物細胞膜系の破損や蛋白質の変性等进行を起こして微生物を不活化することから、塩素代替消毒技術として採用事例が増加している。しかし、近年、オゾン処理において生成されるアルデヒド類や臭素酸イオン等の物質が、発ガン性や変異原性等の毒性を有することが判明しており<sup>1)</sup>、水道や飲料水においてはこれらの副生成物に関する規制・監視が開始されている<sup>2),3)</sup>。

そこで本報では、下水処理水のオゾン消毒実験を実施し、消毒効果および消毒副生成物の生成特性の検討を行ったので、ここに報告する。

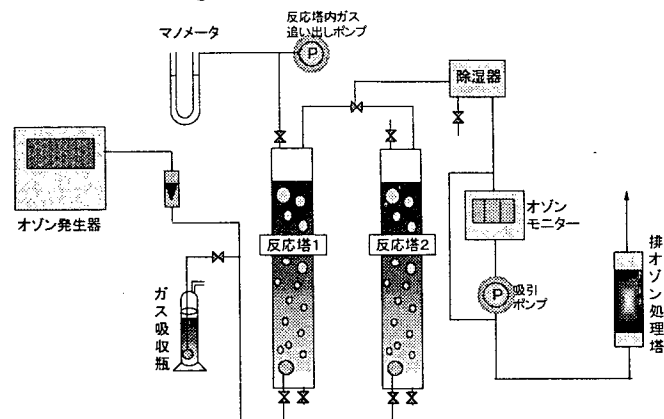
## 2. 調査内容

### 2. 1 実験方法

下水処理水の水質が消毒効果および消毒副生成物に与える影響を調べるため、アンモニア、フミン酸、海水の濃度の異なる試料を準備し、これについてオゾン消毒を行った。なお、アンモニアは硝化の進行程度の影響、フミン酸ナトリウムは有機物濃度の影響、海水は臭化物イオンによる影響を調べるものである。アンモニア性窒素濃度は 4~30mg/L、海水添加率は 5~30%、フミン酸ナトリウム添加二次処理水の TOC 濃度は 5~30mg/L とした。これらの実験原水に対して、大腸菌群生残比が 0~-5log での副生成物の生成について検討した。

実験装置は、土木研究所内に設置したオゾン小型実験装置（図-1）を用いて行った。反応塔は内径

5.6cm、高さ 60cm のガラスカラムであり、試料量は 1L とした。実験では、オゾン化空気を 0.8NL/分で曝気し、供給オゾン濃度と曝気時間を変えることにより、オゾン供給量を調整した。なお、オゾン供給量は 0~120mg/L の範囲で設定し、その際の二次処



理水におけるオゾン吸収量は 0~40mg/L であった。

図-1 オゾン小型実験装置

### 2. 2 測定項目

消毒指標微生物は大腸菌群とし、測定は m-Endo 培地によるメンブレンフィルター法とした。対象とした消毒副生成物は、THM、全有機ハロゲン化合物（以下 TOX とする）、臭素酸イオン、アルデヒド類とした。臭素酸イオンは、臭化物イオンとともにイオンクロマトグラフ分析装置により測定した。アルデヒド類は上水試験方法<sup>4)</sup>に則って測定した。また、残留塩素は DPD 法、THM はヘッドスペースガスクロマトグラフ (ECD) 法、TOX は EPA Method (1980)、供給オゾン濃度および排ガスオゾン濃度は紫外線吸収式のオゾンモニターにより測定し、水中の残留オゾン濃度は適量の処理水を 5 分間曝気処理し、気化したオゾン量を検知管により測定した。また、同時に残留オキシダント (Ozone Produced Oxidant: 以下 OPO とする) をヨウ素滴定法により測定した。他の一般的な水質項目の測定は下水試験方法<sup>5)</sup>に準拠した。

毒性評価としては、マイクロトックス急性毒性試験方法を用いた。マイクロトックスは米国 AZUR ENVIRONMENTAL 社製の簡易毒性試験であり、海洋性発光細菌（*Vibrio fischeri*）に試料を所定時間（5、15 分）暴露した場合の発光量を測定し、発光阻害量により毒性を評価するものである。

3. 結果および考察

3.1 原水水質

実験に使用した二次処理の水質を表-1 に示す。二次処理水中においても、TOX（平均値 38 μg/L）、THM（平均値 1.0 μg/L）、アルデヒド類（平均値 34 μg/L）が検出されたが、その濃度は低かった。アルデヒド類は 10 種の測定項目の内、ホルムアルデヒド、アセトアルデヒド、プロピオンアルデヒド、ブチルアルデヒド、吉草酸アルデヒドが検出され、検出率はアルキル基が多くなるにしたがって低下した。また、臭化物イオンは 0.2mg/L 程度含まれるが、臭素酸イオンは検出されなかった。

大腸菌群は、二次処理水中において平均 590CFU/mL 存在し、添加したアンモニア水、フミン酸ナトリウム溶液、海水においては 1CFU/100mL 以下であった。

3.2 消毒効果

オゾン消毒におけるオゾン吸収量と大腸菌群生残比の関係を図-2 に示す。

大腸菌群はオゾン吸収量の増加とともに減少し、オゾン吸収量が 20mg/L 程度で生残比を -4log にすることが可能であった。また、アンモニア水やフミン酸ナトリウムを添加した場合は、消毒効果が低下する傾向が見られた。

現行の下水処理場からの放流水に係る衛生学的基準は下水道法の大腸菌群 3000 個/cm<sup>3</sup> 以下であり、

二次処理水と同等、もしくは大腸菌群生残比 -1 ~ -2log で達成される。したがって本結果においては、オゾン吸収量が 5mg/L 必要となる。さらに、再利用基準（50 個/100mL）を達成するためには、大腸菌群生残比 -4 ~ -5log が必要となり、そのためにはオゾン吸収量 20mg/L 以上が必要となる。

3.3 消毒副生成物

オゾン吸収量と THM 生成量、TOX 生成量、臭素酸イオン生成量およびホルムアルデヒド生成量の関係を図-3、4、5、6 に示す。

(1) 二次処理水での副生成物

二次処理水を消毒原水とした場合、処理水 THM 濃度は原水に比較して ±0.6 μg/L、TOX は ±40 μg/L の変動が見られたが、明確な傾向は示さなかった。

一方、アルデヒド類は、オゾン供給量の増加とともに生成量が増加し、オゾン吸収量 0~40mg/L でのホルムアルデヒド最大濃度（生成量）は 70 (62) μg/L であり、水道水質指針値 80 μg/L と同程度であった。なお、アルデヒド類濃度が高くなるにしたがいホルムアルデヒド以外のアルデヒド類が多く検出された。

臭素酸イオンは、検出される場合とされない場合があるとともに、オゾン吸収量との関係が明確には

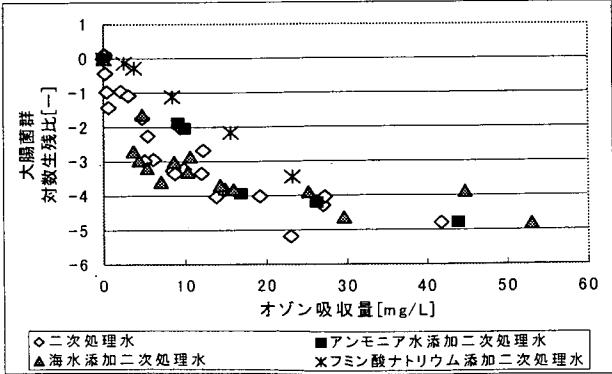


図-2 オゾン吸収量と大腸菌群生残比の関係

表-1 実験原水二次処理水の水質

|     | pH  | SS     | アルカリ度  | 全窒素    | アンモニア性窒素 | 亜硝酸性窒素 | 硝酸性窒素  | 全CODcr | 溶解性CODcr | 全TOC   | TOX    | THM    | アルデヒド類 | 大腸菌群     |
|-----|-----|--------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|----------|
|     |     | [mg/L] | [mg/L] | [mg/L] | [mg/L]   | [mg/L] | [mg/L] | [mg/L] | [mg/L]   | [mg/L] | [μg/L] | [μg/L] | [μg/L] | [CFU/mL] |
| 最大値 | 7.5 | 6.6    | 70     | 27.2   | 2.21     | 0.83   | 8.0    | 34     | 24       | 10.3   | 55     | 1.43   | 63     | 1,500    |
| 最小値 | 6.8 | 2.0    | 46     | 7.2    | 0.02     | 0.03   | 6.3    | 16     | 15       | 5.2    | 24     | 0.48   | 19     | 200      |
| 平均値 | 7.2 | 5.3    | 60     | 14.1   | 0.48     | 0.19   | 7.2    | 24     | 18       | 7.2    | 38     | 1.00   | 34     | 590      |

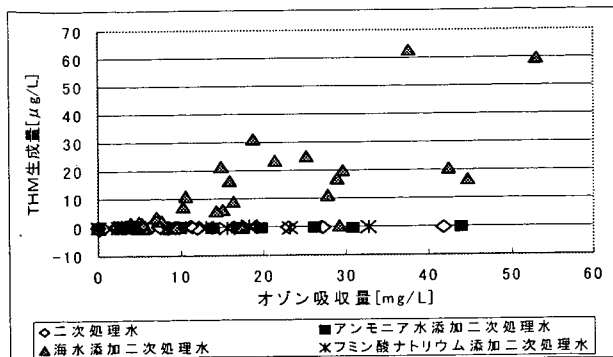


図-3 オゾン吸収量と THM 生成量の関係

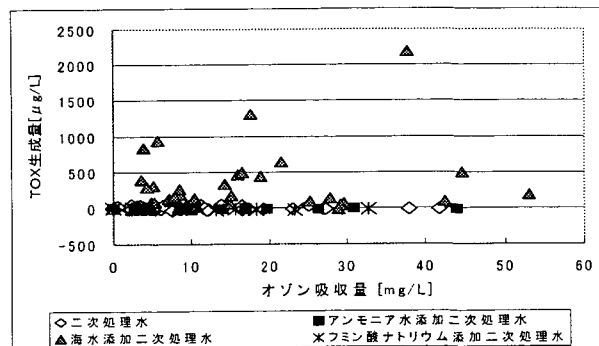


図-4 オゾン吸収量と TOX 生成量の関係

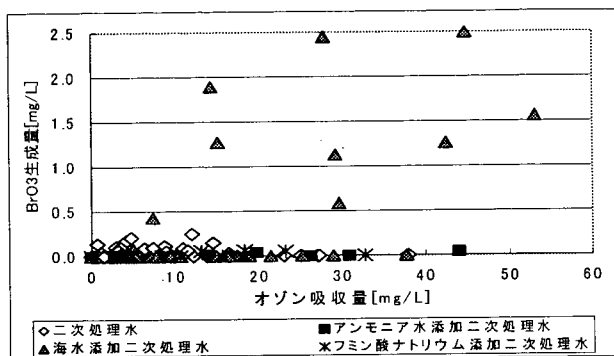


図-5 オゾン吸収量と臭素酸生成量の関係

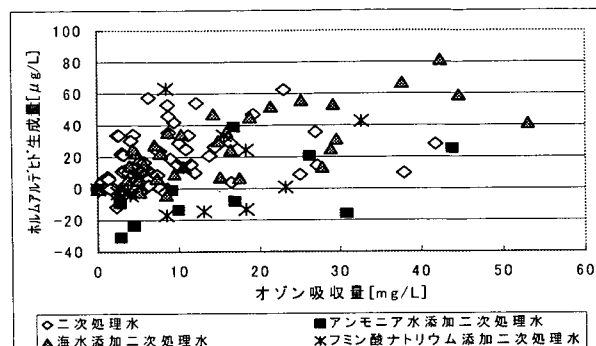


図-6 オゾン吸収量とホルムアルデヒド生成量の関係

認められなかったが、検出された最大濃度は0.25mg/Lであり、WHO 飲料水基準 0.025mg/L を上回る値であった。ただし、唾液中や肝臓に存在するSH化合物による臭素酸イオンの減少を考慮した場合の実質的安全容量<sup>1)</sup>よりは低い値であった。

#### (2) 海水、フミン酸およびアンモニア添加の影響

前述のように通常の二次処理水においては、THM および TOX の生成は認められなかったが、海水添加二次処理水をオゾン消毒した場合に THM および TOX の生成が認められた。ただし、オゾン吸収量 40mg/L と高かった場合であっても、水道水質基準値 (100 μg/L) を超過することはなかった。

生成された THM 構成は 40～100% がブロモホルムであり、オゾン吸収量の増加とともにブロモホルムの割合が増加した。また、副生成物の生成促進は臭素酸イオンについても顕著であり、最大生成量は 2.5mg/L であった。THM、TOX の生成および臭素酸イオン生成量の増加は、消毒原水に KBr を添加した際にも見られ、水中に含まれる臭化物イオンの増加が副生成物の増加に関与すると考えられる。水中の臭化物イオンはオゾンにより酸化されて、次亜臭素酸、次亜臭素酸イ

オン、臭素酸等を生成する。これら臭素酸塩が水中の有機物と反応するため THM、TOX が生成し、臭素酸イオン生成量が増加したものと考えられる。

フミン酸およびアンモニア水を添加した場合は、二次処理水に比較して明確な差は認められなかったが、THM、臭素酸イオンおよびアルデヒド類ともに、生成量が増加する傾向は認められず、若干、抑制される場合があった。

#### 3. 4 毒性評価

消毒処理水の生物影響を評価することを目的とし、マイクロトックス急性毒性試験を行った。

その結果、ほとんどの場合において毒性は認められなかったが、海水添加二次処理水を原水としオゾン吸収量 20mg/L 以上とした場合に、供試水が 64～85% の濃度で EC<sub>50</sub>5 分の毒性を示した。また、同試料を用い、チオ硫酸ナトリウムにより試料中の酸化物を中和した場合の毒性は認められなかった。したがって本結果に認められた毒性は、次亜臭素酸等の酸化性のある OPO によるものと考えられた。

#### 3. 5 残留オゾンおよび OPO の挙動

表-2は原水1Lに供給オゾン濃度8.4g/m<sup>3</sup>で20分間曝気処理した時のオゾン吸収効率およびオゾン消費量を示す。

蒸留水のオゾン消費率は14%であり、オゾンの自己分解を考慮するとほとんどオゾン消費物質が存在しないと考えられる。一方、他の供試水におけるオゾン消費率は、蒸留水に比較して高く、流入下水、アンモニア水、海水を添加することにより、更にオゾン消費率が高くなることがわかる。また、OPOは蒸留水や下水処理水においては1~3mg/Lであるが、海水が含まれる場合は海水添加量が増加するにしたがい、OPOが多くなりOPO中のオゾンの割合が減少した。

次に、各オゾン処理水中OPOの経時変化を図-7に示す。OPOは時間経過とともに減衰するが、その減衰速度は水質により大きく異なった。

蒸留水中のOPO半減期は74分であり、二次処理水では、蒸留水に比較してOPO減衰速度が大きく数十分の内に検出されなくなった。さらに還元物質を多く含むと考えられる流入下水やアンモニアを添加した二次処理水でのOPOは速く減衰した。また、海水を含む場合は、オゾン吸収率およびオゾン消費率が高くなるとともに、オゾンはほとんど残留しなかった。一方、OPOは海水の割合が高くなるにしたがい、減衰速度が小さくなり、長期にわたり残留した。

#### 4. まとめ

大腸菌群生残比が0~5logでのオゾン消毒副生成物の生成について検討した結果、二次処理水を原水とした場合、臭素酸イオンとアルデヒド類の生成が認められた。アルデヒド類はオゾン吸収量の増加とともに生成量が増加したが、ホルムアルデヒド最大濃度は水道水質指針値と同程度であり、安全性には問題はないと考えられる。

しかし、海水が含まれる場合は、臭素酸イオン、アルデヒド類の生成量が増加するとともに、THMおよびTOXの生成が認められ、毒性評価においても、海水が含まれる場合のオゾン消毒により生成されるOPOの影響が認められた。

二次処理水の放流に必要な消毒レベルでは、消毒副生成物は水道水基準に比較して極めて低いが、下水処理水の再生利用等に伴い消毒レベルを高くした場合は、残留消毒剤を含めて消毒副生成物が放流水域に与える影響を検討しなければならない。特に、水産加工廃水の受入れ等で海水の流入が考えられる場合は、毒性があると考えられるOPOが高濃度で生成され、水中において長期間の残留が考えられるため、放流先への影響も含めて、十分な検討が必要であると考えられる。

表-2 水質によるオゾン吸収効率、オゾン消費量の違い

| 原 水                | 供給<br>O <sub>3</sub> 濃<br>度<br>(a)<br>g/m <sup>3</sup> | O <sub>3</sub> 供<br>給量<br>(b)<br>mg-<br>O <sub>3</sub> /L | 排O <sub>3</sub><br>濃度<br>(c)<br>g/m <sup>3</sup> | O <sub>3</sub> 吸<br>収量<br>(d)<br>mg-<br>O <sub>3</sub> /L | 吸収<br>効率<br>(e)<br>% | 残留<br>O <sub>3</sub> 濃<br>度<br>(f)<br>mg-<br>O <sub>3</sub> /L | O <sub>3</sub> 消<br>費率<br>(g)<br>% | OPO<br>(h)<br>mg-<br>O <sub>3</sub> /L | OPO<br>中の<br>O <sub>3</sub><br>(i)<br>% |
|--------------------|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------|----------------------------------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 蒸留水                | 8.4                                                    | 152                                                       | 8.42                                             | 2.8                                                       | 1.8                  | 2.4                                                            | 14.3                               | 3.1                                    | 77                                      |
| 二次処理水              | 8.4                                                    | 152                                                       | 7.65                                             | 22.7                                                      | 14.9                 | 0.8                                                            | 96.5                               | 1.9                                    | 42                                      |
| 二次+流入下水            | 8.4                                                    | 152                                                       | 6.82                                             | 33.0                                                      | 21.7                 | 0.1                                                            | 99.8                               | 1.0                                    | 6                                       |
| 二次+NH <sub>4</sub> | 8.4                                                    | 152                                                       | 7.03                                             | 34.6                                                      | 22.8                 | 1.0                                                            | 97.1                               | 1.7                                    | 59                                      |
| 二次+海水10%           | 8.4                                                    | 152                                                       | 6.98                                             | 32.2                                                      | 21.2                 | 0.6                                                            | 98.3                               | 4.1                                    | 13                                      |
| 二次+海水30%           | 8.4                                                    | 152                                                       | 6.65                                             | 39.7                                                      | 26.1                 | 0.6                                                            | 98.5                               | 5.5                                    | 11                                      |
| 二次+海水50%           | 8.4                                                    | 152                                                       | 5.55                                             | 56.1                                                      | 36.9                 | 0.1                                                            | 99.8                               | 11.8                                   | 1                                       |
| 海水                 | 8.4                                                    | 152                                                       | 4.90                                             | 64.4                                                      | 42.4                 | 0.0                                                            | 100.0                              | 18.5                                   | 0                                       |

$\text{吸収効率}(e) = (d) / (a) \times 100$   
 $\text{O}_3\text{消費率}(g) = [(d) - (f)] / (d) \times 100$

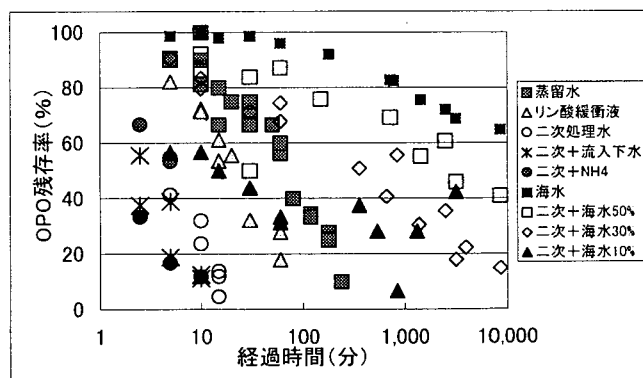


図-7 OPO 残存率の経時変化

#### <参考文献>

- 1) 小野芳朗：オゾン反応副生成物とその安全性、工業用水、No.431、pp17-28、1994
- 2) 厚生省：水道法に基づく水質基準に関する省令、1993
- 3) 小森登 抄訳：New WHO recommendation for water quality standards: impact on water treatment practices、20<sup>th</sup> International Water Works Conference 1995、水道協会雑誌、Vol.65、No.6、pp.62-63、1996
- 4) 日本水道協会：上水試験方法、1993
- 5) 日本下水道協会：下水試験方法、1997

# 活性汚泥処理における有害有機物の挙動把握

水質研究室 ○岡安 祐司、小森 行也、竹歳 健治、田中 宏明

## 1. はじめに

人工的な有機化合物は、1920年代から大量に生産され続け、その物質の数、および生産量は増加の一途である。1980年代から、これらの有機化合物の環境中などでの運命と生物への影響について注目が高まっているが、下水道での調査は、わが国ではほとんどなされておらず、また、米国等海外においても限られており、絶対的に知見が少ない状況である。1993年12月には、水質汚濁防止法に基づく人の健康に係る水質項目（有害物質）に関する排水基準の改正により下水処理施設においても、新たに9物質の揮発性有機物（VOC）と3物質の農薬の排出が規制された。これらの物質、特にVOCについては下水道法に基づき、水質汚濁防止法と同じレベルで、下水道へ接続する事業所排水を規制しているが、下水道に流入する可能性がある一方、下水処理施設での大気への放出、処理水、汚泥としての排出、生分解、生化学反応または化学反応による生成などの運命については知見が不十分であり、実測による運命把握が必要である。また、1999年7月に公布された特定化学物質の環境への排出量の把握等及び管理の改善の促進に関する法律（PRTR法）では、下水道事業もその対象となり、下水道管理者は、有機物を含む多数の化学物質について下水処理場からの環境媒体への排出量、移動量について登録、公表することが必要となる可能性がある。しかし、それぞれの物質の移動、排出量をすべて実測することは困難であるため、数値シミュレーションなどを用いた、新たな効果的な運命予測手法の開発が求められている。本研究では、以上のような状況を踏まえ、有機化合物の下水処理施設における運命予測手法を確立するための第一段階として、VOCのうち、ベンゼン、ジクロロメタン、トルエン、*m,p*-キシレンの5物質を対象物質とし、以下のような検討を行った。

- ① ベンチスケール活性汚泥処理実験装置での挙動把握
- ② 既存のシミュレーションモデルの評価とその改良
- ③ クーロメータによる生分解試験と、シミュレーションモデルによる再現
- ④ ベンチスケール活性汚泥処理実験装置での挙動のシミュレーションモデルによる再現

## 2. ベンチスケール活性汚泥処理実験装置における VOC の挙動の把握

図1に示す活性汚泥実験装置を用い、5対象物質について活性汚泥処理プロセスにおける挙動の調査を実施した。本調査に用いた実験装置は、工場排水が主となる実下水を流入水として標準活性汚泥法で運転した。

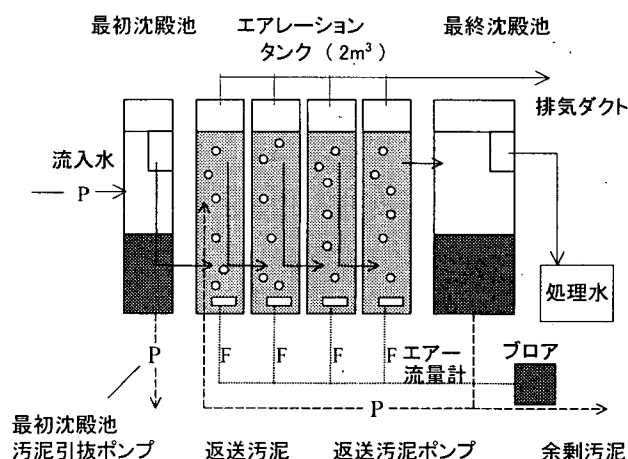


図1 活性汚泥処理実験装置の概要

表1 活性汚泥処理実験装置の水質分析結果

|            | pH<br>[-]      | SS<br>[g/m³]    | BOD<br>[g/m³]  |
|------------|----------------|-----------------|----------------|
| 流入水        | —              | 94              | 130            |
| 最初沈殿池      | 7.1            | 48              | 120            |
| 処理水        | 6.8            | 8.4             | 9.2            |
|            | MLSS<br>[g/m³] | MLVSS<br>[g/m³] | MLDO<br>[g/m³] |
| エアレーションタンク | 2700           | 1900            | 1.1            |

実験装置の運転は平成 9 年 10 月に開始し、表 1 のように処理水質などが安定していることを確認した後、平成 10 年 1 月 30 日に VOC の運命調査を実施した。VOC の挙動調査は、実験装置の流入水、処理水、最初沈殿池汚泥、余剰汚泥、エアレーション排出ガスを採取し、表 2 に示す方法により、VOC 各物質の分析を行った。分析試料は、スポット採取したものである。図 2 に、流入水試料の VOC 濃度および流入フラックスを 100 とした場合の各媒体へ移動するフラックスの百分率を示す。結果としては、物質ごと、流入水の濃度レベルや MLSS 等の運転条件の変動により運命は大きく異なることが示唆された。変動が大きい結果ではあるが、ジクロロメタンは生分解がほとんどなされない一方、ベンゼン、トルエン、キシレンについては、活性汚泥により、ある程度の生分解がなされている可能性が示唆された。

表 2 VOC の水、汚泥、大気試料の分析方法

|      | 分析方法                             | 定量下限値                  |
|------|----------------------------------|------------------------|
| 水質分析 | JIS K0125                        | 0.0002g/m <sup>3</sup> |
|      | 5.1 ヘッドスペース GC/MS 法              |                        |
| 汚泥分析 | メタノール抽出後、JIS K0125               | 0.05g/kg               |
|      | 5.1 パージ&トラップ GC/MS 法             |                        |
| 大気分析 | EPA TO-14 ガイドライン<br>加熱脱着 GC/MS 法 | 0.5 μg/m <sup>3</sup>  |

流入フラックスに対する割合 (%)

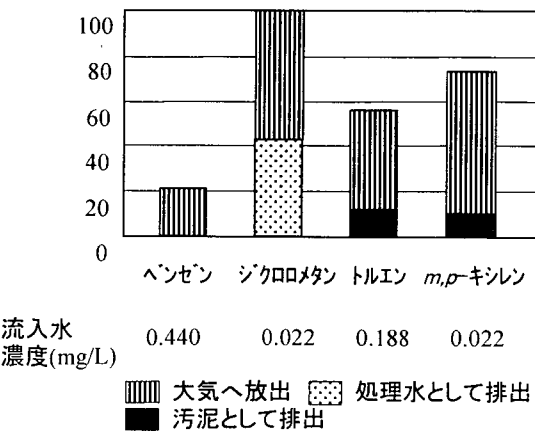


図2 VOCの活性汚泥処理における挙動

3. VOC の運命予測シミュレーションモデルの改良

2.にて得られた、VOC の運命調査結果を一般化するために、シミュレーションモデルを用いて解析した。

3.1. 既存のモデルのレビュー

1990 年、米国で排水処理施設に関して、有害有機物の運命調査および予測モデルの評価が行われた<sup>1)</sup>。その後、これらのモデルの中で更に開発が行われたもの (TOXCHEM モデル) や、新たに開発されたモデル (USEPA Water 8) などもあるが依然として、これらのモデルは以下の課題点が残っている。

- 1) 流入水量と各单位操作の完全な設定以外に、全ての計算可能な値をモデルとしては計算せず、活性汚泥濃度など一部は既定値としているため、下水処理場ごとの運転条件設定には対応できない。
- 2) VOC のほとんどの生分解は特殊微生物によって行われ、活性汚泥の大半は VOC に対して不活性 (生分解しない) であるのに、VOC などの物質の生分解について、活性汚泥の MLVSS 濃度をもとに算定している。
- 3) 窒素、酸素などの基質の物質収支を考える際に重要な硝化工程が考慮されていない。
- 4) 生化学反応の化学量論的整理が含まれていない。

以上のような課題点を受け、1)2)に関しては、Lee らにより一次処理、二次処理に関して新しいモデルが提案されている<sup>2)</sup>。本研究では、この Lee らのモデルを基本とし、VOC を一次基質として増殖する特殊微生物の存在を仮定するとともに、3)の硝化工程を考慮するために硝化細菌の存在を考慮に入れ、また、4)の生化学反応の化学量論についても整理を行った。

3.2. Lee らのモデルの概要

3.2.1 VOC の物質収支

Lee らのモデルの概要は、VOC の物質収支は、移流 (流入ー流出) 項、汚泥への吸着、水面揮発、気泡への揮発、溶存態の生物分解、吸着態の生物分解から構成される。各項の内容の詳細については原典を参照されたい。

3.2.2. その他の物質収支

VOC 以外の、基質、汚泥濃度などの物質収支は、IAWQ ASM<sup>3)</sup>に従っている。なお、BOD は、溶解性活性有機物と固形性活性有機物の合計として評価している。

## 4. 生分解性パラメータの取得

### 4.1. 生化学反応の化学量論係数の整理

Numkung と Rittmann<sup>4)</sup>によれば、ある有機化合物において、収率（汚泥転換率） $Y_{X/S}$ の値を決める因子は、その有機化合物の完全酸化に伴う Gibbs 自由エネルギー変化 ( $\Delta G$ ) であり、 $\Delta G$  と  $Y_{X/S}$  の関係は次の経験式で表される。

$$Y_{X/S} = 0.108 \Delta G$$

ここで、 $Y_{X/S}$ の単位は、[gVSS/mol 有機化合物]、 $\Delta G$ の単位は、[kcal/mol 有機化合物]である。表 8 に、ベンゼン、ジクロロメタン、トルエン、*m*-キシレン、*p*-キシレン、下水中の有機物 (BOD)、生物細胞の有機分について化学量論係数・汚泥転換率（収率）などの計算結果を示す。下水中の有機物、生物細胞の組成については、文献 16)を参照した。また、硝化細菌に関する収率の計算は、Gibbs 自由エネルギー変化からではなく、硝化反応の生化学的な反応式<sup>5)</sup>に基づき計算した。

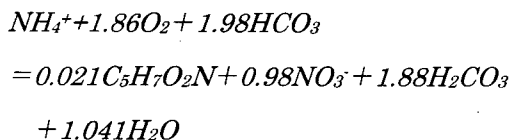


表 3 化学量論係数の計算結果、および基質の汚泥転換率(収率)の整理

| 基質              | 化学式                                              | 分子量    | Gibbs 酸化<br>エネルギー変化*<br>[kcal/mol] | $Y_{X/S}$<br>gBiom./gSubst. |
|-----------------|--------------------------------------------------|--------|------------------------------------|-----------------------------|
| VOC 分解細菌        |                                                  |        |                                    |                             |
| Benzen          | C <sub>6</sub> H <sub>6</sub>                    | 78.12  | 766.196                            | 1.059                       |
| Dichloromethane | CH <sub>2</sub> Cl <sub>2</sub>                  | 84.93  | 103.935                            | 0.132                       |
| Toluene         | C <sub>7</sub> H <sub>8</sub>                    | 92.15  | 914.617                            | 1.072                       |
| m-Xylene        | C <sub>8</sub> H <sub>10</sub>                   | 106.17 | 1064.139                           | 1.082                       |
| p-Xylene        | C <sub>8</sub> H <sub>10</sub>                   | 106.17 | 1064.713                           | 1.083                       |
| 従属栄養細菌          |                                                  |        |                                    |                             |
| Biomass         | C <sub>5</sub> H <sub>7</sub> O <sub>2</sub> N   | 113    | 579.638                            | 0.554                       |
| BOD material    | C <sub>18</sub> H <sub>19</sub> O <sub>5</sub> N | 393.22 | 2028.731                           | 0.557                       |

## 4.2. 生分解性パラメータの取得

VOC の生分解反応に関する係数は、VOC のクローメータによる生分解実験による酸素消費量の結果と、4.2.2

で述べる新たに開発したクローメータシミュレーションモデルの予測値（シミュレーション曲線）とが一致するようにパラメータを設定することにより求めた。

### 4.2.1. 生分解試験の概要

生分解試験方法は、「化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律」による方法に準じ、恒温密閉容器に化学物質のみを炭素源とし、活性汚泥を植種して密閉容器内で起こる酸素消費量を自動計測するクローメータを用いて行った。ここに、実下水処理施設のエアレーションタンクからの流出部分より採取した活性汚泥を初期 MLSS 濃度が 30mg/L になるように添加し、対象物質を 100mg/L 投入した系と、無添加の系について、酸素消費量を連続的に測定した。対象物質は、ベンゼン、ジクロロメタン、トルエン、*m,p*-キシレン、の 5 種類について行った。代表してベンゼンの結果を図 3 に示す。

累積酸素消費量 (mg/L)

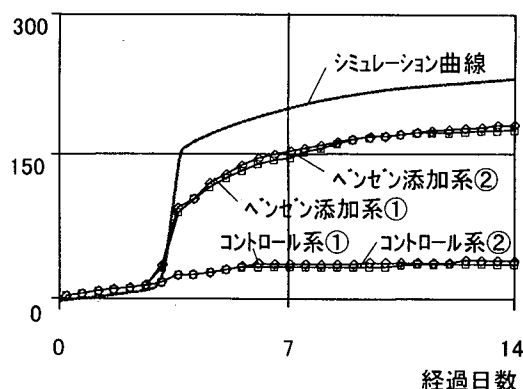


図3 ベンゼンのクローメータ生分解試験結果とシミュレーション計算結果の比較

### 4.2.2. クローメータシミュレーションモデルの構築

3.2.において前述したシミュレーションモデルの特殊なケースとして、クローメータで起こる現象を表現するシミュレーションモデルを構築した。ここでは、吸着、水面からの揮発、気泡への揮発の項は無視できるとし、生物分解に関する項のみを考える。生分解性試験結果とシミュレーションモデルの計算結果の酸素消費速度の式の積分曲線が一致するように、未知のパラメータの設定を行うことで、その値を推定することが可能である。初期条件を設定し、変動パラメータを適宜調整し、調整（パラメータフィッティング）した結果得られたパラメータ値

を表4に示す。このシミュレーションにより、対象とする VOC に関する生分解性に関するモデルパラメータの推定が可能となった。

## 5. ベンチスケール活性汚泥実験装置のシミュレーションモデルによる再現

3.2.で先に述べた、運命予測シミュレーションモデルの定常モデルを用いて、2.のベンチスケール活性汚泥実験装置での平成10年1月30日のVOC運命調査結果の再現を試みた。入力データは、前述の化学量論係数の計算結果、クーロメータによる生分解試験の結果より得られたデータ、物性についての文献報告値、ベンチスケール活性汚泥処理実験装置の運転条件の総和である。シミュレーションを行うに当たって、最初沈殿池、最終沈殿池における生分解は無視した。実測値およびシミュレーションの結果は、BOD<sub>5</sub>、曝気槽のMLSS、MLVSS濃度などが、実測値と良く一致した。また、図4にVOCの運命の推定結果を示す。シミュレーション計算値は、挙動調査によって測定された実測値と完全には一致しなかった。その要因としては、

- 1) 実験装置に流入するVOCの濃度が大きく時間変動すると推察されるのに対して、解析に定常モデルを使用していること。これに対しては、時間を平均化したデータの入力による評価や、流入水のVOC濃度を一定に制御した実験系での評価、非定常のモデルを用いた解析、などが必要であると考えられる。
- 2) 汚泥への吸着量の分析に関して、分析値のバラツキ、回収率の問題などが残されていること。
- 3) モデルのパラメータ決定について課題が残されていること。

などが考えられる。今回、シミュレーションモデルによる再現は、平成10年1月30日の実態調査結果のみにとどまっているが、他の実験データについても同様の検討が必要である。その上でシミュレーションモデルの適用範囲の妥当性の判断、改良点の検討が必要であると考えられる。

表4 クーロメータ生分解試験解析結果

| 基質       | 最大比増殖速度<br>$\mu_{max,j}$ [1/d] | 飽和定数<br>$K_{s,j}$ [g/m <sup>3</sup> ] |
|----------|--------------------------------|---------------------------------------|
| ベンゼン     | 6.35                           | 65                                    |
| ジクロロメタン  | 1.38                           | 38                                    |
| トルエン     | 6.21                           | 70                                    |
| m,p-キシレン | 6.21                           | 75                                    |

\*m,p-キシレンの解析には、m-キシレン、p-キシレンの実験結果の平均値を使用

流入フラックスに対する割合 (%)

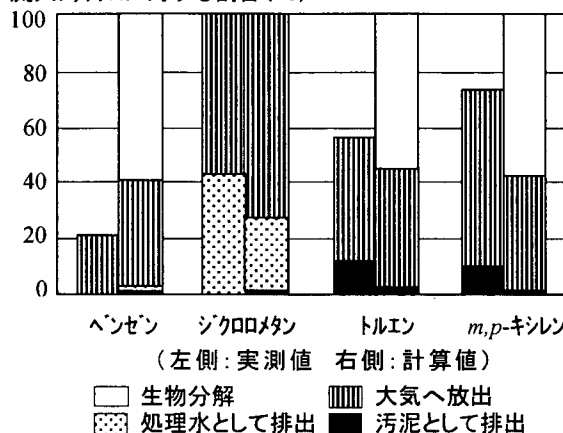


図4 ベンチスケール活性汚泥処理実験装置でのVOC運命の実測値とシミュレーションモデルによる計算値との比較

## 6. 参考文献

- 1) Baillod, R.C. et al.(1990) Critical Evaluation of the State of Technologies for Predicting the Transport and Fate of Toxic Compounds in Wastewater Facilities, WPRC Research Foundation, Project 90-1
- 2) Lee, K.C.; Rittmann, B.E.; Shi, J.; and McAvoy, D.(1998) Advanced steady state model for the fate of hydrophobic and volatile compounds in activated sludge, *Water Environ. Res.*, **70**, 6, 1118-1131
- 3) IAWQ Task Group(1995) Activated Sludge Model No.2., Scientific and Technical Report No.3., IAWQ, London
- 4) Namkung, E., and Rittmann, B.E.(1987) Estimating Volatile Organic Compounds Emissions from Publicly Owned Treatment Works. *J. Water Pollut Control Fed.*, **59**,670
- 5) Metcalf & Eddy(1993) 水質環境工学、技報堂出版

## 1. まえがき

自然環境に対して与えられる人為的なインパクトとしては、古くは開墾等の農地開発に始まり、河川改修による河道の直線化、近年では大規模な圃場整備、都市開発による宅地化などがあげられる。これらの人為的なインパクトは生物の生息地を直接的に改変するだけでなく、広域的なスケールで眺めた場合にも、生物の生息空間の縮小化、各生息空間相互のネットワークの分断化を招いているといえる。例えば、水路と水田を行き来して産卵・成長するドジョウやフナ類は、河川や水路に設けられた堰・水門により移動できる場所が制限され、生息範囲を狭められていると考えられる。生物多様性を維持するためには生物種に応じた適切な広さの生息空間が必要だが、今後こうした状況が進めば、数多くの種が絶滅することもある。このため、生物生息空間の縮小・分断化を防ぎ、良好な環境を保全するための対応が必要となっている。

既往の研究では、水田等の河川周辺の水域が魚類の繁殖場所として利用されていることが魚類調査を通して示唆されている。また、トンボを例に生息地相互の距離等のデータを用いて生息空間のネットワークを指標化した研究も見られる。生物の生息空間の縮小・分断化の問題を考える際には、このように生物の生息状況を把握するとともに、歴史的にどのようなインパクトが発生して生息環境が影響を受けてきたかを理解する必要がある。

## 2. 目的

本研究では、生物の広域的な生息環境を理解する第一段階として、大河川流域において開発等の

人為的なインパクトにより生物の生息環境が歴史的にどのように変化してきたかを把握することを目的とする。那珂川上流部の栃木県那須野ヶ原は、江戸時代後期から、開拓等の人間活動により自然環境へのインパクトが与えられてきた地域であり、現在も各地で圃場整備事業などが進められている。また、扇状地地形のため湧水が豊富であり、湧水に依存するトゲウオやミヤコタナゴ等の希少種が生息するが、近年、湧水の減少に伴いこれらの種の減少が報告され絶滅が危惧されている地域でもある。本研究では、この地域を対象に人為的インパクト及び自然環境の変化について把握する。

## 3. 方法

本研究では、対象地域の市町村史、開発史等の歴史史料を利用して、対象地域に発生してきた人為的なインパクトを整理する。そして、旧版地図を利用して明治期以降の土地利用の変遷を時系列的に把握し、対象地域において新田開発のような人為的なインパクトがどのような形で広がってきたかを分析する。また、人為的インパクトの影響を受けやすい環境として湧水及び地下水に着目し、その環境の変化の要因を地形地質的・歴史的背景から考察し、理解する。

## 4. 結果

### 4. 1 那須野ヶ原の成り立ち

那須野ヶ原（図 1）は栃木県の北部に位置し、那珂川と碓氷川に囲まれた木の葉形の複合扇状地で

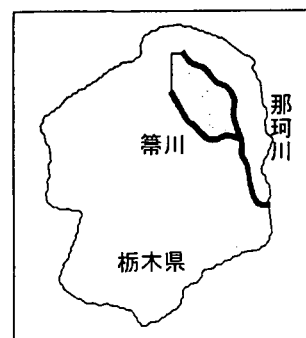


図 1 対象地域

表 1 江戸時代の用水<sup>2)</sup>

|          | 用水名        | 水源   | 開削年次      | 目的                          |
|----------|------------|------|-----------|-----------------------------|
| 那須<br>西原 | 藤沼用水（大田原堀） | 蛇尾川  | 1596・1615 | はじめ折戸外4か村飲用水、のち大田原城下まで延長される |
|          | 巻川用水       | 大巻川  | 1647      | 唐杉村外7か村の飲用水                 |
| 那須<br>東原 | 長島堀（岩崎堀）   | 那珂川  | 1658      | 新田開発                        |
|          | 穴沢用水       | 木ノ俣川 | 1763      | 穴沢村の飲用水                     |
|          | 〃 延長       |      | 1772      | 弥六、岩崎方面へ延長、飲用水              |
|          | 〃 延長       |      | 1785      | 木綿畑村への延長、飲用水                |
|          | 山口堀        |      | 1810      | 穴沢用水の拡張と延長、新田開発             |
|          | 小巻川用水      | 小巻川  | 不詳        | 木綿畑新田飲用水                    |

あり、中央を流れる蛇尾川・熊川は扇央部では厚い砂礫層のため水無川となっている。地形は平らな扇状地的那須野面を中心に、河川のそばに河岸段丘面、河川から離れた場所に河川に平行な細長い丘陵面が存在する。

「西那須野町の自然」<sup>1)</sup>によれば、那須野ヶ原の基盤は第三紀に海底火山の活動により堆積した緑色凝灰岩である。第三紀末に地殻変動が起こり、それが隆起して盆地上の湖水が形成された。その後、第四紀洪積世において山地からの泥・砂利が堆積して礫層を形成し、これは現在深層地下水の帯水層となっている。さらに、火山活動による火山灰や軽石がその上に堆積して凝灰岩層ができ、これが新しい地下水の基盤となっている。これにより湖水が埋められ、その後火山活動が止むと、この上を箒川や蛇尾川が周囲を削りながら流れるようになった。これらの河川の側刻、下刻の浸食作用により河道には砂礫が堆積し、削り残されたところは残丘として扇状地上の微高地となっている。このときの砂礫が堆積した旧河道が現在の浅層地下水の帯水層であり、この上に火山活動によるローム層が堆積したのが、現在的那須野ヶ原である。

#### 4. 2 歴史史料から見る人為的インパクト

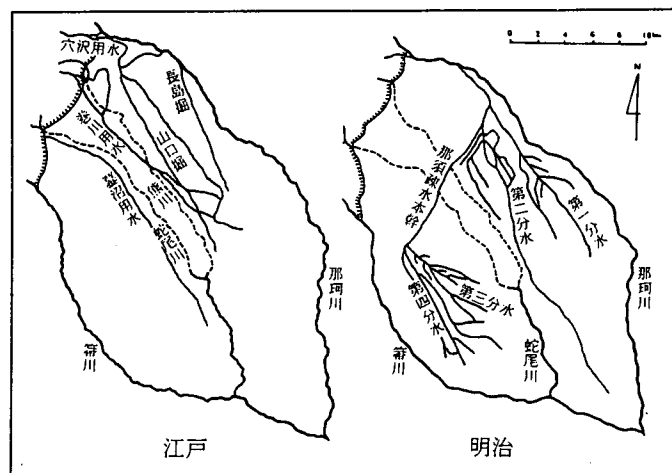
「那須疎水百年史」<sup>2)</sup>によれば、那須野ヶ原は扇状地地形で元来水が乏しく土地がやせているため、大半が原野・雑木林であった。江戸時代になると飲用目的や新田開発のための用水が那珂川や蛇尾川上流を水源として開削され、徐々に開発が行われた。江戸時代に開削された用水をまとめると、表1のようになる。これらの用水は、洪水による破壊や路線変更などで、その後一部を除いて廃堀となっている。江戸末期には商人が大田原藩の許可を得て荒れ地を開墾して、栗・柿・梨等の果樹栽培を行う開発も行われた。

明治に入ると士族授産のための国営開墾事業が

始まり、華士族や政商に払い下げられた官有地に開墾結社による大農場が成立した。そして明治18年に那須疎水が開削されて、那須野ヶ原全域で水田開発が進められるようになった。

江戸時代と明治時代の主な用水を比較すると、図2のようになる。ここに示されている用水の延長を単純に比較すると、江戸時代は96kmであるのに対し、明治時代は140kmと約1.5倍に増加している。また、江戸時代には用水が引かれたのは扇頂～扇央の河川付近に偏っているのに対し、明治時代には扇状地全体をカバーするように用水が引かれ、この時期に那須野ヶ原全域を開発する基盤が整ったと考えられる。

戦後になると、食糧増産の要請が高まり、食糧難の解決と失業対策のため、農地改革の未開墾地開放とともに緊急開拓事業が実施された。また、機械化により労力が減り、電気揚水が急速に普及して水田開発が一気に広がった。その後は、昭和40年代に国営開拓事業も始まり、各地で土地改良



「黒磯市誌」<sup>3)</sup>「那須疎水百年史」<sup>2)</sup>より作成  
図 2 江戸時代と明治時代の用水

事業などが進んでいる。

#### 4. 3 土地利用の変遷

明治 40 年代・昭和 20 年代・昭和 40 年代・現在の 4 時期の旧版地図を用いて那須野ヶ原の植生及び土地利用の変遷を読み取り、GIS データとして整理した。植生については地図上の植生区分記号の点データを最近隣内挿法により面データに変換し、土地利用区分の面データと統合した。

各時期の土地利用状況の変遷を図 3 に示す。昭和 20 年代までは森林が大きな割合を占めており耕作地は河川沿いの土地に限られているのに対し、昭和 40 年代以降では耕作地が山地を除く那須野ヶ原のほとんどの部分を占めている。戦後のこの間に起きた開発により環境が大きく変化したことが伺われる。市街地などの造成地も増加しているが、耕作地の増加ほど大きな広がりではない。また、残されている森林も、パッチ状に細かく分断されて点在するという状況が起こっている。

この面積を集計したのが図 4 であるが、やはり昭和 20 年代から 40 年代にかけて土地利用の変化が大きいことがわかる。利用区分としては主に森林が耕作地へと変化しており、森林面積が 5 分の

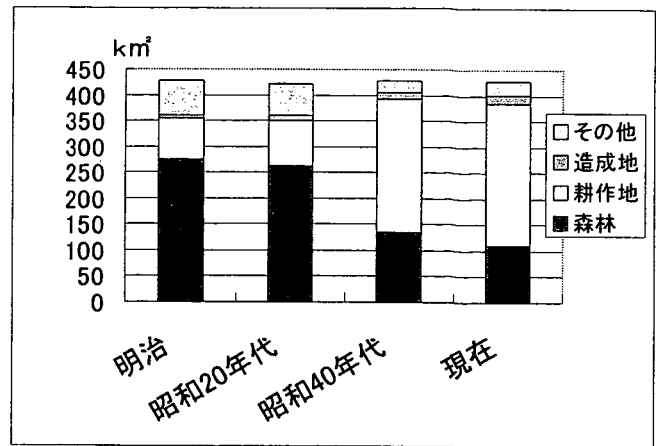
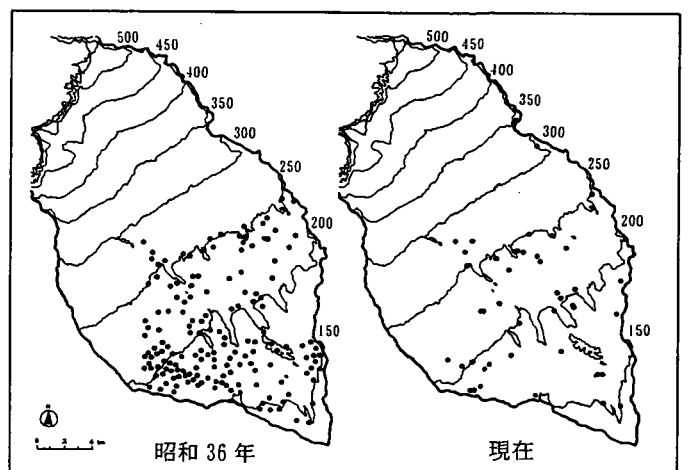


図 3 土地利用面積の変化

2 に減少しているのに対し耕作地は 3 倍程度に増加している。細かい区分で比較すると、耕作地は大半が田であるが、扇頂付近では畑・草地も広く分布している。森林の減少分の中では、針葉樹林よりも広葉樹林の方が大きく減少している。また、荒地も時代が進むにつれて減少し続けている。

#### 4. 4 湧水への影響

湧水は、トゲウオのような冷水性の生物にとって生息のために最も重要な環境であるが、一方で人為的なインパクトにより非常に影響を受けやすい環境でもある。図 5 は那須野ヶ原における昭和 36 年と現在の湧水の場所を等高線とともに示したものである。湧水は一般に扇状地の扇央～扇端に多く分布し、那須野ヶ原では概ね標高 250m の等高線より扇端側に多く存在する。また、河川のそば、丘陵地の斜面下に湧き出ることが多く、等高線が扇端側に張り出した脇に存在するものも確



「那須野盆地」<sup>4)</sup>「那須野原地区水文地質図」<sup>5)</sup>より作成  
図 5 湧水の分布の比較

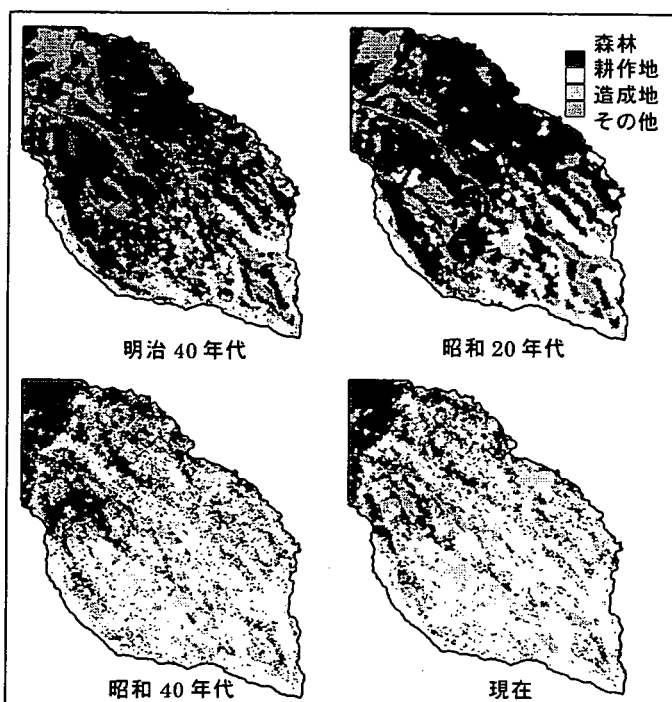


図 4 土地利用の変遷

認できる。2つの時期を比較すると扇端部を中心に湧水の減少が著しい。この変化によって、湧水に依存する生物は大きな影響を受けていると考えられる。栃木県の報告書<sup>6)</sup>によれば、トゲウオ科のイトヨは、以前は大田原市の各地で生息が確認されていたが、1990年以降では1ヶ所しか生息が確認されていない。

湧水減少の原因としては河川改修・圃場整備による湧出地点の直接的な改変の他に、井戸等による地下水の過剰な汲み上げ、地下水の供給元となる涵養源の減少等があげられる。涵養源の減少要因には、都市化、土地改良による水田の乾田化、水路の三面コンクリート化、減反による水田の畑地化などがある。このように、近年の湧水の減少には、その供給元である地下水の実態が大きく関わっていると考えられる。「西那須野町の自然」<sup>1)</sup>によれば、扇状地地形である那須野ヶ原には前述したように浅層地下水と深層地下水の2種類の地下水が存在する。浅層地下水は蛇尾川等の埋没した旧河道の跡を流れており、このような地下谷は那須野ヶ原全体に10本程度あるといわれている。深層地下水は凝灰岩層に挟まれた砂利・礫層に存在し、その深さは扇頂部で100m程度、扇端部で15m程度といわれている。

表4は過去から現在にいたる地下水の利用形態の変遷を示したものである。地下水の利用は、戦前においては小規模な井戸の汲み上げ以外は湧水として湧き出しているものを利用する程度であったと考えられる。しかし戦後、食糧増産を目的とした水田開発が各地で進むと、那須疎水等の用水路だけでは水を十分に確保することができず、電気揚水が広く普及したこともあり特に扇中央～扇端部では開田場所ごとに浅井戸を掘削して水源を確保する動きが高まった。こうして主に農業用に大量の浅井戸が掘削され、地下水位が大きく低下したと推測される。ちなみに、那珂川からの那須疎

表2 地下水の利用形態

|                    | ～近世   | 明治   | 昭和30～50年  | 昭和50～現在 |
|--------------------|-------|------|-----------|---------|
| 利用形態               | 湧水    | (用水) | 浅井戸       | 深井戸     |
| 施設数                | 24ヶ所  |      | 5,391本    | 364本    |
| 年間揚水量<br>(昭和60年時点) | 300万t |      | 3億3,100万t | 1,800万t |
| 用途                 | 農業    |      |           | 工業、上水道  |

「第3回地下水利用形態調査」<sup>7)</sup>より作成  
水の取水量は毎秒5tとすると年間1億5,000万t程度であり、その2倍もの地下水が浅井戸により汲み上げられていることになる。その後は、浅層地下水の減少に伴い、新たに進出した工場などでは深層地下水を利用する深井戸の掘削も行われ、地下水への人為的インパクトは増大し続けている。この結果、湧水も図5に示したように大幅に減少し、那須野ヶ原の湧水環境は戦後大きな影響を受けてきたといえる。

## 5. まとめ

本研究では、市町村史や開発史、旧版地図等の歴史史料を用いて、対象地域に発生した人為的インパクトを整理し、それに伴い自然環境がどのように変化したかを把握した。その結果、生物が生息する基盤となる自然環境が、新田開発のような人為的インパクトに対応して影響を受けてきた状況を歴史的な背景を含めて確認することができた。今後は、構造物調査・生物調査というミクロな視点での分析や、水路の接続関係のようなネットワークとしての水路網の分析を行い、生物の生息空間が人為的インパクトにより縮小・分断化している実態を把握する予定である。

## 参考文献

- 1) 西那須野町、西那須野町の自然、1991
- 2) 那須疎水土地改良区、那須疎水百年史、1985
- 3) 黒磯市、黒磯市誌、1975
- 4) 農林水産省、那須野盆地、1961
- 5) 関東農政局、那須野原地区水文地質図
- 6) 栃木県、県北地域自然環境調査現況調査報告書、1997
- 7) 関東農政局、第3回地下水利用実態調査、1985

## 1. まえがき

現在、建設工事現場において土壌汚染や地下水汚染といった問題に遭遇するケースが増加している。汚染土などの存在が確認された現場では、浄化や封じ込め等の恒久対策によって影響拡散防止を図ることが環境庁の指針で定められている。しかし、建設工事現場での地盤汚染は、その対象エリアや土砂量が膨大になることもあり、工費や工期の観点からも恒久対策が容易に実行できない場合が多い。そのため、恒久対策が実施されるまでの間、暫定対策によって二次拡散を防止しながら工事を進めることが不可欠となっている。

そこで、本研究では暫定対策工法の一つとして、覆土・敷土工法を取り上げる。覆土・敷土工法は図-1 に示すように、建設用地から掘削された重金属等による汚染土を、無害化処理などが完了するまでの期間仮置きする工法である。この時、対策期間に見合った敷土材や敷土厚を決定するためには、敷土層の透水性や吸着特性(遅延係数、吸着可能量)の評価法が重要な点となるため、各種室内試験を実施した。

その結果、バッチ試験等の室内試験から得られた値を用いて、一次元移流分散解析を行うことで、実際の汚染物質の浸透状況が再現でき、敷土厚などを決定できることが明らかになった。ただし、汚染物質の濃度を考慮した係数等を用いる必要があることなどが確認された。

## 2. 研究目的

本研究では、室内試験(カラム試験、バッチ吸着試験など)を行い、地盤中における汚染物質の

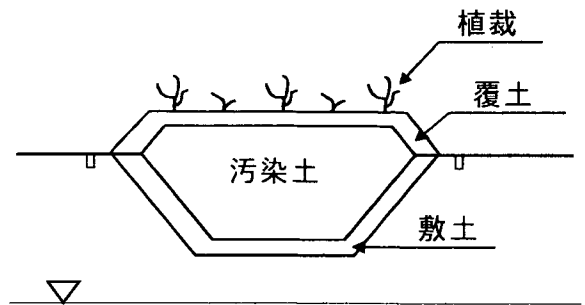
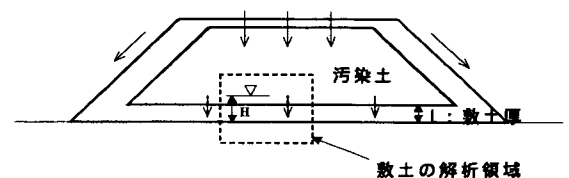


図-1 覆土・敷土工法の概要



一次元移流分散方程式

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[ \frac{Rx - vt}{2(DRt)^{1/2}} \right] + \frac{1}{2} \exp(vx/D) \operatorname{erfc} \left[ \frac{Rx + vt}{2(DRt)^{1/2}} \right]$$

ここに、 $C$ ；各深さの濃度 (mg/l) ,  $C_0$ ；初期濃度 (mg/l)

$R$ ；敷土材料の遅延係数 ,  $x$ ；上層からの深さ (cm)

$t$ ；供用期間 (sec) ,  $D$ ；敷土材料の分散係数 (cm<sup>2</sup>/s)

$v$ ；敷土材料の実流速 (cm/s)

図-2 一次元移流分散解析モデル

分散・吸着特性を明らかにし、一次元移流分散解析により覆土・敷土工法の設計法を確立していくことを目的とする。

## 3. 研究方法

汚染物質が存在する地盤に水が浸透した場合、汚染物質は浸透水によって移動する。移動する際には、間隙水の流れの局所的変化や分子拡散によって汚染物質が地盤内に分散する。また、地盤の土質材料によって土粒子と汚染物質の間で吸着や脱着がおり、汚染物質の移動を遅延させる。この吸着・脱着は、汚染物質の濃度や土質材料によって変化する。

このような状況を数値解析から求める手法として一次元移流分散解析がある。一次元移流分散解析は、図-2 に示す解析領域を対象とした移流分散方程式を用いて行なう。この方程式が

ら、経過時間に対するある深さでの汚染物質溶出量を把握することが可能なので、対策期間に応じた敷土厚を決定することができる。しかし、この式の適用にあたっては、分散特性を示す分散係数と吸着・脱着特性を示す遅延係数が必要となる。そこで、以下の項目について検討した。

(1) 分散係数の決定法について

分散係数は、実流速×縦分散長(流れ方向への汚染物質の分布の大きさを示す指標)で求められる。縦分散長は、汚染物質の観測規模(試験規模)に対する依存性があるとされ、縦分散長と試験規模との関係を示したキンツェルバッハラによる文献<sup>1)</sup>がある。そこで、大きさの異なるカラム試験(図-3)を実施し、文献値の適合性について検討した。

小型カラム試験(カラムの大きさφ9cm×h30cm)では、塩水、重金属、1-1-1トリクロロエタンの縦分散長について観測した。大型カラム試験(カラムの大きさφ50cm×h165cm)では、塩水及び六価クロムの濃度拡散状況を測定し、縦分散長を求めた。

(2) 遅延係数の決定法について

カラム試験(図-3)により遅延係数を決定しようとする、試験装置が複雑であり、長い試験期間が必要であった。そこで、図-4に示すように、土粒子投入前と投入後の液相濃度の差から汚染物質吸着量を算出し、吸着量から遅延係数を求めていくバッチ吸着試験に着目した。この試験ならば、採取試料を用いて4時間程度で試験が終了し、簡単に遅延係数を求めることが出来る。今回は、カラム試験結果から得られた遅延係数とバッチ試験から得られた遅延係数を比較してバッチ試験の適用性を検討した。

今回バッチ吸着試験は、4種類の土質試料(砂、関東ローム、有機質土、砂改良土)と9種類の重金属溶液(鉛、カドミウム、水銀、銅、亜鉛、砒

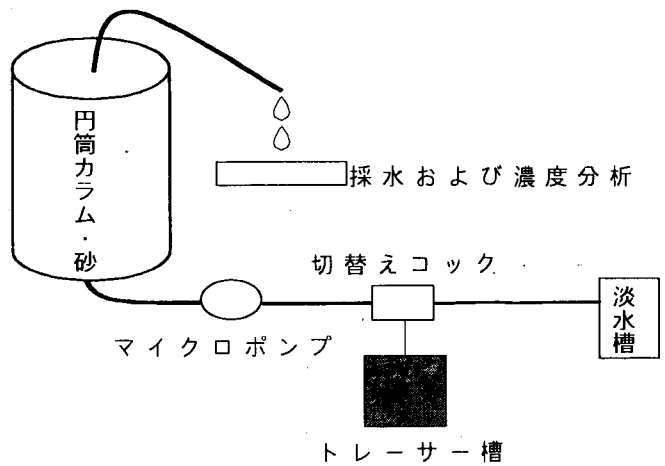
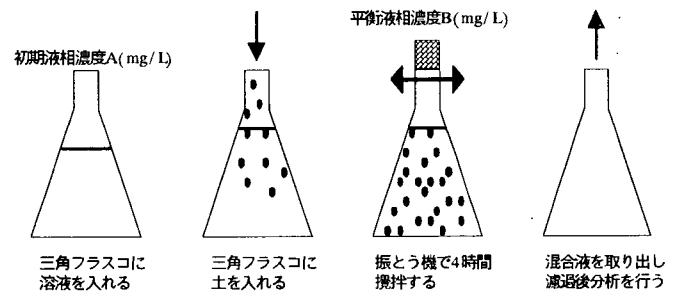


図-3 カラム試験の概要



バッチ試験結果から遅延係数Rを決定する手順

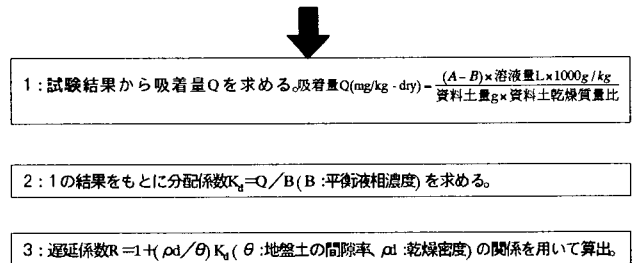


図-4 バッチ吸着試験法と遅延係数の決定法

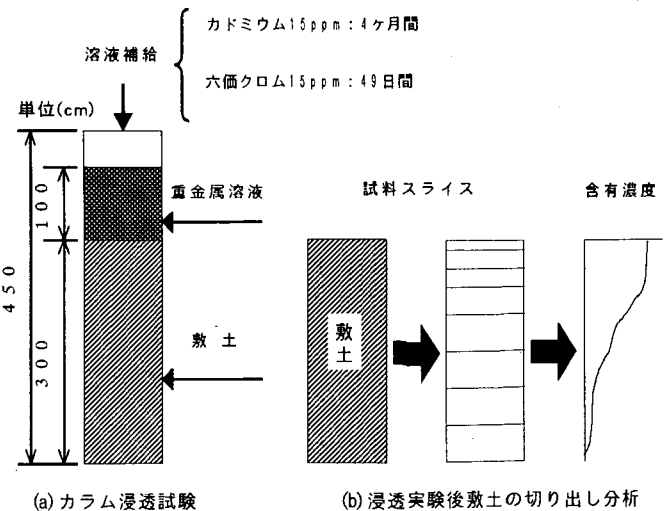


図-5 敷土カラム試験の概要

素、六価クロム、セレン、ホウ素)の組み合わせで行い、遅延係数を算出した。また、比較のためのカラム試験は超小型カラム(大きさ $\phi 1.2\text{cm} \times h12\text{cm}$ )を用いて行った。

### (3) 一次元移流分散解析の適用性について

一次元移流分散解析を敷土設計法に取り入れることが可能かどうかを判断するため、一次元移流分散解析に(1)と(2)で得られた係数を入力した結果と、より現場状況に近い敷土カラム試験から得られた結果を比較した。

敷土カラム試験については、図-5のように敷土を模擬した試料土をカラムに突き固めて充填( $\phi 10\text{cm} \times h30\text{cm}$ 、透水係数： $8 \times 10^{-6} \text{ cm/s} \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ )したのち飽和させ、六価クロム溶液(15mg/l)を49日間、カドミウム溶液(15mg/l)を123日間投与し、敷土にどの程度吸着されるかを観測した。

## 4. 研究結果

### (1) 分散係数の決定法について

小型カラム試験で得られた縦分散長を移流分散方程式で同定したところ、塩水、重金属、1-1-1トリクロロエタンとも0.5~1cm程度の縦分散長が観測され(表-1)、キンツェルバッハらの値(図-6)とほぼ一致することがわかった。

大型カラム試験の結果、図-7(実線)に示すような濃度分布が得られた。この結果と移流分散解析結果を比較すると、縦分散長6cmで実験値にほぼ一致した(図-7破線)。この値は、前述の文献値に近い値となった(図-6)。

以上の結果、縦分散長では試験規模への依存性およびその文献値の妥当性が確認された。このことから、縦分散長に関してはカラム試験を実施せず、キンツェルバッハらの文献値を使用して分散係数を求めることが可能との見通しを得た。

### (2) 遅延係数の決定法について

表-1 小型カラム試験による縦分散長の測定値

| 物質       | 濃度<br>(mg/l) | 実流速<br>$V_R$ (m/日) | 縦分散長<br>$\alpha_L$ (cm) | 分散係数<br>$D_L$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) |
|----------|--------------|--------------------|-------------------------|------------------------------------------|
| 塩水       | 100          | 2.05               | 1.074                   | $2.55 \times 10^{-4}$                    |
|          |              | 2.19               | 1.035                   | $2.62 \times 10^{-3}$                    |
|          | 500          | 14.9               | 0.478                   | $6.48 \times 10^{-3}$                    |
|          |              | 56.6               | 1.1                     | $4.17 \times 10^{-2}$                    |
| 重金属      | 100          | 2.1                | 0.78                    | $1.90 \times 10^{-3}$                    |
|          |              | 11.9               | 0.82                    | $1.13 \times 10^{-2}$                    |
|          |              | 31.8               | 1.19                    | $4.38 \times 10^{-2}$                    |
| トリクロロエタン | 58           | 0.794              | 0.414                   | $3.80 \times 10^{-4}$                    |
|          |              | 5.96               | 0.88                    | $6.07 \times 10^{-3}$                    |
|          | 300          | 2.05               | 0.619                   | $1.47 \times 10^{-3}$                    |
|          |              | 2.16               | 0.791                   | $1.98 \times 10^{-3}$                    |
|          |              | 2.19               | 0.605                   | $1.53 \times 10^{-3}$                    |

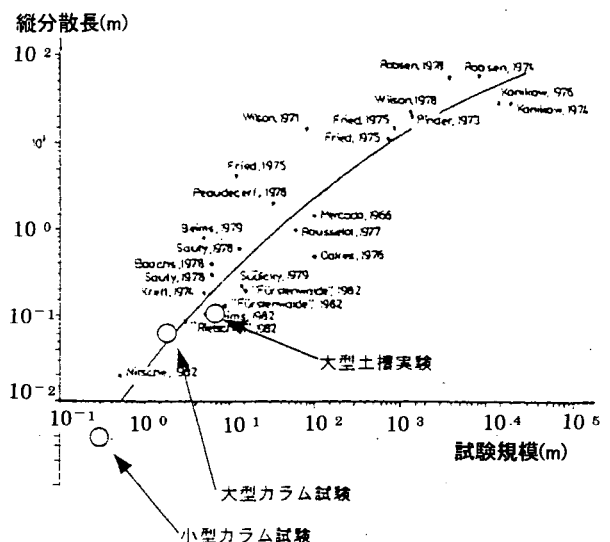


図-6 縦分散長の試験規模への依存性<sup>1)</sup>

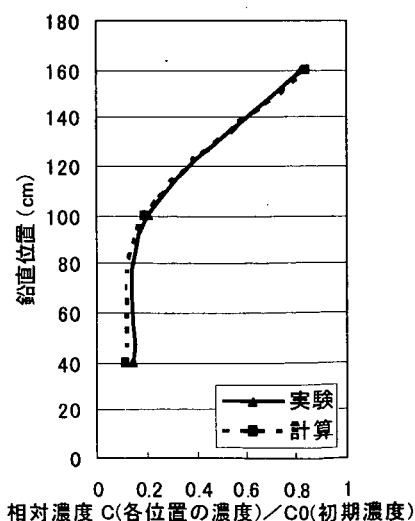


図-7 大型カラム試験結果と解析結果の比較

図-8 にバッチ吸着試験結果の一例を示す。土に対する遅延係数は、陽イオン系重金属(鉛、カドミウム、水銀、銅、亜鉛)で大きく、陰イオン系重金属(砒素、六価クロム、セレン、ホウ素)で小さい傾向が見られた。

また、超小型カラム試験から求められる遅延係数と対比すると、表-2 のとおり両者がよく対応しており、バッチ吸着試験を用いて遅延係数を算出する方法の適用性が高いことが確認された。ただし、図-8 や表-2 に示すように、遅延係数は溶液の濃度や土質材料によって大きく変化するので注意が必要である。

### (3) 一次元移流分散解析の適用性について

敷土カラム試験の結果、六価クロムでは 120 日後に下端から 5.3mg/l の浸出がみられたが、カドミウムでは浸出濃度は検出されなかった。また、試料土を切り出して深度方向の含有量分布を調べたところ、図-9(実験結果)のようにカドミウムでは 5cm 以内の土槽で投与された物質すべてが吸着されていた。

一方、バッチ試験から求めた遅延係数(六価クロムは 20、カドミウムは 150 程度)を用いて一次元移流分散解析を行ったところ、実験で得られた濃度分布の傾向とほぼ一致した(図-9)。

この結果から、図-2 のような一次元移流分散解析を用いることにより敷土厚等を算出することが可能と考えられる。

### 5. まとめ

実験と解析の結果から、以下の三つのことが確認された。

- ・分散係数決定の際用いる縦分散長は、キンツェルバッハらの文献値を使用することも可能である。
- ・遅延係数は、採取土を使って短時間で結果が出るバッチ吸着試験から算出することが可能である。

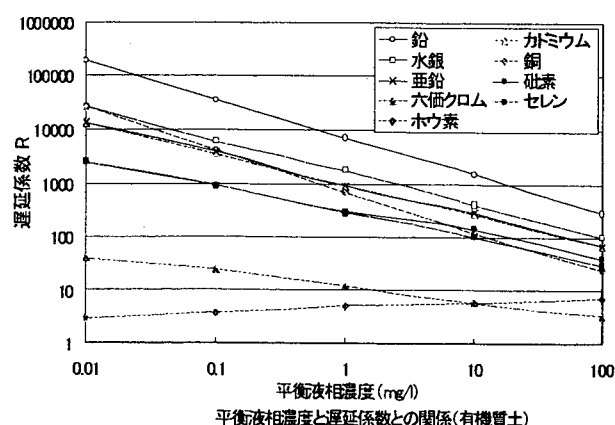


図-8 バッチ吸着試験結果

表-2 バッチ試験結果とカラム試験結果の比較

| 重金属                       | 土質材料  | 遅延係数R |        |
|---------------------------|-------|-------|--------|
|                           |       | バッチ試験 | 超小型カラム |
| 六価クロム<br>(溶液濃度<br>16mg/l) | 砂     | 12.9  | 13     |
|                           | 関東ローム | 3.8   | 2.9    |
|                           | 有機質土  | 8.1   | 4.2    |
| 砒素<br>(溶液濃度<br>3.1mg/l)   | 砂     | 235   | 180    |
|                           | 関東ローム | 89    | 76     |
|                           | 有機質土  | 275   | 85     |
| カドミウム<br>(溶液濃度<br>15mg/l) | 砂     | 50    | 480    |
|                           | 関東ローム | 175   | 760    |

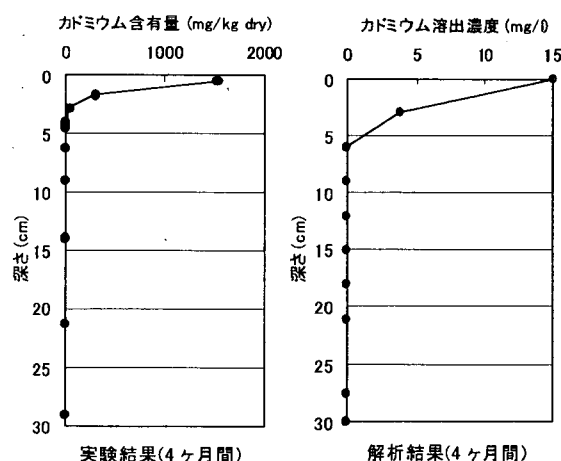


図-9 敷土カラム試験結果と解析結果の比較例(カドミウム)

- ・一次元移流分散解析から覆土・敷土設計に必要な値を算出できる可能性がある。

### <参考文献>

- 1) 上田年比古監訳：W.キンツェルバッハ著  
パソコンによる地下水解析、森北出版(株)、  
pp.169-171、1990

## 1. まえがき

地すべり対策工法である横ボーリング工、集水井工、排水トンネル工等の地下水排除施設は、集水パイプによる地下水排除により、地すべり発生要因である地下水位の低下を図り、それを維持することで斜面を安定させるものである。しかしながら、施設施工後の時間経過に伴い、地下水排除量が減少傾向を示す場合が数多くあり、それに伴う地下水位の上昇による斜面安定度の低下が危惧されている。この原因の一つとしては、集水パイプ内へのスライム付着による目詰まりがあり、地すべり地において数多く確認されている。

そこで、本研究では、集水パイプ内へのスライム付着防止方法の開発を目的として、調査試験を実施したので報告する。

## 2. 集水パイプ目詰まり対策の現状

写真-1は、横ボーリングの集水パイプ内にスライムが付着し、地下水排除の妨げになっている状況である(小見地すべり：新潟県)。現在、集水パイプ内に付着したスライム除去方法としては、パイプ内を高圧水により洗浄する洗浄工が用いられている。



写真-1 集水パイプへのスライム付着状況

図-1には、平根地すべり(山形県)の集水井近傍における集水パイプ洗浄前後の地下水位観測結果を示した。

地下水位は、洗浄後に低下し、洗浄の効果が認められる。しかしながら、時間の経過に伴い再び地下水位が上昇し、集水パイプの洗浄効果は、一時的なものに留まっていることが分かる。これは、洗浄によるスライム除去後、再びスライム付着が生じたためである。

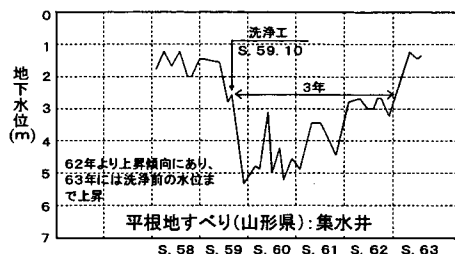


図-1 集水パイプ洗浄前後の地下水位観測結果  
(東北地方建設局新庄工事事務所より<sup>5)</sup>)

近年地すべり対策が進み、地下水排除施設の数は増加している。したがって、スライム除去のための集水パイプ洗浄には、益々多くの労力と時間を繰り返し要することになる。この問題を解決するためには、集水パイプ内へのスライム付着防止方法を開発する必要がある。

## 3. スライム生成機構

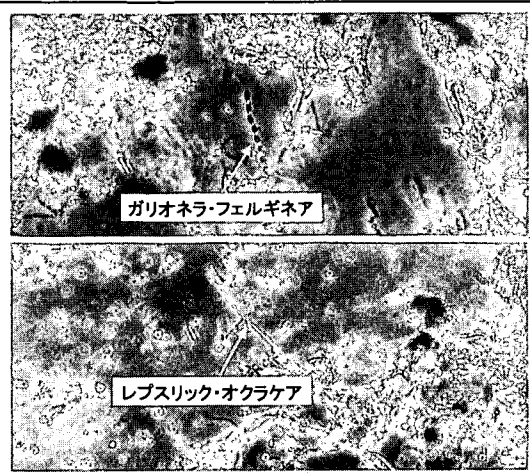
集水パイプ内におけるスライム生成機構を把握するため、新潟県上越地方の地すべり地にある地下水排除施設からスライムと地下水を採取し、それらの成分分析を行った。

スライムの成分分析は、16カ所の地すべり地における地下水排除施設(集水井3基、横ボーリング20基)を選定し、集水井の集水パイプ3本、横ボーリングの集水パイプ20本からスライムを採取して行った。その結果、スライムの主成分は、酸化第二鉄( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )であることが確認された。また、顕微鏡によるスライムの観察では、2種類の鉄バクテリア(写真-2)の存在が確認され、

表－１に示す特徴から、鉄バクテリアがスライムの主成分である酸化第二鉄の生成に関与していることが分かった。

表－１ 鉄バクテリアの特徴

鉄バクテリアとは、地下水や伏流水中に生息し、第一鉄(2価)を酸化させ水酸化第二鉄(3価)として菌体の表面や菌体内に沈積する能力を有するバクテリアの総称である。  
このバクテリアは、第一鉄イオン( $\text{Fe}^{2+}$ )を第二鉄イオン( $\text{Fe}^{3+}$ )に酸化する時に得られるエネルギーにより活動する。また、その際に生成され菌体内外に沈積した水酸化第二鉄はさらに脱水して酸化第二鉄(3価)となり、スライムを生成する。



写真－２ 鉄バクテリア(顕微鏡写真)

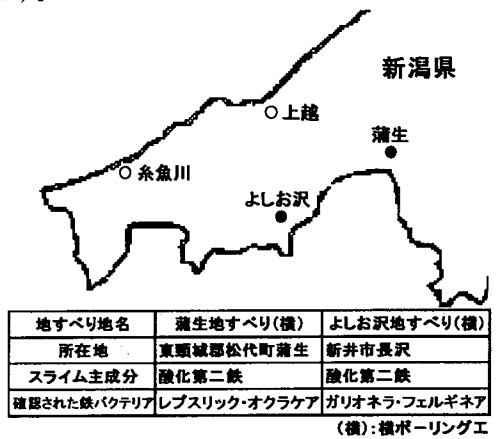
一方、地下水の水質成分分析は、13カ所の地すべり地における地下水排除施設(集水井3基、横ボーリング15基)を選定し、集水井の集水パイプ3本、横ボーリングの集水パイプ15本から地下水を採水して行った。その結果、集水パイプ内のスライム付着量は、地下水中の第一鉄イオン( $\text{Fe}^{2+}$ )含有量が高いほど多い傾向が認められた。このことは、表－１に示した鉄バクテリアによるスライム生成機構と一致するものである。

以上のことから、集水パイプ内におけるスライム生成には、地下水中に生息する鉄バクテリアの活動が大きく関係していることが分かった。

4. スライム生成防止に関する試験

集水パイプ内へのスライム付着防止方法として、鉄バクテリアが集水パイプ内に生息し難い環境を作ることが考えられる。このことから、鉄バクテリアが好気性細菌であることに着目し、嫌気(無酸素)状態では、バクテリアが活性低下

を生じ、スライム生成防止が図れると考えた。  
そこで、酸素濃度とスライム生成量との関係を明らかにするための室内試験(ガラスビン内スライム生成試験、横ボーリング模型内スライム生成試験)と、集水パイプ内酸素濃度低下方法に関する現地試験を実施した。なお、室内試験は、新潟県上越地方にある蒲生地すべり地とよしお沢地すべり地の横ボーリングからスライムと地下水を採取し行った。また、現地試験は、よしお沢地すべり地の横ボーリングにおいて行った(図－２)。



図－２ 試験対象施設

4.1 ガラスビン内スライム生成試験

ガラスビン内において、酸素濃度別の鉄バクテリアによるスライム生成量変化について試験を行った。

図－３は試験装置である。試験は、ガラスビンに地下水及びスライムを入れ、その中にチューブで酸素濃度を調整したガスを流し行った。なお、試料は、ガラスビンに地下水 400ml と鉄バクテリアを含んだスライム 5ml を加え攪拌して均一化した後、鉄細菌培養法b法(公定規格試験法の上水試験法に明記)により調整して作成した。また、酸素濃度は、窒素と酸素の混合割合を変えることで 0、5、10、15、20.8 % (通常酸素濃度)に調整した。この他、スライム生成量は、試験開始後7日間毎にガラスビンを装置からはずし、ガラスビンに付着した酸化第二鉄量を測

定して求めた。

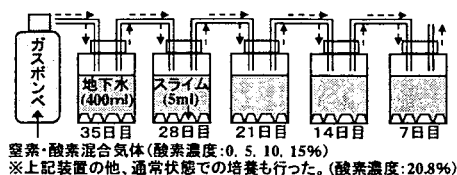


図-3 ガラスビン内スライム生成試験装置

図-4には、ガラスビン内における酸素濃度と酸化第二鉄生成量との関係を示した。通常の酸素濃度では、菌生、よしお沢とも経過日数に伴い酸化第二鉄量の増加が認められる。これに対して、酸素濃度15%以下については、菌生では経過日数による増加は認められず、よしお沢では20mg以下の増加となっている。なお、よしお沢の結果については、経過日数28日後の酸素濃度10%における酸化第二鉄量が70mgと大きな値を示しているが、これは経過日数35日後の酸素濃度15%以下における酸化第二鉄量が全て10mg未満となっていることから、試験開始時の試料調整ミスにより生じたものであると考えられる。

したがって、鉄バクテリアによるスライム生成は、ガラスビン内の酸素濃度を15%以下に低下させることにより抑制されることが分かった。

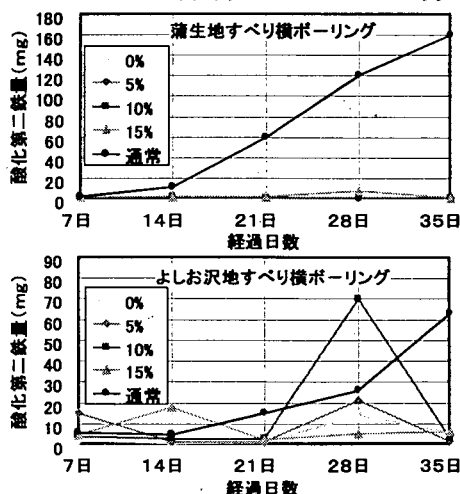


図-4 酸素濃度別ガラスビン内酸化第二鉄生成量

## 4.2 横ボーリング模型内スライム生成試験

横ボーリング模型内において、酸素供給源を遮断した場合における鉄バクテリアによるスライム生成量の変化について試験を行った。

図-5は試験装置である。試験は、横ボーリングの模型(開放状態ものと、密封状態もの)を作成し、その中に地下水を30日間循環させて行った。なお、循環させる地下水は18 lとし、透明タンクに貯留しポンプで0.3l/minを試験装置内に循環させた。また、地下水中への鉄バクテリアと鉄分の供給は透明タンクに鉄バクテリアを含んだスライム10mlと鉄粉20mgを入れて行い、地下水は新鮮に保つために10 lを7日毎に地すべり地から採水し入れ替えた。この他、試験装置内の酸素濃度は、7日毎に塩ビパイプに設けた酸素濃度測定用チューブに検知管を接続して測定し、スライム生成量は、試験開始30日後に試験装置内(パイプ内、タンク内、ホース内)に付着した酸化第二鉄量を計量して求めた。

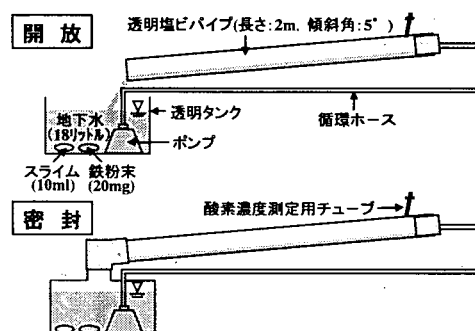


図-5 横ボーリング模型試験装置

図-6は、試験開始後経過日数と試験装置内の酸素濃度との関係を示したものである。装置内の酸素濃度は、菌生、よしお沢とも密封状態の方が開放状態より低いことが分かる。

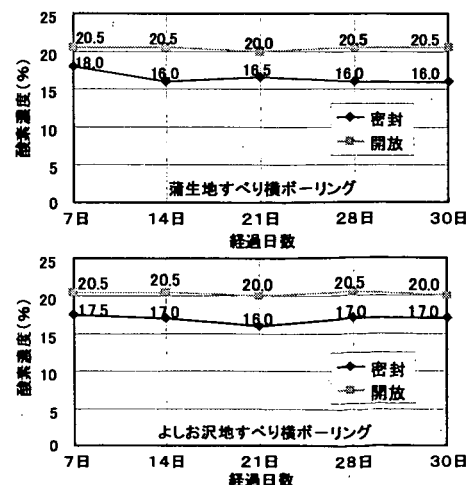


図-6 試験装置内酸素濃度推移

図－7には、試験装置内の酸化第二鉄生成量を示した。酸化第二鉄量の合計は、蒲生、よしお沢とも密封状態の方が開放状態より少ないことが分かる。

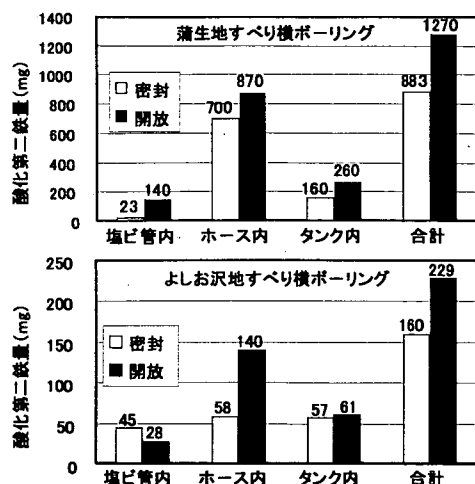


図-7 試験装置内酸化第二鉄生成量

以上の結果、スライムの生成は、密封処理による試験装置内の酸素濃度低下によって抑制されることが分かった。ただし、その抑制効果は、密封処理による試験装置内の酸素濃度低下量が少なかったことから小さいものであった。

#### 4.3 集水パイプ内酸素濃度低下方法

##### に関する現地試験

現地試験は、2本の集水パイプを対象に実施した。この試験の目的は、図－8に示した装置を用いて集水パイプ内の酸素濃度がどの程度低下できるかを確認することである。なお、

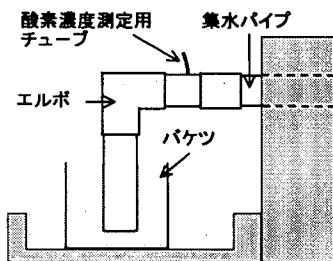


図-8 現地試験装置

集水パイプ内の酸素濃度測定は、エルボに設けた酸素濃度測定用チューブに、検知管を接続し測定する方法と、気体測定用10 lバッグを接続し採気した後に酸素濃度測定機を用いて測定する方法の2通りで行った。また、酸素濃度測定は2回実施し、1回目は試験開始から14日後、2回目は39日後に行った。

表－2は、酸素濃度測定結果である。集水パ

イプ内の酸素濃度は7～13%を示し(通常酸素濃度：20.8%)、パイプ孔口の水封処理によって、大幅な酸素濃度低下が図られた。このことから、集水パイプ内へのスライム付着は、パイプ孔口の水封処理により抑制できる可能性があることが分かった。

表-2 酸素濃度測定結果

| よしお沢地すべり横ボーリング |       | 検知管   | 酸素濃度測定機 |
|----------------|-------|-------|---------|
| 集水パイプ No.1     | 1回目測定 | 7.0%  | 7.3%    |
|                | 2回目測定 | 10.3% | 12.4%   |
| 集水パイプ No.2     | 1回目測定 | 11.0% | 11.4%   |
|                | 2回目測定 | 12.5% | 13.4%   |

#### 5. まとめ

本研究で得られた結果は、以下に示すとおりである。

- 1) 集水パイプ内に付着するスライムは、地下水中の鉄バクテリアによって生成される。
- 2) 嫌気性である鉄バクテリアは、空気中の酸素濃度を低下させることにより活性低下を生じ、それに伴いスライムの生成が抑制される。
- 3) 集水パイプ内の酸素濃度は、パイプ孔口を水封処理することで大幅な低下が図られ、それによるスライム付着抑制効果が期待できる。

#### 6. 今後の課題

集水パイプ内へのスライム付着は、パイプ孔口の水封処理によるパイプ内酸素濃度低下方法により抑制できる可能性があることが分かった。

今後は、この方法の現地試験を継続し、スライム付着抑制効果を確認する必要がある。

##### 【参考文献】

- 1) 大浦二郎他：地下水排除工の機能低下の原因に関する一考察，第36回地すべり学会発表講演集，平成9年
- 2) 飯田正巳他：地下水排除工の機能低下に関する実態と原因の考察，第37回地すべり学会発表講演集，平成10年
- 3) 安藤達弥他：地下水排除施設における集水パイプのスライム付着防止に関する基礎実験，第38回地すべり学会発表講演集，平成11年
- 4) 安藤達弥他：地下水排除施設における集水パイプ内スライム付着防止に関する試験，第39回地すべり学会発表講演集，平成12年
- 5) 東北地方建設局新庄工事事務所：集水施設機能調査報告書，平成2年

# フィルダム・コア材料の現場締固め密度・透水特性

ダム部 フィルダム研究室 ○有銘伸予、豊田光雄

## 1. はじめに

フィルダムのコア材料は、粒径数百mmの岩・礫から細粒分まで含む粒度範囲の広い材料である。設計および施工に用いられる設計値および品質管理基準値は、実粒度の大粒径部分をカットした縮小粒度による室内試験から決められることが多い。しかし、室内試験と現場盛立試験結果において使用材料の粒度や締固め方法が異なるためそれらを十分に補正できないのが現状である。そのため、施工時の品質管理においては、室内試験結果を基準として締固め度を評価しているが、現場の締固め特性との整合性においていくつかの課題がある。このように、モールド内の室内締固め密度と現場におけるローラ転圧による締固め密度との間に、一義的な対応関係を見いだすことが困難な現状で、合理的な設計および施工管理を行うには、現場の締固め特性を精度よく把握する必要がある。なお、これまでに室内と現場の締固め関係についていろいろ議論されているが、いまだ不明なことが多い<sup>1)</sup>。この要因のひとつには、現場締固め密度の測定において、置換法が主に用いられており精度の高い数多くのデータが得られなかったことがあげられる。最近では、現場密度測定において、測定容積が大きいR I 測定器が開発されコア材料のような礫を多く含む材料に対応でき、しかも多点数の測定が可能となった<sup>2)</sup>。

本論文は、2種類のフィルダムのコア材料について、これらの新しいR I 測定器を用いて室内試験と同様に試験含水比を変えた現場締固め試験を行い、室内と現場の締固め特性を考察した結果を述べるものである。

## 2. 試験概要

### 2.1 試験材料

試験に用いた材料は、ロームと軟岩(緑色片岩)のブレンド材(以降A材という)と、ロームと河床砂礫のブレンド材(以降B材という)の2種類のコア材料である。現場および室内の試験粒度を図-1に示す。

A材の最大粒径  $d_{max}$  は 75mm、細粒分含有率  $F_c$  は

25~35%、B材の方はそれぞれ  $d_{max}=150\text{mm}$ 、 $F_c=14\sim26\%$  である。

### 2.2 試験方法

室内試験は、A材では通常行われる突固め試験以外に振動ローラによる現場締固めとの類似性を考慮して内径 30 cm モールドによる振動締固めも行った。振動締固めには電気ハンマー(重量 353N、打撃回数 900 回/分)を用いた。A材、B材の突固め試験は突固めエネルギー  $1 E_c(54.9\text{MN}\cdot\text{m}/\text{m}^3)$  で、A材では内径 10cm モールド、B材では内径 30cm モールドを用いた。室内試験材料は、A材は振動締固め用には最大粒径 53 mm 以下、突固め用には最大粒径 19 mm 以下のせん頭粒度とし、B材は最大粒径 63 mm 以下のせん頭粒度とした。

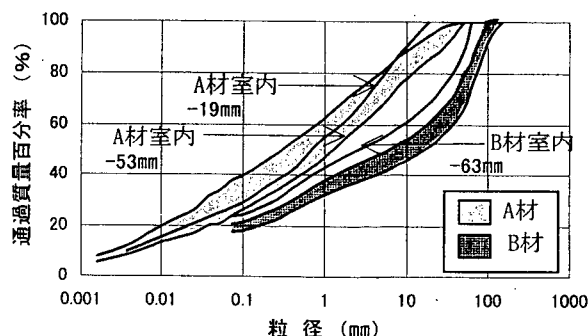


図-1 試験材料の粒度分布

現場試験は図-2に示す大きさの試験ゾーンで、試験含水比を乾燥側から湿潤側に変えて各材料についてそれぞれ4ケースの転圧試験を行った。粗粒材と細粒材の混合は、交互に積み重ねて盛立てたものを、ブルドーザーによりスライスカットして行った。乾燥側の試験含水比はバックホウを用いて曝気を繰り返して調整した。転圧後の厚さが30cmになるようにブルドーザーで敷均し、振動ローラ（自重112kN，最大起振力206kN）で転圧した。

現場密度および含水比の測定には、自動走査式RI密度計（略称SRID）を用いた。SRIDは透過型のRI密度計で、線源棒を地盤中に差込み（線源深さ30cm）、線源棒を中心に密度計と水分計が回転して平面的には直径80cmのエリア内の密度および含水比を求めるものである。これは、図-3に示すように従来の表面型RI密度計よりも測定容積がかなり大きく、通常のコア材料の場合の置換法（転圧厚さが30cmの場合は、直径30cm、深さ30cm程度の置換孔が用いられる）に比べても数倍以上の測定容積を有する。現場透水係数は、2層目の試験層の最終転圧（A材：転圧回数N=10回，B材：N=14回）を行った転圧面において直径30cm、深さ30cmの掘削孔を設け、地盤工学会基準に準拠した測定法（定水位法）によった。

試験条件を表-1に示す。ここで示した最適含水比  $W_{opt}$  は室内試験から求めた  $W_{opt}$  を礫率補正した値を示している。例えば表記の  $W_{opt}-6$  は  $W_{opt}$  より6%乾燥側であることを示している。

### 3. 試験結果および考察

#### 3.1 室内締固め特性

ここではA材の室内における振動締固めについて述べ、突固め方式による密度および透水係数は3.3項で触れる。図-4は振動方式による締固め曲線である。乾燥密度は締固め時間が増すにつれて双曲線状に上昇する。図-5は締固め時間を固定したときの含水比と乾燥密度の関係である。振動締固めにお

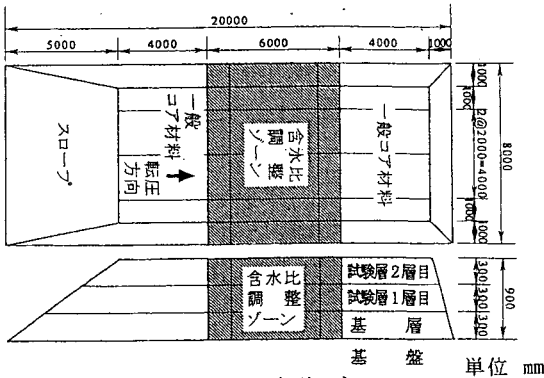


図-2 試験ゾーン

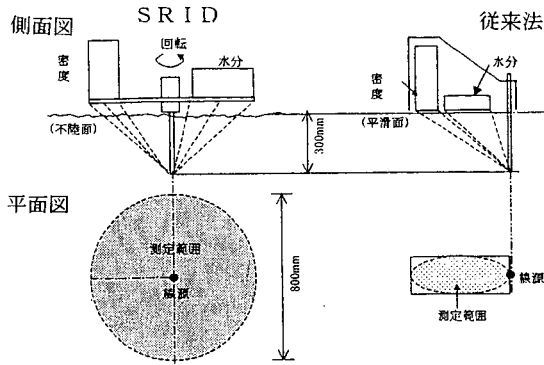


図-3 測定領域の比較

表-1 現場における試験条件

| コア材料  | A材                                         | B材                                           |
|-------|--------------------------------------------|----------------------------------------------|
| 転圧厚さ  | H=30cm                                     |                                              |
| 試験含水比 | $W_{opt}-6, W_{opt}-2, W_{opt}, W_{opt}+3$ | $W_{opt}-3, W_{opt}-1, W_{opt}+1, W_{opt}+3$ |
| 転圧回数  | N=0,2,4,6,10回                              | N=0,2,4,6,10,14回                             |
| 試験層   | 2層                                         |                                              |
| 測点数   | 密度:1層あたり10点、計20点<br>透水係数:2層目、10点           |                                              |

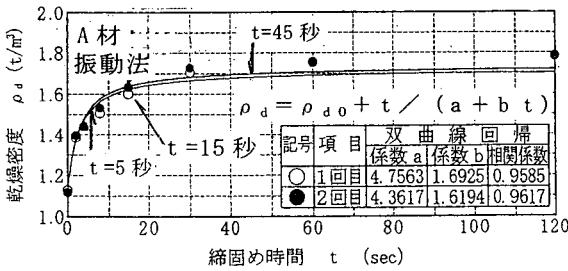


図-4 締固め時間と乾燥密度の関係（室内）

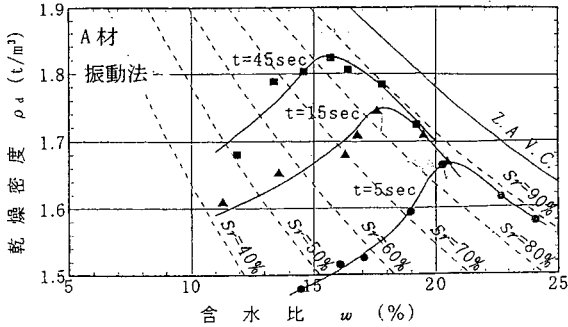


図-5 含水比と乾燥密度の関係（室内）

いても締固めエネルギーの増加に伴い最適含水比が低下し、最大乾燥密度が大きくなる傾向が明瞭である。

### 3.2 現場締固め特性

図-6に施工含水比をパラメータとして、A材の転圧回数と乾燥密度の関係を示す。転圧回数ごとの密度の1プロットは、試験ゾーンで得られた10測点を平均した値である。最適含水比より湿潤側の材料では、転圧回数が増えても密度の上昇につながらず、乾燥側では転圧回数が増えると密度が増大したあとに収束する。図示していないがB材でも同様の傾向を示した。すなわち、締固めエネルギーの効果は施工含水比に左右される。

図-7は、A材において数均し後（転圧回数  $N=0$  回）と最終転圧回数（ $N=10$  回）の含水比と乾燥密度の関係で

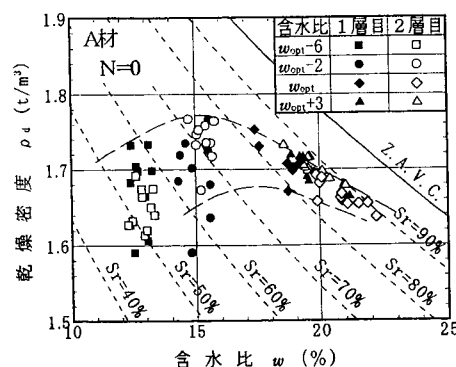


図-7 A材の含水比と乾燥密度の関係（現場）

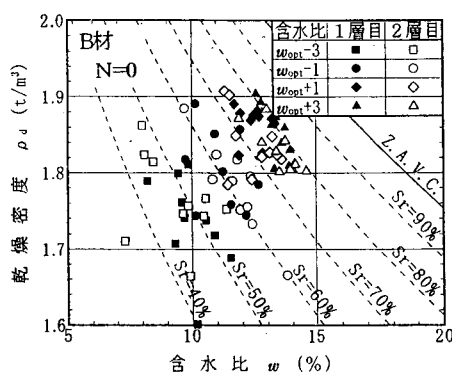


図-8 B材の含水比と乾燥密度の関係（現場）

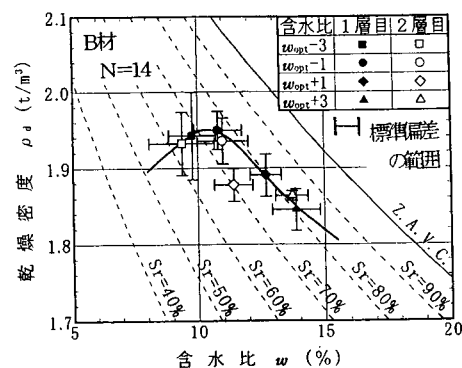


図-9 平均値で示した含水比と乾燥密度の関係（現場）

### 3.3 室内と現場の締固め密度・透水特性の比較

図-10は締固め密度について室内試験（振動法、突固め法）と現場試験（転圧回数ごとに平均値で示した締固め曲線）を比較している。A材、B材とも転圧回数（または締固めエネルギー）が増

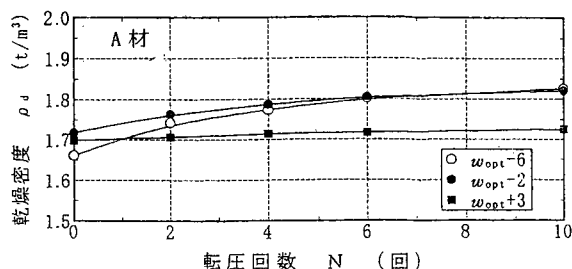


図-6 転圧回数と乾燥密度の関係（現場）

えると最適含水比はやや低下し、乾燥密度は増加する傾向にある。A材では1Ecで突固めた締固め曲線とそれを礫率補正した締固め曲線を併記している。それらの最大乾燥密度はそれぞれの現場締固め曲線上で転圧回数 2～6 回の最大乾燥密度に相当し、最適含水比は現場に比べ約 4% 高い。一方、B 材では室内試験

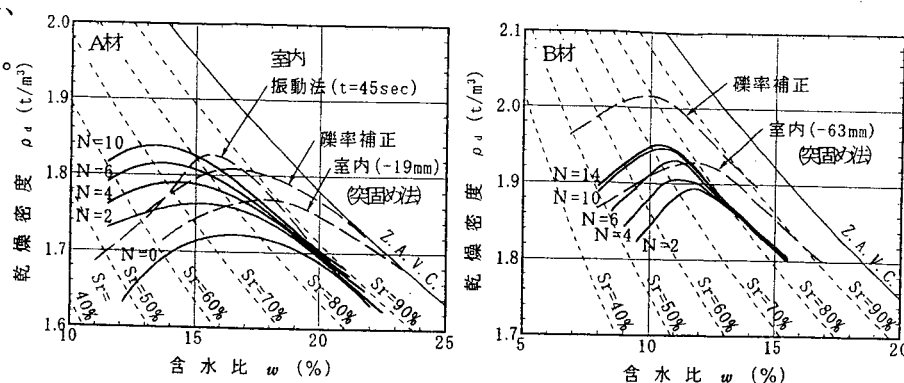


図-10 室内と現場の締固め密度の比較

結果の最大乾燥密度は転圧回数 6 回の最大乾燥密度に相当し、最適含水比は約 2% 高い。礫率補正した値で比べると、室内の最大乾燥密度は N=14 回の現場締固め密度を上回り、最適含水比は約 1% 低くなっている。

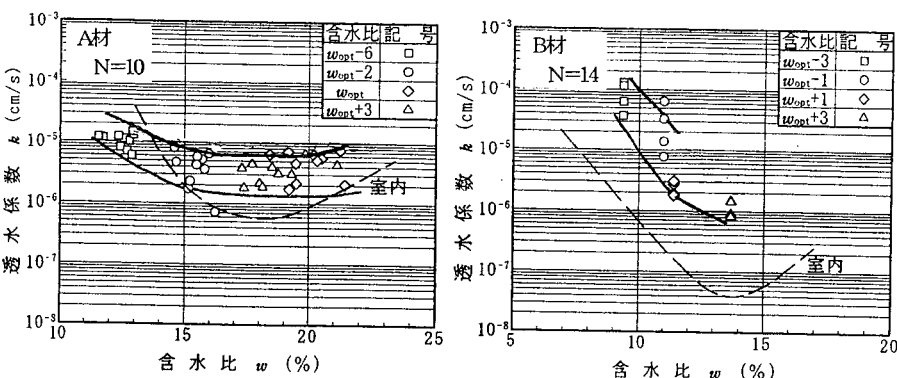


図-11 室内と現場の透水係数の比較

図-11 の透水係数についても室内と現場では異なる傾向を示す。すなわち、室内の透水係数は、A 材、B 材とも最適含水比より湿潤側で最小透水係数となる。しかし、現場の透水係数は今回の試験含水比の範囲内では、室内のような傾向はみられず、A 材では現場 (N=10) の最適含水比をこえるとほぼ一定の値を示すのに対し、B 材では現場 (N=14) の最適含水比をこえても単調に減少する傾向を示している。

#### 4. まとめと今後の課題

今回の 2 つのコア材料について、室内と現場の締固め試験結果を要約すると次のことが言える。(1) 振動法による締固め密度は、室内および現場とも転圧エネルギーに対して双曲線状に増加し収束する。ただし、現場においては最適含水比より湿潤側では乾燥側に比べて転圧効果が小さい。(2) 現場締固めにおいても最適含水比と最大乾燥密度が存在する。(3) 含水比と透水係数の関係は室内の傾向とは異なり、現場で得られる透水係数は、今回の試験含水比の範囲内において最適含水比をこえるとほぼ一定か単調に低下する傾向を示した。

今回の検討は一般的な室内試験と現場の転圧試験を比較対照としたものであり、当然のことながら、締固めエネルギーの違いなど各種試験条件が合っているわけではない。しかし、現場締固め結果を踏まえて室内の締固め試験法とその結果から設計密度を推定する従来の手法については、今後の課題になると考えられる。また、品質管理においては現場密度の測定精度が向上してきたことにより、管理基準値の設定などにおいては、これらを積極的に活用する必要があると考えられる。

参考文献 1) 地盤工学会：粗粒材料の現場締固め、pp. 65～96、1990。 2) 豊田光雄・吉田等・延山政之：自動走査式 RI 密度計 (SRID) の開発とフィルダムの適用、ダム工学、Vol. 7、No. 2、pp. 98～113、1997. 6。

# 仔アユの取水口への迷入軽減効果に関する水理模型実験

河川部河川研究室 二村貴幸

## 1. はじめに

霞ヶ浦導水事業計画は、那珂川と利根川を霞ヶ浦を介して導水路で結び、片方の河川が渇水時に他方の河川から導水するとともに、周辺の水瓶である霞ヶ浦の水質浄化を図るものである。那珂川はアユが豊富に生息していることで知られている。アユは回遊魚で、その産卵・孵化の場所が那珂川の取水予定地点より上流にあり、また仔アユ（孵化直後のアユ）はほとんど遊泳能力がない。このため、那珂川の水を霞ヶ浦へ導水する際に仔アユが導水路側に迷入して那珂川水系全体の生態系へ影響を及ぼす等の懸念がある。以上のことより、縮尺 1/50 の河道水理模型を用い、河道の低水路法線形の変更によって取水地点近傍の流れを制御する河道を、仔アユの迷入軽減の観点から求めることとした。本論は、仔アユの代わりに浮子を用い、これを取水予定地点上流から投入し、その取水口へ流入する割合を一つの判断指標として検討した結果を報告するものである。

## 2. 検討方法と結果

現地の仔アユの代わりに模型で浮子を用いる

ことの妥当性を確認するために、まず現地の仔アユと模型の浮子の観測データを再整理した（2. 1）。次に、河道模型に浮子を流し、その取水口への迷入割合を判断指標として最適な河道諸元を試行錯誤的に検討した（2. 2）。なお、図 1 に取水口付近の那珂川の模型平面図を示す。那珂川は 20.5km と 19.0km 周辺で湾曲し、取水口はその下流の 18.5km に位置する。

### 2. 1 仔アユと浮子の流下に関する相似性

#### (1) 現地観測方法および結果

現地河道における仔アユのフラックス分布（単位時間単位面積当たりの仔アユの捕獲個数）を把握するために、平成 5 年の 10 月～11 月に 19.5km 断面において仔アユの流下個数調査が霞ヶ浦導水工事事務所にて実施された。この調査では 18～6 時の間に 2 時間ピッチで断面の左岸、中央、右岸の 3 箇所各水深中央にプランクトンネット（口径 45cm、目合約 0.3mm）を設置し、5 分～12 分間仔アユを捕獲した。

図 2 は、観測結果の一例として、仔アユのフラックスの大きかった 10 月 19～20 日、26～27 日、11 月 1～2 日の観測データの平均値を示したものである。これより、仔アユのフラックス

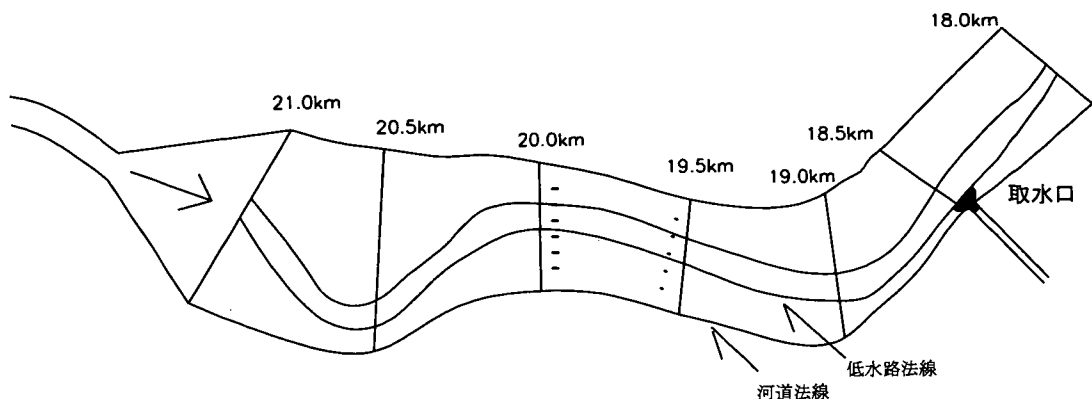


図 1 那珂川の模型平面図

は左岸で卓越する傾向が顕著である。現地河道で仔アユが孵化する場所は、概ね 22~36km と範囲が広く河川の流速も 0.5m/s 以下と遅いことから、20.5km 断面近傍の仔アユのフラックス分布は時間によって異なっているものと考えられる。それにも係わらず 19.5km 断面では左岸で仔アユが卓越する傾向があるということは、次のような傾向があると推定される。①仔アユに遊泳能力がほとんど無いため、河川流とほぼ同様に流下する②仔アユのフラックス分布形は河道平面形の履歴をあまり受けず、対象としている箇所直上流の平面形に左右されやすい。

### (2) 模型実験の方法および結果

仔アユの迷入軽減の効果についてより精度高く検討するためには仔アユの模型を流すことも考えられるが、実物の仔アユの全長は約 6mm と小さくかつその流下特性の解明が不十分である。そこで浮子を 20.5km 断面から投入し 19.5km 断面での浮子のフラックス分布を調査し、仔アユの動きを模擬してみた。実験にあたっては当該地点までは感潮域であることから取水後の 18.3km 断面で干潮位(T.P.-0.56m)および満潮位(T.P.+0.61m)に応じた水位を設定し、浮子を 20.5km 断面で左岸・中央・右岸に等分割した 3 点で同時に投入し 19.5km 断面における浮子の通過位置の計測を満潮位は 20 回、干潮位は 10 回繰り返した。ここで用いた浮子は、比重が 0.98 で直径  $\Phi=1.0\text{cm}$  (模型値) の球である。また、取水流量を最大の  $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ 、取水後の本川流量を  $Q=30\text{m}^3/\text{s}$  (低水流量程度) として取水量の本川流量に対する割合を最大の条件とすると、取水する前の本川流量は  $Q=65\text{m}^3/\text{s}$  となり、この流量条件で実験を行った。

図 3 はその 19.5km 断面での浮子のフラックス分布を浮子の投下位置および潮位毎に示した

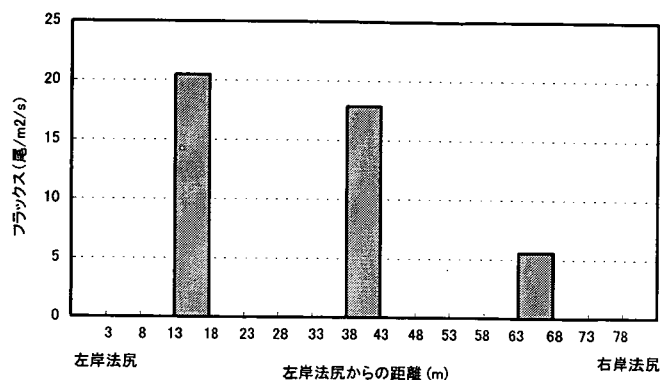


図 2 現地河道での仔アユのフラックス分布

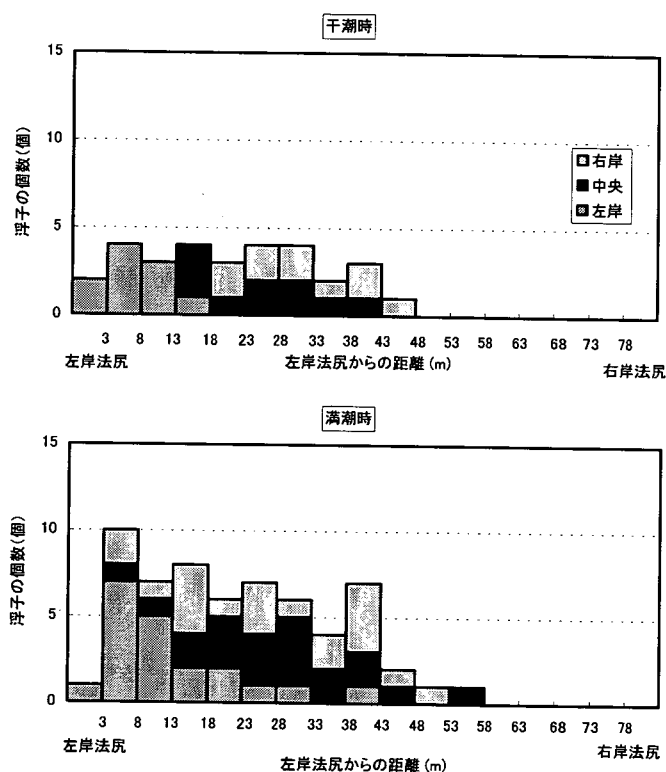


図 3 模型河道での浮子のフラックス分布

ものである。これより 19.5km のフラックス分布形状は左岸側が卓越し、この傾向は 20.5km の浮子の投下位置および潮位にあまり係わらないことがわかる。このように、現地河道の仔アユの流下状況とほぼ同様に、19.5km 断面まで流下してくると浮子の大部分が左岸寄りになると言える。つまり、現地の仔アユと模型の浮子で次の 2 つの相似性がほぼ満足されていると言える。①模型の 20.5km で浮子を投入することの妥当性②19.5km 断面のフラックス分布の相似性

## 2. 2 浮子の迷入割合を判断指標とした河道諸元の検討

### (1)実験方法

前述の相似性の結果を受けて、浮子の取水口への迷入割合を軽減できる低水路法線形を実験で試行錯誤的に求めた(改良案河道、図4参照)。浮子の迷入割合の算定にあたっては、次のようにした。①19.5km断面を5mピッチで15分割した各セクションに浮子を投入し、そのうち何割が取水口に入るかをセクション毎に求める(迷入確率)。②①の結果に前節2. 1(2)で求めた19.5km断面の浮子のフラックス分布をかけることにより、セクション毎に迷入する浮子の個数を算出する。③②で得られた浮子の迷入個数の総数を、20.5kmから投入した浮子の総数で割ることにより、迷入割合を求める。

今回の模型実験では平水時の流量を通水したことにより流速が遅く流況があまり定常的ではないことから、精度良く迷入確率を求めるため浮子の投入回数を多くしてデータ数を増やす必要があると考え、19.5km断面から投入する浮子の回数を20回とした。なお2. 1(1)と同様に18.3km断面で干潮位および満潮位に応じた水位を設定し、取水前の本川流量を

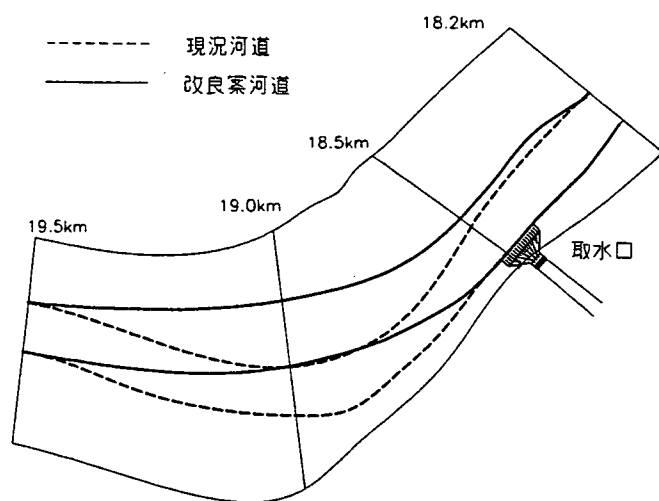


図4 現況と改良案河道の比較図

$Q=65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水流量  $Q=35\text{m}^3/\text{s}$  を通水した。

### (2)実験結果

潮位および河道毎に示した浮子の迷入割合の計算過程(上段:セクション毎の浮子の迷入確率、下段:セクション毎に迷入する浮子の個数)を図5~図8、迷入割合の結果を図9に示

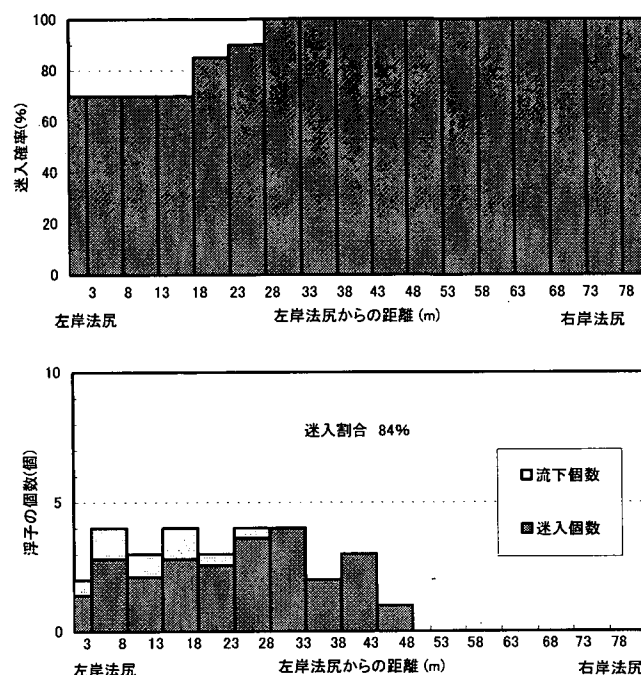


図5 干潮時の現況河道

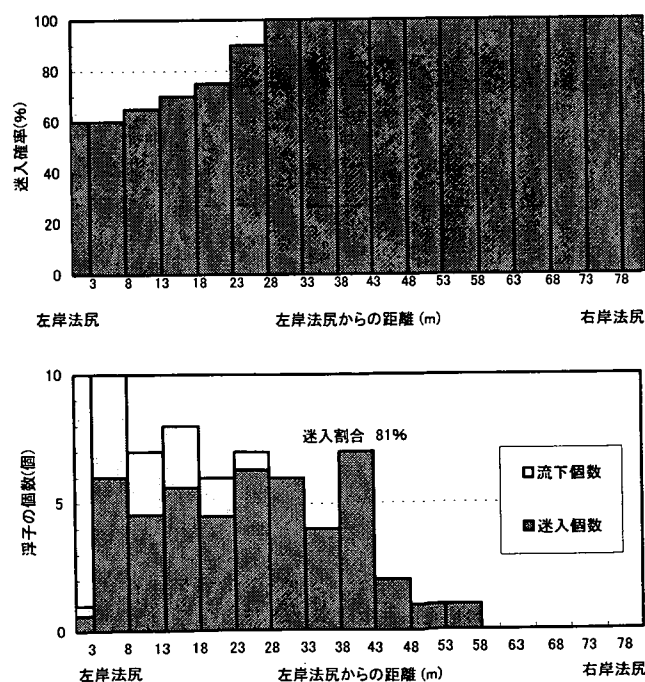


図6 満潮時の現況河道

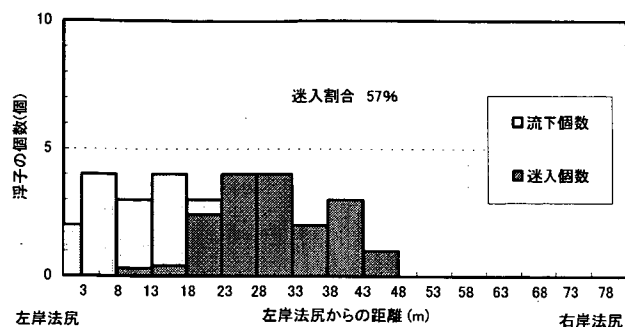
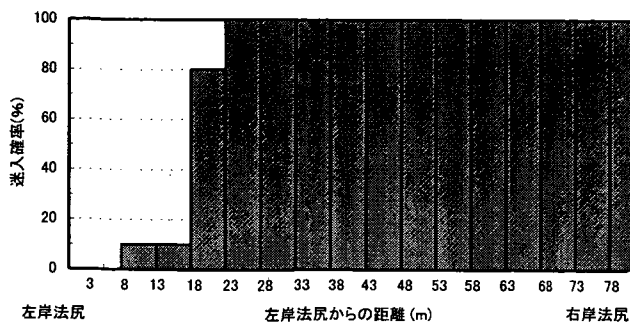


図7 干潮時の改良案河道

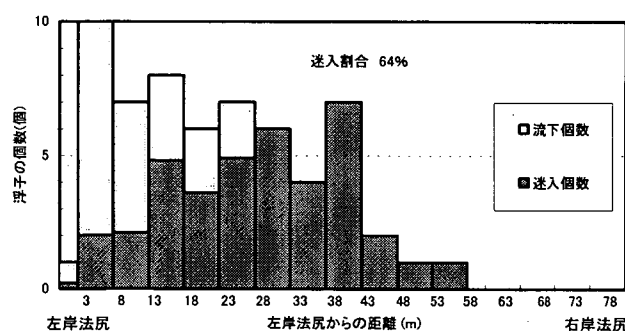
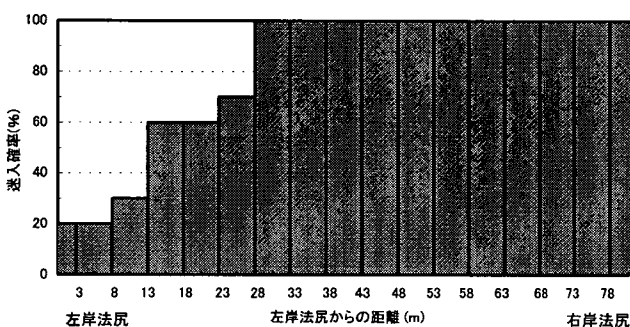


図8 満潮時の改良案河道

す。現況河道と改良案河道の浮子の迷入確率を比較すると満潮位・干潮位ともに改良案河道の左岸側の迷入確率が低くなった。また、潮位別に見ると現況河道ではあまりその違いは見られなかったが、改良案河道の干潮時は満潮時に比べ迷入境界位置がやや明確な傾向がある。浮子の迷入割合は潮位に係わらず改良案河道で約

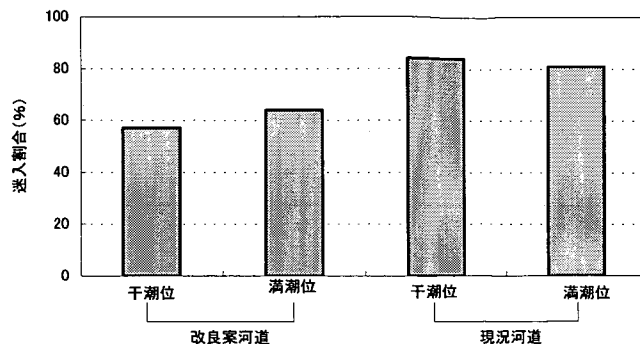


図9 浮子の迷入割合一覧

60%、現況河道で約 80%となり、現況河道から改良案河道にすることにより約 20 ポイント低下することがわかった。これは、19km 地点の低水路法線の湾曲を緩くしたことにより、浮子が低水路法線に沿ってスムーズに流れるようになったことが主要因と考えられる。

### 3. まとめと今後の課題

実際に本川流量の半分程度を取水する条件下の取水口近傍においては、流線が急激に曲がるとともに浮子が大いこと等により、浮子と仔アユの流下特性の相似性は、19.5km 断面までの相似性より若干劣ると考えられる。しかし河道法線形を検討する各実験ケースでの比較にあたって、浮子の迷入割合は一つの判断指標としては充分と言える。

本検討で得たれた浮子の迷入割合は、流れの非定常性や浮子で仔アユの代用とした相似性、現地の仔アユの流下特性が完全に解明されていないこと等の問題を含んでいる。そのため、浮子の迷入割合の精度を高めるには、河川の縦断方向の各地点で同時刻の観測を行うことにより仔アユの孵化と流下位置を把握していくことが今後必要と考えられる。

## 1. はじめに

1999 年 5 月に海岸法が改正され、消波機能等を有する砂浜を海岸保全施設として指定することが可能となった。指定にあたって海岸管理者は、消波施設としての砂浜や堤防の基礎地盤としての砂浜の範囲を設定することとなるが、指定される砂浜は安定的に確保されることが必要となる。しかしながら、天然の砂浜は常時来襲する波浪によって絶えず変動を繰り返しており、その変動量について理解しておくことが、海岸保全施設としての砂浜を指定する上で重要となる。

そこで本研究では、阿字ヶ浦漂砂観測栈橋(以下、栈橋)において 1977 年 1 月から 1996 年 3 月にかけて観測された断面測量の資料を用いて、その汀線変動特性を調べた。ここでは変動特性として汀線位置に注目し、水文学や波浪統計の分野において開発されてきた極値統計解析により(Stedinger ら, 1993; 合田, 1997), 年超過確率数十分の一の汀線変動量を求めることとした。さらに、阿字ヶ浦の結果を参考にして、いくつかの建設省直轄海岸の汀線変動量についても言及した。

## 2. 海岸保全施設としての砂浜

### 2. 1 定義

海岸法においては、海岸保全施設としての砂浜は「海岸管理者が消波等の海岸を防護する機能を維持するために設けた砂浜で、指定したものに限り」と定義されており、①工作物を設置するとともに、養浜により設けた砂浜、②工作物により保全される、もしくは堆積した砂浜、③養浜のみで維持していく砂浜の3つが考えられる。

以下では、単に“砂浜”と表現した時には“海岸保全施設としての砂浜”を表すものとする。

### 2. 2 砂浜の目的・機能・性能

天然の砂浜の後退量を調べるにあたり、砂浜の目的・機能・性能を防護・環境・利用面から表-1に整理した。性能については、その評価手法をもって表した。海岸保全施設の前提条件となる防

表-1 砂浜の目的・機能・性能

| 目的  | 機 能                                     | 性能評価手法              |
|-----|-----------------------------------------|---------------------|
| 防護  | ・越波防止機能                                 | 打ち上げ高・越波量の低減率, 安定性  |
| 環境  | ・水質浄化機能<br>・生物の生息空間機能<br>・景観機能          | 浄化率, 生物の生息状況, 景観阻害度 |
| 利用  | ・海水浴場としての機能<br>・漁場としての機能<br>・祭りの場としての機能 | 利便性, 快適さなど          |
| その他 | ・堤防等の構造物基礎としての機能                        | 地盤支持力, 洗掘量, 安定性     |

護の点で、また堤防等の基礎となる点において、砂浜は変動が少なく安定なことが重要である。

図-1は、天然の砂浜の変動量を理解することの意義を説明するためのイメージ図である。何らかの原因により、(a)図のように海浜断面が侵食されたとき、海浜断面の減少により波の打ち上げ高が増大するため、何らかの対策が必要となる。そのような海岸に養浜を行う場合、打ち上げ高が堤防法線上で堤防天端高を超えないように、(b)図に太線で示すような海浜断面が最低限必要とな

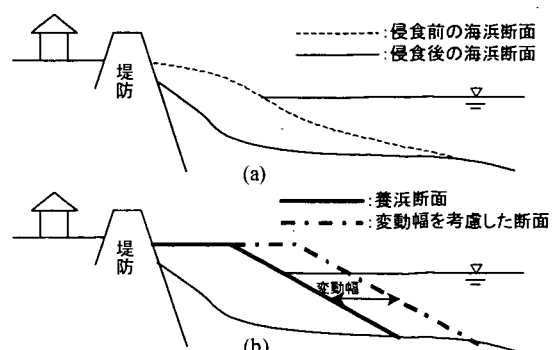


図-1 変動幅設定のイメージ

る。しかしながら、砂浜は常時変動しているため、太線の断面を確保するだけでは十分ではない。例えば、30年間維持できるような施設として砂浜を考えるならば、年超過確率  $1/30$  の変動幅を余裕幅として持つ計画海浜断面を設定すべきであろう。

### 3. 天然の砂浜の変動量評価

#### 3. 1 阿字ヶ浦海岸の汀線変動データ

天然の海岸において、長期にわたる断面測量が実施されてきた海岸は非常に少ない。栈橋では約20年間にわたり毎週断面測量が実施されてきた(山本ら, 1999)。図-2は、その測量結果から算定した汀線位置( $X_s$ )の経時変化を示す。以下では、この1003個のデータからなる時系列を資料として用い、砂浜の変動量、特にその後退量について極値統計解析を試みる。ここで、後退量は平均汀線からの侵食量とした。

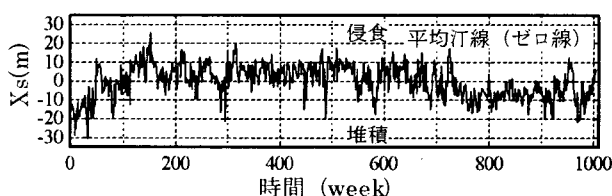


図-2 阿字ヶ浦海岸の汀線位置の経時変化

#### 3. 2 評価手法

確率統計解析を行う際の前提条件は、標本がランダム性、独立性、均質性、斉次性を有することである。ランダム性に関しては、明らかに人為的な影響を含む資料を取り除いた上で、汀線変動がある確率法則に従って生起する確率変数であると仮定する。次に、斉次性を確保するためにフーリエ解析により図-2の時系列から周期成分を事前に除去し、独立性を確保するように極値のみ抽出する。均質性については満たされているものと仮定する。

資料となる時系列から標本を作成する際には、ある期間の最大値のみを取り扱うものとある閾値

以上のすべてのピークを取り扱うものがある。前者は一般的に年間の最大値をとる場合が多く、年最大値資料(以下、AMS)と呼ばれ、後者は部分的資料(以下、PDS)と呼ばれる。後者を用いる場合、閾値をどのように設定するかが問題となるが、短期間の観測により大きな標本が得られ、統計解析上有効な手段となる(田中・寶, 1999)。本解析で取り扱うデータは19年間分のデータがあり、海岸における観測では非常に長期間のデータを有しているが、水文統計学の世界から見ると比較的短期間のデータしか持ち合わせていない。そこで、以下ではPDSによる解析結果を中心に述べる。

今、約20年間の資料があり20年以上の再現期間を持つ確率点も推定しようとしているので、確率分布モデルを用いる必要がある。確率分布モデルは極値統計理論に基づく分布モデルとし、PDSについては2母数の指数分布(以下、EXP)、3母数の一般パレート分布(以下、GP)、AMSについては2母数のグンベル分布(以下、Gumbel)、3母数の一般極値分布(以下、GEV)を用いる。

統計資料の標本が与えられ、確率分布モデルが仮定された時、その標本の母集団の特徴を最も的確に表すように累積分布関数を求める作業が母数推定である。ここでは積率の新しい概念として導入されるようになってきたL積率とPWMを用いる。不偏PWM推定値を標本から算定し、L積率と不偏PWM推定値の関係、母数とL積率との関係から母数を推定する。積率法による母数推定を行う場合には不偏性の問題が生じるが、L積率を用いた場合にはその問題が緩和されると言われている(Stedingerら, 1993; 竹内ら, 1997)。

#### 3. 3 解析結果

図-3(a)は、図-2の時系列について、斉次性を取り除くように5年以上の変動成分を除去し、それより短い変動成分のみを示したグラフである。

図-3 (b), (c)は図-3 (a)の時系列からそれぞれ AMS および PDS として値に灰色の丸印を付けて示したものである。(b)では毎年の最大後退位置に丸印が付されており、標本数は19個である。(c)では、ゼロ点を横切って後退し、次にゼロ点を横

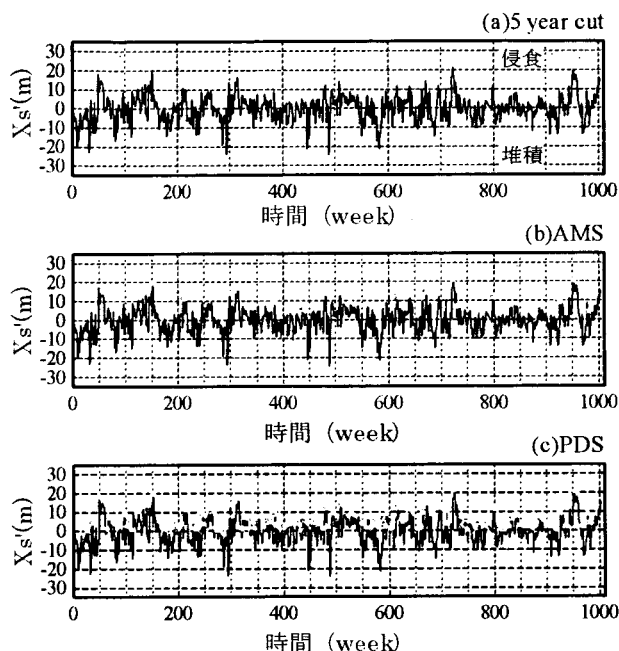


図-3 長周期成分を除去した汀線位置の経時変化 (灰色の丸印が標本としたデータを表す。)

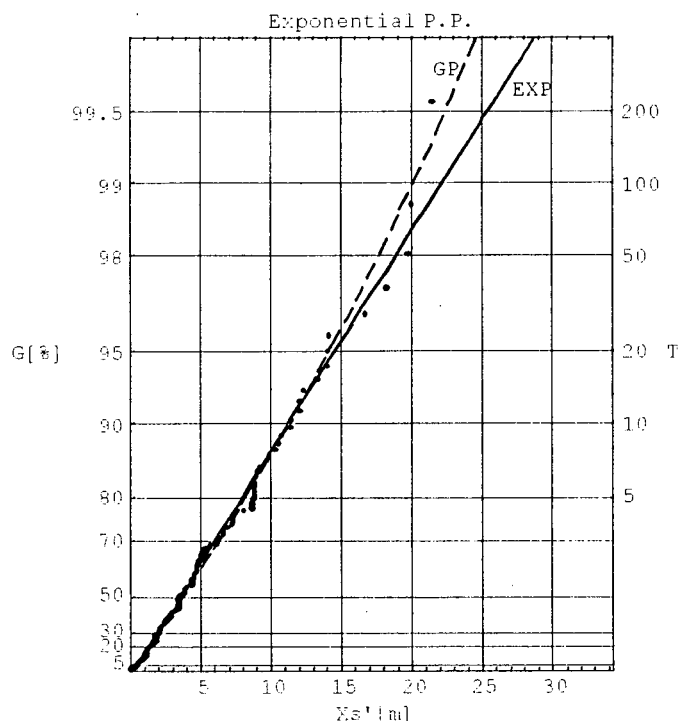


図-4 PDS の指数確率紙へのプロットおよび分布モデルへの当てはめ

切って前進し始めるまでの間の最大後退位置に丸印が付されており、標本数は131個となった。扱う資料によっては、PDS を作成する際の閾値の決定が困難な場合があるが、ここでは閾値をゼロとして PDS を作成した。

図-4 は、PDS を Cunnane のプロットングポジションに従って指数確率紙へプロットしたものである (黒丸)。L 積率法による母数推定を行い、GP および EXP に当てはめた結果も示されている。左側縦軸は非超過確率を表し、右側縦軸の T は再現期間のようなもので、1 年間の平均生起回数で補正した後に再現期間に換算することができる。

表-2 には、図-4 に示された結果と AMS について同様な解析を行った結果について汀線後退量の確率点が整理されている。安定性と適合度を評価するために、jackknife 法による推定値および推定誤差、変動係数、相関係数 (以下、COR)、標準最小二乗規準 (以下、SLSC) も示されている。

AMS に比べ、PDS を用いた方が適合性が良くなっていることを確認できる。PDS について見ると、安定性の面では EXP の方が GP よりも精度の良い結果が得られている。適合度に関しては、

表-2 AMS および PDS を用いた解析結果 (単位: m, 変動係数, SLSC, COR には単位なし)

|      | $T_a$ (年) | GEV   | Gumbel | GP    | EXP   |
|------|-----------|-------|--------|-------|-------|
| 確率点  | 10        | 20    | 20     | 19    | 20    |
|      | 20        | 22    | 23     | 21    | 24    |
|      | 30        | 23    | 25     | 22    | 25    |
|      | 50        | 24    | 27     | 24    | 28    |
| 推定値  | 10        | 20    | 20     | 18    | 20    |
|      | 20        | 22    | 23     | 21    | 24    |
|      | 30        | 23    | 25     | 22    | 25    |
|      | 50        | 24    | 27     | 23    | 28    |
| 推定誤差 | 10        | 2     | 2      | 2     | 2     |
|      | 20        | 2     | 2      | 3     | 2     |
|      | 30        | 2     | 2      | 4     | 2     |
|      | 50        | 2     | 2      | 4     | 2     |
| 変動係数 | 10        | 0.077 | 0.083  | 0.123 | 0.084 |
|      | 20        | 0.075 | 0.086  | 0.148 | 0.084 |
|      | 30        | 0.079 | 0.087  | 0.163 | 0.085 |
|      | 50        | 0.090 | 0.090  | 0.182 | 0.085 |
| SLSC |           | 0.031 | 0.043  | 0.020 | 0.023 |
| COR  |           | 0.992 | 0.975  | 0.997 | 0.994 |

母数の数が多いほど適合性がよくなることが知られているが、2母数のEXPでも3母数のGPに近い適合度が得られている。これらのことを考慮して、ここではEXPの結果を採用すると、阿字ヶ浦海岸における年超過確率1/30の汀線後退量は25m程度と算定された。太平洋側の細砂で構成される天然の砂浜について、その汀線変動量が示されたことにより、今後計画海浜断面を決定する上で重要な情報となるであろう。

### 3. 4 全国直轄海岸への応用

実際には、全国の海岸の汀線変動量が得られることが望ましい。建設省直轄海岸においては、年に1～2回の深浅測量もしくは汀線測量が実施されてきた。また、国土地理院によって、戦後5年に一度程度は航空写真が撮影されている。これらのデータを整理し、汀線の時系列を作成した。データ数は多くても40個程度であり、上で用いた統計解析を適用することはできない。そこで、データ数が極端に少ない海岸のデータを除いて、以下の解析を行った。

最初に、各海岸の汀線位置の時系列について、最小二乗法によりトレンド成分を除去した。トレンド成分が除去された時系列の分散値を求め、阿字ヶ浦のそれと比較することで年超過確率1/30の汀線後退量を推定した。表-3は、地域特性、底質特性および構造物の有無によりデータを整理し、その平均値をまとめたものである。斜線欄は、分類に属するデータがなかったことを意味する。粗砂で構成された海岸では細砂で構成された海岸に比べ汀線変動量が少ないこと、構造物のある海岸では構造物のない海岸に比べ汀線変動量が少ないことなどを確認できる。

### 4. おわりに

主要な結論は以下のようにまとめられる。

阿字ヶ浦海岸の汀線変動データを天然の砂浜の

表-3 建設省直轄海岸の測量データに基づいた年超過確率1/30の汀線後退量(単位:m)

|      | 構造物無し |    | 構造物有り |    |
|------|-------|----|-------|----|
|      | 粗砂    | 細砂 | 粗砂    | 細砂 |
| 太平洋側 | 22    | 25 |       |    |
| 日本海側 | 20    | 34 |       | 20 |

データとして用い、AMSおよびPDSによる統計解析を行い、汀線変動の確率点を算定した。フーリエ解析により周期成分を除去することで斉次性を確保し、さらにPDSを使用することで、誤差の少ない確率点の評価が可能となった。その結果、阿字ヶ浦海岸における年超過確率1/30の汀線後退量は25m程度と算定された。

今後は、各海岸の測量データが蓄積され、各海岸特性に応じた汀線変動量が把握されることが重要である。その結果、海岸保全施設としての砂浜の適切な計画海浜断面の設定が可能となるが、沿岸漂砂の不均衡の是正が前提条件となることも最後に述べておく。

### 参考文献

- 合田良實(1997): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 333 p.
- 竹内邦良・星 清・江藤剛治・寺川 陽・寶 馨(1997): 水文リスク解析, 水文・水資源ハンドブック, 第7章, 水文・水資源学会(編集), 朝倉書店, pp.228-255.
- 田中茂信・寶 馨(1999): 毎年資料と非毎年資料による確率水文量の評価, 水工学論文集, 第43巻, pp.145-150.
- 山本幸次・福島雅紀・佐藤慎司(1999): 阿字ヶ浦海岸における長期断面変化と砂層厚, 海岸論文集, 第46巻, pp.636-640.
- Stedinger, J. R., R. M. Vogel and Efi Foufoula-Georgiou(1993): Frequency analysis of extreme events, Chap 18., Handbook of Hydrology. (Ed.) D. R. Maidment, McGraw-Hill, NY, pp.18.1-18.66.

## 1. まえがき

ダムにおける新しい流量調節用ゲートとして、引張ラジアルゲートの開発が試みられている<sup>1)</sup>。建設省においても中国地方建設局の苫田ダムの水位維持用放流設備および同地建の灰塚ダムの環境用放流設備への引張ラジアルゲートの採用が検討されている。引張ラジアルゲートは、ゲート扉体を引っ張ることによって水圧を支える構造を持っており、従来の部材の圧縮によって水圧を支えるラジアルゲートと比較して、引張力に強いという鋼材の特性を活かしている点で合理的である。また放流管の据付とゲート部の据付を分離できる構造であることから施工面での合理化が期待できる。引張ラジアルゲートに関しては、米国において出口円形2枚扉形式の施工例があるが、放流水脈の拡散や水密構造等に課題があり、我が国において実績がないことも考慮して、水理模型実験により引張ラジアルゲートの水理特性について検討を行った。

## 2. 目的

出口円形 2 枚扉形式の引張ラジアルゲートにおける水理的課題を，ゲート形状の改良により克服し，引張ラジアルゲートの設計に資するため水理特性に関する知見を得ることを目的とする。

### 3. 方法

実験に用いた模型はベルマウス部、直管部およびゲート部から成り、放流管の直径は 20cm であり、直径 2~3m の原型放流管を想定すれば、縮尺は 10~15 分の 1 程度である。ゲート部模型は出口円形 2 枚扉、出口矩形 2 枚扉、出口矩形 1 枚扉の 3 形状（図-1）の比較案を製作し、水密ゴム周辺の流況

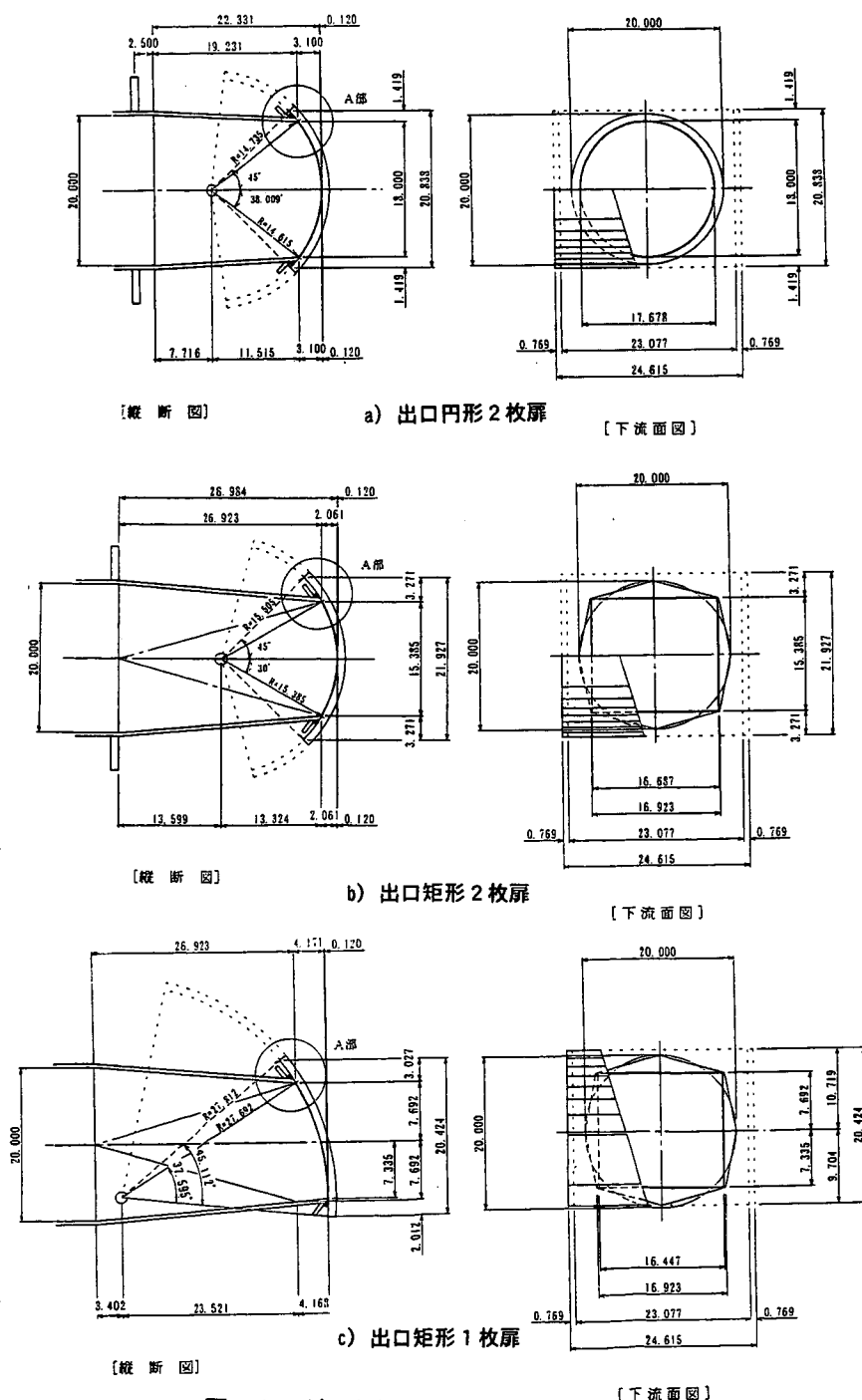
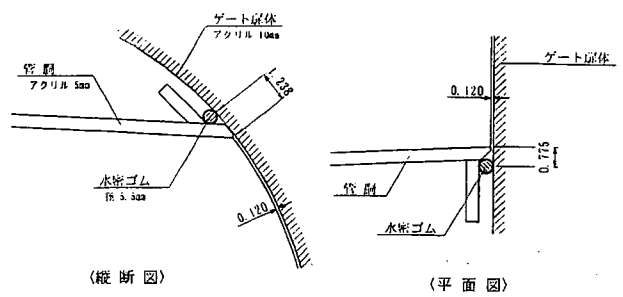


図-1 ゲート部模型図 (単位 cm)

を調査するために、水密部についても可能な限り詳細に製作した（図－2 参照）。

測定項目は、放流能力（水位－流量の関係）、壁面作用圧力、放流水脈の拡幅角度、流況観察である。ベルマウス部に直管部を接続し、その先にゲート部を接続して実験を行った。



図－2 水密部詳細図（出口円形2枚扉）

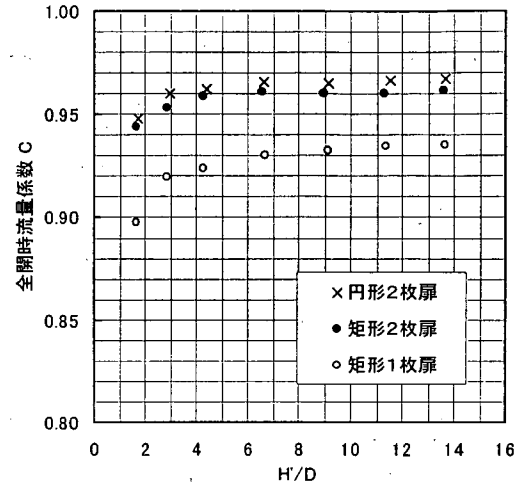
#### 4. 結果

##### (1) 放流特性

図－3 に次式で定義されるゲート全開時の流量係数  $C$  と  $H'/D$  の関係を示す。

$$C = \frac{Q}{A\sqrt{2gH'}}$$

ここに、 $Q$ ：放流量、 $A$ ：管出口断面積（出口断面曲面の管軸方向最上流端位置における断面で定義する）、 $H'$ ：管路部中心標高を基準としたトランジション直上流での全水頭（トランジション始端より上流の流入損失、摩擦損失を差し引いたもの）、 $g$ ：重力加速度、 $D$ ：上流管部の管径である。流量係数を見ると、出口円形2枚扉と出口矩形2枚扉は、ほぼ同じ流量係数を示しており、 $H'/D$  が4以上では、0.96程度の値となっている。矩形1枚扉の場合は若干小さな値となっており、 $H'/D$  が6以上で0.93程度の値となっているが、その差は3%程度と小さい。これらの値は他形式の小規模放流設備（表－1 参照）と比較しても、大きな値となっており、引張ラジアルゲートの放流能力は高い。



図－3  $H'/D$ と全開時流量係数 $C$ の関係

表－1 他形式放流設備の流量係数（文献<sup>2)</sup> 参照）

| 形式        | 高压スライドゲート<br>(矩形タイプ) | ジェットフ<br>ローゲート | ホロージェット<br>バルブ | フィックス<br>トコーンバルブ | コーンスリ<br>ーブバルブ |
|-----------|----------------------|----------------|----------------|------------------|----------------|
| 流量係数（全開時） | 0.94～0.97            | 0.80～0.85      | 0.80～0.85      | 0.85             | 0.73           |

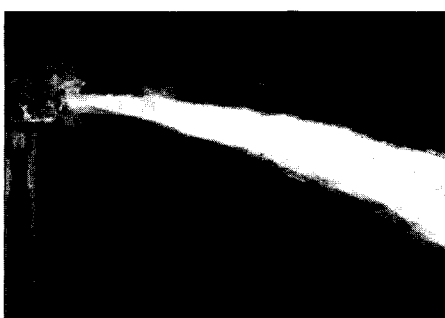
##### (2) 流況

以下の流況の検討においては、作用水頭として直管部底面標高を基準とした貯水池水頭： $H(m)$ を用いて整理する。流況観察は、 $H/D=2, 10, 15$  程度において実施した。このうち一例として、 $H/D=15$ 、ゲート開度  $G=0.8$  の流況を写真－1 に示す。流況観察より次のことがわかった。

- ① ゲート半開放流時には、水脈が幅方向に広がる傾向があり、この傾向は特に2枚扉において顕著である。
- ② 2枚扉でゲート半開時には、水脈の飛散状況が顕著である。これは、水脈の変形に伴い生じており、ゲートリップと放流管～水密ゴム間から生じるヒレ状水脈の衝突（上方で発生する水脈は下方に、下方の水脈は上方に向かう）の影響によるものと思われ、水脈同士の衝突が生じない1枚



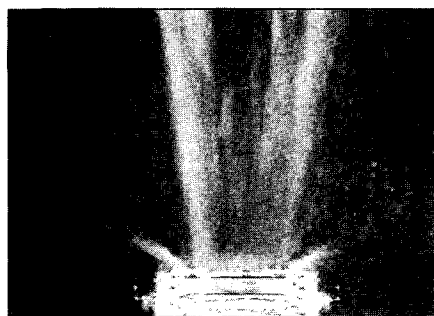
出口円形 2 枚扉（側方から）



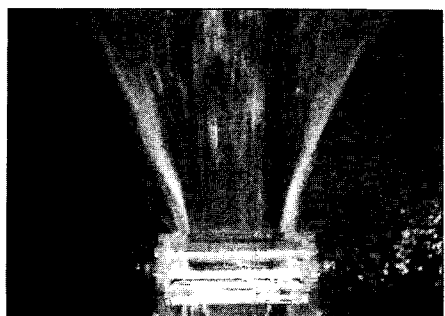
出口矩形 2 枚扉（側方から）



出口矩形 1 枚扉（側方から）



出口円形 2 枚扉（上方から）



出口矩形 2 枚扉（上方から）



出口矩形 1 枚扉（上方から）

写真－1 放流水脈の流況（ゲート開度=0.8,  $H/D=15$ ）

扉では、しぶき状の飛沫は小さい。

- ③ 円形 2 枚扉でゲート開度 0.7～0.9 程度では、②で述べたヒレ状の水脈が幅方向に向かい、水密ゴムを横断する状況が明瞭にみられている（写真－2 参照）。また、水脈の衝突による飛散も、幅方向に広範囲に亘り生じている。これは放流管下流端が幅方向に広がる円弧形状であることに起因すると思われ、矩形 2 枚扉では、このような水脈はみられない。矩形 2 枚扉では、ゲートリップと放流管～水密ゴム間から生じる水脈の衝突による飛散が放流管直下流で生じ、また水脈の変形によると思われるヒレ状水脈の飛散が更にその下流で生じており、ゲート開度が小さくなるに従って、その位置が放流管側に接近する傾向を示す。

- ④ ③の円形 2 枚扉でのヒレ状水脈の影響は、放流管下流端とゲートリップ間の隙間の影響を受けるようであり、隙間を小さくする程その影響は小さくなるようである。一概には言えないが、ゲートリップと放流管～水密ゴム間から生じる水脈の影響が大きいように思われる。



写真－2 出口円形 2 枚扉のヒレ状水脈  
（ゲート開度=0.8,  $H/D=15$ ）

### (3) 放流水脈の拡幅角度

図－4 に主水脈及び副水脈の拡幅角度とゲート開度  $H/D$  の関係を示す。ここに、主水脈は、しぶき状にならないある程度の水脈厚を持った水脈、副水脈は、しぶき状になりやすい二次的な放流水脈として定義し、上方から撮影した参考写真より判読した。図より、主水脈、副水脈とも矩形 1 枚扉の拡幅角度がかなり小さく、放流水脈が安定していることが分かる。矩形 1 枚扉の主水脈の拡幅角度は、 $6\sim7^\circ$  程度、副水脈でも最大で  $30^\circ$  程度である。これに対し、2 枚扉では、主水脈の拡幅角度でも  $20^\circ$  程度である。2 枚扉の円形と矩形では、主水脈の拡幅角度にあまり差はないが、副水脈では円形

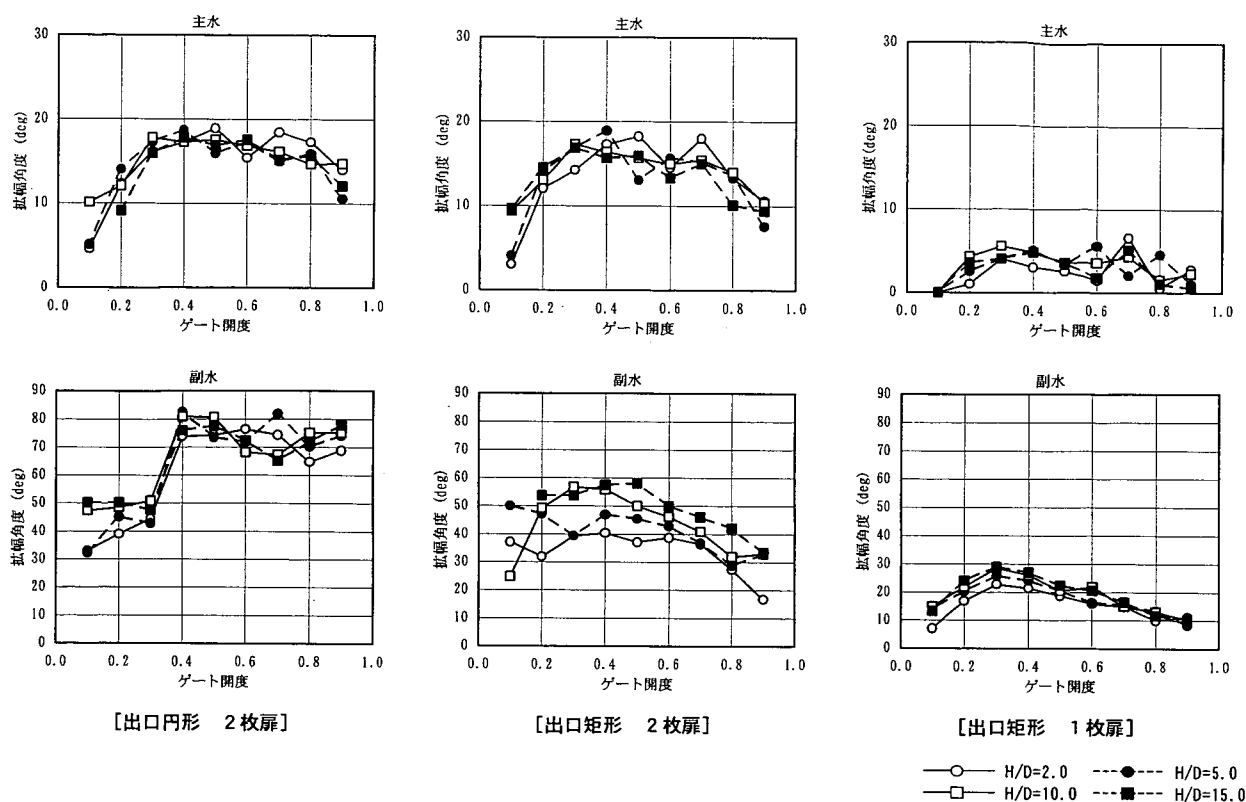


図-4 放流水脈の拡幅角度

のものがかなり大きくなっている。これは、先に示したヒレ状水脈の幅方向への放出ならびに、衝突飛散及びその主水脈への影響による。

## 5. まとめ

引張ラジアルゲートについて水理模型実験を行うことによりその水理特性を検討した。得られた主な知見を以下にまとめる。

- ① 流能力の差は流量係数で3%程度であり、大きな差異はない。
- ② 放流水脈は、矩形1枚扉が、拡幅角が小さく、また水脈の乱れも小さく最も安定している。
- ③ 円形2枚扉ではヒレ状水脈による放流管下流端及び水密ゴム周辺での水脈の乱れが大きい。

以上より水理特性から見ると、出口矩形1枚扉案が優れていると考えられる。また、水密部の製作の面からも、出口円形の場合は水密ゴムの製作が複雑になる点、2枚扉の場合は止水の難しい扉間水密部が必要な点および下方ゲートのずり下がり防止機能等を考慮する必要がある点などのデメリットが挙げられるが、それと比較して出口矩形1枚扉案はシンプルで合理的である。

今後は出口矩形1枚扉形状の詳細な水理的特性を把握し、引張ラジアルゲート導入の検討・設計などに役立てていきたい。

## 参考文献

- 1) 中川博次・柏井条介・渡辺昭・竹林征三：新しい発想による引張ラジアルゲート，ダム日本，No.669，pp.59-65
- 2) ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編），社団法人ダム・堰施設技術協会，p.388
- 3) 田窪宏朗・柏井条介：引張ラジアルゲートの水理特性に関する研究，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，平成10年10月，II-206

## 1. まえがき

揚排水機場は設備の機能と信頼性の確保とともに、設備の簡易化、メンテナンスフリー化、低コスト化が求められている。このため小・中規模の揚排水機場については、標準的な構造や寸法が定められ設計コストの削減が図られている。この標準的な構造では、流入水路から水を低速で引き込み、一旦水槽に溜めた後に水槽に吊り下げられたポンプで吸い上げる形になっている。そのため、大きな水槽が必要となり、揚排水機場の用地もポンプ自体の大きさに比べ比較的広いものとなっている。

しかし、最近では揚排水機場の建設用地の取得が困難であるため、効率的な構造に改修して限られた敷地面積で大きな吸込容量を発揮させることが求められている。

このため本研究では、小・中規模の排水機場における吸水槽形状の小型化を新たに提案し、コンピュータシミュレーションによる水流特性の確認を行ったものである。

## 2. 目的

近年、社会資本へのコスト削減が求められている。これにともない、標準的な構造・寸法の定められていない大型の揚排水機場では、水槽からポンプまでの水の流れを高速化することによって土木構造物の規模を縮小する取り組みがなされている。この流速の高速化（以下、高流速化と言う。）を小・中規模の揚排水機場に適用することが考えられるが、高流速化においては、有害な渦の発生防止や寸法精度等の設計・施工上の課題を整理する必要がある。しかし、小・中規模の揚排水機場においては、高流速化に必要な実験やシミュレーションを大規模な揚排水機

場と同等レベルまで行うことは現実的でない。

そこで、大規模な揚排水機場で実用化されつつある水槽内の高流速化技術を小・中規模の揚排水機場にも適用し、標準化を図るため技術的課題の整理と標準化の方針案を取りまとめた。

## 3. 検討方法

図1に小・中規模の揚排水機場における高流速化の概念をしめす。揚排水機場の高流速化は、図-2に示すポンプ入口部流速 $V_2$ および呑口部流速 $V_1$ の高速化を図ることにより、現行基準の水槽と同等の揚排水量を確保しつつ、水槽（吸水槽）断面積の縮小化を図ることを目的としている。また、この縮小化によって掘削土量やコンクリートボリュームの削減が図られる。かつポンプ入口部流速 $V_2$ の高速化によってポンプ吸込流速 $V_p$ を高速化すること

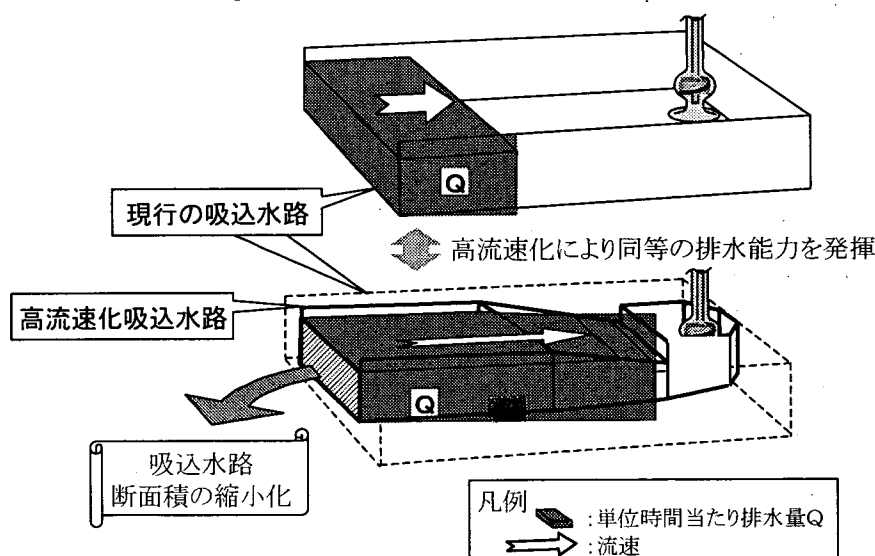


図-1 高流速化の概念

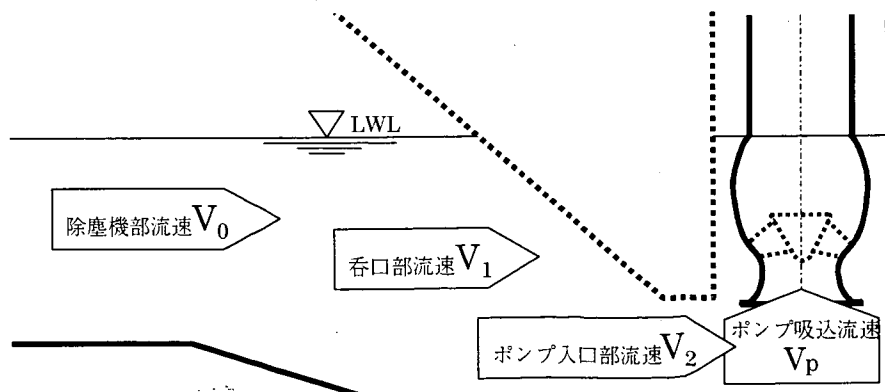


図-2 流路の構造と各部の流速

ができ、ポンプ設備関係の小型・軽量化が図れ、揚排水機場の建設費の低減効果も期待できる。

しかし、ポンプ入口部流速 $V_2$ とポンプ吸込流速 $V_p$ のバランスが悪いとキャビテーションが発生するなど、効率的なポンプの運転が困難になる。このため、コンピュータシミュレーションを行い、流路各寸法の最適化および渦発生状況の確認を行った。

## 4. 結果

### 4. 1 適用範囲

高流速吸込水路の標準化検討範囲は、揚排水ポンプ設備技術基準(案)で標準寸法が規定されているポンプ容量と吸込水路形状の関係を踏まえて整理した。

この基準では、表-1に示すようにポンプの吐出量 $10\text{m}^3/\text{s}$ までを標準化している。これに対応するポンプは口径 $2,000\text{mm}$ までで、流路形式は流路内に開水面がある単純な流路（以下、オープンピット形式と言う。）とされているので、今回はポンプ口径 $2000\text{mm}$ 以下の範囲を検討する。ただし、ポンプ口径 $2000\text{mm}$ については、その高流速化の得失に不明な点が多いため、その標準化は今後の検討課題とした。従って、今回の高流速化ポンプの標準化範囲はポンプ口径 $1,800\text{mm}$ 以下の部分とした。

### 4. 2 基本構造

ポンプ入口部では、水平な流れを垂直に変更する必要がある。これにより有害な渦が発生すると、ポンプの運転に悪影響を与える。

渦発生防止には、流路内の水面をなくし水流全てを拘

束する流路形式（以下、クローズドピット形式と言う。）が理想的であるが、前述した理由から設計・施工の容易さを考慮し、ここではオープンピット形式およびより水流の拘束が可能なセミクローズドピット形式で検討する。また、ポンプや吐出配管などポンプ設備関係は高流速化により設備全体を縮小化させるとともに、ポンプは吸水槽形式に合わせ吊り下げ方式とした。

### 4. 3 高流速化の限界

ポンプ近傍の水流の条件は、フルード数(相似則により、寸法比の $0.2$ 乗の流速比になる。)に依存するため、大型の揚排水機場で用いられている流速をそのまま小型のポンプに適用することはできない。そこで、既存のクローズドピット形式の流速や、オープンピット形式での流速を参考に呑口部流速 $V_1$ は $0.4\sim 0.6\text{m/s}$ 、ポンプ入口部流速 $V_2$ は $1.2\text{m/s}$ を適用限界流速とした。なお、実際のポンプは、水位条件によっては、設計点より $2$ 割程度多い流量まで扱うことになるので、シミュレーションでは、これら基準流速よりも速い条件を含めて検討した。

### 4. 4 流路の標準寸法

流路標準寸法の設定の基本となるポンプ口径の寸法数列は、既設機場で対応も可能とするため、現行の基準で採用されている数列を用いた。

以上の検討を行うため、有害な渦を防止し、スムーズにポンプまで導流する基本的な構造及び寸法については、シミュレーションを行って決定した。

表-1 標準化の範囲と効果

| ポンプ口径<br>(mm) | 現 行 基 準                            |              |              |            | 高 流 速 標 準 化                        |       |                             |            |
|---------------|------------------------------------|--------------|--------------|------------|------------------------------------|-------|-----------------------------|------------|
|               | ポンプ容量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | ポンプ形式        | 吸込水路<br>形状   | 標準・<br>非標準 | ポンプ容量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | ポンプ形式 | 吸込水路<br>形状                  | 標準化<br>の効果 |
| 1800          | 8                                  | 吊下構造         | オープン<br>ピット  | 標準化        | 10                                 | 吊下構造  | ・オープンピット<br>・セミクローズド<br>ピット | 効果あり       |
| 2000          | 10                                 | 吊下構造         | オープン<br>ピット  | 標準化        | 12                                 | 吊下構造  | ・オープンピット<br>・セミクローズド<br>ピット | 効果不明       |
| 2000以上        | 10以上                               | コンクリート<br>構造 | クローズド<br>ピット | 非標準        | 同                                  |       |                             | 左          |

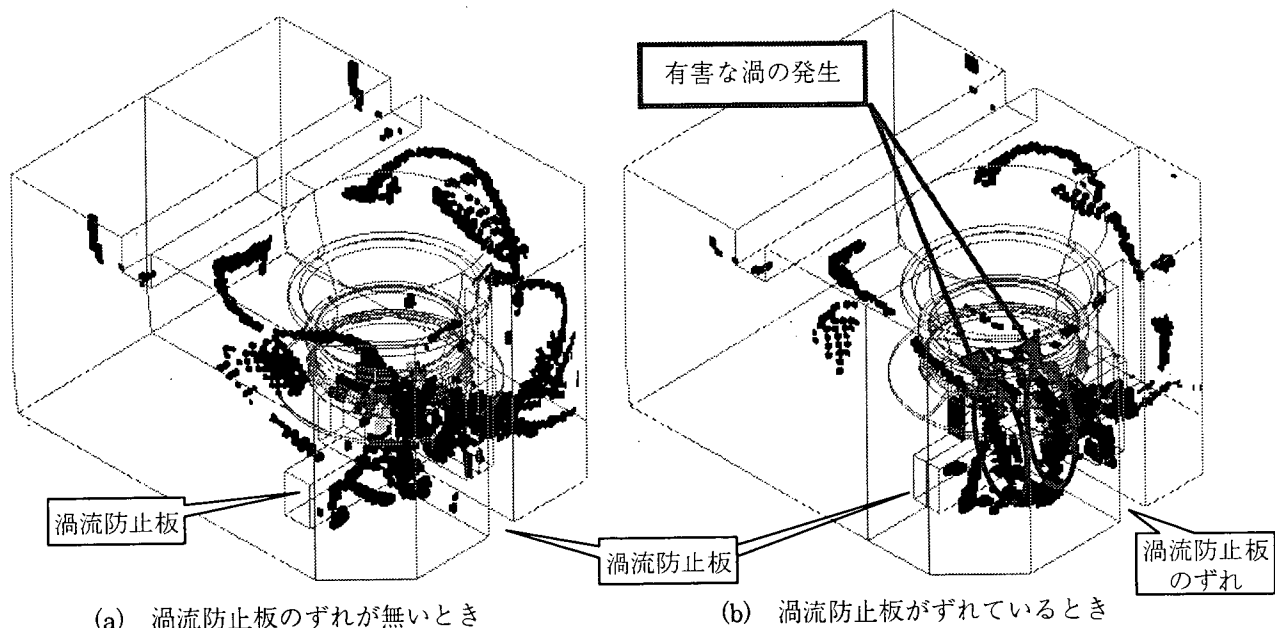


図-3 オープンピットのシミュレーション結果

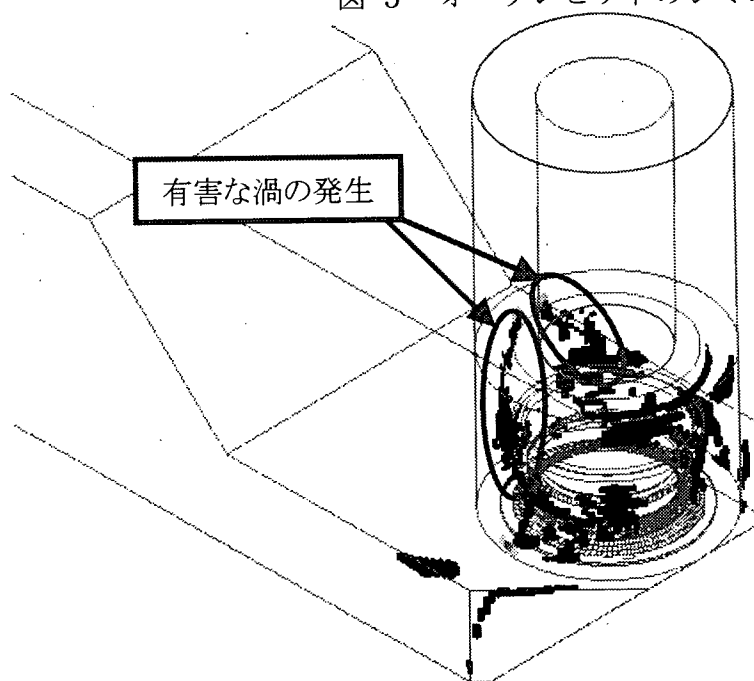


図-4 セミクローズドピットのシミュレーション結果

#### 4. 5 シミュレーション結果

図-3および図-4に吸水槽のシミュレーション結果を示す。

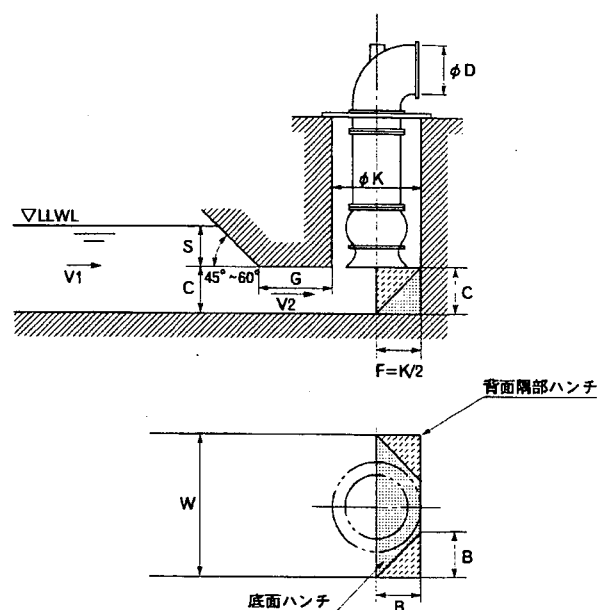
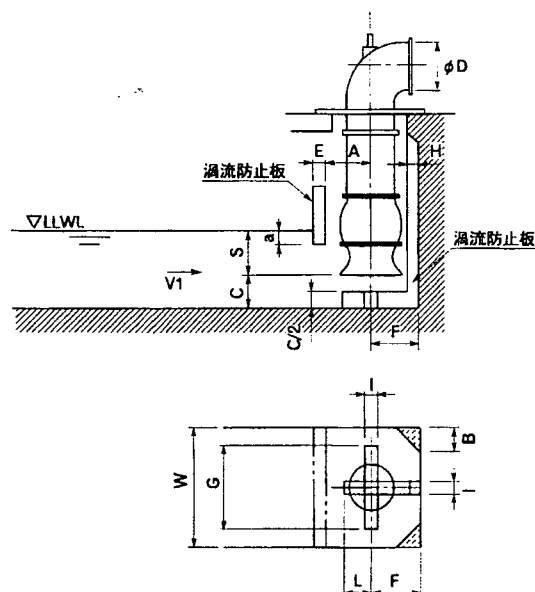
オープンピット形式では、渦流防止板の位置がずれると渦の発生を誘発する。図-3(a)はオープンピット形式でのシミュレーションにおいて、渦の恐れのある個所をプロットしたものであるが、図-3(b)のように渦流防止板設置中心線が横(図で向かって右側)に10%ずれた場合には、ポンプ下部左側に垂直に近い形で連続して渦の発生がみられる。

次にセミクローズドピット形式のシミュレーション結果を図-4に示すが、ポンプに向かってきた流れがポンプ開口部内の背面部側で上向きの流れとなり、反対の水路側では下向きの流れになる。これに伴って、ポンプ開口部の水路側左右で渦の発生が懸念されるプロットが縦に連続している。本シミュレーションはポンプ開口部とベルマウスとの隙間がポンプ口径の10%の時であるが、ポンプ開口部内の有害な渦の発生を防止するためには、ポンプ開口部の隙間を10%より小さくする必要がある。

これらの結果から、図-5に示すような個所について標準的な寸法を提案した。このうち、渦流防止板の位置及びポンプ開口部の施工精度については、上述の有害な渦の発生可能性を考慮し、ポンプ口径の5%以内になるように設定している。

#### 5. まとめ

今回、コンピュータシミュレーションをベースに、揚排水機場の高流速化技術を小・中規模の揚排水機場に適用し、施設の小型化によるコスト削減を目指すことが可能になった。現在の試算では、設備費および建築費で数パーセントの削減効果であるが、標準化が進むことによって、施工上の工夫がなされ、さらに大きな削減につながるも



オープンビット形式の各寸法

| ポンプ計画吐出量<br>(m <sup>3</sup> /s) (従来口径) | 0.83~<br>1.17<br>(φ 700) | 1.17~<br>1.5<br>(φ 800) | 1.5~<br>1.92<br>(φ 900) | 1.92~<br>2.5<br>(φ 1000) | 2.5~<br>3.33<br>(φ 1200) | 3.33~<br>4.25<br>(φ 1350) | 4.25~<br>5.42<br>(φ 1500) | 5.42~<br>6.67<br>(φ 1650) | 6.67~8<br>(φ 1800) | 8~10<br>(φ 2000) |
|----------------------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|------------------|
| W(水路幅) (2.7D)<br>(従来は3.0D)             | 1900                     | 2100                    | 2400                    | 2700                     | 3200                     | 3600                      | 4000                      | 4400                      | 4800               | 5400             |
| G(背面距離) (従来は約1.0~<br>1.3D)             | 800                      | 900                     | 1000                    | 1100                     | 1300                     | 1500                      | 1650                      | 1800                      | 2000               | 2200             |
| C(底面間隔) (0.75D)<br>(従来は1.0D)           | 500                      | 600                     | 650                     | 750                      | 900                      | 1000                      | 1100                      | 1250                      | 1400               | 1500             |
| S(没水深さ) (1.5D)<br>(従来は約1.5D)           | 1050                     | 1200                    | 1350                    | 1500                     | 1800                     | 2000                      | 2250                      | 2450                      | 2700               | 3000             |
| A                                      | 700                      | 800                     | 900                     | 1000                     | 1200                     | 1350                      | 1500                      | 1650                      | 1800               | 2000             |
| E                                      | 250                      | 250                     | 300                     | 300                      | 350                      | 400                       | 450                       | 500                       | 550                | 600              |
| a                                      | 200                      | 250                     | 300                     | 300                      | 350                      | 400                       | 450                       | 500                       | 550                | 600              |
| L                                      | 450                      | 500                     | 550                     | 600                      | 700                      | 800                       | 900                       | 1000                      | 1100               | 1200             |
| B                                      | 350                      | 400                     | 450                     | 500                      | 600                      | 700                       | 750                       | 850                       | 900                | 1000             |
| G                                      | 1300                     | 1500                    | 1700                    | 1900                     | 2200                     | 2500                      | 2800                      | 3100                      | 3400               | 3800             |
| H                                      | 150                      | 200                     | 200                     | 200                      | 250                      | 350                       | 350                       | 400                       | 450                | 500              |
| I                                      | 175                      | 200                     | 250                     | 250                      | 300                      | 350                       | 350                       | 400                       | 450                | 500              |

セミクローズドビット形式の各寸法

| ポンプ計画吐出量<br>(m <sup>3</sup> /s) (従来口径) | 3.33~<br>4.25<br>(φ 1350) | 4.25~<br>5.42<br>(φ 1500) | 5.42~<br>6.67<br>(φ 1650) | 6.67~8<br>(φ 1800) | 8~10<br>(φ 2000) |
|----------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|------------------|
| W(水路幅) (2.7D)<br>(従来は3.0D)             | 3600                      | 4000                      | 4400                      | 4800               | 5400             |
| K(ポンプ開口径)<br>(従来通り)                    | 2300                      | 2600                      | 2900                      | 3100               | 3300             |
| C(底面間隔) (0.75D)<br>(従来は1.0D)           | 1000                      | 1100                      | 1250                      | 1400               | 1500             |
| S(没水深さ) (1.0D)<br>(従来は約1.5D)           | 1350                      | 1500                      | 1650                      | 1800               | 2000             |
| G(吸込直線部)                               | 500以上                     | 500以上                     | 500以上                     | 500以上              | 500以上            |
| B(背面隅部) (K/2)                          | 1150                      | 1300                      | 1450                      | 1550               | 1650             |
| F(背面距離) (K/2)                          | 1150                      | 1300                      | 1450                      | 1550               | 1650             |

G(吸込直線部)については土木構造に合わせ長さを変える。

図-5 揚排水機場における高流速化吸水槽の標準化案

のと考える。また、流況の変化等に伴って、増設の際に当初施工より大きな容量のポンプを必要とするケースもあり、施設の改築や新たな構造物の設置をすることなく対応できる場合も少なくないと考える。

ただし、駆体構造物の施工に高い精度を要求されることや、主原動機出力増加にともなう燃料消費量増大の問題など、課題の検討が残されており、具体的な標準化にあたっては関係機関と十分協議していく必要がある。

最後に、本研究は(社)河川ポンプ施設技術協会と共同研究で取り組んだものであり、同協会の鈴木部長をはじめとする関係者に謝辞を申し上げる。

## 参考文献

- 1) (社)河川ポンプ施設技術協会：揚排水ポンプ設備技術指針(案)同解説・揚排水ポンプ設備設計指針(案)同解説(平成8年3月発刊)
- 2) 村松敏光, 持丸修一, 水上紀明：小・中規模の揚排水機場における建設コスト削減のための流路高流速化, 土木技術資料, VOL. 42 No. 6, 2000. 6

## 外部コストを組み入れた建設事業コストの低減技術の開発

プロジェクトリーダー 建設マネジメント技術研究官 藤本 聡

## 1. はじめに

公共事業に対する社会的な要請の多様化等から、建設事業の実施にあたっては、地球環境や生活環境への影響などに配慮しつつコスト削減を図ることが課題となっている。このためには、既に事業者が負担しているコスト（内部コスト）を削減するだけでなく、環境への影響等のように事業者が負担していないコスト（外部コスト）を評価し、外部コストを含めた総合的な建設事業コスト（総コスト）を削減する技術の開発が求められている。本重点研究プロジェクトは、これらの観点から、外部コストの評価手法、総合的な建設事業コストの評価手法、外部コスト低減のための新技術の開発、民間の技術開発を活用する多様な発注契約方式、建設技術情報の流通システムなどに関する研究を行っている。

ここでは、外部コストの内部化の考え方、外部コストの評価、道路補修工事における総コストの計測と評価について概要を紹介する。

## 2. 外部コストの内部化の考え方

建設事業で発生する外部コストは、技術開発や対策施設の設置さらには各種施策の実施などによって解消または低減することができる。こうした状況は社会の負担を事業者の支出に置き換えたといえることから、外部コストの内部化と捉える。

同じ量の外部コストを低減させる場合においても、内部化の方法によって投資する対策費用は異なる（図-1）。多くの費用を費やした分だけ多くの付加的効果が得られるとするならばその行為が選択される余地はあるが、得られる効果が同

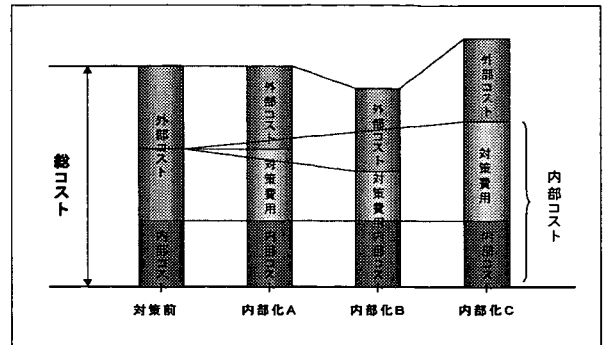


図-1 外部コストの内部化イメージ

じとするならば、総コストの低いものを選択することとなる。すなわち、過去の一定の状態を基準として総コストが低くなる状態を目指すのである。

この時の総コスト低減分を外部コストを含めた総合的なコストの削減と考える。

## 3. 外部コストの評価

建設事業における外部コストの適切な評価手法の確立に向け、以下の作業を行った。

## (1) 外部コストの体系的整理

建設行為によって発生する外部コスト要因をもれなく抽出するための「外部コスト整理シート」を作成した。ライフサイクル（6段階）×事業分野（5分野）×環境区分（22区分）の枠組みとし、事業分野別の『個別表』と、総合化した『総括表』を作成した。

| 計画設計段階 |          |     |
|--------|----------|-----|
|        | 河川・ダム・海岸 | ・・・ |
| 地形・地質  |          |     |
| 地下水    |          |     |
| 植物・動物  |          |     |

整理シート個別表のイメージ

## (2) 重点外部コスト項目の選定

外部コストすべてを対象に計測作業を行った場合、労力は多大になるため、何らかの基準・評価軸を設けて、優先順位付けを行う必要がある。そこで、社会的要請（新聞紙上登場件数、公害苦情件数、国際的関心）に基づく1次選定、及び、内部化施策（公共事業損害補償関連通達、文化財保護法等）の有無に基づく2次選定を行い、留意事項（不可逆性や不確実性等）を整理した上で、以下の重点外部コスト項目を選定した。

|          |             |
|----------|-------------|
| ①植物・動物   | ⑦水質         |
| ②貴重種     | ⑧地盤         |
| ③大気質     | ⑨副産物（リサイクル） |
| ④温室効果ガス等 | ⑩合意形成       |
| ⑤騒音      | ⑪経済         |
| ⑥振動      | ⑫景観         |

## (3) 外部コストの評価手法の整理

外部コストを評価するための代表的な6つの計測手法について特徴を整理した。

| 計測手法       | 特徴と適合性                                |
|------------|---------------------------------------|
| 代替法        | 直感的かつデータ収集が容易だが、適切な代替材や代替サービスが不可欠     |
| ヘドニック法     | 一括評価が可能だが、計測項目が地価関数に大きく反映される必要あり      |
| CVM（仮想評価法） | 非利用価値も含め計測対象の制約はないが、表明選好ゆえのバイアスあり     |
| TCM（旅行費用法） | 顕示選好のため恣意性は少ないが、利用価値の計測に限定される         |
| コンジョイント法   | 個別環境要素の原単位化が可能だが、CVM 同様の問題があり、適用例も不十分 |
| 産業連関分析     | 理論的に確立しているが、事前の貨幣化が前提                 |

## 4. 道路補修工事における総コストの計測と評価

本研究は、道路事業における維持・補修工事の外部コストを抽出・評価し、内部評価（工事費等）と併せてトータルのコスト削減方法を提案することを目的としている。

外部コスト要因を交通渋滞、騒音に絞り込んで、実際の舗装補修工事で交通量・走行速度、騒

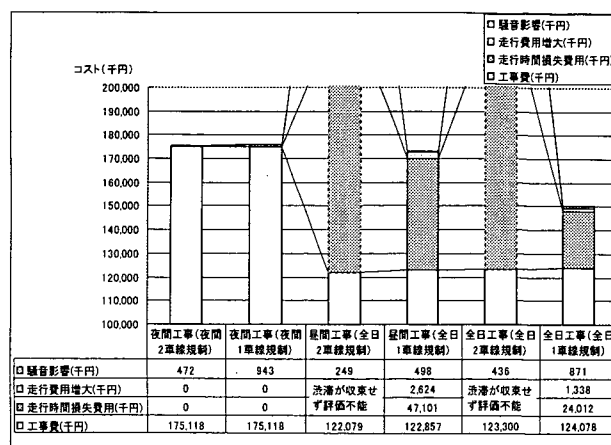


図-2 ケーススタディー結果

音を計測し、定量化されている評価手法によりコスト化した。この結果、舗装補修工事の全体工事費における外部コストの割合は 0.3%と著しく小さい値であった。

そこでケーススタディとして、規制方法、工事方法および交通量を変化させた場合の工事費・外部コストを試算した。その結果、交通渋滞が発生した場合のトータルコストは、工事形態（全日、昼間、夜間）や規制方法（4車線を3車線or2車線）の違いによる工事費より、渋滞損失による方がコスト増になることが確認された。

これらのことから、舗装維持工事においてトータルコストを削減する方策として、工事形態や規制方法の改善によって、交通渋滞を抑えることがポイントであることが分かった。

## 5. おわりに

建設事業を効率的に実施するには、事業者の行為や施策を外部コストの内部化に関連付けて評価し、総合的なコスト削減を図る必要がある。この時、施設の計画から管理に至るライフサイクルで評価することが重要で、事業者が容易に総コストの削減を判断できる仕組みや手法が必要となる。

本研究では、平成14年度までの研究において、「（仮称）総合的なコスト評価のガイドライン（案）」の作成を目指している。

## 1. まえがき

近年，国内外の社会情勢の変化に伴い建設事業をとりまく社会的要求が多様化している。国際社会においては，国際規格及び国際適合性評価制度の発展とそれによる生産効率改善と国際貿易の容易化が求められており，WTO（世界貿易機関）により，GATTスタンダードコードを改訂した「貿易の技術障害に関する協定(TBT協定)」が締結されるとともに，「政府調達に関する協定」が発効されている。この協定において，技術仕様は「デザインまたは記述的に示された特性よりも，性能に着目して定めること」とされている。国際協定を遵守するわが国においては，公共工事を含めた土木工事の技術仕様や関係技術基準類についても国際規格との整合性を確保したものとする必要があるとなっている。一方，国内建設事業においては，コスト縮減や新技術開発導入の促進のために，構造物の技術仕様を構造物本来の目的(性能)達成を重要視したものへ改訂し，設計・施工の自由度を向上させることが求められている。また，土木構造物は，その品質を一層向上させつつ，低廉な価格で供給されることが求められている。

## 2. 目的

建設事業をとりまく国内外の社会的要求の変化に対応するために，新しい品質管理技術を開発することが求められている。そこで，本研究は，国内外の社会的要求に対応した新しい品質管理体系の確立を目的として，以下に示す3つの研究課題を中心とした技術開発を行うものである。

(1) 技術基準，土木工事の性能規定化

(要求の明示方法の開発)

(2) 高精度で合理的なインスペクション技術の開発

(品質管理の高度化技術の開発)

(3) 新しい入札・契約方法の提案

(土木工事实施方法の高度化)

第1の研究課題は，土木工事に関わる各種基準類，土木工事の両面から性能規定導入を図るものである。性能規定は，構造物の性能を重要視する考え方であり，性能規定導入により，技術仕様を構造物の性能に着目したものとするとともに，設計・施工の自由度を向上させることが期待されている。土木分野への円滑な性能規定導入のためには，技術基準類の性能規定化が必要である。また，技術基準類は土木工事の設計・施工・維持管理を適切に実施するための道具でしかなく，国内外の社会的要求に対応するためには，土木工事そのものの性能規定化が必要である。

第2の研究課題は，高精度で合理的な新しいインスペクション技術を開発するものである。このインスペクション技術を土木工事の品質管理に適用することにより，土木構造物の品質を向上させつつ，低廉な価格を確保することが期待できる。また，本技術開発においては，性能規定導入後の品質管理方法にも対応することを検討するものである。

第3の研究課題は，第1，第2の課題の研究成果をも踏まえ，新しい品質管理体系の確立のために入札・契約方式における課題を検討するものである。土木事業への性能規定導入や，公共工事発注へのVEやDB方式の導入に見られるように，構造物の性能に着目して土木工事を

実施することは、社会的要求に対応した土木工事实施方法の大きな変革の方向であり、そのために生じる入札・契約上の課題を抽出検討する必要がある。

### 3. 結果

#### 3.1 技術基準、土木工事の性能規定化

わが国の土木技術は各分野ごとに進歩して高度なものとなっており、技術基準類は、各分野ごとに内容や体系の状況が異なっている。そのため、技術基準類の性能規定化検討は、鋼構造物、コンクリート構造物、土構造物、塗料やアスファルト等の材料の各分野ごとに、いくつかを例として行うこととした。技術基準の性能規定化案を作成するために、それぞれの技術基準の内容を性能規定の観点から整理して現状把握を行った。整理は、ノルディック建築基準委員会の NKB Level System を参考にしている。この整理結果に基づき、各技術基準における性能規定化のための課題を抽出し、基準の性能規定化に向けた提案を行っている。

また、土木工事の性能規定化検討は、シールド工事を事例として行っている。工事仕様書の技術仕様を性能規定化することを検討の第1段階と考え、構造物の要求性能の階層化整理を行った。この整理結果に基づき、土木工事への性能規定導入方法の提案を行っている。

#### 3.2 高精度で合理的なインスペクション技術の開発

鋼構造物、コンクリート構造物、土木材料について、性能規定にも対応した新しいインスペクション技術の開発を行っている。主な開発技術は以下のとおりである。

##### (1) 鋼構造物の品質管理に関わるインスペクション技術

- ・溶接内欠陥の超音波自動探傷試験技術

##### (2) コンクリート構造物の品質管理に関わるインスペクション技術

- ・フレッシュコンクリートの単位水量推定技術

- ・光ファイバを用いたクラック管理技術

##### (3) 土木材料の品質管理に関わるインスペクション技術

- ・省検査塗料の開発

### 3.3 新しい入札・契約方法の提案

性能に着目する土木工事の入札・契約においては、工事受注者の瑕疵担保責任等が問題となる。そのため、土木工事の多くを占める公共工事に着目して、発注者・設計者・施工者間のリスクアロケーションとその担保手段に関する検討を行っている。

### 4. まとめ

本報において、建設事業をとりまく国内外の社会的要求の変化に対応するために行っている3つの研究課題の状況を紹介した。今後、これらの研究をさらに推し進めるとともに、これらを総括して総合的に取り扱い、新しい品質管理体系の確立を図りたいと考えている。

## 1. はじめに

国土の安全を守り、経済活動を活性化するため、様々な国土開発が行われ、その成果が現在の生活に多くの恩恵を与えている。また、我々は各種の化学物質を利用することによって、生産性や生活の利便性の向上を、安価なコストで達成してきた。人間の活動によって環境中へ排出された物質は、堆積、揮散、化学的分解や生物分解を経ながら、雨に洗われ、チリとして空中から降下し、水環境中に到達する。流域や水際の自浄作用が大きく、放出される汚濁物質の量が少ない時代には、ヒトや生態系にとって水は安全なものであったが、現在は、多種類の汚濁物質が、自然のフィルターをほとんど経ずに水環境に入り込むため、水の安全性や生態系への影響に、多くの国民が疑問を持つに至っている。

一方、上下水道などの衛生施設の普及により、かつては猛威を振るった、赤痢などの水を媒介とした細菌性伝染病は影を潜めるようになったが、クリプトスポリジウムなどの原虫類や腸管系ウィルスなど、現状の消毒技術では十分対処できない病原体の問題が顕在化している。

本研究は、下水道や公共用水域において、従来の水質管理システムでは対応が困難な、微量化学物質や、消毒耐性の強い病原体などの実態を明らかにし、人の健康や生態系へそれらが与えるリスクを評価することを第一の目標としている。さらには、リスクをもたらす物質や病原体の発生源を明らかに、下水道システムや公共用水域中での挙動を解明し、発生源対策、処理、消毒技術の開発などリスクを低減する方策を検

討するものである。

## 2. 平成11年度までの成果

本研究は、平成10年度より重点研究プロジェクトとして開始されたものであり、平成11年度までの2カ年間には、病原体としては、主にクリプトスポリジウムを、化学物質としては、各種の女性ホルモン様内分泌かく乱物質、いわゆる環境ホルモンを研究対象としてきた。

クリプトスポリジウムについては、活性汚泥処理により下水中の濃度を2桁、凝集剤の使用によりさらに3桁下げることができることが分かった。また、脱囊試験による判定では、不活化率90%に達するまでの時間は水温60℃では5分であるのに対し、30℃では42日と温度の影響を強く受けることが分かった。オーシストに特異的に反応する蛍光抗体染色試薬によりオーシストを検出することができ、試料中の夾雑物による妨害を抑制する必要があることが明らかとなった。

その他の病原性微生物として大腸菌をとりあげ、処理及び水域における挙動を調査した。その結果、生物処理水を砂ろ過－消毒－活性炭処理を行った場合、活性炭ろ過の過程で1～2桁程度大腸菌の濃度が増加すること、及び塩素消毒において塩素の注入量が少ないと大腸菌数が増加することが明らかとなった。処理水を流す水路において大腸菌は60～90%除去されるが、その多くは生物膜や堆積物への移行である。

内分泌かく乱物質については、質量分析計を用いた精密化学分析手法の確立のほか、抗原抗体法を用いた測定法、遺伝子組換え酵母、コイ

やメダカを用いた女性ホルモン作用の測定法について調査した。組換え酵母法は下水試料には有効であることが示唆された。内分泌かく乱物質の下水処理における挙動について、活性汚泥処理、オゾン処理、活性炭処理について実験を行い、処理特性について調査した。その結果、活性汚泥処理で女性ホルモン作用活性が大幅に低下すること、オゾン及び活性炭処理によりかなり除去されることが分かった。実河川の底泥からの内分泌かく乱物質の溶出を調査した結果、ノニルフェノールは溶出の可能性があることが分かった。

### 3. 今後の課題

クリプトスポリジウムについては、水処理で除去された後、汚泥処理系に移行する。コンポストなどの汚泥の有効利用を行う場合の、クリプトスポリジウムの不活化について検討を行う。

水系リスクに関わる病原体としては、腸管系ウイルスが重要であり、下水中に存在するはずであるが、ウイルスの分析法は専門性が高く、下水中での定量方法も確立されていないため、リスク評価を行うことが困難である。このため、近年発展がめざましい遺伝子工学の手法を応用した、ウイルスの検出方法を開発する。

17  $\beta$ -エストラジオールなど、内分泌かく乱作用の大きな個別の物質の排出源と排出量を明らかにしなくてはならない。その上で、水環境、下水道システム中でそれらがどのように変化し、その結果、別の内分泌かく乱物質が生成しないか、その場合の影響はどうかなどといった基本的な動態調査が必要である。また、そのためのモニタリング手法の確立も欠かせない。一方、すべての微量物質を化学的に分析し尽くすことは不可能であり、生物への総括的な影響を評価するバイオアッセイや、組換え遺伝子を

用いた検出系、さらに選択的に標的分子を検出する酵素免疫反応系を用いたモニタリングの簡易化や自動化などの、生体反応を利用した総合的な評価手法を確立し、それをリスクの評価や管理に適用することも重要な課題である。

リスクを想定しなくてはならない化学物質は、内分泌かく乱物質のみではないことも明らかであり、下水や水環境中に存在する可能性のある化学物質について、その影響や、下水道や水環境の系内での挙動を予測する一般的な手法を手に入れることが今後の基本的な課題となろう。

こういった様々なリスク評価のための手段を開発する一方で、想定されるリスクをどのように削減していくことが合理的かを検討するための手段として、ウイルスや内分泌かく乱物質の消毒、除去技術に関する検討も必要である。ウイルスの消毒のために多量の消毒剤を添加することによって、処理水放流先の生態系や水利用に影響がでないよう、生物処理やろ過などの前処理を含めた適正な処理方法の開発が求められる。内分泌かく乱物質は、オゾンなどで、活性を低減できることが明らかとなっているが、放流先での自然減衰をどの程度見込めるのか、生物処理を適正に運転することで、どの程度の除去が見込めるのか、汚泥処理系での不活化メカニズムなどを明らかにしなければならない。

# 都市空間におけるヒートアイランド現象の軽減に関する研究

プロジェクトリーダー 河川部河川管理総括研究官 益倉克成

## 1. まえがき

都市化の進展に伴い都市域でのヒートアイランド現象が顕在化しており、夏期における高温域の拡大や熱帯夜の増加のように生活環境を悪化させているとともに、冷房などのエネルギー消費を増大させる悪循環をもたらしている。ヒートアイランド現象の主たる原因は、人工排熱の増加やコンクリート・アスファルト化の進行、熱調整機能を有する水辺や緑地などの減少等であるが、それらの原因には、建設省の所管する事業も多く関係している。このため、本重点研究プロジェクトでは都市のヒートアイランド現象の軽減に有効な対策を明らかにするとともに、新たな対策技術を開発することを目的とする。

## 2. 研究の全体計画

プロジェクトは平成10年度～14年度の5年間かけて行われ、最終的には社会基盤等の活用によるヒートアイランド現象の軽減手法、未利用エネルギーの活用技術に関して効果と費用の評価を行い、具体的な施策の提言を行う。

プロジェクトを構成する各研究テーマを図1に示す。これまでに「対策の効果と費用の検討」を除く5テーマに着手した。テーマによっては大学、国立研究所等とも連携しながら進めている。また、得られた成果については逐次公表している。

## 3. 研究成果

### 3.1 ヒートアイランド現象に関するデータの整備

都市の高温化が顕著になってきている主たる原因は土地利用と地表面性状の変化、大量のエネルギー消費に伴う人工排熱の増大である。これらの

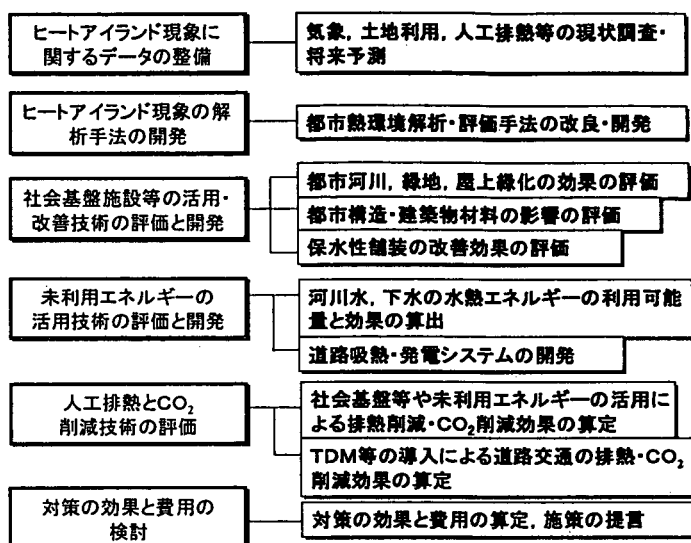


図1 本研究プロジェクトの検討事項

実態と将来動向を把握することは効果的な対策をとる上で最も基本的かつ重要である。これまでに各種土地利用データを収集・整理するとともに、東京都における現状と将来の人工排熱の時空間分布を推定した。また、11都市における緑被地の現存量と屋上緑化が可能な空間の総量を空中写真に基づき推定し、屋上緑化により期待される緑被増加量を算出した。空中写真を用いた推定から、屋上緑化により都市の緑被が平均13%増加することが判明した。さらに、ヒートアイランドが生物季節に与える影響を調査し、ヒートアイランドが発生している都市では、イチョウ、カエデの紅葉開始日が遅れていることが確認された。

### 3.2 ヒートアイランド現象の解析手法の開発

都市気象緩和対策の効果を算定するためのメソスケールモデルの検討を行った。本モデルは米国大気研究センターのMM5を基本にし、都市域の複雑な土地利用面からの水熱輸送や都市建築物による蓄熱に関してモデルの改良を行った。計算結

果と観測値との比較により、精度よい計算が可能であることが分かった。

### 3.3 社会基盤施設等の活用・改善効果の評価

各種の都市気候緩和策の効果の目安を得るため、都市河川の再生、屋上緑化の推進、保水性舗装導入の3つの対策を対象に、関東平野における気象シミュレーションを行い、気候緩和効果を試算した。図3には失われた都市河川の水面を再生することによる気温低減効果を示している。

### 3.4 未利用エネルギーの活用技術の評価

路面発電システムの基本性能を把握するため、境界条件を制御した簡単な室内実験とフィールド実験を行い、路面発電システム上面に熱を加えた場合、システムに電気が生じることを確認した。また、数値計算プログラムを開発し、計算は上記の実験を再現できることを確認した。

水熱エネルギー利用の地域冷暖房システムを導入した場合の省エネ、排熱・排ガス削減の効果を算定し、下水処理場、ポンプ場、河川の水熱エネルギーを水熱源から1km以内の都市開発事業予定地区で利用する場合には、その地区で29%の省エネ、26%の排熱削減、40%のCO<sub>2</sub>排出量削減が可能となることが分かった。また、河川水熱利用による河川水温への影響予測を行い、今回の検討条件のもとでは最大で0.4℃程度の水温上昇になることを明らかにした。

### 3.5 人工排熱とCO<sub>2</sub>排出削減技術の評価

緑化によりヒートアイランド軽減を行った場合のCO<sub>2</sub>削減効果を評価するため、緑化樹木のCO<sub>2</sub>固定量の算出方法を検討した。代表的な緑化樹木に対し年輪解析を行い樹高・幹径の樹齢と対応した成長過程を明らかにし、成長予測式を策定した。この式に基づけば、特定の樹齢あるいは大きさの

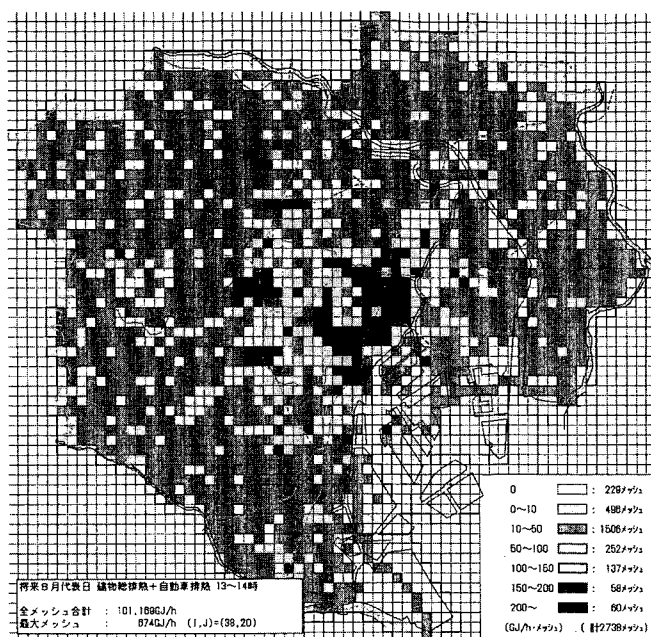


図2 東京都23区における将来の人工排熱分布

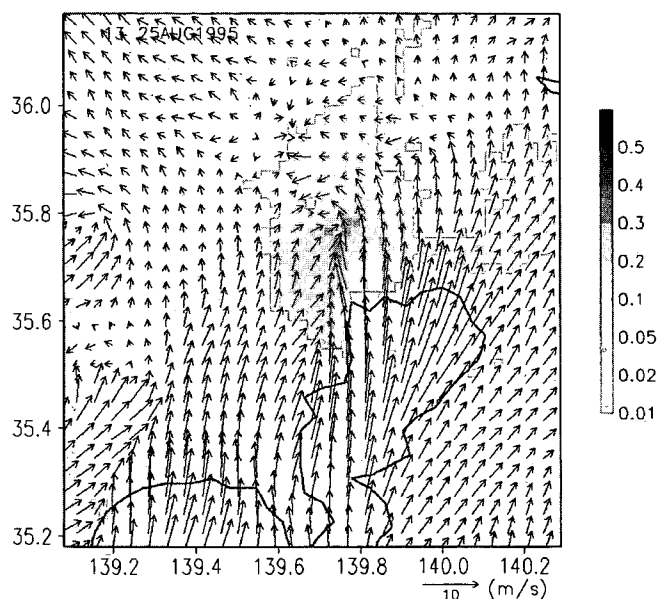


図3 都市河川の再生による気温低減量の分布(午後1時)

樹木1本が1年間に固定するCO<sub>2</sub>量を算出できるため、緑化した樹木の本数と大きさが解れば、緑化事業によるCO<sub>2</sub>削減効果の評価が可能となる。

## 4. 今後の予定

これまでに得られた各種情報や個々の成果を統合して、排熱削減、都市内緑化、舗装の熱特性改善等々の対策による効果と費用を評価し、効果的な都市空間のヒートアイランド現象軽減策を提案する予定である。