

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〔Ⅰ〕

平成7年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1995) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor 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〔Ⅰ〕

河川研究室 室 長 宇 多 高 明

主任研究員 高 橋 晃

研 究 員 伊 藤 克 雄

要 旨

最上川大淀地区の河道特性を現地資料をもとに分析するとともに、1/60モデルを用いた固定床水理模型実験を行い、現況河道の水理特性およびトンネル放水路計画案河道の水位低減効果を明らかにし、圧力トンネルの妥当性について検討した。その結果、現況河道では流下能力が不足するのに対し、トンネル放水路計画案河道では1号および2号トンネルの両者によって分流させることにより、河道全体の水位がH.W.L.以下となることが明らかになった。また、1号トンネル単独によって分流させた場合はH.W.L.を若干上回る水位となり、上流河道を部分的に掘削する必要があること、2号トンネル単独によって分流させた場合は河道全体がH.W.L.以下で疎通可能となることを明らかにし、トンネル単独案についての選択の可能性を示した。また、トンネル合流部の形状を改良し、合流ロスの低減と流況の改善を図るための適切な合流形状を提案した。

キーワード：最上川、河道計画、トンネル放水路、水理模型実験、不等流計算、ショートカット、粗度係数、河岸植生

は じ め に

本報告書は、大淀地区の河道状況と水理模型実験による現況河道の水理特性、およびトンネル放水路計画案河道の水位低減効果等について検討した結果について述べるものである。

最上川の大淀地区は河道が大きく湾曲し、しかも著しい狭窄部があるため上流の山形盆地からの洪水が流下しにくく、流下能力不足が大きな問題となってきた。このため流下能力の向上を図るための種々の手法について検討が行われてきており、その一環として土木研究所において水理模型実験が実施されることになった。河道計画に関する模型実験では、1989年(平成元年)に模型が製作され、その後検証実験等が進められた。しかしながら、水理模型実験の検証データとして必要とされる洪水痕跡水位の資料が不足していること、また、河岸および高水敷の植生の粗度効果が当初模型では十分に再現されていないことなどから模型の相似性が疑問視された。このため洪水痕跡水位の詳細な現地観測と植生の密生度等の調査が模型実験と並行して行われた。これらの観測と調査結果に基づき、植生の繁茂状態を模型に反映させるとともに、粗度調整と検証実験による相似性の検討、および現況河道の水理特性の検討が再度実施された。このためここでは現地の河道特性、およびこれまでに行われた検討結果を報告書(Ⅰ)としてとりまとめることにしたものである。

目 次

はじめに

第1章 河道改修事業の概要と調査目的	1
1.1 最上川流域の概要	1
1.2 最上川の治水計画	2
1.3 最上川大淀地区の河道改修計画	2
1.4 調査目的	4
第2章 最上川大淀地区の河道特性	5
2.1 地形	5
2.2 地質	5
2.3 水文特性	8
2.3.1 降雨特性	8
2.3.2 洪水流出特性と流況	9
2.4 大淀地区の河床、河岸の特性	9
2.5 大淀地区の河道特性量	10
2.6 既往洪水と痕跡水位	14
第3章 水理模型実験の概要	20
3.1 水理模型実験の役割	20
3.2 水理模型実験の種類と特徴	20
3.3 水理模型実験の相似則	21
3.4 模型の概要	23
3.5 実験の概要と実験ケース	24
第4章 現況河道の水理特性に関する検討	27
4.1 まえがき	27
4.2 実験条件	27
4.3 検証実験による相似性の検討	28
4.3.1 検討概要	28
4.3.2 高水敷上の粗度係数と植生内の透過係数の推定	28
4.3.3 抽出模型実験	32
4.3.4 検証実験結果(ケースⅠ-1:1990年6月洪水)	33
4.4 現況河道の水理特性	43
4.4.1 ケースⅠ-2($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$)	43

4.4.2 ケース I - 3 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$)	51
4.5 まとめ	58
第5章 計画河道の水理特性と対策工に関する検討	62
5.1 抽出トンネル模型による検討	62
5.1.1 まえがき	62
5.1.2 実験条件	62
5.1.3 実験結果	63
5.2 トンネル放水路計画案河道の検討	64
5.2.1 まえがき	64
5.2.2 実験条件	64
5.2.3 実験結果	65
5.2.4 まとめ	100
5.3 トンネル合流部の対策案に関する検討	102
5.3.1 まえがき	102
5.3.2 実験条件	102
5.3.3 実験結果	102
5.3.4 まとめ	129
第6章 一次元不等流計算モデルによる検討	135
6.1 一次元不等流計算の目的	135
6.2 一次元不等流計算モデルの概要	135
6.3 検証計算	137
6.3.1 現況河道時の計算	137
6.3.2 トンネル放水路河道の計算	139
第7章 結 論	143
7.1 現況河道の水理特性	143
7.2 トンネル放水路計画案の水理特性と河道改修効果	143
7.3 トンネル放水路合流部形状の改善策とその効果	144
あ と が き	
参 考 文 献	
図 表 一 覧	

第1章 河道改修事業の概要と調査目的

最上川の流域や治水計画などについては、国土開発調査会編（1989）に詳しく述べられている。そこでここではこれを参照しつつ最上川流域の概要、最上川の治水計画、最上川大淀地区の河道改修計画について述べ、そのあと調査の目的を明らかにする。

1.1 最上川流域の概要

最上川は、図-1.1に示すようにその源を山形県と福島県境の吾妻連峰（西吾妻山 標高2,035 m）に発し、途中、米沢、山形の両盆地をほぼ北に流れながら置賜白川、須川、寒河江川等大小の支川を合わせて新庄盆地に入る。ここで流れを西に変え、さらに鮭川、立谷沢川等の支川を合流しながら最上峡を抜け、庄内平野を貫流して酒田市において日本海に注いでいる。その流路延長は229 km、流域面積は7,040 km²を有し、東北地方では北上川に次ぐ大河川である。

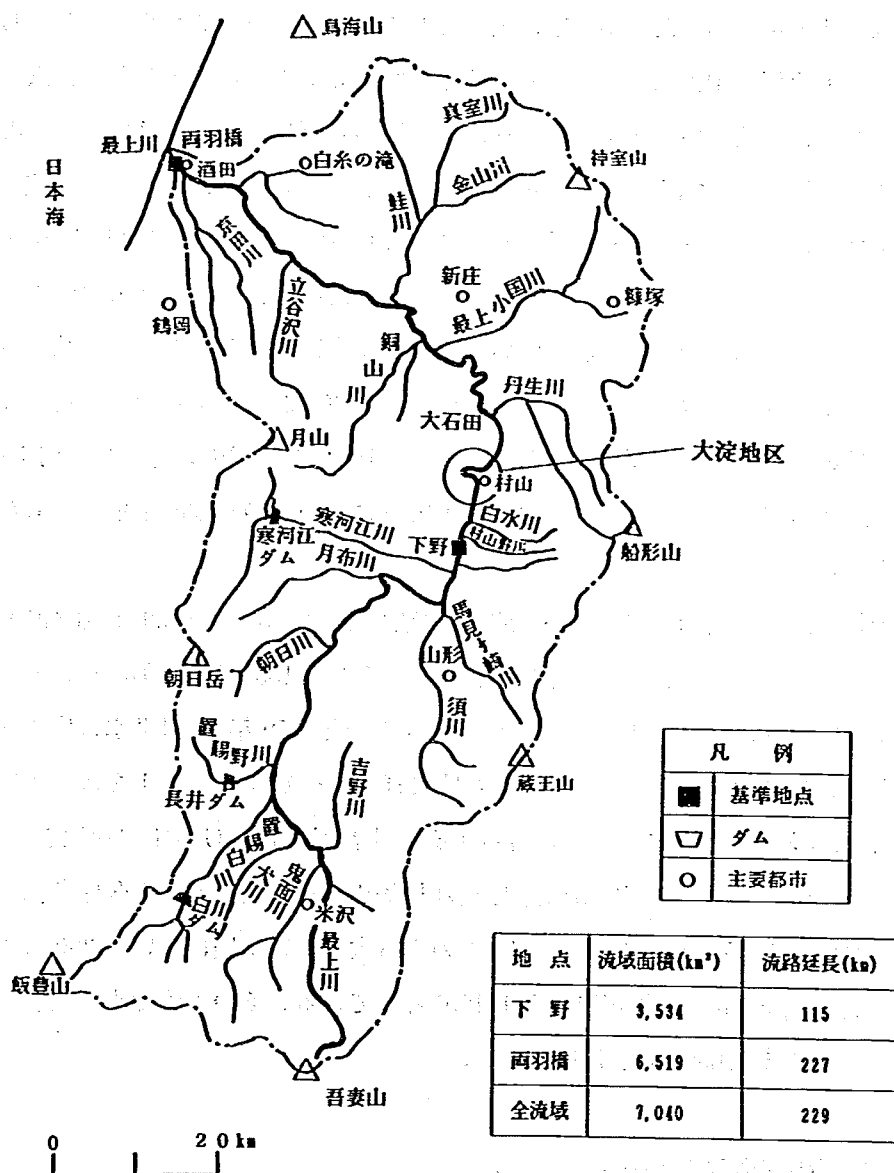


図-1.1 最上川の流域概要

流域は山形一県だけに属し、県土の約80%を占めている。流域には多くの産業・文化が生まれ育ち、特に米作は山形県の基幹産業である。近年、県内全産業生産額における米作生産額の比率は低下してきているものの、我が国の食料生産基地として大きな役割を担っている。また、果樹・野菜等もその種類の多様さと生産額において、全国的に大きな比重を占めている。さらに近年は第2次、第3次産業の発展が著しく、水は極めて広範囲に利用されて、その恩恵の及ぶところは非常に大きい。反面、洪水が起こると暴れ川に変わり、その被害も甚大なものとなることは過去の歴史が物語っている。

1.2 最上川の治水計画

最上川における治水計画は、上流、中流、下流とそれぞれ独自に始まった。その最も大きな原因は、洪水時には各盆地が自然の遊水地的役割を果たし、盆地間の狭窄部の存在によって水害も局所的傾向を示し、下流での洪水流量の負担をやわらげる効果をもたらしてきたことである。

最上川改修の歴史は、遠く王朝時代に始まったと伝えられているが、それは舟運の確保を目的として流路の固定化を図る低水路工事であった。明治期に入ってから、下流部で低水路工事が行われ、湛水地帯に堤防が築堤されたが、上流部と中流部では抜本的な改修計画が立てられることがなく、洪水による災害の都度応急処置を行う程度で、原始河川のまま放置された。大正から昭和初期にかけて、度々の洪水により被害が甚大となり、洪水防御を主とした河川改修工事が強く要望され、内務省により抜本的な改修計画が樹立され、下流部の改修が本格的に着手された。上流部および幹支川も同様に築堤、掘削護岸工事が行われた。しかし、上・下流部の改修工事が進められ着々とその効果を収めてきた中で、中流部は未改修のまま放置された。

終戦後、土地利用、水利用の依存の増加に伴い、土地利用の高度化が進み、各盆地の氾濫も許容しにくい状況となった。加えて、支川の改修工事の進捗に伴い、洪水流量が増大するなど、新たな計画の改訂には全川を一貫した統一性のある計画が必要となった。そこで、1964年(昭和39年)の新河川法の改訂に伴って、1965年(昭和40年)4月に計画高水流量や河川工事の実施についての基本的事項を定めた最上川水系工事実施基本計画が策定された。

その後、流域の社会的、経済的発展および1967年(昭和42年)8月、1969年(昭和44年)8月の出水状況から計画の見直しが必要となり、新たに治水安全度を下流部1/150、中・上流部1/100とした現計画が1974年(昭和49年)3月に決定された。さらにその後、1975年(昭和50年)8月洪水の出水状況に鑑み、中流右支川鮭川については、1976年(昭和51年)3月に流量改訂を行っている。図-1.2は最上川計画高水流量概略図である(小支川、上流ダム調節分については省略する)。上記計画における主要な地点における流量配分は、西大塚において $2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、白川、須川、寒河江川等の支川を合わせ、大久保遊水地の^{しもの}上流に位置する基準地点の下野において $5,600 \text{ m}^3/\text{s}$ としている。このうち大久保遊水地において $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節し、大淀地区では計画高水流量を $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ (年超過確率1/100)としている。その下流で小国川、鮭川等の支川を合わせ、両羽橋から河口までは $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ としている。

1.3 最上川大淀地区の河道改修計画

最上川上流部(村山市から上流側の河道)の改修工事は、米沢市および長井市を中心とする置賜盆地と山

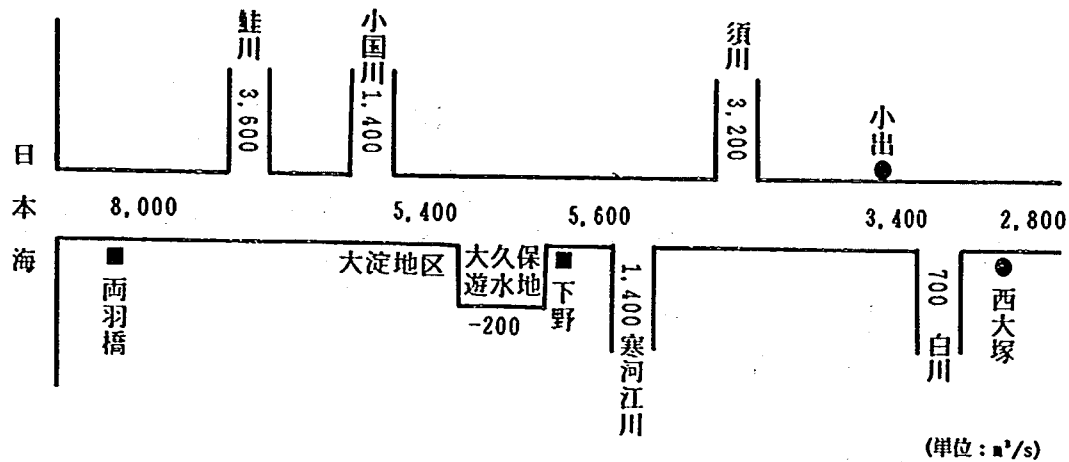


図-1.2 最上川計画高水流量の概略図

形市、寒河江市、村山市等を中心とする村山盆地を洪水より防御することを最大の目標として施工されてきており、現在までに置賜盆地、村山盆地の築堤、河井山狭窄部の掘削、屈曲流路の整正等が施工されてきた。

本川上流部では、計画高水流量の安全な疎通を図るため堤防の新設ならびに拡幅を行うとともに低水路の掘削、狭窄部の開削を行い、水衝部には護岸等を施工することとしている。さらに、最上川の 106 km～111 km 間の左岸に広がる大久保地区は自然遊水地として考えられていたが、大淀地区直上流に位置するため氾濫頻度も高く、特に 1967 年（昭和 42 年）8 月、1969 年（昭和 44 年）8 月の大洪水を契機として、治水安全度の向上を図るべく 1974 年（昭和 49 年）3 月、計画高水流量の再検討が行われ、工事实施基本計画が改訂された。このなかで大久保遊水地は 200 m³/s の調節を行うものとして位置付けられ、現在施工中である。

一方、この大久保遊水地下流の大淀地区（93.9 km～105.7 km）は河道が屈曲し、かつ狭窄区間となっており、洪水時には水位のせき上げが生じる。このため、計画高水流量時（ $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ）には狭窄区間に位置する長島地区および上流の稲下地区で H.W.L. を越える水位となる。すなわち、狭窄区間である大淀地区の影響は、当該地区のみならずその上流村山地区にまで及ぶ。このようなことから大淀地区は早急な河道改修が必要となっている。

当初の河道改修計画案では、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、当該区間は兩岸から山がせまる峡谷の岩河道で、この狭窄部の雄大な自然を利用した舟下りの観光名所の場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。このため図-1.3 に示すように、圧力トンネルの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。

この改修計画は、圧力トンネルの放水路を設けることによって、狭窄部の河岸掘削量を最小限に抑えつつ、洪水時における長島地区と稲下地区およびその上流の村山地区の水位を下げるものである。なお、トンネル放水路は、1 号および 2 号の 2 本のトンネルによって、それぞれ 1,500 m³/s を分流させる案が検討されている。

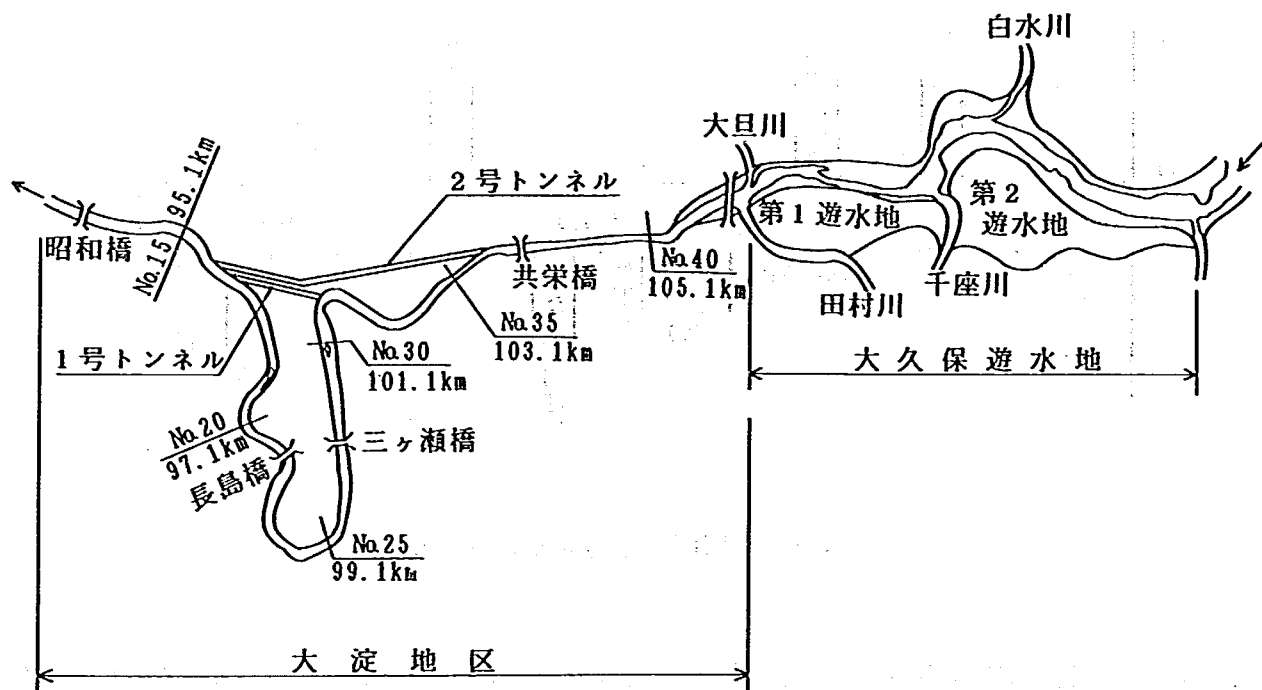


図-1.3 大淀地区の河道改修計画案

1.4 調査目的

最上川大淀地区の河道改修計画案では、トンネル放水路によるショートカットによって洪水時に上流河道の水位を下げる計画が立案された。しかしながら大淀地区の河道区間は河道が屈曲し、かつ狭窄部となっている上、トンネル放水路の分・合流部で複雑な水理現象が生じるため、机上検討のみによって改修効果を明らかにすることは非常に困難である。よって、ここでは水理模型実験により河道の改修効果を評価するとともに、実験結果に基づき高水敷の粗度および河岸の植生の影響を考慮した不等流計算モデルを作成し、模型実験による検討を補足する。さらに上流河道の水位を下げることができるトンネルの平面形状、トンネルへの分流量、および分・合流部形状等について検討し、より適切な河道計画案の策定とトンネル放水路の水理設計諸元を解明することを目的としている。

第2章 最上川大淀地区の河道特性

最上川周辺の地形、地質、水文特性などについては、再び国土開発調査会編（1989）に詳しく述べられている。そこで以下ではこれを参照しつつこれらについて記述することとする。

2.1 地 形

最上川流域の地形は、奥羽山脈と出羽丘陵、越後山脈とに挟まれた内陸盆地群（米沢・山形・新庄盆地）、出羽丘陵を横切る狭窄部、さらに同丘陵の西側に展開する庄内平野によって形づくられている。流域の地形を図-2.1に示す。流域の東縁を区切る奥羽山脈は、北部に神室山系が起伏して雄物川流域との分水嶺を形づくり、中央部には船形山（標高1,500 m）、蔵王山（標高1,841 m）を主峰とする船形・蔵王山系の諸峰が南北に走って山形、宮城県境となり、太平洋側と分けられている。南東部は、最上川の源をなす西吾妻山を主峰とする吾妻山系が西側の飯豊山系に連なって福島県と県境をなし、阿賀野川水系との間に大きな分水嶺を形成している。また、内陸地方の西側は、北半分を出羽山脈、南半分を越後山脈に属する朝日・飯豊山系によって日本海側から隔絶されている。出羽山脈は標高1,000 m級の山々が連なり、北端には東北一の峻峰、円錐形のコニーデ火山の鳥海山（標高2,236 m）、南部にはアスピーテ形の月山（標高1,984 m）のほか、葉山（標高1,462 m）等いずれも山容の優れた山々が内陸部の各盆地および庄内平野を睥睨している。また、鳥海山から東に延びて神室山系に連なる山々は秋田県との境をなしている。さらに県の南西部に位置する越後山脈は朝日山系と飯豊山系の花崗岩類から成る巨大な非火山性山脈で、新潟県との県境を面している。飯豊山系は、主峰飯豊山（標高2,105 m）を中心とし、朝日山系は大朝日岳（標高1,870 m）を主峰とする広大な地塊山地であり、荒川水系との分水界でもある。

このように、流域の地形は四方を連峰によって囲まれ、これらに源を発する各支川はいずれも急勾配で流路が短く、各盆地に扇状地を形成している。また、本川への合流形態は、いずれも直角または本川の上流向きの平面角度が目立ち、河道の土砂堆積も著しい。さらに最上川は各盆地を北流するが、これらの盆地間には狭窄部があって、流路は勾配を増し、川幅は狭まり、川底には岩盤が露出しているなど複雑な構成の地形を持っており、最上川の特徴となっている。

一方、山形県の北東部の山形盆地北部から尾花沢盆地南部に至る最上川は、全体には北東方向に流下しているが、大淀地区においては大きく西側に湾曲するヘアピン状の蛇行をなしている。この河道の兩岸には比高5、15、20、30～35 mの河岸段丘が発達し、河川に面した山地部は基点橋下流、および大淀から昭和橋下流にかけての右岸側に、標高100～200 mの丘陵地が分布する程度である。丘陵地頂部においては露岩に乏しいが、河川に面した斜面では丘崖が連続しているところがあるほか、河床の一部でも露岩が認められる所がある。河川に面しては段丘面が発達しているため地滑り地は少なく、三ヶ瀬橋下流に地滑り地形が認められる程度である。

2.2 地 質

最上川流域の地質分布を図-2.2に示す。最上川流域の地質は、全体的に新第三紀以降（約2,400万年前）

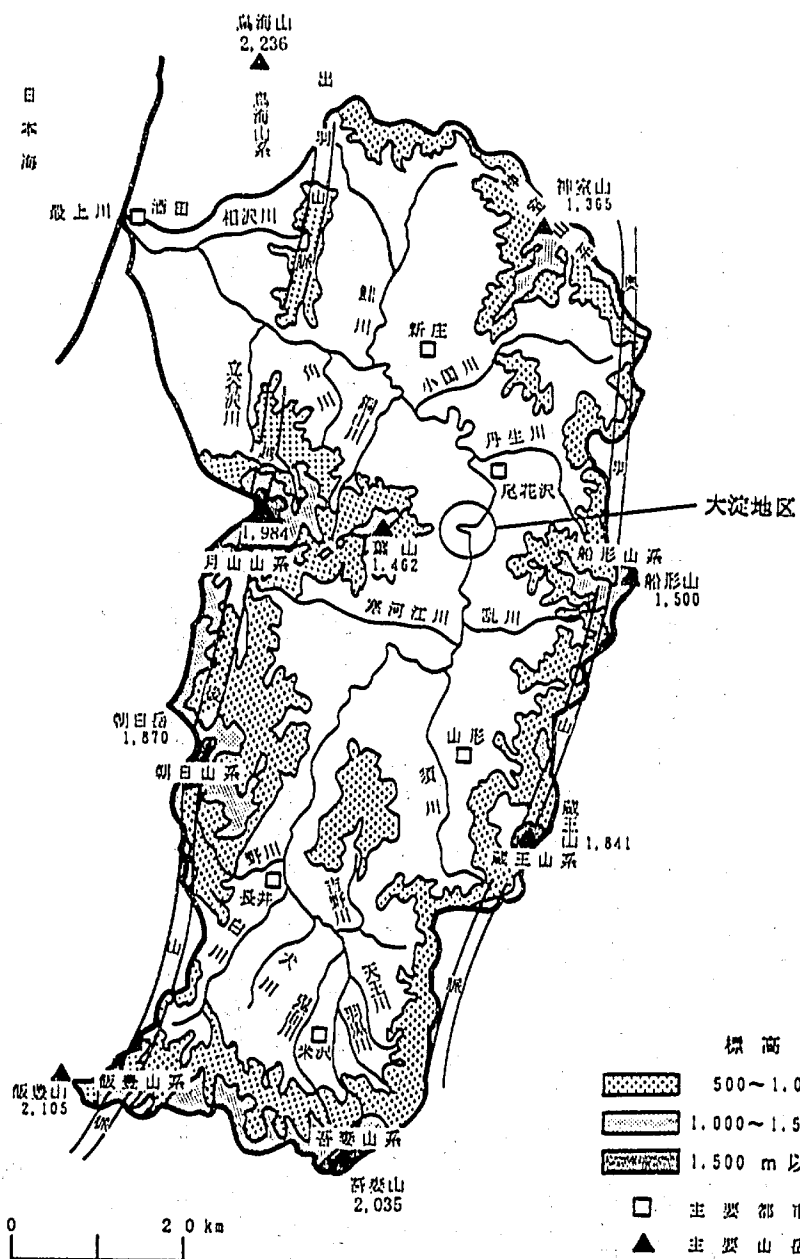


図-2.1 最上川流域の地形

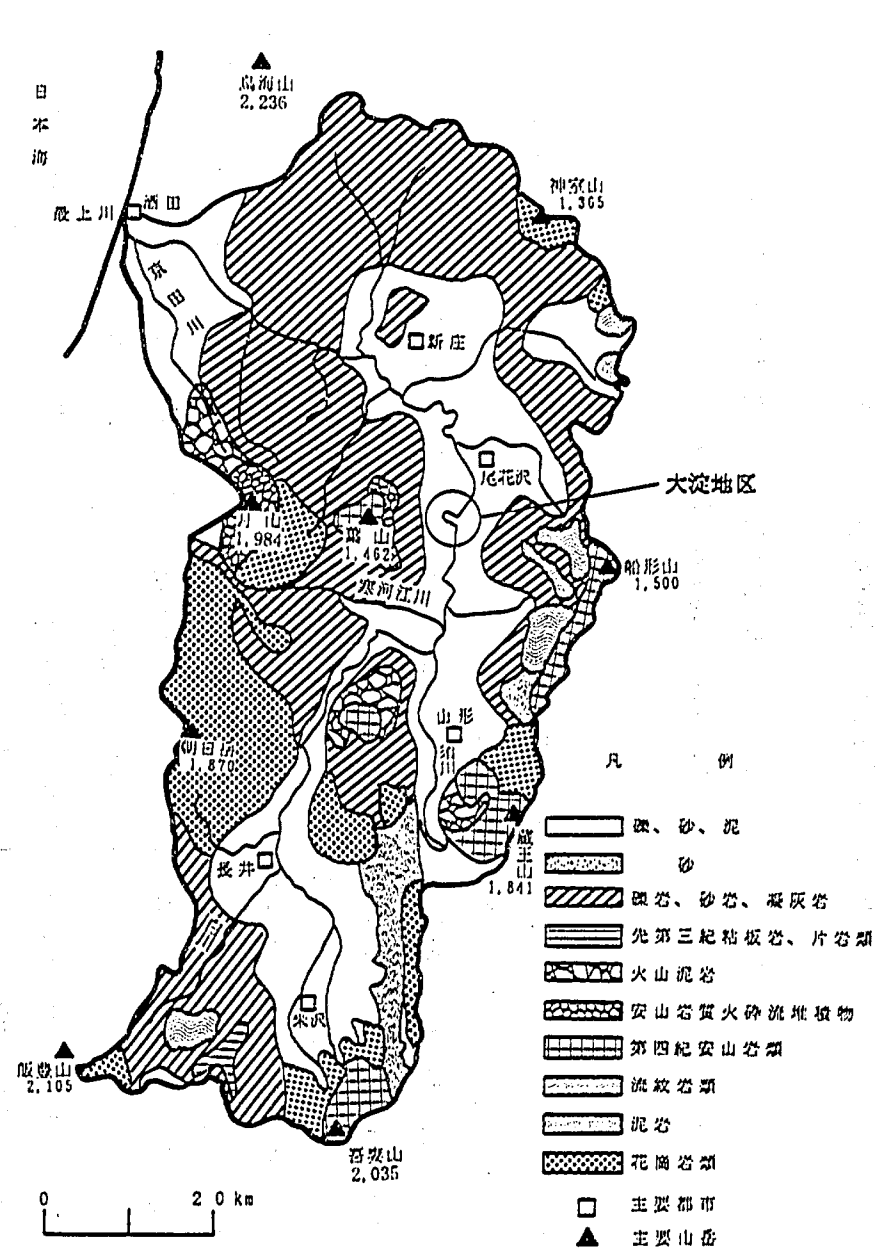


図-2.2 最上川流域の地質分布

の地質がほとんどである。最古の岩石は先第三紀(約6,000~2,400万年前)の粘板岩、片岩類で、西吾妻山、小国地方に分布しており、次に古い花崗岩類は飯豊山、西吾妻山、朝日連峰、月山の東側、葉山、神室山に分布している。

第四紀(約180万年前)の安山岩類は、西吾妻山、朝日連峰、蔵王連峰船形山、葉山、鳥海山に分布しており、第四紀以降の安山岩質火山砕屑物、火山泥流は蔵王連峰の上山寄り、白鷹山の北側、月山およびその西側、葉山の東側、鳥海山の麓に分布している。

第四紀現世の礫、砂、泥等は、各平野部に見られ、米沢盆地、長井盆地、山形盆地、新庄盆地、庄内平野の平地部に分布しているが、それらは最上川、須川、最上小国川、鮭川等の川沿いに多く分布している。

次に、大淀地区の地質図を図-2.3に示す。大淀地区の地質は、全体に新第三紀の凝灰岩類、泥岩が分布している。三ヶ瀬上流から隼の瀬にかけての地域では、河川に面して比較的急な斜面が形成されているが、斜面上方では平坦面を有する丘陵性の山地が形成されている。丘陵地の標高は100~115mで、河川との比高は30~45mである。丘陵地は畑、果樹園などに利用されているほか、隼の瀬付近右岸側沢部は産業廃棄物処理場として使用されている。河川に面しては露岩が連続し、特に隼の瀬では河床部でも露岩の分布が推定される。

基盤の地質は、新第三紀・中新世の草薙層に属する凝灰岩および凝灰質砂岩から成り、全体に塊状を呈し、層理は不明瞭である。深部では硬質で割れ目も少なく良好な岩盤を形成しているが、丘陵地頂部の風化部では軟質となる。なお、断層は確認されていない。

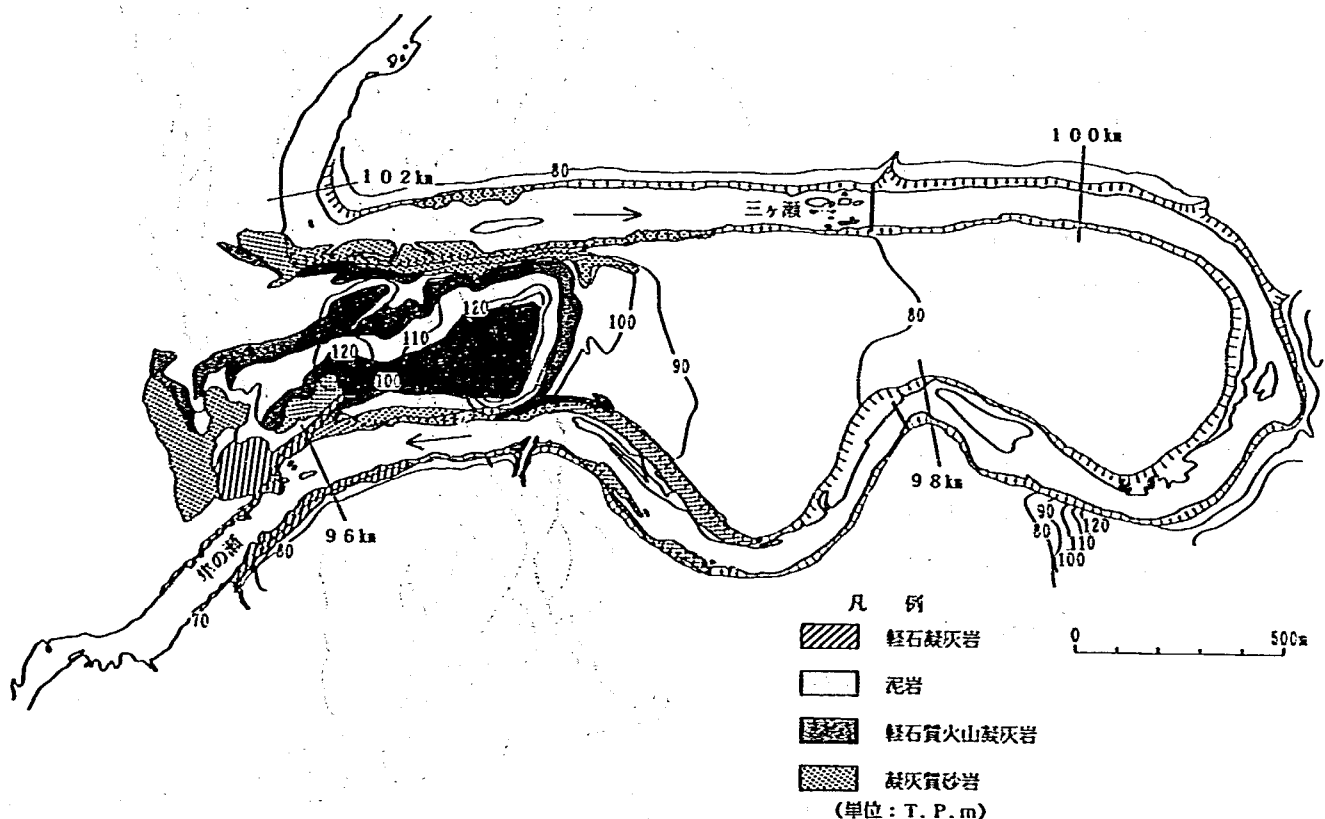


図-2.3 最上川大淀地区の地質分布

草薙層を覆って丘陵地には段丘堆積物、沢部には崖錘堆積物が分布している。段丘堆積物は主として未固結の砂礫、粘土より構成されるが、上部は軟質な砂質粘土を多く伴う。崖錘堆積物は締まりの悪い土砂、角礫を主体としている。ボーリング調査によると、トンネル分流点から合流点までの地質縦断は下位より凝灰質砂岩、軽石質火山礫凝灰岩、砂質泥岩および軽石質凝灰岩が重なっており、分流部より合流部側に 20° 程度傾斜している。いずれも一軸圧縮強度 29.7~34.0 kgf/cm² と比較的固結度が低い軟岩である。

2.3 水文特性

2.3.1 降雨特性

流域を太平洋側と隔離する奥羽山脈と、その西側を併走する出羽丘陵～越後山脈の山列により、最上川流域内の気候には大きな差異が見られる。すなわち、庄内地方の冬の季節風による空気の異常乾燥、梅雨期の鳥海山および朝日山地を中心とする局地的豪雨、内陸地方の夏季の異常高温等である。

最上川流域における年平均降雨量分布は図-2.4 に示す通りである。これによれば、最上川流域は年間降水量 1,300~3,500 mm の多雨地帯であり、特に月山、鳥海山系は年間 3,000 mm 以上の多雨域である。反面、山形盆地一帯の降雨量は 1,500 mm 以下の少雨域となっている。出水の原因としては、4月上旬から中旬にかけての融雪によるものが多いが、大洪水を引き起こすのは大雨によるものが多い。その大雨は、地理上から台風が原因となることは比較的少なく、ほとんどが前線性降雨や温帯性低気圧によるものであり、かつ地形の複雑な起伏等により、地域性の強い降雨となることが多い。

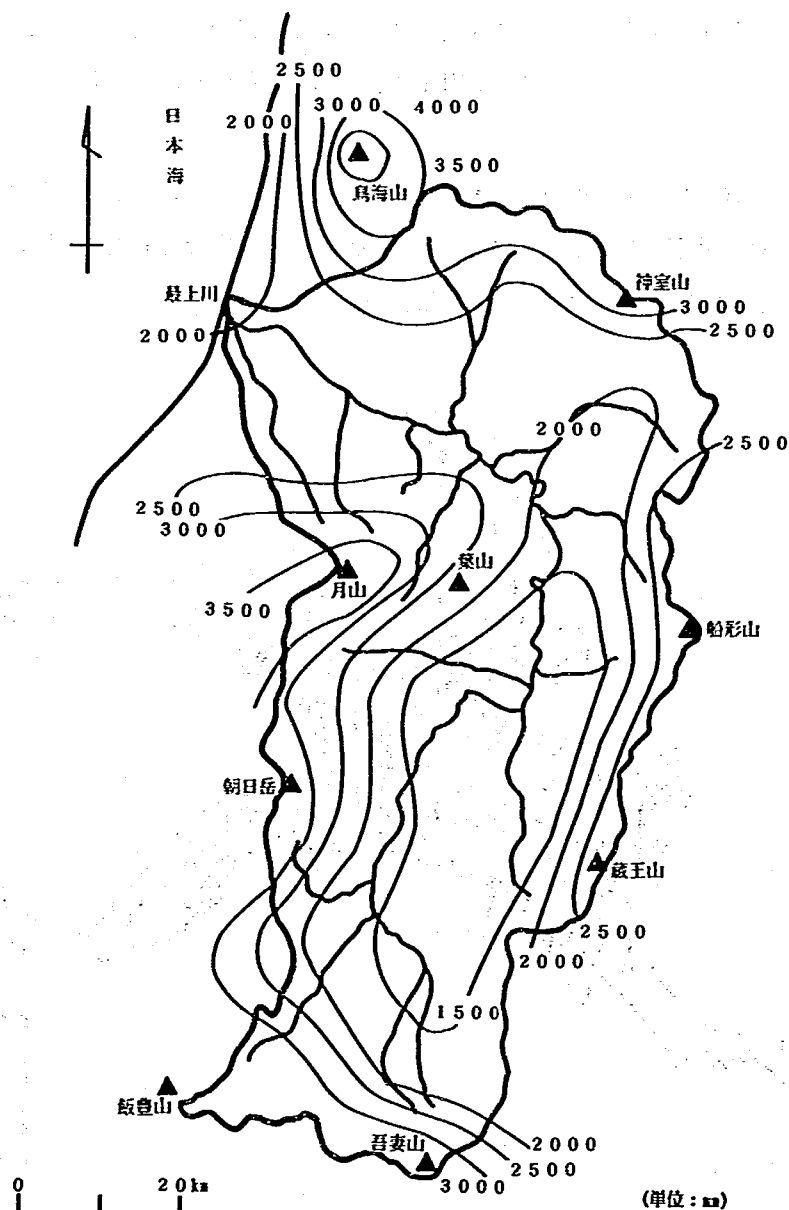


図-2.4 最上川流域の年平均降雨量分布

2.3.2 洪水流出特性と流況

科学技術庁資源調査会編(1970)によると、最上川の出水については、降雨分布に非常に特性があるため、上流、中流、下流で出水状況は全く異なり、台風や前線性降雨の場合、雨域の中心が定まらず、奥羽山系型、置賜地方型、出羽山系型、鳥海・月山・朝日山系型、特殊型等に分けられる。

台風性の場合、雨域の中心は奥羽山脈となるため、本川上流米沢地区、須川上流部が出水の中心となる。それと8月下旬～9月、日本海を通る温帯低気圧による豪雨も飯豊・朝日山系の集中型となり、上流部が出水の中心となる。また、6月～8月は梅雨前線や小笠原高気圧縁辺の前線性豪雨が圧倒的に多く、これらは、月山・鳥海山・神室山系が豪雨の集中域となり、寒河江川、小国川、鮭川等の下流部が出水の中心となる。それに加えて流域内には五百川、大淀、最上の3大狭窄部があり、また上流、中流、下流の出水が支川の出水によって異なるため、上流では指定水位以下であっても下流では警戒水位を突破する場合もある。

本調査の対象区間の稲下地点(105.8 km: No.42 地点)における流況を表-2.1に示す。稲下地点における平均年最大流量は1,919 m³/sであり、既往最大流量は1967年(昭和42年)8月洪水の4,133 m³/sである。

表-2.1 稲下地点における各種流量

項 目	流量(m ³ /s)	備 考
豊水流量	234	1952～1988年の平均
平水流量	131	"
低水流量	87	"
渇水流量	44	"
既往最大流量	4,133	1967年8月洪水
平均年最大流量	1,919	1969～1988年の平均

2.4 大淀地区の河床、河岸の特性

大淀地区の河床は、いたるところに岩が露出しており、河床材料は水深の大きい場所では10～20 mmの砂利、湾曲部の内岸側や植生等による死水域では1～2 mmの粗砂が若干堆積している程度である。特に岩の露出が目立つのは、No.39～No.40(104.7 km～105.1 km)、No.27+200～No.28+200 m(100.1 km～100.5 km)、No.15～No.17(95.1 km～95.9 km)区間で、それぞれ基点、三ヶ瀬、隼の瀬という最上川の舟下りの三難所と呼ばれている(写真-2.1～2.4)。これらの地点はいずれも低水路中央付近の比較的水深の大きい場所以外は平水時の水深が約1 m程度しかなく、低水時は写真-2.1～2.3に示すように水面上に岩が大量に露出する。また、隼の瀬の右岸側は写真-2.4に示すとおり、最大約5 mの高さの岩が河岸から約10 m張り出していて、流れも非常に速い。

一方、大淀地区の河岸は、段丘の直壁となっている部分以外のほとんどの地点で樹木が密生している。写真-2.5は大淀地区のNo.38+200 m(104.5 km)地点から下流河道方向を見たものである。写真-2.5に示すとおり、大淀地区の河岸は平水時の水際近くまで樹木が密生しているために洪水流に与える影響は非常に大きいと考えられる。これを適切に評価するために1988年(昭和63年)に河岸の植生調査が行われた。この調査では、植生の種類、密度、植生高が平面図および横断図としてまとめられた。この結果によると、杉、桧等の樹木群が平水時の水際近くまで繁茂している。また、高水敷は果樹園・桑畑に利用されている地点も

ある。いずれも樹木群は非常に密生しており、洪水時に冠水しても樹木群内部の流速は極めて小さくなり、死水域として扱うべきであることが明らかになった。樹木高はほとんどが10 m以上であり、洪水時においても河岸近くの樹木が水没することはない。また、一部の高水敷は水田、畑地、草地であるが、その上下流には樹木群が密生しているために、水田、畑地、草地においても死水域となる地点が多い。このように水際近くまで樹木群が密生しているために、洪水時においても川幅は平水時とほとんど変わらず、ほぼ単断面河道といえる。

次に、次章以下で詳細を明らかにする1号および2号トンネル計画案の呑口部付近の河岸状況を写真-2.6、2.7に示す。1号トンネル呑口部は、河道がほぼ直角に曲がる地点の外岸側で現在根固めブロックが敷設されている。2号トンネル呑口部の河岸は段丘となっていて高水敷部は畑地、水田となっている。さらに写真-2.8は、1号トンネル呑口部の直上流付近から下流方向を見た風景であり、自然景観の非常に良い場所である。

この下流のNo.22～No.27+200 m (97.9 km～100.1 km) 区間の大湾曲部の内岸側にあたる長島地区では、写真-2.9に示すように地盤高が低く、計画高水流量時には冠水するが、平水時の水際付近に密生している樹木群が低水路と高水敷を分けている。また、湾曲部内岸の高水敷は果樹園・桑畑として利用されており、一部の裸地以外はこれらが抵抗となり高水敷は冠水してもほとんど流れは見られない。

河岸への土砂堆積が見られるのは、No.25～No.21 (99.1 km～97.5 km) の大湾曲部の内岸沿いであり、粒径10 mm程度の砂利や1～2 mm程度の粗砂が堆積している。またこの地点の外岸側は高さ20 m程度の崖となっており、水際部にはこの崖から崩れ落ちたと考えられる最大粒径30～40 cmの土砂が堆積している。そのほかの地点では、湾曲部の内岸や樹木群による死水域に1～2 mmの粗砂が若干堆積している程度である。さらに写真-2.10、2.11は、長島橋 (No.21+200 m) から下流側を見た河道状況である。両者とも同一地点を写したものであるが、水位が高い時 (写真-2.10) には低水路全体が水面となっているのに対し、低水時 (写真-2.11) には、右岸側にほぼ一定の高さの岩が広範囲に露出し、川の様相が大きく異なることが分かる。

以上のように、大淀地区の河道は、岩河道であることと、河岸には植生が密生していることにより、洪水による河床形状の変化はほとんど見られない。これは、1969年と1982年の河床横断測定の結果を比較することによっても確認することができる。このために、河岸の侵食はほとんどなく、河岸の改修もほとんど行われていないが、一部の水衝部や河岸近くに民家が迫っている地点では護岸、根固工が設置されている。

2.5 大淀地区の河道特性量

河道特性量を知るためには、洪水時の水理諸量を求める必要がある。山本 (1988) は、河道特性量を検討するための対象洪水流量として、平均年最大流量が低水路満杯流量に近く、主としてこれを用いることによって評価できるとしている。よって、ここでは不等流計算により、平均年最大流量とほぼ同一規模の1990年 (平成2年) 6月洪水のピーク流量 ($Q=1,977 \text{ m}^3/\text{s}$) と計画高水流量 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$) 時の水理特性量を求めた。水理特性量は、水位縦断とともに低水路部の河道縦断勾配、不等流計算結果からの川幅 B (水面幅)、径深 R 、川幅径深比 B/R 、掃流力等である。掃流力については摩擦速度の2乗 ($u_*^2=gRI_e$) を算出した。これらの河道特性量の縦断図を図-2.5～2.9に示す。なお、不等流計算は、第6章に述べる不等流計算モデル (樹

木群による死水域や境界に働く抵抗を考慮した計算)によって算出し、水位縦断については、当面の暫定的な計画流量と目される $Q=4,400\text{ m}^3/\text{s}$ (年超過確率 1/30) についても図示した。

図-2.5 の大淀地区の河道縦断形によれば、ほぼ一定勾配を持った区間 (Segment) は、大きく見ると次の3つに区分することができる。河道は先に述べたようにいずれも岩河道であることから、ここでは Segment R (Rock) とし、No.42~No.31 (105.9 km~101.5 km、 $i=1/1000$) の区間を Segment R-1、河床勾配が若干緩やかな No.31~No.22 (101.5 km~97.9 km、 $i=1/2000$) の区間を Segment R-2、その下流の No.22~No.13 (97.9 km~94.3 km、 $i=1/700$) 間を Segment R-3 とした。以下では各 Segment ごとの河道特性について述べる。

(1) Segment R-1 (No.42~No.31、 $i=1/1000$)

この区間は河床高が下流側より低い区域が存在し、このため平均的な縦断形状が下流部と不連続になっている。また、図-2.6 より $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに川幅がその下流に比べて狭い区間であることが分かる。 $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ と $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ で川幅があまり変化しないのは、樹木群が平水時の水際近くまで密生しているため、単断面的な河道になるためであることは2.4 節において述べたとおりである。また、図-2.8 に示すように B/R は通常の河川では20以上であるのに対しかなり小さく、 $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ 時で7~10、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時で13~20 程度であり、その下流側河道に比べても小さくなっている。特に、No.35~No.36 付近 (2号トンネル呑口付近) では川幅が約70 m、 $B/R=8$ ($Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時) であり、著しく川幅が急縮している。このため図-2.5 に示す水位縦断のように、この付近において水位のせき上げが生じる。水位せき上げの影響は流量が大きいほど顕著になり、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時のこの地点における水位せき上げ量は1 m 以上にもなる。川幅が狭いこともあり、この影響は上流の稲下地区 (No.42) にまで及び、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時のNo.35~No.42 (103.1 km~105.9 km) の水位は1~1.7 m も H.W.L. を越える。また、No.31 (101.5 km) 付近は、川幅の変化はあまり著しくないものの、左に大きく屈曲しているためにエネルギー損失が生じ、水位のせき上げが生じている。

次に掃流力 u_*^2 は、図-2.9 に示すように $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ で約 $400\text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ で約 $1,100\text{ cm}^2/\text{s}^2$ である。これより限界掃流力 $\tau_{*c}=0.05$ とすると、掃流可能な概略の粒径 d は、 $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ で $d\approx 5\text{ cm}$ 以下、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ で $d\approx 14\text{ cm}$ 以下となる。

(2) Segment R-2 (No.31~No.22、 $i=1/2000$)

この区間は、図-2.5 に示すように河床勾配が上下流に比べて緩く、かつ最深河床高および平均河床高の縦断変化が小さい。また、図-2.6 に示すように、川幅は $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに130~170 m であり、この上下流河道に比べてやや広い。 B/R は $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ で10~16、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ で20~35 である。No.27~No.22 (99.9 km~97.9 km) 区間は大湾曲部となっており、その内岸側の長島地区は地盤高が低いために、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時には長島地区全体が冠水し、No.27~No.22 (99.9 km~97.9 km) の水面勾配が非常に緩くなる。 u_*^2 は、 $Q=1,977\text{ m}^3/\text{s}$ 時で約 $300\text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時で $700\text{ cm}^2/\text{s}^2$ であり、掃流力も上下流河道に対して低下している。

以上のようにこの区間は、大湾曲部であるために上下流河道より河床勾配と水面勾配ともに緩く、また川幅も広いことから、洪水時の流れは若干穏やかであろうと判断される。

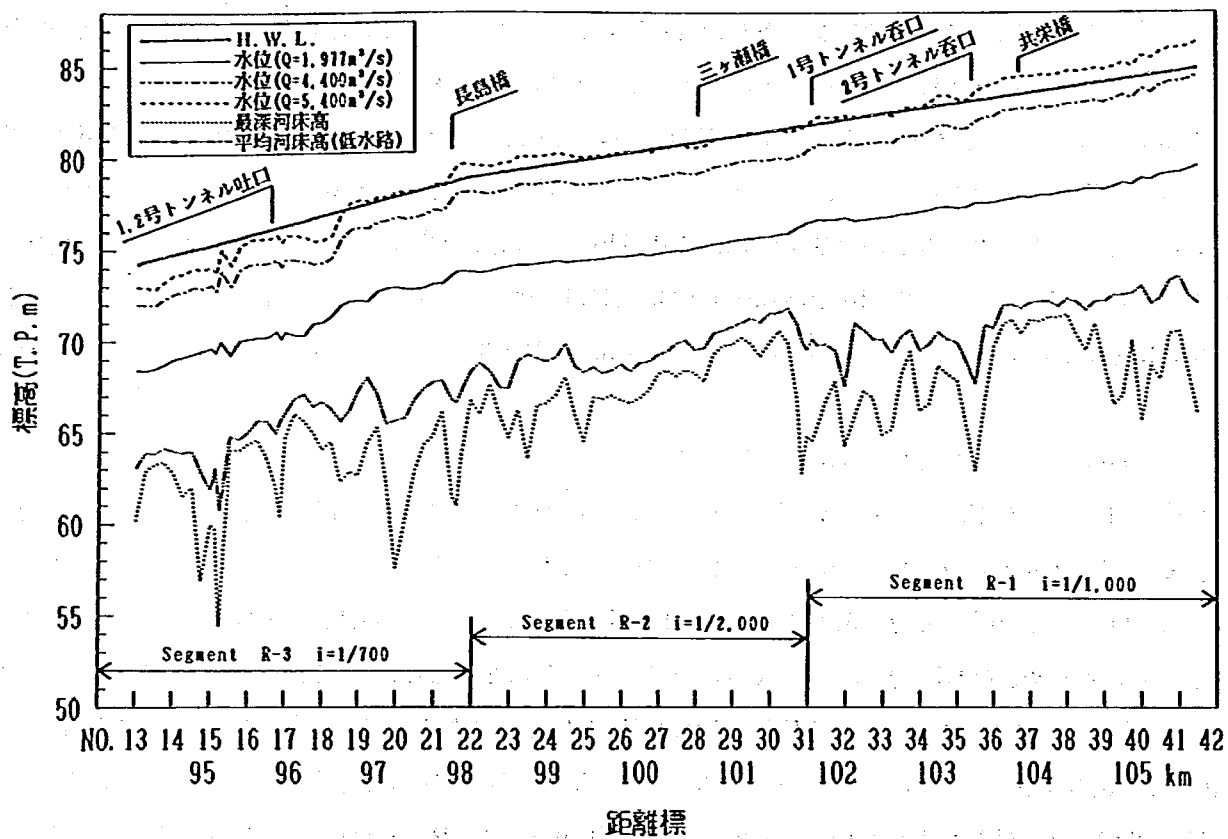


図-2.5 水位および河床の縦断変化

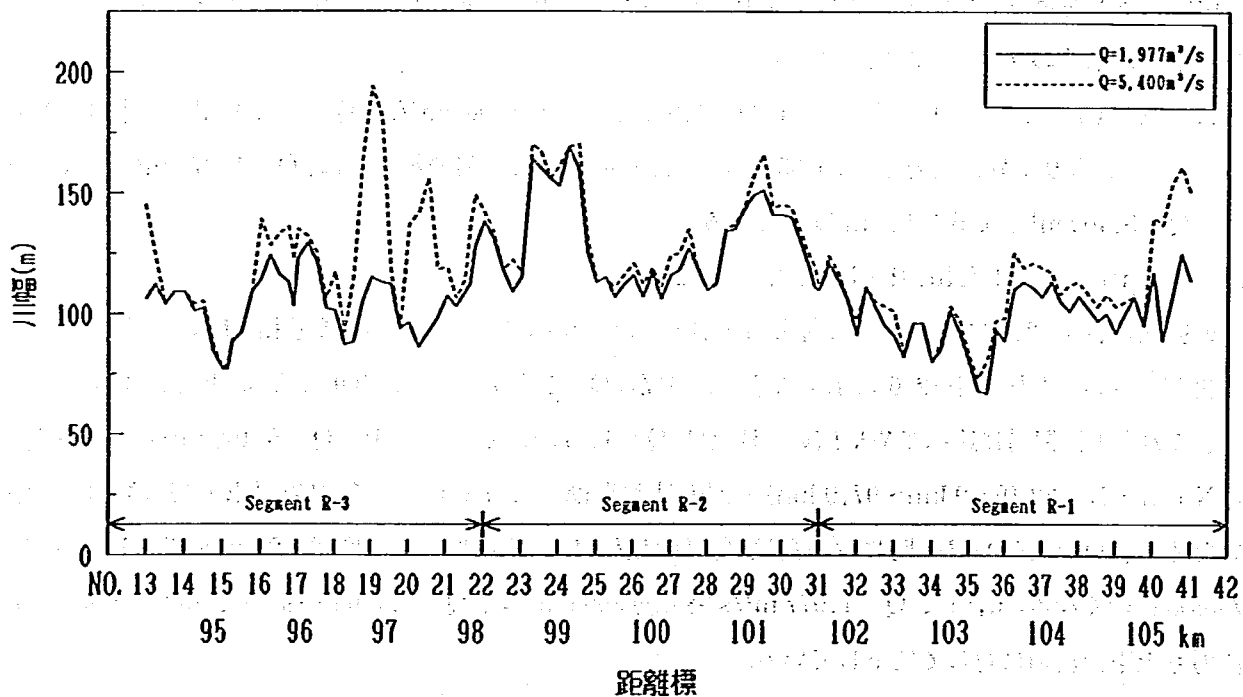


図-2.6 川幅の縦断変化

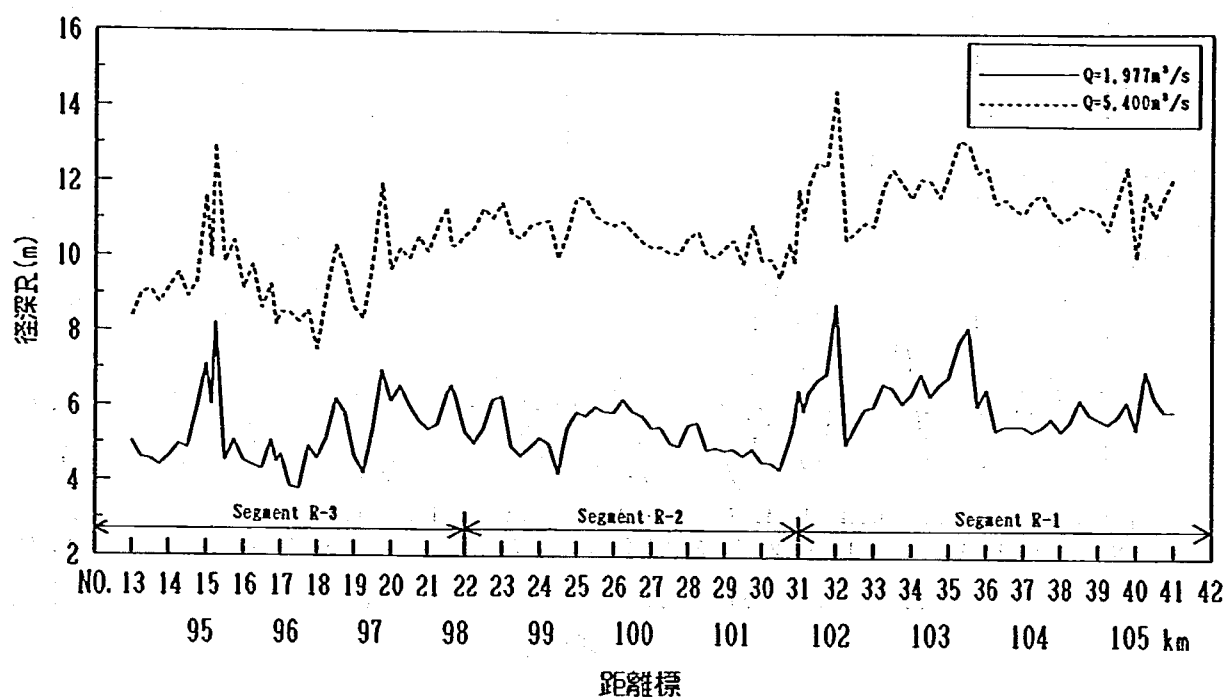


図-2.7 径深の縦断変化

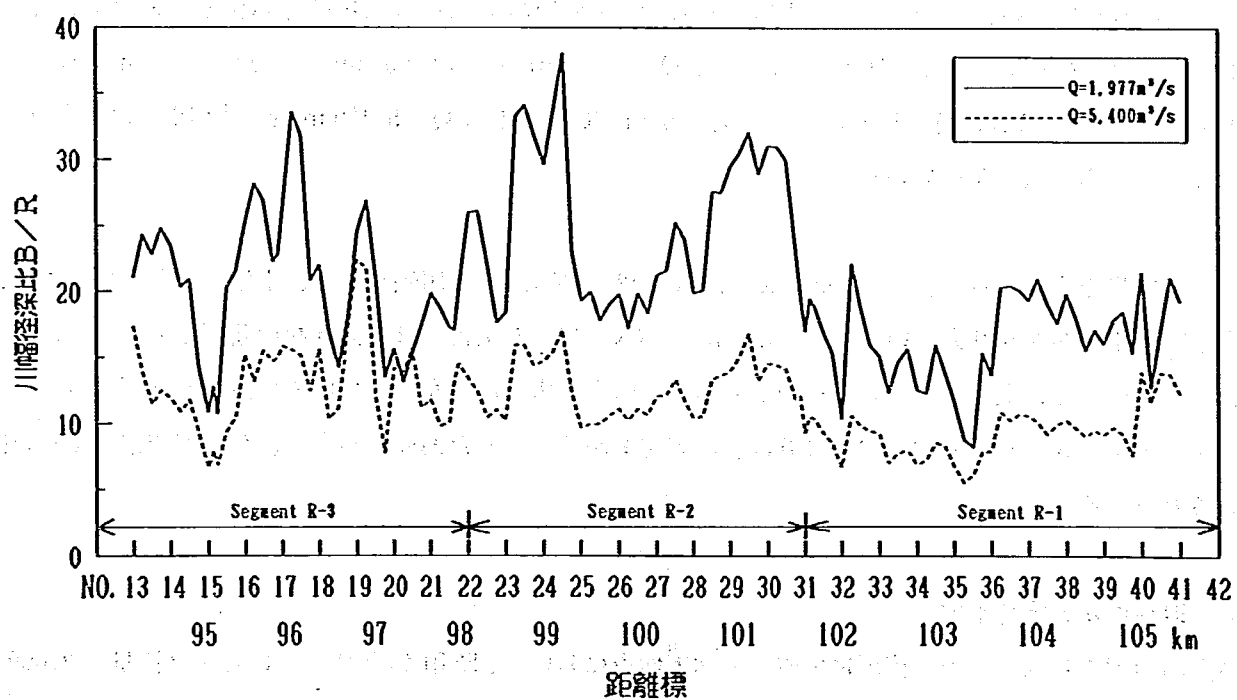


図-2.8 川幅水深比の縦断変化

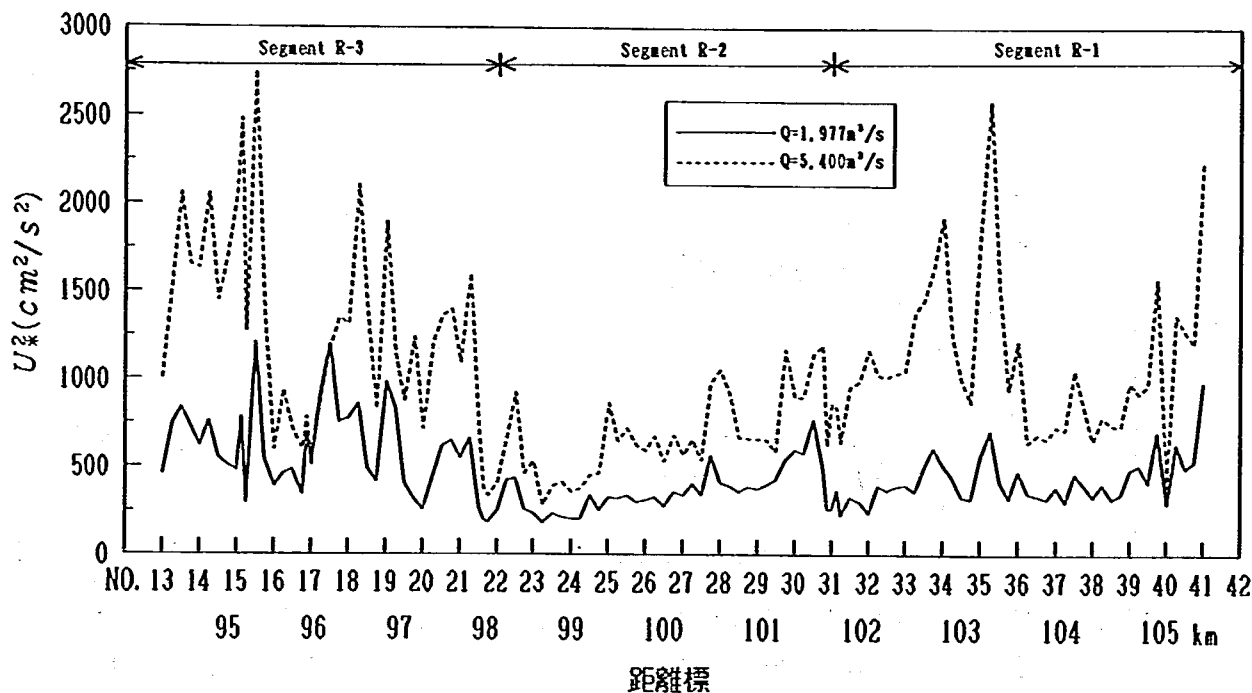


図-2.9 掃流力の縦断変化

(3) Segment R-3 (No.22~No.13, $i=1/700$)

この区間は、河床勾配が急であり、また最深河床高および川幅の縦断変化が著しい。特に最深河床高が低い No.21+200 m (97.7 km)、No.20 (97.1 km)、No.15 (95.1 km) 地点付近は、いずれも河道が湾曲し、かつ川幅が概して狭い。このためこの湾曲部付近において水位のせき上げが生じ、水位縦断の変化も大きい。河床勾配が急となるため、掃流力 u_*^2 も増大し、 $Q=1,977 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 $600 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時で約 $1,300 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ である。これは $Q=1,977 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 7.0 cm 以下の粒径、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 16 cm 以下の粒径が掃流されうる水理量となっている。

以上の結果をまとめると、Segment R-1 (No.42 ~No.31) は川幅が狭く、水位のせき上げが生じ、かつ洪水時の水深がかなり大きい。Segment R-2 (No.31~No.22) は、大きな湾曲部であるために河床勾配、水面勾配ともに上下流に比して緩やかであり、川幅も広い箇所を有していて掃流力も低下する区間である。Segment R-3 (No.22 ~No.13) は、河床勾配が急で、また湾曲部が多く、流れが非常に激しい区間であると言える。

2.6 既往洪水と痕跡水位

最上川の調査対象区間の上流部に位置する^{いなした}稲下地点において、昭和40年代以降にピーク流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上となった洪水は表-2.2 に示すとおりである。これらの洪水は、ほとんどが前線による大雨が原因となっている。また稲下地点における既往最大流量は、1967年(昭和42年)8月洪水の $4,133 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

表-2.2 大淀地区における最近の主要洪水

年 月	洪水の原因	稲下地点流量 (m^3/s)
1965年(昭和40年)7月	前 線	2,221
1966年(昭和41年)7月	前 線	2,321
1967年(昭和42年)8月	前 線	4,133
1969年(昭和44年)8月	前 線	3,183
1978年(昭和53年)6月	前 線	2,440
1979年(昭和54年)7月	前 線	2,071
1981年(昭和56年)6月	前 線	2,884
1981年(昭和56年)8月	台 風	2,373
1982年(昭和57年)4月	融 雪	2,290
1982年(昭和57年)9月	台 風	2,115
1986年(昭和61年)8月	前 線	2,831

洪水痕跡水位については、1978年(昭和53年)6月洪水、1981年(昭和56年)6月洪水、1986年(昭和61年)8月洪水について測定されている。1978年(昭和53年)6月洪水については、No.16～No.40(95.5 km～105.1 km)区間について400 m ピッチで、左右岸のいずれか一方が測定されている。また、1981年(昭和56年)6月洪水、1986年(昭和61年)8月洪水については、測定間隔が1.6 km～4.0 km と広く、縦断変化の把握は難しい。このため痕跡水位資料の補充を目的とし、1988年(昭和63年度)に周辺住民、舟下りの船頭および村山市消防署を対象として痕跡水位の聞き込み調査が行われた。調査方法は、調査対象者に各洪水時の水際線の位置を1/2,500 平面図に書き込むよう依頼し、その平面図から標高を読み取って水位を求めている。その結果、先に述べた洪水と、1967年(昭和42年)8月洪水、1969年(昭和44年)8月洪水について数ヶ所の痕跡水位を推定することができたが、その点数は非常に少なく、調査対象区間の痕跡水位を縦断的に求めることは困難であった。

このように大淀地区においては洪水痕跡水位の資料が不足していたため、模型における現況河道の粗度検証とその相似性を把握する上で問題となった。そこで1988年(昭和63年度)からは、本模型実験や不等流計算において現地現象を精度良く再現するために、小洪水も含め痕跡水位の詳細な観測が実施された。調査対象区間においては400 m 間隔で左右岸に浮子式の最高水位計が設置され、これにより洪水時の最高水位が精度良く観測された。このような観測体制の充実によって得られた洪水痕跡水位の資料は、1989年(平成元年)8月洪水、1990年(平成2年)6月洪水であり、稲下地点におけるピーク流量はそれぞれ $Q=1,599 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1,977 \text{ m}^3/\text{s}$ である。これらの資料は、計画高水流量($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$)と比べると小さい流量であるものの、精度の高い水位縦断が得られているため、低水路の粗度係数の検討および模型の粗度検証実験等には非常に役立つ資料となっている。



写真-2.1 基点橋下流における低水時の岩の露出状況
(No.41+200 m地点： $Q=23 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)



写真-2.2 基点付近の岩の露出状況と河岸の植生の繁茂状態
(No.38+200 m地点より上流側： $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)



写真-2.3 三ヶ瀬地点における岩の露出状況
(No.27+200 m地点より上流側： $Q=23 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

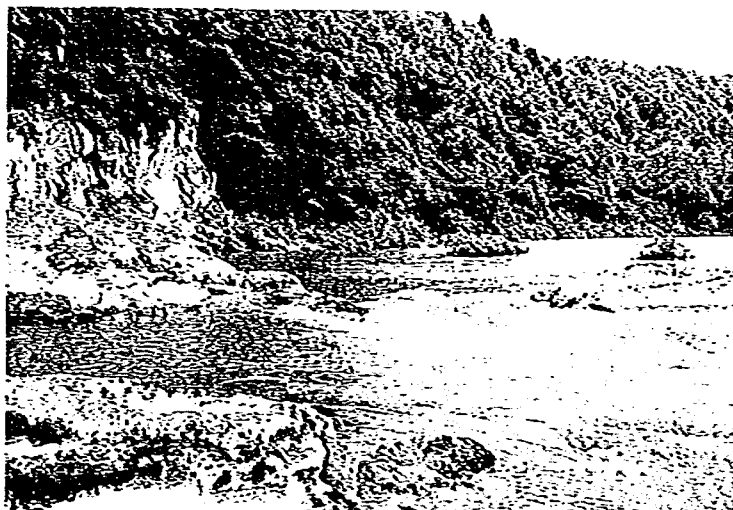


写真-2.4 隼の瀬地点右岸における岩の張り出し
(No.16+300 m地点： $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)



写真-2.5 大淀地区の河道および河岸の状況
(No.38+200 m地点より下流側： $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)



写真-2.6 1号トンネル呑口部(正面)の状況
(No.31地点右岸： $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)



写真-2.7 2号トンネル呑口部の状況
(No.35+200 m地点右岸： $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)



写真-2.8 1号トンネル呑口部より下流方向の状況
($Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

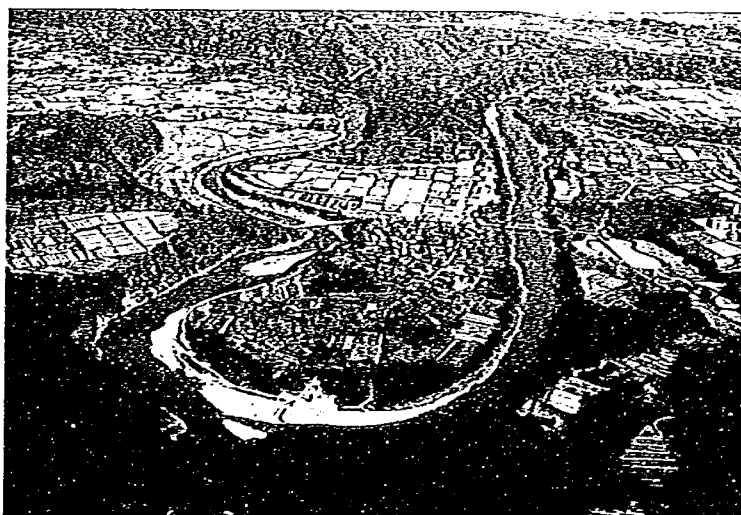


写真-2.9 No.22～No.27+200 m区間の大湾曲部
および長島地区(大湾曲部の内岸側)



写真-2.10 長島橋(No.21+200 m地点)より下流の河道状況
($Q=143 \text{ m}^3/\text{s時}$)



写真-2.11 長島橋(No.21+200 m地点)より下流の河道状況
($Q=23 \text{ m}^3/\text{s時}$)

第3章 水理模型実験の概要

3.1 水理模型実験の役割

水理模型実験は、河川改修事業を進めていく上で複雑な水理的諸問題の解決を図る際に古くから重視され、数多く実施されてきた。数値計算が広く、かつ容易に行えるようになった現在においても、3次元的な問題を考察する上では欠くことのできない重要な役割を果たしている。しかし、模型実験も水の運動を解く一つの解析手段であって、問題によっては理論的解析方法、数値計算の方が効率の良い場合もあり、その手段の選択には十分な検討を必要とする。

模型実験が他の方法に対して比較的得意とする現象は、2次元と3次元の流れであり、具体的な水理現象としては、局部的な流況（流量、流速分布、水位、エネルギー損失、渦と剝離現象および流線と水あたり）および土砂流送に基づく洗掘と堆積の現象である。しかしながら、模型実験では模型を幾何学的に相似にし、現地と力学的に相似な境界条件を与えても、水理現象を完全に相似にすることは不可能であり、全ての水理現象を模型上に再現することはできない。このため目的に応じ、場合によっては特定の現象のみに注目して他を犠牲にする場合もある。したがって、模型実験は現象の相似性を十分に検討し、かつ結果の解釈に当たっても相似性の差異の影響について判断し、模型で生じた結果を過信することのないようにすることも必要である。また、模型実験を実施する場合、模型範囲の現象の理解と認識のみでは不十分であって、その川全体を一つの生きたシステムとして捉え、模型実験による検討結果の範囲をその中で位置付け、解釈しなければならない。

以上の点より大淀地区におけるトンネル放水路の大規模な河道改修について、適切な計画を立案するためには実験結果だけでなく、現地河道の諸特性や調査・記録資料、数値計算も参考にしながら総合的な検討を行うことが必要である。

3.2 水理模型実験の種類と特徴

水理模型実験には、河床の取り扱い方によって固定床実験と移動床実験がある。固定床実験では、河床がモルタル等の動かない材料で構成された模型を、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使用して行うものである。それぞれの特徴は次のようである。

固定床実験では、河床変動の情報は得られないが、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。したがって、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等を検討する場合に適している。ただし、実現象において河床変動が著しい場合には不適當であり、現地資料や河床変動計算により、事前に検討区間の河床の安定性について十分検討しておくことが必要である。これに対し、移動床実験は河床変動や構造物周辺の洗掘の予測、およびその対策効果の検討が可能である。しかし、固定床実験に比べて費用と時間が多くかかり、また相似性を満足することが困難な場合もある。

一方、水理模型実験はこのほかに、流量の時間変化の取り扱いによって定流実験と不定流実験があり、また流量を段階的に変化させる実験もある。定流実験は不定流実験に比べて簡便であり、現象の時間的变化過程を必要としない定流量時の水理量の把握や流下能力の検討に適している。不定流実験は、氾濫過程、1 洪

水中および洪水後の河床変化、堰操作時の水位変化、遊水地の貯留効果等の時間変化量を検討するのに適している。

このとき用いる入力条件、境界条件の水理量は、把握しようとする現象により条件も異なる。例えば、河口潮位の影響を受ける河道の洗掘現象を調べる場合は下流端水位を低い条件で設定し、水位せき上げ量を調べる場合は下流端水位を高い条件で与える必要がある。このように模型実験の水理条件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十分検討して決定し、その上で実験を実施することが必要となる。なお、水理模型実験手法の詳細については山本・高橋（1989）を参照されたい。

3.3 水理模型実験の相似則

水理模型実験は、現地の縮小模型を使って実際に起こる現象を予測しようとするものであるから、現地および模型で生じる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに、物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから求められる。

(1) 流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を1次元的なものとみなせば次式で表される。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (3.2)$$

式 (3.1) は流れの運動方程式、式 (3.2) は連続式である。ここに添字 P は Prototype：実物の略である。

模型でも同様な式が成り立つので、添字 m (model：模型の略) を付けると、式 (3.3)、(3.4) となる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (3.4)$$

ここに、 u は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。したがって、

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (3.5)$$

が成立する。ここで、

$$\frac{u_p}{u_m} = u_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと、式 (3.5) は、

$$\frac{u_p}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{u_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot u_r^2}{R_r^{4/3}} = \text{const} \dots\dots\dots (3.6)$$

となる。さらに、式 (3.6) において径深 $R \approx h$ と近似されるとすれば物理量は 6 個あり、関係式は 4 個である。よって 2 つを選べば、あとは自動的に定まる。

水平縮尺 x_r 、鉛直縮尺 h_r を選ぶと、式 (3.6) より、

流 速	$u_r = h_r^{1/2}$	$\dots\dots\dots (3.7)$
時 間	$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$	
河床勾配	$i_r = h_r \cdot x_r^{-1}$	
粗 度	$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$	
断 面 積	$A_r = x_r \cdot h_r$	
流 量	$Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$	

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでないこと ($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となる。式 (3.7) の関係をフルードの相似則という。

(2) 移動床模型の相似則

人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では、流れの相似のためには、河床形態の相似が得られていなければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、河床形態がいかなるパラメータにより支配されているかを知らなければ、移動床の相似性を検討することができない。一般に河床形態を含めた流れは次の無次元量に支配される。

$$q_s/u_*d \text{ or } \phi = f(\text{Re}_*, \tau_*, H/d, B/H, s) \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに、 q_s/u_*d は無次元流砂量、 ϕ は流速係数、 $\text{Re}_* = u_*d/\nu$ (粒子レイノルズ数)、 $\tau_* = u_*^2/sgd$ (無次元掃流力)、 $s = \rho_s/\rho_w - 1$ (粒子の水中比重)、 H は水深、 d は河床材料の粒径、 B は川幅である。

移動床の流れでは、式(3.8)の各項のうち河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 Re_* 、無次元掃流力 τ_* 、水深粒径比 H/d 、水中比重 s であると考えられ、 $\text{Re}_* = u_*d/\nu$ が大きい時にはこの項を無視することができる。したがって現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では、河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮小したとき、模型材料の粒径が 0.6 mm 以上であれば、模型河道では実河道と同じような河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることができる。しかし、実河川で Re_* の値が十分大きく無視できても、一般の模型では Re_* の値が小さくなり、この項が現象を支配することが希ではない。具体的には、 Re_* が小さいと実河川では発生しないと考えられる ripple と呼ばれる河床波が発生し、実河道と異なる河床形態となる。このような河床形態は、模型における粒径 d が小さく、摩擦速度が小さいほど生じやすい。

ところで模型河道の平面形状や中規模河床波によって決まる 3 次元的流況を把握することを目的とする場合には、移動床模型では中規模河床形態の相似も必要となる。この場合、上述の小規模河床形態に関係する

無次元量に川幅と水深の比 B/H を加える必要があり、無歪模型の条件が必要となってくる。

移動床におけるもう一つの問題は、流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も式 (3.8) と同様で、 Re_* が無視できれば流砂量は τ_* と H/d を実河道と模型河道とで等しくすれば、流砂量、流砂形態、つまり河床変動形態も流れと同じ縮尺で相似とすることができる。 Re_* が模型河道で無視できない場合には、実河道では生じていない ripple が模型河道で生じることがあり、河床抵抗と同様、流砂量の相似も得られなくなる。

また浮遊形態の流砂量が多くなると、摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を決める重要な要素となる。模型の砂粒子の径が 0.2 mm 以上あればこの点はそれほど問題とならない。しかしそれ以上あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は、沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似性が得られず、また一般に流砂量も相似にならない。

実際には、移動床模型実験で上述した全ての無次元量を模型河道と実河道で一致させなくても、支配的な無次元量を同一の河床・流砂形態の領域に入るよう設定すれば、実験結果は比較的相似にすることができる。

3.4 模型の概要

(1) 模型縮尺

一般に模型の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および相似性の関係等で決められる。移動床模型実験では先に述べた移動床流れの相似性、すなわち模型河床材料の選定とその縮尺が重要となってくる。しかしながら、大淀地区模型実験はトンネル放水路による河道の水位低減効果、流況等を調べるのが目的であり、また 2.4 で述べたように河床には岩が露出していて河床変動がほとんど見られないことから、固定床模型による検討で良いと判断される。したがって、大淀地区模型実験では測定精度、実験施設の規模、トンネル模型の設定粗度係数などより、総合的に判断して縮尺 1/60（無歪）の固定床模型とした。

(2) 模型の概要および実験施設

大淀地区河道の模型範囲は、トンネル放水路の分合流部位置および河道形状と実験場のスペース等から最上川の 93.9 km～105.7 km (No.12～No.41+200 m) 間の昭和橋から基点橋までの 11.8 km 区間とした（水位等の測定範囲は 94.3 km～105.5 km (No.13～No.41)）。模型は 1989 年（平成元年）7 月の横断測量断面（縦断方向は地形変化が激しいところで 50 m、他は 100 m 間隔）に基づいて製作した。大淀地区河道模型の概観を図-3.1 に示す。河床はモルタル製の固定床とし、高水敷、低水路に分けてイボ型粗度を張り付けることにより現地の粗度係数に合わせている。また、河岸および高水敷の樹木類、果樹園・桑畑については、プラスチックの糸がからみあった超多孔体（ヘチマロン）を現地の透過係数に合わせて設置した。橋脚等の河川構造物は木材、モルタル等によって製作した。

計画河道模型実験に使用するトンネル模型は透明の亚克力製および塩化ビニール製で、側壁には針金による棧型粗度を張り付けることにより粗度係数を調整している。トンネル模型の河床部には水位測定用のマノメータが取り付けられている。また、トンネルへの分水量を測定できるように、トンネル模型は途中で分断できる構造とし、そこには四角堰を取り付けたトンネル分流量測定用の量水槽を設置した。

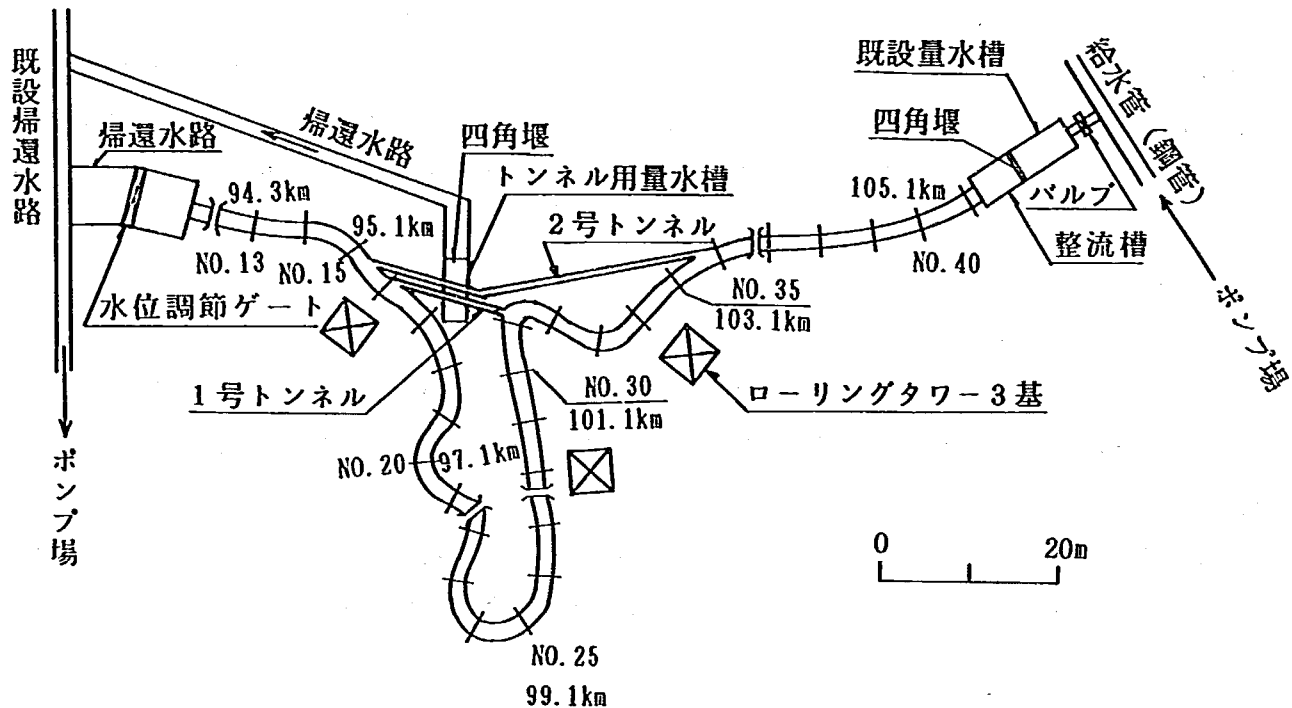


図-3.1 大淀地区河道模型の概要

実験水は次のような循環経路をとっている。低水槽内に貯留された実験水はポンプにより揚水し、高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし、余剰水は低水槽に戻し、実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽へ導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行い、量水槽にて流量計測を行う。量水槽から流れ出た実験水は、流れの安定を図る目的で設置されている整流槽を通り、模型河道内へ給水される。模型の下流端には、沈砂池および水位調節用のゲートを設け、そこより排水路から帰還水路へ、そして低水槽へと戻る。低水槽に戻った実験水は再び模型に給水している。

(3) フルードの相似則

式 (3.7) により、大淀地区河道模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし前述のように模型の水平、鉛直縮尺は共に 1/60 である。

$$\begin{aligned}
 X_r &= h_r = 60 & t_r &= x_r \cdot h_r^{-1/2} = 7.75 \\
 A_r &= x_r \cdot h_r = 3,600 & i_r &= h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \\
 Q_r &= x_r \cdot h_r^{3/2} = 27,885 & n_r &= h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.98 \\
 u_r &= h_r^{1/2} = 7.75
 \end{aligned}$$

3.5 実験の概要と実験ケース

最上川大淀地区の洪水疎通能力を確保するため、トンネル放水路計画案の水位低減効果、およびこのトンネルの分・合流部の現象と流況改善策、トンネルへの分流量などについての検討を行った。実験は、表-3.1 に示すように大別すると3種類であり、各河道形状に対して所定の水理条件を与え、水位、流速、分流量等の測定を行った。各ケースの実験の目的と検討項目は以下に要約される。

表-3.1 実験ケース一覧

実験	ケースNo.	河道形状	流 量 (m^3/s)	トンネル	トンネル合流部	検 討 内 容
現況河道	I - 1	現況	1.977	なし	—	検証実験による相似性の検討
	I - 2	〃	5.400	〃	—	現況河道の河道特性把握
	I - 3	〃	4.400	〃	—	
トンネル放水路案実験	II - 1	現況 ^{*)}	5.400	1号+2号	No. 16+200m付近に合流 (合流角度45°)	トンネル放水路による水位低減 効果の検討 (※:高水敷の粗度・植生見直し前の河道による検討)
	II - 2 - 1	現況	5.400	〃	No. 16+100m付近に合流 (合流角度15°)	
	II - 2 - 2	〃	4.400	〃		
	II - 2 - 3	〃	3.500	〃		
	II - 3 - 1	〃	5.400	1号		
	II - 3 - 2	〃	4.400	〃		
	II - 4		5.400	2号		
トンネル合流部対策案実験	III - 1 - 1	現況	5.400	1号	背割提案	トンネル合流形状の改良による 水位低減効果および合流点付近 の流況改善効果の検討
	III - 1 - 2	〃	4.400	〃	右岸開削案	
	III - 2 - 1	〃	5.400	〃		
	III - 2 - 2	〃	4.400	〃		
	III - 3 - 1	〃	5.400	1号+2号		
	III - 3 - 2	〃	4.400	〃		

(1) 検証および現況河道実験 (ケース I)

検証実験とは、模型で生じる現象が現地の現象に対してどの程度の再現性が得られているか、すなわちその相似性を確かめる実験のことを言う。固定床実験では、出水時における痕跡水位または粗度係数を合わせることで検証する。ここでは前者の方法に従い、既往の洪水を通水して痕跡水位や流況等の相似性について検討するとともに、現況河道の問題点を調べた。ただし、高水敷が冠水するような痕跡水位は得られていないので、高水敷については河岸の植生調査資料、既往文献等によって現地の粗度係数を推定し、これに合うような模型粗度、植生模型を選定し、これを河道模型に取り付けた。検証実験の終了後、洪水流実験を実施し、現況河道の流下能力や水理特性、さらには河道の持つ問題点を把握した。

(2) トンネル放水路案実験 (ケース II)

圧力トンネルの放水路によって河道をショートカットした場合の水位低減効果を調べるものである。ただし、当初案ではトンネルからの合流形状が本川河道に対してほぼ直角であるため、この合流によるエネルギー

損失によって本川上流河道への水位のせき上げの影響がかなり大きいことから、合流部位置の変更を行い、水位低減効果がより優れた案について検討した。実験は、1号および2号トンネルの両方で分流させた場合と、それぞれ単独で分流させた場合について実施した。

(3) トンネル合流部対策案実験 (ケースⅢ)

この実験は、トンネル合流部形状の改良による水位低減効果、および合流点付近の流況改善策について検討するものである。またトンネル放水路の合流部は、隼の瀬付近に位置することから、右岸高水敷部を開削して下流に導流し、当核地点の河道および河岸の自然景観を極力残す案等についても検討した。

第4章 現況河道の水理特性に関する検討

4.1 まえがき

まず粗度検証実験により現地と模型との相似性について調べ、次いで現況河道の洪水時における水理特性と流下能力について検討し、現況河道の持つ問題点および河道改修の必要性とその問題点について考察する。これらは次章で述べる河道改修計画案の効果や対策案を検討する上での基礎となる。

4.2 実験条件

検証実験は、既往洪水を模型に通水し、痕跡水位や流況等の相似性について検討するものである。当初、既往洪水の1978年(昭和53年)6月出水($Q=2,440 \text{ m}^3/\text{s}$)時の一部痕跡水位資料より、この水位を再現する不等流計算結果に基づいた粗度検証実験を実施した。しかし、この不等流計算水位に模型水位を合わせるには、通常の粗度付けでは困難な区間もあり、またその後実験と並行して行われた洪水痕跡水位の詳細な観測結果とも合致しないことが明らかになった。このため高水敷が冠水した場合の植生の影響も含め、現地現象と模型との相似性が疑問視された。そこで、高水敷の植生の密生度の違いが流れに及ぼす影響や粗度係数について、2次元抽出模型実験による検討を実施し、その結果を模型に反映させるとともに再度粗度調整と検証実験を実施した。

この検証実験では、1990年(平成2年)6月洪水流量($Q=1,977 \text{ m}^3/\text{s}$)を通水し、そのときの最高水位計による痕跡水位に基づいた粗度調整とその水理特性の検討を行った。これらの検証実験を含む現況河道の実験ケース一覧を表-4.1に示す。現況河道の洪水流実験は、検証実験のほかに既往最大流量とほぼ同程度で当面の暫定的な計画流量と目される流量($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$)および計画高水流量($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$)を通水し、それぞれの流量時における現況河道の問題点を調べた。

下流端水位は、図-4.1に示すNo.13(94.3 km)地点のH~Q図を用いて設定した。図-4.1は、本調査対象区間の下流に位置する大石田流量観測地点(86.7 km 地点)のH~Q式より求めた水位を出発水位として、不等流計算により求めた水位である。この不等流計算は、死水域を考慮し、粗度係数 n は、流量が $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 未満は $n=0.027$ 、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上は $n=0.030$ として計算している。

表-4.1 実験ケース一覧

ケースNO.	河道形状	流量 (m^3/s)	下流端水位 (T. P. m)	備 考
I-1	現 況	1,977	68.406	1990年(平成2年)洪水
I-2	"	5,400	72.996	計画高水流量
I-3	"	4,400	72.024	暫定計画高水流量

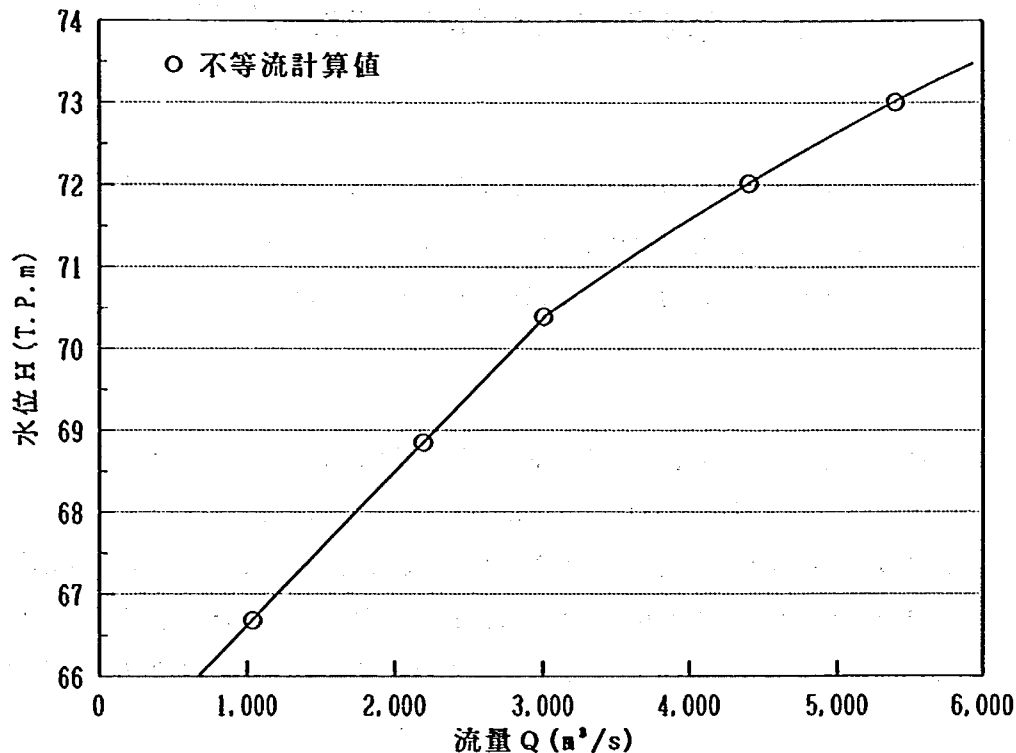


図-4.1 No.13地点におけるH-Q曲線

4.3 検証実験による相似性の検討

4.3.1 検討概要

前述のように、大淀地区では高水敷が冠水するような大規模な洪水時の痕跡水位は得られていない。そこで、以下に述べるように高水敷と低水路を分けて検討を行うことにした。

まず、高水敷については、河岸の植生調査資料、既往文献等によって現地における粗度係数を推定し、2次元水路の抽出模型実験により現地の粗度係数に合うような粗度、植生模型を選定し、これを河道模型に反映させることにした。

低水路については、水位が低水路満杯流量にほぼ等しい1990年(平成2年)6月洪水の痕跡水位に合うように低水路内の粗度を調整した。

4.3.2 高水敷上の粗度係数と植生内の透過係数の推定

高水敷の粗度および植生の模型の設置に当っては、河岸の植生調査資料に基づき、植生高、植生の密度を考慮して①水田・畑地・草地、②樹木類、③桑畑・果樹園、の3つに分けて以下のように考えた。

(1) 水田・畑地・草地

まず、樹木群調査資料の横断面図より、水田・畑地・草地におけるH.W.L.からの水深をそれぞれの断面について求めた。その結果、最大水深 $h_1=6.1\text{ m}$ 、最小水深 $h_s=0.5\text{ m}$ 、平均水深 $h_m=2.6\text{ m}$ であった。植生高を $h_v=0.5\text{ m}$ とすれば、平均水深時には $h_m/h_v=5.2$ である。図-4.2は地被状態と粗度係数の関係を示したものである。これによれば、 $h_m/h_v=5.2$ のときの粗度係数は、 $n=0.040$ である。よって、水田・畑地・草地については、粗度係数が $n=0.040$ (模型粗度係数 $n_m=0.020$)となるように模型の粗度を調整することとする。模型における粗度石は、直径約13.5 mmの砂利をセメントペーストによって河床面に張り付けること

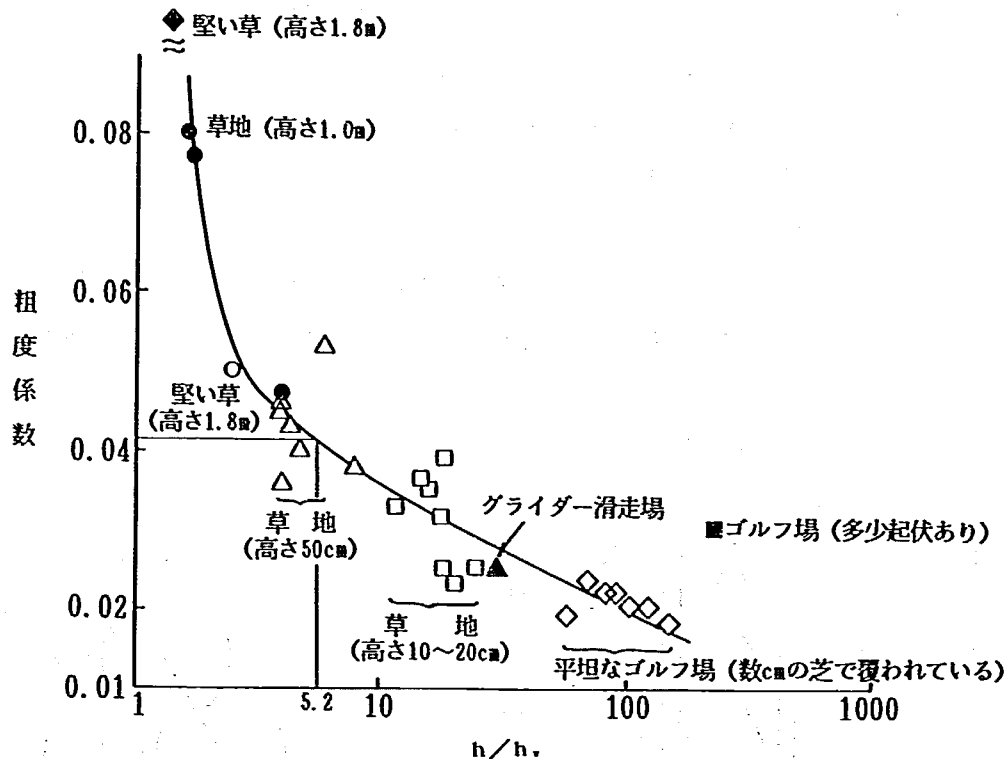


図-4.2 高水敷の粗度係数と水深 h ・草の高さ h_v 比との関係

によるイボ粗度とした。

(2) 樹木類

① 樹木群模型の考え方

大淀地区の河道は、2.4 節で述べたとおり、樹木類が河岸まで密生している。樹木群内はその密度が高いことから主流部と比較して著しい低流速域となり、樹木群内の遅い流れが主流部の速い流れと激しく混合することにより速い流れを減速させる。大淀地区では、洪水時に主流部が樹木群と接して流れる範囲が広いいため、樹木群と主流部の境界に働く抵抗は無視できない。福岡・藤田（1990）は、この抵抗を樹木群と主流部の境界に働くせん断力の形で評価した。このせん断力は、主流部の流速を用いると次式で表現される。

$$\tau = \rho f u_m^2 \quad (4.1)$$

ここに、 τ は樹木群と主流部の境界に働くせん断力、 ρ は水の密度、 f は流れの混合の強さを表す境界混合係数、 u_m は主流部の流速を表す。境界混合係数 f は、主に樹木群内の透過性の大きさを表す透過係数 K （これが大きいほど流れ易い）と樹木群幅によって支配される。したがって、大淀地区模型における樹木群模型は、この透過係数 K を現地と合わせて設置することにした。

透過係数 K と樹木群内の見かけの平均流速 u_w の関係は、式（4.2）で表わされる。

$$u_w = K I_e^{1/2} \quad (4.2)$$

ここに、 I_e はエネルギー勾配である。 K は速度の次元を持ち、式（4.3）で表わされる。

$$K = \frac{1}{\sqrt{a_w C_D / 2g}} \quad (4.3)$$

ここに a_w は単位の流れ体塊中にある樹木の枝の総投影面積 (m^2)、 C_D は抗力係数である。

大淀地区河岸には杉が多く密生していることより、代表的な杉の幹、枝の径、長さ、および杉1本当たりの枝の本数を調べて a_w を算出し、現地における K を式 (4.3) によって推定した。模型では、この K と一致する樹木群模型を選定し、河道模型に設置することにした。

② 現地の樹木群の透過係数 K の推定

現地樹木群の K を推定するためには a_w を算出する必要がある。 a_w は、幹および枝の太さ、長さ、本数に大きく左右されるが、ここでは平均的なものとして図-4.3 および表-4.2 に示すような杉を想定した。

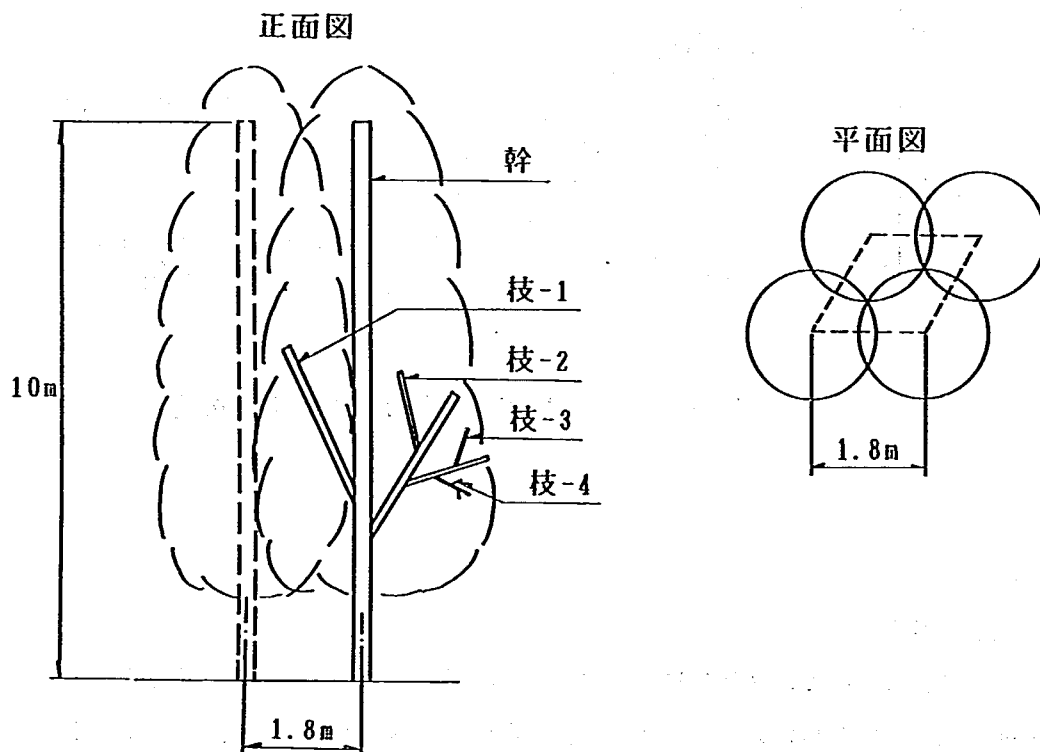


図-4.3 透過係数の推定に用いた樹木のモデル

想定した樹木は、幹に枝-1 が放射状についており、枝-1 にはさらに短く細い枝-2 が放射状についている。以下同様に、枝-4 まで考慮した。葉は、自らなびくことにより抵抗を受けにくく、葉の抵抗は枝に比べて小さい (福岡・藤田、1990) ことから考慮しなかった。このような樹木に対する a_w は、

$$a_w = \frac{\sum \{ (\text{枝の径}) \times (\text{枝の長さ}) \times (\text{本数}) \}}{(\text{樹木の影響を受ける流水部分の体積})}$$

$$= \frac{\{(0.3 \times 10 \times 1) + (0.03 \times 3 \times 100) + (0.01 \times 1 \times 1,000) + (0.005 \times 0.5 \times 10,000) + (0.002 \times 0.1 \times 100,000)\}}{(1.8 \times 1.8 \times \sin 60^\circ \times 10)} \approx 2.4 \text{ m}^2$$

である。 C_D は、福岡・藤田 (1990) の実験結果より $C_D=1.0$ を用いる。以上を式 (4.3) に代入することにより、現地における透過係数は、 $K \approx 2.9$ となる。

③ 樹木群模型の選定

福岡・藤田 (1990) は樹木群の抵抗特性を調べる実験の樹木群模型として、プラスチックの糸状のものが

表-4.2 透過係数の推定に用いた樹木の諸元

名称	径 (cm)	長さ (m)	樹木 1 本当たりの本数 (本)
幹	30	10	1
枝-1	3	3	100 (10本/幹 m)
枝-2	1	1	1000 (10本/枝-1)
枝-3	0.5	0.5	10,000 (10本/枝-2)
枝-4	0.2	0.1	100,000 (10本/枝-3)

絡み合った超多孔体 (空隙率 91%) を使用している。この樹木群模型の K は約 0.38 である。 K は速度の次元を持つことから、現地換算すると、

$$K = 0.38 \times 60^{1/2} \approx 2.9 \text{ (m/s)}$$

となる。この値は、現地における K とほぼ等しいことから、大淀地区河道模型の樹木類については同材料を設置することにした。

(3) 桑畑・果樹園

① 桑畑・果樹園模型の考え方

桑畑・果樹園については、樹木類と同様に現地の透過係数 K を模型で合わせて設置することにした。ただし、桑畑・果樹園については、水没する地点も見られることから、桑畑・果樹園上の流れに関する粗度係数を求める必要がある。そこで、現地桑畑・果樹園における K と一致する桑畑・果樹園の模型を選定するとともに、その上面における流れに関する粗度係数を抽出模型実験によって調べることにした。

② 現地の桑畑・果樹園の透過係数 K の推定

果樹園については大淀地区河道に占める範囲が狭いことと、幹、枝の諸元が桑に似ていることから桑と同様に考えることにした。平均的な桑として図-4.4、表-4.3 に示すような桑を想定した。このような桑に対する a_w は、

$$a_w = \{(0.2 \times 3 \times 1) + (0.05 \times 1 \times 20) + (0.02 \times 0.5 \times 400) + (0.005 \times 0.1 \times 8,000)\} \\ / (2 \times 2 \times \sin 60^\circ \times 3) \approx 0.9 \text{ m}^2$$

となる。 C_D は、樹木群と同様に $C_D = 1.0$ を用い、式 (4.3) に代入すると、現地における透過係数は $K = 4.7 \text{ m/s}$ となる。

③ 桑畑・果樹園模型の選定

桑畑・果樹園模型の選定は、以下のように行った。現地における樹木群および桑畑・果樹園の a_w に注目すると、桑畑・果樹園の a_w は樹木群のその約 $1/2.6$ となっている。そこで、桑畑・果樹園模型については、樹木群模型に用いたプラスチックの糸状のものが絡み合った超多孔体の $1/2.6$ の密度のものを使用することにより、模型の K と現地の K を合わせることができる。しかしながら、密度を $1/2.6$ とすると、単位体積中のプラスチックの糸の本数が少なくなり、プラスチックの糸が絡み合わないためにバラバラとなり、桑畑・

果樹園模型の製作が困難となる。そこで、本検討では、プラスチックの糸がバラバラにならない限界である密度として、樹木類模型の約1/2の密度のものを桑畑・果樹園模型として使用することにした。このとき、 a_w を樹木類の1/2としたことからKの値を推定すると、 $K=4.1$ であり、現地の $K=4.7$ と比べるとやや小さい値となっている。このことは、模型の方が現地に比べてやや流れにくいことになり、すなわち安全側の検討となることを表わしている。

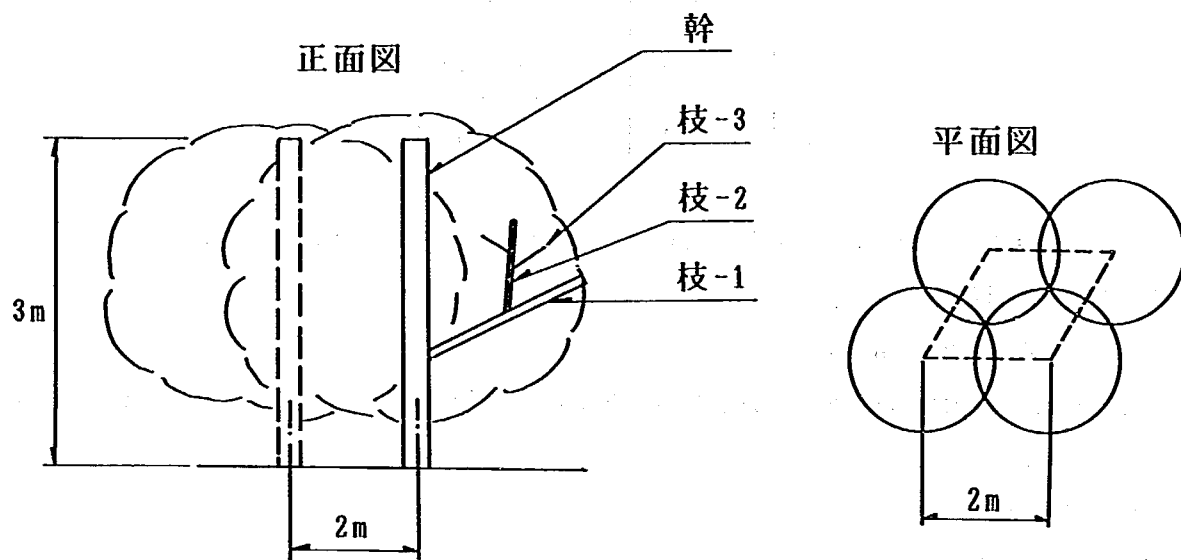


図-4.4 透過係数の推定に用いた桑のモデル

表-4.3 透過係数の推定に用いた桑の諸元

名称	径 (cm)	長さ (m)	桑 1 本当たりの本数 (本)
幹	20	3	1
枝-1	5	1	20 (20本/幹)
枝-2	2	0.5	400 (20本/枝-1)
枝-3	0.5	0.1	8,000 (20本/枝-2)

4.3.3 抽出模型実験

(1) 実験の概要

2次元水路を用いた抽出模型実験は、水田・畑地・草地と桑畑・果樹園の模型について行った。水田・畑地・草地については、目標の粗度係数となるような粗席石(直径約13.5mmの砂利)の配置密度を調べるために実験を行った。桑畑・果樹園については、桑畑・果樹園が水没したとき、その上面における流れに関する粗度係数を調べるために実験を行った。

実験は、図-4.5に示すような幅50 cm、全長25 m、水路勾配1/1,000の直線水路の上流端から10~16 mの

位置に粗度石または植生模型を設置した。この状態で通水し、水位の測定は粗度石または植生模型設置区間内の5 m について、測定間隔は 50 cm で実施した。この水位を基に、不等流計算によって粗度係数 n を逆算した。なお、出発水位は水位測定点の最下流地点とした。

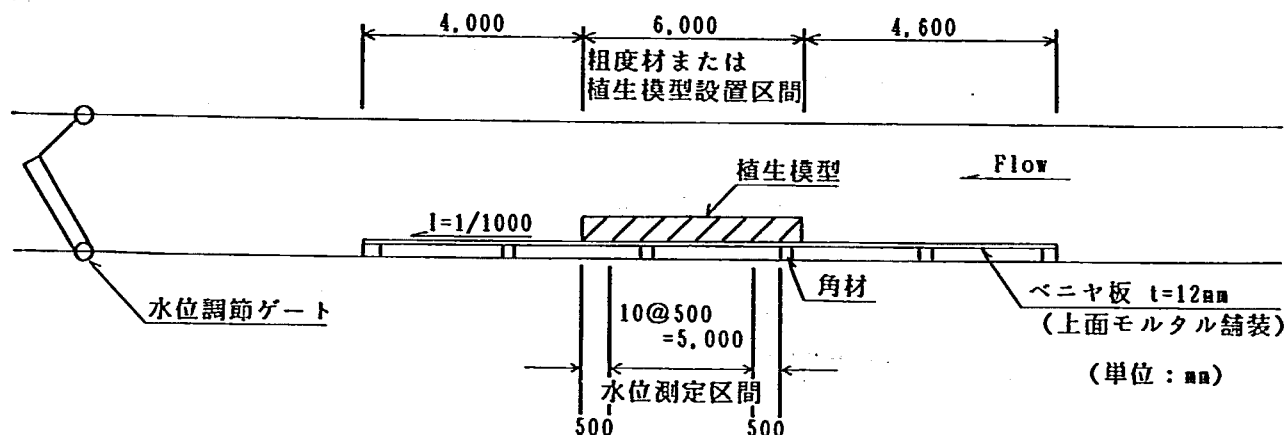


図-4.5 抽出模型実験に用いた水路の概要

(2) 実験結果

① 水田・畑地・草地

図-4.6 は、粒径約 13.5 mm の砂利を 8 cm 間隔に設置し、最大水深、平均水深、最小水深となるような流量を通水した場合の実験水位と不等流計算の結果を重ね合わせたものである。実験値は、模型縮尺 1/60 として現地換算してある。これによると、多少のばらつきがあるものの、最大水深、平均水深、最小水深時ともに粗度係数は $n=0.040$ と算定され、目標とする粗度係数と一致した。したがって、大淀地区河道模型の水田・畑地・草地については、上記条件でイボ粗度を設置する。

② 桑畑・果樹園

図-4.7 は、桑畑・果樹園の模型を設置し、最大水深および植生高と最大水深のほぼ中間の水深となるような流量を通水した場合の実験水位と不等流計算の結果を重ね合わせたものである。実験値は、模型縮尺 1/60 として現地換算してある。これによると、多少のばらつきがあるものの、粗度係数は $n \approx 0.040$ である。

4.3.4 検証実験結果（ケース I-1：1990 年 6 月洪水）

樹木等の透過係数の検討および高水敷の植生の粗度係数に関する抽出実験結果より、模型河道の高水敷部については樹木類、桑畑・果樹園、水田・畑地・草地に分けて現地の流水抵抗特性、粗度係数が合うような粗度付けおよび植生模型を選定して設置した。低水路内については、1990 年（平成 2 年）6 月洪水のピーク流量 $Q=1,977 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、このときの痕跡水位に合うように粗度調整を行った。なお、この洪水は平均年最大流量 ($Q=1,919 \text{ m}^3/\text{s}$) にほぼ等しく、かつ低水路満杯流量に近い。この実験結果は以下のようである。

(1) 水位

図-4.8 は、粗度調整後の水位縦断面図を現地の痕跡水位と比較したものである。これによると、水面勾配は

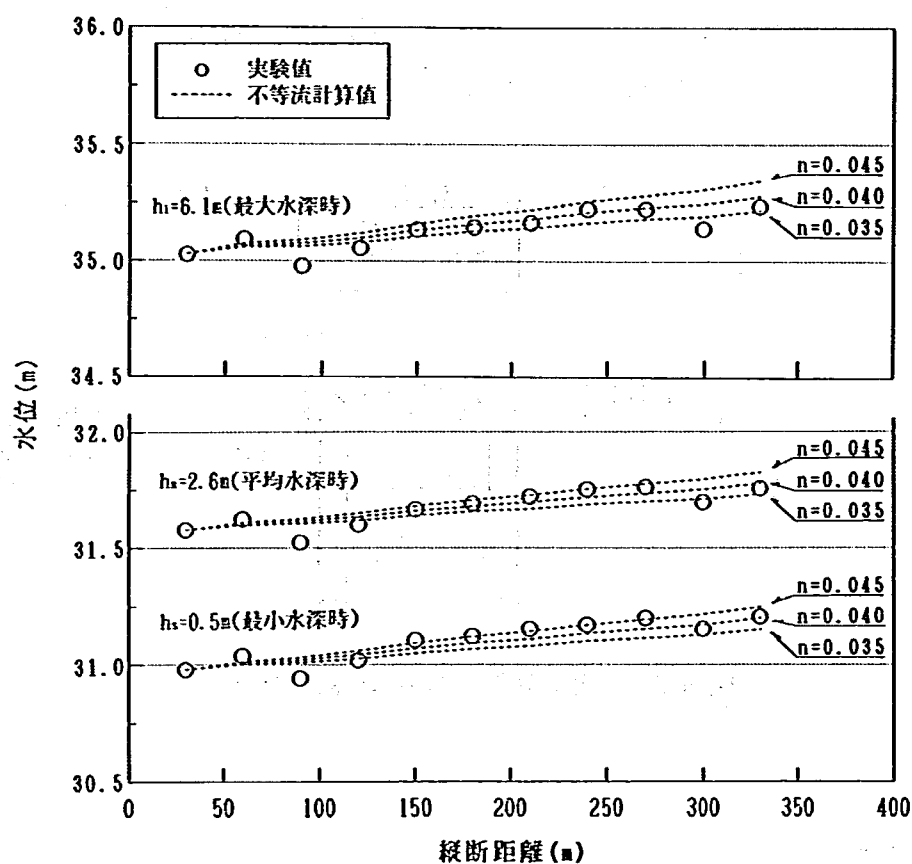


図-4.6 水位縦断(水田・畑地・草地抽出実験)

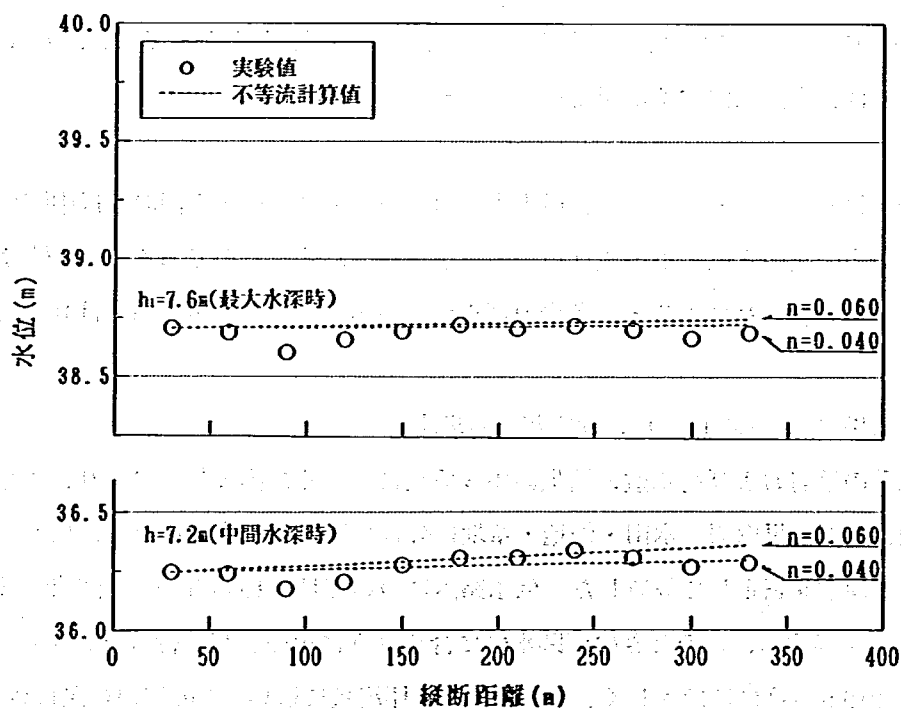


図-4.7 水位縦断(桑畑・果樹園抽出実験)

No.31 および No.22 付近で変化しているが、大きくは No.22 付近を境に勾配が急変している。水面勾配は、上流側河道の No.41～No.22 間で約 1/1300 であるのに対し、下流側の No.22～No.13 間では約 1/620 と急になる。勾配の変化は、図に示すように H.W.L.の勾配および変化点とも良く一致している。また、No.22 より上流側河道の実験水位は、河道が著しく屈曲している No.31 付近を除くと痕跡水位に良く一致していることが分かる。No.31 付近は、外岸側である右岸の水位が高く、左右岸の水位差は約 0.7 m 程度生じている。この状態は現地の痕跡水位と同様であるが、その上下流付近 (No.32～No.30) の左岸側の水位は痕跡水位より実験値の方が若干高い。これは実験水位が河岸からやや離れた場所で測定したのに対し、痕跡水位は河岸の樹木内等で測定されたための違いが影響していると考えられる。

No.22 より下流側河道は湾曲部が連続し、かつ河床勾配も急なため、左右岸の水位差は大きい所で 0.5 m ～0.9 m も生じている。水面変化の激しいこのような区間にもかかわらず、実験水位は痕跡水位に良く一致している。

一方、高水敷が冠水するような大流量時における水位等の相似性については以下のような検討を行った。大流量時については前述したとおり、1967 年 (昭和 42 年) 8 月洪水 ($Q=4,133 \text{ m}^3/\text{s}$ 、既往最大流量)、1969 年 (昭和 44 年) 8 月洪水 ($Q=3,183 \text{ m}^3/\text{s}$) の痕跡水位が後の聞き込み調査によって得られている。しかし、これらの洪水痕跡水位は測定点数が非常に少ないため、この既往洪水を模型に通水して痕跡水位と実験水位を縦断的に比較しても、水面形の変化特性まで検証することはできない。よって、ここでは後述する計画高水流量 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース I-2) および暫定計画高水流量 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース I-3) を通水した実験水位を用い、現地河道で痕跡水位が得られている断面 (No.31 および No.37) における H-Q の関係を現地と模型で比較することによりその相似性を検討することとした。

図-4.9、4.10 は、この No.31 および No.37 における現地と模型の H-Q の関係を示したものである。この結果によると、No.31 は屈曲部であり左右岸の水位差が大きく、厳密には水位の測定位置が現地と模型で異なっていることもあり若干バラツキが見られるものの、現地の痕跡水位と実験水位は同一曲線上に乗っている。また、現地の痕跡水位と実験水位はともに右岸水位が高く、左岸水位は低い。No.37 では、左右岸の水位差が小さく、現地の痕跡水位と実験水位の両者とも同一曲線上によく乗っている。このように高水敷上の植生の繁茂状況を模型に再現させたことによって、大流量時においても水位の相似性はかなり満足しているものと考えられる。

以上の結果より、低水路満杯時および高水敷が冠水するような大流量時においても模型で生じている現象は現地現象を再現し、その相似性がよく得られているものと判断される。

(2) 流 況

河道模型の全体流況を図-4.11に、それを分割、拡大した流況図を図-4.12～図-4.15 に示す。No.41～No.36 の区間は、低水路の中央付近に主流部があるものの、ほぼ様な流れに近い。No.35+300 m 付近 (2号トンネル呑口付近) の湾曲部において主流が右岸側に寄り、ここから No.35 付近にかけて流れが右岸側に集中する。また、この付近の対岸の左岸側は、河岸から約 10 m の範囲に死水域が発生する。No.35～No.33+200 m 間では、再び低水路内を一様に流下し、その後 No.33 付近の湾曲部内岸 (右岸側) の下流側河岸沿いで流れが剥離して、そこに死水域が見られる。主流は、若干左岸側に寄る程度である。No.32+100 m 付近の

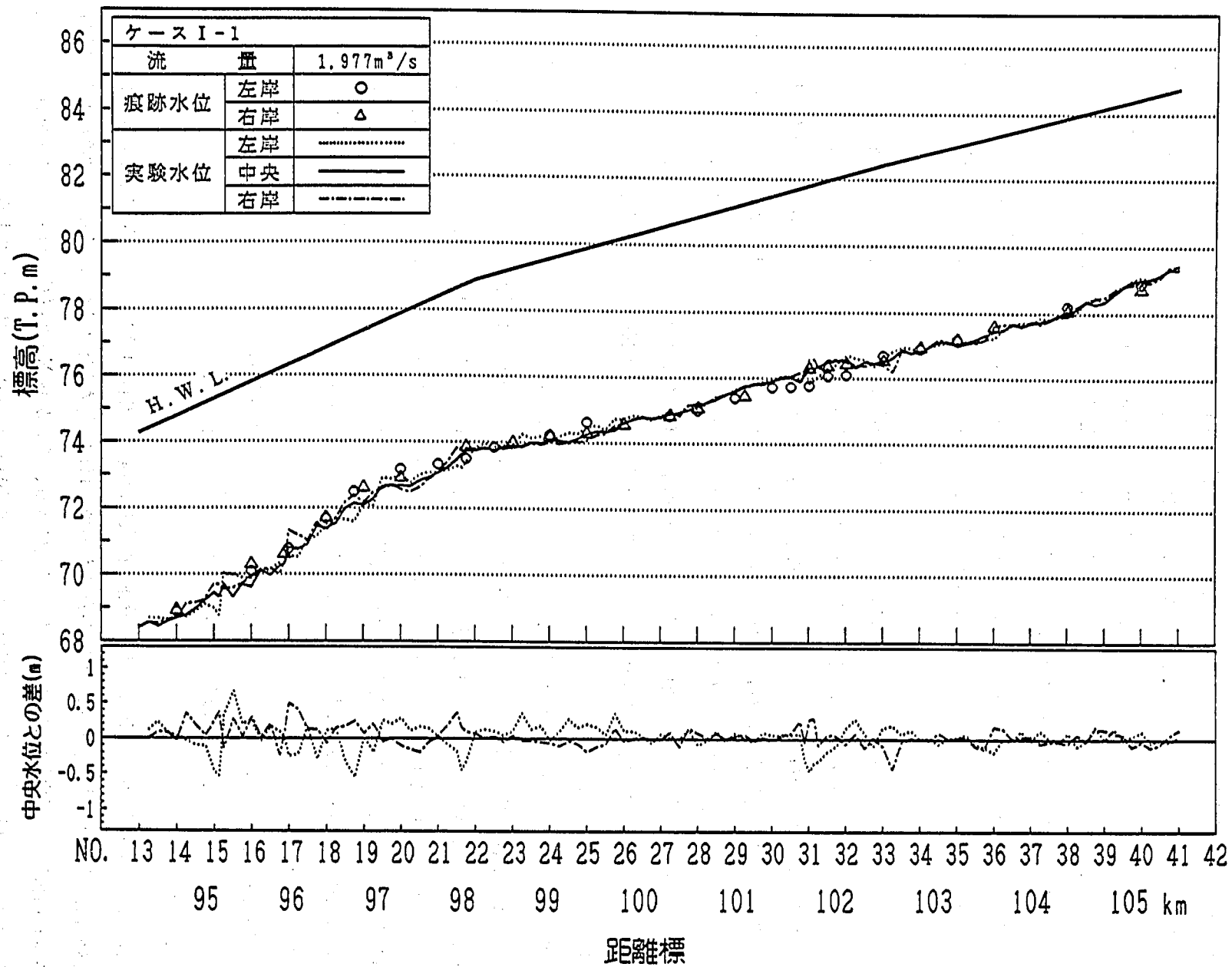
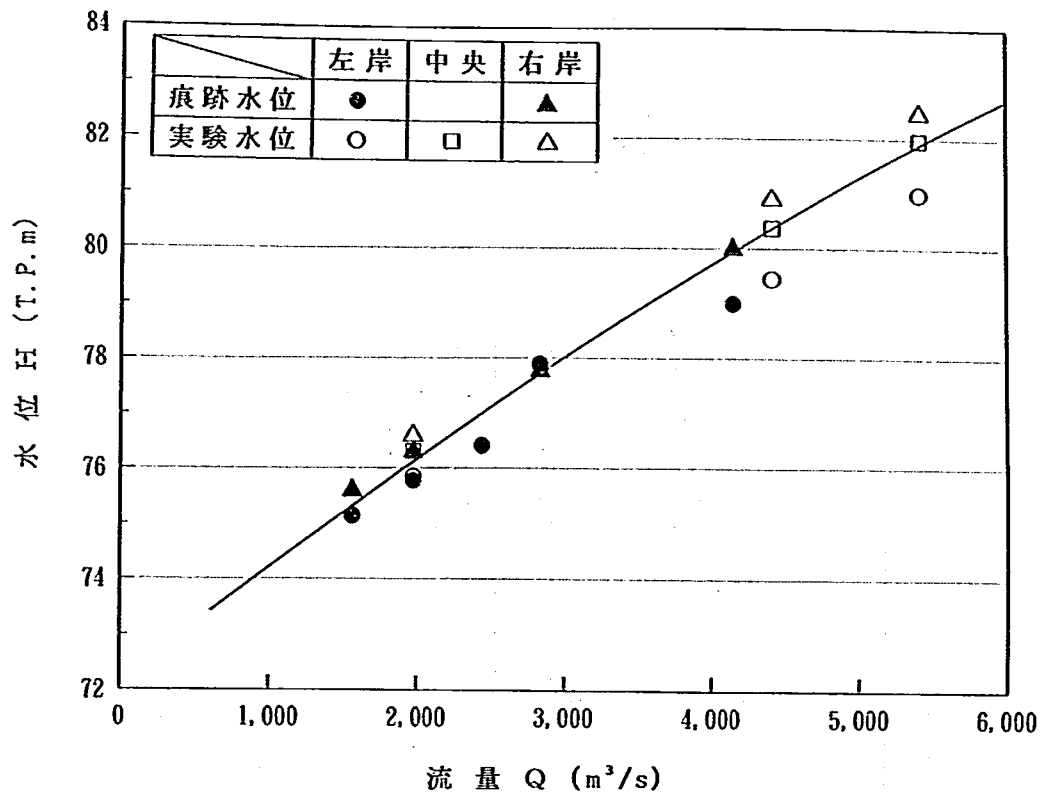


図-4.8 水位縦断(ケース I-1)



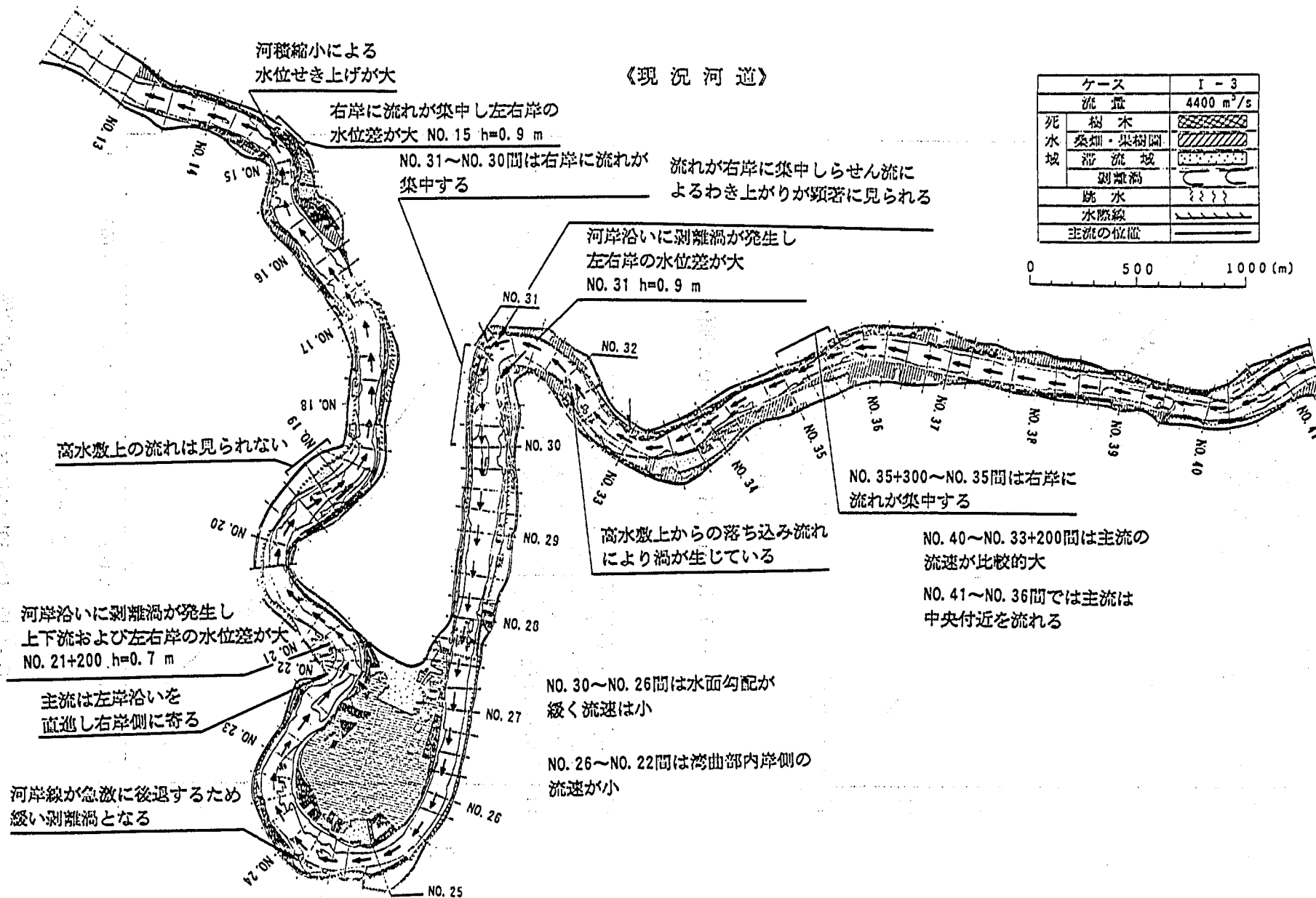


図-4.11 流況図(ケースⅠ-1)

《現況河道》

ケース		I - 1
流量		1977 m ³ /s
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
測電高		
跳水		3.5??
水際線		
主流の位置		

距離 0 100 (m)

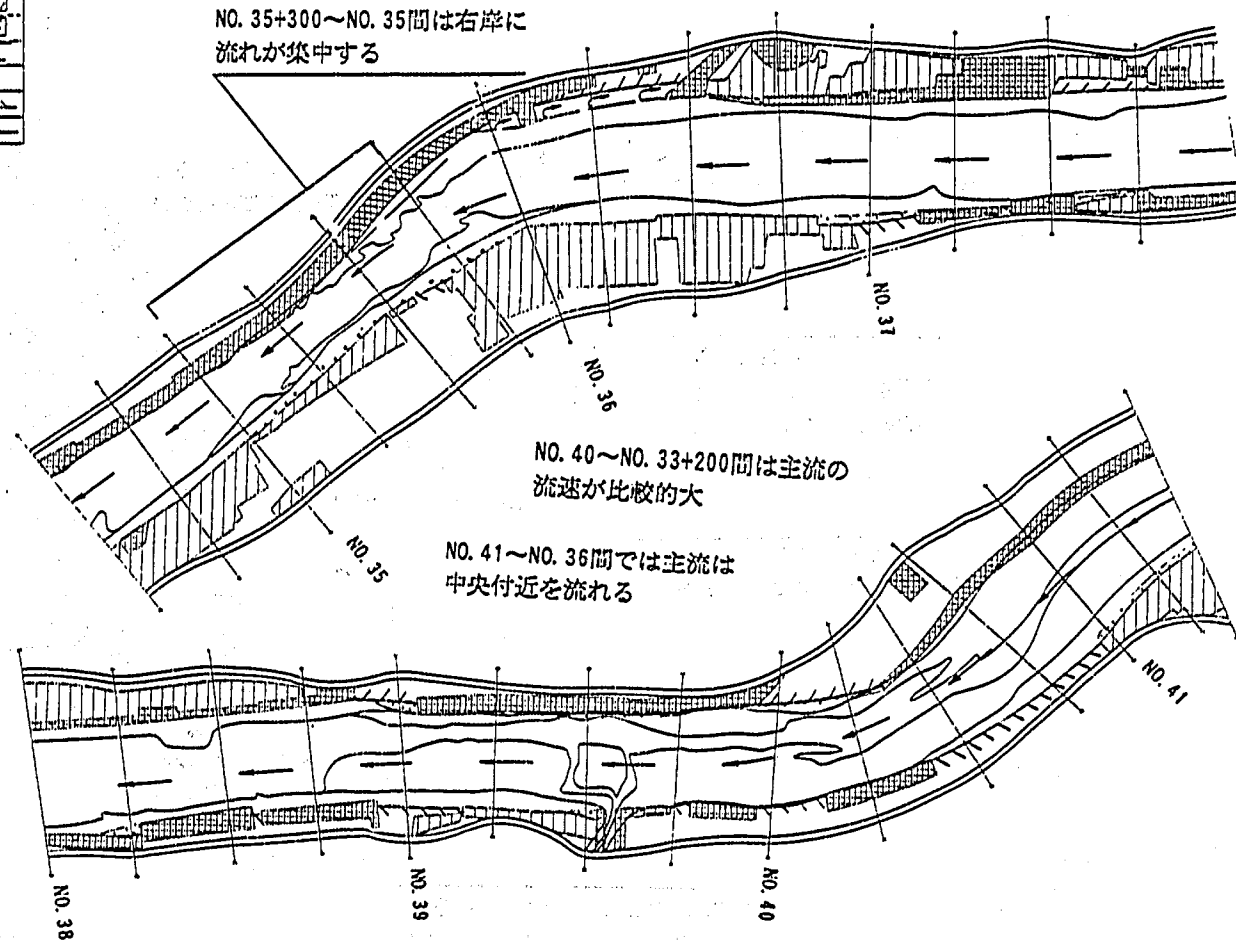


図-4.12 流況図(ケース I - 1)

《現況河道》

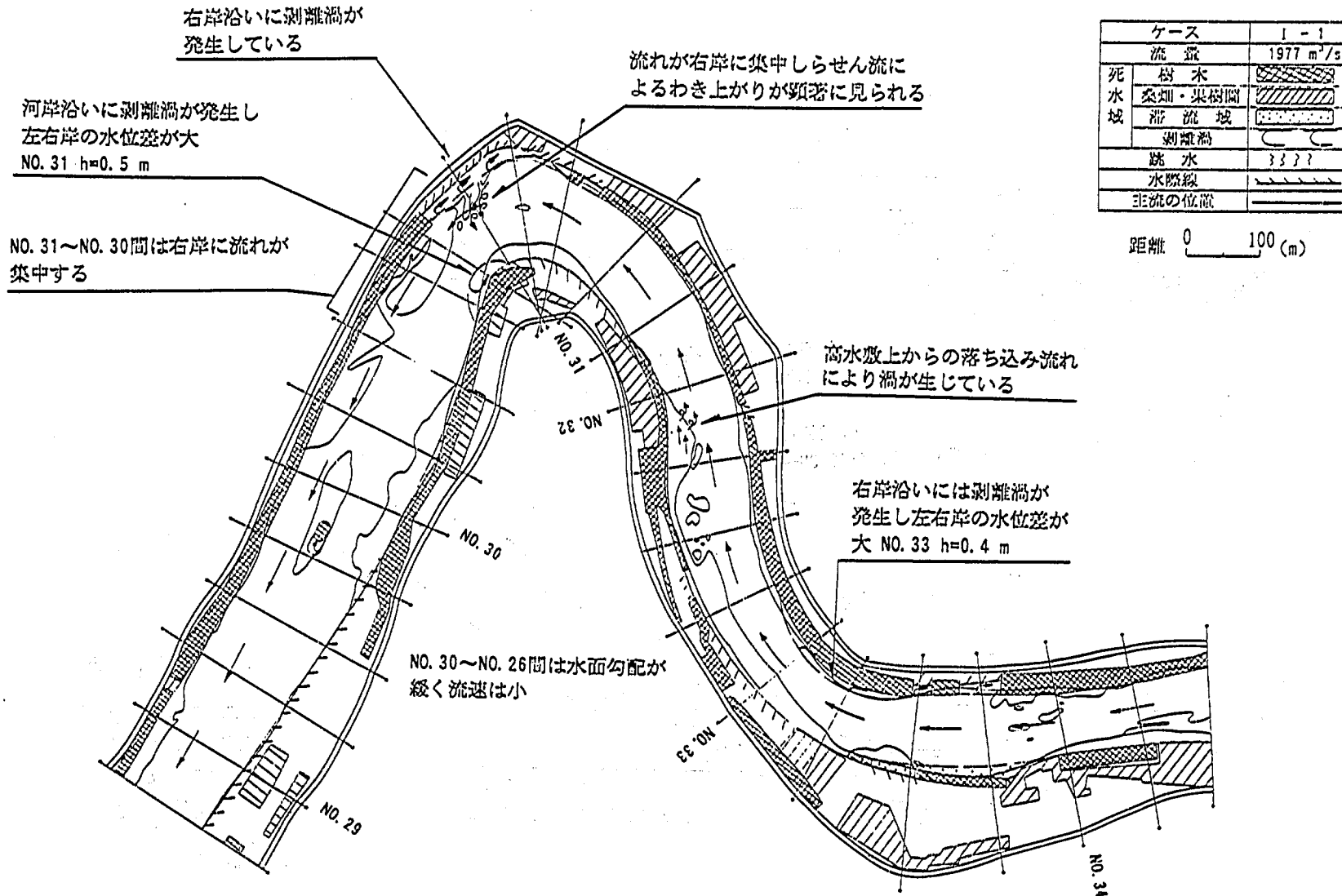


図-4.13 流況図(ケース I - 1)

《現況河道》

河岸線が急激に後退するため
緩い剥離渦となる

NO. 23 河岸沿いに剥離渦が発生し
上下流および左右岸の水位差が大
NO. 21+200 $h=0.4$ m

ケース		I - 1
流量		1977 m^3/s
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
跳水		3333
水際線		
主流の位置		

距離 0 100 (m)

主流は左岸沿いを
直進し右岸側に寄る

NO. 26～NO. 22間は湾曲部内岸側の
流速が小

NO. 30～NO. 26間は水面勾配が
緩く流速は小

図-4.14 流況図(ケース I - 1)

《現況河道》

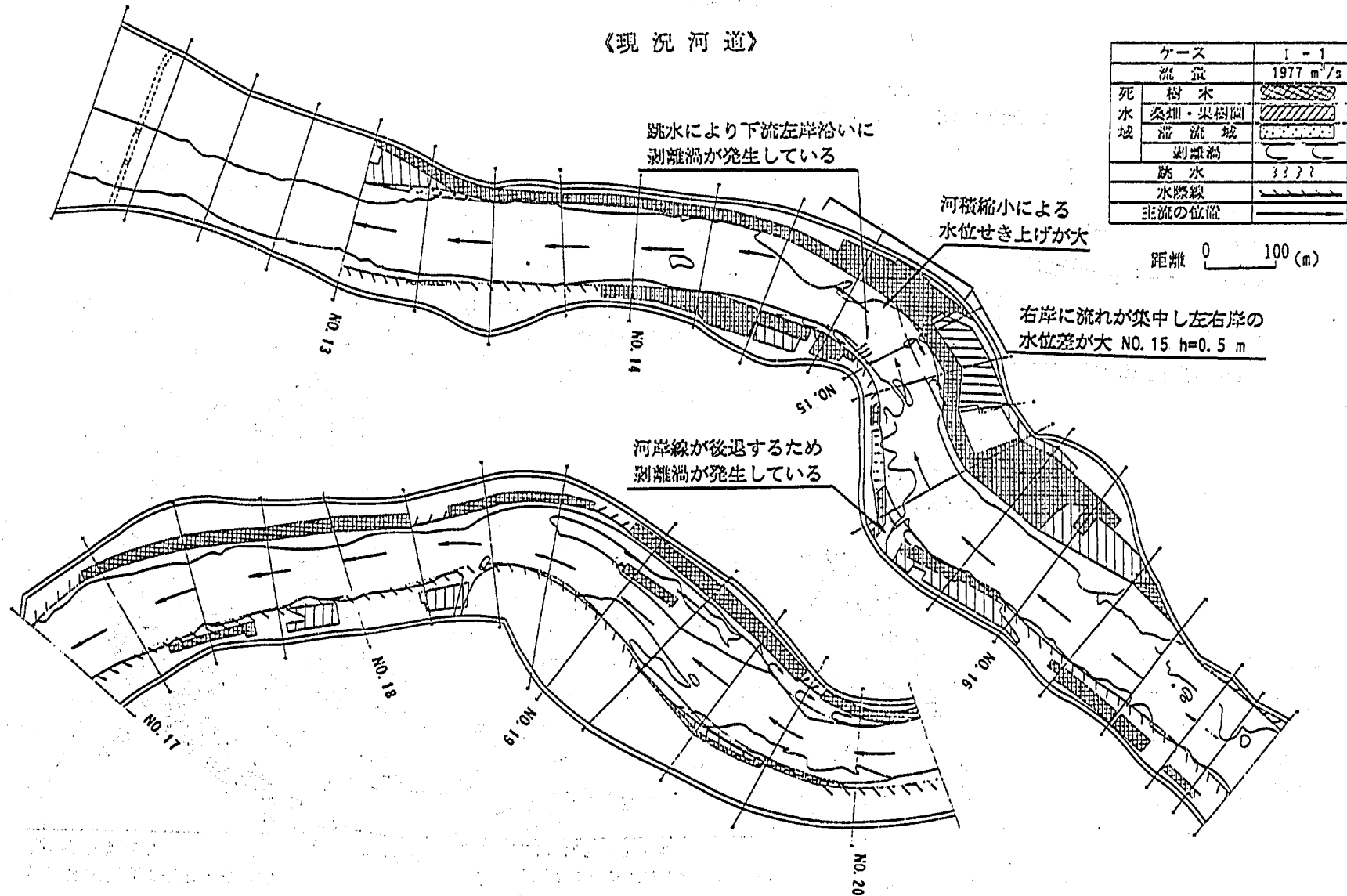


図-4.15 流況図(ケース I - 1)

左岸側では、その上流の高水敷上からの流れが低水路内へ落ち込む現象が見られる。

河道が大きく屈曲する No.31 付近では、流れが著しく右岸に集中する。右岸側に集中した流れは、らせん流となって右岸底面から低水路中央付近へわき上がっている。一方、左岸側では、河岸から 30 m 位の範囲まで激しい剝離渦が発生し、河岸沿いは死水域となっている。No.29+300 m 付近には、低水路中央付近に島状の中州が形成され、かつ植生が繁茂しているため、その下流には小規模な死水域が見られる。主流部は、この付近まで右岸寄りを流れ、ここから No.26 付近までは低水路内をほぼ一様に流下し、河道模型区間の中では一番穏やかに流れる区間である。No.26~No.22 間は、大きく右に湾曲していて主流がやや左岸に寄るものの、極端な流れの集中は見られない。No.24+100 m 付近の左岸側は、河岸線が急激に変化(後退)しているために流れが剝離し、湾曲部の外岸側であるにもかかわらず死水域となっている。No.22 より下流では、河床勾配が急で流れが速く、かつ湾曲部が連続しているため、流れの変化が非常に激しい。主流は No.21+100 m 付近で右岸に、No.19+300 m 付近で左岸に寄り、ともにその対岸側には死水域が見られる。さらに主流は、No.18+200 m 付近で右岸に寄り、その下流から No.16 付近までは低水路中央付近を流れる。No.16~No.14 間は複湾曲部となっているため、No.15+200 m 付近で右岸側の流れが速く、対岸の河岸沿いでは流れが剝離して死水域が形成されている。No.15 付近から下流の湾曲部内岸側の右岸沿いも同様に流れが剝離し、死水域が形成されている。この No.15 付近は、模型河道区間の中で一番の狭窄部となっているため、高流速が発生し、また流量の増大に伴って水位のせき上げも大きくなる。その後、No.14+300 m 付近で流れが右岸に集中する。さらに No.14 より下流では、低水路内をほぼ一様に流下し、流れは穏やかである。

以上のように、大淀地区河道は流路の変化が激しいため、流れも非常に複雑である。これらの現象は、河道地形の幾何学的相似とともに、高水敷の植生をも模型に反映させ、かつ痕跡水位との相似性も得られていることから、現地現象とほぼ相似になっているものと考えられる。

4.4 現況河道の水理特性

4.4.1 ケース 1-2 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$)

本ケースは、現況河道に対して計画高水流量 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、そのときの流下能力や水理特性および河道の持つ問題点等を把握、検討するものである。

(1) 水 位

河道内の左右岸、中央の水位縦断および左右岸の水位差を示したのが図-4.16 である。これによると、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位は No.18 地点より上流でほぼ河道全体にわたって H.W.L. を越えており、その量は最大で約 1.7 m となっている。その主な原因の 1 つとして、河道の湾曲および急縮による水位のせき上げがあげられる。水位のせき上げが見られるのは、図中矢印で示すように No.36、No.31、No.21+200 m、No.18+200 m、No.15 地点であり、いずれも 1~2 m 程度の水位せき上げが生じている。No.36 地点は河道の急縮、その他の地点では河道の湾曲と急縮がその主な原因である。特に、No.42~No.36 間は川幅が狭いこともあり、No.36 付近における水位せき上げの影響は上流の稲下地区(No.42)にまで及び、この区間の水位は H.W.L. を 1~1.7 m 越えている。

水面勾配は、No.41~No.31 では $i=1/1,000$ 、No.31~No.22 では $i=1/2,800$ 、No.22~No.13 では $i=$

1/600である。特に、No.22～No.13間は、湾曲と河道地形の変化によって、水面勾配の縦断変化が非常に激しい。また、No.27+200 m～No.22の大湾曲部の内岸側に位置する長島地区は地盤高が低いために約3 m冠水する。このため、No.27+200 m～No.22の水面勾配は上下流に比してかなり緩くなっている。

次に、左右岸の水位差について見ると、No.34より上流では左右岸の水位差が約0.4 m以内と小さい。No.33付近、No.31付近においては、河道の湾曲および屈曲により外岸側の水位が高くなっており、左右岸の水位差は約1.5 mとかなり大きい。No.27～No.22の大湾曲部では、外岸（左岸）側の水位が高く、左右岸の水位差は約0.5 m程度である。湾曲部が連続しているNo.22～No.13間の河道では、湾曲部の外岸側で水位が高く、左右岸の水位差は最大で約2 mに達している所もある。このような場合、不等流計算水位ではH.W.L.を越えていなくても河岸の水位が局所的にH.W.L.を越える場合があるので、流下能力に余裕のない場合は注意が必要である。

(2) 流 況

模型全体の流況を図-4.17に、それを分割拡大した流況を図-4.18～4.21に示す。また、写真-4.1～4.3には2号および1号トンネルの呑口および吐口予定地付近の流況写真を示す。以下ではこれらの図および写真をもとに流況の特徴について調べてみる。No.40+100 m地点より上流では、低水路内の流れはほぼ一様であり、その流速は約3.5 m/sである。また、高水敷上でも約1 m/sの流れが見られるが、高水敷と低水路の境界に密生した幅10 mほどの樹木群によって、それぞれの流れは分断されている。この高水敷上の流れはNo.40+100 m地点で低水路に合流し、段落ち流れとなっている。No.40～No.37間でもほぼ低水路内を一様に流れているが、流速は4.5 m/s前後となり、上流河道より増大している。この原因としては、この区間の高水敷は冠水するものの、高水敷上に密生している樹木群の影響で死水域となっているためである。また、2号トンネルの呑口付近では河道の湾曲のために右岸沿いに流れが集中している（写真-4.1参照）。No.35+300 m～No.34間は川幅が狭いため、この区間の流速は5 m/sを越えており、上下流に比べて大きい。左岸高水敷上の水田・畑地は冠水しているが、その周囲は樹木群が密生しているため、流れは見られない。No.34～No.33+100 m間の左岸高水敷の水田・畑地も冠水していて、若干逆流する流れがあるものの死水域に近い。No.33付近の湾曲部では、主流が低水路右岸寄りから中央付近を流下し、湾曲内岸側の下流河岸沿いに剥離渦が生じている。主流はそのままNo.31+200 m付近まで低水路中央付近を流下し、写真-4.2に示すように、No.31付近の屈曲部の左岸側を直進し、No.30+300 m～No.30付近の右岸側に水衝部を形成している。No.31付近の右岸側に当たった流れはここで潜り込み、その直下流の低水路中央付近でわき上がっている。No.30+300 m～No.30間の左岸側では激しい剥離渦が生じ、大きな死水域を形成している。この河道の屈曲による剥離領域によって河積が減少し、水位は約1 mせき上げられ、かつ左右岸の水位差も大きい。また、流れが集中しているNo.30+100 m～No.30+300 m間の右岸沿いでは約4.9 m/sの高流速が発生している。No.30～No.28間は、No.31付近の屈曲の影響で主流が右岸に寄っており、その流速は約4.0 m/sである。No.28～No.22間の大湾曲部では、主流部の流速が約3 m/sと小さくなり、流れも穏やかで、かつ主流もほぼ低水路中央付近を流れている。大湾曲部内岸側の長島地区は、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。しかし、水田・畑地として利用されている地点では、幅約200 mにわたって約0.5 m/sの流速でNo.27+300 m付近からNo.21付近へと直進する流れが見られる。この流量を流速、水深か

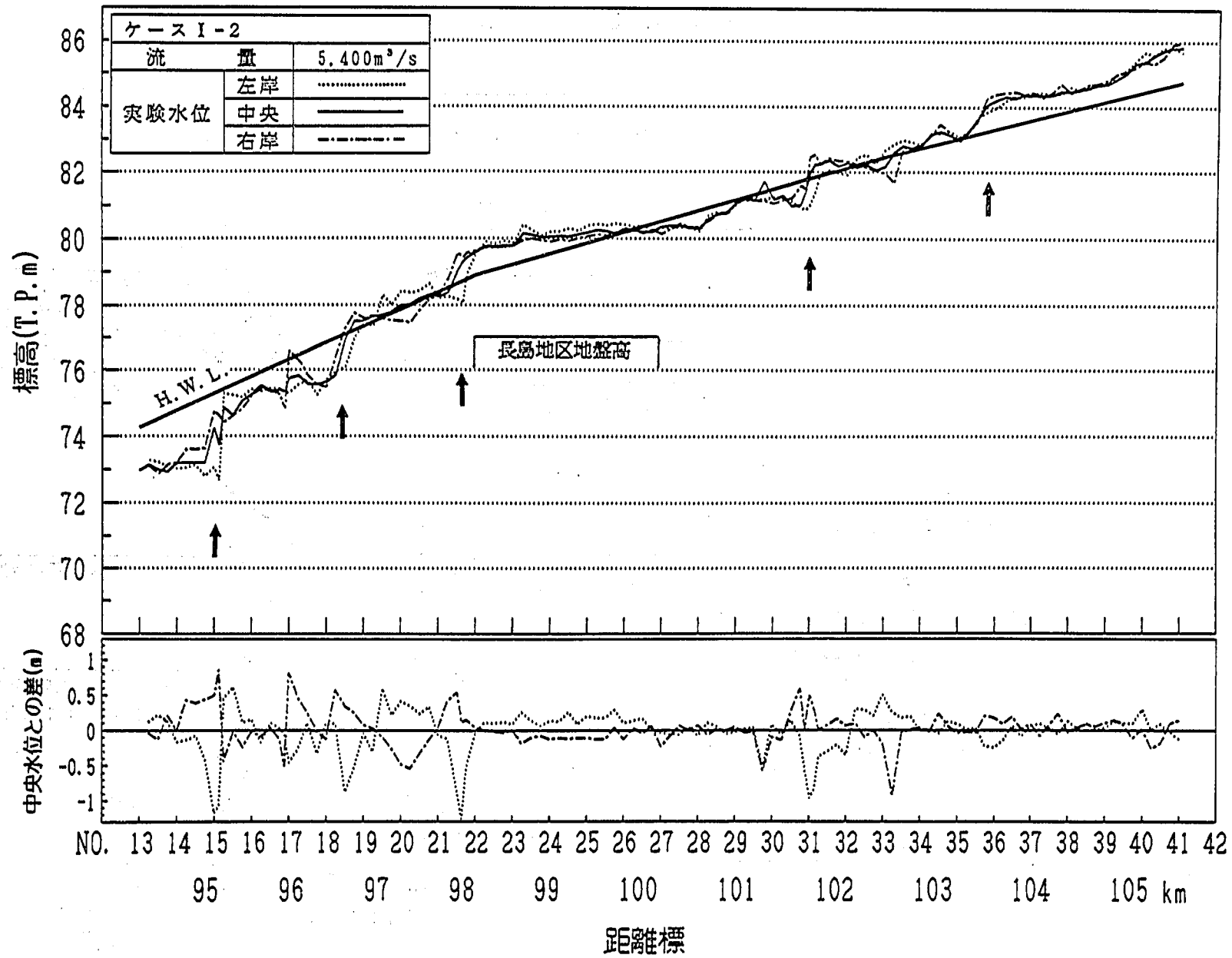


図-4.16 水位縦断(ケース I-2)

《現況河道》

ケース		I - 2
流量		5400 m ³ /s
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
剥離渦		
跳水		
水際線		
主流の位置		

0 500 1000 (m)

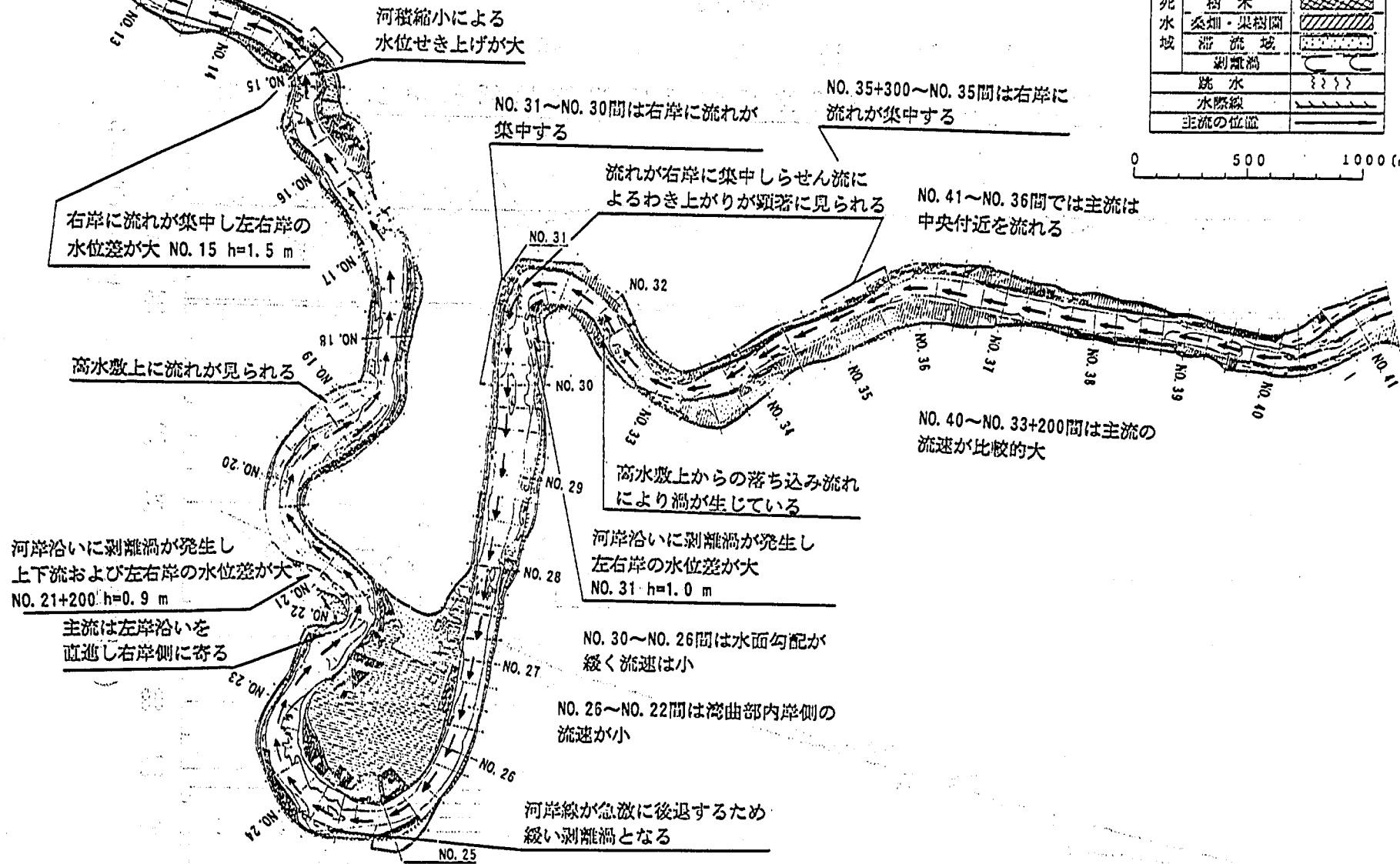


図-4.17 流況図(ケース I - 2)

《現況河道》

ケース	I - 2
流量	5400 m ³ /s
死水	樹木
水域	桑畑・果樹園
滞流域	湖沼
跳水	水際線
主流の位置	流速分布

数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 [m]

流速 0 5 [m/s]

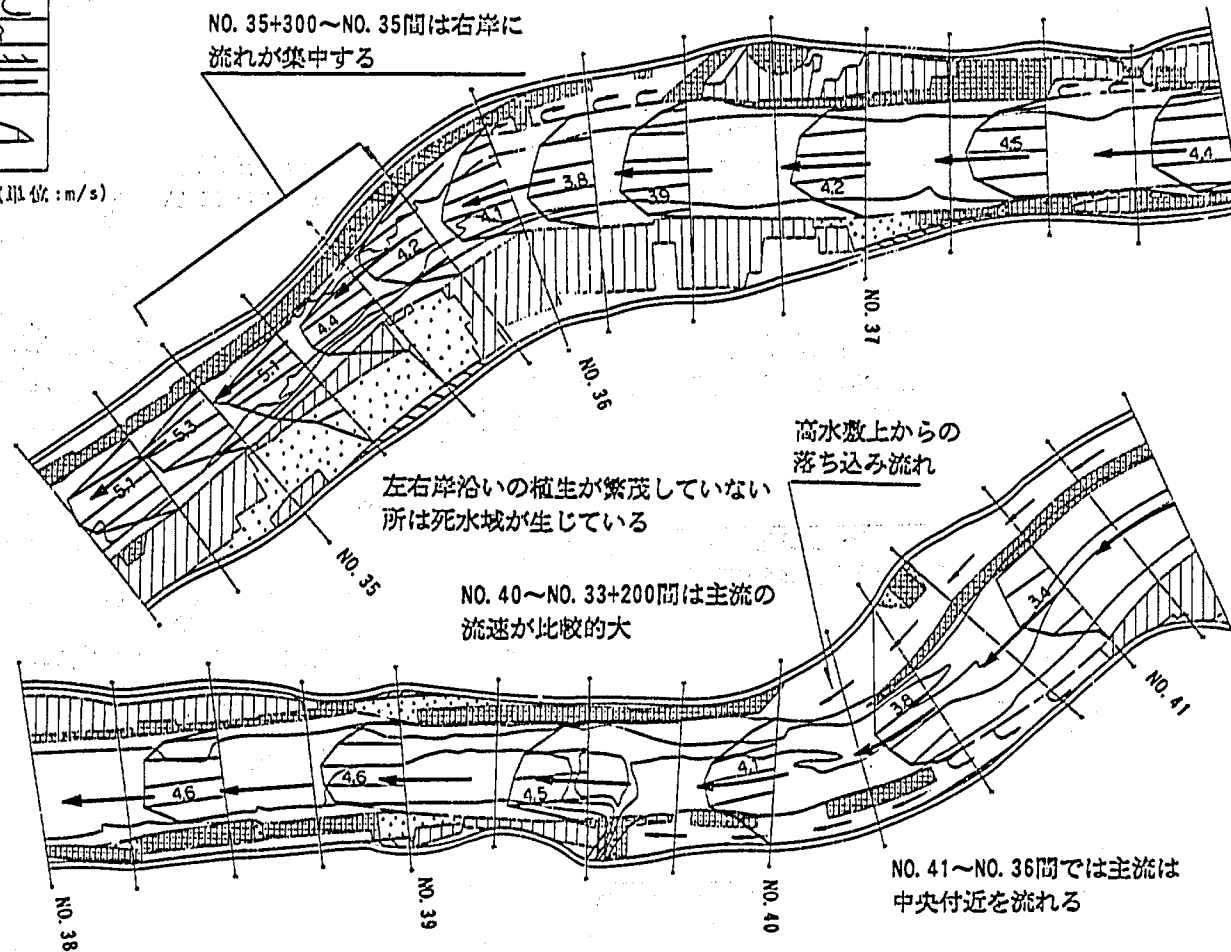
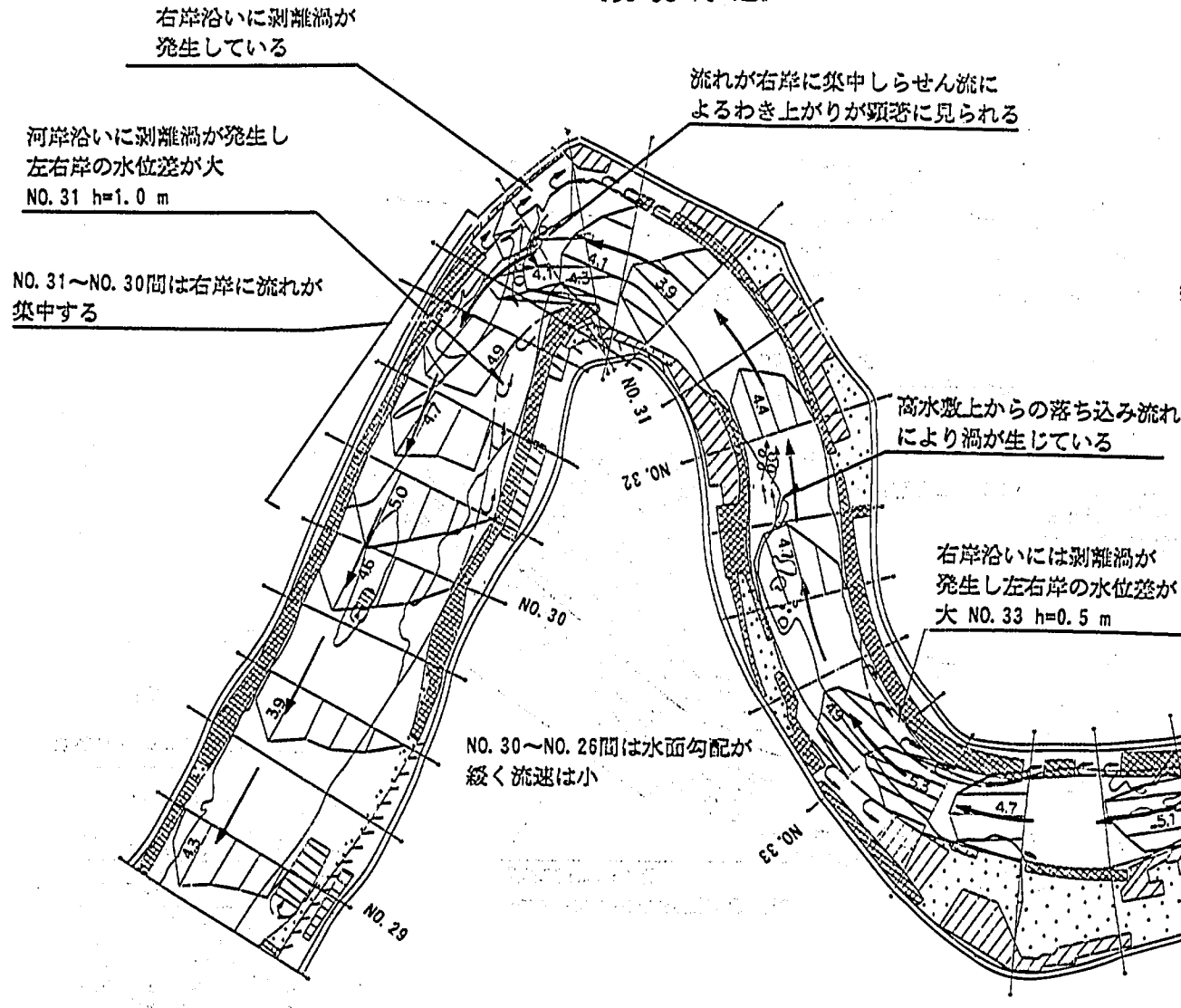


図-4.18 流況図(ケース I - 2)

《現況河道》



ケース	I - 2
流量	5400 m ³ /s
死水	樹木
流域	桑畑・果樹園
	滞流域
	剥離渦
	跳水
	水際線
	主流の位置
流速分布	

数値はその断面の最大流速 (単位: m/s)

距離 0 100 [m]

流速 0 5 [m/s]

図-4.19 流況図(ケース I - 2)

《現況河道》

河岸線が急激に後退するため
緩い剥離渦となる

NO. 23 河岸沿いに剥離渦が発生し
上下流および左右岸の水位差が大
NO. 21+200 h=0.9 m

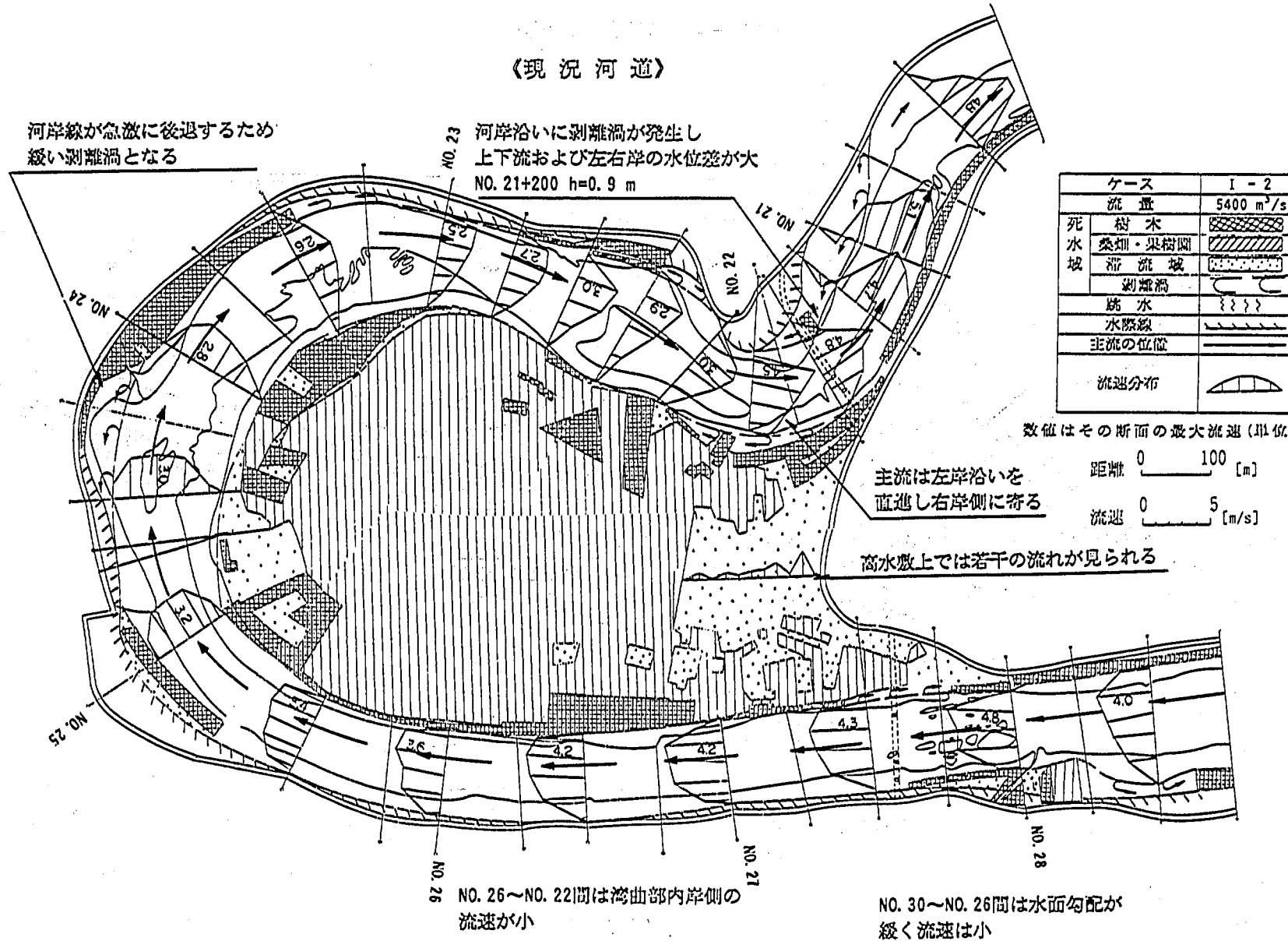


図-4.20 流況図(ケース I - 2)

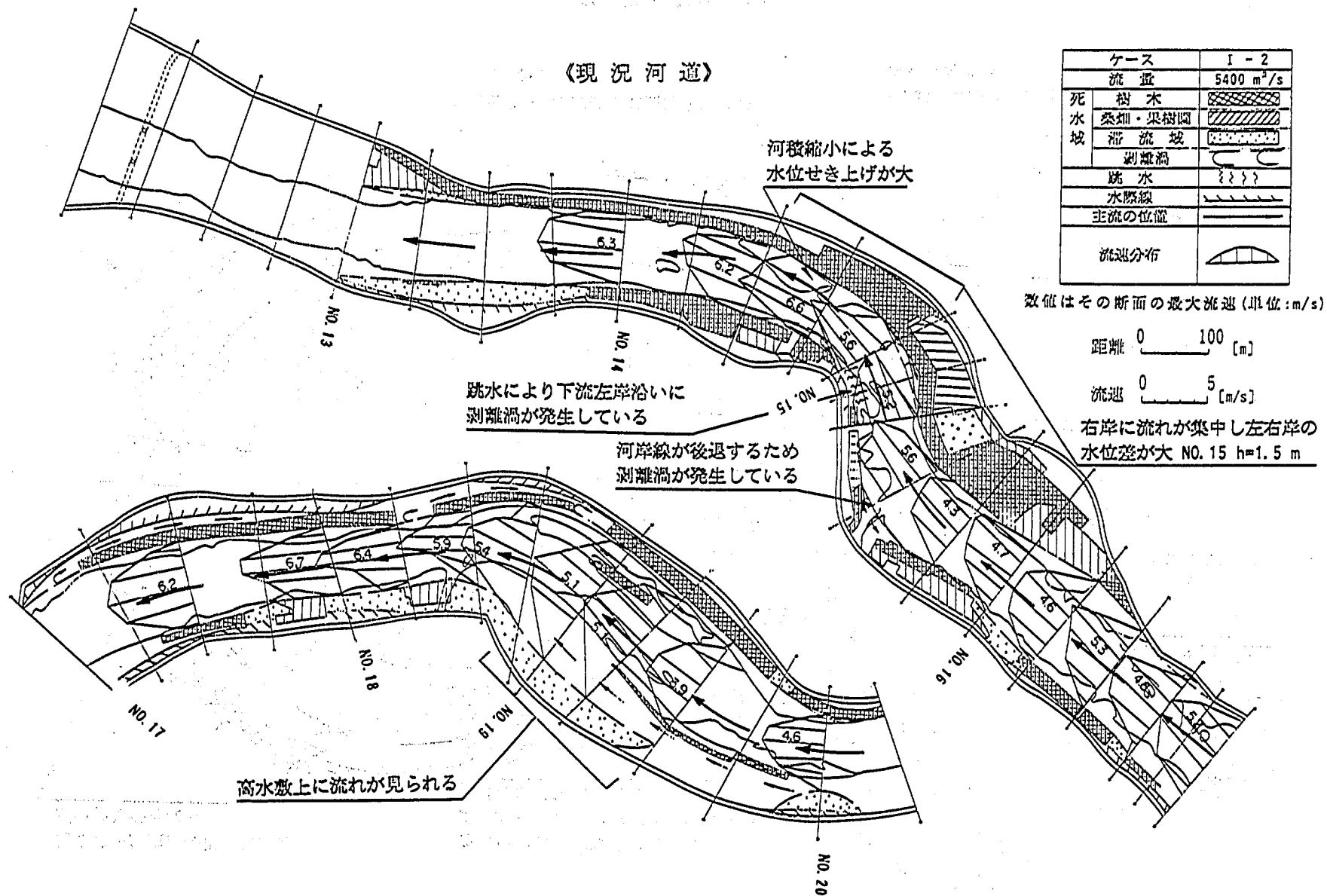


図-4.21 流況図(ケース I - 2)

ら概算すると、約 $250 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、No.27+300 m～No.21 間の河道ではこの分の流量が減少していることになる。No.21 付近の湾曲部では、主流が右岸に寄り、左岸沿いでは著しい剝離渦が生じている。この湾曲の影響で水位せき上げは約 1.5 m 生じており、上流側では水面勾配が緩くなって流速が約 3 m/s 前後と、他の地点に比べて遅く、反対にこの地点の下流側では約 5 m/s の高流速が発生している。主流は、その後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る。No.20～No.19 間では、左岸の高水敷上にも若干の流れが見られ、この高水敷上の流れは No.19 地点で低水路へ落ち込む現象が生じる。さらに流れは、No.18 付近で低水路中央付近に集中し、流速は約 6.5 m/s と非常に速くなり、その下流では徐々に流れが一様化し、約 5 m/s 程度の流速となる。No.15+300 m 付近では、No.15 付近の水位せき上げの影響で水面勾配が緩くなり、流速は約 4.3 m/s まで遅くなる。写真-4.3 にも示すように、主流は No.15+300 m 付近で低水路中央付近を流れ、No.15+200 m 付近で右岸沿いを、No.15 付近で左岸沿いを直線的に流れ、No.14+200 m 付近右岸に流れが集中している。途中、No.15+200 m 付近左岸沿い、No.15 付近右岸沿いには剝離渦が生じ、死水域が形成されて河積が著しく急縮する。このため No.14+300 m 付近左岸沿いの流れは約 6.5 m/s と速く、波立ちもかなり激しい。

4.4.2 ケース I-3 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$)

本ケースは当面の暫定的な計画流量と目される $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、そのときの水理特性および河道の問題点等について検討するものである。

(1) 水 位

実験結果の水位縦断をこれまでに得られた結果とともに比較して示したものが図-4.22 である。これによると水位は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に対して、No.35 より下流で全体に約 1.5 m 、No.35 より上流側で約 1.7 m 低く、いずれの地点も H.W.L. は越えていない。しかしながら、No.27～No.22 の大湾曲部では、その内岸側の長島地区の地盤高 (T.P.77 m) より水位が約 1.7 m 高いため、長島地区全体が冠水する。また、水位せき上げは、No.36、No.31、No.21+200 m、No.18+200 m、No.15 地点で $1 \sim 2 \text{ m}$ 程生じており、その位置や水位せき上げ量は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同程度である。

水面勾配は、No.41～No.31 では $i \approx 1/1,000$ 、No.31～No.22 では $i \approx 1/2,800$ 、No.22～No.13 では $i \approx 1/600$ であり、これも $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ等しい。

左右岸の水位差は、No.34 より上流では $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様にその差は小さい。No.31 および No.33 の湾曲部では約 1.5 m の水位差が生じ、No.27～No.22 間の大湾曲部の左右岸の水位差は約 0.5 m である。これは $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同程度である。No.22～No.13 間では水位差が最大約 1.5 m 発生しているが、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時よりも 0.5 m 程小さい。

(2) 流 況

模型全体の流況を図-4.23 に、それを分割、拡大した流況を図-4.24～4.27 に示す。また、写真-4.4～4.6 には 2 号および 1 号トンネルの呑口および吐口予定地付近の流況写真を示す。No.40+100 m 地点より上流では低水路内をほぼ一様に流れ、その流速は約 3.1 m/s であり、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時より約 10% 程度小さい。高水敷は冠水するものの、水深は小さくわずかに流れているにすぎない。No.40+100 m 地点右岸では高水敷上から落ち込む流れが見られるものの、その流れもわずかである。No.40～No.37 間は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時

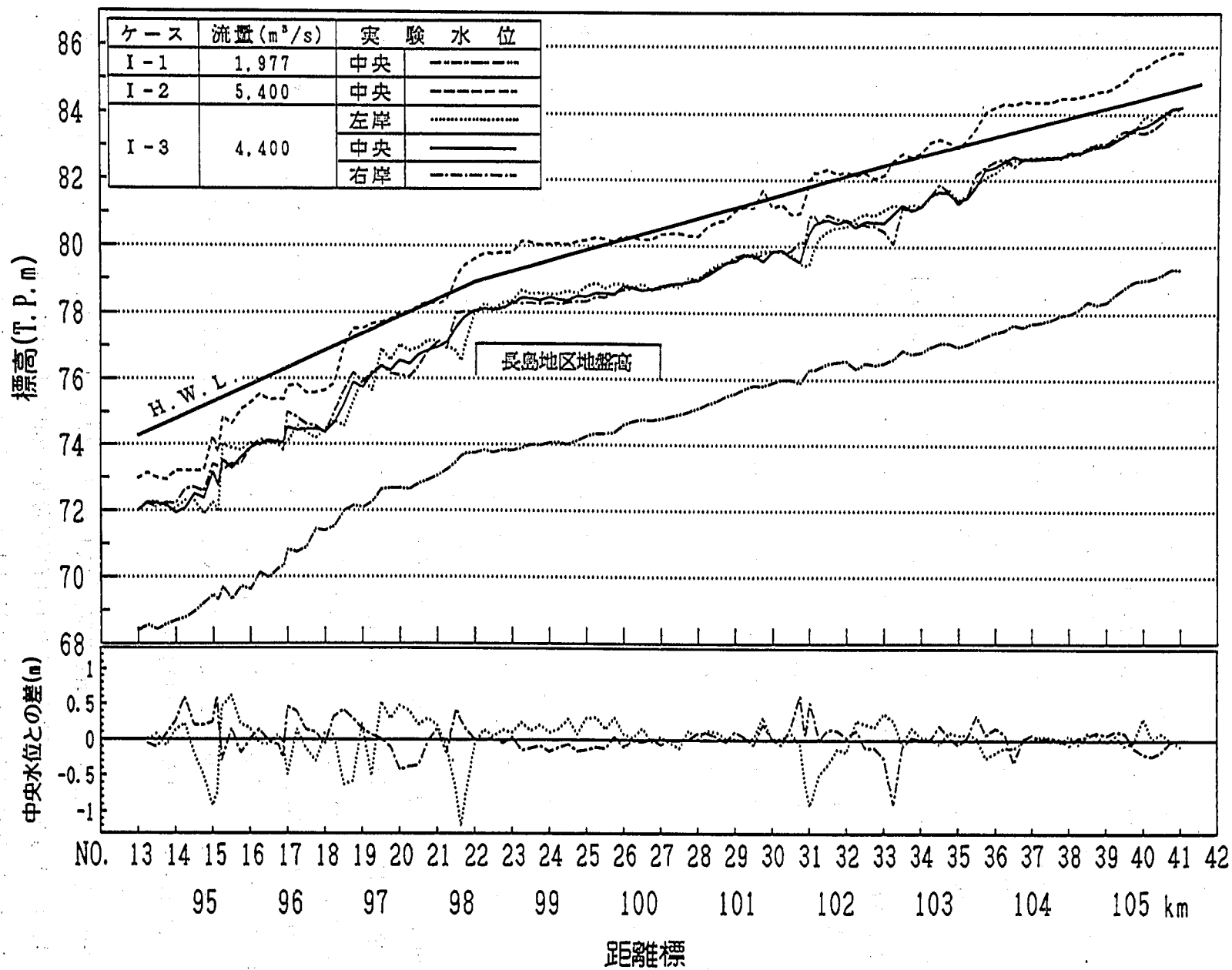


図-4.22 水位縦断(ケース I-3)

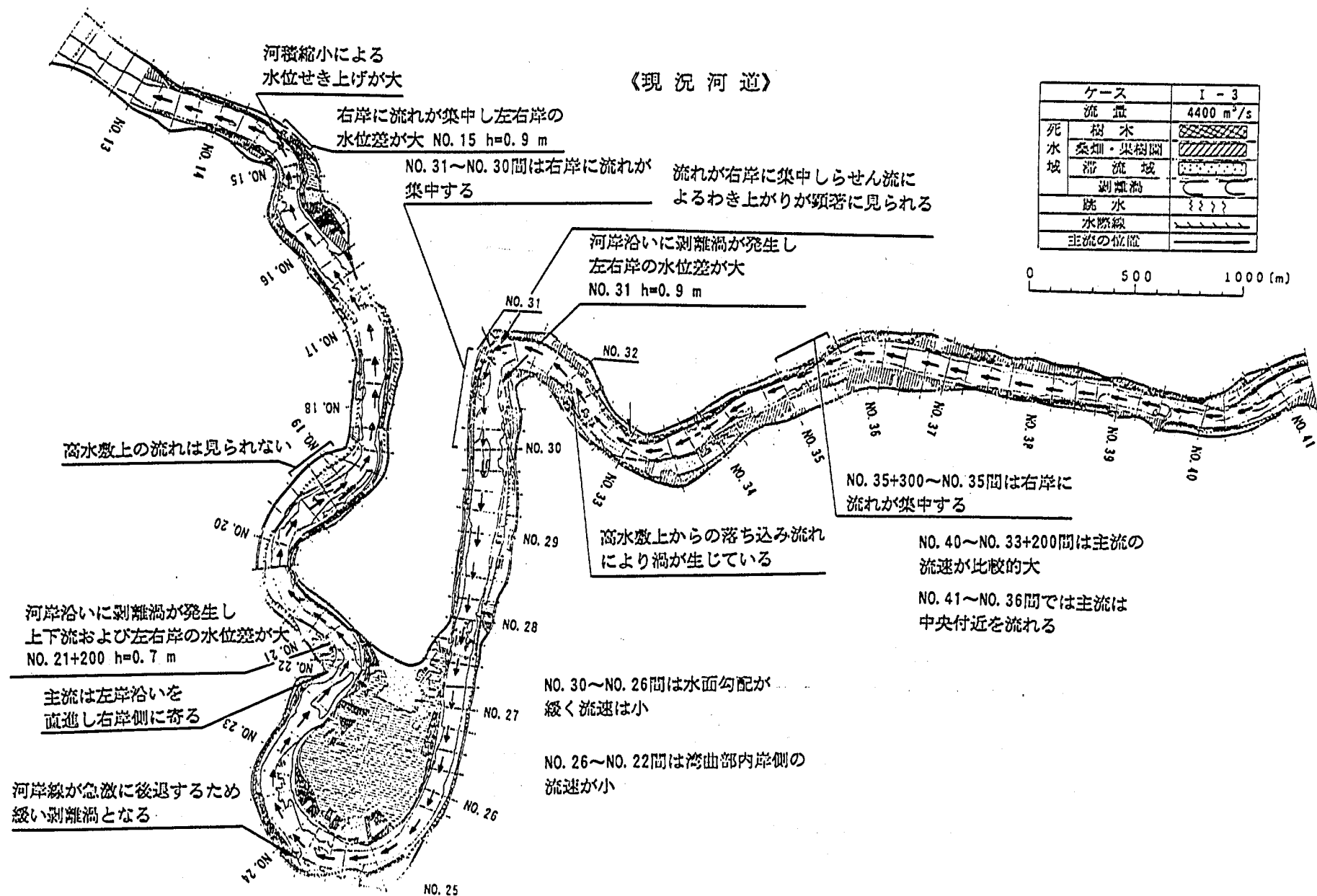


図-4.23 流況図(ケース I - 3)

《現況河道》

ケース	I - 3
流量	4400 m ³ /s
死水	樹木
域	桑畑・果樹園
	滞流域
	剝離渦
	跳水
	水際線
	主流の位置
	流速分布

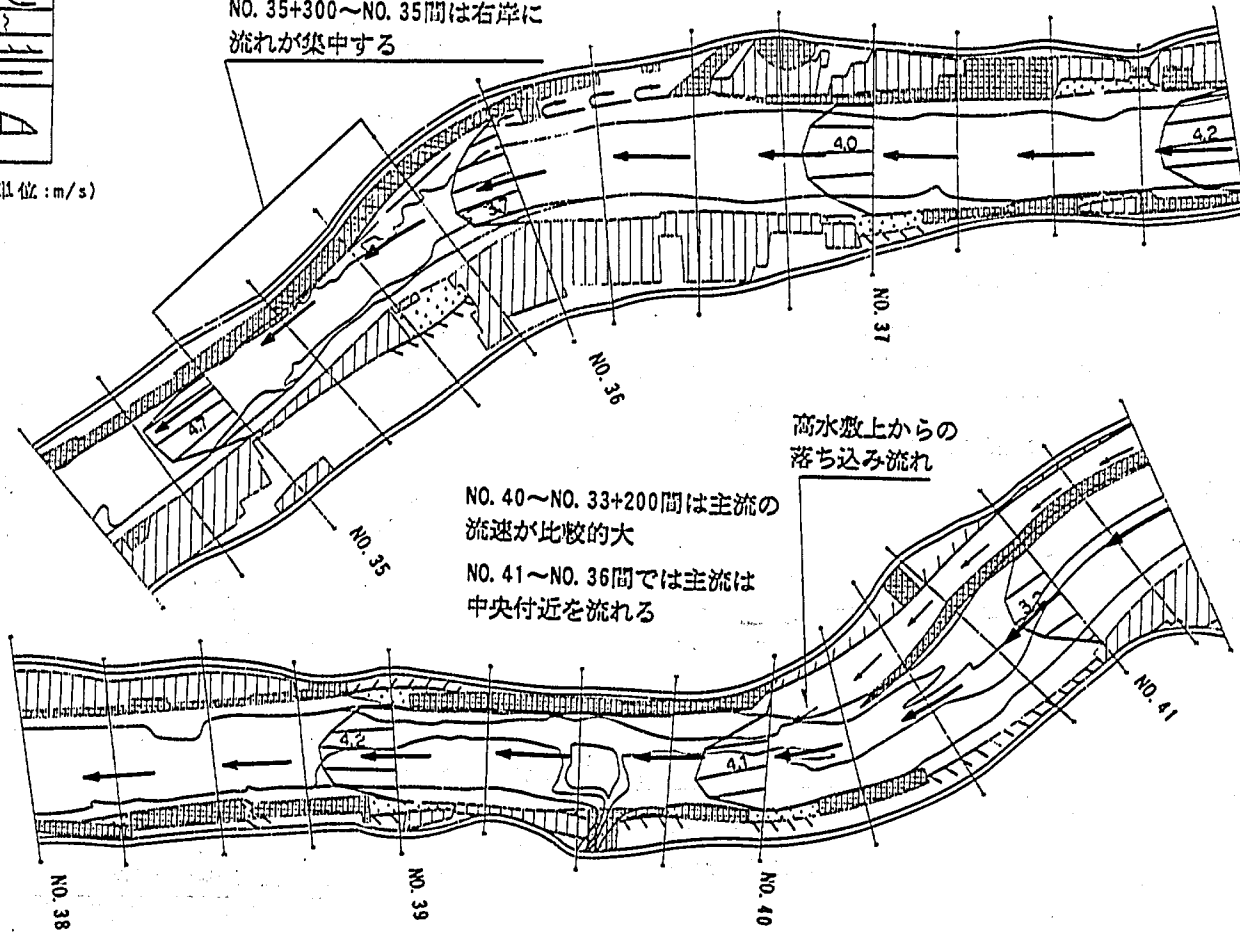
数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 [m]

流速 0 5 [m/s]

左右岸沿いの植生が繁茂していない
所は死水域が生じている

NO. 35+300~NO. 35間には右岸に
流れが集中する



高水敷上からの
落ち込み流れ

NO. 40~NO. 33+200間は主流の
流速が比較的大
NO. 41~NO. 36間では主流は
中央付近を流れる

図-4.24 流況図(ケース I - 3)

《現況河道》

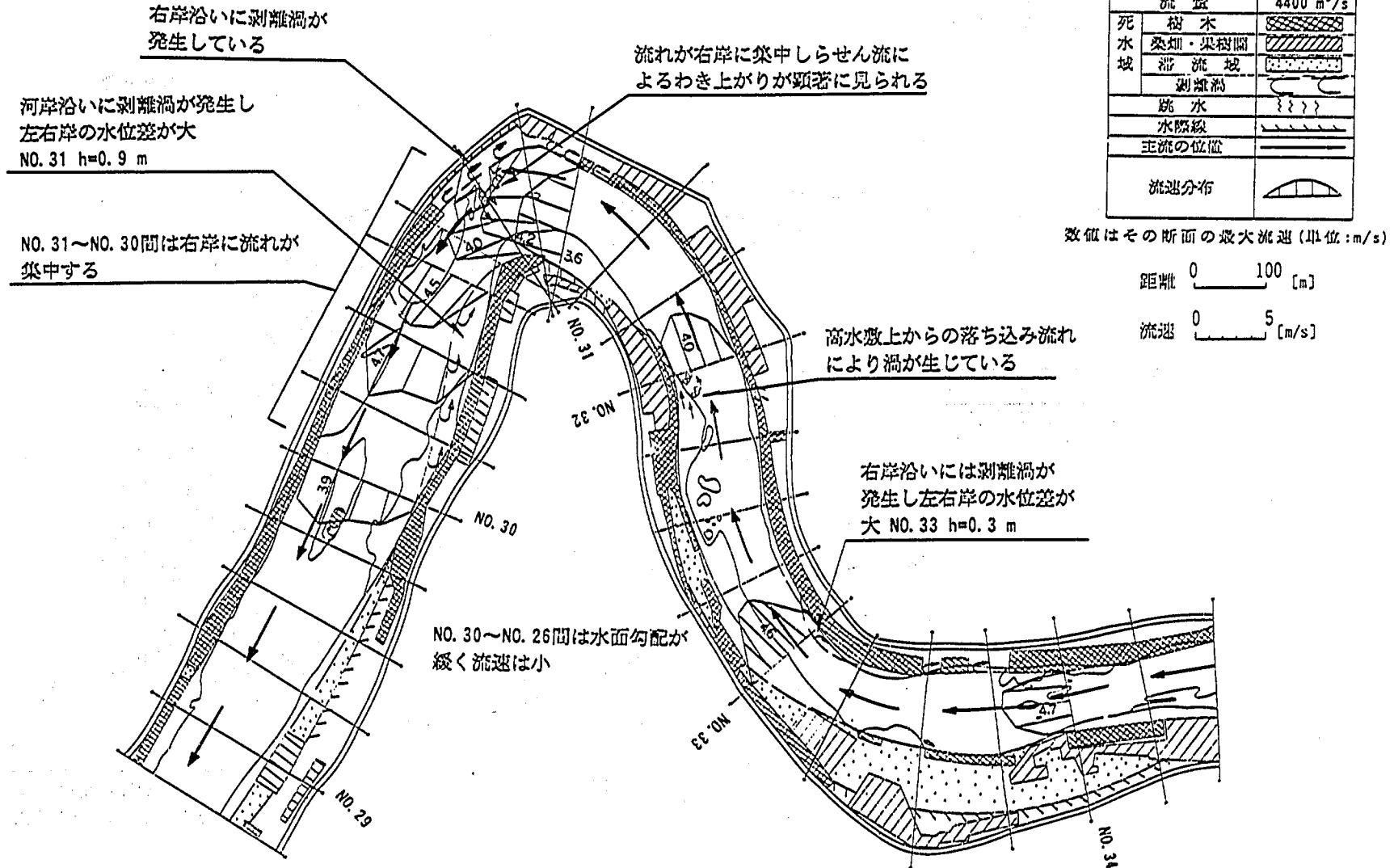


図-4.25 流況図(ケース I - 3)

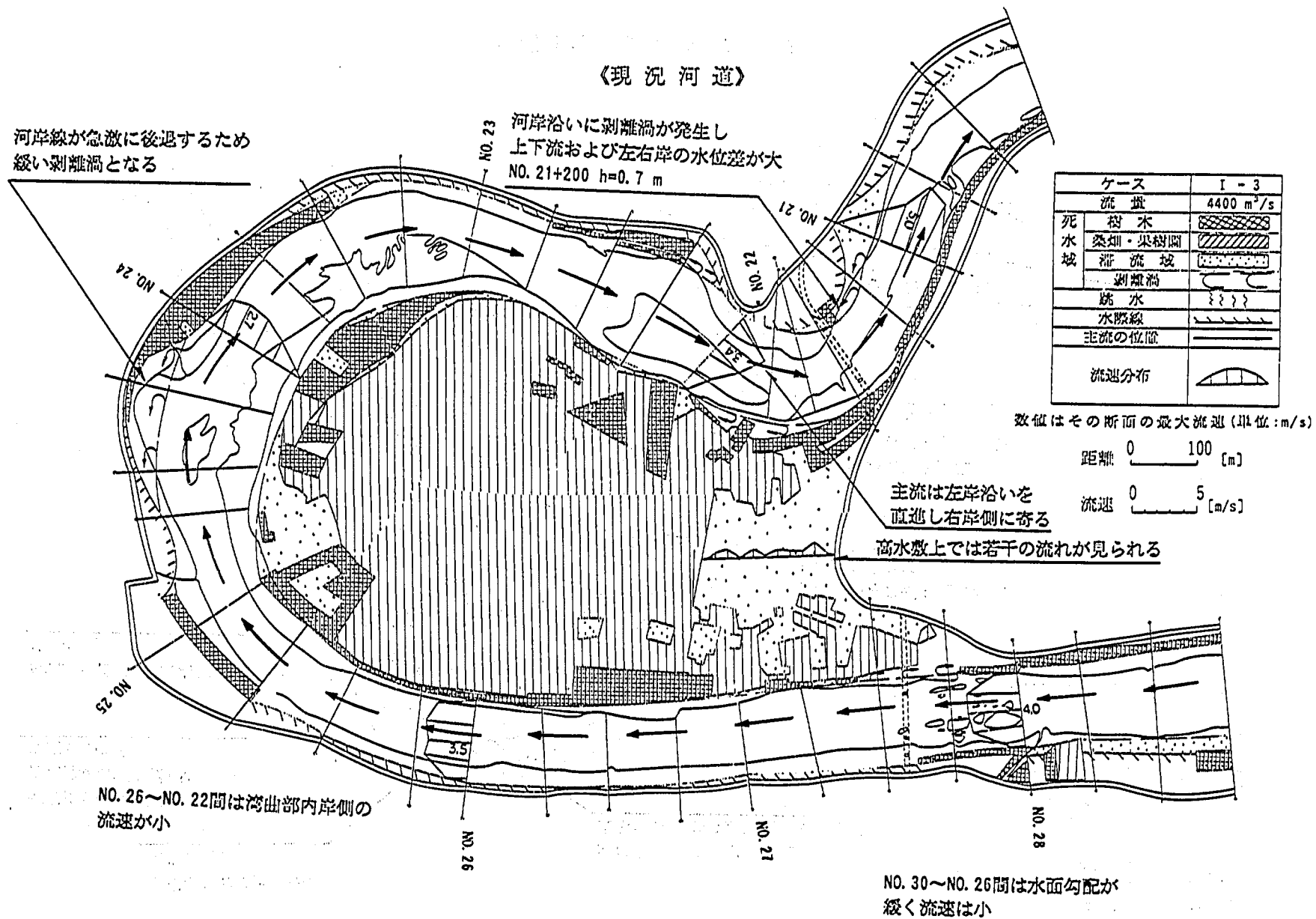


図-4.26 流況図(ケース I - 3)

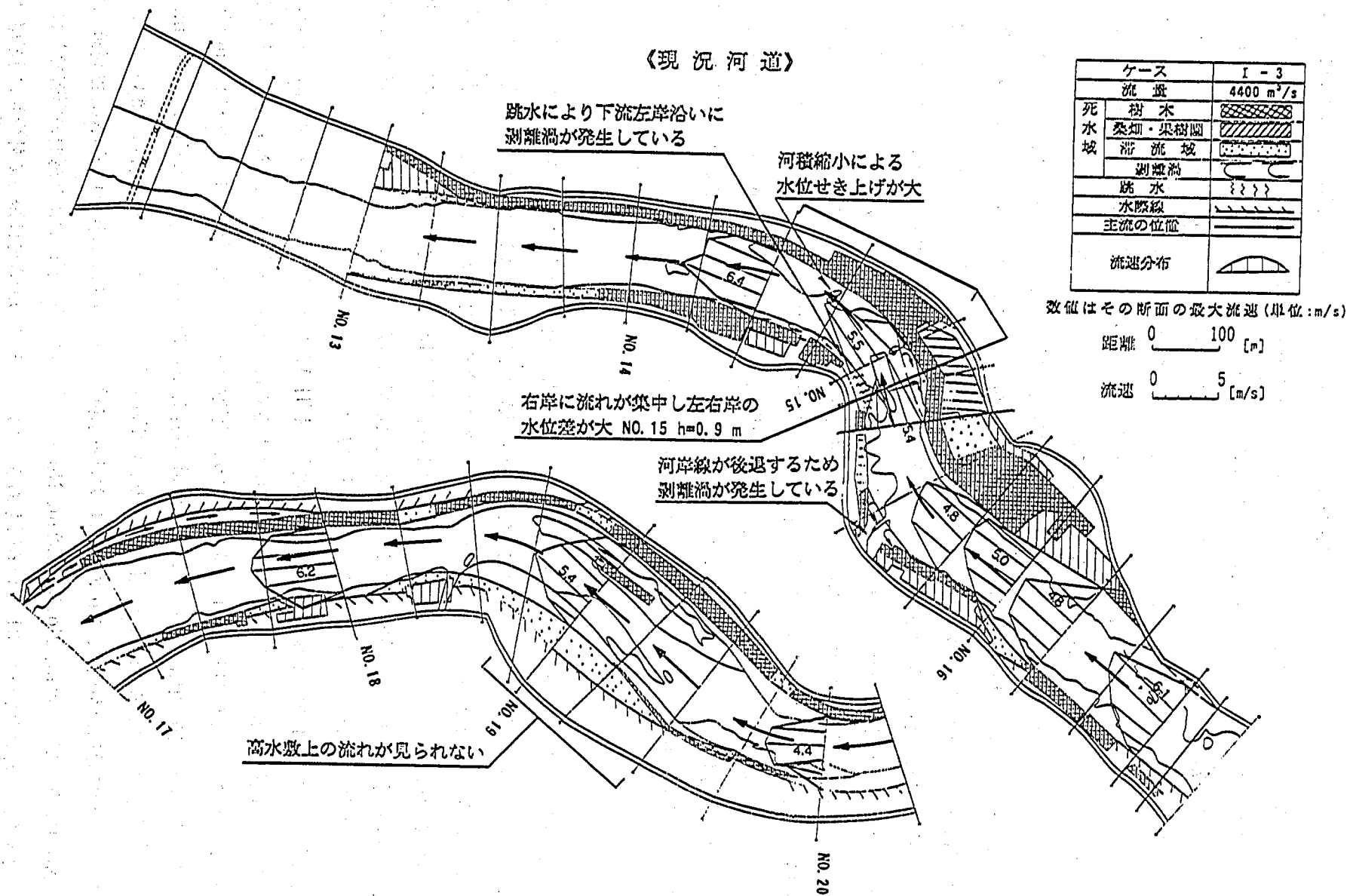


図-4.27 流況図(ケース I - 3)

と同様に低水路内をほぼ一様に流れ、その流速は約 4.2 m/s 前後である。2 号トンネル呑口予定地の直上流の No.36 付近でも写真-4.4 に示すように低水路内をほぼ一様に流れている。しかし、No.35+200 m 付近では $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に、湾曲部の影響で右岸沿いに流れが集中する。このときの主流部の流速は約 4.7 m/s と上流部より増大している。No.33 付近の湾曲部では、主流が低水路中央付近を流下し、右岸沿いに剝離渦を伴って死水域が形成される。写真-4.5 にも示すように、No.31 付近の屈曲部でも同様に左岸沿いに激しい剝離渦を伴った死水域が形成されており、その範囲はいずれも $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じで、水位のせき上げが生じている。No.30+300 m 付近右岸では流れの集中によって水衝部が形成されており、この右岸沿いの流速は約 4.5 m/s である。河岸に当たった流れはここで底面にもぐり込み、低水路中央付近へわき上がっている。No.28～No.22 間の湾曲部では、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に主流は低水路中央付近を流れている。大湾曲部内岸側の長島地区は冠水しており、No.27+300 m 付近から No.21 付近へ直進する流れは約 0.4 m/s で、その流量は約 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ である。No.21 付近右岸沿いでは、湾曲の影響により $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に水衝部が形成され、反対に内岸側の左岸沿いには著しい剝離渦が発生し、水位せき上げが生じる。No.18～No.16+300 m 間は低水路内をほぼ一様に流れているものの、主流部の流れは約 6.1 m/s と高流速である。その後、写真-4.6 に示すように主流は No.15+200 m 付近右岸沿いから No.15 付近左岸沿いへ直線的に流れ、No.15+200 m 付近左岸沿い、No.15 付近右岸沿いに剝離渦が生じ、死水域が形成されている。

以上のように、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の主流、水衝部の位置や死水域の範囲等は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時のそれとほとんど変わらない。流速については、No.16+300 m～No.14+200 m 間を除く河道全体で $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時よりも約 1 割程度小さいものの、平面流速分布形はほぼ同一である。

4.5 まとめ

1990 年(平成 2 年)6 月洪水のピーク流量 $Q=1,977 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した検証実験では、流路の変化が激しく、流れも非常に複雑であるにもかかわらず、実験水位は現地の痕跡水位と良く一致したことから、現地現象がほぼ再現されているものと判断される。また、高水敷が冠水するような大量時においても、河道地形の幾何学相似とともにその植生をも模型に反映させていることから、現地河道で痕跡水位が得られている断面の現地水位と実験結果の水位の $H-Q$ の関係がよく一致する結果が得られた。よって、計画高水流量規模の洪水時においても現地現象がほぼ再現されているものと判断される。

一方、洪水流実験の $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時は、いずれの地点でも H.W.L. を越えないものの、地盤高の低い長島地区では約 1.7 m 冠水する。 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時はそれよりさらに約 1.5 m 水位が高く、No.18 より上流ではほぼ河道全体にわたって水位が H.W.L. を越えており、上流の稲下地区では H.W.L. より約 1.7 m 高い水位となっている。この主な原因は、No.36 地点の河道の急縮、No.31、No.21+200 m、No.18+200 m、No.15 地点の湾曲、急縮による水位のせき上げであり、いずれも水位が高いほどその影響は大きい。また、No.36 地点より上流では川幅が狭く、No.36 付近における水位せき上げの影響は稲下地区 (No.42 付近) にまで及ぶ。No.31、No.21+200 m、No.18+200 m、No.15 地点では河道の屈曲および湾曲の影響で左右岸の水位差が大きく、最大で約 2 m に達している所もある。また、これらの地点では概して外岸側に水衝部が形成されている。

主流部の流速は、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時の No.36 より上流で約 4.5 m/s 、No.35+200 m 付近の急縮部で約 5 m/s と速くなり、その下流で再び約 4.5 m/s となる。No.31 付近の屈曲部で、外岸に集中した流れは約 4.9 m/s と速くなり、No.31～No.22 間は $3\sim4\text{ m/s}$ 程の緩やかな流れとなる。その後、No.21～No.19 間で約 5 m/s 、No.18 付近で低水路中央に流れが集中して約 6.5 m/s となり、No.17～No.16 間で約 5 m/s の流速となる。さらに No.15 付近の複湾曲部の下流では約 6.5 m/s の高流速となっている。 $Q=4,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時は、No.16+300 m～No.14+200 m 間を除く河道全体で約 1 割程小さい流速となっている。

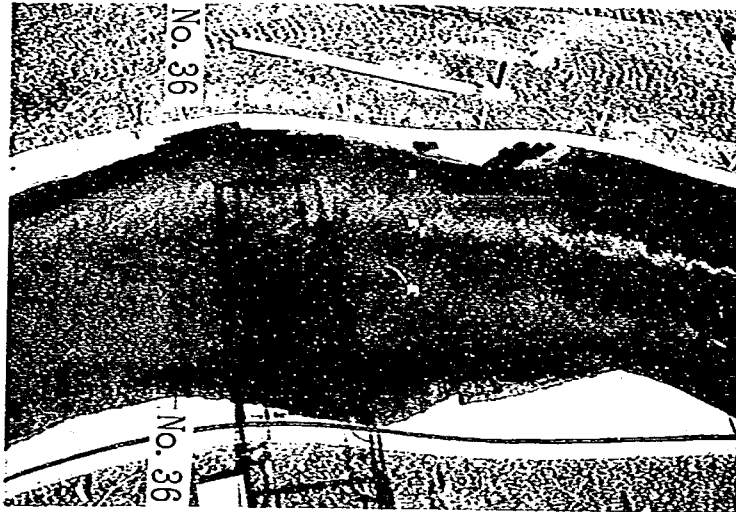


写真-4.1 2号トンネル呑口予定地(No.35+300 m)
付近の流況(ケース1-2)

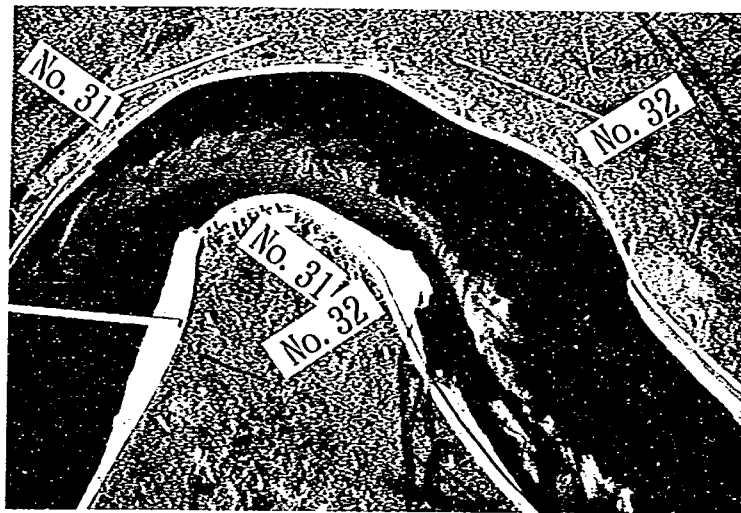


写真-4.2 1号トンネル呑口予定地(No.31)
付近の流況(ケース1-2)

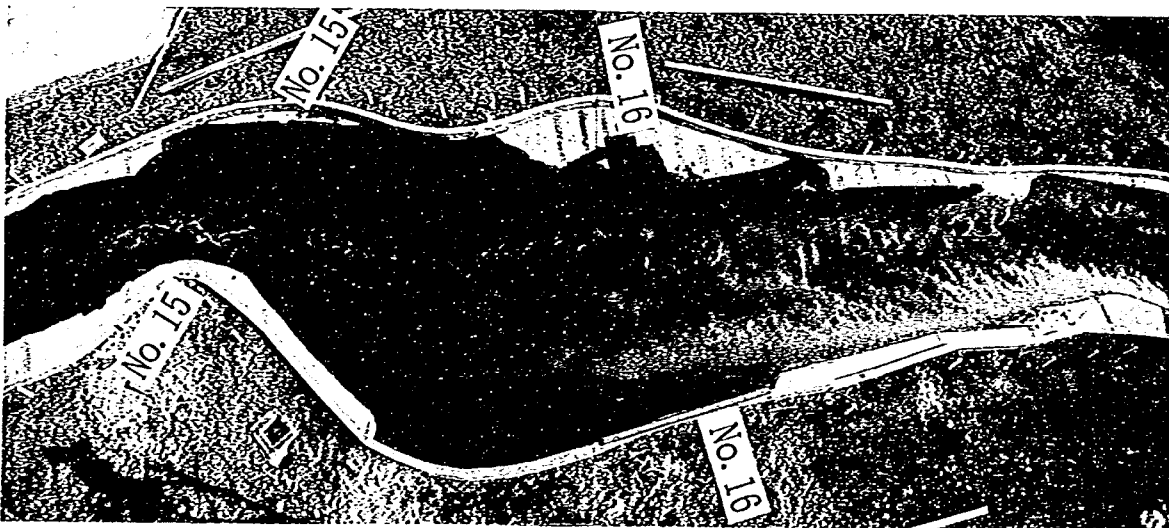


写真-4.3 1号および2号トンネル吐口予定地
(No.16+200 m)付近の流況(ケース1-2)

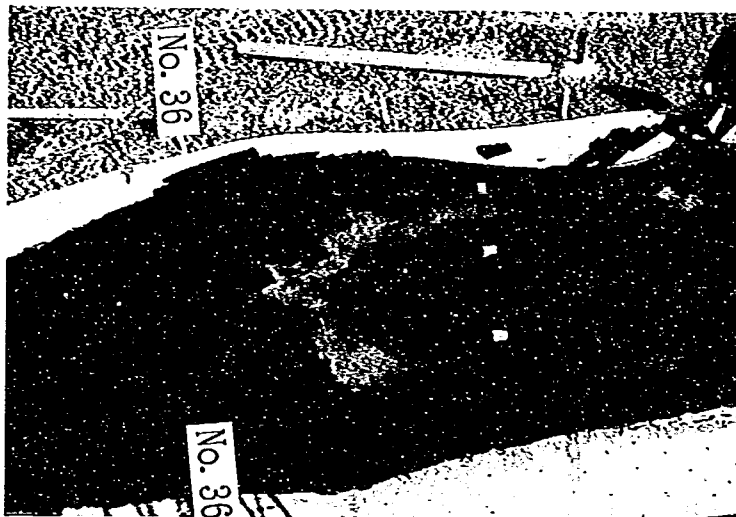


写真-4.4 2号トンネル呑口予定地(No.35+300 m)
付近の流況(ケース1-3)



写真-4.5 1号トンネル呑口予定地(No.31)
付近の流況(ケース1-3)

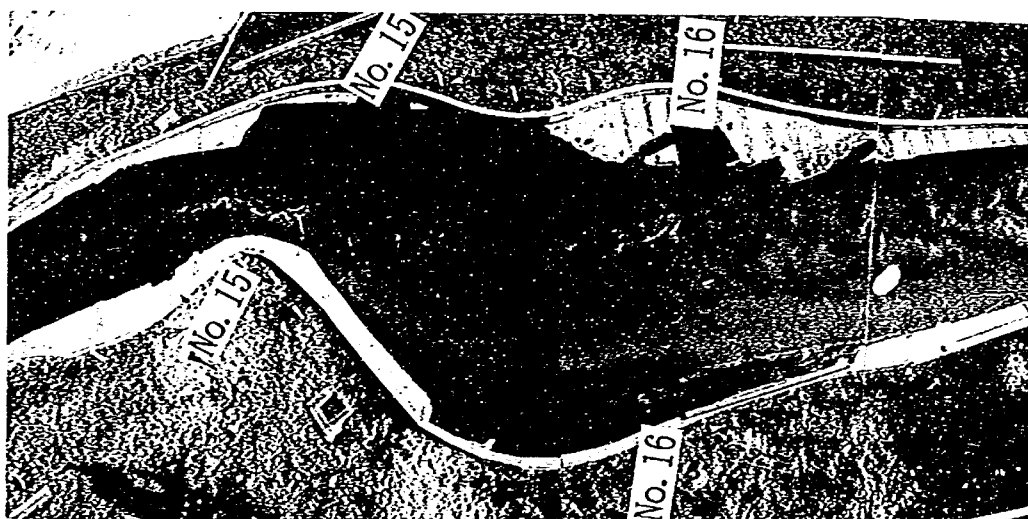


写真-4.6 1号および2号トンネル吐口予定地
(No.16+200 m)付近の流況(ケース1-3)

第5章 計画河道の水理特性と対策工に関する検討

5.1 抽出トンネル模型による検討

5.1.1 まえがき

トンネル河川の粗度係数については、建設省河川砂防技術基準（案）において、トンネル内の設計流速やフルード数の算定にはマンニングの公式を使用し、粗度係数は $n=0.015$ とすることとしている。これに対し、トンネルの断面を決める場合は、施工後ある期間を経過すると骨材等が露出して粗度係数が大きくなることを考慮して、 $n=0.023$ を用いるとしている。本模型実験においては、トンネル放水路への分流量を現地と一致させねばならないから、トンネル内の粗度係数は $n=0.023$ （模型換算値 $n'=0.012$ ）とする必要がある。そこでトンネル放水路模型実験に使用するトンネル模型の粗度係数について、ここでは抽出実験を実施し、トンネル内の粗度係数が $n=0.023$ となるように粗度を調整することにした。

5.1.2 実験条件

抽出トンネル模型実験は、トンネル内の粗度係数が目標の粗度係数となるような粗度材（ $\phi 8$ mmの塩ビ鉄線による栈型粗度）の配置密度を調べるために行った。

実験には、トンネル放水路模型実験に使用する2号トンネルの模型を10 m使用し、図-5.1に示すようにトンネル勾配が1/1,900となるように設置した。この状態で、トンネル内の流量と水位を変化させて通水し、トンネル模型の河床部に取り付けてある水位測定用マノメータにより水位を測定した。水位測定は100 cm間隔で実施した。この水位を基に、満水時（圧力トンネル時）および開水路流れそれぞれについて以下の方

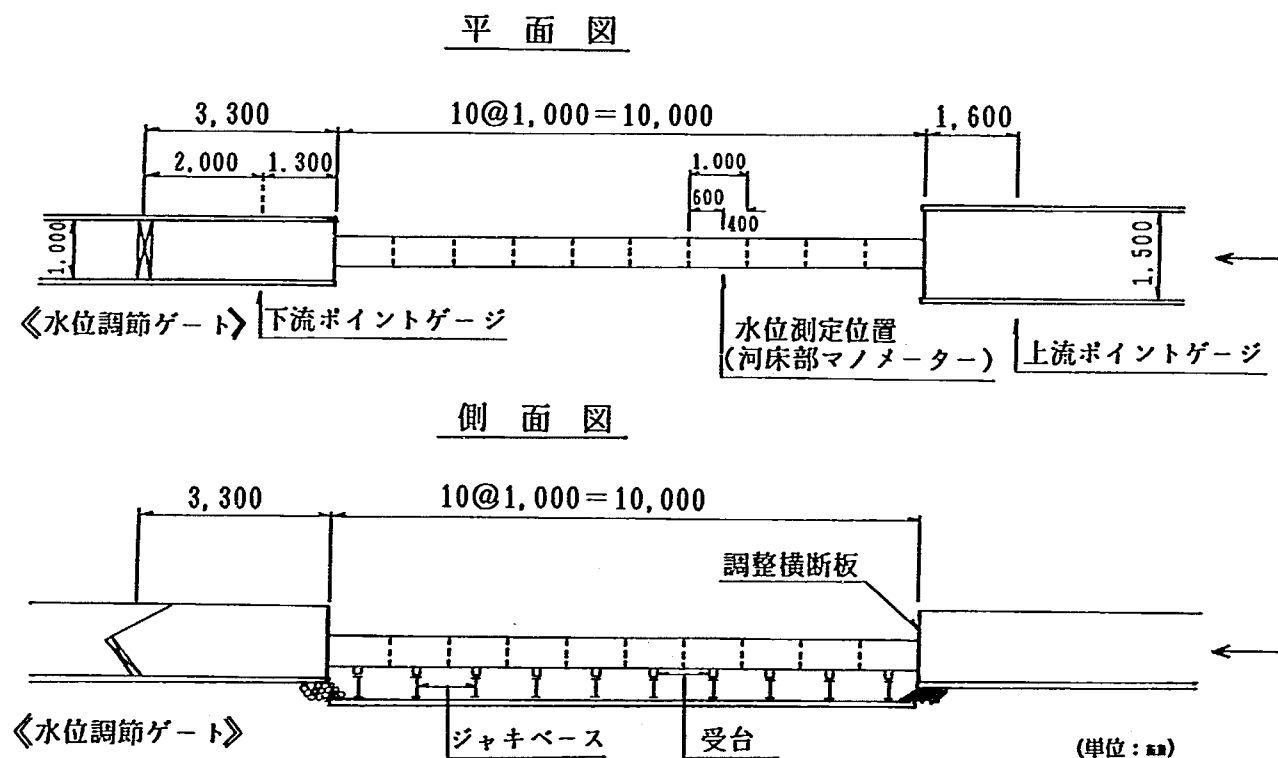


図-5.1 トンネル抽出模型の概要

法で粗度係数を逆算した。

① 満水時の流れ

トンネル内の水位を基に、動水勾配 I 、径深 R 、河積 A を求め、次式に示すマンニングの公式を用いて粗度係数を逆算した。

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$V = Q/A$ であるから

$$n = \frac{A}{Q} R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (5.1)$$

② 開水路流れ

トンネルの最下流水位を出発水位とした不等流計算を行い、粗度係数を逆算した。

5.1.3 実験結果

図-5.2 は、逆算したトンネル内の粗度係数を示したものである。これによれば、トンネル内の粗度係数は、粗度調整前でそれぞれの流量時ともに $n \approx 0.020$ 、栈型粗度を 50 cm 間隔に設置した場合、 $n \approx 0.029$ であった。栈型粗度を 100 cm 間隔に設置した場合、水位によって多少ばらつきが見られたものの、トンネル内の粗度係数は各流量時ともに $n = 0.023 \sim 0.025$ であり、目標の粗度係数 $n = 0.023$ とほぼ合致した。また、水位別に見ると、水深が満水時の 8～9 割となるときに粗度係数がやや大きくなり ($n = 0.025$)、それより水深が小さいときや満水時には粗度係数がやや小さくなる ($n = 0.023$) 傾向が見られた。

以上の結果より、栈型粗度は 100 cm 間隔に張り付けることによってほぼ所定の粗度係数が得られることから、これを用いて 3 次元模型実験を実施することにした。

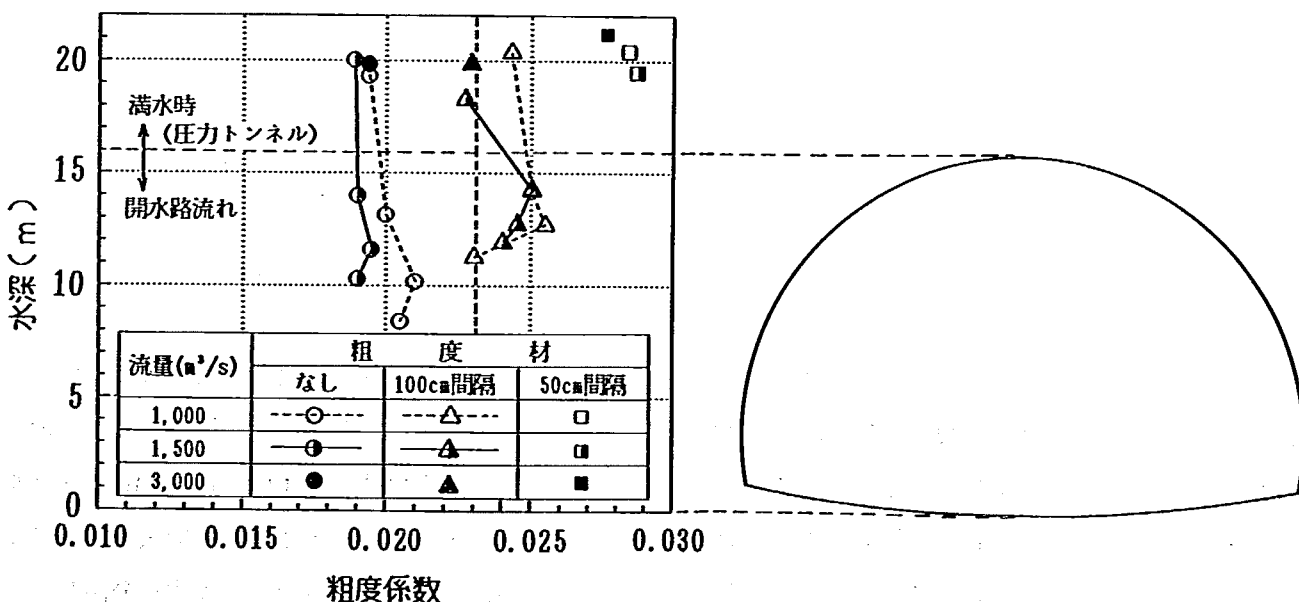


図-5.2 トンネル内の粗度係数

5.2 トンネル放水路計画案河道の検討

5.2.1 まえがき

トンネル放水路案実験では、トンネル放水路によって河道をショートカットした場合の河道内水位の低減効果と、トンネルへの分流量を調べた。

5.2.2 実験条件

実験は、粗度調整後のトンネル模型を設置して行った。実験ケース一覧を表-5.1に示す。実験はまず1号および2号トンネルを設置し、両者によって分流させる当初計画案について実施した(ケースⅡ-1)。ただし、本ケースは4.2節に述べたように、当初の一部洪水痕跡水位および不等流計算水位に基づいた検証実験の結果であり、その後再度粗度調整を行った実験とは異なる。しかし、これ以降の実験は合流部位置が変更となっていることから、ここでは精度的に問題は残るものの、概略の水位低減効果および河道の問題点等を知るために、この実験結果を記すこととした。ケースⅡ-2-1からは、当初計画案におけるトンネルの合流角度が急であるために、本川上流河道への水位のせき上げの影響が大きいことから、水位せき上げがより小さくなるように合流部の位置と形状を変更し、水位低減効果がより優れた案について検討した。

表-5.1 実験ケース一覧

ケースNo.	河道形状	流 量 (m^3/s)	トンネル	トンネル分・合流部
Ⅱ-1	現況 [*]	5,400	1号+2号	No. 16+200m付近に合流 (合流角度:約45°)
Ⅱ-2-1	現況	5,400	〃	No. 16+100m付近に合流 (合流角度:約15°)
Ⅱ-2-2	〃	4,400	〃	
Ⅱ-2-3	〃	3,500	〃	
Ⅱ-3-1	〃	5,400	1号	
Ⅱ-3-2	〃	4,400	〃	
Ⅱ-4		5,400	2号	

*:高水敷の粗度、植生見直し前の河道による検討

実験は、1号および2号トンネルの両者で分流させた場合と、それぞれ単独で分流させた場合について実施した。通水流量はそれぞれ $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ と $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、現況河道の場合と比較して水位の低減効果を調べた。このほかに、1号および2号トンネルの両者で分流させた場合には $Q=3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した検討も実施した。これは不等流計算モデルにおけるトンネルの分・合流部のエネルギー損失を精度良く再現するための補足資料に供することを目的としている。トンネルの分流量は、トンネル途中を分断し、そこに設置したトンネル分流量測定用の量水槽によって調べた。その際、トンネル呑口前後の河道の水位とトンネル内のピエゾ水頭(水位)をトンネルを分断させないで分流させた場合のそれに合わせた。

5.2.3 実験結果

(I) ケースⅡ-1 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$: 1号トンネルおよび2号トンネル両者による分流案実験)

ケースⅡ-1では、当初実施した粗度検証実験後の河道に計画案の1号および2号トンネルを設置し、両者のトンネルによって分流させた場合の水位の低減効果を調べた。図-5.3、5.4 にトンネルの設置状況とトンネル呑口部および吐口部の形状を示す。なお、本ケースは、高水敷の粗度、植生等を見直し、再度粗度調整を行う前の模型に通水した実験であるため、河道内の水位は必ずしも精度良く再現されているとは言い難い。しかし概略の水位低減効果、トンネルの分流量、トンネル放水路を持つ河道の問題点を把握することは可能であると考えられる。これらの結果は以下のようなものである。

ケースⅡ-1の河道内の左右岸、中央と現況河道時（ケースⅠ-2）の河道中央の水位縦断、およびケースⅡ-1の左右岸の水位差を図-5.5 に、また図-5.6、5.7 にはトンネル吐口付近の流況と流速を示す。さら

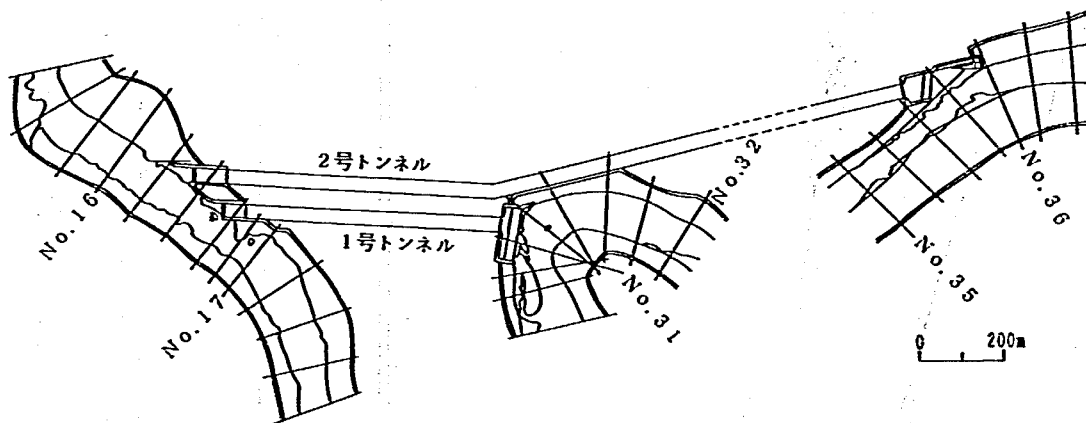


図-5.3 トンネルと呑口部、吐口部の形状(平面図)

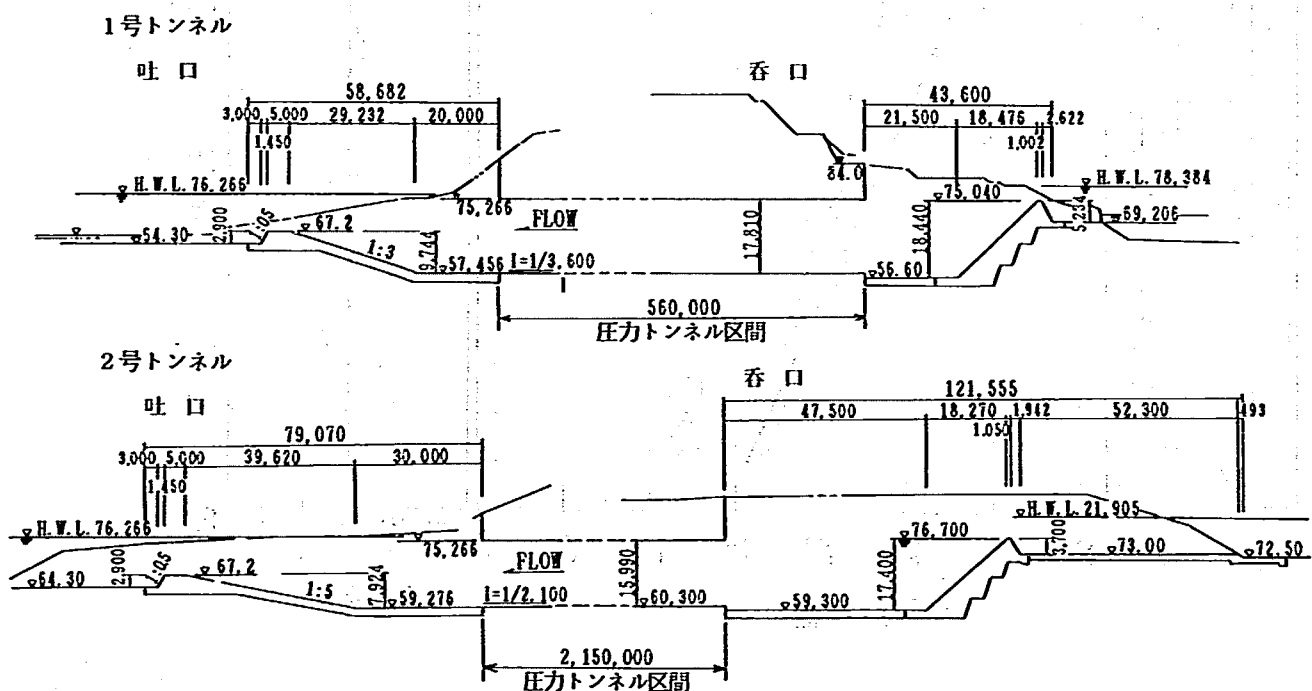


図-5.4 トンネルと呑口部、吐口部の形状(断面図)

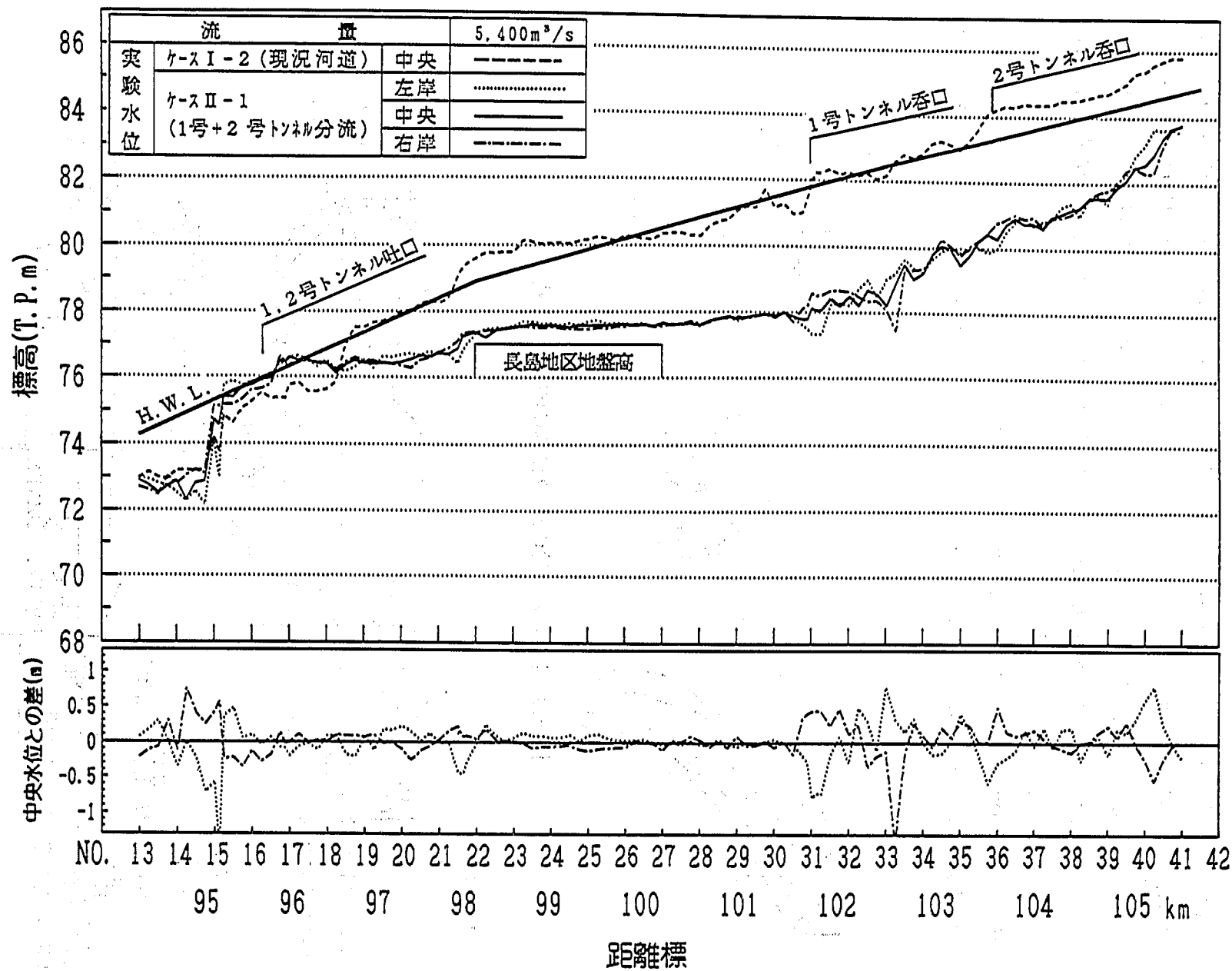


図-5.5 水位縦断(ケースⅡ-1)

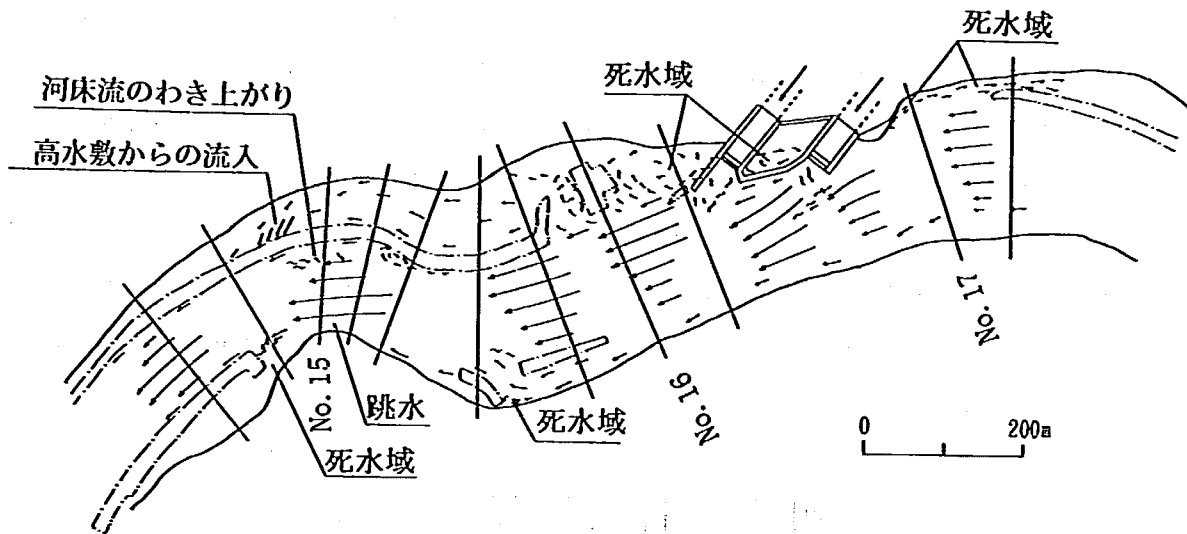


図-5.6 流況図(ケースII-1)

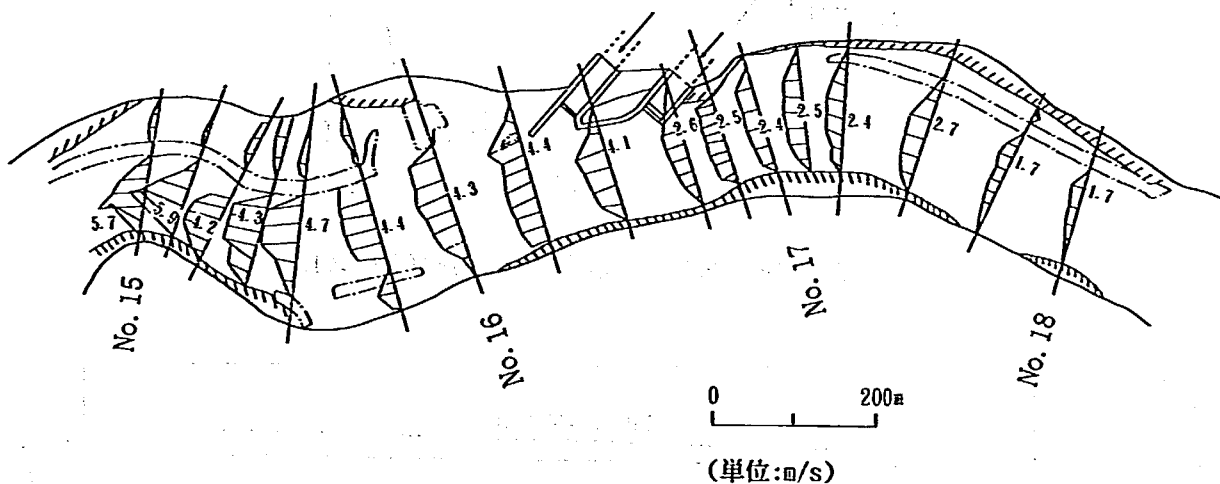


図-5.7 流速分布(ケースII-1)

に、写真-5.1～5.3 には2号および1号トンネルの呑口および吐口付近の流況写真を示す。図-5.5によれば、ケースII-1の水位は、2本のトンネル放水路による分流により現況河道時よりもNo.41付近で約2m、No.31付近で約3m下がり、現況河道でH.W.L.を越えていたNo.18より上流の水位は、H.W.L.以下となった。しかしながら、合流点直上流のNo.18+200m～No.16+200m間に注目すると、2本のトンネル放水路からの合流によって水位は現況河道時よりも約1m高くなり、H.W.L.を越える地点が見られた。この原因としては、現況河道時にはNo.16+200m付近の河道中央付近にあった主流が、ケースII-1では図-5.6および写真-5.3に示すようにトンネル放水路からの合流によって左岸側に追いやられ、本川の流れが著しく阻害されたためである。この地点は、図-5.5に示すように水位がせき上げられている地点と一致している。このことから、No.18+200m～No.16+200m間の水位の上昇は、トンネルからの合流によって本川河道の水位がせき上げられていることが原因と考えられる。ただし、No.18+200m～No.16+200m間の水位は、

わずかに H.W.L. を越えているにすぎないため、トンネルの合流角度を緩和することによって水位せき上げの影響を小さくさせ、H.W.L. 以下の水位にすることができるものと考えられる。

次に、トンネル放水路内のピエゾ水頭と分流量について述べる。1号および2号トンネル内のピエゾ水頭の縦断分布をそれぞれ図-5.8、5.9 に示す。1号トンネル内のピエゾ水頭は、トンネルの天端より約1.2 m 高く、圧力トンネルとなっている。このとき、1号トンネルの分流量は $1,520 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。2号トンネル内のピエゾ水頭も、トンネルの天端より約1.6 m 高く、トンネルの分流量は $1,250 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。このことから、本川の流量は、No.35+200 m～No.31 間で $Q=4,150 \text{ m}^3/\text{s}$ 、No.31～No.16+200 m 間で $Q=2,630 \text{ m}^3/\text{s}$ となる結果が得られた。

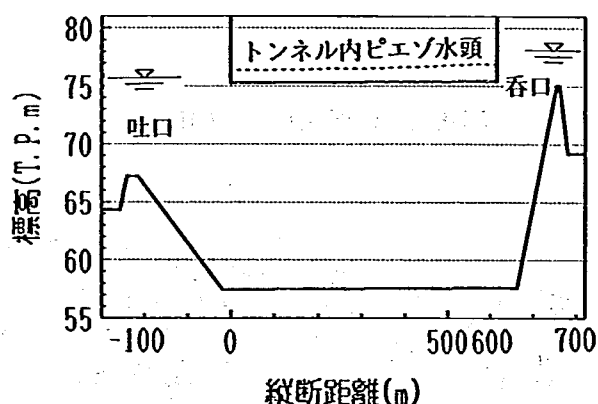


図-5.8 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-1)

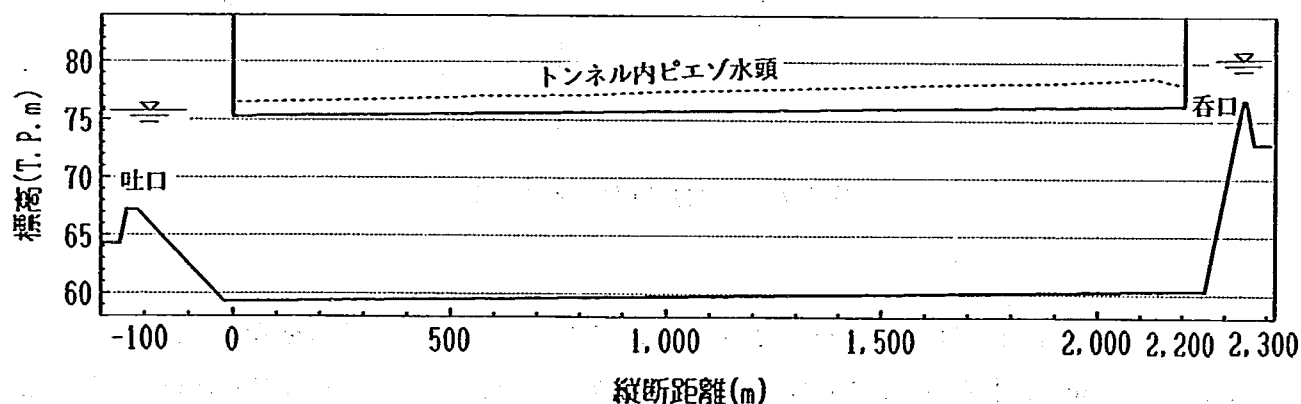


図-5.9 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-1)

(2) ケースII-2-1 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$: 1号トンネルおよび2号トンネル両者による分流案実験)

ケースII-1の結果によれば、トンネルからの合流によって本川の水位せき上げの影響が大きいことが明らかとなった。そこでケースII-2-1では、1号および2号トンネルからの合流による本川の水位せき上げを軽減するために、本川に対するトンネルの合流角度が小さくなるように吐口部の形状を変更し、両者のトンネルによって分流させた場合の水位低減効果を調べた。図-5.10 にこのトンネル吐口部の改良形状を示

す。なお、本ケース以降は4.3節に述べたように、高水敷上の粗度および樹木群等を模型に反映させ、再度粗度調整を行って相似性の得られた河道模型により実験を実施している。これらの結果は以下のようなものである。

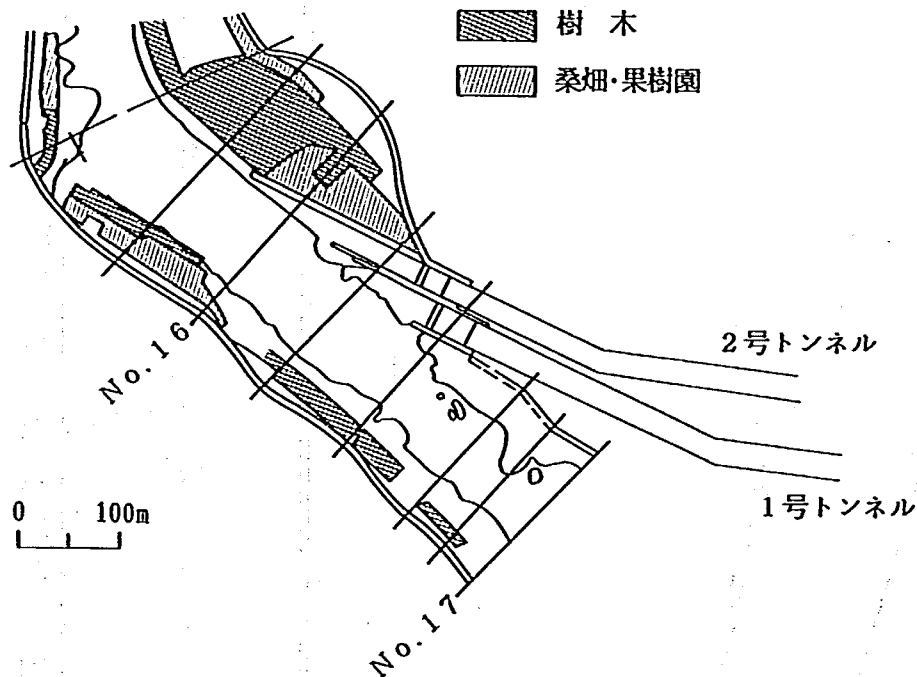


図-5.10 トンネル吐口部の形状(平面図)

図-5.11 には、現況河道時(ケースⅠ-2)、ケースⅡ-1およびケースⅡ-2-1の水位縦断の比較を示す。また同図にはケースⅡ-2-1の左右岸の水位差も示す。これによれば、No.41の水位は1号および2号トンネルによる分流により、現況河道時よりも約1.4m下がり、H.W.L.よりも約0.4m低い水位となった。トンネルへの分流によって、No.41~No.36間の水面勾配は約1/500となり、現況河道時よりも急となっている。No.36地点では現況河道時より水位が約3.5mも下がりH.W.L.以下である。No.35+300m地点で2号トンネルへ分流し、その分流量は $1,210 \text{ m}^3/\text{s}$ となる結果が得られた。したがって、No.35+300m地点から下流の本川流量は $Q=4,190 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。また、この分流によって本川流量が少なくなったため、現況河道時に生じていた急縮部の影響によるNo.36~No.35間の水位せき上げはほとんど見られなくなった。No.36~No.31間は、水面勾配が約1/800となり、上流区間よりやや緩くなる。No.31地点では、さらに1号トンネルへ $1,540 \text{ m}^3/\text{s}$ が分流する結果が得られた。No.31地点における水位は、現況河道時よりも約3.5m下がり、また屈曲部による水位せき上げの影響も現況河道時より小さくなった。No.31~No.22間は、河床勾配が緩く、また河道流量も $Q=2,650 \text{ m}^3/\text{s}$ と少なくなるために、水面勾配は約1/3,600と非常に緩くなる。この区間における水位は、現況河道時よりも約3m下がるものの、長島地区においては依然として地盤高以下の水位にはならず、約0.6m冠水する。No.22~No.16+100m間は、河床勾配が急になるため、水面勾配は約1/1,800とやや急になる。しかし河道の流量が少ないため、現況河道時に生じていたNo.21+200m、No.18+200m地点の水位せき上げはほとんど見られず、水位は下流に行くほど現況河道時の水位に等し

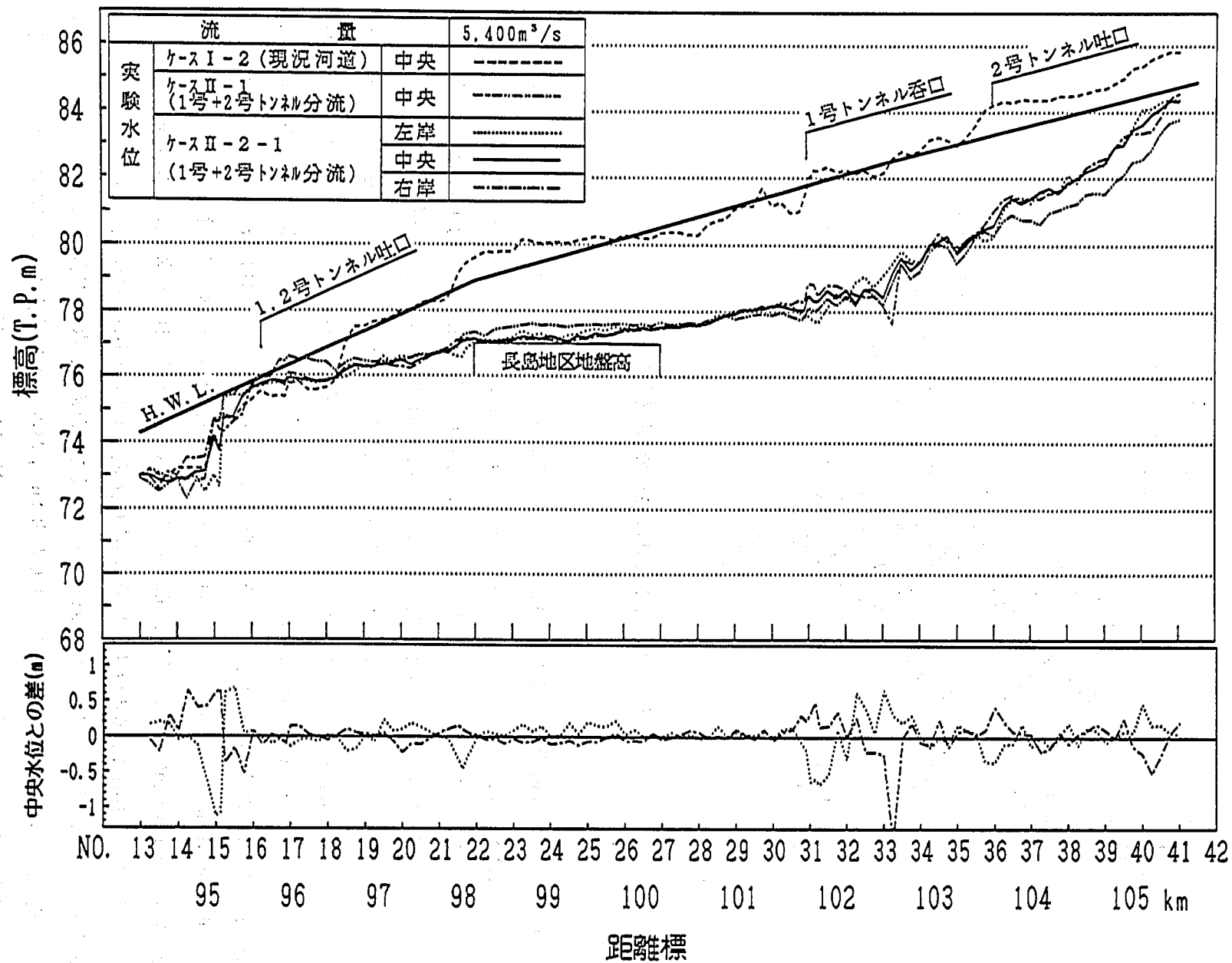


図-5.11 水位縦断(ケースⅡ-2-1)

くなる。No.18～No.16+100 m 間の水位に注目すると、ケースⅡ-2-1では先のケースⅡ-1で見られたような水位上昇はほとんど生じておらず、現況河道時の水位とほぼ等しくなった。これはトンネル吐口部の合流角度を緩和させたことによって、トンネルからの合流による水位せき上げの影響が小さくなったためと考えられる。No.16+100 m 地点でトンネルからの流れが合流し、河道流量は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、これより下流の水位は現況河道時の水位とほぼ同じとなる。

次に、図-5.12 は、トンネル吐口付近の流速を、写真-5.4 は吐口付近の流況写真を示したものである。トンネル吐口付近の本川側の流速は No.16+300 m 地点で最大約 2.2 m/s であり、現況河道時の約半分の流速である。これは水位が現況河道時とほぼ等しいにもかかわらず、トンネル放水路への分流によって河道流量が $Q=2,650 \text{ m}^3/\text{s}$ と少なくなったためである。トンネル合流点の No.16+100 m 地点では、トンネルからの合流によって本川の流れが河道中央付近から左岸側に追いやられ、流速は約 2 m/s であるのに対し、右岸近傍ではトンネルからの流出によって約 4.5 m/s の流速が生じている。さらに No.15+300 m 地点の流速は左岸側で約 3 m/s 、右岸側で約 5 m/s となり、トンネルからの合流の影響は No.15+300 m 地点のやや下流まで及ぶ。No.15+100 m 付近では低水路中央付近が主流となりその流速は約 5.2 m/s で、それより下流では現況河道時とほぼ同様の流れとなる。なお本ケースでは、トンネル合流部より上流河道の流況は測定されていない。しかしながら、これらの流況は後述する $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じと判断される。

《1・2号トンネル併用》

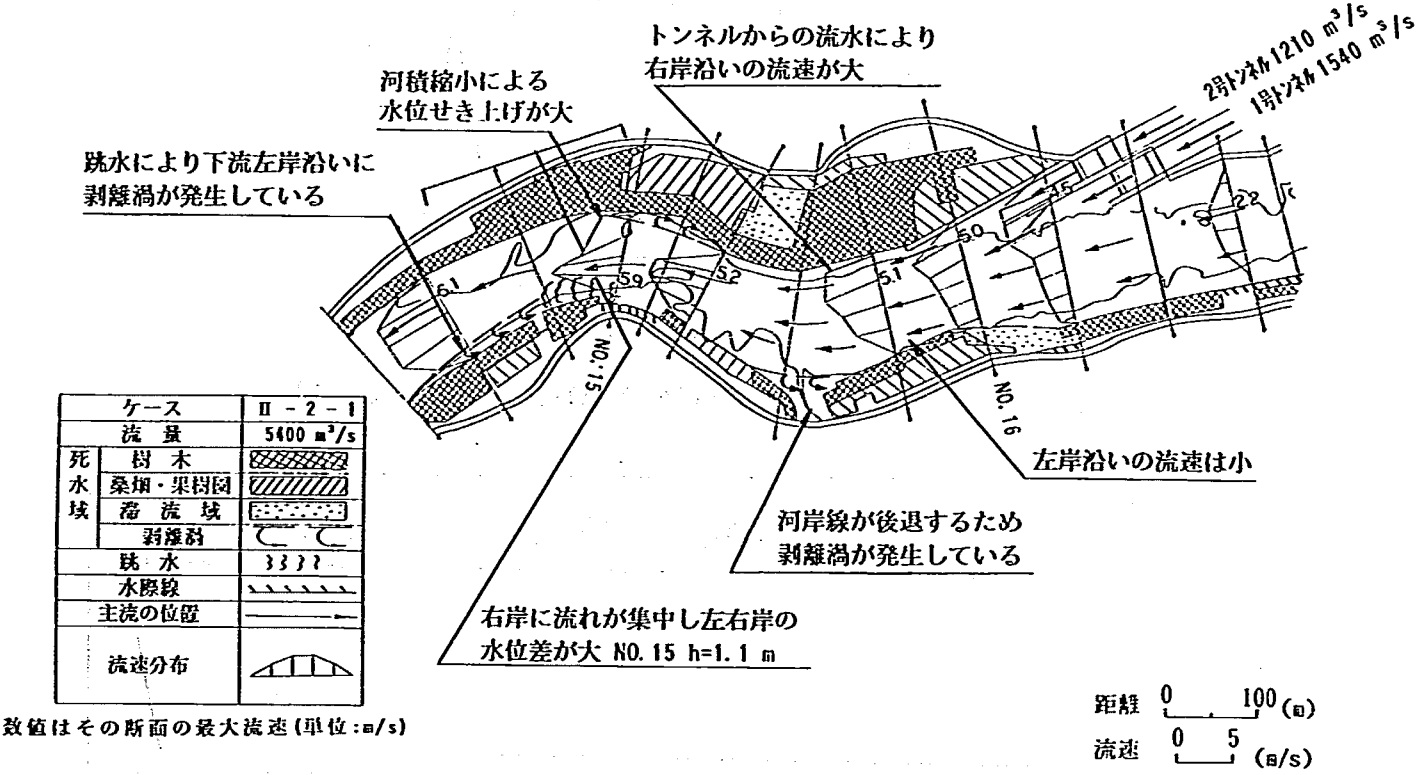


図-5.12 流況図(ケースⅡ-2-1)

一方、1号および2号トンネル内のピエゾ水頭の縦断分布を図-5.13、5.14に示す。1号トンネルでは図-5.13に示すように、呑口部でエネルギー水頭を約1.8m損失し、本川からトンネル内に流入する。トンネル内のピエゾ水頭は、トンネルの天端より呑口付近で約1.9m、吐口付近で約1.4m高く、圧力トンネルとなっている。トンネルの吐口ではエネルギー水頭をさらに約1.1m損失し、本川に合流する。なお、1号トンネルの分流量は先に述べたように $1,540 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、当初計画案の $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ とほぼ等しい。2号トンネルでは図-5.14に示すように、呑口部でエネルギー水頭を約1.2m損失し、本川からトンネル内に流入する。トンネル内のピエゾ水頭は、トンネルの天端より呑口付近で約4.0m、吐口付近で約1.0m高い圧力トンネルである。トンネルの吐口ではエネルギー水頭をさらに約0.3m損失し、本川に合流する。2号トンネルの分流量は $1,210 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、当初計画案の $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ よりも少ない結果となった。

以上のように、1号および2号トンネルによって分流させることによって、稲下地区においてはH.W.L.より約0.4m低い水位まで下げることが可能となった。しかし長島地区においては、H.W.L.以下の水位まで下がったものの、約0.6m冠水する結果となった。一方、トンネルの合流角度を小さくしたことによって、トンネルの合流による水位せき上げの影響は小さくなり、No.18~No.16+100m間についてもH.W.L.以下の水位まで下げることができた。

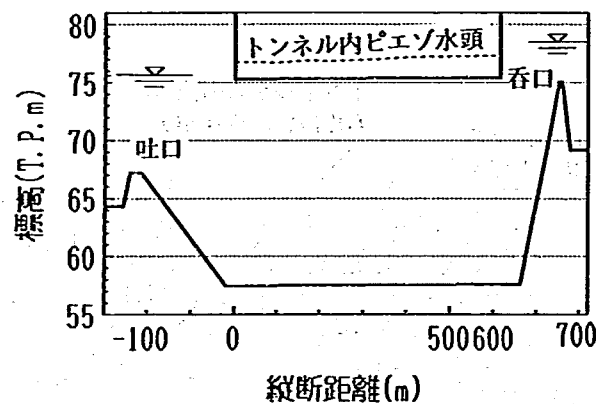


図-5.13 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-2-1)

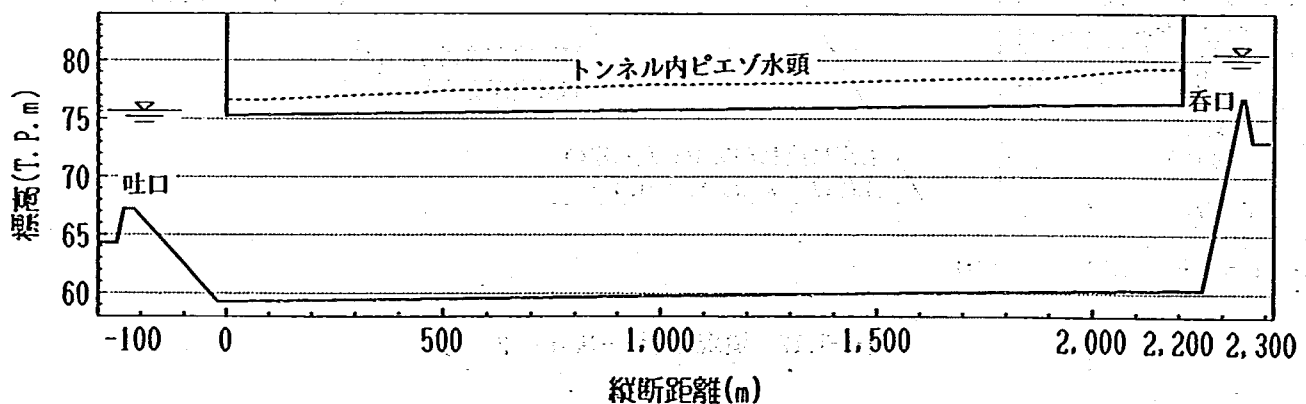


図-5.14 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-2-1)

(3) ケースⅡ-2-2 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$: 1号トンネルおよび2号トンネル両者による分流案実験)

本ケースは、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に、1号トンネルおよび2号トンネルによって分流させた場合の水位低減効果と流況について調べたものである。これらの結果は以下のものである。

図-5.15は、現況河道時(ケースⅠ-3)の河道中央の水位とともにケースⅡ-2-2の河道内の左右岸、中央の水位縦断、および左右岸の水位差を示したものである。これによると No.41 の水位は、1号および2号トンネルの分流によって、現況河道時よりも約1.1m下がり、H.W.L.よりも約1.7m低い水位となった。No.36地点でも現況河道時より水位が約2.8m下がり、H.W.L.より約3.7m低い水位となる。このため、No.41~No.36間の水面勾配は、現況河道時の約1/1,000から約1/600と急勾配になる。また No.35+300m地点で2号トンネルへ $1,010 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流する結果が得られた。この量は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時より約 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 少ない分流量である。よってその下流では本川の流量が $Q=3,390 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、No.36~No.31間の水面勾配は約1/800と上流区間よりやや緩くなる。また、No.36~No.35間では、本川の流量が少なくなったため現況河道時に見られた急縮部の影響による水位せき上げはほとんど見られなくなった。No.31地点の1号トンネルへは、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時より約 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 少ない $1,250 \text{ m}^3/\text{s}$ が分流する結果が得られた。この地点における水位は、現況河道時よりも約4.0mも下がり、また河道の屈曲による水位せき上げの影響も現況河道時より小さくなっている。No.31~No.22間の水位は、現況河道時よりも約2.7m下がり、長島地区の地盤高以下の水位となった。河道流量は $Q=2,140 \text{ m}^3/\text{s}$ と少なくなり、水面勾配も約1/2,400と上下流に比べて緩くなる。No.22~No.16+100m間は、河床勾配が急になるため、水面勾配は約1/2,000となる。また、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に現況河道時に生じていた No.21+200m、No.18+200m地点の水位せき上げはほとんど見られず、水位は下流に行くほど現況河道時の水位に近くなる。ただし、No.17~No.16+100m間では、現況河道時より約0.5m水位が高く、トンネルからの合流による水位せき上げが見られる。No.16+100m地点でトンネルからの流れが合流し、河道流量は $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、これより下流の水位は現況河道時の水位とほぼ等しい。

模型全体の流況を図-5.16に、分割拡大した流況を図-5.17~5.20に示す。また、2号および1号トンネルの呑口および吐口付近の流況を写真-5.5~5.7に示す。No.40+100m地点より上流では、現況河道時と同様に低水路内をほぼ一様に流れる。右岸側高水敷は冠水するものの、現況河道時よりも水深は小さくなり、わずかに流れているにすぎない。No.40+100m地点右岸では高水敷上から低水路内へ落ち込む流れが見られるが、その規模は現況河道時よりも小さい。No.40~No.37間も現況河道時と同様に低水路内をほぼ一様に流れる。No.35+300m地点の2号トンネル呑口部付近では、写真-5.5にも示すように低水路中央付近から右岸側の流れがトンネル呑口に向かって直進し、左岸側の流れは湾曲しながら本川を流れる。トンネル呑口へ向かう流れは、越流部で一度加速し、その後呑口内へと流れ込む。このときの越流状態はもぐり越流である。トンネル呑口内では、左右の壁沿いで激しい渦が形成され、トンネル内へ流入する。本川の流れは、トンネル呑口の下流の No.35+200m地点右岸で剥離渦が生じ、その下流の No.35+200m~No.35+100m間の右岸側では現況河道時と同様に水衝部を形成している。

No.31付近の1号トンネル呑口部では、写真-5.6に示すように右岸寄りの流れは直進してトンネル呑口部へ向かい、左岸側は本川を流下する。トンネル呑口へ向かう流れは、2号トンネル呑口部と同様に越流部で

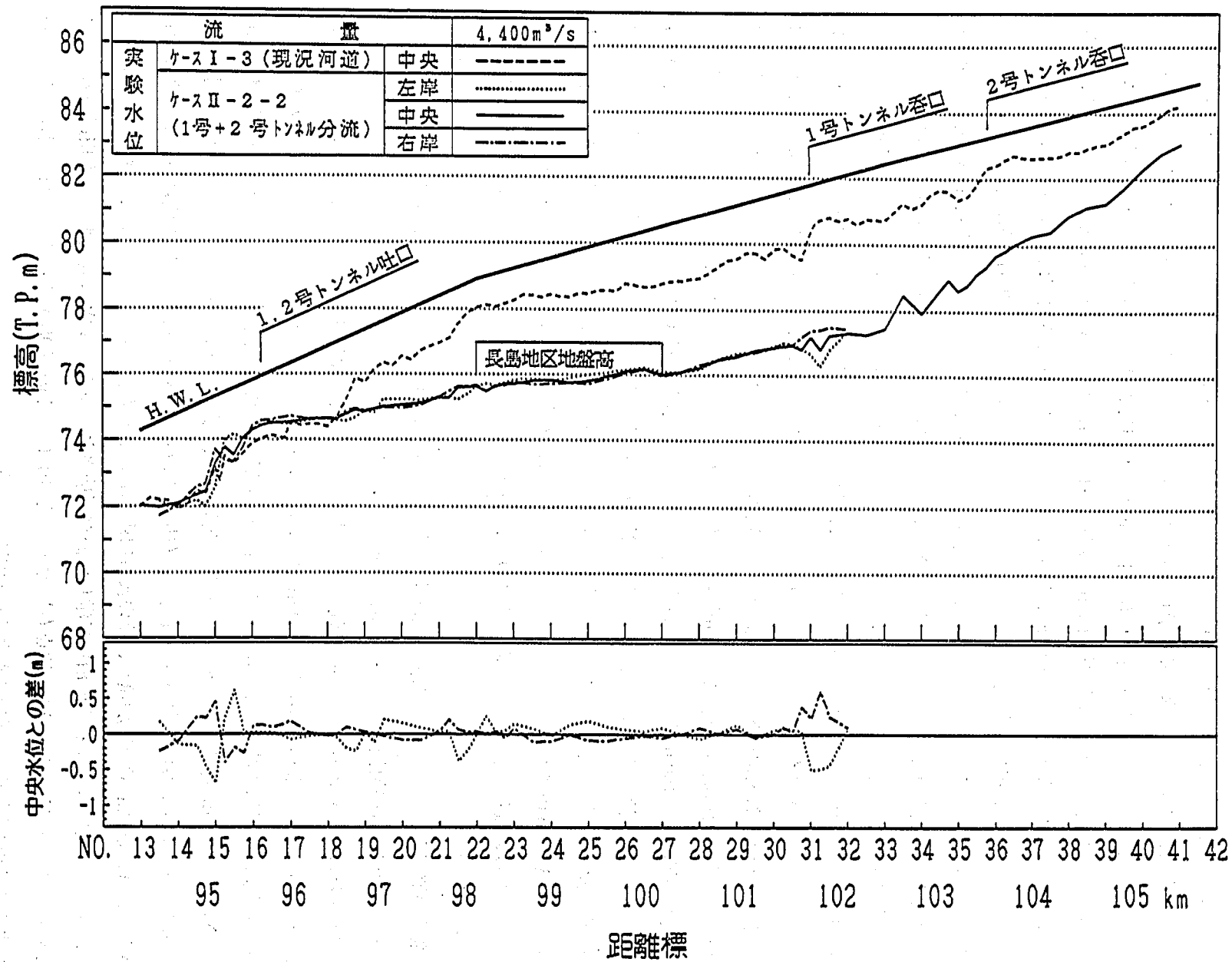


図-5.15 水位縦断(ケースⅡ-2-2)

《1・2号トンネル併用》

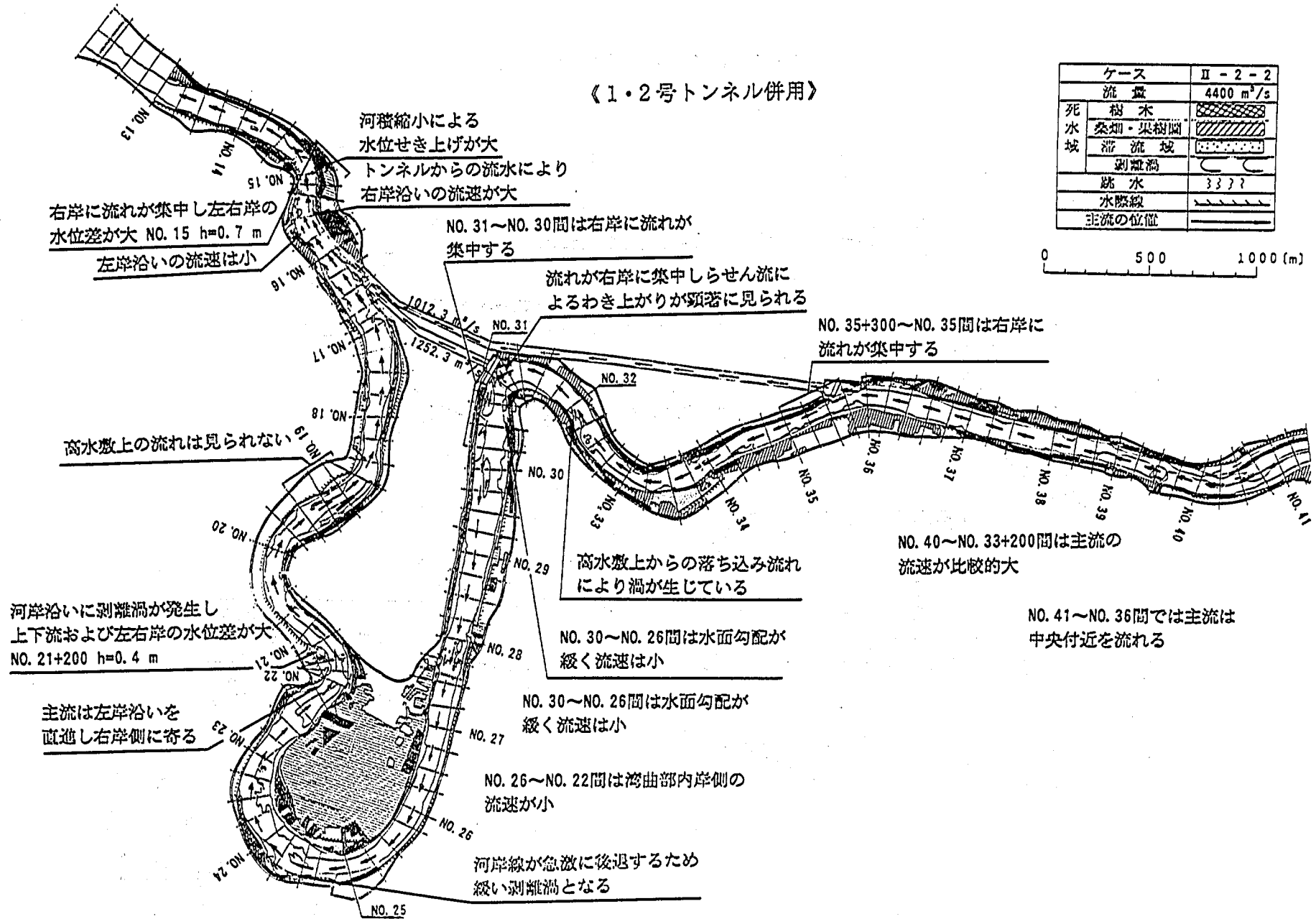


図-5.16 流況図(ケースII-2-2)

《1・2号トンネル併用》

ケース	Ⅱ-2-2
流量	4400 m ³ /s
死水域	樹木
	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)

呑口部の側壁が水衝部となり
剥離渦が生じている

NO. 35+300～NO. 35間は右岸に
流れが集中する

呑口部は不規則な波が
生じている

NO. 36 高水敷上からの落ち込み流れ

NO. 41～NO. 36間では主流は
中央付近を流れる
左右岸沿いの植生が繁茂してない
ところは死水域が生じている

NO. 40～NO. 33+200間は主流の
流速が比較的大

図-5.17 流況図(ケースⅡ-2-2)

《1・2号トンネル併用》

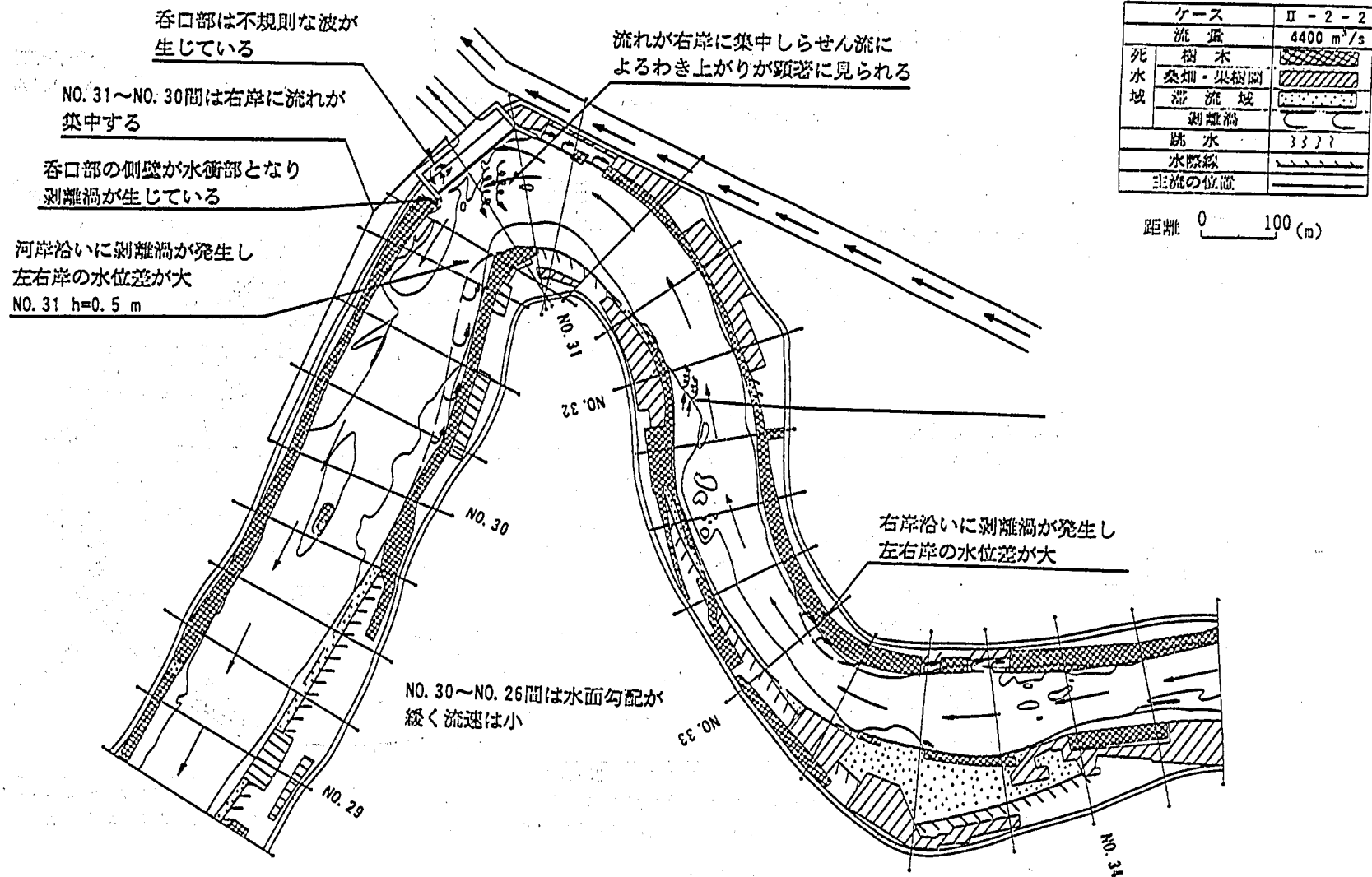


図-5.18 流況図(ケースⅡ-2-2)

《1・2号トンネル併用》

河岸線が急激に後退するため
緩い剥離渦となる

河岸沿いに剥離渦が発生し
上下流および左右岸の水位差が大
NO. 21+200 $h=0.4$ m

ケース		Ⅱ-2-2
流量		4400 m ³ /s
死水 域	樹木	
	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)

主流は左岸沿いを
直進し右岸側に寄る

NO. 26～NO. 22間は湾曲部内岸側の
流速が小

NO. 30～NO. 26間は水面勾配が
緩く流速は小

図-5.19 流況図(ケースⅡ-2-2)

《1・2号トンネル併用》

ケース		Ⅱ-2-2
流量		4400 m ³ /s
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
剥離渦		
跳水		33??
水際線		
主流の位置		
流速分布		

数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

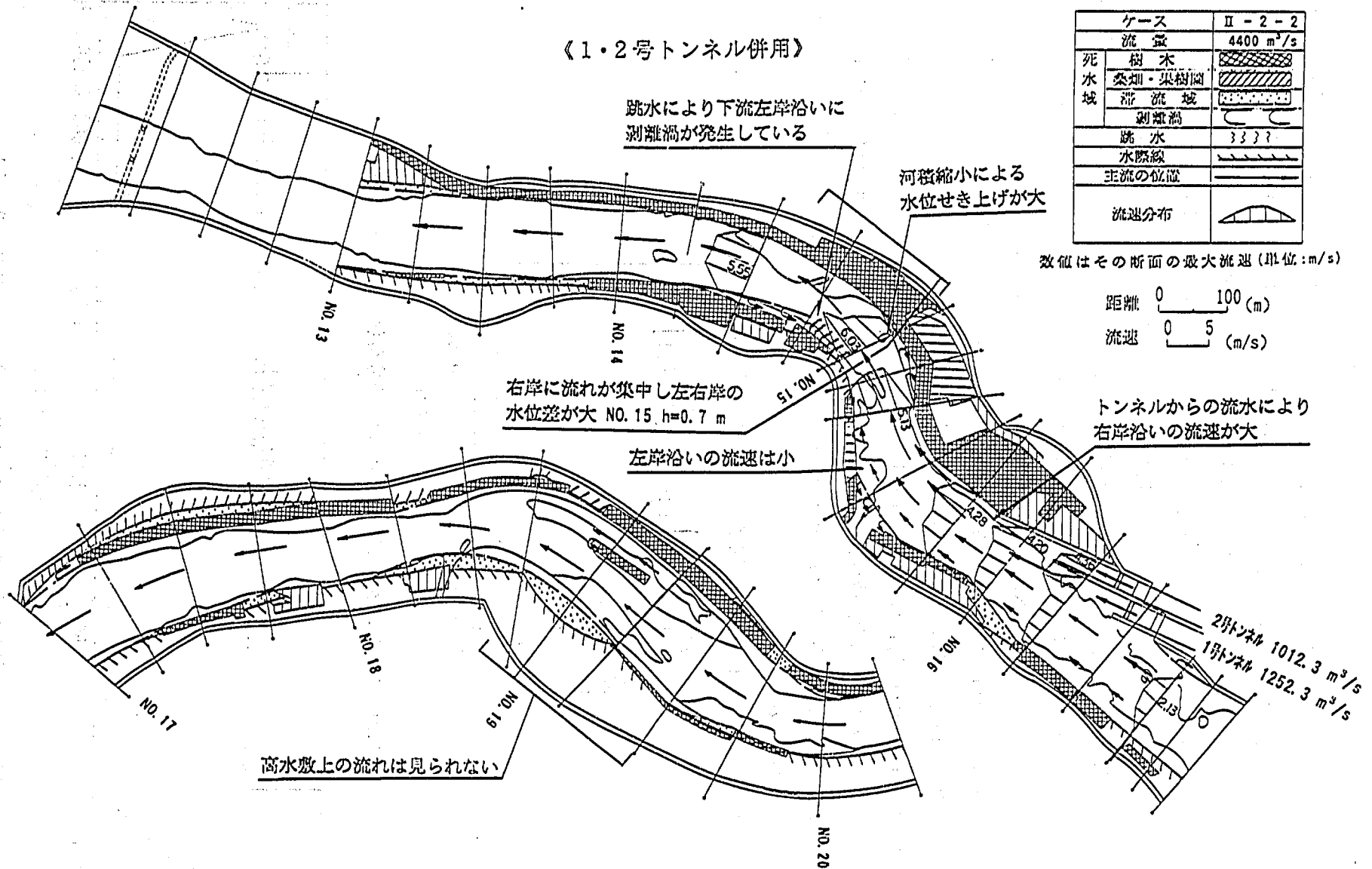


図-5.20 流況図(ケースⅡ-2-2)

一度加速し、呑口へ流れ込んでいる。越流状態は同様にもぐり越流である。呑口内では、左右の壁沿いで激しい渦を生じ、トンネル内へ流入する。特に、呑口の左側の壁に本川からの流れが集中し、渦の形成が著しい。本川では、トンネル呑口部下流側の No.30+350 m 地点右岸で剝離渦が生じる。その下流の No.30+350 m～No.30+300 m 付近右岸では現況河道時と同様に流れの集中によって水衝部が形成され、河岸に当たった流れはここで底面にもぐり込み、低水路中央付近へわき上がっている。反対に、この地点の左岸沿いでは剝離渦が生じ、死水域となっているが、剝離渦の規模は現況河道時より若干穏やかである。No.28～No.22 間の大湾曲部では、現況河道時と同様に主流は低水路中央付近を流れ、大湾曲部内岸側の長島地区は冠水していない。No.21 付近右岸沿いでは、湾曲部の影響で水衝部が形成され、反対に内岸側の左岸沿いでは剝離渦が生じるものの、現況河道時よりはその規模は小さい。No.18～No.16+300 m 間は低水路内をほぼ一様に流れている。トンネル吐口部の直上流の No.16+300 m では約 2 m/s 程度の流速である。トンネル吐口部の No.16+100 m～No.15+300 m 間では、写真-5.7 にも示すように本川の流れがトンネルからの流れによって左岸側に寄せられ、右岸沿いではトンネルからの流出によって約 4.2 m/s の速い流れとなっている。これらの平面流速分布形は、先の $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の 1 号トンネルおよび 2 号トンネルによって分流させた状態とほぼ同じである。トンネルからの合流後は、現況河道時と同様、主流が No.15+200 m 付近右岸沿いから No.15 付近左岸沿いへ直線的に流れ、No.15+200 m 付近左岸沿いおよび No.15 付近右岸沿いに剝離する流れが生じ、死水域が形成されている。

次に、1 号および 2 号トンネル内のピエゾ水頭の縦断分布を図-5.21、5.22 に示す。1 号トンネルのピエゾ

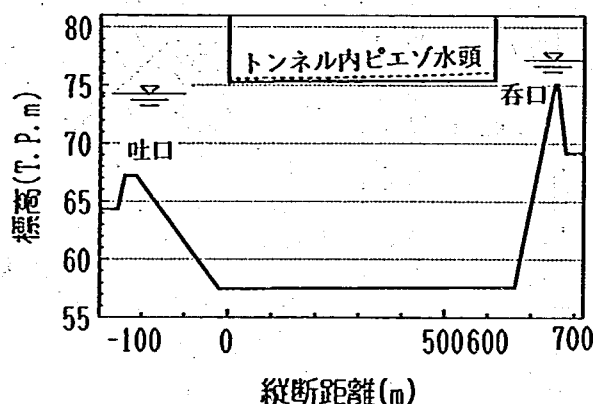


図-5.21 1 号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-2-2)

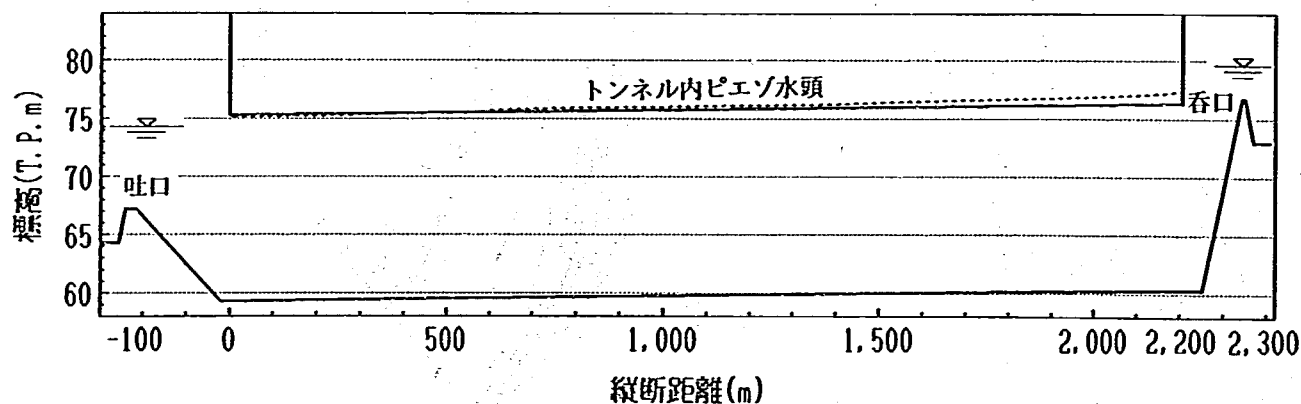


図-5.22 2 号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-2-2)

水頭は、トンネルの天端より呑口付近で約0.8m、吐口付近で約0.3m高い。なお、1号トンネルの分流量は前述のように1,250 m³/sである。2号トンネルのピエゾ水頭は呑口付近でトンネルの天端より約1.1m高く、圧力トンネルとなっているものの、呑口から1,700m付近（吐口から約500m上流）から開水路流れとなり、吐口付近ではトンネル天端より約0.3m低い水位となっている。なお、2号トンネルの分流量は1,020 m³/sである。

以上のように、1号および2号トンネルによって分流させることによって、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の稲下地区の水位は、H.W.L.より約1.7m低くなり、また長島地区でも地盤高以下の水位まで下がることが明らかとなった。

(4) ケースII-2-3 ($Q=3,500 \text{ m}^3/\text{s}$: 1号トンネルおよび2号トンネル両者による分流案実験)

ケースII-2-3では、1号トンネルおよび2号トンネルの両者が開水路流れとなる $Q=3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、そのときの水理現象および不等流計算モデルにおけるトンネルの分・合流部のエネルギー損失を精度良く再現するための補足資料を得ることを目的として実験を行った。

図-5.23には、ケースII-2-3の河道内の左右岸、中央の水位および左右岸の水位差を示す。また、水位縦断にはケースII-2-1およびケースII-2-2の河道中央の水位も示してある。No.41~No.36間の水面勾配は約1/600であり、これは $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じある。No.35+300 m 地点の2号トンネルへは650 m³/sが分流する結果が得られ、よってその下流の本川流量は $Q=2,850 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。No.36~No.31間は、水面勾配が上流区間よりやや緩くなり約1/800である。また $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に No.35+200 m 付近の水位せき上げは見られない。No.31 地点の1号トンネルには970 m³/sが分流し、河道の屈曲による水位せき上げの影響もほとんど見られない。No.31~No.22間の水面勾配は約1/2,000と上下流に比べて緩く、その下流のNo.22~No.16+100 m間の水面勾配は、約1/1,800とやや急になる。また、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に現況河道時に見られたNo.21+200 m、No.18+200 m 地点の水位せき上げはほとんど生じていない。No.16+100 m 地点におけるトンネルからの合流による水位せき上げは、その水面形状から見るとほとんどないと考えられる。No.16+100 m 地点でトンネルからの流れが合流し、これより下流の河道の流量は $Q=3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。No.15 付近では、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に見られた複湾曲部の影響による水位せき上げは小さくなった。

次に1号および2号トンネル内の水位の縦断分布をそれぞれ図-5.24、5.25に示す。1号トンネルの水位は、呑口付近、吐口付近ともにトンネルの天端より約0.5m低く、開水路流れである。なお、1号トンネルの分流量は前述のように970 m³/sである。2号トンネルの水位は図-5.25に示すように、呑口付近、吐口付近ともにトンネルの天端より約2.0m低く、同様に開水路流れである。2号トンネルの分流量は前述のように650 m³/sである。

以上のように、 $Q=3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に1号および2号トンネルによって分流させた場合、急縮部や湾曲部の影響による水位せき上げは見られず、また、トンネルの呑口部および吐口部における水位せき上げもほとんど生じないことが明らかとなった。

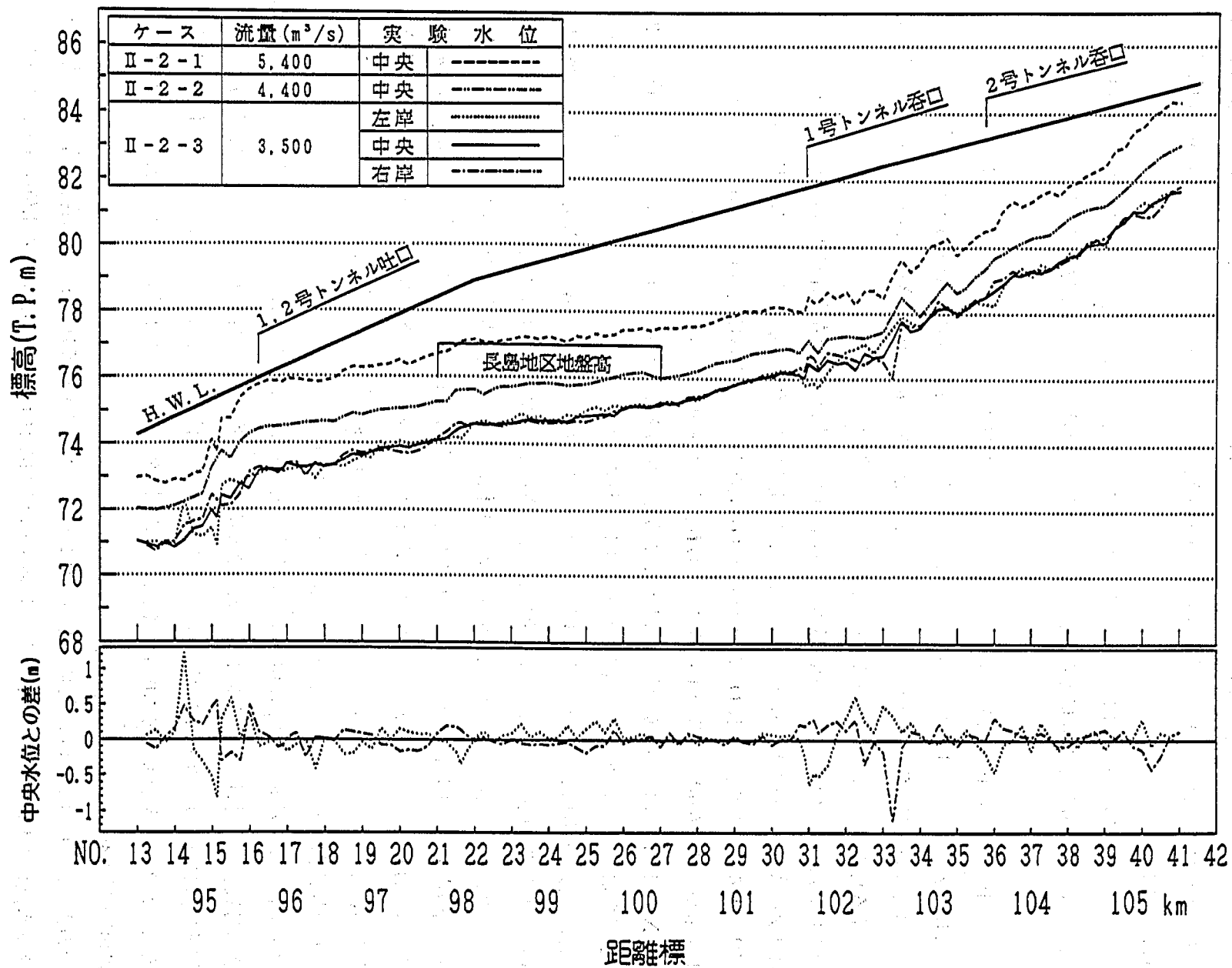


図-5.23 水位縦断(ケースII-2-3)

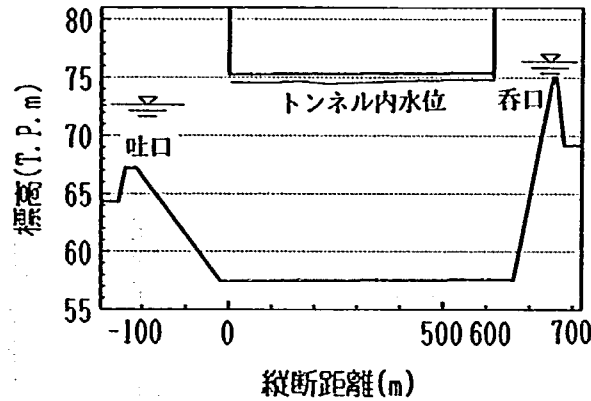


図-5.24 1号トンネルの水位縦断分布(ケースⅡ-2-3)

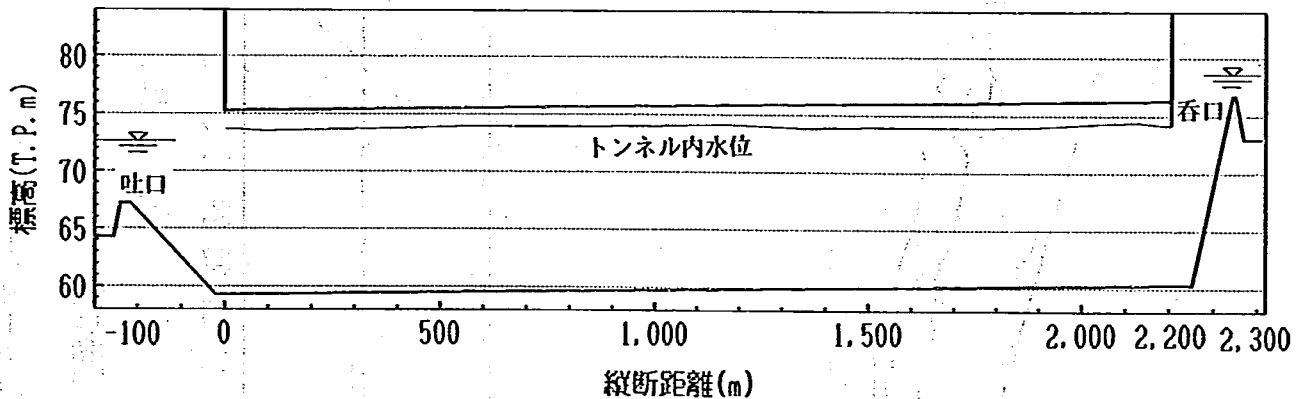


図-5.25 2号トンネルの水位縦断分布(ケースⅡ-2-3)

(5) ケースⅡ-3-1 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$: 1号トンネル単独の分流案実験)

これまでの実験によって、現況河道の $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には河道全体で H.W.L. を越える水位となるものの、1号および2号トンネルによって分流させた場合、河道全体の水位が H.W.L. 以下となることが明らかになった。しかしながら、1号および2号トンネルの両者を施工するには経済性等の観点から十分検討する必要がある。そこで、1号トンネルまたは2号トンネル単独によって分流させる案の改修効果について検討することとした。本ケースは、まず1号トンネル単独で分流させた場合の水位低減効果を $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時について以下に調べた。

図-5.26 は、ケースⅡ-3-1 の河道内の左右岸、中央および左右岸の水位差を示したものである。また、水位縦断には、現況河道時(ケースⅠ-2)、1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合(ケースⅡ-2-1)の河道中央の水位についても示してある。これによると No.41 の水位は、1号トンネルによって分流させることにより、現況河道時よりも水位が約 0.7 m 下がるものの、H.W.L. を約 0.4 m 上回る結果となっている。水位が H.W.L. を越えているのは No.41~No.40 間であり、その下流側の No.40~No.36 間は H.W.L. より約 0.4 m 低い。No.36~No.35 間では河道の急縮による影響で水位のせき上げが約 1 m 生じている。ケースⅡ-2-1 では、この区間における水位せき上げの影響が小さかったことから判断する

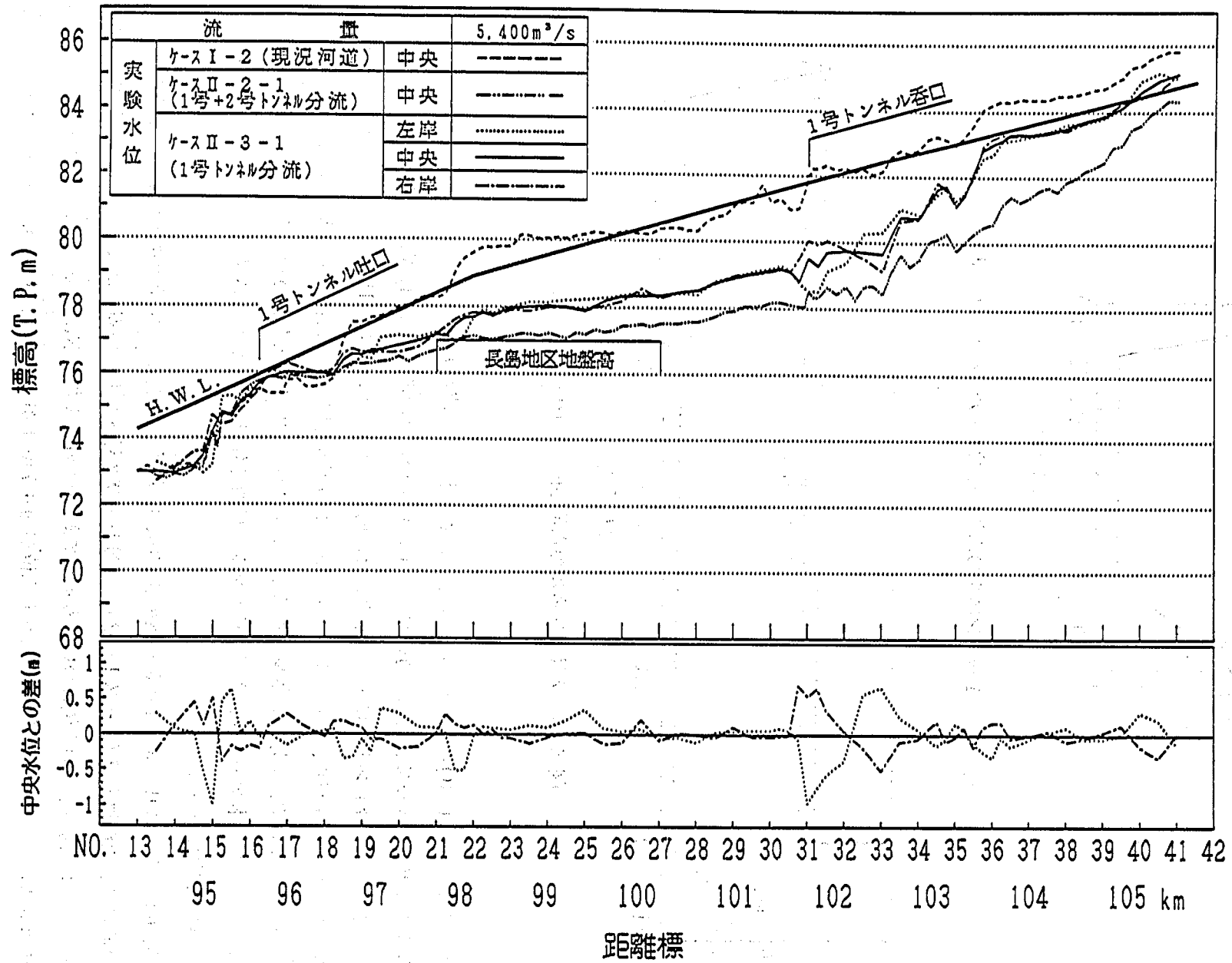


図-5.26 水位縦断(ケースII-3-1)

と、No.36～No.35間では、この区間の流量が大きいほど水位せき上げの影響も大きくなるようである。この区間でせき上げられた水位は、その上流の川幅が狭いためにNo.41付近まで影響を及ぼし、H.W.L.を越える原因になっていると考えられる。No.36～No.31間では、H.W.L.以下となり、水面勾配が約1/500と現況河道時よりかなり急になっている。No.31地点で1号トンネルへ1,875 m³/sが分流する結果が得られ、その下流の河道内流量は3,525 m³/sとなる。No.31～No.22間についても、現況河道時にH.W.L.を越えていた水位は約2 m下がり、H.W.L.以下となった。しかし、長島地区においては依然として最大で約1.5 m冠水する。No.22～No.16+100 m間は、トンネル放水路への分流によって現況河道時に生じていたNo.21+200 m、No.18+200 m地点の水位せき上げはほとんど見られず、またトンネルからの合流による本川上流側の水位せき上げの影響も少ないようである。No.16+100 m地点でトンネルからの流れが合流し、河道流量はQ=5,400 m³/sとなり、これより下流の水位は現況河道時の水位とほぼ同じである。

図-5.27～5.31は模型全体の流況およびそれを分割拡大した流況を、写真-5.8はトンネル吐口付近の流況写真を示したものである。No.39～No.38付近の主流部の流速は、約5.6 m/sでほぼ一様に流れている。この流速は、現況河道時より約25%大きい。この原因は、1号トンネルによって水位が低下したため流速が増大したものと考えられる。この下流のNo.31間も、これと同様に流速が増大する傾向にある。1号トンネルの呑口付近では、No.31+100 m地点の主流部の流速が約6.0 m/sとなっており、現況河道時より約30%増大している。また、トンネル呑口に向かう流れの影響により右岸側の流速が大きくなっている。No.30+200 m地点では、流れが集中している右岸側の流速が約4.8 m/sと現況河道時とほぼ同じであるのに対し、河道中央付近から左岸側では約2.4 m/sと現況河道時の約半分の流速となっている。

一方、トンネル吐口部付近のNo.16+100 m地点の流れは、河道中央から左岸側の流速が約3.3 m/sとなり、現況河道時(約4.5 m/s)より低減している。これに対し、右岸側は写真-5.8にも示すようにトンネルからの流出によって約6.4 m/sの高流速が発生している。これらの傾向はケースⅡ-2-1と同様である。なお、この下流側河道の主流部、水衝部の位置や剝離渦、死水域の形成範囲は、現況河道時とほぼ同じである。

1号トンネル内のピエゾ水頭の縦断分布を図-5.32に示す。トンネル内のピエゾ水頭は、トンネルの天端より、呑口付近で約2.8 m、吐口付近で約1.9 m高い圧力トンネルとなっている。トンネルの分流量は前述のように1,875 m³/sである。このように、1号トンネル単独によって分流させた場合は、1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合よりトンネル内のピエゾ水頭が高く、すなわちトンネル内の圧力が高い。したがって流速も大きくなり、かつ分流量も大きくなったと推定される。

以上の結果より、1号トンネルのみによって分流させた場合、稲下地区においてはH.W.L.以下の水位までは下がらないことが明らかとなった。しかしながら、その水位はH.W.L.を約0.4 m上回る程度で、またNo.40より下流側河道ではH.W.L.以下の水位まで下がる。したがって、1号トンネルによって分流させ、さらに河道上流の川幅の狭い区間だけ河道を開削することにより、稲下地区の水位をH.W.L.以下の水位まで下げることが可能であろうと考えられる。この点は今後の検討課題である。一方、長島地区においては、H.W.L.以下の水位まで下がったものの、最大で約1.5 m冠水する水位となった。

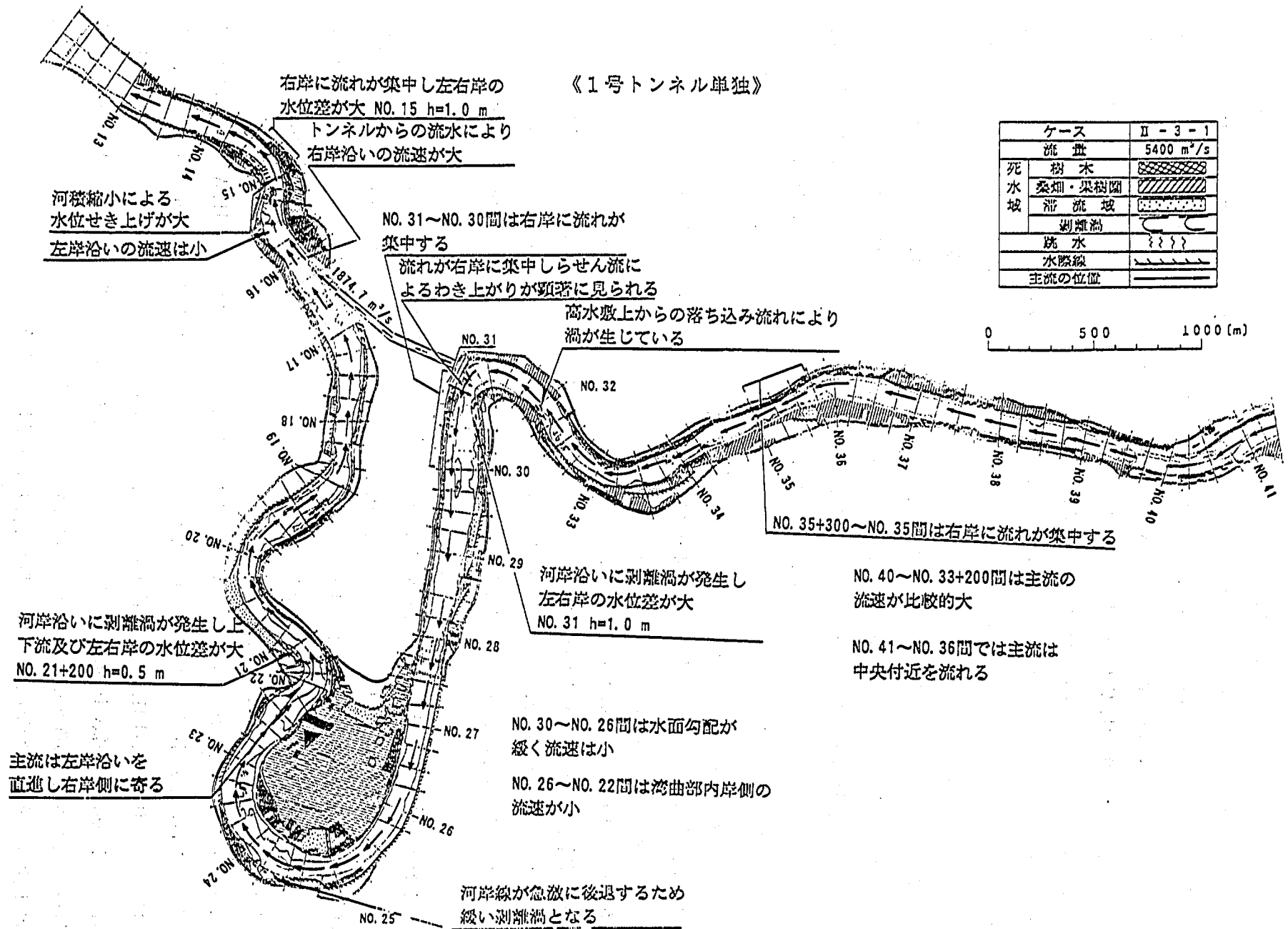


図-5.27 流況図(ケースII-3-1)

《1号トンネル単独》

ケース	Ⅱ-3-1
流量	5400 m ³ /s
死水	樹木
流域	桑畑・果樹園
滞流域	
剥離渦	
跳水	???
水際線	
主流の位置	
流速分布	

数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

NO. 35+300～NO. 35間は右岸に流れが集中する

NO. 41～NO. 36間では主流は中央付近を流れる

高水敷上からの落ち込み流れ

左右岸沿いの植生が繁茂してないところは死水域が生じている

NO. 40～NO. 33+200間は主流の流速が比較的大

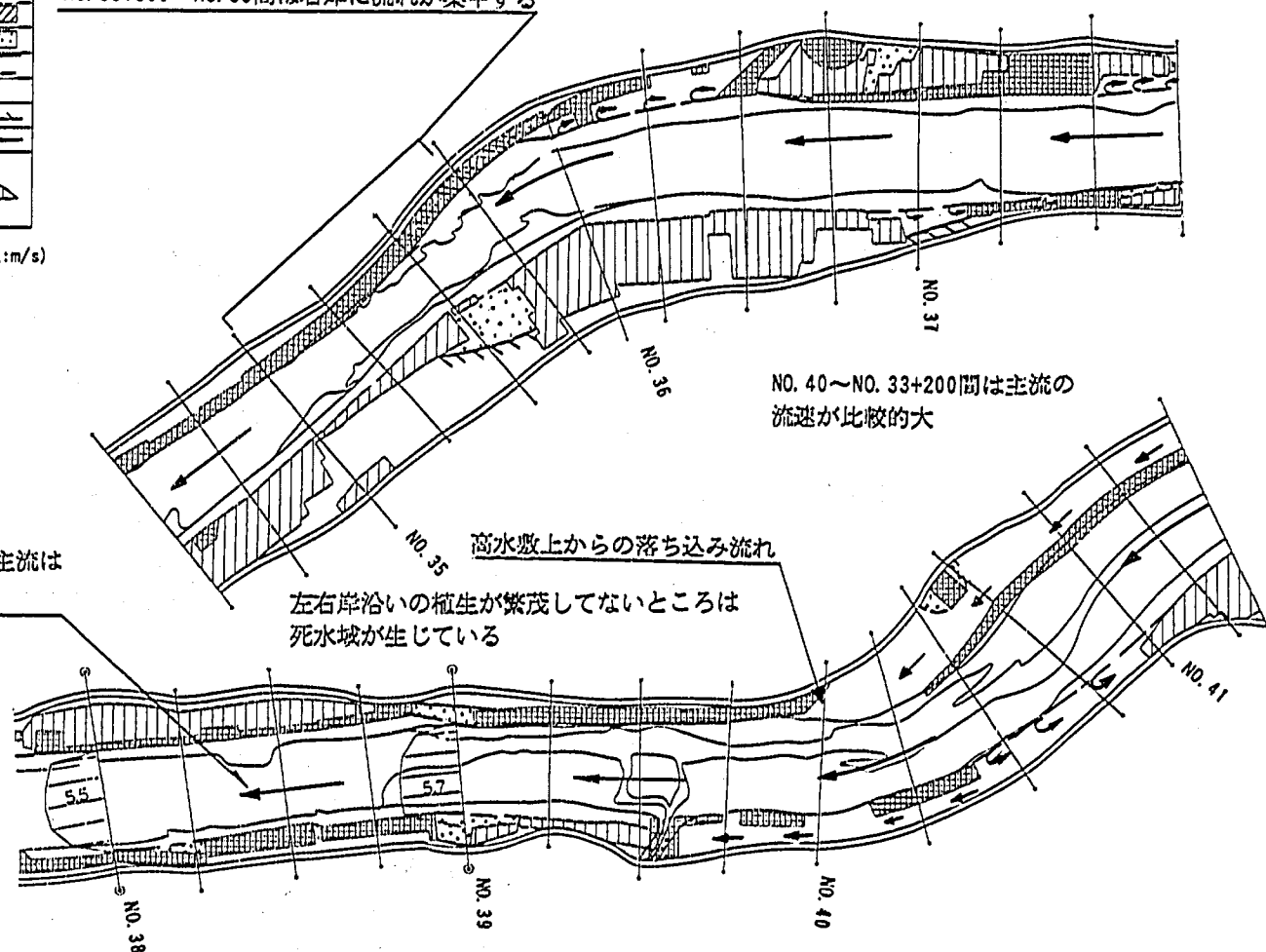


図-5.28 流況図(ケースⅡ-3-1)

《1号トンネル単独》

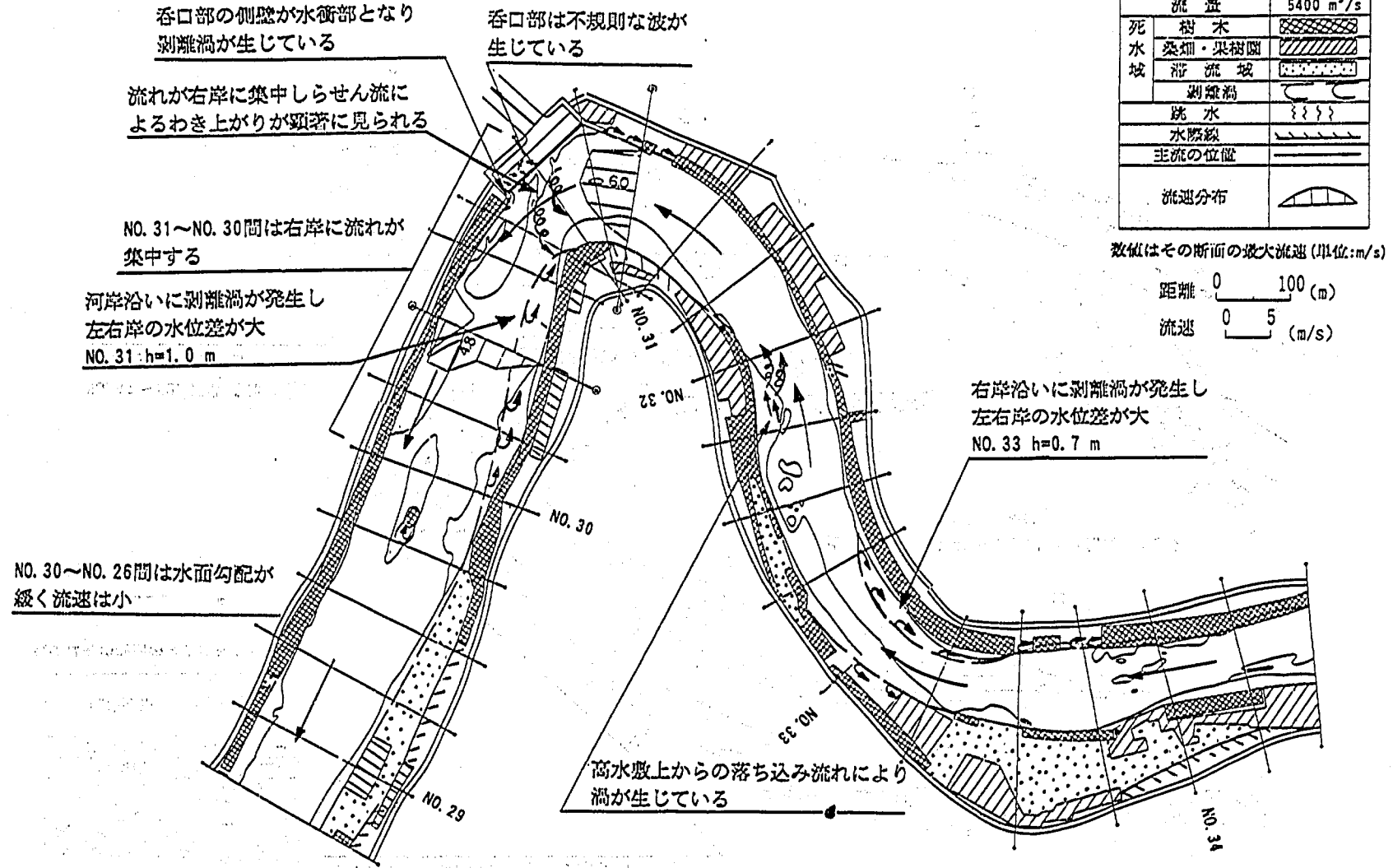


図-5.29 流況図(ケースII-3-1)

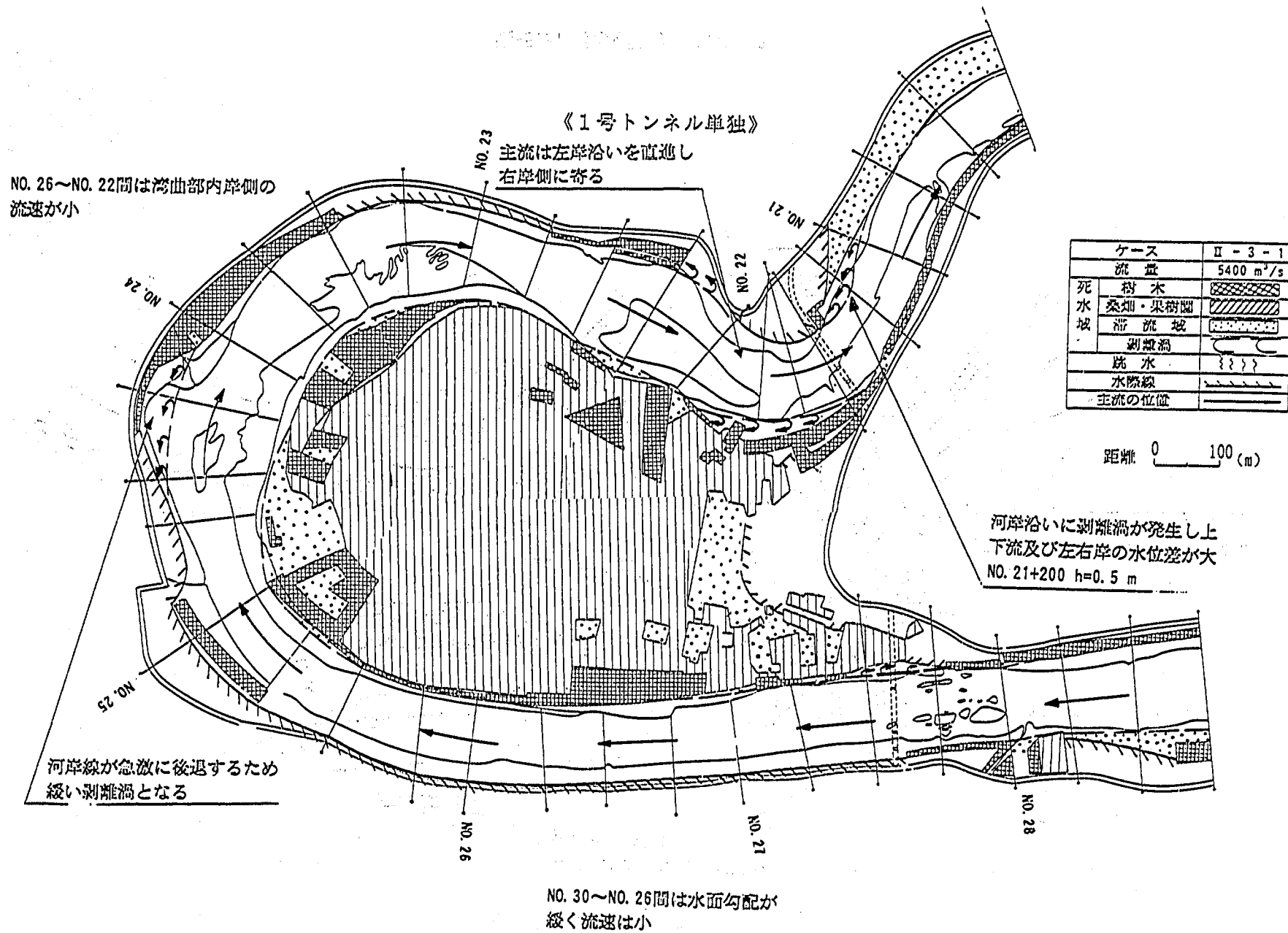


図-5.30 流況図(ケースⅡ-3-1)

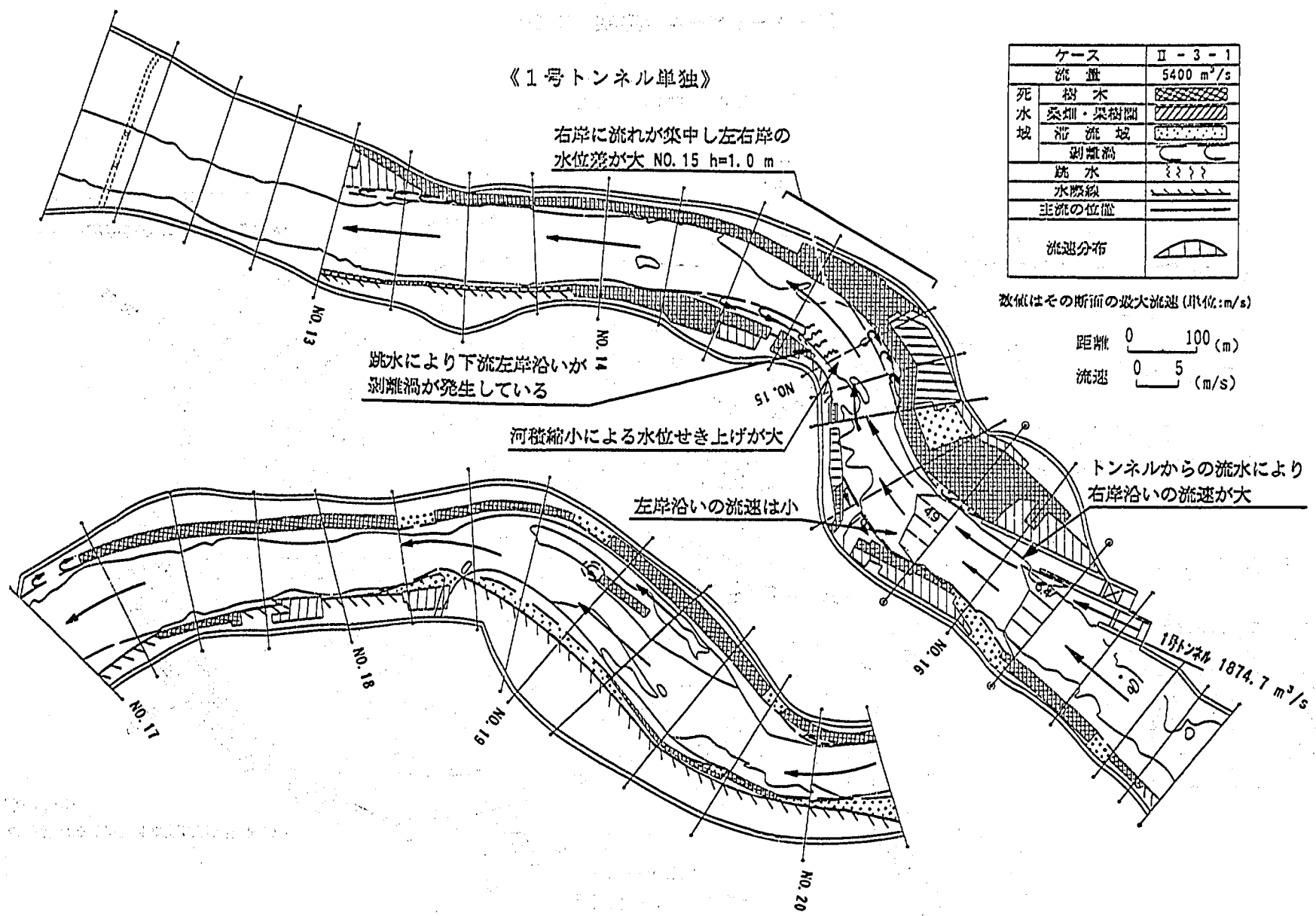


図-5.31 流況図(ケースⅡ-3-1)

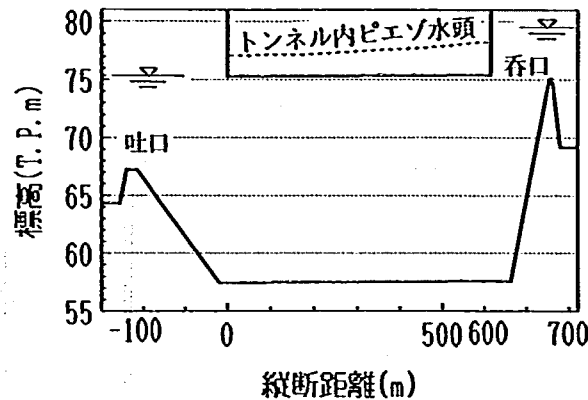


図-5.32 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-3-1)

(6) ケースII-3-2 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$: 1号トンネル単独の分流案実験)

本ケースは、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時についてケースII-3-1と同様に1号トンネル単独で分流させた場合の水位低減効果について調べたものである。

図-5.33 は、ケースII-3-2の河道内の左右岸、中央および左右岸の水位差を示したものである。また、水位縦断には、現況河道時(ケースI-3)、1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合(ケースII-2-2)の河道中央の水位についても示してある。これによると No.41~No.36 間の水位は、現況河道時より約1m低下している。No.36~No.35間では、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に河道の急縮の影響により水位せき上げが約1m生じている。しかし、ここより上流河道においても、水位はH.W.L.より約1.2m以上低い。No.31地点で1号トンネルに $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ が分流する結果が得られ、その下流の河道内流量は $2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ である。No.31~No.22間の水位は、1号トンネルからの分流によって現況河道時よりも約2m下がり、長島地区は地盤高以下の水位まで下がった。No.22~No.16+100m間は、現況河道時に見られた No.21+200m、No.18+200m地点の水位せき上げはほとんど見られず、またトンネルからの合流による水位せき上げの影響もかなり少ないようである。No.16+100m地点でトンネルからの流れが合流し、これより下流の水位は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の現況河道時の水位とほぼ同じである。

一方、図-5.34~5.38には模型全体の流況およびそれを分割拡大した流況を、写真-5.9にはトンネル吐口付近の流況写真を示す。これによると No.39~No.38付近はほぼ一様に流れていて、主流部の流速は約 4.7 m/s である。この流速は、現況河道時よりも水位の低下によってやや増大している。1号トンネル呑口付近の No.31+100m地点における主流部の流速も約 5.5 m/s と増大しているが、トンネル分流後の No.30+200m地点では、流れの集中している外岸側の流速でも 3.9 m/s ほどに低減している。

トンネル吐口付近のNo.16+100m地点では、河道中央から左岸側の流速が約 3.5 m/s であるのに対し、右岸側は写真-5.9に示すようにトンネルからの流出によって約 6.5 m/s の高流速が発生している。これは $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じである。なお、トンネルからの合流後の河道における主流部、水衝部の位置や剥離渦、死水域の形成範囲は、現況河道時とほぼ同様である。

トンネル内のピエゾ水頭は図-5.39の縦断分布図に示すように、トンネルの天端より呑口付近で約1.5m、吐口付近で約0.9m高い。トンネルの分流量は前述のように $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

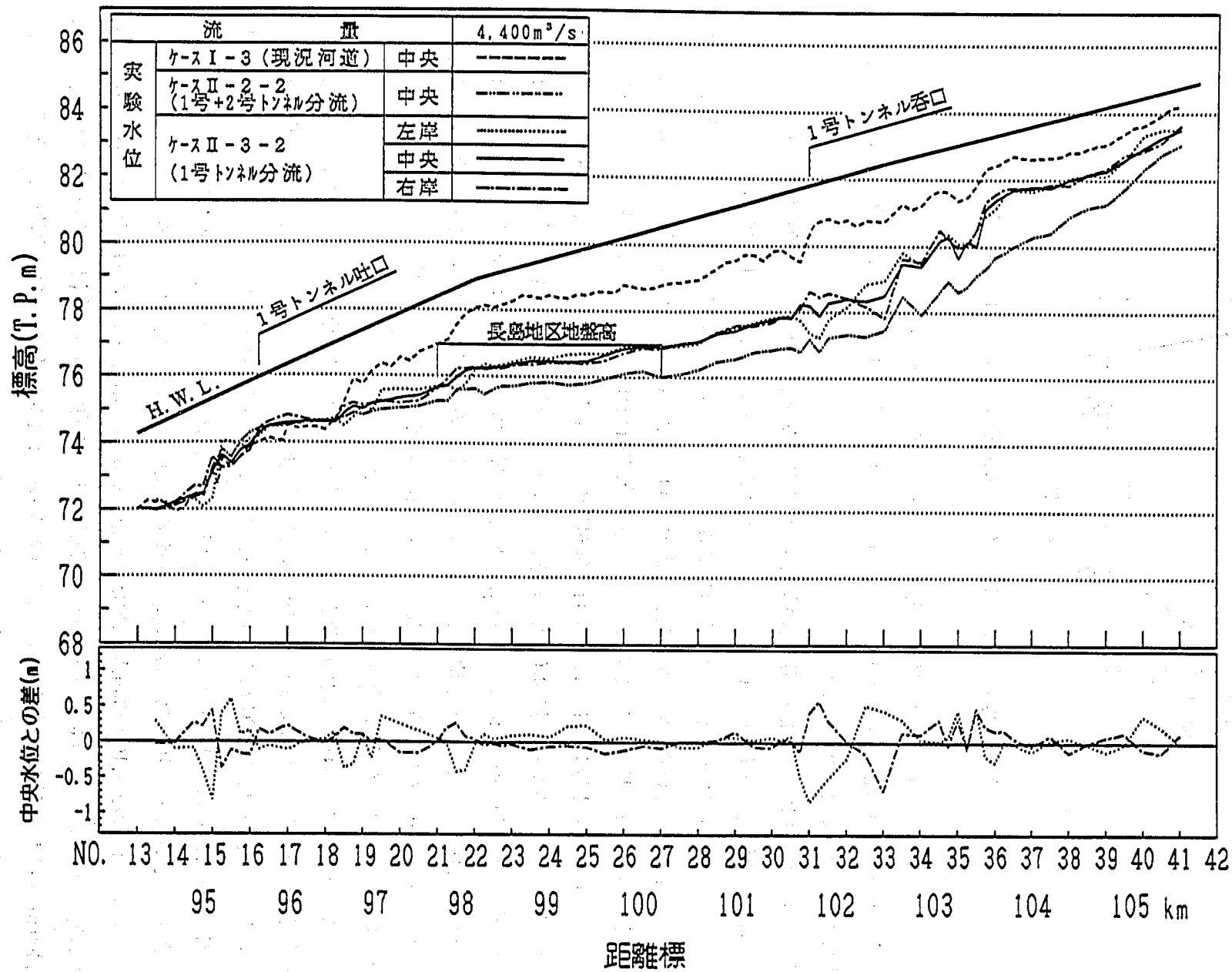


図-5.33 水位縦断(ケースⅡ-3-2)

《1号トンネル単独》

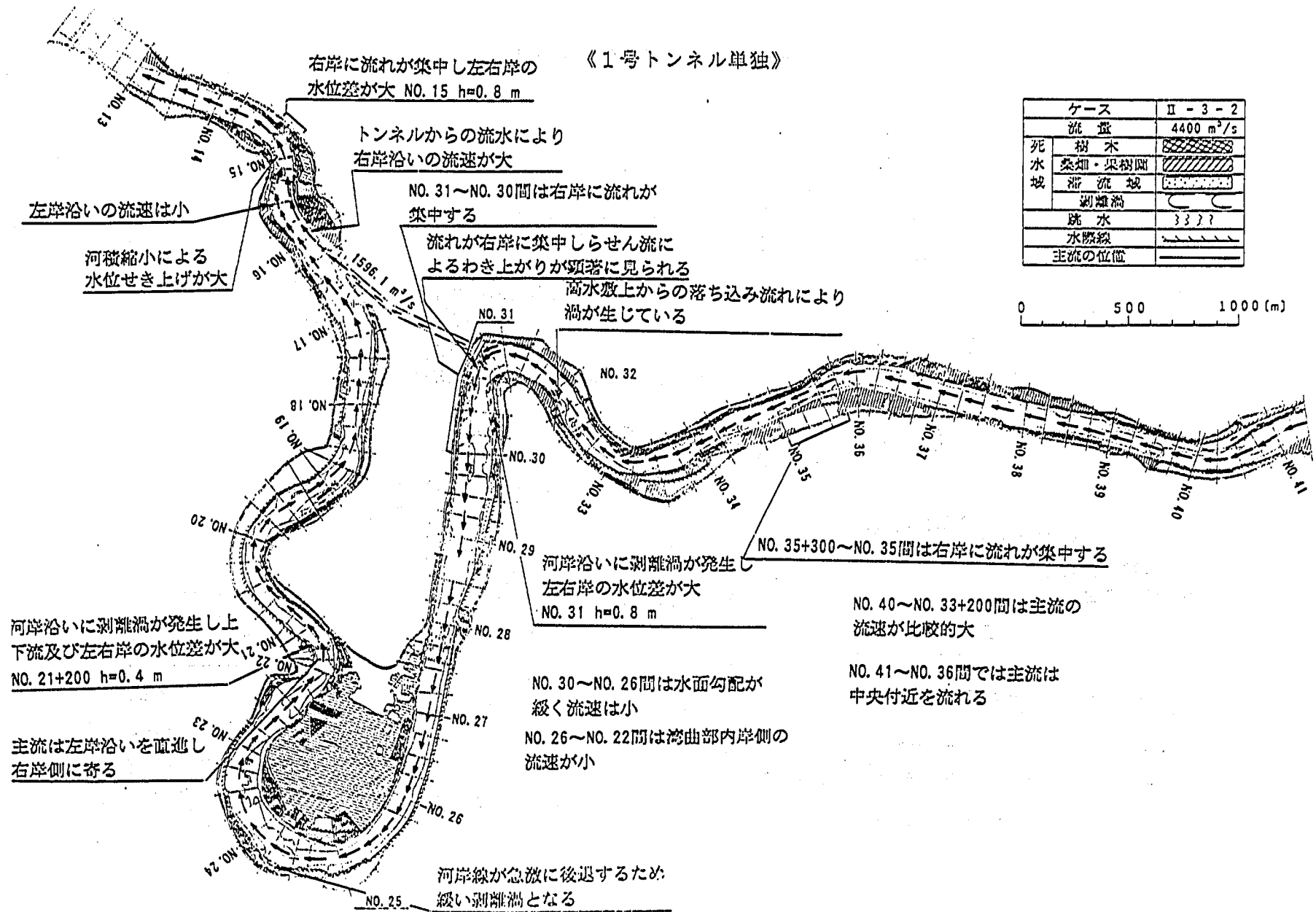


図-5.34 流況図(ケースII-3-2)

《1号トンネル単独》

ケース	Ⅱ-3-2
流量	4400 m ³ /s
死水	樹木
水域	桑畑・果樹園
	滞流域
	剥離渦
	跳水
	水際線
	主流の位置
流速分布	

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

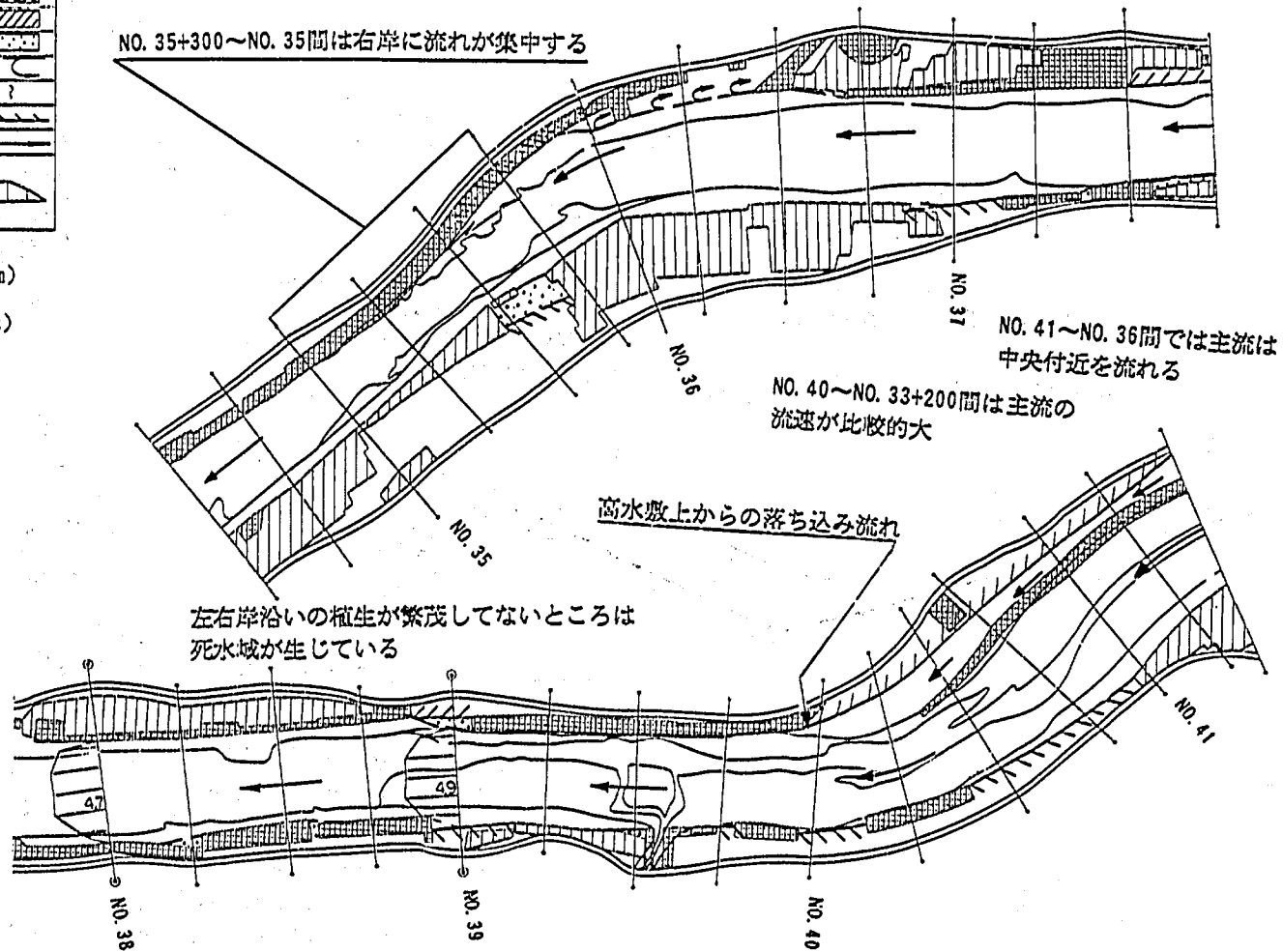


図-5.35 流況図(ケースⅡ-3-2)

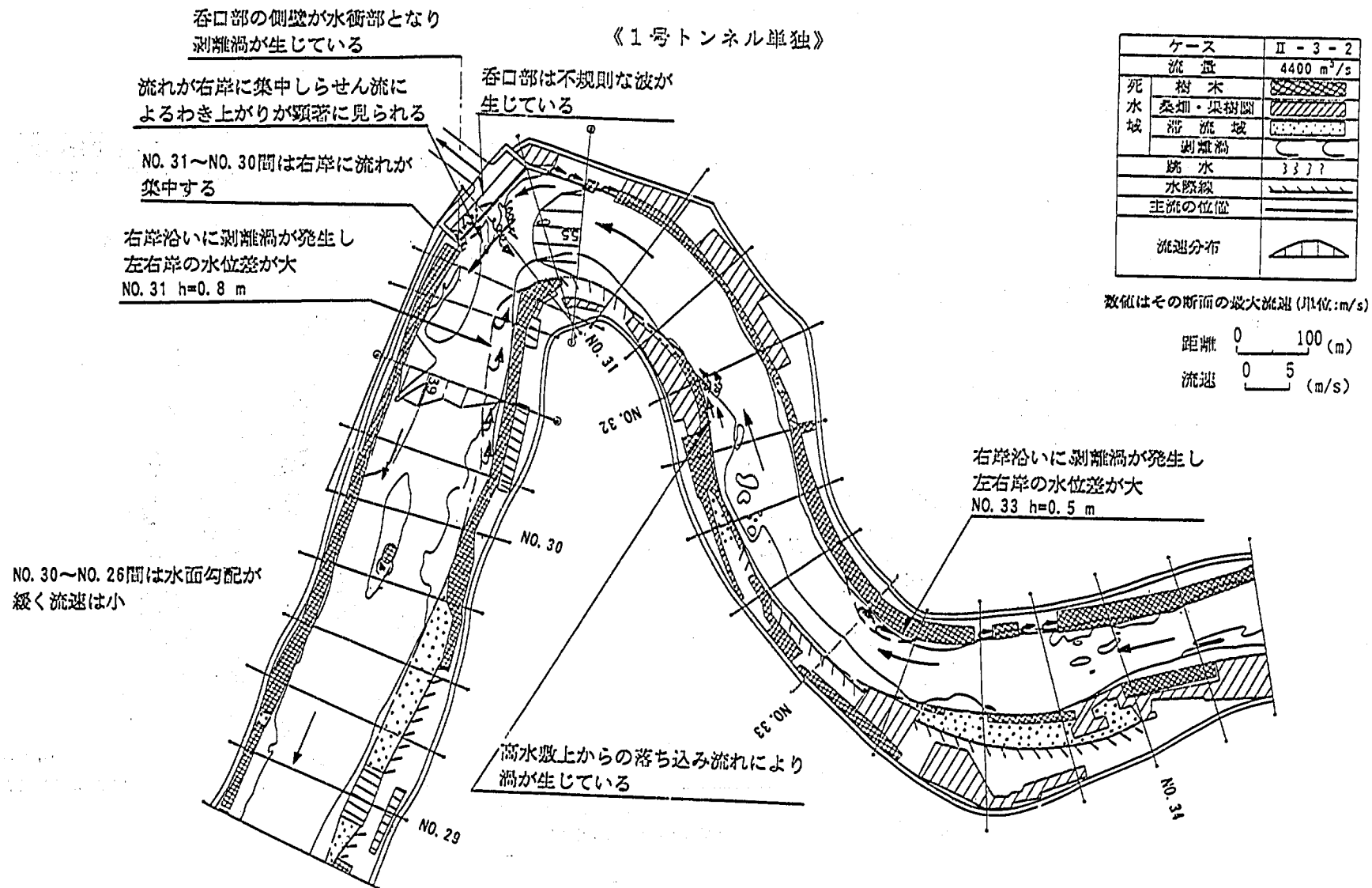


図-5.36 流況図(ケースⅡ-3-2)

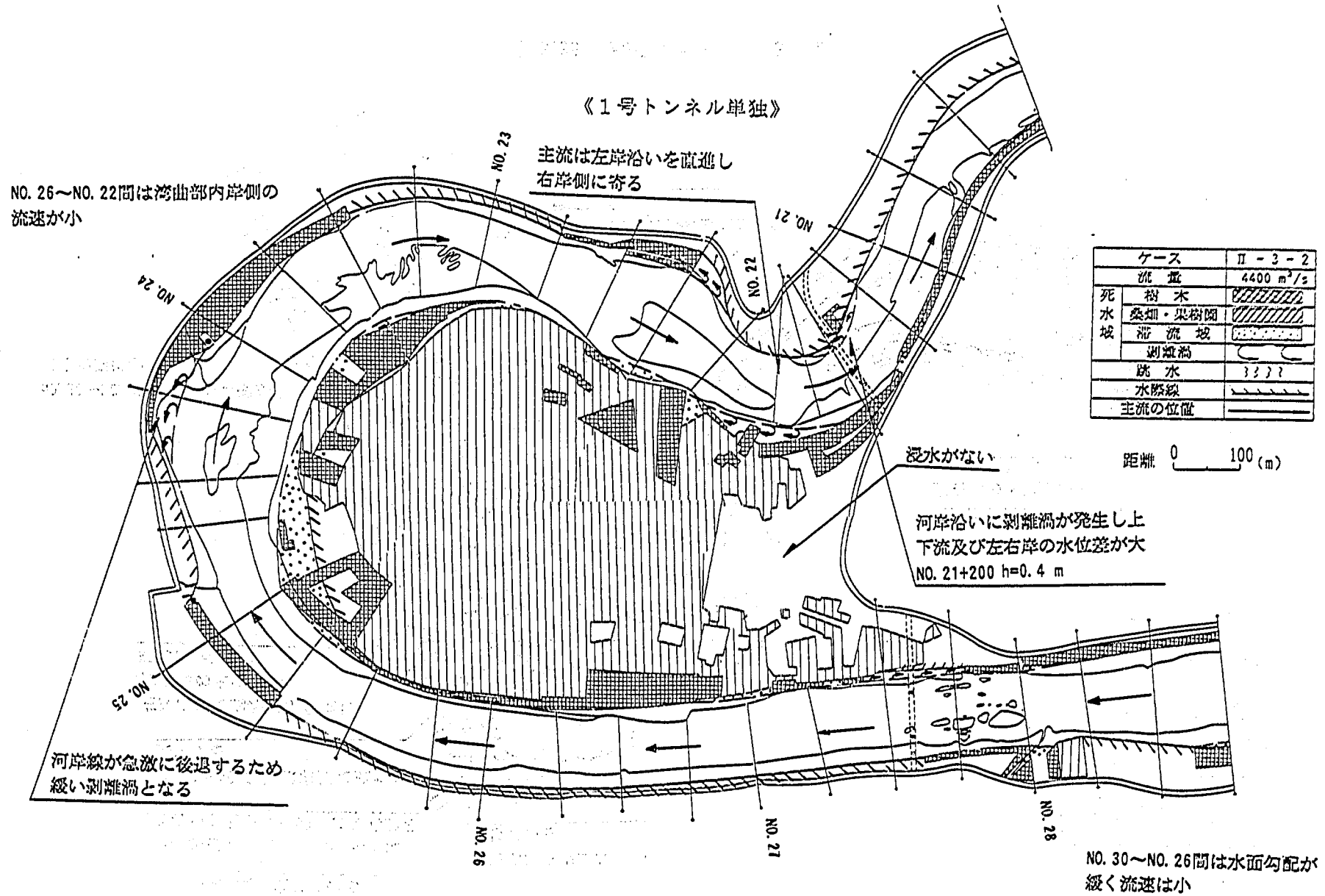


図-5.37 流況図(ケースⅡ-3-2)

《1号トンネル単独》

右岸に流れが集中し左右岸の
水位差が大 NO. 15 $h=0.8$ m

跳水により下流左岸沿いが
剥離渦が発生している

河積縮小による水位せき上げが大

左岸沿いの流速は小

ケース		II-3-2
流量		4400 m ³ /s
死水域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
跳水		33??
水際線		
主流の位置		
流速分布		

数値はその断面の最大流速 (単位:m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

トンネルからの流水により
右岸沿いの流速が大

1号トンネル 1596.1 m³/s

図-5.38 流況図(ケースII-3-2)

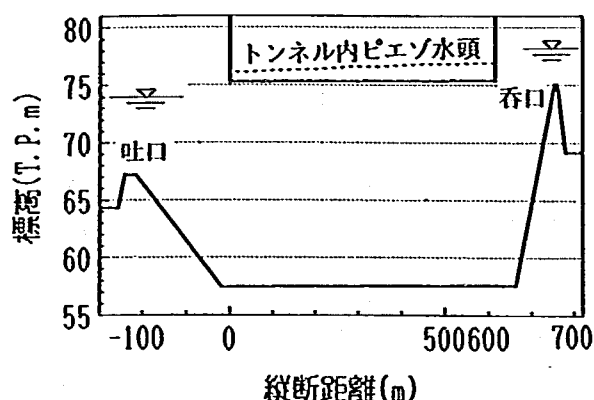


図-5.39 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-3-2)

以上の結果より、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には、1号トンネルによる分流によって稲下地区においては現況河道時よりも水位が約1m下がった。また、長島地区においても、現況河道時よりも水位が約2m下がり、地盤高以下となることが明らかになった。

(7) ケースII-4 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ：2号トンネル単独の分流案実験)

これまでの実験結果から、1号トンネルによって分流させることにより No.40 より下流河道は H.W.L. 以下で疎通可能であることが明らかとなった。しかしながら、No.36～No.35 間の河道の急縮部で生じる水位せき上げの影響によって、No.41 付近では H.W.L. を上回ることが判明した。1号および2号トンネルの両者によって分流させた時には、この区間の水位せき上げの影響が小さかったことから、2号トンネルによって分流させることによって、この区間の水位せき上げの影響を小さくし、かつ No.41 地点における水位をさらに低下させることが考えられる。そこで本ケースでは、2号トンネル単独によって分流させる案について検討することにした。

図-5.40 は、ケースII-4の河道内の左右岸、中央および左右岸の水位差を示したものである。

また、水位縦断には、現況河道時(ケースI-2)、1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合(ケースII-2-1)、1号トンネルによって分流させた場合(ケースII-3-1)の河道中央の水位についても示した。No.41の水位は、2号トンネルによって分流させたことにより、現況河道時よりも水位が約1m下がり、H.W.L.とほぼ同程度となったものの、水位の余裕はほとんどない。ここより下流河道の水位は、H.W.L.以下であり、No.36付近の水位は現況河道時よりも約3m下がり、H.W.L.より約1.7m低くなった。No.35+300m地点で2号トンネルへ $1,340 \text{ m}^3/\text{s}$ が分流する結果が得られ、その下流の河道内流量は4,060 m^3/s となる。No.36～No.35間では河道の急縮による水位せき上げは小さくなり、上流河道の水位がある程度低下するものの、No.40付近から上流河道の水位低減は少ない。No.31地点では、河道の屈曲による水位せき上げが現況河道時の半分以下であり、その量は約0.5mである。No.31～No.22間については、現況河道時に H.W.L. を越えていた水位が約1.2m下がり、H.W.L.以下となる。しかし、依然として長島地区においては最大で約2m冠水する。また、この区間の水位は、1号トンネル単独で分流させた場合より河道の流量が多いため、水位は約0.5m高い。No.21+200m付近で約0.5mの水位せき上げが見られ、それより下流では1号トンネルによって分流させた場合と同様に、No.18+200m地点の湾曲部とトンネルの合

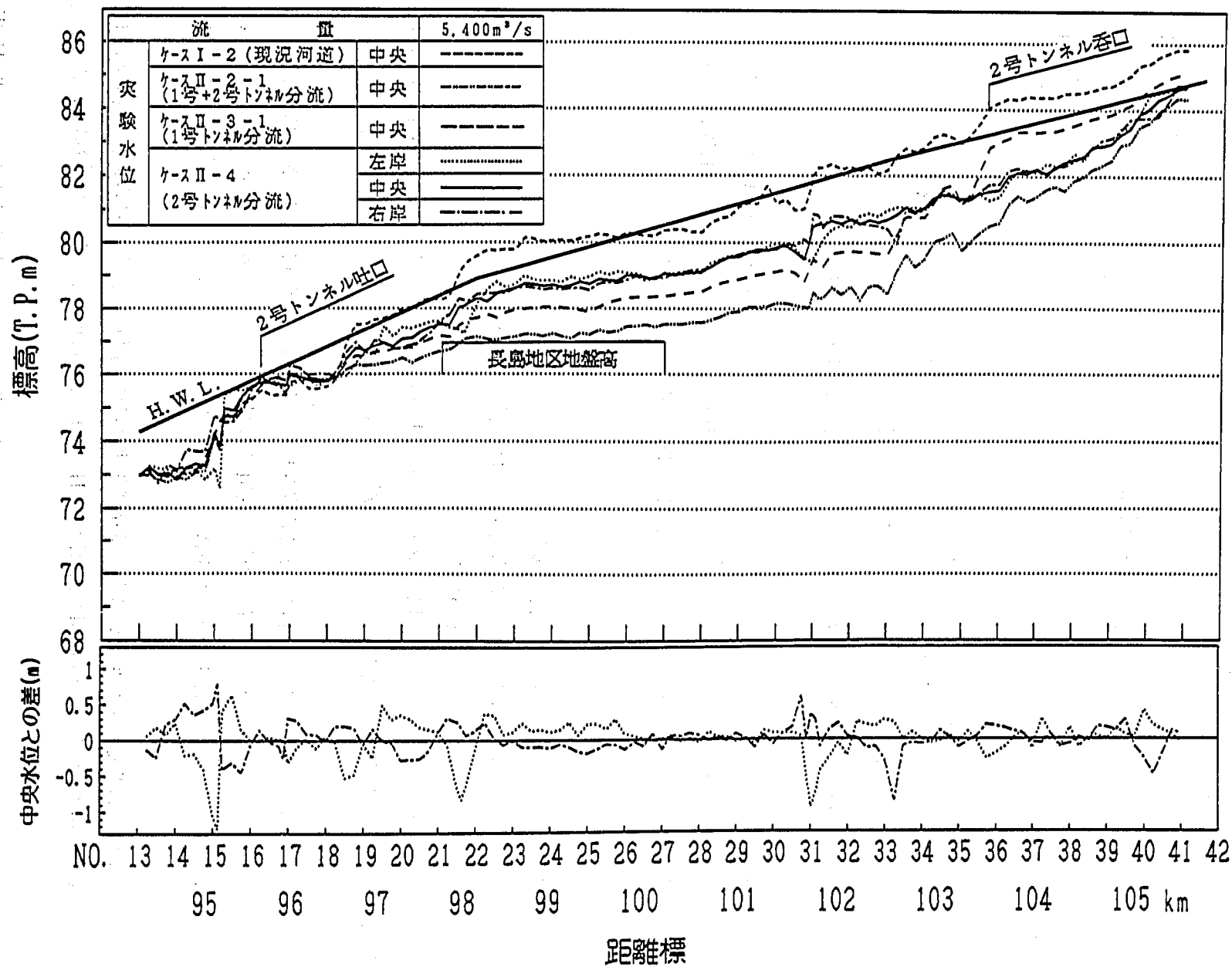


図-5.40 水位縦断(ケースⅡ-4)

流による水位せき上げはほとんど生じていない。No.16+100 m 地点でトンネルからの流れが合流し、河道流量は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、これより下流の水位は現況河道時の水位とほぼ等しい。

トンネル内のピエゾ水頭は図-5.41 の縦断分布図に示すように、トンネルの天端より呑口付近で約 4 m、吐口付近で約 2 m 高い。トンネルの分流量は前述のように $1,340 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

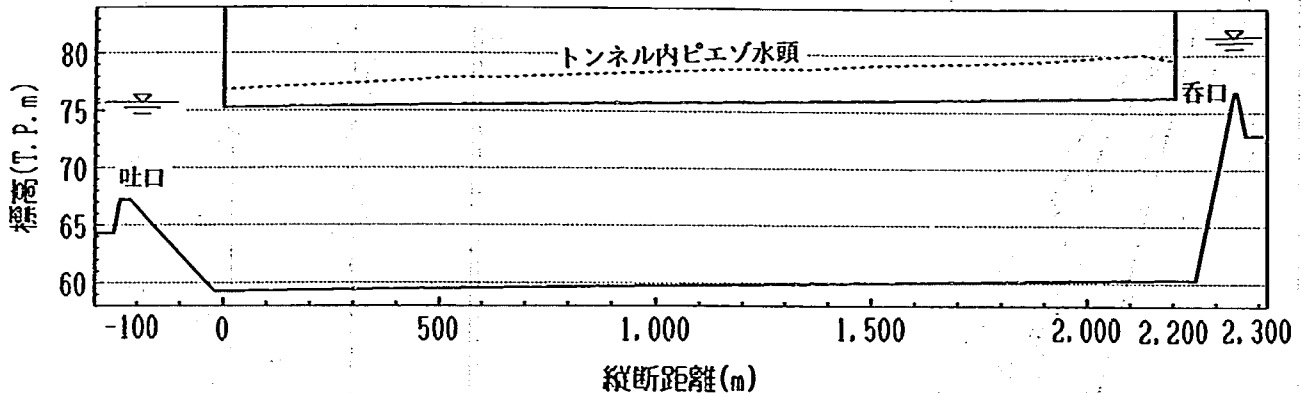


図-5.41 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースII-4)

以上の結果より、2号トンネルによって分流させることにより、河道全体の水位を H.W.L.以下まで下げることができることが明らかになった。しかしながら、稲下地区においては、その水位は H.W.L.とほぼ等しく、水位に余裕はない。また、長島地区では、最大で約 2 m 冠水する水位となった。

5.2.4 まとめ

トンネル放水路案実験の結果は以下に要約される。

- (1) 当初計画案のトンネル合流部で生じていた水位せき上げの影響は、トンネルの合流角度を約 15° に変更することにより、かなり低減させることができた。
- (2) $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には、1号および2号トンネルの両者によって分流させることにより、稲下地区の水位が H.W.L.以下に下がることが明らかとなった。ただし、この案はかなり大規模な構造物となり、経済性等の観点から十分検討する必要がある。
- (3) $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に1号トンネル単独によって分流させた場合、稲下地区の No.41～No.40 間の水位は H.W.L.を約 0.4 m 上回る。しかし、これより下流河道では H.W.L.以下の水位まで下がる。稲下地区の水位を H.W.L.以下とするには、1号トンネルによって分流させることに加えてその上流河道を掘削する必要がある。
- (4) $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に2号トンネル単独によって分流させた場合、水位は稲下地区を含め、河道全体が H.W.L.以下まで下がる。ただし、稲下地区での水位は H.W.L.とほぼ等しく、水位に余裕がないことが判明した。
- (5) 長島地区では、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に1号または2号トンネル単独によって分流させることにより、H.W.L.以下の水位まで下げることができる。しかし、長島地区の地盤高以下の水位までは下がらず、1号および2号トンネルの両者によって分流させてもその水位は長島地区の地盤高より約 0.6 m 高い。

- (6) $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、現況河道時に長島地区の地盤高を越えていた水位が1号トンネル単独の分流によってその水位は地盤高以下まで低下する。したがって1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合は、さらに水位は下がる。
- (7) $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時および $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に生じていた No.36、No.31、No.21+200 m、No.18+200 m 地点の急縮や湾曲の影響による水位せき上げは、それぞれのトンネルによって分流させることによって影響が小さくなった。このことは、各トンネルがその上流河道の水位低減に効果を発揮したことを示している。
- (8) 1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合、またはそれぞれ単独で分流させた場合、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時および $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに主流、水衝部の位置、剝離渦、死水域の形成範囲等の状況については現況河道時に対して大きな違いは生じなかった。ただし、流速については現況河道と比べて最大で約3割ほど変化する。

5.3 トンネル合流部の対策案に関する検討

5.3.1 まえがき

現況河道時およびトンネル放水路案の実験結果ともに、No.15 付近の複湾曲の影響によって右岸側に剝離渦を伴う死水域が生じ、反対に左岸側では流速がかなり大きく、流れが著しく不均一となることが明らかとなった。これによって No.15 付近では約 1.5 m の水位せき上げが生じた。さらにトンネル放水路案実験では、当初案よりその合流角度を緩和したことによって、No.16 付近で吐き出された高流速の流れが右岸に沿って流出し、反対に河道中央から左岸側では流速が小さく、流れの片寄りが著しい。よって、ここではトンネル吐口部から下流右岸側高水敷部の河道を整流（開削）し、No.15 付近およびトンネル合流部の流況改善と、水位せき上げの影響を小さくすることにより、上流河道（長島地区）の水位低減効果がどの程度になるかを検討した。さらに第 2 章に述べたように、No.16 付近は隼の瀬と呼ばれる舟下りの三難所の一つの景勝の場でもある。このため、1 号トンネル単独案については、トンネル吐口部下流の高水敷部を No.15 付近まで開削水路として導水し、この区間の河岸を自然のまま残して景観を保全する背割堤案についても検討した。

5.3.2 実験条件

実験は、トンネル吐口部下流の右岸側高水敷部を開削水路とした背割堤案、および右岸側高水敷部を河道整流して開削案とした場合について、No.15 付近の水位せき上げを解消させることによる上流河道の水位低減効果と流況の改善効果を調べた。トンネル吐口部の形状は、1 号トンネル単独の場合、1 号および 2 号トンネルの両者によって分流させた場合のそれぞれについて検討し、通水流量は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。

5.3.3 実験結果

(1) ケースⅢ-1-1 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、背割堤案：1 号トンネル単独の分流案実験)

本ケースでは、まず 1 号トンネル単独によって分流させた場合についてトンネル合流部の流況の改善を図った。図-5.42 は、トンネル合流部改造後の形状を示したものである。これまでの実験結果によると、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに No.15 地点の右岸沿いに死水域が生じて有効河積が減少し、この影響によって水位せき上げがかなり大きいことが明らかとなった。そこで本ケースは、図-5.42 に示すように、圧力トンネルの吐口から下流右岸側の高水敷を No.15 地点まで開削水路によって導水し、河岸を自然のまま残して景観の保全を図るとともに、流況の改善と水位せき上げを解消しようとするものである。

河道内の左右岸と中央の水位縦断および左右岸の水位差を示したのが図-5.43 である。また、この水位縦断にはトンネル合流部改造前（ケースⅡ-3-1）の河道中央の水位についても示してある。これによると、No.41～No.31 の水位はトンネル合流部改造前の水位とほぼ同じであり、No.41 では H.W.L. を 0.4 m 越える水位となった。No.31 より下流河道では、トンネルからの合流位置を下流側に延長したことにより、トンネル合流部改造前に対して水位が低下した。しかし、長島地区では約 0.2 m の低下であり、依然として冠水深は約 1.2 m に達している。No.22 より下流ではトンネル合流部の改善による水位低減効果がその上流部よりやや大きく、No.16+200 m 地点では約 0.7 m 低下する結果が得られた。

次に、模型全体の流況を図-5.44 に、トンネル合流部付近の拡大流況を図-5.45 に示す。また、写真-5.10

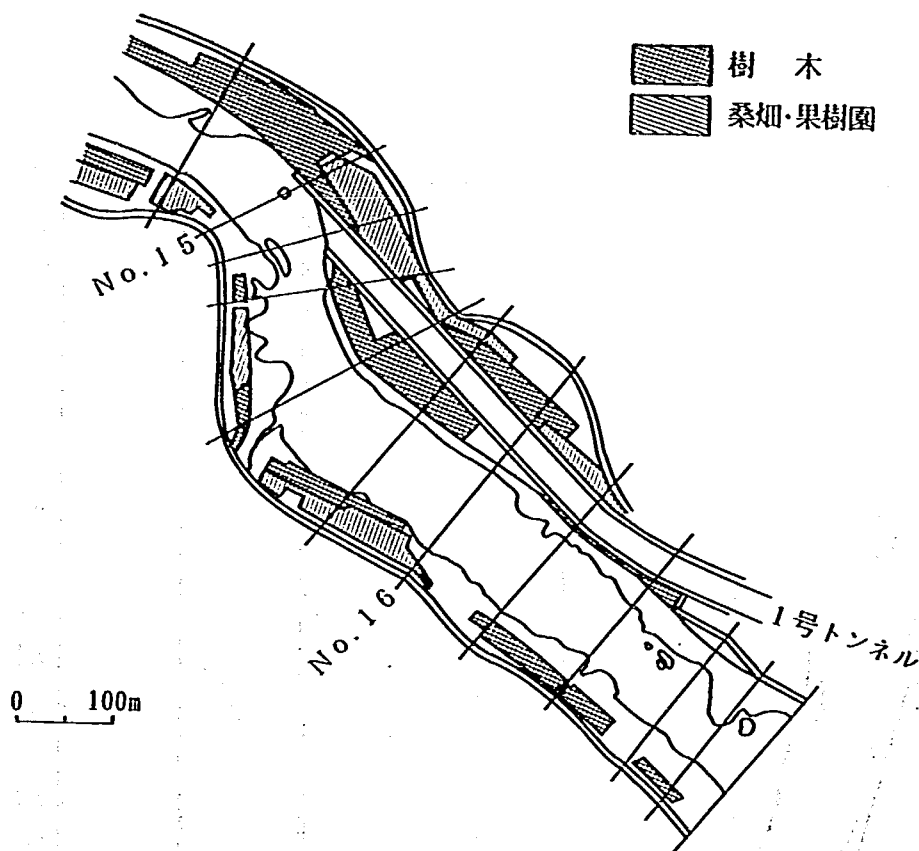


図-5.42 トンネル吐口部の形状(背割提案)

はトンネル合流部付近の流況写真である。No.16 付近における本川河道の主流部の流速は約 3.5 m/s で流れているのに対し、トンネル吐口から合流部までの開削水路内では約 7 m/s 以上の高流速となっており、射流に近い流れである。No.15 地点では、これまでに生じていた右岸沿いの死水域がトンネルからの流れによって消失し、かつ左岸側では流速が約 5.8 m/s と約 1 割小さくなり、流れが一様化した。また、No.14+300 m より下流においても流れは一様化した。

一方、トンネル内のピエゾ水頭の分布を示したのが図-5.46 である。同図には、トンネル合流部改造前の場合についても示してある。トンネル内のピエゾ水頭は、トンネル呑口付近で合流部改造前とほぼ同じであるものの、トンネル吐口付近では約 0.2 m 高くなった。これは、トンネル吐口部から合流部間の開削水路内の水位上昇の影響と考えられる。このため、分流量は合流部改造前より約 4% 減少し、 $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。

以上の結果より、トンネル吐口部下流右岸側の高水敷部を開削水路によって導水し、トンネル合流部位置を下流側とすることによって、トンネル合流部直上流付近 (No.16+200 m 付近) の水位が合流部改造前に比して約 0.7 m 低下する。この水位は、上流に向かって次第にトンネル合流部改造前の水位にすりつき、長島地区では合流部改造前の水位に対して約 0.2 m の低下であった。流況については、No.16 付近の流れが一様化し、また、No.15 地点では右岸側に生じていた死水域がトンネルからの流れによって消失して流れが一様化し、かなり流況を改善することができた。

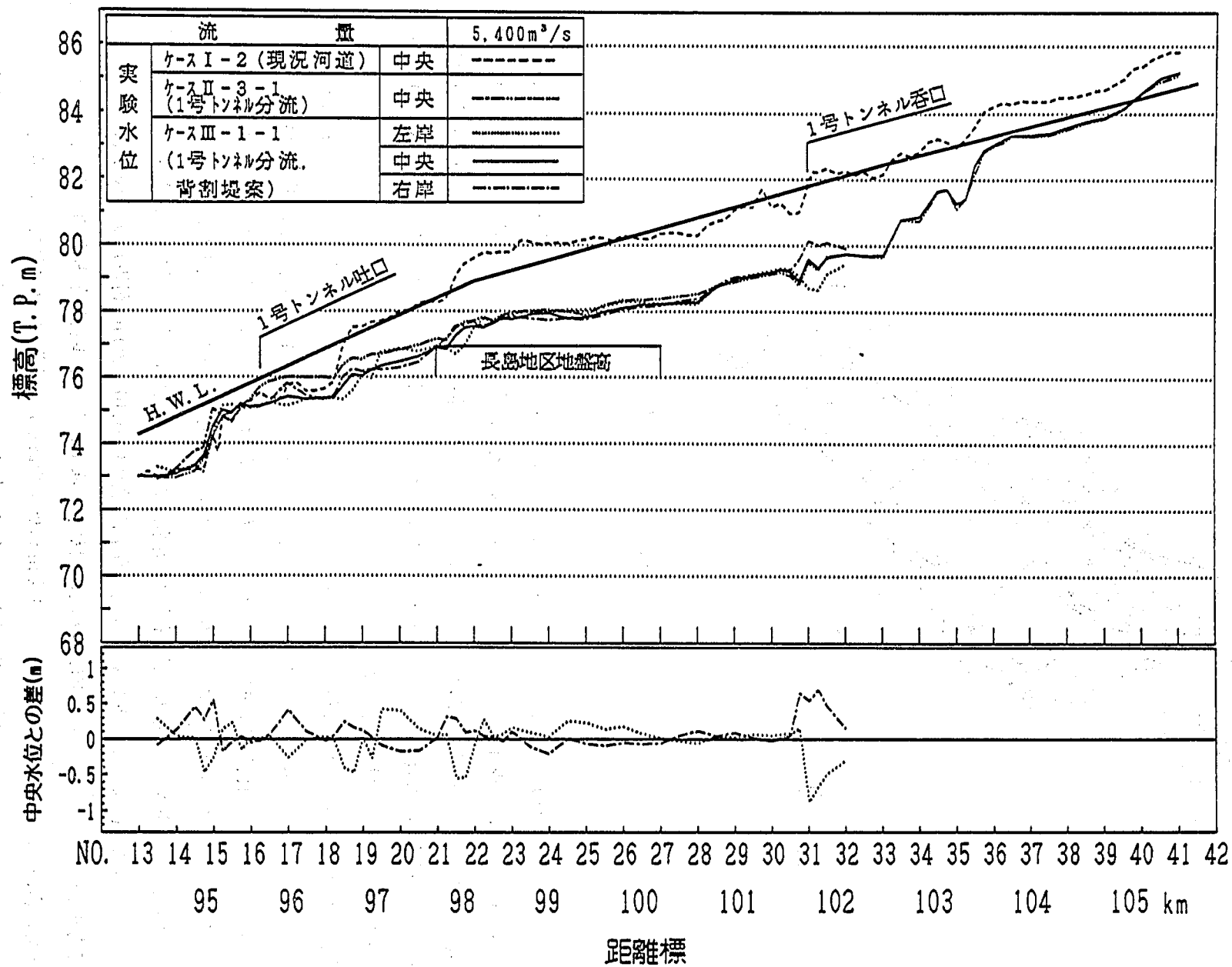


図-5.43 水位縦断(ケースⅢ-1-1)

《1号トンネル単独》 背割堤

ケース		Ⅲ-1-1
流量		5400 m ³ /s
死水城	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
	跳水	
	水際線	
	主流の位置	

0 500 1000 (m)

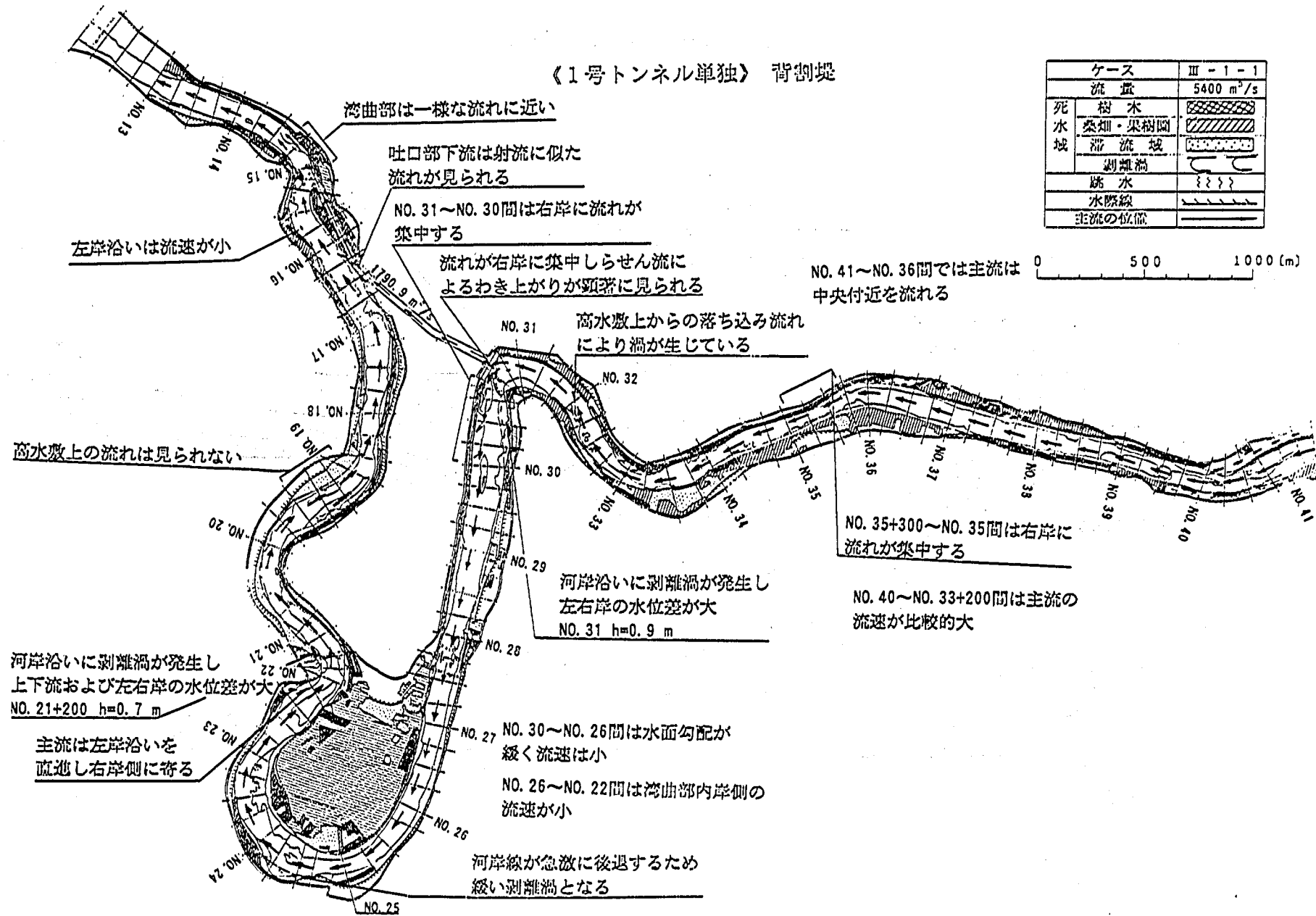


図-5.44 流況図(ケースⅢ-1-1)

《1号トンネル単独》 背割堤

ケース	Ⅲ-1-1	
流量	5400 m ³ /s	
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
	跳水	
	水際線	
	主流の位置	
	流速分布	

数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

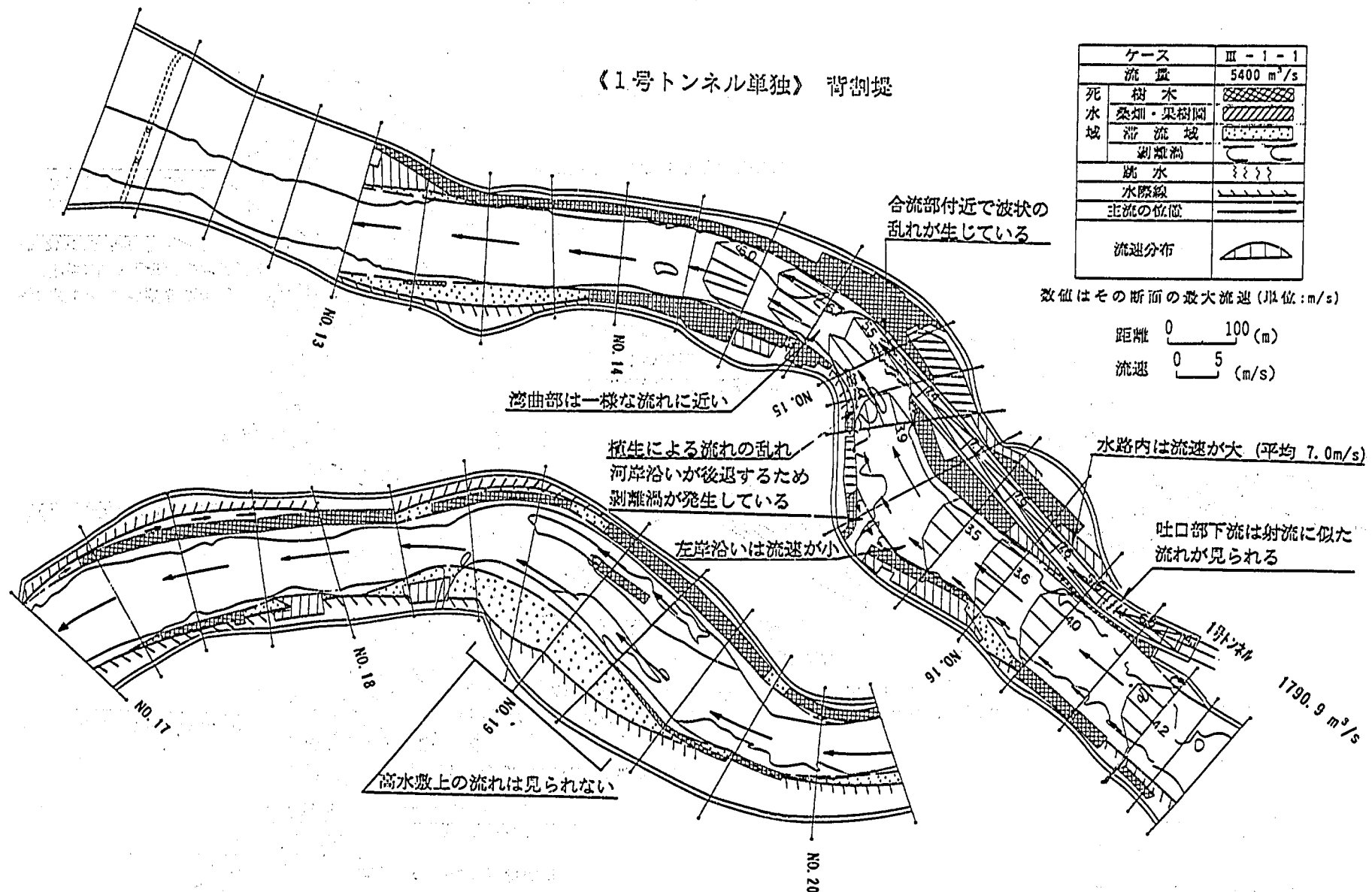


図-5.45 流況図(ケースⅢ-1-1)

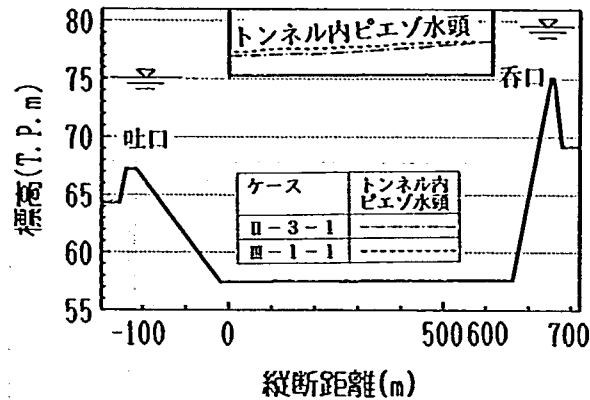


図-5.46 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースIII-1-1)

(2) ケースIII-1-2 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、背割堤案：1号トンネル単独の分流案実験)

本ケースは、前ケースと同一のトンネル合流部の形状とし、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水理現象について検討したものである。図-5.47 は、河道内の左右岸と中央の水位縦断および左右岸の水位差を示したものである。また、この水位縦断には、トンネル合流部改造前（ケースII-3-2）の河道中央の水位についても示してある。先のケースIII-1-1と同様に、No.41～No.31の水位はトンネル合流部改造前と同じであり、No.41ではH.W.L.より1.3m低い。No.31より下流でもトンネル合流部の形状を改善したことにより水位が下り、長島地区では合流部改造前より約0.2m低下する。No.22より下流ではトンネル合流部の改善による水位低減効果がより顕著であり、No.16+200m地点ではトンネル合流部改造前に対して約0.7m水位が低下する。この水位低減効果は先の $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じ結果である。

模型全体の流況を図-5.48に、トンネル合流部付近の拡大流況を図-5.49に示す。また、トンネル合流部付近の流況写真を写真-5.11に示す。No.16付近の河道内における主流部の流速は約3.9m/sとなっており、先の $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時よりむしろ増大している。これはトンネル合流部位置を下流側にしたことによる水位低下の影響と考えられる。トンネル吐口から合流部までの開削水路内では流速は7m/sを越える高流速である。No.15地点の右岸沿いに発生していた死水域は $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に、トンネルからの流れによって消失し、また左岸側では流速が約4.3m/sと約2割小さくなり、かつNo.14+300mより下流においても流れは一様化した。

トンネル内のピエゾ水頭の分布を図-5.50に示す。同図には、トンネル合流部改造前の場合についても示してある。トンネル内のピエゾ水頭は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に、トンネル吐口付近で合流部改造前より約0.2m高く、分流量は合流部改造前より約7%減少し約1,490 m^3/s となった。

以上のように、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時についてもトンネル合流部位置を下流側に分離延長することによって、No.16+200m付近では水位が約0.7m低下する。この水位は上流に向かって次第にトンネル合流部改造前の水位にすりつき、長島地区では合流部改造前の水位に比べて約0.2mの低下である。流況についても $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に、No.16付近の流れが一様化し、また、No.15地点では右岸側に生じていた死水域が消失して流れが一様化し、流況が改善される結果が得られた。

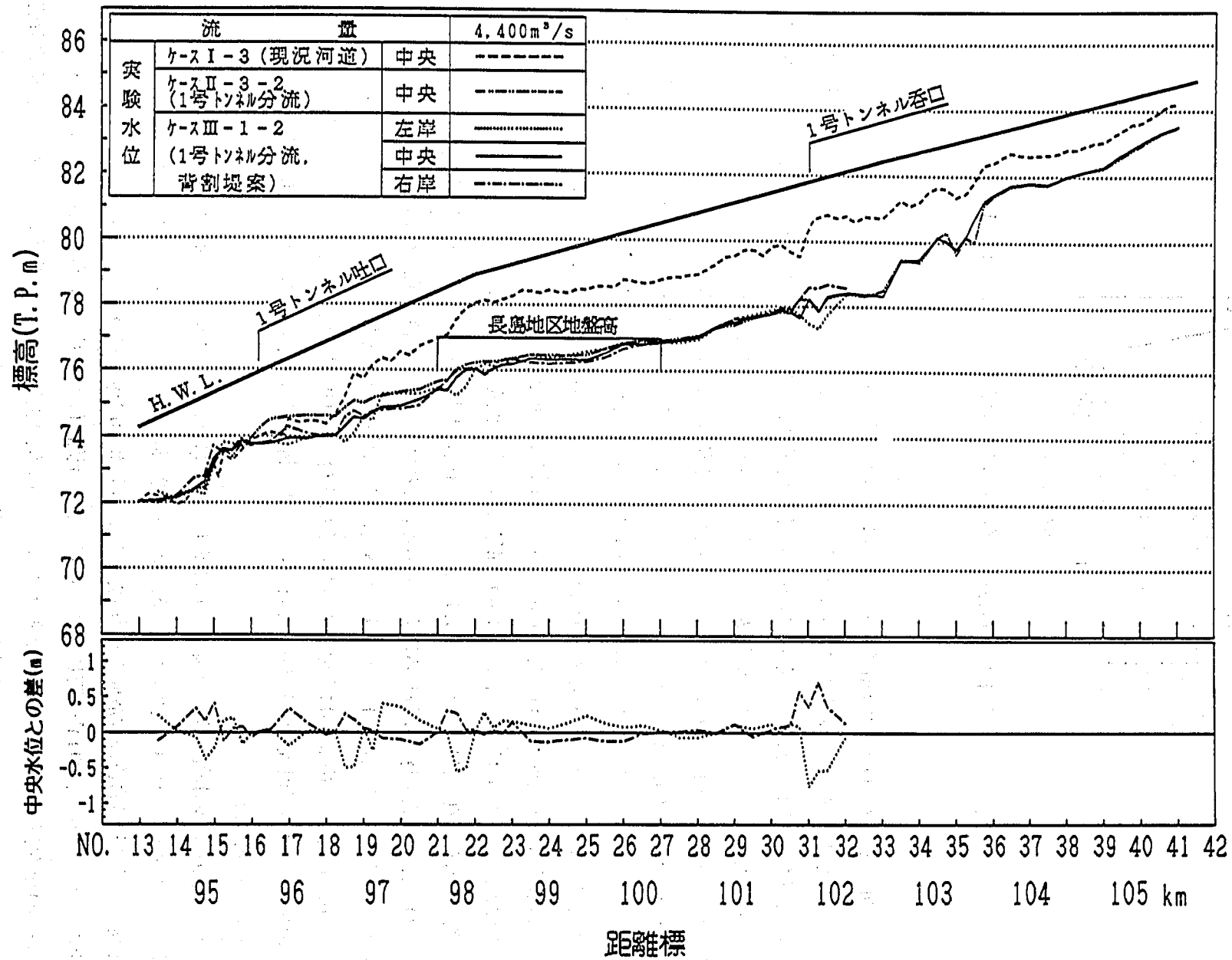


図-5.47 水位縦断(ケースⅢ-1-2)

《1号トンネル単独》 背割堤

ケース		Ⅲ-1-2
流量		4400 m ³ /s
死水域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
剥離渦		
跳水		???
水際線		
主流の位置		

0 500 1000 (m)

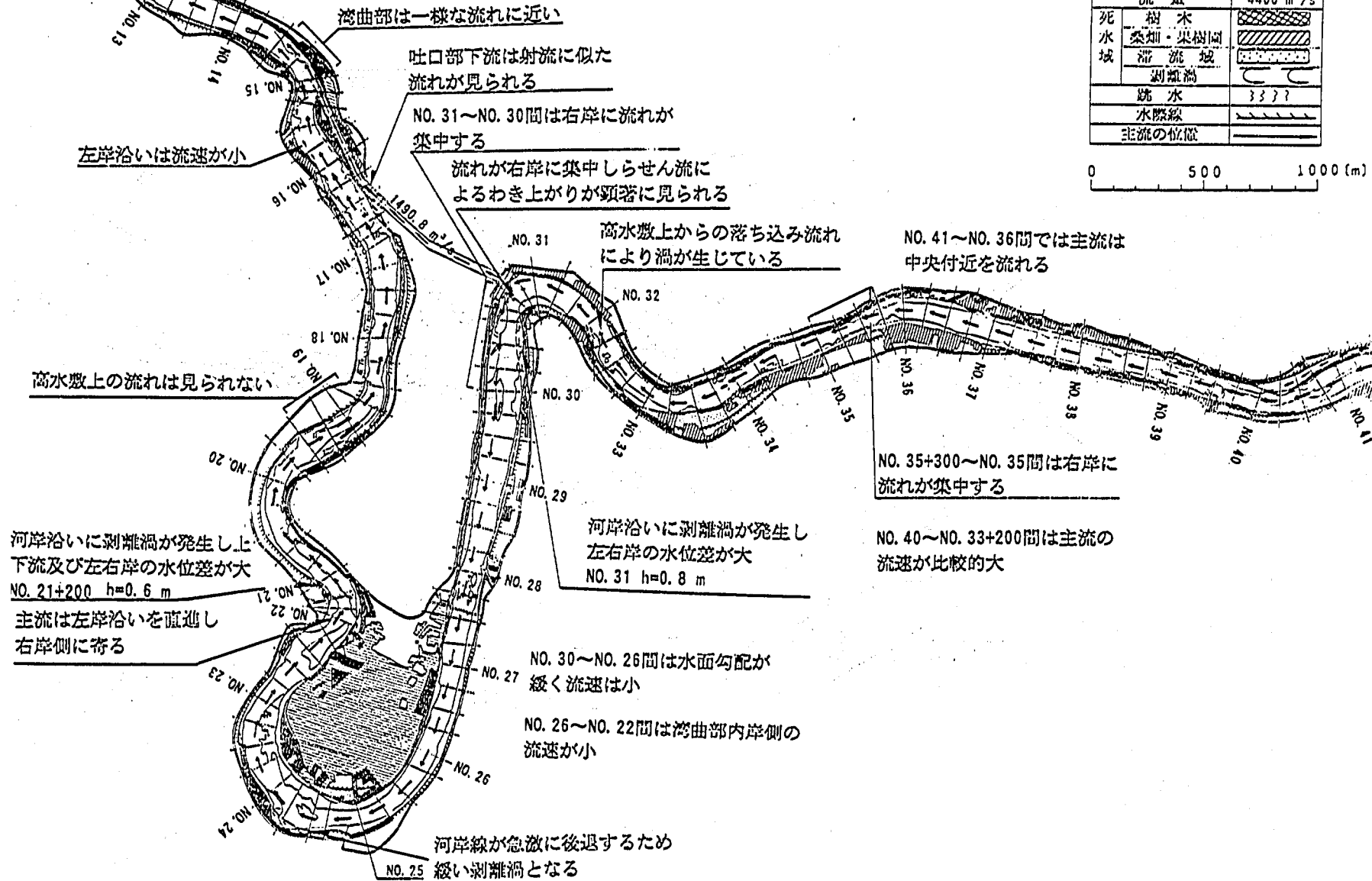


図-5.48 流況図(ケースⅢ-1-2)

《1号トンネル単独》 背割堤

ケース		Ⅲ-1-2
流量		4400 m ³ /s
死水域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
	跳水	
	水際線	
	主流の位置	
	流速分布	

数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

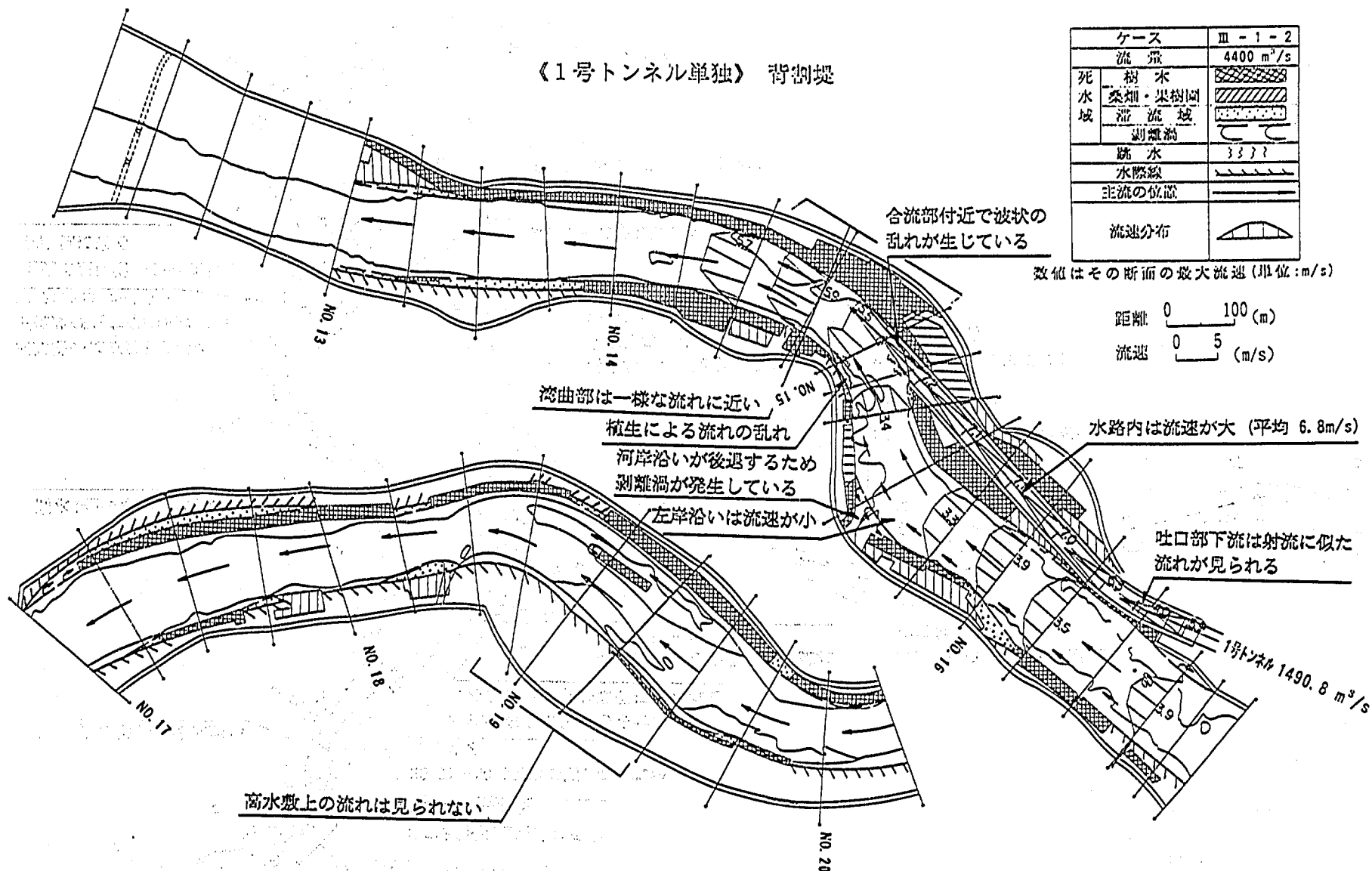


図-5.49 流況図(ケースⅢ-1-2)

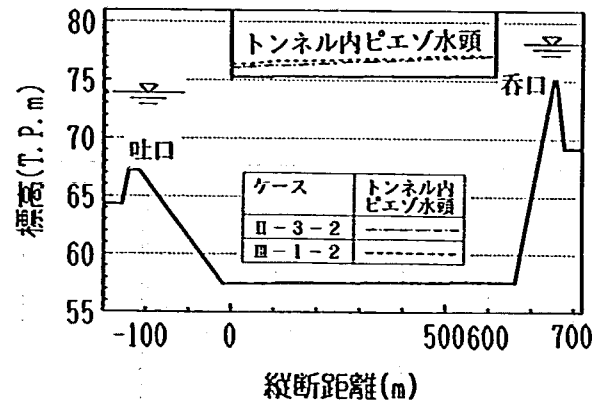


図-5.50 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースIII-1-2)

(3) ケースIII-2-1 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、開削案：1号トンネル単独の分流案実験)

本ケースは、図-5.51に示すように No.16+100 m～No.15+100 m 間の右岸側高水敷を河道修正した案を開削案とし、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位低減効果および流況を検討した。図-5.52には、河道内の左右岸と中央

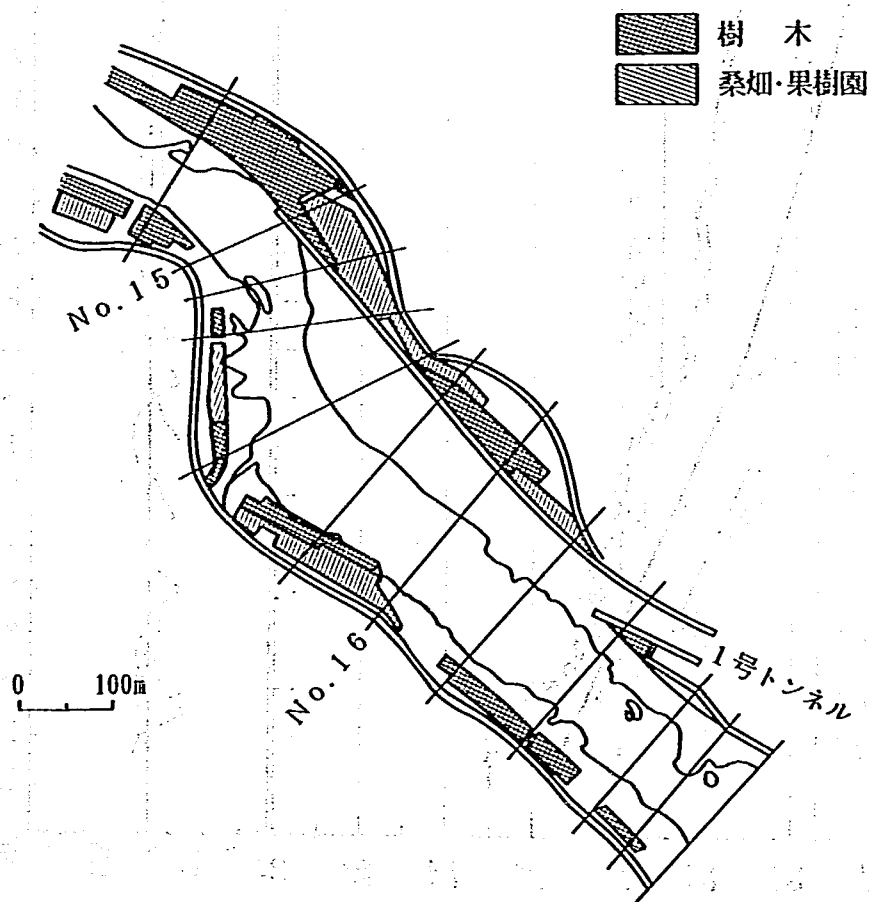


図-5.51 トンネル吐口部の形状(右岸開削案)

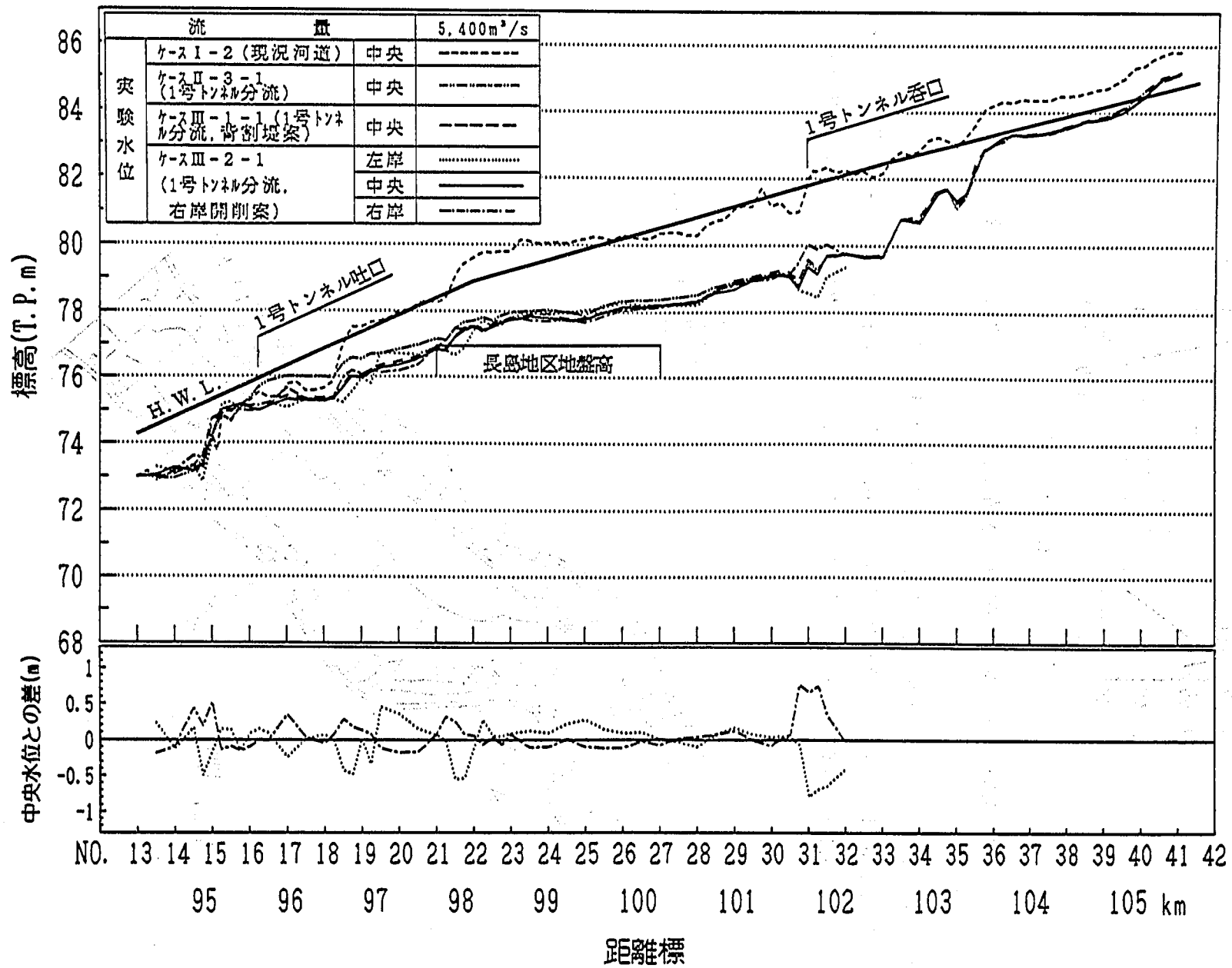


図-5.52 水位縦断(ケースⅢ-2-1)

の水位縦断および左右岸の水位差を示す。また、同図には、トンネル合流部改造前(ケースⅡ-3-1)、背割堤案(Ⅲ-1-1)の河道中央の水位も示した。これによると No.31 から上流側河道の水位は、トンネルを No.16+100 m 付近に合流させた改造前のときと同じであり、No.41 では H.W.L.を 0.4 m 越える水位となった。No.31 付近から下流河道の水位は少しずつ低下し、長島地区ではトンネル合流部改造前の水位に対し、約 0.2 m の低下である。これは先の背割堤案とほぼ同じである。同様に No.16+200 m 付近ではトンネル合流部改造前より水位が約 0.7 m 下がり、背割堤案と比較しても若干水位が低い程度である。

次に、模型全体の流況を図-5.53 に、トンネル合流部付近の拡大流況を図-5.54 に示す。また、トンネル合流部付近の流況写真を写真-5.12 に示す。No.16 付近では、トンネルからの流れが右岸に沿って流れており、その流速は約 5.8 m/s と速い。これに対し、河道中央から左岸側の本川の流れは約 3.4 m/s であり、トンネルからの流れよりかなり遅い。しかし No.15 付近では、右岸側の死水域が消失し、左岸側では流速が約 4.9 m/s と約 1 割小さくなり、流れが一様化した。

トンネル内のピエゾ水頭の分布を図-5.55 に示す。同図には、トンネル合流部改造前の場合についても示してある。開削案では、背割堤案の場合に生じていた開削水路内での水位上昇の影響が解消されたことによって、トンネル内のピエゾ水頭が下がり合流部改造前とほぼ同じになった。よって分流量は 1,810 m³/s と合流部改造前とほぼ同じであった。

以上のように、No.16+100 m～No.15+100 m 間の右岸側高水敷部を開削した場合、本川の水位は先の背割堤案とほぼ同じであり、トンネル合流部改造前の水位に対して No.16+200 m 付近で約 0.7 m、長島地区で約 0.2 m 低下する結果が得られた。流況については、No.16 付近はトンネルからの流れによって右岸沿いの流れが速いものの、No.15 地点では背割堤案と同様に右岸沿いの死水域や左岸沿いの速い流れが解消されて一様化し、流況が改善される結果が得られた。

(4) ケースⅢ-2-2 (Q=4,400 m³/s、開削案：1号トンネル単独の分流案実験)

本ケースは、トンネル合流部の河道形状を前ケースと同じ開削案とし、Q=4,400 m³/s 時の水理現象について検討したものである。

図-5.56 は、河道内の左右岸と中央の水位縦断および左右岸の水位差を示したものである。同図には、トンネル合流部改造前(ケースⅡ-3-2)、背割堤案(Ⅲ-1-2)の河道中央の水位についても示してある。これによると、No.31 から上流河道の水位はトンネル合流部改造前と同じである。No.31 付近から下流河道は、トンネル合流部改造前の水位に対し少しずつ低下し、長島地区では Q=5,400 m³/s 時と同じ約 0.2 m の水位低下である。トンネル合流部の No.16+200 m 付近の水位も Q=5,400 m³/s 時と同様に、トンネル合流部改造前に対し約 0.7 m の水位低下であった。

模型全体の流況を図-5.57 に、トンネル合流部付近の拡大流況を図-5.58 に示す。また、トンネル合流部付近の流況写真を写真-5.13 に示す。No.16 付近の合流状況は、Q=5,400 m³/s 時と同様にトンネルからの流れが右岸に沿って約 6.3 m/s の高流速で流出する。先の Q=5,400 m³/s 時よりも本川水位が低いことによって流速が増大している。No.15 地点でも、Q=5,400 m³/s 時と同様に、右岸側の死水域が消失し、かつ左岸側では流速が約 4.0 m/s と約 3 割小さくなり、その下流河道も含め流れが一様化している。

トンネル内のピエゾ水頭の分布を図-5.59 に示す。同図には、トンネル合流部改造前の場合についても示し

《1号トンネル単独》 右岸開削

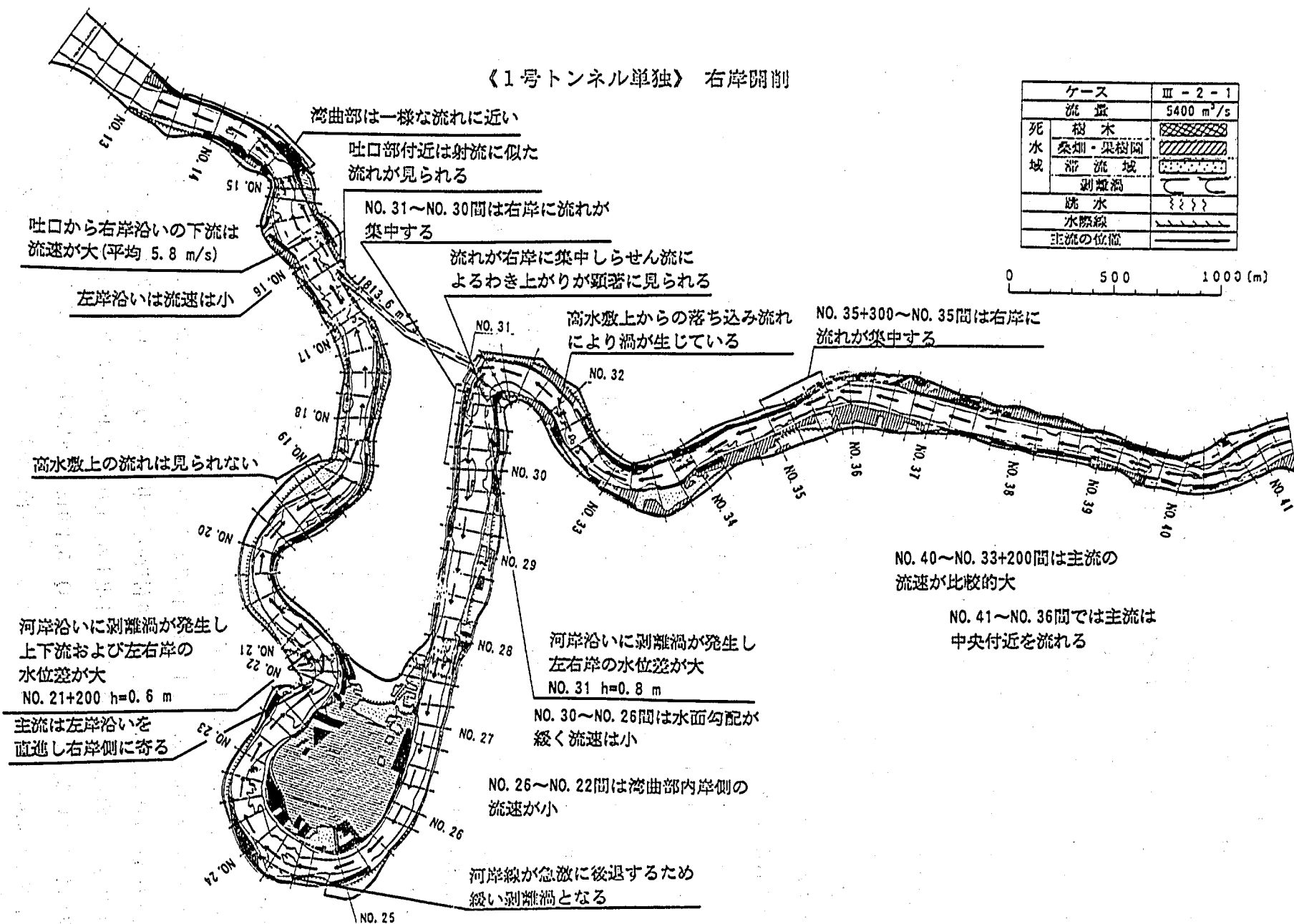


図-5.53 流況図(ケースⅢ-2-1)

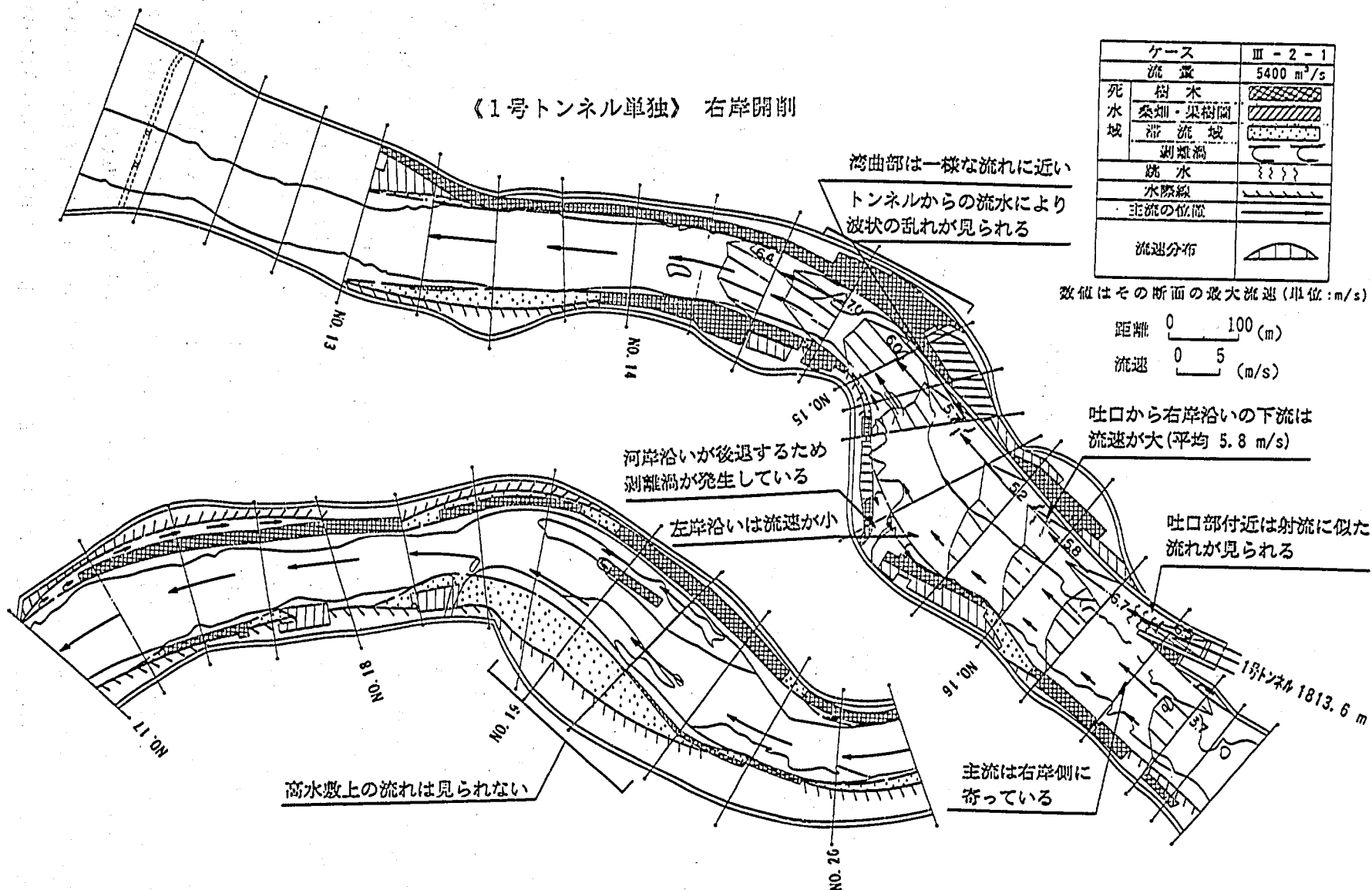


図-5.54 流況図(ケースⅢ-2-1)

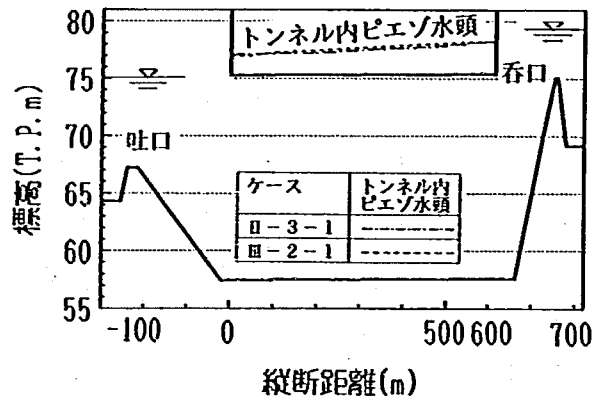


図-5.55 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-2-1)

である。トンネル内のピエゾ水頭は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様にトンネル合流部改造前とほぼ同じで、分流量も $1,570 \text{ m}^3/\text{s}$ とほぼ同じであった。

以上の結果より、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時についても本川の水位はトンネル合流部改造前よりも No.16+200 m 付近で約 0.7 m、長島地区で約 0.2 m 低下する結果が得られた。これは先の背割提案と同じ水位低減である。流況については、No.16 付近でトンネルからの合流によって右岸沿いで速い流れが見られるものの、No.15 地点では背割提案と同様に右岸沿いの死水域や左岸沿いの速い流れが解消されて一様化し、流況が改善される結果が得られた。

(5) ケースⅢ-3-1 ($Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、開削案：1号および2号トンネル両者による分流案実験)

本ケースは、1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合のトンネル合流部河道開削案について検討するものである。トンネル合流部は図-5.60 に示すように、No.16+200 m～No.15+100 m 間の右岸高水敷部を開削整正した河道である。

河道内の左右岸と中央の水位縦断および左右岸の水位差を示したものが図-5.61 である。なお、この水位縦断には、トンネル合流部改造前(ケースⅡ-2-1)の河道中央の水位についても示した。これによると、これまでの結果と同様、No.31 から上流河道の水位はトンネル合流部改造前の水位と同じであり、No.31 より上流河道の水位低減効果は得られていない。No.31 より下流河道は水位が低下するものの、長島地区ではこれまでと同様にトンネル合流部改善前の水位に対し、約 0.2 m の低下である。また、No.16+200 m 地点のトンネル合流部の水位も約 0.7 m の低下であり、これまでの検討案と同じ水位低減であった。

模型全体の流況を図-5.62 に、トンネル合流部付近の流況を図-5.63 に示す。また、トンネル合流部付近の流況写真を写真-5.14 に示す。トンネルからの流れは右岸に沿って約 4.6 m/s で合流しているものの、No.16 付近の河道中央から左岸側の本川では、2本のトンネルによって分流量が増大し、反対に本川流量が低下したことによって流速約 2 m/s とトンネルからの流れの半分以下である。しかし No.15 地点では、これまでのケースと同様に右岸側の死水域の消失とともに左岸側の速い流れも解消され、一様化した流れとなっている。

トンネル内のピエゾ水頭の分布を図-5.64、5.65 に示す。同図には、トンネル合流部改造前の場合についても示してある。トンネル内のピエゾ水頭は、1号および2号トンネルともに合流部改造前とほぼ同じであっ

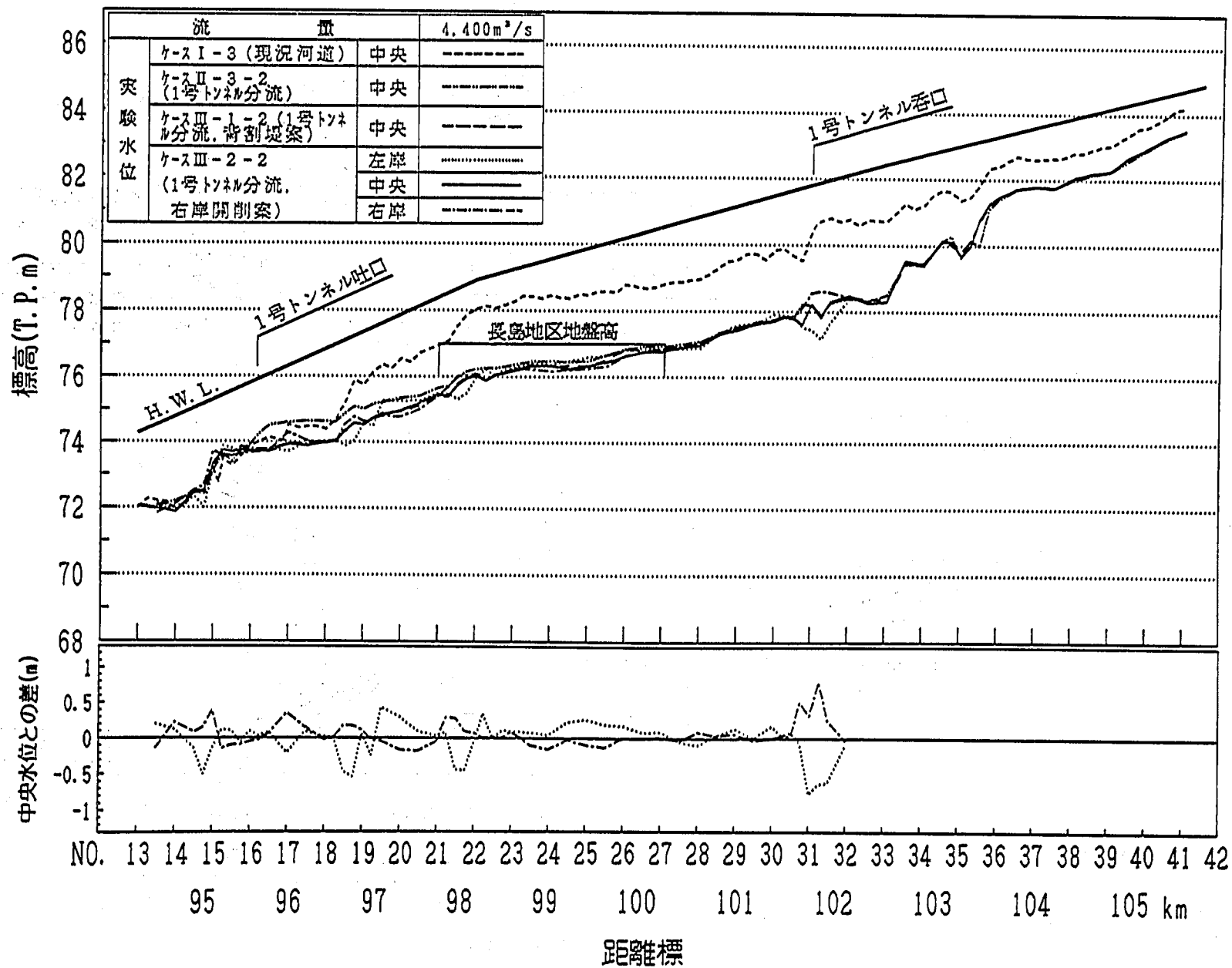


図-5.56 水位縦断(ケースⅢ-2-2)

《1号トンネル単独》 右岸開削

ケース		Ⅲ-2-2
死水 域	流量	4400 m ³ /s
	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
	跳・水	33??
	水際線	
主流の位置		

0 500 1000 (m)

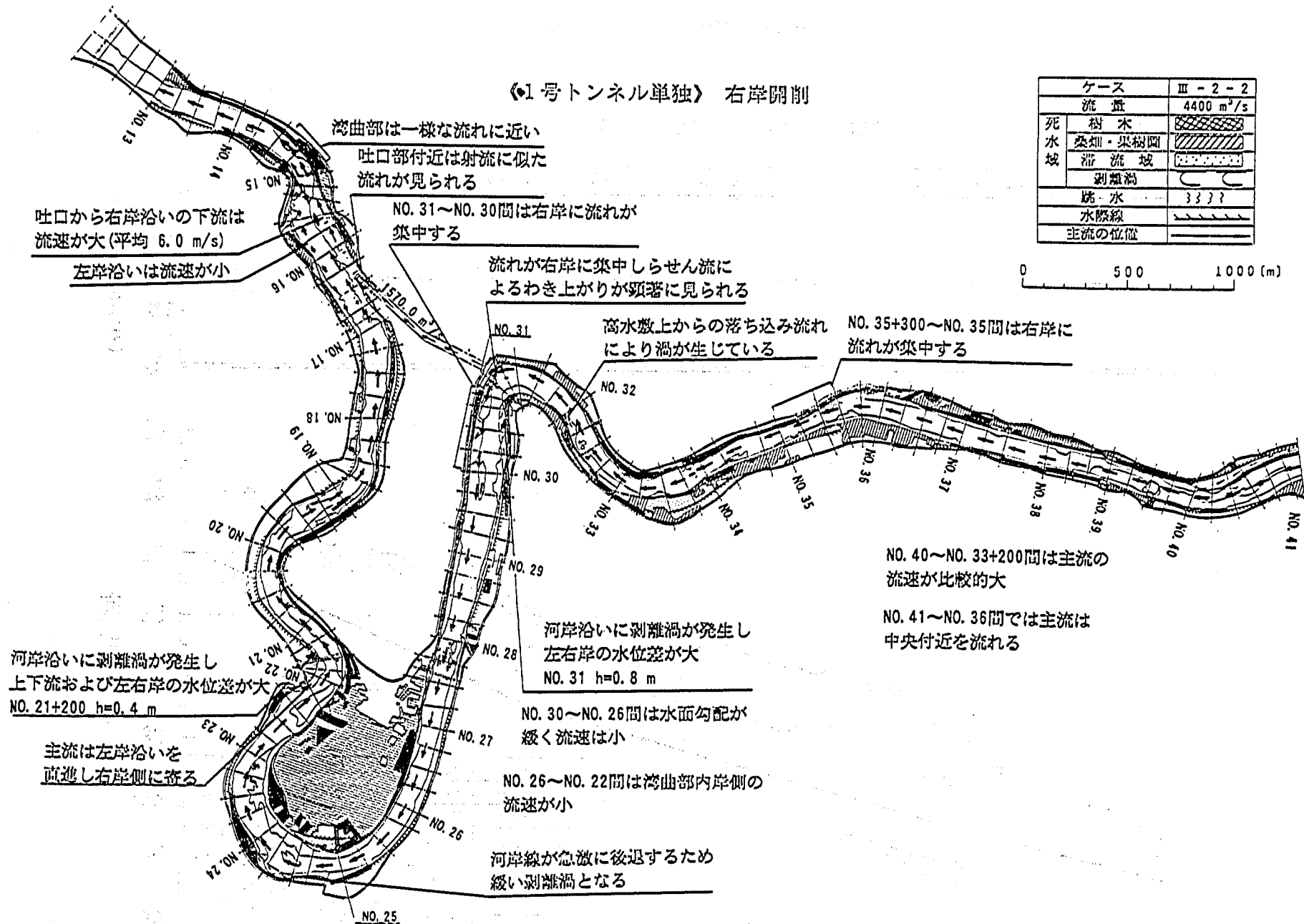


図-5.57 流況図(ケースⅢ-2-2)

《1号トンネル単独》 右岸開削

ケース		Ⅲ-2-2
流量		4400 m ³ /s
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
跳す		3333
水際線		
主流の位置		
流速分布		

数値はその断面の最大流速(単位: m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

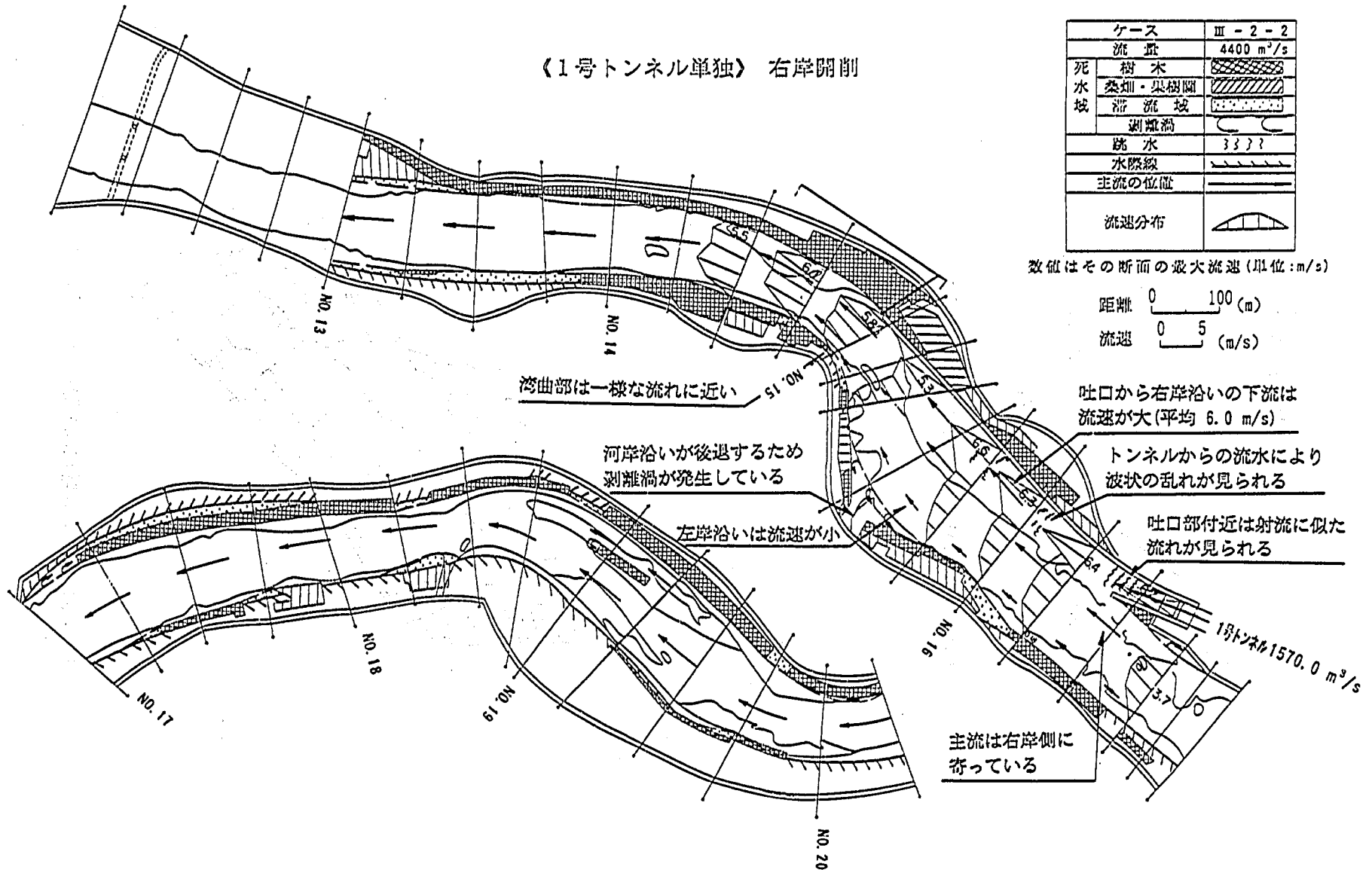


図-5.58 流況図(ケースⅢ-2-2)

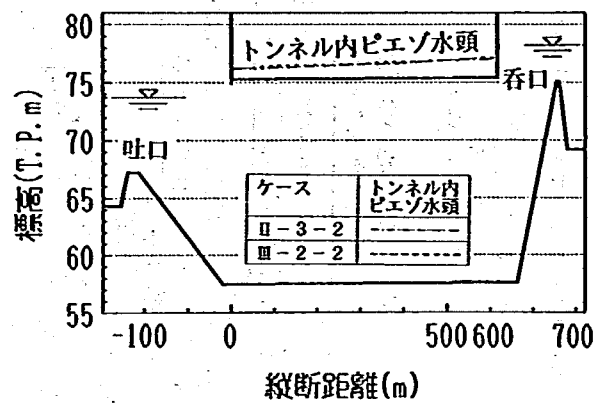


図-5.59 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースIII-2-2)

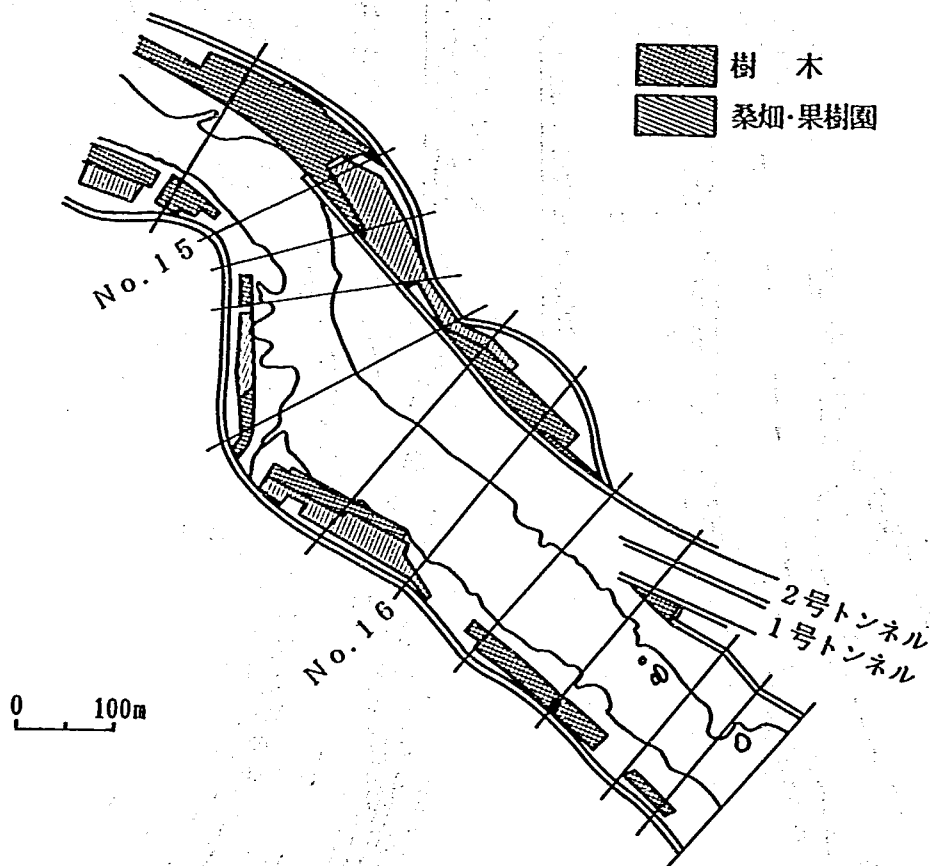


図-5.60 トンネル吐口部の形状(右岸開削案)

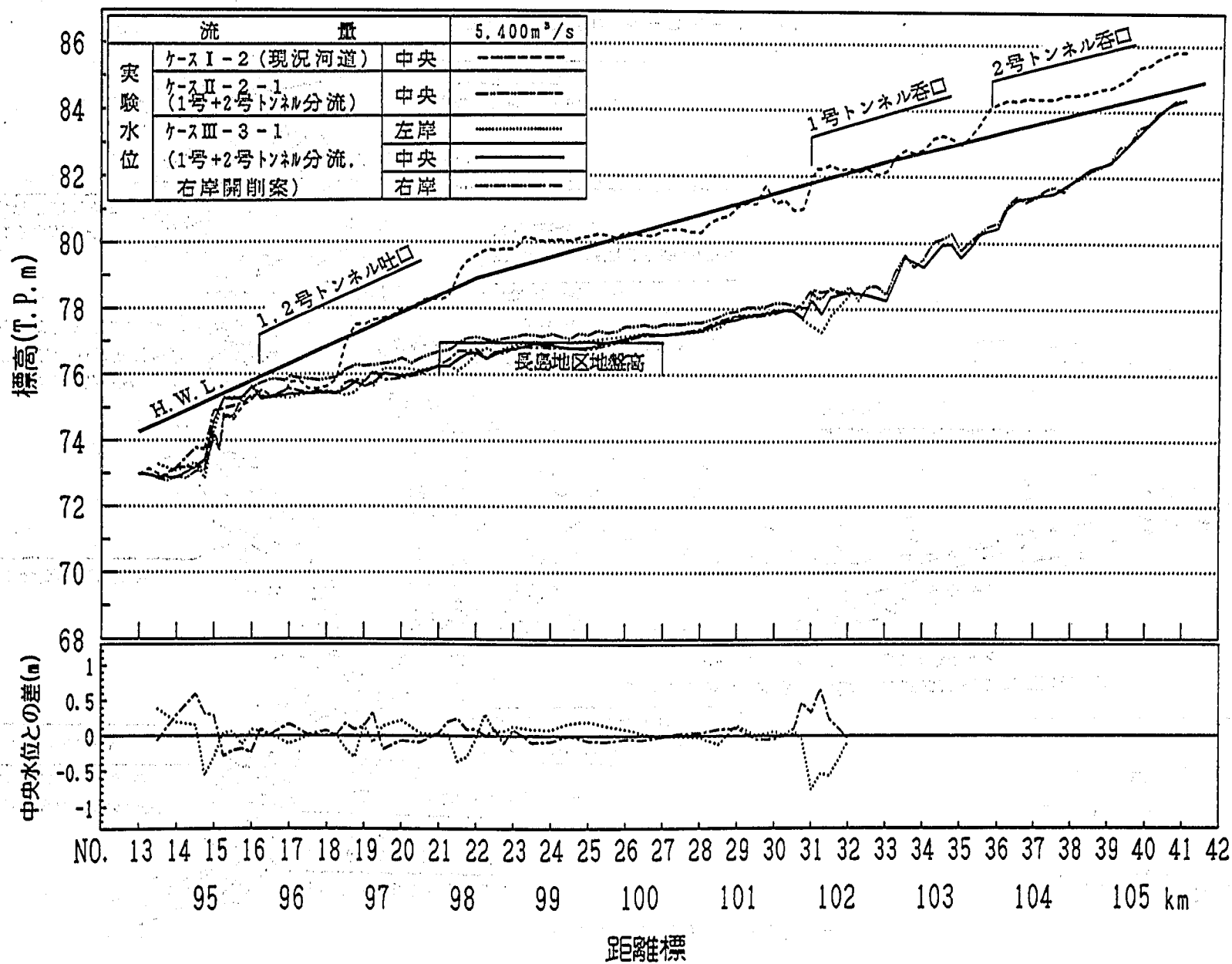


図-5.61 水位縦断(ケースⅢ-3-1)

《1・2号トンネル併用》 右岸開削

ケース		Ⅲ-3-1
流量		5400 m ³ /s
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
	跳水	
	水際線	
	主流の位置	

0 500 1000 (m)

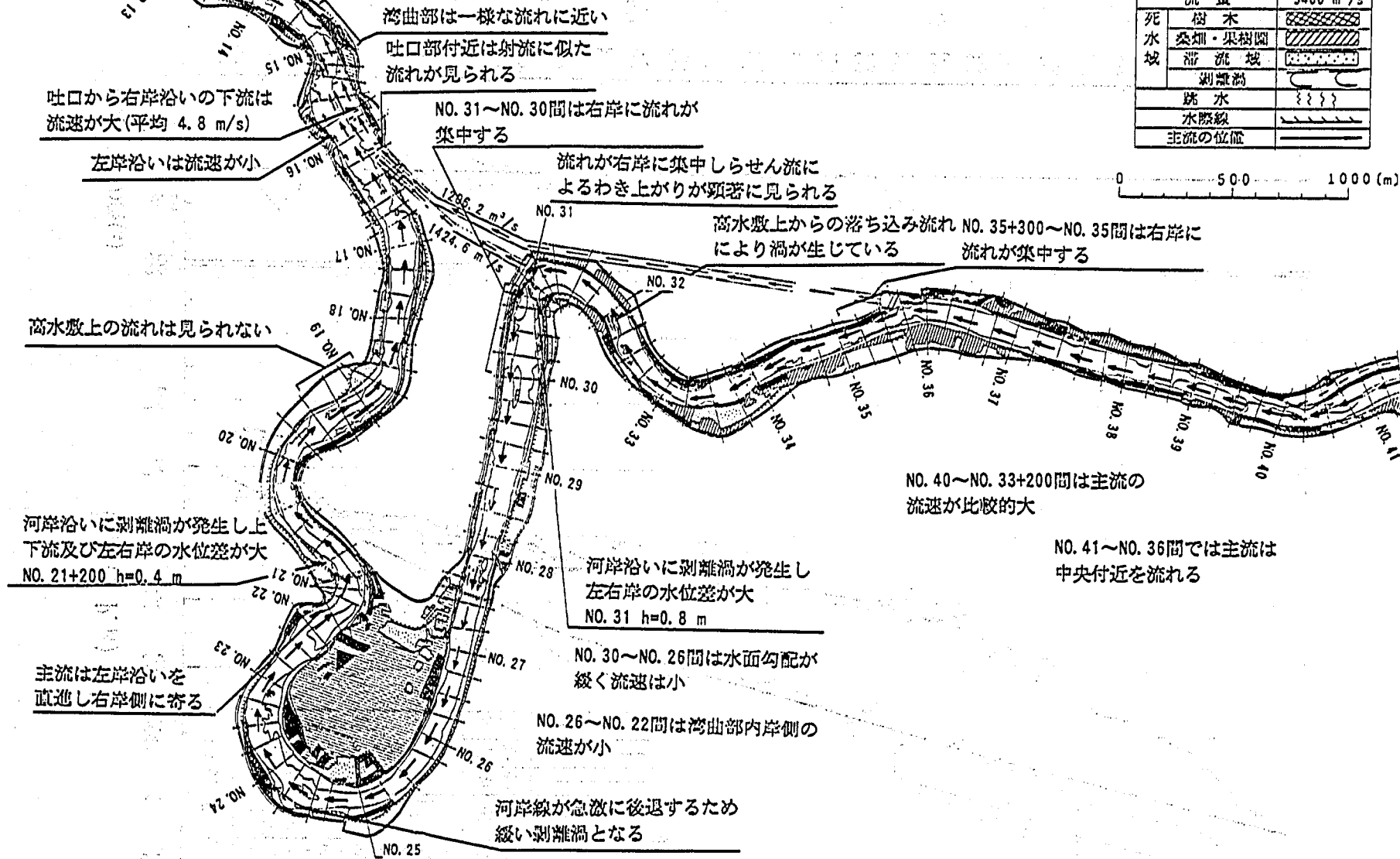


図-5.62 流況図(ケースⅢ-3-1)

《1・2号トンネル併用》 右岸開削

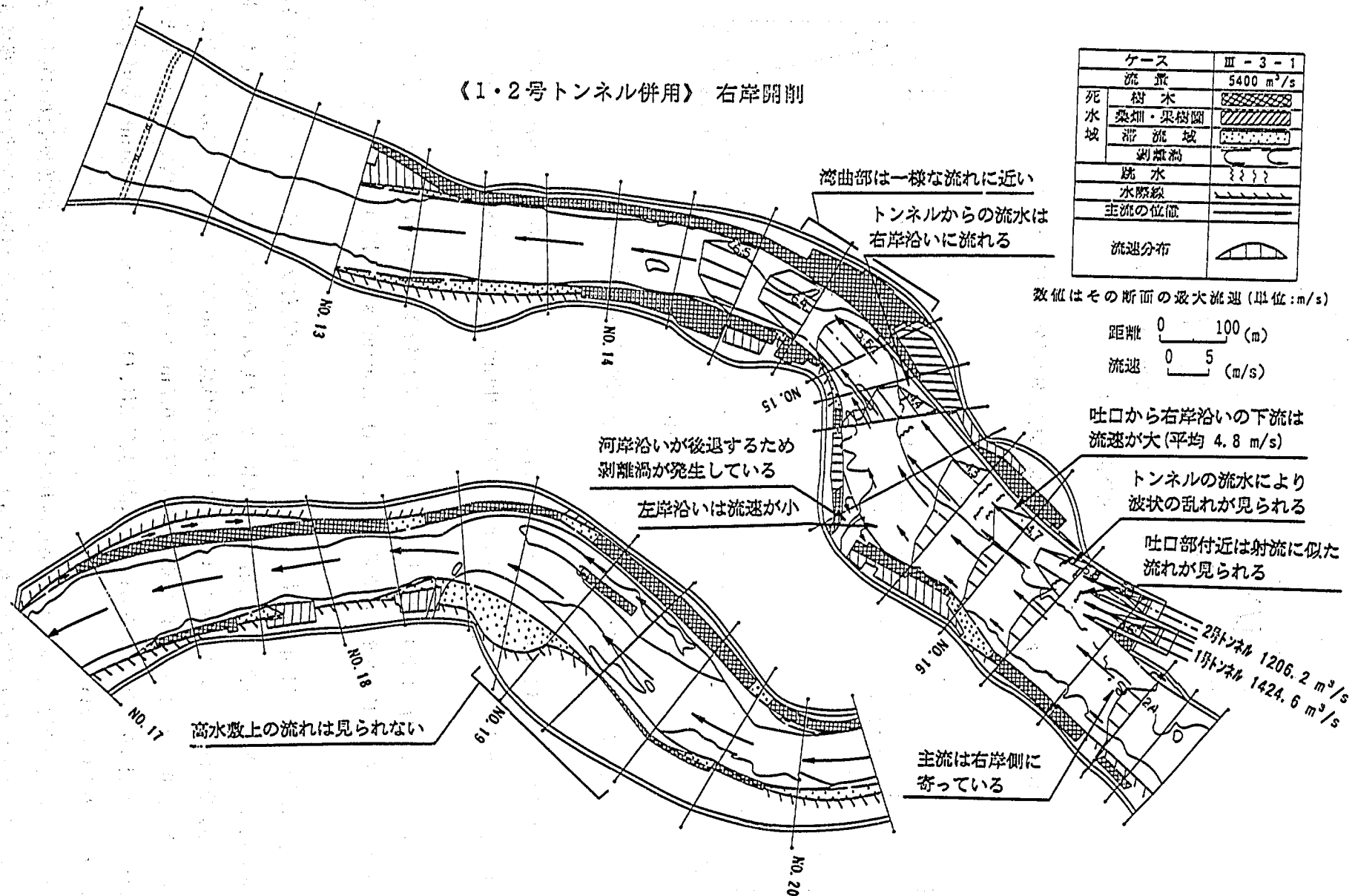


図-5.63 流況図(ケースⅢ-3-1)

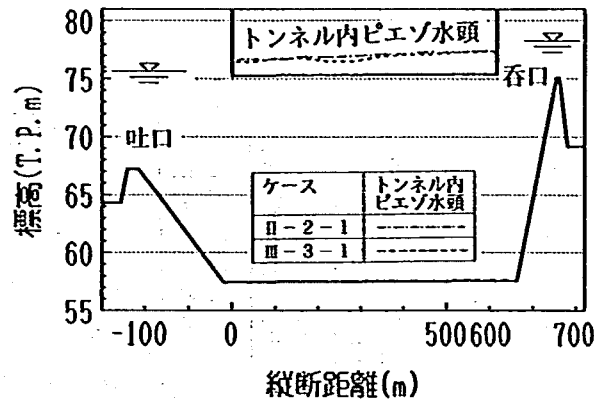


図-5.64 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースIII-3-1)

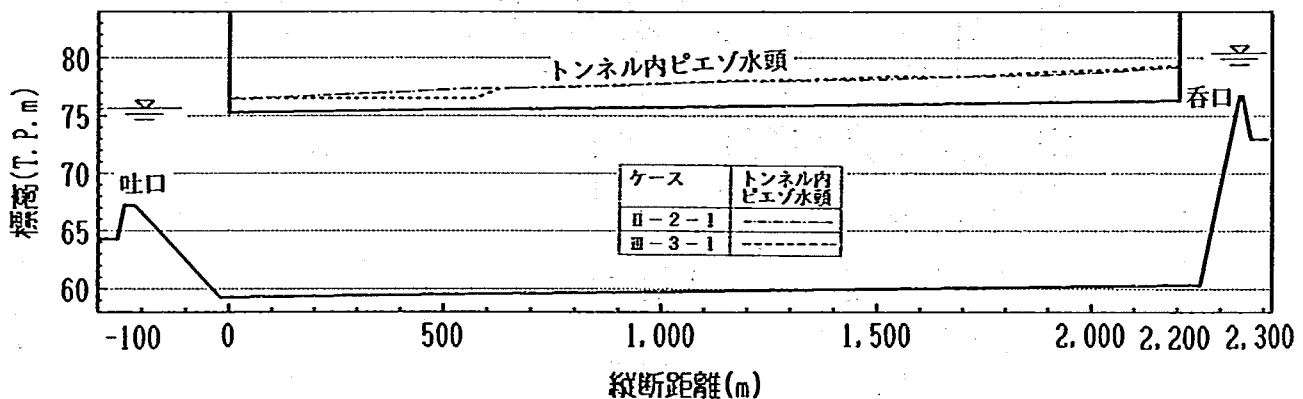


図-5.65 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースIII-3-1)

た。分流量は、1号トンネルが $1,420 \text{ m}^3/\text{s}$ で合流部改造前よりやや少ないが、これは実験条件の設定や測定の誤差による違いと考えられる。2号トンネルの分流量は $1,210 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、合流部改造前とほぼ同じであった。

(6) ケースIII-3-2 ($Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、開削案：1号および2号トンネル両者による分流案実験)

本ケースは、前ケースと同じトンネル合流部の形状とし、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水理現象について検討したものである。

図-5.66は、この実験結果の河道内の左右岸と中央の水位縦断および左右岸の水位差を示したものである。なお、水位縦断には、トンネル合流部改造前（ケースII-2-2）の河道中央の水位についても示した。水位はこれまでの結果と同様、トンネル合流部の改善による水位低減はNo.31地点付近までである。また長島地区の水位低下は約 0.2 m 、トンネル合流部の水位低下が約 0.7 m であり、他の背割提案、開削案とほとんど変わらないことが明らかとなった。さらにこの水位低減効果は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ と $4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量の違いによってもあまり変化しない。

トンネル合流部付近の流況は、トンネルからの流れが右岸沿いを流下するため、本川側の流れに対して速い。これらの流況を模型全体の流況図とともに図-5.67、5.68に、トンネル合流部付近の流況写真を写真-5.

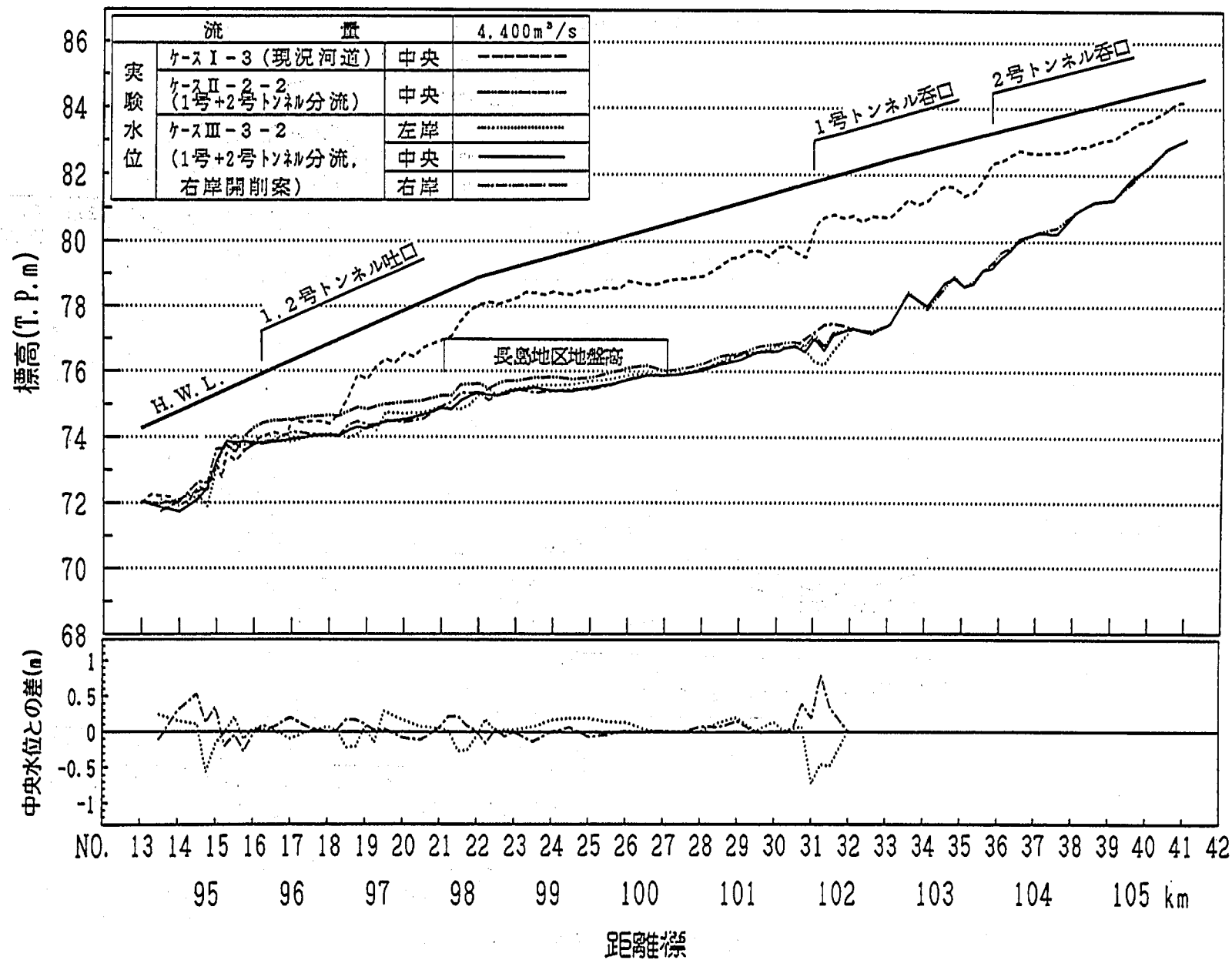


図-5.66 水位縦断(ケースⅢ-3-2)

《1・2号トンネル併用》 右岸開削

ケース	Ⅲ-3-2
流量	4400 m ³ /s
死水	樹木
流域	桑畑・果樹園
滞流域	剝離渦
跳水	33??
水際線	
主流の位置	

0 500 1000 (m)

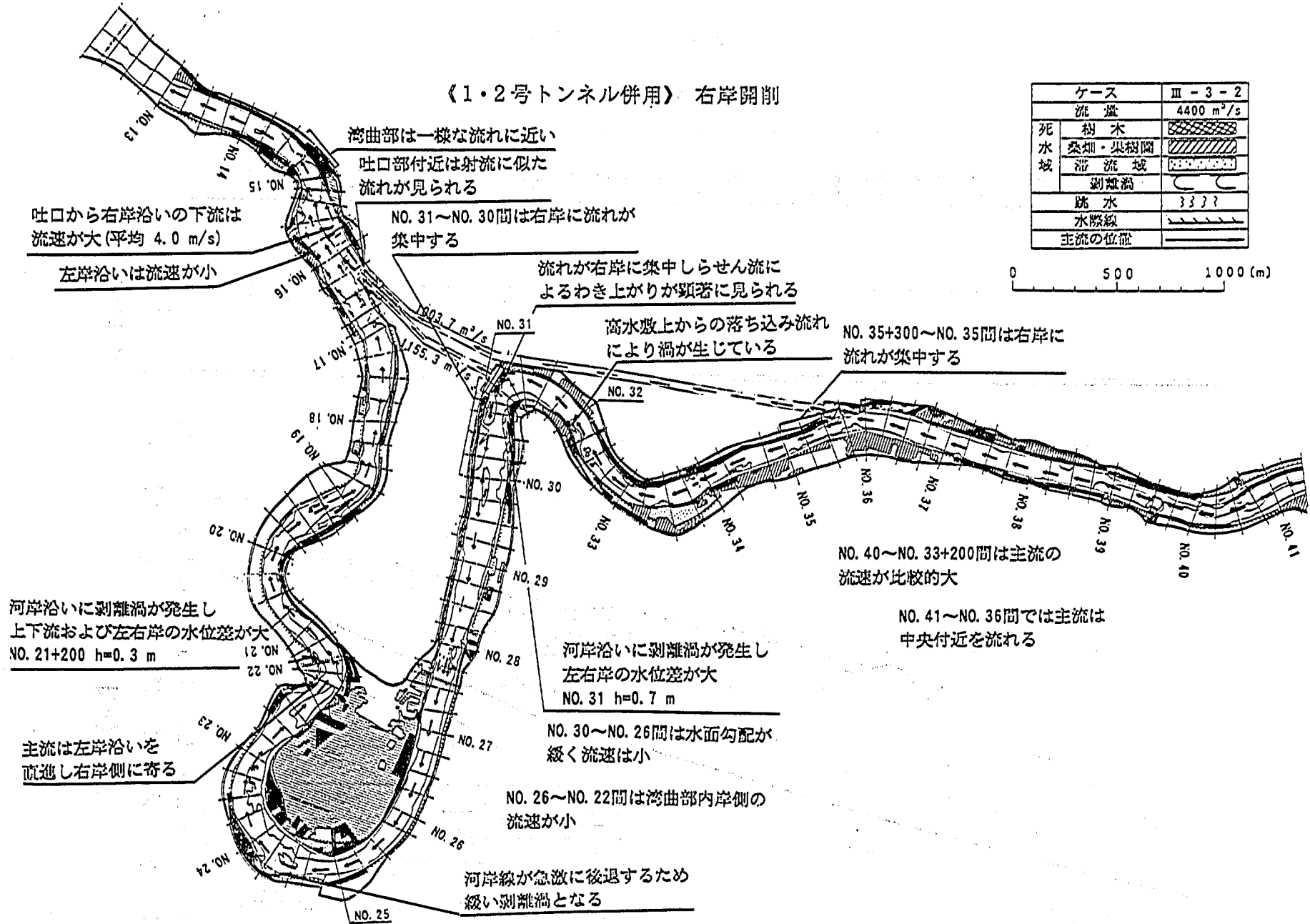


図-5.67 流況図(ケースⅢ-3-2)

《1・2号トンネル併用》 右岸開削

ケース	Ⅲ-3-2	
流量	4400 m ³ /s	
死水 域	樹木	
	桑畑・果樹園	
	滞流域	
	剥離渦	
跳水	3333	
水際線		
主流の位置		
流速分布		

数値はその断面の最大流速(単位:m/s)

距離 0 100 (m)

流速 0 5 (m/s)

吐口から右岸沿いの下流は
流速が大(平均 4.8 m/s)

トンネルの流水により
波状の乱れが見られる

吐口部付近は射流に似た
流れが見られる

2号トンネル 1003.7 m³/s
1号トンネル 1155.3 m³/s

主流は右岸側に
寄っている

河岸沿いが後退するため
剥離渦が発生している

左岸沿いは流速が小

湾曲部は一樣な流れに近い
トンネルからの流水は
右岸沿いに流れる

図-5.68 流況図(ケースⅢ-3-2)

15に示す。合流点付近およびその下流河道は、これまでの結果と同様に流れが一様化し、流況的には合流部改造前よりかなり改善される結果が得られた。

トンネル内のピエゾ水頭の分布を図-5.69、5.70に示す。同図には、トンネル合流部改造前の場合についても示してある。トンネル内のピエゾ水頭は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に、1号および2号トンネルともに合流部改造前とほぼ同じであった。分流量は、1号トンネルが $1,160 \text{ m}^3/\text{s}$ で $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同様に合流部改造前よりやや少ない。2号トンネルの分流量は $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、合流部改造前とほぼ同じであった。

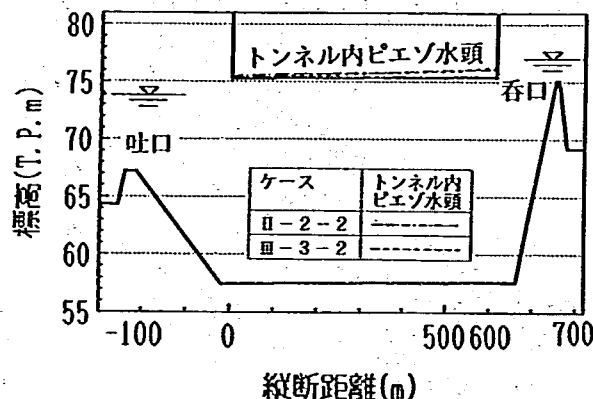


図-5.69 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-3-2)

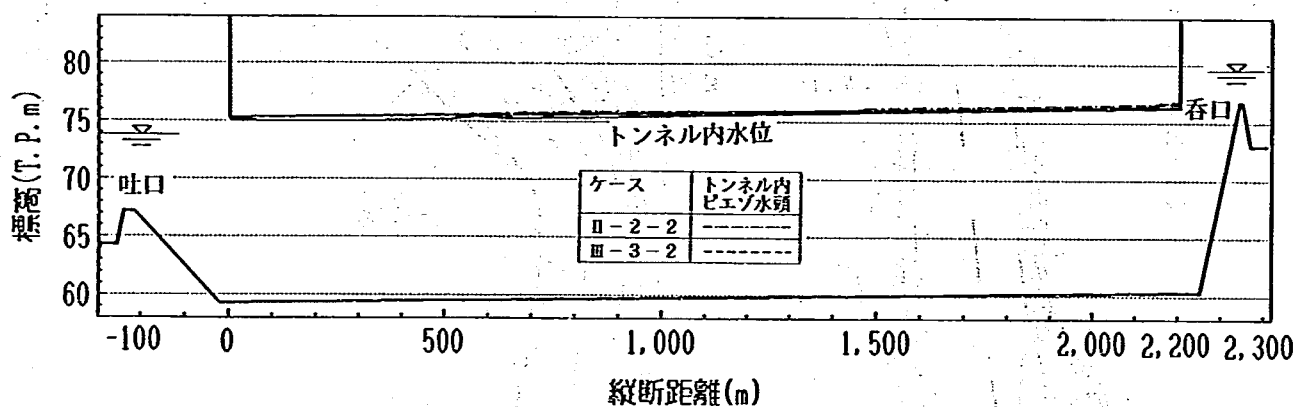


図-5.70 2号トンネルの水位縦断分布(ケースⅢ-3-2)

5.3.4 まとめ

トンネル合流部対策案実験の結果は以下に要約される。

- (1) 1号トンネル単独の分流案とし、No.16+200 m～No.15+100 m間の右岸側河岸を残し、右岸高水敷を開削水路により No.15 付近で合流させた背割堤案は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに、No.16+200 m 付近の水位はトンネル合流部改造前より約 0.7 m 低下する。しかし、その水位は上流に行くにしたがってトンネル合流部改造前の水位にすりつき、長島地区では約 0.2 m の水位低下となり、No.31 地点で水位が同一となることが明らかとなった。
- (2) 1号トンネル単独の分流案とし、No.16+200 m～No.15+100 m間の右岸側高水敷部を拡幅整正して開削案とした場合は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに背割り堤案とほぼ同じ水位となる結果が得られた。したがって水位低減効果も同一であった。
- (3) 1号および2号トンネル両者による分流案とし、No.16+200 m～No.15+100 m間の右岸側高水敷部を開削整正した案では、1号トンネル単独によって分流させた場合と同様に、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時ともにトンネル合流部改造前の水位に対して No.16+200 m 付近で約 0.7 m、長島地区で約 0.2 m の低下であった。したがって1号トンネル単独および1号、2号トンネル両者の分流案とも、背割堤案、開削案の水位低減効果はほぼ同じであることが明らかとなった。
- (4) トンネルからの合流を河道整正あるいは開削水路によって下流側に延長させた場合、先に述べた水位低減効果とともに No.15 付近右岸の死水域が消失し、また左岸側の速い流れは約3割程度小さくなり、流況的にもかなり改善されることが明らかになった。
- (5) 背割堤案は、トンネル吐口から合流部までの開削水路における水位せき上げによってトンネル吐口付近のピエゾ水頭が合流部改造前より上昇し、分流量は減少する傾向となった。一方、開削案では、1号トンネル単独、1号および2号トンネル両者による分流案ともにトンネル内のピエゾ水頭が合流部改造前とほぼ同じで、分流量もほぼ同じであった。
- (6) 1号トンネル単独の分流案では、河道の水位、流況の改善、景観と環境の保全の面から背割堤案が優れていると判断される。

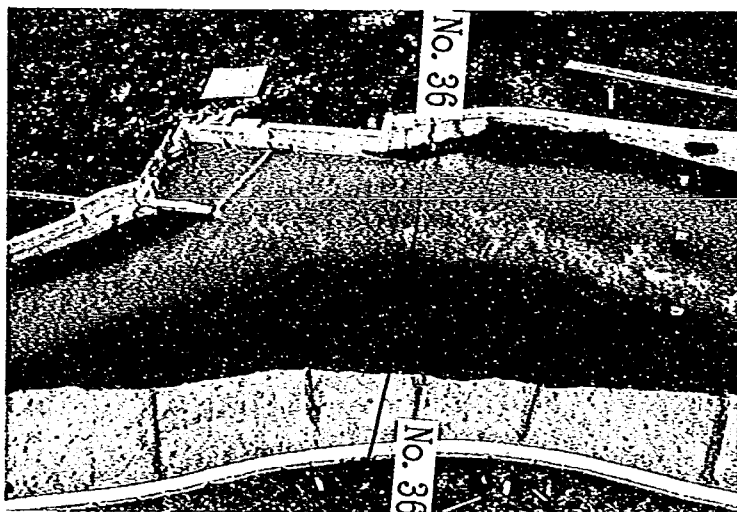


写真-5.1 2号トンネル呑口付近の流況(ケースII-1)



写真-5.2 1号トンネル呑口付近の流況(ケースII-1)

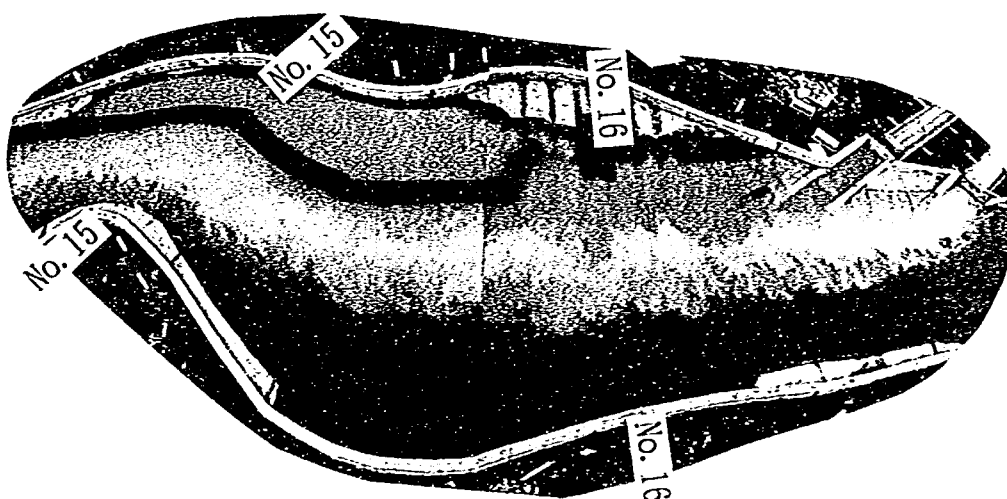


写真-5.3 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースII-1)

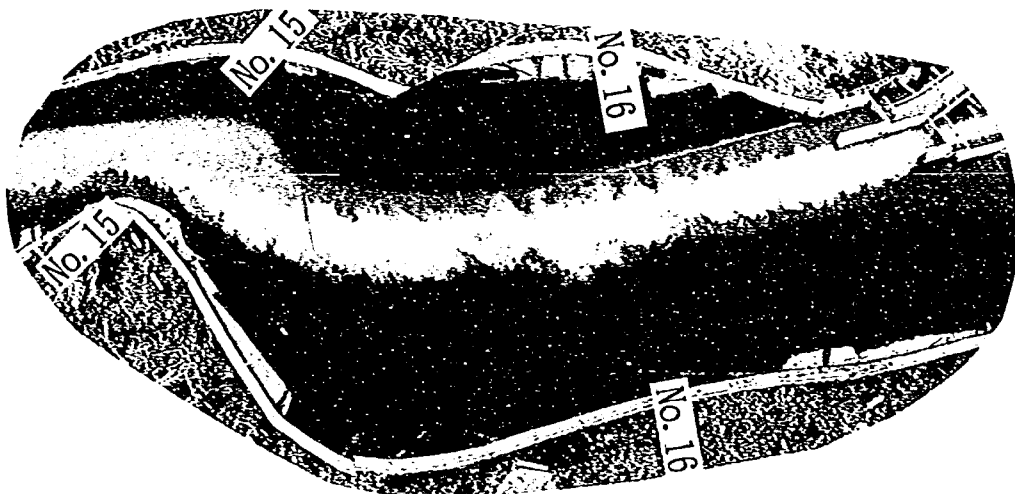


写真-5.4 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅡ-2-1)

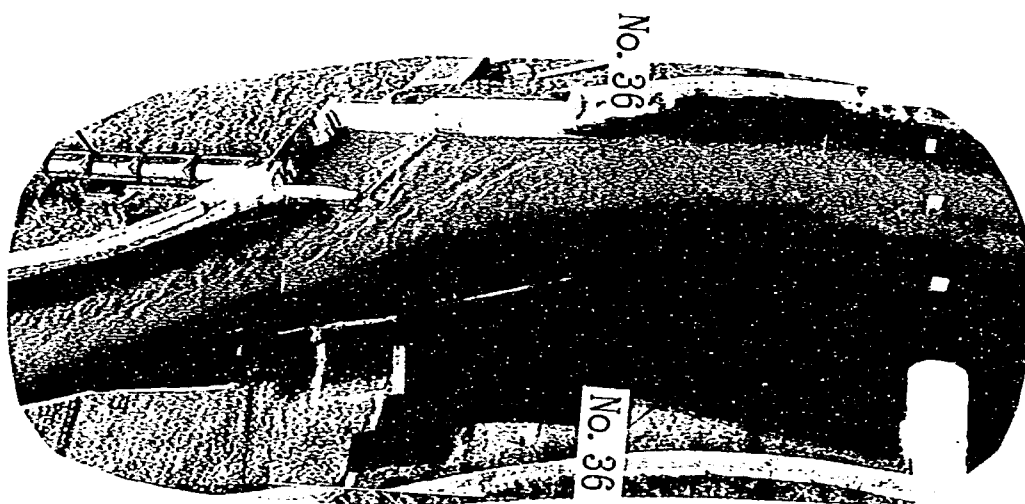


写真-5.5 2号トンネル呑口付近の流況(ケースⅡ-2-2)

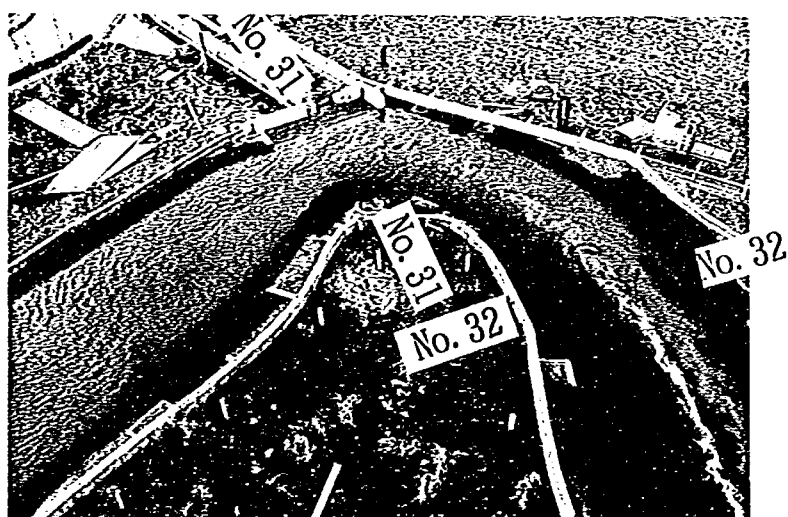


写真-5.6 1号トンネル呑口付近の流況(ケースⅡ-2-2)

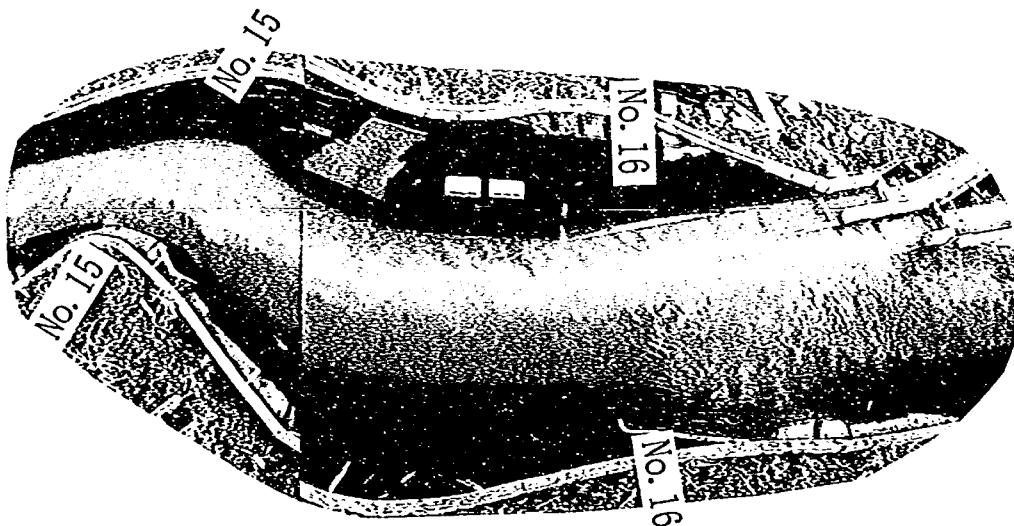


写真-5.7 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースII-2-2)

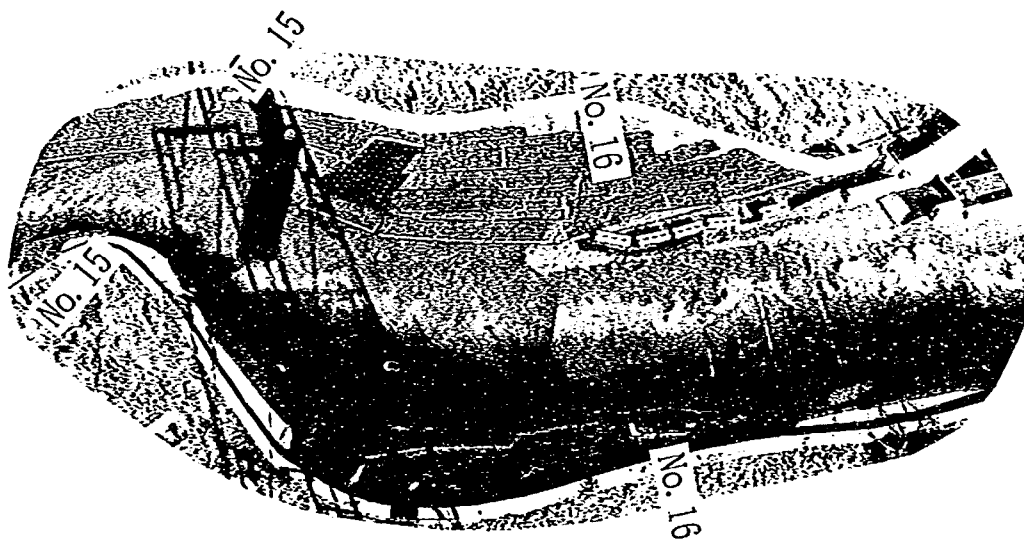


写真-5.8 1号トンネル吐口付近の流況(ケースII-3-1)

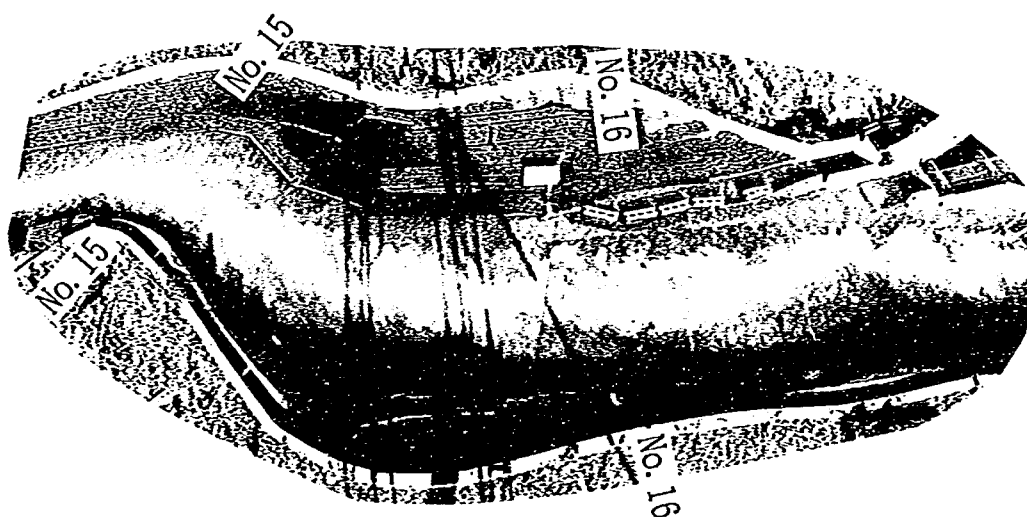


写真-5.9 1号トンネル吐口付近の流況(ケースII-3-2)

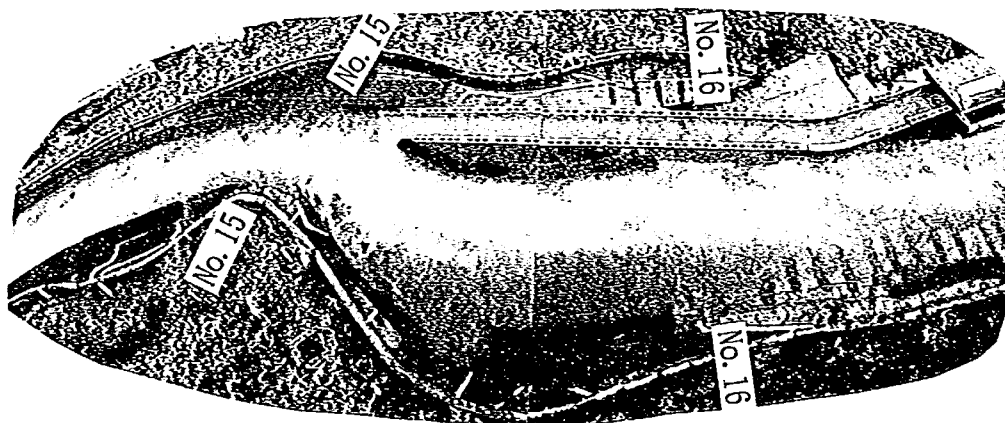


写真-5.10 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-1-1)

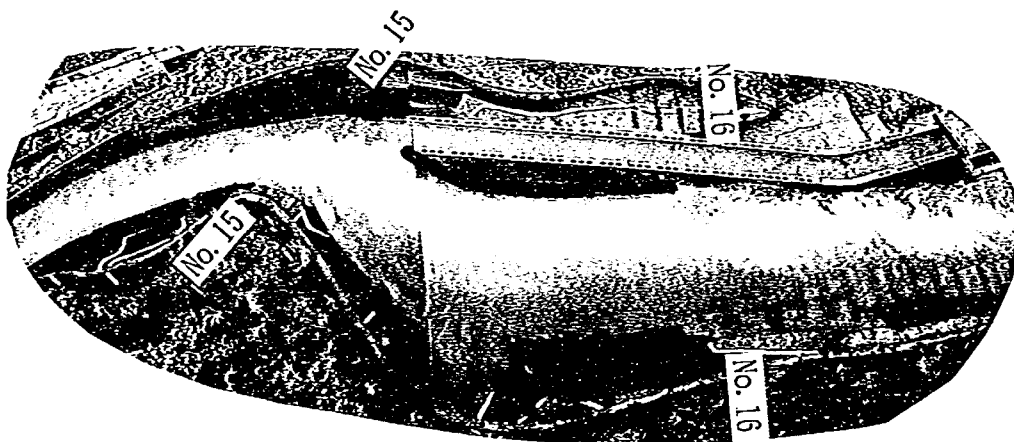


写真-5.11 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-1-2)

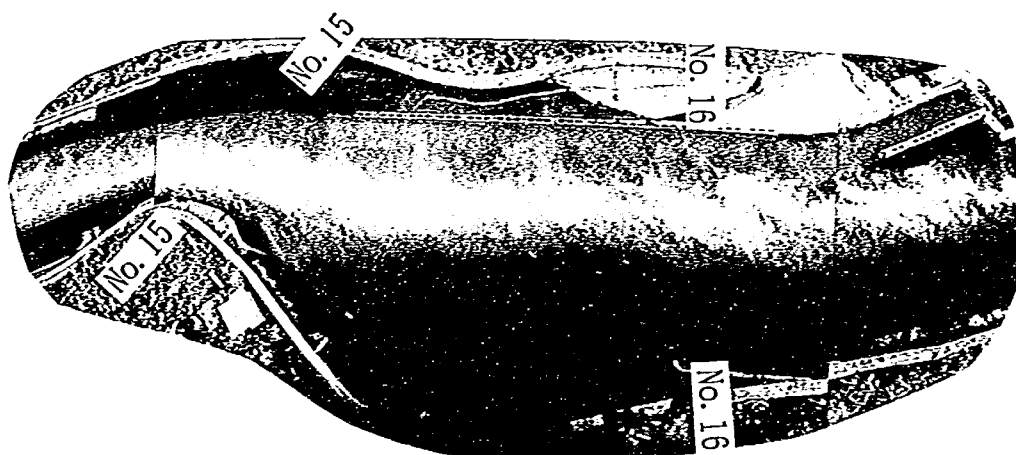


写真-5.12 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-2-1)

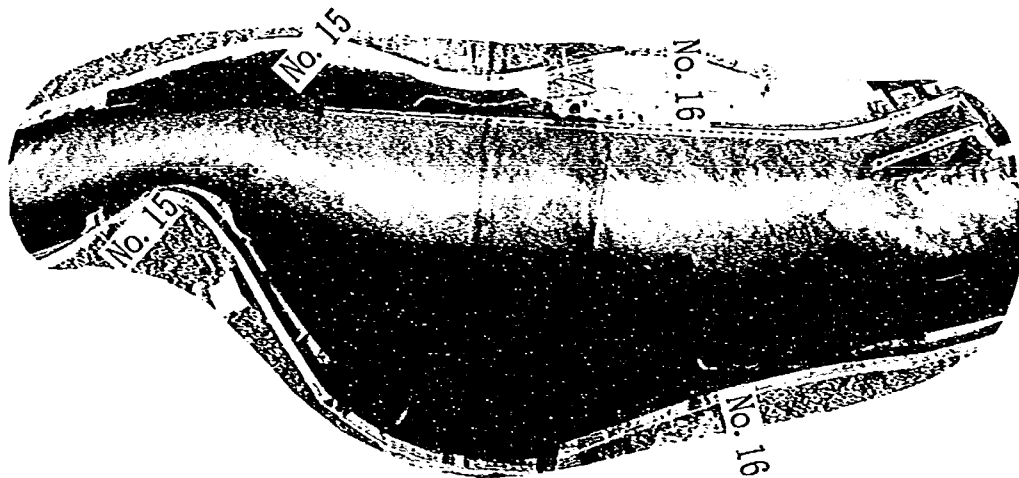


写真-5.13 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-2-2)

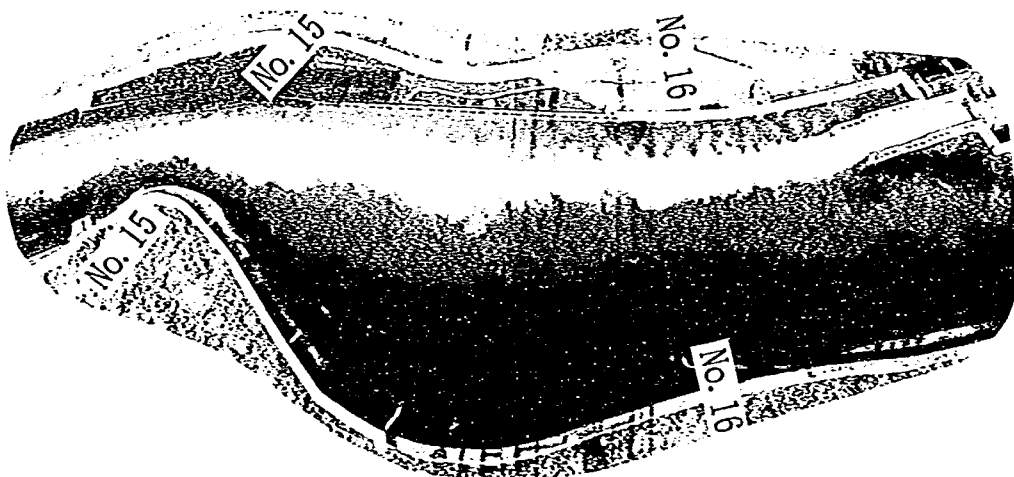


写真-5.14 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-3-1)

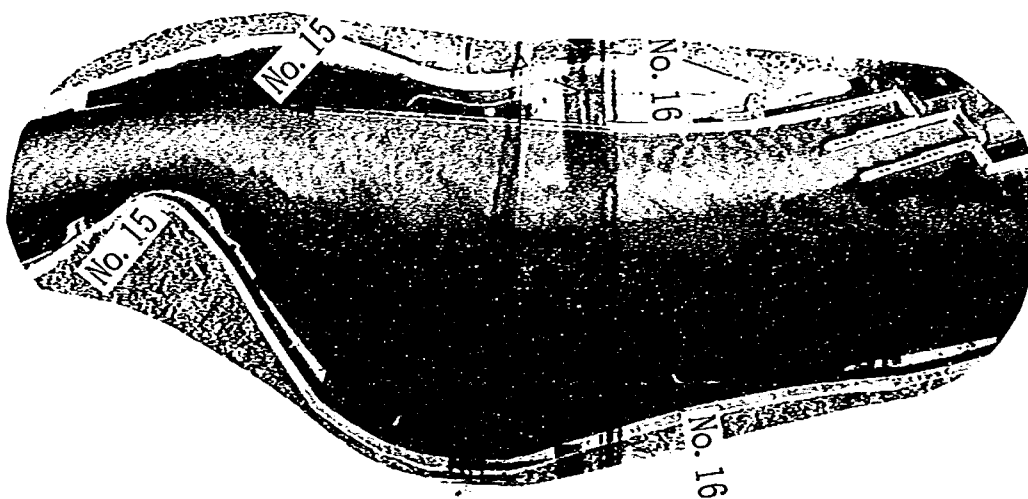


写真-5.15 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-3-2)

第6章 一次元不等流計算モデルによる検討

6.1 一次元不等流計算の目的

第3章で述べたように、模型実験は局所的な流況や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等を精度良く解明する場合に適している。しかし、種々の河道形状（掘削断面形）に対する水位変化や水理条件等の違いについて、数多くのケースの検討を行って最適案を求めるような場合には、模型改造や実験に多くの時間と費用がかかるという欠点がある。このような場合、全ての条件について模型実験を実施するのではなく、数値計算によってほぼ妥当な案を選定し、この結果に基づいた最適案とその水理諸量等の検討を模型実験によって実施した方が効果的と考えられる。そこでここでは今後の検討に役立つ一次元不等流計算モデルについて検討する。

6.2 一次元不等流計算モデルの概要

大淀地区の河岸は、2.4節において述べたとおり樹木群が密生しており、洪水時に冠水しても樹木群内部の流速は極めて小さくなることから、樹木群は死水域として扱って良いと判断される。また、水田・畑地・草地として利用されている高水敷においても、その上下流に密生する樹木群によって死水域となる地点が多い。このような状況を考慮し、大淀地区における不等流計算は以下に示す方法によって行うことにした。

まず、樹木群の領域および樹木群の上下流に形成される死水域を計算対象領域から除外する。ここで、樹木群の上下流に形成される死水域は模型実験による流況観察により調べたものである。死水域の形成範囲は各流量によって若干異なるものの、その変動はわずかであることから、流量規模に関わらず一定とした。次に、河川砂防技術基準（案）における複断面河道の不等流計算法にしたがって計算断面を分割した。ここで、高水敷（水田・畑地・草地）、桑畑・果樹園の上面については4.3節で述べたとおり、粗度係数 $n=0.040$ （流量規模に関わらず一定）を与えた。

以上の条件で、 $Q=1,977, 4,400, 5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の計算水位が模型実験の水位と最も合致する低水路の粗度係数を逆算すると、 $Q=1,977, 4,400, 5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時にそれぞれ $n=0.030, 0.035, 0.037$ となり、水位が上昇すると逆算粗度係数は大きくなった。このような現象は、以下に示す理由によるものである。

洪水時に主流部が樹木群に接して流れる場合、樹木群中の遅い流れが主流部の速い流れと激しく混合することにより、樹木群と主流部の境界に流れの抵抗が生じる。この抵抗は、水位の上昇とともに大きくなる。上記の逆算粗度係数は、この樹木群と主流部の境界に働く抵抗と低水路内の粗度による抵抗が合成され、低水路全体の粗度係数として逆算したものであるため、水位の上昇とともに粗度係数は大きくなる。

B/R が大きい河川の場合には、低水路全体の抵抗に占める樹木群と主流部の境界に働く抵抗の割合は小さいため、水位が変化しても低水路全体の粗度係数はほとんど変化しない。しかしながら、大淀地区河道のように B/R が小さい河川の場合には、低水路全体の抵抗に占める樹木群と主流部の境界に働く抵抗の割合が大きくなるため、低水路全体の粗度係数は水位の上昇とともに大きく変化する。

そこで、大淀地区における不等流計算では、低水路内の粗度係数と樹木群と主流部の境界に働く抵抗を分けて考えることにより、低水路内の粗度係数が水位によって変化しないモデルを作成することにした。

福岡・藤田 (1990) は、①樹木群と主流部の流れの流体混合による抵抗、②低水路流れと高水敷流れの流体混合による抵抗、③樹木群等による死水域と主流部の流れの混合による抵抗を考慮に入れた運動方程式と連続式より流速の横断分布を求め、この流速横断分布と一次元運動量方程式から縦断水位を求める式を次のように導いている。

樹木群を有する河道断面で一般的なものとして図-6.1 に示す断面を想定する。流れは等流と仮定する。樹木群等による死水域を河積から除いた後、横断面を樹木群の繁茂状況と断面形状に従い分割する。これらの各分割断面の境界および樹木群と主流との境界に作用するせん断力を考慮すると、各分割断面の運動方程式と連続式は以下に示す式 (6.1)、(6.2) で表現できる。

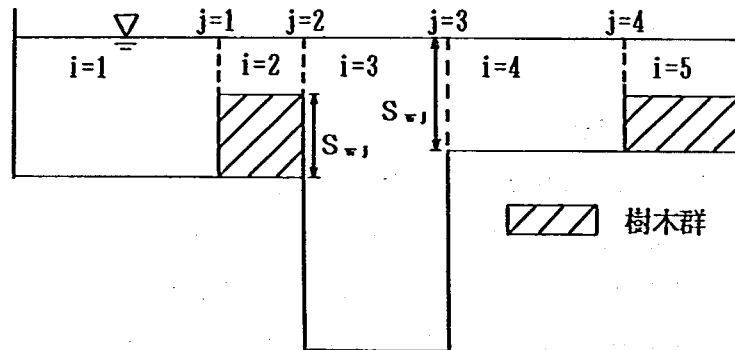


図-6.1 樹木群を有する河道の一般的な横断面

$$\frac{n_i^2 u_i^2}{R_i^{1/3}} S_{bi} + \frac{\sum (\tau'_j S_{wj})}{\rho g} + \frac{\sum (\tau_j S_{wj})}{\rho g} = A_i I_b \quad (6.1)$$

$$Q = \sum (A_i u_i) \quad (6.2)$$

ここで、 u_i ：各分割断面の断面平均流速、 n_i ：各分割断面の粗度係数、 R_i ：径深、 A_i ：死水域を除いた河積、 S_{bi} ：壁面せん断力が働く潤辺長、 τ_j ：樹木群境界に作用するせん断力、 τ'_j ：分割断面境界に作用するせん断力、 S_{wj} ： τ_j が働く潤辺長、 S_{wj}' ： τ'_j が働く潤辺長、 I_b ：河床勾配、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度である。添字 i は分割断面の番号、添字 j は分割断面境界の番号である。また、式 (6.1) の左辺第一項は壁面に働くせん断力、左辺第二項は分割断面の境界に働くせん断力、左辺第三項は樹木群の境界に働くせん断力、右辺は重力の流下方向成分を示す。せん断力 τ 、 τ' はそれぞれ式 (6.3)、(6.4) で表現される。

$$\tau = \rho f u_{1-p}^2 \quad (6.3)$$

$$\tau' = \rho f (\Delta u)^2 \quad (6.4)$$

ここで、 Δu ： τ' が作用する境界に接する二つの流れの流速差、 f ：境界混合係数を示す。境界混合係数 f の値については、福岡・藤田 (1989、1990、1991、1992) によって検討されており、その値は表-6.1 に示す通りである。

式 (6.1) ～式 (6.4) により求めた横断流速分布を式 (6.5) に代入することによって縦断水位を求める。

表-6.1 境界混合係数 f の一般値

混 合 現 象 の 区 別	境界混合係数の値
低水路流れと高水敷流れとの混合	0.17
河岸に接している樹木群と主流部との混合	0.03
二つの流れに挟まれた樹木群と主流部との混合	0.10
死水域と主流部との混合	0.025

$$Z\left[H+\frac{1}{A}\sum\frac{u_i^2A_i}{2g}\right]_2-\left[H+\frac{1}{A}\sum\frac{u_i^2A_i}{2g}\right]_1 \\ =\frac{1}{2}\left\{\left[\frac{1}{A}\sum\frac{n_i^2u_i^2}{R_i^{1/3}}S_{bi}\right]_1+\left[\frac{1}{A}\sum\frac{n_i^2u_i^2}{R_i^{1/3}}S_{bi}\right]_2+\left[\frac{\sum\tau_jS_{wj}}{\rho gA}\right]_1+\left[\frac{\sum\tau_jS_{wj}}{\rho gA}\right]_2\right\}\Delta x+EL \quad \cdots\cdots (6.5)$$

ここで、H：水位、 Δx ：計算断面間隔、添字 1、2 はそれぞれ下流断面、上流断面を表す。また、EL は湾曲による損失水頭を表すものとし、式 (6.6) で表現される。

$$EL=f_b\frac{v^2}{2g} \quad \cdots\cdots (6.6)$$

ここで、 f_b ：損失係数、 v ：断面平均流速である。

6.3 検証計算

検証計算は、模型実験の水位が現地現象を精度よく再現できているものと考えられるため、計算水位が模型実験の水位を再現できるように不等流計算モデルを作成することにした。そこで、まず現況河道における不等流計算モデルを作成し、その適合度を検証したうえで、トンネル放水路に関する事項（分流量、トンネル合流 loss 等）について変更を加え、トンネル放水路で分流させた場合の水位の検討を行った。

6.3.1 現況河道時の計算

(1) 計算条件

① 対象流量

対象流量は、現況河道実験を行った $Q=1,977、4,400、5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース I-1、I-3、I-2) である。ただし、No.21+200 m～27+300 m 区間の大湾曲部では、大湾曲部内岸が冠水するような洪水時に No.27+300 m から No.21+200 m へ直進する流れが見られるため、この流量分を本川流量から減ずる必要がある。この大湾曲部内岸を直進する流量を Q_s とすると、現況河道で本川流量 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $Q_s=250 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川流量 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、 $Q_s=120 \text{ m}^3/\text{s}$ という結果が模型実験により得られている。そこで、計算モデルにおいては、No.21+200 m～No.27+300 m の区間の流量は、本川流量 Q より Q_s だけ減じ、表-6.2 に示すような流量とした。

② 出発水位

それぞれの流量に対応する No.13 地点の模型実験水位（下流端水位）とした。

③ 高水敷（水田・畑地・草地）および桑畑・果樹園の上面の粗度係数

高水敷（水田・畑地・草地）および桑畑・果樹園については 4.3 節で述べたとおり、粗度係数 $n=0.040$ （流

表-6.2 不等流計算に用いた河道内流量(現況河道時の計算)

区 間 (No.)	計画高水流量 (m^3/s)	当面計画流量 (m^3/s)	平成2年洪水 (m^3/s)
13.00～21.25	5,400	4,400	1,977
21.50～27.75	5,150	4,280	1,977
28.00～41.50	5,400	4,400	1,977

量規模に関わらず一定)を与えた。

④ 死水域

樹木群の上下流に形成される死水域は模型実験による流況観察により調べたものであり、各流量によって若干死水域の形成範囲は異なるものの、その変動はわずかであることから、流量規模に関わらず一定とした。

⑤ 屈曲部の水位上昇

死水域を設定しているため、屈曲部(湾曲部)の損失を本来考慮する必要がないが、以下に示す3つの屈曲部については屈曲角度がきつく、死水域の設定だけでは屈曲のエネルギー損失を表わすことができなかったため、次の損失係数による損失水頭を考慮する事により補正した。

- ・ No.18+100 m および No.18+200 m…………… $f_b = 0.14$
- ・ No.21+200 m および No.21+250 m…………… $f_b = 0.25$
- ・ No.31 および No.31+50 m…………… $f_b = 0.18$

⑥ 境界混合係数 f

境界混合係数 f の一般値については表-6.1 に示した通りであるが、大淀地区の不等流計算モデルについては、試算の結果、不等流計算による縦断水位と模型実験による縦断水位との整合性を考慮し、その一般値の80%値を採用することにした。表-6.3 に大淀地区の不等流計算モデルに用いた境界混合係数 f の値を示す。

表-6.3 大淀地区の不等流計算モデルに用いた境界混合係数 f の値

混 合 現 象 の 区 別	境界混合係数の値
低水路流れと高水敷流れとの混合	0.136
河岸に接している樹木群と主流部との混合	0.024
二つの流れに挟まれた樹木群と主流部との混合	0.080
死水域と主流部との混合	0.020

⑦ 低水路内の粗度係数

上記の諸条件により不等流計算を行い、その結果として模型実験の水位との整合性が良好と考えられる低水路内の粗度係数は次の通りとなった。

$n = 0.025$ (各流量規模で共通)

(2) 計算結果

図-6.2 は、模型実験による水位（左右岸および低水路中央水位の平均）と不等流計算による水位を重ね合わせたものである。これによれば、各流量とも No.30+200 m 付近や、No.15 より下流の局所的な水面形の変化の一致は得られなかったものの、全体的にみれば不等流計算による水位は模型実験のそれを精度良く再現しているといえる。

6.3.2 トンネル放水路河道の計算

6.3.1 において検証された現況河道の不等流計算モデルを基に、トンネル放水路によって分流している区間の河道内流量の修正と、トンネル合流 loss を組み込むことにより、トンネル放水路のある河道の不等流計算モデルを作成することにした。現況河道の不等流計算モデルとの変更点と計算結果は、以下に示すとおりである。

(1) 計算条件

① 対象流量

計算は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に 1 号 + 2 号トンネルによって分流させた場合（ケース II-2-1）、および 2 号トンネルによって分流させた場合（ケース II-4）、 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ （中間流量）時に 1 号 + 2 号トンネルによって分流させた場合（ケース II-2-3）、の 3 ケース行った。それぞれのケースで、トンネルによって分流させている区間は、模型実験によって測定したトンネル分流量を河道流量から減じて計算した。また、No.21+200 m ~ No.27+300 m 区間の大湾曲部内岸を直進する分流量は、水位とともに変化するため、現況河道の河道流量 $Q=5,400, 4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の分流量 Q_s と No.21+200 m の水位を基に式 (6.7) により与えるものとした。

$$Q_s = 11.12 (H - 74.63)^2 \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

ここに、 H は No.21+200 m の水位である。

表-6.4 に、計算に用いた河道内流量を示す。

② トンネル合流部のエネルギー損失

トンネル合流部は No.16 付近に角度 $\theta=17^\circ$ で合流している。この合流によるエネルギー損失は式 (6.8)、(6.9)（水理公式集、1985）により算出することにした。

$$H_a - H_f = f_{c,a} \frac{V_f^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

$$f_{c,a} = -q_s^2 \left\{ 2.59 + (1.62 - \sqrt{\rho} \left(\frac{\cos \theta}{\phi} - 1 \right) - 0.62 \phi \right\} - q_s (1.94 - \phi) + 0.03 \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

ここに、 H_a と H_f ：合流前後の動水位

V_f ：合流後の流速

$f_{c,a}$ ：合流損失係数

θ ：合流交角

ϕ ：本川断面に対する支川断面積の比

q_s ：合流後の本川流量 Q_f に対する支川流量 Q_s の比であり、負値として与える。

ρ ：合流部の面取りに関する係数であり、ここでは $\rho=0$ とした。

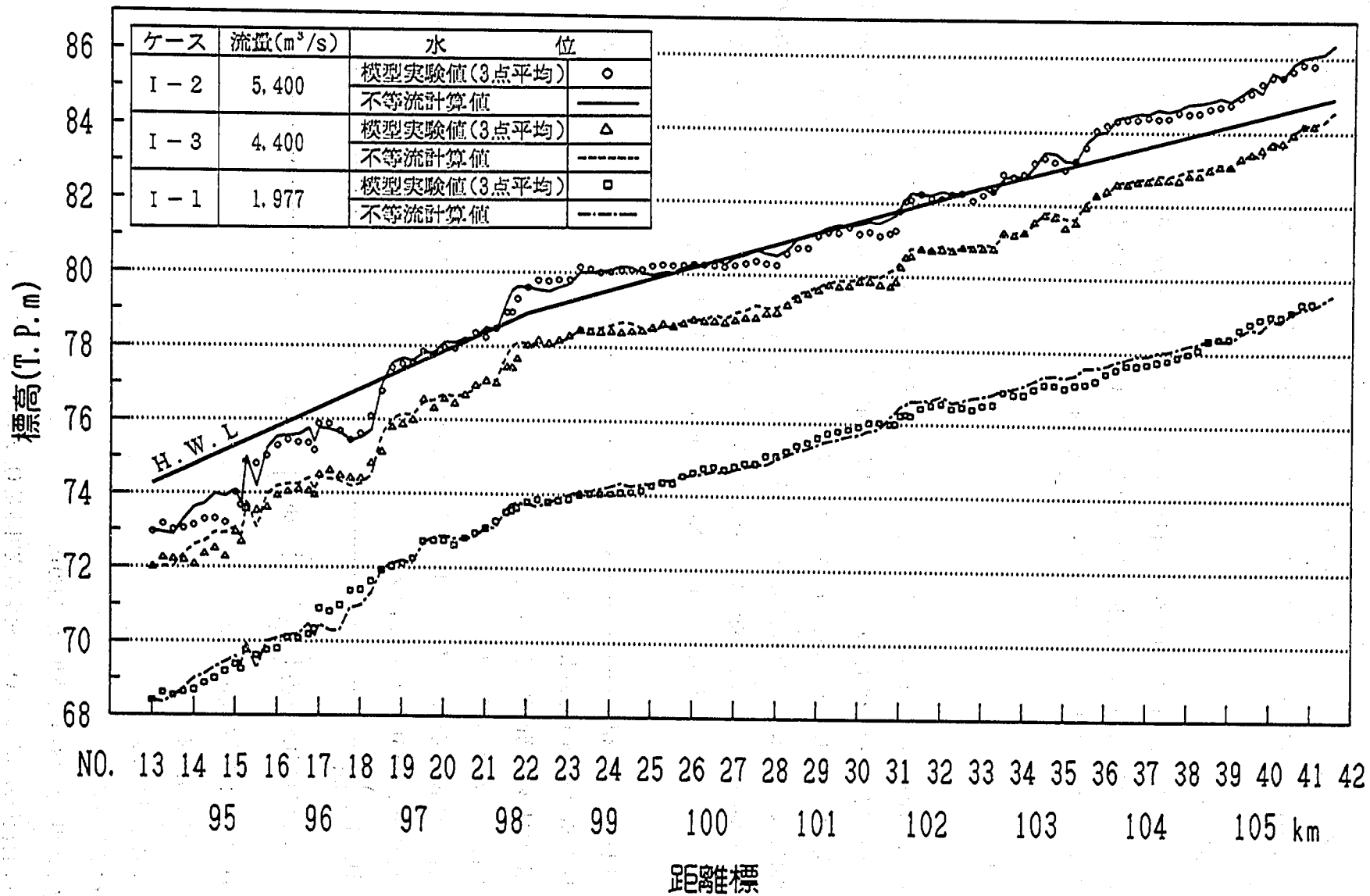


図-6.2 水位縦断(現況河道時の計算)

表-6.4 不等流計算に用いた河道内流量(トンネル放水路河道時の計算)

区 間 (No.)	1 号 + 2 号 (m^3/s)	2 号 単 独 (m^3/s)	1 号 + 2 号 (m^3/s)
13.00～16.00	5,400	5,400	3,500
16.25～21.25	2,650	4060	1,880
21.50～27.75	2,580	3,920	1,880
28.00～30.88	2,650	4,060	1,880
31.00～35.50	4190	4,060	2,850
35.75～41.50	5,400	5,400	3,500
1 号トンネル分流量	1,540	—	970
2 号トンネル分流量	1,210	1,340	650

(2) 計算結果

図-6.3 に模型実験の水位と不等流計算の結果を重ね合わせたものを示す。これによれば、河道の流量が急変する No.31 付近と No.35+300 m 付近で計算値の水位が若干再現されていない箇所があるものの、合流部の水面形を始めとする全体的な水面形は模型実験の水位とよく一致しており、十分な精度を有していると言える。

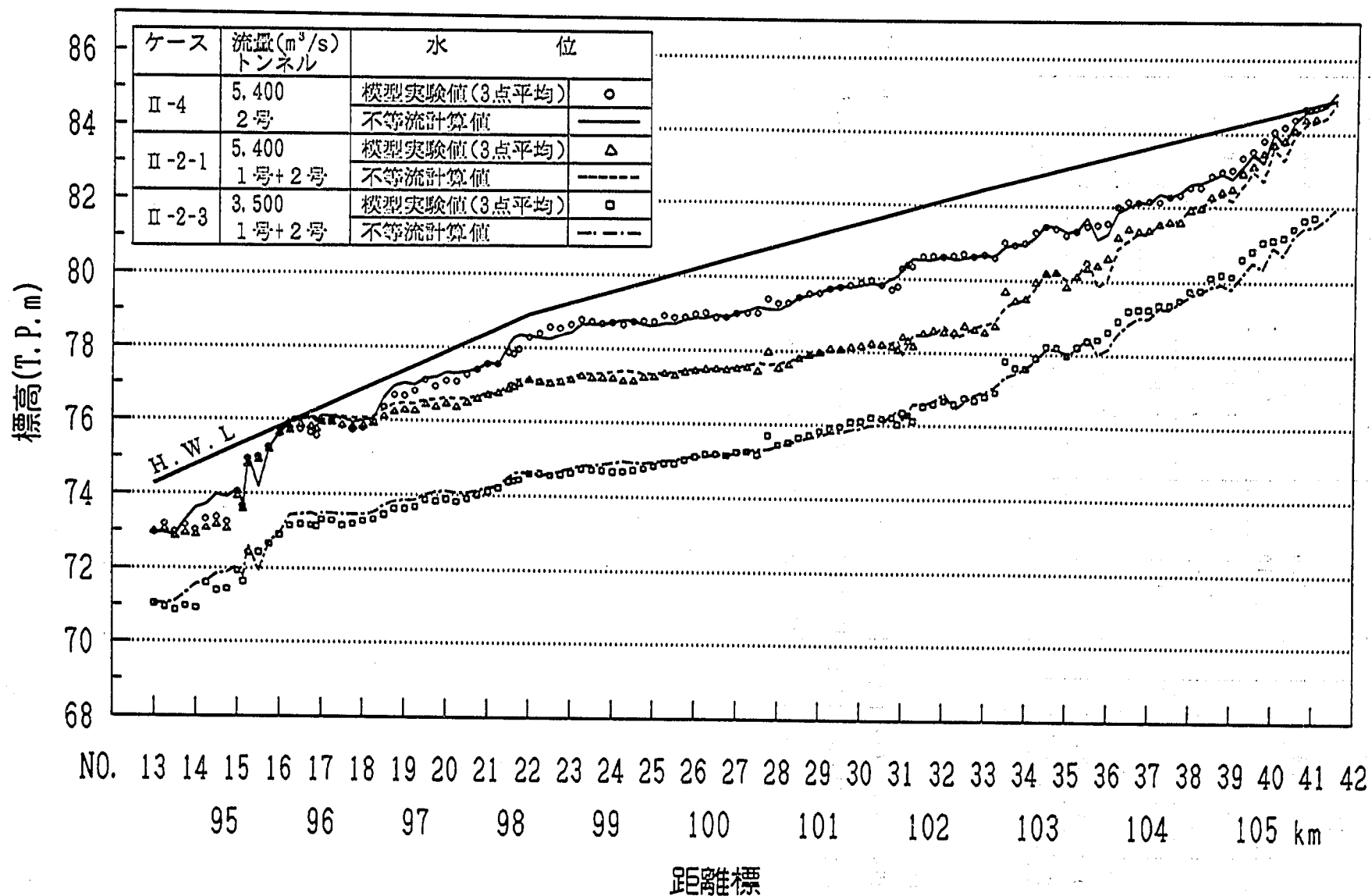


図-6.3 水位縦断(トンネル放水路河道時の計算)

第7章 結 論

各章において、大淀地区河道の洪水時における水理特性とその河道の持つ問題点、およびトンネル放水路計画案の河道改修効果やトンネル合流部の流況改善策等の検討結果について述べてきた。ここでは、これらの検討で明らかとなった主要な結果を全体のまとめとして述べ結論とする。

7.1 現況河道の水理特性

- (1) 大淀地区河道は、岩河道であることから河床形状の変化はほとんど見られない。しかし、河岸には洪水時の水際近くまで樹木が密生しており、この樹木群が洪水流に与える影響は大きい。
- (2) No.42～No.31 間 (Segment R-1) 河道は川幅が狭く、水位のせき上げが生じ、かつ洪水時の水深がかなり大きい。No.31～No.22 間 (Segment R-2) 河道は、長島地区の大湾曲部によって河床勾配、水面勾配ともに上下流に比して緩やかであり、川幅も比較的広い箇所を有していて掃流力も低下する区間である。No.22～No.13 間 (Segment R-3) 河道は河床勾配が急で、また湾曲部が多く、水位の縦断変化および流れの変化がかなり激しい区間であると言える。
- (3) 大淀地区河道は流路の変化が激しく、かつ河岸や高水敷に植生が繁茂しているため、これらが流れに及ぼす影響は大きい。このため高水敷の植生の密生度が流れに及ぼす影響や粗度係数について、2次元抽出模型実験による検討を実施し、その結果を河道模型に反映させた。この検証実験結果は、実験水位が現地痕跡水位に良く一致し、その相似性が得られていることから、流況とともに現地現象が良く再現されているものと判断される。
- (4) 当面の暫定的な計画流量と目される $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時 (年超過確率 1/30) では、いずれの地点も H.W.L. 以下で疎通可能であるものの、地盤高の低い長島地区では約 1.7 m 冠水する。計画高水流量 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位は、No.18 より上流河道の全体にわたって H.W.L. を越え、上流の稲下地区では H.W.L. より約 1.7 m 上回り、流下能力が不足する結果となった。
- (5) 流下能力が不足している主な原因は、No.36 地点の河道の急縮、No.31、No.21+200 m、No.18+200 m、No.15 地点の湾曲、急縮による水位のせき上げである。特に No.36 地点より上流河道では川幅が狭く、No.36 付近における水位せき上げの影響は稲下地区 (No.42 付近) まで及ぶことが明らかとなった。
- (6) No.31、No.21+200 m、No.18+200 m、No.15 地点では河道湾曲の影響によって左右岸の水位差が大きく、最大で約 2 m に達する。
- (7) $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時における主流部の流速は、No.42～No.31 間河道が約 4.5～5.0 m/s となる。No.31～No.22 間は、3～4 m/s の流速となり、その後 No.21～No.19 間で約 5.0 m/s、No.18 付近では約 6.5 m の高流速が発生し、No.17～No.16 間で約 5 m/s の流速となる。 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時は、No.16 から上流河道全体で $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ に比して 1 割程度小さい流速となっている。

7.2 トンネル放水路計画案の水理特性と河道改修効果

- (1) 当初計画案のトンネル放水路合流部は、トンネルからの合流ロスによって本川河道の水位せき上げの影

響がかなり大きい。しかし、この影響はトンネルの合流角度を約 15° に緩和することにより、かなり低減させる結果が得られた。

- (2) 1号および2号トンネルの両者によって分流させることにより、稲下地区の水位がH.W.L.以下で疎通可能となる結果が得られた。ただし、この案はかなり大規模な構造物となり、経済性等の観点から十分検討する必要がある。
- (3) 1号トンネル単独によって分流させた場合、稲下地区のNo.41～No.40間の水位はH.W.L.を約0.4 m上回る結果となった。しかし、これにより下流河道ではH.W.L.以下で疎通可能であった。よって、稲下地区の水位をH.W.L.以下とするには、1号トンネルによって分流させることに加えてその上流河道を部分的に掘削する必要がある。
- (4) 2号トンネル単独によって分流させた場合、稲下地区の水位を含め、河道全体がH.W.L.以下で疎通可能となる結果が得られた。ただし、稲下地区での水位はH.W.L.とほぼ等しく、依然として水位に余裕はないことが判明した。
- (5) 長島地区では、1号または2号トンネル単独によって分流させることにより、H.W.L.以下の水位まで下げることができる。しかし、長島地区の地盤高が低いため、これ以下の水位までは下がらず、1号および2号トンネルの両者によって分流させてもその水位は長島地区の地盤高より約0.6 m高い。
- (6) 当面の暫定的な計画流量と目される $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、現況河道時に長島地区の地盤高を越えていた水位が、1号トンネル単独の分流によってその水位は地盤高以下まで低下する。したがって、1号および2号トンネルの両者によって分流させた場合は、さらに水位は下がる。
- (7) 河道の急縮部や湾曲部となっているNo.36、No.31、No.21+200 m、No.18+200 m地点で生じていた水位せき上げは、それぞれのトンネルによって分流させることによりその影響が小さくなり、上流河道の水位低減に大きな効果を発揮した。

7.3 トンネル放水路合流部形状の改善策とその効果

- (1) トンネル放水路案の合流部は、No.16付近で吐き出された高速流が右岸に沿って流出し、流れの片寄り著しく、かつ剥離渦を伴う死水域の形成と水位のせき上げが生じる。よって、ここではトンネル吐口部から下流右岸側高水敷部の河道を開削改正（開削）し、合流部の流況改善と上流河道（長島地区）の水位低減効果を調べた。また、No.16付近は隼の瀬と呼ばれる舟下りの三難所の一つの景勝の場でもある。このため1号トンネル単独案については、トンネル吐口部下流の高水敷部をNo.15付近まで開削水路として導水し、この区間の河岸を自然のまま残して景観を保全する背割堤案についても検討した。
- (2) 1号トンネル単独の分流案とし、No.16+200 m～No.15+100 m間の右岸側河岸を残し、右岸高水敷部を開削水路によりNo.15付近で合流させた背割堤案は、 $Q=5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時、 $Q=4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 時ともにNo.16+200 m付近の水位はトンネル合流部改造前より約0.7 m低下する。しかし、その水位は上流に行くにしたがってトンネル合流部改造前の水位にすりつき、長島地区では約0.2 mの水位低下となり、No.31地点で水位が同一となることが明らかとなった。
- (3) 1号トンネル単独の分流案とし、No.16+200 m～No.15+100 m間の右岸側高水敷部を拡幅改正した

開削案の場合は、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時、 $Q=4,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに背割堤案とほぼ同じ水位となる結果が得られた。したがって水位低減効果も同一であった。

- (4) 1号および2号トンネル両者による分流案とし、No.16+200 m～No.15+100 m間の右岸側高水敷部を開削改正した案では、1号トンネル単独によって分流させた場合と同様に、 $Q=5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時、 $Q=4,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時ともにトンネル合流部改造前の水位に対して No.16+200 m 付近で約 0.7 m、長島地区で約 0.2 m の低下であった。したがって、背割堤案、開削案の1号トンネル単独および1号、2号トンネル両者の分流案とも水位低減効果はほぼ同じであることが判明した。
- (5) トンネルからの合流部を河道整正あるいは開削水路によって下流側に延長させた場合、先に述べた水位低減効果とともに No.15 付近右岸の死水域が消失し、また左岸側の速い流れは約 3 割程度小さくなり、流況的にもかなり改善された。
- (6) 背割堤案は、トンネル吐口から合流部までの開削水路による水位せき上げによって、トンネル吐口付近のピエゾ水頭が合流部改造前より上昇し、分流量は減少する傾向となった。開削案は、1号トンネル単独、1号および2号トンネル両者の分流案ともに合流部改造前と分流量はほぼ同じであった。
- (7) 1号トンネル単独の分流案では、河道の水位、流況の改善、景観と環境の保全の面から背割堤案が効果的であろうと判断される。

あ　と　が　き

本報告書は、最上川大淀地区の河道特性とこれまでに行われた実験結果全般についてとりまとめたものである。本模型実験の実施に当たっては筆者以外にも次の研究者がかかわった。

- 現、土木研究所河川部河川管理総括研究官 山本晃一（平成元年～4年：河川研究室長）
- 現、建設省河川局開発課 諏訪義雄（平成元年～4年：研究員）
- 現、沖縄総合事務局北部ダム事務所調査設計課 藤井政人（平成5年～6年7月：研究員）
- 現、北陸地方建設局飯豊山系砂防工事事務所 小池康雄（平成元年～3年：技官）

なお、このほかに実験の実施計画当初における現地の調査計画や水理解析、および樹木群を有する不等流計算手法等の検討に際しては、藤田光一主任研究員の有益な助言と指導を頂いた。また、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およ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。

平成7年3月

参考文献

- 科学技術庁資源調査会編(1970):最上川の治山治水に関する調査報告,科学技術庁資源調査会報告,第55号, 211 p.
- 建設省東北地方建設局山形工事事務所(1984):最上川上流大久保遊水地一計画・検討報告書,103 p.
- 国土開発調査会編(1989):阿武隈川・北上川・雄物川・最上川ーその治水と利水ー,pp.167-227.
- 土木学会水理委員会水理公式集改訂委員会編(1985):水理公式集ー昭和60年版ー,p.398.
- 日本河川協会編(1977):改訂建設省河川砂防技術基準(案)調査編,p.186.
- 日本河川協会編(1985):建設省河川砂防技術基準(案)設計編I,pp.85-87.
- 福岡捷二・藤田光一(1989):複断面河道の抵抗予測と河道計画への応用,土木学会論文集,第411号/II-12, pp.63-72.
- 福岡捷二・藤田光一(1990):洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響,土木研究所報告,第180号,pp. 128-192.
- 福岡捷二・藤田光一・新井田 浩(1992):樹木群を有する河道の洪水位予測,土木学会論文集,第447号/II-19, pp.17-24.
- 藤田光一・福岡捷二(1991):洪水流における水平乱流混合,土木学会論文集,第429号/II-15, pp.27-36.
- 山本晃一(1988):河道特性論,土木研究所資料,第2662号,260 p.
- 山本晃一・高橋 晃(1989):河川水理模型実験の手引,土木研究所資料,第2803号,151 p.

図表一覧

図-1.1 最上川の流域概要

図-1.2 最上川計画高水流量の概略図

図-1.3 大淀地区の河道改修計画案

図-2.1 最上川流域の地形

図-2.2 最上川流域の地質分布

図-2.3 最上川大淀地区の地質分布

図-2.4 最上川流域の年平均降雨量分布

図-2.5 水位および河床の縦断変化

図-2.6 川幅の縦断変化

図-2.7 径深の縦断変化

図-2.8 川幅水深比の縦断変化

図-2.9 掃流力の縦断変化

表-2.1 稲下地点における各種流量

表-2.2 大淀地区における最近の主要洪水

写真-2.1 基点橋下流における低水時の岩の露出状況

(No.41+200 m地点: $Q=23 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.2 基点付近の岩の露出状況と河岸の植生の繁茂状態

(No.38+200 m地点より上流側: $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.3 三ヶ瀬地点における岩の露出状況

(No.27+200 m地点より上流側: $Q=23 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.4 隼の瀬地点右岸における岩の張り出し

(No.16+300 m地点: $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.5 大淀地区の河道および河岸の状況

(No.38+200 m地点より下流側: $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.6 1号トンネル呑口部(正面)の状況(No.31地点右岸: $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.7 2号トンネル呑口部の状況(No.35+200 m地点右岸: $Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.8 1号トンネル呑口部より下流方向の状況($Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.9 No.22~No.27+200 m区間の大湾曲部および長島地区(大湾曲部の内岸側)

写真-2.10 長島橋(No.21+200 m地点)より下流の河道状況($Q=143 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

写真-2.11 長島橋(No.21+200 m地点)より下流の河道状況($Q=23 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

図-3.1 大淀地区河道模型の概要

表-3.1 実験ケース一覧

図-4.1 No.13地点におけるH-Q曲線

図-4.2 高水敷の粗度係数と水深 h ・草の高さ h_v 比との関係

図-4.3 透過係数の推定に用いた樹木のモデル

図-4.4 透過係数の推定に用いた桑のモデル

図-4.5 抽出模型実験に用いた水路の概要

- 図-4.6 水位縦断(水田・畑地・草地抽出実験)
- 図-4.7 水位縦断(桑畑・果樹園抽出実験)
- 図-4.8 水位縦断(ケースⅠ-1)
- 図-4.9 No.31地点における H-Q の関係
- 図-4.10 No.37地点における H-Q の関係
- 図-4.11 流況図(ケースⅠ-1)
- 図-4.12 流況図(ケースⅠ-1)
- 図-4.13 流況図(ケースⅠ-1)
- 図-4.14 流況図(ケースⅠ-1)
- 図-4.15 流況図(ケースⅠ-1)
- 図-4.16 水位縦断(ケースⅠ-2)
- 図-4.17 流況図(ケースⅠ-2)
- 図-4.18 流況図(ケースⅠ-2)
- 図-4.19 流況図(ケースⅠ-2)
- 図-4.20 流況図(ケースⅠ-2)
- 図-4.21 流況図(ケースⅠ-2)
- 図-4.22 水位縦断(ケースⅠ-3)
- 図-4.23 流況図(ケースⅠ-3)
- 図-4.24 流況図(ケースⅠ-3)
- 図-4.25 流況図(ケースⅠ-3)
- 図-4.26 流況図(ケースⅠ-3)
- 図-4.27 流況図(ケースⅠ-3)
- 表-4.1 実験ケース一覧
- 表-4.2 透過係数の推定に用いた樹木の諸元
- 表-4.3 透過係数の推定に用いた桑の諸元
- 写真-4.1 2号トンネル呑口予定地(No.35+300 m)付近の流況(ケースⅠ-2)
- 写真-4.2 1号トンネル呑口予定地(No.31)付近の流況(ケースⅠ-2)
- 写真-4.3 1号および2号トンネル吐口予定地
(No.16+200 m)付近の流況(ケースⅠ-2)
- 写真-4.4 2号トンネル呑口予定地(No.35+300 m)付近の流況(ケースⅠ-3)
- 写真-4.5 1号トンネル呑口予定地(No.31)付近の流況(ケースⅠ-3)
- 写真-4.6 1号および2号トンネル吐口予定地
(No.16+200 m)付近の流況(ケースⅠ-3)

- 図-5.1 トンネル抽出模型の概要
- 図-5.2 トンネル内の粗度係数
- 図-5.3 トンネルと呑口部、吐口部の形状(平面図)
- 図-5.4 トンネルと呑口部、吐口部の形状(断面図)
- 図-5.5 水位縦断(ケースⅡ-1)
- 図-5.6 流況図(ケースⅡ-1)
- 図-5.7 流速分布(ケースⅡ-1)

- 図-5.8 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-1)
- 図-5.9 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-1)
- 図-5.10 トンネル吐口部の形状(平面図)
- 図-5.11 水位縦断(ケースⅡ-2-1)
- 図-5.12 流況図(ケースⅡ-2-1)
- 図-5.13 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-2-1)
- 図-5.14 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-2-1)
- 図-5.15 水位縦断(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.16 流況図(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.17 流況図(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.18 流況図(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.19 流況図(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.20 流況図(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.21 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.22 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-2-2)
- 図-5.23 水位縦断(ケースⅡ-2-3)
- 図-5.24 1号トンネルの水位縦断分布(ケースⅡ-2-3)
- 図-5.25 2号トンネルの水位縦断分布(ケースⅡ-2-3)
- 図-5.26 水位縦断(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.27 流況図(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.28 流況図(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.29 流況図(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.30 流況図(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.31 流況図(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.32 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-3-1)
- 図-5.33 水位縦断(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.34 流況図(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.35 流況図(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.36 流況図(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.37 流況図(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.38 流況図(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.39 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-3-2)
- 図-5.40 水位縦断(ケースⅡ-4)
- 図-5.41 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅡ-4)
- 図-5.42 トンネル吐口部の形状(背割堤案)
- 図-5.43 水位縦断(ケースⅢ-1-1)
- 図-5.44 流況図(ケースⅢ-1-1)
- 図-5.45 流況図(ケースⅢ-1-1)
- 図-5.46 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-1-1)
- 図-5.47 水位縦断(ケースⅢ-1-2)

- 図-5.48 流況図(ケースⅢ-1-2)
- 図-5.49 流況図(ケースⅢ-1-2)
- 図-5.50 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-1-2)
- 図-5.51 トンネル吐口部の形状(右岸開削案)
- 図-5.52 水位縦断(ケースⅢ-2-1)
- 図-5.53 流況図(ケースⅢ-2-1)
- 図-5.54 流況図(ケースⅢ-2-1)
- 図-5.55 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-2-1)
- 図-5.56 水位縦断(ケースⅢ-2-2)
- 図-5.57 流況図(ケースⅢ-2-2)
- 図-5.58 流況図(ケースⅢ-2-2)
- 図-5.59 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-2-2)
- 図-5.60 トンネル吐口部の形状(右岸開削案)
- 図-5.61 水位縦断(ケースⅢ-3-1)
- 図-5.62 流況図(ケースⅢ-3-1)
- 図-5.63 流況図(ケースⅢ-3-1)
- 図-5.64 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-3-1)
- 図-5.65 2号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-3-1)
- 図-5.66 水位縦断(ケースⅢ-3-2)
- 図-5.67 流況図(ケースⅢ-3-2)
- 図-5.68 流況図(ケースⅢ-3-2)
- 図-5.69 1号トンネルのピエゾ水頭の縦断分布(ケースⅢ-3-2)
- 図-5.70 2号トンネルの水位縦断分布(ケースⅢ-3-2)

表-5.1 実験ケース一覧

- 写真-5.1 2号トンネル呑口付近の流況(ケースⅡ-1)
- 写真-5.2 1号トンネル呑口付近の流況(ケースⅡ-1)
- 写真-5.3 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅡ-1)
- 写真-5.4 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅡ-2-1)
- 写真-5.5 2号トンネル呑口付近の流況(ケースⅡ-2-2)
- 写真-5.6 1号トンネル呑口付近の流況(ケースⅡ-2-2)
- 写真-5.7 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅡ-2-2)
- 写真-5.8 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅡ-3-1)
- 写真-5.9 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅡ-3-2)
- 写真-5.10 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-1-1)
- 写真-5.11 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-1-2)
- 写真-5.12 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-2-1)
- 写真-5.13 1号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-2-2)
- 写真-5.14 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-3-1)
- 写真-5.15 1号および2号トンネル吐口付近の流況(ケースⅢ-3-2)

- 図-6.1 樹木群を有する河道の一般的な横断面
- 図-6.2 水位縦断(現況河道時の計算)
- 図-6.3 水位縦断(トンネル放水路河道時の計算)
- 表-6.1 境界混合係数 f の一般値
- 表-6.2 不等流計算に用いた河道内流量(現況河道時の計算)
- 表-6.3 大淀地区の不等流計算モデルに用いた境界混合係数 f の値
- 表-6.4 不等流計算に用いた河道内流量(トンネル放水路河道時の計算)

図-6.1	樹木群を有する河道の一般的な横断面
図-6.2	水位縦断(現況河道時の計算)
図-6.3	水位縦断(トンネル放水路河道時の計算)
表-6.1	境界混合係数 f の一般値
表-6.2	不等流計算に用いた河道内流量(現況河道時の計算)
表-6.3	大淀地区の不等流計算モデルに用いた境界混合係数 f の値
表-6.4	不等流計算に用いた河道内流量(トンネル放水路河道時の計算)

最上川大淀地区の河道計画
に関する検討〔Ⅰ〕

I S S N 0386-5878
土木研究所資料第3326号
平成7年3月（1995年）

宇多 高明, 高橋 晃
伊藤 克雄

要 旨 最上川大淀地区の河道特性を現地資料をもとに分析するとともに、1/60モデルを用いた固定床水理模型実験を行い、現況河道の水理特性およびトンネル放水路計画案河道の水位低減効果を明らかにし、圧力トンネルの妥当性について検討した。その結果、現況河道では流下能力が不足するのに対し、トンネル放水路計画案河道では1号および2号トンネルの両者によって分流させることにより、河道全体の水位がH.W.L.以下となることが明らかになった。また、1号トンネル単独によって分流させた場合はH.W.L.を若干上回る水位となり、上流河道を部分的に掘削する必要があること、2号トンネル単独によって分流させた場合は河道全体がH.W.L.以下で疎通可能となることを明らかにし、トンネル単独案についての選択の可能性を示した。また、トンネル合流部の形状を改良し、合流ロスの低減と流況の改善を図るための適切な合流形状を提案した。

キーワード：最上川、河道計画、トンネル放水路、水理模型実験、不等流計算、ショートカット、粗度係数、河岸植生

郵便はがき

郵便
切手
は
つ
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. _____

土研資料第3326号

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3326号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印