

農業用パイプラインにおける止水バンド施工による
管路内のエネルギー損失の評価に関する研究
(Study on Evaluation of Energy Loss in an
Agricultural Pipeline with Internal-Leaking
Preventive Joint Band)

松田 亮二

Ryoji MATSUDA

2020

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	2
1.2 本論文の構成	8
第 2 章 水理模型実験による評価	12
2.1 緒論.....	12
2.2 方法.....	14
2.2.1 水理模型概要.....	14
2.2.2 測定方法.....	20
2.2.3 実験条件.....	21
(1) 設置条件 1	21
(2) 設置条件 2	24
(3) 設置条件 3	26
2.3 結果と考察.....	28
2.3.1 止水バンドの形状の影響.....	28
2.3.2 測定方法 1 と測定方法 2 の比較.....	29
2.3.3 止水バンドの設置間隔による影響.....	30
2.3.4 止水バンド周辺の圧力変動.....	34
2.3.5 止水バンド単体による損失水頭.....	41
2.3.6 既存公式との比較.....	44
2.3.7 損失係数とレイノルズ数	45
2.3.8 縮尺模型による実験結果の原型値への適用	46
2.4 結論.....	47

第3章 数値実験による評価	50
3.1 緒論	50
3.2 方法	52
3.2.1 数値実験概要	52
3.2.2 流入・流出境界の設定条件	56
3.2.3 実験条件	58
3.3 結果と考察	59
3.3.1 モデルの検証	59
(1) 縦断方向の圧力変化	59
(2) 水理模型実験との比較	60
3.3.2 バンド幅の影響	62
(1) 損失係数	62
(2) 止水バンド上下流における局所損失の独立性	65
3.3.3 バンド角度の影響	67
3.3.4 流速 16m/s の再現結果	69
3.4 結論	71
第4章 現地調査による評価	74
4.1 緒論	74
4.2 方法	74
4.2.1 現地概要	75
4.2.2 調査方法	76
4.2.3 調査地点の概要	81
(1) 第1号調圧水槽	81
(2) 第2号調圧水槽	84
4.3 結果と考察	87

4.3.1	水位と流量	87
4.3.2	流速係数.....	89
4.3.3	損失係数.....	90
4.4	結論.....	92
第5章 総括		94
参考文献		98
謝辞		102
摘要		103
Abstract		106
学位論文の基礎となる公表論文		109

第 1 章

序 論

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

アジアモンスーン地域に位置する我が国においては、夏期の多雨、高温に適応した水田農業を、先人たちが長年の努力により狭小で急峻な国土条件を克服しながら発展させてきた。特に、近世以降は土木技術が発展したことにより、農業用水の取水条件や排水条件を改善するため、水利施設の整備に多大な労力と資本が投資された（農林水産省農村振興局，2013）。これまでに整備された農業用水路は、基幹的な用排水路だけでも約 5 万 km，末端も含めれば 40 万 km 以上という膨大な延長に達し、我が国の食料供給と農業・農村の多面的機能の発揮に不可欠な国民的資産（社会共通資本）となっている。しかし、これらの施設の多くは、戦後の食料増産の時代や高度経済成長期に整備されており、標準耐用年数を迎える施設が急速に増加してきている。

そこで、これら施設の機能を効率的に保全していくため、平成 19 年に「農業水利施設の機能保全の手引き」が策定され、施設の長寿命化とライフサイクルコストの低減を図る「ストックマネジメント」の取組が本格化されてきた。農業水利施設の機能保全は、従来、劣化の進行に伴う施設性能の著しい低下や営農形態の変化等に伴う施設改良の必要が生じた時点で、全面的な更新整備により行うことが一般的だったが、近年、老朽化が進む施設ストックの増加に対応し機能保全コストの一層の節減が求められていることから、管理水準（施設の性能の低下を許容し得る下限の水準）を下回る前に適切な補修・補強・更新の対策をとることで耐用年数を効率的に延伸させる予防保全の手法を取り入れた長寿命化等の取組が広がってきた（食料・農業・農村政策審議会，2015）。

そのような取り組みの中で、機能保全を図る体制の整備が急務な状況にあるのが農業用パイプラインである。パイプラインは、既設管を埋設して造成する圧力管路によって農業用水を送配水する水路組織であるため、①任意に用水を利用することができること、②開水路に比べると複雑な地形での路線選定が可能であること、③適切な水利用方式を組み合わせることにより無効放流を少なくした制御ができること、④管路の

埋設により水路用地が節約できること，⑤農作業機械の運行が容易となること，⑥汚濁水の流入による水質汚染を防止できること，などの利点がある（農林水産省農村振興局整備部設計課，2009）．これらの利点から，農業用パイプラインは昭和 40 年代から本格的に整備が始まり，現在では基幹的な施設のストックは約 1 万 2 千 km にのぼる．この膨大なストックから今後，標準的な耐用年数を超過する施設の急増が予想される．災害以外の原因による農業水利施設の突発事故（施設機能の損失）の件数はすでに増加傾向にあり，その中でもパイプラインの事故件数は半数を占めている．パイプラインには，管材の劣化や外部条件の変化が一定値を超えると，水撃圧等を契機に急速に性能低下が進展し，管体破損等が発生し水利システム全体が停止するリスクがある（農林水産省農村振興局，2009）．事故に伴う断水が発生した場合で通水までに数か月を要した事例もある（山口，2017）．また，パイプラインは農地や一般道路，民家等に隣接して設置されている場合も多く，破損等が発生した場合には農地の流出や道路の陥没，宅地への浸水被害など深刻な第三者被害が発生する可能性もある．

パイプラインは地中に埋設した管が連続して接合した長い線の構造物であるため，実際には機能保全による補強を路線全体に及ぼすことが難しい．そのため，改修後のパイプラインであっても未改修区間の事故が顕在化する危険性は残ることから，今後パイプラインの突発事故が急激に増加する可能性がある（稲垣，2019）．

さらに，平成 28 年 8 月には閣議決定された新たな「土地改良長期計画」（農林水産省，2016）においては，目指すべき農村の実現に向けて重点的に取り組むべき具体的な施策として，「水田や畑地における担い手等の農作業の負担軽減・安全確保や，営農形態の変化に対応した水利利用の高度化を図るため，大区画化等に伴う施設の合理化に加え，法面を自走可能な除草ロボット，遠隔監視や操作を可能とする ICT の導入や，パイプライン化や給水の自動化等による新たな農業水利システムの構築，GPS による農業機械の自動操舵システムや地下水位の自在の調整が可能な地下水位制御システム等の省力化技術の導入を積極的に推進する．」との記載がされていることから，農業用パイプラインの整備は今後も増えることが予想される．そして，新たに整備されたパイプライン

が耐用年数を迎えた頃には、すでに整備されているパイプラインと合わせて現在より多くの突発事故が発生している可能性がある。

以上のことから、今後の日本の農業を維持していくためには農業パイプラインにおける機能保全対策の整備が重要な課題であるといえる。

そこで、農業水利施設の補修・補強工事の設計や施工に関する技術指針の整備が進められており、農業用パイプラインの長寿命化対策が検討されている。パイプラインの長寿命化対策に当たっては、施設に要求される性能の低下状況を踏まえて、その性能を回復又は向上するために対策工法が保有すべき性能を明確にした上で、対策の目的に応じた工法・材料を選定することが重要である。また、その性能が施工、供用後に問題なく発揮、維持されることがパイプラインの長寿命化対策の品質確保やライフサイクルコストの低減を図る上で必要となる。農業用パイプラインにおいては下水道分野の老朽化対策を目的として開発された管路更生方法による補修・補強や継手部の漏水対策が適用されることが多い。しかし、農業用パイプラインは下水道施設と異なり、圧力管であることや、スタンド等点検口間の距離が長いこと、路線に屈曲部や傾斜部が多いこと等の特徴があるため、その点を踏まえた工法の選定や施工が必要となる（農林水産省農村振興局，2017）。

ところで、下水道分野の老朽化対策として開発された継手部の漏水対策の一つに止水バンド工法がある。継手部の漏水対策は、農業用パイプラインにおいて重要な課題であり、突発事故の発生原因は使用管種別に異なるが、PC管・RC管では継手部変状による漏水が7割を占めている（農林水産省農村振興局，2009）。止水バンド工法は、継手部の変状等により漏水等が生じた箇所、変状箇所が包含されるように弾力性のあるゴムスリーブ等を防食性に優れる圧着用鋼材（ステンレス鋼板）を用いて拡張装着し、部分的に止水補修する工法である。止水バンド工法は人力による管内作業が必要であるため、作業員の安全性を考慮し適用径は800mm以上とされている（佐々木，2017）。昭和50年代に開発され、50年代後期以降には多くの土地改良区で採用されてきた（樋口ら，2011）。施工時に地上部の開削を必要としないことから、経済的で工期短縮が見込まれるため、現在でも多くの地区で採用されており（志野ら，2010）、東日本大震災に対する応急復旧対応でも使用されている（仰木ら，2016）。

止水バンド工法は、**Fig.1-1** のとおり管路継ぎ手内面に施工されるため、施工箇所では止水バンドの厚み分（20mm 程度）だけ通水断面が減少する．管水路では通水断面が変化する箇所において局所的なエネルギー損失（圧力損失）が生じる．これまでは止水バンドによる通水断面の減少がわずか数％であることから、止水バンド単体での損失は無視できるほど小さいと考えられたため、水理学的な検討は十分に行われていない．このことは、これまでは突発的な漏水事故の対策として止水バンド工法が用いられることが多く、漏水箇所だけに施工される事例がほとんどであったことに起因する．しかし、近年では対象区間の継手部に対し予防保全的に 100 箇所以上連続して施工される事例もある（野村ら，2015）．下水管と異なり圧力管路によって農業用水を送配水する農業用パイプラインでは、損失の大きさによっては水利用計画上必要な圧力を維持できなくなる可能性がある．そのため、補修・補強の対策工法を選定するうえで止水バンド施工によるエネルギー損失の定量化は極めて重要な課題といえる．

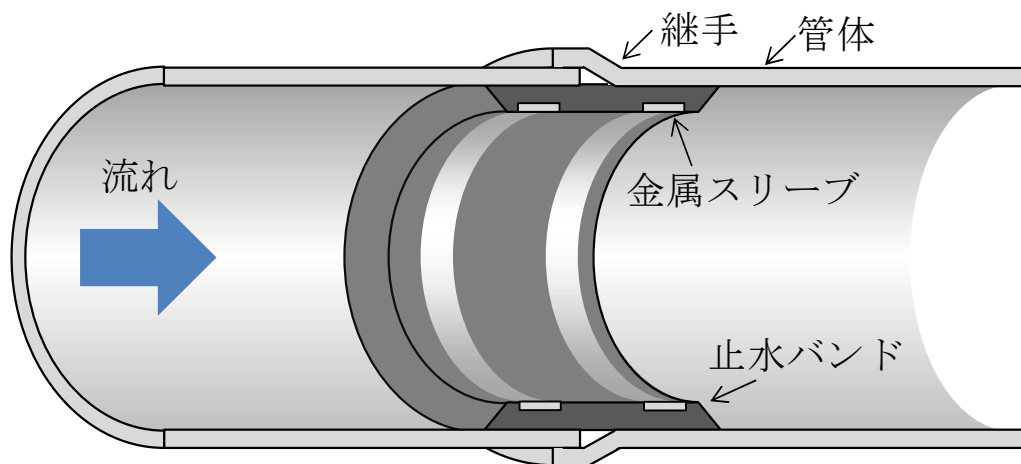


Fig.1-1 止水バンド工法の概要（断面図）

管路における急縮，急拡といった通水断面積の変化によるエネルギー損失の研究は数多く行われているが（例えば，Gibson, 1912, Wisbach, 1855），これらは単独の断面変化による損失を取り扱っている．そのため，止水バンドのように短い距離で断面変化が連続する場合，これらの研究成果の適用の可否については明らかではない．それは，パイプラインの口径は流量によって決定するため，口径を短い距離で変えなければならないような流量の変化（分合流など）は頻繁には起きないからである．さらに，農業用パイプラインなどの圧力管路では，対象区間における損失水頭をできるだけ小さくするため，局所損失の原因となる通水断面の変化が短い区間で繰り返されるような状況を避けて整備されることも理由の一つである．

一方，短い区間で断面変化が連続する場合として，管路壁面における連続した凹凸やコルゲート管やらせん管形状がある．これらのエネルギー損失は同じ断面変化が等間隔で繰り返されることから各断面変化を個別に評価せず，摩擦係数の変化として評価される（日本機械化学会，1979）．

止水バンドは継手部に連続して施工される場合もあれば，対象区間の数か所だけに施工されたり，一箇所だけに施工される場合もある．したがって，施工される数や設置間隔によって損失水頭の評価方法が異なる可能性がある．

農業用パイプラインでは，農業用水を送配水することを目的としているため，施設更新後も水路システムに要求される水理性能・水利性能・構造性能を満足する必要がある（中ら，2013），そのためにはパイプラインのストックマネジメントによって管内のエネルギー損失が増加する場合には，その増加量を詳細に評価しなければならない．

以上のことから本論文では，農業用パイプラインにおける止水バンド施工による管路内のエネルギー損失の評価方法の確立を目的とし，1) 複数個の止水バンド施工がエネルギー損失に与える影響の評価，及び 2) 止水バンド形状の違いがエネルギー損失に与える影響の評価について検討した．

まず，止水バンドを連続的に施工した場合のエネルギー損失の評価方法を検討する．複数個の止水バンド施工による損失水頭の計算方法とし

ては、止水バンド単体での圧力損失を設置箇所の数だけ加算する方法が考えられる。しかし、連続的に施工した止水バンドによる圧力変動の干渉が生じる場合には、施工したすべての止水バンドでそれぞれの圧力損失が等しくならず、この方法は適用できない。したがって、止水バンドを連続的に施工した場合のエネルギー損失の発生状況を検討し、その評価方法を明確にする。

次に、止水バンド形状の違いによるエネルギー損失への影響を評価し、止水バンド単体による損失評価方法を検討する。止水バンドの形状は管内の流れを乱さず損失水頭が小さくなるように工夫されているが、実際にどの程度の損失水頭が発生するのかは定量化されていない。

これらについて、本研究では水理模型実験、数値実験、現地調査を実施した。

1.2 本論文の構成

本論文は、以下の5章から構成される。

第1章 序論

第2章 水理模型実験による評価

第3章 数値実験による評価

第4章 現地調査による評価

第5章 結論

各章の主な内容を以下に示す。

第1章 序論

本研究の背景について述べ、止水バンド施工による水理的な課題を整理したうえで、本研究の目的について述べた。また、本節では、本論文の構成について述べる。

第2章 水理模型実験による評価

管径 100mm の管路による水理模型実験を実施し、複数個の止水バンドによるエネルギー損失の評価方法と、止水バンド形状の違いによるエネルギー損失への影響について検討した。

第3章 数値実験による評価

水理模型をもとにしたモデルによって数値実験を実施し、止水バンド形状の違いがバンド単体によるエネルギー損失の大きさに与える影響について検討した。

第4章 現地調査による評価

既設パイプラインを対象に、調圧水槽（スタンド）地点で水位計測を行った。計測は止水バンドの施工前と施工後に行うことで、止水バンド施工による既設水路の通水性能への影響を検討した。

第5章 結論

各章から得られたまとめを整理し、本研究の結論を示すとともに、残

された今後の課題について述べた．

第2章

水理模型実験による評価

第2章 水理模型実験による評価

2.1 緒論

止水バンドによる損失水頭の評価手法は確立されておらず、止水バンド単体での損失水頭の算定方法としては便宜的に管水路の急縮・急拡の損失係数を用いて算定されている（野村・塩野，2015）。それは、止水バンドの上流側（入口側）と下流側（出口側）での通水断面の変化をそれぞれ急縮による損失水頭と急拡による損失水頭の合計として算定する方法である。しかし、急縮・急拡の式は、それぞれの断面変化が独立している場合に適用される式であり（土木学会，1999）、止水バンドのように断面変化が短い距離で連続する場合の適用可能性は明らかではない。

また、複数の止水バンド施工による損失水頭の評価方法としては、単純に一箇所あたりの損失水頭を設置箇所の数だけ加算する方法が考えられる。黒田ら（1978）によれば、二段直列配列の圧力調整オリフィスにおいては、前段オリフィスによる下流への圧力変動が一定値に回復するまでの距離より離して後段オリフィスを配置すれば、各オリフィスによる損失水頭は独立して計算できることが確認されている。しかし、止水バンドにおいては施工箇所が継手部であるため設置間隔が継手間隔に等しく、その間隔において止水バンドによる圧力変動が一定値に回復するかどうかは明らかではない。

今後も増大することが予想されるストックマネジメント事業では、施設の周辺の宅地化等のために補修・補強に際し、より厳しい制約条件を課され、これまでに既往の研究で知見が得られていない条件での改修が必要となることもあり得る。そのような事例については、止水バンドによる損失に急縮・急拡の式を適用しているように、設計者の判断により既存の水理公式を組み合わせる場合がある（板野ら，2010）。しかし、公式の適用範囲外であることが多いことから適切に評価することは困難である。そのため、基礎的な知見を得るために近年でも藤山ら（2016）による開水路の漸縮による損失、田中ら（2004）による管路の屈折による損失、鈴木（2012）による管路更生工法の局部シワによる損

失のような水理模型実験が行われている。

本章では、1/8 サイズの縮尺模型を用いて水理模型実験を行い、止水バンドの形状の違いによる損失係数への影響を検討するとともに、複数の止水バンド施工による損失水頭の評価方法について検討を行った。さらに、急縮・急拡の式の便宜的な組み合わせによる損失水頭算定方法の適用の可否について検討した。

2.2 方法

2.2.1 水理模型概要

止水バンド工法の適用径は 800mm 以上であり，実際に施工される止水バンドの厚みは管径によって変わらない．したがって，最小適用径である 800mm の管に施工される場合の止水バンドによる断面縮小率が最大となり，局所損失も最大となると考えられる．そこで，実スケールでの実験は困難であることから管径 800mm を原型値と想定し，実験は縮尺模型により行った．実験模型のサイズは，模型を設置する施設用地，再現可能な流速，及び作成可能な止水バンド模型の最小寸法等から，縮尺 1/8 の管径 100mm とした．

Fig.2-1, Fig.2-2 に実験模型の概要を示す．管径 $D=100\text{mm}$ のアクリル製の円管をフランジ継手で接続して水平な全長 14m の管路を作製した．実験模型には屈折した管路から実験用水が供給されているため，バンド設置区間の上流には助走区間を設けた．森川ら（1968）によると屈折管の影響がなくなるのは下流側で管径の 50 倍以上の位置であるとされているため，助走区間は設置条件によって異なるが $50D$ 以上とした．

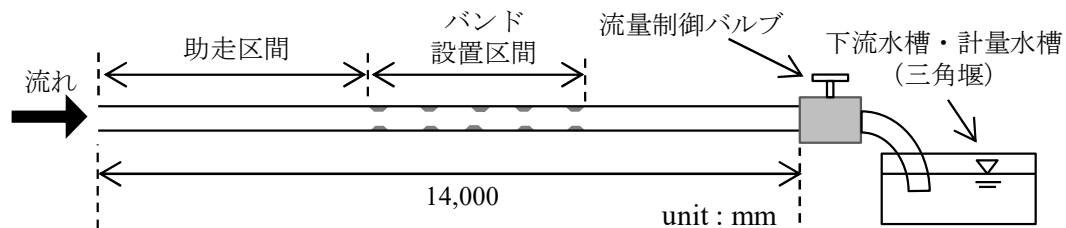


Fig.2-1 実験模型の概要

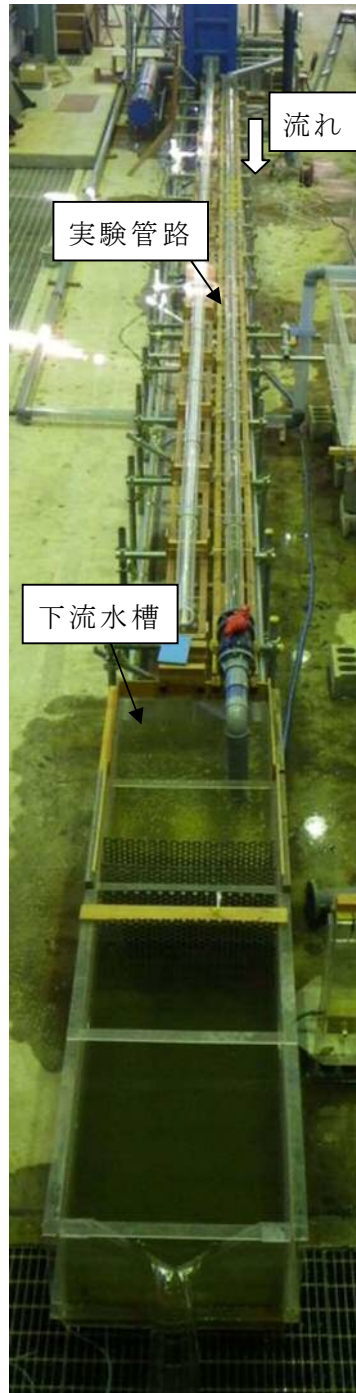


Fig.2-2 実験模型の様子

管路中央には，止水バンド設置区間を設け，**Fig.2-3** に示すとおりアクリル製のリングによって模擬した止水バンド（**Fig.2-4**）を設置した．止水バンドの形状，設置位置及び設置個所数は，測定方法及び実験ケースによって異なる．

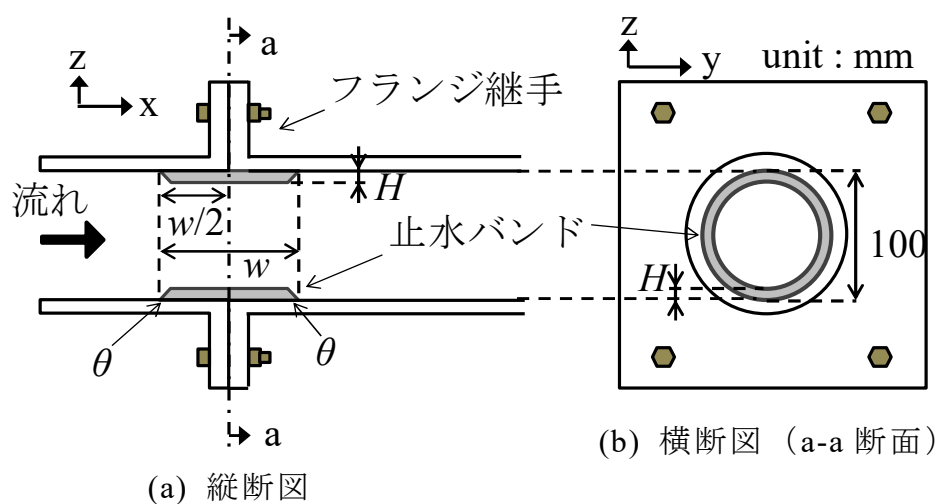


Fig.2-3 止水バンドの設置状況

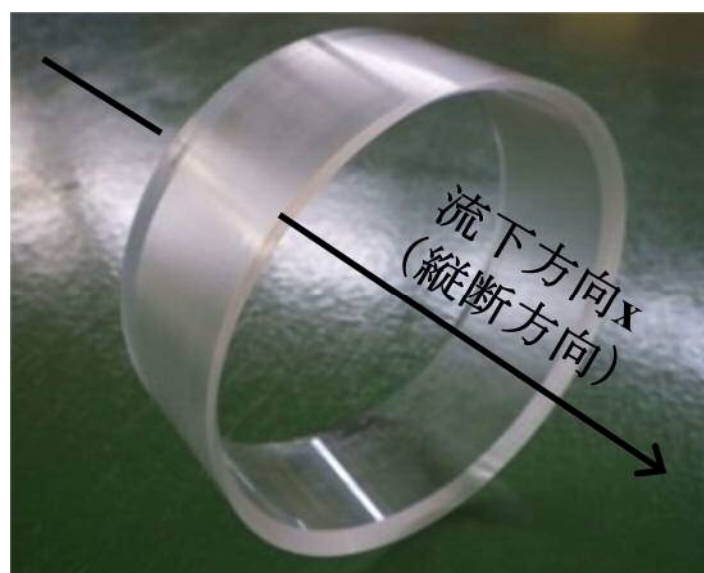


Fig.2-4 止水バンド模型

実験用水は研究所内の定圧ヘッドタンクから供給した．流量は下流水槽の末端に設置した三角堰（90°）（**Fig.2-5**）で測定し，その調整は定圧ヘッドタンクからの供給量と下流端の流量制御バルブ（**Fig.2-6**）のバルブ開度の操作によって行った．また，三角堰では水温も計測し，実験中の水温は，5.5～7.9℃であった．

下流水槽の水位はポイントゲージ（**Fig.2-7**）により測定し，（2.2.1）と（2.2.2）式（農村振興局整備部設計課，2015）により流量を求めた．

$$Q = K h_t^{\frac{5}{2}} \quad (2.2.1)$$

$$K = 1.353 + 0.004 / h_t + (0.14 + 0.2 / \sqrt{D_t}) (h_t / B_t - 0.09)^2 \quad (2.2.2)$$

ここで， Q ：流量（ m^3/s ）， h_t ：越流水深（ m ）， K ：流量係数， D_t ：水槽底部から切欠きまでの高さ（ m ）， B_t ：水槽幅である．使用した三角堰のサイズは， $D_t = 0.25\text{m}$ ， $B_t = 0.8\text{m}$ である．



Fig.2-5 三角堰



Fig.2-6 流量制御バルブ



Fig.2-7 ポイントゲージ

管路上には **Fig.2-8** のとおりピエゾ管を複数箇所を設置し，ビニールチューブによってマノメータと接続した．

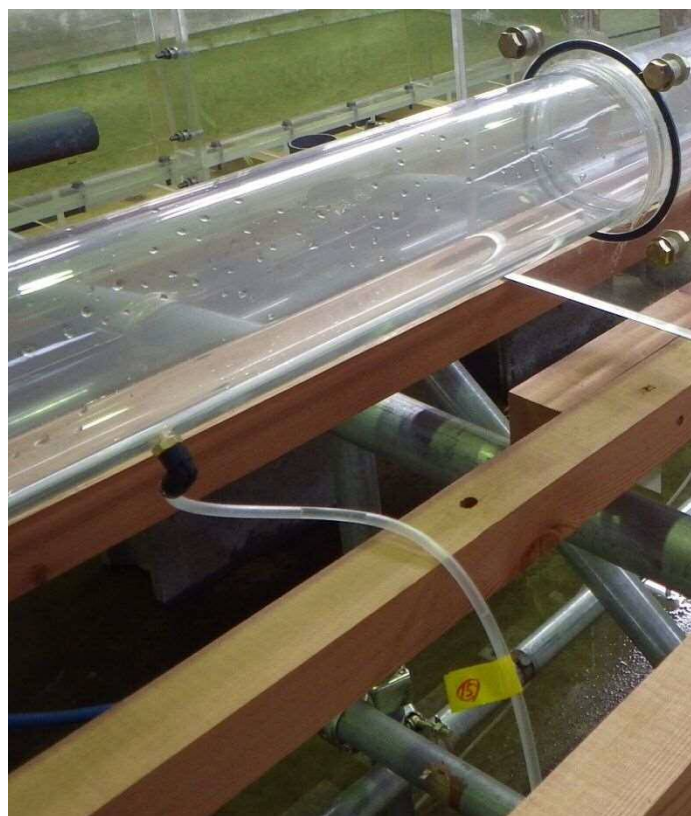


Fig.2-8 ピエゾ管

本実験では，通水時の管内圧力が高いこと，また，多地点でピエゾ水頭を測定することから，**Fig.2-9** に示すマノメータを使用した．水位を目視により観測するためのガラス管は 24 本であり，ガラス管の上部はすべて繋がっており，空気が密閉される構造とした．これにより，ガラス管内の空気圧の調整によって水位を任意の高さに調整できるとともに，ガラス管上部の空気に圧縮性があるため水面動揺が緩和される（山崎，1956）．また，ガラス管の下部には電磁弁を取り付け，スイッチの ON/OFF により一斉に弁が開閉する構造とした．ガラス管内の水位は，流量が安定した状態でもわずかに振動していたが，電磁弁により瞬時値を計測することが可能となった．



Fig.2-9 マノメータ

2.2.2 測定方法

測定は、以下の手順で行った。まず、実験管路に定圧ヘッドタンクからの流量と流量制御バルブの開度を操作し、管内が満流になっていることを確認した。その状態で下流水槽の水位が安定するまで待ち、その間にマノメータ内に混入した気泡を排除した。ポイントゲージによって計測した下流水槽の水位が安定した時点で、水位から流量を求め、設定流量に達した段階で計測を開始した。流量を記録した後、マノメータの電磁弁を閉め、水位を読み取った。マノメータの目盛りは mm 単位で記録した。最後に下流水槽における水温を計測した。

以上の手順を、段階的に流量を変化させ、複数の流速条件によって繰り返した。流速は止水バンドを設置していない区間における断面 ($D=100\text{mm}$) で流量を除した断面平均流速 V (以下、流速と呼ぶ) であり、本実験模型で再現できた最大流速は約 4.2m/s であった。

2.2.3 実験条件

水理模型実験では，実験の目的によって止水バンドの設置箇所，ピエゾ水頭の測定箇所及び止水バンドの形状を変えた異なる3つの設置条件を用いた．設置条件1では，複数個の止水バンドによる損失水頭の大きさを測定することを目的としている．設置条件2では，止水バンドの設置間隔を変化させた場合の損失水頭の大きさを測定することを目的としている．設置条件3では，単体の止水バンド前後での圧力変動を測定することを目的としている．

(1) 設置条件 1

設置条件1における実験模型の概要は **Fig.2-10** に示すとおりである．バンド設置区間のフランジ継手部5か所に止水バンドを設置した．フランジ継手部にバンドを設置しているため，設置条件1におけるバンドの設置間隔 i は 500mm ($5D$) である． $i=500$ は，実スケールで 4m 間隔の PC 管の継手を想定し，縮尺比から決定した．

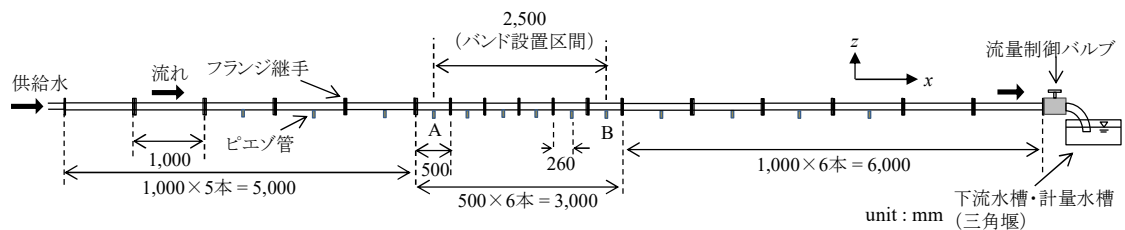


Fig.2-10 設置条件1の概要

実験には **Fig.2-11** に示すとおり，上下流端の形状が異なる2種類の止水バンド模型を使用した．**Fig.2-11(a)**を漸縮・漸拡形状，**Fig.2-11(b)**をR形状と称する．この形状は各メーカーの形状を参考に行っている（農業土木事業協会，2016）．さらに，本研究では止水バンドの厚み，幅，角度，半径を変えた5タイプの止水バンドを使用した（**Table2-1**）．基本形状はType2であり，寸法はメーカーへの聞き取りを行い，決定した．止水バンドの厚みは原型値では20mm程度であるが，実験模型の縮率が1/8なので3mmとした．Type3に対してType1,2では H が1mmずつ異なり，

Type 4 では両端が R 形状, Type 5 では w が半分の長さになっている.

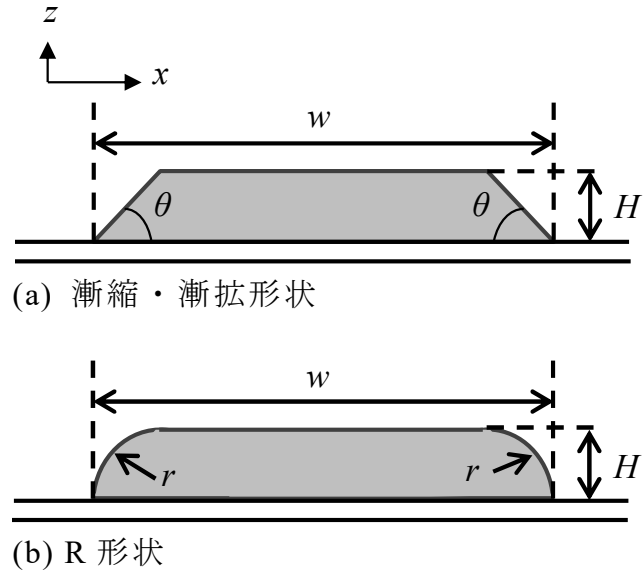


Fig.2-11 止水バンド模型の概要

Table 2-1 止水バンド形状

タイプ	H (mm)	w (mm)	θ or r ($^{\circ}$ or mm)
Type 1	2	38	$\theta=30$
Type 2	3	38	$\theta=30$
Type 3	4	38	$\theta=30$
Type 4	3	38	$r=6$
Type 5	3	19	$\theta=30$

設置条件 1 における実験ケースを **Table2-2** に示す．設置条件 1 では，各ケースで使用しているバンドタイプが異なるが，設置数及び設置間隔は同様である．Case1-1 では，止水バンドは設置していない．

Table 2-2 実験条件（設置条件 1）

Case	止水バンド		
	設置数	設置間隔 i (mm)	バンドタイプ
Case 1-1	0	—	—
Case 1-2	5	500	Type 1
Case 1-3	5	500	Type 2
Case 1-4	5	500	Type 3
Case 1-5	5	500	Type 4
Case 1-6	5	500	Type 5

(2) 設置条件 2

設置条件 2 では，設置間隔 i を 300mm 以下にするため，**Fig.2-12** に示すとおり 300mm のアクリル管を使用して管路を構成した（**Fig.2-12** は，**Fig.2-1** に示したバンド設置区間の周辺を表している）．これは，500mm のアクリル管では $i \leq 300\text{mm}$ での管内への止水バンド設置が困難だったためである．止水バンドは，設置開始位置 a-a 断面から，下流方向に向かって i ごとに 5 箇所設置した．**Table2-3** に実験条件を示す．設置条件 2 では，Type 1 ($H=2\text{mm}$) と Type 2 ($H=3\text{mm}$) の 2 種類の止水バンドを使用し，各止水バンドで i を 10, 20, 30, 40, 50, 60, 300mm に変えて実験を行った．設置条件 1 と同様に，ピエゾ水頭の測定点 A,B を代表点とし，それぞれのピエゾ水頭を h_A , h_B (mm) とした．

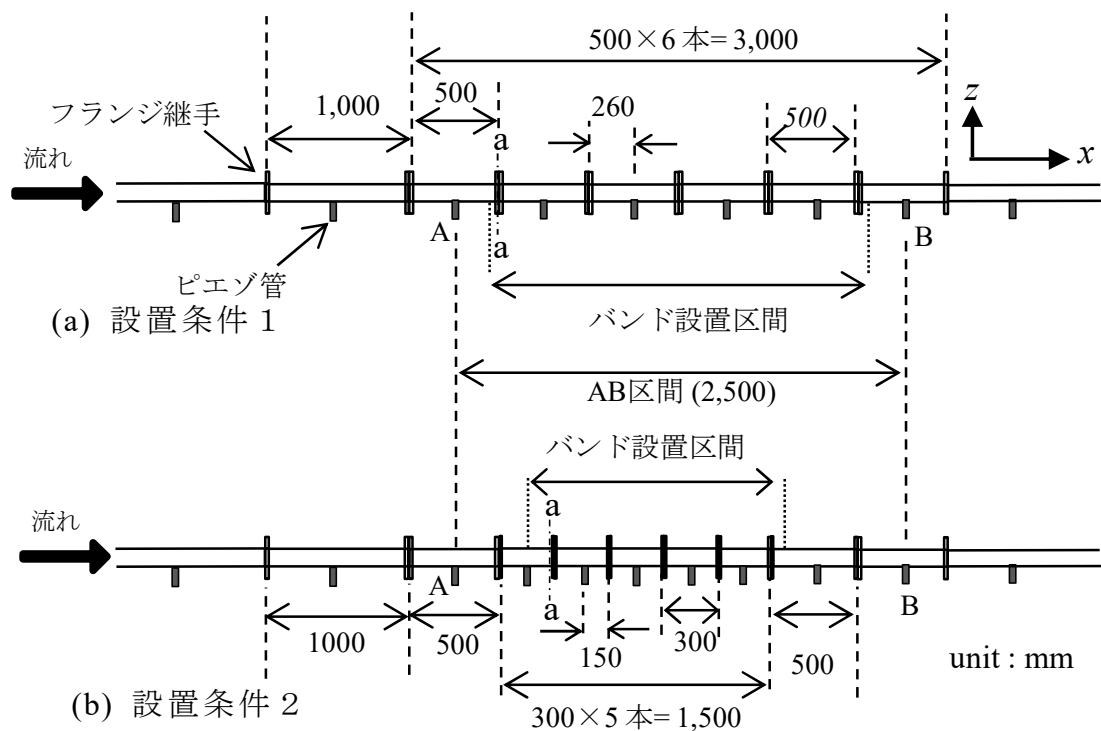


Fig.2-12 設置条件 1，2 におけるバンド設置箇所の比較

Table 2-3 実験条件（設置条件 2）

Case	止水バンド		
	設置数	設置間隔 i (mm)	バンドタイプ
Case 2-1	0	—	—
Case 2-2	5	10	Type 1 ($H=2$)
Case 2-3	5	20	Type 1
Case 2-4	5	30	Type 1
Case 2-5	5	40	Type 1
Case 2-6	5	50	Type 1
Case 2-7	5	60	Type 1
Case 2-8	5	300	Type 1
Case 2-9	5	10	Type 2 ($H=3$)
Case 2-10	5	20	Type 2
Case 2-11	5	30	Type 2
Case 2-12	5	40	Type 2
Case 2-13	5	50	Type 2
Case 2-14	5	60	Type 2
Case 2-15	5	300	Type 2

(3) 設置条件 3

設置条件 3 における止水バンドの設置方法とピエゾ管の設置位置は Fig.2-13 のとおりである．実験模型の概要は設置条件 1 とほぼ同じであり，A-B 間のアクリル管を付け替えて設置条件 3 における実験を行った．設置条件 3 では，1 箇所だけに止水バンドを設置し，その上下流に多数のピエゾ管を設置した (Fig.2-14)．設置したピエゾ管を上流側から①～②①とし，各点で測定したピエゾ水頭を $h_1 \sim h_{20}$ (mm) とした．止水バンドの上流に設置した①～⑤のピエゾ管は 20mm 間隔とし，下流に設置したピエゾ管のうち⑥～①⑤は 10mm 間隔，①⑥～②①は 20mm 間隔とした．

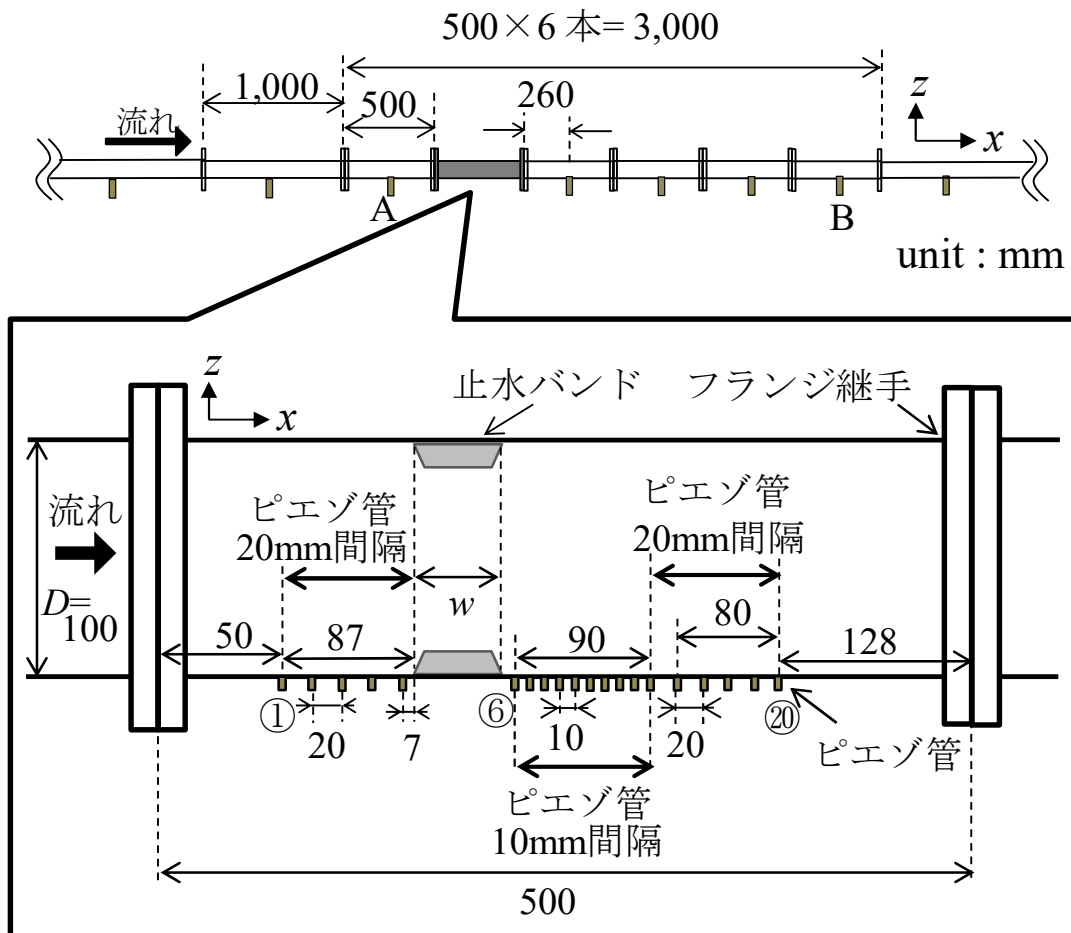


Fig.2-13 設置条件 3 の概要

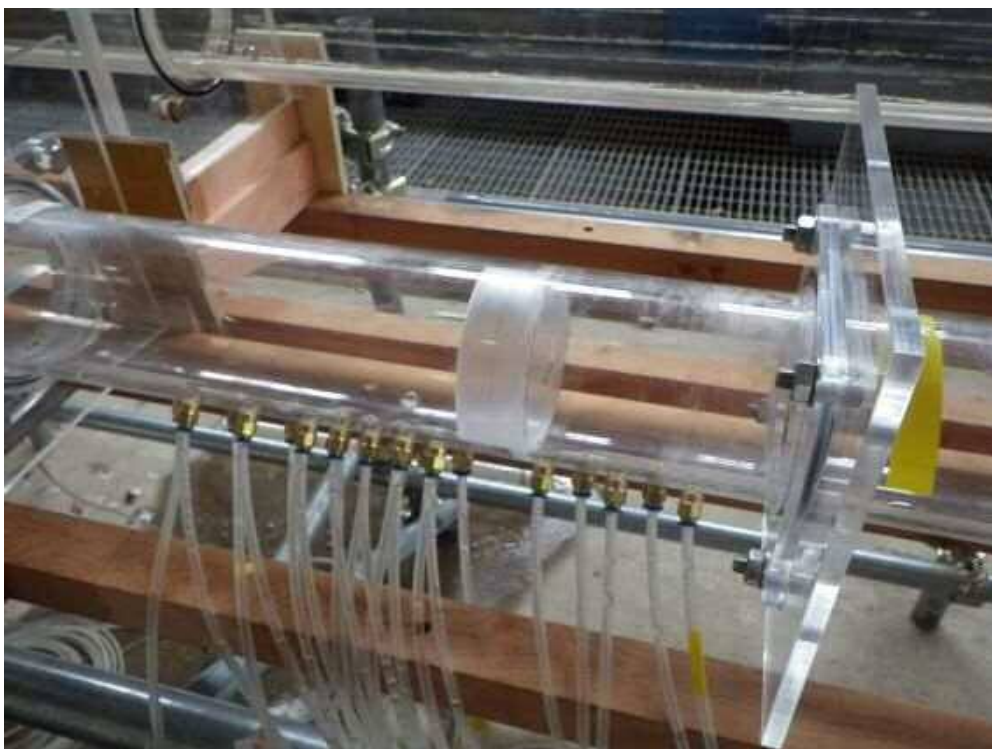


Fig.2-14 設置条件3におけるピエゾ管の設置状況

設置条件3における実験条件を **Table2-4** に示す．設置条件3では，止水バンドの厚さを変えた3ケースの実験を行った．

Table 2-4 実験条件（設置条件3）

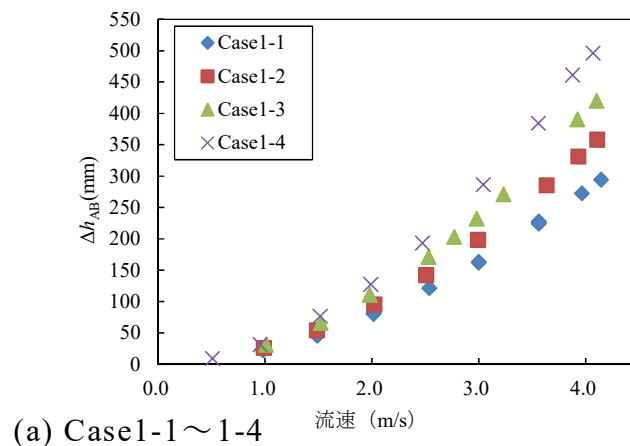
Case	止水バンド	
	設置数	バンドタイプ
Case 3-1	0	—
Case 3-2	1	Type 1 ($H=2$)
Case 3-3	1	Type 2 ($H=3$)

2.3 結果と考察

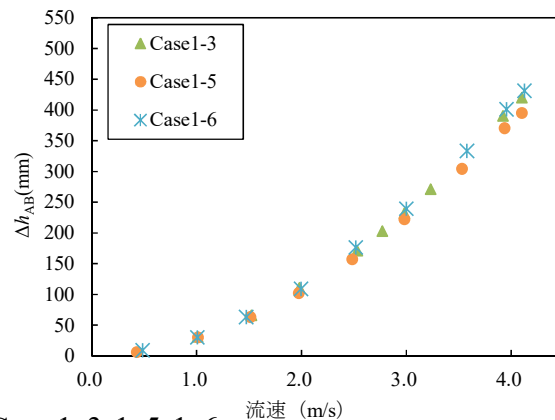
2.3.1 止水バンド形状の影響

Fig.2-15 に設置条件 1 によって求めた Case1-1～Case1-6 における損失水頭と流速の関係を示す。**Fig.2-15 (a)**は、止水バンドなしの Case1-1 および H の大きさが異なる Case1-2～1-4 の結果、**Fig.2-15 (b)**は、 W や漸縮・漸拡形状の異なる Case1-3,1-5,1-6 の結果である。 Δh_{AB} は A 地点と B 地点の間における損失水頭を示しており、 $\Delta h_{AB} = h_A - h_B$ である。図より、すべてのケースで流速が速くなるほど Δh_{AB} は大きくなっている。

Fig.2-15 (a)では、止水バンドを設置していない Case1-1 における Δh_{AB} が最も小さく、 H が大きいケースほど Δh_{AB} も大きくなっている。これは、止水バンド部の通水断面積が小さくなる H が大きいケースほど、 Δh_{AB} も大きくなったと考えられる。**Fig.2-15 (b)**では、Case1-3 と Case1-6 の Δh_{AB} はほぼ同じ値であり、Case1-5 はわずかに小さい値となっている。



(a) Case1-1～1-4



(b) Case1-3,1-5,1-6

Fig.2-15 損失水頭と流速の関係 (Case1-1～1-6)

2.3.2 設置条件 1 と設置条件 2 の比較

設置条件 1 と設置条件 2 では、A-B 間のアクリル管の長さが異なるため、その間のフランジ継手の数も異なる．設置条件 1 では A-B 間のフランジ継手は 5 箇所であるが、設置条件 2 では 7 箇所である．フランジ継手部では、丁寧に設置した場合でもわずかな段差や隙間ができる．そのため、設置条件 1 と設置条件 2 では A-B 間の損失水頭に違いがでる可能性がある．そこで、設置条件 1 と設置条件 2 における実験結果の比較を行った．

Fig.2-16 に Case1-1, 1-3, 2-1, 2-15 における損失水頭と設置間隔の関係を示す．図より、止水バンドを設置していない Case1-1, 2-1 では、 Δh_{AB} はほぼ同じ値であった．同じ形状の止水バンド ($H=3\text{mm}$, $W=38\text{mm}$, $\theta=30^\circ$) を使用した Case1-3, 2-15 においても、設置間隔は Case1-3 が 300mm, Case 2-15 が 500mm と異なるが、 Δh_{AB} はほぼ同じ値であった．

したがって、設置条件 1 と設置条件 2 においては、A-B 間のフランジ継手による損失水頭への影響はわずかであり、アクリル管の長さ異なることによる実験結果への影響はないことがわかった．

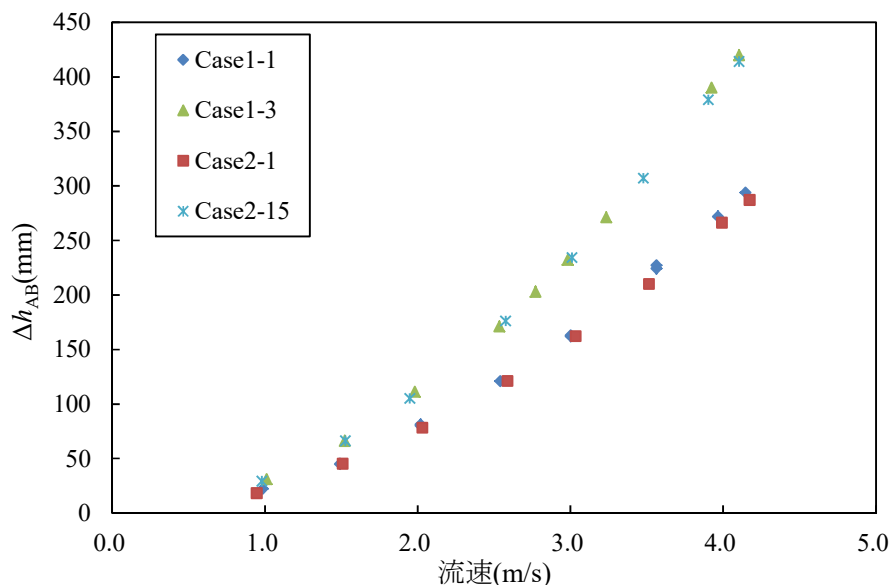


Fig.2-16 損失水頭と流速の関係
(設置条件 1 と設置条件 2 の比較)

2.3.3 止水バンドの設置間隔による影響

Fig.2-17 に設置条件 2 によって求めた Case 2-1～2-8 における損失水頭と流速の関係を示す。図より，すべてのケースで流速が速くなるほど Δh_{AB} は大きくなり，止水バンドを設置していない Case 2-1 における Δh_{AB} が最も小さい。Case 2-4～2-8 では Δh_{AB} にほとんど差はなく，設置間隔の狭い Case 2-2～2-3 より Δh_{AB} が大きい。これは，止水バンドの設置間隔が狭いほど流れの剥離が個々に生じず，一体として生じたことにより Δh_{AB} が小さくなったと考えられる。

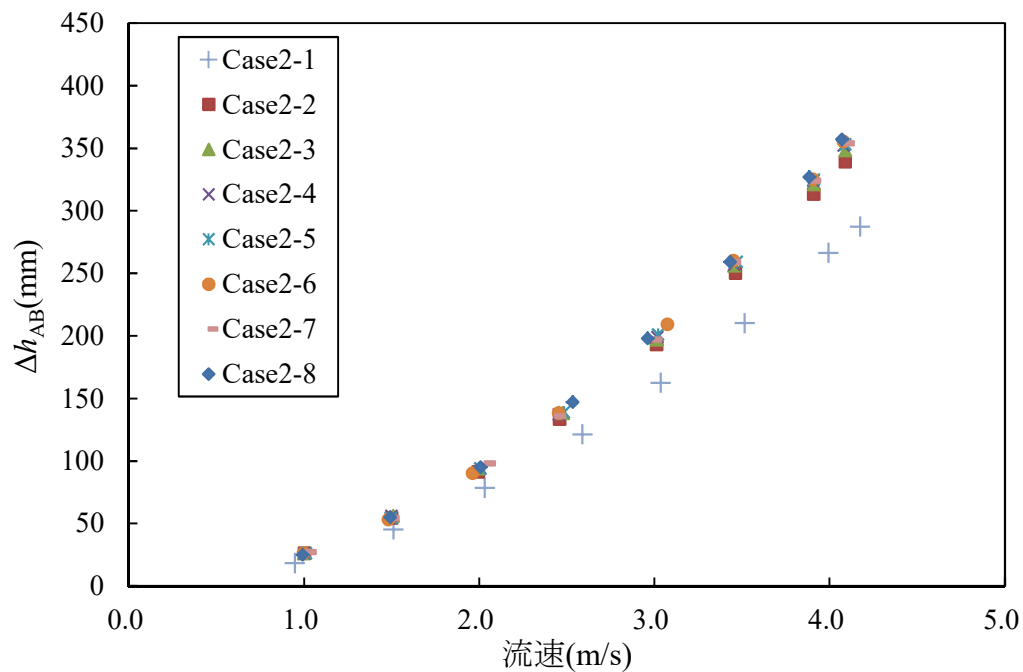


Fig.2-17 損失水頭と流速の関係 (Case2-1～2-8)

Fig.2-18 に Case 2-9～2-15 における損失水頭と流速の関係を示す。
Fig.2-17 と同様に，設置間隔が 30mm 以上の Case 2-11～2-15 では Δh_{AB} にほとんど差はなく，設置間隔の狭い Case 2-9～2-10 より Δh_{AB} が大きい。

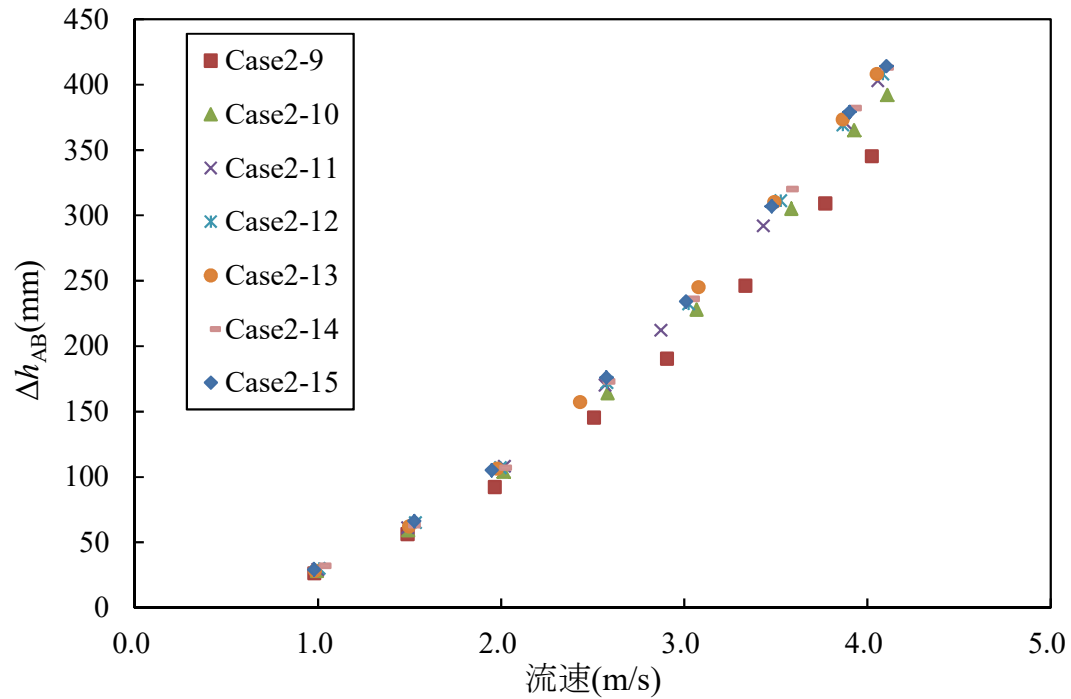


Fig.2-18 損失水頭と流速の関係 (Case2-9～2-15)

Fig.2-19 に Case 2-2～2-8 ($H=2\text{mm}$) における損失水頭と設置間隔の関係を示す．横軸の設置間隔は $0\sim70\text{mm}$ までとし，設置間隔 300mm における結果は破線で示した．本実験模型では各ケースにおいて全く同じ流速を再現することは困難であるため，**Fig.2-17** に示した実測の Δh_{AB} と流速の関係から 2 次多項式による近似式を求め，流速 2.0 ， 3.0 ， 4.0 m/s における Δh_{AB} を推定した．すべてのケースにおける決定係数は $0.9999\sim0.9997$ の範囲である．図より，すべての流速において設置間隔が狭くなるほど損失水頭が小さくなり，設置間隔 50mm 以上では損失水頭にほぼ差はない．また，流速が大きいほど設置間隔 $10\sim30\text{mm}$ における損失水頭の変化が大きい．

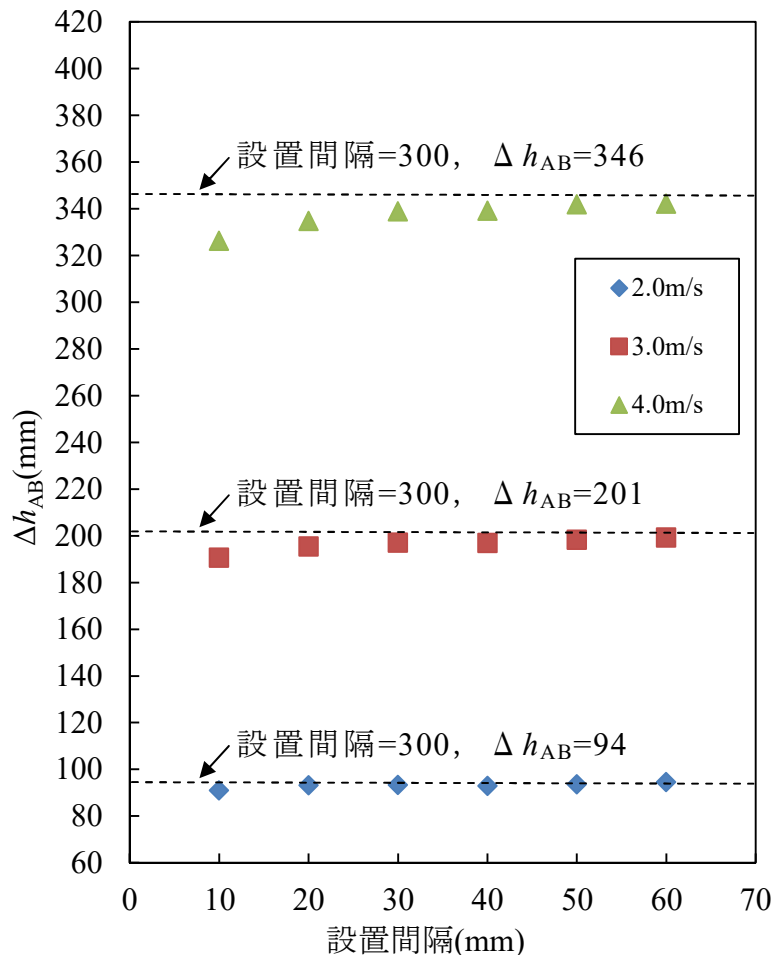


Fig.2-19 損失水頭と設置間隔の関係 ($H=2\text{mm}$)

Fig.2-20 に Case 2-9～2-15 ($H=3\text{mm}$) における損失水頭と設置間隔の
 関係を示す。 **Fig.2-19** と同様に，すべての流速において設置間隔が狭く
 なるほど損失水頭が小さくなり，設置間隔 50mm 以上では損失水頭にほ
 ぼ差はない。

以上の結果より，本研究で対象とした形状の止水バンドについては，
 設置間隔が $0.5D$ 以上であれば設置間隔の違いによる損失水頭の大きさ
 への影響はないといえる。

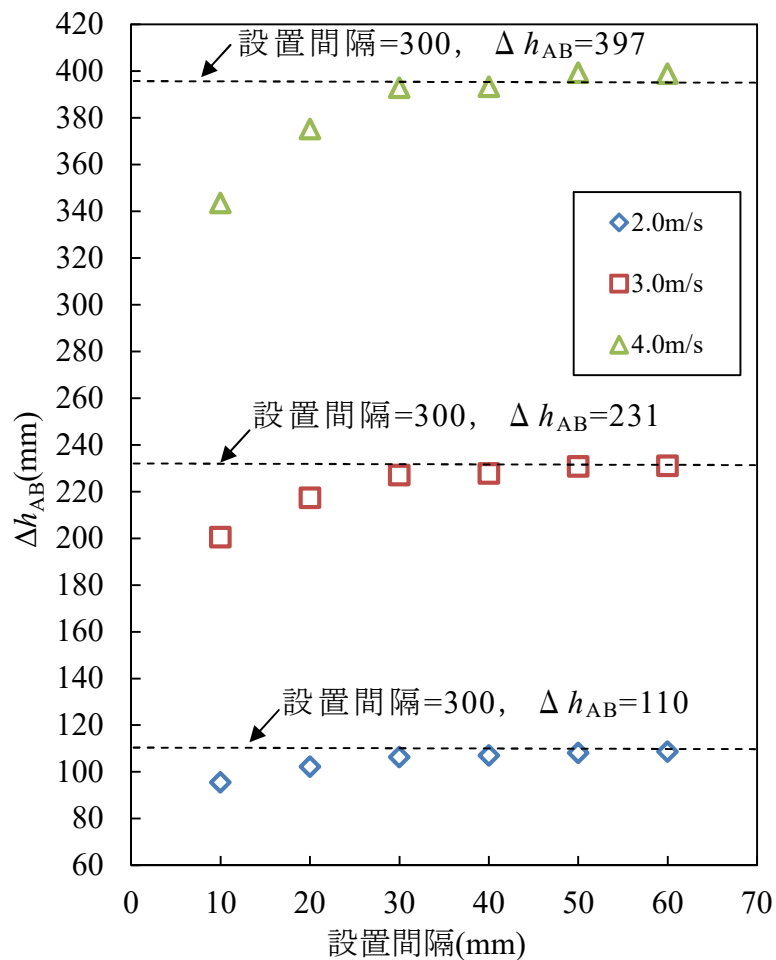


Fig.2-20 損失水頭と設置間隔の関係 ($H=3\text{mm}$)

2.3.4 止水バンド周辺の圧力変動

Fig.2-21 に設置条件 3 によって求めた **Case3-1** における止水バンド前後の圧力変動を示す． Δh_u は止水バンド上流の①地点を原点とした場合の②～⑳地点の損失水頭を示しており， $\Delta h_u(m) = h_m - h_1$ ($m=2, \dots, 20$)である．横軸は，①地点を原点とした流れ方向の距離 x である．**Case3-1** では止水バンドを設置していないため， Δh_u は摩擦損失により一定勾配で減少するはずであるが，圧力変動はそのような変化を示していない．これは，各地点のピエゾ管のわずかな形状の違いによる影響と考えられる．

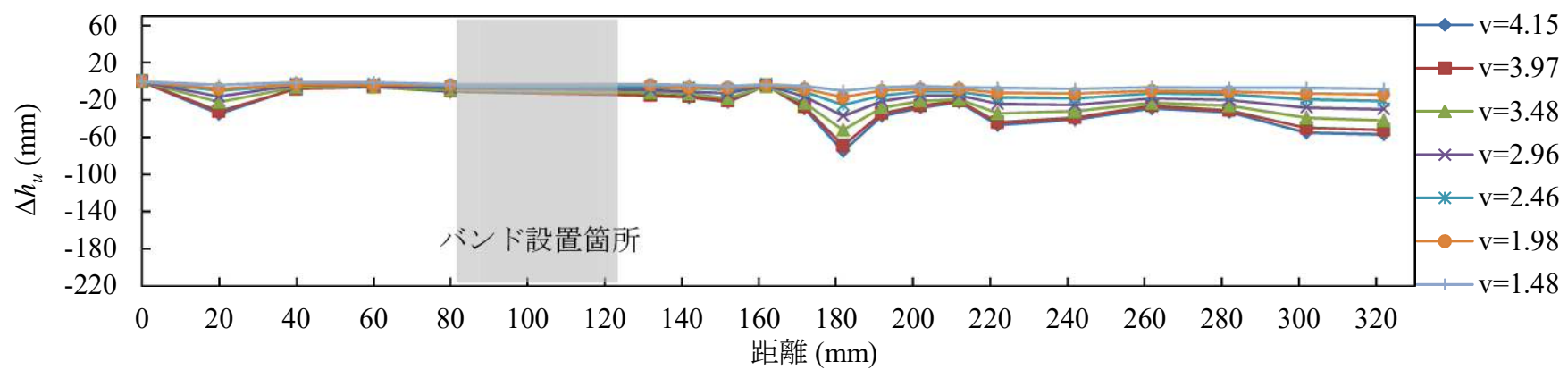


Fig.2-21 止水バンドの上下流における圧力変動 (Case3-1)

Fig.2-22 に設置条件 3 によって求めた Case3-2, Case3-3 における止水バンド前後の圧力変動を示す. **Fig.2-22 (a)** は Case3-2, **Fig.2-22 (b)** は Case3-3 における結果であり, 各ケースで止水バンドの厚さが異なる. どちらのケースにおいても止水バンド直上流 ($x=80$) では圧力が増加し, 直下流 ($x=132$) では減少している. これは, 止水バンドによる通水断面の変化によるものであり, $H=2\text{mm}$ の Case3-2 より $H=3\text{mm}$ の Case3-3 の方が, 止水バンド直上流および直下流における圧力の変動幅は大きくなっている. 特に, 直下流では顕著であり, それぞれのケースで流速が最も大きい場合に, Case3-2 ($V=4.16\text{m/s}$) では Δh_u が -39mm に対し, Case3-3 ($V=4.12\text{m/s}$) では Δh_u が -210mm まで小さくなっている. しかしながら, 止水バンドによる圧力変動への影響範囲は狭く, x が $0\sim 50\text{mm}$ と $150\sim 322\text{mm}$ の間では, Case3-2 と Case3-3 における Δh_u は x 軸方向に対してそれぞれの流速でほぼ一定に推移していた.

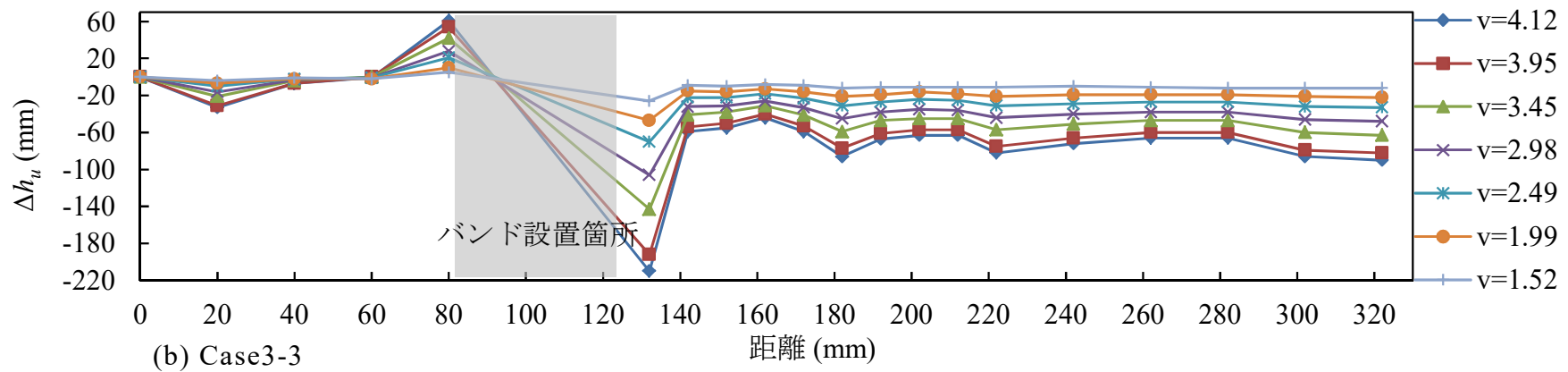
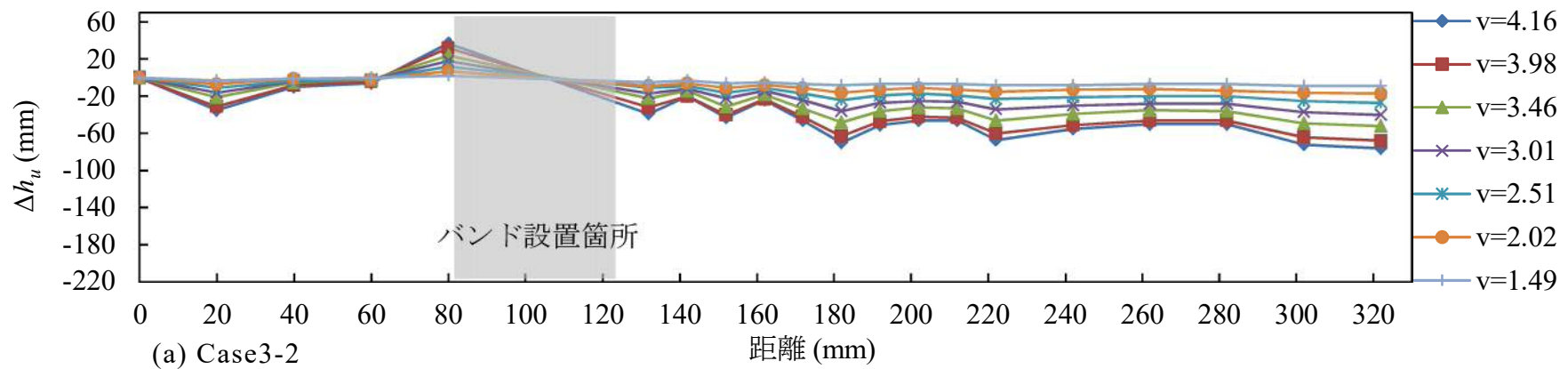


Fig.2-22 止水バンドの上下流における圧力変動 (Case3-2, Case3-3)

Fig. 2-23 に止水バンド上流側の①～⑤地点における Δh_u と流速の関係を示す。止水バンドの上流端における x は 87mm である。止水バンド直上流の⑤地点($x=80$)では、止水バンドありとなしの Δh_u に差があり、止水バンドなしでは流速が大きくなるにつれて Δh_u が小さくなっているのに対し、止水バンドありでは Δh_u が大きくなっている。④地点($x=60$)では、流速約 3.0m/s 以上では Δh_u にわずかな差があり、②、③地点($x=20, 40$)ではすべての流速でほぼ同じ値である。したがって、止水バンド上流側ではバンド端から上流に 47mm ($=87\text{mm}-40\text{mm}$) 以上の距離では、止水バンドがないときの圧力勾配と等しくなることがわかった。

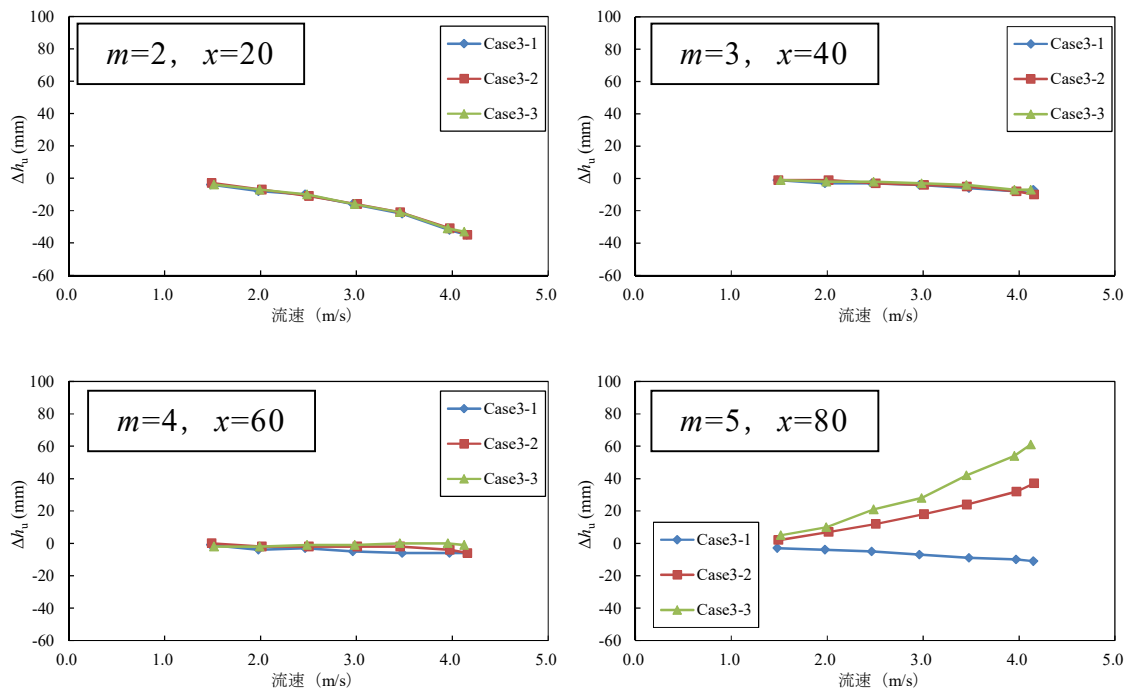


Fig.2-23 止水バンドの上流における損失水頭と流速の関係

Fig. 2-24 に止水バンド下流側の各地点における Δh_d と流速の関係を示す． Δh_d はバンド下流の⑩地点を原点とした場合の各地点での損失水頭を示しており， $\Delta h_d(m) = h_m - h_{20}(m = 6, \dots, 19)$ である．止水バンドの下流端における x は 125mm である．バンド直下流の⑥地点($x=132$)では，Case3-1（止水バンドなし），Case3-2（ $H=2\text{mm}$ ）と Case3-4（ $H=3\text{mm}$ ）の Δh_d に差があり，Case3-1，Case3-2 では流速が大きくなるにつれて Δh_d が大きくなっているのに対し，Case3-3 では Δh_d が小さくなっている．⑦，⑨（ $x=142, 162$ ）では流速が約 2.5m/s 以下のときは Δh_d はほぼ同じ値であるが，流速約 3.0m/s 以上のときには流速が大きくなるにつれて Δh_d の違いが大きくなっている．⑩地点($x=172$)では，すべての流速でほぼ同じ値である．したがって，止水バンド下流側ではバンド端から 47mm（ $=172\text{mm}-125\text{mm}$ ）以上の距離では，止水バンドがないときの圧力勾配と等しくなることがわかった．

以上の結果から，本研究で対象とした形状の止水バンドについては，止水バンドによる圧力変動の影響範囲は流速が大きくなるにつれてわずかに広がるが，上下流ともに止水バンドの端から 47mm（約 $0.5D$ ）以上の範囲では，止水バンドがないときの圧力勾配と等しくなることがわかった．

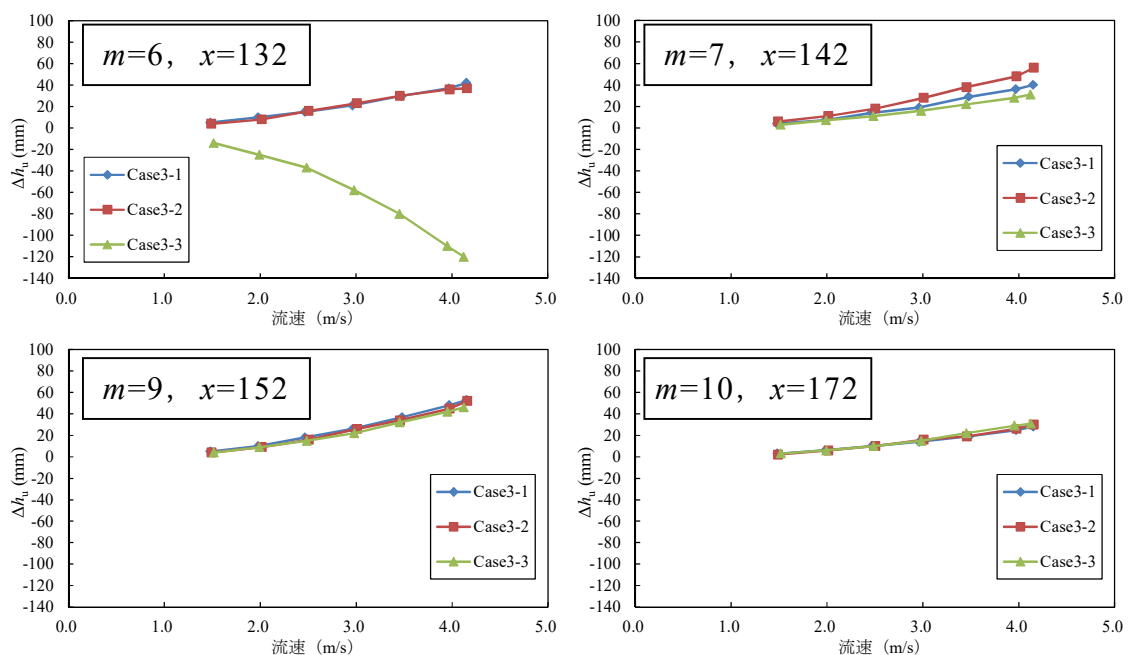


Fig.2-24 止水バンドの下流における損失水頭と流速の関係

黒田ら（1978）の実験では，管径 51mm の管路に設置した 2 個のオリフィスについて，上流側のオリフィスによる下流方向への圧力変動が消滅する距離以上の間隔でオリフィスを設置すれば各個の損失水頭は独立して計算できることが確認されている．本実験においても 2.3.3 節で述べたように，設置間隔の違いが損失水頭の大きさに影響を与える距離が $0.5D$ 未満であったことは，止水バンド下流における圧力変動の影響範囲が $0.5D$ 未満であったためと考えられる．

2.3.5 止水バンド単体による損失水頭

止水バンドの設置間隔が $0.5D$ 以上のとき、複数個の止水バンドによる損失水頭はバンドごとに独立しているため、 Δh_{AB} は(2.3.1)式となる。

$$\Delta h_{AB} = h_f + h_b \times \text{バンド数} \quad (2.3.1)$$

ここで、 h_f ：摩擦損失、 h_b ：バンド 1 個あたりの損失水頭、である。Case 1-1 においては $\Delta h_{AB} = h_f$ とし、(2.3.1)式より Case1-2～1-6 における h_b を求める。ただし h_b は、**Fig.2-15** に示した実測の Δh_{AB} と流速の関係から近似式を求め、流速 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 m/s における Δh_{AB} を推定し、算出した。結果は **Fig.2-25** のとおりである。流速が大きくなるほど h_b も大きくなっている。

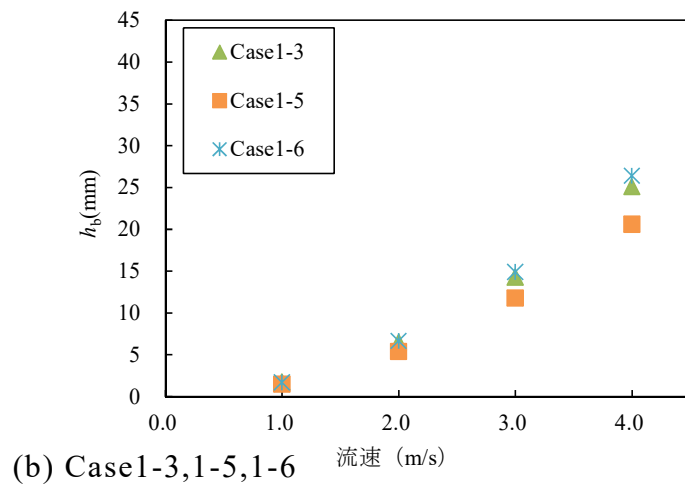
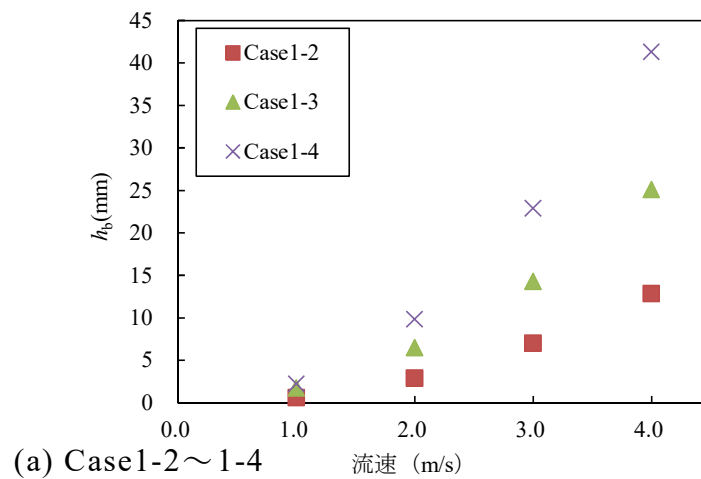


Fig.2-25 止水バンド 1 個あたりの損失水頭

さらに、次式により止水バンド単体での損失係数 f_b と Re を求めると (土木学会, 1999), **Fig.2-26** のとおりである.

$$f_b = h_b \times 2g / V^2 \quad (2.3.2)$$

$$Re = D \times V / \nu \quad (2.3.3)$$

ここで, g : 重力加速度 (m/s^2), ν : 動粘性係数 (m^2/s) である. すべてのケースで Re が大きくなるにつれて f_b は一定値に収束している.

各ケースの最大 Re での f_b は **Table 2-5** のとおりである. Case1-2 の f_b に対して, Case1-3 は約 2 倍, Case1-4 は約 3 倍である. また, Case1-3 の f_b に対して, バンド端に丸み付けした Case1-5 は約 0.8 倍であり, バンド幅を 19mm にした Case1-6 はほぼ同じ値である. したがって, 止水バンド形状による f_b への影響は, バンド厚さが最も大きく, バンド幅は 19 mm と 38mm ではほとんど影響がないことがわかった.

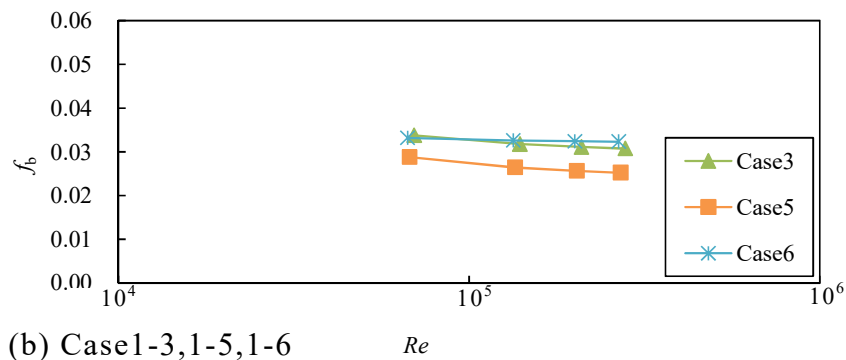
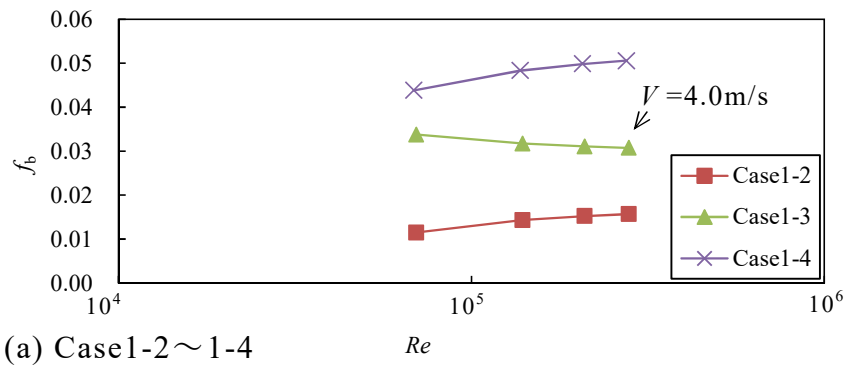


Fig.2-26 損失係数とレイノルズ数の関係

Table 2-5 損失係数

Case	f_b
Case1-2	0.016
Case1-3	0.031
Case1-4	0.051
Case1-5	0.025
Case1-6	0.032

2.3.6 既存公式との比較

Fig. 2-27 にバンド厚さ 2～4mm (Case1-2～1-4) における流速 4.0m/s のときの実験による損失係数と急縮・急拡の式による損失係数を示す. Table 2-5 に示した f_b を実験値, 管水路における急縮及び急拡による損失の式 (土木学会, 1999) によって求めた f_b を計算値とする.

バンド厚さ 3mm のときの計算値による f_b は, 急縮による損失係数が約 0.049, 急拡による損失係数が約 0.014 であり, 2 つの損失係数の合計から約 0.063 となる. このときの実験値の f_b は 0.031 であることから, 実験値と計算値では 2 倍程度の違いがあった. これは本実験に使用した止水バンド形状が急縮・急拡ではなく漸縮・漸拡形状であったことと, 断面変化が短い距離で連続したことが影響していると考えられる. したがって, 止水バンド施工による損失水頭を計算値によって算定した場合, 過大に評価する可能性があることがわかった.

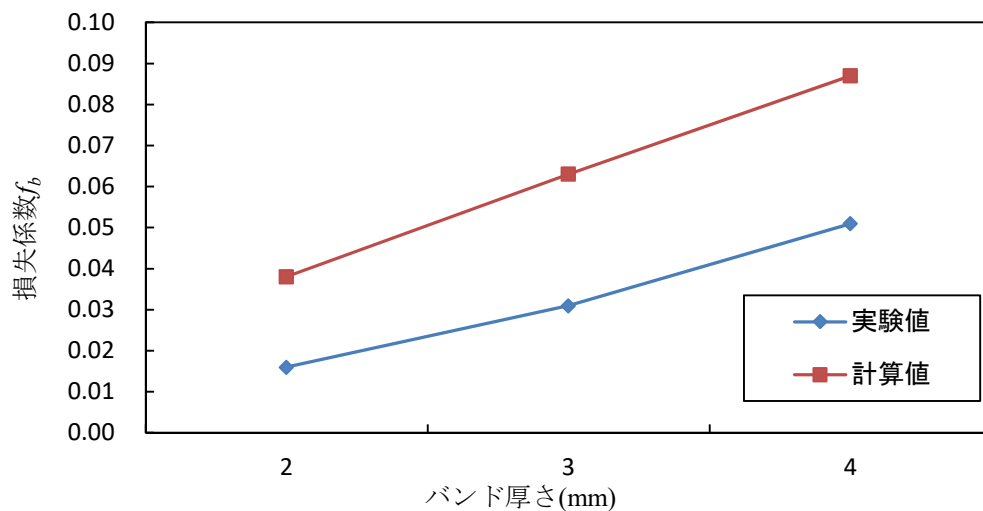


Fig.2-27 実験値と計算値における損失係数

2.3.7 損失係数とレイノルズ数

止水バンドによる損失水頭を内面の粗度として摩擦損失と一体として取り扱くと、**Fig. 2-15**における Δh_{AB} は(2.3.4)式（農林水産省農村振興局整備部設計課，2009）となる．

$$\Delta h_{AB} = h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.3.4)$$

ここで、 f ：摩擦損失係数， L ：管路の長さ，である．

さらに，(2.3.5)式に示す Colebrook 式（石原・本間，1957）より絶対粗度 k を求めると **Table 2-6** のとおりである．ただし， k は， $V > 1.5\text{m/s}$ における平均値である．

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10} \left(\frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (2.3.5)$$

Table 2-6 より， $k=0.1$ は，概ね，止水バンドによる増加と考えられる．

Table 2-6 絶対粗度	
Case	絶対粗度 k (m)
Case 1-1	0
Case 1-3	0.1

Fig. 2-28 に $k=0.1$ における(2.3.5)式より求めた f と Re の関係を示す． Re の増加とともに f 値は一定値 0.02 に収束している．Schlichting (1955) によると，円柱物体ではレイノルズ数に対する抵抗係数は，特定のレイノルズ数領域では一定値を保つ（レイノルズ数効果が小さい）ことがわかっている．本実験においても，最大 Re 約 3.0×10^5 の領域では f 値が一定値に収束しているため，レイノルズ数効果が小さい現象が成立している．したがって，**Fig. 2-26** における f_b においても Re が約 3.0×10^5 よりさ

らに大きくなった場合には、 f_0 は 0.032 と同値、もしくは小さい値になると推定される。

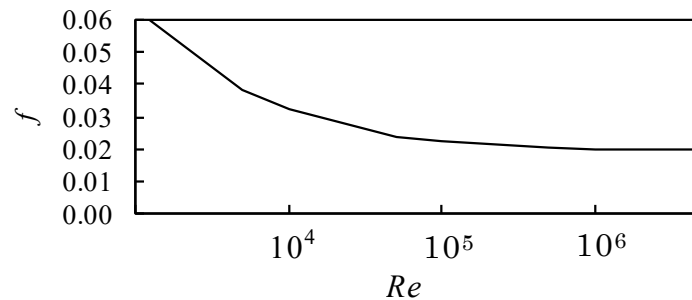


Fig. 2-28 摩擦損失係数 f とレイノルズ数 Re の関係 ($k = 0.1$)

2.3.8 縮尺模型による実験結果の原型値への適用

縮尺模型による実験結果の原型値への適用については、2.3.7 のとおり実験範囲外の Re 領域であっても損失係数を推定することができるため、レイノルズ相似則に従えば本実験で得られた結果を原型値に適用することは可能だといえる。

しかし、原型値における Re 領域を模型実験では再現できていないため、実験範囲外のレイノルズ数効果が小さい現象については明らかにできていない。

また、管路の摩擦損失を考慮する場合には、模型と原型で Re を一致させるだけでなく、摩擦勾配 (h_f/L) を一致させる必要がある。それは、模型と原型では D は相似でも k/D は相似になっていないためであり、 Re を一致させた場合には摩擦勾配の非相似が生じる。したがって、模型管路の粗度を原型と相似にし、摩擦勾配を一致させる必要があるが、それは現実的に難しい。

以上の問題を解決するためには、さらに大口径での模型実験、原型値の Re 領域を再現した数値実験、もしくは実際に止水バンドが施工された管路での現地観測が必要である。

2.4 結論

本研究では、縮率 1/8、管径 100mm の水理模型実験を実施し、止水バンドによる損失係数について以下の知見を得た。

- 1) バンド厚さを 2,3,4mm と変化させた場合、2mm の損失係数に対して 3mm の損失係数は約 2 倍となり、4mm の損失係数は約 3 倍となることから、バンド厚さが止水バンド単体の損失係数に与える影響は大きい。
- 2) バンド端を漸縮・漸拡形状から R 形状にした場合には損失係数は約 0.8 倍になる。
- 3) バンド幅が 19mm と 38mm の場合では、損失係数に違いはない。
- 4) 止水バンドの設置間隔が $0.5D$ 以上であれば、設置間隔の違いが損失水頭の大きさに与える影響はなく、 $0.5D$ より狭ければ損失水頭は小さくなる。
- 5) 止水バンドの設置間隔が $0.5D$ 以上であれば、複数の止水バンドを連続的に施工した場合の損失水頭は、単純に一箇所あたりの損失水頭を設置箇所数倍することで路線全体の損失水頭を評価できる。
- 6) 本実験で用いた止水バンド形状では、止水バンド単体による損失係数は急縮・急拡の式を用いて算定した損失係数の $1/2$ 程度であった。したがって、本式による算定は止水バンド単体による損失水頭を過大に評価する可能性がある。

第3章

数値実験による評価

第3章 数値実験による評価

3.1 緒論

第2章では止水バンド模型を使用した水理模型実験を実施した．その結果，複数の複数の止水バンド施工による損失水頭がバンド単体による損失水頭を設置個所の数だけ加算する方法によって求めうることを，止水バンドの厚みやバンド端の形状の違いが損失係数に影響を及ぼすこと，および，止水バンド単体による損失水頭の算定に急縮・急拡の式を用いた場合には過大評価する可能性があることを明らかにした．

しかし，水理模型実験では再現できる止水バンド形状に限りがあるため，バンドの幅や，角度の違いによる損失係数への影響までは明らかにすることはできなかった．止水バンド形状が各メーカーによって異なることを考慮すると，止水バンド施工による損失水頭を定量化するためには，より多くの止水バンド形状に対する損失係数を明らかにしなければならない．

以上のことから，本章では，数値流体力学（Computational Fluid Dynamics : CFD）を用いた数値実験を行うこととした．CFDは，流体の運動をコンピュータを用いて予測する手法であり，1970年代終わりに始まったスーパーコンピュータの急速な発展により，1980年代に有用性が著しく高まってきた．2000年代以降には，コンピュータの著しい進歩により CFD の有用性がますます高まり，流体力学の研究手段として確固たる地位を占めるようになってきている．とりわけ，産業応用面での CFD の発展は著しく，航空機開発では風洞実験の多くが数値シミュレーションに置き換わり，エンジン開発でもタービンや燃焼系の設計で CFD が実用化されている（豊田，2018）．数値実験の利点は，実験では得られないデータを提供することであり，実験数を増やすことだけでなく，管内の流れの可視化を行うことが可能である．したがって，数値実験は，模型実験だけでは充足できない情報を補完するために有効な手段といえる．

本研究では，市販の CFD ソフトウェアである ANSYS Fluent（ANSYS Inc.）を使用し，数値実験を行った．ANSYS Fluent は，すでに様々な分

野において使用されているソフトである（例えば，三島，2015，鶴田，2017，菊池，2016）．ここでは，止水バンドが管路の一箇所に施工された数値モデルを作成し，止水バンドの幅や角度を変化させることにより，止水バンド形状の違いによる損失係数や管内の流れへ及ぼす影響を検討した．なお，このモデルの縮率は，第2章で実施した水理模型実験と同様の $1/8$ とし，数値実験の結果と水理模型実験の結果を比較することによりモデル精度の検証を行った．

3.2 方法

3.2.1 数値実験概要

本研究で使用した汎用流体解析ソフトである ANSYS 社の ANSYS Fluent (ver.16.1) は、非圧縮性流体における流れの基礎方程式には連続の式 (3.2.1 式) およびレイノルズ平均された Navier-Stokes 方程式 (3.2.2 式) を用いている (梶島, 1999, 小竹ら, 2017)。

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0 \quad (3.2.1)$$

$$\rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \mathbf{u} \right) = -\nabla \cdot p + \nu \nabla^2 \mathbf{u} + K \quad (3.2.2)$$

ここで、 ρ : 密度 (kg/m^3) , \mathbf{u} : 速度ベクトル (m/s) , t : 時間 (s) , p : 圧力 (Pa) , ν : 動粘性係数 (m^2/s) , K : 外力項である。乱流モデルには、壁から離れた高レイノルズ数領域と壁面近傍の低レイノルズ数領域をともに精度よく解析できる SST $k-\omega$ モデルを採用した (Menter, 1994)。ANSYS Fluent では、これらの基礎方程式の離散化に有限体積法が用いられている。有限体積法では、計算領域を体積格子 (Control Volume : CV) に分割し、それぞれの CV に対して基礎方程式で表される各物理量の保存則を当てはめることにより流体の運動を解く。また、離散化した式を解く方法としては収束性に優れている SIMPLE 法を用いている (Patanker, 1972, 岸本, 2016)。

計算領域の概要は Fig.3-1 に示すとおりである。水理模型実験 (第 2 章) の管径 100mm の円形管路をもとに、メッシュ数を削減するために 1/4 分割した扇形のモデルを作成した。X 軸方向の距離は 1500mm とし、止水バンドの中央が、流入境界から 800mm に位置するように再現した。止水バンドの中央から流出境界までの距離は 700mm である。また、模型実験のピエゾ管設置位置に合わせて、バンド中央から上流へ 240mm と、下流へ 260mm の位置に圧力評価位置を設定し、それぞれの地点で

のピエゾ水頭を h_U , h_D , とした.
 流体の条件は, **Table 3-1** のとおりである.

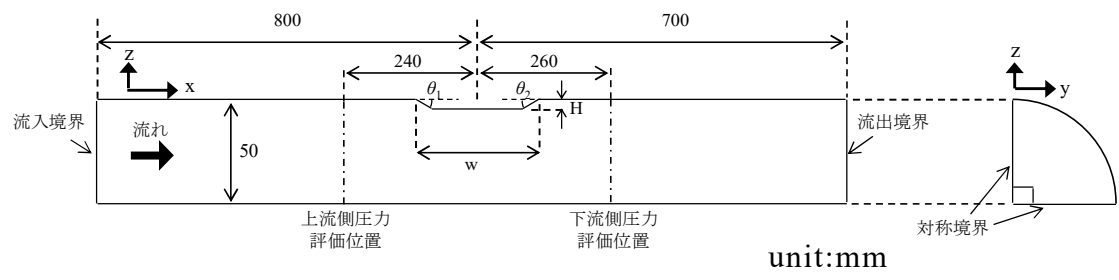


Fig.3-1 計算領域全体の形状

Table3-1 流体の設定条件

作動流体	水 (20℃／一定)
密度	998.2kg/m ³
粘性係数	1.003×10 ³ Pas
動粘性係数	1.005×10 ⁻⁶ m ² /s

メッシュの生成には ANSYS Meshing を使用した。zy 面及び zx 面におけるメッシュ分割は、**Fig.3-2**、**Fig.3-3** に示すとおりである。すべてのメッシュは、六面体の構造で作成した。計算領域はほぼ直線であり、六面体構造は流れの方向に沿うように作成した場合には解析精度が高いことが知られている（森ら， 2018）。壁面および止水バンド周辺では，詳細な流れをとらえられるように，メッシュを細かくした。総メッシュ数は約 40 万である。

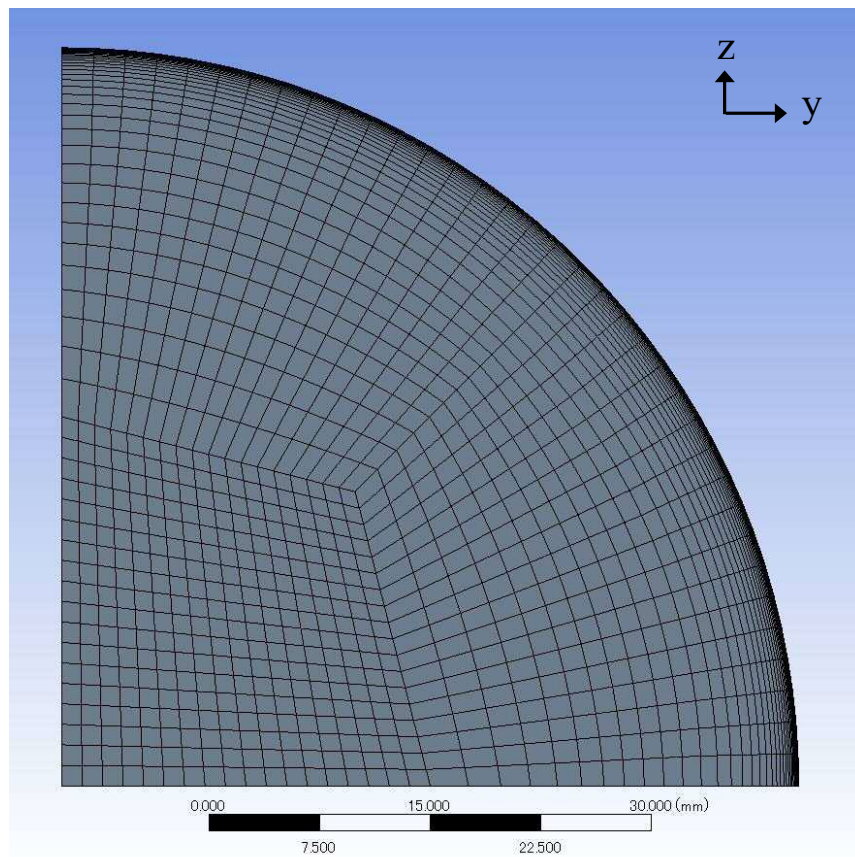


Fig.3-2 メッシュ分割（zy 面）

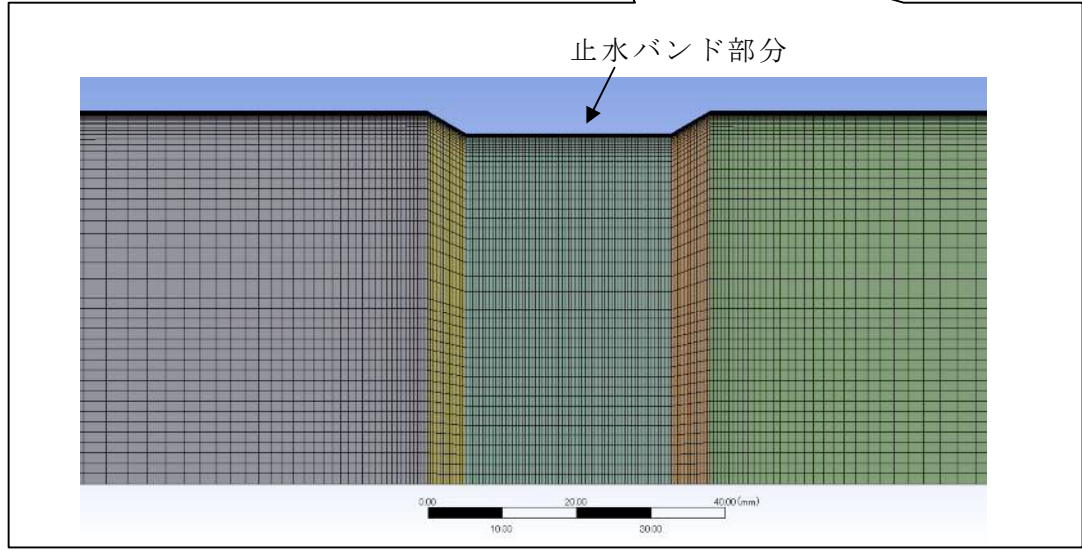
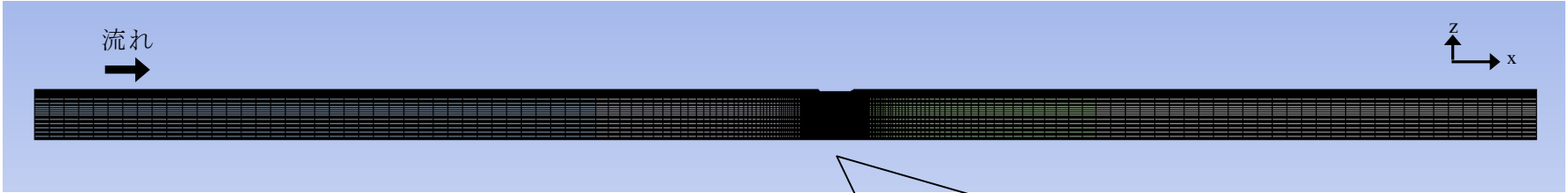


Fig.3-3 メッシュ分割 (zx 面)

3.2.2 流入・流境界の設定条件

流入境界では，助走区間を短くして計算負荷を軽減するために，入力した断面平均流速 V_0 に対して次式により 1/7 乗則（大西，1981）で速度分布を与えた．

$$V_c = V_0 / 0.8 \quad (3.2.3)$$

$$v_r = V_c \times \{(0.5D-r)/0.5D\}^{1/7} \quad (3.2.4)$$

ここで， V_c ：主流速度， D ：直径， r ：管中心からの距離， v_r ： r 地点の流速，である． V_0 が 4.0 m/s の時の流入境界における zy 面の流速分布を **Fig.3-4** に示す．

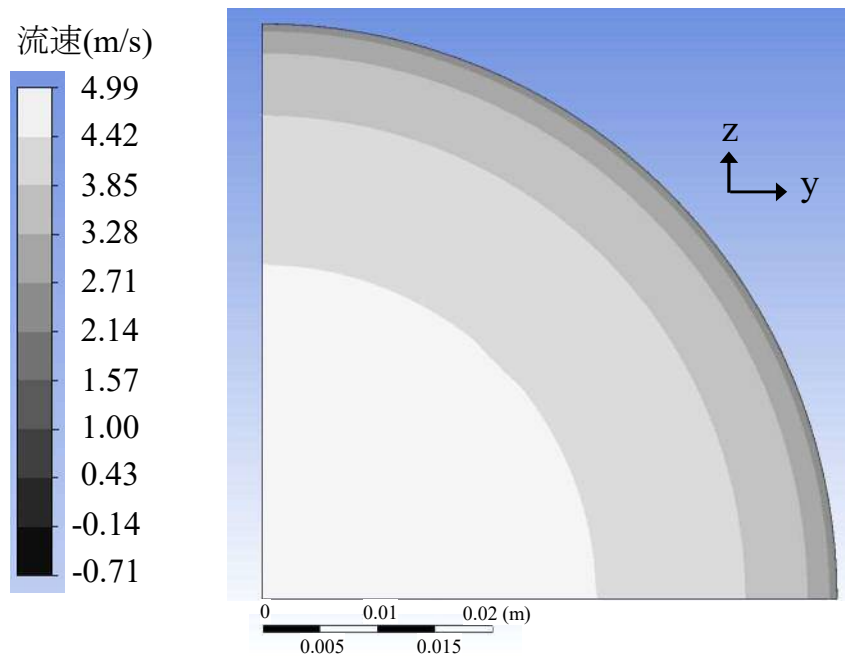


Fig.3-4 流入境界の流速分布

入力した断面平均流速 V_0 と流入境界及び圧力評価位置において求めた断面平均流速 V は **Table 3-2** のとおりである．それぞれの流速において， V は V_0 の約 1.02 倍であった．これは，断面平均流速と 1/7 乗則の変換の限界と考えられる．

流出境界では流速については自由流出とし，圧力については一定値 (0Pa) を与えた．

Table3-2 V_0 と V の関係

V_0	V
1.0	1.021
2.0	2.042
3.0	3.063
4.0	4.085

3.2.3 実験条件

モデルで再現した止水バンドの形状は、**Table 3-3** のとおり実験ケースによって異なる。Case1'では、**Fig.3-1** に示した計算領域を止水バンド部分が平らになるように変更し、止水バンドが設置されていない状態を再現した。Case2'と Case3'ではバンド厚さ H が異なっており、2mm と 3mm である。この Case3'を基本形状とし、Case4'～8'ではバンド幅 w を 15～50mm まで変化させた。Case9'～11'では、バンド端の角度（上流側 θ_1 ，下流側 θ_2 ）が異なっており、Case9' では上下流ともに 15° ，Case10'では上流側のみ，Case11'では下流側のみを 15° とした。

各実験ケースで複数の流速条件において実験を行った。再現した最大流速は、水理模型実験（第2章）に合わせて $V_0=4.0\text{m/s}$ を基本とし、参考値として $V_0=16.0\text{m/s}$ における実験も実施した。

Table3-3 実験条件（数値実験）

Case	H (mm)	w (mm)	θ_1 ($^\circ$)	θ_2 ($^\circ$)	同一 ケース※
Case1'	0	-	-		Case1-1
Case2'	2	38	30	30	Case1-2
Case3'	3	38	30	30	Case1-3
Case4'	3	15	30	30	-
Case5'	3	17	30	30	-
Case6'	3	19	30	30	Case1-6
Case7'	3	21	30	30	-
Case8'	3	50	30	30	-
Case9'	3	38	15	15	-
Case10'	3	38	15	30	-
Case11'	3	38	30	15	-

※水理模型実験においてバンド形状が同一のケース

3.3 結果と考察

3.3.1 モデルの検証

(1) 縦断方向の圧力変化

Fig.3-5 に V_0 が 4.0 m/s の時の Case1'~3'における縦断方向の圧力変化を示す．横軸は，流入境界を 0m とした流れ方向の距離 x であり， Δh_x は流出境界の水頭を基準とした場合の各地点 x における水頭差を示している．すべてのケースにおいて，上流端から 0.1m 地点以降では Δh_x がおおむね一定勾配で減少していることから，上流側圧力評価位置では十分に発達した流れになっており，本モデルの助走区間は十分であることがわかる．また，止水バンド付近では圧力が大きく変動しているが，上流側圧力評価位置と下流側圧力評価位置では圧力勾配がおおむね一定であることから，この2点の圧力から止水バンドによる損失水頭を評価できるといえる．

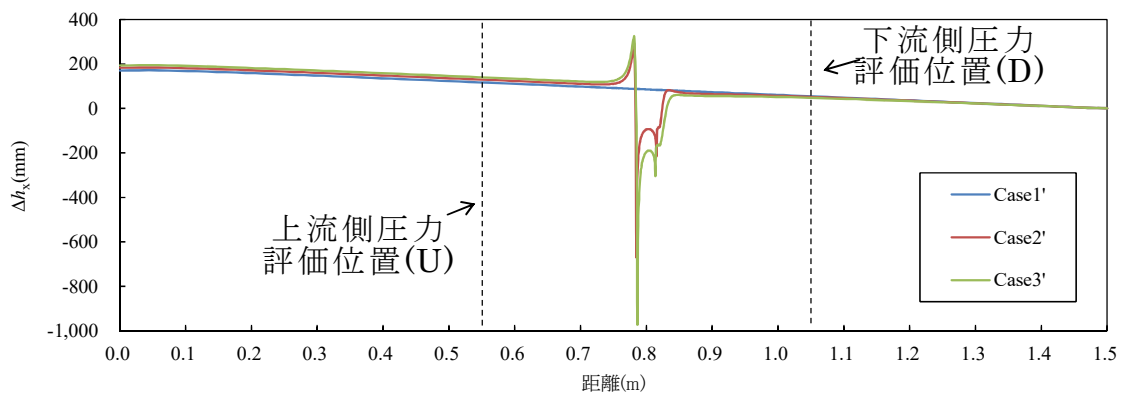


Fig.3-5 縦断方向の圧力変動

(2) 水理模型実験との比較

Fig.3-6 に Case1'～3'および水理模型実験の Case1-1～1-3 における損失水頭と流速の関係を示す．数値実験における上流側圧力評価位置(U)から下流側圧力評価位置(D)までの損失水頭を Δh_{UD} とすると， $\Delta h_{UD} = h_U - h_D$ となる．Case1-1～1-3 における損失水頭は，水理模型実験における A-B 間の距離が，U-D 間の距離の 5 倍であることから $\Delta h_{AB}/5$ とした．図より，すべてのケースで流速が速くなるほど損失水頭は大きくなっている．また，すべての場合で損失水頭は数値実験の方が模型実験よりもわずかに大きい．これは，止水バンドなし Case1' と Case1-1 でも違いが生じていることから，数値実験における壁面摩擦や乱流によるエネルギー損失が水理模型実験より大きくなったためと考えられる．

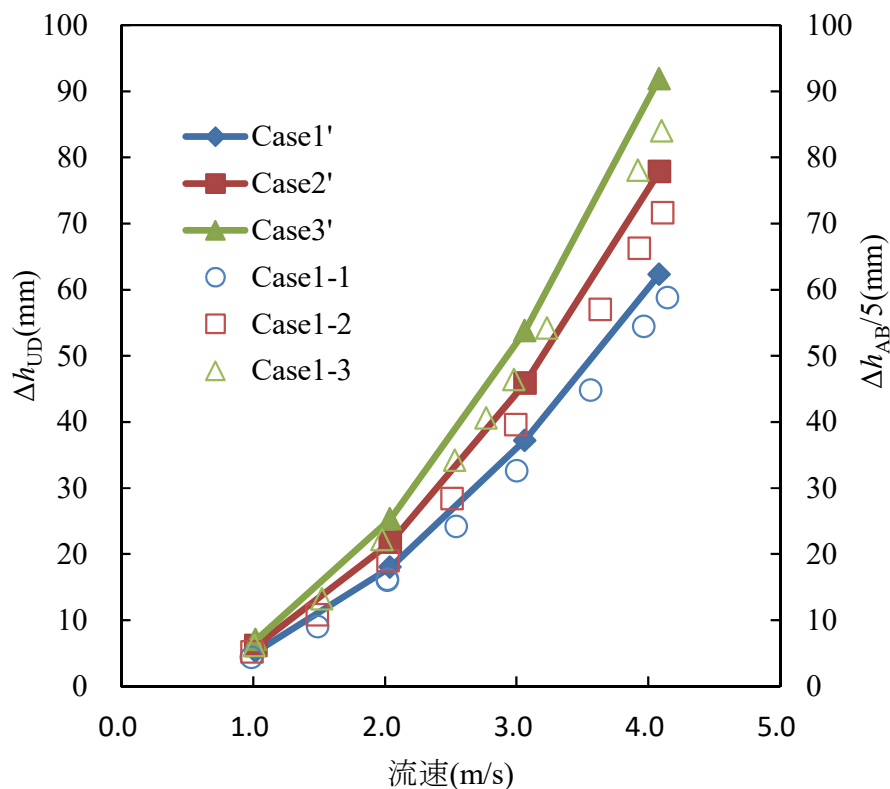


Fig.3-6 損失水頭と流速の関係
(Case1'～3'，Case1-1～1-3)

水理模型実験と同様に，(2.3.1)～(2.3.3)式によって Case2'～3'の損失係数 f_b と Re を求めると **Fig.3-7** のとおりである．図より，いずれのケースでも， Re が変化しても f_b に大きな変化はみられない．

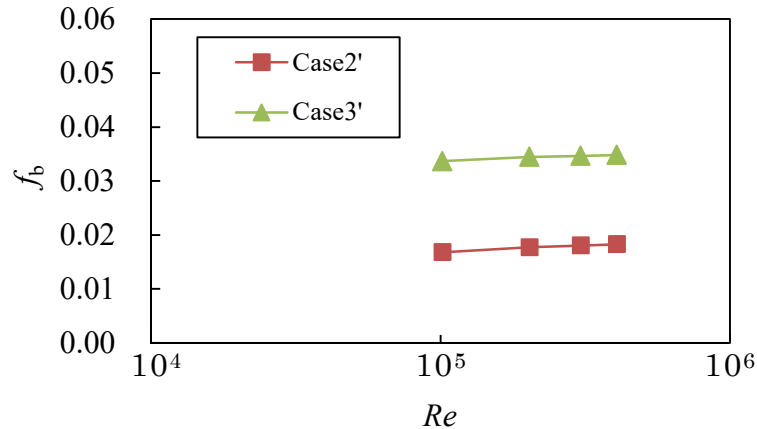


Fig.3-7 損失係数とレイノルズ数の関係
(Case2'～3')

Fig.3-7 における最大 Re ($V_0=4.0\text{m/s}$) での f_b とバンド厚さの関係を模型実験と数値実験で比較すると **Table 3-4** のようになる． f_b は模型実験より数値実験の方がわずかに大きい値となったが， w が 1mm 大きくなった場合の f_b の増加量は，模型実験が 0.015，数値実験が 0.016 であり，ほぼ同じであった．したがって，本数値実験では水理模型実験より損失係数を大きく評価するがその差はわずかであり，止水バンドの形状の違いが損失係数に与える影響の評価は可能であると考えられる．

Table 3-4 模型実験と数値実験の損失係数

H	f_b	
	模型 実験	数値 実験
2mm	0.016	0.019
3mm	0.031	0.035
差	0.015	0.016

3.3.2 バンド幅の影響

(1) 損失係数

Fig.3-8 に Case3'～8'における損失水頭と流速の関係を示す．図より，Case4'～8'の Δh_{UD} は，Case3'より大きい，もしくは同程度であった．また，流速が大きくなるにつれて，バンド幅が小さいほど Case3'との差は大きくなっている．

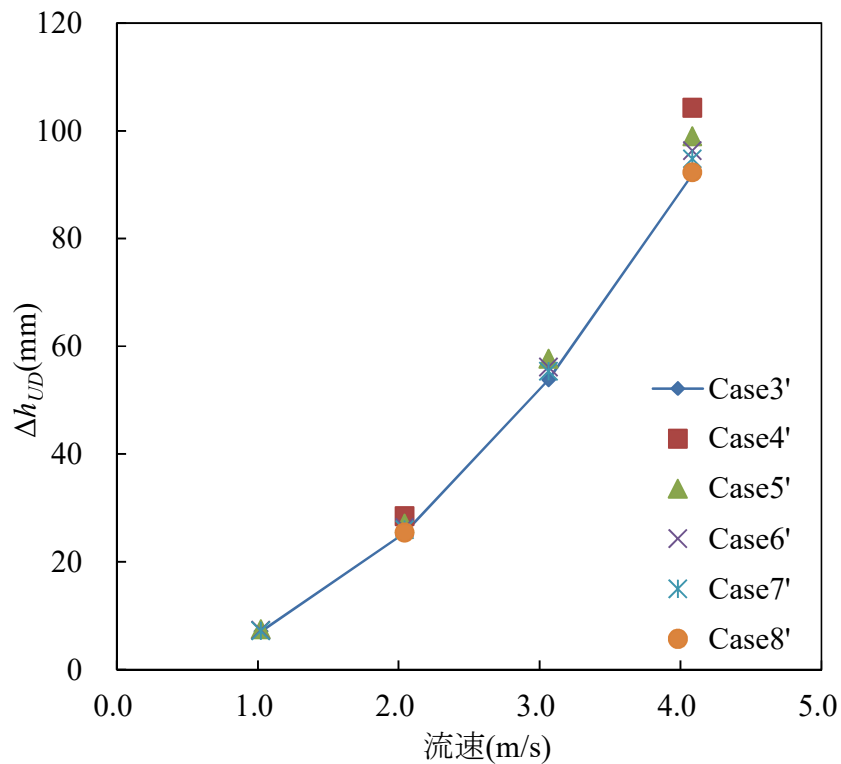


Fig.3-8 損失係数と流速の関係
(Case3'～8')

Fig.3-9 に Case3'～8'における f_b と Re の関係を示す．図より，すべてのケースにおいて， Re の増加に対して f_b はほぼ一定であり， f_b は Re の変化に影響を受けないことがわかる．また，すべての Re の増加に対して各ケースの f_b の大小関係は同様であった．

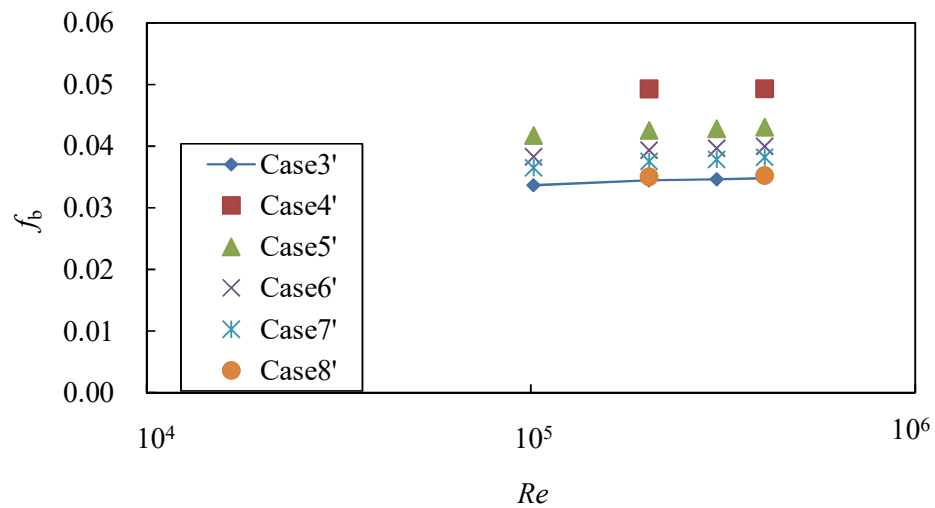


Fig.3-9 損失係数とレイノルズ数の関係
(Case3'～8')

Fig.3-10 に Case3'～8'の結果から求めた、 $V_0=4.0\text{m/s}$ の時のバンド幅と f_b はの関係を示す．バンド幅が 15mm では $f_b=0.049$ であり，バンド幅が 広くなるにつれて f_b は一定値に収束している．バンド幅 21mm では $f_b=0.038$ であり，バンド幅 38mm の $f_b=0.035$ よりわずかに大きい値であったが，バンド幅 50mm では $f_b=0.035$ であり，バンド幅 38mm の f_b と同程度であった．したがって，数値実験ではバンド幅 38～50mm では f_b に差がないことがわかった．これは，漸縮により乱れた流れが漸拡により再び乱される前に止水バンド上で一様な流れに発達するために 19mm より長い距離が必要であり，15mm の場合には，漸縮による流れの乱れが漸拡の乱れに影響することでより大きな損失水頭を生じさせたためと考えられる．したがって，数値実験ではバンド幅 38～50mm では，バンド幅の違いによる損失係数への影響はなく，バンド上流側（入口側）と下流側（出口側）での断面変化による局所損失は独立して評価できると考えられる．

第 2 章の水理模型実験では，バンド幅 19mm と 38mm における f_b は 0.032 と 0.031 であり，数値実験の方が水理模型実験より f_b が一定値に収束するまでのバンド幅は広くなった．水理模型実験におけるバンド幅 38mm と 50mm で f_b にほぼ差がないという結果に，数値実験における結果を補完すると，バンド幅 19～50mm では，バンド幅の違いによる f_b への影響はないと考えられる．

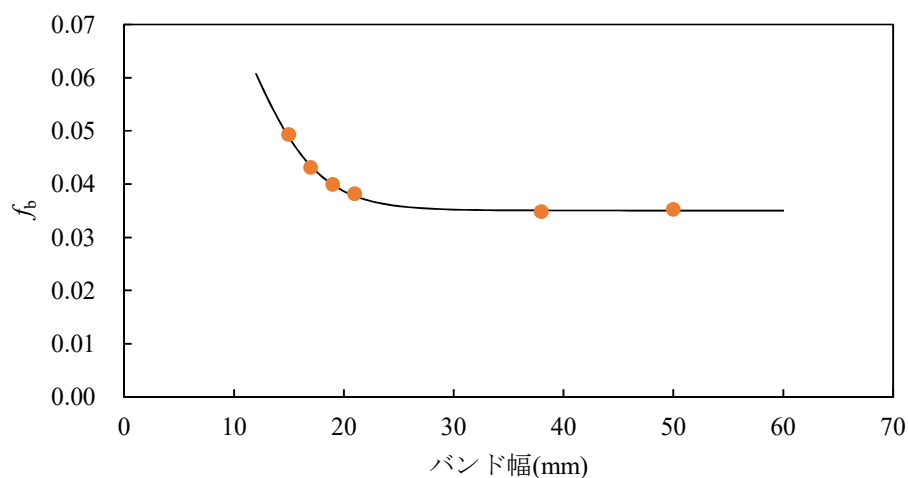


Fig.3-10 バンド幅と損失係数の関係
(Case3'～8')

(2) 止水バンド上下流における局所損失の独立性

Fig.3-11 に $V_0 = 4.0 \text{ m/s}$ の時の Case3', 4', 8'における止水バンド周辺の縦断方向の圧力変動を示す。各ケースでは、バンド幅が 38, 15, 50mm と異なるため、圧力変動の発生する地点が異なっている。しかし、止水バンド上流側では圧力変動の傾向はほぼ同様であり、一旦圧力が大きくなった後に下がっている。一方、下流側ではバンド幅によって圧力変動の傾向に違いが生じており、Case4'はバンド中央より下流は圧力が上昇するだけであるが、Case3'および8'は圧力が一旦わずかに下がってから上昇している。Case3', 8'における圧力変動が急拡や漸拡による圧力変動（板谷, 1966, 宮津, 1939）と類似していることから、Case4'のバンド幅の狭さが一般的な断面収縮による圧力変動とは異なる傾向をもたらしたと考えられる。

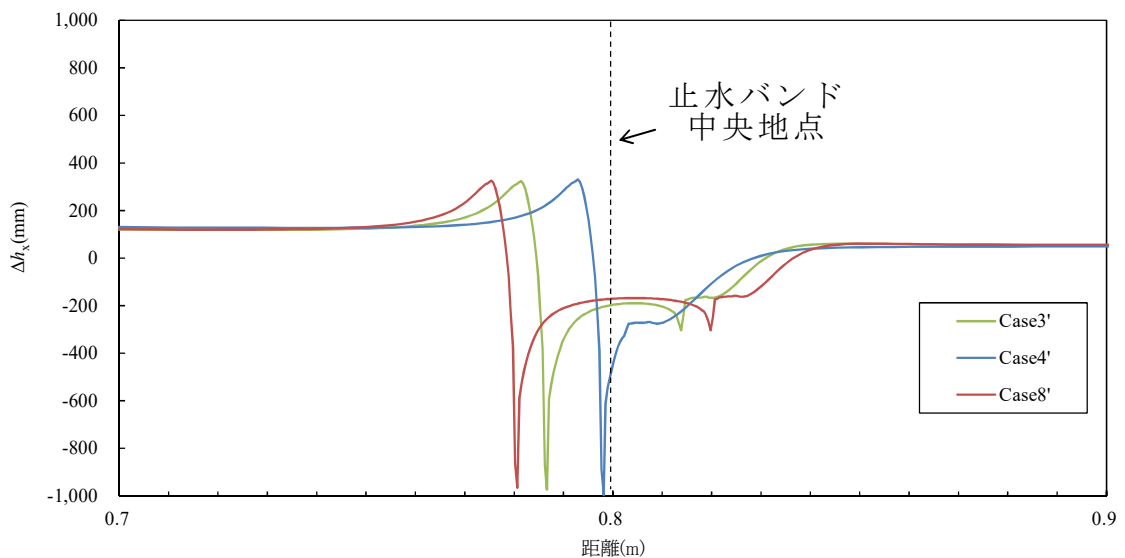


Fig.3-11 止水バンド周辺における縦断方向の圧力変動
(Case3', 4', 8')

Fig.3-12 に $V_0 = 4.0 \text{ m/s}$ の時の Case3', 4', 8'における管内の流速分布を示す。ここでは、流れ方向（軸 x 方向）の流速を示す。Case3' では、漸縮部分で流れが乱れるが、止水バンドの平らな部分（以下、平坦部と呼ぶ）の中央より下流ではほぼ一様な流速分布となっている。これは Case8'でも同様であり、バンド幅が長い場合には平坦部で発達した流速

分布になることがわかる．一方，Case4'では，漸縮により乱れた流れが一様な流速分布になる前に漸拡部分に到達し，Case3'，8'とは異なる流速分布であることがわかる．したがって，バンド幅が 38mm より長い場合には平坦部でほぼ一様な流速分布が形成されるため，バンド上流側と下流側における断面変化が独立しており，Fig.3-10 における結果が得られたと考えられる．

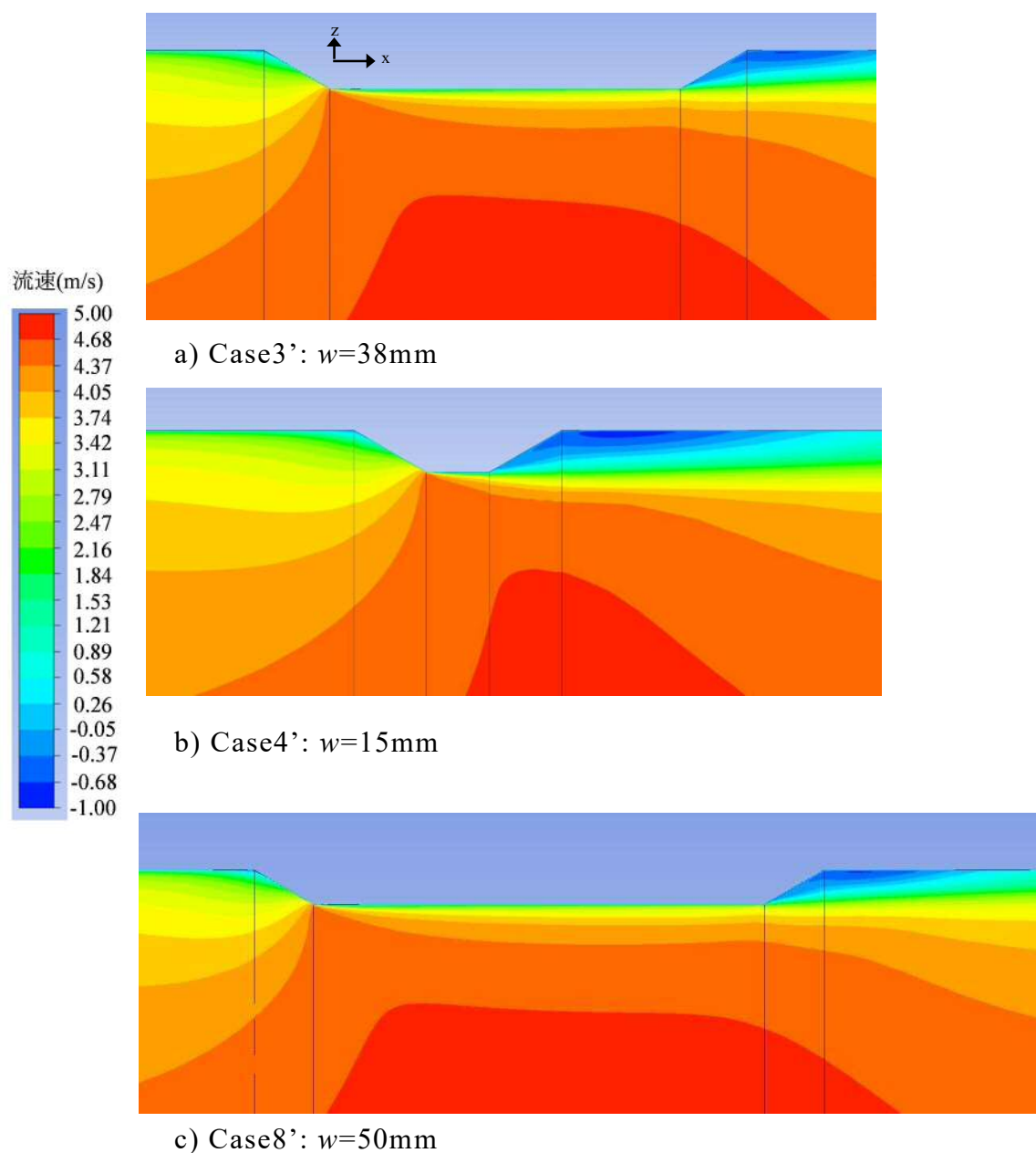


Fig.3-12 止水バンド周辺における縦断方向の流速分布
(Case3', 4', 8')

3.3.3 バンド角度の影響

(1) 損失係数

Fig.3-13 に Case3', 9' ~ 11'における損失水頭と流速の関係を示す. Case3'の損失水頭に比べて Case9' ~ 11'の損失水頭は小さくなり, Case10'と Case11'は同程度の大きさであった.

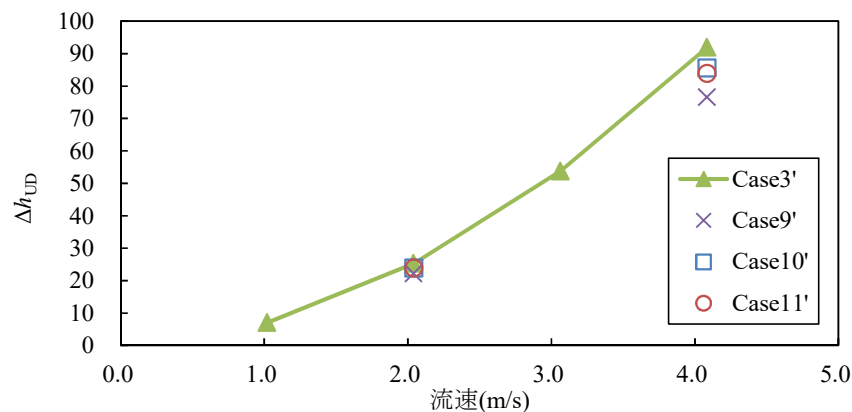


Fig.3-13 損失水頭と流速の関係
(Case3', 9' ~ 11')

Fig.3-3-14 に Case3', 9' ~ 11'における f_b と Re の関係を示す. Re が最大の時の f_b は, Case3'の 0.035 に対して, Case9'が 0.017, Case10'が 0.027, Case11'が 0.025 である. 両端の角度を 30 度 (Case3') から 15 度 (Case9') にした場合には, f_b は約半分の大きさであった. また, 片方のバンド端の角度を 30 度から 15 度 (Case10', Case11') にした場合, 上流側と下流側のどちらを 15 度にしても f_b は約 0.7 倍になることがわかった.

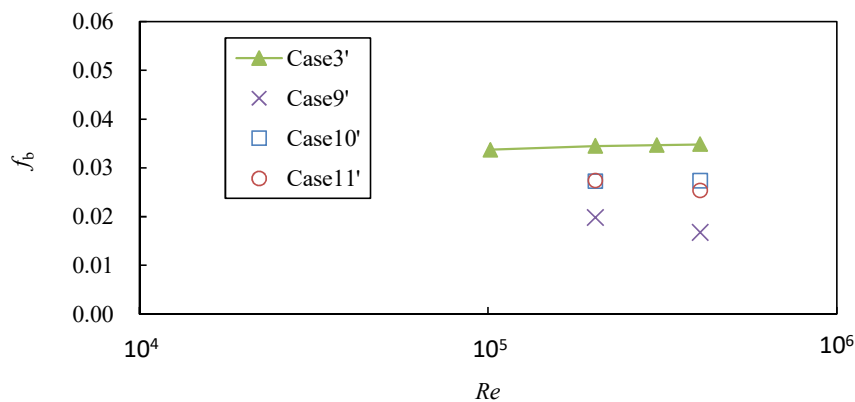


Fig.3-14 損失係数とレイノルズ数
(Case3', 9' ~ 11')

(2) 現場への適用性

バンド角度による損失係数への影響について、バンドの上流端と下流端のどちらの角度を小さくしても損失係数は減少する。しかし、止水バンドはバンド端部を鋼材によって抑えるわけではないため、バンド端の角度を小さくするほどバンドと管体の間に隙間が生じやすくなる。特に、上流側ではその隙間に流水が入ることで、止水バンドが管体から剥離する恐れがある。一方で、下流側では隙間が生じても流れの方向と逆であることから、その危険性は小さい。

施工時に止水バンドの設置方向に気を付けなければならないといった煩雑さがあるものの、下流側のみ角度を小さくするといった工夫によって損失水頭を低減させることは可能と考えられる。

3.3.4 流速 16m/s の再現結果

ここまでは、水理模型実験との比較のために、その最大流速を考慮して $V_0 \leq 4.0 \text{ m/s}$ の結果について検討を行った．ここでは、模型実験では再現できなかった原型（管径 800mm）における流速 2.0 m/s ， $Re=1.6 \times 10^6$ について、 Re が同程度となる流速 16.0 m/s を数値実験で再現することにより損失係数とレイノルズ数の関係について検討した．

Fig.3-15 に $V_0=16.0 \text{ m/s}$ の時の Case1'～3'における縦断方向の圧力変化を示す．横軸は、流入境界を 0m とした流れ方向の距離 x であり、 Δh_x は流出境界の水頭を基準とした場合の各地点 x における水頭差を示している． $V_0=4.0 \text{ m/s}$ の時の結果を示した **Fig.3-5** と同様に、バンド付近では圧力が大きく変動しているが、上流側圧力評価地点と下流側圧力評価地点では圧力勾配がおおむね一定であり、流速の増加による圧力の変動距離の大きな増加は見られなかった．

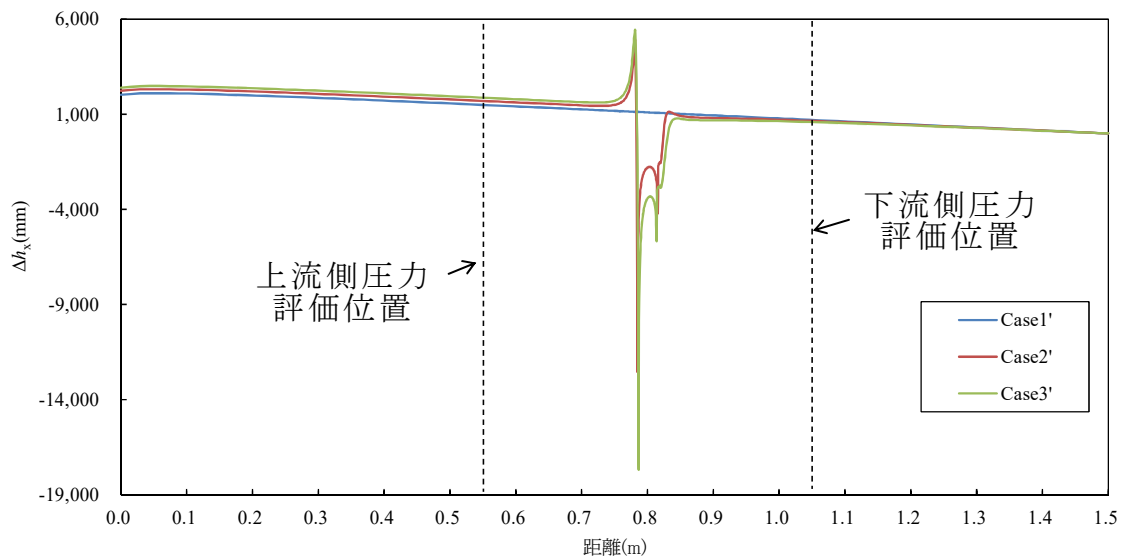


Fig.3-15 縦断方向の圧力変動($V_0=16.0 \text{ m/s}$)

Fig.3-16 に Case2', 3'における $V_0=1.0\sim16.0\text{m/s}$ のときの止水バンド 1 個あたりの損失係数 f_b と Re の関係を示す．どちらのケースにおいても流速 16m/s , $Re=1.6\times10^6$ のときの f_b は, $V_0=4.0$ の f_b と同程度であった．したがって, 止水バンドによる損失係数において, $Re\leq1.6\times10^6$ の領域でレイノルズ数効果が小さい現象が成立していることが確認できた．

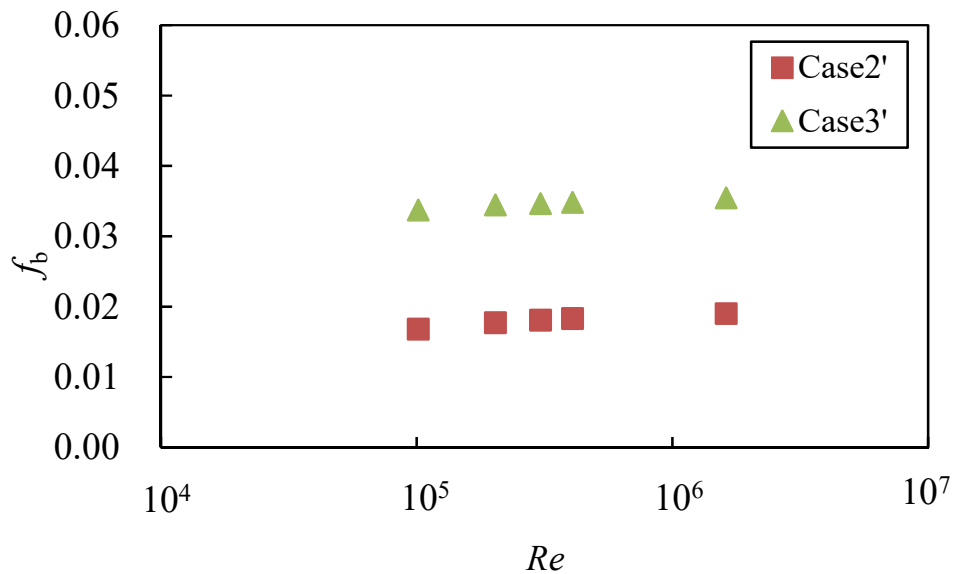


Fig.3-16 損失係数のレイノルズ数の関係
($V_0=1.0\sim16.0\text{m/s}$)

3.4 結論

本研究では、縮率 1/8 の数値実験を実施し、止水バンドの形状の違いによるエネルギー損失への影響について以下の知見を得た。

- 1) バンド幅を 15～50mm に変化させた場合、15～21mm ではバンド幅が広くなるに従って損失係数が小さくなり、38～50mm では損失係数に差がなくなる。
- 2) 数値実験と水理模型実験の結果から、バンド幅が 19～50mm の場合には、バンド幅の違いによる損失係数への影響はなく、バンド上流側（入口側）と下流側（出口側）での断面変化による局所損失は独立して評価できる。
- 3) バンド端の片側の角度が 30 度から 15 度になった場合、上流側と下流側のどちらを 15 度にした場合でも、 f_b は 30 度の場合の約 0.7 倍になる。なお、実際に角度を小さくした止水バンドを施工する場合にはバンド端が管体から剥離しやすくなることに留意する必要がある。
- 4) バンド厚さ 2mm と 3mm と場合には、流速を 1～16m/s まで変化させても損失係数はほぼ同程度であり、 $Re \leq 1.6 \times 10^6$ の領域でレイノルズ数効果が小さい現象が成立している。

第4章

現地調査による評価

第4章 現地調査による評価

4.1 緒論

第2章，第3章では，縮尺 1/8 ($D=100\text{mm}$) の水理模型実験と数値実験を行った．これらの実験では，レイノルズ相似則に従い，止水バンドの形状や設置間隔を変えて損失係数への影響を検討した．模型で再現できた最大流速は約 4.2m/s であり，そのときのレイノルズ数は約 3.0×10^5 であった．このレイノルズ数は，止水バンド施工の最小適用径 800mm においては，流速約 0.5m/s に相当する．管径 800mm ，流速 2.0m/s とすると，レイノルズ数は 1.6×10^6 であり，縮尺模型では再現することができなかった．

水理模型実験と数値実験では，再現できたレイノルズ数領域における結果から管径 800mm における損失係数を検討したが，あくまで推定値である．そこで，本章では既設のパイプラインに止水バンドを施工し，施工前と施工後に水位と流量を観測して，止水バンド施工による通水性能（通水量，圧力）と施工前後の管内におけるエネルギー損失の相違を調査した．

4.2 方法

4.2.1 調査地の概要

現地調査は、福島県会津若松市におけるパイプライン区間（**Fig.4-1**）で実施した。本地区では、国営会津南部土地改良事業（昭和 52 年度～平成 5 年度）により基幹的な農業水利施設が整備されたが、事業完了後 20 年以上が経過し、事業初期に造成された施設の劣化が進行している（東北農政局，2015）。そのため、富川幹線用水路の管水路では 2017 年度（平成 29 年度）の非灌漑期に止水バンド施工が行われることとなった。

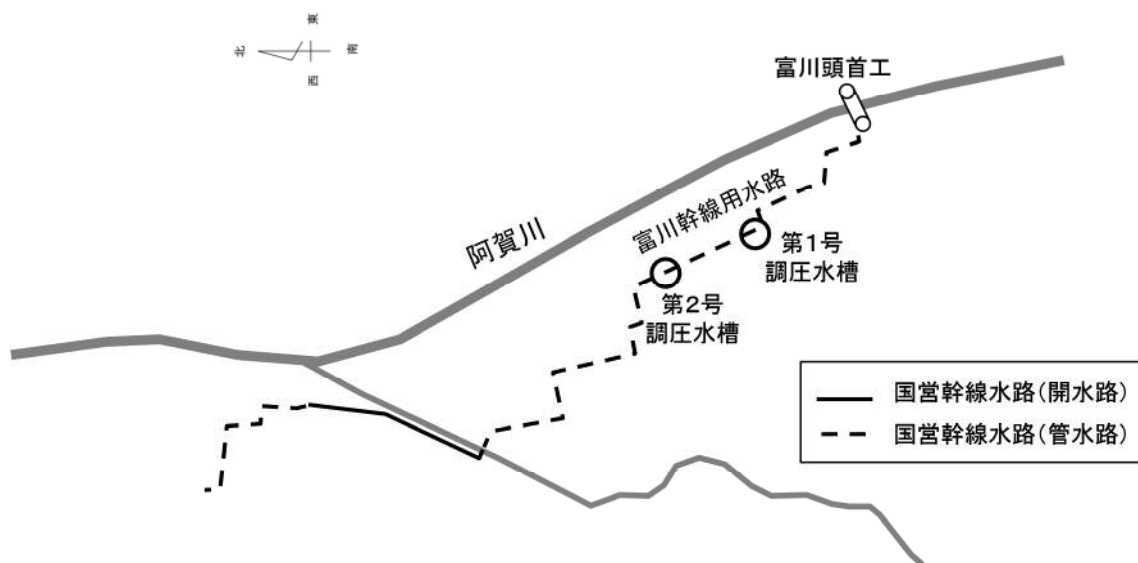


Fig.4-1 現地概要

4.2.2 調査方法

調査方法は、農業水利施設の機能保全の手引き「パイプライン」における管内粗度の調査方法（農業土木事業協会，2009）を参考に，2地点の水位と流量を観測し，施工前後における管路の損失を求めることとした．管内粗度は，設計流量（最大流量）と同程度の流量が流れている時でなければ正しい値を得られない（農業土木事業協会，2009）．したがって，測定期間はかんがいピークの代掻き期を含む期間とするため，止水バンド施工前の2017年5月9日～5月23日と施工後の2018年4月23日～5月22日とした．本地区は，オープンタイプのパイプラインであり，止水バンド設置予定区間の上下流には，**Fig.4-1**に示す第1号調圧水槽と第2号調圧水槽がある．この調圧水槽は，オーバーフロースタンド型であり，水位を確認することができる．そこで，調査区間は第1号調圧水槽と第2号調圧水槽に挟まれる区間とし，各調圧水槽において水位の観測を実施することとした．**Fig.4-2**のとおり各調圧水槽における水位を h_I ， h_{II} とし，2地点の水位差を Δh_{I-II} とする．流量は，富川頭首工における取水量の観測値を使用した．なお，当該頭首工では取水口から流量を換算し，1時間毎の平均値が記録されている．頭首工から第2号調圧水槽までに分水はないため，頭首工による取水量を，調査区画における流量とする．調査区間には105箇所止水バンドが施工され，管種はPC管及びRC管である．

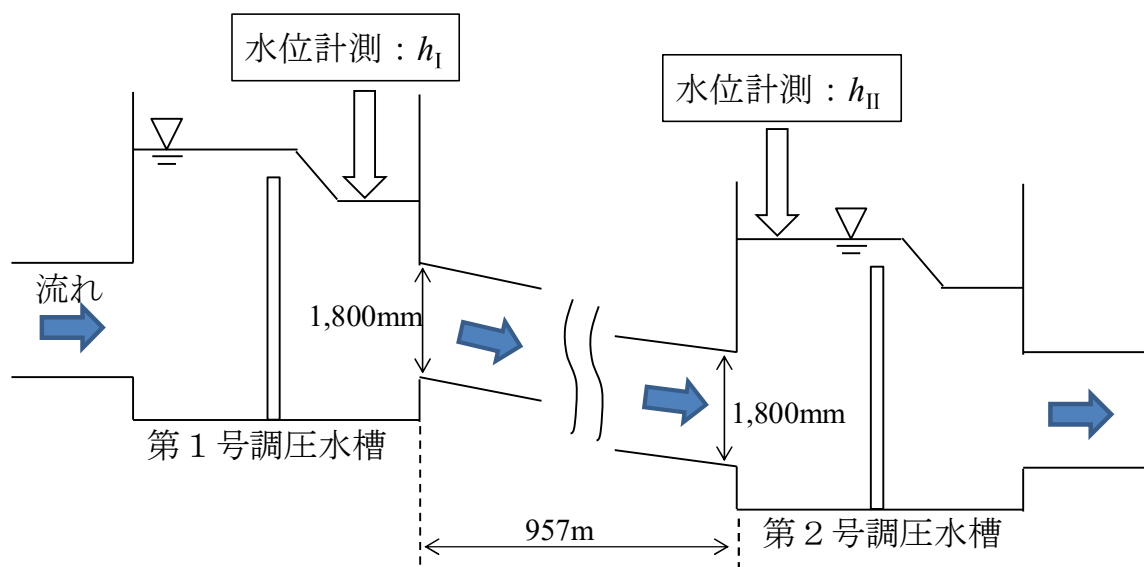


Fig.4-2 調査方法の概要

Fig.4-3 および **Fig.4-4** に水位観測を行った第1号調圧水槽と第2号調圧水槽を示す．各調圧水槽の上部にはグレーチングがあり，その内側にはタラップがある．各調圧水槽では，ここからしか水槽の内部を見ることはできない．



a) 全体



b) タラップ部

Fig.4-3 第1調圧水槽の様子



a) 全体



b) タラップ部

Fig.4-4 第2調圧水槽の様子

水位の観測には **Fig.4-5** に示す圧力式のデータロガー付水位計（東京観測社製，HGT4-02）を使用した．コードの両端に圧力計があり，それぞれで大気圧と水圧を同時に観測し，内蔵されたデータロガーには大気圧が差し引かれた圧力水頭（ mH_2O ）が出力される．データの出力間隔は 5 分であり，出力前の 5 分間の平均値が出力される．安定した水位を観測するため，水位計は穴を空けた塩ビパイプの中に設置した．水位計を入れた塩ビパイプは，水に流されないように各調圧水槽のトラップに結束バンドで固定した（**Fig.4-6**，**Fig.4-7**）．



Fig.4-5 データロガー付水位計

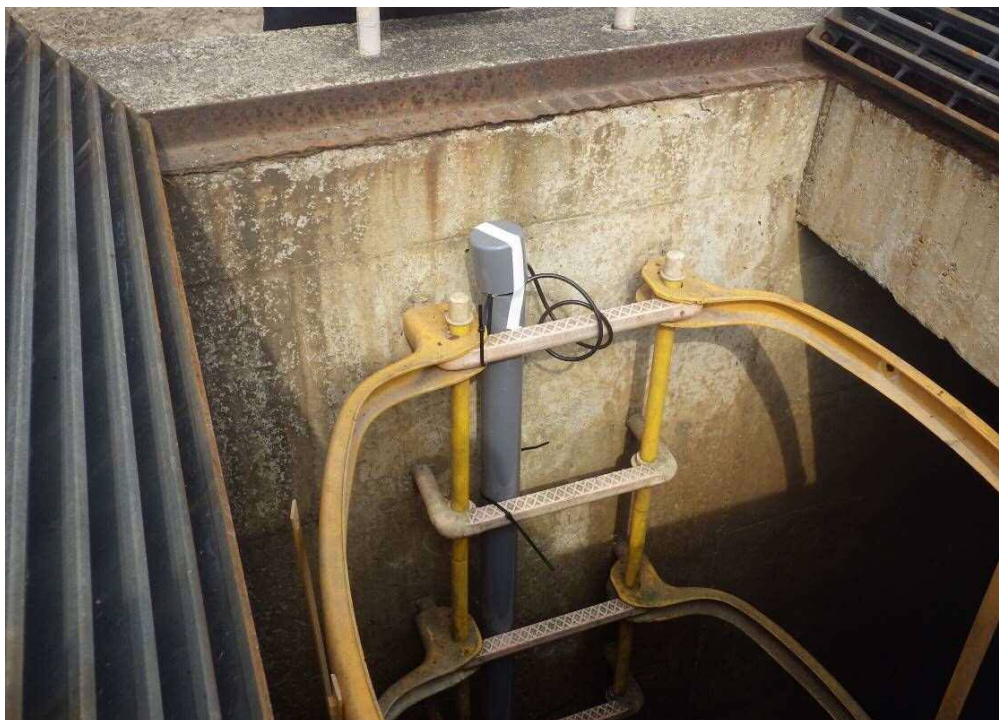


Fig.4-6 水位計の設置状況（第1調圧水槽）



Fig.4-7 水位計の設置状況（第2調圧水槽）

4.2.3 調査地点の概要

(1) 第1号調圧水槽

第1号調圧水槽の概要は **Fig.4-8** のとおりであり，オーバーフロースタンド型調圧施設である（農林水産省農村振興局整備部設計課，2009）．水位計は，中間隔壁の下流側水槽のタラップに設置した．各値は施工時の構造図から転記した．

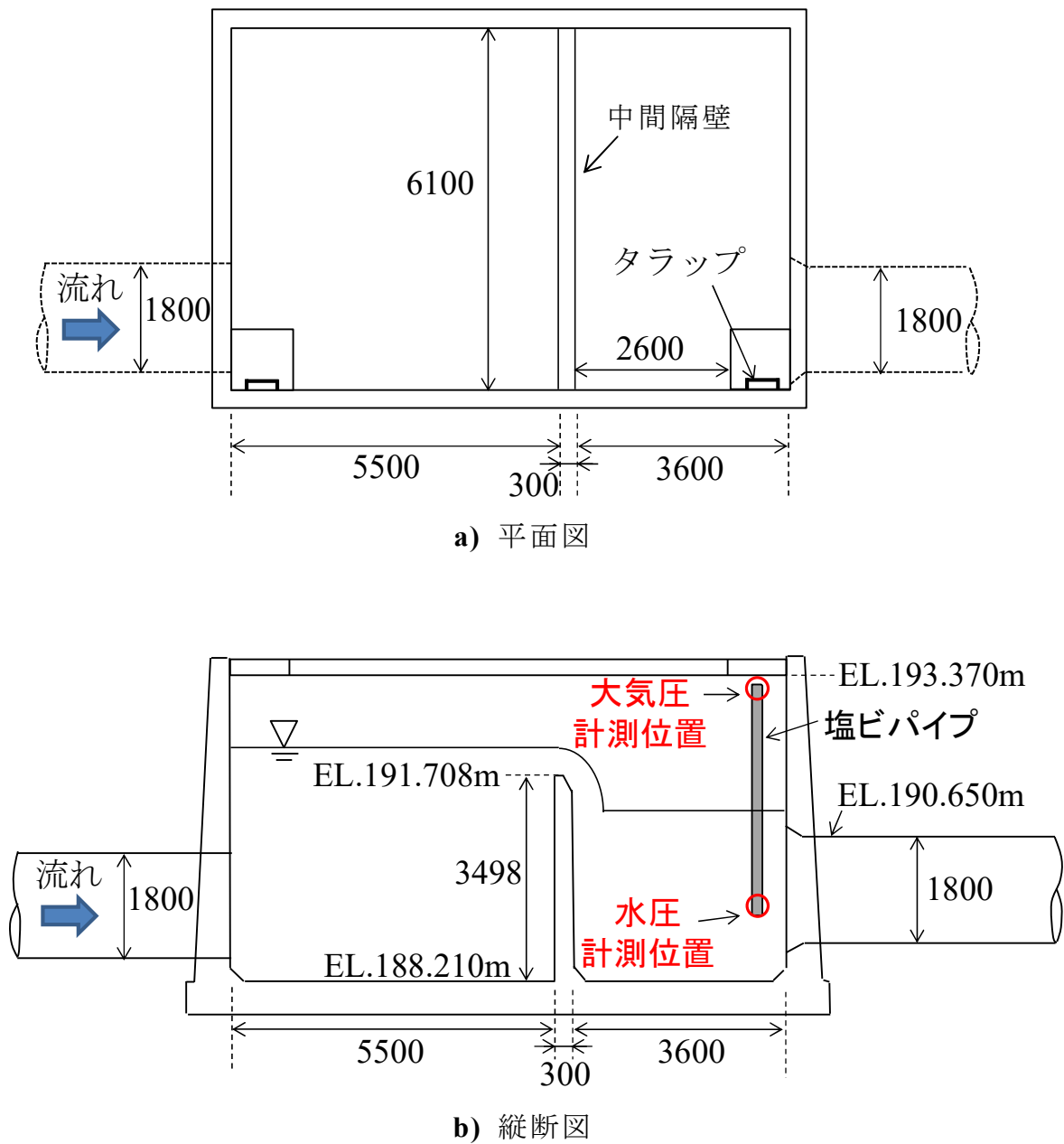


Fig.4-8 第1号調圧水槽の概要

第 1 号調圧水槽の中の様子は **Fig.4-9** のとおりであり，通水を阻害するような土砂の堆積等は見られなかった．



Fig.4-9 第 1 号調圧水槽の様子（中間隔壁の下流側）

第 1 号調圧水槽から最も近い止水バンドの施工状況は、**Fig.4-10** のとおりである。写真は、調査終了後の 2018 年 9 月に撮影した。確認したのは 1 箇所だけではあるが、通水後も止水バンドが外れておらず、止水バンドと管体の間に隙間は発生していなかった。



Fig.4-10 止水バンドの設置状況（第 1 号調圧水槽下流地点）

(2) 第2号調圧水槽

第2号調圧水槽の概要は **Fig.4-11** のとおりであり，中間隔壁の上流側のタラップに水位計を設置した．

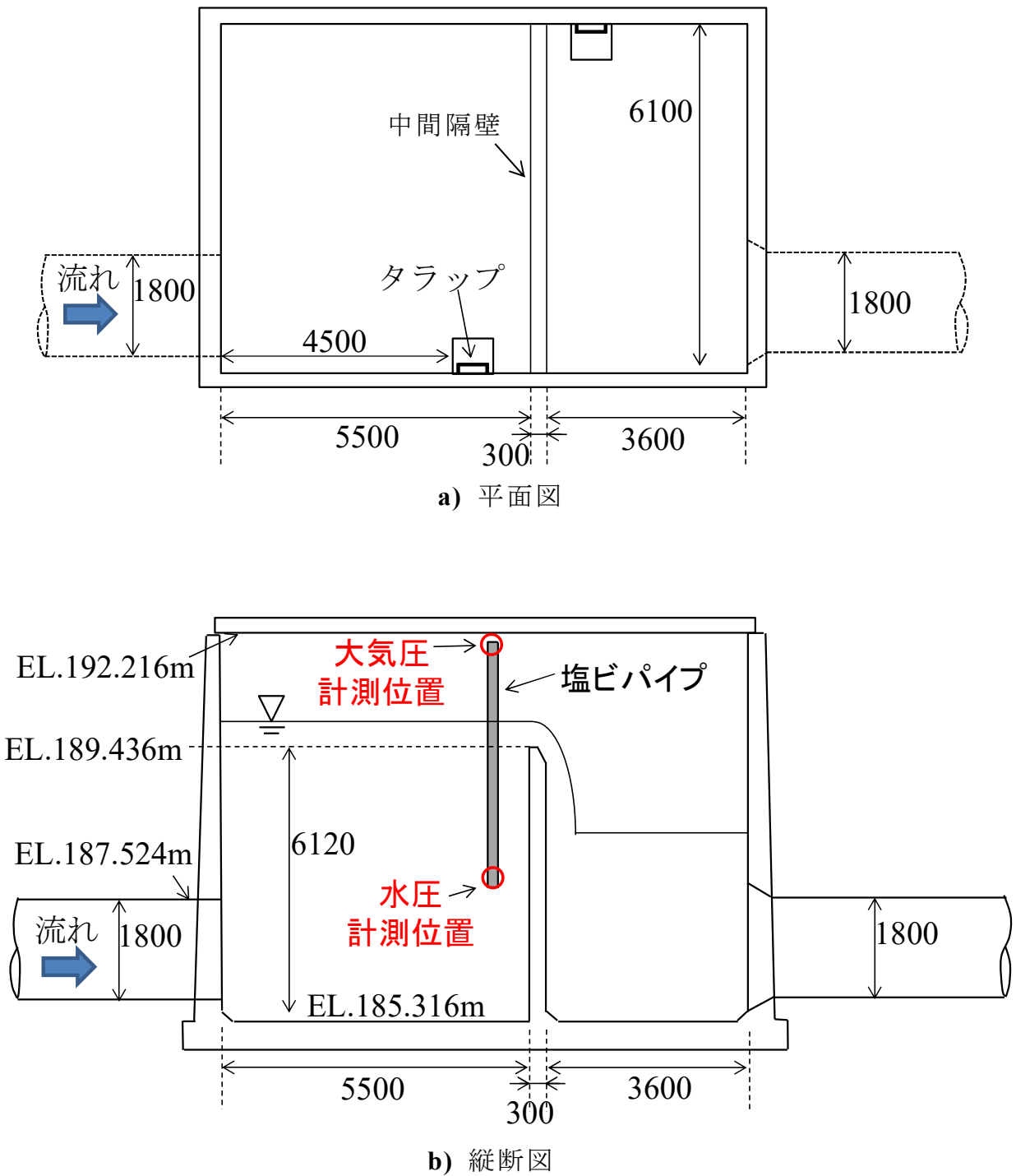


Fig.4-11 第2号調圧水槽の概

第 2 号調圧水槽の中の様子は **Fig.4-12** のとおりであり，通水を阻害するような土砂の堆積等は見られなかった．



Fig.4-12 第 2 号調圧水槽の様子（中間隔壁の上流側）

第 2 号調圧水槽から最も近い止水バンドの施工状況は、**Fig.4-13** のとおりである。写真は、調査終了後の 2018 年 9 月に撮影した。**Fig.4-10** と同様、第 2 号調圧水槽近傍でも通水後における止水バンドの剥離は認められず、隙間の発生もなかった。



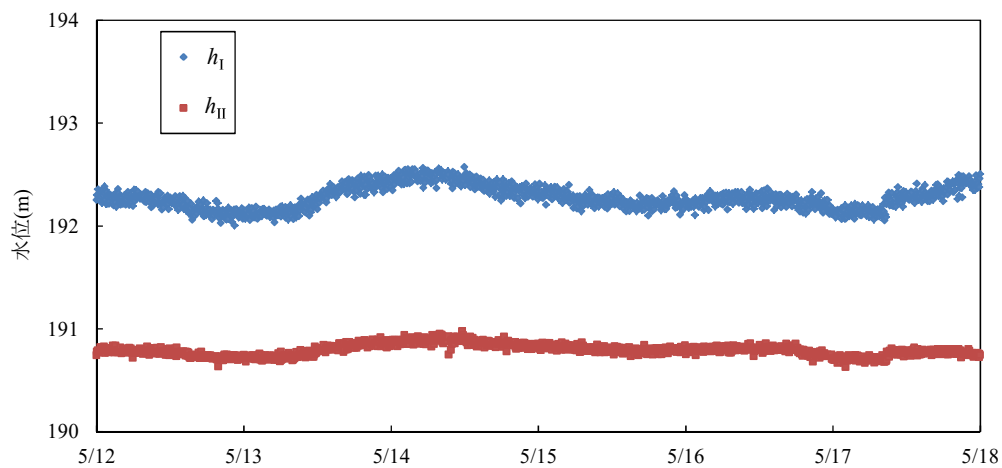
Fig.4-13 止水バンドの設置状況（第 2 号調圧水槽下流地点）

4.3 結果と考察

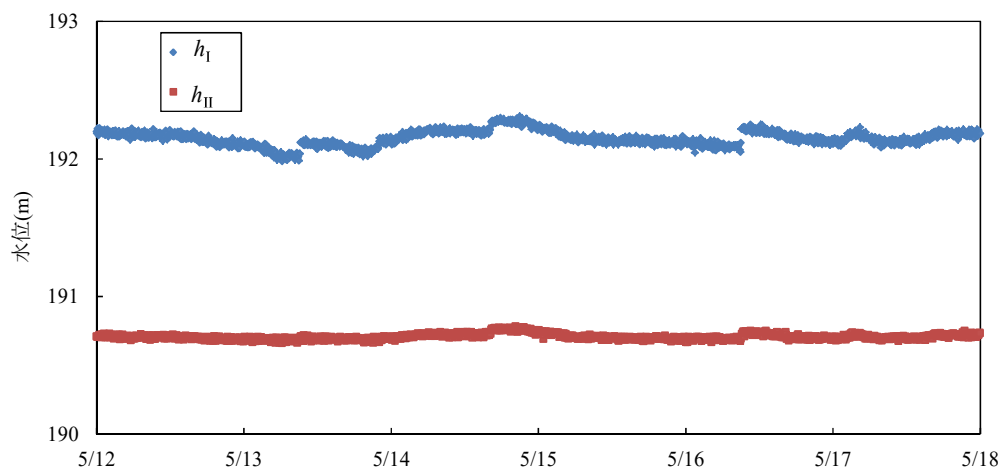
4.3.1 水位と流量

本研究では、安定してデータが取得できた 2017 年および 2018 年 5 月 12～17 日の観測結果について検討を行う。

Fig.4-14 に施工前（2017 年）と施工後（2018 年）の水位（5 分間隔）を示す。 h_I と h_{II} に大きな水位変動はなく、安定していることがわかる。また、第 1 号調圧水槽下流の管上部の標高は EL.190.65m であり、2017 年、2018 年ともに h_I は 190.65m より高いことから、調査区間の管路は満流であった。



a) 2017 年



b) 2018 年

Fig.4-14 水位の観測結果（5 分間隔）

Fig.4-15 に施工前後における水位差 Δh_{I-II} と流量 Q の日平均値を示す。 Δh_{I-II} と Q は 2 年とも安定しており，水位と流量の変動はおおむね一致している．したがって，調査区間においては止水バンド施工による顕著な通水性能の低下は起きていなかった．

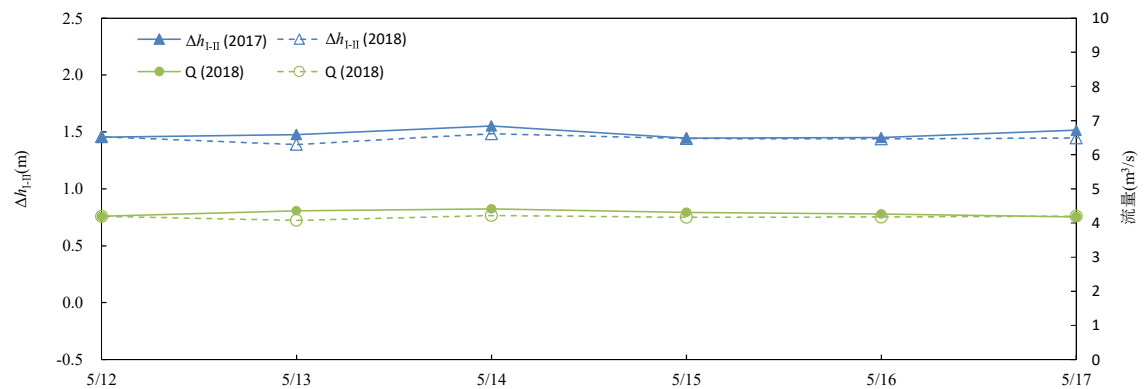


Fig.4-15 計測結果（水位差と流量）

4.3.2 流速係数

Fig.4-16 に施工前後の Hazen－Williams 公式における流速係数 C を示す． C は調査区間を直線とみなし， Δh_{I-II} と流速から(4.3.1)式により求めた（農林水産省農村振興局整備部設計課，2009）．

$$V = 0.849C \times R^{0.63} \times I^{0.54} \quad (4.3.1)$$

ここで， R ：径深（m）， I ：動水勾配，である．**Fig.4-16** より，2017 年の C は最大値と最小値の差が 5.9 であったのに対し，2018 年は 1.0 であり，2018 年の方が C は安定していた．これは，**Fig.4-14** に示したとおり計測した水位が 2018 年の方が安定していたためである．5/12～17 における C の平均値は，施工前が 108.1，施工後が 106.7 であり，わずかな差ではあるが施工前に比べて施工後の方が C が小さくなった．ただし，ここでの C は摩擦損失以外の入口損失や曲がり損失などの局所損失を含んでおり，管体壁面の状態を表す値ではない．

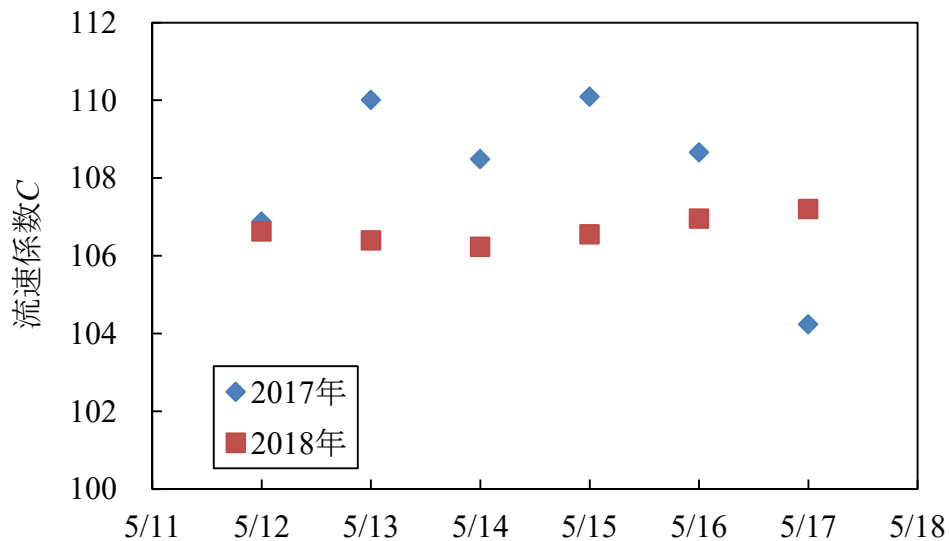


Fig.4-16 調査区間における流速係数

4.3.3 損失係数

施工前後における平均流速係数（施工前 108.1，施工後 106.7）から流量 $Q=4.40\text{m}^3/\text{s}$ の場合の損失水頭を(4.3.2)式により求め（農林水産省農村振興局整備部設計課，2009），その差を止水バンド 105 個による損失とすると，止水バンド一箇所あたりの損失係数 f_b は 0.002 であった．

$$\Delta h_{I-II} = 10.67 C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85} \quad (4.3.2)$$

本地区で施工された止水バンドの厚みは 14mm，仕上り管理厚さは 21mm である．施工後の管理記録によると，施工後の厚さは 18mm 程度であった．そこで，現地調査により求めた f_b とバンド厚さを 18mm として急縮・急拡の式によって求めた f_b を比較すると **Table 4-1** のとおりである．現地調査によって求めた f_b は，急縮・急拡の式によって求めた f_b の 0.11 倍であった．これまでの結果を踏まえて，既存の式ではやはり損失係数が大きく算出された．しかし，本結果は水理模型実験の結果と比較して，その差が大き過ぎる．

Table 4-1 損失係数の比較

現地調査により求めた f_b	0.002
急縮・急拡の式によって求めた f_b	0.018

本調査によって求めた f_b の値が小さくなった理由の一つとしては，管路の継手による損失が止水バンドによる損失に置き換わったことが考えられる．パイプラインは既設の短管を繋げて整備されるため，継手部にはわずかなではあるが凸型や凹型の形状変化が現れる．その継手部の形状変化によって管内の流れが乱れるため（田中ら，2007），わずかな局所損失が発生している．止水バンドは継手部を覆うように施工されるため，施工個所では単純に止水バンドによる損失が増えるだけでなく，継手による損失が減じられていることが考えられる．ただし，調査区間における継手による損失に関する計測データがないため，この可能性につ

いては今後の課題である．また，模型実験において原型値として想定していた管径 800mm に対し，現地実験の管径が 2 倍以上大きかったことについての影響も考えられる．さらに，水位を計測した調圧水槽では特に中間隔壁の下流側水槽では流れが乱れるため，水位計の設置場所の問題も考慮する必要があるかもしれない．

4.4 結論

本研究では，現地のパイプライン区間において水位観測を実施し，止水バンドによる圧力損失について以下の知見を得た．

- 1) 止水バンド施工による通水性能の顕著な低下はみられなかった．
- 2) 調査区間における流量係数 C は，わずかな差ではあるが施工前に比べて施工後の方が小さくなった．
- 3) 調査対象区間における止水バンド単体による損失係数は 0.002 であり，急縮・急拡の式を用いて算定した損失係数の 0.11 倍であった．したがって，第 2 章の水理模型実験と同様に，既存の式では損失係数を過大に評価する可能性がある．しかし，その差は水理模型実験の結果と比較して非常に大きかった．

これらの結果から，現地調査においては止水バンド施工による管路内のエネルギー損失は，水理模型実験及び数値実験によって想定していた損失より非常に小さいといえる．しかし，パイプラインは地中に埋設されているため，管内の圧力を観測可能な場所が制限されることや，平面縦断的にも屈曲等があり管路内の圧力損失を適正に評価するための直線区間が得られないこと，計測機器の精度の問題などの課題が多いため適切な管路内損失を得ることは難しい(宮田ら, 2015)と言われており，本研究で実施した調査でも損失係数の過少評価の懸念は残る．したがって，止水バンド施工による管内のエネルギー損失への影響を明らかにするためには，さらに多くの観測事例が必要と考える．

第 5 章

総 括

第5章 総括

本研究では、パイプラインの補修・補強技術の一つである止水バンド工法を対象に、管内に施工された場合のエネルギー損失について検討を行った。以下に、各章で得られた結論を示すとともに、今後の課題と期待を述べて本論文の結論とする。

第2章においては、縮率 1/8、管径 100mm の水理模型実験を実施し、止水バンドによるエネルギー損失について検討した。以下に、第2章から得られた結論を示す。

- 1) バンド厚さを 2,3,4mm と変化させた場合、2mm の損失係数に対して 3mm の損失係数は約 2 倍となり、4mm の損失係数は約 3 倍となることから、バンド厚さが止水バンド単体の損失係数に与える影響は大きい。
- 2) バンド端を漸縮・漸拡形状から R 形状にした場合には損失係数は約 0.8 倍になる。
- 3) バンド幅が 19mm と 38mm の場合では、損失係数に違いはない。
- 4) 止水バンドの設置間隔が $0.5D$ 以上であれば、設置間隔の違いが損失水頭の大きさに与える影響はなく、 $0.5D$ より狭ければ損失水頭は小さくなる。
- 5) 止水バンドの設置間隔が $0.5D$ 以上であれば、複数の止水バンドを連続的に施工した場合の損失水頭は、単純に一箇所あたりの損失水頭を設置箇所数倍することで路線全体の損失水頭を評価できる。
- 6) 本実験で用いた止水バンド形状では、止水バンド単体による損失係数は約 0.032 であり、急縮・急拡の式を用いて算定した値の 1/2 程度であった。したがって、本式による算定は止水バンド単体による損失水頭を過大に評価する可能性がある。

第3章においては、縮率 1/8 の数値実験を実施し、止水バンドの形状の違いによるエネルギー損失への影響について検討を行った。以下に、第3章から得られた結論を示す。

- 1) バンド幅を 15～50mm に変化させた場合、15～21mm ではバンド幅が広がるに従って損失係数が小さくなり、38～50mm では損失係数に差がなくなる。
- 2) 数値実験と水理模型実験の結果から、バンド幅が 19～50mm の場合には、バンド幅の違いによる損失係数への影響はなく、バンド上流側（入口側）と下流側（出口側）での断面変化による局所損失は独立して評価できる。
- 3) バンド端の片側の角度が 30 度から 15 度になった場合、上流側と下流側のどちらを 15 度にした場合でも、 f_b は 30 度の場合の約 0.7 倍になる。なお、実際に角度を小さくした止水バンドを施工する場合にはバンド端が管体から剥離しやすくなることに留意する必要がある。
- 4) バンド厚さ 2mm と 3mm と場合には、流速を 1～16m/s まで変化させても損失係数はほぼ同程度であり、 $Re \leq 1.6 \times 10^6$ の領域でレイノルズ数効果が小さい現象が成立している。

第 4 章においては、既設パイプラインにおいて止水バンドによるエネルギー損失の検討を行った。止水バンドの施工前後で調査区間における水位を観測し、既設パイプラインにおけるエネルギー損失の変化を調査した。以下に、第 4 章から得られた結論を示す。

- 1) 止水バンド施工による通水性能の低下はみられなかった。
- 2) 調査区間における流量係数 C は、わずかな差ではあるが施工前に比べて施工後の方が小さくなった。
- 3) 調査対象区間における止水バンド単体による損失係数は 0.002 であり、急縮・急拡の式を用いて算定した損失係数の 0.11 倍であった。したがって、第 2 章の水理模型実験と同様に、既存の式では損失係数を過大に評価する可能性がある。しかし、その差は水理模型実験の結果と比較して非常に大きかった。

以上の各章の結論を取りまとめて、本研究の目的と照らし合わせると以下のように再整理される。

①複数個の止水バンド施工による損失水頭は、止水バンド単体の損失水頭を設置箇所数倍することで評価する。

本論文では、止水バンドの設置間隔を変えた条件で水理模型実験を行い、複数個の止水バンドが連続的に施工された場合には設置間隔が $0.5D$ 以上であれば損失水頭は単純に一箇所あたりの損失水頭を設置箇所数倍することで路線全体の損失水頭を評価できることを示した。

②単体の止水バンドによる損失水頭を急縮・急拡の式を用いて算定し場合には過大に評価する可能性がある。

本論文では、急縮・急拡の式により算定した損失水頭と水理模型実験による損失水頭を比較し、実験による損失係数が急縮・急拡の式による損失係数より小さいこと示した。

③単体の止水バンドによる損失係数は、バンド上流側（入口側）と下流側（出口側）で独立して評価できる。

本論文では、止水バンド模型の幅を変化させた水理模型実験及び数値実験により、バンド幅が十分に広い場合にはバンド上流側と下流側における断面変化による局所損失は独立して評価できることを示した。

本研究では、水理模型実験、数値実験、現地調査により止水バンドによるエネルギー損失について検討を行い、その評価方法を提案した。農業用水利施設の補修・補強工事では、工事後も農業用パイプラインに要求される水理および水利性能が十分に保持されることが期待される。そのためには、補修・補強工事によるエネルギー損失の適切な評価が重要である。そのため、本研究成果が広く認知され、今後、補修・補強工法によるエネルギー損失の算定や適切な工法選定を行う際に活かされれば幸いである。しかし、本研究は得られた止水バンドによるエネルギー損失には、水理模型実験および数値実験の結果と現地調査の結果に差異が生じており、その原因を明らかにするまでには至っていない。水理模

型実験と数値実験では、隙間や傾斜のない直線の円管に止水バンドを設置することで止水バンドの形状によって生じるエネルギー損失について明らかにしたが、実際の既設管路では止水バンドの施工区間が直線ではなかったり、施工対象の管路継手に変状が見られたりするため、止水バンドによる損失を既設管路の損失に加算するだけでは、止水バンド施工後における管路内のエネルギー損失を適切に評価できない可能性がある。そのため、今後は、原型におけるエネルギー損失の実態を明らかにするため、既設パイプラインを対象とした多くのエネルギー損失の評価事例が必要であると考えます。

参考文献

- A.H.Gibson(1912): The conversion of kinetic to pressure energy in the flow of water through passages having divergent boundaries, *Engineerring*, **93**, p.205.
- 土木学会 (1999) : 水理公式集, 土木学会, pp.373-375.
- 樋口清司, 伊藤征義 (2011) : パイプラインの継手性能保全機能としての止水バンド工法 (その1), 農村振興, **741**, pp.32-33.
- 藤山宗, 樽屋啓之, 中田達, 浪平篤, 伊藤祐二, 靱井和郎, 酒井一人 (2016) : 農業用水路における漸縮係数に関する実験的研究, 土木学会論文集 B1, **71(4)**, pp.I_547-I_552.
- 稲垣仁根 (2019) : 経年パイプラインにおける突発事故の爆発的発生の可能性ー管体の機能劣化予測式に基づく評価と推定ー, 雨水資源化システム学会誌, **20(2)**, pp.53-59.
- 石原藤次郎, 本間 仁 (1957) : 応用水理学 上 一般水理学, 丸善, p.75.
- 坂野一平, 武田久和, 福田武治, 本間昭宏 (2010) : 小口径管水路における管更生工法施工時の「しわ」の影響, 水土の知, **78(4)**, pp.303-306
- 板谷松樹 (1966) : 水力学, 朝倉書店, pp.139-140.
- 梶島兵夫 (1999) : 乱流の数値シミュレーション, 養賢堂, pp.11-13.
- 菊池勝浩, 野口雄平, 中出孝次, 眞下伸也 (2016) : トンネル内を走行する車両屋根上流速の解析, 鉄道総研報告, **30(7)**, pp.29-34.
- 岸本圭司 (2016) : 数値流体解析による水道システムの水質管理に関する研究, 博士論文, p.19.
- 小竹元己, 高橋勇樹, 安間洋樹, 前川和義, 木村暢夫 (2017) : CFD 解析を用いた飼育水槽内の流れの可視化, 日本水産工学会誌, **53(2)**, pp.97-105.
- 黒田正治, 福田哲郎, 長 智男 (1978) : 複数個のオリフィスによる管内圧力調整に関する実験と考察ーカンガイ用管水路の圧力調整に関する研究 (I) ー, 農土論集, **78**, pp.57-64.
- 三島尚人, 松島健一, 桐博英, 中達雄 (2015) : VOF 法を用いた海岸堤防に作用する衝撃砕波力の再現解析, 土木学会論文集 B2(海岸工学),

71(2), pp.I_997-I_1002.

宮田勉，春本朋洋，上野裕士（2015）：管水路の流速係数 ～事例紹介，施設評価の課題～，平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp.80-81.

宮津純（1939）：擴大水流における勢力損失の研究（第 2 報，実験），日本機械学会論文集，5(18)，pp.161-171.

森川敬信，貫安利（1968）：連続エルボの損失，日本機械学会論文集，34(267)，pp.2030-2033.

森大祐，アロノヴィエズ ジェレミ，ヴェルブケン アヌ・ソフィ（2018）：血管三次元実形状モデル構築におけるトポロジーベースモデルを介したイメージベースモデリング，八戸工業高等専門学校紀要，52，pp.45-51.

中達雄，田中良和，向井章恵（2013）：施設更新に対応する水路システムの性能設計，農業土木学会誌，71(5)，pp.417-422.

日本機械化学会（1979）：管路・ダクトの流体抵抗，日本機械化学会，p.33.

野村栄作，塩野智美（2015）：農業用パイプラインの補修・補強工法の現状と水理学的課題，平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp.76-77.

農業土木事業協会（2009）：農業水利施設の機能保全の手引き「パイプライン」，農業土木事業協会，pp.参-80-参-82.

農業土木事業協会（2016）：農業水利施設保全補修ガイドブック 平成 28 年度，農業土木事業協会，pp.226-235.

農林水産省農村振興局整備部設計課（2009）：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」，pp.6, 173～187, 440～442.

農林水産省農村振興局（2009）（参照 2019.5.10）：農業水利施設の機能保全の手引きーパイプライン編ーの策定について，（オンライン），入手先<http://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/bukai/h20_4/pdf/data4-1.pdf>

農林水産省農村振興局（2013）（参照 2019.11.20）：農業水利について，（オンライン），入手先<http://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/bukai/h24_houkoku/nougyousuiri.html>

- 農林水産省（2016）（参照 2019.11.20）：新たな土地改良長期計画，（オンライン），入手先<<http://www.maff.go.jp/j/press/nousin/keityo/attach/pdf/160824-1.pdf>>
- 農林水産省農村振興局整備部設計課（2015）：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」，p.683.
- 仰木文男，川村文洋，山田英和（2016）：東日本大震災に対する水資源機構の対応，*水土の知*，**80**(4)，pp.269-272.
- 大西外明（1981）：最新水理学I，森北出版，pp.128-130.
- Patanker, S.V., Spalding, D.B. (1972) : A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows, *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol.15, pp.1787-1806.
- 佐々木明德（2017）：農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル（パイプライン編）（案）の策定について，*JAGREE information*，**93**，pp.21-26.
- H. Schlichting(1955) : *Boundary Layer Theory*, Pergamon Press Ltd.
- 志野尚司，水田文彰（2010）：管水路補修工事の設計及び発注について，*JAGREE information*，**80**，pp.49-54.
- 鈴木隆善（2012）：管路更生工法の曲管シワ部における水理特性，*JAGREE information*，**83**，pp.67-69.
- 食料・農業・農村政策審議会（2015）（参照 2019.11.20）：農業水利施設の機能保全の手引き，（オンライン），入手先<<http://www.maff.go.jp/j/nousin/mizu/sutomane/attach/pdf/index-8.pdf>>
- 田中良和，向井章恵，樽屋啓之（2007）：パイプラインの継手が流れに及ぼす影響，*農村工学研究所技報*，**206**，pp.249-265.
- 田中良和，島武男，中達雄，向井章恵，樽屋啓之（2004）：鋼管における屈折損失係数の試験的研究，*農業工学研究所技報*，**202**，pp.113-126.
- 東北農政局（2015）（参照 2019.11.20）：国営会津南部農業水利事業の概要，（オンライン），入手先<<http://www.maff.go.jp/tohoku/press/seibi/suiriseibi/pdf/151111-01.pdf>>
- 豊田国昭（2018）：第3章 実験流体力学と数値流体力学，*ながれ*，**37**，pp.61-68.
- 鶴田秀和，浅沼稔，松野英寿，堤康一，村井亮太，鷺見郁宏，貞原匡秀

(2017)：石灰焼成炉内での廃プラスチックと廃木材の混合ペレットの燃焼性評価，日本エネルギー学会誌，**96**(1)，pp.28-33.

J.Weisbach(1855)：*Die Experimental-Hydraulik*, J.S. Engelhardt, Freiberg

山口康晴（2017）：農業用管水路の事故原因と対策に関する事例分析，
水土の知，**85**(10)，pp.33-36.

山崎卓爾（1956）：大流量測定法としてのピトー管法に関する諸問題（第2部）－ピトー管法の精度に関連する共通の問題点（その4）－，日立評論，**38**(7)，pp.7-14.

謝辞

本研究を進めるにあたり，数多くの方々のご指導，ご助言およびご支援を頂きました。

はじめに，主指導教員として丁寧にご指導頂きました鳥取大学農学部猪迫耕二教授には，心よりお礼申し上げます。

また，北里大学獣医学部樽屋啓之教授，農研機構農村工学研究部門浪平上級研究員，田中良和上級研究員，中田達研究員には，鳥取大学大学院への入学前の3年間，研究の基礎から細部に至るまでご教授頂き，心よりお礼申し上げます。特に，浪平上級研究員には入学後も学術論文の取りまとめや現地調査において私の研究活動を支えて頂きました。誠に有難うございました。

鳥取大学農学部兵頭正浩准教授，島根大学生物資源科学部石井将幸准教授におかれましては，副指導教官をお引き受け頂き，貴重なご助言を頂きましたことに対して，心よりお礼申し上げます。また，島根大学生物資源科学部喜多威知郎教授には，学位論文審査の審査員を引き受けて頂きましたことに対し，感謝致します。

株式会社三祐コンサルタンツの久野格彦社長におかれましては，鳥取大学大学院での学位取得にご理解を頂きましたことに対し，お礼申し上げます。森博信常務取締役，川辺智幸執行役員，佐々木昌昭部長，馬場茂幸課長，竹田徳明参与および同社社員の皆様には，仕事と研究活動の両立をご支援頂きましたことに対し，心よりお礼申し上げます。また，農研機構農村工学研究部門の藤山宗研究員，三祐コンサルタンツの伊藤夕樹主幹，光安麻理恵氏におかれましては，研究活動に関する多くのご助言を頂きましたことに対し，深く感謝致します。

最後に，私の研究活動と仕事について理解し、支えてくれた家族に感謝致します。

摘要

日本における農業用パイプラインは昭和 40 年代から本格的に整備が始まり、現在では基幹的な施設の総延長は約 1 万 2 千 km にのぼる。この膨大な施設のストックから今後、標準的な耐用年数を迎える施設が急激に増加していくことが予想されている。すでに農業用パイプラインにおいては、突発事故の件数が増加傾向にある。その中でもパイプラインの継手部からの漏水による突発事故は多い。そのため、パイプラインの適切な補修・補強工法の検討が、パイプラインの長寿命化のために重要な課題となっている。

本研究で対象とする止水バンド工法は、パイプラインの長寿命化対策の一つであり、止水バンドによって漏水等が生じた箇所を止水補修する。適用口径は 800mm であり、厚さ 20mm 程度の止水バンドを管路内面に施工するため、施工によって局所的な通水断面の現象が生じる。そのため、施工箇所では管内径の縮小に伴うエネルギー損失が発生する。止水バンドは突発的な漏水事故に対して応急対策として単体で施工される場合もあるが、予防保全的に対象区間の継手部に対し連続して複数個施工される場合もある。その場合には大きなエネルギー損失が発生する可能性があるが、これまでに止水バンドによるエネルギー損失の評価方法は確立されていない。止水バンド単体によるエネルギー損失の算定方法として、便宜的に管路の急縮・急拡の式を用いて算定される場合もあるが、その適用の可否については明らかではない。農業用パイプラインは圧力管路によって農業用水を送配水する水路組織であるため、止水バンド施工によるエネルギー損失の定量化は補修・補強の対策工法を選定するうえで極めて重要な課題といえる。

そこで本研究では、複数個の止水バンド施工が管路内のエネルギー損失に与える影響及び、単体の止水バンド施工が管路内のエネルギー損失に与える影響を明らかにすることを目的として、水理模型実験、数値実験、現地調査を行った。

まず、縮尺 1/8 サイズの水理模型実験を実施し、止水バンド単体によるエネルギー損失と、複数個の止水バンドによるエネルギー損失の評価方法について検討した。実験管路の管径は 100mm、止水バンド模型の厚

みは 2～4mm である。

次に、水理模型をもとにしたモデルによって数値実験を実施し、止水バンドの形状の違いがバンド単体によるエネルギー損失の大きさに与える影響について検討した。

さらに、既設パイプラインを対象に現地調査を実施した。止水バンドの施工前と施工後に対象区間の上下流に位置する調圧水槽において水位計測を実施し、止水バンド施工による既設管路の通水性能への影響を検討した。

本研究によって得られた知見を以下に概括する。

- 1) 水理模型実験から、止水バンドの設置間隔が管径 D の 0.5 倍以上であれば、設置間隔の違いが損失水頭の大きさに与える影響はなく、0.5 倍以下であれば損失水頭は小さくなることがわかった。
- 2) 複数個の止水バンドがパイプラインの継手部に連続して施工された場合、止水バンドの設置間隔が $0.5D$ 以上であれば、止水バンドによるエネルギー損失は止水バンド単体での損失水頭を設置箇所の数だけ加算する方法によって求められることが示された。
- 3) 水理模型実験から推定された止水バンド単体による損失係数は急縮・急拡の式を便宜的に組み合わせて算定した値より小さいことが示された。したがって、急縮・急拡の式による算定は、止水バンド単体による損失水頭を過大に評価する可能性があることが示された。
- 4) 止水バンドの厚さを 2,3,4mm と変化させた場合、2mm の損失係数に対して 3mm の損失係数は約 2 倍となり、4mm の損失係数は約 3 倍となることから、バンド厚さが止水バンド単体の損失係数に与える影響は大きいことが示された。
- 5) 数値実験と水理模型実験から、バンド幅が 19～50mm の場合には、バンド幅の違いによる損失係数への影響はなく、バンド上流側（入口側）と下流側（出口側）での断面変化による局所損失は独立して評価できることが示された。
- 6) バンド端を R 形状にした場合には、損失係数が漸縮・漸拡形状の約 0.8 倍になることが示された。
- 7) バンド端の片側の角度が 30 度から 15 度になった場合、上流側と下流側のどちらを 15 度にした場合でも、損失係数は 30 度の場合の約 0.7

倍になる．

- 8) 現地調査では，止水バンド施工による通水性能の低下はみられなかった．
- 9) 現地調査では，止水バンド一箇所あたりの損失係数は 0.002 であり，急縮・急拡の式によって求めた損失係数の 0.11 倍であった．

以上のことから，本論文によって，農業用パイプラインの長寿命化に貢献しうる止水バンド工法を適用したパイプ内のエネルギー損失の評価方法を提案できたと考える．

Abstract

The serious development of agricultural pipelines in Japan began in the 1960s. At present, the country's total length of main pipelines is about 12,000 km. Among this huge amount, the number of structures that reach their standard serviceable life will increase rapidly in near future. Sudden accidents in agricultural pipelines are increasing, many of which are caused by water leakage from pipeline joints. Therefore, examining appropriate repair and reinforcement methods for pipelines is critical to extend their service life.

An internal-leaking preventive joint band method is one measure that can extend pipeline life. With a band, it repairs the place where such problems occur, including water leakage. The minimum applicable diameter is 800 mm, and about 20 mm thick band is placed inside the pipe. When the band is installed in a pipeline, energy loss occurs because the pipe's inner diameter is locally reduced. As an emergency measure in a sudden pipeline leak accident, A set of a band is installed on the leaking joint. However, sometimes multiple bands are arranged in a series on a pipe for preventive maintenance. Although the installation of multiple bands may cause a large energy loss, a method for evaluating such energy loss has not been established.

The energy loss by a single band can be calculated using formulas of sudden contraction and expansion of pipes for convenience, but its applicability remains unclear. An agricultural pipeline is a canal system that sends and distributes agricultural water through pressure pipes. Therefore, the quantification of energy loss due to band construction is crucial issue in selecting a countermeasure method for repair and reinforcement.

In this thesis, in order to clarify the influence of both multiple bands and a single band on energy loss in pipelines, hydraulic model experiments, numerical experiments on a computer were conducted, as well as field surveys at an actual facility where internal-leaking preventive joint bands were installed.

First, the energy loss due to a single band and multiple bands were evaluated by 1/8 scale hydraulic model experiments. The experimental pipe's diameter

was 100 mm, and the thicknesses of the band models ranged from 2 to 4 mm.

Next, numerical experiments using computational fluid dynamics were conducted under the same conditions as the hydraulic model experiments, and the influence of different band shapes on the magnitude of the energy loss is examined.

In addition, a field survey was conducted on existing pipelines in which internal-leaking preventive joint bands were installed. The water level was measured in surge tanks upstream and downstream of the target section before and after band installation. The influence of installing the bands on the water flow performance was measured using an actual pipeline.

This research's results can be summarized as follows:

- 1) Based on the hydraulic model experiments, When the band's installation interval was 0.5 times or more of the pipe diameter (D), the difference in installation interval had no effect on the pipeline's head loss. And when it was less than 0.5 times D , the head loss decreased.
- 2) When the installation interval of the band was 0.5 times or more of D , the energy loss caused by the bands in a series could be determined by adding the head loss of each band by the number of installation points.
- 3) The loss factor of the band estimated from the hydraulic model experiment was smaller than the value calculated by the sudden contraction and expansion formulas, which is the conventional method. Therefore, formulas for sudden contraction and expansion overestimate the band's loss factor.
- 4) When the band's thicknesses were changed to 2, 3, and 4 mm, the 3-mm loss factor was approximately twice of the loss factor of 2 mm, and 4-mm loss factor was tripled. The effect of the band thickness on the loss factor of the band alone was large.
- 5) Numerical and hydraulic model experiments in which the band widths ranged from 19 to 50 mm, showed that there was no effect on the loss factor due to the difference in the band width, and the local loss due to the cross-sectional change on band's upstream and downstream sides could be separately evaluated.
- 6) The loss factor was about 0.8 times that of the non-rounded band edge

when it was rounded.

- 7) When the angles on one side of the band edge were changed from 30 to 15 degrees, the loss factor was about 0.7 times that of 30 degrees regardless whether the upstream side or the downstream side was 15 degrees.
- 8) The field survey identified no decline in the water flow performance due to band construction.
- 9) In the field survey, the loss factor per band was 0.002, which is 0.14 times the loss factor calculated by the sudden contraction and expansion formulas.

I conclude that my proposed evaluation method of the energy loss in a pipe to which the internal-leaking preventive joint band method was applied can extend the service life of agricultural pipelines.

学位論文の基礎となる公表論文

1. 複数の止水バンド施工による損失水頭の評価方法
松田亮二、浪平篤、樽屋啓之、猪迫耕二
農業農村工学会論文集 No.306(86-1)、pp.II_47～II_53、2018
【本論文：第2章】
2. 止水バンド形状の違いが損失係数に与える影響
松田亮二、浪平篤、樽屋啓之、猪迫耕二、兵頭正浩、石井将幸
Journal of Rainwater Catchment Systems Vol.25、No.1、pp.33～39、
2019
【本論文：第2章、第3章】