土木研究所資料　第385号

第　5　回

土木研究所研究発表会
資　　料

昭和43年4月23日

建設省土木研究所

目　　次

土木計画学 ――その背景 ――

（技術管理室長　中村慶一）……1

土木構造物の地震時応答の推測

（振動研究室長　栗林栄一）……13

「雨天時下水の排除の合理化に関する研究」
雨天時下水の水質変動の理論と実態

（下水道研究室　稲場紀久雄）……27

スキージャンプ式減勢工のデフレクターの効果について

（篠崎試験所　山本邦一）……47

コンクリートの品質判定に関する一方法について

（コンクリート研究室　上野裕康）……65

アルミニューム合金製ガードレール実験

（道路研究室　柴田正雄）……79

除雪車の性能について

（機械研究室　渡辺勝男）……89

土　木　計　画　学

――その背景――

技術管理室長　　中　村　慶　一

はじめに

数学が主として取り扱って来た対象が，光・熱・振動・音・力などの物理現象であった時代から逐次経済問題・社会問題やら心理学などにまで拡大され，計量経済学・計量心理学などの体系化が進むにつれて，実質科学の側からの要請による数学的方法論の発展と，数学的方法の開発に伴う実質科学の進歩との両方が互いに影響し合って，今日のオペレーションズ・リサーチ（ＯＲ）やそれを含めたインダストリアル・エンジニアリング（ＩＥ），システムズ・エンジニアリング（ＳＥ）の体系化が行なわれてきた。

ＳＥは１つのシステム（一連の事象事物の集合体であり，受取った入力に働きかけてある出力を生み出し，しかもその入力と出力の間の変換関数は目的に対し最適化することを目指して挙動するもの）の計画に当ってその目的を設定し現状を分析しその目的に合った計画を系全体として最適化するように組み上げる手法であり，ＩＥは人資材設備の総合組織に対し，合理的な計画改善実施を行なうために工学的な解析計画手法や数学物理学社会科学などの専門的な知識と技術とを応用する管理科学であって共にその方法論としては統計学ＯＲ或いは電子計算などをその主要な道具とするものである。

この諸技法の土木工学への投影が土木計画学と云われるものであって計画技法・計算技法・情報処理技法・計量技法に大別され，他の分野の要請によって組み立てられたＩＥ或いはＳＥの諸技法をそのままの形で適用し得るものも多いが，大地と結びついた構造を不特定多数の人達の利益に供するために造り出してゆくという特殊性から見て，その調査・計画・設計・施工の各段階において特殊な形の問題も多く，また建設技術という場に合せて一部変形した方が良いものも多い。

何を価値判断の基礎として計量化し，それをどのように処理して情報抽出を行ない，その情報を用いてどのように計算し，どのように計画し，かつその計画の線に沿って管理するかというこれらの諸技法を進めるに当って，事実より法則性を帰納する為の統計解析，これらの情報を解析するＯＲの諸手順ならびにこの手順に従って処理する為の電子計算の基本的に必要な道具であると云うことになる。

1. 統計解析

1.1 マトリクス

１９６１年Gray bill が線型模型解析に関しすべての考え方をマトリクスという目で統一することを試みた。

(1.1) F.A.Graybill : An Introduction to linear Statistical Models, Vol.1, McGran-Hill (1961)

これは一般線型仮設模型，関数関係模型，回帰模型，実験計画模型，分散成分模型を扱っており，Vol.2では多重比較，多変量解析，応答曲面，判別関数などを取り扱う予定になっている。

その後このような取り扱いによる本が増加しており

(1.2) C.R.Rao: Linear Statistical Inference and Ibs Applications, Wiley (1965)

(1.3) A.M.Mood, F.A.Graybill: Introduction to the Theory of Statistics, McGran (1963)

などが出ている。このマトリクス的取り扱いは電子計算させる場合非常に有利であって，今後の統計解析の進め方の1つの方向であると考えられる。

1.2 多変量解析

1958年Andersonの出した著書は1952年のRaoの著書を更に整理し拡大したものであるが，これ以後多変量解析の体系化が急激に進んだ。

(1.4) C.Rao: Advanced Statistical Methods in Biometric Research, Wiley (1952)

(1.5) T.W.Anderson: An Introduction to Multivariatc Statistical Analysis, Wiley (1958)

(1.6) D.F.Morrison: Multivariate Statistical Methods. McGraw (1967)

応用面は主として主成分分析，因子分析，判断関数，多重比較などであり次のような出版物がある。

(1.7) R.G.Miller, Jr: Simultaneous Statistical Inference, McGraw－Hill (1966)

(1.8) P.Horst : Factor Analysis of Data Matrices, Holt, Rnehart and Winston (1965)

1.3 回帰分析

重回帰分析における有意因子の選定は特に係数行列が特異に近い状態になった時の多重

共線性（multi − coaxiality）の問題を始めとして取り扱い困難な問題が多い。これに対しては

（1.9） N・R・Draper & H・Smith: Applied Regression Analysis・Wiley (1966)

（1.10） ドレーパ・スミス　中村訳：応用回帰分析　森北出版（1968）

（1.11） 中村慶一：河川工学に於ける情報量解析の応用に関する研究　土木研究所報告

などがある。

1.4　母数系の変換

観測方程式　$y = x\beta + \varepsilon$　に対して　$E[\varepsilon] = 0$，　$V[\varepsilon] = \sigma^2 I$　という仮定のもとに解いた正規方程式

$$x' x b = x' y$$

において　$S = x' x$ が正則の場合は直ちに　$\hat{b} = (x' x)^{-1} x' y$ を求めることができるが特異の場合にはこのままでは解けないので母数系の変換を行なったり，其の他いろいろの取り扱い方がある。一般逆行列を用いる方法も最近脚光を浴びている。

（1.12） 森口繁一：統計解析　現代応用数学　岩波（　　）

（1.13） A・J・Goldman and M・Zelen : Weak Generalized Inverses and Mioimum Variance Linear Unbiased Estimation・Joonnal of Research of NBS・ Vol・68B No・4 (1964)

（1.14） C・R・Rao: Linear Statistical Inference and Its Applications・Wiley (1969)

2.　電子計算用プログラム

2.1　プログラム用語

コンパイラとしてFORTRAN ALGOL ならびに最近発表になったＰＬ／１があり，おのおのその利害特失が論ぜられている。ＩＢＭはその面子にかけて自から開発したFORTRAN を死守するかまえを見せ，その市場占有率に眩惑された日立及び日電がこれに追従する動きを見せているが，最近ＩＢＭがFORTRAN ALGOL COBOL 三者の長所を取り入れて作ったと自称するＰＬ／１をみると，ブロック構造と云い文の区切りの；IF THEN ELSE PROCEDURE などほとんどALGOL そのままで自からFORTRAN が

使用に耐えないことを暴露してしまった形になったが依然として条件式がないために，たとえば

「AにベクトルBのI番目（IはP＝Qなら3さもなければ4）と3x（もしR≧Sなら L1さもなければL2）の差を代入せよ」はALGOL では

A:＝B〔if P=Q then 3 else 4〕－3＊（if R≧S then L1 else L2）；

であるが，FORTRANとPL／1は左のようになり，これらはいずれも右のようなALALGOL に‘直訳’することが可能である。（もっともALGOLを知っている人ならこのような面倒な書き方はしないが，過去の遺産であるプログラムをそのまま利用しない人はこの方法でも間に合う。しかしALGOLで書かれないものをFORTRANあるいはPL／1に‘直訳’することは条件式がFやPにはないので不可能である。

FORTRAN	PL／1	ALGOL（直訳）
IF(P.EQ.Q)GO TO 10	IF P=Q THEN GO TO ×10;	if P=Q then go to ×10;
IF(R.GE.S)GO TO 20	IF R>=S THEN GO TO ×20;	if R≧S then go to ×20;
A=B(4)−3.0＊L2	A=B(4)−3＊L2;	A:=B〔4〕−3.0＊L2;
GO TO 50	GO TO ×50;	go to ×50;
20 A=B(4)−3.0＊L1	×20:A=B(4)−3＊L1;	×20:A:=B〔4〕−3.0＊L1;
GO TO 50	GO TO ×50;	go to ×50;
10 IF(R.GE.S)GO TO 30	×10:IF R>=S THEN GO TO×30;	×10:if R≧S then go to ×30;
A=B(3)−3.0＊L2	A=B(3)−3＊L2;	A:=B〔3〕−3.0＊L2;
GO TO 50	GO TO ×50;	go to ×50;
30 A=B(3)−3.0＊L1	×30:A=B(3)−3＊L1;	×30:A:=B〔3〕−3.0＊L1;
50	×50:	×50:

（PL／1とALGOLでレーベルを×10などとしたのは名前に直すためで先頭が文字であればよい。またALGOLで3.0＊L2などとしたのは直訳したためで3＊L2で勿論差しつかえない）PL／1の解説は

（2.1） 竹下享（IBM）：電子計算機 最新プログラミング 日本経営出版会（1968）

このようにPL／1は条件式のないALGOLと考えてよい。もちろんマトリクス演算をC＝A＋B などという形で許すなどとすぐれた点はあるが，FORTRANがIBMによって使用に耐えないものと判定されたことは間違いない。またPL／1はまだ実用可能の域に達していないこともつけ加えて置きたい。

（2.2） 森口繁一編：ALGOL入門　日科技連

（2.3） 中村慶一：アルゴル・プログラミング入門　森北出版（1968）

2.2　プログラム

ALGOLを使用していればFORTRANで書かれたプログラムも直訳して使用できる。次のような文献にあげられたものが有用であろう。

（2.4） 東大計算機センター：ライブラリー・プログラムI　東大出版会（1967）

（2.5） 建設省土木研究所：昭和40，41年度プログラム成果（1965，1966）

2.3　数値解析

次の文献はその内容説明をALGOLによって行なっているものである。

（2.6） 山内・森口・一松：電子計算機のための数値計算法 I II　培風館（1965，1967）

（2.7） 一松信：数値解析　至文堂（1963）

一般の数値解析用には

（2.8） G.N.Lance：Numerical Methods for High Speed Computers. Iliffe（1960）

（2.9） A.Ralston & H.S.Wilf：Mathematical Methods for Digital Computers. Wiley（1960）

（2.10） C.Froberg：Introduction to Numerical Analysis. Addison Wesley（1965）

またFORTRANプログラムをひいてあるものとしては

（2.11） J.M.McCormick & M.G.Salvadori；Numerical Methods in FORTRAN. Prentice-Hall（1964）

（2.12） R.D.Larsson：Equalities and Approximations with FORTRAN Programming. Wiley（1963）

3.　計量経済学

近代科学の特質が計量化（順序づけ分類を含む広い意味の）にあるとすればすべての学門がこの方向をたどることはいわば必然的ななりゆきとも考えられる。計量経済学の分野でも，ひところ見られたような単なる経済諸量の統計的取り扱い（それは経済統計学といわれるもので一般的に○○統計学が計量○○学に移行して始めて独自の分野を開拓し始めたと考えても良い）

から脱却し経済現象の統計的処理の側から逆に統計学の進歩をうながしはじめた形跡が見られる。その証拠に最近の計量経済学の出版物は，その表題をかくせば統計学の本と全く区別がつかぬものが多く，又部分的には今迄の統計学では取り扱われなかった手法が論ぜられている。

(3.1) A.S.Goldberger: Econometric Theory. Wiley (1964)

(3.2) J.Johnston: Econometric Methods. McGraw (1963)

(3.3) ジョンストン　竹内訳：計量経済学の方法，東洋経済新報(1964)

4. 抽象代数字

あらゆる物理現象を微分方程式で表現し，それを解析的に解くことに熱中した時代の解析学の地位は，電子計算組織の発達につれて抽象代数学に取って代られようとしている。勿論電子計算機そのものの回路の研究に重要な役割りを持つブール代数も約百年前ジョージ，ブールが提案した持には全く応用の余地もないものとしてかえりみられなかったが，今日ではALGOLにおいても論理型の演算に関しBoolean という名がつけられている通り，極めて重要な役割りを果している。

ブール代数とは∧∨¬という演算に対し∧∨それぞれに対する交換律∧と∨に関する分配律，∨と∧に対する互いに異なる単位元の存在ならびに∨∧に関する逆元の存在が認められるような集合であって特にその元が0と1に限るものを二項ブール代数と云って回路の開閉に対応し電子計算機構成の基本をなしている。

計画の面に当っては事象の特性を抽象化してその構造を明らかにすることが重要であるが，フランスの集団Boulvaki も数学を構造という目で再編成しようと努力しており，最近その訳書も出始めた。

電子計算の分野で基本的な道具となりつつあるマトリクスもその演算に関する集合としてながめれば

次元数の等しい行列 $\mathbb{A}$ $\mathbb{B}$ について　$\mathbb{C}=(c_{ij})=(a_{ij}+b_{ij})$

としてマトリクス和を，スカラkに対し　$k\mathbb{C}=\mathbb{C}h=(kc_{ij})$

としてスカラ積を，整合した行列 $\mathbb{A}$ $\mathbb{B}$ に関し（$\mathbb{A}$の列数＝$\mathbb{B}$の行数＝n）

$$\mathbb{C}=(c_{ij})=(\sum_{k=1}^{n} a_{ik}b_{kj}$$

としてマトリクス積を定義すれば

1. マトリクス和に関し

a　$\mathbb{A}+(\mathbb{B}+\mathbb{C})=(\mathbb{A}+\mathbb{B})+\mathbb{C}$　結合律成立

b　$\mathbb{A}+\mathbb{O}=\mathbb{O}+\mathbb{A}=\mathbb{A}$　なる単位元存在（ただし$\mathbb{O}$はすべての要素が0なるマトリクスで零マトリクスと呼ばれる）

c　$\mathbb{A}$と－1とのスカラ積を考えると任意の元$\mathbb{A}$に対し

$\mathbb{A}+(-\mathbb{A})=(-\mathbb{A})+\mathbb{A}=\mathbb{O}$　なる逆元が存在する。

d　$\mathbb{A}+\mathbb{B}=\mathbb{B}+\mathbb{A}$　交換律成立

従ってマトリクス和に関し可換群をなす。

2. マトリクス積に関し結合律成立

$$(\mathbb{A}\mathbb{B})\mathbb{C}=\mathbb{A}(\mathbb{B}\mathbb{C})$$

3. マトリクス和と積に関し分配律成立

$$\mathbb{A}(\mathbb{B}+\mathbb{C})=(\mathbb{A}\mathbb{B})+(\mathbb{A}\mathbb{C})$$

$$(\mathbb{B}+\mathbb{C})\mathbb{A}=(\mathbb{B}\mathbb{A})+(\mathbb{C}\mathbb{A})$$

であるからマトリクスはその定義された演算に関し環をなす。しかし一般に$\mathbb{A}\mathbb{B}\neq\mathbb{B}\mathbb{C}$であるから可換環ではない。またマトリクス積に関しては結合律が成立するほか

$$\mathbb{A}\mathbb{I}=\mathbb{I}\mathbb{A}=\mathbb{A}$$

なる単位元が存在し（ただし$\mathbb{I}$は主対角要素がすべて1，非対角要素がすべて0のマトリクスで単位マトリクスと呼ばれる）その行列式が0でない正方行列については

$$\mathbb{A}\mathbb{A}^{-1}=\mathbb{A}^{-1}\mathbb{A}=\mathbb{I}$$

なる逆元が存在する。（$\mathbb{A}^{-1}$は逆マトリクスと呼ばれる）

以上の定義によりマトリクス代数学が展開され電子計算用としてマトリクス演算の手続きが作られているほか，ＰＬ／１などでは構造体として取り扱うことも許しており，今後この方向の開発が望まれる。

またＯＲ関係の各技法のうち最も応用範囲の広い線型計画法（ＬＰ）産業連関分析などを含む１次不等式論２次形式論などを含む線形代数学など抽象代数学の応用分野は広い。

（4.1）　G. Hadley: Linear Programming. Addison-Wesley, (1962)

（4.2）　弥永・小平：現代数学概説Ⅰ　岩波　（1961）

（4.3）　弥永・杉浦：応用数学者のための代数学　岩波　（1960）

（4.4）　バーコフ，マクレーン，奥川，辻訳：現代代数学概論　白水社　（1967）

5. オペレーションズリサーチ（OR）

抽象代数学以外にもORを構成する種々の手法があり，これらの体系化が試みられつつあるが，その概観を行なっているものに次の文献がある。

（5.1） 横山保他：ORの手法体系，日本生産性本部 （1967）

（5.2） 三根久：オペレーションズ・リサーチ 上下 朝倉（1966）

（5.3） 河田竜夫他：オペレーションズ・リサーチ演習 培風館（1964）

（5.4） 佐治他：オペレーションズ・リサーチ理論と演習 培風館（1963）

（5.5） 国沢他：オペレーションズ・リサーチ入門 広川（1962）

（5.6） 中村慶一：土木計画学通論 理工図書 （1967）

またダイナミックプログラミング 情報理論など個々の手法に関しては

（5.6） Bellman : Dynamic Programming. Princeton Univ. (1967)

（5.7） 国沢清典：ORのための情報の理論入門 日科技連 （1959）

（5.8） 喜安・室賀：情報理論 岩波講座

（5.9） Kullback : Information Theory and Statistics. Wiley(1959)

（5.10） 森村・大前：待ち行列の理論と実際 日科技連 （1962）

6. ネットワークプログラミング（NP）

回路網における各変数の関連性のパターンがLPのように全体的に関連しているものでなく，極く僅かな変数が直接関連しているような特殊な状態のもとでの計画法で日程計画に関連したPERT・CPM などが有名であるが，いわゆるPERTを静的PERT，いわゆるCPMを動的PERT，3点見積りによる確率的PERT，資源制約型PERTなどに分けることができる。

（6.1） 五百井清右衛門：ネットワークプランニング 日刊工業新聞 （1964）

（6.2） 関根智明：PERT・CPM 入門 日科技連 （1965）

7. 品質管理（QC）

既に組み上げられた計画に沿って規格に合った製品を最も経済的に生産する為の手法としての品質管理はIEの重要な手法の一つであるが工程の安定度検定手法として管理図法を理解することが重要である。

（7.1） 品質管理便覧 日本規格協会 （1962）

（7.2） 森口繁一：品質管理　岩波全書

（7.3） 中村慶一：技術者のための統計解析　山海堂（1965）

おわりに

ＳＥの土木工学への投影としての土木計画学の進展のためにＳＥを構成するＯＲ其の他の各種技法やその根底をなす抽象代数学，統計解析，電子計算等の現状と今後の方向の概観を試みた。これらの知識を背景として計画の科学化の方向に更に一層の進展が期待される。

土木構造物の地震時応答の推測

振動研究室長　　栗　林　栄　一

ま え が き

耐震設計は地震時に構造物に生ずる実際の状況を想定して，それに対する安全策を樹てるための検討を意味している。しかし地震が起る度に予測と異なった状況を呈する。その現象を事後に大方の納得のいく説明が出来たとしても，橋梁などの構造物では，予測となると当りはづれがはなはだしいことは，周知のとうりである。

そこで著者はあえて表題に推測と云う工学的には曖昧な言葉を撰んで，現状における耐震工学の分野の研究内容の特殊性と云うべきものを，地震応答の論理および実際面ならびに理論解析的成果を通じて，討議するべき素材を提供する考えである。

地震の作用を支配する構造物の諸元

海峡を横断するような長大吊橋では，平面における一辺の長さが数十メートル，高さが百メートルを越す下部構造としてのケーソンが必要な場合もある。この程度の規模をもった建築物は少くないであろう。ケーソンと建築物の環境の相違点の一つには，前者が海水中にその大部分が浸漬されるのに対して後者は気中にその大部分が現われている点が挙げられる。

海中ケーソンの地震時における転倒の安全度を震度法によって計算する場合には，ケーソンに及ぼす浮力の影響が，ケーソンの安定を決定する最も支配的な原因の一つになる。おおむね気中にあるとした場合のケーソンの寸法の二倍近い辺長を要するようにさえなるのである。

われわれの直観では，このように海中にある場合と気中にある場合で所要辺長が二対一になるような設計の理念を疑わづにはいられない。また経験的な多くの事実に照合してみてもその理念の妥当性に疑いをさしはさむ余地がある。このような経験則は実測によっても逐次確認されている。

以上の事柄からわれわれは耐震設計における設計震度に関して二つの問題を提起することができる。

(1) 設計震度は構造物の規模によって異る値を採るべきこと。

(2) 設計震度は構造物の環境条件によって異る値を採るべきこと。

さらにこれらの外に，構造物の剛性すなわち固有周期の大小によって設計震度が変わるべきことを前述の例とは密接な関係は無いが，第(3)番目に挙げてよいであろう。

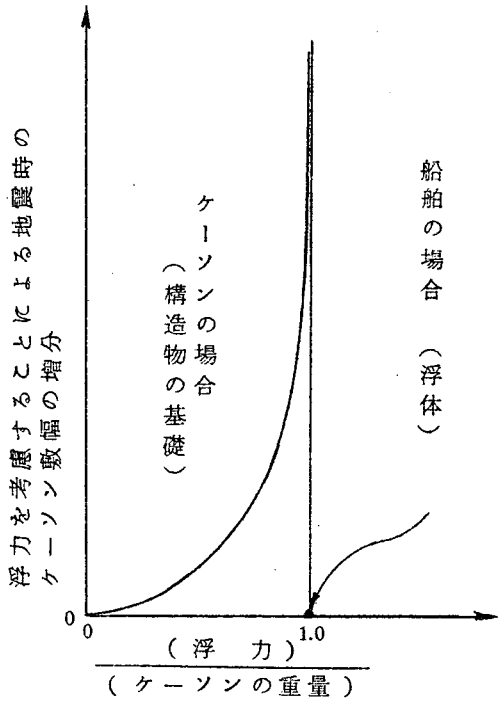
ここに挙げた問題(1)と(3)は似て非なるものである。(1)は構造物の地震時における剛体としての安定の問題であり，(3)は構造物に生づる地震時の応力や変位に関係するもので，安定を検討する前に解決しておくべき問題である。(2)については例を挙げると，船舶構造物のように完全に液体

中に浮遊する場合には，地震の振動の影響を考慮する必要はないであろう。このように構造物を取り巻く環境条件が異なれば，地震の作用も自と異なってくる。（図－1参照）

地震荷重とは何か

上記のような推論を進めていくと，現在広く用いられている震度法による耐震計算には少なからぬ疑問がある。しかし，現実には一般の土木構造物の耐震設計では震度法による設計に代るような簡便かつ妥当な設計法が確立されるに至っていない。

しかし，この慣用している設計震度は，地震災害を僅少ならしむるために，力学的見地より，むしろ経済的見地から認められて，広く用いられているものと推定される。つまり，慣用している地震力は地震時に構造物に作用する力の実質ではない。むしろ，設計計算法・安全率などと同時に議論されるべき指標的な値が設計震度であると見做れている。



図－1

科学技術が進み，経済の発展伸張がつづく昨今では，構造材料・工法の進歩に伴なって，構造形式については，特に下部構造について目まぐるしい改良発達が進行中であり，構造物規模においても巨大化の傾向を辿っている。このような状況の中で慣用震度法を再検討する必要があることは云うまでもないことである。そこで一度，真の地震の作用とは何んであるかと云うことを振りかえって見ることも興味あることである。

構造物は多くの場合，構造物それ自身が千差万別であり，支持している地盤もまた地形・地質・土質のいづれの面からも複雑微妙に異なっている。したがってこれらの性質を包含した真の地震力を抽象的に表現しえても，実用上の普通性からは程遠いものになることが予想される。

そこで，構造物と地盤をまとめて一つの振動系にする試みが古くから行なわれてきている。それによれば，基本的に必要な力学的要素はつぎの三つと云えそうである。

(i) 固有周期（構造物の重さと剛性に関係する）

(2) 減衰定数（振動を減衰させる要素）

(3) 応力〜歪の関係（外力と変位の関係とも云いかえることができる）

ここで応力〜歪の関係がフックの法則に従って外力の大きさならびに構造物の変位に関係なく一定であるとすれば，構造物は「固有周期」と「減衰定数」の二つで代表することができる。この場合に実測された数コ地震動波形記録を用いて構造物に生ずる震度または加速度を求め，その平均的な性質をハウスナー（米国）が調べた結果では，固有周期が1秒から3秒の間ではつぎのような関係があった。

$$\text{加速度} \propto \frac{1}{\text{固有周期}}$$

$$\text{速度} = \text{一定}$$

加速度が固有周期に逆比例することと，構造物に生づる速度が一定であることは表裏の関係にある。前者は固有周期の長い構造物ほど地震時の震度は小く，振幅（変位）は大きいことを意味している。また後者は地震時に構造物に入射する（または一時的に貯える）エネルギーは一定であることを意味している。両者はこの場合，物理的には全く同じ意味である。

以上の事柄が１９５２年にハウスナーによって提案された仮説であり，物部耐震学に見る一定震度の仮説に対比されるきわめて重要な仮説である。筆者はハウスナーの仮説を固有周期が3秒より長い場合についても調べたところ，この領域でも実用上は適用しうることを知った。

ここで述べて来たことは，応力〜歪関係がフックの法則に従うことを前提としていた。しかし実際の構造物は有限の強度と有限の安定度しか持っていない。これらの限度を考慮した応力と歪の履歴を振動系に取り入れようとすれば，構造物の抵抗力をある水準以上には採れないことになる。抵抗力を一定の水準に保てば，外力も当然自明の理として，その水準を越えられなくなる。すなわち震度を一定とする仮説と結果は一致する。

もともと一定震度を採用した理由は，力学的には構造物は地震動と同じ運動をすると云う仮説に基づいているのであるが，これは構造物・地盤共に完全に剛でなければ成立しない。しかし実際の構造物と地盤はもとよりそのような条件を満足していないために，色々と議論を呼んできている。

このような事情の元にあったとしても，震度一定の設計法は定形化し，非常に高い利用価値が認められているのであるから，前述のように理論的にも部分的には妥当な裏付けがなされている今日では十分再評価されてよいことが指摘できる。

以上の議論からも判るように，比較的固有周期の短い（つまり剛な）構造物では震度一定の仮説を用いるのが適当である。比較的固有周期の長い（つまり柔い）構造物ではハウスナーの仮説

を用いるのが適当している。

実用上の問題としては震度一定の領域と震度が固有周期に逆比例する領域の折点を決定することが必要になる。この折点を表わす固有周期を原則として0.67秒と暫定的に定めているのが本州四国連絡橋耐震設計指針（1967，日本土木学会）である。筆者は，この周期を2秒位までにすることは，今後の研究によって可能であると考えている。

折点の周期を大く撰ぶことは，図－2に示してあるように震度一定の領域を拡めると同時に構造物に生ずる加速度と地震の加速度との比を小さく撰ぶことに必然的につながる。

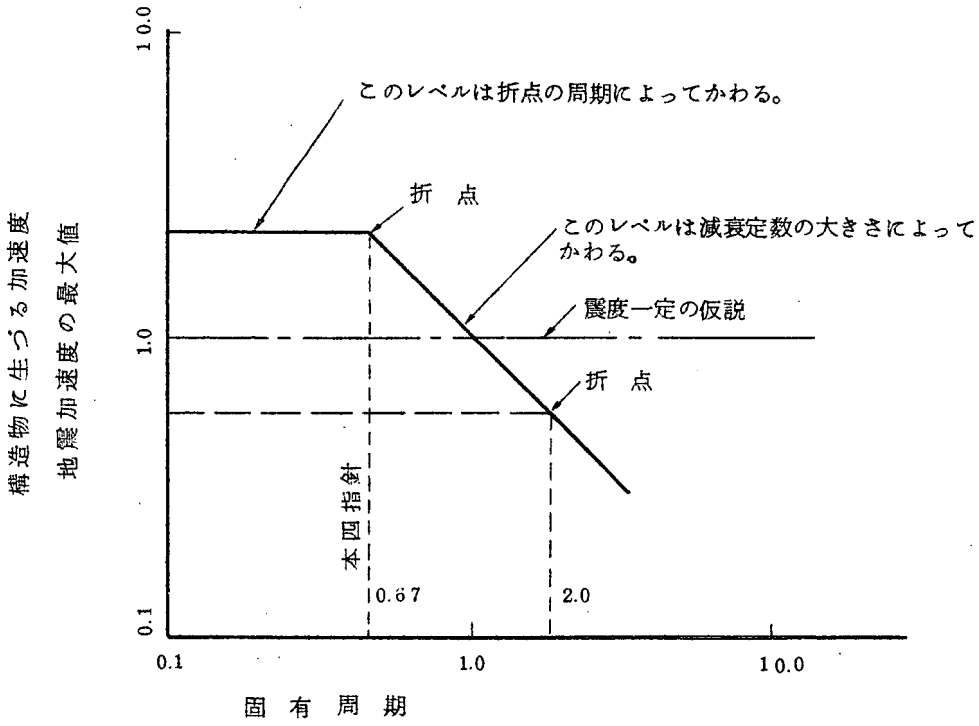


図　－　2

図－2の例では，折点の周期を2秒に撰んだときには，

構造物に生づる加速度＜地震加速度の最大値

と云う関係になる。これは廉価な設計につながるものである。単なる震度一定の仮説は，このような場合をその中に含んでいない。震度一定の仮説から一歩進んで合理的に震度を逓減できるようになったのは，最近の耐震工学の大きな収獲であると云えよう。

地震の加速度と構造物に生づる加速度

構造物に生づる加速度（これを重力の加速度 $g = 980^{cm}/_{sec^2}$ で除してやれば震度になる）はつぎのように表わすことができる。

$$\left(\frac{\text{構造物に生づる加速度}}{\text{地震の加速度の最大値}}\right) \times \text{（地震の加速度の最大値）}$$

この第一のカッコの中味を応答の増幅倍率と云っている。

すなわち，応答の増幅倍率を小さく認定しても，地震加速度の最大値の値如何によって構造物に生づる加速度はかわってくる。矢張り根本的には地震加速度の値そのものが問題であり，増幅倍率の認定も地震加速度の大きさによってかわるものである。松代地震の際に橋梁において実施された実測によれば，固有周期0.35秒の場合に，増幅倍率（真の値より大きい値で整理された）と地震加速度の最大値との関係は図－3のようになった。

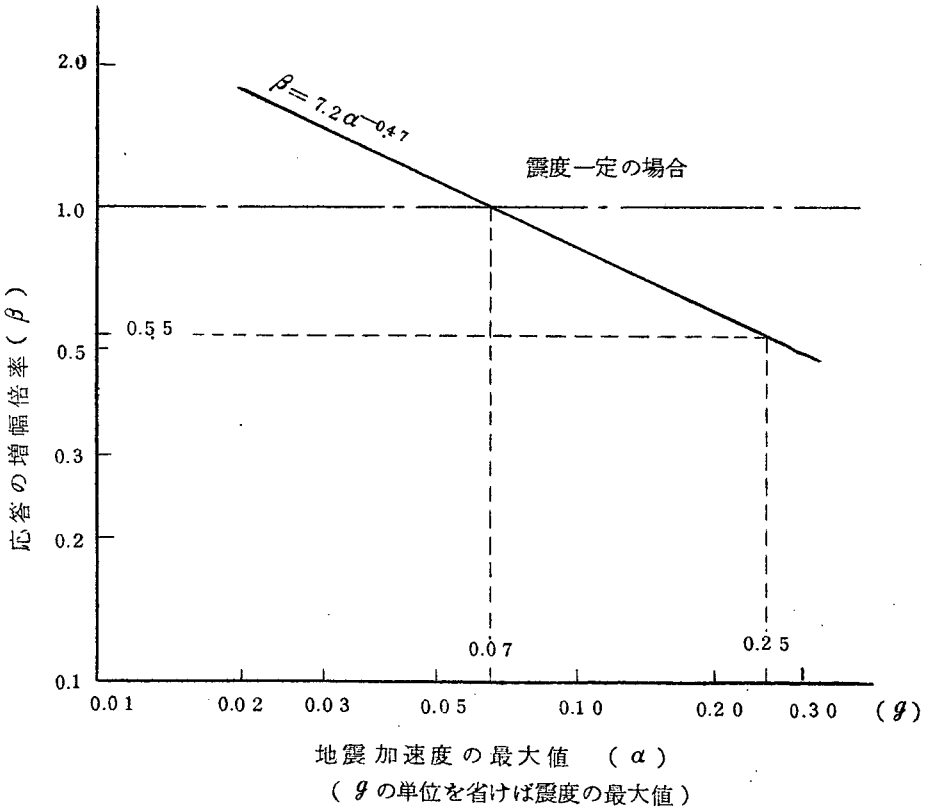


図　－　3

No.	構造物名	県名	台数	設置年	予定年
616					
	7. 治水課				
701	淀川堤防	大阪	2	41—8	
702	東京高潮堰	東京	1		
703	豊川	愛知	1式	41—*3	
704	岡山	岡山	1		
705					
706					
707					
	8. 海岸課				
801	有明海	佐賀	1	40. 6	
802	青森	青森	1		42
803	富山	富山	1		42
804	金沢松任	石川	1		42
805	岡山	岡山	1		41
806					
807					
	9. 土木研究所				
901	土研千葉支所	千葉	1	37—3	
902	西新井橋	東京	3	37	
903	昭和大橋	新潟	2	39	
904	新天竜川橋	静岡	2	39	
905	落合橋	長野	3	40.12	
906	鹿島	茨城	1		42. 3
907	八戸市	青森	2		42 ～ 45
908	宮古市	岩手	2		
909	秋田	秋田	2		
910	平市	福島	2		
911	高松市	香川	2		
912	宮崎市	宮崎	2		
913					
914					
915					
	10. 日本道路公団				
1001	安治川橋	大阪	3	38—3	

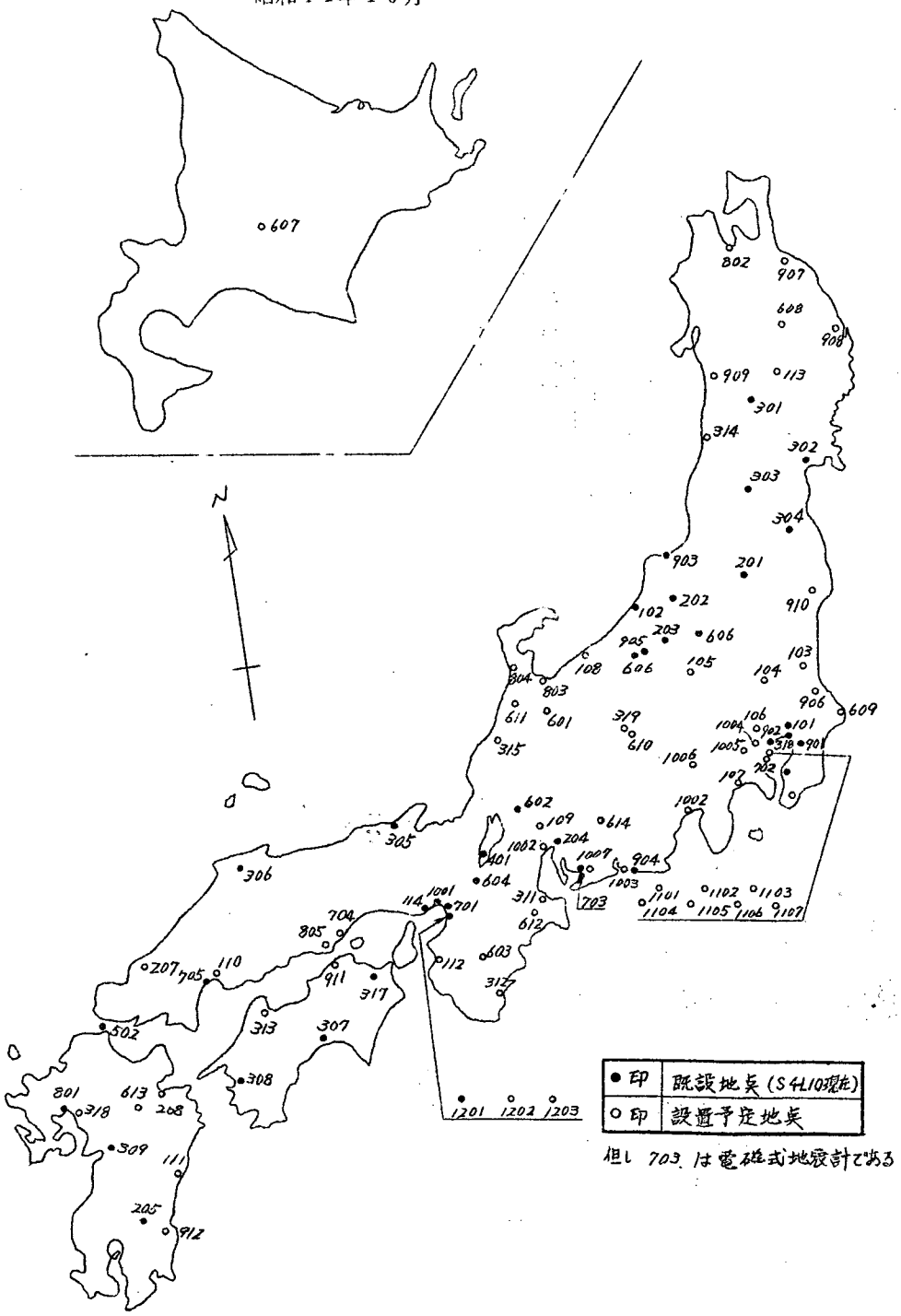
No.	構造物名	県名	台数	設置年	予定年
1002	東名富士川	静岡	2		41
1003	東名浜松	〃	2		42
1004	中央道	神奈川	2		42.3
1005	中央道	東京	2		42.3
1006	中央道	山梨	2		42.3
1007	豊橋	愛知	2		42
1008	木曾川橋	〃	2		42
1009					
1010					
	11. 首都高速道路公団				
1101	千代田区岩本町	1号線	2		
1102	港区芝海岸通	〃	2		
1103	太田区森ケ崎町	〃	2		
1104	港区青山高樹町	3号線	2		
1105	豊島区池袋	5号線	2		
1106	墨田区堤通り	6号線	2		
1107	江東区大島町	7号線	2		
	12. 阪神高速道路公団				
1201	東区横堀町	1号線	2	40	
1202	旭区生江町	3号線	2		
1203	西成区玉出町	4号線	2		
1204					
1205					
	13. 北海道開発庁				
1301					
1302					
1303					
1304					
1305					
1306					
1307					
1308					

注 1. ＊印は電磁式地震計の設置箇所（703）

2. 設置年の欄に記載されているものはすでに設置済みであることを示す。

付図２　強震計配置計画図（修正案）

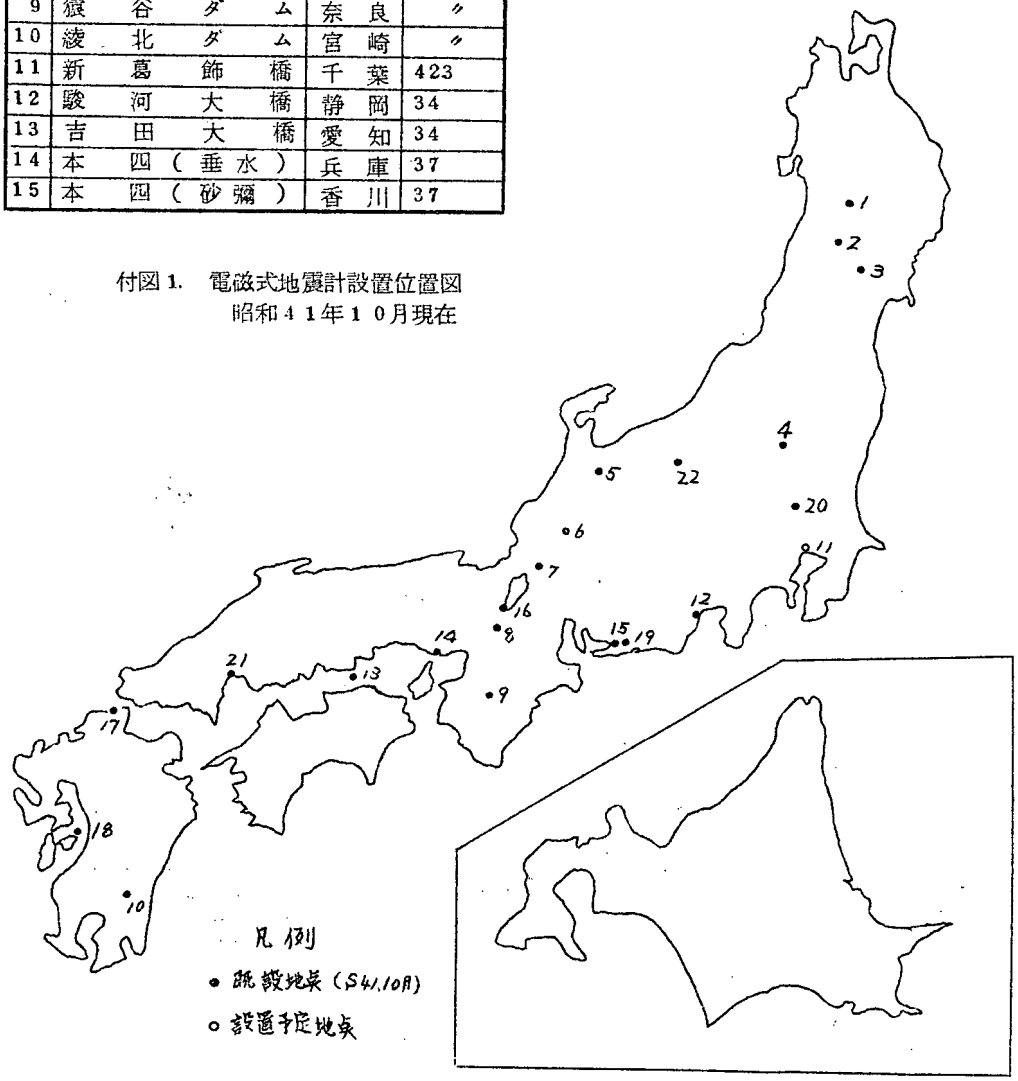
昭和４１年１０月



付表 1　電磁式地震計設置一覧表

No.	構造物	県名	設置年
1	湯田ダム	岩手	不明
2	皆瀬ダム	秋田	〃
3	鳴子ダム	宮城	〃
4	川俣ダム	栃木	〃
5	室牧ダム	富山	〃
6	笹生川ダム	石川	〃
7	横山ダム	岐阜	〃
8	天ケ瀬ダム	京都	〃
9	猿谷ダム	奈良	〃
10	綾北ダム	宮崎	〃
11	新葛飾橋	千葉	423
12	駿河大橋	静岡	34
13	吉田大橋	愛知	34
14	本四（垂水）	兵庫	37
15	本四（砂彌）	香川	37
16	琵琶湖大橋	滋賀	38
17	若戸大橋	福岡	36
18	有明海締切堤防（大矢野）	熊本	38
19	豊川放水路土堤防	愛知	41.3
20	利根川堤防（栗橋）	埼玉	40
21	太田川堤防（広島）	広島	40
22	千曲川堤防（松代）	長野	41

付図 1.　電磁式地震計設置位置図
昭和４１年１０月現在



付表2　強震計設置位置一覧表

昭和41年10月修正案

No.	構造物名	県名	台数	設置年	予定年
	1. 国道一課				
101	新葛飾橋	千葉	2	41—3	
102	米山大橋	新潟	1 2	40 41	
103	那珂川橋	茨城	2		
104	新利根川橋	埼玉	2		42—3
105	高崎高架橋	群馬	2		
106	草加〃	埼玉	2		42
107	大磯〃	神奈川	2		
108	姫川橋	新潟	2		
109	木曾川橋	岐阜	2		
110	肱山橋	広島	2		
111	美々津橋	宮崎	2		
112	紀ノ川大橋	和歌山	2		42—3
113	和賀川第一橋	岩手	2		42
114	尼崎高架橋	兵庫	2	38—3	
	2. 国道二課				
201	小谷橋	福島	2	39	
202	魚沼橋	新潟	2	40	
203	横倉沢橋	長野	2	39	
204	新八幡橋	愛知	2	40	
205	石瀬戸橋	宮崎	2	39	
206	房州大橋	千葉	2		42
207	高津橋	島根	2		42.1
208	鶴崎橋	大分	2		42
209					
	3. 地方道課				
301	雄平橋	秋田	2	39	
302	開北橋	宮城	2	39	
303	押切大橋	山形	2	39	
304	伊達橋	福島	2	40	
305	港大橋	兵庫	2	39	
306	妙見橋	島根	2	40	
307	五台山橋	高知	2	39	
308	板島橋	愛媛	2	40	
309	乙女橋	熊本	2	39	
310	新平井橋	東京	3	40	
311	豊浜大橋	三重	2		42.2
312	赤木橋	和歌山	2		41.11
313	石槌橋	愛媛	2		42.2
314	清川橋	山形	2		42
315	新保橋	福井	2		—
316					
317	新詰橋	徳島	2		41.11
318	新田橋	福岡	2		—
319	四徳大橋	長野	2		41
320					
321					
	4. 高速道路課				
401	琵琶湖大橋	滋賀	1	39	
402					
403					
	5. 道路企画課				
501	東京湾環状	千葉	1	40	
502	第二関門	福岡	2	40	
503					
504					
	6. 開発課				
601	室牧ダム	富山	1	36—8	
602	横山ダム	岐阜	2	37—7	
603	猿谷ダム	奈良	1	33—3	
604	天ケ瀬ダム	京都	1	39—8	
605	椹花ダム	長野	1	41—5	
606	藤原ダム	群馬	1	不明	
607	金山ダム	北海道	1		
608	四十四田ダム	岩手	1		
609	利根川河口堰	千葉	2		
610	小渋ダム	長野	2		
611	犀川ダム	石川	1		
612	君ケ野ダム	三重	1		
613	下筌ダム	熊本	2		
614	矢作ダム	愛知	2		
615					

図－3から明らかなように，地震加速度の最大値が大きくなるにつれて，応答の増幅倍率は低下し，それはおおむね地震加速度の最大値(α)の平方根に逆比例する。つまりαの約$-\frac{1}{2}$乗に比例する。アースダムの例では$-\frac{1}{4}$乗，建物の例では－0.7乗に比例すると云う数字も出ている。

つまり，地震加速度の増大とともに，応答倍率が低下する傾向は，その原因が地震の側にあるにせよ，構造物の側にあるにせよ明らかな事実である。しかも図－3で注目に値するのは，応答倍率が1より小さい領域に移り替る地震の加速度は，わづかに0.07gであると云うことである。地震加速度が0.25g（中央気象台震度階Vの上限値に相当する）であれば，構造物に生ずる加速度はつぎのようになる。

$$0.55 \times 0.25\,g \fallingdotseq 0.14\,g$$

極端な云い方をすれば，この構造物では震度階Vの地震に対する設計震度は0.14でよいと云うことになる。またこの橋梁における実測では0.3gまでの地震加速度を蒙りながら，同橋に何んらの被害も生じなかった。

ここで筆者は，中央気象台震度階と加速度との関係を表わすつぎの式に物理的意味がどの程度あるのか疑がわしいと考えている。

$$\alpha = \left\{ \frac{0.253}{0.800} \right\} \times 10^{0.5i} \qquad (\mathrm{gal},\ i = \mathrm{I}, \mathrm{II}, \cdots\cdots, \mathrm{VI})$$

ここでgalは加速度の単位で$1\,cm/sec^2$を表わす。重力の加速度gは980galである。

大胆に云えば，多くの地震では，実際に作用する地震加速度の最大値は，上記の式によって導かれる値よりはるかに大きいと云うことが指摘される。

結局，応答の増幅倍率を小さく，しかも1以下にも採りうることが，剛な構造物についても云えることが理論的にも実測からも明らかになってきたが，地震加速度は予想している同じ程度の地震に対しては，従来より大きな値を採る必要も生ずるであろう。

地震の振動の作用を構造物と地震の両面から求めることを試てきた。これによれば現状としては，一般の土木構造物の耐震設計は慣用されてきた手法を尊重して行うべきことを示唆するものである。また日本の土木関係では多くの場合，設計震度を0.2に採って，部材応力の検討は降伏点近傍の値で行なっている。安定も極限に近い状態を想定して検討している。一方，米国の西部地域の構造物では設計震度を0.1と低く採っているが，部材応力は常時の荷重と同じ安全率を考えて検討している。日米二者を比較してみると，同じ震度設計法であっても，我国の方が極限状態で検討している点は，現代の耐震工学からみて，一歩先んじていると云えるであろう。云うまでもなく慣用の手法を適用することの可否は設計者にゆだねられているのであり，そこで行なう

判断こそ技術者の生甲斐に通づるものであり，技術の進歩を刻みつけていくものである。紙面の都合上，特殊な構造ならびに大規模構造物については十分触れることは出来なかった。建設省土木関係の構造物と地盤における地震応答と地震動の観測点を付表として付す。これらを通じての観測結果からより一層地震作用の実体が明らかにされていく。

参　考　資　料

栗林栄一　橋梁下部構造の耐震設計　道路　昭和41年12月号

岡本舜三　地震力を考えた土木構造物の耐震設計法　オーム社

建設省土木研究所　「本州四国連絡橋調査の概要」　建設省土木研究所資料　第216号，昭和41年10月

付表 3　強震記録数一覧

観測点 No.		設置年	強震計・地震計の台数 地盤 強震計	地盤 地震計	構造物 強震計	構造物 地震計	全記録数 G.L	全記録数 構造物	全記録数 計	掲載記録数 G.L	掲載記録数 構造物	掲載記録数 計	備考
101	新葛飾橋	41	1	—	1	—	2	2	4	1	1	2	
102	米山大橋	40.41	1	—	2	—	9	{0 0	9	2	{0 0	2	
201	小谷橋	39	1	—	1	—	0	1	1	0	1	1	
202	魚沼橋	40	1	—	1	—	13	6	19	4	4	8	
203	横倉沢橋	39	1	—	1	—	5	11	16	1	1	2	
205	石瀬戸橋	39	1	—	1	—	0	7	7	0	1	1	
302	開北橋	39	1	—	1	—	2	2	4	2	2	4	
303	押切大橋	39	1	—	1	—	1	8	9	1	1	2	
304	伊達橋	40	1	—	1	—	5	5	10	2	2	4	
305	港大橋	39	1	—	1	—	3	2	5	2	2	4	
309	乙女橋	39	1	—	1	—	0	5	5	0	1	1	
501	東京湾環状	40	1	—	1	—	10	—	10	3	—	3	
605	裾花ダム	41	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	別冊
801	有明海	40	1	—	1	—	1	—	1	1	—	1	
901	土木研究所	37	1	—	1	—	18	—	18	7	—	7	
902	西新井橋	37	1	—	2	—	14	{25 11	50	5	{4 6	15	
903	昭和大橋	39	1	—	1	—	4	5	9	2	2	4	
904	新天竜川橋	39	1	—	1	—	1	0	1	1	0	1	
905	落合橋	40	1	—	1	—	—	—	—	—	—	—	別冊
1001	安治川橋	38	1	—	2	—	1	{1 1	3	1	{1 1	3	
114	尼ケ崎高架橋	38	1	—	1	—	5	1	6	1	1	2	
12	駿河大橋	34	—	2成分	—	4成分			1			1	
13	吉田大橋	34	—	2 〃	—	4 〃			1			1	
14	本四（垂水）	37	—	3 〃	—	—			2			2	
18	大矢野島	38	—	3 〃	—	—			10			2	
合計									201			73	

雨天時下水の排除の合理化に関する研究

―― 雨天時下水の水質変動の理論と実態 ――

下水道研究室　　稲　場　紀久雄

1. はじめに

降雨初期の下水が水質的にみて極めて悪質であることは，従来から認められていた。[1] 特に最近雨水吐き室から降雨時に無処理の雨天時下水の一部が放流されるため水質汚濁防止の観点から雨水吐き室の希釈倍数の再検討が問題になっている。下水道は，単に一都市のみの下水の排除だけを行なえば事足りるものではなく，水質汚濁の面から考えて放流河川水系全体の水質に与える影響からフィードバックされた形で総合的で合理的な排除施設でなければならない。その意味で，上記の希釈倍数やさらに処理施設規模，処理レベルの検討は勿論のこと，水質調整池，遊水池等を水質コントロールの面から考えて行く必要がある。具体的には，水質調整の観点から降雨時下水の水質の時間変動を推定する必要が生じてくる。この問題が水質面からの雨天時下水の排除の合理化を促するための最大の課題である。

洪水時における流送土砂量（あるいは濃度）の時間変動の推定理論，あるいは実測は矢野，[2] 吉川[3]，速水[4]，岩垣[5] など多数の研究者によって行なわれてきた。

都市域での雨天時下水の水質の時間変動も現象的には洪水時の流送土砂量の時間変動と同じであろう。しかし我々の場合，対象となる水質は，極めて微細な土砂（細砂あるいはシルト程度の大きさの無機物）と有機質の汚物である。特に有機質の水質が対象になる。また堆積汚物量も有機物に関しては，有限の量であると考えられる。これらの事項は，運動方程式の検討の必要性，堆積物の種類と堆積している場所と堆積量の関係（どこにどの様なものがどの位たまっているか？）等を追求する必要性を示差している。これらの点の若干部分を極めて初歩的にGamson[6] や稲場[7] がとりあげているが，いまだ門をたたいた程度にすぎない。

そこで本論文では，上記の諸点の微妙な点は一応考えないことにして，極めてマクロに都市域，堆積汚物分布および量，降雨の分布等をモデル化した解析を行なってみた。

また実測によって雨天時下水の水質変動の実態を明らかにした。

2. 理　論

1. モデルと基礎式

都市域あるいは排水区を等価な矩形排水区とみなす。すなわち面積W・Lは，実際の面積Aに等しく勾配 $\sin\theta$ は，実際勾配の平均値，モデルの雨水流出ピークが実際の場合と同じ時刻で同じ高さにあらわれる粗度を持つ斜面とする。汚水は，場所的に一様に発生する。降雨は，場所的に一様に降るものとする。

文字の説明

i ：降雨強度（mm／hr ）

q_d ：晴天時下水量（mm/hr）

P_d ：晴天時濃度

q_u ，q_l ：雨天時下水量（単位巾）

P_u ，P_l ：雨天時濃度

H ：汚濁物質堆積高さ

λ ：空隙率

汚濁物質は，場所的に一様に堆積しているものとする。このようなモデル排水区において，次のように雨天時下水の水質の時間変動を解析する。

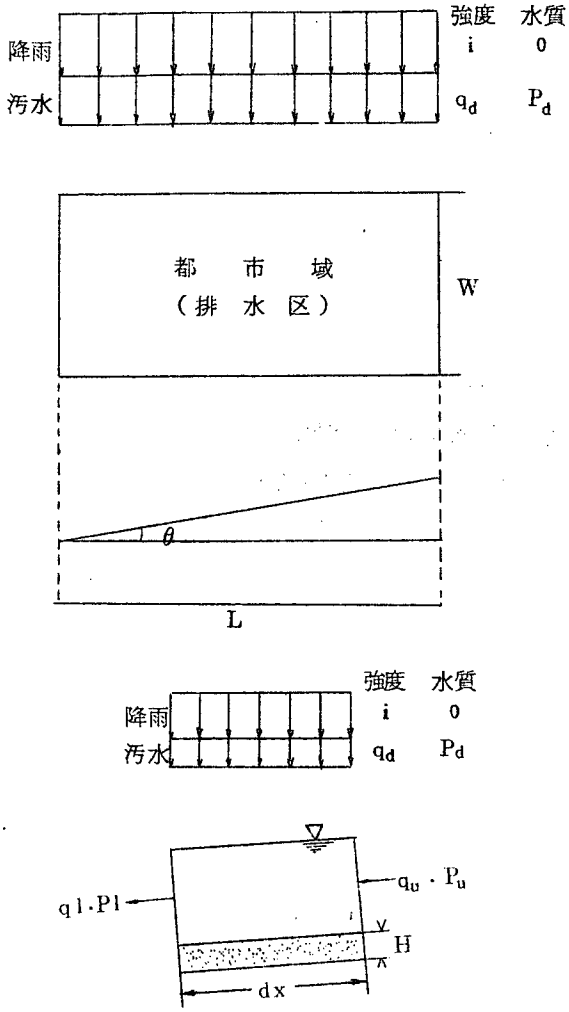


Fig 1. 都市のモデル化

(イ) 汚濁量に関する基礎式

(イ)－1 連続方程式

$$q_l = q_u + \frac{\partial q_u}{\partial x} dx \text{---}(1)$$

$$P_l = P_u + \frac{\partial P_u}{\partial x} dx \text{---}(2)$$

収支の式より

$$q_l P_l - q_u P_u = P_d q_d dx - (1-\lambda) \frac{\partial H}{\partial x} dx \quad \cdots\cdots (3)$$

(1)，(2)，(3)より

$$P_u q_u + P_u \frac{\partial q_u}{\partial x} dx + q_u \frac{\partial P_u}{\partial x} dx - P_u q_u + \frac{\partial q_u}{\partial x} \cdot \frac{\partial P_u}{\partial x} (dx)^2$$

$$= q_d P_d dx - (1-\lambda) \frac{\partial H}{\partial t} dx$$

故に近似的に

$$(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Pq}{\partial x} = P_d\, q_d \quad \cdots\cdots (4)$$

(イ)－2　運動方程式

いま，$Pq = kF(F-F_c)$ と仮定する。ただしFは，掃流力とする。Subscript cは，critical を意味する。

F_c をFに対して無視できるとすると

$$Pq = kF^2 = k\gamma_0^2\, i_0^2\, h^2 \quad \cdots\cdots (5)$$

ここで，$\gamma_0 = g$，$i_0 = \sin\theta$，hは水深である。

(ロ)　雨水に関する基礎式

連続方程式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = i + q_d \quad \cdots\cdots (6)$$

運動方程式を近似的にマニングの式とすると

$$Q = \frac{1}{n}\, i_0^{\frac{1}{2}}\, h^{\frac{5}{3}} \quad \cdots\cdots (7)$$

2. 解　析

(4)～(7)を用いて次の様に解析する。

(4)，(5)より

$$(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t} + 2k\gamma_0^2\, i_0^2\, h\frac{\partial h}{\partial x} = P_d\, q_d \quad \cdots\cdots (8)$$

(6)，(7)より

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{5\, i_0^{\frac{1}{2}}}{3\, n}\cdot h^{\frac{2}{3}}\frac{\partial h}{\partial x} = i + q_d \quad \cdots\cdots (9)$$

(8)，(9)より $\frac{\partial h}{\partial x}$ を消去すると

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{6}{5}\cdot\frac{k\gamma_0^2\, i_0^{\frac{3}{2}}\, n\, h^{\frac{1}{3}}}{1-\lambda}\left(\frac{\partial h}{\partial t} - i - q_d\right) + \frac{P_d\, q_d}{1-\lambda}$$

$$= \frac{K\, h^{\frac{1}{3}}}{1-\lambda}\left(\frac{\partial h}{\partial t} - i - q_d\right) + \frac{P_d\, q_d}{1-\lambda} \quad \cdots\cdots (10)$$

(10)は，水位と汚濁物質堆積高との間に密接な関係があることを示している。

3. Hmax ，Hmin あるいは $\left.\frac{dH}{dt}\right|_{min}$ の発生時刻

Hが雨水流出期間中零にならない場合を考える。しかもFig 2(a)に示す典型的な流出の場合を考える。Hmax ，Hmin は，$\frac{dH}{dt}=0$ の場合に生ずる。従って(10)より

$$Kh^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\partial h}{\partial t}-i-q_d\right)+P_d\,q_d=0 \text{ とハイドロブラフ } h=f(t)$$

との交点が求めるHmax，Hmin の発生時刻である。Hmax，Hmin での水位は，当然のことだが等しいはずであるからHmax，Hminの発生順序は，Fig 2(b)に示す通りである。

$\left.\frac{dH}{dt}\right|_{min}$ は，$\frac{d}{dt}\left|\frac{dH}{dt}\right|=0$ の場合に生ずる。

(10)より $h\frac{\partial^2 h}{\partial t^2}+\frac{1}{3}\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)^2$

$-\frac{i+q_d}{3}\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)=0$ を満足する点群のうち，ハイドログラフの交点の位置がそれにあたる。

$\frac{\partial h}{\partial t}=0$ のとき上式は恒等的に成立し，しかもFig 2(b)のH－tの変化から $\frac{\partial h}{\partial t}=0$ の時刻が $\left.\frac{dH}{dt}\right|_{min}$ の発生時刻である。$\frac{\partial h}{\partial t}=0$ は，明らかにハイドログラフのピーク発生時刻である。$\frac{dH}{dt}$－tの変化は，Fig 2(c)の様になる。

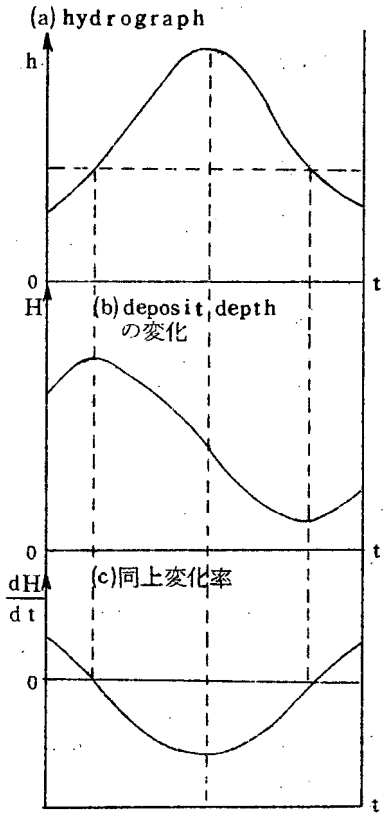


Fig 2. Hmax，Hmin $\left.\frac{dH}{dt}\right|_{min}$ の発生順序

Hが雨水流出期間中に零になる場合は，Fig 2から明らかにこの時刻以降は，堆積物の影響は全くなくなる。水質は，$\frac{1}{h}\left(P_d\,q_d-\frac{dH}{dt}\right)$ であり，Hが零になると希釈効果のみがあらわれる。4では極めて典型的な場合を図示しているが必ずしもFig 3(1)の(a)の様に変

化するものではないことを断っておく。

4. 水質の時間変動

(10)式は，雨水流出波形を仮定してやると容易に解くことができる。波形をフーリェ級数で近似すると一般性がでてくる。

ここでは，極めてマクロに一般的性質が把握できればよいものとして次の三角波形で近似することにした。

すなわち

$T \geq t \geq 0$（水位上昇部）で

$$h = \frac{\left\{ C(i+q_d) \right\}^{\frac{3}{5}}}{T\left(\frac{i_0^{\frac{1}{2}}}{n}\right)^{\frac{3}{5}}} \cdot x^{\frac{3}{5}} t \quad \cdots\cdots (11)$$

$2T \geq t > T$（水位下降部）で

$$h = 2\left\{ \frac{C(i+q_d)}{\frac{i_0^{\frac{1}{2}}}{n}} \right\}^{\frac{3}{5}} x^{\frac{3}{5}} - \frac{\left\{ C(i+q_d) \right\}^{\frac{3}{5}}}{T\left(\frac{i_0^{\frac{1}{2}}}{n}\right)^{\frac{3}{5}}} \cdot x^{\frac{3}{5}} t \quad \cdots\cdots (12)$$

ただし　C：流出係数

x：上流端からある点までの距離

T：流達時間

上式(11)，(12)を(10)に代入すると

$$T \geq t \geq 0 \text{ で} \qquad H_1 = -K' t^{\frac{4}{3}} + P_d\, q_d\, t + H_0 \quad \cdots\cdots (13)$$

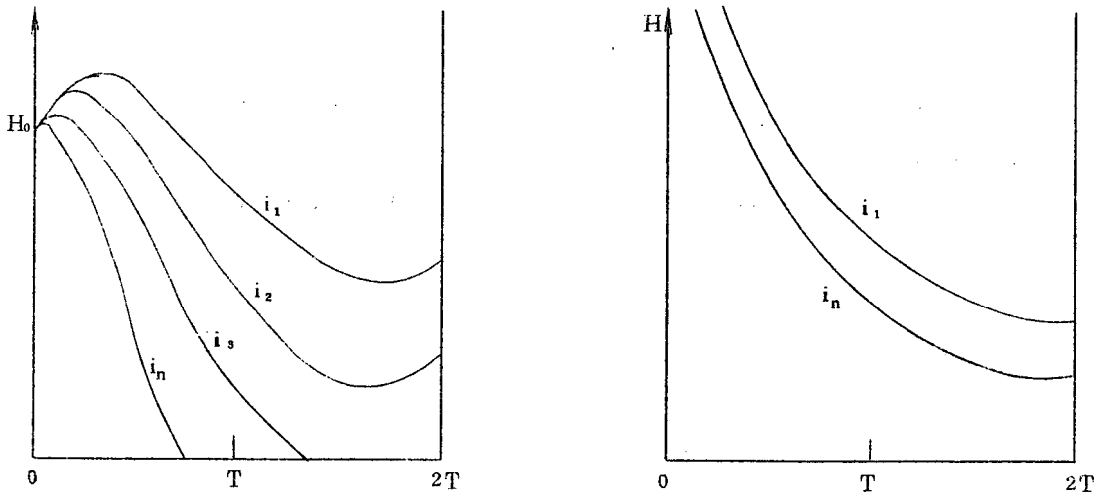
$$2T \geq t \geq T \text{ で} \qquad H_2 = -K'' T\left(2 - \frac{t}{T}\right)^{\frac{4}{3}} + P_d\, q_d\, t + H_0' \quad \cdots\cdots (14)$$

ただし　$H_0' = f(H_0)$　である。またK'，K''：定数

H_0：初期堆積高である。

(13)，(14)と2の解析結果とに従って，堆積高Hの変動を図示するとFig 3のようになる。

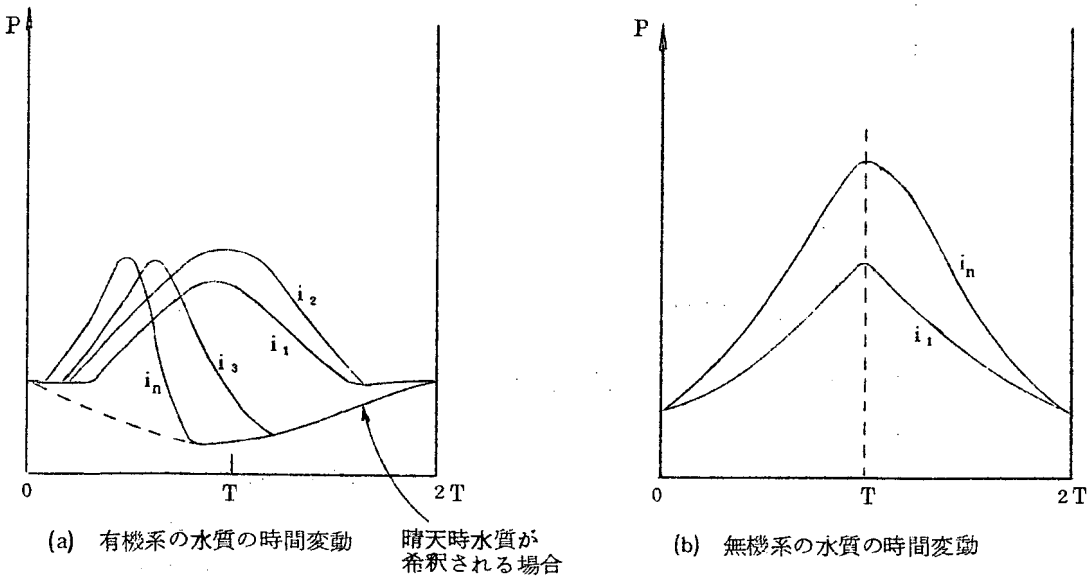
Fig 3で有機系と無機系とに区別した理由は，堆積物の中には当然有機質と無機質があること，量的には有機質は有限量であり，無機質は無限量であること，微視的には堆積場所が有機質は下水管きょ内，路面等に多く，無機質は庭，道路等に多いこと等の理由で堆積高



(a) 有機質の堆積物の時間変動

(b) 無機質（砂，ＳＳなど）の堆積物の時間変動

Ｆｉｇ３(1)　堆積物の時間変動



(a) 有機系の水質の時間変動

(b) 無機系の水質の時間変動

Ｆｉｇ３(2)　雨天時下水の水質変動のパターン
（ $i_n > \cdots\cdots > i_2 > i_1$ ）

Hを有機質と無機質とで別々に取り扱えると考えられるからである。しかも下水管きょ，路面等の密度は高いからマクロにみた場合，面的に一様に堆積していると考えてよいと考えられるのである。Fig 3は，極めて典型的な場合を図示しているが，水質の時間変動は，降雨の強度，継続時間等によって極めて多様に変化することがわかる。

汚濁負荷量あるいは水質のピークは，流出のピークかあるいはそれ以前にあらわれることは明白である。降雨強度が高く，大きな出水ほどそのピークは早くあらわれる。有機系の汚濁物質は，量的に有限であるから全部流出した後は，前述のように雨水による希釈効果のみがあらわれる。無機系（SSなど）は，量的に無限だからその負荷量あるいは水質のピークは，流出のピークに一致する。従って有機系と無機系とでは，明らかに水質の時間変動のパターンが異なるといえる。我々の場合，有機系の水質が対象になるといえるから，5に述べる堆積との関連で極めて多種多様な変動をする。堆積量という制約条件が最も重要な要素となる。

5. 堆　積

4で若干，堆積についてふれた。堆積物については，有機物と無機物（特に土砂などを意味する。）とがある。これらの堆積している場所は，ミクロにはかなりかたよっているが，マクロにみて一様に堆積していると仮定できると考えられる。我々の対象は，汚物の無害化であるから有機系の堆積物が重要になる。ここでは，有機系の堆積物，特にその量について考察しよう。

いま，有機物質量をすべてBOD$_5$で表示する。マクロにみて1日agづつ堆積するものとすると，n日前からの堆積量は（na）gである。ところが自己減衰するから実際は，（na）gより少い。

BOD$_5$の反応には，好気性の場合第1段階と第2段階とがある。第2段階の反応速度は，極めて遅いと考えられている。いま，第1段から第2段へ移行する日数をtとする。

$n \leq t$　（第1段階のみ）の時

$$\text{堆積量}\ S = \frac{a}{k_1}(1-e^{-k_1 n}) \qquad (15)$$

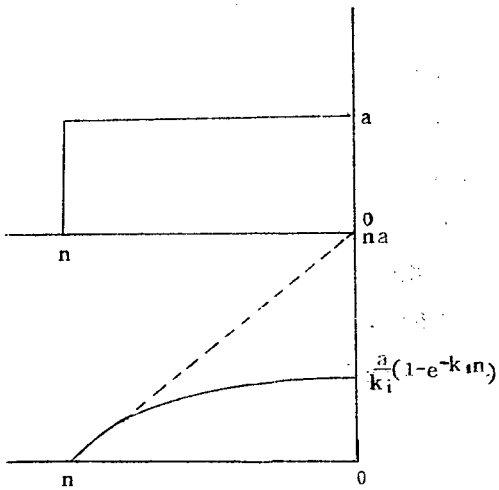


Fig 4.　堆　積　量

$n \geq t$　（第２段階も入る）の時

$$堆積量S = \frac{a}{k_1}(1-e^{-k_1 t}) + \frac{a e^{-k_1 t}}{k_2}(1-e^{-k_2(n-t)})$$

$$= \frac{a}{k_1}(1-e^{-k_1 t}) + \frac{a}{k_2}(e^{-k_1 t} - e^{-k_2 n}) \quad \cdots\cdots (16)$$

前述したように，第２段階の反応速度 k_2 は，極めて小さいし，$n \geq t$（普通１週間程度）では，必ず降雨があって，堆積物の１部が流送されるため第２段階に入った部分の量のウエイトは，一般には小さい。従って，一般に(15)で近似できる。(15)，(16)から堆積量を堆定するためには，k_1，k_2，a，n 等を与える必要がある。k_1，k_2 は，実測が可能だし，n は無降雨日数の確率的考慮から決まる。a については，見かけ上の値は，下水管きょ内浚渫汚泥量などから求まるが，正確な値は今後に待たねばならない。

しかし，注目すべきことは，無降雨期間が季節的に異なることである。必ず渇水期に長い無降雨期間があり，この場合，$n > t$ のケースが起りえる。この季節には，河川側の水量も少いから仮に雨水吐き室から雨天時下水が放流された場合，水質汚濁防止上極めて好ましくない結果を生じさせることになる。従って，n の決定にあたっては，かかる無降雨期間の季節的変化についても考慮すべきであろう。

5. 結　論

極めてマクロな取り扱いをしたが，水質変動は，降雨状態等々で極めて複雑で多様に変化することが理解できる。

この問題を解くために最も必要な値は，堆積高であるが，これは見かけ上の値は求まっても真実の値の実測は不可能であるといってよい。その意味で堆積量については，「１日どの位たまる」といったマクロな原単位を定めてやるといった程度のアプローチで充分ではないかと考えている。

今後は，実測を通じて上記の原単位の把握，堆積物の組成やその物理化学的性格等の把握が必要である。

3. 実　態

1. 水質変動のパターンと一般的特性

東京都，豊橋市，名古屋市，京都市，岐阜市に於て雨天時下水の水質変動の実態を調査した。

最大降雨強度，降雨継続時間，最大水質発生時間比，降雨ピーク時間比，流出ピーク時間比（いずれも降雨継続時間に対する比率），降雨前水質，雨天時最大水質，雨天時最小水質を一覧表にしたものがTable 1である。Table 1から判断できる水質と各指標との関係は，次のとおりである。

(イ) 最大降雨強度と最大水質発生時間比との関係

最大降雨強度が大きいほど最大水質発生時間比は，小さくなる。最大降雨強度がある値より小さいと最大水質発生時間比と流出ピーク発生時間比とは一致する。（Fig 6，7参照）

(ロ) BOD_5 最大水質発生時間比とSS最大水質発生時間比

BOD_5 最大水質発生時間比は，SS最大水質発生時間比より一般に小さい。最大降雨強度がある値より小さいと両者は，ほぼ一致しかつ流出ピーク発生時間比とも一致する。（Fig 6，7参照）

(ハ) BOD_5 最大水質

最大降雨強度が大きいほど最大水質も大きいようである。降雨前水質値と最大水質値との比率も，最大降雨強度が大きいほど大きいようである。降雨が微弱な場合，水質は，増加せずに漸減する。（Fig 6参照）

(ニ) BOD_5 最小水質

降雨流出期間の間に必ず最小水質があらわれる。これは，都市域にBOD物質の堆積物がなくなるか，降雨が微弱で堆積物の流送が不可能な場合，流出雨水によって下水が希釈されるためである。（Fig 6参照）

(ホ) SS最大水質

SSの堆積量は，無尽蔵であるといえよう。最大水質は，流出ピークかそれ以前に生ずる。SSの構成は，降雨初期には，有機性成分が多いが，しだいに無機性成分が多くなる。Fig 5で一例を示すが，Total Solid とSSとの差はSS最大水質発生時刻近傍では，それ以前および以後より小さくなる。すなわち初期および後期では，平均粒径が小さく，最大水質発生時刻近傍では平均粒径が大きくなっている。（Fig 5，7参照）

Table 1. 水質変動のパターン

都市名	排水区名	観測月日	最大降雨強度	降雨継続時間	最大水質発生時間比 BOD	最大水質発生時間比 SS	降雨ピーク時間比	流出ピーク時間比	降雨前の水質 BOD	降雨前の水質 SS	雨天時最大水質 BOD	雨天時最大水質 SS	雨天時最小水質 BOD	雨天時最小水質 SS
			mm/hr	min					ppm	ppm	ppm	ppm	ppm	ppm
東京都	谷端川 (合流式)	42. 6. 15	72	36	0.17	0.44	0.31	0.81	151	150	490	1290	50	なし
		6. 29	5.6	90	0.87	0.87	—(一様強度)	0.87	140	230	170	540	30	〃
		7. 3	5.1	176	1.00	1.00	0.70	1.00	90	140	175	510	15	〃
		7. 6	21	70	0.77	0.77	0.57	0.93	140	30	330	1350	70	〃
		7. 13	0.5	102	—	0.68	0.10	0.29	95	20	しだいに減少	40	40	〃
豊橋市	花田 (合流式)	42. 8. 22	45.6	150	0.07	0.40	0.40	0.67	229	101	410	1450	30	〃
		8. 22	43.8	20	—	1.00	0.25	1.00	60	100	しだいに減少	470	30	〃
名古屋市	田光 (合流式)	42. 7. 19	65	20	0.65	0.70	0.30	0.90	100	80	140	1790	20	〃
		8. 22	—	—	—	流出ピークに一致	—	—	110	40	しだいに減少	570	40	〃
		9. 13	30	22	—	0.68	0.14	0.68	40	80	40	600	40	〃
名古屋市	千年 (合流式)	42. 8. 22	31	70	0.29	1.07	0.67	0.93	40	60	160	710	40	〃
		8. 22	53	25	—	0.84	0.56	1.00	120	30	しだいに減少	720	—	〃
		9. 13	25	26	—	1.00	0.31	1.18	40	70	しだいに減少	300	15	〃
		9. 13	16.5	23	—	0.74	0.09	1.26	45	130	45	210	45	〃
京都市	中部第一 (合流式)	42. 8. 22	30	50	—	0.50	0.24	0.40	100	180	しだいに減少	500	20	〃
		8. 31	32.4	62	0.32	0.58	0.33	0.53	150	150	220	520	20	〃
岐阜市	清水川 (分流式)	42. 7. 6	27.6	23	2.18	1.65	0.48	1.83	6.5	60	14.3	268	なし	〃
		7. 12	4.4	50	1.64	0.36	0.12	1.20	3.7	32	14.3	52	〃	〃
		7. 12	2.5	32	2.60	2.34	0.12	2.35	4.4	24	10.0	75	〃	〃
		7. 19	80	75	1.12	0.27	0.13	1.07	6.8	46	14.2	476	〃	〃
		8. 22	40	160	0.50	0.70	0.63	0.82	7.8	86	17.8	208	〃	〃
		10. 5	2.8	360	0.25	0.29	0.42	0.67	7.5	30	13.6	60	〃	〃

(ヘ) ＳＳの最小水質

流出前と流出後とでは，水質はほぼ等しい。流出期間中は，水質が単調増大・最大・単調減少するのみである。ただ降雨が極めて微弱な場合，流出雨水によって下水が希釈されるので最小水質があらわれる。しかし，この限界の降雨は，極めて小さいので，それに伴う流出量は少く最小水質を求めることは困難であるし，また意味はない。

(ト) 合流式と分流式雨水きょとの雨天時下水水質の差違について

合流式下水道の雨天時下水の最大水質は，晴天時より悪いことが多い。しかし最小水質は，極めて良くなる。分流式下水道雨水きょでは，晴天時水質より悪くなるが，最大水質でも合流式下水道の雨天時下水の最小水質程度である。（Table 1，Fig 6，7 参照）

2. 降雨の規模と雨水吐き室からの放流実態

水質と降雨との関連を把握するため京都地方気象台の降雨データを分析した。

Table 2は，降雨自記記録紙より求めたもので降雨時間とは，ある1時間に少しでも降雨があれば1時間として集計した時間で純降雨時間ではない。無降雨時間も同様の定義の下に集計したものである。

Table 3は，自記記録紙より一連降雨の継続時間Tと最大降雨強度 i_m を求め頻度表にまとめたものである。Table 3を図示したものがFig 8であるが，昭和39年，昭和40年ともまったく同様の傾向を持っている。

晴天時汚水量を京都市内5地点で実測した結果，夏期には，0.4～0.95㎜／hr，冬期には，0.39～0.53㎜／hr であった。計画晴天時汚水量は，0.65～0.69㎜／hr である。希釈倍数を3とすると約2㎜／hr で放流が起こる。従って，約1.3㎜／hr の雨水流出が起これば放流される。流出係数Cを0.5とすると2.6㎜／hr，Cを0.7とすると1.9㎜／hr の降雨で雨水吐き室からの雨天時下水の放流が起こる。きわめて低強度の降雨で放流されるため受容河川側の水量増加は望めない。

無降雨期間を昭和39年と昭和40年の京都気象台の降雨資料から整理するとFig 9のようになる。この場合季節的なかたよりは全く考慮していない。しかし，無降雨期間は，一般に渇水期に極めて長く，梅雨期には非常に短い。しかも渇水期の降雨は，常識的にみて局地的である。従って降雨によって河川流量がさほど増加しないのに都市域から高濃度の雨天時下水が直接に河川へ放流される場合があり得る。

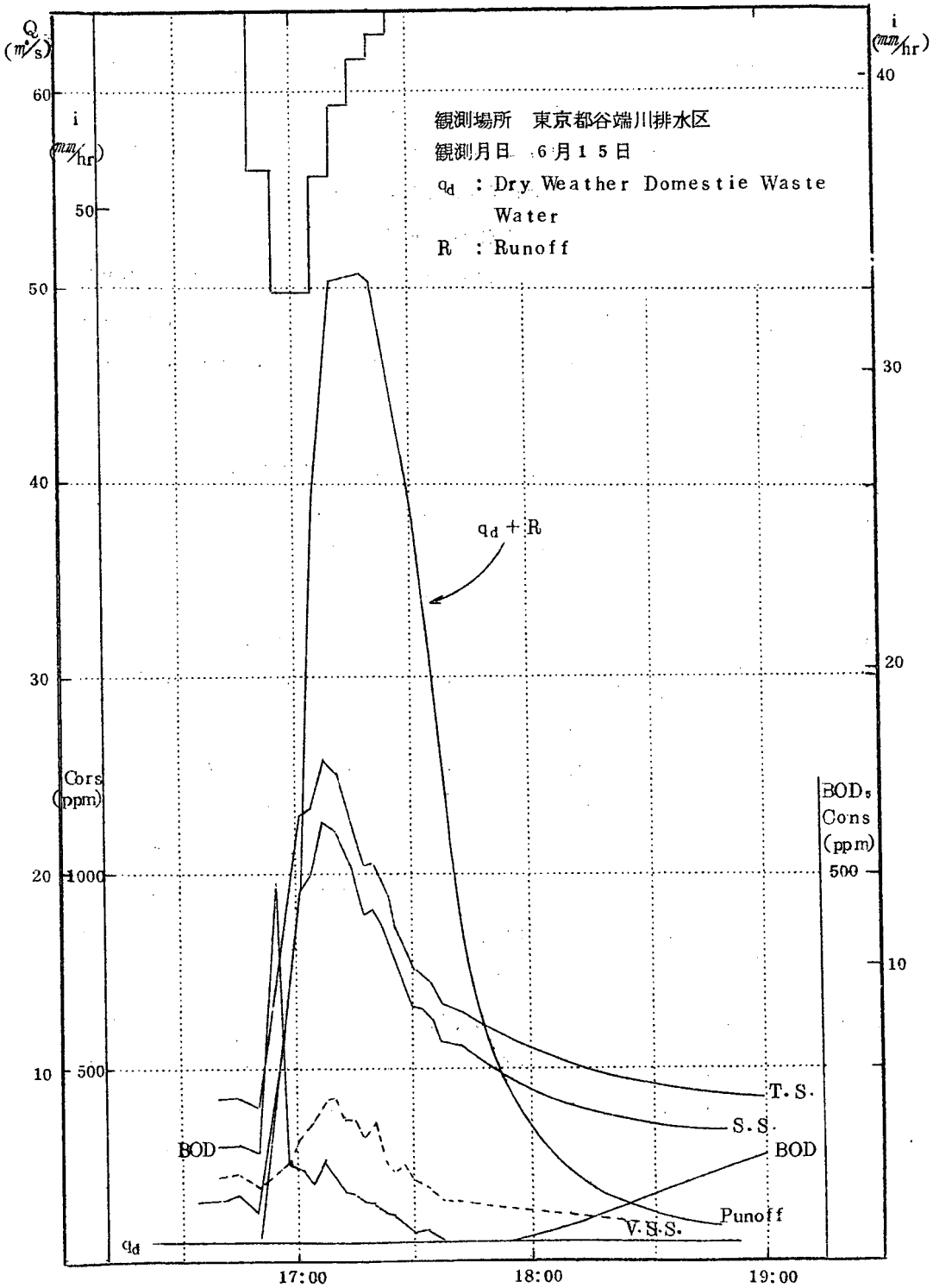


Fig 5.　雨天時下水の水質変動の一例

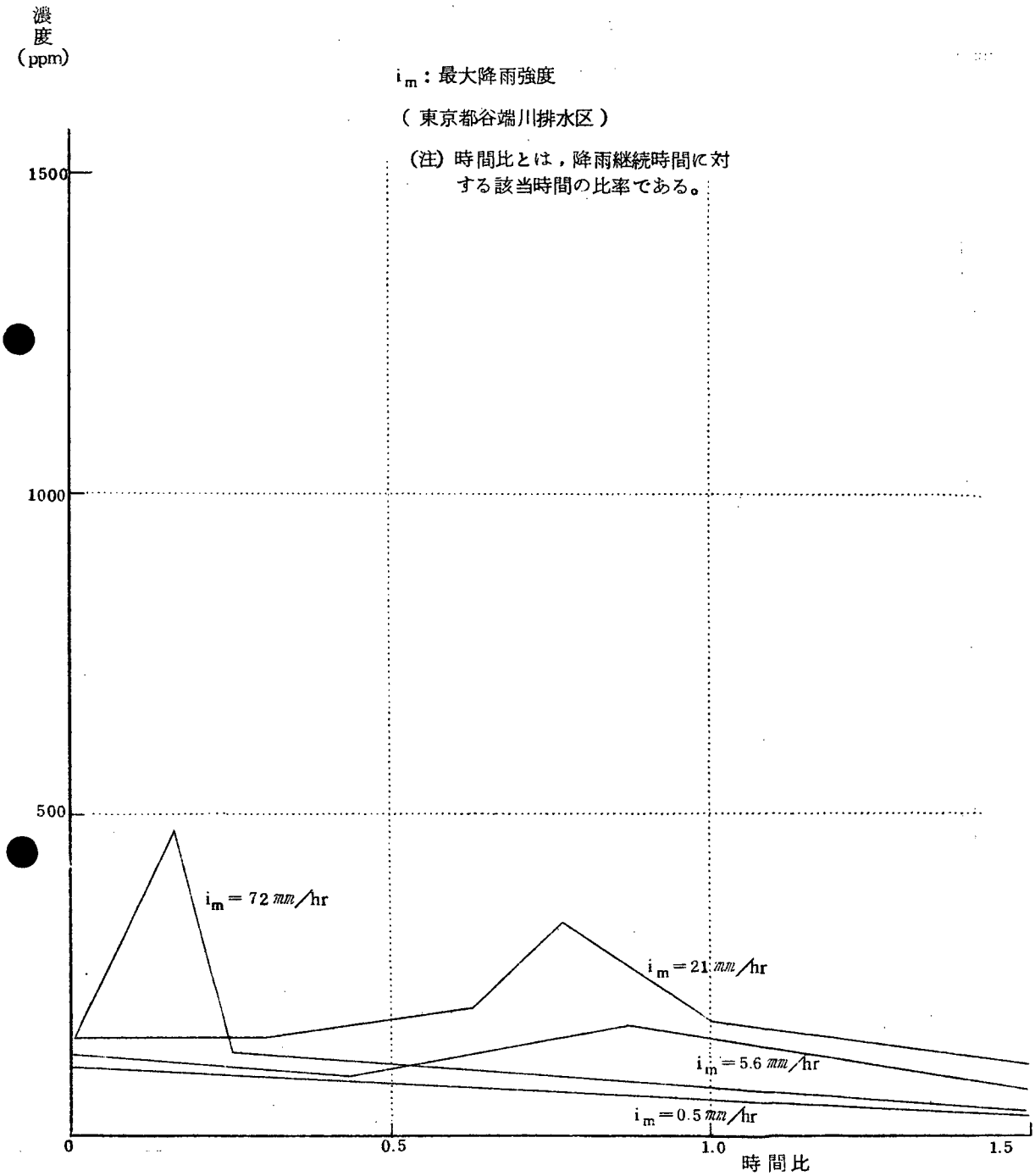


Fig 6. BOD_5 の変動

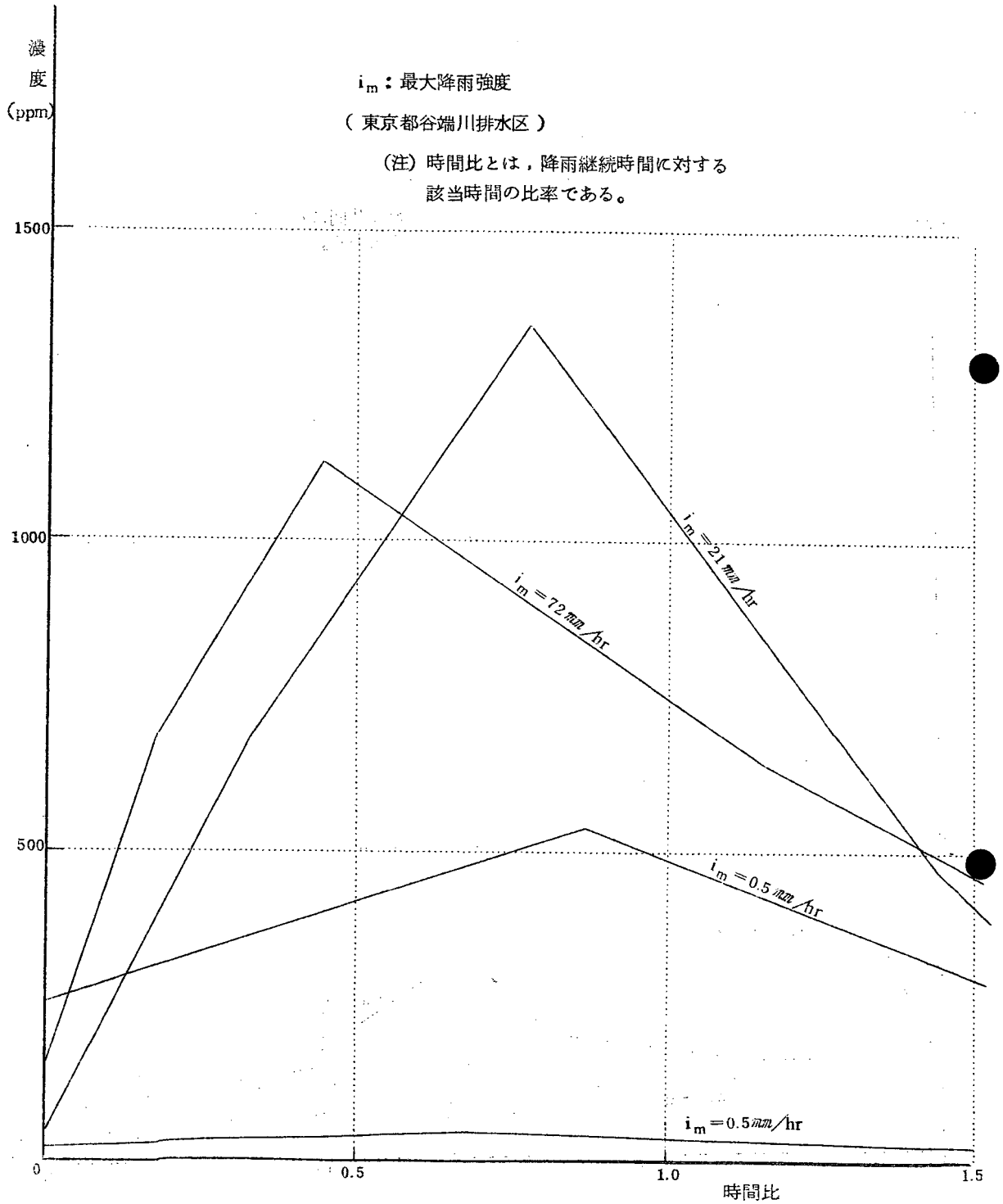

濃度
(ppm)
i_m：最大降雨強度
（東京都谷端川排水区）
(注) 時間比とは，降雨継続時間に対する
該当時間の比率である。
1500
1000
500
0
0.5
1.0
1.5
時間比
i_m = 21 mm/hr
i_m = 72 mm/hr
i_m = 0.5 mm/hr
i_m = 0.5 mm/hr

Fig 7. SS の 変 動

Table 2.　京都市の降雨状況比較表

月	総時間	降雨時間		無降雨時間		降雨量		1931～60の月別平均降雨量
		昭39	昭40	昭39	昭40	昭40	昭40	
1	744 hr	164 hr	142 hr	580 hr	602 hr	77.3 mm	53.2 mm	51.2 mm
2	672	246	108	426	564	58.9	25.1	65.4
3	744	166	162	578	582	87.5	78.3	107.8
4	720	180	133	540	587	176.8	94.5	140.7
5	744	86	160	658	584	116.8	298.8	142.7
6	720	119	164	601	556	209.8	278.6	232.8
7	744	104	228	640	516	151.5	380.7	216.2
8	744	58	26	686	718	63.4	32.5	160.0
9	720	107	154	613	566	135.2	441.0	201.5
10	744	151	69	593	675	107.8	84.1	124.3
11	720	82	143	638	577	67.6	87.5	83.2
12	744	58	153	686	591	14.7	55.3	53.1
計	8,760	1,521	1,642	7,239	7,118	1,267.1	1,854.4	1,578.8
%		17.4	18.8	82.6	81.2			

Table 3 (1)　i_m －T 頻度表（昭39）

T(hr) / i_m(mm/hr)	0～0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0	4.0～5.0	5.0～7.0	7.0～9.0	9.0～11.0	11.0～	合計	%
0～5	118	41	17	7	5	10	3	3	4	5	0	3	0	216	68.5
5～10	9	12	5	3	3	5	2	1	1	2	2	4	0	49	15.5
10～15	8	7	0	3	2	1	0	1	0	3	2	0	0	27	8.6
15～20	2	0	1	2	0	0	0	1	0	1	1	0	0	8	2.5
20～25	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	4	1.3
25～30	1	4	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	8	2.5
30～40	0	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	3	1.1
40～	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合計	138	65	26	16	10	16	6	6	5	15	5	7	0	315	
%	43.8	20.6	8.3	5.1	3.2	5.1	1.9	1.9	1.6	4.7	1.6	2 2.	0		100

T：Duration Time（降雨継続時間）（hr）

im: max・rainfall intensity（最大降雨強度）（mm／hr）

Table 3 (2)　　i_m －T 頻度表（昭40）

T(hr) / im(mm/hr)	0 ～0.5	0.5 ～1.0	1.0 ～1.5	1.5 ～2.0	2.0 ～2.5	2.5 ～3.0	3.0 ～3.5	3.5 ～4.0	4.0 ～5.0	5.0 ～7.0	7.0 ～9.0	9.0 ～11.0	11.0～	合計	%
0～ 5	108	23	20	10	7	5	5	5	11	5	1	1	0	201	70
5～ 10	8	4	3	2	4	5	1	2	5	3	3	0	1	41	14.5
10～ 15	2	2	2	1	3	1	1	0	2	3	0	1	1	19	6.6
15～ 20	1	1	4	0	1	0	0	1	1	1	0	1	1	12	4.2
20～ 25	1	0	0	0	1	0	0	0	1	2	0	0	0	5	1.7
25～ 30	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	2	0.6
30～ 40	0	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	4	1.2
40～	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	4	1.2
合　計	120	34	29	13	17	11	8	9	21	14	4	5	3	288	
%	41.7	11.8	10.1	4.5	5.9	3.7	2.8	3.2	7.3	4.9	1.4	1.6	1.1		100

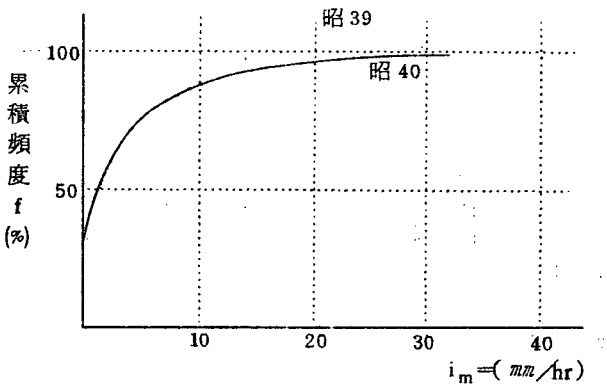


Fig 8 (1)　im－f の関係

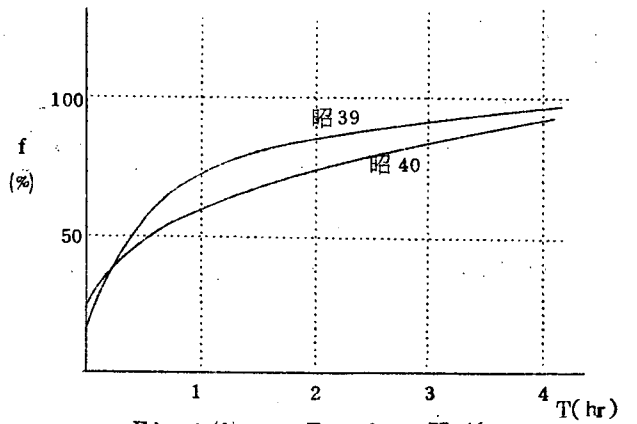


Fig 8 (2)　T－f の関係

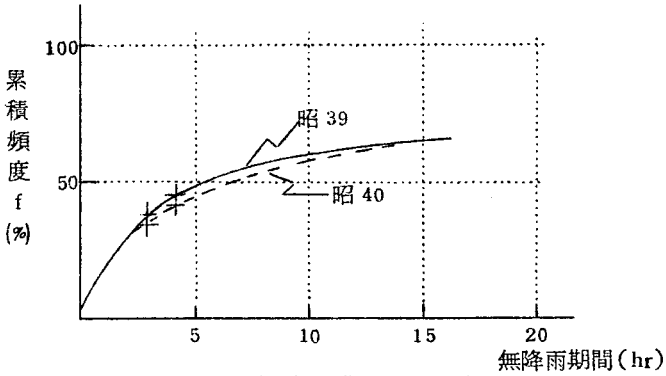


Fig 9. 無降雨期間の頻度

おわりに

雨天時下水を水量と水質の両面から合理的に排除する方法を研究するにあたってまず最初に必要な水質変動の推定方法および実態について述べた。定量的には充分には論じられてはいないが定性的には，雨天時下水の水質変動の特性を把握し得た。

参考文献

1) 杉戸：下水道学　後編

2) 矢野：河床変動の研究　京大防研年報第5号A

3) 吉川：浮遊流砂量に関する2，3の考察　所報83号
洪水時の河川浮遊流砂量の変化について

4) 速水：降雨の流出解析について　京大防研創立5周年記念論文集

5) 石原，本間：応用水理学　中I　丸善

6) Gamson and Davidson "Storm Water Investigations at Northampton" I.S.P.J.Proceedings Part2, 1963

7) 稲場：雨水吐き室からの放流水の水質について　第4回下水道研究発表会講演集　1967

スキージャンプ式減勢工のデフレクターの高さの効果について

篠崎試験所　山本邦一

1. まえがき

堤体流下式の余水吐は，跳水式減勢工を基本形状として設計することが原則である。しかし地形的条件より跳水に必要な下流水深あるいは水叩き長さが確保できない場合は跳水による減勢工方式は非常に不利である。

このような場合，水叩き上にデフレクター（水はね）を設けて水脈を飛ばし，その落下点をダムより遠ざける，いわゆるスキージャンプ式減勢工が採用される。スキージャンプ式減勢工の特徴は下流の水理条件にほとんど無関係に設計される点であり，その減勢方法は

1）空中における空気抵抗および空気混入現象による減勢

2）落下地点のウオータークッション効果による拡散減勢

の２つの減勢能力によるものである。

したがって，水脈の落下位置を適切に選定しここにできるだけ拡散した水脈を到達させるようにするため，デフレクターにより水脈を完全にコントロールする必要がある。

従来このデフレクターの設計理論は質点の運動を基本とした解析により構成されており，デフレクターの傾斜角さえ与えれば水脈の到達距離，その他が計算できる。しかし，この理論の適用に当り，流入水脈の非常に薄い場合は理論どおりの機能を発揮するが，水脈が厚い場合は予測された結果が得られない。これは流入水脈とこれに対応したデフレクターの高さ方向の要素に関連があるものと考えられる。従来の設計理論ではこの高さ方向の要素についてなんら触れておらず，またこれに関する資料もない状態である。そこで，流入水脈の厚さと，デフレクターの高さ方向の要素（傾斜角および傾斜面長）について水理実験を行い，従来の設計理論について若干の検討を加えた。

2. デフレクターの設計理論について

図－１のようなデフレクターに上流より達した水平方向の流れが傾斜角θ。ではね上げられた場合について運動量理論により解析してみる。

いま，図－１において検査面Ⅰ～Ⅰ（水路床面に対し垂直）および検査面Ⅱ～Ⅱ（傾斜面の終端で面に垂直）に囲まれた流体部分に運動量方程式および連続式を適用する。この場合水平水路床にそって下流方向にｘ軸を，鉛直上向き方向にｙ軸をとり，斜面にはたらく反力P_{d_t}がこの面に垂直にはたらくものとすれば，ｘ軸方向およびｙ軸方向の運動量方程式および連続式は，

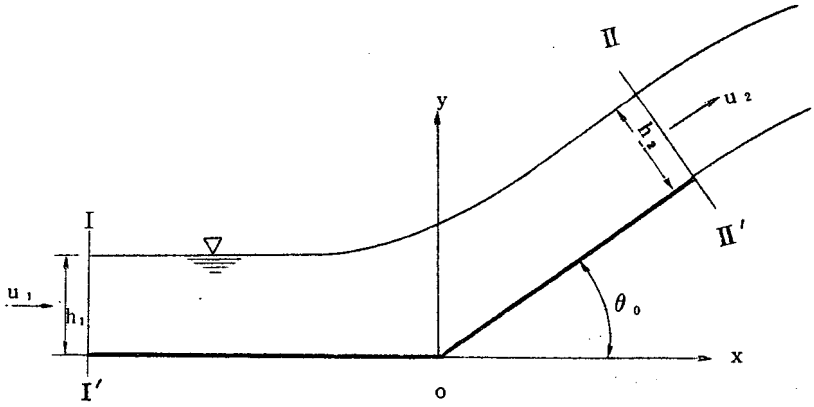


図 － 1

$$\alpha_1 \frac{w}{2} h_1^2 - \alpha_2 \frac{w}{2} h_2^2 \cos^2 \theta_0 - P_{dt} \cdot \sin\theta_0$$

$$= \frac{w}{g}(\beta_2 u_2^2 h_2 \cos\theta_0 - \beta_1 u_1^2 h_1) \quad \cdots\cdots (1)$$

$$P_{dt} \cos\theta_0 - \alpha_2 \frac{w}{2} h_2^2 \cos\theta_0 \sin\theta_0 = \frac{w}{g} \beta_2 u_2^2 h_2 \sin\theta_0 \quad \cdots\cdots (2)$$

$$u_1 h_1 = u_2 h_2 \quad \cdots\cdots (3)$$

となり

ここに　h_1 ：　検査面Ⅰの底面に垂直な水深

h_2 ：　検査面Ⅱの傾斜面に垂直な水深

α ：　圧力分布補正係数

β ：　運動量補正係数

w ：　水の単位重量

u_1 ：　検査面Ⅰの主流速

u_2 ：　検査面Ⅱの主流速

P_{dt} ：　傾斜面に働く全圧力

θ_0 ：　傾斜角

また，傾斜面にはたらく圧力 P_{dt} は(1)，(2)式を変形すると，

$$P_{dt} = \frac{w}{g} u_1^2 h_1 \sin\theta_0 \quad \cdots\cdots (4)$$

と求められる。

以上が現在の設計理論の理論的根拠であって，デフレクターの大きさ（寸法）についてはなんら考究されておらず，流れを質点の運動として解析している。これは実際の流れではデフレクターに加わる力P_{dt}が傾斜面上に作用する圧力の積分値として表わされることからも明らかなように，流れに対して(4)式に対応する力P_{dt}が作用するためには，デフレクターの傾斜面としてある長さが必要である。この前提条件が満たされて初めて上式が成立つ。ゆえにデフレクターの傾斜面に作用する力P_{dt}は初期流入水理条件（u_1 h_1）およびデフレクターの形状寸法（傾斜面長ℓ_d および傾斜角θ_0）の関数として表わされるものと考えられ，(4)式に対応した力P_{dt}が確保されない状態，すなわちデフレクター高さが十分でない場合には，デフレクターの傾斜角と流れの流速成分u_2の方向が一致せず，傾斜角θ_0より小さい角度で放出されることになる。一方逆に高すぎると跳水を起し，目的に反した結果となる。

このようにデフレクターの設計に際して，この傾斜面長すなわち高さという要素は非常に重要なファクターであるにもかかわらず，現在のところまだ十分な検討がなされていない状態である。そこでこの高さに対し，水脈の放出角の変化について実験的な検討を試みる。

3 実　験

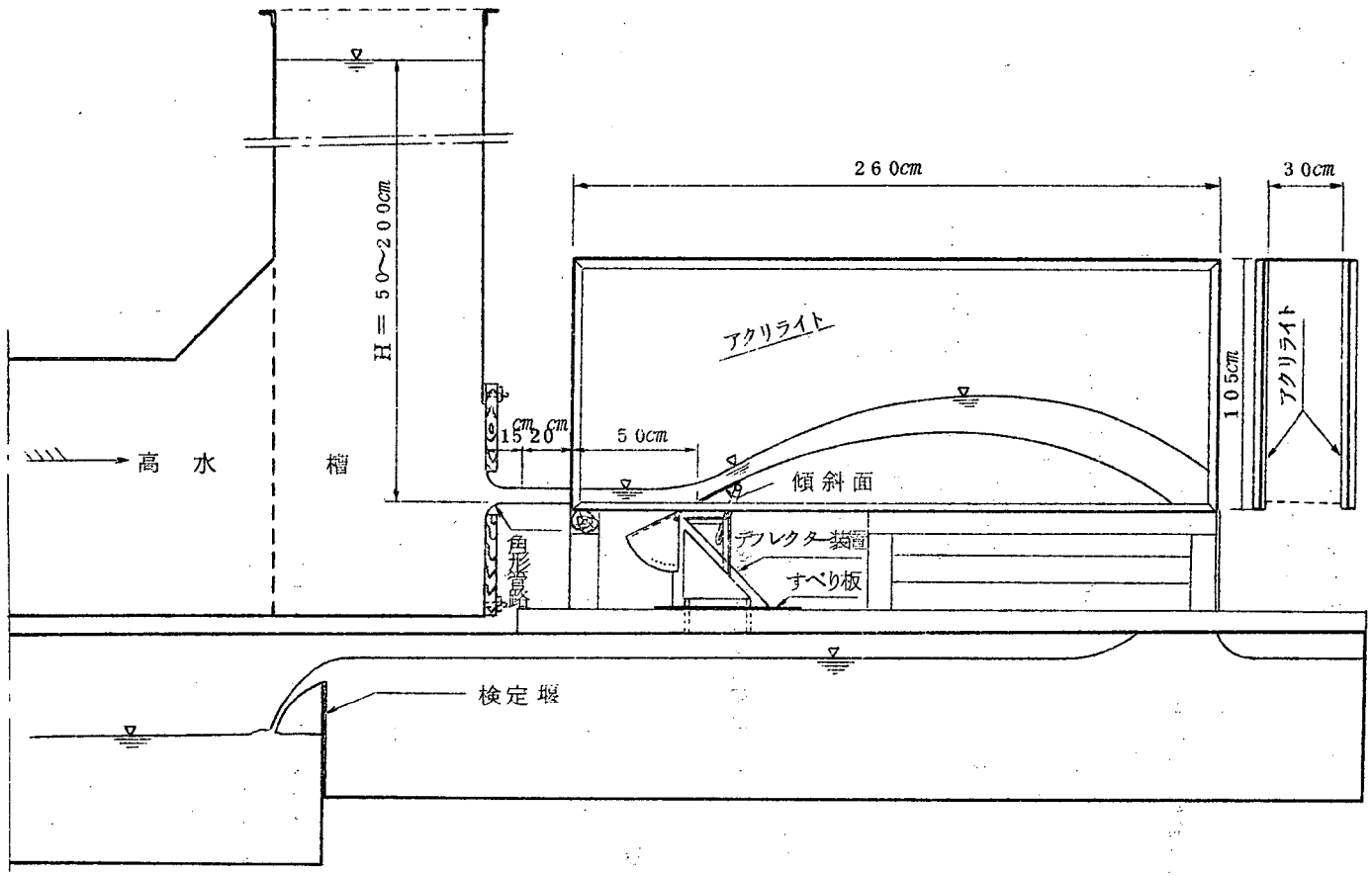
実験に使用した水路は図－2に示すような幅30cm，長さ260cmの長方形一様断面でアクリライトよりなる水平水路である。堰出口より50cmの位置に傾斜角θ_0および傾斜面長ℓ_dが自由に調節できるデフレクター装置を取付け，上流高水槽よりの流出は平行流，すなわち一様な流れを生むため水路との折合部にベルマウ付角形管路を設け，また堰出流からの放流条件は，水深が一定であって貯水深Hのみを変化されて行ない，これをフルード数に換算すれば4～9の範囲であった。

実験は各ケース（θ_0，ℓ_d，H）について，デフレクターより上流30cmに検査断面Iを，デフレクター下流端に検査断面IIを，それぞれ面に垂直方向にとり，ピトー管で流速u_1およびu_2を測定するとともに，この区間の水面形をポイントゲージを利用して測定した。また圧力測定はデフレクターより上流の水平水路床面で1cm間隔に，デフレクター傾斜面で0.5cm間隔に圧力管を埋めこみビニール管によりマノメーターに連結して測定した。

実験条件は，

デフレクター上流水深，h_1（cm），5.0一定

デフレクター傾斜角，θ_0　30°，35°，40°，45°，50°，55°，60°


H = 50～200cm
260cm
30cm
アクリライト
105cm
アクリライト
15cm
20cm
50cm
高　水　槽
傾斜面
角形管路
デフレクター装置
すべり板
検定堰

図－2　実験装置

デフレクター傾斜面長，ℓ_d（cm）　3，5，8，10，15，20，25

貯　水　頭，H（cm）　50～200

について各々を組合せ，119種目について検討を行った。

4　実験結果と考察

4.1　運動量係数βの検証

実験において，運動量方程式を適用するに際し，検査面Ｉ（デフレクター上流30cm）に与えられた流れが一様な流れであるかどうかを検証する必要がある。図－2のような水路断面では厳密には流速分布が一様でないのが普通であり，一般に運動量係数βにより補正しなければならない。しかし，かなり長い直線状の一様な水路におけるβの値は1.00～1.12の範囲に変化することが一般的である。そこで本実験についても調べてみる。u_1について，

$\beta_1 = (\frac{h_1}{q^2})\int u_1^2 dy$，（q：単位巾当りの流量）の関係から各測定値を代入するとβ_1の値は0.99～1.03であり，流入噴流はほとんど一様な流れであると見なすことができる。ゆえに本実験についてβ_1は1.0として取扱うことができるものとする。またu_2については，デフレクター下流端で面に垂直な方向に測定したが流れが高速なためピトー管の設置（傾斜式ピトー管）が困難なことなど，いろいろな障害が生じ測定結果にバラツキが激しく十分な資料が得られなかった。

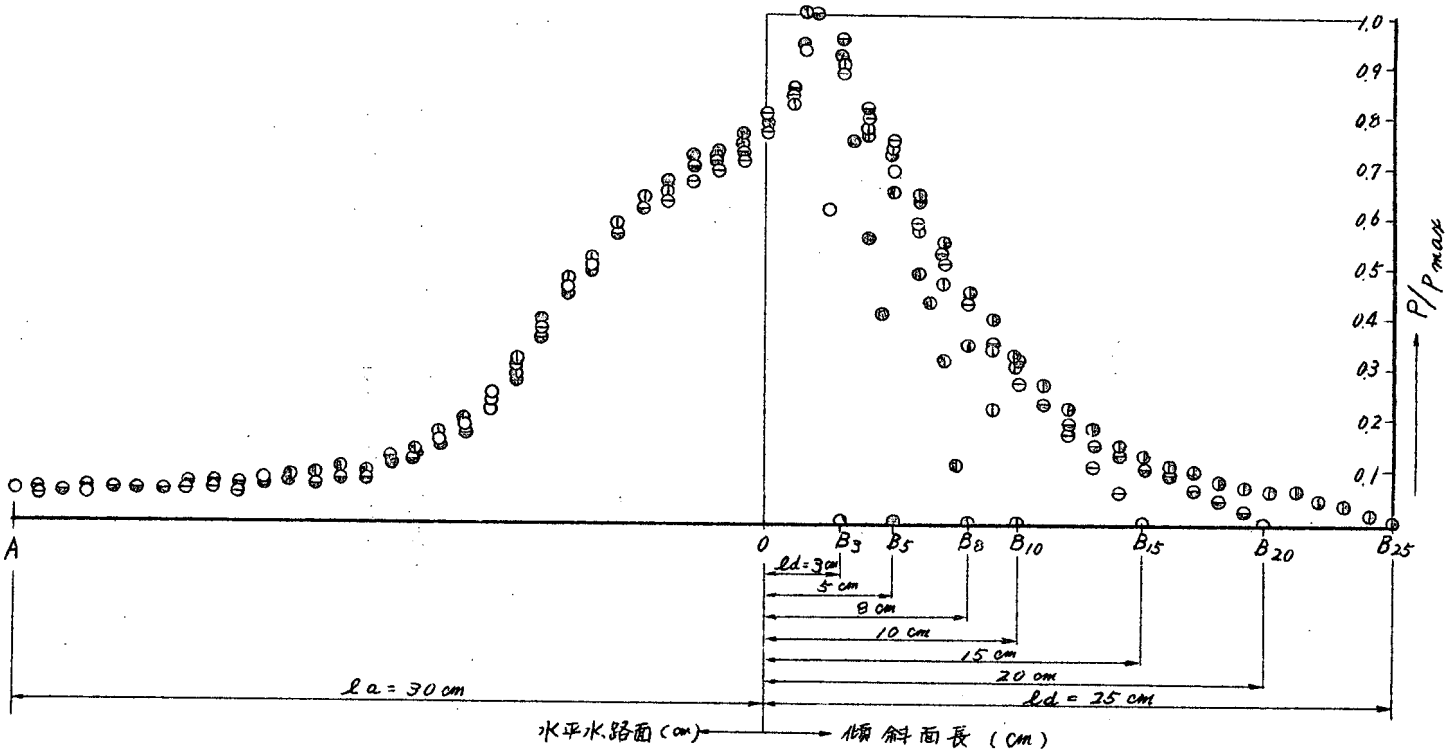
4.2　デフレクター周辺の圧力分布性状

デフレクターの機能を水理的に論ずる場合，もっとも重要なファクターであるデフレクター周辺の底面圧力分布について検討する。測定結果からその一例を図－3に示す。

図において各点の圧力Ｐを最高圧力Ｐｍａｘを用いてＰ／Ｐｍａｘの形で表示し，かつデフレクター面は水平水路床面と同一面に展開して示した。図－3および各測定値から次のことが明らかにされた。

(イ)　デフレクター上流の水平水路面にも相当の範囲にわたり，デフレクター傾斜面に作用する圧力とほぼ同程度の圧力が作用している。図のような交線を有する2平面上の流でも，ある連続した曲面上の流れと類似した圧力分布を示している。この圧力は傾斜角θ_0および流入条件（u_1，h_1）が同一であれば，実験範囲内（$1.0 \leqq \ell_d / h_1 \leqq 5.0$）においては傾斜面長$\ell_d$に関係なく，ほとんど同じ値を示し，一定した圧力分布性状を表わす。

(ロ)　デフレクター傾斜面に作用する圧力Ｐについて，傾斜面長ℓ_{d1}とℓ_{d2}（$\ell_{d2} > \ell_{d1}$）に変化させた場合を考えると傾斜角θ_0および流入条件（u_1　h_1）が同一であれば，両者は次



図－3　テフレクター周辺の底面圧力の分布形状（$\theta_0 = 50°$，H＝140.30cm，ℓ_d ＝3～25cm

のような関係にあることがわかる。

$$\int_0^{\ell_{d2}} P d\ell \approx \int_0^{\ell_{d1}} P d\ell + \int_{\ell_{d1}}^{\ell_{d2}} P d\ell \quad \cdots\cdots (5)$$

また，傾斜面長が長くなれば作用する圧力は一定値になる。

(ハ) デフレクター周辺の底面最高圧力Pmaxの場所は，傾斜角θ_0にほとんど関係なく，常に傾斜面始端（折点）から下流傾斜面にそって0.2〜0.3 h_1 の位置に発生し，その値は図－4に示すが貯水頭Hの関数として，考えられ，最小二乗法により次式で表わすことができる。

$$P_{max} = 0.57 w H \quad \cdots\cdots (6)$$

(ニ) デフレクター上流の水平水路床にはたらく総圧力Patは水面形の結果と合せ検討したところ，図－5に示すように次式で表わされることが明らかにされた

$$P_{at} = P_a + w V_a = K_a \frac{w}{g} u_1 h_1 + w V_a \quad \cdots\cdots (7)$$

ここに，Kaは実験範囲（$30° \leqq \theta_0 \leqq 60°$，$1.0 \leqq \ell_d / h_1 \leqq 5.0$）内では傾斜角$\theta_0$のみの関数とみなすことができ，各$\theta_0$に対しての計算したKaは図－5に示すとおりである。なお，VaはこのPaの作用する範囲に対応する水の単位幅当りの体積である。

(ホ) デフレクター傾斜面に作用す総圧力P_{dt}についてはPatと同様に処理し，その一例を図－6に示す。

図に示されるようにP_{dt}は次式で表わすことができる。

$$P_{dt} = P_d + w V_d = K_d \frac{w}{g} u_1 h_1 + w V_d \quad \cdots\cdots (8)$$

ここに，K_d およびV_d は，いずれもθ_0，ℓ_d およびh_1 の関数であり，K_d はℓ_d / h_1が4〜5以上になればℓ_d / h_1に無関係になり，θ_0のみの関数になるようである。なおV_d はP_d の作用する範囲に対応する水の単位幅当りの体積である。

以上の実験結果をみると実際には図－3に示されたように，従来の質点の運動理論による設計理論とはまったく異なった圧力分布現象を示している。

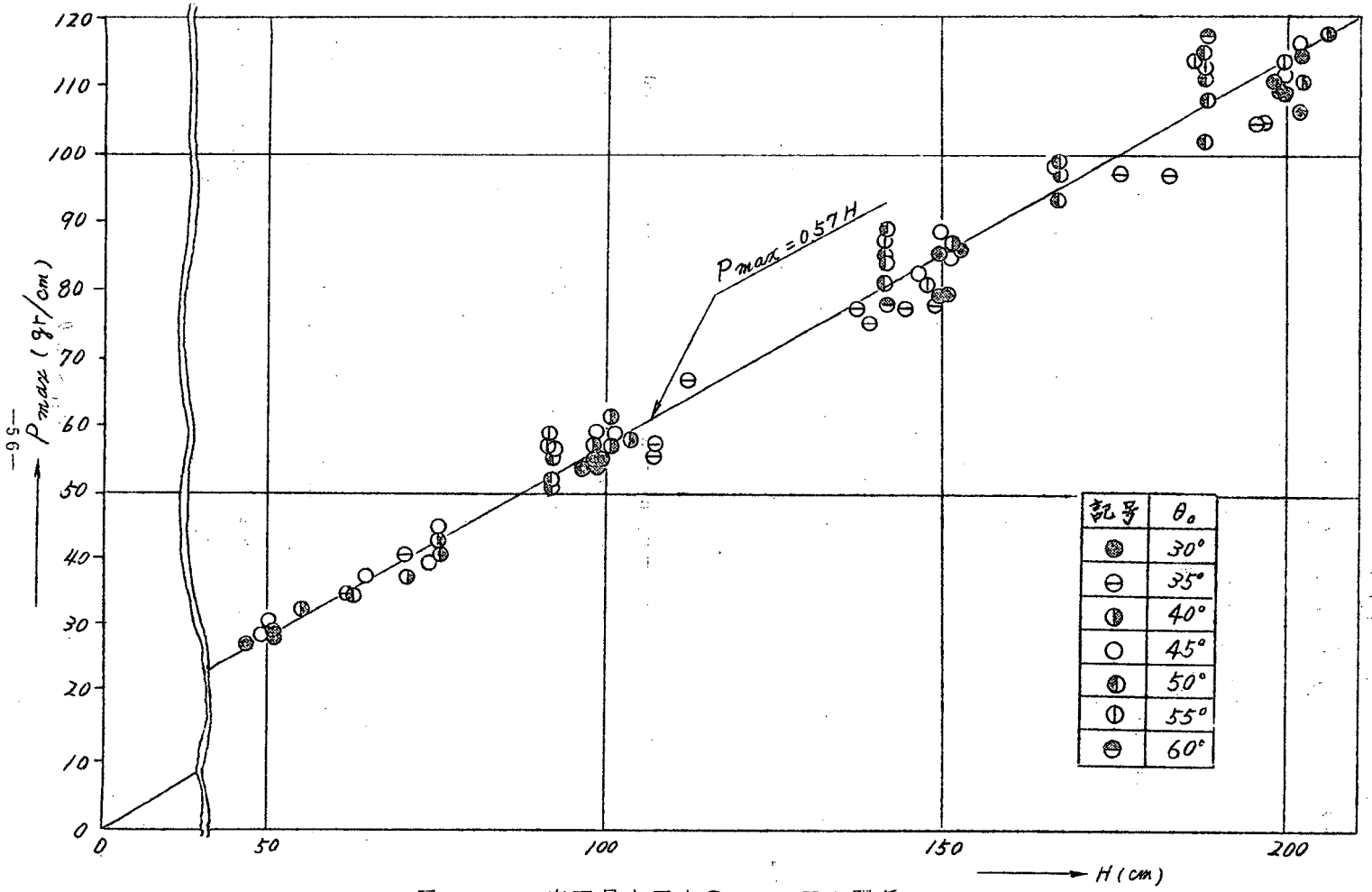
4.3 水脈の放出角に及ぼすデフレクター高さ（傾斜面長）の影響

つぎに本実験の課題である水脈の放出角θ（デフレクターの傾斜角はθ_0とした）に及ぼす影響について，実験結果を用いて検討してみる。

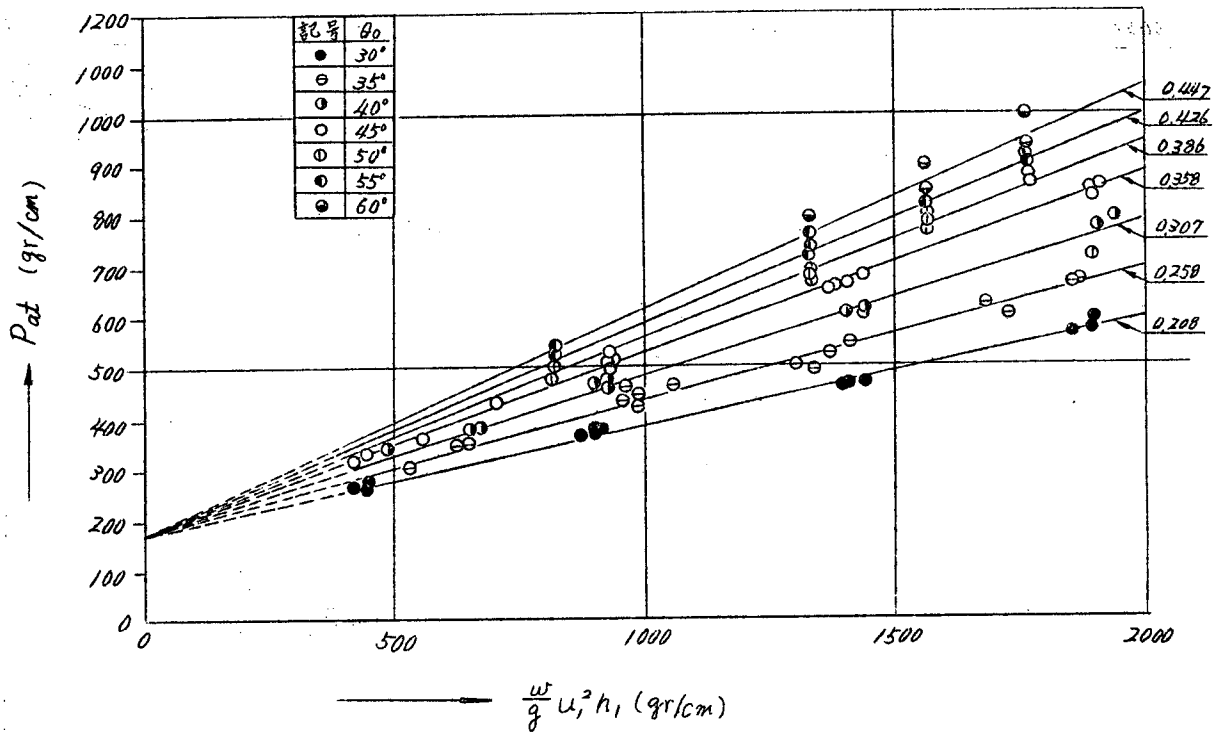
運動量理論にもとづいて，デフレクター傾斜角θ_0に対し傾斜端から飛び出す水脈の放出角をθとし，$M_1 = \frac{w}{g} u_1^2 h_1$，$M_2 = \frac{w}{g} u_2^2 h_2$，$P_1 = \frac{w}{2} h_1^2$，$P_2 = \frac{w}{2} h_2^2$とおいて(1)，(2)式と同様に，x軸，およびy軸に対する運動量方程式を示せばそれらは次のようになる。

x軸（水平）方向に

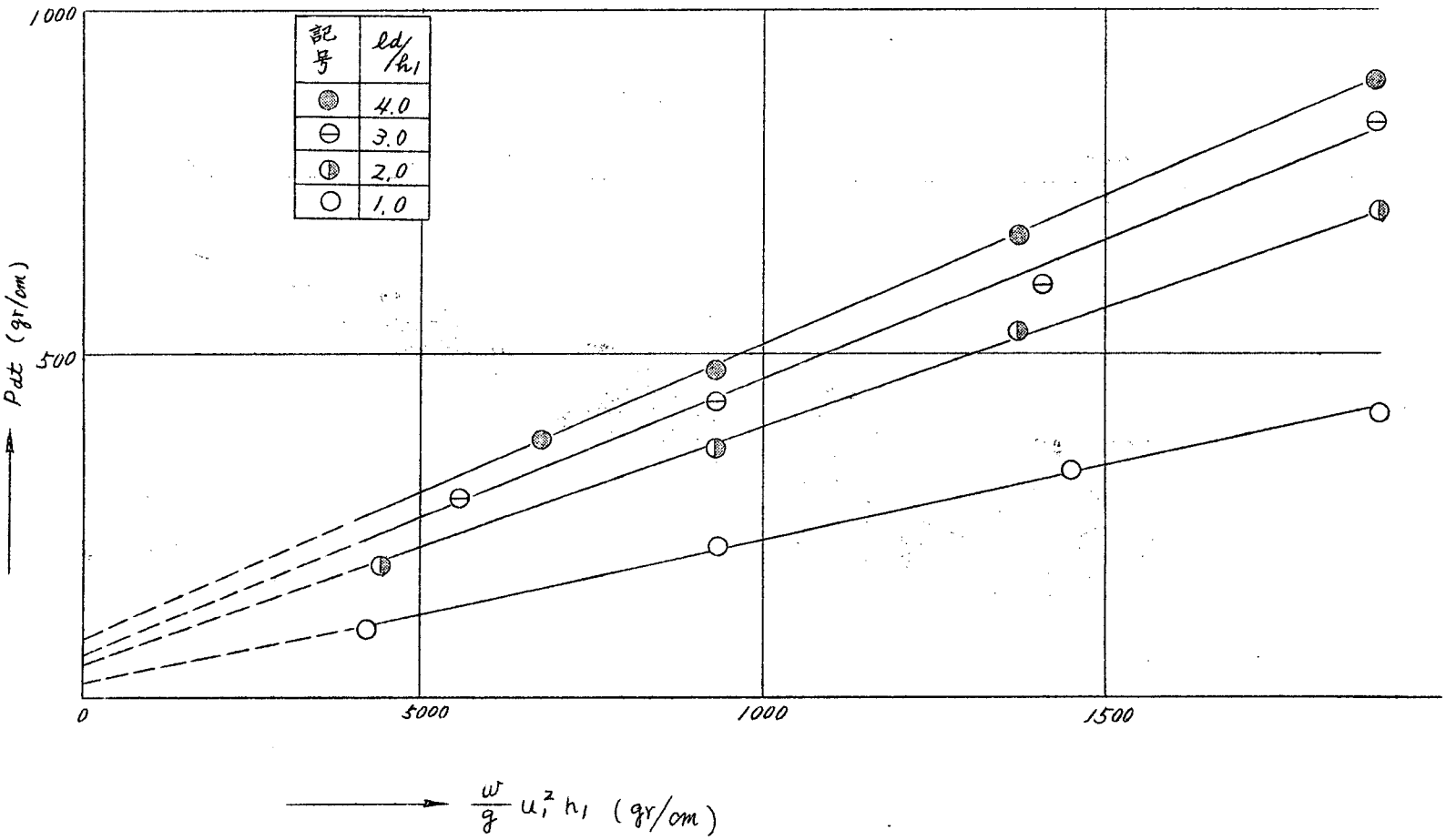
$$[M_1 + P_1] = [M_2 + P_2] \cos\theta + P_{dt} \sin\theta_0 \quad \cdots\cdots (9)$$



図－4　底面最大圧力 P_{max} と H の関係



図－5　　P_{at} と $\frac{w}{g} u_1^2 h_1$ の関係



図－6　$P_{d.t}$ と $\frac{w}{g} u_1^2 h_1$ の関係（$\theta_0 = 45°$）

y軸（鉛直）方向に

$$[M_2 + P_2]\sin\theta = P_{dt}\cos\theta_0 + P_{at} - wV_a - wV_d \qquad (10)$$

ここに添字1および2は検査面IおよびIIを示すものである。

この(9)，(10)式より［$M_2 + P_2$］の項を消去し，水脈の放出角θを求めれば次のようになる。

$$\tan\theta = \frac{P_{dt}\cos\theta_0 + P_{at} - wV_a - wV_d}{[M_1 + P_1] - P_{dt}\sin\theta_0} \qquad (11)$$

この(11)式にそれぞれ測定結果を代入し，θを求めればこれが主水脈の放出角である。各計算結果を図－7に示す。図でも明らかなようにデフレクターの高さが水脈の放出角θに影響あることが容易に理解出来る。　また，これとは別個に証明する方法として，デフレクター放出端から放射される水脈の軌道を測定することが考えられる。しかし，実際上この測定は水脈が飛翔中に多大の空気を混入して乱れが激しいため全軌道を追跡することは困難であるので比較的みだれの少ない放出端より下流の一部を測定してみた。この測定結果の一例を図－8に示すがこれからも明らかなように，傾斜面長ℓ_dが長くなるにしたがい水脈の放出角θが，デフレクター傾斜角θ_0に近づくことが容易に判断できる。この測定結果に曲線をあてはめ水脈の放出角θ_n（ナップ形状より求めた値でθ_nと書く）を直接推定してみた。

この値θ_nと，さきに運動量方程式より計算されたθとを比較してみると図－9に示すように両者はよい一致を示している。ゆえに(11)式の運動量方程式も十分成立することがわかり，実際の流れにおいて水脈の放出角はデフレクター傾斜面長に支配されることが明らかにされた。

また，ここに求められた水脈の放出角θはこの実験範囲内では，いずれも流入条件（u_1　h_1）の運動量には，ほとんど無関係になることが認められた。そこで傾斜面長ℓ_dの変化に対する水脈放出角θについての平均値を求めれば図－10のような簡単な曲線に表示することができた。

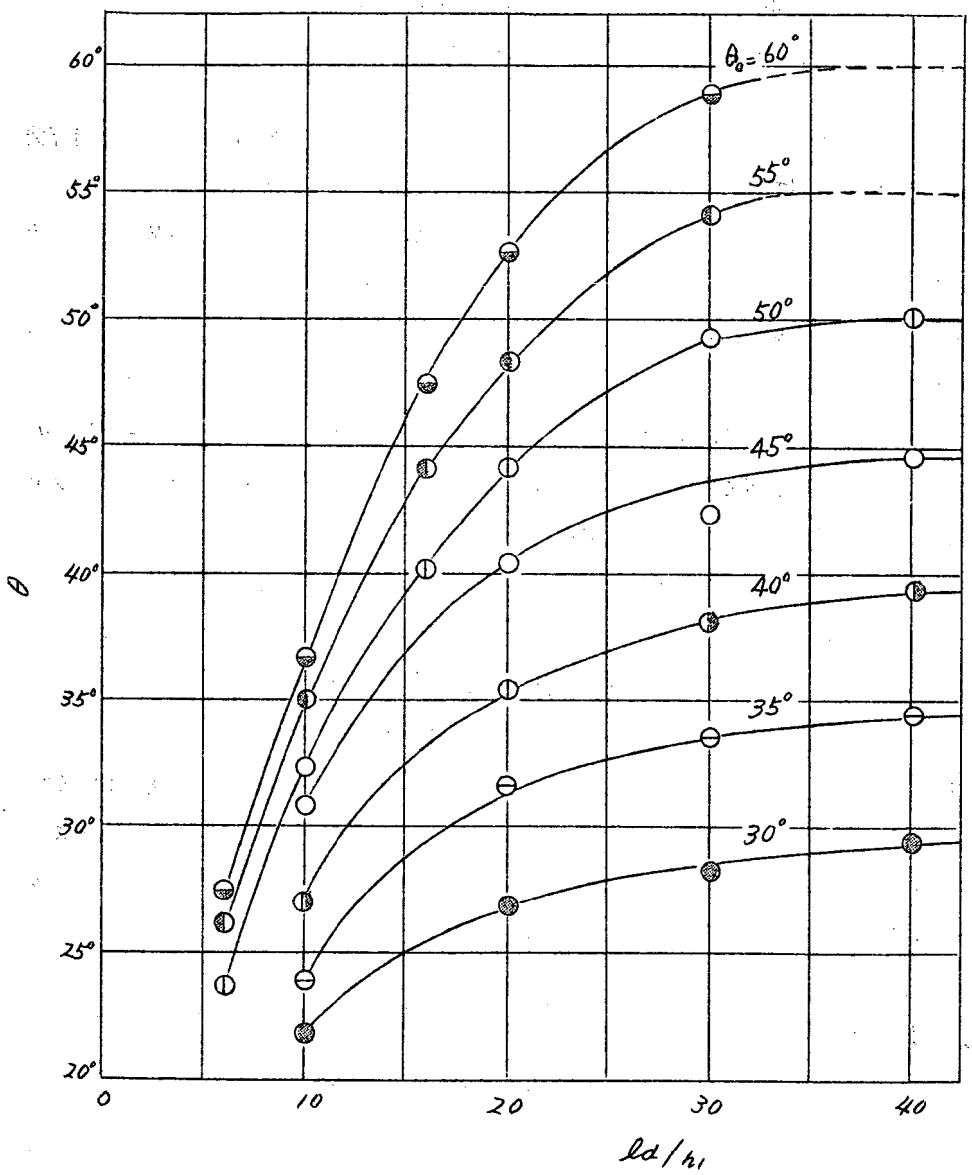
そこで，図－7および図－10を見ると傾斜角θ_0と水脈の放出角θが等しくなる（$\theta_0 = \theta$）ためには，ℓ_dとしてh_1の4～5倍以上必要であることがわかる。

5　むすび

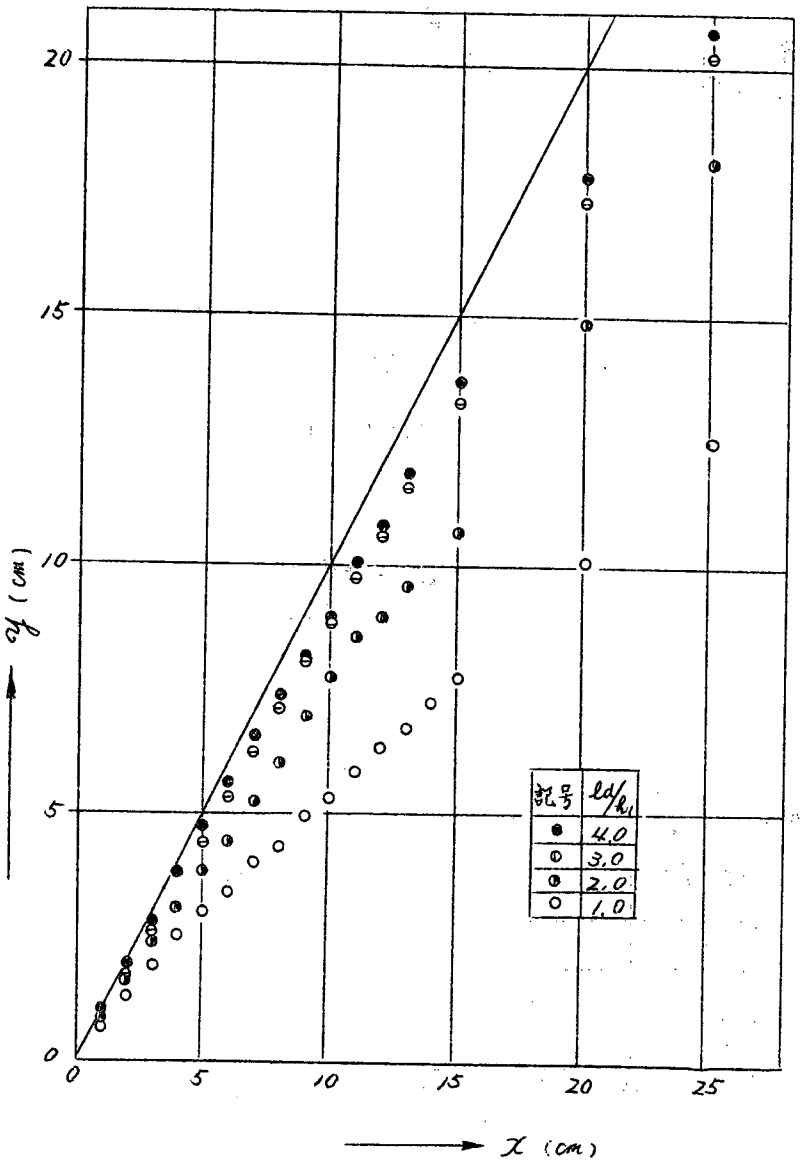
以上水理実験により，スキージャンプ式減勢工に用いられるデフレクターのはね上げ機構がもつ水理的な諸性質が明らかにされた。その結果を要約すれば次のとおりである。

(1)　従来の設計理論に含まれていないデフレクター上流水平水路にも傾斜面と同程度の圧力が作用しており，その大きさは傾斜角θ_0の関数とし表わされる。

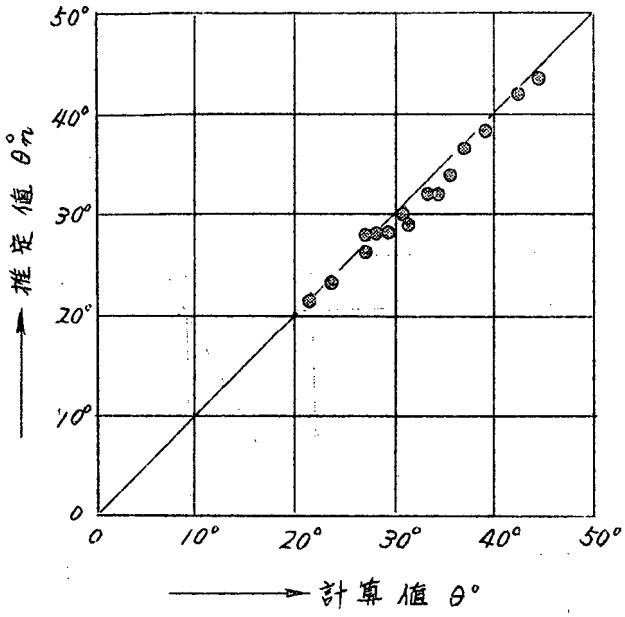
$P_{at} = G_1(u_1, h_1, \theta_0)$　　G_1は関数形を示す。



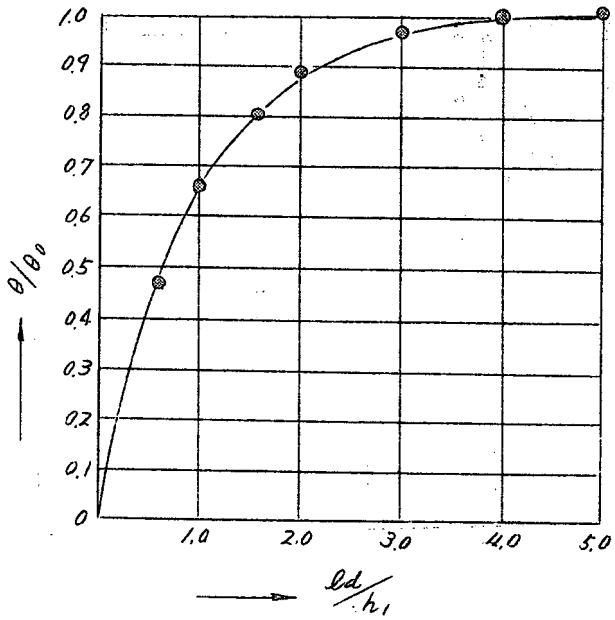
図－7　θ と ℓ_d/h_1 の関係



図－8　水脈形状（θ_0＝45°，H≒200cm）



図－9　計算値 θ と推定値 θ_n の関係



図－10　θ/θ_0 と ℓ_d/h_1 の関係

(2) デフレクター傾斜面に作用する圧力P_{dt}は，傾斜面長ℓ_dと傾斜角θ_0の関数で表わされる。

$$P_{dt} = G_2 (u_1, h_1, \theta_0, \ell_d)$$

また，最高圧力値の発生位置は，常に傾斜面に沿って下流へ0.2～0.3 h_1に発生し，その大きさは貯水頭Hのみの関数として$P_{max} = 0.57H$の関係が得られた。

(3) デフレクターからの水脈の放出角θはフルード数F_1に無関係で傾斜面長ℓ_dのみに関係づけられ，θがデフレクター傾斜角θ_0に一致するにはℓ_dは初期流入水深h_1の約4～5倍必要である。

よって，デフレクターを設計するにあたっては図－7，10の$\theta/\theta_0 \sim \ell_d/h_1$の関係を考慮する必要がある。

コンクリートの品質判定に関する一方法について

コンクリート研究室　　上　野　裕　康

1 まえがき

建設工事の増大とともにコンクリート工事は増加し，コンクリートの品質判定作業もまた非常に多くなってきている。この作業としては，一般に強度試験を実施しているわけであるが，強度試験は，装置が高価で，試験方法そのものも手数がかかり，時間もかかるので，品質判定の作業が多くなるにつれて試験方法の簡略化を望む声がかなり大きくなっている。

試験方法の簡略化は当然考えるべきことではあるが，全てのコンクリート工事について考えることは試験精度のことを考えると困難であり，まず小工事で低品質のコンクリートについて実施するのが適当であろう。これは一般に小工事で低品質のコンクリートは，優秀な製造設備は用いられないし，製造される品質も管理が十分でないため表－1にしめすように変動係数が大きいので，試験精度もあまり高精度を期待しなくてもよいであろう。

表 － 1

発表者		管理の程度			
		優秀	良好	普通	不良
ACI Committee 214	変動係数（%）	10以下	10～15	15～20	20以上
Graham and Martin	〃	9～12	12～16	16～18	
Stanton Walker	〃	10～12	15	18～20	25
Stanton Walker	標準偏差（Kg/cm²）	35～42	52	63	88
F.N. Sparkes, F.R. Himsworth	〃	28	42	56	70
I.C.E Committee	〃	24	30	36	48

東京都内における工事の調査例　（建築学会）

	管理の程度	A 級	B 級	C 級
レデーミクストコンクリート	変動係数 (%)	10	12	15以上
	標準偏差 (Kg/cm²)	20	30	38以上
全自動バッチャープラント又は簡易バッチャープラント	変動係数 (%)	約16		
	標準偏差 (Kg/cm²)	約40		

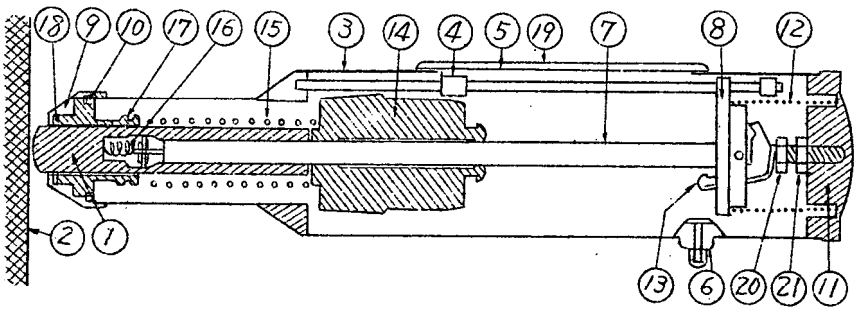
このようなことから，多少のばらつきはあっても，強度に密接に結びつく測定値が得られる簡便な試験方法について考慮した結果，まずシュミットハンマーを取り上げてコンクリートの品質判定の簡略化を図ってみた。

2 シュミットハンマーについての従来の研究

シュミットハンマーとは図－1にしめすような構造をもち，バネの反力（反撥値Rでしめす）を装置の目盛から直接読みとるものである。使用方法および使用上の注意を簡単に説明する。

まず，あらかじめプランジヤーを出し，コンクリートの測定面にプランジヤーの先端をあてがい直角の位置を保ちながら静かに力を加えて押すとハンマーの衝撃作用が起り指針が反撥値を示す。

測定時の注意事項としては，測定面は型わくに接した面で，均等で，モルタルで覆われた平滑な平面を選ぶ。測定面に凹凸や付着物のある時は，といしで平滑にし，粉末その他の付着物を拭きとってから測定する。



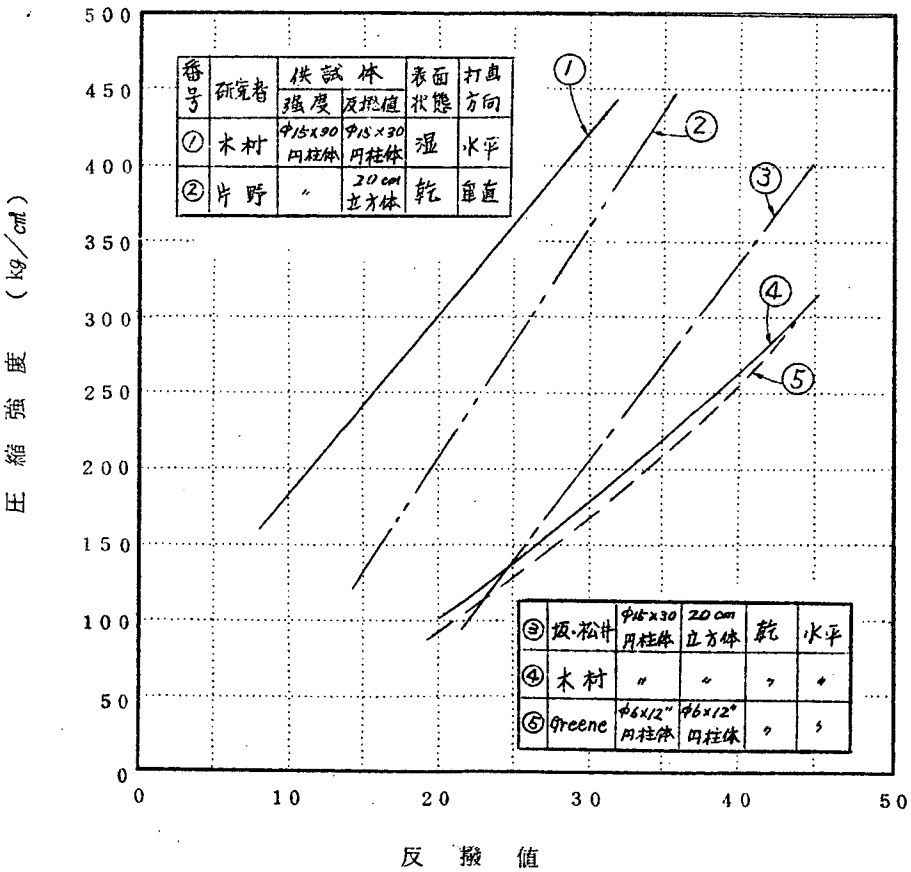
1	撃桿（プランジャー）	12	圧縮スプリング
2	コンクリート表面	13	連行装置
3	ケース	14	ハンマー
4	指針	15	スプリング
5	目盛盤	16	スプリング
6	止めボタン	17	スピンドルフランジガイド
7	案内棒（スピンドル）	18	フェルト
8	案内板	19	目盛カバー
9	キャップ	20	連行装置作動ガイド
10	リング	21	連行装置作動ガイド
11	カバー		

図－1

1ケ所の測定値は，隅から3cm以上入ったところで互いに3cm以上の間隔をもった20点について求め，その全測定値の算術平均とする。特に異常と認められる測定値があればこれを捨

て，これに代るものを補ってから平均値を求める等である。

従来の各研究者が発表した研究結果は数多いがそのうち，強度を円柱供試体強度としたものについてしめすと図－2のとおりである。図－2からもわかるように，これらの研究を詳細に眺めると，各々試験時の条件にはかなり相違があり，また低強度に重点を置くと資料が十分とはいえず，しかも，反撥値Rの誤差も考えてコンクリートの品質判定を論じたものは1つもないといえる。



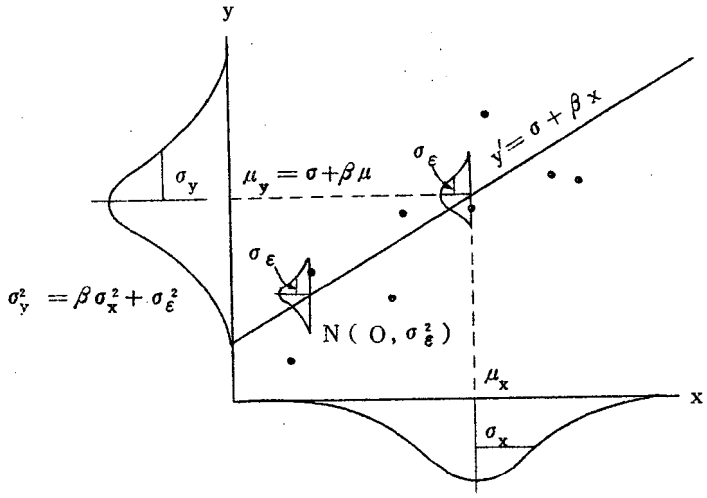
図－2

3 シュミットハンマーを使用したコンクリートの品質判定法

コンクリートの品質判定にあたって，シュミットハンマーの反撥値Rをそのまま規格値として判定する場合，また反撥値Rを強度におきかえて判定する場合が考えられる。将来は，前記の方法の方向に向かうであろうが，現行は強度が重点であるので，反撥値Rを強度におきかえることについて考えてみる。

強度の分布と反撥値の分布とは，いずれも正規分布に従うと考えてよいであろう。したがってその相関模型は2次元正規分布となる。この場合，確率変数（x・y）をつぎのように表わすことができるとすれば，　　$y = \alpha + \beta x + \varepsilon$

ここでxはN（μ_x．σ_x^2）に，yはN（μ_y．σ_y^2）に，εはN（O．σ_ε^2）に従うものとする。（図－3参照）



図－3

$$\mu_y = \alpha + \beta\,\mu_x$$

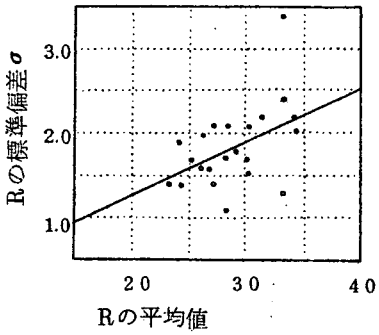
$$\sigma_y^2 = \beta^2\ \sigma_x^2 + \sigma_\varepsilon^2$$ となる。

したがって，反撥値の平均値，標準偏差は，強度の平均値，標準偏差におきかえることができるので，あらかじめ，設計基準強度をもとにして反撥値としての基準値および許容し得るばらつきを設定することが可能であるから，分散のちがいの検定，平均値の差の検定を実施することができ，ひいては抜取検査法を適用することも可能となろう。

4　シュミットハンマーの測定精度

測定にあたり測定誤差はつきものである。その測定誤差が試験法を簡略化したとはいえ，あまり大きすぎては品質判定の用には立たないので確認してみる。すなわち15cm立方供試体を製作し，そのうちの2面をそれぞれA．B面として，この2面についてそれぞれ測定し，A．B面の測定値（反撥値R）の差から精度を求めた。その結果A．B各面3cm間隔25点の測定値の

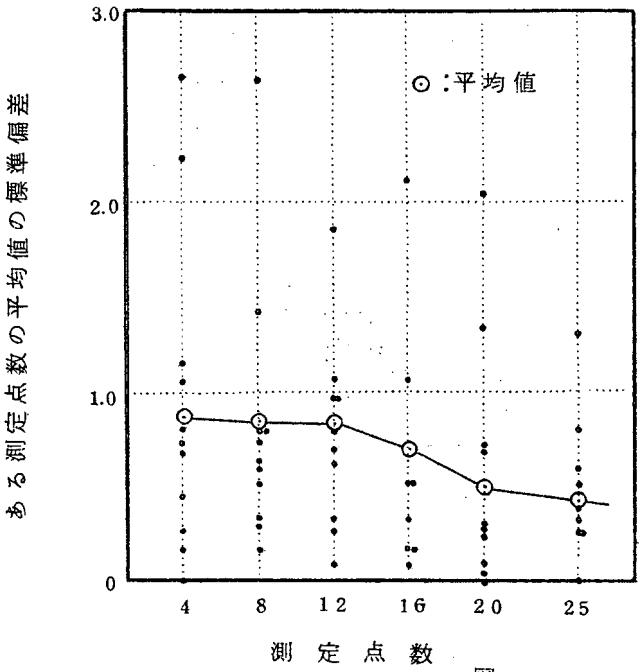
標準偏差は1.5程度で，東京都大場氏の実験例（図－4）にしめされているものとほぼ同じである。またA．B面それぞれの測定値の平均値の差は表－2のように標準偏差で0.44＝0.5程度であった。しかし測定値が20点以下の場合にはこの値は大となる。（図－5）



図－4

表　－　2

供試体番号	各面25点の反撥値の平均		AとBとの平均	AとBとの差	標準偏差
	A　面	B　面			
1	24.5	24.9	24.7	0.4	0.35
2	23.1	24.6	23.9	1.5	1.33
3	24.9	24.6	24.8	0.3	0.27
4	24.4	24.4	24.4	0	0
5	24.4	24.7	24.6	0.3	0.27
6	25.3	25.3	25.3	0	0
7	24.2	24.8	24.5	0.6	0.53
8	24.4	23.5	25.0	0.9	0.80
9	24.5	23.9	24.2	0.6	0.53
10	24.6	25.0	24.8	0.4	0.35
11	24.5	24.9	24.7	0.4	0.35
平均					0.44



図－5

一般に，シュミットハンマーを使用するときは，3cm間隔で20点以上の測定を行うので，測定精度としては，上記の0.5を考えてよいであろう。

また，実験の精度を確かめる上から，1バッチより6個の供試体を製作し，1供試体1面25点の測定をおこなったところ，その平均値の標準偏差は0.3～0.8で測定精度とほぼ同じ値であった。したがって供試体製作によるばらつきは現在実施している製作方法によれば，ほとんどないと考えてよい。

5 反撥値と強度との関係

反撥値と強度との関係を求めるためつぎのような実験を実施した。

使用したコンクリートの品質は表－3のとおりである。コンクリートの練りまぜは，バッチの大きさを50ℓとして容量0.1m³の可傾式ミキサを用い，全材料を投入後3分間混合し，コンクリートを排出したのちさらに練り板上で1往復切返しをおこなった。そして，スランプが所定の値であることを確めたのちJISA1132に準じて供試体を製作した。供試体の寸法は，圧縮強度測定用にφ15×30cmの円柱体，反撥値測定用には15×15×15cmの立方体とした。製作した供試体は48時間湿空中（温度90％以上，温度20℃±2℃）に置き，脱型後は，所定の材令まで水中（20℃±3℃）で養生した。

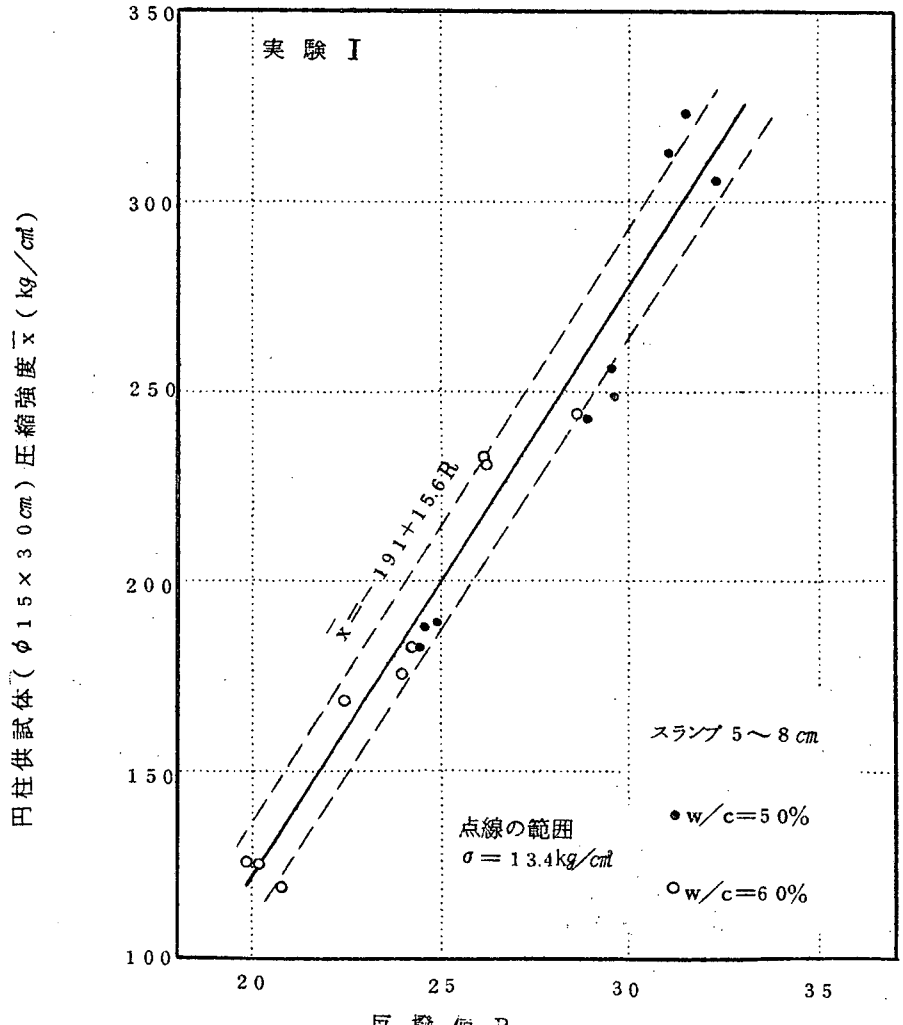
表 － 3

実験	区分	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (Kg/m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G 5～10 (mm)	10～20 (mm)	20～25 (mm)	25～40 (mm)	混和材料 混和材	混和剤
I	W/C=50%	25	5～8	—	50	36	155	310	704	312	623	312	—	—	—
	W/C=60%	25	5～8	—	60	37	155	258	745	312	623	312	—	—	—
II	砂利 25mm	25	5～8	—	50	36	155	310	704	312	623	312	—	—	—
	砂利 40mm	40	5～8	—	50	32	145	290	640	202	476	272	408	—	—
	砕石 25mm	25	5～8	—	50	40	174	348	765	285	570	285	—	—	—
	砕石 40mm	40	5～8	—	50	34	165	330	666	192	448	256	384	—	—

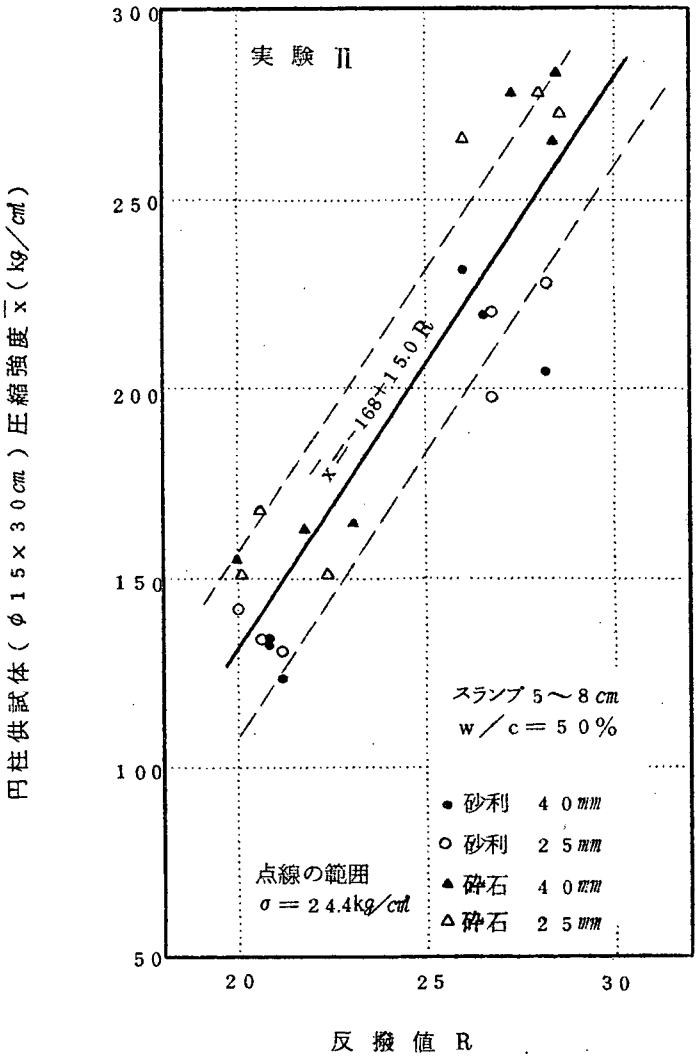
備考

セメント：日本社埼玉工場普通ポルトランドセメント　比重 3.15
粗骨材：砂利　思い川産　比重 2.62　吸水量 1.40
：砕石　葛生産　石灰岩　比重 2.71　吸水量　1.0
細骨材：渡良瀬川産　比重 2.60　吸水量　2.30　粗粒率　2.65

試験は，それぞれ所定の材令に達したコンクリート供試体を水中より取り出し，表面の水分を拭きとり実施した。圧縮強度試験は，ＪＩＳＡ１１０８に従って行ない，反撥値の測定は，供試体をアムスラー型万能試験機で固定（荷重２５Kg/cm^2）して垂直面を打撃して求めた。反撥値は，全測定値（２５点）の算術平均として特に異常と認められる値は取り除いて求めた。実験結果をしめすと図－６．７のとおりである。上記試験結果より反撥値一定の場合，強度推定のばらつきは，使用材料の品質とコンクリートのコンシステンシーを一定にした場合，標準偏差で１３.４Kg/cm^2，骨材の品質が異なるものをも同一グループとしてまとめると２４.４Kg/cm^2であった。



図－６



図－7

6 考 察

いまかりに，標準配合表にしめされている設計基準強度120Kg/cm²，160Kg/cm²を用い，変動係数は設計基準強度120Kg/cm²の場合20％，25％，160Kg/cmの場合15％，20％とし，y′＝−168＋15Rの関係を用いれば，このような品質のコンクリートをシユミットハンマーを用いて試験した場合の測定値の平均，ならびにその標準偏差は表−4のようになる。さらに強度推定のばらつきを±20Kg/cm²とすれば，試料数10この場合設計基準強度160Kg/cm²で変動係数20％，120Kg/cm²で20％についての品質と危険率1％で差があるとみなし得る反撥値の測定値は，それぞれ1.5，4.7となる。

表 － 4

設計基準強度 (Kg/cm²)	変動係数 (%)	配合強度 (Kg/cm²)	標準偏差 (Kg/cm²)	μ_x	σ_ε (Kg/cm²)	σ (Kg/cm²)	σ_m (Kg/cm²)		σ_m/σ	
							$\sigma_t=0.5$	$\sigma_t=0.7$	$\sigma_t=0.5$	$\sigma_t=0.7$
120	20 (1.19)	143	29	20.7	10	1.82	1.74	1.67	0.96	0.92
					20	1.40	1.31	1.21	0.94	0.86
	25 (1.36)	163	41	22.1	10	2.65	2.60	2.56	0.98	0.97
					20	2.38	2.34	2.28	0.98	0.96
					30	1.86	1.79	1.73	0.96	0.93
160	15 (1.12)	179	27	23.1	10	1.64	1.57	1.49	0.96	0.91
					20	1.21	1.10	0.99	0.91	0.82
	20 (1.19)	191	38	26.2	10	2.46	2.41	2.36	0.98	0.96
					20	2.17	2.12	2.05	0.98	0.95
					30	1.58	1.53	1.41	0.97	0.89

（　）：割増し係数

この試験では，強度推定のばらつきを小さくすることがポイントとなる。使用材料を決めて特定の試験者が実施すればこの巾はかなり小さくなり前記のように10Kg/cm²程度とすることも可能であり，判定も容易になる。しかしシュミットハンマーを低品質のコンクリートの品質判定に適用しようとすると事前にこのような相関々係を求めることは無理なので，粗くとも，ある程度の層別をおこなって，その層毎に相関々係をあらかじめ準備しておくことが必要である。

以上のほか，型わく脱型時期の判定，舗装版の交通開放時期の判定には，適当な反発値を規格値に定めることにより容易に判定ができるものと考える。

7 今後の問題点

この発表は，43年度研究課題のコンクリート検査方法に関する調査の見透しを得るため，その一部を実施した結果である。

まえがきにも述べたとおり，今後は工事数量の増大と技術者の不足を考えると，品質判定のための試験はより簡略化することを考えるべきであろうし，また基準化することも望ましい。したがって，強度という公式な規格値の代用として反発値におきかえてコンクリートの品質判定の可能性を検討したが，さらに強度に相関のある要因のなかから，適当な精度をもちしかも素早く品

質判定ができるものを調査するという方向に発展させていきたいと考える。

シユミットハンマーについては，地建においても同様な調査がおこなわれようとしており，この機会に多少の重複はあるとしても，相互に分担してまとめることを考えている。

今後品質判定をおこなうためシユミットハンマーの問題で調査すべき事項は，次の通りである。

(1) シユミットハンマーには，N型，P型，SP型と各種あるが，そのうちどれが適当かを調査すること。

(2) 強度と反撥値との関係について，供試体の形状，寸法，使用材料の相異，打撃方向，表面の状態等の各影響を調査すること。

(3) コンクリート工事における反撥値の変動状況（品質管理および打設された構造物における）を調査すること。

アルミニューム合金製ガードレール実験

道路研究室　柴田正雄

１９６７年９月より１２月にかけて，道路研究室では，軽金属協会の委託によって，アルミニウム合金製ガードレールの実物衝突実験を行った。本報告は，その実物衝突実験を主にした報告であるが，並行して行なわれた静的実験および過去の実験にも多少触れる。

1 供　試　体

供試ビームおよび供試支柱を表－１，２に示す。以下の記述には表中の略号を使用する。これらの供試体の引張強度は，アルミビームが約３５Kg/mm²，鋼ビームが約４８Kg/mm²であった。また，伸びは，アルミビームが１５％前後，鋼ビームが３０％前後であった。

供試支柱をコンクリート中に建込んで横方向に引張る実験が事前になされた。コンクリート上６０cmの横引張りに，Aℓ114－4．5は，３．２から３．５ｔ，Ｓｔ114－4．5は，3.3から３．８ｔの最大耐荷力を示した。

供試ビームの曲げ実験も行われたが，荷重とたわみの関係はほぼ計算通りであった。ただ，Aℓ９３－２．３が他に比べて，形のくずれが大きかった。また，両端の支持部を中央だけにした場合には，形のくずれが特に大きく，支持力も計算値の半分程度であった。

衝突実験の後に衝突実験に使用されたガードレールの横引張実験がなされた。その結果を表－３に示す。この実験では，荷重は最大までかけていないが，荷重と変位の初期の関係を知ることができた。支柱の動きは，１本あたりになおせば，１０～２０cm／ｔであり，かなり基礎の土の状態のよいことを示している。

2 実 験 方 法

(1) 実験施設

実験に使用された施設は，千葉支所構内の防護柵実験施設である。これは，自動車（クライスラー，１９５５年型，１８０馬力）を改造したウィンチおよび後押し車によって衝突車を加速するもので，加速距離は２００ｍ，加速中の方向誘導は，衝突車に取りつけられたローラが加速路にひかれた鉄道レールをはさむことによってなされる。また，衝突地点の上方より写真撮影を行うための塔，歪計測のための観測小屋がある。

(2) 実験条件

実験条件は，表－４にまとめられている。

(3) 測　　定

ミリケンＤＢＭ４Ａ（４００コマ／秒）によって上方より撮影した写真から車とガードレ

ールの動きを追った。また，この他に3台のカメラによって車とガードレールの挙動を観察した。

ビームの中央部および支柱の基部に貼った歪ゲージによってビームと支柱にかかった力を算出した。

この他に，衝突車の軌跡，ガードレールの残留変形を調べた。

3 実験結果および考察

実験結果のまとめを，表－4に示す。

(1) 支柱について

支柱のコンクリート中建込での横引張実験でアルミと鋼の間に大きな差はみられなかった。また，土中建込みの実験では今まで3 t以上の支持力を示した例がみられないので，この実験で得られた程度の耐荷力があれば，土中建込みの場合には問題はなかろうと思われる。事実，19回の実車衝突実験においても，前輪の通過時に支柱が折れ曲ったと思われる例はなく，支柱の折れ曲りは，後輪による踏みつけが生じた場合だけに生じた。これは，ガードレールの機能が終った後であるので問題はなかろう。

(2) ビームについて

Aℓ93－2.3を使用した実験1と3は，乗り越しとポケッティングに終った。両者ともビームの形のくずれが大きく，ほとんど平板に近い状態であった。実験1では，ビームが車輪の形にそって変形し，車輪がのりあがるに適した斜面を形成してしまった。このため，ビームの切断も，支柱の折れ曲りも生じていなかったのに，右前輪が40cm程度飛び上りガードレールをのりこしてしまった。実験3では，最初の支柱を前輪が通過する際，ビームが平板になり，支柱に前輪がひっかかり，外側を向き，そのままビームを延ばしながら進行し，次の支柱にひっかかって停止した。この2例からして，Aℓ93－2.3はコルゲーションと厚みの関係が不適当と思われる。

Aℓ70－3.2を使用した実験4と5は，2回とも乗越しに終った。これは，他の乗越しと異なり，乗越しの前にビームが切断しており，ビームに強度的な問題があると思われる。このビームの材質は他のアルミビームと異なり，引張強度が高く，伸びの小さい材質であるため，材質自体に問題があるのではないかと思われる。

Aℓ50－3.0は最も多くの実験がなされたビーム材であるが，好い結果を示したのが2回，ポケッティングが2回，乗越しが2回とかなりのばらつきを示した。乗越しの2回は，

設置要綱のC荷重を上まわるものであることを考えれば規定荷重以下では車をとめたことになるが，比較のために行ったＳｔ５２－２．３に比べると安定度に欠ける感がないでもない。

Ａℓ９３－３．４による実験１０はポケッティングであったが，Ａℓ９３－３．４は静的曲げ実験ではＳｔ７０－３．２と大差ない結果を示しており，実験を重ねればＳｔ７０－３．２と同程度の成果が期待しうる。

Ａℓ９３－３．０，Ａℓ９３－４．４，Ａℓ９３－３．４の実験６，７，８，９は，すべて良好な結果を示したが，ビームのランクからすれば当然であろう。

(3) 衝突車について

衝突車の多くに，右前輪のブラケットボルトの切断が生じた。これは，右前輪が最初の支柱にひっかかった際に生じたものと思われ，車輪が外側を向くためその後の誘導に大きな支障となっている。実験結果のばらつきの一因がこの部分の強度にあることも考えられる。

4 ガードレール全般について

本実験で，ビーム材が強度的に問題となったのは，Ａℓ７０－３．２だけである。他の乗越し例ではビームの切断は乗越し後におこっている。本実験ではガードレールの長さが４０ｍであったため，ビームに十分な引張りが働かず，ビームの働きが，曲げ剛性を主としたものであった関係上，必ずしも一般的な結論ではないが，ビームの評価においては，形のくずれにくさを大きく取上げるべきであると思われる。また，現在のビームを直接支柱に取付ける構造では，ビームの形のくずれが小さくとも，支柱の傾きが大きければ，ビーム高は必然的に低くなるため，乗越される可能性が大きい。実験１９がその例である。このため，事情の許す限り，ビームと支柱とを離す構造が望ましい。これは，車輪が支柱に直接衝突するのを防ぐためにもよいことである。

表－1　供　試　ビ　ー　ム

略　号	厚さ mm	コルゲーション mm	断面積 (cm^2)	断面二次モーメント (cm^4)	材　質	供試実験	備　考
Aℓ 93－2.3	2.3	93	12.6	112.5	A 297－¼H	1, 3	
Aℓ 93－3.0	3.0	93	16.4	146.7	〃	6	
Aℓ 93－3.4	3.4	93	18.5	166.3	〃	8, 9, 10	
Aℓ 93－4.4	4.4	93	23.4	215.2	〃	7	
Aℓ 70－3.2	3.2	70	14.9	78.7	5083 H 34	4, 5	
Aℓ 50－3.0	3.0	50	12.1	28.5	A297－¼H	11, 12, 13 14, 16, 17	
St 52－2.3	2.3	52	9.2	34.8	SS 41	2, 18	種別 C用
St 70－3.2	3.2	70	14.9	78.2	〃	15, 19	種別 B用

表－2　供　試　支　柱

略　号	厚さ mm	外　径 mm	断面積 (cm^2)	断面二次モーメント (cm^4)	材　質	供試実験	備　考
Aℓ 114－ 4.5	4.5	114.3	15.5	234.3	A2T4－T6	1,	
Aℓ 114－ 4.6	4.6	114.3	15.9	238.9	〃	11, 12, 13 14, 16, 17	
Aℓ 139－ 4.5	4.5	139.8	19.1	438.2	〃	4, 6, 10	
Aℓ 130－ 5.0	5.0	130.0	19.6	384.1	〃	7, 8, 9	
St 114－ 4.5	4.5	114.3	15.5	234.3	STK 41	2, 3, 18	種別 C用
St 139－ 4.5	4.5	139.8	19.1	438.2	STK 41	5, 15, 19	種別 B用

表－3　ガードレール横引張り実験

※実験番号	供試ビーム	供試支柱	中央部変位率	支柱部変位率平均	(m/t) ビーム変型率	(t) 荷重範囲	(t) 計算の荷重範囲	備考
1	Aℓ93-2.3	Aℓ114-4.5	14.5	5.3	9.2	＜ 0.875	＜ 0.5	0.875 t にてへこみが生じた
2	St52-2.3	St114-4.5	14.1	4.6	9.5	＜ 0.70	＜ 0.5	
3	Aℓ93-2.3	St114-4.5	14.5	5.9	8.6	＜ 1.03	＜ 0.5	1.03 t にてへこみが生じた
4	Aℓ70-3.2	Aℓ139-4.5	24.3	9.3	15.0	＜ 1.20	＜ 1.0	
5	Aℓ70-3.2	St139-4.5	21.9	7.3	14.6	＜ 1.20	＜ 1.0	1.2 t にて切れ目が入った
6	Aℓ93-3.0	Aℓ139-4.5	17.3	9.6	7.7	＜ 1.375	＜ 1.0	
7	Aℓ93-4.4	Aℓ130-5.0	14.5	8.9	5.6	＜ 2.20	＜ 2.0	
8	Aℓ93-3.4	Aℓ130-5.0	12.4	6.1	6.3	＜ 1.30	＜ 1.5	
H	Aℓ50-3.0	Aℓ114-4.6	23.7	3.9	19.8	＜ 1.00	＜ 1.0	

※　衝突実験の実験番号

表－4　　実　　験

	実験番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	実験月日	9月8日	9月9日	9月11日	9月16日	9月18日	9月23日	9月25日	10月5日	10月6日
供試体	ビーム材	Aℓ93-2.3	St 52-2.3	Aℓ93-2.3	Aℓ70-3.2	Aℓ70-3.2	Aℓ 93-3.0	Aℓ93-4.4	Aℓ93-3.4	Aℓ93-3.4
	支柱材	Aℓ114-4.5	St114-4.5	St114-4.5	Aℓ139-4.5	St139-4.5	Aℓ 139-4.5	Aℓ130-5.0	Aℓ130-5.0	Aℓ130-5.0
	支柱埋込み深さ (m)	1.25	1.20	1.20	1.30	1.30	1.30	1.30	1.35	1.35
	斜面までの距離 (m)	∞	∞	∞	∞	∞	0.4	0.6	0.6	0.6
実験車	使用車番号	1	2	1	2	2	1	1	2	2
	重量 (t)	9.8	10.2	9.8	11.0	11.7	10.4	10.3	10.5	10.1
	速度 (Km/h)	33	32	30	36	43	28	46	33	32
	フェニス直角方向エネルギー(tm)	4.9	4.9	4.1	6.5	9.8	3.9	9.9	5.2	4.7
	ハンドル	固定	固定	フリー	固定	固定	フリー	フリー	フリー	フリー
結果	最大残留変位(m)	－	0.72	0.54	－	－	0.75	－	0.95	0.57
	右後輪最大進入行程(m)	－	0.31	0.35(前輪)	1.34	1.47	0.42	0.95	0.71	0.34
	支柱5基部x方向残留変位(mm)	3.7	47	45	60	69	65	198	52	75
	コルゲーションのつぶれ	特に大	少	特に大	大	大	少	少	少	少
	ビームの切断	有	無	無	有	有	無	無	無	無
	車の横断	有	無	無	有(片輪)	有(片輪)	無	無	無	無
	車の最終位置	コンクリート壁に衝突	土のうに衝突	P7手前	P11手前	P10手前	P 9手前	P 11手前	P 11手前	P 11手前
	車の損傷	ほとんどなし	右前輪ブラケットボルト切断	右前輪ブラケットボルト切断	ほとんどなし	前輪懸架部大破	ほとんどなし	ほとんどなし	ほとんどなし	右前輪ブラケットボルト切断
	修理費(千円)	13	12	19	8	64	5	11	4	2

まとめ

10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
10月11日	10月12日	10月13日	10月15日	10月16日	10月17日	11月17日	11月24日	12月1日	12月7日
Al 93-3.4	Al 50-3.0	Al 50-3.0	Al 50-3.0	Al 50-3.0	St 70-3.2	Al 50-3.0	Al 50-3.0	St 52-2.3	St 70-3.2
Al 139-4.5	Al 114-4.6	Al 114-4.6	Al 114-4.6	Al 114-4.6	St139-4.5	Al 114-4.6	Al 114-4.6	St114-4.5	St 139-4.5
1.30	1.20	1.20	1.20	1.20	1.30	1.20	1.20	1.20	1.30
0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	∞	0.6	0.6	∞
2	1	3	4	4	2	4	2	3	3
10.3	9.9	10.0	9.5	9.6	9.7	11.0	10.3	9.3	8.8
40	30	28	31	35	44	34	29.5	31	50
7.5	4.1	3.6	4.2	5.4	8.5	5.8	4.1	4.1	10.0
フリー	フリー	フリー	フリー	フリー	フリー	固定	フリー	フリー	固定
—	—	1.22	0.76	—	1.05	—	1.42	1.35	1.22
0.98	2.29(前輪)	0.91(前輪)	0.55	0.93	0.87	—	1.22	0.94	—
62	100	94	49	70	105	49	117	85	170
少	やや大	やや大	少	大	部分的大	大	少	少	やや大
無	無	無	無	有	無	有	無	無	無
無	無	無	無	有(片輪)	無	有	無	無	有(片輪)
P 10手前	P8 手前	P 7手前	P 11 手前	土のうに衝突	P 9手前	コンクリート壁に衝突	進行方向に直角	土のうに衝突	P 11 手前
前輪離脱	右前輪離脱	右前輪離脱	ほとんどなし	エンジン下部損傷	前輪軸曲り		ほとんどなし	ほとんどなし	
73	修理せず	74	5	22	64				

除雪車の性能について

機械研究室　渡辺勝男

1 はじめに

道路上に降り積った雪を速やかに除去し，交通および通行車両の安全を確保するために除雪作業は機械化され，除雪作業の高速化と除雪機械の高性能化に向って，年々現場作業に適合した機械が開発され，改良されてきている。

除雪機械を用いての除雪作業は，大別して，新雪除雪，拡幅除雪，路面整正，運搬排雪，防滑作業になる。

雪が降り積って１０cm程度になると新雪除雪が開始される。この作業は一般にプラウ除雪車が使用される。これはトラック等の前面に雪をかき分け横に移動させるプラウとよぶ除雪装置を装着したものである。プラウの種類は多種あるが，一般には，くさび形をして雪を左右に分けて除雪するV形プラウ，一方向のみに雪を寄せるワンウエイプラウ，雪を左右いずれの側にも状況に応じて排除できるアングリングプラウに分けられる。各プラウ面の形状は雪質，施工方法等に適合した特長あるもので，除雪車の進行によって，雪はその曲面に沿って斜め後方に移動する。しかし車速が３０Km／h程度になると雪がプラウ面より４５度の投雪角度をもって打ち出されているように見える。除雪速度は１０～３０Km／hが現状である。降り積った雪を早期に処理することは後に続く作業を容易にし，また省くこともできるため，降り積る雪の速さに負けないだけの除雪スピードがこの作業では要求されるところである。なおこの作業の除雪幅はプラウの進行幅であり，一回の運行ではこれが除雪幅となる。

新雪除雪で道路中央の車道から路肩側に寄せた雪は，作業のたびに増して雪堤をつくり，プラウ除雪車では除雪が不可能になり，したがって路肩側に堆積してできた雪堤をできるかぎり奥まで取り除く拡幅の必要がでてくる。この作業を拡幅除雪という。この作業にはロータリ除雪車が一般に使用される。ロータリ除雪車はトラクタ前面に雪をかき込んで投雪する回転機構の除雪装置を装着し，この装置の駆動を装置用機関としてトラクタ機関とは別個に搭載しているものと，トラクタ機関より動力伝達を行なうものとがある。除雪装置機構は刃のついたドラムを回転させ，集雪・投雪するカッタ形，進行方向と同一方向の軸に数枚のベーンを持ち，雪をまき込み，集雪・投雪するブロワ形，スクリュー・レーキ等のオーガで集雪し，投雪機構としてのブロワで投雪するオーガ・ブロワ形がある。各形式の中でも多種類にわたり，雪質，施工方法により各々特長を発揮している。除雪速度は一般に1.5Km／h以下である。

上記の２工程が除雪工法の基本作業となり，実際の道路状況に応じて他の作業が追加される。

プラウ除雪車で完全除雪を目標として行なっても，漸次雪は堆積して圧雪層をつくり，気温の変化により氷盤となる。圧雪層や氷盤は車両の往来でわだちを形成し，車両の安全運転と交

通の流れに渋滞をきたすため，随時路面整正を行なわなければならない。この作業には主としてグレーダを使用する。

市街地において交通上の保安，消防活動に障害のないよう十分な幅員を確保するために，路肩側の雪を他の場所へ運搬して投棄する方式の作業が行なわれる。これを運搬排雪という。作業は，雪の積込み専用機であるスノーローダと雪を運搬するためのダンプトラックの編成で行なわれる。雪堤の雪を切削し，コンベアで積込むか，または直接後方に投雪して積込む方式がある。ダンプトラックは前進するスノーローダの速度に合わせて後進しながら積込む。また雪の積込み機としてロータリ除雪車に積込み用シュートを取付けたもの，トラクタショベルに容量の大きいスノーバケットを取付けたものが使用されているが，一車線積込み式であるスノーローダに比べて交通障害を起す恐れがあり，交通量の少ない道路，または幅員に余裕のある道路に用いられている。

雪の運搬排雪時間の浪費と付近に雪捨て場が得られない場所では雪をその場で融して水にする融雪機も使用されてきている。融雪タンクに雪を投げ入れ０℃に近い水として排出する。融雪能力は中形級で約４０ｔ／ｈである。雪を投げ入れるための機械と組合せて作業するが，投入と融雪が一つの機械にまとめたものもできている。

氷盤上は非常に滑り易いために防滑処置がなされる。塩化物を散布して凍結防止および滑り止めを行なうか，単に砂を散布して滑り止めを行なう。これらの散布作業はスプレッダで行なう。

2 除雪性能表示について

除雪車の性能試験方法は，ロータリ除雪車については昨年ＪＩＳ（ロータリ除雪車性能試験方法Ｄ６５０９－１９６７）が制定されたが，プラウ除雪車等についてはまだ検討の段階である。

除雪性能表示も，ロータリ除雪車はＪＩＳの規定にもとづくが，プラウ除雪車についてはロータリ除雪車の表示方法を準用している現状である。その他スノーローダ，スノーメルタについてもカタログの仕様表示程度で確立されていない。ここではロータリ除雪車，プラウ除雪車に関して述べる。

2－1 ロータリ除雪車に関して

ＪＩＳ規定にもとづき，研究所資料で一般に使用されている除雪性能表示について上げる。

1時間当りの除雪体積（m^3／h）：除雪車の除雪能力，すなわち除雪出来高をそのまゝ表わした単位で，除雪断面積（m^2）×除雪速度（m／h）で求められる。除雪した雪の密度を必ず明示しておく。

1時間当りの除雪重量（t／h）：m^3／hに除雪した雪の密度を乗じた単位で，除雪した雪の密度を明示する。m^3／hは装置内の処理できる容積的制約，t／hはエネルギ的制約を示めす。したがって軽い雪ではm^3／h，重い雪の場合ではt／hで表示した方がよいであろう。

1時間1馬力当りの除雪重量（t／psh）：全出力，すなわち除雪車の走行出力と除雪装置出力を合わせた全体の出力に対する表示と除雪装置出力のみに対する表示とがある。m^3/h，t／hでは除雪車の大きさによる相違があるのに対し，能率面から見た単位である。大きさの異なる機種の性能比較ができる。

除雪効率（η_s）：JISには掲げていないが，性能表示には欠かせない単位で他の研究機関でも用いられて一般的になってきた表現である。

$$\eta_S = \frac{1}{5.4} \times \frac{t/h \times \text{投雪距離}(m)}{\text{除雪装置機関出力}(PS)} \quad (\%)$$

（この式は運動エネルギの式$E=\frac{1}{2}mv^2$（m：雪の質量$Kg \cdot sec^2/m$，v：雪の放出速度m／sec）
投雪距離の式$L=\frac{v^2}{g}\sin 2\phi$（$g$：重力加速度$m/sec^2$　ϕ：放出角度＝45°）より求められる。）

t／psh では投雪距離の大小により投雪に必要なエネルギの差が影響する。この欠点を除くために投雪エネルギを含めた単位である。

η_s は雪を放出するシュート構造，雪質，投雪距離測定のいかんにより正確な値は求めにくい。そのためにシュートに導かれる直前時の雪粒の速度（ロータの周速）をもって投雪距離に代入した式，動力効率（η_E）をη_sに代用している。

$$\eta_E = 2.07 \times 10^{-4} \frac{t/h \times \text{ロータ半径}(m) \times \{\text{ロータ回転速度}(rpm)\}^2}{\text{除雪装置機関出力}(PS)} \quad (\%)$$

性能を検討する場合，t／pshとともに多く活用されるが，この単位も機種，雪質が決まると一元的に定まるとはいいきれない。実験によると，ロータの回転速度と正相関があるようである。

除雪性能表示は以上の表現があるが，いずれも一長一短があり，添書をして場合場合に応じて最も適切に表示できる単位を使用している。

2-2 プラウ除雪車に関して

基本的な性能表示について述べる。

1時間当りの除雪重量（t/h）：ロータリ除雪車に関してと同じ。

1時間1馬力当りの除雪重量（t／psh）：トラックの機関出力に対する能率を指す。この単位は前記のとおり投雪距離の大小で比較が困難になる。プラウによってはある程度の雪堤を飛び越せるような施工条件を目的にしているものと，投雪距離を小さくして雪の横方向移動のみを目的としたものもあり，異なる機種の能率面からの比較は適確でない。

3 ロータリ除雪車の性能試験結果にもとづく考察

機械研究室では昭和39，40，41年度に現在地方建設局で使用されているロータリ除雪車について，除雪性能の調査を行なった。

試験は新潟県新井市土木研究所新潟試験所および付近のグランド，道路で2月～3月上旬にかけて，雪質はザラメ雪0.4～0.5 t／m^3を対象に表－1に示めす機種について実施した。除雪装置はそれぞれ一定のトラクタに装着されているが，試験は計測器の装備の関係上，表－2にしめす土木研究所所有のトラクタに装着した。試験方法はJISにもとづき，主として土道上の自然積雪を除雪装置の作業できる最大の幅で除雪する全幅除雪作業姿勢で，除雪量と所要出力の関係，中形ロータリ除雪車の作業能力の限界の究明等を目的とした。

表－1　試験除雪装置仕様一覧表（標準仕様）

機　　種	カッタ形A	カッタ形B	カッタ形C	ブロワ形D	ブロワ形E
最大除雪幅（mm）	2348	2000	1965	2070	2000
標準除雪高サ（mm）	1016	1300	1300	1250	950
ロータ回転速度（rpm）1速	647	180	260	169	278
〃　2〃	—	240	380	223	367
〃　3〃	—	300	—	289	609
〃　4〃	—	—	—	381	—
ロータ直径（mm）	762	1000	1000	860	760 先端820
除雪装置機関出力（ps）	168	115	152	115	112
トラクタ	川崎車輌 KLD5P	ペンツウニモグ 411-119	三菱 2W400	ペンツウニモグ 411-119	三菱 2W400
トラクタ走行機関出力（ps）	100	32	38	32	38

表－2　試験用トラクタ仕様

型式	三菱2W400型特殊作業車
全長	3,910mm
全幅	1,965mm
重量	4,450Kg
走行速度	前進 8段　後進 2段 0.86Km／h～41.5Km／h
走行用機関出力	三菱 4DQ1型ディーゼル機関 60PS／4,000rpm
走行装置	4輪全輪駆動（デフロック付）
装置用機関 連続定格出力 作業時最大出力	三菱6DB10CT型ディーゼル機関 135PS／1,800rpm 152PS
装置用出力変速機	5段

3－1 除雪能力m^3／h，t／h

最大除雪量試験はカッタ形とブロワ形のある機種について行ない表－3のとおりである。除雪能力は施工条件，雪質等により異なるため，試験の限定した雪質についてである。

表－3　最大除雪量試験結果

形式	装置機関出力	ロータ回転速度	m^3/h	t／h	平均除雪高サ	車速	投雪距離	※ Kv	※※ Ks
	ps	rpm			m	Km／h	m	%	%
カッタ形	103	174	2000	734	0.8	1.82	3.0	86	—
ブロワ形	113	238	3940	1790	1.15	1.71	7.5	86	51

※ 飲込み率 $Kv = \dfrac{\text{除雪量}\ (m^3/\text{sec})}{\left\{\begin{array}{l}\text{ロータ1回転によってかき込める理論容積}(m^3/\text{rev})\\ \text{カッタ形：}0.22m^3,\ \text{ブロワ形：}0.32\,m^3\end{array}\right\}\times\text{ロータ rps}}\times 100\,(\%)$

※※ シュート通過断面積比 $Ks = \dfrac{\text{除雪量}\,(m^3/\text{sec})}{\text{ロータ周速}\,(m/\text{sec})\times\text{シュート断面積}\,(m^2)}\times 100\,(\%)$

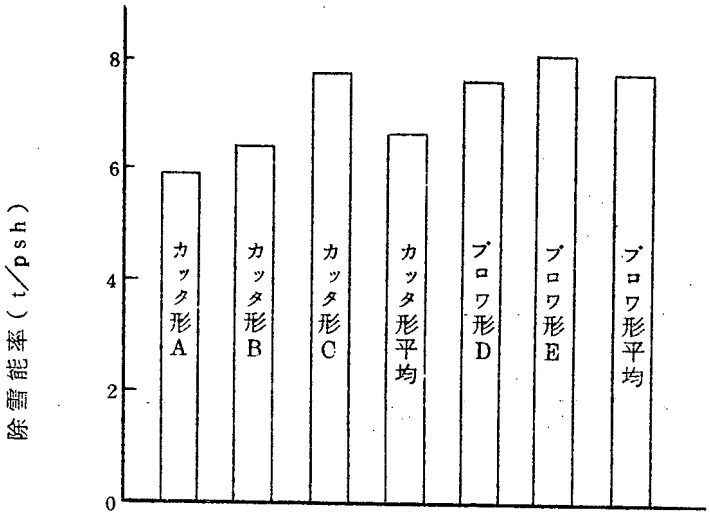
両形式とも容量的な限度を示しているものと考えられる。Kv，Ksについては本来ならば除雪装置内部における雪の通過断面積，速度，密度変化を考慮した排出能力を検討しなければな

らないが，内部における雪の流れの状況の解析は困難であるため，便宜上容量的制約をしめす単位として用いている。Kvはロータハウジング内，Ksはシュート断面積に関する有効除雪体積の比率を示している。除雪装置吸入前の雪体積のまゝ飲込んで，圧縮変形なく単位時間内連続的に処理されて排出した状態を想定した式で，実際は除雪装置内部では圧縮変形，間欠的排出がなされている。

シュートの排雪容積はロータ処理容積よりかなり大きくとってある。（ある機種で約1.6倍）シュート断面積を任意に変える試験機械での調査ではKs＝60％を超えたあたりより前方への噴出が多くなっている。Ks＝51％では余裕があるものとみられる。

3－2　除雪能率t／pshおよび効率η_s，η_E

t／pshは除雪装置の出力をもって表示する。図－1は形式，機種別のt／pshの比較で，類似した試験条件をまとめた平均値である。図－2はロータ周速に対するt／pshを示す。投雪エネルギはロータ周速の2乗で増大するため投雪距離を許すかぎり短くすることが能率的である。図式は平均動力効率η_E＝25％として，動力効率の式より求めたもので線上はη_E＝25％ラインをしめす。新雪についてはη_Eは低い。η_Eは同じ雪質でも施工条件によりかなりバラツク値で図－2のしめすとおり，η_Eは平均値をとって代表させてさしつかえないようである。なおη_Eの最大はブロワ形，カッタ形とも35％であった。

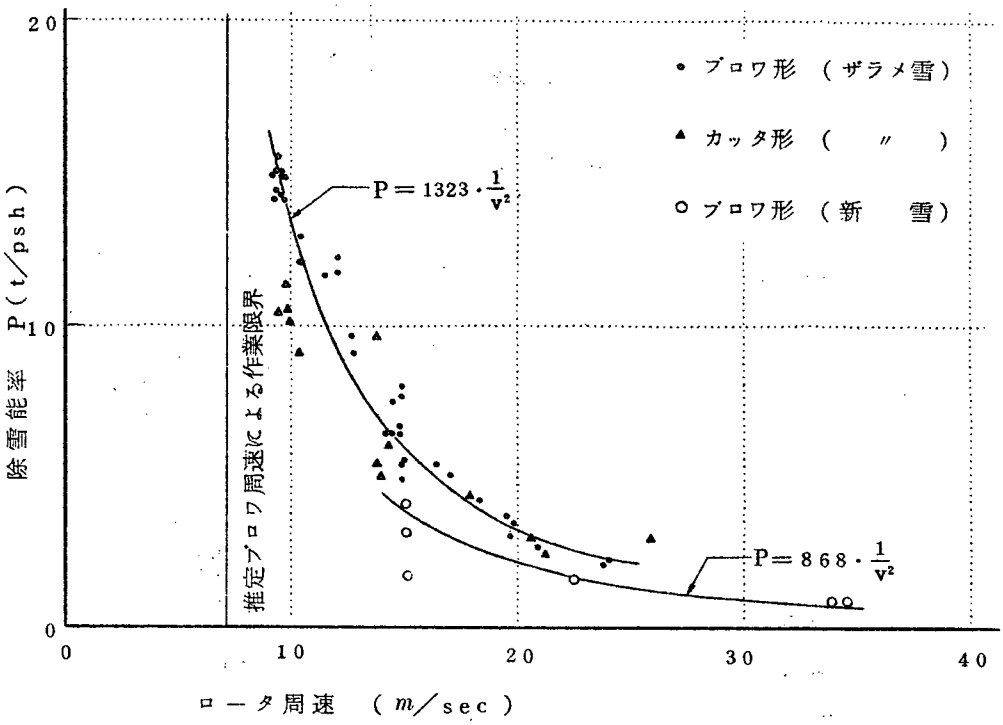


図－1　形式・機種別の除雪能率の比較

除雪効率η_sについては，おゝよそブロワ形は$\eta_s \fallingdotseq 0.75\eta_E$カッタ形は$\eta_s \fallingdotseq 0.4\eta_E$であ

り，カッタ形はわるい。

図－2　ロータ周速—除雪能率



3－3　投雪距離

図－3はロータ周速と投雪距離の関係を示す。理論投雪距離は空気抵抗を無視した最大値である。投雪効率（理論値に対する測定値の比）はカッタ形がわるい。軽い雪についても同様である。カッタ形が雪の流れ方向を多分に屈折させる投雪機構によるもので，ブロワ形，オーガ・ブロワ形はロータの接線方向近くにシュートがあり，雪の流れを変えない点に相違がある。しかしブロワ形では雪粒子間では周速が大きくなると十分加速されずに排出されるものもあり，投雪幅がひろく，相互間の速度の違いによる相互干渉の頭打ちの特性を示している。

最低ロータ周速は7 m／sec 程度である。

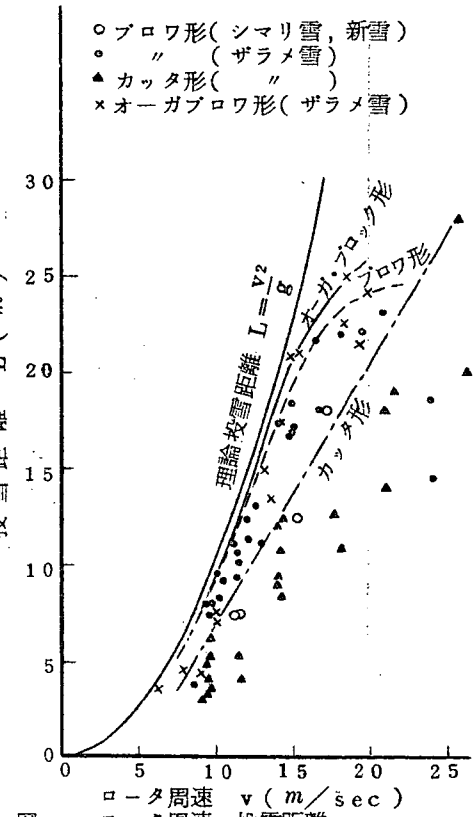
3－4 走行抵抗

表－4は除雪走行抵抗およびトラクタの最大けん引力を示す。除雪走行抵抗は下部路面状況，施工条件の違いによりバラツキのある値を平均したものである。除雪速度0.8～1.5Km／hの全幅除雪姿勢での走行抵抗はトラクタのけん引力のおゝよそ$\frac{1}{2}$にあたり十分であると思われる。

3－5 除雪能力特性

3－1～3－4をまとめると図－4が作成できる。

作業可能最低周速より周速を上げていくと，容量限界線に沿ってt／hは増加する。（容量的制約）そして出力限界線に当るところで最大除雪量を示し，漸次出力限界線に沿って低下する。（出力的制約）容量限界線は飲込み率Kv，密度を一定とした場合の，出力限界線は機関出力ps，動力効率η_Eを一定とした場合の関数として表わした。



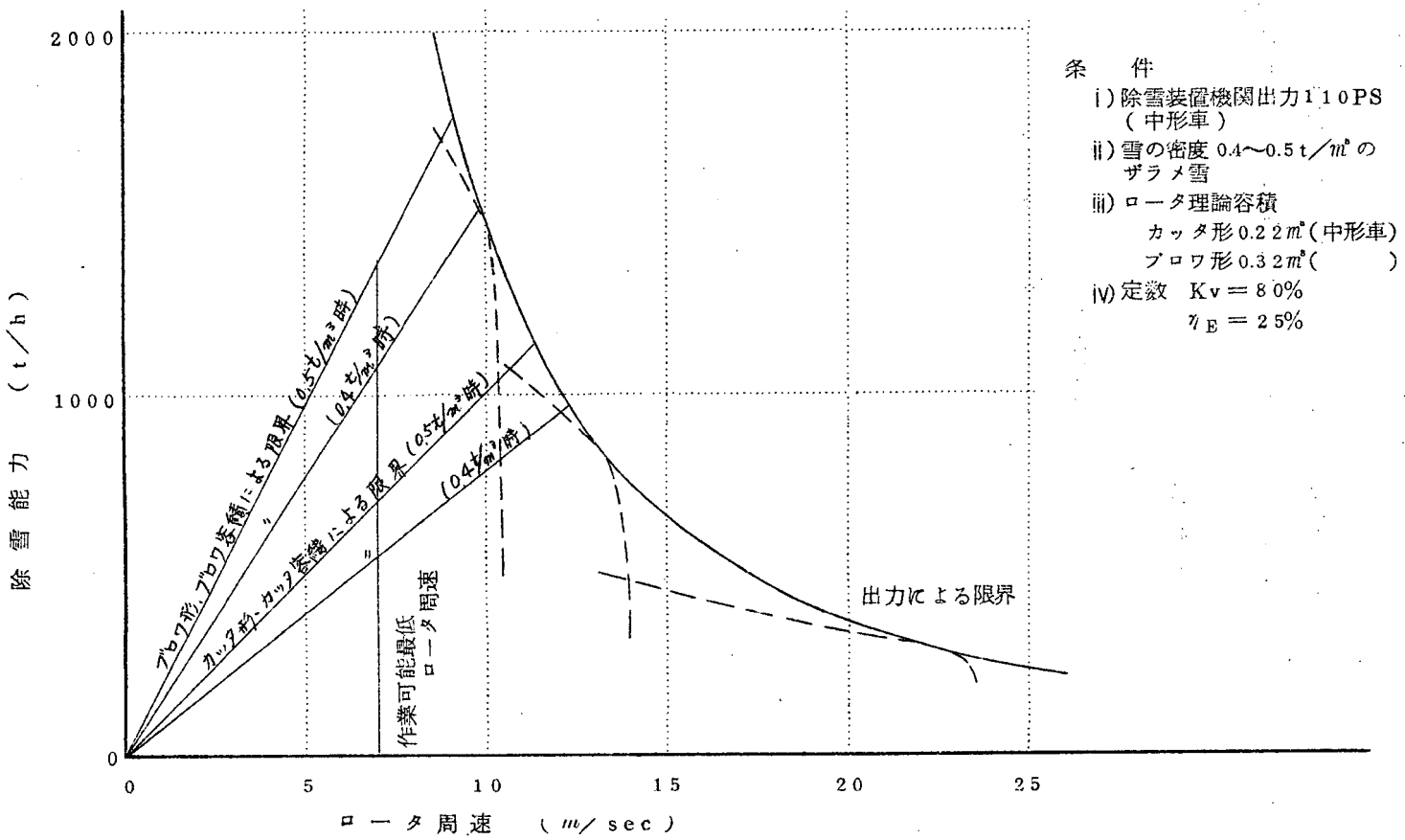
図－3 ロータ周速—投雪距離

表－4 除雪走行抵抗およびけん引力 （タイヤチエン装着）

機種	駆動方式	除雪走行抵抗（リムプル Kg）		最大けん引力（リムプル Kg）	
		作業時	無負荷走行時	土道上	アスファルト道路上
カッタ形 C	デフロック	—	1,090	3,490	2,895
	全輪駆動	1,167	654	2,900	2,460
	後輪駆動	—	578	1,590	—
ブロワ形 D	デフロック	—	1,234	4,268	—
	全輪駆動	1,287	726	3,811	—
	後輪駆動	—	726	2,395	—
〃 E	デフロック	※2,077	1,071	4,896	4,496
	全輪駆動	—	—	—	3,401
	後輪駆動	—	—	—	2,411

※ 切刃部分にシマリ雪層が存在した

図－4　ロータリ除雪車の除雪能力特性



歯車式変速機では，変速機と機関の出力特性により破線のようになるが，理想的無段変速機を想定して画いて見た。

投雪距離は除雪施工条件より与えられるもので，図－3よりロータ周速が決められ，図－4よりt／hが定まり，t／h≒雪の密度（t／m^3）×除雪断面（m^2）×除雪速度（m／h）から適切な除雪速度は算定できる。

解析データはすべて全幅除雪作業時のものであり，本来ロータリ除雪車の主要作業である拡幅除雪では，雪質，施工条件が全幅除雪時より効率を低くする方に左右する。カッタ形の例ではt／pshについて拡幅除雪は全幅除雪の74％である。

オーガ・ブロワ形については試験を行なっておらず，他研究機関の資料によった。

付 1

除雪車実施試験一覧表

年度	月/日 ～ 月/日	試験場所	試験機械名	試験内容
39	2/16 ～ 3/3	新潟県中頸城郡 中郷村 日本曹達KK運動場 国道18号線路上	ロータリ除雪車 カッタ形 機種名：ブロス ピータ シュミット	全幅除雪 拡幅除雪
40	2/4 ～ 3/6	新潟県新井市 土木研究所新潟試験所構内 新井市民グランド	ロータリ除雪車 ブロワ形 機種名：シュミット	全幅除雪
	3/8 ～ 3/12	新潟県南魚沼郡 六日町 国道17号線路上	プラウ除雪車 アングリング形 ワンウエイ形 製作：KK金剛製作所	測定方法，プラウ形式2種類についての予備試験
41	2/6 ～ 2/18	新潟県新井市 土木研究所新潟試験所構内 新井市民グランド	ロータリ除雪車 ブロワ形 機種名：バイルハック	全幅除雪 拡幅除雪 新雪除雪
	1/20 ～ 3/2	新潟県長岡市 雪害実験研究所構内 新潟県越後湯沢町 国道17号線路上	プラウ除雪車 アングリング形(40年度製作のもの) ワンウエイ形(40年度製作のもの) アングリング形圧着式 製作：新明和工業KK 川西モーターサービス	アングリング形 ワンウエイ形 圧着式の性能比較
42	1/29 ～ 2/6	山形県新庄市 国道13号線新庄バイパス路上	大形ロータリ除雪車 ブロワ形 製作：東北地建	拡幅除雪
	1/16 ～ 1/26	新潟県長岡市 雪害実験研究所構内	プラウ除雪車 アングリング形(40年度製作のもの) ワンウエイ形(40年度製作のもの)	40.41年度実施の補足試験
	2/12 ～ 2/26	青森県青森市 青森空港滑走路	アングリング形 製作：KK金剛製作所	

付2

ロータリ除雪試験　測定項目および使用計測器

測定項目	使用計測器
作業用機関トルク	抵抗線式トルクメータ（新興スリップリングSR3）→ 動的歪測定器（共和DPM－3AT）↓
走行用機関トルク	抵抗線式トルクメータ（新興スリップリングSR3）→ 動的歪測定器（共和DPM－3AT）↓
作業用機関回転速度	カム・マイクロスイッチ → 直流増幅器（渡辺WA 231-3C）↓ → ペン書きオシロ（渡辺WTR－211）
走行用機関回転速度	カム・マイクロスイッチ → 直流増幅器（渡辺WA 231-3C）↓ → ペン書きオシロ（渡辺WTR－211）
除雪距離	手動マイクロスイッチ → 直流増幅器（渡辺WA 231-3C）↓ → ペン書きオシロ（渡辺WTR－211） 電磁弁によるインク噴射装置
作業用機関燃料消費量	燃費計（東京精密測器DG 100E DR－1E）→ 直流増幅器（渡辺WA 231-3C）↓ → ペン書きオシロ（渡辺WTR－211）
除雪高さ	ポール・コンベックス・巻尺・除雪断面測定器具
投雪距離	〃　〃　〃
雪の密度	1000 cc サンプラ　台バカリ（最小目盛1 g）
雪温	棒状温度計
雪硬度	木下式硬度計（垂直方向） 力計式硬度計（水平方向）
抗剪断力	ドイツ規格 100 cm² 面剪断力測定器
含水率	吉田式カロリーメータおよび遠心分離式含水率計

付３　　ブラウ除雪試験　測定項目および使用計測器

測定項目	使用計測器
押腕荷重（右側）	圧力変換器（共和ＰＨＡ２Ａ）
〃　（左側）	〃（　〃　）
横方向荷重	〃（　〃　）
走行用トルク	抵抗線式トルクメータ（新興スリップリングＳＲ３）
機関回転速度	カム・マイクロスイッチ
除雪速度	マイクロスイッチ（手動）
除雪高さ	竹尺
除雪幅	コンベックス
雪の密度	1,000cc サンプラ，台バカリ（最小目盛１ｇ）

動的歪測定器（共和ＤＰＭ・６ＣＴ）

電磁オシロ（共和ＲＢＭ－１３Ｃ）