

保 存 用

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3488号

土 木 研 究 所 資 料

最上川大淀地区の河道計画に関する検討〔Ⅱ〕

平成9年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1994) by P. W. R. I.

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

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

最上川大淀地区の河道計画に関する検討〔II〕

河川研究室 室 長 望 月 達 也
主任研究員 坂 野 章
研 究 員 梶 野 浩 一

要 旨

本報告書は、最上川大淀地区のトンネル放水路計画の平成6年度までの検討報告書「最上川大淀地区の河道計画に関する検討〔I〕」に引き続き、平成6年度後期から平成8年度にかけて、トンネル放水路のより効果的な配置や断面形状、呑口及び吐口形状などについてさらに検討を加え、それを取り纏めたものである。検討の結果、所定の流下能力を得るための河道の部分掘削とトンネル放水路等についての効果的な諸元を得ることができた。またトンネルの負圧に関する構造的な安全性や、呑口付近での音の強さ及び流木が発生した場合の特性について流量や河道条件との関係を定性的に把握することができた。

キーワード：最上川、トンネル、放水路、河道計画、水理模型実験、負圧、音圧、流木、河道内樹木

は　じ　め　に

最上川の中流に位置する大淀地区では、河道が大きく湾曲し狭窄部となっている。そのため背水の影響が村山地区上流部にまで及び、幾多の洪水被害が生じている。

こうしたなか、村山地区の治水対策は、支川大旦川の改修、大久保遊水地の建設、大淀狭窄部の改修といった3つの治水対策を連携して基本事業が実施されてきた。このうち平成5年3月に大旦川水門が、平成8年3月に大久保遊水地がそれぞれ完成している現在、大淀地区の治水効果を効率的に上げるには大淀狭窄部の改修を早急に着手する必要がある。

大淀地区の改修は、当初、河道の開削、掘削によって疎通能力を増大させようとする計画が提案された。しかしながら、当該区間は狭窄部の雄大な自然を利用した船下りの観光名所になっていることから、大規模な開削掘削を行うことは困難な状況にある。このため圧力トンネル放水路によるショートカットによって洪水時の水位を下げる計画が立案された。

建設省土木研究所では1989年（平成元年）に模型を製作し、現況河道における植生等による粗度の評価等を行った後に、トンネル放水路計画の妥当性について模型実験および水理計算によって検討を進めてきた。平成6年度までの検討によって計画の大筋が決定され、その結果を土木研究所資料第3326号（平成7年3月）に「最上川大淀地区の河道計画に関する検討〔Ⅰ〕」として報告した。本報告書は、これに引き続き平成6年度後期から平成8年度にかけて、トンネル放水路のより効果的な配置位置や断面形状、呑口・吐口部の形状等についてさらに検討を加え、それを取り纏めたものである。各章の概要を以下に示す。

第1章では大淀地区の改修の必要性と計画の概要について、第2章では、水理模型実験の概要として、模型実験の役割、相似則、実験ケース等についてそれぞれ述べ、実験結果の解釈の仕方等にも触れた。第3章では、計画河道の原案（トンネル1本案）を見直した第一案トンネル河道（トンネル2条＋部分掘削）及び第二案トンネル河道（断面縮小トンネル2条＋部分掘削）、第三案トンネル河道（断面縮小トンネル2条＋部分掘削＋越流堤長縮小）の各々で種々の条件下における流下能力等の実験結果を述べた。第4章では、実験結果の全体の取りまとめと考察の結果を述べ、今後の課題等も整理した。

目 次

はじめに

第1章 大淀地区の改修	1
1.1 大淀地区改修の必要性	1
1.2 改修方式の検討	1
1.2.1 改修原案の問題点	1
1.2.2 改訂計画案の検討	2
第2章 水理模型実験の概要	3
2.1 水理模型実験の役割および特徴	3
2.2 模型の概要	3
2.3 フルード相似則	4
2.4 音圧レベルの相似則	4
2.5 実験の概要と実験ケース	7
第3章 模型実験結果	13
3.1 第一案トンネル河道	13
3.1.1 実験Ⅰ-1（分流無）	13
3.1.2 実験Ⅰ-2（両側分流）	13
3.1.3 実験Ⅰ-3（片側分流）	20
3.1.4 実験Ⅰ-4、実験Ⅰ-5（両側&片側分流、トンネル吐口水位上昇、流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ ）	20
3.1.5 まとめ	25
3.2 第二案トンネル河道	26
3.2.1 実験Ⅱ-1、実験Ⅱ-2（トンネル敷高の違い、両側分流）	26
3.2.2 実験Ⅱ-3（呑口ポンドおよび吐口ポンド敷き高の検討、両側分流）	29
3.2.3 実験Ⅱ-4（越流堤の長さの検討、両側分流）	31
3.2.4 まとめ	31
3.3 第三案トンネル河道	34
3.3.1 実験Ⅲ-1（流木、音圧レベル、圧力の追加測定）	34
3.3.2 実験Ⅲ-2（下流端水位変化の影響）	48
3.3.3 実験Ⅲ-3（長島地区の河道内樹木の影響）	51
3.3.4 実験Ⅲ-4（ハイドロ形状の影響）	51
3.3.5 実験Ⅲ-5（片側分流、合流部位置、トンネル粗度の影響）	61
3.3.6 まとめ	68

第4章 全体まとめおよび考察	70
4.1 流下能力について	70
4.2 トンネル内の負圧について	70
4.3 音の強さ（音圧レベル）について	70
4.4 流木について	71
4.5 今後の課題	71
おわりに	74
参考文献	75
参考写真	76

図表写真一覧

図 2-1	実験施設平面図	5
図 2-2	音の大きさの感聴曲線	6
図 2-3	周波数の重み特性	6
図 2-4	第一案トンネル河道諸元	9
図 2-5	第二案トンネル諸元	10
図 2-6	音圧レベル測定位置	11
図 2-7	トンネル内圧力測定位置	12
表 2-1	模型実験の特徴	3
表 2-2	実験ケース一覧	8
図 3-1	水位縦断面図（第一案トンネル河道）	14
図 3-2	分流しない場合の全体流況図（実験Ⅰ-1）	15
図 3-3(1)~(4)	分流しない場合の拡大流況図（実験Ⅰ-1）	16~19
図 3-4(1)~(4)	両側分流の場合の拡大流況図（実験Ⅰ-2）	21~24
図 3-5	トンネル内の水位縦断面図（実験Ⅰ）	25
図 3-6	トンネル部の縦断面図（第二案トンネル敷高の相違）	27
図 3-7	流速平面分布図（トンネル敷高の相違、実験Ⅱ-1 と実験Ⅱ-2）	28
図 3-8	トンネル内の水位縦断面図（トンネル敷高の相違、実験Ⅱ-1 と実験Ⅱ-2）	29
図 3-9	流木の流下割合（トンネル敷高の相違、実験Ⅱ-1 と実験Ⅱ-2）	30
図 3-10	呑口越流堤の平面形状（実験Ⅱ-4）	32
図 3-11	流木の流下割合（越流堤長の違い、実験Ⅱ-2 と実験Ⅱ-4）	33
図 3-12	第三案トンネル河道諸元	35
図 3-13(1)~(3)	呑口及び吐口付近の本川河道部における水位の経時変化（実験Ⅲ-1）	36~38
図 3-14	トンネル内水位の経時変化（場所による違い、実験Ⅲ-1）	39
図 3-15(1)~(3)	流速分布平面図（流量及び場所による違い、実験Ⅲ-1）	40~42
図 3-16(1)~(2)	流速分布平面図（実験Ⅲ-1 との比較、現況河道実験結果 ³⁾ ）	43~44
図 3-17(1)~(3)	流木の流下割合（流量及び流木の違い、実験Ⅲ-1）	45~47
図 3-18	音圧レベル（距離と流量及び分流有無による違い、実験Ⅲ-1）	49
図 3-19	水位縦断面図（下流端水位変化の影響、実験Ⅲ-2）	50
図 3-20	河道内樹木群の撤去区間	52

図 3-21 水位縦断面図（樹木群の有無、実験Ⅲ-1 と実験Ⅲ-3）	53
図 3-22(1)～(4) 長島地区流況図（樹木群の有無、実験Ⅲ-1 と実験Ⅲ-3）	54～57
図 3-23 設定ハイドロ（実験Ⅲ-4）	59
図 3-24 トンネル内（No. 10地点）の水位の経時変化（ハイドロ形状の違い、実験Ⅲ-4）	60
図 3-25 呑口部の音圧レベルと流量の関係（ハイドロ形状の違い、実験Ⅲ-4）	62
図 3-26 合流点付近形状平面図（実験Ⅲ-5）	63
図 3-27 水位縦断面図（片側分流時、実験Ⅲ-1 と実験Ⅲ-5）	64
図 3-28(1)～(2) 水位縦断面図（呑口及び吐口、合流位置及びトンネル粗度の影響、実験Ⅲ-1 と実験Ⅲ-5）	66・67
図 3-29 分流量とトンネル粗度の関係（実験Ⅲ-1 と実験Ⅲ-5）	68
写真 3-1 長島地区流況写真（樹木群撤去位置の違い、実験Ⅲ-3）	58
表 4-1 河道条件と流下能力の関係	73
参考写真 1-(a) 呑口付近流況写真（合流点位置下流、流量の違い：実験Ⅲ-1）	76
参考写真 1-(b) 合流点付近流況写真（合流点位置下流、流量の違い、実験Ⅲ-1）	77
参考写真 2 合流点付近流況写真（合流点位置上流、 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ ：実験Ⅲ-5-2）	78

第1章 大淀地区の改修

1.1 大淀地区改修の必要性

大淀地区改修の必要性の根拠として、ダメージポテンシャルを他の堤内地と比較すると以下のようになる。このうち村山地区は、須川、寒河江川、大旦川、乱川を始め、多くの支川を集めた村山盆地に氾濫域が広がり、しかも直下流には狭窄部（大淀地区）を有しているため、多くの洪水被害を経験している。

ブロック	氾濫面積 (km ²)	氾濫区域内人口 (人)	氾濫区域内資産 (百万円)
村山 (大淀)	86.8	34,198	214,203
須 川	42.5	29,552	153,996
朝日長井戸	29.5	16,430	130,612
川西南陽	61.5	21,069	139,069

注) 1. 資料は建設省東北地方建設局「平成2年河川現況調査」による。
2. 大淀地区は村山ブロックに含まれる。

この村山地区の治水対策は、従来より内水被害の頻発する支川大旦川の改修(直轄事業として水門を建設、補助事業として河川改修を実施)、洪水氾濫抑制施設として大久保遊水地の建設、流下能力増加のための大淀地区狭窄部の改修の3つの治水対策の連携を基本に事業が実施されてきた。このうち大旦川水門は平成5年3月に、大久保遊水地は平成8年3月にそれぞれ完成しているが、現況の大淀地区狭窄部による背水によってH.W.L.を超える範囲が村山地区の約14.4km 区間に及ぶことや大久保遊水地の湛水頻度が高いことを考慮すると、大淀地区狭窄部の改修を早急に着手する必要がある。

1.2 改修方式の検討

1.2.1改修原案の問題点

改修原案(昭和49年7月策定)は、河道掘削と一部築堤で計画高水流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ を流下させる方式であるが、以下のような問題を含んでいる。

①膨大な掘削量

河道掘削を行った場合、約197万 m^3 もの土量の掘削とその残土処理が必要になる。

②改修事業の長期化

膨大な量の掘削を行うには、年間の作業量を考えると長期間の工期を必要とするため、改修効果が早期に発揮できない。

③社会的影響

大淀地区は、“最上川三難所船下り”が行われているが、大規模な河岸掘削を行うことによって歴史的天然景観が失われ、その価値が低下する。また長期間の大規模な河道掘削により、河川の濁水化が予想され、取水、内水面漁業、観光等へ与える問題が大きい。

1.2.2 改訂計画案の検討

前述のような改修原案の問題点を踏まえた新たな改修計画方式として、開水路分水＋部分掘削の②案とトンネル分水＋部分掘削の③案を提案し、施工性や事業費等を指標にして改修原案（①案）と総合的に比較検討した。この結果は下表に示すようにトンネル分水＋部分掘削の③案が最も妥当であると判断した。

改修方式の比較検討

ケース	改 修 方 式				検 討 項 目							備考
	トンネル 分 水	オープンカ ット分水	部分 掘削	大幅 掘削	水理 特性	工期	維持 管理	景観 管理	残土 処理	事業費	総合 評価	
①				○	○	×	○	×	△	223億 △	△	改修原案
②		○	○		△	△	△	×	×	225億 ×	×	
③	○		○		△	○	△	○	○	210億 ○	○	

第2章 水理模型実験の概要

2.1 水理模型実験の役割および特徴

模型実験を何故行うかは、一般には実物において起こった現象、あるいは起こりうる現象を知り、予知するためである。河川の水理模型実験における実験手法は、大別して固定床実験と移動床実験に分けられる。固定床実験では、河床がモルタル等の動かない材料で造られた模型を、また移動床実験では、河床が砂等の移動可能な材料で構成された模型を、それぞれ用いて行うものである。その主な特徴は表2-1に示す通りである。

表2-1 模型実験の特徴

	主な実験内容	境界条件の与え方		問題となる相似律	費用	備 考
		水位流量条件の裏化	形状の変化			
固定床	水位、流速、流量、流況	易	難	歪の影響 粗 度	少	現地河川に大きな変化のないことが前提
移動床	流況、洗堀堆積	難	易	歪の影響、されん 限界掃流力、流砂	多	

このように固定床実験では、河床変動の相似は得られないが水位や流況の情報は移動床実験に比べて精度良く得られる。つまり、河床変動が著しくない場合の流下能力、河道形状の変化による水理諸量、水理量の変化による形状損失、流速分布および流況などの検討に適している。

また水理模型実験は、流量の設定方法によって定流実験と不定流実験に分かれる。定流実験は現象の時間変化の過程を重視しない場合、不定流実験は現象の時間変化の過程を重視した場合のそれぞれにおける水理量や流下能力の検討に適している。

以上のように水理模型実験の手法は目的とする現象によって異なるため、その現象を解明するための水理諸量を充分検討し、その上で実験することが重要となる。なお、その他の詳細については山本・高橋（1989）の文献²⁾を参照されたい。

2.2 模型の概要

大淀地区河道模型の縮尺の決め方や模型の概要等の詳細については前報³⁾で記述しているため、ここではその概要を示す。

当該地区は岩河道で殆ど河床変動が見られないことから固定床模型とし、また水理量の測定精度、実験施設の規模、トンネル模型の粗度係数等の考慮を優先して、模型縮尺は1/60の無歪とした。

模型は、93.9km～105.7km (No.12～No.41+200m) の11.8km 区間を平成元年7月測量の形状で造られている。この模型の本川河道部では粗度係数を現地に合わせるためにモルタル製の河床上にイボ型の突起物を、河岸および高水敷上では模擬的な植生（多孔質体）を設置した。一方トンネル部は、粗度係数を現地と

相似させるには模型上で表面がかなり滑らかな材質にしなければならないためアクリル製とした。

実験水は次のような循環径路を有している。まず水槽（低水槽、50×50×3m）の水をポンプによって高水槽（直径約10m、高さ約3mの円筒状）に揚水する。この高水槽は、実験流量の大小に関わらず一定のエネルギー水頭を保持するように、実験で必要な流量以上の余剰水が低水槽に戻る仕組みを有している。高水槽からの水は給水管を通じて各模型の上流端に設置されている量水槽（流量を測る水槽）へ導かれ、その量水槽とその直上流に設置されたバルブによって所定の流量を設定し、その水量が河道模型へ流れ出る。模型下流端には水位調節のためのゲート（転倒式）が設けられ、そこを通過後の流水は帰還水路を通じて低水槽へと戻る構造になっている（図2-1参照）。

2.3 フルード相似則

模型の縮尺を水平、鉛直共に1/60にした場合の各物理量の縮尺（フルード則）は以下のようになる。

水平縮尺（ X_r ）＝鉛直縮尺（ h_r ）：1/60

断面積縮尺＝ $X_r \cdot h_r$ ：1/3,600

流量縮尺＝ $X_r \cdot h_r^{3/2}$ ：1/27,885

流速縮尺＝ $h_r^{1/2}$ ：1/7.75

時間縮尺＝ $X_r \cdot h_r^{-1/2}$ ：1/7.75

粗度係数縮尺＝ $X_r^{2/3} \cdot h_r^{-1/2}$ ：1/1.98

以上は、流れの粘性効果を受けないレイノルズ数が大きい乱流の場合のフルードの相似則である。しかし、小縮尺の模型では模型上での水深が不足して水の粘性の影響を受けることになり、特に越流堤等の実験で越流水深が小さい場合には、越流量の相似があまり得られず、分流量の精度が下がることがある。本検討では本川流量 $Q=1,500\text{m}^3/\text{s}$ 程度以下の時がこれにあたると考えられ、この場合は分流量の測定精度が下がることを検討の際に考慮する必要がある。分流量を精密に把握するならばもっと大縮尺の模型で実施すべきであるが、本検討は主に大流量時が重要であることより1/60縮尺でも十分と考えられる。

2.4 音圧レベルの相似則

人間の耳は図2-2に示すように周波数2000～4000Hzの音に対して最も感度が良く、騒音の程度を表す指標には、このような周波数に対する感度の違いを考慮した次式を音圧レベル（騒音レベル）と呼んで用いている（JIS Z 8731-1983）。

$$L_A = 10 \log(P_A^2 / P_0^2) = 20 \log(P_A / P_0) \dots\dots\dots (2-1)$$

単位はdB（デシベル）で、 P_A はA特性で重み付けられた音圧の実効値、 P_0 は人間の聞き得る音の強さの最小値 $10^{-12}\text{W} / \text{m}^2$ に対する音圧の実効値で $20\mu\text{Pa}$ である。A特性とは、耳の周波数に対する感度の違いを考慮した周波数補正特性を意味し、図2-3に表される特性曲線となる。

音は、様々な波長を持つ空気の疎密波の伝搬により発生し認識される。音の強さは周波数成分別の疎密波

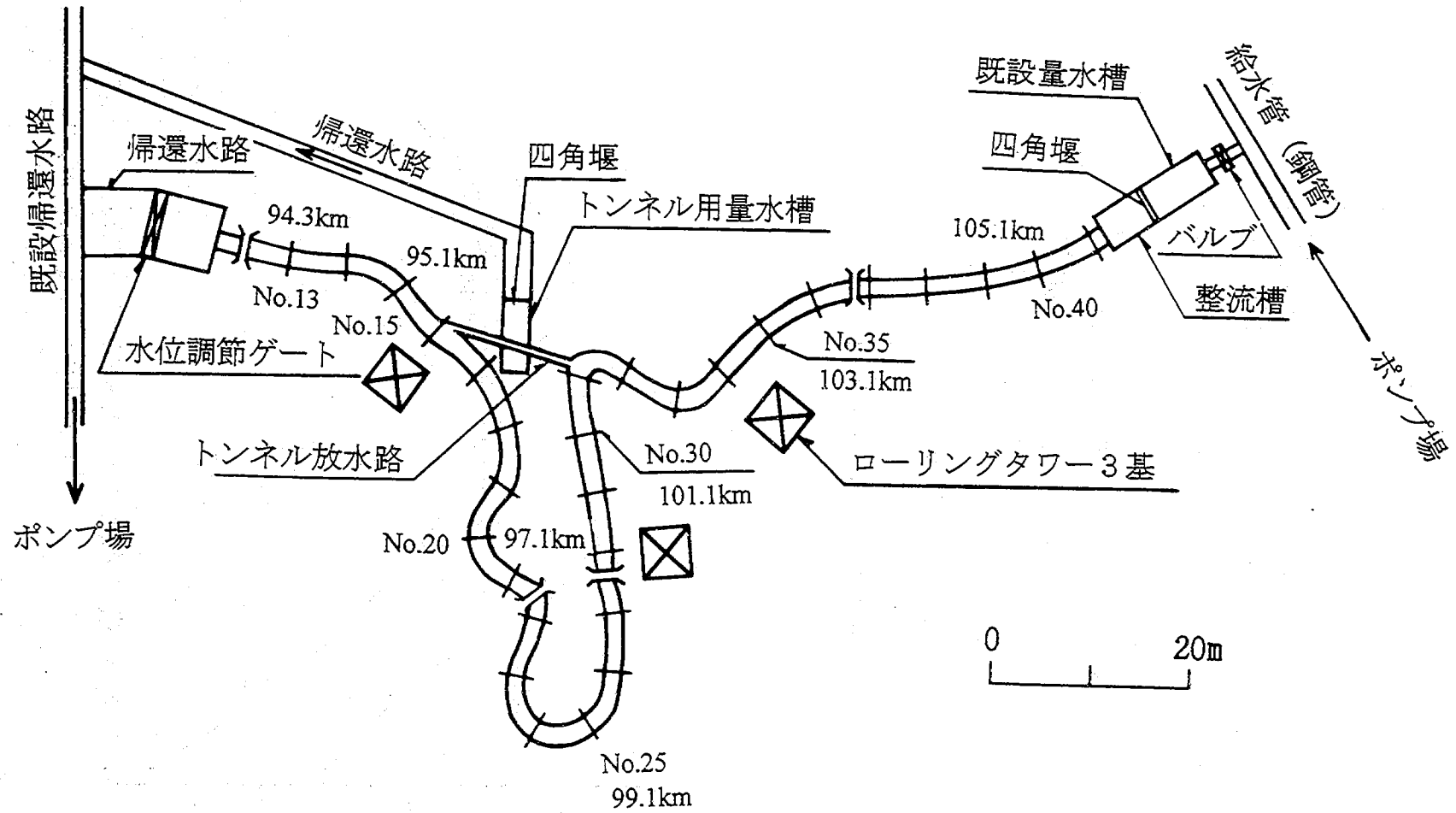


図 2-1 実験施設平面図

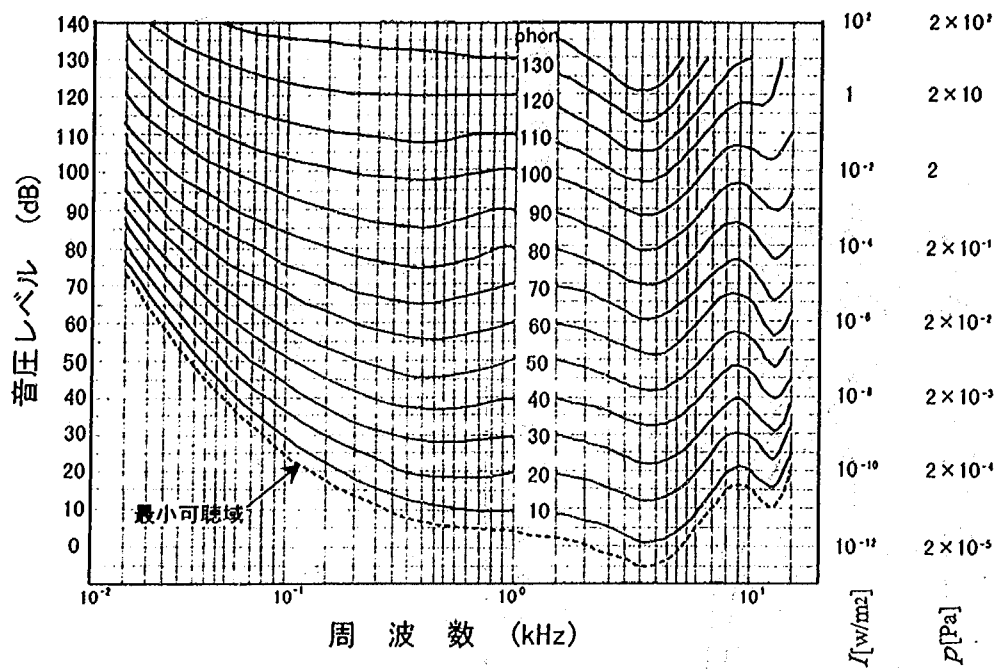


図 2-2 音の大きさの感聴曲線

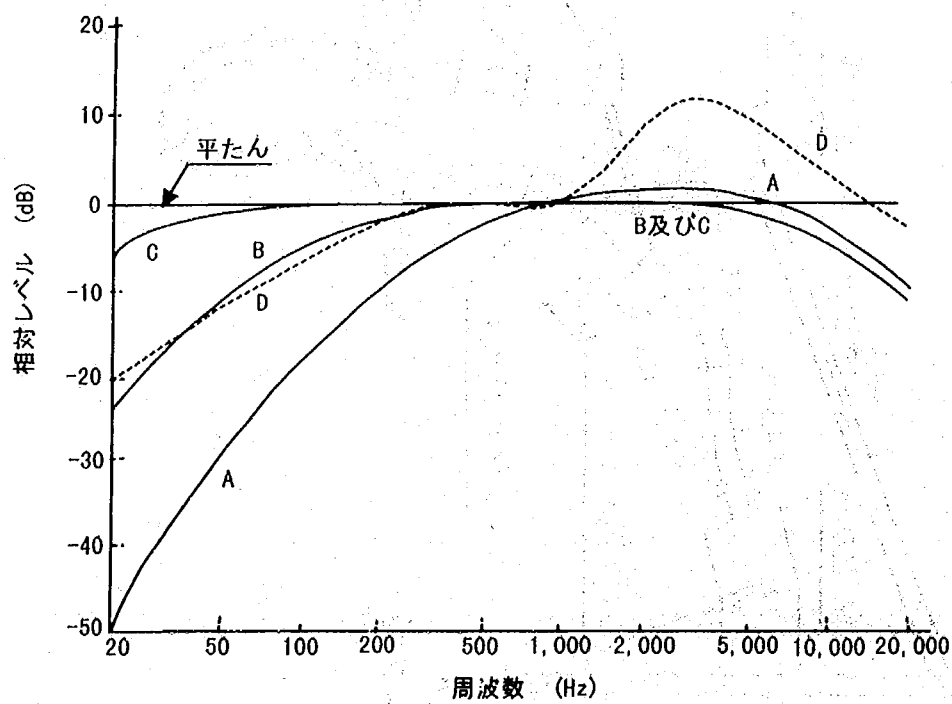


図 2-3 周波数の重み特性

の振幅の大きさと音源の形態、音源からの距離などに依存する。また音速は温度のみに依存する。したがって、通常音響の模型実験では波長と構造物の幾何形状との関係を満たすように模型の縮尺分だけ対象音源の周波数を高域にシフトさせた音を人工的に発生させ、その構造物の音響特性を把握する方法が用いられる。

以上のように、対象とする音源の周波数特性が不明の場合は周波数を高くする方法も適用できず、また周波数が高くなるほど空気中の吸音減衰は周波数、気温、湿度の影響を受けやすくなるため、模型の実験結果は事後評価や定性的評価にならざるを得ない。

2.5 実験の概要と実験ケース

原案トンネル河道(大断面1本トンネル、部分掘削無し)で計画高水流量を流した場合、No.40より下流区間ではH.W.L.以下で疎通可能であったが、稲下地区のNo.41～No.40間ではH.W.L.を約0.4m超える結果となった³⁾。土被りや大断面トンネル施工の実績がないこと等を考慮すると、トンネル断面をこれ以上大きくできないため、H.W.L.以下で疎通可能とするには対象区間上流河道部の掘削等を行う必要性が生じた。これらのことを考慮して以下のようなケースの実験を行った。

実験は、表2-2に示すように実験Ⅰ、実験Ⅱ、実験Ⅲの3つに大別される。

実験Ⅰのシリーズは、図2-4に示すように、No.34～No.41の河道左岸及びNo.33湾曲部右岸を掘削し、合わせて土被り等を考慮した新たな断面のトンネル(原案トンネルの疎通能力と同一とした断面積 207m^2 のトンネルを2本設置、トンネル敷高は原案と同じ)を計算から求め、これを第一案トンネル河道として検討した。実験では、トンネル及び河道部の粗度調整を行ってから(検Ⅰ-1、検Ⅰ-2)、計画流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 流下時の水理現象を詳細に測定した。実験Ⅰ-1は、トンネル無の条件で水位や流況を測定したものであり、部分掘削のみの場合における水位低減効果を調べるとともに、トンネルの効果を把握するための基準となるケースである。実験Ⅰ-3は、分流量が計画より多かったこと($1,500\text{m}^3/\text{s}$ に対して $2,025\text{m}^3/\text{s}$)や暫定時及び管理面も考慮するとトンネル片側分流での状況も把握する必要がある、この場合の流下能力等を把握した。実験Ⅰ-4及び実験Ⅰ-5は、それぞれ片側分流と両側分流の時に、トンネル吐口部水位を1.5m上げた場合の流下能力を把握した。

実験Ⅱのシリーズは、第一案トンネル河道で分流量が計画より多かったため、計画分流量になるように実験Ⅰから求められた損失水頭を基に新たなトンネル断面(断面積 152.6m^2)を計算から求め、このトンネルを河道に新たに設置したものを第二案トンネル河道(図2-5参照)として、実験Ⅰと同様に種々の条件下での流下能力を把握した。実験Ⅱ-1と実験Ⅱ-2はトンネルの敷高の影響を検討したものである。また、第二案トンネルは第一案トンネルおよび前報³⁾のトンネルー本案(原案)の断面に比較して小さいため、トンネルの敷高(土被り)を第一案及び原案と同一にすると、トンネルの呑口及び吐口部は凹んだ形になる。この呑口及び吐口部の床版高の影響を検討したケースが実験Ⅱ-3である。さらに、分流点付近の景観や流木等を考慮すると分流量にあまり影響を与えない範囲で越流堤長を短くすることが重要であり、この越流堤の長さと同流量・流況の関係を検討したのが実験Ⅱ-4である。

実験Ⅲのシリーズは、第二案トンネル河道のトンネル敷高を高くし(土被りを原案と同じ)、越流堤長を75mとした第三案トンネル河道について、種々の条件下での流下能力の他トンネル内の圧力変動や音圧レベル

表2-2 実験ケース一覧

ケース No	流 量 (m³)	模 型 条 件					検 討 内 容	備 考
		河道部	トンネル	越流堤長	合流点	トンネル横		
検1-1	1,500	上流掘削	207m²×2	130m	下流	凹無	粗度係数の検証 (第一案トンネル河道)	トンネル部分の粗度調整
検1-2	1,977	〃	無し	〃	〃	〃		河道部分の粗度調整
I-1	5,400	〃	〃	無	無	無	第一案トンネル河道で境界条件 が変化した場合の流下能力およ び水理現象の把握	分流無し
I-2	〃	〃	207m²×2	130m	下流	凹無		両側分流
I-3	〃	〃	207m²×1	〃	〃	〃		トンネル片側(片側分流)
I-4	〃	〃	207m²×2	〃	〃	〃		吐口水位上昇(両側)
I-5	〃	〃	207m²×1	〃	〃	〃		吐口水位上昇(片側)
検II	1,500	〃	152.6m²×2	〃	〃	〃	第二案トンネル粗度係数の検証	
II-1-1	5,400	〃	〃	〃	〃	〃	トンネル数高低場合の水理量 把握(トンネル天端標高を原案 より6.7m 低下)	
II-1-2	4,400	〃	〃	〃	〃	〃		
II-1-3	1,977	〃	〃	〃	〃	〃		
II-2-1	5,400	〃	〃	〃	〃	凹有り	トンネル数高い場合の水理量 把握(トンネル天端標高を原案 と同じ)	呑口及び吐口部は凹状態 と同じ
II-2-2	4,400	〃	〃	〃	〃	〃		
II-2-3	1,977	〃	〃	〃	〃	〃		
II-3-1	5,400	〃	〃	〃	〃	〃	トンネル数高くした場合の呑 口部及び吐口部の敷き高による 水理量への影響把握	呑口部のみ敷き高く
II-3-2	〃	〃	〃	〃	〃	〃		吐口部のみ敷き高く
II-3-3	〃	〃	〃	〃	〃	凹無		両方敷き高く(凹無)
II-4-1	5,400、1,977	〃	〃	103	〃	〃	呑口越流堤長の長さによる水理 量への影響把握	
II-4-2	〃	〃	〃	76	〃	〃		
III-1-1	5,400	〃	〃	75	〃	〃	第三案トンネル河道での詳細な 水理量把握	水位、流況、流木、音量、圧力
III-1-2	4,400	〃	〃	〃	〃	〃		水位、流木、圧力
III-1-3	1,977	〃	〃	〃	〃	〃		水位、流木、音量、圧力
III-2-1	5,400	〃	〃	〃	〃	〃	長島地区の樹木群が流下能力に 与える影響把握	下流端(No13)水位1 m 上昇
III-2-2	〃	〃	〃	〃	〃	〃		下流(No13)水位1 m 下降
III-3-1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	長島地区の樹木群が流下能力に 与える影響把握	樹木群上流側一部撤去
III-3-2	〃	〃	〃	〃	〃	〃		樹木群下流側一部撤去
III-3-3	〃	〃	〃	〃	〃	〃		樹木群両方撤去
III-4-1	標準ハイドロ	〃	〃	〃	〃	〃	ハイドロ形状の水理量に与える 影響把握	流況、音量、圧力
III-4-2	1/2倍ハイドロ	〃	〃	〃	〃	〃		〃
III-4-3	2倍ハイドロ	〃	〃	〃	〃	〃		〃
III-5-1	5,400	〃	〃	〃	〃	〃	その他の河道条件が流下能力に 与える影響把握	片側(右側)トンネル分流
III-5-2	〃	〃	〃	〃	上流	〃		合流部位上流側へ変更
III-5-3	〃	〃	〃	〃	〃	〃		トンネル粗度変化

等、より詳細な項目についても検討対象とした。実験III-1は、この条件河道での水位、流況、流木、音圧、圧力等の特性を把握した。実験III-2は、トンネル合流後の本川水位が流下能力に与える影響として、河道内樹木の繁茂状況や河床高の変化等によって本川河道水位が変化した場合のトンネル放水路の効果を把握するために、模型の下流端(No.13)の水位が通常実験より1 m 高い場合と1 m 低い場合について検討した。実験III-3は、長島地区の河道内樹木が流下能力に与える影響を把握するために、長島地区の樹木群の繁茂範囲

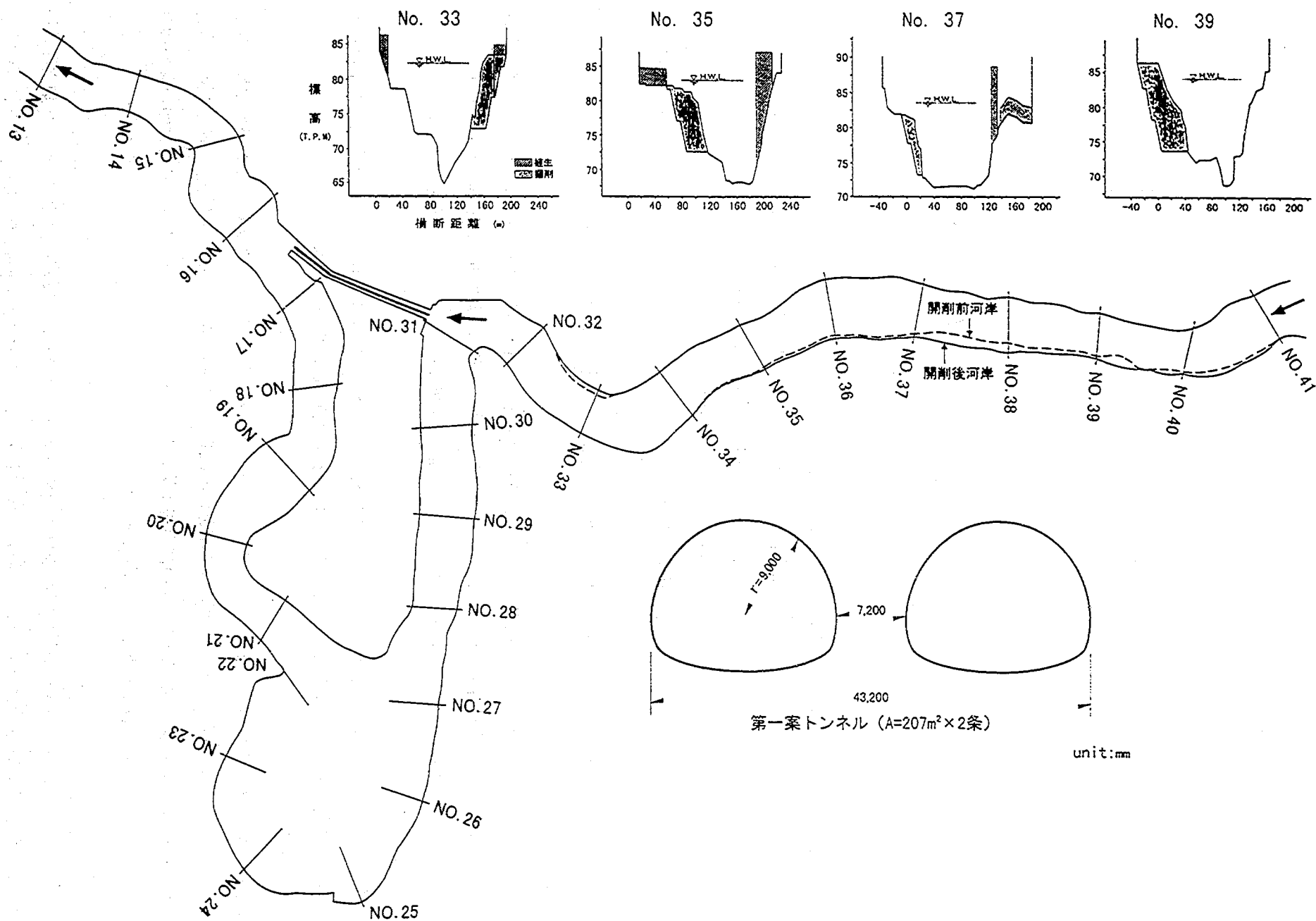
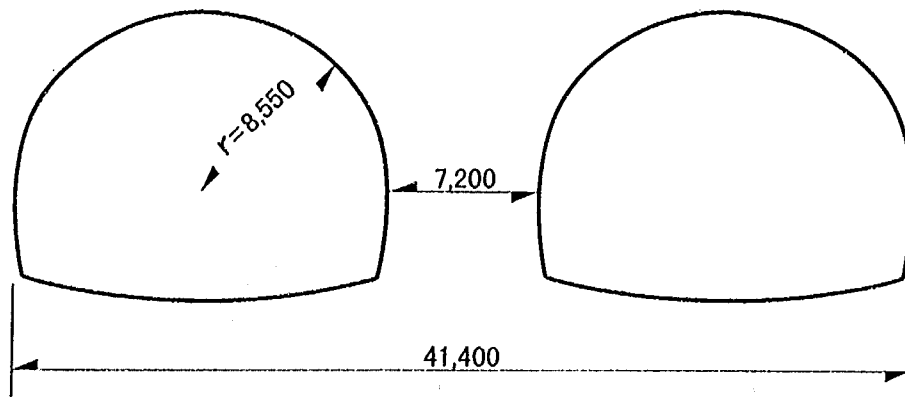


図2-4 第一案トンネル河道諸元

unit:mm



$$A=152.6\text{m}^2 \times 2\text{条}$$

図2-5 第二案トンネル諸元

を変化させて検討した。また、ピーク流量 $Q=\text{約}4,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水が来襲すると、トンネルでは洪水中に開水路流→管路流→開水路流へと流れ状態が変化し、それに伴う圧力や音圧の変動が生じる。実験III-4では、この変化状況を把握するために、ピーク流量が同一で流量の時間変化率の異なる3種の計画規模の洪水を不定流として通水した。実験III-5では、考えられる種々の河道条件として、①片側分流の場合、②合流点位置を上流にした場合、③トンネル内の粗度係数が変化（大きく）した場合、のそれぞれにおける流下能力を検討した。

上記の実験の測定項目や方法はケースによって異なるが、その概要は以下のようである。

○水位測定

ポイントゲージ（土研式水位測定器）を用いて、本川河道部では縦断方向200mまたは400mピッチの断面において、実験I及び実験IIでは断面あたり3点（左岸、中央、右岸）、実験IIIでは断面あたり中央の1点を測定した。左右2本のトンネル部の水位については、縦断方向60mピッチのピエゾ水頭を測定した。

○流況観察

主流部、流線、分流境界線、水衝部、死水域等の特性について、目視による観察スケッチ及び上空からの写真撮影等を行った。特にトンネルの呑口及び吐口や合流点付近について詳細に実施した。

○分流量測定

実験中の分流状態で分流量を正確に測定することが困難であるため（トンネルの断面積と断面平均流速が分かれば分流量は求められるが、断面平均流速を正確に測るには同一断面内の数多くの点で測定しなければならない等の問題がある）、各実験で一連の測定終了後にトンネル模型の途中を分断し、そこに四角堰を取り付けた量水槽によって分流量を測定した（図2-1参照）。

○流速測定

流速については、トンネルの呑口及び吐口近傍の河道部分において、電磁式流速計を用いて6割水深位置で時間間隔0.05秒で5秒間（時間は模型値）のデータを収集した。そのデータの整理にあたっては、算術平均

したものを流速の代表値とした。

○流木状況観察

河道内で流木が多量に発生した場合に、トンネル呑口部やトンネル内での閉塞により河道全体の流下能力が低下する等の問題が生じる可能性がある。これを定性的に把握するために、流木を模した木片をトンネル分流点より上流の位置（700m 上流）から投入し、流木のトンネル及び本川下流への流下割合等を把握した。ここで用いた流木模型は、実際の流木の事例結果⁹⁾を参考に、直径が48cm、長さが6 m、12m、18m、比重が0.6の円柱形としたが、枝や葉等は考慮しなかった。実験Ⅱでは長さ6mの流木模型100本を、1本ずつ約0.5秒間隔（模型値）で投入したが、実験Ⅲでは長さ12mと18mのもの100本の一括投入と、1回20本ずつ約5秒間隔（模型値）で5回に分けた投入の2通りとした。

○音圧レベル測定

分流に伴ってトンネル呑口付近では音の環境が変化する可能性がある。音の基本的な要素は、「音の強さ」、「音の高さ」、「音色」の3つであるが、ここでは「音の強さ」について相対的な特性を把握するため、図2-6に示すトンネル呑口付近において音圧レベル（等価騒音レベル）を騒音計によって測定した。定流実験では時間間隔0.1秒で約10秒間のデータを、不定流実験では時間間隔0.5秒で道水時間中のデータをそれぞれ収集した（時間は模型値）。

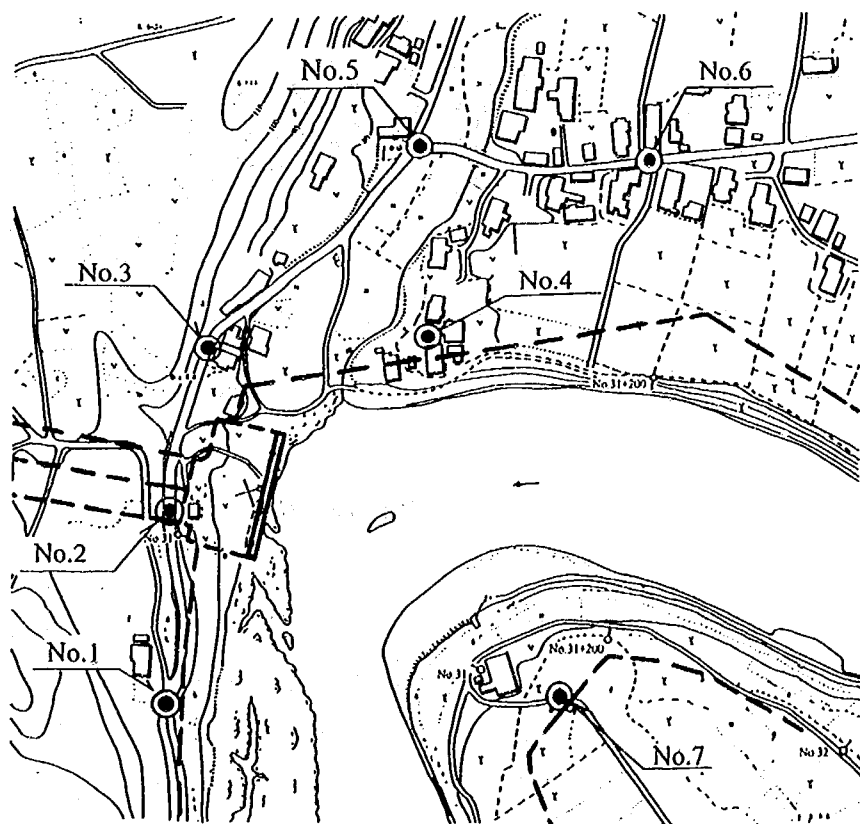


図2-6 音圧レベル測定位置

○圧力測定

定流実験(実験Ⅲ-1)では、図2-7に示す両トンネルの14測点(No. 0、2、4、7、8、9、10×2本トンネル)において水位の時間変動を把握するために、圧力計を用いて時間間隔が0.05秒で約6秒間(模型値)のデータを収録した。この他に水位変動の大きなトンネル呑口付近の測点(No. 8、9、10)については、時間間隔0.05秒で約30秒間(模型値)のデータを収録した。

不定流実験(実験Ⅲ-4)では、片側トンネル(右側)の7測点で圧力計を用いて時間間隔を2.0秒(模型値)として通水中継続してデータ収録した。

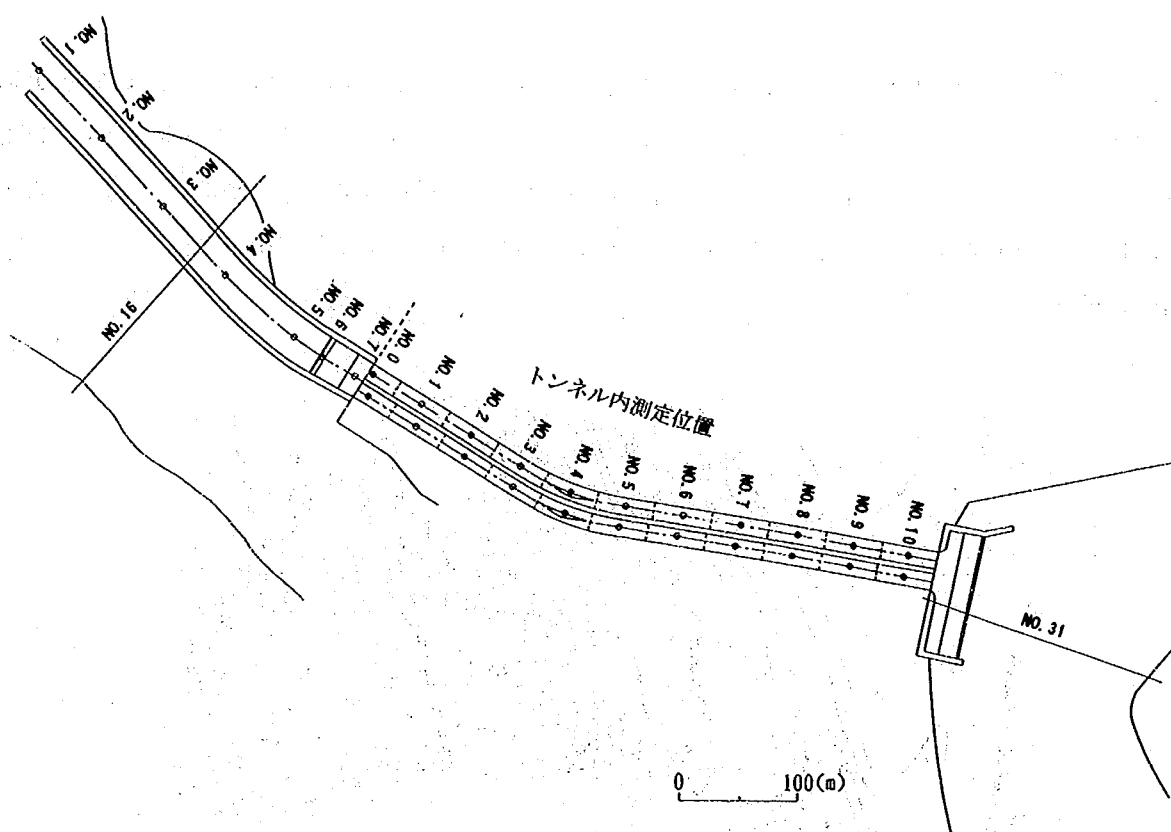


図2-7 トンネル内圧力測定位置

3章 模型実験結果

3.1 第一案トンネル河道

3.1.1 実験 I-1 (分流無し、流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$)

本ケースは、第一案トンネル河道の検討に先だち、河道部分掘削のみの場合の水位低減効果を把握したものである。水位、流況の概要を以下に述べる。

○水位について

本ケースの河道本川中央の水位縦断状況を現況河道時と比較したものが図3-1である。これより、トンネル呑口部の No.31付近より下流での水位は現況河道とほぼ同一であるが、No.31付近より上流側ではこれとは状況が異なる。つまり、No.32～No.35では本ケースの方が水位が高くなっていることより、No.33付近の右岸掘削による水位低減効果はあまり期待できない。No.36から上流では、掘削による水位低減効果が大きく0.5m～1.0m 水位が低下するものの、H.W.L.を超えており、河道の部分掘削だけでは H.W.L.をクリアできない。

○流況について

河道模型の全体流況を図3-2に、またこれを分割、拡大した流況を図3-3に示す。部分掘削した No.36から上流では、主流位置は現況河道と同様にほぼ河道中央にあるが、流速は現況河道より小さくなる。また No.33付近右岸側の掘削部の河岸沿いで剥離渦が生じていることから、掘削範囲をこれ以上広くしても有効河積として働かないものと判断される。これより下流では現況河道と同一の傾向であり、以下のような状況を有している。

河道が大きく屈曲する No.31付近では、右岸側に当たった流れがここで底面に潜り込み、その直下流の低水路中央付近に湧き上がる流れと、右岸側を下流に直進する流れが生じる。またこの対岸側の No.31～No.32間の左岸沿いの前面は剥離領域となる。このようにこの付近は湾曲部の流れだけでなく急縮部と同様の流れを示すため、No.31では平均で約1.0m のせき上げが生じるとともに、左右岸の水位差も大きくなる (No.31断面で約1.8m の水位差)。

No.28～No.22間の湾曲部では、水面勾配が上下流に比較して緩く流れも穏やかで、主流はほぼ低水路中央付近を流下している。湾曲内岸側の長島地区では、ほぼ全域にわたって冠水し、桑畑・果樹園内では滞流している。

No.21付近の右岸では主流、左岸沿いでは剥離渦が生じ、この直上流の No.22断面では約1.5m の水位せき上げが生じている。

その後主流は低水路中央付近を流れ、No.20付近の湾曲部でやや左岸に寄った後、No.20～No.18+300m の左岸高水敷上を緩やかに進む。そこから下流 No.15+300付近までは、低水路中央に主流が生じる。

3.1.2 実験 I-2 (両側分流、流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$)

○水位について

本ケースの水位縦断状況の現況河道との比較を図3-1に合わせて示す。No.19～No.41間の水位は現況河道より約2 m～3 m、H.W.L.より約1.5m～2 m それぞれ低くなり、H.W.L.を大きくクリアする。

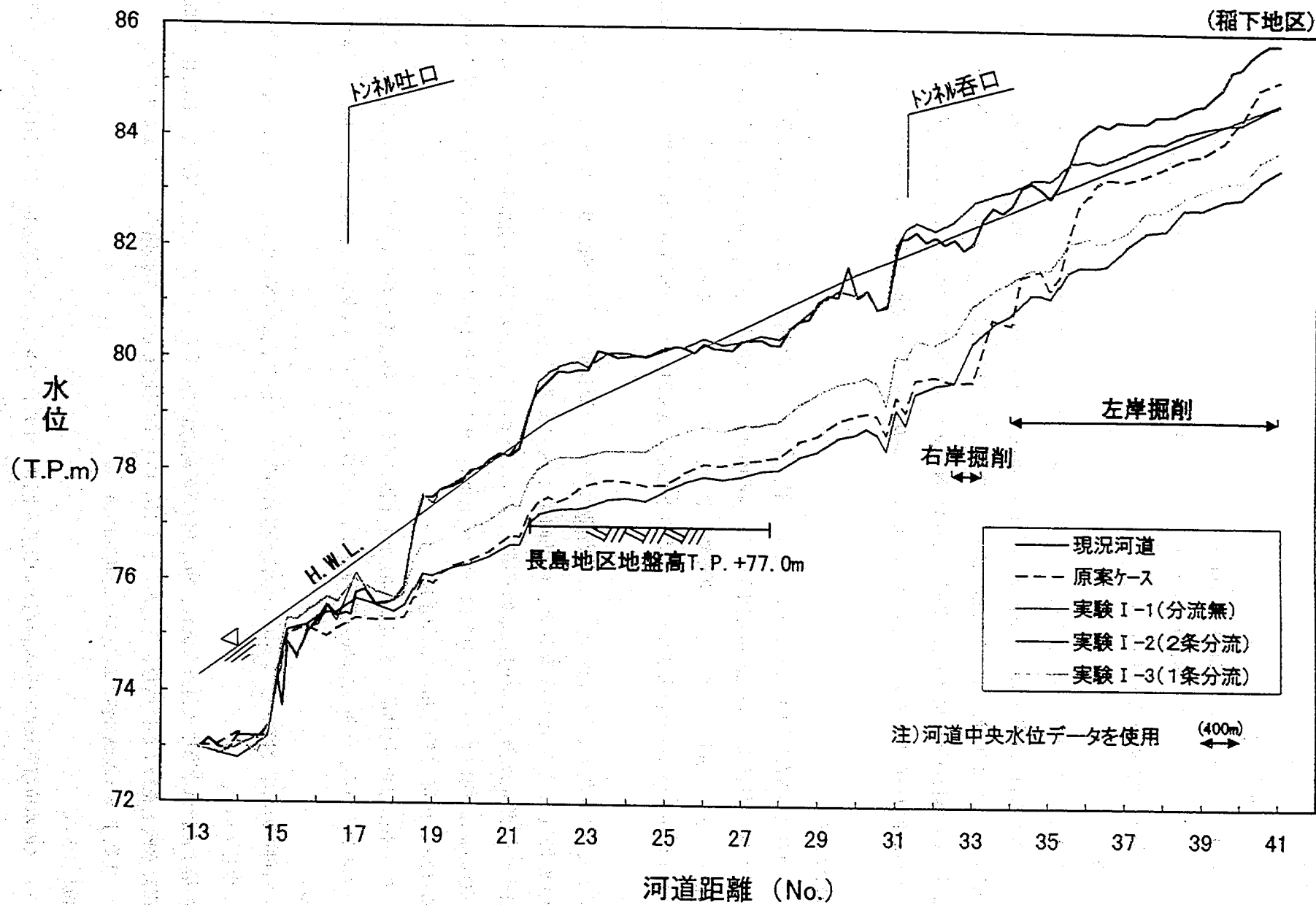


図3-1 水位縦断図 (第一案トンネル河道)

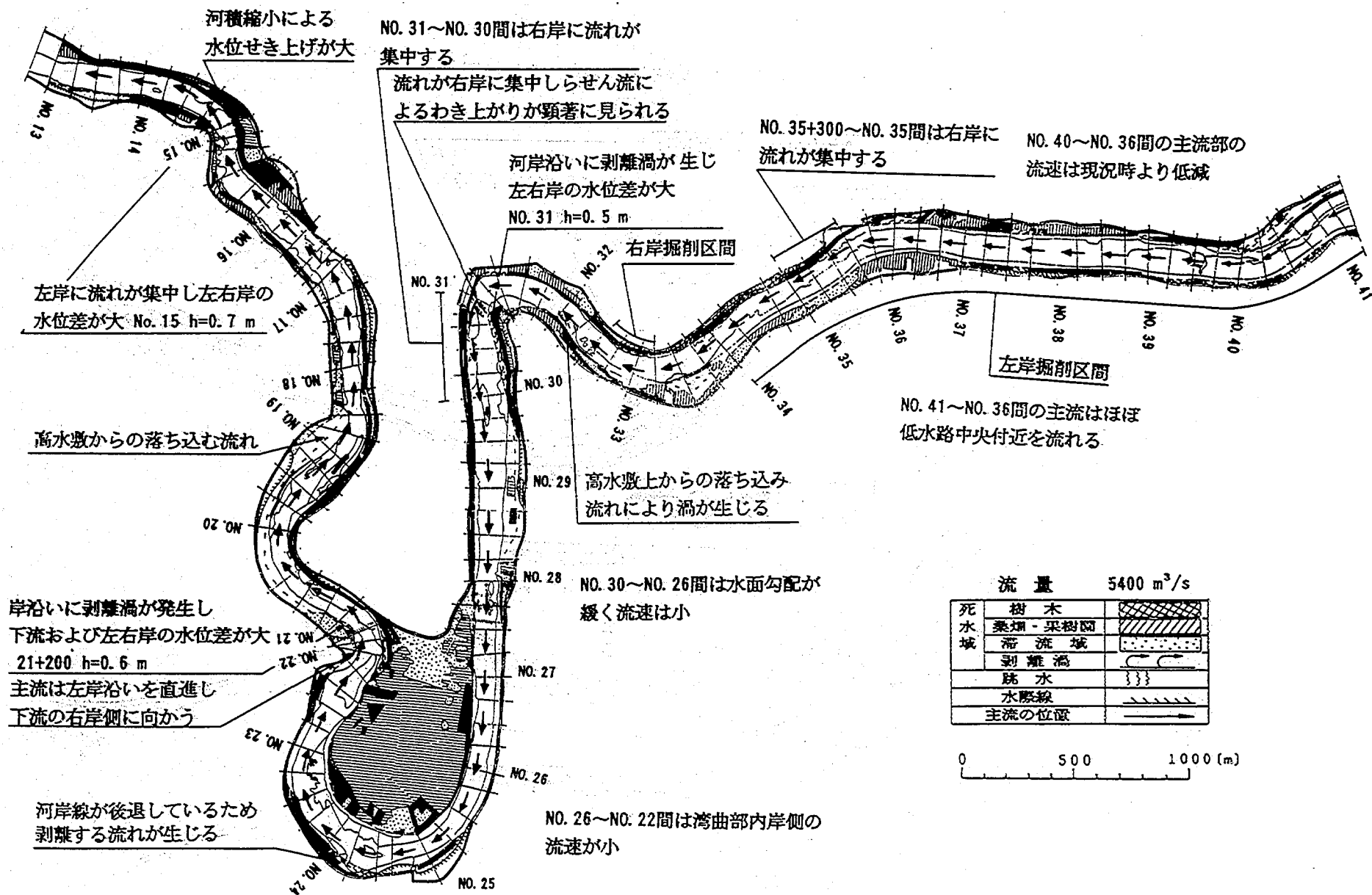


図 3-2 分流しない場合の全体流況図 (実験 I-1)

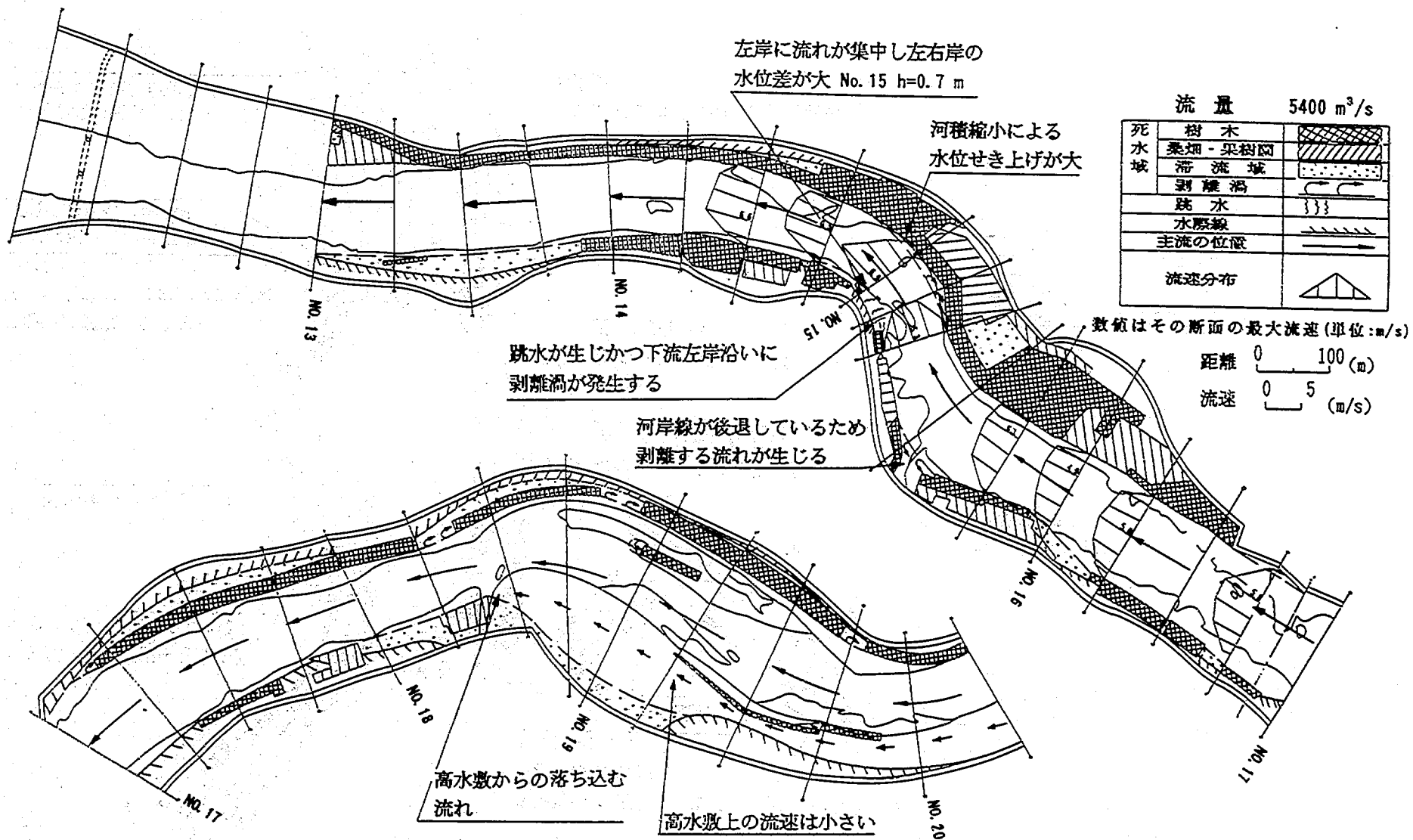


図3-3(1) 分流しない場合の拡大流況図(1) (実験 I-1)

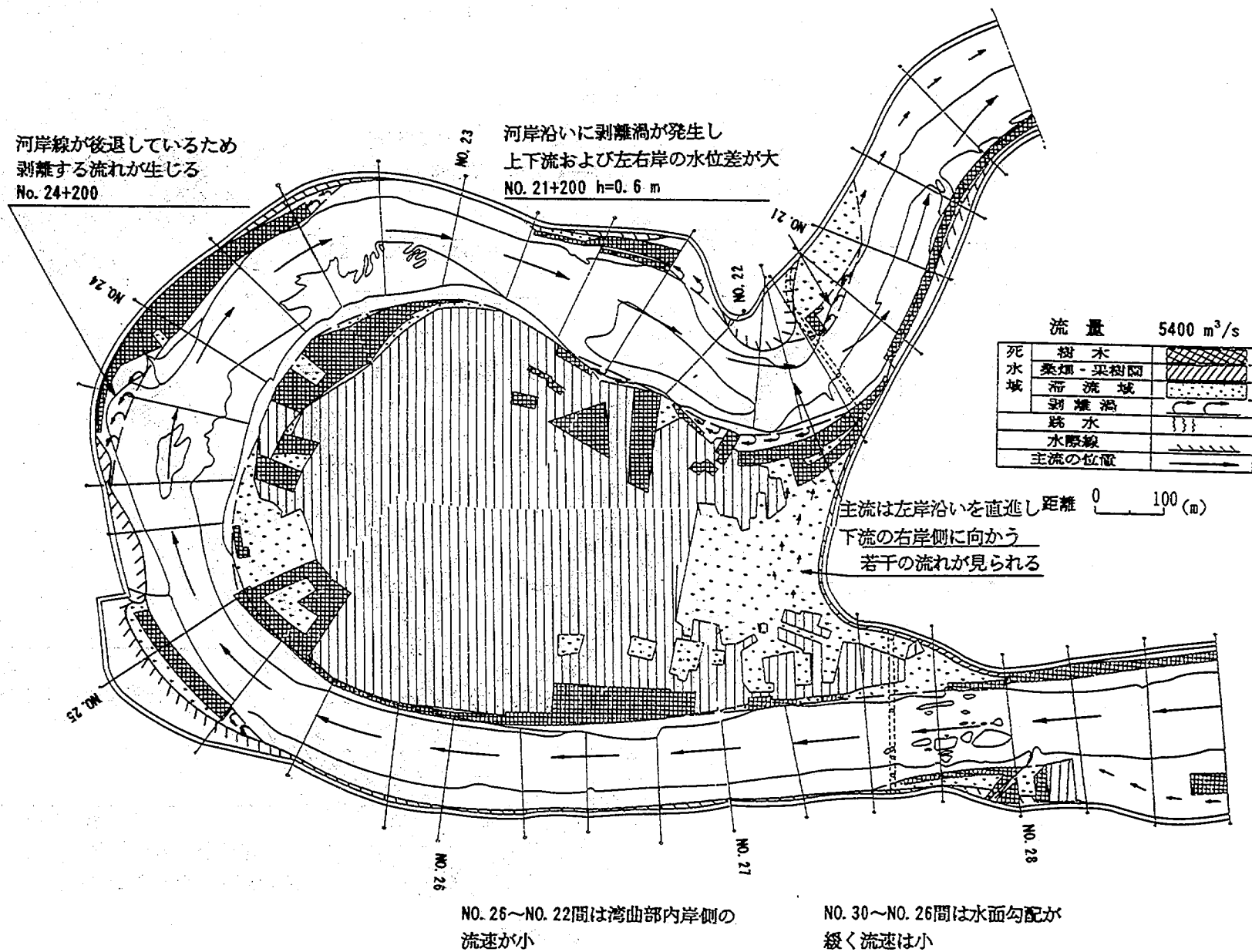


図 3-3(2) 分流しない場合の拡大流況図(2) (実験 I-1)

流れが右岸に集中しらせん流によるわき上がりが顕著に見られる
NO. 30+300

河岸沿いには剥離する流れが生じ左右岸の水位差が大
No. 31 $h=0.5$ m

NO. 31~NO. 30間は右岸に流れが集中する

流量 5400 m ³ /s	
死水	樹木
	桑畑・栗樹園
	滞流域
	剥離渦
	跳水
	水際線
	主流の位置

距離 0 100 (m)

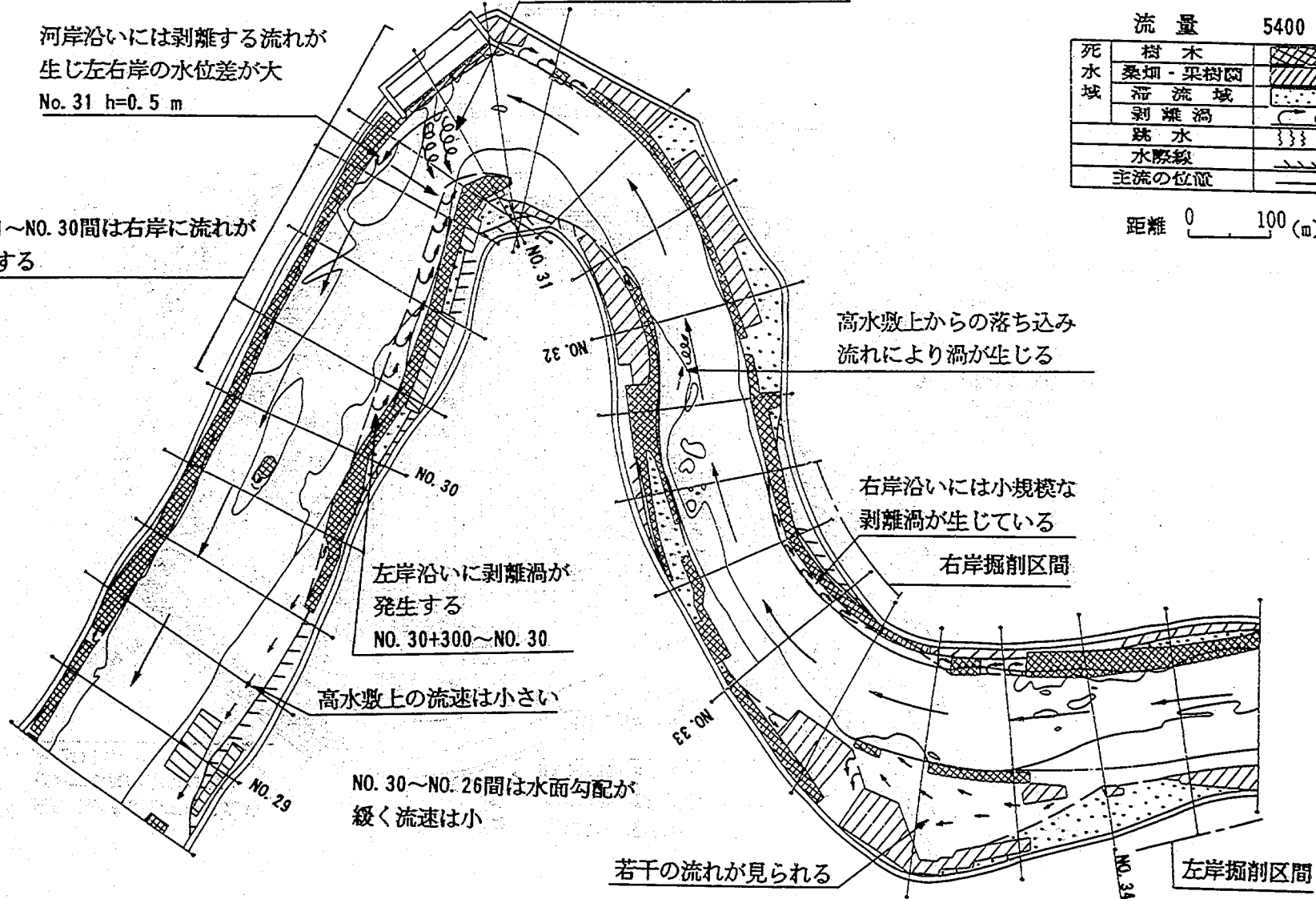


図3-3(3) 分流しない場合の拡大流況図(3) (実験I-1)

流量 5400 m ³ /s	
死水	樹木
域	桑畑・果樹園
滞流域	
剥離渦	
跳水	
水際線	
主流の位置	

距離 0 100 (m)

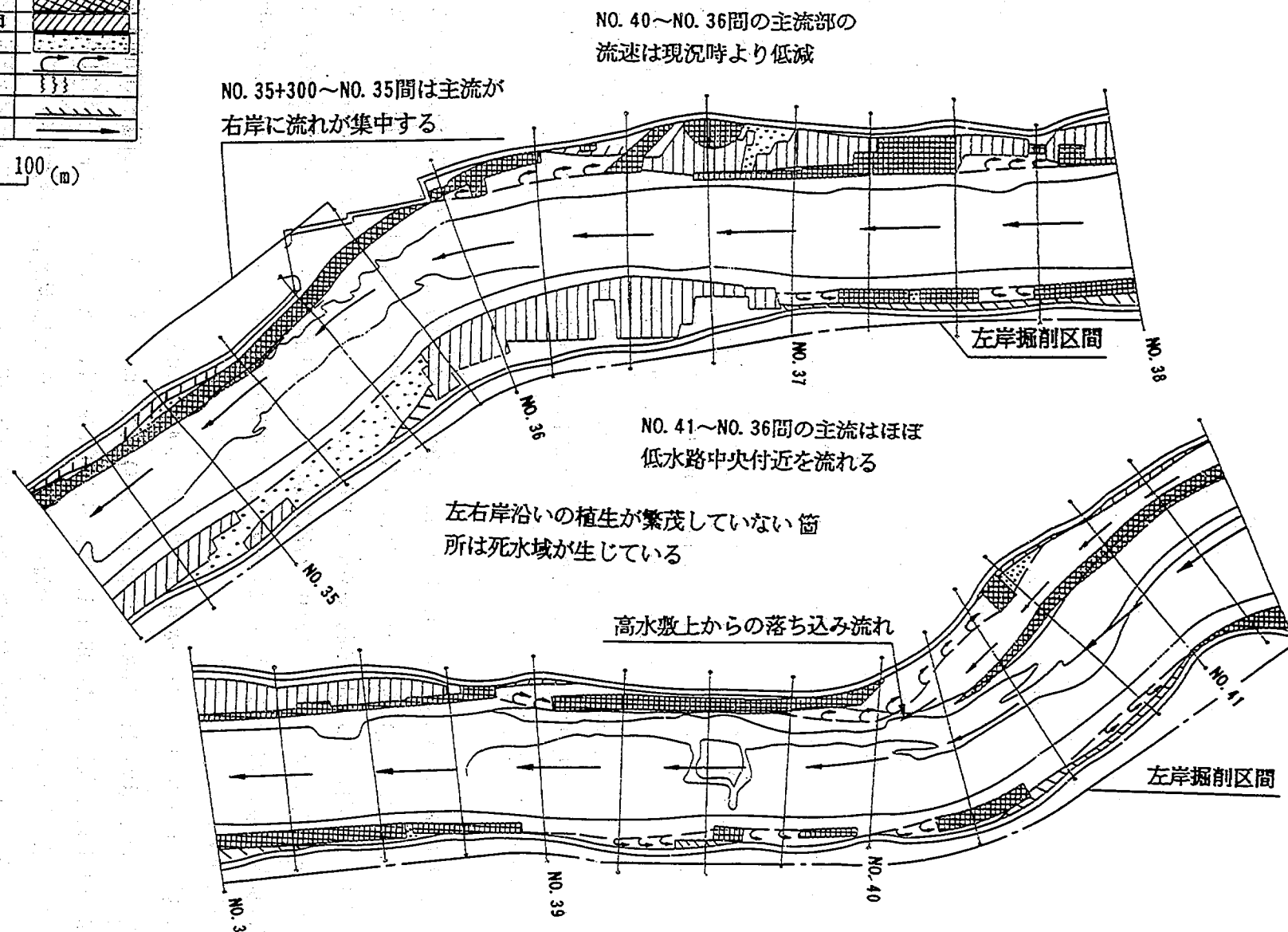


図 3-3(4) 分流しない場合の拡大流況図(4) (実験 I-1)

○流況について

本ケースでは、実験Ⅰ-1の部分掘削のケースと比較して高水敷の冠水域が狭くなるとともに低水路内流速が増大することによって、以下のような流況の相違が生じる（図3-4参照）。なお分流量は $Q_D=2,030\text{m}^3/\text{s}$ である。

- ・ No.36～No.35間付近の右岸側に流れが集中する傾向がやや強くなる。
- ・ No.31～No.30+200m間の左岸沿いでは剝離渦は生じるが、その領域が縮小する。
- ・ 長島地区の冠水深は1 m程度に小さくなる。
- ・ No.15+50m付近で、トンネルから開削水路を通して流出する流れと合流するため、右岸沿いの流速が大きくなる。

3.1.3 実験Ⅰ-3（片側分流、流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、トンネルの片側（左）のみで流したケースであり、河道及び流量条件は実験Ⅰ-2と同一である。水位と流況について、現況河道及び両側分流（実験Ⅰ-2）と比較した結果を以下に示す。

○水位について

本ケースの水位縦断状況について、現況河道及び両側分流との比較を図3-1に合わせて示す。No.18より上流区間では、本ケースの方が現況河道より1 m～2 m、H.W.L.よりも1 m以上それぞれ低い。このことは、河道が部分掘削済みであればトンネル片側分流でも計画高水流量の疎通が可能であることを示している。また図3-1で片側分流と両側分流を比較すると、長島地区の方が上流の稲下地区より水位低下量が多くなっていることが分かる。これは換言すれば、分流量の増加は上流稲下地区よりも長島地区の方の水位低減効果として有効に働くことを意味している。

○流況について

両側分流と比較すると、No.41～No.19間で0.3m～0.9m水位上昇しただけで、主流部の位置や主要な水理状況はほとんど同一である。特異な現象としては、No.40～No.39間の左岸高水敷の冠水範囲が増大しそこで剝離渦が生じ、長島地区での冠水範囲がやや増大することが上げられる。またNo.15付近では、右岸沿いの流速が両側分流に比べて小さくなっており、分流量減少によって開削水路部からの流れの影響が小さくなったものと判断される。なお分流量は、両側分流の $Q_D=2,030\text{m}^3/\text{s}$ に対してその半分より多い（約66%） $Q_D=1,340\text{m}^3/\text{s}$ である。

3.1.4 実験Ⅰ-4、実験Ⅰ-5（両側&片側分流、トンネル吐口水位上昇）

第一案トンネル河道での計画高水流量時の分流量は $Q_D=2,030\text{m}^3/\text{s}$ と、原案トンネル河道（大断面1本トンネル、部分掘削無し、前報³⁾の実験Ⅲ-1-1)の $Q_D=1,790\text{m}^3/\text{s}$ に比較して多い。両者のトンネル自体の流下能力を同一としたにも関わらずこのように分流量に違いが生じた理由は、開削水路の幅に関係すると考えられる。つまり、第一案トンネル河道では開削水路の幅が広い（原案トンネル河道：27.5m、第一案トンネル河道：43.2m）トンネル吐口部の水位が原案トンネル河道より約1 m低くなり、分流しやすくなったものと考えられる。

以上のことより、第一案トンネル河道において両側分流の場合と片側分流の場合、それぞれについてトンネル吐口水位を1.5m高くした時の分流量とトンネル内水位を計測した。図3-5はトンネル内の水位縦断状

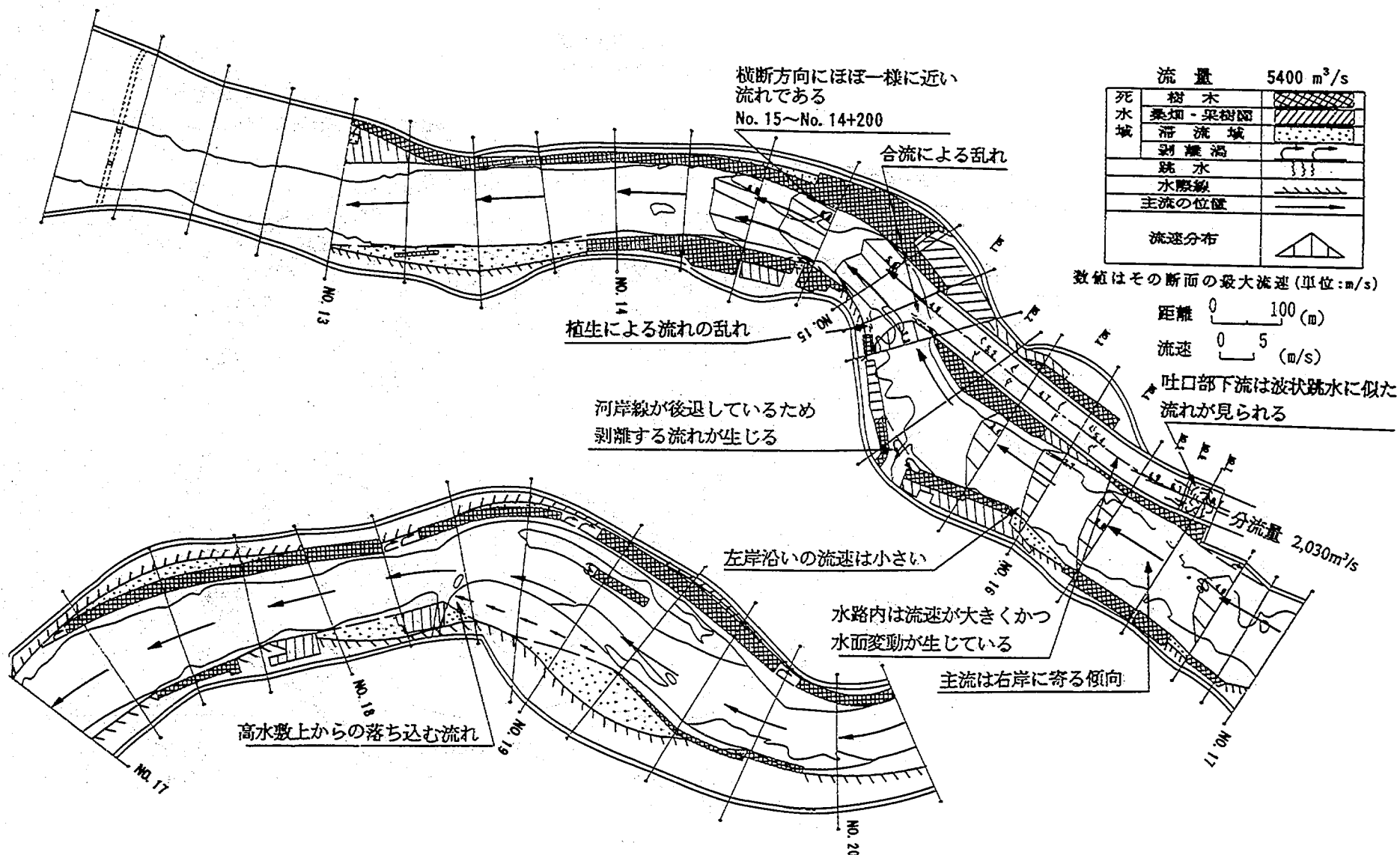


図3-4(1) 両側分流の場合の拡大流況図(1) (実験I-2)

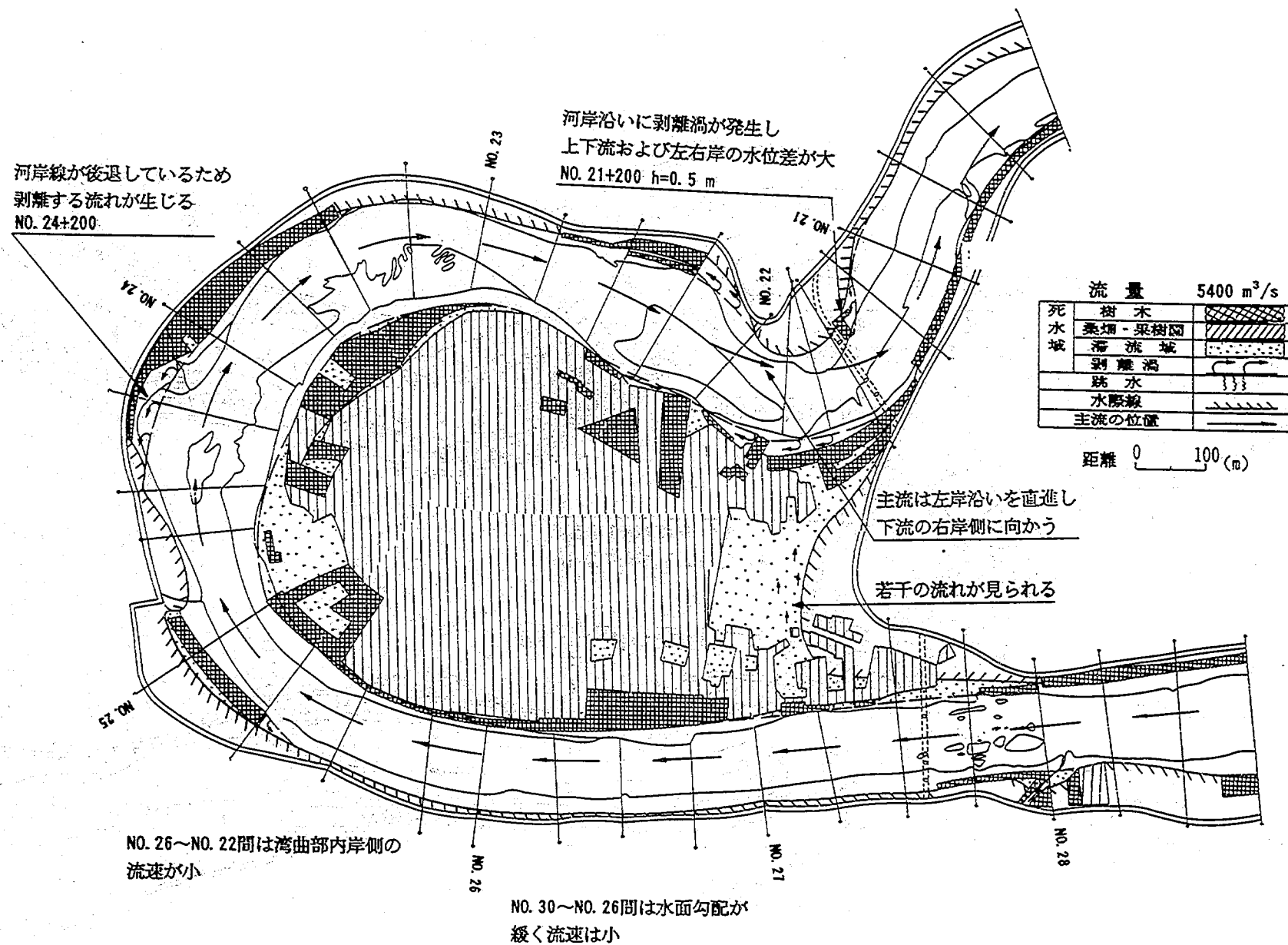


図 3-4(2) 両側分流の場合の拡大流況図(2) (実験 I-2)

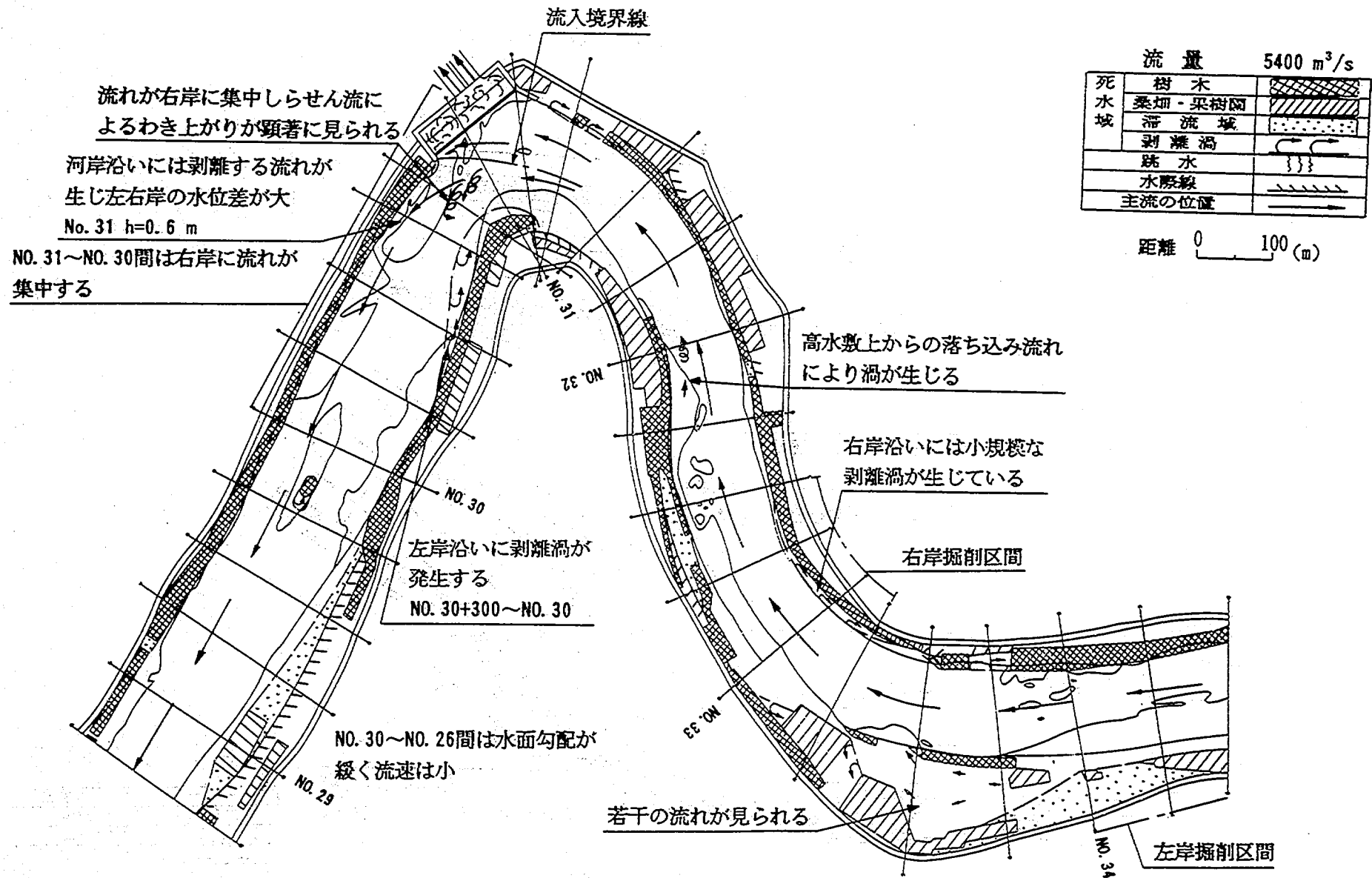


図 3-4(3) 両側分流の場合の拡大流況図(3) (実験 I-2)

流量 5400 m ³ /s	
死	樹木
水	桑畑・果樹園
域	滞流域
	剥離渦
	跳水
	水際線
	主流の位置

距離 0 100 (m)

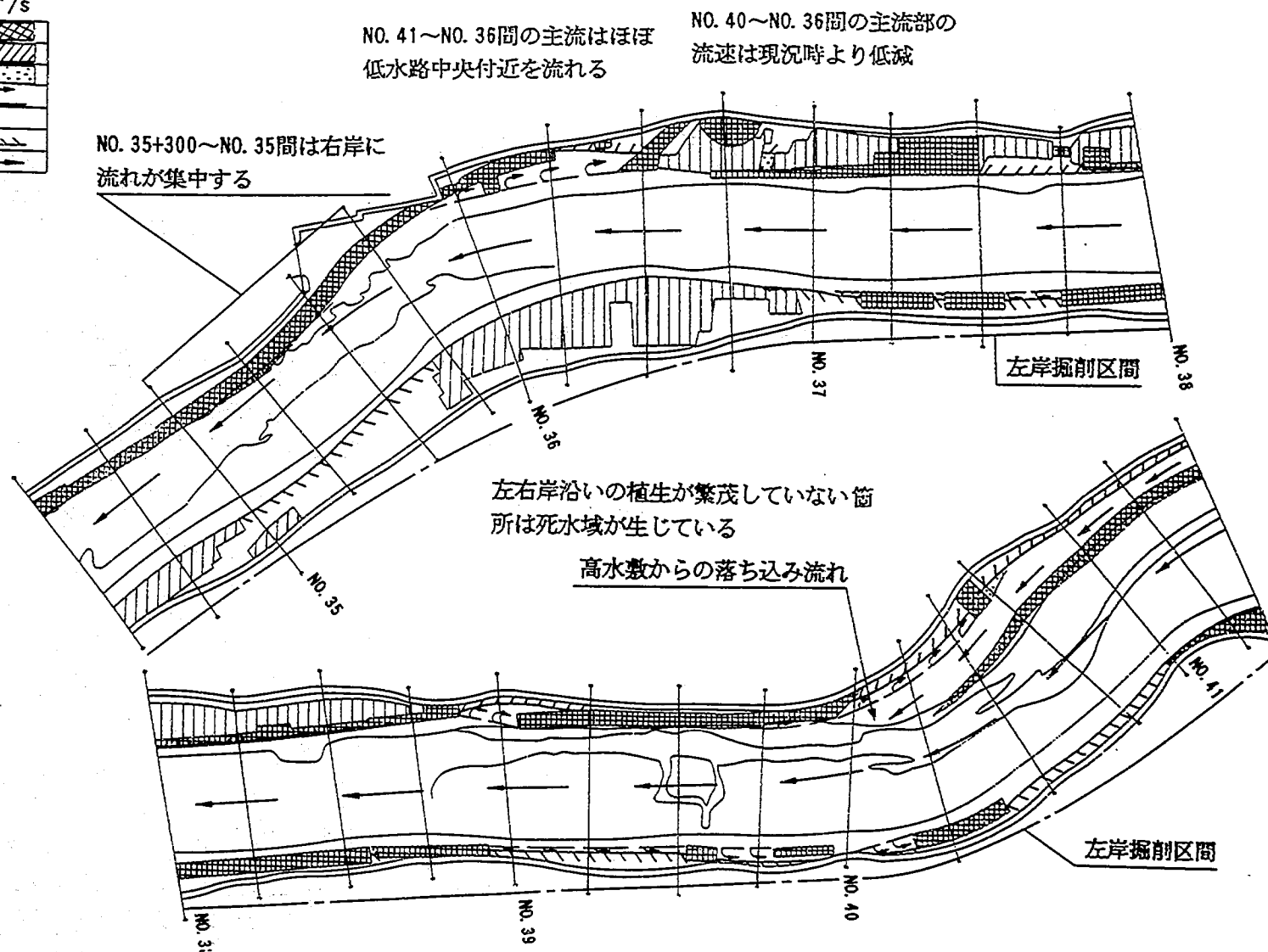


図3-4(4) 両側分流の場合の拡大流況図(4) (実験 I - 2)

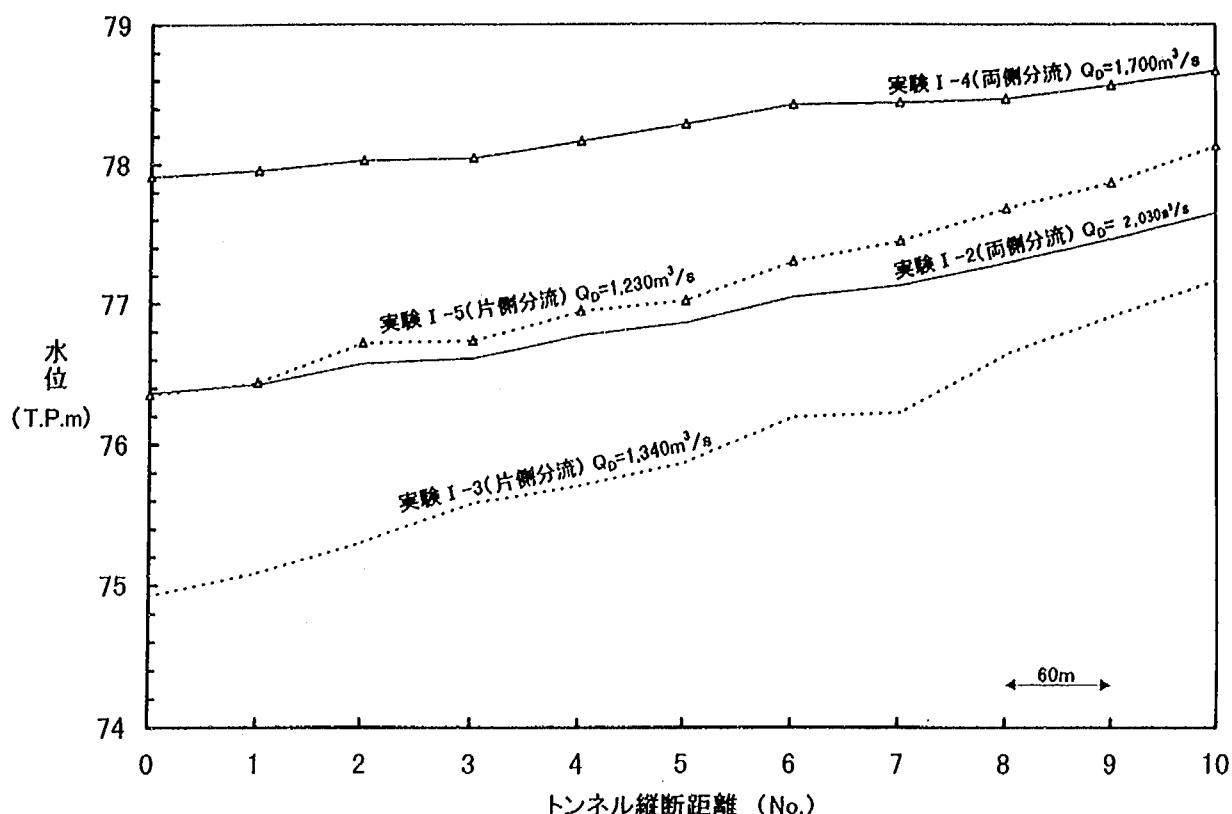


図 3-5 トンネル内の水位縦断図 (実験 I)

況であり、これより両側分流でも片側分流の場合でも、トンネル吐口での1.5mの水位差はトンネル呑口では約1.0mとなることが分かる。分流量については、両側分流の場合は約330 m^3/s (2,030 $\text{m}^3/\text{s} \rightarrow 1,700\text{m}^3/\text{s}$)、片側分流の場合は約110 m^3/s (1,340 $\text{m}^3/\text{s} \rightarrow 1,230\text{m}^3/\text{s}$) それぞれ減少する。

3.1.5 まとめ

第一案トンネル河道における実験結果の要約を以下に示す。

1. 部分掘削だけでは、No.36から上流の部分で現況河道より0.5m~1.0m 水位低下するが、H.W.L.はクリアできない。
2. No.33付近右岸側の掘削部の河岸沿いでは剝離渦が生じており、掘削範囲をこれ以上広くしても有効河積として働かないものと判断される。
3. No.31付近では、湾曲部の流れだけでなく急縮部と同様の流れも示すため、水位せき上げとともに、左右岸の水位差も大きくなる。
4. 河道が部分掘削済みであればトンネル片側分流でも計画高水流量を H.W.L.以下の水位で流下させることが可能である。
5. 片側分流の場合、両側分流に比較して No.40~No.39間の左岸高水敷及び長島地区の冠水範囲が広くなり、分流量は、両側分流の $Q_0=2,030\text{m}^3/\text{s}$ の半分より多い (約66%) $Q_0=1,340\text{m}^3/\text{s}$ になる。
6. 第一案トンネル河道では、原案トンネル河道に比較して開削水路の幅が広くなりトンネル吐口部の水位が低くなるため分流量が増加する。分流量の増加は上流稻下地区よりも長島地区での水位低減効果として

有効に働く。

3.2 第二案トンネル河道

第一案トンネル河道では、原案トンネル河道に比較して開削水路の幅が広くトンネル吐口部の水位が低くなるため分流量が増加する(計画分流量 $Q_D=1,500\text{m}^3/\text{s}$ に対し約 $530\text{m}^3/\text{s}$ 多い $Q_D=2,030\text{m}^3/\text{s}$)。分流量の増加は上流の稲下地区よりも長島地区での水位低減効果として有効に働くが、事業費や景観や施工面等を考慮するとトンネルの断面を小さくすることが必要である。そこで計画分流量になるように実験Ⅰから求められた損失水頭を基に新たなトンネル断面(152.6m^2)を計算によって求め、このトンネル模型を製作設置した。河道条件は実験Ⅰと同じに部分掘削されており、これを「第二案トンネル河道」として、以下のように実験Ⅰと同様に種々の条件下での流下能力を把握した。

3.2.1 実験Ⅱ-1、実験Ⅱ-2 (トンネル敷高の違い、両側分流、ポンド床版高は両者とも同じ)

実験Ⅱ-1と実験Ⅱ-2における模型諸元については、本川河道も含めて平面形は同一であるがトンネル放水路及び吞口ポンド及び吐口ポンドの縦断形に違いがある(図3-6参照)。したがって、トンネル敷高の低い実験Ⅱではいずれの流量でも管路流れになるが、トンネル敷高の高い実験Ⅱ-2では流量 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度を境に開水路流れと管路流れ状態を示す(洪水の発生確率を考えると殆ど開水路流れの時が多い)。また実験Ⅱ-2では、トンネル敷高を高くしたのみで吞口及び吐口ポンドは変更していないため、トンネルの上流及び下流では、それぞれ段上がり及び段落ち流れとなる。

図3-7は、吐口及び吞口部付近の平面流速分布(6割水深流速)の代表例として、実験Ⅱ-1と実験Ⅱ-2の流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の状況を示したものである。トンネル敷高の低い実験Ⅱ-1の方が実験Ⅱ-2に比べて吐口ポンド部の流速が小さくなっている以外は両者ともあまり差がないことが分かる。これらの状況は流量規模が異なっても同様である。

本川流量が約 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ 以下の時には越流堤の所で完全越流となるため、分流量はトンネル諸元に関わらないが、それ以上の流量になると不完全越流となるため、分流量はトンネル諸元の影響を受けるようになる。本実験では、トンネル敷高の低い方が分流量が多くなっており、このような結果となった理由は、トンネル敷高の高い方が、吞口ポンド内においてトンネルに直接向かう速い流れとこれに対する遅い流れが生じやすく、この2つの流れの境界における剪断摩擦による損失が相対的に大きかったことが考えられる。しかしトンネル敷高による分流量の相違はわずかであり、これがトンネル敷高の検討に当たっての決定的な判断材料とはならない。

図3-8は、トンネルの底部に設置したピエゾ管によって測定した水位の縦断分布状況(左側トンネル)について、トンネル敷高と流量による相違を示したものである。これよりトンネル敷高に関わらず、小流量時には一様勾配の直線を有する水位縦断形を示すが、大流量時の水位縦断は一様ではなく折れ線形状を示す傾向があることが分かる。このように流量によって水位縦断形が異なるのは、越流堤からの流れが吞口ポンド部で整流されずにトンネルに流れ込むことや吐口ポンド部の水面の乱れ等によってトンネル内での流れの非定常性が強まるためと考えられる。この状況はトンネル敷高の高い方が顕著であり、これは空気の混入量が増えるためと考えられる。

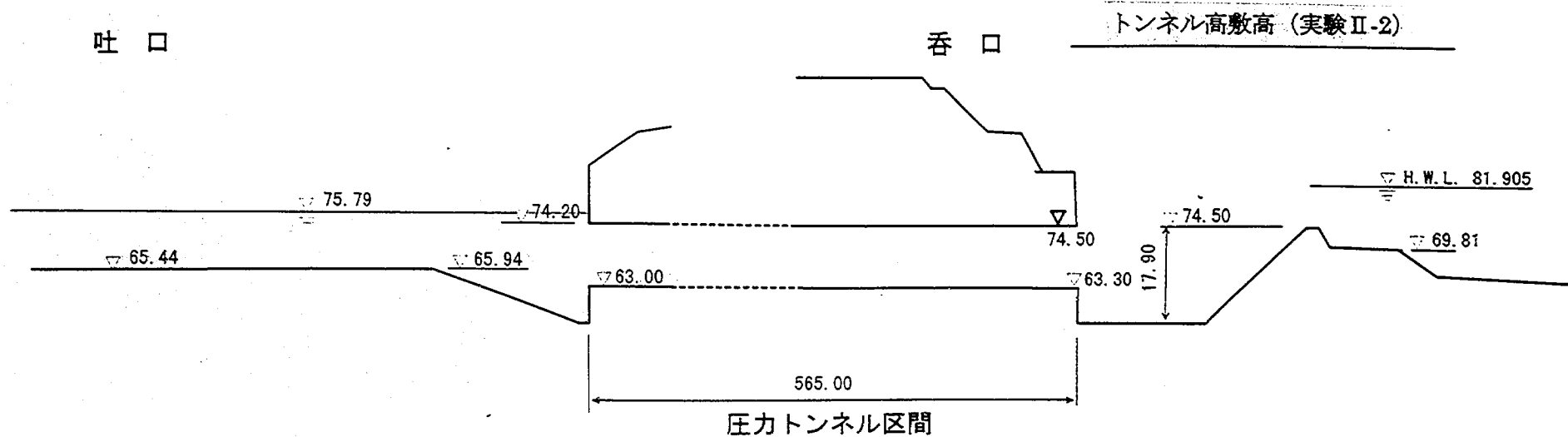
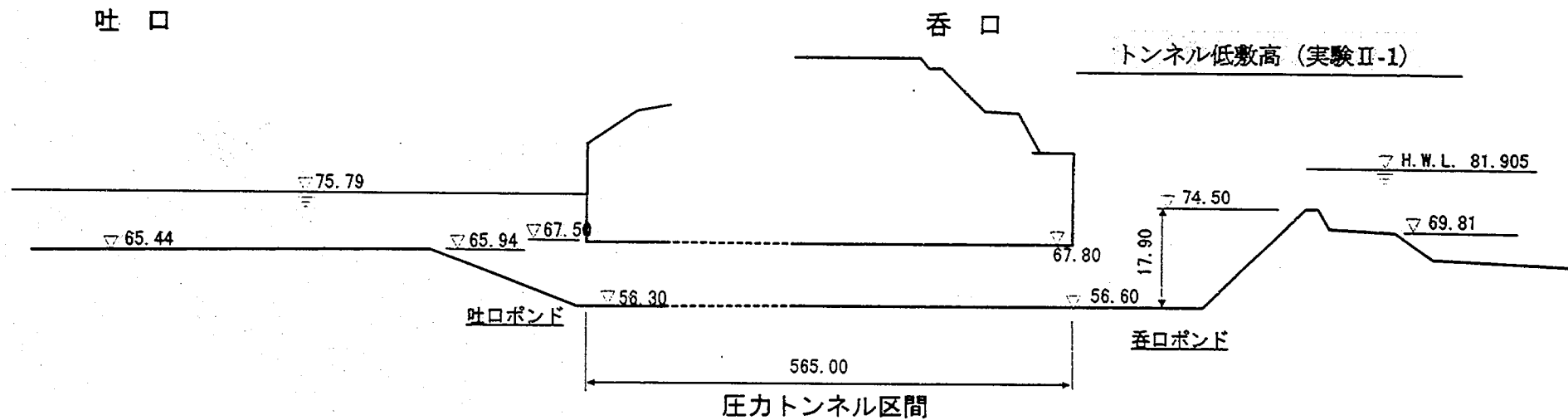
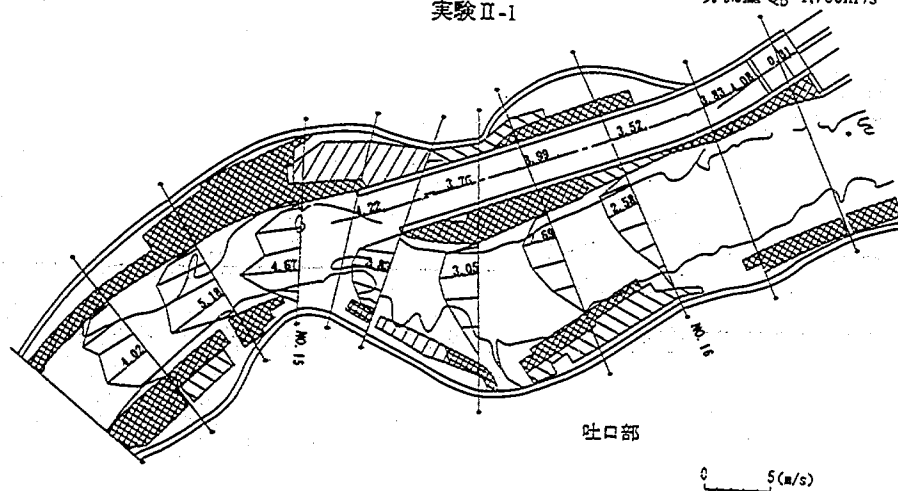


図 3-6 トンネル部の縦断面図

トンネル低敷高

実験Ⅱ-1

分流量 $Q_0=1.760\text{m}^3/\text{s}$



トンネル高敷高

実験Ⅱ-2

分流量 $Q_0=1.730\text{m}^3/\text{s}$

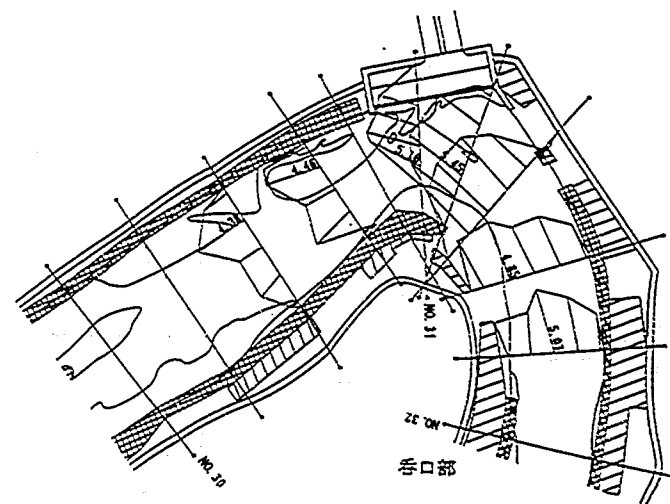
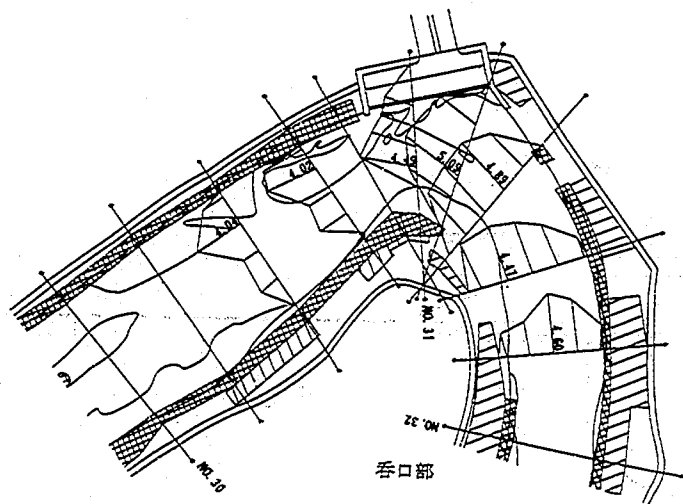
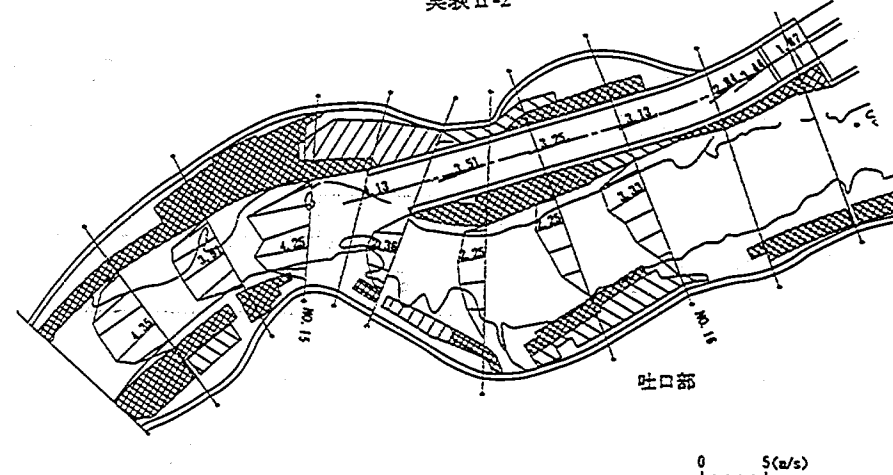


図3-7 流速平面分布図 (実験Ⅱ-1、Ⅱ-2)

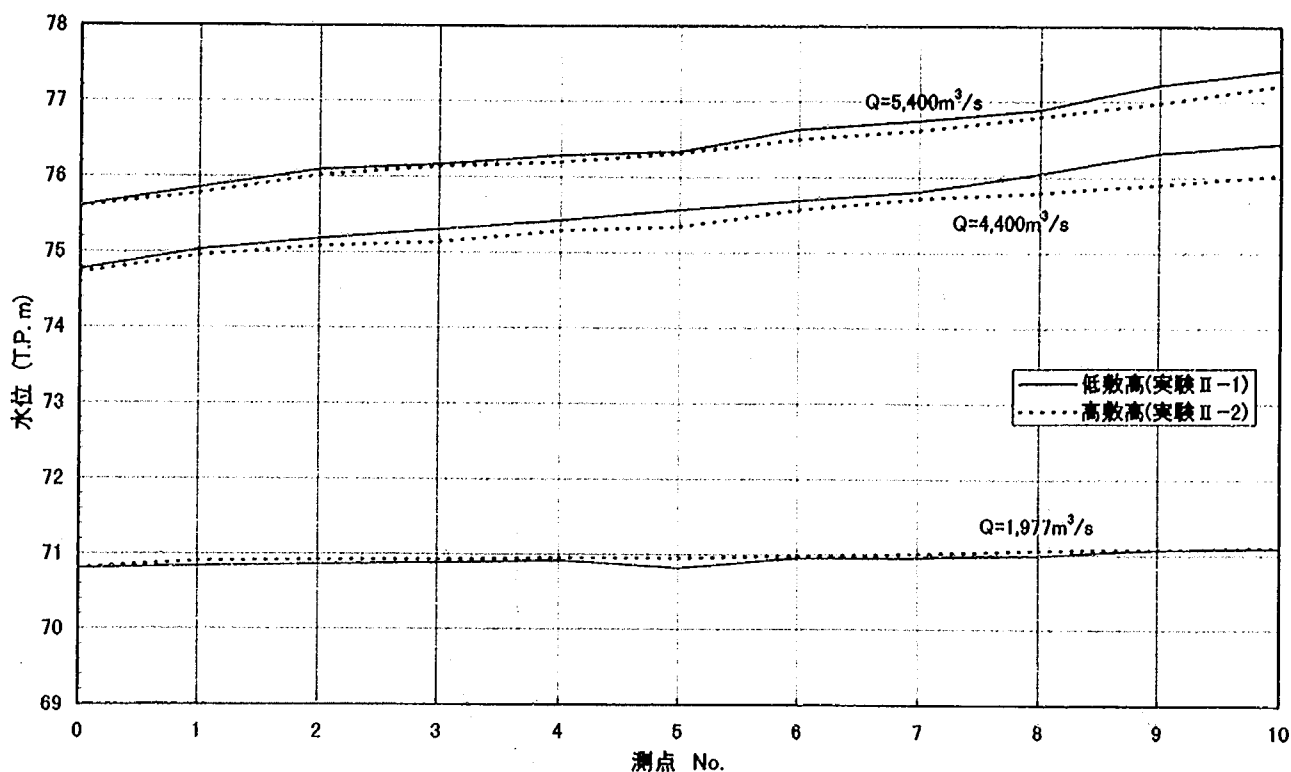


図3-8 トンネル内の水位縦断面図(実験Ⅱ-1、Ⅱ-2)

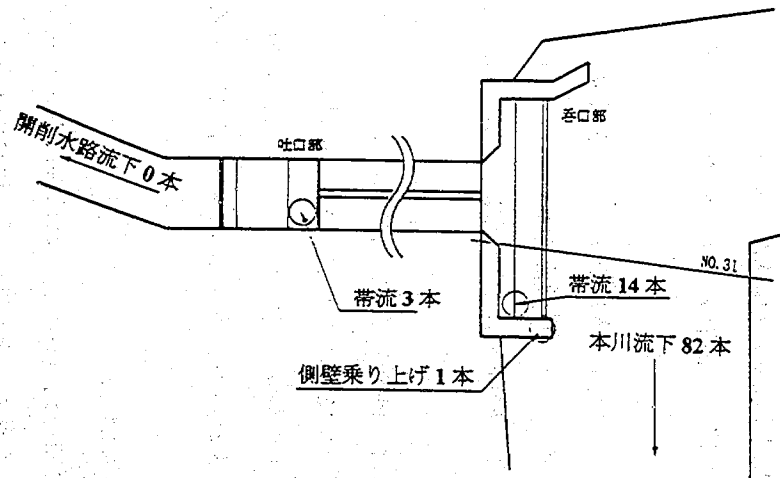
図3-9は、流木模型の流下割合について示したものであり、トンネルの敷高に関わらず流量が多いほど本川を流下する割合が多くなることが分かる。これは流況との関わりが大きいようである。つまり主流は大流量時 ($Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$) の方が湾曲内岸側を近回りするような様子を示すため、この流れに流木模型が乗ることが理由と考えられる。また小流量時 ($Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$) には、本川上流から流れ込んでくる流木は、トンネル内を流下することなく、越流堤の延長中央の直下流部で水平渦を伴った流れとともに渦巻いている。この傾向が強いのはトンネル敷高の高い場合である。

大流量時のトンネル敷高による流木状況の違いについて、敷高の高い方が本川を流下する流木の割合が高くなる傾向が見られる。これは、トンネル呑口へ流水が流れ込む際、トンネル敷高の高い方が、呑口付近においてトンネルに直接向かう狭い幅の流れと本川の主流部が分離する傾向が強く、本川上流からの流木はこの主流沿いに卓越して集積する傾向のあることが原因と考えられる。

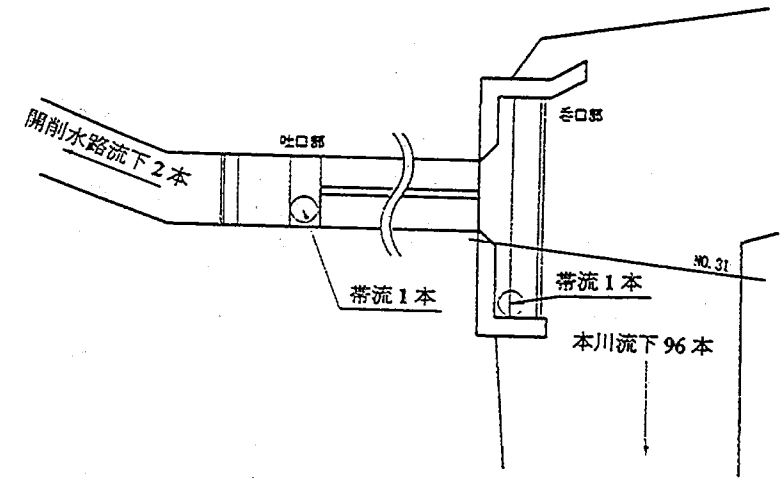
以上のように、トンネル敷高の低い場合、小流量時には高い場合と同様に流木のトンネル内への進入は見られないが、大流量時にはトンネルに流れ込み詰まることなく流下するとともに、トンネル呑口ポンド部に集積する傾向が高くなる。このことは、上流河道で模型条件よりも多量の流木が発生した場合、その一部であっても呑口ポンド部に多量に集積し流木がトンネル内へ押し込まれると、トンネル内での流木による閉塞の危険性が高まることが予測される。

3.2.2 実験Ⅱ-3 (呑口ポンドおよび吐口ポンドの敷高の検討、両側分流)

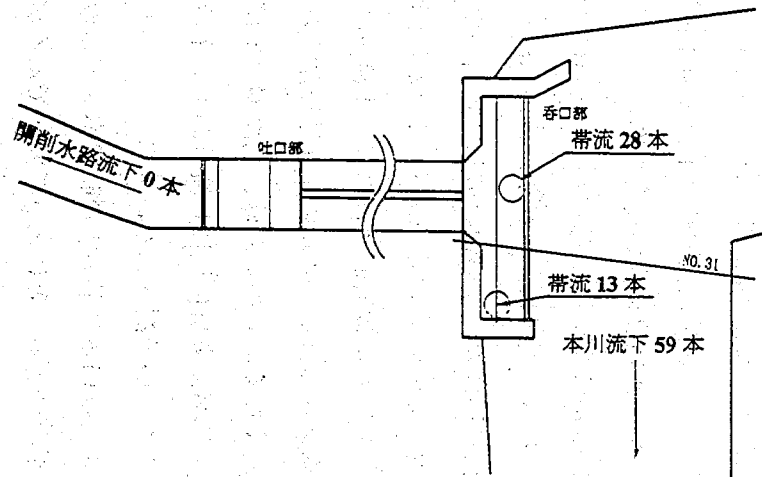
呑口ポンドを平坦にすることによって僅かであるが分流量の増加が見られる。これは呑口ポンドを平坦にすると、段上がりが無くなりトンネル入り口の急縮の程度が小さくなることによって、流れの損失が減少す



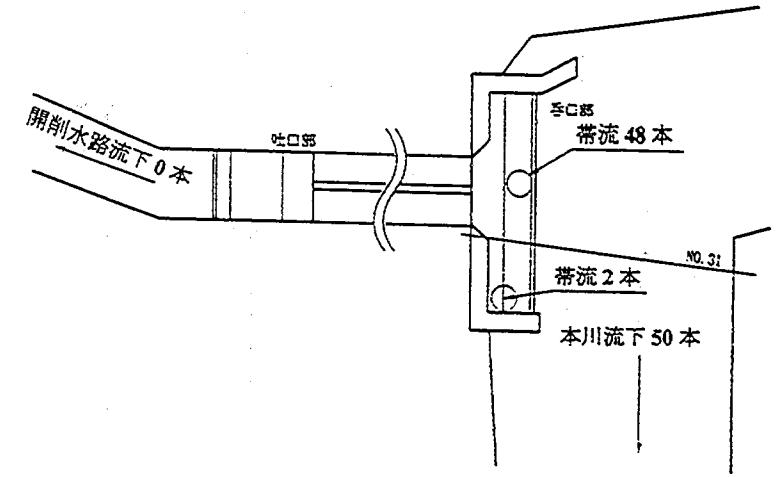
トンネル低敷高： $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$



トンネル高敷高： $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$



トンネル低敷高： $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$



トンネル高敷高： $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$

図 3-9 流木の流下割合（実験Ⅱ-1、Ⅱ-2）

るため分流量が増加したものと推測される。

トンネル内の水位については、呑口ポンドを平坦にしたケースでは他のケースと比較して水位が若干高いが、大きな相違はない。水位縦断は一樣勾配の直線形状ではなく折れ線形状である。本川河道の水位については殆ど相違が無かった（実験Ⅱ-3-3、実験Ⅱ-4-1、実験Ⅱ-4-2の比較より）。

3.2.3 実験Ⅱ-4（越流堤長の検討、両側分流）

模型形状は、トンネル敷高を高くし呑口及び吐口ポンドもそれに合わせた条件下で、呑口右岸側を基準に、図3-10に示すように越流堤長を変えて検討した。

○分流量について

本川流量 $1,977\text{m}^3/\text{s}$ の場合の分流量は越流堤長に比例するが、本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ の場合には、分流量と越流堤長には一定の相関は見られず、越流堤長 130m 、 103m 、 76m の中で 103m のケースが最も分流量が多くなっている。このように本川流量によって状況が異なるのは、大流量時には潜り越流となり呑口ポンド部の流況が分流量に影響を与えるからである。つまり大流量時に越流堤長が長すぎると、呑口ポンド部左岸側が死水域となり、これとトンネルに向かう主流域との境界での摩擦による損失が大きくなるため分流量は少なくなる。また越流堤長が短すぎると分流幅が狭くなることとなり分流量は少なくなる。以上のように、大流量時には分流にとって有効な越流堤長が存在することが確認されたものの、越流堤長による分流量の相違は僅かであるため、分流の効率性をあまり重要視する必要はないと考えられる。

○流木について

図3-11に示すように、本川流量の多い場合は、越流堤長が短い方がトンネル側に入ってくる流木が多い。これは、越流堤長が短い方が上流から呑口ポンドを通過してトンネルへ向かう直線的な流れが強くなるとともに、本川湾曲内岸の流れが弱まったことが原因であると考えられる。一方本川流量が少ない場合は、越流堤の所で支配断面ができ呑口ポンド内の流況が本川河道の流況に直接影響を与えないため、越流堤長とトンネル側への流木割合の間には正の相関がある。また越流堤長 130m の場合には呑口ポンド左岸部に流木が集積する傾向が僅かにあるが、越流堤長 103m と 76m のケースでは本川流量に関わらず流木が集積しない。これは、越流堤長が長い場合にはこの付近の流れは滞留しておりその影響と考えられる。

以上のように、越流堤長が短い方がトンネルに流木が流れ込み易くなるが、呑口ポンド左岸での流木の集積は越流堤長が長い場合に生じる。流木を考慮した場合にどちらが有利であるかは一概に言えないが、多量の流木の発生を想定した場合、越流堤長が長いと呑口ポンドに流木が多量に貯まりトンネル入り口に向かうことが予想され、この流木が一気に流れ込んだ場合にはトンネル入口が閉塞する可能性が高くなることも考えられる。

3.2.4 まとめ

第二案トンネル河道における実験結果の要約を以下に示す。

1. トンネル敷高を高くすると（原案のトンネル土被りと同じ）、トンネルでは流量 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度を境にこれより少ない流量で開水路流れ、これより多い流量で管路流れ状態となる。
2. 敷高による吐口及び呑口部付近の流況の相違は、トンネル敷高の低い方が吐口ポンド部の流速が小さくなっている以外はほぼ同様である。

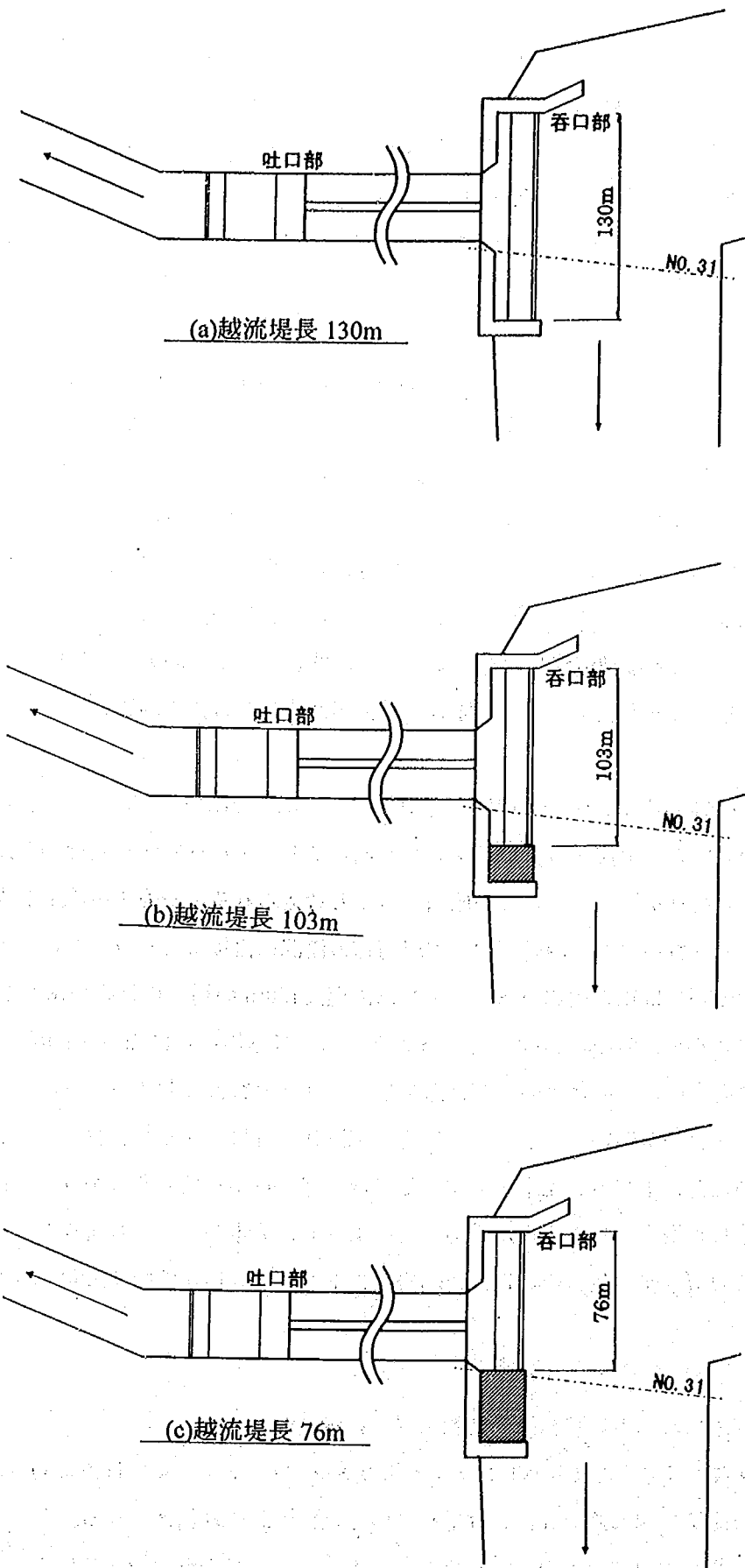


図3-10 呑口部越流堤の平面形状 (実験II-4)

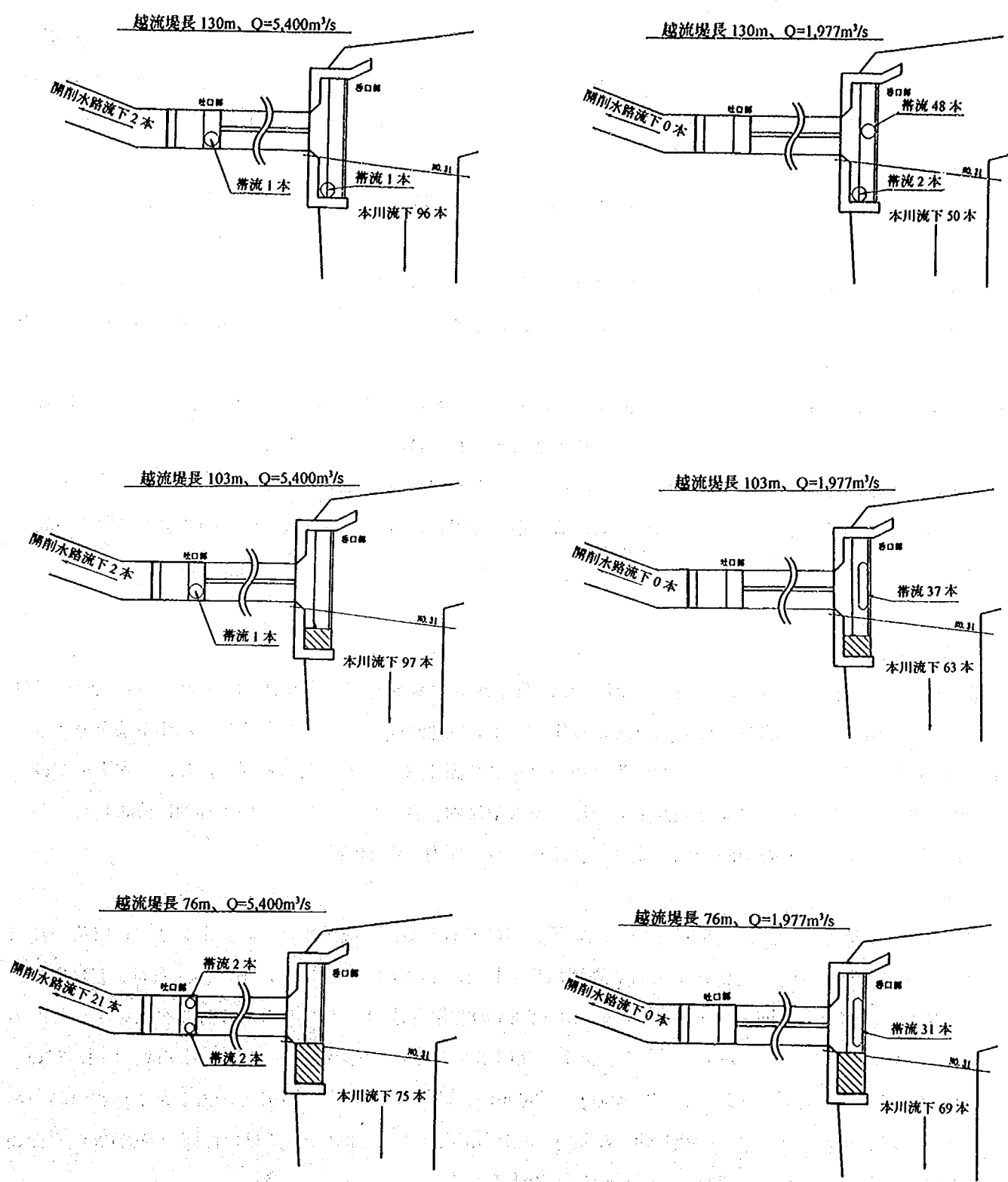


図 3-11 流木の流下割合（実験Ⅱ-2、実験Ⅱ-4）

3. トンネル敷高による分流量の相違はわずかであり、これがトンネル敷高の検討に当たっての決定的な判断材料にはならないと考えられる。
4. トンネル部の水位縦断形は、トンネル敷高に関わらず小分流量時には一様勾配、大流量時には折れ線形状を示す傾向がある。流量による水位縦断形の相違の生じる原因は、大流量時には越流堤からの流れが呑口ポンド部で整流されずにトンネルに流れ込むことや吐口ポンド部の水面の乱れ等によってトンネル内での流れの非定常性が強まるためと考えられる。
5. トンネル敷高の低い場合、小流量時には高い場合と同様に流木のトンネル内への進入は見られないが、大流量時には流木はトンネルへ進入し詰まることなく流下する。またトンネル呑口ポンド部に流木が集積する傾向が高くなる。このことは、上流河道で模型より多量の流木が発生した場合、その一部であっても呑口ポンド部に多量に集積し流木がトンネル内へ押し込まれると、トンネル内での流木による閉塞の危険性が高まることが予測される。
6. 大流量時には分流にとって有効な越流堤長が存在することが確認されたが、越流堤長による分流量の相違は僅かであるため、分流の効率性をあまり重要視する必要はないと考えられる。
7. 多量の流木の発生を想定した場合、越流堤長が長いと呑口ポンドに流木が多量に貯まりトンネル入り口に向かうことが予想され、この流木が一気に流れ込んだ場合にはトンネル入り口が閉塞する可能性が高くなることが考えられる。

3.3 第三案トンネル河道

第三案トンネル河道では、図3-12に示すように第二案トンネル河道の実験II-4-2のケースと同一条件の、トンネル敷高を高く越流堤長を75m（実験II-4-2での越流堤長は76mであるが、水理現象を考えると全く同一条件と考えてよい）とし、呑口及び吐口ポンドを高く（トンネル敷高と同一）した。本実験では、この河道を基本として種々の境界条件下での流下能力や流木、音圧レベル等について詳細に検討した。

3.3.1 実験III-1（水位の時間変化、流木、音圧レベル、圧力の追加測定）

○水位について

河道全体の水位縦断状況は実験IIの同一流量時と同様であるが、本実験ではさらにトンネル呑口及び吐口の水位の時間変動について波高計を用いて詳細に測定した。その結果を図3-13に示す。これは、トンネル吐口ポンドと呑口部の本川河道のNo.31とNo.31+50mの右岸水位の3カ所の水位の時間変化を示したものである。同図より次のことが分かる。まずトンネル吐口ポンドでの水位変動量及びその周期は、本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ の時は約25cmで約10秒、本川流量 $Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$ の時は約15cmで約10秒、一方トンネル呑口側の本川2カ所での水位変動量及びその周期は、流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$ ではほぼ同一の約10cmで約10秒、本川流量 $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ の時には約5cmで約40秒である。

本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時のトンネル内のNo.8、9、10の地点における水位の経時変化状況を図3-14に示す。同図の水位は、トンネルの上部に正圧及び負圧が測定可能な圧力計を設置してその測定値を水位に換算したものである。これより、水位変動幅の最大はNo.8で約0.6m、No.9で約1.0m、No.10で約0.4mとなり、3～4秒周期のものと30秒～60秒周期の2種類の成分のあることが分かる。

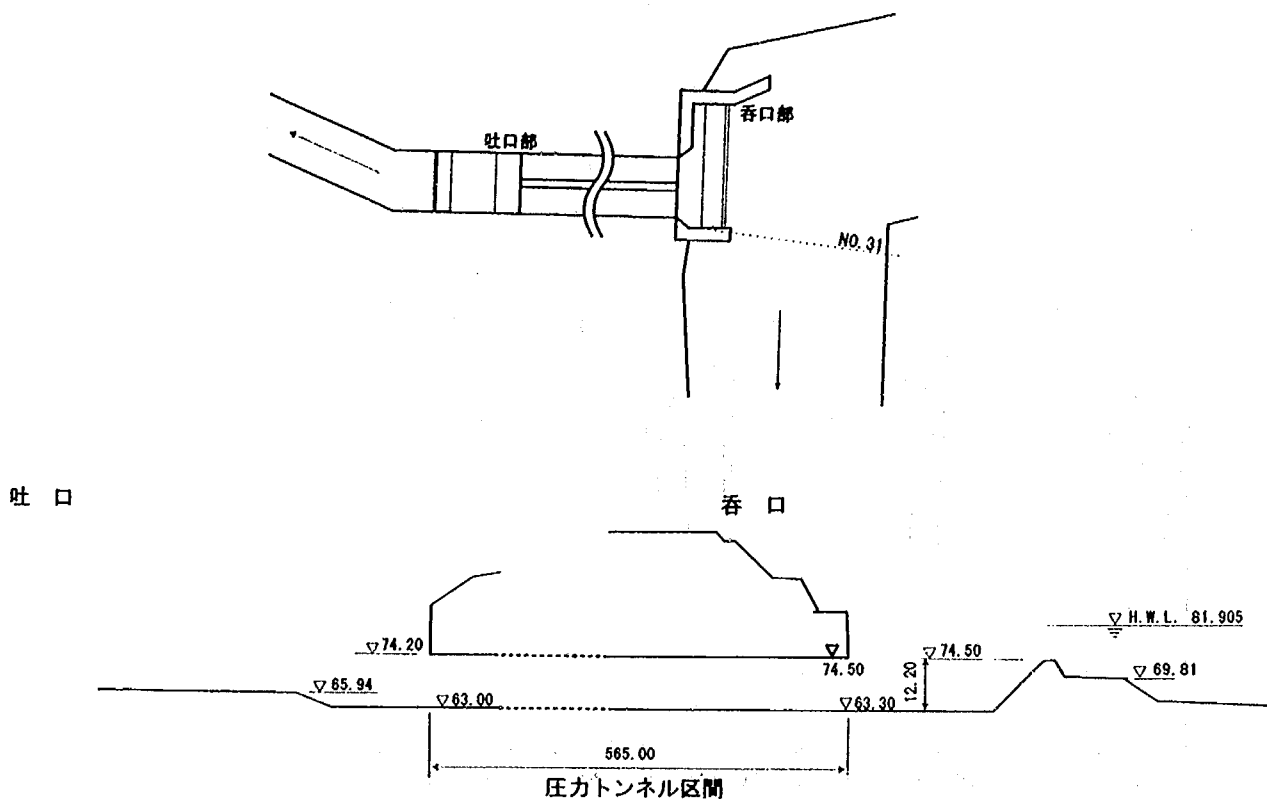


図3-12 第三案トンネル諸元

以上のように、トンネル呑口近傍の本川部分とトンネル吐口部だけでなくトンネル内では、同一流量でも場所によって、また同一場所でも流量によって水位の変動幅や周期の特性に相違が生じる。つまり、越流堤の所で潜り越流となるような大流量になると、定流実験であっても流れの非定常性が生じ易くなることが分かった。以降の実験でトンネル内の水位を把握する際には、このことを考慮して水圧計によってある程度長い時間のデータを収録することとした。

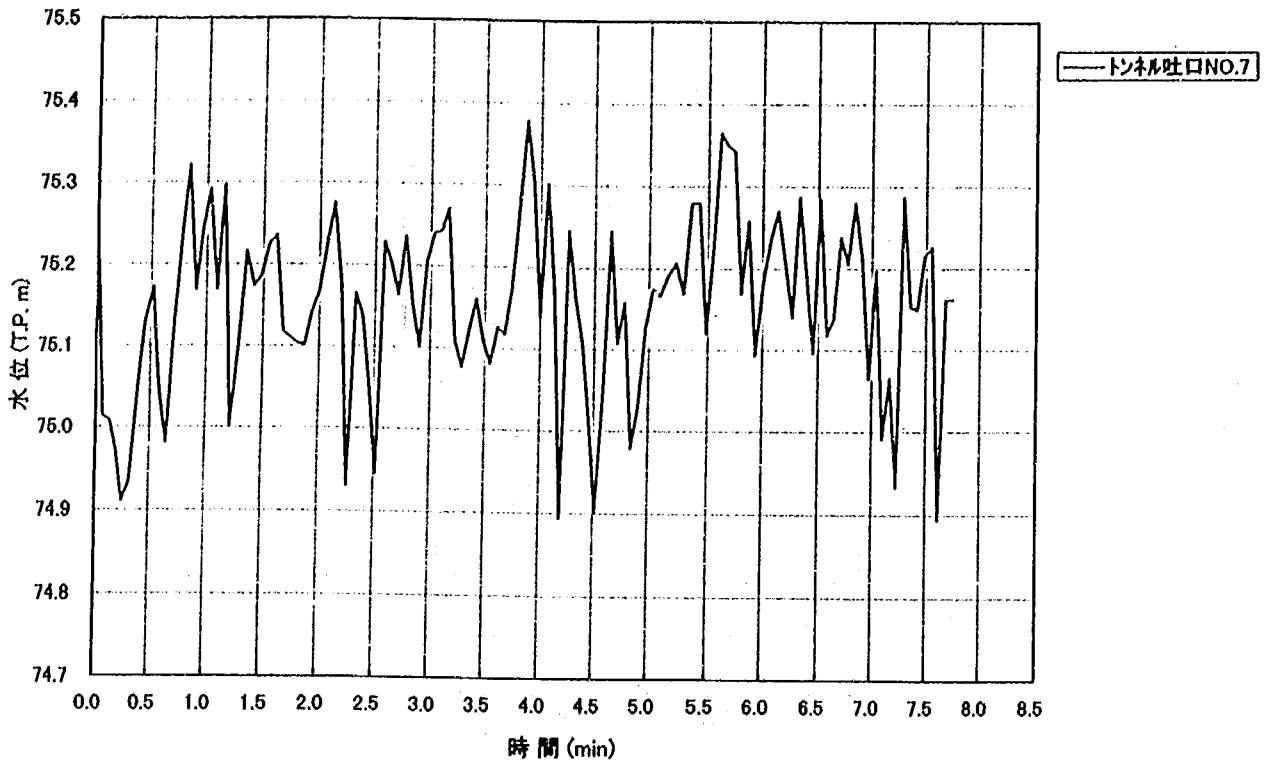
○流速について

図3-15は、吐口及び呑口部付近における流速平面分布を示したものである。呑口部付近の本川側では、流量の多い方が呑口越流堤に直角に近い流向になるとともに、分流直後の本川側では堤防右岸前面に高流速が生じる傾向が強くなる。一方合流点付近の合流前本川側では、流量に関わらず流速の大きさや流向はほぼ一定であるが、開削部では流量が多くなると流速が大きくなり、合流後の本川と分離した流れによって合流直後のNo.15右岸付近の前面で流速が大きくなる。この流速は図3-16に示す現況河道よりも大きいため、この付近の河岸の安全性を重視する必要がある。

○流木について

比重0.6、長さ20cm(現地12m)と30cm(現地18m)の流木模型100本を、呑口より上流700m地点(No.33)から一度に投入した場合と、20本づつ5回に分けて投入した場合について、その流木の流下割合の流量による相違を整理したものが図3-17である。同図より、流木の大部分が本川を流下する傾向はいずれの流量においても同様であるが、流量の多い方が本川を流下する割合が若干高くなることが分かる。

$Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$



$Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$

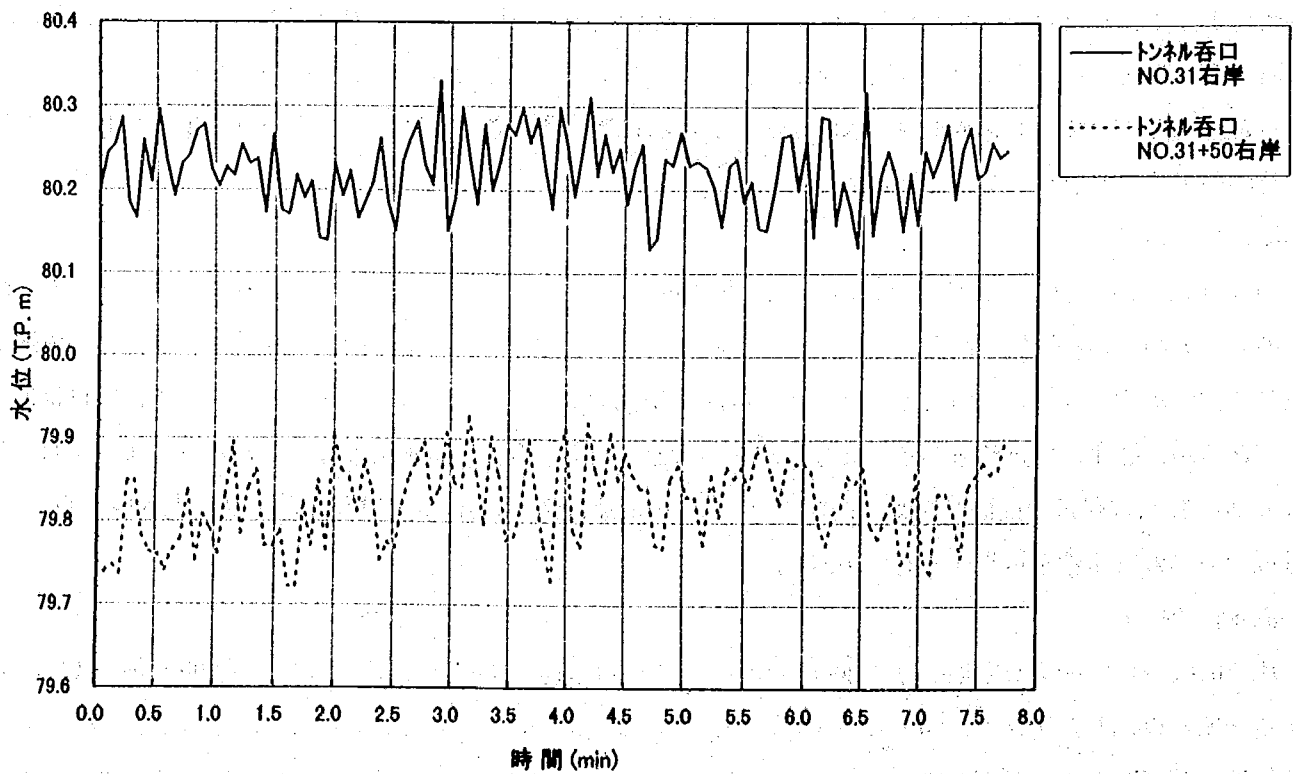
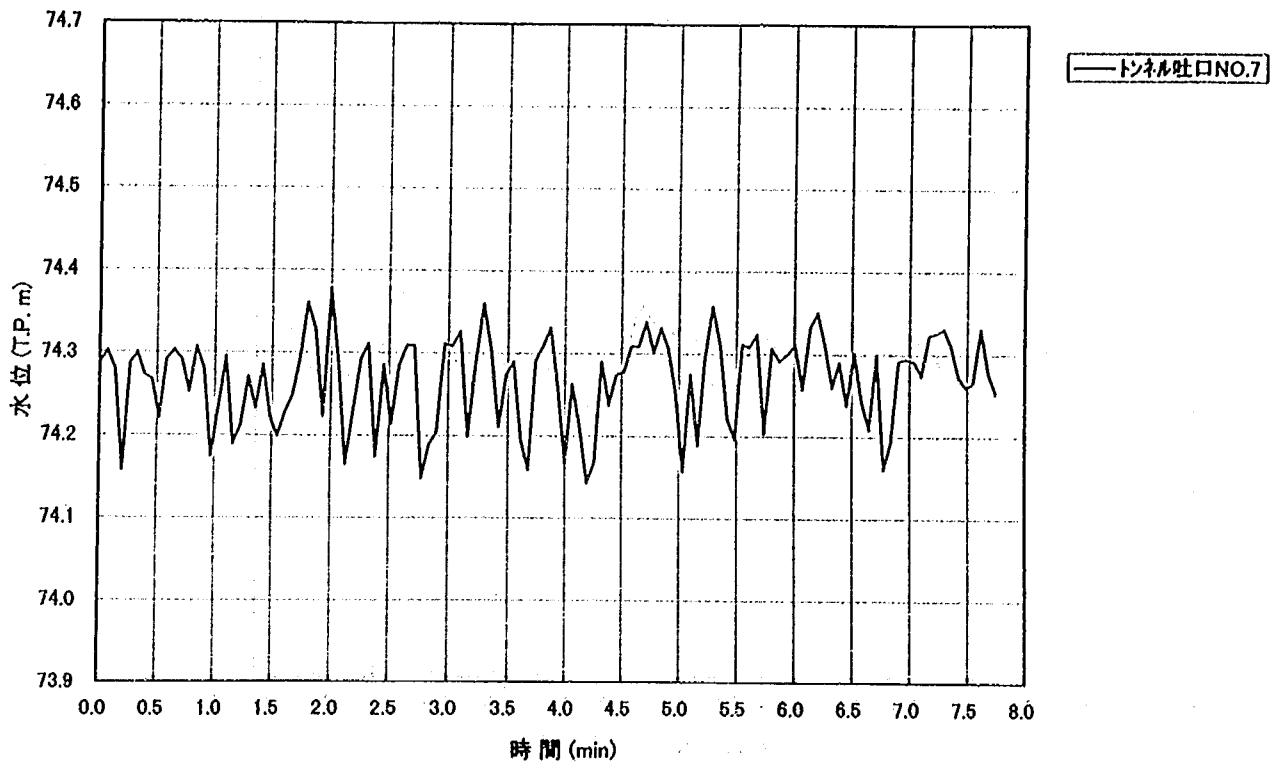


図3-13(1) 呑口及び吐口付近の本川部河道における水位の経時変化 (実験III-1-1)

$Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$



$Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$

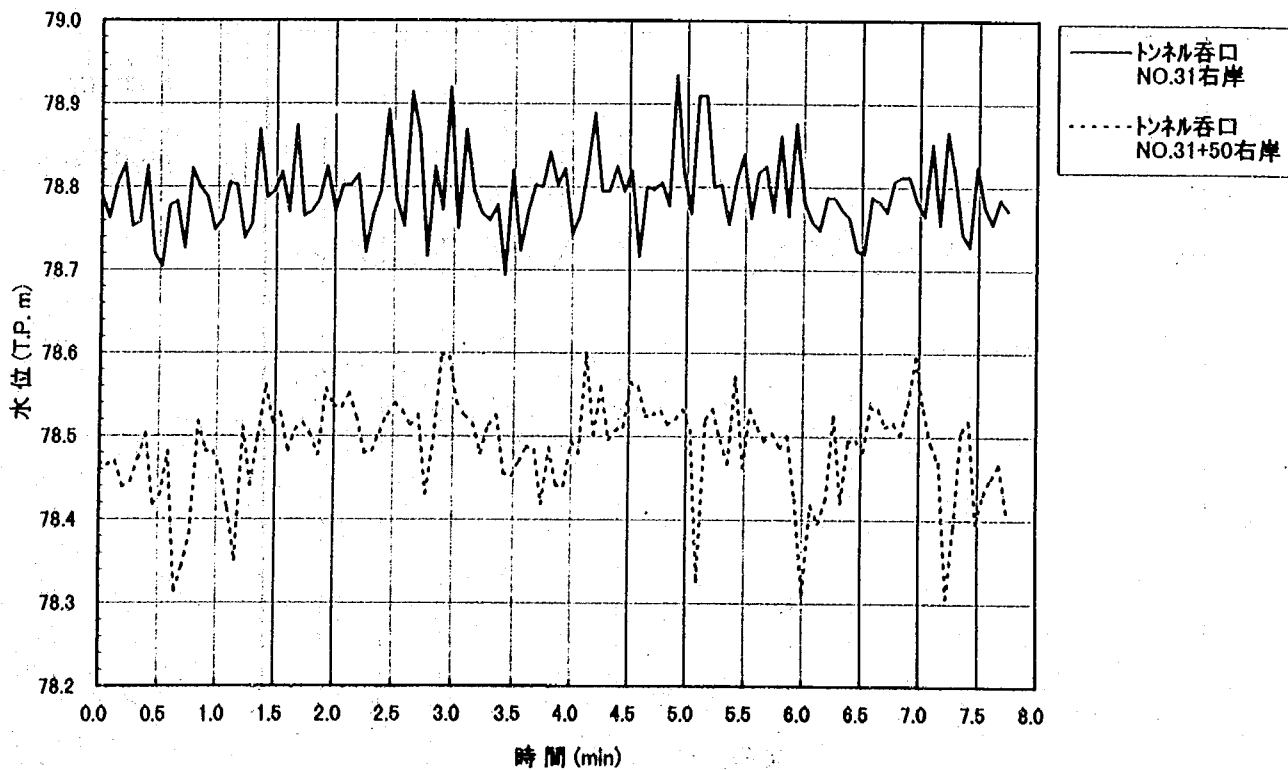
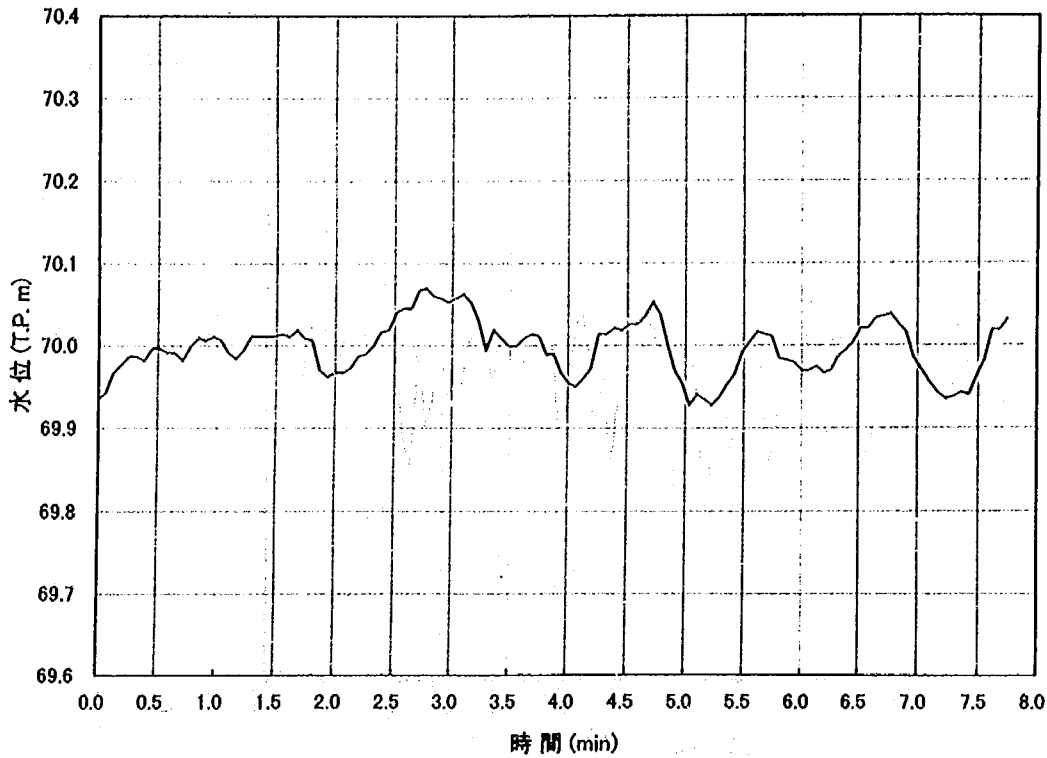


図3-13(2) 呑口及び吐口付近の本川部河道における水位の経時変化 (実験III-1-2)

$Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$



$Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$

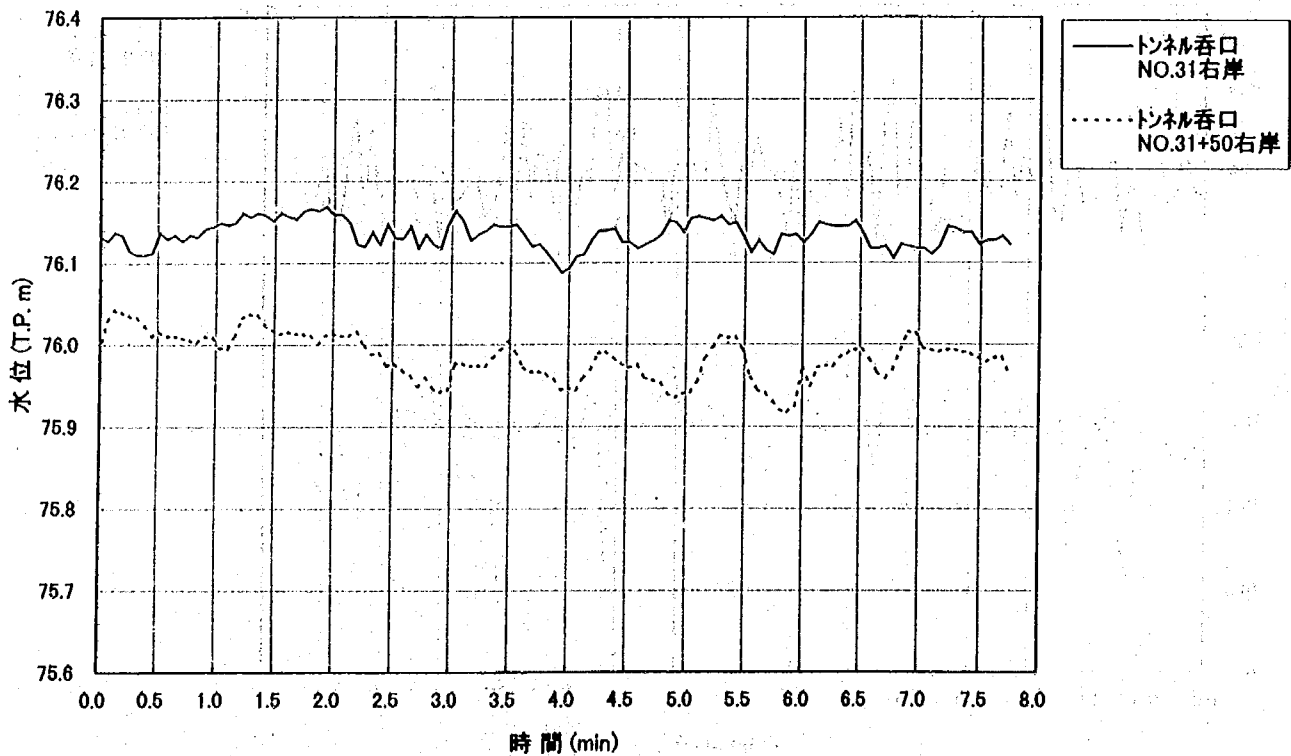
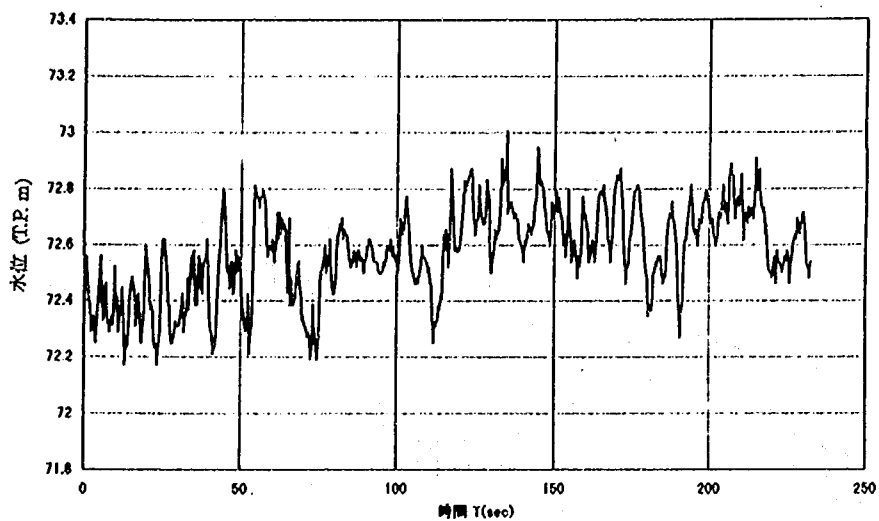
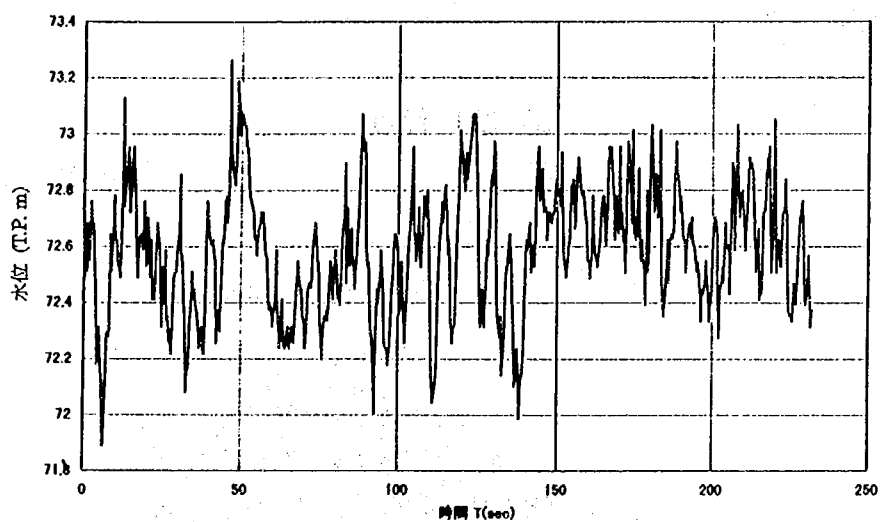


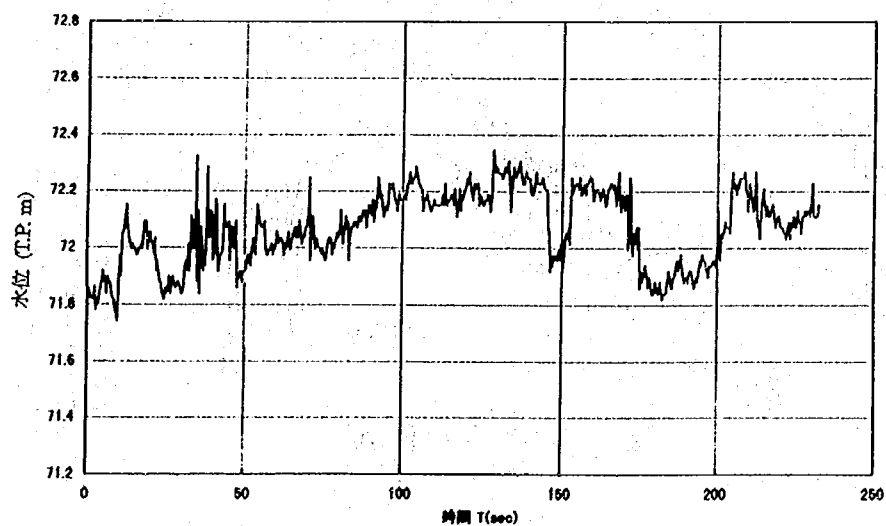
図3-13(3) 呑口及び吐口付近の本川部河道における水位の経時変化 (実験III-1-3)



測点 No.8

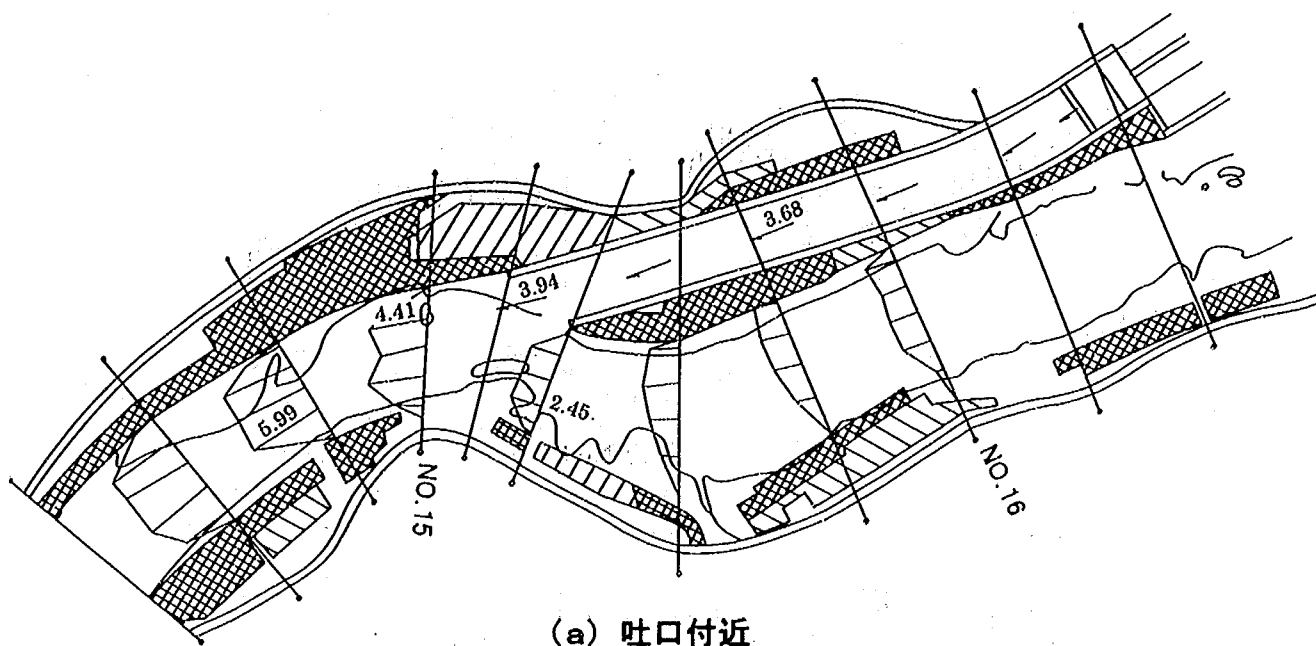


測点 No.9



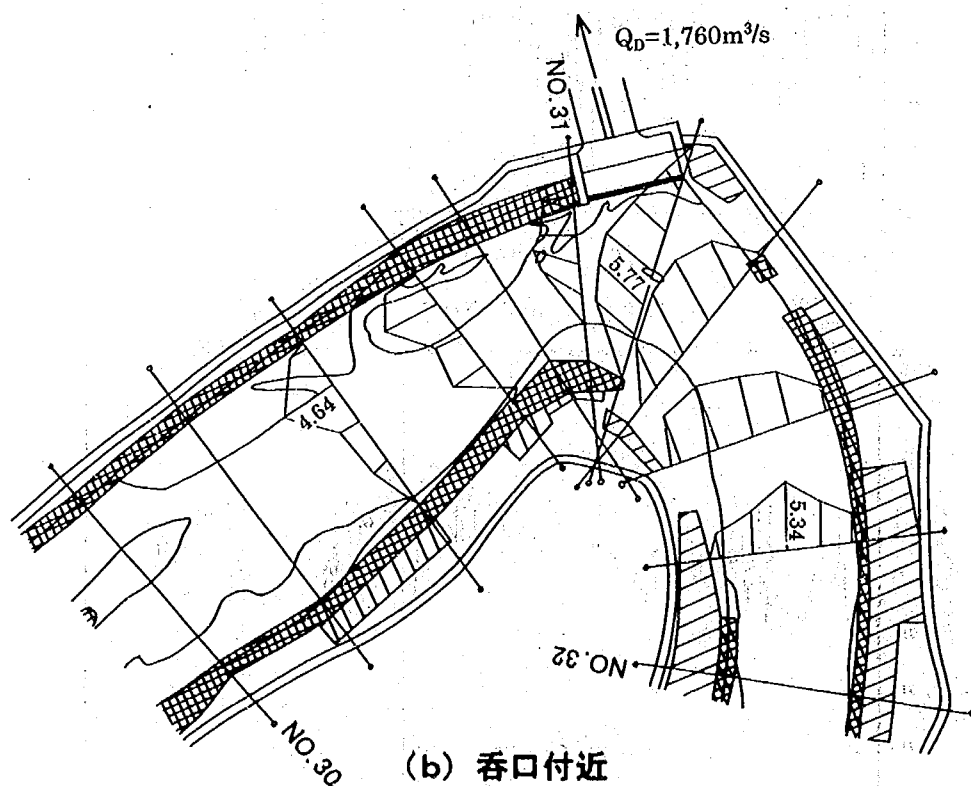
測点 No.10

図 3-14 トンネル内水位の経時変化 (測点No.8、9、10：実験Ⅲ-1)



(a) 吐口付近

流速縮尺: 0 5(m/s)



(b) 呑口付近

図 3-15(1) 流速分布平面図 ($Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$: 実験III-1)

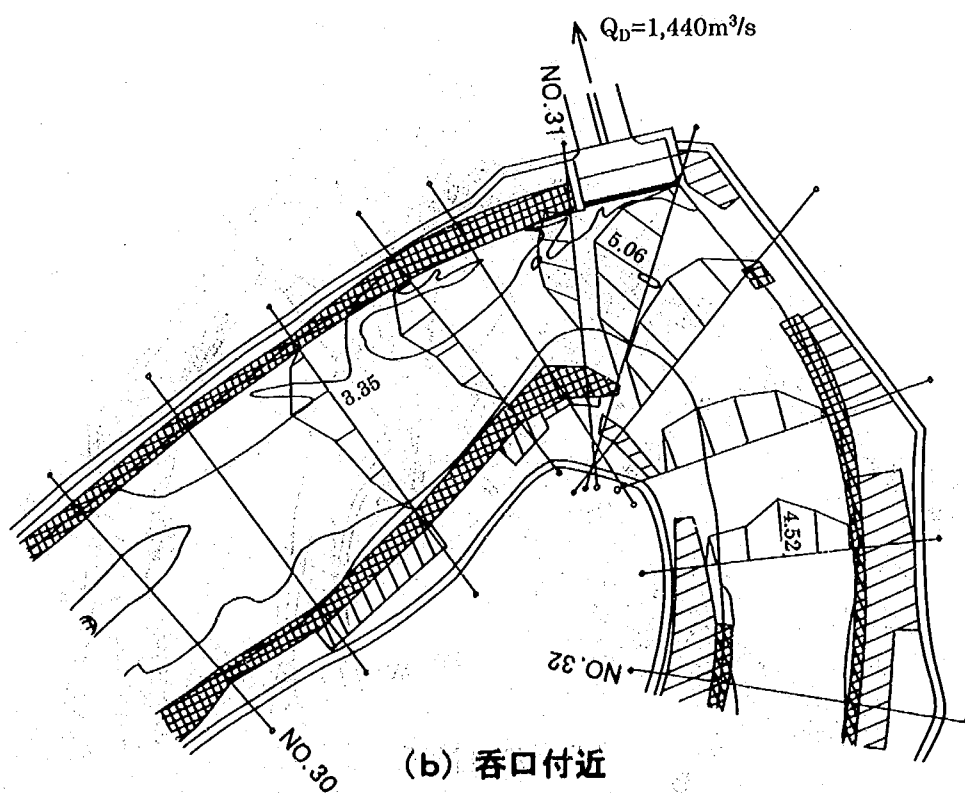
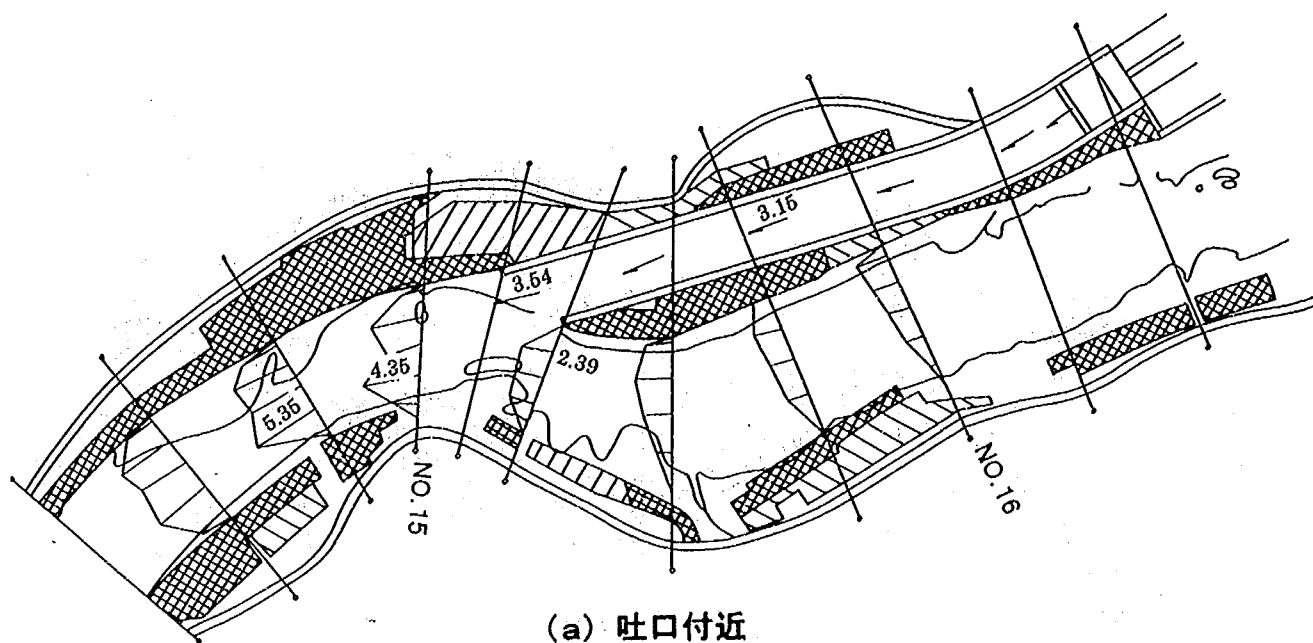
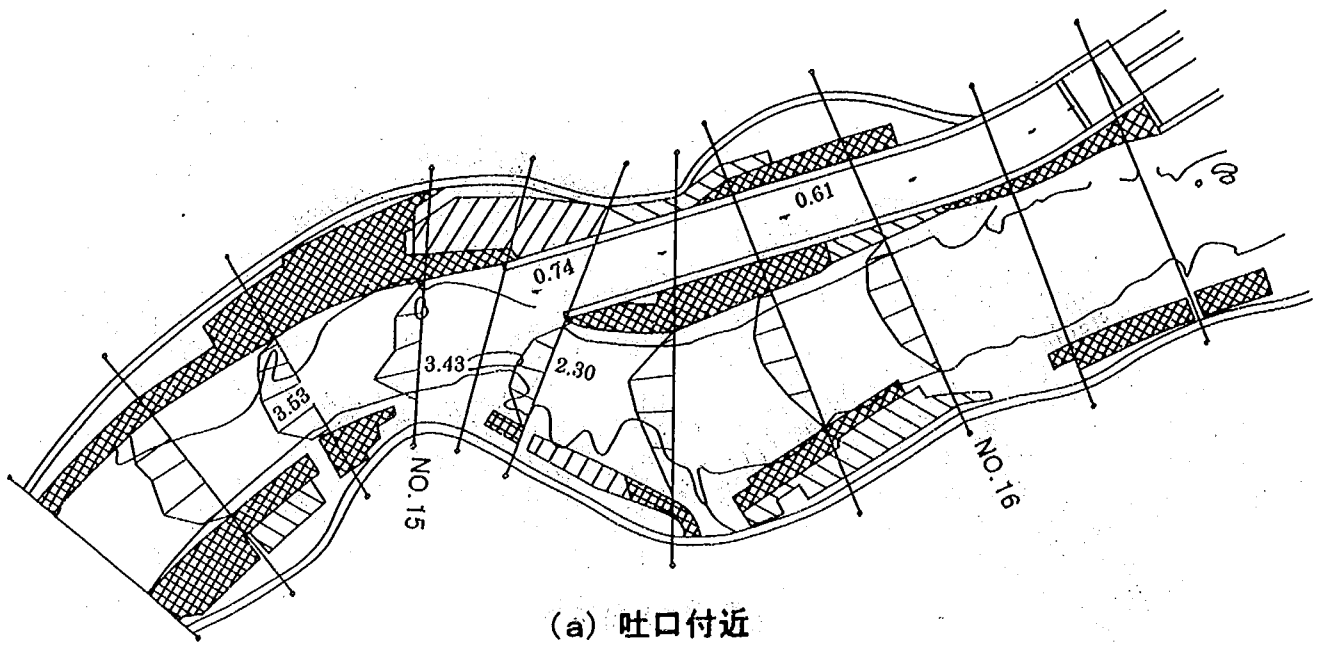


図3-15(2) 流速分布平面図 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$: 実験III-1)



流速縮尺: 0 5(m/s)

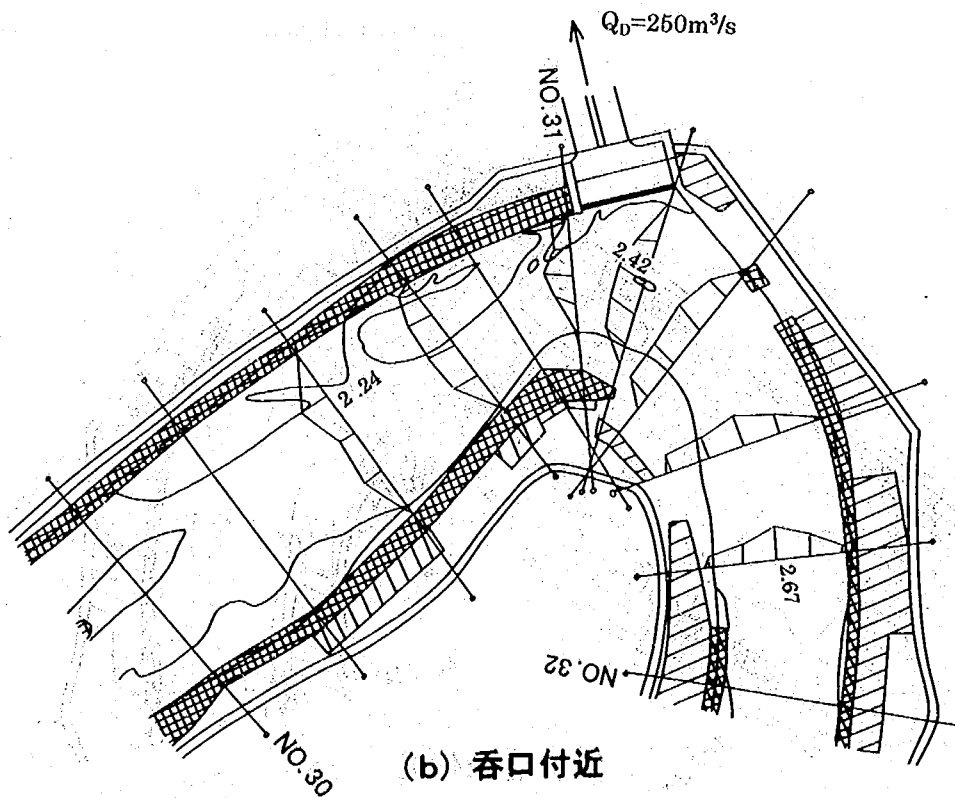
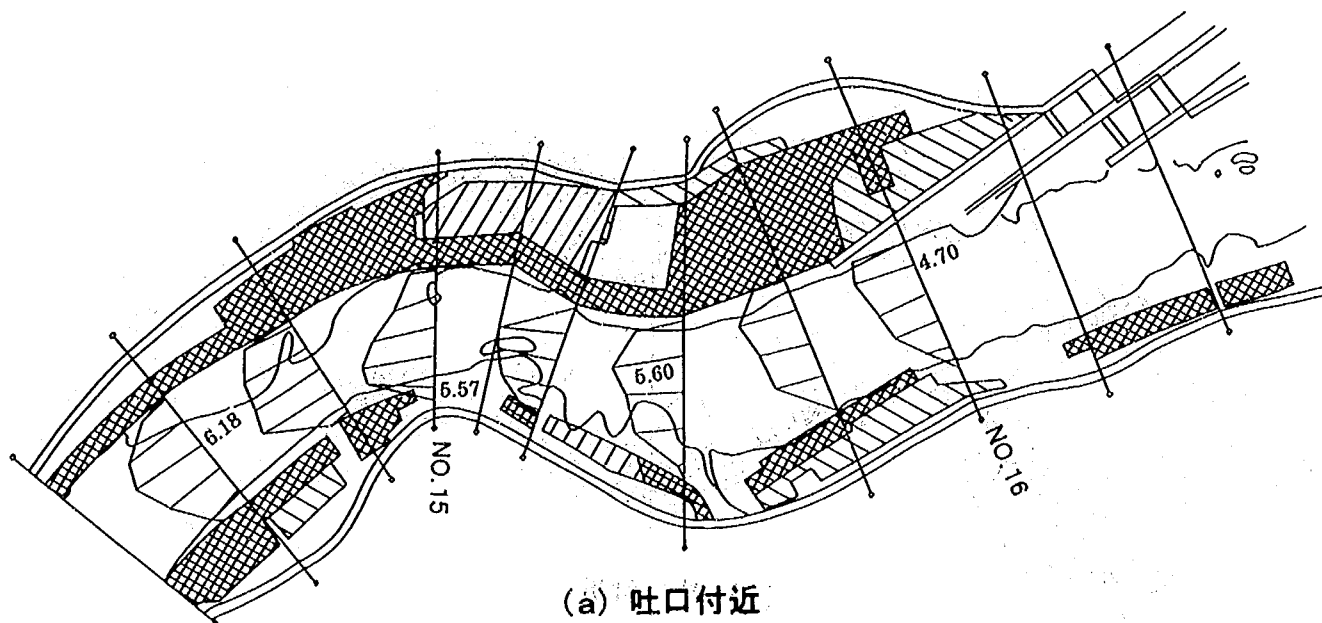


図 3-15(3) 流速分布平面図 ($Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$: 実験III-1)



流速縮尺: 0 5(m/s)

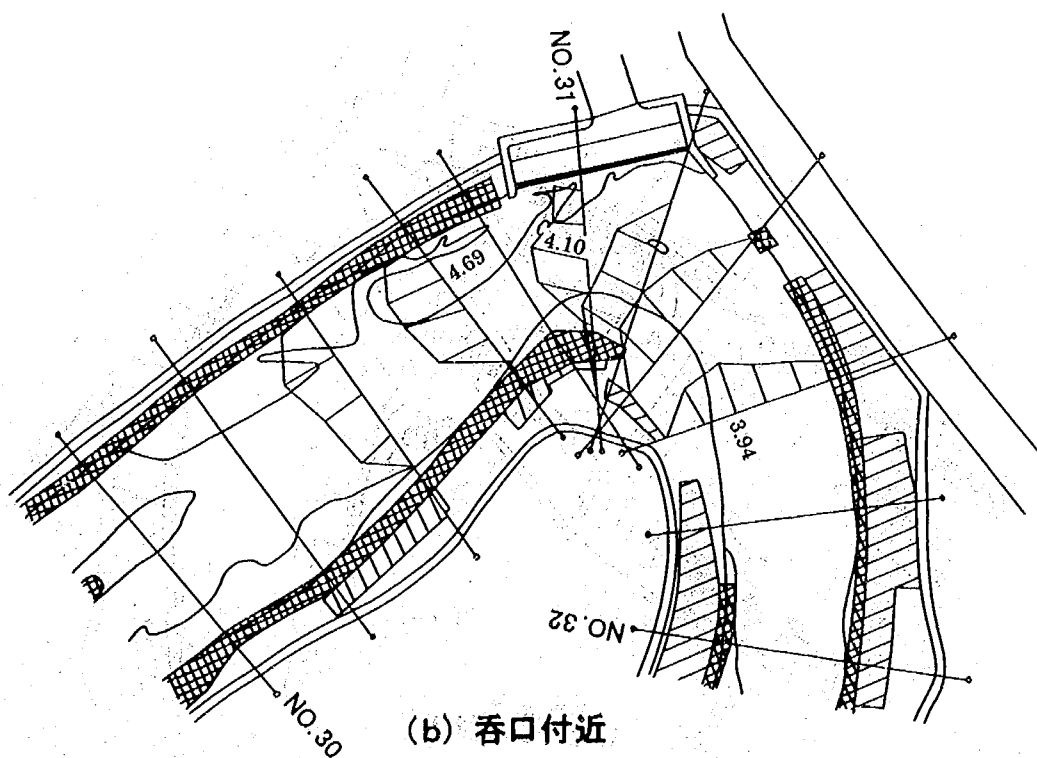
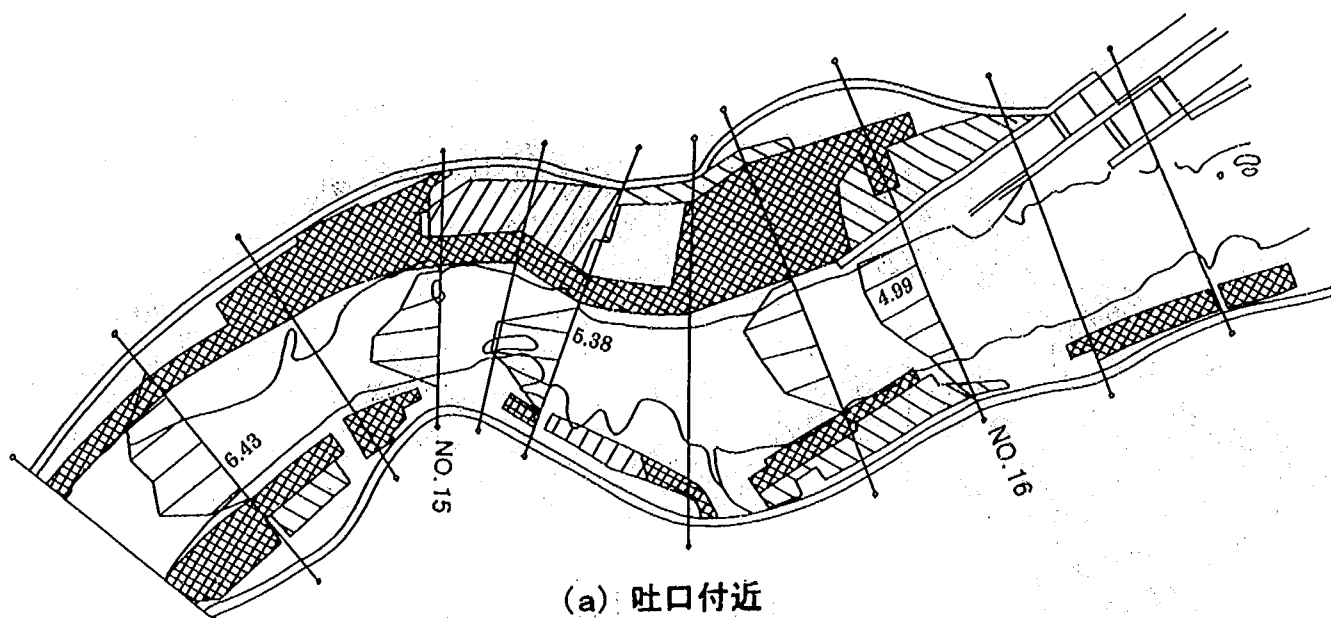


図 3-16(1) 流速平面分布 ($Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$: 現況)



流速縮尺: 0 5(m/s)

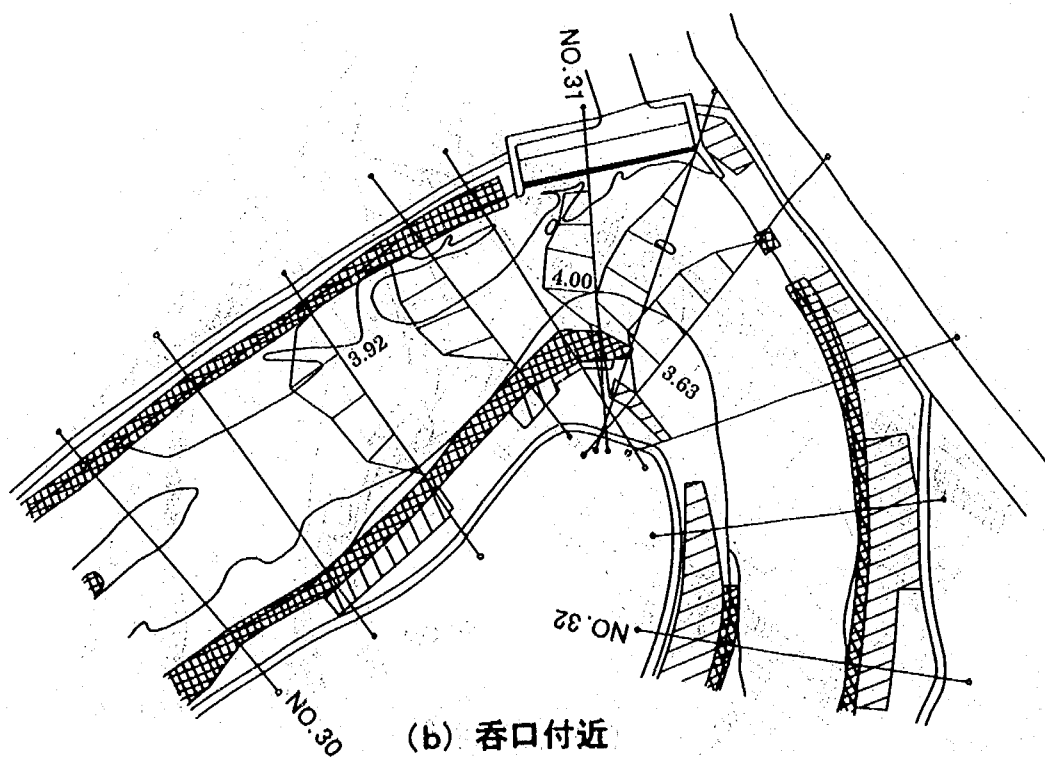


図3-16(2) 流速平面分布 ($Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$: 現況)

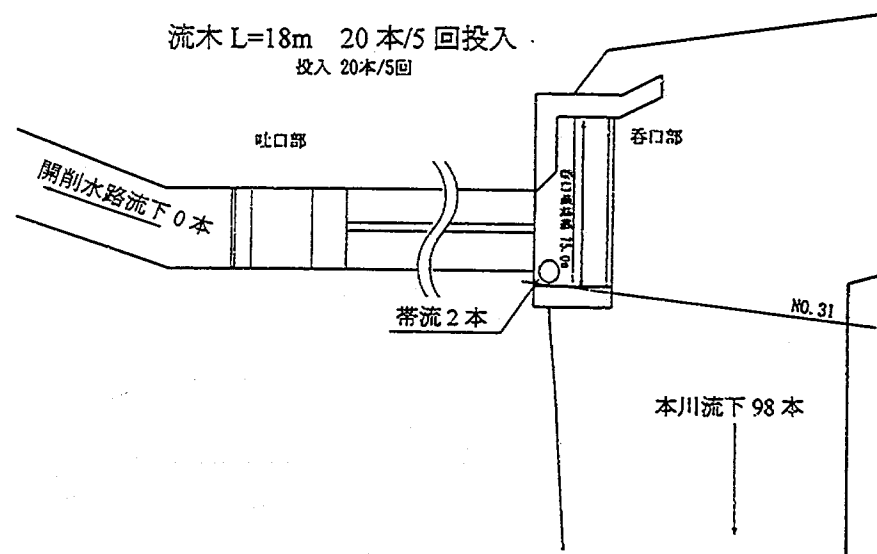
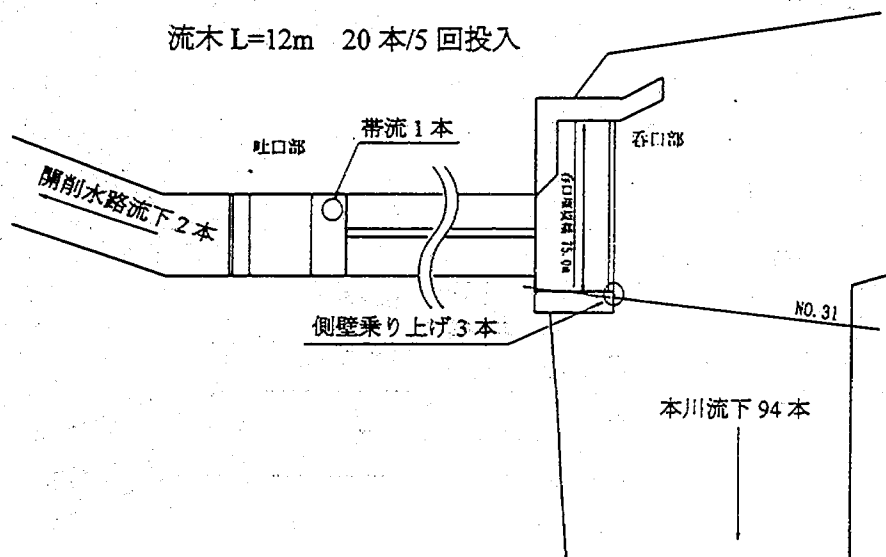
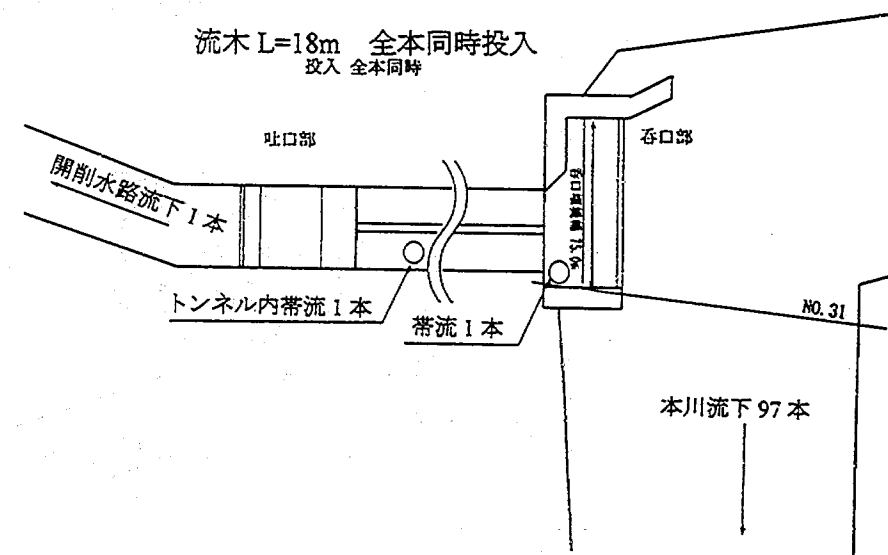
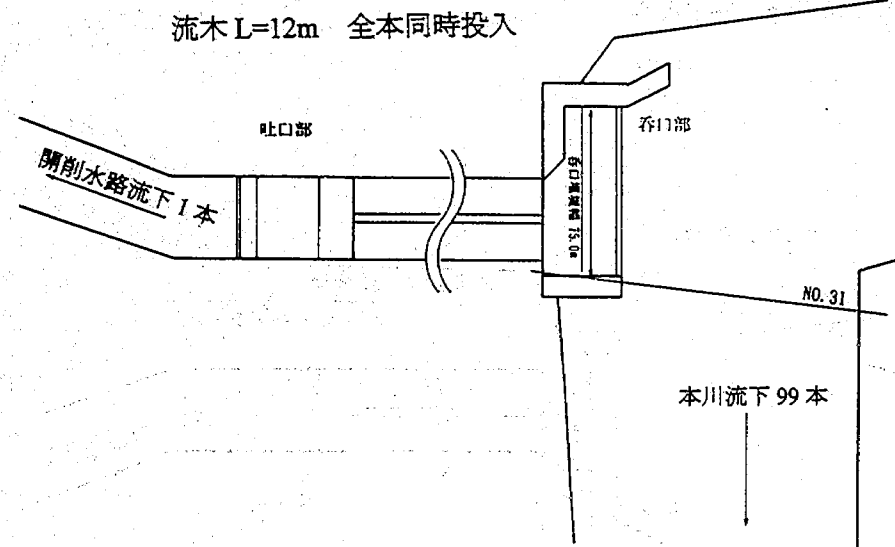


図 3-17(1) 流木の流下割合 ($Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$: 実験Ⅲ-1)

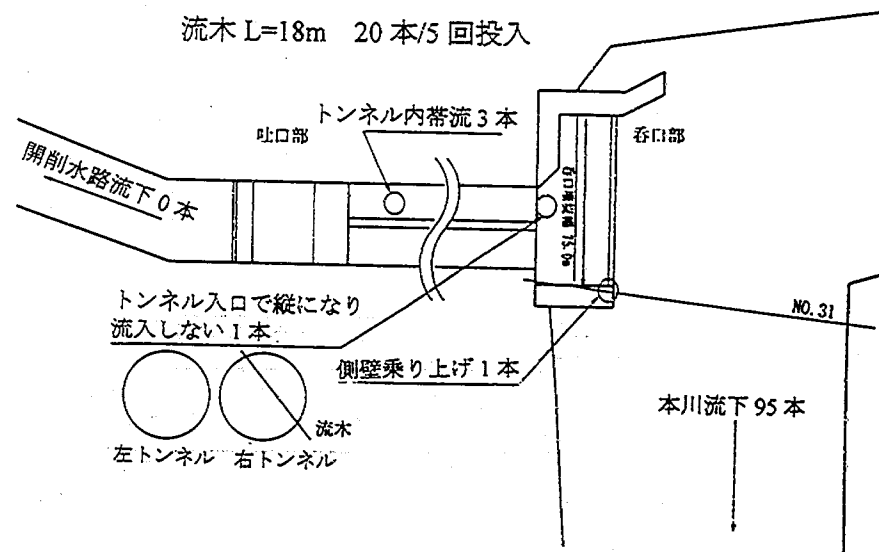
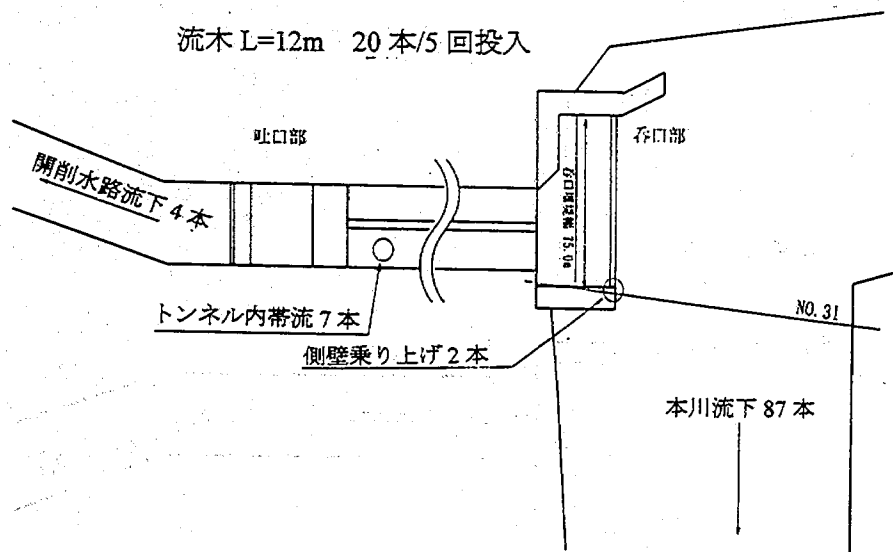
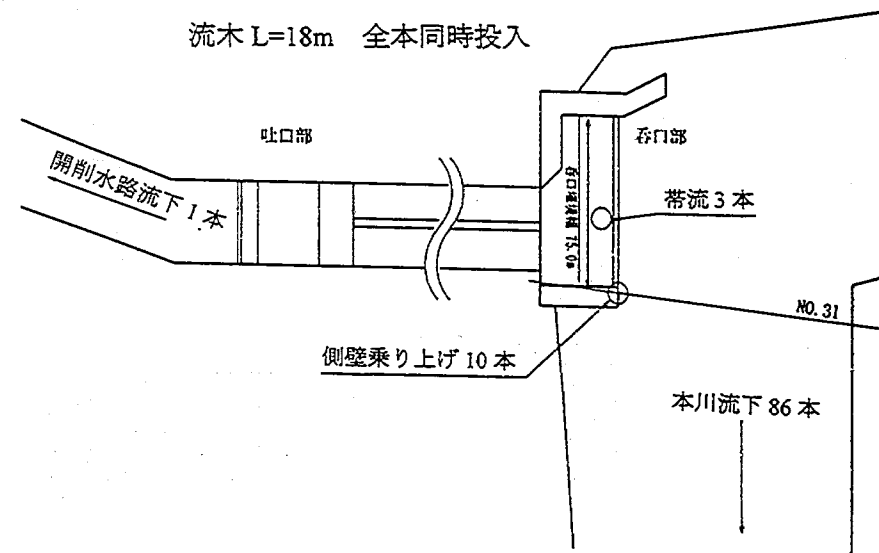
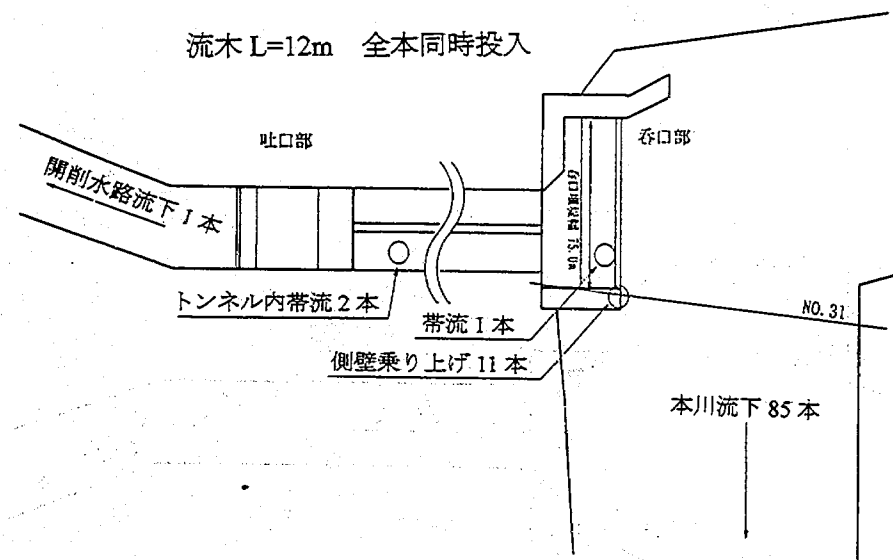


図 3-17(2) 流木の流下割合 ($Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$: 実験Ⅲ-1)

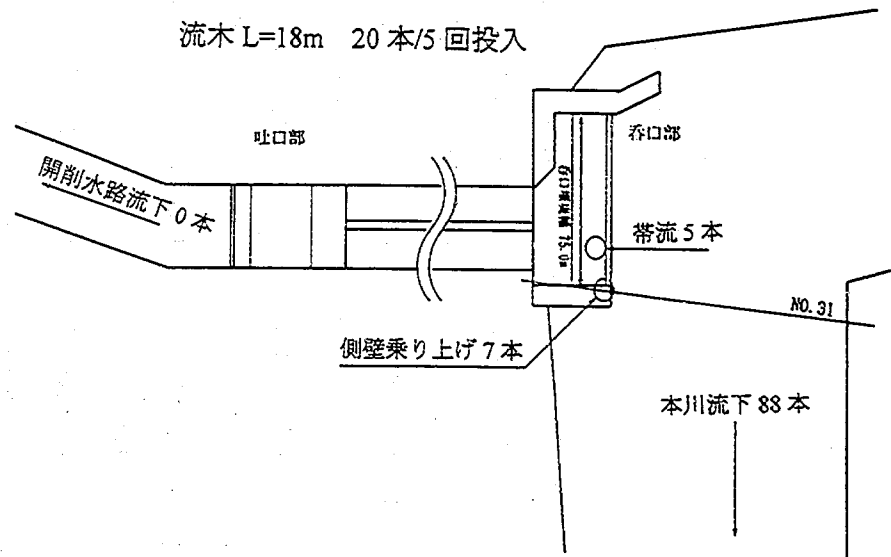
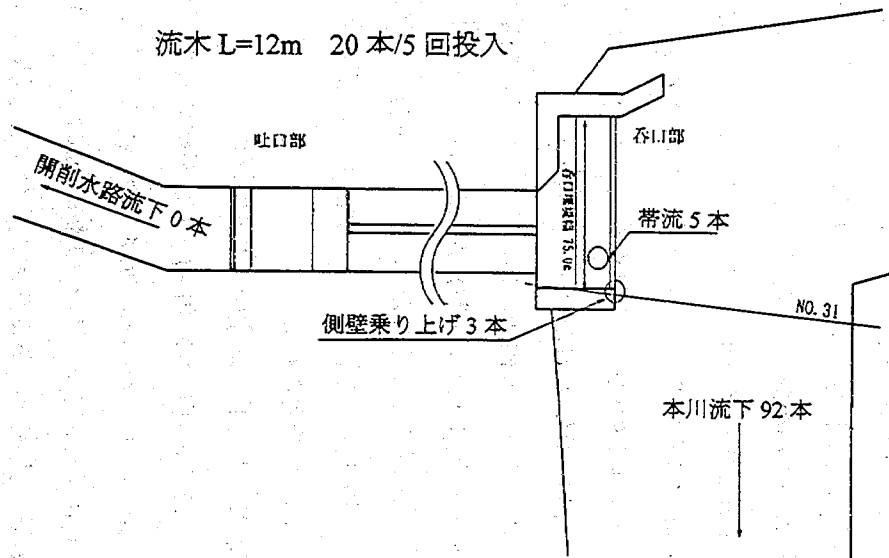
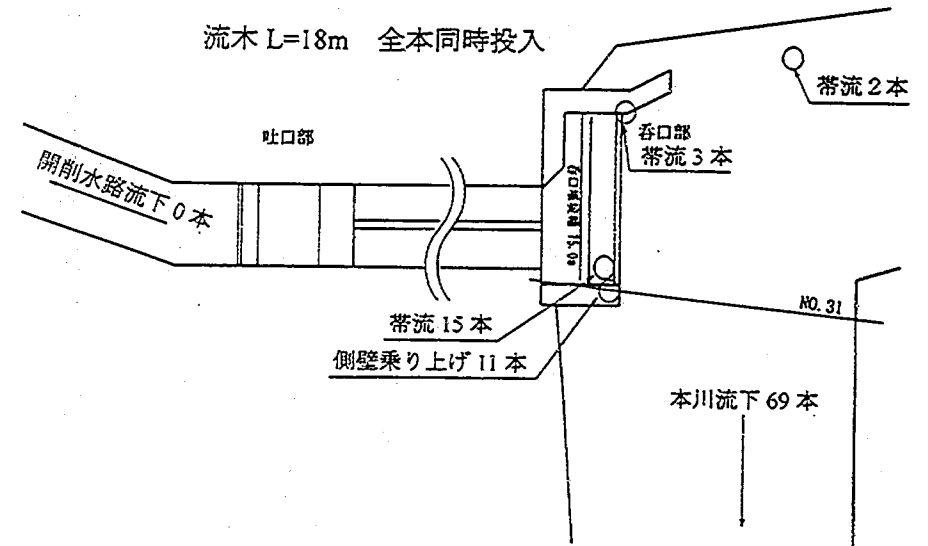
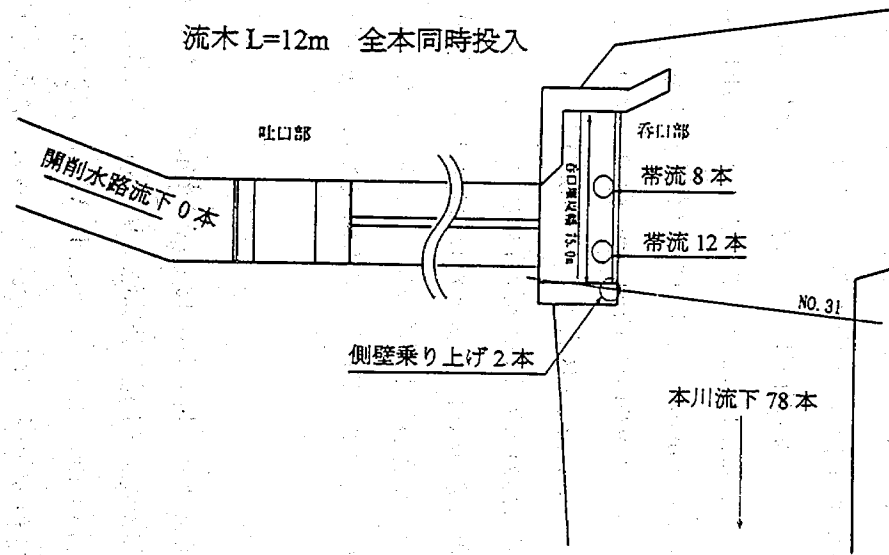


図 3-17(3) 流木の流下割合 ($Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$: 実験Ⅲ-1)

詳細な特徴としては、流量 $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは、一括で流木を投入すると呑口ポンド左岸部だけでなく呑口ポンド右側や分流前の本川右岸前面の死水域にも流木が集積する。

さらに、流量 $Q=4,400\text{m}^3/\text{s}$ のケースで長さ30cmの流木を分割して投入した場合に、1本の流木がトンネル(右側)入りを塞ぐように引っかかり、また同一流量で長さ20cmの流木を分割して投入した場合に、流木はトンネルを通過せずトンネル内の上部壁面に流木(7本)が付着するように集積する現象が見られた。模型では水の表面張力の影響を受け易く、そのためにトンネル上部壁面で流木が付着し易くなったものと考えられる。したがって、トンネル上部壁面への流木の付着は模型特有の現象であり、洪水減水期の水位低下を加味すると実際には生じ難いものと考えられる。

以上のように、大部分の流木が本川を流下する傾向は、概ね流量や流木の長さや流下形態(一括または分割)にあまり関わらずほぼ一定である。細かな点として、流量の多い方が本川を流下する割合が僅かであるが高くなり、また流量が少ない時に一度に多量の流木が流れてきた場合には、分流前の僅かの死水域にも流木の集積が生じる傾向のあることが分かった。つまり、流量の少ない方が、一度に多量の流木が流れてきた場合には本川死水域に流木が集積し易くなることより、同一量の流木が発生しても呑口付近に供給される流木の量が少なくなるため、トンネル側へ流入する流木の絶対量は小流量時の方が少なくなると考えられる。

○音圧レベルについて

分流点付近の音の強さが分流することによってどの程度変化するかを把握するために、本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ 定流時の分流無しと有りのそれぞれにおける音圧レベルを騒音計によって測定した。図3-18は、音圧レベル(A特性)の場所毎の特性について、流量と分流有無をパラメータとして整理したものである。同図の横軸は、図2-6に示すように越流堤延長方向の中央の越流堤直下流を発生原点とした場合の各測点までの距離を表す。また縦軸の音圧レベルは、測定時間内の平均値である。これより音圧レベルは発生原点からの距離との間に相関があまりないことが分かる。分流の有無による影響は、流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時にはあまり一定の傾向は見られないが、流量 $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ 時には分流することによって音圧レベルがいずれの箇所でも約2 dB上昇することが分かる。これは音の強さが $10^{0.2}$ 、つまり約1.6倍増加することを意味している。流量の違いによる影響は、分流した場合には流量 $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ 時の方が、分流しない場合には流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ の方がいずれの箇所でもそれぞれ音圧レベルが約1 dB大きく(約1.3倍)なっている。

音圧レベルと距離との相関があまりないのは、模型では河川以外の周辺部の地形は再現されておらず、模型特有の側壁(空洞ブロック製)が設けられていることや、発生源が越流堤の箇所だけではないこと等が原因と考えられる。また分流した場合、小流量時の方が大流量時より音が強くなるのは、小流量時には、完全越流状態で分流することによって、越流堤から落ちてきた流れが呑口ポンド床版に衝突する際の発生音が支配的になるためと考えられる。

3.3.2 実験III-2(下流端水位変化の影響)

全体的な流況・流速は実験III-1-1と同様である。水位の測定結果としてNo.13地点の水位を計算値に設定した実験III-1-1との比較を図3-19に示す。これより、No.13地点の水位を計算値より1 m せき上げた場合には、No.18地点付近まではその影響が大きくNo.15~No.16+100の箇所では僅かにH.W.L.を超過する。しかしそれより上流ではあまり大きくなく、長島地区では約20cm水位が上昇し、分流点のNo.31付近では水

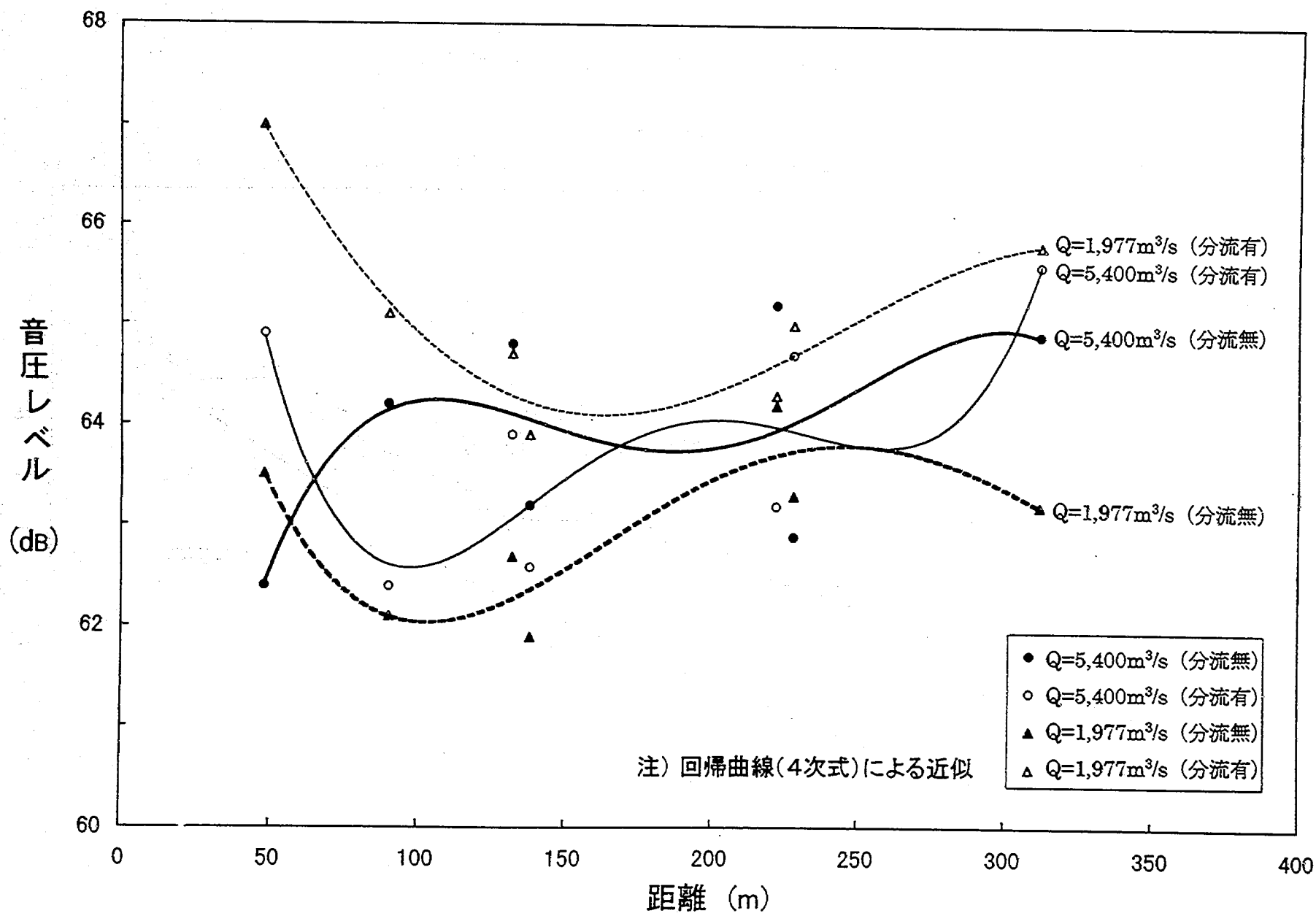


図3-18 音圧レベル (実験Ⅲ-1-1、3)

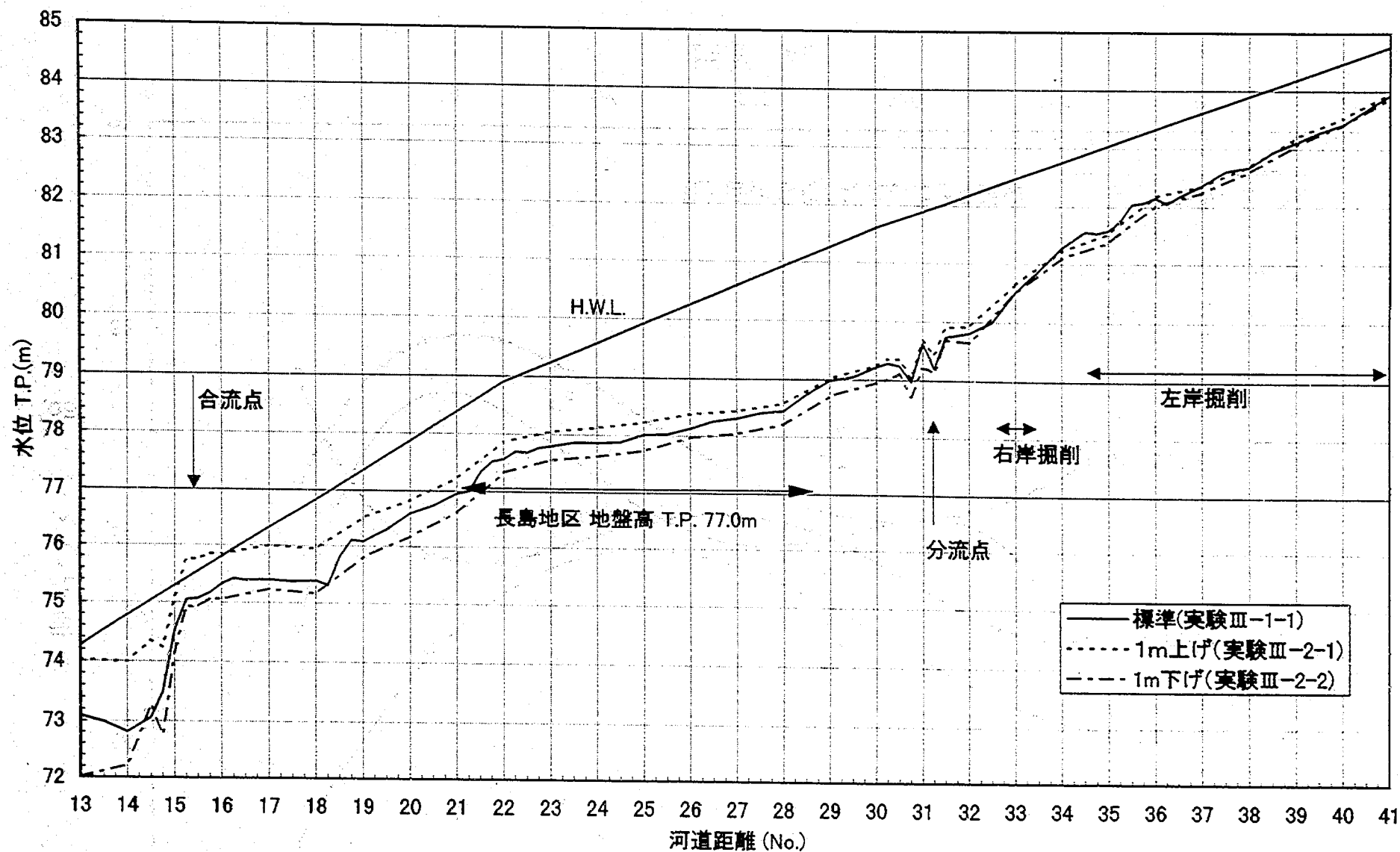


図3-19 水位縦断面図 (下流水位の影響: 実験Ⅲ-1、Ⅲ-2)

位せき上げの影響は無くなる。なお分流量は約 $Q_0=1,740\text{m}^3/\text{s}$ であり、実験Ⅲ-1-1 より約 $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ 少ない。

一方 No.13地点の水位を計算値より 1 m 低下させた場合には、No.15地点付近まではその影響が大きい。が、それより上流ではあまり大きくはなく、長島地区では約20cm の水位低下で、分流点の No.31付近で水位低下の影響が無くなる。なお分流量は、約 $Q_0=1,770\text{m}^3/\text{s}$ であり、実験Ⅲ-1-1 より約 $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ 多い。

以上のように、計画流量流下時に No.13の水位が計算値より ± 1 m 変動しても分流点付近では水位のせき上げ及び低下の影響が殆ど無くなるため、分流量にも殆ど影響しない。長島地区での水位は約 $\pm 20\text{cm}$ 変化するが、このことが当該地区の治水安全度に大きく影響を及ぼすようなことはないと考えられる。

3.3.3 実験Ⅲ-3 (長島地区の河道内樹木の影響)

現在は、治水の面だけでなく生態・環境・景観等の面からも河道内樹木を積極的に取り込む試みが重要となっており、当該河川の長島地区の河道内樹木についてもこの観点からのアプローチの必要性が高くなっている。本実験では水理的な側面からの一検討として、水位の低下と樹木位置の関係を調べた。樹木位置については、図3-20に示すように長島地区内岸側(右岸側)の計画堤防の川表側法尻線と低水路間に繁茂している樹木群を No.42+200を境に上下流に2分割し、①上流側部分の樹木群を撤去した場合、②下流側部分の樹木群を撤去した場合、③上流側部分と下流側部分の両方を撤去した場合の3通りの条件において水位との関係を把握した。

図3-21は実験Ⅲ-3-1～実験Ⅲ-3-3(上記の①～③の条件)と実験Ⅲ-1-1(全区間に樹木群が有る場合)の計4ケースの水位縦断状況を比較したものである。同図より①と③の条件、また②と実験Ⅲ-1-1の条件での水位縦断形が同様であることより、本川水位は長島地区の下流側樹木群の撤去にあまり関係ないことが分かる。この現象の生じた原因は、No.25より下流では本川の主流部が河道中央から左岸沿いになるとともに、No.21+200の長島橋付近の急縮部の影響を受けることによって樹木群撤去部が死水域になることが考えられる。

また図3-21より、長島地区上流側樹木群を撤去すると、その上流の No.27～No.30+100間で約20cm 水位が低下するが、撤去部分の No.23+200～No.26+200間では約20cm 水位が上昇することが分かる。このような現象は流況との関わりが深いため、この現象の生じた理由を図3-22及び写真3-1に示す長島地区の流況から次のように考察することとする。図3-22(1)は、樹木群を撤去する前の本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の状況であり、No.28付近での主流部は河道の中央を流れるが、その後 No.27～26でやや右岸に寄る傾向のあることが分かる。No.27～26でやや右岸に寄る流れがあるために、その樹木群(上流側)を撤去すると図3-22(2)に示すようにそこに乗り上げる流れが生じ、樹木を撤去した分有効に河積が増加したことになる。したがって、樹木撤去部の上流では低下背水、下流ではせき上げ背水が生じるものと考えられる。

樹木群を全て撤去した場合の分流量は $Q_0=1,750\text{m}^3/\text{s}$ で、撤去しない場合 ($Q_0=1,760\text{m}^3/\text{s}$) とほぼ同じであり、樹木群の有無による分流量への影響は殆ど無視できるものと考えられる。

3.3.4 実験Ⅲ-4 (ハイドロ形状の影響)

○非定常実験の必要性

本トンネル放水路では、本川流量 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ を境界に、それ以下の流量では開水路流れ、それ以上の流

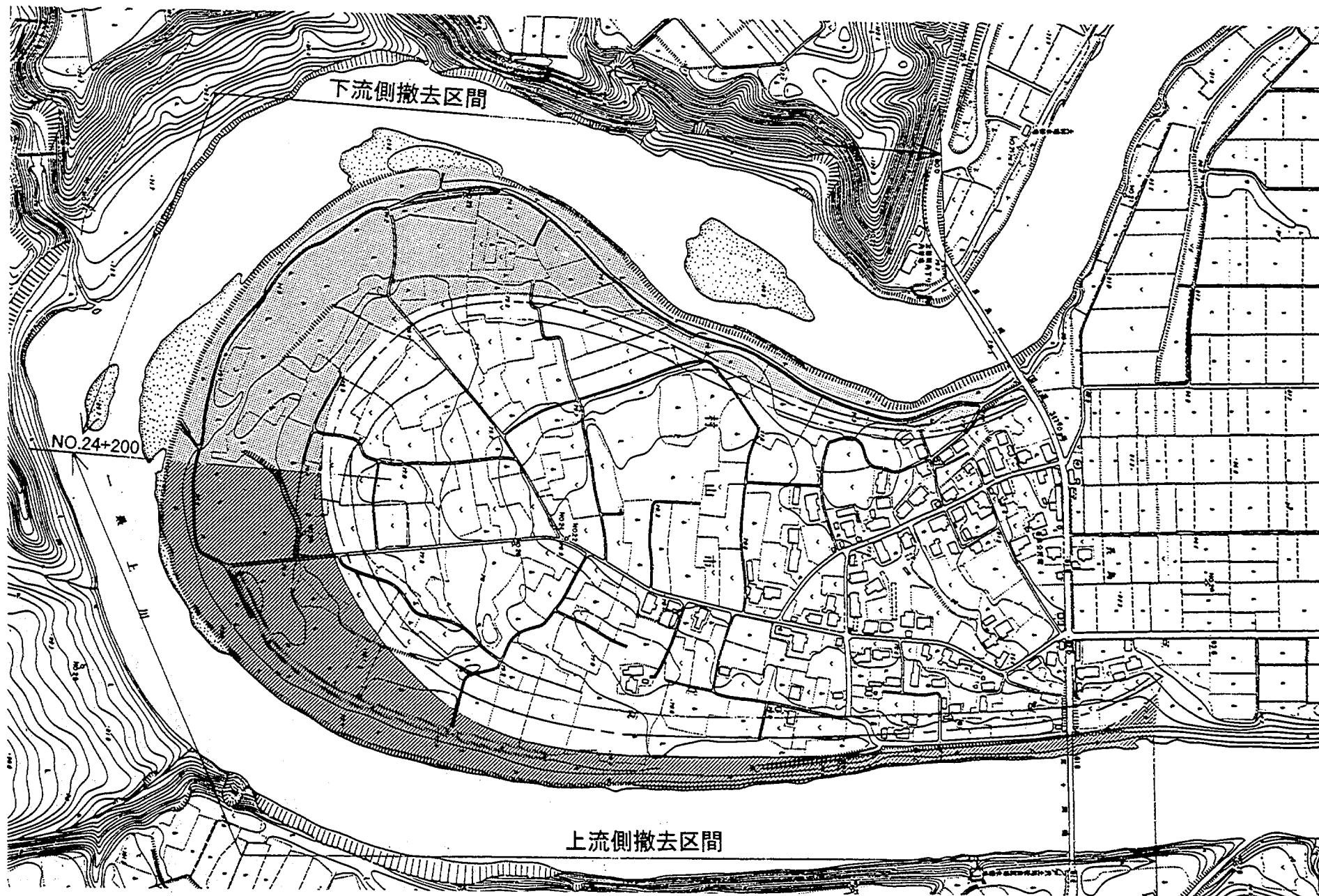


図 3-20 河道内樹木群の撤去区間

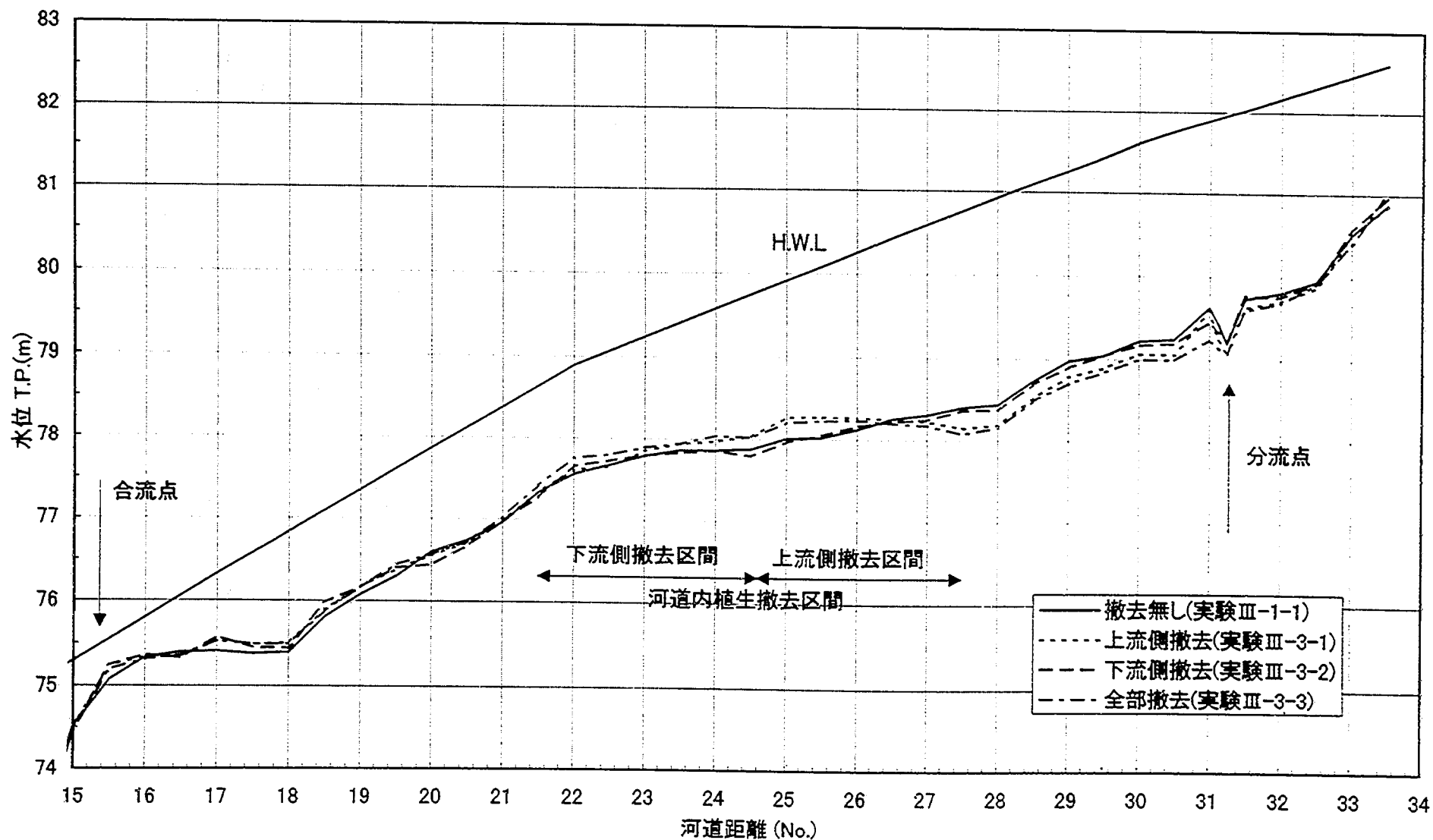


図3-21 水位縦断面図（樹木群の有無：実験Ⅲ-1-1、Ⅲ-3）

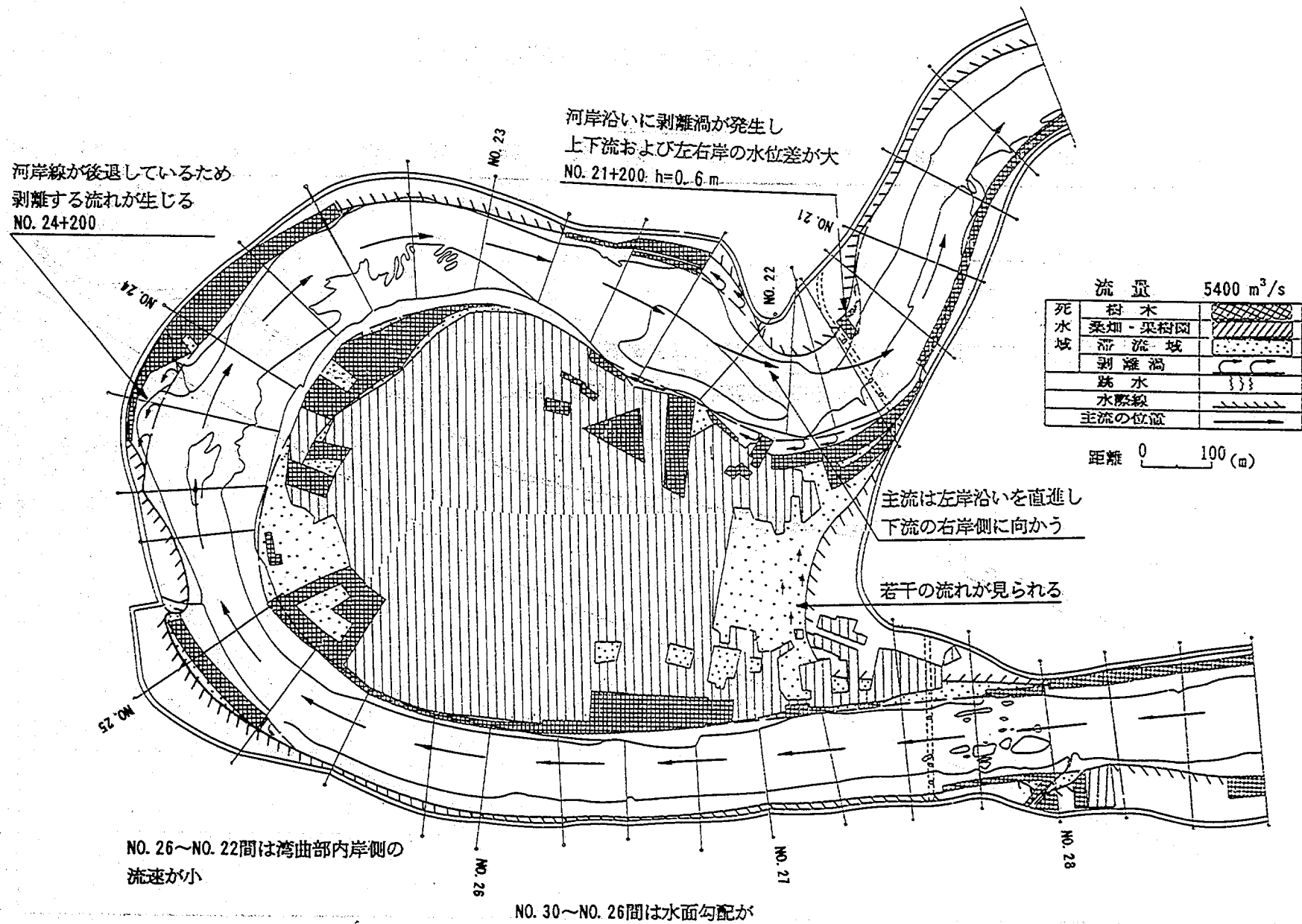


図 3-22(1) 長島地区流況図 (樹木群撤去無し: 実験Ⅲ-1-1)

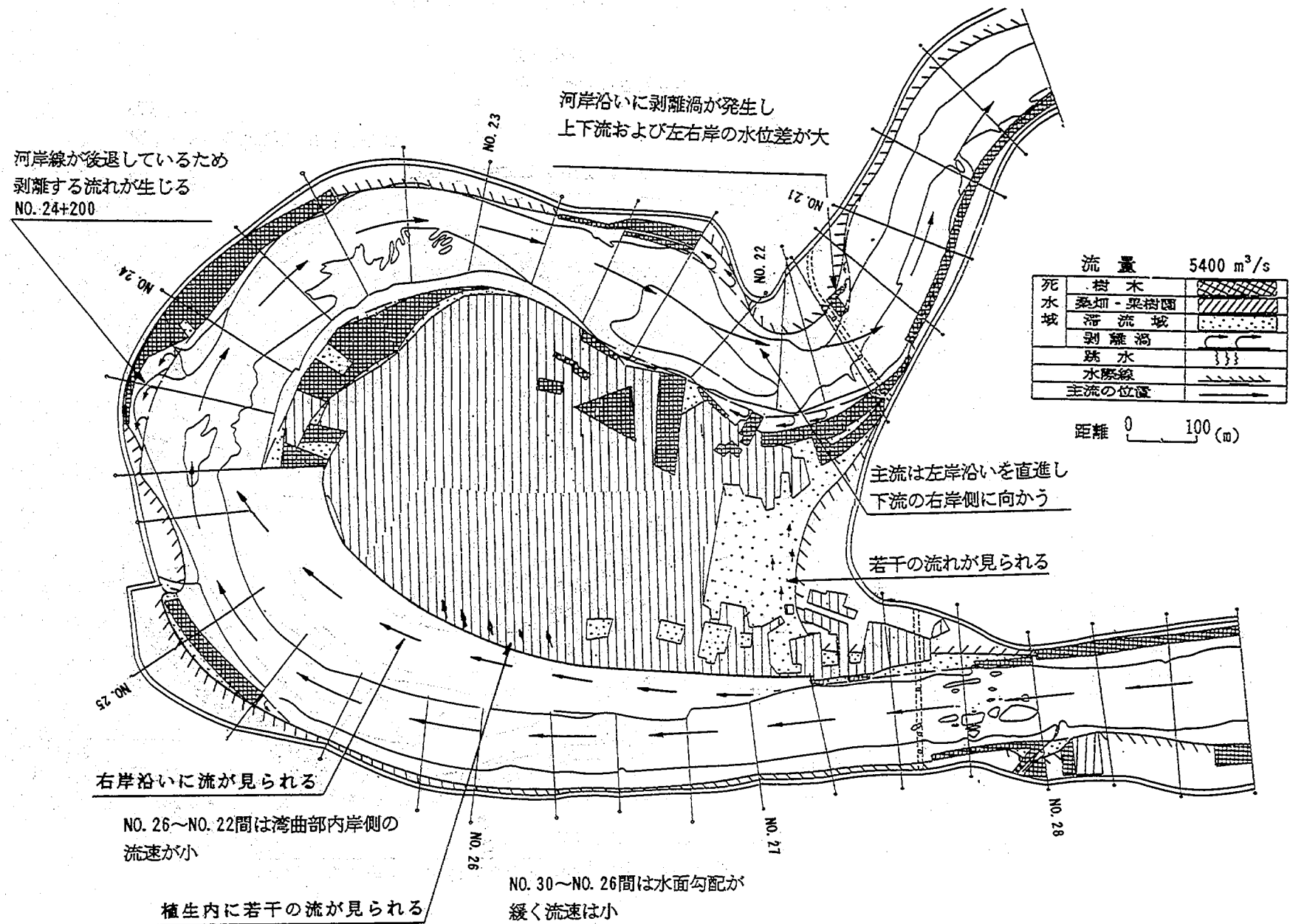


図 3-22(2) 長島地区流況図（上流側樹木群撤去・実験Ⅲ-3-1）

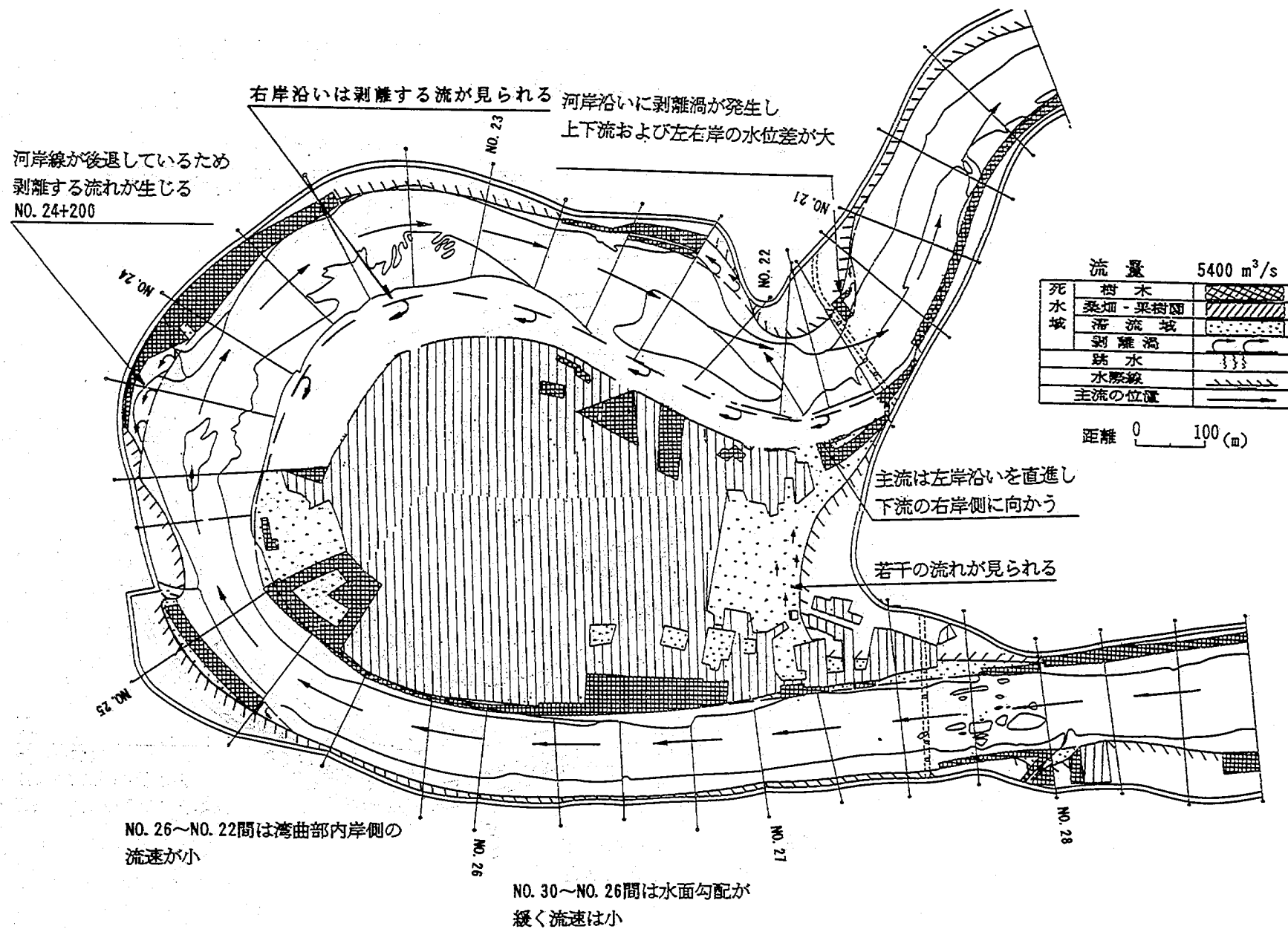


図3-22(3) 長島地区流況図（下流側樹木群撤去：実験Ⅲ-3-2）

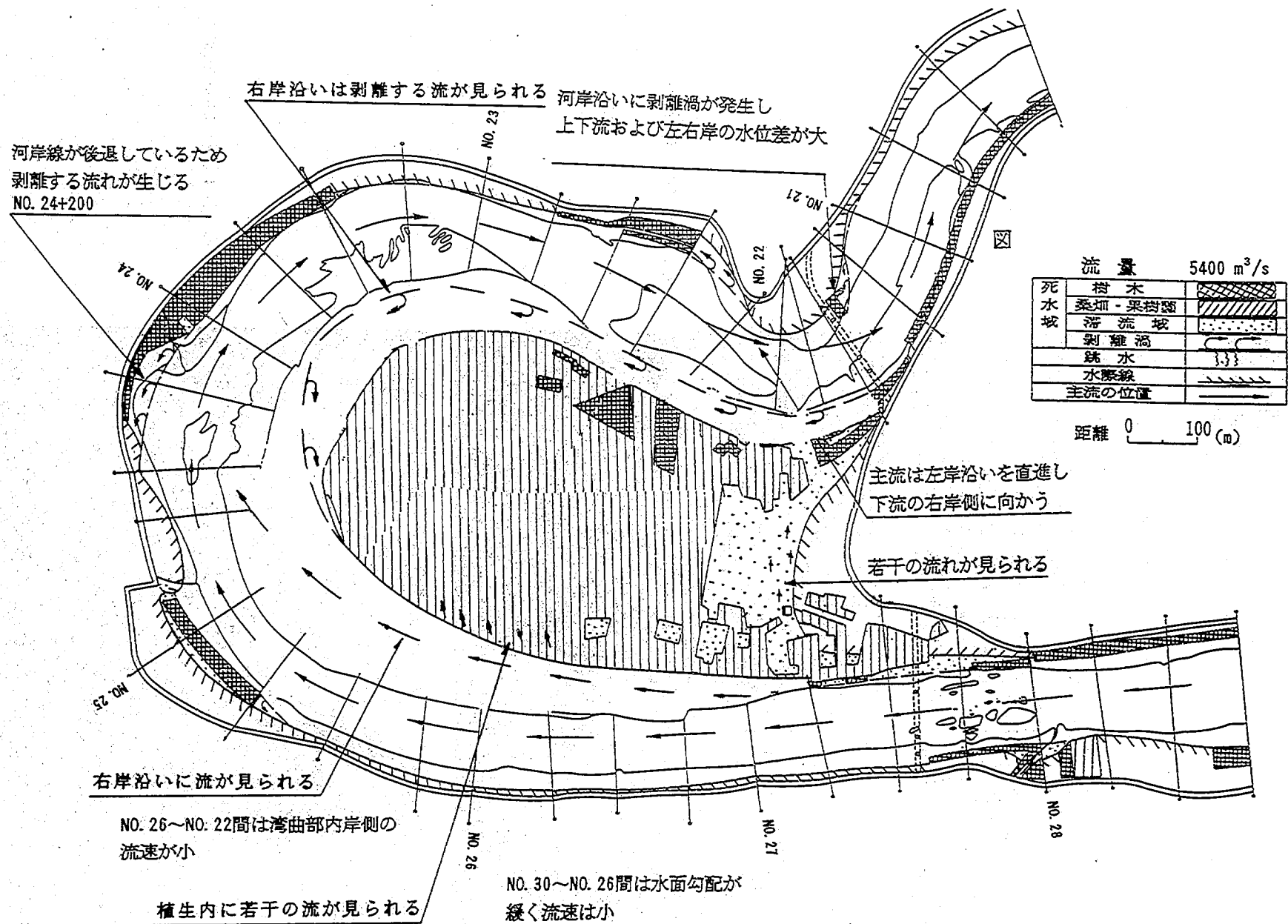
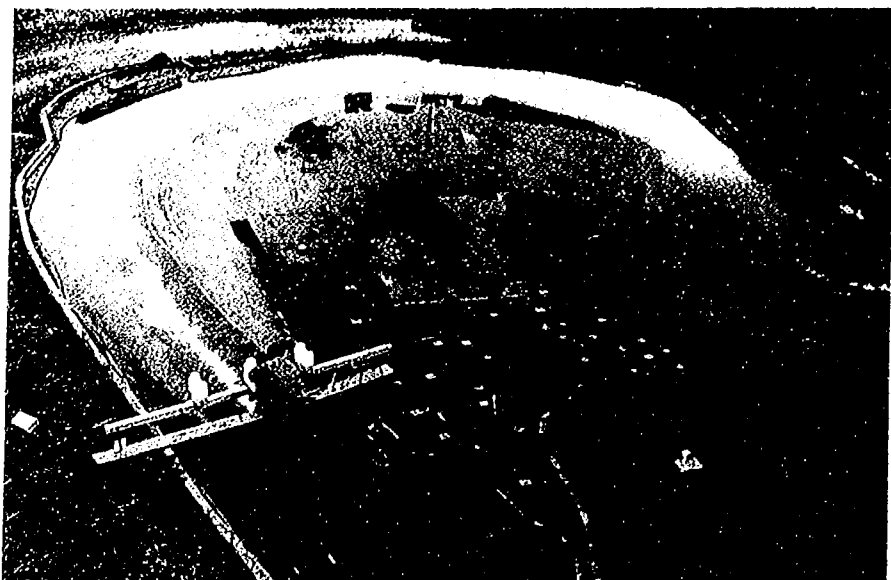


図 3-22(4) 長島地区流況図 (全樹木群撤去: 実験III-3-3)



①上流側の樹木群を撤去



②下流側の樹木群を撤去



③上流及び下流の樹木群を撤去

写真 3-1 長島地区流況写真（樹木群位置の違い：実験Ⅲ-3）

量では管路流れとなるため、本川ピーク流量 $Q \approx 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水が来襲すると、増水期には開水路流れから管路流れへ、減水期には管路流れから開水路流れへとそれぞれ遷移する状態が生じ、トンネル内への空気の連行等が生じる。また定常流の管路流れ状態でも圧力が時間的に変動していることを考え合わせると、実際の非定常性を有する洪水が来襲した場合には大きな圧力変動が生じる可能性がある。また分流地点付近の「音」についても定常流の時と異なった特性を有することが予測され、これらを勘案すると非定常流で分流実験を行う必要性が高いと考えられる。

上記の圧力や音の変動特性については洪水ハイドロ形状との関係（流量の時間変化率）が高いと考え、本実験ではピーク流量を一定とした3種類のハイドロとして、図3-23に示すように、計画ハイドロ（標準ハイドロ）とそれより尖ったハイドロ（1/2倍ハイドロ）と尖っていないハイドロ（2倍ハイドロ）を模型上流で与え、トンネル内の圧力及び呑口付近の音圧レベルを実験中に継続測定した。圧力については、右側トンネルの底部に圧力センサーを取り付けトンネル内の No. 0、2、4、7、8、9、10の7点にて約15秒間隔で測定し、また No. 8、9、10ではトンネル上部で負圧も測定可能な圧力計を取り付けて同様の測定を実施した。音圧レベルについては、トンネル呑口部の1カ所で約4秒間隔で実験中継続して測定した。なお No.14（下流）、No.30（分流直後）、No.40（上流）の3カ所では、水位を15秒間隔で波高計によって実験中継続測定した。

○実験結果

図3-24はトンネル内（No.10地点）の水圧データを水位に換算してその経時変化を各ハイドロ別に示したものであり、水位の変動幅はハイドロの形状に関わらず約50cm 程度であることが分かる。また1/2倍ハイド

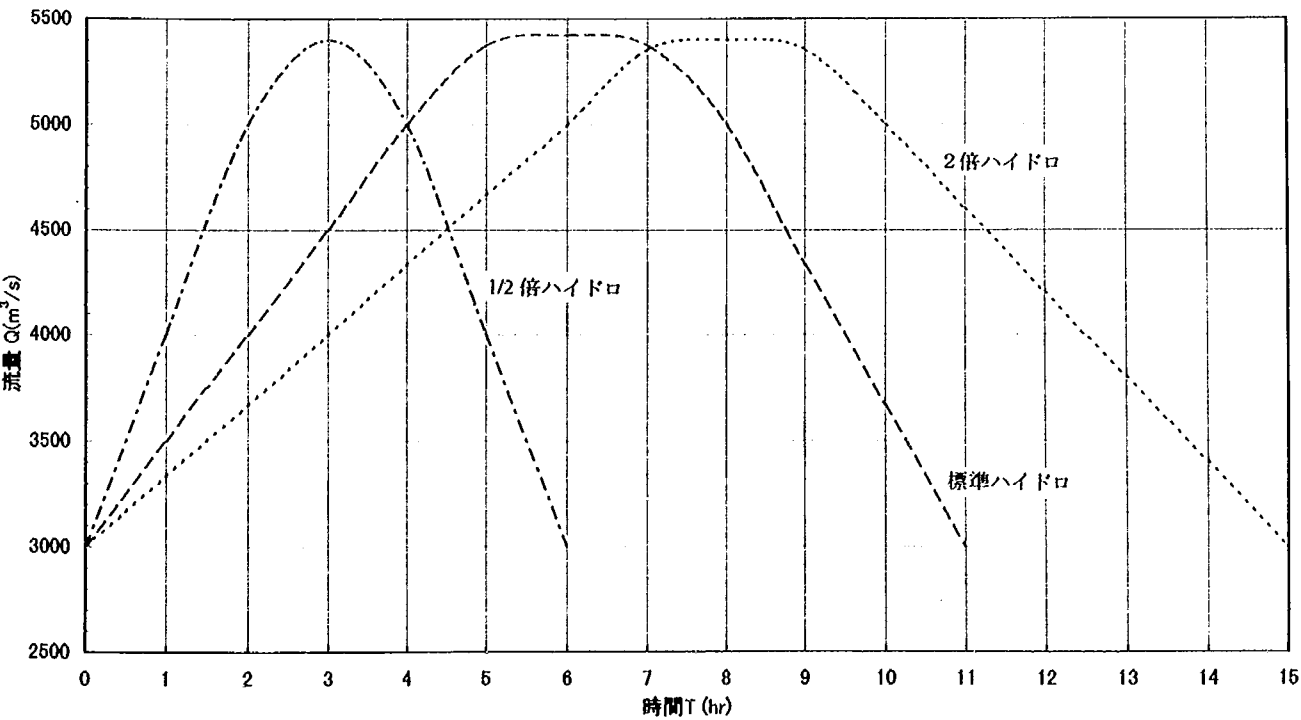
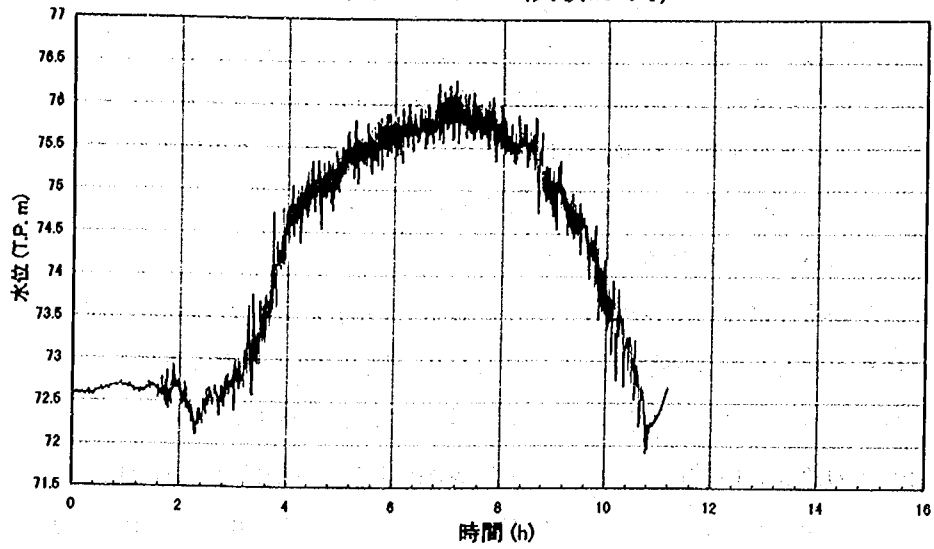
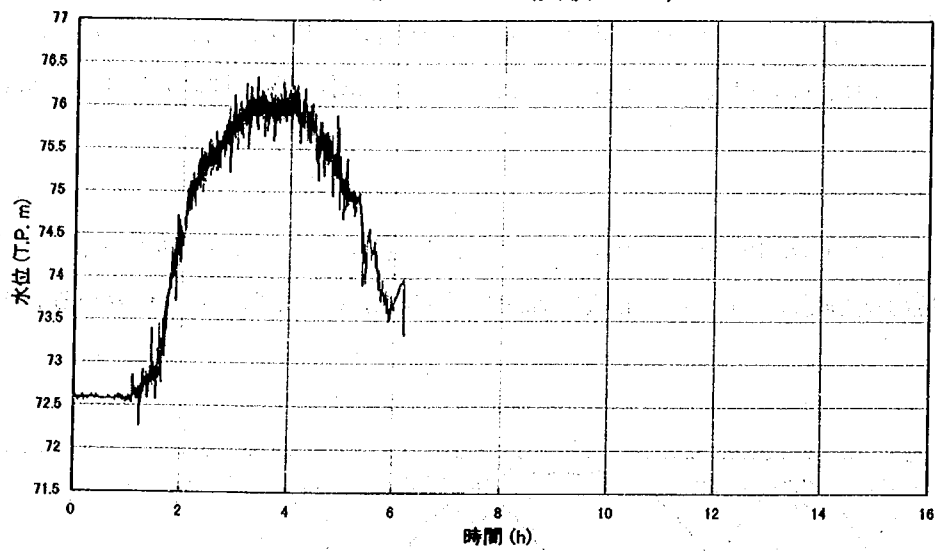


図3-23 設定ハイドロ（実験Ⅲ-4）

標準ハイドロ (実験Ⅲ-4-1)



1/2 倍ハイドロ (実験Ⅲ-4-2)



2 倍ハイドロ (実験Ⅲ-4-3)

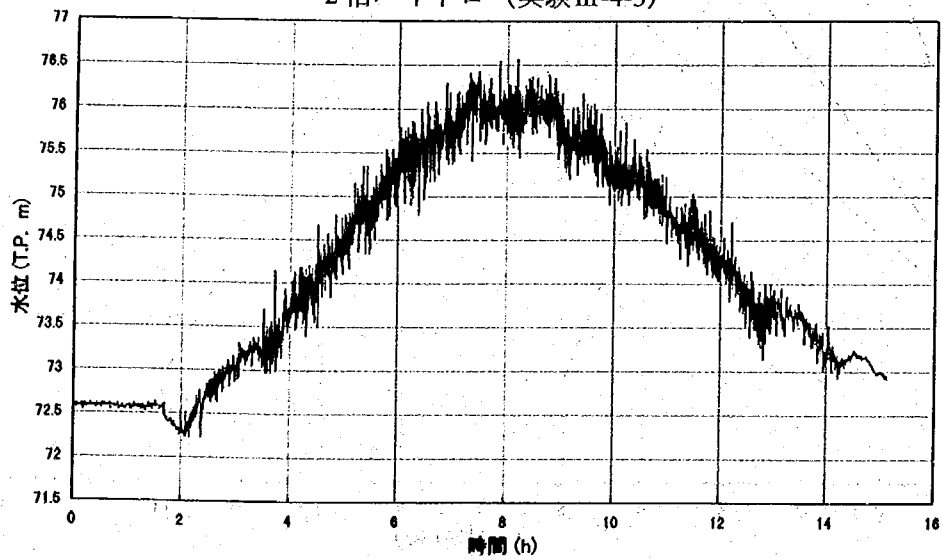


図 3-24 トンネル内 (No.10地点) 水位の経時変化 (実験Ⅲ-4)

口では通水約1.5時間後、標準ハイドロ及び2倍ハイドロでは通水約2.0時間後近傍でそれぞれ水位が低下する現象が生じている。本実験の各ハイドロの開始流量は $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、この時点では開水路流れとなっており水圧センサーはトンネル上面にセットされ水面に接していないため、この時点の水位をゼロとするとこれより水位の下がっているところでは負圧が働いていることを意味する。この負圧の生じる時点は、流量が約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の開水路流れから管路流れへの遷移領域に当たるが、その程度は -0.3m ($-0.03\text{kg}/\text{cm}^2$) であり、ダムの越流部のキャピテーションや危険な信号を誘発しないように定められた許容負圧⁹⁾の $-0.3\text{kg}/\text{cm}^2$ に対してその約1割と小さいため、負圧に関するトンネルの構造的な安全性は十分であると考えられる。

音圧レベルの測定結果を図3-25に示す。同図には各ハイドロのデータを増水期及び減水期に分離して求めた回帰曲線（多項式）も合わせて示した。これより、いずれのハイドロにおいても減水期より増水期の方が音圧レベルが大きくなる傾向があり、その値は約1 dB～2 dB程度（約1.3倍～1.6倍）であることが分かる。また音圧レベルのピークは、いずれのハイドロにおいても本川流量 $Q=3,500\text{m}^3/\text{s}\sim 4,000\text{m}^3/\text{s}$ の時であり、増水期及び減水期ともに同様の傾向がある。ただしこのピーク発生は、増水期には開水路流れ→管路流れ、減水期には管路流れ→開水路流れへそれぞれ遷移する状態の時とほぼ一致しており、空気の連行等による流水の乱れ等がこの時期に激しくその影響によって音圧レベルが高くなったものと考えられる。

3.3.5 実験III-5（片側分流、合流部位置、トンネル粗度の影響）

○本実験の必要性

本実験では、第三案トンネル河道の細部の検討として、片側分流した場合、合流位置を変更した場合、トンネル粗度を大きくした場合の水位や分流量等を把握した。

合流位置について実験III-4までのケースでは、図3-26の(a)に示すようにトンネル吐口から下流に長い開削水路を有する形状（開削案）で行っているが、開削部の膨大な土工量や長大法面の出現さらには侵食等を考慮すると、H.W.L.をクリアしていれば長い開削水路を設けるよりも本川に速やかに合流する方が有利と考えた。これより、本川との合流部については現況の地形を配慮し同図(b)に示す平面形とした。なおトンネル吐口から本川合流部までの縦断勾配については、開削案と同じ $1/1,000$ とした。

また、流木等によるトンネルの閉塞やトンネル内の土砂堆積等によってトンネルの粗度係数が上昇し、計画通りの分流ができずH.W.L.をクリアできない可能性が考えられるため、トンネル粗度係数の変化に関する検討の必要がある。実験III-4までの実験においては、トンネル模型の粗度係数は $n=0.023$ の一定値としたが、本実験では、極端なケースとして河道内樹木群相当の密度の多孔質体をトンネル内に設置して実験を行った。なおこの場合の粗度係数は $n=0.081$ である。

○実験結果

・実験III-5-1

片側分流した場合の本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の分流量は、両側分流の $Q_0=1,760\text{m}^3/\text{s}$ に対してその約6割の $Q_0=1,060\text{m}^3/\text{s}$ である。また水位測定結果として、河道中央の水位の縦断状況について両側分流時のデータと比較したものを図3-27に示す。これより長島地区～呑口付近では約1 mの水位上昇が生じ、No.15付近（合流点付近）及びNo.22付近（長島橋付近）ではH.W.L.ぎりぎりの水位となるが、全区間にわたってH.W.L.をクリアできることが分かる。しかしNo.22付近の右岸側では、急縮と湾曲のためこの河道中央

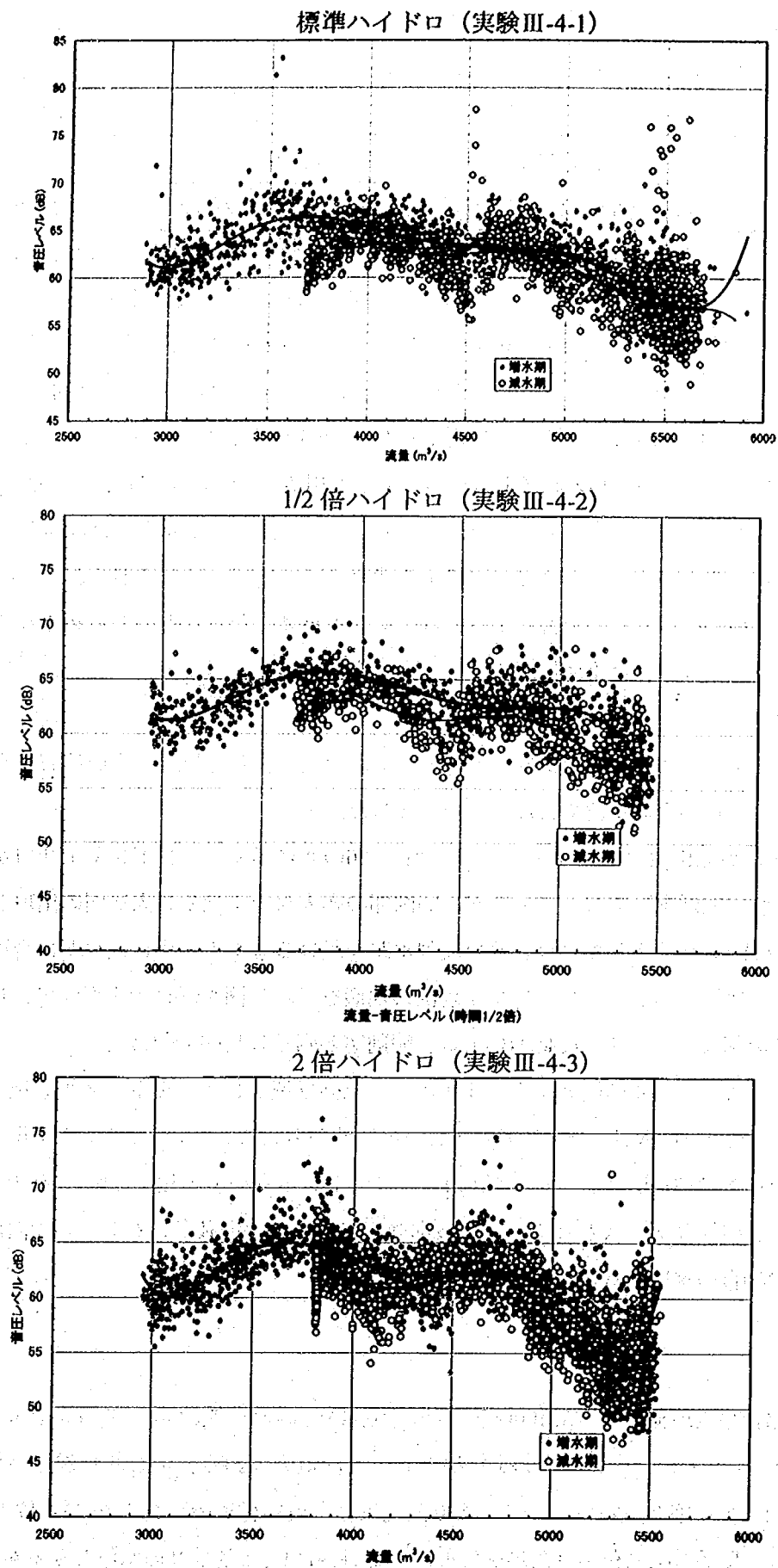
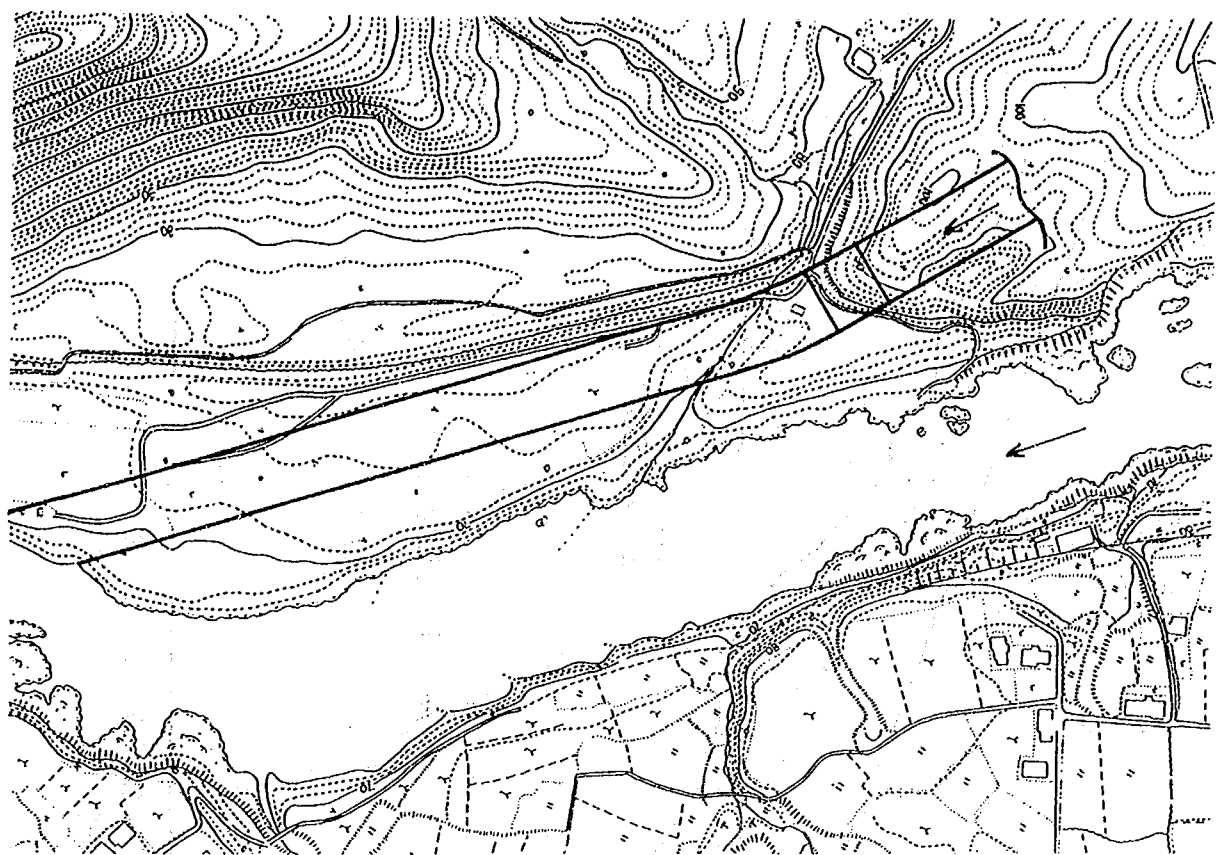
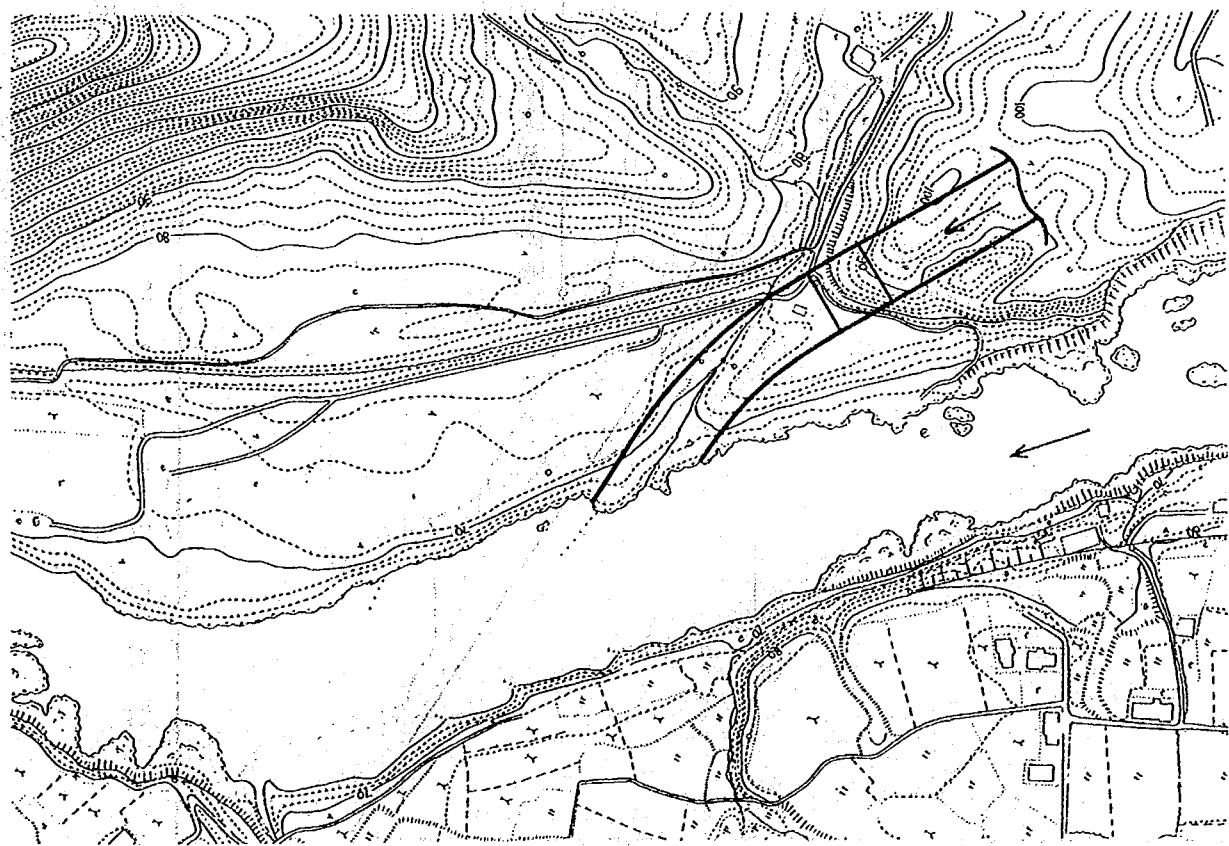


図3-25 呑口部の音圧レベルと流量との関係 (実験Ⅲ-4)



(a)合流点位置下流



(b)合流点位置上流

图 3-26 合流部付近形状平面图

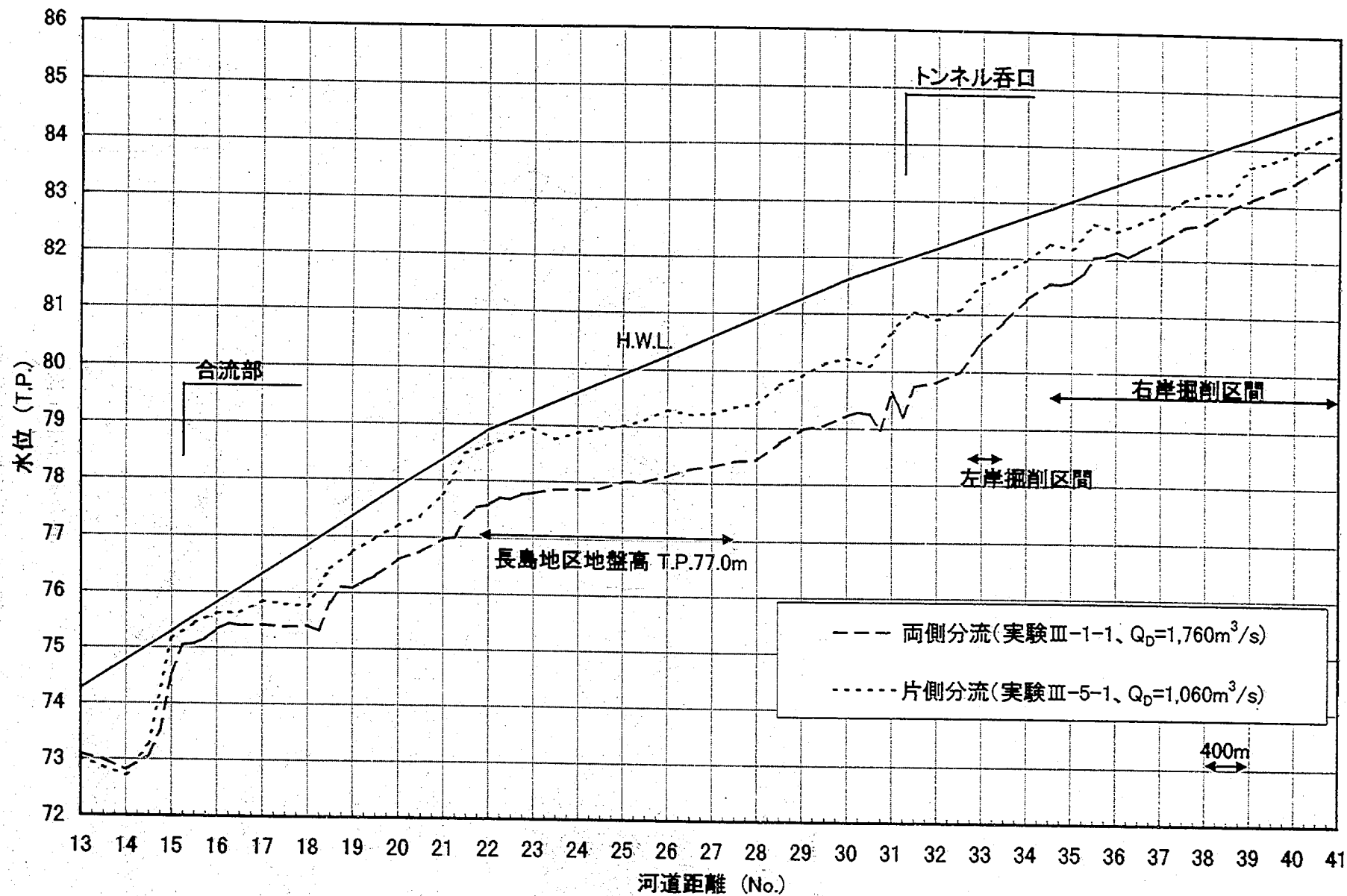


図3-27 水位縦断面図 (両側・片側分流時：実験Ⅲ-1-1、Ⅲ-5-1)

水位より約30cm 高くなることが予想されるため H.W.L. をクリアできなくなる。つまり片側トンネル分流の場合では H.W.L. をクリアできないと考えられる。

このように河道やトンネルの粗度条件等に変更がなければ、片側1本のトンネル分流では河道中央水位においては全区間にわたって H.W.L. をクリアできるが、No.22付近右岸で僅かに H.W.L. を超過することになる。また呑口直上流の No.33地点から両側分流と同様に流木模型を投入した場合、流木模型の諸元や投入方法（一括または分割）に関わらず、全ての流木模型はトンネル側に流入せず本川下流側を流下する。

・実験III-5-2

本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時に合流点位置の違い（下流と上流）による水位縦断形への影響について整理したものを図3-28に示す。これより呑口付近（No.29～No.32）では、合流点位置を上流にした方が約30～45cm 水位が高いことが分かる。一方合流点付近（No.15～No.18）でも、合流点位置を上流にした方が No.15+200～No.16でわずかに低いとそれ以外の箇所では約50～80cm 高く、特に No.16+200では H.W.L. ぎりぎりの水位となる。本ケースでは呑口及び合流点付近以外では水位は測定していないため、これら以外の区間で H.W.L. をクリアできるか不明であるが、下流端水位を1 m 上げてでも全区間で H.W.L. をクリアできた実験III-2-1の水位縦断状況と比較すると、合流点を上流にしても全区間で H.W.L. をクリアできると判断される。

・実験III-5-3

合流点位置を上流にしてトンネルの粗度係数を $n=0.081$ に上昇させた場合、本川流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の分流量は $Q_b=670\text{m}^3/\text{s}$ であり、同一の河道及び水理条件でトンネル粗度係数 $n=0.023$ の場合（実験III-5-2）と比較して約 $Q=1,090\text{m}^3/\text{s}$ 減少した。また本ケースの呑口付近及び合流点付近の水位縦断を前述の図3-28に示す。同図より、呑口付近の水位はかなり高く、No.31では合流点位置が下流のケースより約1.5m、合流点位置が上流のケースより約1.3m それぞれ高いことが分かる。一方合流点付近の水位は、同一の河道及び水理条件でトンネル粗度係数 $n=0.023$ の場合（実験III-5-2）と同様に合流点が下流のケースより高くなり、No.17では合流点が下流のケースより約60cm 高く H.W.L. ぎりぎり（ ΔH は約30cm）であるがこれをクリアできる。ただし、本ケースより分流量の多い実験III-5-1（分流量 $Q_b=1,060\text{m}^3/\text{s}$ ）の No.22付近でも H.W.L. ぎりぎりであることより、本ケースでは No.22付近では H.W.L. を超えるものと判断される。

・各実験の比較

「合流点位置を上流にした場合に、H.W.L. をクリアするためにはトンネルの粗度係数の上昇をどの程度までに抑える必要があるか」については、全区間での水位測定データがなくまた多くのケースを行っていないため正確ではないが、以下のような考え方によって推測できる。

合流点位置を下流から上流にすると、呑口より上流部及び合流点付近の No.16近傍で水位上昇するが H.W.L. はクリアできる（呑口部 No.32地点で約30cm の水位上昇分が上流区間でも同様に上昇すると仮定）。またトンネル片側分流（分流量 $Q_b=1,060\text{m}^3/\text{s}$ ）で合流点位置が下流の場合（実験III-1-1）には全区間にわたって H.W.L. をクリアできるが、No.22付近での水位は流量との関係が高く、これより分流量が少ないと No.22付近では H.W.L. を超過することになる。

以上のこと及び第一案トンネル河道（合流点位置が下流）で片側分流の分流量 $Q_b=1,340\text{m}^3/\text{s}$ の時に、

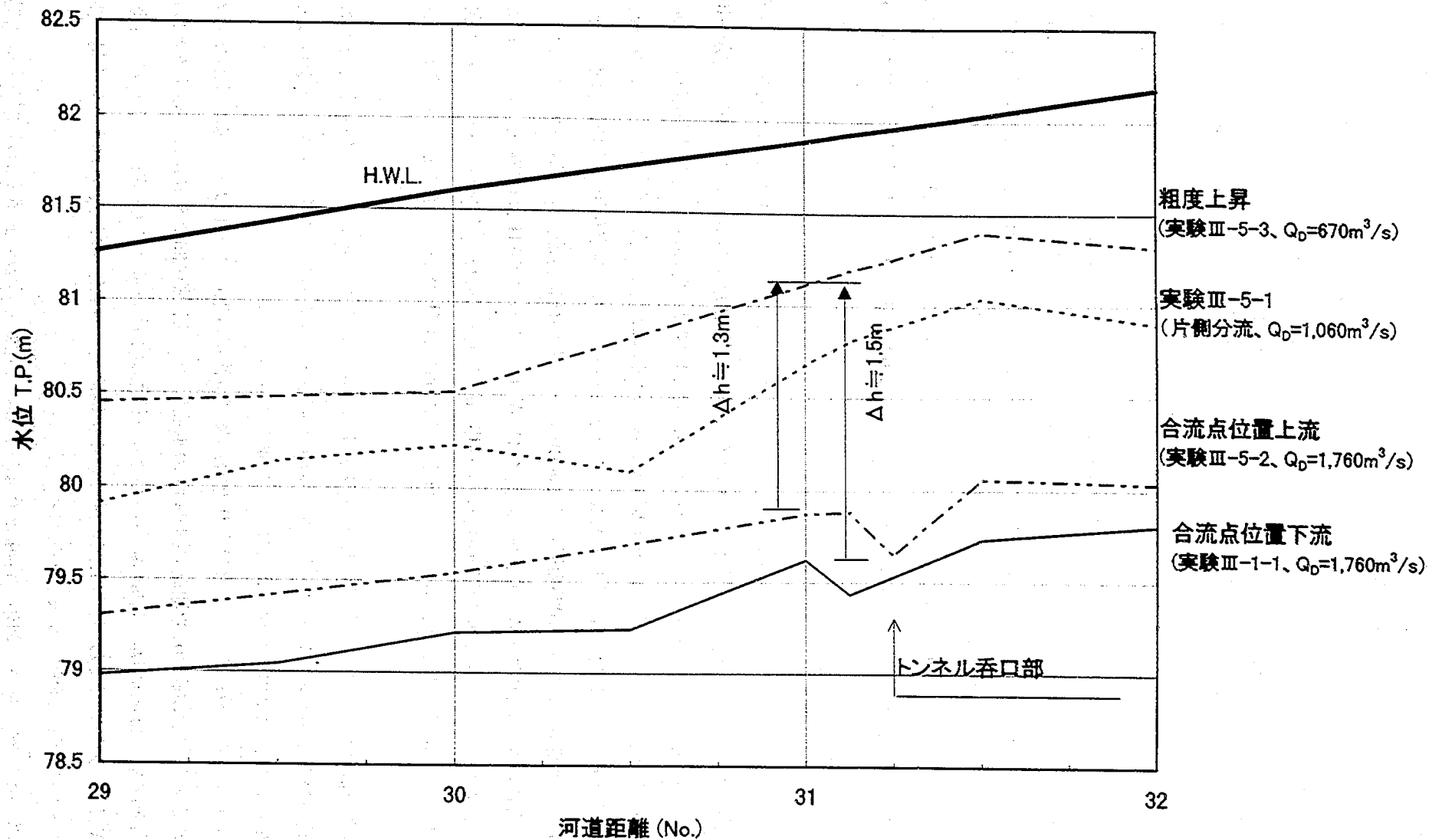


図3-28(1) 呑口部付近水位縦断面図(実験Ⅲ-1-1、Ⅲ-5)

合流部付近水位縦断面図

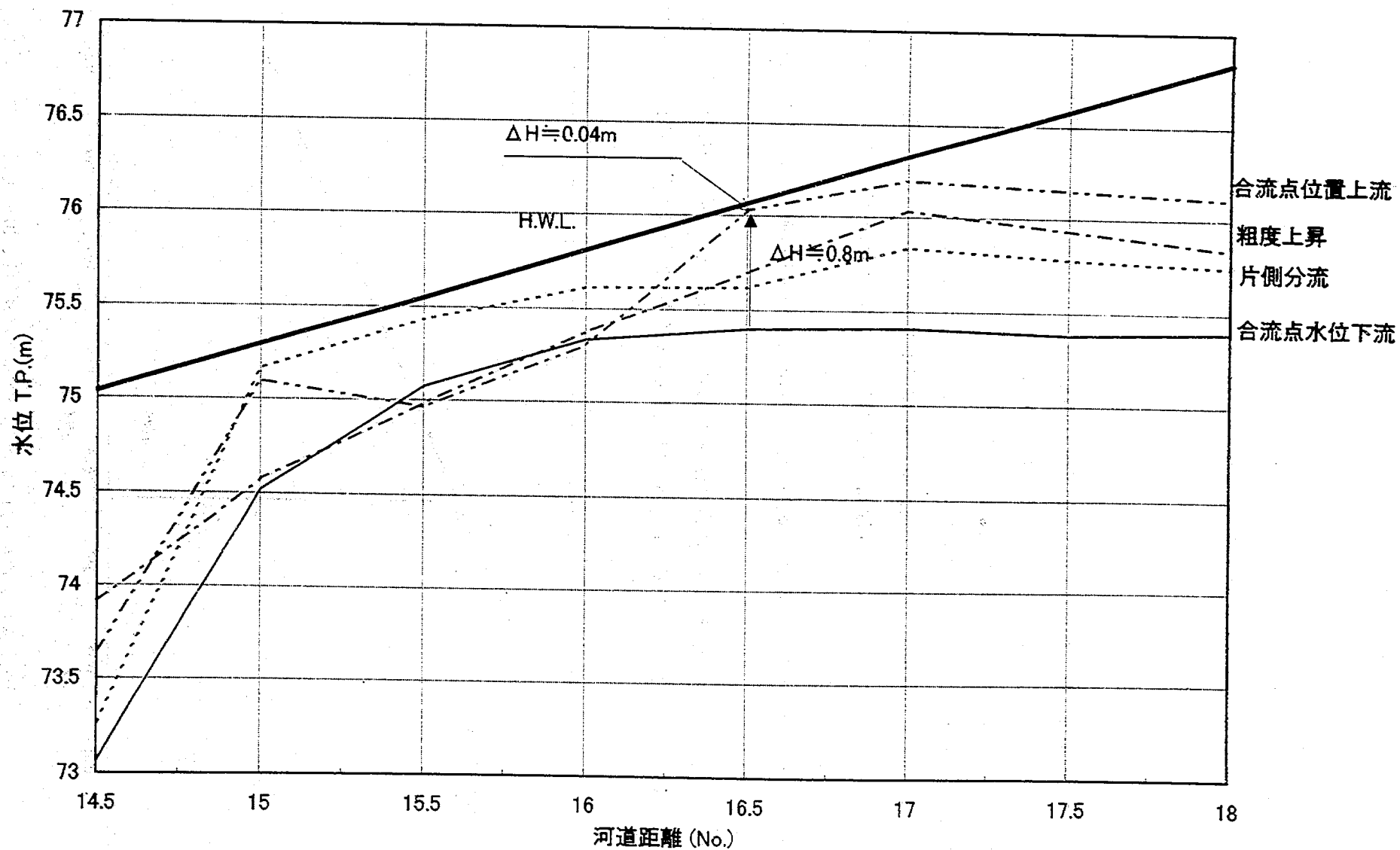


図 3-28(2) 吐口部付近水位縦断面図 (実験 III-1-1、III-5)

No.19+200地点の左岸側では H.W.L. ぎりぎりである (Δh が約30cm) ことから判断すると、合流点位置を下流から上流にすると水位が若干上昇し、河道内の左右岸の水位差や、水位の時間変動等を考慮すると、計画分流量を $Q_0=1,500\text{m}^3/\text{s}$ 程度にすることが妥当と考えられる。図3-29の実験III-5-2と実験III-5-3の粗度係数 n と分流量 Q_0 の関係より、分流量 $Q_0=1,500\text{m}^3/\text{s}$ を維持するにはトンネル粗度係数は約 $n=0.035$ 程度以下に押さえる必要がある。洪水時のトンネル内での流木の閉塞等による突発的な粗度係数の上昇を除けば、コンクリート滑面の粗度係数はこれより小さいため、通常時の管理はそれ程困難ではないと考えられる。

3.3.6 まとめ

第三案トンネル河道は、第二案トンネル河道の最後の実験ケース（実験II-4-2）と同一のトンネル敷高を高く越流堤長を75mとした条件である。本実験ではこの河道条件を基本として種々の境界条件下での流下能力や流木、音圧レベル等について詳細に検討した。以下に実験結果の要約を示す。

1. 越流堤の所で潜り越流となるような大流量になると、定流実験であっても流れの非定常性が生じ易い。
2. 合流点位置を下流にした場合、開削部では流量が多い場合に流速が大きくなり、合流点 (No.15+50) 後もしばらく本川と分離して流れ、本川右岸前面での流速が大きくなる傾向が強いため、この付近の河岸の安全性考慮する必要がある。
3. 大部分の流木が本川を流下する傾向は、概ね流量や流木の長さや流下形態（一括または分割）にあまり関わらずほぼ一定である。
4. 小流量時に一括して流木が流れてきた場合には分流前の僅かの死水域にも流木の集積が生じる傾向があることより、同一量の流木が発生してもトンネル側へ流入する流木の絶対量は小流量時の方が少なくなる

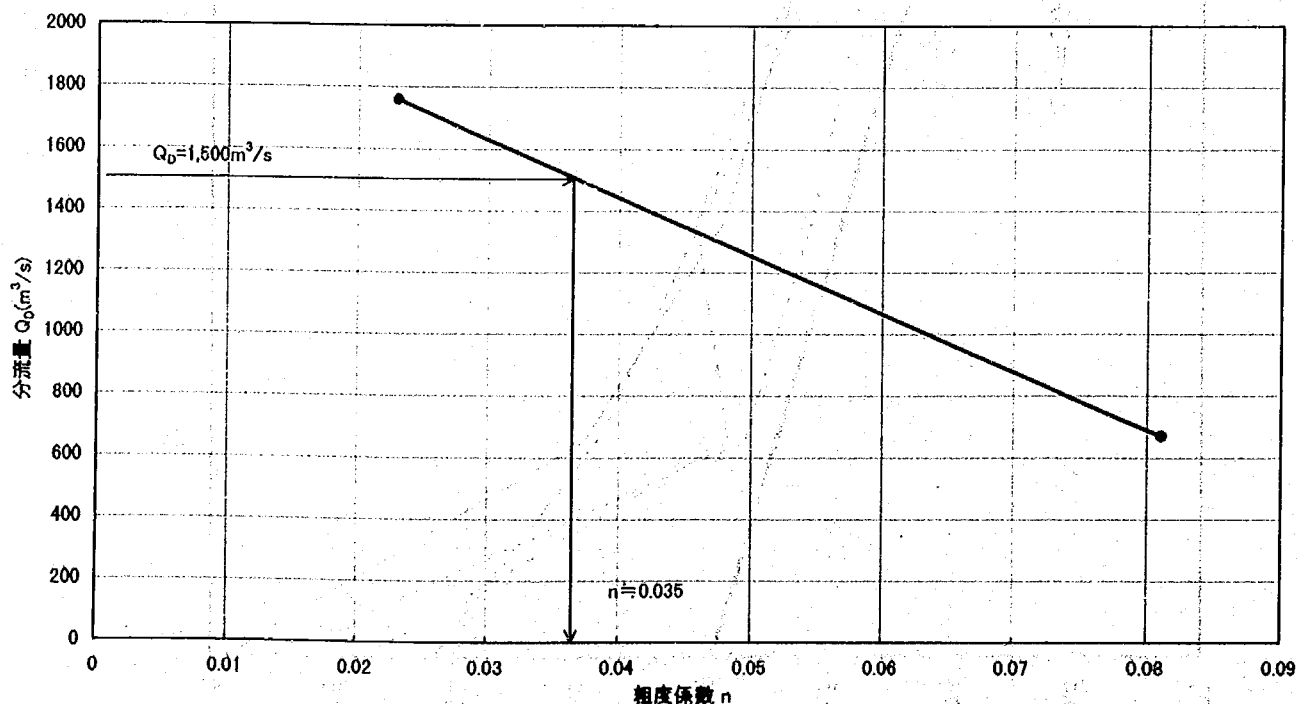


図3-29 分流量と粗度係数との関係（実験III-1、III-3）

と考えられる。

5. 流量の違いによる呑口付近の音圧レベルについては、分流した場合には流量 $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ 時の方が、分流しない場合には流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ の方がそれぞれ音圧レベルが約 1 dB 高く (約 1.3 倍) なる。
6. 長島地区の樹木群 (上流側) を撤去すると、そこに乗り上げる流れが生じ、樹木を撤去した分だけそこだけ有効に河積が増加したことになるため、その上流では低下背水、下流ではせき上げ背水が生じる。
7. 長島地区の樹木群を全て撤去した場合の分流量は $Q_D=1,750\text{m}^3/\text{s}$ で、撤去しない場合 ($Q_D=1,760\text{m}^3/\text{s}$) とほぼ同じであり、樹木群の有無による分流量への影響は無視できるものと考えられる。
8. トンネル呑口部で負圧の生じる時は、洪水増水期の流量約 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ の開水路流れから管路流れへの遷移領域で、その負圧の値は -0.3m ($-0.03\text{kg}/\text{cm}^2$) と小さいため、負圧に関するトンネルの構造的な安全性は十分であると考えられる。
9. ハイドロの形に関わらず減水期より増水期の方が音圧レベルが大きくなる傾向があり、その値は約 1 dB~2 dB 程度 (約 1.3 倍~1.6 倍) である。
10. 音圧レベルのピークは、いずれのハイドロにおいても本川流量 $Q=3,500\text{m}^3/\text{s}\sim 4,000\text{m}^3/\text{s}$ の増水期及び減水期である。この増水期では開水路流れ→管路流れ、減水期では管路流れ→開水路流れへ遷移する時点と一致しており、この時点は空気の連行等による流水の乱れ等が激しく、その影響によって音圧レベルが高くなったものと考えられる。
11. 片側分流の場合には、流木模型の諸元や投入方法 (一括または分割) に関わらず、全ての流木模型はトンネル側に流入せず本川下流側を流下し、両側分流よりトンネル側へ流木が流入しにくくなる。
12. No. 22 付近の水位は流量との関係が高いため、分流量が少ない場合には当該地点の通過流量が多くなり水位は H.W.L. を超過することになる。
13. 合流点を上流にした方が、呑口付近 (No. 29~No. 32) では約 30~45cm 水位が高くなり、合流点付近 (No. 15~No. 18) では No. 15+200~No. 16 を除いてそれ以外の箇所では約 50~80cm 高く、特に No. 16+200 では H.W.L. ぎりぎりの水位となるが、全区間で H.W.L. をクリアできると判断される。
14. 合流点位置を下流から上流にすることによる若干の水位の上昇と、河道内の左右岸の水位差や、水位の時間変動等を総合的に考慮すると、計画分流量を $Q_D=1,500\text{m}^3/\text{s}$ 程度とすることが妥当と考えられる。
15. 分流量 $Q_D=1,500\text{m}^3/\text{s}$ を維持するには、トンネル粗度係数を約 $n=0.035$ 程度以下に押さえる必要がある。洪水時のトンネル内での流木の閉塞等による突発的な粗度係数の上昇を除けば、コンクリート滑面の粗度係数はこれより小さいため、通常時の管理はそれ程困難ではないと考えられる。

第4章 全体まとめ及び考察

4.1 流下能力について

各河道条件の分流量や水位に及ぼす影響を相対的に示したものが表4-1である。これと前章までの実験結果より流下能力について総合的にまとめると以下の通りとなる。

1. 何処を対象に流下能力を考えるかによってそれを支配する要素が異なる。つまり上流の稲下地区の水位低下にとっては河道の部分掘削が支配的であり、トンネルとの併用によって全区間においてH.W.L.をクリアできる。
2. No.18~No.35の範囲の水位低下によってトンネルによる分流が有効であり、この範囲内のNo.19+200及びNo.21+200付近が特にH.W.L.との差 Δh が小さい。合流点位置の変更によっても同一の範囲の水位に僅かであるが影響を与えたため、分流量や合流点位置の検討に当たっては、この地点の水位を考慮する必要がある。
3. No.19+200及びNo.21+200付近では主に急縮や湾曲によって左右岸の水位差が大きく、水位の時間変動等も考慮すると、合流点位置を上流にした場合の適切な分流量は約 $Q_D=1,500\text{m}^3/\text{s}$ 程度以上と考えられる（合流点位置下流案で片側分流の分流量 $Q_D=1,340\text{m}^3/\text{s}$ のケースで、No.19+200地点の左岸側では $\Delta h \approx 30\text{cm}$ のH.W.L.ぎりぎりであることも判断すると）。
4. 計画分流量 $Q_D=1,500\text{m}^3/\text{s}$ の流下能力を保持するためにはトンネルの粗度係数を $n=0.035$ 程度以下にする必要がある。洪水時のトンネル内での流木の閉塞等による突発的な粗度係数の上昇を除けば、コンクリート滑面の粗度係数はこれより小さいため、通常時の管理はそれ程困難ではないと考えられる。
5. 長島地区の樹木群を全て撤去しても分流量は変化せず、樹木群については分流量への影響がほとんどない（分流量 $Q_D \approx 1,760\text{m}^3/\text{s}$ ）。
6. 計画流量流下時にNo.13（模型下流端）の水位が計算値より $\pm 1\text{m}$ 変動しても、分流点付近で水位のせき上げ及び低下の影響が殆ど無くなり分流量は変化しない。長島地区での水位は約 $\pm 20\text{cm}$ 変化する。このことが当該地区の治水安全度に大きく影響を及ぼすようなことはないと考えられる。

4.2 トンネル内の負圧について

トンネル呑口部で負圧の生じる時点は、洪水増水期の流量約 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ の開水路流れから管路流れへの遷移領域で、その負圧の値は -0.3m ($-0.03\text{kg}/\text{cm}^2$) であり、ダムの越流部のキャビテーションや危険な信号を誘発しないように定められた許容負圧の $-0.3\text{kg}/\text{cm}^2$ に対してその約1割と小さいため、負圧に関するトンネルの構造的な安全性は十分であると考えられる。

4.3 音の強さ（音圧レベル）について

「音」の相似性については前述のような問題があるが、呑口付近の音の強さ（音圧レベル）に関して以下のような定性的判断ができる。

1. 流量の違いによる呑口付近の音に関しては、分流した場合には流量 $Q=1,977\text{m}^3/\text{s}$ 時の方が、分流しない

場合には流量 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ の方がそれぞれ音圧レベルが高くなる (約1.3倍程度)。

2. 分流に伴う呑口付近の音圧レベルは、ハイドロの形に関わらず減水期より増水期の方が大きくなる傾向がある (約1.3倍～1.6倍程度)。
3. 音圧レベルのピークは、洪水の増水期と減水期の本川流量 $Q=3,500\text{m}^3/\text{s}\sim 4,000\text{m}^3/\text{s}$ である。この増水期では開水路流れ→管路流れ、減水期では管路流れ→開水路流れへ遷移する時点と一致しており、この時点は空気の連行等による流水の乱れ等が激しく、その影響によって音圧レベルが高くなるものと考えられる。

4.4 流木について

流木に関しては、全体量、枝葉、比重等について特に考慮していないため定量的な判断は困難であるが、流量や越流堤の長さ等による流木の集積場所や集積程度についての定性的な判断は十分可能である。以下にその結果を示す。

1. トンネル敷高の低い方が、トンネル呑口ポンド部に流木が集積する傾向が高くなる。
2. 大部分の流木が本川を流下する傾向は、概ね流量や流木の長さや流下形態 (一括または分割) にあまり関わらずほぼ一定である。
3. 小流量時に一括して流木が流れてきた場合には分流前の僅かの死水域にも流木の集積が生じる傾向があることより、同一量の流木が発生してもトンネル側へ流入する流木の絶対量は小流量時の方が少なくなると考えられる。
4. 多量の流木の発生を想定した場合、越流堤長が長いと呑口ポンドに流木が多量に貯まりトンネル入り口に向かうことが予想され、この流木が一気に流れ込んだ場合にはトンネル入り口が閉塞する可能性が高くなることが考えられる。
5. 片側分流の場合には、流木模型の諸元や投入方法 (一括または分割) に関わらず、全ての流木模型はトンネル側に流入せず本川下流側を流下しており、両側分流の場合よりトンネル側へ流木が流入しにくい。

4.5 今後の課題

模型実験は全ての現象を再現することは不可能である。それは目的とする現象を支配する要素の全てを相似にすることが不可能なためである (重力、水の粘性・密度、空気、湿度等人為的に縮小できない要素がある)。したがって、何を目的とするかによって実験結果の精度や検討方法が異なってくるため、これらを念頭においた実験結果の解釈が重要である。

例えば、分流開始流量 $Q=1,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量時には、越流堤での越流深が小さくなり水の粘性の影響を大きく受けるため、分流量を精度良く把握できない。もしこの流量程度での精度を上げようとする場合には、もっと大きな縮尺模型 (1/20程度の縮尺) で実験を行う必要が生じる。また「音」については、発生源の音の特性が分かり無響音室での実験を行った上で初めて精度の高い検討が可能になるため、本検討結果は定性的かつ相対的な判断にならざるを得ない。さらに流木については、幹の長さや太さについては考慮したものの根や枝葉等の形や比重さらには流木の全体量等は無視したため、実験結果は音と同じ様に定性的かつ相対

的な判断にならざるを得ない。

本検討に限らず模型実験は以上のような問題を抱えているが、与えられた目的に対して限られた時間と予算の中で実験としては可能な限りの検討を行っており、実験として残された課題はあまりないと考えられる。

今後は現地の課題として、景観・音等の環境面や維持管理面からも見た場合のトンネル構造（呑口、本体、吐口、合流点形状等）や河道形状、さらには段階的な施工順序等について、地域住民のコンセンサスを高い次元で得ることも考慮しながら検討を進める必要があると考えられる。

表4-1 河道条件と流下能力の関係

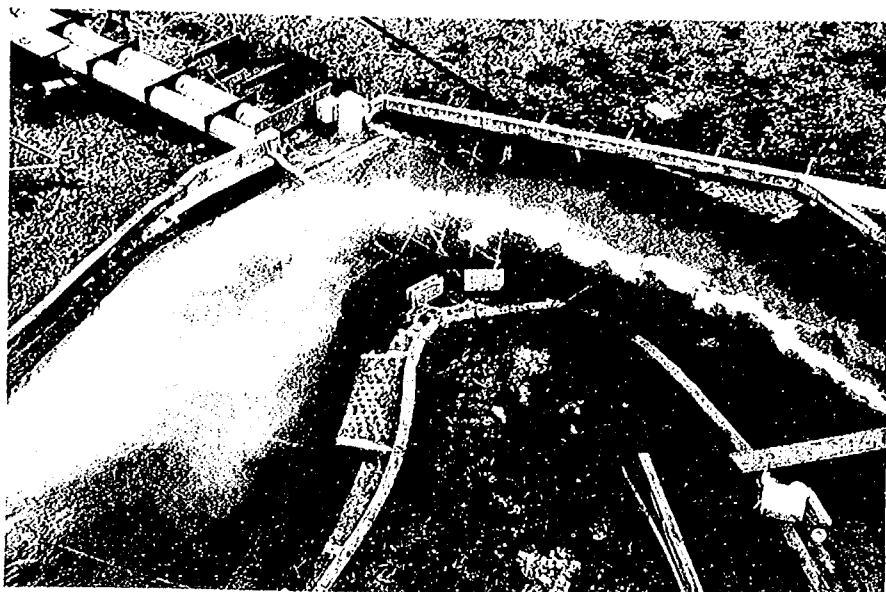
実験ケース	本川流量(m ³ /s)			トンネル1本断面積		トンネル条数		トンネル敷高		ポンド敷高		越流堤長さ			合流点位置		下位水位		長島河畔林		トンネル程度		分流量 (m ³ /s)	H.W.Lとの関係		備 考
	5,400	4,400	1,977	207m ²	152.6m ²	一条	二条	高	低	高	低	130m	103m	75m	下流	上流	標準	上下	現況	撤去	標準	上昇		全河H.W.Lクリア	H.W.Lクリアできず	
I-1	○																								○	部分掘削のみ、トンネル無し
I-2	○			○		○	○				○	○			○		○		○		○		2,030	○		
I-3	○			○		○	○				○	○			○		○		○		○		1,340	○(H.W.Lギリギリ)		
I-4	○			○		○	○				○	○			○		上	○		○		○	1,700	?(測定データ無)		吐口部で1.5m上昇
I-5	○			○		○	○				○	○			○		上	○		○		○	1,230	?(測定データ無)		吐口部で1.5m上昇
II-1-1	○				○	○	○			○	○				○		○		○		○		1,760	○		
II-1-2		○			○	○	○			○	○				○		○		○		○		1,580	—		
II-1-3			○		○	○	○			○	○				○		○		○		○		450	—		
II-2-1	○				○	○	○				○	○			○		○		○		○		1,710	○		
II-2-2		○			○	○	○				○	○			○		○		○		○		1,560	—		
II-2-3			○		○	○	○				○	○			○		○		○		○		450	—		
II-3-1	○				○	○	○			呑口	吐口	○			○		○		○		○		1,730	?(測定データ無)		
II-3-2	○				○	○	○			吐口	呑口	○			○		○		○		○		1,700	?(測定データ無)		
II-3-3	○				○	○	○			○		○			○		○		○		○		1,730	?(測定データ無)		
II-4-1	○				○	○	○			○		○			○		○		○		○		1,760	?(測定データ無)		
II-4-2			○		○	○	○			○		○			○		○		○		○		430	—		
II-4-2	○				○	○	○			○		○	○		○		○		○		○		1,740	?(測定データ無)		
II-4-2			○		○	○	○			○		○	○		○		○		○		○		370	—		
III-1-1	○				○	○	○			○		○	○		○		○		○		○		1,760	○		
III-1-2		○			○	○	○			○		○	○		○		○		○		○		1,440	—		
III-1-3			○		○	○	○			○		○	○		○		○		○		○		250	—		
III-2-1	○				○	○	○			○		○	○				上	○		○		○	1,740		○(No.15~No.16+100でH.W.L超える)	模型下流端(No.13)で1m上昇
III-2-2	○				○	○	○			○		○	○				下	○		○		○	1,770	○		模型下流端(No.13)で1m下降
III-3-1	○				○	○	○			○		○	○		○				○		○		—	○		樹木群上流側のみ撤去
III-3-2	○				○	○	○			○		○	○		○				○		○		—	○		樹木群下流側のみ撤去
III-3-3	○				○	○	○			○		○	○		○				○		○		1,750	○		樹木群両方撤去
III-5-1	○				○	○	○			○		○	○		○		○		○		○		1,060		○(No.22の右岸だけはH.W.Lを超えると予測)	
III-5-2	○				○	○	○			○		○			○		○		○		○		1,760	○		
III-5-3	○				○	○	○			○		○			○		○		○		○		670		○(No.22及びNo.35~上流でH.W.L超と予測)	トンネル程度 n=0.023~0.081

おわりに

本報告書は、最上川大淀地区の模型実験結果について「最上川大淀地区の河道計画に関する検討〔Ⅰ〕」に引き続き取りまとめたものである。実験の遂行に当たっては、建設省東北地方建設局河川計画課及び建設省東北地方建設局山形工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに記して厚く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 平成7年度懸案事項打合せ資料(最上川大淀地区河道計画)、平成7年10月、東北地方建設局。
- 2) 山本晃一、高橋晃：河川水理模型実験の手引き、土木研究所資料第2803号、1989.10。
- 3) 宇多高明、高橋晃、伊藤克雄：最上川大淀地区の河道計画に関する検討(Ⅰ)、土木研究所資料第3326号、1995.3。
- 4) 米元卓介：洪水時に流木が橋梁及び堤防に及ぼす影響とその対策に関する研究、早稲田大学理工学研究所報告第17、1961。
- 5) 社団法人 日本大ダム会議：改訂ダム設計基準 上巻、P.24、1969年11月。



本川流量 $Q = 5,400 \text{ m}^3/\text{s}$
(分流量 $Q_b = 1,760 \text{ m}^3/\text{s}$)

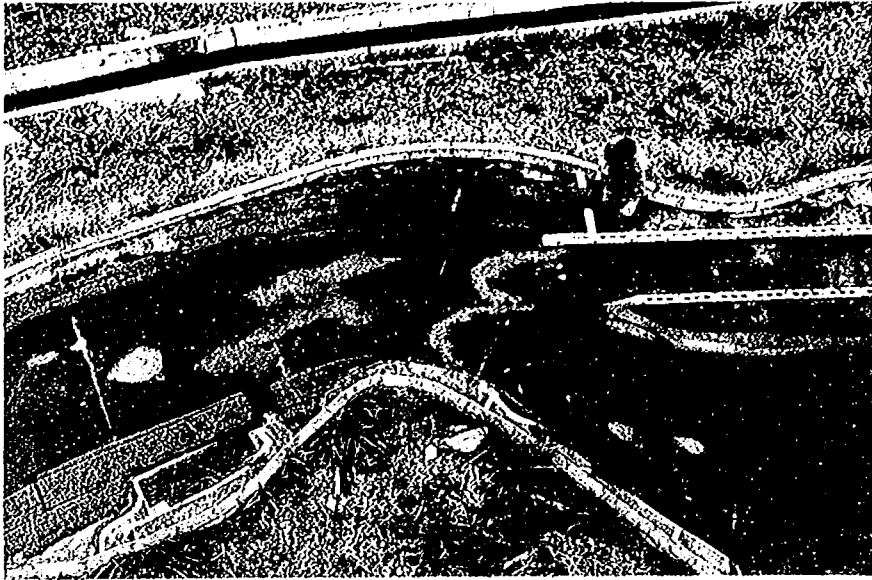


本川流量 $Q = 4,400 \text{ m}^3/\text{s}$
(分流量 $Q_b = 1,440 \text{ m}^3/\text{s}$)

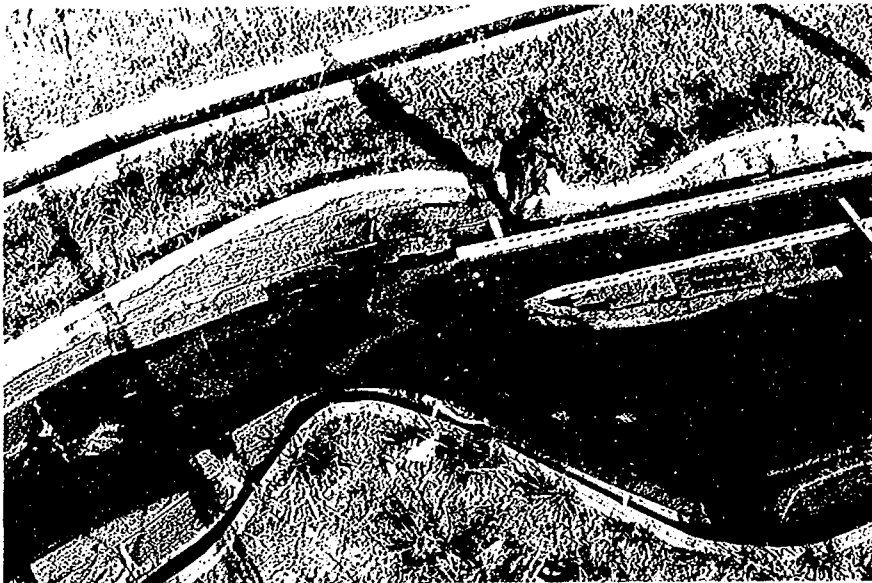


本川流量 $Q = 1,977 \text{ m}^3/\text{s}$
(分流量 $Q_b = 250 \text{ m}^3/\text{s}$)

参考写真 1—(a) 呑口付近流況写真 (合流点位置下流、流量の違い：実験Ⅲ-1)



本川流量 $Q = 5,400 \text{ m}^3/\text{s}$
(分流量 $Q_b = 1,760 \text{ m}^3/\text{s}$)

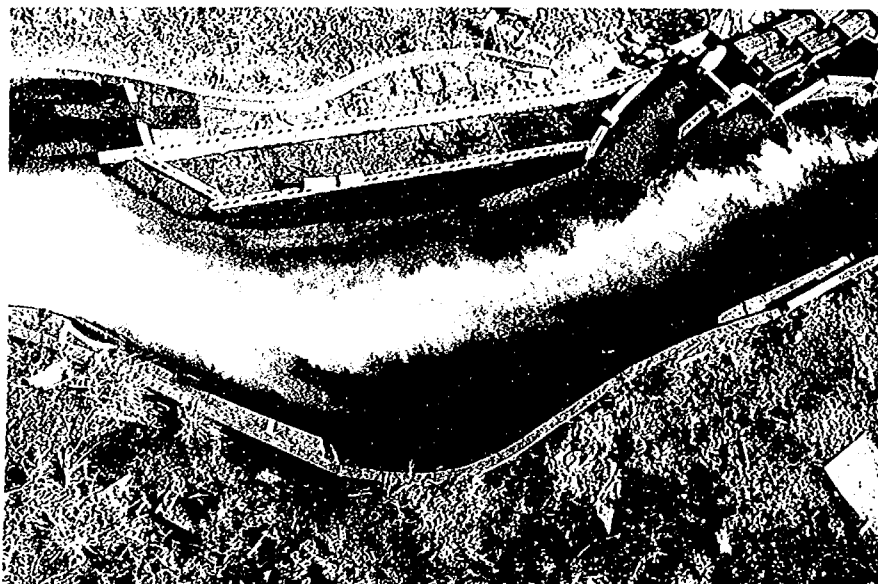


本川流量 $Q = 4,400 \text{ m}^3/\text{s}$
(分流量 $Q_b = 1,440 \text{ m}^3/\text{s}$)



本川流量 $Q = 1,977 \text{ m}^3/\text{s}$
(分流量 $Q_b = 250 \text{ m}^3/\text{s}$)

参考写真 1-(b) 合流点付近流況写真 (合流点位置下流、流量の違い：実験Ⅲ-1)



参考写真2 合流点付近流況写真
(合流点位置上流、 $Q=5,400\text{m}^3/\text{s}$ ：実験Ⅲ-5-2)

最上川大淀地区の河道計画に
関する検討(II)

I S S N 0386-5878

土 研 資 料 第3488号

平成9年3月 (1997)

望月 達也, 坂野 章
梶野 浩一

要 旨

本報告書は、最上川大淀地区のトンネル放水路計画の平成6年度までの検討報告書「最上川大淀地区の河道計画に関する検討(I)」に引き続き、平成6年度後期から平成8年度にかけて、トンネル放水路のより効果的な配置や断面形状、谷口及び吐口形状などについてさらに検討を加え、それを取り纏めたものである。検討の結果、所定の流下能力を得るための河道の部分掘削とトンネル放水路等についての効果的な諸元を得ることができた。またトンネルの負圧に関する構造的な安全性や、谷口付近での音の強さ及び流木が発生した場合の特性について流量や河道条件との関係を定性的に把握することができた。

キーワード：最上川, トンネル, 放水路, 河道計画, 水理模型実験, 負圧, 音圧, 流木, 河道内樹木

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
河川部河川研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3488号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印