

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2676号

第 27 回

土木研究所研究発表会
論 文 集

昭和63年12月6日・7日

建設省土木研究所

Copyright © (1988) by P. W. R. I.

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

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

土木研究所資料
第2676号1988年12月

第 27 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27回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所が実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会

目 次

1.	非破壊かぶり厚検査法の精度 向上に関する研究		コンクリート研究室	田 村 久	 1
2.	非破壊的手法による杭の品質管理		施 工 研 究 室	下 坪 賢 一	 5
3.	飛来塩分量の全国沿岸部における分布	...	橋 梁 研 究 室	田 中 良 樹	 9
4.	名港西大橋における自然風及び耐風応 答の現地観測	...	構 造 研 究 室	東久保 正 徳	 13
5.	標準設計・自動設計の現状と開発課題	...	シ ス テ ム 課	飯 田 明 弘	 17
6.	トンネルの二次覆工コンクリートの ひびわれ発生機構		ト ン ネ ル 研 究 室	稲 野 茂	 21
7.	シールドトンネルの地震時力学 特性に関する検討		耐 震 研 究 室	加 納 尚 史	 25
8.	新しい路面凍結防止剤の適用性に 関する実験		化 学 研 究 室	小 川 功	 29
9.	交通事故・道路交通センサス統合 ファイルを用いた一考察		交 通 安 全 研 究 室	坂 本 博 文	 33
10.	フォーリング・ウェイト・デフレクト メータを用いた舗装のたわみ測定	...	舗 装 研 究 室	米 塚 善 昭	 37
11.	全国道路緑化樹木について		緑 化 研 究 室	飯 塚 康 雄	 41
12.	貯留管渠における堆積物除去効果		下 水 道 研 究 室	梶 原 隆	 45
13.	下水汚泥焼却灰の造粒に関する実験		汚 泥 研 究 室	増 田 隆 司	 49
14.	貯水池水質評価モデルに関する一考察		水 資 源 開 発 研 究 室	三 浦 進	 53
15.	ダム堤体に作用する地震時動水圧に 関する三次元模型実験		ダ ム 構 造 研 究 室	村 岡 基 晴	 57

16.	排砂水路曲線部における水理特性	ダム水工研究室	外崎 悟.....	61
17.	床止め工の平面形状に関する検討	河川研究室	長谷川 賢市.....	65
18.	環境護岸の水理的検討	都市河川研究室	鈴木 研司.....	69
19.	神田川改修に伴う土地利用高度化便益の... 計測調査	総合治水研究室	馬場 隆司.....	73
20.	砕波帯内での浮遊砂の輸送機構に関する 現地観測	海岸研究室	斎藤 友伸.....	77
21.	スリット砂防ダムの土砂調節機能	砂防研究室	矢島 重美.....	81
22.	地すべり斜面の三次元安全率に 関する検討	地すべり研究室	中嶋 茂.....	85
23.	雪崩予防施設に作用する雪圧特性	新潟試験所	中島 久男.....	89
24.	落石運動の予測手法について	動土質研究室	鷺田 修三.....	93

非破壊かぶり厚検査法の精度向上に関する研究

コンクリート研究室 田村 久

1. まえがき

近年、塩害やアルカリ骨材反応などによる鉄筋コンクリート構造物の早期劣化の問題となっているが、施工誤差がこれらの劣化速度をさらに早めていると考えられる場合もある。また、外部から侵入する塩化物が原因する塩害も、構造物の中で鉄筋のかぶり厚さが十分取れていなかった部分でまず最初に腐食が発生し、その部分から腐食が拡大していくことも明らかとなり、構造物中の鉄筋に与えられたかぶり厚さを確実に確保することが、早期劣化を防ぐ上で、きわめて重要であることがわかった。鉄筋に十分なかぶり厚さを確保するには、単に仕様書類で大きな値をとることを指示するだけでなく、誤差が生ずる原因を探るとともに、かぶり厚さを非破壊で測定可能な検査方法を確立して施工の良否の検査を行うことが大切であると考えられる。

鉄筋のかぶり厚さをコンクリートを打ち終わってから、非破壊で測定する方法として、①電磁誘導を応用した方法、②電磁波反射法、③超音波法、④X線による方法などが提案されている。この中で、電磁誘導を応用した方法は、測定も簡便であり、測定器も比較的安価である等の長所もあるが、鉄筋径がわからないとかぶり厚さもわからない、測定値読み取り時に測定者の技術の差による誤差が入りやすい、かぶり厚さの大きいところや鉄筋が密に入っている所では誤差が大きいこと等の欠点がある。

2. 目的

本研究の目的は取り扱いの簡便な電磁誘導式かぶり厚測定器（以下鉄筋計と称す）を用いて、測定する鉄筋位置、かぶり厚さ、鉄筋径を実用になる程度まで精度よく測定する方法を開発することである。

3. 測定原理および測定方法

本実験で用いた鉄筋計は電磁誘導を応用したものであるが、その原理は平行共振回路の共振現象を利用したものである。与えられた振動数の交流が探査コイルを流れ、ここに交流磁場を発生する。鉄筋のかぶり厚さは、この磁場の影響内に金属体の鉄筋があると、その距離と径に応じてコイル電圧が変化することにより求めることができる。

一般に、市販の鉄筋計を用いる場合は、①探査子の連結用ケーブルの先端のプラグを清浄し、計器本体のソケットに差し込む。②探査子の近くに金属体がないようにしてスイッチをいれ、バッテリーのチェックを行う。③スイッチを入れ、すぐにゼロ点調節をする。④鉄筋計に選択スイッチをあわせる。⑤探査子をゆっくり移動させ、指針の振りが最大になる

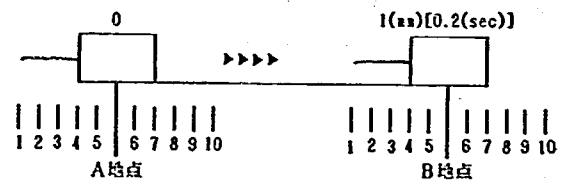


図-1 測定値サンプリング概念図

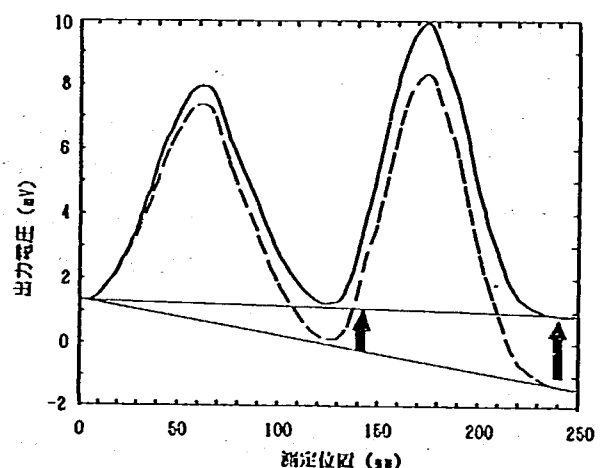


図-2 出力電圧の補正

ときの値を読み取る。の順序で測定が行われていたが、操作③、⑥で目視により指針の振れを判断しているので読み取り誤差いわゆる人的誤差が大きかった。そこで、メータの指針への電圧を取り出し、A/D変換器を通してデジタル化し電算機に取り込み処理する方法を採用した。

測定は、探査子を原則として測定する鉄筋に対して直角方向に設けた測定線（対象構造物表面に方眼紙等を張り付けて設ける）に沿って一定速度（ダイヤル式ハイドゲージを用いて5mm毎秒）で動かした。その際電算機の制御により測定値のサンプリングを行った。図-1はサンプリングの概念図である。探査子がA地点からB地点の1mm進のに0.2秒かかり、図のように測定の誤差を除くために、その地点の前後0.1mmの間に10回のサンプリングをしてその平均を測定値とした。また走査前と後での温度の影響による電圧の変化をチェックして電算機で自動的に補正している。図-2はその時の出力電圧の補正の概念図である。測定した曲線には、無数の微小ピークが存在するので、曲線の平滑化を行って微小ピークを無くして大きなピークをより際だせることとした。平滑化はその位置および前後各1点計3点（2mm相当）における測定結果を平均化した値をその中点の値とすることにより行った（平均移動法）。この結果得られた走査曲線からピークを拾いそのピーク位置から鉄筋位置を求め、ピーク電圧よりかぶり厚さを求めた。

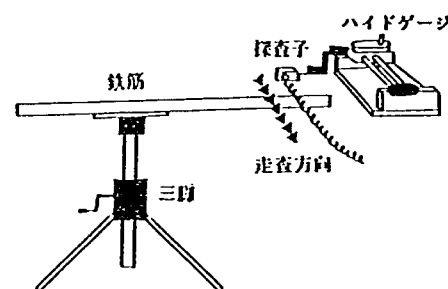


図-3 測定装置概略図

4. 基礎実験

データを電算機内で処理することにより、測定線上の多数のデータを一度に図化し整理することができるようになった。

さまざまな径の鉄筋の走査曲線を比較したところ、鉄筋の径により鉄筋位置を中心とした凸の形状が、異なっていることに気が付いた。その特徴を明かにするために、次に示めす条件で実験を行った。

4. 1 測定条件

探査子	: 一点から磁力線を発生させる探査子 (小)
走査距離	: 250mm
鉄筋径選択ダイヤル	: $\phi 8\text{mm}$
対象鉄筋	: D10, D13, D16, D19, D22, D25, D29, D32
かぶり厚さ	: 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60

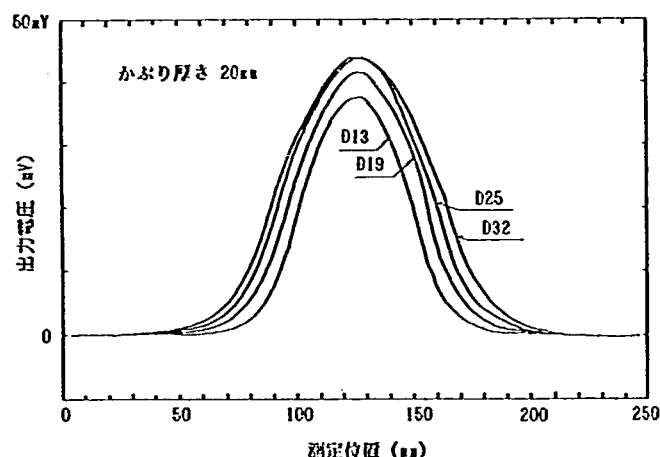


図-4 走査曲線

4. 2 測定方法

鉄筋がコンクリート中に埋められている場合と空中に置かれている場合とで探査結果に変化がなく同等に扱える事が確認できたので測定は

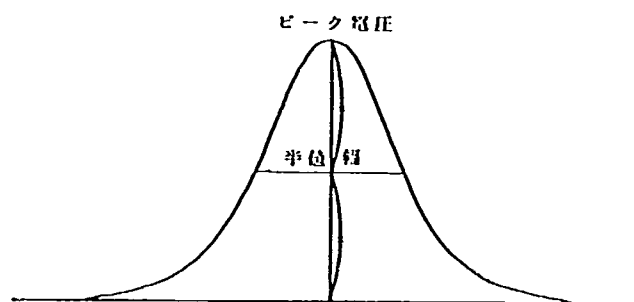


図-5 半値幅の求め方

空中で行った。図-3は測定装置の概略図であり、鉄筋を高さ方向に移動する三脚に固定し、探査子は横方向に移動するハイトゲージに固定し、測定は前述のとおり行った。

4. 3 測定結果

図-4はD13からD32までの4本の鉄筋の測定結果を例として示したものである。横軸には測定位置、縦軸には出力電圧を示した。図より鉄筋径により出力電圧のピーク値が異なるのがわかる。また、径ごとに走査曲線の裾の開きにも違う傾向が見受けられた。以上の結果より、ピーク電圧、走査曲線の形と、かぶり厚さ、鉄筋径の間に密接な関係が存在することが推測される。そこで走査曲線の形状に着目し、検討を加えた。

走査曲線の形を表す指標としてピーク、をはさみピーク電圧の半分の出力電圧になるときの走査曲線上の2点間の距離（以下半値幅と称す）を用いた。図-5は半値幅の求め方を示している。

図-6は各々の走査曲線におけるピーク電圧と半値幅をプロットしたものである。この図で、各鉄筋径およびかぶり厚さを結んだ線が重ならないことから、走査曲線により得られるピーク電圧と半値幅によって、かぶり厚さと鉄筋径が同時に求められることが明かとなった。図-6を検定線として電算機内に記憶させることにより測定した走査曲線より鉄筋径とかぶり厚さを同時に、鉄筋径がわかっている場合はかぶり厚さが電算機内で求めることが出来るようになった。

5. 供試体での精度確認実験

実際の構造物に近い大型供試体を使用して鉄筋探査をおこなった。

5. 1 供試体の寸法

図-7は本実験で用いた供試体の配筋図である。探査鉄筋はD19、あきが芯一芯で130mm、設計かぶり

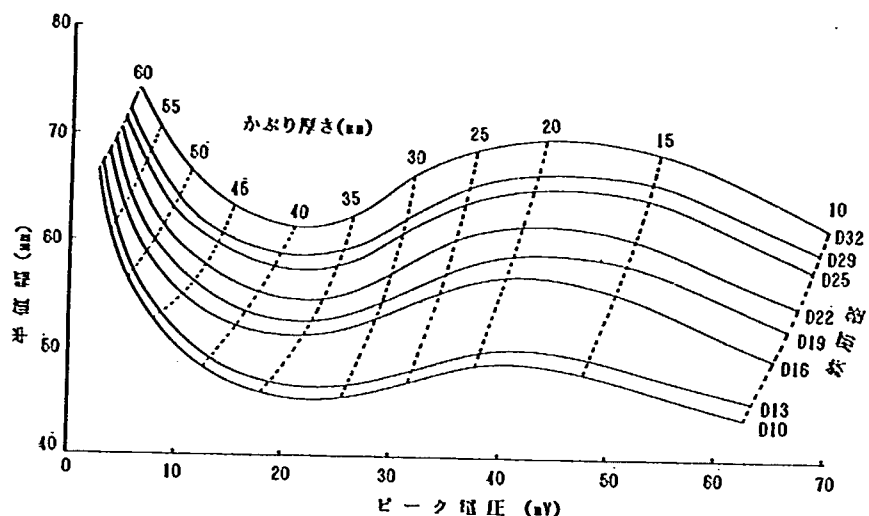


図-6 検定線

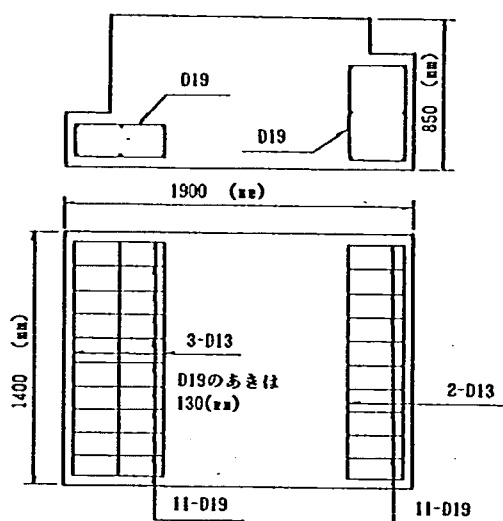


図-7 供試体形状および配筋図

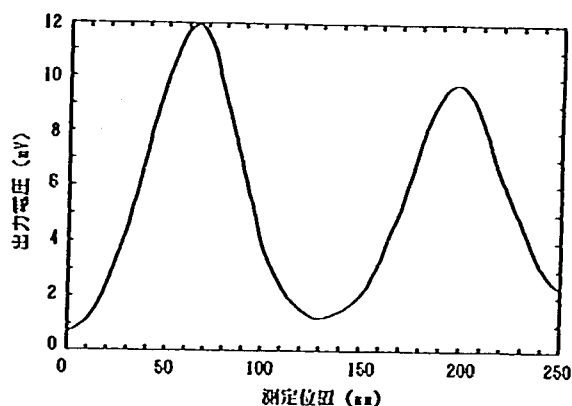


図-8 測定結果の一例

厚さが50mmである。測定場所は図の左右の突き出した部分で、8本の鉄筋に付いて各々10mmごとに100mm計11線の測線上を走査した。

5. 2 測定結果

図-8は測定結果の一例を示したものである。この図のように、あきが十分なために2つのピークをはさみほぼ左右対照の走査曲線が得られた。図-9は各測定場所における走査曲線でのピーク電圧と半値幅の平均値をプロットしたものである。この図より鉄筋径でほぼD19±3mm以内になっていて、全てのピーク電圧と半値幅の平均値（図中の●）においてはD19線上になった。またその点のかぶり厚さは図より53mmと読み取れ、穿孔して実測した平均値52.2mmと比較しても非常に近い値となった。また、図-10はかぶり厚さについて、鉄筋計による測定値とノギスでの実測値を測定場所別（あき別）にプロットしたものである。この図よりあきに関係なくほとんどの値が±5%以内に収まっていることがわかる。

6. まとめ

以上の調査より以下のことが明らかになった。

- ① 鉄筋計の出力電圧をデジタル化して電算機内に取り込み解析を行う本測定手法により精度の向上を図ることができた。
- ② 単独の鉄筋を用いた基礎実験から、走査曲線のピーク電圧と半値幅により鉄筋径とかぶり厚さを同時に求める手法を開発できた。

今後の課題として次のことがあげられる。

- ① 本実験では探査子を鉄筋の方向に直角に動かした場合の値しか検討していない。実構造物の調査では探査子を鉄筋の方向に直角に動かせない場合も考えられる。また、あきが無い場合や重ね継手、鉄筋交差部で得られた走査曲線は、一本の鉄筋の場合とは異なると考えられる。このため、これらの部分の補正方法あるいは判別する方法を検討する必要がある。
- ② 現段階では半手動により探査子を走査させているが、これを自動化することにより精度向上が可能と考えられる。

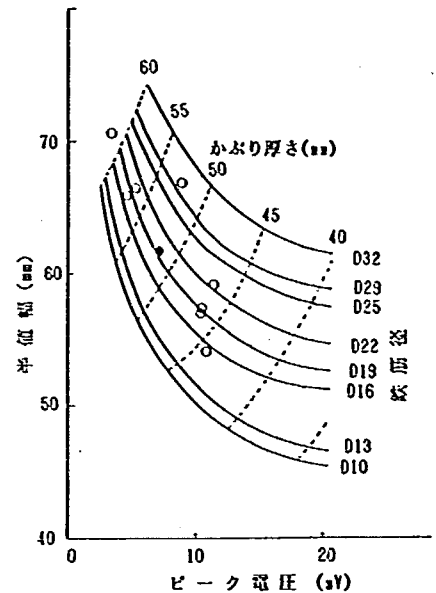


図-9 検定線への照合

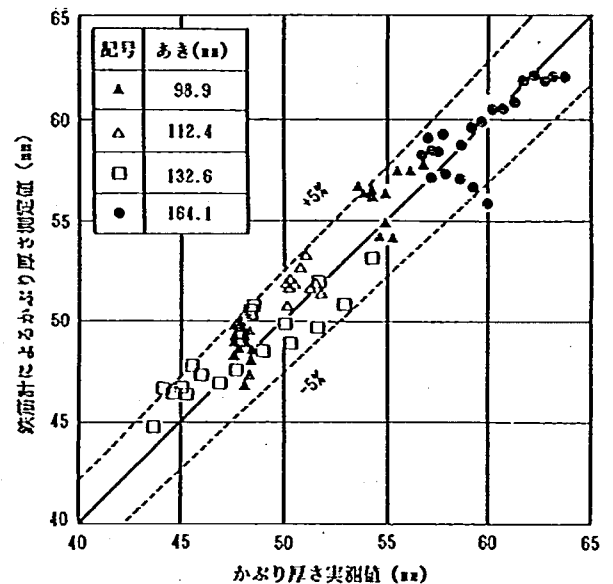


図-10 鉄筋計測結果比較

非破壊的手法による杭の品質管理

施工研究室 下坪 賢一

1. まえがき

コンクリート杭を軟弱層に打撃で打ち込む場合、杭体に生じる引張り応力から杭体に亀裂が入ることがある。そのため、打ち込まれた杭の健全性(欠陥の有無)を確認する必要がある。また、先端根固め工法においては先端支持力を確保するために先端部の断面積を拡大するが、設計通りに形成されないことがある。そのため、地中の杭の形状を確認する必要がある。このように、経験の蓄積や施工機械の進歩から施工精度の向上が見られる今日に至っても、地中に打設された杭の品質を確認する必要性は高い。

杭の健全性や形状を確認する手法はいろいろ研究されている¹⁾²⁾。杭頭にインパルスを加えた時の杭の振動応答を解析する手法(インパルス応答法)はその一つである。ここではそのインパルス応答法を適用した時の杭頭速度波形を紹介するとともに、シミュレーション手法を用いて杭の形状を推定する方法について述べる。

2. 目的

地上から非破壊で、地中の杭の形状を間接的に確認する手法(杭の品質管理手法)を開発することを目的とする。

3. 杭形状推定手法(シミュレーション手法)の概要

インパルス応答法は、杭頭部を打撃したときに加えられる力をインパルスと仮定し、そのインパルスが一次元の波動として伝播すると仮定する。

そして杭頭打撃時に、杭頭部で杭のインパルス応

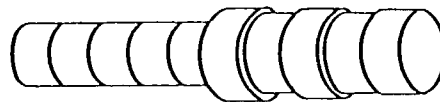
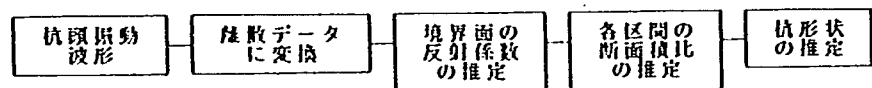


図-1 シミュレーションモデルの設定

答を測定する方法である。インパルス応答法を用いて、コンクリート杭の形状を推定するために図-1に示すモデルを設定する。このモデルは、杭を音響管の連結体と仮定したもので、杭中の波動の伝播速度は一定($C=4200\text{m/sec}$)としている。分割された区間内においては媒質は一定で断面積も一定とした。分割区間の長さは波動のサンプリング周期と波動の伝播速度から決めている。

シミュレーション手法は、各分割区間においてハンマ入力波形に対する応答率を離散的なデータ列に置き換えて、境界面の反射係数を推定し、断面積比を推定する。なお、 m 区間と $(m+1)$ 区間に挟まれた境界面 m の反射係数と分割区間の断面積の関係は次式である。

$$S_{m+1} = S_m \cdot \frac{1 - \mu_m}{1 + \mu_m}$$

ここで、 S_m ：分割 m 区間の断面積
 μ_m ：境界面 m の反射係数

4. 地上に設置した杭に対する適用性試験³⁾

4.1 試験方法

試験に用いた杭は、図-2に示す直杭、拡底杭の2種類のPHC杭である。拡底杭は人工的に製作したものである。地上にまくら木を置き、その上に杭を設置した。試験では重量約200g

のインパルスハンマで杭頭を打撃し、そのときのインパルス入力波形と、杭頭部に取付けた加速度計から速度波形を収録した。

4.2 試験結果

図-3には、直杭および拡底杭で測定された杭頭速度波形を示す。図より、直杭において約4msec毎に速度波形にピークが生じているのがわかる。その時間は杭長8mと波動伝播速度約4000m/secから計算される波動往復時間と一致する。さらに、約4msec毎に現われるピークのほかには目立った波形は見られない。これは、直杭の長手方向で断面の変化がないためである。拡底杭については、杭頭速度発生後約2.3msec後に入力波と逆符号の応答が見られる。これは杭頭から4.91mのところで断面が拡大

しているために、その部分で波動の反射が生じたためである。そして、約4msec後に杭端からの反射波が認められるが、それ以後の波形には拡大部において杭頭部へ反射する波動と、杭端部へ透過する波動が混在するために乱れた波形となっている。

4.3 シミュレーション結果

図-4には、3のシミュレーション手法を用いて、杭を長手方向に24分割して直杭と拡底杭の断面推定を行ったものである。その結果推定された直杭の平均直径は35.8cmで、ほぼ妥当な値である。一方、拡底杭ではφ350の部分の平均推定直径は35.6cm、φ590の部分

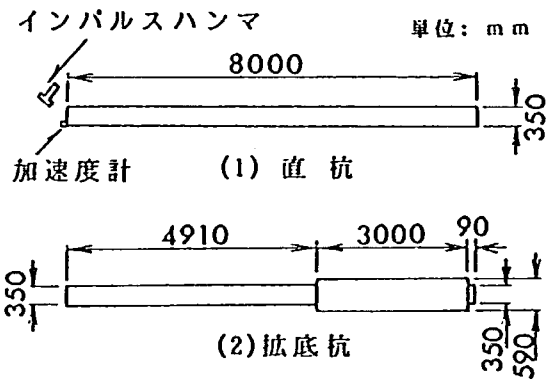


図-2 供試杭の寸法

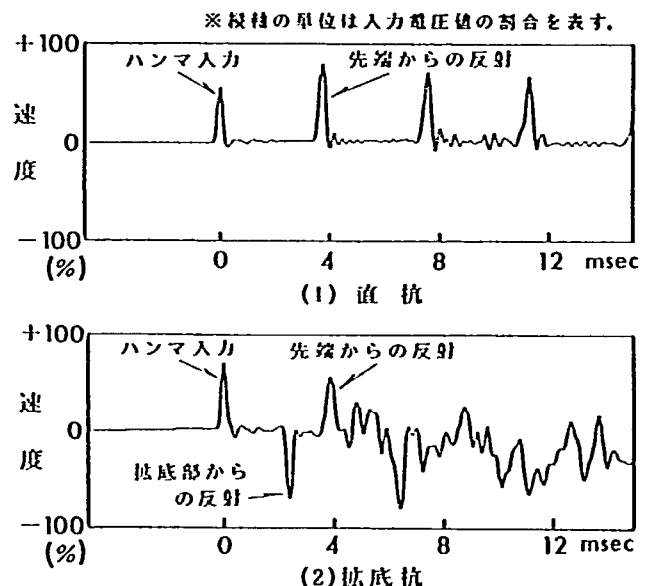


図-3 杭頭速度波形例

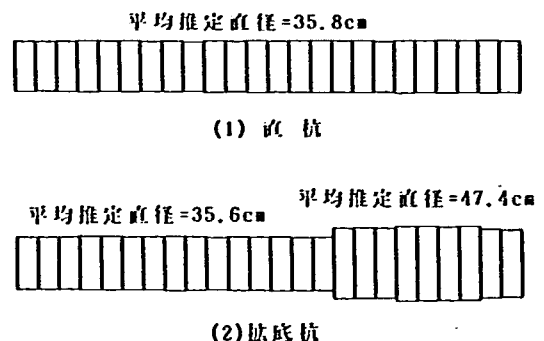


図-4 地上に設置した杭の形状推定

分の平均推定直径は47.4cmであり、拡大部を判別することができる。これより、推定精度の粗さは認められるが、本手法が地上に設置した杭の形状を推定する方法として有効であると考えられる。

5. 地中に設置した杭に対する適用性試験⁴⁾

5.1 試験方法

試験に用いた杭は既に図-2に示した2種類のPHC杭である。図-5に示すように、杭を横置きにして砂地盤中に埋設した。地盤造成は、粒度が比較的均一な粗砂を振動ローラで締め固め、最大4.6mまで盛り立てた。

盛り立ては高さH=0.0m, 2.4m, 4.6mの3段階である。

5.2 試験結果

図-6には、杭頭打撃時の杭頭速度波形を盛り立て段階毎に例示している。この図においても4で述べた波形の特徴が各盛り立て高さで認められる。また、盛り立て前(H=0.0m)とH=2.4m, 4.6mの段階では速度波形に大きな差が見られる。これより、杭周囲の土の存在が速度波形を減衰させる大きな要因と思われる。

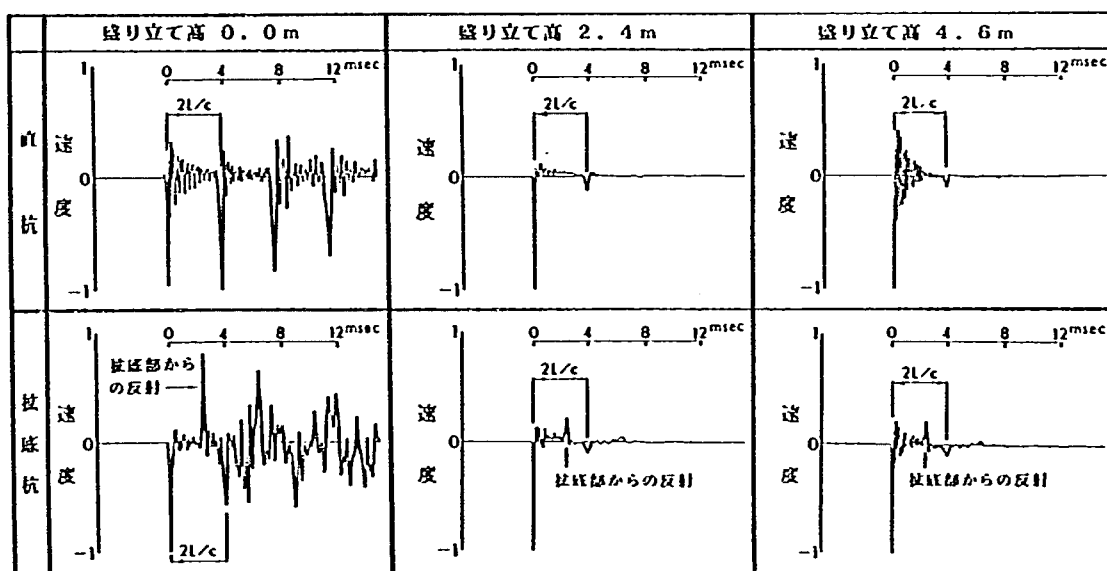
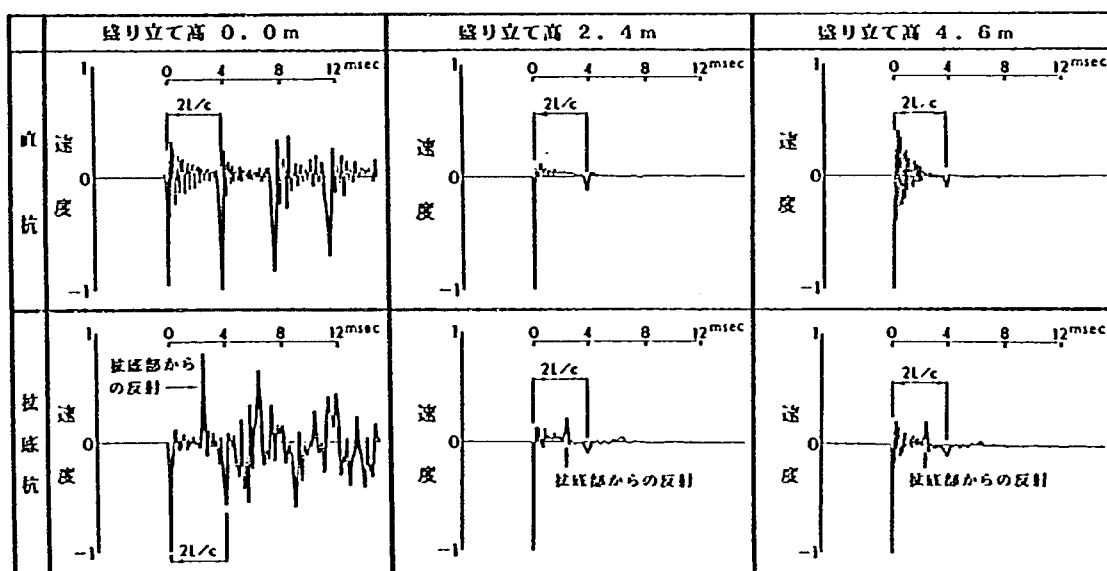


図-5 杭埋設方法



※ 発生波の最大値を1としている

図-6 杭頭速度波形例

5.3 シミュレーション結果

図-7(1)には3の方法を用いて推定した直杭の形状を示している。図より、杭端に向かうに従って断面形状が大きくなり、3の方法をそのまま適用できないようである。杭周囲の粘性抵抗は速度に比例して作用すると考えられており⁶⁾、図-7(1)の結果はその粘性抵抗の影響と考えられる。そこで、速度波形に影響を与える杭周囲の粘性抵抗の成分を、直杭を用いた地上試験と地中試験から抽出し、

地中試験で得られた速度波形からその成分を除去する方法(フィルタ法と名付ける。)を考えた⁵⁾。フィルタ法を用いて推定した直杭と拡底杭の形状を図-7(2)(3)に示す。フィルタ法によって完全に粘性抵抗の影響は除去できないが、ある程度地中の杭形状を推定できると考えられる。しかし、この方法は地上に設置した直杭に対して周面抵抗の成分を除去する較正試験を行わなければならない、現実的ではないと考えられる。

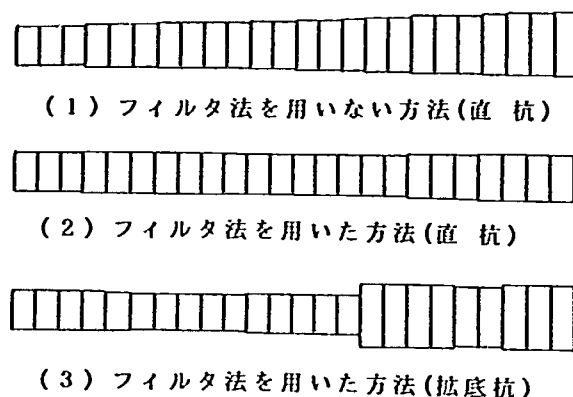


図-7 地中に設置した杭の形状推定

6. まとめと今後の課題

杭形状の推定手法としてインパルス応答法を取り上げ、地上および地中に設置した杭に対して適用したところ、次のことがわかった。

- ①杭頭打撃時の杭頭速度波形には杭の形状等に関する情報が含まれている。
- ②杭を音響管と仮定するモデルを用いたシミュレーション手法では、地上の杭の形状をほぼ精度良く求められる。
- ③杭が地中にある場合には杭周面の粘性抵抗の影響により3のシミュレーション手法は適用できなくなる。
- ④フィルタ法は粘性抵抗の影響を除去する方法としては有効であるが、地上に設置した直杭に対して較正試験を行わなければならない、適用性は低い。

今後は、計測技術を確立して杭形状の推定精度を高めるとともに、インパルス応答法の適用限界についても明らかにする必要がある。また、シミュレーション手法に関しては速度波形に及ぼす杭周面の土の影響を考慮できるモデルを構築する必要がある。それを満足するものに波動方程式を差分法で解く方法があり⁶⁾⁷⁾、これは杭周面の粘性抵抗を推定しながら杭形状を推定できるものである。現在はこの方法を用いて解析を行っているところである。

なお、本論文は、(財)土木研究センターとの共同研究である「杭の信頼性診断技術の開発に関する研究」の成果の一部をまとめたものである。関係各位に深い感謝の意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) F. L. Beringen, et al. "Dynamic pile testing - An aid in analyzing driving behaviour -" Proceedings of the Intl. Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, 1980.
- 2) L. H. J. Schaap and J. de Vos "The sonic pile test recorder and its application" Proceedings of the 2nd Intl. Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, 1984.
- 3) 高、他 "振動解析による建築用コンクリート杭の形状推定" 音響学会講演論文集2-3-14(1987.3)
- 4) 下坪、塚田、境 "杭の非破壊検査技術の開発(1) - 応力・加速度波形に及ぼす土の影響 - "第24回土質工学研究発表講演集 pp.1453~1456(1988.6)
- 5) 金子、他 "音響管モデルを用いた拡底コンクリート杭の形状診断" 東北大学電気通信研究所 第241回音響工学会資料
- 6) 境 友昭 "打撃式杭打機構の解析 - 差分法による一次元波動方程式の解法 -" 土木技術資料 27-9, 1985
- 7) 高、他 "差分解析法による地中杭の形状推定" 音響学会講演論文集 1-6-10(1988.10)

飛来塩分量の全国沿岸部における分布

構造橋梁部橋梁研究室 田中 良樹

まえがき

昭和57年度に実施された全国的なコンクリート橋の損傷実態調査(昭和50年度以前(一部55年度以前)に竣工された海岸線から約500m以内に位置するコンクリート橋、計920橋)から、塩害による劣化損傷は、①冬期における北西の季節風がきびしい東北、北陸および北海道の日本海沿岸地域や亜熱帯地域に属する沖縄県に集中していること、②海岸線から300m程度の範囲に集中していることなどが明らかとなった。¹⁾²⁾

そこで、建設省土木研究所では、沿岸部におけるコンクリート構造物の建設および維持管理の両面における対策を検討するために、関係各機関の協力を得て、昭和59年12月10日から昭和62年12月9日までの3カ年にわたって全国的な規模での飛来塩分量の実態調査を行った。ここでは、その3年間の調査結果を報告する。

1. 調査方法

この調査では飛来塩分量およびコンクリート中への塩分浸透量の測定を行った。それぞれの調査期間と調査地点数を表-1に示す。飛来塩分量の測定は、全国266地点を対象に行った。また、コンクリート中への塩分浸透量の測定は、飛来塩分量の調査地点の中から、海岸線からの距離などを考慮して選択した76地点を対象に実施した。調査期間は1～3年間であり、調査地点によって異なる。

(1) 飛来塩分量；飛来塩分量の測定は、一般にJIS Z 2381に規定されているガーゼ法により行われている。しかし、この方法によるとガーゼ自体の塩分付着容量が小さいため、飛来塩分量の多い地域では飛来塩分を捕集しきれない恐れがある。このため、本調査では各調査地点に図-1に示すような塩分捕集容量の大きい土研式塩分捕集器を設置した。

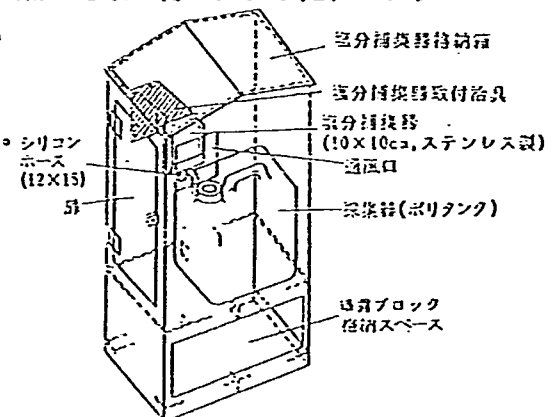


図-1 土研式塩分捕集器

(2) コンクリート中への塩分浸透量；コンクリート表面に付着した飛来塩分のコンクリート内部への浸透の程度およびコンクリートの品質

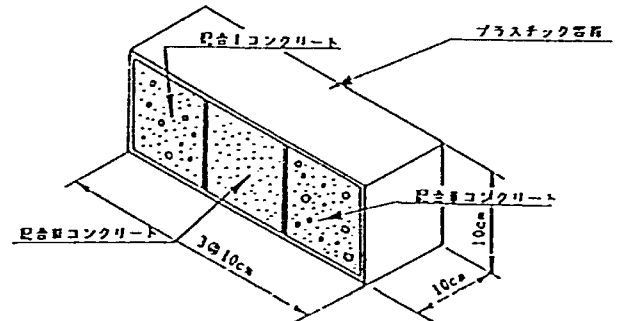


図-2 暴露ブロックの形状寸法

表-1 調査期間と調査地点数

項目	調査期間			調査地点数合計
	昭和59年12月～59年11月	昭和60年12月～61年11月	昭和61年12月～62年11月	
飛来塩分量	112地点 3地点	43地点 56地点	52地点	266地点
コンクリート中の塩分浸透量	20地点 1地点	24地点 8地点	23地点	76地点

表-2 暴露ブロックの配合条件

	単位質量 (kg/m³)						配合結果		備考
	水セメント比 W/C	水 W	セメント C	粗骨材 S	細骨材 G	混合材 M	スランプ	空気量	
配合1	53.4	171.2	293	874	959	0.73	8.0cm	5.2%	RCを想定
配合2	39.0	175.2	450	705	987	1.35	8.0cm	4.9%	PCを想定
配合3	57.8	203.0	351	1581	—	—	(78-125mm)	2.3%	モルタル

と塩分の浸透度合の関係を把握するため、各調査地点に図-2に示すようなそれぞれ配合の異なる3種の10cm立方のブロックを暴露した。表-2にそれぞれのブロックの配合条件を示す。

2. 調査結果

2.1 飛来塩分量の全国分布とコンクリート橋の損傷実態

図-3に3年間の年平均飛来塩分量の全国分布を示す。ただし、調査期間が1年間の地点は1年間の平均値、2年間の地点は2年間の平均値を示している。また、図-4に前述のコンクリート橋の損傷実態調査の結果を示す。

塩害による劣化損傷が比較的多く発生している北海道、東北、北陸地方の日本海に面した地域および沖縄県では、飛来塩分量が比較的多い。一方、劣化損傷の発生が少ない太平洋に面した地域および中国地方、九州地方の日本海側に面した地域では飛来塩分量がほとんど $1.0\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日}$ 未満であり、飛来塩分量が比較的小さい。また、瀬戸内海に面した地域ではほとんどの地点の飛来塩分量が $0.1\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日}$ 未満であり、飛来塩分量が特に少ない。

- 凡 例
- ：年平均飛来塩分量 $0.1(\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日})$ 未満
 - ⊙： $0.1(\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日})$ 以上 $1.0(\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日})$ 未満
 - ： $1.0(\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日})$ 以上 $10.0(\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日})$ 未満
 - ⊗： $10.0(\text{mg}/\text{dm}^2/\text{日})$ 以上
- (調査期間中の全データの平均値、NaCl換算、 $1\text{dm}^2=100\text{cm}^2$)



図-3 全地点の飛来塩分量測定結果

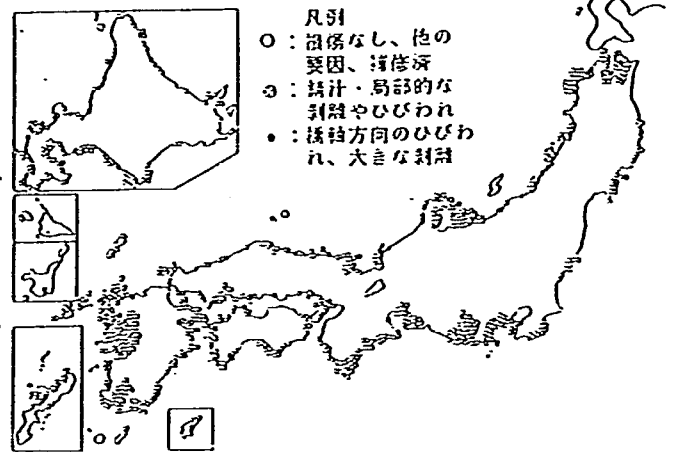
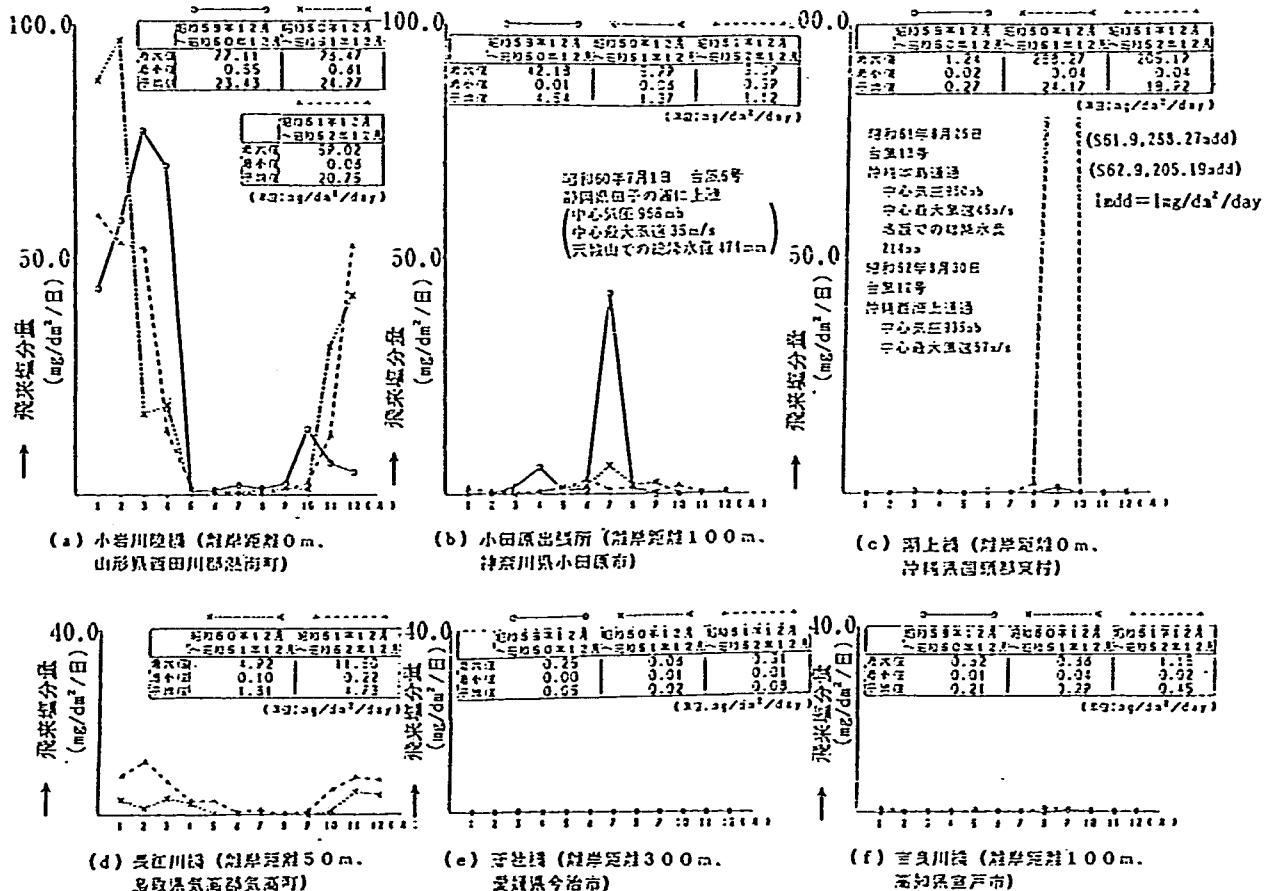


図-4 コンクリート橋の損傷状況⁽¹⁾⁽²⁾



注) 図中の飛来塩分量はNaCl換算
図-5 飛来塩分量の月別変動

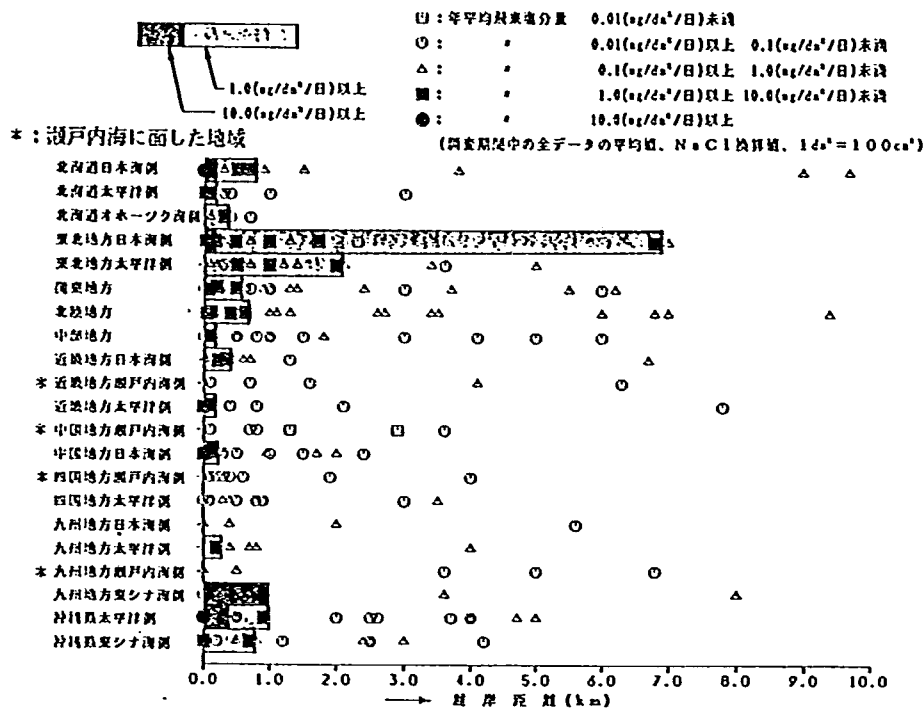


図-6 地域別に見た飛来塩分量と離岸距離の関係 (全地点のデータ)

2. 2 飛来塩分量の月別変動

日本海、太平洋、瀬戸内海に面した各地域および沖縄県の比較的海岸線に近い調査地点における月別の飛来塩分量を図-5(a)~(f)に示す。

日本海に面した小岩川陸橋(a)では、冬期に飛来塩分量が卓越して多く、また年平均飛来塩分量は3年間を通してほぼ同程度の値となっている。これに対して、太平洋に面した小田原出張所(b)では、飛来塩分量は夏期の方が冬期よりも多い。また年平均飛来塩分量は、台風が接近した年と接近しなかった年とで差が見られる。

沖縄県の潮上橋(c)では、台風が接近しなかった月の飛来塩分量が非常に少なく、台風が接近した年と接近しなかった年との年平均飛来塩分量の差は本州の太平洋に面した地域よりもさらに大きい。

中国、四国地方について見ると、日本海に面した長江川橋(d)では、東北地方の小岩川陸橋(a)と同様に、冬期に飛来塩分量が多くなる傾向が見られるが、年平均飛来塩分量は小岩川陸橋に比べて少ない。また、瀬戸内海に面した落社橋(e)の年平均飛来塩分量は、日本海に面した長江川橋、太平洋に面した吉良川橋(f)よりもなお少なく、季節変動もほとんど見られない。

このように、飛来塩分量に年変動、季節変動あるいは地域的な差が見られるのは主に季節風および台風の気象条件に起因していることがわかる。

2. 3 離岸距離の影響

図-6に地域毎の飛来塩分量と離岸距離の関係を示す。瀬戸内海に面した地域では海岸線から100mまでの範囲においても飛来塩分量は平均1mg/dm²/日未満となっており、瀬戸内海に面した地域は特に飛来塩分量が少ない地域であることが理解される。

2. 4 暴露ブロック中の塩分浸透状況

図-7(a)~(d)は、比較的海岸線に近い地点における暴露ブロック中の塩分浸透状況を示したも

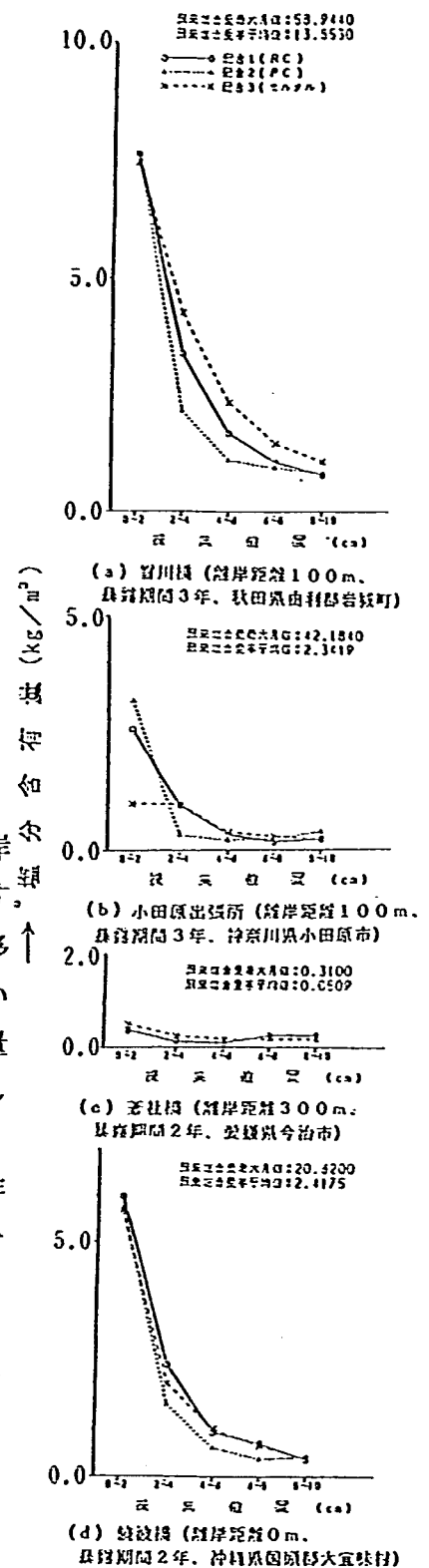


図-7 暴露ブロック中の塩分浸透状況

のである。縦軸は塩分含有量を、横軸は採集位置(暴露ブロック表面からの距離)を示す。

日本海に面した雪川橋(a)および沖縄県の饒波橋(d)における暴露ブロックの表層部には腐食限界塩分量($2 \sim 4 \text{ kg/m}^3$ 程度(全塩分量、NaCl換算)と考えられる^{3) 4)}以上の塩分が既に含有している。また、暴露ブロックの品質の差(配合1, 2, 3; RC, PC, モルタルをそれぞれ想定した配合)の影響に関しては、配合2(PC)の暴露ブロックは配合1(RC)、配合3(モルタル)の暴露ブロックよりも塩分の浸透する速度が遅い傾向にあることが理解される。

2. 5 暴露ブロック中塩分含有量と飛来塩分量の関係

図-8に飛来塩分量と暴露面積当りの暴露ブロック中塩分含有量の関係を示す。縦軸に示す暴露面積当りの暴露ブロック中塩分含有量(mg/dm^2)は、図中左上の図に示すように各採集位置の含有塩分量を積分して求めた値である。縦軸、横軸共に対数軸で表わしている。ここでは配合2(PC)のみの図を示す。ばらつきはある(相関係数0.73)が、飛来塩分量の多い地点ほど暴露ブロック中の塩分含有量が多くなる傾向が認められる。なお、配合1(RC)および配合3(モルタル)の場合も、配合2(PC)と同様に飛来塩分量の多い地点ほど暴露ブロック中の塩分含有量が多くなる傾向が見られている。

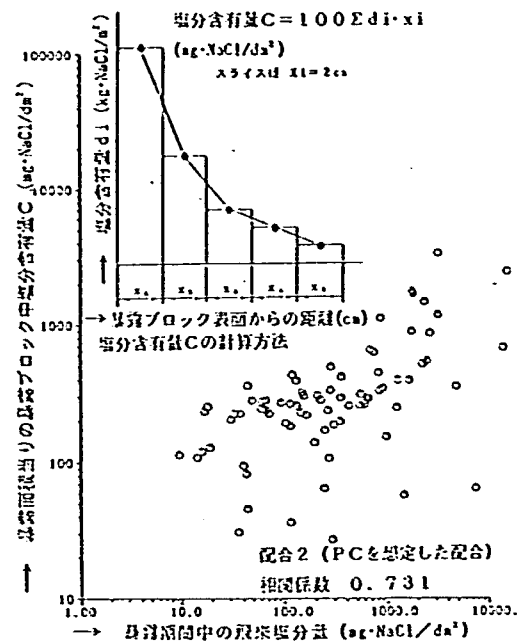


図-8 暴露ブロック中塩分含有量と飛来塩分量の関係

3. まとめ

3. 1 飛来塩分量について

- ① 57年度に実施されたコンクリート橋の損傷実態調査の結果に地域的な差が認められたように、飛来塩分量にも地域的な差が認められた。すなわち、劣化損傷を生じたコンクリート橋が比較的多い北海道、東北、北陸地方の日本海側および沖縄県では、飛来塩分量が特に多いことが確認された。また、飛来塩分量の地域的な差は、季節風、台風などの気象要因の影響によることが確認された。
- ② 瀬戸内海に面した地域では他の地域に比べて特に飛来塩分量が少ないことが確認された。

3. 2 暴露ブロック中の塩分含有量について

- ① 飛来塩分量が多いほど暴露ブロック中の塩分含有量も多くなることが確認された。
- ② 飛来塩分量が多い地域では、3年間の暴露期間で腐食限界塩分量($2 \sim 4 \text{ kg/m}^3$ 程度(全塩分量、NaCl換算値)と考えられる)以上の塩分がコンクリートの表層部($0 \sim 2 \text{ cm}$)に浸透することが確認された。
- ③ 配合2(PCを想定した配合)の暴露ブロックは配合1(RC)、配合3(モルタル)の暴露ブロックよりも塩分の浸透する速度が遅い傾向があることが確認された。

あとがき

この調査は、建設省道路局、各地方建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局および関係各府県の協力を得て実施しており、ここに感謝いたします。

参考文献; 1) コンクリート橋塩害対策分科会; 道路橋の塩害対策指針(案)・同解説について、昭和58年度橋梁に関する地区講習会、(社)日本道路協会 昭59.2

2) 池田道政; 塩害によるコンクリート橋の損傷状況調査結果、道路、(社)日本道路協会 1984.2

3) 大即ら; モルタル中鉄筋の不動態に及ぼす塩素の影響、土木学会論文集、第360号A-3 1985.8

4) 宮川豊章; Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学博士論文、1985.2

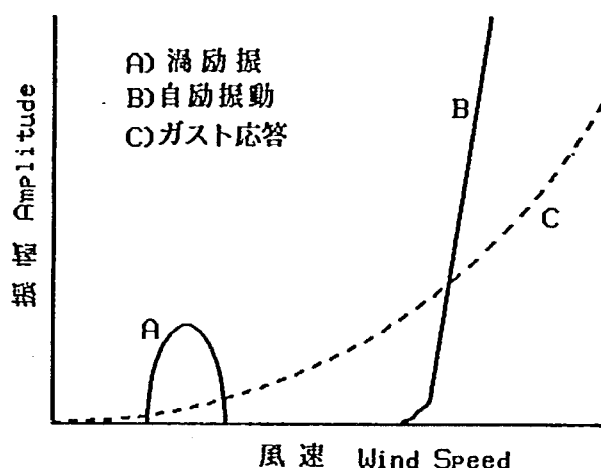
名港西大橋における自然風及び対風応答の現地観測

構造橋梁部構造研究室 東久保 正徳

1 まえがき

名港西大橋は昭和60年 3月に完成した3径間連続鋼斜張橋であり、中央支間長が405mの長大斜張橋である。名港西大橋の様な斜張橋や吊橋に代表される長大橋梁は橋桁の剛性が低く、固有振動数が低いために風の影響を受けやすい構造である。設計・建設する際に、自然風に対して十分に安全であるかどうかを検討する必要がある。

風によって起こる振動現象としては A)渦励振、B)自励振動、C)ガスト応答が良く知られている。



A)渦励振：後流渦の周波数と橋桁の固有振動数が一致した場合に発生し、一定の振幅以上には発達しない正弦波的な波形の振動、比較的低風速で発現するので疲労・使用性で問題となる振動

B)自励振動：ある限界風速に至って発生し、振動振幅が急激に増大し、破壊的な振動

C)ガスト応答：風の乱れに起因する変動空気力の作用により発生する不規則な振動。風速・風の乱れの大きさによって振幅が増大する。

図-1 風によって起こる振動現象

名港西大橋の耐風安定性の検討では乱れのほとんどない気流中で風洞実験が実施され、主として渦励振及び自励振動に対して十分な耐風性を有する断面形状(上部ウェブ角度35°,下部ウェブ角度28°,フラップ1m)が選定され、架設された。耐風安定性の検討での仮定の妥当性の確認と気流の乱れに対する安全性を見るために、実橋に風及び橋の振動を観測するためのシステムが設置され、現地観測が開始された。

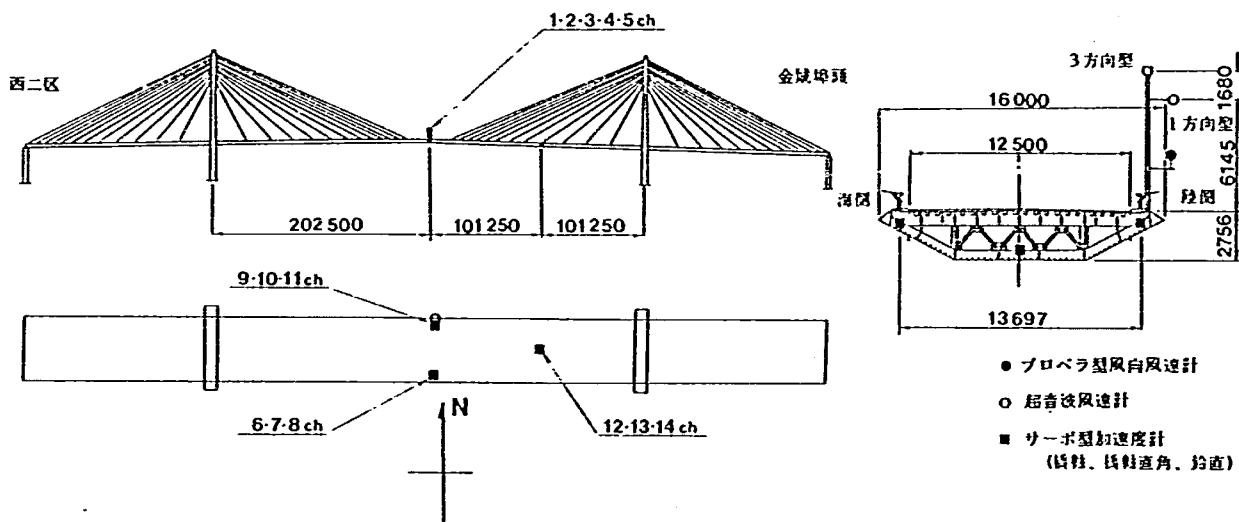


図-2 システム配置図

現在までのところ、自励振動が発生するような強風データは観測されていない。また、観測された

橋桁の振動は主に不規則な振動であり、ガスト応答と考えられた。ガスト応答については、風速の変動特性より不規則振動論にもとづき推定する手法(ガスト応答解析)が提案されているが、その推定精度については不確かな点が少ない。このためガスト応答解析を実施し、橋桁の振動変位を求め、実橋の振動変位との比較を行った。

2 観測方法

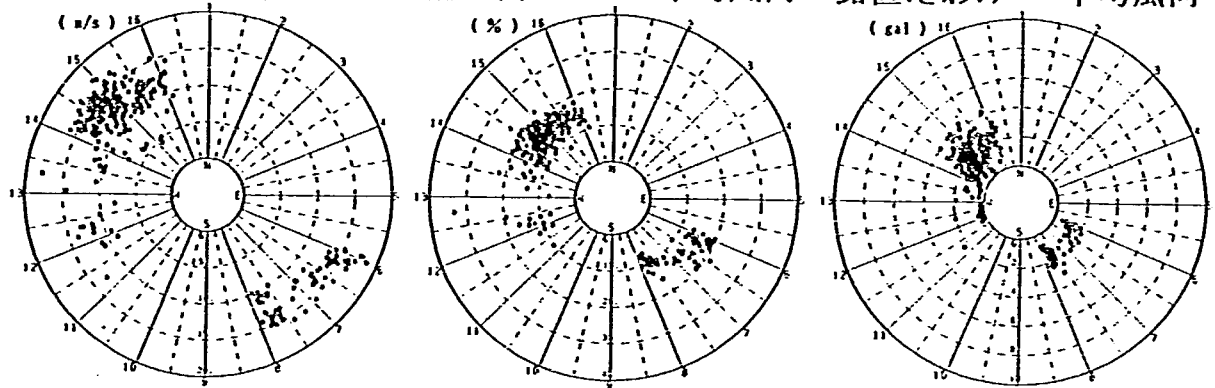
風および風による橋の振動を計測するために、超音波風速計、加速度計が図-2の中央径間1/2点、1/4点に示す位置に取付けられている。

3 観測されたデータの概要

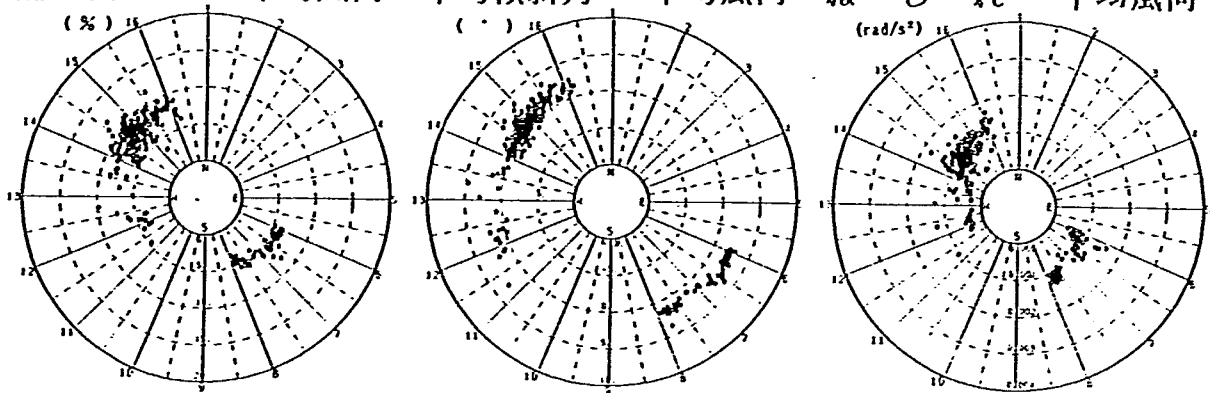
3.1 風速、乱れ強さ

自然風及び橋の振動加速度に関する基本統計量(平均風速, 乱れ強さ, 平均傾斜角, 橋の振動加速度の標準偏差)を計算し、図-3に風向と基本統計量との関係を示す。観測開始より現在までに設計風速 55m/sに対して34%の平均風速 18.6m/sまでのデータが蓄積されていること、風向としてはESE-SSE及びWSW-NNWのデータが多く得られていることがわかる。風の乱れ強さは風向がESE、SE及びWNW-NNWの場合にはSSE及びWSWに比べて大きくなっている。

平均風速 U — 平均風向 乱れ強さ I_u — 平均風向 鉛直たわみ — 平均風向



乱れ強さ I_w — 平均風向 平均傾斜角 — 平均風向 ねじれ — 平均風向



3.2 橋桁の振動

図-3 風向と基本統計量

観測された橋桁の振動加速度の波形を見ると不規則な振幅であった。風による振動現象のガスト応答と思われる。また、橋の加速度標準偏差は風向が橋軸方向の場合に小さくなっていた。観測された振動加速度の周波数成分の寄与度を見るためにパワースペクトル密度関数(P.S.D.F.)を計算した。振動変位のP.S.D.F.は振動加速度のP.S.D.F.を $(2\pi f)^4$ で除すことにより求めた。

中央径間1/2点の水平たわみ・鉛直たわみ振動の加速度及び変位のP.S.D.F.は対称1次モードが卓越していた。1/4点の水平たわみ振動の加速度のP.S.D.F.は逆対称1次モードが卓越していたが、変

位のP.S.D.F.はむしろ対称1次モードの方が卓越していた。鉛直たわみ振動の加速度のP.S.D.F.は対称1次・逆対称1次モードが同程度に寄与しているが、変位のP.S.D.F.は対称1次モードの方が卓越していた。

4 ガスト応答解析

本橋で観測された風速のP.S.D.F.より、橋の振動のP.S.D.F.を推定し、実橋において観測されたP.S.D.F.と比較を行った。ガスト応答解析の計算では、中央径間1/2点における水平たわみ変位(z)ならびに鉛直たわみ変位(y)を計算対象とした。これらのガスト応答に対しては、それぞれの第1次モード成分の寄与が支配的であるため、第2次モード以降の高次モード成分は近似的に無視した。推定計算では変動風速を変動空気力に変換する際に用いる空力アドミッタンスとして、 z 変位では準定常理論、 y 変位では準定常理論・Sears関数・Holmesのアドミッタンスを使用し、計算を行った。解析に必要な他のパラメータは振動試験結果及び風洞試験結果を参考にして定めた。

解析の対象としたケースは、観測されたデータの中で風向が橋軸直角方向に近いもの陸・海からの風の各5ケースである。図-4・図-5に水平たわみと鉛直たわみ振動変位のP.S.D.F.の観測値と計算

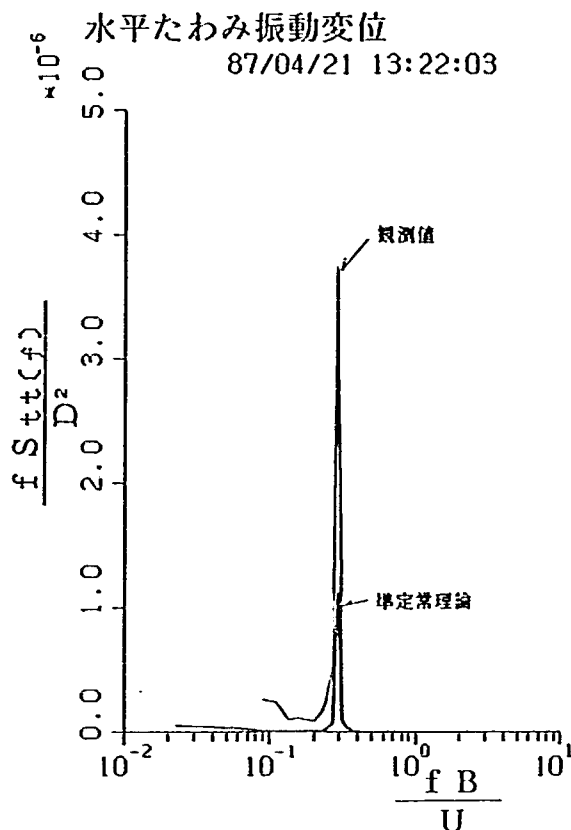


図-4 海側からの場合

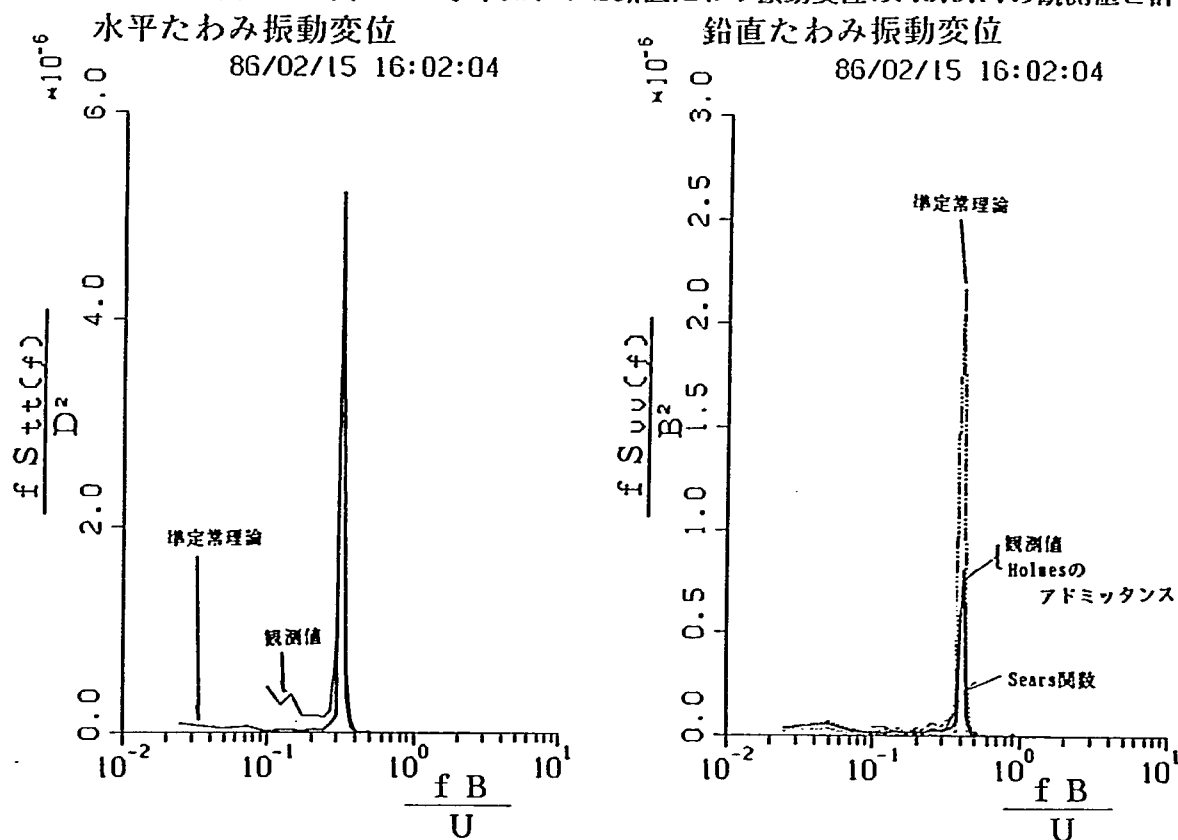


図-5 陸側からの場合

値を比較してを示した。振動変位の標準偏差は振動変位の P.S.D.F. の低周波成分と振動数の高いノイズ成分を除いた 0.1~2.0Hz の周波数領域について積分して求めた。図-6 に振動変位の標準偏差について観測値と推定計算値を対比した。

水平たわみのガスト応答は、風向が海側(図-4)の場合、観測値に比べ推定計算値が小さい。橋の振動は加速度計で計測されているが、測定レンジ(100gal)に比べ計算値が小さく、ノイズの影響が出ているものと推定される。加速度の P.S.D.F. から変位の P.S.D.F. を計算する場合、各周波数成分を $(2\pi f)^4$ で除しているため、低周波成分ほどノイズの影響が強調されているものと考えられる。しかしながら、両者の差の原因に関する詳細な検討は今後の課題と思われる。なお、風向が陸側(図-5)の場合には観測値と推定計算値とは概ね一致している。

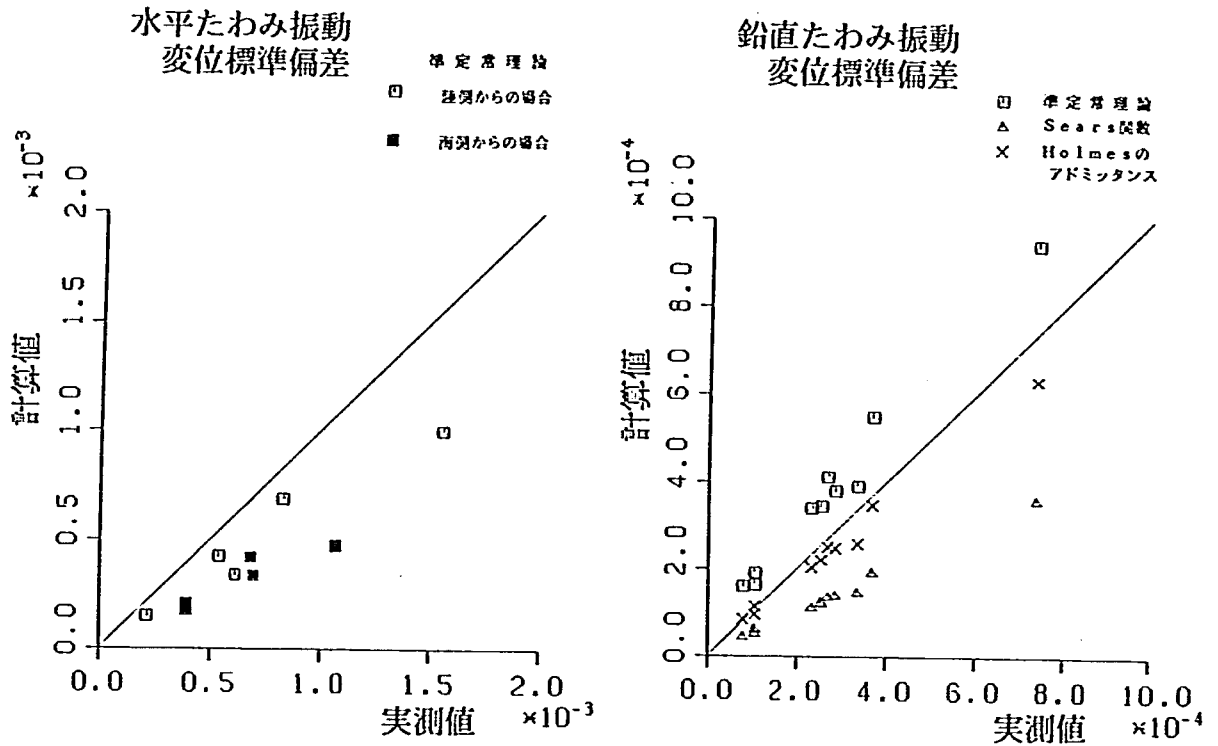


図-6 実測値と計算値の比較

鉛直たわみのガスト応答の推定計算値と実測値との比較によれば、準定常理論による推定値は大きめであり、Sears関数による推定値は小さめであり、Holmesのアドミッタンスによる推定計算値が実測値との対応が良好である。振動変位の標準偏差の大きさは、北北西からの平均風速15m/sの風の場合に水平たわみでは約4mm、鉛直たわみでは約12mmであった。

5 まとめ

名港西大橋における自然風及び橋の対風応答の観測結果をとりまとめると以下のとおりである。

- (1) 得られたデータのうち、最大平均風速は18.6m/sであり、平均風向はESE-SSE及びWSW-NNWが多く観測された。これらの風速は本橋の設計風速に比較して小さな風速であった。
- (2) 橋桁の水平たわみ変位及び鉛直たわみ変位の P.S.D.F. は、本橋中央径間1/2地点・1/4地点とも対称1次モードの固有振動数に対応する振動数成分が卓越していることが明らかになった。
- (3) ガスト応答の水平たわみ変位については推定値より観測値のほうがわずかに大きかったが、鉛直たわみ変位については、Holmesのアドミッタンスを仮定すると推定値は観測値と概ね一致した。振動変位の標準偏差の大きさは、北北西からの平均風速15m/sの風の場合に水平たわみでは約4mm、鉛直たわみでは約12mmであった。

標準設計・自動設計の現状と開発課題

システム課 飯田 明弘

1. はじめに

建設事業の円滑かつ効率的な推進を図るためには、建設事業の生産性向上等の合理化の方向を明らかにし、そのための技術面での省力化等の施策を推進する必要がある。

現在、建設省では省力化策の一つとして土木構造物の設計の標準化を行っている。標準化は、設計頻度の高い構造物を対象に、標準設計の制定、自動設計プログラムの開発の両面から実施しているが、現在までの標準設計・自動設計の整備状況を表-1に示す。

建設省制定土木構造物標準設計は、昭和39年度の第1巻制定以来約20余年の歴史を持ち、この間、道路排水施設等の小構造物から橋梁上・下部工まで全29巻を制定し、省内のみならず、地方公共団体等においても土木構造物の設計、積算、施工、契約の簡素化・省力化と技術の普遍化に大きな役割を果たしてきている。一方、自動設計は、昭和48年度に公開して以来、現在までに19工種の設計プログラムを開発しているが、これは標準設計の中間の設計条件または設計条件が複雑な構造物を対象にしており、従来の設計における設計アルゴリズム及び設計基準類の解釈の統一を含めた、設計計算から図化まで行う自動化を進めている。

本報告は、今後の設計の標準化に関する長期計画の策定を目的として、利用者に対して行ったアンケート調査に基づいて、標準設計・自動設計の利用状況を把握し、さらに今後の技術開発・普及の方向を検討したものである。

2. 調査目的

現在まで20年間の標準化作業の結果、標準設計及び自動設計はほぼ十分な工種をカバーしつつあることに加え、土木構造物の設計業務の外注化や維持管理業務の比重の増加が進むなど、標準設計を取巻く環境も大きく変化してきている。このため、標準設計・自動設計の今後のあり方と設計業務の合理化・省力化に関する要望等についてアンケート調査を実施した。

3. 調査内容

標準設計及び自動設計の利用意向について、前回昭和54年に実施した「土木構造物の設計の合理化に関するアンケート調査」の2次調査として位置付けた。

調査は、表-2に示す機関を対象に現状の標準設計・自動設計の利用状況の把握、意見要望の収集を中心に実施した。表-3にアンケートの項目を示す。

また、これらにあわせて設計業務の合理化・省力化を図る上で、効果的と考えられる新しい課題を

表-1 標準設計・自動設計の整備状況

区 分		標準設計	自動設計	区 分		標準設計	自動設計
土木構造物	側溝工	540 第1巻	—	基礎工	壁式基礎	537 第13巻	537
	埋立工	540 第1巻	537		ラーメン式基礎	—	537
	河堤工	542 第2巻	—		ボスティング基礎	534 第13-17巻	540
土木構造物	橋脚・橋台	542 第2-4巻	—	橋梁工	プレテン張床板(1.7t, 2.0t, 1.7t)	538 第13巻	537 52
	橋脚・橋台	542 第2巻	537		プレテン工	534 第13巻	540
	地下埋設道	—	—		P.C.埋設道	—	541
土木構造物	重力式橋台	537 第6巻	537	橋梁工	プレートガーダー(合成)	533 第13-14巻	540
	逆T式橋台	537 第6-7巻	537		H形鋼橋(合成)	538 第13-14巻	539
	控え壁式橋台	—	538	基礎工	鋼管基礎	—	539
土木構造物	ボックス式橋台	—	541		くい基礎	—	537
	張出し式橋台	537 第6-12巻	537		ケーソン基礎(ケーソン・コンクリート)	—	538

注1)：○は標準設計または自動設計の対象工種。
 注2)：標準設計例の○内は、標準設計の制・改定年度と巻番号を表す。
 注3)：自動設計例の○内は、自動設計の一般公開年度を表す。

表-2 アンケート送付先

名 称	送付数	回収数	回収率
建設省 地方事務所	29	21	72
建設省 工事事務所	100	72	72
都道府県 出先事務所	47	43	92
市町村	53	36	68
コンサルタント	100	66	66
合 計	376	271	72 %

表-3 アンケートの調査項目

標準設計の利用状況等に関する調査	自動設計の利用状況などに関する調査
① 標準設計の認知状況	① 自動設計プログラム認知状況
② 標準設計の利用状況	② 自動設計プログラム使用指示状況*
③ 標準設計に対する要望・改良点	③ 自動設計プログラム使用状況*
④ 標準化を望む工種	④ 自動設計プログラムに対する意見・要望*
⑤ 標準設計の新しい提供方法	⑤ 今後開発を望む工種

*注) ②については発注者側に、③、④については受注者側に質問した。

収集し、その可能性を考察した。

4. 調査結果及び開発課題

4.1 標準設計・自動設計の利用意向

(1) 標準設計

① 認知状況

標準設計の認知状況は、全体でほぼ100%である。前回調査でも98%と高認知率であったが、今回は、前回認知率の低かった市町村の認知率が上がり、関係機関に対しての利用指導がより行き届いてきたと考えられる。また、標準設計の所有率も全体で98%と高い値であった。

② 利用状況

利用件数の多い工種は、表-4に示すように擁壁、橋梁下部工であり、逆に橋梁上部工の利用頻度は少なくなっている。但し、利用件数は設計業務件数との関連があり、擁壁の業務件数は他工種に比べ多いと思われる。

設計業務に標準設計を利用する頻度は受注者側の方が高く、一方、発注者側は設計業務を外注するために少なくなっている。発注者側の標準設計の利用は詳細設計に用いるケースが多く、その他の利用方法として、計画段階、概略設計、設計照査等に使用している。受注者側は工種により異なり、擁壁などの小構造物については詳細設計に用いることが多く、橋梁上部・下部工等については、計画・概略設計時に利用することが多い。

③ 標準設計の要望・改良点

標準設計の改良点として、図集・数値表のコンパクト化を図る、検索をコンピュータで行う、図面集と解説書の一体化、内容の問い合わせ先を明確に、参考図書として利用しやすくする等の意見が寄せられた。

④ 標準化を望む工種

新しく標準化を望む工種としては、締切工・仮設橋等の仮設構造物が多くあげられている。仮設構造物などは施工中に急遽必要になることがあり、標準化されれば効果は大きいと思われる。

⑤ 標準設計の新しい提供方法

標準設計のCD-ROM (Compact Disk - Read Only Memory) 化(図-1参照)による効果として表-5に示すものをあげ、CD-ROM化に対する意見を聞いたところ、調査機関全体の9割がCD-ROMという新しい媒体による標準設計の提供を期待していた。しかし、CD-ROM化による操

表-4 標準設計の利用状況

標準設計	建設省	自治体	コンサル	巻 数
擁 壁	56	65	25	2
河川構造物	5	7	4	3-4
立体横断施設	3	1	4	5
重力式橋台	6	6	9	6-7
逆丁式橋台	11	5	16	
張出式橋脚	9	3	10	8-12
プレキャスト・T型	3	3	6	13-17
プレキャスト・T型	2	2	5	18
プレキャスト・T型	2	3	7	19
プレキャスト・中空床版	1	2	5	20
合成アスファルト・コンクリート	1	2	6	23-28
鋼橋	1	1	3	29-31
合 計	100 %	100 %	100 %	

(注)

%は各調査機関内での利用件数合計に対する比率を示す。
例) 橋きょう類については、利用頻度が高いことが予想され、件数を集計することが難しいことから除外した。

④ 要望・改良点

今後自動設計の改良すべき方向として、出力の多様化及び比較設計、概略設計機能への拡張の要望が多く、機能の追加が必要である。

⑤ 今後開発を望む工種

新規開発を希望する工種は、標準設計と同様に仮設構造物を挙げているものが多い。

4. 2 新しい技術開発課題

設計業務の合理化・省力化を図る上で、効果的と考えられる当面の新たな技術開発課題としては、次の4つが考えられる。

① 設計照査システム（設計審査のコンピュータ化）

設計審査には、殆どコンピュータ利用していないのが現状である。コンピュータを利用したいがソフトがなく、開発しようにも費用と人材がないのが実態と思われる。

② エキスパートシステム等を用いた標準設計支援システム

一層の標準設計の利用を促進するために、誰でもミスがなく簡単に標準設計が利用できる支援システムの開発が望まれている。利用の効果は成果品の信頼性が上がる、利用者は専門的な知識が殆んどいらぬ、詳細設計以外の目的での高度利用が簡便に出来る、若手技術者等の土木設計教育等が可能になる等が予想される。

③ 橋梁等の視覚表現の自動化システム

近年の街づくりにおいては自然環境との調和、利用者との触れ合いが重視されつつあり、そのための景観設計等における視覚表現の自動化システムの確立が必要とされている。例えば土木構造物の内、とりわけ景観が重要視される橋梁について視覚表現の自動化システムが考えられるが、利用者は、このシステムの機能として橋梁形式の選定、色・素材間の変更、取付道路・交差道路の視覚化が望まれている。

④ 蓄積データの有効利用

過去の設計事例及び施工事例から統計処理等をした2次データが容易に得られれば、設計に要する労力は大幅に削減できる。しかし、現状における蓄積データの保管は、報告書・図面等をそのまま保管しているものが約半数あり、マイクロフィルム化しているものが25%であった。そして約半数がその検索が難しいと答えている。これらの蓄積データを有効に利用していくためにデータベース化していく必要がある。

5. まとめ

今回の調査で標準設計・自動設計の利用意向について現状を知ることが出来た。今後の開発の方向として、CD-ROMによる効率的な検索ツール等の提供、標準設計の設計データ・数量データの有効利用、そのまま利用できる完成度の高い図面の提供、集録範囲の拡大等を行い、標準化作業を進めていく必要がある。

また、一層の設計業務の合理化・省力化を図るために、設計照査システム、エキスパートシステム等による設計支援システム、橋梁設計等における視覚表現の自動化システム、蓄積データの設計への有効利用等の新しい課題についても利用者ニーズを踏まえて、積極的に対応することが必要である。

トンネルの二次覆工コンクリートのひびわれ発生機構

トンネル研究室 稲野 茂

1. まえがき

現在のわが国の山岳トンネル工法では、吹付けコンクリートとロックボルトを主たる支保工とする NATM と呼ばれる工法が主流であり、建設省としてもこの工法を昭和 62 年度から山岳トンネル工法の標準工法として採用している。この工法では、吹付けコンクリートの内側に、二次覆工と呼ばれる場所打ち無筋コンクリート（以後、これを覆工と呼ぶ）を形成するのが通例である。しかし、この覆工に、打設数日後から、表面にひびわれが発生する場合がある。この工法では、基本的に吹付けコンクリートやロックボルト等の支保工の施工後、地山の変位が安定するのを確認した後に覆工を施工するので、このひびわれは、地圧等の荷重の作用に伴うものであると考えられず、一般には何らかの要因による覆工コンクリートの収縮が、背面の吹付けコンクリートとの接触部分等から拘束を受けることにより発生する応力であると考えられている。この収縮の原因にはコンクリートの硬化熱による温度変化に伴う温度収縮や乾燥収縮であると考えられる。このひびわれ対策として、道路トンネルの場合には、一般に防水シートを吹付けコンクリートと覆工の間に施工することにより、背面からの外部拘束を低減させる方法がとられている。本研究は、覆工コンクリート表面のひびわれについて、その発生機構と対策方法について、実験に基づき検討を加えたものである。

2. 目的

コンクリートの硬化初期の歪等の挙動については、まだ十分に把握されていない点が多い。そこで本研究における実験では、実際のトンネルの覆工を模擬したコンクリート模型供試体を作成し、その中に埋設した歪計と熱電対温度計によって、コンクリートの打設から硬化にいたるまでの挙動を検討したものである。実験においては、覆工のひびわれ対策として一般に行われている防水シートによる背面の吹付けコンクリートとの縁切りの効果、及び覆工コンクリートの養生環境がコンクリートの収縮歪等の挙動に与える影響を調べることを目的とした。

3. 方法

図-1 に実験に用いた模型供試体の概要図を示す。実験は図に示すように、側方周囲を断熱材で覆った型枠に、地山及び吹付けコンクリートを模擬したコンクリートを打設し、十分に硬化した後、その上に更に覆工を模擬したコンクリートを打設し、コンク

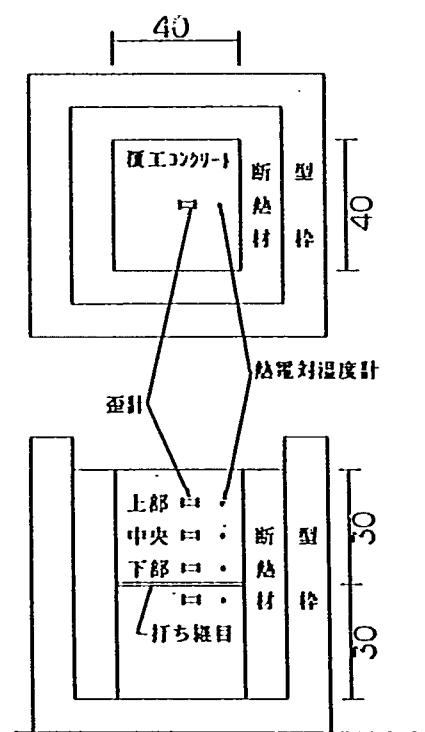


図-1 実験供試体概要 (単位; cm)

リート内部に埋設した歪計と熱電対温度計により打設直後からのコンクリートの挙動を計測することにより行ったものである。この供試体では、熱の移動は上下方向のみであり、また側面が断熱材（発泡スチロール）で覆われていることより、コンクリートには外部からの拘束力は作用しないと考えることができる。

実験の条件としては、表-1に示すように、吹付けコンクリートと覆工の接触部の外部拘束の影響を調べるために、打ち継目に防水シートを施工した場合と直接打設した場合の2種類を設定し、また養生環境がコンクリートの収縮に与える影響を調べるために、覆工コンクリートの養生条件を4種類設定した。

供試体は表-2に示すように実験条件を組み合わせ計6個作成し、約1ヶ月間の測定を行った。

4. 結果及び考察

4-1 歪の補正

図-2に代表的な供試体のコンクリートの温度の経日変化を示す。この図に示すように、各供試体の温度は、打設時の約27℃から、コンクリートの硬化熱により約42～52℃程度の温度を示した後、周辺の気温である25℃程度に低下している。ここで、歪計による歪の計測値における、これらのコンクリートの温度変化による影響を取り除くために、以下の式による歪の計測値の補正を行った。

$$\varepsilon_{eff} = \varepsilon_{meas} - \alpha \Delta t + \beta \Delta t \quad \alpha; \text{コンクリートの線膨張係数、} \beta; \text{歪計の線膨張係数}$$

$$\varepsilon_{meas}; \text{計測される歪、} \varepsilon_{eff}; \text{有効歪、} \Delta t; \text{温度変化}$$

この式により求められる有効歪は、温度変化によるコンクリートや歪計の伸縮の影響が取り除かれた歪として考えることができる。表-2に、各供試体の材令5日と30日の有効歪を、また図-3～5に代表的供試体B、D、Eの二次打設コンクリートの有効歪の変化図を示す。なお、参考文献(1)より、コンクリート埋設型の歪計では、打設後約6時間以後にコンクリートによる歪計の拘束が十分になされ、正しい歪の計測が可能になると報告されており、本研究においても、歪計の初期値の設定は、打設後約6時間を基準に行った。

表-1 実験条件

二次打設コンクリート表面の養生環境	
ア	断熱材（発泡スチロール）で密着して覆う
イ	ビニールフィルムで密着して覆う
ウ	ビニールシートで覆う（空はあり）
エ	打設後2日間のみビニールシートで覆う（空はあり）

打ち継目の状態	
オ	防水シート（不織布付き）
カ	直接

表-2 二次打設コンクリートの実験条件と有効歪

位置	材令	下部		中央		上部		実験条件
		5日	30日	5日	30日	5日	30日	
供試体	A	+110	+120	+20	-40	-100	-250	ウ、オ
	B	+100	+100	+20	0	-30	-70	イ、オ
	C	+60	+60	+30	+10	-20	-60	イ、カ
	D	+70	+70	+30	-30	-80	-230	ウ、カ
	E	+60	+60	+40	+40	+20	+10	ア、カ
	F	+70	+70	+30	-20	-80	-210	エ、カ

（単位；strain=10⁻⁶歪、正→伸び、負→収縮）

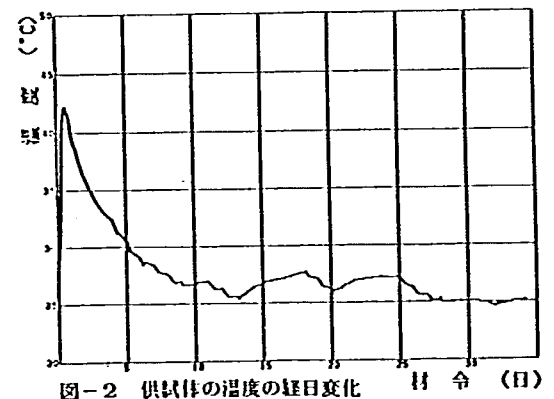


図-2 供試体の温度の経日変化

4-2 打ち継目の影響

温度応力の発生には、内部拘束による応力と外部拘束による応力の2種類がある。内部拘束による応力は部材断面内の非線形な温度分布により、部材内部で伸縮を拘束することにより発生するものであり、外部拘束による応力は部材の温度変化による伸縮が、部材の外部からの拘束力を受けることにより発生する応力である。実際の覆工では、その厚さが30cm程度であり、部材内部にそれほど大きな温度勾配が生じないことより、ひびわれ発生における温度変化による内部拘束応力の影響は小さいものと考えられることができる。従ってここでは、外部拘束の原因となる背面のコンクリートとの接触部分（打ち継目）の影響について考察を加える。

覆工コンクリートの下部の歪では、いずれの供試体についても打設後5日以後は大きな変動がなく安定した状態がみられた。ここで打ち継目の防水シートの影響をみると、防水シートのある供試体（AとB）では、 $100 \sim 120 \times 10^{-6}$ 程度の伸び歪がみられたのに対して、防水シートを施工せずに直接コンクリートを打設した場合では $60 \sim 70 \times 10^{-6}$ と、歪の発生量が小さくなっている。この場合使用した防水シートは0.4mm防水シートに3.0mmの不織布を貼付けてあるものであり、打ち継目においてコンクリートには拘束力がほとんど作用しない状態であると考えられるので、打ち継目に直接打設した場合の拘束度としては、0.36~0.40と求めることができる。（拘束度は、0→無拘束、1→完全拘束）

4-3 養生環境の影響

実験供試体の養生環境条件ごとに、覆工コンクリートの上部の有効歪（材令5日）についてみると、断熱状態の供試体（E）では 20×10^{-6} の伸び歪であるのに対して、表面にフィルムを密着させた供試体（B、C）では 25×10^{-6} 程度、表面にシートをかぶせた場合（A、D、F）は 90×10^{-6} 程度のいずれも収縮歪が発生している。またさらに材令30日においては、断熱状態の供試体では歪に大きな変動は見られないのに対して、フィルムを密着させたケースは 65×10^{-6} 、シートをかぶせたケースでは $200 \sim 250 \times 10^{-6}$ と収縮歪が、特にシートをかぶせた養生ケースで大きく進行している。また、覆工コン

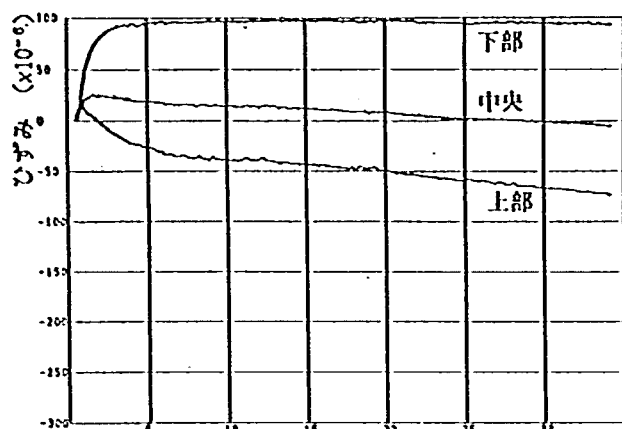


図-3 供試体Bの有効歪の経日変化 材令 (日)

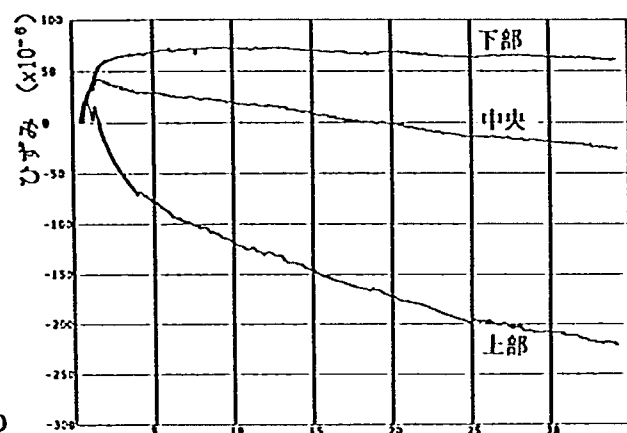


図-4 供試体Dの有効歪の経日変化 材令 (日)

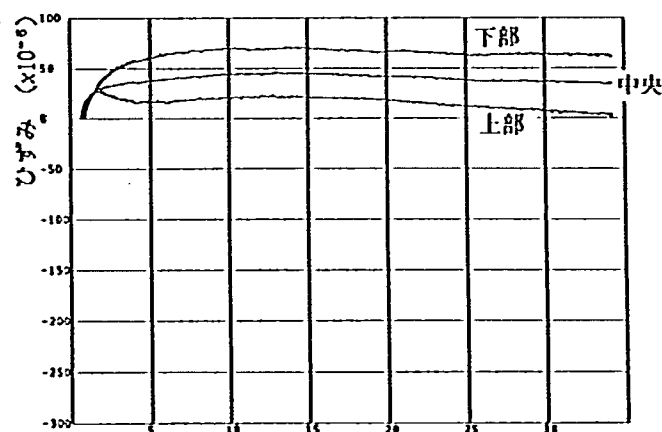


図-5 供試体Eの有効歪の経日変化 材令 (日)

クリートの中央部の歪においても、表面の歪ほど顕著ではないが、同様の進行性の収縮歪がみられた。これらのことより、この収縮歪の抑制には、今回の実験でとりあげた要因として、断熱材の表面の施工が最も効果的であり、次いで表面にビニールシートを密着させることであると言える。

また今回の実験とは別に、同様の配合のコンクリートに同じ歪計を埋め込んだ実験においては、養生を水中養生としたケースでは、コンクリートの表面近くに埋め込んだ歪計においても、ほとんど硬化後の進行性の収縮歪はみられなく、今回の二次打設コンクリート上部の進行性の収縮歪の原因としては、表面からの乾燥収縮ではないかと考えられる。

4-4 考察

従来では覆工に発生するひびわれの内、打設後1週間以内に発生する初期のひびわれの原因は、コンクリートの硬化熱による温度変化が主な要因であり、1週間以後の長期的に発生する場合の要因として乾燥収縮や環境気温の低下による温度収縮と考えられていたが、今回の実験において、打設後1日程度から、コンクリートの表面に近いほど著しい進行性の収縮歪が確認できたことより、実際の覆工コンクリートの初期のひびわれ発生要因としても、この収縮が大きな要因になりうると考えられる。このことから、実際の覆工のひびわれ対策としても、コンクリート表面の養生管理において温度と乾燥に十分に配慮することにより、効果があるものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、山岳トンネル工法における覆工コンクリートのひびわれ対策方法として、覆工背面の防水シートの施工、及び養生管理の2つの方法について、模型実験に基づき検討を加えてきた。それにより、覆工背面に防水シートを施工した場合には、外部応力の原因となる覆工背面の拘束が低減されること、またコンクリートの養生管理により、ひびわれ発生原因となるコンクリートの収縮歪を抑制できることが各々確認できた。一方、現場における覆工のひびわれ対策として防水シートの施工が主として行われており、実際にひびわれ防止の効果があると報告されている。この防水シートの施工は、防水工とひびわれ防止工の両方を兼ねており、経済的かつ効率的であると言える。しかしその反面、地山からの漏水が全くなく、防水工を必要としない場合には、このひびわれ防止工としての防水シートは、コストの面であまり経済的でないと言える。そのような場合のひびわれ対策としては、覆工コンクリートの養生管理を十分に行うことにより、ひびわれを防止できるものと考えられ、またそのような事例もいくつか報告されている。また防水シートを施工した場合においても、養生管理によってはひびわれが発生する可能性があるため、ある程度は養生においても管理に配慮することが必要である。

<参考文献>

- (1) マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム 日本コンクリート工学協会
- (2) マスコンクリートのひびわれ制御指針 日本コンクリート協会

1. まえがき

シールドトンネルの長手方向の耐震性を検討するためには、多数のセグメントと継手で組み立てられた覆工構造の破壊性状を把握しておく必要がある。また、耐震計算を行う際には、覆工構造の長手方向剛性の評価方法が重要な検討課題となる。

耐震研究室では、このような観点から、RCシールドセグメントを用いた覆工構造を対象として、各種の模型載荷実験を実施し、その力学特性を調査している。本文では、一連の実験から得られた覆工の破壊性状及び継手部の剛性の評価方法について報告する。

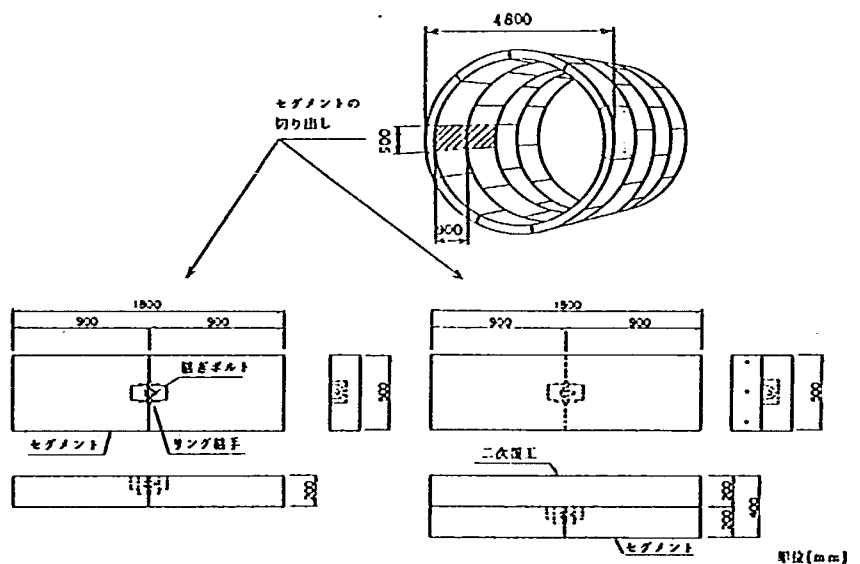
2. 実験に用いたRCセグメント模型及び載荷方法

供試体は、図1に示すように、外径4.8m程度の下水道シールドトンネル（日本下水道協会規格）の覆工から、セグメントを長手方向に固定しているリング継ぎボルト（以下、ボルトと呼ぶ）を中心とする幅50cmの部分を取り出した部分模型とすることとした。

Aタイプ供試体は、2リング分のセグメントの一部を、リング継手で連結したものである。Bタイプ供試体は、2次覆工のある構造を想定し、Aタイプ供試体の上部に厚さ20cmのコンクリートを打設したものである。この2次覆工には、トンネル長手方向鉄筋として、D13を3本配筋した。

継手金具は、図2に示すように、厚さ9mmの面板（材質：SS41）に同じ厚さの定着板を溶接したものであり、定着板に溶接した長さ30cmのアンカー鉄筋（SD30、D13）2本によって、セグメントに定着されている。ボルトにはM22（強度区分8.8）を使用し、6tfを目標に初期軸力を与えた。

供試体への載荷は、供試体の一端を固定し、他端を加振機に連結して、変位制御により軸方向力を加えた。載荷のパターンは、A、Bタイプ供試体とも正負交番に圧縮・引張力を作用させることを基本としたが、比較のため、単調引張載荷も行った。正負交番載荷時



(a) Aタイプ供試体

(b) Bタイプ供試体

図1 供試体作成の概要

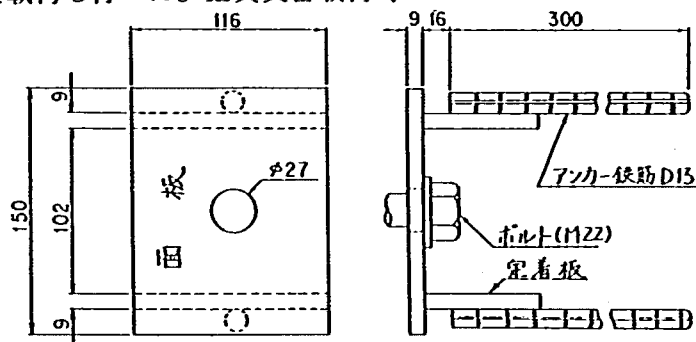


図2 リング継手の構造

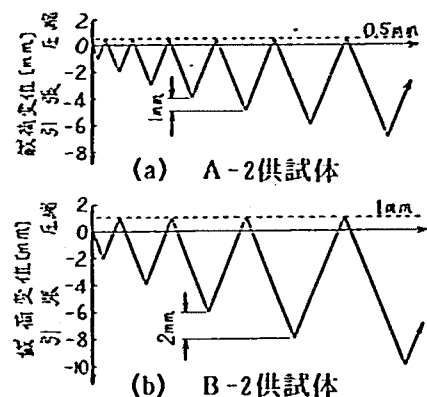


図3 正負交番載荷のパターン

の載荷のパターンを図3に示す。

3. RCシールドセグメントの変形・破壊特性

3.1 Aタイプ供試体

図4に、継手部の開きと載荷荷重の履歴曲線を示す。正負交番載荷を行ったA-2供試体の破壊は、以下のように進展した。

①継手周辺のクラックの発生：引張変位が2mmとなった時点で、継手金具に沿ってクラックが発生した。この載荷ループ途中の継手開き量が1mm付近に達した段階で継手の剛性が低下しており、継手金具の降伏が始まったことを示している。→②継手金具の変形の進行：載荷が進むにつれて、継手周辺に多数のクラックが生じた。また、定着板及びアンカー鉄筋が面を両端から支持する状態で、面板の中央部にボルトによって引張力が伝えられるため、面板が「く」の字状に変形した。このため、定着板がボルトボックス内へ変位し、アンカー鉄筋も同様に曲げ変形した。→③継手破断：引張15mmの載荷ループの引張載荷過程において、継手のアンカー鉄筋が破断した。

アンカー鉄筋は金具の定着板端部で破断しており、この点においては載荷方法の違いの影響は認められない。しかし、アンカー鉄筋が最初に破断するまでの継手部開き量を継手破断時の終局変位と定義すると、単調引張載荷を行ったA-1供試体では24.5mmであるのに対して、正負交番載荷を行ったA-2供試体では13.2mmであり、両者には大きな相違がみられる。

3.2 Bタイプ供試体

図5に、継手部の開き量～載荷荷重の履歴曲線を示す。正負交番載荷を行ったB-2供試体の破壊の進展状況を示すと、以下の通りである。

①二次覆工鉄筋の降伏：二次覆工コンクリートにクラック導入後、載荷変位が4mmのループの引張載荷過程において、二次覆工鉄筋が3本ともクラック位置で降伏し、供試体の剛性は急激に低下した。→②継手部の開きの拡大：①の後、継手部の開きが増加し、継手部の開きが14.6mmとなった時点で最大荷重34.7tfに達した。→③二次覆工鉄筋の破断：最大耐力に達した後、次の載荷ループの引張載荷過程で、二次覆工鉄筋2本が破断した。残る1本の鉄筋も、載荷変位22mmのループの引張載荷過程で破断した。→④継手の破断：載荷変位24mmのループの引張載荷過程で面が破断した。

面板の破断状況を図6(b)に示す。これは、単調引張載荷を行ったB-1供試体にみられるような、面板の円錐台状の変形が、圧縮載荷によって元の形状にもどされ、この繰り返しにより面板が疲労し、破断したものと考えられる。なお、Bタイプ供試体ではボルトボックス内が二次覆工コンクリートで充填されて

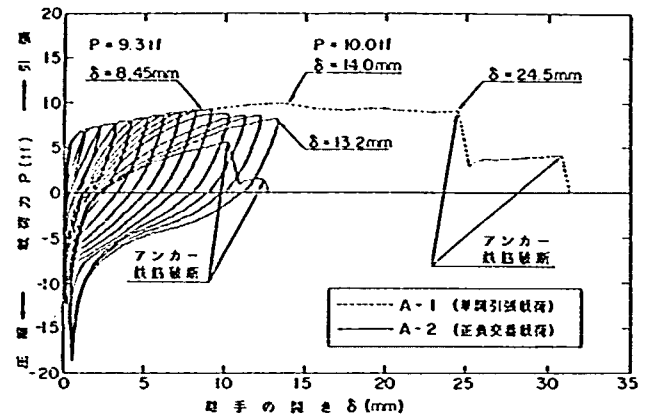


図4 Aタイプ供試体の載荷履歴曲線

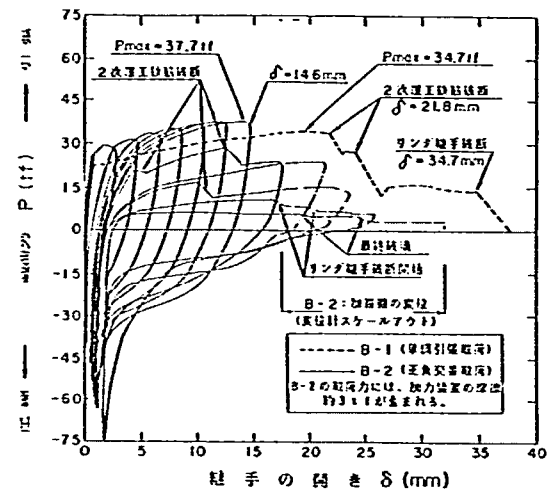
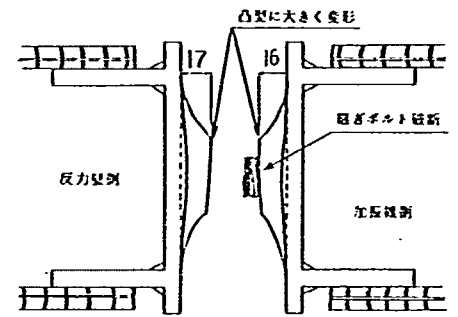
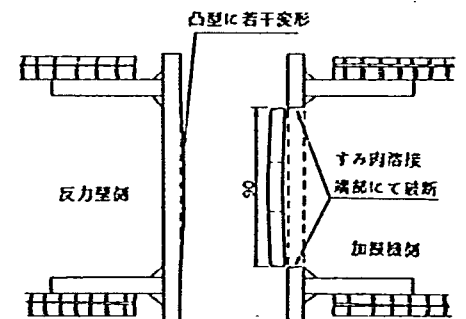


図5 Bタイプ供試体の載荷履歴曲線



(a) B-1供試体



(b) B-2供試体

図6 Bタイプ供試体のリング継手破壊状況

いたために、定着板のボルトボックス内への変形は認められなかった。

破壊の進行状況は、載荷方法の違いに関わらず同様であった。ただし、鉄筋及び継手の破断時の終局変位を載荷方法の違いにより比較すると、正負交番載荷を行ったB-2供試体に対して、単調引張載荷を行ったB-1供試体の方が1.5倍程度大きい。

4. 耐力及び変形性能に及ぼす二次覆工の影響

各供試体の耐力及び変形性能をまとめると表1のようになる。これより、以下の事項が指摘される。

1) Bタイプ供試体の降伏耐力は、Aタイプ供試体よりも大きく、約3倍となった。

2) Bタイプ供試体の二次覆工鉄筋破断時の終局耐力もAタイプ供試体よりも大きく、Aタイプ供試体の継手破断時の終局耐力の約3.7倍である。

3) 継手破断時の終局耐力は、Bタイプ供試体の方がAタイプ供試体よりも、載荷方法の違いによらず1.4~1.8倍大きく、二次覆工を設けると、耐力のみならずねばりも増加することがわかる。

5. 継手部の引張剛性の算定法の提案と実験値との比較

実験結果によれば、接合された2枚の面板は、互いに凸な形状に変形する。ここでは、図7に示すように、変形の大きさによって支持条件が変化する梁として面板をモデル化し、梁の曲げ剛性から継手部の剛性を算出する方法を提案する。面板のモデル化に際して設けた仮定は以下の通りである。

1) ボルトの伸び量は、面板の曲げ変形に比較して微小であるため、これを無視する。

2) 面板を、両端で定着板により支持された梁としてモデル化する。支持条件は、①継手に作用する張力が小さい場合には両端固定→②張力が増大して両端が降伏した場合には、両端で塑性ヒンジ→③更に張力が増大した場合には、②に加えてボルト位置でも塑性ヒンジを形成、とする。

上記の仮定から、図7に示したa)、b)、c)の状態に置けるリング継手1個当たりの引張剛性 k_{ji} ($i=1, 2, 3$)は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} k_{J1} &= \frac{P_1}{\delta_1} = \frac{96EI}{\ell_B^3} & : 0 \leq \delta \leq \delta_1 \\ k_{J2} &= \frac{P_2 - P_1}{\delta_2 - \delta_1} = \frac{24EI}{\ell^3} & : \delta_1 \leq \delta \leq C \cdot \delta_2 \\ k_{J3} &= 0 & : \delta \geq C \cdot \delta_2 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで、 P_1 、 δ_1 ：面板の両端に塑性ヒンジを生じさせるために必要な荷重及びその時の面板中央のたわみ量、 P_2 、 δ_2 ：面板の中央に塑性ヒンジを生じさせるために必要な荷重及びその時の面板中央のたわみ量、 ℓ ：面板のスパン長、 ℓ_B ：面板のスパン長からボルト頭部の幅を差し引いた長さ、 EI ：面板の曲げ剛性、である。 δ_1 及び δ_2 は、次式によって与えられる。

$$\delta_1 = \frac{W \cdot t^2 \cdot \sigma_y}{16EI} \cdot \frac{\ell^2 \cdot (\ell_B / \ell)^3}{4 - (\ell_B / \ell)^3}, \quad \delta_2 = \frac{W \cdot t^2 \cdot \ell^2 \cdot \sigma_y}{48EI} \quad (2)$$

ここで、 σ_y ：面板の降伏応力、 W ：面板の幅、 t ：面板の厚さ、である。ただし、式(1)では、 k_{J2} の範囲を δ_2 から $C \cdot \delta_2$ に広げている。ここで補正係数 C を導入した理由は、実験では、面板中央に塑性ヒンジが一度の生じる訳ではなく、逐次ボルト穴まわりから周辺に広がって行くためである。係数 C は、実験結果をもとにして経験的に定める必要があるが、ここでは、 $C=2$ としておく。図8は以上にした関係をまとめたものである。

上記の継手剛性の算定法を用いて、A-2供試体の実験結果との比較を行うと図9のようになる。これによれば、継手の開き量 δ が1mm以内の領域では、上述した継手剛性の算定法は実験値とよく一致しているといえる。なお、継手の開き量 δ が1mm以上となっても、実験では0.3mm/tf程度の剛性を有しているが、解析では、図7(c)の状態では剛性が零になるとしているため、この領域では差が

表1 各供試体の耐力及び変形性能

供試体のタイプ	Aタイプ (二次覆工なし)		Bタイプ (二次覆工あり)	
	A-1	A-2	B-1	B-2
供試体の名称	単調引張	正負交番	単調引張	正負交番
2次覆工クラック(tf)	—	—	7.9	15.7
降伏耐力(tf)	7.1	6.9	22.0	22.3
降伏変位(mm)	1.4	1.1	0.8	0.7
終局耐力(tf)	—	—	34.7	34.7
終局変位(mm)	—	—	21.8	14.6
鉄筋破断時	10.0	9.3	16.1	12.1
継手破断時	—	—	21.8	14.6
鉄筋破断時	24.5	13.2	34.7	23.5
継手破断時	—	—	—	—

生じている。

6. まとめ

シールドトンネルの長手方向の耐力および変形特性を検討するために、リング継手1個を含むセグメントの一部を切り出した供試体の载荷実験を行った。結果をまとめると以下になる。

1) 供試体の破壊は、一次覆工のみの場合では、①リング継手金具周辺にクラック発生→②継手金具の変形の進行→③継手部破断、の順に、また、二次覆工のある場合には、①二次覆工コンクリートの継手上部にクラック発生→②二次覆工鉄筋の降伏→③継手の開き拡大→④二次覆工鉄筋の破断→⑤継手部破断、の順に、それぞれ進行する。

2) 正負交番载荷を行った場合には、単調引張载荷を行った場合に比較して、終局変位は、一次覆工のみの供試体では約1/1.9に、二次覆工のある供試体では約1/1.5に、それぞれ小さくなる。これは、正負交番载荷では単調引張载荷に比較して継手金具の損傷が早く進行するためである。従って、耐震設計上は正負交番载荷実験結果を使用する必要がある。

3) 二次覆工のある供試体の方が、一次覆工のみの供試体よりも、耐力のみならず変形性能も大きくなる。これは、二次覆工のある供試体では、ボルトボックス内のコンクリートがリング継手金具の変形を防止するのに有効に働くためである。

4) リング継手の引張剛性を、継手金具面板の曲げ剛性から求める方法を提案した。これを、一次覆工のみの供試体の実験結果と比較すると、継手金具が降伏し、非線形領域に入るあたりまでは、実験値とよく一致する。

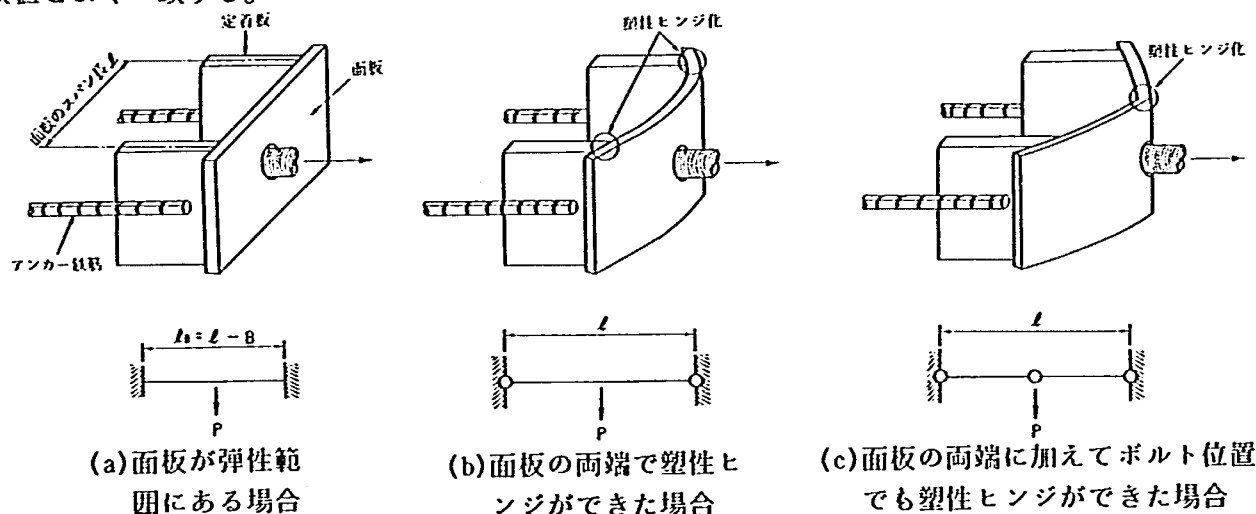
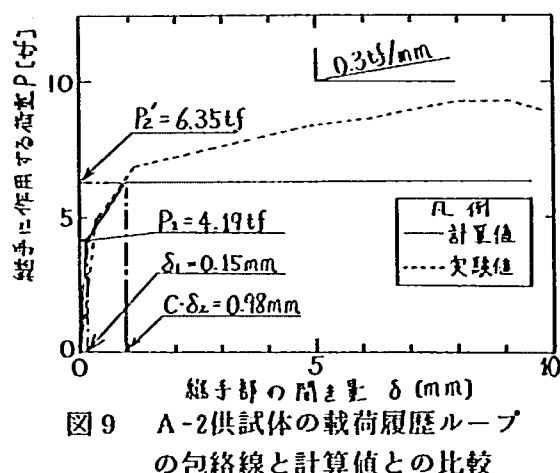
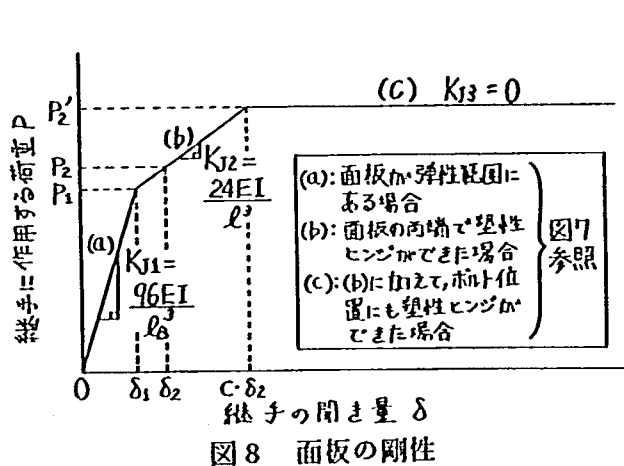


図7 面板の変形の進展と面板のモデル化



新しい路面凍結防止剤の適用性に関する実験

地質化学部 化学研究室 小川 功

1. まえがき

積雪寒冷地の道路では、冬季に降雪や路面凍結によって車両交通が著しく阻害される場合がある。このため、冬季路面の降雪や路面の凍結防止対策として、除雪や路面凍結防止工法が一般に実施されている。その中でも経済的で比較的短時間に効果をあげるものとしては、薬剤散布が有効であると考えられており、我が国を始め諸外国で薬剤散布が広く行われている。その薬剤の主なもの、安価で大量に入手できる岩塩、塩化ナトリウム、塩化カルシウムなどの塩化物であり、道路交通の安全確保などに役立ってきた。しかし、これら塩化物の散布が欧米では、道路構造物や道路環境への影響が深刻な問題になってきており、塩化物の量を減らすような対策が検討されている。一方、我が国では薬剤の散布量が欧米に比べて極めて少ないので、薬剤による道路構造物への被害はこれまでのところ報告されていない。しかし、散布量が少ないとはいっても塩化物が蓄積されれば将来的には欧米と同じような問題が発生してくる可能性が予測されるので、薬剤として塩化物を定期的に散布するような地域の道路構造物では、塩害に対する予防対策を考慮しておく必要がある。

2. 目的

凍結防止性能が高く、道路構造物や道路環境に悪影響を及ぼさないような、低塩害化凍結防止剤の実用化を図っていくことを目的として研究を行った。低塩害化薬剤としては、カルシウム・マグネシウム・アセテート（以下、CMAという）、尿素、塩化物に防錆材を添加したものなどを選択し、各種室内試験を行った。

3. 実験方法

(1) 薬剤の凍結温度試験

①試験の方法：氷点降下法によって、薬剤の凍結温度と溶液濃度の関係を測定した。

②薬剤の種類：塩化ナトリウム、塩化カルシウム、CMA、尿素、塩化カルシウム系（防錆剤入り）、塩化ナトリウム系（防錆剤入り）、CMAと塩化カルシウムを1：1の割合で混合したもの、塩化カルシウムと塩化ナトリウムを1：1の割合で混合したもの、の計8種類。

③溶液の濃度：2.5、5、10、20、30%の水溶液。

(2) 薬剤散布によるすべり抵抗試験

①試験の方法：密粒度アスコンの上に1mm厚程度の氷版を形成した供試体を作成し、この上に各薬剤を散布してJIS K-5665よう着型トラフィックペイント、不粘着乾燥性試験用タイヤで氷版上全面を走行させ薬剤を攪拌させる。この供試体をBPNすべり抵抗測定器を用いて、すべり抵抗の変化を調べた。

②薬剤の種類：塩化ナトリウム、塩化カルシウム、CMA、尿素、塩化カルシウム系（防錆剤入り）、塩化ナトリウム系（防錆剤入り）の計6種類。

③薬剤の散布量：30、60 g/m²の2種類。

⑤測定時間：湿潤時、凍結時、薬剤散布後30、60、90、120、180分

(3) コンクリートの凍結融解試験

①試験の方法：ASTM C666-75に準じて行い、動弾性係数と供試体の重量変化を測定した。

②薬剤の種類：塩化カルシウム、CMA、尿素、塩化カルシウム系（防錆剤入り）、塩化ナトリウム系（防錆剤入り）、比較剤として水道水の計6種類。

③コンクリート供試体の水セメント比：70%

4. 実験結果および考察

(1) 薬剤の凍結温度試験

薬剤の凍結防止作用は、化学物質を水に溶解したとき溶液の氷点は0℃よりも低くなるという、氷点降下の現象を利用したものである。氷点降下は薬剤の種類および溶液濃度によって変化する。そこで、薬剤の凍結温度を各濃度ごとに測定した結果を図-1に示す。この結果より次のことが言える。

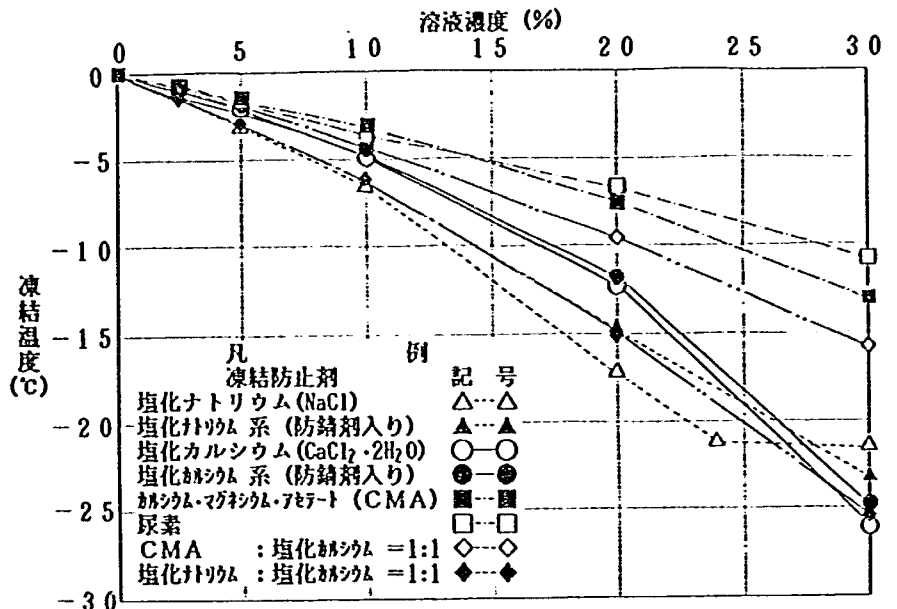


図-1 凍結防止剤の凍結温度と溶液濃度の関係

①各薬剤とも溶液濃度が高くなるにしたがって、凍結温度は低くなる傾向にある。特に、塩化ナトリウム系と塩化カルシウム系薬剤は著しい傾向を示した。

②各薬剤間の凍結温度を比較すると概ね、塩化ナトリウム系薬剤>塩化カルシウム系薬剤>CMA>尿素の順に低い温度を示した。

③塩化カルシウム系（防錆剤入り）は、塩化カルシウムと同程度か僅かに低い凍結温度を示し、同様に、塩化ナトリウム系（防錆剤入り）も同じ傾向を示した。この結果より、凍結防止の能力を下げることなく防錆効果を加えることで使用範囲の広がる薬剤といえる。

④CMAと塩化カルシウムを1：1の割合で混合したものは、各濃度ともに塩化カルシウムには及ばないが、CMAよりは良い値となった。同様に塩化カルシウムと塩化ナトリウムを1：1の割合で混合したものも塩化カルシウムに近い値となった。

(2) 薬剤散布によるすべり抵抗試験

凍結防止剤を散布し路面の凍結を防ぐ理由として、車のスリップ事故を防止することがあげられる。凍結した路面は、すべり抵抗が極端に小さくなり車がすべり易くなるため、薬剤を散布し、すべり抵抗を回復させる。このすべり抵抗が、薬剤散布前と比較して散布後、時間の経過とともにどのように

回復してゆくのか、また薬剤の種類によってどの程度差が生じるのかを測定した結果を図-2に示す。この結果より次のことが認められる。

①薬剤散布によるすべり抵抗値(BPN)の全体的傾向は、湿潤面では75程度あったものが凍結面では17~27に低下する。この面に薬剤を散布すると、すべり抵抗値が急に回復し、以後時間の経過とともにゆるやかに回復を続けてゆくものと、薬剤散布後から徐々に回復を続けてゆくものがある。

②各薬剤間のすべり抵抗を比較すると、概ね塩化ナトリウム系>塩化カルシウム系>CMA>尿素の順にBPNの値が高い結果となった。

③散布量での比較は、各薬剤ともに、60 g/m²のものが30 g/m²のものに対して明らかに高い値を示している。

(3) コンクリートの凍結融解試験

降雪や雨などにより凍結した路面は凍結防止剤の散布により一時的に融解するが、いつまでもこのままの状態ではなく、車の走行による薬剤の除去、降り続く雪や雨による薬剤濃度の低下等により、再び凍結を引き起こす。このように実際の道路では凍結と融解のサイクルを繰り返すことになり、コンクリート構造物などの損傷が進むことが考えられる。そこでこの凍結融解の繰り返し作用において、薬剤を散布したときにどの程度の影響があるのか否かを調べるために試験を行った。試験開始時を基準とした動弾性係数の変化を図-3に、供試体の重量変化を図-4に示す。これらの結果より次のことが認められる。

①図-3より、動弾性係数減少率

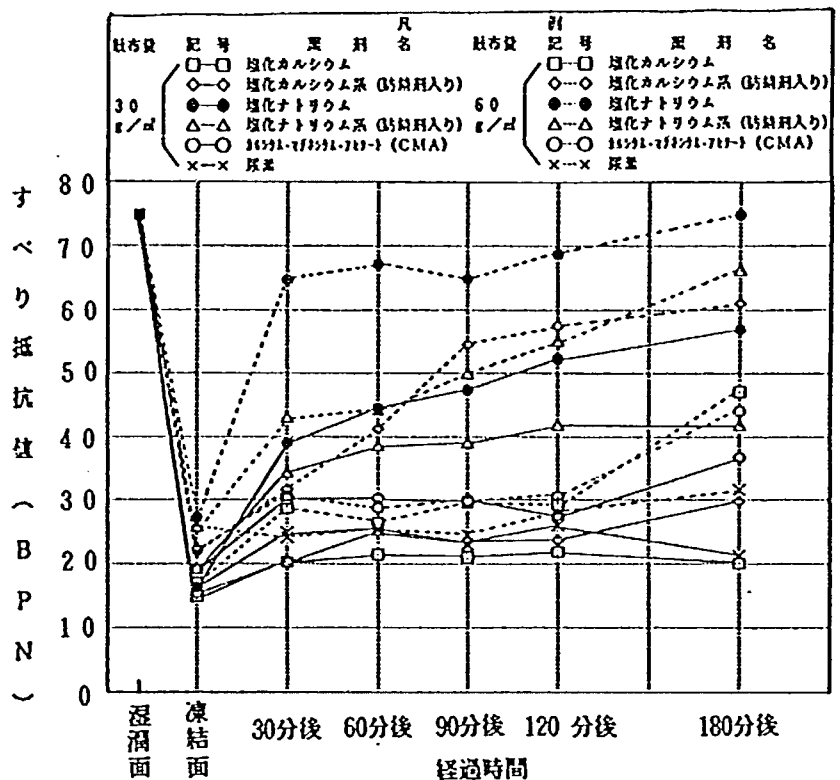


図-2 各種凍結防止剤の散布量とすべり抵抗値の関係 (試験温度: -5℃、攪拌)

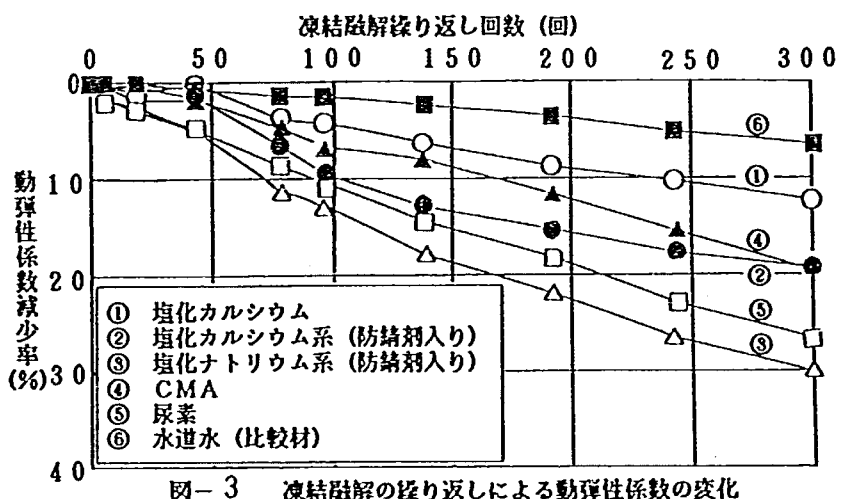


図-3 凍結融解の繰り返しによる動弾性係数の変化

は凍結融解繰り返し回数が多くなるにつれて、各薬剤とも大きくなってゆく傾向にある。いずれの薬剤も水道水より大きな値を示しており、薬剤の影響が表れている。

②各薬剤間の動弾性係数減少率を比較すると、概ね塩化ナトリウム系（防錆剤入り）＞尿素＞塩化カルシウム系（防錆剤入り）＞CMA＞塩化カルシウム＞水道水の順に減少率が大きい値を示した。この結果より、塩化ナトリウム系薬剤は動弾性係数減少率が大きく、コンクリートの劣化が他の薬剤よりも高いと思われる。

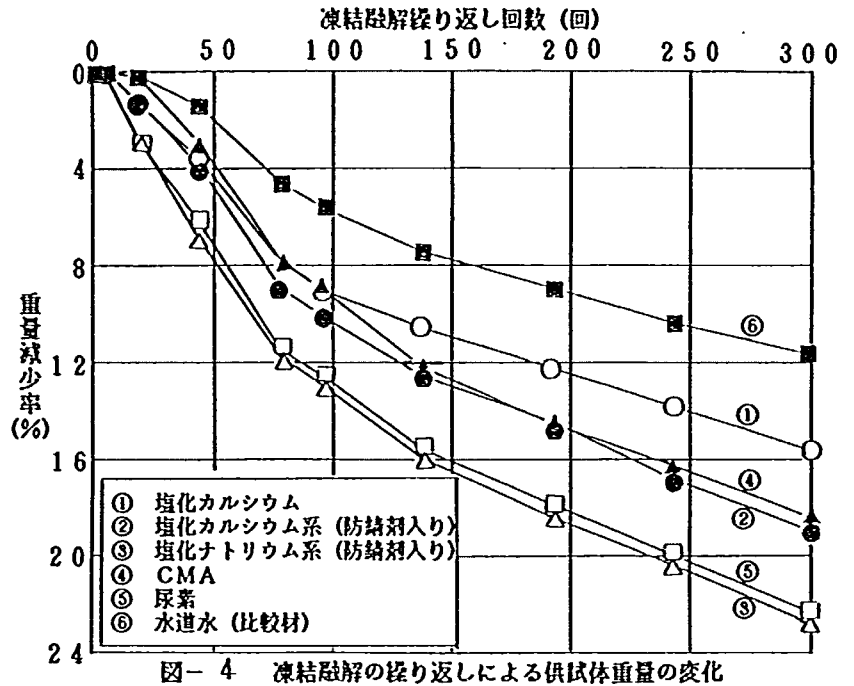


図-4 凍結融解の繰り返しによる供試体重量の変化

③図-4の供試体の重量減少率の結果からも薬剤の影響が表れており、いずれの薬剤も水道水のものより重量減少率が大きくなっており、薬剤の影響度合は、動弾性係数減少率の順位と符号している。

5. まとめ

凍結防止剤の諸性状を調べた結果を、まとめると次のとおりである。

(1) 薬剤の溶液濃度が高くなるにしたがって、凍結温度は低下する。試験した薬剤中では、塩化ナトリウムが最も低い温度を示す。

(2) CMAは、単独では低温域での性状が良くないが、即効性のある薬剤と混合して使用することで低温性状を改善することが可能であり、かつ塩化物の絶対量を低減することができる。

(3) 塩化物系に防錆剤を添加したものは、添加しないものに比べて若干低温性状は悪くなるが、腐食が懸念されるような場所に用いるのには有効であると思われる。

(4) 薬剤散布後のすべり抵抗値は、塩化物系では短時間に高くなった。一方、CMAや尿素では時間の経過とともに、徐々に高くなってゆく結果となった。

(5) コンクリートの凍結融解試験を行った結果、いずれの薬剤も水道水と比較して、動弾性係数および重量とも減少率は大きかった。

以上の結果から、低塩害化薬剤として選択したCMAや尿素は、使用温度、散布量あるいは即効性のある薬剤と混合するなどの使用方法を工夫することによって、十分実用的なものになるものと考えられる。また、塩化物系に防錆材を添加したものは塩化物系に比べて若干性状は悪くなるが、実用上特に問題になることはないと考えられる。

6. 今後の課題

今回、各種薬剤の諸性状について明らかにしたが、今後はさらにこれら薬剤に関する融氷効果、散布量等を検討し凍結防止剤の、散布基準などに反映させてゆく予定である。

1. まえがき

近年、事故件数が減少傾向から再び増加傾向に転じ、本年においては昭和50年以来13年ぶりに交通事故死者数が1万人を突破する恐れがあるという非常に憂慮すべき事態となつている。当研究室では交通事故の実態を把握し、交通事故の原因を道路管理者の立場から解析するために、交通事故と道路交通センサスを統合したデータベース（以下事故データベースと言う）を作成したので、この一部の事故データベースを用いて、事故が多く発生している危険箇所をさがし、事故多発の原因を解析し、交通安全対策を考えるための、事故データベース利用の方法（道路交通事故分析システムを紹介）及び改善点について考えてみた。

2. 事故データベースについて

交通事故は、人、車、道路、環境がからみあつて発生するものである。したがつて交通事故の原因を考える場合に、法令違反のみをもって、それがその事故の原因であるということは正当ではない。現実の交通事故の多くは、道路交通法違反としての行為のみならず、運転技術、道路構造、交通環境、車両構造、運行管理等各種の原因がたまたまその時点において競合した結果生ずるものであり、総合的に原因を考慮する必要がある。

そこで、道路管理者側から事故を分析するために、直轄国道上で起きた交通事故の内容を各地方建設局の工事事務所が、各警察署で保管されている「交通事故統計原票」より、事故内容を、表-1の要領で転記し、その事故地点に、道路交通センサスデータを記入し北海道～沖縄までの直轄国道上（延長約20,132KM）の事故を磁気テープに収めた。現在昭和60年と昭和61年のデータが完成しており、収録件数はそれぞれ89888件、95929件である。

表-1 コーディング要領

Bゾーン (市町村)	昭和60年度 道路交通センサス調査 原票区画番号	区画 番号	国道 BP の 区分	事故発生 地点の キロ数	事故発生 地点の道路 中心線からの 幅員(m)	1当 の 通行 状況	2当 の 通行 状況	事故 の 内容	発生日時	変更	天気	路面 の 状況	道路 形状	当事者 別1当	当事者 別2当	事故 類型	事故通行速度 (km/h)		死者数	負傷者数	山地 平地 の 区分
																	1当	2当			
07204 市 道 区 界 村		国道 6号 006	123.456	123.456	左に2m 103 右に12m 212 中心線上 300			1 死亡	S60年11月13日 午後2時 60111314	1	晴	交 差 点	1 大 13.0m				1	20以下			
								2		2	晴		2 中 5.5m				2	30以下			
								3		3	晴		3 小その他				3	40以下			
								4		4	晴		4 交差点付近				4	50以下			
								5		5	晴		5 トンネル				5	60以下			
								6		6	晴		6 橋				6	80以下			
								7		7	晴		7 その他				7	100以下			
								8		8	晴		8 踏切				8	120以下			
								9		9	晴						9	120以上			
								10		10	晴						10	不明			

3. 事故データベースを用いた解析

事故データベースの利用の方法及び問題点を検討するために一例として国道6号（東京都中央区日本橋～茨城県土浦市高津、L=68.8KM）において3年間（昭和60年1月1日～62年12月31日）に発生した交通事故1093件の事故データから件数事故率（センサス区間毎、1KM区間毎、百M間毎）を出し、件数事故率の高さと道路構造及び沿道地域との関係を考えてみた。

表一2 センサス区間毎の事故率

センサス区間番号	地名	区間長	全事故率	交差点事故率	単路部事故率	中央分離帯	片側歩道	両側歩道	車線	DID	点検率	旅行速度	指定速度
118	中央区日本橋本町	1.0	16	10	6	100%	100%	100%	4	100%	0.9	8.8	40
119	台東区浅草橋	2.7	89	66	24	89	100	100	4	100	1.2	12.8	40
120	墨田区向島	2.0	144	98	46	95	100	100	4	100	1.22	11.1	50
121	“ 更向島	2.6	146	75	70	80	100	100	4	100	1.31	19.1	50
122	墨田区白鳥	2.6	160	102	58	96	100	100	4	100	1.24	11.1	50
123	“ 金町	2.7	141	87	54	100	100	100	4	100	1.97	13.0	50
101	松戸市上矢切	2.9	28	8	18	100	100	100	4	69	1.03	41.6	40
102	“ 久保平賀	9.4	174	75	99	100	100	100	4	96	0.76	34.9	40
103	柏市堀江の	3.0	83	45	38	100	100	100	4	100	1.08	28.6	40
104	我孫子市	7.4	82	32	80	100	100	96	4	36	0.95	37.1	50
102	取手市上新町	4.6	49	24	25	100	100	100	2	52	1.66	16.6	50
103	牛久町	11.2	102	31	71	0	60	60	2	18	1.63	22.9	50
104	土浦市荒川岸	7.7	111	34	77	0	100	61	2	13	1.19	32.5	50
105	“ 高津	9.1	60	17	33	6	6	0	2	11	2.17	32.4	50

中央分離帯、片側歩道、両側歩道の％は延長率を高く。

D I D比率 = D I D地区延長 / 区間長

全事故率（延台キロ） = （区間内の全事故件数 / 24時間交通量 × 区間距離 × 365） × 1億

単路部事故率（延台キロ） = （区間内の単路部の事故件数 / 24時間交通量 × 区間距離 × 365） × 1億

区間内の交差点事故率（延台キロ） = 全事故率 - 単路部事故率

3. 1 センサス区間毎の件数事故率

東京都（センサス区間番号118～123、L=13.5KM）と千葉及び茨城県（センサス区間番号101～104、102～105、L=55.3KM）とを比較すると、前者は後者に比べ全事故率が高いが、これは交差点事故率が高いため、国道6号線と交差する道路が多いためと思われる。しかしセンサス区間毎の事故率から危険箇所を捜すことは、この区間においてはできなかった。

3. 2 1 KM区間毎の事故率

図一2にキロ程0～69（日本橋～土浦市）の全件数事故率（黒：単路部の事故率、白：交差点部の事故率）を表わし、図中の事故率が高い区間と低い区間において要因を考えてみた。

3. 3 安全な区間ベスト3

1 KM区間毎に分けた69箇所の内、事故率の低いベスト1は、件数事故率8で上下線分離の大利根橋（キロ程37）で、3年間で追突事故3件、追越追抜事故1件であつた。ベスト2はキロ程15の区間、ベスト3は土浦バイパスのキロ程61の区間であつた。いずれの箇所も車両や歩行者が横断することがほとんどない沿道状況であつた。（図一1）

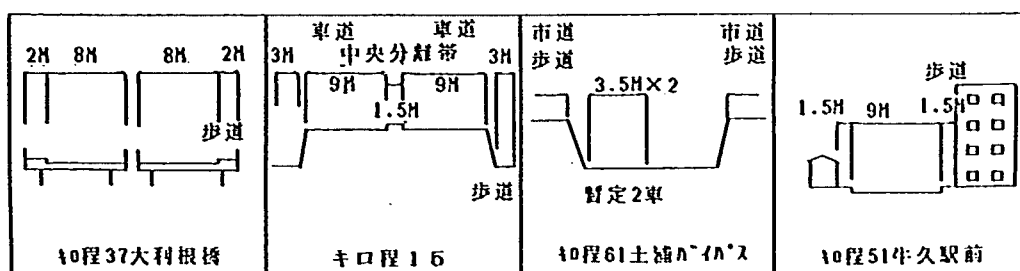


図-1 概略標準断面図

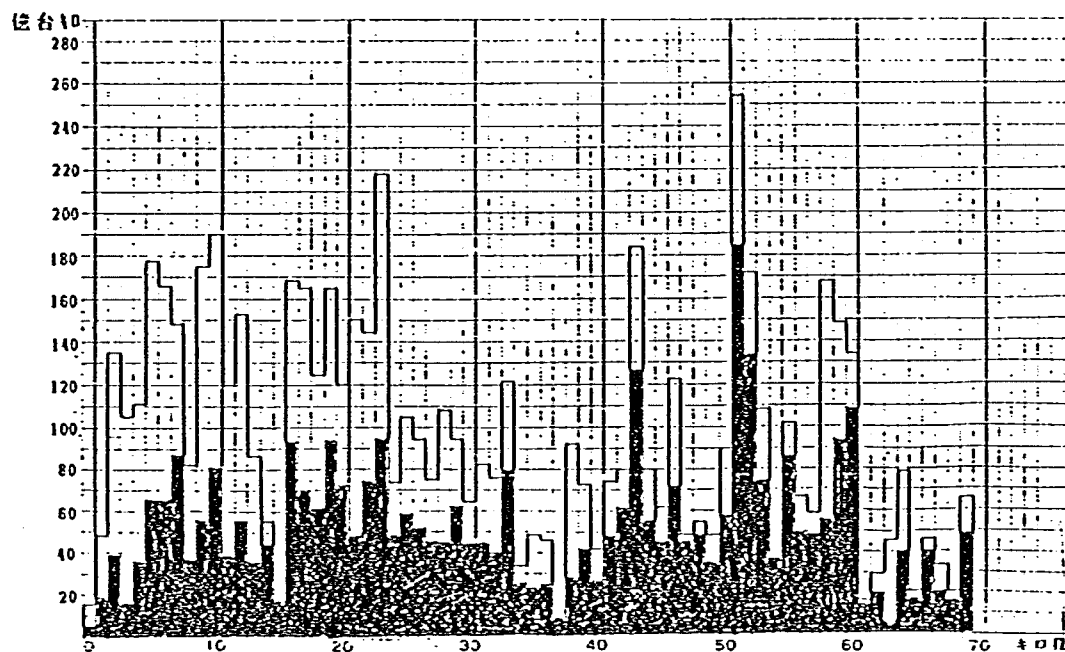


図-2 1KM毎の事故率

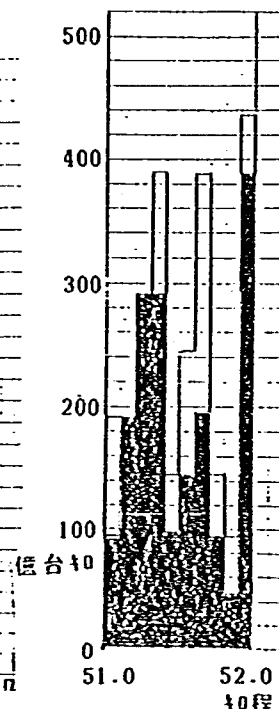


図-3 100m毎の事故率

3.4 危険な区間ワースト1

一方事故率ワースト1の箇所は、JR牛久駅前付近（キロ程51）で、件数事故率254（単路部184+交差点部70）であった。

この区間は図-3のとおり、単路部における事故率が高い。その原因については事故データベース

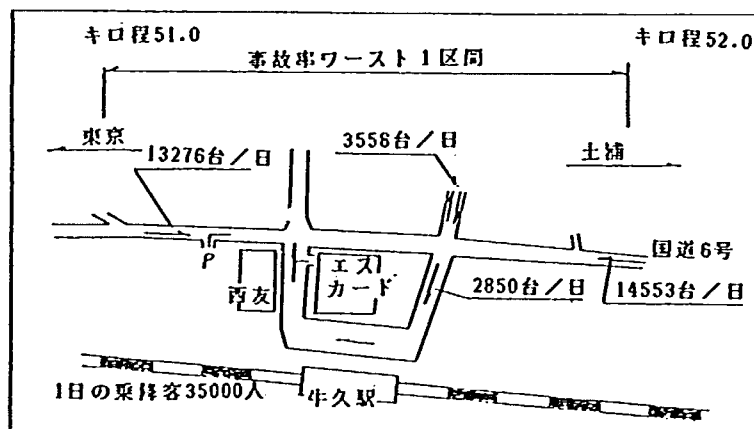


図-4 事故率ワースト1区間概略平面図

だけから明かにすることは難しかったので別途現地で調査を行った。現場はJR牛久駅が近接していて、牛久駅へのアクセス道路へ2850台/日（一方通行）の車が流れている。また信号交差点が短距離で連続しており、各交差点で信号待ちが多く、自然渋滞が発生している。そのうえ大規模店舗が2件あり、駐車場へ入るのを待つ車が渋滞を助長している。以上のことから駐・停車中の追突事故が3年間で30件（全事故79件）おきている。また当事者種別では、79件の内55%が交通弱者（二輪車19件、自転車18件、歩行者7件）で、事故の時間帯は7～21時の間に発生しており、牛久駅及び大規模店舗へ行く人が事故と関係し

ていると思われる。(表-3)

表-3 当事者別事故件数の集計表
昭和60年1月1日～62年12月31日

	第1当事者	第2当事者										計
		原付	軽二輪	普通二輪	大型二輪	貨物車	乗用車	バス	トラック	その他	歩行者	
乗用車	バス											
	マイクロバス											
	軽二輪											
	普通二輪											
	大型二輪											
貨物車	特定大											
	トレーラー											
	普通二輪											
	普通二輪											
特定車	普通二輪											
	普通二輪											
二輪車	自動二輪											
	原付											
軽二輪	原付											
普通二輪	原付											
大型二輪	原付											
貨物車	原付											
乗用車	原付											
バス	原付											
トラック	原付											
その他	原付											
歩行者	原付											
計		31	12	1	1	2	5	1	4	4	29	

4. 事故データベースを用いた解析での注意点等
以上事故データベースを用いてケーススタディとして事故の危険地点の抽出を行つたが、ここで得られた注意点及び問題点等は次のとおりである。

1) 事故データベースを用いて危険地点のマクロ的な抽出を行うことが可能である。

2) 但し交差点については、事故発生地点のキロ程を利用しデータベース内に交差点番号を入れる等して交差点毎のデータの解析ができるようにする必要がある。

3) 事故データベースのみでミクロ的な解析は困難で、現地調査を行い個々の地点での問題点を把握する必要がある。

4) 道路構造と事故との因果関係を調べるためには、

事故データベース内に道路構造（例えば歩道の有無、道路の幅員、中央分離帯の有無等）に関する事項を増やす必要がある。

5) 暴走行為や飲酒運転、無免許、過積載のように道路管理車側では、対応できない法令違反事故を除外するために、事故の原因についてもデータベース内に入れる必要がある。

6) その他、周辺情報として第一当事者の年齢、性別についてもとり入れることが望ましい。

7) 事故データとセンサデータの統合の最大の問題点は、事故の位置の特定が必要であるが、国道より下のクラスの道路にはキロポストの整備が十分でない。今後それらのキロポストの整備がされることが望まれる。

5. おわりに

事故データベースについては事故解析を行う上で有用であることがわかったが、まだ完備しているのは60年、61年分のみである。事故データは蓄積が重要であるので、今後整備を進めると共に解析方法についても検討を行いたい。解析方法については16ビットのパソコンを用いたプログラムを開発したので発表の際に紹介する予定である。

1. まえがき

アスファルト舗装の破損を大別すると、形状的破損と構造的破損に分けることができる。形状的破損は、摩耗、流動によるわだち掘れ等がこれにあたり、構造的破損では、路盤、路床の支持力不足によるひび割れの発生等がこれにあたる。構造的破損では、表層以下の各層毎の支持力を評価する必要があるが、実道路での開削調査が困難であるため、舗装表面のたわみ量を測定することにより、その度合を評価することが現実的である。

現在、たわみ量の測定方法として主に行なわれているのは、ベンケルマンビームによる測定である。この測定方法は、測定方法が比較的簡便、短時間で測定が行える等の利点を有している一方で、ベンケルマンビームの前脚の沈下、測定結果を弾性理論等の理論解析との比較に利用しにくい等の問題点がある。これらの問題を解決する測定方法としてラクロワ、ダイナフレクト等のたわみ測定装置が開発されてきた。そのなかでもフォーリング・ウェイト・デフレクトメータ（Falling Weight Deflectometer、以下FWD）によるたわみ量測定は、実際の交通荷重と近い荷重（最大5tfの衝撃荷重）を発生させることができ、測定も容易であるという特徴を持っている。

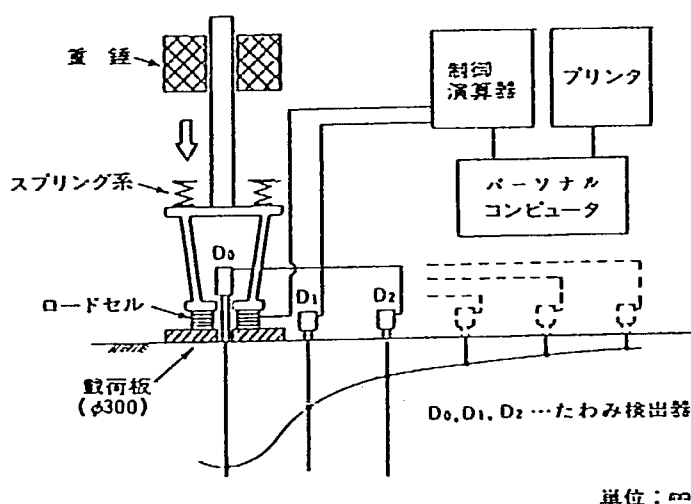


図-1 FWDの基本構造

2. 調査目的

現在、FWDは舗装研究室所有（昭和62年度購入）のものを含めて日本国内に5台ある。その構造は基本的には同一であるが、メーカーの異なるものもあり細かな点で多少の違いがある。このため、各機関所有のFWDの仕様の差が測定結果にどの程度の差異をもたらすのか検討することを目的とし、土木研究所（以下、土研）、北海道工業大学（以下、北海道）、長岡技術科学大学（以下、長岡）で所有する3台のFWDにより、同一箇所のたわみを測定する共通試験を行なった。

表-1 FWD仕様詳細

諸 元	機 関 名		
	土木研究所	長岡技科大	北海道工大
メーカ	KUAB社	KUAB社	FENIX-PRATNER-TECHNIC社
移動方式	車載型	牽引型（測定） 車載型（運搬）	牽引型
荷重方式	複重錘式	複重錘式	単重錘式
載荷板	φ300mm 4分割	φ300mm 4分割	φ300mm
最大たわみ量	5mm	5mm	2mm
センサー数	4個	5個	3個

3 各機関のFWDの仕様

FWDの基本構造を図-1に示す。FWDは、重錘を載荷板上に自然落下させることにより、路面に衝撃荷重を与え、その際のたわみ量等を測定する装置である。

各機関の仕様について表-1に示す。仕様の大きな違いは、移動方式、載荷方式、載荷板の形状等がある。

4. 試験方法

FWDの共通試験は、下記に示す試験条件により行った。

- 1) 試験日時 昭和63年3月29日(火)
- 2) 試験場所 建設省土木研究所舗装走行実験場
- 3) 天 候 曇り時々小雨
- 4) 工 区 数 16工区32点(図-2参照)
- 5) 載荷荷重 土研、長岡……1.25、2.5、5.0tf
北海道………5.0tf
- 6) 測定項目 土研、長岡……測定1、測定2
北海道………測定1
- 7) 測定回数 1点当り各荷重ごとに3回測定

測定工区の舗装構成は、17~20工区が路盤にアスファルト安定処理を有する工区、201、305、306工区が粒状路盤を有する工区、301、302工区が透水性舗装工区、307工区がインター・ロッキング・ブロック舗装工区、401~406工区が上層路盤以下に埋設物を有した工区である。

17~307工区では、1工区当り外側のわだち部で2点ずつ測定を行った。401~406工区では、深さを変えて埋設管が横断方向に数本埋設されているため、外側及び内側のわだち部で各1点ずつ測定を行った。

試験中の天候は、1日中曇りで時折小雨の降る天候であった。そのため、気温の大きな変化はほとんどなく、舗装体内の温度(釘で路面に深さ3cmの穴をあけ測定)も11~14℃と安定していた。

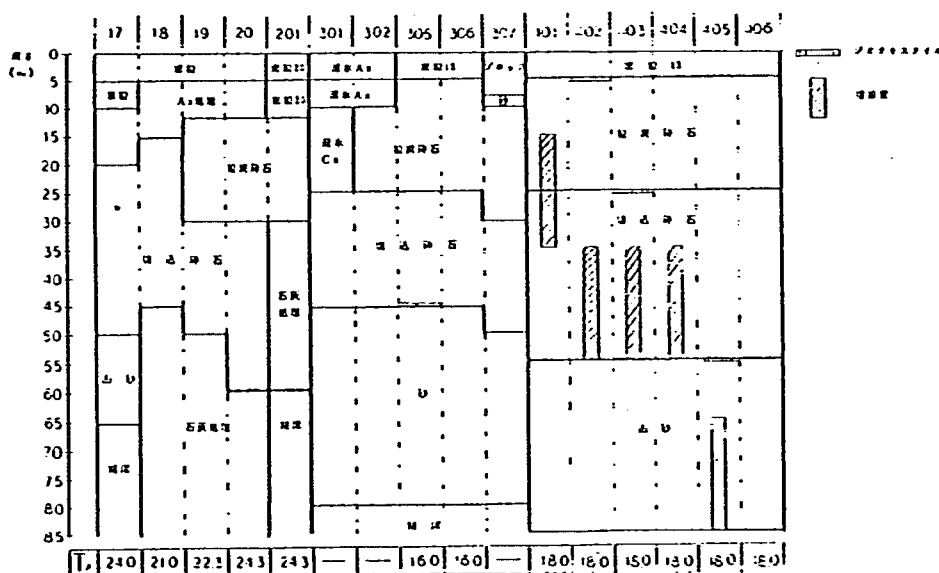


図-2 測定工区の舗装構成

5. 試験結果

5. 1 たわみ量測定結果

たわみセンサー位置0mmにおける各測定点のたわみ量を図-3に示す。図は、横軸に工区、縦軸に荷重5tfのたわみ量をとっている。

各工区のたわみ量は、302~406工区のたわみ量が大きくなっている。特に、40

1工区のA点でのたわみ量が大きく、土研では4.76mm、長岡が4.16mm、北海道は2.32mmとなっており、北海道においては測定限界の2mmをはるかに越えている。これは401工区のA点が、埋設管が最も浅く埋設されている断面であり、ひび割れが著しく発生していたためである。また、図-3の舗装構成図によると305、306、401～406工区は表層厚が5cmしかなくアスファルト舗装要綱によるL、A交通の舗装構成であり、 T_A （等値換算厚；アスファルト舗装の路盤から表層まで、すべて、加熱アスファルト混合物で造ろうとする場合の必要厚さ）およびH（総厚；アスファルト舗装の表層から路盤までの厚さ）が小さいためにたわみ量が大きいと考えられる。

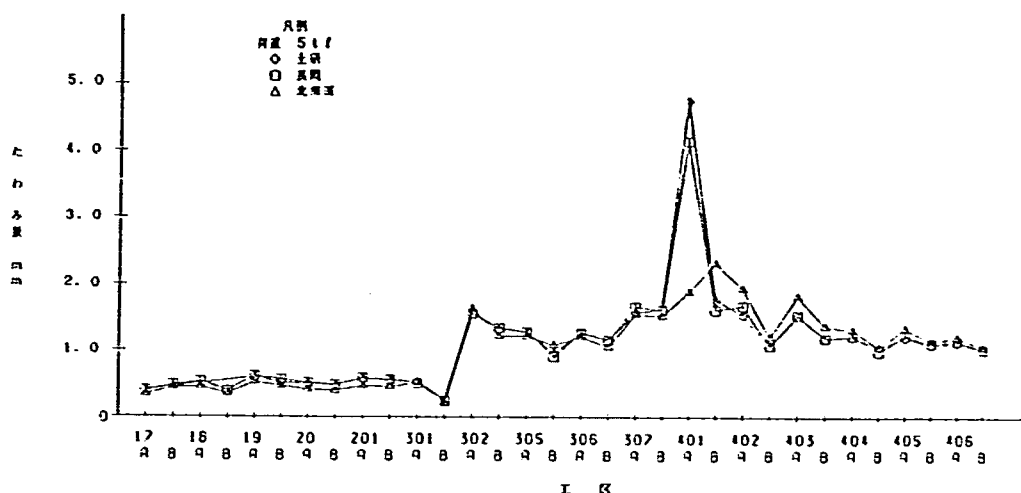


図-3 工区とたわみ量の関係（センサー位置 0mm）

5. 2 各機関の相関性

17～307工区では、3月14日に同一地点で測定したベンケルマンビームによるたわみ量のデータがあるので、このデータを用いてベンケルマンビームによるたわみ量との比較も行った。温度補正については、FWDのたわみ量と温度の関係が、まだ明確になっていないことや今回の共通試験において路内温度が11～14℃と安定していたことから、FWDのたわみ量は補正せずに、ベンケルマンビームによるたわみ量を13℃に温度補正した。

各機関およびベンケルマンビームによるたわみ量について、たわみセンサー位置ごとに最小自乗法により求めた相関係数と直線回帰式を表-2に示す。なお、401工区のA点は、北海道において測定限界の2mmを越えているので計算より除いている。

たわみセンサー位置0mmにおける土研、北海道、長岡の相関係数は、土研と長岡については $r = 0.994$ 、土研と北海道は $r = 0.969$ 、長岡と北海道については $r =$

表-2 たわみ量比較一覧

X	Y	同値 (t)	回数	センサー位置		
				0mm	200mm	900mm
土木研究所	長岡技科大	2.50	29	$Y = 0.958X + 0.018$ $r = 0.931$	$Y = 0.920X + 0.020$ $r = 0.951$	$Y = 0.930X + 0.003$ $r = 0.953$
	長岡技科大	5.00	29	$Y = 0.995X + 0.013$ $r = 0.934$	$Y = 0.940X + 0.023$ $r = 0.937$	$Y = 0.915X + 0.012$ $r = 0.937$
	北海道工大	#	18	$Y = 1.203X - 0.172$ $r = 0.963$	$Y = 1.060X - 0.128$ $r = 0.951$	$Y = 0.737X + 0.042$ $r = 0.728$
	ベンケルマン 最大たわみ量	#	18	$Y = 0.952X - 0.065$ $r = 0.987$		
	ベンケルマン 換元たわみ量	#	18	$Y = 1.210X + 0.152$ $r = 0.978$		
長岡技科大	北海道工大	#	31	$Y = 1.188X - 0.162$ $r = 0.982$	$Y = 1.041X - 0.121$ $r = 0.931$	$Y = 0.703X + 0.054$ $r = 0.647$
	ベンケルマン 最大たわみ量	#	20	$Y = 0.934X - 0.053$ $r = 0.958$		
	ベンケルマン 換元たわみ量	#	20	$Y = 1.183X + 0.172$ $r = 0.972$		
北海道工大	ベンケルマン 最大たわみ量	#	20	$Y = 0.928X + 0.010$ $r = 0.979$		
	ベンケルマン 換元たわみ量	#	20	$Y = 1.171X + 0.255$ $r = 0.932$		

0.962といずれも高い相関を示している。また、たわみセンサーが載荷板の中心から遠くなった場合では、載荷板中心およびたわみセンサー位置が200mmまでは、3機関共に相関係数は高いが、900mmになると北海道と他2機関との相関係数が低下している。これは、土研と長岡が載荷方式が同じ複重錘式であるのに対し、北海道は載荷方式が単重錘式であるためと考えられる。

FWDとベンケルマンビームによるたわみ量との相関係数は、3機関共にFWD相互の相関係数よりはやや低い、高い相関関係を示し、また最大たわみ量より復元たわみ量の方が相関係数は高くなっている。

5. 3 T_A とたわみ量の関係

前述のように各工区の舗装構造によりたわみ量に多少の変化が見られた。 T_A とセンサー位置0mmにおけるたわみ量の関係について表-3に示す。301、302工区の透水アスコンや307工区のインター・ロッキング・ブロックは等値換算係数

表-3 T_A とたわみ量の関係(たわみセンサー 0mm)

X	Y	機 関	荷重 (t)	回数	相関係数	直 線 回 帰 式
T_A	たわみ量	土木研究所	5.0	12	$r = -0.970$	$Y = -0.092X + 2.692$
		長岡技科大	5.0	14	$r = -0.896$	$Y = -0.088X + 2.583$
		北海道工大	5.0	14	$r = -0.898$	$Y = -0.095X + 2.690$

が不明であるため計算データから除いている。また、305工区は下層路盤と路床の境界にジオテキスタイルがあり、401～405工区は埋設管が埋設されているために、これも計算データより除いている。

路盤が主として粒状材料より構成されて、舗装構造が類似している工種における T_A とたわみ量の相関係数は、 T_A が16.0～24.3cmとその範囲はかなり狭いものの、土研では $r = 0.970$ 、長岡が $r = 0.896$ 、北海道は $r = 0.898$ と各機関共に相関係数は高い。したがって、FWDのたわみ量より断面構成が不明の箇所の T_A を舗装を破壊することなく推定することが可能と考えられる。

Hとたわみ量の相関性についても検討したが、相関関係は認められなかった。また、401～405工区についてたわみ量と埋設管の深さの関係についても検討したが、Hと同様に相関関係は認められなかった。

6. まとめ

今回の結果をまとめると下記に示すとおりである。

- 1) 各機関のFWDは、載荷方式や移動方式でその構造に違いがあるが、たわみ量の相関は高い。このことから、いずれの機関のFWDによる測定結果は、同一データとみなすことができる。
- 2) T_A とたわみ量の間に、高い相関関係があり、今後、構造解析等に利用できるものと考えられる。

今回は、土研、北海道、長岡のFWDについて、主に各FWD間の相関性の検討を行った。今後は、まだ、比較試験を実施していない機関のFWDとの比較、弾性理論等の理論解析との比較、たわみ量と路面温度との関係等について調査し、FWDによるたわみ測定の標準的な試験方法のとりまとめを行う予定である。

最後に今回の共通試験に協力戴いた長岡技術大学丸山助教授、北海道工業大学笠原教授をはじめとする関係者各位に紙面を借りて深く感謝の意を表する。

全国道路緑化樹木について

道路部緑化研究室 飯塚康雄

1. まえがき

近年、国民の生活様式や価値観の多様化に伴って快適でゆとりのある生活が志向されている。道路の整備においても、これまでの自動車交通需要の増加に対応した交通容量の増大に加えて沿道の生活環境保全等の親しみと潤いのある道路空間の創出が求められるようになった。このなかで道路緑化はその主体的役割を担っている。安全かつ快適な道路交通環境の確保と沿道の良好な生活環境の保全を目的としてなされてきた道路緑化については、今後もより一層積極的に推進していくことが必要とされている。

本文は、今後の道路緑化の推進にあたっての基礎資料とすることを目的に、全国の道路について緑化樹木の実態調査を行なった結果を報告するものである。

2. 目的

道路緑化樹木についての実態調査は、最近では昭和42年度、昭和57年度に行なわれているがこれらは主要都市のみを対象としており、全国の道路を対象とした調査は今回が最初である。本調査では全国の道路を対象として、道路緑化について量的、質的な整備状況を把握するとともに過去の調査資料と比較することにより経年的動向を把握することを目的とした。

3. 調査方法

本調査は、建設省、都道府県、市町村、地方道路公社が管理する昭和62年3月31日現在供用済となる一般道を対象とした。調査は、道路緑化樹木を高木（樹高3m以上の樹木とするが、植栽時の樹高が3m未満でも将来3m以上で管理する計画のもの）、中低木（樹高3m未満の樹木）に分類し実施した。集計は、道路緑化樹木の量的な整備状況を把握するために樹木本数を全国、都道府県別に行ない、質的な整備状況を把握するために樹木樹種を全国について行なった。

4. 調査結果

4.1 本数

本調査で対象とした道路の緑化樹木の総本数は、昭和62年3月31日現在で高木が約371万本、中低木が約5,829万本となり、合計では約6,200万本であった。

図-1に都道府県別の本数（高木）を示した。

本数（高木）が最も多かった都道府県は、北海道の462千本であり、次いで大阪府の414千本、東京都の330千本等の順であった。最も少なかったのは、島根県の7千本であり、次いで徳島県の10千本、高知県の11千本等の順であった。

道路緑化樹木の本数は、各都道府県の面積規模のほか、平地率等の地勢及びそれに伴う道路密度の

[illegible]

の道路が多く、このような道路ほど緑化が必要であり容易であることから本数も多くなっているものと考えられる。(千本)

[illegible]

順であった。最も少なかったのは、青森県の22千本であり、次いで秋田県の51千本、山形県の74千本等の順であった。

4.2 樹種

- 42 -

伺える。

図-3に全国の樹種別本数（高木）の上位10種を示した。

高木で最も多く使用されている樹種は、イチョウの486千本であり、次いでプラタナス類の258千本、トウカエデの238千本、ケヤキの191千本、サクラ類の133千本等の順であった。これらの樹木は、大気汚染等の都市環境に対する適応

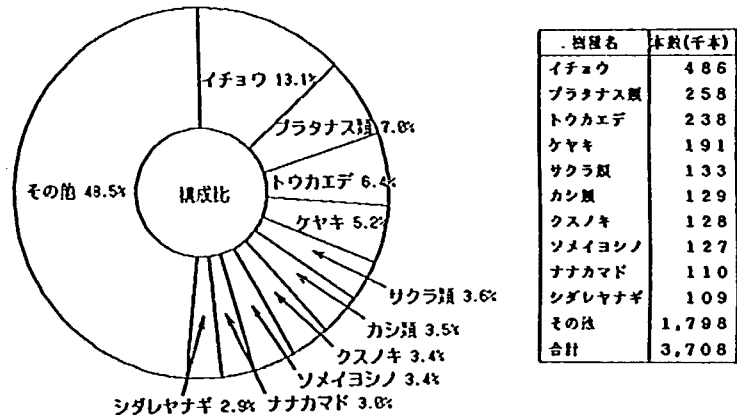


図-3 樹種別上位10種（高木）

力が大きく、萌芽力が旺盛で剪定にも強く移植が容易であるほか秋の紅(黄)葉が美しいなどが多く使用されている理由となっているものと考えられる。また、サクラ類については病虫害が多く管理しにくいにもかかわらずソメイヨシノを含めると、イチョウに次いで第2位と非常に多用されているのが注目される。これはサクラに対する国民の特別な思い入れを反映しているものと考えられる。

図-4に全国の樹種別本数（中低木）の上位10種を示した。

中低木で最も多く使用されている樹種は、ツツジ類の25,107千本であり、次いでシャリンバイの4,258千本、アベリアの3,756千本、ツゲ類の2,330千本、イヌツゲの1,428千本等の順であった。中低木による道路緑化はツツジ類で全体の43%を占めており、

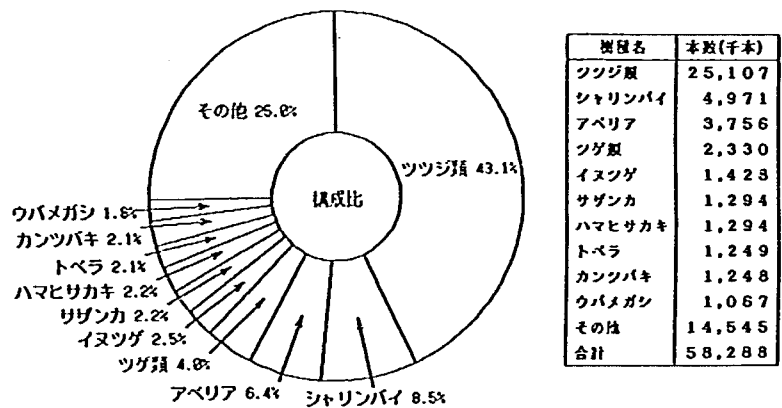


図-4 樹種別上位10種（中低木）

ツツジ類による緑化が氾濫している結果となっている。ツツジ類は、一般に土地を選ばず移植が容易であることや萌芽力も旺盛で剪定に強く、また花色も多く美しいなどの理由から多く使用されているものと考えられる。しかし、単一樹種による緑化は、多用な道路緑化が困難になるほか、病虫害の浸透を招く恐れがある。今後の道路緑化においては、単一樹種のみを使用を避け道路によって違いを持たせることや地域性を生かした樹種を使用していくことが道路にうるおいと親しみを与えるという面からも大切なことである。

4.3 本数及び樹種の変遷

全国の主要150都市について、昭和42年度、昭和57年度に実施されている調査結果と今回の調査結果を比較して変遷を追った。比較は道路緑化樹木の高木について、本数、樹種数、樹木形態別に行った。なお、樹木形態別の集計に当たっては、形態を落葉広葉樹、落葉針葉樹、常緑広葉樹、常緑針葉樹、特殊物の5タイプに分類して行った。

図-5に道路緑化樹木の変遷を本数、樹種数、樹木形態別に示した。

図によると、本数は昭和61年度で約1,780千本となり、昭和42年度の約437千本と比較すると4.1倍、昭和57年度の約1,401千本と比較すると1.3倍に増加している。

樹種数では、昭和61年度で240種となり、昭和42年度の92種と比較すると2.6倍、昭和57年度の133種と比較すると1.8倍に増加している。

樹木形態では、落葉広葉樹の占める割合が昭和42年度の93%、昭和57年度の82%、昭和61年度の74%と減少している。その逆に、常緑広葉樹の占める割合が昭和42年度の3%、昭和57年度の12%、昭和61年度の20%と増加している。

このように道路緑化樹木の本数とともに使用される樹種が増加していることは、ただ単純に同一樹種を植栽すればよいという考え方から道路の景観、地域性等に配慮した道路の緑化が図られていることが伺える。従来、街路樹には落葉樹の使用が多く、現在でもその傾向は変わらない。これは道路緑化樹木が夏季の緑陰と冬季の日照確保を主目的としていることが理由となっている。しかし、常緑樹の占める割合は年々上昇しており、冬季における道路の景観、遮蔽効果、大気汚染等の公害軽減に配慮した、また温暖な地域では地域の特性を生かしその周辺の植生に合わせた気候風土に適した樹木の植栽が増加してきたことが伺える。

5. まとめ

以上、全国の道路緑化樹木について調査した結果、本数、樹種数でも増加しており、量の整備とともに質的にも向上していることがわかった。道路緑化の整備においては、年々常緑樹の植栽が増え、落葉樹のみを多く使用するのではなく常緑樹も使用することにより、地域性のある多様な樹種で行なわれるようになってきている。

道路緑化の整備は今後も道路の整備に伴ってより一層推進されていくことが予想され、また同時に道路緑化の現況についても把握されていなければならない。そのため、今回実施した全国の道路緑化樹木調査については継続的に行っていくことが重要であり今後の課題である。

参考文献) 1. 本間 啓:「わが国の都市と街路樹」、公園緑地第29巻第1号

2. 土木研究所緑化研究室:「わが国の街路樹」、土木研究所資料第2318号

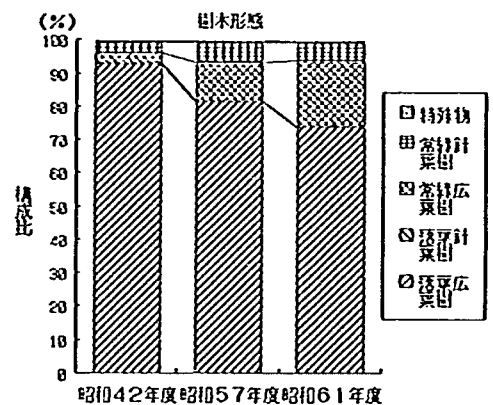
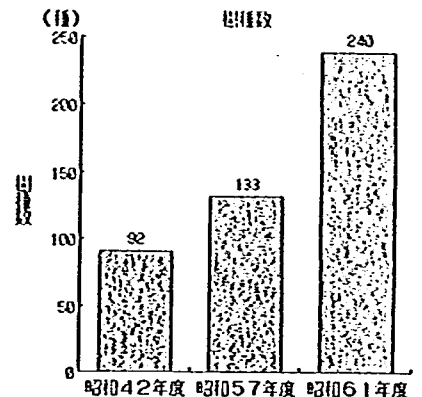
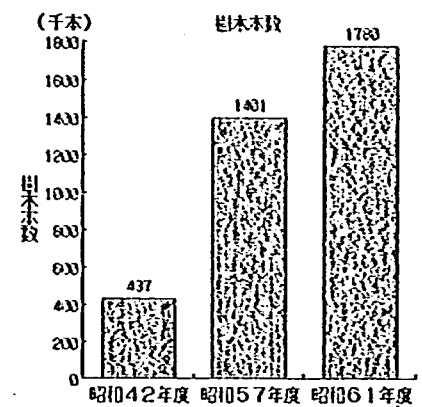


図-5 本数及び樹種の変遷

貯留管渠における堆積物除去効果

下水道研究室 榎原 隆

1. はじめに

下水道における浸水対策、合流式下水道越流水対策には様々な手段があるが、その中の一つに管内貯留がある。管内貯留とは、文字通り管渠内に下水を貯留するものであるが、貯留中に管底に沈殿した堆積物が、悪臭や腐食の原因となることが考えられる。本論文では、A幹線を対象とし、降雨後における堆積状況、沈砂池貯留水を用いた管渠洗浄による堆積物除去効果、および堆積物の性状分析結果、管渠洗浄による汚濁負荷削減効果について述べたものである。

2. 調査方法

2. 1 A幹線の概要

調査対象としたA幹線は、合流式下水道地区の浸水対策用に建設された。その概略図を図1に示す。最大管径6 m、貯留量30,000 m^3 （5割水深時）、排水面積 983haであり、下流側にBポンプ場（最大排水能力57.5 m^3 /秒）を有する。豪雨時にポンプによる雨水排除を行う一方、小降雨時に管渠内貯留を行い、降雨終了後に貯留水を下水処理場に送水し、越流汚濁負荷削減を行っている。また貯留水は幹線洗浄用としてもA幹線上流のC地点に送水可能である。幹線底面は、図2に示すように平坦部と側溝部からなる。平坦部から側溝部へは2%の勾配がついており、洗浄された平坦部の堆積物は側溝部に流れ込むようになっている。

2. 2 降雨後における堆積物調査

昭和62年 9月から12月にかけて、Bポンプ場において降雨量、降雨強度を測定し、降雨終了後、Bポンプ場流入渠およびD地点において、堆積深の測定、堆積物の採取、分析を行った。

2. 3 貯留水による管渠洗浄調査

昭和63年 3月18日、5月17日の2回、沈砂池貯留水を用いた洗浄調査を行い、Bポンプ場流入渠、C地点およびD地点において洗浄水の採水、分析、洗浄前後における堆積深の測定および堆積物の採取、分析を行った。

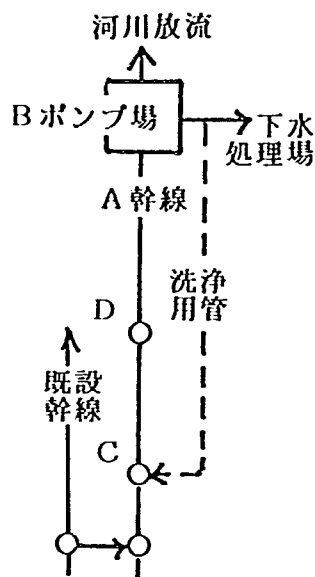


図1 A幹線とBポンプ場

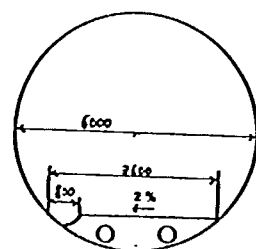


図2 A幹線の断面

3. 結果と考察

3. 1 降雨後における堆積物調査

1) 堆積深の変化

降雨後にD地点の上下数kmにおいて平坦部の堆積深を測定したが、D地点より下流側においてわずかに堆積物が存在したのみであった。その堆積深を

2) 堆積物の性状

Bポンプ場流入渠およびD地点で採取した堆積物の性状分析結果を表2に示す。堆積物の性状は、泥状と砂状で大きく異なることが予想されたので、できるかぎりこれらを区別して採取した。泥状のものの中に砂状の比重の値に近いものが存在したが、その他の項目では明確な差が生じた。強熱減量、全炭素、有機炭素、硫化物の各平均値は、いずれも泥状のものが高かった。

この結果を、他所の合流式下水道沈砂池堆積物および分流水管内堆積物のデータと比較すると、砂状堆積物に関しては、強熱減量、全炭素、有機炭素、硫化物、硫酸イオンの各平均値は、いずれも他所の値を下回った。このことより通常の沈砂池や下水管渠より、悪臭や腐食の発生の可能性は少ないといえる。なお調査中の管渠内の硫化水素ガス濃度は低く、最大0.1mg/lであった。

3. 2 貯留水による洗浄

1) 堆積深の変化

洗浄調査前に、D地点より下流側の平坦部において、わずかに堆積物が存在したので、洗浄による堆積深の変化をみたところ、一回目の洗浄で5mmから4mm、二回目の洗浄で2mmから1mmとほとんど変化しなかった。実測水深より計算した平坦部の掃流力は0.003g/cm²、最大掃流砂粒径は0.036cmであったが、図4に示すように、粒径0.036cm以下の堆積物の粒径分布は洗浄前後で殆ど差がなかったことから、洗浄による掃流をうけなかったと結論できる。洗浄によって掃流されない理由は、横断方向の管底勾配の影響で、水流が側溝部に偏っていたためと推測される。

また、観測によると、側溝部の堆積物が洗浄され、管渠断面いっぱいにはひろがって流下していたが、側溝部の堆積深は洗浄により10cmから9cmへと減少したのみであった。やはり実測水深から計算した側溝部の掃流力は0.008g/cm²、最大掃流砂粒径は0.09cmであったが、側溝部の堆積物の粒径分布等については未調査である。

D地点とBポンプ場抽水所流入渠での水深、流速結果をみると、側溝部に近付くにつれ、水深、流速が増すという結果を得た。D地点の平坦部、側溝部のほぼ中央における洗浄中の最大水深と最大平均流速は、それぞれ6cm、0.2m/s、23cm、0.6m/sであった。

2) 洗浄水水質

送水ポンプで揚水後の洗浄用貯留水水質は、BOD 36mg/l、COD 23mg/l、SS 20mg/lと比較的清澄であり、時間変化も少なかった。C地点で採水した洗浄水のBOD、CODの値は貯留水のそれとほぼ同様であったが、SSが87mg/lと高くなっていた。これは洗浄水の送水管中に堆積した固形物が吐き出されたためと推察される。Bポンプ場流入渠での洗浄水はさらに濃度が高くなっており、平均でBOD 120mg/l、COD 140mg/l、SS 640mg/lであった。

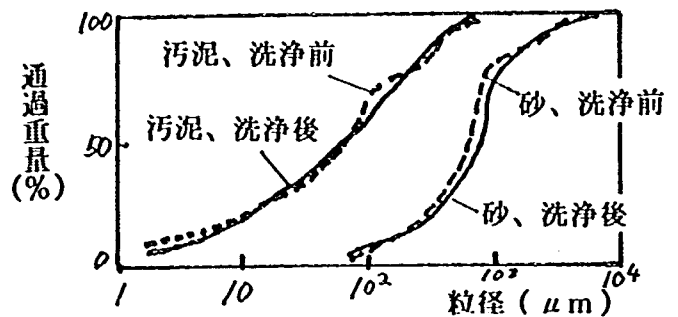


図4 堆積物粒径分布
昭和63年3月18日調査
D地点

表1に、堆積物の粒径分布を図3に示す。

平坦部において堆積物が存在しないことを検証するため、各降雨によるA幹線への初期流入量から掃流力 τ および最大掃流砂粒径 d を以下の式により計算した。

$$\tau = w R I$$

$$d = \tau / (s \cdot \tau^*)$$

ただし、 R ：径深、 w ：水の単位体積重量、 s ：砂の水中比重（=1.65）、 τ^* ：無次元化された掃流力（=0.05）、 I ：エネルギー勾配（=管底勾配）

計算結果を同じく表1に示す。掃流力は0.003-0.034g/cm²、最大掃流砂粒径は、0.04-0.4cmの範囲にあった。従って、粒径0.04cm以下の堆積物は掃流されることが期待されるが、図3に示すように、粒径0.04cm以下のものが存在した。観察によると、これらは粘着性をもつ堆積物のため、降雨による洗浄にもかかわらず掃流を受けなかったと推察される。

なお、側溝部の堆積深は測定していないが、常に堆積物が存在する状態であった。

表1 降雨量、降雨強度と堆積深、掃流力、最大掃流砂粒径

NO.	降雨日	降雨量 mm	降雨強度 mm/10分	堆積深 mm	掃流力 g/cm ²	最大掃流砂粒径 mm
1	62.	9.11	22.8	5.8	0.025	0.31
2		9.24	23.5	2.8	0.033	0.41
3		10.12	7.6	0.4	0.006	0.08
4		10.24	29.2	1.3	0.015	0.19
5		10.31	20.2	8.0	0.025	0.31
6		11.3	11.1	0.8	0.012	0.15
7		12.6	9.7	0.5	0.003	0.04

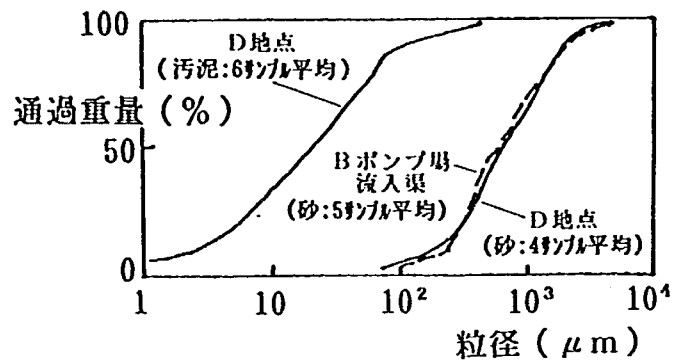


図3 堆積物粒径分布

表2 堆積物の性状分析結果

項目	サンプル数	Bポンプ場流入渠		D地点		分流通	分流通	合流管	合流沈砂池
		泥状堆積物 6	砂状堆積物 4	泥状堆積物 5	砂状堆積物 5				
比重	範囲	2.14-2.63	2.577-2.627	1.894-2.625	2.593-2.597	2.7-2.7	2.12-2.638		
	平均値	2.436	2.6	2.373	2.595	2.7	2.379	2.657	2.204
含水率	範囲	60.6-80.7	16.8-25.0	59-82.5	20.6-24.3	25.2-34.1	22.7-60.9		
(%)	平均値	73.6	20.3	71	22.1	29.7	41.8	29.4	61.9
強熱減量	範囲	28.3-65.0	0.8-2.0	16.5-65.6	0.8-1.2	2.3-3.4	3.0-38.5		
(%)	平均値	43.8	1.4	38.7	1.1	2.8	20.8	11	4
全炭素	範囲	13.8-27.9	0.2-0.5	7.7-34.4	0.3-0.5	1.1-1.3	16.2-24.0		
(%)	平均値	22.2	0.4	20.3	0.4	1.2	20.1	-	9.9
有機炭素	範囲	12.6-25.2	0.2-0.5	6.4-33.8	0.2-0.5				
(%)	平均値	19.4	0.3	18.7	0.3	-	-	-	-
硫化合物	範囲	1.1-2.6	0.014-0.68	0.58-2.9	0.17-0.61				
(mg/g)	平均値	1.6	0.31	1.5	0.47	-	2.84	-	1.78
硫酸イオン	範囲	150-550	160-2400	110-560	63-160				
(μg/g)	平均値	310	700	320	93	-	2610	-	778

二回目調査の結果も、ほぼ一回目と同様であった。二回目にはC地点の代わりにD地点において採水を行った。また、D地点、Bポンプ場流入渠では平坦部と側溝部の二か所で採水をおこなったが、両者の水質間に殆ど差はみられなかった。D地点における洗浄された堆積物は、黒色の細かいシルト質の粒子状のもので、沈降性も良いことが確認された。また洗浄が終了し、流速が小さくなると各水質とも濃度が大きく減少した（BOD:54から16mg/l、COD:46から19mg/l、SS:180から32mg/l）のは興味深い結果であった。なお、洗浄中の管内の硫化水素濃度は、C地点付近で洗浄水が到着した時点で4.4mg/lと高かったが、その後0.1mg/l程度に減少した。Bポンプ場流入渠では終始0.1mg/lであった。

3) 管内洗浄による越流負荷削減効果

一回目の洗浄調査より得られたC地点とBポンプ場流入渠の水質の差より、Bポンプ場流入渠へ掃流された負荷量を計算すると、以下の通りである（総洗浄水量4,770m³）。

BOD: $(120-25) \times 4,770 / 1,000 = 453\text{kg}$ SS : $(640-87) \times 4,770 / 1,000 = 2640\text{kg}$

COD: $(140-22) \times 4,770 / 1,000 = 558\text{kg}$

年間20回各3時間の洗浄を行い、上記の洗浄負荷量を得られたと仮定すると、BODで453kg×20日=9,060kgの負荷量が管内より除去されることになる。一方実績値よりBポンプ場からの年間放流負荷量は180,000kgであるので、洗浄された負荷が沈砂池より揚砂されるか、処理場に送水されると仮定すると、洗浄による越流負荷削減量は、全体の $9,060 / 180,000 = 5\%$ となる。この値はさほど大きなものではないが、送水ポンプ能力の増強、洗浄時間の延長により越流負荷削減量をさらに増加させることが可能であると考えられる。

4. まとめ

以上の調査結果をまとめると以下の通りである。

①管内貯留による堆積は平坦部では殆どみられなかったが、側溝部には常に堆積がみられた。観測期間中の降雨による掃流力は、平坦部で0.003-0.034g/cm²、最大掃流砂粒径は比重を2.65として0.04-0.4cmの範囲であったが、粒径0.04cm以下の堆積物が存在した。

②堆積物としては性状のはっきり異なる砂状のものと泥状のものが観察された。砂状堆積物の硫化物などの濃度は、他所のそれらより低いため、悪臭や腐食の発生の可能性は少ないといえる。

③貯留水を用いた洗浄により、掃流力は0.003g/cm²、最大掃流砂粒径は0.036cmであったが、この粒径以下の堆積物は殆ど掃流されなかった。側溝部堆積物はわずかに掃流された。

④洗浄水濃度は、流下に伴い増加した。得られた洗浄水濃度をもとに計算すると、一回3時間の洗浄を20回行くと、越流負荷削減量はBポンプ場年間総放流負荷量の5%に相当することがわかった。

今後の課題として、①側溝部の堆積状態の把握、②Bポンプ場沈砂池堆積物性状調査が挙げられる。

下水汚泥焼却灰の造粒に関する実験

下水道部汚泥研究室 増田 隆司

1. まえがき

下水道普及率の向上に伴い、下水処理場から発生する汚泥の量は年々増加する傾向にある。昭和60年度の下水汚泥の最終処分量は約210 万 m^3 /年であり、そのうち約3/4が埋立処分されている。しかしながら、処分適地の減少や環境衛生上の問題から、今後、安定的に埋立処分を継続していくことは困難な状況にある。したがって、今後は下水汚泥の減容化及び有効利用に一層努める必要がある。

減容化については、現在、発生する汚泥の1/2以上が焼却されている。有効利用については、コンポスト汚泥は緑農地利用に、焼却灰、溶融スラグは建設資材等への利用が進められている。焼却灰の有効利用は現在土質改良材及びブロック、タイル原料への混入等に利用されているが、土質改良材として利用する場合、焼却灰が粉状であることから、現場施工時の飛散及び取り扱いに問題がある。

本研究では、焼却灰を加圧、造粒することで、より一層の減容化を図るとともに取り扱い易さを改善し、より幅広い用途への利用可能性を検討するものである。

2. 目的

本研究の目的は、下水汚泥焼却灰を加圧・造粒し、土質改良材として利用する場合の、①造粒焼却灰の強度、②土中養生後の強度、③膨張量、④土質改良効果、等を把握することである。

3. 試料及び試験方法

(1) 実験に用いた焼却灰

本実験に用いた焼却灰は、Y灰（流動炉、焼却時に脱硫の

表-1 化学分析結果

	lg. loss	insol.	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₂	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	MnO	f-CaO
Y灰	12.8	34.5	26.7	32.7	11.3	4.8	1.6	3.7	0.86	1.02	0.51	3.68	0.16	10.7
N灰	4.7	21.4	28.1	22.6	8.2	18.7	2.1	6.6	0.69	0.84	0.35	6.06	0.25	0.0

(単位: %)

ために消石灰添加)、N灰（多段炉、脱水時に消石灰、塩化第二鉄添加）である。表-1及び図-1にそれぞれの化学分析結果及び粒度分布を示す。なお、粒度分布には、セメント、生石灰、市販土質改良材QCB（膨張促進硬固粒体：以下QCBとする。）を比較対照として示した。

粒度曲線より、Y灰はシルト分を主体とし、N灰は砂分を主体としていることがわかる。また、QCBは粒度分布図にある3mmアンダーの生石灰とセメントが1:1の比率で混合されたものである。

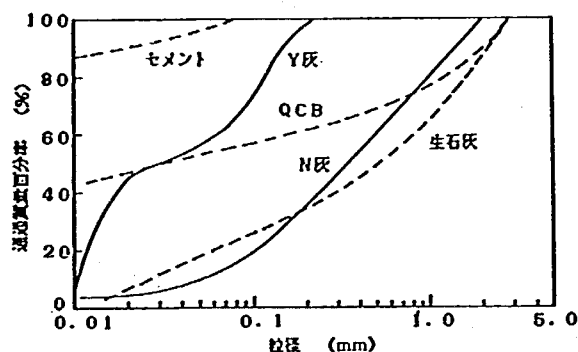


図-1 粒度分布

(2) 造粒方法

Y灰、N灰、セメント、生石灰及びY灰、N灰と生石灰を5:5、6:4、7:3の配合比で混合

した複合体について、直径40mmの鉄製プランジャーを用いて、約30gの試料をもとに直径40mm×厚さ7~11mmの円柱供試体となるよう圧縮試験機で加圧造粒を行った。なお、成形荷重は5t、10t、15tとした。

(3) 造粒供試体の強度試験

造粒供試体は、一軸圧縮試験機を用いて破壊強度、引張強度を測定した。また、造粒供試体の土中養生後の強度を見るために、ローム土を用いてφ15cmモールドに9個の造粒供試体（1層当たり3個とし3層締固め）を入れ、水浸養生2週間後の破壊強度、引張強度を測定した。

(4) 造粒供試体の膨張量

(3) で述べた方法で3日間養生後の供試体の膨張量を測定した。

(5) 土質改良効果

ローム土を対象土として使用し、ライザー工法を想定して試験を行った。（ただし、造粒焼却灰については1次混合後、30分静置した後、2次混合を行った。）これらの試料土をφ10cmのモールドに突固め（JIS A 1210）充填し、室温20℃、湿度80℃で所定の材令まで密閉養生し、一軸圧縮試験を行った。造粒焼却灰の添加率は10、20、30%とし、養生材令は7、14、28日とした。なお、使用したローム土の物性は、最大乾燥密度 1.676t/m³、最適含水比19%である。

4. 結果

(1) 造粒供試体の強度

図-2にY灰、N灰、セメント、生石灰及び焼却灰と生石灰の複合体（以下複合体とする）の破壊強度試験結果を、図-3には引張強度試験結果を示した。なお、QCBと比較のために図示した。

これらの試験結果から、破壊強度は、N灰（単体）、生石灰、セメント、QCB、Y灰（単体）の順に大きな強度

を示している。また、複合体とした場合、Y灰は単体とほとんど変化がないが、N灰は成形荷重の増加に対する強度増加が小さくなっている。これは、図-1に示した粒度分布の違いが主な原因となって生じたものと考えられる。

引張強度は、N灰（単体）、生石灰、Y灰（単体）、セメント、QCBの順に大きな強度を示しており、複合体とした場合も単体とほぼ同等の値となっている。なお、複合体とした場合は、破壊強度引張強度とも焼却灰と生石灰の混合率を5：5とした場合が一番大きい強度を示し、以下6：4、7：3の順となった。

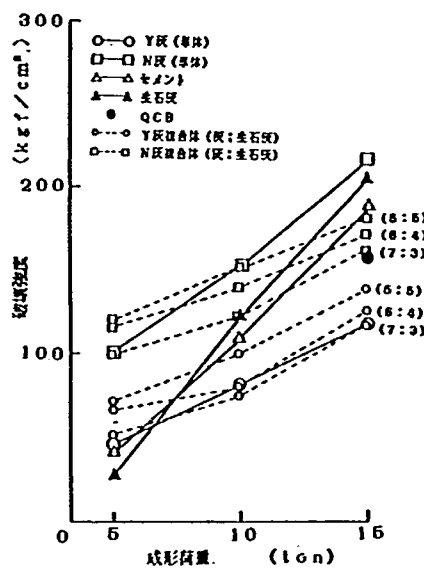


図-2 Y灰、N灰、セメント、複合体の破壊強度

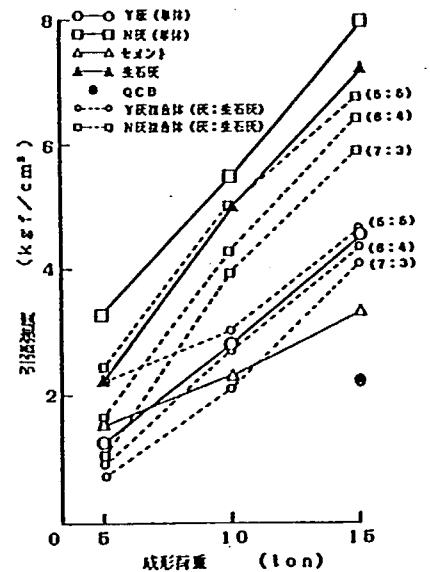
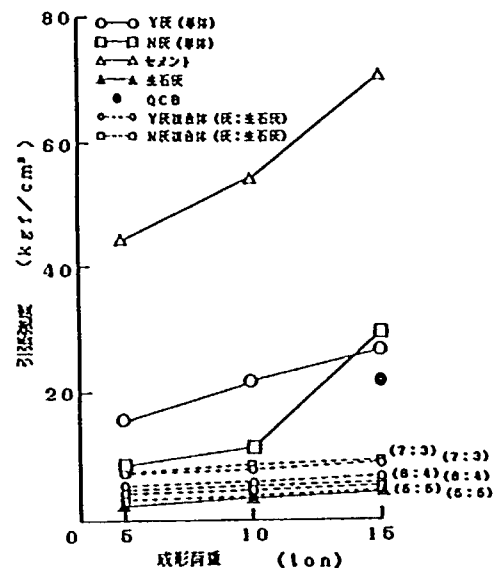
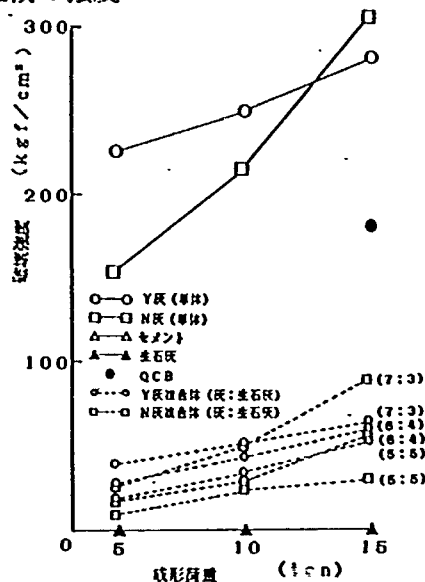


図-3 Y灰、N灰、セメント、複合体の引張強度

(2) 造粒供試体の土中養生後の強度

図-4にY灰、N灰、セメント、生石灰、QCB及び複合体の土中養生2週間後の破壊強度試験結果を、図-5には引張強度試験結果を示した。

これらの試験結果から、破壊強度は成形荷重15tの場合、Y灰（単体）、N灰（単体）とも約300 kgf/cm²であり、QCB



よりも大きい値を示して 図-4 Y灰、N灰、セメント、複合体の土中養生後の破壊強度 図-5 Y灰、N灰、セメント、複合体の土中養生後の引張強度
いる。生石灰はいずれの成形荷重の場合にも約1 kgf/cm²であった。また、複合体とした場合、Y灰N灰とも単体に比べ大きく強度が低下している。引張強度は、成形荷重15tの場合、Y灰（単体）N灰（単体）とも約30kgf/cm²であり、QCBよりやや大きい値を示しており、破壊強度と同様に複合体は単体に比べ強度が低下している。なお、複合体とした場合は、破壊強度、引張強度とも焼却灰と生石灰の混合率を7：3とした場合が一番大きい強度を示し、以下6：4、5：5の順となった。これは、(1)で述べた造粒後の強度と逆の傾向であり、生石灰自体に硬化作用がないことに起因していると思われる。

(3) 造粒供試体の膨張量

Y灰（単体）、N灰（単体）を用いて膨張量を調査したところ、焼却灰単体では膨張効果は認められなかった。図-6に複合体の膨張量測定結果を示す。この図から、Y灰、N灰とも生石灰を混入することで膨張効果は助長され、焼却灰と生石灰の混合比が5：5の時に最も大きな膨張量を示している。また、Y灰、N灰の比較では、いずれの配合比においても若干Y灰の方が大きな膨張量を示している。

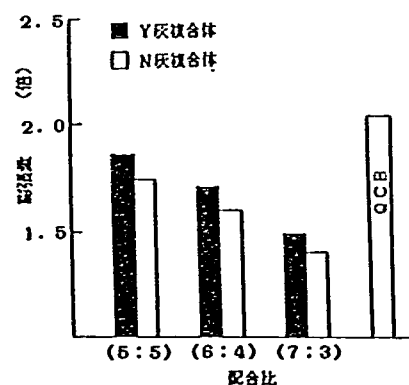


図-6 複合体の膨張量

(4) 土質改良効果

造粒焼却灰を添加した処理土の一軸圧縮試験結果を図-7、8に示す。図-7には焼却灰単体の、図-8には複合体及びQCBの結果を示した。なお、複合体の焼却灰と生石灰の配合比は6：4である。

単体の場合は、Y灰、N灰とも添加率20%のものだけが異なった傾向を示しており、Y灰の方は材令7日までに急激な強度増加を示し、N灰は材令14日以降に急激に強度上昇している。10%添加、30%添加の場合は、いずれも急激な強度増加は見られない。なお、両者の強度比較ではいずれの添加率でもY灰の方が大きい強度を示す傾向にあるが、その差は材令28日では小さくなっている。

複合体の場合は、Y灰、N灰とも添加率が高いほど強度が大きくなっており、いずれの添加率ともN灰の方がY灰より大きい強度を示す傾向にあり、単体の場合とは逆の結果になっている。また、QCBとの比較では、N灰の複合体がQCBと同程度の強度を示している。

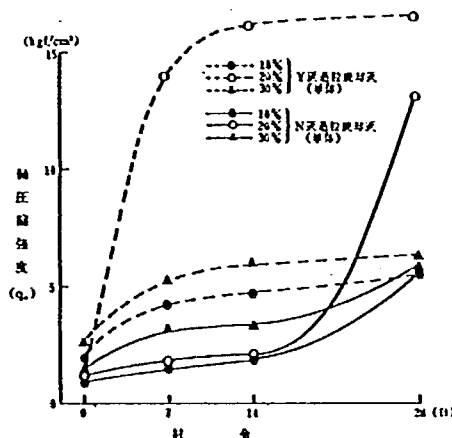


図-7 焼却灰(単体)の一軸圧縮強度

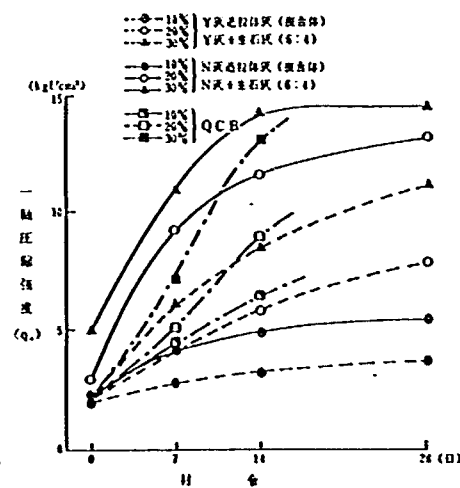


図-8 複合体の一軸圧縮強度

このように両者の間に違いが生じる原因としては、表-1に示すカルシウムの含有率がほぼ同じことから、f-CaOの量がY灰では約10%、N灰では0%であることによる水硬性への影響が考えられる。

5. まとめ

下水汚泥焼却灰の造粒実験の結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 下水汚泥焼却灰の造粒に関しては、焼却灰の粒度分布の違いにより造粒後の破壊強度に差があるもののY灰、N灰ともQCBと比較して大差のない強度が得られており、大量にプラント造粒することは可能と思われる。
- (2) 造粒焼却灰を土中養生した場合の強度はY灰、N灰とも単体ではQCBより大きい値を示しているが生石灰と混合造粒すると強度は大きく低下する。しかしながら、焼却灰単体では養成後の膨張効果は得られず生石灰と混合造粒した場合にQCBに近い膨張効果が得られた。
- (3) 造粒焼却灰を添加したローム土の一軸圧縮試験結果によれば、Y灰は単体で20%添加、N灰は複合体で30%添加した場合に大きな強度が得られており、QCBと比較しても同程度以上の強度であった。

以上のことから、焼却灰を用いて造粒土質改良材を作る場合、造粒物の強度及び処理土の強度ともQCBと同等の強度が得られることがわかった。しかしながら、焼却灰単体で造粒した場合には膨張効果が得られないこと、生石灰と混合造粒した場合には土中養生後の強度が低下すること等の課題も残されている。これらの課題を解決するためには、下水汚泥焼却灰の成分及び化合物の形態と強度の関係、固結機構の解明が必要と考えられる。

なお、本研究の実施にあたっては、東北工業大学 江成敬次郎、伊藤孝男両助教授の御指導を頂きました。

貯水池水質評価モデルに関する一考察

水資源開発研究室 三 浦 進

1. まえがき

ダム貯水池水の有効利用の観点より、貯水池内の水温等の水質分布を予測するための計算モデルが過去より数多く提案されている。実貯水池内の水温分布に着目すると、その変化の度合は、鉛直方向に卓越する（成層化）ことが多い。このため、水平方向には、水温は一定であると仮定し、鉛直方向の水温変化を熱収支を表す偏微分方程式を解くことにより求めようとする一般に鉛直一次元モデルと呼ばれるモデルがある。このタイプのモデルに関しては、Harlemanらによるもの¹⁾（MITモデルと呼ばれる）を始め、数多くの研究が成されている。

本報は、この鉛直一次元モデル中の熱収支式を取り上げ、その微分方程式を差分法により計算する際の安定性について数値実験的な検討を加えたものである。

2. 目的

鉛直一次元モデルは、貯水池内の水温の鉛直方向の連続的变化を、一般に式（1）で表される微分方程式を解いて求めるものである。

$$\begin{aligned} \frac{\partial T}{\partial t} = & \frac{B}{A} (u_i T_i - u_o T) - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial y} (V A T) + \frac{D}{A} \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial T}{\partial y} \right) \\ & + \frac{1}{\rho \cdot C_w \cdot A} \frac{\partial}{\partial y} (\phi A) \end{aligned} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 T ；水温、 B ；貯水池幅、 A ；貯水池平面積、 U_i ；水平流入流速、 U_o ；水平放流流速、 T_i ；流入水温、 V ；鉛直方向流速、 D ；拡散係数、 ρ ；水の密度、 C_w ；水の比熱、 ϕ ；輻射熱であり t は時間を y は鉛直方向の座標を表している。右辺第一項は、流入流出による移流項、第二項は、鉛直方向の移流項、第三項は、拡散による項、第四項は、光による項である。

さて、この方程式は一見して分かる様に、解析的に解くことは容易ではない。特に、実際の条件で解こうとするときは、非定常となり、ほぼ不可能といって良いだろう。そのため、通常、差分法により数値的に解くことになる。

時間的に Δt 、空間的に Δy 隔てた網目上で数値計算を行うことになるが、これは、あたかも貯水池を鉛直方向に水平な板を重ねた様に区切り、その中で（これをコントロールボリュームという）時々刻々と変化する水温を計算する様になる。この際、差分法で近似的に解かれた解を微分方程式の解と比べた時、誤差が許容範囲内に入る様にしなければならない。そのためには、計算が安定することが必要である。

しかし、式（1）で表される様な微分方程式を解く際の厳密な安定条件を見出すのは、大変困難である。そこで、ひとまず、式（1）の右辺第一項、第四項をとった形

$$\frac{\partial T}{\partial t} = - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial y} (V A T) + \frac{D}{A} \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad \text{----- (2)}$$

について数値実験を行い、一般的な計算をする際の安定性についての考察に役立てようとするもの

である。

実現象に当てはめると、降った雨と同量の水が地下に浸透している形になる様に計算した。

3. 方法

計算は、与えられた初期値を用い、時間を追って行われる。すなわち、ある時刻 t における各層での T が与えられたとして、時刻 $t + \Delta t$ における T の値を求めることである。差分方程式は、コントロールボリュームにわたって時刻 t から $t + \Delta t$ まで微分方程式を積分することによって得られる。この時、 T が時刻 t から $t + \Delta t$ の間でどのように変化するかを仮定する必要がある。今回は、プログラムの組み易さを考え、陽解法で解くことにした。これは、時刻 $t + \Delta t$ を除く時間刻み Δt の全域にわたって過去の値 T^n が支配しているものと見なして解くことになる。²⁾

実際の計算では、式(1)の u_i 、 u_o は、外部の計算から求め、連続式より V を求めて計算することになる。この連続式の計算のし易さ及び、実在データの精度を考え、図-1の様な格子で計算し、(3)の差分式を用いることにした。

$$\begin{aligned} \frac{T_{j+1}^{n+1} - T_j^n}{\Delta t} = & - \frac{1}{A_{j+1/2}} \frac{V_{j+1}^n A_{j+1} T_{j+1}^n - V_j^n A_j T_j^n}{\Delta y} \\ & + \frac{D}{A_{j+1/2}} \frac{A_{j+1}(T_{j+1}^n - T_j^n) - A_j(T_j^n - T_{j-1}^n)}{(\Delta y)^2} \quad (V > 0) \end{aligned} \quad \text{---- (3)}$$

$$\begin{aligned} \frac{T_{j+1}^{n+1} - T_j^n}{\Delta t} = & - \frac{1}{A_{j+1/2}} \frac{V_{j+1}^n A_{j+1} T_{j+1}^n - V_j^n A_j T_j^n}{\Delta y} \\ & + \frac{D}{A_{j+1/2}} \frac{A_{j+1}(T_{j+1}^n - T_j^n) - A_j(T_j^n - T_{j-1}^n)}{(\Delta y)^2} \quad (V < 0) \end{aligned}$$

式(3)を解くことにより、時刻 t における T^n の値がわかっていれば、時刻 $t + \Delta t$ における T^{n+1} の値が陽に解けるわけである。

ここで、微分方程式の解を D 、差分方程式の厳密解を Δ 、数値解を N とすると、 $(D - \Delta)$ を切り捨て誤差といい、それは、差分の格子点間が有限の幅をもっていることによって生じるものである。又 $(\Delta - N)$ を計算誤差といい、それは、主として、計算機が、有限桁によって計算を行なうことによるもので、そのときの丸め誤差によるものと考えられ、どんな条件で $(\Delta - N)$ を考えている領域全体で小さくとどめることができるかをみるのが安定性の問題である。²⁾そこで、今回、図-2に見られる様に、初期値に誤差を入れ、式(3)に従い計算を行うことにより、その誤差が成長するか(不安定か)、成長しないか(安定か)について検討した。ここに、図の縦軸は貯水位を示し、横軸は水温を表している。

もし、貯水池の水面積が鉛直方向に一定($A = \text{定数}$)なら

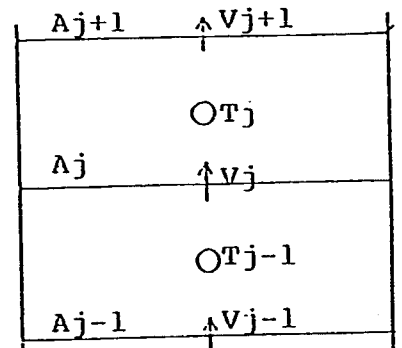


図-1 計算格子

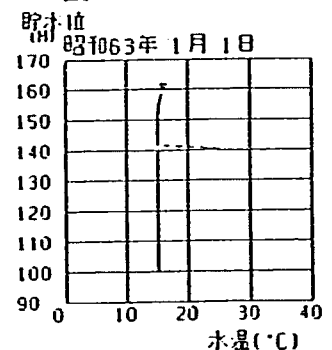


図-2 初期値

ば、 V は定数となり、又、今回、 $V < 0$ （下向きの流れ）であるため、式（3）は、

$$\frac{T_{j+1}^n - T_j^n}{\Delta t} = -V \frac{T_j^n - T_{j+1}^n}{\Delta y} + D \frac{T_{j+1}^n - 2T_j^n + T_{j-1}^n}{(\Delta y)^2} \quad \text{----- (4)}$$

となる。今回の計算ではまず、この式（4）について、検討した。

$F = V \Delta t / \Delta y$, $G = D \Delta t / (\Delta y)^2$ とにおいて、この式を解くと、

$$T_{j+1}^{n+1} = (F + G) T_{j+1}^n + (1 - 2G - F) T_j^n + G T_{j-1}^n \quad \text{----- (5)}$$

となるが、この場合は、計算が安定する領域が解析的に求まっていて $F + 2G \leq 1$ であり図-3の様に示される。

これを踏まえて、数ケースの計算を行った。計算の期間は、実際の使用を考え一年間に相当する様にした。式（2）の形とするため、最上層にある流量 Q が流入し、最下層から同じ流量 Q が流出するものとした。

4. 結果

図-4（1）、（2）に、式（4）についての結果を示す。図-4（1）は、 $V = 0.012$ （m/日）、 $D = 0.5$ （ $\text{m}^2/\text{日}$ ）、

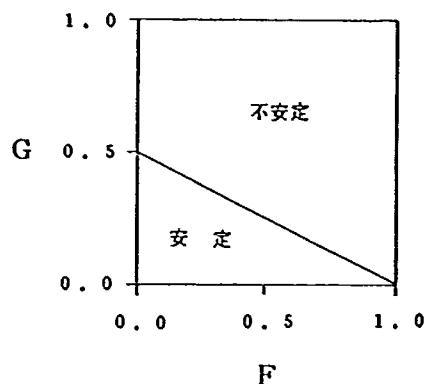


図-3 安定領域

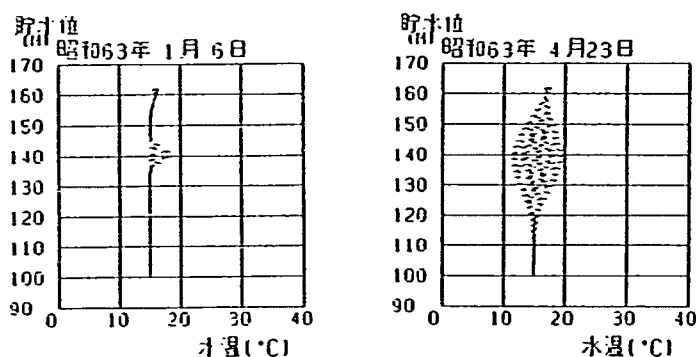


図-4 （1） 計算結果

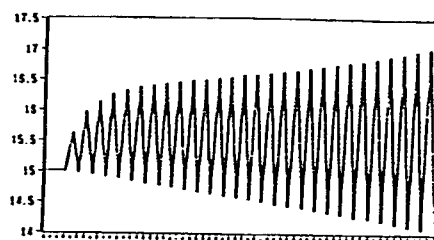


図-5（1）計算結果

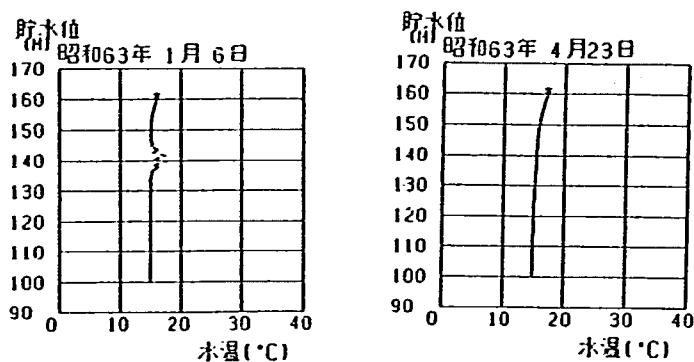


図-4 （2） 計算結果

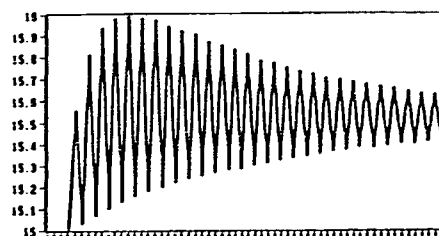


図-5（2）計算結果

$\Delta y = 1$ (m), $\Delta t = 1$ (日) で, $F + 2G = 1.01$ の場合 (CASE1), 図-4 (2) は, $V = 0.012$ (m/日), $D = 0.484$ (m²/日), $\Delta y = 1$ (m), $\Delta t = 1$ (日) で, $F + 2G = 0.98$ の場合 (CASE2) である。

図-4 (1) については, 最初の誤差が発散していく様子がわかる。それに対して (2) は $F + 2G < 1$ のため, 滑らかになり安定していると思われる。図-4 の見方は, 図-2 と同様である。図-5 (1), (2) は CASE1, 2 のある点での計算 1 ステップごとの計算結果を示している。縦軸は, その点での水温, 横軸の 1 目盛りは 1 ステップを表す。確かに (1) の場合, 発散し, (2) の場合は収束する様子がうかがわれる。

鉛直一次元モデルを実貯水池に適用する際, D は, 実験から得られた結果を用いたり, 貯水池の実測値に合う様に繰り返し計算して (同定計算) 求めることになる。今回の計算では, A 及び V が一定であるため, 式 (2) において D が決まれば, 解が一様に求まるはずである。しかし, 式 (5) を見てもわかる様に, Δt , Δy のとり方によって, $F + 2G \leq 1$ でも, 数値解は, 異なった結果を示す。鉛直一次元モデルが計算対象とする状況は, 時間的变化が緩慢であり, 鉛直方向の変化の再現, 予測が重要である。

特に Δy を大きくとると, 計算上の拡散が大きくなり, 同じ D の値を用いても計算結果が異なることになるため, 同定計算においてもこれを考慮しなければならない。図-6 は, 初期条件において 15°C で一様であるとし, $V = 1$ (m/日), $D = 0.1$ (m²/日), $\Delta t = 1$ (日), 流入水温 25°C で $\Delta y = 2$ (m) とした場合, $\Delta y = 3$ (m) とした場合の結果を示している。この図に見られる様に, $\Delta y = 3$ (m) の場合の方が, 拡散が大きく計算されている。 Δt , Δy は, 実現象を参照して決定することになるが, この点をよく考慮し, D の評価を行う必要がある。

5. まとめ

以上, 計算の安定性について考察すると共に, 安定な場合, 不安定な場合の計算結果を示した。不安定な場合, 解は振動しながら発散する。又, Δy の違いによる計算結果の相違について示した。

今後, 流入, 放流によるものも考慮し, 検討すると共に, 実際の計算において, 計算時間, 必要精度に鑑み適当な Δt , Δy の設定について調べて行きたい。

参考文献

- 1) Huber, Harleman, Ryan TEMPERATURE PREDICTION IN STRATIFIED RESERVOIRS ASCE HY4 (1972)
- 2) 土木学会編 土木工学における数値解析/基礎編

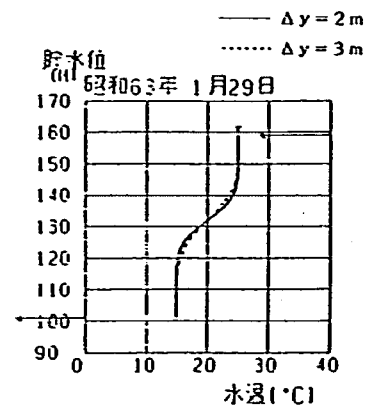


図-6 Δy による比較

ダム堤体に作用する地震時動水圧に関する 三次元模型実験

ダム部ダム構造研究室 村岡 基晴

1. まえがき

重力式コンクリートダムは横継目によってダム軸方向にブロック割りされている。そのため、重力式コンクリートダムの各ブロックは、独立した構造物と考えられ、その設計は上下流方向の鉛直断面についての二次元設計法によって行われている。

一般に、重力式コンクリートダムに作用する荷重として、堤体自重、静水圧、揚圧力、泥圧、地震時慣性力、地震時動水圧が考えられる。このうち、地震時動水圧については多くの研究がなされており、いくつかの計算式が提案されている。Westergaardの理論式は堤体が剛体であること等いくつかの仮定があるが、その近似式は計算が簡便で実用的に十分な精度を有するものと考えられるため、動水圧算出式としてよく用いられる。Westergaardの近似式は次式で与えられる。

$$P_d = \frac{7}{8} W_0 \cdot K_H \sqrt{H \cdot h} \quad \dots (1)$$

ここに、

P_d : 動水圧

W_0 : 水の単位体積重量

K_H : 堤体の水平震度

H : 貯水池水面から基礎地盤までの水深

h : 動水圧を求めようとする点の水深

である。谷形状を有するダムサイトの袖部断面（貯水深が最大貯水深より浅い断面）に作用する動水圧を(1)式を用いて計算する場合、貯水深 H の採り方として

① 各断面での当該貯水深を採る場合

② 貯水池の最大水深を採る場合

の二通りが考えられる。しかし、どちらの貯水深を用いた方がより合理的かの検討はされておらず、その点を検討しておくことは設計の合理化を進めるために必要である。

2. 目的

①と②の方法に対して、Westergaardの近似式から動水圧を求めると図-1のとおりになる。この図より明らかなように、袖部断面において断面貯水深が小さくなるほど、両者の考え方による動水圧の差は大きくなっている。また、Westergaardの理論は貯水池を二次元モデルとして考えているため、三次元貯水池モデルによる検討を行うことは設計を合理化する上で重要と考えられる。そこで、貯水池の谷形状が、堤体に作用する地震時動水圧にどのような影響を与えるかを検討するために、動水圧実験を行った。なお、本報文の図表の動水圧および水深はすべて次式で無次元化して表現している。

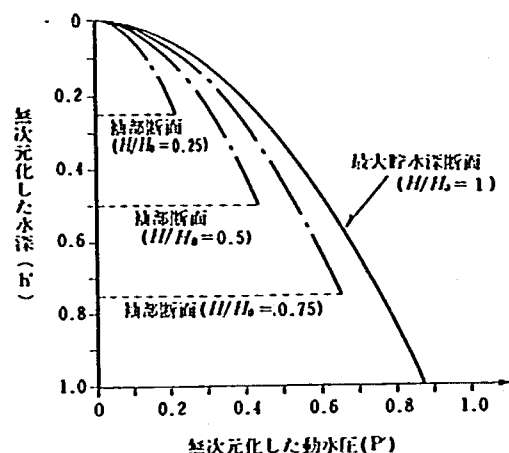


図-1 設計動水圧 (Westergaardの近似式)

$$p' = \frac{P_d}{K_H \cdot W_0 \cdot H_0} \quad \dots (2)$$

$$h' = \frac{h}{H_0} \quad \dots (3)$$

ただし、

p' : 無次元化した動水圧

h' : 無次元化した水深

H_0 : 最大貯水深

である。

3. 実験方法

3.1 実験装置の概要

a) 振動実験装置の仕様

振動実験装置は、寸法4.0m×4.0mのテーブルを油圧によって振動させる振動台方式の装置である。水平一軸方向と鉛直方向各々に対して独立に振動させることができ、各々の最大再現加速度は 980 galである。なお、起振可能な最大周波数は100Hzであり、最大可能積載重量は40tonfである。

b) ダム堤体および貯水池の模型

貯水池の模型には水槽を用いた。その水槽は鋼製で、内側寸法は縦3.6m、横3.6m、深さ1.5mである。ダム堤体については、水槽の中にダムそのものの形をした模型を作製することも考えられたが、今回の実験で問題となるのは水と接しているダム堤体上流面のみであり、ダム堤体の模型がダムの形をしていなければならない必要性はない。そこで、図-2のように水槽の側壁をダム堤体の上流面に見たてた。谷模型は、鋼製の骨組み構造に耐水性合板を固定したものである。実験を行った谷形状の種類は、谷の傾斜角度 θ が水平面と30°、45°、および60°の3ケースである。図-3に模型の概略を示す。谷中央部の水深は1mとし、堤体上流面の動水圧の測定には直径4.5mmのひずみゲージ式圧力センサーを用いた。圧力センサーの配置は図-4のとおりとした。

3.2 動水圧の測定方法

動水圧実験では、ダム堤体上流面に見たてた水槽の側壁を貯水池方向に強制振動させ、その側壁に作用する動水圧を測定するわけであるが、堤体に見たてた側壁のみを剛体運動させるのは実験上難しいため、本実験においては水槽が加速度運動で変形しないように剛性を高め、その水槽全体を振動台

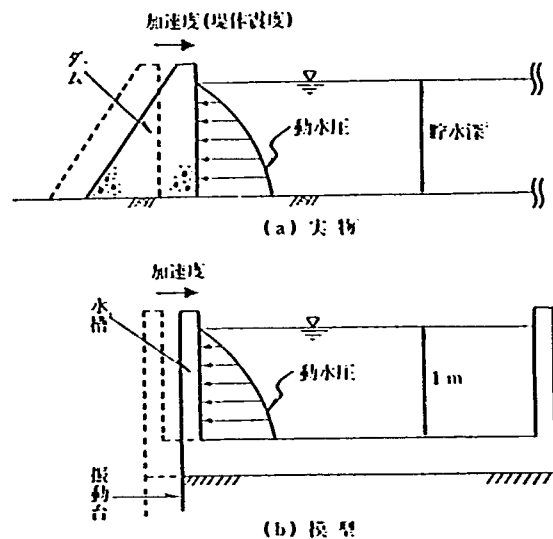


図-2 ダム堤体および貯水池のモデル化

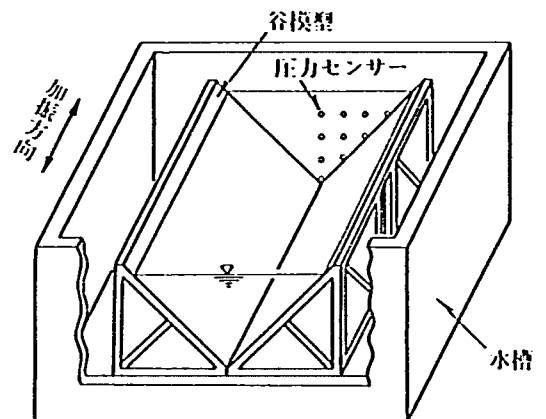


図-3 谷模型の概略

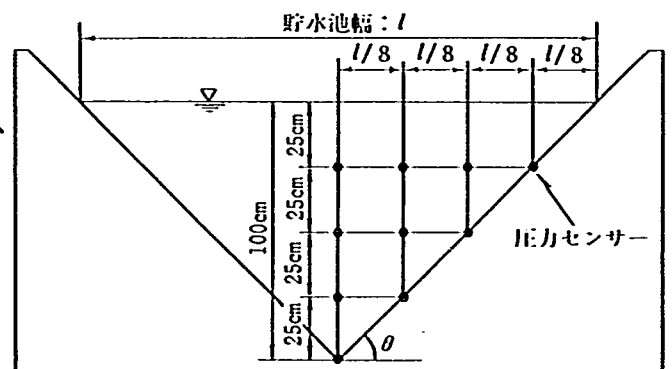


図-4 圧力センサーの配置

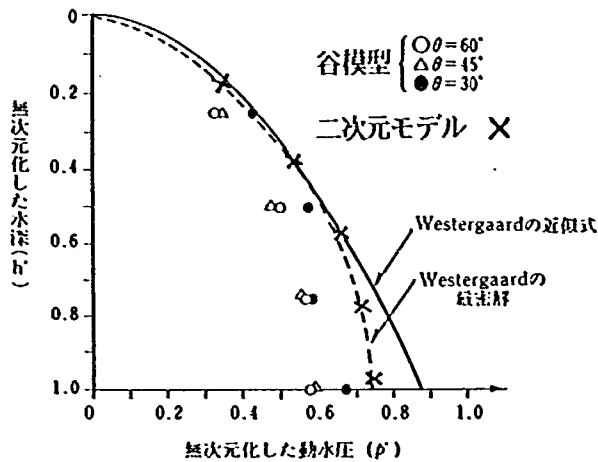


図-5 最大水深断面における動水圧の比較

で加振することによって、堤体の剛体運動を再現した。すなわち貯水池模型を載せた振動台を、周波数5Hz、最大加速度100galの正弦波で振動させ、動水圧分布を測定した。実験に5Hzおよび100galを用いた理由は、通常的设计で用いている水平震度は0.10~0.15G程度であること、また堤体の一次共振周波数はせいぜい5Hz程度であることを考慮したものである。

なお、貯水池長が水深の3倍以上あれば、貯水池上流端における波動の反射は動水圧の大きさに影響を与えないことが過去の研究からわかっているため、本実験において(貯水池長/水深=3.6)であることから上流端部の側壁の影響はないと考えられる。

4. 実験結果

谷模型の実験に先立って、鉛直二次元モデル($\theta = 0^\circ$ に該当)の実験を行い、実験手法の精度について検討した。その結果、図-5に示すとおり二次元モデル実験値とWestergaardの厳密解とはほぼ一致しており、実験精度は非常によいことがわかる。このことより、以下の3次元的な検討においても実験精度はこれと同程度であると考えられ、この実験手法による3次元的な検討は妥当であると結論づけられる。

まず、最大貯水深断面で、谷形状と動水圧分布との関係を見てみる。図-5において各ケースの最大貯水深断面での実験値と、鉛直二次元モデル実験値、およびWestergaardの近似式による動水圧分布を比較した。この図より、谷形状を考慮した場合の実験結果は、鉛直2次元モデルでの実験結果より小

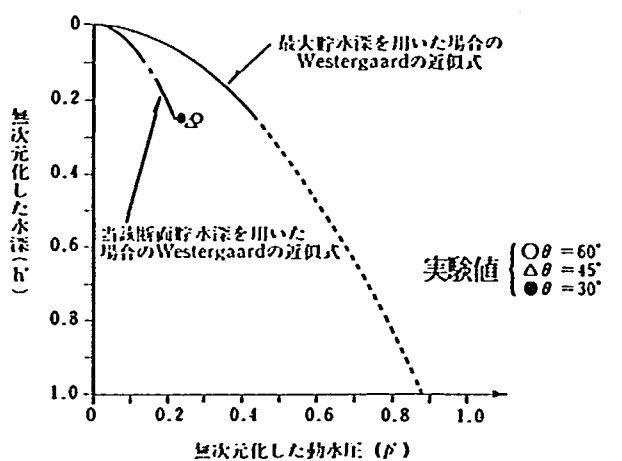
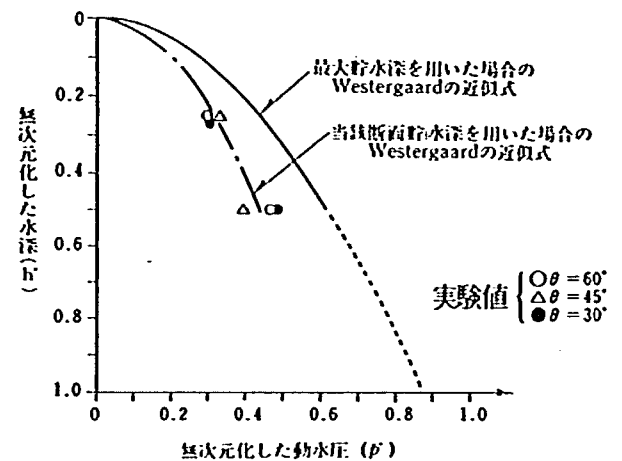
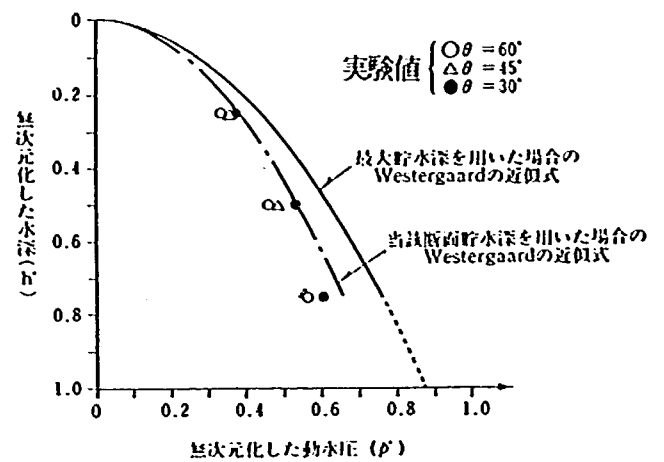


図-6 袖部断面における動水圧

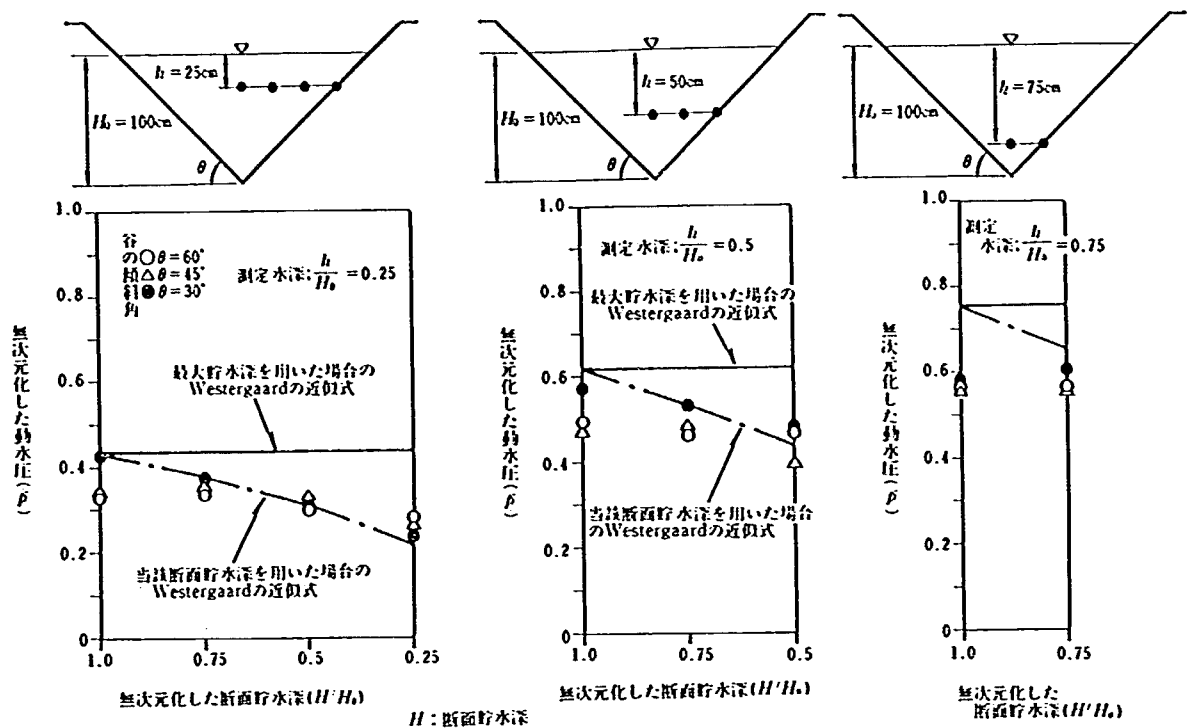


図-7 同一水深における動水圧分布

さくなっていることがわかる。斜面の傾斜角度によって動水圧の大きさは異なっているが、斜面の角度が少なくとも 45° 以上では谷形状の影響度はほぼ同じであり、その時の動水圧は鉛直2次元モデルでの値の80%程度になっている。

つぎに、兩岸袖部の各断面における動水圧について検討する。貯水深が最大貯水深より浅い断面（無次元化した貯水深 $h' = 0.75, 0.5, 0.25$ ）での動水圧に関する考え方は、前述したように2とありある。その2とおりの考え方による動水圧分布と、実験結果との関係を図-6に示す。これらの図を見れば明らかなように、動水圧の大きさは②の方法よりも①の方法で求めた値に近いことがわかる。さらに、谷模型での実験値を同一水深で整理したものが図-7である。この図からも明らかなように、実験値は断面貯水深が浅くなるにつれて減少する傾向がある。

以上の実験結果より、谷形状を考慮した場合、ダムの各断面に作用する動水圧分布は、式(1)における水深 H として各断面での貯水深を用いた時の動水圧で近似できることがわかった。ただし両者の関係は、貯水深が深い断面では近似値より実験値が小さくなり、貯水深が浅い断面では近似値より実験値が大きくなる傾向にある。

5. あとがき

本報文では、ダムサイトの谷形状の影響を考慮した場合にダム堤体に作用する動水圧について実験的検討を行い、現行の設計に用いられている設計荷重との比較検討を行った。その結果、袖部断面においてWestergaardの近似式を用いるにあたっては最大貯水深を用いた値は実際に作用している動水圧よりも過大に評価しているため、当該断面の貯水深を用いたほうがより合理的な設計になることがわかった。

今後は、ダム堤体の変形性を考慮した地震時動水圧についても検討を進める予定である。

1. はじめに

ダム貯水池内の堆砂対策の一つに、貯水池をバイパスする水路を設け、自然の営力である流水の力を利用して流入土砂を軽減する方法が検討されている。これは、貯水池末端部に堰を設けて洪水時に流入、堆積した土砂をその後の水位低下による掃流力の回復によってダム下流へ土砂を流下させようとするものである。このバイパス水路の設計では、呑口、吐口等の問題に加えて水路部の土砂輸送能力を知ることが重要であるが、この種の実験はほとんど行われておらず事例は少ない。

排砂水路は射流水路であり原則として直線とするが、地形的な条件等から一部に曲線部が設けられることが多い。この場合、排砂路の流砂能力は曲線部で支配されることが予想される。

2. 調査目的

直線水路については掃流力と流砂量の関係が明らかにされている¹⁾。曲線水路の土砂輸送については、土石流に関するいくつかの研究²⁾があるが、射流流れで掃流砂や浮遊砂を対象にした研究はほとんど行われていないのが現状である。本研究は、固定床曲線射流水路を対象とし、

1)給砂時と無給砂時の曲線水路の流況

2)衝撃波に影響を与える曲線水路の曲率と流砂能力の関係

を明らかにすることを目的として行ったものである。

3. 調査方法と内容

実験装置の概要を図-1に示す。実験水路は、給砂位置から7mの直線整流部、曲線部、下流直線部で構成される。水路は幅20cmの矩形断面で、勾配はダムのバイパス水路である点を考慮して1/50とした。実験に用いた砂は、均一粒径2.2mmの自然砂である。

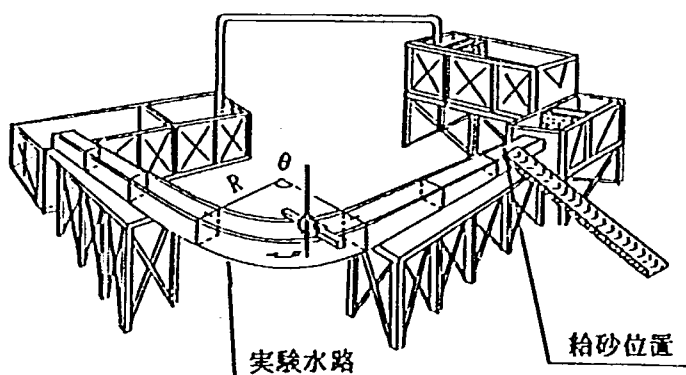


図-1 実験装置の概要図

実験条件は表-1に示す通りであり、計測項目は

表-1 実験条件

曲率半径 R (cm)	内角 θ (deg)	流量 Q (L/s)
100	90°	7.8
		11.6
		15.7
		18.2
200	30°	7.8
		11.6
		15.7
		18.2
200	60°	7.8
		11.6
		15.7
		18.2
200	90°	7.8
		11.6
		15.7
		18.2
300	90°	7.8
		11.6
		15.7
		18.2

以下に示す。

(1) 堆積開始流砂量および最大流砂量の計測

ここで、堆積開始流砂量とは曲線部の一部に堆砂が生じ始める時の流砂量であり、最大流砂量とは曲線部で水路全幅にわたり堆積が生じる限界の流砂量を示す。これより給砂量が増加すると堆積が急激に直線部にまでおよび流砂量は減少する。

(2) 清水の場合および最大流砂量時における水面形の計測

(3) 油点法および油膜法による清水時の水底近傍の流向の可視化

(4) 最大流砂量時の曲線部内壁沿いの堆積形状測定

4. 調査結果

4.1 曲線射流水路の流れ 掃流砂を含んだ流れを考える前に、清水の場合の曲線部の流況について調査した。射流であるため曲線部始端からの衝撃波により外壁沿いの水位が上昇し、内壁沿いの水位は低下する。この水位変動は衝撃波の反射とともに反転しながら下流へ伝播されていく。このような曲線水路の射流流れに関してはLenau³⁾により長方形および台形断面の曲線水路内任意点の水深を自由渦の仮定を用いて解析的に求める方法が示されている。Lenauの解析解は、以下に示すものである。

$$h = h_0 + E \cdots (1) \quad E = (U \cdot h_0^2 / \sqrt{g \cdot h_0} \cdot R_0) \cdot \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \cdot \{ \delta \{ x - \sqrt{F_0^2 - 1} (kp + 1/2 \cdot P - y) \} - \delta \{ x - \sqrt{F_0^2 - 1} (kp + 1/2 \cdot P + y) \} \} \cdots (2)$$

ただし、 h :任意点の水深、 h_0 :曲線部流入直前の水深、 E :水面の変動量、 U :曲線部流入直前の断面平均流速、 R_0 :曲線水路中心の曲率半径、 F_0 :流入部のフルード数 $=U/\sqrt{g \cdot h_0}$ 、 $x=R_0 \cdot \theta/h_0$ 、 $y=(R-R_0)/h_0$ 、 $P=B/h_0$ 、 B :水路幅である。また、関数 $\delta(x)$ は、

$$\delta(x) = 0, x < 0 \quad \delta(x) = x, x \geq 0 \cdots (3)$$

である。外壁沿いでは $y=P/2$ であるから、 E の最大値およびその時の内角 θ は次式で表される。

$$E_{max} = (U^2 \cdot B) / (g \cdot R_0), (F_0 \gg 1) \cdots (4)$$

$$\theta = (2n-1) \cdot B \cdot \sqrt{F_0^2 - 1} / R_0, (n=1, 2, 3) \cdots (5)$$

本実験における内壁、外壁沿いの水深をLenauの式と比較した結果の一例を図-2に示す。これは、水深のピーク値および水位変動の波長とも一致する。

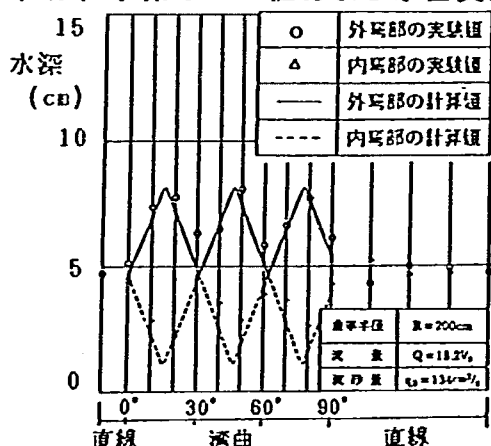


図-2 清水時の内外壁沿いの水深

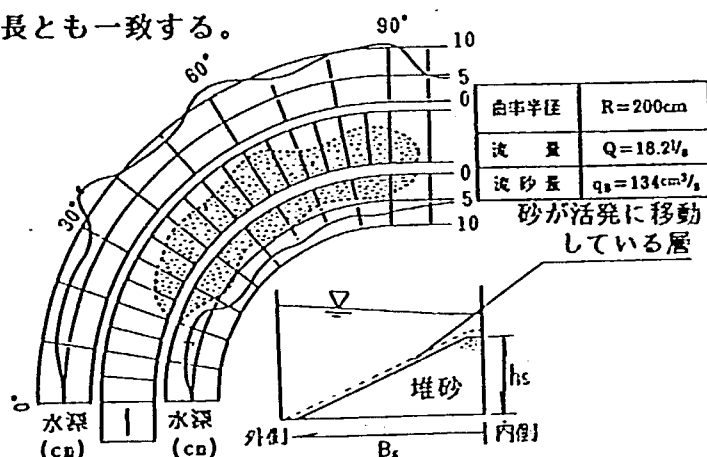


図-3 最大流砂時の水面，堆砂時の流下方向分布

可視化によると底面付近の流れの方向は内側を向いていることが示される。これは二次

流の影響によるものと考えられ、給砂した場合に流向に沿って砂が内壁側に集中し内壁に沿って流下する状況とも一致している。また、この流向は曲線部の外壁より最上流端で生じる衝撃波面の方向とも一致している。

4.2 堆積時の水路内の流れ 最大流砂量時の内外壁沿いの水深および内壁沿いの堆砂高の流下方向分布例を図-3に示す。外壁沿い水深、内壁沿い水深、堆砂高が同じ断面でピークを持つ同位相になるケースが多く見られた。曲線部の水面形状は堆砂の影響もあり清水時と比べると大きく盛り上がる。各ケースの曲線部の最大水深について検討した結果を図-4に示す。横軸に曲線流入部の流水断面アスペクト比(B/h_0)、縦軸に最大水深を曲線部流入水深で除した値(h_{max}/h_0)を示している。この流砂時の最大水深は排砂水路の高さを決める上で重要である。これによれば清水の場合は水深増加率が曲率半径に反比例しているが最大流砂量時には水深増加率は曲線半径にほとんど影響されない傾向にある。

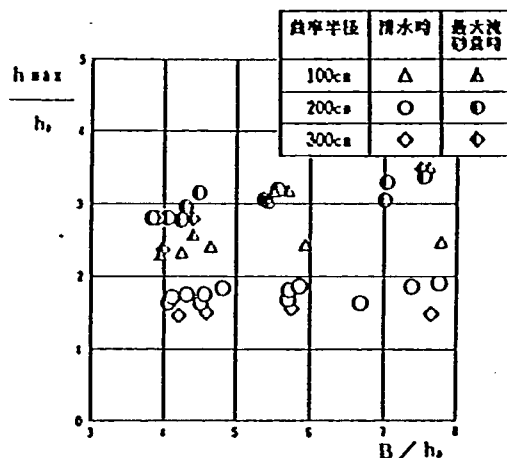


図-4 h_{max}/h と B/h の関係

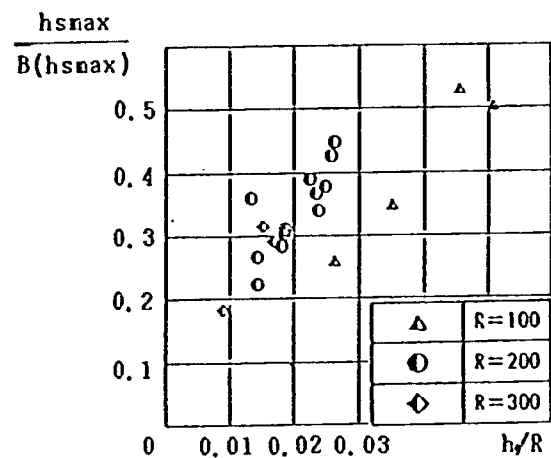


図-5 堆砂角の比較

最大流砂量時の堆砂は衝撃波発生位置から曲線部終端より下流までの範囲に亘る。また、断面内の堆砂縦断形状は内側が高く、外側に向かって一様勾配で低くなる山形となっている。この堆砂勾配は二次流強度と関係すると考えられ池田⁴⁾が示した一様曲線水路の二次流計算式を参照する。

$$u_r/v = f^2 \cdot h/R \cdot 1/k \cdot \{F_A(\eta) - 1/k \cdot u_s/v \cdot F_B(\eta)\} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $F_A(\eta) = -15(\eta^2 \cdot \ln \eta - 1/2 \cdot \eta^2 + 15/54)$ 、 $F_B(\eta) = 15/2(\eta^2 \cdot \ln^2 \eta - \eta^2 \cdot \ln \eta + 1/2 \cdot \eta^2 - 19/54)$ 、 u_r :二次流成分、 h :水深、 R :半径方向座標、 k :カルマン定数、 u_s :摩擦速度、 v :断面平均流速、 Z :水底からの距離、 $\eta = Z/h$ 、 u_s :円周方向の流速、 $f = u_s/v$ である。

池田は式(6)の()内は u_s/v にかかわらずほぼ一定の値を示すことを確認している。従って、断面平均流速が水路形状にあまり影響されないと考えられ、また側壁近傍を除き円周方向の流速も断面平均流速から大きくはずれないものと仮定すれば、二次流成分は h_0/R に比例することになる。図-5はこの二次流成分に比例すると考えられる h_0/R と堆砂面勾配との関係を示したものである。これによれば堆砂角の最大値 $\alpha_{max}(h_{smax}/B)$ は h_0/R に比例しており、 $R=100$ のケースが $R=200, 300$ に比較して堆砂角が小さいことがわかる。

4.3 最大流砂量 図-6には、無次元流砂量 q_{B0} と曲線部流入直前の平均水深 h_0 より求め

た無次元掃流力 τ_* の関係を示している。

ここに、 $q_{B*} = q_B / U_* \cdot d$ 、 $\tau_* = U_*^2 / ((\delta / \rho) - 1) \cdot g \cdot d$ 、 q_B ：水路単位幅当たりの流砂量、 U_* ： h_0 より求めた摩擦速度、 d ：砂粒子径、 δ ：砂粒子密度、 ρ ：流体密度、 g ：重力加速度である。

堆砂開始時の流砂量はかなり少ない値を示すが、内角 30° の場合は曲線部が短いために他のケースと比べると大きくなっている。

堆砂限界時(最大流砂量時)において τ_* の小さい範囲では水路形状の影響はほとんど無く、また直線水路と比較して20%程度流砂能力が低下する。

5. まとめ

本調査により清水時と掃流砂を含んだ射流流れにおける曲線部の流況および曲線水路の流砂能力について以下のことが明らかになった。

- (1) 清水の場合の流入水深 h が比較的大きく、流水断面の As^2 外比が比較的小さい場合でも曲線部の水深はLenauの式で良く表され、水深予測の有力な手法である。
- (2) 堆積前の掃流砂は曲線部外壁から内壁へ向かう底面の流向に沿って内壁側に集中し、内壁に沿って曲線部を流下する。
- (3) 堆砂角は二次流強度と線形関係がある。
- (4) 最大流砂量時の最高水深は清水の場合と異なり水路の曲率が顕著な影響を及ぼさない。
- (5) 曲線部の流砂量は、曲線部始端で流砂が内壁に集中する区間までの水路形状に大きく影響される。

6. あとがき

今後の課題としては、水路勾配や砂粒子径等を変化させ、また、曲線部始端の細部形状の検討を実施して最大流砂量式を定式化する必要がある。

参考文献

- 1) 柏井, 外崎, 川口: 滑面固定床水路の掃流砂量式 第43回 土木学会年講, 1988
- 2) 芦田, 高橋, 新井: 土石流の調節制御に関する研究 京大防災研年報 第24号B-2, 1981
- 3) Lenau, C. W.: Supercritical Flow in Bends of Trapezoidal Section, Journal of The Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, 1979
- 4) 池田: 移動床河川の湾曲部における二次流と動的横断平衡河床について 土木学会論文報告集 第229号, 1974

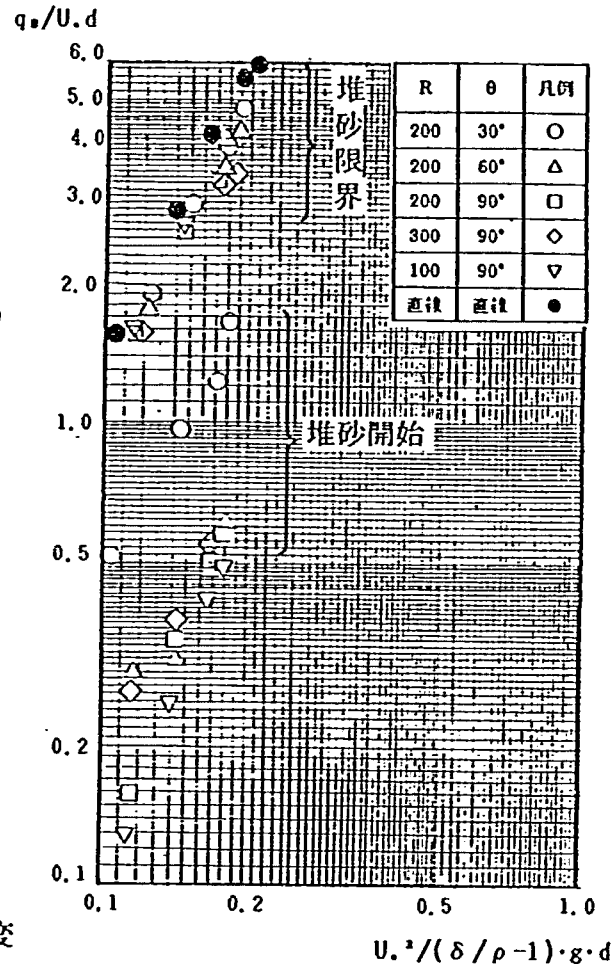


図-6 流砂量と掃流力の関係

床止め工の平面形状に関する実験的検討

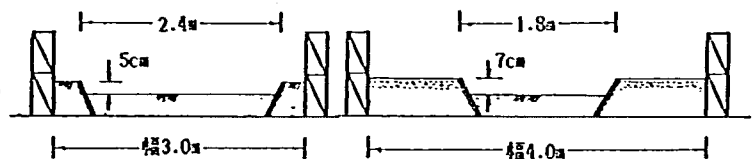
河川部 河川研究室 長谷川賢市

1. はじめに

床止め工直下流部の局所洗掘特性についてはこれまでに幾つかの調査、研究がなされているが、その多くは床止め工の基本構造に対する下流の洗掘過程を調べた基礎的なものである。現地で施工されている床止め工は取り付け擁壁周辺が洗掘を受け、被災する場合もある。本研究は急流および緩流河川を対象とした模型実験により、取り付け擁壁を含む床止め工の平面形状に対する流況特性と局所洗掘現象について調べ、これより局所洗掘が小さくなる床止め工の平面形状について検討を行なったものがある。

2. 実験概要

実験条件は、実際河川に対してほぼ1/50の縮尺としたときの相似性を満足する条件で設定した。水路は複断面水路で、長さ25m、河床勾配1/200、1/2000の急流及び緩流の直線河道模型に、落差4cmの床止め工を設置したものである。各水路の断面形状を図-1に示す。



急流水路 緩流水路

図-1 水路縦断面図

急流河川の場合には、河床材料に平均粒径 $d_m=0.8\text{mm}$ (現地相当 $d_m=40\text{mm}$)、標準偏差 $\sigma=\sqrt{d_{0.4}/d_{1.0}}=2.8$ の混合粒径砂を用いた。通水流量については現地単位幅流量として低水路満杯流量相当の $q=10\text{m}^2/\text{s}$ と高水流量 $q=15\text{m}^2/\text{s}$ の2種類を用いた。緩流河川の場合には、平均粒径 $d_m=0.3\text{mm}$ (現地相当 $d_m=2\text{mm}$)の石炭粉を用いて高水流量 $q=10\text{m}^2/\text{s}$ を通水した。

床止め工は、水叩きと上下流には護床工を有し、この護床工には径約2cmの碎石を用いた。水叩き長、護床工長はブライの式を参考に設定した。

検討に用いた床止め工の平面形状を図-2に示す。床止め工の平面形状は、取り付け擁壁を水叩き端から護床工端へすり付けた一般形状タイプ、取り付け擁壁の取り付け角度を小さくした緩和タイプ及び取り付け擁壁の直壁部を護床工端まで延した直壁タイプである。

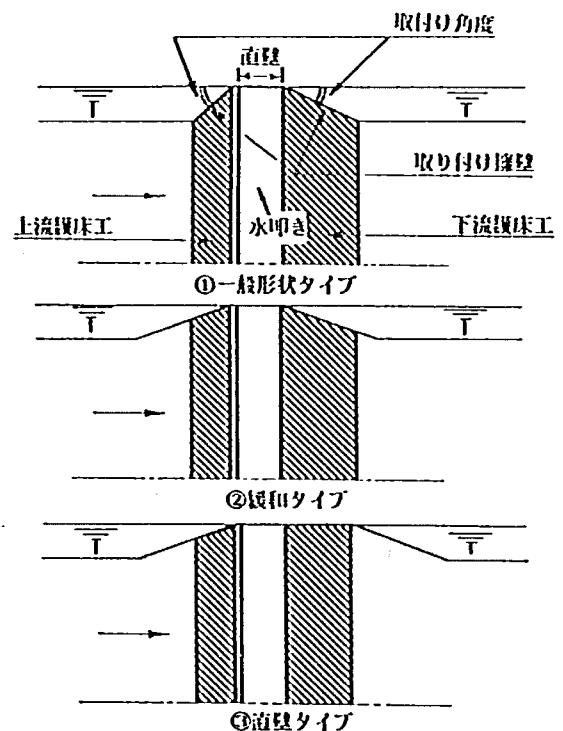


図-2 床止め工の平面形状

3. 実験結果

(1) 急流河川を対象とした実験結果

①一般形状タイプ（取付け擁壁を水叩き末端から護床工末端にすり付けたタイプ）

$q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$ の時の取付け擁壁周辺の流況及び河床変動状況を図-3、図-4に示す。河床勾配が急なため、水叩き上では射流で流れ、

護床工下流部で跳水が発生する。と取付け擁壁部ではこの射流の流れが擁壁により急に河道中央に向かって曲げられ、護床工下流の河岸付近にこの流水の影響が集中して表われることになる。すなわち、取付け擁壁に沿った流水は、直進

してきた流れと一緒に、さらに護床工直下流に発生する跳水と複合し、低水護岸前面には強い渦流が生じる。このため、図-4に示す様に護床工下流の低水護岸前面では、広範囲に洗掘が生じる。

$q = 15 \text{ m}^2/\text{s}$ の場合では、流速が増した事に加え、落差工による低下背水の影響で落差工上流の高水

敷から低水路へ向って落込み流れが生ずる。このため、低水路に流れが集中して $10 \text{ m}^2/\text{s}$ より局所洗掘の規模が大きくなり、洗掘の範囲が下流に拡大する結果となった。

②取付け擁壁角度の緩和タイプ（取付け擁壁の取付け角を小さくしたタイプ）

①の結果より、護床工下流河岸沿いの局所洗掘は取付け擁壁角度が大きいため、直進する流れと取付け擁壁に沿った流れが護床工直下流付近で集中するために生ずることが明かとなった。そこで床止め工上下流の取付け擁壁の取付け角度を小さくし、流れの集中の緩和を図った。

これにより、洗掘深、洗掘範囲はかなり減少する結果が得られた。しかしながら、水叩き端から直接取付け擁壁を取り付けただけでは、取付け擁壁と低水護岸前面には今なお流れの集中があり、局所洗掘が生ずる結果となった。

③直壁タイプ（②の形状の直壁部を護床工末端まで延したタイプ）

護床工直下流の河岸沿いに生じる局所洗掘は、護床工上の射流の流れが取付け擁壁により急に曲げられ強い局所流が生じるためであることが①②の結果より明らかとなった。そこで、射流が生じる護床工

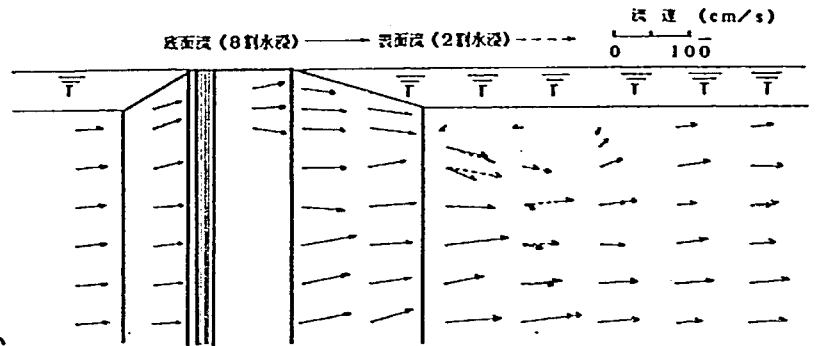


図-3 一般形状タイプの流況図

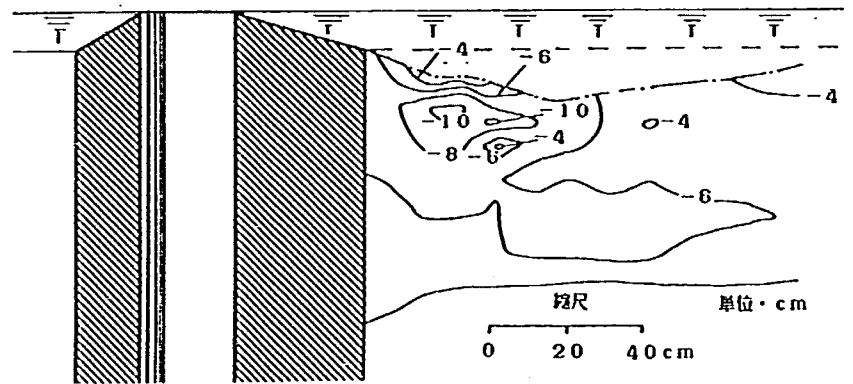


図-4 一般形状タイプの河床変動状況

区間まで直壁区間を延し、射流を滑らかに流下させ、断面内で一様な跳水を起こさせ、その後取付け擁壁で下流の低水路護岸に滑らかに

すり付けることにより、護床工下流の河岸部における局所洗掘を軽減する案の検討を行なった。

図-5はこのタイプの流況を示したものである。直壁を延長したことによって、一般形状タイプの様な渦流は生じずにほぼ一様な流れを呈する。また、図-6の河床変動図に示される様に、一般形状タイプに比べその範囲及び洗掘深は軽減され、直壁を延長した効果が顕著に表われている。しかし、取付け擁壁前面に依然局所洗掘が生ずるため、これらの洗掘防止を図る必要が有ることが分かった。

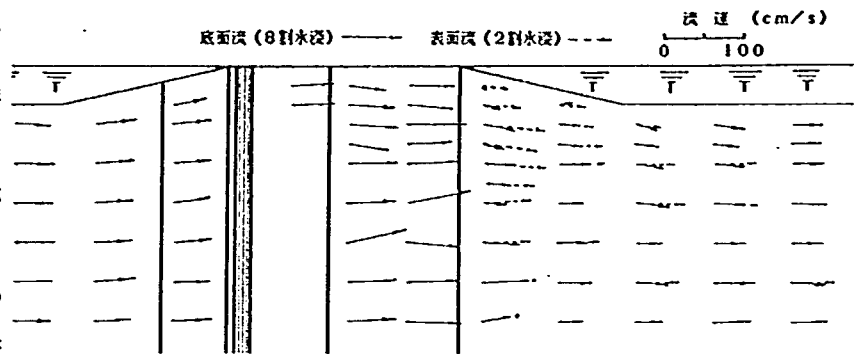


図-5 直壁タイプの流況図

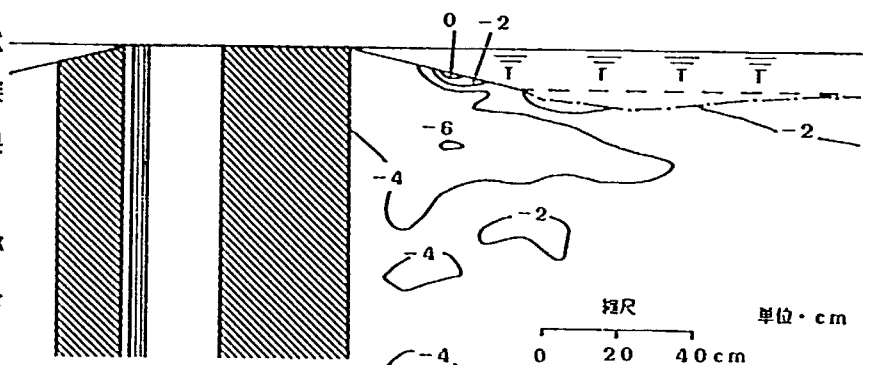


図-6 直壁タイプの河床変動状況図

④直壁+根固めタイプ(③の形の擁壁前面に根固め工を設置したタイプ)

取付け擁壁前面で生ずる局所洗掘の対策として、根固め工を取り付け擁壁周辺に設置してその効果を調べた。根固め工は、護床工端から取付けヨウ壁の下流20cmの低水護岸の前面までに設置した。根固め工の幅は低水護岸の前面で10cm、敷厚さは4cmである。これにより取付け擁壁周辺の洗掘防止が図られたが、この他に以下に述べる流況改善効果が得られた。1) 根固め工による洗掘防止効果により流水は根固め工上を一様に流れ、護床工直下流の河岸沿いに集中する流れが減少した。2) 護床工直下流の河岸沿いの洗掘の軽減で取付け擁壁周辺の水位が上昇した。これにより、落差工下流で生じていた高水敷への流水の乗り上り流れが弱まり、高水敷上の洗掘が減少した。3) 根固め工の流速低減効果により護床工下流の低水護岸前面が若干堆積傾向となり、護岸の根を守る結果が得られた。

$q = 15 \text{ m}^2/\text{s}$ では高流速が取付け擁壁に当たって水跳ねが生じ、護床工直下流に洗掘が生じた。しかし、洗掘位置は落差工および河岸から離れ、構造物の安定性は守られており、水跳ねも①の形状に比べて弱く、最大洗掘深は1/2と減少した。

(2) 緩流河川を対象とした実験結果

①床止め工の平面形状及び河床変動状況

急流河川の実験結果を基に、砂河川を対象とした緩流河川に設置される床止め工の平面形状について

検討を行なった。

緩流河川では、河床勾配が緩いため水叩き上で跳水が生じる。このため急流水路の様に射流区間は長くはなく、護床工末端まで直壁を延す必要はない。よって、床止め工の形状は取付けヨウ壁の取付け角を緩めた緩和タイプで洗掘軽減を図れば良いことが分かった。しかし、河床材料が細かいことや低下背水により低水路に流れが集中することにより、取付け擁壁及び堤水護岸前面が広範囲に渡って掘られる。よって、この対策が必要である事が明かとなった。

②洗掘対策とその効果

洗掘防止対策として根固め工を設置してその洗掘抑制効果について調べた。根固め工は護床工末端から低水護岸の前面縦断方向に1.5m設置した。根固め工の幅は低水護岸の前面で10cm、敷厚は4cmである。根固め工の有無による洗掘状況の比較を図-7に示す。根固め工を設置したことにより洗掘量は軽減され、洗掘が生じる位置が根固め工の前面に移行し、根固工自体が崩落することなく床止め工、低水護岸の近傍の洗掘は防止される結果が得られた。

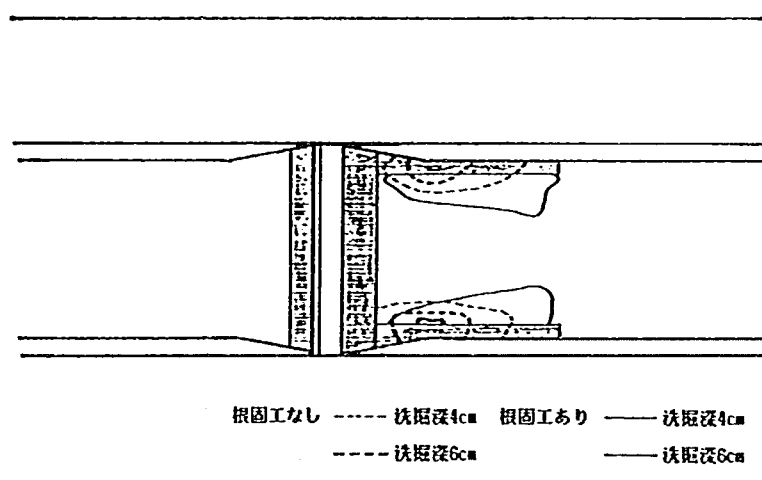


図-7 根固め工の有無による洗掘状況比較図($q=10\text{m}^2/\text{s}$)

4. おわりに

急流河川、緩流河川の河道特性を考慮に入れ、床止め工下流部の局所洗掘が小さくなる床止め工の平面形状を実験的に明らかにした。

参考文献

- (1)鈴木・道上・川津：第26回水理講演会論文集、1982 (2)安藝・佐藤：土木試験所報告第49号

環境護岸の水理的検討

都市河川研究室 鈴木研司

1. はじめに

近年、都市河川や導水路等では水辺環境整備のひとつとして、景観や親水性に配慮した環境護岸の設置が検討されている。例えば、隣接する公園と一体となった水辺広場を提供するよう護岸を階段状に切り下げたり、新たに環境護岸を設けることにより、流れに変化のある河道を創造しようというもののなどである。

流れに変化を与え、景観上良好とされている場所のパターンは、基本的には「入隅」と「出し」の2つの型である(図-1)¹⁾。このような護岸形状は、

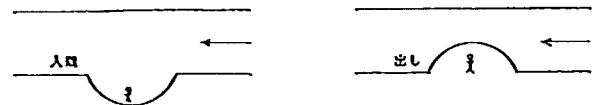


図-1 「入隅」と「出し」の概念図

河川の流れを楽しむ視点場となったり、子供たちの格好の遊び場になるものである。しかしながら、このように景観や親水性に配慮した階段護岸をスポット的に設置すると、流量が大きい洪水時には局所的に水位が上昇したり、流れの中にはくりや渦が生じる場合がある。

本研究は、水理的にも環境的にも良好な護岸の開発を目的としている。本報告では、まず直線水路の一部に階段護岸を水路から引いて取りつけた一般的な場合の実験結果から、はくりや水位上昇等の問題点を明らかにする。次に、その問題点を解決するべく階段護岸の形状や付け方に工夫を施した新しい環境護岸について、水理模型実験および数値計算を用いて検討した結果を述べる。そしてこの結果から水理的にも良好な環境護岸の合理的な設置手法を提唱するものである。

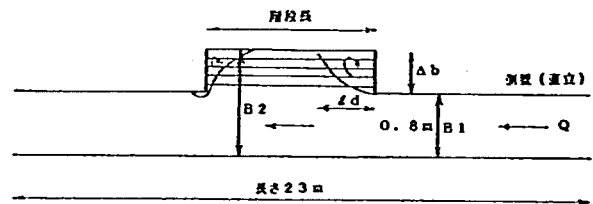


図-2 実験水路(平面図)

2. 実験および解析方法

実験は水理共同実験棟の都市雨天時水路で行った。水路模型長は約23m、水路床勾配は1/500、水路幅は階段護岸のない部分で80cmである。階段は右岸に設け、段差3cm、法勾配は1割及び3割の2種類である。これらの諸元は、実際の中小河川の縮尺1/10を目安としてある(図-2)。なお、流れはすべて常流、固定床である。

数値計算は実験を補足するために行い、主として渦の大きさ等平面流況の把握を目的としている。このため、連続方程式と運動方程式を水深方向に積分した平面二次元流方程式を差分で解く方法を用いた²⁾。実験および計算ケースを表-1に示す。

表-1 実験および計算ケース

実験 case	一般的	法勾配	階段長	流量係	Fr 数
case 1	一般的	1割	5.4m	0.113	0.56
case 2	〃	3割	7.2	0.119	0.50
case 3	階段が短い	3割	1.8	0.117	0.50
case 4	階段が出ている	3割	7.2	0.136	0.56
case 5	4の2連	3割	3.6×2	0.136	0.56
case 6	蛇行的	3割	3.6×2	0.137	0.56

計算 case	流量係	B1(m)	l	n	Fr 数	B1/B2
case 7	0.124	0.81	1/500	0.020	0.55	0.56
case 8	0.0619	0.81	1/2000	0.020	0.27	0.56
case 9	0.0954	0.81	1/1500	0.015	0.15	0.56
case 10	0.0550	0.36	1/500	0.020	0.55	0.36
case 11	0.234	1.53	1/500	0.020	0.55	0.71
case 12	0.550	3.60	1/500	0.020	0.55	0.85
case 13	0.0275	0.36	1/2000	0.020	0.27	0.36
case 14	0.0150	0.36	1/3000	0.030	0.15	0.36

計算はすべて一般的な階段の場合。階段長7.2m、3割勾配

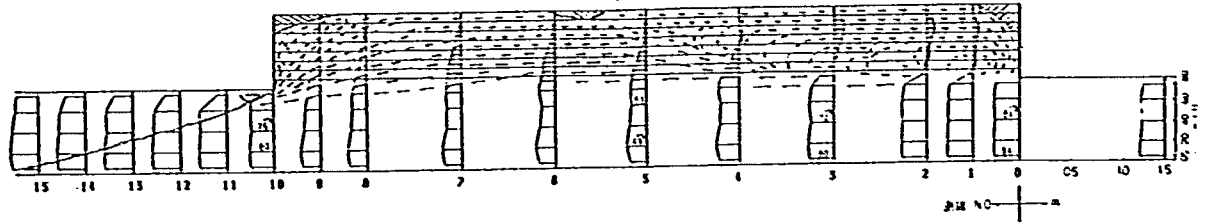


図-3 流況図(実験ケース2)

3. 一般的な階段護岸の流況

実験ケース2は直線水路の一部に階段護岸を設置した一般的な場合である(図-3、4)。このとき、急拡、急縮部ではくり域が形成される。また、急縮部ではせき上げが、その直下流では水位が落ち込むという現象が起きる。さらに、階段のある区間では流水断面積が増大することにより速度水頭が5~7割減少し、水深が増え、水位が上昇する。水位の上昇量は、本実験ケースの場合では階段のない区間の水深の1割~2割程度であった。

急拡部のはくり域の大きさは、流れの水理量や幾何形状により異なる。実験および計算結果から、はくり域の大きさを表す $\ell d/B1$ と水表面の拡大率 $B1/B2$ の関係を描くと図-5の通りとなる。 Fr 数が小さいほど、また、 $B1/B2$ が大きいほどはくり域の大きさは小さくなる。階段法勾配1割の実験ケース1では、 Δb が小さいため、はくり域も小さくなる。

なお、矩形断面の場合急拡部の流線の広がり角度 θ は $8 \sim 11^\circ$ といわれている³⁾。本実験ケースのように急拡部が階段形状である場合では、流れの広がる部分が階段により拘束されるため、はくり域は矩形断面の場合より小さくなる。ちなみに、広がり角度は $10 \sim 25^\circ$ 程度であった。

以上より、一般的な階段護岸では、急縮部・急拡部ではくりに伴い渦が発生すること、階段のある区間で水位が上昇することが顕著な現象である。

4. 新しい護岸形状の検討

4.1 階段護岸を短くする

一般的な階段護岸では、急拡部、急縮部でそれぞれ渦が発生し、水理的にも構造的にも好ましくない。そこで、渦を一つにし、かつ本川との干渉が小さくなるよう階段護岸を短く設置して実験を行った。実験ケース3は、ケース2で発生した急拡部のはくり域の1/2程度の大きさに階段を設置したも

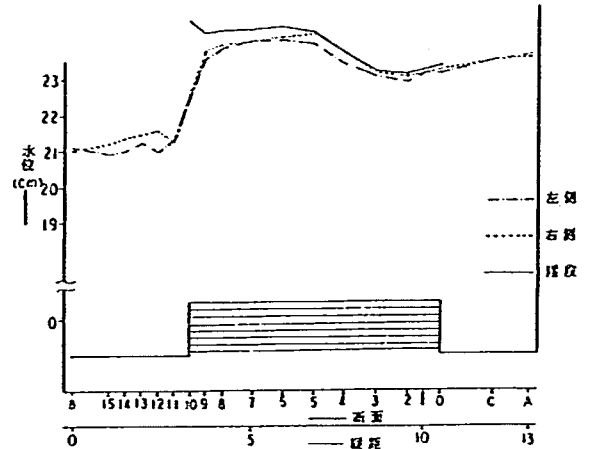


図-4 水位縦断面図(実験ケース2)

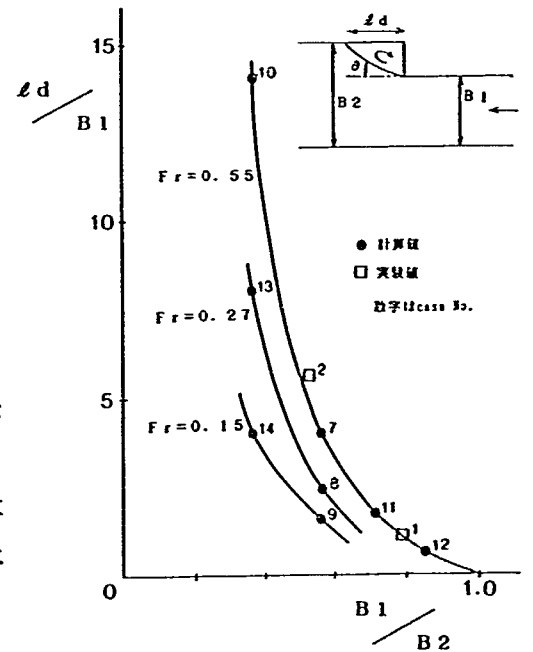


図-5 はくり域の大きさ $\ell d/B1$ と水表面の拡大率 $B1/B2$ の関係

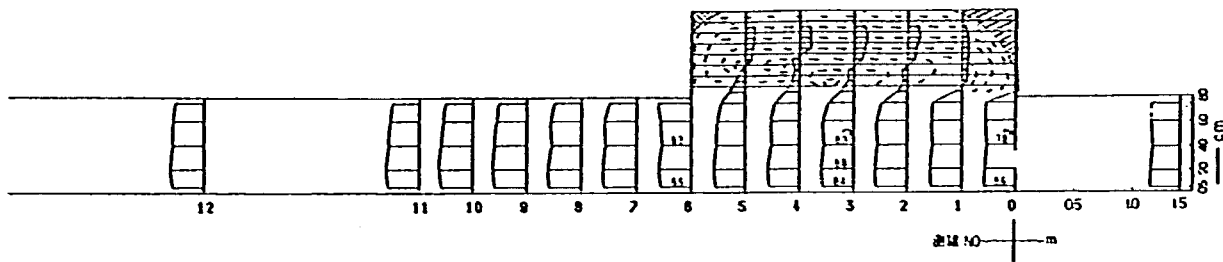


図-6 流況図 (実験ケース3)

のである (図-6、7)。階段部分の上の一つの大きな渦は死水域と考えてよい。そのため、階段前面の本川の流速は小さくならず、したがって本川の水位縦断は非常に滑らかである。

なお、階段長をはくり域の長さ ϕd の 1 、 $3/4$ 、 $1/2$ 、 $1/4$ 倍などを変えて流れを計算したところ、階段長は短いほど本川に与える影響は小さく、渦を一つにし、かつ水位上昇を小さくするための最大の階段護岸長は ϕd の $3/4$ 程度であった。

以上から、階段護岸を短くすることは、本川の水位上昇を小さくでき、有効な設置手法であることがわかった。短い階段護岸を断続的に設置することも可能である。しかしながら、このような護岸にはゴミがたまりやすいという欠点がある。

4.2 階段を水路側に出す

一般的な階段護岸の場合、階段のある区間で水位が上昇するのは、その区間で断面積が大きくなるためである。そこで、洪水時に流水断面積が流れ方向に常に等しくなるよう階段を水路側に出して実験を行った。実験ケース4は、直立の側壁と階段部分をつなぐ「すりつけ」部についても断面積を変えないよう設計した場合である (図-8、9)。「すりつけ」により、階段上のはくり域はまったくなく、また、水位縦断が非常に滑らかで、水位上昇量がほとんどない。縦断方向に断面積が変化しない効果の現われである。

水深が小さい場合にも、水理的に問題となることは少ない。このとき親水活動を行う側にとっては、階段が水路床で水路側に突き出ていることにより、かえって水の流れを楽しむこ

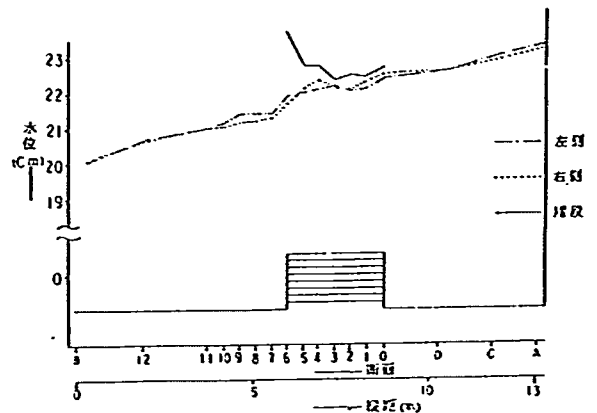


図-7 水位縦断図 (実験ケース3)

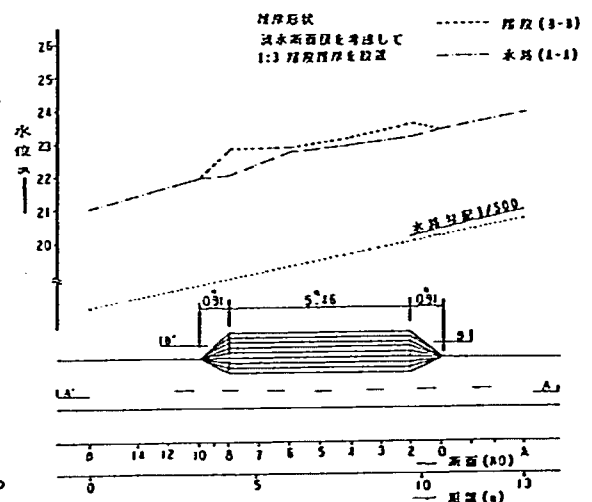


図-8 水位縦断図 (実験ケース4)

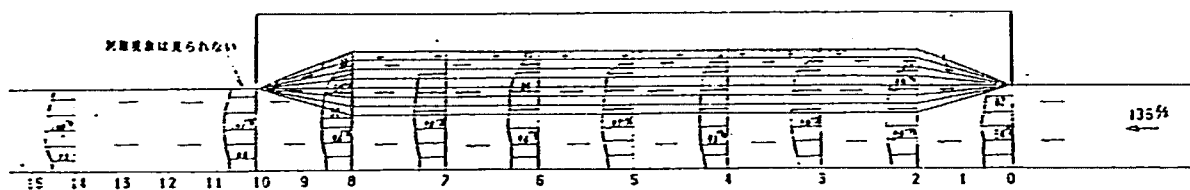


図-9 流況図 (実験ケース4)

とができる。また、流心は階段の外を回るように流れ、淀み点もなく、ゴミは階段上にはたまらないと考えられる。さらに、階段を前に出すことにより必要な建設用地が少なくすむというメリットがある。

写真-1はこの階段形状を2個連結したものである。この場合も流れはかなり滑らかで水位上昇もなく、環境護岸として楽しい物であろう。

4.3 蛇行護岸

前節により、流れ方向に流水断面積を変化させない方策はかなり有効であることがわかった。そこで、新しい護岸形状として、左岸に階段を設け、その分、右岸側は同じ形状で引っ込め覆いがかかったように設計した水路を用いて、蛇行的に水を流す実験を行った(写真-2)。この場合も流況、水位に大きな問題はない。このようなタイプは、右岸側の階段の下で魚が生息しやすいという副次的な効果が期待できる。

5. まとめと今後の課題

以上の検討より、局所的な水位上昇を押さえ流況をよくするためには、・階段護岸長を一渦がはいるよう短く作る、・階段護岸を流水断面積を縦断方向に変えずに設置するという対策が有効であることが明らかとなった。

常に流量の大きい導水路等に対しては、環境護岸の法勾配をずっと緩くして遊水池的なプールを本川に隣接して設置するという考えられる。水遊びが容易に行える流速、水深が提供できれば有効な施設である。これについて現在検討中である。

なお、流線を曲げることは、流れに変化を与え見る者遊ぶ者にとって面白くさせるばかりでなく、生物にとっても有利な生息環境を与えるものである。しかし、むやみに流線を曲げると現実には局所洗掘などの重大な問題を引き起こしかねない。本報告の蛇行護岸の類でも、急激な蛇行はかえって流況を悪くする。今回提示した新しい環境護岸の実河川への適応に向け、今後、適切な蛇行の程度、また適切な「すりつけ」部の形状、長さ等について検討を加える予定である。

参考文献 1) 中村良夫ら：人の動きに基づく河川空間設計に関する研究、第42回土木学会年講1987, 9.
2) 福岡捷二ら：変断面河道における洪水流の水理解析と等価粗度係数、土木学会論文集No. 363、1985, 11. 3) 石原藤次郎ら：開水路急拡部の水理的性状に関する研究、土木学会論文集No. 128、1966, 4.

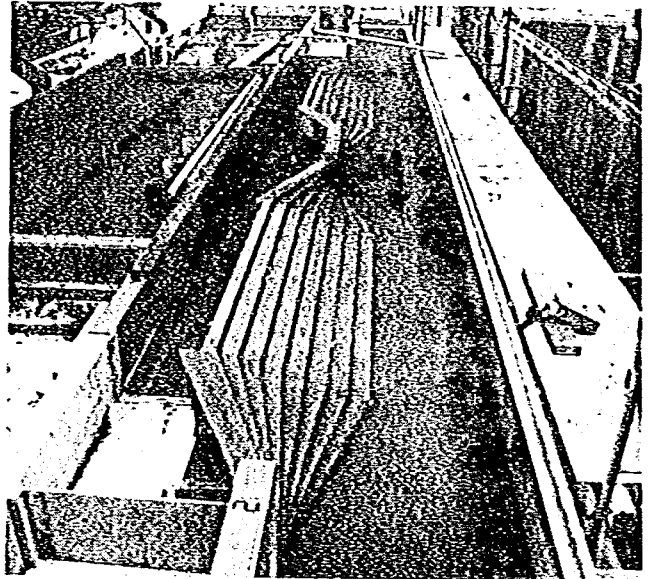


写真-1 階段を前に出した2連

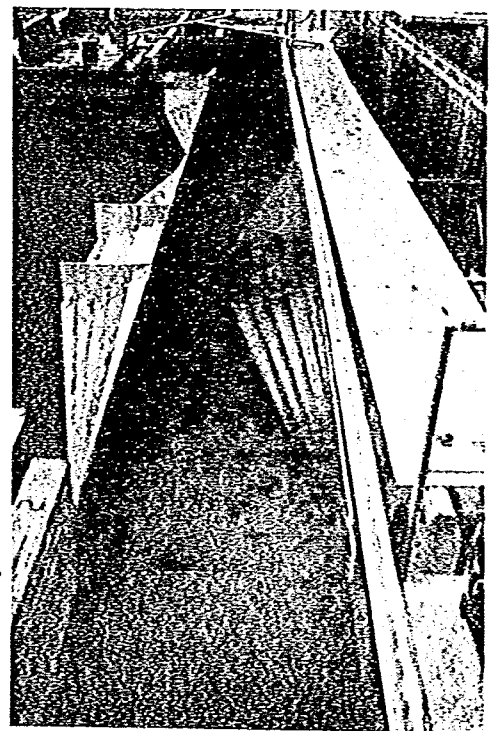


写真-2 蛇行護岸

1. はじめに

治水事業の効果としては、治水施設建設のための投資により経済活動、生産活動が活性化する効果と建設した堤防等によって、堤内地が洪水の危険から護られることによってもたらされる効果に分けられる。後者の効果は更に、堤内地の洪水による直接的な被害を軽減する効果と洪水被害軽減により堤内地の有効利用や、事業所や宅地等の立地により資産価値が増加する効果に分けられる。このうち今回は、河川改修事業が土地利用に与えた影響の調査とその資産価値の増加（ここでは高度化便益という）の計測を試みた。

2. 調査内容

調査対象流域は、1)河川改修が流域内一連区間で急速に施工され、改修前後の違いが明確であること、2)改修の時期が最近であり、資料の入手が容易であること、3)同時期に河川改修以外の社会資本の整備が十分になされておらず単独の効果として把握できること、の3点より高知市街地南部を流下する二級河川鏡川支川の神田川流域を選定した（図-1）。

この流域は、昭和50、51年に洪水被害があり、その後、激甚災害特別緊急事業等（昭和50～56年）により急速に改修が進み現在までにほぼ完成している。ここで、土佐道路が同時に施工されているが、未完成であるためその与える影響は大きくないものと思われた。

土地利用の高度化の状況を把握するために、宅地面積比率、地価の調査を行った。また住民、事業

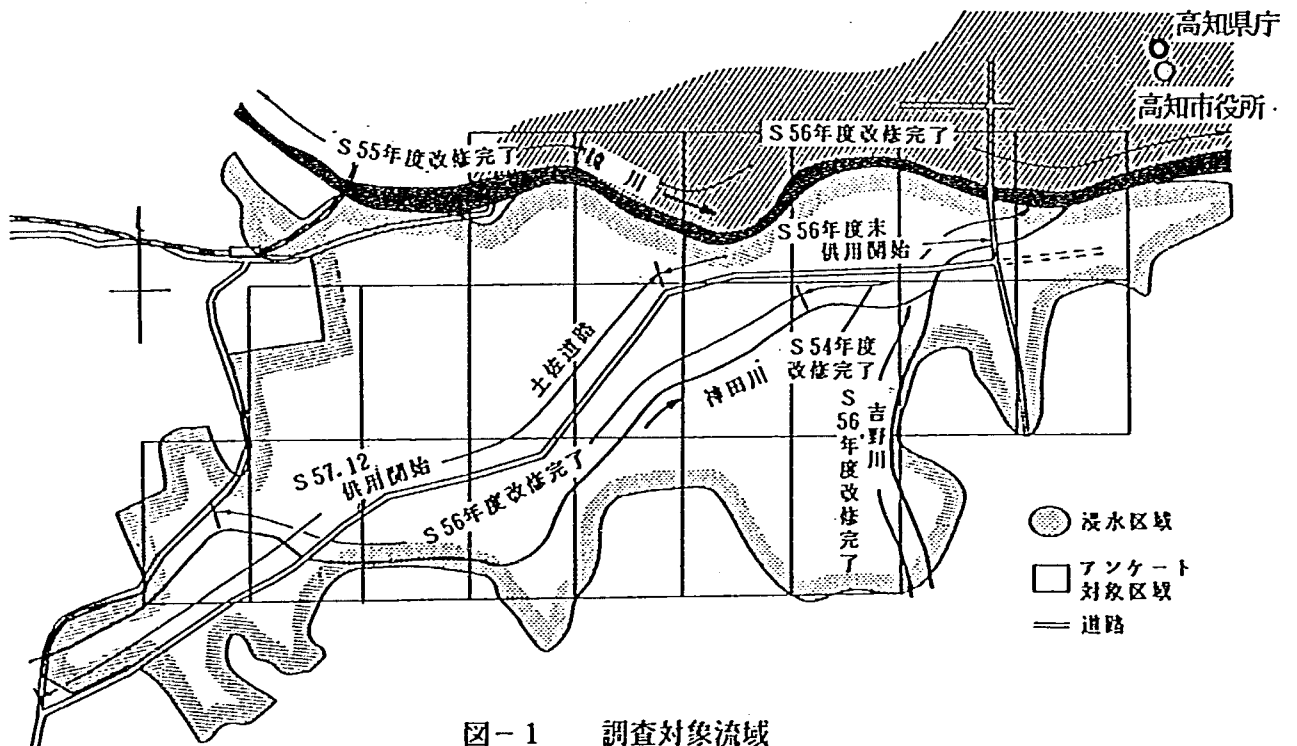


図-1 調査対象流域

所の立地の際に河川改修事業の効果がどの程度考慮されているか、水害への意識等についてアンケート調査を行った。

尚これらの資料は、調査対象区域を住宅地図を基に606のメッシュ（1メッシュ=100m×140m）に分割し、解析データの収集、整理を行った。

表－1 土地標高の洪水確率別宅地面積比率

3. 結果

3.1 宅地面積比率

宅地面積比率とはメッシュ内における宅地（住宅、事業所、学校等）のしめる割合を計測したものである。

改修前は、河道水位に比べて相対的に土地標高の低い地区（ここでは洪水の確率で表示、1/3, 1/10）では比率が小さかったが、改修後では安全度向上

のためか比率が大きくなり宅地が増加してきていることがわかる（表－1）。

河川改修の影響とみられる地区としては神田川と吉野川にはさまれた地区があげられる。また神田川中流部についても、改修前はほとんど宅地としての利用がみられなかったが改修後は徐々にではあるが宅地としての利用がみられる（図－2，図－3）。これらの地区は、いずれも土地標高が洪水確率で1/3～1/10と低いところである。

3.2 地価

地価を求めるためには、公示価格、実取引価格、路線価があるが、今回は資料の密度、入手の容易性より高知税務署「路線価設定地域図」により算出した平均路線価を用いた。

土地標高の洪水確率との関係では、同じ確率を有するメッシュでも価格には違いがあり、確率が高く価格が高いというメッシュも見られ、明確な関係は見いだせなかった。

3.3 アンケート調査

アンケート調査の方法として各メッシュの人口に応じて無作為にサンプルを選び、郵送により調査表の配布・回収を行った。回収率は58.4%と高く、河川への関心が高い地域といえる。

河川改修による水害への危険度の意識の変化を見るために、アンケート回答者全サンプルより、改修前より居住を開始し、河川改修の実施を知っている住民を対象に集計を行った（表－2）。これによると水害危険度意識の減少した住民（○印）は81名(40.9%)、変化の無い住民（□印）は84名(42.4%)、増大した住民（▽印）は33名

土地標高の洪水確率	宅地面積比率					計
	0～20 %	20～40 %	40～60 %	60～80 %	80～100 %	
～1/3	45(83.3) 34(63.0)	6(11.1) 16(29.6)	2(3.7) 4(7.4)	0(0) 0(0)	1(1.9) 0(0)	54
1/3 1/10	42(47.2) 29(32.6)	21(23.6) 27(30.3)	18(20.2) 27(30.3)	5(5.6) 5(5.6)	3(3.4) 1(1.1)	89
1/10 1/30	48(30.1) 17(11.0)	56(36.1) 51(32.9)	34(21.9) 54(34.8)	16(10.3) 29(18.7)	1(0.6) 4(2.6)	155
1/30～	155(50.3) 96(31.2)	87(28.2) 84(27.3)	32(10.4) 75(24.4)	24(7.8) 38(12.3)	10(3.2) 15(4.9)	308
計						606

注) 上段は昭和60年のメッシュ数、()内は各治水安全度毎の割合である
下段は昭和60年のメッシュ数、

表－2 水害危険度意識の変化

		現在の危険度意識 (人)				
(人)		非常に危険	やや危険	やや安全	非常に安全	計
	居危	□ 16	○ 10	○ 15	○ 4	45
	住危	▽ 2	□ 22	○ 31	○ 11	66
	危険意識	▽ 1	▽ 16	□ 41	○ 10	68
(人)	時議	▽ 1	▽ 2	▽ 11	□ 5	19
	計	20	50	98	30	198

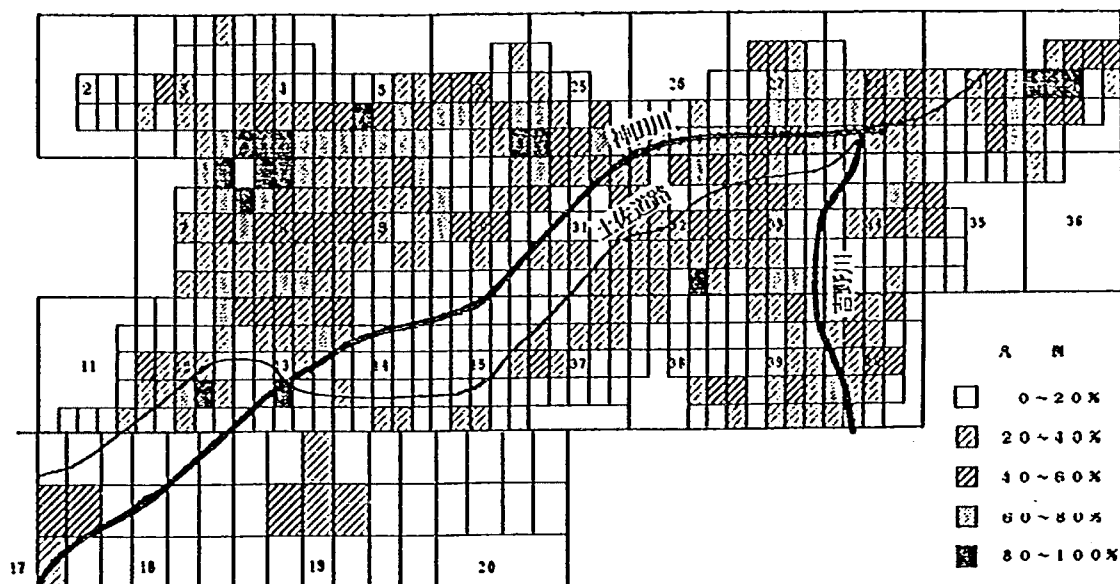


図-2 昭和50年 宅地面積比率

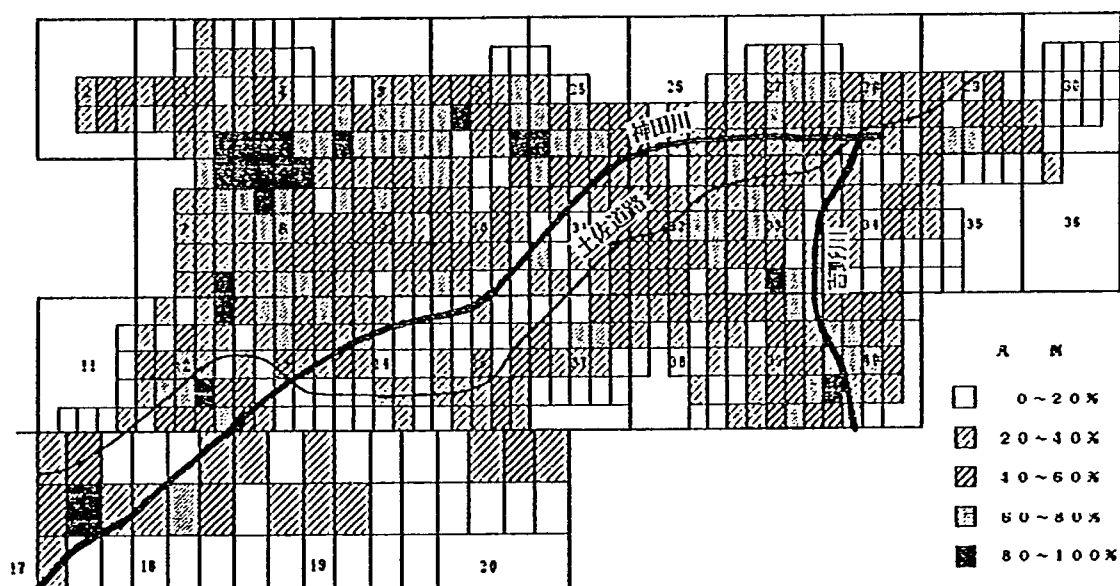
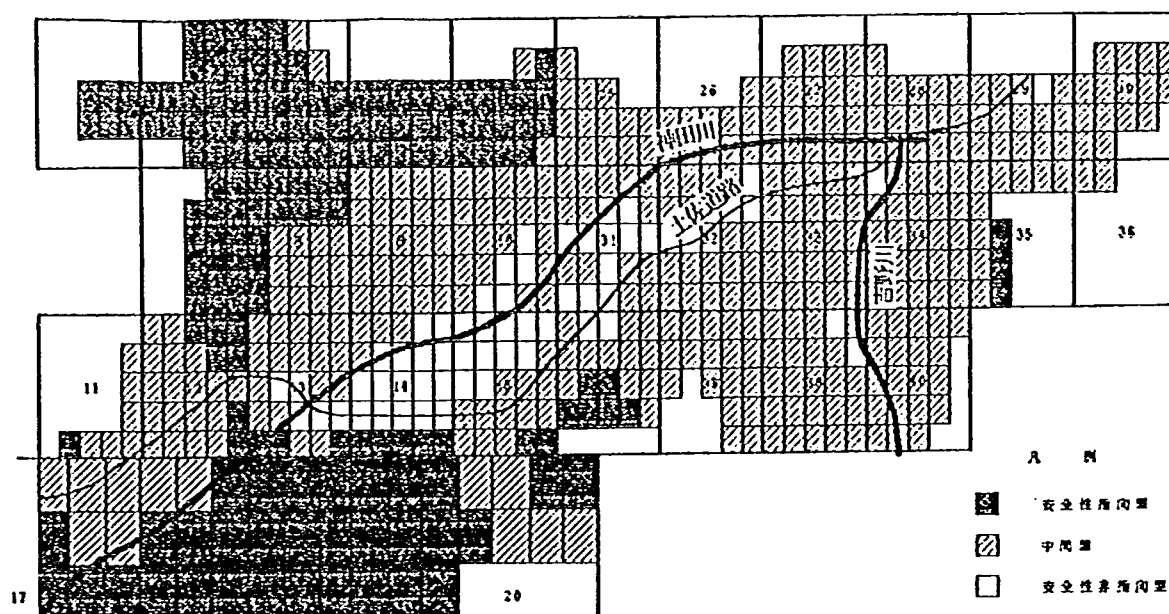


図-3 昭和60年 宅地面積比率

(16.7%)となり、改修の効果は評価されている。しかし、現在危険感を抱いている住民が70名(35.3%)も居ることは昭和50、51年の洪水被害の大きさを物語っているといえる。

安全性指向の程度を、居住動機に水害に対する安全性を主に重要としている者を安全性指向型、それ以外の要因(利便性、環境)を主に重要としている者を安全性非指向型、両者が混在し分離が困難なものを中間型と分類し、居住地の土地属性との関係を調べた。安全性指向型の住民は、安全性の高い比較的高台で、高知市街地から離れ利便性を必ずしも求めていない地区に居住し、安全性非指向型の住民は、神田川中流部の河川沿いに居住している。ここは土佐道路が整備され、ショッピングセンター等も立地し近年利便性が向上した地区である。



図－4 安全性指向別分類

3.4 土地利用の高度化便益

河川改修による高度化便益の計測の手法として、河川改修前後の宅地資産額（＝宅地面積×平均宅地価格）に注目した。ここで、昭和55年から60年の間に流域全体で953億円から1,817億円へと上昇している。その中の河川改修の占める割合を求める方法としてはいろいろ考えられるがここでは一応、住民の「居住に際して何を重要視するか（安全性、利便性、環境……）」に関するアンケート調査の結果を用い求めた。重要度が1位、2位、……、9位に対してそれぞれ9点、8点、……、1点を与えて集計すると全因子の総得点が1,570点、その中の河川改修の重要度が216点となったので、 $216/1,570=0.138$ を土地利用高度化における河川改修分の重みとし、河川改修分を分離した（表－3）。これによると宅地資産増加額864億円に重み0.138を乗じた119億円が今回の調査対象流域内における土地利用高度化の面からみた便益となった。

表－3 河川改修による高度化便益

土地標高の洪水確率	S. 55 宅地資産額 (億円)	S. 60 宅地資産額 (億円)	S.60-S.55 宅地資産額 (億円)	河川改修の重み	河川改修による宅地資産増加額 (億円)
～1/3	35.9	77.6	41.7	0.138	5.75
1/3 ～1/10	120.3	241.8	121.5		16.78
1/10～1/30	293.6	554.6	261.0		36.02
1/30～	503.0	943.3	440.3		60.76
計	952.8	1817.3	864.5		119.31

4. おわりに

河川改修の効果として、土地利用の高度化の面からだけ見ても大きいといえる。更にその効果は高度化のみではなく投資効果、保全効果にも及び、それらを考慮すると河川改修の効果はより広範なものになるものと思われる。

今後はより一般的なものにするために異なった流域での調査、また分析の手法については種々の要因の中から河川改修単独の効果をよりの確に捉えることができる手法の検討が必要だと思われる。

1. まえがき

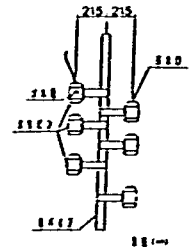
砕波帯内においては浮遊形態の砂移動が活発と考えられる。現地観測^{1)・2)}や実規模実験³⁾によれば、砕波帯内では水面近くにも高濃度の浮遊砂が存在し、波のトラフレベルより上でも高い浮遊砂濃度が測定されている。さらに、加藤⁴⁾らは波の山の部分に存在する高濃度の浮遊砂が、波のトラフレベルより上の岸向きの質量輸送によって岸向きに輸送され、netの岸向き漂砂を生じる可能性を示した。また、最近の研究によって砕波に起因する大規模な渦運動による底質の浮遊過程が明らかにされつつある。灘岡ら^{5)・6)}は、砕波帯内においてボアから海底面へと供給される渦により、底面の底質が巻き上げられ、水表面近くへと輸送される過程を説明している。

筆者らは阿字ヶ浦海岸で1986年と1987年に現地観測を行い^{7)・8)}、波のトラフレベルより上に存在する浮遊砂を確認し、波形と濁度の対応を検討し浮遊砂の存在領域を推定した。そこで今年は浮遊砂の輸送機構を解明するために現地観測を行い検討した。

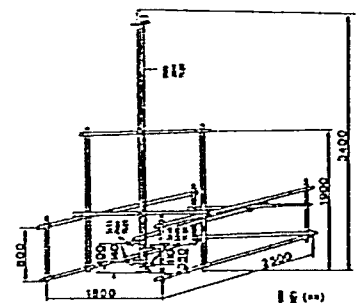
2. 観測方法

現地観測は阿字ヶ浦海岸において1988年7月7日と8日に行った。観測は漂砂観測用栈橋の北側約10mに設けた栈橋と平行な測線上で行った。各観測時の観測項目はポリビンを用いた採水、地形測量、底質採取、濁度・流速・波高の経時測定である。

採水および濁度・流速・波高の測定は測線上の水深約0.7mの位置に測点を設け測定した。採水は6個のポリビン（容量1ℓ）を鉄パイプ（φ50mm）に取り付けた採水器（図-1）を観測員が測点まで運び、波峰の到達直前に海中に立て、次の波峰の到達直前に各ポリビンの採水口を同時に閉じるという方法で行った。



濁度・流速・波高の経時測定は、各測定器（光学式濁度計、2成分電磁流速計、図-1 採水器の形状、容量式波高計）を鉄パイプ（φ50mm）で組んだ測定架台（図-2）に取り付けて行った。濁度計と流速計の取り付け位置は、底面近傍と平均的なトラフレベルより少し低い位置とした。得られたデータは栈橋上でデータレコーダに収録した。また、観測期間中の地形変化を求めるために、観測開始前と終了後に測線上の地形測量を行った。その結果によると、観測期間中の前浜はやや堆積傾向にあった。



3. 浮遊砂濃度の鉛直分布

ポリビンを用いた採水は7月7日に9ケース、7月8日に7ケース行った。図-2 測定架台の形状、採水は、この他1986年に9ケース、1987年に11ケース行っている（表-1 参考表-1 浮遊砂の採水ケース照）。砕波帯内における浮遊砂濃度の鉛直分布は、1986年、1987年、1988年の採水結果より次の5種類に分類された。

(1)底面付近からトラフレベル上まで低濃度である（全14ケース、図-3のケース24の例）。

(2)底面付近のみ高濃度である（全5ケース、図-3のケース35の例）。

観測年月日	ケース番号	測定項目
1986年10月15日	1~9	1.底面付近
1987年10月8日	10~20	1.底面付近
1988年7月7日	21~29	1.底面付近
1988年7月8日	30~36	1.底面付近

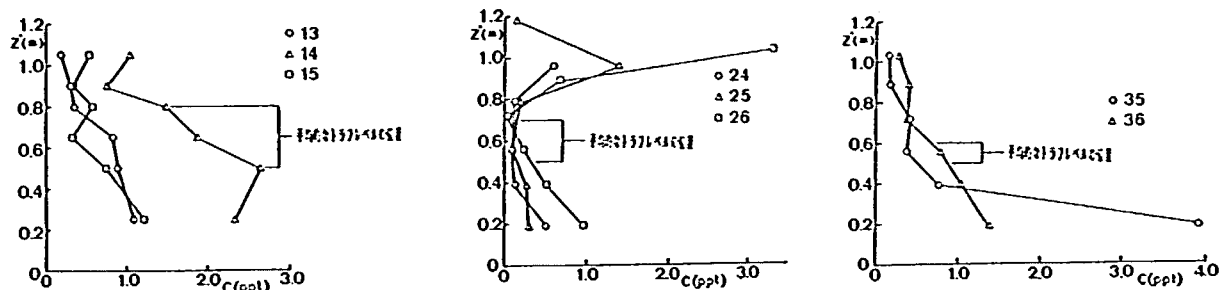


図-3 浮遊砂濃度の鉛直分布

- (3)底面付近では高濃度で採水位置が上昇するにつれて濃度が減少し、トラフレベル上では低濃度となる（全3ケース、図-3のケース13、14、15の例）。
- (4)底面付近では高濃度で採水位置が上昇するにつれて濃度が減少するが、トラフレベル上でも比較的高濃度を保つ（全5ケース、図-3のケース13、14、15の例）。
- (5)トラフレベル付近では比較的低濃度を示し、底面付近とトラフレベル以上で高濃度である（全10ケース、図-3のケース25、26の例）。

(2)、(3)の場合では底面付近にのみ浮遊砂が存在する。しかし、(4)の場合では水面近くに浮遊砂が存在することが明らかであり、底面付近の浮遊砂がなんらかの機構で水面近くに輸送されることを示唆している。さらに特徴的な分布は(5)の場合である。波のトラフレベル付近より上で高濃度を示しており、波の峰に高濃度の浮遊砂を輸送する機構の存在がうかがわれる。以上に述べた観測結果より、トラフレベル付近及びその上でも底面付近と同程度に高濃度の浮遊砂が確認された。その数は(4)と(5)のケースを合わせると全体の36ケース中15ケース、(3)を合わせると18ケースにおよび、碎波帯内においては水表面近くまで浮遊砂が巻き上げられていることが明らかである。

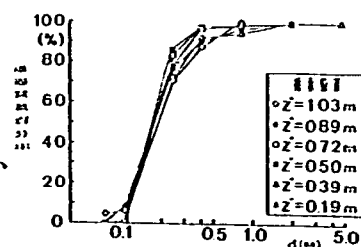
測定されたトラフレベル付近の浮遊砂の粒度組成を明らかにするため、各観測時の採水試料を乾燥させ、ふるい分け試験を行った。この際、各高さの試料毎にまとめてふるい分けを行った。1988年の観測時の粒度曲線を各高さ毎に図-4に示す。トラフレベル付近でも $d_{50} \approx 0.2\text{mm}$ の細砂である。このことから、トラフレベル付近に存在する浮遊砂がシルト質のような微細粒分ではないことが確認された。以上のことから、底面付近の浮遊砂がトラフレベルより上に輸送される機構が存在することが明らかである。

4. 浮遊砂の発生と輸送機構に関する考察

栈橋上からの観察によると、ボアの通過後にはboilingとも言える沸き上がりが生じ、それに伴って砂が巻き上げられる様子が見られた。そこで次節では濁度、流速の測定結果を用いて、浮遊砂の発生・輸送機構を考察する。

4.1 濁度計測における気泡の影響

碎波帯内において光学式の濁度計を用いて測定を行う場合、気泡の存在が大きな障害となる。すなわち、気泡による光の散乱に対し濁度計が応答するため、気泡が存在する場合には実際の測定値が濁度変化に対応するか、あるいは気泡に対応するかどうかの判断が困難となる。そこで、固定床水路実験によって碎波帯内での濁度計の応答を調べた。なお、観測に用いた濁度計は静水中で0 ppm、図-4 採水試料の粒度曲線



空気中ではノイズが大きくなるもののほぼ一定して約185ppmを示す。実験は海底勾配1/30、砕波波高18cm、周期1.3秒の条件で行った。最初に、砕波帯外について調べると濁度計の反応は静水中と同じであった。次に、砕波帯内について同様に調べた。砕波帯内における測定結果のうち、トラフレベル直下と直上、トラフレベルと波頂の中間の各測点での濁度波形を図-5に示した。トラフレベル直下での反応は小さいが、他の2測点では大きな反応を示し、瞬間的に1ppt程度の濁度が見かけ上存在する結果となった。濁度の上昇はボア前面の気泡集中領域に限定して生じており、空気中では180ppm、水中では0ppmを示している。このことから気泡の存在により濁度計が反応することが明らかである。よって、濁度計の応答がその変化から見てボア通過時の気泡混入によると判断される場合、浮遊砂が存在するかどうかは不明である。この場合には、その応答は気泡によるものとし、浮遊砂の存在については濁度の変化状況と採水結果をふまえて解釈した。なお、濁度計の検定にはカオリンを用いたため浮遊砂濃度の変動傾向を理解する場合には問題とはならないが、漂砂量を定量的に求める際には底質として砂を用いた検定が必要となる。

4.2 現地観測結果と考察

測定結果の一部を図-6(a)~(d)に示す。トラフレベル直下 ($Z'=0.35\text{m}$) の濁度をCu、底面近傍 ($Z'=0.11\text{m}$) の濁度をCd、岸沖方向の流速をu ($Z'=0.14\text{m}$)、鉛直方向の流速を ω ($Z'=0.40\text{m}$)、表面波形を η とした。uは岸向き流れを正、 ω は上向きを正とした。なお、このときの η のデータにはノイズが大きかったため、移動平均を施した結果を示してある。図-6(a)では $t=3\text{s}$ 、 20s 付近でCuが急増減した。このCuの変化においても気泡の影響は大きいと考えられるが、濁度の上昇が波の到達直前から生じているため、浮遊砂は確実に存在すると考えられる。この時の ω の変化は波動運動を示していると考えられ、波峰の到達時には上向き流れ、すなわち波の峰へ向かう流れの存在を示している。このことから、波の谷の位相のトラフレベル直下から次の波の峰へ向かい、浮遊砂の移動が生じたと推定される。このとき $t=7\sim 9\text{s}$ 、 $22\sim 23\text{s}$ には波峰通過後のuの小さいと

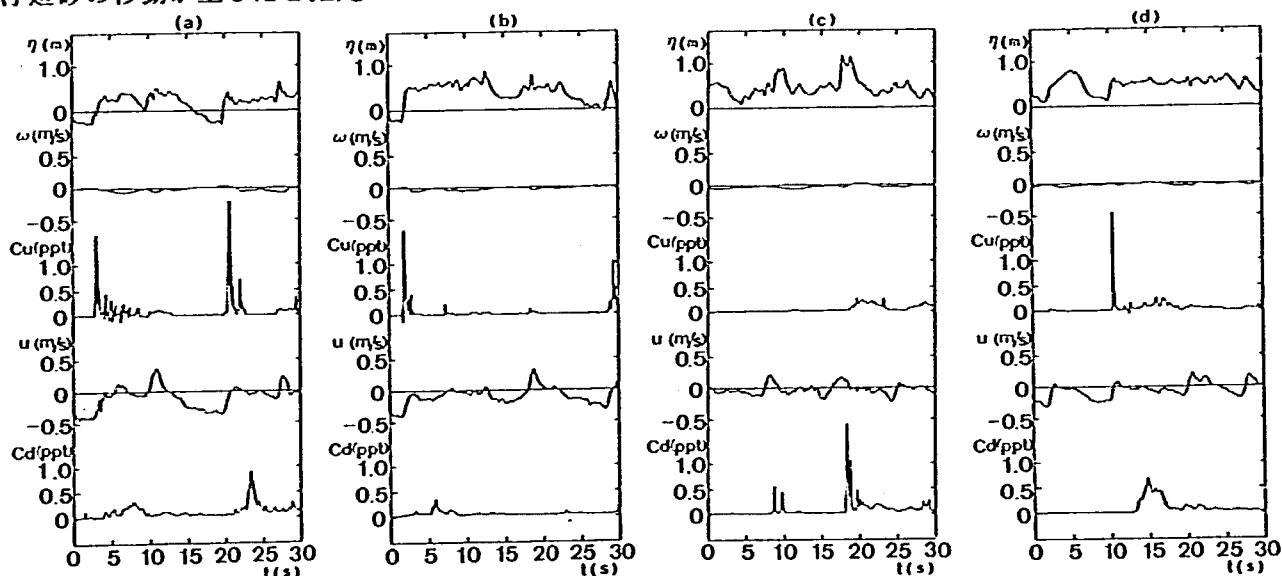
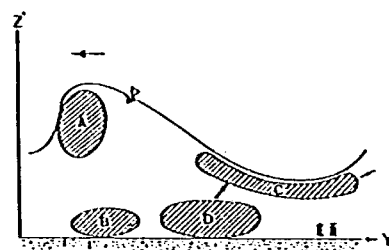


図-6 表面波形、流速、濁度の測定結果

きにCdの増加が生じており、底面近傍での浮遊砂の発生を示している。すなわち、波の峰に浮遊砂が輸送されるための前提となる底面近傍からトラフレベル直下への浮遊砂移動が生じていたものと推定される。同様な例として図-6(b)が挙げられる。このケースでも $t=1\sim 2\text{ s}$ でCuの増加が見られ、そのときの ω は波動運動に対応すると考えられる上昇流を示している。さらに、波の峰通過後の $t=5\text{ s}$ 図-7 高濃度の浮遊砂の存在付近にはCdの増加も見られ、底面近傍での浮遊砂の発生を示している。 領域を示す模式図



次に、図-6(c)に示す例では、波峰通過時の岸向き流速ピーク直後にCdが増加している($t=9\text{ s}$ 付近)。これは、底面せん断力により底面近傍で底質が浮遊したためと考えられる。一方、 $t=18\text{ s}$ 以後uの急減時にCdが急増し、その直後からCuが増加した。さらに $t=19\sim 20\text{ s}$ にCuが増加している時、 ω は上昇流を示している。この ω の変化は短期的であり波動運動とは別の現象と考えられる。この現象は、底面付近に存在していた浮遊砂が水面付近まで上昇流により運搬されたことを示していると考えられる。また、その上昇流は流速波形から見て局所的な現象と推定され、例えば斜降渦の降下に伴い輸送された気泡が再び上昇することによって形成された流れなどが考えられる。図-6(d)でも、波峰通過後にCdが増加し($t\geq 13\text{ s}$)、それに伴ってCuの増加が見られ、 ω は上昇流を示しており($t=14\sim 15\text{ s}$)、(c)と同様な現象が生じたものと考えられる。

以上の観測結果より、高濃度の浮遊砂の輸送機構を推定し、空間的な模式図として図-7を示す。領域Bは底面せん断力により浮遊した底質の存在領域を示す。領域Dでは波の峰が通過した後に斜降渦が底面に達して浮遊した底質が存在し、その底質が上昇流により水面付近の領域Cに輸送される。さらに領域Cの浮遊砂の一部は波動運動によって次の波の峰前面(領域A)に取り込まれ岸方向に輸送される。以上の結論は砕波帯内での浮遊砂輸送機構の一側面を定性的に明らかにした似すぎない。特に、斜降渦の存在、上昇流の発生要因、領域CからAへの輸送外力等については直接的な測定結果を得ていない。これらについては、今後より詳細な観測や実験によって明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 田中則男：砕波帯内における浮遊砂分布の一観測例とその観測方法について、第22回海講、1975
- 2) 田中則男・加藤一正・瀬岡和夫：砕波帯内における浮遊砂濃度分布、第26回海講、1979.
- 3) 鹿島遼一・清水隆夫・丸山康樹・斉藤昭三：大型造波水路による岸沖漂砂の実験的研究、第28回海講、1981.
- 4) 加藤一正・田中則男：砕波帯内の浮遊砂に関する現地観測、第30回海講、1983.
- 5) 瀬岡和夫・上野成三・五十嵐竜行：砕波帯内の三次元的大規模渦構造と浮遊砂の現地観測、第34回海講、1987.
- 6) 瀬岡和夫・上野成三・五十嵐竜行：砕波帯内における底面近傍の流体運動特性と浮遊砂について、第34回海講、1987.
- 7) 宇多高明・小俣 篤・竹刈 勉：一波で観測した浮遊砂濃度の鉛直分布、第42回年講、1987.
- 8) 宇多高明・小俣 篤・竹刈 勉・斉藤友伸：浮遊砂の砕波帯内における輸送機構に関する現地観測、第43回年講、1988.

1. はじめに

砂防ダムの流水の堰上げ作用によって調節効果を増加させる透過型砂防ダムの機能についてはすでに報告しているが¹⁾、下流河道への影響も考慮した効果評価は十分でない。そこで、現在実際に大きな暗渠またはスリットを設けて調節効果を増加させる計画のある砂防ダムを例として水理模型実験を行い、スリット式砂防ダムの効果を考察した。また、スリットを有する砂防ダムの設計に必要となるスリットの形状と流出係数の関係、砂堆の性状について実験的に考察している。さらに、河床変動計算を行い水理模型実験の結果を説明する。

2. 土砂調節機能に関する実験

2.1 実験の概要

実験の対象にしたのは、延長約1.3km、標高差約138mで、平均勾配約1/10の山地河川である。模型縮尺は1/50である。実験に使用した砂は平均粒径 1.37mm（実物値 6.85cm），最大粒径は 25mm（実物値125cm）である。流量は 100年超過確率のハイドログラフを与えた後、1/2 年確率の $87\text{m}^3/\text{sec}$ （模型値 $4.9\text{l}/\text{sec}$ ）を1時間通水した。この時給砂は行わなかった。給砂は上流に位置する砂防ダム下流の河床勾配（1/10）を用いて、芦田、高橋、水山の式²⁾により各流量毎の流砂量を求めその量を給砂量として上流の砂防ダムの水通し部から与えた。供給地点での土砂濃度は平均的に7.7%（容積濃度）程度である。実験で検討したスリットの形状を図-1に示す。

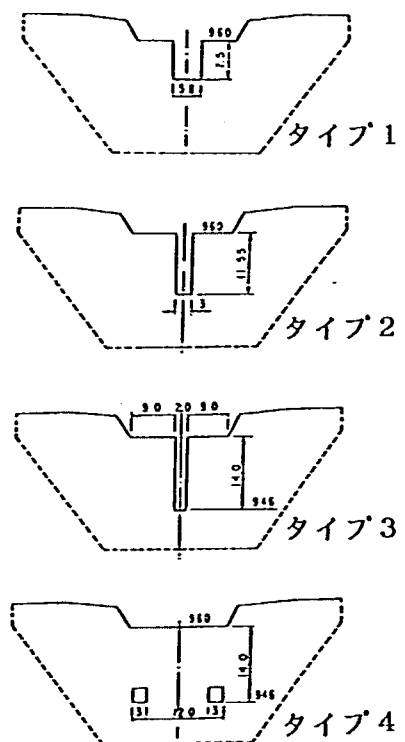


図-1 実験で検討する
暗渠スリットの形状

2.2 スリット砂防ダムの形状の検討

スリット等の透過型砂防ダムは、通常の砂防ダムより土砂の調節量を大きくすることを目的の一つとして計画される。出水後半に堰上げ水位が低下して多量の土砂がスリットから流出することが知られているが、流出する土砂量は、少なくて平滑化されることが望ましい。なぜなら、急勾配の堆砂面からの急激な土砂の流出は、下流河道の河床勾配変化点で堆積して流水の氾濫等の危険度を高めるからである。スリットからの流出する土砂量の時間的な変化を図-2

に示す。図-2より、通常の砂防ダムに比べてスリット砂防ダムの場合は、土砂の流出を遅くする効果が認められる。また、スリット幅が狭い程、堰上げ作用が大きくなって流出土砂量は少なく、かつ、時間的な変動幅は小さくなることがわかる。流出土砂量の累積量の時間的な変化を図-3に示す。図-3よりスリット幅が狭い程一つの出水中の総流出土砂量は少なくなることがわかる。また、スリットの幅を広くしすぎると通常の砂防ダムに比べて、総流出土砂量が多くなり、換言すれば、堆砂量が少なくなってしまう。

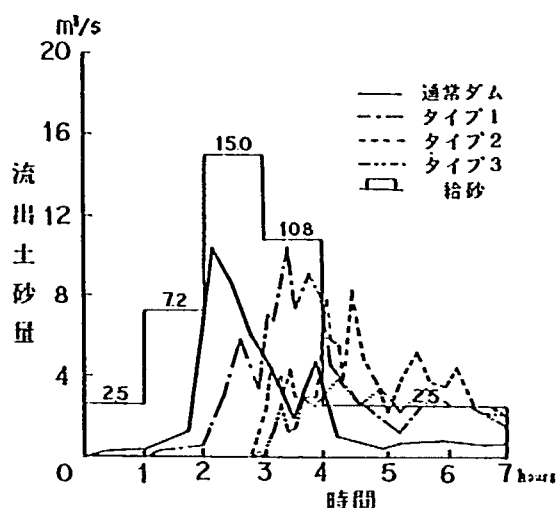


図-2 流出土砂量の時間的な変化

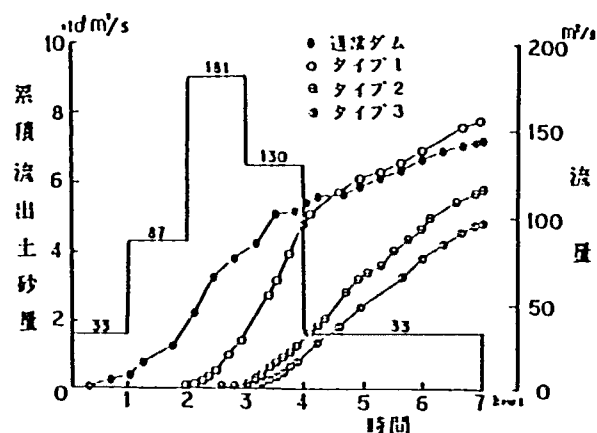


図-3 累積流出土砂量

2.3 スリットの形状と流出係数

暗渠、スリットから放出する流量を大オリフィスの式を用いて求める場合、暗渠、スリットの下端まで土砂が堆積している状態の流出係数は $\mu = 0.65 \sim 0.7$ とするのが通例である。しかしこの流出係数は、暗渠やスリットの形状によって異なることが考えられ、スリットの形状と流出係数の関係と実験的に検討した。大オリフィスの式で $\mu = 0.65$ とする計算値と実験値の関係を図-4～図-5に示す。計算値と実験値の μ が良く一致するのは、図-4のように砂防ダムの水通し天端から暗渠下端までの水深が大きい場合である。水深が同じであっても図-5のようにスリット幅の狭い場合の流出係数(μ)は $0.4 \sim 0.45$ 程度と小さくなる。実験結果による流出係数(μ)は暗渠では $\mu = 0.5 \sim 0.65$ 、スリットの場合には $\mu = 0.4 \sim 0.5$ で、暗渠の方がスリットより大きい。

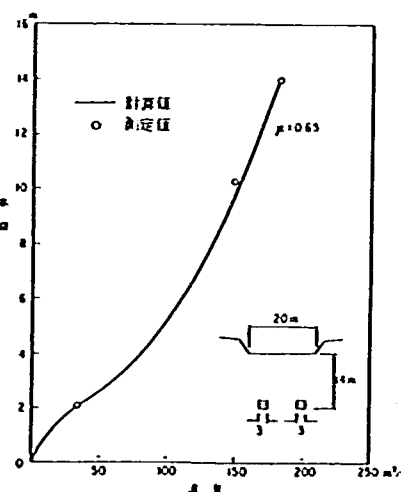


図-4 タイプ4の $\mu - Q$ 関係図

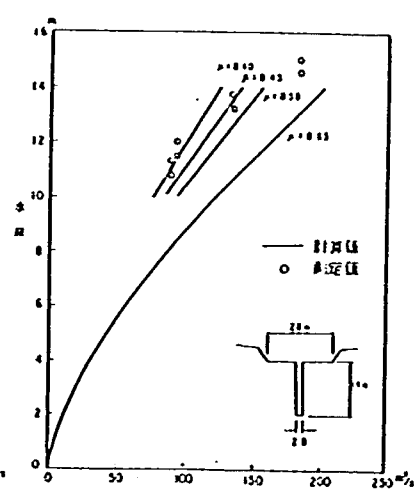


図-5 タイプ3の $\mu - Q$ 関係図

3. 河床変動計算

2次元の河床変動計算モデルにより、水理模型実験で検討した図-1に示すタイプ2とタイプ4の資料をもとに数値シミュレーションを行った。また、1次元河床変動計算を行い実験値と比較するほか、2次元計算の結果との比較検討を行った。

3.1 河床変動計算の手法

2次元の河床変動計算は、2次元平面流れの運動方程式、流水の連続式によって水流の解析を行い、さらに流砂量式、流砂の連続式を連立して解くことによって行った。1次元の河床変動計算は、掃流力をマンニングの等流式により求めた水深を用いて計算し、流砂量を求める流砂量式、河床変動量を求める流砂の連続式を解くことによって行った。

3.2 計算結果と考察

2次元の計算では、流出土砂量の時間的変化はタイプ2のスリット砂防ダムの場合の流出土砂量は、図-6に示すように、計算値と実験値でその過程が多少異なるものの、止水後における総流出土砂量はよく一致した。しかし、タイプ4の暗渠の場合の流出土砂量は実験値に比べて計算値の方が少ない。暗渠部における土砂の輸送能力が過小に評価されていることに一因があると考えられるので、境界条件の工夫が必要になる。図-7に横断形状の計算結果を実験値と比較して示す。今回の計算では良く合っているとはいえない。

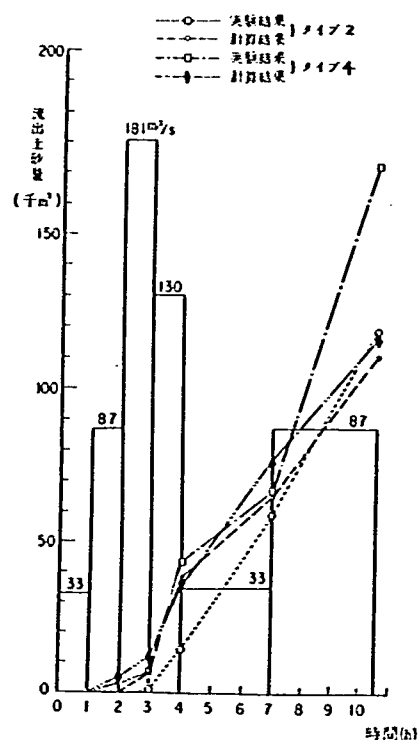


図-6 流出土砂量(累加値)の変化の
計算値と実験値の比較

一方1次元の計算では、タイプ2のスリット砂防ダムの縦断形状は図-8に示すように、上流側の砂防ダムの直下流で計算値の河床高が実験値より5m程度高いことを除くと実験値との適合性は良い。スリット及び暗渠から流出する土砂量の時間的変化は図-9に示すように、計算値と実験値は良く適合することがわかった。

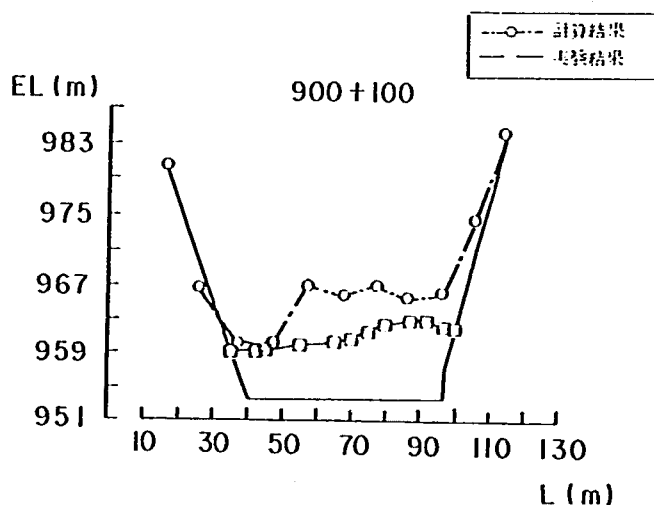


図-7 横断形状の計算値と実験値の比較

4. まとめ

スリット砂防ダムのスリット部の幅は、通常の砂防ダムに比べて土砂の調節量が大きく、また、スリットから流出する土砂量を平滑化させるためには、中小の出水時には土砂が堆積せず、土石流発生時に暗渠が閉塞した場合の排土作業に支障のない範囲で最小のものがよい。河床変動計算は1次元の河床変動計算の方が簡便であり、現状においては2次元の河床変動計算よりも実験値との適合性が良いことからみて好都合の手法といえよう。ただし、横断形状を検討する必要がある場合は2次元の河床変動モデルが不可欠であり、今後の改良が必要である。

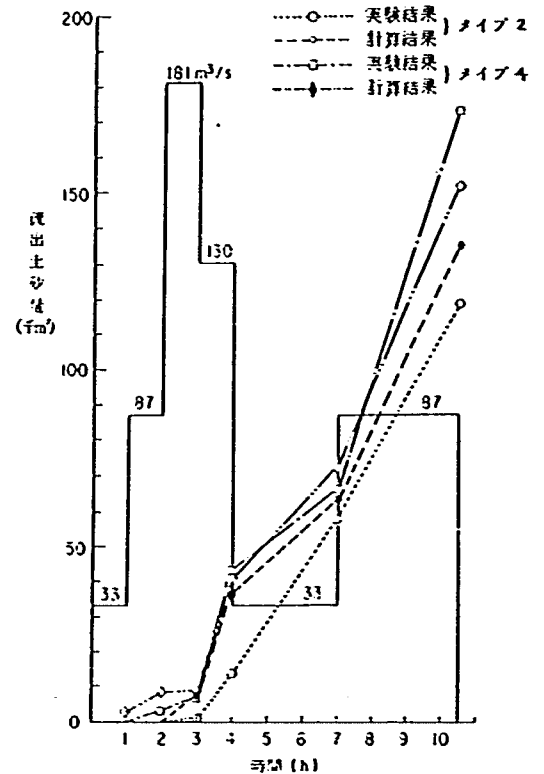


図-8 流出土砂量(累加値)の変化の計算値と実験値の比較

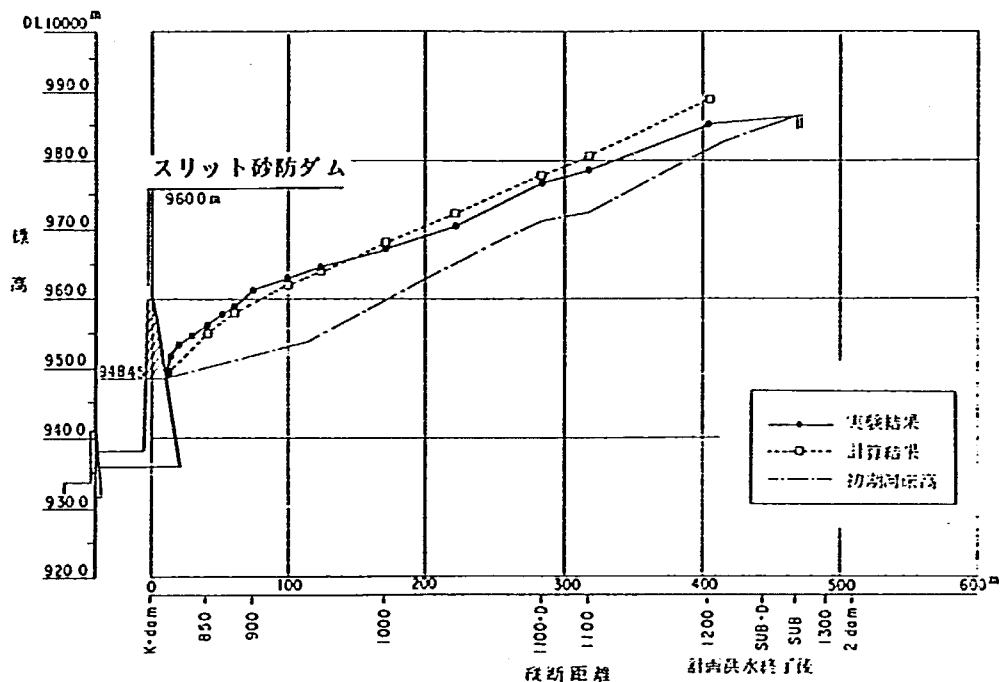


図-9 縦断形状の比較(タイプ2)

参考文献

- 1) 水山, 福本; 大きな水抜き暗渠を有する砂防ダムの土砂調節効果に関する水理模型実験報告書, 土研資料第2066号, 昭和59年2月
- 2) 芦田, 高橋, 水山; 山地河川の掃流砂量に関する研究, 新砂防 107号, 昭和53年4月

1、まえがき

地すべり現象は三次元的な土塊の移動現象であるが、斜面の安定解析を実施する上で十分な三次元断面が得られない場合が多く、このことから二次元断面による解析が通常用いられている。しかし、三次元的安定度を二次元断面により評価するということは、地すべりの形状によっては適用限界があり、このような場合には適切な評価ができないことになる。特に、道路土工を実施した斜面に発生する地すべりなどの場合、比較的その規模が小さいため三次元効果を受けやすいことが多く、従って正確な安定度評価手法の確立が必要である。

2、目的

現在、一般に用いられている二次元安定解析が、三次元的にどのくらいの範囲まで適用可能であるかを判断するためにモデル断面により安定解析を行って検討を進め、今後取り扱いの簡単な二次元解析を三次元的な地すべりの安定度評価に適用して行くための基本特性を把握することが本研究の目的である。

3、方法

一般に地すべり安定解析は図-1に示す断面のうち主測線と考えられる断面(A-A断面)によって二次元解析が行われる。しかし、実際の地すべりは図-1(b)に示すように形状の異なった二次元断面(B-B、C-C断面など)が各測線に対して存在しており、各測線ごとに異なった安全率を有するわけで、主測線における二次元断面のみでは安全率を評価する上で問題がある。特に、主測線で与えられる二次元断面と他の測線で与えられる二次元断面が極端に異なった形状を与える場合、当然それぞれの測線で与えられる二次元安全率も大きく異なってくるわけであるから、主測線における二次元断面での安全率のみで安定度を評価するには不十分である。

そこで、地すべりの三次元形状を表すパラメータとして、斜面勾配、深さ、長さ、幅を何通りか変化させた三次元のモデル断面を作成し、これによって三次元の安定解析を実施し、その結果から得られる安全率(以下、三次元安全率という)と、三次元のモデル断面の主測線での二次元断面から得られる安全率(以下、二次元安全率という)を比較することによ

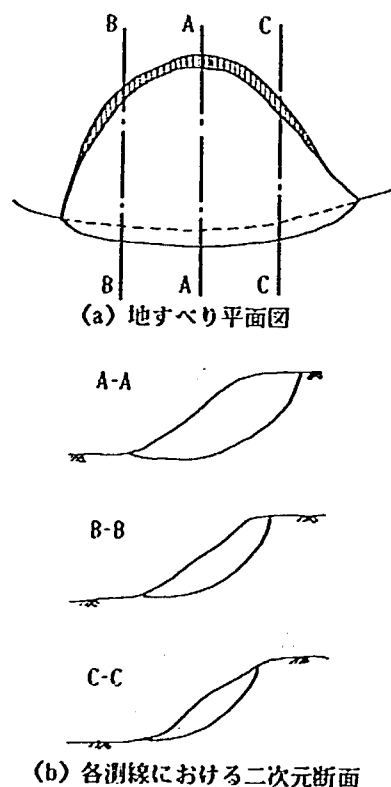


図-1 地すべりの断面

り、三次元の断面形状における二次元解析の適用限界について検討を行った。

なお、三次元形状設定に当たっては、実際に道路土工を実施した斜面に発生した地すべりの事例¹⁾²⁾から地すべりの形状を表すパラメータとして斜面勾配、深さ、長さ、幅を抽出し、その平均値(表-1)が三次元モデル断面の基準断面(比較のための中心断面)となるようにして、そのパラメータを何通りか変化させて断面を設定した。表-2に設定した地すべり形状を表すパラメータの値を示す。また、三次元のすべり面や平面形状については、主測線における二次元断面を円弧すべりとし、平面形を馬蹄形を示すような形状で楕円で近似し、横断形についても楕円となるよう近似して作成した。(図-2)

なお、解析に使用した土質定数(c、 ϕ)については、河川砂防技術基準³⁾の地すべり対策工算定に用いられている方法により、主測線における二次元断面での安全率が1.0となるように設定した。

4、安定解析手法

安定解析に用いた解析手法については、二次元断面では、計算が簡単なことから現在最も多く使用されている簡便法を、三次元解析では、二次元の簡便法を三次元に拡張し任意形状のすべり面について取り扱うことのできるHovland法⁴⁾を使用した。簡便法の安全率を表す式を(1)式に、Hovland法の安全率を表す式を(2)式に示す。

$$F_2 = \frac{\sum \{ c' \ell + (W_2 \cos \alpha) \tan \phi' \}}{\sum (W_2 \sin \alpha)} \quad (1)$$

$$F_3 = \frac{\sum \{ c' Ab + (W_3 \cos DIP) \tan \phi' \}}{\sum (W_3 \sin DIP)} \quad (2)$$

- | | | |
|-------------------------|-----------------------|---------------------------|
| F_2 : 二次元安定解析による安全率 | F_3 : 三次元安定解析による安全率 | c' : すべり面における土の粘着力 |
| W_2 : 二次元断面におけるスライス重量 | W_3 : 要素柱重量 | ϕ' : すべり面における土の内部摩擦角 |
| ℓ : スライスのすべり面長 | Ab : すべり面の面積 | |
| α : すべり面の傾斜角 | DIP : 要素柱の傾斜角 | |

表-1 地すべり現場の平均値¹⁾²⁾

幅 (m)	長さ (m)	深さ (m)	勾配 (度)	長さ/幅	幅/深さ	長さ/深さ
56.5	83.6	13.7	25.1	0.81	8.32	6.11

表-2 断面形状を表すパラメータの値

パラメータ	値				
勾配 (度)	10	15	20	25	30
深さ (m)	10	15	20	25	30
長さ (m)	60	80	100	120	140
幅 (m)	60	80	100	120	140

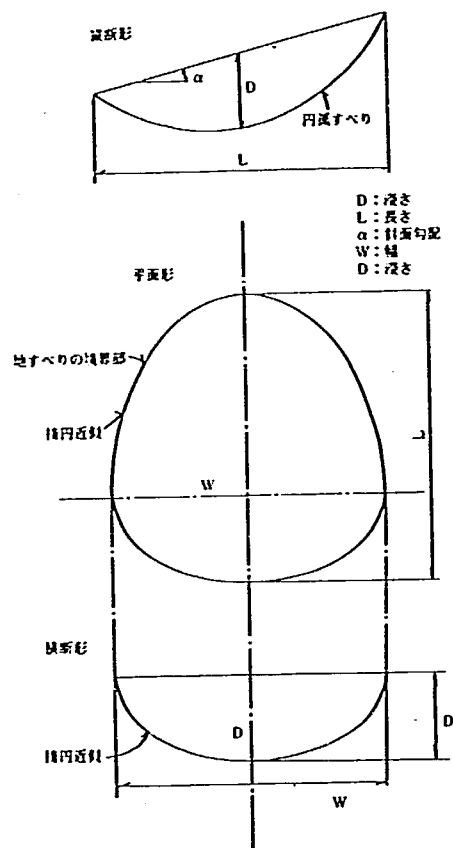


図-2 地すべり三次元断面

5、解析結果

解析結果については、三次元安全率/二次元安全率を縦軸に、横軸に幅/深さ、長さ/深さをとって、斜面勾配、深さ、幅が三次元安全率にどの程度影響するかを定性的に評価した。図-3～6に解析結果の代表例を示す。

結果として以下のことが言える。

①幅/深さ、長さ/深さが大きくなればなるほど三次元安全率/二次元安全率が1.0に近づいており、逆に小さいほど1.0よりも大きな値を示す。従って、幅、長さの割に深さが深い場合には三次元安全率は二次元安全率よりも大きな値を与えることになる。(図-3、図-4、図-5、図-6)

②斜面勾配については、幅/深さ、長さ/深さが小さい場合に影響を受けやすく、斜面勾配が緩いほど三次元安全率が大きな値を示す。(図-3、図-5)

③幅/深さに対する長さの影響度は、長さが短いほど三次元安全率が大きな値を与える。(図-4)

④長さ/深さに対する幅の影響度は、幅が小さいほど三次元安全率が大きな値を与える。(図-6)

⑤全体として、規模(長さや幅)に対する深さの比が二次元安全率と三次元安全率の値に大きな差を与えている。これは、小規模で深さの深い場合には三次元安全率は二次元安全率よりも大きな値を与え、三次元効果を受けやすいとい

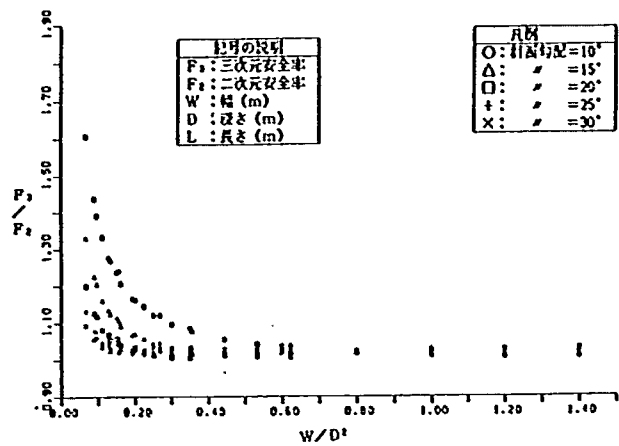


図-3 斜面勾配の幅/深さと三次元安全率/二次元安全率(長さ=100mの場合)

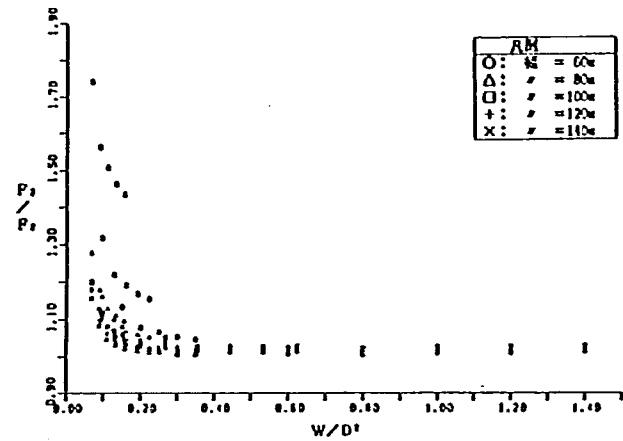


図-4 長さの幅/深さと三次元安全率/二次元安全率(斜面勾配=20°の場合)

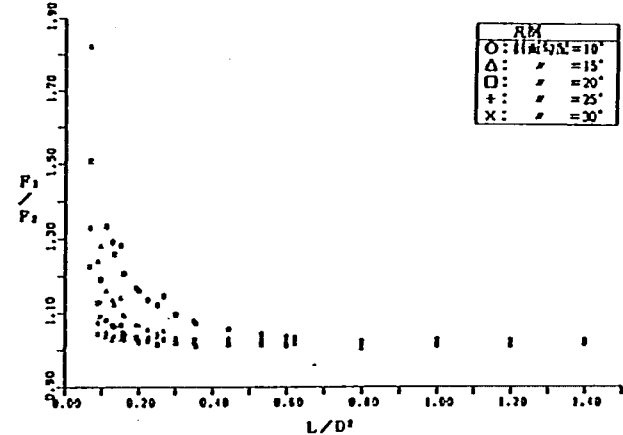


図-5 斜面勾配の長さ/深さと三次元安全率/二次元安全率(幅=100mの場合)

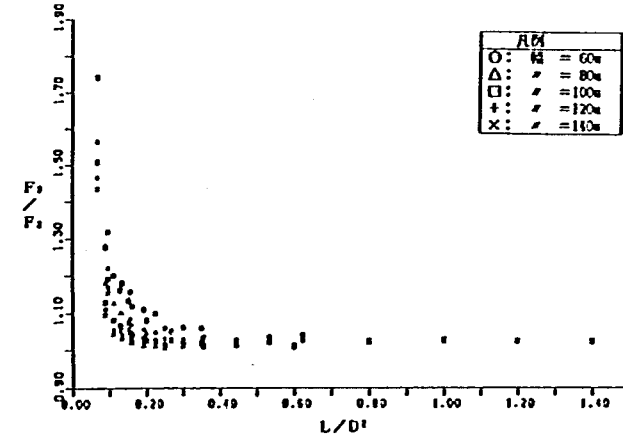


図-6 幅の長さ/深さと三次元安全率/二次元安全率(斜面勾配=20°の場合)

うことになる。

6、結論

以上述べてきたように、三次元安全率は二次元安全率と大きく異なった値を与える場合があり、これは長さ／深さ、幅／深さ、斜面勾配に関係しているようである。そして、長さ／深さ、幅／深さが小さいほど三次元安全率が大きな値を与えており、これは、三次元安全率／二次元安全率=1.0 の線と幅／深さ、長さ／深さ=0.0 の線の漸近線となるような関係にある。また、この漸近線は斜面勾配が緩いほど原点からはなれた曲線になるため、斜面勾配が急なときにくらべて幅／深さ、長さ／深さが大きな値であっても三次元安全率が二次元安全率より大きな値を与えることになる。(図-3~6 参照)

実際の地すべりで幅／深さ、長さ／深さが小さいということは、規模(長さや幅)の割に深さが深い地すべりのことでありこの場合には、三次元安全率が二次元安全率よりも大きな値を与えることになる。従って、このような地すべりに対して対策工事を計画する場合に、二次元安全率を実際の安全率として対策工事量を算定すると、三次元安全率が実際の安全率を正確に表しているとすると考えた場合三次元安全率の方が大きいわけであるから、実際に高いものを低くみて工事量を算定していることになる。ということは実際はかなり安全側の設計を行っているわけで、これは非常に不経済なことである。従って、幅／深さ、長さ／深さの小さい地すべりにおいては、三次元の安定解析を実施して三次元安全率を実際の安全率とするか、あるいは実際の安全率を二次元安全率よりも高く見積ることによって、より適切な工事量の算定ができるのではないかと考えられる。

7、あとがき

ここでは、モデル断面を用いて二次元安全率と三次元安全率の比較を行ったわけであるが、実際の地すべりはここで示したモデル断面のように形の整ったものばかりでなく、非常に複雑な形をしているものの方が多い。従って今回の結果が地すべり全体について言えるわけではなく、ある限られた条件のもとでのことであり、今回選んだ条件以外にも考慮すべき問題が多数残されている。特に、今回は地表面の形状が平面のみであり、実際は地表面の形状にも三次元安全率が大きく影響されと考えられるため、これらの点を考慮してさらに解析を進める必要がある。

(参考文献)

- 1) 「道路建設に伴う切土工による地すべりの実態」 土木研究所資料 第2288号
- 2) 「地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書」 財団法人高速道路調査会
- 3) 河川砂防技術基準(案)計画編 山海堂
- 4) 「Hovland法による地すべり三次元安定解析手法」 土木研究所資料 第2265号

雪崩予防施設に作用する雪圧特性

新潟試験所 中島久男

1. まえがき

積雪地域において、雪崩から道路を守るための施設としては、雪崩発生を防止する雪崩予防施設（予防杭・柵）と発生した雪崩を防御する雪崩防護施設（防護柵・スノーシェッド等）があり、その中で斜面に最も多く設置されているのが雪崩予防施設である。この施設は、斜面に設置して積雪の斜面移動を抑制し、雪崩発生を阻止するものであるが、雪解けになると破損するケースが数多く（特に豪雪年）みられる。その原因は、設計等に用いる雪圧式がスイス（雪質の軽い場所）の国営工事示方書を参考に行っているため、高温多雪で湿った重い雪の我が国では、雪圧に耐えられず破損することが十分考えられる。そこで、我が国に適した雪崩予防施設の設計・設置基準（案）を確立するために必要な雪崩予防施設に作用する雪圧特性、積雪深等別による斜面積雪の挙動（グライド・クリープ）等の基礎データを収集することを目的として実験を行っている。

2. 実験方法

実験は、小段斜面と自然斜面を対象に行った。小段斜面での実験は、新潟県新井市の市道沿いの斜面で昭和57年度から行っている。実験地の概略を図-1に示す。斜面は、勾配が45°一定、全斜面長が21m（7m斜面が3ケース）で3mと1m幅の小段を間に設けている。施設は、3m小段上に高さ1.6mの雪崩予防杭（以下予防杭と言う）を横間隔と設置位置を考慮し、雪圧測定杭5基とダミー杭5基の計10基を設置している。また、1m小段上には、高さ2.1m×幅10mの雪崩予防柵（以下予防柵と言う）1基を中心に、その両側に2m、5mの間隔を空けて幅2mのダミー柵が2基、さらにその左側には高さの異なる柵（高さ2.8m×幅4m）1基を設置している。これらに作用する雪圧は、予防杭はロードセル（定期測定用）で、予防柵は50cm×50cmの受圧板を高さ方向に3枚並べたものと、雪圧の作用方向を求めるための横桁（φ90mmの鋼管で幅1m）の2種類について、圧痕計（最大雪圧測定のみ）と一部ロードセルを用いて測定した。また、積雪の物理測定は積雪深・密度・気温等と斜面積雪のグライド・ク

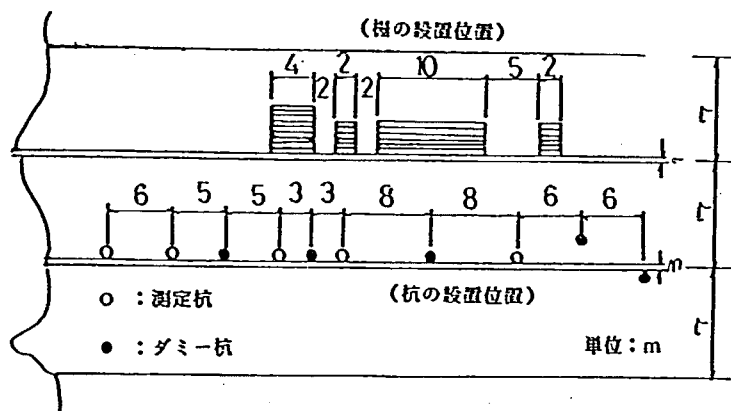


図-1 実験地の概略（小段斜面）

表-1 予防柵の計測ケース（自然斜面）

柵 の 設 置 間 隔 (m)	斜 面 勾 配					
	27	30	32	35	40	45
10		●				
11				●		
13				○	●	
18		○		○		○
20	●					
24			●			
32				○		

○：昭和61年度から（受圧板で）
●：昭和62年度から（柵で雪圧方向も）

リープ（雪移動量）について測定を行った。

一方、自然斜面では表－1のような樹の縦間隔と斜面勾配を考慮した組合せで、昭和61年度から新井市に5基、62年度から妙高村に5基を山間部の道路沿いの斜面に設置されている予防樹（計10基）を選定して実験を行った。予防樹の大きさは、高さ2m～3m前後で幅が6m～8mであった。雪圧は、圧痕計により小段斜面と同じく受圧板と横桁で測定した。また、積雪のグライド・クリープについては凹凸の少ない斜面（斜面長20m以上）で、斜面勾配が16'～30'の内から3斜面を選定して調査を行った。斜面位置については上部（斜面の下方端より20m上方）、中部（斜面の下方端より10m上方）、下部（斜面の下方端より約2m上方）に分けて測定を行った。

3. 実験結果

3. 1 雪圧特性

小段斜面の実験地における最大積雪深等と予防施設に作用した雪圧の最大値を表－2に示す。これを見ると58年度～60年度は最大積雪深が4mを越える豪雪となったが、61・62年度は2.4m程度と豪雪時の60%以下の少ないものとなり、極端な降雪パターンについての雪圧データが得られた。また、豪雪時には予防杭1基（基準杭とした8m間隔のものを使用した）に約6.5t、予防樹中央部は5t/m弱の最大雪圧が作用した。

表－2 雪圧の計測結果一覧表

年 度	57	58	59	60	61	62
最大積雪深 (cm)	300 2月14日	435 2月18日	415 1月30日	440 2月1日	240 3月2日	235 2月22日
最大積雪重 (t/m ²)	0.931 2月28日	1.533 2月22日	1.317 2月18日	1.198 3月12日	0.883 3月12日	0.851 3月10日
基準杭の最大 雪圧 (t)	2.597 3月8日	4.480 3月25日	5.901 2月9日	6.476 3月10日	2.435 3月12日	2.156 3月10日
1.0m間隔中央 最大雪圧(t/m ²)		4.532	4.836	2.852	1.066	1.506
備 考		59豪雪	60豪雪	61豪雪		

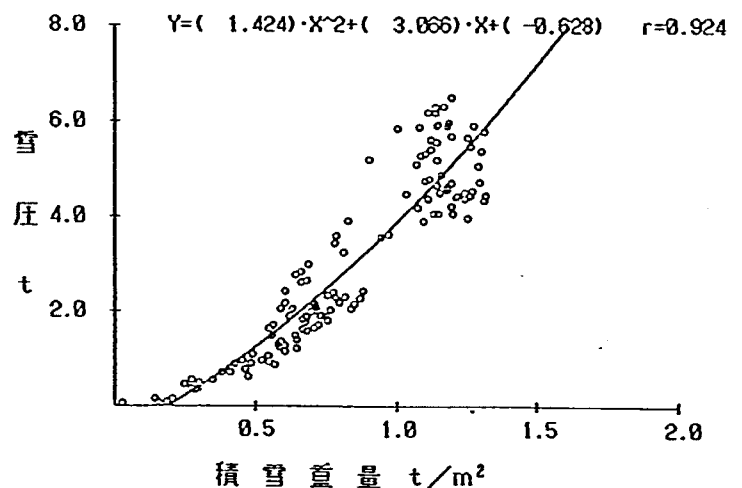
3. 1. 1 予防杭の雪圧と積雪重量

各杭に作用する雪圧（基準杭のロードセルによる定期観測）と積雪重量の一例（59年度～62年度分）を図－2に示した。その結果、年度別では多少のバラツキがあったものの、全体的には高相関が得られた。バラツキの原因はグライド、降雪パターン等が影響したためと考えられる。

3. 1. 2 予防杭の設置位置

設置位置別については、59・60年度の結果では法尻（表－2の基準杭）と

法尻から2.5m上方に設置されたものは最大雪圧で4t～6.5tになり、小段肩に設置したものに比べ4倍程度になった。また、61・62年度は少雪のため、小段肩には雪圧がほとんど作用しなかった。このことから、地域によっては斜面の積雪はある程度小段でもたせ、それを越えようとするも



図－2 雪圧（基準杭）と積雪重量

のを簡易的な予防杭を小段肩に設置して、防止するのも有効な手段といえよう。

3. 1. 3 予防杭の高さ別の雪圧分布

予防杭の高さ方向別の雪圧分布を図-3に示した。これを見ると、豪雪時の59・60年度は下部の1.2倍程度が中部に作用するのに対して、61・62年度は60%程度になった。このことから、杭に作用する雪圧の位置は、積雪によって異なることがわかった。予防樹については、豪雪時に上部に大きな雪圧が作用した。それは、樹上部の積雪がオーバーハングして雪底状になったためと考えられる。

3. 1. 4 予防樹の雪圧作用方向

予防樹の雪圧方向についても61年度から実験を行い、その結果を図-4に示した。これを見ると、ほとんどが斜面平行より30°程度下方に作用している。この傾向は、クリープ現象（積雪内部の挙動）に似ていることから、クリープと雪圧の作用方向はなんらかの関係があるものと考えられる。

3. 1. 5 予防樹の設置縦間隔

自然斜面においては、斜面勾配と樹の設置縦間隔による雪圧特性を調べることを目的として行った。しかし、前記した通り61、62年度と積雪が少なかったため、データの的には十分なものでなかった。その結果の一例を図-5に示す。その結果、年度別によってバラツキがあるものの、間隔が長くなれば雪圧が多くなるということがわかった。これは、間隔が長いほど予防樹前面の堆雪量が多くなるためと考えられる。なお、樹間隔が32m以上になった場合等については、今後の検討課題である。

3. 2 グライド・クリープ特性

雪圧を算定するために必要な要因であるグライド・クリープについては、断面をカットして斜面積雪の移動を目視測定する方法で行った。

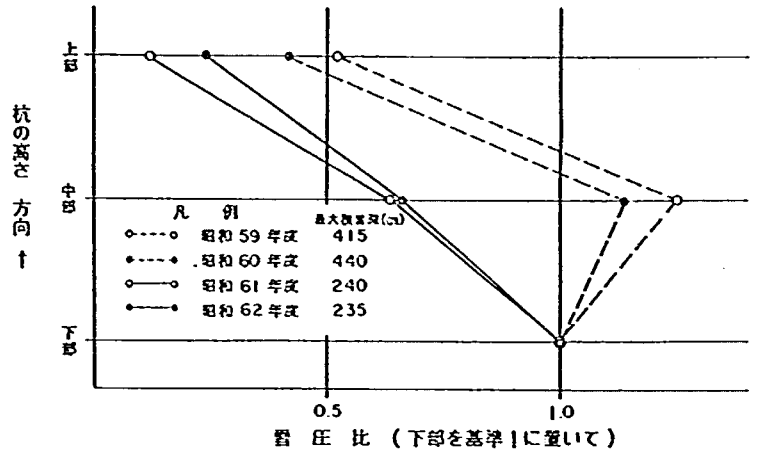


図-3 杭の高さ方向別の雪圧分布

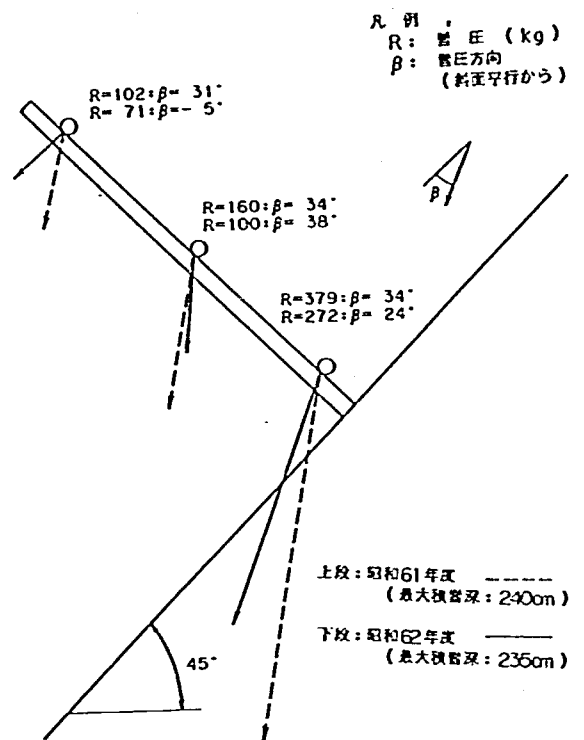


図-4 予防樹の雪圧作用方向

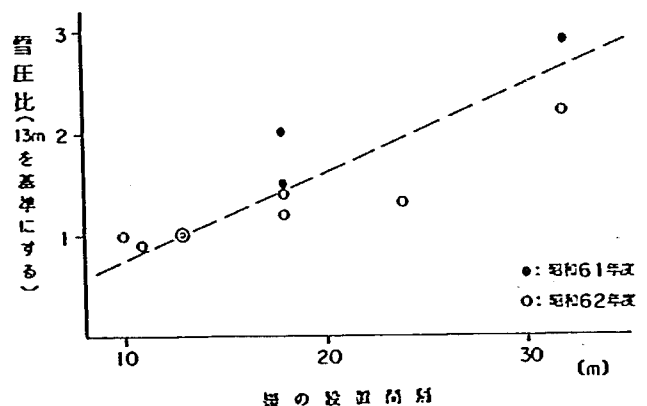


図-5 樹の縦間隔による雪圧変化

3. 2. 1 小段斜面

小段周辺におけるグライド状況の一例を図-6に示した。この図より、小段上(A~C)ではグライドは少なく斜面の上方(D~F)では活発になることがわかる。このことから小段は斜面積雪の移動を阻止する効果大きいことがわかった。

3. 2. 2 自然斜面

自然斜面のグライドについては、斜面位置(上部・中部・下部)と斜面勾配の違いによるグライドの変化をみた。斜面位置については、どの斜面勾配でも時期等により多少のバラつきはあるものの、グライドの大きさは上部、中部、下部の順で、上部でのグライドがかなり大きいことがわかった。また、図-7には、斜面勾配とグライドの関係を示した。この図は、融雪期(3月上~中旬)に測定したものであるが、斜面勾配が急なほど移動量大きいことがわかった。

4. まとめ及び今後の方向

この実験は、小段斜面における雪圧分布、設置方法、雪圧の要因選択(積雪深・グライド等)と自然斜面での地形条件別(設置縦間隔、勾配等)の調査を行ってきた。その結果、小段実験での施設の雪圧作用分布、設置位置等についての資料はある程度得られた。しかし、自然斜面における積雪の多い時のグライド・クリープと雪圧データが不足しているため、雪圧とグライド等の関係についてはまだ十分なものと言えない。したがって、今後は小段斜面でのデータを基に施設に作用する雪圧算定式を作成して斜面条件別(グライド係数等の選択)にそれを生かすことを重点に行うと共に、自然斜面における実験で補えなかった部分の方位、植生等(他の地形条件等)の関係および、雪圧に対する施設の部材及び基礎の耐力実験を並行して行い、それを基として雪崩予防施設の設計・設置基準(案)を検討していく予定である。

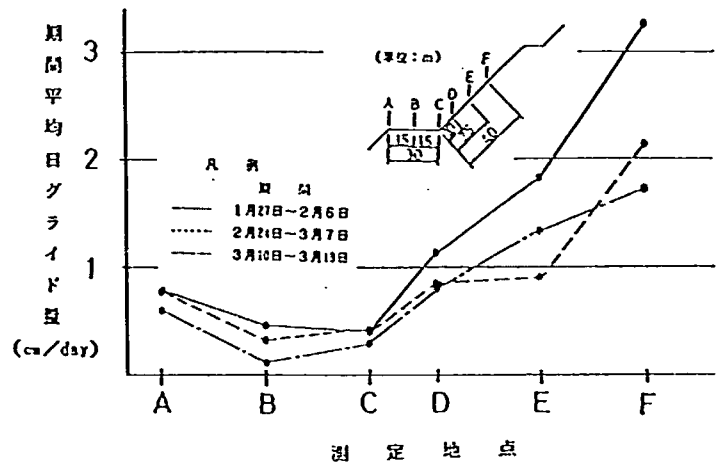


図-6 小段周辺におけるグライド量

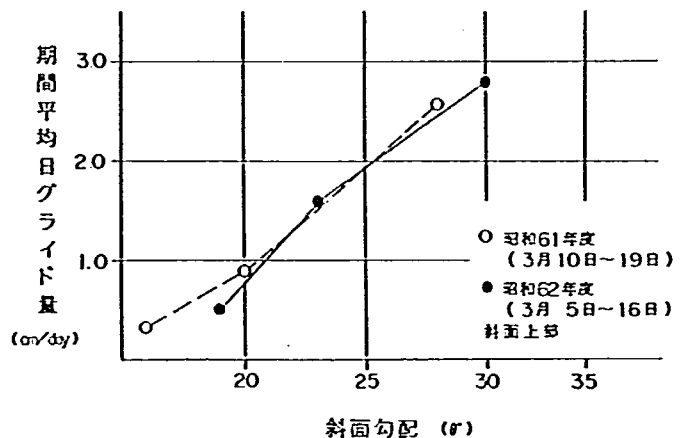


図-7 斜面勾配によるグライド量

落石運動の予測手法について

機械施工部動土質研究室 鷺田修三

1. まえがき

現在、落石対策工の手引として日本道路協会より「落石対策便覧」が発行されている。これによると落石防護施設の設計に当たっては、想定する落石の斜面内における路面からの高さや斜面状態等から落石エネルギーを求め、また、落石防止柵の高さ決定のために必要な落石の跳躍量は斜面からの垂直距離が2mを標準とするという考え方になっている。しかしながら、まれには防護施設が落石エネルギーに耐えられなくて降伏する、落石が防止柵を飛び越えて道路に到達する等の被害が発生している。このようなことから、落石防護施設の設計に当たり、斜面が長い場合や、斜面状態の変化が激しい場合などに斜面を落下する落石の運動形態や斜面への衝突現象を予測することが課題として残されている。

そこで、斜面を落下する落体の跳躍軌跡を予測できるような数値解析プログラムを作成し、室内実験及び現場実験について解析を行ったのでその結果を報告する。

2. 方法

落石軌跡の数値解析プログラムを作成するに当たっての入力データは、斜面形状、落石と斜面の反発係数、摩擦係数、落石の物性値（半径、質量、慣性モーメント）とした。また、数値解析においては落石を剛体の球と仮定し、その回転による影響も考慮できるものとした。さらに、落石と斜面の衝突点における斜面勾配、反発係数、摩擦係数は確率論的なばらつきをもつものとした。（今回は、それぞれのデータを正規分布の確率密度関数と仮定して、95%信頼区間で乱数を発生させて確率論的に求められるようにした。）落石の運動形態は飛行、衝突、ころがりの3つに分けて考えた。それぞれの運動の式の一部を以下に示す。

(a) 飛行中の放物運動の式（図1）

$$X = V_{x0} \cdot t + X_0 \quad (1)$$

$$Y = -\frac{g \cdot t^2}{2} + V_{y0} \cdot t + Y_0 \quad (2)$$

ここに、 X_0, Y_0 : 球の重心の初期位置

V_{x0}, V_{y0} : 球の重心の初速度

t : 時間

g : 重力加速度

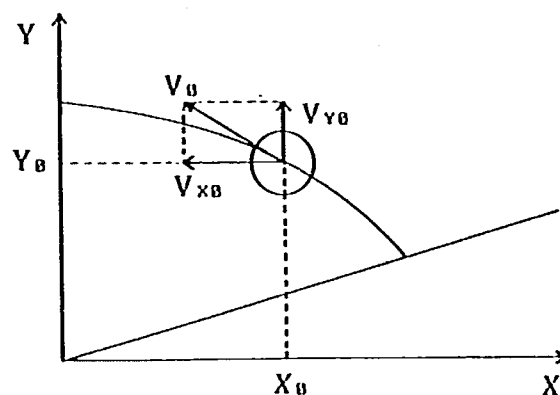


図1 飛行中の放物運動

(b) 衝突の式（図2）

微小有限時間内の衝突中の球と斜面の間のすべりの停止の有無によって以下の2つの場合に分類される。

$|V_{p0} + r \omega_0| \leq (1 + \frac{m r^2}{I}) \mu (1 + e) |V_{q0}|$ のとき、すべりは停止し、

$$V_q = -e V_{q0} \quad (3)$$

$$V_p = -r \frac{I \omega_0 - m r V_{p0}}{I + m r^2} \quad (4)$$

$$\omega = \frac{I \omega_0 - m r V_{p0}}{I + m r^2} \quad (5)$$

$|V_{p0} + r \omega_0| > (1 + \frac{m r^2}{I}) \mu (1 + e) |V_{q0}|$
 のとき、すべりは停止せず、

$$V_q = -e V_{q0} \quad (6)$$

$$V_p = V_{p0} + (1 + e) \varepsilon \mu V_{q0} \quad (7)$$

$$\omega = \omega_0 + \frac{m}{I} (1 + e) \varepsilon \mu r V_{q0} \quad (8)$$

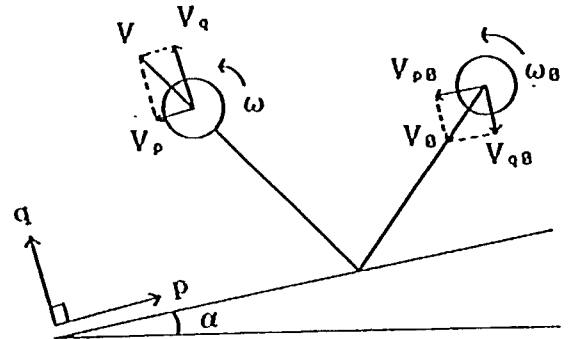


図2 衝突時の運動

ここに、 V_p, V_q : 球の p, q 軸方向の速度成分、 ω : 角速度(反時計回りが正)

添え字0は衝突直前、添え字なしは衝突直後を表す、 m : 球の質量、 r : 球の半径

I : 球の慣性モーメント、 e : 球と斜面の反発係数、 μ : 球と斜面の摩擦係数

$V_p + r \omega$: 球と斜面の接触点における相対速度

$V_{p0} + r \omega_0 > 0$ のとき $\varepsilon = +1$ 、 $V_{p0} + r \omega_0 < 0$ のとき $\varepsilon = -1$

(c) ころがり運動の式 (図3)

すべりを伴ったころがり ($V_p + r \omega \neq 0$) の場合

$$X = \frac{F_p \cos \alpha}{2m} \cdot t^2 + V_{x0} \cdot t + X_0 \quad (9)$$

$$Y = \tan \alpha \cdot X + b \quad (10)$$

すべりを伴わないころがり ($V_p + r \omega = 0$) の場合

$$X = \frac{r^2}{2(I + m r^2)} F_p \cos \alpha \cdot t^2 + V_{x0} \cdot t + X_0 \quad (11)$$

Y ; (10)式と同じ

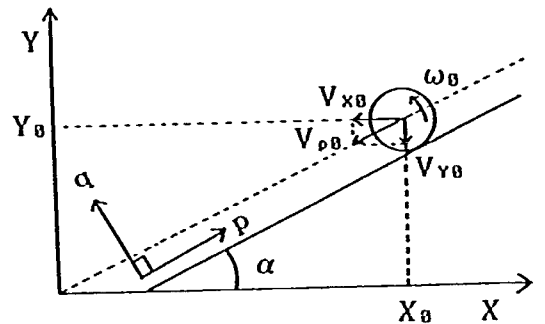


図3 ころがり運動

ここに、 F_p : 球の重心に働く p 軸方向の力 ($= -m g \sin \alpha + \varepsilon \mu m g \cos \alpha$)

添え字0は初期状態を表す、 b : 定数、 $V_{p0} + r \omega_0 > 0$ のとき $\varepsilon = -1$

$V_{p0} + r \omega_0 = 0$ のとき $\varepsilon = 0$ 、 $V_{p0} + r \omega_0 < 0$ のとき $\varepsilon = +1$

以上の計算式による落石の跳躍軌跡の数値解析プログラムを作成し、2つの実験結果を解析してみた。落石の跳躍軌跡の数値解析プログラムのフローを図4に示す。

3. 解析結果

3. 1. 室内実験の解析結果

室内実験は、一様斜面(斜面材は鋼、布、ゴム、サンドペーパーの4種類)にガラス玉(直径2.4 cm、質量18.25g、落下高さ30, 50, 70cmの3種類)を落下させて行った¹⁾。実験の結果、同じ斜面材でも反発係数 e が、斜面への入射速度の斜面垂直方向成分の大きさによってかなり変化することがわかった。図5に、その一例を示す。これは実際の衝突現象では入射速度がある程度大きくなると、衝突に際して落体と斜面の変形が大きくなるためと考えられる。そこで、図5より第1衝突点の入射速度に対応する反発係数 e を求めてその値を数値解析に用いた。摩擦係数 μ は斜面材を水平に設置し、固

定したガラス玉の上に鉛直荷重を載せて水平に引張り、摩擦力を測定する試験結果より求めた値を数値解析に用いた。なお、この数値解析は衝突点の斜面勾配、反発係数、摩擦係数にはばらつきがないものとして行った。図6に、数値解析と実験による跳躍軌跡の一例を示す。図6より、数値解析と実験の跳躍軌跡はよい整合性を示しており、単純な状態での斜面においては理論的に球体の跳躍軌跡を推定することが可能であることがわかった。

3. 2. 現場実験の解析結果

現場実験は、高松市郊外の実斜面において石（最大径30,50,70cmの3種類、落下高さ3,6,9mおよびころがりの3種類）を落下させて行った²⁾。解析はまず、任意に抽出したいくつかの実験の落石の跳躍軌跡に最もよく整合するような反発係数 e と摩擦係数 μ の平均値と分散を求めた。次に、この値を用いて確率論的なばらつきをもたせた解析を行った。図7にその一例を示す。1つの石が斜面を落下するとき数回にわたって跳躍することがあるが、これらの各々の跳躍量の最大値と、落下運動の開始位置からの落差との関係について数値解析の結果をまとめたのが図8である。実験における落石の跳躍量の最大値は5.7mで、跳躍量が2mを超えるものは全体の約16%であった。一方、図8によると、数値解析による跳躍量の最大値は6.9mで、跳躍量が2mを超えるものは約11%であり、実験と数値解析の結果は比較的良好に一致しているといえる。このことから、現場の落石の跳躍軌跡に整合するような反発係数 e と摩擦係数 μ の平均値と分散を求めることにより、落石の跳躍量がある程度予測できると考えられる。

4. まとめ

今回の解析結果をまとめると以下のようなものである。

- (1) 室内実験と数値解析による跳躍軌跡はよい整合性を示しており、理論的に球体の跳躍軌跡を推定することが可能であることがわかった。
- (2) 現場実験と数値解析による落差と跳躍量の関係は比較的良好に整合性を示しており、現場の落石の跳躍軌跡に整合するような反発係数 e と摩擦係数 μ の平均値と分散を求めておけば、落石の跳躍量がある程度予測できることがわかった。

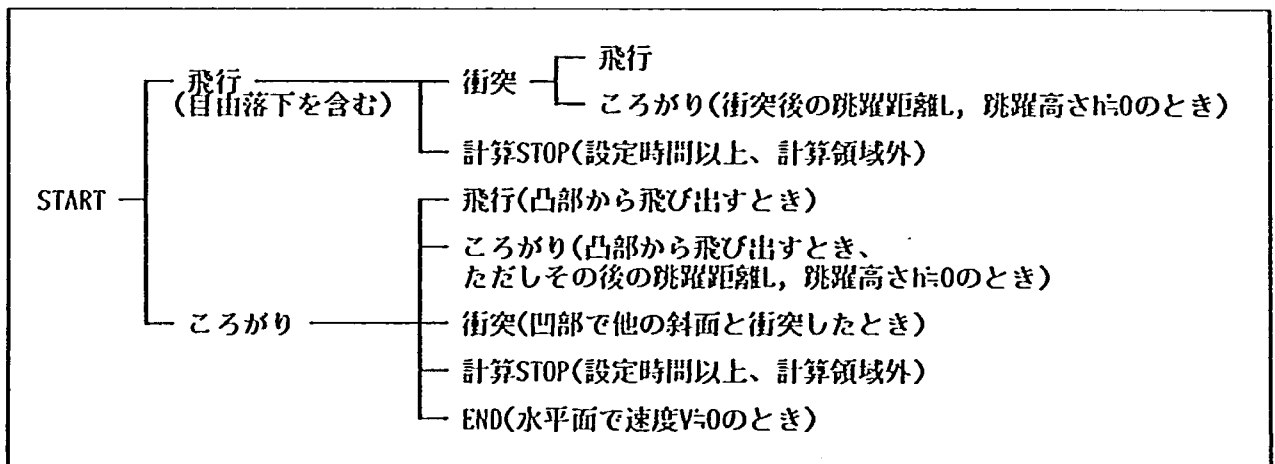


図4 数値解析プログラムのフロー

今後は、種々の実斜面での落石実験を行い、斜面状態に応じた反発係数 e 、摩擦係数 μ の平均値と分散、斜面勾配の分散等のデータの蓄積を行いたい。

参考文献

- 1) 谷口栄一ほか；模型斜面上での落石の跳躍軌跡に関する基礎実験，第20回土質工学研究発表会，1985.6.
- 2) 佐々木康ほか；落石の跳躍量に関する実験，第14回日本道路会議，1981.10.

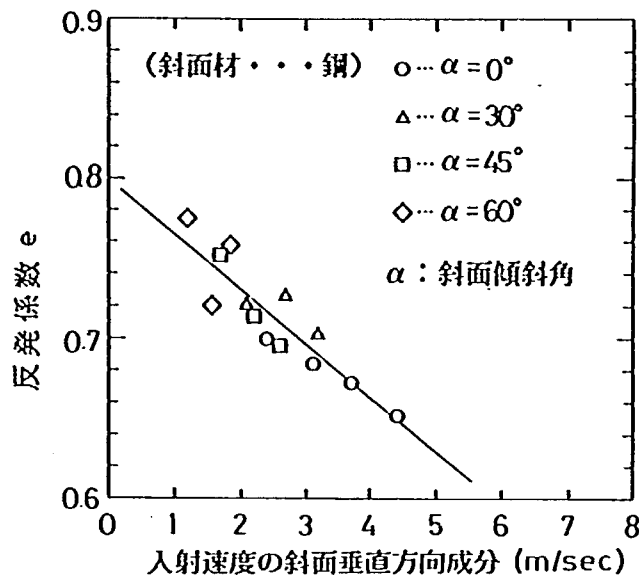


図5 反発係数と入射速度の
斜面垂直方向成分の関係

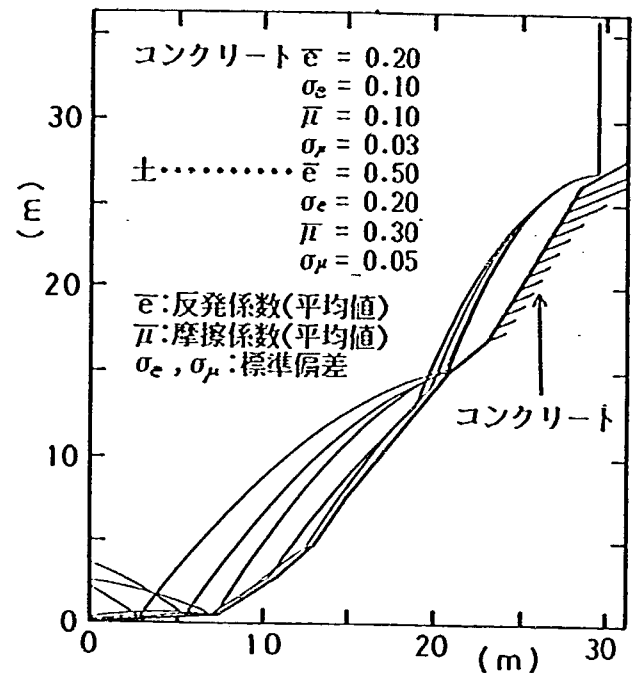


図7 現場実験の数値解析

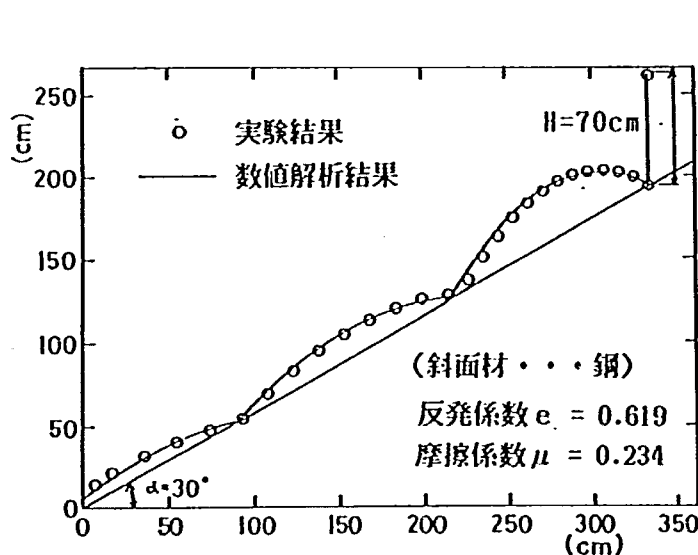


図6 室内実験と数値解析による跳躍軌跡

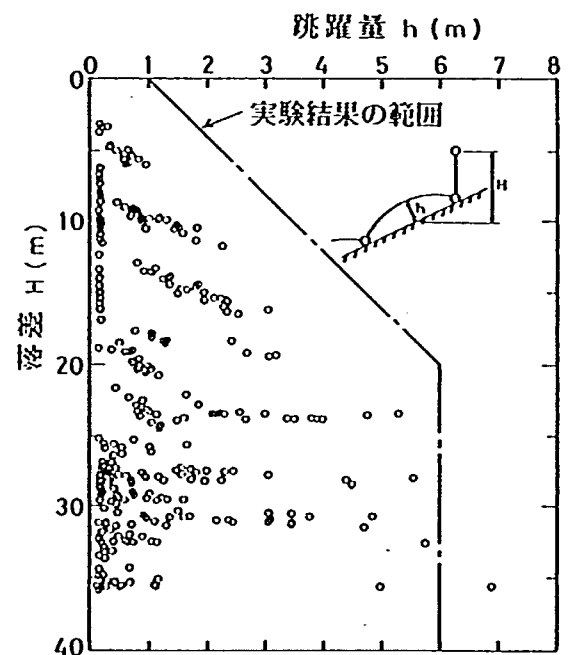


図8 落差と跳躍量の関係

第27回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土研資料第2676号
昭和63年12月(1988)
建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨

本資料は、「第27回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所が実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
企画部企画課 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2676 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 2676 号

○