

土 木 研 究 所 報 告

第 155 号

補剛桁架設時の吊橋の耐風性に関する研究.....成田 信之...(1)
横山 功一

注入井による地下水の涵養に関する研究.....石崎 勝義...(61)
北川 明

昭和 56 年 3 月

建設省 土木 研究所

Copyright © 1981 Fiscal year 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

補剛桁架設時の吊橋の耐風性に関する研究

成 田 信 之*
横 山 功 一**

Aerodynamic Stability of Suspension Bridges under Construction Stage

by Dr. Nobuyuki Narita
Koichi Yokoyama

Synopsis :

Wind accidents on bridge structures have so far happened at their construction stage, and this necessitates confirmation of safety of a structure under construction as well as after completion.

The aerodynamic safety of a suspension bridge under construction stage is essential, because the mass and rigidity, and the relevant dynamic characteristics of the structure alter gradually as the construction work proceeds.

In the paper, described are the basic concept of design wind speed for a bridge under construction, wind tunnel technique for determining the critical wind speed of instability, and their application on the Hirado Ohashi Bridge.

It was clarified the estimation method of critical wind speed by the use of non-steady aerodynamic coefficients measured at a two dimensional model can satisfactorily apply to every step of construction work.

Key Words : bridge, suspension bridge, construction work, aerodynamic stability.

要 旨

これまでの橋梁の風による事故はその架設時に多く発生している。そこで、架設時の安全性の確認は完成系に対すると同様に重要である。吊橋の場合には架設工事の進捗に従ってその質量、剛性が漸次変化して行き、従って、それに対応する構造特性（振動数など）も変化するため、架設時の空気力学的安全性の確認は不可欠となる。

本論文では橋梁架設時の設計風速についての基本的な考え方を述べると共に、不安定振動の限界風速を決める実験手法を説明し、更に平戸大橋への適用例を示している。

その結果として、2次元模型を用いて計測した非定常空気力係数をもとにした推定法により架設工事の各段階における限界風速を充分に推定できることが判った。

キーワード：橋梁、吊橋、架設工事、耐風安定性

* 構造橋梁部構造研究室長（現構造橋梁部長）工博
** 構造研究室主任研究員（現福岡県警交通部交通管理官）

目次

1. まえがき	(2)	3. 平戸大橋に対する検討	(14)
2. 補剛桁架設時の吊橋の耐風性	(2)	(1) 平戸大橋の概要	(14)
(1) 吊橋架設時の耐風設計上の問題点	(2)	(2) 架設工法および振動特性	(15)
(2) 補剛桁の架設工法	(3)	(3) 架設時設計風速	(37)
(3) 補剛桁架設時の風洞実験法	(3)	(4) パネ支持模型実験による検討	(42)
(1) 換算質量を用いる二次元パネ支持 模型実験	(3)	(1) 実験条件	(42)
(2) 非定常空気をを用いる応答計算	(5)	(2) 実験結果と考察	(42)
(3) 全橋模型実験	(6)	(5) 非定常空気力実験による検討	(43)
(4) 架設時設計風速	(6)	(1) 実験方法	(43)
(5) 補剛桁架設時の耐風性に関する既往の 研究	(7)	(2) フラック限界風速の計算と考察	(56)
(1) セパン橋	(7)	4. 結論	(56)
(2) ナローズ橋	(7)	5. あとがき	(57)
(3) 関門橋	(7)	参考文献	(57)
(4) 本州四国連絡橋	(14)	付録-1 架設時のフラック計算プログラム	(59)
		付録-2 平戸大橋の架設時振動特性	(59)

1. まえがき

吊橋や斜張橋形式の長大橋梁は可塑性に富み、風の影響を受け易いことは良く知られているところであり、設計に際しては風洞実験などによって設計案の耐風安全性を確認する必要がある。また、構造物の安全性は完成系ばかりでなく、架設時においても充分な検討がなされなければならないことは、構造物の事故が架設時に多く起っていることからわかる。特に吊橋の場合、架設段階に応じて構造特性が大きく変わること、完成系に比して剛性が非常に低下することなどの理由により、架設時の安全性の検討には特別の配慮が必要となろう。

ここでは吊橋補剛桁架設時の空力不安定問題に対し検討を加えた。架設時の耐風性に関する研究は、対象とする吊橋の構造特性、架設工法の違いにより一般性のある結論を得ることが難しく、現在までにわずかに数例の調査成果があるのみである。そこで、まず既往の調査研究および架設工法を紹介すると共に架設時の設計風速決定の考え方、風洞実験方法などについてとりまとめを行いその後、長崎県に建設された平戸大橋に対して行った風洞実験による検討結果について述べることにする。

2. 補剛桁架設時の吊橋の耐風性

(1) 吊橋架設時の耐風設計上の問題点

吊橋架設時の耐風性に関して特に注意しなければなら

ないことは、ケーブル架設前の独立主塔と架設時の補剛桁であろう。

独立主塔で問題となるのは風琴振動である。この現象は橋軸直角方向の風を受けた際に、構造物の後流に流下する渦の作用により構造物に流れ直角方向の振動を生ぜしめるものであり、従来から細長い構造物で実際にしばしば認められ、防振対策を含めて数多くの風洞実験が実施されている。この現象は渦の発生周波数と構造物の固有振動数が一致する風速において発生し、顕著な振動が観測されるのはこの風速範囲に限られ、また、振幅がある限度に限られることから限定振動とも呼ばれ、その応答と風速の関係は図-1 になる。

独立主塔の場合、剛性・減衰率共に小さいため、現象が発生する風速は低く、またその振幅はかなり大きくなるため何らかの対策が必要である。例えば、平戸大橋

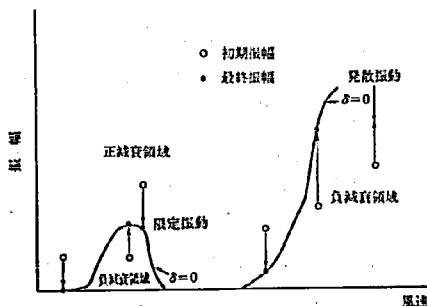


図-1 風速と応答

の主塔架設に対する検討結果では、11.4m/s 程度の風速で振動を生じ、塔頂部の最大振幅は 2.35m となると予想され、耐風ケーブル等の制振装置が必要であると判断された。そこでクーロン摩擦を利用したコンクリート製のスライディング・ブロックを用いたダンパーが採用され、振動を抑止することができた。

一方、補剛桁架設時には架設段階と共に構造特性が変化するのが特徴であり、その際、完成系に比して剛性が著しく低下するため、風による静的変形とフラックなどの自励振動の発現が問題となる。静的変形に関しては部材の補強や、変位防止装置を取りつけることによりある程度は防ぐことが可能であろう。一方自励振動は、一般に振動する力学系が外部からエネルギーの供給を受け、不安定な系に移行する振動状態をいい、空力現象では構造物が流れの中で振動することにより流れからエネルギーを供給されることになる。したがって、この現象はいったん振動が発生すると振動は発散し、ついには構造物を破壊へ導くという、構造物にとっては、はなはだ危険な現象である(図-1 参照)。このため、設計においては設計基準等で規定されている風速以下でこの現象が起らないことを風洞実験などにより確認しておくことが必要である。

フラックの発現風速には、構造物の幾何学的形状、質量、慣性モーメント、構造減衰、たわみ振動、およびねじれ振動の振動数などが関係するが、補剛桁架設の場合には、架設時設計風速以下では自励振動が発生しないような補剛桁の断面形状、架設工法を選定する必要がある。一般的には、断面形状を数種に変化させて風洞実験を行い、耐風安定性の良好な案を採用することになる。

〔2〕 補剛桁の架設工法

補剛桁の架設工法の選定にあたっては、現地立地条件、経済性、施工機械条件等を勘案しなければならない、一般的な結論の得難い問題である。表-1 は外国の長径間吊橋の架設法を示したものである。架設順序としては塔から中央へ取り出し架設する事例がやや多い。架設時の耐風性に重要な関係を有している架設中の桁の剛性(結合状態)については、次の3通りに分類される^{9,10}。

(i) 全ヒンジ法

従来外国の吊橋で多く用いられた方法で、桁の現場継手をすべてヒンジ結合とする。つまり上弦材と上横構だけが仮留めされるが、下弦材と下横構は連結されない。そして、架設終了間近で、各ブロックの下弦材の継手をほぼ同時に隙間を閉じる時期に一気に全継手を接合する。

(ii) 逐次剛結合法(全剛結合法)

架設する桁を既架設桁にすべて剛結してゆく方法。この方法では架設前半のケーブルの大きな変形により桁の応力かなり大きくなるので、断面を補強する必要が生じる場合がある。

(iii) ヒンジ挿入法

逐次剛結合法では応力かなり大きくなるため、これを緩和するために数ヶ所に鉛直方向に回転自由で水平力とねじりに対して剛であるヒンジ構造とする方法。

これら3方法の長所短所はここでは触れないが、(i)の方法が他と比較して剛性が劣ることは明らかである。

〔3〕 補剛桁架設時の風洞実験法

吊橋完成系に対する耐風安全性の確認には、二次元剛体模型を用いたパネ支持模型実験によるのが一般である。これは吊橋のような細長い構造物は、質量分布がほぼ一様であると仮定できると考えられるからで、Frazer-Scruton により実験的にその妥当性が示されている⁹。

しかし、吊橋補剛桁架設時には構造系の三次元的な揺がりを考慮して取り扱わなければならない、架設時の風洞実験法としては次の3通りの方法が考えられる。

(1) 換算質量を用いる二次元パネ支持模型実験

模型として二次元剛体模型を用いたパネ支持模型実験であり、相似条件に吊橋全体を代表させるような換算質量、振動数を用いる。

パネ支持模型実験は、風的作用を最も強く受ける吊橋造部の一部の縮尺剛体模型を相似則を満足するようにしてコイルスプリングで風洞内に吊し、一定の風向および風速のもとでどのような振動を惹起するかを実験的に求めるものである。

(i) 換算質量

全体系を二次元模型で相似するような質量パラメータは次のようになる。

フラック(簡単にするために、ねじれ1自由度とする)時の変位を

$$\alpha(x, t) = p(t) \psi(x) \dots \dots \dots (1)$$

とする。 p はねじれ振動の基準関数であり、 ψ は固有関数である。横軸方向の慣性モーメントの分布を $I_p(x)$ とすると、

運動エネルギー :

$$T = \frac{1}{2} \int I_p(x) \dot{\alpha}^2 dx$$

ポテンシャルエネルギー :

$$U = \frac{1}{2} \int I_p(x) \omega_a^2 \alpha^2 dx$$

消散エネルギー :

$$D = \frac{1}{2} \int \frac{I_p(x) \omega_a^2}{\omega} \dot{\alpha}^2 dx$$

となり、一方吊橋に作用する空気力は

表-1 外国の長径間吊橋の架設法

橋 名	主径間長 (m)	架設方法(橋持ち、つり上げ、取り付 け、架設単位)	架 設 順 序	架設中のけたの結合状態
ベラザノナロウズ	1,198	バージ、リフティングストラットによるブ ロック架設	主径間・中央から塔へ 側径間・アンカーから塔へ	トラス上弦材上フランジのみ連結
ゴールデンゲート	1,280	つり上げジブクレーン、運搬台車、移動ク レーンによる面材架設	塔から両側へ張り出し架設	トラス上弦材上フランジのみ連結
マキナック	1,158	バージ、リフティングストラットによるブ ロック架設	塔から両側へ張り出し架設	トラス上弦材上フランジのみ連結
サラザール	1,013	バージ、リフティングストラットによるブ ロック架設	塔から両側へ張り出し架設	トラス上弦材上フランジのみ連結
フォース道路橋	1,006	つり上げジブクレーン、運搬台車、移動ク レーンによる単材架設	塔から両側へ張り出し架設	トラス上弦材上フランジのみ連結
セバーン	988	バージ、リフティングストラットによるブ ロック架設	主径間・中央から両側へ張り出し架設 側径間・主径間終了後アンカーから塔へ 片押し架設	箱げた上フランジ取止め部分溶接、箱 げた下フランジはボルト取締め
サンフランシスコ・ オークランドベイ	704	バージ、リフティングストラットによるブ ロック架設	主径間・中央から両側へ張り出し架設 側径間・アンカーから塔へ	トラス上弦材上フランジのみ連結
デラウェアメモリアル	655	つり上げジブクレーン、運搬台車、移動ク レーンによる単材架設	塔から両側へ張り出し架設	主径間2箇所、側径間1箇所ヒンジ結 合その他は逐次締結
ウォルト・ホイットマン	610	バージ、移動クレーンによる面材架設	塔から両側へ張り出し架設	トラス上弦材上フランジのみ連結

(注) リフティングストラット：ケーブルにつり上げ設備を設け、つり天秤を用いて架設地点直下の水面から直接つり上げるための装置をいう

$$Q_a = \int M \dot{\psi}(x) dx \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。従って (2) (3) の関係式をラグランジュ運動方程式

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\psi}} \right) + \frac{\partial U}{\partial \psi} + \frac{\partial D}{\partial \dot{\psi}} = Q_a \quad \dots\dots\dots (4)$$

に代入し、左辺を整理すると

$$[A] \times \int I_p(x) \dot{\psi}(x)^2 dx \quad \dots\dots\dots (5)$$

また、右辺は

$$\int \frac{C M a}{k^2} \omega^2 \psi(x) dx = [B] \times \int \psi(x)^2 dx \quad (6)$$

となる。[A], [B] にはモードの影響は含まないので、モードの影響を除去するには、(5) (6) 式より

$$\int I_p(x) \dot{\psi}(x)^2 dx = I \int \dot{\psi}(x)^2 dx \quad \dots\dots\dots (7)$$

となるような I を用いればよい。すなわち、

$$I = \frac{\int_{lc} I_{pc}(x) \dot{\psi}_c(x)^2 dx + \int_{lr} I_{pr}(x) \dot{\psi}_r(x)^2 dx}{\int_{lr} \dot{\psi}_r(x)^2 dx} \quad \dots\dots\dots (7)$$

添字 c はケーブル、添字 r は補剛桁を意味し、ケーブルに加わる動的空気力は無視している。

完成系に対する換算質量としては、ハンガーはのびないものとし、ケーブルと補剛桁は同一の運動をすると考えているので、

$$\dot{\psi}(x) = \dot{\psi}_r(x) = \dot{\psi}_c(x)$$

とすれば、(7) 式は

$$I = \frac{\int (I_{pc} + I_{pr}) \dot{\psi}(x)^2 dx}{\int \dot{\psi}(x)^2 dx} \quad \dots\dots\dots (8)$$

さらに、吊橋の橋軸方向の質量分布が一樣であるとして

$$I = (I_{pc} + I_{pr}) \quad \dots\dots\dots (9)$$

すなわち、 I としてはケーブルと補剛桁の単位長さ当りの慣性モーメントをとればよい。

また架設時には、補剛桁の架設長さに応じ (7) 式で計算した I を求めればよい。図-2 の架設段階の場合、 I は

$$I = \frac{\left(\int_0^l I_{pc} \dot{\psi}_c(x)^2 dx + \int_0^l I_{pr} \dot{\psi}_r(x)^2 dx \right) + \int_0^l I_{pr} \dot{\psi}_r(x)^2 dx}{\int_0^l \dot{\psi}_r(x)^2 dx + \int_0^l \dot{\psi}_r(x)^2 dx} \quad \dots\dots\dots (10)$$

となる。

(ii) 振動モード

架設各段階の固有振動数計算結果では、曲げ振動数とねじれ振動数の比が 1 に近いこと、対称モードと逆対称モードの固有振動数が接近していることが多い。パネ支持模型実験ではたわみおよびねじれの 2 自由度のみが考慮され、多くの振動の連成を一度に確かめることはでき

ない。一般には、最低次のたわみおよびねじれの振動数に着目することになる。なお、対称と逆対称の連成は考えなくてもよいであろう。

(2) 非定常空気力を用いる応答計算

二次元模型を用いた実験により非定常空気力を測定しこれを用いて吊橋系の応答計算を行う。

非定常空気力の測定方法については、省略することとし、ここではこれを用いたフラッタの発現風速の計算式を説明し、付録-1 に構造研究室が作成した計算プログラムと数値計算例を示す。

〔フラッタ限界風速の計算式〕

フラッタ時の鉛直変位 $h(x, t)$ とねじれ角 $\alpha(x, t)$ を正規化した固有関数系 $\phi_i(x)$, $\psi_i(x)$ で表わす。

$$h(x, t) = \sum_i q_i(t) \phi_i(x) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\alpha(x, t) = \sum_i p_i(t) \psi_i(x) \quad \dots\dots\dots (11')$$

ϕ_i , ψ_i は固有関数系で、正規化しておくことができる。

$$M_i = \int m(x) \phi_i^2(x) dx \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$I_{pi} = \int I_p(x) \psi_i^2(x) dx \quad \dots\dots\dots (12)$$

とくと

$$M_i + I_{pi} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

とすることができるが、多くの場合 ϕ_i と ψ_i は別々に算出されるので、この場合には、

$$M_i = 1.0, I_{pi} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (13')$$

と置くことができる。

したがって、直交関係は

$$\int m \phi_i \phi_j dx + \int I_p \psi_i \psi_j dx = 0 \quad (i \neq j) \quad \dots\dots\dots (14)$$

あるいは別々に

$$\int m \phi_i \phi_j dx = 0, \int I_p \psi_i \psi_j dx = 0 \quad \dots\dots\dots (14')$$

となる。

直交関係を用いてモード分解した運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} M_i \ddot{q}_i + \frac{M_i \dot{q}_i}{\omega} \omega^2 q_i + M_i \omega^2 q_i &= Q_{Mi} \\ I_{pi} \ddot{p}_i + \frac{I_{pi} \dot{p}_i}{\omega} \omega^2 p_i + I_{pi} \omega^2 p_i &= Q_{pi} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

の形をとる。

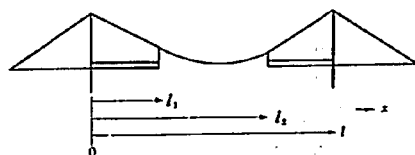


図-2 架設系の換算質量

表-2 非超過確率・耐用年数・再現期間の関係

T (年)	1	2	5	10	20
R (年)					
5	0.800	(4.44) 0.610	0.328	0.107	0.012
10	0.900	0.810	(10.3) 0.580	0.399	0.122
20	0.950	0.903	0.774	(20.1) 0.599	0.358
30	0.967	0.934	0.844	0.712	0.508 (39.7)
40	0.975	0.951	0.881	0.776	0.603
50	0.980	0.960	0.904	0.817	0.668
100	0.990	0.980	0.951	0.901	0.818
150	0.993	0.981	0.967	0.935	0.875

注: () 内は $g=0.6$ に対応する R 年

対する限界風速は、基本風速に高度補正を行い、安全率 1.2 を乗じた値としているが、架設時にてもこれの考えをそのまま準用してもよいと考えられる。すなわち、自励振動の限界風速としては架設時基本風速を用い、完成系の場合と同じ計算によればよいであろう。

〔5〕 補剛桁架設時の耐風性に関する既往の研究

吊橋補剛桁架設時の耐風性に関する研究はその例が少なく、外国ではセバン橋 (Severn Br.)、ナローズ橋 (Narrows Br.)、我が国では関門橋、本州四国連絡橋などに関して行われたもののみである。

以下に簡単にその内容を説明することにする。

(1) セバン橋¹¹⁾

縮尺 1/48 の二次元模型を用い、換算質量によるパネ支持模型実験を実施している。補剛桁断面は図-3 に示すように偏平六角形断面箱桁であり、架設は全ヒンジ法により中央から塔側へ架設されるようになっている。この時の固有振動数の変化は図-4 に示されている。架設各段階のフラック発振風速は図-5 に示されており、途中ではその値は、完成時の 2/3 に低下することが指摘された。

(2) ナローズ橋¹²⁾

縮尺 1/40、1/320 の二次元模型を用い、換算質量によるパネ支持模型実験と、縮尺 1/320 の全橋模型実験を実施している。補剛桁はトラスで、床版の形状を 3 種類 (全幅、2/3 幅、1/3 幅) に変化させ、架設はセバン橋と同様に全ヒンジ法により中央から塔側へ架設するようになっている。固有振動数およびフラック発振風速の架設段階による推移が、図-6~10 に示されている。これらによると、床版幅により限界風速が大きく変わること、

および限界風速の推移は架設途中で完成時よりも低下することがあることおよびセバン橋の場合とは限界風速の推移が必ずしも一致しないことが分る。

(3) 関門橋¹³⁾

縮尺 1/300 の全橋模型実験および非定常空気力を用いた応答計算を行っている。補剛桁はトラスであり、床版の有無による耐風性の差について比較した。架設方法はヒンジ挿入法とし、架設順序は塔から中央へ張り出していく方法となっている。図-11, 12 は架設長さによる振動数変化を示したものである。

三次元模型を用いた実験では、相似条件が完全に満足できるような実験を行うことができなかったが、床版のない場合にはフラックの発現はなかったものの、床版のある場合はフラックが発現するという結果が得られた。

非定常空気力を測定し、これを用いた応答計算は、三次元模型を用いた全橋実験の欠点を補うことができ、またパラメータを変化させてその影響を調べることができる。計算結果は、実験値とかなりよく一致しており、図-13 に示されるようになった。すなわち、架設長さ 150m 付近でフラックの限界風速が低下することが明らかになった。

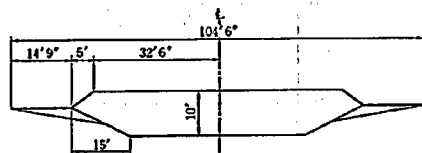


図-3 セバン橋補剛桁断面図¹¹⁾

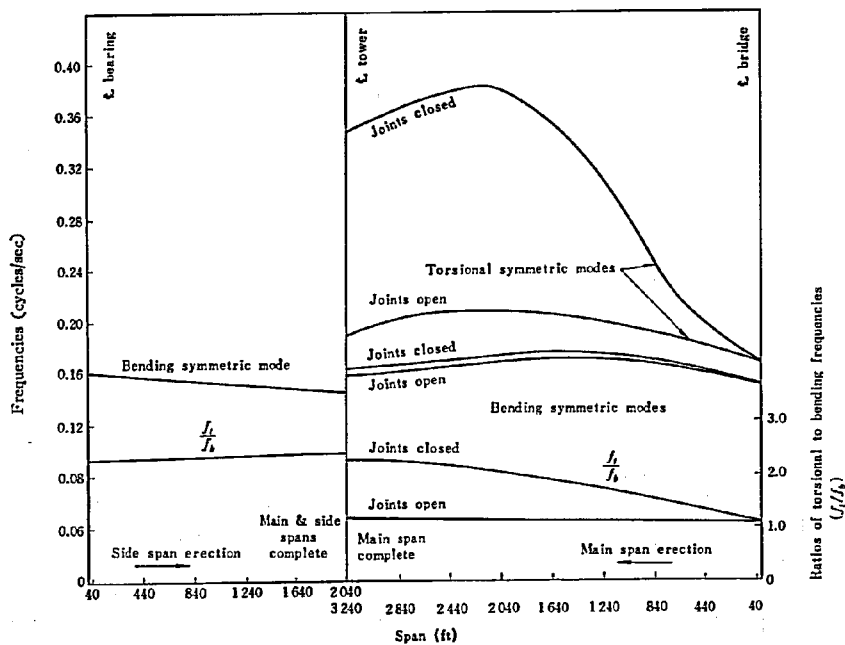


図-4 セミパン橋架設時固有振動数の変化¹⁾

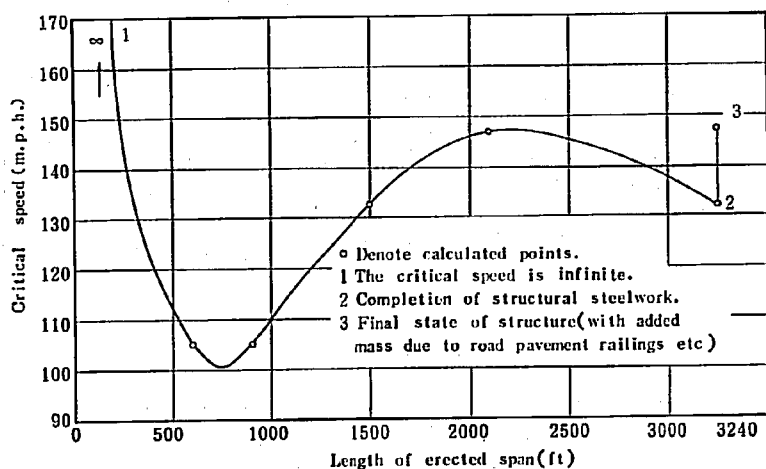


図-5 セミパン橋架設時フラッタ発振風速¹⁾

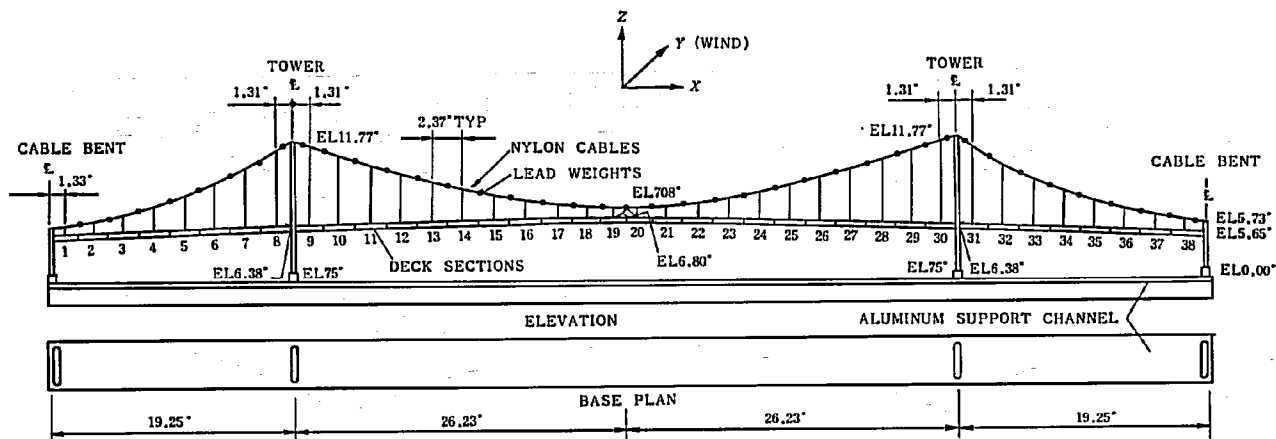
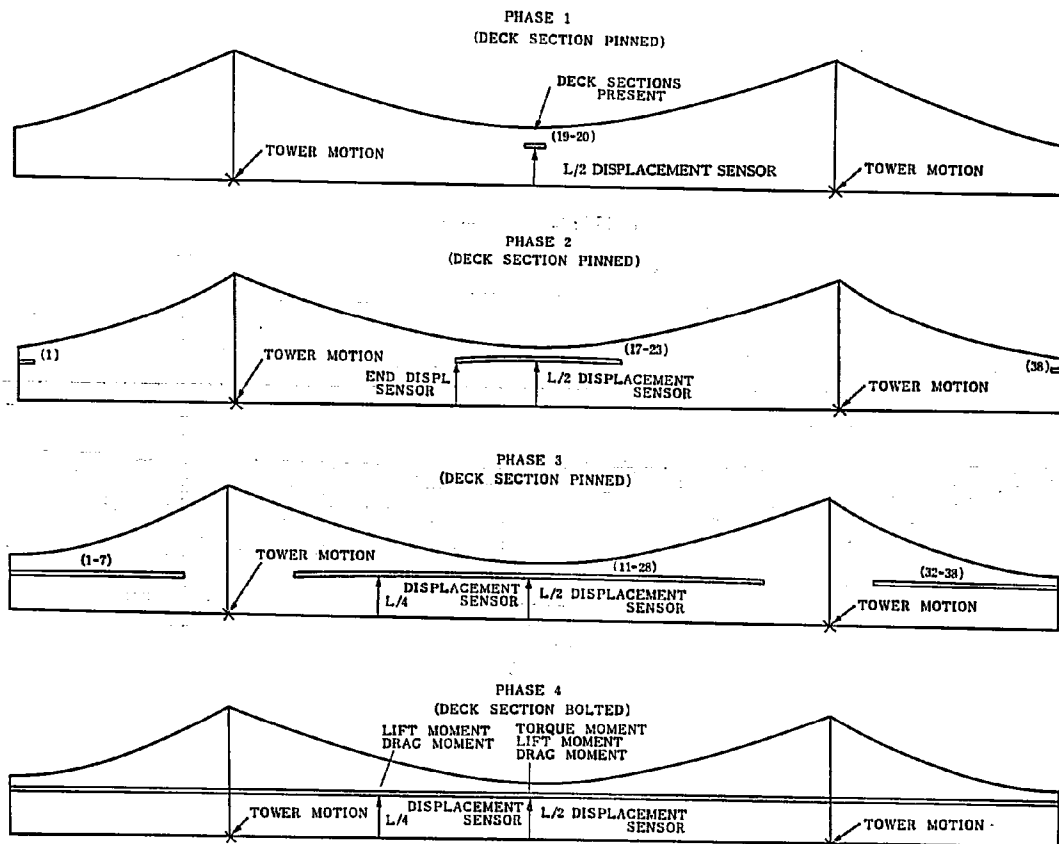
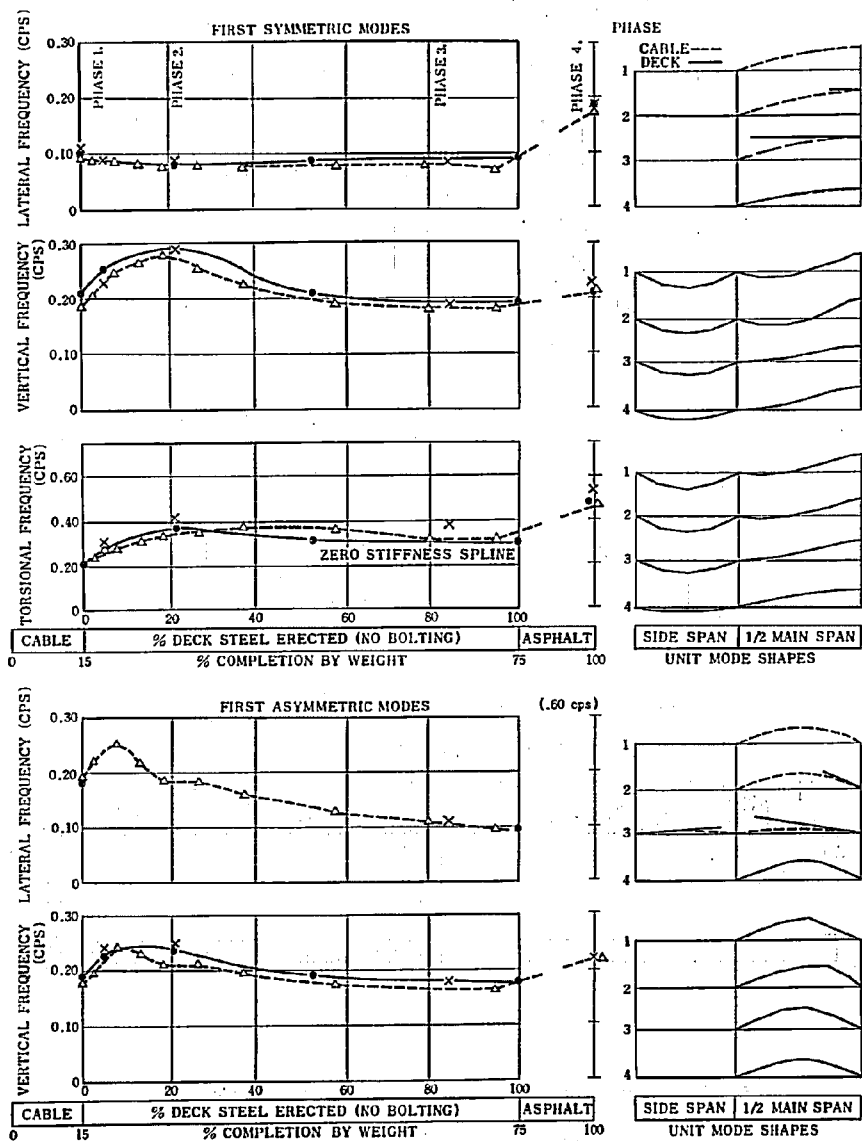
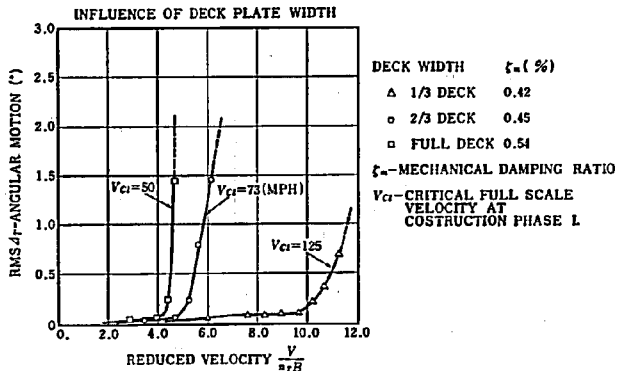
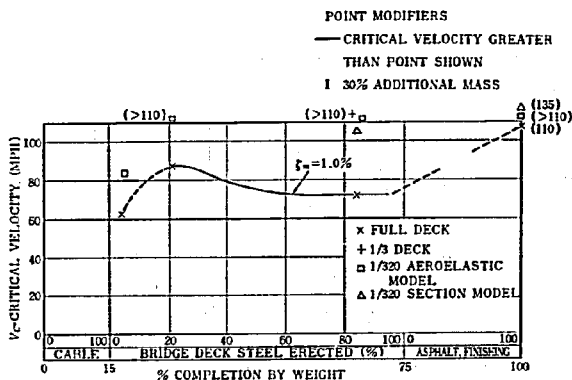
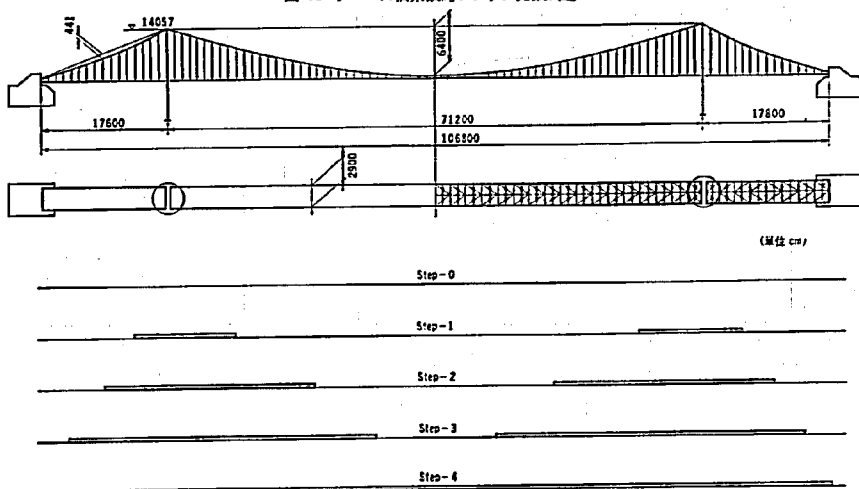


図-6 ナローズ橋模型図⁽¹⁾

圖-7 架設順序⁽¹⁰⁾

図-8 ナローズ橋架設時固有振動数の変化⁽¹⁾

図-9 ナローズ橋床板幅の影響⁽¹⁾図-10 ナローズ橋架設時フラッタ発振風速⁽¹⁾図-11 四門橋架設順序⁽¹⁾

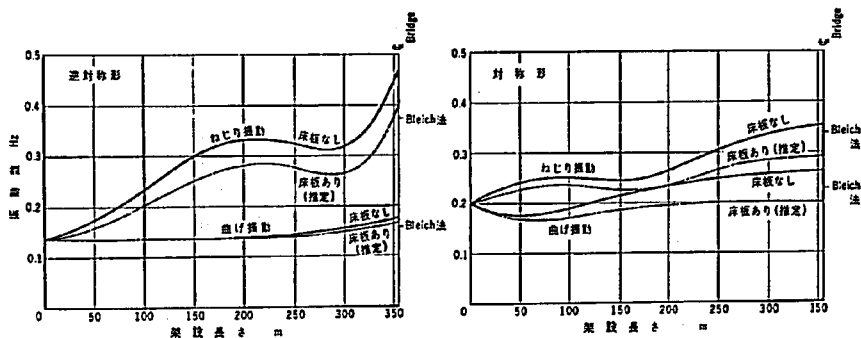


図-12 関門橋架設時固有振動数の変化¹¹⁾

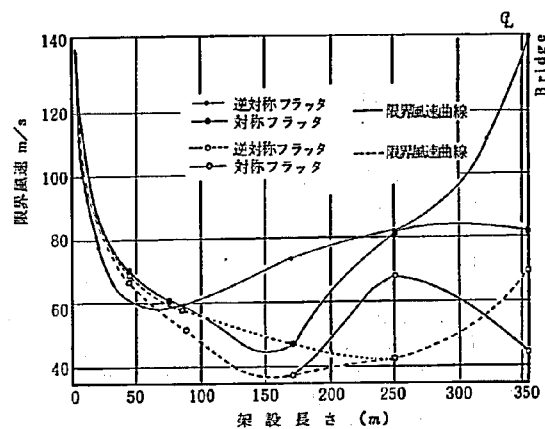


図-13 関門橋架設時フラッタ発振風速¹¹⁾

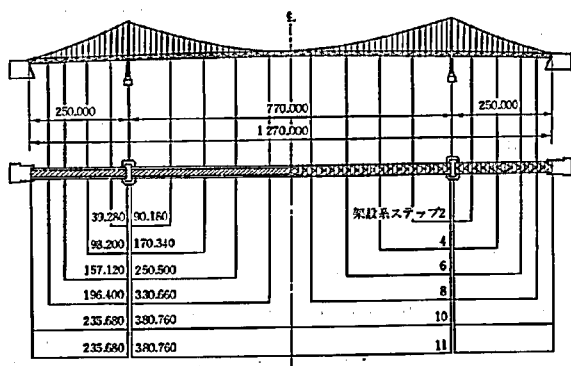


図-14 本州四国連絡橋架設順序¹¹⁾

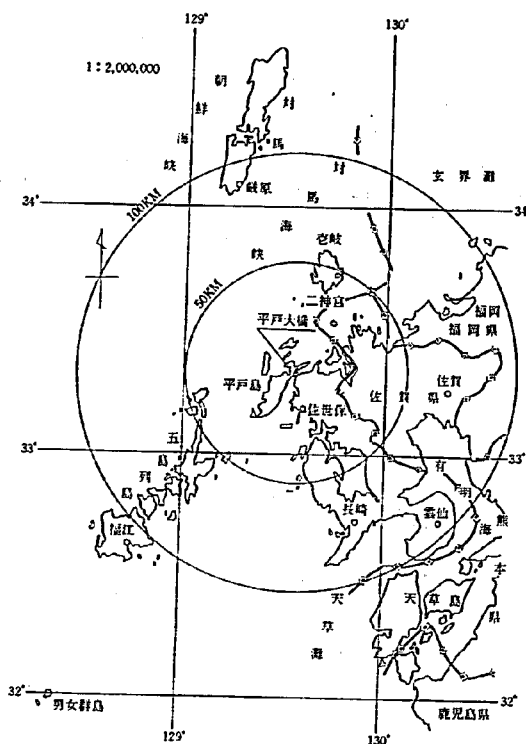


図-17 平戸大橋位置図

いる。その位置図を図-17に、一般図および設計諸元を図-18に示す。

本橋の耐風性調査は昭和45年度より、当研究所構造研究室によって開始された。調査は設計風速調査と耐風安定性調査とに大別され、設計風速調査では架橋地点における年最大風速の再現期待値を推定し、構造物の重要度・耐用年数を勘案して基本風速を定め、設計案の寸法を基準にして構造各部の設計風速を求めた。また耐風安定性調査では完成系に対する設計風荷重の妥当性の検討、および動的安定性の検討が行われたが、それらはそれぞれ数回にわたる風洞実験によって確かめられ、最終的に耐風性の良好な設計案が得られた^{10)~11)}。

(2) 架設工法および振動特性

架設工法の決定には、現地の立地条件、工程、経済性、架設機械条件、橋材供給条件などの種々の条件を勘案しなければならないが、平戸大橋の場合次のような工法が採用されることになった。

(i) 架設単位としてはブロック架設とし、1ブロッ

クの長さは約20mおよび40mとする。

(ii) 架設順序は主塔部から中央部へ向かって施工する(図-19参照)。

(iii) ブロック間の現場継手の連結状態はできるだけ既架設部と剛結してゆく方式(逐次剛結工法)とし6パネル目に架設用ヒンジを設置する。

(iv) 補剛桁の架設機械には、一部の初期段階を除きケーブル上に設置したリフティングクレーンを使用する。

このような架設工法を採用することにより、補剛桁の架設工期は約3ヵ月と短縮され、さらに補剛トラスばかりでなく床版(Ⅰ型鋼格子床版、舗装とコンクリートは打設されていない)もトラスと一体として架設されるようになっている。床版の形状は耐風性に影響を及ぼすので一部に開床部を設けた図-20に示すような3通りが考えられる。第Ⅱ案ではトラッキングクレーンを架設機械として使用でき、工事を行う上には非常に好都合であるが、耐風性を悪くするおそれもあり、第Ⅰ、第Ⅱ案の採用も考えることとした。

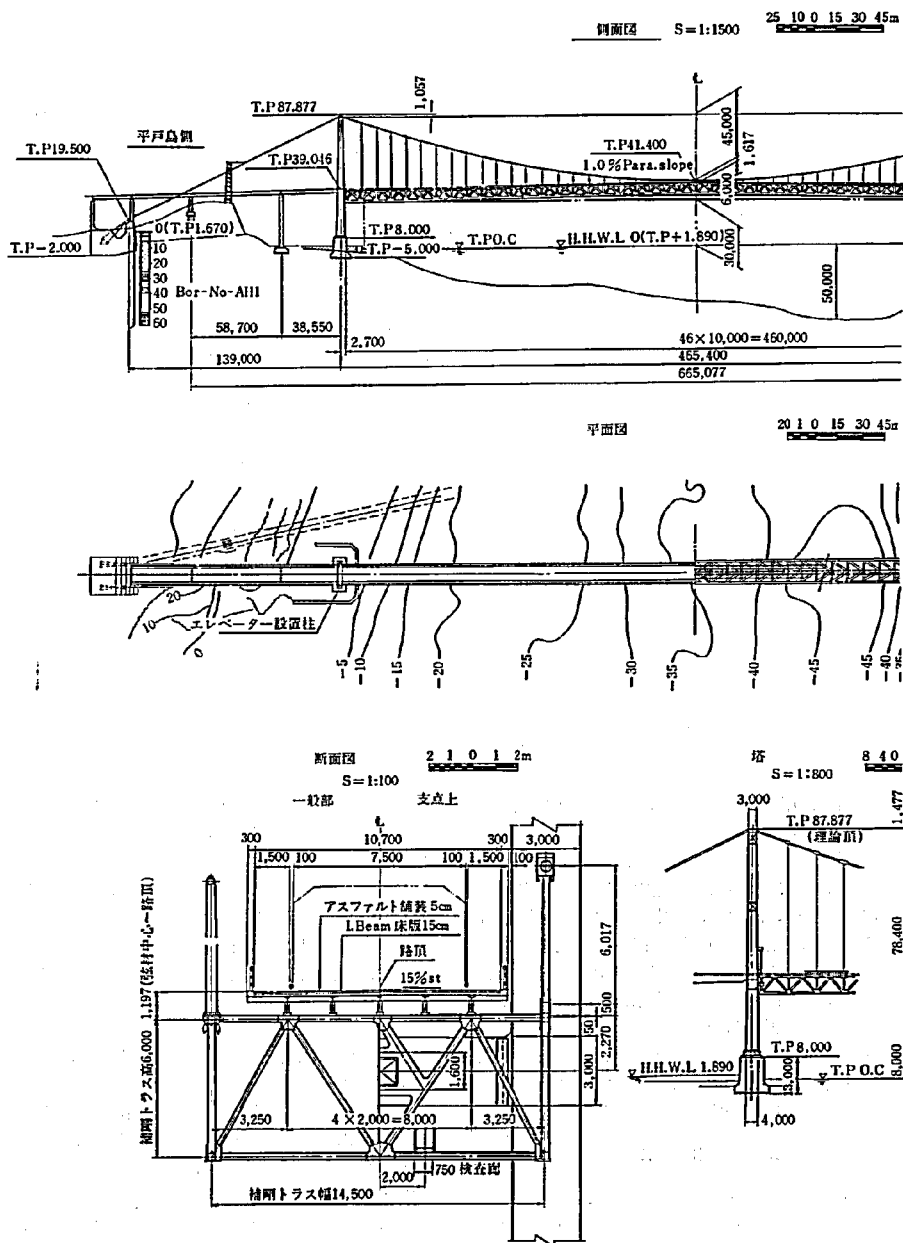
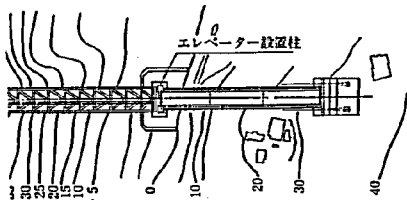
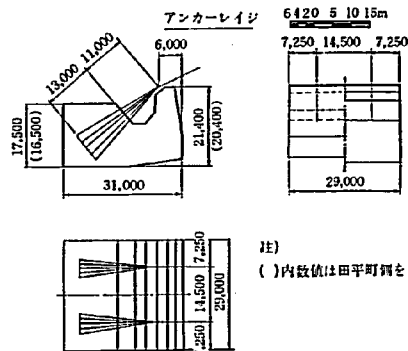
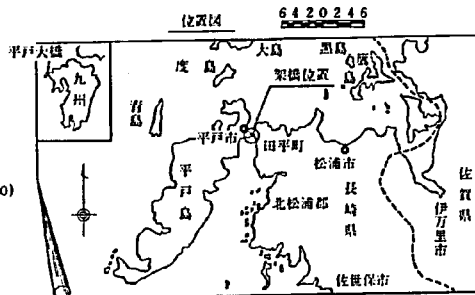
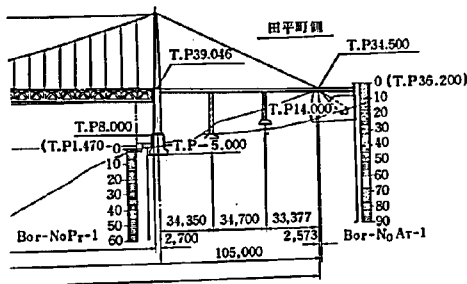


図-18 平戸大橋設



1. 形 式
2. 荷 重

設 計 条 件

単区間2ヒンジ補剛トラス吊橋

- 1) 活 荷 重
 - a 床組, 床トラス, ハンガーに対して
 - 車 道 : T-20
 - 歩 道 : 500kg/m²
 - b 補剛トラス, ケーブル, 塔, アンカーに対して
 - 車 道 : 350kg/m²
 - 歩 道 : 300kg/m²
- 2) 衝撃係数

床組, 床トラス, ハンガーに対しては鋼道示による。
補剛トラス, ケーブル, 塔, アンカーに対しては考えない。
- 3) 風 荷 重

本・西・四書による。但し吊橋構造抗力係数は2.2とする。
- 4) 地震荷重

KH=0.15 KV=0.1として修正烈度法で行う。
- 5) 温度変化の影響

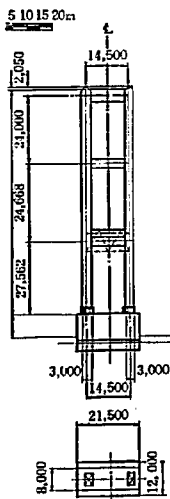
+20℃を基準として±30℃とする。

3. 許容応力度

- 1) ケーブル (平行線ケーブル) :
 - 弾性係数 2000,000kg/cm²
 - 許容応力度 5,600kg/cm²
- 2) ハンガー
 - 弾性係数 1,400,000kg/cm²
 - 安全率 4.0
- 3) 鋼 材
 - 許容引張応力度
 - S S 41=1,400kg/cm²
 - SM50Y=2,100kg/cm²
 - S M 58=2,600kg/cm²

4. 地震許容支持力

- 1) 平戸島側に対して
 - 橋 脚 : 140t/m²
 - アンカーレージ : 140t/m²
 - 地震時増加率 : 50%
- 2) 田平町側に対して
 - 橋 脚 : 80t/m²
 - アンカーレージ : 100t/m²
 - 地震時増加率 : 50%
5. 下部構造物の安定に対する安全率
 - 1) 滑 動
 - 橋 脚 常 時 2.0
 - 地 震 時 2.5
 - アンカーレージ : 常時 2.5 地震時



計案諸元図

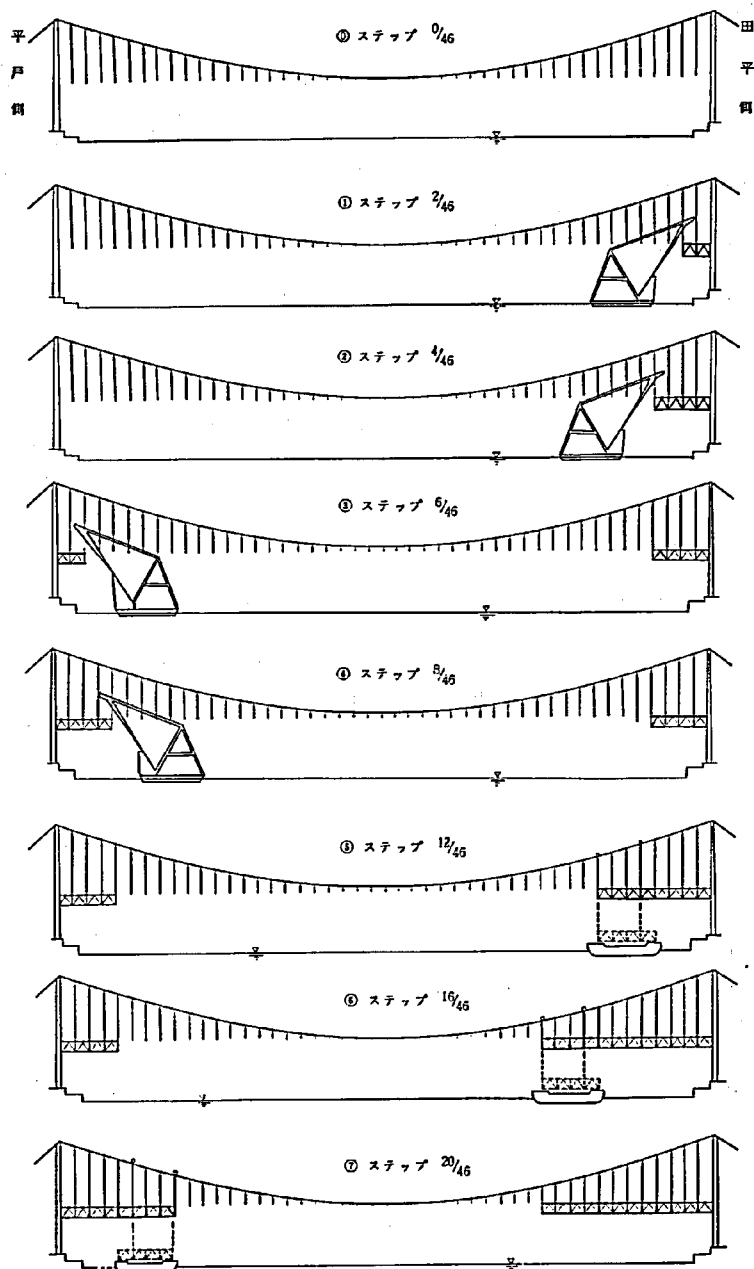


図-19.1 補剛桁架設順序

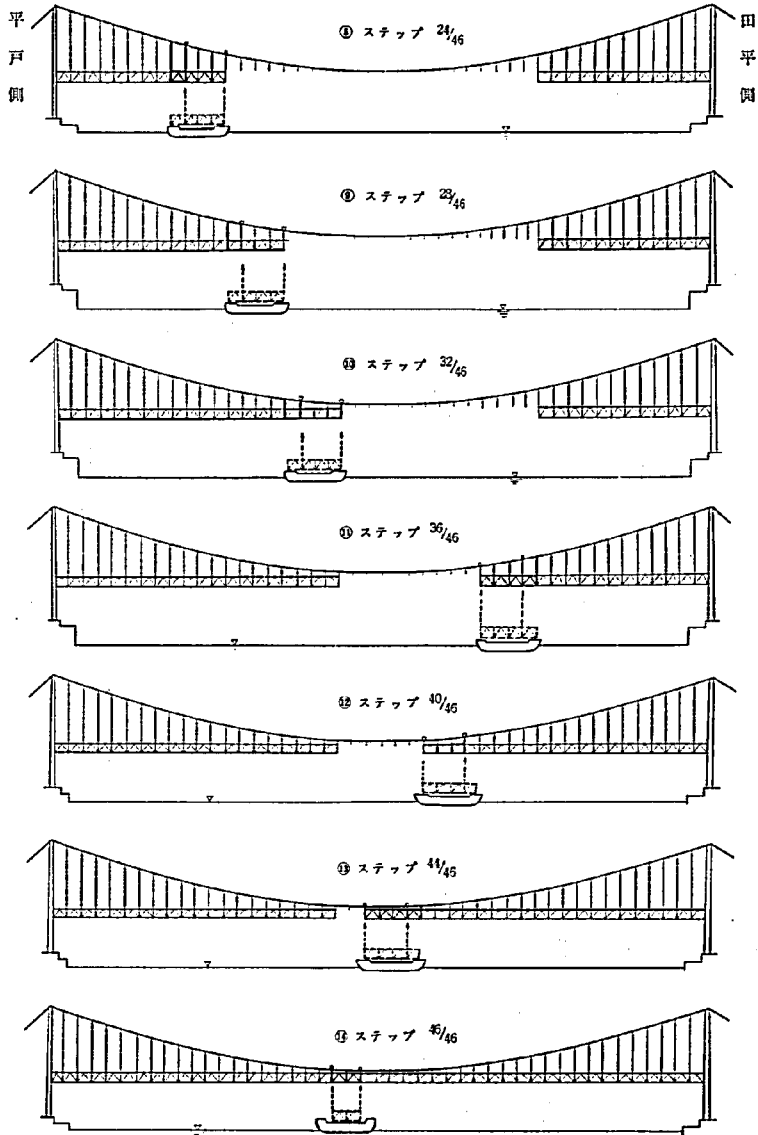


図-10.2 補剛桁架設順序

したがって、本調査では3通りの補剛桁の断面変化を含む架設時の耐風安全性に関して検討を加えることにした。

補剛桁の架設が進むにつれて、振動特性も変化するため、風洞実験に先立って各段階の固有振動数を明らかにすることが必要であり、このため架設全段階のうち、5、

8、11、13の4架設段階を選び、固有振動数の計算が行われた。

詳細な計算方法および検討は付録-2に示した。計算された固有振動数が表-3.1~3に、また架設段階による振動数の変化が図-21に示されている。また代表的な振動モード図を図-22に示した。

表-3.1 架設時固有振動数

Step		13	11	8	5
次数					
1		0.248 逆	0.193 逆	0.160 逆	0.159 逆
2		0.326 対	0.372 対	0.304 対	0.228 対
3		0.463 対	0.493 対	0.541 対	0.338 逆
4		0.625 逆	0.569 逆	0.541 逆	0.442 対
5		0.936 対	0.793 対	0.755 対	0.566 逆
6		1.324 逆	1.226 逆	0.838 逆	0.693 対
7		1.803 対	1.395 対	0.928 対	0.735 対
8		1.815 対	1.748 対	1.069 逆	0.790 逆
9		1.847 対	1.810 逆	1.241 対	0.917 対
10		2.332 対	—	1.467 逆	1.137 対

表-3.2 架設時固有振動数

Step		13	11	8	5
次数					
1		0.708 逆	0.686 逆	0.346 対	0.272 逆
2		0.845 対	0.707 対	0.346 対	0.272 逆
3		1.671 逆	0.771 逆	0.525 逆	0.360 逆
4		1.741 逆	0.985 対	0.529 逆	0.361 対
5		1.816 対	1.327 逆	0.774 逆	0.499 対
6		2.003 逆	1.332 逆	0.778 対	0.499 対
7		2.217 逆	1.748 逆	1.01 対	0.536 対
8		2.289 対	1.911 対	1.02 逆	0.538 逆
9		2.606 逆	1.924 対	1.19 逆	0.678 逆
10		2.815 対	—	1.22 逆	0.684 対
振動数比		$\frac{0.845}{0.326}=2.59$	$\frac{0.707}{0.372}=1.90$	$\frac{0.346}{0.304}=1.14$	$\frac{0.360}{0.228}=1.58$

表-3.3 モード別低次振動数

スラブ		5	8	11	13	14	14'	
モード	次数							
逆対称	振	1	0.2716	0.5250	0.6862	0.7081	1.2245	1.2293
		2	0.5356	1.0129	0.7707	1.6706	2.3663	2.2478
	曲	1	0.1585	0.1600	0.1934	0.2477	0.2623	0.2618
		2	0.3376	0.5409	0.5687	0.6248	0.7830	0.7875
対称	振	1	0.3602	0.3163	0.7070	0.8448	0.7587	0.7850
		2	0.4989	0.7743	0.9848	1.7403	1.7965	1.8118
	曲	1	0.2284	0.3043	0.3719	0.3261	0.3565	0.3661
		2	0.4415	0.5414	0.4933	0.4633	0.5063	0.5107

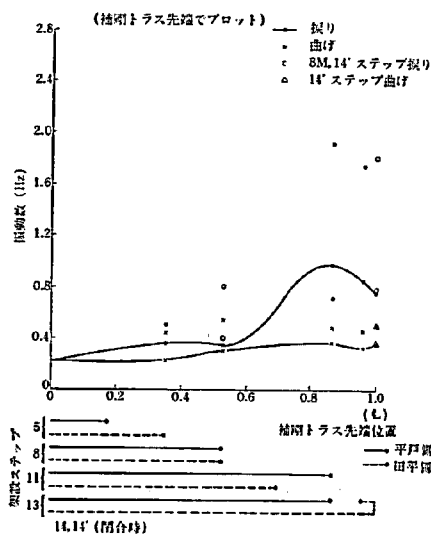


図-21.1 架設時固有振動数 (対称振動)

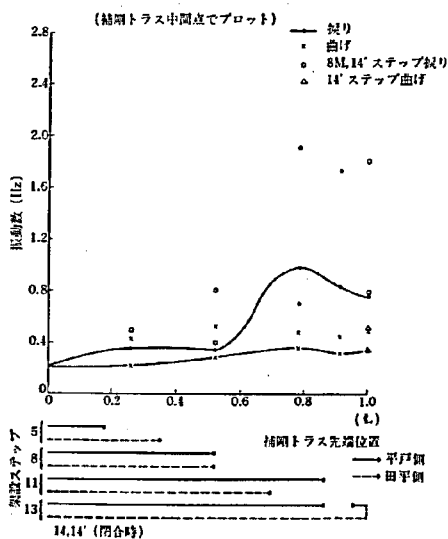


図-21.2 架設時固有振動数 (対称振動)

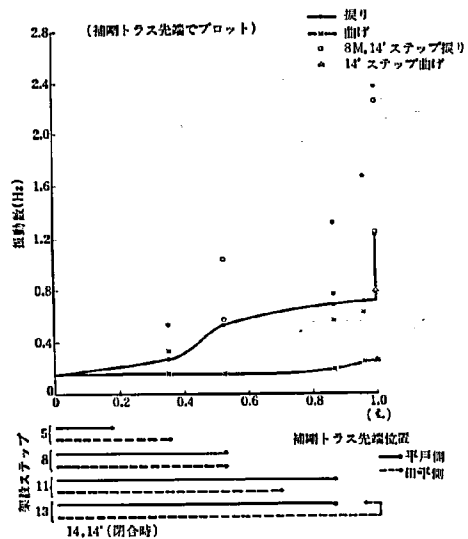


図-21.3 架設時固有振動数(逆対称振動)

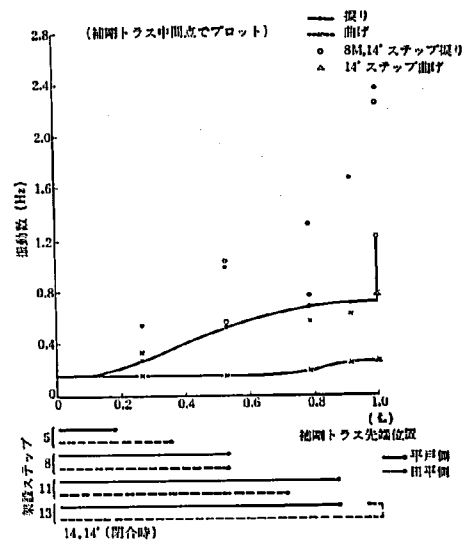


図-21.4 架設時固有振動数(逆対称振動)

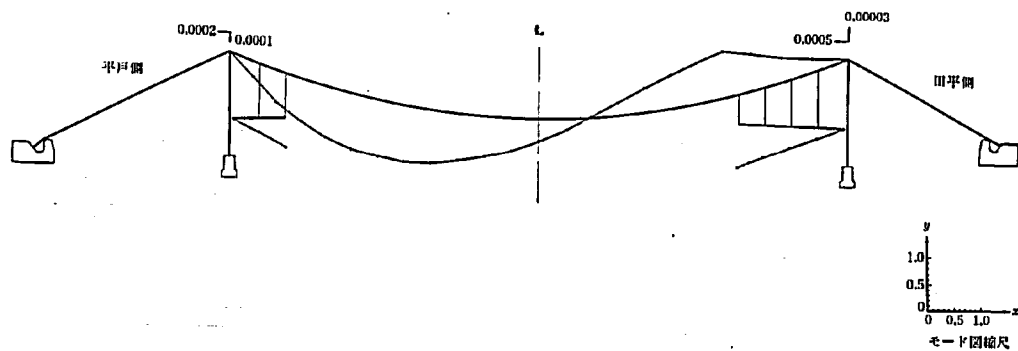


図22.1 架設時振動モード図 (第5ステップ曲げ逆対称1次 $f=1.1585$ Hz)

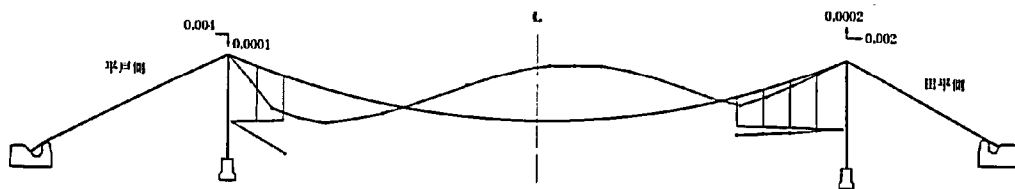
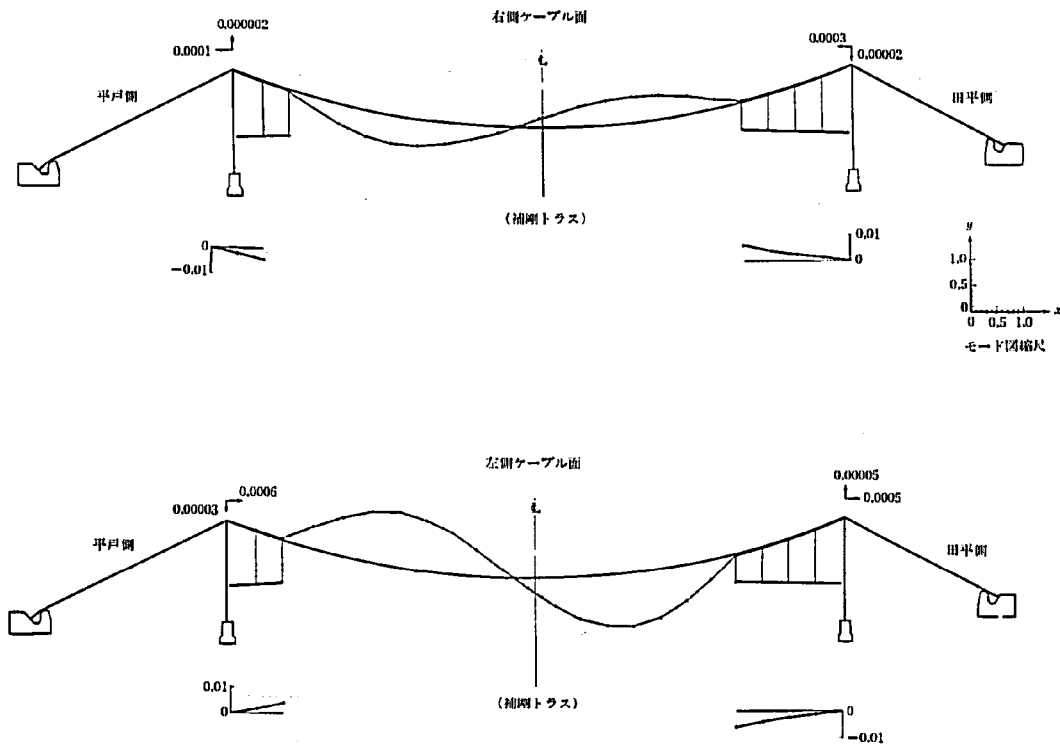
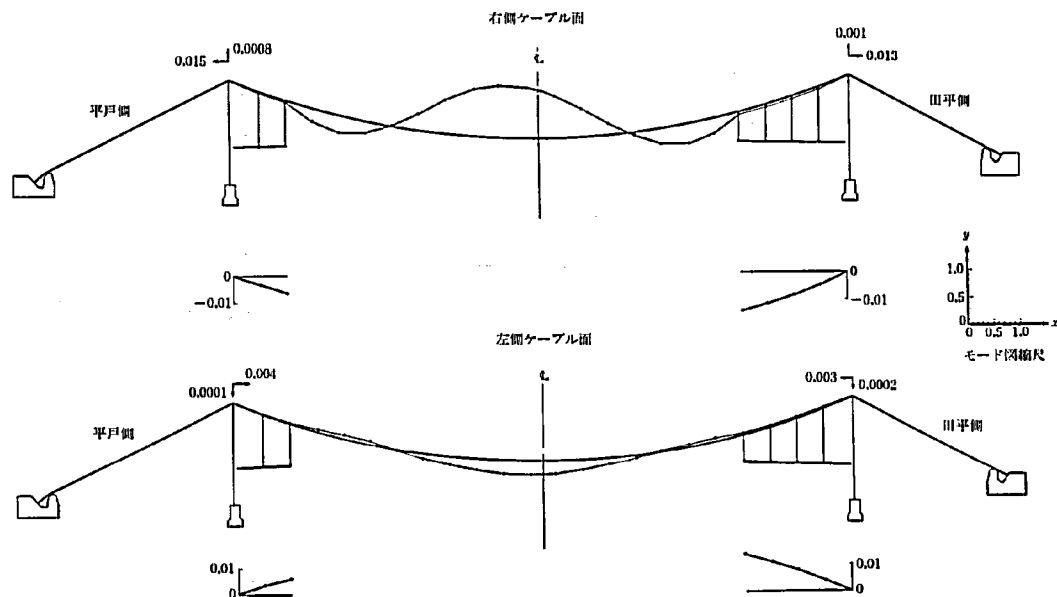
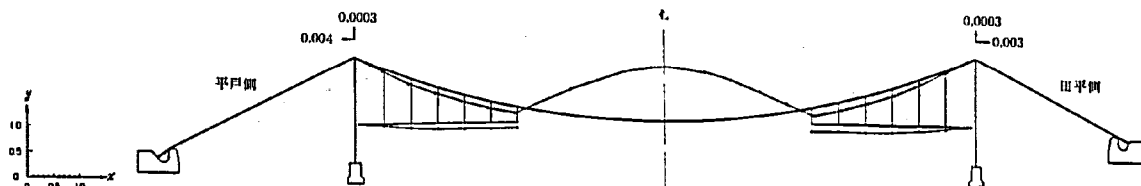


図-22.2 架設時振動モード図 (第5ステップ曲げ対称1次 $f=0.2284$ Hz)

図-22.3 架設振動モード図 (第5ステップねじり逆対称1次 $f=0.2716$ Hz)

図-22.4 架設時振動モード図 (第5ステップねじり対称1次 $f=0.3602$ Hz)図-22.5 架設時振動モード図 (第8ステップ曲げ対称1次 $f=0.3043$ Hz)

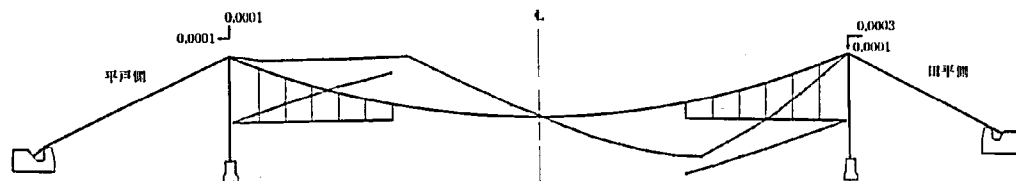


図-22.5 架設振動モード図 (第8ステップ曲げ逆対称1次 $f=0.1600$ Hz)

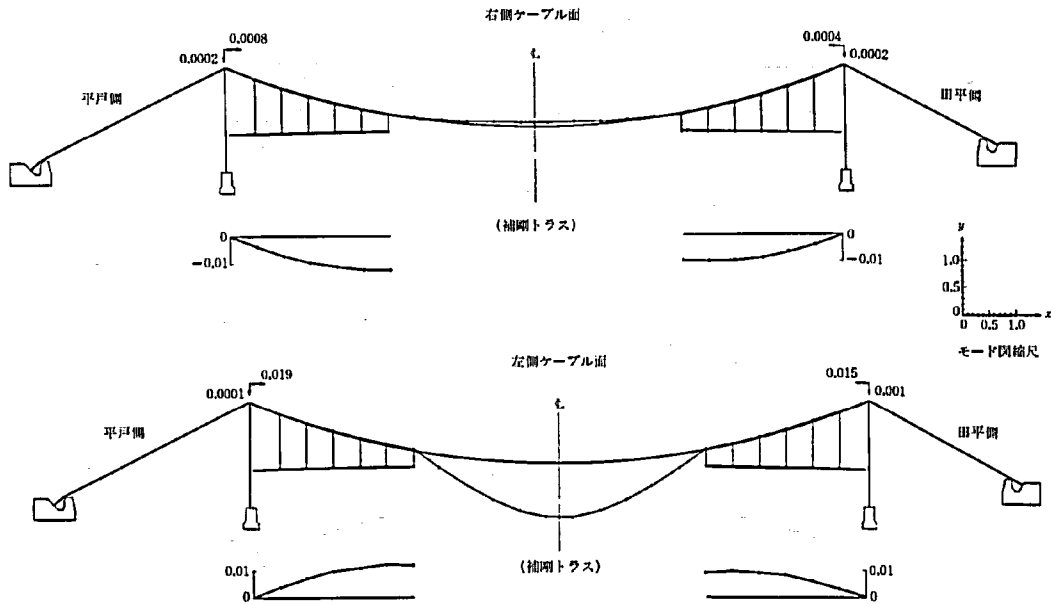


図-22.7 架設時振動モード図 (第8ステップねじり対称1次 $f=0.3463$ Hz)

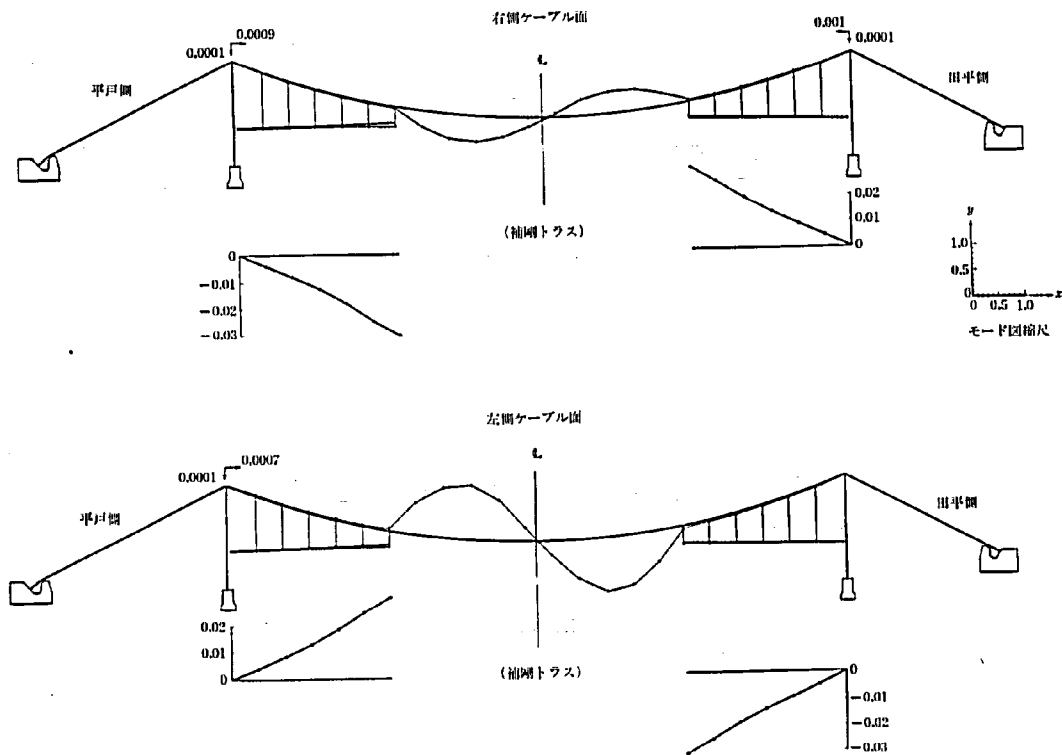


図-22.8 架設時振動モード図(第8ステップねじり逆対称1次 $f=0.5250$ Hz)

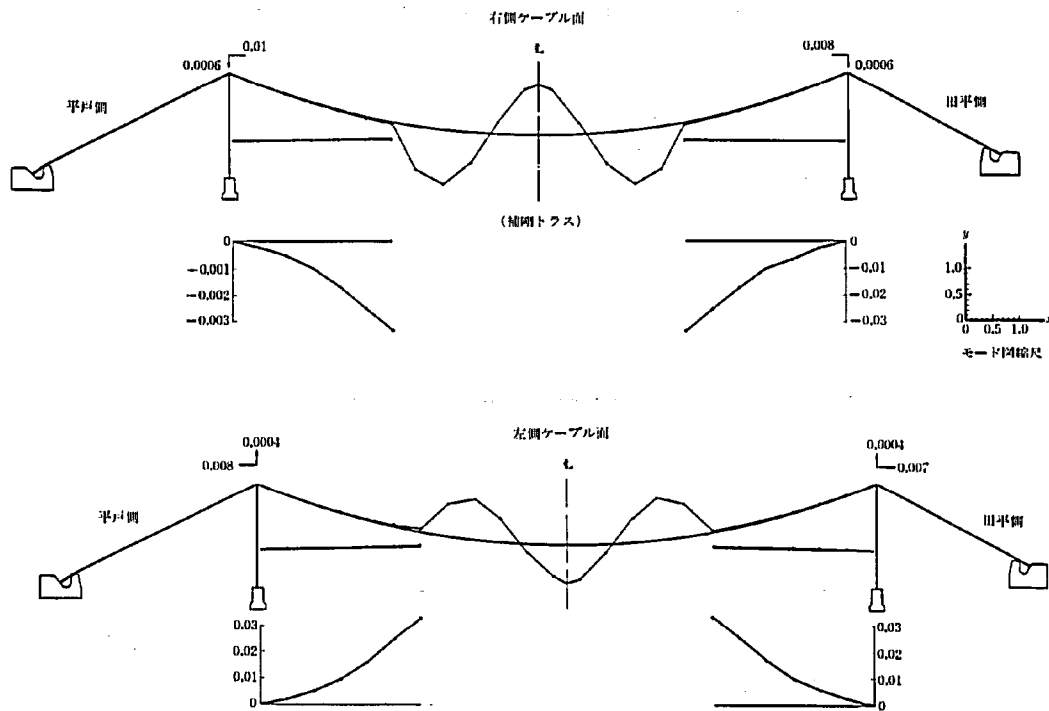


図-22.9 架設時振動モード図(第8ステップねじり対称3次 $f=0.7743$ Hz)

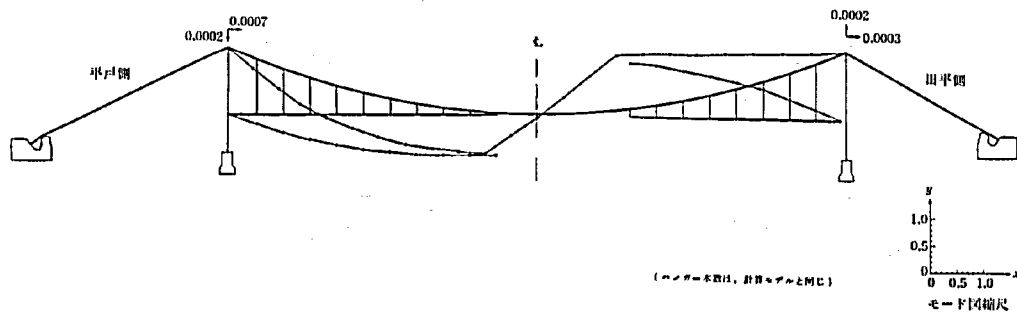


図-22.10 架橋時振動モード図(第11ステップ曲げ非対称1次 $f=0.1934$ Hz)

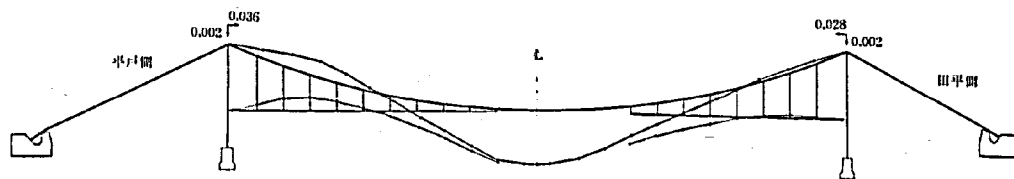


図-22.11 架橋時振動モード図(第11ステップ曲げ対称1次 $f=0.3719$ Hz)

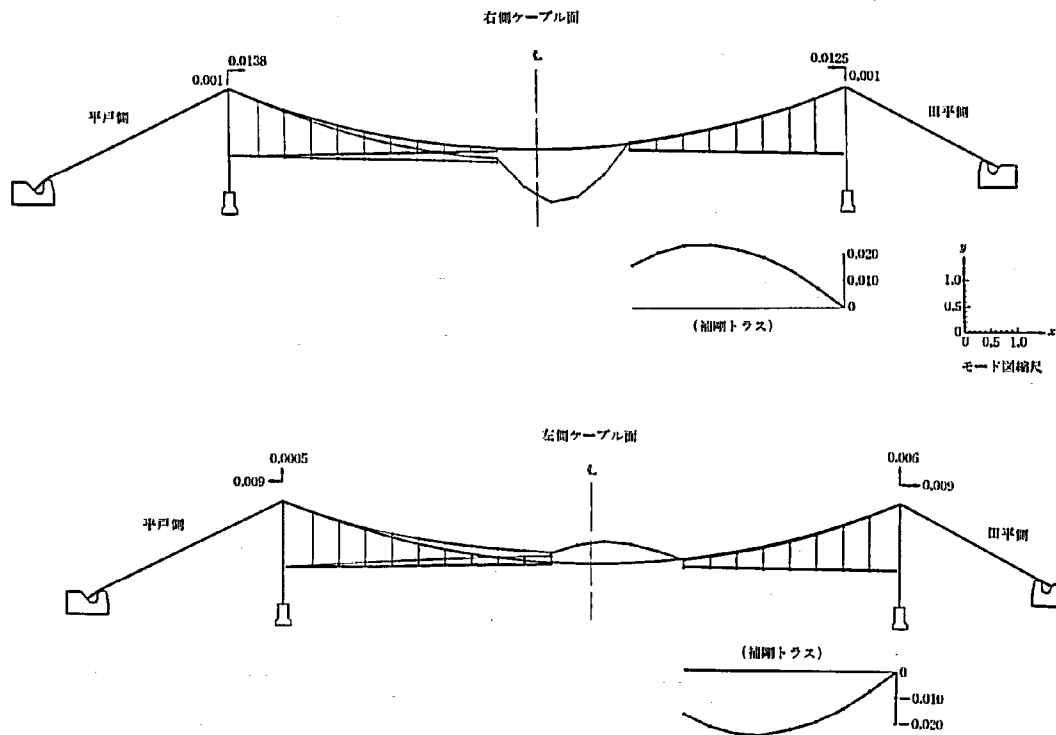


図-22.12 架設時振動モード図 (第11ステップねじり逆対称1次 $f=0.6862$ Hz)

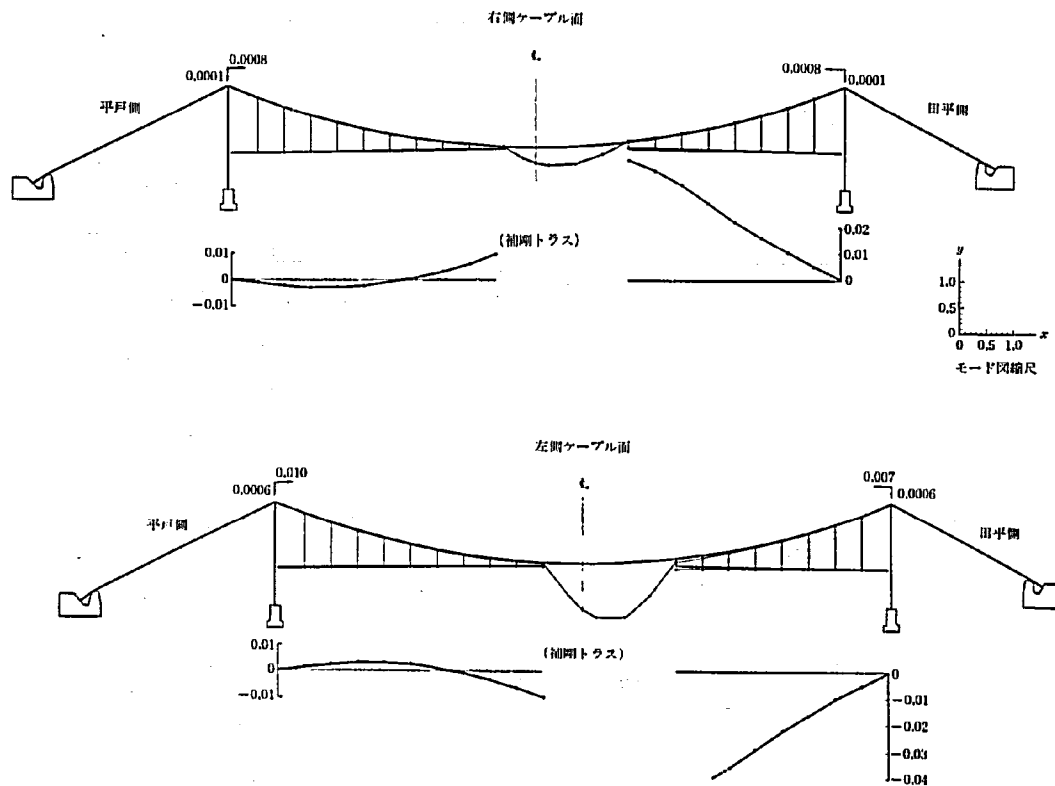


図-22.13 架設振動モード図 (第11ステップねじり対称1次 $f=0.7070$ Hz)

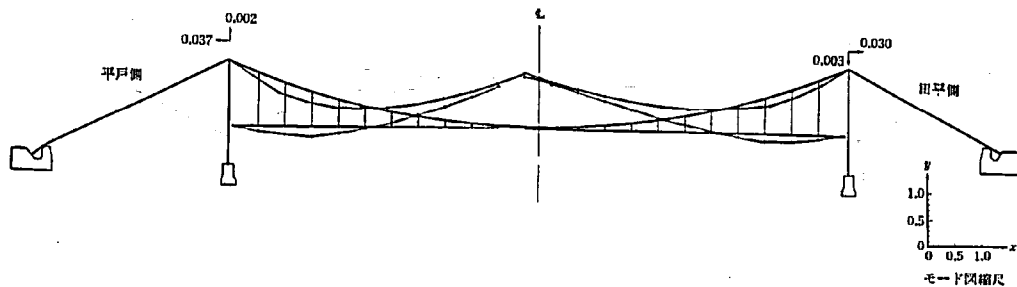


図-22.14 架設時振動モード図 (第13ステップ曲げ対称1次 $f=0.3261$ Hz)

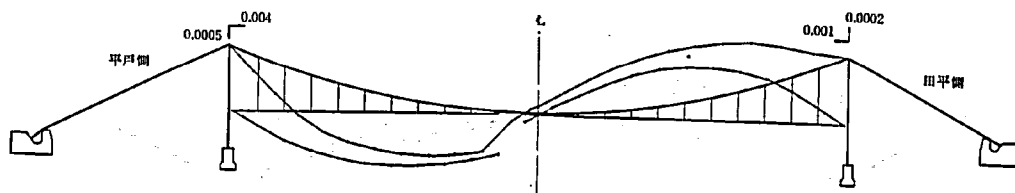


図-22.15 架設時振動モード図 (第13ステップ曲げ逆対称1次 $f=0.2477$ Hz)

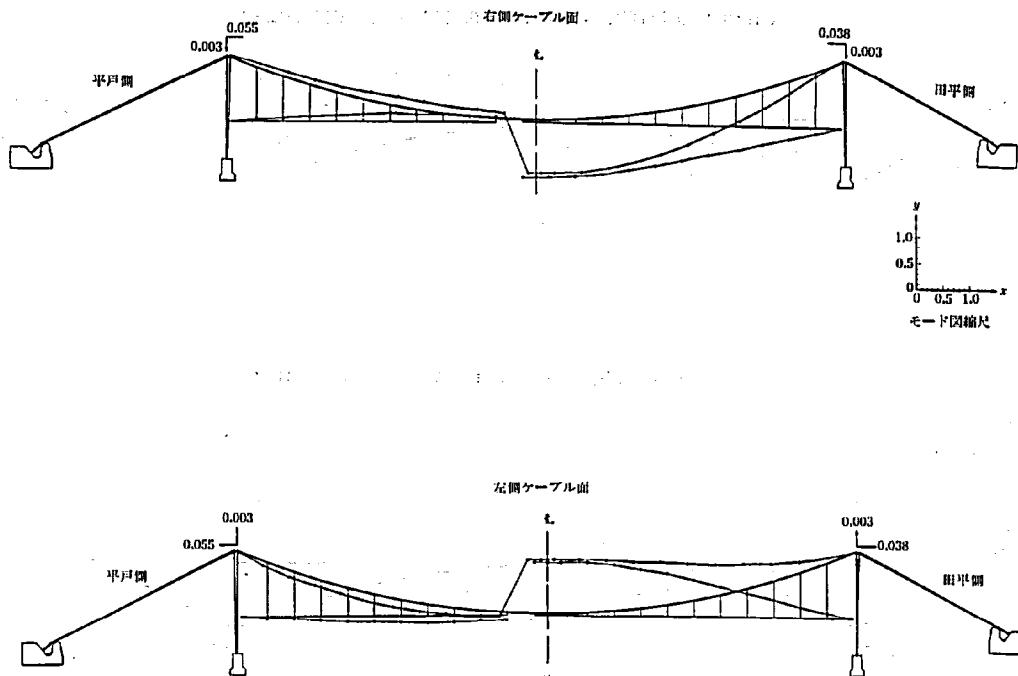


図-22.16 梁振動モード図(第13ステップねじり逆対称1次) $f=0.7081 \text{ Hz}$

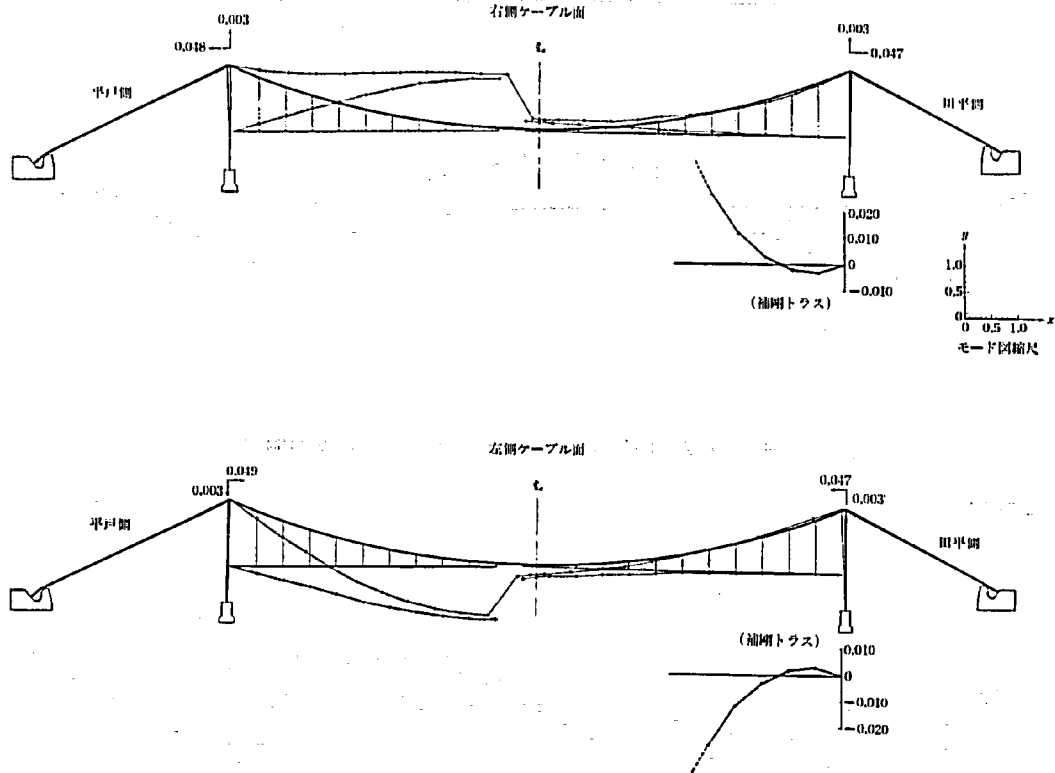


図-22.17 架設時振動モード図 (第13ステップねじり対称1次 $f=0.8448 \text{ Hz}$)

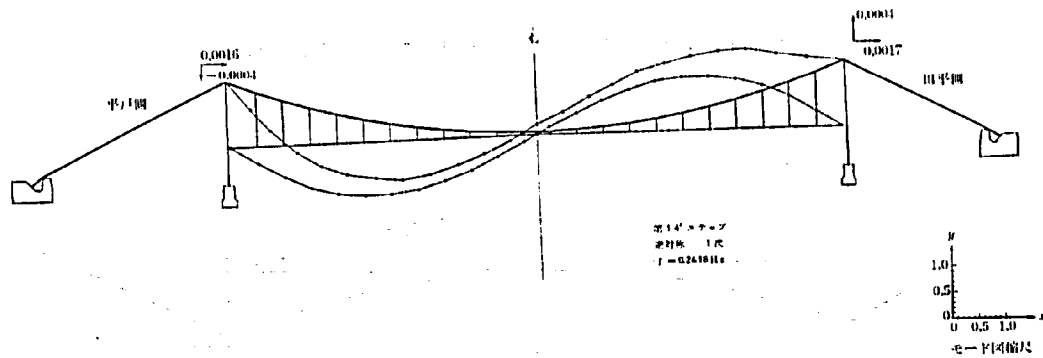


図-22.18 架設時振動モード図 (第14'ステップ曲げ逆対称1次 $f=0.2618 \text{ Hz}$)

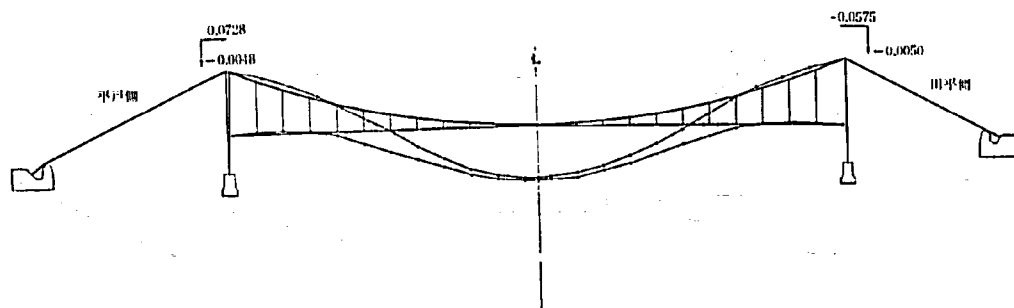


図-22.19 架設時振動モード図 (第14'ステップ曲げ対称1次 $f=0.3661 \text{ Hz}$)

〔3〕 架設時設計風速

平戸大橋の完成系に対する設計風速は、平戸測候所における風観測記録より基本風速を算定し、以下のごとく決定された。

基本風速 (V_{10}) $V_{10}=41.7 \text{ m/s}$

設計風速 (V_D) $V_D=57.6 \text{ m/s}$

ν_1 : 高度補正係数 (1.16)

ν_2 : 水平長補正係数 (1.19)

自励振動の限界風速 (V_e):

$$V_e = 62.9 \text{ m/s} (= V_{10} \times \nu_1 \times 1.3)$$

これに対し、補剛桁の架設工事期間は3ヵ月、塔の架設から補剛桁の閉合までを含めると約15ヵ月となっている。平戸測候所における過去35年間の月別最大風速を調べると、図-23、表-4の通りである。これによると強風は8~11月に多く吹き、1月から6月までは強風の吹く機会が比較的小さいことが理解されよう。したがって、補剛桁の架設工事は1~6月の間に行うよう計画するのが適当であると考えられた。そこで本橋の補剛桁の架設

工事を1~3月または4~6月に行うと仮定して、それぞれの期間に生ずる最大風速の再現期待値を求めた。その結果を図-24.1~2に示す。

再現期間としては、既に述べたとおり4.44年程度で十分であるが、仮に5年、20年とした場合の再現期待値および既往最大風速をもとに算出した架設時設計風速は次のとおりである。

ケース 項目	再現期間 5年の再 現期待値 を用いる	再現期間 20年の再 現期待値 を用いる	既往最大 風速を用 いる
基 本 風 速 (V_{10})	18.0 m/s	20.2 m/s	22.5 m/s
架 設 時 設 計 風 速 (V_{DE})	25.1	28.1	31.3
自励振動の限界風速 (V_{ce})	27.1	30.5	33.9

すなわち、架設時期を適当に選ぶことにより設計風速を完成時の約半分程度に減じてよいという結果が得られる。

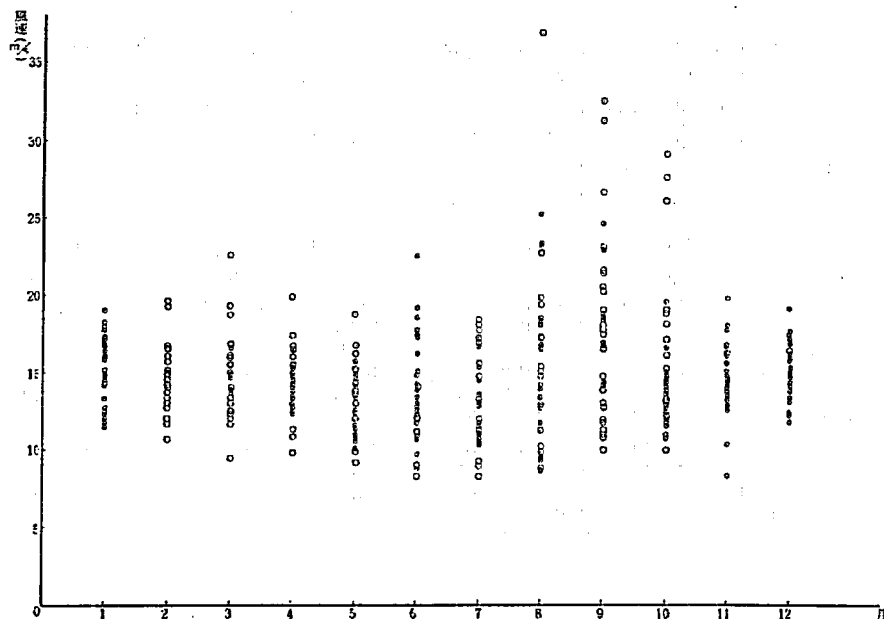


図-23 月別日最大風速(平戸測候所) [1940.1~1975.6]

表-4 月別月最大10分間

[平 月]		1		2		3		4		5		6		7	
年	月	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向
1940	昭和15	12.7	NW	12.0	NW	13.3	NW	14.7	NW	9.8	SSE	8.3	S	17.7	SSE
1	16	15.8	NW	13.3	NW	12.0	SSE	14.5	SW	11.3	S NWE	12.2	SSW	12.8	NNE
2	17	15.8	NNW	14.8	NE	14.0	NE	14.9	SSW	16.2	NE	9.7	SSW	8.3	S
3	18	14.5	NW	11.7	NW	16.0	NNE	16.5	NNE	10.7	NNE	13.3	SSW	12.8	NNW
4	19	15.2	NW	13.7	NW	13.8	N	13.0	NE	11.0	SSW	9.7	S	10.7	SSW
5	20	13.3	NW	13.3	NW	12.5	NNW	11.3	NE	10.0	SSW	12.5	NW S	13.0	NE
6	21	12.0	NW	14.2	NW	12.5	S	13.7	WNW	13.7	N	12.8	SSW	15.3	NNW
7	22	11.8	NNE	12.7	NW	12.3	NW	14.5	NW	10.8	NNE	11.7	SSE	9.0	S
8	23	16.3	NW	10.7	NE	14.8	ESE	13.3	NE	12.3	S	9.0	S	14.7	S
9	24	17.7	NW	16.5	NW	14.9	NW W	13.5	SSE	14.0	S	22.5	NNW	13.4	N
1950	25	17.7	NW	14.9	NE	13.9	NNW	13.9	SW	14.2	NW	18.5	SSE	16.8	SSE
1	26	14.9	N	16.5	N	15.0	NW	14.7	NW	10.8	SSE	10.8	WNW	12.9	NE
2	27	18.0	NW	14.9	NW	18.7	NW	15.5	S	13.5	NE	13.4	NNE	11.2	SSW
3	28	17.1	NW	15.2	NNE	22.6	NNE	19.9	NNE	18.7	NNW	17.3	SSW	13.2	S
4	29	15.2	NNW	15.2	NE	14.9	NNW	14.5	NNE	12.9	N	17.2	S	13.5	NE
5	30	14.2	NW	16.6	NW	15.5	NNW	13.9	NW SSW	11.0	NW	12.0	S	10.5	SSW
6	31	16.0	NW	14.5	NNW	16.8	SSE	13.2	N NNE	14.8	SW	14.0	SSW	10.7	SSW
7	32	12.5	NW	14.5	NW	14.0	NNW NW	12.5	SSW	10.7	NE	14.0	NNE S	13.5	SSW
8	33	15.8	NW	16.1	NW	16.8	SSE	17.4	S	13.9	NNE	13.0	N	14.5	S
9	31	19.0	NW	19.6	NNE	16.6	N	15.5	NW	14.5	NNE	16.1	NNE	18.0	S
1960	35	18.0	NNW NW	14.0	WNW	15.0	NNE	14.2	NNE	15.2	SSE	17.7	NNE	11.2	S
1	36	14.7	NW	14.3	NW	16.7	NNE	16.0	SSE	16.7	S	14.8	SSW	12.7	S
2	37	16.7	NW	14.7	NNW	13.8	NW	13.7	NW	10.7	S	13.8	S	13.3	S
3	38	16.7	NW	15.0	NW	14.7	N NW S	13.3	NNE	14.3	S	19.2	S	13.0	S
4	39	16.7	NNW	14.0	NW NNW	19.3	NNW	15.0	NNE	10.5	NNE NNE	11.7	S	11.8	SSW
5	40	17.7	NNW	16.7	NNW	19.3	N	16.0	NE	16.7	NN	10.7	SSW	11.7	SSW
6	41	16.0	NW	14.0	NW	16.7	NW	14.0	NNE	15.7	N	14.0	SSE	11.0	S
7	42	18.3	NW	15.0	NW	16.2	S	15.3	NNE	14.3	NNE	12.8	NNE	16.7	SSW
8	43	17.3	NW	19.3	N	14.0	NW	12.3	NNE	10.8	NNE	11.7	S	17.2	S
9	44	16.0	NW	13.3	NW	13.7	N	16.7	NNE	12.0	S	15.0	SSW	12.0	SSW
1970	45	17.7	NW	13.0	NW	13.7	NW	13.2	N	12.5	SSW	14.2	S	15.5	NNW
1	46	17.0	NW	12.7	NW	11.7	NW	10.8	NNE	12.8	SSW	9.7	S	10.3	S
2	47	14.3	N	14.0	WN	16.7	NW	14.2	NNE	11.5	SSE	11.7	S	11.5	SSW
3	48	12.3	WNW	13.7	NW	13.0	NW	12.7	SSW	13.3	SSE	8.3	S	9.3	SSE
4	49	11.5	NW	15.7	NW	12.3	NW	13.3	S	11.3	S	11.2	NNW	18.3	SSE
5	50	13.3	NW	13.7	NNW	9.5	NW								
年最大値 発生回数		2		0		4		2		0		3		2	

平均風速

資料：平戸測候所

 E 129°33'
 N 33°22'
 h 58.0m
 lh 10.5m

8		9		10		11		12		年 最 大 値			順 位	備 考
風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	最大 風速	風 向	月 日		
10.2	N	23.0	NNW	10.7	NW	12.5	NW	16.3	NW	23.0	NNW	9.11	10	創立 1940.1.1
13.3	S	14.3	NE	26.0	N	14.0	NE	12.3	NNW	26.0	N	10. 1	6	
36.8	NW	16.5	NNE	13.5	NE	10.3	NW	12.3	NW	36.8	NW	8.27	1	
11.7	SE	14.7	NNE	11.0	NE	12.8	NW	13.3	NW	16.5	NNE	4. 5	32	
9.3	NNE	19.0	N	19.5	N	10.3	N	12.3	NNW	19.5	N	10. 7	18	
14.2	S	26.5	NNE	27.5	NNE	8.3	NW	17.3	NW	27.5	NNE	10.10	5	
14.2	SSE	11.0	NE	10.0	NE	14.2	NE	13.3	NW	15.3	NNW	7.29	33	
8.8	S	13.8	N	15.0	NNE	15.0	NNE	13.3	NW	15.0	NNE	10.20	35	
13.8	SSW	13.0	SSE	13.0	NNE	13.7	NNE	16.7	NW	16.7	NW	11.18	29	
18.4	NNE	14.2	NE	14.9	NNE	19.7	NNW	14.9	NNW	22.5	NNW	6.21	13	
9.4	S	17.4	N	13.4	NNE	15.5	NE	15.0	N	18.5	SSE	6.24	23	
18.0	SSW	16.8	S	29.0	NNE	14.5	NW	16.3	NW	29.0	NNE	10.14	4	
12.9	S	14.2	NNE	15.2	S	16.1	NNE	16.1	NNW	18.7	NW	3.24	22	
11.2	NE	18.7	NNE	14.9	NNW	14.7	NNW	17.6	NNW	22.6	NNE	3.28	11	
25.1	NE	22.8	N	14.0	NNE	13.4	NE	12.2	NW	25.1	NE	8.18	7	
14.7	S	21.5	NNW	14.4	NNE	13.9	N	13.0	N	24.5	NNW	9.30	8	
23.1	NW	32.4	SSE	14.5	SW	15.5	NNW	16.0	NNW	32.4	SSE	9.10	2	
23.3	S	20.4	N	18.0	NNW	15.5	NNE	14.7	S	23.3	S	8.21	9	
12.9	N	18.0	N	16.0	N	18.0	NNE	15.7	WNW	18.0	N	9.26	25	
19.3	N	31.1	SSE	17.1	NNE	16.6	S	16.0	NNW	31.1	SSE	11.21	3	
15.3	S	17.6	NNE	16.5	NNE	16.1	NW	17.1	NW	18.0	NNW	9.17	25	
15.0	SSE	21.3	N	19.0	N	13.3	NNE	13.3	NNW	21.3	N	1.27	25	
17.2	S	14.7	NNE	11.7	NNE	18.0	NNE	17.3	NW	18.0	NNE	1.28	25	
18.2	N	11.7	S	14.3	NNE	13.7	NW	14.7	NW	19.2	S	9.16	15	
19.8	NNE	18.5	NNE	13.8	NNE	13.2	NNW	15.2	NNW	19.8	NNE	11.16	20	
14.2	NW	18.3	N	12.7	S	15.0	NW	19.0	NW	19.3	N	6.20	17	
16.7	SSE	20.2	NNE	15.0	NW	16.7	NW	14.3	NW	20.2	NNE	8.24	19	
9.8	S	16.7	N	18.8	NNW	17.7	N	16.0	NW	18.8	NNW	3.17	16	
18.3	SSE	21.5	N	12.8	N	13.7	NW	15.2	N	21.5	N	9.24	21	
8.7	S	11.8	NNE	12.2	N	14.7	SSE	14.0	NW	16.7	NNE	10.27	29	
22.7	N	11.3	S	11.7	NW	12.7	NW	13.7	NW	22.7	N	9.25	11	
16.5	N	10.0	N	12.0	NNW	14.0	NNE	11.7	WNW	17.0	NW	4.16	28	
12.8	S	12.7	N	12.0	WNW	14.3	NW	15.8	NW	16.7	NW	8.14	31	
11.7	S	10.8	NW	12.3	N	13.8	NW	15.2	NW	15.2	NW	3.31	24	
12.7	NNE	11.3	N	10.8	NNW	12.5	NNW	12.3	NNW	18.3	NNE	12. 7	34	
5		8		6		1		2						

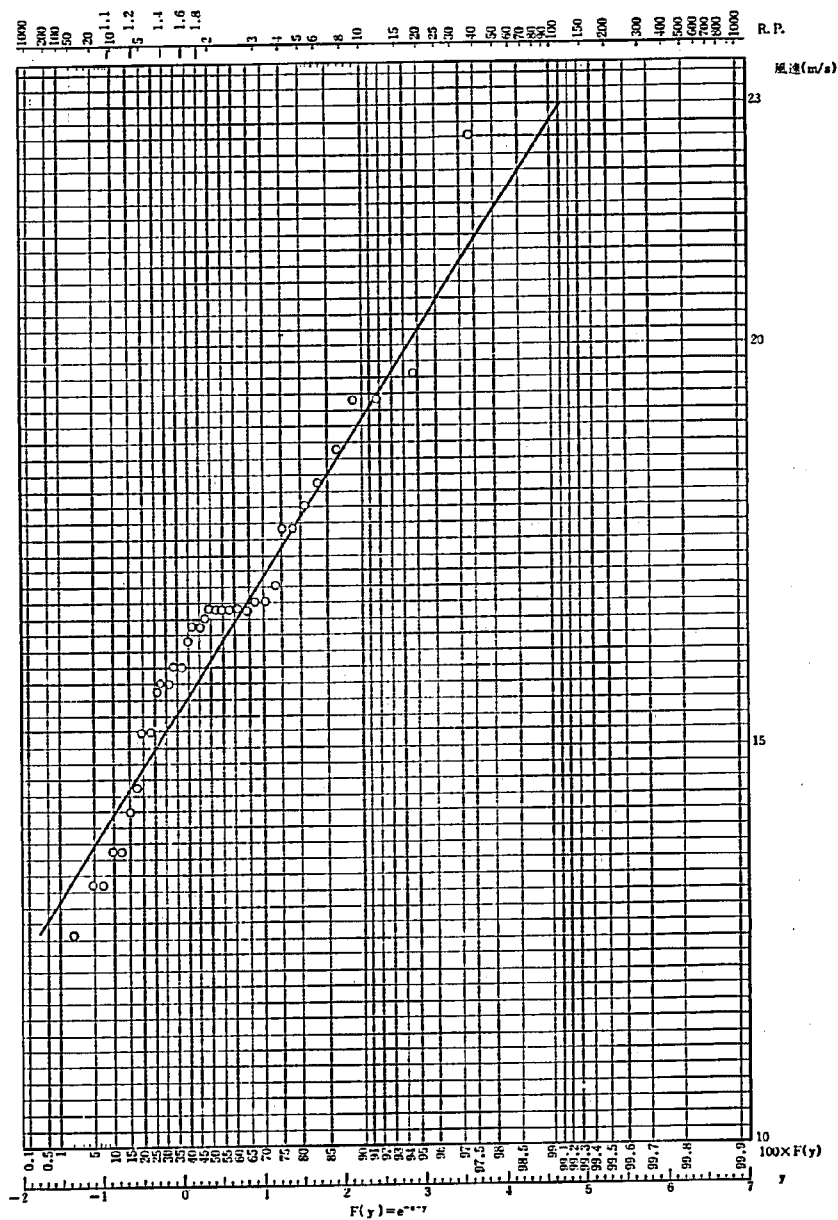


図-24.1 再現期間と風速期待値1月～3月(平戸測候所 1940～75)

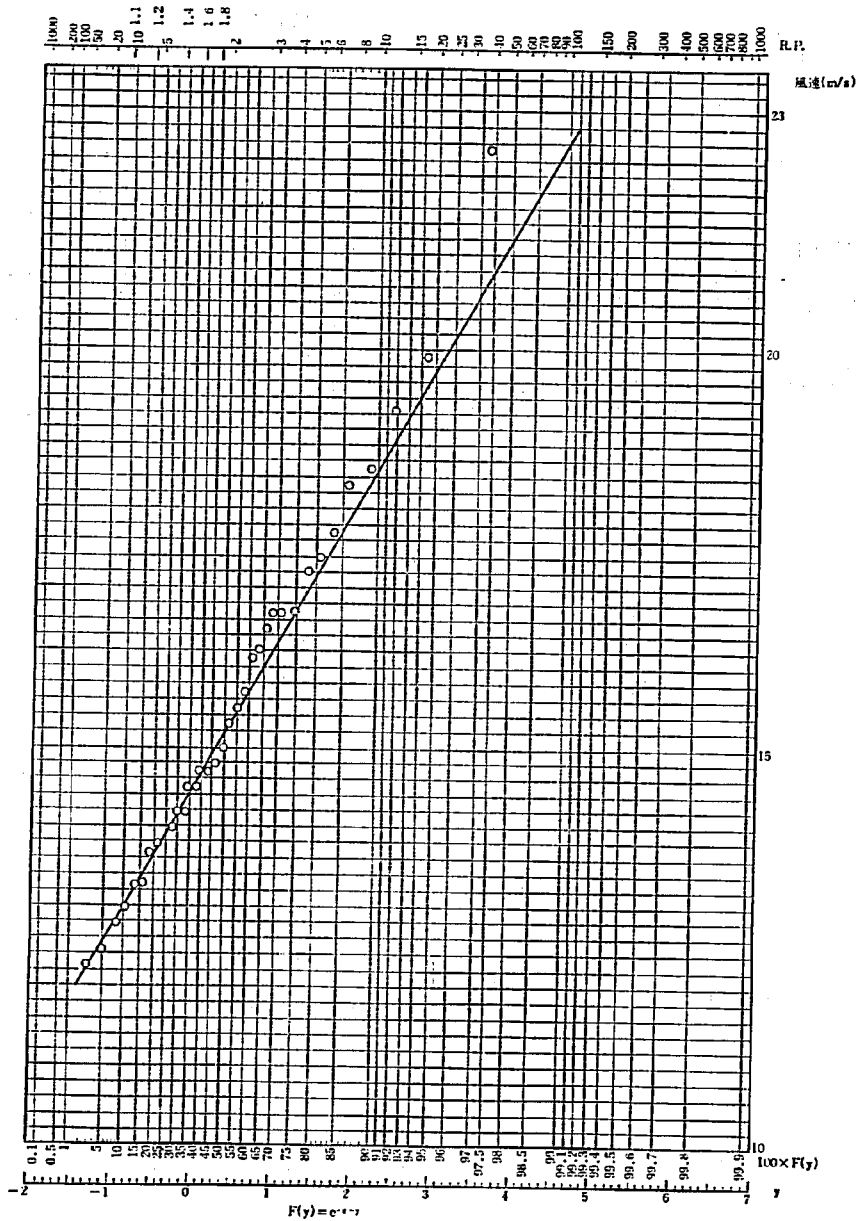


図-24.2 再現期間と風速期待値 4月～6月 (平戸測候所 1940～74)

〔4〕 パネ支持模型実験による検討

(1) 実験条件

実験に使用した風洞は構造研究所所属の橋梁試験用風洞であり、その概略を示せば次のとおりである。

型 式 ゲッチングン型

測定部寸法 $3.0H \times 1.8W \times 2.5L$ [m]

測定部風速 $0 \sim 25$ [m/s, 連続可変]

実験方法、実験装置については既に他で詳しく述べられているので¹⁾、ここでは触れないことにする。換算質量の概念を用いた相似則より計算された実験条件を表-5.1~3に示す。架設初期の段階ではケーブルの振動が大きくなるため、計算された換算質量は非常に大きな値となり、実験装置の関係から架設時の13段階以外は実験不可能となった。そこで次の実験として換算質量に関しては13段階の値をそのまま用い、振動数比を変えてその影響を調べることとした。架設時の構造減衰はその実測例も少なく、架設法によりバラツキも多いと思われる

が、ここでは完成系よりもやや小さくなるであろうと考え対数減衰率 $\delta \approx 0.02$ とすることにした。

(2) 実験結果と考察

迎角と自励振動の発生風速との関係を図-25.1~4に、また風速・振幅・減衰率の関係を表わす $V \sim A \sim \delta$ 曲線を図-26.1~21に示す。

床版の形状の差が耐風性に及ぼす影響については、第13段階のみ実験したが、床版中央部を開放した第1案では迎角 $+6 \sim -6^\circ$ 、風速 50 m/s までの領域では不安定振動は発生せず、安定な断面であることがわかる。ただし床版中央に開放部を設けない第3案では迎角が $+5^\circ$ の場合、自励振動が発生している。しかし、その風速は架設時設計風速よりも高く、問題ないものと考えられる。

架設各段階における耐風性の差異はこの実験では明らかにすることはできなかった。今回導入した換算質量という概念で架設時の状況がすべて表わせるとすれば5~11段階では換算質量がかなり大きくなり、これは安全側に作用する。また、振動係数比の影響については、1ヶ

表-5.1 換算質量

Step		5	8	11	13
ねじり ton sec ²	逆対称1次	861,544	8,232.13	123.746	30.1326
	対称1次	63,012	24,701	2,200.6	32.950
曲げ ton sec ² /m ²	逆対称1次	1.8804	0.8459	0.7151	0.6837

表-5.2 パネ支持実験・実験条件(所要値)

Step		5	8	11	13
縮 尺		1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59
重 量 (kg/model)		20.867	9.387	7.935	7.586
慣性モーメント (kg cm sec ² /model)	(AS 1)	69.041	659.7	9.916	2.415
	(S 1)	5.050	1.979	176.3	2.640

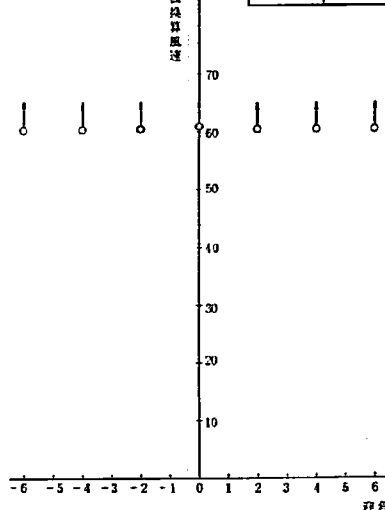
表-5.3 振動数比

Step		5	8	11	13
Freq. ratio	N_{AS1}/N_f	1.71	3.28	3.55	2.85
	N_{S1}/N_f	1.58	1.14	1.90	2.59

第Ⅰ案13 step



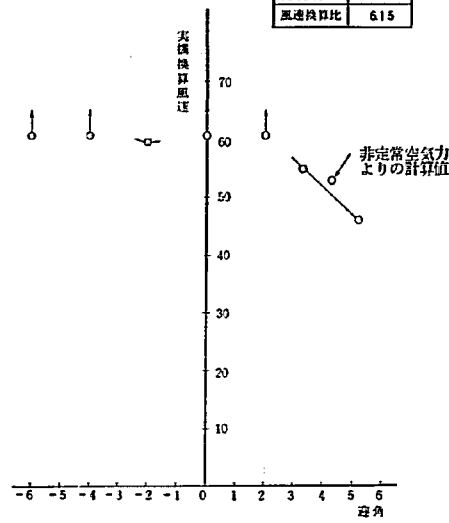
Ver- α 曲線		
原 型	型 名	平戸架設
模 型	名	
支 持 方 法		h α
風速換算比		6.15


 図-25.1 $V_{eff} \sim \alpha$ 曲線 (第Ⅰ案13ステップ)

第Ⅲ案13 step



Ver- α 曲線		
原 型	型 名	平戸架設
模 型	名	
支 持 方 法		h α
風速換算比		6.15


 図-25.2 $V_{eff} \sim \alpha$ 曲線 (第Ⅲ案13ステップ)

ースのみであるが、第13段階の実験条件からねじれ振動数を変えて $N_T/N_T = 1.65$ の場合について実験を行った。その結果、自励振動が生じるが、現象としてはたわみとねじれは連成しておらずいわゆるねじれフラッタであり、その発現風速は無次元風速に比例することが明らかとなった。

この実験から得られた結果をまとめると次のとおりである。

- i) 13段階では、第Ⅰ案、第Ⅲ案の耐風安定性は良好であることが確認された。
- ii) 11段階以前の架設段階では、振動比の低下があるが、換算質量の大幅な増加があり、第Ⅰ案、第Ⅲ案ともに耐風安定性は損なわれないものと推定される。

以上の結果より、第Ⅰ案、第Ⅲ案共に架設時各段階の耐風安定性は損なわれないものと推定されるが、さらに精度を高めるために以下の実験を継続した。

〔5〕 非定常空気力実験による検討

(1) 実験方法

換算質量という概念を用いたパネ支持模型実験により架設時の耐風安全性が一応確認できたが、さらに精度の高い検討を行うために、第2段階として模型に作用する非定常空気を測定し、これを用いて各段階の応答

を計算することとした。

非定常空気力測定には、パネ支持模型実験とは異なり構造研究室所属の非定常空気力風洞を用いて行った。その概略を示せば次の通りである。

型 式 エッフェル型 (室内環流)
測定部寸法 $2.0H \times 1.0W \times 2.0L$ [m]
測定部風速 $0 \sim 25$ [m/s, 連続可変]

また、非定常空気力測定は強制振動法によって行ったが、この実験装置には新しい工夫が取り込まれており、模型に加わる慣性力を機械的に引算する方式となっている。したがって、従来の電氣的に引算していた方法よりかなり精度よく空気力の測定ができるようになった。なお、実験装置に関しては、他に詳しく述べられているので、ここでは省略する。

非定常空気力測定の条件としては、模型第Ⅰ案、第Ⅲ案について

仰 角 $0^\circ, \pm 3^\circ, \pm 5^\circ$

風速範囲 たわみ $V/NB \neq 0 \sim 30$ ねじれ $VNB \neq 0 \sim 20$

加振振幅 たわみ 1.5 mm ねじれ 1°

加振振動数 $\sim 5, 2 \text{ Hz}$ $\sim 5, 3 \text{ Hz}$

であり、非定常空気力係数の算出には加振周期の30倍の長さのデータをフーリエ変換して空気力の変位相成分と速度位相成分を求める方式によっている。

第 1 案 - (~~N_0~~ / $N_0 = 165$)

Ver - α曲線	
原 型	平戸架控
模 型 名	
支持方法	M
製造機群比	7.39

迎角 0° のみ実験

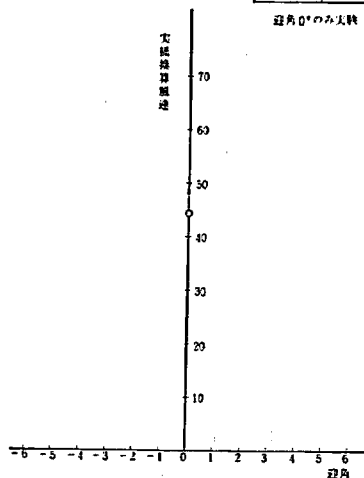


圖-25.3 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線 (第 I 案 $N\alpha/N_T=1.65$)

第 1 案 - ($\frac{N_2}{N_1} = 1.65$)

Ver - α曲線	
原 型	半片單統
模 型 名	
支持方法	na
圖透換圖比	139

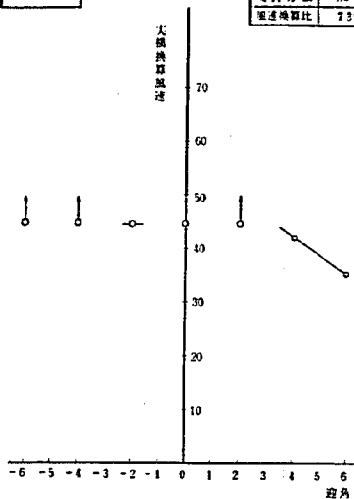


圖-25.4 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線 (第四案 $N_a/N_T=1.65$)

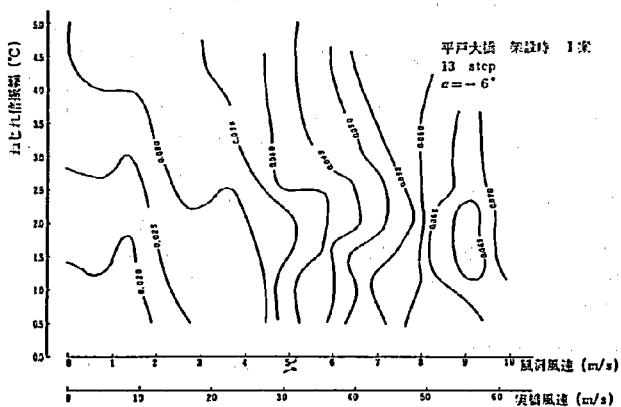


圖-26.1 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

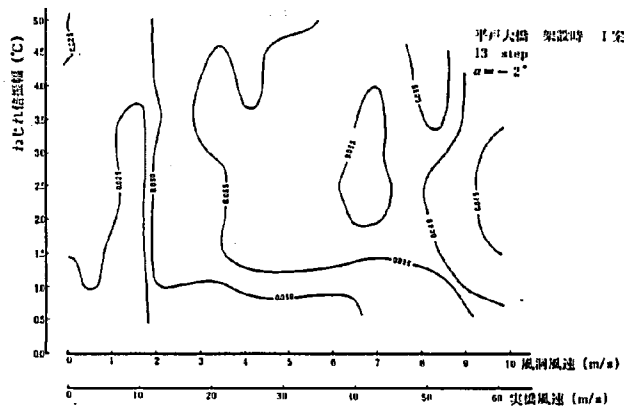


図-26.3 V~A~d 曲線

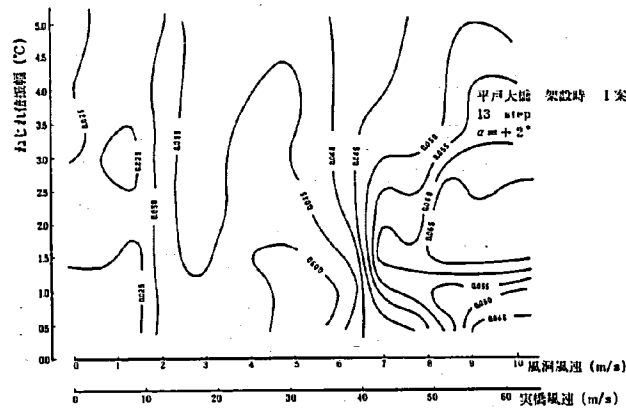


図-26.5 V~A~d 曲線

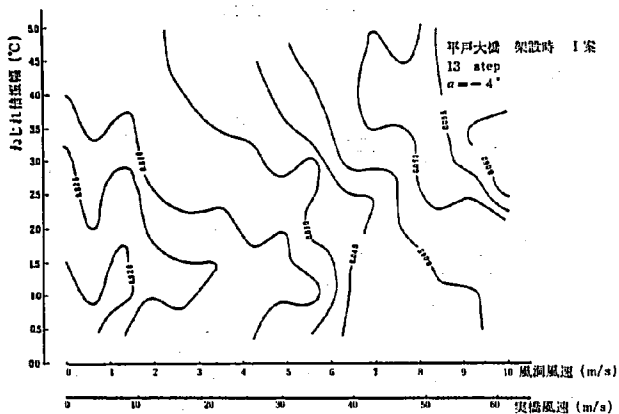


図-26.2 V~A~d 曲線

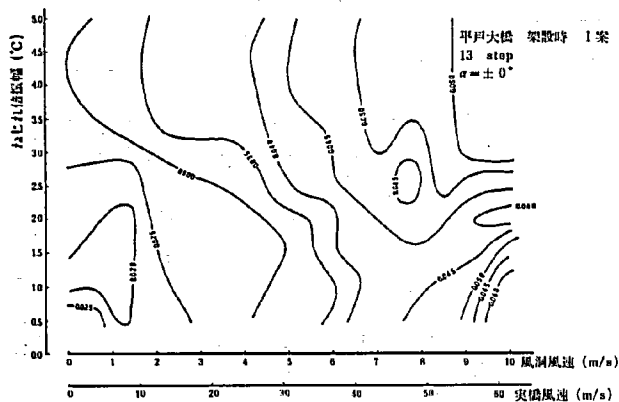


図-26.4 V~A~d 曲線

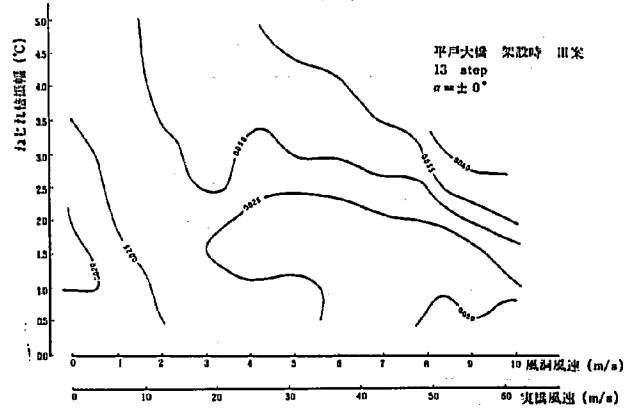


図-26.11 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

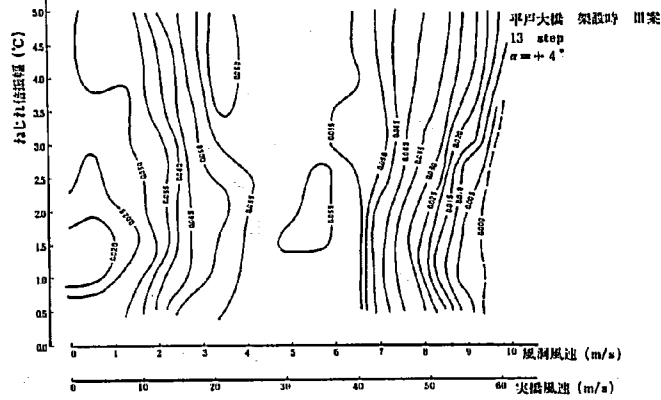


図-26.13 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

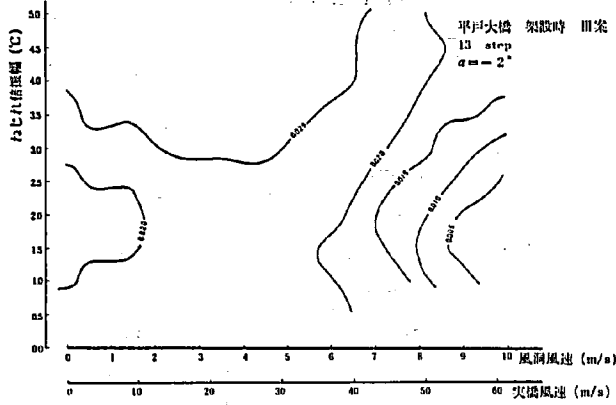


図-26.10 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

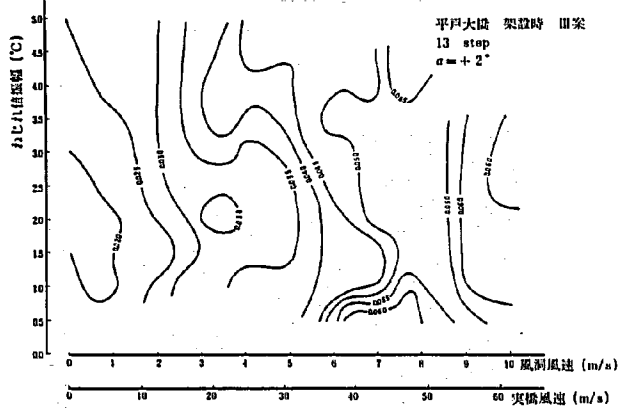


図-26.12 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

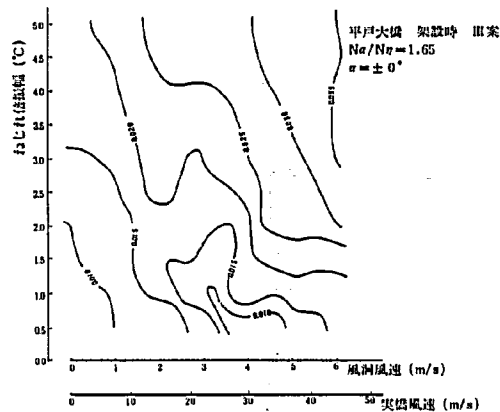


図-26.19 $V \sim A \sim$ 曲線

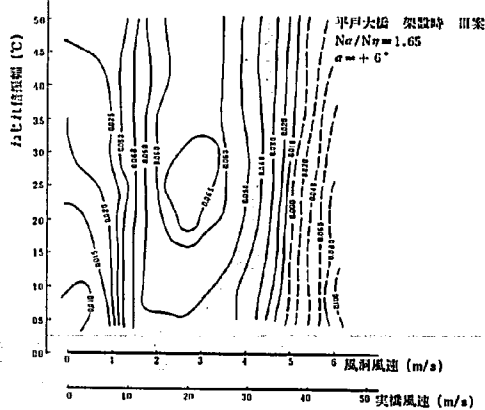


図-26.21 $V \sim A \sim$ 曲線

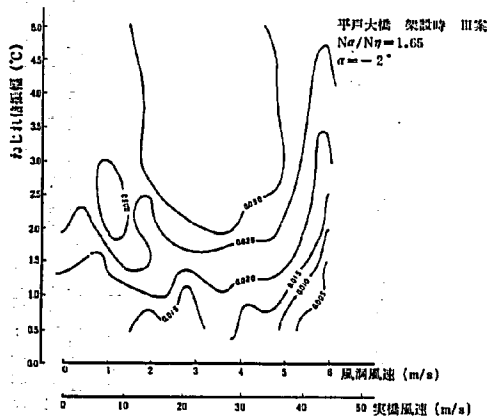


図-26.18 $V \sim A \sim$ 曲線

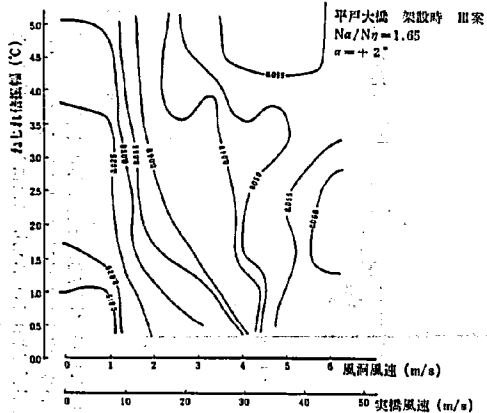


図-26.20 $V \sim A \sim$ 曲線

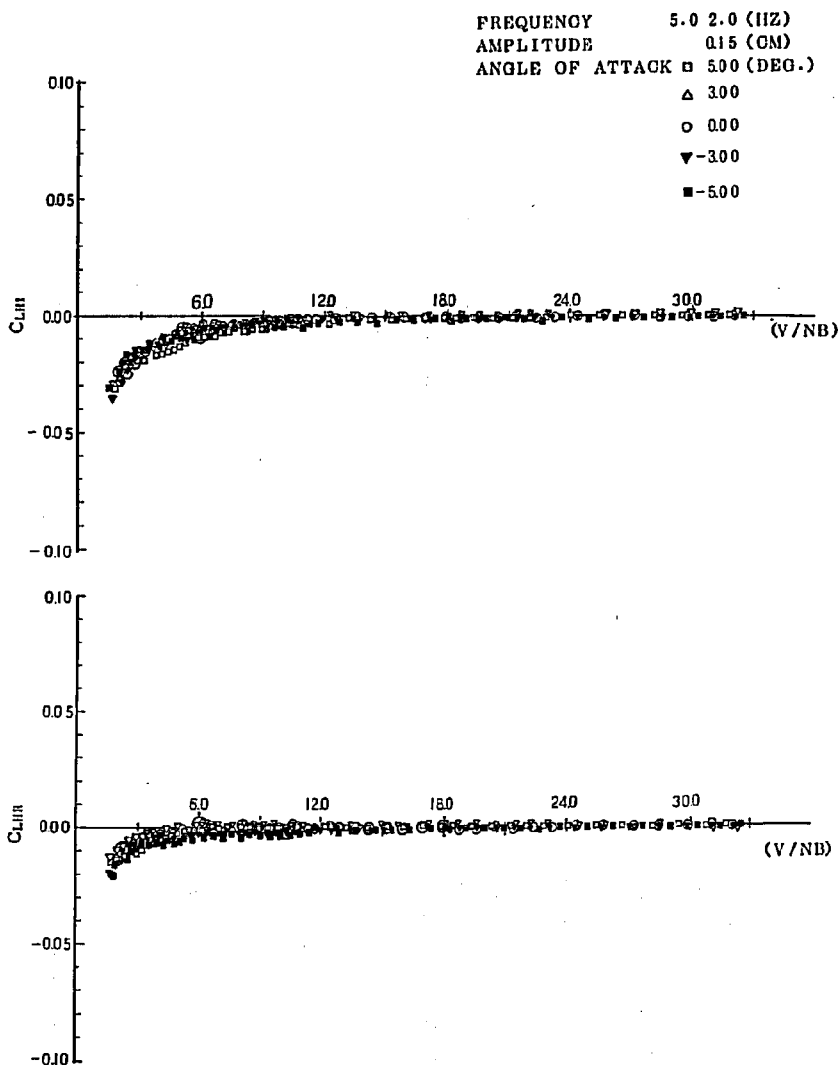
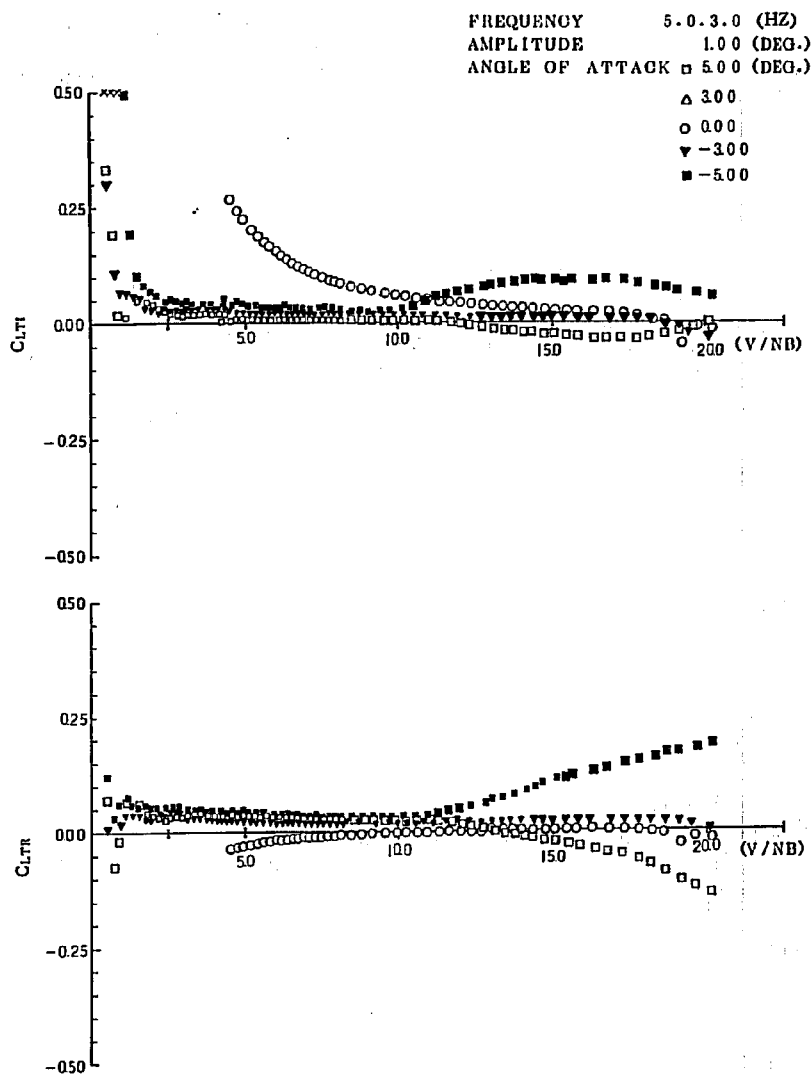
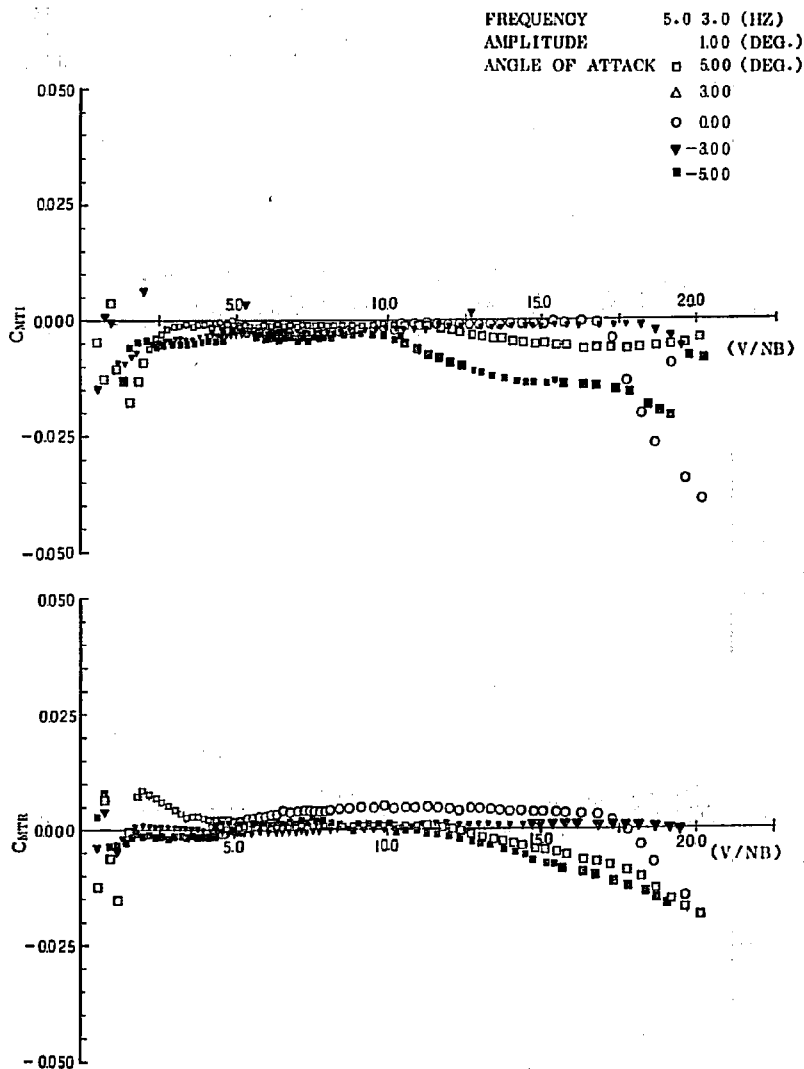
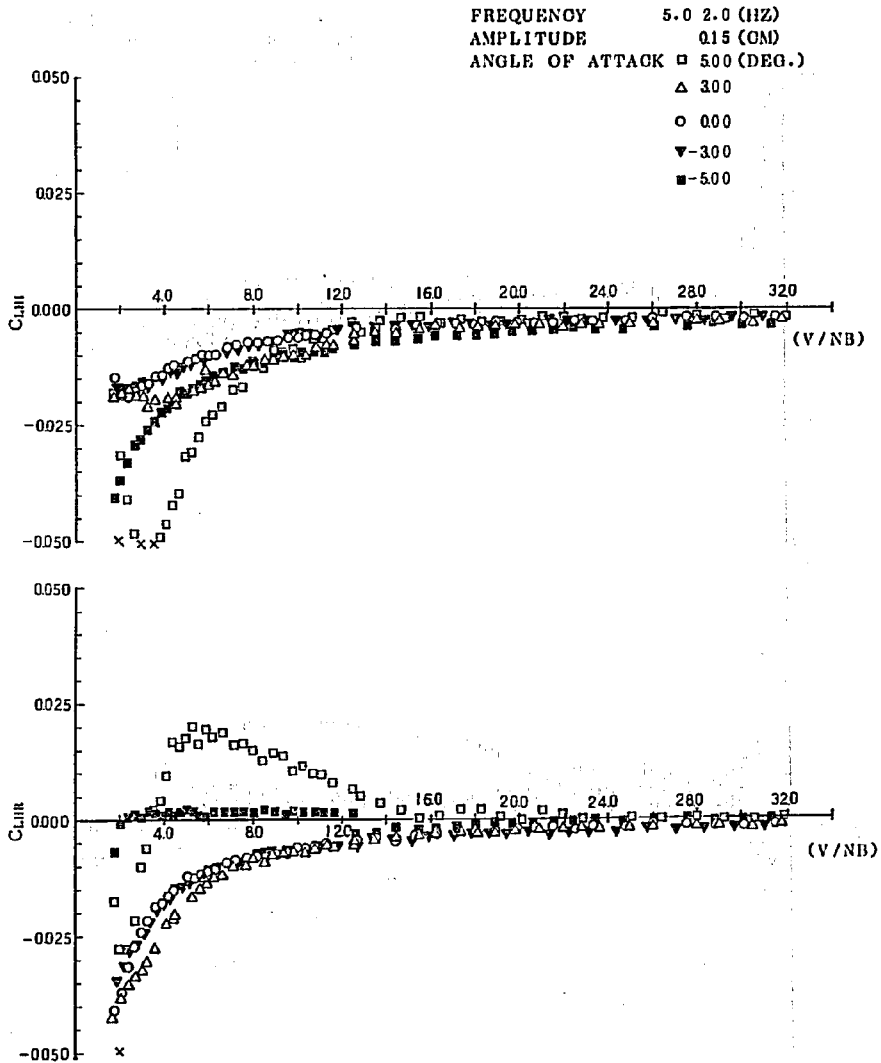
図-27.1 非定常空気力係数 C_{LNI} , C_{LNI} (第1案)

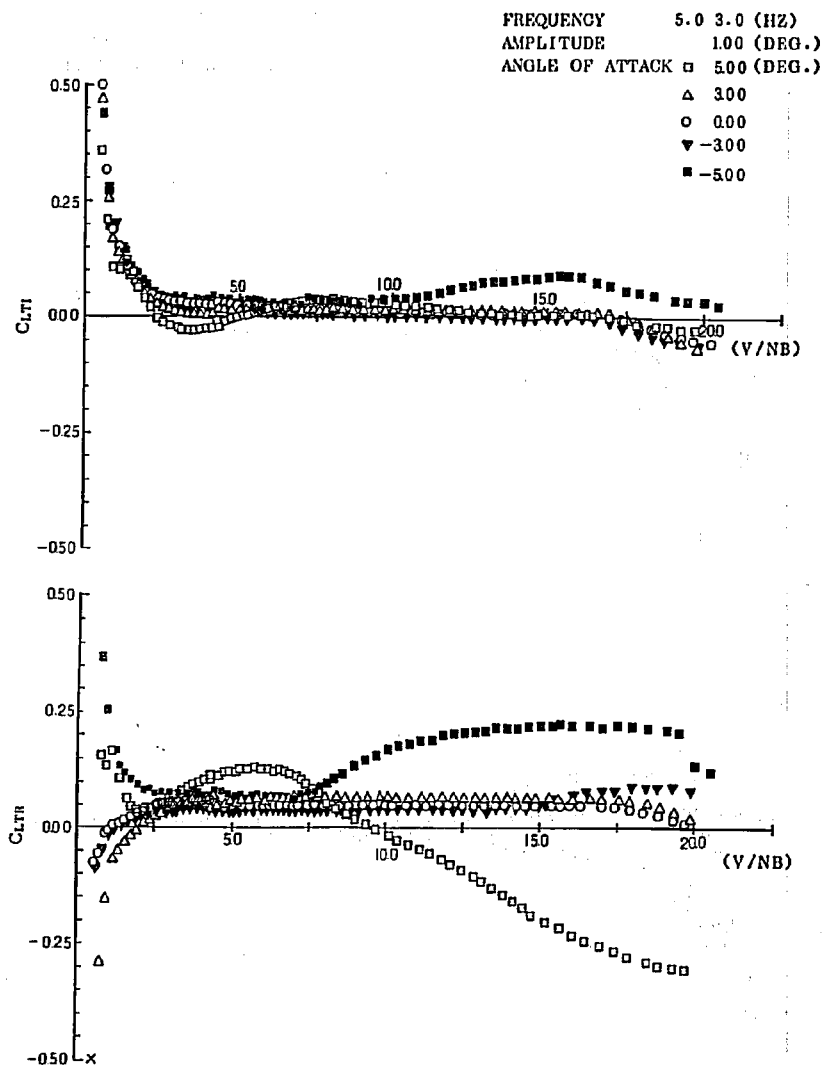
図-27.1~6 に測定された非定常空気力係数が図示されている。実験装置の都合でたわみ加振時のモーメント成分が測定されていないが、これにより後で述べるように今回行った計算では、この成分を無視したものとなっている。なお、非定常空気力係数から直接に構造物の応答特性を類推することは不可能であるが、相互に比較することにより、設計案Ⅰ案、Ⅲ案、ならびに迎角により

差があることが分る。すなわち、係数 C_{LNI} は仰角+3°~-5°では第Ⅰ案、Ⅲ案ともに傾向がほぼ一致しているが、仰角+5°では第Ⅰ案はほぼ類似しているが、第Ⅲ案は明らかに別の傾向を示している。また C_{MTI} についても同様に、第Ⅲ案の仰角+5°の場合には他とは異なり V/NB のかなりの領域で符号が負になっていて、不安定傾向（ねじれ振動）を示唆している。

図-21.2 非定常空気力係数 C_{LRE}, C_{LRI} (第1案)

圖-27.3 非定常空氣力係數 C_{MFR} , C_{MFI} (第1案)

図-21.4 非定常空気力係数 C_{LIH} , C_{LIH1} (第Ⅲ案)

圖-21.5 C_{LTR}, C_{LTI} 非定常空氣力係數 (第四案)

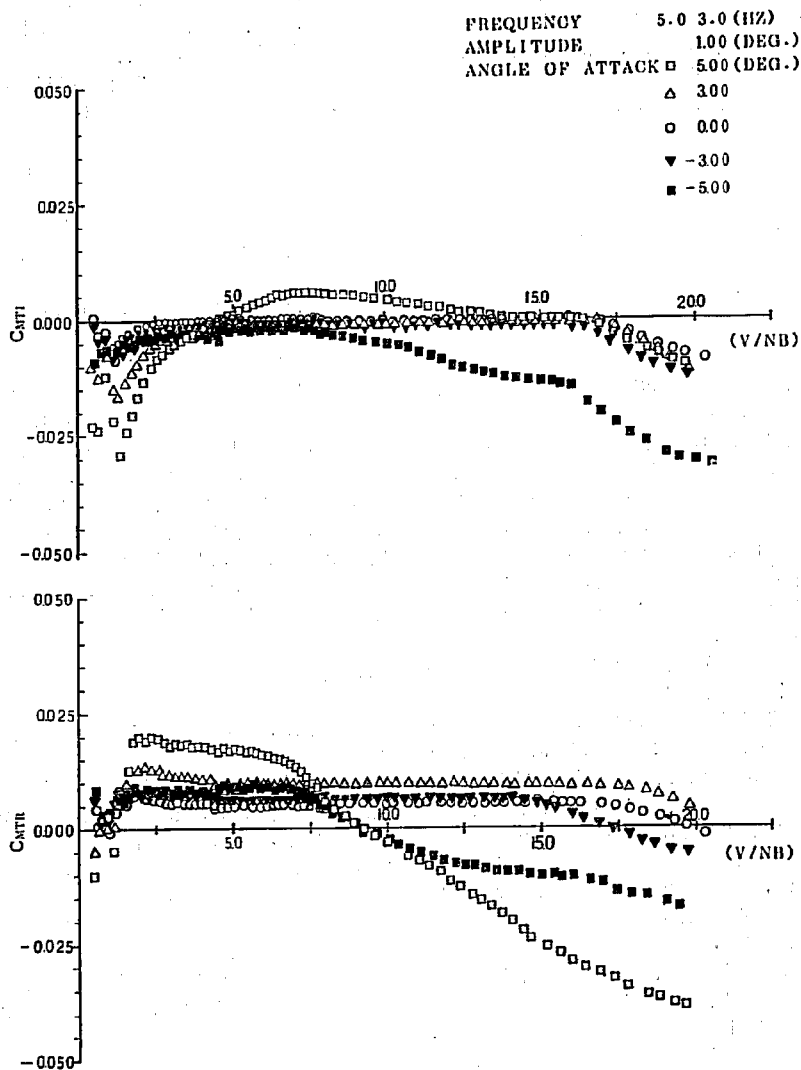


図-21.6 非定常空気力係数 C_{MFR} , C_{MFI} (第Ⅲ案)

(2) フラッタ限界風速の計算と考察

測定された非定常空気を外力として、各架設段階の構造系のフラッタ限界風速の計算を行った。計算方法の詳細は付録-2に示されているが、構造系としては吊橋のケーブルと補剛桁に注目し、曲げ振動およびねじれ振動モードはそれぞれ5次まで、また非定常空気力としては3種類まで考慮できるようになっている。

各段階の計算結果は次表に示される通りである。表中の数字はフラッタの発現風速を示し、

架設段階	設計案 傾角	(m/s)									
		第 I 案					第 III 案				
		-5°	-3°	0°	+3°	+5°	-5°	-3°	0°	+3°	+5°
5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11		—	—	—	—	—	—	—	—	—	73.62
13		—	—	—	—	—	—	—	—	—	52.36

一印は計算した風速範囲ではフラッタが発現しなかったことを示している。

この計算結果では、床版中央部に開放部を設けた第I案はすべての架設段階、迎角でフラッタは発現せず、非常に安全であることが分る。一方、床版を閉じた第III案は迎角+3°〜+5°の範囲では安全であるが、迎角+5°の場合の架設11ステップ13でねじれフラッタを生じると推定される。ただし、その風速は50 m/s以上とかなり高く、架設時の設計風速を上まわっており、充分安全であると考えられる。

この結果をバネ支持模型実験と比較するために、図-25.2に計算結果を併記したが、第13ステップのフラッタ限界風速は両者がほぼ同じ結果となっている。これはステップ13が閉合直前であり、二次元的であるためと考えられ、またこの非定常空気力を用いた計算法がかなり信頼性の高いことが証明された。架設段階の推移に伴うフラッタ風速の変化は、この場合架設当初はフラッタ風速が高く架設が進むにつれてフラッタ風速が低下することとなり、SmithのSevern橋に関連して行った研究および三菱重工が関門橋に関連して行った研究とは異なった傾向を示している。

ただし、この計算には先に述べたように不十分な点が存在する。それは非定常空気力の一成分(たわみ加振時の空力モーメント成分)が測定されていないために、これに対応する空気力は零として計算を行っている点である。このような計算は、吊橋架設時のようにたわみとねじれ振動の連成が特に重要な問題となる場合に対し、連成を無視し各たわみ振動およびねじれ振動の1自由度系として計算したことと等しくなる。

このような欠点を補うために、他研究所が関門橋に関

連して測定した平戸大橋第III案と類似の模型について測定した非定常空気力を援用して追加計算が行われた^{11)~13)}。計算に用いられた非定常空気力は仰角+5°のみであり、計算は、①土木研究所で測定された非定常空気力を用いる場合、②関門橋の非定常空気力を用い、構造形としてねじれ1自由度の場合、③関門橋の非定常空気力を用い、構造形として曲げねじれ2自由度の場合の3通りである。フラッタ風速の計算結果は次表に示されている。

No.	STEP 計算条件	14'	14	13	11	8 M
		14'	14	13	11	8 M
1	空気力: 土 研	59	57	53.2	60.5	(∞)
2	空気力: 関門 α=5° ねじれ	50.8	49.1	45.8	75.5	
3	空気力: 関門 α=5° 曲げねじれ	49.0	47.3	44.2	73.8	

この計算結果によると、曲げねじれ2自由度の場合わずかに風速が低下するようであるが、各ステップでNo. 2とNo. 3のフラッタ風速がほぼ等しくなり、平戸大橋の場合には曲げねじれの影響が小さいことが分る。また、No. 1とNo. 2の結果を比較すると、数値に20%程度の差があるものの同じ傾向を示している。以上の結果を参考にして、平戸大橋の曲げねじれ2自由度の場合を推定すると、曲げねじれの影響は小さくフラッタ風速はごくわずかの低下にとどまり、架設時の耐風安定性は損なわれないものと考えられる。

4. 結 論

この報文では、補剛桁架設時の吊橋の耐風性の検討結果を報告した。

まず、前半では、補剛桁架設時の耐風設計上の問題点および補剛桁の架設工法、設計風速、風洞実験法についてとりまとめた。さらに、既往の調査研究を整理し紹介した。平戸大橋に対する結果を含めこれらの結果をとりまとめることとされておりである。

① A.G. Devenport らによるナローズ橋に関する研究以外の既往の研究では、架設時設計風速という考えが明らかでなく、単に空力的応答のみ検討されてきたが、ここでは耐風設計の要点として、その基本的な考え方を示した。

② 架設中の固有振動数の変化についてみると、たわみ振動数は架設各段階ではあまり変化がなく、ねじれ振動数は架設工法によってその推移に差が生じている。すなわち、ねじれ振動数は全ヒンジ法で中央から塔側へ架設する場合にはその変化はわずかであり、ヒンジ挿入法または逐次剛結法で塔から中央へ架設する場合には、架

設段階につれて振動数は大きくなり、架設当初の2倍以上になる場合もある。特に平戸大橋の場合にはその傾向が著しい。

③ 架設時の動的安定性に関しては、床版のないトラス補剛桁架の場合には不安定振動を生じることはないが、床版を敷設しない場合あるいは箱型断面の場合には完成時よりも低い風速で不安定振動を生ずることがあり、迎角がついた場合にはこの限界風速値はさらに低下することがある。

④ ここでは、3種類の風洞実験法について説明した実験法による結果の差異は、関門橋に関する実験では三次元全橋模型実験と非定常空気力計算結果および平戸大橋に関するパネ支持模型実験と非定常空気力を用いた応答計算結果とはよい一致をみたが、Davenportらによるナローズ橋の実験結果では二次元パネ支持模型実験と三次元全橋模型実験ではフラックの限界風速に差が生じているという異なった傾向を示した。

⑤ 耐風性からみた架設順序は、換算質量の概念ですべてを代表させるとすると、振動モードの形状からして、塔側から中央へ振り出してゆく方がよいということになる。

後半では、平戸大橋について具体的な検討を行ったが、これらの結果をまとめると次のように結論されよう。

① 平戸測候所の過去30年間の風速記録を用い1~3月、4~6月ごとの架設時設計風速を推定したが、再現期間を仮に20年間とした場合の再現期待値は20 m/s程度で、これは完成時設計風速の基本風速の約半分である。したがって、架設時期を適当に選ぶことにより、架設時設計風速を低くしてもよいということができる。

② 風洞実験の第1段階として実施されたパネ支持模型実験では、実験方法に問題は残しているものの床版中央部を開放した第1案の耐風性は非常に良好であった。また床版をすべて閉じた第1案もフラックの発現が認められたが、その迎角は $+4^\circ$ 以上であり、風速も50 m/s程度と高いため実用上その耐風安全性は充分であると考えられた。

③ さらに第2段階として実施された非定常空気力を用いたフラック計算ではパネ支持模型実験結果とほぼ一致する結果が得られ、実験結果の信頼性を増すことができた。実験装置の都合から、曲げねじれの連成系に対しての直接的な検討がなされていないが、その影響は平戸大橋の場合は小さいものと推定される。

④ 以上の結果より、架設時期を1~6月に選べば、床版を補剛トラスと一体として施工する第Ⅲ案を採用しても耐風安定性は損なわれないものと結論される。

5. あとがき

この報文では、吊橋補剛桁架設時の耐風設計に関する問題点を述べ、既往の調査結果をとりまとめて耐風性からみた架設工法、設計風速、実験法などについて二、三の考察を加え、さらに具体的な事例として平戸大橋の場合についてパネ支持模型実験および非定常空気力を用いた応答計算により検討を加えた。完成系が二次元的に取り扱われることが多く、またそれで良いことが一応確認されているのに対し、架設時の耐風性の検討の特徴は三次元的な影響を考慮しなければならない点にあり、ここで得られた非定常空気力を用いた応答を計算する手法は、架設時以外の、例えば橋軸方向に断面の変化する吊橋、または部分的に地形の影響を受けた風が作用する吊橋などの耐風性の検討にも用いることができるものである。

吊橋補剛桁架の耐風設計には、架設工法・順序・断面形状などが大きく影響するので、今後、耐風対策も含めてさらに検討を積み重ねていくことが必要であろう。

なお、平戸大橋に関する検討は長崎県からの委託研究の一部として行ったものであり、お世話になった長崎県平戸大橋建設事務所ならびに関係各位に深く感謝いたします。また、風洞実験・応答計算などは、河野良次、野村一夫技者が担当したことを付記します。

参考文献

- 1) 平戸大橋建設事務所：制振装置の検討，平戸大橋技術委員会資料 2-2，1974.8.
- 2) 篠原洋司：関門橋補剛げた工事の概要，土木施工12巻5号
- 3) 高山弘美，鈴木智己：ねじりに剛な架設ヒンジを設けた吊橋補剛トラスの架設法，土木学会誌 Vol. 59，1974.2.
- 4) Frazer, R.A., Scruton, C.: A Summarised Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation, NPL Aero Report 222, 1952.2.
- 5) Y. Rocard: Dynamic Instability, Crosby Lockwood & Son, 1957.
- 6) 成田信之：充腹断面橋桁を有する斜張橋の耐風設計に関する基礎的研究，1978.3，学位論文
- 7) 土木学会：本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，1975.3
- 8) 土木学会：本州四国連絡橋耐風設計基準（1975），1975.3.
- 9) I.P. Smith: The Aeroelastic Stability of the

- Severn Suspension Bridge, NPL Aero Report 1105, 1964.5.
- 10) A.G. Davenport, et al: A study of wind action on a suspension bridge during erection and on completion, Research Report BLWT-3-69, Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Canada.
 - 11) 白木万博, 福沢清, 田中博喜, 松井友二: 長大吊橋補剛ゲタ架設時の耐風安定性, 三菱重工技報 Vol. 7, No. 7, 1970.12.
 - 12) 白石成人, 浦田昭典, 酒井甚一郎: 長大吊橋の架設時における耐風安定性に関する一考察, 土木学会論文報告集 No. 250, 1976.6.
 - 13) 土木研究所構造研究室: 平戸大橋基本調査(耐風調査), 土木研究所資料 No. 650, 1971.3.
 - 14) 土木研究所構造研究室: 平戸大橋設計施工調査(耐風調査), 土木研究所資料 No. 750, 1972.3.
 - 15) 土木研究所構造研究室: 平戸大橋設計施工調査(耐風調査), 土木研究所資料 No. 844, 1973.2.
 - 16) 土木研究所構造研究室: 平戸大橋設計施工調査(耐風調査), 土木研究所資料 No. 1102, 1975.12.
 - 17) 三菱重工神戸造船所: 土木研究所風洞実験データを使用したフラック計算, 1975.10.
 - 18) 三菱重工長崎造船所: 平戸大橋架設時耐風安定性の概略検討, 1975.10.
 - 19) 三菱重工長崎造船所: 平戸大橋架設時耐風安定性の検討(その2), 1975.10.

(昭和54年11月12日原稿受理)

付録-1 架設時のフラッタ計算プログラム

1. 数値計算のルーチン

数値解の手順は次のとおりである。

i) ϕ_i, ψ_i は一般には離散系の解として与えられる。

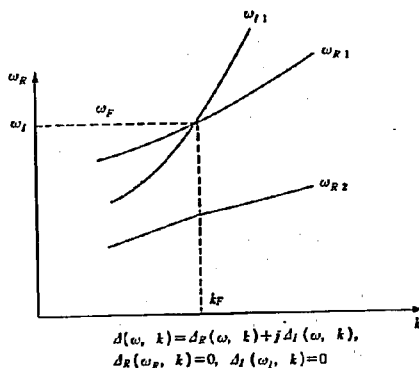
$$\phi_i = (\phi_{i,n}) \quad n=1, 2, \dots, N$$

$$\psi_i = (\psi_{i,n}) \quad N \text{ は自由度の大きさ}$$

したがって式 (1.10) に現われる ξ は和の形でおきかえられる。

$$\int \phi_i \psi_i dx \rightarrow \sum_n \phi_{i,n} \psi_{i,n} \Delta x_n$$

ii) k の範囲とピッチを仮定し、 k に対して $d(\omega, k)$ の実数部 d_R に着目してこれを 0 ならしめる根 $\omega_R(k)$ と、虚数 d_I に着目してこれを 0 ならしめる根 $\omega_I(k)$ を探す。



付図-1

図のように $\omega_R = \omega_I$ となる点が ω_F, k_F を与える。

iii) ω_F, k_F に対してフラッタ風速 $V_F = \omega_F h / k_F$ とモード q_{oi}, p_{oi} を算出する。モードは絶対値の相対的に最大な項を $1.0 + j \times 0.0$ として表わす。

2. 数値計算例

ここでは Fr. Bleich 著「The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridge」の例題について計算している。

〔入力データ〕

i) 構造系

3 径間ヒンジ型

$$l_1 = l_2 = 1,100 \text{ ft} \quad l_3 = 2,800 \text{ ft}$$

$$2b = 60 \text{ ft} \quad m = \frac{w}{g} = 267 \text{ slugs}$$

$$r^2 = 560 \text{ ft}^2$$

第1次鉛直振動モード

$$\omega_1^2 = 0.775 \quad (\omega_1 = 0.880)$$

$$\phi \quad \text{主径間} \quad 0.792 \left(\sin \frac{\pi x}{l} - 0.113 \sin \frac{3\pi x}{l} \right)$$

$$\text{側径間} \quad 0.792 \left(0.740 \sin \frac{\pi x}{l} \right)$$

第1次ねじれ振動モード

$$\omega_2^2 = 2.41 \quad (\omega_2 = 1.552)$$

$$\psi \quad \text{主径間} \quad 0.835 \left(\sin \frac{\pi x}{l} - 0.493 \sin \frac{3\pi x}{l} \right)$$

$$\text{側径間} \quad 0.835 \left(0.493 \sin \frac{\pi x}{l} \right)$$

なお、 ϕ_i, ψ_i とも主径間を 12 等分、側径間を 6 等分して数値的に与える。

ii) 風荷重 Theodorsen 関数で与える。

〔計算結果〕

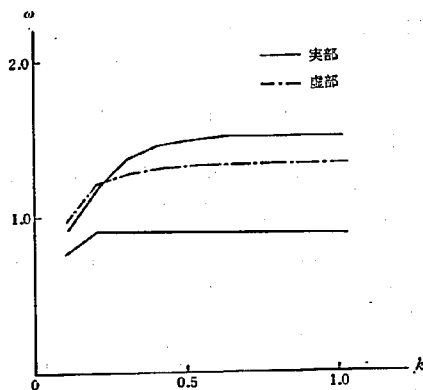
解は $\omega_F = 1.21, V_F = 173 \text{ ft/sec}$ である。

このプログラムによる解は

$$\omega_F = 1.22 \quad V_F = 170 \text{ ft/sec}$$

となる。

$\omega_F(k)$ と $\omega_I(k)$ のグラフは次図に示すように、 ω_R は 2 分枝、 ω_I は 1 分枝となる。



付図-2 Fr. Bleich の例題

付録-2 平戸大橋の架設時振動特性

対象とした吊橋の振動モードは鉛直たわみ振動とねじれ振動であり、計算は2つの振動を個別に解析した。解析上のモデルは次のとおりである。

(i) 鉛直たわみ振動解析は1ケーブル面についてモデル化した。

(ii) ねじれ振動解析は立体モデルとした。

(iii) 吊橋全体を格点に質量が集中した多質点系のモデルとした。

計算に用いたプログラムは変形法によるものであり、また架設途中の静的解析には大変形理論による架設計算プログラムを用いている。

解析結果は本文の図-21.1~4, 22.1~19 と表-4 に示されているが、これらより本稿の架設時振動特性としては、次のような特徴があげられよう。

1. 最低次固有振動数

最低次固有振動数に着目すると、鉛直たわみ振動の場合には全架設段階において逆対象モードになっている。ねじれ振動については、架設の進行により逆対象モード、対称モードのいずれの場合もあり、一定した変化の傾向はない。

2. 架設段階と固有振動数

架設の進行に伴う固有振動数推移は、鉛直たわみ振動では、ほぼ一定値を保ち変化が小さい。一方、ねじれ振動では、対称振動の場合スパンの1/4点架設までは固有振動数はゆるやかに増加し、補剛桁の全体の8割程度架設した状態で最大となり、その後減少している。逆対称振動の場合はやはり8割程度架設が進行するまでは比較的なめらかに上昇し、補剛桁閉合前後で大きく変化する。

ここで、本文の図-21.1~2の11ステップのねじれ1次振動数は計算結果では0.7070 Hzであったが、図のプロット曲線では0.9848 Hzをとっている。その理由は次のとおりである。

(i) $f=0.7070$ Hz よりも $f=0.9848$ Hz の方が補剛桁のモードが明瞭である。

(ii) 補剛桁閉合架設工法ではねじれ振動数は閉合前に極大となる傾向があり、特に床版同時架設の場合にはその傾向が顕著である。

ただし、耐風安定性上安全側に検討する場合には0.7070 Hz を考えてもよいであろう。

3. 振動モード図

振動モード図に見られる特徴は下記のとおりでである。

(i) 5~8ステップは、ケーブルの振動が卓越する。

(ii) 8ステップ以降の架設段階は補剛トラスの振動が卓越し、トラス部のモードが明瞭となっている。

(iii) 5, 8ステップのねじれ振動では同じようなモード、振動数が表われていて、左右のケーブルが独立に振動しているという計算結果になっている。

(iv) 主塔は1.8 Hz 付近でモードが卓越している。(軸力を考慮した主塔の振動数は上端ヒンジ、下端固定として1.86 Hz と計算されている。)

4. ケーブルを連成させた時のねじれ振動

ねじれ振動モード図をみると、5~11ステップのねじれ振動モードでは補剛桁の架設されていない中央部分が左右独立に振動しているような接近して2つの固有振動数が得られる計算結果になっている。これはやや奇異に感じられるが、ケーブルが左右で独立しているモデルを用いたためと考えられるので、左右ケーブルの格点間を仮想部材で結び、ケーブルの振動を連成させたモデルを用いて固有振動数、モードを追加計算した。計算対象架設ステップは補剛桁の架設状況が対称な8ステップとした。(以下8Mステップと呼ぶことにする。)この時の計算結果が表次に示されている。

付表-1 8, 8Mステップねじり振動数比 (Hz)

振動次数	8ステップ	8Mステップ	8M/8
逆対称	1	0.5250	0.5650
	2	1.0129	1.0260
対称	1	0.3463	0.4041
	2	0.7743	0.8036

8Mステップでは、接近して2つの固有振動数が表われることもなく、8ステップより振動数は高くなる傾向にあり、特に低次の振動ほどその影響が大ききようである。

5. ケーブルのみの振動数

8ステップのモード図をみると、ケーブルのモードが卓越していると考えられるので、中央径間の補剛桁の架設されていないケーブルのみの区間のケーブルの振動数を計算し、比較したのが付表-2である。

ケーブルモードが同一形状の場合8ステップの鉛直たわみおよびねじれ振動数にあまり差がない。また、ケーブルのみの振動数(付表-2中のケーブル*の欄)と比較しても大きな差はないといえる。これらのことより、架

付表-2 ケーブルモードによる振動数比較 (Hz)

振動数 ケーブル モード	8 ステップ		8Mステップ	ケーブル* ($l=220$ m)	補剛トラス** ($l=120$ m)
	曲げ	ねじり	ねじり		
	0.3043 対称1次	0.3463 対称1次	0.4041 対称1次	0.5266	1.513
	0.5409 逆対称2次	0.5250 逆対称1次	0.5650 逆対称1次	0.5364	"
	0.7549 対称2次	0.7743 対称2次	0.8036 対称2次	0.8276	"
	1.0685 逆対称2次	1.0129 逆対称2次	1.0260 逆対称2次	1.073	"

* $l=220$ m, $II=1096.71$, $v_c=0.7720$ t/m で計算した。

** $l=120$ m, $GJ=10.155 \times 10^4$ t $\cdot$ m ^{2} , $m_s=19.246$ ton $\cdot$ sec ^{2} /m で計算。(ねじり1次モード)

* 高山弘典, 砂水智美, ねじりに耐える架設ヒンジを設けた吊橋補剛トラスの架設法, 土木学会誌, Vol. 59, 1974.2

設系の振動数はケーブルの振動数により支配されていると考えてもよいと思われる。

注入井による地下水の涵養に関する研究

石 崎 勝 義*
北 川 明**

A Study on Artificial Recharge by Recharge Wells

by Katsuyoshi Ishizaki
Akira Kitagawa

Synopsis :

Recently the systems of water resources development by the conjunctive use of surface water and subsurface water have been found to be effective against the shortage of water resources. An idea of ground water reservoir is one of such systems. Furthermore the disposal of surface runoff water into ground is also desirable for preventing the flood damage in urbanized areas. The technique of artificial recharge is important to realize the project relating the systems above-mentioned. Technical aspects of artificial recharge by wells were studied from the practical view point. The mechanism of clogging which causes serious trouble with recharge wells was investigated. The characteristics of clogging due to suspended solids in recharge water were made clear by laboratory experiments. The change of efficiency of recharge caused by clogging due to suspended solids was formulated. The comparison between results obtained by calculation and field experimental data showed that the formula is applicable to the practical estimation. Several measures against clogging were investigated and the repumping was proved to be the most effective. Finally the field experimental procedure which makes the artificial recharge plan reliable was proposed.

Keywords : Artificial recharge, Recharge wells, Clogging, Specific recharge, Repumping

要 旨

最近では、地下水を積極的に表流水と一体運用することによって水資源開発を図り、水需給のひっ迫を解決することが考えられている。いわゆる地下貯水池構想である。さらに、洪水防御に関しても、表面流出を地下浸透させることによって柔軟に対応することが望まれている。このような地下水と表流水の一体運用を可能ならしめる技術が地下水の涵養技術である。

本研究は、注入井による地下水の涵養技術の確立を目的としたものであり、注入井による地下水涵養において特に問題となる目づまりの発生機構について考察した。とくに、懸濁物による目づまりに関しては室内実験を通じてその機構を明らかにし、目づまりによって生じる比注入量の変化を定式化した。これらの結果は現地データ試験と比較され、現地においても通用可能であることが示された。さらに、目づまりの回復の方法を検討して再揚水が最も有効であることを明らかにし、効率的な再揚水の方法について考察した。最終的に、注入井による人工涵養計画に必要な現地予備実験について、とりまとめた。

キーワード：地下水人工涵養、注入井、目づまり、比注入量、再揚水

目次

1. はじめに	(2)	[6] 砂粒子の配列変化による目づまり	(15)
2. 地下水人工涵養	(3)	5. 注入井による人工涵養の実施例からみた目づまりの原因とその現象	(15)
[1] 地下水人工涵養の沿革と現状	(3)	[1] 実施例における目づまりの原因	(15)
[2] 地下水人工涵養の目的	(3)	[2] 目づまりに伴う比注入量の減少	(18)
[3] 地下水涵養の方法	(6)	6. 目づまりの発生機構とその対策	(19)
3. 注入井における水頭損失	(7)	[1] 目づまりに関する室内実験	(19)
4. 注入井における目づまりの原因	(9)	[2] 懸濁物による目づまりに関する実験結果とその定式化	(23)
[1] 注入水中の懸濁物による目づまり	(10)	[3] 目づまりの対策	(36)
[2] 注入井や帯水層中の微生物の増殖による目づまり	(11)	7. 注入井の適用	(44)
[3] 溶解鉄・マンガンおよびストレーナの腐食による目づまり	(12)	8. 結 論	(46)
[4] 帯水層内の化学反応による目づまり	(13)	9. 結 語	(47)
[5] 気泡による目づまり	(15)	参考文献	(47)

1. はじめに

地下水は古くから我々の生活と深い結びつきを有してきた。これは地下水が利用者にとって様々な利点を有しているからにはほかならない。地下水を安定して効果的に開発するためには多くの技術が必要である。しかし、地下水にかかわる様々な技術の中で地下水の人工涵養技術は自ら地下水を生み出すという意味で画期的な技術といえることができる。

ここで人工涵養技術を必要とする背景について考えてみよう。文明の発達に伴う人口、産業の集中は水需要を増大させている。このため地域によっては地下水が自然循環量を上まわって開発され、いわゆる地下水の過剰揚水が発生し、このため地下水障害が深刻化している。

地下水は自然に地層に貯留され、容易に揚水井によって取水可能であるから、異常湛水時あるいは災害時における水源としての価値は高い。しかし、自然に地下水へ供給される量には限度がある。そこで、人工的な涵養を行って地下水を強化することが必要となる。

また最近では、地下水を積極的に表流水と一体運用することによって水資源開発を図り、水資源の逼迫を解決し、異常湛水に対処することが考えられている。いわゆる地下貯水池構想である。さらに、洪水防衛に関しても、洪水を海に流去させるだけでなく、表面流出を地下へ浸透させることによって柔軟に対応することが望まれている。

このような地下水と表流水の一体運用の機軸たしをす

る技術が地下水涵養技術なのである。

涵養技術は二つに大別される。地表面に水を張って浸透させる拡水法と井戸から注入する注入法である。いずれの方法にせよ、次第に浸透量が減少したりあるいは注入井内の水位が上昇するといった、いわゆる目づまり現象が発生する。地下水とは雨水等が長い時間を要し、そこにあるべき条件を満たしつつ浸透したものである。人工涵養とはいわばこの過程を省略し、表流水を直接的に地下水化するものであって、そこには地下水と帯水層が一体となった拒絶反応が予想される。これが目づまり現象と考えられる。特に注入井における目づまりは、直接人間が触れることができない所で発生するものであり、その究明には緻密なデータの集積とその繊細な洞察、解析が不可欠である。わが国において、注入井における人工涵養が数多くくり返されてきたのは、注入井による地下水人工涵養への期待が高いこともあるが、注入井の注入に伴う目づまりが充分解明されるところまでいわず、試行錯誤的になされてきたこともその理由の一つであろう。

注入井による地下水涵養に関する研究は、これまであまり多くない。その研究も目づまり原因の一つだけをとった基礎的研究であったり、現地実験の結果に関する現象的な考察にとどまることが多く、注入井による地下水涵養技術は、まだその体系化に至っていない。目づまりの原因は種々考えられていても、実際に注入を実施する場合、どの原因が卓越するか、また現地で目づまりが発生しても、どの原因によるものであるかということとはこれまで明確にならない場合が多かった。

本研究は、注入井における目づまりの原因と発生機構およびその対策を明らかにすることにより、注入井による地下水涵養技術の確立を旨とするものである。まず、第2章では、地下水人工涵養の必要性と注入井による地下水涵養技術の位置付けを明確にするために、概論的に地下水の人工涵養の沿革、方法、目的を述べる。第3章では、目づまりの問題に先立ち、注入と揚水での損失機構の違いについて述べ、比注入量が比排水量と比較して小さくなる理由について考察する。第4章では、目づまり現象の概念を明確にするとともに、個々の原因による目づまりの特性を述べ、重要かつ発生頻度の高い目づまりの原因を明らかにする。第5章においては、わが国におけるこれまでの代表的な現地注入実験に関して、比注入量の減少傾向等について考察し目づまりの原因を推定する。第6章では、第4章、第5章における結果をふまえ、目づまりの発生機構およびその対策を明らかにするために実施した室内実験の方法について述べる。そして、懸濁物による目づまりに関する実験結果に基づき、懸濁物による目づまりの特性を定式化し、実際の注入井における懸濁物による目づまりに伴う比注入量の変化を予測する理論を展開する。さらに、微生物の関与した目づまりを実際の注入井での流れに近い状態で再現し、再揚水による比注入量の回復効果について考察する。第7章においては、注入井による地下水涵養技術の適用について注意すべきことを述べる。

2. 地下水人工涵養

(1) 地下水人工涵養の沿革と現状

地下水の人工涵養は、河川伏流水が汚濁であることから、地層で浄化し、都市用水として供給する目的で始められた。すでに1810年にスコットランドで浸透池による涵養が実用化されている。時代とともに涵養の目的も多様化し、1890年には表流水の地下貯留を目的とした人工涵養がイギリスで実施されている。さらに1931年にはニューヨーク州ロングアイランドで、地下水の過剰揚水による塩水侵入が顕著となり、使用水の地下還元が法律で義務づけられた。現在においても、注入井による下水高次処理水の注入実験、浸透池による涵養がなされている。イスラエルにおいては、砂漠の農地化に伴う水需要の増大に対して、1959年以降雨期の非灌漑期に地下水を涵養し、乾期に農業用水として揚水することが行われている。イスラエルにおいて水資源は、開発から利用まで統一的に管理されており、この地下水涵養事業は、国土全体を利用した大規模な地下貯留による水資源開発といふべきものである。このように、地下水涵養事業は、地

点あるいは地域での涵養から、国全体で行われる国家事業の規模にまで発展してきている。

わが国では、昔から水田あるいは溜め池によって、結果として地下水涵養がなされてきたのであるが、明確な意図で実施されたものとしては、1939年（昭和14年）、愛媛県宇和島市で揚水干渉対策として行われたものが、初めてとも言われている。記録が残っているのは、1951年武庫川河川敷で地盤沈下対策の一環として行われたもので、これは表流水を注入井で涵養したものである。その後、1960年代では空調水の注入井による還元が頻繁に行われるようになり、札幌では今もさかんに実施されている。1970年代になると、地下水低下、地盤沈下等の地下水障害が顕著となったため、地下水障害対策として公共機関によって、研究的に数多く実施されている。中には、地下水利用者から協力金という形で必要経費を補充し、事業に近い形で進んでいるところもみうけられるが、本格的な事業化はこれからという段階である。

(2) 地下水人工涵養の目的

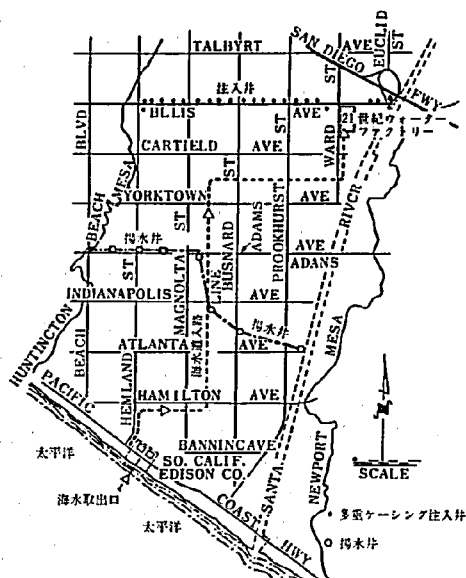
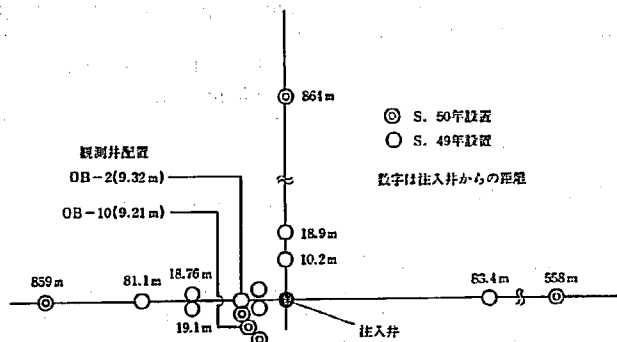
地下水人工涵養の目的は時代とともに多様化してきたが、大きくわければ地下水障害対策、地下水が有する特性を活用するためのものに二分されよう。前者に属するものに、塩水浸入防止と地盤沈下防止がある。後者に対しては以下のことが挙げられる。地下水は水質が良好で、季節を通じ水温は一定に近い。また、地下水が賦存する帯水層は広く分布し、その貯留能は大きい。人工涵養によってこのような地下水にかかわる利点を活用することができる。

1) 塩水の浸入防止

塩水浸入防止は海岸線に沿って地下水位を連続的に高め、海水の内陸部への浸入を防ぐものである。図-1はアメリカカリフォルニア州オレンジ郡で行われた塩水浸入防止のための人工涵養の例¹⁾である。涵養水は、下水の高次処理水と深層地下水とを混合したものである。図-1中の注入井で涵養され、注入井上流域の塩水化が防止される。注入井下流に設置してある揚水井は、上流域の地下水位の低下したとき、塩水を揚水して塩水域の地下水位を低下させ上流域へ塩水浸入をおさえるためのものである。当初は海水を淡水化して注入水源とする計画であったがオイルショックのため、もっぱら下水高次処理水の注入が行われているのである。地下水はこの地域の唯一の水資源といってよく、その保全と利用に対する熱意が感じられる。

2) 地盤沈下の防止

一般に見られる地盤沈下は、過剰揚水によって帯水層をはさむ圧伝圧土層から間隙水が絞り出され、それが圧密収縮することによって生じている。よって、地盤沈下

図-1 アメリカカリフォルニアにける塩水防止のための地下水涵養例¹⁾図-2 大阪市鶴見区注入実験注入井、観測井配置図²⁾

進行の防止は帯水層の地下水頭を高め、粘土層内の間隙圧を回復させることによって可能となる。

大阪市鶴見区で、地下水人工涵養の地盤沈下対策としての効果に関する調査³⁾がなされた。図-2に注入井、観測井配置図を 図-3 に注入、揚水に伴う帯水層の地下水位、加圧層の間隙圧変化を示す。間隙圧は注入、揚水に敏感に反応して、間隙圧の回復が容易になされている。ただしこれは帯水層に近接した加圧層での観測であることに留意する必要がある。

3) 地層での浄化

地層での浄化を目的とした涵養は最も古く、現在でも

浄化を目的として、多くの涵養がなされている。地下水が水質的に恵まれているのは表流水が地層で浄化作用を受けて、浸透してきたためである。このことから、人為的に良質な水を生み出す目的で地下水涵養が行われるわけである。図-4はスウェーデンのウプサラ⁴⁾で行われている人工涵養の模式図である。

4) 帯水層の蓄熱利用

地下水の温度は気温に比べて一般的に夏は冷たく、冬は温かい。これを利用して、夏には冷房に冬には暖房あるいは消雪に用いることが可能である。一歩進めた帯水層の蓄熱の利用を目的としたシステムが図-5に示すよう

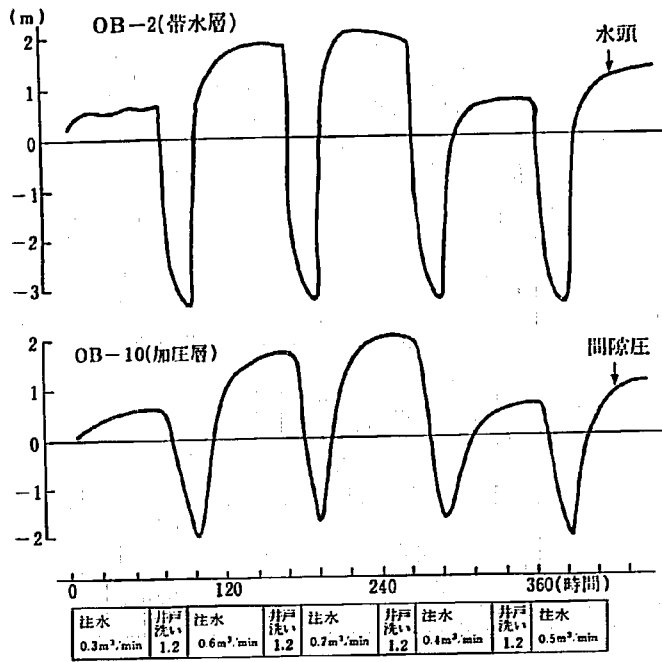


図-3 帯水層、加圧層で水頭、間隙圧変化⁽¹⁾

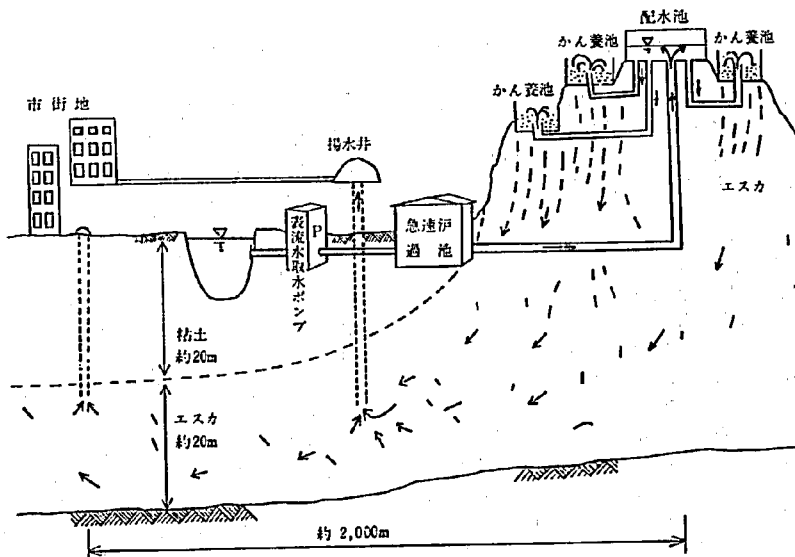


図-4 ウプサラでの地下水涵養模式図⁽¹⁾

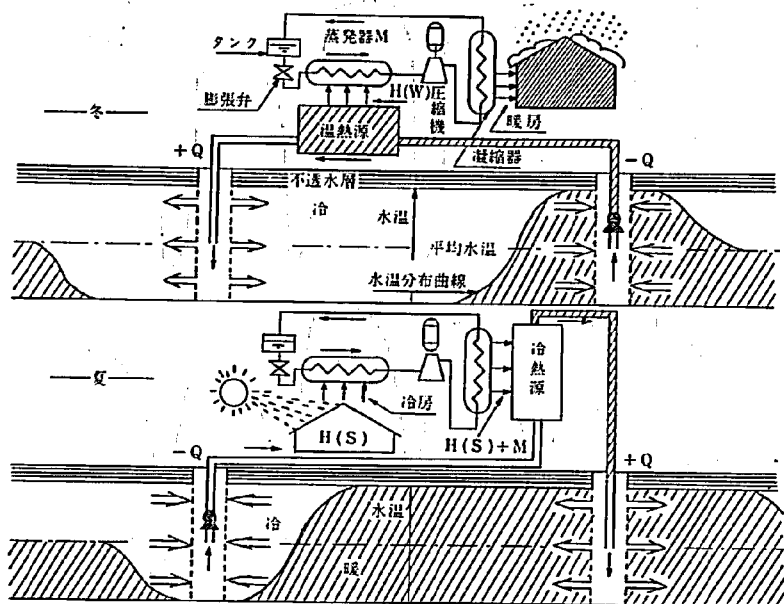


図-5 地下水涵養による帯水層の蓄熱利用の模式図⁹⁾ (横山原図)

に提案されている⁹⁾。夏に冷房用に用いられ温かくなった地下水を注入井で注入し、地下に還元する。冬は、夏に注入した温まった地下水を揚水し、暖房、消雪に用い、さらに地下に還元して、夏に冷房として用いる。二本の井戸を揚水井、注入井として交互に用いるため、注入井の目づまりもシステムの中で回復されるようになっている。

5) 地下貯留

従来、地下水は揚水井の掘削によって開発され、その開発は地下水開発と呼ばれるものである。これまでの地下水開発には、地下水資源という認識がなされず、地下水障害の発生するところとなった。資源はその有効利用のために管理されなければならない。

地下貯留は、表流水と地下水の一体管理運用のもとに表流水と地下水の流動、賦存特性を生かした水資源開発のために必要なものである。具体的には、表流水に余裕がある時に地下へ貯留し、表流水に不足が生じた場合に地下の貯水池から補給するものである。日本のように、地下水位が高い場合には退水時に地下水から補給し、河川に余裕のあるときに、河川水を涵養して、地下水位を

元に復帰させる方が望ましい。

〔3〕 地下水涵養の方法

地下水の涵養方法は、井戸による注入法と地表面に水を張って浸透させる拡水法に大別される。概略まとめると図-6のようになる。涵養の方法はその目的、涵養のための種々の条件(涵養水量、水質、地形、地質)によって異なるため、経済的で目的にかなった方法を選択しなければならない。

注入法は、地盤沈下、塩水侵入の地下水障害対策および帯水層の蓄熱利用に用いられる。拡水法は多量の表流水を広い面積から浸透涵養させる場合に適する。拡水法は拡水施設、浸透の状況、条件によって区別される。河床法や洪水法は自然状況をうまく利用する方法、浸透池法、水路法は浸透池、水路等の浸透施設を設置し、涵養する方法、水田法は水田を浸透池として利用する方法で非灌漑期に涵養を図る方法である。地下埋管法は図-7に示すように畑地等の地下に陶管等を敷設し、注入・浸透させる方法で土地利用と競合せず、広く平面的な涵養が可能である。



图-6 地下水涵養方法の分類

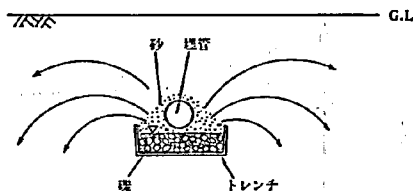


図-7 地下埋管法の模式図（一例）

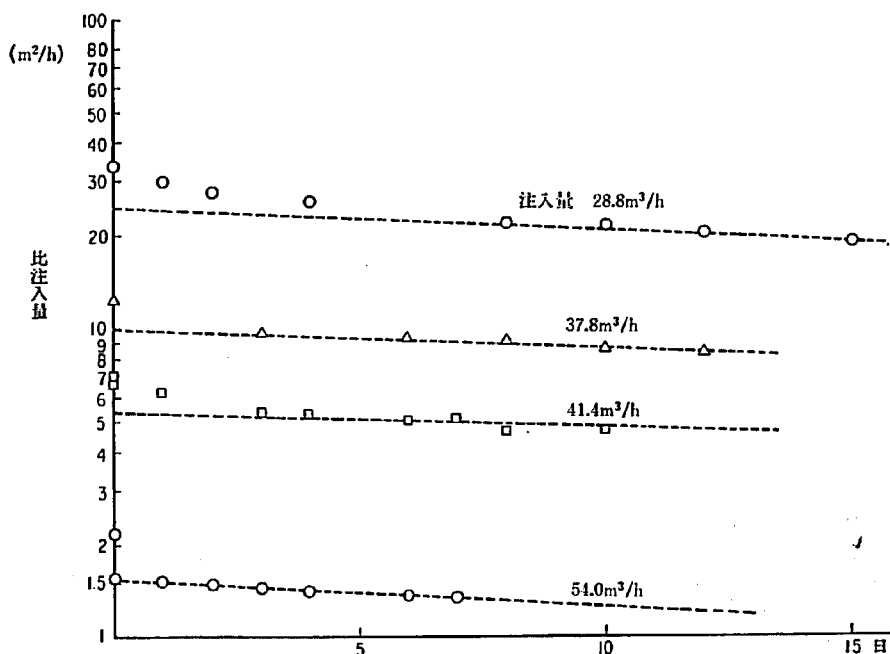
揚水井はすぐれた地下水の取水機能を有している。涵養の場合にも同様な能力を期待して、一般的に実施されるのが注入法である。しかし、抽水法と異なり、狭い井戸壁を通じ、長時間にわたって多量の涵養水が注入されるため種々の原因による目づまりが発生しやすく、涵養水の水質には注意を要する。しかし、良好に作動すれば、狭い土地で多量の地下水涵養が可能で、また揚水井を兼ねることもできるという利点を有する。注入法でなければ所定の涵養目的を満足させることができない場合もあり、涵養技術は注入、抽水法の両手法が技術的に確立されることが望ましい。

図-8 に代表的な注入井構造を示す。注入井は、注入パイプ、揚水（逆洗）パイプが入り、揚水井より径は大きくなる。注入に伴う注入井内水位を監視するため地下水位計が設置される。注入、再揚水というように、注入井近傍の帯水層微細粒子は反復的な流体力を受けるため、流動しやすい状態に置かれる。微細粒子の流動を防ぐため、ストレーナの開口率を大きくし、グラベルパッキング等を念入りに行うことが必要となる。

先に述べたように、注入井では注入に伴う目づまりが発生しやすい。そのため注入井によって地下水涵養を行う場合、常に目づまりを監視し、その対策を考慮に入れながら実施することが必要となる。注入井での目づまりの発生と進行は、注入に伴う注入井内水位の挙動によって判断する。しかし、注入時の注入井内水位の変化は、揚水時のそれからの類推のみだけでは説明が困難な場合も生じるから注意を要する。

3. 注入井における水頭損失

揚水井あるいは注入井の能力を比較する場合、比揚水量、比注入量が物理量として用いられる。ここで比揚水量、比注入量とは次式で示される。

図-9 栗野における注入量による比注入量の变化⁽¹⁾

$$\text{比揚水量} = \frac{\text{揚水量}}{\text{揚水時の揚水井内水位低下量}}$$

$$\text{比注入量} = \frac{\text{注入量}}{\text{注入時の注入井内水位上昇量}}$$

井戸からの揚水、注入に伴う帯水層での地下水の流れを、いわゆるダルシー則の成り立つ層流と考えると、同量を揚水あるいは注入を行う場合、流れの抵抗は同じである。しかし、同じ井戸においても比注入量は比揚水量に比較するとかなり小さくと言われている。つまり揚水量と同量の注入を行えば、揚水時より流れの抵抗が大きくなることになる。これは、注入の場合と揚水の場合での損失機構が異なることを意味している。注入と揚水では流れの形態が異なるため流れの抵抗に違いが生ずること、次章で説明する種々の原因による目づまりの発生がその理由と考えられる。まず、流れの形態の違いについては、流れの乱流への移向が考えられる。実際のストレーナ付近の流れは、揚水量あるいは注入量が大きくなると、層流から乱流への遷移が生じるものと考えられる。

平塚⁽¹⁾で行われた注入実験を例にとって考えてみると、注入井に径 300 mm、ストレーナ長 20m、ストレーナの開口率は約 30%、注入量は、60 m³/h で、スリッ

トでの平均流速は 0.3 cm/sec である。この場合でも、レイノルズ数は、 u を多孔帯中のみかけの流速、 d_m を平均粒径、 ν を動粘性係数とし、 $d_m=0.1\sim 1\text{ cm}$ 、 $\nu=0.01\text{ cm}^2/\text{sec}$ (20°C の場合) とおけば、

$$R_e = \frac{u d_m}{\nu} = \frac{0.3 \times (0.1 \sim 1.0)}{0.01} = 3 \sim 30 \dots (3-1)$$

となり多孔帯中の限界レイノルズ数 $1 \sim 10^{(1)}$ を超える。これはあくまで帯水層を均一と考えた場合であって、実際の帯水層においては、流れは一様となることはなく、ストレーナからの流速も不均一となるのが普通であろう。この場合には、ストレーナ付近での乱れによる損失（いわゆる井戸損失）はより大きくなる。さらに、注入時ストレーナからは柱が流れる流れとなること、乱流から層流へ移向する場合は、その逆と比較して、乱流域が広がることから注入時には揚水時より損失が大きくなることが予想される。

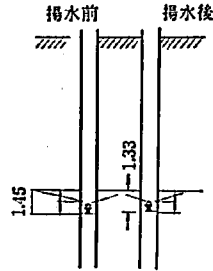
図-9 は栗野⁽¹⁾における注入に伴う比注入量の変化を示したものである。ここで注目したいのは、注入量が多くなると、注入井及び注入井の近傍の帯水層での抵抗が大きくなり、比注入量がかなり減少するという点である。その理由としては注入時に空気泡の発生が注入井内で生じているため、空気泡を原因とする目づまりによ

て比注入量が減少していると考えられるかもしれない。しかし、その減少が非常に短い時間で生じていて、徐々に進行する一般的な目づまりとは異なった挙動を示していること、また、注入量が大きいと空気泡の供給量も大きくなって、注入量の大きい場合には、注入日数の経過に伴って、比注入量の減少が速くなってしかるべきであるが、そのような現象がみられないことを考えると、原因が他にあることが推定される。

このような大きい抵抗の変化は、注入に伴う帯水層微細粒子の移動による抵抗増と考えられる。帯水層が均一でなく、透水性のよい部分が偏在していると、揚水、注入時そこでの流れは速くなり、充分帯水層材を移動させるほどの速度を有することになる。図-10¹⁾ は平塚で行われた注入実験の前に実施された揚水の前後での帯水層での損失を比較したものである。揚水後の損失が小さくなっていることが示されている。これは帯水層内の微細粒子が注入井に流出したため、帯水層における透水性が向上したためと考えられる。揚水井には、通常、砂溜めが設けられるが、これは揚水に伴い帯水層から、通常砂粒子が揚水井内へ流出することを意味する。揚水の場合には、微細粒子が揚水井内へ流出するため、帯水層の透水性が高まることになるが注入の場合には、注入井の回りの微細粒子が流れとともに帯水層内へ浸入し、流れが弱まった所で沈降するため、そこでの透水性を劣化させることになる。注入量が大きければ大きいほど、この現象は顕著になるであろう。

注入量あるいは揚水量が大きくなると、帯水層の不均一性のため、流れの乱流化、帯水層材の移動が生じ、注入の場合には抵抗が大きくなり、比注入量は減少すると考えられる。表-1¹⁾ は大阪で行われた、注入、揚水実験での注入井内の水位上昇量あるいは低下量を比較したものである。注入量が小さい場合には注入井内水位上昇量が揚水の場合の低下量とほぼ同じであるが、注入量が大きくなれば、揚水の場合の低下量より水位上昇量が大きくなり、抵抗が増加することを示している。

さらに、帯水層での損失に起因するものではないが、帯水層の定常に達するまでの過渡的現象として比注入量の変化が観測されることがある。帯水層の貯留係数が大きかったり、粘土層にはさまれていると、揚水テストにおいて定常に達するのにかなりの時間を要するが、このような帯水層で注入を行うと定常に達するまでに、徐々



平塚における注入実験に先立つ揚水前後における帯水層での損失の比較
 $Q=60 \text{ m}^3/\text{h}$
 数字は損失水頭 (m) を示す

図-10 平塚市における揚水による損失の減少¹⁾

に比注入量が減少するという現象が見られる。図-11¹⁾ は大阪における注入に伴う帯水層での地下水頭変化、比注入量の変化を示す。注入開始から5日目まで帯水層での地下水頭が定常に達すると、比注入量も5日目からその減少傾向に変化が見られる。注入開始から5日目までは主に帯水層の定常に達するまでの過渡的現象による変化であり、5日目以降は目づまりに起因する変化と判断される。

以上、注入に伴う注入井内水位あるいは比注入量の挙動の特性について述べた。目づまりによって比注入量が変化する前に、こういった現象による比注入量の変動がみられる。注入井による涵養の基本的な現象として把握しておくことが重要と思われる。

4. 注入井における目づまりの原因

注入井による地下水涵養を行なう場合、技術的に最も問題になるのが、注入に伴う目づまりの発生である。同様に、注入井内の水位上昇あるいは比注入量の減少となっており、前章で述べた比注入量の変化が比較的短時間のうちに起こるのと異なって、長時間にわたって、その減少が徐々に進行する。

目づまりとはその言葉が示すとおり、地層の間隙が塞がれることを意味し、注入井による涵養の場合には、ストレーナに面した帯水層の間隙の減少による透水性の劣化が生じることになる。注入井による涵養は狭いストレーナを通して長時間にわたって行われることから、目づ

表-1 大阪鶴見区における注入、揚水での井戸内の水位上昇、低下量

	0.2 m ³ /min	0.3 m ³ /min	0.4 m ³ /min	0.5 m ³ /min	0.6 m ³ /min
水位上昇量 (注入)	0.8 m (24 h 後)	1.4 m (24 h 後)	1.6 m (24 h 後)	4.1 m (24 h 後)	4.0 m (1 h 後)
水位低下量 (揚水)	1.1 m (")	1.6 m (")			3.0 m (")

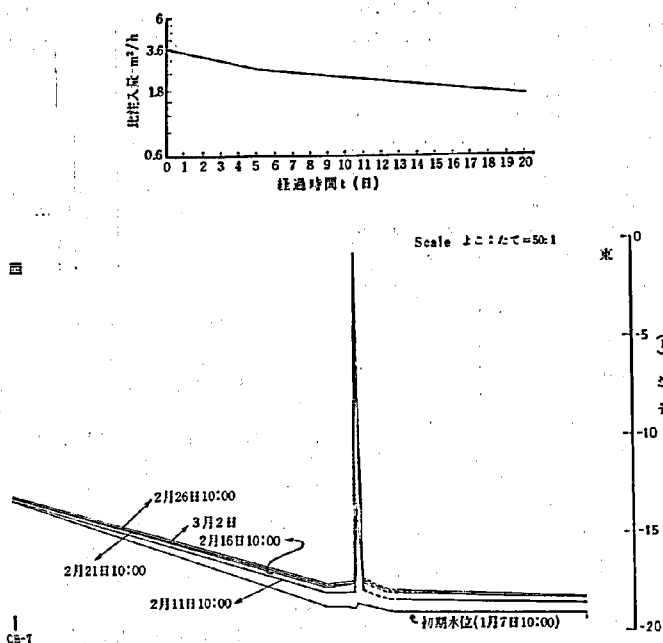


図-11 大阪鶴見区における注入実験での帯水層の水位変化と比注入量⁹⁾

まりの発生がごくその近傍に限られることと、注入水の総負荷的なものが目づまりに直接影響を与えと考えられるから、注入水質のわずかな悪化が目づまりを大きく進展させることが予想される。

注入井の目づまりの原因として、これまで次の5項目が考えられてきた。

- ① 注入水中の懸濁物質
- ② 注入井や帯水層での微生物の増殖
- ③ 帯水層内の化学反応
- ④ 気泡
- ⑤ 土粒子の配列変化

その他に、注入井のケーシングおよびストレーナの腐食によって生じた酸化鉄による目づまりも発生することが、現地既往実験結果から推定され、室内実験⁹⁾によって確認された。腐食によって生じた酸化鉄が注入水中に懸濁物として付加されるから、注入水中の懸濁物質による目づまりの範ちゅうには入るかもしれないが、後で述べるようにその懸濁物の発生に特色があるので、別項の原因として考えた方がよいであろう。

〔1〕 注入水中の懸濁物による目づまり

懸濁物による目づまりは、長時間にわたって注入がな

されると、注入水中の懸濁物が注入井近傍に蓄積され発生する。注入は長時間続けられるから、懸濁物濃度はわずかであっても、負荷量としてはかなりの量に達し、これがストレーナに面した狭い部分に集中して抑留されることになる。

注入水から懸濁物を完全に排除することは非常に困難であるから、いかなる注入においても、懸濁物が目づまりの原因となりやすい。図-12⁹⁾ はイスラエルで行われた注入における目づまりによる比注入量の減少を示す。注入水の水質は水道水と同等で SS 濃度は 1 ppm 程度であるが、冬の非灌漑期に注入井 1 本当たり約 200 kg にも達する。図-13⁹⁾ は上越市での注入水中の濁度と注入井内水位の上昇を示した図である。濁度の上昇に伴い注入井内水位の上昇傾向がみられる。

懸濁物には有機性と無機性があり、洪水時の河川水には高濃度の無機性懸濁物あるいは浮遊物が含まれるが、平水時には有機性懸濁物の含有率が高くなる。上流にダム等貯水池があると、らん藻類が発生し、懸濁物の大部分を占めることがある。有機性懸濁物が抑留されると微生物による目づまりへと進展するが、有機性懸濁物は帯水層内で微生物によって分解され、消滅することもある。

る。無機性懸濁物は分解消滅することがないから、高濃度の無機性懸濁物の注入は帯水層の間隙を完全に塞ぐことになり危険である。洪水時の河川水の注入による目づまりは回復が不可能となるから避けなければならない。

〔2〕 注入井や帯水層での微生物の増殖による目づまり

微生物の増殖による目づまりは懸濁物質による目づまりは懸濁物質による目づまりと関連が深い。有機性の懸濁物が帯水層内に抑留されると、有機性懸濁物を栄養源として微生物の増殖が始まる。それに伴い微生物からの粘着性物が分泌されて、注入水中の懸濁物がいっそう捕捉されやすくなる。さらに、注入水中の溶解性有機物、栄養塩が微生物として固定される。微生物はそのほとんどが水分であり、間隙を体積的に占める率が高く、重大な目づまりへ進展することもある。

微生物による目づまりは、注入水中に含まれる有機物等の栄養類の濃度、注入量、注入水温、帯水層の間隙特性に關係する。図-14⁽¹⁾は注入水温の違いによる微生物による目づまりの発生状況の違いを示したものである。この場合一定水位の下で浸透を行っているので、浸透量の減少で目づまりの程度が判断される。注入水温が高いと微生物の増殖が活発で、微生物による目づまりの進行が顕著である。夏場には注入水温が高いので微生物による目づまりが発生しやすいことになる。

現地の注入において、微生物による目づまりの発生状況は非常に把握がたいものであるが、アメリカニューヨーク州ロングアイランドでの注入実験⁽¹⁾では、次のような現象が報告されている。

- ① 大腸菌の増殖が注入井の回りで見られたこと。
- ② 高濃度の鉄・リン酸塩・有機物が注入井のすぐ近傍で観測されたこと。
- ③ 注入井内の水位上昇が注入水中の懸濁物濃度だけ

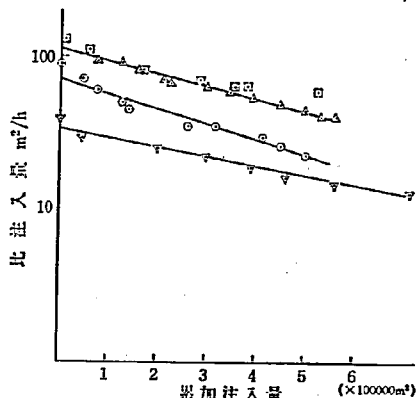
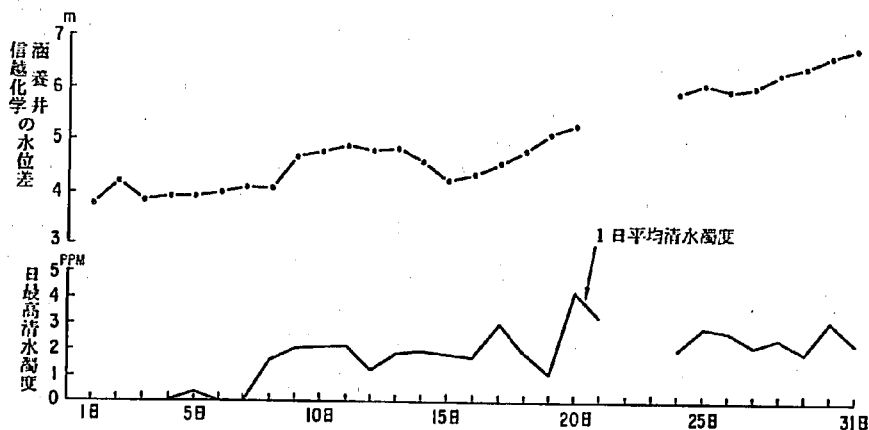
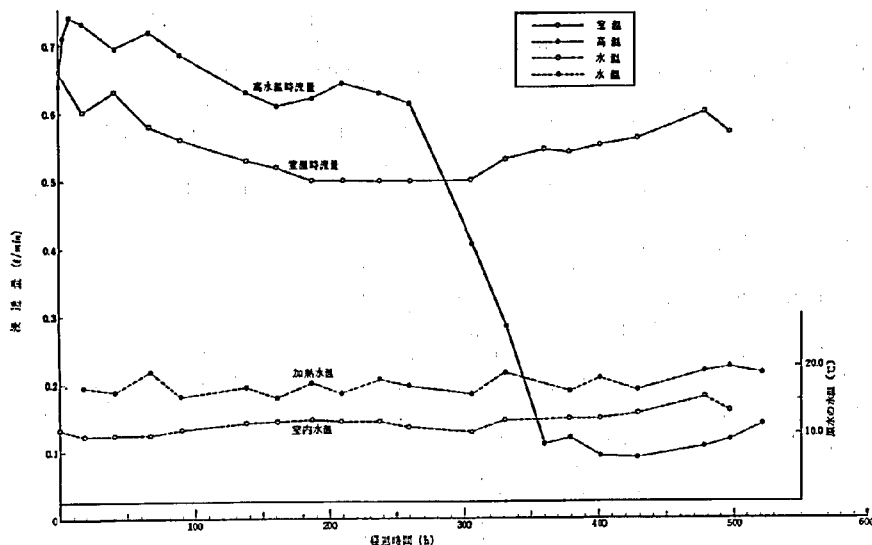


図-12 イスラエルにおける注入井での注入に伴う比入量の変化⁽¹⁾



(注) 信越化学・函美井の地下水位差は、信越化学と函美井の動水位の1日平均地下水位の差
清水濁度は1日1時間以上持続した最高濁度

図-13 上越での注入水濁度と注入井水位上昇⁽¹⁾

図-14 注入水温と目づまり⁽¹⁾ (室内実験)

では説明がつかないこと。

- ④ 有機体の増殖を制御する化学物で処理したところ、注入井の注入効率の回復がみられたこと。

そこでの注入水は下水の高次処理水で、次のような処理がなされている。すなわち活性汚泥処理による二次処理後、凝集沈殿→二層伊過→活性炭伊過→塩素処理が行われている。処理後の濁度は SiO_2 として、 $0.6 \text{ mg/l} \sim 1.0 \text{ mg/l}$ であるが、溶解性有機物、栄養塩はかなり含まれている。微生物による目づまりを防止するために塩素が注入されるが、遊離塩素は、アンモニア性窒素と結合してしまうため、注入水塩素処理効果も薄らいでしまっていることに注意しなければならない。以上の例でもわかるように懸濁物の処理のみでは、満足な注入を実施する上で充分でなく、溶解性有機物・栄養塩まで除去しないと微生物による目づまりの防止は困難である。

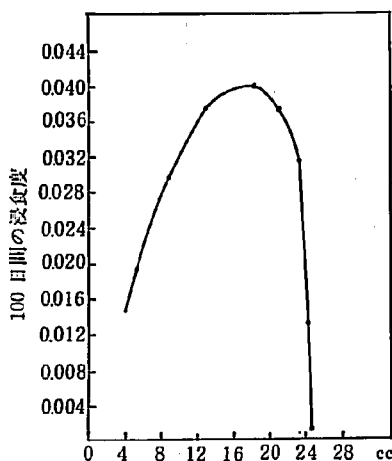
一方、カリフォルニア州オレンジ郡⁽¹⁾では下水の高次処理水が注入水として使用されている。アンモニアストリッピング、ブレイクポイント法によるアンモニア性窒素の除去、石灰処理によるリン酸塩リンの除去まで行われているため、ロングアイランドで見られるような微生物による目づまりは発生していない。

〔3〕溶解鉄・マンガンおよびストレーナの腐食による目づまり

注入水に含まれる溶解鉄・マンガンが酸化され、Fe

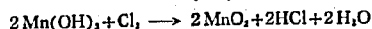
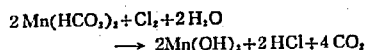
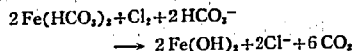
$(\text{OH})_2\text{Fe}_2\text{O}_3$ 、 Mn_2O_3 等の形で注入井の近傍に蓄積され、目づまりとなる。浅層の地下水を注入源とすると、 Fe^{2+} 、 Mn^{2+} が溶解していることがあり、空気中の酸素と結合し、酸化鉄・酸化マンガンとして析出し、目づまりの原因となる。また表流水中にも、フェミン鉄として二価の鉄が溶解している場合もある。このような注入水を塩素処理を行えば塩素によって、二価鉄が酸化され、注入井の近傍に抑留され目づまりの発生源となる。また、二価鉄が含まれた注入水を注入すれば、ストレーナ付近で二価鉄が三価鉄に酸化されるときに、鉄バクテリアが繁殖し、重大な目づまりとなる。わずかな二価鉄濃度であっても注入によって絶えず補給されると、鉄バクテリアは発生する。都市域からの雑排水の流入する下流域での河川水には、二価鉄が溶解している場合が多く、そのまま注入すれば鉄バクテリアによる目づまりが発生する。生物酸化装置等によって、二価の鉄を三価の鉄へ変換しておくことが必要となる。鉄バクテリアによる目づまりは、酸化鉄によるそれより、間隙の閉塞率が高いため、より顕著となるからである。

注入水に元素 Fe^{2+} 、 Mn^{2+} が含まれてなくても、注入井のケーシングおよびストレーナの酸化腐食によって、酸化鉄が発生し、目づまりの原因となる。注入水は一般的に河川水等の表流水を用いることが多い、表流水には飽和に近い溶解酸素が含まれていて、酸化能力を有する。掘水井のストレーナ、ケーシングの腐食は通常の荷


 図-15 鉄の腐食に及ぼす水中の溶解鉄量の影響 (清水他原図)⁽¹¹⁾

水層地下水の掘水の場合には聞かれない。これは、地下水にはほとんど溶解鉄が含まれていないため、ケーシング等が酸化されることがないからである。図-15⁽¹¹⁾は溶解鉄量と鉄の溶解度を示したものである。この図に基づいて、溶解鉄 10 ppm の注入水が 60 m³/hr で径 10 m、長さ 100 m の鋼管を流れるとすれば、流出部での鉄濃度は約 1 ppm と試算される。注入水が塩素処理され、遊離塩素が含まれると、酸化鉄の発生はより多くなる。

鉄およびマンガンの酸化反応は、塩素がある場合次のようになる。



さらに、鉄・マンガンの酸化物がどの程度の SS 量になるかを示したのが表-2である。鉄 1 ppm は SS として

は、1.4~1.9 ppm に相当することがわかる。

図-16 はコラム実験⁽¹¹⁾によるストレーナの酸化による目づまりの影響を示したものである。ストレーナを置いた方が、ストレーナの酸化によって酸化鉄が発生し、浸透量の減少つまり目づまりの進行が速くなっている。また、表-3⁽¹¹⁾は、実験終了後、鉄の抑留状況の調査結果である。ストレーナの酸化によって、鉄の表層への抑留が高まって、目づまりの原因となっていることが明らかである。

目づまりは、注入水が地下水に含まれない成分を含有しているということに起因すると考えられ、注入水中の懸濁物、あるいは微生物の増殖によって発生する目づまりは、最も一般的なものと考えられる。しかし、このように注入水中に特定の物質が含まれていなくても、溶解鉄があるということだけで、目づまりは発生することになる。注入井のケーシング及びストレーナをステンレススチール製にする、あるいは溶解鉄を除去するといった対策も考えられるが、経費の上で必ずしも望ましいとは言いがたい。ここに、注入井における目づまり防止の困難さの一端が示されている。

〔4〕 帯水層内の化学反応による目づまり

注入水と地下水が混合するとき、化学反応によって不溶解性沈殿物が生成され、目づまりが発生すると言われている。工業排水のような高濃度の化学物質が含まれている場合には、次のような沈殿物の生成が原因⁽¹²⁾と考えられる。

- ① アルカリ土類金属 (Ca, Mg, Sr 等) の比較的溶解しにくい炭酸塩、磷酸塩、硫酸塩、硫化物、水酸化物
- ② 鉄・アルミニウム、マンガン、クロム、錳、カドミウムの不溶性炭酸塩、水酸化物、磷酸塩、硫化物
- ③ 酸化還元反応の生成物

カルシウム、マグネシウムは地下水および表流水に豊富に溶解されているので、注入水と地下水との混合によって、それらの沈殿物が生成するような状況は容易に生じるとであろう。また、溶解性第一鉄は地下水によく含まれる成分であり、含有濃度が 10 ppm まで達するのは

表-2 酸化物の性状

成 分	式 量	Fe, Mn からみた比率	比 (g/ml) 重
$\text{Fe}(\text{OH})_3$	106.8	1.91	3.3~4.3
Fe_2O_3	159.6	1.43	5.1~5.2
$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	177.6	1.61	—
MnO_2	87	1.58	5.0
$\text{MnO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$	105	1.9	253

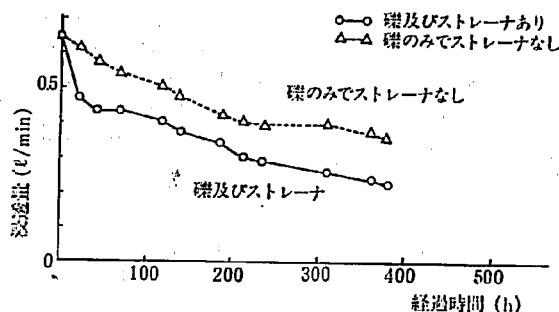


図-16 直カラムによる目詰り実験・流量変動図⁽¹⁴⁾ (ストレーナの腐蝕による影響) (室内実験)

表-3 各条件における通水終了後の各々層の単位体積当り Fe 量

各層のかき取り範囲		グラベルのみでストレーナなし	グラベル及びストレーナあり
グベ ラル	0~1 cm	0.0052 mg/cm ³	0.2491 mg/cm ³
	1~5	0.0110	0.0458
砂 層	0~1	0.0539	0.1422
	1~2	0.0441	0.0359
	2~5	0.0453	0.0491
	5~10	0.0406	0.0492
	10~20	0.0383	0.0496
	20~35	0.0334	0.0454
計		54.5 mg	101.75 mg

(注) 但し計の量は Fe の合計量を示す。

そうまれではなく、ときたま 50 ppm 以上になる場合もありうるという。鉄の沈殿物としては、水酸化物、硫化物等が挙げられる。注入水中に溶存酸素あるいは遊離塩素が含まれると、帯水層内で水酸化鉄あるいは酸化鉄の沈殿物が生成される。

以上のような化学反応は、ごく普通に見うけられるものであろうが、これらによって、どの程度、帯水層の透水性を減少させ目づまりとして現われてくるのかが、注入を行う上で重要である。この点について既往の室内実験結果⁽¹⁴⁾から、説明する。

塩化バリウムおよび塩化カルシウムの溶解液が含まれる砂層に、硫酸塩の溶解液を浸透させると、透水係数の減少は生じなかった。上記のような混合に伴う反応においては、生成物は量的に限界があり、生成される結晶性沈殿物によって、砂層の間隙はほとんど減少せず、透水性が低下する目づまりにまで至ることはないからである。

小さな結晶体の沈殿物による砂層間隙の閉塞効果より鉄・マンガン・アルミニウム等の酸化物あるいは水酸化

物のコロイド状沈殿物の方が、閉塞効果ははるかに高いことは明らかであろう。26,000 mg/l の鉄の溶解液で満たされた砂層に水酸化ナトリウム溶液を注入したところ約 30% 透水係数の減少が生じたが、1,000 mg/l の鉄の溶解液で満たされた砂層に水酸化アンモニア液を注入した場合には、ほとんど透水係数の減少は生じなかった。1,000 mg/l という高濃度の鉄の溶解液においてさえ、沈殿物の生成量には限界があり、砂層の間隙を閉塞させ目づまりが形成されるほどまで至らないためである。

以上のように、自然の地下水の状況とまったくかけ離れた場合においても、注入水と地下水の混合に伴う化学反応による目づまりは発生しにくいことが示されており、実際の注入においては、まず、発生しないと考えてよいであろう。懸濁物質あるいは微生物の増殖に起因する目づまりにおいては、注入井の近傍の帯水層の間隙が集中して閉塞されることによって、顕著となるのである。注入水と地下水の混合・化学反応は、帯水層全体に拡がるため沈殿物が集中することがないことも顕著な目づまりを呈しない大きな要因となっている。

〔5〕 気泡による目づまり

気泡による目づまりの発生は、溶存空気が過飽和となり、帯水層内で気泡化する場合、気泡が直接混入し、帯水層の空隙を閉塞する場合、あるいは、注入水中に化学反応によって気泡が発生し、帯水層内に持ち込まれる場合が考えられる。

被田地下水へ注入する場合には、溶存空気の析出による目づまりは発生しないと考えられる。というのは、帯水層での注入水温の昇昇による飽和溶存量の減少より、水圧昇昇による飽和溶存量の増加はるかに上まて大いからである。

注入管が注入井水面上で開いていると、注入水が水面に落下するとき空気泡が発生する。帯水層内へ流入する気泡の大きさは、注入井内の注入水の降下速度との関係で決まる。よって、注入量を小さくすれば気泡の流入は防げるが、効率よく注入ができない。注入管を注入井静水位より上げて、空気泡が発生しないように注入することが必要である。

微生物による目づまりを抑制するために、塩素処理が行われるが、このとき注入水にアンモニア性窒素が含まれていると、化学反応によって窒素ガス(N₂)が発生する。もし曝気しないでそのまま注入すれば、帯水層の空隙を塞ぎ、目づまりが発生する。

気泡による目づまりは、再揚水によって、容易に回復可能であるが、頻繁な再揚水を必要とし、注入効率が悪くなるのでやはり好ましくはない。

〔6〕 砂粒子の配列変化による目づまり

砂粒子の配列変化による目づまりといっても、漠然として、具体的にない。注入、揚水に伴う帯水層材の移動によって生じる流れの抵抗増の内で顕著なものと考えればいくらかは明確になる。揚水井において、揚水量を大きくすると、帯水層材がストレーナにつまり、揚水不可能となる場合もある。注入においても、注入量を多くしたり、圧力をかけて注入すると透水性が卓越した部分が、帯水層材によって塞がれて、比注入量が大幅に減少することが考えられる。この原因による目づまりは前述した目づまりと異なって比較的短期間のうちに発生すると考えられる。

注入・揚水のくり返しによって、注入井近傍の帯水層が反復的な作用を受け、締め固まり、透水性が劣化することもあるが、その可能性について、具体的な説明はなかなか困難である。

5. 注入井による人工涵養の実施例からみた目づまりの原因とその現象

〔1〕 実施例における目づまりの原因⁽¹⁾

前章では、個々の目づまりを原因別に説明し、それぞれの目づまりの発生の可能性について述べた。ここでは、これまでにわが国で行われた主な現地注入実験について、発生した目づまりの状況からその原因を明らかにする。どの原因、あるいはどのような状況において、目づまりが発生しやすいかを把握することは、注入井による地下水涵養技術の改善、目づまりの対策を確立する上で、非常に重要と考えられる。

調査対象の現地注入実験地は、秦野⁽¹⁾・大阪鶴見区⁽²⁾・大東市⁽³⁾・妻沼⁽⁴⁾・平塚⁽⁵⁾・佐賀白石平野⁽⁶⁾、上越市⁽⁷⁾・山形市⁽⁸⁾である。おのおのの実験地での注入帯水層の透水係数、注入水、注入井構造、比注入量半減注入高、考えられる目づまりの原因についてとりまとめたのが表4である。

注入帯水層の透水係数は、シルト分をいく分含む佐賀白石および山形市の場合を除いて、ほぼ 10^{-3} cm/sec のオーダー以上であって、いわゆる砂礫層とよばれる一般的に良好な帯水層である。

注入水として水道水を用いているのは、秦野、大阪および大東市での実験である。秦野の場合では、注入管が注入井内水面より上で開いていて、注入水が水面に落下する時に注入井内で空気泡が発生し、これが目づまりの原因と考えられている⁽¹⁾。注入井内の空気泡の挙動は、注入井内での注入水の速度分布、特にストレーナ付近での速度分布が単純でないため、極めて複雑である。また、ストレーナ付近では水圧昇昇のため、可能空気容存量も増加し、気泡が溶解することも考えられ、注入量と帯水層内へ持ち込まれる気泡量との関係の把握はなかなか困難であろう。ただ、わずか15分の再揚水によって回復がなされていることから、空気泡による目づまりであることが推測⁽¹⁾されている。秦野では先に述べたように注入井管の放流口が注入井内水面より上にあるという特殊な注入井構造となっているためであり、注入水を水面下で静かに放流すれば、空気泡の発生に伴う目づまりは避けることができる。また空気泡の発生は、溶存酸素量を増加し、持ち込まれた空気泡とともに、ストレーナ、ケーシングの酸化腐食を速め、酸化鉄による目づまりも伴うことになる。秦野においても、初期の再揚水は赤濁しており、酸化鉄による目づまりの可能性も示している。

大阪での実験での目づまりは、再揚水が赤濁していたことから、ケーシング、ストレーナの酸化腐食によって生じた酸化鉄が関与しているのは明らかである。ただ、大阪での水道水は淀川の河川水を処理したもので、わずかながら懸濁物質が含まれている。このため、イスラ

エルの実施例¹³⁾と同様に注入水の懸濁物質が注入井の近傍に蓄積され目づまりの一因となっているものと推定される。

大東市の例でもほぼ同様な原因と考えられる。注入帯水層中には1ppmの鉄分が含まれていて、注入水と混合して、帯水層内で酸化鉄の沈殿も生じていると考えられる。しかし、この理由では注入井近傍に集中して酸化鉄の沈殿が生じることはなく、前章で説明したとおり、混合に伴う化学反応による沈殿は目づまりまで進行することはない。再掲水を行うと、初期の揚水に集中的に酸化鉄が含まれていて、酸化鉄が注入井のごく近傍に蓄積されていたことを示している。注入井の深度は200m近くあり、注入水によって、ケーシング等が酸化されたものと考えられる。

妻沼、平塚、佐賀白石での実験は、実験地近くの地下水を実験水として取水している。平塚では浅い不圧地下水、佐賀白石は深層の被圧地下水、妻沼では、不圧地下水および被圧地下水の両方が実験水として用いられた。浅層地下水は深層地下水と比較し、鉄・マンガンが含まれたり、あるいは汚染されたりして、水質的に劣る場合が多い。妻沼では注入された浅層地下水には鉄3~5ppm、マンガン3~5ppmが含まれている。注入時、これらが酸化され目づまりの原因となっている。深層地下水を注入した場合には、注入に伴う注入井内水位の上昇あるいは比注入量減少は、前者を注入した場合と比較すれば、はるかに小さくなっている。

平塚の場合には、注入水の水質が調査されていず、目づまりの原因は明らかでないが、浅層の地下水が注入されているから、妻沼の例と同様な理由によるのかもしれない。

ない。

佐賀白石で用いられた深層地下水そのものの水質は明らかでないが、水路で取水され、水槽に貯留された後の水質分析によると、アンモニア性窒素は非常にわずかにあるがリン酸塩リンは0.27~0.35ppmも含まれている。貯留中にらん藻類が発生した可能性もあり、再掲水は黒濁し有機物の破片が含まれ、明らかに生物的な目づまりが示されている。

今後、注入井による地下水涵養がなされるとすれば、注入対象水は、河川水に代表される表流水であろう。このような点で、表流水を注入した、山形、上越での実験は注目に値する。特に上越では、河川水を処理し、一歩進んだ形で実験がなされている。

上越市での実験は、二級河川保倉川より注入原水として取水し、凝集沈殿急速ろ過で処理した後注入している。洪水等、保倉川の水質が悪化した場合には、注入水の濁度が5ppmにまで達する。図-13は注入水の濁度と注入井内の水位上昇とを明示したもので、注入水の濁度が高くなると、注入井での水位が上昇する傾向がみられ懸濁物による目づまりが発生していることが推定される。さらに、注入休止後、注入井内の水質検査によればG.L. 100m以深の注入井戸内に、赤褐色酸化鉄が含有されているのが検出され、最深部では1.2ppmの濃度となっている。保倉川ではほとんど鉄分は検出されないこと、また注入井の深部になればなるほど、酸化鉄濃度が高くなっていることから、ケーシングおよびストレーナの酸化腐食によって酸化鉄が析出したと考えられる。この酸化物の析出が目づまりの一因となっている。また同時に計測された注入井内の溶存酸素量(DO)は、注入

表-4 概算涵養実験における目づまり調査とりまとめ表

地名	透水係数	注 入 水	注入井構造 ①深度 ②径 (ストレーナ長)	比注入量半減注入高 (注入量)	考えられる目 づまりの原因
桑 野	3.4×10^{-3} cm/sec	水道水	① 85m ② 300mm ③ 18m	4.2×10^4 m ³ (38 m ³ /h)	空気泡、酸化鉄
大 阪	$1 \sim 5 \times 10^{-3}$	“	51m 300mm 7.5m	2.4×10^4 m ³ (30 m ³ /h)	SS、酸化鉄
大東市	1×10^{-3} (推定)	“	182m 250mm 37.5m	4.6×10^4 m ³ (63 m ³ /h)	酸化鉄
妻 沼	3.1×10^{-1}	地下水A 95m井 Fe+Mn 1.78 ppm B 5m井 “ 8.0 ppm	200m 400mm 39.5m	A 4.1×10^4 m ³ B 0.04×10^4 m ³ (60 m ³ /h)	酸化鉄、液化マンガン
平 塚	1.1×10^{-1}	浅井戸水	80m 300mm 25m	0.1×10^4 m ³ (60 m ³ /h)	?
佐 賀 白 石	$2.63 \sim 4 \times 10^{-3}$	深井戸水	165m 150~75mm 67.5m	— (定圧注入)	SS、微生物、酸化鉄
上 越	6.2×10^{-3}	表流水浄化(凝集沈殿・急速ろ過)濁度 2~3ppm	285m 300mm 47m	1.0×10^4 m ³ (53 m ³ /h)	SS、酸化鉄、微生物
山 形	2.1×10^{-3}	表流水(粗大のみ除去、清澄) Fe 0.4 ppm	84m 300mm 36m	3.6×10^4 m ³ (42 m ³ /h)	酸化鉄

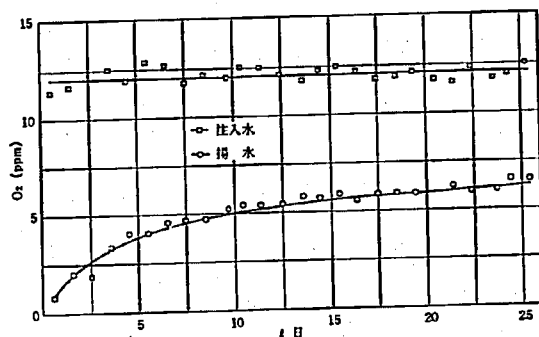


図-7 山形市注入実験における注入水、揚水の溶存酸素量の変化^{1),14)} (横山他原因)

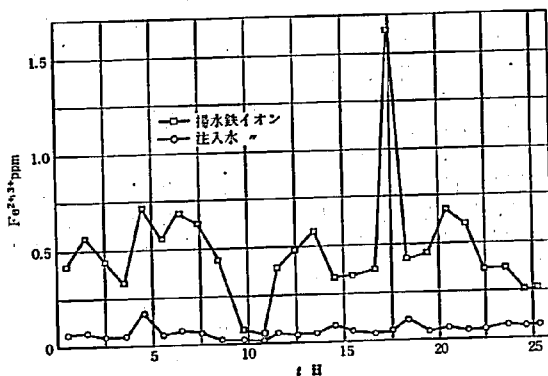


図-18 山形市注入実験での注入水、揚水の全鉄濃度の変化^{1),14)} (横山他原因)

前に 8.3 ppm あったものが、2 時間後、ストレーナ付近で 6.5 ppm に低下している。注入した直後であるから、地下水との混合による DO の低下と考えられず、ケーシングの酸化腐食のために、溶存酸素が消費されたものと推定される。

山形市での注入実験は側溝水と粗大ゴミをスクリーンで取り除くのみで、そのまま注入しているが、顕著な目づまりとはなっていない。注入水の蒸発残留物は注入帯水層の地下水のそれより少なく、非常に水質が良好である。ただ、注入水中には平均約 0.4 ppm の鉄が含まれ、これが注入井の近傍に蓄積され、目づまりの原因となっている。注入と揚水を 20 m 離れた二本の井戸で同時に行い、DO および、鉄濃度の変化が測定された。図-17 は注入水と揚水中の DO 変化を示したものである。時間の変化につれて、揚水中の DO は、注入水との混合によって、次第に注入中の DO の約半分に漸近していくが、図-18 に示されるように、注入中の鉄はほぼ、帯水中に

抑留されることが示されている。このように、鉄は、砂層等に捕捉されやすく、目づまりの原因になりやすいことがわかる。

目づまりは、注入水中に含まれるわずかな懸濁物等が徐々に注入井の近傍に蓄積されることによって発生する。水道水の注入においても目づまりは発生し、それは主にストレーナ・ケーシングの腐食による酸化鉄によるものである。ケーシング等の酸化腐食による目づまりの発生機構は、表流水を注入した上越、山形の実験での調査によって、明確に示されたことになる。

以上の既往調査によると、酸化鉄等を含めた懸濁物による目づまりがほとんどである。今後、表流水が主に注入源となることを考えると、上越の実験で示されたように、懸濁物（含む酸化鉄）による目づまりおよび有機性懸濁物が含まれると微生物が関与し懸濁物と微生物とが複合した目づまりの発生頻度が最も高いものと推定される。

〔2〕 目づまりに伴う比注入量の減少

図-19 は、目づまりの進行に伴う比注入量の変化を整理したものである。どの実験例においても、比注入量は累加注入量に対して指数関数的に減少している。このような目づまりに伴う特性から、目づまりの進行状況を比注入量の減少傾向によって、判定することが可能となる。表-4 に示してある比注入量半減注入高とは、比注入量が半減するまでの累加注入量を注入井のストレーナ面積で割って、ストレーナ単位面積当りに表わしたものである。注入帯水層が厚く注入井の径が大きいと、ストレーナ単位面積当りの目づまり原因となる負荷量が小さくなるので、目づまりの進行状況を判定する上で、比注入量半減注入高は、最も基本的なパラメータと考えられる。

比注入量半減注入高が極端に小さいのは、妻沼での15 m井の浅層地下水（鉄・マンガン含せて約8ppmが含まれる）を注入水とした場合と平塚での注入実験である。妻沼で45 m井の被圧地下水を注入した場合での比注入量半減注入高は15 m井の浅層地下水を注入した場合での比注入量半減注入高の100倍となっている。鉄・マンガンの目づまり原因となっていることが明らかで、水質が悪化すれば、目づまりが急激に進行することがわかる。平塚の比注入量半減注入高も、他の値と比較すると1オーダー小さいことから、ある程度の懸濁物が含まれていた

ものと考えられる。注入水が水道水か良質の地下水であれば、比注入量半減注入高は $4.0 \times 10^4 \text{ m}$ 以上となり、良好な結果となっている。良質な注入水を注入する場合のひとつの目安となると思われる。大阪で行われた注入実験での値は $2.4 \times 10^4 \text{ m}$ であって、上値の6割程度であるが、水道水といえど水質に差があること、また単位ストレーナ面積当りの注入量が大きく、ストレーナの開口率が小さいことなども、比注入量半減注入高を小さくしている原因となっていると考えられる。

山形市での実験では表流水をそのまま注入しにしているにもかかわらず、比注入量半減注入高は大きくなり、約 $3.6 \times 10^4 \text{ m}$ で、水道水等を注入した場合と同等である。これは鉄がわずかに含まれるものの、注入水は蒸発残留物が少なく、非常に良質なためと考えられる。

上越の比注入量半減注入高は注入水が濁度で最高5 ppm、平均で約2 ppmで、水道水と比較すると水質的にはかなり落ちるためか、水道水を注入した場合の約4分の1ほどの値となっている。しかし、上越の注入井はストレーナが長いため、図-19に見られるように、比注入量半減総注入量では、秦野、妻沼（45 m井の被圧地下水を注入した場合）の場合とさほど差がない。このことから、注入水を水道水ほどに良質に処理しなくても、濁度あるいはSSが2~3 ppmであれば、ストレーナを切るべき帯水層が厚かったり、注入井の径を大きくし、ス

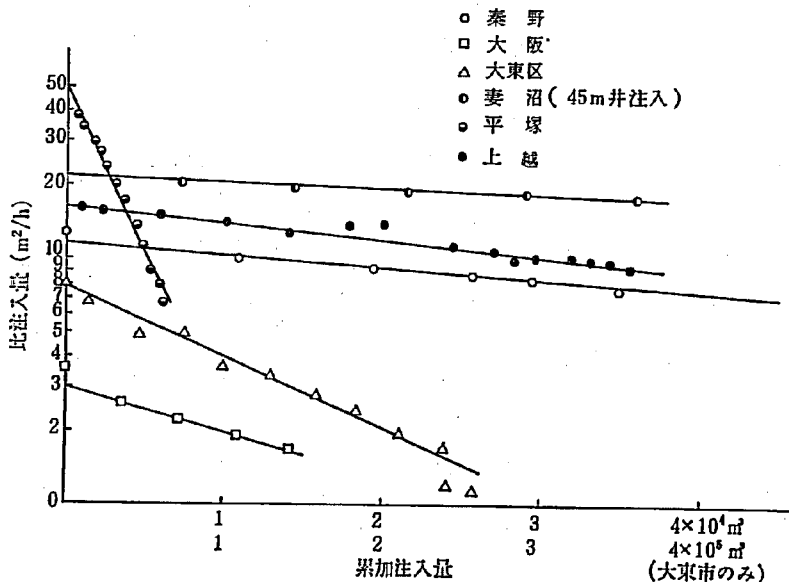
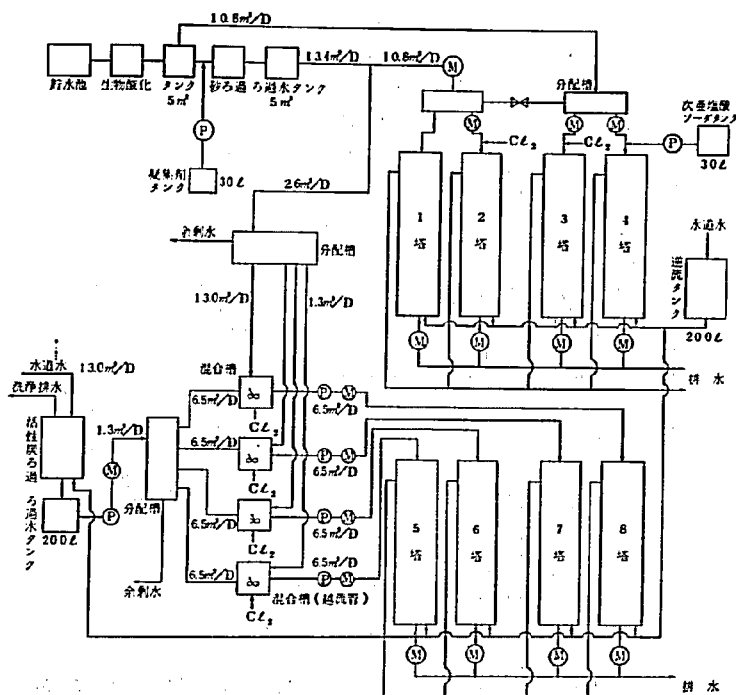


図-19 既往現地実験における比注入量変化



①は流量計、②はポンプを示す。

図-20 実験水フローシート

トレーナの開口率を大きくするなど工夫すれば、充分比注入量半減総注入量を多くすることが可能となる。濁度2~3 ppm は表流水を簡易処理した場合の平均的濁度と考えられるから今後の注入に対し、水質的な目安になると考えられる。一般に、透水係数が多いことは帯水層の間隙が大きく、目まじりの発生、進行が速いと予想されるが、現地実験での比注入量半減注入高と帯水層の透水係数との関係は明確でない。帯水層の透水係数が 10^{-3} ~ 10^{-1} cm/sec のオーダーであれば、目まじりの発生と進行は主に注入水の水質に大きく依存するといえよう。しかし、岩盤帯水層の場合では目まじりがほとんどみられない⁽⁴⁾ことなどから、帯水層透水がさらに1オーダー大きくなれば、間隙も大きくなるから、目まじりの発生に対して、かなり透水係数の大小が影響してくるものと考えられる。

6. 目づまりの発生機構とその対策

目づまりの発生機構を明らかにするために、室内実験

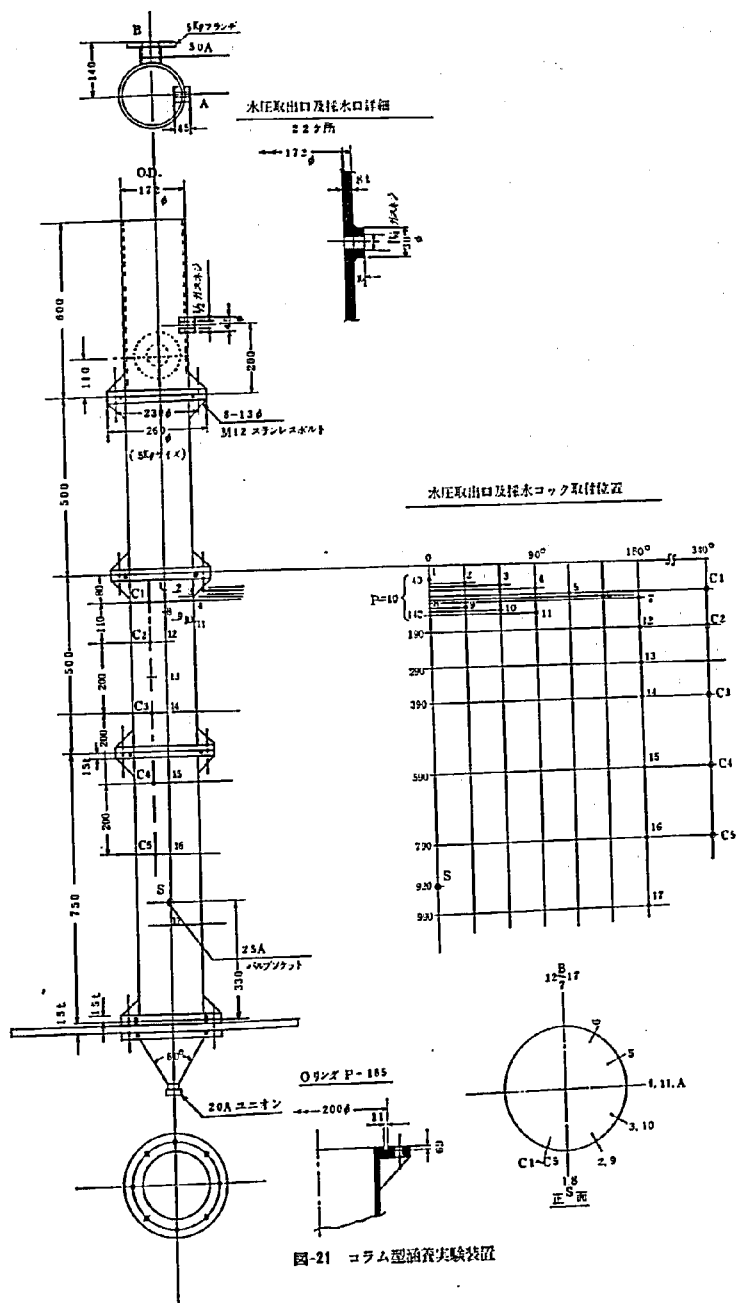
を実施した。目づまりに関する室内実験は、目づまりの発生機構を明らかにするとともに、目づまり対策手法の効果を把握し、注入井による地下水涵養を技術的に位置付けることを目的としたものである。

目づまりの発生機構に関する実験結果については、一部目づまりの原因の所で引用した。ここでは、表流水を注入した場合に最も発生頻度の高い懸濁物による目づまりに伴う帯水層の透水係数の減少等に関する基本的な実験結果とその考察について述べ、さらに微生物の増殖に伴う帯水層内透水係数の変化機構を明らかにし、表流水の注入を前提とした各種目づまり対策効果について考察する。

〔1〕 目づまりに関する室内実験

(1) 実験フローシート

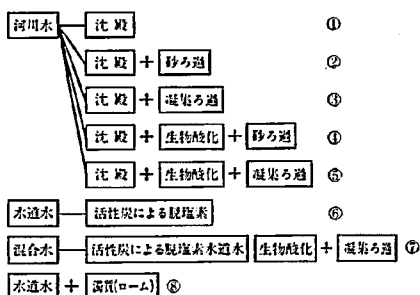
実験フローシートは図-20に示したとおりである。まづ、隅田川から取水された原水は、沈殿池を兼ねた貯水池に貯められた後、生物酸化装置で有機物やアンモニウム性窒素が除去される。生物酸化処理された処理水は貯留



置は図-22に示す。

(3) 実験対象水

実験水は、種々の水質を満足するように作成することは費用上また設備上困難であるため、隅田川の河川水を取水し、これを種々処理、混合することによって、所定の条件に近い水質の実験水を得るようにした。次に示すような異なる実験水によって、実験を行った。



それぞれの水質は、河川水質が時間的に変動することから実験期間によって異なるが、代表的な例を挙げると表-5のとおりである。分析の時期が異なるので全部を同じレベルで比較することはできないが、砂ろ過あるいは凝集ろ過におけるSSの除去、生物酸化処理によるアンモニア性窒素、有機物、塩素消費量、鉄濃度の減少は明らかである。また、⑧は、後に述べるように、懸濁物

による目づまりに伴う比注入量に関する理論の検証を目的とする実験のために、人工的に作成したものである。

(4) 帯水層材

実験に用いる帯水層材としては現地のものを用いるのが良いと思われるが、現地の帯水層材は均一でなく、実験塔に充填する場合の再現性も悪く、また微粒子も含まれているために抑留物を分析することが困難となる。そこで、目づまりの発生機構に関する実験においては、透水係数の大きい粗砂を用い、目づまり対策に関する実験においては、現地の透水係数に近い粒径の小さい砂を用いた。実験に用いた帯水層材の性状は表-6に示すとおりである。

(5) 注入速度あるいは初期浸透速度

注入井における注入量は帯水層の透水性や帯水層の厚さ、注入井の口径によって左右される。現地での実験例を見ると、単位ストレーナ面積当たり30~100m³/日の範囲がほとんどである。従って、注入速度あるいは初期の浸透速度は50m³/日を標準値として用いた。

(6) 実験方法

実験塔における実験は、定水位実験を行い、初期の浸透量を設定し、浸透量の減少によって充填層の全体の目づまり状況を判断した。

扇型模型においては、横方向に注入される。これは懸濁物の沈殿抑留および微生物によるフロックの形成が重力の影響を受けるものと考えたからである。一定量注入で、注入水位の上昇によって、目づまりの発生、進行状

表-5 実験水の代表的な水質

対象水 年月日	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
項目	52. 2~3月	52. 2~3月	53. 11~12月	53. 7~8月	53. 2~3月	53. 2~3月	53. 2~3月
SS (mg/l)	22.4	16.6	0.66	1.3	1.64	0.55	1.15
pH	7.5	7.5	7.5	7.7			
COD (mg/l)	14.7	10.3	5.1	5.6	7.7	2.8	6.0
Fe (・)	0.70 ^{a)}		0.64		0.31	0.73	0.65
Mn (・)	0.19 ^{a)}				0.03	0.03	0.03
NH ₄ -N (・)	8.1 ^{a)}		4.7		0.1以下	0.1以下	0.1以下
塩素消費量 (・)	(80 以上)		(50 以上)		1.8	0	0.7
Cl (・)	460	480		214			
DO (・)	7.8	7.3	4.1~9.3	6.6			

a) 52年1月の河川水水質

(・)は推定値

表-8 実験砂の特性

試料	10% 粒径 (mm)	30% 粒径 (mm)	60% 粒径 (mm)	均等係数	曲率係数	空隙率 (%)
1	2.15	2.50	2.90	1.35	1.00	41
2	1.50	1.75	2.25	1.50	0.91	42
3	0.98	1.12	1.40	1.43	0.91	41
4	0.66	0.78	1.00	1.52	0.92	—
5	0.48	0.66	1.06	2.21	0.86	42
6	0.24	0.38	0.43	1.96	1.19	—
7*	0.4 mm ~ 1.2 mm			—	—	—

* 試料については粒径の範囲を示す

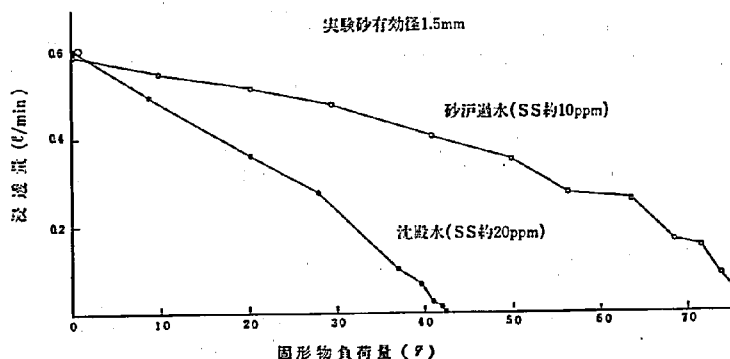


図-23 負荷量と浸透量 (室内実験)

況を判定した。

〔2〕懸濁物による目づまりに関する実験結果とその定式化

懸濁物は、地下水の人工涵養を行う場合、最も一般的で、発生頻度の高い目づまりの原因である。それゆえ懸濁物による目づまりが、注入に伴う水量にどのような影響を与えるかは、基本的に明らかにしておかなければならない。

懸濁物による目づまりは、懸濁物の帯水層内での抑留と抑留物による透水性の減少という二つの機構によって発生する。このように言葉で定性的な説明を始めるのは簡単であるが、懸濁物の抑留は微妙な条件の違いで、大きな差が生ずる場合もあり、現象を細かく記述しようとすればするほど複雑となる。懸濁物の濃度、帯水層の間隙特性、注入速度、層内の抑留量、あるいは懸濁物の電気的な性質によっても抑留状況は左右される。ここで

は、細かな機構に立ち入るのではなく、これまでの過程に関する研究成果を参考にし、今回実施した懸濁物による目づまりに関する実験結果をもとに、目づまりの結果として生ずる現象に主眼を置き、機構を簡略して、考察を進める。

(1) 懸濁物の抑留と透水係数の減少

表流水を注入井によって涵養する場合、洪水等の特別な状況を除いて、懸濁物の性質が極端に変わることはなく、懸濁物の濃度が目づまりの発生、進行状況の指標になると考えられる。懸濁物の濃度が高いと目づまりの進行は速いことが容易に想像されるが、懸濁物の濃度が高いと、懸濁物の粒径も大きく、この粒径の大きさも、目づまりの進行に影響を与えるものと考えられる。

図-23 は実験塔による定水位実験による、負荷量と浸透量の関係を示したものである。実験水は河川水を沈殿させたものと、沈殿水を砂ろ過したものである。同じ負荷量でも、SS 濃度の低い方が浸透量の減少が遅く、目

づまりの進行が遅いことがわかる。同じ負荷量に対する目づまりの程度の差は、懸濁物の抑留状況の違いを意味する。懸濁物の濃度が高いと、表面近くに集中して抑留することになる。図-24 は、おのおののケースでの抑留状況の違いを示すもので、層ごとに負荷量の増加に伴う透水係数の減少を示したものである。懸濁物濃度の高い方が、表面での透水係数の減少勾配が大きく、表面により集中して、抑留されることが明らかである。濃度が高いと懸濁物径も大きく、抑留されやすい一因となっている。特に、今回は、河川水は沈殿池を経由しただけであって、大きい径の懸濁物もかなり含まれていたものと思われる。しかし、一般に行われる注入井による地下水の涵養においては、このような高濃度の懸濁物を注入することはまれであるから、懸濁物の大小は目づまりに対する大きな要因とならないかもしれない。

懸濁物の抑留されやすさは、浸透層の間隙特性（層材の粒径がほぼ一様であれば、層材の径によって代表される）あるいは、浸透速度によって変わることは周知のことである。図-24 に示されるように、目づまりに伴う透水係数の減少は SS 負荷量に対して、通水の初期では、

ほぼ指数関数的に減少しており、図-25 は SS この負荷量に対する減少勾配を浸透層材の有対径に対してプロットしたものである。粒径の小さいほうが、減少勾配が大きく、抑留されやすいことを示している。また図-26 は、初期の浸透速度に対して、同様な減少勾配をプロットしたもので、速度が大きくなると、抑留されにくいことがわかる。

(2) 懸濁物の抑留と透水係数の減少の定式化

浸透層内へ浸透した懸濁物は浸透層内で抑留されたり分散による混合によって、浸透水中の懸濁物濃度は減少していく。懸濁物濃度の浸透層での変化は、一次元浸透の場合、一般的に次式で表わされる。

$$(c_0 - c) \frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial c}{\partial t} + q \frac{\partial c}{\partial z} = E_z \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \dots \dots \dots (6-1)$$

ここに、 c は懸濁物の体積濃度 (cm^3/cm^3)、 σ は浸透層内の単位体積内抑留量 (cm^3/cm^3)、 c_0 は浸透層の初期間隔率、 q は浸透層内のみかけの流量 (cm/sec)、 E_z (cm^2/sec) は分散係数、 t (sec) は時間、 z (cm) は流れ方向座標である。

懸濁物の濃度が主に砂粒子への抑留によって変化する場合には、(6-1) 式において左辺の第一項および右辺は

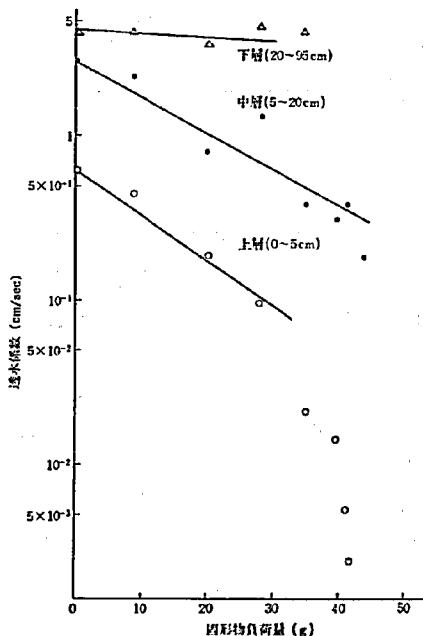


図-24 (a) 固形物負荷量と透水係数 (実験砂有効径 1.5 mm, 沈殿水, 初期浸透速度 50 m/D)

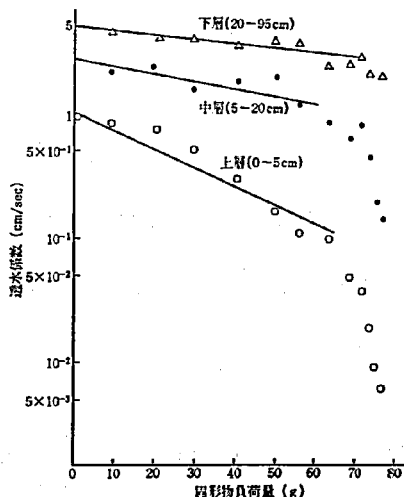


図-24 (b) 固形物負荷量と透水係数 第3塔 (実験砂有効径 1.5 mm 砂戸透水, 初期浸透速度 50 m/D)

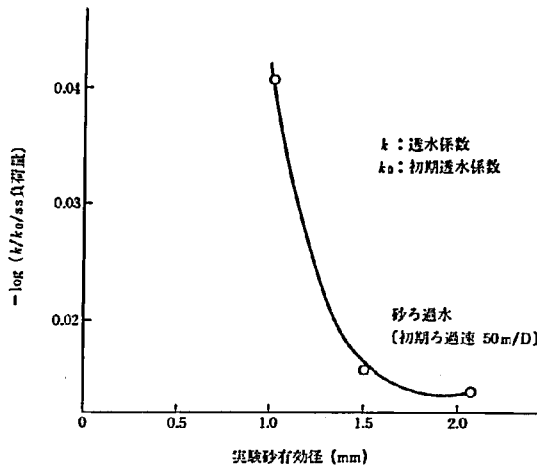


図-25 実験砂有効径と表層透水係数の勾配

無視することができて、次式のようになる。

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = -q \frac{\partial c}{\partial z} \dots \dots \dots (6-2)$$

また、懸濁物の抑留に関しては次式のように書くことができる。

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \lambda q c \dots \dots \dots (6-3)$$

ここに、 λ は懸濁物の抑留のされやすさを示し、ろ過の分野ではろ過係数とよばれている。

λ は懸濁物の抑留を論ずる場合非常に重要なパラメータとなる。 λ は通常次式のような形で表現される。

$$\lambda = \lambda_0 f(c) \dots \dots \dots (6-4)$$

ここに λ_0 は初期の抑留係数である。浸透層砂粒子の粒径、浸透速度で異なる。 $f(c)$ は抑留量の関数を意味する。 $f(c)$ については一々式、あるいは二次式等が仮定されているが、確定的なものはだされていない。懸濁物の抑留機構が複雑でかつ微妙な条件の変化によって左右されるため、過去行われた実験値も実験者ごとにばらつくからであろう。このような理由によって、 λ を正確に評価することは今のところ極めて困難と考えられる。

ここでは、水質的及び水理的な厳しい管理のための精度の高い予測と監視が必要な浄水のろ過の場合と異なり地下水の涵養の場合には、時間的なスケールも大きく、結果的に量的な予測のみであるという実際の立場も考慮し、次式のように現象を簡略する。

$$\lambda = \cos t.$$

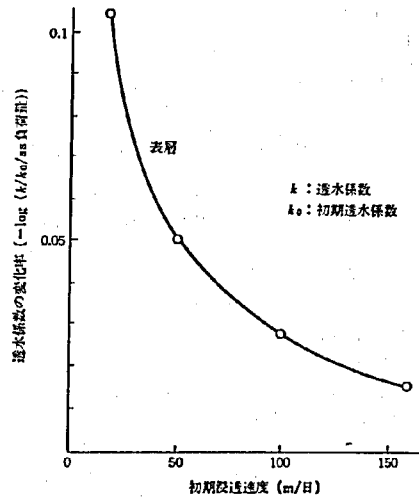


図-26 初期浸透速度と表層透水係数の勾配

そして、実験結果から、上式の妥当性を明らかにするという方向で議論を展開する。

(6-2) 式、(6-3) 式から次式を得る。

$$\frac{\partial c}{\partial z} = -\lambda c \dots \dots \dots (6-5)$$

(6-2)、(6-5) 式 λ でを一定として積分すれば、層内の抑留量は次式で書ける。

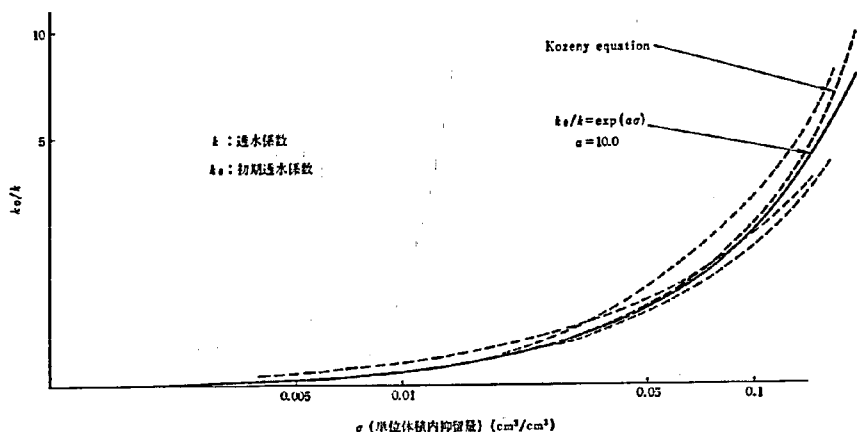


図-27 滞留量と透水係数、実験値との比較

$$\sigma = \lambda C_s \int_0^t q dt \cdot \exp(-\lambda x) \quad \dots\dots\dots (6-6)$$

ここに、 C_s は層内浸透前の浸透水の懸濁物濃度、

$C_s \int_0^t q dt$ が懸濁物負荷量となる。

図-24 に示されるように、負荷量に対して、透水係数はほぼ指数関数的に減少する。すなわち

$$k = k_0 \exp(-\alpha C_s \int_0^t q dt) \quad \dots\dots\dots (6-7)$$

と近似することができる。ここに α は定数である。もし滞留量 σ が (6-6) 式で表現されるとすれば、滞留量は負荷量に比例することになるから、滞留量と透水係数の関係を次式で表わすことができる。

$$k = k_0 \exp(-\alpha \sigma) \quad \dots\dots\dots (6-8)$$

ここに、 k_0 は初期の透水係数、 α は定数である。

図-27 は、(6-8) 式と実験値⁽¹¹⁾ を比較したものである。実験値は破線で示されている。また図中の一点鎖線は、Camp・T・R によって提案されたもので、砂粒子径と透水係数の関係を与える コツエニー・カーマンの式^{*} から導かれたものである。滞留量と透水係数との関係を知る唯一のものと考えられ、次式⁽¹²⁾ で示される。

$$\frac{I}{I_0} = \frac{k_0}{k} = \frac{(1-e_0+\sigma)^2}{(1-e_0)^2} \cdot \frac{e_0^2}{(e_0-\sigma)^2} \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{3(1-e_0)} + \frac{1}{4} + \frac{\sigma}{3(1-e_0)} + \frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (6-9)$$

ここに、 I は動水勾配、 I_0 は初期の動水勾配である。

* $k = C \frac{v}{\nu} \frac{d^3}{(1-f)^2} = \frac{C}{(1-f)^2} \frac{d^3}{\nu}$ C : 定数、 ν : 重力の加速度、 ν : 動粘性係数、 d : 砂粒子径

図-27 中の (6-8) 式 ($\alpha=10$ とした場合) と (6-9) 式および実験値とは良く対応している。

(6-8) 式と (6-9) 式を対比して考えると、(6-9) 式は流体の抵抗則から、物理的に間隙内の滞留量を考慮して、導かれたもので、所定の物理量 (初期の透水係数、初期の平均間隙率) が得られれば、滞留量に対応した透水係数あるいは動水勾配が得られる。しかし、式が少々複雑で、この式によって全層での透水性の変化すなわち目づまりの進行を議論し、考察を進めるのはやっかいである。(6-8) 式は今回の実験式として提案し、その妥当性を示したものである。簡単であるが、係数 α が物理的にあいまいであるという欠点を有する。

図-27 に示されているように、(6-8) 式は実験のすべての滞留量 σ について、対応しているから、係数 α は σ には独立と考えてよい。初期の間隙率 e_0 の大小によって、同じ滞留量 σ でも、閉塞の効果が異なってくるから、 α 係数は e_0 の関数となる。また、間隙中に滞留量が多くなると、抑留物の抑留状況 (抑留物の間隙率等) が透水性に大きな影響を持つようになる。そこで、 α は、主に浸透層の初期間隙率 e_0 、および抑留物の間隙率 e の関数と考えられ、次のように置く。

$$\alpha = f_1(e_0, e)$$

抑留の初期の状況においては、抑留量の間隙を占める割合は小さいために、抑留物の間隙特性の影響は無視しえるであろう。よって、透水初期においては、 α は e_0 のみの関数と考えられ、次のように書ける。

$$\alpha \approx f_1(e_0)$$

以上のように、定数 α は初期間隙率 e_0 によって決まる

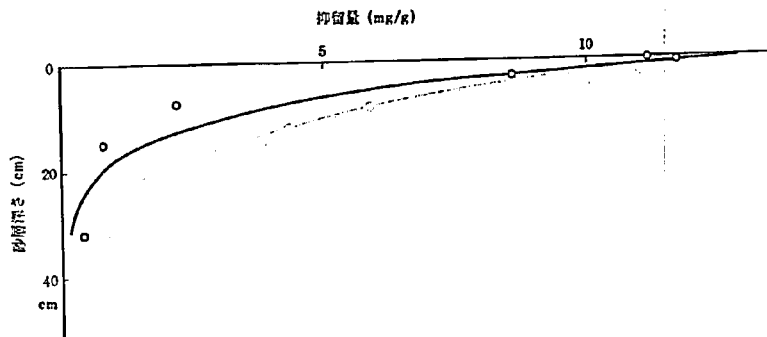


図-28 抑留量の分布

ことは示されたが、 a について定量的に定める方法は無い。図-27 に示されるように、(6-8) 式と (6-9) 式とは関数形が似ていることから、便宜的に (6-9) 式から推定することが考えられる。すなわち、 $a=0$ での透水係数の微係数から定めようとするものである。(6-9) 式を微分して、 $a=0$ とおくと次式が得られる。

$$a \approx \frac{4}{3(1-e_1)} + \frac{3}{e_1} \dots \dots \dots (6-10)$$

初期間隙率 e_1 が小さいと、 a が大きくなり、同じ抑留量に対して、目づまりが早いことがわかる。

ここで、通常の砂層の間隙率を $0.2 \leq i_1 \leq 0.4$ と考えると、 $9.7 \leq a \leq 16.7$ となり、図-27 で、 $a=10$ とした値はこの不等式を満足する。図-27 の実験も均質な砂を用いた実験と考えられるから、 i_1 は 0.4 前後と考えられ $a=10$ は妥当な値であることがわかる。

透水係数は抑留量の指数関数でよく近似されること、透水係数は負荷量に対しても指数関数的に減少することから、懸濁物の抑留されやすさを表わすは時間的に一定とみなしてもさしつかえないことが示された。

次に、空間的にも一定とみなしてよいかどうかについて、考察する。

図-28 は定水位浸透実験における抑留量の分布を示したものである。浸透層の砂粒子の有効径は 0.93 mm で間隙率は約 0.4 である。実験水は河川沈殿水で、SS は平均約 10 ppm である。

(6-6) 式から、抑留量の分布は

$$a = a_1 \exp(-\lambda z) \dots \dots \dots (6-11)$$

となり、ここに、 a_1 は表層での抑留量である。図-28 中の実線は、 $\lambda=0.14$ として (6-11) 式をプロットしたものである。定水位浸透のため、抑留物は表層により集中しているようであるが、実験値は概して、指数分布に近く、結果的には、空間的にも、一つの浸透中において、 λ を一定とみなしても、さしつかえないと考えられる。

定量浸透の場合には、よりこの傾向が明確になると思われる。

(6-6) 式に示されているように、 λ は、空間的な抑留量の分布を決定すると同時に、表面での抑留量 $a_1 = \lambda C_1 \int_0^t q dt$ をも決定する。図-28 で用いた $\lambda=0.14$ は、表面での抑留量(実験値)から、以下のようにして求めたものである。

図-28 から、表面での砂層 1g 当りの、抑留量は 13 mg で砂層の間隙率は約 0.4 であるから、砂の比重を約 2.7 とすると、かさ比重は約 1.62 となる。よって、表面での砂層の単位体積当りの抑留量は $w a_1 = 0.021 \text{ g/cm}^3$ となる。ここに、 w は抑留物の水中単位体積重量である。また、この時点での負荷量は 26 g である。懸濁物と抑留物の比重を同じと仮定すると、表面単位面積当りの負荷量は

$$26 \text{ g} (w \cdot C_1 \int_0^t q dt) / 176 \text{ cm}^2 \text{ (浸透面積)} \\ = 0.15 \text{ g/cm}^2$$

よって λ は次式から得られる。

λ = 表面での単位体積当りの抑留量/単位面積当りの負荷量

以上の検討の結果、時間的、空間的にも λ を一定とみなしてもさしつかえないことが示されたが、さらに検証のため、全層での透水係数の変化を、実験値と計算値とで比較したのが、図-29 である。透水係数の計算値は次式によって与えられる。

$$\bar{k} = k_1 z_1 / \int_0^{z_1} \exp \left\{ a_1 C_1 \int_0^t q dt \exp(-\lambda z) \right\} dz \dots \dots \dots (6-12)$$

ここに、 $\bar{k}$ は全層での透水係数、 k_1 は初期の透水係数、 z_1 は層厚である。尚、 $\lambda=0.14$ 、 a については、 $a_1=0.4$ として、(6-10) 式から $a=9.7$ とした。初期の段階では、実験値と計算値はよく一致している。

図-30 および 図-31 に示されるように、 λ は実験条件

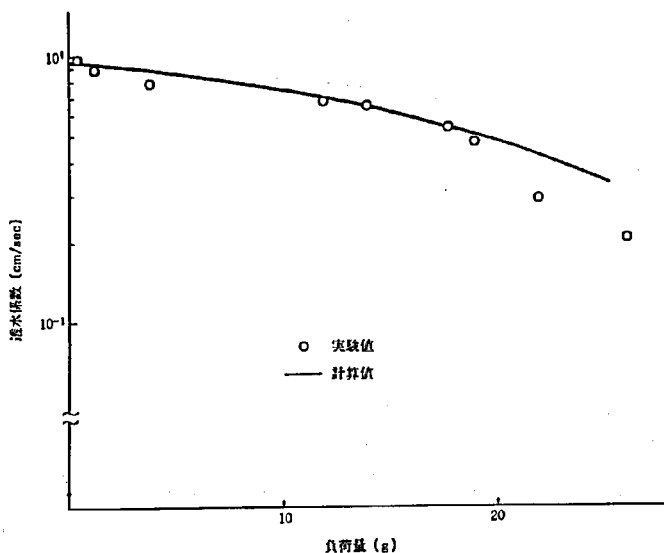
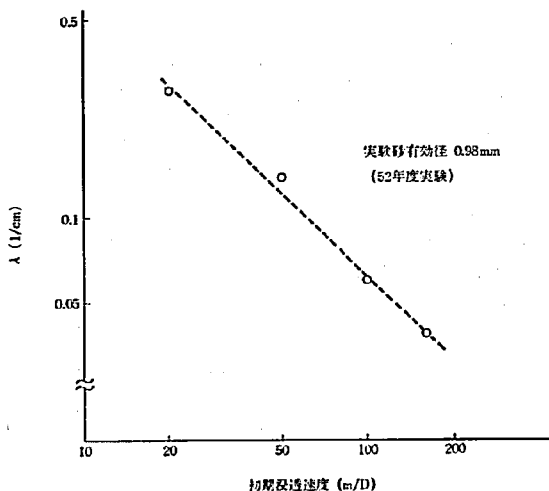


図-29 全層での透水係数の変化、実験値との比較

図-30 初期浸透速度と λ

で異なる。 λ は表層における透水係数の負荷量に対する減少程度から、(6-6) 式および (6-7) 式を用いて求めたものである。尚、 w については、図-28 の抑留量が砂層の間隙を閉塞したものとして、 $w=0.05 \text{ g/cm}^3$ とした。また、 $a=9.7$ とした。

実験数が少なく、実験データの蓄積が必要と思われる

が、 λ は初期浸透量 q_0 が大きくなると小さくなり、ほぼ q_0^{-1} に比例する。また、浸透層粒子の有効径が大きくなれば小さくなり、ほぼ $d^{-1.5}$ に比例している。実験時期が異なっていて、実験水の性質も異なっているかもしれないが、 λ について、次のように書くことができる。

$$\lambda \propto q_0^{-1} d^{-1.5} \dots\dots\dots (6-13)$$

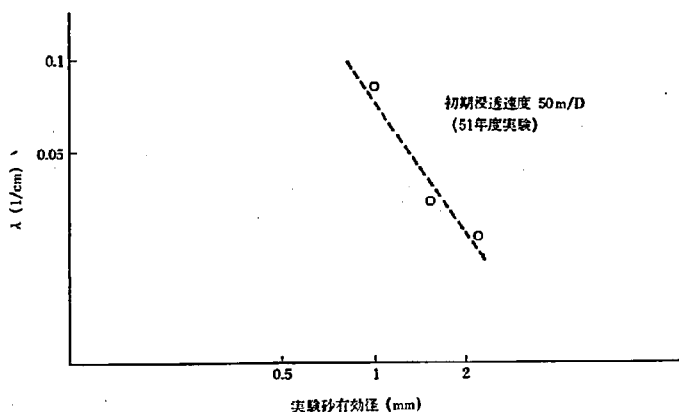


図-31 実験砂有効径と λ

また藤田¹³⁾は、濁質にカオリンを用い、硫酸バンドを凝集剤に用い、初期除去率について、次のような実験式を得ている。

$$\lambda \propto q_1^{-(0.1-0.15)} d^{-(1.1-1.3)} \quad (6-14)$$

ところが、凝集剤を添加しない場合においては、図-32¹³⁾に示されるように、 q_1 に対する λ の傾きはもっと大きく、 q_1^{-1} に近くなっている。ここで議論してきた λ と (6-14) 式の λ^* では、性格が異なる。 λ は濁質の通水初期での、抑留の程度を示すものであるが、 λ は全通水期間にわたった平均的な抑留の程度を示すものである。実験条件および λ 、 λ^* の求め方も当然異なっているものであるが、 λ と λ^* はほぼ同様な傾向を示しており、 λ について、(6-13) 式あるいは凝集剤が含まれていれば (6-14) 式のような関数型で近似しようと考えるとよいであろう。

(3) 注入井における懸濁物による目づまりに伴う注入量の減少

今までは、定水位での実験結果を基に、懸濁物による目づまりについて、考察してきたが、注入井による涵養は一般に、注入量を一定としたもので、目づまりの発生状況の違いが見られることが予想される。しかし、低懸濁物濃度 ($SS=0.3 \text{ mg/l}$) で、凝集剤 (PAC) 処理されたものであるためか、図-33に示されるように、定流量実験、定水位実験とも、同様な透水係数の変化を見せており、前節で論じた λ についての種々の仮定も、定流量の場合にもそのまま成り立つものと考えられる。ここでも、上記のような前提に基づいて、議論を進めていく。

円筒座標において、(6-5) 式に対応する式は、時間による微分項を無視して、

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (qr) = -\lambda'' c \quad (6-15)$$

となる。ここで $qr=Q/2 \sin \theta$ は一定となる。 Q は注入量

実験条件				
原水	濁度	8.8-12.5	L mm	107-277
	水温	20-24	D mm	0.485-1.33
	pH	7.0-7.1	L/D	205-227
	アルカリ度	33-34.5		
硫酸アルミニウム				
0				

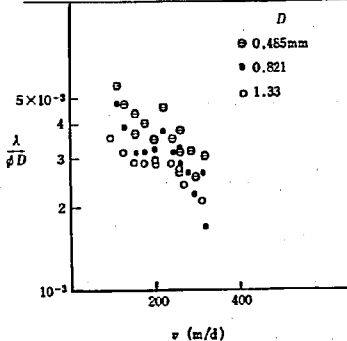


図-32 透過速度 (v) と λ/qD (藤田原因¹³⁾)
ここに、 D はろ過砂の平均径
 ϕ は形状係数

b は注入帯水層の厚さ、 λ'' は係数、 r は注入井中心からの距離である。(6-15) 式は次のように書きなおすことができる。

$$\frac{\partial c}{\partial r} = -\lambda(q, r) \cdot c \quad (6-16)$$

ここに、 $\lambda(q, r)$ は抑留のしやすさを表わす係数であり、注入井ストレーナの浸透速度 $q_1=Q/2 \pi b r$ (r は注入井の径)、注入井中心からの距離 r の関数となる。 $r=r_1$ における λ の値を λ_1 とすれば、 q は r に反比例して

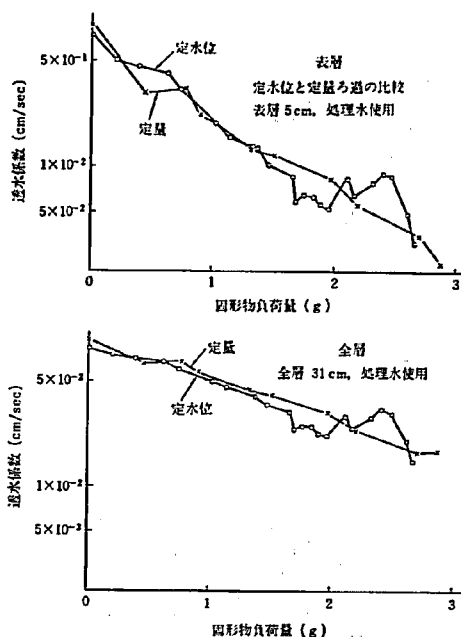


図-33 定流量浸透と定水位浸透における透水係数の変化係数¹¹⁾ (室内実験)

小さくなり、 λ と浸透速度の関係が(6-14)式で表わされるとすれば

$$\lambda = \lambda_1 \left(\frac{r}{r_0} \right)^r \quad \dots\dots\dots (6-17)$$

となる。ここに、 r は定数で、注入水が前処理によって凝集沈殿あるいは凝集ろ過がなされていれば $r=0.5 \sim 0.67$ となり、凝集剤を利用した。前処理がなされていないなら、 $r \approx 1$ と考える。

よって、(6-15)式は次のように書きなおすことができる。

$$\frac{\partial c}{\partial r} = -\lambda_1 \left(\frac{r}{r_0} \right)^r c \quad \dots\dots\dots (6-18)$$

また、(6-2)式に対応する懸濁物の保存式は次式のようになる。

$$\frac{\partial a}{\partial t} = -\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (qrc) \quad \dots\dots\dots (6-19)$$

(6-18)式を積分すれば、次式を得る。

$$C = C_1 \exp \left[-\frac{\lambda_1 r_0}{1+r} \left\{ \left(\frac{r}{r_0} \right)^{1+r} - 1 \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (6-20)$$

(6-20)式を、(6-19)式に代入して積分すれば、抑留量の時間的変化および空間分布を与える式が得られる。

$$\sigma = \lambda_1 C_1 q_0 t \left(\frac{r_0}{r} \right)^{-r+1} \exp \left[-\frac{\lambda_1 r_0}{1+r} \left\{ \left(\frac{r}{r_0} \right)^{1+r} - 1 \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (6-21)$$

透水係数の抑留量による変化は(16-8)式で与えられるから透水係数の時間的、空間的变化は、(6-20)式を(6-8)式に代入して、次式となる。

$$k = k_1 \exp \left[-a \lambda_1 C_1 q_0 t \left(\frac{r_0}{r} \right)^{-r+1} \exp \left[-\frac{\lambda_1 r_0}{1+r} \left\{ \left(\frac{r}{r_0} \right)^{1+r} - 1 \right\} \right] \right] \quad \dots\dots\dots (6-22)$$

目づまりの進行に伴う地下水流動の非定常性は無視しうと考えると、地下水の流動は次式で表わされる。

$$q = -k \frac{\partial h}{\partial r}, \quad r = r_0, \quad q = q_0 = \frac{Q}{2\pi b r_0}, \\ r = R \text{ で } h = H_0 = \text{一定}$$

上式に、(6-22)式を代入し、積分する。 $r = r_0$ で $h = H(t)$ とすれば

$$H(t) = \frac{q_0 r_0}{k_1} \int_{r_0}^R \frac{1}{r} \exp \left[a \lambda_1 C_1 q_0 t \left(\frac{r_0}{r} \right)^{-r+1} \exp \left[-\frac{\lambda_1 r_0}{1+r} \left\{ \left(\frac{r}{r_0} \right)^{1+r} - 1 \right\} \right] \right] dr + H_0 \quad \dots\dots\dots (6-23)$$

また注入井の比注入量 $S(t)$ は次式で表わされる。

$$S(t) = \frac{Q}{H(t) - H_0} = \frac{2\pi b r_0 q_0}{H(t) - H_0} \quad \dots\dots\dots (6-24)$$

(6-24)式に(6-23)式を代入すれば、懸濁物による目づまりに伴う比注入量を与える式が得られる。

$$S(t) = 2\pi b k_1 \int_{r_0}^R \frac{1}{r} \exp \left[a \lambda_1 C_1 q_0 t \left(\frac{r_0}{r} \right)^{-r+1} \exp \left[-\frac{\lambda_1 r_0}{1+r} \left\{ \left(\frac{r}{r_0} \right)^{1+r} - 1 \right\} \right] \right] dr \quad \dots\dots\dots (6-25)$$

あるいは、初期の比注入量を S_0 とすれば

$$S(t) = \frac{S_0 \frac{R}{r_0}}{\int_{r_0}^R \frac{1}{r} \exp \left[a \lambda_1 C_1 q_0 t \left(\frac{r_0}{r} \right)^{-r+1} \exp \left[-\frac{\lambda_1 r_0}{1+r} \left\{ \left(\frac{r}{r_0} \right)^{1+r} - 1 \right\} \right] \right] dr} \quad \dots\dots\dots (6-25')$$

$C_1 q_0 t$ が負荷量であるから、比注入量の減少は負荷量に直接左右される。また(6-13)式で示されるように、 λ_1 は帯水層材の粒径が小さくれば大きくなる。さらに、

a も (6-10) 式に示されるように、間隙率が小さくなれば、大きくなる。よって、帯水層の砂粒子径および間隙率が小さく透水係数が小さいような場合には、目づまりに伴う比注入量の減少が顕著になることがわかる。

図-34 は、 λ および初期の間隙率が異なる場合の、負荷量に対する比注入量の減少を (6-25') 式によって、計算した結果である。 $w=0.05 \text{ kg/m}^3$, $r=-1$ とした。原型地下水涵養実験装置のスケールで試算したものである。

初期間隙率 e_0 が大きく、また抑留係数が小さい、つまり、懸濁物の抑留範囲が広い場合には、比注入量の減少傾向は同じ負荷量に対して、指数関数的である。一方初期間隙率が小さく、が大きくて、懸濁物の注入井近傍への抑留度合が大きくなると、負荷量の増加に対して、比注入量の変化は指数関数から離れ、その減少傾向は大

きくなる。いずれにせよ、比注入量の値が初期値から離れて、小さくなればなるほど、指数関数からのずれは大きくなる。

流れの場のスケール、および負荷量としての表示がないため、上記の計算結果と図-19 に示される現地実験結果との比較は困難かもしれないが、現地での比注入量の減少は、前にも述べたように、全般に指数関数的減少である。現地では、懸濁物の抑留が上記の計算の場合より広い範囲に分布することが考えられる。これまで無視してきた流れに伴う分散による懸濁物の輸送の影響、あるいは、実際の帯水層が懸濁物の抑留分布を広くするような特性を有していることなどがその理由として考えられる。しかし、図-19 中の平塚での比注入量の減少の例は図-34 で示される曲線で示されるような変化を示してい

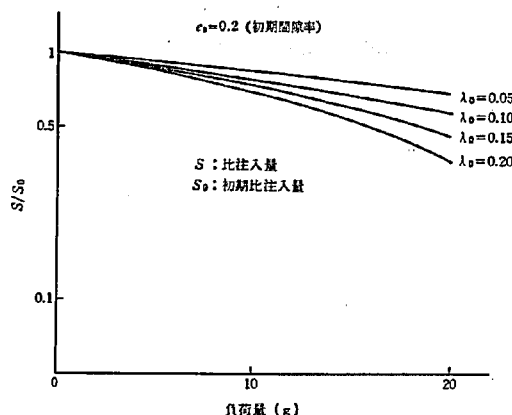


図-34 (a) 比注入量の変化 (計算値)

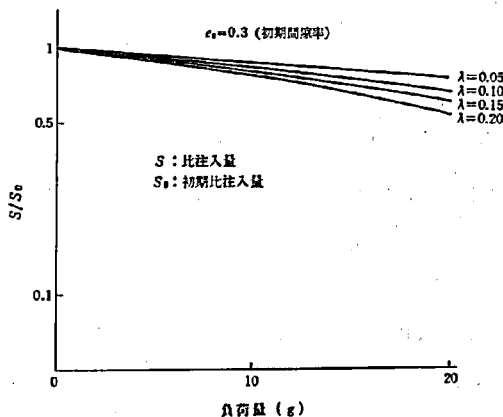


図-34 (b) 比注入量の変化 (計算値)

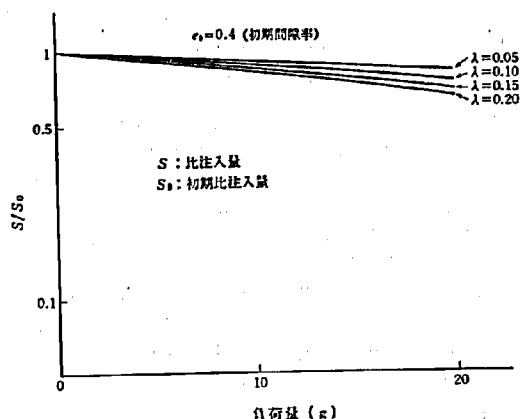


図-34(c) 比注入量の変化(計算値)

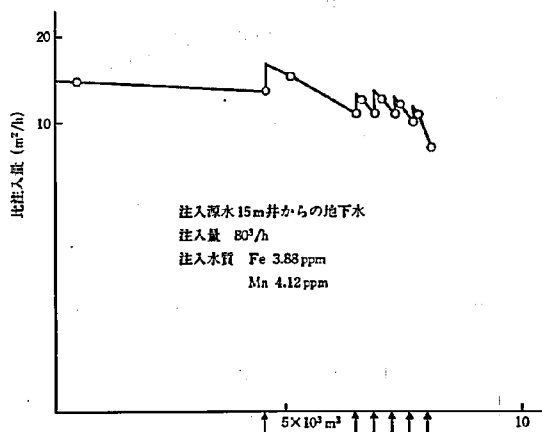


図-35 表沼における高濃度汚濁注入水注入における比注入量(↑は再汲水を示す)

る。また、図-35 は表沼での再汲水による比注入量の回復に関する一実験例であるが、注入水が鉄・マンガン合せて 8 ppm を含んでいて、累加注入量の増加に従って、比注入量の減少は徐々に大きくなっている。やはり、図-34 に示されるような傾向を有している。このように、懸濁物濃度が高くて、比注入量の減少が速いと思われる場合、(6-25) 式は比注入量の減少の特徴をよく表現しえそうである。

(4) 理論の妥当性と既往現地注入実験結果の考察によるその拡張

(6-25) 式は種々の仮定に基づいて、導かれたものであり、実験によって、その妥当性を明らかにすることが不可欠である。懸濁物による目づまりの理論を検証

するために室内実験を行ったので、まず、その概要について説明する。

実験は扇型地下水涵養実験装置を用い、定量注入実験によって、比注入量の減少、各層ごとの水頭の変化を調べた。実験砂は 0.4 mm~1.2 mm の粒径を有し、その空隙率はこれまで実験に用いた実験砂と同様にほぼ 0.4 前後と考えられる。濁質はロームを乾燥させた後、できるだけこまかくすりくだいた物を用い、水道水に投入して、一定濃度の濁水を作るように心がけた。濁度は結果的に 10 ppm~22 ppm の間であった。濁水は、攪拌機を有する貯水槽(約 80 l)に貯水され、定量ポンプによって実験装置へ配水される。注入量は 0.47 l/min 前後で、ストレーナ単位面積当たり 30 m/day に相当する。

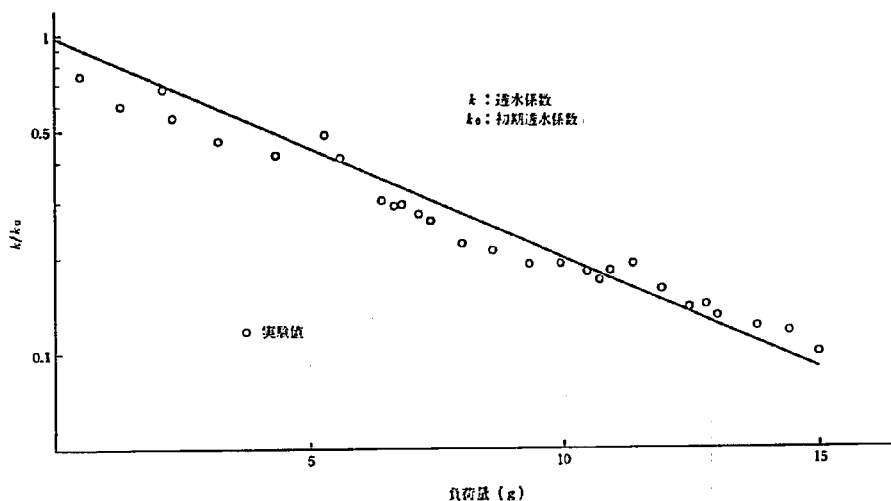


図-36 実験帯水層表層の透水係数(室内実験)

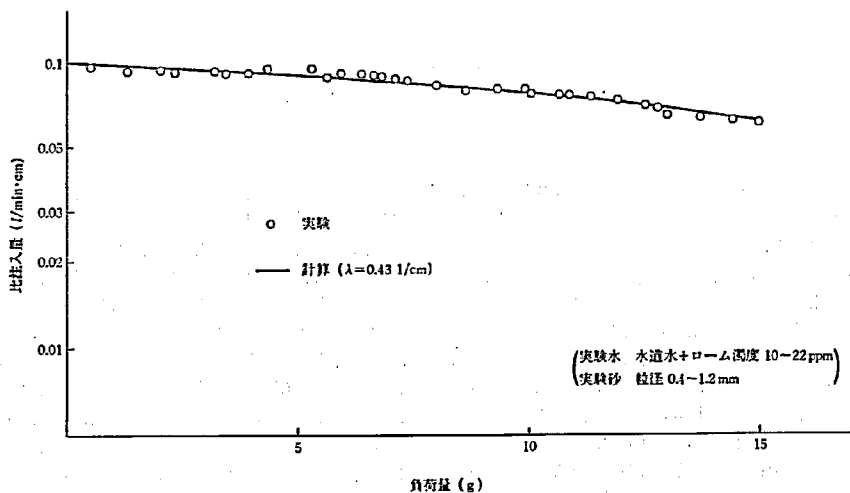


図-37 比注入量の実験値と計算値の比較(室内実験)

ストレナーの回りの厚さ 2 cm のグラベル(平均粒径 0.5 cm)に面した浸透層(厚さ 1 cm)での負荷量に対する透水係数の変化を図-36に示す。負荷量に対して、ほぼ指数関数的に透水係数が減少しており、(6-7)式が成り立っていることがわかる。よって、(6-6)式、(6-8)式から、定量浸透の場合も、 λ を一定としてよいことがわかる。図-36の透水係数の減少勾配からを求めると $\lambda = 0.43(1/\text{cm})$ が得られる。なお、 $\epsilon_0 = 0.4$ として、 α

$= 9.7$ 、また、 w については、凝集剤を用いてない場合のカオリンを用いた濁質の例¹⁴⁾から、 0.1 g/cm^3 とした。この λ を用い、(6-25)式によって、比注入量の変化を計算し、実験結果と比較したのが図-37である。計算値と実験値は非常によく一致している。よって、(6-13)式あるいは(6-14)式をもとに仮定された(6-17)式が成り立つことが示される。

以上の結果によって、種々の仮定が満足されるととも

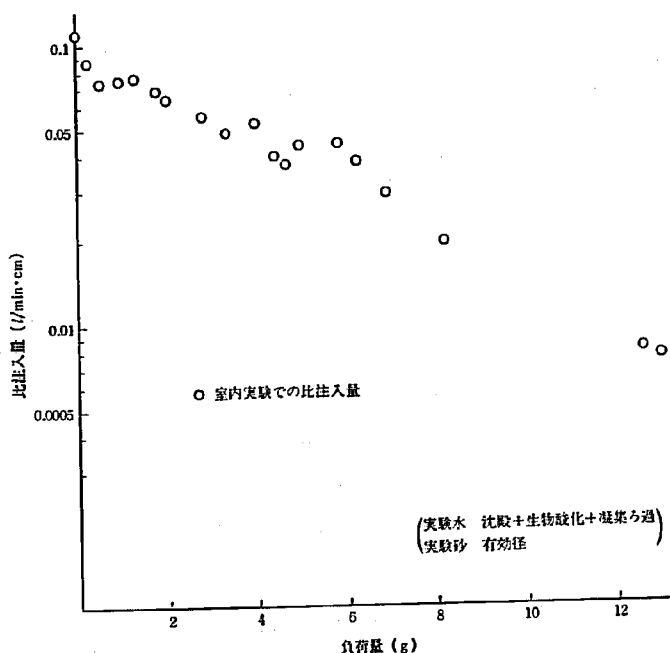


図-38 濁度が低い場合の比注入量の減少(室内実験)

に、理想的な均質な帯水層では、適切な μ が得られれば(6-25)式によって、正確に比注入量の変化が推定されることになる。

さて、図-19に示される現地での比注入量の変化を実験値と比較しながら、もう一度見直してみる。それぞれの比注入量の減少を指数関数的とみなし、目づまりの進行状況を判定するパラメータとして、比注入量半減注入高という物理量を考えた。その結果、水道水のような上質の注入水では 4.0×10^3 m、上越の例にみられる濁度2~3 ppmの注入水で 1.0×10^3 mであった。このことは、懸濁物が目づまりの原因であるとともに、その濃度によって、目づまりの進行速度が異なるということを示している。同様に今回の室内実験の場合について比注入量半減注入高を求めてみる。図-37の曲線を直線で近似する。懸濁物が主な原因である今回の室内実験では、濁度が高く濁質の径も大きいこともあって懸濁物が抑留されやすいためか比注入量半減高はわずかに 0.6×10^3 mである。図-38の場合は、注入濁度は平均で0.3 ppmでかなり小さいが、この場合の比注入量半減注入高も 4×10^3 mでそれほど大きくない。図-38の場合には、注入水に凝集剤の効果が残っていて、懸濁物が抑留されやすい状

態にあり、これが、濁度が低い割には比注入量半減注入高が小さいことの原因の一つと考えられる。しかし、室内実験での比注入量半減注入高が現地でのそれより小さい主な理由は帯水層の性状の違いにあると思われる。

現地の帯水層は、実験帯水層のように均質で一様な砂粒子より構成されていることはまれで、不均一で、そこでの流れは多分に水途的である。このような場合には、大部分の懸濁物も透水性の卓越した部分から、帯水層へ浸入することになり、懸濁物が注入井の近傍に抑留される割合が少なくなる。室内実験と異なっており、現地での比注入量半減注入高が透水係数と明確な相関が5-(2)節において示されなかったのは、帯水層の不均一性が微妙に影響しているためと考えられる。注入井による地下水流路において、帯水層の不均一性は目づまりを予測する上で、非常に重要な項目ということになる。

(6-25)式は、理想的な帯水層での懸濁物による目づまりに伴う比注入量の変化を与える式であるが、懸濁物によって発生する目づまりの特性は十分に包含されていると考えられる。(6-25)式は、図-34に示されるように、 μ が小さい場合、つまり、懸濁物が抑留されにくく、抑留範囲が広がる場合、現地注入実験で見られる

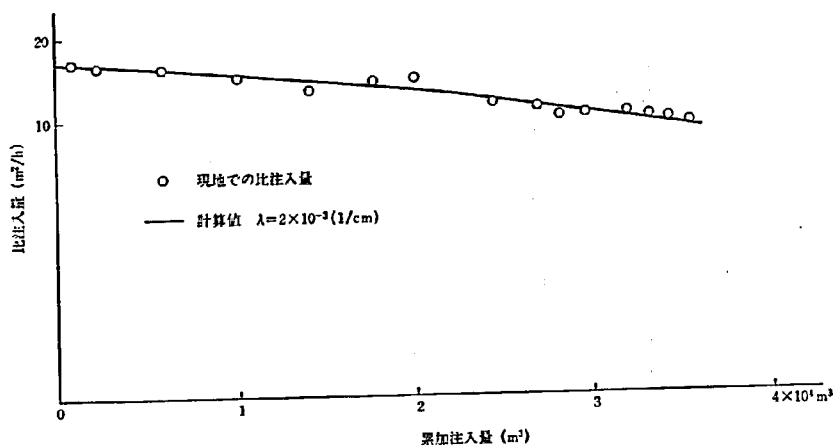


図-39 現地での比注入量と計算値(上越市)

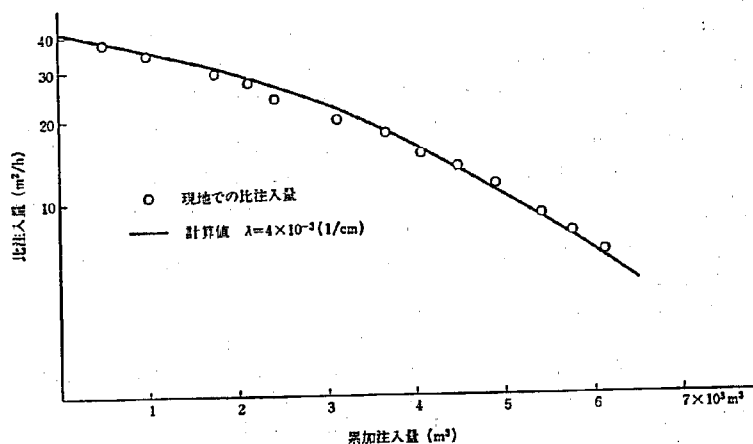


図-40 現地での比注入量と計算値(平塚市)

ような指数関数的な比注入量の減少を与える。もし、現地での帯水層では、懸濁物の抑留範囲が、(6-25)式を導く過程で考慮しなかった分散による懸濁物の輸送効果も含めて、帯水層の不均一性によって、広がるだけであって、懸濁物の抑留を帯水層厚方向に平均的に抱えても懸濁物による目づまりの特性が失われないと仮定できるものとするれば、図-19に示される現地での比注入量の変化から、実際の λ_0 を推定し、その λ_0 から(6-25)式によって、懸濁物による目づまりを予測することが可能となってくる。

図-39は、上越市での現地実験例で得られた比注入量

の変化に、(6-25)式を適用し、お互いを比較したものである。計算値は驚くほど、現地実験値と一致している。尚、計算に用いた種々の変数および係数は以下のとおりである。

懸濁物濃度は、注入水の濁度が2~3ppmでしかもケーシング等の酸化腐食によって、酸化鉄が付加されるから、平均的に4ppmとした。初期空隙率は帯水層の一般的な空隙率を用い $e=0.2$ とし、 $\alpha_1=16.7$ とした。(6-17)式の r については、注入水が凝集剤を用いた前処理をなされているから、 $r=0.5$ とした。上記の諸係数の下に、 $\lambda_0=2 \times 10^{-3} 1/cm$ とした場合、図-39に示される

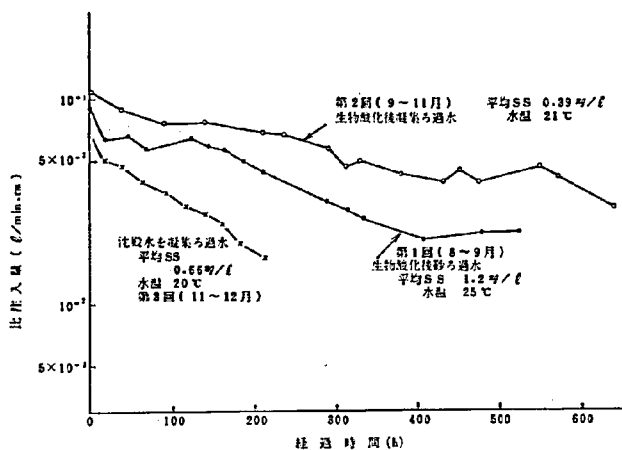


図-41 前処理程度と比注入量の変化(室内実験)

曲線を得た。

また、図-40 は平塚での現地実験結果に対する(6-25)式の適用性を明らかにしたものである。この場合も、計算値は実験値の傾向を非常によく表わしている。平塚では、注入水の懸濁物濃度が調査されていないので、比注入量半減注入高から推定し、10 ppmとした。 $\alpha=0.2$ で $a=16.7$ 、 r は1.0とおいた。以上の値で、 $\lambda_1=4 \times 10^{-1}$ /cmとなった。

わずかに2例と少ないが、(6-25)式によって、現地での比注入量の変化予測の可能性が示された。いずれの例も、当初の推定どおり、 λ_1 の値は室内実験で得られた値より、はるかに小さく、 10^{-1} /cmのオーダーであった。今後は、多くの現地実験結果から、さらに λ_1 の値をとりまとめ、(6-25)式によって、懸濁物による目づまりを予測するための基礎データとすることが必要となるであろう。 λ_1 の値としては、上記の2例で得られた 2×10^{-1} /cm、 4×10^{-1} /cmに示される 10^{-1} /cmのオーダーが目安になると思われる。

〔3〕 目づまりの対策

前節まで述べてきたように、表流水を注入井によって涵養する場合、目づまりは避けることが困難な現象である。

注入井における目づまりに対処する方法としては、注入水の原因となる物質を除去したり、あるいは目づまりが発生しないような注入水の処理を行う方法、注入井の構造を目づまりの進行が緩慢になるように工夫する方法、そして、目づまりしても、目づまり物を注入井の近傍から除去し、注入井の注入機能を回復する

方法が考えられる。

注入水中に含まれる目づまりの原因となる成分を完全に除去することが、目づまりの発生を防止する上で、最も効果的であることは疑いないが、経済的な観点から、許容されるものではない。水道水は、表流水を大量に、しかも効率的に浄化した処理水の内、水質的に最もすぐれたものと考えることができるから、注入水は水道水を最高とし、それより水質的に劣るものがその対象となる。

図-41 は注入水の処理程度の違いによる比注入量の減少程度の違いを示したものである。第1回と第2回は、注入水に含まれる懸濁物の除去の程度が異なる。第1回は単なる砂ろ過による除去で、第2回は凝集剤を用いた砂ろ過であって、SSの差は図に示されているとおりである。第2回と第3回は生物酸化処理装置による有機物の除去程度による違いを示している。生物酸化処理を行えば注入水のBODは1ppm以下となるが、処理前で5~6ppmである。微生物の増殖による目づまりの発生程度が異なることになる。

図-42 は注入水の塩素処理効果を示したものである。注入水中に微生物のえさとなる有機物が含まれても、微生物の増殖を抑制すれば、微生物による目づまりをおさえることができることになるからである。はたして、塩素処理によって、目づまりの進行がおそくなっている。

注入水中の懸濁物、有機物の除去および塩素処理によって、目づまりの発生、進行をおさえることはできても完全に除去しないかぎり、目づまりを防止することは、実際上なかなか困難である。

図-43 は、砂層の上に粘土をおき、懸濁物の抑留および

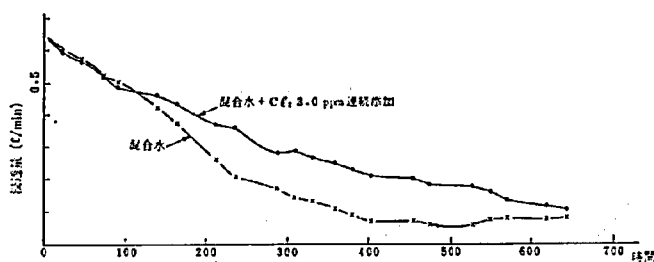


図-42 注入水の懸濁処理の効果 (室内実験)

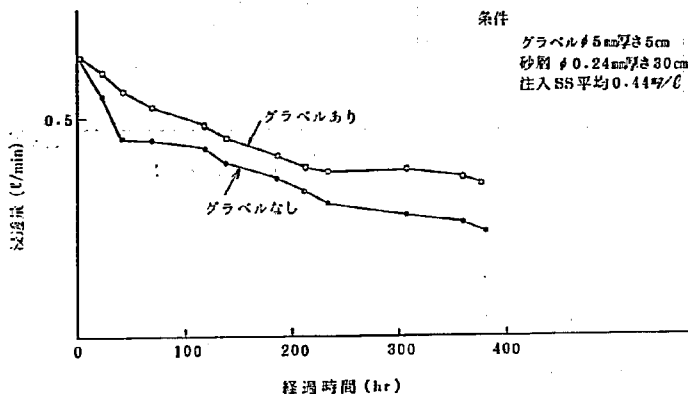


図-43 グラベルの効果 (室内実験)

微生物の発生を表層に集中しないようにしたものと、疎を置かないものの、目づまりの進行状況を比較したものである。疎をおいた方が、目づまりの進行が遅くなっていて、疎をおいて、二層にした方が有効であることが示されている。疎によって、懸濁物の抑留が分散し、従って、微生物の発生も集中せず、有機物の分解、消滅が効率的に行われることになる。

いずれにせよ、目づまりの進行をある程度までおさえることはできても、防止までは困難であるから、目づまりの効率的な回復方法が実用上、最も重要となる。

(1) 現地注入井に見られる再揚水による回復

再揚水は、注入によって注入井の周りに抑留した目づまり物質を除去するために行われるものであって、注入井の注入機能の回復のための唯一の方法と考えられている。

再揚水の回復効果についての現地実験はそれほど多くないが、ここでは、平塚、妻沼の例を中心に述べる。

図-44(a),(b)は平塚での注入、再揚水に伴う比注入量の変化を示している。再揚水は注入量とまったく同じ量(60 m³/h)で行われている。再揚水による回復効果の判

定規準として考えられるのは、比注入量の回復率と、再注入に伴う比注入量の減少程度であろう。各ステップごとの再揚水のための総揚水量は、それまでの累加注入量と同程度に達しているにもかかわらず、再揚水後の比注入量は初期のそれまで回復しておらず、むしろ回復後の比注入量は減少している傾向にあるようである。再注入時の比注入量減少勾配については、顕著な変化は現われていず、再揚水後、比注入量の減少が速くなるということは見られないようである。しかし、注入した量とほぼ同量まで揚水していながら、期待するほど、回復効果は上がっていない。

図-45(a),(b)は妻沼で"1"行われた、再揚水の効果をとりとめたものである。初めから、6段階までの注入における注入水は、深度 15 m の浅層地下水で、溶解性鉄・マンガンが合計 8 ppm 程度含まれているものである。注入量、再揚水とも 80 m³/h である。再揚水総量は 960 m³ から 1 回ごとに半減されて 240 m³ まで減少している。それに従って、再揚水直後回復した比注入量も回を重ねるにつれて、小さくなり、再注入時の比注入量の減少も速くなっている。図-45 に示される⑦で、7,200

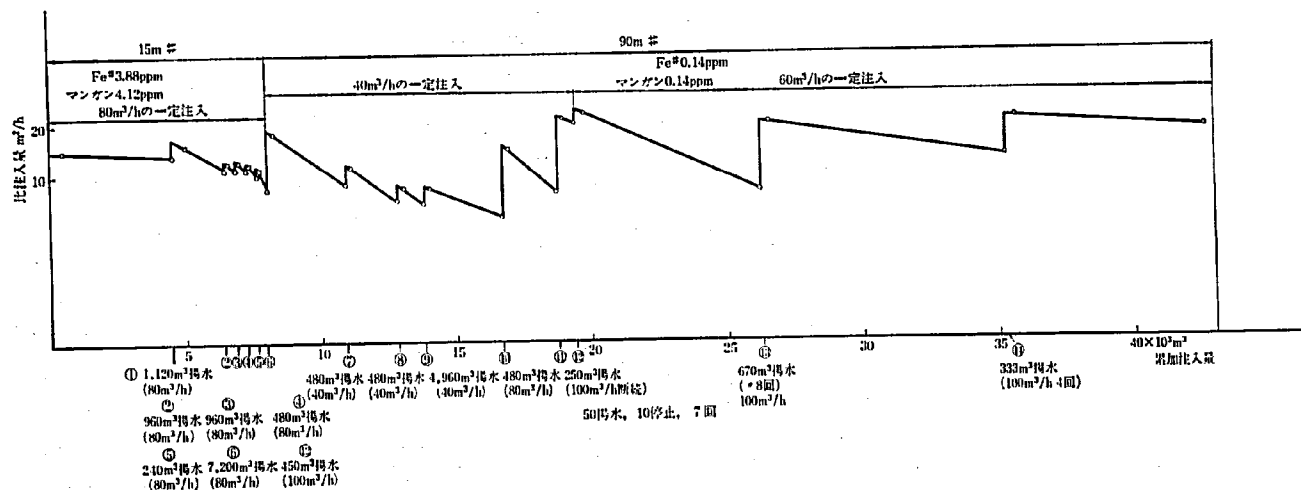


図-45 変沼での再揚水における比注入量の回復

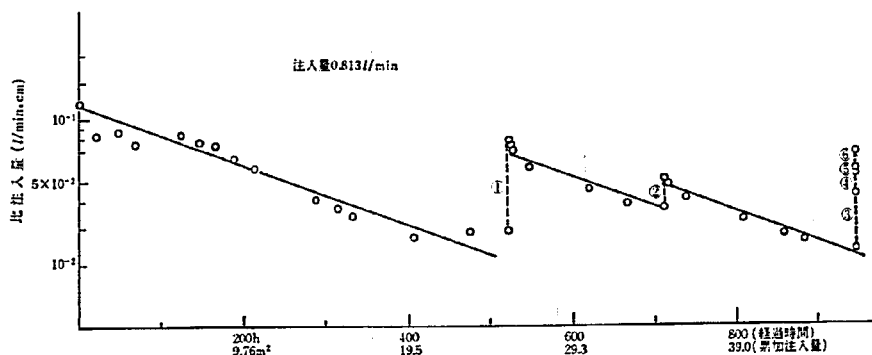


図-47 比注入量の減少と回復(室内実験, 水質: 生物酸化・砂ろ過)(室内実験)

回復等は明らかでないが、再揚水に伴う鉄濃度変化が調査されている。大東市における目づまりの原因は酸化鉄と考えられるから、再揚水中の鉄濃度変化はそのまま抑留物の除去状況つまり、目づまりの回復状況を示すことになる。注入終了後直ちに6日間連続で再揚水が行われると、当初は12.4ppmの鉄濃度の濁水が揚水されるが次第に濃度は低くなり、濁りはまったくみられなくなる。ところが4日ほど休止をおき、揚水を再び開始すると、鉄濃度はまた9ppmまで達する。連続揚水より断続揚水の方が除去効率がよいことを示している。目づまりの原因となる抑留物の物理的性質によって、再揚水による除去の程度が異なるので、上記のことが一般的に言えるとは断言できない。しかし、再揚水は浄水場で行われているような、激しい逆流ではないにもかかわらず比注入量がかなり回復することは、抑留物はストレーナ近傍に除去されやすい状態で、蓄積されていることが推測される。効率的な再揚水による回復方法を確立するには、まず、懸濁物のこのような状態に抑留される状況を明らかにすることが必要不可欠であろう。

(2) 微生物の関与した目づまりの発生と再揚水による比注入量の回復に関する実験結果と考察

表流水を注入水源とする場合に、一般的に生ずる目づまりを対象にして、再揚水による比注入量の回復に関する実験を行ったものである。

円形地下涵管実験装置を用いた実験を行った。実験水は隅田川から取水された河水水を一旦沈殿池に滞留させ、その後生物酸化装置による有機物、アンモニア性窒素の除去を行い、凝集剤を使用した急速砂ろ過、あるいはそのまま急速ろ過したものである。また、生物酸化処理を行わず、沈殿池水をそのまま凝集剤を添加し急速ろ過したものも実験水として用いた。実験水の水質を表-7に示す。帯水層材として使用した実験砂は、0.24mmの有効径を有するものである。またグラベル材として用い

表-7 注入水の水質

	pH	COD	SS	水温	DO
生物酸化・砂ろ過	7.8	8mg/l	1.3mg/l	25℃	7.5mg/l
生物酸化・凝集砂ろ過	7.7	5.6mg/l	0.3mg/l	20℃	8.3mg/l
凝集ろ過	7.5	5.1mg/l	0.7mg/l		6.6mg/l

たのは平均径約5mmの砂である。

実験水は富栄養化した隅田川河水水を処理したものであり、そのまま急速ろ過した実験水は、わずかながら緑がかっていて、懸濁物の主体がらん藻類の有機物であり懸濁物の直接抑留による目づまりから、微生物の作用による影響が次第に現われてくるものと考えられる。河水水を注入水として使用する場合、当然懸濁物による目づまりから、微生物の関与した目づまりへ進行するものと考えられるから、再揚水による回復を図る場合、微生物の関与している状態で再揚水を行うのが一般的であり、本実験ケースもこの意味では一般的なものと考えてよいであろう。

図-47は、生物酸化・急速ろ過水(凝集剤無し)を使用した場合の比注入量の時間変化を示す。再揚水による比注入量の回復も合わせて示してある。再揚水の条件は表-8に示す。第一回目の再揚水後、グラベル近くの砂が、グラベル、ストレーナを通して、ストレーナ内になわずに量であるが流入したことをことわっておく。

表-8 再揚水の条件

①	50 m/日 (ストレーナ単位面積当たり)	1 hr
②	100m/日 ()	30 min
③	150m/日 ()	20 min
④	“	“
⑤	“	“
⑥	150m/日 20 min (Cl ₂ 10 ppm 15 min 注入 1 hr 放置)	

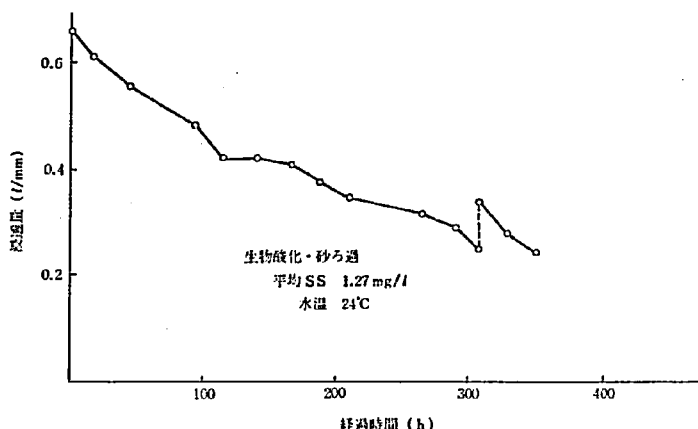


図-48 立型コラムによる浸透量と回復(室内実験)

a. 再揚水によるブロックの流出状況と比注入量の回復²⁾

現地実験での再揚水量は、注入量と同程度が大きくて2~3倍である。それでも再揚水量はストレーナ単位面積当り50~150m³/日で、帯水層の間隙率を考慮したとしても、その速度はわずかで、浄水場のろ過池のような強烈な逆洗とは当然状況が異なる。ゆえに、注入井での再揚水による回復機構を考える上で、グラベルあるいは近傍の帯水層でのブロックの形成過程と再揚水に伴うその流出状況を明らかにすることは非常に重要である。

本実験において、比注入量の減少につれて、グラベル内のブロックの形成が明確になってくることが見られた。同条件(同じ実験砂、実験水)による立型コラムの浸透実験では、浸透実験が経過しても、ほとんどブロックの形成は見られず、扇形浸透実験と明らかな相違を見せている。このことは、図-48に立型コラムによる浸透実験結果を示すが、同様な再揚水による比注入量の回復にも差となって現われているようである。このようなブロックの形成と再揚水によるブロックの流出状況は次のように推定される。

注入井あるいは扇型地下水涵養実験装置での浸透は傾方向の浸透となるため、流速の減少とともに懸濁物は比重が小さくても、重力によってグラベルおよび砂粒子の上面に沈殿、付着しやすくなる。懸濁物の付着に伴って微生物が発生し、微生物の粘着性分泌物によって、さらに懸濁物質は付着しやすくなり、ブロックとしてのかたまりが形成されやすくなると考えられる。また、重力によって抑制物が重なり合ってすし詰めのような状態になることもなく、比重が小さくても、形の大きいブロックになると考えられる。それゆえ、流速が小さくても(50 m/

日) 1mm程度のブロックが流出し、流速が大きくなると(100 m/日以上) 大きな2~5mm程度のブロックまで流出しうようになる。再揚水に伴い、ミジンコ等の微小動物も見られ、明らかに有機物による微生物の発生が目づまりに関与していることが知られた。

再揚水による比注入量の回復について述べると、図-47において、①の場合には砂のストレーナ内への流入のため他と比較はできないが、②と③を比較すると、再揚水総量は同じであるが、再揚水量の大きい③の方が回復の効果が大きく、再揚水量の大きい方が効率的であることが示されている。再揚水量が大きいとより大きいブロックまで流出しうからであろう。目づまりの原因は異なるが、表沼までの現地実験と同様な結果となっている。④と⑤は同様な再揚水をくり返し、再揚水後の比注入量を示したものである。回数を重ねるにつれて回復効果は減少している。再揚水総量を一定とし、いろいろなケースの再揚水の効果について比較すべきであるが、表沼の現地実験で示されているように、断続揚水あるいは揚水と短時間の注入をくり返して行った方が比注入量の回復効果が高いことが推測される。⑥においては、再揚水前に塩素を注入し、目づまりの原因である微生物を弱め、再揚水時に微生物によるブロックを取り除きやすことを意図し、再揚水を行いその結果を示したものである。⑥での回復がほとんど見られなかったのと比較すると、明らかな回復が得られており、微生物が目づまりの原因となっていたこと、再揚水時にグラベル、帯水層内を塩素等で滅菌した方が、微生物のブロックが流出しやすくなり、従って回復効果が高いことが示されている。

しかし、注入によって有機物負荷量が多くなると、状

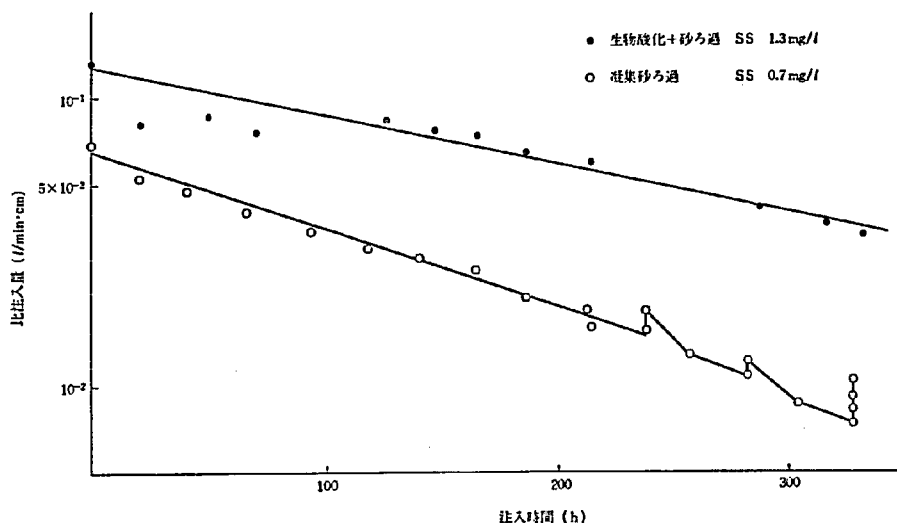


図-49 凝集砂ろ過水による比注入量とその回復(室内実験)

況は異なるようである。図-49 は生物酸化処理を施さず、凝集ろ過を行った実験水を用いたものである。SS濃度は前回の場合より低いにもかかわらず、比注入量の減少も早い。生物酸化処理がなされず溶解性二価鉄がそのまま流入したため、茶褐色の鉄バクテリアの発生がみられた。図に示されるように、再揚水の効果もほとんど現われていない。このように、有機物負荷量が多くなると目づまりによる比注入量の減少も早く、しかも再揚水の効果がみられないことから注入井による地下水涵養を行う場合、上記のような水質を有する表流水の注入は避けなければならない。

b. 目づまりの発生と再揚水による回復機構に関する考察

以上の実験結果から、微生物による目づまりの回復は注入による栄養物の負荷量とグラベルおよび帯水層内の微生物の可能生息量とのバランスを考えることによって可能になると思われる。注入井近傍での微生物の生息量は限られており、可能生息量を上まわると栄養物の負荷が行われると、微生物が密生し、再揚水時除去されやすいフロックの形成がなされず再揚水による回復は困難となる。注入水の水質としての制限が設定されなければならない。しかし、水質的によどのような示標で定量的に表わすかが、大きな課題となる。

栄養物の負荷量と微生物生息量の間のバランスの取れた注入が行われた場合の目づまりの発生と再揚水による回復について図-50を参考にしてとりまとめると次のよ

うになると考えられる。

① 注入初期

多くの注入水中の懸濁物は帯水層内へ流入し、ほとんどが帯水層内で抑留される。時間の経過とともに、グラベルおよびごく近傍の帯水層に、微生物の作用によって懸濁物が抑留される率が高くなり、徐々にフロックが形成される状況を呈してくる。

② フロック形成期

グラベルおよびごく近傍の帯水層でフロックが形成しはじめると、注入水中の懸濁物、栄養分はグラベルと近傍の帯水層で抑留されたり、消費される量が多くなって微生物の発生とフロックの形成が明確になる。それに伴って、帯水層へ浸入する懸濁物、栄養分は少なくなる。

③ グラベルと近傍を除く帯水層内での懸濁物の抑留と微生物生息量の安定

グラベルおよびごく近傍の帯水層のフロックの形成が進むと、懸濁物の抑留、有機物の消費はグラベルと近傍の帯水層でなされ、帯水層深く浸入する有機物量は少なくなり、そこで生息する微生物の必要量に近づき、微生物の生息量が一定となる。

④ 再揚水

再揚水を行えば、グラベルと近傍の帯水層内のフロックが除去されるが、除去される量は再揚水量、再揚水方法で異なる。フロックの除去で比注入量の回復がなされるが、多くのフロックは残されている。

⑤ 再注入

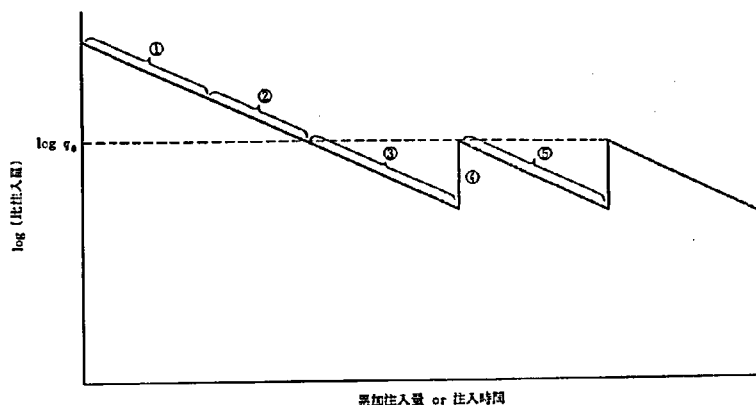


図-50 注入量、揚水に伴う比注入量の一般的变化

注入を再開すると、懸濁物質の抑留、有機物の消費はグラベルと近傍の帯水層内でほとんど行われる。帯水層内へ浸入する量は、注入再開後、いくらか増加することもあるが、すぐ一定に達し、微生物生息量の変化はほとんど影響なく、大きな時間スケールではその生息量は一定と考えることができる。

帯水層の状況等の条件が異なるため、上記の考察と同様な見方をするのは少々危険であるかもしれないが、イスラエルにおける注入井による人工涵養においても、再揚水後の比注入量は、注入当初の比注入量まで回復することはないものの、注入、揚水の経年的なパターンにおいて、揚水後の比注入量が次第に減少してしまうことはないことが報告されている¹¹⁾。

以上のような考え方に基けば、注入井による地下水涵養を実施する際、重要な物理量となるのは回復後の比注入量 q 、と比注入量の減少勾配である。 q は帯水層の透水係数、グラベルとその近傍の帯水層内の既存フロク量あるいは微生物生息量で決まると考えられるが、注入当初の比注入量との関係を明らかにすることは困難である。注入帯水層が異なれば q は透水係数に比例すると考えられる。比注入量の減少勾配は、グラベルおよびその近傍の帯水層でのフロクあるいは微生物生息量の増加率に関係し、注入水質が最も大きな要因と考えられる。

図-51 は注入水に生物酸化処理、凝集剤を用いた急速ろ過水を使用した場合での比注入量の変化を示す。注入水の濁度によって、比注入量の減少傾向がかなり異なるので、濁度の変化を合せて示してある。また再揚水はすべてストレーナ単位面積当り 50 ml/日、揚水時間 1 時間で行っている。

図-52 は図-51 に示される比注入量の変化に関する実験での各層での透水係数の変化を示す。グラベルに接した帯水層の部分は負荷量の増加に伴い、透水係数はほぼ指数関数的に減少し、再揚水で回復した後さらに同様な傾向で減少している。しかし、グラベルから 3 cm 以上離れた部分での透水係数は、ある量まで減少するとほぼ一定となっていて、注入・揚水に伴う比注入量の変化はわずかにグラベルから 3 cm までの帯水層の透水係数の変化によるものであり、それ以降の帯水層内での微生物の生息量あるいは懸濁物抑留量は変化しないことが示されている。

また、帯水層材の注入、揚水に伴う移動による目づまりという観点から図-52 を注目すると、わずか数 cm の間でかなりの水頭差がつくことが推定される。この水頭差が透水力として帯水層の砂粒子に働く有効物体力となる。この力は単位面積当り、 $r_w \frac{\partial h}{\partial r}$ で表わされる。ここに、 r_w は水の単位体積当りの重量、 h は水頭、 r は直径方向座標である。上記の実験の場合、有効物体力は最高で 50 g/cm² 程度まで達すると考えられ、注入と揚水のくり返しによって、この力の働く方向が変わるため、帯水層材が移動し、深刻な障害に発展しかけない。注入井においては、目づまりが発生するため、揚水井以上にグラベルの粒度分布および厚さ、井戸仕上げに注意を払わなければならないと考えられる。

以上については、理想的な均一な帯水層を前提にして考察してきたが、現実の帯水層は不均一で、多かれ少なかれ水みち的な流動形態をとることが一般的と考えられる。目づまりは注入井のごく近傍に集中的に発生するものであることは先に述べたが、その集中度は帯水層の不均一性で異なる。水みち的な不均一な帯水層では、流れ

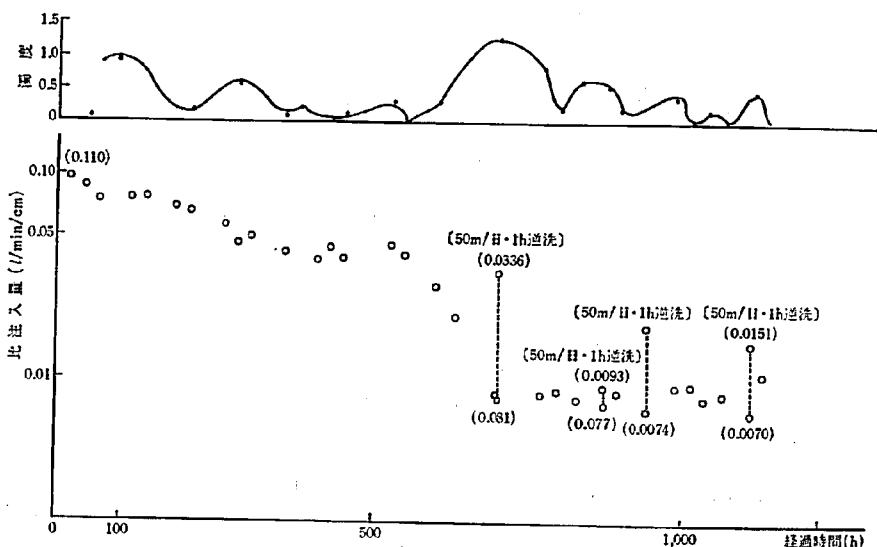


図-51 比注入量の減少と回復(室内実験)

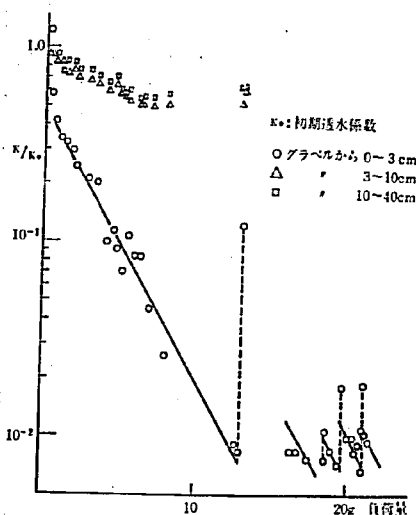


図-52 各層での透水係数の変化(室内実験)

の遅い所から目づまりが進行し、流速の大きい水みちは懸濁物は附着しにくく、微生物の発生に伴うフロックも形成されにくくなり、目づまりの発生は遅れ、比注入量の減少からみると、全体としての目づまりの進行は遅くなると考えられるからである。再揚水による比注入量の回復も当然異なることが予測される。水みちの流速の大

きい所では、目づまりの原因となっている抑留物や微生物のフロックが洗い出されやすくなるが、一方、流速の遅い所ではフロックを洗い出しうる流速まで達しえず、そこでの回復はなされないことになる。このように再揚水によって回復した比注入 q は、帯水層の不均一性によって左右されることになる。極端な場合には、岩盤帯水層のようにほとんど目づまりが発生しないことも考えられる。

7. 注入井の適用

理想的な均一帯水層での目づまりは、懸濁物、微生物いずれの原因であっても、帯水層材の間隙特性ひいては透水係数および注入水の水質に関係する。ところが、既往現地実験結果では、帯水層の透水係数が 10^{-2} cm/sec $\sim 10^{-1}$ cm/sec のオーダーでは、透水係数にあまり関係なく、ほぼ注入水の水質に左右されることが示されている。帯水層材の粒度分布および不均一性によるところが大きいと考えられる。さらに、帯水層の透水性が大きくなったり、不均一性が卓越したりすると、目づまりの発生と進行状況は大きく異なってくることが予想される。例えば、帯水層が岩盤で、地下水が岩盤の割れ目や裂け目を流れる場合には、目づまりは発生しにくいことが報告されている²⁾。また、帯水層が粗粒の砂礫のみによって形成されている場合には、雨水時の濁水をものみこむ

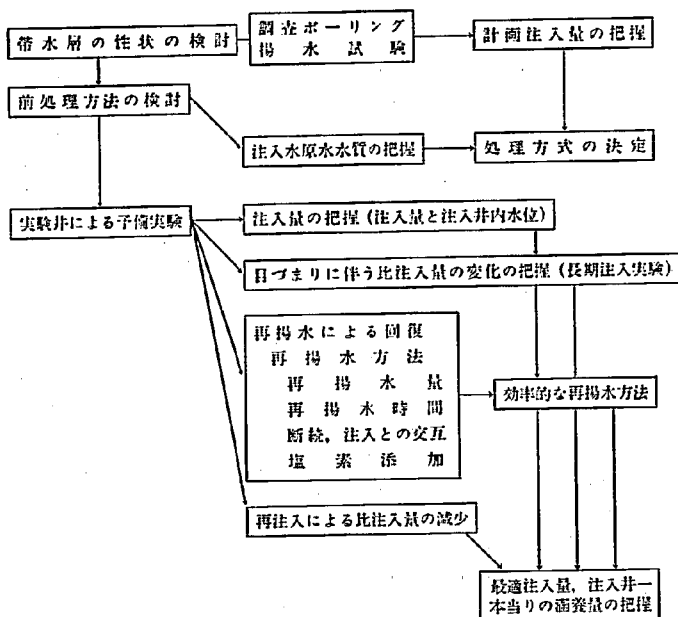


図-53 注入井による地下水涵養の概略調査フロー図

ことも知られている。このような広範囲にわたる帯水層の性状を室内実験で再現することは不可能であり、適用範囲の広い、正確な知見を室内実験等から得るには限界がある。帯水層の性状は場所場所で異なり、現地の帯水層の特性は現地では把握しえないため、大規模な地下水涵養を実施する場合には、これまで、研究成果を基礎とし、注入実験を前もって実施し、そこでの目づまりの発生状況等について、明らかにすることが必要と考えられる。

図-53 に予備注入実験を行うに当たっての調査項目について概略示す。まず、注入帯水層の性状の調査を行う。ボーリングによる帯水層材、帯水層厚を明らかにし、ボーリング孔内微流速計によって、透水試験時に帯水層の不均一性を把握する。帯水層全体の透水係数は揚水試験によって明らかにする。

注入井で涵養を行う場合、注入の技術的、経済的成否に大きなかわりを有する最も重要なものの一つに、注入水の前処理方法がある。規準水質としては、帯水層の性状によって異なるが、既往現地実験および室内実験結果を参考にすると、濁度で 2~3 ppm 以内、BOD₅ で 1 ppm 以内におさえるように努めるべきであろう。濁度については上越市での実験結果によっている。BOD₅ については明確な根拠に乏しいが室内実験における前処

理程度と微生物による目づまりの発生状況から推定したものである。河川水等の表流水を注入原水とする場合は、原水の水質変動について基本的な調査を行うことが必要である。特に洪水時は高濁度の濁質が含まれているから、河川流量あるいは河川水位と SS の関係を前もって知っておくことが好ましい。平常時においても、原水の平均 SS 濃度とその変動幅、BOD₅ とその変動幅について調査する。BOD₅ が高いと生物酸化処理装置等の有機物分解処理施設が必要となる。注入水に塩素を添加して微生物による目づまりを防止しようとする場合には、注入水中の $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度を明らかにしておくこと、必要塩素量を把握しておくことが必要である。懸濁物については、無機成分、有機成分に分けて把握する方が、微生物による目づまりを予測する上で望ましい。

前処理が決定し、注入井の設置を行って、予備注入実験を行う。まず、揚水試験による帯水層材が移動しない適正揚水量を把握する。また、段階注入試験を行い注入量と注入井内水位上昇量の関係について明らかにし、急激な水位上昇をおこさない適正注入量の範囲も明らかにする。適切な基本注入量を選定し、長期注入実験を開始し、目づまりによる注入井内水位の上昇つまり比注入量の減少傾向を把握する。基本注入量は、計画注入量を参考にし、注入水質をもとに既往実験結果から、比注入量

の減少程度を推定して、決定する。目づまりによって、注入井内の水位が所定の水位に達したら、再揚水による比注入量の回復について検討する。再揚水量は適正揚水量内におさえるが、再揚水方法の違いによる効果について把握し、最も効果的な方法を明らかにする。再揚水後の回復された比注入量を把握したなら、長期的な再注入を行い、比注入量の減少傾向について明らかにする。以上の調査から、最も効率的な注入量を決定し、注入井の運用計画を作成する。

以上、述べたように、注入井による地下水涵養技術には、現地特性から生ずる現象は現地でしか把握しえない面を有しており、前もって現地で、注入実験を行うことが必要となる。注入法は狭い注入井壁を通じ、長時間にわたって、涵養が行われるもので、揚水としては構造上すぐれた機能を有しているが、注入の場合には、目づまりの発生という点で、かならずしも、構造的にすぐれているとはいえない。目づまり原因となる懸濁物微生物等の滞留場所が狭い所に限られ、有機性懸濁物等の分解消滅が活発に行われるような状況にはなりえず蓄積が進み、重大な目づまりに発展してしまう可能性を有しているからである。このような状態を避けるためには、前処理によって、注入水中に含まれる懸濁物、栄養類が除去され、良質な注入水を得ることが不可欠である。目づまりした帯水層に直接手を加えて、目づまりを取り除き比注入量の回復を図る方法が困難であり、注入井による地下水涵養は、経済的に柔軟性に富み確実性の高い地下水涵養手法とはいえない。河川水を地下水へ涵養し、河川流量の平滑化を図り、水資源開発を行う地下貯水池のように、定められた量を確実に地下に貯留するための涵養手法として、適切な手法であるかどうかさらに検討を要する。

どのような地下水涵養手法を採用するかは、涵養の目的、現地の条件で異なる。土地利用を考慮して、それぞれの涵養手法の得失を明らかにした上で、具体的に検討されなければならない。

8. 結 論

本研究によって得られた知見をとりまとめると次のようになる。

(1) 目づまりは、注入井のごく近傍に集中して発生するもので、長時間にわたって徐々に進行する。

目づまりの原因として、①注入水中の懸濁物、②微生物の増殖、③空気泡、④帯水層内の化学反応、⑤土粒子の配列変化の5項目が考えられていた。しかし、帯水層内の化学反応による目づまりは、注入水および帯水層水に帯水層の間隙を塞いでしまうような反応物が多く含ま

れることはなく、また注入井の近傍に沈殿物が集中することはないので、通常の表流水起源の注入水を注入する場合には、無視することができる。

注入水と地下水が異なる点は、注入水には懸濁物等が含まれていて、水質的に劣ることもあるが、目づまりの点から忘れがちなのは、注入水には飽和に近い溶存酸素が含まれていることである。このため、注入井のケーシング、ストレーナが酸化腐食され、酸化鉄が蓄積され目づまりとなる。多くの既往実験例において、再揚水時に赤褐色の酸化鉄がみられること、また室内実験において、ストレーナを置いた場合、目づまりの進行が早くなることが確かめられた。ケーシング、ストレーナはさびない材質とするか、コーティングすることが必要となる。

(2) いずれの既往注入実験においても、累加注入量の増加に伴い比注入量はほぼ指数関数的に減少する。比注入量が当初の値の半分になったときまでの累加注入量を注入井のストレーナ面積で除いた値、つまり比注入量半減注入高は、目づまりの進行状況を表すパラメータと考えることができる。この値は、注入水質によって異なってくる。水道水等の上質な注入水の場合には、 $4.0 \times 10^4 \text{ m}$ 以上となり、河川水を簡易処理した平均濁度 $2 \sim 3 \text{ ppm}$ の注入水の場合では $1.0 \times 10^4 \text{ m}$ 程度である。比注入量の減少を、注入井の径を大きくするなどの注入井の構造によって、遅くすることができる。

(3) 懸濁物による目づまりは、懸濁物の滞留と滞留に伴う透水係数の減少という二つの機構によって生ずる懸濁物の滞留を規定する滞留係数 λ は、時間的、空間的に一定と考えてもよいことを実験結果によって示した。透水係数の滞留量による変化は、 $k = k_0 \exp(-\alpha m)$ によって近似することができる。ここに、 α は定数であって、コーツェニーカーマンの式との比較によって、 $\alpha \approx 4/3(1-l_0) + 3/4$ 、と表わすことができる。以上の二つの結果から、滞留係数 λ の特性を明らかにしたところ、 $\lambda \propto q_0^{-1} d^{-1.5}$ によって示される。さらに、以上の結果に基づき、注入井における懸濁物による目づまりに伴う比注入量の減少を予測する (6-25) 式を導いた。(6-25) 式は実験値と比較され、その妥当性が確認された。

現地注入実験における比注入量の減少は、室内実験のそれと比較するとゆるやかである。これは、現地の帯水層が多少なりとも水みちの不均一性を有しているからである。この場合、懸濁物は滞留されにくくなり、滞留される範囲が広がる。このことは (6-25) 式の滞留係数 λ が小さくなることに対応する。図-34 に示されるように、 λ が小さいと、(6-25) 式は現地注入実験でみられるように、指数関数減少の比注入量の変化を与える。このことから、図-19 に示される比注入量の変化に適合するように、実際的な λ を推定し、(6-25) 式によって、

比注入量の変化を予測する場合の基礎資料としてとりまとめることが考えられる。具体的に上越と平塚での現地実験結果に適用したところ、(6-25)式の適用性が確認されるとともに、 λ の値として、一応の目安となる 10^{-1} (1/cm) オーダが得られた。さらに多くの現地実験結果から λ の値について検討することが望まれる。

(4) 表流水を起源とする注入水を注入する場合、通常の帯水層 (透水係数 $10^{-1} \sim 10^{-1}$ cm/sec) では、処理を完璧に行わないかぎり、目づまりの防止は困難である。経済的な観点からは、注入水の水質としては水道水が限度と考えられ、上越で実施された簡易処理が一般的であろう。微生物による目づまりを防止するためには、注入水を塩素処理する対策が有効であるが、懸濁物による目づまりの防除は困難である。グラベルの厚さ、粒度分布を工夫し、抑留物の分散、分解を効率的に行えるようにすれば、目づまりの進行を抑えることはできる。しかし、いずれも決定的な対策とはなりえず、再揚水による回復を図らなければならない。

(5) 注入井による地下水涵養において、再揚水による回復の役割が非常に重要となる。表流水起源の注入水を注入する場合、懸濁物による目づまりが発生し、その後に微生物が関与し、重要な役割を担う。注入井からの浸透は横方向に広がる流れであって、浸透水の減少と重力によって、懸濁物が沈殿、抑留され、微生物の発生に伴い、比重の小さな形の大きいフロックの形成がなされる。注入井のグラベルおよび近傍の帯水層に形成された一部のフロックが再揚水時に除去されて、比注入量の回復がなされる。懸濁物の抑留、微生物によるフロックの形成、再揚水によるフロックの除去、注入による養分の補給といった、全体的な生態的なバランスの中で、再揚水、注入のくり返しによる長期にわたる注入井による地下水涵養が可能となりうると考えられる。注入井の回りの微生物の生息可能性を上回る栄養物負荷がなされると、目づまりの進行が速くなるばかりか、再揚水の比注入量の回復の効果もほとんど現われなくなる。このような理由で、注入井近傍での微生物の発生による有機物の分解、また再揚水による抑留物の除去といった一連のバランスが保たれるような注入を行う必要があり、注入水の水質規準を SS, BOD, 等によって、具体的数値として表現することが望まれる。一応、これまでの既往実験結果と室内実験を参考にすれば、濁度 2 ppm 以内、BOD, としては、5~6 ppm の注入水では再揚水の効果が見られなかったことから、1 ppm 以内が好ましいと思われる。帯水層の不均一性によっても異なるがより正確な水質規準のためには、さらに室内実験の蓄積が必要である。

(6) 注入井による地下水の涵養は、目づまりの発生

と再揚水による回復によって特徴づけられる。しかし、これらの状況は、帯水層の性状によって、大きく左右されることが予測される。帯水層の性状は現地でしか把握することが困難であるから、注入井による地下水涵養計画を立てる場合には、あらかじめ現地において、注入実験は行うことが必要であろう。

また、注入井は目づまりが発生するゆえに、注入井近傍の帯水層では透水力が増加しさらに注入・揚水による反復的な透水力を受ける。このことから、注入井のくっ削に当っては、揚水井以上に、グラベルパッキングの厚さ、種の粒度に注意を払い、井戸の仕上げは入念になされなければならない。

9. 結 語

雨水、河川水の自然涵養は、地層での浮遊物のスクリーニングあるいは地層間隙に生息する微生物等の分解を受け、量的・質的に地層の有する上記の容量とバランスを保ちながら進行する。地下水の人工涵養は必然的にこのバランスをくずすことになるが、特に、注入井においては、注入井のストレーナ面積つまり注入水の浸透面積が狭いことから、それが顕著になりやすい。この場合、注入水の水質を良好に保ち、自然の状態で保たれていたバランスからのずれを小さくすることが必要となる。またこのバランスからのずれによって生じた目づまり状態の回復を図るために再揚水の手法が不可欠となる。自然の状態で保たれているバランスは、人工涵養に伴う過負荷な懸濁物あるいは有機物によってくずれ、そのため目づまりが発生する。本研究はこのバランスのくずれによる目づまりの発生機構を注入井による地下水涵養の場合について明らかにした。また、帯水層の有する人工涵養に対する量的・質的な容量は、個々に異なることから、現地において把握しなければならないことを述べた。

謝辞

本研究は総プロ地下水涵養技術の開発の一環として行なわれたものである。本研究の実施に重要な役割を果たしていただいた(財)国土開発技術研究センターの関係各位の方々および直接実験に携わっていただいた(株)日本水道コンサルタントの方々に、末筆ながら深謝致します。

参考文献

- 山本荘毅, 地下水の人工かん養について
そのⅠ, 用水と廃水 Vol. 2, No. 8, p. 54~64 (1960)
そのⅡ, 用水と廃水 Vol. 2, No. 9, p. 55~62 (1960)
そのⅢ, 用水と廃水 Vol. 2, No. 10, p. 63~69

- (1960)
2. 建設省近畿地方建設局淀川工事事務所, 地下水涵養技術および利用計画検討業務報告書, 昭和52年3月
 3. 梅宮弘道, 横山孝男, 奥山恵寿, 人工涵養法による帯水層の強化と蓄熱利用, 地下水人工涵養に関する報告書, 山形県地下水人工涵養調査会, 昭和54年3月
 4. 柴崎達雄他, 汲び上げた地下水はもどせるか, 施工技術
 5. 山口柏樹, 土質力学, 技報堂
 6. 長瀬和雄他, 泰野盆地における地下水の人工涵養(I), 神奈川県温泉研究報告, 第7巻, 第3号, p. 135~144 (1976)
 7. 北川 明, 注入井による注入機構に関する考察—特に目づまりについて—土木技術資料, 第19巻, 昭和52年9月
 8. 建設省土木研究所, 涵養井の目づまりについて, 土木研究所資料1402号, 昭和53年10月
 9. 石崎勝義, 北川 明, 注入井による地下水涵養—特に目づまりとその対策—第23回水理講演会論文集, 1979年2月
 10. 新潟県生活環境部公害規制課, 上越地区地盤沈下防止対策事業—G, 地下水涵養中間報告書, 昭和51年10月
 11. 建設省土木研究所, 国土開発技術研究センター, 地下水涵養技術の開発, 昭和54年2月
 12. J. Vechiol, Henry F.H.Ku, Preliminary Results of Industry Highly Treated Sewage Plant Effluent into Deep Sand Aquifer at Bay Park New York, Geological Survey Professional Paper 751-A
 13. 建設省土木研究所, 国土開発技術研究センター, 地下水涵養技術の開発, 昭和52年2月
 14. 清水一夫, 関井守夫, 金属材料腐食データ, 日本防錆技術協会出版会
 15. 建設省土木研究所, 地下水涵養シリーズ(その2) 注入井による地下水の人工涵養, 土木研究所資料1498号, 昭和54年2月
 16. D.L. Warner and L.T. Doty, Chemical Reaction between Recharge water and Aquifer Water
 17. 本田利男, 大東市における地下水涵養実験について, 天の水, 地の水, 昭和49年秋季30号
 18. 永井 茂, 村下敏夫, 人工地下水における注入井戸の目づまりと回復—妻沼実験地の例—工業用水, 昭和47年11月
 19. 九州農政局計画部, 白石平野地区調査報告書, 昭和40年3月, 佐賀県農材部, 白石平野の地下水の地下注水実験, 昭和42年
 20. 横山孝男他, 人工涵養による常水層の蓄熱利用, 日本地下学会誌, 第17巻, 第2号, 1975
 21. M. Rebhun, J. Schwavz, Clogging and Contamination Processes of Recharge wells, W.R.R. Vol. 4, No. 6, 12, 1968
 22. D.M. Mintz, Modern Theory of Filtration
 23. 藤田賢二, 急速ろ過工程の数学的表現 (I)—ろ過方程式—, 水道協会雑誌, 第510号, 昭和52年3月
 24. Camp. T.R., Theory of water Filtration, J. of ASCE, SA 4 (1964, 8)

(昭和55年1月8日原稿受理)

補 弱桁架設時の吊橋の耐風性に関する研究

土木研究所報告 155-1
昭. 56. 3 (1981)

成田信之, 横山功一

要 旨

これまでの橋梁の風による事故はその架設時に多く発生している。そこで、架設時の安全性の確認は完成系に対すると同様に重要である。吊橋の場合には架設工事の進捗に従ってその質量、剛性が漸次変化して行き、従って、それに対応する構造特性（振動数など）も変化するため、架設時の空気力学的安全性の確認は不可欠となる。

本論文では橋梁架設時の設計風速についての基本的な考え方を述べると共に、不安定振動の限界風速を決める実験手法を説明し、更に平戸大橋への適用例を示している。

その結果として、2次元模型を用いて計測した非定常空気力係数をもとにした推定法により架設工事の各段階における限界風速を十分に推定できることが判った。

キーワード（橋梁、吊橋、架設工事、耐風安定性）

注入井による地下水の涵養に関する研究

土木研究所報告 155-2
昭. 56. 3 (1981)

石崎勝義, 北川 明

要 旨

本研究は、実際の注入井による地下水涵養技術、および、特に注入井による地下水涵養において最も重要な問題となる目づまりについて検討したものである。目づまりの特性を室内実験によって明らかにし、懸濁物質による目づまりに伴う注入効率の変化を定式化した。

目づまり対策についていくつか検討したところ、再揚水が最も効果的であることが判明した。さらに、注入井による地下水涵養計画の一環として、現地実験手法の提案を行なった。

キーワード（地下水人工涵養、注入井、目づまり、比注入量、再揚水）

Report of The Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol. 155, March 1981
**Aerodynamic Stability of Suspension Bridges under
Construction Stage**

by Dr. Nobuyuki Narita
Koichi Yokoyama

Synopsis:

Wind accidents on bridge structures have so far happened at their construction stage, and this necessitates confirmation of safety of a structure under construction as well as after completion.

The aerodynamic safety of a suspension bridge under construction stage is essential, because the mass and rigidity, and the relevant dynamic characteristics of the structure alter gradually as the construction work proceeds.

In the paper, described are the basic concept of design wind speed for a bridge under construction, wind tunnel technique for determining the critical wind speed of instability, and their application on the Hirado Ohashi Bridge.

It was clarified the estimation method of critical wind speed by the use of non-steady aerodynamic coefficients measured at a two dimensional model can satisfactorily apply to every step of construction work.

Key Words (bridge, suspension bridge, construction work, aerodynamic stability.)

Report of The Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol. 155, March 1981

A Study on Artificial Recharge by Recharge Wells

by Katsuyoshi Ishizaki
Akira Kitagawa

Synopsis:

Technical aspects of artificial recharge by wells were studied from the practical view point. The mechanism of clogging which causes serious trouble with recharge wells was investigated. The characteristics of clogging were made clear by laboratory experiments. The change of efficiency of recharge caused by clogging due to suspended solids was formulated. Several measures against clogging were investigated and the repumping was proved to be the most effective. Finally the field experimental procedure which makes the artificial recharge plan reliable was proposed.

Keywords (Artificial recharge, Recharge wells, Clogging, Specific recharge, Repumping)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 155 March 1981

CONTENTS

1. Nobuyuki Narita and Koichi Yokoyama
Aerodynamic Stability of Suspension Bridges under
Construction Stage.....(1)
 2. Katsuyoshi Ishizaki and Akira Kitagawa
A Study on Artificial Recharge by Recharge Wells(61)
-