

## 第3章 プロジェクトの内容

### 3-1 プロジェクトの目的

アンガット川調整ダムは AMRIS 地区へ安定的に農業用水を供給するために、取水地点の河道水位を EL.17.50 m に保持する機能と、上流に発生する洪水をスムーズに流下させる機能を兼ね備えている。しかし、ダム下流河床の低下にともなって下流水叩きが損傷を受け、ダム全体の安定性への懸念が生じてきた。これは上記したダムの機能を維持する上で、非常に大きな問題となる。

したがって、本プロジェクトはダム下流河道の河床低下に対して適切な河床防護工を施し、また現在ダム施設が受けている構造的損傷を修復し、構造的安定の回復と維持を図ることを目的とする。

### 3-2 プロジェクトの基本構想

#### (1) 水叩き及び護床工の改修に対する基本構想

アンガット川調整ダム周辺の河道特性、構造物特性と損傷についての現地調査及び地質・地盤調査をとおして、本ダムの水叩き・護床工及びその関連施設が直面する問題点と課題を整理すると共に、その対策に向けた基本的構想を以下に記す。

#### (a) ダム下流河道の河床低下

アンガット川調整ダムの竣工以来、上流からの土砂供給が遮断され、さらに下流河道における過度の砂利採取により、ダム下流河道の河床低下の進行が著しい。アンガット川調整ダム直下流の平均河床高はダム建設前において約 EL.12.0 m だったものが 1972 年には EL.10.0 m に、さらに 1999 年には EL.7.0 m 程度にまで低下した(図 3-2 参照)。特にみお筋部の河床低下が顕著である。

今後、下流河道内の砂利採取を全面的に禁止すれば河床低下の進行はかなり抑制できるものの、上流からの土砂の供給が遮断されているので、下流河道は安定河床(河床高と勾配)に達するまで河床変動を継続することになる。既存の 2 段目水叩き直下流の河床もこの影響範囲に入っているため、この地点に新たに床止め工(落差工、水叩き及び護床工を総称する)を設けて河床低下の上流側への進行をくいとめる。なお、床止め工の設計において、将来の河床変動量を推定して維持すべき河床高を設定する。

#### (b) 下流河床の局所洗掘

本ダムの水叩きは表面の高さが下流の常時水面より上にあること、既存減勢ブロックの配置・規模が適当でないこと、また、護床工の剛性が小さく、全体的な長さが不足していることなどにより、放流水を効果的に減勢し、下流河道に流水を導くような水理・

構造形式となっていない。このため、河床低下に伴って発生した水叩き端部の洗掘が上流からの放流水によって、なお一層局所的な洗掘を進行させることとなった。(図 3-1 流れの形態(現況)を参照のこと)この河床洗掘の進行は2段目水叩きの下流部を破壊し、徐々に上流に向かって破壊を拡大させる可能性がある。よって、節(a)で述べたように、2段目水叩きの直下流に床止め工を設けることにより、河床の洗掘を防止すると共に、既設の水叩きを防護する。また、1段目、2段目水叩きにおいて、放流水を減勢する対策も合わせて考える。

(c) 右岸導流堤への流水の影響

本導流堤はふとん籠で覆われているが、流水の作用によりふとん籠に変形や移動が生じている。これが進行すれば導流堤の破壊につながりかねないので、強度の大きい護岸で堤体を固め防護する。この場合、導流堤背面側に水が回り込まないようにするために、導流堤背面に盛土を施し、かつ法面を護岸で保護する。

(d) 右岸取水ゲート直上流の河岸侵食

当該区間は洪水時には水当たり部となるため、流水による洗掘作用を受けやすい。試算によればアンガット川調整ダムの設計流量である  $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$  が流下するときの平均流速は約  $3.0 \text{ m/s}$  であり、河岸侵食の発生が十分に考えられる。これが進行すれば取水ゲート取付擁壁部の安定性に影響を及ぼすことになるため、取付擁壁の直上流区間の河岸を防護する。

(e) 水叩きコンクリート下部及びコンクリート護岸背面地盤の空洞化

地下レーダー調査とハンマーによる打撃音・反発度に関する現地調査の結果、1段目水叩きの下流エンドシル付近一帯の水叩き下部地盤及び右岸土砂吐直下流護岸背面地盤に空洞が存在することがわかった。これらの空洞は洪水流や浸透流の作用により拡大し続けると将来的には表面のコンクリートの陥没破壊につながる事が考えられるので、確認される範囲においてこれらの空洞部はコンクリートを除去して直接土で埋戻すか、またはグラウトホールをもうけてモルタル等により空洞部を充填する。

(f) 構造物の老朽化・劣化

既設水叩きは長期間にわたり繰り返し射流状態の流れの影響を受けるため、水叩き表面は流水のせん断とキャピテーションにより摩耗と侵食を受けて風化し、表層剥離を起こしやすい。これらの現象が顕著に現れているのは水叩きコンクリートの表面の欠損や亀裂、バツフルピアの倒壊及び水叩きコンクリートの剥奪などである。この流水の作用を緩和するような対策を講じる。

(g) ゲート放流による流水集中の緩和

洪水時のゲートの倒伏頻度は第3と4が最も高く、その結果第3と4のゲート下流

河床に越流した水が集中して流れることとなり、その分河床洗掘量も大きくなっていると考えられる。ゲート倒伏時の流水の集中を緩和する構造的対策、あるいはゲート操作の変更により流水の集中を防ぐ方法を検討する。

(h) 1 段目水叩き部からの湧水

堰本体コンクリートと基礎地盤の接触面にみず道ができている可能性がある。現在のところ表面上、問題は発生していないが、将来、このみず道が拡大しパイピングの進行につながりかねないので、可能な限り現状を改善するような対策を考慮する。

(2) アンガット川調整ダムの維持管理用設備に関する問題点と対策

現在設置されている維持管理用設備は、資機材の不備や能力不足からダム貯水池の管理、ゲート操作及び放流時の下流への警報の実施等において様々な問題を抱えており、今後のダム施設の効果的維持管理、運営の面で強く改善が求められている。特に以下に挙げる設備については早急な対応が必要である。

(a) ダム貯水池管理用ボート

ラバーゲートの破壊の原因となる大型浮遊物（建設資機材、船舶、家屋廃材、その他ラバーゲートに影響を与えそうなもの）の早期発見やそれらの除去、あるいはダム貯水池上流の河道内に存在する様々な施設の状況を日常的にモニタリングするために、ダム貯水池管理用ボートの利用が不可欠となる。

(b) 放流警報装置（サイレン）

現在、左岸のゲート操作室に、音声の到達距離が 500 m の警報装置が一基設置されているが、風雨や洪水の放流音によってこの到達距離はかなり短くなっている。このため左岸から右岸に向けて警報を鳴らしても音声伝わらない状況が頻発し、ゲートの放流管理上問題となっている。そこで右岸側にも左岸と同様な警報装置を設け、河川の右岸領域に確実に警報が伝わるようにすることが求められている。

(c) サーチライト

現在、左岸のゲート操作室に夜間におけるゲートの維持管理用にサーチライトが一基設置されているが、照明能力が足りないために右岸側方面のゲートの維持管理が手薄となっている。よって右岸側にも左岸側のものと同様なサーチライトを設置し、夜間におけるゲートの維持管理を可能ならしめることが急務となっている。

(d) 専用無線システム

現在、左右岸のゲート操作室と地区事務所の 3 者を直接つなぐ情報伝達システムが無い場合、ダムの近くにあるゲート操作員宿舎内の無線を使って地区事務所と連絡を取り

合い、その情報を連絡員がゲート操作室まで運ぶといった非効率な手段を使っている。そのため緊急時において正確で迅速なゲート操作が実施できない状況にある。よって、ゲート操作によるダム貯水池の水位管理及び放流制御等の情報伝達をリアルタイムに行える体制を確立するために、3者をつなぐ専用無線システムの導入が不可欠である。

(3) 事業の内容

本事業に関するフィリピン国側の要請内容と、調査団が実施した現地調査および施設の詳細検討を踏まえて決定した事業内容を比較して表 3-1 に示す。

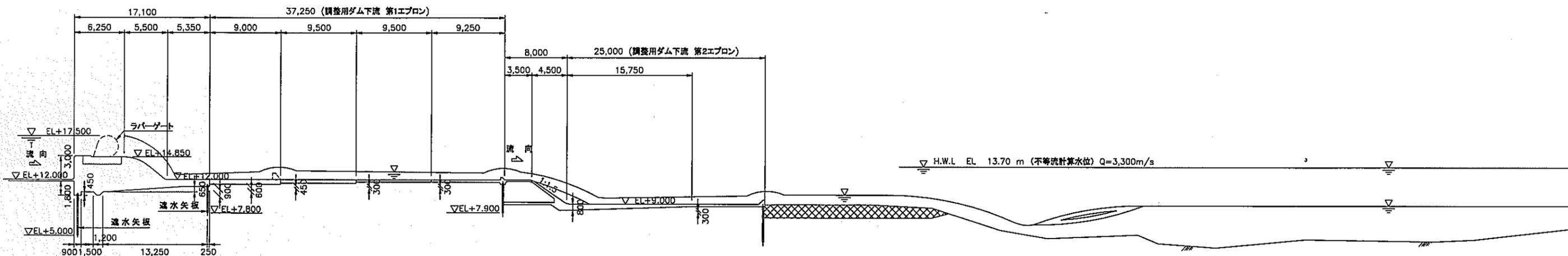
表 3-1 事業内容

フィリピン国側からの要請内容	基本設計で決定した内容
1.エンジニアリングサービス（詳細設計と施工監理）	1.エンジニアリングサービス（詳細設計と施工監理）
2.施設の建設	2.施設の建設
(a) 水叩きの新設（床止め工と称する） - 落差工本体部 - 水叩き部	(a) 水叩きの新設（床止め工と称する） ● 落差工本体部 ● 水叩き部
(b) 護床工（水叩き直下流） - コンクリートブロックとふとん籠敷設	(c) 護床工（水叩き直下流） ● コンクリートブロックの敷設
(c) 護岸工 - 下流水叩き左右端部練石張り護岸の新設 - 右岸土砂吐直下流護岸の補修又は改築	(d) 護岸工 ● 下流水叩き部側壁護岸の新設 ● 右岸土砂吐直下流護岸の改築 ○ 右岸導流堤の補強、背面河道部の埋め土及び盛土法面の保護工 ○ 右岸取水ゲート上流部河岸の防護工 ○ 左岸下流既存法面保護工の補修
(d) 既存 1 段目、2 段目水叩きの補修 - 陥没部のコンクリート、ふとん籠の撤去 - 陥没部の土砂埋め戻し - 止水矢板の打込みとコンクリート打設	(a) 既存 1 段目、2 段目水叩きの補修、改良 ● 陥没部のコンクリート、ふとん籠の撤去 ● 陥没部の土砂埋め戻し ● 止水矢板の打込みとコンクリート打設 ○ 水叩きの減勢池化(エンドシルの設置) ○ 1 段目水叩き下部空洞部およびゆるみ地盤の処理 ○ 1 段目水叩きコンクリート床版の補修
(e) 仮設構造物 - 仮締切り工一式 - その他工事に必要な仮設工	(e) 仮設構造物 ● 仮締切り工一式 ● その他工事に必要な仮設工
(f) 上記工事に係る現場経費	(f) 上記工事に係る現場経費
3.維持管理用機材 - ボート：1 - 放流用警報装置：1	3.維持管理用機材 ● ボート（牽引用斜路の建設含む） ● 放流警報装置（サイレン）：1 □ 施設管理用サーチライト：1 □ 施設管理及びゲート操作無線装置：1
4.研修プログラム - 施設の運営・維持管理に関する現地オンザジョブトレーニング	4.研修プログラム ● 施設の運営・維持管理に関する現地オンザジョブトレーニング

[記号の説明]：

- フィリピン国側が当初要請した項目
- 要請内容を検討した結果、調査団が必要と判断した項目
- 現地調査の結果、調査団が追加的に必要と判断した項目
- フィリピン国側の追加要請項目（検討した結果、調査団が必要と判断した）

現 況



改 修 後

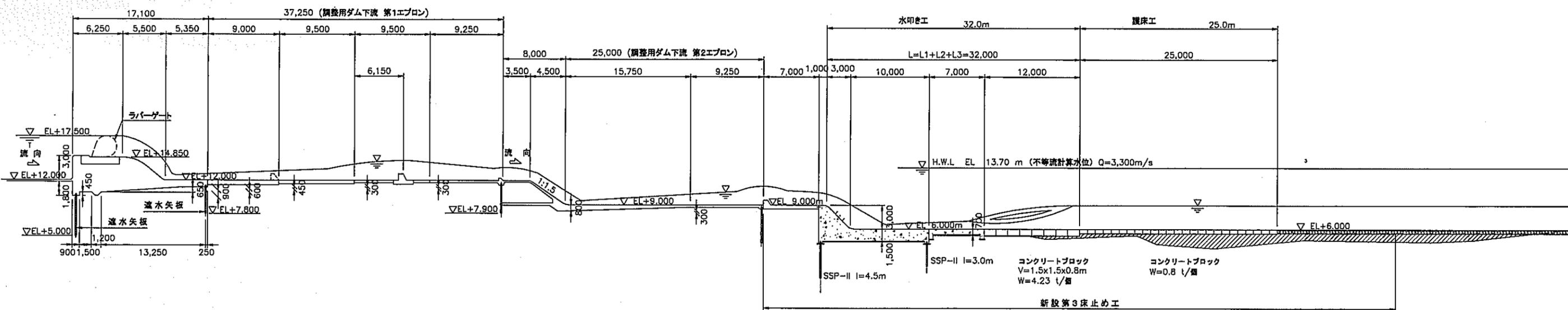
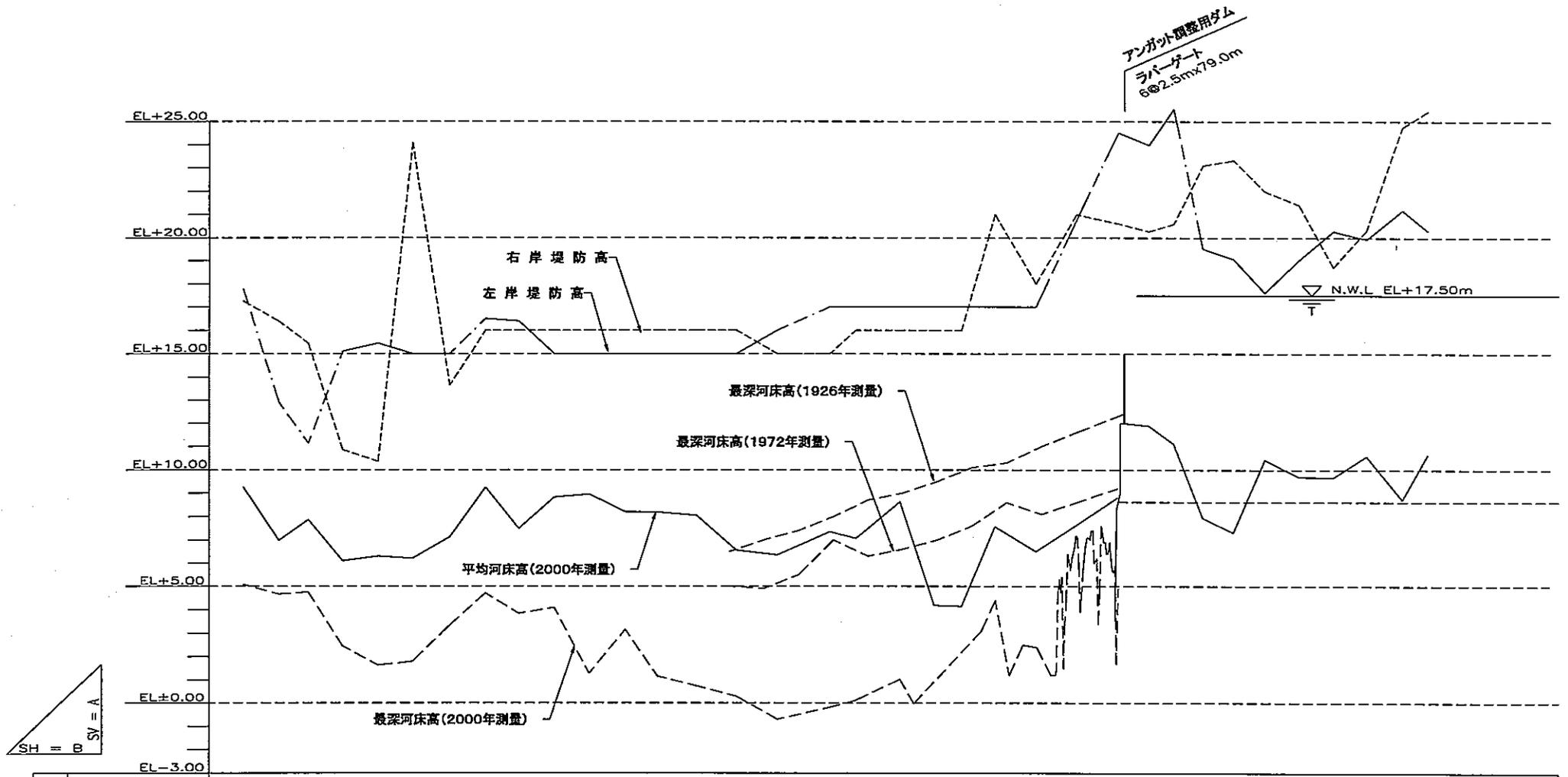


図 3-1 水叩き・護床工上の流れの形態



測点 No.	距離 (m)	高 (m)	
		左岸堤防高	右岸堤防高
STA.0+500	0.00	17.76	17.32
STA.1+000	512.30	12.91	16.38
STA.1+500	424.02	11.14	15.44
STA.2+000	494.75	15.11	10.85
STA.2+500	507.71	15.45	10.35
STA.3+000	497.05	15.00	24.08
STA.3+500	534.44	15.00	13.64
STA.4+000	516.89	16.50	16.00
STA.4+500	490.89	16.39	16.00
STA.5+000	511.51	15.00	16.00
STA.5+500	504.71	15.00	16.00
STA.6+000	503.45	15.00	15.00
STA.6+500	500.94	15.00	15.00
STA.7+000	514.76	15.00	16.00
STA.8+000	592.01	16.00	15.00
STA.8+500	759.47	17.00	15.00
STA.9+000	377.00	17.00	16.00
STA.9+500	636.00	17.00	16.00
STA.10+000	491.92	17.00	16.00
STA.10+500	394.81	17.00	16.00
STA.11+000	480.76	17.00	21.00
STA.11+500	589.09	17.00	18.00
STA.12+000	482.14	20.76	21.00
STA.12+500	568.88	24.52	20.51
STA.12+507	87.35	15.00	15.00
STA.13+000	437.52	23.93	20.27
STA.13+500	392.23	25.54	20.50
STA.14+000	415.81	19.52	23.10
STA.14+500	437.07	19.07	23.32
STA.15+000	448.94	17.62	21.12
STA.15+500	473.24	18.02	24.72
STA.16+000	480.12	20.28	18.72
STA.16+500	474.88	19.93	20.33
STA.17+000	513.92	21.18	24.76
STA.17+500	365.73	20.29	25.44

図 3-2 アンガット川 縦断図

### 3-3 基本設計

#### 3-3-1 設計方針

##### (1) 基本的考え方

対象施設の改修・補修は次のような考え方で行う。

- (a) 改修・補修の対象とする施設は既存の水叩きと護床および関連する護岸で、これを実施しなければ水叩きを含むダム本体の安定に影響を及ぼすと考えられるものに限定する。調査の結果より対象とする施設は下流護床工、1 段目と 2 段目の水叩き、1 段目水叩き右岸の既設護岸、2 段目水叩き右岸の導流堤及び右岸取水ゲート直上流の護岸とする。
- (b) 構造物破損の原因と現施設が直面する問題点に的確に対応した改修・補修の対策案を設定する。対策にあたっての主な検討項目は、i) 下流河道の河床低下、ii) 局所洗掘、iii) 基礎地盤のパイピングとゆるみ、iv) 揚圧力、v) 地震荷重等である。
- (c) アンガット川調整ダム周辺の河道特性を把握し、可能な限りこれと調和した施設の改修計画を策定する。また、河床低下対策として施設下流の将来の河床高を可能な限り定量的に推定し、これをもとに構造物の高さを決定し、これを維持するような構造物を設計する。
- (d) 既存のコンクリート構造物は竣工後 40 年以上経過しているものの、現在でも十分なコンクリート強度を有していることが確認されている。よって改修・補修にあたっては破損の著しいものを除いて、既存の構造物を最大限活用する。また、その施工にあたっては既存構造物の安定性を損なわないよう配慮する。
- (e) アンガット川調整ダム周辺の河川空間はブラカン州の景勝地の 1 つであると同時に、水辺は地域住民の憩いの場として散歩、水浴、魚釣り、洗濯等に利用されている。よって施設の設計と工事施工にあたっては、人々の河川利用に最大限配慮した計画とする。
- (f) 施設の構造形式の決定にあたっては、竣工後において施設の維持管理が不要、または極力容易となるようにする。
- (g) ゲート操作の変更によって越流水の下流河道に与える影響を緩和することが可能であれば、ゲート操作の見直しを行う。
- (h) ダム施設および貯水池の維持管理用設備の調達計画は、ダム管理事務所の維持管理能力（人、体制、予算等）を十分考慮して行う。

## (2) 施設の改修・補修に関する設計方針

各施設の改修・補修についての設計方針は次のとおりである。

### (a) 下流河道の将来の河床低下への対応

3 段目水叩きの表面高を現況の平均河床高よりもみお筋部で 1.0 m 程度、それ以外の部分で 0.5 m 程度だけ低く設定し、下流河床が将来低下することであっても、水叩きが河床よりも上に突出しないようにする。また、護床工の流水方向長さを大きくとり、コンクリートブロックやふとん籠のような屈撓性の構造物を河床面より下に敷設する。

### (b) 下流河床の局所洗掘の防止

2 段目水叩きの下流に落差工、水叩き及び護床工からなる床止め工を設けてこの区間で完全跳水を発生させ、流水を減勢して下流河道に導く。水叩きにはパイピング防止のための鋼矢板を上下流端部に打込み、護床工は流出しない十分な重量を持ったコンクリートブロック構造とする。

### (c) 1 段目と 2 段目水叩き上の流水の減勢とコンクリートの劣化の抑制

1 段目と 2 段目水叩きの上にエンドシルを設けて水辱池とすることにより、洪水吐ゲートを越流・落下したあとに発生する高速射流の流水エネルギーを減殺し、水叩き表面に働く負荷を軽減する。また、右岸土砂吐ゲート直下流の水叩きは、流水の作用により一部破損しているため、新たにコンクリートを打ち足して原形復旧する。

### (d) 2 段目水叩き陥没破壊部の補修

応急対策として陥没部に設置したふとん籠を撤去し、水叩きの原形復旧を行う。工事内容は流出土砂の充填、転圧、鋼矢板打込み、配筋、コンクリート打設などである。

### (e) 水叩き下部の空洞化とゆるみ地盤の処理

空洞のある場所の水叩きコンクリートを撤去してゆるみ地盤を締め固め、空洞の埋め戻しを行い、最後にコンクリート床版を再度打設する。また、水叩きを壊さずにせん孔し、モルタルなどの材料で空洞を埋める方法も検討する。

### (f) 既存護岸の表層剥離、クラック及び背面空洞化の処理

損傷のある既設コンクリート護岸を撤去し、掘削、覆土、締め固め、裏込投入、コンクリート被覆、地下水処理工設置等からなる護岸を新たに設ける。

### (g) 流水による右岸下流の導流堤部の洗掘防止

本導流堤平面線形の変更は、河岸地形の制約と用地問題のため実質的に不可能であり、現況の線形を踏襲するものとする。この場合、本導流堤及びその防護工は洪水流の作用を受けても破壊しないよう十分な強度を持った永久構造物として設計する。

また現在、導流堤背面は河道の一部となっており、洪水時には湛水するが、導流堤の補強・改善に合わせてこの区域を埋め立てて流水が背面に回り込まないようにする。

#### (h) 洪水吐ゲート倒伏時の下流河道への流水集中の緩和

エンドシルを設けることによって水叩きの上を水辱池とし、ゲートを越流し落下した水の流れを減勢池の中で分散させ、河道全幅にわたる均等な流れを作り出す。

#### (i) 右岸取水ゲート直上流の河岸侵食の防止

洪水時に流水が直接河岸に当たって河岸を侵食しないよう河岸前面に矢板等による護岸をもうける。

### (3) 施工方針

アンガット調整ダム改修・補修工事は河川工事であり、矢板、土のう等からなる仮締切堤で施工範囲を囲い、河川水の進入を防止しながら行う必要がある。また、河川内の施工は洪水の影響を大きく受けるので、洪水の発生する可能性の高い雨期には河川内での施工は避けるものとする。仮締切の設置にあたっては、現状の流水の疎通を妨げることがないよう十分な通水断面を確保する。

本工事は土工、コンクリート工、遮水矢板工が主体であり、工事規模が大きい。乾期(11月～翌年5月までの7ヶ月)の間に実施可能な工事内容と量を考えると、施工期間は2乾期を必要とする。

河川の仮締切工法として、前面締切、半川締切、複数締切が考えられるが、本工事の場合は半川締切工法を中心にして仮設計画を立案するものとする。詳細は“3.3.4 施工方法”の中で記述する。

### 3-3-2 基本設計計画

#### (1) 河道水理条件

損傷を受けた水叩き下流の床止め工及び護岸工等の構造物は洪水時の流水力や地下水位の変動による水圧に対して安定するよう設計する必要がある。そこで外力としての流水力や水圧を求めるうえで基本となる流量、水位及び流速等の水理量を以下のとおり設定する。

#### (a) 設計対象流量

アンガット川調整ダムは、計画取水水位 EL.17.500 m において洪水吐ゲート及び土砂吐を全開して 3,300 m<sup>3</sup>/s の流量が安全に流れるよう設計されており、これを当ダムの設計洪水流量としている。よって本業務においてもこの 3,300 m<sup>3</sup>/s の洪水流量を用いるものとし、この値以下のすべての洪水に対して構造物が安全となるよう計画する。

なお、この設計流量である 3,300 m<sup>3</sup>/s がどの程度の生起確率に相当するかについて明らかにした資料がないので、以下において概略推定を試みた。

(i) 仮定条件

- 洪水流出量の推定にあたっては、近隣の河川であり、しかも流域特性がアンガット川に類似しているパシグマリキナ川の比流量を参考とする (表 3-2 に示す)。

表 3-2 パシグマリキナ川の比流量

確率年	比流量 (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
10	4.3
20	4.9
50	5.8
100	6.4

- アンガットダム地点の流域面積を 568 km<sup>2</sup>、これより下流アンガット川調整ダムまでの残流域を 309 km<sup>2</sup> とし、パシグマリキナ川の比流量を掛け合せ、洪水流出量を算定する。
- アンガットダムは洪水時の調節効果(ピークカット)が大きく、過去の実績によれば、大洪水時 (3,000 m<sup>3</sup>/s 以上) において約 50 %、中小洪水時に 70 % 程度である。よって、アンガットダムによるピークカット率 50 % を用いて、ダムからの洪水時放流量を算定する。

(ii) 計算結果

上記の条件を用いてアンガット川調整ダム地点における流出量を算定し、生起確率との関連付けを行った。その結果は図 3-3 のとおりである。

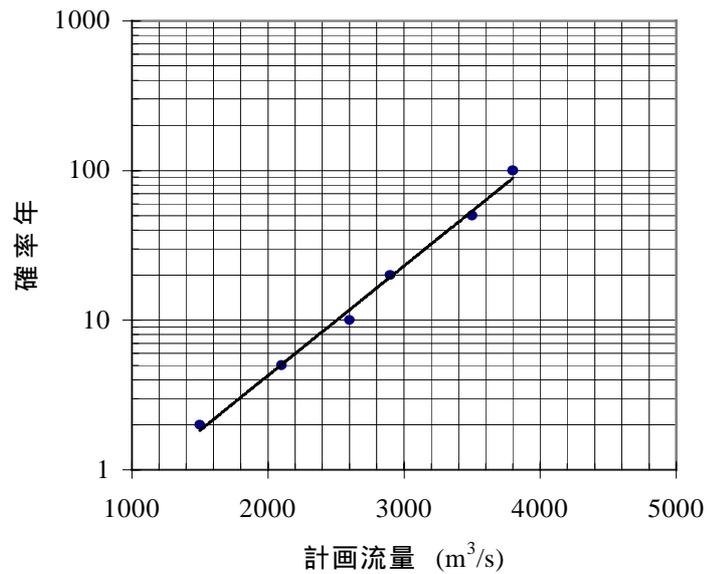


図 3-3 計画流量と確率年との関係

図 3-3 からわかるように、3,300 m³/s の流出量に相当する生起確率は 1/40 程度である。

フィリピン国では、大流域河川の長期的治水事業の目標として 50 年確率規模が、緊急対策としては 20～30 年確率規模が採用されている。アンガット川は当国では重要河川の 1 つであり、治水・灌漑事業において、40 年相当の計画規模を採用することは、十分妥当性がある。

(b) 下流河道の河床標高と低水時の水深

1999 年 2 月と 2000 年 4 月に実施した河川の地形測量結果をもとに、両年における水叩き直下流河道の河床面標高を比較して示したのが図 3-4 である。また、現水叩き下流端から約 1,200 m 下流区間の最深河床高の縦断形状を 図 3-5 に示す。

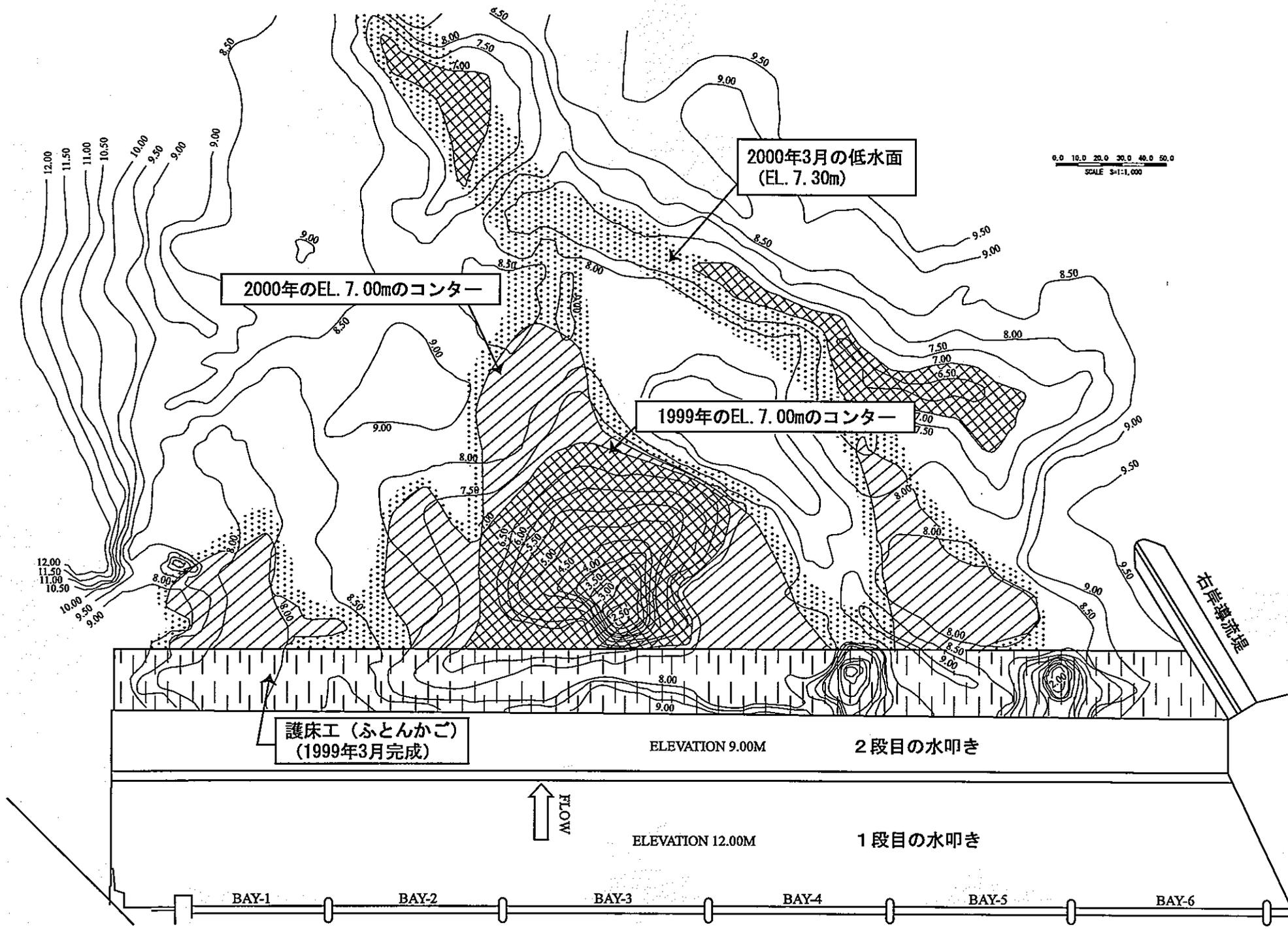


図 3-4 河床コンターラインと水面形

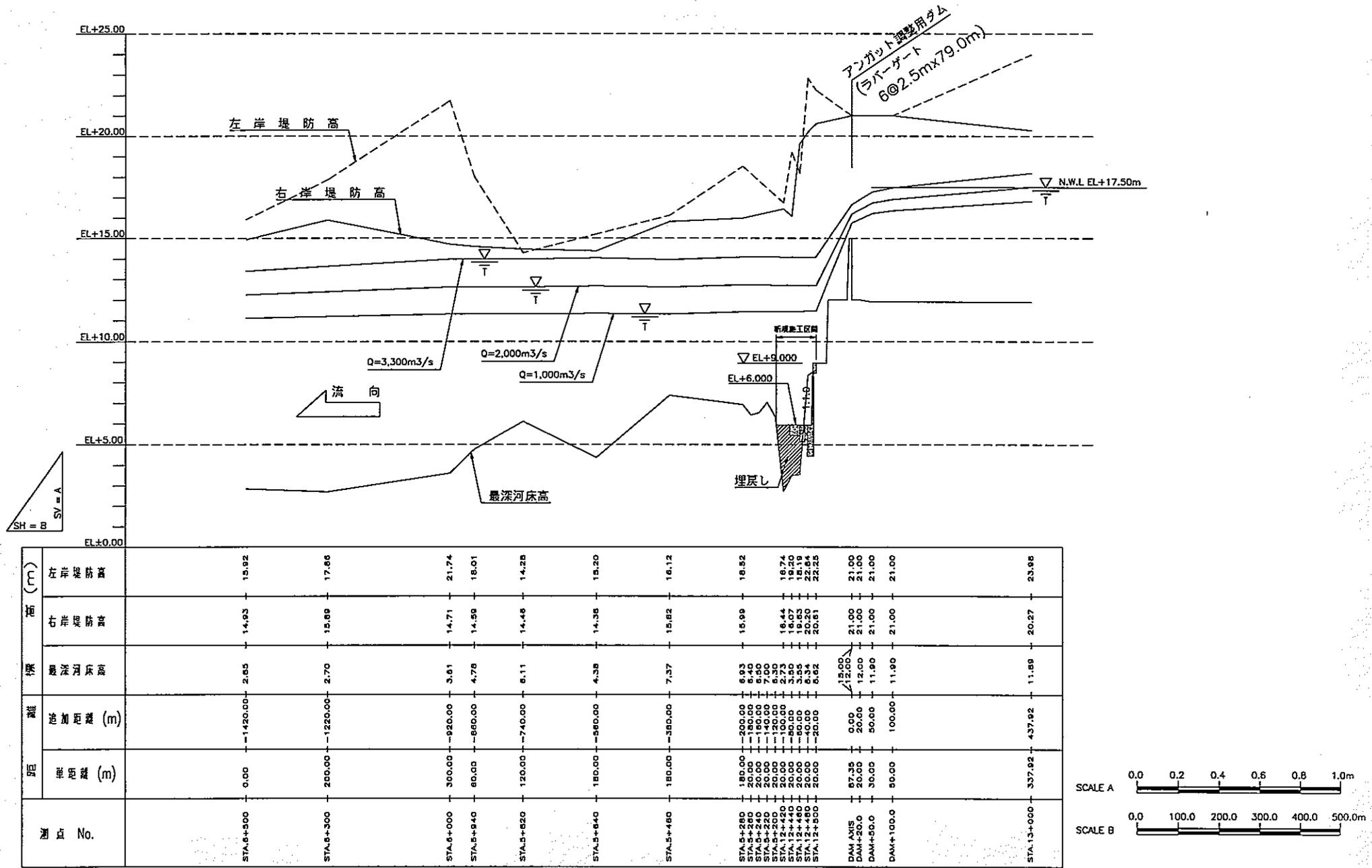


図 3-5 アンガット調整用ダム下流河道の最深河床の縦断形

河床高のコンターラインと河床縦断図から明らかなように、2 段目水叩き直下流の河床が局部的に大きく洗掘されていることがわかる。1999 年と 2000 年における EL7.00 m の河床コンターラインを比較すると、わずか 1 年の間に標高 EL7.00 m の河床領域が大幅に拡大している。これはふとん籠による護床工を水叩き直下流に設置した後、洗掘領域がこれよりも下流に移動したことによると考えられる。

また、乾期の低水時における水面標高を比べると、1999 年には EL7.5 m ~ 8.0 m だったものが、2000 年には EL7.0 m ~ 7.5 m となり 0.0 ~ 0.5 m の範囲で水位が低下していると推定される。よって、床止め工の設計において下流河道の設計水位を決定するにあたり、もっとも低い水位である EL.7.00 m を用いるのが適当である。

なお、アンガットダム発電放流のうち 2.0 m<sup>3</sup>/s 分はアンガット川の河川維持用水として放流されており、アンガット調整ダムにおいても取水量と調整を図りながら河川維持用水を下流に放流することになっている。しかし、乾期にはまったく放流しないこともあるが、地下水の河川流出があるため、河川に水が枯れることはないようである。

(c) 2 段目水叩き直下の維持すべき河床高（水叩き表面標高）の決定

2 段目水叩き直下流河道の維持すべき河床高（床止め工の水叩き表面標高と同じ、図 3-6 参照）は、次のような事項を検討し、**EL.6.00 m** とした。

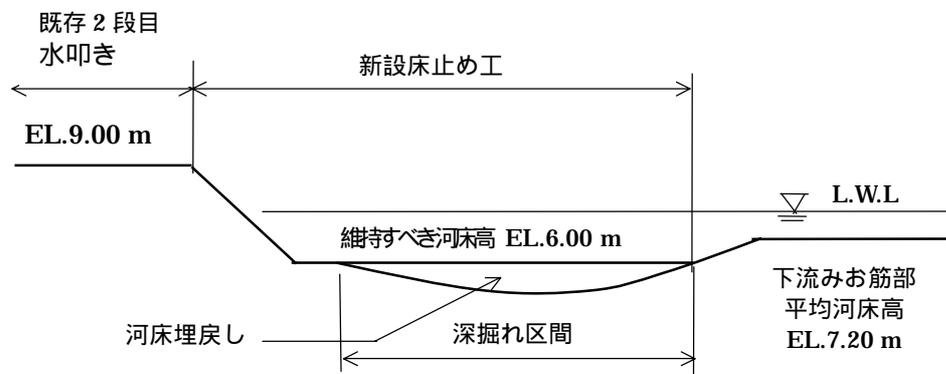


図 3-6 維持すべき河床高

(i) 直下流みお筋の河床高

現在、みお筋は第 3 と第 4 洪水吐ゲートの下流側にできており、主流は第 3 ゲート下流筋である。このみお筋は、2 段目水叩きから約 150 m 下流地点まで深掘れが進んでおり、この範囲の最深河床高は EL.3.0 m、平均で EL.6.0 m 程度である。この深掘れ区間よりさらに下流区間(延長約 250 m)の河床高は約 EL.7.0 m から EL.7.5 m(平均で EL.7.2 m)で、あまり大きな変化はない。よって、2 段目水叩き直下流河道の維

持すべき河床高は、将来の河床低下を考慮して EL.6.0 m から EL.7.0 m の間にとるのが妥当であると言える。

(ii) 経年的な河床変動データからの河床高の予測

アンガット川調整ダム下流区間（約 1,000 m）における河床高の経年変化をみるとおおよそ表 3-3 に示すようになっている。

表 3-3 河床高の経年変化

年	最深河床高	低下幅	低下幅/年
1926	EL.11.5 m ~ EL.12.3 m	3.4 m	0.07 m
1972	EL.8.0 m ~ EL.9.0 m		
1999	EL.6.5 m ~ EL.7.5 m	1.5 m	0.06 m

過去 73 年間の河床低下は年平均 6.5cm の低下率で進行したことがわかるが、この原因はアンガット川調整ダムとアンガットダムの建設によるものと、河床砂利採取によるものの 2 つが主である。ここで 30 年程先の河床低下幅を推定する場合、過去の年平均低下幅の中で砂利採取による要因によるものが 5 割を占めていたとし、さらに将来は砂利採取が 100% 行われないと仮定すれば、河床低下幅は次のように推定できる。

$$30 \text{ 年先の低下幅} = 0.065 \times (1-0.5) \times 30 = 0.975 \text{ m}$$

深掘れ範囲を除いた下流みお筋区間の平均河床高は EL.7.20 m であるので、30 年先の河床高は次のようになる。

$$EL.7.20 \text{ m} - 0.975 \text{ m} = EL.6.225 \text{ m}$$

よって、深掘れ範囲より下流の 30 年程将来の河床高は、EL.6.00 m 程度になるものと予測できる。よって、床止め工の水叩き表面標高を EL.6.00 m としておけば、将来下流河床が低下したとしても影響を受けることはないと考えられる。

(iii) 河床変動計算による河床高の予測

アンガット川調整ダム下流区間において、将来予想される河床変動量を計算により推定し、床止め工直下流の維持すべき河床高（水叩き高と同じ）を決定するための参考とする。

計算条件

計算における条件および仮定は次のとおりである。

- 計算対象区間は、アンガット調整ダム直下流 12.59 k m 区間とし、計算の開始年

は現在の西暦 2000 年から 2029 年まで (30 年間) とする。

- 流況 (毎月の洪水流量) を設定するために、以下のような方法を用いた。

調整ダム地点における過去 10 年間の降雨データを用いて降雨量の確率分布を作成する。この確率分布形状に合わせるように 30 年間の年最大洪水流量を設定する。この場合、年最大洪水流量の最大値は 3,300 m<sup>3</sup>/s とした。設定した各年の最大洪水流量をもとに月毎の流量を求める。

以下の図 3-7 に推定各年最大流量経年変化図を示す。

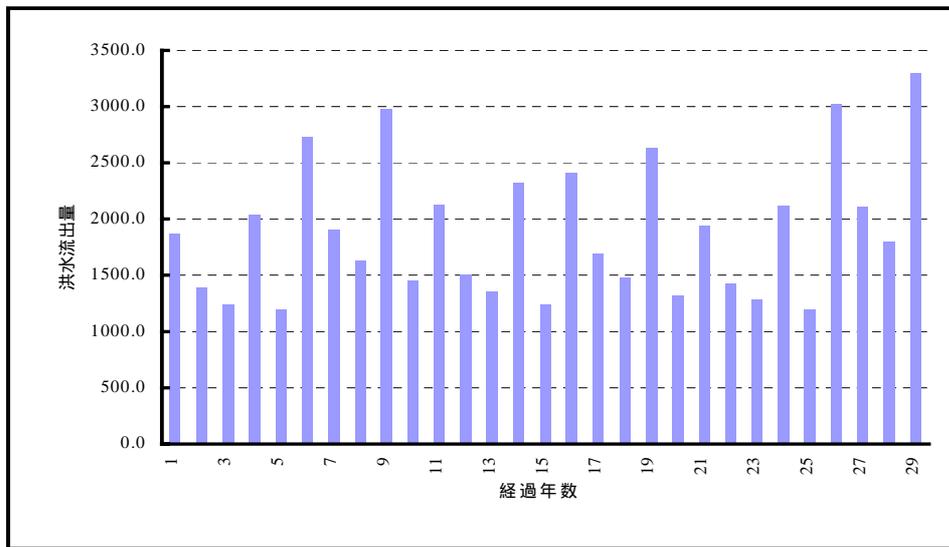


図 3-7 推定隔年最大流量経年変化図

- 平均河床高は次式によって算定した。

$$\text{平均河床高} = \left( \frac{\text{計画高水位または}}{\text{基準水位}} \right) - \left( \frac{\text{河積}}{\text{水面幅}} \right)$$

- 計算対象経過年間 (30 年間) には、人工的な河床及び河岸の掘削が行われないと仮定する。
- 調整用ダムによって掃流砂の移動は制限され、浮遊砂のみ下流河道へ流れると仮定する。
- 河床材料の粒径分布は、現地調査時に得られた調整用ダム下流 5 地点の河床材料調査結果を用いる。河床材料の粒径分布は図 3-8 のとおりである。

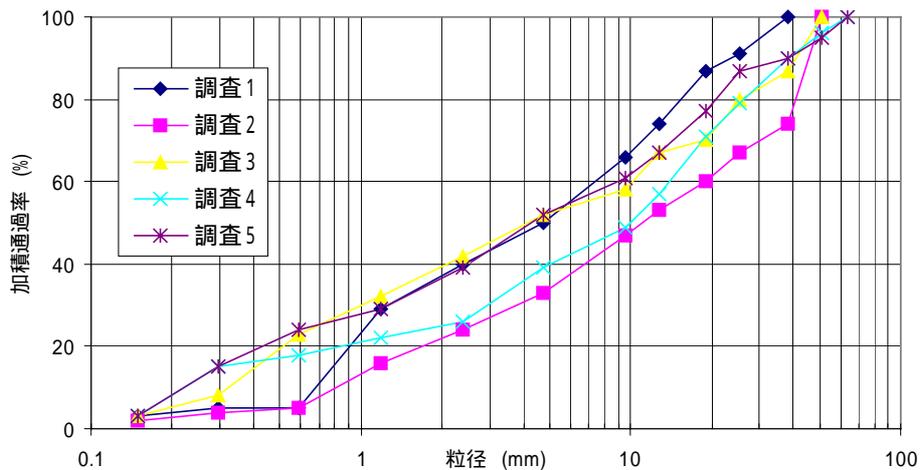


図 3-8 河床材料の粒径分布（通過百分率）

### 計算結果

30 年後の対象区間の河床高は、図 3-9 に示すように第 3 エプロン直下流から 0.7 km 下流区間と下流 10～12 km 区間で河床の変動が見受けられる。それ以外の区間は、ほぼ河床の変動が無く平衡状態になっていると考えられる。

特に第 3 エプロン直下流から 0.7 km 下流区間において河床高が逆勾配になっている区間が 2 ヲ所あり、その勾配変化点付近の変動量は大きい。表 3-4 に第 3 エプロン直下流の平均河床高の変化を示す。

表 3-4 平均河床高の変化

断面名	距離標 (km)	平均河床高 (EL m)		変化量
		現況	30 年後	
STA.5+820	-0.68	8.63	7.772	-0.858 (低下)
STA.5+640	-0.50	6.19	6.692	0.502 (上昇)
STA.5+460	-0.32	9.36	8.453	-0.907 (低下)
STA.5+280	-0.14	8.67	8.027	-0.643 (低下)
STA.12+420	-0.04	7.36	6.908	-0.452 (低下)

計算結果より、第 3 エプロン下流の河床は、30 年先には約 0.9 m (0.03m/年) 程度低下する可能性がある。このことより、水叩き直下流の現況平均河床高は、EL+7.2 m 程度であるので 30 年後の河床高は次のように推定できる。

$$EL+7.2 \text{ m} - 1.00 \text{ m} = EL+6.2 \text{ m}$$

よって、水叩き表面高を EL+6.00m に設定しておけば、将来の河床低下に対して影響を受けることはないといえる。

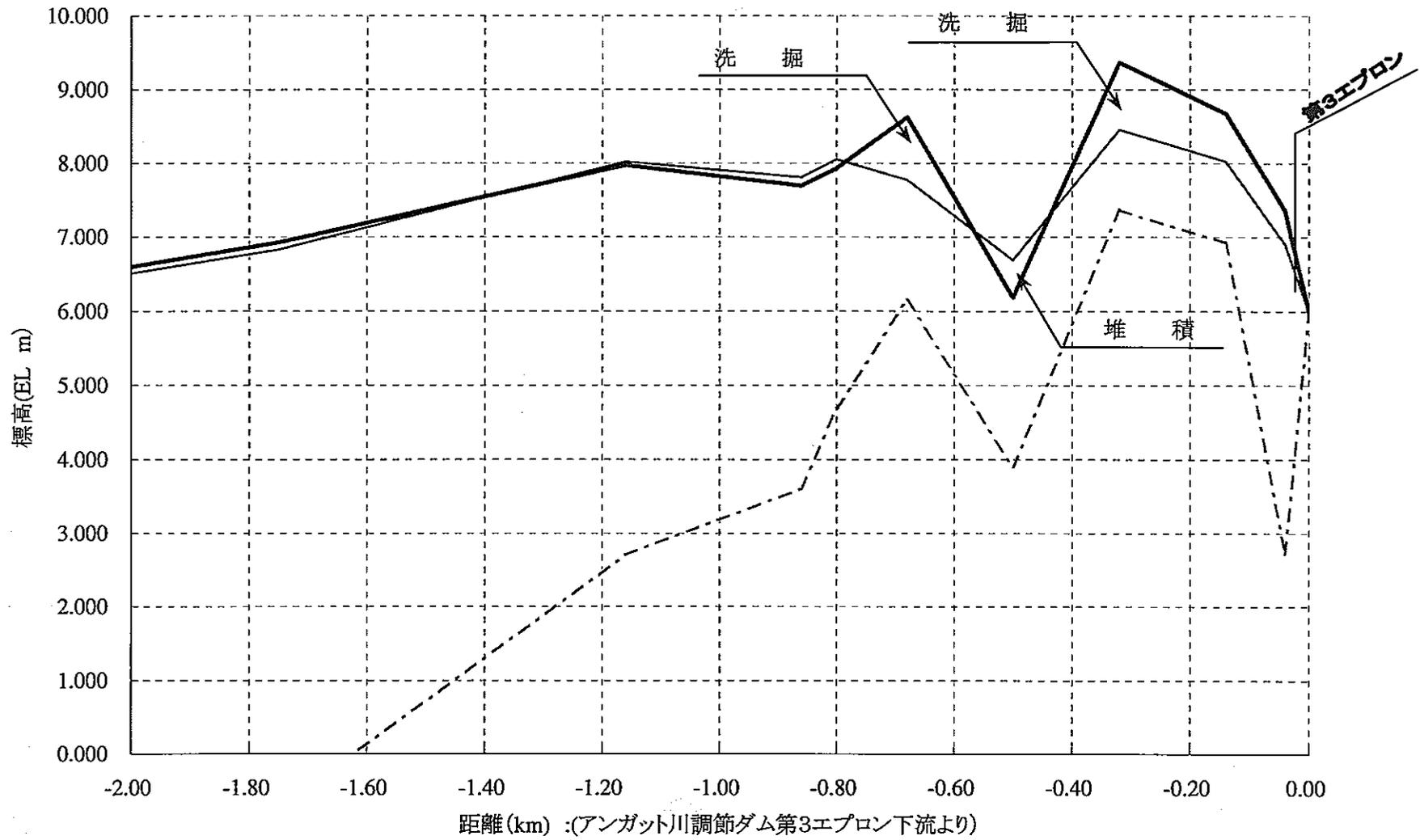


図 3-9 河床変動計算結果縦断図 (アンガット川調整用ダム下流部)

(iv) 水叩きおよび護床工の河床洗掘防止効果

既設2段目水叩きの直下流に設ける床止め工は確実な河床洗掘防止が行えるものでなければならない。河床洗掘防止は、落下する水を水叩き区間で跳水減勢し、護床工区間で整流して下流に導くことによって行える。このためには水叩きの高さを下流水位よりも低く設定する必要がある。前節で検討したように、下流の乾期低水位を EL.7.00 m としたのでこれよりも下にする。さらに 1.0 m 程度の水深が確保できれば減勢効果は十分に発揮できるので、水叩き表面標高は EL.6.00 m 程度とするのが適当である。

(v) 既設2段目水叩き工の維持

本水叩き下流端部には長さ 4.0 m の洗掘防止矢板が打込まれており、矢板下端の標高は EL.5.0 m である。護床工改修後にはこの矢板の役割は小さくなるとはいえ、これを将来とも維持するためには少なくとも EL.5.0 m より上に河床高を設定しなければならない。

(vi) 水辺の利用と生態系の維持

現在2段目水叩き護床工の直下流の深掘れ区間は、乾期でも水深が 0.5 ~ 3.0 m あるため、周辺住民のみならず近隣地域からの観光客が魚釣り、水浴、水辺あそび等に利用している。また、魚類、えび、かに等もこの水域に多く生息している。乾期の低水時水深が EL.7.00 m まで下がったとしても、水面利用や生態系の保全の観点から 1.0 m 程度の水深があるのが好ましい。よって、河床高標高として EL.6.00 m 程度が妥当である。

(d) 洪水時の河道水位と流速

既存の水叩きにおける水流形態の検討及び新設床止め工設計のために必要となる流量、水位及び流速分布等の水理量を算定した。

設計洪水流量以下の任意の流量に対して河道の水位と流速を不等流計算により求めた。計算区間はアンガット川調整ダムの 12.7 km 下流地点からダムの上流 4.5 km 地点までの 17.2 km 区間である。水位計算の出発水位は始点断面では等流水深を、河床高の急変する場所では限界水深を用いた。全河道区間の水位縦断を図 3-10 に、アンガット川調整ダム水叩き・護床工区間の水位縦断を図 3-11 に示す。また、アンガット川調整ダム上流区間の計画洪水時の平均流速を図 3-12 に示す。

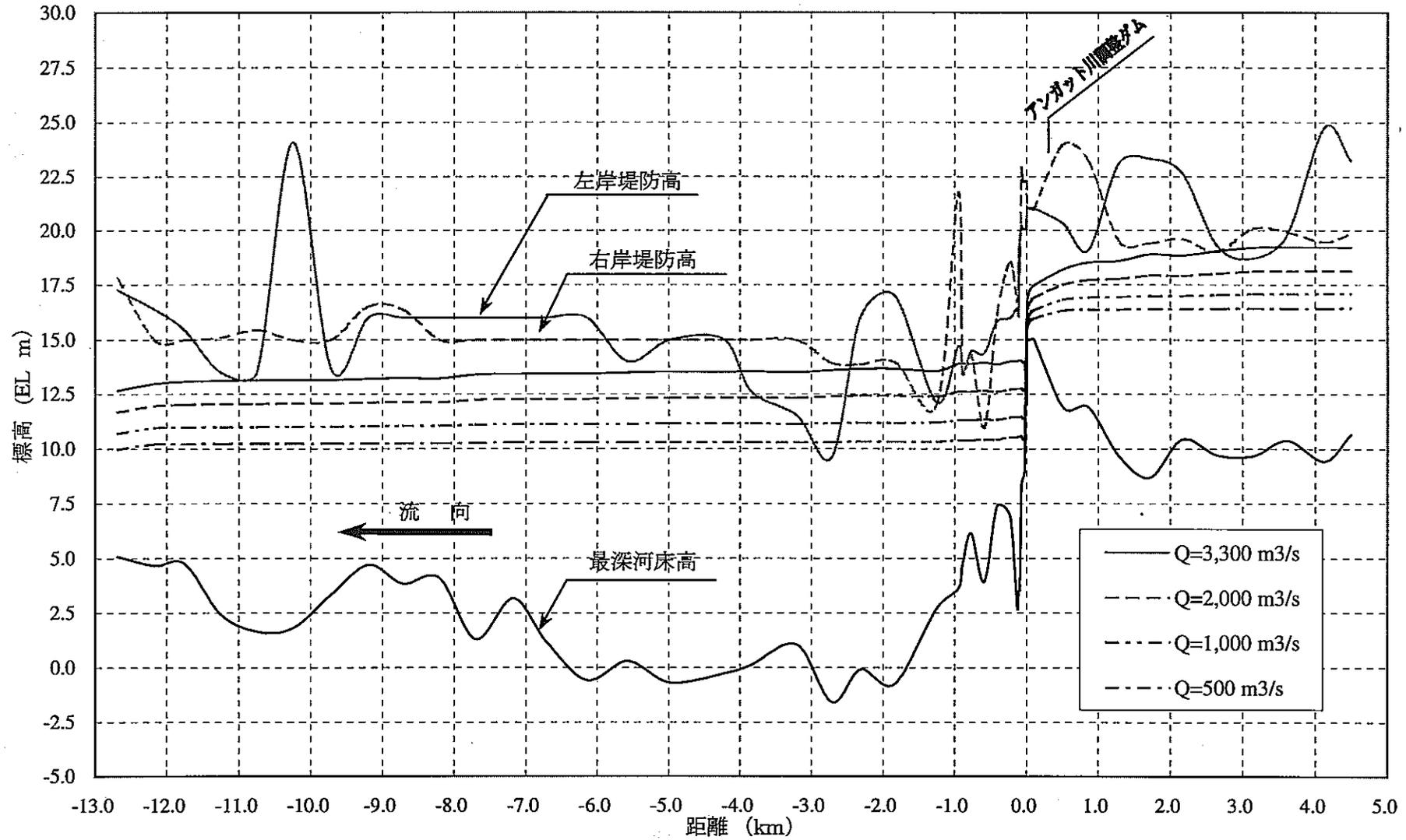


図 3-10 不等流計算による水位縦断

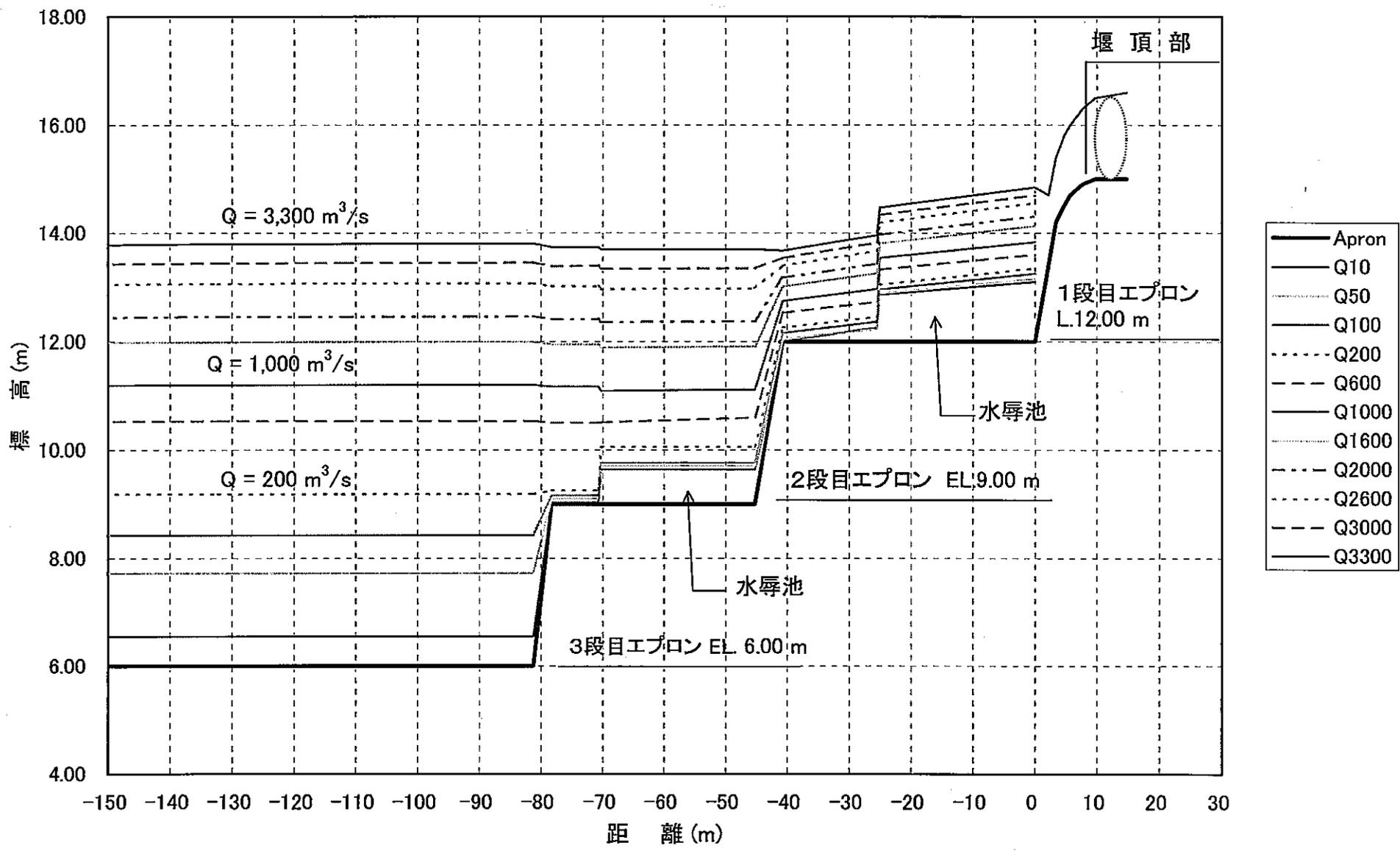


図 3-11 水叩き・護床工区間の水位縦断図 (不等流計算による)

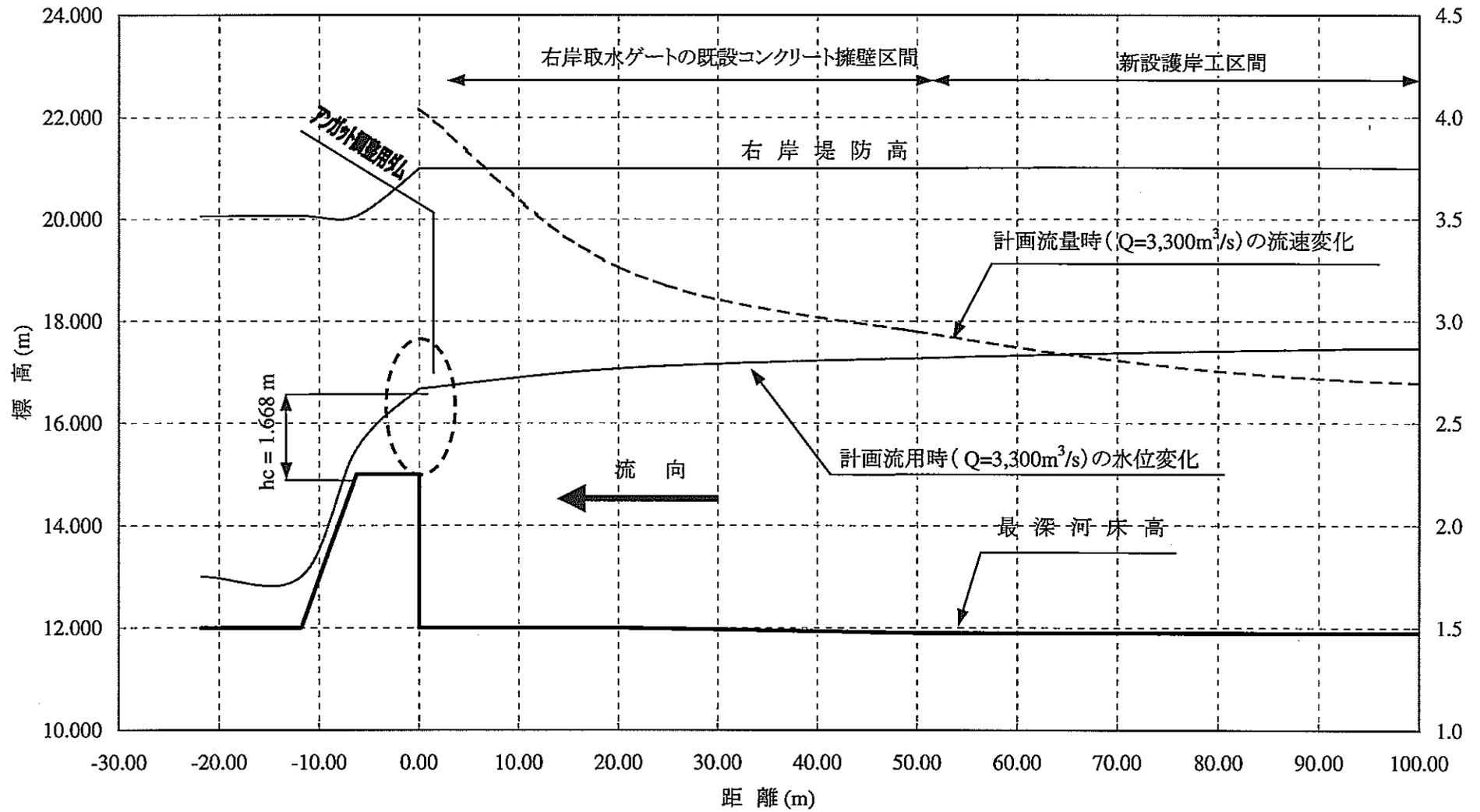


図 3-12 計画流量時における水位と流速の関係図 (調整用ダム上流区間)

(2) 水叩き・護床工区間の流れの形態

ダム本体または落差工を越流した水の流れは、水叩き・護床工区間において越流量と下流水位の関係により、図 3-13 に示すような 4 つの形態をとる。

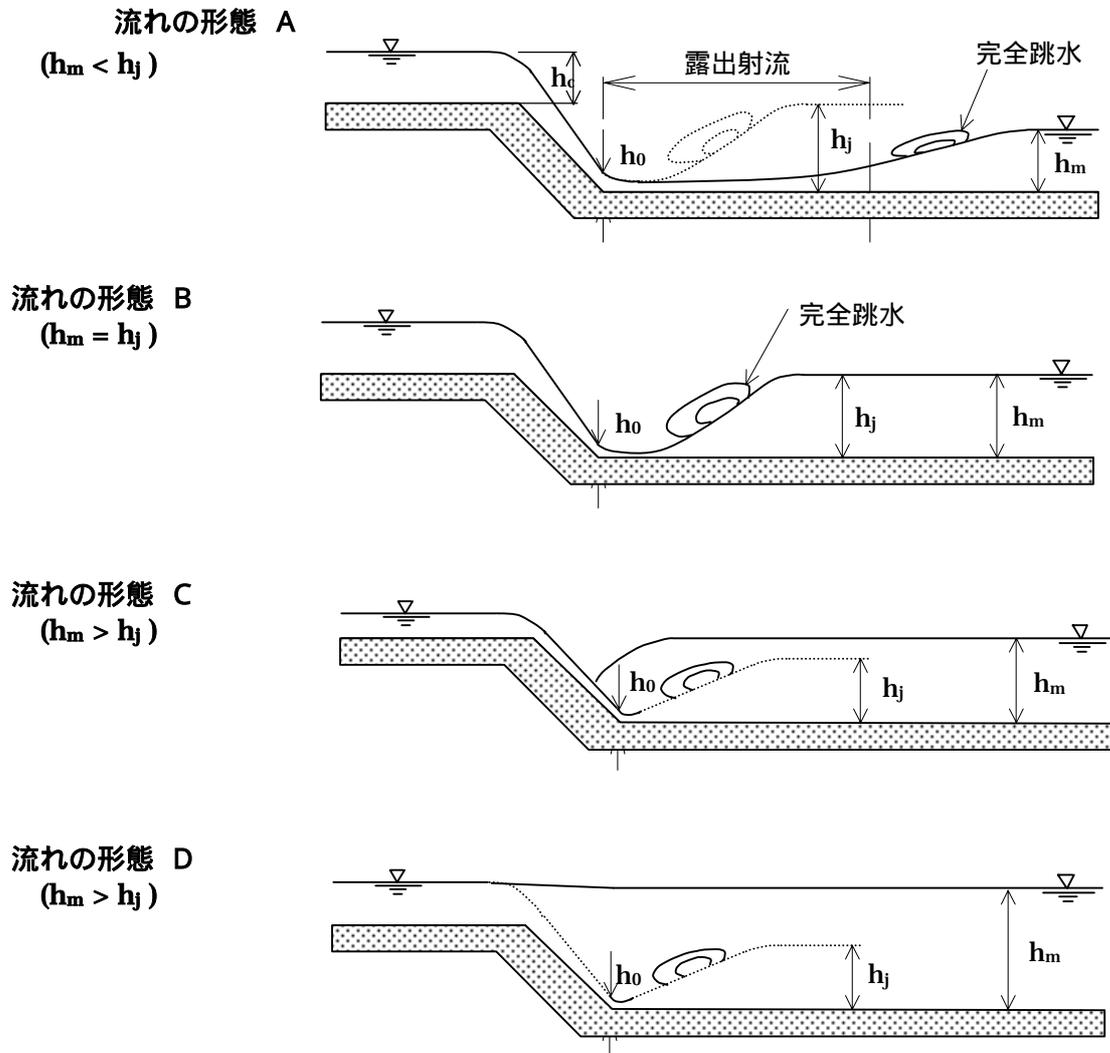


図 3-13 流れの形態

(a) 流れの形態 A

下流水深  $h_m$  が落差工付け根における越流落水水深  $h_0$  に対応する共役水深  $h_j$  より小さい場合にこの流れとなる。ラバーゲートを倒伏し鋼製ローラーゲートを引き上げて放流した直後に、下流河道の水深が比較的小さいときにこの形態となる。アンガット川調整ダムの場合は、1 段目と 2 段目の水叩きの標高は下流水位より高いので、跳水が発生せず露出射流のまま下流河道に流れ込み、局所洗掘を引き起こす。3 段目落差工と水叩きを設けた場合はこの流れ形態となるので、この条件下で水叩きを設計する。

(b) 流れの形態 B

下流水深  $h_m$  が共役水深  $h_j$  と一致したときの流れであり、理想的な減勢が行われる。

(c) 流れの形態 C

下流水位が落差工天端における限界水深の水位よりも低く、かつ水深  $h_0$  に対応する共役水深  $h_j$  よりも高い場合である。ラバーゲートを倒伏したり鋼製ローラーゲートを引き上げて放流した後、下流水位が徐々に高くなる過程においてこの形態が発生する。

(d) 流れの形態 D

落差工天端における限界水深の水位高より下流水位のほうが同等か高い場合であって、いわゆる潜り越流となる。大洪水のときにこの流れ形態となる。最大流速は水面近くにあり、局所洗掘への影響が少ない。

(i)  $h_0$  の計算

落差工天端における越流開始地点の断面と越流落下地点の断面間の運動量の関係式は次のように表せる。

$$\frac{V_c^2}{2 \cdot g} + \Delta Z + h_c = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} + h_0$$

ここで、

$V_c$  : 越流開始地点の限界水深時の流速

$g$  : 重力加速度

$Z$  : 落差高

$h_c$  : 越流開始地点の限界水深

$h_0$  : 越流落水深

$V_0$  : 落下地点の流速

上式に  $V_0 = q / h_0$  を代入して  $h_0$  の多項式としてトライアル計算により越流落水深  $h_0$ 、流速  $V_0$  を求める。(  $q$  は単位幅当たりの流量 )

(ii) 跳水共役水深  $h_j$  の計算

直下流から跳水が始まった場合の跳水終了水位(跳水共役水深)は、本体直下流でのフルード数 ( $F_{r0}$ ) を用い、次のように求められる。

$$\frac{h_j}{h_0} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot F_{r0}^2} - 1)$$

ここで、 $F_{r0} = V_0 / \sqrt{g h_0}$  の関係を用いる。

アンガット川調整ダムの3段目の落差工、水叩き及び護床工の水理設計を行うにあたり、次の2つの流れ形態を想定する。

#### ケース 1

ダム貯水池水位がEL.17.50 m のとき洪水吐、土砂吐のすべてのゲートを全開して3,300 m<sup>3</sup>/s の設計流量を一度に放流するケース。放流した水が短時間の内に下流河道に達するため、下流水位が十分上昇するまでにはいたらない。よって流れの形態はAないしはBとなる。

#### ケース 2

出水時に徐々にゲートからの放流を行って下流水位を上昇させ、ゲートを全開させた状態で3,300 m<sup>3</sup>/s の設計流量を流下させるケース。流量の増大とともに下流水位が上昇するので、流れの形態はCまたはDとなる。

上記2ケースについて3段目水叩き・護床工区間の流れの形態及び水面形を計算により確認し、水叩き及び護床工の必要長を求めた。検討結果は“基本設計”の中で示す。

### (3) 地質・土質条件と構造物の基礎

アンガット調整ダムの基礎地盤性状を把握するために、ボーリング調査を実施した。ボーリングの調査位置と調査結果は2章の図2-18と2-19に示すとおりである。

床止め工や護岸の底面付近の地盤は、左岸側の一部に軟質凝灰岩層が現れているが、それ以外は層厚約20 mの礫混じり砂からなる砂礫層である。本層の上部は礫をやや多く含みN値は20から50、下部は細粒分を多く含みN値は50以上の締まった砂礫地盤である。構造物を構築した場合は50tf/m<sup>2</sup>以上の許容支持力が期待できる。また、本地盤は粘性分が極めて少ないので圧密沈下の可能性は無く、砂礫土の粒土分布及び地盤の締まり具合から判断して、地震時に流動化を起こすことも考えられない。よって構造物は直接この砂礫地盤に載せて構築するものとする(直接基礎方式)。

しかし、落差のある構造物を河川内に設けた場合、本基礎地盤は透水性が大きいため、地盤内を浸透する流水の作用による基礎地盤の破壊(パイピング)が考えられる。このため、構造物底面に遮水矢板を打込みパイピングの発生を防止するものとする。

### (4) 構造設計条件

#### (a) 使用材料の物理定数と許容応力

使用する材料(コンクリート、鉄筋、鋼材、石、木材、土)の単位堆積重量、強度、許容応力、弾性係数は表3-5～3-8に示すおりである。

表 3-5 材料の単位体積重量

材料名	単位体積重量 kgf/m <sup>3</sup> (kN/m <sup>3</sup> )	材料名	単位体積重量 kgf/m <sup>3</sup> (kN/m <sup>3</sup> )
鉄筋コンクリート	2,500 (24.52)	砂、砂利、碎石	1,900 (18.63)
無筋コンクリート	2,350 (23.05)	セメントモルタル	2,150 (21.08)
土(空中)	1,800 (17.65)	石材	2,600 (25.50)
土(水中)	1,000 (9.81)	木材	800 (7.85)
鋼	7,850 (76.98)	レキ青材	1,100 (10.79)
鋳鉄	7,250 (71.10)		

表 3-6 鋼の許容応力度

材料	仕様	許容応力度 kgf/m <sup>3</sup> (kN/m <sup>3</sup> )
普通丸鋼	Grade 275	1,400 (137)
異形丸鋼	Grade 275	1,400 (137)
同上	Grade 415	1,600 (157)
鋼矢板	SY295	1,800 (177)
鋼材	SS400	1,400 (137)

\* 丸鋼材は AASHOT の基準による。

表 3-7 コンクリートの許容応力度

設計基準強度( $c_k$ ) 応力度の種類	180 kgf/cm <sup>2</sup> (18.4 N/mm <sup>2</sup> )	210 kgf/cm <sup>2</sup> (20.6 N/mm <sup>2</sup> )	240 kgf/cm <sup>2</sup> (23.5 N/mm <sup>2</sup> )
	圧縮応力度		
曲げ圧縮	45 (4.41)	70 (6.86)	80 (7.85)
軸圧縮	-	55 (5.39)	65 (6.37)
せん断応力度			
コンクリートのみで負担	3.3 (0.323)	3.6 (0.353)	3.9 (0.382)
斜引張鉄筋と共同で負担	-	16 (1.57)	17 (1.67)

表 3-8 弾性係数

材 料		弾性係数 kgf/cm <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	
鋼 材		2,100,000 (206,000)	
コン クリ ート	断面決定または応力度計算の場合	140,000 (13,700)	
	不静定力ま たは弾性変 形の場合	$c_k = 180 \text{ kgf/cm}^2$ (17.7 N/mm <sup>2</sup> )	240,000 (23,500)
		$c_k = 240 \text{ kgf/cm}^2$ (23.5 N/mm <sup>2</sup> )	270,000 (26,500)
		$c_k = 300 \text{ kgf/cm}^2$ (29.4 N/mm <sup>2</sup> )	300,000 (29,400)
		$c_k = 400 \text{ kgf/cm}^2$ (39.2 N/mm <sup>2</sup> )	350,000 (34,300)

(b) 構造細目

表 3-9 にコンクリート構造物の設計細目を示す。

表 3-9 設計細目

項目	規定
・部材の最小寸法	: 35 cm
・使用鉄筋	: フィリピン国で流通しているものを使用する。
・鉄筋のかぶり	: 7.5 cm 以上 (土と接触する底面は 10 cm 以上とする。)
・鉄筋の継手長	: 使用鉄筋径の 35 倍以上とする。
・鉄筋の曲げ半径	: 異形丸鋼 2.5 (フックあり) 2 (帯鉄筋、スターラップ使用)
・鉄筋間隔	: 250 mm を標準とする。
・鉄筋のフックおよび曲げ形状	: 半円形 鉄筋の直径の 8 倍又は 12cm のうち大きい方 : 直角 鉄筋の直径の 12 倍 : 鋭角- 鉄筋の直径の 10 倍

(5) 構造物の安定計算

(a) 床止め工の安定計算

ここで言う床止め工は落差のある本体部、水叩き、護床工、側面の取付擁壁及びこれに連なる護岸工すべてを総称する。本床止め工は前節で設定した計画高水位以下のあらゆる水位状態において安定な構造となるように設計する。以下に床止め工の安定計算の方法について述べる。

本設計において準拠する設計基準は、NIA が作成した “ DESIGN MANUAL FOR DIVERSION DAMS ”、日本の基準である “ 河川砂防技術基準 (案) 同解説、(日本河川協会編) ”、“ 土地改良事業計画設計基準・設計「頭首工」(農林水産省構造改善局)” 及び “ 床止め工設計ガイドライン (国土開発技術センター編)” とする。

(b) 安定計算

(i) 床止め工本体の安定計算

床止め工は確実な減勢が行えらるとともに、パイピング現象が発生しないよう設計する。このため、床止め工の水叩きは十分な延長が必要である。また、床止め工の構造形状は本体と水叩きを一体構造として考え、転倒、滑動、基礎地盤の支持力及び揚圧力に対する安定を満足するよう設計する。これらの安定計算において用いる安全率を表 3-10 と 3-11 に示す。

表 3-10 安定計算の安全率

	項目	常時	地震時
1	パイピングに対する安定 (遮水矢板の長さの決定)	レインの式において次表に示すクリープ比Cを満足すること。	
2	揚圧力(浮上り)に対する安定 (水叩きの厚さの決定)	すべてのケースにおいて 4/3 以上を満足する。	
3	転倒	合力の作用点 中央 1/3 以内	合力の作用点 中央 2/3 以内
4	滑動	1.5	1.2
5	基礎地盤の支持力	3	2

表 3-11 レインの加重クリープ比

地盤の土質区分	C	地盤の土質区分	C
細かい砂またはシルト	8.5	粗砂利	4.0
細砂	7.0	中砂利	4.0
中砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

(ii) 作用荷重

床止め工本体に作用荷重は表 3-12 と図 3-14 に示すとおりとする。

表 3-12 作用荷重

・鉛直荷重	: 仮定した形状寸法により水流方向 1 m あたりの重量を計算する。鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートの単位重量はそれぞれ 2.50 tf/m <sup>3</sup> 、2.35 tf/m <sup>3</sup> とする。
・水圧	: 考えられる床止め工上下流の水位の組み合わせによる。
・土圧	: 上流側は床止め工天端まで、下流は河床高まで。
・地震荷重	: 鉛直荷重のうち本体の重量及び本体上の土砂荷重に設計震度を乗じて地震による水平力とする。地震時の設計水平震度は NIA の設計基準となっている 0.14 を用いるものとする。
・揚圧力	: 揚圧力は図 3-14 のとおりとする。

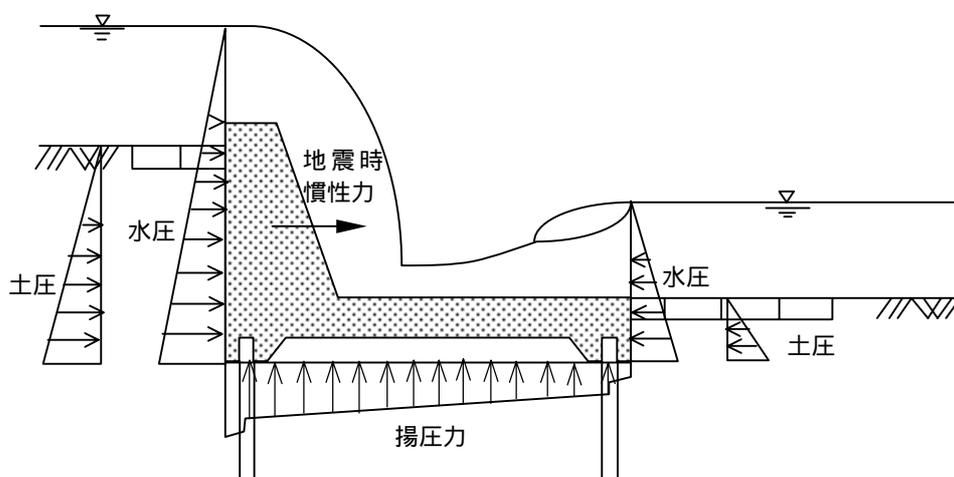


図 3-14 床止め工本体に作用する力

(iii) 安定計算検討ケース

床止め工の安定計算は計画規模洪水時のみを対象として検討を行うだけでは不十分で、上下流河道の水位関係から危険となる状態を想定し次の4ケース(表 3-13 参照)について行う。

表 3-13 安定計算検討ケース

検討ケース	水位条件		安全率の 割増し
	上流	下流	
常時	EL.9.00 m	EL.7.00 m	0 %
地震時	EL.8.40 m	EL.7.00 m	50 %
洪水時	EL.14.10 m	EL.14.10 m	0 %
施工時	EL.9.00 m	EL.6.00 m	0 %

(iv) 護床工の安定計算

護床工(コンクリートブロックを用いる)は流水による流体力によって滑動や移動を起こさないよう十分な重量を持たせる必要がある。コンクリートブロックの必要重量の算定方法は“河川砂防技術基準(案)”に示されている「滑動・転倒 - 層積モデル」を参照する。その方法は次のとおりである。

$$W > a \left( \frac{\rho_w}{\rho b - \rho_w} \right)^3 \left( \frac{\rho b}{g^2} \right) \left( \frac{Vd}{\beta} \right)^6$$

ここに、

- W : コンクリートブロック1個当りの重量 (tf)
- W : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- b : コンクリートの密度 (t/m<sup>3</sup>)
- g : 重力加速度 (=9.80 m/s<sup>2</sup>)
- Vd : 代表流速 (m/s)
- a : 水理実験から求められた係数(表 3-14 参照)

表 3-14 異型コンクリートブロックの係数 a と

ブロック種別	模型ブロックの比重	a	
対称突起型	b/ w = 2.22	1.20	1.5
平面型	b/ w = 2.03	0.54	2.0
三角錘型	b/ w = 2.35	0.83	1.4
三点支持型	b/ w = 2.25	0.45	2.3
長方形型	b/ w = 2.09	0.79	2.8

### 3-3-3 基本設計

前述した基本方針にもとづいて決定した改修・補修を実施する各施設の全体配置図を図 3-15 に、ダム本体から水叩き下流に至る河道の縦断形状と流れの形態を図 3-1 の“流れの形態、改修後”に示す。図に示した各施設に関する基本設計の検討内容を以下に記す。

#### 床止め工

##### (1) 基本条件の検討

###### (a) 構造形式の検討

本床止め工の目的は、河床の洗掘または低下を防止し、既設の水叩き及びダム本体の安定維持を図ることである。具体的には、床止め本体工により既存 2 段目水叩きの高さを維持するとともに、水叩き工により跳水を生じさせて上流からの流水の減勢を図る。さらに、下流の護床工によって水叩きを通過する流水の乱れを整流することで、下流河道の局所洗掘を防止し、本体工と水叩きを保護することである。

なお、魚道については現アンガット川灌漑用調整ダムにこれが設置されていないので、本床止め工の設計においても魚道の設置は行わない。しかし、ダム周辺河道にはティラピア、なまず、えび、貝等が多く生息しているので、床止め工の設計にあたっては魚貝類の生息空間に配慮する。

上記の目的に合う床止め工として、次の 4 つの構造形式を設定した（図 3-16 を参照のこと）。

- A 案 : 直壁構造タイプ
- B 案 : エンドシル付き直壁構造タイプ
- C 案 : 多段構造タイプ
- D 案 : 粗石付緩傾斜面構造タイプ

これら 4 案に対して、治水性、経済性、施工性、環境への配慮、維持管理のしやすさについての比較検討を表 3-15 のとおり行った。

この結果、4 案の中で最も施工コストが安価で、水理・構造特性に優れ、しかも竣工後の維持管理が最も容易となる、**A 案の直壁構造タイプ**を本床止め工タイプとして採用する。

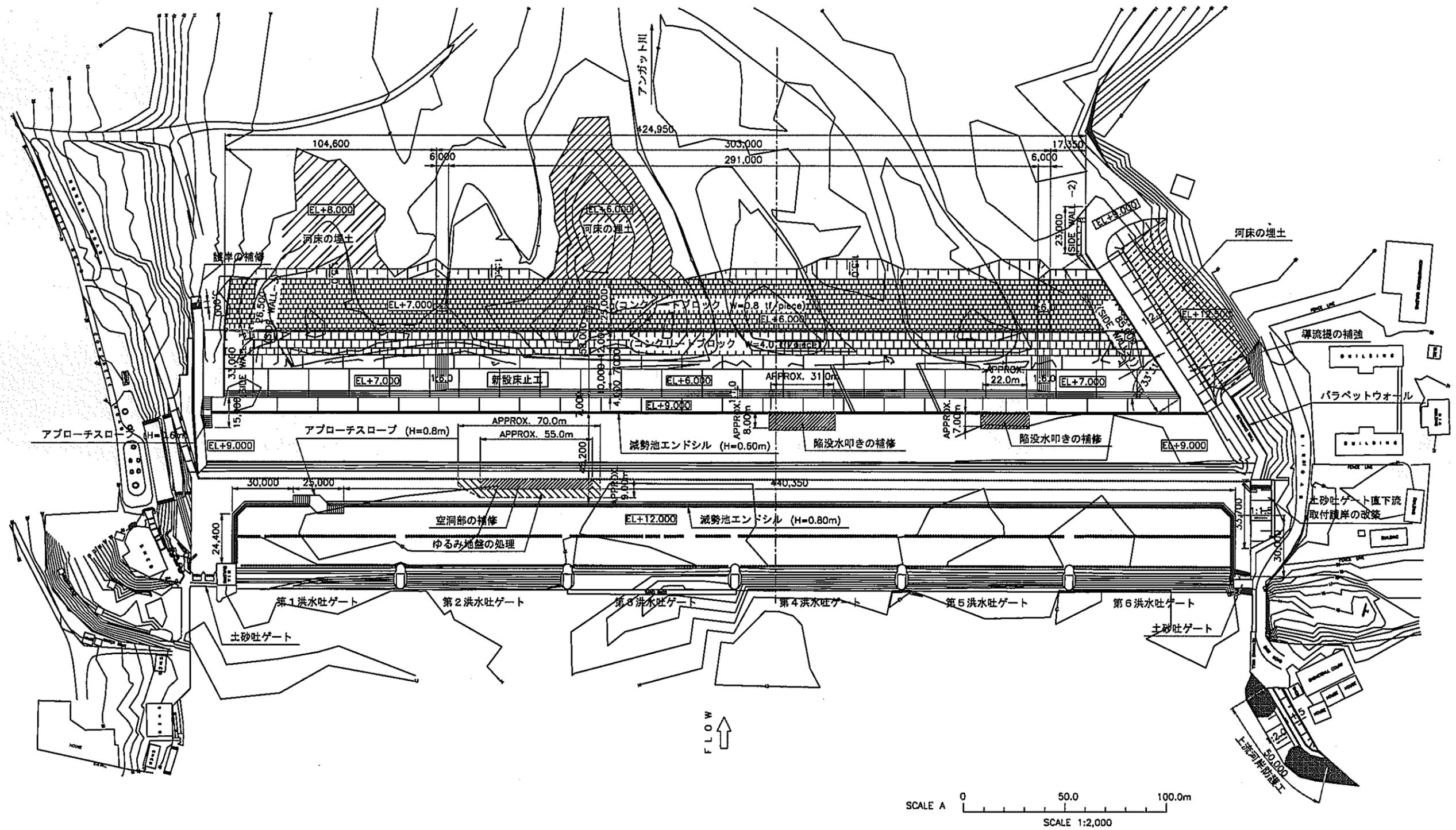
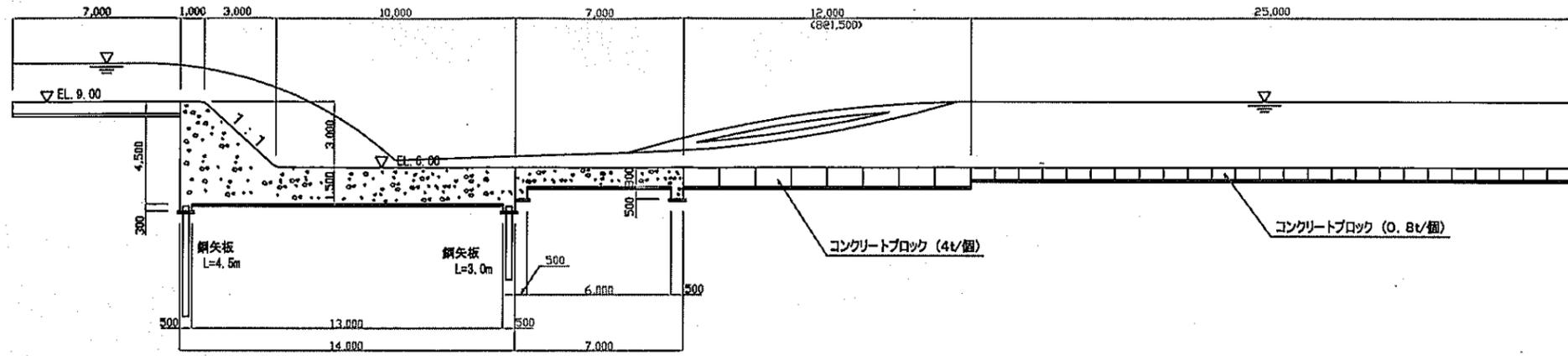
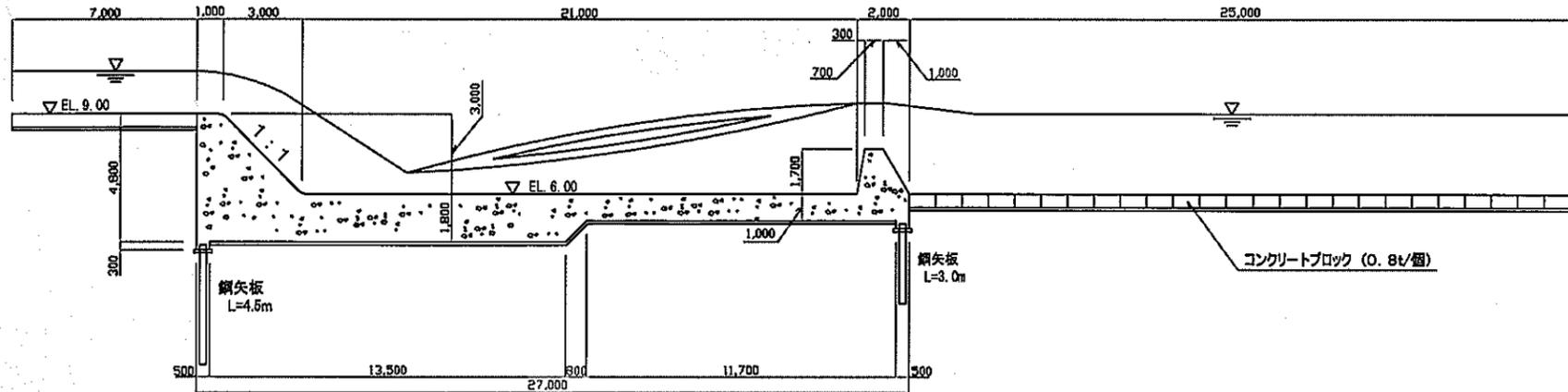


図 3-15 施設の改修・補修工事位置図

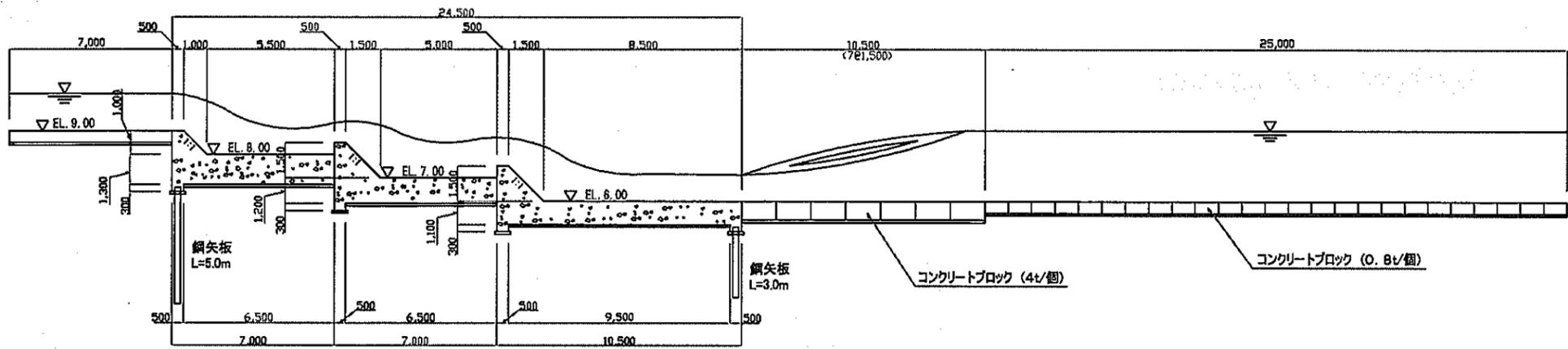
A 直壁構造タイプ



B エンドシル付直壁構造タイプ



C 多段構造タイプ



D 粗石付緩斜面構造タイプ

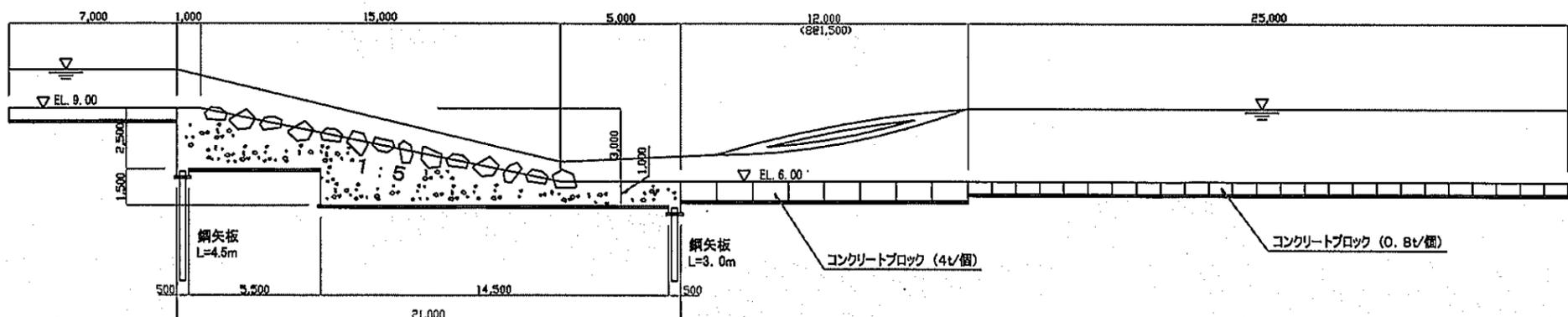


図 3-16 床止め工比較図

表 3-15 床止め工比較検討表

	A案：直壁構造タイプ	B案：エンドシル付直壁構造タイプ	C案：多段構造タイプ	D案：粗石付緩斜面構造タイプ																																																
水理的特性及び治水上の問題点	<ul style="list-style-type: none"> <li>洪水時の減勢に対する水理特性はよい。 ○</li> <li>露出射流区間が長くなり、跳水区間が下流側に移る傾向にあるが、水叩きの敷高を低く設定して下流水深を大きめにすることにより、この問題は解決できる。 ○</li> <li>流水や土砂が直接落下することによる水叩きへの影響がある。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>同左。 ○</li> <li>跳水を水叩き床版内で発生させるため、水叩き床版の長さが大きくなる。 △</li> <li>揚圧力に対する水叩き床版の安定を確保するために、床版厚が大きくなる。 △</li> <li>流水や土砂の直接落下による水叩きへの影響がある。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>流れが複雑となるため、実験によって減勢効果を確認する必要がある。 △</li> <li>跳水が3回発生するため、水叩きの総延長は長くなる。 △</li> <li>流水や土砂の直接落下による水叩きへの影響が小さい。 ○</li> <li>このタイプは洪水流量の小さい中小河川に適用されるのが一般できである。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>流れがやや複雑となるため、実験によって減勢効果を確認する必要がある。 △</li> <li>斜面を流下する流れであるため、落下衝撃は少ない。 ○</li> <li>このタイプは洪水流量の大きくない中小河川に適用されるのが一般できである。 ○</li> </ul>																																																
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート本体部は掘削した地山(締まった砂礫層)の上に構築できるので、構造の安定性が良い。 ○</li> <li>仮に河床洗掘により下流河床が低下した場合でも、これによる影響は少ない。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート本体部は、掘削地山と河床盛土面の両方にまたがって構築するため、地盤の不等沈下に対して対策が必要である。 △</li> <li>下流河床が低下した場合の影響が大きい。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>同左 △</li> <li>河床洗掘により下流河床が低下した場合でも、これによる影響は少ない。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート本体部は掘削した地山(締まった砂礫層)の上に構築できるので、構造の安定性が良い。 ○</li> <li>下流河床が低下した場合の影響が大きい。 △</li> </ul>																																																
施工性	<ul style="list-style-type: none"> <li>本体コンクリート部の施工幅が他案より狭くなるので、施工性が良い。 ○</li> <li>工期が短縮できる。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>本体コンクリート部の施工幅が広がる。 △</li> <li>コンクリートの打設量が多いので工期が長くなる。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>同左 △</li> <li>構造が複雑なので施工が煩雑で工期は長くなる。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>本体コンクリート部の施工幅が狭くなるので、施工性が良い。 ○</li> <li>斜面上の粗石の施工に手間がかかる。 △</li> </ul>																																																
維持管理上の問題	<ul style="list-style-type: none"> <li>土砂の堆積が少ない。 ○</li> <li>水草、ゴミ、流木等の浮遊物が流れ易い。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土砂の堆積が進むと、掘削除去する必要がある。 △</li> <li>水草、ゴミ、流木等がエンドシル周辺に引っ掛かるため、定期的に除去する必要がある。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>同左 △</li> <li>水草、ゴミ、流木等が落差工の突出部に引っ掛かるため、定期的に除去する必要がある。 △</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土砂の堆積が少ない。 ○</li> <li>越流水が少ない時に、水草、ゴミ、流木等の浮遊物が粗石に絡み溜まってしまいう可能性があるため、定期的に除去する必要がある。 △</li> </ul>																																																
景観、親水等環境への影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>水叩き部は池のようになるため、魚釣り、水遊び等水面の利用上好ましい環境となる。 ○</li> <li>また、水叩きの上は水深が1~1.5mと大きいので魚の生息空間となる。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>同左。 ○</li> <li>同左(エンドシルが不連続な場合)。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>流れに変化が生まれるため、景観上好ましい。 ○</li> <li>魚、えび・かに等の多様な生息空間が創出できる。 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>流れに変化が生まれるため、景観上好ましい。 ○</li> <li>水叩きの上は水深が1~1.5mと大きいので魚の生息空間となるが、他案と比べて空間の範囲が狭い。 △</li> </ul>																																																
概算工事数量及び施工費	<table border="0"> <tr><td>掘削</td><td>24,900 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>本体コンクリートボリューム</td><td>16,800 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>コンクリートブロック</td><td>10,900 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>遮水矢板 II型</td><td>18,375 m</td></tr> <tr><td>鉄筋</td><td>420 t</td></tr> <tr><td>直接工事費</td><td>170 x 10<sup>6</sup> ペン</td></tr> </table>	掘削	24,900 m <sup>3</sup>	本体コンクリートボリューム	16,800 m <sup>3</sup>	コンクリートブロック	10,900 m <sup>3</sup>	遮水矢板 II型	18,375 m	鉄筋	420 t	直接工事費	170 x 10 <sup>6</sup> ペン	<table border="0"> <tr><td>掘削</td><td>26,500 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>本体コンクリートボリューム</td><td>23,800 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>コンクリートブロック</td><td>6,200 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>遮水矢板 II型</td><td>18,375 m</td></tr> <tr><td>鉄筋</td><td>600 t</td></tr> <tr><td>直接工事費</td><td>182 x 10<sup>6</sup> ペン</td></tr> </table>	掘削	26,500 m <sup>3</sup>	本体コンクリートボリューム	23,800 m <sup>3</sup>	コンクリートブロック	6,200 m <sup>3</sup>	遮水矢板 II型	18,375 m	鉄筋	600 t	直接工事費	182 x 10 <sup>6</sup> ペン	<table border="0"> <tr><td>掘削</td><td>19,700 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>本体コンクリートボリューム</td><td>17,500 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>コンクリートブロック</td><td>10,200 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>遮水矢板 II型</td><td>19,6005 m</td></tr> <tr><td>鉄筋</td><td>430 t</td></tr> <tr><td>直接工事費</td><td>174 x 10<sup>6</sup> ペン</td></tr> </table>	掘削	19,700 m <sup>3</sup>	本体コンクリートボリューム	17,500 m <sup>3</sup>	コンクリートブロック	10,200 m <sup>3</sup>	遮水矢板 II型	19,6005 m	鉄筋	430 t	直接工事費	174 x 10 <sup>6</sup> ペン	<table border="0"> <tr><td>掘削</td><td>20,400 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>本体コンクリートボリューム</td><td>18,600 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>コンクリートブロック</td><td>10,900 m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>遮水矢板 II型</td><td>19,600 m</td></tr> <tr><td>鉄筋</td><td>250 t</td></tr> <tr><td>直接工事費</td><td>175 x 10<sup>6</sup> ペン</td></tr> </table>	掘削	20,400 m <sup>3</sup>	本体コンクリートボリューム	18,600 m <sup>3</sup>	コンクリートブロック	10,900 m <sup>3</sup>	遮水矢板 II型	19,600 m	鉄筋	250 t	直接工事費	175 x 10 <sup>6</sup> ペン
掘削	24,900 m <sup>3</sup>																																																			
本体コンクリートボリューム	16,800 m <sup>3</sup>																																																			
コンクリートブロック	10,900 m <sup>3</sup>																																																			
遮水矢板 II型	18,375 m																																																			
鉄筋	420 t																																																			
直接工事費	170 x 10 <sup>6</sup> ペン																																																			
掘削	26,500 m <sup>3</sup>																																																			
本体コンクリートボリューム	23,800 m <sup>3</sup>																																																			
コンクリートブロック	6,200 m <sup>3</sup>																																																			
遮水矢板 II型	18,375 m																																																			
鉄筋	600 t																																																			
直接工事費	182 x 10 <sup>6</sup> ペン																																																			
掘削	19,700 m <sup>3</sup>																																																			
本体コンクリートボリューム	17,500 m <sup>3</sup>																																																			
コンクリートブロック	10,200 m <sup>3</sup>																																																			
遮水矢板 II型	19,6005 m																																																			
鉄筋	430 t																																																			
直接工事費	174 x 10 <sup>6</sup> ペン																																																			
掘削	20,400 m <sup>3</sup>																																																			
本体コンクリートボリューム	18,600 m <sup>3</sup>																																																			
コンクリートブロック	10,900 m <sup>3</sup>																																																			
遮水矢板 II型	19,600 m																																																			
鉄筋	250 t																																																			
直接工事費	175 x 10 <sup>6</sup> ペン																																																			
総合評価	すべての面で他案より優れており、採用すべきである。	竣工後の定期的な維持管理業務がA案より多くなる。コンクリートボリュームが一番多くなるため、4案中最も経済的に不利となる。	経済性のほか施工性及び竣工後の維持管理の面で、問題が残る。	水理模型実験によって減勢効果を確認する必要がある。経済性でA案より不利である。																																																

凡例 ○：有利、△：不利

本直壁タイプ床止め工は、表 3-16 のような各構造コンポーネントからなっている。

表 3-16 本直壁タイプ床止め工の各構造コンポーネント

直壁タイプ床止め工	本體工	( 落差のある本體部 )
	水叩き工	( 越流水の落下から跳水終了地点までの区間 )
	護床工	( 水叩き下流側の整流区間 )
	遮水工	( 本體及び水叩き工の直下に打設する鋼矢板 )
	側壁護岸	( 本體、水叩き及び護床工の両サイドの擁壁 )
	天端工	( 本體工及び取付擁壁の天端部コンクリート床版 )

(b) 主要構造諸元の検討

i) 床止め工の平面線形と床止め工本体の位置

新設床止め工の横断軸は、既設の水叩き工の線形と平行に設定し、ダムを越流した水が水叩き全幅にわたって均等にしかも最も効率よく下流河道に至るようにする。この形状は、現況の河道形状を維持する上で最も有効な形状であり、また治水上の支障が最も少なく、工費が安くなる。

床止め工本体の位置が 2 段目水叩きの既存エンドシルに近すぎた場合、流水の落下エネルギーが増大し、結果的に床止め工の構造規模が大きくなり不経済となる。これを避けるために、床止め本体の位置はできるだけエンドシルから離して設置すべきである。現況河床の縦断形状と地盤条件を検討し、床止め本体の位置を約 8.0 m 離れた下流側に置くものとする。

右岸側導流堤の平面線形は用地上の制約条件により、現況法線と同様とする。従って、床止め工の右岸側側壁護岸の線形も導流堤線形と平行に設定する。

ii) 床止め工の落差と水叩き部の横断形状

本床止め工より下流の維持すべき河床高は EL.6.00 m であるので、水叩きと護床工の表面高もこれに合わせて EL.6.00 m ( レベル ) とする。一方、上流側 2 段目水叩き表面高は EL.9.00 m であるので、本床止め工の落差は、

$$EL.9.00 \text{ m} - EL.6.00 \text{ m} = 3.0 \text{ m}$$

となる。この落差はラバーゲート No.2、3、4、5 の下流に位置する中央部 ( みお筋部 ) に適用するものとする。

これより左岸と右岸側にある河床は中央部 ( みお筋部 ) 河床より高さが 1.0 m 以上も高くなっているため、なるべく水叩きと護床工の高さを現況の最深河床に合わせるものとし、表面高を EL.7.0 m とする。また、左岸側河床には軟岩が露出しているため、河床の掘削は最小限に留めることが工事費の縮減上、得策である。以上のことより左右岸側の床止め工の落差は 2.0 m とする。

以上より、床止め工水叩き部の横断形状を図 3-17 のように計画する。

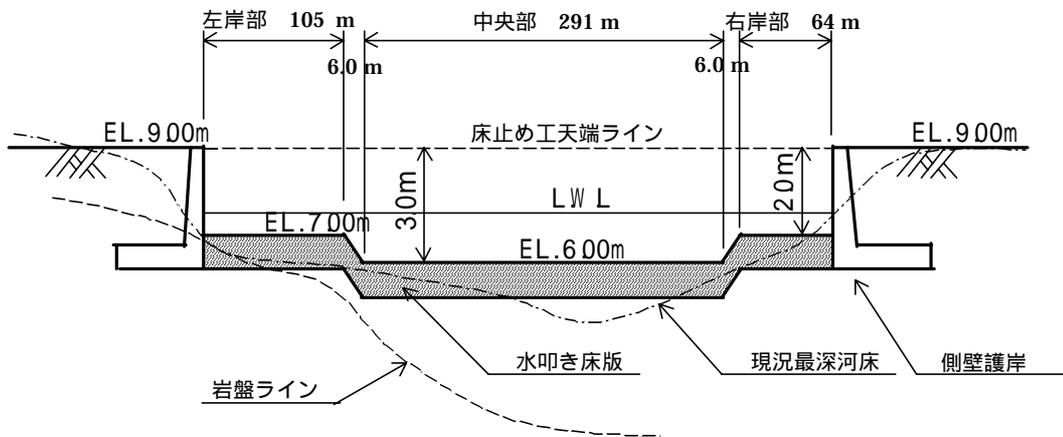


図 3-17 床止め工水叩き部の横断形状

### iii) 天端幅

床止め工の天端幅は、流出土砂の衝撃に耐えるとともに、通過する砂礫による摩耗にも耐えるような幅とする必要がある。本床止め工付近の河床材料は礫及び砂混じりの砂利であるが、常時は調整ダムにより上流からの土砂の流出が大幅に制限されている。しかし、洪水時にはゲートからの放流により土砂を含んだ水が流出し、非洪水時においても土砂吐ゲートから土砂が流出して床止め工を通過する。また 1 段目と 2 段目水叩き上の流れは射流状態であり、この流れが最下流に位置する本床止め工を通過する。前述したように本床止め工の構造形式は重力式の直壁タイプであるが、この床止め工天端幅は上記の状況を考慮して **1.0 m** とする。

### iv) 水叩き長の検討

水叩きは本体を越流する水や転石による河床洗掘の防止及び越流水の減勢を行うために設けるものである。確実な減勢を行うためには水叩きは十分な長さを取り、この区間で跳水を発生させることが必要である。

直壁構造タイプ床止め工の水叩き長 ( L ) は次式により求める ( 図 3-18 参照 )。

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

ここに、

$L_1$  : 越流落下区間

$L_2$  : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間

$L_3$  : 跳水発生区間

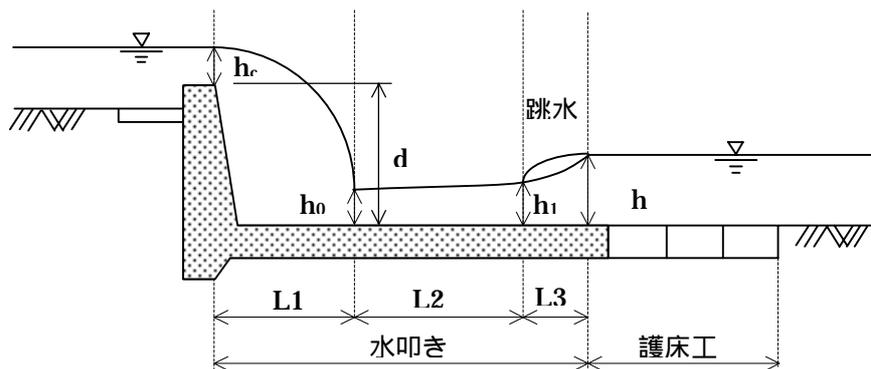


図 3-18 水叩き長

(2) 水叩き長の検討

中央部水叩き

(a)  $L_1$  の計算

この区間は越流する水や転石による影響を最も受けやすいので、コンクリート構造とする。区間長は次に示す RAND の式により求める。

$$L_1 / d = 4.3 * (h_c / d)^{0.81}$$

ここで、

$L_1$  : 越流落下区間長 (m),  $d$  : 落差高 (m),  $h_c$  : 堤頂における限界水深

$d = 3.0$  m, 設計洪水流量が  $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$  のときの  $h_c = 1.666$  m を上式に代入して、 $L_1 = 8.01$  m (まるめて  $8.1$  m) となる。

(b)  $L_2$  の計算

露出射流区間の長さ  $L_2$  は不等流の微分方程式を積分した次式による。

$$L_2 = \frac{1}{n^2} \cdot \left[ \frac{3\alpha}{4g} (h_1^{4/3} - h_0^{4/3}) - \frac{3}{13q^2} (h_1^{13/3} - h_0^{13/3}) \right]$$

ここで、

- $n$  : 粗度係数 (0.03 を採用)
- : 流速分布に関する補正係数 (1.1 とする)
- $h_0$  : 落差工付根における水深 (m)
- $g$  : 重力加速度 ( $9.8 \text{ m}^2/\text{s}$ )
- $h_1$  : 跳水の上流側の共役水深 (m)

$$h_1 = \frac{h_m}{2} \cdot \left( \sqrt{\frac{8 \cdot q^2}{gh_m^3} + 1} - 1 \right)$$

$h_m$  : 下流河道の水深 (m)

$q$  : 単位幅あたりの流量 (m<sup>3</sup>/s)

(c)  $L_3$  の計算

跳水の発生区間 ( $L_3$ ) は  $6 \cdot (h_m - h_1)$  として求める。

(d) 下流河道の水深の設定

ダムを越流した水が水叩き区間に達したときの河道の水深は、次のような仮定により算定する。

i) ケース 1

水叩き区間の河道を幅 490 m の矩形断面と仮定し、河床勾配を現況河床縦断を参考に 1/1000、河道の粗度係数を 0.03 として等流計算により水深を計算する。

ii) ケース 2

現況の河道断面を用いて下流から不等流計算を行い水叩き区間の水位を計算する。

(e) 水深と水叩き長の決定

i)  $h_j = h_m$  の場合

この場合、跳水は落差工本体付根部から発生するので、 $L_2$  はゼロとなり、 $L = L_1 + L_3$  である。

ii)  $h_j > h_m$  の場合

跳水が発生する位置が下流へ移動するために、この分水叩きを長くする必要があり、 $L = L_1 + L_2 + L_3$  となる。

iii)  $h_j < h_m$  の場合

潜り跳水となるため、河床上で噴流が走る可能性がある。通常は護床工による整流効果で対策が可能と考えられる。よって、 $L = L_1$  となる。

上記の方法と与えられた水理条件を用いて両ケースの場合の水叩き長を算定した。その結果を図 3-19 と図 3-20 に示し、概要を表 3-17 にまとめた。

表 3-17 水叩き長の算定（中央部）

条件と検討項目		ケース 1	ケース 2
本体内落差		3.0 m	
設計流量		3,300 m <sup>3</sup> /s	
越流時の限界水深		1.666 m	
下流水深		3.06 m	7.72 m
流れの形態		$h_j > h_m$ 形態 A	$h_j < h_m$ 形態 C、D
水叩き長	L1	8.1 m	8.1 m
	L2	9.7 m	0.0 m
	L3	13.7 m	18.0 m
水叩き全長		32 m	27 m

これらの図からわかるように（ケース 1）では共役水深( $h_j$ )と下流河道水深( $h_m$ )の関係が  $h_j > h_m$  となっているので流れは形態 A となり、落差工付根部から露出射流が発生し、L<sub>2</sub> だけ下がったところで跳水が発生する。設計流量 3,300 m<sup>3</sup>/s が流れるときの水叩き全長（L）は 32.0 m となる。

一方、（ケース 2）では不等流計算で求めた水位( $h_m$ )と( $h_j$ )の関係が  $h_j < h_m$  となっているので流れは形態 C または形態 D となる。このケースで求めた水叩き全長（L）は 27 m である。

両ケースの水叩き長を比較すると、（ケース 1）の方が長くなるので水叩き全長(L)は **32.0 m** とする。

なお、流れの形態が A のとき、流量と水叩き長（L）の関係を表すと図 3-21 のようになる。

水叩き長の計算 (領域 A)

水叩き床版標高 **EL.6.00m**  
 3段目水叩き幅 (m): 490.0  
 落差 (m): 3.0  
 粗度係数  $n$ : 0.030  
 $\alpha$ : 1.10

結果  $Q=3,300 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき  
 水叩き長 =  $L1 + L2 + L3$  (コンクリート床版 + コンクリートブロック)  
 $8.1 + 9.7 + 13.7 = 31.5 \text{ m}$   
 護床工長 =  $5 \times h_{\text{mean}} = 5 \times 5.0 = 25.0 \text{ m}$  (コンクリートブロック)

Q m <sup>3</sup> /s	q m <sup>3</sup> /s	$h_c$ m	$v_c$ m/s	$h_0$ m	$v_0$ m/s	$Fr_0$	$h_j$ m	$h_1$ m	$Fr_1$	L2 m	L3 m	L2 + L3 m	hm m
10	0.020	0.035	0.585	0.003	7.730	48.055	0.178	0.009	7.947	0.13	0.43	0.56	0.094
20	0.041	0.055	0.737	0.005	7.766	34.217	0.252	0.015	6.964	0.26	0.63	0.90	0.142
50	0.102	0.102	1.000	0.013	7.844	21.969	0.398	0.031	5.955	0.62	1.29	1.91	0.246
100	0.204	0.162	1.260	0.026	7.941	15.823	0.562	0.053	5.345	1.13	1.92	3.06	0.374
200	0.408	0.257	1.587	0.050	8.085	11.495	0.796	0.091	4.719	2.06	2.85	4.91	0.566
400	0.816	0.408	2.000	0.098	8.298	8.452	1.128	0.156	4.232	3.50	4.22	7.72	0.859
600	1.224	0.535	2.289	0.145	8.467	7.112	1.384	0.213	3.971	4.65	5.30	9.94	1.096
800	1.633	0.648	2.520	0.190	8.610	6.316	1.602	0.266	3.799	5.58	6.22	11.80	1.303
1000	2.041	0.752	2.714	0.234	8.737	5.774	1.794	0.316	3.671	6.37	7.04	13.41	1.490
1200	2.449	0.849	2.884	0.277	8.851	5.375	1.969	0.363	3.573	7.01	7.80	14.81	1.663
1400	2.857	0.941	3.037	0.319	8.956	5.065	2.131	0.409	3.488	7.58	8.49	16.07	1.824
1600	3.265	1.029	3.175	0.361	9.054	4.816	2.283	0.453	3.421	8.04	9.14	17.19	1.977
1800	3.673	1.113	3.302	0.402	9.145	4.610	2.425	0.496	3.361	8.44	9.76	18.20	2.122
2000	4.082	1.193	3.420	0.442	9.231	4.435	2.561	0.537	3.309	8.77	10.34	19.11	2.261
2200	4.490	1.272	3.530	0.482	9.314	4.285	2.690	0.578	3.265	9.03	10.90	19.93	2.395
2400	4.898	1.348	3.634	0.522	9.392	4.154	2.814	0.618	3.224	9.24	11.44	20.68	2.524
2600	5.306	1.422	3.733	0.561	9.466	4.039	2.934	0.656	3.188	9.39	11.95	21.34	2.649
2800	5.714	1.494	3.826	0.599	9.536	3.935	3.049	0.694	3.154	9.51	12.45	21.96	2.770
3000	6.122	1.564	3.915	0.637	9.606	3.844	3.160	0.732	3.121	9.63	12.93	22.56	2.887
3200	6.531	1.633	4.000	0.675	9.672	3.760	3.269	0.769	3.094	9.66	13.40	23.06	3.002
3400	6.939	1.700	4.082	0.713	9.737	3.684	3.374	0.806	3.065	9.71	13.85	23.56	3.113
3600	7.347	1.766	4.160	0.750	9.799	3.615	3.476	0.841	3.042	9.67	14.29	23.96	3.223

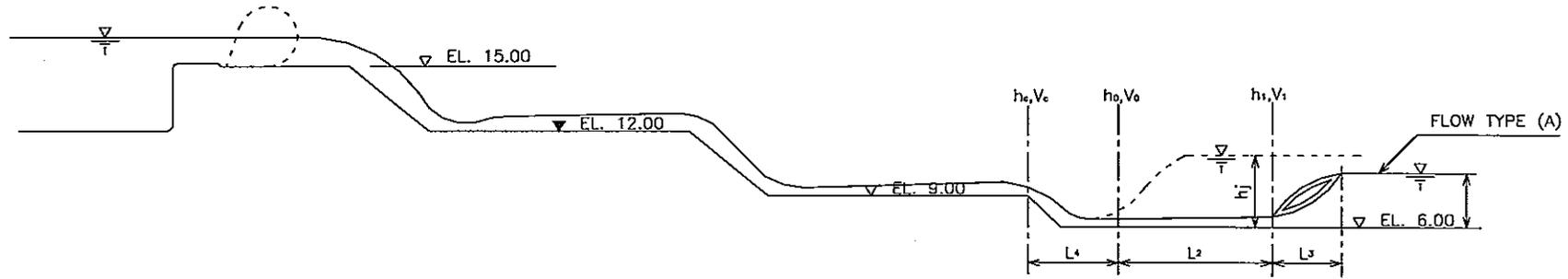


図 3-19 水叩き・護床工区間の流れの形態 (その1)

水叩き長の計算 (領域 C及びD)

水叩き床版標高 EL.6.00 m  
 3段目水叩き幅 (m): 490.0  
 落差 (m): 3.0  
 粗度係数 n 0.030  
 α 1.10

結果 Q=3,300 m<sup>3</sup>/s のとき  
 水叩き長 = L1 + L2 + L3 (コンクリート床版 + コンクリートブ  
 8.1 0.0 18.0 26.1 m  
 (3.0 × 6) 27.0 m  
 護床工長 = 5 × h<sub>mean</sub> = 25.0 m (コンクリートブロック)

Q m <sup>3</sup> /s	q m <sup>3</sup> /s	h <sub>c</sub> m	v <sub>c</sub> m/s	h <sub>0</sub> m	v <sub>0</sub> m/s	Fr <sub>0</sub>	h <sub>j</sub> m	H m	H - h <sub>j</sub> m	Flow
10	0.020	0.035	0.585	0.003	7.730	48.055	0.178	0.551	H > h <sub>j</sub>	C
20	0.041	0.055	0.737	0.005	7.766	34.217	0.252	0.950	H > h <sub>j</sub>	C
50	0.102	0.102	1.000	0.013	7.844	21.969	0.398	1.727	H > h <sub>j</sub>	C
100	0.204	0.162	1.260	0.026	7.941	15.823	0.562	2.429	H > h <sub>j</sub>	C
200	0.408	0.257	1.587	0.050	8.085	11.495	0.796	3.194	H > h <sub>j</sub>	C
400	0.816	0.408	2.000	0.098	8.298	8.452	1.128	4.024	H > h <sub>j</sub>	C
600	1.224	0.535	2.289	0.145	8.467	7.112	1.384	4.531	H > h <sub>j</sub>	D
800	1.633	0.648	2.520	0.190	8.610	6.316	1.602	4.888	H > h <sub>j</sub>	D
1000	2.041	0.752	2.714	0.234	8.737	5.774	1.794	5.203	H > h <sub>j</sub>	D
1200	2.449	0.849	2.884	0.277	8.851	5.375	1.969	5.487	H > h <sub>j</sub>	D
1400	2.857	0.941	3.037	0.319	8.956	5.065	2.131	5.751	H > h <sub>j</sub>	D
1600	3.265	1.029	3.175	0.361	9.054	4.816	2.283	5.999	H > h <sub>j</sub>	D
1800	3.673	1.113	3.302	0.402	9.145	4.610	2.425	6.234	H > h <sub>j</sub>	D
2000	4.082	1.193	3.420	0.442	9.231	4.435	2.561	6.457	H > h <sub>j</sub>	D
2200	4.490	1.272	3.530	0.482	9.314	4.285	2.690	6.671	H > h <sub>j</sub>	D
2400	4.898	1.348	3.634	0.522	9.392	4.154	2.814	6.875	H > h <sub>j</sub>	D
2600	5.306	1.422	3.733	0.561	9.466	4.039	2.934	7.073	H > h <sub>j</sub>	D
2800	5.714	1.494	3.826	0.599	9.536	3.935	3.049	7.265	H > h <sub>j</sub>	D
3000	6.122	1.564	3.915	0.637	9.606	3.844	3.160	7.450	H > h <sub>j</sub>	D
3200	6.531	1.633	4.000	0.675	9.672	3.760	3.269	7.629	H > h <sub>j</sub>	D
3400	6.939	1.700	4.082	0.713	9.737	3.684	3.374	7.801	H > h <sub>j</sub>	D
3600	7.347	1.766	4.160	0.750	9.799	3.615	3.476	7.968	H > h <sub>j</sub>	D

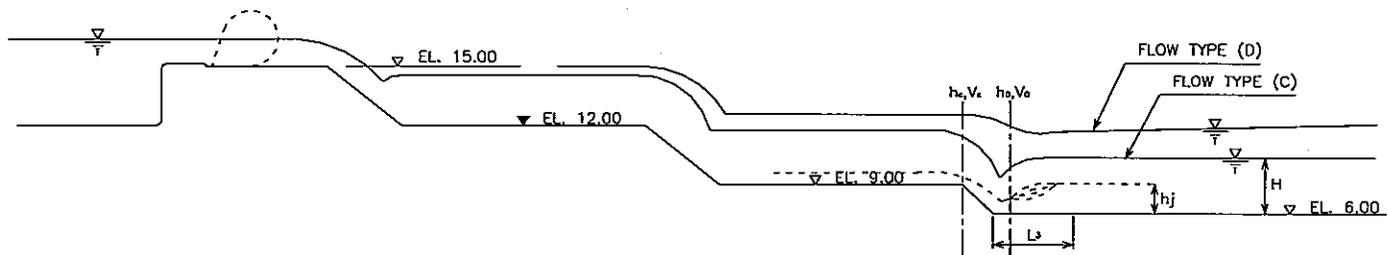
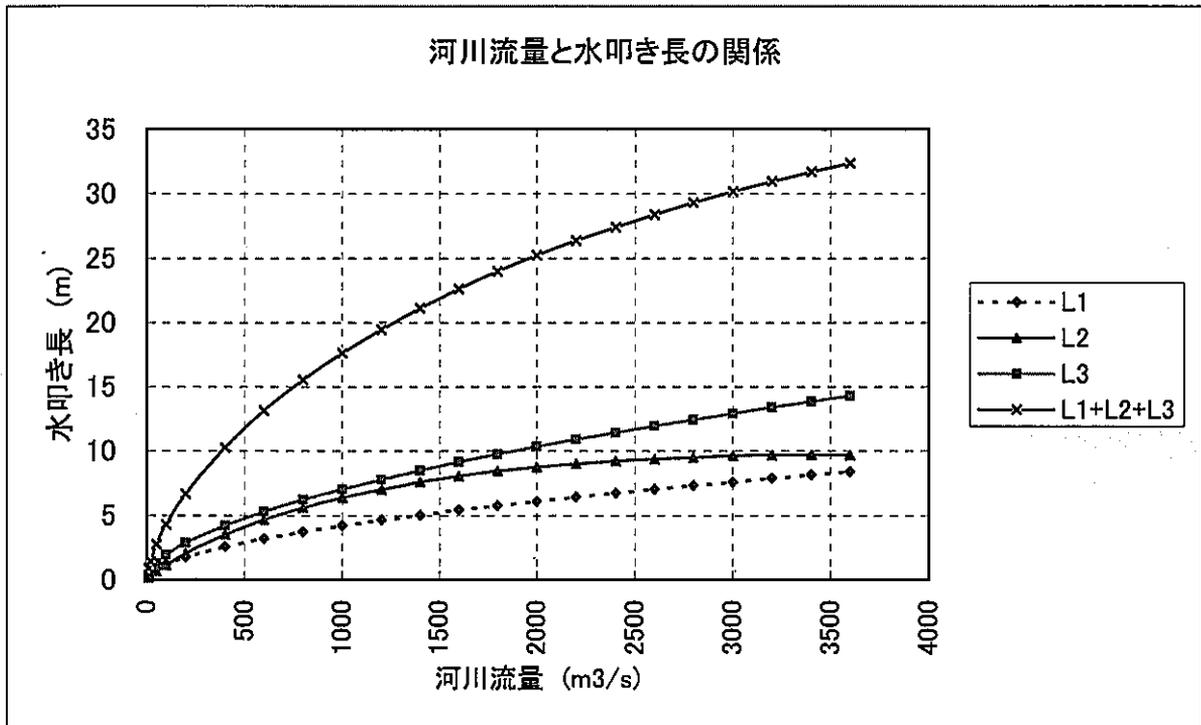
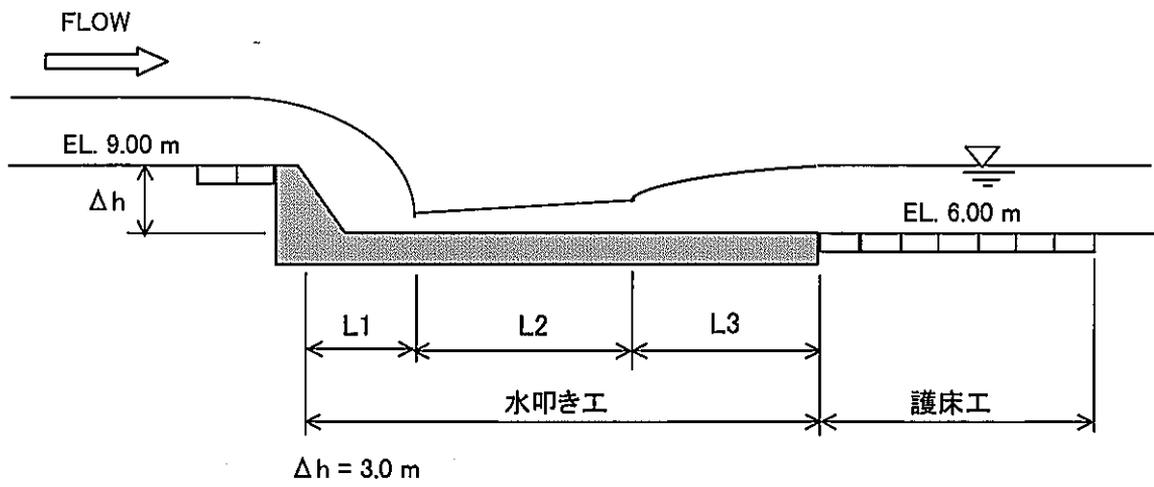


図 3-20 水叩き・護床工区間の流れの形態 (その2)



Q = 3,300 m<sup>3</sup>/s の時

L1 = 8.1 m  
 L2 = 9.7 m  
 L3 = 13.7 m  
 ΣL = 31.5 m

図 3-21 落水水量と水叩き長の関係

## 左岸・右岸部水叩き

左岸・右岸部水叩きについても、水叩き長を検討した。水理条件及び計算結果を表 3-18 に示す。

表 3-18 水叩き長の算定（左右岸部）

条件と検討項目		条件・結果	備考
本体工落差		2.0 m	
設計流量		3,300 m <sup>3</sup> /s	
越流時の限界水深		1.666 m	床止め天端地点の限界水深
下流水深		3.06 m	ケース 1 の場合の水深と同じ
流れの形態		$h_j > h_m$ $h_j = h_m$ $h_j < h_m$	Q=0 ~ 3,300 のとき形態 A Q=3,200 のとき形態 B Q>3,200 のとき形態 C
水叩き長	L1	7.5 m	RAND の式より算定
	L2	0.0 m	$h_j$ は $h_m$ とほぼ等しいので、L2 はゼロとし、L3 を考慮する。
	L3	13.6 m	
水叩き全長		22 m (32 m)	(中央部の水叩き長に合わせる)

左・右岸水叩きの幅は中央部の幅と比べて 30 % 以下の大きさであり、水叩き上の流れの形態は中央部の流れに大きく影響されると考えられる。この点を考慮し、左・右岸部の水叩きの長さは中央部水叩きの長さに合せ、32 m とする。

### (3) 水叩き工と護床工の関係

#### (a) 水叩き工の構成

水叩き工の長さは跳水の検討をとおり図 3-22 のとおり決定した。本水叩き工は図にあるように、床止め工本体水叩き部 (AP1)、コンクリート床版部 (AP2) およびコンクリートブロック部 (AP3) の 3 つからなっている。水叩き構造を 3 つの形式に分けた理由は、次のとおりである。

i) 屈撓性のあるコンクリートブロックを下流側に配置しておけば、将来水叩き下流の河床が低下したとしてもこれに追随し、床止め本体工への影響は少ない。

ii) 2 段目水叩き直下流の河床ラインが局所洗掘により下図のように急に下がっているため、水叩き工は河床の切土部と盛土部の両方にまたがって設けることになる。特性の異なった地盤の上に連続してコンクリート床版を設けることは、ひび割れやクラックの発生等、構造上問題があるのでこれを避けるため、水叩きを 3 つに分け独立構造とした。

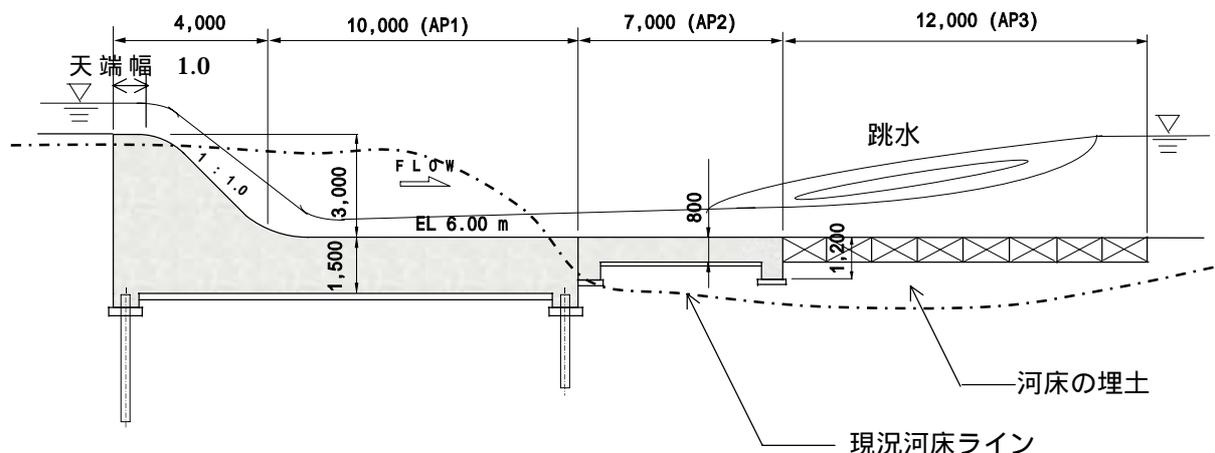


図 3-22 水叩き工の長さとお跳水の検討

(b) 護床工の施工延長

護床工は水叩き工通過後の流水の乱れを整流して下流河道の局所洗掘を防止し、本体及び水叩きを保護するために設置する。また、下流河道の河床変動に追従できるよう屈撓性構造とする。

日本国内での護床工に関する調査研究によれば、河床材料によって異なってくるが、年平均最大水深の 5～7 倍の護床工長さがあれば護床工としての機能が維持されているようである。アンガット川調整ダム直下流の河床材料は玉石を含む砂礫が中心となっているので、年平均最大水深の 5 倍程度あれば十分護床工の効果が発揮されると考えられる。これまでの水位・流量観測データによれば年平均の最大流量はおよそ  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  であり、このときの水深は約  $5.0 \text{ m}$  である。よって、護床工の施工延長は  $5.0 \text{ m} \times 5 = 25 \text{ m}$  とする。

(c) 遮水工

本床止め工は透水性の高い砂礫地盤の上に設けられるため、上下流河道の水位差の水頭によって構造物と地盤との間に浸透路ができ、パイピングが発生する可能性がある。これを防止するために床止め本体内底面の上下流端に遮水矢板を打設する。遮水工の根入れ長は、次式（レインの式）のほか、本体内に作用する揚圧力に対する安定や滑動、転倒等の安定計算等から総合的に検討して決定する。

(レインの式)

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここで、Cはクリープ比(“基本設計計画の設計条件の検討”を参照)、Lは床止め本体工の長さ(m)、lは鉛直方向浸透経路長(m)、Hは上下流河道の水位差(m)である。

パイピング、揚圧力その他の安定検討結果は“(3)の構造設計”に紹介した。総合的検討の結果、遮水矢板の長さは、上流端部で4.5 m、下流端部で3.0 mとするのが適当であるといえる。

なお、遮水矢板の打設範囲は、床止め工本体部(水叩きを一部含む)の上下流端と側壁護岸底面の前面側である。

(4) 構造設計

(a) 床止め工の安定計算

水理設計により決定した床止め工の水理基本諸元（落差高、天端幅と水叩き長、表 3-19 参照）をもとに床止め工の構造形状・諸元を設定し、パイピング、揚圧力、すべり、転倒および地盤支持力に対する安定計算を行う。床止め工の部材の厚さと遮水矢板の長さはこれらすべての安定条件を満足するように決定する。

表 3-19 床止め工の水理基本諸元

	中央部	右岸部	左岸部
構造タイプ	重力式直壁タイプ	同左	同左
床止め工本体			
落差高	3.0 m	2.0 m	2.0 m
幅（流水直角方向）			
長さ（流水方向、一部水叩きを含む）	14.0 m	同左	同左
天端幅	1.0 m	同左	同左
水叩き工総延長	32.0 m	32.0 m	32.0 m
護床工延長	25.0 m	同左	同左
遮水方法	上流側と下流側の 2 列に鋼矢板を打設	同左	同左

(i) 床止め工本体中央部の安定計算

床止め工の検討断面を図 3-23 のとおり設定した。

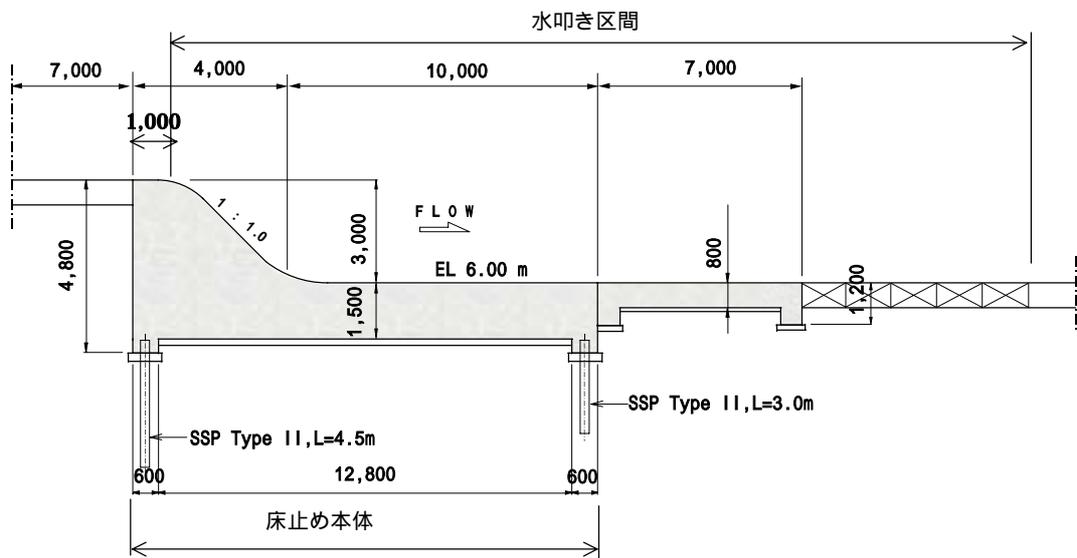


図 3-23 床止め工縦横断面図（中央部）

次に、安定計算に適用する水理条件を表 3-20 に示す。

表 3-20 安定計算における水理条件

条件 \ ケース	常時	地震時	洪水時	施工直後
流れの形態	乾期低水時	乾期低水時	設計洪水時	表面流なし
流量	2 m <sup>3</sup> /s	2 m <sup>3</sup> /s	3,300 m <sup>3</sup> /s	ゼロ
上流側水位	EL.9.00 m	EL.8.40 m	EL.14.10 m	EL.9.00 m
下流側水位	EL.7.00 m	EL.7.00 m	EL.14.10 m	EL.6.00 m
水位差	2.0 m	1.4 m	0 m	3.0 m

安定計算結果を表 3-21 ~ 3-25 に示す。

表 3-21 パイピングに対する安定性

ケース	遮水矢板の根入れ長		$R = \frac{L + \sum l}{\Delta H}$	クリープ比 C	判定
	上流側 (m)	下流側 (m)			
常時	4.5	3.0	13.03	4 (細砂利)	R > C -- OK
地震時	4.5	3.0	18.62	4 (細砂利)	R > C -- OK
洪水時	4.5	3.0	- *1	4 (細砂利)	R > C -- OK
施工直後	4.5	3.0	8.69	4 (細砂利)	R > C -- OK

\*1：上下流河道の水位に差がないので計算の必要性はない。

表 3-22 揚圧力に対する安定性

ケース	水叩きの厚さ (m)	F=	下向きの力 上向きの力	安全率 (Fa)	判定
常時	1.50		1.64	4/3	F > Fa -- OK
地震時	1.50		1.77	4/3	F > Fa -- OK
洪水時	1.50		1.28	1.20	F > Fa -- OK
施工直後	1.50		1.73	4/3	F > Fa -- OK

表 3-23 滑動に対する安定性

ケース	V (t)	H (t)	Fs=	安全率 AFs	判定
常時	30.013	9.297	$\frac{V \cdot \tan}{H}$	1.50	Fs > Afs -- OK
地震時	33.525	15.350		1.20	Fs > Afs -- OK
洪水時	38.175	1.797		1.50	Fs > Afs -- OK
施工直後	28.183	10.797		1.50	Fs > Afs -- OK

表 3-24 転倒に対する安定性

ケース	d= M/ V (m)	e=B/2-d (m)	e	合力の作用 範囲 (m)	判定
常時	8.546	-1.546	1.546	B/6 =2.333	e  < B/6 -- OK
地震時	8.324	-1.324	1.324	B/3 =4.667	e  < B/3 -- OK
洪水時	8.372	-1.371	1.371	B/6 =2.333	e  < B/6 -- OK
施工直後	9.059	-2.059	2.059	B/6 =2.333	e  < B/6 -- OK

表 3-25 地盤の支持力に対する安定性

ケース	$\frac{\sum V}{B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$ , (t/m <sup>2</sup> )	地盤の許容支持 力 qa (t/m <sup>2</sup> )	判定
常時	q1=0.72, q2=3.56	20	q1, q2 < qa -- OK
地震時	q1=1.04, q2=3.75	30	q1, q2 < qa -- OK
洪水時	q1=1.12, q2=4.33	20	q1, q2 < qa -- OK
施工直後	q1=0.24, q2=3.79	20	q1, q2 < qa -- OK

以上のとおり、設定した床止め工形状はすべての安定条件を満足するので、これを床止め工中央部の形状として採用する。

(ii) 床止め工本体左・右岸部の安定計算

床止め工の検討断面を図 3-24 のとおり設定した。

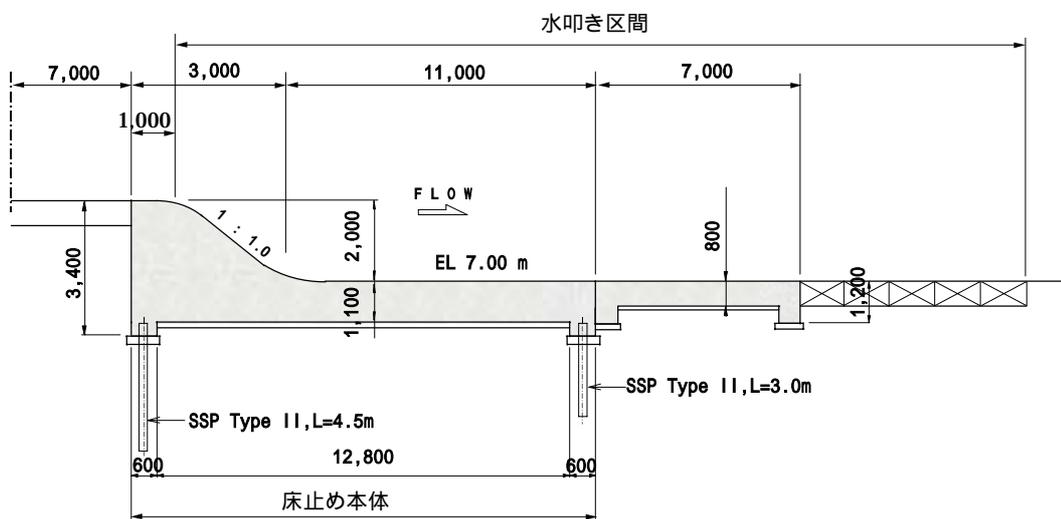


図 3-24 床止め工縦横断面図 (左右岸部)

安定計算に適用する水理条件を表 3-26 に示す。

表 3-26 安定計算における水理条件

ケース 条件	常時	地震時	洪水時	施工直後
流れの形態	乾期低水時	乾期低水時	設計洪水時	表面流なし
流量	2 m <sup>3</sup> /s	2 m <sup>3</sup> /s	3,300 m <sup>3</sup> /s	ゼロ
上流側水位	EL.9.00 m	EL.8.40 m	EL.14.10 m	EL.9.00 m
下流側水位	EL.7.00 m	EL.7.00 m	EL.14.10 m	EL.7.00 m
水位差	2.0 m	1.4 m	0 m	2.0 m

安定計算結果を表 3-27～3-31 に示す。

表 3-27 パイピングに対する安定性

ケース	遮水矢板の根入れ長		$R = \frac{L + \sum l}{\Delta H}$	クリープ比 C	判定
	上流側 (m)	下流側 (m)			
常時	4.5	3.0	12.13	4 (細砂利)	R > C -- OK
地震時	4.5	3.0	17.33	4 (細砂利)	R > C -- OK
洪水時	4.5	3.0	- *1	4 (細砂利)	R > C -- OK
施工直後	4.5	3.0	12.13	4 (細砂利)	R > C -- OK

\*1：上下流河道の水位に差がないので計算の必要性はない。

表 3-28 揚圧力に対する安定性

ケース	水叩きの厚さ (m)	$F = \frac{\text{下向きの力}}{\text{上向きの力}}$	安全率 (Fa)	判定
常時	1.50	1.65	4/3	F > Fa -- OK
地震時	1.50	1.89	4/3	F > Fa -- OK
洪水時	1.50	1.22	1.20	F > Fa -- OK
施工直後	1.50	1.65	4/3	F > Fa -- OK

表 3-29 滑動に対する安定性

ケース	V (t)	H (t)	$F_s = \frac{V \cdot \tan}{H}$	安全率 AFs	判定
常時	17.943	5.531	1.873	1.50	Fs > Afs -- OK
地震時	21.463	9.150	1.354	1.20	Fs > Afs -- OK
洪水時	25.89	1.33	11.229	1.50	Fs > Afs -- OK
施工直後	17.943	5.531	1.873	1.50	Fs > Afs -- OK

表 3-30 転倒に対する安定性

ケース	d= M/ V (m)	e=B/2-d (m)	e	合力の作用範囲 (m)	判定
常時	8.900	-1.900	1.900	B/6 =2.333	e  < B/6 -- OK
地震時	8.686	-1.686	1.686	B/3 =4.667	e  < B/3 -- OK
洪水時	8.175	-1.175	1.175	B/6 =2.333	e  < B/6 -- OK
施工直後	8.900	-1.900	1.900	B/6 =2.333	e  < B/6 -- OK

表 3-31 地盤の支持力に対する安定性

ケース	$\frac{\Sigma V}{B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right), (t/m^2)$	地盤の許容支持力 $q_a (t/m^2)$	判定
常時	$q_1=0.24, q_2=2.32$	20	$q_1, q_2 < q_a$ -- OK
地震時	$q_1=0.43, q_2=2.64$	30	$q_1, q_2 < q_a$ -- OK
洪水時	$q_1=0.92, q_2=2.78$	20	$q_1, q_2 < q_a$ -- OK
施工直後	$q_1=0.24, q_2=2.32$	20	$q_1, q_2 < q_a$ -- OK

以上のとおり、設定した床止め工形状はすべての安定条件を満足するので、これを床止め工左右岸部の形状として採用する。

(b) 床止め本体工の構造

床止め本体工の構造細目は次のとおりである。

項 目	構 造 細 目
1. 本体構造	流水や地盤の変形による本体と水叩き部のひび割れやクラックの発生を防止するため、床止め本体と水叩きを一体とした鉄筋コンクリート構造とする。
2. 基礎	床止め工支持地盤はN値が30以上の締まった砂礫層であり、十分な地耐力が得られるので、基礎形式は直接基礎とする。
3. 配筋	配筋は安定計算で用いた作用外力を用いて応力計算を行って決定する。
4. 継手	基礎地盤は締まった砂礫層であるので、床止め工の継手間隔は20mを標準とする。継手は水密でかつ不等沈下にも対応できる構造とする。このために、継手はダウエルバー方式とし、可とう性の止水板と目地材を挿入する。なお、本体擁壁部はひび割れ・クラックに対する安全を考慮し、継手の中間地点に止水板付きの誘発目地を設ける。

(c) 水叩きコンクリートブロックの安定

コンクリートブロックを、跳水の発生する下流側水叩き床版の下流に設置面を平らにして規則的に並べる。コンクリートの形状と重さは作用する流体力に対してブロックが滑動や転倒を起こさないよう配慮して決定する。安定計算手法は“3.3.2 基本設計計画”において示したとおりである。

使用するコンクリートブロックは平面形状が正方形で厚みを持ったものとし、その重量は跳水区間の代表流速として  $v=5.4 \text{ m/s}$  を用いて算定する。計算条件と結果を表 3-32 に示す。

表 3-32 コンクリートブロックの安定計算条件と結果

計算条件		
- 水の密度 ( $\text{t/m}^3$ )	・ W	1.0
- コンクリートの密度 ( $\text{t/m}^3$ )	・ b	2.35
- 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )	g	9.8
- 代表流速 ( $\text{m/s}$ )	v	5.4
- コンクリートブロックの係数		0.54 平面型
		1.8 平面型
計算結果	W = 3.92 t まるめて 4.0 t/個	
$W > a \left( \frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \left( \frac{\rho_b}{g} \right) \left( \frac{Vd}{\beta} \right)^6$		

コンクリートブロックはフックとシャックルからなる連結金具により確実に連結し、ブロック全体で流水力に抵抗出来るようにする。また、コンクリートブロックの上に高流速の流水が走る可能性が高いので、ブロックの下から河床材料のうち細粒土砂が吸出されるのを防止するために、砕石を敷きさらにその下に吸出し防止マットを敷設する。使用するコンクリートブロックの一般形状を図 3-25 に示す。

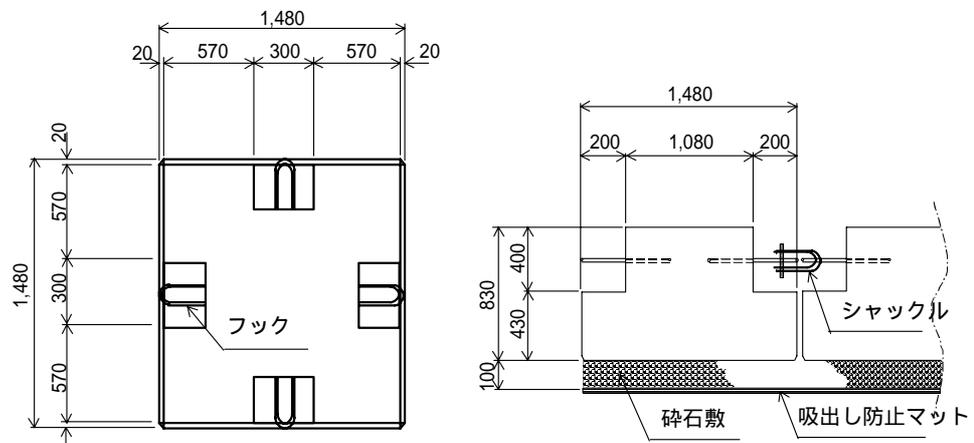


図 3-25 コンクリートブロックの形状

#### (d) 護床工

護床工の機能は、安定した河床面を形成する、水叩きの下流に設け、流水を減勢・整流して下流河道の河床材料に適した流速に調節する、コンクリート構造物と下流一般河道の接続部は粗度の大きな異なりにより、流れが乱され河床が洗掘されやすいので、両者の中間的な粗度を持たせ流れの乱れを軽減する、ことである。

これらの目的のため、一般には粗朶沈床、木工沈床、コンクリート床版、十字コンクリートブロック、異形ブロック、捨石等が用いられる。等現場では、跳水後の流水の強さ、河床を構成する材料の粗度、将来の河床低下への対応、維持管理、材料の入手の容易性などを考慮して、図 3-26 に示すような十字形コンクリートブロックを使用する。この護床ブロックの表面は計画河床面を形成するものであるため、河床面は適度な粗度を持ち、かつ平坦に平坦に仕上げることが重要である。また、河床材料の細粒分が流水の作用によって吸い出されないようにブロックとブロックの間の空間部は玉石で詰めると同時に、ブロックの下には碎石と吸出し防止材を敷くものとする。

コンクリートブロックは、流水に対して転倒や滑動を起こさないよう十分重量を持ったものとして設計する。重量の算定は、設計流量が流れるときの流速  $v=2.2 \text{ m/s}$  を用いて、表 3-33 のように求める。さらに、間詰め石は流水の掃流力に対して十分抵抗できるように、径が  $10 \text{ cm}$  以上の玉石を用いる。

表 3-33 護床ブロックの安定計算条件と結果

計算条件		
- 水の密度 ( $\text{t/m}^3$ )	・ W	1.0
- コンクリートの密度 ( $\text{t/m}^3$ )	・ b	2.35
- 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )	g	9.8
- 代表流速 ( $\text{m/s}$ )	v	2.2
- コンクリートブロックの係数		0.54 平面型
		1.0 *1
計算結果	W = 0.61 t、十字ブロックの形状を考慮して2割の重量割増しを行い0.8 t/個とした。	
$W > a \left( \frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \left( \frac{\rho_b}{g^2} \right) \left( \frac{Vd}{\beta} \right)^6$		
*1: は将来護床工敷設個所が洗掘されて低下することを前提として=1.0 とする。		

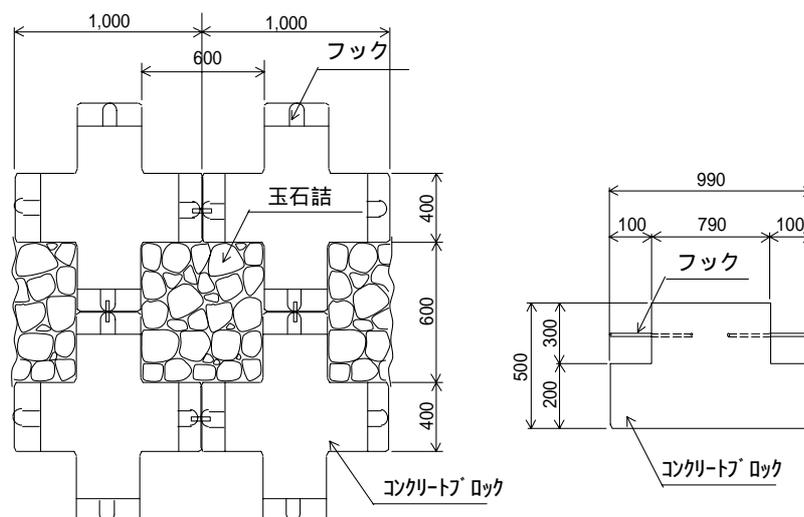


図 3-26 護床ブロックの形状

(e) 護床工下流の河床保護

護床工下流の深掘れ部には、周辺部で取れる河床材料（細砂から礫までが混合した土砂）を投入し、締め固めと・転圧によって河床を EL.6.00 m まで埋戻しする。この埋戻し部の表面は、保護をしないと土砂の中の細粒分が流水の掃流力によって洗い流される恐れがある。よって、埋戻し範囲の表面には周辺の河床材よりも粒径の大きい礫や玉石を敷詰めて河床材料の移動を防止するものとする（図 3-27 を参照）。材料としては、既設の護床工に用いられているふとん籠の詰石材を再利用する。

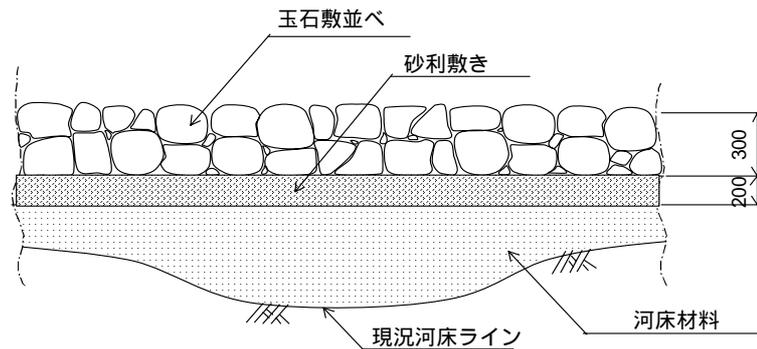


図 3-27 護床工下流の河床保護工

(f) 側壁護岸

本床止め工の左河岸には法勾配 1:1.5 の練石張による河岸防護工が、右岸には法勾配 1:2.0 の導流堤がある。これらの既設構造物と本床止め工との接合部は流れが集中したり乱流が発生し、河岸や堤脚部に侵食が生じる可能性が大きい。よって、この対策として強固な側壁護岸を設ける必要がある。

この接合部は既設護岸工の基礎高と水叩き表面の間に 2.0 m の落差があり、しかも流水力が大きいので、側壁護岸の構造形式として鉄筋コンクリート造の擁壁タイプ（L型又はT型）とコンクリート重力式タイプが考えられる。2つのタイプを比較して経済的に有利で、しかも施工性に優れている鉄筋コンクリートL型擁壁タイプを採用する。

平面形状

右岸側の側壁護岸は導流堤法線に平行とし、導流堤脚部からの離れを 8.0 m とする。この 8.0 m の平場は維持管理用通路として用いるものとし、表面をコンクリートスラブで保護する。側壁護岸の施工延長は床止め工上流端から導流堤の最下流端までの 85.0 m および摺り付け区間 23.0 m の合わせて 108.0 m とする。

左岸側では、下流の河川敷から 2 段目水叩き部へのアクセスのため、既設護岸と床止め工の間に幅 14.0 m の維持管理用通路を設ける。よって、側壁護岸はこの通路と

床止め工の結合部に設ける擁壁となる。擁壁の平面線形はほぼ既設の護岸の基礎工と平行とし、下流端は護床工の下流端部に合わせる。

### 側壁護岸の構造

本側壁護岸は右岸側では導流堤の機能維持を図り、左岸側では河岸を保護するという重要な役割があるために、側壁護岸の構造は床止め工と分離した自立構造とする。また、床止め工本体および水叩きと側壁護岸との接合部は、図 3-28 のように絶縁し、擁壁の基礎は水叩きや護床工の底面より 1.0 m 低い位置に設ける。

さらに、床止め本体の左右岸端部は床止め工上下流の水位差により発生する地盤内浸透水が横方向から回り込んでパイピングを発生させようとする。これを防止するために、側壁護岸の底版に遮水矢板を打込むものとする。この矢板は床止め本体の遮水矢板と未着させる。ただし、左岸側では岩盤が河床付近まででているので、この範囲は遮水矢板は打込まない。

擁壁背後の維持管理用通路はコンクリートスラブで被覆して流水による河床面の侵食を防止する。

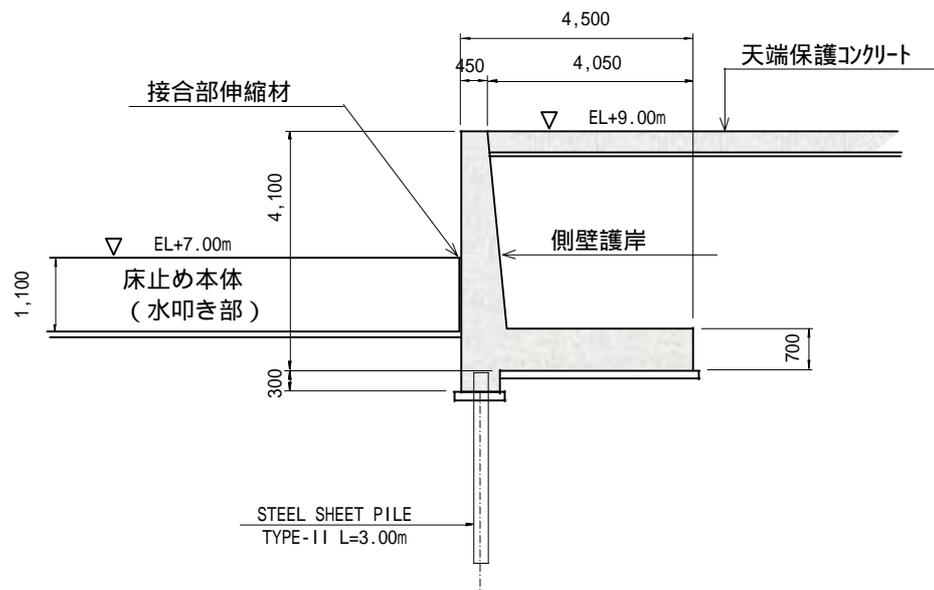


図 3-28 床止め工端部側壁護岸の構造

## 既存水叩きと減勢工

### (1) 減勢工の設置目的

本減勢工の目的は、i) 水叩きの上を流れる高速の露出射流のエネルギーを減じ、下流部の河床に与える水理的影響を軽減する、ii) 水叩きコンクリート表面に発生するキャピテーションや摩耗による侵食作用を抑制する及び、iii) ゲートを越流した水の流れを水叩きの範囲内で分散させ、できる限り河道全幅にわたる均等な流れを作り出すことである。

その方法として大きく次の2つが考えられる。

水叩きの上にエンドシルを設けて水辱池化する。

水叩きの上にバップルピアを取り付けたり、重量のある減勢ブロックを置く。

の方法は目的の i)、ii)、iii)のすべてに対して効果を発揮するが、の方法は ii)、iii) に対する効果が少ない。施工費については両者の間にあまり大きな差はない。よって、本事業では流水の減勢効果と流れの集中化を抑制する効果の大きいの方法を採用する。

### (2) 1 段目水辱池の検討

#### (a) 範囲

水辱池の範囲は、洪水吐ゲート No.1 から No.6 の下流部で、幅(流水直角方向)495.4 m、長さ(流水方向)31.5 m(左岸)37.1 m(右岸)である。左右岸の土砂吐ゲート下流の通水区間は、ゲートから排出した土砂を下流河道に直接流す必要があるため水辱池に含めない。

#### (b) エンドシルの高さと水辱池の長さ

##### (i) エンドシルの高さ(H2)

エンドシルの高さは高すぎると洪水時の流水の障害となると同時に、2 段目水叩きへの落下エネルギーを増大させることになる。また、低すぎた場合は越流水の減勢効果及び分散効果が小さくなる。

“河川砂防技術基準”によると砂防ダムにおける副ダム(エンドシル)の高さ(H2)は次式により算定できる。

$$H2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H1、 \quad \text{ここで、} H1 \text{ はダム(堰)の高さ}$$

越流水深を含めないダム高は3.0 mであるので上式を用いると、H2は0.75~1.00 mと求まる。次に、流下断面の中にエンドシルを置き、設計洪水時における河道水位を計算すると、H2が0.8 m以下であれば水位はラバーゲートの敷高EL.15.00 mよりも低くなり、ラバーゲートへの影響がないことがわかる。よって、エンドシル

の高さは **0.80 m** とする。

(ii) 水罨池の長さ(L)

図 3-28 はダムからの越流量(Q)と水罨池の範囲内で跳水が終了する長さ(L2+L3)の関係を求めたものである。図から越流量(Q)が大きくなればなるほど(L2+L3)が増大することがわかる。しかし、エンドシルの位置が1段目水叩きの下流端に近づけば、2段目水叩きへの落下エネルギーを増大させることになるため、好ましくない。

そこで、2段目水叩きへの影響を抑えるためにエンドシルの位置を水叩き下流端から **16 m** 上流側に置いた。この場合、**2,200 m<sup>3</sup>/s** までの流量であれば水罨池内で跳水が終了する。これよりも大きな流量の場合には **100%**の減勢効果は得られないが、それでもかなり大きな減勢効果があることがわかる。以上より、水罨池の長さ(L)はダム堤体下流端から **30 m** の長さとする。

1段目水罅池の検討

水叩き床版標高 EL.12.00 m  
 1段目水叩き幅 (m): 520.0 474  
 落差 (m): 3.000 (ゲート倒伏時)  
 粗度係数  $n$  0.030  
 $\alpha$  1.10  
 エンドシルの高さ 0.8 m

Q	$q_0$	$q_1$	$h_c$	$v_c$	$h_0$	$v_0$	$Fr_0$	$h_j$	$h_1$	$V_1$	$Fr_1$	$L_{run}$	$L_{jump}$	$L_r + L_j$	$h_m$
m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m	m/s	m	m/s		m	m	m/s		m	m	m	m
100	0.211	0.192	0.250	0.844	0.024	7.996	16.469	0.548	0.008	23.485	82.905	-0.49	5.68	5.19	0.956
200	0.422	0.385	0.400	1.055	0.047	8.175	12.039	0.778	0.027	14.321	27.915	-0.83	6.12	5.29	1.047
400	0.844	0.769	0.630	1.339	0.091	8.436	8.923	1.106	0.080	9.657	10.931	-0.63	6.68	6.05	1.192
600	1.266	1.154	0.830	1.525	0.133	8.648	7.562	1.362	0.140	8.265	7.066	0.39	7.12	7.51	1.327
800	1.688	1.538	1.010	1.671	0.174	8.829	6.757	1.580	0.205	7.522	5.313	2.11	7.40	9.51	1.438
1000	2.110	1.923	1.170	1.803	0.214	8.988	6.207	1.774	0.271	7.105	4.362	4.25	7.62	11.87	1.540
1200	2.532	2.308	1.320	1.918	0.253	9.132	5.803	1.951	0.337	6.846	3.767	6.69	7.79	14.48	1.635
1400	2.954	2.692	1.460	2.023	0.291	9.263	5.489	2.115	0.403	6.681	3.362	9.31	7.93	17.25	1.725
1600	3.376	3.077	1.600	2.110	0.328	9.390	5.240	2.270	0.468	6.573	3.069	12.07	8.06	20.13	1.811
1800	3.797	3.462	1.730	2.195	0.401	8.632	4.354	2.277	0.532	6.505	2.848	11.69	8.17	19.87	1.894
2000	4.219	3.846	1.850	2.281	0.400	9.613	4.854	2.554	0.596	6.457	2.672	17.80	8.26	26.06	1.973
2200	4.641	4.231	1.970	2.356	0.435	9.717	4.704	2.687	0.658	6.431	2.533	20.70	8.35	29.06	2.050
2400	5.063	4.615	2.090	2.423	0.470	9.818	4.574	2.815	0.720	6.413	2.415	23.71	8.43	32.13	2.124
2600	5.485	5.000	2.210	2.482	0.504	9.919	4.463	2.939	0.781	6.406	2.316	26.72	8.49	35.21	2.196
2800	5.907	5.385	2.320	2.546	0.538	10.010	4.360	3.059	0.840	6.410	2.234	29.66	8.56	38.22	2.267
3000	6.329	5.769	2.430	2.605	0.571	10.100	4.269	3.175	0.899	6.416	2.161	32.67	8.61	41.29	2.335
3200	6.751	6.154	2.530	2.668	0.604	10.181	4.183	3.286	0.957	6.428	2.099	35.61	8.67	44.28	2.402
3400	7.173	6.538	2.630	2.727	0.637	10.261	4.106	3.395	1.015	6.442	2.043	38.58	8.72	47.29	2.468
3600	7.595	6.923	2.740	2.772	0.669	10.347	4.041	3.504	1.072	6.459	1.993	41.58	8.76	50.34	2.532

3-57

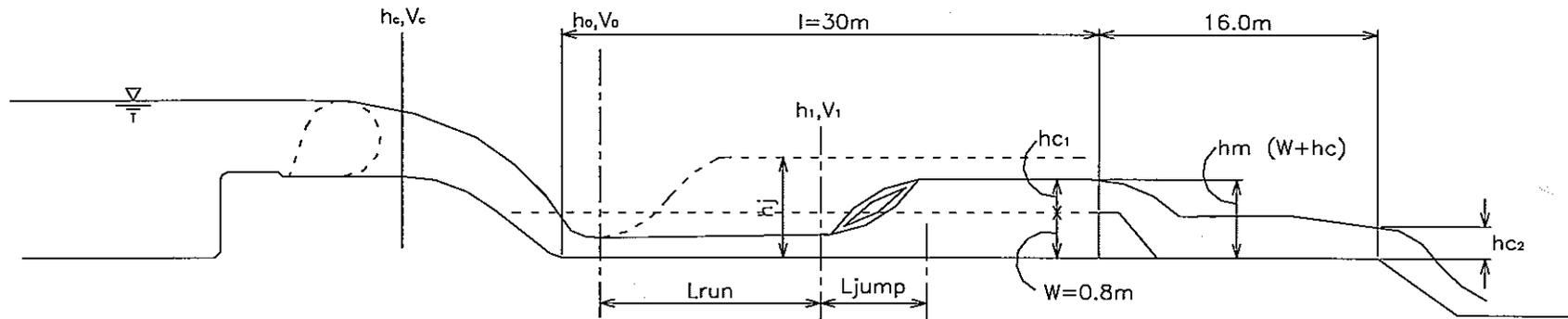


図 3-29 1段目水罅地エンドシルと跳水

(c) 構造

エンドシル設置位置の既存の水叩き床版を撤去し、地盤を締固めたあとに独立した鉄筋コンクリート造のエンドシルを築造する。エンドシルは作用する流水力に対し十分抵抗できるよう独立構造として設計する。図 3-30 に、エンドシルの構造を示す。

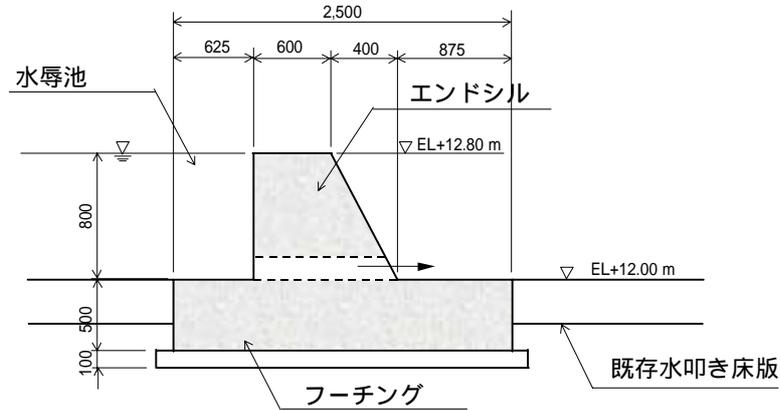


図 3-30 1 段目水叩きエンドシルの構造

エンドシル下部に排水口(開口部)を設けて水辱池内の水の循環を促進し、さらに量的には少ないが、洪水時に流入する土砂を自然排出する。この排水口は乾期には池内の水を排水し、池内の水質環境の悪化を防止するとともに、池内の清掃や維持管理を容易にする。排水口の形状は 200 mm x 150 mm の矩形断面で、7ヶ所設ける。ゲートからの水の流入がなければ、満水状態から約 13 時間で池内の水が排出可能である。また、池内の清掃や維持管理のために、エンドシルをまたいで幅 4.0 m の進入通路を設ける。

(3) 2 段目水辱池の設計

(a) 範囲

1 段目水叩きから落下した流水エネルギー(洪水吐ゲートと土砂吐ゲートの両方からの流れ)を減殺するために、2 段目水叩きを全幅にわたって水辱池にする。

(b) エンドシルの位置と高さ

現在、2 段目水叩きの下流端部には高さが 0.3 m のエンドシルがあり、この下に鋼矢板が打込まれている。新設床止め工はこの既存エンドシルから約 8.0 m 下流に設けられる。2 段目水叩きを水辱池とする場合、流水の減勢効果、下流水叩きへの落下水の影響、および既存 2 段目水叩きの構造を勘案し、エンドシルは既存のエンドシルと同じ位置に設けるものとする。よって、水辱池の長さは 25.0 m となる。

エンドシルの高さは関係式  $H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H_1$  を用いると 0.75 m ~ 1.0 m となる

が、あまり高く設定しすぎると新設床止め工の水叩きへの落下エネルギーを増大させることになり、好ましくない。水辱池の長さやエンドシルから床止め工までの離れを勘案すると0.6 mが妥当である。

図 3-31 は 1 段目水叩きからの越流量と水辱池内の跳水の発生位置について計算したものである。水辱池が無い場合には、1 段目水叩きを越流した水は露出射流状態で下流の床止め工まで達するが、水辱池があるために流水エネルギーが減殺されて下流床止め工に落下するようになる。

2段目水辱池の検討

水叩き床版標高 EL.9.00 m

3段目水叩き幅 500.0 m

落差 3.0 m

粗度係数  $n$  0.030

$\alpha$  1.10

エンドシルの高さ 0.60 m

Q	q	$h_c$	$v_c$	$h_0$	$v_0$	$Fr_0$	$h_j$	$h_1$	$v_1$	$Fr_1$	Lrun	Ljump	Lr+Lj	hm
m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m	m/s	m	m/s		m	m	m/s		m	m	m	m
100	0.200	0.160	1.251	0.0252	7.938	15.974	0.557	0.014	14.412	39.079	-0.378	4.476	4.097	0.760
200	0.400	0.254	1.577	0.0495	8.081	11.602	0.788	0.043	9.399	14.554	-0.309	4.867	4.558	0.854
400	0.800	0.403	1.987	0.0965	8.291	8.525	1.116	0.116	6.878	6.442	1.151	5.318	6.469	1.003
600	1.200	0.528	2.274	0.1419	8.458	7.173	1.370	0.197	6.102	4.395	3.658	5.586	9.245	1.128
800	1.600	0.639	2.503	0.1861	8.599	6.368	1.585	0.245	6.527	4.211	4.255	5.965	10.220	1.239
1000	2.000	0.742	2.696	0.2292	8.724	5.821	1.776	0.358	5.594	2.988	9.978	5.905	15.883	1.342
1200	2.400	0.838	2.865	0.2716	8.837	5.417	1.949	0.436	5.505	2.664	13.405	6.010	19.415	1.438
1400	2.800	0.928	3.016	0.3132	8.941	5.104	2.109	0.513	5.460	2.435	16.909	6.093	23.002	1.528
1600	3.200	1.015	3.153	0.3541	9.038	4.852	2.259	0.587	5.448	2.271	20.366	6.164	26.531	1.615
1800	3.600	1.098	3.280	0.3944	9.128	4.643	2.400	0.660	5.452	2.143	23.813	6.224	30.036	1.698
2000	4.000	1.178	3.397	0.4341	9.214	4.467	2.534	0.732	5.467	2.042	27.218	6.275	33.493	1.778
2200	4.400	1.255	3.507	0.4733	9.296	4.316	2.662	0.802	5.489	1.958	30.591	6.319	36.909	1.855
2400	4.800	1.330	3.610	0.5121	9.374	4.184	2.785	0.870	5.517	1.889	33.896	6.358	40.254	1.930
2600	5.200	1.403	3.707	0.5504	9.447	4.068	2.903	0.937	5.549	1.831	37.135	6.393	43.528	2.003
2800	5.600	1.474	3.800	0.5884	9.517	3.963	3.017	1.003	5.584	1.781	40.322	6.424	46.746	2.074
3000	6.000	1.543	3.889	0.6259	9.586	3.870	3.127	1.068	5.619	1.737	43.472	6.451	49.923	2.143
3200	6.400	1.611	3.973	0.6631	9.652	3.786	3.234	1.131	5.660	1.700	46.498	6.480	52.978	2.211
3400	6.800	1.677	4.054	0.6999	9.716	3.710	3.339	1.194	5.697	1.666	49.545	6.502	56.047	2.277
3600	7.200	1.742	4.132	0.7364	9.778	3.640	3.440	1.255	5.736	1.635	52.522	6.523	59.045	2.342

3 - 60

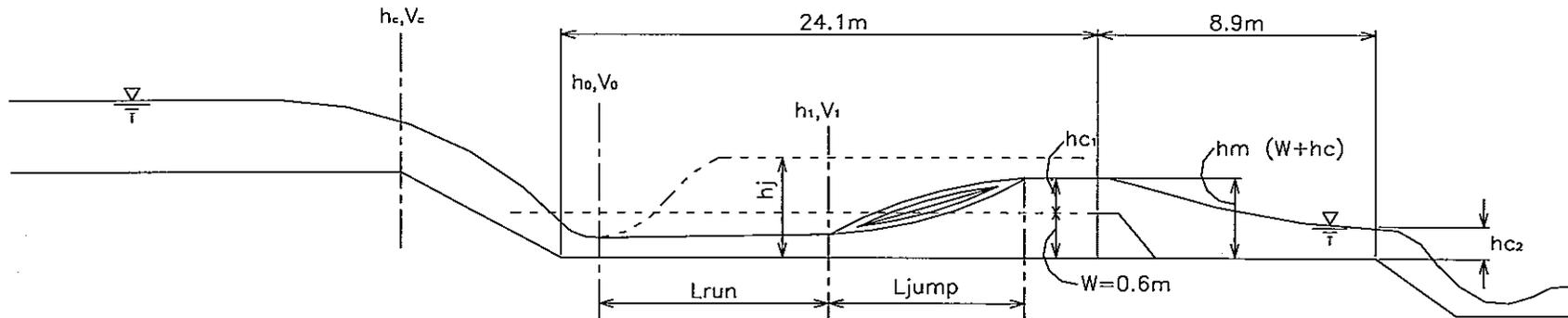


図 3-31 2段目水辱地エンドシルと跳水

(c) 構造

エンドシルの構造は図 3-32 のとおりである。

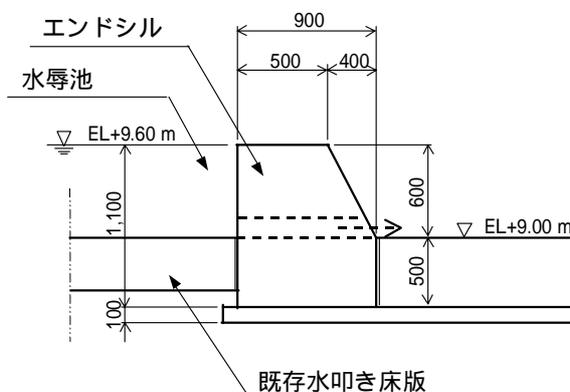


図 3-32 2 段目水叩きエンドシルの構造

エンドシルに排水口(開口部)を設けて水辱池内の水量の自然調節を行う。排水口の形状は 200 mm x 150 mm の矩形断面で、エンドシルに 7 ヶ所設ける。ゲートからの水の流入がなければ、満水状態から約 20 時間で池内の水が排出可能である。また、池内の清掃や維持管理のために、エンドシルをまたいで幅 4.0 m の進入通路を左岸側に設ける。

(4) 1 段目水叩き部からの湧水について

水辱池を設けることによりダム上下流の水頭差が小さくなり、これによって現在発生している水叩きからの湧水量は減少すると考えられる。ここで、この湧水現象がパイピング作用によるものだと仮定し、水辱池を設けることによってパイピング作用の抑制効果がどの程度になるか推定する。

パイピングに対する検討を現況と水辱池完成後の 2 つの場合について行い、パイピングに対する安全率の増減を比較する。パイピングの検討結果は図 3-33 に示すとおりである。図からわかるように、ダム本体には 3 列の遮水矢板と上流エプロンがあり、パイピングに対する抑止となっている。現在、水叩きから湧水があるということは、これらの矢板と上流エプロンの一部あるいは全部が損傷を受けて遮水効果が低下しているということである。従って、矢板と水叩きの状態を図に示すように 10 ケースについて分類し、それぞれのケースについてパイピングの検討を行った。

堰本体下部地盤のパイピング

検討ケース： 現況  
条件

上流水位 EL 17.50 m  
下流水位 EL 11.40 m  
水位差 6.10 m

計算ケース	(1) 水位差	(2) 浸透路長 $L_H$	(3) $L_H / 3$	(4) $\Sigma I$	(5) $(L_H/3 + \Sigma I) / \Delta h$	(6) レーンの クリーブ比	(7) (5) / (6)
1 全遮水矢板 OK	6.10	30.60	10.20	29.45	6.50	4	1.63
2 第1矢板 NG	6.10	30.60	10.20	21.25	5.16	4	1.29
3 第2矢板 NG	6.10	30.60	10.20	19.45	4.86	4	1.22
4 第3矢板 NG	6.10	30.60	10.20	22.85	5.42	4	1.35
5 第1, 2 矢板 NG	6.10	30.60	10.20	11.25	3.52	4	0.88
6 第1, 3 矢板 NG	6.10	30.60	10.20	14.65	4.07	4	1.02
7 第2, 3 矢板 NG	6.10	30.60	10.20	12.85	3.78	4	0.94
8 全遮水矢板 NG	6.10	30.60	10.20	4.65	2.43	4	0.61
9 エプロン NG	6.10	21.60	7.20	20.25	4.50	4	1.13
10 エプロン, 第2矢板 NG	6.10	21.60	7.20	10.25	2.86	4	0.72
11 エプロン, 第3矢板 NG	6.10	21.60	7.20	13.65	3.42	4	0.85
12 エプロン, 第2, 3矢板 NG	6.10	21.60	7.20	3.65	1.78	4	0.44

凡例：“OK”は、問題なし； “NG”は、問題あり

検討ケース： 水罨池により下流水位を 0.8 m 上げた場合  
条件

上流水位 EL 17.50 m  
下流水位 EL 12.80 m  
水位差 4.70 m

計算ケース	(1) 水位差	(2) 浸透路長 $L_H$	(3) $L_H / 3$	(4) $\Sigma I$	(5) $(L_H/3 + \Sigma I) / \Delta h$	(6) レーンの クリーブ比	(7) (5) / (6)	安全率 の増加
1 全遮水矢板 OK	4.70	30.60	10.20	29.45	8.44	4	2.11	30%
2 第1矢板 NG	4.70	30.60	10.20	21.25	6.69	4	1.67	30%
3 第2矢板 NG	4.70	30.60	10.20	19.45	6.31	4	1.58	30%
4 第3矢板 NG	4.70	30.60	10.20	22.85	7.03	4	1.76	30%
5 第1, 2 矢板 NG	4.70	30.60	10.20	11.25	4.56	4	1.14	30%
6 第1, 3 矢板 NG	4.70	30.60	10.20	14.65	5.29	4	1.32	30%
7 第2, 3 矢板 NG	4.70	30.60	10.20	12.85	4.90	4	1.23	30%
8 全遮水矢板 NG	4.70	30.60	10.20	4.65	3.16	4	0.79	30%
9 エプロン NG	4.70	21.60	7.20	20.25	5.84	4	1.46	30%
10 エプロン, 第2矢板 NG	4.70	21.60	7.20	10.25	3.71	4	0.93	30%
11 エプロン, 第3矢板 NG	4.70	21.60	7.20	13.65	4.44	4	1.11	30%
12 エプロン, 第2, 3矢板 NG	4.70	21.60	7.20	3.65	2.31	4	0.58	30%

凡例：“OK”は、問題なし； “NG”は、問題あり

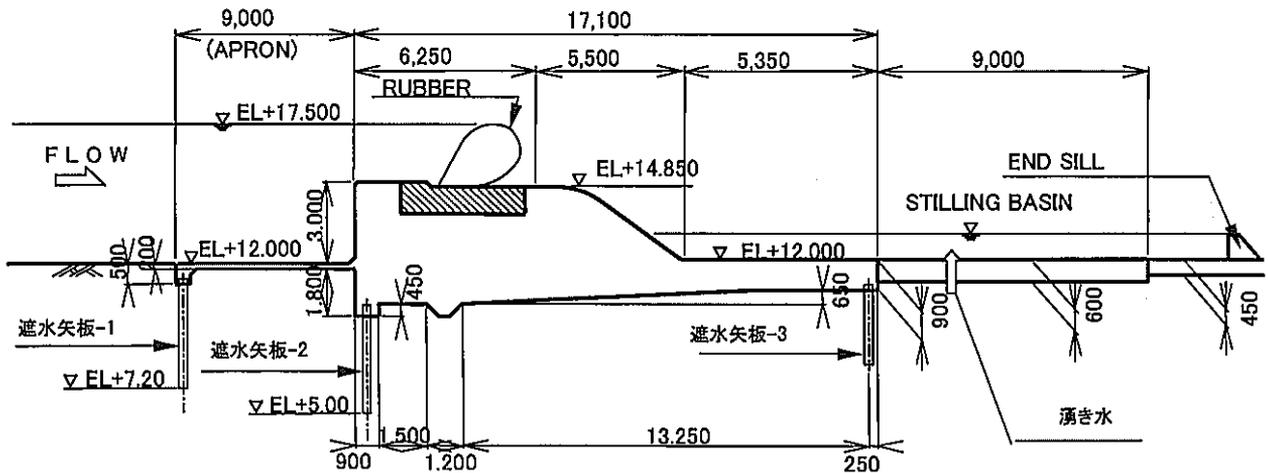


図 3-33 水罨池によるパイピング抑制効果

水位条件は各表の上段に、パイピングに対する安全率（レインの計算値をクリープ比で除したものとす）は表の右端の列(7)に示す。表より明らかのように、水辱池を設けることにより下流水位を 80 cm だけ上昇させると、パイピングに対する安全率は 30 % も増加する。安全率が 1 を大きく下回るのは 3 列の遮水矢板すべてが機能不全を起こしているか、または上流エプロンと矢板 2 列分が機能不全を起こしている場合の 2 ケースである。しかし、この 2 つのケースについては実際に発生している可能性はかなり低いと考えられる。よって、この 2 ケースを除外して考えるとパイピングに対する安全率は低いものでもほぼ 1.0 となる。よって、水辱池を設けることによりパイピング作用の抑制効果はかなり大きくなり、パイピング現象はほとんど発生しなくなると考えられる。

## 右岸導流堤の改修

既存導流堤は天端幅 2.0 m、法勾配 1:2.0、天端標高 EL.12.50 m の土堰堤で、法面にふとん籠をかけた構造である。現在、流水の作用によって堤体脚部のふとん籠は移動変形を起こし、既設コンクリート護岸部との接続部は陥没破壊している。本導流堤背面側は河道の一部であり、標高が低いため洪水時には水が回り込む状況である。

このように、既設導流堤は流水の直撃によって侵食を受けやすく、また大洪水の時にオーバーフローして堤体が破壊される恐れもある。よって、既設導流堤背面の河道部を盛土するとともに導流堤の天端を嵩上げし、さらに法面にはふとん籠に代えて強度の大きい護岸を施す。

### (1) 形状及び諸元

改修する導流堤の形状及び諸元は表 3-34 のとおりとする。

表 3-34 導流堤の形状と諸元

項目	諸元	説明
法肩法線	現況の法肩線	導流堤延長は 90 m、下流端部で直角方向に河岸まで巻き込む。
天端高	EL.12.50 m	既存の導流堤天端高にあわせた。Q=1,800 m <sup>3</sup> /s 程度以上の洪水時に冠水する。冠水頻度は 3 年に 1 度程度。
天端幅	20 ~ 26 m	既設の導流堤防は 2.0 m であるが、背面の河道の埋戻しにより、天端幅が増大する。
法勾配	1 : 2.0	現況と同じ
導流堤の高さ	3.5 m	天端標高 EL.12.50 m、堤脚部標高 EL.9.00 m であるので、高さは 3.5 m となる。

### (2) 護岸構造

導流堤の脚部には高流速の流水が走るため、これに抵抗する護岸構造を採用する必要がある。考えられる護岸形式として、コンクリートフェーシング形式や練石張り形式が挙げられる。現地には径が 150 ~ 200 mm 程度の玉石が豊富にあり、練石張護岸の施工が経済的に行えること、表面粗度が容易に付けられること、また、見栄えが良いことなどにより、

護岸形式として練石張形式を採用する。

本護岸の構造の断面形状を図 3-34 に示すとともに、表 3-35 において説明する。

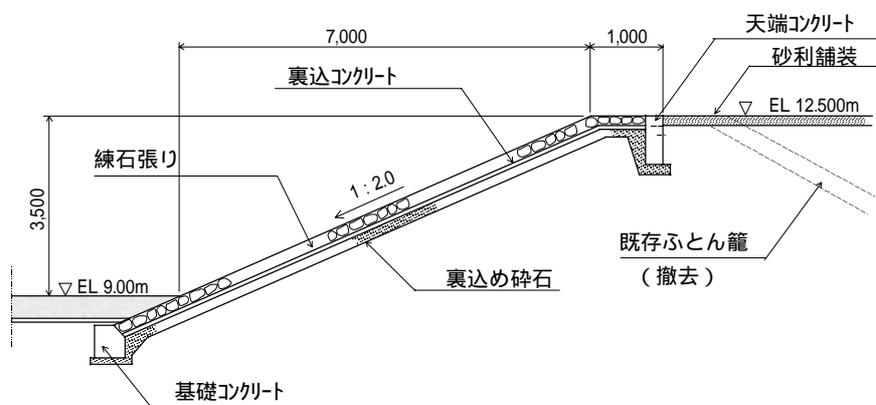


図 3-34 導流堤護岸の断面図

表 3-35 護岸構造

基礎工 (法留工)	法覆工を支持するために基礎コンクリートを打設する。 基礎工の根入れは 50 cm とする。地盤の支持力は十分であるので直接基礎とする。
法覆工	玉石と胴込めコンクリートが一体となる構造とし、剛性と耐久性を持たせる。護岸背面に残留水圧が作用しないように裏込め砕石を敷く。練石張工と裏込めコンクリートの厚さはそれぞれ、20 cm、10 cm とする。
天端工	護岸の法肩部分を洪水や雨水による侵食から保護するために天端工を設ける。天端工の幅は 1.0 m とする。また、天端工の背後の平場は砂利舗装する。

### 右岸土砂吐ゲート直下流取付護岸の改築

既設護岸は法勾配 1:1.5、法長約 12.0 m、厚さ 30 cm のコンクリートフェーシングタイプの護岸である。護岸基礎部の標高は EL.12.00 m、天端部の標高は EL.18.75 m で、流水方向の延長は 33 m である。本護岸は流水の作用による表面コンクリートの剥離やクラックの発生、および浸透水の流出と流水の吸出し作用による背面地盤の空洞化等、構造上の問題を抱えているため、全面的に改築する。

改築の内容は、既設護岸を撤去し、背後地盤のゆるみ箇所を処理した後、護岸を新設する。さらに、洗掘防止および浸透水対策として遮水矢板の打設や、残留水圧を下げるための水抜きパイプの設置を考慮する。

#### (1) 形状・諸元

改修護岸の形状・諸元は表 3-36 のとおりとする。

表 3-36 取付護岸の形状・諸元

項目	諸元	説明
法肩法線		現況の法肩線に合わせる。
天端高	EL.18.75 m	現況護岸天端高に合わせる。
基礎工高	EL.12.00 m	現況水叩き表面高に合わせる。
法勾配	1 : 1.5	現況と同じ
施工延長	33 m	現況と同じ

(2) 護岸構造

土砂吐ゲートから放流した高速流の流水が護岸法尻部および法面に作用するので、護岸はこれに十分抵抗できるコンクリート造の強固な構造とする。また、護岸背後地盤からの地下水の流出に対しては、吸出し防止を施して水抜きパイプを設ける。基礎部の洗掘防止および地下水の流出に対しては、基礎工の下に遮水矢板を打込む。なお、既設護岸には階段が設置されているので、改修にあたっては階段を同じ場所に設置する。また、護岸天端には落下防止のため鋼製の柵を設ける。

表 3-37 において護岸の構造を説明し、護岸断面を図 3-35 に示す。

表 3-37 取付護岸の構造

基礎工 遮水矢板	法覆工を支持するために基礎コンクリートを打設する。 地盤の支持力は十分であるので直接基礎とする。 基礎工の下に浸透流の動きを止めるために遮水矢板を打つ。
法覆工	剛性と耐久性を持たせるため、厚さ 30 cm のコンクリートスラブを裏込め砕石の上に打設する。コンクリートスラブにはひび割れ防止のための鉄筋を配置する。護岸背面に作用する残留水圧を軽減するために吸出し防止材を施して水抜きパイプを設置する。
天端工	既存のコンクリートスラブを壊した後で再度天端コンクリートを打ち、既存スラブと結合する。
階段工	本護岸の下流部に幅 1.0 m のコンクリートの階段を設ける。
転落防止柵	鋼製パイプ式の柵を設ける。柵の高さは 1.1 m とする。

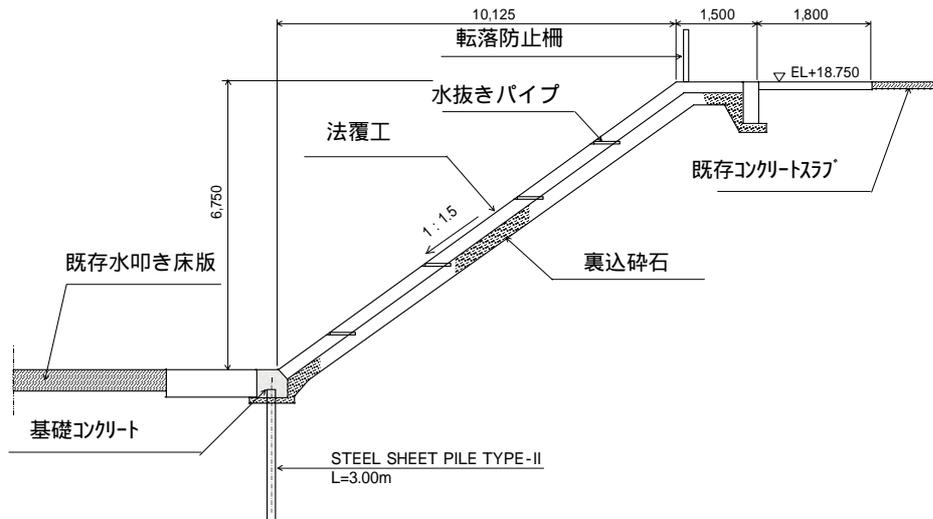


図 3-35 取付護岸の断面図

## 水叩き下部の空洞化及びゆるみ地盤の処理

### (1) 処理範囲

地下レーダー調査による水叩き基礎地盤のゆるみ・空洞化の判定結果は図 2-23 に示したとおりであり、また各試験ピットにおける水叩きコンクリートと底面地盤の密着状況、地盤の土質性状及び現場密度試験結果は表 2-38 に整理してある。

これらの結果を基に、水叩き下部の空洞化及びゆるみ地盤の処理に関し、次のように対処する。

ピット(P2)を含む第 2 洪水吐ゲート下流でエンドシル付近の幅 55 m (横断方向)、長さ 5 m (縦断方向) のエリアに対して、水叩き直下の空洞を土やモルタル等で充填するとともに、ゆるんだ地盤を改良する。

### 理由

- ピット掘削による基礎地盤の目視観察において、水叩きコンクリートの下に厚みが 20～30 cm の空洞が存在する。これを放置すれば地下水の変動に伴う土粒子の移動によって空洞領域が拡大し、水叩き床版にクラックが入りさらには陥没する可能性がある。
- 空洞に露出した地盤面は、玉石および礫が積み重なった状態であり、礫間には砂質土が存在するもののかなり空隙の多い状況である。また乾燥密度は極めて低い値であり、非常にルーズである。この地盤の上に空洞処理を施した

としても地盤自身が圧縮沈下したり、土粒子の吸出しにより新たな空隙が発生する可能性がある。

- 過去において著しく河床洗掘を受け、水叩き陥没が発生した箇所であり、当時、空洞の処理が適当に実施されなかった可能性が高い。

第1洪水吐ゲート直下の3つの広い地盤のゆるみ想定エリアについては、地盤の改良処理は行わない。

#### 理由

- ピット掘削による地盤の観察の結果、水叩きコンクリートと地盤の境界面は密着しており、空洞が発生していない。また、基礎地盤は、コンクリート床版を支持するに足る十分な強度を有していると判断される。
- 水叩き直下の地盤は径が2~5 cmの礫を多く含む砂礫土砂であり、ところどころに薄い粘性土を挟んでいる。この砂礫地盤のN値は20~30程度であり下部層の地盤と比べるとややN値が落ちる。他の区域と違って礫分を多く含んでいることや、薄い粘性土層の存在が土質性状の違いと認識されて、レーダーの反応に現れたものと考えられる。
- 掘削地盤の中に地下水面は現れていない。本体ダム下に設けられた遮水矢板の効果によって、地盤内の浸透水面はもっと低い位置に留まっていると考えられる。よってコンクリートと地盤の接触面にパイピングが発生する可能性は極めて低い。

1 段目水叩きにおける他の孤立した地盤のゆるみ想定エリアについて、地盤処理は行わない。ただし、新設する減勢池エンドシルの設置範囲に重なる区域については、エンドシル建設時に基礎地盤を締固める。

#### 理由

- 既存のボーリング調査の結果から判断して、N値が20を大きく下回るような締まりの悪い砂質地盤または圧縮性のある粘性土地盤は、当該水叩き区間には無いと考えられる。
- 水叩き基礎地盤内の地下水面は地盤とコンクリートの接触面よりも低い位置にあり(第6洪水吐ゲート直下流左岸部の湧水箇所は除く)、この面でのパイピングの発生は考えにくい。
- レーダーに反応した地盤のゆるみ想定エリアは、それぞれが孤立して存在しているため、相互に影響を及ぼしあって問題を拡大させることは考えにくい。

(2) 処理方式

地盤処理の対象範囲は図 2-23 に示すように、地盤の中に明らかに空洞の存在が認められる領域と、空洞の周辺部で地盤がゆるんでいると考えられる領域の 2 つに分けられる。それぞれの対象範囲についての処理方法を以下に述べる。

(a) 空洞の存在が認められる範囲

上記において決定した処理範囲の空洞の大きさは概略次のように推定できる。

$$V = 55.0 \text{ m} \times 5.0 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 82.5 \text{ m}^3 \text{ 丸めて } 83 \text{ m}^3$$

この空洞の補修にあたり次のような方法が考えられる。

方法 : 既存コンクリート床版を取り壊し、直接空洞部を埋戻し、その後新たにコンクリート床版を打ちなおす。ゆるみ地盤は開削時に河床材料と置き換え転圧する。(直接開削・埋戻し工法)

方法 : 既存コンクリート床版を壊さずにグラウトホールをもうけ、空洞充填材を注入する。ゆるみ地盤はグラウトホールから土質安定材を注入して固化する。(空隙充填グラウト工法)

2つの方法を本ケースに適用した場合の特質を比較すると表 3-38 のようになる。

表 3-38 空洞部処理工法の比較

	方法 : 直接開削・埋戻し工法	方法 : 空隙充填グラウト工法
施工内容	鉄筋コンクリート床版壊し:200 m <sup>3</sup> 鉄筋コンクリート床版打設:130 m <sup>3</sup> 掘削:280 m <sup>3</sup> 埋戻し(河床材料):470 m <sup>3</sup>	グラウトホール削孔:30 本 ベントナイト混入砂モルタル:83 m <sup>3</sup> 土質安定材の注入:85 m <sup>3</sup> (セメント、ベントナイト及び水混合材注入)
空洞充填効果	適切な転圧、締め固めにより十分な支持力が得られ、体積変化も少ない。	体積変化が少なく、周辺地盤とのなじみも比較的に良い。難透水性である。
ゆるみ地盤の改良	ゆるみ地盤を直接掘削し、河床材料により締め固め転圧するため、改良効果が確実に現れる。	表層は改良されるが、深部のゆるみ地盤の改良効果が明確でない。
施工性	空洞部の確認をしながら施工ができる。既存コンクリートの壊しと処理終了後のコンクリートの打ち直しに手間がかかる。	ファイバースコープにより空洞の観察と充填効果の確認が必要。注入圧力のコントロールに注意を要する。
施工費	990,000 ペソ	2,600,000 ペソ
総合評価	施工性と経済性の面から判断して適当である。	圧倒的に工事費が高くなる。

比較検討の結果、空洞処理とゆるみ地盤の改良が確実にでき、しかも施工費が安価な方法 : 直接開削・埋戻し工法を採用するものとする。

(b) 空洞周辺の地盤のゆるみ領域

空洞周辺については、地下レーダー調査解析結果図に示したように水叩きコンクリートと地盤の間に隙間があるか、または地盤がゆるんでいる可能性が高い。この領域の処理方法として、(a)の空洞部の処理方法と同様に、方法 1 の直接開削・締め固め工法、と方法 2 のグラウト注入（コンタクトグラウト）工法の2つが考えられる。

この2つを比較検討した結果、次のような理由により 1 の直接開削・締め固め工法を採用する。

- 施工費が2割以上経済的である。
- 地盤のゆるみの状態が確認でき、確実な地盤処理が行える。
- 新設のエンドシルが近接しているため、同時期に水叩きの取り壊しが行えるので施工の効率が良い。

地盤の空洞化およびゆるみ処理を行う範囲を図 3-36 と 3-37 に示す。

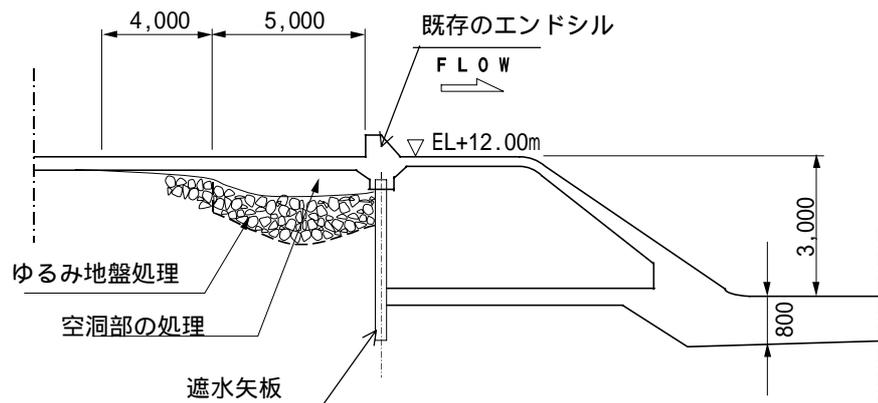


図 3-36 水叩き下部地盤の空洞部処理断面図

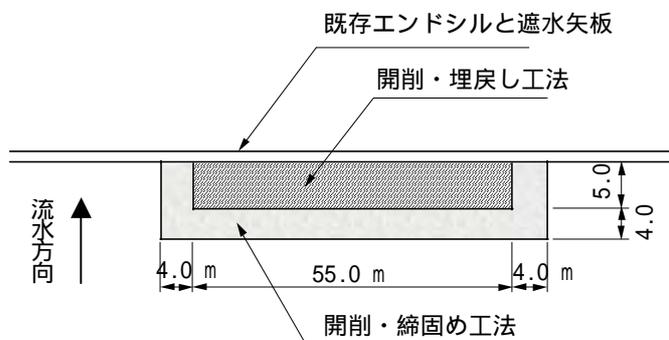


図 3-37 水叩き下部地盤の空洞部及びゆるみ地盤の処理範囲

### (3) 設計、施工方法

地盤の空洞部およびゆるみ領域処理の施工内容は次のとおりである。

既存の水叩きコンクリートを取り壊して撤去する。

表層の玉石およびゆるんだ地盤を 0.5 m 程度掘削・撤去する。

河床材料を掘削面に敷き均して締固め・転圧し、EL.12.00 m まで盛り上げる。

床掘りをした後で、均しコンクリートを打ち、配筋を行った後で水叩きコンクリートを打設する。

## 2 段目水叩き陥没部の補修

### (1) 補修範囲

損傷状況調査により確定した損傷範囲を基に、陥没部補修の補修範囲を表 3-39 のように決定した。

表 3-39 陥没部補修範囲

	流水直角方向	流水方向
右岸寄り陥没部	水叩き右岸端部から 88 m 地点と 110 m 地点の区間。 長さ 22.0 m	水叩き下流端から 7 m 上流地点までの区間。 幅 7.0 m
左岸寄り陥没部	水叩き右岸端部から 183 m 地点と 214 m 地点の区間。 長さ 31.0 m	水叩き下流端から 8 m 上流地点までの区間。 幅 8.0 m

### (2) 補修方法

陥没部の補修は表 3-40 のような順序で行う。

表 3-40 補修方法

	工事種目	工事内容
1.	捨石および仮設ふとん籠の撤去	ふとん籠を撤去し、表層のゆるんだ地盤を取り除く。
2.	損傷のある水叩き床版と遮水矢板のこわし・撤去	上の表で示した補修範囲
3.	陥没部埋戻し	地下水面より下の部分は河床材料を投入し、これより上は土砂の敷均し、締固め・転圧により EL.9.0 m まで埋戻す。
4.	鋼矢板の打込み	連続的に施工し、正常部分の矢板と連結する。矢板の長さは 6.0 m とする。
5.	水叩きコンクリートの打設	陥没部と周辺部水叩き床版を一体化し、原形復旧する。

## 右岸土砂吐ゲート直下流制水壁

2 段目水叩きから下流の河岸法線は、河道の流水方向と平行ではなく、約 30° の角度を持って河道の内側に伸びている。このため、土砂吐ゲートを開けた時の放流水は、2 段目水叩きの河岸と下流導流堤を直撃しながら流下する。この結果、河岸の侵食や護岸背面の裏込材料の吸出しなどが発生しやすくなっている。そこで、流水の河岸への影響を少しでも軽減するために、整流壁を設けて流水の方向をコントロールするものとする。

ただし、本整流壁は洪水時において流れの障害とならないよう小規模な構造とする。従って、対象とする流れは洪水時以外の流れとし、土砂吐ゲート全開時放流量の 50 % に相当する 70 m<sup>3</sup>/s 流量を対象とする。この時のゲート直下流の水深は 1.25 m 程度である。

整流壁の形状・諸元は次のとおりとする。

- 設置位置 : 1 段目水叩き下流部で、土砂吐ゲートから 43 m 下流地点
- 角度 : 流水方向に対して 45° 河道内側に向ける。
- 高さ : 70 m<sup>3</sup>/s が流れる時の水深に若干の余裕を考慮し、1.5 m とする。
- 突出長 : 4.0 m
- 壁の構造 : 壁の厚さ 35 cm の鉄筋コンクリート構造とし、  
コンクリート床版と護岸に固定する。

## 右岸土砂吐ゲート直下流部 1 段目水叩きの補修

1 段目水叩きのうち右岸土砂吐ゲート直下流部は、頻繁に発生する高速の露出射流の影響により表層剥離や欠損が生じている。これを放置すると水叩きの破壊につながる恐れがあるので、コンクリートを打ち直して原形復旧する。水叩きの表面標高は EL.12.00 m とする。打ち足すコンクリートの厚さは 10 ~ 20 cm である。

補修の方法は、i) 破損部のコンクリートの除去、ii) 既存のコンクリートスラブのはつり、iii) アンカー鉄筋の設置とエポキシ材の塗布、vi) コンクリートの打設、のとおりに行い、新旧コンクリートが分離しないようにする。

## 右岸取水ゲート直上流の河岸防護工

### (1) 施工範囲

右岸取水ゲートの取付擁壁護岸から上流区間の河岸は洪水時には水当たり部となるために、流水による洗掘を受けやすい。現在、すでに取水ゲート取付擁壁の上流河岸は部分的に侵食されている。図 3-38 は取水ゲート取付擁壁付近の河岸平面、洪水時の流れ及び流速を表したものである。図からもわかるように、取付擁壁から 50 m 上流河岸は流水が当たりやすい地形をしており、設計洪水流量が流れるときの流速は 2.7 ~ 3.0 m/s である。

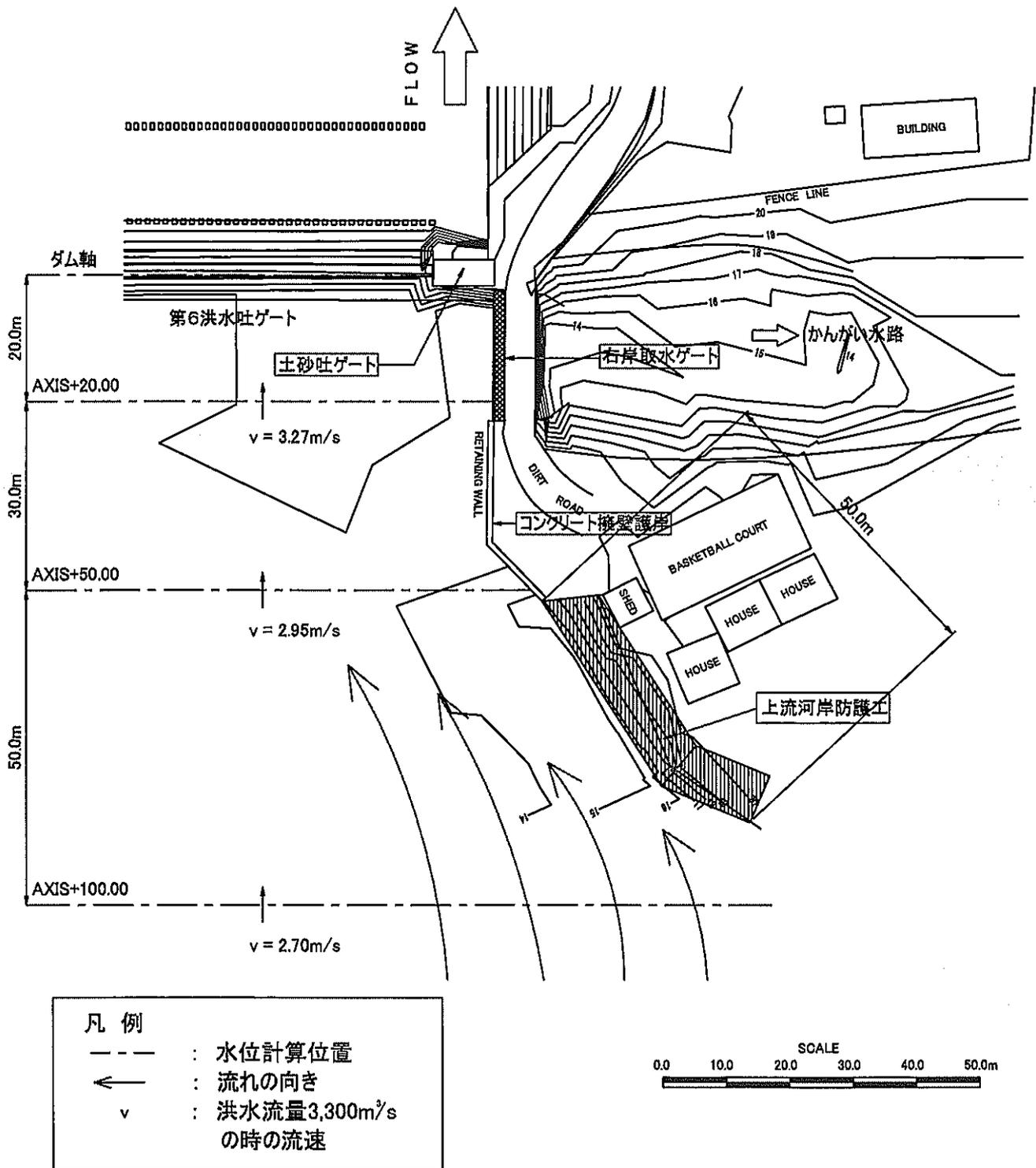


図 3-38 右岸取水ゲート付近の洪水時の流れ

この河岸は法勾配が1割程度、地盤の土質は礫混じりの砂層で、表面には粘性のある緩い土砂が溜まっている。河岸表面にはかなりの草が繁茂しているが、河岸前面に流速が3.0 m/s程度の洪水が流れた場合、河岸侵食に対する抵抗力はほとんど無いと考えられる。そして、河岸侵食の進行は既存の取付擁壁および取水ゲート施設に影響を及ぼすことが十分予測される。よって、この区間の河岸に対して護岸を施し、法面を保護するものとする。

## (2) 護岸形状・諸元

本護岸はダム貯水池に面した斜面内に設けられるため、土圧、水圧および流水力に対する護岸の安定性の確保が重要となる。また、貯水池内の締切やアクセスなど施工上の制約も大きい。このような地形的、施工的条件を考慮すると、本現場に適用可能な護岸形式として次の2つが考えられる（図3-39を参照）。

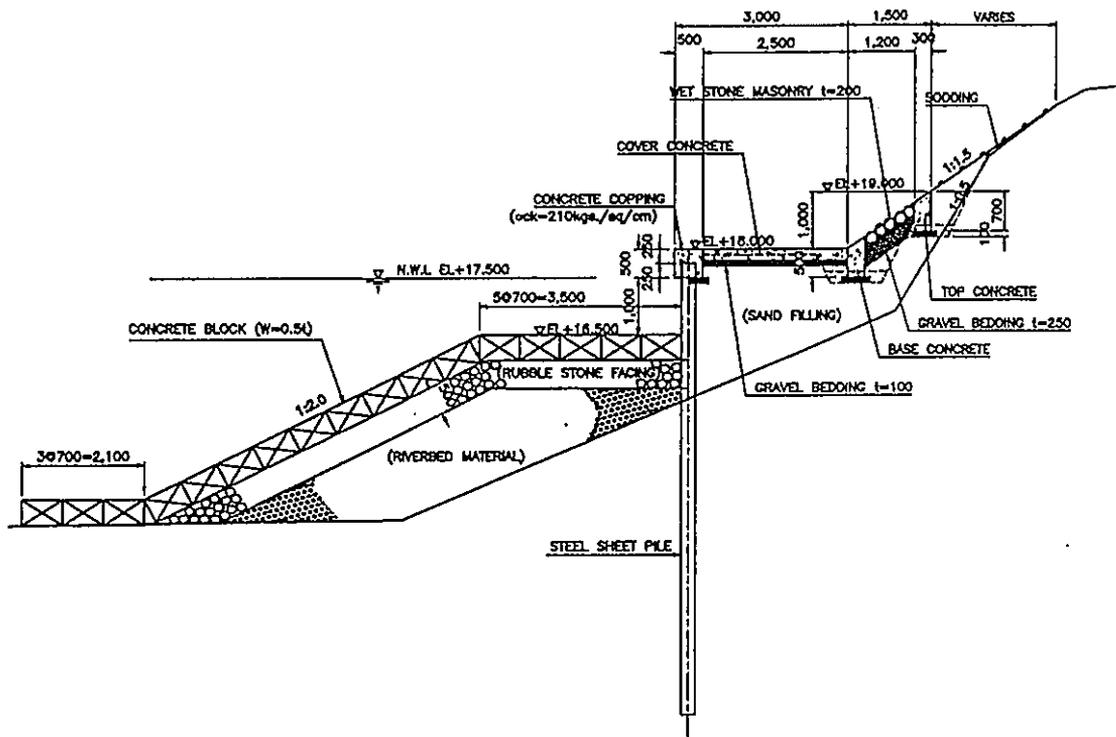
i) 案 : 自立矢板式護岸（前面捨石およびコンクリートブロック積み）

ii) 案 : 捨石・コンクリートブロック層積み護岸

この2案について10 m当たりの工事費を比較すると表3-41のとおりとなり、ii)案が経済的であるので、これを採用するものとする。

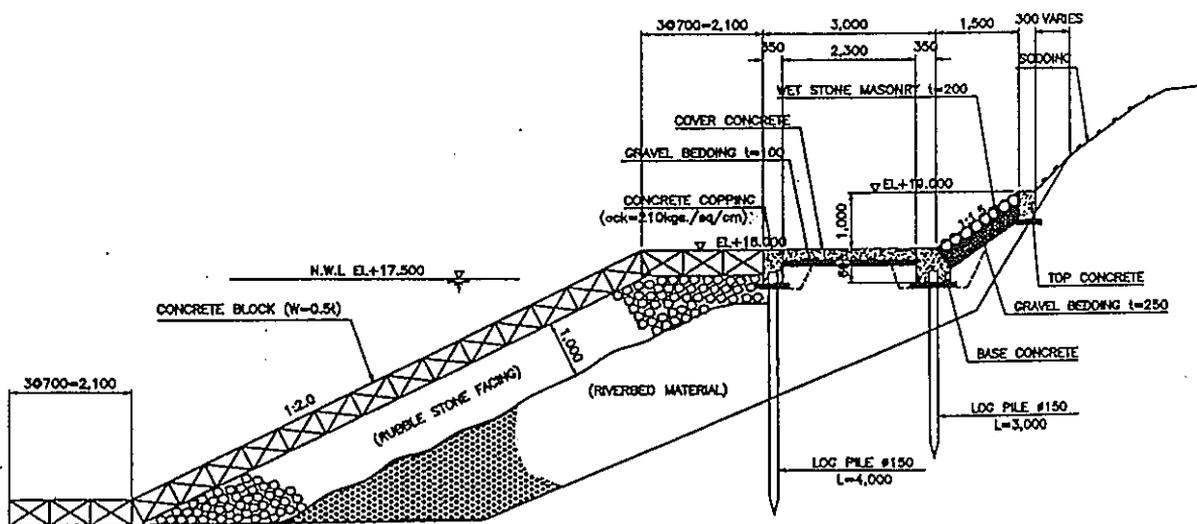
表3-41 工事費の比較 (10 m 当たり)

工事内容	i) 案		ii) 案	
	数量	金額(円)	数量	金額(円)
1.河床砂礫まき出し・締固め	220 m <sup>3</sup>	70,400	280 m <sup>3</sup>	89,600
2.捨石	50 m <sup>3</sup>	17,500	100 m <sup>3</sup>	35,000
3.法面整形	100 m <sup>2</sup>	7,500	120 m <sup>2</sup>	9,000
4.掘削	70 m <sup>3</sup>	5,600	50 m <sup>3</sup>	4,000
5.コンクリートブロック 0.5t/個	244	527,040	288	622,080
6.鋼矢板打込み、L=7.5 m	25 枚	410,000	-	-
7.木杭打込み、L=4.0 m	-	-	10 本	60,000
8.基礎および裏込め砕石	8 m <sup>3</sup>	8,640	8 m <sup>3</sup>	8,640
9.型枠	25 m <sup>2</sup>	21,500	25 m <sup>2</sup>	21,500
10.鉄筋	0.35 t	10,535	0.35 t	10,535
11.コンクリート	6.5 m <sup>3</sup>	21,515	6.5 m <sup>3</sup>	21,515
12.練り石張り	10 m <sup>2</sup>	38,500	10 m <sup>2</sup>	38,500
13.張り芝	30 m <sup>2</sup>	21,000	30 m <sup>2</sup>	21,000
工事費の合計		1,159,730		941,370



STANDARD CROSS SECTION OF RIVER PROTECTION AT UPSTREAM RIGHT BANK

i) 案



STANDARD CROSS SECTION OF RIVER PROTECTION AT UPSTREAM RIGHT BANK

ii) 案

図 3-39 比較案の構造断面図

護岸の法線は、河岸の水際線から約 6.5 m 程度離れた位置にとり、既存の取水ゲート取付擁壁の端部にスムーズに取付くように設定する。表 3-42 に、護岸の基本形状と諸元を示す。

表 3-42 護岸の形状と諸元

項目	諸元	説明
護岸法線		河岸水際線より約 6.5 m 前面に出す。
施工延長	50 m	既設コンクリート擁壁から 50 m 上流地点まで
天端高	EL.18.00 m	貯水池の維持水位 + 0.5 m
天端幅（コンクリート張り部分）	3.0 m	維持管理用通路として利用する。
背後斜面の法勾配	1 : 1.5	斜面の維持が容易。斜面に張り芝を施す。
前面の捨石とコンクリートブロック	1 : 2.0	流水力に対する安定性確保。

### (3) 護岸構造

護岸前面部は流水の作用、特に掃流力と吸出し作用を受けるので、法面を厚さ 1.0 m の層状にした玉石で被覆し、その上に重量の大きいコンクリートブロックを層状に連続して並べる。玉石の径は 7 cm から 20 cm とし、コンクリートブロックは設計洪水流量 3,300 m<sup>3</sup>/s が流下する時の流体力（平均流速 3.0 m/s）に対して安定を保つように、1 個のブロック重量を 0.5 t とする。

天端ブロック背面の平場はコンクリート張りとし、維持管理用の通路として利用する。平張りコンクリートとブロックの間には小口止めを置き、木杭で支持する。背後斜面には石張りと張り芝を行い、法面の侵食を防止する。この石張り工の上端と下端部にはそれぞれコンクリートの天端工と基礎工を配置する。

### 左岸下流既設護岸の補修

既存の護床工より下流の左河岸に練石張りによる河岸防護工が施されているが、この護岸の最下流部は流水の作用により陥没破壊している。この損傷は洪水時にさらに拡大し、上流部の護岸の安定に影響を及ぼす可能性があるため、本事業の中で補修工事を行い原形復旧するものとする。

本護岸は法勾配が 1 : 1.5、法長が約 4.0 m で、構造は玉石をコンクリートで固めて法面を覆ったものである。これを補修する場合は、まず碎石を裏込め材として敷き、その上に練石張り工を施すものとする。

### 3-3-4 施設の維持管理計画

現在、同調整ダムの維持管理に関する組織の整備は或る程度整っている。また、操作管理の実務は、左岸操作室において、2門の土砂吐ゲートと6門のラバーゲートを、右岸操作所においては、1門土砂吐ゲートを、それぞれ操作する。その操作管理には、5人の操作員が現地に常駐し、24時間態勢で勤務している。

しかしながら、施設の操作・管理のマニュアルが成文化されていないことや、情報・命令伝達システムの整備が不十分であることなど、改良が必要な部分もある。このような現在の管理体制においては、灌漑用水を取水するだけの日々の管理には問題とならないが、特に、迅速かつ確実な情報・指示伝達が要求される出水時においては、不十分な体制である。このため、情報・指示伝達システム、ゲート操作ルール、あるいは、平時も含めたダム貯水池管理のマニュアルの確立が急務である。

#### (1) 施設維持管理

現在、同灌漑地方局において、包括的な施設維持管理の方法は成文化されておらず、その実務は、施操作員や局、灌漑地区の担当者の判断に委ねられている。このため、統一的な管理が不十分であるので、下記の施設維持管理指針に基づいて、包括的、統一的な施設維持管理の方法が確立されることが、強く求められる。

#### (2) 取水量の管理

取水量の管理は、灌漑用水の取水ゲートの操作に限定されている。毎月毎に、国家水資源委員会が下記に示す水利権配分を基本にして、NPC アンガットダムの貯水量の余裕を考慮して、関係機関と調整の上、関係水利権者や NIA の各灌漑地区に、当該時期の取水最大量を指示する(表 3-43 参照)。これを受けて、同地区では、左右岸にある取水ゲートを必要に応じて、操作して取水する。

表 3-43 アンガット川流域水利権量

区分	流量
AMRIS	36 m <sup>3</sup> /s
MWSS	22 m <sup>3</sup> /s
河川維持流量	2.0 m <sup>3</sup> /s

また、NIA はアンガット川に関してはダム貯水池地点において、支川のバヤバス川からの 4.0 m<sup>3</sup>/s の水利権を有しているので、灌漑用に合計 40.0 m<sup>3</sup>/s の水利権がある。

#### (3) 洪水時の管理

洪水時においても、原則的には常駐操作員が操作管理を実施する。また、必要に応じて、地方局管理課長、州事務所長、州維持管理係長が、現地操作室に入り、ゲート操作管理を指導・支援しているが、その実施に関する明確な規則がない。また、ゲート操作が、常時

満水位の EL.17.5mと上流側に人口洪水を起こさないための水位 EL.18.0mの 0.5m間で行われなければならない、極めて微妙で、かつ機敏なゲート操作が要求される。そのため、別添のゲート操作規則に基づくゲート操作が必要であると共に、規則には操作支援が必要な時期と態勢を明記する必要がある。

また、操作に必要な情報指示の伝達についても、同操作規則に明確に規定することが必要である。

ブストダムに関する維持管理指針(案)を表 3-44 に示す。

**表 3-44 アンガット灌漑用調整ダム維持管理指針(案)**

**I 一般**

1. 目的

この維持管理指針は灌漑庁第三地区局に所属するアンガット灌漑用調整ダムの貯水池及び施設を常に良好な状態に、かつ本来の機能を保つよう、適切に維持管理するために定める。同施設を管理するもの、または、これにかかわるものは、常にこの目的を念頭において、各自の義務を果たさなければならない。

2. 組織

同維持管理は、地区局長が責任をもって、実施するものとする。実際の維持管理業務は、本省及び局の関係部局と相互に協力して、州灌漑事務所長が実施するものとする。

3. 義務

1) 地区局長

同ダムの維持管理業務を統括すると共に、関係省庁との調整を実施する。

2) 局管理課

州灌漑事務所に協力して、維持管理業務を実施する。

3) 州灌漑事務所長

同ダムの維持管理及び施設操作の実務を執行する。

**II 貯水池管理**

1. 目的

1) 貯水池内及びその周辺地域の住民、観光客の生命、財産の安全を確保する。

2) 貯水池やダム施設に悪影響を及ぼす、または、及ぼす恐れのある貯水池内及びその周辺地域における人間活動の監視及びその防止する。

3) 貯水池の機能を確保する。

2. 義務

1) 貯水池水面の定期的監視。

2) 施設に悪影響を及ぼす、または、及ぼす恐れのある物、活動の除去。

3) 貯水池容量確保のための浚渫。

3. 実務

1) 監視

ゲート操作班は、毎日、ボートによる水面巡視と貯水池周辺の踏査巡視とし、その結果を週報にて州事務所長に報告する。また、いかなる違法行為も、発見し次第、速やかに、局長に報告する。

2) 違法行為及び有害物排除

違法行為あるいは有害物を発見した場合は、速やかに、その違法行為者に警告すると共に、州灌漑事務所長に報告するものとする。違法行為あるいは有害物を排除するのが困難な場合は、地区局長に報告し、警察など関係省庁の協力を求め、協定書に基づいて対処するものとする。

3) 浚渫

貯水池内の標高 15.00 m 以上にある堆砂は定期的に貯水池外に除去するものとする。浚渫にあたっては、河岸の侵食を誘発しないよう配慮する。

**III 構造物管理**

1. 目的

- 1) 構造物の状態、機能の維持
- 2) 障害物の除去
- 3) 損傷の早期発見と損傷悪化の防止
2. 義務
- 1) 監視  
監視は、ピア、床板、導流壁などのコンクリート構造物、土砂吐ゲート及びその巻き上げ装置などの鋼構造物、ラバーゲートについて実施する。
- 2) 障害物の除去  
各施設に障害物を発見した場合は、速やかに、これを除去するものとする。
3. 実務
- 1) 監視  
維持管理係は、地区局管理課を協力して、構造物の監視を実施するものとする。その頻度は月1回とし、内容を記録して、州事務所長に報告するものとする。
- 2) 障害物除去  
維持管理係は、地区局管理課と協力して、床板減勢池内に繁茂した水草、堆砂を、定期的に除去するものとする。
- 3) 応急措置  
構造物に何らかの異常、損傷を発見した場合は、速やかに、上位機関に連絡し、対策の必要性の有無、対策の内容、費用を検討するなど、必要な対策を実施する。

#### IV 河川管理

1. 目的
- 1) ダムの放流から地域住民や観光客の安全を確保する。
- 2) 河川の自然を保全する。
2. 義務
- 1) ダムか流域の河川における人間活動の監視
- 2) ダムの放流時における、警報と生命安全確保
- 3) 違法砂利採集の禁止措置
3. 実務
- 1) 監視  
ゲート操作員は、毎日、河川地域の監視を実施するものとする。河川の自然を破壊する行為、あるいは、現象があれば、州事務所長に報告し、適切な措置を取るものとする。
- 2) 警報  
ゲート操作員は、ゲートからの放流にあたっては、下流地域に対して、警報を発すると共に、放流に対する安全性を確認する。
- 3) 砂利規制  
違法な砂利採集行為を発見した場合は、地区局長は、関係省庁と協力のうえ、協定書に基づいて、これを排除するものとする。
- 4) 河川維持流量  
河川の自然環境保全のため、左岸土砂吐ゲートから常時  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  を放流するものとする。

#### 3-3-5 ゲート操作

本業務におけるゲート操作の対象は、洪水吐用ラバーゲート及び土砂吐く用ゲートとする。ゲート操作規則の検討にあたっての、前提条件は次のとおりである。

- (1) 常時満水位は、EL.17.5 mとする。
- (2) 洪水時の最大水位は、貯水池内地域における家屋浸水防止のため、EL.18.0 mとし、この水位以下で、計画洪水流量  $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$  を流下させるものとする。
- (3) ゲート操作は、貯水池水位の変化に応じて、実施するものとする。

- (4) ゲート操作にあたっては、灌漑地方局長は、NPC、NIA 及び全国洪水予警報センターと連絡を密にし、台風進路や規模などの気象情報の収集に努めると共に、得た情報をゲート操作の態勢に反映させるものとする。

添付資料としてゲート操作規則(案)を巻末に示す。

### 3-4 プロジェクトの実施体制

#### 3-4-1 組織

本プロジェクトの実施機関は、「フィ」国営灌漑の施設建設・運営・維持管理を実施している国家灌漑庁（NIA）である。

事業実施する現地での実施機関は、同庁の地方実施機関である第三地方局(中部ルソン局)である。同地方局は、ブラカン州灌漑運営事務所（以下州事務所という）を通して、当該調整ダムを含む国営灌漑事業 AMRIS を統括している。

調整ダムの維持管理は州灌漑事務所（AMRIS）長が実施する。実業務は同州事務所組織下の水管理班が実施している。維持管理の技術的な事柄に関しては、州事務所の維持管理係、あるいは、地方局の技術課と管理課がサポートしている。また、本省灌漑管理部は、国家予算に係わるような事項について、所掌している。これらの組織は、本省、現場管理所以外は、ブラカン州サンラファエルにある地方局建物内に同居しており、意志疎通はスムーズに行っている。

図 2-13 に NIA、図 2-14 に NIA の地方局、そして、図 2-15 にブラカン州灌漑運営事務所の組織図をそれぞれ示す。

### 3-4-2 予算

NIA の予算は、開発及びリハビリ・改良事業のための事業実施予算と既存灌漑地区運営予算からなっている。事業実施予算は、外国援助資金と自国資金とからなり、運営予算は自国資金で賄われている。また、運営予算は、灌漑用水使用料金などの NIA 独自の収入と国庫補助からなっている。1999 年における AMRIS のそれぞれの予算は、事業予算が 38,402 千ペソ、運営予算が 1,273 千ペソであった。事業予算のうち 15,000 千ペソは、世界銀行の実施している既存灌漑施設支援事業の資金を利用している。

本事業の実施に関しては、特段の管理運営資金は必要とせず、今後とも、同程度の予算は確保できる見通しがあるので、予算上の問題はない。

また、本事業実施後においては、小規模のリハビリ工事が必要となる可能性があるが、引き続き、既存施設リハビリ・改良事業費を投入できる事業計画があるので、問題はない。

### 3-4-3 要員・技術レベル

本事業の実施にあたっては、NIA 本局の施設機器管理担当次官を長とし、施設管理部、設計部を加えた集団支援態勢があり、その指導の下に、地方局が実質的な担当部署となる。また、地方局にあつては、管理課長が専任担当者に任命されていて、設計課と共同で本事業の実施にあたることとなっている。それぞれの課長あるいはそのスタッフは、ラバーゲート建設の無償案件を経験しているほか、当該床板の応急補修工事も設計・監理していて、本事業の技術的内容に通じている。このため、カウンターパートとしての、要員配置、技術レベルに問題はない。