

土 木 研 究 所 資 料

首都圏外郭放水路合流部の 水理模型実験報告書

1995年2月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

Copyright ©1995 by P.W.R.I.

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

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

首都圏外郭放水路合流部の 水理模型実験報告書

室 長 栗 城 稔
研究員 木 内 豪
田 中 義 人

要 旨

本報告書は、首都圏外郭放水路合流部のエネルギー損失量とエアベントの排気効果を把握する目的で行った水理模型実験の内容を整理・分析した結果をとりまとめたものである。また、分析結果を用いて首都圏外郭放水路全体でのエネルギー損失量の推定を行った。その際、立坑内水位の算定方法を改良した。

キーワード：首都圏外郭放水路，合流損失，連行空気量，減勢池水圧，立坑内水位

序

首都圏外郭放水路は、江戸川、中川、倉松川、大落古利根川間を相互に連結する地下放水路で、中川・綾瀬川流域における浸水被害を解消して既成市街地の治水安全度を向上させ、良好な宅地供給の促進を図ることを目的に平成4年から建設が進められており、直轄工事としては初の大深度地下放水路となる。大深度を活用した地下河川や地下調節池は、用地取得の時間と費用が大幅に削減できるという理由により、大都市を抱える地方自治体において計画される事例が最近多く見受けられるようになっているが、既に供用しているものはほんのわずかであることや、地下放水路を圧力管運用する方向にあることから、技術的な面でさらに検討を進めなければならない点が幾つもあるのが実状である。

このような状況の下、土木研究所においては平成3年度から、水理的な挙動の解明と実施設計に反映することを目的として、倉松川、中川の流入立坑の水理模型実験、放水路全体模型を用いた水理実験等を行っている。既に、「首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験」（土木研究所資料第3243号）をまとめているが、本報告書は倉松川と中川の立坑合流部（第3立坑）における水理検討の結果と第1報の内容の補足についてとりまとめたものである。

なお、実験の実施にあたっては江戸川工事事務所の関係各位から助言、助力を得たことを記し、感謝の意を表する次第です。

平成7年2月

土木研究所河川部都市河川研究室

栗城 稔

木内 豪

田中 義人

首都圏外郭放水路合流部の水理模型実験報告書

目 次

1.序論	1
1.1 首都圏外郭放水路の概要	1
1.2 水理模型実験の目的	1
2.水理模型実験の装置と方法	4
2.1 実施設の形状	4
2.2 計測装置と実験方法	4
3.模型実験結果	12
3.1 流況	12
3.2 合流部における損失量の実験結果	13
3.3 エアベントの排気効果の実験結果	17
3.4 減勢池底面の水圧変動の実験結果	19
3.5 流入部における損失量の実験結果	20
4.実施設の水理設計	62
4.1 合流部における連行空気量の縮尺効果	62
4.2 首都圏外郭放水路全体のエネルギー損失量の算定	64
5.結 論	71
参考文献	72

図表の目次

図 1.1	首都圏外郭放水路の全体図	3
図 2.1.1	流入部の記号の説明	6
図 2.2.1	合流部の 1/22 縮尺模型	6
図 2.2.2	合流部の実験装置	7
図 2.2.3	水位－流量曲線	8
図 2.2.4(a)	導水路の水位計測位置（倉松川）	9
図 2.2.4(b)	導水路の水位計測位置（中川）	10
図 2.2.5	減勢池底面での圧力変動計測位置	11
図 3.1.1(a)	実験ケース 1 の流況（開水路、エアベント有り、視点：図 2.2.5 の①）	22
図 3.1.1(b)	実験ケース 1 の流況（開水路、エアベント有り、視点：図 2.2.5 の②）	23
図 3.1.1(c)	実験ケース 1 の流況（開水路、エアベント有り、視点：図 2.2.5 の③）	23
図 3.1.2(a)	実験ケース 5 の流況（ $H=1.3\text{m}$ 、エアベント有り、①）	24
図 3.1.2(b)	実験ケース 5 の流況（ $H=1.3\text{m}$ 、エアベント有り、②）	25
図 3.1.2(c)	実験ケース 5 の流況（ $H=1.3\text{m}$ 、エアベント有り、③）	25
図 3.1.3(a)	実験ケース 6 の流況（ $H=2.3\text{m}$ 、エアベント有り、①）	26
図 3.1.3(b)	実験ケース 6 の流況（ $H=2.3\text{m}$ 、エアベント有り、②）	27
図 3.1.3(c)	実験ケース 6 の流況（ $H=2.3\text{m}$ 、エアベント有り、③）	27
図 3.1.4(a)	実験ケース 7 の流況（ $H=3.3\text{m}$ 、エアベント有り、空気供給量 $325\text{m}^3/\text{s}$ 、①）	28
図 3.1.4(b)	実験ケース 7 の流況（ $H=3.3\text{m}$ 、エアベント有り、空気供給量 $325\text{m}^3/\text{s}$ 、②）	29
図 3.1.4(c)	実験ケース 7 の流況（ $H=3.3\text{m}$ 、エアベント有り、空気供給量 $325\text{m}^3/\text{s}$ 、③）	29
図 3.1.5(a)	実験ケース 8 の流況（ $H=1.3\text{m}$ 、エアベント無し、①）	30
図 3.1.5(b)	実験ケース 8 の流況（ $H=1.3\text{m}$ 、エアベント無し、②）	31
図 3.1.5(c)	実験ケース 8 の流況（ $H=1.3\text{m}$ 、エアベント無し、③）	31
図 3.1.6(a)	実験ケース 9 の流況（ $H=2.3\text{m}$ 、エアベント無し、①）	32
図 3.1.6(b)	実験ケース 9 の流況（ $H=2.3\text{m}$ 、エアベント無し、②）	33
図 3.1.6(c)	実験ケース 9 の流況（ $H=2.3\text{m}$ 、エアベント無し、③）	33
図 3.1.7	実験ケース 4 の流況（開水路、エアベント無し、①）	34
図 3.2.1	合流部前後のエネルギー線と動水勾配線	14
図 3.2.2	ピエゾ計水頭計測位置	35
図 3.2.3	本管上流から本管下流までの全水頭差と本管下流速度水頭の関係	36
図 3.2.4	倉松川立坑下端から本管下流までの全水頭差と本管下流速度水頭の関係	36
図 3.2.5	中川立坑下端から本管下流までの全水頭差と本管下流速度水頭の関係	37
図 3.2.6	合流部の損失係数 K_u と合流比の関係	37
図 3.2.7	合流部の損失係数 K_1 と合流比の関係	38
図 3.2.8	合流部の損失係数 K_2 と合流比の関係	38

図 3.2.9	本管上流から本管下流までの圧力水頭差と本管下流速度水頭の関係	39
図 3.2.10	倉松川立坑下端から本管下流までの圧力水頭差と本管下流速度水頭の関係	39
図 3.2.11	中川立坑下端から本管下流までの圧力水頭差と本管下流速度水頭の関係	40
図 3.2.12	合流部の損失係数 K_{Iu} と合流比の関係	40
図 3.2.13	合流部の損失係数 K_{Iu} と合流比の関係	41
図 3.2.14	合流部の損失係数 K_{I2} と合流比の関係	41
図 3.2.15	T字結合の損失係数との比較 (本管上流から本管下流までの区間)	42
図 3.2.16	T字結合の損失係数との比較 (倉松川立坑下端から本管下流までの区間)	42
図 3.2.17	T字結合の損失係数との比較 (中川立坑下端から本管下流までの区間)	43
図 3.2.18	合流部の損失係数 K'_u	43
図 3.2.19	合流部の損失係数 K'_1	44
図 3.2.20	合流部の損失係数 K'_2	44
図 3.2.21	合流部の圧力水頭差 H_u の計測値と計算値の比較	45
図 3.2.22	合流部の圧力水頭差 H_1 の計測値と計算値の比較	45
図 3.2.23	合流部の圧力水頭差 H_2 の計測値と計算値の比較	46
図 3.2.24	合流部の全水頭差 ΔE_u の計測値と計算値の比較	46
図 3.2.25	合流部の全水頭差 ΔE_1 の計測値と計算値の比較	47
図 3.2.26	合流部の全水頭差 ΔE_2 の計測値と計算値の比較	47
図 3.3.1	連行空気率と立坑内水位の関係	50
図 3.4.1~3.4.8	減勢池底面での水圧変動	51~58
図 3.5.1	流入部損失量と漸縮部上端での速度水頭の関係	59
図 3.5.2	複断面型渦流立坑の流入部形状	20
図 3.5.3	流入部損失量と漸縮部上端での速度水頭の関係	59
図 3.5.4	立坑下端水位と漸縮部上端水位の関係	60
図 3.5.5	漸縮部上端水位の計測値と計算値の比較	61
図 4.1.1	縮尺効果を考慮した連行空気率 (Ervine の式を用いた場合)	68
図 4.1.2	縮尺効果を考慮した連行空気率 (Ahmed の式を用いた場合)	68
図 4.1.3	螺旋案内板付の渦流立坑の立坑内水位と連行空気率の関係	69
図 4.2.1	首都圏外郭放水路各部における損失係数	70
表 2.1.1	流入立坑の形状 (実物)	4
表 2.2.1	流入立坑の形状 (模型)	5
表 3.2.1	流量条件の一覧	14
表 3.2.2	流量条件別の全水頭差と圧力水頭差 (模型)	48
表 3.2.3	流量条件別の全水頭差と圧力水頭差 (実物)	49
表 3.2.4	回帰式の係数	17
表 3.3.1	連行空気計測の流量条件	18
表 3.3.2	実験条件の一覧	18

表 3.3.3	合流部における連行空気量と連行空気率	18
表 3.3.4	既往の計測における実験条件との比較	19
表 3.4.1	減勢池底面の水圧変動（倉松川）	19
表 3.4.2	減勢池底面の水圧変動（中川）	20
表 4.1.1	模型の縮尺効果の算定	64
表 4.1.2	合流部における連行空気率	64
表 4.2.1	放水路各部の損失量の算定方法	65
表 4.2.2	損失量の算定に用いた損失係数	65
表 4.2.3	首都圏外郭放水路各部の損失水頭の試算結果	67
表 4.2.4	漸縮部上端水位と流入損失量の計算値	66
写真 2.2.1	合流部の縮尺模型（エアベント無し）	
写真 3.1.1	導水路から漸縮部にかけての流況（流量ケース 1）	
写真 3.1.2	減勢池内の流況（エアベント有り、開水路、流量ケース 1）	
写真 3.1.3	合流部の流況（エアベント有り、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース 1）	
写真 3.1.4	合流部の流況（エアベント有り、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース 1）	
写真 3.1.5	合流部の流況（エアベント有り、 $H=2.2\text{m}$ 、流量ケース 1）	

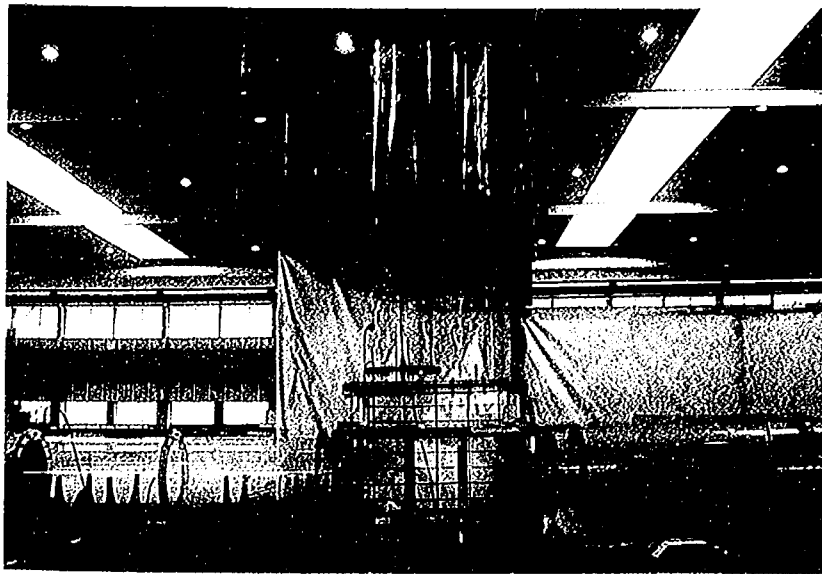


写真2.2.1 合流部の縮尺模型 (エアベント無し)

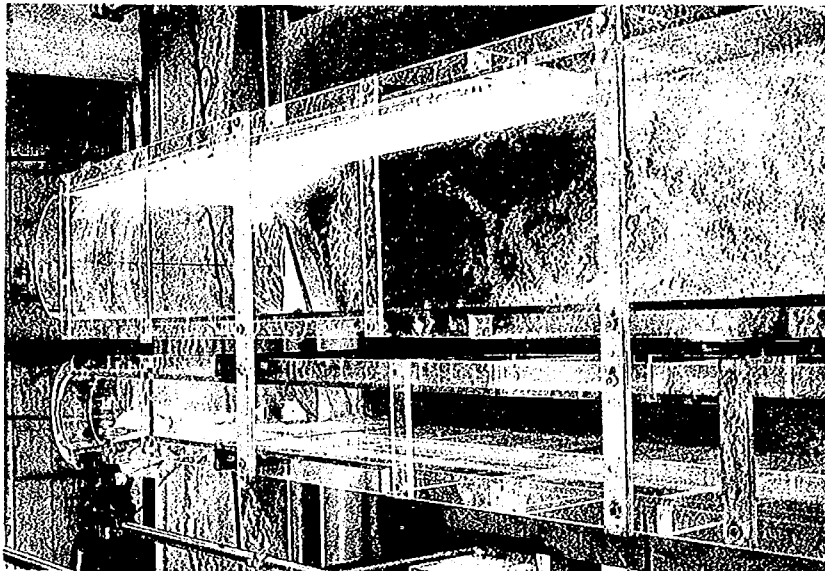


写真3.1.1 導水路から漸縮部にかけての流況 (流量ケース1)

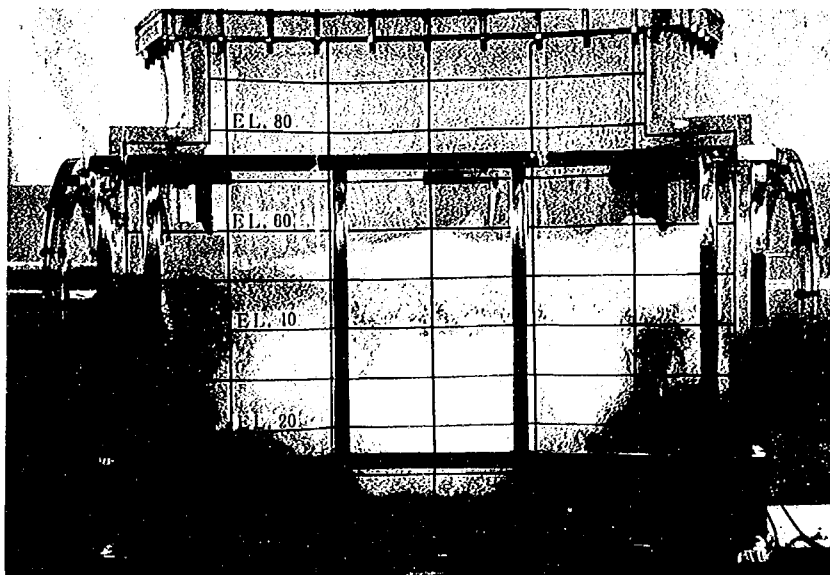


写真3.1.2 減勢池内の流況 (エアベント有り、開水路、流量ケース1)

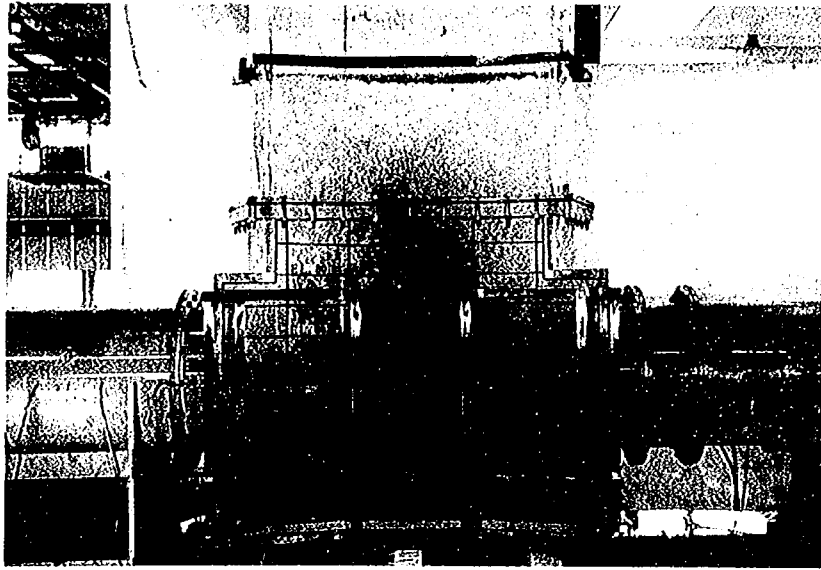


写真3.1.3 合流部の流況（エアベント有り、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース1）



写真3.1.4 合流部の流況（エアベント有り、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース1）



写真3.1.5 合流部の流況（エアベント有り、 $H=2.2\text{m}$ 、流量ケース1）

1.序 論

1.1 首都圏外郭放水路の概要

中川・綾瀬川流域では流域開発が急激に進んだことから治水対策が追いつかず、特に近年市街化の進む中流域では浸水による被害は増加の傾向にある。このため、江戸川と中川、倉松川、古利根川の間を結ぶ新たな放水路を建設する首都圏外郭放水路建設事業が進められている。

本放水路は延長約6.3kmで、地下トンネル部は国道16号の地下約50mの洪積層を貫くように設けられる。計画流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ は放水路最下流に設けられる排水機場を介して江戸川へ排水される。地上河川からの分流量と主な諸元を図1.1に示す。無降雨時には放水路内を空にして管理するので、洪水初期には流入水が放水路内にある程度貯留され、放水路内水位が排水機場の吸水槽（調圧水槽）敷高を越えるとポンプ排水が行われる。したがって、ポンプ排水時には水路内は圧力流れの状態となり動水勾配が形成される。

地上の3河川から分流する洪水は流入立坑により放水路へ導かれるが、洪水初期には高落差を安定して流下し、かつ、落下時に構造物に損傷を及ぼさないようにする必要がある。一方、圧力流れ時には立坑内水位が地上付近へ上昇しており、施設の設計にあたっては計画流量に対して動水勾配線が所定の高さを越えないようにするのはもとより、立坑内水位の背水効果が上流の越流堰まで及ばないような構造にできることが望ましい。また、排水ポンプが急停止してサージングが発生した場合でも各流入立坑及び途中2箇所に設ける予定のサージタンク（発進立坑を転用したもの）の水位が地盤高を越えないようにする必要がある。また、当該事業の費用試算によれば、排水機場に接続する吸水槽の敷高の違いが機場の建設費に及ぼす影響が大きいため、圧力運用時の放水路全体での損失エネルギーをできるだけ小さくして放水路の動水勾配を緩くし、吸水槽の敷高を浅くすることが望ましい。その他にも、排水による江戸川本川の流れや河床への影響、流入立坑での落下水による騒音や振動、トンネル内空気の排除等について水理的検討を要するとみられる。

1.2 水理模型実験の目的

平成3年度から5年度にかけては、倉松川、中川の流入立坑の開水路流れ時の減勢効果や圧力流れ時の損失特性について水理模型実験を行い、その結果を用いて大落古利根川を含む3本の流入立坑の水理設計を行った。平成5年度には倉松川と中川の立坑が本管と交わる合流部の水理模型実験を行い、また、平成5年度からは首都圏外郭放水路の全体を歪み模型で再現して圧力流れ時の動水勾配、非定常的流れ時の様子や排水ポンプ急停止時のサージングについて水理模型実験を行っている。

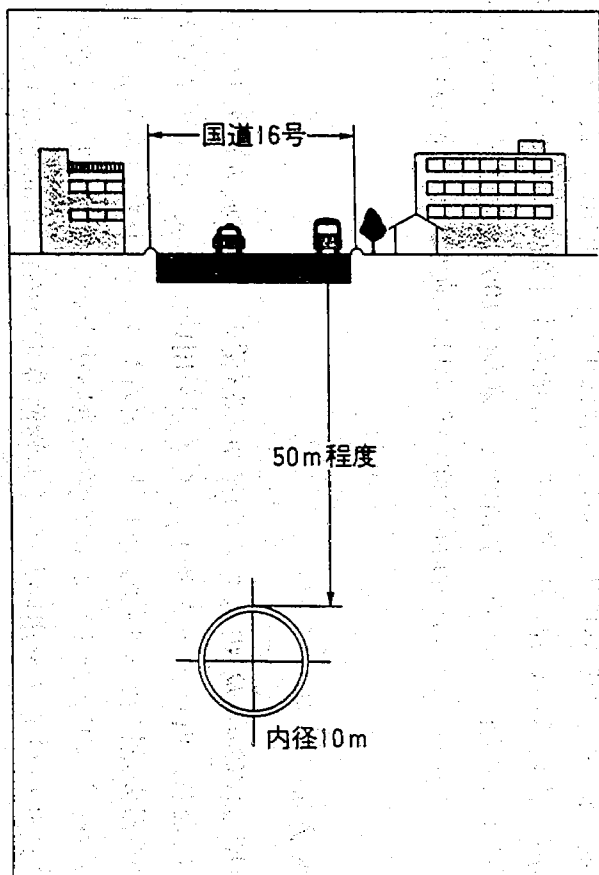
平成5年度に行った合流部の水理模型実験の主要な目的は、圧力流れ状態における合流部でのエネルギー損失量とエアベントの排気効果を把握することにある。実験では、流況観察の他に、次の項目について計測を行った。

(1) 模型各部でのピエゾ計水頭

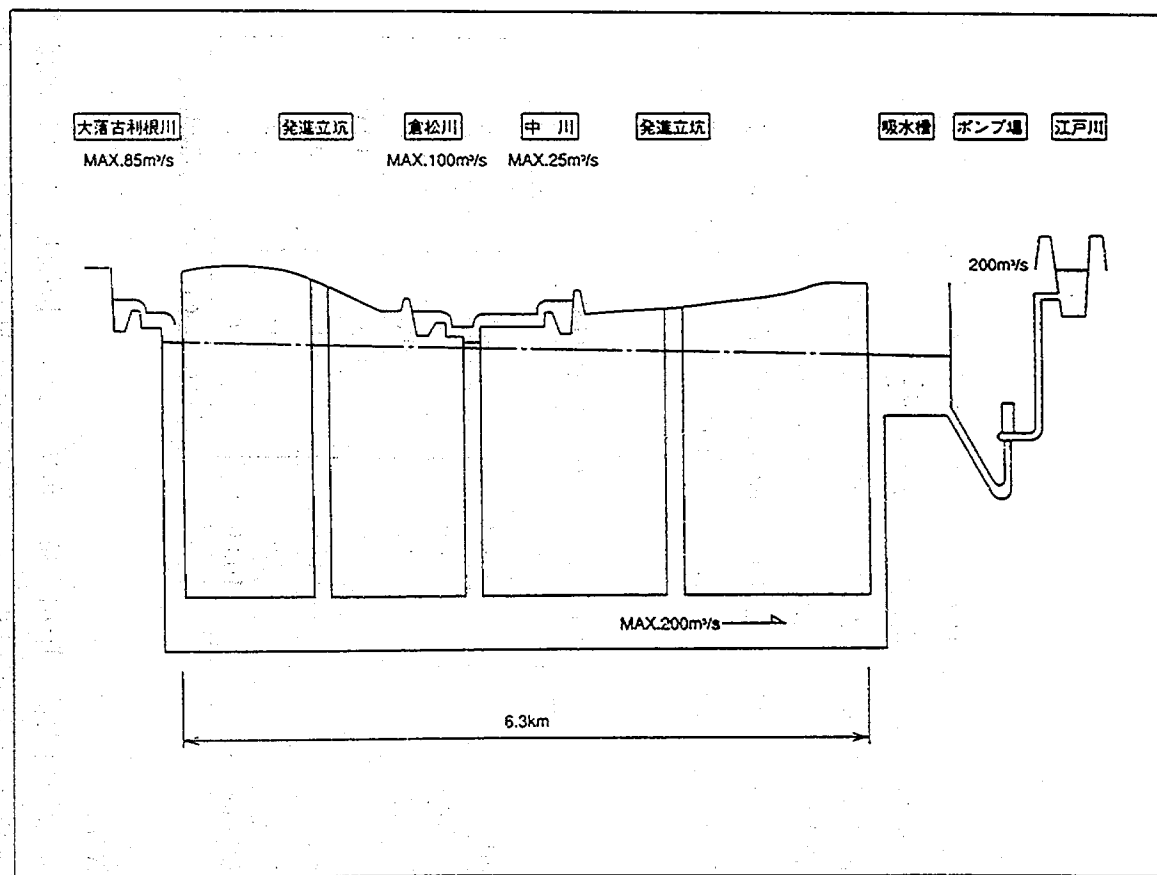
(2)合流部下流へ流下する連行空気量

(3)減勢池底面の水圧変動

合流部におけるエネルギー損失についてはT字管について既に多くの実験が行われているが、減勢池を有する場合については3次元流況がT字管と大きく異なり、また、首都圏外郭放水路合流部の内部形状は複雑なため、損失量の算定にあたっては水理模型実験を行ったものである。また、エアベントの排気効果については、渦流立坑における空気の連行現象に関する既往の実験成果はあるもののエアベントの排気量を把握するためには水理実験による評価を行わざるを得ない。上記(1)については合流部でのエネルギー損失量の他に流入立坑での損失量についても計測結果の整理を行った。



標準断面図



放水路圧力管運用合流水路方式 全体構成図

図1.1 首都圏外郭放水路の全体図

2.水理模型実験の装置と方法

2.1 実施設の形状

1)流入部形状の設定

立坑流入部の形状には、圧力流れ時にエネルギー損失量を最小限にし、かつ、自由落下時には高い減勢効果が得られる複断面型渦流立坑を採用し、立坑径は適正な螺旋流が形成される大きさとした。流入部の寸法を表2.1.1に、記号の説明を図2.1.1に示す。自由落下時には図2.1.1の①で示した低水路を計画流量が流れ、圧力流れ時で立坑内水位が高い場合は①と②の両方を流れる。今回の模型実験は合流部の水理検討が目的であるため、倉松川と中川の流入立坑が実験の対象範囲となるが、表2.1.1には参考のために古利根川流入立坑の設計値も付記した。

表2.1.1 流入立坑の形状（実物）

	倉松川	中川	古利根川
管径D(m)	9.0	5.2	6.5
導水路幅B(m)	9.0	3.5	6.5
漸縮下端幅c(m)	2.0	0.8	2.2
漸縮部長さL'(m)	22.0	12.0	10.0
落差高z'(m)	12.70	6.93	5.77
段差 Δz (m)	4.65	3.67	3.92
設計流量Q(m ³ /s)*	100.0	25.0	85.0

*自由落下にかかわる設計時

2)合流部形状の設定

合流部の上部には倉松川立坑、中川立坑、エアベントが接続し、底部には減勢池が確保される。第3立坑（内径30m）の円形断面の一部は施設管理用の昇降装置で占有される予定となっている。減勢池の深さや発進立坑内における倉松川立坑、中川立坑、エアベントの配置は江戸川工事事務所の概略設計に基づいている。合流部上下流の本管の内径は10.6mであるが、この設定断面は土砂堆積等のための余裕断面（面積で10%）と管理用車両通行のためのインバートが含まれている。これらの断面を除いた正味の流水断面の換算内径は10.0mとなる。

2.2 計測装置と実験方法

実験で用いた模型は実物の1/22の大きさで無歪み模型とした。流入部の1/22縮尺模型の寸法は表2.2.1のようになる。既成の亚克力パイプ等を用いたため、中川の立坑径が1mm小さくなったが、全体の損失量に及ぼす影響はほとんどないものとした。合流部の1/22縮尺模型を図2.2.1に示す。これはエアベントの形状や減勢池形状を忠実に再現したものである。本管には内径48cmの亚克力パイプを用いたので実物換算では内径10.6mとなり、実施設の余裕断面及びインバートを含めた全断面の値に合っている。すなわち実験は本管の全断面積を

想定して実施し、土砂堆積等があった場合の値については計算により推定したものである。

表2.2.1 流入立坑の形状（模型）

	倉松川	中川
管径D(cm)	41.0	23.5
導水路幅B(cm)	41.0	15.9
漸縮下端幅c(cm)	9.1	3.6
漸縮部長さL'(cm)	100.0	54.5
落差高z'(cm)	57.7	31.5
段差 Δz (cm)	21.1	16.7
設計流量Q(ℓ/s)*	44.0	8.8

*自由落下にかかわる設計時

合流部の実験装置を図2.2.2、写真2.2.1に示す。地下河川本管と倉松川立坑、中川立坑が減勢池で合流する構造となっている。合流前の本管流量は電磁流量計（横河電機製ADMAG、読みは0.1 ℓ/s 単位）を用いて計測した。立坑流量は、整流水槽下流に設置した四角堰の水位から流量に換算して求めた（図2.2.3）。この水位－流量曲線は、本管流量を計測した電磁流量計を用いて作成したものである。

導水路の水位は図2.2.4に示す位置でポイントゲージを用いて計測した。読取り精度は0.1mmである。立坑と本管内の圧力水頭はマノメータにより0.5mmの精度で読み取った。マノメータには内径6mmのビニールチューブを用い、チューブは内径1mmのピエゾ計の先に接続した。マノメータ内水位に変動がある場合には最大値と最小値を読み取り、解析ではその平均値を使用した。ピエゾ計の設置位置を図3.2.2に示す。

圧力水頭の基準面は減勢池の内部底面とした。減勢池底面での圧力変動は、図2.2.5に示すように立坑円周の延長線と底面の交点で歪ゲージ式圧力変換器（共和電業製PGM-05KG）を用いて計測した。圧力変換器からの出力のサンプリング間隔は約19.5msで20秒間の出力結果（1024データ）から平均値と標準偏差を求めた。また、FFTアナライザー（小野測器製）で周波数分析を行った。圧力変換器の測定精度については非直線性が最大0.06%である。

連行空気量は合流部より約6m下流に設置した内径150mmの排気管上端部にビニール袋を被せ、ある時間内に補足した空気の体積から換算した。

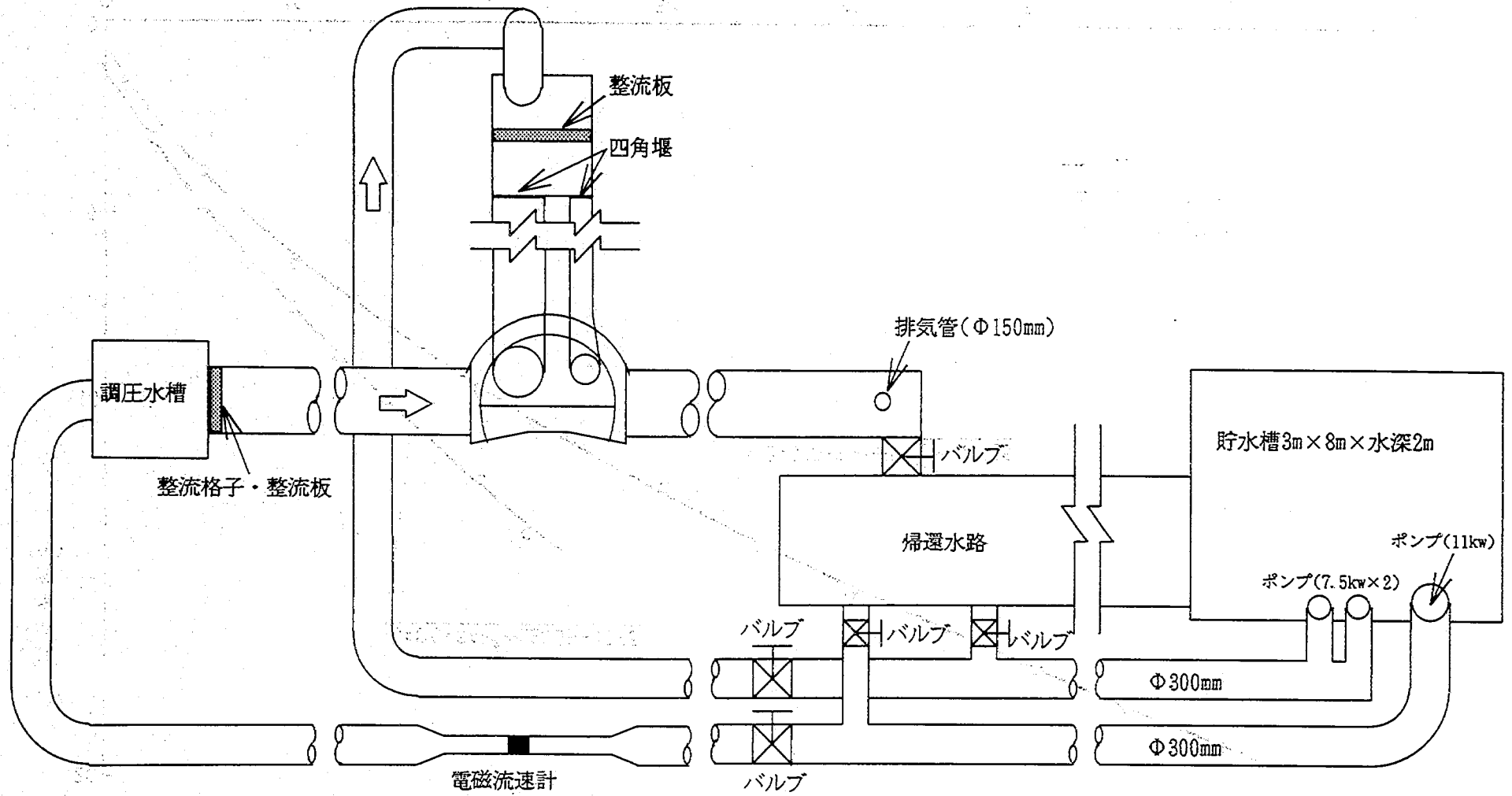


図2.2.2 合流部の実験装置

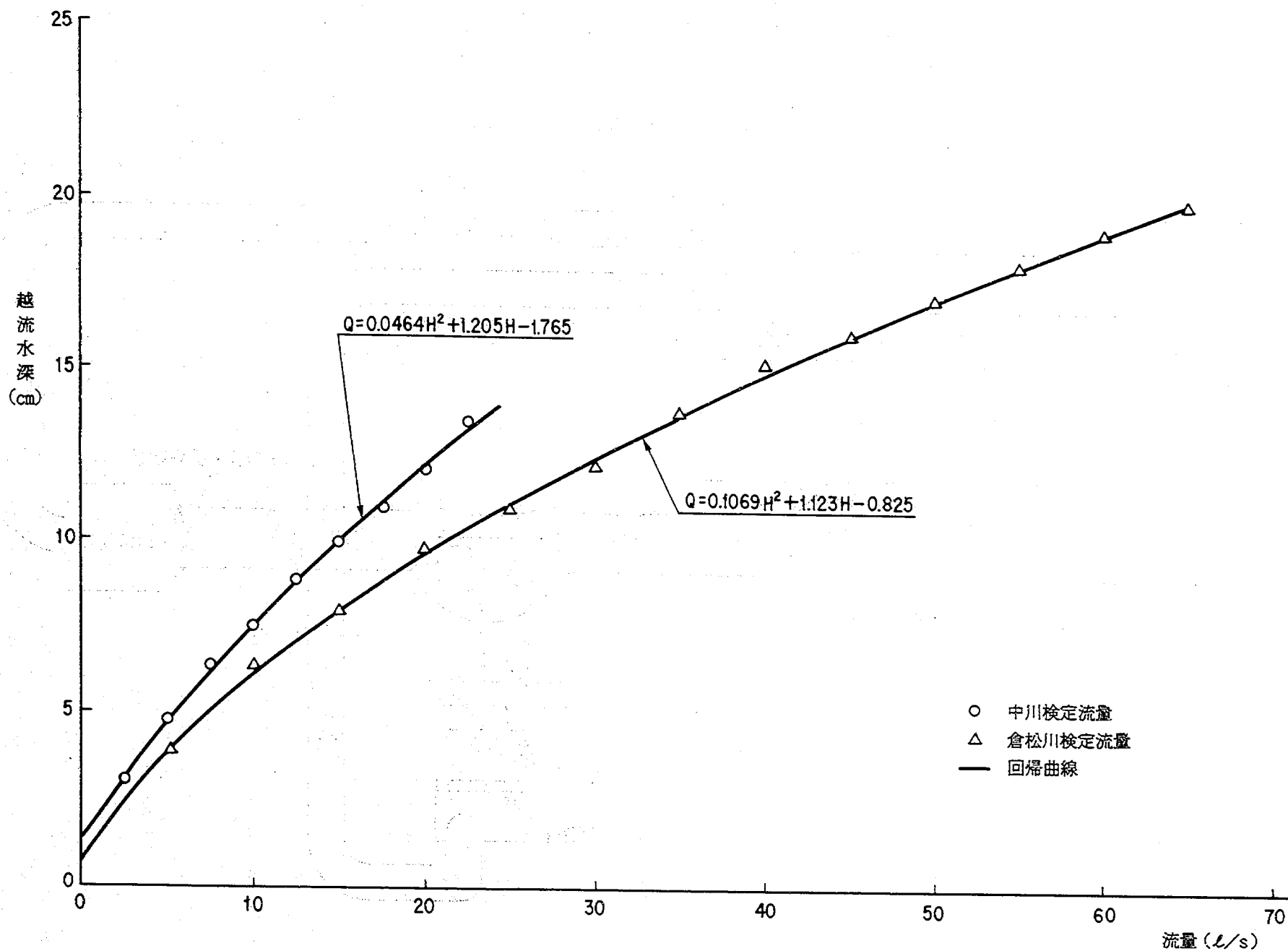


図2.2.3 水位—流量曲線

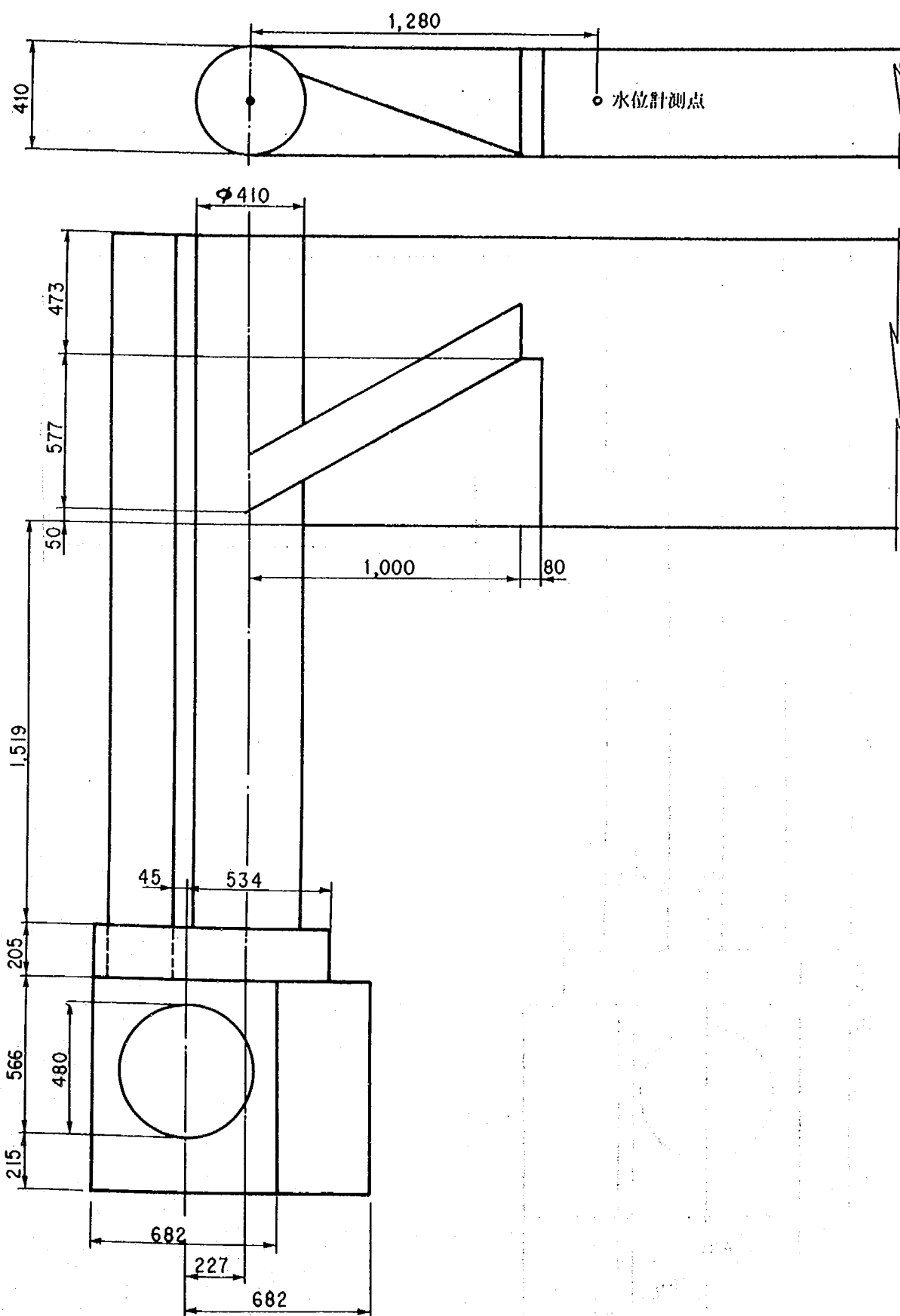


図 2.2.4(a) 導水路の水位計測位置 (倉松川)

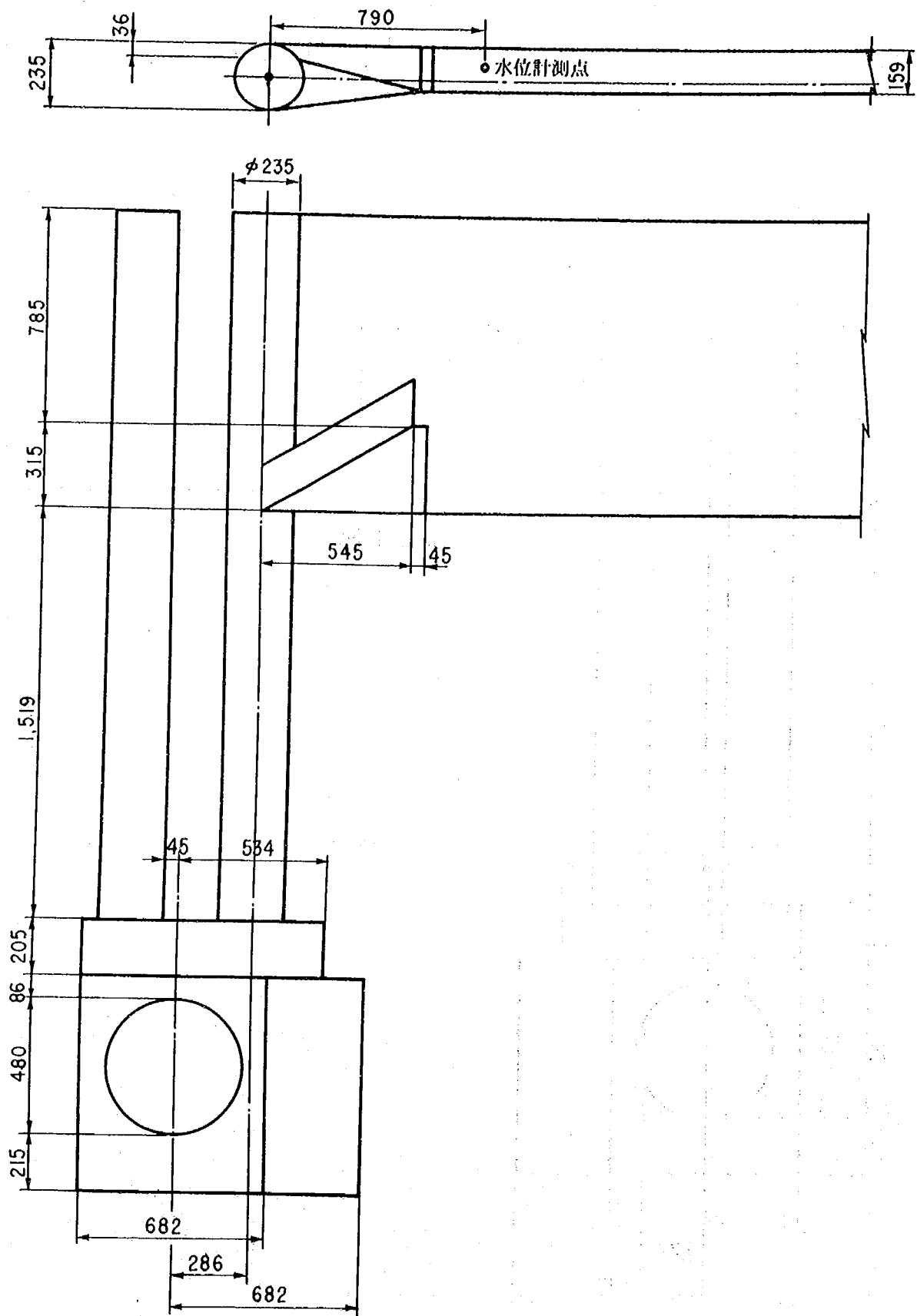


図 2.2.4(b) 導水路の水位計測位置 (中川)

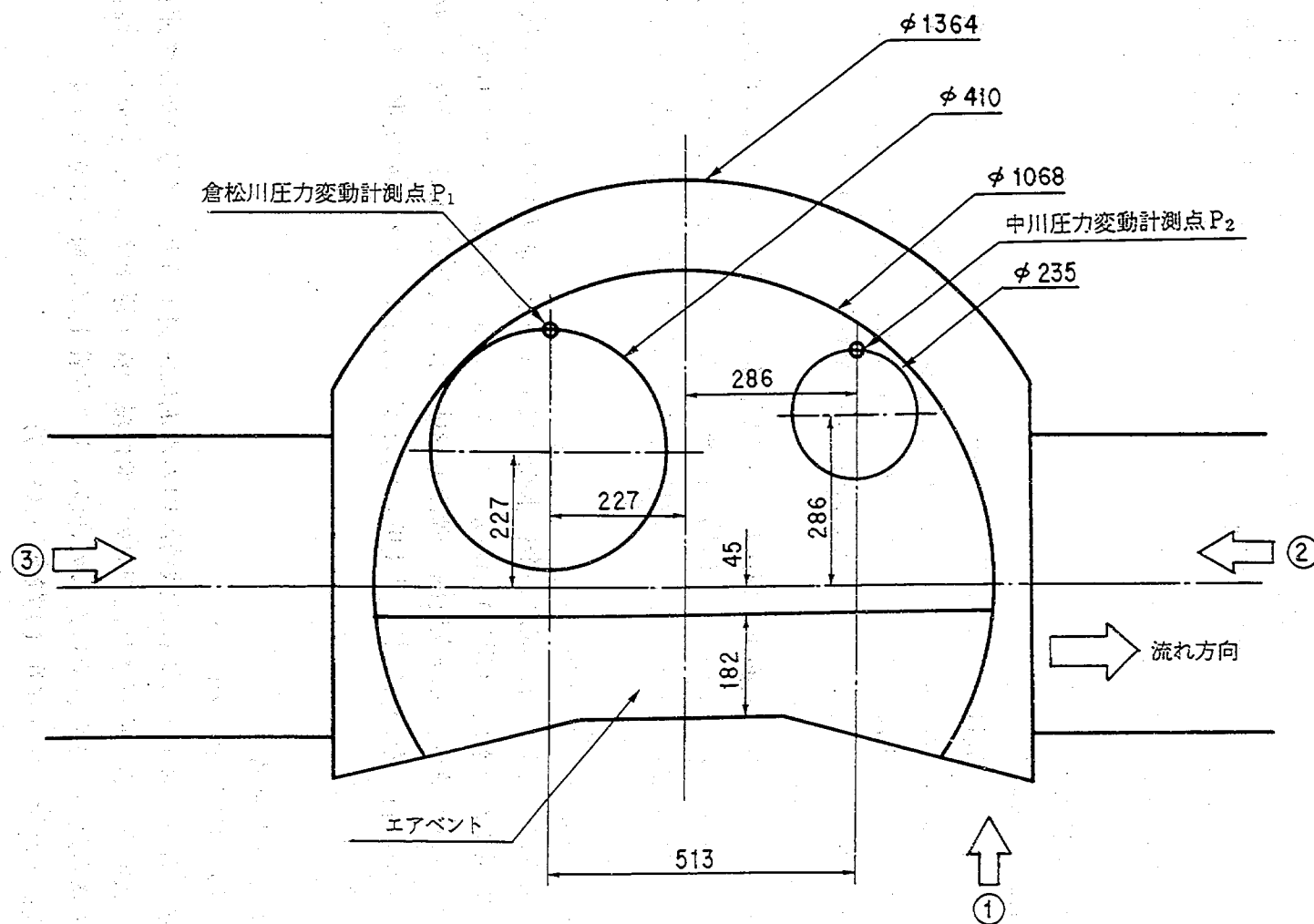


図2.2.5 減勢池底面での圧力変動計測位置

3. 模型実験結果

3.1 流況

流入部、減勢池における流況と連行空気の挙動について写真3.1.1～3.1.5、図3.1.1～3.1.7に示す。流況図の(a)は本管の右岸側からみた図、(b)は下流側からみた図、(c)は上流側からみた図である。実験条件は表3.3.1,3.3.2に示すとおりである。以下に、開水路状態と圧力状態における流況と連行空気の挙動についてまとめる。

3.1.1 流入部と減勢池内の流れ

1)開水路流れ（実験ケース*1～4）

倉松川と中川の計画流量に対しては漸縮部の低水路のみを流下し、立坑内壁に沿った螺旋流を形成する。漸縮部の下流端では水深が低水路と高水敷の段差（ Δz ）の8～9割程度となっていたが、漸縮部上流端では水深が段差の半分以下であり、段差を流下方向に変化させればもっと合理的な施設設計となると考えられるが、最終的には施工のし易さを考慮して判断すべきである（写真3.1.1）。

立坑からの流れは減勢池底面まで到達した後で周囲に広がり、本管上流からの流れと混合しながら本管下流へと流れていく。全体的に複雑な流況となり、隅角部には流れの剥離が見受けられた（写真3.1.2）。エアベントの有無による流入部及び減勢池内流況の大きな違いは見られなかった。

2)圧力流れ（実験ケース5～10）

立坑内の水位が上昇して導水部が完全に水没してしまうと、流入部の流れは倉松川、中川ともに非常に穏やかで水面の時間的な変動もわずかである。漸縮部の水没の程度によっては、低水路で加速された流れにより立坑内に渦流が形成される（写真3.1.5）。減勢池内の流れについては可視化は行わなかったが、基本的には急縮と急拡による流れの変化が生じているものと考えられる。

3.1.2 連行空気の挙動

1)開水路流れ（実験ケース1～4）

立坑内壁に沿って落下する流れが減勢池内の水面に衝突すると、多量の空気を連行して白く泡立った状態となる。連行された空気の一部は減勢池で浮上するが、残りは合流部下流の本管内へ輸送される。また、立坑からの合流により本管上流に堰上げが生じる。

2)圧力流れ・エアベント有り（実験ケース5～7）

減勢池底面を基準とした立坑内水位 $H=1.3\text{m}$ と 2.3m のときは立坑内で渦流が発生し、合流部でも回転する流れがある（写真3.1.3～5）。立坑内で連行された空気は減勢池への急拡流れに乗って一部はエアベント内を浮上する。水位が高い場合（ $H=2.3\text{m}$ ）には立坑から減勢池に輸送される空気泡は少なかった。これは、漸縮部から立坑内水面までの落差が小さいた

* 3.3 参照

め衝突速度が小さく連行される空気量が少なくなることと、立坑内で渦流が十分に発達するため一旦連行された空気が立坑内の水平方向の圧力勾配によって立坑中央に集まり大きな空気塊となって浮力が増大し、上部へ抜けやすくなることに起因している。H=3.3mの場合には漸縮部付近で水面が波立ち空気の連行が行われるが非常に少量である。

3) 圧力流れ・エアベント無し（実験ケース8～10）

渦流中心部から上方へ空気が抜けていくという現象や水面への衝突速度はエアベントの有無に影響されないので連行される空気量にも違いはないが、エアベントが無いと減勢池内に輸送された空気が排気されにくく、本管天端に空気溜まりを形成しながら下流へ輸送される。

4) 圧縮空気を強制封入した場合（実験ケース7、10）

合流部上流から空気が輸送されてきたときにそれが合流部で適切に排除されるかどうか確認するため、合流部上流の本管天端から圧縮空気を封入した。エアベントがある場合には、合流部では倉松川立坑からの流れがあるため空気塊が立坑内を浮上することはなく、封入空気はエアベントから排気される。エアベントが無い場合は2本の立坑内に浮上せざるを得なくなり、立坑内流れによる抗力と浮力の釣り合いにより空気塊が立坑内で滞留したり上下を繰り返したりする。

3.2 合流部における損失量の実験結果

本管と2本の立坑内の流量を表3.2.1のように設定し、定常状態のもとで、導水部の水位と、立坑と本管各部での圧力水頭を計測した。立坑内の水位は本管最下流のバルブの開閉により調節し、本管単独で立坑から合流の無い場合には水位を減勢池底面から1.5～1.8m程度に、立坑からの合流がある場合は減勢池底面から3.2m程度に設定した。

合流前後の全水頭差、圧力水頭差を算出するため、本管の合流部上流4点（図3.2.2の点A～D）、下流4点（図3.2.2の点G～J）の圧力水頭の計測値から回帰的に減勢池の上下流断面Ⅰ、Ⅲ（図3.2.1参照）での圧力水頭を推定した。その際、エネルギー勾配は一定とし、マンニングの粗度係数0.01と仮定した。これは、材質が同じアクリルパイプ（管径48cmと20cm）に対して実験により検証された値である。それぞれの立坑下流端での圧力水頭には図3.2.2の2点（KとL、MとN）の計測値の平均値を用いた。

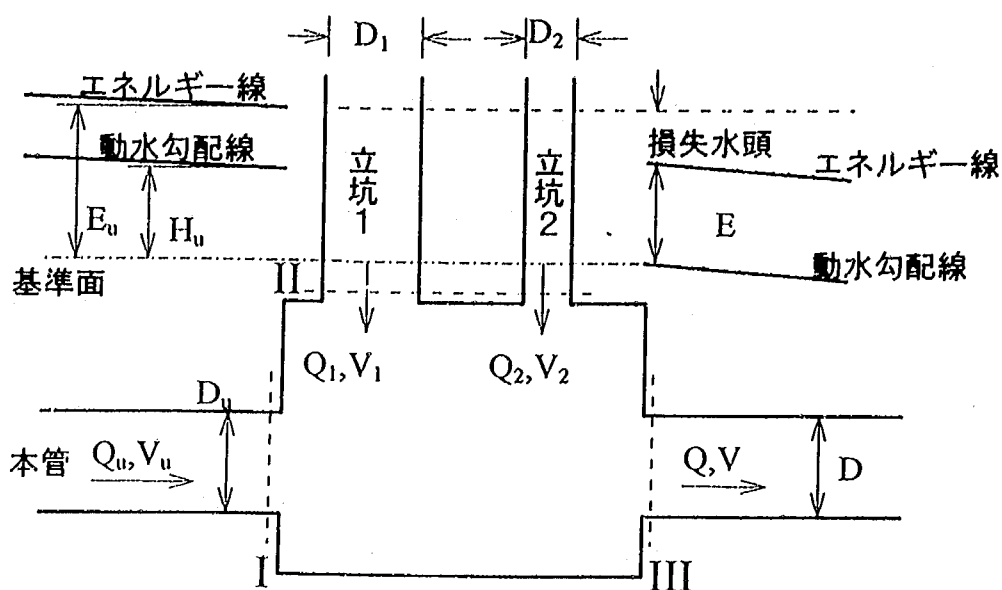


図3.2.1 合流部前後のエネルギー線と動水勾配線

表3.2.1 流量条件の一覧

本管単独 (合流無)	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6
本 管 $Q_u(\text{m}^3/\text{s})$	35.2	50.0	60.0	66.1	75.0	17.6
倉松川 $Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
中 川 $Q_2(\text{m}^3/\text{s})$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
合流比 $(Q_1 + Q_2)/Q$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
本管+倉松川	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	
本 管 $Q_u(\text{m}^3/\text{s})$	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	
倉松川 $Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	11.0	22.0	33.0	44.0	55.0	
中 川 $Q_2(\text{m}^3/\text{s})$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
合流比 $(Q_1 + Q_2)/Q$	0.238	0.385	0.484	0.556	0.610	
本管+中川	3-1	3-2	3-3			
本 管 $Q_u(\text{m}^3/\text{s})$	35.2	35.2	35.2			
倉松川 $Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	0.0	0.0	0.0			
中 川 $Q_2(\text{m}^3/\text{s})$	4.4	8.8	15.0			
合流比 $(Q_1 + Q_2)/Q$	0.111	0.200	0.299			
本管+倉松川+中川	4-1	4-2	4-3	4-4		
本 管 $Q_u(\text{m}^3/\text{s})$	17.6	66.1	35.2	50.0		
倉松川 $Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	44.0	44.0	44.0	44.0		
中 川 $Q_2(\text{m}^3/\text{s})$	8.8	8.8	8.8	8.8		
合流比 $(Q_1 + Q_2)/Q$	0.750	0.444	0.600	0.514		
本管+倉松川	5-1	5-2	5-3	5-4	5-5	5-6
本 管 $Q_u(\text{m}^3/\text{s})$	48.4	22.0	8.8	0.0	74.8	66.8
倉松川 $Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	33.0	55.0	66.0	70.4	11.0	11.0
中 川 $Q_2(\text{m}^3/\text{s})$	6.6	11.0	13.2	17.6	2.2	2.2
合流比 $(Q_1 + Q_2)/Q$	0.450	0.750	0.900	1.000	0.150	0.165

図3.2.1に本管上流から下流に至る区間でのエネルギー変化とピエゾ計水頭の変化について模式的に示す。ここに、D:本管あるいは立坑の直径、E:全水頭、H:圧力水頭、Q:流量、v:流速で、添字u,1,2はそれぞれ本管上流、立坑1（倉松川立坑）、立坑2（中川立坑）を表す。添字無しは本管下流である。

下流管路の上流端(断面III)の圧力水頭を基準として、立坑、本管の圧力水頭(断面I、II)を次のように定義する。 H_u, H_1, H_2 はそれぞれ本管上流、立坑1、立坑2の圧力水頭を表す。

$$H_u = K_{Hu} \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.1, \quad H_1 = K_{H1} \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.2, \quad H_2 = K_{H2} \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.3$$

全水頭Eは式3.2.1～3に速度水頭を加えて、

$$E_u = H_u + \frac{v_u^2}{2g} = \left[\left(\frac{Q_u}{Q} \right)^2 \left(\frac{D_u}{D} \right)^{-4} + K_{Hu} \right] \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.4$$

$$E_1 = H_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \left[\left(\frac{Q_1}{Q} \right)^2 \left(\frac{D_1}{D} \right)^{-4} + K_{H1} \right] \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.5$$

$$E_2 = H_2 + \frac{v_2^2}{2g} = \left[\left(\frac{Q_2}{Q} \right)^2 \left(\frac{D_2}{D} \right)^{-4} + K_{H2} \right] \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.6$$

$$E = \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.7$$

と表される。また、エネルギー損失についても次のように定義する。

$$\Delta E_u = E_u - E = K_u \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.8$$

$$\Delta E_1 = E_1 - E = K_1 \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.9$$

$$\Delta E_2 = E_2 - E = K_2 \frac{v^2}{2g} \cdots 3.2.10$$

ここで、 ΔE_u 、 ΔE_1 、 ΔE_2 は合流部前後の全水頭差、 K_u 、 K_1 、 K_2 は損失係数である。

表3.2.2, 3は、表3.2.1の流量条件別の損失量の計測値と実物換算した値を表したもので、計画流量（実験ケース4-3）に対する合流部前後での圧力水頭差は最大41cm（倉松川立坑）となる。

図3.2.3～5は全水頭差と本管下流の速度水頭との関係を整理したもので、立坑から本管下流までの全水頭差はデータのばらつきが大きい。図3.2.6～8は式3.2.8～10を用いて算定される損失係数 K_u 、 K_1 、 K_2 と合流比 $(Q_1+Q_2)/Q$ の関係を整理したもので、倉松川及び中川立坑と本管下流間の損失については損失係数と合流比の相関が認められたが、本管の上下流間につ

いてはばらつきが大きい。同様に、圧力水頭差と本管下流の速度水頭の関係は図3.2.9～3.2.11の様になり、式3.2.1～3を用いて算定した圧力水頭差の係数 K_{Hu} 、 K_{H1} 、 K_{H2} と合流比の関係は図3.2.12～3.2.14のようになる。本管上下流間の係数 K_{Hu} のばらつきは全水頭差の損失係数で表した場合に比べて少なくなっている。

管路と管路の単純なT字結合の場合の損失量については、水理公式集にGardelの式が紹介されている。また、最近ではSerreら¹¹⁾により合流支管径が本管に比べて小さい場合の解析結果が紹介されている。そこで、本実験で得られた損失係数と単純なT字結合の損失係数を比較した(図3.2.15～3.2.17)。比較に当たっては適用条件を考慮して、Gardel式は倉松川及び中川単独流入の場合に用い、Serreら¹¹⁾の式は中川単独流入の場合のみに用いた。また、Serreらの論文¹¹⁾に掲載されているBlaisdell and Mansonの式を倉松川単独流入に適用した。それぞれの式形については原論文を参照して頂きたい。図より、支管(倉松川と中川)の損失係数、本管の損失係数のどちらもT字結合の損失係数とかなり異なっていることがわかる。

合流部での圧力水頭差は、エネルギー損失による分と合流により本管下流で速度水頭が増加する分を補償するための上流側の圧力増の分に分けた方がそれぞれの寄与がどの位なのかわかりやすいため、以下のような方法で整理してみる¹⁰⁾。

運動量の保存則から合流部におけるエネルギーフラックスの差を ΔP とすると、

$$\Delta P = \rho g (E_u Q_u + E_1 Q_1 + E_2 Q_2 - E Q) \cdots 3.2.11$$

となり、式3.2.11の右辺に式3.2.4～7を代入し、両辺を本管下流のエネルギーフラックス $\rho g Q \frac{v^2}{2g}$ で割ると

$$\begin{aligned} \frac{\Delta P}{\rho g Q v^2 / 2g} = & \left[\left(\frac{Q_u}{Q} \right)^2 \left(\frac{D_u}{D} \right)^{-4} + K_{Hu} \right] \frac{Q_u}{Q} \\ & + \left[\left(\frac{Q_1}{Q} \right)^2 \left(\frac{D_1}{D} \right)^{-4} + K_{H1} \right] \frac{Q_1}{Q} \cdots 3.2.12 \\ & + \left[\left(\frac{Q_2}{Q} \right)^2 \left(\frac{D_2}{D} \right)^{-4} + K_{H2} \right] \frac{Q_2}{Q} - 1 \end{aligned}$$

となる。ここで、合流部の損失が無く($\Delta P = 0$)、合流する流れがお互いに影響し合わないと仮定する($K_{Ho} = K_{Hu} = K_{H1} = K_{H2}$ とおく)と、圧力水頭差の比例係数 K_{Ho} は式3.2.13のようになる。

$$K_{Ho} = 1 - \left(\frac{Q_u}{Q} \right)^3 \left(\frac{D_u}{D} \right)^{-4} - \left(\frac{Q_1}{Q} \right)^3 \left(\frac{D_1}{D} \right)^{-4} - \left(\frac{Q_2}{Q} \right)^3 \left(\frac{D_2}{D} \right)^{-4} \cdots 3.2.13$$

K_{H10} は合流部での損失が全くないと仮定した場合の圧力差を求める係数で、現実にはさらにエネルギー損失に伴う圧力差が生じる。 K_{H10} 、 K_{H11} 、 K_{H12} から K_{H10} を引けば、エネルギー損失を表す損失係数が得られる。損失係数 $K'_U=K_{H10}-K_{H10}$ 、 $K'_1=K_{H11}-K_{H10}$ 、 $K'_2=K_{H12}-K_{H10}$ は合流比、立坑径、減勢池の大きさに依存する¹⁰⁾。

K_{H10} 、 K_{H11} 、 K_{H12} を圧力水頭の計測結果と式3.2.1～3から算出し、 K_{H10} を式3.2.13より算定して、合流比 $(Q_1+Q_2)/Q$ と損失係数 K'_U 、 K'_1 、 K'_2 の関係で整理したものが図3.2.18～20である。これによると、合流比が0.1程度以上であれば合流比の増加にしたがって K'_U 、 K'_1 、 K'_2 も増加する。また、2本の立坑のうち、相対的に径の小さい立坑2からのみ合流する場合の K'_U 、 K'_2 の値は立坑1のみから合流あるいは立坑1と立坑2の両方からの合流の場合の値よりも2～3倍程度大きいことがわかる（ K'_2 については後者のみ）。これには減勢池内の流れの状態が深く関係している。図3.2.18～20の合流比の代わりに運動量の比 $(Q_1^2/D_1^2+Q_2^2/D_2^2)/(Q^2/D^2)$ をとって整理して見たが、合流比の場合よりも相関が低かった。

図3.2.18～20から求めた K'_U 、 K'_1 、 K'_2 に関する回帰式を式3.2.14のように表すと、係数 a 、 b 、 c は表3.2.2のとおりとなる。

$$K'_U, K'_1, K'_2 = a \left(\frac{Q_1 + Q_2}{Q} \right)^b + c \cdots 3.2.14$$

表3.2.4 回帰式の係数

係数	流入条件	a	b	c
K'_U	立坑1,2	1.25	1.93	0.32
K'_1	立坑1,2	1.50	2.86	0.59
K'_2	立坑1,2	1.74	4.22	0.55

式3.2.14の適用範囲は $0.11 < (Q_1+Q_2)/Q < 1.0$ で、今回対象としたものと大きく異なる立坑径には適用できないと考えられる。図3.2.21～26は式3.2.1～3, 13, 14を用いて算定した全水頭差と圧力水頭差を計測値と比較したもので、白抜きで表示したものが計画流量相当の実験ケースである。本管上下流の水頭差の計算精度は高いが、立坑と本管の間の水頭差は計画流量相当で1割程度の誤差が生じる。

3.3 エアベントの排気効果の実験結果

図2.2.1, 2に示した合流部模型を用いて、倉松川立坑と中川立坑から計画流量が取水されたときの連行空気量を計測し、合流部に設置したエアベントの排気効果を検討した。流量と立坑内水位の設定条件を表3.3.1と3.3.2に示す。流量ケース1が計画流量に相当する。

立坑内水位が $H=3.3\text{m}$ のときはほとんど空気の連行がなかったため連行空気量の計測は行わなかった。また、本管上流約2.1m（圧力水頭計測点Aの上流約90cm）の位置で強制的に空気を封入して本管の上流から流れてくる空気塊が合流部でエアベントから効果的に排出されるかについて調べた。連行空気量の測定と同時に、減勢池の水圧変動を測定し、流況観察も行った。

表3.3.1 連行空気計測の流量条件

流量ケース	模型の流量(l/s)／実物の流量(m ³ /s)		
	倉松川立坑	中川立坑	本管
1	44.0/100	8.8/20	35.2/ 80
2	44.0/100	8.8/20	66.1/150

表3.3.2 実験条件の一覧

実験ケース	流量ケース	立坑内水位	エアベントの有無
1	1	開水路	有り
2	2	開水路	有り
3	1	開水路	無し
4	2	開水路	無し
5	1	H=1.3m	有り
6	1	H=2.3m	有り
7	1	H=3.3m	有り
8	1	H=1.3m	無し
9	1	H=2.3m	無し
10	1	H=3.3m	無し

表3.3.3は、本管下流端に設置した内径150mmの排気管上端部から排出された連行空気量と連行空気率（＝連行空気量／立坑内流量の総和）の計測結果である。立坑内水位が高いほど連行空気量は減少する。また、エアベントを設置することにより本管下流まで輸送される連行空気量を開水路流れで5～6割、圧力流れで3～5割削減することができる。

合流部上流の本管天端から圧縮空気を封入した場合には、封入量の98%以上が合流部のエアベントと立坑から排除される結果となった。なお、封入量は315cm³/sと1370cm³/sで空気率にすると0.89%と3.89%である。エアベントの有無による連行空気量の違いはあまり無いが、エアベントが無い場合は立坑内に空気塊が滞留してしまう。

本管中心軸に近い方のエアベント側壁の平面位置は管頂から若干離れており、エアベントの平面位置を本管中心側に寄せるか、減勢池天端に勾配を設ければエアベントの排気効果をさらに高めることができると考えられる。

表3.3.3 合流部における連行空気量と連行空気率

	連行空気量Qa(cm ³ /s)と連行空気率Qa/Qw(%)	
	エアベント有り	エアベント無し
開水路流れ（流量ケース1）	1850/2.10	4580/5.20
開水路流れ（流量ケース2）	1680/1.41	3180/2.67
圧力流れ（H=1.3m）	182/0.21	245/0.28
圧力流れ（H=2.3m）	13/0.01	23/0.03
	連行空気量Qa(cm ³ /s)と除去率(Qo-Qa)/Qo(%)	
圧力流れ（H=3.3m、封入空気量315cm ³ /s）	5.7/98.2	5.9/98.1
圧力流れ（H=3.3m、封入空気量1370cm ³ /s）	7/99.5	19/98.6

首都圏外郭放水路の立坑流入部形状の検討³⁾で、合流が無く直方体の減勢池上部に渦流立坑が接続している場合について連行空気量の測定を行っており、今回の計測結果とその結果との比較を行った。ケースC3,K3,N3の立坑径と流量の条件³⁾を表3.3.4に、連行空気率と立坑内水位の関係を図3.3.1に示す。模型縮尺が異なり、連行空気量に関する縮尺効果が作用するため単純に比較はできないので、縮尺効果を導入した比較は第4章で述べることとする。

表3.3.4 既往の計測における実験条件との比較

形状ケース		模型立坑径(cm)	実物立坑径(m)	最大流量(l/s)	模型縮尺
C3		20.5	4.1	55.9	1/20
K3		41.0	8.2	55.9	1/20
N3		20.5	4.1	14.0	1/20
合流部 模 型	倉松川	41.0	9.0	44.0	1/22
	中 川	23.5	5.2	8.8	1/22

3.4 減勢池底面の水圧変動の実験結果

減勢池の底面2点（図2.2.5）での水圧変動（電圧）の計測結果と周波数分析結果を図3.4.1～3.4.8に示す。電圧から水位への換算式は次の通りである。

電圧－圧力換算式

	P 1	P 2
エアベント有り	$H(\text{cm})=25.12+347.9 \times \text{電圧}(\text{V})$	$H(\text{cm})=38.10+280.1 \times \text{電圧}(\text{V})$
エアベント無し	$H(\text{cm})=49.36+350.6 \times \text{電圧}(\text{V})$	$H(\text{cm})=22.71+294.9 \times \text{電圧}(\text{V})$

また、データの採取時間20秒間における変動の標準偏差を次の式により求めたところ、表3.4.1の結果を得た。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=0}^{N-1} (X_i - \mu)^2}, \quad N = 1024$$

ここに、N:サンプル数、 μ :平均値、X:瞬時値、 σ :標準偏差である。

表3.4.1 減勢池底面の水圧変動（倉松川）

	流量 ケース	水位 条件 (点I)	エアベント有り					エアベント無し				
			μ	σ	μ/σ $\times 10^{-3}$	最大値 － μ	μ － 最小値	μ	σ	μ/σ $\times 10^{-3}$	最大値 － μ	μ － 最小値
開水路 流れ	1	44.85	46.75	0.43	9.20	1.71	-1.34	46.92	0.41	8.74	1.17	-1.44
	2	46.80	52.44	0.48	9.15	1.79	-1.46	55.33	0.41	7.41	1.23	-1.38
圧力 流れ	1	127.90	126.77	0.51	4.02	1.71	-1.94	126.18	0.89	7.05	2.80	-2.91
	1	222.20	223.86	0.95	4.24	2.76	-2.79	220.64	1.50	6.80	4.57	-4.18

単位(cm)

表3.4.2 減勢池底面の水圧変動（中川）

	流量 ケース	水位 条件 (点I)	エアベント有り					エアベント無し				
			μ	σ	μ/σ $\times 10^{-3}$	最大値 $-\mu$	μ - 最小値	μ	σ	μ/σ $\times 10^{-3}$	最大値 $-\mu$	μ - 最小値
開水路 流れ	1	44.75	43.49	0.56	12.88	1.80	-2.03	43.00	0.63	14.65	3.33	-1.90
	2	46.60	50.12	0.35	6.98	0.99	-1.53	52.50	0.27	5.14	0.91	-0.88
圧力 流れ	1	126.65	126.66	0.26	2.05	0.96	-1.10	125.02	0.42	3.36	1.29	-1.33
	1	222.65	224.98	0.64	2.84	2.05	-1.60	219.62	0.73	3.32	2.31	-1.69

単位(cm)

今回の水深条件では、開水路流れ・圧力流れともに水圧変動により減勢池底面で負圧が生じることは無かった。また、エアベントの有無による水圧変動の違いについては、開水路流れでは傾向が見られなかったが、圧力状態ではエアベント無しの方で変動係数(μ/σ)が1.2~1.8倍ほど大きい値となった。

3.5 流入部における損失量の実験結果

立坑流入部形状の検討³⁾の際、導水部から減勢池上流までの区間においてどの程度の損失が生じるかについて、複断面型立坑とプランジ型立坑を対象に立坑径や流量を変えて実験を行い、損失量と漸縮部上端での速度水頭で整理したところ図3.5.1のような結果となった。これより、対象とした立坑径や漸縮部の形状に対して次の式を提案した²³⁾。

$$\Delta E_{\text{inlet}} = k_{\text{in}} \frac{v_{\text{in}}^2}{2g}, \quad v_{\text{in}} = Q/By, \quad k_{\text{in}} = 1.33 \quad \cdots 3.5.1$$

ここに、 ΔE_{inlet} :流入損失、 k_{in} :損失係数、 Q :流量、 B :導水部の水路幅、 y :漸縮部上端の水深で図3.5.2のように定義する。

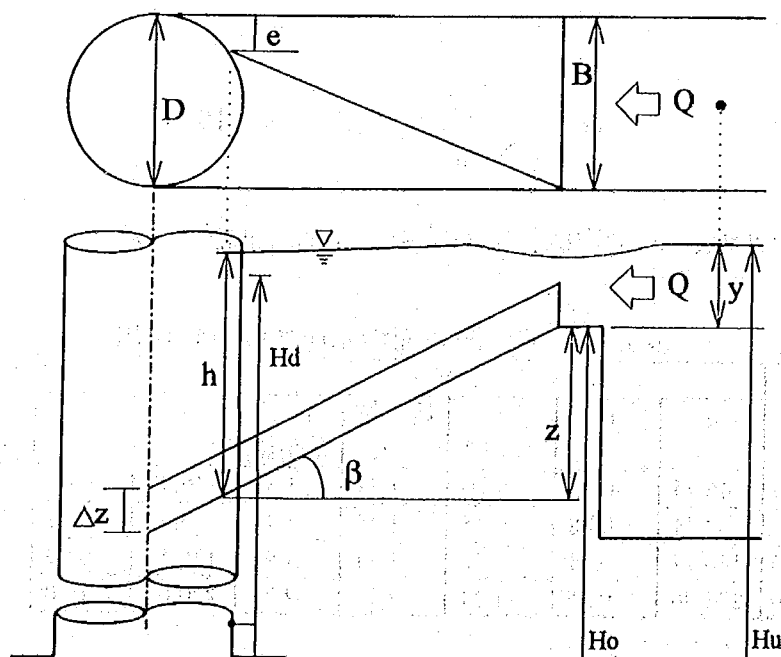


図3.5.2 複断面型渦流立坑の流入部形状

今回の実験結果より、倉松川と中川の立坑下端のそれぞれ4地点に設置したピエゾ計で計測した圧力水頭の内、点KとMの計測値と図2.2.4に示した導水部における水位の計測値を用いて流入部の損失量を算出した。損失量と漸縮部上端の速度水頭の関係をプロットしたのが図3.5.3である。流入部の損失量は導水部から立坑下端までの損失量から立坑内における摩擦損失量を差し引いた値で、摩擦損失量はマンニングの平均流速公式（粗度係数0.01）を用いて推定した。

倉松川について見てみると、今回対象とした形状については同一の漸縮部上端速度水頭に対して損失量が前回の実験結果より大きくなる傾向にあった。この理由として複断面部分の水位(h)の違いにより流れの乱れの程度が違ふことや漸縮部上端付近で潜り越流状態になっていることが挙げられるが、計測結果からは水位の大小と損失量に有意な関係は見られなかった。一方、中川については導水部の水深yが50~62cmと大きかったため、漸縮部上端の速度水頭は非常に小さくなり、摩擦損失を差し引いた損失量は最大でも4.3mmであったため計測誤差の影響が大きく、速度水頭と損失量の相関はほとんど見られなかった。

以上のように、データのばらつきが大きく、一義的に決定した損失係数を用いて流入部の損失量を算定すると、立坑内水位の推定誤差が大きくなることが予想される。そこで、実験結果から求めた立坑下端の水位と漸縮部上端の水位の関係式を流入損失の算定式に代えて用いて漸縮部上端水位を算定することとした。

実験結果より、立坑下端水位と漸縮部上端水位の間には次の関係が成り立つことが明らかとなった。

$$\frac{H_u - H_o}{h_c} = f\left(\frac{H_d - H_o}{h_c}\right) \dots 3.5.2$$

ここで、 H_u : 漸縮部上端水位、 H_d : 立坑下端水位、 H_o : 漸縮部上端敷高、 $h_c = \sqrt[3]{Q^2/gB^2}$: 漸縮部上端での限界水深である。 H_u と H_d が大きくなったときのエネルギー保存の条件を加味すると、結局次のような形で表されることになる（図3.5.4）。

$$\frac{H_u - H_o}{h_c} = \frac{H_d - H_o + v_d^2/2g}{h_c} + e^{-0.8(H_d - H_o + v_d^2/2g)/h_c} \dots 3.5.3$$

(ただし、 $19.3 > \frac{H_d - H_o + v_d^2/2g}{h_c} > 0.93$)

ここに、 v_d は立坑内の流速である。図3.5.5は漸縮部上端水位の計測値と式3.5.3を用いた計算値を比較したもので、漸縮部上端水位を精度良く推定できることがわかる。ただし、式3.5.3を用いるにあたっては上記の適用条件（実験範囲）を満たしていなければならない。また、倉松川と中川の流入立坑について得られた式3.5.3は、流入部が複断面型で立坑内の流速や漸縮部上端の単位幅流量が大きく異なる場合には他の流入立坑にも適用できると考えられる。

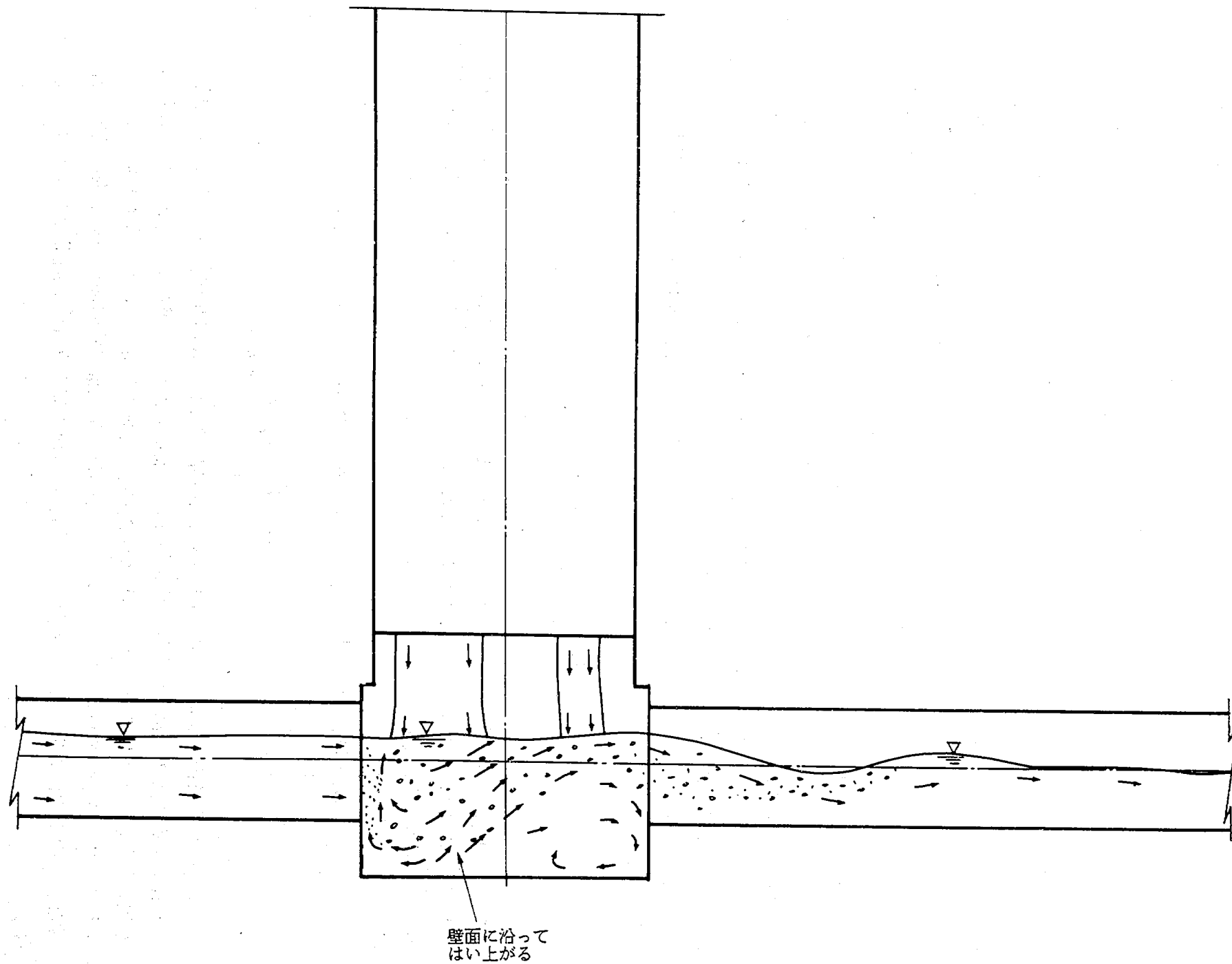


図3.1.1(a) 実験ケース1の流況（開水路、エアベント有り、視点：図2.2.5の①）

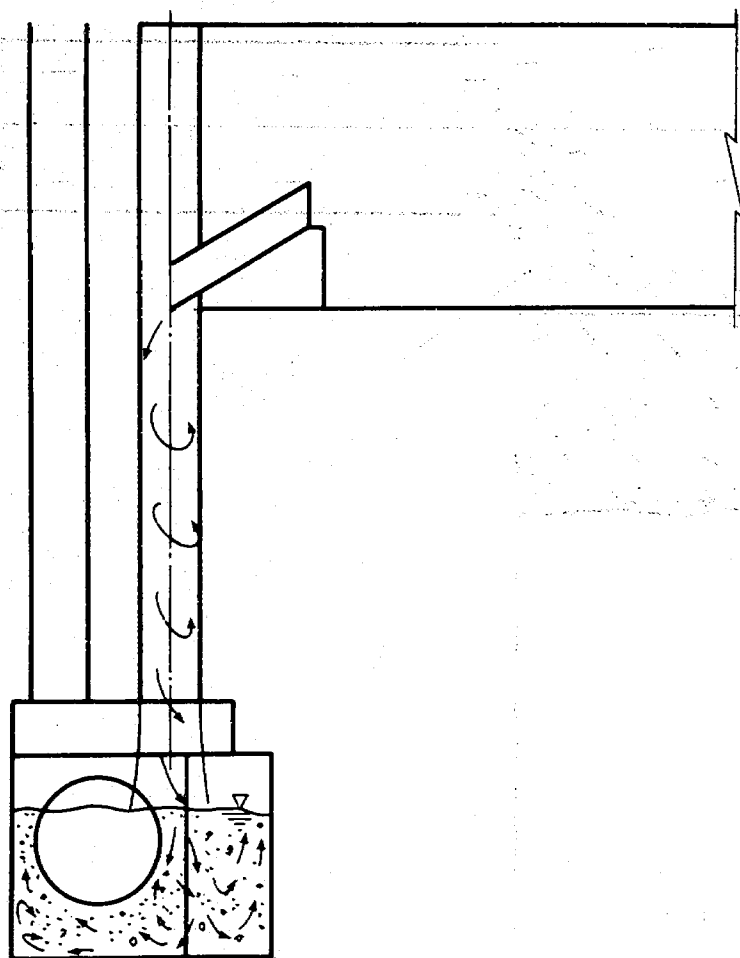


図3.1.1(b) 実験ケース1の流況（開水路、エアベント有り、
視点：図2.2.5の②）

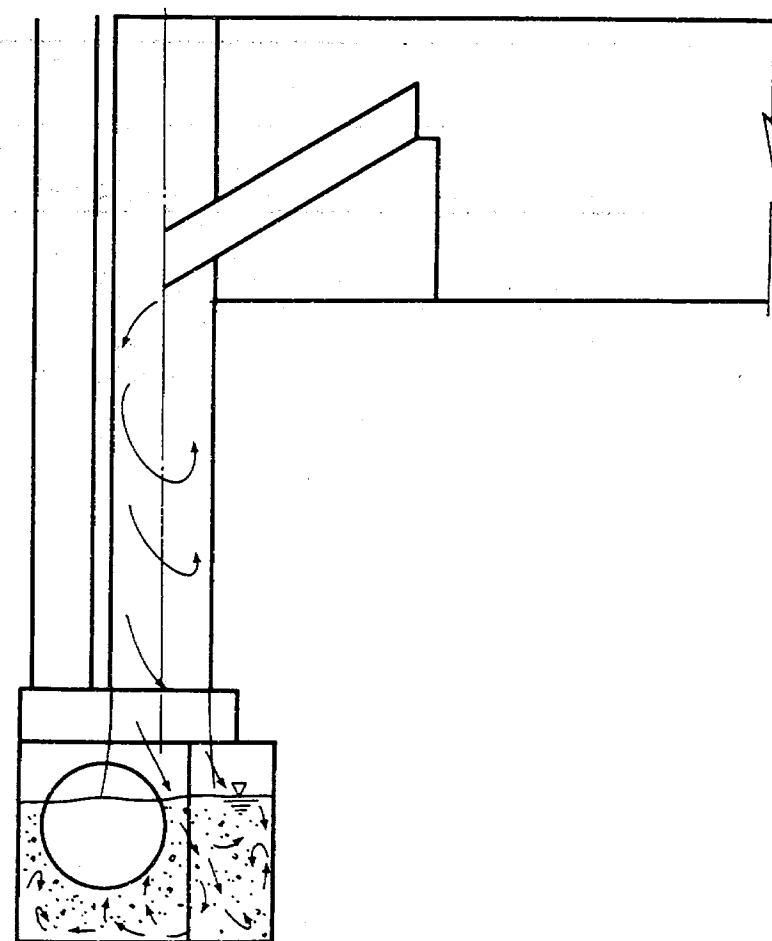


図3.1.1(c) 実験ケース1の流況（開水路、エアベント有り、
視点：図2.2.5の③）

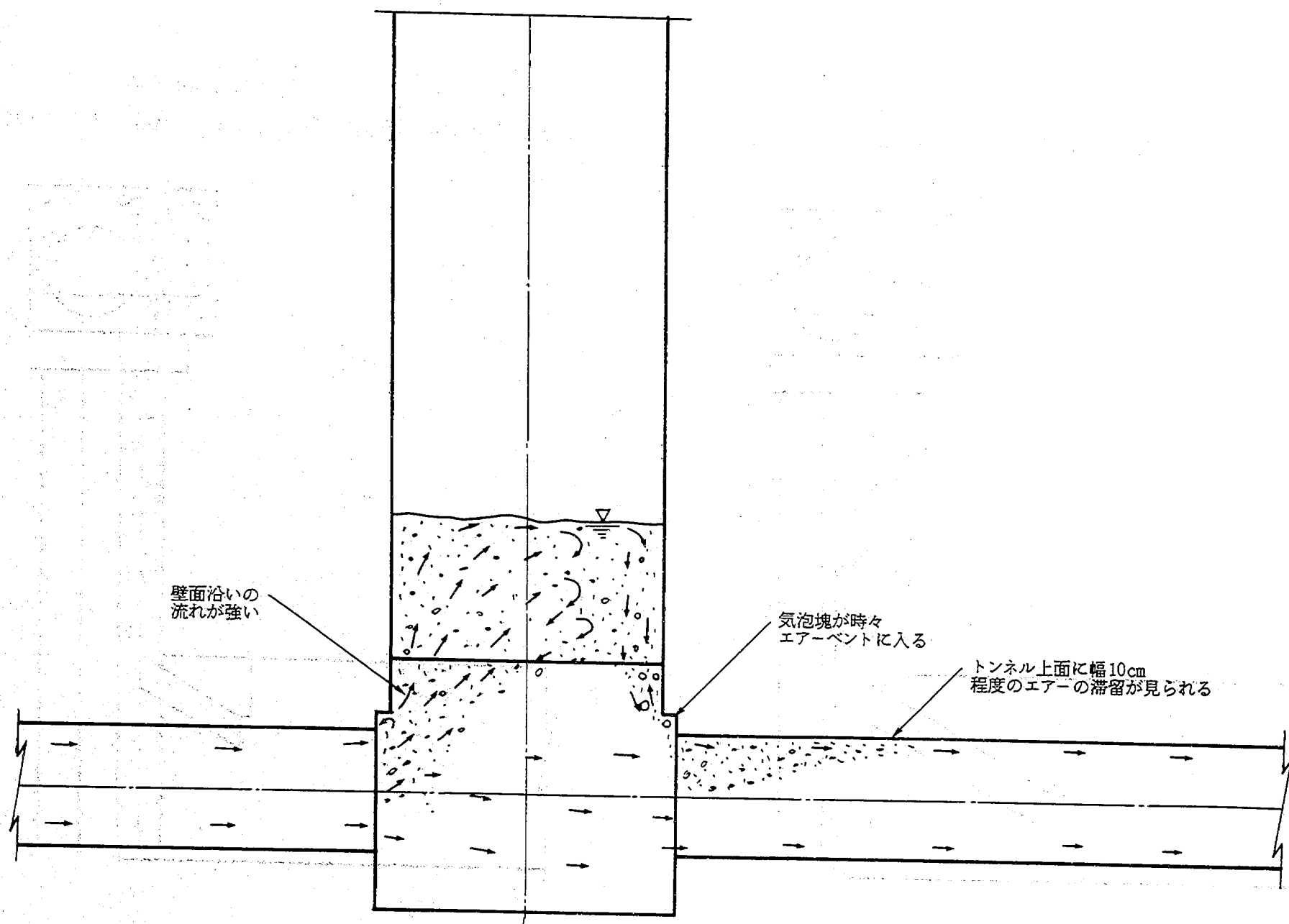


図3.1.2(a) 実験ケース5の流況 (H=1.3m、エアベント有り、①)

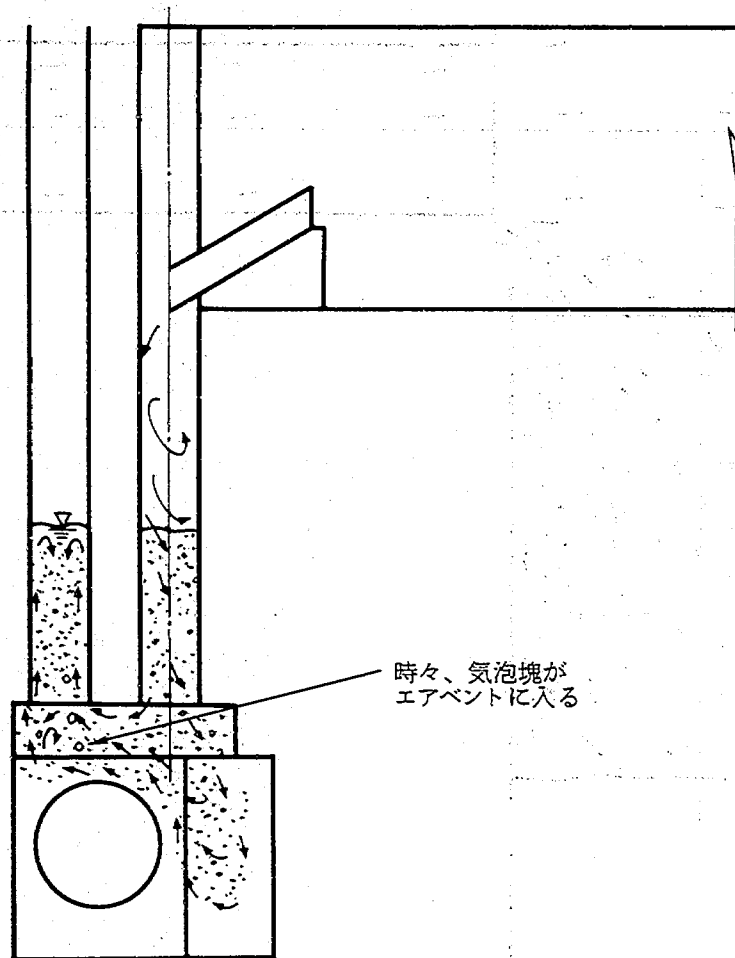


図3.1.2(b) 実験ケース5の流況 (H=1.3m、エアベント有り、②)

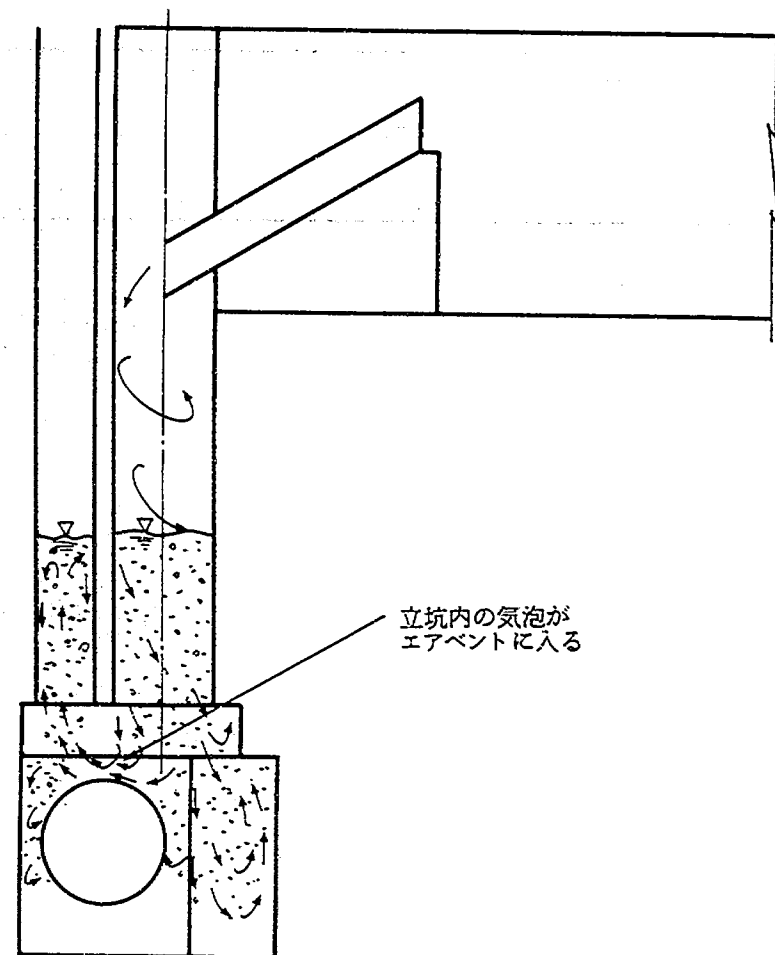


図3.1.2(c) 実験ケース5の流況 (H=1.3m、エアベント有り、③)

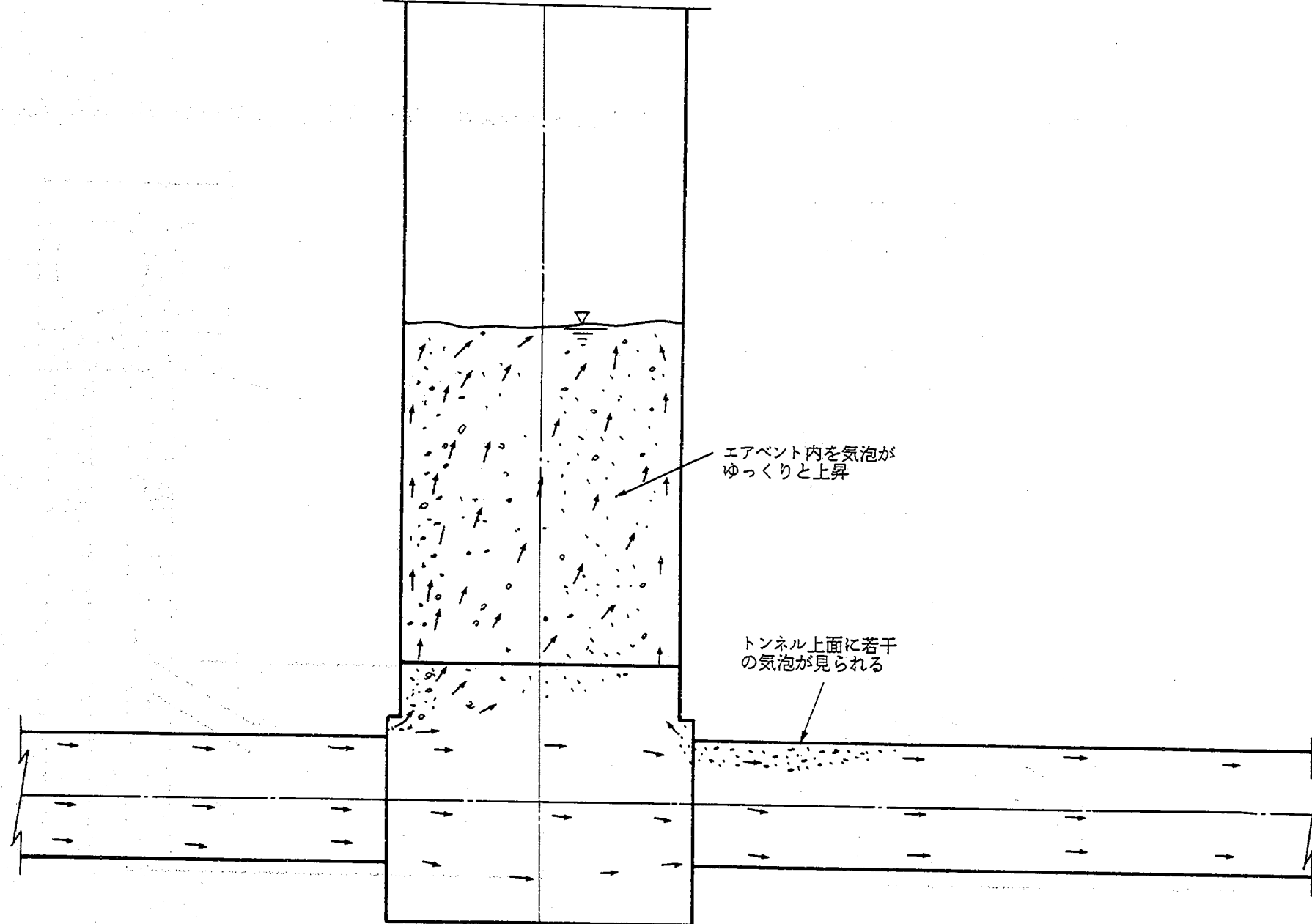


図3.1.3(a) 実験ケース6の流況 ($H=2.3\text{m}$ 、エアベント有り、①)

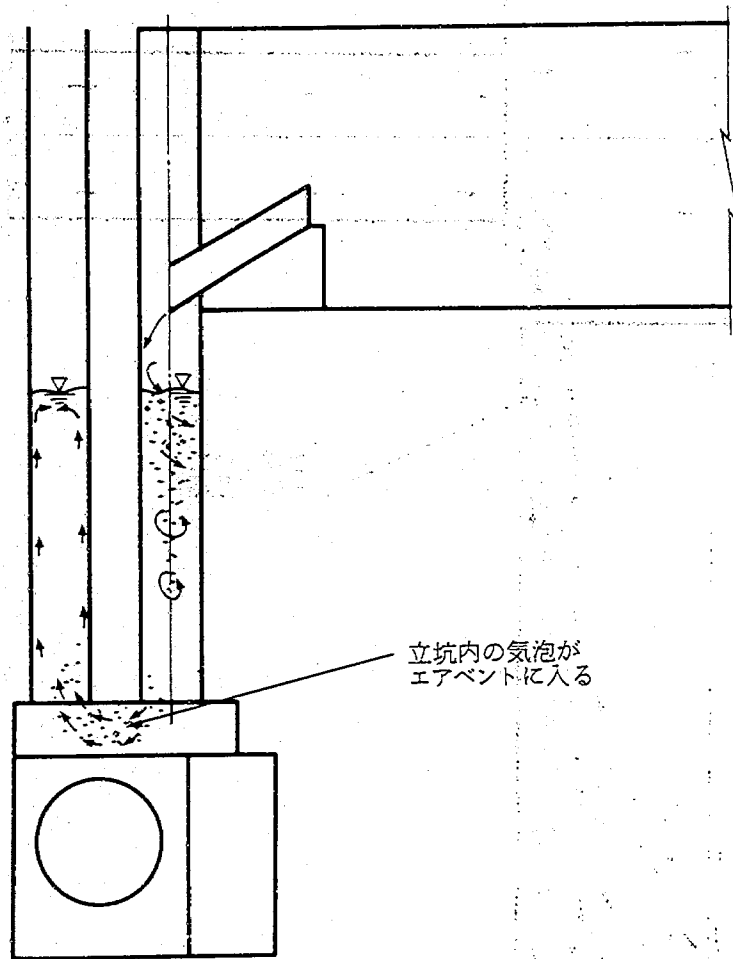


図3.1.3(b) 実験ケース6の流況 ($H=2.3\text{m}$ 、エアメント有り、②)

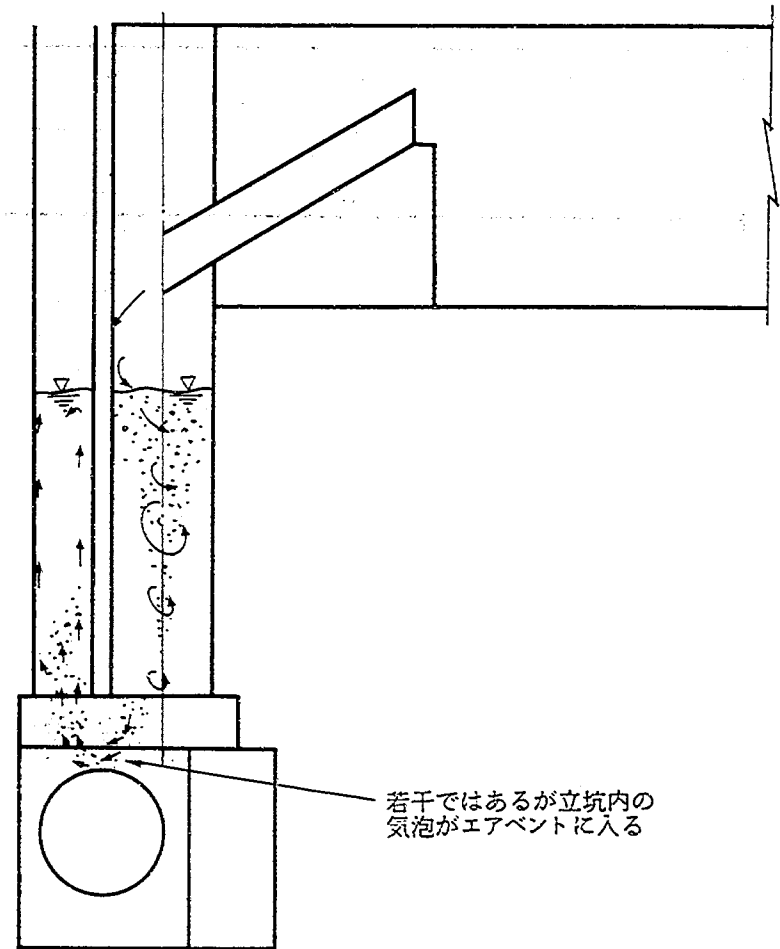


図3.1.3(c) 実験ケース6の流況 ($H=2.3\text{m}$ 、エアメント有り、③)

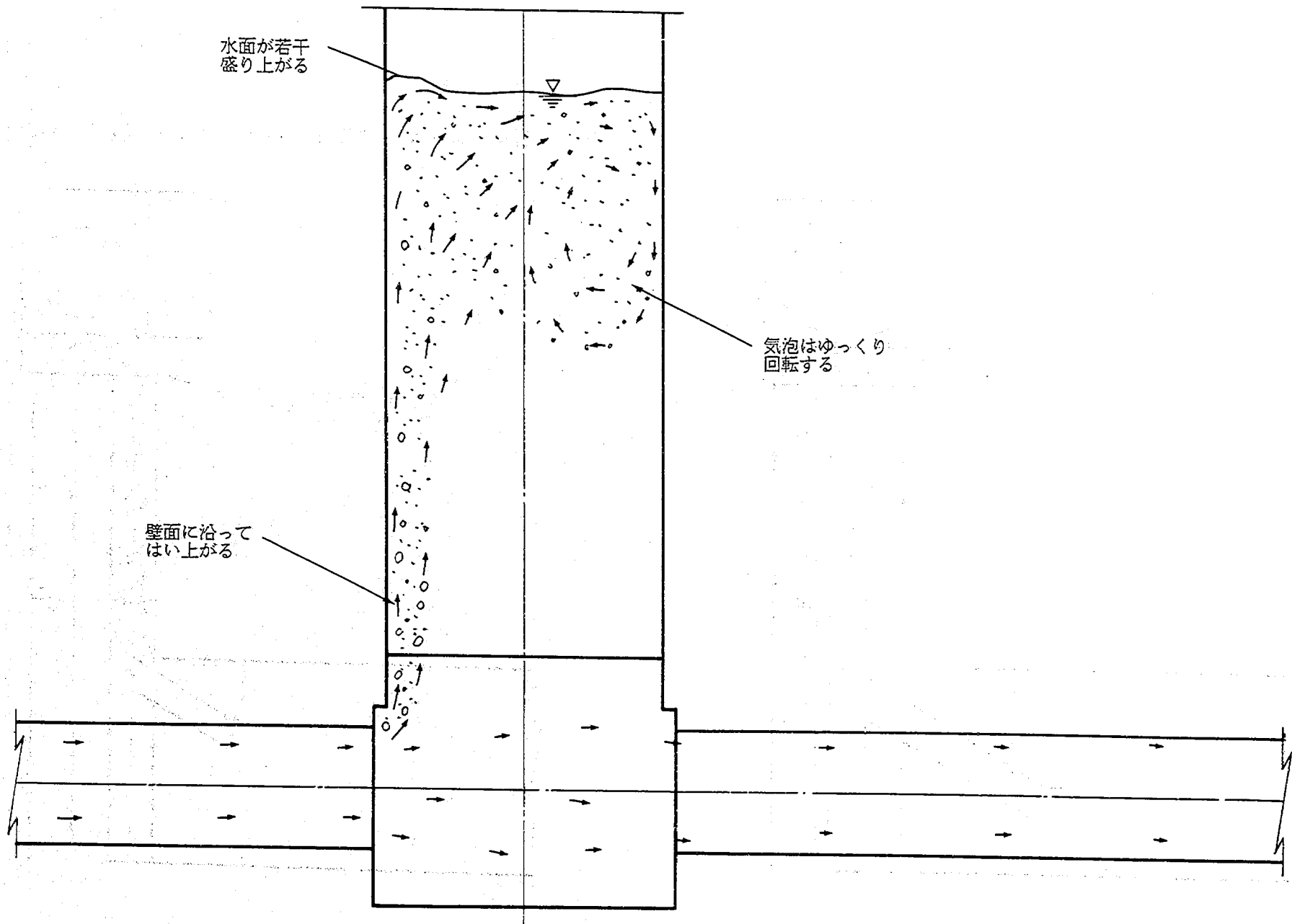


図3.1.4(a) 実験ケース7の流況 ($H=3.3\text{m}$ 、エアベント有り、空気供給量 $325\text{m}^3/\text{s}$ 、①)

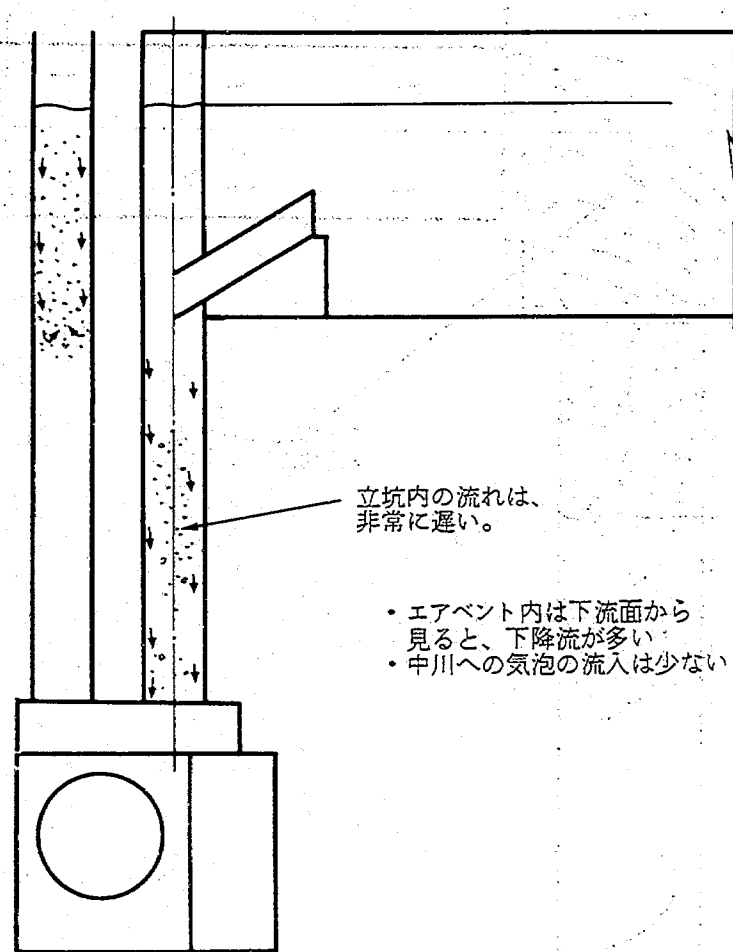


図3.1.4(b) 実験ケース7の流況 (H=3.3m、エアベント有り、空気供給量 $325\text{m}^3/\text{s}$ 、②)

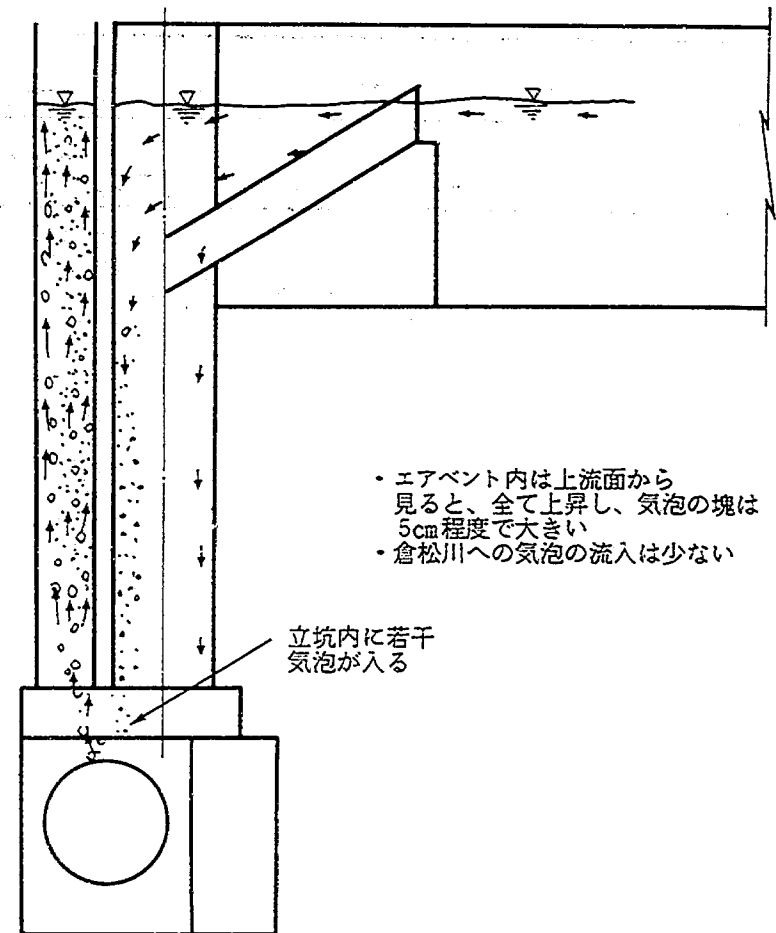


図3.1.4(c) 実験ケース7の流況 (H=3.3m、エアベント有り、空気供給量 $325\text{m}^3/\text{s}$ 、③)

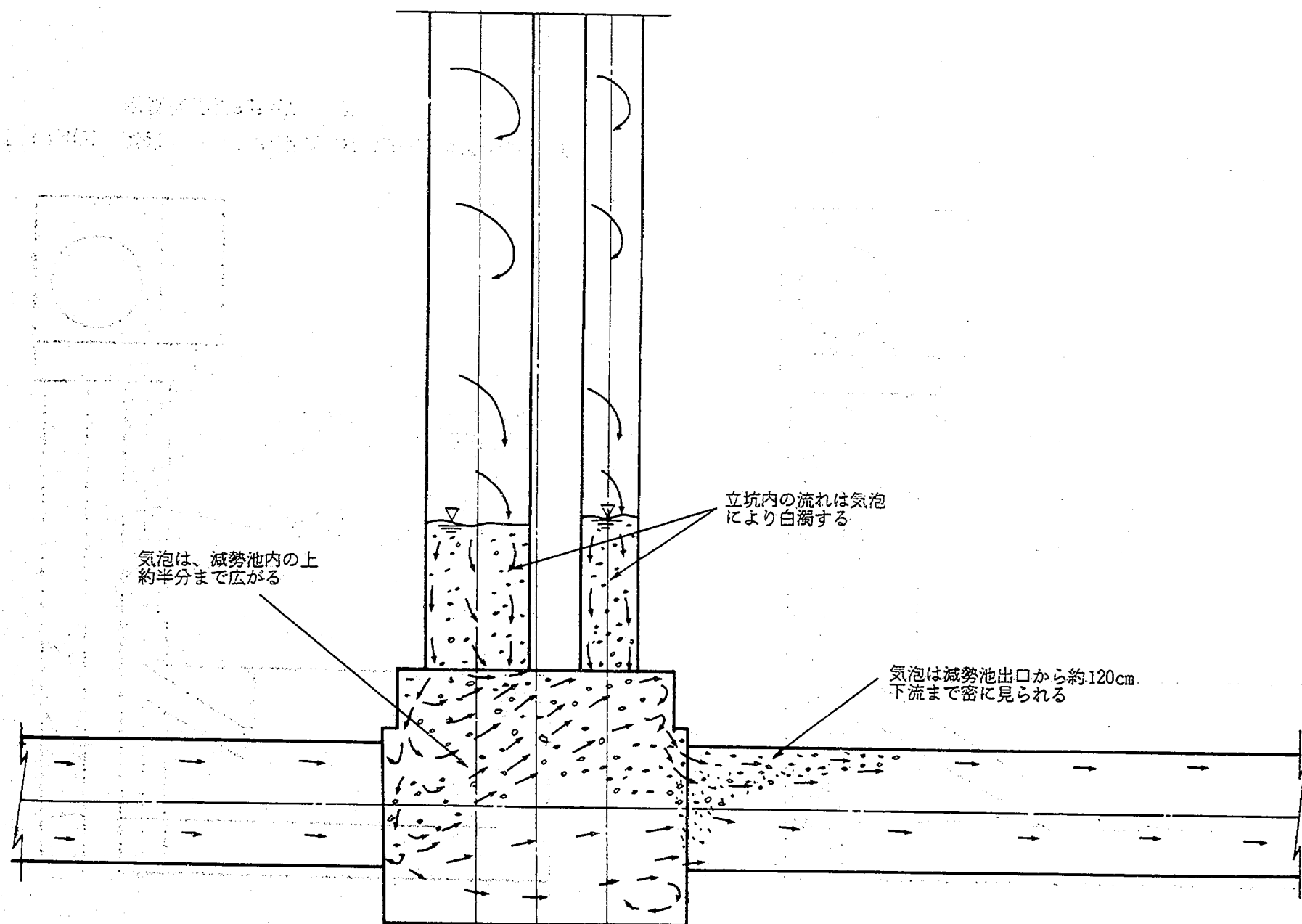


図3.1.5(a) 実験ケース8の流況 ($H=1.3\text{m}$ 、エアベント無し、①)

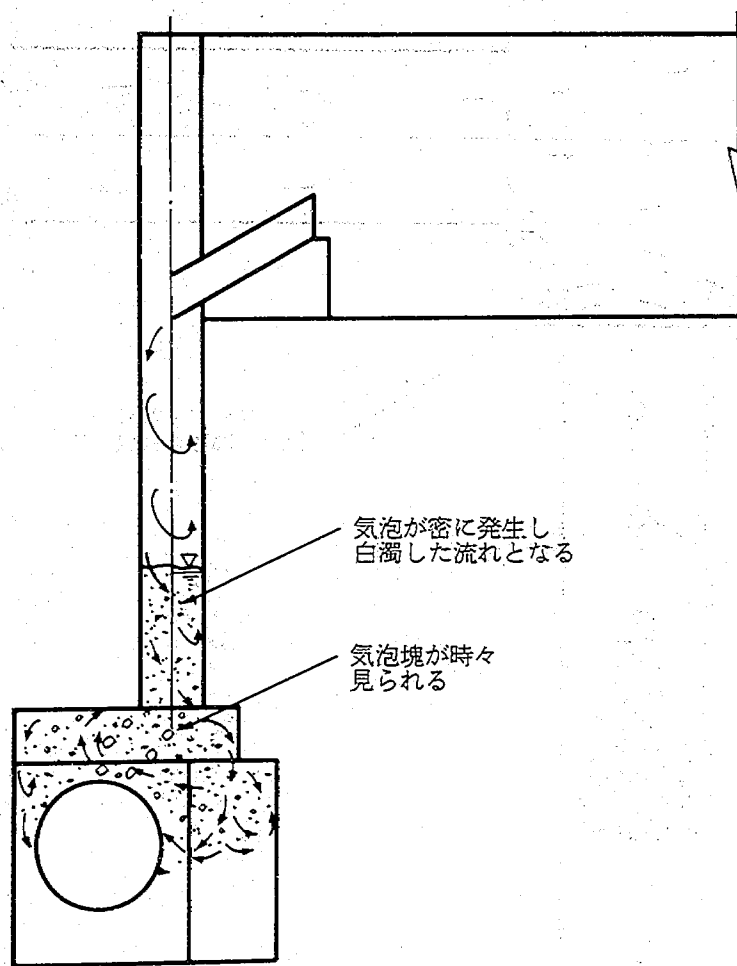


図3.1.5(b) 実験ケース 8 の流況 ($H=1.3\text{m}$ 、エアベント無し、②)

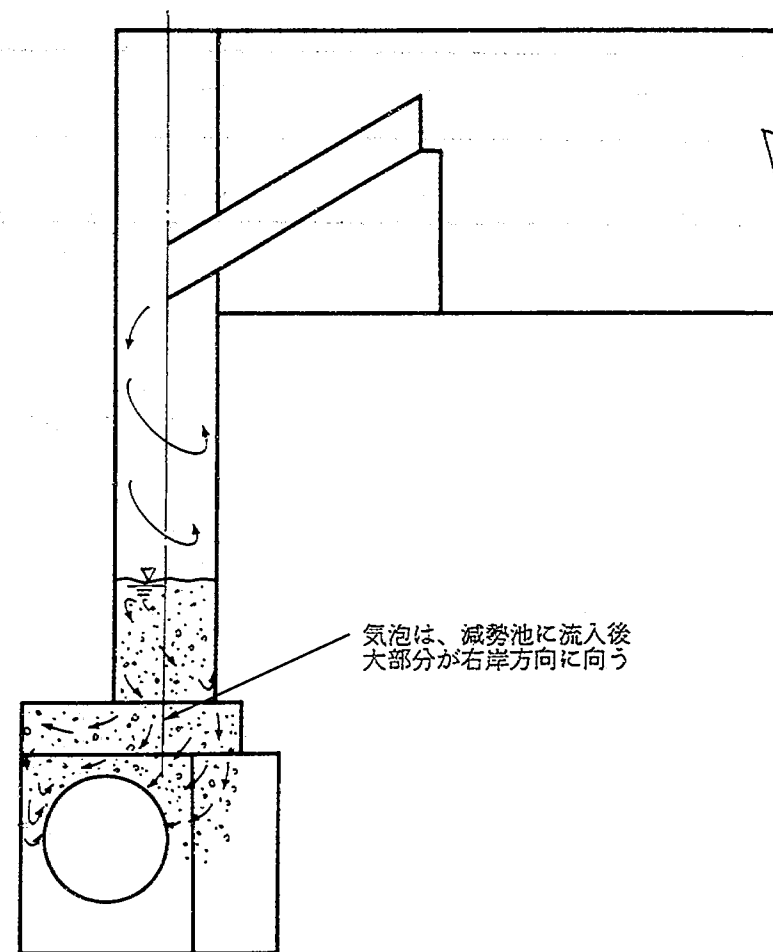


図3.1.5(c) 実験ケース 8 の流況 ($H=1.3\text{m}$ 、エアベント無し、③)

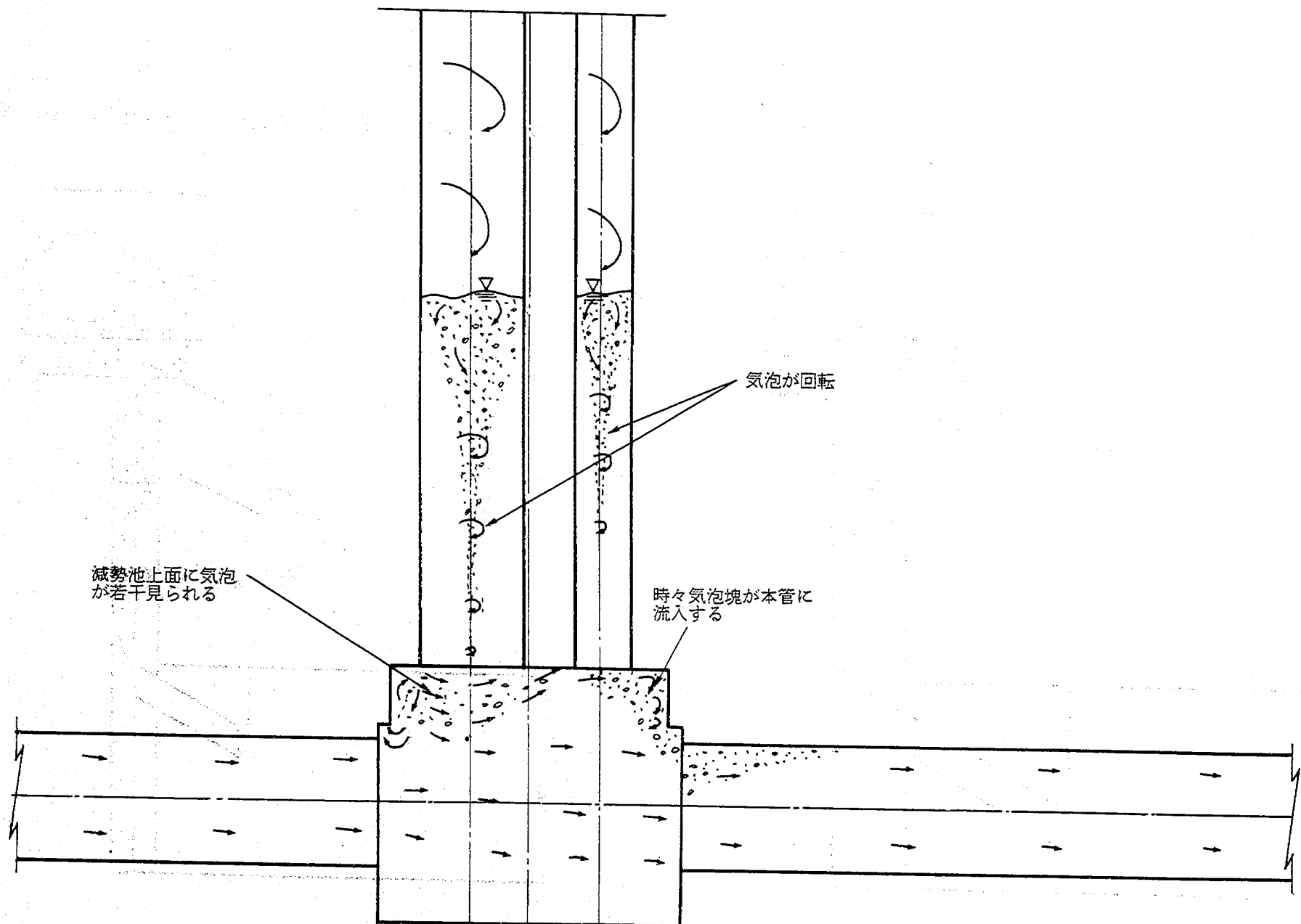


図3.1.6(a) 実験ケース 9 の流況 ($H=2.3\text{m}$ 、エアベント無し、①)

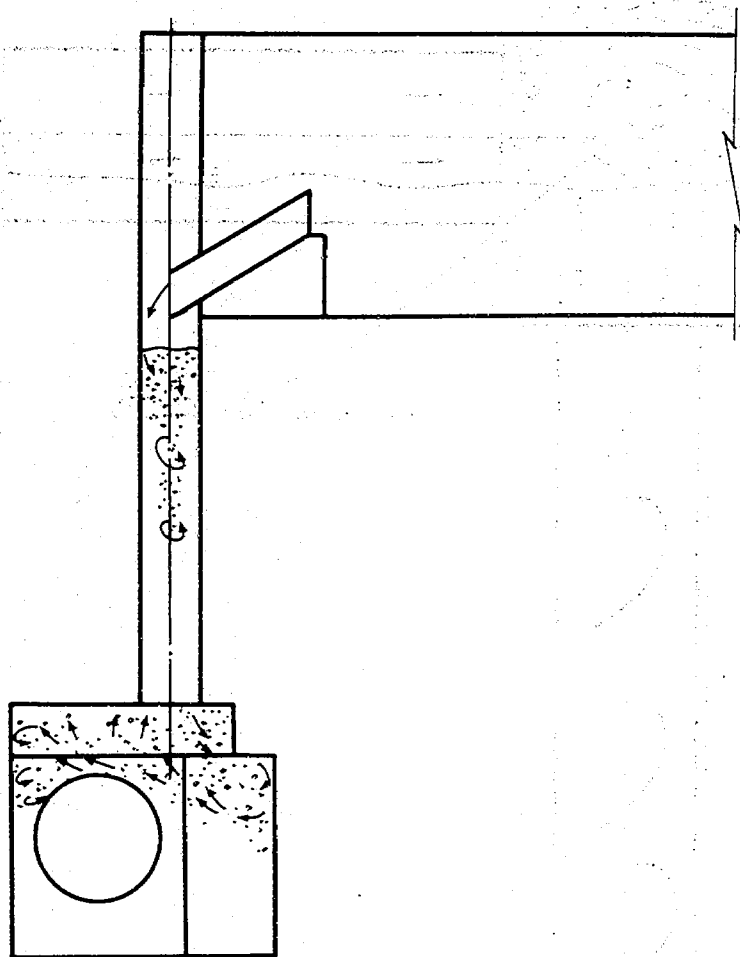


図3.1.6(b) 実験ケース 9 の流況 ($H=2.3\text{m}$ 、エアベント無し、②)

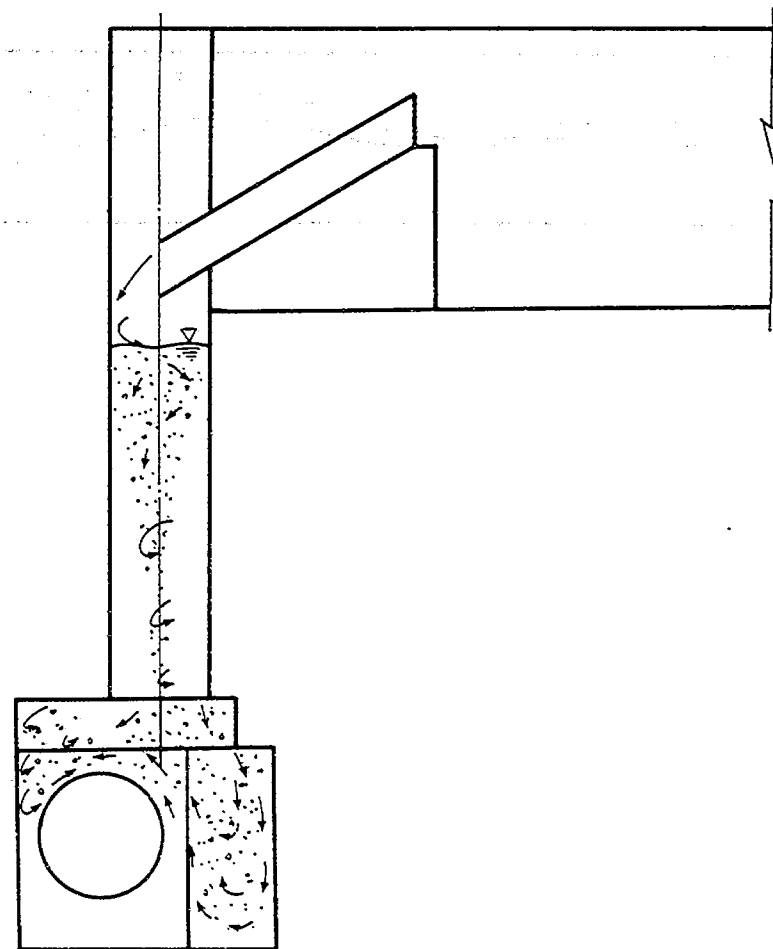


図3.1.6(c) 実験ケース 9 の流況 ($H=2.3\text{m}$ 、エアベント無し、③)

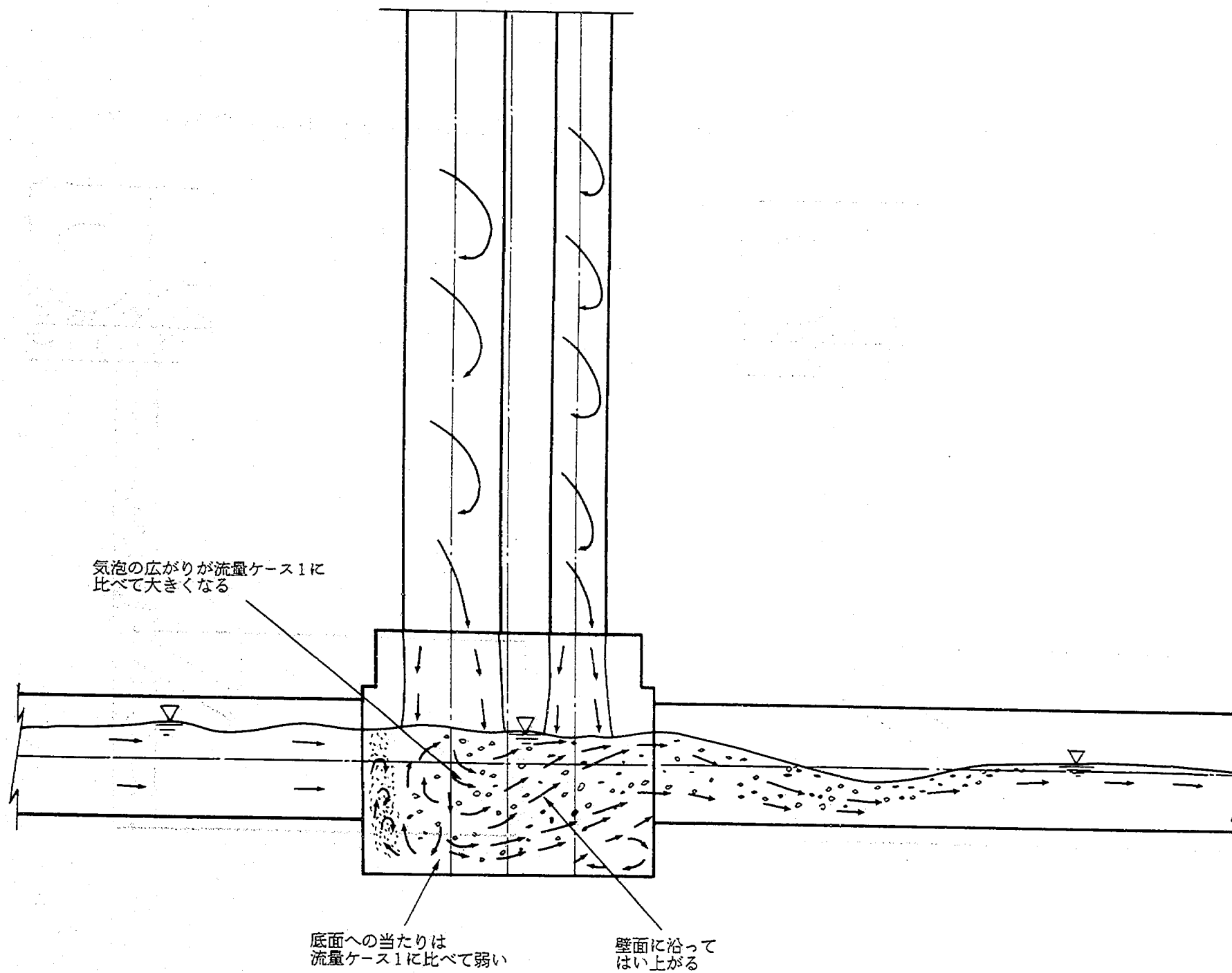


図3.1.7 実験ケース4の流況（開水路、エアベント無し、①）

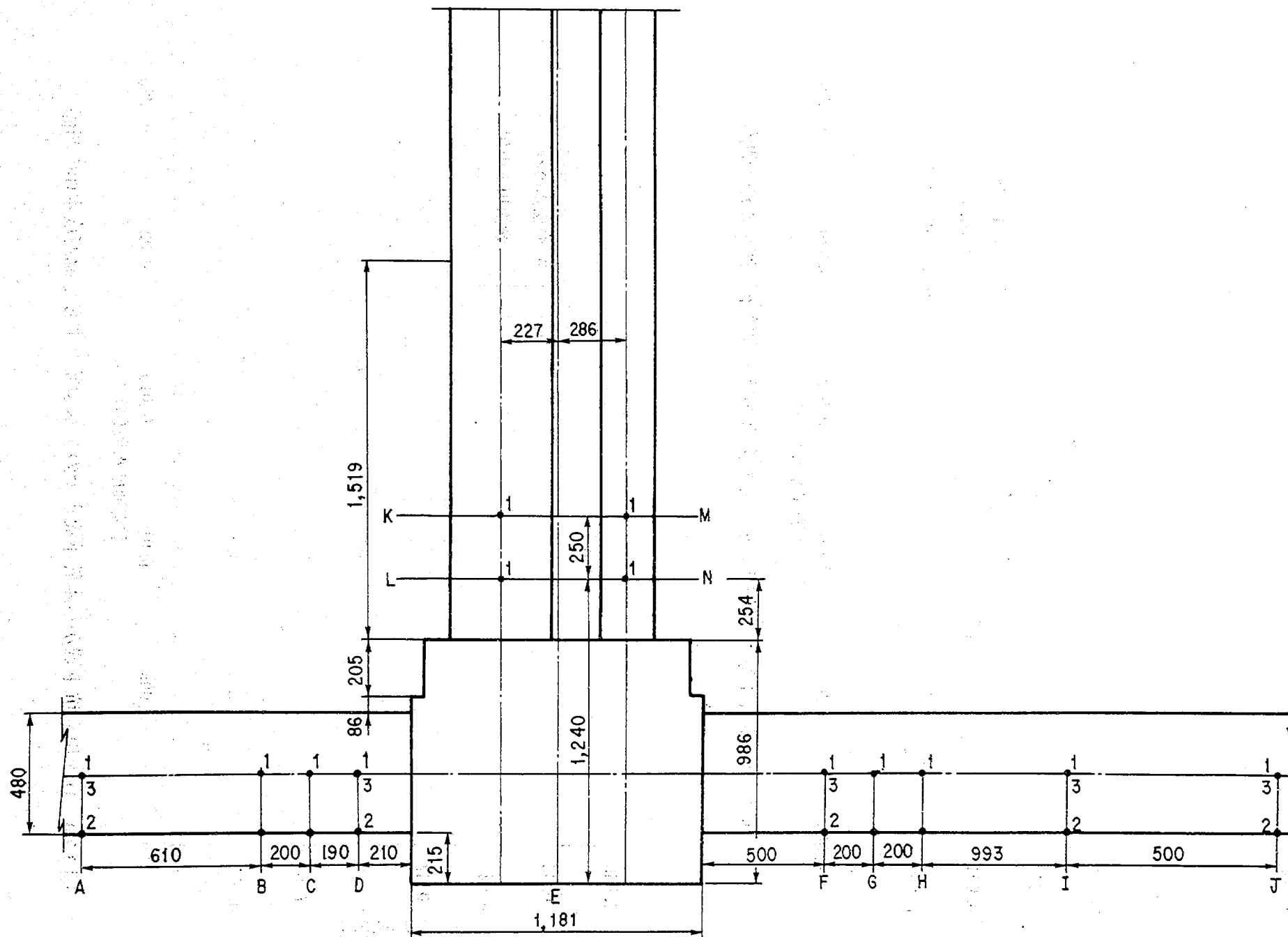


図3.2.2 ピエゾ計水頭計測位置

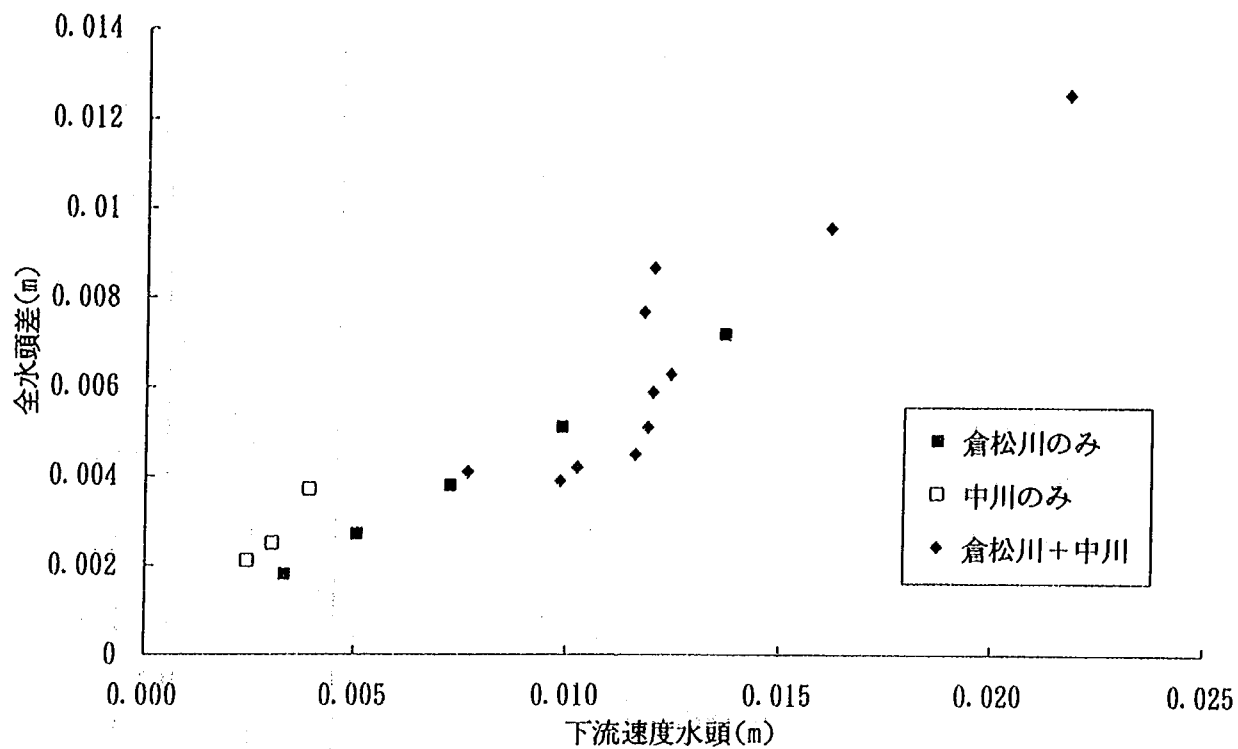


図 3.2.3 本管上流から本管下流までの全水頭差と本管下流速度水頭の関係

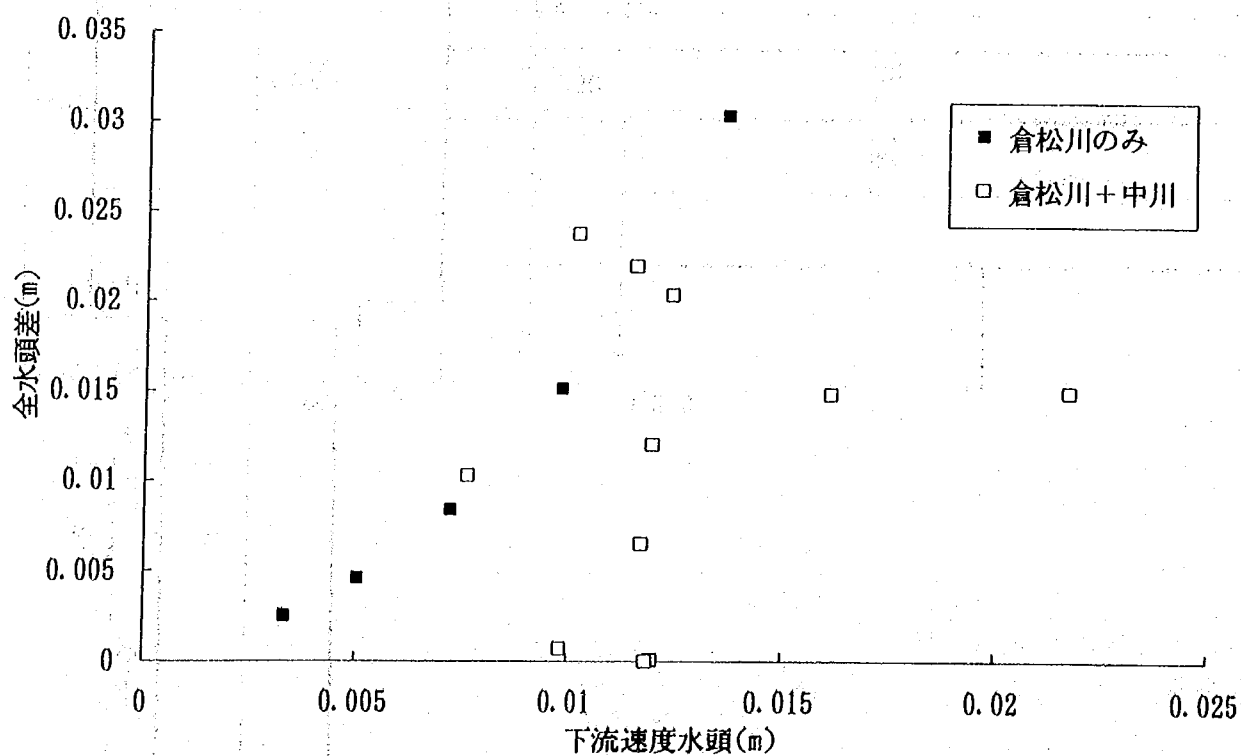


図 3.2.4 倉松川立坑下端から本管下流までの全水頭差と本管下流速度水頭の関係

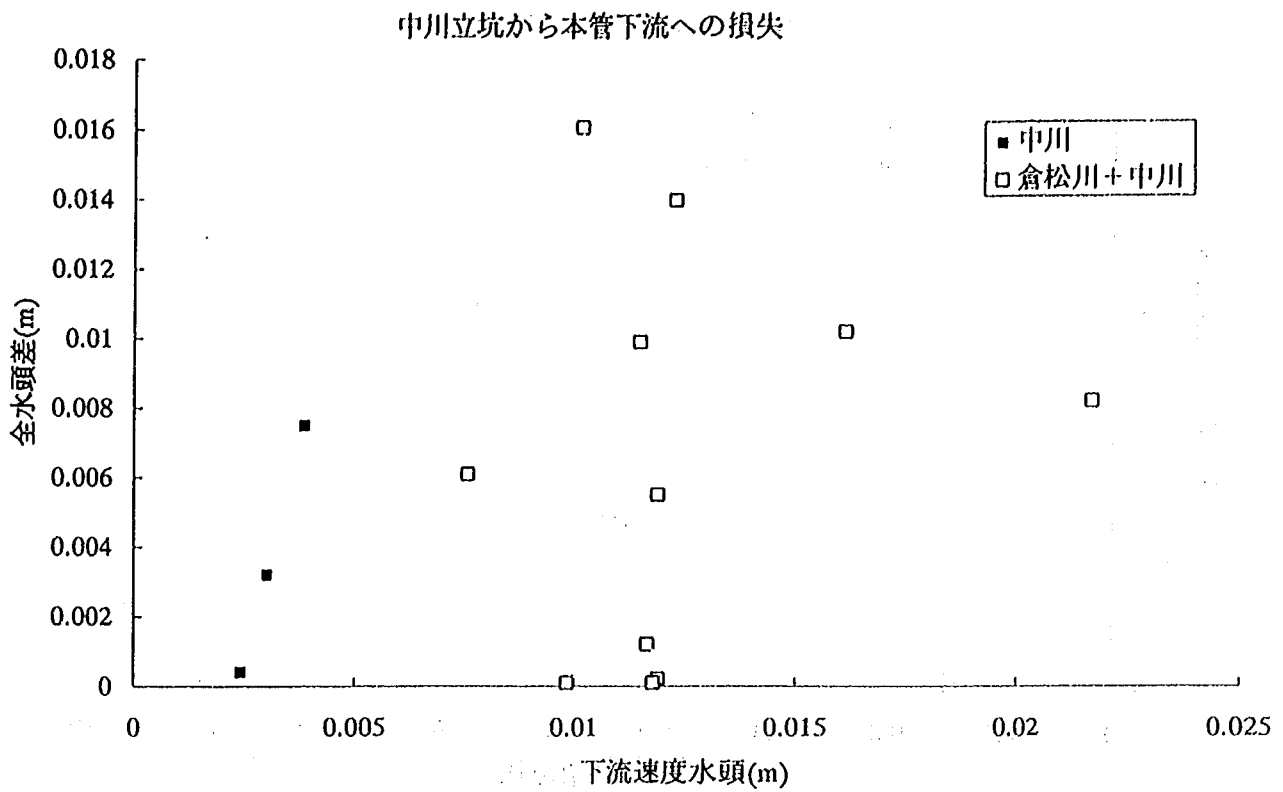


図3.2.5 中川立坑下端から本管下流までの全水頭差と本管下流速度水頭の関係

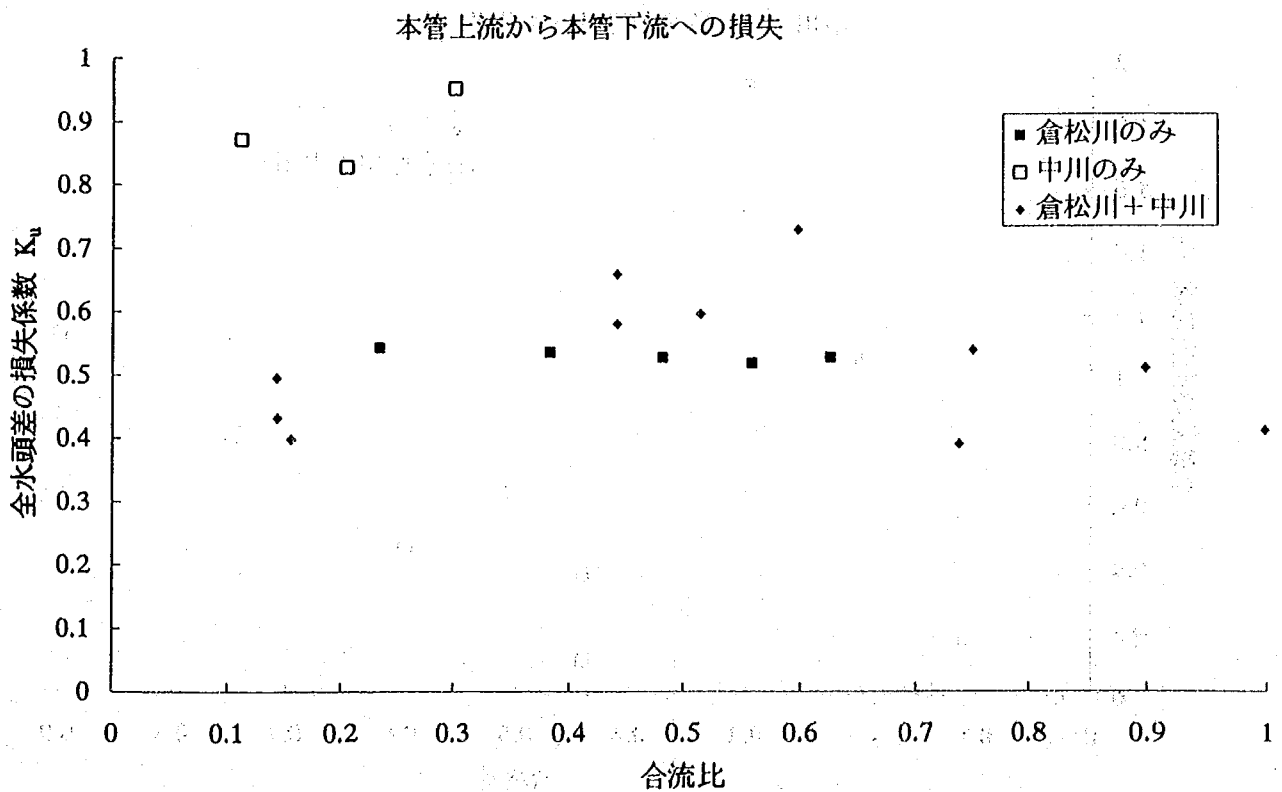


図3.2.6 合流部の損失係数 K_u と合流比の関係

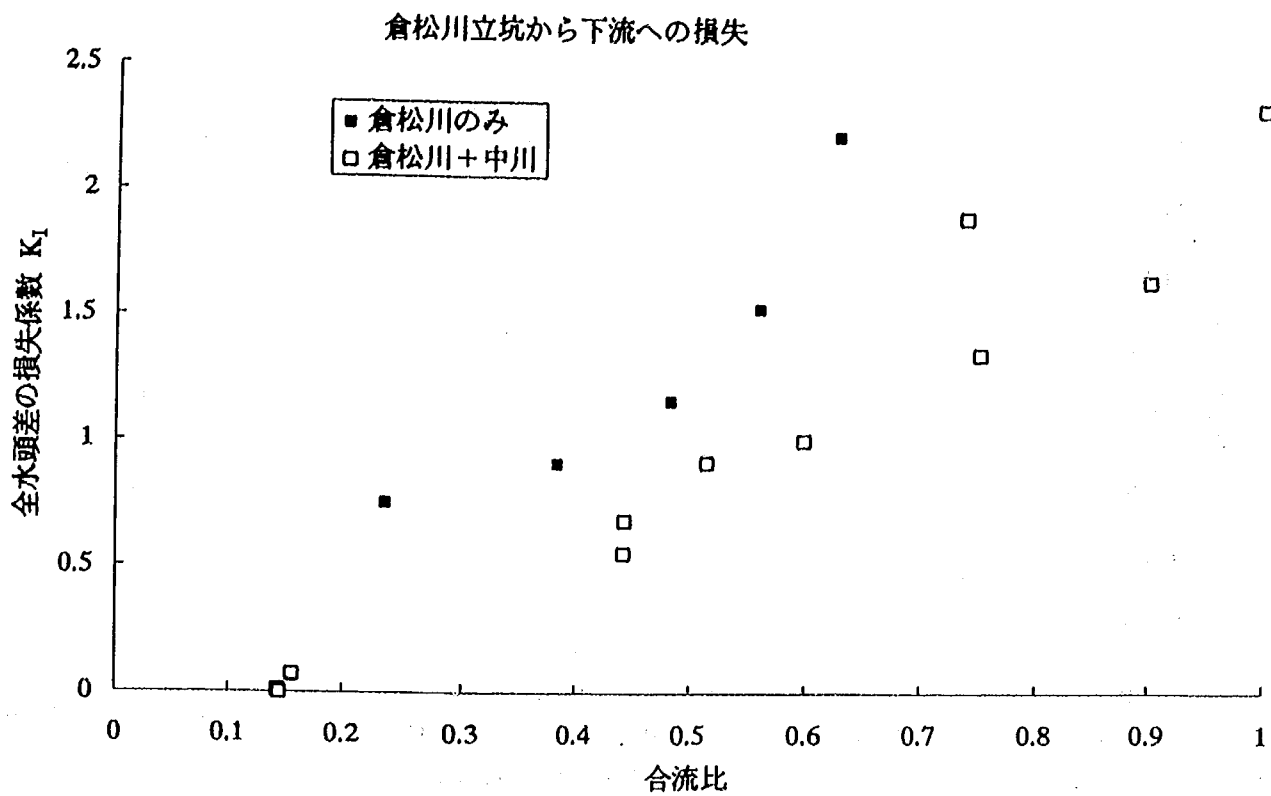


図3.2.7 合流部の損失係数 K_1 と合流比の関係

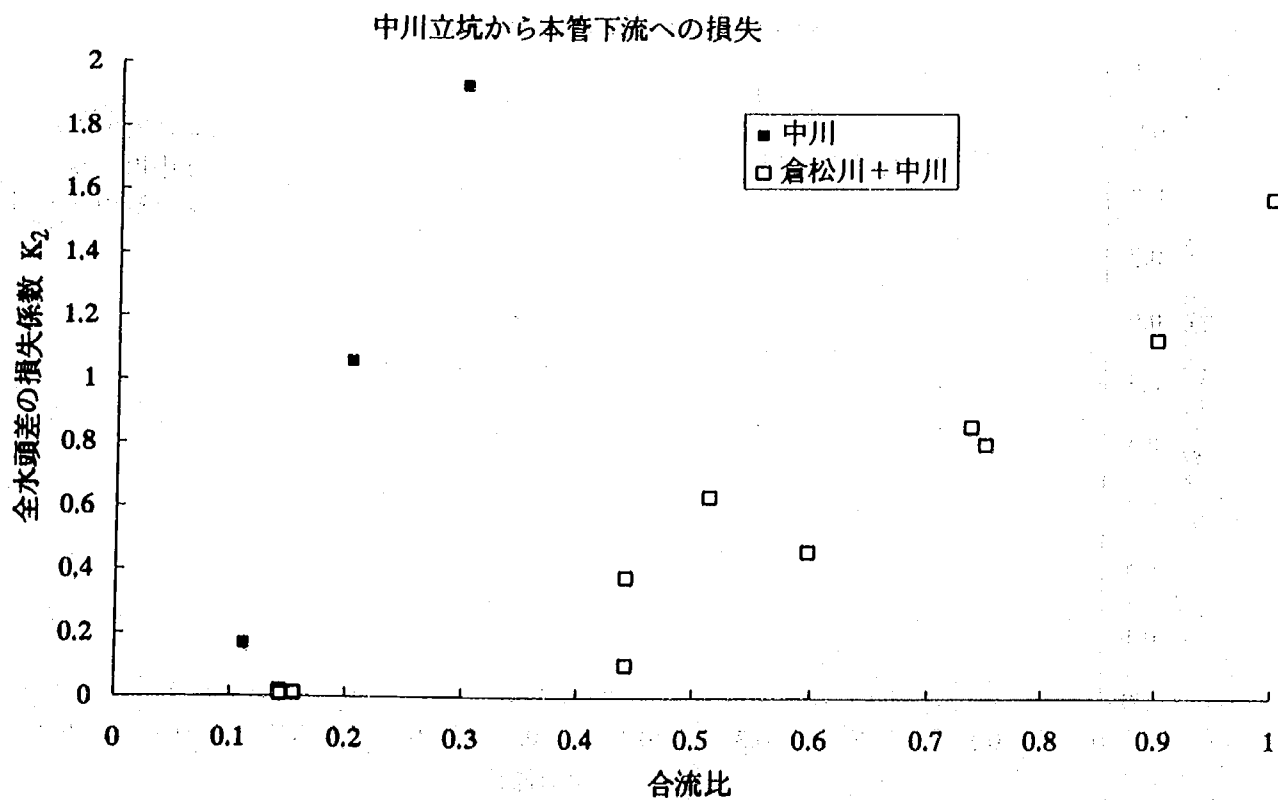


図3.2.8 合流部の損失係数 K_2 と合流比の関係

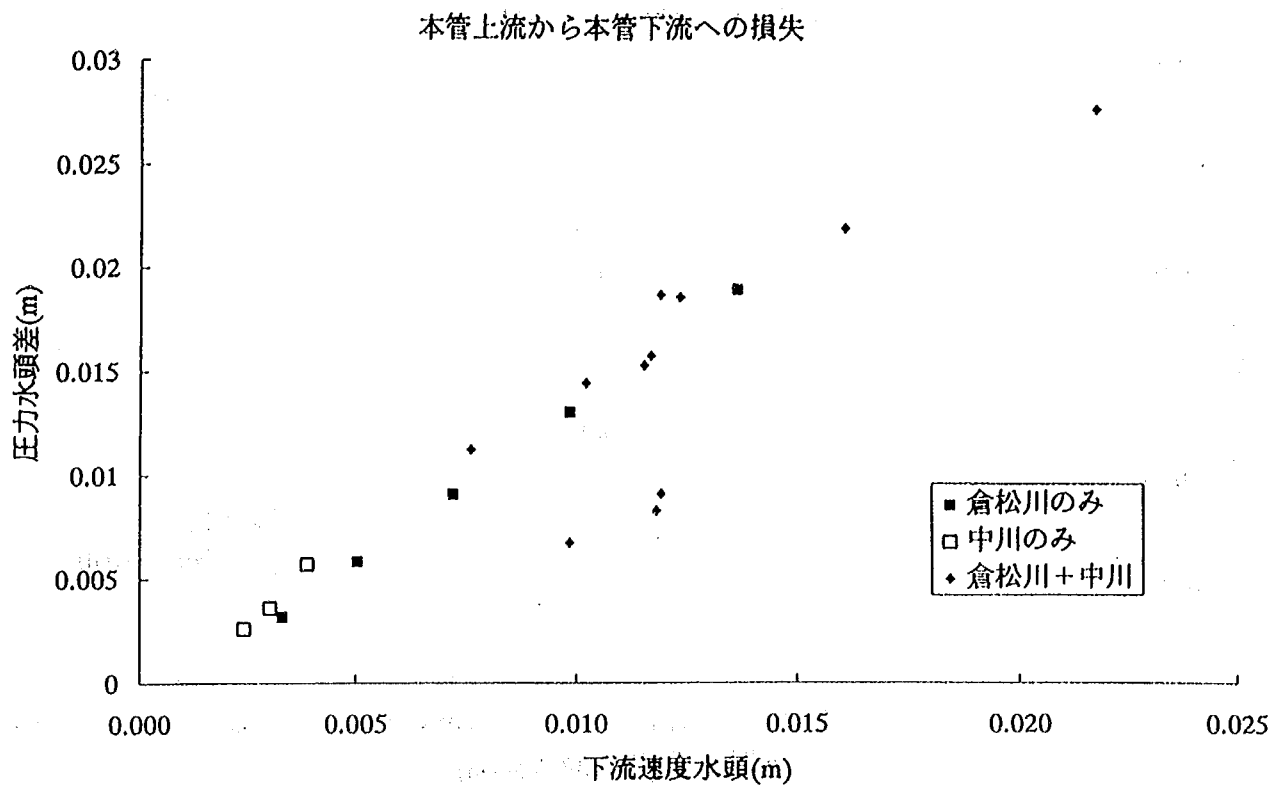


図3.2.9 本管上流から本管下流までの圧力水頭差と本管下流速度水頭の関係

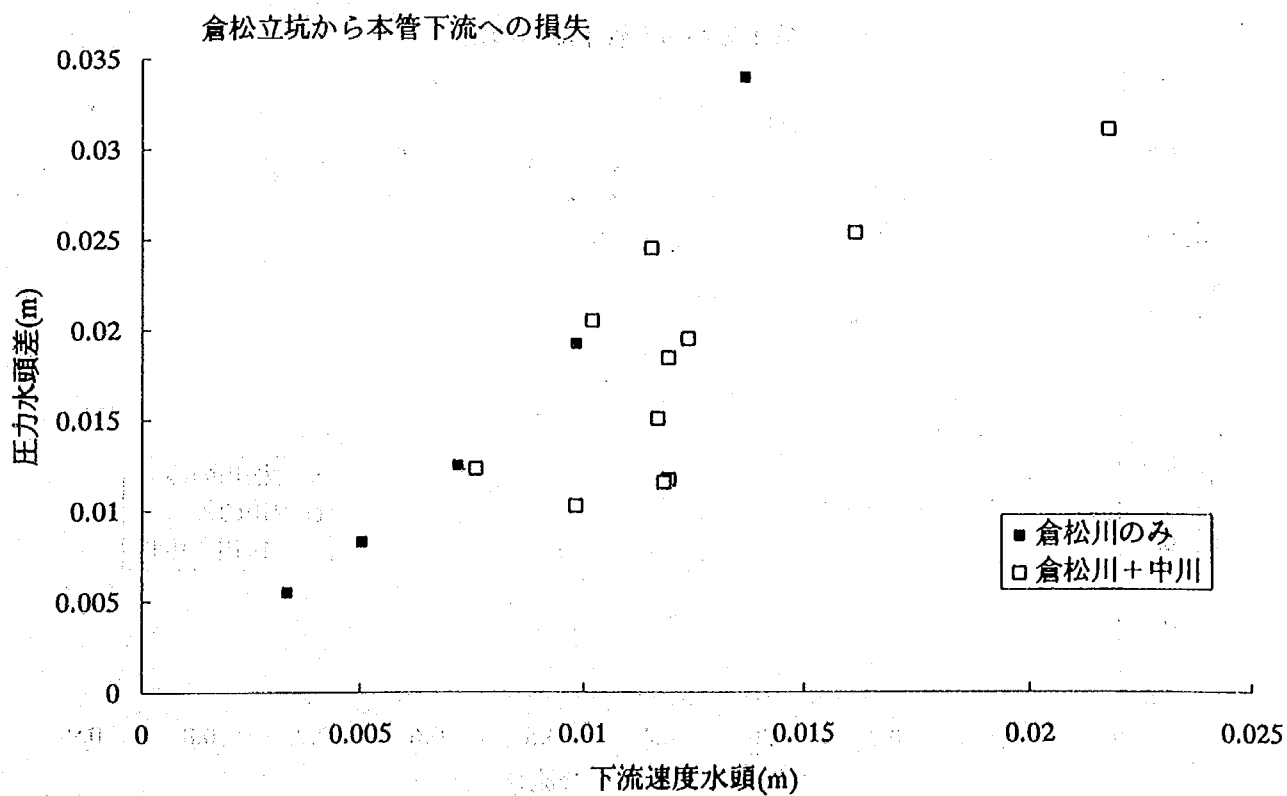


図3.2.10 倉松川立坑下端から本管下流までの圧力水頭差と本管下流速度水頭の関係

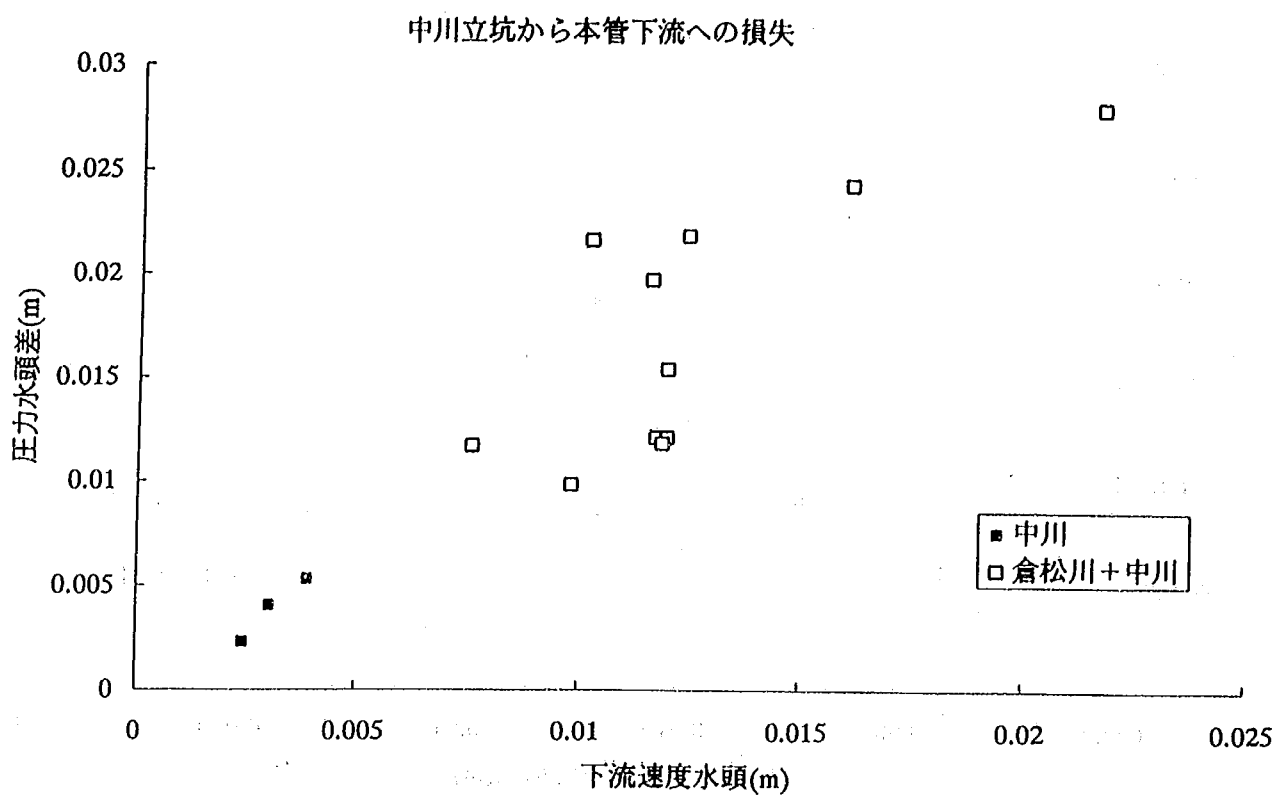


図3.2.11 中川立坑下端から本管下流までの圧力水頭差と本管下流速度水頭の関係

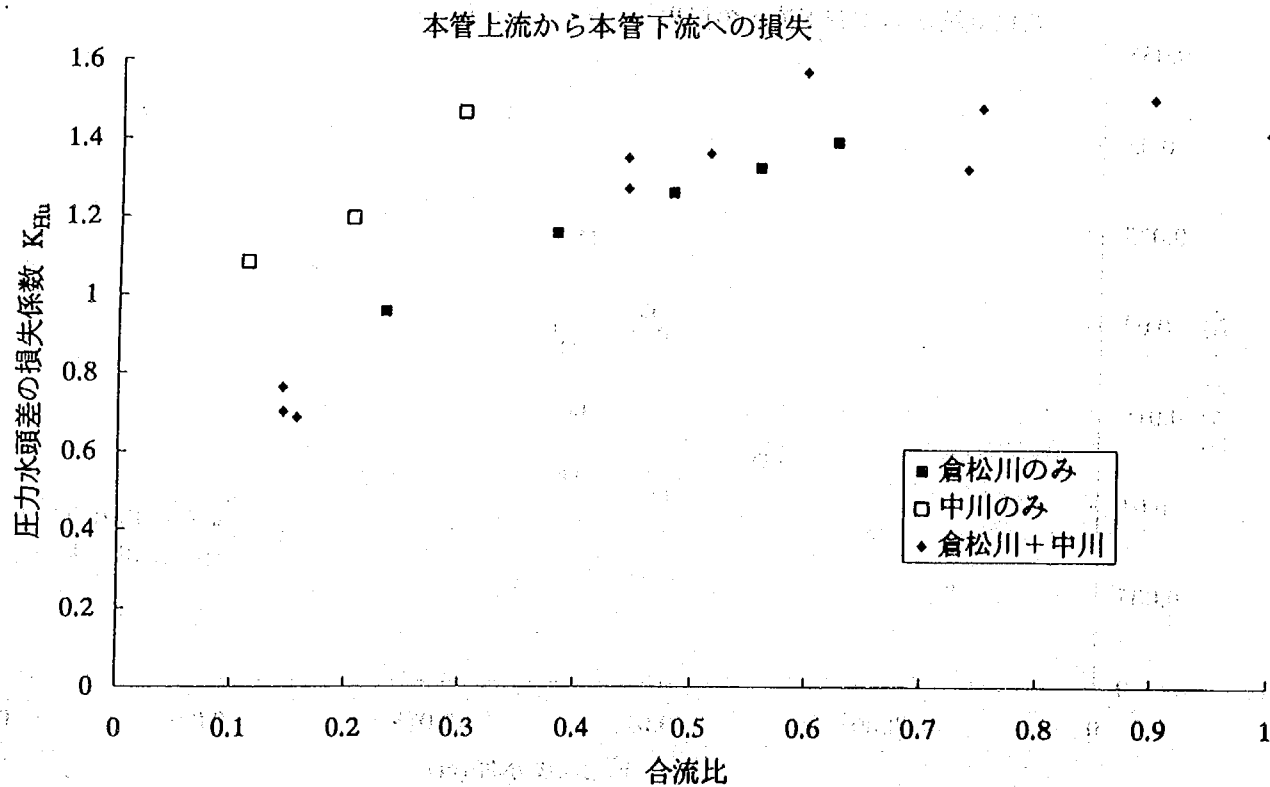


図3.2.12 合流部の損失係数 K_{H0} と合流比の関係

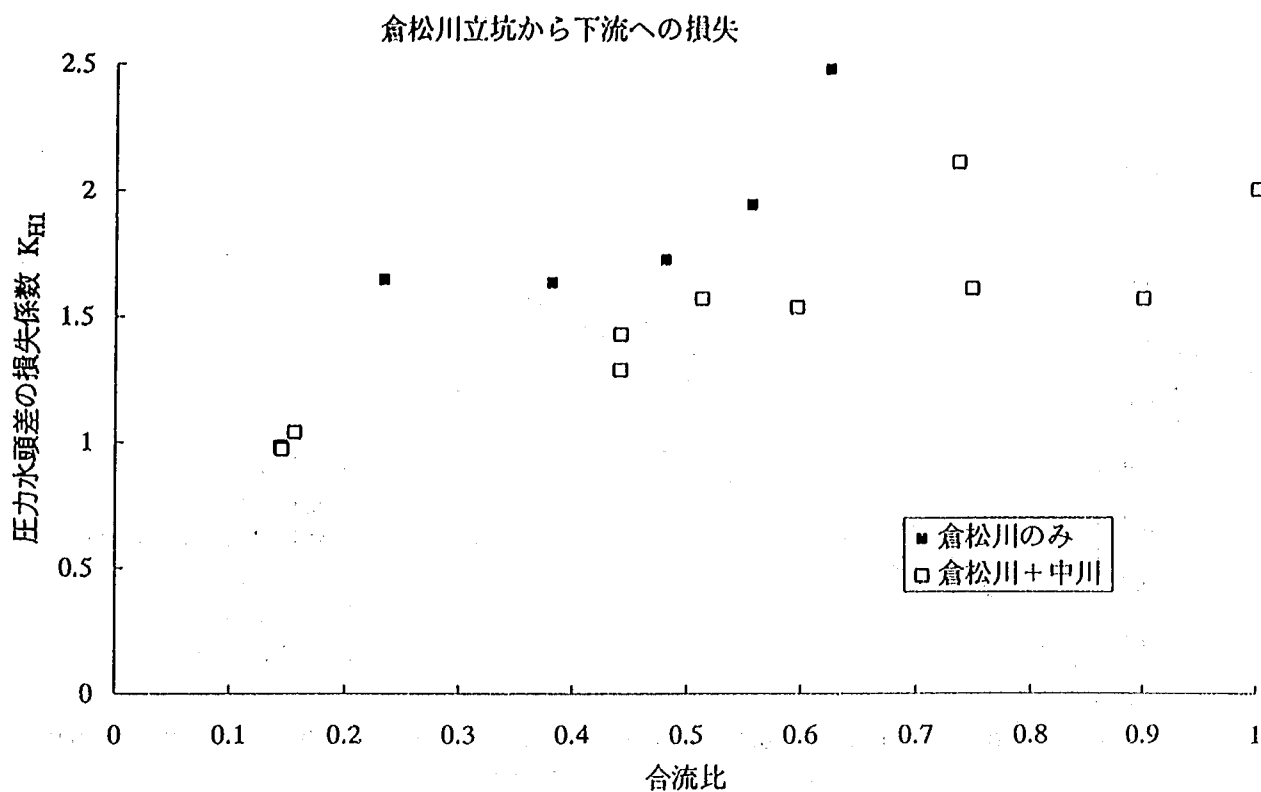


図 3.2.13 合流部の損失係数 K_{H1} と合流比の関係

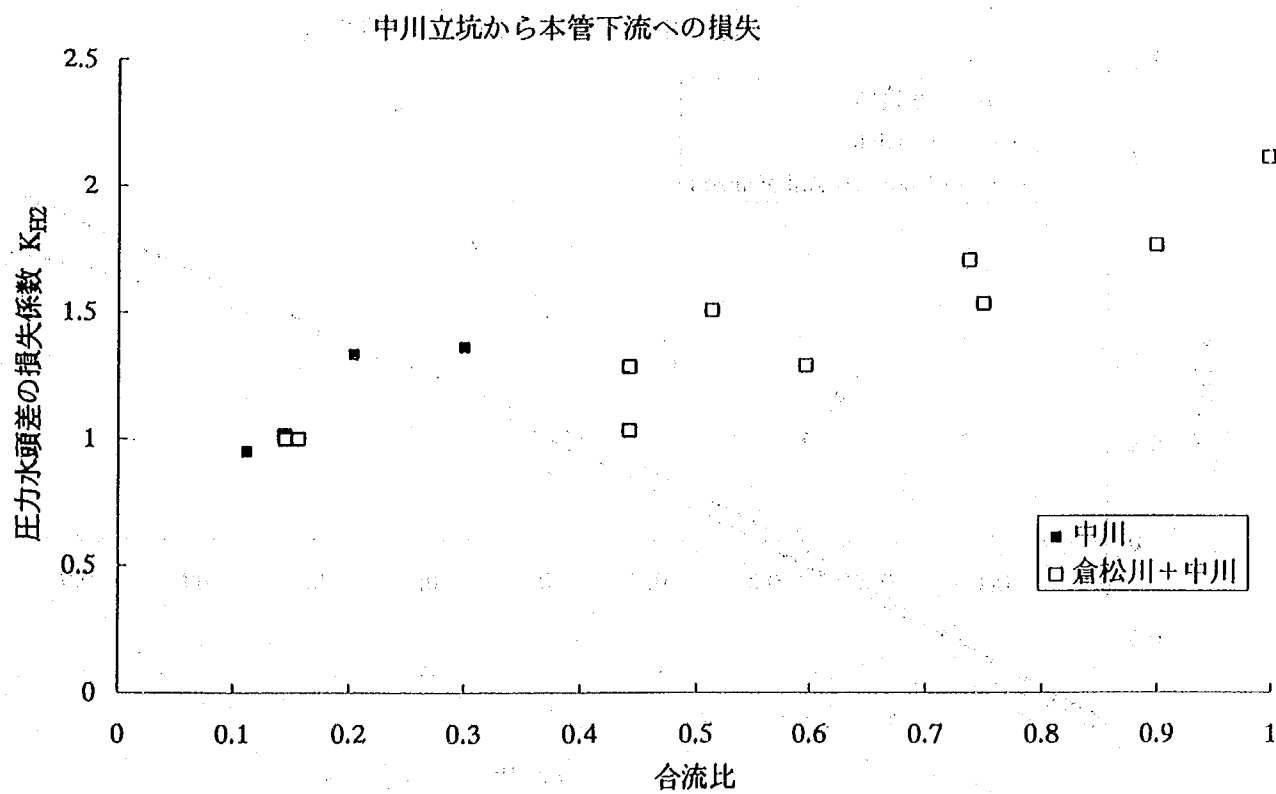


図 3.2.14 合流部の損失係数 K_{H2} と合流比の関係

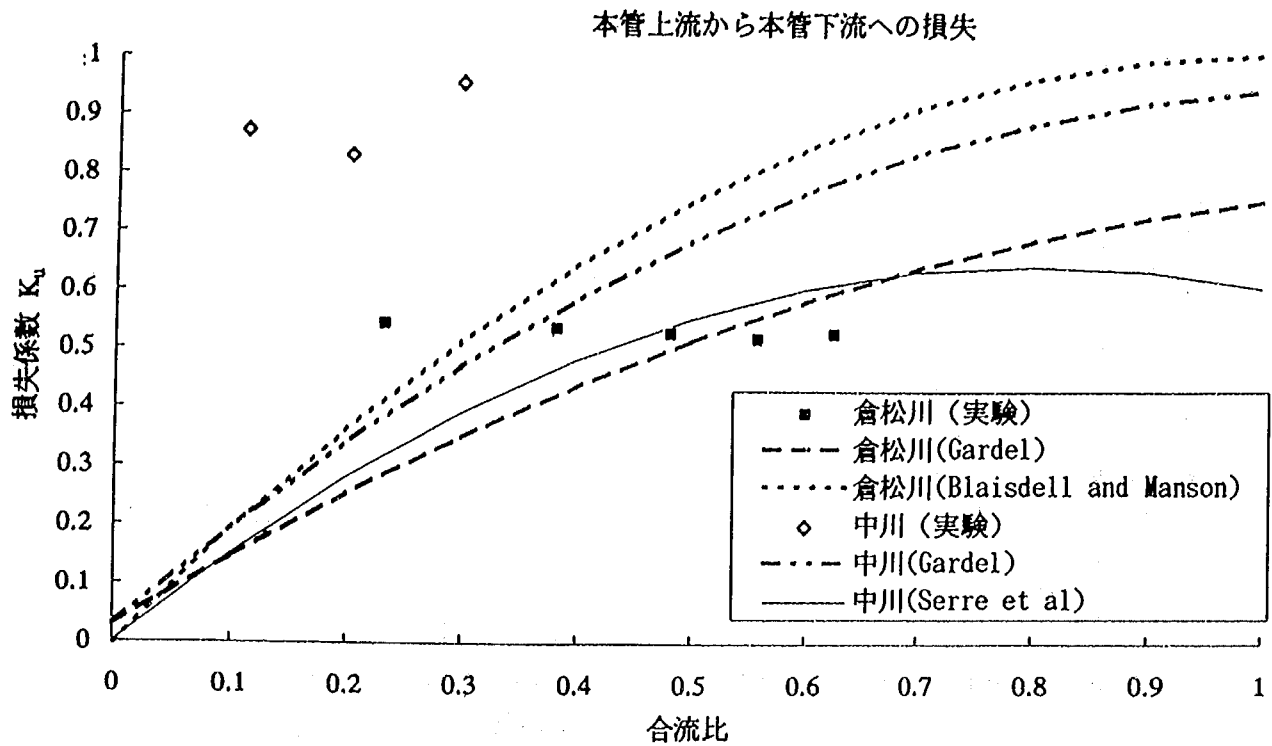


図3.2.15 T字結合の損失係数との比較（本管上流から本管下流までの区間）

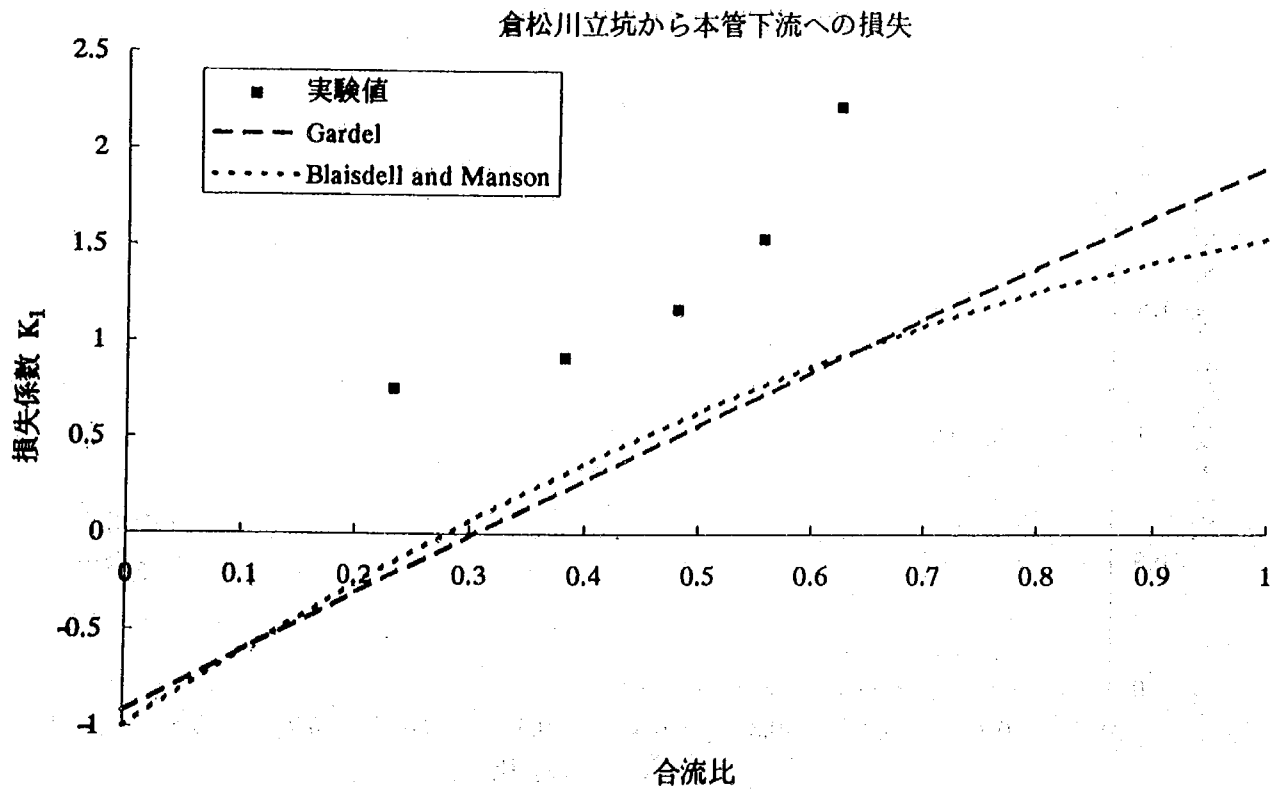


図3.2.16 T字結合の損失係数との比較（倉松川立坑下端から本管下流までの区間）

中川立坑から本管下流への損失

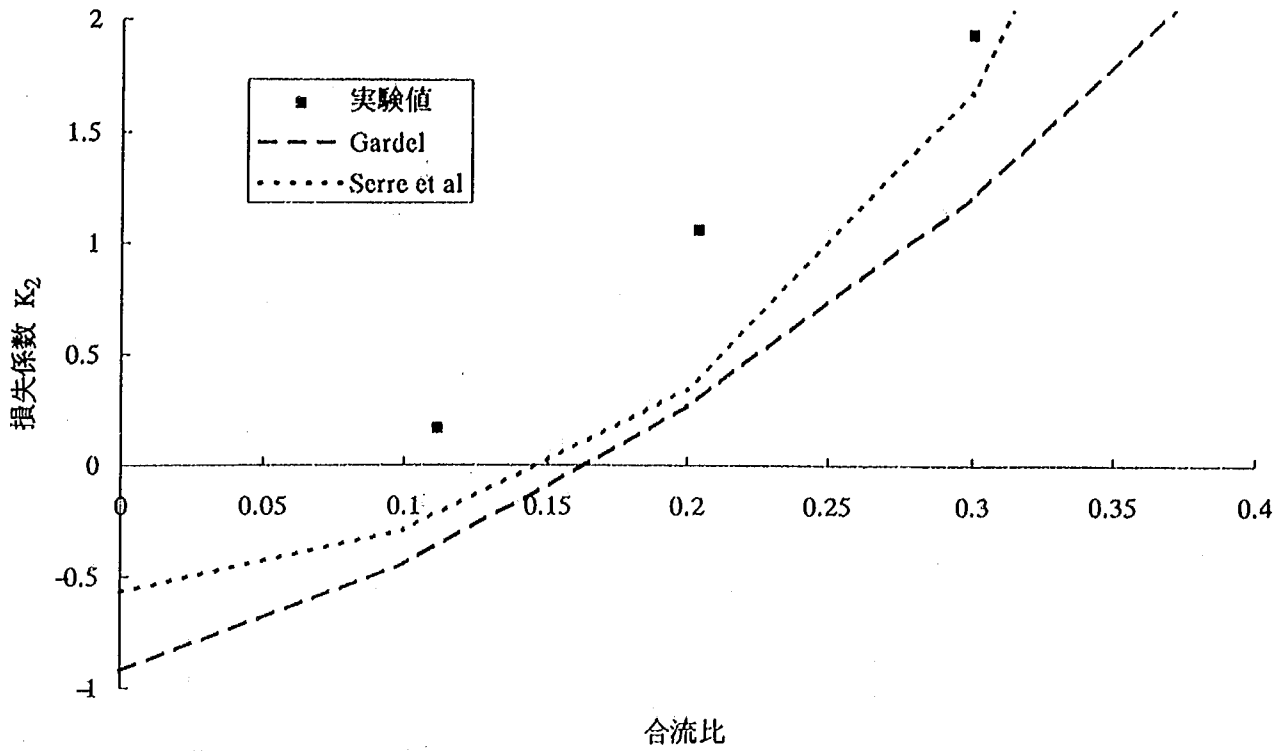


図3.2.17 T字結合の損失係数との比較（中川立坑下端から本管下流までの区間）

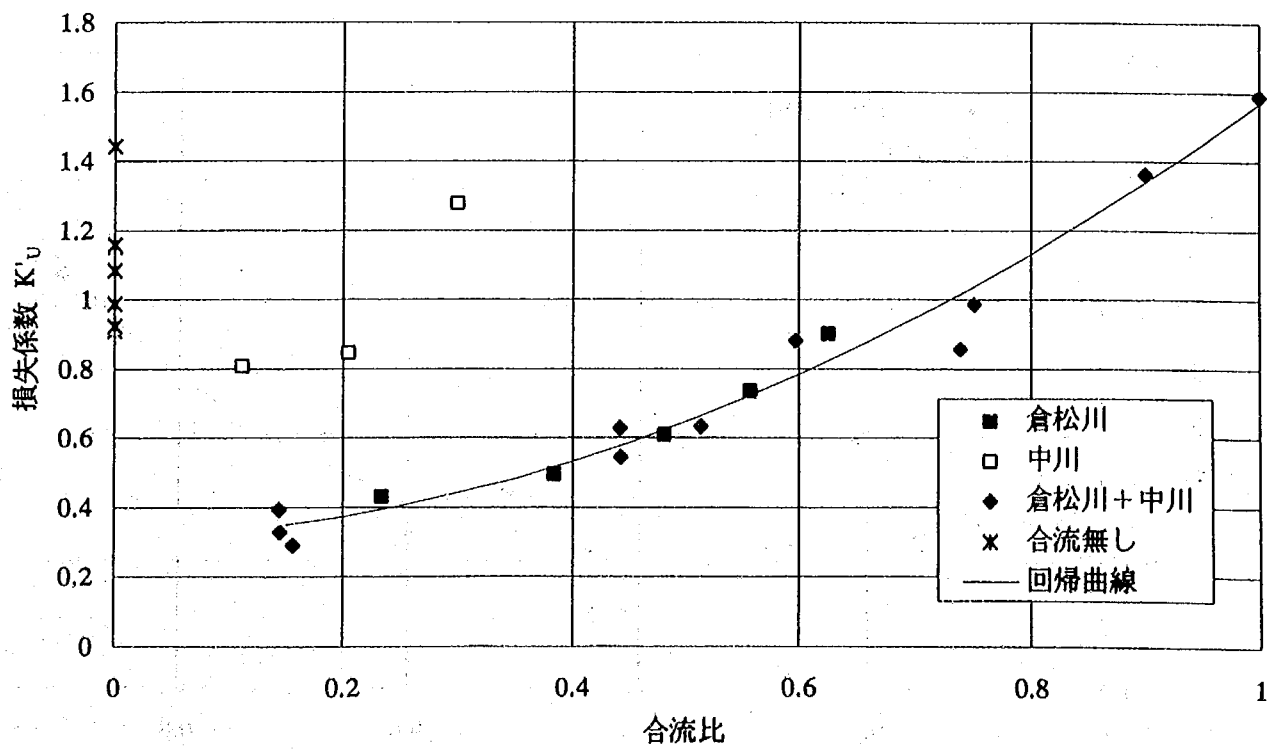


図 3.2.18 合流部の損失係数 K'_U

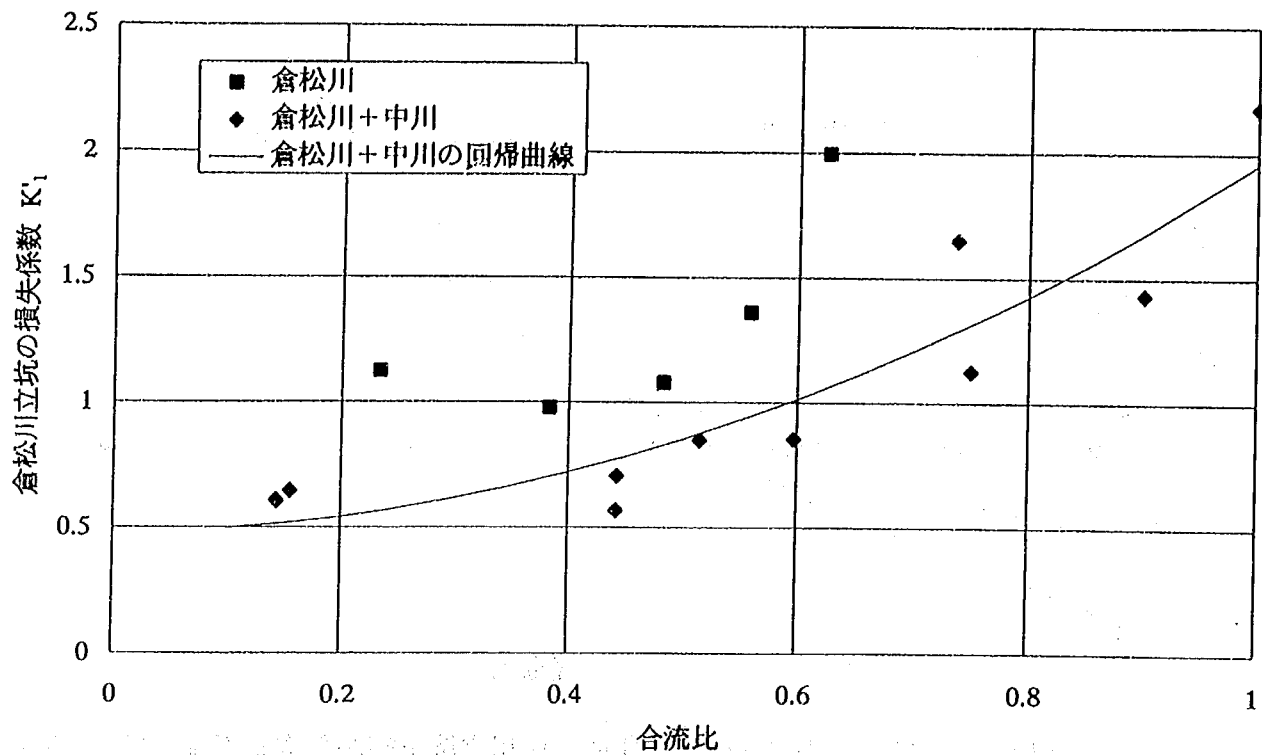


図 3.2.19 合流部の損失係数 K'_1

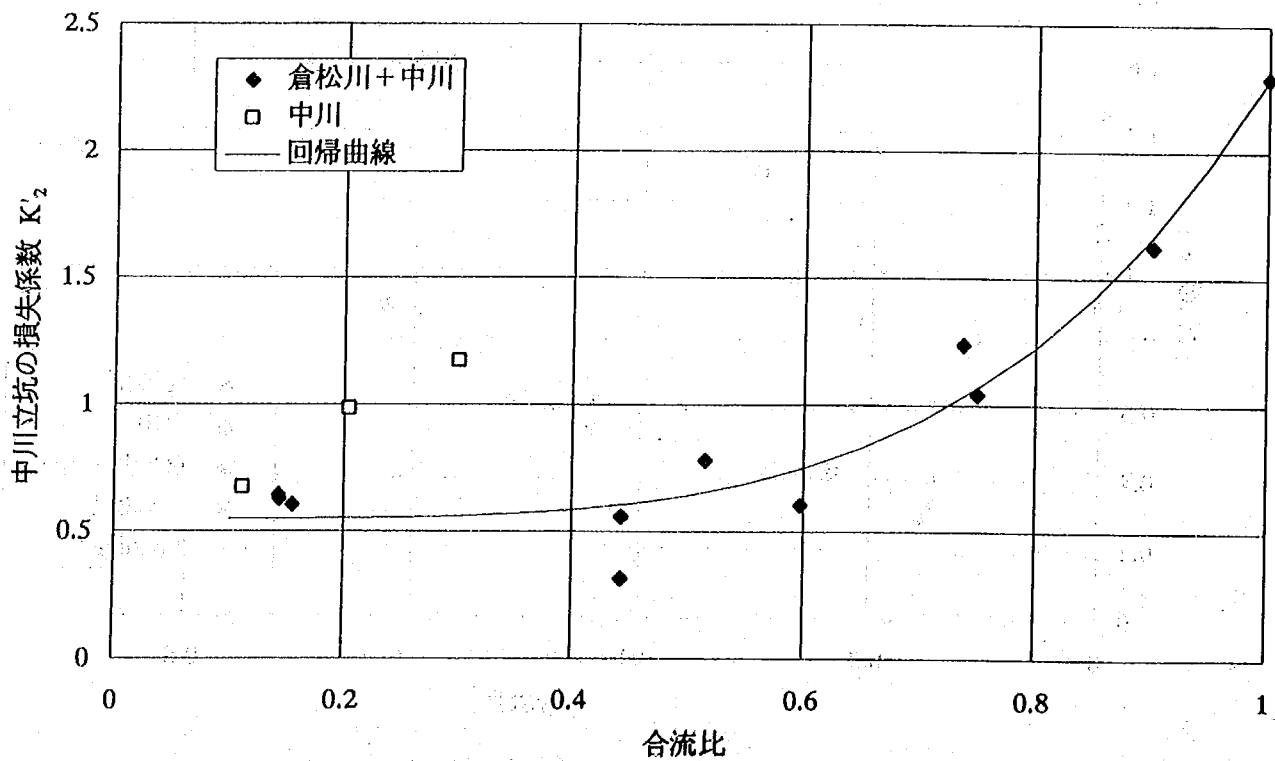


図 3.2.20 合流部の損失係数 K'_2

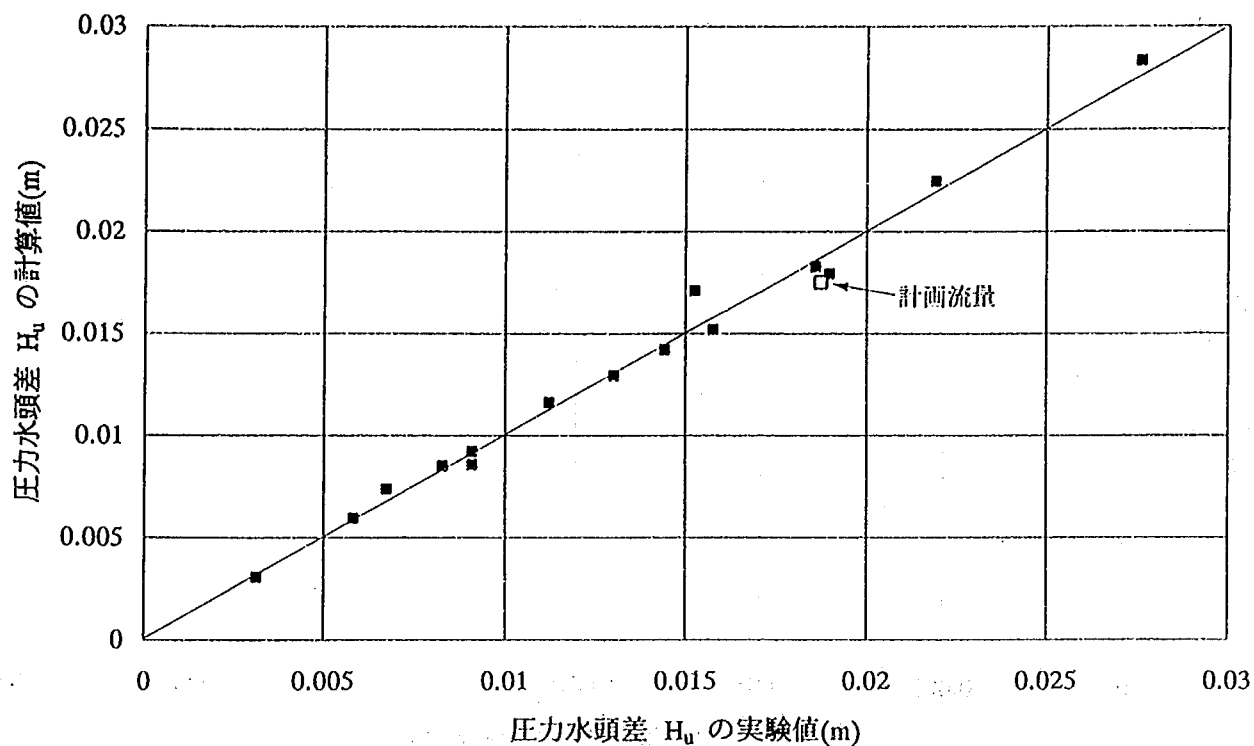


図3.2.21 合流部の圧力水頭差 H_u の計測値と計算値の比較

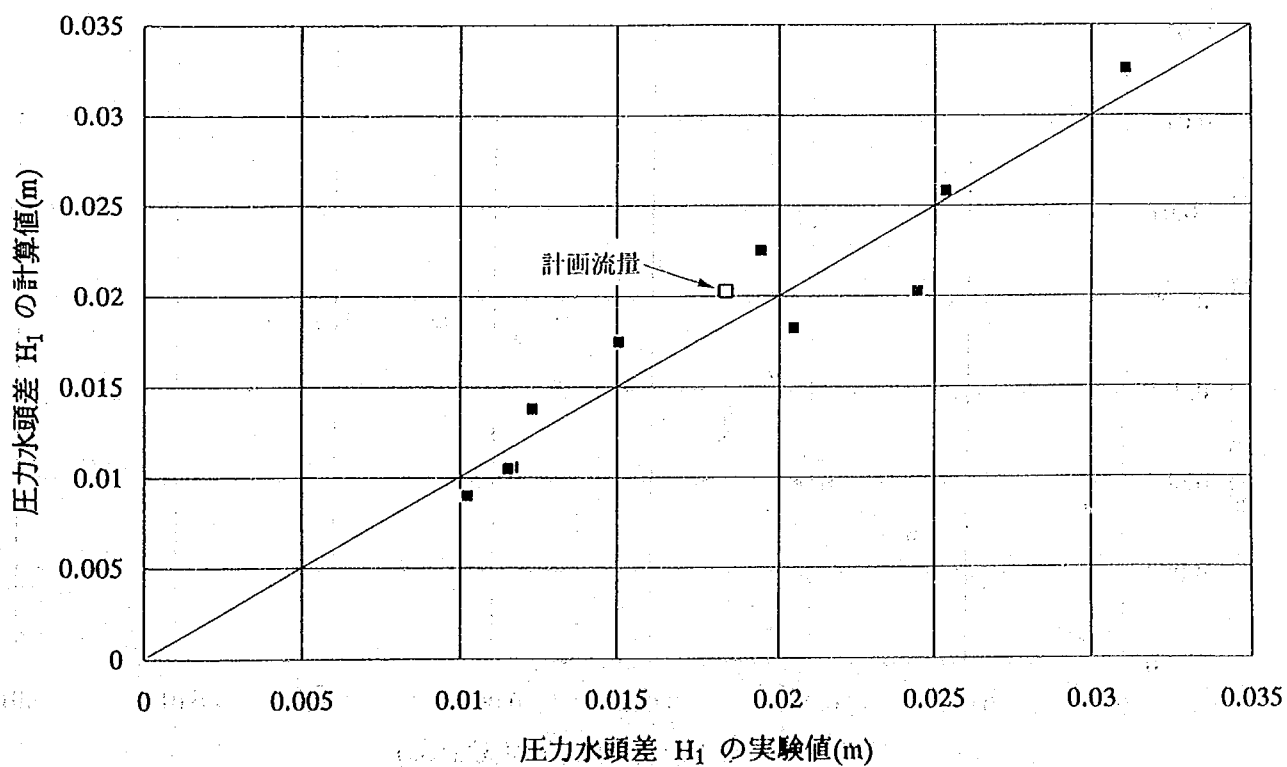


図3.2.22 合流部の圧力水頭差 H_1 の計測値と計算値の比較

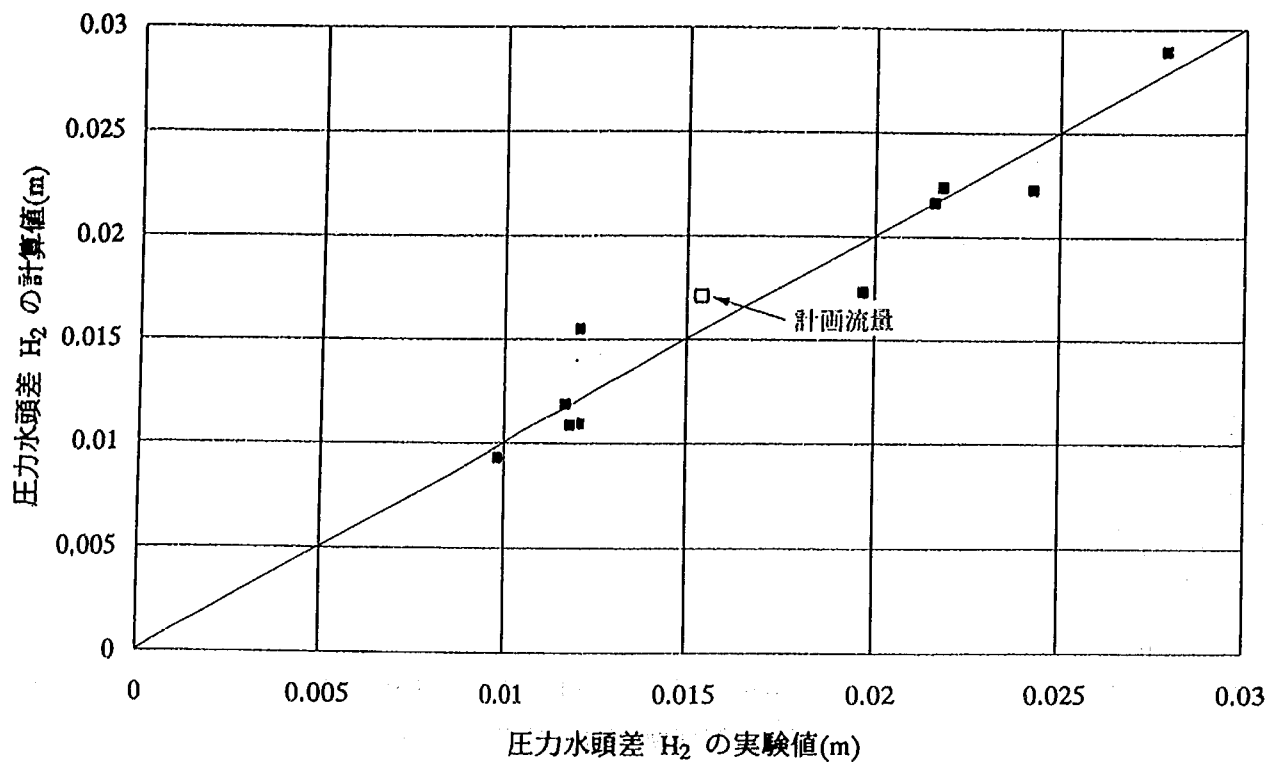


図3.2.23 合流部の圧力水頭差 H_2 の計測値と計算値の比較

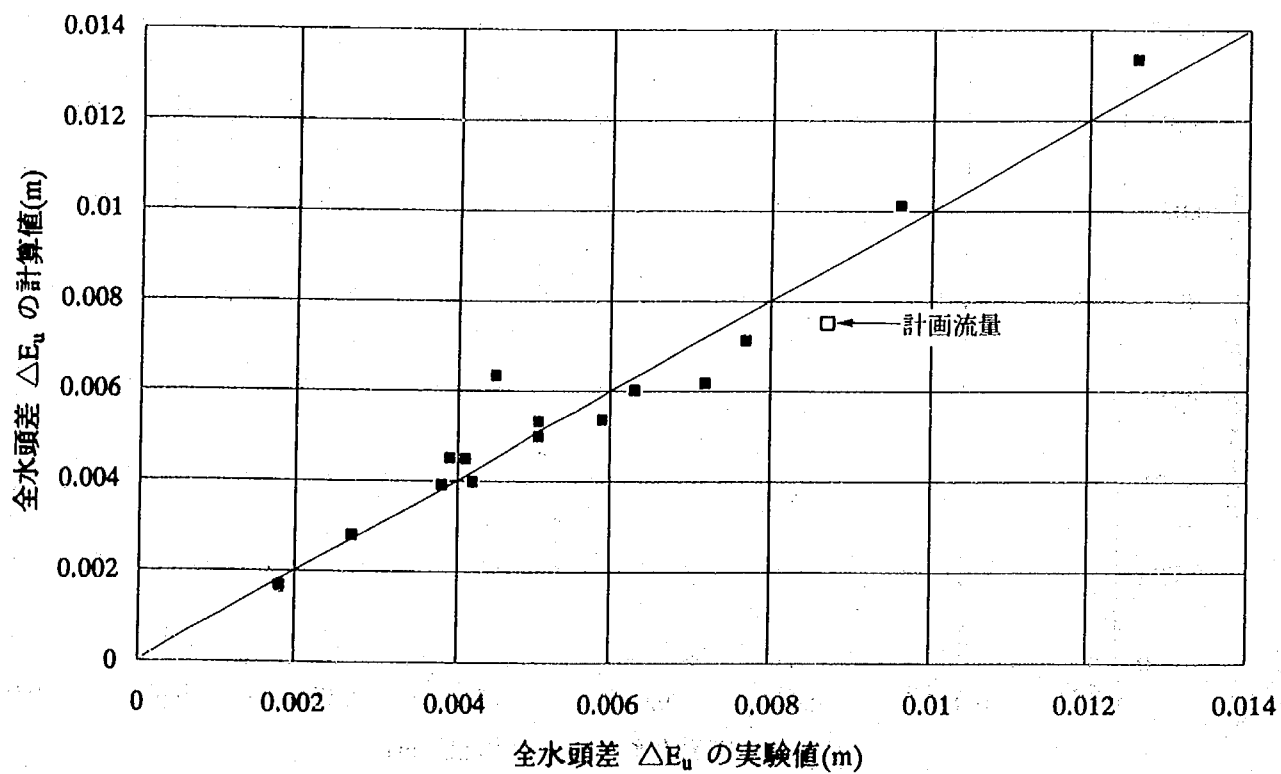


図3.2.24 合流部の全水頭差 ΔE_u の計測値と計算値の比較

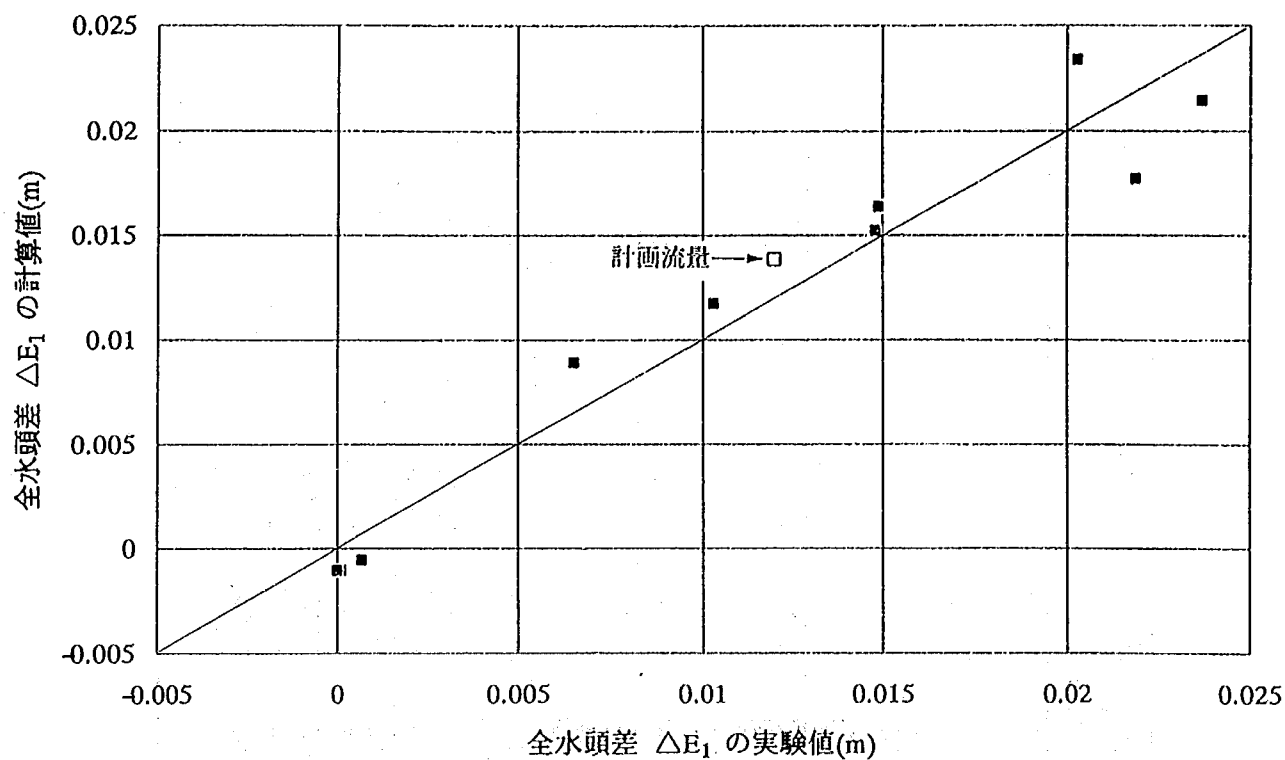


図3.2.25 合流部の全水頭差 ΔE_1 の計測値と計算値の比較

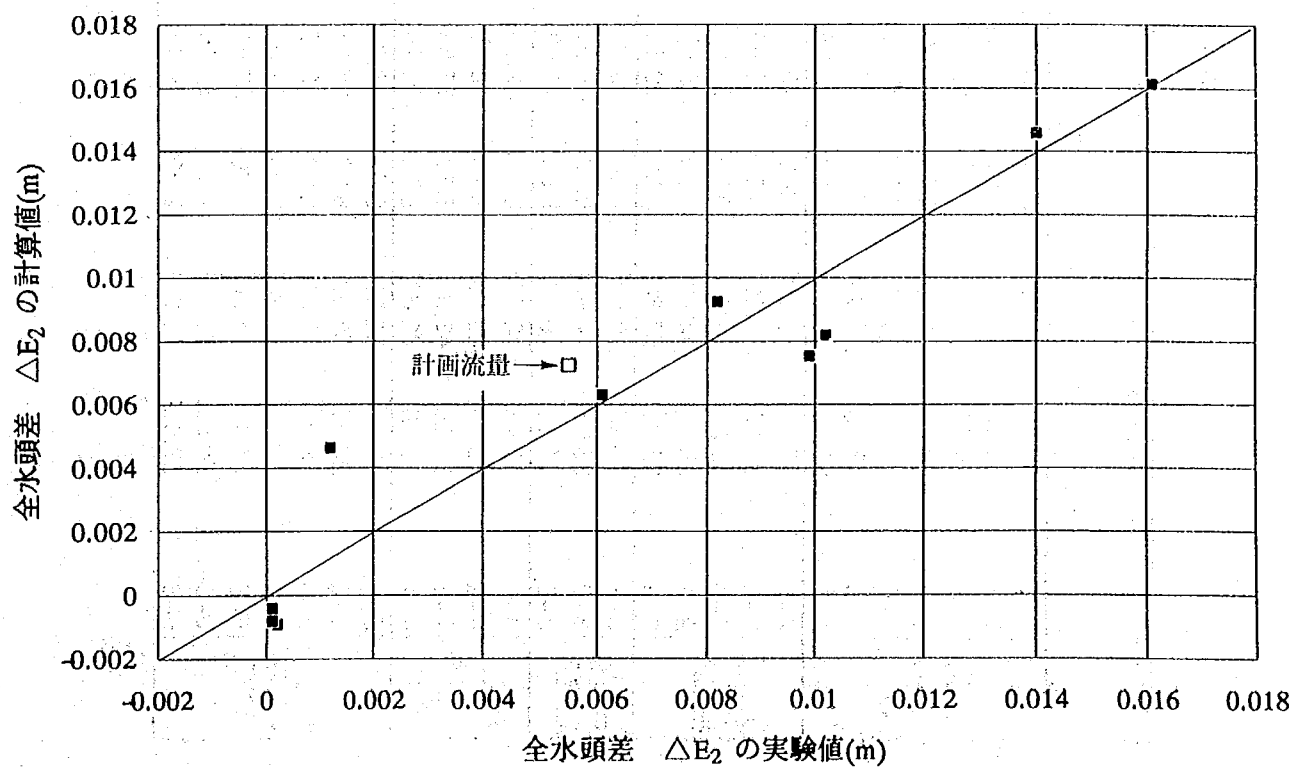


図3.2.26 合流部の全水頭差 ΔE_2 の計測値と計算値の比較

表 3.2.2 流量条件別の全水頭差と圧力水頭差(模型)

実験ケース		本管流量	倉松川	中川	合計流量	合流比	本管上流→下流		倉松立坑→下流		中川立坑→下流	
		$Q_u(l/s)$	$Q_1(l/s)$	$Q_2(l/s)$	$Q(l/s)$	$(Q_1+Q_2)/Q$	圧力水頭 $H_u(m)$	全水頭差 $\Delta E_u(m)$	圧力水頭 $H_1(m)$	全水頭差 $\Delta E_1(m)$	圧力水頭 $H_2(m)$	全水頭差 $\Delta E_2(m)$
古利根 川単独 流入	1-1	35.00	0.00	0.00	35.00	0.00	0.002	0.002				
	1-2	49.85	0.00	0.00	49.85	0.00	0.004	0.004				
	1-3	59.55	0.00	0.00	59.55	0.00	0.006	0.006				
	1-4	66.65	0.00	0.00	66.65	0.00	0.006	0.006				
	1-5	75.05	0.00	0.00	75.05	0.00	0.008	0.008				
	1-6	17.65	0.00	0.00	17.65	0.00	0.001	0.001				
	1-1-2	35.15	0.00	0.00	35.15	0.00	0.002	0.002				
倉松単 独流入	2-1	35.35	10.80	0.00	46.15	0.23	0.003	0.002	0.005	0.003	0.003	
	2-2	35.10	21.80	0.00	56.90	0.38	0.006	0.003	0.008	0.005	0.005	
	2-3	35.25	32.80	0.00	68.05	0.48	0.009	0.004	0.012	0.008	0.007	
	2-4	35.15	44.40	0.00	79.55	0.56	0.013	0.005	0.019	0.015	0.010	
	2-5	35.05	58.60	0.00	93.65	0.63	0.019	0.007	0.034	0.030	0.014	
中川単 独流入	3-1	34.95	0.00	4.40	39.35	0.11	0.003	0.002	0.002		0.002	0.000
	3-2	35.05	0.00	9.00	44.05	0.20	0.004	0.003	0.003		0.004	0.003
	3-3	34.95	0.00	15.00	49.95	0.30	0.006	0.004	0.004		0.005	0.008
倉松、 中川同 時流入	4-1	17.45	43.80	8.70	69.95	0.75	0.011	0.004	0.012	0.010	0.012	0.006
	4-2	65.85	43.60	8.70	118.15	0.44	0.028	0.013	0.031	0.015	0.028	0.008
	4-3	35.25	43.60	3.70	87.55	0.60	0.019	0.009	0.018	0.012	0.015	0.006
	4-4	49.45	43.60	8.70	101.75	0.51	0.022	0.010	0.025	0.015	0.024	0.010
倉松、 中川同 時流入	5-1	48.35	32.80	5.52	86.67	0.44	0.016	0.008	0.015	0.007	0.012	0.001
	5-2	22.55	55.50	8.08	86.13	0.74	0.015	0.005	0.024	0.022	0.020	0.010
	5-3	8.85	67.30	13.00	89.15	0.90	0.019	0.006	0.019	0.020	0.022	0.014
	5-4	0.00	67.80	13.20	81.00	1.00	0.014	0.004	0.020	0.024	0.022	0.016
	5-5	74.95	11.00	1.60	87.55	0.14	0.009	0.006	0.012	0.000	0.012	0.000
	5-5-2	74.55	10.40	2.20	87.15	0.14	0.008	0.005	0.012	0.000	0.012	0.000
	5-6	67.05	10.20	2.20	79.45	0.16	0.007	0.004	0.010	0.001	0.010	0.000

表 3.2.3 流量条件別の全水頭差と圧力水頭差 (実物)

実験ケース		本管流量	倉松川	中川	合計流量	合流比	本管上流→下流		倉松立坑→下流		中川立坑→下流	
		$Q_u(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_2(\text{m}^3/\text{s})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$(Q_1+Q_2)/Q$	圧力水頭	全水頭差	圧力水頭	全水頭差	圧力水頭	全水頭差
							$H_u(\text{m})$	$\Delta E_u(\text{m})$	$H_1(\text{m})$	$\Delta E_1(\text{m})$	$H_2(\text{m})$	$\Delta E_2(\text{m})$
古利根 川単独 流入	1-1	79.5	0.0	0.0	79.45	0.00	0.048	0.048				
	1-2	113.2	0.0	0.0	113.16	0.00	0.092	0.092				
	1-3	135.2	0.0	0.0	135.18	0.00	0.141	0.141				
	1-4	151.3	0.0	0.0	151.30	0.00	0.139	0.139				
	1-5	170.4	0.0	0.0	170.36	0.00	0.178	0.178				
	1-6	40.1	0.0	0.0	40.07	0.00	0.015	0.015				
	1-1-2	79.8	0.0	0.0	79.79	0.00	0.042	0.042				
倉松単 独流入	2-1	80.2	24.5	0.0	104.76	0.23	0.070	0.040	0.120	0.055	0.073	
	2-2	79.7	49.5	0.0	129.16	0.38	0.128	0.059	0.182	0.101	0.111	
	2-3	80.0	74.5	0.0	154.47	0.48	0.200	0.084	0.274	0.185	0.159	
	2-4	79.8	100.8	0.0	180.58	0.56	0.287	0.112	0.422	0.332	0.217	
	2-5	79.6	133.0	0.0	212.59	0.63	0.417	0.158	0.746	0.667	0.301	
中川単 独流入	3-1	79.3	0.0	10.0	89.32	0.11	0.057	0.046	0.053		0.050	0.009
	3-2	79.6	0.0	20.4	99.99	0.20	0.079	0.055	0.067		0.089	0.070
	3-3	79.3	0.0	34.1	113.39	0.30	0.125	0.081	0.086		0.116	0.165
倉松、 中川同 時流入	4-1	39.6	99.4	19.7	158.79	0.75	0.247	0.090	0.271	0.227	0.257	0.134
	4-2	149.5	99.0	19.7	268.20	0.44	0.607	0.277	0.684	0.328	0.614	0.180
	4-3	80.0	99.0	19.7	198.74	0.60	0.412	0.191	0.404	0.264	0.339	0.121
	4-4	112.3	99.0	19.7	230.97	0.51	0.482	0.211	0.558	0.326	0.534	0.224
倉松、 中川同 時流入	5-1	109.8	74.5	12.5	196.74	0.44	0.347	0.169	0.331	0.143	0.266	0.026
	5-2	51.2	126.0	18.3	195.52	0.74	0.336	0.099	0.538	0.482	0.433	0.218
	5-3	20.1	152.8	29.5	202.37	0.90	0.408	0.139	0.427	0.447	0.480	0.308
	5-4	0.0	153.9	30.0	183.87	1.00	0.317	0.092	0.450	0.521	0.475	0.354
	5-5	170.1	25.0	3.6	198.74	0.14	0.200	0.130	0.257	0.002	0.266	0.004
	5-5-2	169.2	23.6	5.0	197.83	0.14	0.182	0.112	0.253	0.000	0.260	0.002
	5-6	152.2	23.2	5.0	180.35	0.16	0.148	0.086	0.225	0.015	0.216	0.002

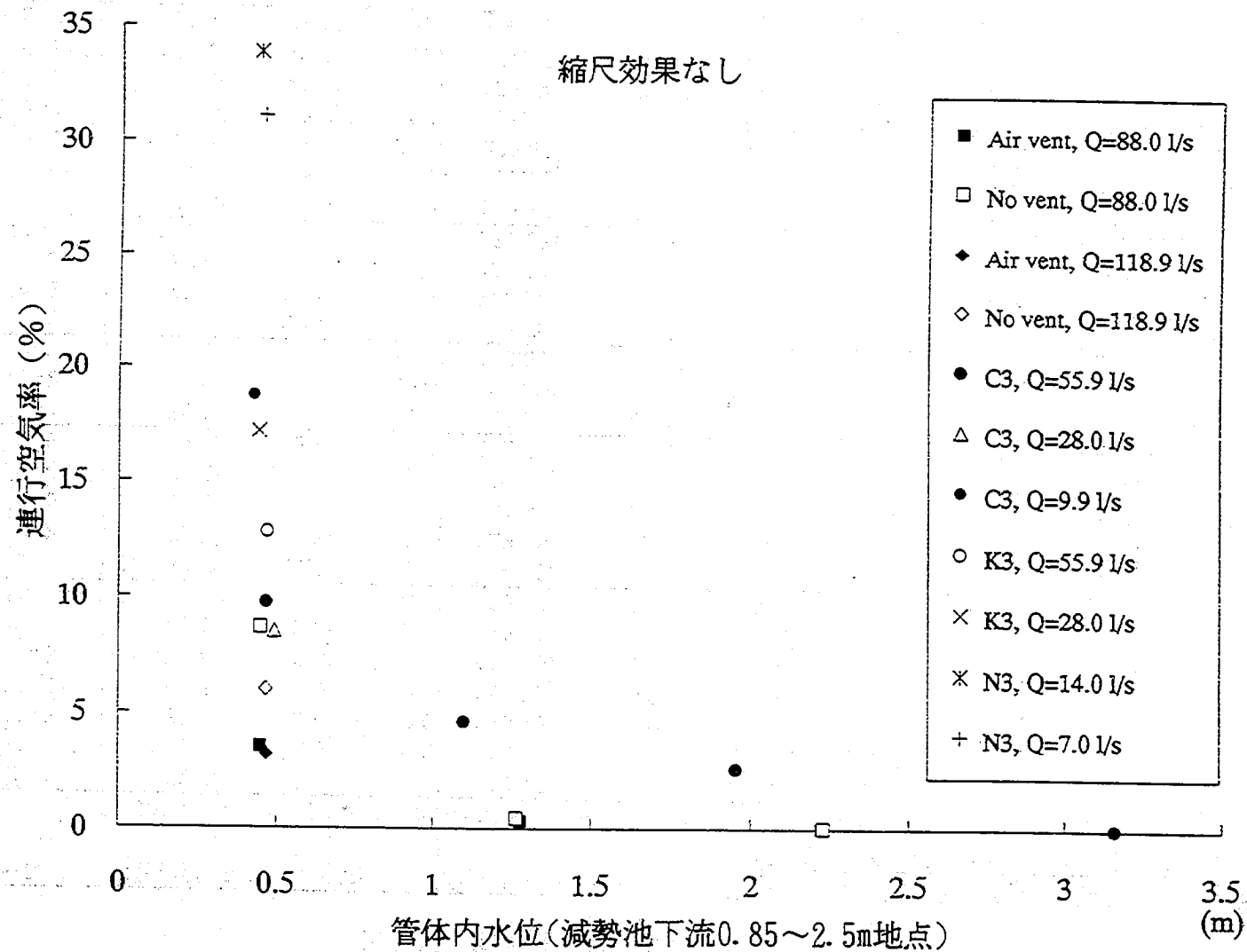


図3.3.1 連行空気率と立坑内水位の関係

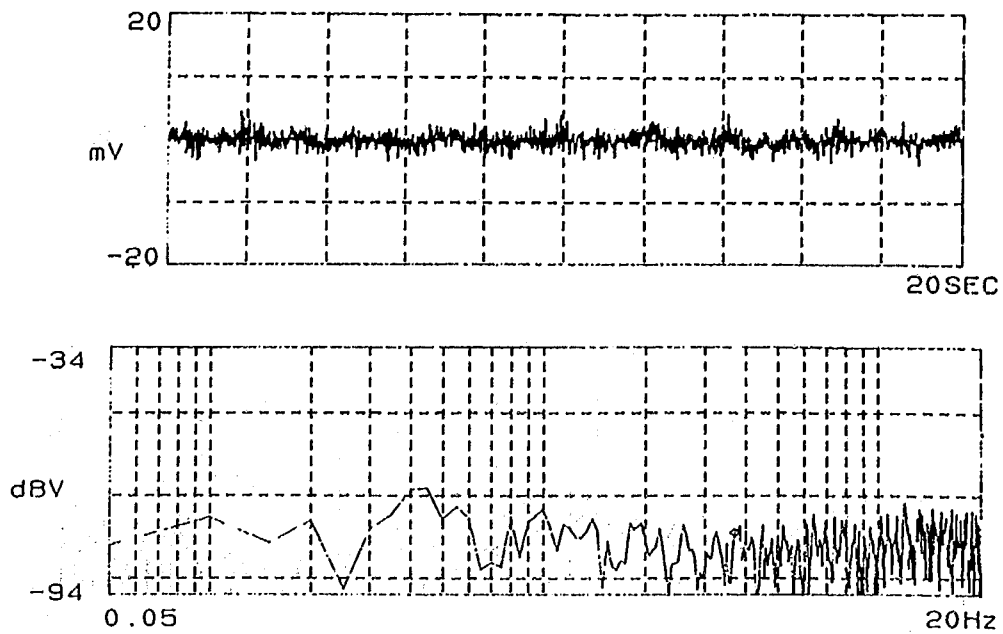


図3.4.1(a) P1における水圧変動（エアイベント有り、開水路、流量ケース1）

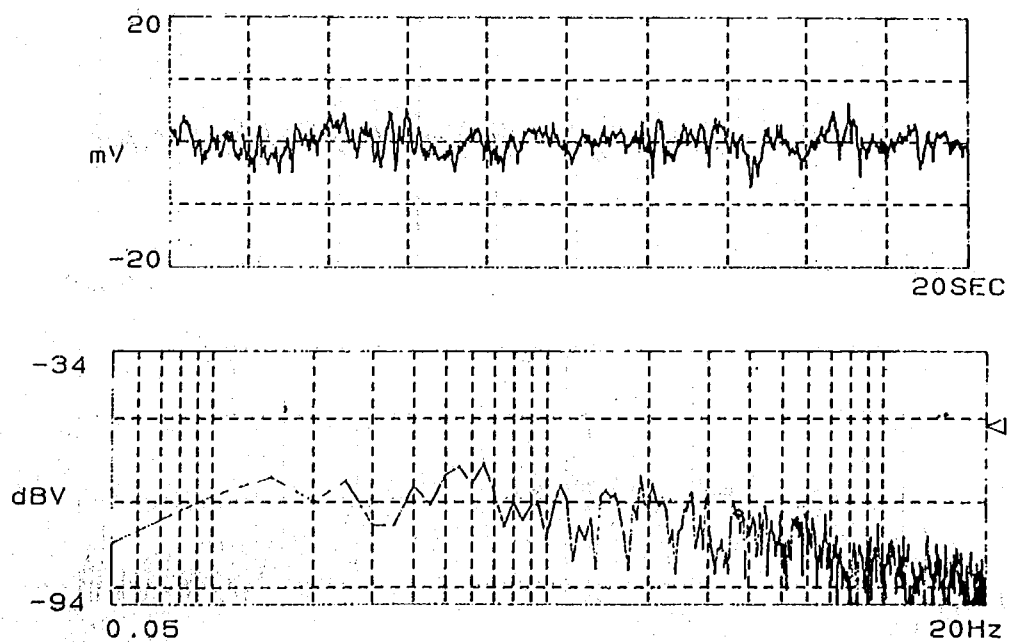


図3.4.1(b) P2における水圧変動（エアイベント有り、開水路、流量ケース1）

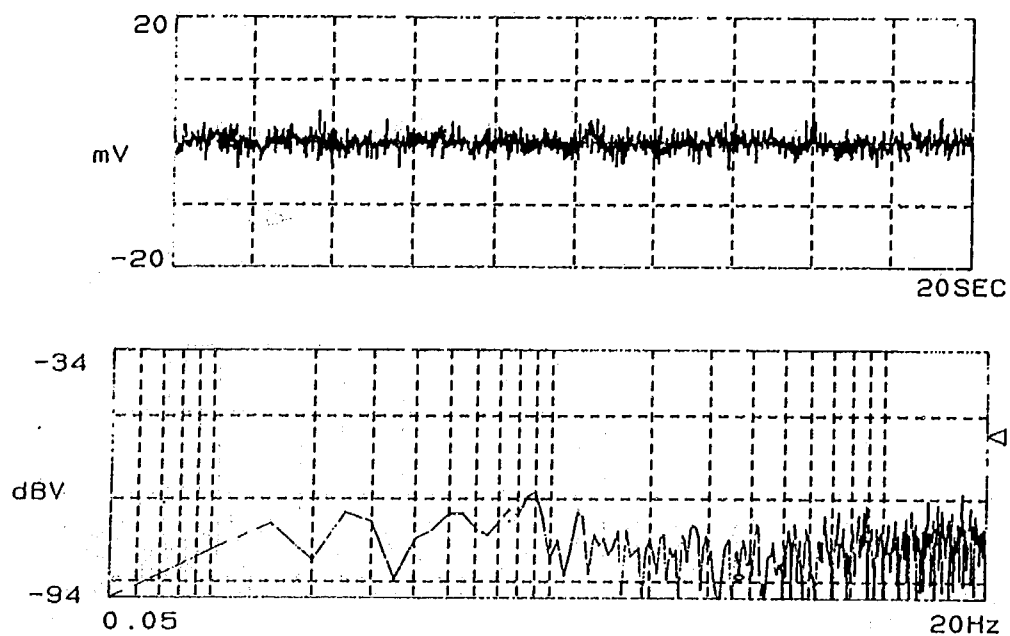


図3.4.2(a) P1における水圧変動（エアイベント有り、開水路、流量ケース2）

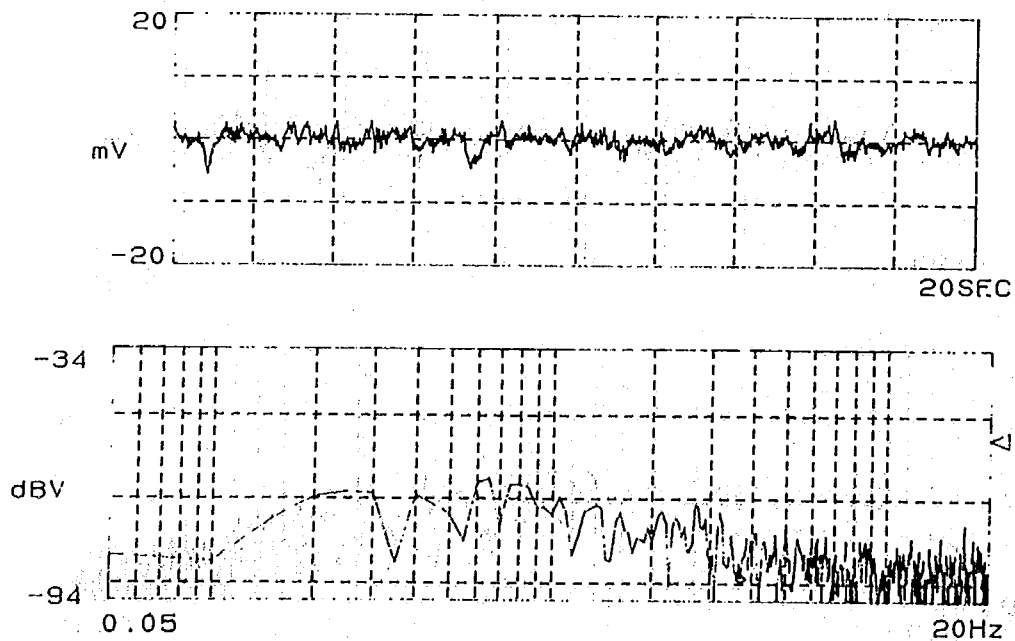


図3.4.2(b) P2における水圧変動（エアイベント有り、開水路、流量ケース2）

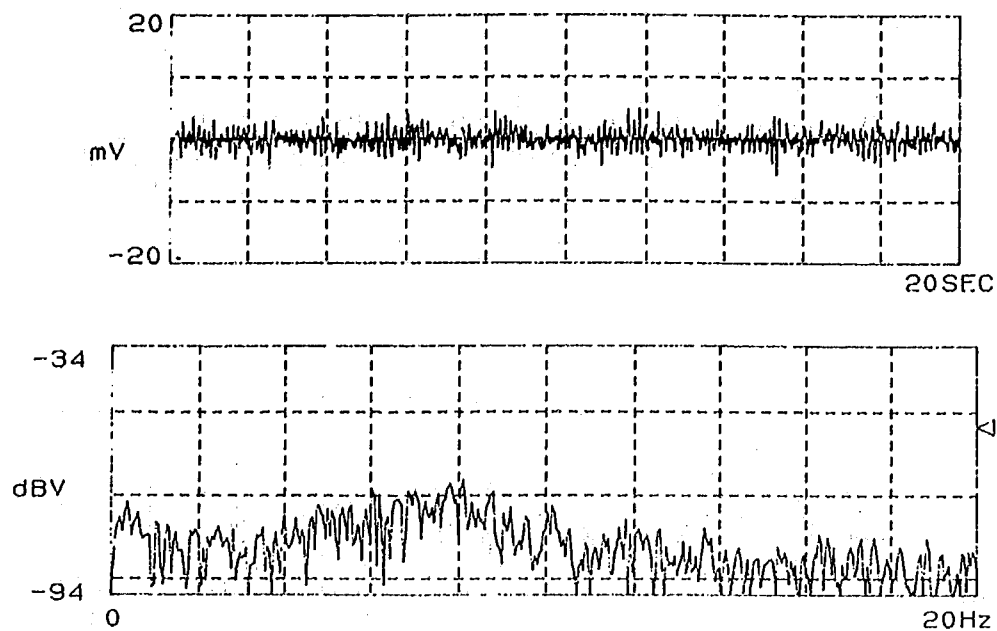


図3.4.3(a) P1における水圧変動（エアベント有り、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース1）

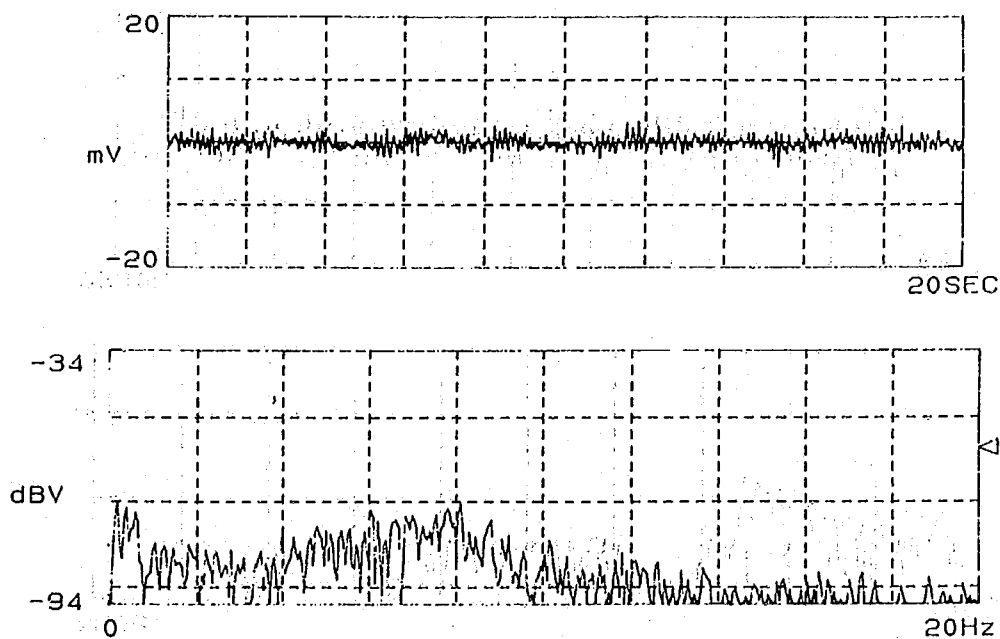


図3.4.3(b) P2における水圧変動（エアベント有り、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース1）

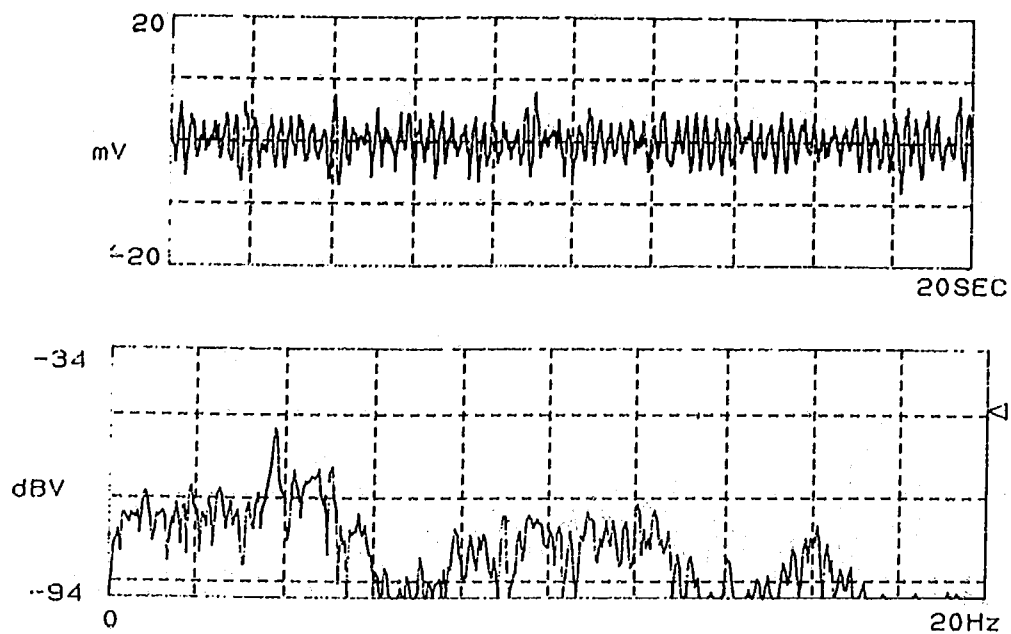


図3.4.4(a) P1における水圧変動（エアイベント有り、 $H=2.2\text{m}$ 、流量ケース1）

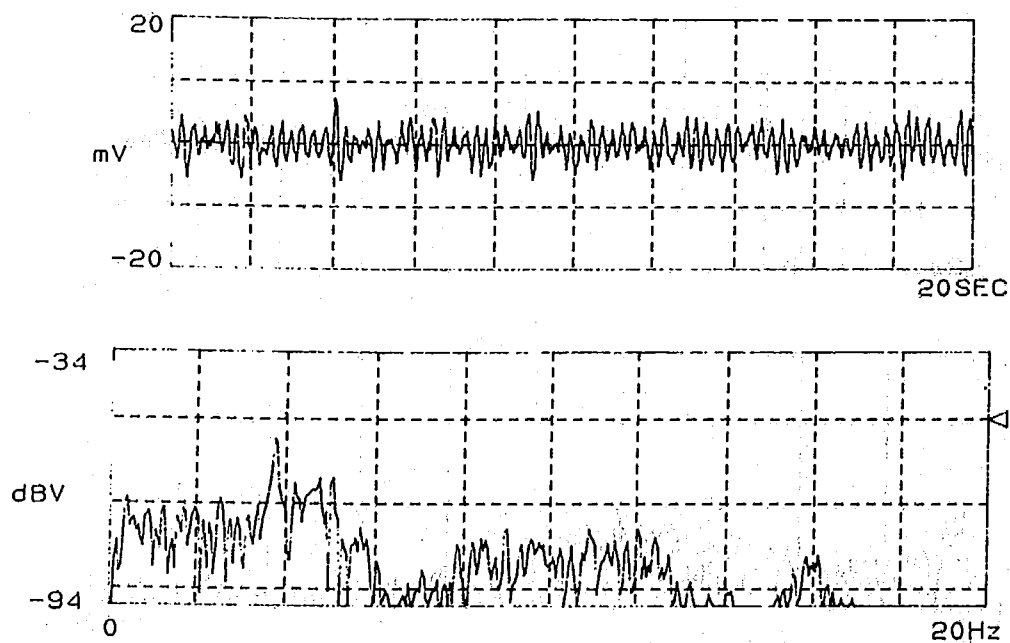


図3.4.4(b) P2における水圧変動（エアイベント有り、 $H=2.2\text{m}$ 、流量ケース1）

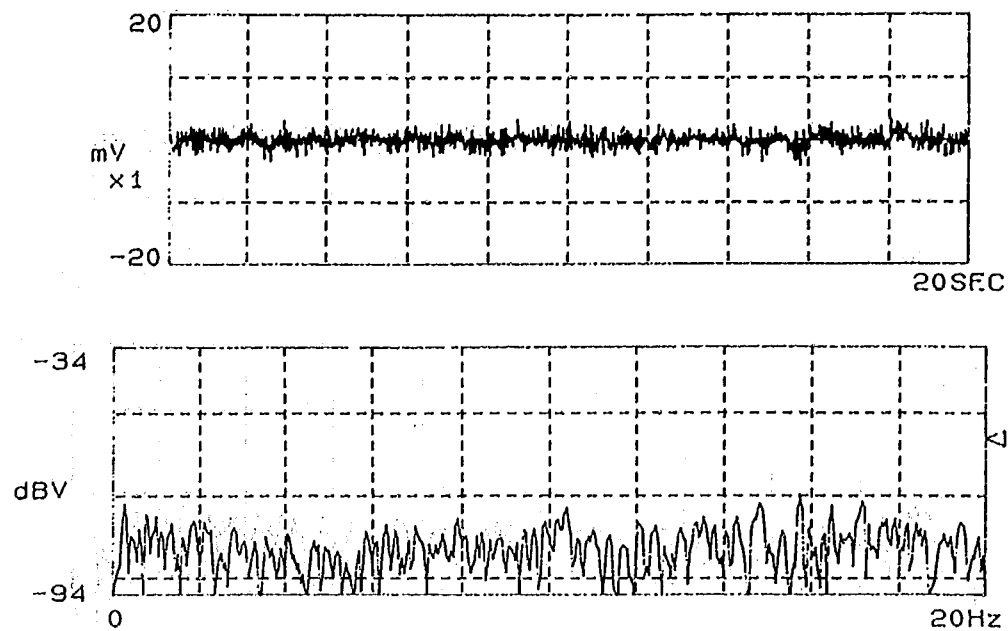


図3.4.5(a) P1における水圧変動（エアイベント無し、開水路、流量ケース1）

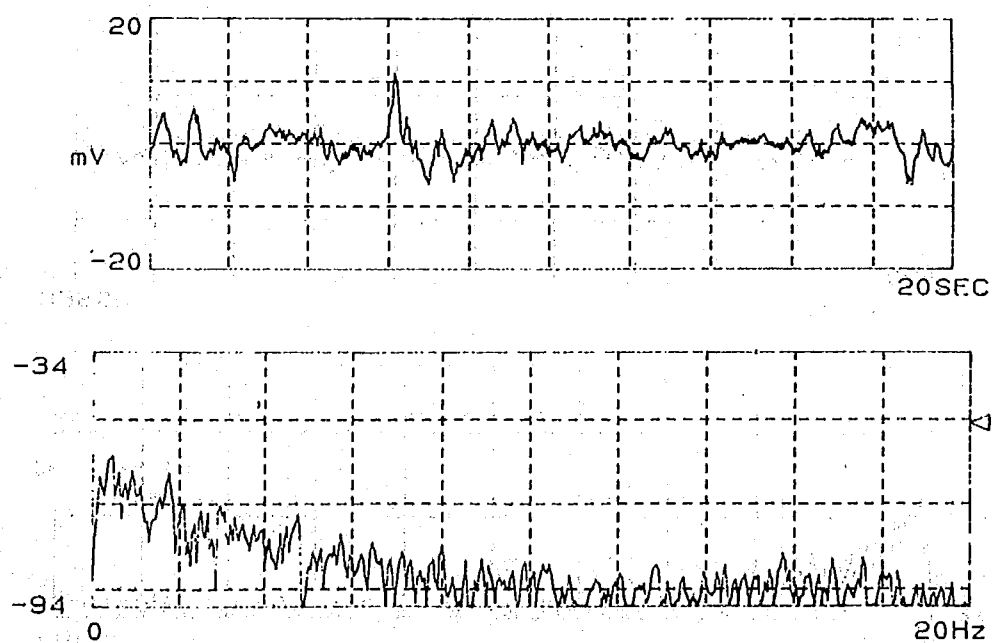


図3.4.5(b) P2における水圧変動（エアイベント無し、開水路、流量ケース1）

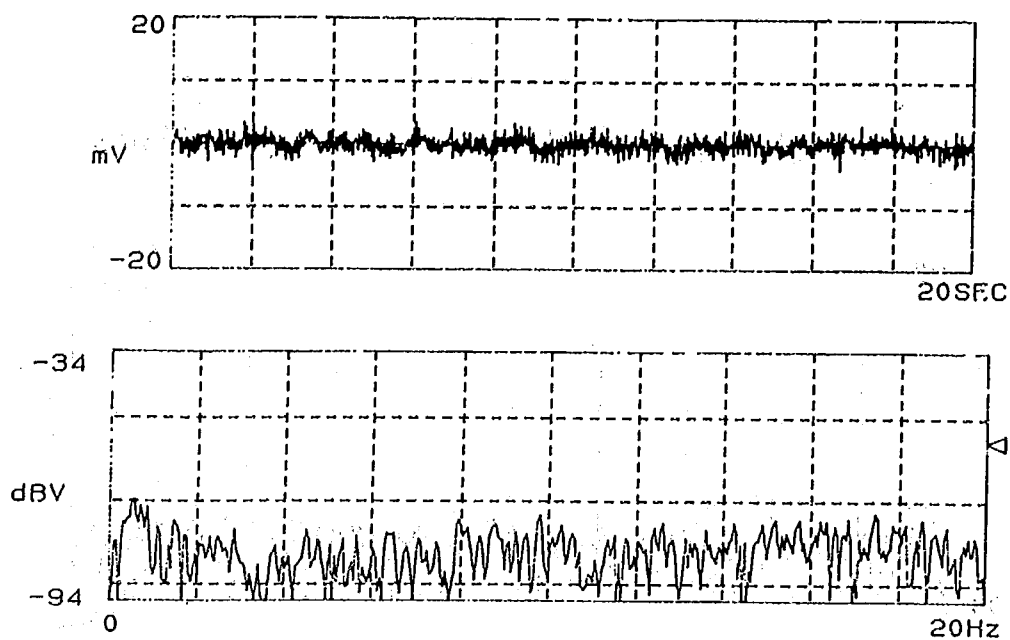


図3.4.6(a) P1における水圧変動（エアイベント無し、開水路、流量ケース2）

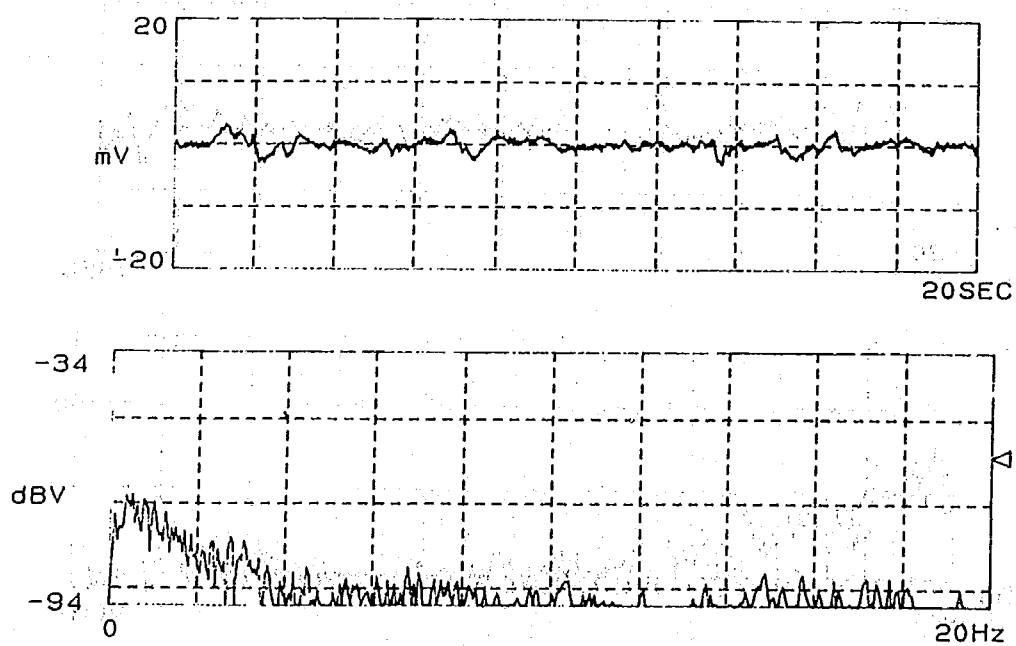


図3.4.6(b) P2における水圧変動（エアイベント無し、開水路、流量ケース2）

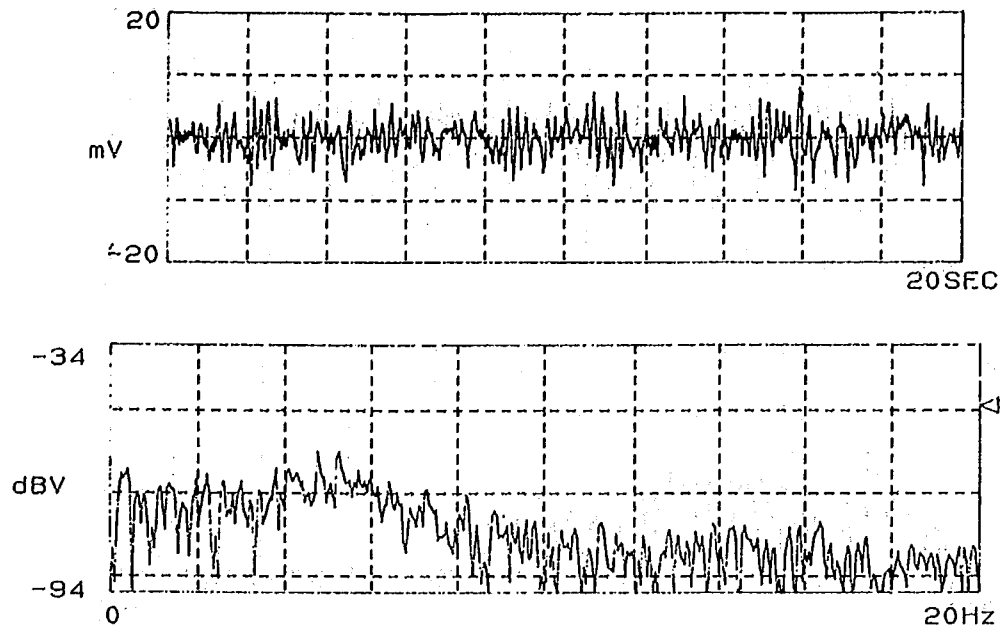


図3.4.7(a) P1における水圧変動（エアベント無し、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース1）

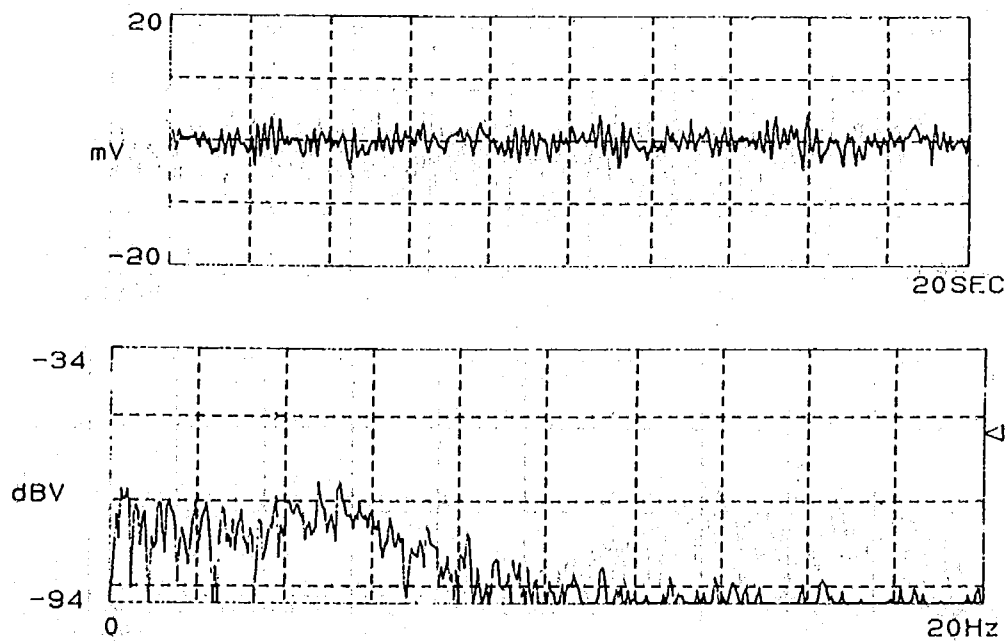


図3.4.7(b) P2における水圧変動（エアベント無し、 $H=1.3\text{m}$ 、流量ケース1）

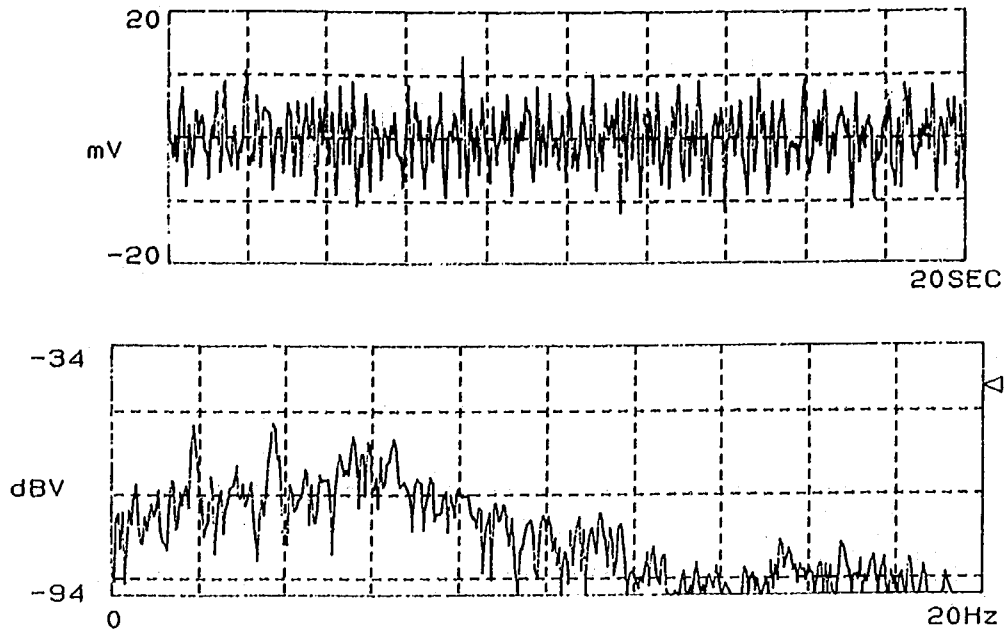


図3.4.8(a) P1における水圧変動（エアイベント無し、 $H=2.2\text{m}$ 、流量ケース1）

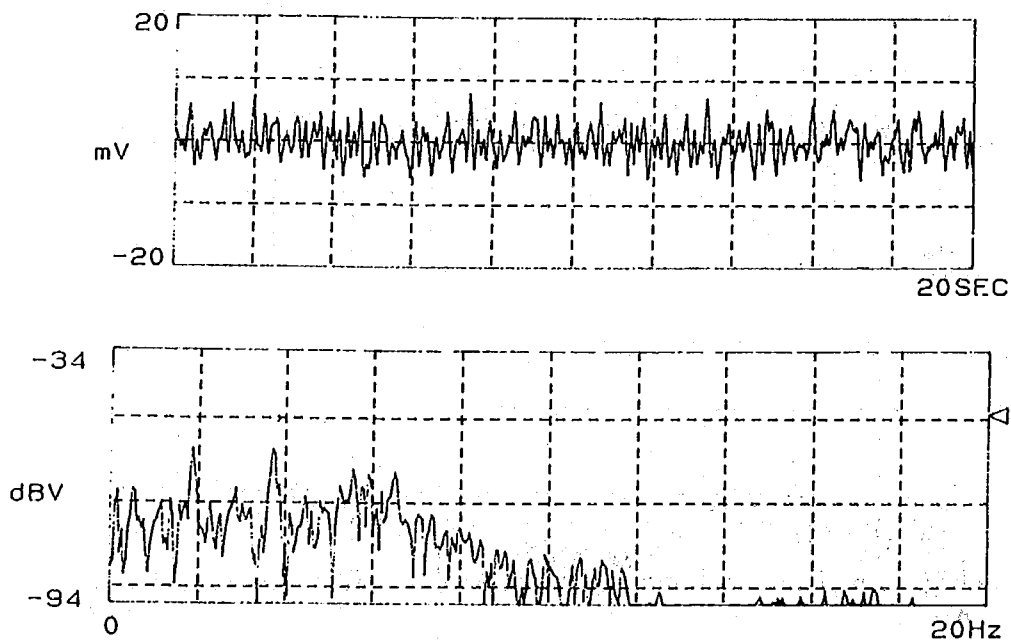


図3.4.8(b) P2における水圧変動（エアイベント無し、 $H=2.2\text{m}$ 、流量ケース1）

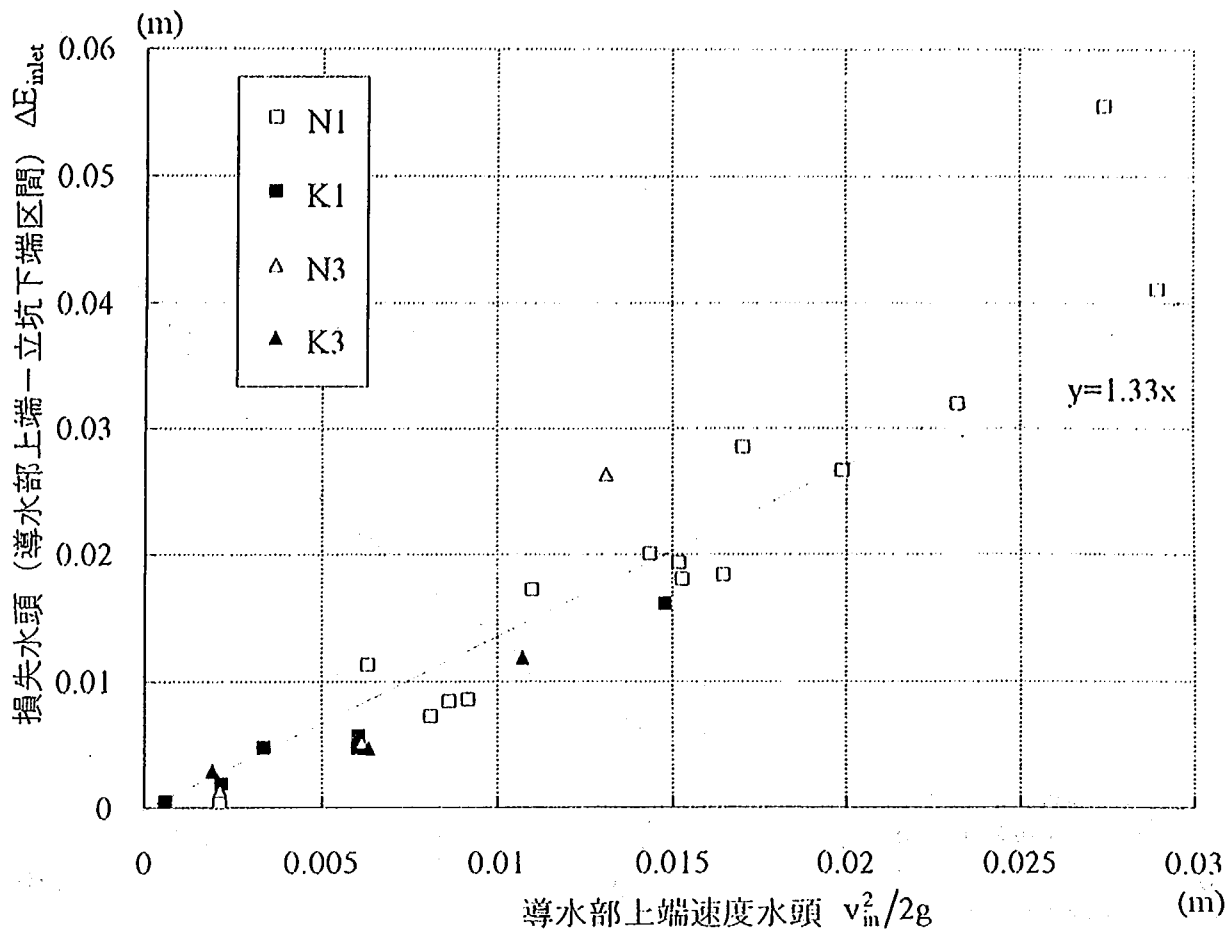


図 3.5.1 流入部損失量と漸縮部上端での速度水頭の関係

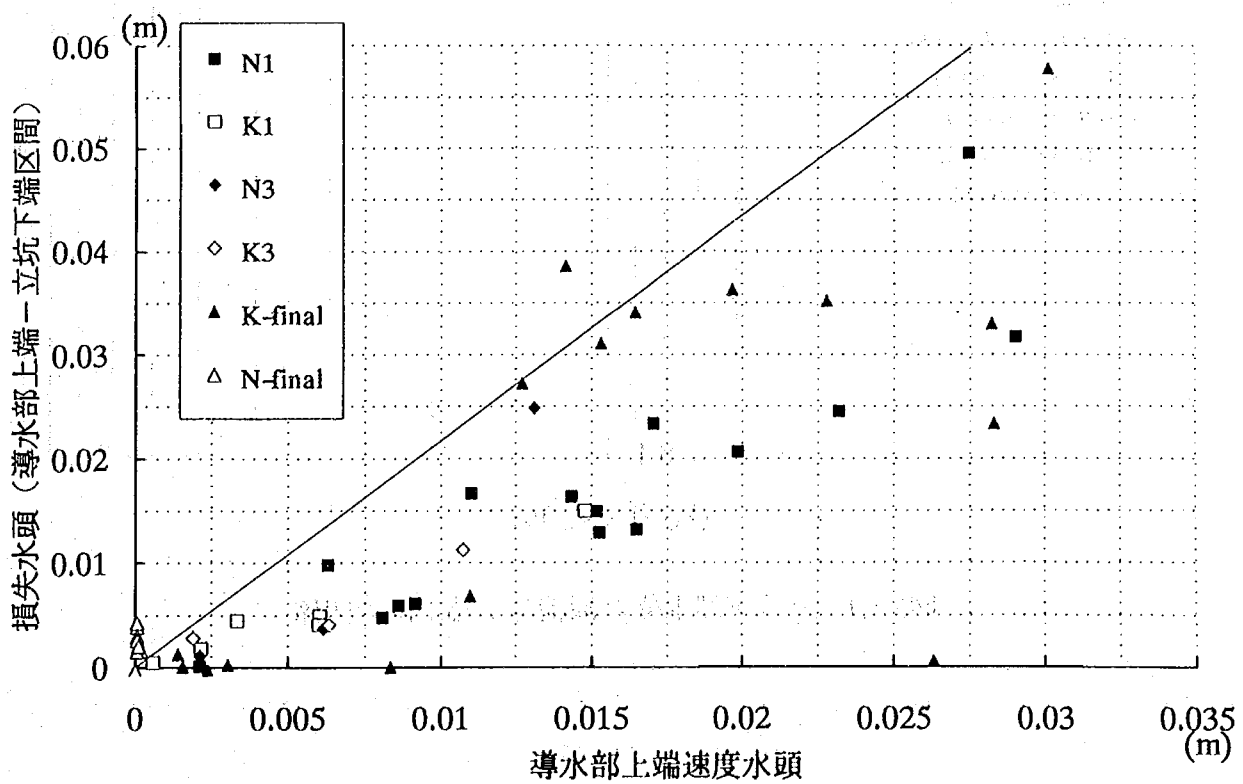


図 3.5.3 流入部損失量と漸縮部上端での速度水頭の関係

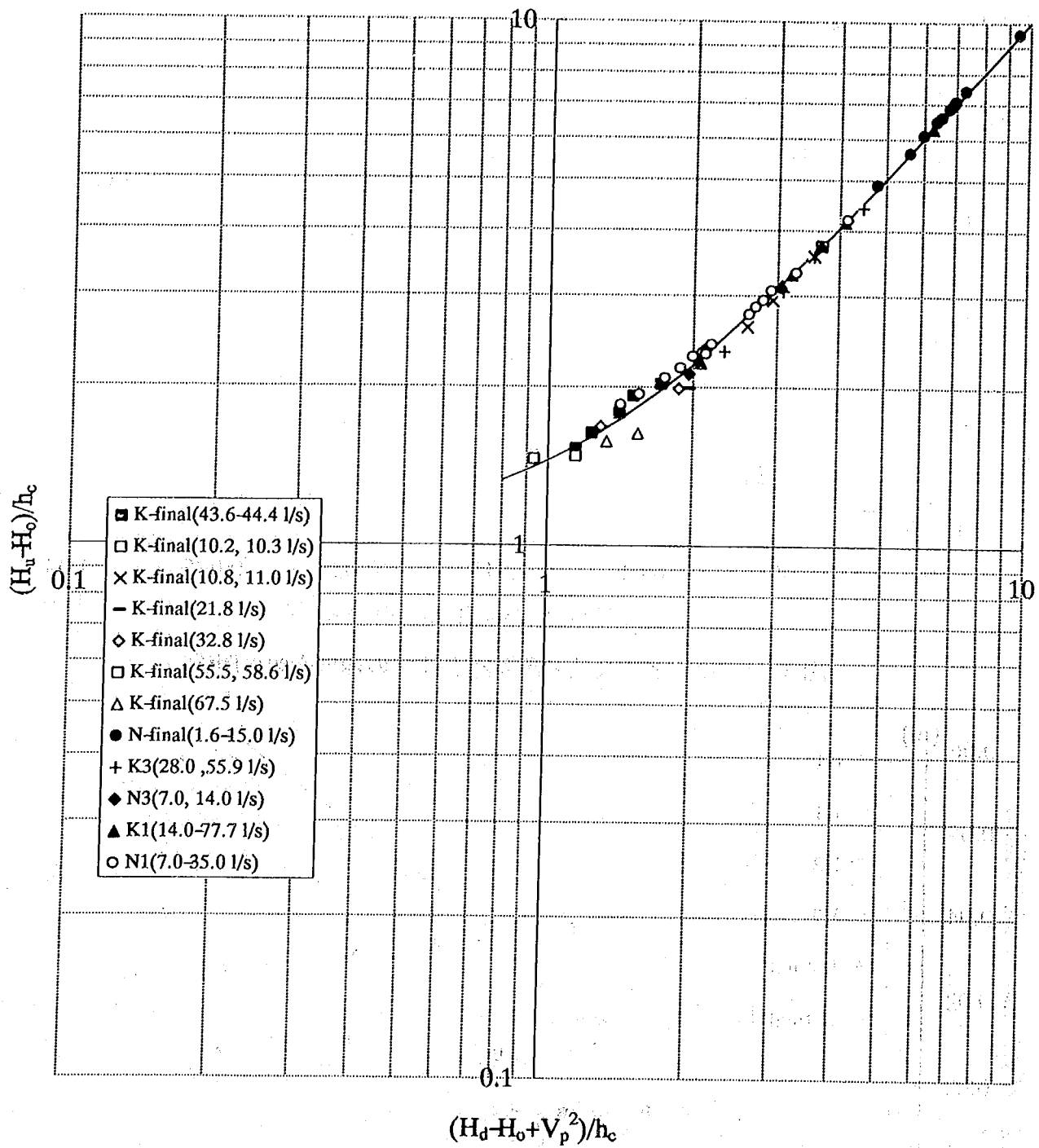


図3.5.4 立坑下端水位と漸縮部上端水位の関係

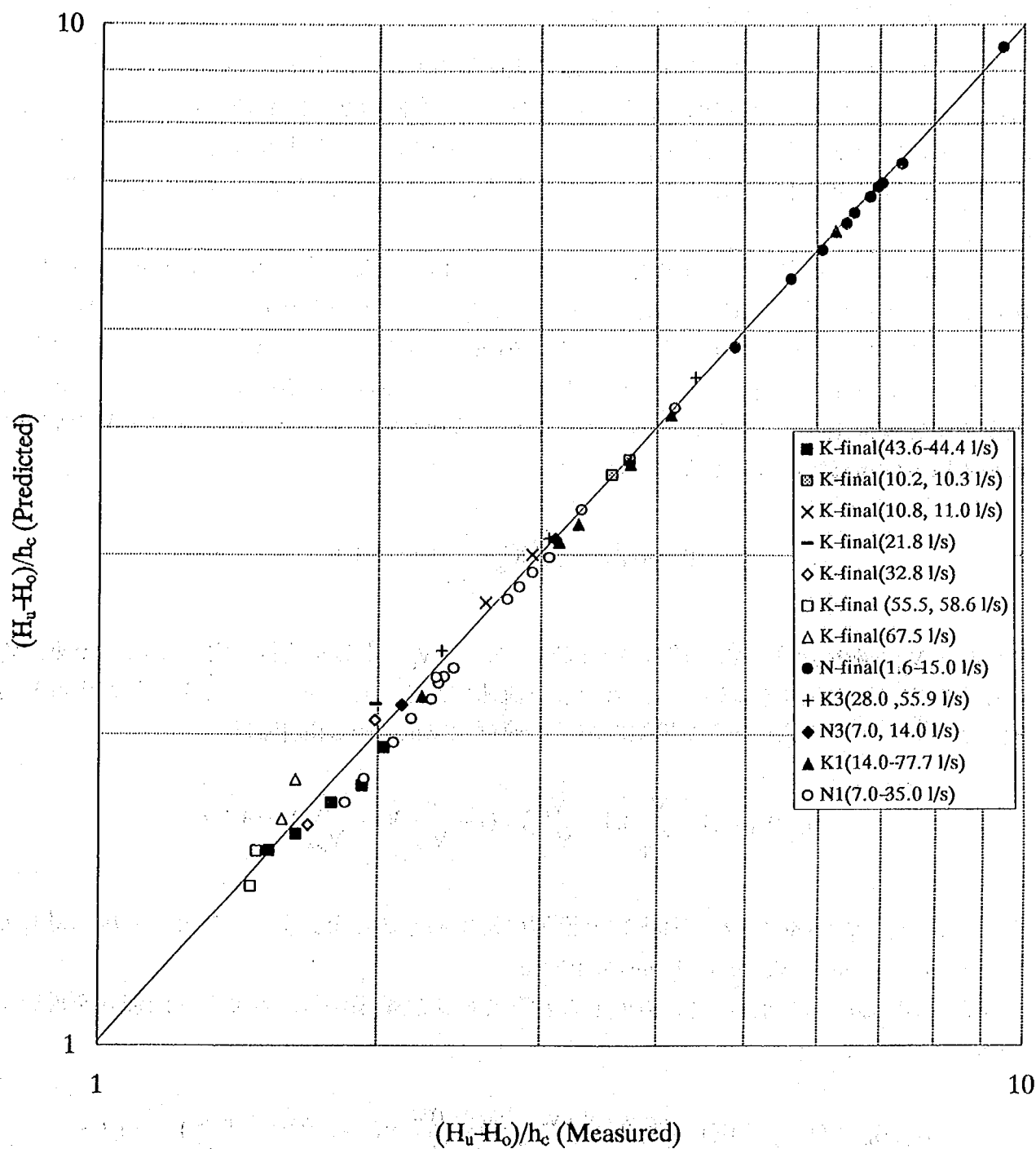


図3.5.5 漸縮部上端水位の計測値と計算値の比較

4. 実施設の水理設計

4.1 合流部における連行空気量の縮尺効果

空気の連行と浮上、輸送はそれぞれ流体の表面張力と粘性に支配されるため、レイノルズ数とウェーバー数 We^* の相似則を満たす必要がある。今回の水理模型実験ではフルードの相似則を用いているため、模型と実物のウェーバー数の比が幾何形状の縮尺比となり、実験では実際の連行量を過小に評価することになるため、実施設の設計にあたっては縮尺効果を考慮する必要がある。

立坑内流れによる空気の連行現象では、模型と実物で気泡の浮上速度は基本的には同じであるにもかかわらず、立坑内の流速はフルード相似により実物の方が大きいため、模型における連行空気量の計測値が小さめとなる^{6,8)}。Ervin & Kolkman⁷⁾は、急勾配のサイフォンや立坑では、空気の連行と輸送に分けて現象を考えて、空気連行に必要な最小流速を V_c 、ある地点まで空気を浮上させずに輸送するために必要な流速を V_r とすると、連行空気率 β （流量に占める連行空気量の割合）は次式で表されたとしている。

$$\beta = kF_r^2 \left(1 - \frac{V_c}{V_b}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_o}\right) \cdots 4.1.1$$

ここに、 V_b ：衝突速度、 V_o ：連行後の流速である。 V_c は空気を連行し得なくなる流速、 V_r は浮力に逆らって気泡を輸送するための最小流速である。したがって、 k を定数とすると実構造物とフルード相似を満たす模型における連行空気量の割合 β_p/β_m は

$$\beta_p/\beta_m = \left(1 - \frac{V_c}{V_{bp}}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_{op}}\right) / \left(1 - \frac{V_c}{V_{bm}}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_{om}}\right) \cdots 4.1.2$$

と表される。添字 p, m はそれぞれ実物と模型の値であることを表す。ここで、立坑に対しては $V_r \approx 0.15 \sim 0.2 \text{ m/s}$ 、 $V_o \approx 0.8 \sim 1.2 \text{ m/s}$ を用いる。

また、Ahmedら⁶⁾は同様の考え方のもと数多くの実験結果から次のような回帰式を導いている。

$$\beta_p/\beta_m = \left(1 - \frac{0.8}{V_{bp}}\right)^3 (1 - e^{-2(V_{op} - V_r)/V_{br}}) / \left(1 - \frac{0.8}{V_{bm}}\right)^3 (1 - e^{-2(V_{om} - V_r)/V_{br}}) \cdots 4.1.3$$

ここに、 V_{br} は気泡の上昇速度で 0.25 m/s をとるものとする。また、 $V_c = 0.8 \text{ m/s}$ 、 V_r は鉛直立坑に対して $0.15 \sim 0.25 \text{ m/s}$ となる。この関係はフルード数 $\sqrt{gV_b/d_b}$ が2から18の間で成立する。

ここに d_b は立坑内螺旋流の水脈厚さである。

以下、3.3で述べた連行空気量の計測結果を用いて模型の縮尺効果を考慮した場合の連行

* 慣性力と表面張力の比の平方根で $We = \sqrt{\rho v^2 L / T}$ で表される。 T :表面張力、 ρ :水の密度)

空気率を求める。立坑内に水位がある場合の縮尺効果の評価式には式4.1.2と式4.1.3を用い、 $V_c=0.8\text{m/s}$ 、 $V_f=0.20\text{m/s}$ とする。また、流れが開水路状態の場合は気泡の浮力に逆らって気泡を輸送するという点での縮尺効果を無視して、式4.1.4と式4.1.5で縮尺効果を表した。

$$\beta_p/\beta_m = (1 - \frac{V_c}{V_{bp}}) / (1 - \frac{V_c}{V_{bm}}) \quad \cdots 4.1.4$$

$$\beta_p/\beta_m = (1 - \frac{0.8}{V_{bp}})^3 / (1 - \frac{0.8}{V_{bm}})^3 \quad \cdots 4.1.5$$

水面への衝突速度は立坑下端での流速に等しく*、立坑下端での流速は重力と摩擦力の平衡状態の終速度となると仮定して、マンニングの平均流速公式を用いた次式から立坑内の終速度 V_∞ を決定した。マンニングの粗度係数は、実物で0.015、模型で0.010とした。

$$V_\infty = n^{-3/5} \left(\frac{Q}{\pi D} \right)^{2/5} \quad \cdots 4.1.6$$

2本の流入立坑のそれぞれからの流れにより連行・輸送された空気量については次式が成立する。

$$\beta = \frac{q_1 + q_2}{Q_1 + Q_2 + Q_u} = \frac{Q_1 \beta_1 + Q_2 \beta_2}{Q_1 + Q_2 + Q_u} \quad \cdots 4.1.7$$

ここに、 q は連行空気量、 Q は流量で、添字1, 2, u はそれぞれ倉松川、中川、本管上流を意味する。立坑ごとに縮尺効果が異なることを考慮し、なおかつ、式4.1.1を用いて求められる倉松川の連行空気率 β_1 と中川の連行空気率 β_2 の比 α_{12} を使えば、本管下流における連行空気率の縮尺効果は式4.1.8で表される。

$$\beta_p/\beta_m = \frac{Q_{1m} + Q_{2m} + Q_{um}}{Q_{1p} + Q_{2p} + Q_{up}} \times \frac{(Q_{1p} \alpha_{12p} + Q_{2p}) \beta_{2p}}{(Q_{1m} \alpha_{12m} + Q_{2m}) \beta_{2m}} \quad \cdots 4.1.8$$

図4.1.1,2と表4.1.1,2に縮尺効果を考慮した連行空気率の値を示す。衝突速度と満管流量に関する実物と模型の比はいずれの場合も4倍以上あるが、実験時の流量が小さいほど縮尺効果が大きくなるため、連行空気率の値も大きくなる。連行空気率が大きめに試算される式4.1.3を用いた場合の図4.1.2を見てみると、エアイベントを設けた合流部の連行空気率（開水路流れ時）は2.6～3.8%とエアイベントが無い場合の4.9～9.4%に比べて半分以下の値となっている。また、合流がない場合の実験結果（ケースC3、K3、N3）と比べると非常に大きな違いが有ることがわかるが、この理由は表3.3.4からわかるように今回の実験では実物の立坑径が大きく

* 立坑内の水位が高いとこの仮定が成り立たなくなるが、連行空気率の評価としては安全側となる。

なったため、衝突速度が小さくなり、立坑からの排気量が増大したことによるものと考えられる。また、図4.1.2より減勢池内の水位が本管の管頂(H=0.695m)より高くなる流れの遷移状態では開水路の場合よりも連行空気率は減少して、エアベントがある場合には5%程度になるものと推定される。

表4.1.1 模型の縮尺効果（圧力流れ/開水路）の算定

縮尺	模型流量 (lit/s)	模型立坑 径(cm)	V_{bp}/V_{bm}	V_{op}/V_{om}	Fr $=\sqrt{gV_b/d_b}$	β_p/β_m (Ervineら)	β_p/β_m (Ahmedら)
1/20	55.9	20.5	4.73	4.47	16.5	1.24/1.12	1.41/1.41
1/20	28.0	20.5	4.73	4.46	15.6	1.45/1.17	1.61/1.60
1/20	9.9	20.5	4.73	4.47	14.3	3.29/1.29	3.89/2.14
1/20	14.0	20.5	4.73	4.46	14.7	2.10/1.24	2.29/1.91
1/20	7.0	20.5	4.73	4.46	13.8	18.71/1.35	26.70/2.47
1/20	55.9	41.0	4.73	4.47	15.8	1.98/1.17	1.92/1.60
1/20	28.0	41.0	4.73	4.46	14.8	17.17/1.24	20.65/1.91
1/22	44.0	41.0	5.01	4.70	15.7	2.60/1.19	2.59/1.70
1/22	8.8	20.5	5.01	4.70	14.3	4.42/1.31	5.48/2.26
1/22(合流)	88.0	41.0, 20.5	-	-	-	5.66/1.24	6.54/1.81
1/22(合流)	118.9	41.0, 20.5	-	-	-	5.67/1.24	6.55/1.82

表4.1.2 合流部における連行空気率（縮尺効果あり、式4.1.5, 4.1.8）

	連行空気率 Q_a/Q_w (%)	
	エアベント有り	エアベント無し
開水路流れ（流量ケース1）	3.81	9.44
開水路流れ（流量ケース2）	2.56	4.85
圧力流れ（H=1.3m）	1.35	1.82
圧力流れ（H=2.3m）	0.10	0.17

Jainら⁹⁾は、螺旋案内板付の渦流立坑を用いて、立坑内水位と連行空気率の関係について実験を行い、図4.1.3のような結果を得ている。縮尺効果を考慮すると実際には図4.1.3の2倍程度の連行空気率となると推定されるので、今回の合流部における連行空気量とはほぼ同等か若干大きめの値となることがわかる。

4.2 首都圏外郭放水路全体のエネルギー損失量の算定

放水路全体のエネルギー損失量は各部位の損失量をたし合わせたものとなる。部位別の算定方法は表4.2.1のようにした。

表4.2.1 放水路各部の損失量の算定方法

部位の名称	損失の種類等	算出式	記号の説明等
本管・立坑	摩擦損失	$h_f = \frac{n^2 v^2 L}{(D/4)^{4/3}}$	v:本管、立坑内流速 L:対象区間の長さ D:本管、立坑の内径
第1立坑→吸水槽	流出損失	$h_c = f_c v^2 / 2g$	v:立坑内流速 f_c :損失係数
本管→第1立坑	流出損失	$h_s = f_s v^2 / 2g$	v:本管内流速 f_s :損失係数
第2立坑、第4立坑	前後での損失		
取付管→本管	屈折損失等	$h_b = f_b v^2 / 2g$	v:取付管内流速 f_b :損失係数
第3立坑減勢池	合流に伴う 圧力水頭差	$h_c = k v^2 / 2g$	v:合流部下流本管流速 k:圧力差を算出する係数
倉松川・中川・ 大落古利根川立坑流入部	流入に伴う 圧力水頭差	式3.5.3	立坑下端の圧力水頭から漸縮部上端の水位を算出する。
大落古利根川減勢池	前後での損失	$h_o = f_o v^2 / 2g$	v:減勢池下流取付管流速 f_o :損失係数

表4.2.1の損失係数 f_s 、 f_b は首都圏外郭放水路の全体模型⁴⁾を用いた水理実験結果から算出した。この全体模型実験では吸水槽の水位を数通りに変えて計画流量200m³/s相当の流量における各部位での圧力水頭を計測しており、計測値から算出した損失係数は図4.2.1に示す通りとなったので、異常値を除いて平均した値（表4.2.2）を用いた。

表4.2.2 損失量の算定に用いた損失係数

部位の名称	損失水頭の定義	損失係数
第1立坑→吸水槽	立坑全水頭－吸水槽水位	$f_c=1.00$
本管→第1立坑	立坑上流全水頭－立坑水位	$f_s=1.08$
第2立坑	立坑上流全水頭－立坑下流全水頭	$f_s=0.49$
第4立坑		$f_s=0.54$
取付管→本管	取付管下流全水頭－本管上流全水頭	$f_b=1.09$

立坑流入部での損失量については1/20～1/22の模型実験から式3.5.3が得られており、これをすべての流入立坑に適用した。

大落古利根川の減勢池での損失量は直方体の減勢池に立坑と取付管が接続している場合の実験式（式4.2.1）を用いた。式4.2.1の形は減勢池での損失が立坑からの流れによる急拡損失と本管への流れによる急縮損失から成ると仮定して求められたもので、定数は $\alpha_1=1.09$ 、 $\alpha_2=1.00$ となる。

$$h_o = \alpha_1 \frac{v_d^2}{2g} + \alpha_2 \frac{v_p^2}{2g} = \left[\alpha_1 + \alpha_2 (D/D_p)^4 \right] \frac{v_d^2}{2g} \quad \cdots 4.2.1$$

ここに、 D_p :取付管径、 v_d :立坑内流速、 v_p :取付管内流速である。

合流部の圧力水頭差（エネルギー損失によるものと合流による速度水頭の上昇に伴う圧力差）については計画流量に対する実験値が得られているが、これは余裕断面等を含んだものであり、これを補正した上で今回の実験により得られた合流比と損失量との関係を適用した（3.2参照）。

以上の方法により算出した各部位の損失量の値を表4.2.3に示す。立坑内の摩擦損失は微小なので無視した。なお、表4.2.3に示した立坑流入部の損失量は立坑下端での圧力水頭と式3.5.3から算定した漸縮部上端水位を用いて求めたもので、表4.2.4は流入部の水理諸元についてまとめたものである。なお、倉松川に関しては $(H_d - H_o + v_d^2/2g)/h_c = 0.51$ となり式3.5.3の適用範囲外のため参考値として示した。

表4.2.4から、倉松川、中川、大落古利根川の何れの漸縮部計算水位も導水路上流の越流堤における完全越流条件を満たす漸縮部水位の許容値を下回ることがわかる。ただし、立坑下端部圧力水頭が低いとポンプの定格運転時に立坑内に渦流が生じることとなり、流況としては望ましくない。中川や大落古利根川の漸縮部水位は許容値に対して比較的余裕があるので倉松川の漸縮部の敷高を下げると同時に吸水槽の敷高を上げる方法を取ることが考えられる。

今回の水理模型実験では減勢池の形状や立坑の接続位置などを計画段階のものと同じにした模型を用いたが、その後、第2～第4立坑の底面に立坑と本管をつなぐ管理用通路を設けることとなったため、ここから算定した損失量よりも小さな値となる可能性がある。この点については全体模型を用いて再検討する予定である。また、大落古利根川の減勢池形状も複雑なため式4.2.1が妥当かどうかについて全体模型により確認する必要がある。

表4.2.4 漸縮部上端水位と流入損失量の計算値

	倉松川	中川	大落古利根川
流量 $Q(m^3/s)$	100	20	80
接近水路幅 $B(m)$	9.0	3.5	6.5
限界水深 $h_c(m)$	2.327	1.494	2.491
漸縮部上端敷高 $H_o(m)$	+0.8	-1.9	+1.0
立坑下端圧力水頭 $H_d(m)$	+1.850	+1.788	+3.097
漸縮部上端許容水位 (m)	+3.682	+3.571	+5.351
漸縮部上端計算水深 (m)	2.729	3.936	3.549
漸縮部上端計算水位 $H_u(m)$	+3.529	+2.036	+4.549
$(H_d - H_o)/h_c$	0.505	2.500	0.961
許容水位からの超過 (m)	-0.153	-1.535	-0.802
漸縮部上端流速 (m/s)	4.072	1.452	3.468
漸縮部上端フルード数	0.787	0.234	0.588
流入損失量 (m)	2.399	0.310	1.769

表4.2.3 首都圏外郭放水路各部の損失水頭の試算結果

吸水槽水位 AP -0.291m

区間	損失要素	粗度 n	損失 係数f	流量 (m³/s)	直径 (m)	断面積 (m²)	流速 (m/s)	速度水 頭 (m)	管渠延 長 (m)	圧力水頭差 実験値 (m)	全水頭差 実験値 (m)	全水頭差 計画値 (m)
第3立坑 下流～ 吸水槽ま で	吸水槽 (第1立坑→吸水槽)	放流		200	31.6	784.27	0.26	0.00		0.003	0.003	0.003
	第1立坑	摩擦		200	31.6	784.27	0.26	0.00	33	無視	無視	0.000
	本管→第1立坑	立坑	1.080	200	10	78.54	2.55	0.33		0.026	0.357	0.269
	放水路 (第1～第2区間)	摩擦	0.015	200	10	78.54	2.55	0.33	1335	0.574	0.574	0.574
	第2立坑	立坑	0.490	200	10	78.54	2.55	0.33		0.162	0.162	0.434
	放水路 (第2～第3区間)	摩擦	0.015	200	10	78.54	2.55	0.33	1913	0.822	0.822	0.822
	小計 (第3立坑下流～吸水槽)									1.589	1.919	2.103
倉松川立 坑流入部 ～減勢池	減勢池 (倉松川から)	合流		200	10	78.54	2.55	0.33		0.552	0.348	0.288
	倉松川立坑	摩擦		100	9	63.62	1.57	0.13	29	↓に含む	↓に含む	0.005
	倉松川流入部	流入		100	9	63.62	1.57	0.13		1.679	2.399	0.032
	小計 (流入部→第3立坑)									2.231	2.746	0.325
中川立坑 流入部～ 減勢池	減勢池 (中川から)	合流		200	10	78.54	2.55	0.33		0.491	0.205	0.207
	中川立坑	摩擦		20	5.2	21.24	0.94	0.05	33	↓に含む	↓に含む	0.005
	中川流入部	流入		20	5.2	21.24	0.94	0.05		0.247	0.310	0.011
	小計 (流入部→第3立坑)									0.738	0.515	0.223
古利根川 立坑流入 部～第3 立坑まで	第3立坑 (上流から)	合流		200	10	78.54	2.55	0.33		0.502	0.224	0.194
	放水路 (第3～第4区間)	摩擦	0.015	80	10	78.54	1.02	0.05	1374	0.095	0.095	0.095
	第4立坑	立坑	0.540	80	10	78.54	1.02	0.05		0.029	0.029	0.070
	放水路 (第4立坑～導水管区間)	摩擦	0.015	80	10	78.54	1.02	0.05	1151	0.079	0.079	0.079
	導水管合流	曲がり	1.090	80	6.18	30.00	2.67	0.36		0.086	0.396	0.348
	導水管区間	摩擦	0.015	80	6.18	30.00	2.67	0.36	287	0.257	0.257	0.257
	減勢池 (古利根川立坑)	減勢池	1.891	80	6.18	30.00	2.67	0.36		0.752	0.686	0.478
	古利根川立坑	摩擦		80	6.5	33.18	2.41	0.30	34	↓に含む	↓に含む	0.023
	古利根川流入部	流入		80	6.5	33.18	2.41	0.30		1.451	1.769	0.074
	小計 (流入部→第3立坑)									3.251	3.534	1.618
水頭差 合計	倉松流入部→吸水槽									3.820	4.666	2.428
	中川流入部→吸水槽									2.327	2.434	2.327
	古利根川流入部→吸水槽									4.840	5.453	3.721

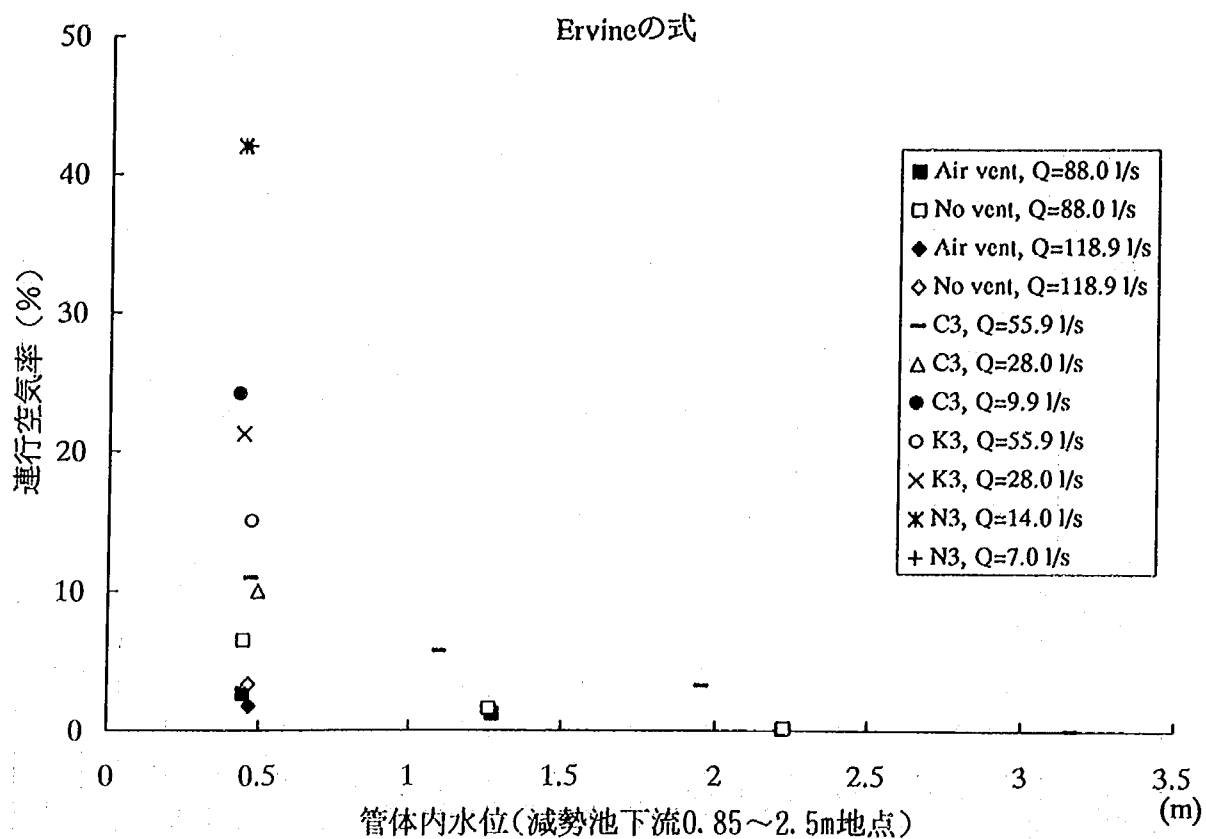


図 4.1.1 縮尺効果を考慮した連行空気率 (Ervine の式を用いた場合)

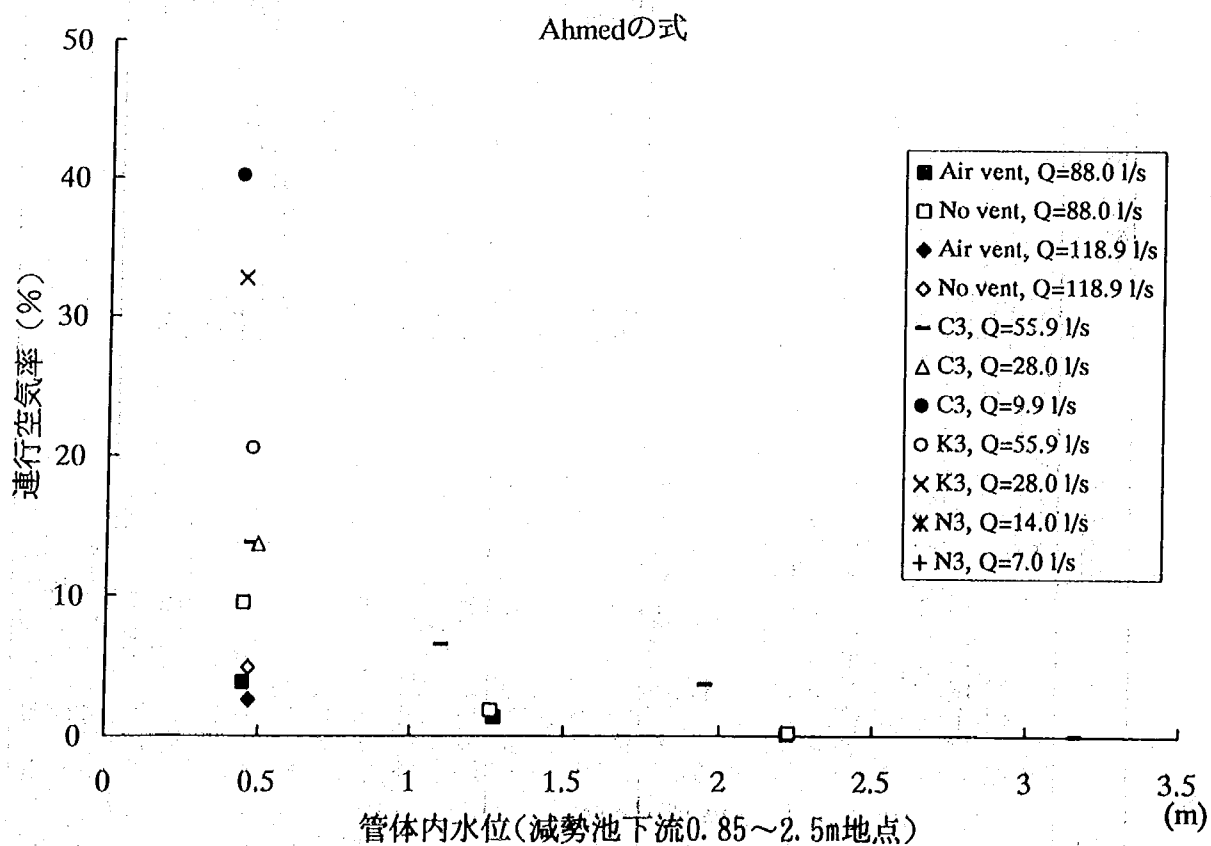


図 4.1.2 縮尺効果を考慮した連行空気率 (Ahmed の式を用いた場合)

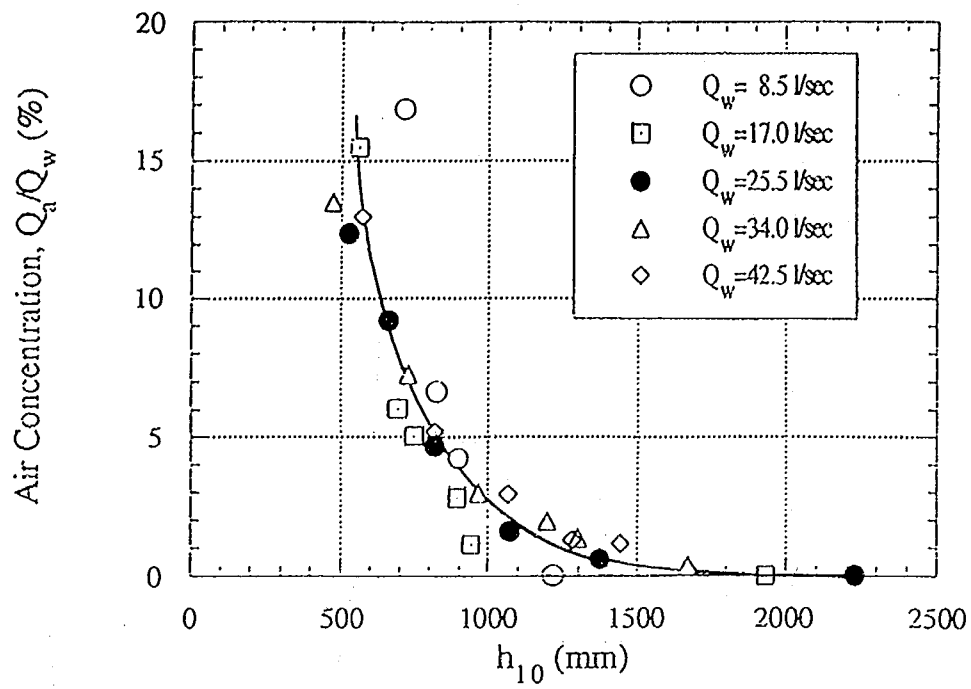


図 4.1.3 螺旋案内板付の渦流立坑の立坑内水位と連行空気率の関係

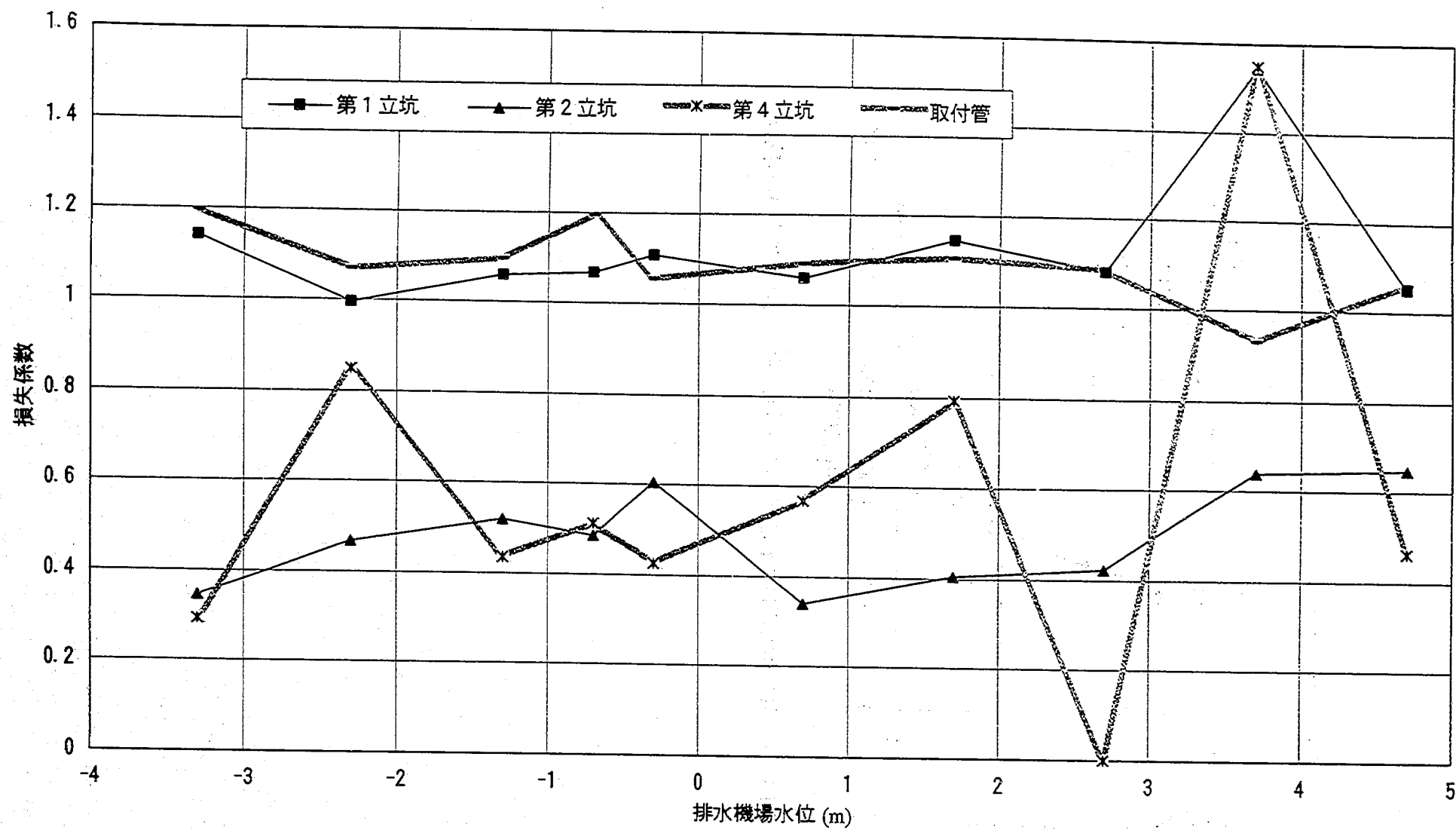


図4.2.1 首都圏外郭放水路各部における損失係数

5. 結 論

首都圏外郭放水路合流部の水理特性のうち合流に伴うエネルギー損失量やエアベントの排気効果等について模型実験を行いデータを解析し、次の結論を得た。

- 1) トンネル放水路に流入立坑から合流する場合の合流損失量は管路と管路の単純なT字結合に比べて大きくなる。これは、合流部に減勢池が設けられていることによる流れの急拡・急縮現象が大きな原因となっている。
- 2) 合流損失量を推定するための損失係数についてエネルギーフラックスの保存則を用いて導かれる関係式を用いたところ、合流比（＝立坑流量／本管下流流量）と良い相関が得られた。
- 3) エアベントの排気効果は十分に有り、開水路流れ状態ではエアベント無しで連行空気率17.2%に対してエアベント有りでは6.9%であった。本管内で開水路流れから圧力流れへの遷移状態に対応する水位条件($H=1.3\text{m}$)に対してもエアベント有りでは連行空気率1.4%と小さな値を示した。立坑内水位が高くなるにつれてエアベントの有無による連行空気率の違いはなくなるが、エアベントは排気施設としてだけではなく圧力流れ時の調圧装置としても機能することを考えれば十分な効果が得られると考えて良い。
- 4) 本管上流で空気を強制封入する実験により、上流から輸送されてくる空気塊に対してもエアベントは良好な排気施設として機能することがわかった。
- 5) 流入部の損失量について実験結果を整理したところ、漸縮部水位が低くなると「首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験」で得られた実験式との適合性が悪いことが判明したため、立坑内水位と漸縮部上端水位の関係式を実験結果から求め、漸縮部上端水位の算定方法を改良した。
- 6) 合流部損失量の実験結果等を用いて首都圏外郭放水路全体での損失量と動水勾配を算定したところ、倉松川、中川、大落古利根川の何れの漸縮部水位の計算値も導水路上流の越流堤における完全越流条件を満たす漸縮部水位の許容値を下回ることがわかった。この点については、各立坑や合流部の底面に設けるインバートの有無が損失量に与える影響や大落古利根川の減勢池での損失量について全体模型を用いて確認を行い、最終的な結論を出したい。

参考文献

- 1)小川鶴蔵:住宅供給のかなめ首都圏外郭放水路が着工,河川, No.553, pp.10-16, 1992.
- 2)栗城 稔、木内 豪、田中義人:圧力式地下河川の流入立坑のエネルギー損失特性、土木技術資料36-8, 1994.
- 3)栗城 稔、木内 豪、田中義人:首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験,土木研究所資料第3243号, 1994.
- 4)栗城 稔、木内 豪、田中義人:首都圏外郭放水路模型について、土木技術資料36-8, 1994.
- 5)土木学会、水理公式集昭和60年版、pp.398.
- 6)Ahmed,A.A., Ervine,D.A. and McKeogh,E.J., The Process of Aeration in Closed Conduit Hydraulic Structures, Proc. Symposium of Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, IAHR, 1984.
- 7)Ervin,D.A., and Kolkman,P.A., Air Entrainment and Transport in Closed Conduit Hydraulic Structures, Report on Basic Research S330, Delft Hydraulics Laboratory, 1980.
- 8)Ervin,D.A., and S.K.Himmo, Modelling the Behaviour of Air Pockets in Closed Conduit Hydraulic Systems, Proc. Symposium of Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, IAHR, 1984.
- 9)Jain,S.C., C.Taehoon and P.Inbo, Hydraulic Design and Model Study of a Conveyance System for the Flood Diversion Plan, IIHR Limited Distribution Report No.212, 1993.
- 10)Lindvall,G., Head Losses at Surcharged Manholes with a Main Pipe and 90° Lateral,Proceeding of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage,pp.137-146,1984.
- 11)Serre,M.L., Odgaard,A.J. and Elder,R.A., Energy Loss at Combining Pipe Junction, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.120,No.7,1994.

首都圏外郭放水路合流部の
水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3323号
平成7年2月(1995)

要 旨

栗城 稔, 木内 豪, 田中義人

本報告書は、首都圏外郭放水路合流部のエネルギー損失量とエアベントの排気効果を把握する目的で行った水理模型実験の内容を整理・分析した結果をとりまとめたものである。また、分析結果を用いて首都圏外郭放水路全体でのエネルギー損失量の推定を行った。その際、立坑内水位の算定方法を改良した。

キーワード：首都圏外郭放水路，合流損失，連行空気量，減勢池水圧
立坑内水位



郵便はがき

五十円切手
をはって下
さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部都市河川研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3323 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印