

ISBN4-87759-030-7
JICE 資料第 109001 号

河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案)

平成 21 年 7 月



財団法人 国土技術研究センター
Japan Institute of Construction Engineering (JICE)

はじめに

道路事業や鉄道事業においては、河川を横過するために橋梁を建設する必要がしばしば起こる。この際、懸念されるのは洪水時において橋梁が洪水流下に及ぼす影響である。過去には、橋梁が洪水時に河道内の障害物となり、流木等の流下物を引っかけて洪水を堰上げ、堤防決壊の原因となった、あるいは、桁が流されてしまったといった事例がある。また、橋脚周りの著しい洗掘により、橋脚が傾ぎ、桁が落ちるといった事例もあった。したがって、道路や鉄道の計画を定めるには、道路や鉄道の線形上及び構造上の種々の要件を満たしつつ、河川管理上の要件も満たすことが必要になる。多岐にわたる必須の要件を全て満たしつつ、「望ましい」とされる要件についてもできるだけ配慮した計画とするのは、一般に容易いことではない。

本書は、河川管理者の立場で橋梁の建設に係る許可に携わる実務者や、橋梁計画に携わる技術者のために、橋梁計画が満たすべき要件を解説することにより、その実務の一助となることを目的としている。そのため、本書は、橋梁を計画する際に検討すべき点について、必ず満足されるべき要件と満足されることが望ましい要件に分類しながら解説を加え、それを検討手順に沿って並べている。また、これに併せて、橋脚や仮設工の及ぼす水理現象に関する知識や水理現象を予測するための各種水理検討手法の解説、橋梁や橋脚、橋台に関する基礎的な知識についてもとりまとめている。

このたび、本書を案の段階で世に問うのは、ここで関係各位のご意見やご批判を仰ぎ、必要な箇所の修正や充実を図り、本書の有用性を増すことを企図したものである。本書の記述に不十分な点があればご容赦いただきたく、また、その旨ご意見いただければ感謝に堪えない。

なお、本書は、橋梁計画にあたっての標準的な検討手順を解説するものであるので、実際の計画にあたってはそれぞれ現場特有の条件に応じた手順があることを否定するものではないことに留意されたい。

平成 21 年 7 月

財団法人 国土技術研究センター 河川政策グループ

元 首席研究員 天野 雄介

上席主任研究員 柳澤 修

目 次

第1章 橋梁の架橋に関わる水理検討の必要性.....	1
1.1 橋脚設置に伴う水理現象とその問題点.....	1
1.2 水理検討で明らかにすべきこと	3
第2章 橋梁の計画	4
第1節 道路・鉄道の線形と架橋位置を考える	6
1.1 基本的な考え方	6
1.2 横過側の設計条件	8
1.3 河川管理上の制約条件	14
1.4 径間（スパン）割りの比較検討	20
1.5 水理検討の要不要の判定	22
1.6 まとめ	25
第2節 橋台・橋脚の位置を考える	27
2.1 基本的な考え方	27
2.2 橋台・橋脚の必要性の有無	29
2.3 橋台の位置の決定	32
2.4 橋脚の位置の決定	35
2.5 まとめ	54
第3節 護岸・護床工等の防護工を考える	55
3.1 基本的な考え方	55
3.2 護岸・護床工等の保護工に関する規定.....	56
3.3 橋脚洗掘防止工	62
第4節 仮締切工を考える	64
4.1 基本的な考え方	64
4.2 仮締切工の水位	65
4.3 仮締切工の種類	65
4.4 仮締切工の選定	69
4.5 仮締切工存置による水位上昇や局所洗掘への対策.....	70
4.6 まとめ	76
第3章 橋梁等による水理現象とその評価手法.....	77
第1節 橋脚による水理現象	77
1.1 水理現象の概要	77
1.2 橋脚による水位堰上げ	81
1.3 橋脚による局所洗掘	83

第2節 橋梁等による影響の評価手法	89
2.1 水理現象把握手法の概要	89
2.2 水理模型実験による方法	92
2.3 数値解析による方法	100
第4章 橋梁に関する基礎知識.....	110
第1節 橋梁の構造	110
第2節 橋梁の種類	111
2.1 材料別分類	111
2.2 路面の位置による分類	112
2.3 構造別分類	112
第3節 橋台・橋脚の形式とその特徴	123
3.1 橋台	123
3.2 橋脚	126
第4節 橋脚の基礎	128
4.1 基礎形式とその特徴	128
4.2 基礎地盤について	132

参考資料

1. 解説・河川管理施設等構造令（抜粋）
2. 解説・工作物設置許可基準（抜粋）
3. その他通達類
 - 1) 兼用工作物、橋等の取り扱いについて
 - 2) 橋梁部における河川管理用道路の取り扱いについて
 - 3) 橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目(案)について
 - 4) 堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について

第 1 章 橋梁の架橋に関わる水理検討の必要性

1. 1 橋脚設置に伴う水理現象とその問題点

道路や鉄道の新設に伴い河川を横過する橋梁を設置する場合には、川幅の小さな小河川や、溪谷部等に架橋される 1 スパンのアーチ橋等を除き、一般には河道内に橋脚が設置されることとなる。

河道内への橋脚設置により、洪水時には、架橋地点の河積減少による架橋地点上流の水位上昇、橋脚を迂回する流れの加速や堤防への偏流の発生、橋脚周辺の局所洗掘等が生じ、下記事例に示すような橋脚倒壊を引き起こしている。

河川管理施設等構造令などにおいて、橋脚の位置、橋脚の形状など基準を示しているが、河道内の橋脚による河川への影響については、橋脚周辺に生じる複雑な流れ、流れに伴う橋脚洗掘や河床形状の時空間的な変化により大きく影響を受ける。そこで、橋脚設置時には、当該架橋箇所において懸念される水理現象をその時点での河川技術を用いて予め把握し、水理検討を通じてその影響を明確にした上で、架橋位置の選定等も含めた的確な対策を策定することが重要である。



写真 1-1 橋脚による堰上げと迂回流の例（阿賀川での事例）



写真 1-2 橋脚周辺での複雑な流況の例（小貝川での事例）



写真 1-3 橋台の洗掘による落橋事例（余笹川での事例）



写真 1-4 橋脚周辺の局所洗掘による落橋事例（富士川での事例）



写真 1-5 橋脚周辺の局所洗掘の事例（酒匂川での事例）

1.2 水理検討で明らかにすべきこと

橋梁により起こり得る水理現象は、橋梁を設置する河道の形状や河道幅、洪水特性、橋台・橋脚の形状、設置位置等、橋梁設置に関する様々な要素により異なるため、水理検討を行う際には各架橋地点の状況に応じて、一般的によく懸念される以下に示すような架橋により生じる水理的課題を想定し、それに合った検討項目、検討手法を設定すべきである。

1. 橋脚堰上げによる架橋地点上流での水位上昇
2. 橋脚設置による流速増加、偏流による堤防への影響
3. 橋脚設置での掃流力変化に伴う周辺河床変動への影響
4. 橋脚設置での流速増・乱れに伴う橋脚・河岸の局所洗掘

なお、橋脚等を設置した場合に起こる水理現象については、第3章 第1節で解説しているので参照されたい。

次に、それらの課題への対応を検討するのにふさわしい水理現象の予測手法として、様々な数値解析手法や水理模型実験手法の中から適切なものを採用すべきである。橋脚等を設置したことによる影響を評価する手法については、第3章 第2節で解説しているので参照されたい。

これらの水理検討において最も重要なことは、架橋を原因とする堤防破壊や河床洗掘等の現象に対し、橋脚の設置位置、設置方向等、架橋する側が変更することにより対応が可能なのか、護岸・護床工等の防護工の設置等、架橋により生じる影響に対し対策工を講ずることにより対処することが適切であるかを判断することにある。水理検討の結果、堤防への影響や過度の河床洗掘等が生じると判断された場合、架橋位置の変更等により影響を緩和することが可能であれば橋梁計画を変更することも視野に入れ、橋梁計画を再検討することも必要である。

一方、これらの現象が防護工の設置によって防げると考えられる場合には、水理検討の結果を踏まえて、防護工の構造や施工範囲を適切に定める必要がある。このとき、防護工の構造や施工範囲は、河川管理施設等構造令で定められた標準以上のものを考える必要が出てくる場合があることに留意すべきである。

第2章 橋梁の計画

橋梁計画を行うにあたっての水利的検討については、河川管理者との協議レベルにより異なる。そこで、河川を横過する橋梁を計画するにあたって、下記の4つの検討ステップ別に検討の考え方を示した。

Step1 「道路・鉄道の線形と架橋位置を考える」

Step2 「橋脚・橋台の位置を考える」

Step3 「護岸・護床工等の防護工を考える」

Step4 「仮締切工を考える」

橋梁の設置に関する橋梁設置者と河川管理者の協議においては、表 2-1 の左側に示した「橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目（案）」（平成9年7月28日付け事務連絡）に示されているとおり、一般に「ルート協議」「構造に関する事前協議」「構造詳細打合せ・河川法申請」という三つの協議段階を経る。そこで、本書でも、検討のどの段階でこの三つの協議を行うべきかについて、その目安を文中に示している。

架橋による河川への影響について、Step1 のルート協議レベルにおいて水利的課題が生じる橋梁については、ルート変更等により問題を解消できれば、抜本的な対応策となる。しかし、架橋地点の変更等が困難であれば、Step2、Step3 の検討において処理的な対策を検討することとなる。このような観点から各段階での検討内容、検討項目等について表 2-1 の右側にその関連を整理した。

ここで示す検討手順はあくまで目安であるので、実際の協議の時期については、個々の事業ごとに判断されることになるが、検討の熟度に対して早すぎる場合には協議に必要な情報が足りず、遅すぎる場合は最悪手戻りの可能性もあり、適切なタイミングで協議を行うことに留意すべきである。

また、各検討において検討すべき事項を下記の三つに分類し整理を行った。

- ・「必須要件」…河川管理施設等構造令、工作物設置許可基準や、通達などで規定される必ず満足しなければならない要件
- ・「推奨事項」…橋脚の設置による河川への影響を緩和するため出来れば満足することが望ましい事項
- ・「配慮事項」…必須要件や推奨事項を満足した上で、河川環境、都市景観などを考慮しさらに配慮すべき事項

この「必須要件」を満たさない橋梁計画は成立し得ない一方、「推奨事項」についてはこれを満足しない場合はあり得る。ただし、「推奨事項」を満足しない場合には、より詳細な調査や何らかの代替・補強措置についての検討を求められることが多いため、その際の調査や検討についても併せて解説するものである。

表 2-1 橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目(案)と水理的課題

協議 フロー	協議の主旨	協議内容・審査項目	水理的 課題
協議の 開始	申請者が事務所に河川協議を開始する旨を文書で通知		
河川諸元の照会	申請者が概略設計の為に当該地区の改修計画上の河川諸元等を照会		
ルート協議	河川管理上の影響を考慮した最適なルートを決定するため行う協議（水理模型実験、数値解析等の必要性の判断は、この時点までに行うこと） ↓ やむを得ず橋を計画する時は、水理模型実験、数値解析等により、河川への影響について検討を行い、適切と認められる対策を講じること	・申請時期・内容等の情報把握、河川法上の助言等 ・事業計画（橋梁架設の必要性等） ・河川整備基本方針及び河川改修計画との整合 ・他の工作物に悪影響を与えないか ・土地利用状況、景観、その他自然的及び社会的環境を損なわないか ・河川環境管理基本計画との整合性を失わないか ・狭窄部、水衝部、分合流点部に計画されていないか ・河床の変動が大きい箇所に計画されていないか ・旧川跡に計画されていないか ・近傍に他の横断工作物（橋・伏せ越し等）がないか。ある場合、適切な対策を講じているか ・橋梁の方向は洪水時の流向に対して90～60度の範囲内か ・管理用通路を考慮しているか ・近傍の橋との統廃合を検討しているか ・旧橋撤去を行うこととしているか（改築の場合）	◎ ◎ ◎ ◎ ◎
構造に関する事前協議	概略設計図が完成した時点で、構造令に適合しているか等を確認し、本申請までの手戻りをなくし、審査の円滑化を図るための協議 なお、仮設に対する検討は工事期間の制約等により事前に検討着手を促す目的からこの時点で行う。 （構造令上の特例使用の判断はこの時点までに行うこと）	・本申請時期及び工事着手時期の確認等 ・改修事業の実施時期との整合 ・受託又は附帯工事の関係 ・桁下高は満足しているか ・計画高水位、堤防高等の計算はよいのか ・最深河床高、現況高水敷高の計算は妥当か ・横断測量の結果、河床の深掘れ箇所はないか ・基準径間長は満足しているか ・橋台の位置（前面、底面、堤防へのくい込み等）は基準どおりか ・橋台の方向は堤防法線に平行か、橋台構造がパイルベント、箱形になっていないか ・橋脚形状は小判形か ・橋脚の方向は各々の流向に平行か ・橋脚位置は原則として、河岸または堤防法先低水河岸法肩から10m以上か ・フーチング上面の高さは基準どおりか ・河積阻害率は基準値以下か ・根入が確保されているか ・仮設（上部工、旧橋撤去を含む）関係の検討をしているか ・護岸の施工範囲は適正か ・添架物の計画の有無 ・管理用通路は基準を満足する高さ、位置か ・無堤部に架設する場合、水理検討をしているか ・仮設（上部工架設、旧施設撤去を含む）関係の検討をしているか	◎ ◎ ◎ ◎ ◎ ◎ ◎ ◎
構造詳細打合せ・河川法申請	事前協議の回答を受け申請者が詳細設計途中段階で、概略設計時の課題及び概略設計時審査以外の事項について審査を行う打合せである。 上記を経て、河川法申請書が提出される。	・本申請時期の確認 ・基礎は支持層まで入っているか ・高水敷保護工又は護床工の設置が必要か ・他の行政庁の処分等が必要な場合は、これを受けているか。また、受ける見込みが明確か ・占用面積及び行為面積は適正か ・護岸は適正な形式で、環境に配慮しているか ・添架物の計画は妥当か ・管理用通路幅は妥当か ・旧橋撤去方法、護岸範囲、復旧護岸範囲は妥当か ・下部工施工時の仮締切の検討は妥当か ・上部工架設時に河川管理上の影響はないか ・棧橋、べント等の仮設時の水位検討は妥当か ・下部工、上部工とも非出水期施工となっているか	◎ ◎ ◎ ◎

(平成9年7月28日付け、事務連絡をベースに記述)

第1節 道路・鉄道の線形と架橋位置を考える

1.1 基本的な考え方

1.1.1 前提

河川を横過する橋梁は、それ単独で計画されるものではなく、道路や鉄道の新設あるいは改良事業の中で河川を横過する必然性があってはじめて計画されるものである。したがって、橋梁計画を議論するにあたっては、まず、その橋梁に係る道路事業や鉄道事業の必要性を確認すべきである。次に、事業が河川を横過する必然性を有することを確認すべきである。

また、近傍区間に橋梁がある場合には、その橋梁との統廃合が可能かどうかを確認すべきである。特に、橋梁の架替え計画の場合には、旧橋の撤去計画の有無を確認すべきである。

1.1.2 線形計画における条件

線形を計画する際には、下記の横過側の設計条件と河川管理上の制約条件を両方満足させる必要がある。これらの条件については、1.2及び1.3で詳述するが、要約すると下記のとおりである。

○横過側の設計条件（1.2参照）

〔必須要件〕

- ・ 最大縦断勾配や最小縦断曲率半径、最小平面曲率半径等、道路や鉄道の線形に関する制限値を全て満たすこと
- ・ 必ず通らねばならない地点（既設の駅、交差点等）及び必ず避けなければならない支障物件の位置を踏まえた架橋計画とすること

○河川管理上の制約条件（1.3参照）

〔必須要件〕

- ・ 橋梁の桁下高が、計画高水位＋計画余裕高を上回ること
- ・ 河川管理用道路の連続性を確保すること

〔推奨事項〕

- ・ 狭窄部、水衝部、合流部、湾曲部等、河川流況が変化する区間を避けること
- ・ 河床変動が大きい区間（河床勾配の変化点）を避けること
- ・ 橋梁の方向は洪水時の流行に対して直角とすること
- ・ 既設横断構造物（橋梁、堰、伏越、床止工等）に近接しないこと
- ・ 旧破堤地点、旧川跡を避けること

〔配慮事項〕

- ・ 景観、自然的及び社会的環境の観点から周辺の土地利用状況との調和を図ること
- ・ 河川環境管理基本計画との整合を図ること
- ・ 他の横断工作物以外の既設工作物に悪影響を与えないこと

1.1.3 線形計画についての可否の判断

前項で示した必須要件を全て満たすことは線形計画にあたっての最低限の要件であり、これを満たさない橋梁計画は成立し得ない。

さらに、原則として、上記の推奨事項もできる限り満たすように計画することが求められる。しかしながら、この推奨事項を満たすことができない、あるいは、満たすことが著しく困難、満たすことが著しく合理性を欠くことはあり得る。この場合には、推奨事項を満たさないことによる河川への影響を水理検討によって評価するとともに、必要な影響緩和措置を採ることを条件に橋梁計画を成立させることができる。

以下に、線形計画検討の標準的なフローを示す。

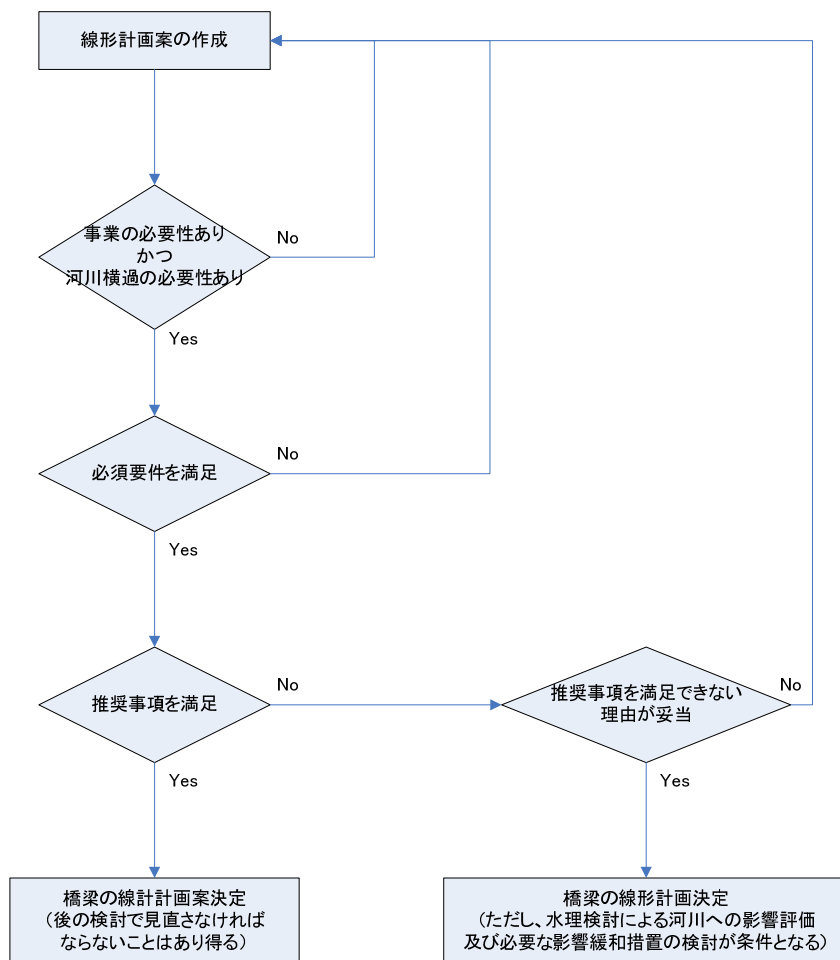


図 2-1 線形計画検討フロー

1.2 横過側の設計条件

[必須要件]

- ・ 最大縦断勾配や最小縦断曲率半径、最小平面曲率半径等、線形に関する制限値を全て満たすこと。
- ・ 必ず通らねばならない地点（既設の駅、交差点等）及び必ず避けなければならない支障物件の位置を踏まえた架橋計画とすること。

横過する道路、鉄道を設計するにあたっては、それぞれの構造令等で規定された設計基準を満たさなければならない。特に、縦断線形と平面線形が競合するような場合、縦断勾配、縦断曲率半径及び平面曲率半径に関する規定値を踏まえて計画しなければならない。

道路線形の規定値については、参考－１（pp.10～12）を参照のこと。鉄道線形の規定値については、参考－２（p.13）を参照のこと。

また、既設の駅や交差点等、必ず通らなければならない地点や、移設が困難な建築物等、必ず避けなければならない支障物件が現地の実状によって定まる場合、それらの位置を踏まえて計画しなければならない。

なお、この二つの必須要件を満たす線形の検討過程においては、下記に例示する問題が生じる可能性があることに留意すべきである。

- ・ 平面線形計画においては用地補償、機能補償等の支障物件を避けつつ、最小曲線半径を満足するように路線線形を定めるが、条件によっては河道に直角方向に橋梁を設置することが困難な場合が生じる。
- ・ 縦断的なコントロールポイントが河川近傍に位置する場合（例えば、鉄道橋梁の場合：駅舎や路線分岐点等、道路橋梁の場合：交差点等）、縦断すり付け勾配による制約から橋梁上部工構造としての桁高が制限を受ける場合がある。このようなケースでは、橋梁構造検討における経済性、施工性の面で大きな制約条件となる場合があり、コントロールポイントの条件について詳細に把握を行う必要がある。（図 2-2、図 2-3）
- ・ 特に、鉄道軌道においては、図 2-2に示すように縦断変化区間に平面曲線が競合すると、脱線の危険性が増加するため平面線形計画と縦断線形計画を合わせ設置することが困難となる場合が生じ、平面線形、用地範囲等に影響が及ぶことになるため条件設定において十分に配慮することが必要である。
- ・ 堤防部において堤防上道路と横過する道路が平面交差をする場合、交差点処理としてのすり付け勾配、すり付け長について制約を受けることを考慮して橋梁構造を検討することが必要である。（参考－１ 表 2-4）

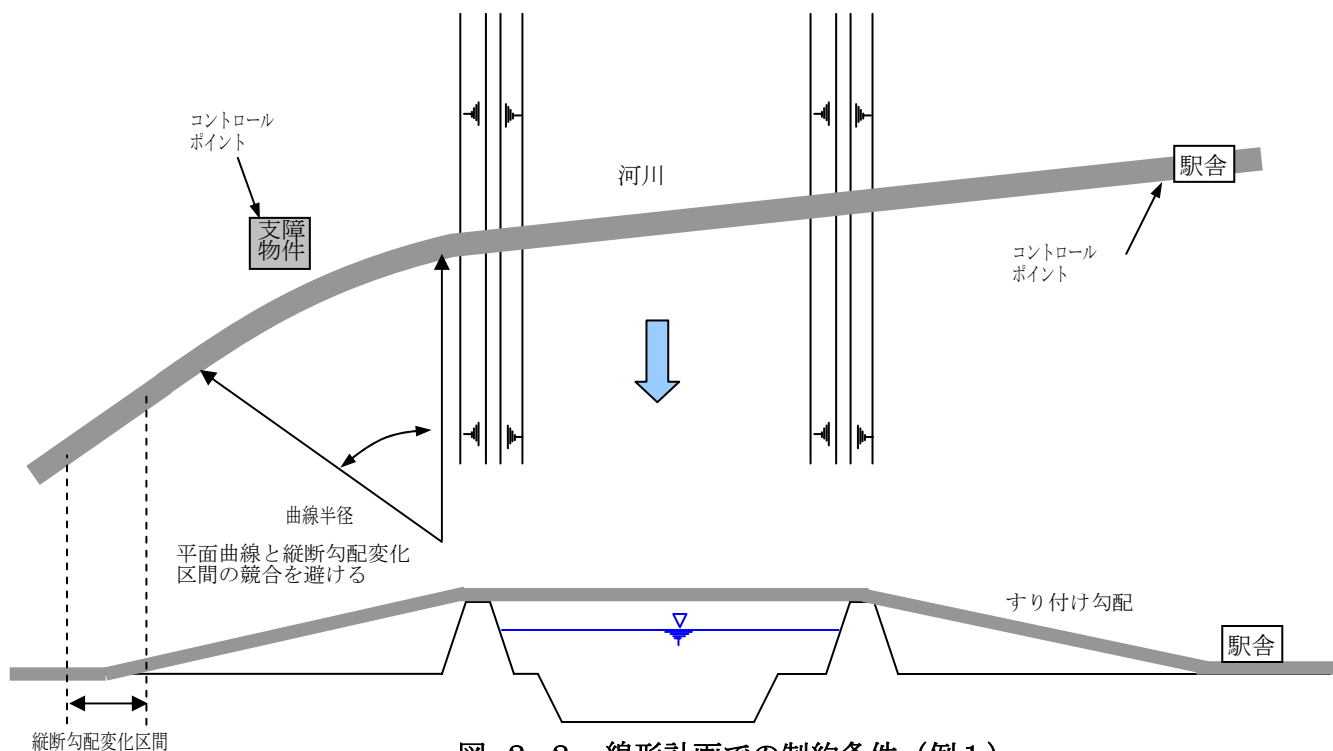


図 2-2 線形計画での制約条件（例 1）

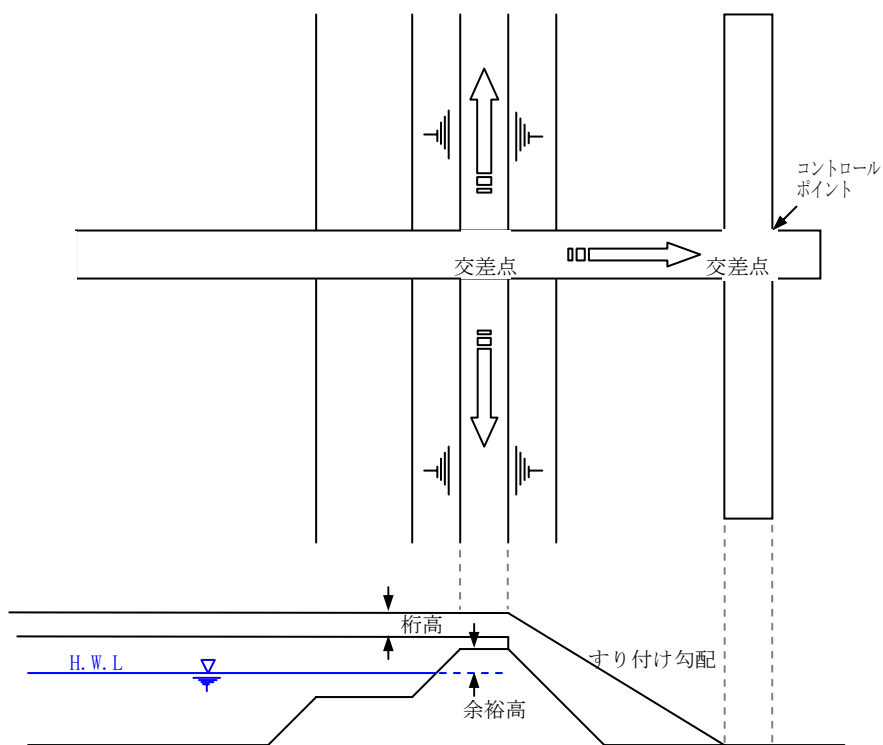


図 2-3 線形計画での制約条件（例 2）

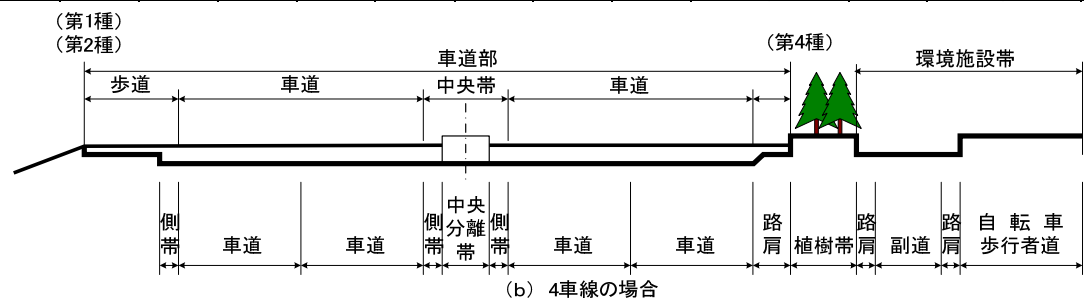
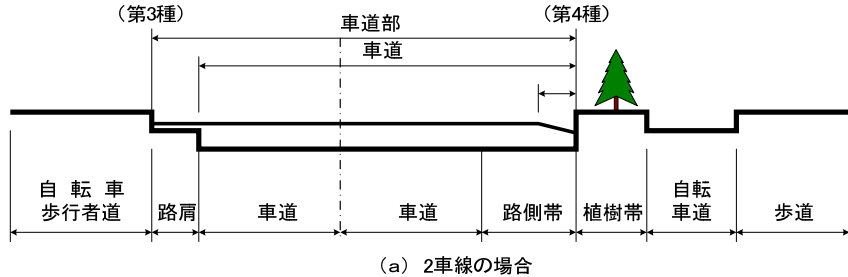
参考-1

道路区分と設計速度・横断面の構成

表 2-2 幾何構造基準値一覧表（道路構造令版）

1.道路の区分と設計速度										2.横断面の構成																				
	地域	種別	級別	設計速度 v(km/h)		出入制限	計画交通量(台/日)				摘要	車線幅 (m)	中央帯幅員(m)					路肩幅員(m)								a. 建築限界 車道H=4.5m (4.7m) 自転車道 歩道 b. 標準 2.5m 特別 1.5m c. 副道 幅員4mを標準 設計40(km/h) 速度30. 20 d. 自転車道幅員(m) 標準2.0 特別 1.5m 100m以上のトンネル1.0				
							以上 30000	30000 ~20000	20000 ~10000	未 満 10000			中央帯幅	側 帯 幅	分離帯幅		側方 余裕幅	左側路肩			右側路肩			トンネル	側帯幅					
															規定	特別		規定	特別	規定	特別	望ましい	規定		望ましい		標準	トンネル		
高速自動車専用国道路	地方部	1	1	120	100	F	高速 平地					3.50	4.50	3.00	0.75	3.00	1.50	1.25	2.50	1.75	3.25	1.25	1.75	1.00	0.75		0.50			
			2	100	80	F・P	高速・山地	高速・平地			3.00		2.25	0.50	2.00	1.25	0.75	2.50	0.75	1.00	0.75	0.50	0.25							
				専用・山地																										
			3	80	60			高速・山地		高速・平地			1.75		0.75	1.75		0.75		1.00										
	4	60		50			高速・山地		専用・山地																					
	都市部	2	1	80	60	F	高速・専用				専用は大都市の都心部以外	3.50	2.25	—	0.50	1.25	—	0.75	1.25	—	1.00	—	0.50	—						
			2	60	50 40		専用・都心				3.25	1.75	0.75			0.75			0.75											
	その他の道路	地方部	3	1	80	50	P・N	国道 平地					3.50	1.75	1.00	0.25	1.25	0.50	0.50	1.25	0.75	5.75	0.50	0.75	0.50	2.00	1.50	1.50	1.50	1.00
2				80	50 40	N	国道 山地	国道・平地			3.50																			
				県道・市道・平地																										
3				60 50 40	30			国道・山地		国道・県道・平地		3.00																		
				県道・市道・山地			市道 平地																							
4			50 40 30	20		国道・県道・山地		市道 山地		2.75																				
5			40 30 20	—				市道 平地 山地	一車線道路	(4)	—	—	—	—	—	—	0.50	—	0.50											
都市部			4	1	50	50 40	P・N	国道					3.25	1.00	—	0.25	0.50	—	0.50	0.50	—	0.50	0.50	0.50	3.50	2.70	2.00	3.00	2.50	1.50
				2	60 50 40	30	N	県道・市道			3.00	2.00														1.50	1.50		1.00	
				3	50 40 30	20			国道			県道 山地																		
		県道																												
		4	40 30 20	—			市道				—	—	—	—	—	—	—	—	2.00	1.50	1.50	1.00								
		横断面図の構成要素とその組合せ例																												
		(第3種) 自転車歩行者道 路肩 車道 車道 路側帯 植樹帯 自転車道 歩道 (a) 2車線の場合 (第1種) (第2種) 歩道 車道 中央帯 車道 路肩 植樹帯 路肩 副道 路肩 自転車歩行者道 (b) 4車線の場合 (第4種) 環境施設帯																												

横断面の構成要素とその組合せ例



道路線形（一般部）

道路線形計画と縦断計画では、下記の平面曲線半径、縦断勾配を満足する組み合わせを用いて計画を策定する。

表 2-3 道路線形（一般部）の設計条件

設計速度v (km/h)		120	100	80	60	50	40	30	20	摘要			
設計に用いる横すべり摩擦係数f		0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15						
線形の組み合わせ	限界曲線半径	平面		5000(50△)	2500(25△)	600/θ	2000(20△)	1500(15△)	1000(10△)	()内は縦断曲線長、組合せる時は一方の線形を表の2倍以上とする。			
	望ましい値	縦断											
平面線形	最小曲線半径 R(m)	標準値	700	400	200	150	100	65	30	特別値は片勾配10%の通用可能な場合に限られる。			
		特別値	710	280	150	100	60	30	15				
		特別値	570	380	230	120	80	50	—				
平面線形	最小曲線長 L(m)	標準	200	170	140	100	70	50	40	θが2°未満の時はθ=2°として計算する。			
		特別	200	170	140	100	80	50	40				
		2.0%	7500	5000	3500	2000	1300	800	500	200	設計f=0.035		
平面線形	片勾配を打切る最小曲線半径 R(m)	1.5%	5500	4000	2500	1500	600	350	150	砂利道(舗装するまでの暫定)			
		3%				240	165	105	60	25	設計f=0.15		
		4%				260	180	115	65	30			
平面線形		5%				280	200	126	70	30			
	曲線部の片勾配と片勾配の値	10%	570以上 610未満	380以上 430未満	230以上 280未満	120以上 150未満	80以上 100未満	50以上 65未満	—	—	曲線部の最大片勾配 i		
		9	—	—	—	—	—	—	—	—	道路の存する地域		
8		670	480	330	190	130	80	30以上	15以上	はなばしい地域			
7		760	550	380	230	160	100	40未満	20未満	積雪寒冷地域			
6		880	540	450	270	200	130	60	30	その他の地域			
5		1030	760	540	330	240	160	80	40	第3種の道路で自転車道を設けないものは6%以下			
4		1280	930	670	420	310	210	110	50	第4種の道路は地形その他特別の理由によりやむを得ない場合は片勾配を付さないことができる。			
3		1660	1210	870	560	410	280	160	70	第3種の道路は地形その他特別の理由によりやむを得ない場合は片勾配を付さないことができる。			
2		2300	1700	1240	800	590	400	220	100	第4種の道路は地形その他特別の理由によりやむを得ない場合は片勾配を付さないことができる。			
2%		2300以上 2860未満	1700以上 2130未満	1240以上 2100未満	800以上 1370未満	590以上 1000未満	400以上 600未満	220以上 350未満	100以上 150未満	曲線部の払幅量(1車線当り)			
1.5%	5500	4000	2500	1500	—	—	—	—	払幅量 (m)				
緩和区間	市街地における曲線半径と勾配の特例値	6%	—	—	—	—	60以上 63未満	30以上 35未満	15以上 16未満	第1・2種 第3・4種1級			
		5	—	—	—	—	100以上	63未満	35未満	—	その他の道路		
		4	—	—	—	150以上	105未満	55	37	17	160未満 150以上		
		3	—	—	—	160未満	110	70	40	18	60 45		
		2	—	—	—	165	115	74	42	19	32 26		
		2%	—	—	—	155以上 170未満	115以上 120未満	74以上 75未満	42以上 43未満	19以上 20未満	1.00 1.75		
		1.5%	—	—	—	220	150	100	55	25	21 16		
		第1種	325	250	180	50	40	35	25	20	片勾配すりつけ率 Ls=B・Δ/α		
		0.5	280	210	150	100	75	55	—	—	高速道路標準		
		0.6	—	—	140	90	70	50	35	20	H 絶対最小、V=80km/hの一般国道		
0.75	—	—	—	80	60	40	30	15	V=60km/h以下の一般国道・主要地方道				
すりつけ	片勾配最大すりつけ率q	標準値	4000	3000	2000	1000	700	500	250	130	山地部その他特殊区間 特例		
		特別値	2100	1500	900	500	350	250	130	60	直線と円曲線の場合		
	車線数の増減最小すりつけ率	地方部	1/200	1/175	1/150	1/125	1/115	1/100	1/75	1/50	すりつけは緩区和間内で行なう		
		都市部	1/70	1/60	1/50	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	単路部における車線数増減のすりつけ		
	制動停止視距	標準値	210	150	110	75	55	40	30	20	路部における車線数増減のすりつけ		
		路面凍結の時	—	—	135	100	70	45	25	25	f=0.15Δ/αタイ、チェーン等装着時		
	縦断勾配	最小必要追越視距	最小許容速度(大型車)V(km/h)	—	500	350	250	150	100	70	追越視距を確保する区間は標準30%以上		
			登坂許容速度(大型車)V(km/h)	60	50	40	30	25	20	15	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる		
		最急縦断勾配(%)	3%	800	—	—	—	—	—	—	—	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる	
			4%	500	700	—	—	—	—	—	—	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる	
5%		400	500	600	500	500	400	300	200	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
6%		—	400	500	500	500	400	300	200	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
7%		—	—	400	400	400	300	200	100	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
8%		—	—	—	300	400	400	300	200	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
9%		—	—	—	—	300	300	200	100	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
10%		—	—	—	—	—	200	200	100	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
縦断曲線	積雪寒冷地の特別値(%)	はなばしい地域	4	5	6	7	7.5	7.5	7.5	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
		その他の地域	4	5	6	8	8	10	10	地形その他特別の理由によりやむを得ない場合には最急縦断勾配の値に次の値を加えた勾配以下とすることができる			
	最小曲線半径 R(m)	望ましい値	17000	10000	4500	2000	1200	700	400	200	V=60km/hの第4種1級の凸は特例としてR=1000mまで縮小できる		
		凹	6000	4500	3000	1500	1000	700	400	200	V=60km/hの第4種1級の凸は特例としてR=1000mまで縮小できる		
	標準値	凸	11000	5500	3000	1400	800	450	250	100	曲線半径 R=100Lr		
		凹	4000	3000	2000	1000	700	450	250	100	曲線半径 R=100Lr		
	最小縦断曲線長Lr(m)	標準値	100	85	70	50	40	35	25	20	曲線半径 R=100Lr		
		合成勾配	10	10.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	曲線半径 R=100Lr		
	合成勾配S(%)	直線部の横断勾配(%)	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。		
			歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	歩道又は自転車道等は2%を標準とする。	

道路の平面交差

道路の平面交差点においては、道路種別に従いすり付け緩和勾配の最低延長が定められている。堤外地、堤内地からの管理用通路へのすり付け部においては最小区間長を満足するように計画する必要がある。

表 2-4 交差点付近 2.5%以下の区間長

設計速度v(km/h)			80	60	50	40	30	20	摘 要											
所要交差点間隔(内のり)(m)			設計速度V(km/h) × 片側車線 × 2						踏込み長による制約											
交差点の視認距離S(m)	信号制御	第3種	350	240	190	140	100	60	交差点付近2.5%以下の区間長											
		第4種	－	170	130	100	70	40	道路の区分		最小区間長(m)									
	一時停止制御		－	105	80	55	35	20	第3種	第4種										
交差点取付部最小曲線半径R(m)	信号交差点	標準	280	150	100	60	30	15	第1.2級	1	40									
	一時停止制御の主道路	特別	230	120	80	50	－	－	3	2	35									
	一時停止制御の従道路		－	60	40	30	15	15	4	3	15									
本線システムの区間長L(m)	地方部	計算式	V・ΔW/2			V・ΔW/3			5	－	10									
		最小値	85	60	40	35	30	25	－	4	6									
	都市部	計算式	V・ΔW/3						いずれか大きい方を標準とする。											
		最小値	－	40	35	30	25	20	ΔW: 本線横方向のシフト量											
右左折車線	右左折車線L(m)		テーパー長ld＋滞留長2s						ld: max(lb, lc)											
	減速のための(m) 必要最小長lb	地方部主道路	60	40	30	20	10	10	lc: シフトに必要な長さ(V・ΔW/6)											
		堺・従・都市部	45	30	20	15	10	10	高速走行が予想される時は2dを2倍											
	滞留長ls(m)	信号交差点	ls = 1.5・N・S N: 1サイクル当りの平均右折車線数(台)					計算によらない時は最小30m			S: 平均車頭間隔、乗用車6m大型12m									
その他の交差点		ls = 2・m・S m: 1分間当りの					"			大型車混入率不明の時は7m										
変速車線	減速車線(m)	地方部主道路	停止 まで	60	40	30	20	10	テーパー長 lc = $\frac{V \cdot \Delta W}{\delta}$ 特に減速車線では、パーTEE部でも減速させる考え方もあり、この場合は左表値をテーパー長を含む長さとする。											
			20km/hまで	50	30	20	10	－												
			40km/hまで	30	20	－	－	－												
		地方部・従都市部	停止 まで	45	30	20	15	10												
			20km/hまで	40	20	15	10	－												
			40km/hまで	25	10	－	－	－												
		加速車線(m)	地方部主道路	停止 から	140	100	60	40				20								
				20km/hから	120	80	50	20				－								
				40km/hから	80	40	－	－				－								
	地方部・従都市部		停止 から	90	65	40	25	10												
			20km/hから	80	55	30	15	－												
			40km/hから	50	25	－	－	－												
	導流路	導流路幅員(m)						交差点における右左折車の通行方法								1 車道全幅を使用 2 車道中央から左側を使用、対向車線には使わない 3 左折車線又は最右(左)車線、およびそれに接する他の1車線、対向車線は使わない 4 左折車線又は最右(左)車線のみ使用 Sについては主道路と従道路の設計車両が、異なる場合は従道路のものをを用いる				
		設計車両 Rkm/h ○○○	S 第1種 2 3-1 4-1	T その他の道路	設計車両 Rkm/h ○○○	S 第1種 2 3-1 4-1	T その他の道路	道路種別				第1種	第3種					第4種		
条件								流入部	S4	S4	T4		T4	T3	T1		S4	T3	T2	T1
13以上 14未満		8.5	5.5	19以上 21未満	5.0	4.5	一時停止制御	流出部	主道路	S4	S4	T4	T3	T2	T1		S4	T3	T2	T1
								交通路	－	－	T3	T3	T2	T1	－		T2	T2	T1	
14 15		8.0	5.0	21 25	5.5	4.0	信号制御	流入部	－	S4	T4	T4	T3	T1	S4		T3	T2	T1	
								流出部	－	S3	T3	T2	T2	T1	S3		T3	T2	T1	
15 16		7.3	5.0	25 30	5.0	3.5	S: セミトレーラ連結車 T: 普通自動車													
16 17		7.0		30 40	4.5															
17 19		6.5		40 50	4.0															
			60	3.5																

参考-2

鉄道設計の規定値の例（私鉄 A 社社内基準）

表 2-5 鉄道の平面・縦断線形基準（例）

	項 目	土 木 施 設 実 施 基 準		鉄道に関する技術上の基準を定める省令及び解釈基準 (国土交通省鉄道局 監修)						
曲 線	最小 曲線 半径	本 線	一般部 乗降場 分岐付帯 600m 500m 460m	第 14 条〔省令〕						
	カント	平均速度又は最高速度を用いた下式により算出した値の大なる方(最高速度を用いた場合、カント不足量を最大 50mm 考慮) C = G V ² / 0.127 R C : カント (mm) G : 軌間 1.067 (m) V : 平均速度 (km/h) R : 曲線半径 (m)		第 15 条〔省令〕						
	緩 和 曲線長	<table><tr><td>L₁</td><td>1.0C</td></tr><tr><td>L₂</td><td>0.01CV</td></tr><tr><td>L₃</td><td>0.009CdV</td></tr></table> L ₁ , L ₂ , L ₃ のうち最大値以上(m) V : 最高列車速度 (km/h)	L ₁	1.0C	L ₂	0.01CV	L ₃	0.009CdV	C : 実カント(mm) C d : カント不足量 (mm)	第 17 条〔省令〕
	L ₁	1.0C								
	L ₂	0.01CV								
	L ₃	0.009CdV								
緩和曲 線間の 距離	本線における連続する緩和曲線の間には 20m以上の直線を挿入する。 ただし、地計上やむ終えない場合は、両緩和曲線を直接結ぶものとする。									
最急 勾配	本 線 地形上やむを得ない（連続立体交差化等） 仮設の場合 乗降場 乗降場（車両の留置、解結がない場合）	20/1,000 以下 25/1,000 35/1,000 5/1,000 10/1,000	第 18 条〔省令〕							
縦曲線	勾配が変化する箇所、勾配の変化が 10/1,000 以上の場合には、次の大きさ以上の半径を有する縦曲線を入れる。 半径 800m以下の曲線箇所 4,000m その他の区間 3,000m		第 19 条〔省令〕							

1.3 河川管理上の制約条件

[必須要件]

- ・ 橋梁の桁下高が、計画高水位＋計画余裕高を上回ること
- ・ 河川管理用道路の連続性を確保すること

[推奨事項]

- ・ 狭窄部、水衝部、合流部、湾曲部等、河川流況が変化する区間を避けること
- ・ 河床変動が大きい区間（河床勾配の変化点）を避けること
- ・ 橋梁の方向は洪水時の流行に対して直角とすること
- ・ 他の既設横断構造物（橋梁、堰、伏越、床止め工等）に近接しないこと
- ・ 旧破堤地点、旧河川跡を避けること

[配慮事項]

- ・ 景観、自然的及び社会的環境の観点から周辺の土地利用状況との調和を図ること※
- ・ 河川環境管理基本計画との整合を図ること
- ・ 他の横断工作物以外の既設工作物に悪影響を与えないこと

※地域の制約条件であるが、ここでは河川管理上の制約条件に入れている。

河川を横過する橋梁の設置においては、上記に示した河川管理上の制約条件を満たすことが必要である。

(1) 橋梁の桁下高は、計画高水位（H.W.L）＋計画余裕高を上回ること

この必須要件については、実際の線形計画では道路の路面あるいは鉄道の軌道面の線形を計画するため、道路・鉄道の線形は、計画高水位＋計画余裕高＋桁高を上回るように計画すると考えると理解しやすい。

計画高水位は各河川で設定されたものを用い、計画余裕高も河川管理施設等構造令の規定値（参考－3、p. 16）を基準に各河川で定められたものを用いる。一方、桁高は、参考－6 及び参考－7（pp. 30～31）に示すように、同じ橋長でも橋梁の形式によって大きく異なるため、線形の計画段階で正確な値を求めにくい。この段階で橋梁形式が未定の場合には、便宜上、桁高を 2m あるいは橋長の 1/10 の大きい方と仮に設定し、本必須要件を満たすかどうかを確認することが必要と考える。ただし、橋梁形式が固まり、桁高もはっきりした時点で、再度この条件について検討し、橋梁の桁下高が、計画高水位（H.W.L）＋計画余裕高を上回ることを確認すべきなのは言うまでもない。

(2) 河川管理用道路の連続性を確保すること

橋梁を設置する際には、一般に堤防天端に設けられている河川管理用通路の連続性を確保しなければならない。そのためには、横過する道路、鉄道と河川管理用通路の交差形式に留意する必要がある。交差形式としては、平面交差と立体交差の2通りが考えられる。表 2-6 は、横過する事業による交差形式の選択肢と、各交差形式を選択した場合の留意点をまとめたものである。

表 2-6 河川との平面交差設置時の留意点

横過側	交差形式	平面交差の場合の留意点	立体交差の場合の留意点
鉄道	平面交差か立体交差のいずれか	踏切を設ける	河川管理用道路の建築限界を確保する
一般道路	平面交差と立体交差の両方あるいはいずれか ¹⁾	中央分離帯を設置しない	
自動車専用道路	立体交差	—	

注 1) 工作物設置許可基準を参照のこと

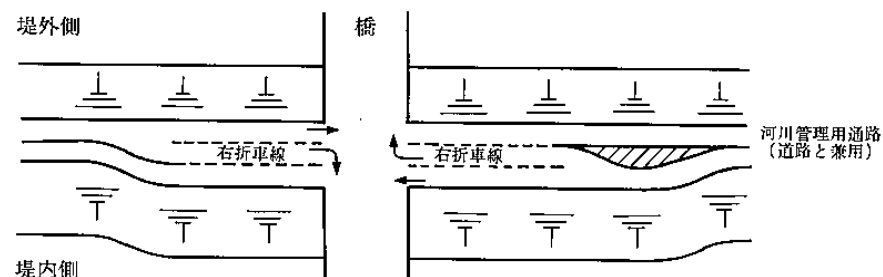


図 2-4 管理用通路と一般道路との平面交差の一例
(右折車線を設置して河川管理用通路を確保する場合)

線形計画を固めるため、上表の考え方にに基づき河川管理用道路との交差形式を決めておく必要がある。

この交差形式が線形に影響を与える事例を挙げる。

例えば、河川を横過する道路が河川管理用道路と一般道路の兼用工作物となっている道路と平面交差する場合に、兼用道路の線形計画上の条件（縦断勾配、縦断曲率半径及び平面曲率半径等に関する規定値）が新たに制約になることがある（参考-4、図 11-22）。また、立体交差の場合に、河川管理用道路の建築限界を満たす観点から、縦断線形を高くしなければならないことがある（参考-4、図 11-24）。

参考-3

余裕高

表 2-7 余裕高

計画高水流量 (m ³ /sec)	計画高水位に加える値 (m)
200未満	0.6
200以上 500未満	0.8
500以上 2,000未満	1.0
2,000以上 5,000未満	1.2
5,000以上 10,000未満	1.5
10,000以上	2.0

参考-4

管理用通路

11-2-8 管理用通路の確保 (令第60条解説)

1) 平面交差する管理用通路の取付道路

- ① 取付道路の幅員は、原則として計画堤防天端幅以上とすること。(図11-20参照)
- ② 取付道路の裏法勾配は、原則として堤防の裏法勾配以下とすること。ただし、背後地の土地利用の状況等により、特にやむを得ないと認められる場合は、法尻に高さ1m以下の土留工(勾配5分より緩い空積)を計画堤防断面外に設けることができる。(図11-20参照)

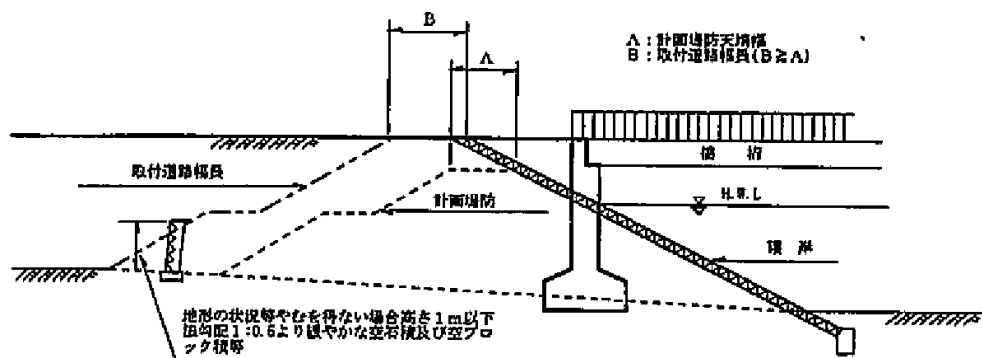


図11-20 取付道路による堤防かさ上げ

- ③ 取付道路の拡幅の仕方は次によるものとする。
 - イ) 拡幅の幅が5m未満の場合は、計画堤防断面で定められた法勾配、小段の位置・幅を水平方向にスライドして拡幅するものとする。
 - ロ) 拡幅の幅が5m以上の場合は、法勾配を計画堤防断面以上とし、堤防の天端高から4m毎に幅3m以上の小段を設け、計画堤防断面形で拡幅しなくてもよいものとする。

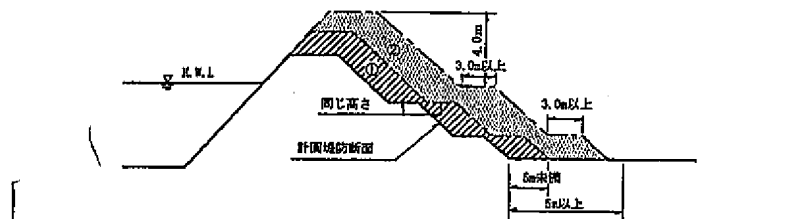


図11-21 堤防腹付の断面

- ④ 橋から堤防への取付けは、交通の安全を考慮し原則として橋の幅員の両端から4m以上のレベル区間を設けるものとする。

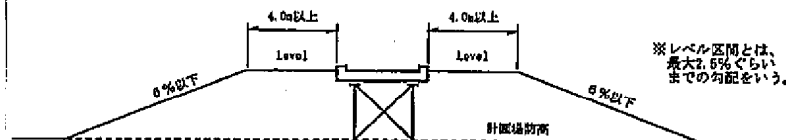


図11-22 橋梁取付部の堤防縦断勾配

2) 立体交差の管理用通路

- ① 堤内アンダークロスの位置は、かさ上げにより拡張した断面の裏法面あるいは土留工の法尻より堤内側とし、計画堤防断面について2Hルールを満足するものとする。(図11-23参照)
- ② 堤防天端からの板路については、「第15章 板路」によること。

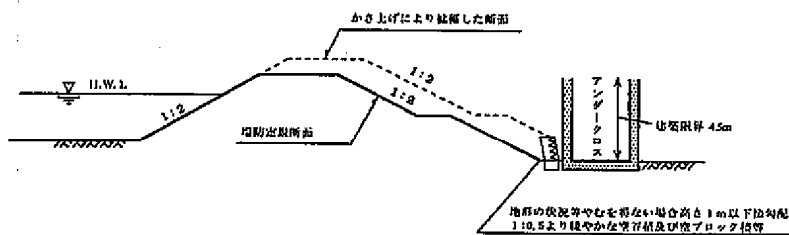


図11-23

3) 平面交差及び立体交差の管理用道路を設けた場合の留意点

平面交差とアンダークロスの併設をした時、平面交差に中央分離帯を設ける場合は、緊急時に堤防上下流の通行が可能な構造とすること。

また、鉄道橋においては、緊急時に使用可能な踏切を設ける必要がある。

4) 高架橋の場合の管理用通路の確保

- ① 堤防天端高に管理用通路の建築限界(4.5m)を加えた高さとする。
- ② 上記によりがたい場合は、構造令規則36条による建築限界(2.5m)以上又は、計画高水位より建築限界(4.5m)以上を加えた高さのいずれか高い方とする。

①の場合



②の場合

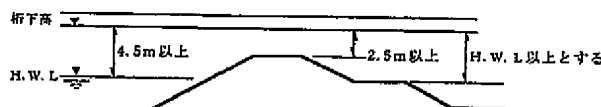


図11-24 高架橋の場合の管理用通路

(3) 河川の洪水時の弱点を避けること

河川の洪水時の弱点とは、P14の推奨事項に示した以下の3点を意味するものである。

- ・ 狭窄部、水衝部、合流部、湾曲部等、河川流況が変化する区間
- ・ 河床変動が大きい区間（河床変動の変化点）
- ・ 旧破堤地点、旧河川跡

これらは、いずれも洪水時において複雑な流れを呈する箇所であり、河川の時空間的な変化の予測が困難と考えられる地点を極力避けるという観点から挙げられているものである。特に、山間狭窄部を除く狭窄部や水衝部、支派川の分合流部、及び河床変動が大きい区間（河床勾配の変化点）を避けなければならないとされている（工作物設置許可基準 第二十一、1）。

ここで問題となるのは、「必ず避けなければならない区間はどこか」という点である。例えば、合流点の上下流のどこまでを必ず避けるべきか、河床変動の大きい区間としてどこまでの区間を取るか等について、構造令等の規定には詳しい記述はない。

そのため、橋脚・橋台等の設置による洪水流の阻害という観点から、河川管理者が、「必ず架橋を避けなければならない区間」を、現地状況に即して適切に定める必要がある。

一方、架橋条件がこれらの推奨事項を満たすことができない、あるいは、満たすことが著しく困難、満たすことが著しく合理性を欠くといったことはあり得る。この場合には、河川管理者は、「(5) 径間（スパン）割りの比較検討」に詳述するように、水理検討による影響評価を橋梁事業者に課すことになり、橋梁事業者は水理検討を通じて架橋後も十分な安全性が確保されていることを説明する必要があるが生じる。

(4) 橋梁の方向は洪水時の流行に対して直角とすること

橋梁の横過方向は、河川の流向に対し 90° を原則とし、最大でも 60° 以内で計画を行う。道路線形、鉄道線形等の制約により 60° 以下で設置する場合は、斜角を 45° 以上、堤防への食い込み角度を 20 度以下にするとともに、堤防への食い込み幅を堤防天端幅の $1/3$ （これが 2 m を超える場合は 2 m ）以下としなければならない。特に、径間（スパン）数が 3 以上の橋梁については、(5) に詳述するように、水理検討を行い、斜橋となることによる影響を把握しなければならない。

ここで述べられている斜角とは、図 2-5 に示すように河川の流向に対する橋梁の横断角度であり、現況の堤防法線に対してではないことに留意する必要がある。一方、堤防への食い込み角や食い込み幅とは、図 2-5 に示すように堤防への食い込みの度合いを表すものである。

なお、引堤等の河川改修によって、現況の流向と改修後の流向が異なる場合がある。引堤等の河川改修が架橋と同時期に行われるのであれば、当然、改修後の流向を基準に考えるべきであるが、改修が架橋と同時期でない場合には、改修前後のどちらの状況に対しても上記の規定を満たすようにする等、その現場の状況に応じて判断する必要がある。

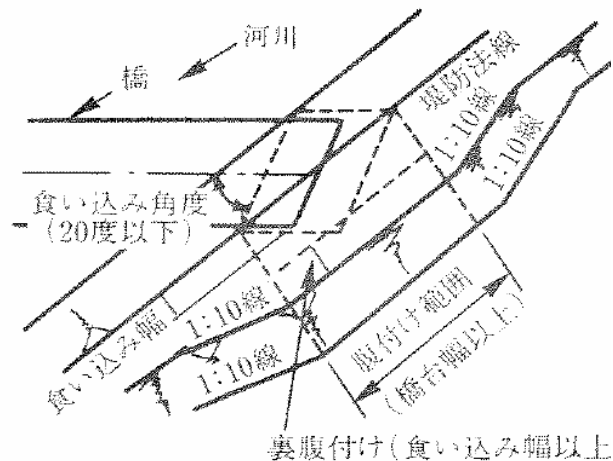


図 2-5 橋梁の斜角と堤防への食い込み幅イメージ

(5) 線形計画の配慮事項

線形計画における配慮事項については、それぞれ以下のように取り扱うことが必要となる。

1) 「景観、自然的及び社会的環境の観点から周辺の土地利用状況との調和を図ること」

本項目は、堤内地側の土地利用状況との調和を求めるもので、土木事業一般に適用されるべきことである。

2) 「河川環境管理基本計画との整合を図ること」

本項目は、河川空間内のあるべき土地利用との調和を求めるものであり、架橋位置において、河川敷がグラウンド等のスポーツ利用されている場合や、河川生態系の観点から重要な場所である場合等には、架橋計画に一定の配慮を求められることが考えられる。

この事項に配慮した事例としては、荒川の京成押上線橋梁の掛替えの際に、架橋位置に絶滅危惧種のヒヌマイトトンボの生息地があったことから、施工方法を変更したというものが挙げられる。

3) 「他の横断工作物以外の既設工作物に悪影響を与えないこと」

既設横断工作物の近傍に設置しないように図る点については推奨事項で既に述べられているが、ここでは、それ以外の工作物、例えば、樋門や樋管、水位標等との影響を考えるべきこととしている。

1.4 径間（スパン）割りの比較検討

ここまで解説した条件を満たす径間（スパン）割りは、通例、複数の案が考えられる。それぞれの案について概略設計を行い、表 2-8 に示す観点から総合的に評価し、比較優位な案を選定することとする。

表 2-8 径間割り比較検討における評価基準

判断指標	判断基準	留意事項
河積阻害率	◎	一般的な橋梁では、5%以内。新幹線、高速道路橋では 7%の特例値も認められているが、新設橋脚については 5%を目標値とする。同じ河積阻害率でも橋脚の設置位置により、水位上昇等に及ぼす影響が異なることを考慮する必要がある。
桁下高条件	◎	H.W.L+余裕高を満足することは必須条件。縦断線形計画から軌道面、道路面の制限がある場合、橋梁構造として制約を受ける場合がある。縦断線形計画等を十分検討することが必要。山間部等において一部特例がある。
管理用通路の確保	◎	橋脚配置において堤防を横過して設置する案については、管理用通路の確保について検討を行うことが必要。
橋脚設置位置	○	堤防法尻、低水河岸近傍では極力橋脚を設置しないことが望ましい。径間割、支間長等の制約から橋脚制限範囲に橋脚を設置することが必要な場合は、河岸への影響が生じないように河岸防護工を設置することが必要。河岸防護工を設置する場合は、その範囲、工種について十分検討を行う。特に防護工から自然河岸への擦り付けについては洗掘対策等、十分検討を行うことが重要である。
水理的特性の妥当性	○	下記の項目について橋脚配置の影響を評価し、下記の経済性、維持管理性等、5項目について相対評価を行う。 ・河川主流部等の高速域に橋脚が配置されていないか ・橋脚による水位上昇は河岸部に及んでいないか ・橋脚を設置することで流速の加速域が生じていないか ・橋脚の加速域が堤防部、低水河岸部に及んでいないか ・流量規模により橋脚の影響が異なることはないか
経済性	△	上部工、下部工共に、維持管理費、橋脚制限位置による河岸防護工や環境対策費等も考慮し、経済性比較を行う。
施工性	△	上部工形式は、架設方法により制約を受けることがあるため、施工条件を十分考慮して検討する。 下部工形式は、非出水期施工が可能かどうかにより構造形式が異なる場合があり、近接構造物の条件や施工条件等を考慮して検討する。
維持管理	△	PC橋、鋼橋について支間長による構造形式の検討では、維持管理、メンテナンス費用についても考慮する。
施工工期	△	周辺地域での交通、環境への影響を極力低減させるため、極力短縮化を図る。 工期短縮を考慮して出水期施工を行う場合は、治水安全度について十分検討を行う必要がある。
環境への影響	△	橋梁構造形式による騒音、橋脚設置による河川生態への影響について評価する。
景観への影響	△	橋梁構造等が周辺の都市景観、自然景観と調和しているか検討する。

【凡例】

◎:「構造令」の規定であり、必ず満足すべき事項

○:水理的影響の観点から、十分留意すべき事項

△:他の項目と相対的に評価すべき事項

参考として、次頁に庄内川枇杷島地区の橋梁架替事業における比較検討の事例を表 2-9 に示した。庄内川の事例では、架橋地点が流下能力上のネック部で、かつ湾曲部に位置していたことから、準三次元平面流解析や移動床水理模型実験を通じて「橋脚配置位置」や「河積阻害率」、「経済性」「景観」を比較検討している。なお、「桁下高条件」及び「管理用通路の確保」についても検討しているが、各ケース同様に満足していたため、比較表に示していない。

表 2-9 庄内川枇杷島地区橋梁架替事業における比較検討事例

在来線橋梁形式比較表

		① 1 主塔 P C 下路斜版橋案（渡河部 3 径間）										② 下路鋼トラス橋案（渡河部 3 径間）										③ P C 下路桁橋案（渡河部 5 径間）									
側面図																															
構造特性		・ 4 径間連続 P C 斜版橋である。 ・ 主塔部橋脚で上部工と下部工を剛結合する構造である。										・ 4 径間連続下路トラス橋である。 ・ 橋脚、橋台部では支承により上部工を支持する構造である。										・ 6 径間連続 P C 下路桁橋である。 ・ 橋脚、橋台部では支承により上部工を支持する構造である。									
河積阻害率 (橋脚幅の比率)		4.51%(新幹線の橋脚を考慮) < 5%										4.51%(新幹線の橋脚を考慮) < 5%										7.22%(新幹線の橋脚を考慮) < 5%									
水理的特性		・ 河積阻害率は、新幹線橋梁を含めて5%以下となる。 ・ P4橋脚が洪水主流線に若干かかるが、洪水流への影響は少ない。 ・ 左岸高水敷上のP3橋脚による低水河岸への影響はほとんど見られない。										・ 河積阻害率は、新幹線橋梁を含めて5%以下となる。 ・ P4橋脚が洪水主流線に若干かかるが、洪水流への影響は少ない。 ・ 左岸高水敷上のP3橋脚による低水河岸への影響はほとんど見られない。										・ 河積阻害率は、新幹線橋梁を含めると5%を上回り、構造令違反となる。 ・ P4、P5橋脚が洪水主流部に位置するため、橋脚周りに大きな乱れが生じる。 ・ P3橋脚、P6橋脚による低水河岸への流速増加等の影響はほとんど見られない。									
施工性		・ 主塔からの架設斜材を併用した張出し架設による通年施工が可能である。 ・ 営業線に対して著しく近接するのは主塔および斜版を施工する際のみである。 ・ 営業線近傍で、鉄筋組立て、コンクリート打設、PCケーブル緊張等の煩雑な作業が必要となる。										・ 側径間の架設についてはベント架設となる。 ・ 中央径間はトラバークレーンによる架設とすることで出水期でも施工が可能となる。 ・ クレーンの据付位置が高いことから、列車間合いでの施行となり施工能率は著しく低下する。 ・ 現地での施工は工場製作した部材の組み立て及び床版施工が主となる。										・ 押出し架設による通年施工が可能である。 ・ 斜版橋案に比べ主塔がないため、列車運行の制約による施工能率低下は小さい。 ・ 営業線近傍で、鉄筋組立て、コンクリート打設、PCケーブル緊張等の煩雑な作業が必要となる。									
環境		・ 重量構造物であるため、振動・騒音は小さい。 ・ 主桁が走行する列車の側面に位置するため、防音壁が必要ない。										・ 騒音・振動はRC床版の効果により軽減されるが、コンクリート橋よりも大きい。										・ 重量構造物であるため、振動・騒音は小さい。 ・ 主桁が走行する列車の側面に位置するため、防音壁が必要ない。									
景観		・ ランドマークとなる。 ・ 新幹線橋梁と同形式となる。										・ 橋脚位置は新幹線橋の見通し線上にあるが、上部工の形式が同一でないため景観上好ましくない。										・ 橋脚位置は新幹線橋の見通し線上以外にもあり景観上好ましくない。									
維持管理		・ コンクリート構造物であるため鋼構造物のように定期的な塗装の塗り替えの必要はない。										・ 景観への配慮により一般塗装術とした場合、定期的な塗装替えが必要となる。 ・ PC斜版橋案に比べ支承の数が多いため、維持管理面で劣る。										・ コンクリート構造物であるため鋼構造物のように定期的な塗装の塗り替えの必要はない。									
経済性 (直接工事費)	上部工	億円										億円										億円									
	下部工	P2: 億円 P3: 億円 P4: 億円 P5: 億円 P6: 億円 計 億円	P2: 億円 P3: 億円 P4: 億円 P5: 億円 P6: 億円 計 億円										P2: 億円 P3: 億円 P4: 億円 P5: 億円 P6: 億円 P7: 億円 P8: 億円 計 億円																		
	合計	億円 (1.02)										億円 (1.00)										億円 (1.08)									
工事期間		上部工 2 年 下部工 2 年 合計 4 年										上部工 3 年 下部工 2 年 合計 5 年										上部工 2 年 下部工 4 年 合計 6 年									
評価		○										△										△									
		④ 下路プレートガーダー橋案（渡河部 5 径間）										⑤ 下路鋼トラス橋案（渡河部 5 径間）										⑥ 下路 S R C 桁橋案（渡河部 5 径間）									
側面図																															
構造特性		・ 6 径間連続下路プレートガーダー橋である。 ・ R C 床版を有しない構造である。 ・ 橋脚、橋台部では支承により上部工を支持する構造である。										・ 6 径間連続下路トラス橋である。 ・ 橋脚、橋台部では支承により上部工を支持する構造である。										・ 6 径間連続下路 S R C 桁橋である。 ・ 橋脚、橋台部では支承により上部工を支持する構造である。									
河積阻害率 (橋脚幅の比率)		6.77%(新幹線の橋脚を考慮) < 5%										6.77%(新幹線の橋脚を考慮) < 5%										7.22%(新幹線の橋脚を考慮) < 5%									
水理的特性		・ 河積阻害率は、新幹線橋梁を含めると5%を上回り、構造令違反となる。 ・ P4、P5ピアが洪水主流部に位置するため、橋脚周りに大きな乱れが生じる。 ・ P3ピア、P6ピアによる低水河岸への流速増加等の影響はほとんど見られない。										・ 河積阻害率は、新幹線橋梁を含めると5%を上回り、構造令違反となる。 ・ P4、P5ピアが洪水主流部に位置するため、橋脚周りに大きな乱れが生じる。 ・ P3ピア、P6ピアによる低水河岸への流速増加等の影響はほとんど見られない。										・ 河積阻害率は、新幹線橋梁を含めると5%を上回り、構造令違反となる。 ・ P4、P5橋脚が洪水主流部に位置するため、橋脚周りに大きな乱れが生じる。 ・ P3橋脚、P6橋脚による低水河岸への流速増加等の影響はほとんど見られない。									
施工性		・ 送出し架設とすることで出水期でも施工が可能となる。 ・ 下路トラス橋のように営業線に近接して高い位置にクレーンを据え付ける必要がないため、列車運行の制約による施工能率低下は最も小さい。 ・ 現地での施工は工場製作した部材の組み立てが主となり、短期間での架設が可能となる。										・ 側径間の架設についてはベント架設となる。 ・ 中央径間はトラバークレーンによる架設とすることで出水期でも施工が可能となる。 ・ クレーンの据付位置が高いことから、列車間合いでの施行となり施工能率は著しく低下する。 ・ 現地での施工は工場製作した部材の組み立て及び床版施工が主となる。										・ 鉄骨を送出し架設とすることで出水期でも施工が可能となる。 ・ 下路トラス橋のように営業線に近接して高い位置にクレーンを据え付ける必要がないため、列車運行の制約による施工能率低下は小さい。 ・ 営業線近傍で、桁架設、型枠組立て、鉄筋組立て、コンクリート打設等の煩雑な作業が必要となる。									
環境		・ R C 床版を有しない構造であるため、騒音・振動は大きい。										・ 騒音・振動はRC床版の効果により軽減されるが、コンクリート橋よりも大きい。										・ 重量構造物であるため、振動・騒音は小さい。 ・ 主桁が走行する列車の側面に位置するため、防音壁が必要ない。									
景観		・ 橋脚位置は新幹線橋の見通し線上以外にもあり、景観上も好ましくない。										・ 橋脚位置は新幹線橋の見通し線上以外にもあり、景観上も好ましくない。										・ 橋脚位置は新幹線橋の見通し線上以外にもあり景観上好ましくない。									
維持管理		・ 景観への配慮により一般塗装術とした場合、定期的な塗装替えが必要となる。 ・ PC斜版橋案に比べ支承の数が多いため、維持管理面で劣る。										・ 景観への配慮により一般塗装術とした場合、定期的な塗装替えが必要となる。 ・ PC斜版橋案に比べ支承の数が多いため、維持管理面で劣る。										・ 構造の大部分はコンクリートに覆われているが、主桁下面は、鋼桁下フランジが露出する。									
経済性 (直接工事費)	上部工	億円										億円										億円									
	下部工	P2: 億円 P3: 億円 P4: 億円 P5: 億円 P6: 億円 P7: 億円 P8: 億円 計 億円	P2: 億円 P3: 億円 P4: 億円 P5: 億円 P6: 億円 P7: 億円 P8: 億円 計 億円										P2: 億円 P3: 億円 P4: 億円 P5: 億円 P6: 億円 P7: 億円 P8: 億円 計 億円																		
	合計	億円 (1.07)										億円 (1.08)										億円 (1.08)									
工事期間		上部工 1 年 下部工 4 年 合計 5 年										上部工 3 年 下部工 4 年 合計 7 年										上部工 2 年 下部工 4 年 合計 6 年									
評価		×										×										×									

1.5 水理検討の要不要の判定

「横河側の設計条件」及び「河川管理上の制約条件」を踏まえ、橋梁架橋地点と橋梁形式案が抽出された段階で、架橋による水理的影響検討の実施に関し、判断することとなる。

架橋により懸念される水理現象は大きく下記の4点である。

1. 橋脚堰上げによる架橋地点上流での水位上昇
2. 橋脚設置による流速増加、偏流による堤防への影響
3. 橋脚設置での掃流力変化に伴う周辺河床変動への影響
4. 橋脚設置での流速増・乱れに伴う橋脚・河岸の局所洗掘

以下、横河する橋梁条件に応じて、水理模型実験や数値解析等による水理検討の要不要の考え方を示す。また、架橋により懸念される事象とそれに対する水理検討の内容、評価の基準について表 2-10 にまとめたので参照されたい。

(1) 河川の流下断面内に橋脚や橋台が全く位置しない場合

次節で詳述する橋台・橋脚の位置の検討の結果、河川の流下断面内に橋脚や橋台が全く位置しないことになれば、水理模型実験や数値解析による上記1～4の影響評価は不要となる。

(2) 河川の流下断面内に橋脚や橋台が位置する場合

1) 「河川管理上の制約条件」の推奨事項を満足できない場合

1.3 (3) 及び 1.3 (4) で述べた「河川管理上の制約条件」の推奨事項を満たすことができない、あるいは、満たすことが著しく困難、満たすことが著しく合理性を欠くといったことがあり得る。このような場合、河川管理者は橋梁の事業者に対し、協議事項として下記の3点を課すこととなる。

この場合、水理模型実験や数値解析等により上記1～4の影響評価を行う必要がある。

- ① 推奨事項を満たすことが出来ない理由の整理
- ② 推奨事項を満たさないことによる河川への影響について水理検討による評価
- ③ 水理検討結果を基に必要な影響緩和措置の検討及び実施

2) 「河川管理上の制約条件」の推奨事項を全て満足する場合

河川の流下断面内に橋脚や橋台が存在する場合においても、「河川管理上の制約条件」の推奨事項を全て満足することが可能であれば、河川協議において上記2～4の影響について水理模型実験や数値解析等による詳細な影響検討を

行う必要はない。

ただし、上記 1 の影響評価のほか、過去の航空写真や測量データ等を用いて架橋地点の砂州等の土砂移動特性や最深河床高の変化、架橋地点上下流の橋梁での河床変動や河岸への影響を把握し、当該橋梁架橋後の影響予測を行うことが望ましい。

なお、推奨事項を全て満足している場合においても、橋脚設置方向や堤防の安全性について水理模型実験や数値解析等による詳細な影響検討を行うことが望ましい場合がある。以下は、その具体例である。

- ・ 河道の平面形状により、橋脚配置による洪水流向への影響を確認する必要がある場合。（「2.4.4 橋脚設置方向・橋脚幅に関する配慮事項」の事例を参照されたい。）
- ・ 橋台・橋脚が河岸の法肩や法尻から 10 m 以内に位置せざるを得ない等、「2.4.3 橋脚設置位置と基礎工天端に関する条件」において解説する制限範囲（図 2-2 2）に橋脚が設置され、河床の深掘れが懸念される場合。
- ・ 橋脚の規模が著しく大きい場合。（写真 2-1 に示した矢作川の豊田大橋の事例では、低水路内に位置する橋脚は 1 本のみであったが、橋脚幅 6 m、橋脚長 60 m と巨大であったため、水理模型実験を実施している。）
- ・ 河道線形等の理由により洪水時の流向が流量規模に応じて異なる場合や、将来的な低水路拡幅や堤防引き提等の河道線形の変化により洪水時流向の変化が予測される場合。



写真 2-1 大規模な橋脚の例（矢作川豊田大橋）

表 2-10 架橋により懸念される現象及び水理検討の内容

検討事項		橋脚堰上げによる 架橋地点上流での水位上昇		橋脚設置による流速増加 偏流による堤防への影響		橋脚設置での掃流力変化に伴う 周辺河床変動への影響		橋脚設置での流速増・乱れに伴う 橋脚・河岸の局所洗掘(1出水毎)	
水理検討の内容		架橋地点上流区間での縦断的な 水位上昇量の予測		架橋地点周辺の平面的な流向・流 速分布の予測		架橋地点上下流区間での短期・ 長期河床変動の予測		架橋地点周辺での局所洗掘の度 合いの予測	
水理検討における 評価の基準の例		・ 架橋地点上流での予測水位が HWL 以下に収まる ・ 架橋地点上流の既存堤防の安全 性が確保されている ・ 架橋地点上流の既設橋梁にお いて、所定の桁下余裕高が確保 されている 等		・ 橋脚設置による流速増分が設 置前に比して大きくならない ・ 橋脚による河岸への偏流が生じ ない ・ 堤防弱点箇所と想定される位置 に、高速流が衝突しない ・ 予測される水衝部に、護岸等が 適切な範囲で計画されている等		・ 河床低下が予測される区間 で、新設・既設の構造物の安全 性が確保されている ・ 河床上昇が予測される区間 で、洪水疎通能力が確保され ている 等		・ 予測される局所洗掘に対し、新 設・既設の構造物の安全性が確 保されている ・ 予測される局所洗掘に対して、 防護工が適切な範囲で計画さ れている 等	
一般的な評価手法		一次元(準二次元)不等流解析 二次元(準三次元)洪水流解析		二次元(準三次元)洪水流解析 水理模型実験		一次元河床変動解析 水理模型実験		水理模型実験	
河道条件 (橋脚設置位置)	狭窄部	○	河積が小さいことから、特に水位検討が必要	△	架橋地点の橋脚配置と河道平面形状による影響が予想される場合等、必要に応じ検討する	△	橋脚設置により河床変動への影響が予想される場合等、必要に応じ検討する	△	橋脚に作用する流速、流向が変動する場合等、必要に応じ検討する
	分合流部	○	架橋地点の河道平面形状によっては、平面的な水位予測手法による評価が必要な場合がある		○	架橋により水衝部が変化する可能性があり、検討が必要	—		
	水衝部・湾曲部		○	橋脚設置による水位上昇について評価を行う必要がある	○	堤防弱点箇所の外力評価のため、検討が必要	—		
	旧破堤地点 旧河川跡	○	河床変動とは直接関連しない	—	河床変動とは直接関連しない	○	河床変動による洗掘深増大の評価のため、検討が必要	○	河床変動による洗掘深増大の評価のため、検討が必要
	橋梁・構造物条件	斜橋の場合	○	架橋地点の構造物配置条件によっては、平面的な水位予測手法による評価が必要な場合がある	△	新設橋脚位置を踏まえ、必要に応じ検討	△ ○	橋脚相互による影響、流向の変化等、必要に応じ検討する 構造物の相互作用による洗掘深の増大等、検討が必要	△
他の既設横断構造物に近接	○	橋脚迂回流による堤防河岸沿いの流速把握が必要			○	他の構造物との相互作用による洗掘深の増大等、検討が必要			
橋脚が堤防や低水河岸に近接	△	新設橋脚位置を踏まえ、必要に応じ検討する			○	洗掘深予測適用範囲を超える場合検討が必要			
橋脚の規模が大きい場合									

【凡例】:○必須事項、△推奨事項

1.6 まとめ

ここまでの検討によって、全ての必須要件を満たしながら、可能な限り推奨事項や配慮事項を満足する線形は、ある一定の範囲に限定され、制限条件が明らかになってくる。

図 2-6 に示した例では、コントロールポイントである交差点からの縦断勾配の制約で道路縦断線形を高く上げることに限界がある一方、河川側の桁下高確保の点から縦断線形を低く下げることにも限界が生じている。したがって、線形計画は、このような縦断線形計画の上限と下限の間で施工可能な上部工構造の橋梁を定めることになる。この際には、コスト増減要因を概略分析する等により、最終的な線形案を固めることが必要である。

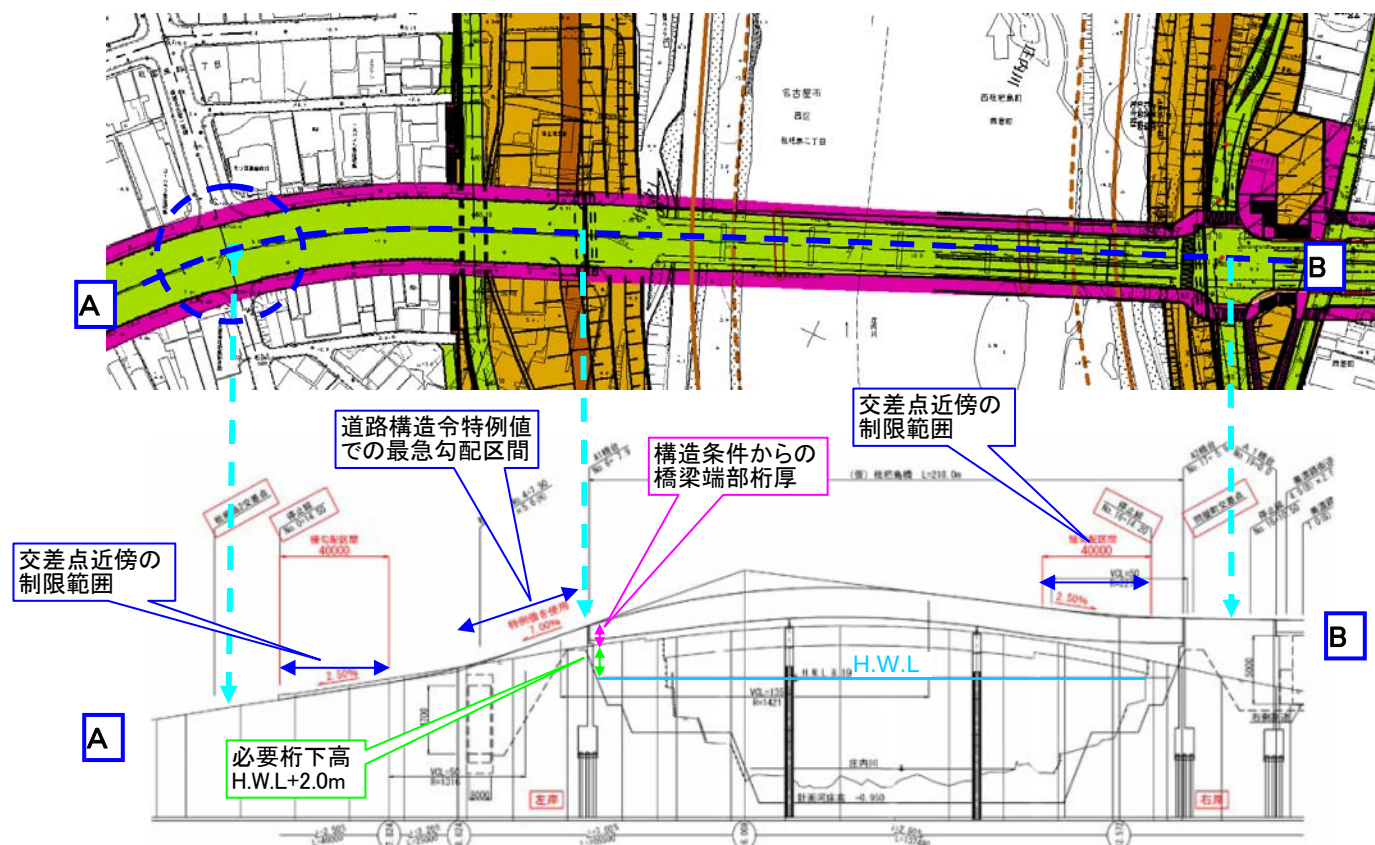


図 2-6 縦断線形の制約が生じる事例（庄内川枇杷島地区橋梁架替事業での例）

さて、ここまでの検討を通じて、線形計画が策定されると、下記の項目が明らかになっていると考えられる。

- 河川横過の必然性
- 道路・鉄道事業の縦断線形・横断線形
- 管理用道路の確保方法
- 満足できなかった推奨事項及びその妥当性
- 水理模型実験、数値解析等による影響評価の必要性の有無

ここまでの検討がまとまった段階で、橋梁設置者と河川管理者の間において、表 2-1 「橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目（案）」（平成 9 年 7 月 28 日付け事務連絡）に示されている「ルート協議」を行うことが可能である。

特に、このルート協議においては、水理模型実験、数値解析等の水理検討による影響評価が必要かどうかについての合意をみることが重要となる。

第2節 橋台・橋脚の位置を考える

2.1 基本的な考え方

2.1.1 前提

第1節の検討を経て、既に下記の項目が明らかになっていることが、橋台・橋脚の位置を考える前提である。

- 河川横過の必然性
- 道路・鉄道事業の縦断線形・横断線形
- 管理用道路の確保方法
- 満足できなかった推奨事項及びその妥当性
- 水理模型実験、数値解析等による影響評価の必要性の有無

この節では、堤防に設ける橋梁の下部工を橋台とし、流下断面内に設ける橋梁の下部工を橋脚として、橋台・橋脚の位置の決定にあたっての考え方を示すものである。

2.1.2 検討手順

橋台・橋脚の位置を考えるための検討では、次の4つの段階を経ることとなる。

- ① 橋台・橋脚の必要性の有無（2.2 参照）
- ② 橋台の位置の決定（2.3 参照）
- ③ 橋脚の位置の決定（2.4 参照）
- ④ 水理検討の要不要の判定（1.5 参照）

橋台・橋脚の設置位置の検討においては、橋脚設置による河道に及ぼす影響と橋脚をなるべく少なくすることによるスパンの長大化による橋梁の経済性という相反する項目の比較検討となる場合が多い。

次に、この検討の標準的なフローを示す。

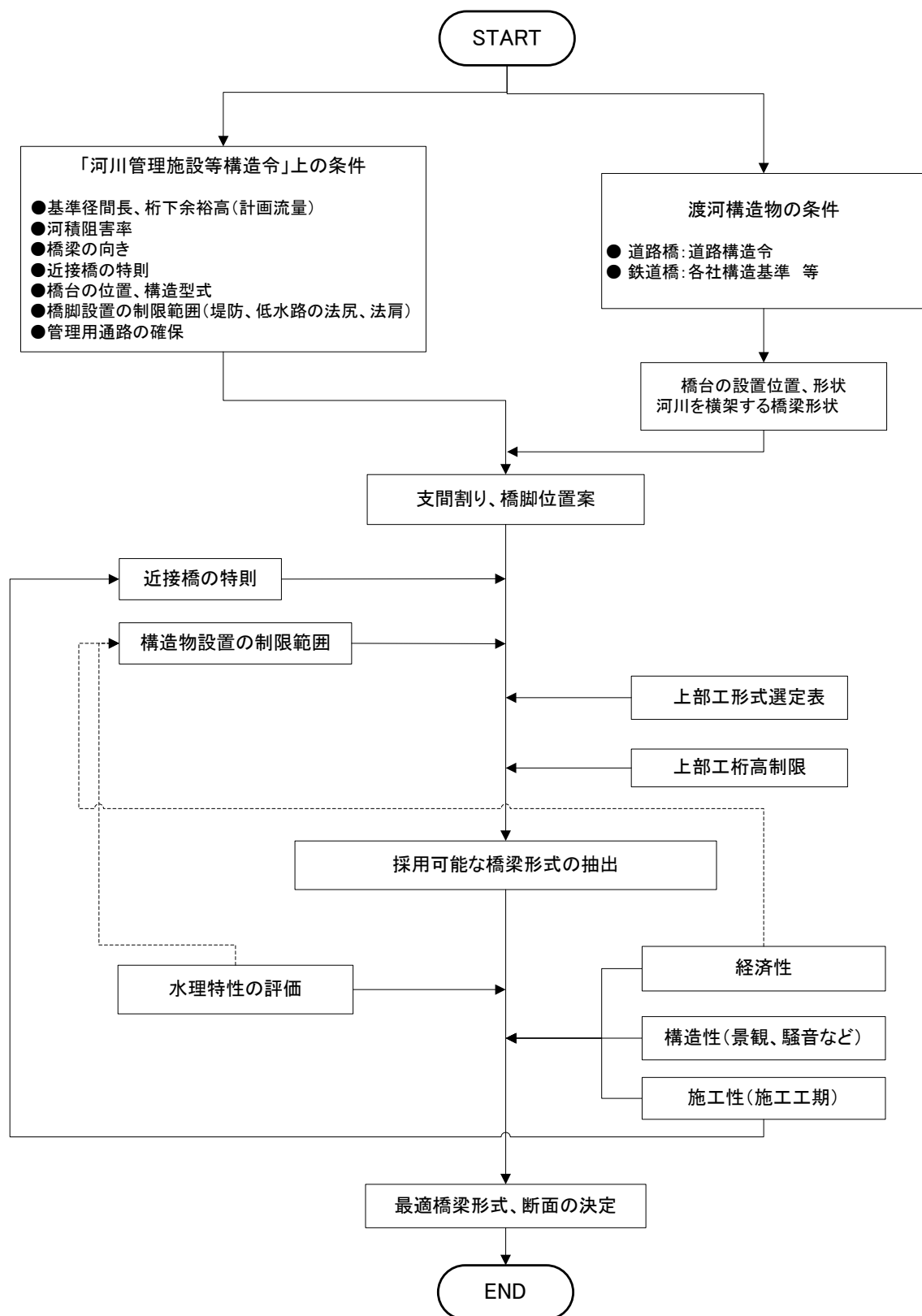


図 2-7 橋脚・橋台設置位置検討フロー

2.2 橋台・橋脚の必要性の有無

〔推奨事項〕

- ・河川区域内に、可能な限り橋台・橋脚を設けないこと

橋台は、一般に土で構成されている堤防内にコンクリート等の異物を挿入することになり、洪水時の弱点になることが懸念される。また、橋脚は、洪水の流下断面（河積）を縮小し洪水位の上昇を招くほか、流木等の集積による堰上げや河床の深掘れ等を通じて、近傍の堤防に悪影響を与えることが懸念される。したがって、橋台や橋脚を設置せずに架橋が可能なのであれば、それがより望ましい架橋計画であることは明らかである。そこで、先に決めた線形計画を前提に、橋台と橋脚を設置せずに架橋できないかを検討すべきである。

表 2-1 1 は、橋台・橋脚の不要な場合及び必要な場合を例示したものである。この例も参考にしながら、橋台や橋脚の必要性を吟味すべきである。特に、橋脚の有無については、2.4 で詳述する橋脚上部工の径間（スパン）割をどう考えるかが重要であるが、参考-6（p. 30）、参考-7（p. 31）に示すように、概ね 100～150m を超える径間長は事例も少なくなり、海峡を渡る橋梁のような特殊条件で採用されるに留まり、費用の面から採用は困難であることが多いことは参考になろう。

表 2-1 1 橋台・橋脚の不要な例・必要な例

	【橋台・橋脚が不要な例】	【橋台・橋脚が必要な例】
橋台	河川区域外に橋台をおいて、計画堤防高よりかなり高い位置に桁を設置することが縦断線形上可能で、橋脚配置の観点からも橋台は不要な場合	天端道路との交差点接続が必要で、計画堤防上に橋台を置かざるを得ない場合
橋脚	河川幅が狭く、橋梁技術上、橋脚を設ける必要がない場合	河川幅が広く、橋梁技術上、スパン割が不可欠な場合

橋台及び橋脚の必要性を吟味した結果、橋台・橋脚の有無の組合せは、表 2-1 2 の 4 つの場合に分類される。このうち、橋台・橋脚がどちらも不要なケースについては、水理検討は不要であり、以下解説する橋台・橋脚の位置の検討も不要となる。

表 2-1 2 橋台・橋脚の有無の組合せ

橋台	橋脚	水理検討	備考
なし	なし	不要	
	あり	要	
あり	なし	要	橋台に流水が直接作用しない場合には水理検討は不要
	あり	要	

参考-6

表 2-13 鉄道橋 橋種別支間長及び桁高 (参考)

				適用支間長（目安）							床版上面 ～ 上部工最下端 （目安）	
				20m	40m	60m	80m	100m	120m			
コン クリ ート 桁	R C 桁			 ¹⁾							L/9～L/15 ¹⁾	
	P C 箱形桁				 ¹⁾						L/12～L/18 ¹⁾	
	P C T 形桁			 ¹⁾							L/10～L/18 ¹⁾	
	P C 下路桁			 ¹⁾							0.6～0.7m ¹⁾	
	P C 下路斜版橋				 ²⁾						1.5m ²⁾	
鋼 桁	鉸 桁	I 断 面	下路桁	 ³⁾							0.8m ⁵⁾	
			上路桁	 ³⁾							L/10～L/19 ⁷⁾	
		箱 断 面	下路桁	 ³⁾							0.8m ²⁾	
			上路桁	 ³⁾							L/10～L/19 ⁴⁾	
	コ ン ク リ ー ト 床 版	非合成桁					 ³⁾				(L/20～L/25)+床版厚 ⁸⁾	
		合 成 桁	I 断面桁	 ³⁾							(L/20～L/25)+床版厚 ³⁾	
			箱断面桁	 ³⁾								
	ト ラ ス	下路式					 ³⁾				(1.2～1.5m)+(0.25～0.3m) ³⁾ 縦桁高 コンクリート床版	
							 ³⁾				L/6～L/8（主構高/スパン） ²⁾	
		アーチ		下路式				 ³⁾			(1.2～1.5m)+(0.25～0.3m) ⁶⁾ 縦桁高 コンクリート床版	
				上路式				 ³⁾				L/6（アーチライズ/スパン） ²⁾
	複 合 構 造 （SRC）			下路桁	 ³⁾							0.6～0.8m（複線） ³⁾ 鋼横桁高 床版部コンクリートかぶり
上路桁				 ³⁾								(L/25～L/30)+(0.25～0.3m) ³⁾ 鋼横桁高 床版部コンクリートかぶり

1) 「構造計画のための参考図集および手引き (財) 鉄道総合技術研究所」の参考図集より設定

2) 「構造計画の手引き (案) 日本鉄道建設公団」の計画事例集より

3) 「構造計画の手引き (案) 日本鉄道建設公団」より

4) 鋼橋設計資料既設計図一覧表より

5) 箱断面下路桁 (鋼桁) と同様と考えた

6) トラスと同様と考えた

7) 箱断面上路桁 (鋼桁) と同様と考えた

8) 上路合成箱桁鋼桁と同様と考えた

参考-7

表 2-14 道路橋 橋種別支間長及び桁高 (参考)

形 式				支 間 長(m)							桁 高		
				50	100	150	200	250	500	1000			
鋼	プレート ガーダー系	単純形式	H 形 鋼 橋	—									1/25
			非 合 成 鈑 桁 橋	—	—							1/18	
			合 成 鈑 桁 橋	—	—							1/18	
			非 合 成 箱 桁 橋	—	—							1/20	
		連続形式	合 成 箱 桁 橋	—	—							1/20	
			非 合 成 鈑 桁 橋	—	—							1/18	
			非 合 成 箱 桁 橋	—	—	—						1/23	
			鋼 床 版 桁 橋		—	—	—					鈑桁1/25 箱桁1/27	
	ラ ー メ ン 橋			—	—						—		
	トラス系	単 純 ト ラ ス 橋		—	—	—						1/9	
		連 続 (ゲルバー) トラス 橋		—	—	—	—					1/10	
	橋	補剛 アーチ系	上路	ラン ガ ー 桁 橋	—	—	—						—
				ロ ー ゼ 桁 橋	—	—	—	—					—
			中路	ロ ー ゼ 桁 橋	—	—	—	—					—
				下路	ラン ガ ー 桁 橋	—	—	—					
			トラスドランガー桁橋		—	—	—						—
			ロ ー ゼ 桁 橋		—	—	—	—					—
			ニールセン系ローゼ桁橋		—	—	—	—					—
アーチ系		上・中・ 下路	ソリッドリブアーチ 橋	—	—	—						—	
			ブレスドリブアーチ 橋	—	—	—						—	
			タイド ア ー チ 橋	—	—	—						—	
斜 張 橋			—	—	—	—	—			—			
吊 橋			—	—	—	—	—	—		—			
P C 橋	プレキヤ スト桁架設	プレテン ション	単 純 橋	T 桁	—							1/18	
				スラブ桁	—							1/24	
			連 結 桁 橋	T 桁	—							1/18	
		ポストテ ンション	単 純 橋	T 桁	—	—						1/18	
				合 成 I 桁	—	—						1/15	
			コ ン ポ 橋	合 成 I 桁 (合 成 床 版)	—	—						1/13~1/17	
	支保工架設	連 結 桁 橋	T 桁	—	—							1/18	
			中 空 床 版	—	—							1/20~1/25	
			2主版桁	—	—							1/16~1/22	
		箱 桁	箱 桁	—	—							1/16~1/18	
			張出架設	連 続 (有ヒンジ) ラ ー メ ン 橋	箱 桁	—	—	—	—	—	—		支点 1/16~1/20 中央 1/30~1/40
				そ の 他	ア ー チ 橋	中 空 床 版 T (版) 桁 箱 桁	—	—	—	—	—	—	
	トラス 橋	—			—	—	—	—	—		—		
	ラ ー メ ン 橋	—			—	—	—	—	—		—		
	吊 床 版 橋	—			—	—	—	—	—		—		
	斜 張 橋	—			—	—	—	—	—		—		
	吊 橋	—	—		—	—	—	—		—			
	PC橋	中 空 床 版 橋			—	—	—	—	—	—		1/20	

(注) — :一般的によく適用される範囲

(注) — :一般的によく適用される範囲

※標準適用支間表 (中部地方整備局 道路設計要領・設計編より一部改変)

2.3 橋台の位置の決定

[必須要件]

- ・ 川幅 50m 以上の河川、背水区間もしくは高潮区間においては、橋台は流下断面（計画高水位以下）に設けないこと
- ・ 上記以外の区間においては、橋台は堤防の表法肩より川表側に設けないこと
- ・ 橋台の表側の面は、堤防の法線に平行して設けること
- ・ 橋台の底面は、堤防の地盤に定着させること

[推奨事項]

- ・ 堤防内に橋脚を設けないこと

(1) 橋台の前面の位置

堤防に設ける橋台の位置については、川幅 50m を境に次のように定められている。

- ・ 川幅 50m 以上、背水区間、高水区間
： のり面と HWL との交点（高水法線）より前に躯体を出さない
- ・ 川幅 50m 未満
： 堤防法線より前に躯体を出さない

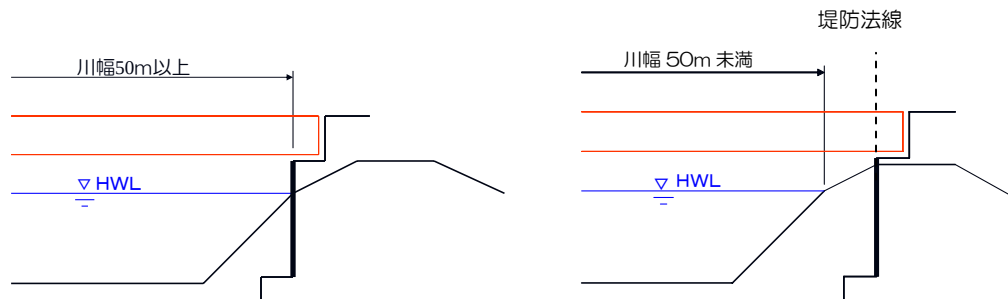


図 2-8 橋台の設置位置イメージ

（左図：川幅 50m 以上、右図：川幅 50m 未満の場合）

(2) 橋台の設置方向

堤防に設ける橋台の川面側の面は、原則として堤防の法線に平行にして設けることが規定されている。

ただし、斜橋の場合でかつ斜角が小さい場合や堤防法線が高水の流心線と平行でない場合等、やむを得ず堤防法線と平行でない橋台を設けざるを得ない場合には、「堤防の構造に著しい支障を及ぼさないために必要な措置」として、図 2-9 に示すような裏腹付け等の堤防補強を行うことで、上記規定の適用を除外することができる。

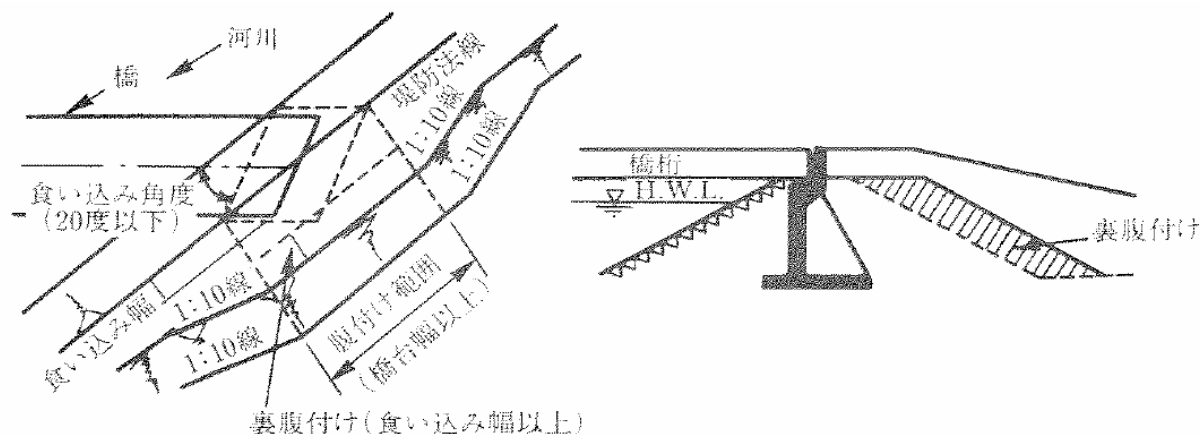


図 2-9 堤防への食い込みに対する補強

(3) 橋台の底面

河川管理施設等構造令 6 1 条では、橋台の底面について「堤防に設ける橋台の底面は、堤防の地盤に定着させるものとする。」と規定されており、底面の設置高さとともに、パイルベント基礎による橋台を堤体内に設けることを禁止している。これを図示したものが図 2-10 であり、具体的に記述すると次のようになる。

- ・ 河川の有堤部に設ける橋台底面は堤防の地盤高以下とする。
- ・ 「堤防の地盤高」とは、有堤部の場合、堤防の表のり尻と裏のり尻とを結ぶ線と見なしており、堀込河道の場合は堤防天端幅に相当する幅の地点と表のり尻を結ぶ線とする。
- ・ 地盤が岩盤等で、堤防地盤と明確に区分できる場合、地盤(岩盤等)以下とすることができる。

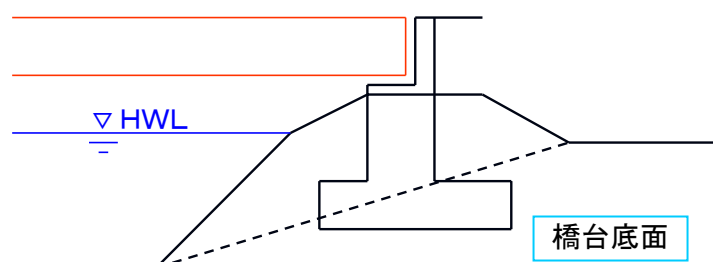


図 2-10 橋台底面位置イメージ

橋台の構造としてパイルベント基礎を堤体内に設けることが禁止されている理由は、以下のとおりである。このうち、最も重視される事項は①であり、全体として均一な土堤に異物を挿入することは地震時の両者の挙動不一致から大きな欠陥を生ずることがあるためである。

- ① 地震時にマッシブなものは堤体と一体的に挙動するが、フレキシブルなものは変位が大きくなる。
- ② 杭打ちを行うとき、堤防ののり肩付近にテンション領域を生じ、亀裂が発生することが考えられるが、その発見及び完全な処置は非常に困難である。

(4) 堤防内に橋脚を設けないこと

河川管理施設等構造令では、下記の理由により原則として堤体内に橋脚を設けないこととしている。

- ・ 高架橋の場合には、橋台と異なり堤体内に橋脚を入れる必然性がない。
- ・ 堤防と橋脚とで、平常時の交通振動や地震時の振動性状が異なる等により、堤防と橋脚の接触面に隙間ができやすく、漏水の原因となりやすい。

ただし、やむを得ない場合については、川裏側において堤防補強を行うことを緩和条件として、鞘管構造等の堤防に悪影響を及ぼさない構造のピアアバットを設置することが認められている。

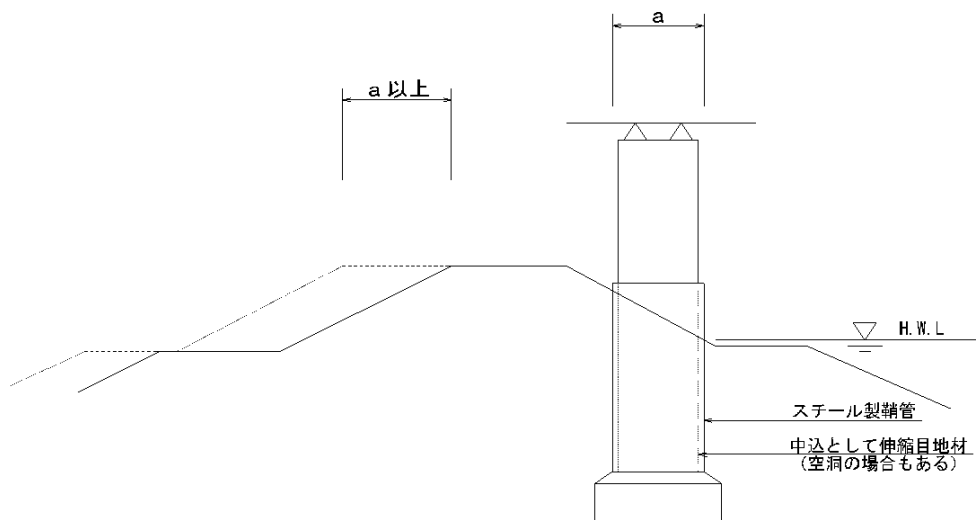


図 2-1 1 ピアアバット（鞘管構造）の橋脚例

2.4 橋脚の位置の決定

[必須要件]

- ・ 橋脚は、堤防や低水河岸法先に影響を与えない位置に設置すること
- ・ 橋梁の径間長は、基準径間長以上となること

[推奨事項]

- ・ 既設橋梁に近接して設ける橋梁では、新設橋脚を既設橋梁の橋脚の見通し線上に設けること（近接橋の特則）
- ・ 橋脚の位置は、低水河岸または堤防の法先及び低水路の河岸法肩から10m以上離すこと
- ・ 低水路部に位置する橋脚、あるいは、高水敷で河岸法肩からの20m以内に位置する橋脚の基礎の天端高は、計画河床高（または最深河床高）を2m以上下回ること。上記以外の高水敷に位置する橋脚の基礎の天端高は、計画高水敷高を1m以上下回ること
- ・ 橋脚の設置方向は、計画規模洪水時の洪水流向と平行とすること
- ・ 橋脚の水平断面は、できるだけ細長い楕円形その他これに類する形状のものとする

橋脚の位置の決定にあたっては、上記に列挙したように、基準径間長以上の径間長を確保し、橋脚の設置位置に関する制約条件も満たす一方で、経済性や施工性等の観点から選定された橋種において可能な径間長に収める必要がある。橋種別の標準的な径間長は、参考－6（p. 30）、参考－7（p. 31）を参照されたい。

通例は、様々な制約条件を満たす案が複数選定されるので、これを総合的に評価して、橋脚の配置を決定することになる。

その場合、架橋位置の既往洪水の航空写真などがあれば、ベクトル解析などにより洪水時の流向を把握することが可能であり、洪水時の流れに影響を及ぼしにくい主流部を避けた区域や流向に合わせた橋脚の設置方向などを考慮した上で、できるだけ河川への影響が少ない橋脚位置を選定することが可能となる。

以下、上記の必須要件と推奨事項を解説するとともに、複数案の比較評価の方法について解説する。

2.4.1 橋脚の径間長に関する条件

橋脚設置においては、原則として「基準径間長」以上となるように径間長を定める必要がある。

(1) 径間長の定義

橋梁の橋脚間及び橋脚と橋台間の径間長は次のように定義されている。

- ・ 隣り合う河道内の橋脚中心線間の距離（ただし、橋台の場合はパラペットの表側までの距離）
- ・ 洪水が流下する方向と直角方向に河川を横断する垂直な平面に投影した隣り合う河道内の橋脚中心線間の距離（斜橋の場合）

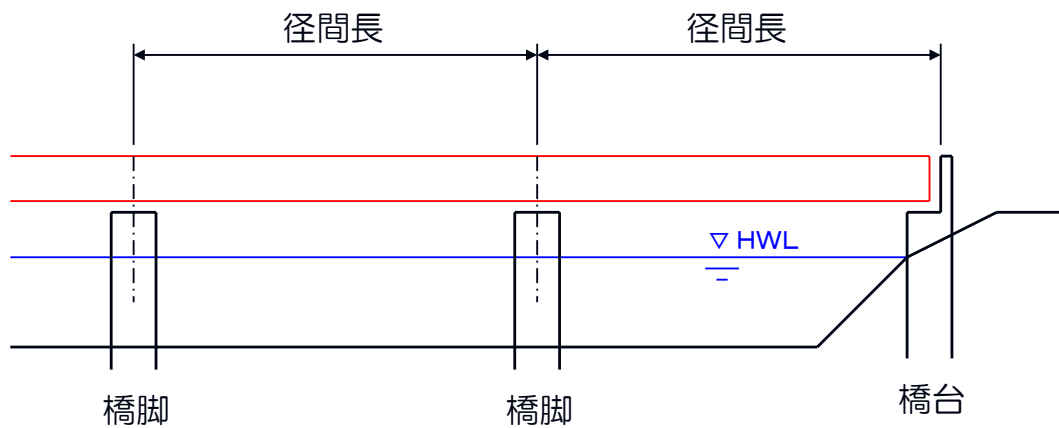


図 2-1 2 径間長の定義

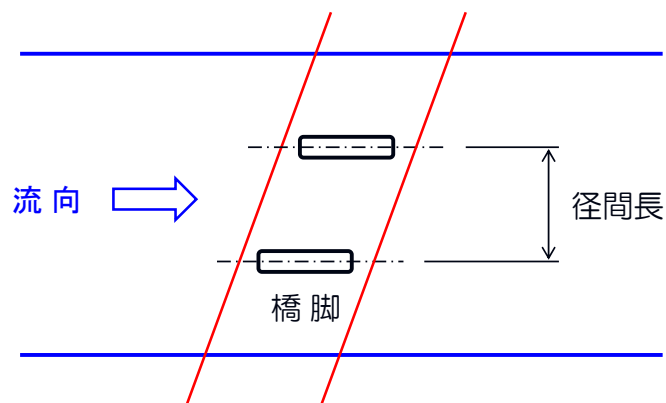


図 2-1 3 斜橋における径間長の定義

(2) 基準径間長

基準径間長は、下記の定義に従い定められる値である。

洪水が流下する流向と直角方向に河川を横断する垂直な平面に投影した場合における隣り合う河道内の橋脚の中心線間の距離は、原則として以下の式で得られる値以上とするものとする。

$$L = 20 + 0.005 \times Q$$

ここで、 L ：径間長（m）、 Q ：計画高水流量（ m^3/s ）である。

河川橋梁の径間長は、原則として上記の式により得られる値以上の間隔とする必要がある。

ただし、山間狭窄部やその他河川状況・地形状況等により治水上の影響がないと認められる場合には、上記基準値の適用外とすることができる。

中小河川や、大河川で基準径間長が 25m を越えることとなる場合については、それぞれ緩和規定が設けられている。参考－8（p. 38）～参考 10（p. 40）を参照されたい。

参考-8

5 m緩和の規定

河川管理施設等構造令 6 3 条第 1 項に設けられている、径間長についての緩和規定である。

その主旨は、スパン割の関係から橋の径間長が基準径間長より 5 m 以上長くなる場合に、5 m を限度として径間長を縮小することができ、その際の径間数の増加は 1 径間までとしたものである。（ただし、基準径間長から 5 m 減じた値が 30 m 未満となる場合には 30 m とする。）

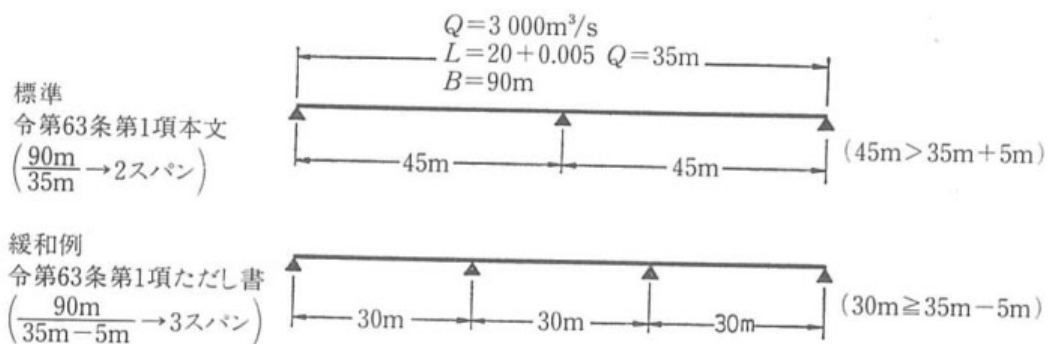


図 2-1 4 5 m緩和の規定の図解例

参考-9

流心部以外の部分の特例

河川管理施設等構造令 63 条第 3 項で定められている流心部以外の部分の特例である。

その主旨は、サイドスパンが流心部以外（例えば高水敷）に位置している場合、流心部の径間長を長くし、その分サイドスパンを短くする（最小 25 m）ことで、サイドスパンの桁高の低下・取付道路の嵩上げの縮小を図るものである。

なお、流心部以外の径間長の最小値を 25 m するのは、流心部以外の径間長が 25 m 以上の橋梁で流木により径間閉塞された事例が確認されていないことによるものである。

なお、本規定を適用する際には、過去におけるみお筋の変遷等を十分に調査する必要がある。調査の結果、流心部が固定されていないと判断される河川の区間に適用してはならない。

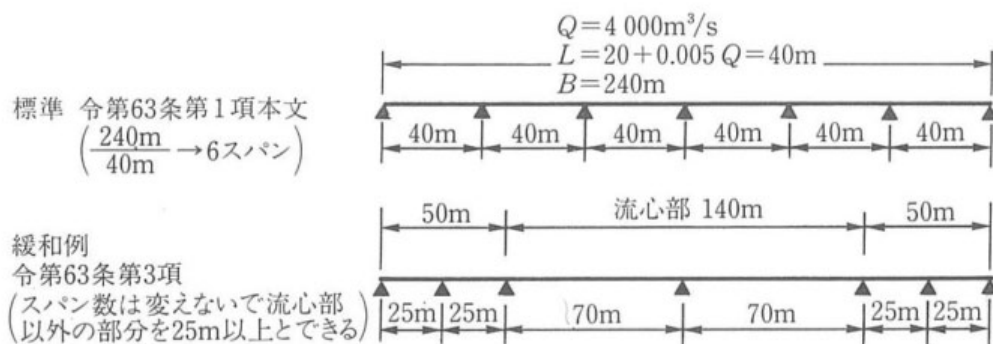


図 2-15 流心部以外の部分の特例の図解例

参考-10

中小河川の緩和規定

河川管理施設等構造令 63 条第 2 項に設けられている、計画高水流量が $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合の緩和規定である。

このような中小河川では、基準径間長算定式から得られる値が、河川管理施設等構造令制定以前の運用と比べて厳しすぎることから、河川管理上著しい支障を及ぼす恐れが無いと認められる時には、従来の考え方に準じ、に示した径間長まで縮小できることとした。更に $500\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合で、かつ川幅が 25m 以上 30m 未満の場合には 12.5m を限度として 2 スパンとすることができる。

表 2-15 中小河川の緩和規定

計画高水流量(m^3/s)	500 未満		500 以上 2000 未満
川幅(m)	30 未満	30 以上	—
必要間隔(m)	12.5	15	20

※河川管理施設等構造令第 39 条第 1 条より

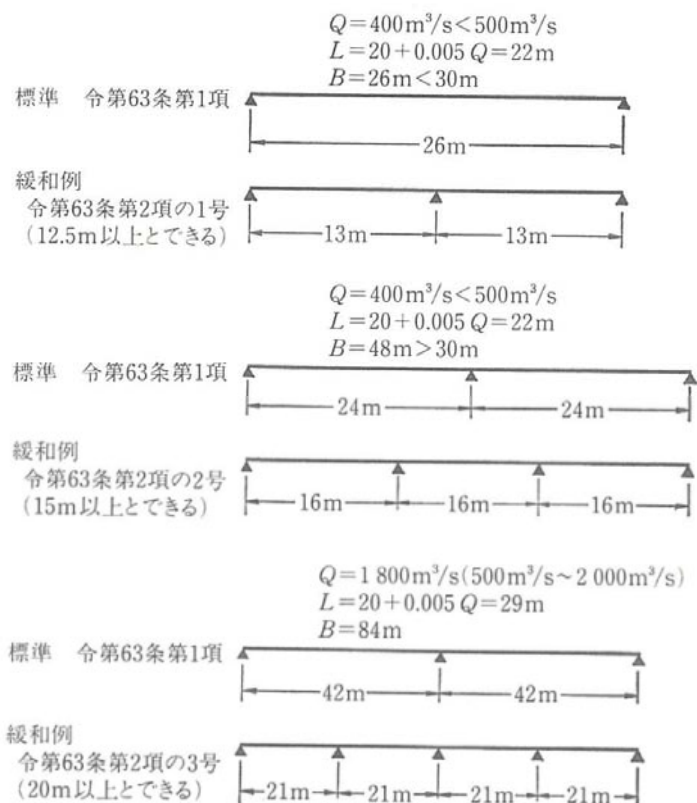


図 2-16 中小河川の緩和規定の図解例

2.4.2 近接橋の特則

既設橋梁や堰等の横断構造物に近接して橋梁を新設する場合には、これらの施設の位置関係により、洪水流の流線の乱れを極力少なくするように、また上下流で発生した渦流が複合しないように配慮する必要がある。このような観点から、近接橋の径間（スパン）割りに関して、河川管理施設等構造令第 63 条第 4 項及び以下に記す規則第 29 条第 1 項以下に示す近接橋の特則の規定がある。

- ① 既設の橋等と近接橋との距離が基準径間長未満である場合には、近接橋の橋脚を既設の橋脚等の見通し線上に設けること。
- ② 既設の橋等と近接橋との距離が基準径間長以上であって、かつ、川幅以内（最大 200m）である場合には、近接橋の橋脚を既設の橋脚等の見通し線上または既設の橋等の径間の中央の見通し線上に設けること。

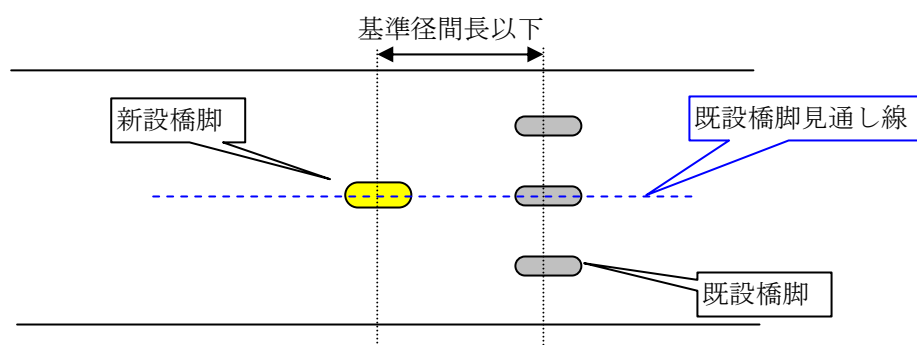


図 2-17 近接橋の特則イメージ（新設橋梁との距離が基準径間長未満の場合）

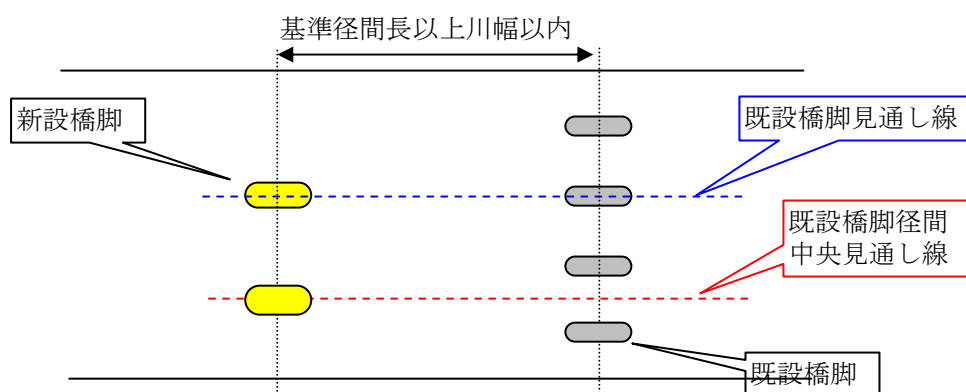


図 2-18 近接橋の特則イメージ
（新設橋梁との距離が基準径間長以上、川幅未満の場合）

なお、近接橋の特則には、新設橋梁の径間長（または流心部の径間長）が 70m 以上となる場合の「近接橋の特則の緩和規定」参考-11（pp. 42～43）や、既設橋の改築または撤去が 5 年以内に完了する場合の「近接橋の特則の適用除

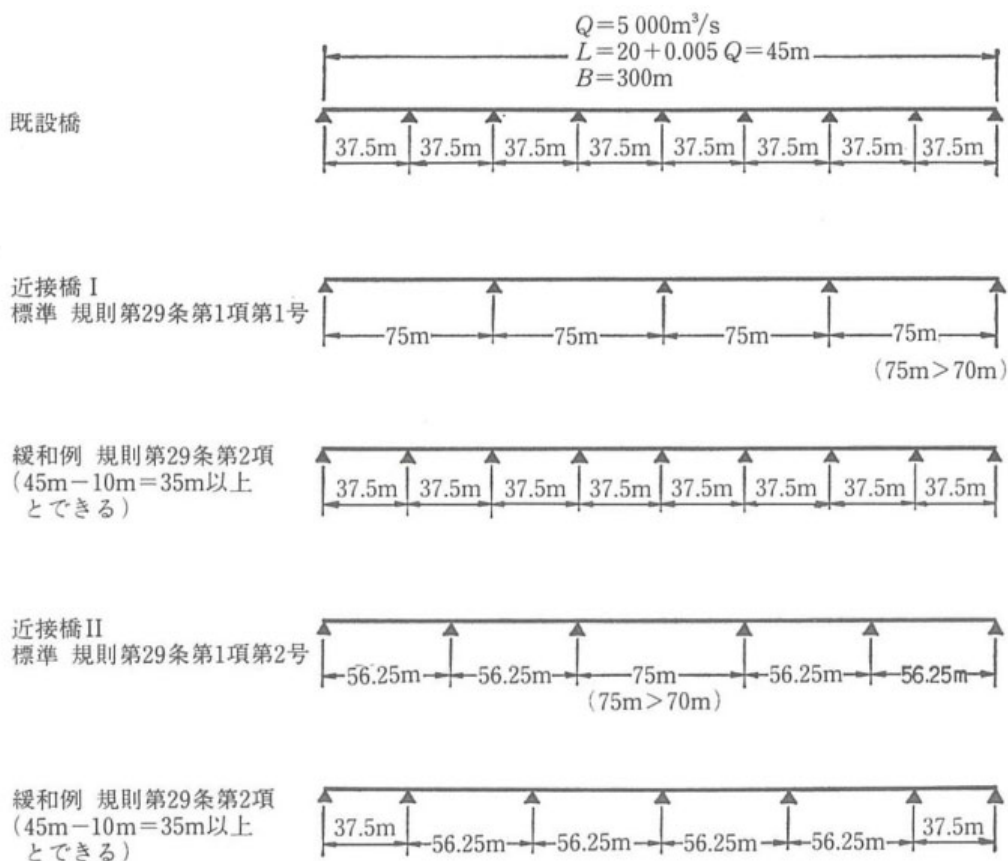
外」(参考-12 (p. 44))等の規定があることから、橋梁計画検討時には、これらの規定を勘案の上、橋脚配置位置の検討を行うことが必要となる。

参考-11

近接橋の特則の緩和規定

近接橋の特則には以下の緩和規定が設けられている。

- ・ 近接橋の径間長が70m以上となる場合には、径間長を基準径間長から10m減じた値以上とすることができる(規則第29条第2項)
- ・ 近接橋の流心部の径間長が70m以上となる場合においては、径間長の平均値を基準径間長から10m減じた値(30m未満となる場合には、30m)以上とすることができる(規則第29条第3項)



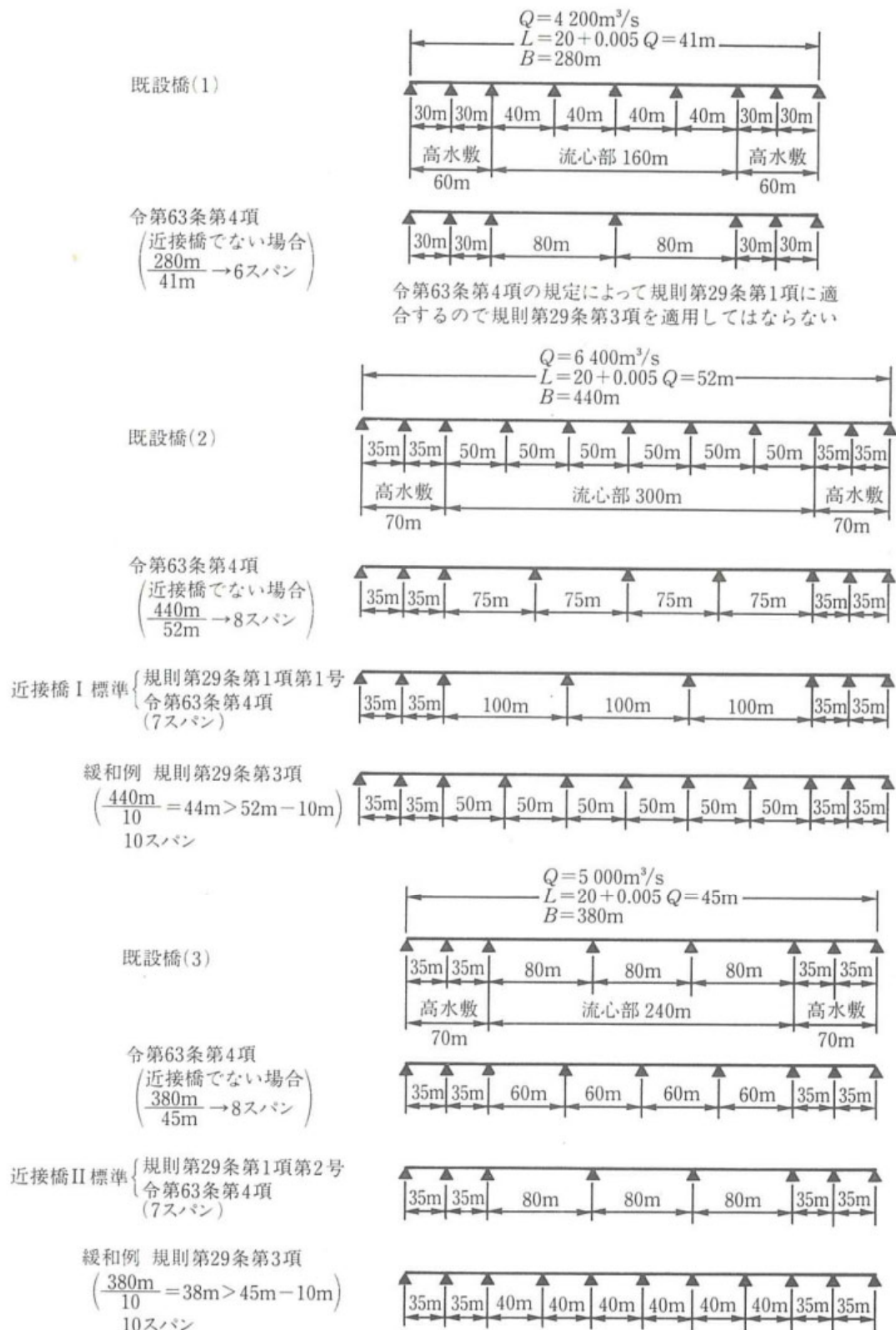


図 2-20 近接橋の特例の図解例 その2 (規則第29条第3項)

近接橋の特則の適用除外

この場合、新設橋の橋脚を既設の橋脚等との間に設ける場合には、新設橋の橋脚と既設の橋の橋脚等との間隔が流心方向と直角方向に下表に掲げる値以上離すよう努める必要がある。

計画高水流量(m ³ /s)	500 未満	500 以上 2000 未満	2000 以上 4000 未満	4000 以上
必要間隔(m)	12.5	12.5	15	20

令第39条第1項の第3欄の値以上

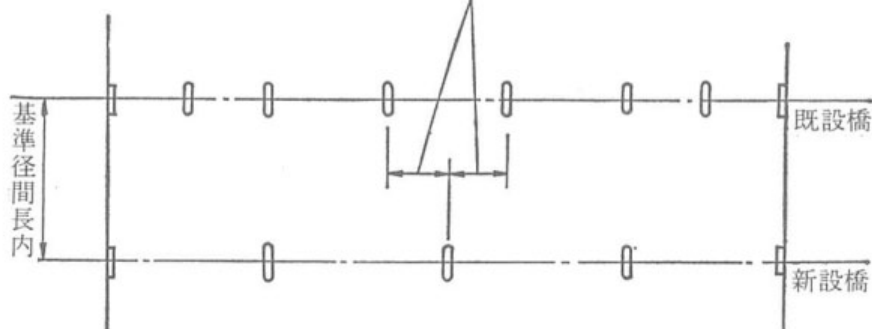


図 2-21 5年以内に既設橋の改築又は撤去が予定されている場合の
近接橋の橋脚位置の例

2.4.3 橋脚設置位置と基礎工天端高に関する条件

(1) 橋脚設置位置

橋脚の設置位置は、径間長によっておおむね定まるものであるが、河岸又は堤脚に接近した場合には河岸又は堤脚が洗掘されやすいことから、橋脚位置設定にあたっては、径間長のみならず下記の点に留意すること。

（解説より）

- ① 河岸又は堤防の法先及び低水路の河岸法肩」からそれぞれ10m（計画高水流量が500m³/s未満の河川にあつては5m）以上離すこと
- ② やむを得ず上記の箇所に設置する場合には、必要に応じ、護岸をより強固な物とすると共に、護床工又は高水敷保護工を設けるものとする

(2) 橋脚基礎工天端高

橋脚の基礎工天端高については、洪水時の洗掘深に相当する深さ以下の部分に設ける必要があり、下記の規定に従い設定する必要がある。

（解説・河川管理施設等構造令 pp. 299～302、第62条、2. 橋脚の根入れに関する解説より）

- ① 低水路部に位置する橋脚：「計画河床高（又は最深河床高）－2m以深」とする。
- ② 高水敷上に位置する橋脚
 - 河岸法肩から20m範囲に位置する橋脚：低水路部の条件に従う。
 - 河岸法肩から20m以上離れた橋脚：「計画高水敷高－1m以深」とする。

以上の条件についてのイメージを図2-22に示した。

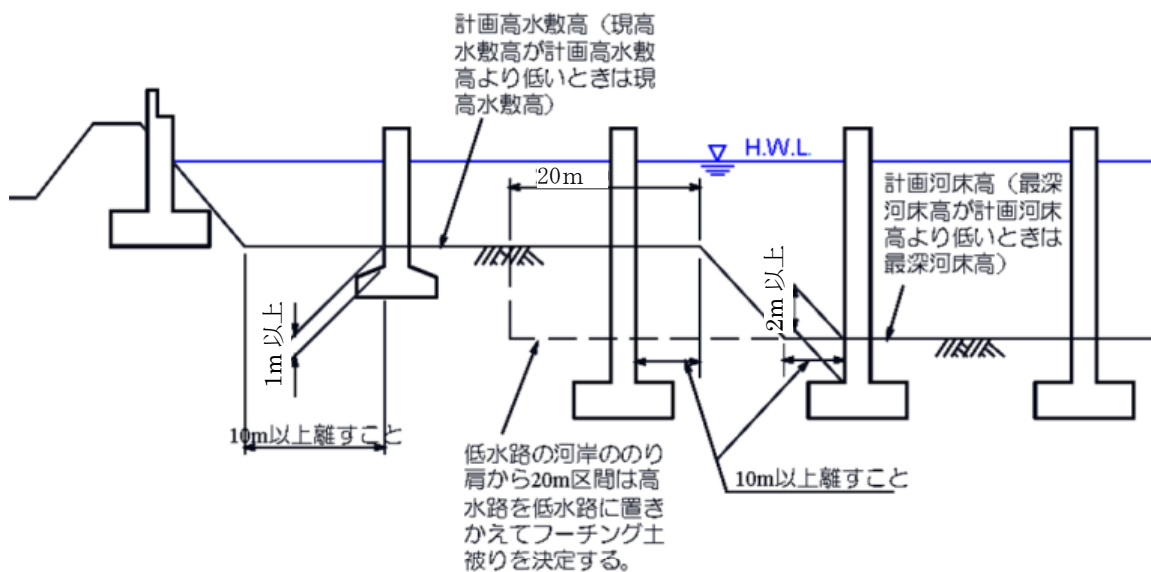


図 2-22 橋脚位置・橋脚基礎の根入れに関する制限イメージ図

2.4.4 橋脚設置方向・橋脚幅に関する配慮事項

(1) 橋脚設置方向

橋脚設置方向は、計画洪水流量時の洪水流向と平行に設置し、橋脚による河積阻害率を最小となるよう配慮する必要がある。

河積阻害率については、参考－13(p. 52)に詳述しているとおり、一般には5%以内、新幹線や高速自動車国道橋梁については7%以内とすることが定められている。

なお、橋脚設置方向が洪水流向と平行でない場合には、実際の橋脚幅に対し洪水流と衝突する橋脚幅（阻害幅）が大きくなることから、計画上見込まれる河積阻害率に対し、実際の阻害率が大きくなる可能性がある（p53、図 2-27）。そのため、狭窄部や河道湾曲部では、既往洪水の航空写真を用いたベクトル解析や平面二次元洪水流解析等により計画洪水流量規模時の洪水流向を予測した上で、橋脚設置方向を設定することが望まれる。

特に小判型橋脚では、洪水時の流向が橋脚設置方向に対し偏向した場合の河積阻害率が大きくなるため、水位上昇や橋脚後流の堤防衝突による影響、橋脚部の洗掘拡大などが危惧される。そのため、洪水流量規模によって洪水時の流向が異なる場合や、河道形状の変更・堤防の引提などにより将来的に洪水時流向の変化が予測される場合には、止むを得ず丸型橋脚を用いる。

丸形橋脚は小判型橋脚に比べて一般的に橋脚幅が大きくなるために、河積阻害率、橋脚後流の影響が増大する等のデメリットが生じるが、洪水流向にかかわらず橋脚幅が一定であることから、洪水流向が変化する箇所では有利となる。そのため、橋脚設置箇所の流況に応じた橋脚形状の選定が必要である。

庄内川枇杷島地区での橋梁架け替え事業では、既設橋梁に近接した上流側に新設橋梁を設置する計画となっており、当初計画では新設橋梁橋脚を既設橋脚の見通し線上で、かつ既設橋脚と同一軸線上に設置されるものとされていた。しかしながら、当該橋梁が湾曲部に位置することから（写真 2-2）洪水時流向と橋脚設置方向が異なることが予想された。

そのため、準三次元洪水流解析により基本方針流量、整備計画流量規模洪水流下時の流向を確認した結果、既設橋脚見通し線に対し4～7°程度偏向させ、橋脚前面の流速低下および橋脚上流の水位上昇抑制を図ることとしている（図 2-23）。

一方、信濃川長岡地区での橋梁新設事業では、架橋地点が緩やかな蛇行区間に当たること、堤防法線と低水路法線の位相が異なっていることに加え、橋脚設置方向を一義的に設定することが困難であった。

そのため、現況河道を対象とした平面二次元洪水流況解析により計画流量規模洪水時の洪水流向を確認したが、別途進行中の河道改修計画の進捗に応じて

低水路法線形状が変化することや、低水路内の砂州移動により洪水流向が変化すること等を考慮し、低水路部に丸型橋脚が採用されることとなった。なお、高水敷部については洪水流向の変化が低水路に比べて大きくないことから、小判型橋脚が採用されている。



出典：Google Map

写真 2-2 庄内川枇杷島地区の河道状況



出典：Google Map

写真 2-3 信濃川長岡地区の河道状況

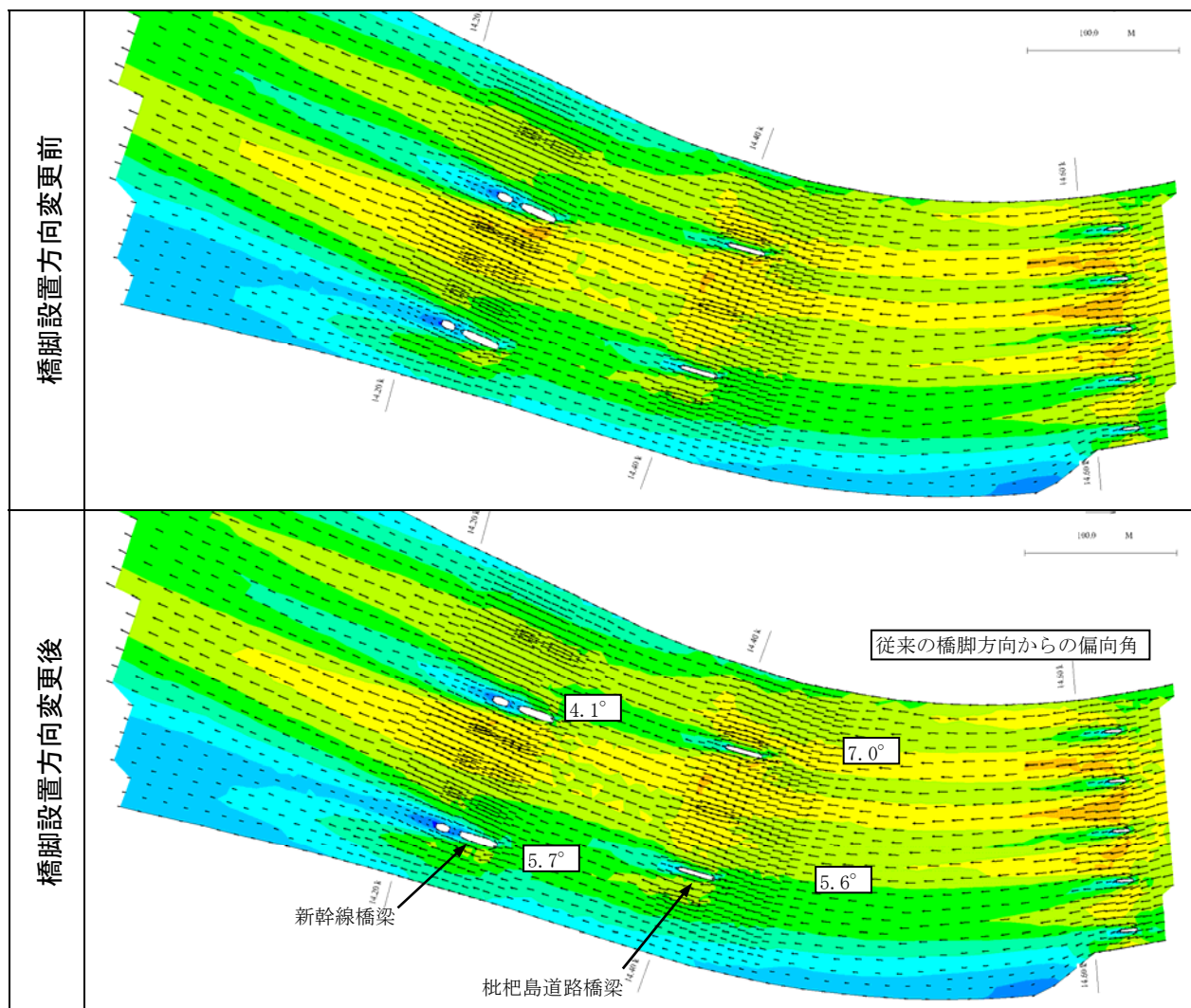


図 2-23 庄内川枇杷島地区における準三次元洪水流解析例

(2) 径間割りと橋脚位置の関係

将来計画（河川整備基本方針、工事实施基本計画等）での河道幅と基準径間長、及び近接する横断工作物との関係より、新設橋梁の径間割りと橋脚位置が決定されることとなる。径間割りの例を図 2-24 に示す。

径間割りと河積阻害率の関係より、設置可能となる橋脚幅が決定する。同一の河積阻害率の場合には、橋脚数が少なくなるほど橋脚幅が大きくなる関係にある。橋脚幅が大きくなるほど、洪水時の橋脚周辺の流れの乱れが大きくなり、その結果、橋脚周辺の洗掘範囲や洗掘深が大きくなる恐れがある。

一方、橋脚数を増やし、橋脚幅を薄くする場合には、橋脚周辺の流れの乱れは相対的に小さくなるものの、橋梁の径間割りによっては橋脚が河岸に近接することとなるため、橋脚迂回流の影響が堤防や低水河岸に直接作用する恐れがある。

このため、橋脚幅と径間割りについては、適切な径間割りによる橋脚の設置位置と橋脚規模による洗掘、河岸への影響の相反する項目を総合的に評価することが必要である。

図 2-25 は庄内川枇杷島地区での径間割り設定のための準三次元洪水流解析結果である。ここでは、橋脚幅が最も薄くなる 5 径間案では左岸側低水河岸沿いに高速流が発生することが予想されたこと、4 径間案についても、洪水主流部に橋脚が位置することから不採用となっている。

庄内川の例に示すように径間割りの検討では、必要に応じ平面二次元洪水流解析や水理模型実験により、計画流量時の流況や河床変動状況を把握した上で、経済性・施工性等も踏まえて、適切な径間割・橋脚幅を設定する必要がある。

渡河部 径間数	渡河部(L=231.6m)支間割り模式図	最小 支間長 (m)	基準径 間長 (41.0m)
1 径 間 案		231.6	○
2 径 間 案		114.6	○
3 径 間 案		48.2	○
		46.0	○
4 径 間 案		46.0	○
5 径 間 案		45.7	○
6 径 間 案		22.9	×

上表より、以下の4案を選定する。

- ① 1 径間案 (L=227.4m)
- ② 2 径間案 (L=112.8m+114.6m)
- ③ 3 径間案 (L=44.0m+91.7m+91.7m)
- ④ " (L=67.1m+114.3m+46.0m)
- ⑤ 4 径間案 (L=44.0m+68.8m+68.6m+46.0m)
- ⑥ 5 径間案 (L=44.0m+46.0m+45.7m+45.7m+46.0m)

図 2-24 径間割の選定例 (庄内川枇杷島地区での事例)

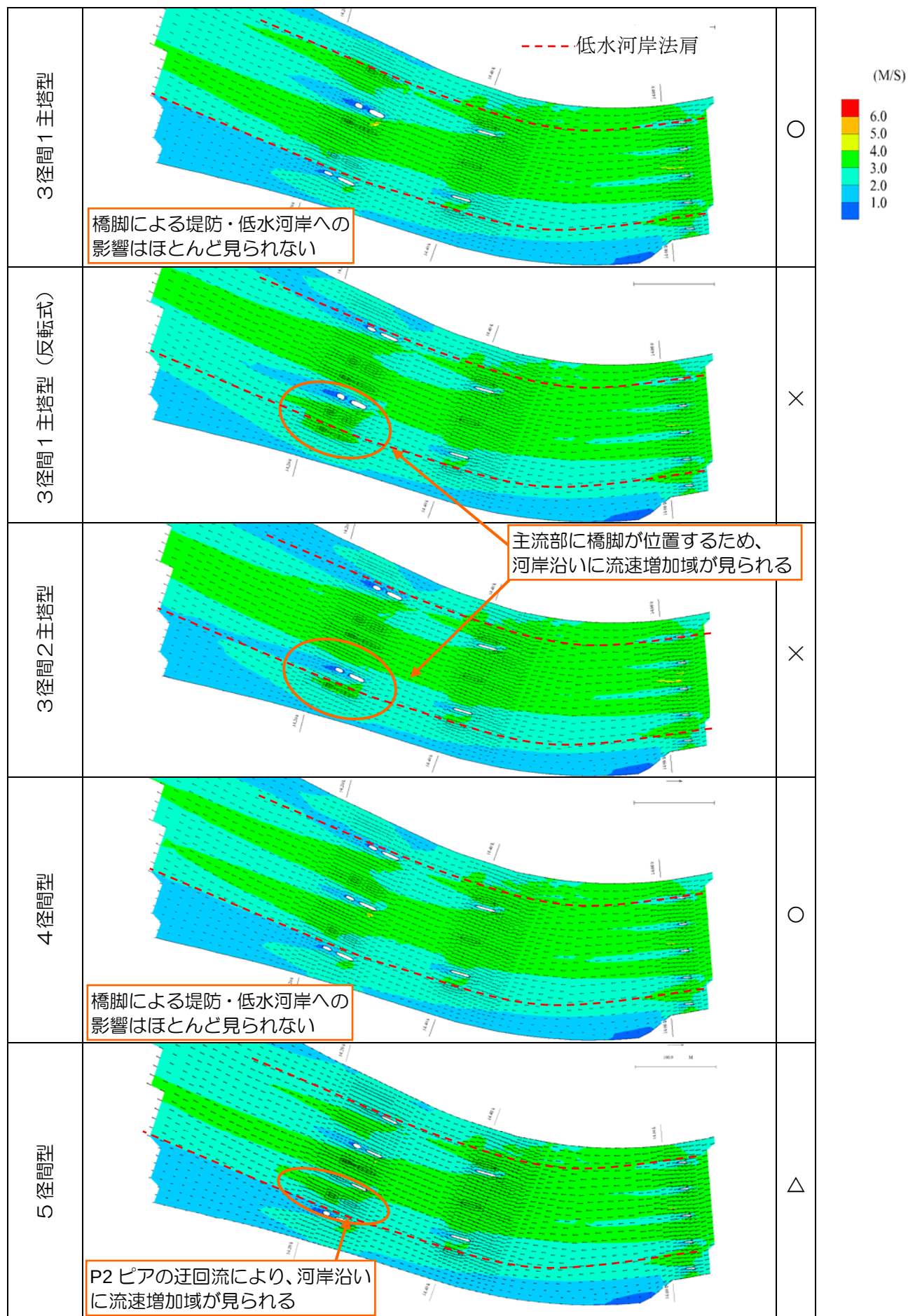


図 2-2 5 橋脚配置位置と洪水流速ベクトル比較（庄内川枇杷島地区での事例）

参考-13

河積阻害率

河積阻害率とは、橋脚の総幅が川幅に対して占める割合として定義されている。ここで、川幅・橋脚の総幅は以下を表す。

- ① 川幅：流向に対して直角に測った計画高水位と堤防のり面の交点間の距離
- ② 橋脚の総幅：流向に対して直角に測った計画高水位の位置における橋脚幅の合計

橋梁の河積阻害率は、下記の数値以内とすることが目安とされている。

- ③ 一般的な橋梁：5%以内を原則とする。
- ④ 新幹線鉄道橋及び高速自動車国道橋：7%以内（特例値として）

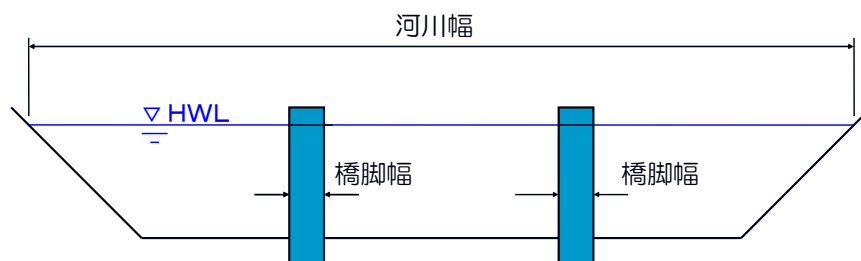


図 2-26 河川幅・橋脚幅のイメージ

なお、河道湾曲部のような堤防平面線形と洪水流向が一致しない区間において橋脚を堤防法線と平行な向きに設置する場合には、図 2-27 に示すように実際の橋脚幅に対して橋脚による洪水流の阻害幅が大きくなることから、湾曲部に橋梁を新設する場合には、水理模型実験・平面洪水流解析等により洪水流向を把握し、あらかじめ橋梁設置方向を修正することが望ましい。

特に、車線数が多く橋脚幅が広い場合などは数度の流向の偏向により河積阻害率が急激に大きくなることから、橋脚幅の大きな橋脚については特に留意する必要がある。

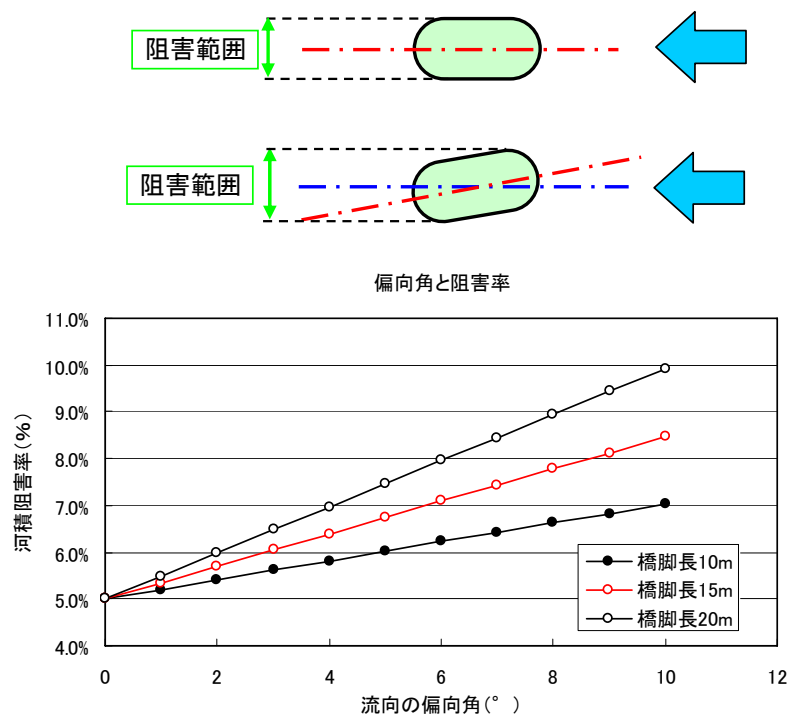


図 2-27 橋脚設置方向が洪水流向と一致しない場合の橋脚阻害幅イメージ

また、一般鉄道橋梁と新幹線橋梁が近接する場合の河積阻害率の算定については、特に明確な基準は存在しない。庄内川での事例では、当該区間が流下能力上のネック地点であったことから、水位上昇等の影響を極力小さくする観点から、近接する2橋梁を一体とみなし、その合計の河積阻害率が一般橋梁の基準値である5%以内を満足することを基本として橋梁構造・橋脚幅が設定されている。

2.5 まとめ

ここまでの検討によって、橋梁の架橋位置、橋台や橋脚の配置等、基本的な橋梁計画が固まり、これに基づき、概略設計及び工程計画を立案することとなる。

表 2-1 に示した「橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目（案）」（平成 9 年 7 月 28 日付け事務連絡）との関連では、「構造に関する事前協議」における審査事項のうち、この段階で未検討のものは、「護岸の施工範囲は適正か」、「無堤部に架設する場合、水理検討をしているか」、「仮設関係の検討をしているか」の 3 項目のみである。このうち、護岸の施工範囲については、河川管理施設等構造令の規定に従って概略設計を行うことが可能であり、仮設関係の検討は工程計画の検討時に概略の検討は終わっているものと考えられる。したがって、架橋位置が無堤部でない場合には、ここまでの検討がまとまった段階で、橋梁設置者と河川管理者の間において、「構造に関する事前協議」を行うことが可能である。

この構造に関する事前協議においては、構造令上の特例使用を判断することが重要であるとされている。さらに、ここまでの検討によって水理検討が必要とされている場合には、橋台・橋脚の配置を決定することにより、水理検討の条件を確定させることが重要な点であると考えられる。

第3節 護岸・護床工等の防護工を考える

3.1 基本的な考え方

3.1.1 前提

第2節の検討を経て、既に橋台・橋脚の位置が決定していることが、護岸・護床工等の防護工を考える前提である。

この節では、護岸・護床工・橋脚洗掘の防護工の考え方を示すものである。

3.1.2 検討内容

防護工の検討にあたっては、ここまでの検討で水理検討が必要とされているかどうかによって、検討内容が異なる。防護工が満たすべき標準的な規定については、3.2で解説する。

また、水理検討が必要な場合については、前節までの記述との重複もあるが、その必要性の判断について1.5に改めてまとめているので、参照されたい。

3.2 護岸・護床工等の保護工に関する規定

[必須要件]

- ・ 橋脚の設置に伴う流水の乱れ等による河床又は高水敷の洗掘を防止するため、必要があるときは適切な護床工又は高水敷保護工を設けること
- ・ 橋脚の影響による流水の乱れ又は流木等に対し堤防を保護するとともに、橋台の設置による堤防の弱体化に対する補強措置、また、橋による日照障害により芝の生育不能に代わる法覆工として、橋の上下流には護岸を設けること

橋台・橋脚の設置は洪水流の乱れや偏りの原因となるほか、橋台は堤防内に浸透破壊に対する弱点をつくる恐れもあることから、堤防や高水敷、河床を適切に保護しなければならない。

以下に、堤防保護のための護岸、高水敷保護のための高水敷保護工、河床洗掘防止のための護床工についての標準的な考え方を解説する。

ただし、地質の状況等により河岸または堤防の洗掘の恐れがない場合、その他治水上の支障がないと認められる場合はこの限りでない。

3.2.1 護岸

橋脚周辺への堤防・低水河岸への護岸は、下記の目的のため設置されるものである。

- ①橋脚の影響による流水の乱れまたは流木等に対する堤防保護
- ②橋台の設置による堤防の弱体化に対する補強措置
- ③橋による日照障害により芝の生育不能に変わるのり面保護

護岸の設置範囲は、図 2-28～図 2-30 に示した範囲を基本とする。

なお、河川管理施設等構造令における護岸設置範囲は最低基準を定めたものであり、河道湾曲部や急流河川では必要に応じて設置範囲を延長する必要がある。

設置範囲については、水理模型実験や平面 2 次元流況解析などにより橋脚設置前に比較し流速が増加する範囲や橋脚による波状水面が河岸に作用する範囲を考慮して設置範囲を設定することが望ましい。

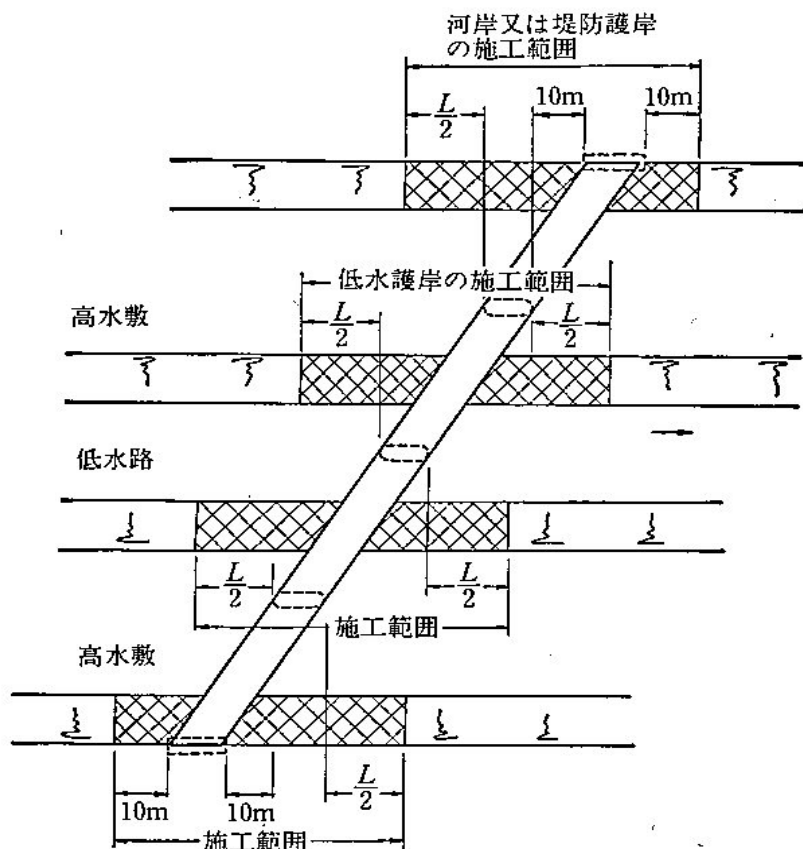


図 2-28 橋の設置に伴い必要とされる護岸長

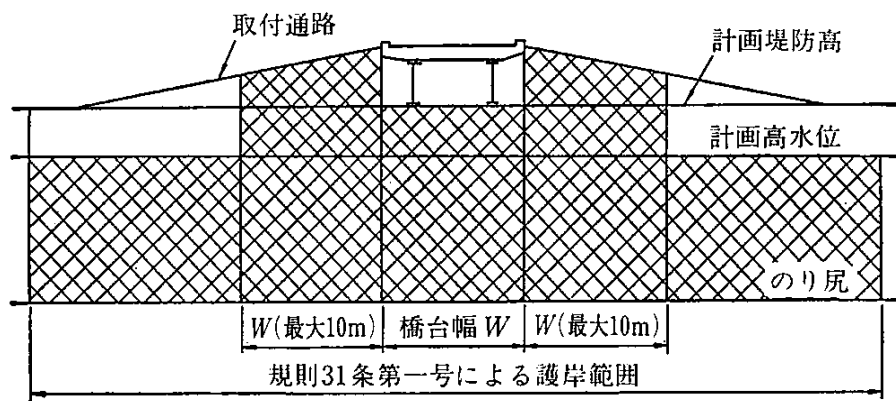


図 2-29 橋の設置に伴い必要となる堤防護岸の高さ

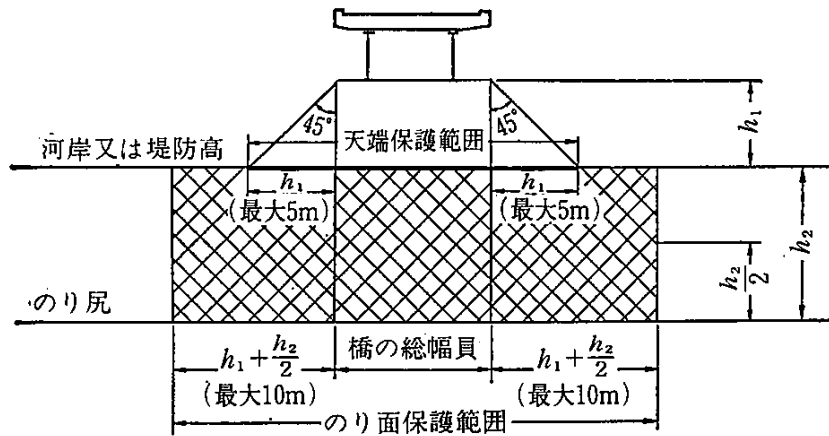


図 2-30 橋の下の河岸または堤防を保護する範囲

3.2.2 護床工・高水敷保護工

橋脚周辺への護床工・高水敷保護工の設置は、橋脚の設置に伴う流水の乱れ等により河床または高水敷が洗掘されることを防止するため、必要に応じて行われるものである。

その設置範囲は、下記の範囲を標準とするが、河床洗掘が想定される場合は、洗掘範囲について第3章1.3で述べる手法により予測を行い、護岸工の範囲を設定することが望ましい。

①護床工及び高水敷保護工の範囲は、おおむね橋脚周辺5m以上とする。

②高水敷保護工は、洗掘が著しいと認められるときに設けるものとする。

高水敷保護工の構造は、一般的にはカゴマット・連節ブロック等を用いて流水作用による洗掘防止を図るが、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境の保全などに配慮し、覆土を行うことを基本とする。

なお、次ページに平成12年の東海豪雨時の庄内川支川の矢田川の高水敷上の橋脚周辺の被災状況図を示す。この例では、東海豪雨出水により高水敷上とはいえ橋脚周辺が深さ1.4m程度、幅2～3m程度の範囲で洗掘被害を受けている。図2-31及び図2-32に示した橋脚では堤防法尻の高水敷保護工からの土砂吸い出しが見られたことから、橋脚周辺の高水敷保護工設置にあたり、堤防法尻の高水敷保護工と近接する場合にはそれらを一体として施工することが望ましい。

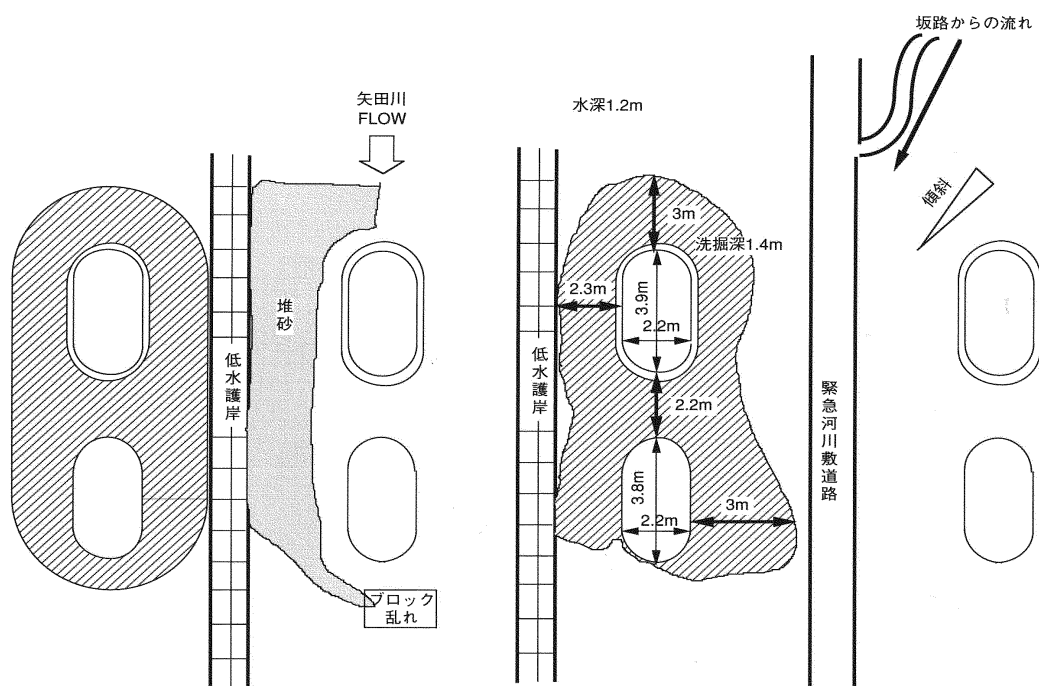
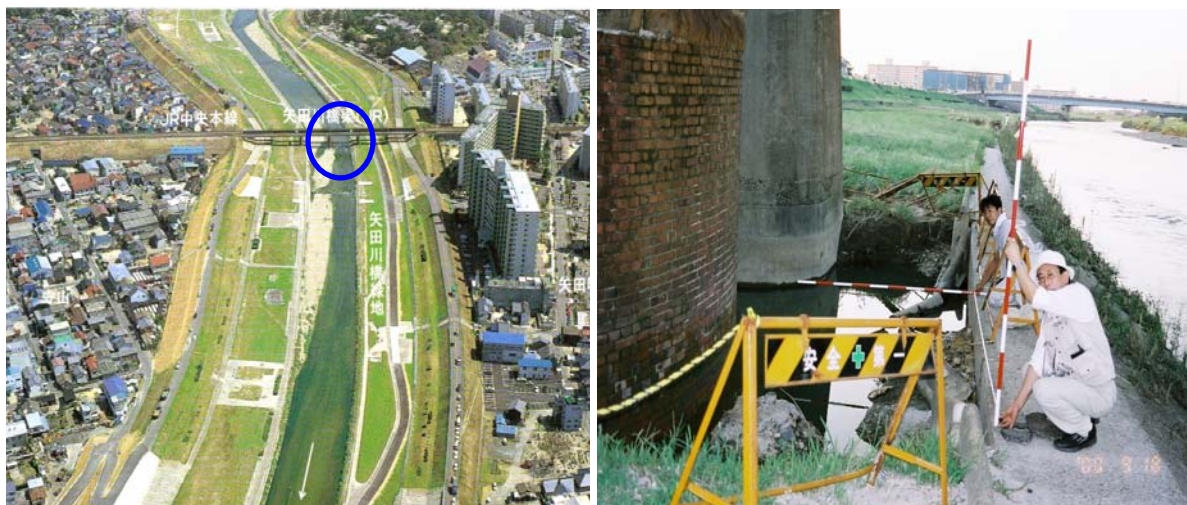


図 2-3 1 高水敷上の橋脚周辺での洗掘状況例（その1）

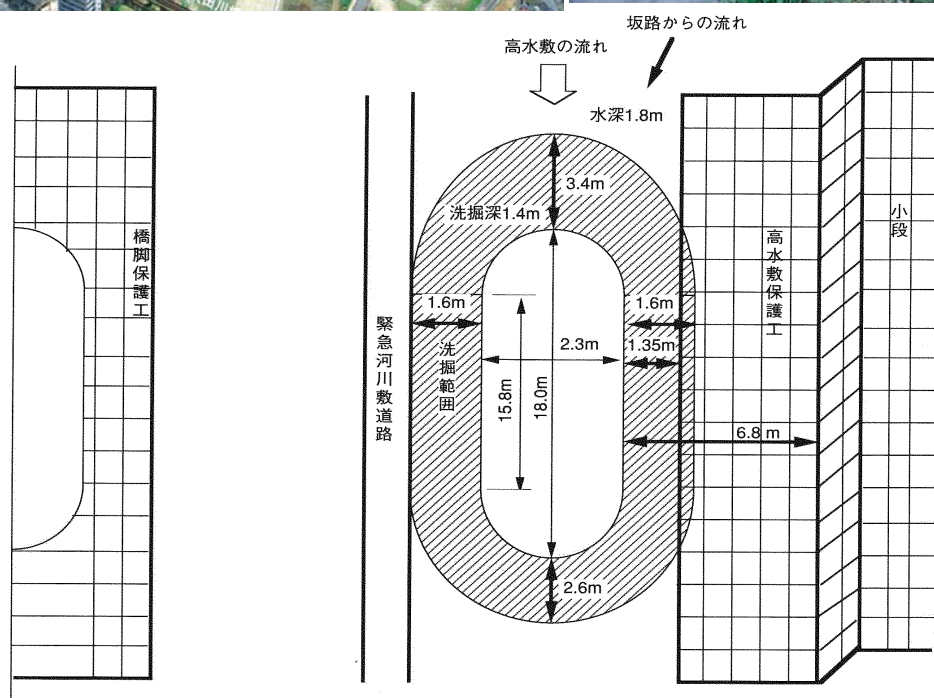


図 2-3 2 高水敷上の橋脚周辺での洗掘状況例（その2）

3.3 橋脚洗掘防止工

橋脚設置における橋脚基礎の根入れ深さについては、河川管理施設等構造令第62条第2項において図2-33の通り規定されている。この値は橋脚設計における最低値を示したものであり、橋脚の洗掘による河川への影響を考慮すると、橋脚の基礎高はなるべく深い方が望ましい。

橋脚周辺部で生じる洗掘現象は、流れを阻害する橋脚に対し流れが安定しようとして橋脚周辺部に生じるものであり、自然に洗掘される形状は流れを安定させる機能がある。そのため、流れにより生じる最大洗掘深さまで橋脚基礎高を深く設置することが可能であれば、橋脚による水位上昇、河岸への流れの影響などを抑制することが可能となる。

しかし、橋脚基礎高は橋脚の建設コストに影響を及ぼすことから、最大洗掘深を想定した橋脚基礎の設置例は少なく、流れによる想定最大洗掘深が最深河床包絡線－2mよりも深い場合は、橋脚洗掘防護工として根固ブロック、捨石工等を設置することが多い。洗掘が基礎部にまで達すると、洗掘深に影響を及ぼす橋脚径は基礎構造の規模となる。一般的には橋脚径よりも基礎構造の径の方が大きいことから、洗掘が急激に進行し橋脚の安定性が損なわれることとなる。そのため、基礎部まで洗掘が進行しないように洗掘防護工を基礎部より上部に設置される例が多い。

根固工などの橋脚の洗掘防護工設置においては、洗掘防護工が橋脚周辺部で生じる流れを強制的に偏流させることに留意して設置を行うことが必要である。例えば、橋脚周りの洗掘を引き起こす縦方向の流れに対し、根固工などの設置により流向を横方向に偏流させることとなるが、これにより洗掘範囲の拡大や、流れの偏流に伴う渦の発生により橋梁上流区間への水位上昇を生じさせる場合があり、留意が必要である。

根固工の設置深さについては、橋脚による洗掘を考慮して基礎部より上部に設置することになるが、浅い設置深度では橋脚による流れを大きく偏流させることとなり、洗掘孔の拡大等が生じる。そこで、根固工の設置においては、図2-34に示すように橋脚による洗掘をある程度許容することで、橋脚による流れを緩和し洗掘範囲を低減させることにより、根固工の設置範囲も縮小可能な設置深さとするのが望ましいと考えられる。

橋脚形状、河道状況、河床形状などによっては根固工の設置深さが流況に影響を及ぼす場合もあり、橋脚洗掘深の想定が困難な橋梁については水理模型実験による確認などを行う場合が多い。

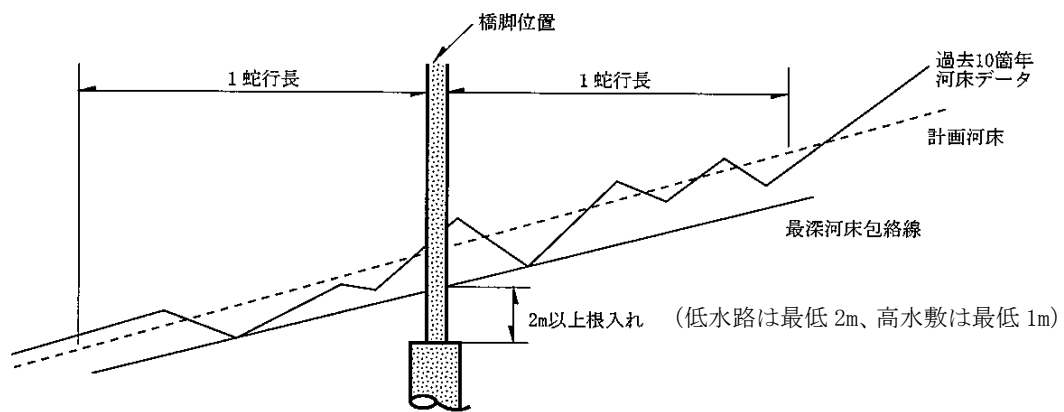


図 2-3 3 橋脚の根入れ深さ

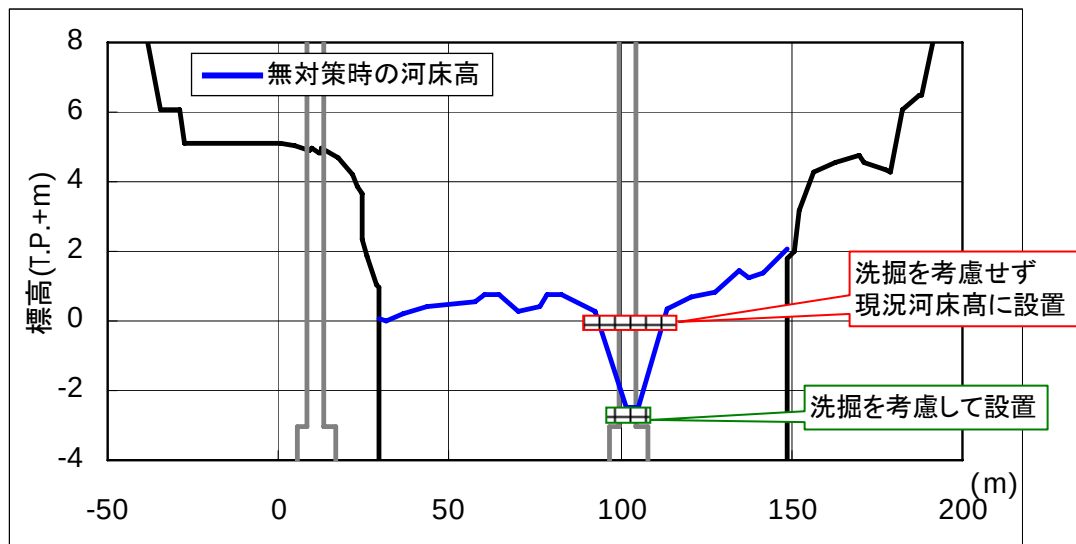


図 2-3 4 根固工の設置深度例

第4節 仮締切工を考える

4.1 基本的な考え方

(1) 前提

第3節までの検討を終えて工程計画を立案する際に、河川区域内での工事に特有の問題として、仮締切工が挙げられる。特に、低水路内に橋脚を設置する場合には、仮締切工の計画は、工事費、工期等に大きな影響を及ぼすため、慎重な検討が必要である。

この節では、この仮締切工の考え方を示すものである。

(2) 検討内容

仮締切工の検討にあたっては、仮締切工には様々な種類があること（0参照）を踏まえつつ、適切な仮締切工を選定しなければならない（4.4参照）。また、仮締切工の規模が大きい場合等、河道に仮締切工が存置されることによる悪影響が看過できない場合には、この影響を緩和するための対策工を検討する必要がある（4.5参照）。

(3) 仮締切工検討上の留意点

仮締切工は、橋脚の規模・形式によって工法が選択される場合が多く、土のう等によって施工される簡易な場合から鋼矢板、鋼管矢板等の鋼材が使用される場合、さらにセル、ケーソン等大掛かりな仮締切工が採用される場合もある。

一般的には、土留め工と同様に、工事中に使用され、工事完了後は撤去されることが多いが、鋼管矢板基礎やセル、ケーソン等のように、本体構造物の一部あるいは本体構造物そのものとして使用される場合もある。また、仮締切工は、土留めとしての目的の他に水密性を有する壁を施工することが重要である。

仮締切工を土留め工と比べた場合、大きな相違点として対象とすべき外力が違ふという点である。土留め工の場合、対象とすべき主な外力は土圧、水圧、上載荷重等であるが、大きく変動する性質のものは少ない。一方、河川工事における仮締切工では降雨、融雪や上流ダムの放流等により急激に水位が上昇する場合等があり、外力の変動を十分に考慮しなくてはならない。場合によっては、流水や波浪による洗掘、波圧等の影響を検討する必要がある。

また、土留め工と大きく違ふ点は、施工時期、期間の制約を受けるという点である。河川工事では、一般に出水期と呼ばれる6月から10月は河川内に流水を阻害する構造物の残置は許されず、一般的には積雪寒冷地等、冬季の施工ができない場合を除き工事は許可されない。したがって、11月から5月の非出水期（渇水期）に工事が行われる場合が多く、工程的制約の多い条件下で仮締切工の種類、施工方法を選択する必要がある。

仮締切工の計画、施工を行う際に留意すべき点として、土留め工に比較し仮締切工の場合には水圧が主体で異常発見から破壊に至るまでの時間が短いことに注意しなければならない。そのため、仮締切工で生じる事故は大事故になる場合が多いことに十分に留意した仮設計画と施工が必要である。

4.2 仮締切工の水位

仮締切工を計画する水位については、仮締締切堤設置基準（案）などに準じて設定する。

一般的には、河川内橋脚工事は非出水期に行われることが多く、仮締切工の計画水は非出水期間の過去5ヶ年の時刻最大水位を目安として設定される。但し、当該水位が過去5ヶ年で異常出水であると判断される場合は、過去10ヶ年の2位の水位を用いることが可能とされている。

仮締切工高さについては、高く設定すると橋脚施工に対しては安全度が向上するが、周辺河道や水位堰上げに対しては危険側となることに留意して仮締切工高さを設定することが必要である。

4.3 仮締切工の種類

「仮設構造物の計画と施工」（土木学会）に示されている仮締切工の種類を下図に示す。

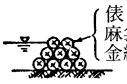
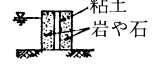
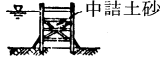
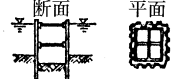
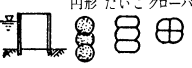
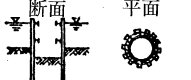
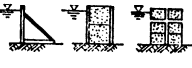
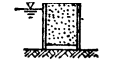
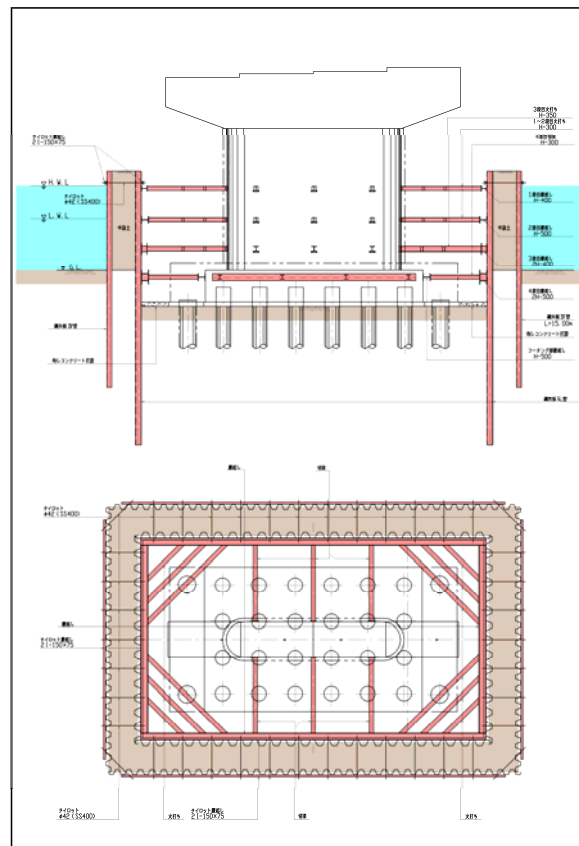
型 式	概 略 図	有利な場合	不利な場合	型 式	概 略 図	有利な場合	不利な場合
土俵堤 砂 籠		簡易なもの		移動式		繰返し使用する 場合	速い流れ
土 堤		速い流れ	占有面積が限 られる場合	二重矢 板		深い水深 地盤が良い場合	
土 堤		穏かな流れ 浅 瀬	下層に軟かい 粘性土がある とき	アーチ		深い水深 アバットが堅固 なとき	締切幅が長いと ころ
土堤と 矢 板			深い水深	箱 枠		基礎が岩盤で、 洪水の危険性が ある場合	岩盤以外の場合
矢 板			深い水深	箱 枠		岩 床	浸触に対して無 防備な軟かい基 礎
一 重 矢 板 (切梁)		特に、矢板が粘 性土中にあり、 止水できる場合 有効	深い水深	セ ル		岩床または地盤 が良いとき 水深が深い	浸出水の水頭勾 配を減らせない 場合打込みが困 難でセルが裂け る場合
リング ビーム 工 法		面積が小さいと き、根入れ深さ が浅い	直径の大きい とき 水深が深いと き	コンク リート ブロック		岩 床 速い流れ	軟かい地盤
バット レス		内部の作業スペ ースが必要で穏 かな静水面かつ 地盤が良好のと き	流れの中の軟 かい地盤の場 所	ケーソン		水深が深く、仮 締切りと本体を かねる場合	

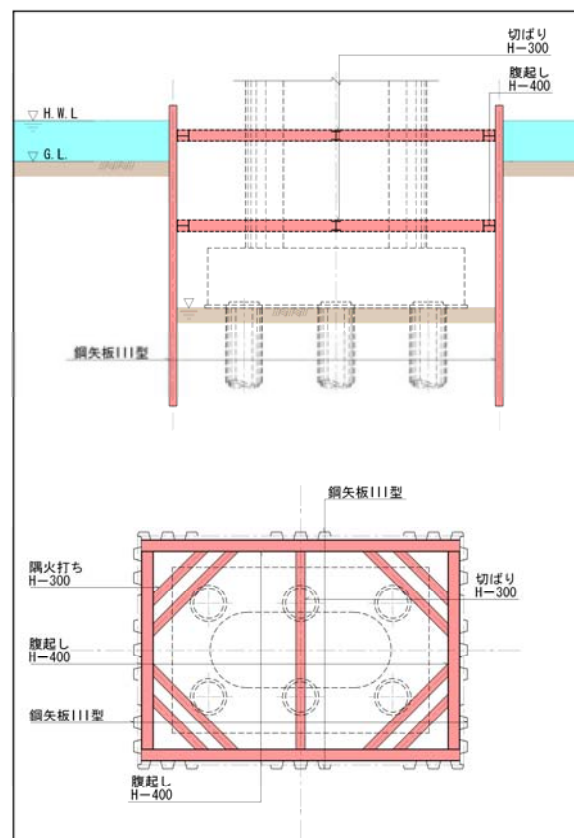
図 2-35 仮締切工の種類

また、仮締切工の参考例を以下にいくつか挙げるので、参照されたい。

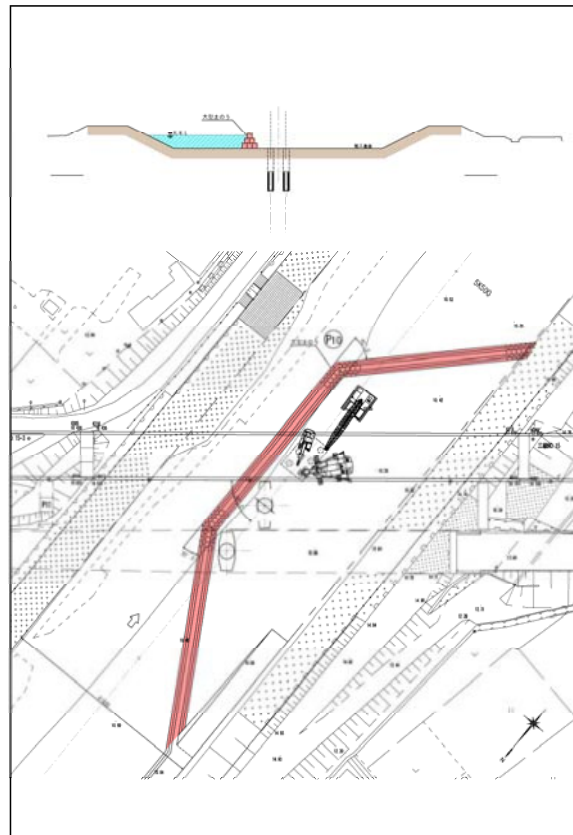
(1)一重締切り



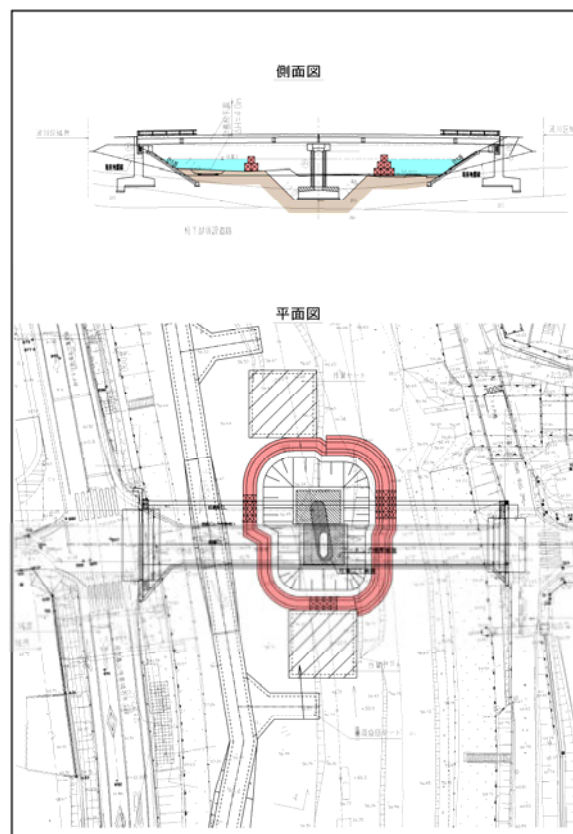
(2)二重締切り



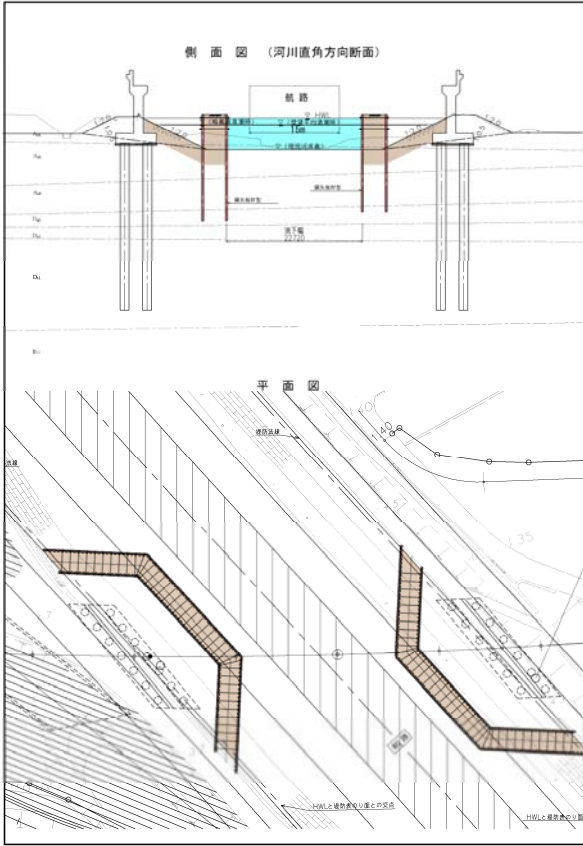
(3)土のうによる締切り



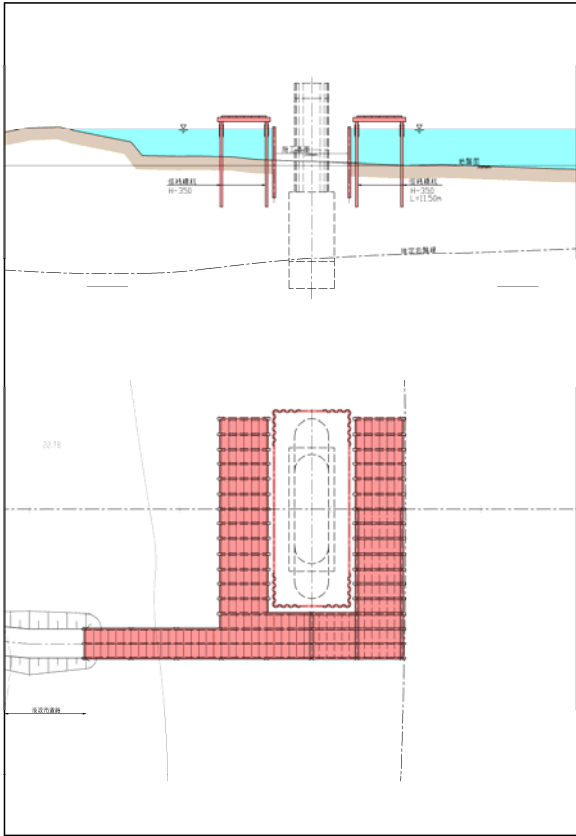
(4)土のうによる瀬替え



(5) 二重締切り堤



(6) 工事用棧橋



4.4 仮締切工の選定

仮締切工の選定は、当該現場の地質構成や水深、流速、構築物の形状や必要な工期等、様々な要素を踏まえて判断することとなる。例えば「仮設構築物の計画と施工」（土木学会）には、図 2-3 6 のような仮締切工の選定フローチャートが示されているので、参照されたい。

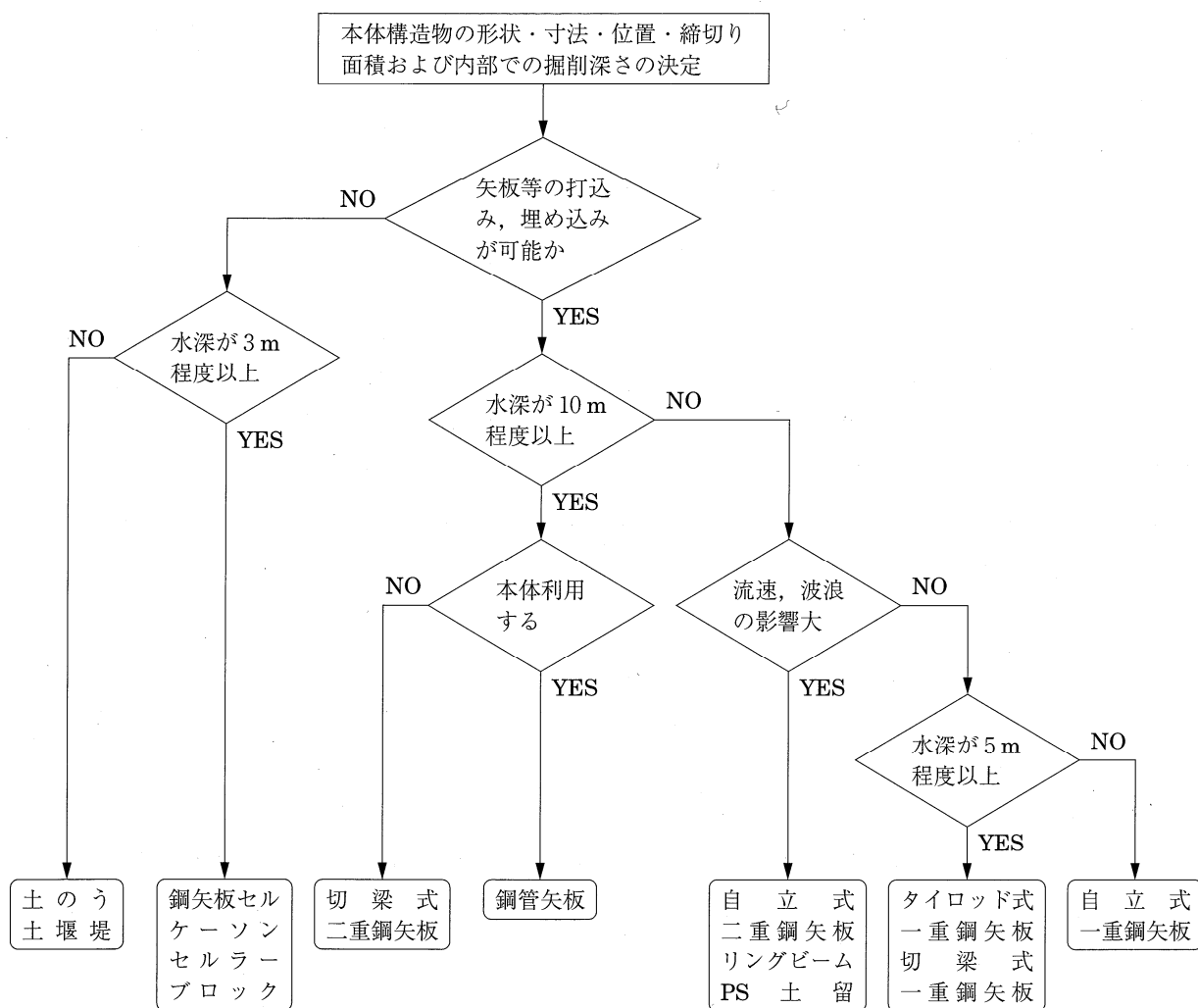


図 2-3 6 仮締切工の選定フローチャート

4.5 仮締切工存置による水位上昇や局所洗掘への対策

施工に伴う仮締切工等の仮設構造物が河道内に存置する場合、通常の河川構造物に比べて規模が大きなことから、仮設構造物による水位上昇対策や局所洗掘対策等が必要となる。

特に、施工上の問題等により、やむを得ず出水期間中に仮設構造物を河道内に残置する場合には、残置による水位・流況及び河床への影響を水理模型実験や数値解析等により、堤防・河岸や既設構造物への影響を十分に検討する必要がある。その上で、この検討結果を踏まえた水位上昇対策や局所洗掘対策等をとるべきである。

仮設構造物を河道内に存置するのが非出水期間に限られる場合でも、河積阻害率が大きい場合には、少なくとも非出水期間に想定しうる洪水に対する水位上昇量を数値解析によって求め、対策の必要性の有無を検討すべきである。

4.5.1 水位上昇対策

原則として、仮設構造物は非出水期間中のみ河道内に存置するものであるため、仮設構造物の形状選定にあたっては、非出水期間に生じうる流量に応じた水位上昇によって悪影響が生じないように配慮する必要がある。

4.5.2 局所洗掘対策

仮設構造物存置による局所洗掘対策として、「紀ノ川大堰」、「相模大堰」、「放射16号線荒川横断橋」の事例を示す。

(1) 紀ノ川大堰での事例

紀ノ川大堰では、始めに築島工により門柱基礎部の施工を行い、その後、仮締切工を3期に分割して本体施工を行う施工計画であり、施工時期は、非出水期を基本とし、出水期間中には仮設構造物は全て撤去する計画であった。仮設構造物全体図を図2-37に示す。

紀ノ川大堰では、仮設時のステージ毎に、以下に示す洗掘対策がなされた。

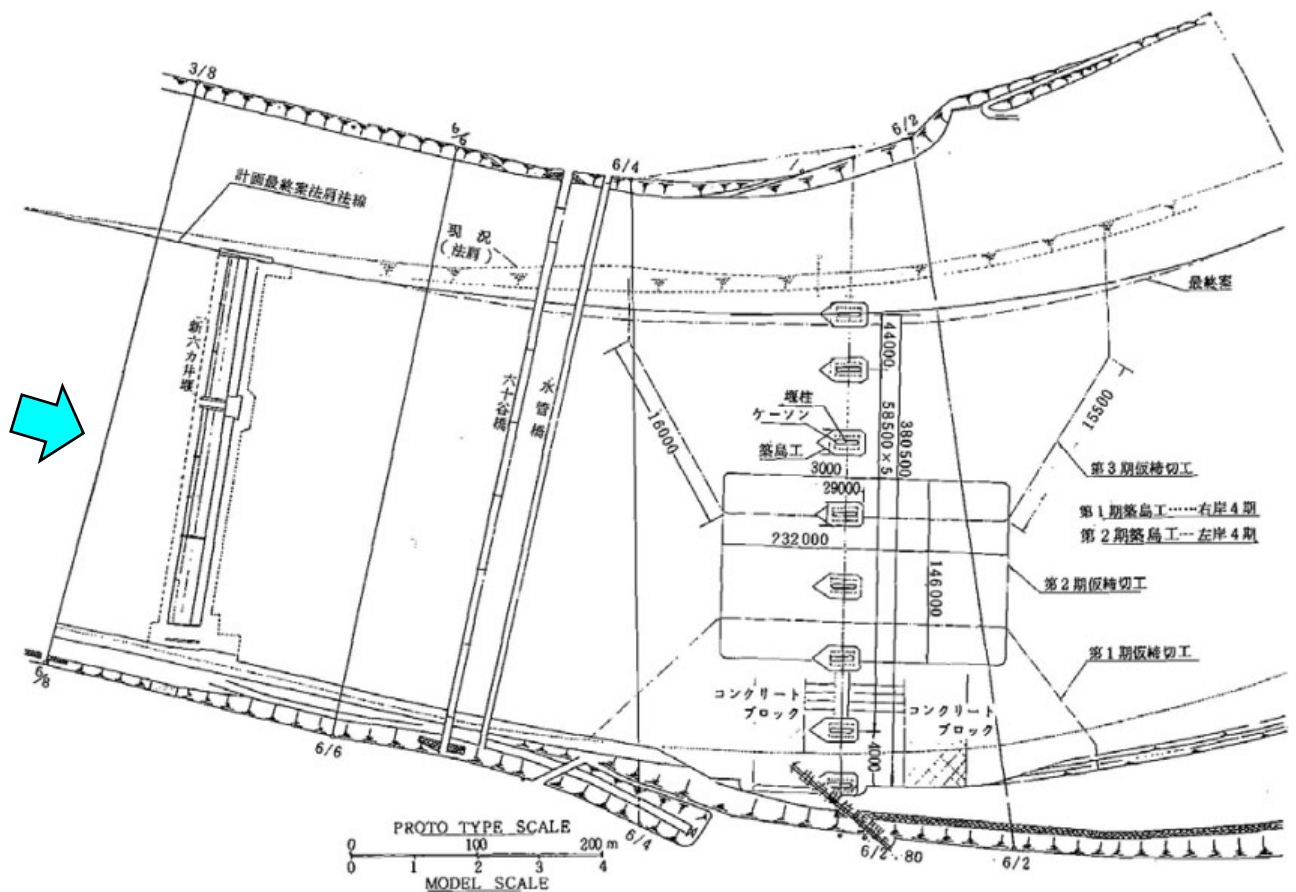
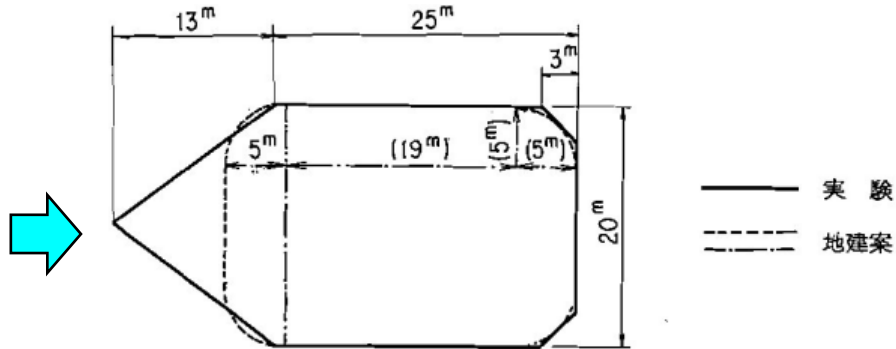


図 2-37 締切工概要図

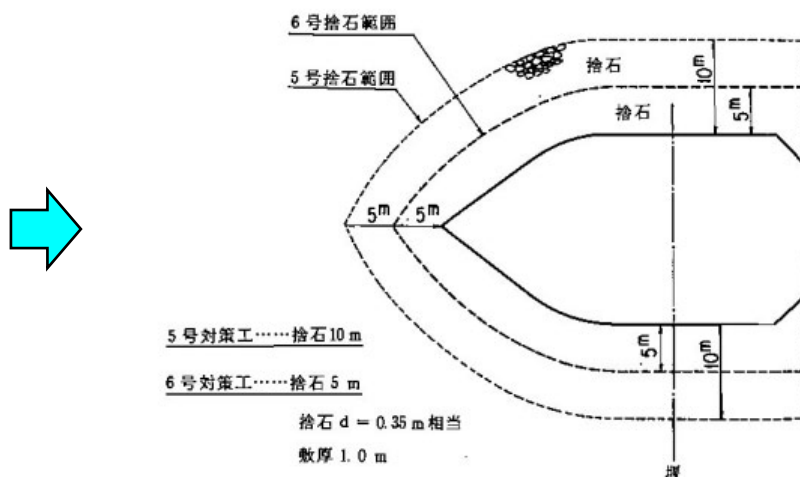
1) 門柱基礎部施工時の築島工での洗掘対策

築島工施工時の洗掘対策として、下記の3案が事前に提案され、水理模型実験結果より案2を採用した。

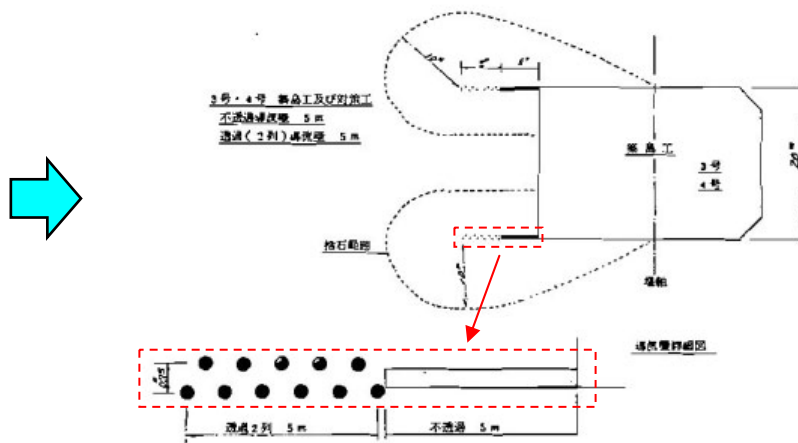
案1: 流頭部を三角形とし洗掘防護を図る案



案2: 流頭部を舟形とし、根固工により洗掘防護を図る案

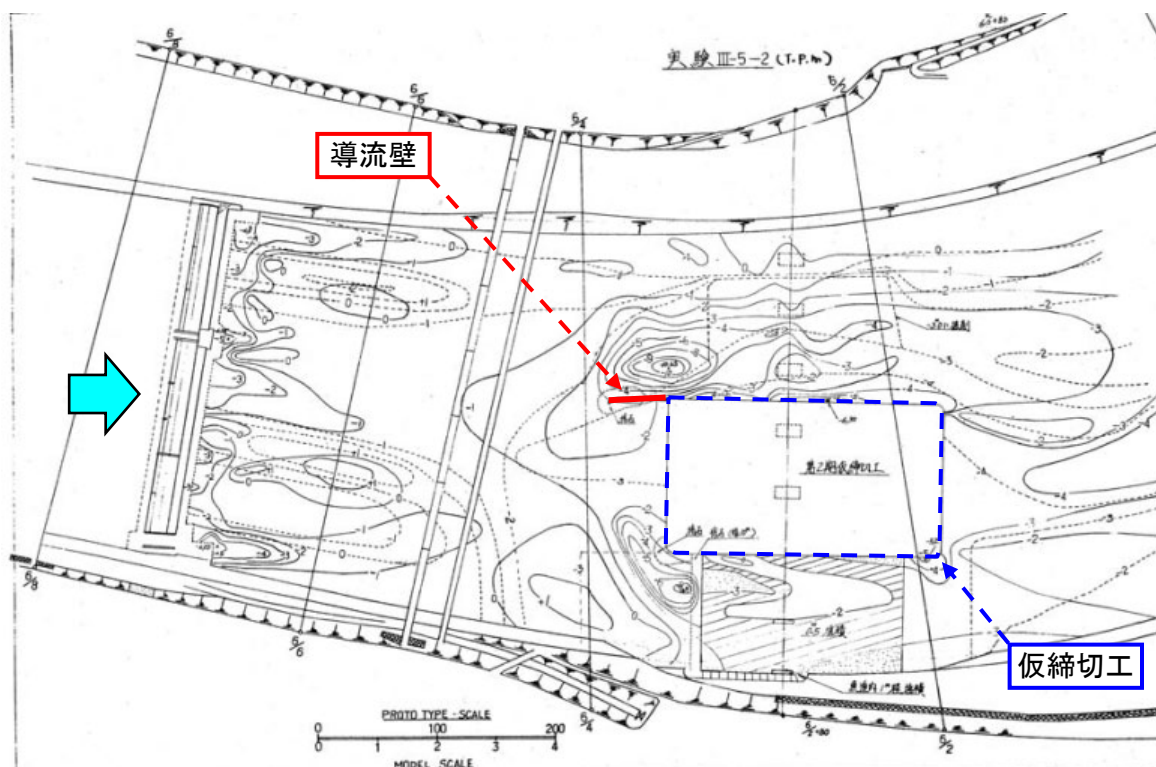


案3: 築頭部に導流壁を設置し、洗掘域の移動・洗掘軽減を図る案



2) 堰本体施工時の仮締切工での洗掘対策

堰本体の第2期施工時の仮締切工による洗掘対策として、上流側左岸部に導流壁を設置し、洗掘域を仮締切工から離し、洗掘軽減を図る案が採用された。



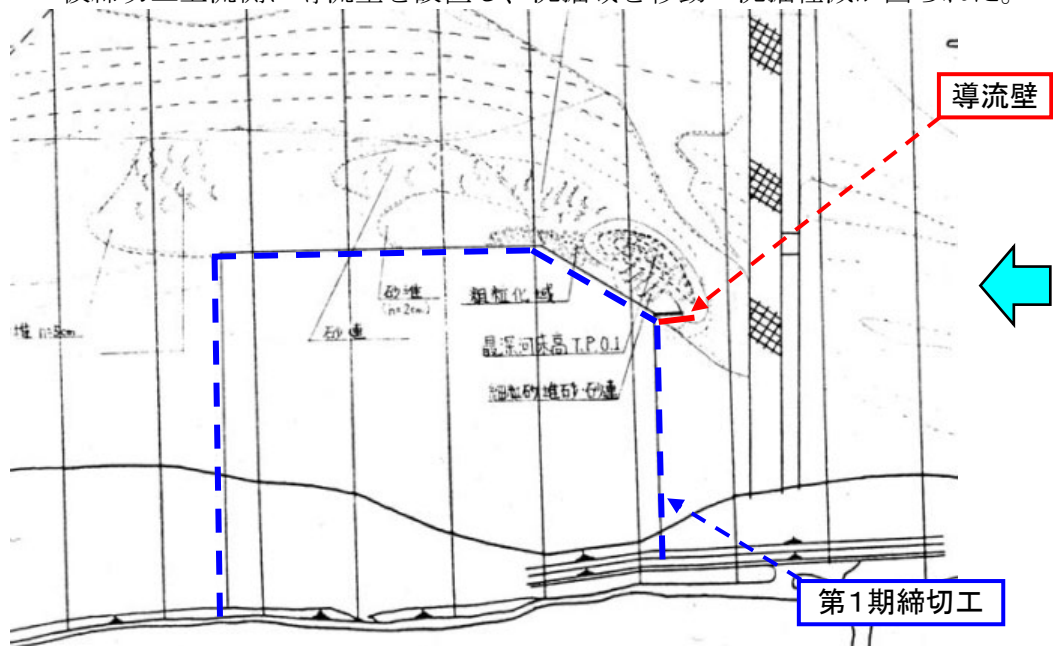
(2)相模大堰での事例

相模大堰では、左岸側より仮締切工を設置し、堰本体・門柱の施工を進めてゆく施工方法がとられた。

その際の局所洗掘対策事例を以下に記す。

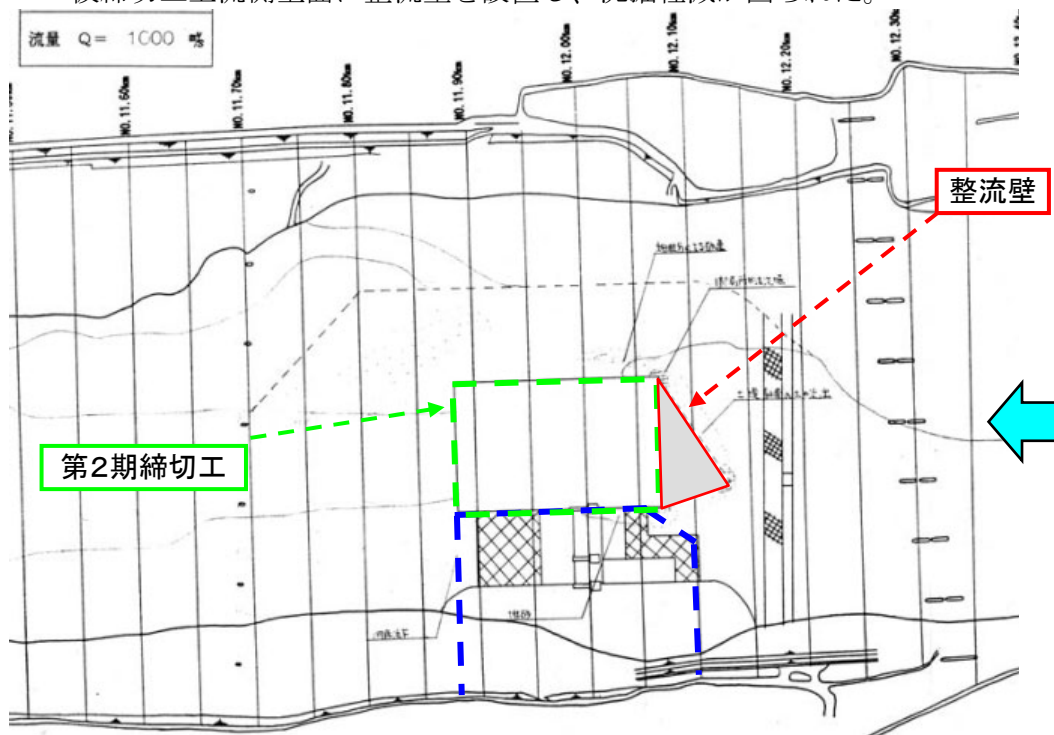
1) 第1期締切工設置時の洗掘対策

仮締切工上流側に導流壁を設置し、洗掘域を移動・洗掘軽減が図られた。



2) 第2期締切工設置時の洗掘対策

仮締切工上流側全面に整流壁を設置し、洗掘軽減が図られた。



(3) 放射 16 号線荒川横断橋での事例

都道放射 16 号線荒川横断橋は、平行する地下鉄東西線荒川橋梁の下流側に近接して、非出水期に下部工を大規模な鋼管井筒基礎により建設する計画であったため、施工期間中の鋼管井筒仮設による既設東西線橋脚への洗掘防護対策が必要となった。

仮設期間中の洗掘防護対策を移動床水理模型実験により検討し、鋼管井筒周辺の洗掘防護工として捨て石工を採用した。

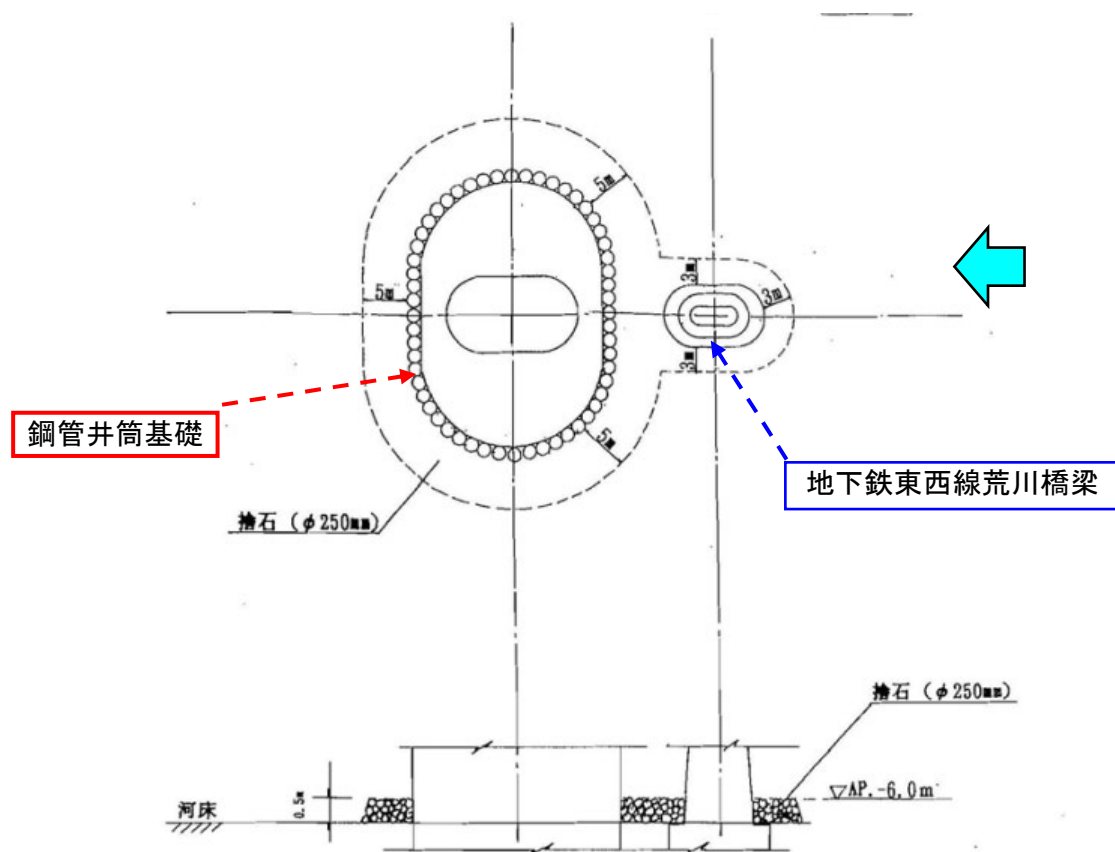
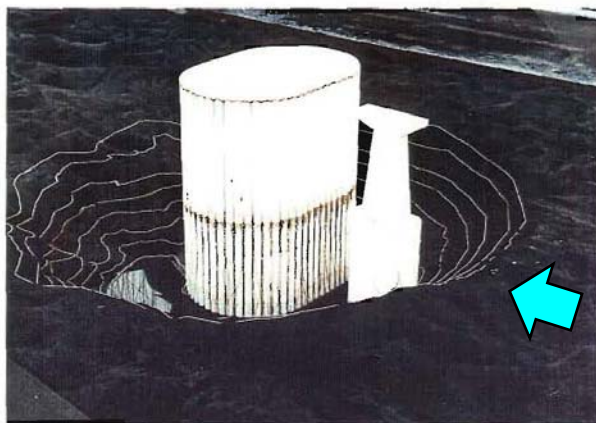


図 2-38 対策工立面図（上）及び横断面図（下）



(a) 通水後（左から）

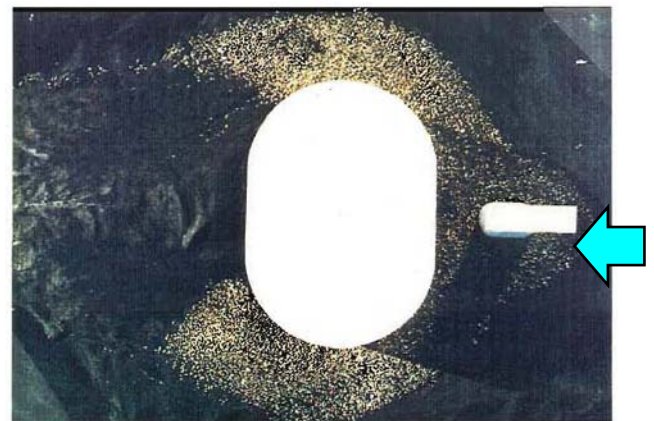
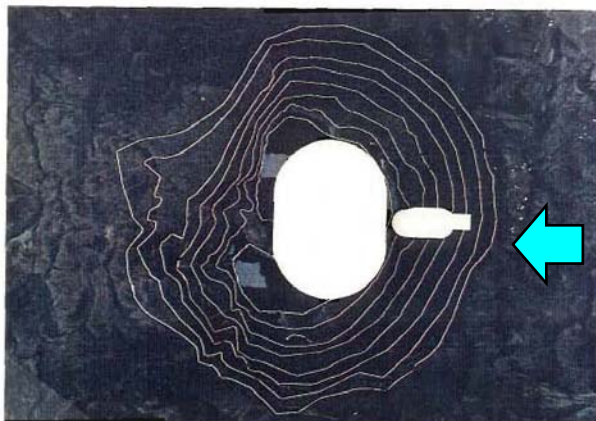


図 2-3 9 無対策時（左）及び対策時（右）の洗掘状況

4. 6 まとめ

ここまでの検討によって、橋梁の線形、橋台・橋脚の配置、工程計画、適切な防護工、仮締め切り工等が全て固まり、詳細設計を実施することができると考えられる。

これにより、橋梁設置者と河川管理者の間において、表 2-1 に示した「橋梁の標準的な協議フロー及び審査項目（案）」（平成 9 年 7 月 28 日付け事務連絡）中の「構造詳細打合せ・河川法協議」を行うこととなる。

第3章 橋梁等による水理現象とその評価手法

ここでは、橋梁や仮設工のような工作物が洪水の流下を阻害する場合に生ずる水理現象について解説する。また、このような水理現象を通して、橋梁等の工作物が水位上昇や河床等に与える影響を評価する手法について解説する。

第1節 橋脚による水理現象

1.1 水理現象の概要

図 3-1 は洪水時に橋脚周辺に生じる水理現象を示したものである。河道内に設置した橋脚により、橋脚周辺の水流を乱す渦や水面を乱す波が発生し、水位上昇や河床洗掘等の影響が生じることとなる。

橋脚設置による河道に及ぼす水理現象としては、水位上昇、下降流、馬蹄型渦、表面回転渦、橋脚側方の速い流れ、カルマン渦、橋脚後流、橋脚背面の縦渦、衝撃波、波状水面と後流に分類することができる。

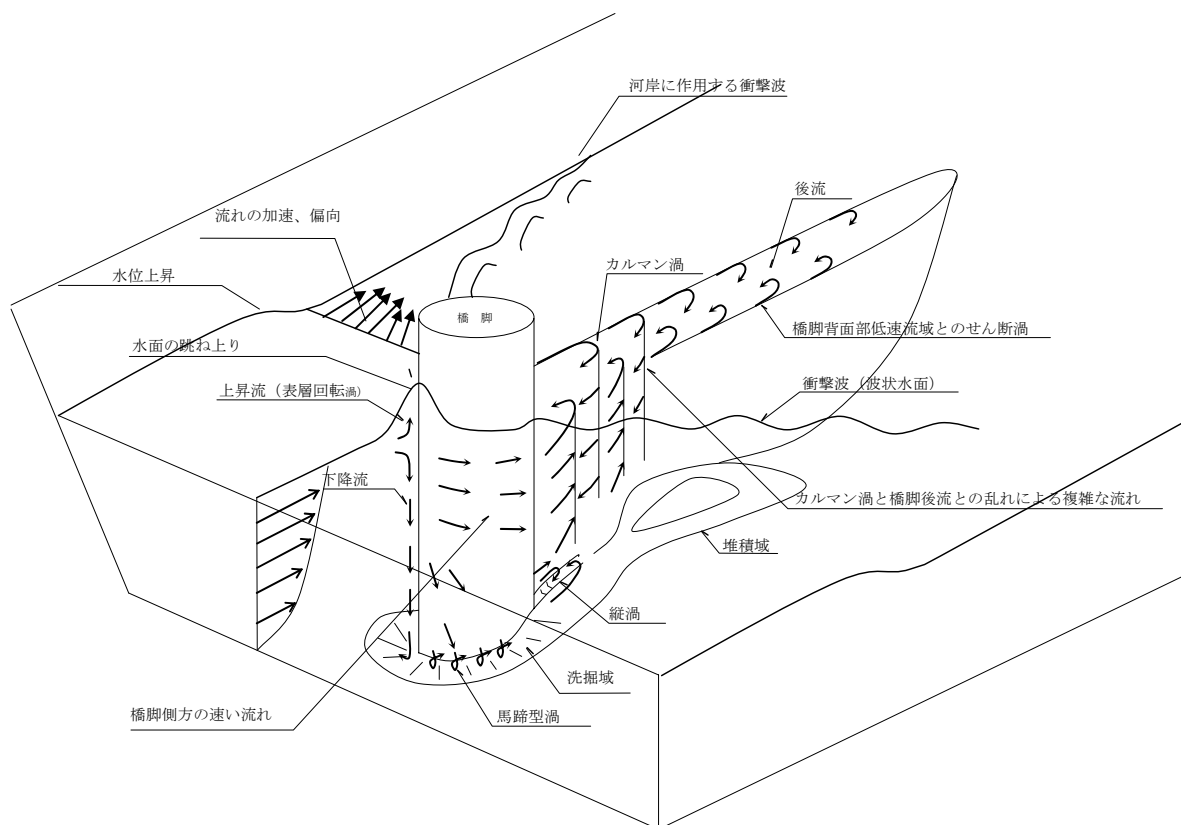


図 3-1 橋脚により生じる水理現象

1) 橋脚上流区間での水位上昇

洪水流下断面内に橋脚が存在することにより洪水流下断面が縮小し、橋脚設置断面の流下能力が減少するため、橋脚設置断面上流側で水位上昇が生じる。

2) 下降流

下降流とは橋脚に衝突した流れが橋脚下方に潜り込む流れである。下降流には橋脚前面の狭い範囲に生じる鉛直方向の下降流と橋脚側面に流下する下降流の2種類の下降流とがある。下降流の強度は橋脚前面に生じる最大洗掘に影響を及ぼしている。

3) 馬蹄型渦

橋脚前面部に生じる下降流は、橋脚底面部において馬蹄型渦と呼ばれる局所渦を生じさせる。この馬蹄型渦により橋脚前面底部においては洗掘が進行するようになるが、洗掘深が増大すると下降流による馬蹄型渦の強度は低減するようになり、洗掘深は流れの強さと橋脚の形状により定まる一定の深度で安定するようになる。

4) 水面跳ね上がり（表層回転渦）

橋脚に衝突した流れが水面上方に跳ね上がることににより生じる渦である。流れが激しい河川では、この上昇流の橋桁に達するような状況となる場合もある。流れが早い場合には渦は見られず上昇吹き上げ現象となる。

5) 橋脚側方の早い流れ

橋脚周辺部では橋脚側方への流れの集中化が生じるため、橋脚側面では流速の加速・局所的な水位の低下が生じる。また、橋脚側面においては馬蹄型渦の強度の低下により洗掘深は浅くなるため、橋脚底面から下流には洗掘形状に従った上昇流が生じるようになる。

6) カルマン渦

カルマン渦は流れの中に設置された橋脚等の構造物の背後において、流線が剥離する際に生じる左右対称型の渦であり、河川に設置される橋脚においては左右交互に発生するようになる。カルマン渦は、橋脚背面での洗掘及び堆積による上昇流が強い程乱されるようになる。

7) 橋脚後流とせん断渦

橋脚前面に生じた下降流が橋脚背面部に流下し、橋脚側面で加速された流れ

や橋脚背面で生じたカルマン渦等と複雑に流れが交錯し乱れた流れを形成する。また、橋脚背面ではカルマン渦や乱された流れのため流速の低減域が生じるようになり、その低下域と側方の流れとの間では流速差によるせん断渦が生じるようになる。橋脚後流はこのような複雑な流れにより形成された流れであり、橋脚形状や流れの状態では下流に長く影響を及ぼす。

8) 橋脚背面の縦渦

橋脚背面部では、河床底面の左右からの上昇流が交わり縦渦を形成するようになる。この縦渦により、橋脚背面部には下流方向に一筋の溝が洗掘される。

9) 衝撃波と微小振幅波

橋脚が流体中に置かれると橋脚前面部から下流に拡散するように波状水面が形成される。この波状水面を衝撃波と呼んでいる。（衝撃波は射流において生じる波状水面であるが、常流においても便宜上衝撃波と呼ぶ。）この衝撃波は一般に、乱れの例として示される場合が多いが、渦のような乱れや流速変動を伴うような乱れではなく、若干の水面振動が伝播する流れである。衝撃波は、橋脚形状と流れの状態により、波高・拡散状況は異なる。

10) 波状水面と後流

流れが速い場合、橋脚背面部では渦流を伴う大きな乱れが衝撃波のように下流に拡散する現象が見られることがある。しかし、この現象は河床面が固定床で流れが速い場合に生じる乱れであり、橋脚背面に生じる強い縦渦が下流に拡散する現象である。実河川のように河床洗掘が生じるような橋脚においてはこの乱れは小さくなり、橋脚による後流として下流に流下する。

表 3-1 橋脚により生じる水理現象についての分類

橋脚による 水理現象の分類				水理現象により生じる問題点	
				橋脚から見た場合	河道から見た場合
乱れ	渦	橋脚 前面部	表層 回転渦	・水位上昇が生じ橋面へ越波が生じるため、交通障害を生じさせる。 ・橋脚への抗力の増大させるため橋脚の安定性に問題が生じる。 （流木が欄干部に集積すること等の影響）	・現象が橋脚周辺部のため、河道に及ぼす影響はほとんどない。
			下降流	・橋脚周辺部において局所洗掘を生じさせるため、橋脚の安定性には大きく影響を及ぼす。	・低水路護岸近傍の橋脚については河岸部への洗掘域への拡大が問題となる。 ・高水敷橋脚においては橋脚周辺部に洗掘が生じる。
		馬蹄型渦	・橋脚径が大きいほどその影響は顕著に生じる。		
	橋脚 背面部	カルマン渦 せん断渦 橋脚後流	・橋脚が生じさせた渦が橋脚自身に及ぼす影響はほとんどない。 ・上下流に橋脚がある場合は下流橋脚が影響を受ける場合がある。	・直線河道等においては、橋脚後流の影響は少ないと判断される。 ・しかし、湾曲河道や複断面河道においては、橋脚下流域への流れの乱れの伝播による護岸への水衝部の変動、洗掘の拡大が生じる。	
		造波 の波	衝撃波	・衝撃波が橋脚自身に及ぼす影響はほとんどない。 ・斜橋においては衝撃波が下流橋脚に影響を及ぼす場合がある。	・衝撃波が河岸に達するような場合、河岸沿いにおいて流れの乱れが増大し、河岸、護岸の侵食の増大が懸念される。 ・流れが常流の状態では影響は少ないと思われるが、衝撃波と同様にその影響度については不明。
	微少振動波				
水位 上昇		表層回転渦による 水位上昇	・橋面への越波。（交通障害） ・橋脚への抗力の増大（橋脚の安定）	・水位上昇による越水が考えられるが、現象が橋脚前面部の局所的な現象のため、影響は少ない。	
		形状抗力による 水位上昇	・橋脚から上流部において生じる現象であり、橋脚自身には影響はない。	・橋脚形状、橋脚数、流れの偏流等により、水位上昇が生じる。規模によっては越水、破堤を生じさせる場合がある。	
流況の 変化		流速の加速	・単独橋脚の場合 ・複数橋脚の場合、橋脚の相互作用により、流速が加速され洗掘域の拡大が生じる。	・河道流速の増大による河岸、護岸の侵食が増大する。 ・縦断方向に長い橋脚や複数橋脚群による場合はその影響が顕著に生じる。 ・河岸沿いの橋脚等では単独橋脚でも洗掘域、洗掘深の増大が予想される。 ・湾曲河道、複断面河道等においては水衝部の変化等も伴う。	
		流向の変化	・橋脚周辺部洗掘域の拡大	・河道に及ぼす影響で最も影響度の大きな現象と判断される。 ・縦断方向に長い橋脚や複数橋脚群による影響は大きい。 ・流向の変化による水衝部の変化、河岸・護岸の侵食の増大が予想される。 ・河道流れの変化による流況への影響が生じる。	
流木の集積			・橋脚への抗力の増大による落橋	・河積阻害により水位上昇が生じ場合によっては越水、破堤が生じる。	
			・洗掘深の増大による橋脚の倒壊	・橋脚周辺部の河岸、護岸については洗掘、侵食の増大が生じる。	
			・橋脚周辺部の洗掘域の拡大	・上記の流況の変化水位上昇が過大に生じるため、そのような問題がより大きく生じる。	

1.2 橋脚による水位堰上げ

流体の中に橋脚等の構造物が存在すると、流水は構造物上面で局所的に堰上げるとともに、流水断面が減少することにより橋脚側方において縮流が生じる。橋脚前面では橋脚に沿った下降流が河床底面に馬蹄渦を生じさせ、側方に生じる縮流により橋脚背面部では流れが剥離し、渦や乱れが生じるようになる。橋脚は流水に対し抗力として作用する力の他に、このような複雑な橋脚周辺部の流れによるエネルギー損失により、橋脚が設置されていない場合に比べ橋脚上流部の水位が上昇するようになる。

これが橋脚による水位堰上げと呼ばれる現象である。

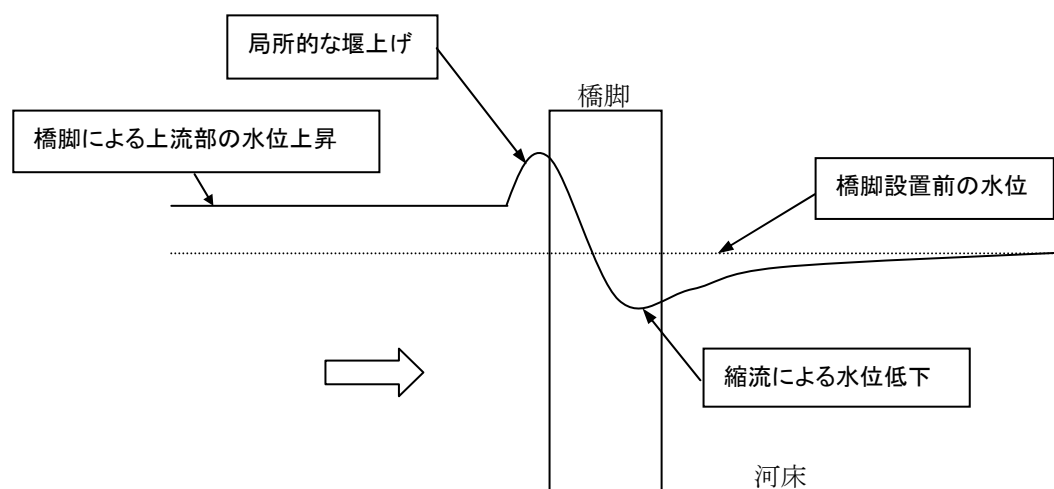


図 3-2 橋脚による水位の堰上げ

橋脚による水位の堰上げについては種々の公式が提案されており、「河川砂防技術基準（案）調査編」においては、ドビュッソン公式を用いて堰上げ量を算定するように示されている。

なお、ドビュッソン公式等の堰上げ量公式は、一般的には流れの中に橋脚が単独で存在する場合の堰上げ量より導出されている。

橋脚単独による水位の堰上げ量は小さいことから、水理模型実験より同一条件で比較を行っても堰上げ量が異なる結果となっている。これは、実験における計測の精度、実験を行った条件の差異によるものと判断される。

(1) ドビュッソン (D' Aubuisson) 公式

ドビュッソンは、堰上げは橋脚により断面が縮小されたことによる流速の変化が主な要因であるとし、堰上げ量を橋脚の上下流断面での速度水頭の差として表しており、河川砂防技術基準（案）においては同式を用いて堰上げ量を算定するように示されている。

ドビュッソン公式では、橋脚設置方向と橋脚形状の影響を図 3-3 に示す見かけの橋脚幅 t （洪水流向に対する実質の橋脚幅）と形状係数 C により表現している。見かけの橋脚幅 t はもちろんのこと、形状係数 C が堰上げ量に及ぼす影響は大きい（角柱型と小判型では 2 倍程度堰上げ量が異なる）ことから、堰上げ量算定の際にはこれらに十分注意を払う必要がある。

$$\Delta h = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h)^2} - \frac{1}{b_1^2 H_1^2} \right\}$$

Δh ：橋脚による堰上げ高

Q ：流 量

C ：ピアの平面形状によって定まる定数

b_1 ：ピア上流側の水路幅

b_2 ：($b_2 = b_1 - \sum t$) 全水路幅から、ピア幅の総計を控除した幅

t ：ピア 1 基の幅

H_1 ：ピア上流側の水深

数式 3-1 ドビュッソンによる堰上げ公式

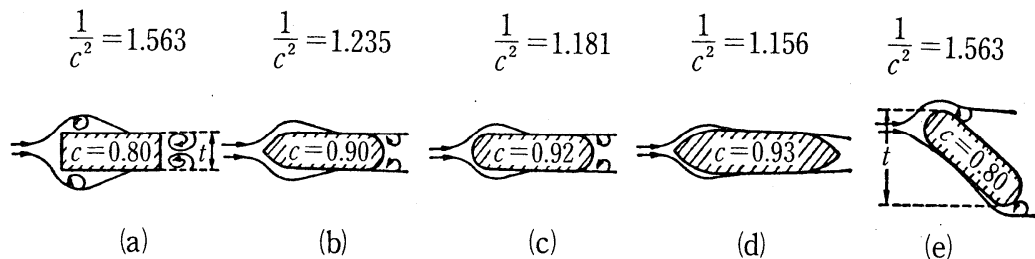


図 3-3 橋脚の形状と C の値（参考値）

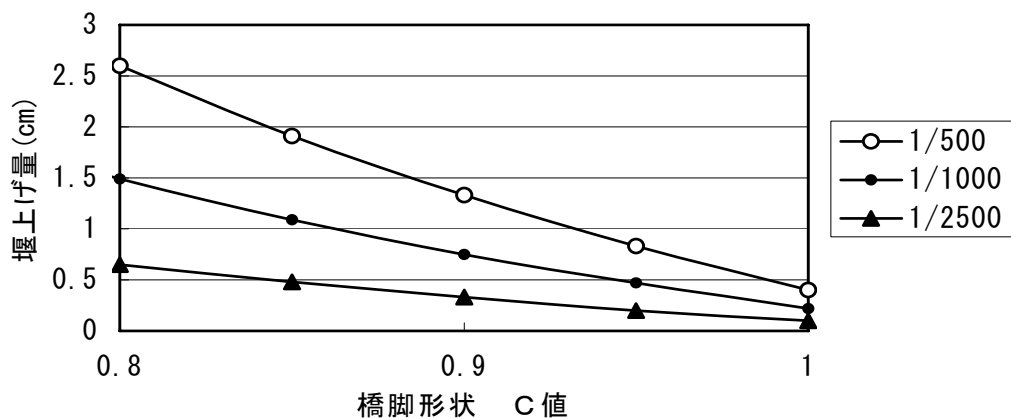


図 3-4 形状定数 C と堰上げ量の関係の一例（水理模型実験結果より）

1.3 橋脚による局所洗掘

橋脚周辺の流れは、橋脚前面で左右に分かれる流れと、前面で鉛直下方に橋脚に沿う下降流とに大別される。

左右に分かれた流れは、橋脚壁面に沿った湾曲流となり、橋脚側面で局所的な流れの集中が生じる。

一方、橋脚前面での下降流は河床に衝突し、河床砂礫を巻き上げる回転渦を発生する。この渦によって巻き上げられた土砂は、左右に分かれる流れにのって橋脚後方に運ばれる。一般に、同一水理量ならば橋脚幅の厚いほど流れが集中、すなわち流速が大きくなり橋脚最前縁から側部にかけての河床材料を掃流する。

これらの現象や最大洗掘位置は橋脚の規模及び形状、水理量ならびに河床材料等の特性に支配される。洗掘機構の異なる二つの作用によって生じた洗掘口は、洗掘深の増加に伴い橋脚の平面形状とほぼ相似な形状となる。平衡状態に達した洗掘口ののり面勾配は河床材料の水中安息角とほぼ同一となり、最深部が帯状に橋脚側面に沿って伸び、その深さは次第に浅くなる。掃流力の低下する橋脚下流部では一般に洗掘されることはまれで、上流で洗掘された土砂を後流領域では堆積する。

1.3.1 橋脚による局所洗掘の分類

局所洗掘は洗掘される領域からの流出土砂量 Q_{so} とその領域への流入土砂量 Q_{si} のアンバランスから生じる現象であって、 $Q_{so}=Q_{si}$ となるように洗掘深形状が変化していく。 Q_{so} と Q_{si} との関係から局所洗掘は次の3つに分類される。

(a) $Q_{so}=Q_{si}=0$: No scour (固定床)

(b) $Q_{so}>Q_{si}=0$: Clear water scour (静的平衡洗掘)

(c) $Q_{so}>Q_{si}>0$: Scour with continuous sediment motion (動的平衡洗掘)

ここに(a)は洗掘の起こらない場合である。(b)は限界掃流力以下の流れで、河道内の河床が移動していない場合に橋脚周りにのみ起こる洗掘で、(c)は限界掃流力を越える流れの場で起こる洗掘を指す。静的平衡洗掘状態では最終洗掘深に達するのに長時間を要するが、動的平衡洗掘状態では短時間のうちに平衡洗掘深に達し、河床波の影響を受けて洗掘深は変動する。

1.3.2 局所洗掘深の評価方法

橋脚周辺の局所洗掘の推定式は過去に数多く提案されているが、それらの大半は導出に用いた水理模型実験の実験条件に依存するところが多く、実河川ではあまり用いられていない。

我が国の実河川での橋脚周辺の洗掘量は、建設省土木研究所の推定式を用いることが一般的である。また鉄道橋においては、国鉄式を用いて評価することもある。

建設省土木研究所の推定式を用いた洗掘深算定の流れは図 3-5 のとおりである。なお、国鉄式を用いる場合については、 $Z/D=1.6$ として、以下同様の手順で行うものとする。

1. 検討対象となる平均水深 h_0 、橋脚幅 D 、河床材料平均粒径 d_m 、フルード数 Fr より図 3-6 から無次元洗掘深 Z/D を算出する。
2. 算出した Z/D に対し、洪水流向のズレや近接橋脚による補正を行い、最終的に橋脚周辺の洗掘深を求める。

表 3-2 洗掘深推定比較表

	推定式	特徴
土研式 (1982)	$\frac{Z}{D} = f\left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, Fr\right)$	既往の約 300 に及ぶ事例を基に作成された洗掘深推定図を用い、水深 h_0 、橋脚幅 D 、河床材料平均粒径 d_m 、フルード数 Fr により評価するものである。
国鉄式 (年代不明)	$Z/D = 1.6$	既往被災実績での橋脚の根入れ長と橋脚幅の関係から導出されたものである。 h_0/D が大きな範囲ではほぼ妥当な値を与えるが、下記の場合、注意が必要。 ・水深粒径比の小さい扇状地河川：洗掘深を過小評価となる可能性がある。 ・ h_0/D の小さな範囲：洗掘深は過大な値となる。

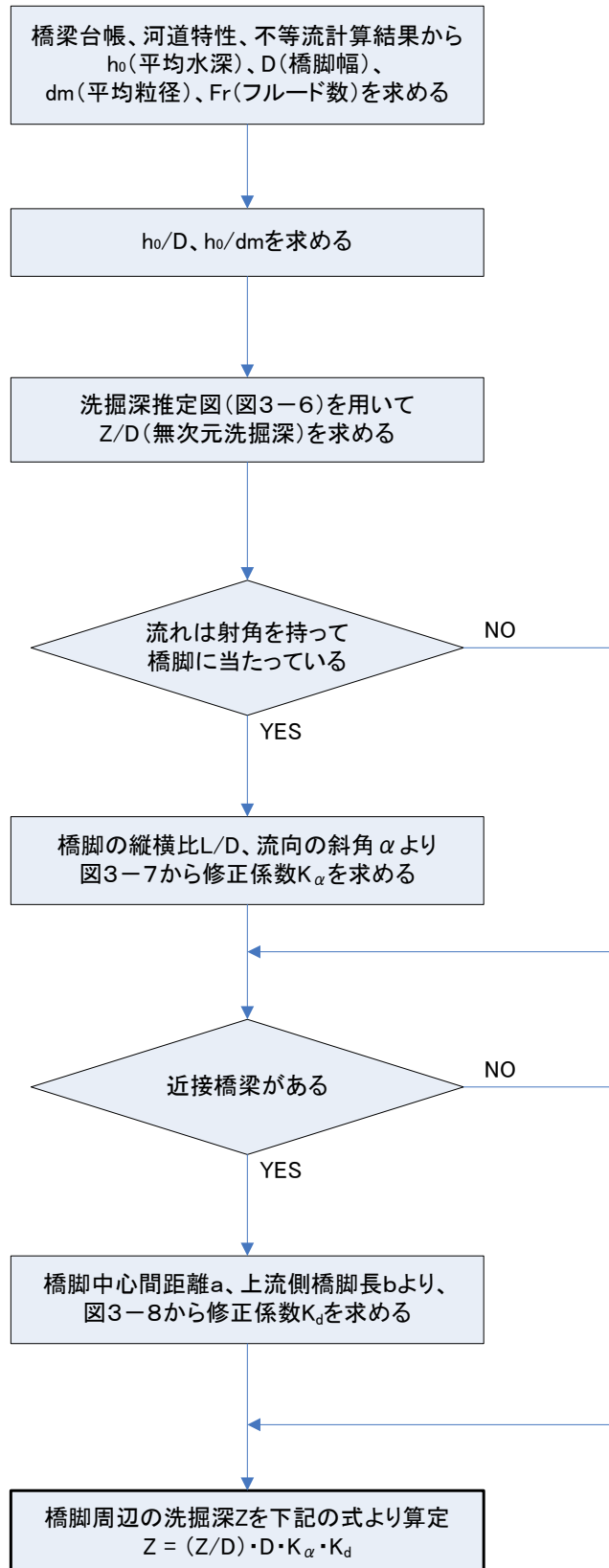


図 3-5 洗掘計算手順

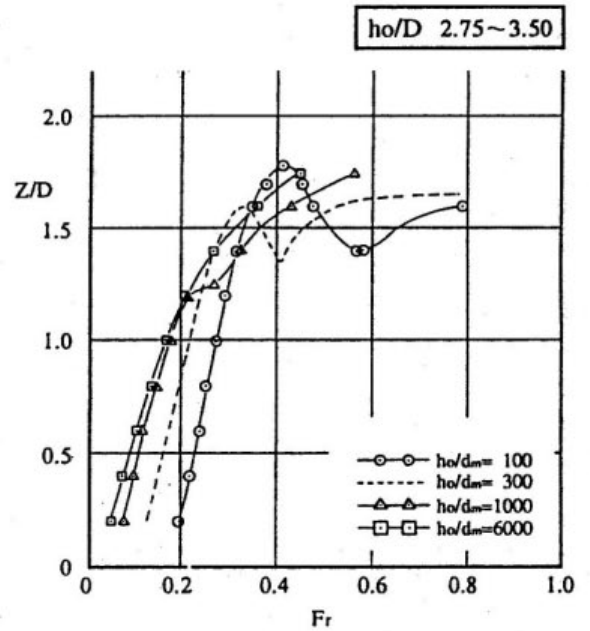
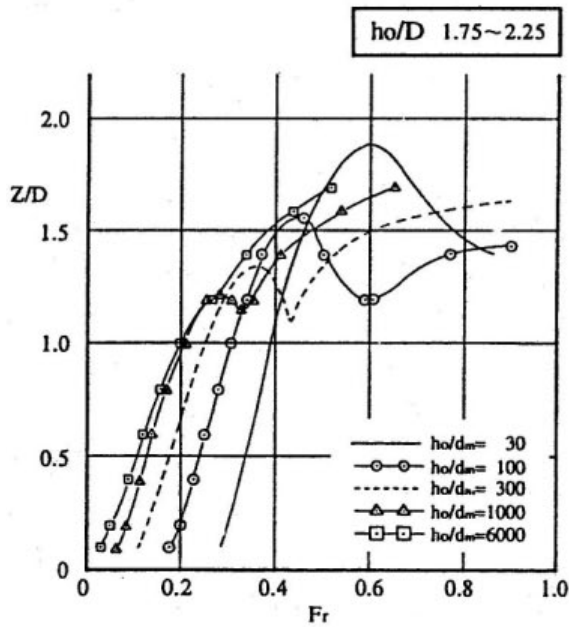
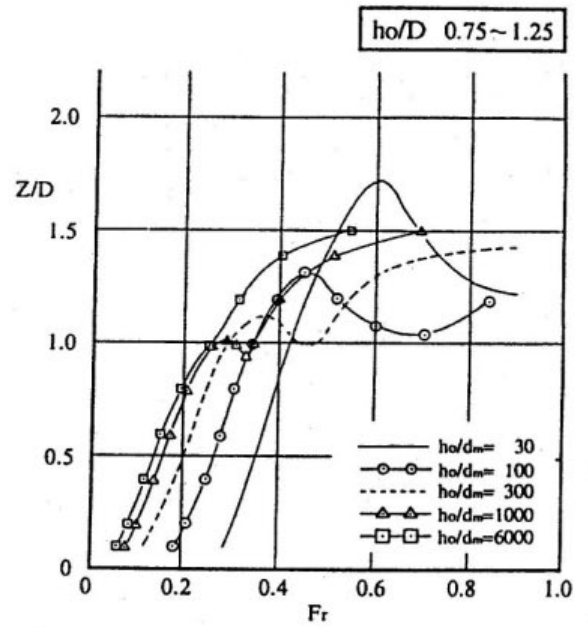
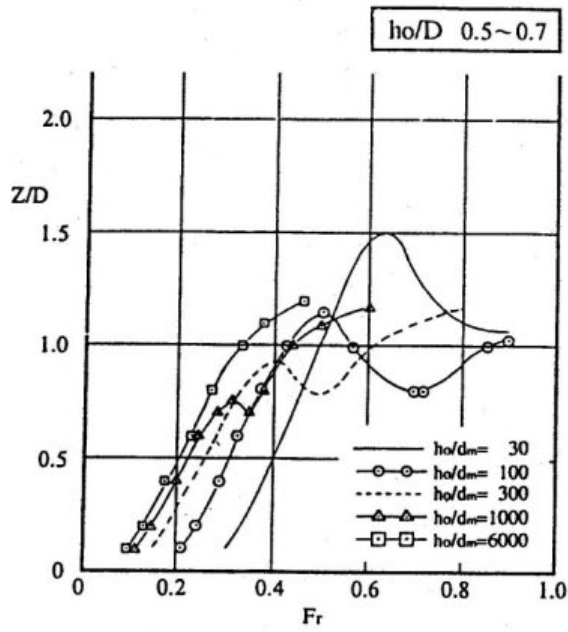


図 3-6 洗掘深推定図

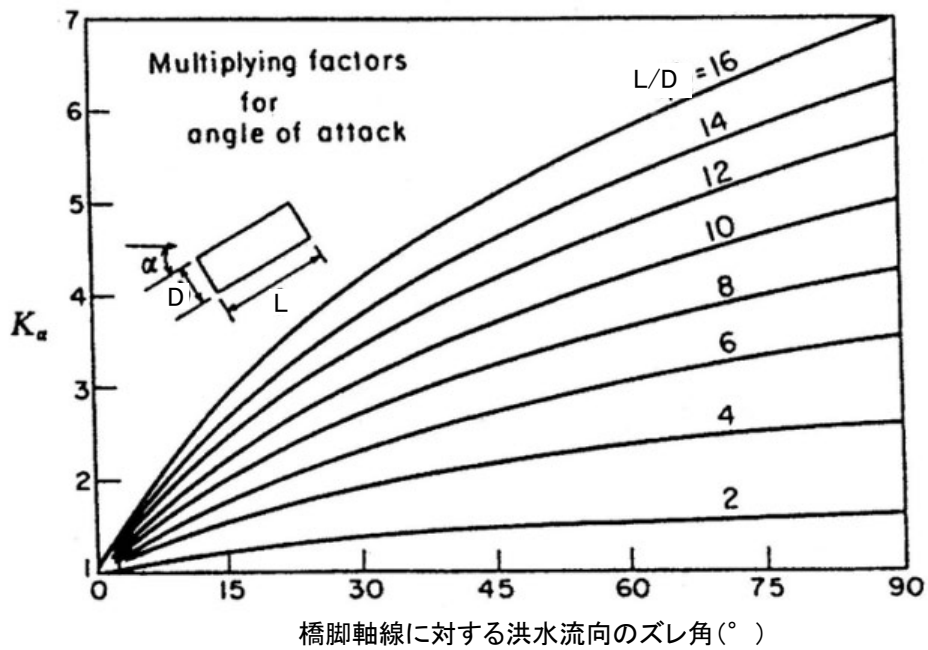


図 3-7 流れの向きによる修正係数 K_α

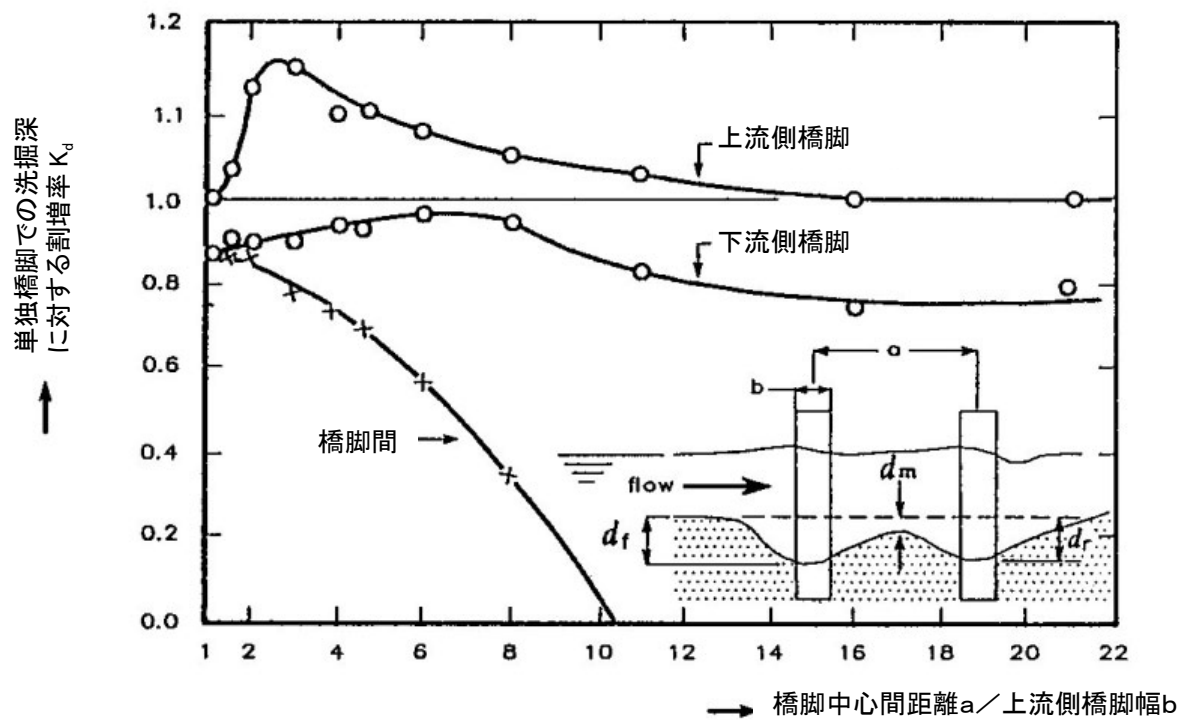


図 3-8 近接橋脚による修正係数 K_d

1.3.3 洗掘範囲の評価

橋脚周辺での洗掘範囲Rは、「土研資料 橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討」を参考に、表 3-2に示した土研式より求まる最大洗掘深Zと、図 3-9に示される水中安息角 θ の平均値を用い、 $R=Z/\tan\theta$ により算出する。（R：洗掘範囲、Z：最大洗掘深、 θ ：水中安息角）

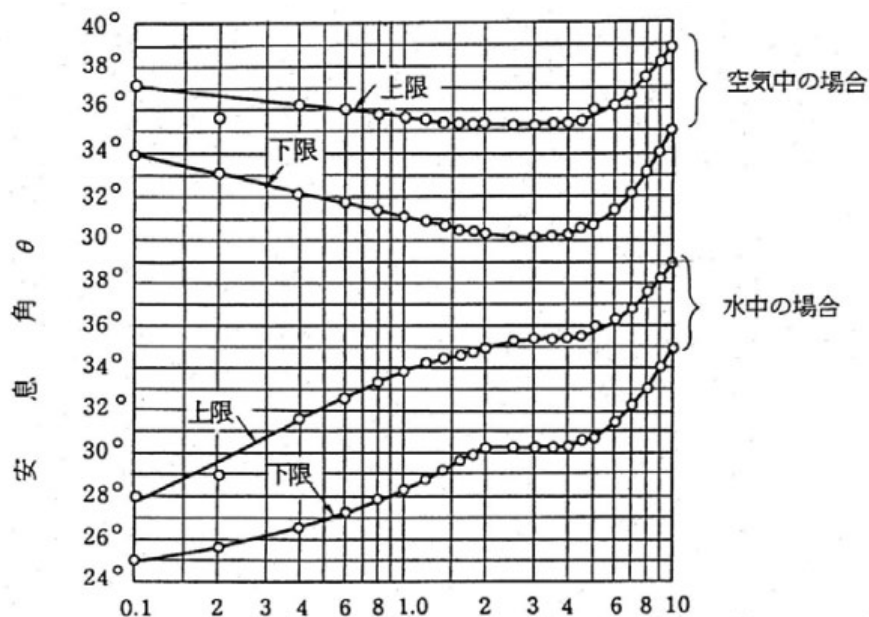


図 3-9 安息角 θ と平均粒径の関係

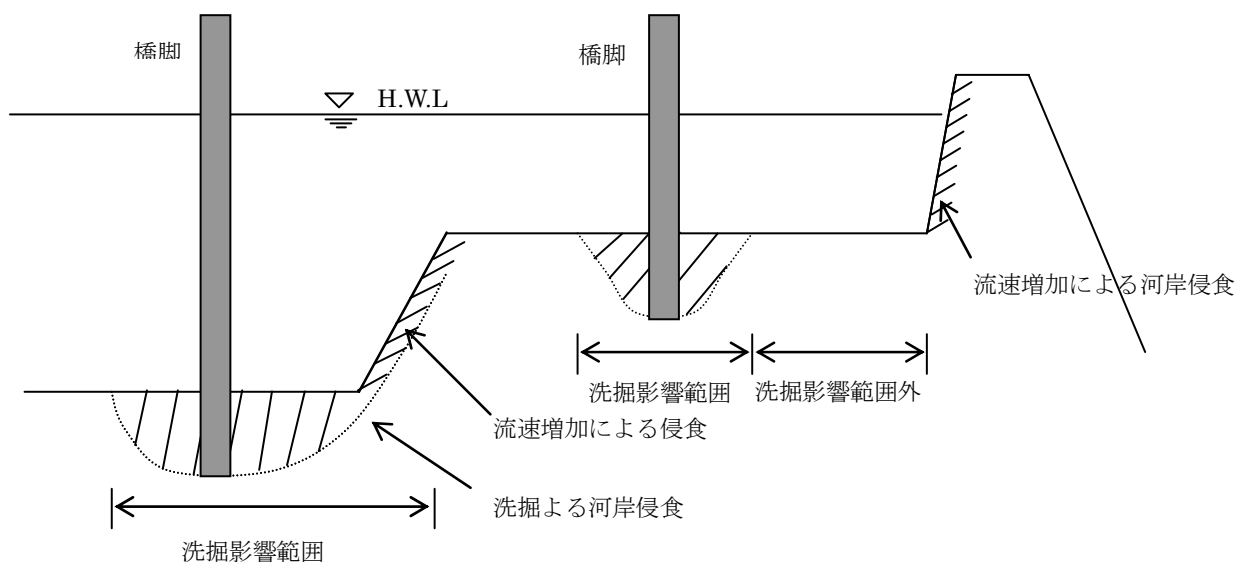


図 3-10 橋脚周辺の洗掘現象イメージ図

第2節 橋梁等による影響の評価手法

2.1 水理現象把握手法の概要

橋梁・仮設工による流況・流速及び河床洗掘等の影響を正しく評価するためには、河道内に生じる実現象を精度良く表現する必要がある。

河道内の水理現象を表現する手法としては、数値解析手法（数値シミュレーション）や水理模型実験が挙げられる。

本章では各手法の概要を示し、使用にあたっての留意事項等を示し、現象を解析する場合の適切な手法選定の基礎資料として示すものである。

なお、具体的な手法の選定は、P24に示した表 2-10を参考に判断すること。

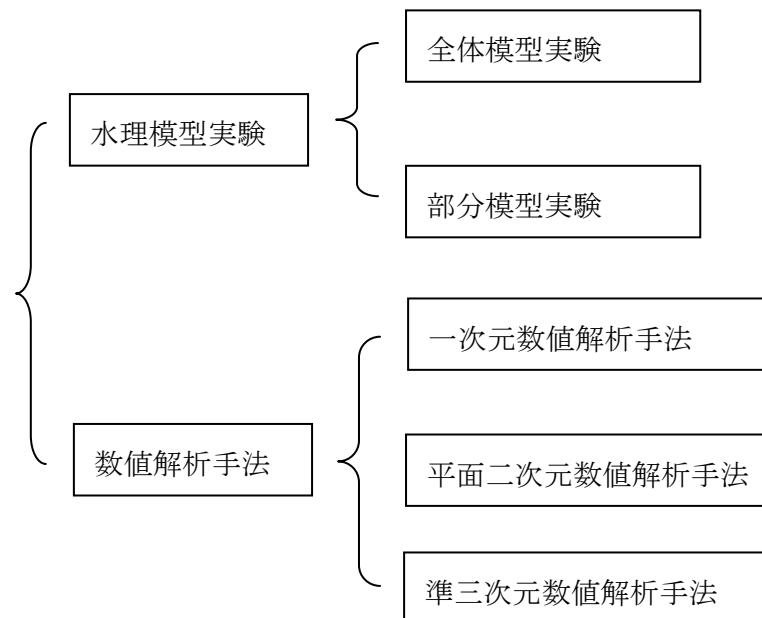


図 3-1 1 河道内水理現象把握手法の体系

各手法の一般的な選定方針を以降に記す。

2.1.1 水理模型実験

河道と橋脚の相互作用による影響や、近接橋脚や複合橋脚、大規模橋脚等の洗掘現象と必要な対策工の規模、範囲や対策効果等を定量的に把握することが可能な手法である。

湾曲部や合流部等の複雑な河道形状区間や、構造物が近接する場合等の水理現象検討に利用され、河道改修による橋脚の安定性等、多面的な検討が可能である。

実験手法としては、全体模型実験と部分模型実験がある。

(1) 全体模型実験

全体模型実験では、河道の縦横断形状や構造物の配置状況を含めて模型を作成するため、河道全体の土砂の移動や流況を再現できる。ただし、模型縮尺による相似性を満足するために大規模な模型が必要となる場合には、模型製作に費用・時間を要する。

(2) 部分模型実験

部分模型実験は、橋脚周辺の流向や河床変動状況が事前に把握可能な場合に、橋脚周辺のみを抽出し、橋脚による影響のみを把握する手法である。

水理模型実験では、洗掘現象の詳細な検討が可能であるが、流速・流向については実験の再現性や観測精度の問題から詳細な比較検討が困難となる場合がある。

2. 1. 2 数値解析手法

(1) 1次元数値計算

架橋地点が比較的直線的な河道状況で、流れが蛇行したりしておらず、かつ橋脚への流向が机上検討で判断可能な河道において、断面平均水位の縦断形を把握する際に用いられる手法である。

本手法で得られた水理量により、第3章の1.2および1.3に示した手法により橋脚による水位堰上げ量や橋脚廻りの局所洗掘深が算定可能だが、着目する橋脚が近接橋脚や複合橋脚（隔壁等で結合した橋脚等）の場合や橋脚形状が円柱型、小判型等の一般的な形状以外の場合には、前述の局所洗掘量推定式、水位堰上げ公式の精度の問題から、適切な解を得られない可能性がある。

(2) 平面2次元、準3次元数値解析

架橋地点の河道形状が湾曲部や支川合流部、急拡・急縮部等、直線的でなく河道内の流速分布が偏るため橋脚に作用する流速を断面平均流速で表現することが困難と想定される場合や、橋脚への洪水流向の予測が困難な場合に用いられる手法である。

平面流速分布により、橋脚を迂回する流速の加速域、減速域等、低水河岸・堤防に及ぼす影響を把握することが可能である。

橋脚に作用する流速や流向の把握は可能であるが、橋脚周辺の局所洗掘や対策工に対する洗掘範囲・規模等、橋脚周辺の流れの静水圧分布を仮定できない場での評価を行うことは困難である。

表 3-3 水理検討手法一覧

分類	検討手法	手法の概要	手法の特色	手法の問題点	適用範囲	検討に必要なデータ
水理計算・ 数値解析	一次元 (準二次元) 水理計算	- 不等流計算により流速・水位等の水理量を求め、既往の洗掘式、水位上昇式を用いて橋脚の設置に対する影響について検討する手法。 - 洗掘深 --- 最大洗掘深推定図(図 3-6)等により推定 - 水位上昇 --- ドビュッソン公式等	- 洗掘深、水位上昇量等を簡単に算定することが可能。 - ただし、検討対象となる場の水理条件が、既往の洗掘深・水位上昇量の公式・実験等の算定条件と異なる場合には評価が困難となる。	- 既往の洗掘深・水位上昇量の公式・実験等の算定条件と異なる場合には評価が困難となる。 - 特殊な橋脚形状、近接橋梁、複合橋脚等の洗掘深の算定はできない。 - 河道形状が湾曲部、分合流部に位置する場合や河道断面形が一樣でない場合は流速・流向の算定ができない。 - 橋脚が河川に及ぼす影響等についての検討は困難。	河道形状が直線的で、水理的に一樣な流れと考えられる区間	- 横断測量データ (200m ピッチ程度) - 河床材料粒径 dm
	二次元 数値解析	- 橋脚を含む河道範囲について平面分割を行い、平面2次元流解析モデルにより水位、流速について解析を行う手法。水深方向の流速は一樣流速として算定。 - 洗掘深、水位上昇量については既往算定式を用いて検討する手法。 - 洗掘深 --- 最大洗掘深推定図 (建設省土木研究所資料 3225 号) - 水位上昇 --- 抗力係数による方法	- 流れの平面分布を解析することが可能で、流向が変化する様な箇所に設置する橋脚に作用する流速、流向を算定することが可能。 1次元的な水理検討に比べ河道形状を考慮した流速、流向を算定することが可能。 - 橋脚による水位上昇の平面的な広がりを把握することが可能。	- 洗掘深の算定は流速、水深データを元に既往資料から算定することになるため、特殊な橋脚形状、近接橋梁、複合橋脚等の洗掘深の算定はできない。 2次流が卓越するような流れの場に対する検討には不適。	河道形状が平面的に複雑な区間(分合流部)や橋脚が近接するような流れ場(直線的な河道でも可)	- 横断測量データ (最低 200m ピッチ、河道線形にもよるが、50m ピッチ程度あれば精度良く地形を表現可能) - 河床材料粒径 dm
	準三次元 数値解析	- 検討対象範囲について平面分割を行い、河川の流況について数値解析を行うが、3次元的な流れについて解析する手法。 - 洗掘深、水位上昇量については既往算定式を用いて検討する手法。 - 洗掘深 --- 最大洗掘深推定図 (建設省土木研究所資料 3225 号) - 水位上昇 --- 抗力係数による方法	- 湾曲部、分合流部のように2次流等が洗掘に影響を及ぼす様な地点において、流向・流速等を算定することが可能。 - 橋脚による河川の流速場への平面的な影響等を把握することが可能。 - 表面の流れと河床の流向の変化等を解析することが可能。 - 橋脚による水位上昇の平面的な広がりを把握することが可能。	- 洗掘深の算定は流速、水深データを元に既往資料から算定することになるため、特殊な橋脚形状、近接橋梁、複合橋脚等の洗掘深の算定はできない。 - 洗掘等に対する対策工の規模、範囲等の検討はできない。	河道湾曲部のような横断方向の渦(二次流)が発生しやすい場に適用可能(平面的に複雑な区間(分合流部)や橋脚が近接するような流れ場、直線的な河道でも可)	
水理 模型実験	全体 模型実験	- 橋脚設置地点を含む河川対象範囲を縮小模型にて再現し、水理実験により河川流況、橋脚周辺部の洗掘、対策工等について検討する手法。 - 水位上昇、流速等を計測する固定床実験と橋脚による洗掘深等を計測する移動床実験に分類される。 - 移動床実験では相似性の確保や模型規模の縮小化のため歪模型等が用いられる場合がある。歪模型においては、計測値の現況値への適用等に注意が必要である。	- 河道全体の流れが橋脚に及ぼす影響や橋脚が河道に及ぼす影響等、河川と橋脚の全体的な検討が可能。 - 移動床模型においては複雑な橋脚形状に対する洗掘深等の算定が可能。 - 洗掘等に対する対策工の規模、範囲等の検討が可能。	- 河道全体を模型で再現するが、相似性の確保のため大規模な模型が必要で、経費・工期が必要。 - 相似則を満足させるために大型の模型が必要となる場合がある。また、河床材料によっては相似性が確保されない場合もある。	河道内の水理現象の大半について表現が可能。(相似則が確保できる領域では)	- 横断測量データ (最低 200m ピッチ、河道線形にもよるが、50m ピッチ程度あれば精度良く地形を表現可能) - 河床材料粒径 dm
	部分 模型実験	- 対象橋脚を抽出して取り出し、縮小模型にて再現し、水理模型実験により橋脚周辺部の洗掘状況、対策工法等について検討する手法。 - 洗掘深、水位上昇量等については計測値により算定。 - 通常は部分模型実験を行う場合は、流速等の条件は数値解析により算定し、与えることが多い。	- 抽出模型のため実験規模は小さくすることが可能。 - 複雑な橋脚形状に対する洗掘深等の算定が可能。 - 洗掘等に対する対策工の規模、範囲等の検討が可能。	河道全体の流れが橋脚に及ぼす影響や橋脚が河道に及ぼす影響等、河川と橋脚の全体的な検討はできない。	対象とする橋脚周辺の洗掘量の評価に適用可能	- 河床材料粒径 dm - 現地河川での洪水時の水理量諸元

2.2 水理模型実験による方法

2.2.1 水理模型実験の意義・目的

模型において生じる流れを観察することで、洪水時の水の流れや水位の状況、河床の変動状況等を立体的に実際に目で確かめ、各種の条件に応じた変化の応答をその場で知り、複雑な三次元的な現象に関する理解を深め、容易に工学的な応用に役立てることができる。という点で模型実験は大きな意義を持っている。

2.2.2 水理模型実験の特質

河道の水理現象を把握するのに用いられる水理実験模型は水の粘性による影響が生じないように縮尺・河床材料が決められるため、フルード則により相似性が確保されている。そのため、相似則を満足する模型を用いた水理実験をもちいることで、種々の要素から成りたっている洪水等の自然現象を比較的正確かつ容易に知りうるができる有力な手段としてその役割を果たしている。

水理模型実験は下記のような特質を有していると考えられる。

- ① 解析的あるいは数値的な解が得難い場合でも实际的に解き得る。
- ② 複雑な河道形状や微地形・構造物配置等の境界条件を比較的容易に模型作成が可能である。
- ③ 多数のケースを比較的容易に検討可能であり、計画規模洪水等の既往経験のない洪水の予測も可能である。
- ④ 実際の洪水時に計測困難な流速等について、安全、容易な計測が可能である。
- ⑤ 施設形状や対策工形状を直接的に検討することが可能である。特に橋脚周辺の洗掘現象の予測のように流れが非静水圧で3次元である場合や、河床変動を伴うような場合には、数値解析と比較して検討時間が少なくて済む。
- ⑥ 高度の数学的あるいは数値解析技術を必要としない。全ての技術者にその能力と技術経験に応じた情報を提供するという近づきやすい利点がある。
- ⑦ 場合によっては模型が当該地域の住民に解放され、河川工事、河川計画の理解を助ける材料となり得る。複雑な物理現象についても素人にもわかりやすく表現可能である。
- ⑧ 模型での流れ、河床変動を観察することにより新たな問題の発見にもつながる。

2.2.3 水理模型実験の種類

水理模型実験では、実験模型・実験手法により分類すると下記のような要素により分類することができる。実験計画では、対象とする現象に着目し、再現性、実験精度、実験経費を考慮して対象模型を組み合わせて選定することになる。

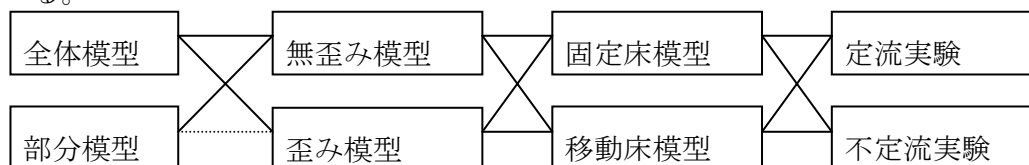


図 3-1 2 模型実験の種類

2.2.4 水理模型実験の実験模型と実験手法の組み合わせ

(1) 全体模型と部分模型

対象とする区間全体を模型で再現し、河道内部で生じている現象を把握する全体模型と、対象とする現象を抽出しその流れを再現する区間のみを実験対象とする部分模型がある。

(2) 固定床実験と移動床実験

模型の河床を砂や礫で構成し、流れによって変化する河床状態を再現し、洗掘・堆積現象を把握する実験が移動床実験である。移動床材料には比重が実河川と同じ自然砂を用いる場合と比重が一般的な砂より軽い軽量材料を用いる場合がある。

河床がコンクリート等で築造され、流れにより変化しないものと考えて水理量の状態を知る目的で行う実験が固定床実験である。模型と実物の間で粗度を容易に調整できるのは固定床実験であるが、河床変動が無視し得るほど小さい、検討する対象に河床の変化が含まれないことが前提条件である。

(3) 歪み模型と無歪み模型

模型の水平縮尺と鉛直縮尺を変えたり、移動床模型に用いる河床材料として軽量河床材料を用いたりすることがある。これを歪み模型という。歪み模型を用いる要因は下記のような条件による場合が多い。

- ① 模型での水深を確保すると模型規模が大きくなること等から平面縮尺と鉛直縮尺を歪ませる場合。
- ② 移動床実験において現地の河床材料が小さく、河床変動の相似性を確保するため実験材料の比重を歪ませ軽量河床材料を用いる場合。
- ③ 移動床実験において、河床変動の相似性を確保する場合に水平縮尺と鉛直縮尺を歪ませる場合。

歪み模型を用いた場合、橋脚による洗掘深、洗掘範囲や橋脚による影響範囲等の実験結果については、歪み度を考慮した実験結果の補正が必要である。

(4) 定流実験と不定流実験

一般に実際の洪水流は時間共に水位・流量が変化する不定流であるが、水位・流量の時間変化の小さな現象を対象とする場合には、擬似的に定常流と見なして実験することができ、これを定流実験という。

一方、水位・流量の時間変化が大きく、流量波形や水位波形を考慮する必要がある場合は、上流端流量を時間毎に変化させて実験する。これを不定流実験という。

表 3-4 実験の具体例と分類

項 目	検 討 内 容	実験種別	
		固定床	移動床
河道の縦横断面計画	- 河道の縦横断面形状，低水路法線形，構造物の配置，段階施工 - 流下能力 - 河床変動，水衝部等の対策効果	△ ○ ×	○ ○ ○
分 流	- 平面，縦横断面形状，低水路法線形，流量配分 - 堰，水門の構造配置，水門操作方法 - 河床変動，水衝部等の対策効果	△ ○ ×	○ △ ○
合 流	- 平面，縦横断面形状，低水路法線形，背割堤，導流堤の配置 - 河床変動，水衝部等の対策効果	△ ×	○ ○
河口処理	- 河口水位，流下能力 - 波浪侵入 - 河口砂州形成，砂州フラッシュ機構	△ ○ ×	○ ○ ○
堰・水門	- 流出量，流量係数 - 操作方法 - 位置，堰軸，仮締切工，護床工の長さ - 河床変動，局所先掘と対策	○ ○ △ ×	△ ○ ○ ○
橋 脚	- 配置，水位，流下能力 - 河床変動，局所洗掘と対策	△ ×	○ ○
床 止 め	- 配置，形状 - 護床工，局所洗掘と対策	△ ×	○ ○
調 節 池	越流堤の配置形状，越流係数，越流量	○	
氾 濫 流	水位，侵水状況	○	
密 度 流	塩水くさびの侵入，取水限界，水門の塩水侵入防止，堰の効果，淡水化	○	

※ここに○：適しているもの（または最終的な検討で実施されるもの）

△：概略の検討が可能（特定の水利諸量の把握が可能）

×：適していないもの

注） 河川水利模型実験の手引（土木研究所資料 2803 号、土木研究所河川研究室）より参照

2.2.5 橋脚に関する模型実験

橋脚に関する模型実験の組み合わせについて検討対象、問題点を整理すると下記のとおりである。

水理模型実験の実施例を次ページに示す。

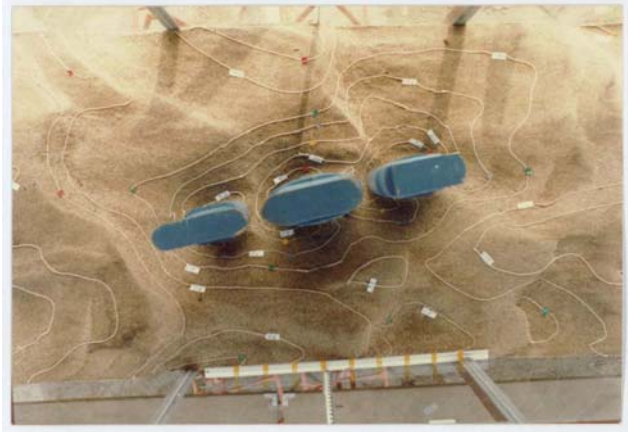
表 3-5 橋脚に関する実験の組み合わせ

模型条件			検討対象	問題点
固定床模型	全体模型	模型 無歪み	・ 橋脚配置による水位上昇、河岸への影響範囲等について把握を行う場合に用いられる。	・ 縮尺が小さいと橋脚による水位上昇や流速の増加範囲を詳細に比較することが困難。
		模型 歪み	・ 河道部の水深を確保しようとする場合、平面規模が大きくなる場合に水平・鉛直縮尺を歪ませる場合に用いられる。 ・ 橋脚が連続する等、橋脚による複雑な流れが問題となる場合に用いられる。	・ 現時点では数値解析による水位、流速の解析が多く用いられる。
	部分模型	模型 無歪み	・ 橋脚形状による複雑な流れ、水位上昇への影響等を把握する場合に用いられる。 ・ 基礎実験として用いられることが多い。	・ 橋脚に作用する外力(水深、流速、流向)については、別途平面流数値解析等により算定することが必要。
移動床模型	全体模型	模型 無歪み	・ 橋脚による洗掘等が河道全体、河岸に及ぼす影響等を把握する場合に用いられる。 ・ 比較的小規模な河川や中上流域の河床材料の大きな河川を対象にする場合に用いることが可能。 ・ 主に橋脚等による洗掘現象に着目する場合に用いられる。	・ 比較的流れが速いため、水位変動、流速変動が大きく、橋脚による水位、流速の変化を詳細に把握することは困難な場合がある。
		模型 歪み	・ 橋脚による洗掘等が河道全体、河岸に及ぼす影響等を把握する場合に用いられる。 ・ また、河川の下流部で平面規模、流量規模が大きい場合や、河床材料が小さい場合に平面・鉛直縮尺や河床材料の比重等を歪ませて模型規模の縮小化を図る場合に用いられる。	・ 平面・鉛直縮尺を歪ませた場合、橋脚による局所的な現象は無歪み現象として生じるため、洗掘範囲や影響範囲等について歪み度を考慮して評価することが必要。 ・ 河床材料として軽量河床材料を用いる場合、粒径水深比、無次元掃流力比、掃流力沈降速度比等が異なるため洗掘深、洗掘範囲について歪度を考慮して評価することが必要。
	部分模型	模型 無歪み	・ 橋脚形状による洗掘や洗掘防護工等の検討に用いられる。	・ 橋脚に作用する外力(水深、流速、流向)については、別途平面流数値解析等により算定することが必要。
		模型 歪み	・ 河口付近等河床材料が小さく、軽量河床材料を用いないと無次元掃流力等が再現できない場合に用いられる。	・ 無次元掃流力比、掃流力沈降速度比等が一致するように河床材料、縮尺を選定し、洗掘深についての再現性を高めることが必要。

表 3-6 水理模型実験事例 (1/2)

模型条件			実験状況	検討内容
固定床模型	全体模型	無歪み		・橋脚による水位の堰上げ現象を把握する実験。 ・模型縮尺は 1/20 程度で固定床模型 ・橋脚を設置した場合としない場合の水位を比較する事で橋脚による影響のみを評価可能
		無歪み		・河道の流れの偏流による橋脚の洗掘深、洗掘範囲について把握した事例 ・現地河床材料が大きく、縮尺 1/70 で河床材料に砂を用いることで相似性が確保されたため、無歪み模型とした ・写真右下の黒い部分は河道内溶岩を再現、河道内溶岩の流出による流況の変化が橋脚洗掘に及ぼす影響を検討
移動床模型	全体模型	歪み		・基本方針流量・整備計画流量規模洪水流下時の河床変動予測を行い、橋脚周辺、外岸側の低水河岸付近の洗掘範囲、及び洗掘対策工を検討した ・検討対象区間の河床材料粒径が細かく、無歪み模型で相似則を満足する縮尺とする場合に模型が巨大となることから、縦横縮尺比2:1とした(鉛直:1/35、横断:1/70)

表 3-7 水理模型実験事例 (2/2)

模型条件			実験状況	検討内容
移動床模型	全体模型	歪み		・出水期間中に大規模仮設工を河道内に残置する場合の影響予測を行い、仮設工脚周辺の洗掘範囲、及び洗掘対策工を検討した ・模型縮尺は、縦横縮尺比 2:1である(鉛直:1/35、横断:1/70)
		無歪み		・近接橋脚による洗掘への影響把握のための部分模型実験 ・橋脚に作用する流速・流向を数値解析により事前に把握し、実験では直線水路にて洗掘現象のみを把握 ・部分実験とすることで模型縮尺を大きくすることが可能で、再現性が向上する(模型縮尺1/35)
	部分模型	歪み		・近接橋脚の仮設時の検討 ・当該橋梁が河口部に位置するため河床材料が小さいため河床材料に石炭分を用いたが、部分模型としても相似性が満足できなかった ・模型縮尺 1/50 ・模型縮尺は歪んでいないが、河床材料の比重が歪んだ模型である

2.2.6 移動床模型実験の限界、問題点、留意点

(1) 限界・問題点

実験模型の再現性として、小規模河床波、中規模河床波に対する相似性については不明な点が多く、通常の実験ではおおよそ領域が一致していることを条件としている。そのため、全体的な河床変動についての再現性が低下する場合がある。

①河床材料の縮尺・比重の問題

現地河床材料が微細な場合や模型縮尺が小さい場合、実験に用いる河床材料については河床形態、抵抗則の相似を図るため、軽量河床材料を用いることが多い。しかし、水深・粒径比等が相似しておらず河床形状、全体模型実験での再現性が低下する場合がある。

②河床材料粒度分布の再現の問題

また、現地の河床材料の組成（粒径分布）は平面的、深さ方向に変化しているが、実験模型では再現することが困難である。分級作用が流れに影響を及ぼすような現象については実験が困難となる。

③河床材料の粘着性の問題

実河道では粘土等の粘着性粒子による河床変動も生じているが、実験模型での再現性の確保は困難である。

④模型の歪みによる問題

現地規模によっては河道全体を再現する全体模型の場合、模型規模の制約から平面縮尺が小さくなり、無歪みでは水深が浅くなり現地の再現が困難となる場合がある。

そのような場合、鉛直縮尺を変更した歪み模型を用いて実験を行うこととなるが、2次流や上昇流においては鉛直水平比率が歪んでいるため異なる現象となる場合がある。一般的には歪み度が2程度であれば再現について問題はないとされているが、河道内の種々の現象に対しどの程度の歪み度が許容されるかは不明である。

(2) 留意点

水理模型実験において用いる相似則は一般的には緩和された相似則であり、全ての現象を再現できている訳ではない。ほとんどの実験は、再現すべき現象に着目し、その相似則について満足を図るため、他の現象については相似していない場合がある。実験結果の評価に当たっては実験における再現性を十分に留意し評価を行う必要がある。

全体河道模型であっても、河道全体としては部分的な模型であり、模型範囲だけの現象の理解と認識だけでは不十分であって、その川全体を一つのシステムとして捉え、その中での模型実験の位置づけが不可欠である。

2.2.7 総括

以上に示した模型実験手法について、再現する現象の適用性について整理すると表 3-8 の通りである。

表 3-8 水理模型実験の適用性

	固定床模型			移動床模型			
	全体模型		部分模型	全体模型		部分模型	
	無歪	歪み	無歪	無歪	歪み	無歪	歪み
水位上昇	◎	○※3	□※2	△※1	△※1	□※2	□※2
流況への影響（河岸流速）	◎	○※3	—	○※4	○※4	—	—
河川全体の河床変動把握	—	—	—	◎	○※5	—	—
橋脚による洗掘深	—	—	—	◎	○※5	◎	○
橋脚による河岸洗掘	—	—	—	◎	○※5	—	—

◎：模型縮尺が適切で相似則を満足できる場合、良好な精度が期待できる。

○：模型縮尺が適切な場合、水理量・河道条件によっては適用可能である。

※3：歪み模型では、河岸部の勾配などが現地形状などと異なる。これまでの事例からは河川の流れが川幅に対し水深が浅く流れの2次元性が強いいため歪み度が2程度までは歪ませても影響は少ないようである。（水理模型実験、須賀堯三、山海堂）

※4：流況への影響については、流速計などを用いて流速の加速、流向の変化を把握する。移動床模型の場合、河床の変動による流速、水位の変動成分も加わることから、模型縮尺が小さい場合、橋脚による差分を把握することが困難である。

※5：歪み模型として幾何学的歪みの他、移動床河床材料の比重を歪ませる場合がある。このような場合、河床変動の相似性を満足させることが困難な場合が多く、適切な河床材料を選定できない場合、再現性に歪みが生じる場合が多い。

△：実用上必要となる精度を満足させられない場合が多い。

※1：移動床実験では河床変動に伴い水位も変化する。全体模型の場合、模型縮尺が小さいため、橋脚による微少な水位上昇を精度良く計測する事が困難となる場合が多い。

□：実験結果を用いて評価を行うことが可能である。

※2：部分模型実験では、橋脚単体（場合によっては縦断的な複数橋脚）による水位変化を計測することになる。実験結果で得られた水位上昇量から各堰上げ公式の係数などを逆算することで、実河道での水位上昇量を算定する事が可能である。

—：適用対象外である。

2.3 数値解析による方法

2.3.1 一次元数値解析手法による解析

(1) 一次元数値解析手法とは

一次元数値解析手法とは、河川の流れを縦断方向に一次的に捉え、横断面内の水理量の分布はその代表水理量から推定できると仮定して、水深や断面平均流速、水面勾配等の水理量の縦断方向変化を計算する手法である。

一次元数値解析手法としては、表 3-9 に示すとおり、等流計算、不等流計算、不定流計算がある。これらは共に流下方向の流れの変化が緩やかであり、静水圧分布が成立する場合に用いることができる。検討の際には、これらの特性を考慮し、適切な解析手法を採用する必要がある。

一方、落差工等による跳水や、分流・合流点の取扱い、橋脚による水位堰上げ等、流れの状態が時間的または空間的に急変する場合や、非静水圧分布流れや平均流速公式の適用が適切でない場合には、表 3-9 に示した手法により精度の高い結果を得ることは困難である。

なお、橋脚による堰上げ量については、橋脚が無い状態での水位・流速等の水理量を表 3-9 の手法で算定し、その水理量を用いてドビュッソン公式により橋脚堰上げ量を算定し、これを橋脚が無い場合の計算水位に上乘せした値を出発水位として上流側に計算を進めてゆく簡便的なものであり、一次元解析手法の方程式内に橋脚の影響を取り込んでいる訳ではないことを留意しておく必要がある。

表 3-9 一次元解析手法一覧

	等流計算	不等流計算	不定流計算
特徴・適用	・一定流量の下で縦断的に流れの変化がないとする計算で、断面形状がほぼ一様で比較的直線区間が長い自己流区間のように、近似的に等流とみなせる場合に適用される。	・水理量の時間変化が小さく、ほぼ定常流と見なせる場合に用いる手法である。 ・一般には常流の流れに適用される。	・時間的、縦断的に流れの変化があるとする計算で、水理量（水位、流積、流速、流量）の時間的変化を計算できる。 ・一般に、計算の安定性から、常流の流れとなる緩勾配の河道に適用される。
長所・短所	・非常に簡便に水位、流速が得られる手法であるが、勾配急変点、水位流量構造物がある場合や背水位区間では適用できない。	・簡便に水位、流速が得られる ・非定常現象の評価に用いることはできない。	・非定常現象（洪水氾濫、洪水時の河口部水位変化等）の評価が可能である。 ・一般にフルード数が 1 に近くなると計算が困難となる。
使用上の留意点	・厳密には実河川での等流発生は起こり得ないので、等流計算を行う場合にはその明確な位置付けが必要となる	・通常は、常流を前提として下流から上流に向けて計算を進める。 ・支配断面や射流の発生に応じて計算に工夫が必要となる。 ・適切な平均流速公式（レベル 1～3：表 3-10 参照）を選択する必要がある。	・斜流が発生する領域（ $Fr \approx 1$ ）とならないよう、最小流量を設定する必要がある。 ・不等流計算と同様に、適切な平均流速公式（レベル 1～3）を選択する必要がある。

表 3-10 平均流速公式のレベル

平均流速公式のレベル	粗度係数の物理性が概ね保たれる条件	考 慮 で き る 現 象			計算に必要なパラメータ
		複断面形状の効果	粗度状況の潤辺内の変化	干渉効果	
レベル 1	・単断面 ・潤辺内の粗度状況が一樣	×	×	×	1断面に1つの粗度係数 n
レベル 1a	・単断面 ・潤辺内で粗度状況が変化	×	○		1断面の潤辺内の粗度係数 n の分布
レベル 2	・複断面 ・潤辺内で粗度状況が変化 ・干渉効果効かず	○	○	×	各分割断面の粗度係数 n
レベル 2a	・複断面 ・潤辺内の粗度状況が一樣 ・干渉効果効かず	○	×	×	1断面に1つの合成粗度係数 N
レベル 3	・複断面 ・潤辺内で粗度状況が変化 ・干渉効果が効く	○	○	○	・各分割断面の粗度係数 n ・境界混合係数 f

注) いずれのレベルの平均流速公式も、一次元的な流況を前提にしており、複雑な河道形状などに起因して、流れが一次元的とはいえない状況になる場合は、適用性が落ちる。

(出典：建設省河川砂防技術基準(案)同解説)

2.3.2 準二次元不等流手法による解析

(1) 準二次元不等流解析とは

準二次元不等流解析とは、一次元不等流解析に、河道横断面内の横断方向の運動量輸送や樹木抵抗等による運動量ロスによる水位・流速への影響を考慮した不等流計算手法である。

我が国の大河川で多く見られる複断面河道では、洪水時の低水路部と高水敷部の水深・流速差が大きいため、運動量が横断方向に急変する低水路と高水敷間で活発な運動量輸送による平面渦が発生し、洪水流に対する抵抗となる。また、密生した樹木群周辺では、樹木群内外の流れの干渉（運動量輸送）により樹木群周囲の流速が樹木群がない場合と比較して減速する。

準二次元数値解析手法は、これらの抵抗を表現可能な手法であり、複断面河道や樹木群が発達した河川で用いることが望ましい。

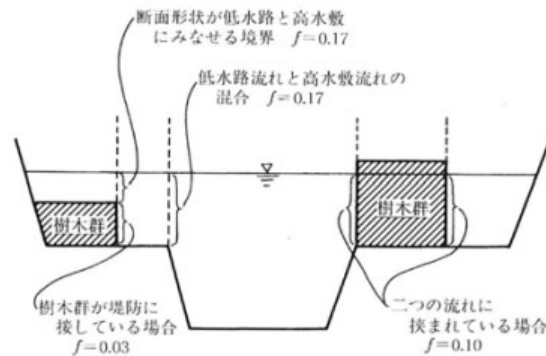


図 3-13 流れの干渉が生じる箇所とその境界混合係数の例

(出典：河川における樹木管理の手引き(リバーフロント整備センター))

(2) 手法の概要

1) 特徴・適用

準二次元計算は、1つの断面を流速が顕著に異なる小断面（例えば高水敷と低水路）や樹木群死水域などの断面に分割する、いわゆる断面分割法を基本とし、各横断面について平均水位と分割断面毎の平均流速が得られる。一般に、大河川（一級水系国交省直轄区間など）の流下能力評価に用いられる。

2) 長所・短所

複断面河道や密生する樹木群のある河道でも適切な水理計算は可能であるが、計算精度を得るためには粗度のほか、干渉の程度（境界混合係数 f ）や樹木群（死水域）設定の妥当性検討を十分に行う必要がある。

3) 使用上の留意点

通常、常流を前提として下流から上流に向けて計算を進めるが、支配断面や射流の発生に応じて計算に工夫が必要となる。

2.3.3 平面二次元数値解析手法による解析

(1) 平面二次元流解析手法とは

平面二次元流解析手法とは、3次元の流れの運動方程式（レイノルズ方程式）について、鉛直圧力分布として静水圧分布を仮定した近似し、かつ流れの方程式を水深方向に積分し、その方程式から縦断方向と横断方向の水深平均流速と水位を算定する手法である。

平面二次元流解析は、水深方向に一樣な縦断方向と横断方向の流速と水位の平面分布を求めるものであり、平面方向に分割したメッシュとメッシュ地点毎の河床高、粗度係数を与えることができれば計算を行うことができる。

(2) 手法の概要

1) 特徴・適用

平面二次元数値解析手法は、河道の平面形や粗度係数分布が複雑である箇所や断面形の縦断変化が大きい箇所などにおいて、局所的に流れや水面形が大きく変化することが予想され、これらの影響やそれに伴う河床変動状況を高い精度で評価する必要がある場合に適用することが多い。

平面二次元計算の対象となる水理現象としては以下の場合がある。（河川砂防技術基準（案）調査編参照）

- 分流・合流がある場合の流れと河床変動
- 急拡・急縮があり、死水域が生じる可能性がある流れと河床変動
- 河川構造物や植生などが流れに与える影響やそれに伴う河床変動
- 湾曲部、蛇行部などの集中した流れとそれに伴う河床変動

2) 長所・短所

平面方向にメッシュ分割を行い、メッシュ毎の河床高と粗度係数を与えれば平面的な流れと河床変動を求めることができるため、比較的容易に計算を行うことが可能である。

水深方向に一樣な流れを求めることを目的とした手法であるため、湾曲部における2次流の影響や河床変動計算に必要な河床付近の流速分布の推定については別途用いなければならない。

圧力分布が非静水圧状態になる場合や流速の水深方向分布の変化が著しい構造物付近の流れへの適用に問題が生じることがある。

3) 使用上の留意点

平面方向にメッシュ分割を行って計算するため、メッシュの大きさによって計算結果が変わる恐れがあるため、メッシュ分割を行う場合には、メッシュのサイズについて検討を行う必要がある。特に、橋脚の形状による影響を評価す

るには、メッシュサイズを橋脚幅とすることが必要である。

水深方向に一樣な流速を求める方法であるため、河床変動計算を行う場合には、平均流速を用いた河床付近の流速の算定方法に工夫する必要がある。

洪水時の単列交互砂州の移動状況とそれに伴う局所洗掘深の変化については、実験水路のような理想化した河道条件において、上流に擾乱を与えることによって解析することができるが、実河川のような複雑な河道条件においては解析することができない。

静水圧分布を仮定したモデルであるため、圧力分布が大きく変化するような構造物に対しては適用することができない。

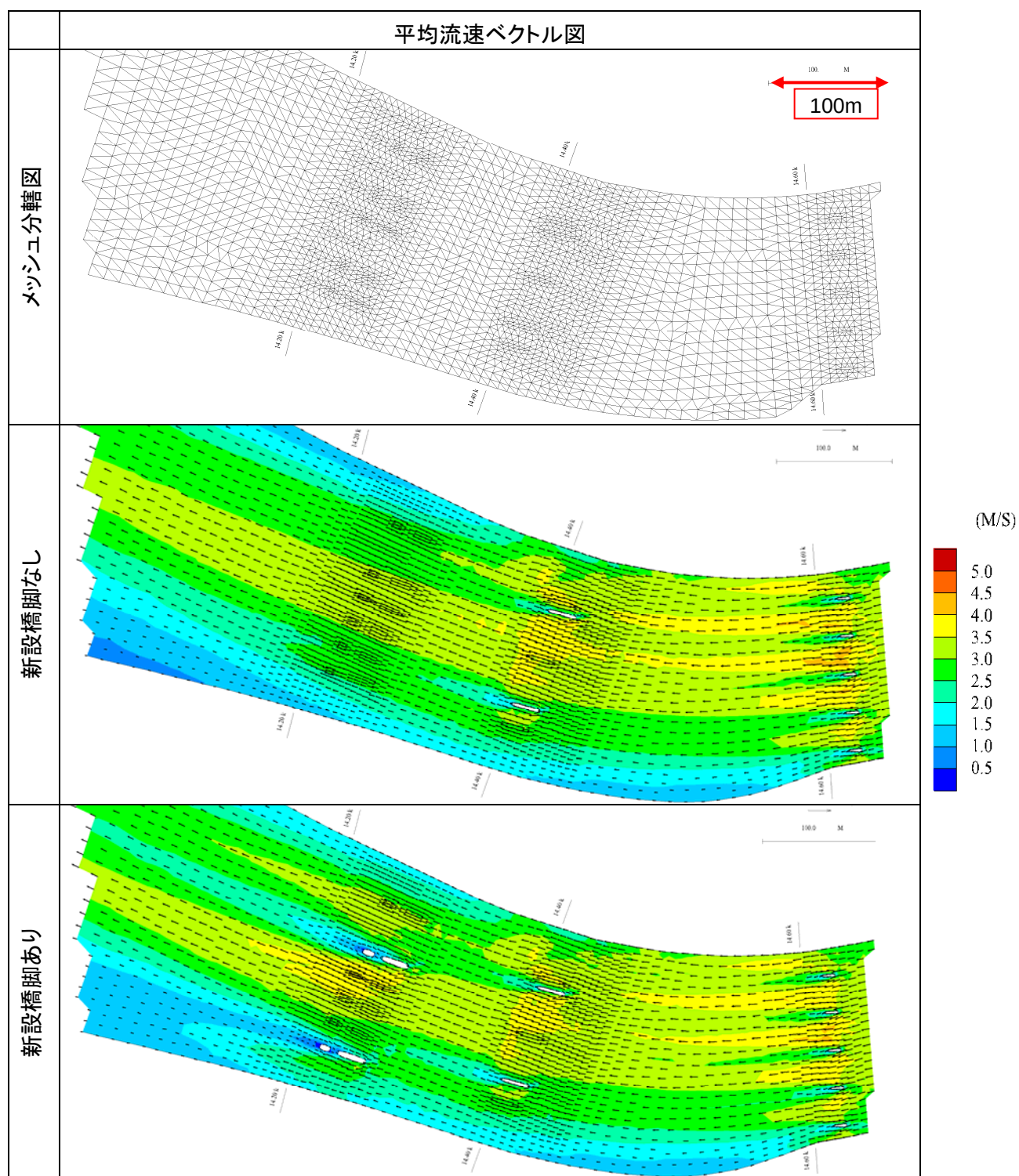


図 3-1 4 平面二次元解析モデルでの橋脚設置による洪水流況評価例

2.3.4 準三次元数値解析手法による解析

(1) 準三次元洪水流解析手法とは

準三次元洪水流解析手法とは、平面二次元洪水流解析と同様に、平面方向に分割したメッシュでの流速・水深等の水理量を算定する手法である。

本解析手法では、平面二次元洪水流解析で考慮しない鉛直流速分布を図 3-15 に示すようなフーリエ級数（たとえば、流速 u を $u = u_0 + u_1 \cos(\pi z) + u_2 \cos(2\pi z)$ で表す）等の関数形で与え、静水圧分布を仮定した流れの基礎方程式を積分することによって、流速の水深方向分布を表す係数（ u_0 , u_1 , u_2 ）と水位の平面分布を求める手法である。

この手法の利点は、水深方向の流速分布をある関数形で仮定することによって、水深方向にメッシュ分割を行わなくても水深方向の流速分布を算定することができる点にある。なお、鉛直方向流速分布を関数形で簡易的に算出することから「準三次元」と呼ばれている。

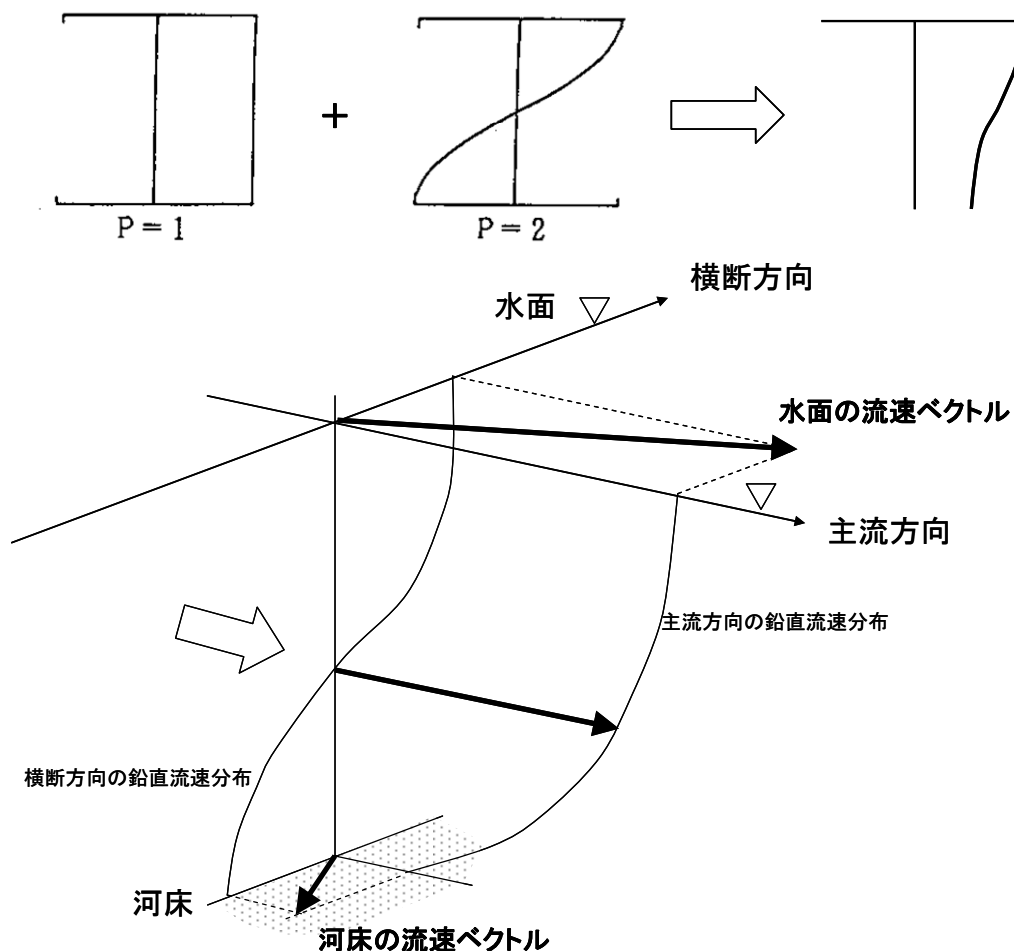


図 3-15 フーリエ級数による流速の水深方向分布

(2) 手法の概要

1) 特徴・適用

手法の特徴としては、平面方向に分割したメッシュを用いて、水深方向に一樣な流速 (u_0) と水深方向の流速の変化を表す変動成分の係数 (u_1, u_2) を求め、それらの値から河床付近や水面付近などの水深方向の流速分布を算定するものであり、非静水圧流れのような、関数形で仮定した水深方向流速分布により実際の流速分布を表現できない場合には適用することができない。

準三次元洪水流解析の適用は平面二次元洪水流解析とほぼ同じであるが、水深方向の流速分布や、断面方向の渦（二次流）を表現できるため、河床面に作用する底面せん断力の大きさ・方向を見積もることができる点にある。

2) 長所・短所

平面二次元計算と同様に、平面方向にメッシュ分割を行い、メッシュ毎の河床高と粗度係数を与えれば平面的な流れと河床変動を求めることができるため、比較的容易に計算を行うことが可能である。

湾曲による 2 次流や構造物による偏流について考慮することが可能であり、平面 2 次元と同様な作業量で精度良く流況を把握することが可能である。

構造物が流れに与える影響を外力として運動方程式に導入することによって、水没している構造物による流れへの影響を解析することが可能である。しかし、静水圧分布を仮定した水深方向に積分したモデルであるため、水没しない不透過型構造物周辺のように圧力分布が大きく変化するような場合には適用することができない。

平面二次元計算に比べると計算時間が長い。

水深方向の流速分布をフーリエ級数等のある関数形で仮定するため、その関数形で表現することができないような流れに対して適用することはできない。

3) 使用上の留意点

平面二次元計算と同様に、メッシュの大きさによって計算結果が変わる恐れがあるため、メッシュ分割を行う場合には、メッシュサイズの妥当性について検討を行う必要がある。

水深方向の流速分布をフーリエ級数等のある関数形で仮定するため、この計算手法を適用するにあたっては、対象とする流れが、その分布形で表すことができることをあらかじめ確認しておく必要がある。

水深方向に平均したモデルであるため、水没した構造物が流れに与える影響を解析する場合には、構造物が存在する地点の河床高を上げて計算するだけでは不十分であり、構造物が流れに与える影響を外力として取り入れなければ、構造物が流れに与える影響を解析することができない。

平面二次元計算と同様に、静水圧分布を仮定したモデルであるため、圧力分布が大きく変化するような流れに対しては適用することができない。

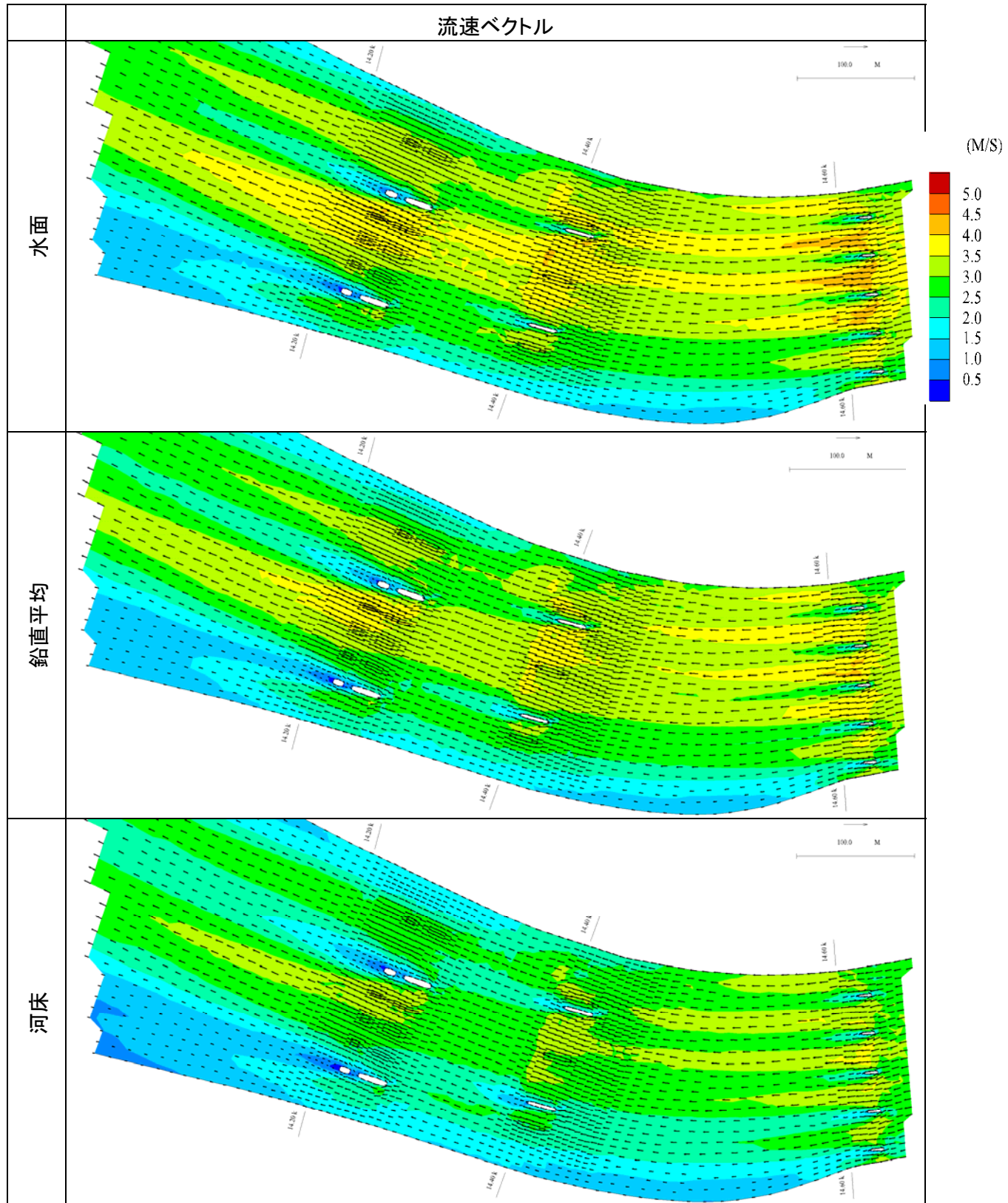


図 3-16 準三次元流況解析における解析事例
(河床面・鉛直平均・水面での流速ベクトル図)

2.3.5 総括

以上に示した数値解析手法について、洪水時の流れや河床変動への適用性を示したものが表 3-11 である。

表 3-11 数値解析手法の適用性

		1次元 解析手法	準2次元 解析手法	平面2次元 解析手法	準3次元 解析手法
水位上昇		○ ^{注1)}	○ ^{注1)}	○ ^{注2)}	◎
水位上昇の平面分布		—	—	○ ^{注2)}	◎
流況への 影響	河道全体への影響	—	—	○ ^{注2)}	◎
	湾曲部の影響	—	—	△	◎
河道全体への河床高の変化		△	△	○ ^{注2)}	◎
橋脚の洗掘深		○ ^{注1)}	○ ^{注1)}	△ ^{注3)}	△ ^{注3)}
橋脚による河床の洗掘状況		—	—	△ ^{注3)}	△ ^{注3)}

◎：良好な精度が期待できる。(湾曲部の流れや低水路蛇行の流れ等2次流が生じる河道においても適用が可能)

○：河道条件によっては適用可能である。

△：実用上必要となる精度を満足させられない場合が多い。

—：適用対象外である。

^{注1)}：各種公式(水位上昇、洗掘深)等により算定

^{注2)}：湾曲部の流れ等2次流が生じる流れでは適用に問題が生じる場合があるが、平面的な流れが卓越する場では適用可能

^{注3)}：静水圧分布を形成していない流れでは適用は困難

第4章 橋梁に関する基礎知識

ここでは、橋梁の構造や種類、橋台・橋脚の形式やその基礎に関する基礎的な知識をまとめている。

第1節 橋梁の構造

橋梁の構造は、上部構造、下部構造に分けられる。

(1) 上部構造

交差対象となる川や道路等を横断するように設置される線状の部分で、車両や人間は上部構造の上または内部を通過することで橋を渡る。

支間長に応じて各種の構造形式が提案されており、橋の外観に最も影響を与える部分である。桁橋やトラス橋等の場合、主に荷重を受け持つ主桁や主構等と、車両や人等を直接支える路面をつくる床版が主要な部材である。吊橋や斜張橋では主塔やケーブルも上部構造に含まれる。さらに、車両や人等が橋から逸脱・落下防止を目的とする高欄や自動車防護柵、照明柱等の添加物、下部構造とをつなぐ支承や道路と橋梁の境にあたる伸縮継手も上部構造に含まれる。

橋梁は、自動車や鉄道・歩行者の渡る位置によって、上路橋・中路橋・下路橋の3種類に分けられる。

(2) 下部構造

上部構造を支え荷重を地盤に伝達する役目を持つ。橋台と橋脚の上に設けられた支承によって上部構造は支持される。橋の両端に設置されるものを橋台、中間に設置される橋脚と呼ぶ。基礎は橋台、橋脚を含めた橋全体の荷重を地盤に伝達する役目を持ち橋の形式や荷重の大きさ、地盤の状態により各種の形式がある。

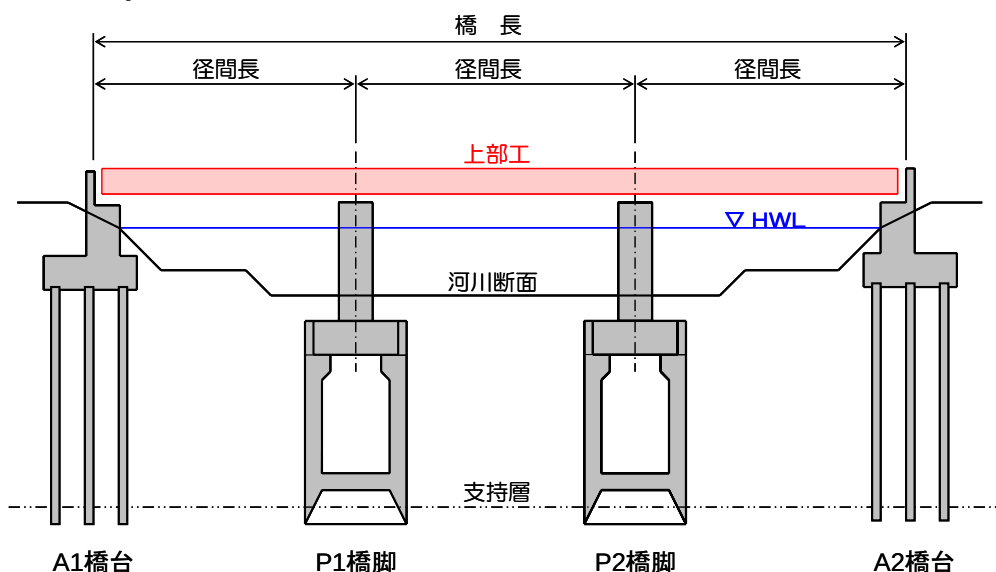


図 4-1 河川橋梁の概略図

第2節 橋梁の種類

2.1 材料別分類

主要構成部材の材料により、以下のような種類がある。

(1) 鋼橋

橋の上部構造に鋼を用いた橋である。

鋼はコンクリートに比べて比強度が高いため、上部工を軽くすることができるため、支間長の長い橋には鋼がよく使われる。

(2) コンクリート橋

橋の上部構造がコンクリート製の橋である。

コンクリートは圧縮強度に比べて引張強度が低いため、引張応力を鋼材で負担する鉄筋コンクリート（RC）や、PC 鋼材によりあらかじめ圧縮力を与え引張応力を打ち消すプレストレストコンクリート（PC）を用いる。近年のコンクリート橋はアーチ橋やごく小規模なものを除き、ほとんどが PC 橋である。

(3) 複合橋

異種材料や異種部材による合成構造あるいは混合構造を用いた橋であり、一般には鋼部材とコンクリート部材を組み合わせた上部形式を指す。

近年よく用いられる形式として、次のものが挙げられる。

- ・ 鋼合成桁橋：PC 床版と鋼桁を組み合わせた橋
- ・ 波形鋼板ウェブ橋：PC 箱桁橋のウェブ部材に波形上に加工した鋼板を用いる橋
- ・ 鋼複合トラス橋：上床版・下床版をコンクリートとし、鋼部材による斜材を組み合わせたトラス橋

また、混合構造として、多径間の一部が鋼桁、他がコンクリート桁からなる橋等がある。鋼、コンクリート、木、石の他に炭素繊維やグラスファイバー等比較的新しい材料を用いた複合橋も提案されている。

(4) その他

その他の橋梁材料として、木・土・石を用いたものがある。

2.2 路面の位置による分類

橋梁は、自動車や鉄道・歩行者の渡る位置によって、上路橋・中路橋・下路橋の3種類に分けられる。

- ・ 上路橋：道路（鉄道）が橋の構造物の上側を渡る橋（例えば p. 116 のトラス橋等）
- ・ 中路橋：道路（鉄道）が橋の構造物の中央付近を渡る橋（例えば p. 117 のブレスドリブアーチ橋等）
- ・ 下路橋：道路（鉄道）が橋の構造物の下側を渡る橋（例えば p. 116 のランガー橋等）

2.3 構造別分類

橋の構造形式には以下のような種類がある。

(1) 桁橋

2つあるいは3つ以上の支点上に水平に桁を架け、その上あるいは内部を通行する橋である。桁橋では、主桁が曲げモーメントとせん断応力に抵抗する部材とした構造となる。主桁材としては、鋼・コンクリート・木等が用いられる。

桁橋では、上部工構造により単純桁と連続桁に分類される。単純桁は1径間毎に個別の桁を乗せる形式であり、支間長は約50m以下程度となる。一方連続桁は2径間以上にわたって連続した桁橋であり、単純桁と比べて同じ支間長であれば桁高を低くできる利点がある。また連続桁の方が支間長を長く取れ、PC構造の連続桁では100m以上とすることも可能である。

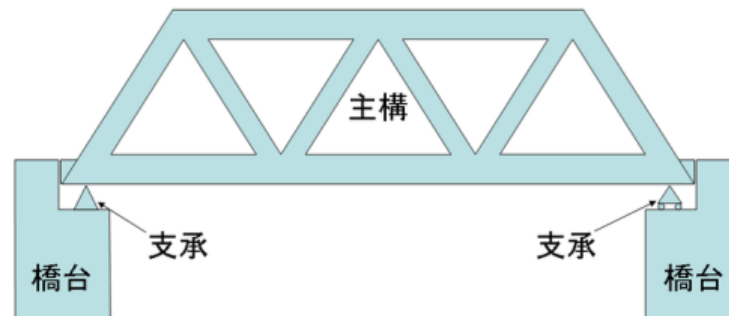
また単純桁の場合、構造上、桁間につなが目が生じるため、車両の走行性を悪化させるだけでなく、騒音・振動の発生源ともなり、また漏水等の構造上の弱点ともなりやすいという特徴があることから、近年では一般的に連続桁が採用されている。

また、主桁の断面形状より、I形、箱形、T形等の断面がある。鋼橋の場合、I型断面に対し鋼板を溶接して補強したものをプレートガーター橋、鋼板を箱状に溶接した断面を持つものを箱桁橋という。PC橋の場合、比較的スパンの短い場合にはT型橋、長スパンの場合には連続箱桁が用いられる。



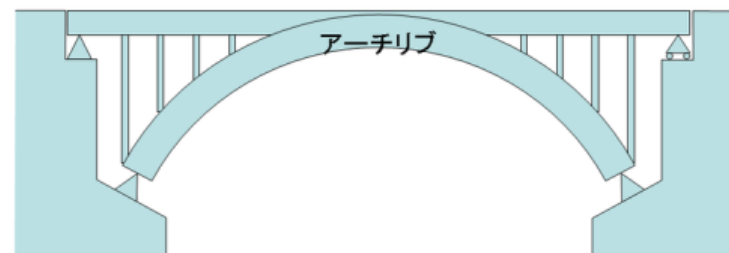
(2) トラス橋

棒状の部材を三角形に組み合わせ交点（格点）をピンで結ぶトラス構造を用いた橋である。トラス部材には軸力（圧縮力または引張力）のみが作用する。材料には鋼や木がよく用いられる。トラス部材の配置によって、平行弦ワレントラス、曲弦ワレントラス、垂直材付きワレントラス、プラットトラス、ハウトラス、K トラス等の分類がある。



(3) アーチ橋

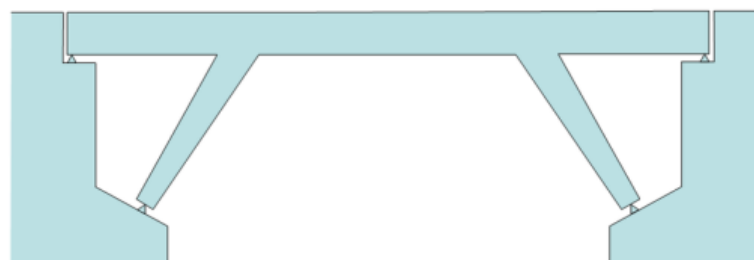
上向きの弧（アーチ）を用いた橋で、アーチ（アーチリブ）には大きな圧縮力と比較的小さな曲げモーメント、せん断力が作用する。コンクリートや鋼あるいは木のほかに、近代以前では石がよく用いられていた。



(4) ラーメン橋

橋脚と主桁が剛に結合された骨組（ラーメン）構造を用いた橋である。ラーメンはドイツ語の Rahmen に由来する。部材には軸力、せん断力と曲げモーメントが作用し、材料としてはコンクリートあるいは鋼が用いられる。

構造力学の観点からは、ラーメン構造は力のつりあい方程式の数より未知反力の数の方が多く不静定構造である。これより過大な荷重によってある部材が大きく変形しても落橋は免れたり、橋脚上に支承がなく上部構造がずれ落ちたりすることがないため耐震性の高い構造と考えられている。



(5) 吊橋

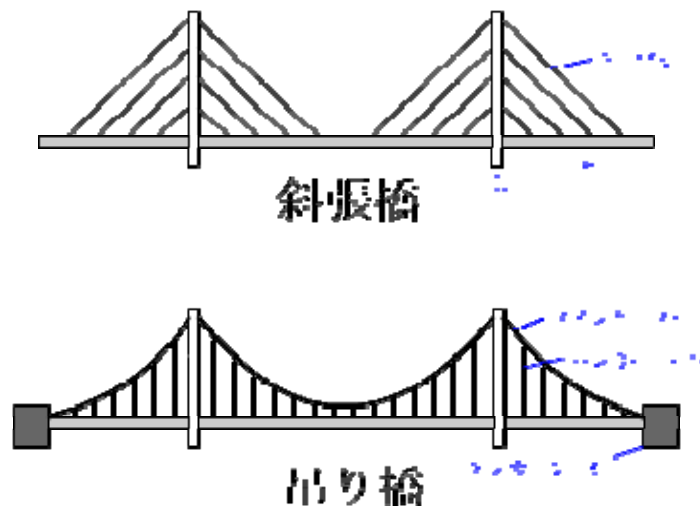
ケーブル、ロープ、綱等曲がりやすいが引張強度が大きい部材から桁あるいは床版を吊り下げた橋を呼ぶ。

近代以降の大規模な吊橋は、両岸に大きな質量を持つ橋台（アンカレイジ）とアンカレイジの間に2本以上の主塔を設け、その間に張り渡したケーブルから通行路となる桁を吊り下げる形式を採る。このような吊橋では、桁は通行路として橋の形状を保つ程度の剛性を持つため補剛桁と呼ばれる。ケーブルには引張力、主塔には圧縮力が作用する。ケーブルには高強度の鋼、主塔には鋼やコンクリートが主に用いられる。また、橋台から床版を直接吊り下げる吊床版橋や、アンカレイジを用いず桁の両端にケーブルを結ぶ自錠式吊橋等の形式もある。

(6) 斜張橋

1本以上の主塔から斜めに張ったケーブルを橋桁に直接つなぎ支える構造の橋梁である。吊橋と同様にケーブルは鋼製で、主塔と桁は鋼やコンクリートが用いられる。ケーブルには引張力、主塔には圧縮力がはたらき、桁には曲げモーメント、せん断力と軸力が作用する。

吊橋と斜張橋で大きく異なるのは、斜張橋が塔と桁をケーブルで直結しているのに対し、吊橋は塔の間にまず渡したメインケーブルがあり、そこから垂らしたハンガーロープで桁を吊っていることである。また斜張橋ではアンカレイジが不要である。一方で桁が塔のほうに引かれるため圧縮する力がかかる。また同じスパンの場合、塔の高さは斜張橋のほうが一般的にやや高くなる。



(7) エクストラードーズド橋

エクストラードーズド橋は、通常の桁橋に主塔を設け、主桁上面にも外ケーブルを配置して斜材とし、これにより主桁を支える構造の橋梁である。

PC斜張橋に似ているが、本形式の挙動は吊り構造よりも一般の桁橋に近く、斜張橋に比べ主桁の剛性が大きくなっている。また、外観上の違いとしては、

主塔が低く、斜材の角度が水平に近いことが特徴である。斜材の角度を小さくすることにより、変動荷重（主として交通荷重）による斜材の応力振幅を抑えることができる。したがって、斜張橋に比べ斜材の疲労強度が大きく、斜材の張力を大きく設定できることから、材料を軽減しコストダウンを図ることができる。一般には、支間 200m 以下の場合、コスト面で斜張橋より本形式が有利なことが多い。

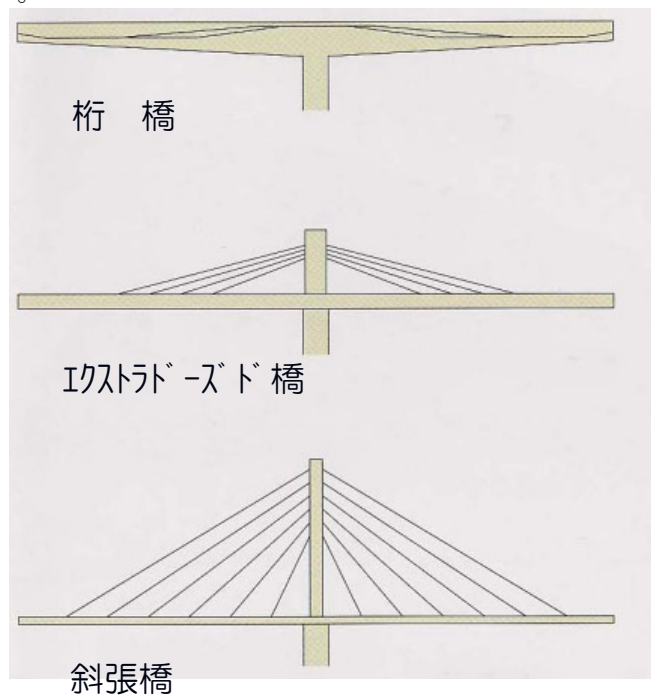


表 4-1 鋼構造橋梁の概要 (1/3)

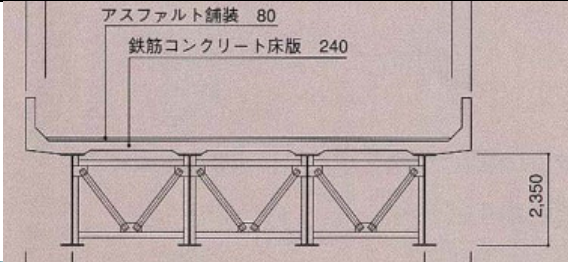
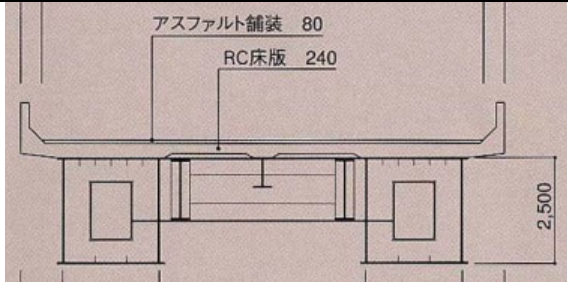
形式	概要図	特徴
プレートガーター系 (桁橋)	概要図  	◆構造が簡素で、設計、施工・保守が容易であるため一般的に利用される ◆標準適用支間 ：単純 25～45m ：連続 30～55m
	概要図  	◆ねじり剛性が大きいため、曲線橋や斜橋に適する ◆鉄桁に比べ、長い支間に適用できる ◆標準適用支間 ：単純 25～55m ：連続 45～80m
ラーメン橋		◆橋脚と梁が一体となって荷重を支える構造 ◆橋脚は、良好な地盤に支持させる必要がある ◆渓谷等に適した構造 ◆標準適用支間 ：40～80m

表 4-2 鋼構造橋梁の概要 (2/3)

形式		概要図	特徴
補剛アーチ系	トラス系 トラス橋		◆他形式の橋梁に比べ、比較的少ない部材重量で大きな耐力が得られる ◆標準適用支間 ：単純 55～85m ：連続 60～110m 形式
	ランガー橋		◆アーチは軸方向力のみを受け、曲げモーメントとせん断力は補剛桁で受ける ◆アーチは比較的細い直線部材を折れ線状に配置 ◆標準適用支間 ：70～110m
	トラスドランガー橋		◆ランガー橋の吊材をトラス状に配置したもの ◆ランガー橋に比べ、長い支間に適用できる ◆標準適用支間 ：80～130m
	ローゼ橋		◆アーチ及び補剛桁に曲げ剛性のある部材を用い、曲げモーメントとせん断力に抵抗 ◆標準適用支間 ：80～150m
	ニールセンローゼ橋		◆ローゼ橋のアーチリブと補剛桁を結ぶ吊材を綾状に配置したもの ◆ローゼ橋に比べ、長い支間に適用できる ◆標準適用支間 ：130～190m

表 4-3 鋼構造橋梁の概要 (3/3)

形式	概要図	特徴
アーチ系	ソリッドリブアーチ橋 	◆アーチリブがプレートガーターのようなウェブ（腹板）を持つ構造
	ブレスドリブアーチ橋 	◆アーチリブがトラス構造をもつタイプ ◆ソリッドリブアーチ橋と比べて鋼材料が小さい
斜張橋		◆桁橋の支間の途中を数箇所ケーブルによって斜上方に支持する構造 ◆ケーブルに吊られる柔構造のため、桁を軽量化できる一方で、耐風安定性に留意する必要がある ◆一般的な適用支間長 ：130m～500m
吊橋		◆ケーブル等の引張強度が大きい部材から桁あるいは床版を吊り下げた構造 ◆桁は通行路として橋の形状を保つ程度の剛性を持つため補剛桁と呼ばれる（写真はトラス桁形式）。 ◆一般的な適用支間長 ：150m～2000m

表 4-4 コンクリート構造橋梁の概要 (1/4)

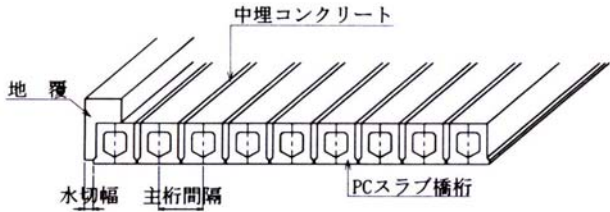
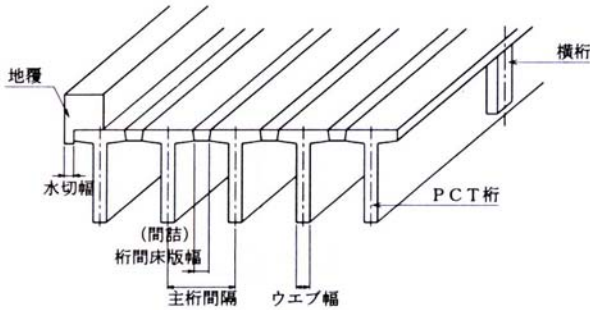
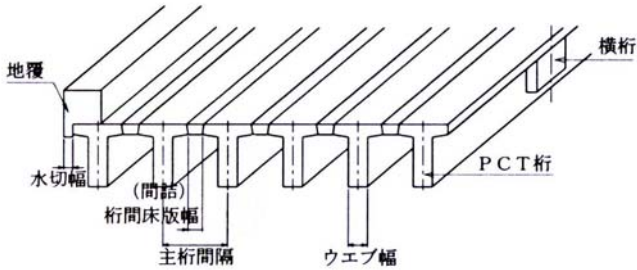
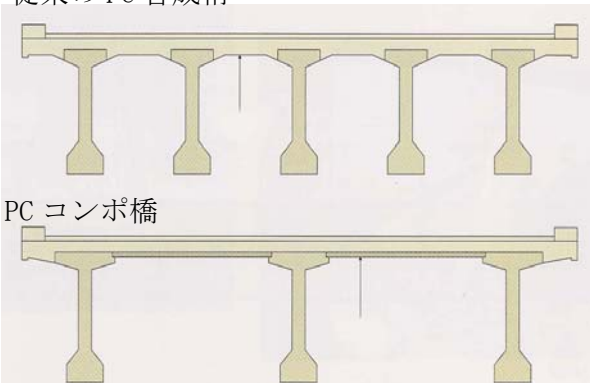
形式	概要図	特徴
プレキャスト桁架設	プレテンション方式床版橋 	◆支保工が設置困難な地形でも架設が可能 ◆支点上で桁を連結して連続化が図れる ◆T桁橋に比べ桁高を低くできる ◆標準適用支間：5～24m (桁高 0.35～1.00m)
	プレテンション方式T桁橋 	◆支保工が設置困難な地形でも架設が可能 ◆支点上で桁を連結して連続化が図れる ◆床版橋に比べ、一般的に経済性で優れる ◆標準適用支間：18～24m (桁高 1.00～1.30m)
	ポストテンション方式T桁橋 	◆支保工が設置困難な地形でも架設が可能 ◆支点上で桁を連結して連続化が図れる ◆セグメント工法 の採用により、現場作業量が減少 ◆標準適用支間：20～45m
	ポストテンションコンボ橋 	◆床版にPC版を使用したPC合成床版構造で、桁と床版が一体となった合成構造 ◆従来工法より主桁間隔を大きくとることが可能であり、少主桁化による経済性の向上が図れる ◆標準適用支間：20～45m

表 4-5 コンクリート構造橋梁の概要 (2/4)

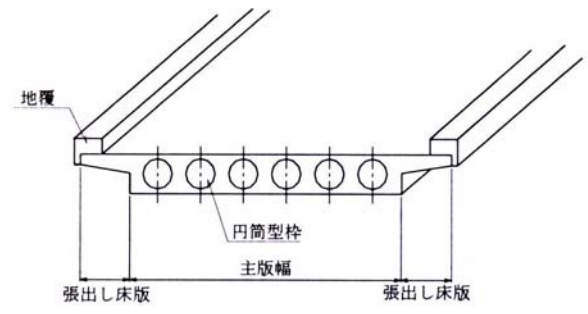
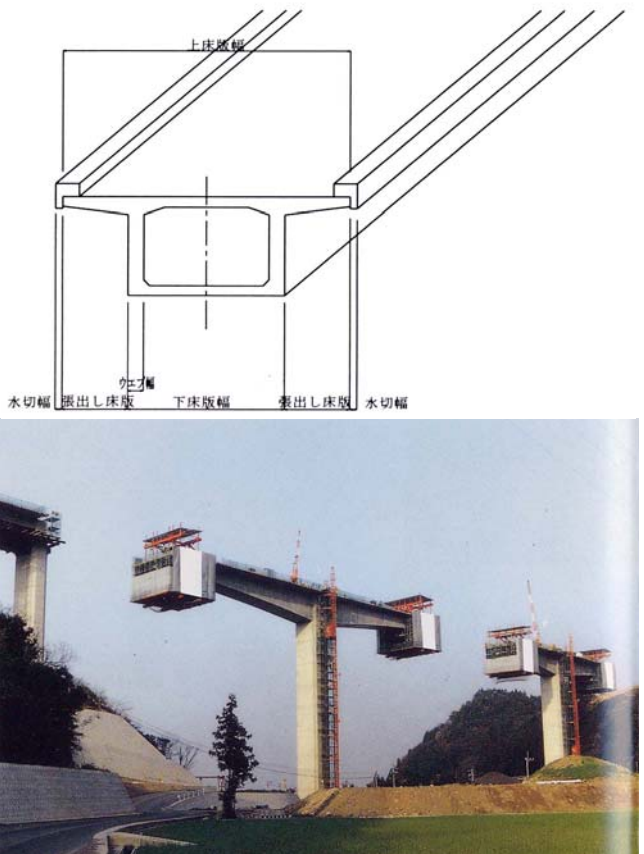
形式	概要図	特徴
支保工架設 中空床版橋		◆RC、PC、PRC 構造がある ◆桁高を小さくできる（RC：1/20、PC：1/23） ◆高架橋に採用されることが多い ◆架設時に支保工が必要となる ◆標準適用支間 ：RC10～18m ：PC20～30m
支保工架設・張出架設 箱桁橋		◆ねじり剛性が高いので曲線桁橋に有利 ◆架設工法は、固定支保工、押出し工法、張出し架設工法（セグメント式の採用もある）等がある ◆張出架設では支保工を必要としないので、溪谷等の桁下空間が大きい場合、流量の大きい河川、道路上、鉄道上等の架設に適している ◆標準適用支間 ：支保工架設 25～60m ：張出架設 60～200m

表 4-6 コンクリート構造橋梁の概要 (3/4)

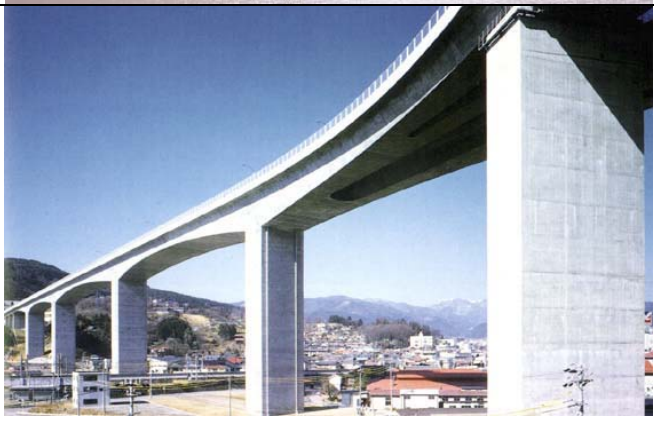
形式	概要図	特徴
その他	アーチ橋 	◆自らの重量によりアーチ部材に圧縮力を作用させる構造のためPCを用いずとも長大化が可能 ◆下部構造が大きいいため、架橋地点条件の制約を受ける ◆単なる鉄筋コンクリート構造でありながら最大支間は200mを超える
	トラス橋 	◆PC 箱桁橋におけるウェブに相当する部分をPCのトラス部材に置換することで重量低減を図る ◆桁高が大きくなるほど重量低減効果が大きく、コスト縮減に繋がる
	ラーメン橋 	◆主桁と橋脚が剛結されているため、地震による変形・断面力を小さく抑えることができる。 ◆支承を用いないため、過大な変形による支承から主桁が落橋を抑制できる ◆支承が不要もしくは少なくすむため、その分の工費を抑えることができる。
	吊床版橋 	◆橋台や橋脚の間に張り渡したPC 鋼材を薄いコンクリートで包み込んで床版とした形式の橋 ◆材料の強度をフルに活かした構造であり、部材が薄く使用材料が少ないため経済性に優れる ◆吊橋などに比べ剛性が高く揺れにくい構造

表 4-7 コンクリート構造橋梁の概要 (4/4)

形式	概要図	特徴
その他 斜張橋		◆主塔から張り渡したケーブルでPC主桁を吊り上げた構造であり、長大支間の適している ◆吊橋や鋼斜張橋に比べ構造全体の剛性が高いため、たわみが少なく耐風安定性も良好である ◆主桁がスレンダーで美観に優れており、主塔の造形も含めて地域のモニュメントとしての効果がある
エクストラードーゾド橋		◆大偏心ケーブル構造（部材高さの範囲を超えて外ケーブルを配置した構造） ◆部材断面や PC 鋼材量が減少し、長支間化や軽量化に対応できる ◆桁橋と斜張橋の中間的な形状と特性を有している ◆桁橋に配置したケーブルを支点上の塔部で偏向させて偏心量を大きくする構造

第3節 橋台・橋脚の形式とその特徴

3.1 橋台

橋台（アバット）は、橋梁の両端にあり、上部構造を支えると共に取付路への接続する構造物である。橋台は上部工の他に背面土圧への抵抗機能を有する必要があるため、一般にフーチングや躯体からなり、構造的には擁壁と良く似たものである。

そのため、橋台の形式は、上部工形式、荷重、地形、地質等の諸条件に適合するとともに、施工性、経済性に優れ、構造的に安定したものでなければならない。

代表的な橋台形式として次のもの挙げられる。

- ・ 重力式橋台
- ・ 逆T式橋台
- ・ 控え壁式橋台
- ・ 箱式橋台
- ・ ラーメン式橋台
- ・ 盛りこぼし橋台

表 4-8 橋台形式の概要 (1/2)

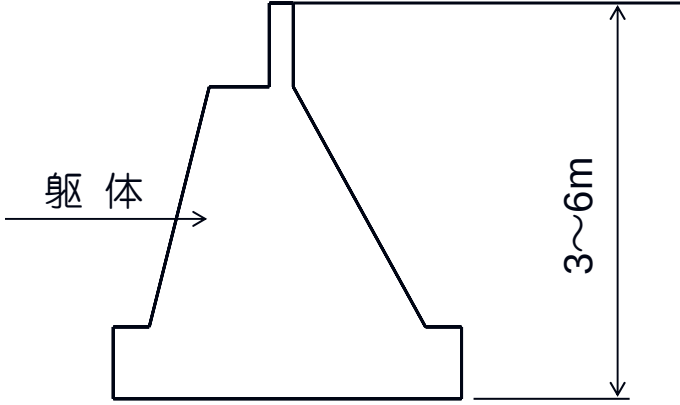
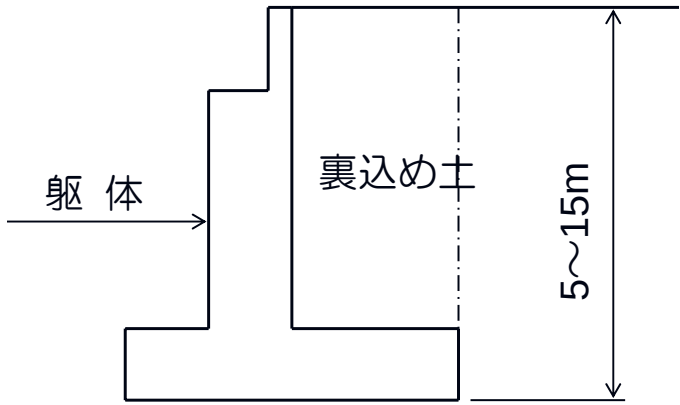
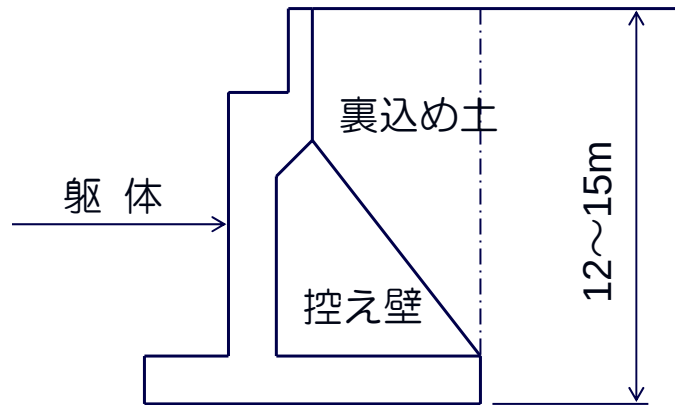
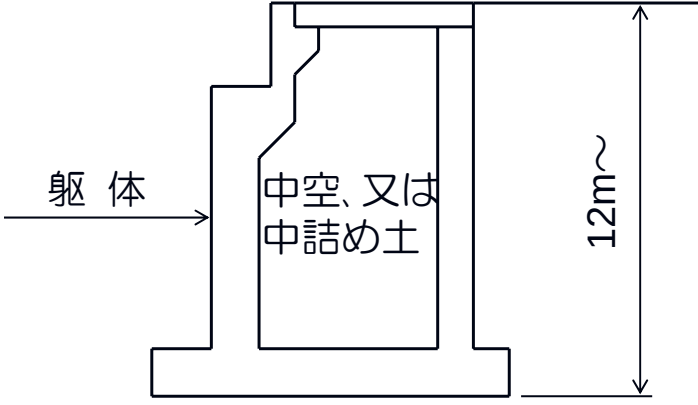
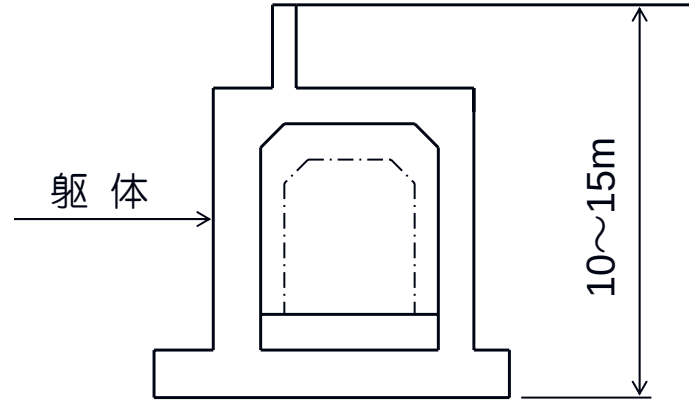
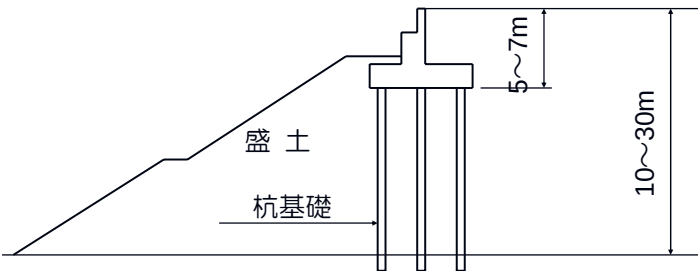
形式	概要図	特徴
重力式橋台		◆無筋コンクリートの躯体自重で土圧等の外力に抵抗する ◆自重が大きいため、支持地盤の良好な場合に採用 ◆適用高さは、5~6m 程度までである
逆T式橋台		◆躯体自重が小さく、土の重量で安定を保たせるので経済的であり、裏込め土の施工も容易である ◆高さ 12~15m 程度までの一般的な地盤条件において採用される
控え壁式橋台		◆控え壁の配筋やコンクリートの打設性、及び裏込め土の施工性が悪い ◆施工性に問題があるため、最近ではあまり採用されない ⇒ 逆T式橋台、箱式橋台で対応

表 4-9 橋台形式の概要 (2/2)

形式	概要図	特徴
箱式橋台		◆控え壁式橋台の変形で、全体を多室箱形形状とし、その上部に頂版をのせる形式 ◆箱内部：一般に、直接基礎の場合には滑動抵抗を増すため中詰め土を充填、杭基礎の場合には中空とし杭に作用する荷重を軽減
ラーメン式橋台		◆橋台位置に交差道路等がある場合で、ラーメン式橋台にして橋台内に交差道路を通すことが有利となる場合に採用される
盛りこぼし橋台		◆盛土高の高い区間に橋台を設置する場合、橋台は非常に大規模なものになる ◆このような場合に、杭基礎で支持された小橋台形式(盛りこぼし橋台)が有利となる

3.2 橋脚

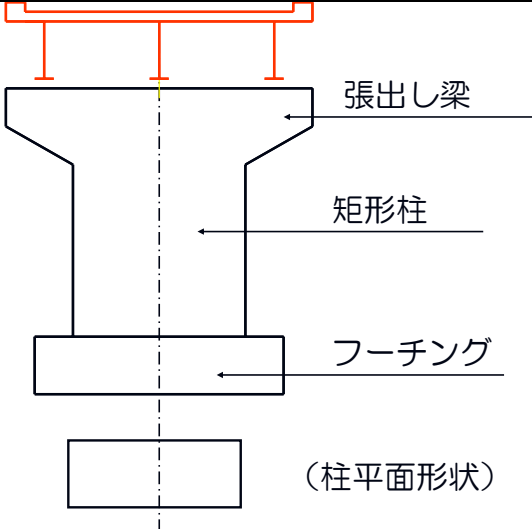
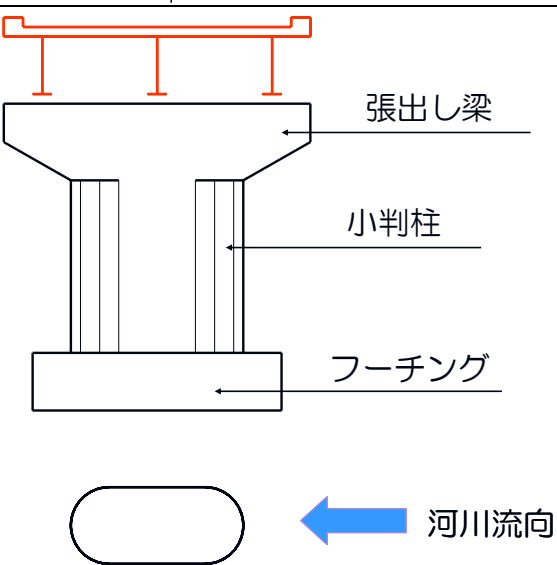
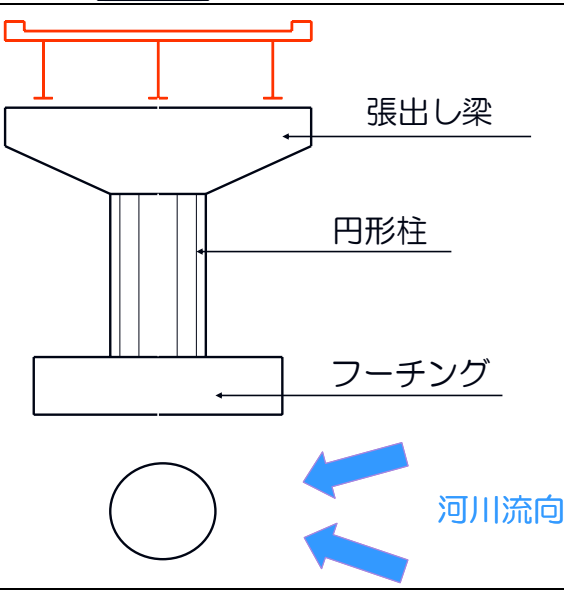
橋脚（ピア）は、2径間以上の橋梁において橋台の間に位置する構造物で、上部工を支え、荷重を基礎地盤に伝える役割を果たす。

橋脚は、橋台のように背面土圧を受けることはないが、橋の下部空間を分割することから、河川を渡河する橋梁においては流水による制約を受ける。またその設置位置・設置本数は堤防や河岸・既設構造物に配慮し、上部構造の形式と合わせて十分な検討が必要である。

河川内に設置する代表的な橋脚形式として次のものが挙げられる。

- ・ 張出し式橋脚（矩形柱）
- ・ 張出し式橋脚（小判柱）
- ・ 張出し式橋脚（円形柱）

表 4-10 橋脚形式の概要

形式	概要図	特徴
張出し式橋脚（矩形柱）	 張出し梁 矩形柱 フーチング （柱平面形状）	◆最も一般的な橋脚形式 ◆柱を構造上必要な最小断面とし、上部工を直接支持する部分のみ張出し梁として大きくする合理的な形式
張出し式橋脚（小判柱）	 張出し梁 小判柱 フーチング 河川流向	◆河川内に設置する場合に用いる ◆水の流れを円滑にするため、柱を流向に平行に設置し、形状を小判とする
張出し式橋脚（円形柱）	 張出し梁 円形柱 フーチング 河川流向	◆柱幅に制約を受ける場合や、河川の合流部等、流向が定まらない場合に採用する

4.1 基礎形式とその特徴

基礎に求められる性能として、「許容支持力」と「許容沈下量」があり、これらを併せて許容耐力という。

基礎形式は、上部構造条件、地盤条件、施工条件等を十分調査検討のうえ、最も安全で経済的な形式を採用することが重要である。なお、基礎構造は、1基の基礎に対して異種の形式を併用しないことを原則とする。

- ・ 支持層が比較的浅い場合（地盤改良を伴う場合もある）
 - 直接基礎 ：フーチング基礎、べた基礎
- ・ 支持層が深い場合
 - 杭基礎 ：既製杭、場所打ち杭、深礎
 - ケーソン基礎 ：オープンケーソン、ニューマチックケーソン
 - 鋼管矢板基礎 ：井筒型、脚付き型
- ・ 併用基礎
 - パイル・ドラフト基礎（フーチング基礎に杭基礎を組み合わせたもの）

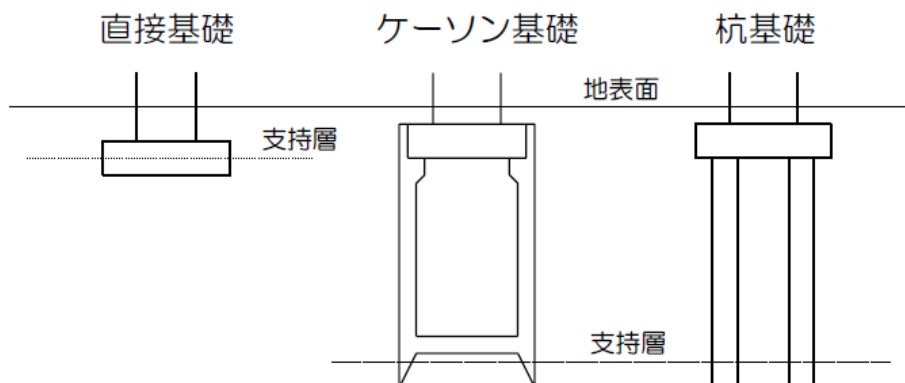


図 4-2 基礎形式の概略図

(1) 杭基礎工法

杭基礎については、いくつかの工法がある。

場所打ち杭工法とは、現場で組んだ円筒状の鉄筋を掘削した地盤の中に落とし込み、後からコンクリートを穴の中に流し込み、固めて杭を形成する工法である。地面を掘削する方法により工法が異なり、施工可能な杭長に関係する。

既製杭の場合、工法（埋込み杭工法、打込み工法）と杭の種類（コンクリート杭・鋼管杭等）により、施工可能長さが異なる。

杭基礎工法の場合、管の打設・フーチング施工をドライ状態で行う必要があるため、低水路内橋脚の施工においては仮締切工等を行う必要があり、採用においては河川条件等を十分に検討する必要がある。

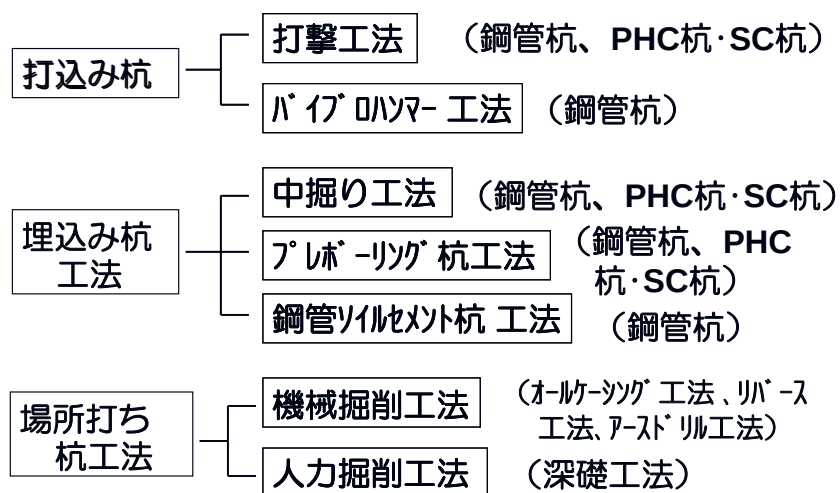


図 4-3 杭基礎工法の分類

(2) ケーソン基礎工法

ケーソン (caisson) とは、防波堤等の水中構造物や、地下構造物を構築する際に用いられるコンクリートまたは鋼製の大型の箱を示し、港湾や海洋、河川の低水路部での橋脚基礎の施工に良く用いられる工法である。

ケーソンを用いた基礎構造物の特徴としては、次の3つが挙げられる。

他の基礎に比べて断面が大きいので、剛性が大きく変位が小さくなる。

水平抵抗力と鉛直支持力が、ともに大きく期待できる。

ケーソン基礎の中空内部が、完成後地下構造物として利用できる。

特に河川橋脚の施工では、ケーソンを地中に落とし込む際にケーソン周辺を

仮締切工等によりドライ状態にする必要がないことがメリットとしてあげられる。

河川等の陸上工事におけるケーソン工法は、大きく次の2つに分けられる。

1) オープンケーソン工法 (opened caisson method)

地上で構築して設置したケーソン本体の中空内部を人力あるいは機械で掘削しながら徐々にケーソンを沈下させ、支持層まで到達した後にケーソン本体を基礎構造物とするものである。

2) ニューマチックケーソン工法 (pneumatic caisson method)

潜函（せんかん）工法ともいう。オープンケーソン工法の場合、軟弱地盤や河川等の地下水の多い地盤を施工すると、水や泥が作業箇所に入流し掘削作業が非常に困難になる。そのため、あらかじめ本体下部に作業室を設け、その中に圧縮空気を送り込んで気圧の高い状態にし、この圧気によって水や泥の流入を防止して掘削作業を行うものである。

このため、加圧や減圧を行う設備等、特殊な機械設備を備える。また、高気圧作業となるため、作業員の労働安全衛生管理には特別の配慮が必要である。

3) 鋼管矢板基礎工法

鋼管に継手を溶接し繋いだものを鋼管矢板といい、鋼管矢板を円形や小判形の井筒につないで閉合した「鋼管矢板基礎」という。鋼管矢板基礎は、鋼管矢板が基礎杭と仮締切り用の壁体を兼ねるため、橋脚基礎の建設において経済的・合理的な設計・施工が可能となる。

- ・ 鋼管矢板基礎のメリットは以下のとおりである。
- ・ 杭基礎に比べ、曲げ剛性と鉛直支持力が大きい
- ・ ケーソン工法に比べ、地盤条件、施工条件の悪い場所でも安全、確実な施工が可能
- ・ 設計荷重に対して最適断面を容易にとれるため、経済的な基礎構造を得ることが可能

次ページでは、河川橋脚の施工に用いられる杭基礎（鋼管ソイルセメント杭工法）、ケーソン工法（オープンケーソン工法、ニューマチックケーソン工法）、鋼管矢板基礎工法について、河川内での施工のメリット・デメリットを比較整理した。

表 4-1 1 基礎形式比較一覧

	杭基礎	ケーソン基礎		鋼管矢板基礎
	鋼管ソイルセメント杭工法	オープンケーソン基礎	ニューマチックケーソン基礎	
概要図				
概要	・現地盤中に造成した固化体(ソイルセメント柱)とリブ付き鋼管との合成杭である。固化体は、オーガヘッド先端からセメントミルクを吐出して地盤と混合攪拌しながら造成する。 ・施工方法は、固化体を造成しながら同時に鋼管を埋設する方法と、所定の固化体を造成した後に鋼管を埋設する方法がある。 ・排出土量は 50%以下で、建設発生土・汚泥の少ない工法（場所打ち杭の場合 100～110%）	・中空の構造物を地上で構築し、その中空部の土砂をクラムシェルバケット等で掘削・排土しながら地中に沈下させ、所定の支持地盤に到達させた基礎 ・機械設備が簡単で、一般にニューマチックケーソンより工事費が安い	・ケーソン下部に作業室を設け、作業室内に圧縮空気を送り込んで作業室内の水を排除し、人力あるいは機械により土砂を掘削・排土しながら地中に沈下させ、所定の支持地盤に到達させた基礎 ・特有の機械設備を必要とするため、工費の単純比較ではオープンケーソンより割高	・鋼管矢板を現場で円形・小判・矩形等の閉鎖形状に組み合わせて打ち込み、継手管内をモルタルで充填し、その頭部に頂版を設けて所定の鉛直支持力、水平抵抗が得られるようにした基礎
施工上の留意点	△ドライ条件での施工が基本となるため、高水敷部や低水路部でも仮締切工が設置な条件下での使用が可能である。 △砂層・礫径 100mm 以下の砂礫層での施工は可能だが、土丹・岩盤では鋼管の打ち込みについての検討が必要。	○ドライ条件とする必要がないため、低水路部橋脚の施工に用いることが可能 △ニューマチックケーソンに比べて施工精度を確保するのが難しい △刃口下への玉石、転石等の出現や周辺摩擦力等による沈設作業の遅延で工期延伸、工費増大となる場合がある	○ドライ条件とする必要がないため、低水路部橋脚の施工に用いることが可能 ○土質を確認しながら掘削するため土質の制約を受けない ○高い施工精度が得られ、確実な工程が期待できる	○ドライ条件とする必要がないため、低水路部橋脚の施工に用いることが可能 ○仮締切り兼用工法の場合は、築島や架設専用締切りが不要 ○打ち込みが可能な場合には、工期が短い △施工深さが深く、中間N値が大きい場合には、継手が確実に接合できるよう注意が必要
近接施工時の留意点		△ケーソン落とし込みにより、ケーソン内外の土圧が変化するため、近接橋の変位条件が厳しい場合には採用が困難		

4.2 基礎地盤について

(1) 支持層の選定

良質な支持層とは、基礎からの荷重を安全に支持できる良質な地盤をいう。具体的には、構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模等によっても異なるため一律に定められるものではないが、目安として次のものが挙げられる。

- ・ 岩盤
- ・ N 値が 20 程度以上粘性土層（一軸圧縮強度 q_u が $0.4\text{N/mm}^2(4\text{kgf/cm}^2)$ 以上）
- ・ N 値が 30 程度以上の砂層、礫層

なお、支持層を選定する際には、以下の点に留意する必要がある。

- ・ 砂礫層では、礫をたたいて N 値が過大にでる傾向があるので十分な注意が必要
- ・ 良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合や、その下に弱い層あるいは圧密層がある場合には、支持力と沈下についての検討が必要である

(2) 軟弱地盤での留意点

軟弱地盤については、はっきりとした定義はないが、N 値 2 以下の粘性土層、N 値 10 以下の砂質土層を軟弱地盤ということが多い。

軟弱地盤において基礎を計画する場合には、下記の点に留意する必要がある。

- ・ 砂質土層の液状化、及び流動化
- ・ 橋台の側方移動
- ・ 圧密沈下に伴う負の周面摩擦力

1) 砂質地盤の液状化

地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ地盤面から 20m 以内の深さに存在する沖積層の飽和砂質土層は、地震時に液状化が生じる可能性がある。

液状化が生じる可能性がある場合は、道路橋示方書 8.2.3 によって液状化に対する低効率 FL を算出し、この値が 1.0 以下の土層については液状化するものとみなす。

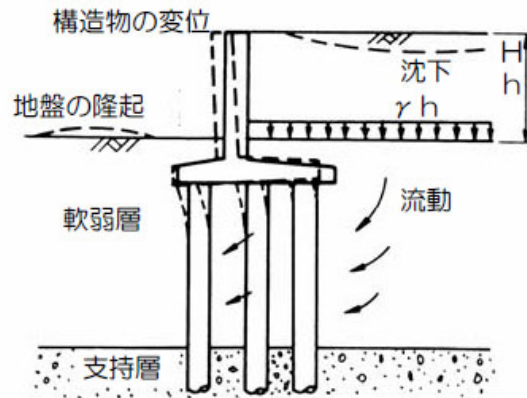
液状化が生じると判定された砂質土層は、道路橋示方書 8.2.4 によって土質定数を低減させる必要がある。

2) 橋台の側方移動

橋台が背面土という偏載荷重の影響により、施工時または施行後に主として橋軸方向に大きな変位や傾斜、及び背面盛土の沈下を生じる現象をいう。

側方移動のおそれがある場合は、道路橋示方書IV9.8により側方移動判定値(I 値)を算出し、I 値が 1.2 以上の場合は側方移動のおそれありと判定する。

側方移動のおそれがある場合には、地盤改良や基礎構造物の剛性を高める等の抵抗力を増加する方法や、偏載荷重を軽減する方法等を検討する必要がある。



3) 圧密沈下に伴う負の周面摩擦

圧密沈下を生じるおそれのある地盤中に設置するケーソン基礎や杭基礎は、負の周面摩擦力(NF: ネガティブフリクション)による影響を考慮して検討しなければならない(道路橋示方書IV11.4.3、12.4.3)。

負の周面摩擦力は、支持力を助ける働きをせず、逆に荷重として働くことから、注意が必要である。

