

4. 荒瀨ダム撤去工事実施計画書

荒瀬ダム撤去工事

実施計画書

目 次

§ 1. 基本的事項	1-1-1	5.3 仮締切	5-3-1
1.1 ダム撤去計画の概要	1-1-1	5.3.1 仮締切の構造	5-3-1
1.2 施工可能日数	1-2-1	5.3.2 仮締切越流時の安全性	5-3-3
1.3 施工時の対象流量	1-3-1	5.4 濁水処理設備等	5-4-1
§ 2. 本体撤去	2-1-1	§ 6. 水位低下設備	6-1-1
2.1 撤去工法	2-1-1	6.1 水位低下設備の形式、構造	6-1-1
2.2 水位低下設備放流工の施工方法	2-2-1	6.2 水位低下設備の施工方法	6-2-1
2.3 門柱の撤去方法	2-3-1	6.3 ゲートの操作	6-3-1
2.4 堤体越流部等の撤去方法	2-4-1	§ 7. 擦付護岸	7-1-1
2.5 堤体の安定性	2-5-1	7.1 護岸計画	7-1-1
§ 3. 土 工	3-1-1	7.2 護岸計画の流下能力への影響	7-2-1
3.1 堤体上流部の土工	3-1-1	7.3 上流左岸側護岸の必要性	7-3-1
3.2 覆土計画	3-2-1	7.4 上流左岸部坂路の処理	7-4-1
3.2.1 覆土計画の概要	3-2-1	§ 8. その他の施設	8-1-1
3.2.2 覆土に伴う河床縦断計画	3-2-1	8.1 取水施設	8-1-1
3.2.3 覆土計画の流下能力への影響	3-2-4	8.2 放水路	8-2-1
3.3 河川内ヤード	3-3-1	§ 9. 工程計画	9-1
§ 4. ゲート及び管理橋の撤去方法	4-1		
§ 5. 仮設備	5-1-1		
5.1 工事用道路	5-1-1		
5.1.1 工事用道路の構造	5-1-1		
5.1.2 出水時の機械の退避場所	5-1-3		
5.2 仮 橋	5-2-1		
5.2.1 下流仮橋	5-2-1		
5.2.2 上流側工事用仮橋	5-2-5		

S 1. 撤去計画の概要および基本的事項

1.1 ダム撤去計画の概要

(1) 荒瀬ダムの概要

荒瀬ダムは、球磨川の河口から 19.9 km に位置し、球磨川総合開発計画の一環として昭和 29 年 12 月に竣工した重力式コンクリートの発電専用ダムであるが、平成 22 年 3 月末の水利使用許可失効に伴い、河川内工作物である荒瀬ダム、取水施設及び放水路の撤去を行うものである。

以下に荒瀬ダムの諸元、除却施設の写真等を示す。

表-1.1.1 荒瀬ダム諸元

位 置	熊本県八代市坂本町
目 的	発 電
型 式	重力式コンクリートダム
堤 高	25.0 m
堤 頂 長	210.8 m
堤 体 積	47,167 m ³
計 画 流 量	6,550 m ³ /s
門 扉	ローラーゲート (H10.5m×B15.0×4 門、H10.5m×B10.0×4 門)
巻 揚 機	40kw×4 台、30kw×4 台
流 域 面 積	1,721 km ²
総貯水容量	10,137,000 m ³

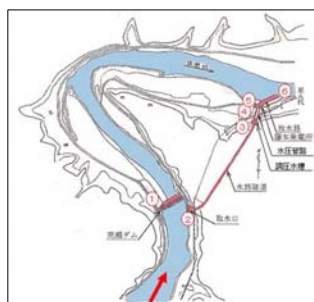


図-1.1.1 荒瀬ダム・藤本発電所施設位置図

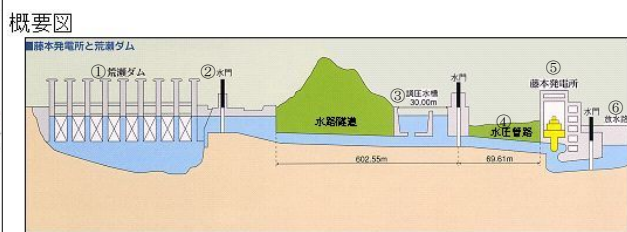


図-1.1.2 荒瀬ダム・藤本発電所の概要図

表-1.1.2 荒瀬ダム地点における基本流量諸元

項 目	流量 (m ³ /s)	内 容
平常時流量	50	工事期間*)における近年 5 ヶ年での発生頻度が 50%の流量
設計対象流量	253	工事期間*)における近年 5 ヶ年での異常値を省いた最大流量
水位低下設備放流工最大放流量	406	水位低下設備放流工の放流能力であり、かつ、水位低下設備設置後のクレスト越流開始流量。
超過洪水流量	631	工事期間*)における既往最大流量
ダム設計洪水流量	6,550	ダム管理における最大流量

(2) ダム工事の施工計画概要

1) 撤去範囲

荒瀬ダム撤去にあたっては治水面、環境面から以下の条件により撤去範囲を設定した。

- ・治水及び河川環境を考慮した撤去範囲とする。
- ・ダム建設以前にはダム付近に洲が発達していたことから、撤去後将来的に以前の姿に復元することを目指す。
- ・堤体は元河床を掘り下げ、岩盤が露呈するまでコンクリートを打設しているが、中長期的に安定する河道形状を考慮した撤去範囲とする。
- ・左右岸袖部は、地域の重要な幹線道路の交通障害等が起こらない撤去範囲とする。

撤去範囲の詳細検討結果の平面図を P1-1-2 に、上流面図を P1-1-3 に示す。

2) 撤去数量

図-1.1.3 に示す撤去範囲のコンクリート数量は以下のとおりとなる。

表-1.1.3 撤去数量総括表

項 目	数量 (m ³)	備 考	
本 体	17,443	無筋コン	
上部工	門柱(t ⁷)部	9,463	鉄筋コン 9,638m ³
	管理用道路	175	
合 計	27,081		



写真-1.1.1 荒瀬ダム



写真-1.1.2 取水施設



写真-1.1.3 放水路

撤去範囲平面図 S=1/600

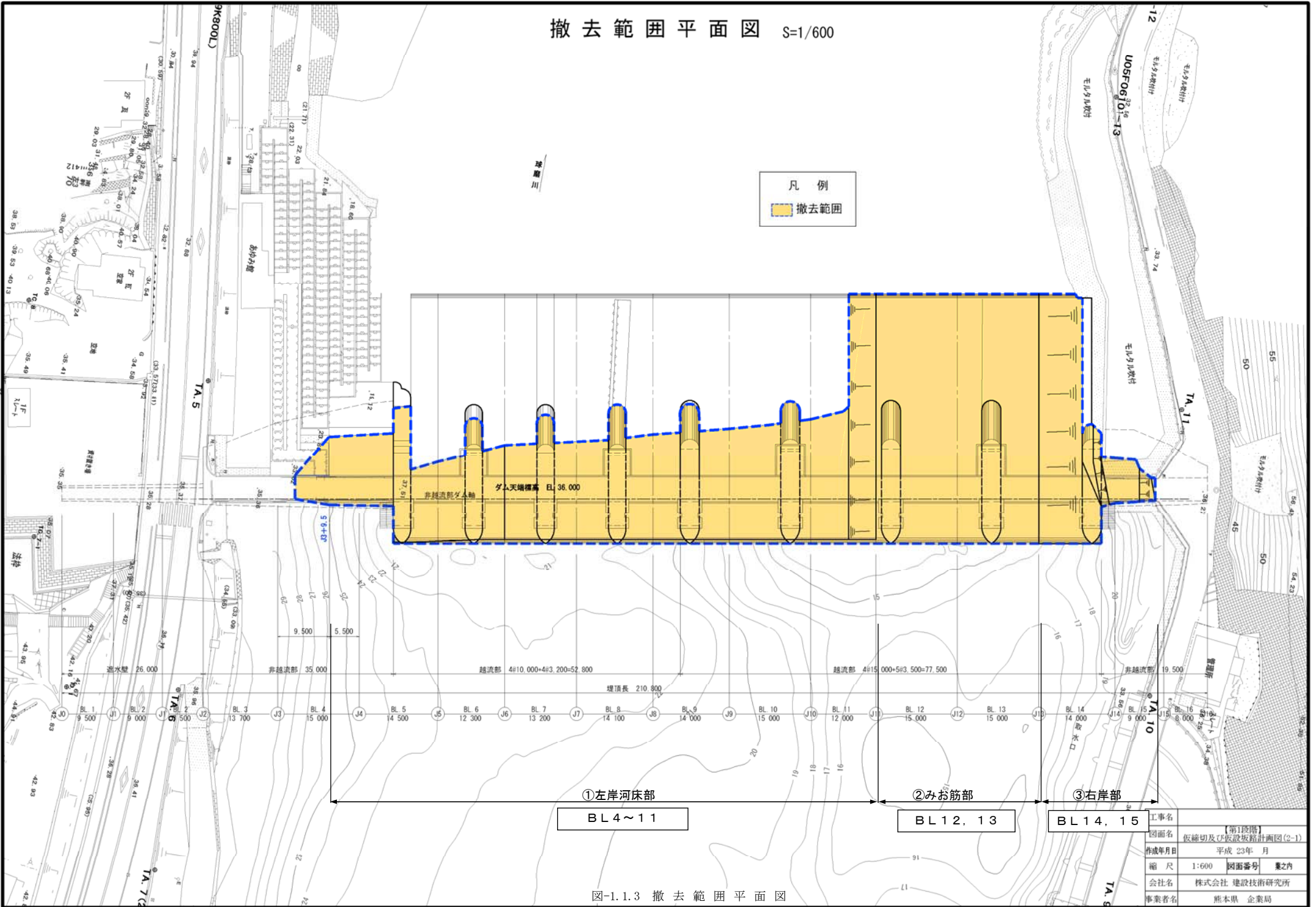


図-1.1.3 撤去範囲平面図

撤去範囲 上流面図 S=1/600

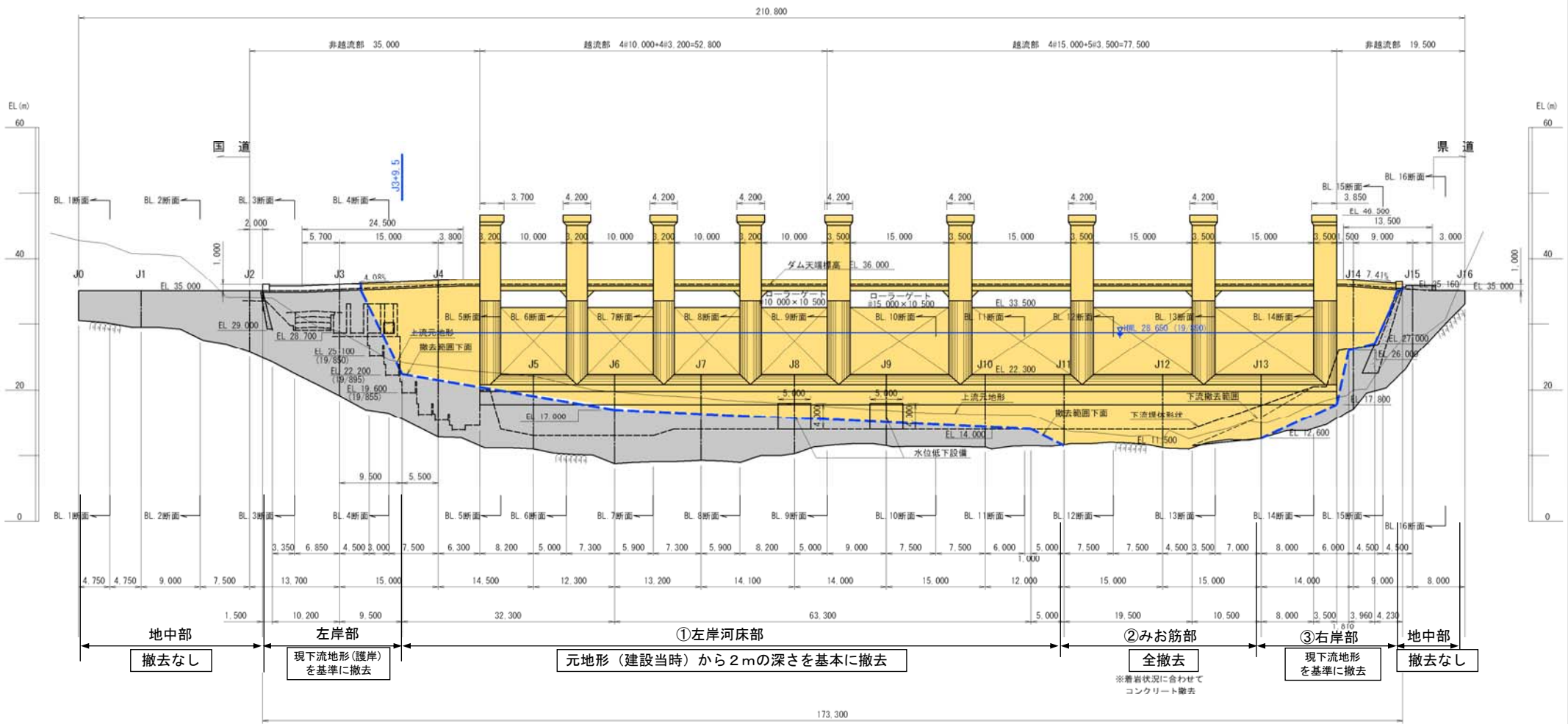
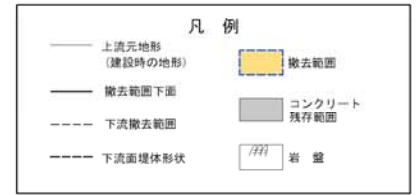


図-1.1.4 撤去範囲上流面図

工事名			
図面名	上流面図		
作成年月日	平成 23年 月		
縮尺	1:600	図面番号	葉之内
会社名	株式会社 建設技術研究所		
事業者名	熊本県 企業局		

3) 撤去手順

ダム撤去手順の検討にあたっては、河川環境などに配慮するとともに、土砂流下予測の結果、水位低下設備の設置や工期の短縮等、施工性も踏まえ検討した結果、「右岸先行スリット撤去工法」を採用した。ダム撤去の段階的手順は以下のとおり。

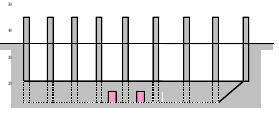
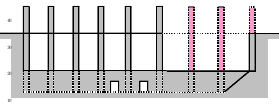
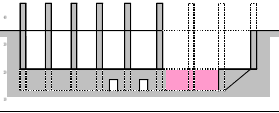
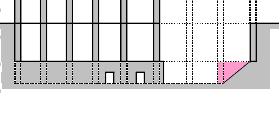
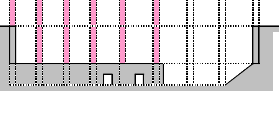
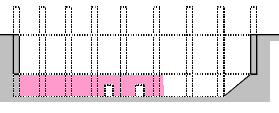
	段階撤去手順	備 考
第1段階 (1年目)		<ul style="list-style-type: none"> ・ 8門のゲート撤去に着手する。 ・ 水位低下設備の設置工事を行う。 ・ 設備完成後は、土砂の流下状況や濁度の変化を見ながら貯水位を徐々に低下させる。 ・ 出水時、基本的に水位低下設備は全開状態とする。
第2段階 (2年目)		<ul style="list-style-type: none"> ・ 水位低下設備を全開した状態で、右岸側の管理橋および門柱の撤去を行う。 ・ 出水時、基本的に水位低下設備は全開状態とする。
第3段階 (3年目)		<ul style="list-style-type: none"> ・ 水位低下設備を全開とした状態で、右岸側の越流部の撤去を行う。 ・ 出水時は、越流部が河床高まで撤去されている状態であるため、水位低下設備は使用しない。
第4段階 (4年目)		
第5段階 (5年目)		<ul style="list-style-type: none"> ・ 左岸側管理橋および門柱、越流部の撤去を行う。 ・ 右岸側の撤去部分を通水することから、水位低下設備は使用しない。
第6段階 (6年目)		

図-1.1.5 荒瀬ダム撤去手順(上流面図)

4) 施工期間

・ 工事の施工期間は、河川環境に配慮して、以下のように設定した。(P1-2-1 参照)

<ul style="list-style-type: none"> ・ 河川工事 : 11月初旬～3月中旬まで(4.5ヶ月) (工事用道路・仮橋設置→工事用道路・仮橋撤去) ・ 河川内工事 : 11月中旬～2月末まで(3.5ヶ月) (仮締切設置→本体撤去→仮締切撤去)

・ 上記期間における施工可能日数は、作業の降雨制限を30mm/日とし近10年の荒瀬ダム地点の雨量データを基に整理した結果、約19日/月となる。(P1-2-1 参照)

5) 施工時の対象流量

・ 施工時の設計対象流量として、過去5ヵ年の異常値を除く最大流量を対象に整理・検討した結果、253m³/sとする。(P1-3-2 参照)

(3) 仮設備

ダム本体撤去工事を行うため、以下のような仮設備を配置し、河川内での工事を実施する。

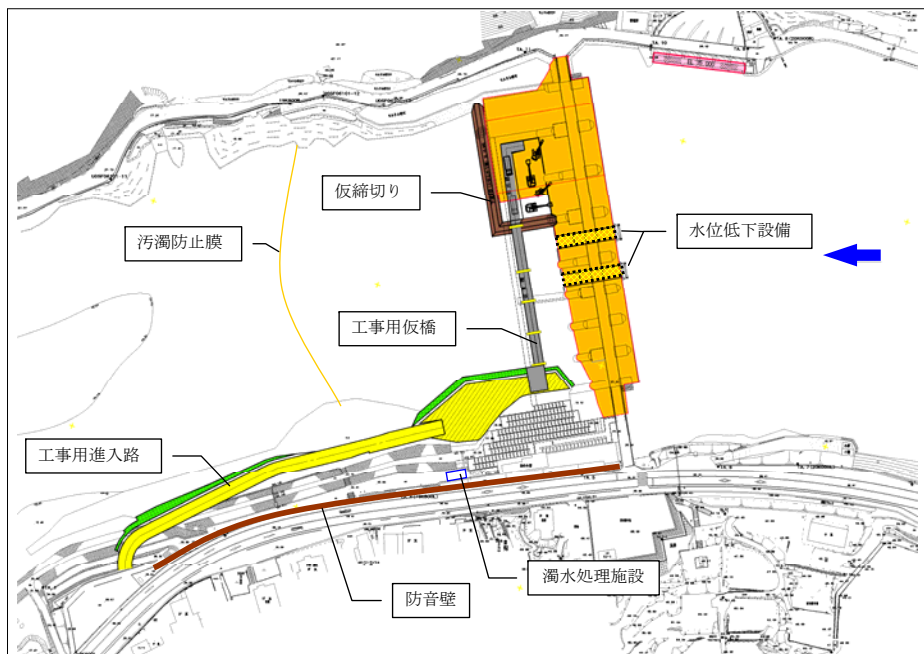


図-1.1.6 仮設備配置計画図

1) 工事用道路

- 左岸下流側に工事用進入路を配置し、河川内には工事用仮橋を設置し撤去殻の搬出等を行う。

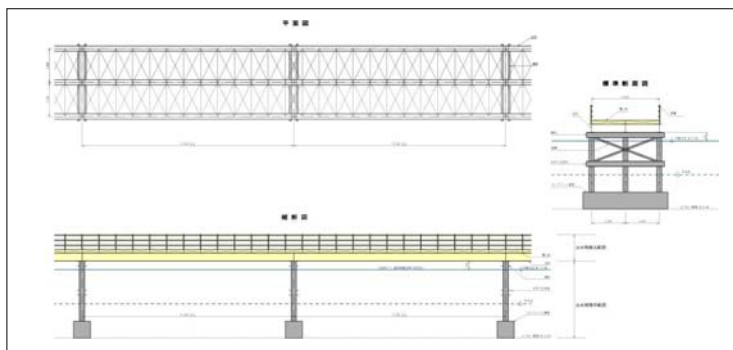


図-1.1.7 工事用仮橋標準図

工事用仮橋はダム門柱背後の流水の影響の小さい箇所に配置し、出水期は上部工のみ撤去する。

(P5-2-1 参照)

2) 仮締切り

- 河川内の工事箇所は大型土のうで仮締切りを行い、堤体コンクリートの破碎作業等を行う。

(P5-3-1 参照)



図-1.1.8 大型土のう標準断面図

3) 河川内ヤードおよび上流側仮橋

- 撤去したコンクリート殻は、上流左岸における河川内ヤードにおいて小割りした後に、上流側に配置する工事用仮橋を経由して右岸の導水トンネルに運搬し、充填再利用する。また、上流右岸側における堆砂除去の搬出にも上流側工事用仮橋を利用する (P3-3-1、5-2-5 参照)

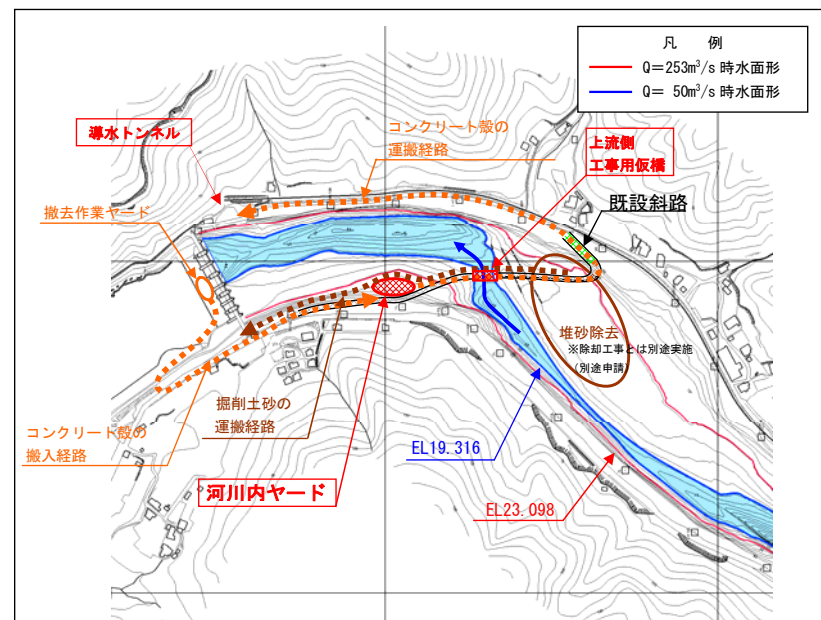


図-1.1.9 上流側仮設備配置図

4) その他設備

- 濁水処理設備を設置し、工事区域内の濁水の処理を行う。(P5-4-1 参照)
- 下流には汚濁防止膜を設置し、下流への濁水流下を防止する。(P5-4-6 参照)
- 左岸には騒音低減のための防音壁 (シート) を設置する。(P5-4-6 参照)

5) 水位低下設備

ダムの貯水位を低下させることにより、下流河川や工事現場内の安全性を向上させるとともに、工事の仮設規模を抑え、撤去工事の工期短縮を図ることなどから水位低下設備を設置する。水位低下設備の目的としては、大きく以下の3項目がある。(P6-1-1 参照)

【非出水期】

- ①初年度に、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら貯水位を徐々に低下させる。
- ②本体撤去工事中には、転流工として使用する。

【出水期】

- ③出水を利用して自然排砂を行い、土砂の流出状況を確認する。

したがって、以下のような設備とする必要がある。

- ・ 工事中の出水を安全に流下できる規模とする。
- ・ 貯水位を徐々に低下させるための流量調節機能を有する。
- ・ 不測の事態に対して緊急に閉操作ができる機能を有する。

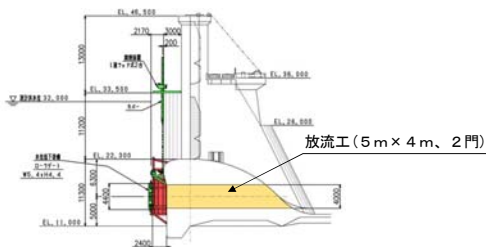


図-1.1.10 水位低下設備側面図

6) 水位低下設備ゲートの設置

水位低下設備ゲートは、管理橋上に配置したクレーンにより吊り込み、クレスト上のステージで組み立てた後に水中設置作業を行う。

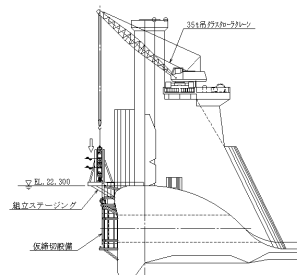


図-1.1.11 水位低下設備施工図

(4) 土 工

堤体撤去工事に伴い、水位低下設備ゲート設置箇所やマウンド部は掘削を行う。また、堤体左岸残存部には、撤去後のコンクリートの露出を防ぐとともに、河床の段差を解消させ上下流の連続性を確保させる等の目的で覆土工約1.5万m³を計画する。(P3-1-1 参照)

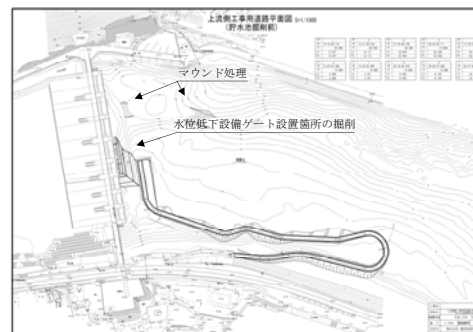


図-1.1.12 掘削計画図

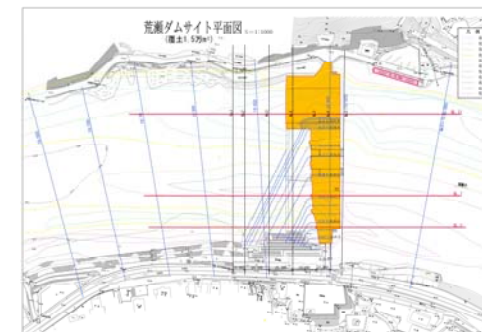


図-1.1.13 覆土計画平面図

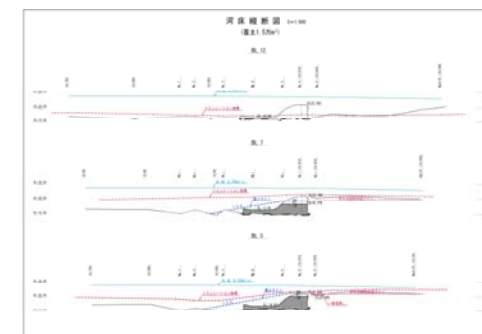


図-1.1.14 河床縦断面図

(5) 洪水吐きゲートおよび管理橋の撤去

ダムの洪水吐きゲート8門および管理橋は、それぞれ分解した後に管理橋上に配置したクローラークレーンにより撤去する。なお、両施設は、出水期の施工を前提とした撤去方法とする。(P4-1 参照)

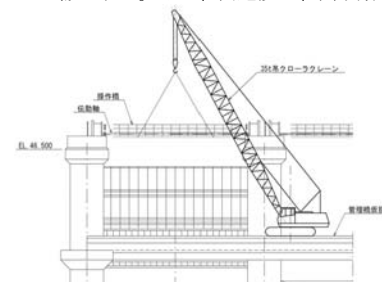


図-1.1.15 ゲートの撤去

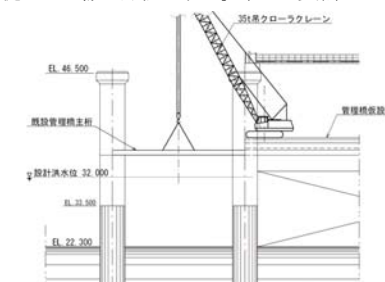


図-1.1.16 管理橋の撤去

(6) 破碎工法

1) 堤体部の破碎工法

- ・堤体越流部の撤去は、低騒音・低振動で効率良く破碎が可能な「火薬併用機械掘削（制御発破）工法」を採用する。（P2-4-1 参照）

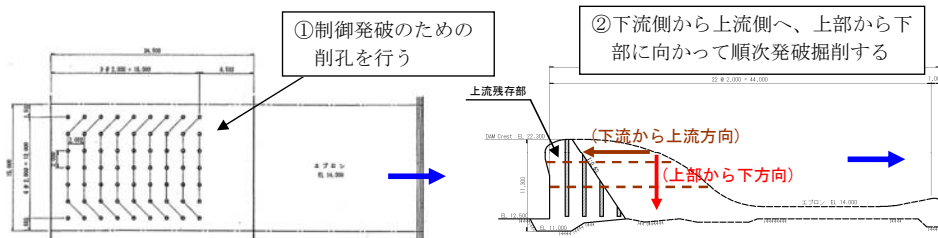


図-1.1.17 越流部削孔概要（平面）図

図-1.1.18 越流部破碎工法概要図

- ・門柱部は、作業足場を設置し鉄筋を一部切断した後に制御発破を行う。

（P2-3-1 参照）

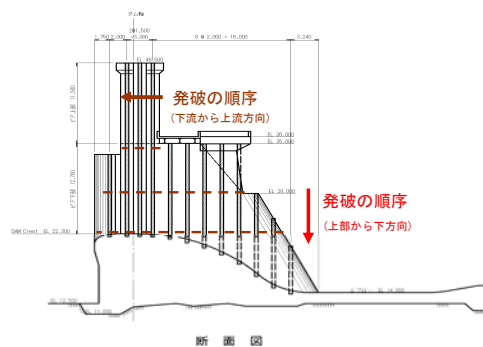


図-1.1.19 門柱部の破碎工法概要図

2) 水位低下設備放流工の施工工法

- ・水位低下設備放流工の施工は、堤体に振動等の影響を与えない「連続削孔+油圧くさび工法」を採用する。（P2-1-11 参照）

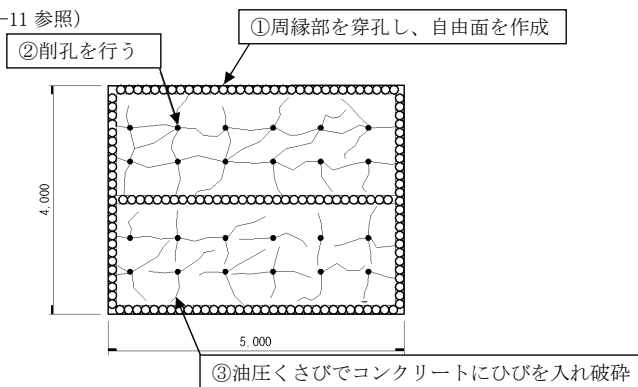


図-1.1.20 水位低下設備放流工破碎工法概要（下流面）図

(7) 擦付護岸計画

1) ダムサイト擦付護岸

- ・上流右岸部には、取水施設上部の開口部に護岸を整備する。（P7-1-1 参照）

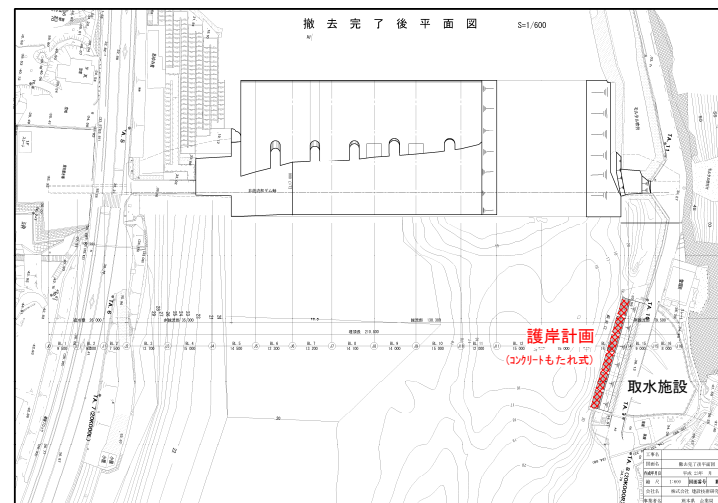


図-1.1.21 ダムサイト擦付護岸

2) 発電所放水路擦付護岸

- ・放水路部には、関連事業と調整のうえ護岸を整備する。（P8-2-1 参照）

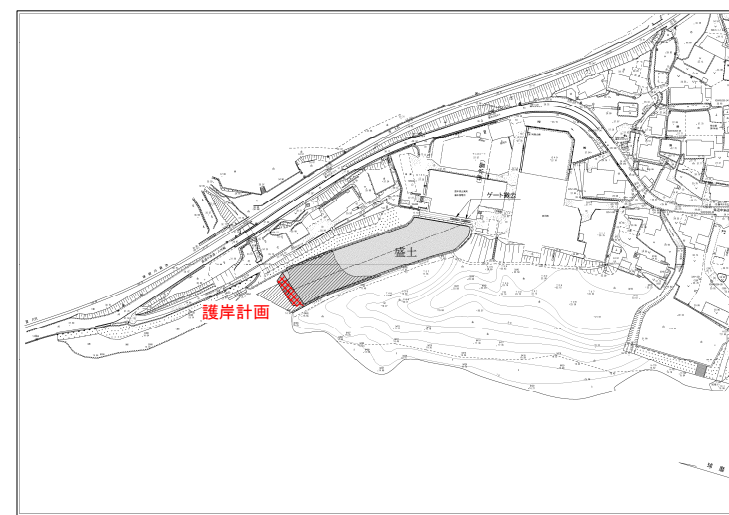


図-1.1.22 発電所放水路擦付護岸

(8) 河川内施設（取水施設、放水路）の撤去

1) 取水施設の撤去

- ・取水施設は門柱およびゲート等を撤去し、開口部には護岸を整備する。(P8-1-4 参照)

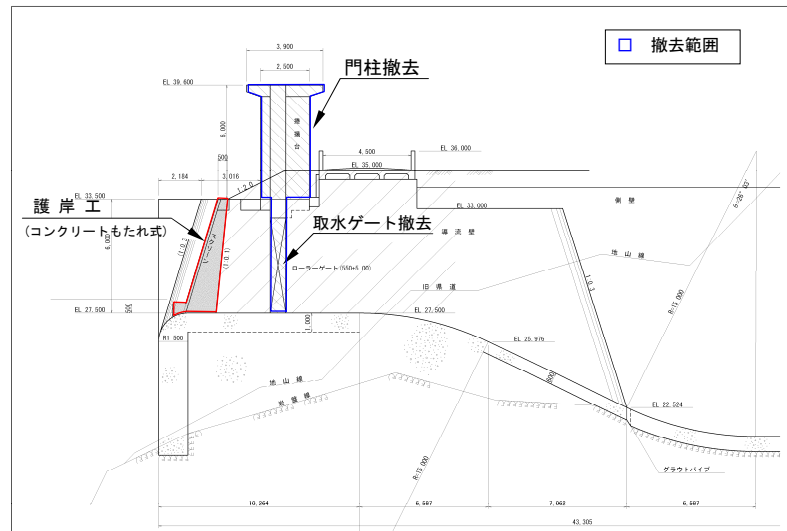


図-1.1.23 取水施設側面図

2) 放水路の撤去

- ・発電所放水口のゲート等機械設備を撤去し、放水路は右岸側流末部の側壁は護岸の土留めとしての機能維持のために存置し、底板および水路左側の側壁を撤去する。(P8-2-1 参照)

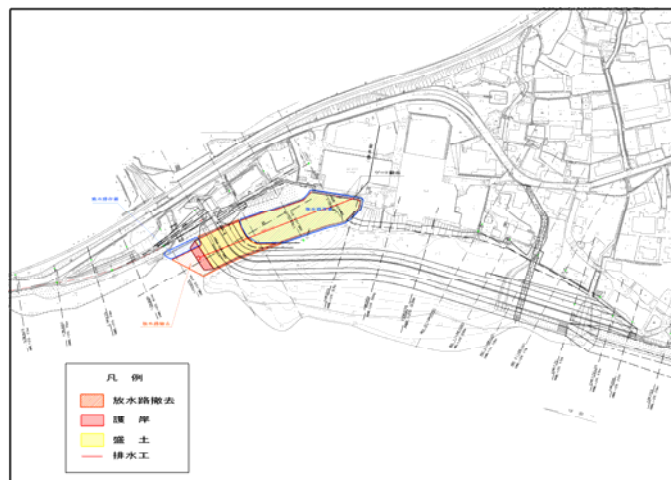


図-1.1.24 放水路平面図

1.2 施工可能日数の検討

河川工事は11月初旬～3月中旬までの4.5ヶ月間、河川内工事は11月中旬～2月末までの3.5ヶ月とする。施工可能日数は約19日/月となる。作業時間は8:00～17:00の実働7hrとする。

(1) 施工可能期間

球磨川の下流域に位置する荒瀬ダムの撤去工事にあたっては、河川環境に配慮して、施工を行っていく必要がある。そこで、河川環境に配慮する上で、球磨川における典型性、移動性の観点から、アユに着目する。

一般にアユは、表-1.2.1に示すように、幼(稚)魚の状態ですら3月頃から遡上を開始し、11月頃まで産卵を行うとされている。

したがって、球磨川の下流域に位置する荒瀬ダムの撤去工事にあたっては、河川環境(アユの生息生育)に配慮して、施工期間は以下のように設定した。

- 河川工事：11月初旬～3月中旬まで(4.5ヶ月)
(工事用道路、仮橋設置→工事用道路、仮橋撤去)
- 河川内工事：11月中旬～2月末まで(3.5ヶ月)
(仮締切設置 → 本体撤去 → 仮締切撤去)

表-1.2.1 アユの生活史(単年)

生活ステージ	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	場所
幼魚			■										河口～河川中流
未成魚～成魚						■			■				河川中～上流域
産卵期									■				河川中流域最下部
仔稚魚期	■	■	■							■	■	■	沿岸海域

■:遡上 ■:瀬つき ■:降河 ■:産卵

出典)「川の生物図典」((財)リバーフロント整備センター、1996)

(2) 施工可能日数の検討

「土木工事設計要領 第I編 共通編(九州地方整備局)」によれば、施工可能日数に関して、以下の記述がある。

地域	1 (31)	2 (28)	3 (31)	4 (30)	5 (31)	6 (30)	7 (31)	8 (31)	9 (30)	10 (31)	11 (30)	12 (31)	計 (365)
福岡県	17	17	18	17	18	16	17	17	15	20	19	18	209
佐賀県	18	17	18	16	17	16	16	17	15	20	19	18	207
長崎県	17	17	18	16	17	16	17	17	15	20	19	18	207
大分県	18	17	18	17	18	16	17	17	15	20	19	18	210
熊本県	18	17	18	16	17	15	16	17	15	20	19	18	206
宮崎県	18	17	17	16	16	14	16	15	14	19	19	18	199
鹿児島県	17	17	17	16	17	15	17	16	15	20	19	17	203
特殊地域	11	13	14	14	15	12	14	15	13	18	18	13	170

注 ① 日曜・土曜、祝祭日、年末年始(6日)、夏期休暇(3日)、日雨量10mm以上、積雪5cm以上、風速15m以上を控除している。

② 特殊地域は標高300m以上の阿蘇・雲仙地区とする。

③ 上表を標準とするが、これによりがたい場合は、別途考慮する。

④ 路上工事については、路上工事縮減専門部会より通知される年末年始、年度末などの中止期間、抑制期間も考慮し日数を定めるものとする。

ここで、同基準における降雨制限「日雨量10mm以上」は、盛土工等含む一般土木工事を想定しているものと考えられる。

当撤去工事は、コンクリート取り壊し、コンクリート殻の集積、積込、搬出と「ダム土工及び材料採取」に類似した作業になる。したがって、コンクリート打設等の工事はなないため、ダム工事における土工(参考資料)と同等の作業性を確保するものとして、降雨制限を30mm/日とする。

したがって、本撤去工事では、河川工事における基準(「土木工事設計要領 第I編 共通編」)に準じ、以下の条件を設定する。

- 休日：土、日曜日、祝祭日、年末年始(6日)、夏期休暇(3日)
- 休工期：日雨量30mm以上

平成12年～平成21年までの近年10ヶ年の荒瀬ダム地点の日雨量データより、検討した結果を次表に示すが、施工期間(11月～3月)における施工可能日数は約19日/月となる。

表-1.2.2 施工可能日数

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
①延日数	31.0	28.3	31.0	30.0	31.0	30.0	31.0	31.0	30.0	31.0	30.0	31.0	365.3
②休日日数	12.0	9.0	9.8	9.5	11.1	8.6	9.8	11.2	10.5	9.7	10.3	11.8	123.3
③日雨量30mm以上の日数	0.4	0.4	0.8	1.1	2.4	4.1	4.4	2.2	2.1	1.1	1.2	0.6	20.8
④不稼働日(②+③)	12.4	9.4	10.6	10.6	13.5	12.7	14.2	13.4	12.6	10.8	11.5	12.4	144.1
⑤稼働日数(①-④)	18.6	18.9	20.4	19.4	17.5	17.3	16.8	17.6	17.4	20.2	18.5	18.6	221.2
施工可能日数	19	19	20	19	18	17	17	18	17	20	19	19	222
施工期間	非出水期			出水期				非出水期					
	施工期間			非施工期間				施工期間					

注) 平成12年～平成21年の荒瀬ダム地点日雨量実績による。

11月～5月 平均施工可能日数 = 133 日 ÷ 7 ヶ月 = 19.0 日

11月～4月 平均施工可能日数 = 115 日 ÷ 6 ヶ月 = 19.2 日

11月～3月 平均施工可能日数 = 96 日 ÷ 5 ヶ月 = 19.2 日

(3) 作業時間

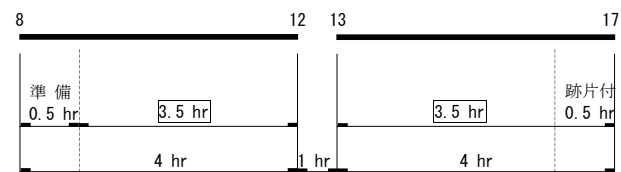
工事の作業時間の設定にあたっては、周辺環境（騒音、振動等）に十分配慮する必要がある。

荒瀬ダムが位置する八代市坂本町は、「用途地域以外の地域」として特定建設作業に係る規制では、騒音、振動ともに第1号区域に指定されている。

第1号区域の騒音及び振動規制は、下表に示すとおりである。また、八代市では粉じんについては特に基準値は規定されていない。

したがって、作業時間は騒音、振動基準に基づき、『7:00～19:00以内』と設定する。

ただし、近傍に民間が存在することを考慮するとともに、冬季中心の施工となることから原則として昼間作業とし、下図に示すように、準備・跡片付を含め8:00～17:00（実働7hr）と設定する。



$$\text{賃金対象時間} = \text{実作業時間} + \text{付帯時間}$$

$$(8\text{h}) \quad (7\text{h}) \quad (1\text{h})$$

図-1.2.1 日作業時間の構成

表-1.2.3 騒音、振動規制

作業時刻	7:00 ～ 19:00	
作業時間	10時間以内/日	
作業期間	連続6日以内(日・祭日休業)	
規制値*)	騒音	85dB
	振動	75dB

*) 騒音、振動の規制値は、特定建設作業の場所の敷地境界線における値である。

*) ここで、特定建設作業とは、くい打機、くい抜機、鋼球を使用した破壊作業、

舗装版破砕機、ブレーカーを使用する作業のこと。

【参考資料】

参表-1.2.1 施工可能日数の算出基準(案)

工種 項目	ダム土工	材料採取	コンクリート工	フィルダム堤体工		ボーリンググラウチング工	
	本体掘削 原石山表土処理	コンクリート骨材採取・製造 フィルダム材料採取	コンクリート堤体工 フィルダム洪水吐工	コア・フィルター盛立	ロック盛立	明かり	監査廊・ トンネル内
①休祭日等	休祭日(祝祭日・日曜日)及び土曜日は不稼働日とする。						
②年末・年始休み	12月29日～1月3日の6日間は不稼働日とする。						
③盆休み	地域特性等を考慮して地域ごとに必要な日数(3～4日)不稼働日とする。						
④降雨制限	基本日数	日雨量30mm以上の日数を不稼働日とする。	月ごとに、時間雨量4mm以上または日雨量20mm以上となる日の1/2を不稼働日とする。 ただし、RCD工法においては、月ごとに、時間雨量2mm以上または日雨量10mm以上となる日の1/2を不稼働日とする。	一雨雨量5mm以上を不稼働日とし、 5～25未満 1日 25～50未満 2日 50～100未満 3日 100～240未満 4日 240以上 5日	一雨雨量100mm以上を不稼働日とし、 100～180未満 1日 180以上 2日	日雨量30mm以上の日数を不稼働日とする。	———
	(注)1 重複日数控除 (注)4	降雨制限日数(降雨制限の基本日数+気温及びコンクリート打込み温度規制日数)の1/3とする。		(注)2	(注)3	(注)3	降雨制限日数の1/3とする。
⑤気温及びコンクリート打込み温度規制	———	———	月ごとに、 冬期：日平均気温が4℃以下の日数の1/2を不稼働日とする。 夏期：コンクリート打設温度が25℃以上の日数の1/2を不稼働日とする。	日平均気温3℃以下を不稼働日とする。	———	———	———
(注)1, 5							
⑥月間定期整備日	1日/月(休祭日及び隔週土曜日以外とし、降雨制限日とは重複しない。)						
⑦洪水による影響日数	現場特性等を考慮して定める。						
⑧冬期休工期間	地域特性等に応じて定める。						
⑨地方祭等	地域特性等を考慮して必要に応じて定める。						
⑩放流設備等据付に伴う休工期間	———	現場特性を考慮して定める。		———	———	———	———

(注)1 不稼働日数の算定に用いる気象資料は、過去10年間を標準とする。

2 日平均打設時間が10時間程度以下のダムにあっては、コンクリート工の降雨制限基本日数は、日雨量20mm(RCD工法は10mm)以上の日の1/2を不稼働日とすることができる。

3 一雨雨量とは、日単位で連続している降雨の日雨量を合計した連続雨量とする。

4 重複日数控除とは、休祭日及び土曜日、年末・年始休み、盆休み、地方祭等の休工期間と降雨制限日等の重複する日数として、降雨制限日から控除する日数である。

5 プレクレーティング等特別処置を講じた場合は別途考慮する。

6 気温及びコンクリート打込み温度制限による不稼働日が長期連続する場合には、別途対応を検討する。

出典)「ダム工事積算の解説」(財)ダム技術センター、平成21年度版)

参表-1.2.2 暦日数 (H12~H21) (日)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
H 12	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	366
H 13	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
H 14	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
H 15	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
H 16	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	366
H 17	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
H 18	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
H 19	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
H 20	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	366
H 21	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365
平均	31.0	28.3	31.0	30.0	31.0	30.0	31.0	31.0	30.0	31.0	30.0	31.0	365.3

参表-1.2.4 荒瀬ダム地点日雨量30mm以上の日数 (H12~H21) (日)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
H12	1	0	1	0	3	4	5	3	2	1	2	0	22
H13	0	0	0	0	0	7	2	0	2	2	2	0	15
H14	0	0	1	1	3	4	3	2	1	0	0	2	17
H15	0	0	2	3	1	4	3	6	0	0	3	1	23
H16	0	1	0	2	5	1	1	2	5	3	1	1	22
H17	1	0	1	0	3	2	5	0	3	1	1	0	17
H18	0	0	0	1	2	5	10	2	3	1	2	0	26
H19	0	2	1	2	3	3	7	2	0	1	0	0	21
H20	2	1	0	2	3	8	3	5	5	1	0	1	31
H21	0	0	2	0	1	3	5	0	0	1	1	1	14
平均	0.4	0.4	0.8	1.1	2.4	4.1	4.4	2.2	2.1	1.1	1.2	0.6	20.8

参表-1.2.3 休祭日および土曜日等の不稼働日数 (H12~H21 : 4週8休) (日)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
H 12	12	9	9	10	11	8	11	11	10	10	10	11	122
H 13	12	9	10	10	10	9	10	11	11	9	9	12	122
H 14	12	9	11	9	10	10	8	12	11	9	10	12	123
H 15	12	9	11	9	10	9	9	13	10	9	12	12	125
H 16	12	10	8	9	13	8	10	10	10	11	10	12	123
H 17	12	9	9	10	12	8	11	9	10	11	10	12	123
H 18	12	8	9	10	11	8	11	10	10	10	10	11	120
H 19	12	9	10	10	10	9	10	11	12	9	9	12	123
H 20	12	9	11	9	11	9	9	13	10	9	12	12	126
H 21	12	9	10	9	13	8	9	12	11	10	11	12	126
平均	12.0	9.0	9.8	9.5	11.1	8.6	9.8	11.2	10.5	9.7	10.3	11.8	123.3

注) 日曜, 土曜, 祝祭日, 年末年始(6日), 夏期休暇(3日)を考慮している。

1.3 施工時の対象流量の検討

河川内工事期間（11月中旬～2月末）における対象流量は253m³/sとする。

施工時の対象流量の設定にあたっては、全工期、工事施工期間を考慮するとともに、工事期間内に発生すると想定される最大流量を考慮する必要がある。

本検討では、河川工事における基準（「土木工事設計要領 第I編 共通編」）に準じ、過去5カ年の工事施工期間内における、異常値を省いた最大流量を対象とする。

1. 対象流量の検討

(1) 流量データの整理

近年20ヶ年（H2年～H21年）の河川内工事期間（11月中旬～2月末）における年最大時刻流量データを各月毎に整理し、次表に示す。

ここで、全データを各月毎にプロットしたものを次図に示すが、各月の最大流量は、概ね250m³/s程度以下であり、これを超える流量は5回発生している。

したがって、対象流量を決定する際の基本的考え方としては、工事期間中には仮締切を越水することを想定した上で、施工性（設置、撤去の容易さ）及び経済性を考慮して決定する必要があると考える。

表-1.3.1 月別最大時刻流量の整理

	11月 (中下旬)	12月	1月	2月	各年 1位	
各 年 デ ー タ	H21	122	161	73	314	314
	H20	87	71	253	78	253
	H19	61	42	48	112	112
	H18	111	164	76	136	164
	H17	103	36	124	401	401
	H16	187	624	136	110	624
	H15	145	149	129	132	149
	H14	104	366	138	136	366
	H13	134	149	147	142	149
	H12	100	156	139	66	156
	H11	138	157	144	152	157
	H10	145	152	207	148	207
	H9	395	147	150	154	395
	H8	154	156	154	151	156
	H7	160	154	106	89	160
	H6	66	133	198	140	198
	H5	119	141	121	127	141
	H4	91	108	132	216	216
	H3	97	143	47	132	143
	H2	100	100	97	150	150
近年5ヶ年最大	122	164	253	401	401	
近年10ヶ年最大	187	624	253	401	624	
近年10ヶ年2位	145	366	147	314	401	
近年20ヶ年最大	395	624	253	401	624	
近年20ヶ年4位	154	161	154	154	366	

- 注)
- 既往最大値の発生年を示す。
 - 近年5ヶ年の最大値の発生年を示す。
 - 近年10ヶ年の最大値の発生年を示す。
 - 近年10ヶ年の2位の発生年を示す。
 - 近年20ヶ年の最大値の発生年を示す。
 - 近年20ヶ年の4位の発生年を示す。

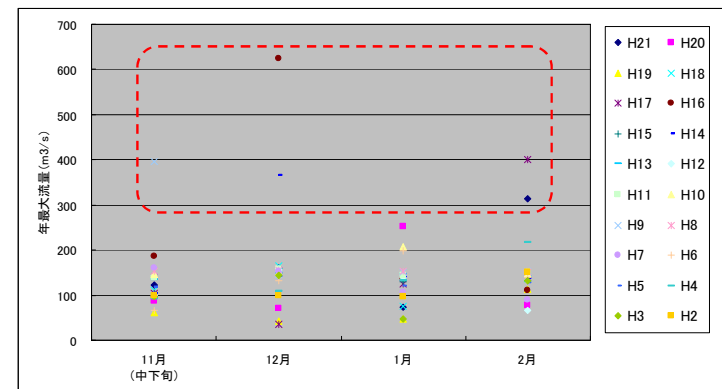


図-1.3.1 月別最大時刻流量の整理

(2) 異常値棄却検討

1) 異常値の判断基準

「土木工事設計要領 第I編 共通編」によれば対象流量等に関して、以下の記述がある。

4-2-2 設計対象水位

設計対象水位は、工事施工期間内の最大流量による水位とする。

(解説)

- データの期間は、過去5ヶ年とする。
- データの種類は、時刻のピーク水位(異常値を省く)。
- 最大流量は、近接水位観測所を参考として比例的に求める。
- 締切り設置後の河積がせばめられ、明らかに水位の上昇が認められる場合等も考慮すること。

4-2-3 天端高

締切りの高さは「4-2-4 設計対象水位」とする。

一般に水文資料は「対数正規分布」に従うとされている。

また、正規分布においては、「信頼区間95%」あるいは「危険率5%」という表現で異常値の棄却等に利用されている。

したがって、異常値の判断基準として以下を設定した。

- ① 流量データは「対数正規分布」に従うものとして、整理する。
- ② 「対数正規分布」のグラフにおいて、信頼区間95%を超えるデータを異常値として棄却する。

2) 対象流量の設定

前項までの検討結果を踏まえて、先に示した年最大時刻流量の異常値を棄却して整理したものを次表に示す。

表-1.3.3より、異常値の棄却後では平成17年～平成21年までの近年5ヶ年における最大時刻流量は、253m³/sとなる。

以上より、河川内工事期間(11月中旬～2月末)の対象流量は以下とした。

河川内工事期間：11月中旬～2月末…… 対象流量：253m³/s

表-1.3.2 月別最大流量 (異常値棄却前)

(単位:m³/s)

	11月		12月			1月			2月			備考	
	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬		
既往最大	253		624			534			631			(S30-H21)	
各年データ	H21	122	56	40	161	40	36	73	72	91	220	314	
	H20	87	67	71	49	43	28	253	85	78	41	41	
	H19	61	30	38	32	42	42	48	44	112	81	60	
	H18	111	85	164	70	64	43	76	72	101	133	136	
	H17	103	32	36	30	31	124	44	90	81	401	155	
5年最大	122	85	164	161	64	124	253	90	112	401	314	(H17-H21)	
	122		164			253			401				

注) ダムサイト CA=1,721.1km²
122 近年5ヶ年の最大値の発生年を示す。

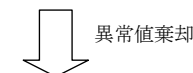


表-1.3.3 月別最大流量 (異常値棄却後)

(単位:m³/s)

	11月		12月			1月			2月			備考	
	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬		
既往最大	253		624			534			631			(S30-H21)	
各年データ	H21	122	56	40	161	40	36	73	72	91	220	233	
	H20	87	67	71	49	43	28	253	85	78	41	41	
	H19	61	30	38	32	42	42	48	44	112	81	60	
	H18	111	85	164	70	64	43	76	72	101	133	136	
	H17	103	32	36	30	31	124	44	90	81	225	155	
5年最大	122	85	164	161	64	124	253	90	112	225	233	(H17-H21)	
	122		164			253			233				

注) 表中の赤文字は、年最大値を異常値と判断し、年2位の値を採用。
122 近年5ヶ年の最大値の発生年を示す。

表-1.3.4 月別最大時刻流量の再整理 (異常値棄却後)

		11月 (中下旬)	12月	1月	2月	各年 1位
各 年 デ ー タ	H21	122	161	73	233	233
	H20	87	71	253	78	253
	H19	61	42	48	112	112
	H18	111	164	76	136	164
	H17	103	36	124	225	225
	H16	187	215	136	110	215
	H15	145	149	129	132	149
	H14	104	143	138	136	143
	H13	134	149	147	142	149
	H12	100	156	139	66	156
	H11	138	157	144	152	157
	H10	145	152	207	148	207
	H9	184	147	150	154	184
	H8	154	156	154	151	156
	H7	160	154	106	89	160
	H6	66	133	198	140	198
	H5	119	141	121	127	141
H4	91	108	132	216	216	
H3	97	143	47	132	143	
H2	100	100	97	150	150	
近年5ヶ年最大		122	164	253	233	253
近年10ヶ年最大		187	215	253	233	253
近年10ヶ年2位		145	164	147	225	233
近年20ヶ年最大		187	215	253	233	253
近年20ヶ年4位		154	157	154	154	216

注) 表中の赤文字は、年最大値を異常値と判断し、年2位もしくは3位の値を採用。

- 近年5ヶ年の最大値の発生年を示す。
- 近年10ヶ年の最大値の発生年を示す。
- 近年10ヶ年の2位の発生年を示す。
- 近年20ヶ年の最大値の発生年を示す。
- 近年20ヶ年の4位の発生年を示す。

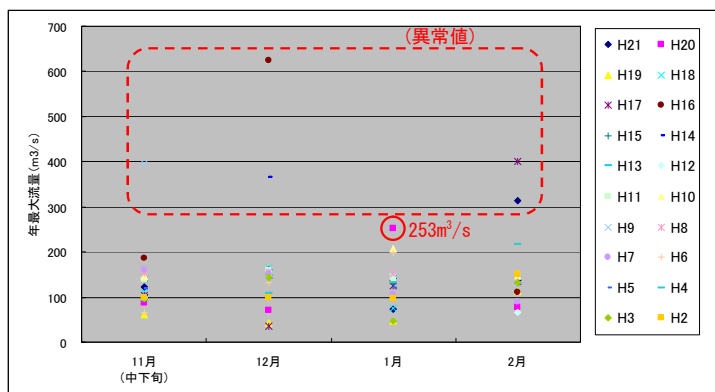


図-1.3.2 月別最大時刻流量の再整理

2. 流量と雨量の関係検討

ここでは、荒瀬ダム地点における近年 20 ヶ年(H2 年～H21 年)の河川内工事期間(11 月中旬～2 月末)における以下の実績データを整理し、流量と雨量の関係について検討した。

- ・ 時刻流量 250m³/s 以上
- ・ 日雨量 30 mm/日以上

上記のデータをプロットしたものを次図に示す。

図-1.3.3 によれば、日雨量 30 mm 以上での発生流量は概ね 250m³/s 程度以下と考えられる。

ここで、日雨量 30 mm 以下で時刻流量が 250m³/s を超えるものは 2 つ発生(図-1.3.5 参照)しており、これらはいずれも前日からの連続降雨の影響によるものである。

したがって、図-1.3.4 に示す累加雨量との関係で見ると累加雨量 30 mm 以下であれば、時刻流量 250m³/s を上回るものはない。

以上より、時刻流量 250m³/s 以上の時は概ね工事行っていない状況にあり、今後「工事の中止(退避基準)」を明確にすることで、工事中の安全性は十分確保できると考えられる。

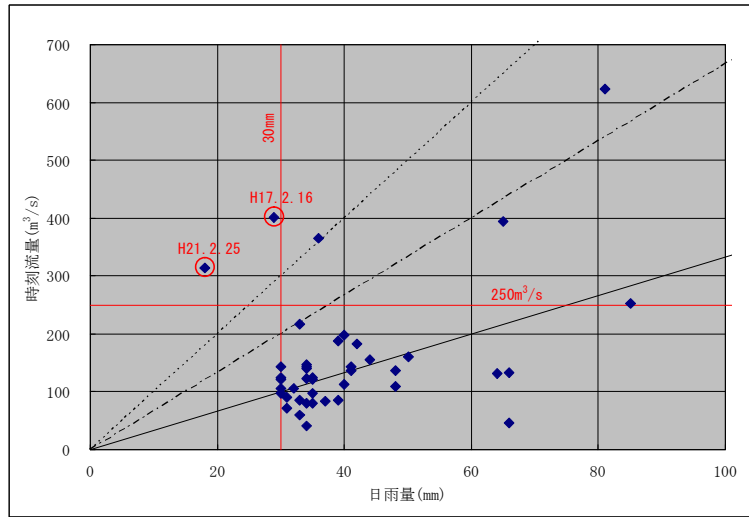


図-1.3.3 流量と日雨量の関係

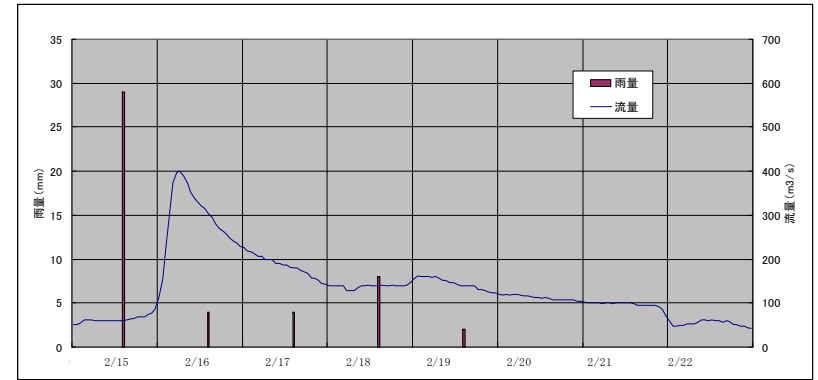


図-1.3.5(1) 洪水波形(H17.2.16)

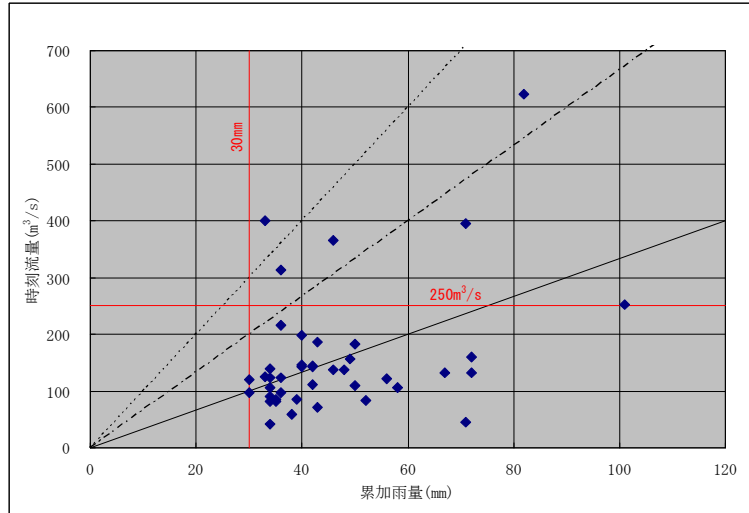


図-1.3.4 流量と累加雨量の関係

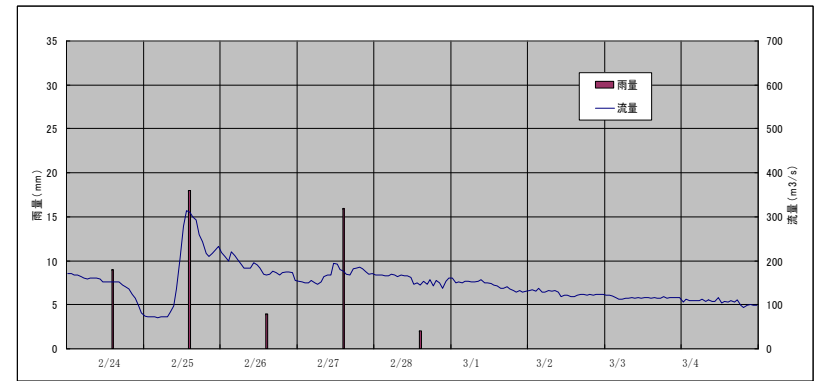


図-1.3.5(2) 洪水波形(H21.2.25)

§ 2. 本体撤去

2.1 撤去工法

堤体およびピア部の撤去は「制御発破（火薬併用機械掘削）工法」、水位低下設備放流工の掘削は「連続削孔＋油圧くさび工法」とする。

(1) 撤去数量等

当ダムのコンクリート数量及び撤去数量は、次表のとおりである。

表-2.1.1 コンクリート数量総括表（堤体全体）

項	目	数 量 (m ³)	備 考
	本 体	37,704	無筋コン
上 部 工	ピ ア 部	9,463	鉄筋コン 11,000 m ³
	管理用通路	300	
	合 計	47,467	

表-2.1.2 撤去数量総括表

項	目	数 量 (m ³)	備 考
	本 体	17,443	無筋コン
上 部 工	ピ ア 部	9,463	鉄筋コン 9,638 m ³
	管理用通路	175	
	合 計	27,081	

撤去範囲の平面図及び上流面図を次図に示す。

撤去範囲平面図 S=1/600

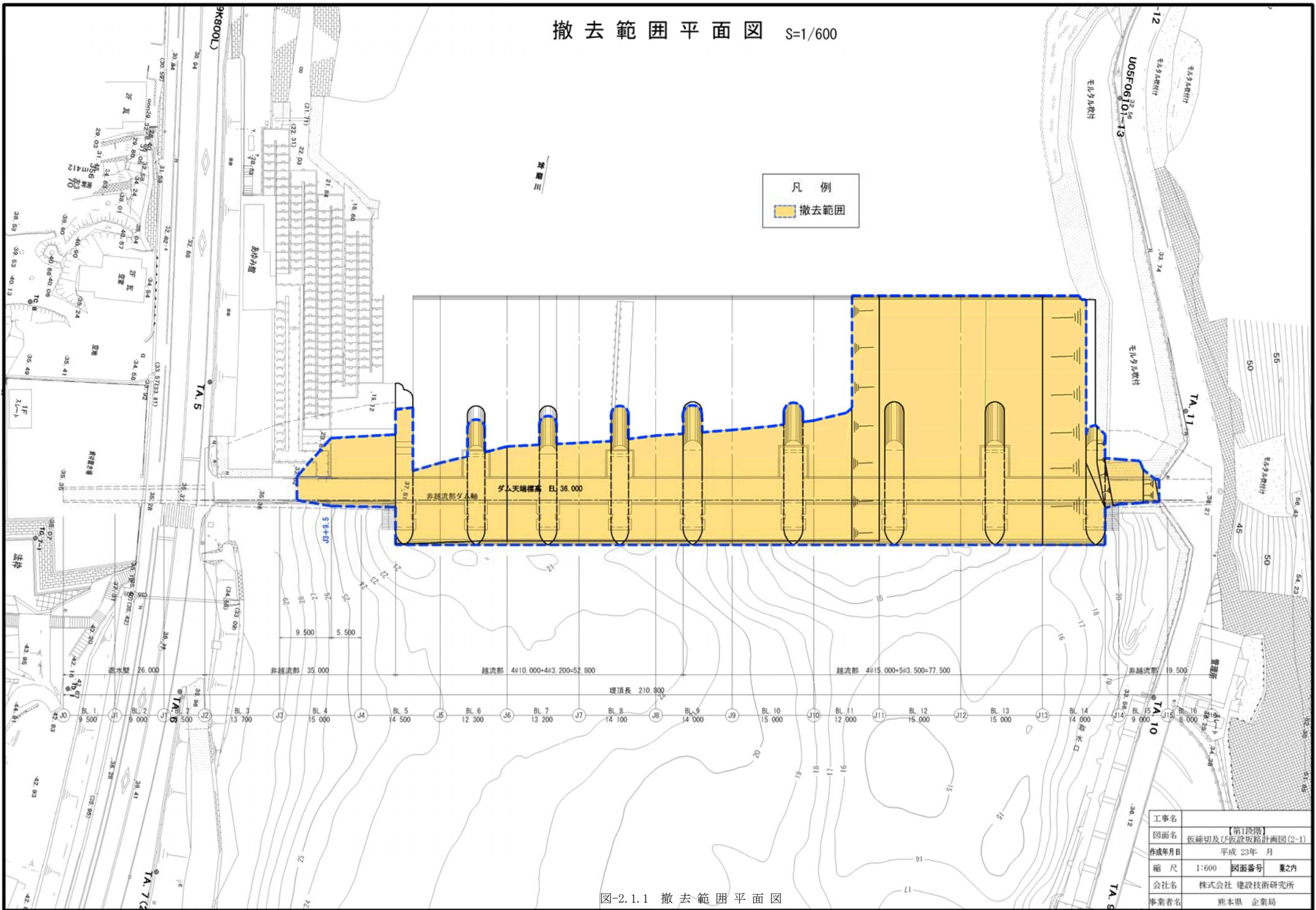


図-2.1.1 撤去範囲平面図

撤去範囲 上流面図 S=1/600

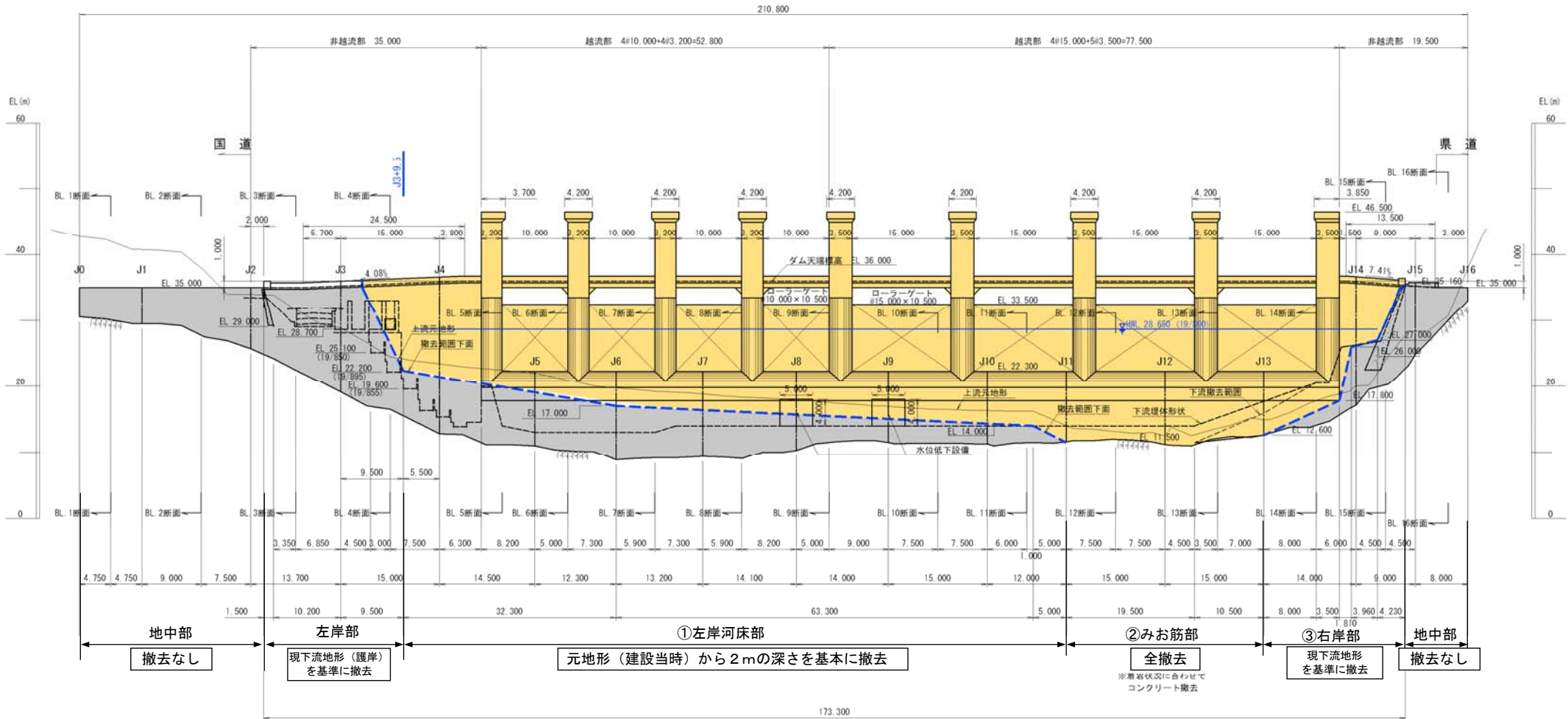


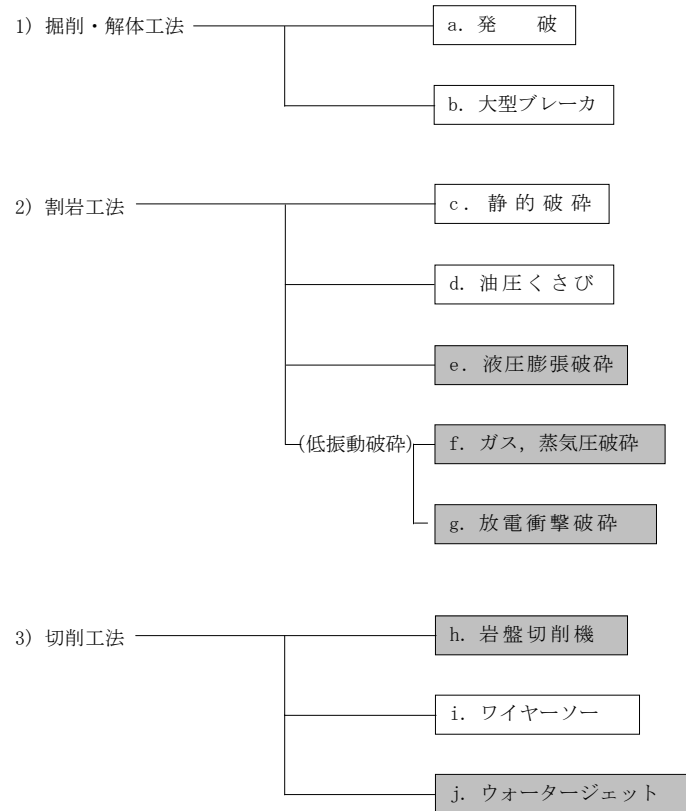
図-2.1.2 撤去範囲上流面図

工事名	
図面名	上流面図
作成年月日	平成 23年 月
縮尺	1:600 図面番号 葉之内
会社名	株式会社 建設技術研究所
事業者名	熊本県 企業局

(2) 撤去工法の選定

撤去工法については、海外におけるダム撤去事例及び地山及びトンネル等における掘削工法、構造物の解体工法等を参考に近年開発されている最新工法（切削、割岩等）も含めて抽出した。

工法を分類して整理すれば以下の通りとなる。



各種工法の比較表を次表に示すが、各種工法の特徴は、以下の通りである。

- ・ 「発破」、「大型ブレーカ」は一般的な掘削、解体工法であり、適用性は高い。
- ・ 割岩工法のうち、「静的破碎剤」及び「油圧くさび」の適用は可能であることより検討の対象とする。
- ・ 切削工法のうち、「ワイヤソー」については、撤去部位（ピア等）によっては有効となる可能性も否定できないことより、補助工法として検討する。

したがって、工法の比較検討においては、主要工法として以下の工法を対象とする。

- ・ 発破 (施工能力、経済性)
- ・ 大型ブレーカ (施工能力、経済性、環境)
- ・ 静的破碎剤 (経済性、環境)
- ・ 油圧くさび (経済性、環境)

また、補助工法として以下の工法も検討の対象に加えることとし、各工法の組み合わせについても検討する。

- ・ ワイヤソー (ピア部の施工)

表-2.1.3(1) ダム撤去工法比較表(1)

<H16年度概略設計より>



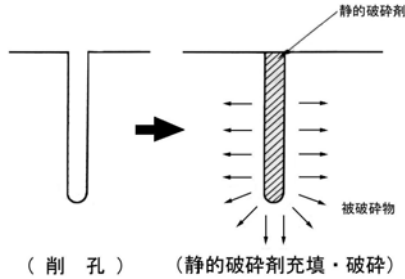
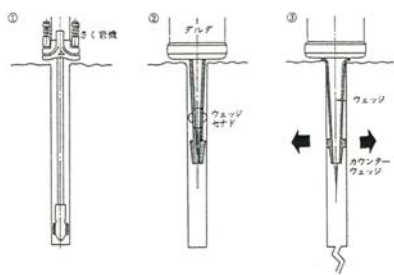
項目	掘削・解体工法		割岩工法		
	a. 発破	b. 大型ブレーカ	c. 静的破砕剤	d. 油圧くさび	
概念図					
工法の概要	堤体に削岩機等で削孔し、火薬を挿入して爆破する。爆破の後には、コンクリート塊を大型ブレーカ等で小割する必要がある。	油圧ショベルにアタッチメントとして大型ブレーカを取り付け、油圧を用いた打撃で堤体コンクリートを破砕する。	コンクリートに削孔し、孔内に生石灰系膨脹物質を充填して、その水和反応に伴う膨張圧でコンクリートを破砕する。膨張圧が比較的小さい。一般に亀裂発生後、ピック、ブレーカ等による二次破砕が必要である。	コンクリートに削孔し、孔内に油圧ショベルに取り付けたくさびを挿入して、油圧で側方に押し広げコンクリートを破砕する。一般に亀裂発生後、ピック、ブレーカ等による二次破砕が必要である。	
施工能力等	<ul style="list-style-type: none"> 破砕能力は大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> 破砕能力は比較的大きく、台数で調整できる。 高所作業には足場を必要とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 破砕能力は他の工法に比較して小さい。 破砕剤充填後、亀裂発生まで12~20時間を要する。 	<ul style="list-style-type: none"> 破砕能力は静的破砕剤と同程度。 高所作業には足場を必要とする。 	
環境保全	騒音・振動	<ul style="list-style-type: none"> 発破の騒音・振動は最大であるが、瞬間的である。その他、削岩機音やコンクリート塊の二次破砕でピックやブレーカの騒音が生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 騒音は大きい、低騒音仕様の機械で対応できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 静的破砕剤の使用では騒音・振動は発生しないが、削孔時に削岩機の騒音が発生する。 二次破砕時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。 	<ul style="list-style-type: none"> 油圧くさびの使用では、大きな騒音・振動は発生しないが、削孔時に削岩機の騒音が発生する。 二次破砕時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。
	水質	<ul style="list-style-type: none"> 工事に水を使用しないため、大きな問題はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 工事に水を使用しないため、大きな問題はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 静的破砕剤の練りまぜ水を使用するのみで、特に水質上の大きな問題はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 工事に水を使用しないため、大きな問題はない。
	粉じん	<ul style="list-style-type: none"> 発破時に一時的に粉じんが発生するが大きな問題はない。発破による飛石の問題を考慮する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 破砕部分で多少粉じんが発生するが、大きな問題はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次破砕時に大型ブレーカによる多少の粉じんが発生するが、大きな問題はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次破砕時に大型ブレーカによる多少の粉じんが発生するが、大きな問題はない。
	再生骨材	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。発破等で発生する細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。
経済性	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な工法で最も経済的である。 	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な工法で、発破に次いで経済的である。(足場が必要な場合別途加算が必要) 	<ul style="list-style-type: none"> 大型ブレーカより高価である。 	<ul style="list-style-type: none"> 静的破砕剤よりやや安価と同程度である。(足場が必要な場合別途加算が必要) 	
実績	<ul style="list-style-type: none"> ダム、トンネル等の掘削工事での実績が多い。 海外においてはダム撤去(解体)工事に採用された事例がある(コンクリートダムで7例確認)。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート構造物の解体、岩石の小割等でも実績が多い。 海外においては、ダム撤去(解体)工事に採用された事例がある(コンクリートダムで6例確認)。 	<ul style="list-style-type: none"> 岩石の破砕、コンクリート構造物の解体等に広く利用されている。 	<ul style="list-style-type: none"> 主として岩石、岩盤の破砕に利用されており、割岩工法の主流である。 	
総合評価	<ul style="list-style-type: none"> 施工能力、経済性の面で有利であり、環境保全の面でも大きな問題はない。施工実績もある。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工能力、経済性の面で有利であり、環境保全の面でも大きな問題はない。施工実績もある。 ピアの高所作業には不向きである。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工能力、経済性で劣るため、施工数量が大きなダムでの実績はない。 静的破砕剤自体は大型の機械を必要としないため、高所作業には有利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工能力、経済性で劣るため、施工数量が大きなダムでの実績はない。 静的破砕剤の膨張に要する時間は必要ないが、高所作業には不向きである。 	

表-2.1.3(2) ダム撤去工法比較表(2)

<H16年度概略設計より>

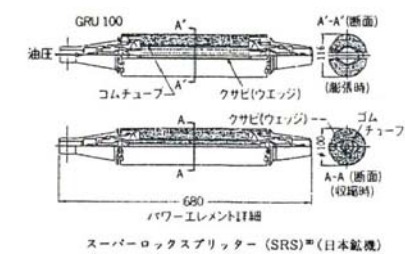
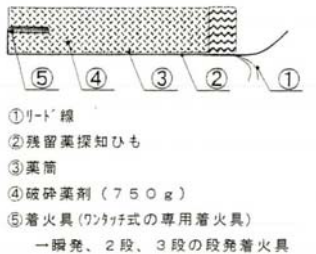


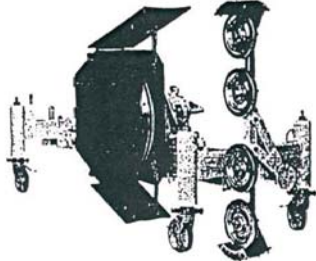
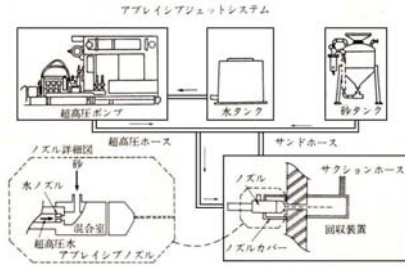
項目	割岩工法						
	e. 液圧ゴム膨張破碎	f. ガス, 蒸気圧破碎	g. 放電衝撃破碎				
概念図							
工法の概要	<p>コンクリートに削孔し、孔内に鋼製載荷板を装着した高耐圧ゴムチューブを挿入し、液圧で膨張させ破碎する。一般に亀裂発生後、ピック、ブレーカ等による二次破碎が必要である。</p>	<p>コンクリートに削孔し、孔内に薬剤(カプセル)を挿入し、その化学反応で発生する蒸気圧、ガス圧で破碎する。一般に亀裂発生後、ピック、ブレーカ等による二次破碎が必要である。</p>	<p>コンクリートに削孔し、孔内に水を入れその中に電極棒を挿入して、コンデンサに蓄積したエネルギーを液中で一気に放電させ、その時に発生する衝撃波で破碎する。一般に亀裂発生後、ピック、ブレーカ等による二次破碎が必要である。</p>				
施工能力等	<ul style="list-style-type: none"> ・破碎能力は静的破碎剤と同程度。 ・ゴムチューブの破損に注意を要する。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ・破碎能力は発破に次いで大きい。 ・火薬類取締り法の適用を受けない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・破碎能力は静的破碎剤と同程度。 	△	
環境保全	騒音・振動	<ul style="list-style-type: none"> ・液圧ゴム膨張破碎使用では、大きな騒音・振動は発生しないが、削孔時に削岩機の騒音が発生する。 ・二次破碎時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・騒音は発破と同程度、振動は少ない。削孔時に削岩機の騒音が発生する。 ・二次破碎時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ・発破に比較して低騒音、低振動であるが、削孔時に削岩機の騒音が発生する。 ・二次破碎時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。 	○
	水質	<ul style="list-style-type: none"> ・工事に水を使用しないため、大きな問題はない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・工事に水を使用しないため、大きな問題はない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・水質上の大きな問題はない。 ・電流が河川に流れた場合は、水生生物への影響が懸念される。 	△
	粉じん	<ul style="list-style-type: none"> ・二次破碎時に大型ブレーカによる多少の粉じんが発生するが、大きな問題はない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・発破時に一時的に粉じんが発生するが大きな問題はない。発破による飛石の問題を考慮する必要がある。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ・プラズマ破碎時、二次破碎の大型ブレーカ作業時に多少発生するが大きな問題はない。 	○
	再生骨材	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	○
経済性	<ul style="list-style-type: none"> ・非常に高価である。 	×	<ul style="list-style-type: none"> ・静的破碎剤より高価である。 	×	<ul style="list-style-type: none"> ・かなり高価である。 	×	
実績	<ul style="list-style-type: none"> ・主としてトンネル工事における岩盤の破碎に利用されている。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ・主としてトンネル工事における岩盤の破碎に利用されている。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ・騒音・振動を抑えた工法が近年開発され、コンクリート構造物の解体実績もある。 	△	
総合評価	<ul style="list-style-type: none"> ・高価であり、施工能力は静的破碎剤と大差ないため、施工数量が大きな当工事には不向きである。 	×	<ul style="list-style-type: none"> ・施工能力は優れているが高価である。 ・部分的な発破、静的破碎剤の代替としての使用法は考えられる。 	×	<ul style="list-style-type: none"> ・高価であり、施工能力は静的破碎剤と大差ないため、施工数量が大きな当工事には不向きである。 	×	

表-2.1.3(3) ダム撤去工法比較表(3)

<H16年度概略設計より>

項目	切削工法						
	h. 岩盤切削機	i. ワイヤソー		j. ウォータージェット			
概念図							
工法の概要	油圧ショベルの先端に回転式のビットやドラムを取り付け、コンクリート面を切削する。	ダイヤモンドワイヤソーを連続的に回転させることで、コンクリート面を切削し、切断する。コンクリートをブロック上に切り出すため、ピックやブレーカ等による二次破砕が必要である。		研磨剤を混入した高圧噴流をノズルから噴出させ、コンクリートを線状に切削する。コンクリートをブロック上に切り出すため、ピックやブレーカ等による二次破砕が必要である。			
施工能力等	<ul style="list-style-type: none"> 破砕能力は大型ブレーカと同程度。 高所作業には足場を必要とする。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 完全にブロック状に切り出すため、亀裂の発生が少なく、ほぼ全量二次破砕が必要で施工能力は小さい。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ワイヤソーと同様であるが、施工能力はさらに小さい。 	×	
環境保全	騒音・振動	<ul style="list-style-type: none"> 騒音は大型ブレーカと同程度。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ワイヤソー作業時は騒音・振動の問題はない。 二次破砕時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ウォータージェット作業時は騒音・振動の問題はない。 二次破砕時に大型ブレーカ作業の騒音が発生する。 	○
	水質	<ul style="list-style-type: none"> 工事に水を使用しないため、大きな問題はない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 切削に水を使用するため、濁水対策が必要である。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 大量のスラリーが発生するため、濁水処理が必要である。 	×
	粉じん	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート面を削るため、粉じんが発生する。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 二次破砕時に大型ブレーカによる多少の粉じんが発生するが、大きな問題はない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 二次破砕時に大型ブレーカによる多少の粉じんが発生するが、大きな問題はない。 	○
	再生骨材	<ul style="list-style-type: none"> 破砕物は細粒となるため、再生骨材等としての有効利用は困難で、産業廃棄物となる可能性が高い。 	×	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	○	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート塊は再生骨材等として有効利用可能である。細粒分は産業廃棄物としての処理が必要である。 	○
経済性	<ul style="list-style-type: none"> 静的破砕剤よりやや安価と同程度である。(足場が必要な場合別途加算が必要) 	△	<ul style="list-style-type: none"> ピア上部の小断面に限って使用する場合、静的破砕剤と同程度である。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ピア上部の小断面に限って使用する場合、静的破砕剤と同程度である。 	△	
実績	<ul style="list-style-type: none"> トンネル掘進機であるロードヘッダの技術を応用した切削機であり、種々の掘削工事に幅広く使用されている。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 各種コンクリート構造物の切断撤去の実績が多い。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 主として薄いコンクリート部材の切断実績がある。 	×	
総合評価	<ul style="list-style-type: none"> 施工能力方面では問題ないが、環境面と経済性の面で、施工数量が大きな当工事には不向きである。 	×	<ul style="list-style-type: none"> 高価であり、通常の取り壊し工事には用いられない。 構造物の移設保存や部分的取り壊し、他の場所で破砕する必要がある場合等に用いられる。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 高価であり、通常の取り壊し工事には用いられない。 当工事のような大断面の切断には適さない。 	×	

(3) 施工箇所毎の撤去工法の検討

1) 水位低下設備(放流工)の施工工法の検討

水位低下設備放流工の撤去工法は、「連続削孔+油圧くさび工法」を採用する。

水位低下のために先行して放流工を設けることになるが、貯水位がクレストまでであること及び堤体部の本撤去前であることから、堤体の安全性より堤体に有害な振動等の影響を与えない工法とする必要がある。

ここで、先行する放流工の設備形状としては、施工可能な規模が限定されるものもあるが、トンネルの施工方法も含め以下の方法が考えられるため、比較して次表に示す。

- ・ 大口径ボーリング
- ・ ビックマン等
- ・ ワイヤソー+油圧くさび
- ・ 連続削孔+油圧くさび
- ・ 自由断面掘削機

次表より、貯水位低下効果からみた場合、当然規模が大きい方が有利であり、中でも「連続削孔+油圧くさび」、「自由断面トンネル掘削機」の可能性が考えられる。

ただし、「自由断面トンネル掘削機」においては、破砕物が細粒となるため、産廃として処理する必要がある。

したがって、以降では「連続削孔+油圧くさび」、「自由断面トンネル掘削機」の2工法について詳細な比較検討を行う。

前記条件より採用の可能性のある以下の2工法について工法比較を行って次表に示す。

- ・ 連続削孔+油圧くさび
- ・ 自由断面掘削機

同表より、連続削孔+油圧くさびの中でも、SD工法による場合が施工能力も大きく、経済的にも有利であることより、SD工法を選定することとする。

また、この工法では河川流量の少ない期間に行うことを前提にしているため、トンネル貫通時には流量の状況を見て、貯水池を一部埋戻して（締切って）短期間で貫通させることも可能と考えられる。

ここで、設備規模は施工性(機械の作業スペース)より、 $B=4.0\text{m}\times H=4.0\text{m}$ 程度以上が必要と考えられる。

表-2.1.5 放流工施工工法比較表

	連続削孔 + 油圧くさび		自由断面トンネル掘削機
	スロットドリリング(SD)工法	コアボーリング連続削孔工法	
概念図	<p>SDジャンボによる周縁部、切羽面穿孔(自由面作成)</p> <p>油圧くさび孔</p> <p>4,000</p> <p>7,000</p> <p>油圧くさび等でひびを入れ、ゆるめた後に大型ブレーカで掘削</p>	<p>油圧くさび孔</p> <p>φ150mmコアボーリング</p> <p>4,000</p> <p>7,000</p> <p>油圧くさび等でひびを入れ、ゆるめた後に大型ブレーカで掘削</p>	<p>切羽</p> <p>自由断面トンネル掘削機</p> <p>4,000</p>
概要	<p>当工法は、溝穿孔機(SDジャンボ)を用いて開孔部周縁及び切羽に溝状の自由面を造成し、次に、一次破碎として、油圧くさび等でコンクリートにひびを入れ弛める。その後、大型ブレーカでコンクリートを二次破碎し、トラクターショベル等搬出する。SDジャンボのベースマシンは、トンネル用ドリルジャンボである。</p>	<p>ダイヤモンドコアドリル(φ150mm)を用いて、開孔部周縁及び切羽に溝状の自由面を造成し、次に、一次破碎として、油圧くさび等でコンクリートにひびを入れ弛める。その後、大型ブレーカでコンクリートを二次破碎し、トラクターショベル等搬出する。</p>	<p>当工法は、ブームの先端に装備した回転ドラムによりトンネル切羽の掘削を行うもので、任意の断面形状の掘削ができる。掘削能力は機械の大きさによって決まるがコンクリート掘削の実績はカッター出力75/125kw, 75/40kwのである。</p>
施工可能規模	<p>使用する最大の機械、大型ブレーカのベースマシン, 0.6m³バックホウで決まる。</p> <p>高さ4m, 幅4m程度以上</p>	同左	<p>掘削機の大きさで決まる。</p> <p>高さ3m, 幅3m程度以上</p>
施工能力	<p>φ6.5mコンクリート削孔で1m強/日</p> <p>約30m³/日</p>	約5m ³ /日	7~10m ³ /日
経済性 (概略直接工事費)	<p>42,000円/m³</p> <p>※ 30cm程度の破碎まで</p>	<p>80,000円/m³</p> <p>※ 30cm程度の破碎まで</p>	45,000円/m ³
施工事例	秋葉ダム	西山ダム旧堤体	鎧畑ダム, 内場ダム
課題	<ul style="list-style-type: none"> 使用機械(SDジャンボ大型)は、大型ブレーカ共に機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。 埋設金物がある場合は施工できないが、部分的な場合は避けて削孔する。 削孔に水を使用するため、濁水処理が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> 大型ブレーカは機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。 削孔に水を使用するため、濁水処理が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> 粉塵処理は産業廃棄物としての処理が必要である。 埋設金物がある場合は施工できないが、部分的な場合は避けて施工する。
評価	○	×	△

参考-2.1.1 堤体掘削工法一覧

	自由断面トンネル掘削	S D (Slot Drilling) 工法	コアボーリング連続削孔	制御発破
写 真				
施工概要	<p>切削機は油圧式の切削ドラムを回転させ、このドラムに配置したコンカル型の切削ビットにより岩盤を掘削し、後方のスクレーパですくい上げ、ベルトコンベアで岩砕を搬出する機構になっており、掘削から積込みまで作業を連続的に行うことが可能である。また、半円形、矩形など任意の断面を掘進できる。</p>	<p>スロット削孔機によりトンネル外周ならびに切羽にスロットを削孔することで自由面を形成し、その自由面に囲まれたブロックを高水圧破碎装置や膨張性破碎剤、油圧くさびなどで割岩し、その後、油圧ブレーカで打撃破碎することにより無発破掘削することを基本としたものである。</p> <p>スロット削孔機は、1台の油圧ドリフタで2～5本のロッドに打撃を与える構造になっており、円形孔が連続した形状のスロットを作成できる。ベース・マシンは通常の油圧ジャンボを使用する。</p>	<p>コアボーリング孔を連続削孔することで自由面を形成し、その自由面に囲まれたブロックを高水圧破碎装置や膨張性破碎剤、油圧くさびなどで割岩し、その後、油圧ブレーカで打撃破碎することにより無発破掘削することを基本としたものである。</p>	<p>制御発破工法は、火薬の種類や使用量、雷管の種類や段数、発破方法、発破順序などを工夫して、騒音・振動の低減をはかるものである。</p> <p>振動値を低減するためには、装薬量または発破係数を低減させなくてはならない。装薬量を減らす策として、通常の電気雷管の他、電子雷管など併用し段数を多くして1段当たりの薬量を減少して1発破進行を短くする、断面を分割し1回当たりの装薬量を少なくする。また、発破係数を低減する方法として、低速速爆薬を用いたり、芯抜きパターンを変更するなどが多く適用されている。</p>
特 長	<p>爆薬を使わないため、市街地でも振動・騒音公害を発生することなく施工を行える。</p>	同 左	同 左	<p>発破時の振動、騒音抑制が要求される市街地等で、低振動・低騒音で効率よく発破掘削することができる。</p>
実 績	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鎧畑ダム (堤体開口) ・ 内場ダム (堤体開口) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 秋葉ダム (堤体開口) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 西山ダム (堤体開口) 	—

2) 堤体部の撤去工法の検討

堤体部の撤去工法は、「火薬併用機械掘削(制御発破)工法」を採用する。

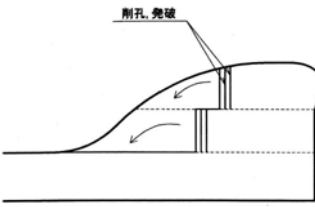
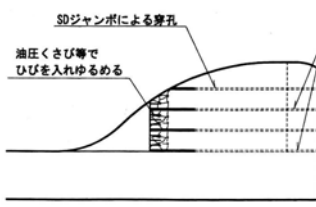
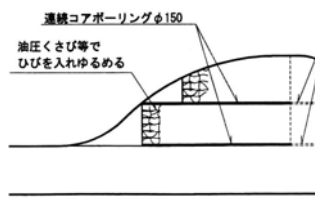
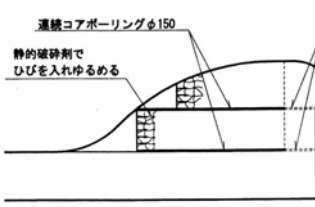
堤体部の撤去工法として採用可能と推定される以下の4工法に対して工法比較を行って次表に示す。

- ・ 火薬併用機械掘削 (制御発破)
- ・ SD工法+油圧くさび
- ・ コアボーリング+油圧くさび
- ・ 静的破砕剤

同表より、火薬併用機械掘削による場合が施工能力も大きく経済的にも有利であることより、火薬併用機械掘削工法を選定することとする。

ここで、本工法については、市街地工事で使用される低振動、低騒音の制御発破工法の採用が考えられる。

表-2.1.6 堤体部(無筋コンクリート)撤去工法比較表

	火薬併用機械掘削工法 (制御発破)	連続削孔+油圧くさび		静的破砕剤工法
		スロットドリリング(SD)工法	コアボーリング連続削孔工法	
概 念 図				
概 要	<p>機械掘削(大型ブレーカ掘削)と火薬掘削(クロードリル等による削孔後、発破による掘削)の組合せにより掘削する工法である。</p> <p>堤体を2ベンチ程度に分け、下流側から上流側へ順次ベンチカット発破を行う。掘削範囲を限定したい場合には、プレスプリット孔を設ける。</p> <p>* 発破：市街地の解体工事で使用される低騒音、低振動の制御発破工法とする。</p>	<p>トンネル掘削で用いられるスロットドリリング(SD)工法を明りの堤体コンクリート取り壊しに応用する。</p> <p>掘削範囲の周縁及び切羽に溝状の自由面を造成し、次に、一次破砕として、油圧くさび等でコンクリートにひびを入れ弛める。その後、大型ブレーカでコンクリートを二次破砕し、トラクターショベル等搬出する。</p>	<p>ダイヤモンドコアドリル(φ150mm)を用いて、開孔部周縁及び切羽に溝状の自由面を造成し、次に、一次破砕として、油圧くさび等でコンクリートにひびを入れ弛める。その後、大型ブレーカでコンクリートを二次破砕し、トラクターショベル等搬出する。</p>	<p>ダイヤモンドコアドリル(φ150mm)を用いて、開孔部周縁及び切羽に溝状の自由面を造成し、次に、一次破砕として、油圧くさび等でコンクリートにひびを入れ弛める。その後、大型ブレーカでコンクリートを二次破砕し、トラクターショベル等搬出する。</p> <p>油圧くさびを静的破砕剤とする。</p>
施 工 能 力	約70m ³ /日 ◎	約30m ³ /日 ○	約10m ³ /日 △	約10m ³ /日 △
経 済 性 (概略直接工事費)	<p>経済性比率：1.0</p> <p>※ 30cm程度の破砕まで</p>	<p>経済性比率：4.2~10.5</p> <p>※ 30cm程度の破砕まで</p>	<p>経済性比率：5.5~14.0</p> <p>※ 30cm程度の破砕まで</p>	<p>経済性比率：5.9~15.0</p> <p>※ 30cm程度の破砕まで</p>
課 題	<ul style="list-style-type: none"> ・発破の一時的な騒音、大型ブレーカの機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。 ・発破による飛石対策として防護マット等が必要。 ・火薬取り扱いの安全管理が必要。 ・発破振動を許容できる場所で採用可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・使用機械(SDジャンボ大型)は、大型ブレーカ共に機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・大型ブレーカは機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・養生時間が長い(24時間) ・大型ブレーカは機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。
評 価	◎	○	×	△

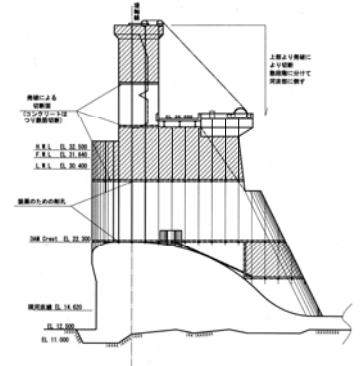
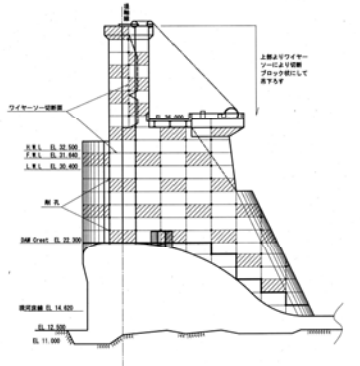
3) ピア部の撤去工法の検討

ピア部の撤去工法として、鉄筋コンクリートで採用可能と推定される以下の2工法について比較して次表に示す。

- ・ 火薬併用機械掘削 (制御発破)
- ・ ワイヤソー工法

同表より、施工性、経済性の面で「火薬併用機械掘削」が有利と判断される。

表-2.1.7 堰柱(ピア)部(鉄筋コンクリート)撤去工法比較表

	火薬併用機械掘削工法 (制御発破)	ワイヤソー工法
概念図		
概要	堰柱周囲に作業足場を設置し、コンクリートカッターで鉄筋を切断するとともに、堰柱全体に火薬装薬用の穿孔を行い、上部から順次発破を行う。発破後のコンクリート塊は大型ブレーカで破砕し、搬出する。 * 発破：市街地工事で用いられる制御発破工法とする。	堰柱周囲に作業足場を設置し、側面及び上面から切断ヶ所の交点を結んでφ75mmで削孔する。 ワイヤソーで撤去コンクリートを底面、側面と切断し、1ブロック毎にクレーンで吊り出す。 1ブロックの重量は、運搬を考慮して10t以下とする。
施工能力	約 35m ³ /日 ○	約 2.5m ³ /日 ×
経済性 (概略直接 工事費)	8,000~20,000円/m ³ ※ 30cm程度の破砕まで ○	290,000円/m ³ ※ 147円/m ² ×8m ² ÷4m ³ ×
課題	・大型ブレーカは機側で100ホン程度の騒音が発生するため、防音対策が必要である。 △	・施工能力が小さい。 ・同 左 △
評価	○	×

※ 仮設工事費は含まない。

2.2 水位低下設備放流工の施工方法

水位低下設備放流工は、下流側からSDIII型機及びドリルジャンボにより縁切りの周縁連続削孔、割岩孔削孔の後、割岩機により油圧くさび破碎を行い、大型ブレーカで二次破碎した後に仮置ヤードに搬出する。

水位低下設備放流工は、「連続削孔+油圧くさび」による施工としており、ここではその施工方法、手順について整理する。

1. 放流工施工の基本方針

(1) 放流工の施工時期

図-2.2.3に示す施工手順図より、放流工の施工時期は図-2.2.1に示すように以下の通りとなる。

- ・ 水位低下設備放流工…… 第1段階

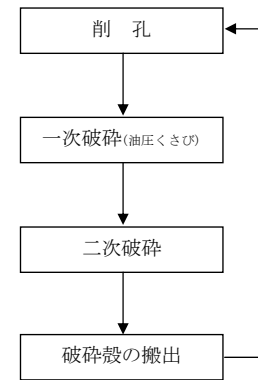
ここで、貯水池側にはクレスト標高まで貯水がある状態であることより、放流工の施工完了までに上流での仮締切ゲートの設置を完了させる計画である。

(2) 放流工の基本的な施工手順

放流工の基本的な施工手順は図-2.2.2に示す通りであるが、延長が20m程度と長いため、数回に分割して下流側から上流方向へ順次破碎することを基本とする。

また、放流工は2門あるため、施工機械を1セットとし、各段階終了後に機械を移動させることとして、併行作業を行う計画である。

ここで現計画ではコンクリート殻を水叩部に存置しないこととして、1日の作業時間内で搬出まで完了させる計画であることから、1回の破碎範囲(2門分)については、これを考慮して計画する。



注) 放流工は2門あるため上記を併行作業で行う。

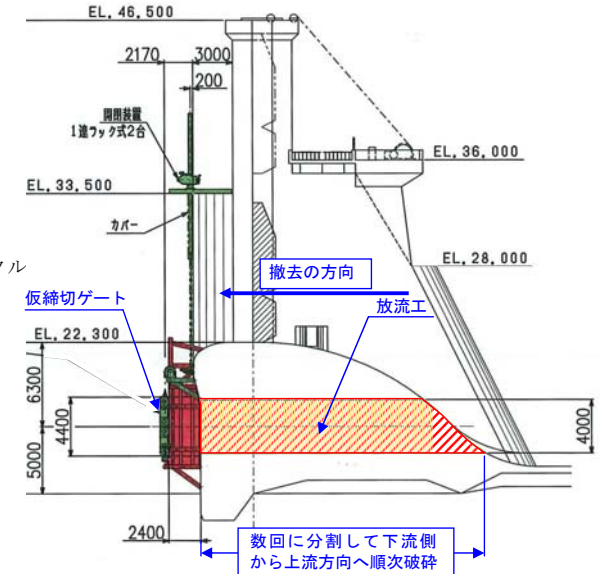


図-2.2.2 破碎の基本手順

上流面図 S=1/600

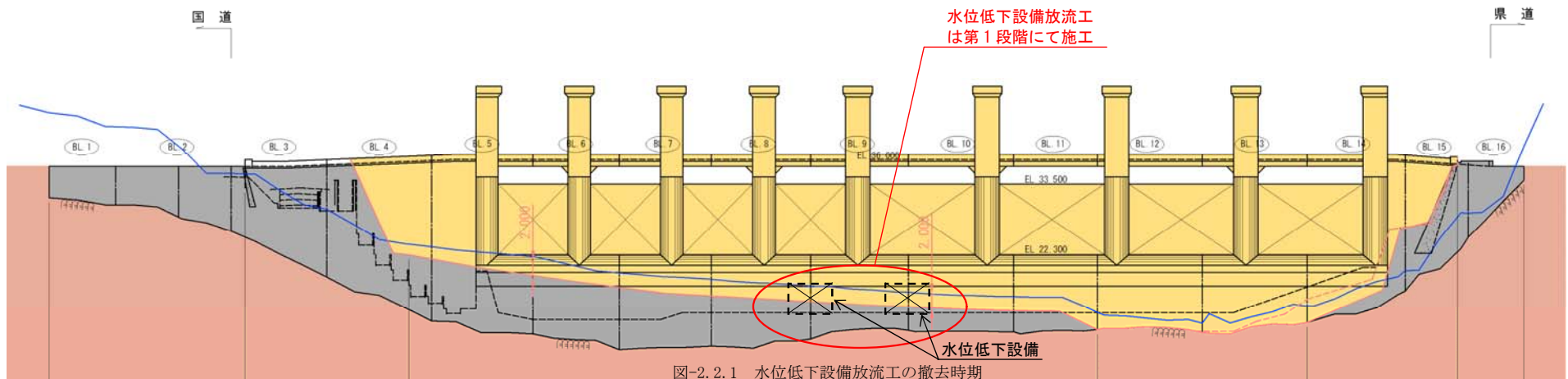


図-2.2.1 水位低下設備放流工の撤去時期

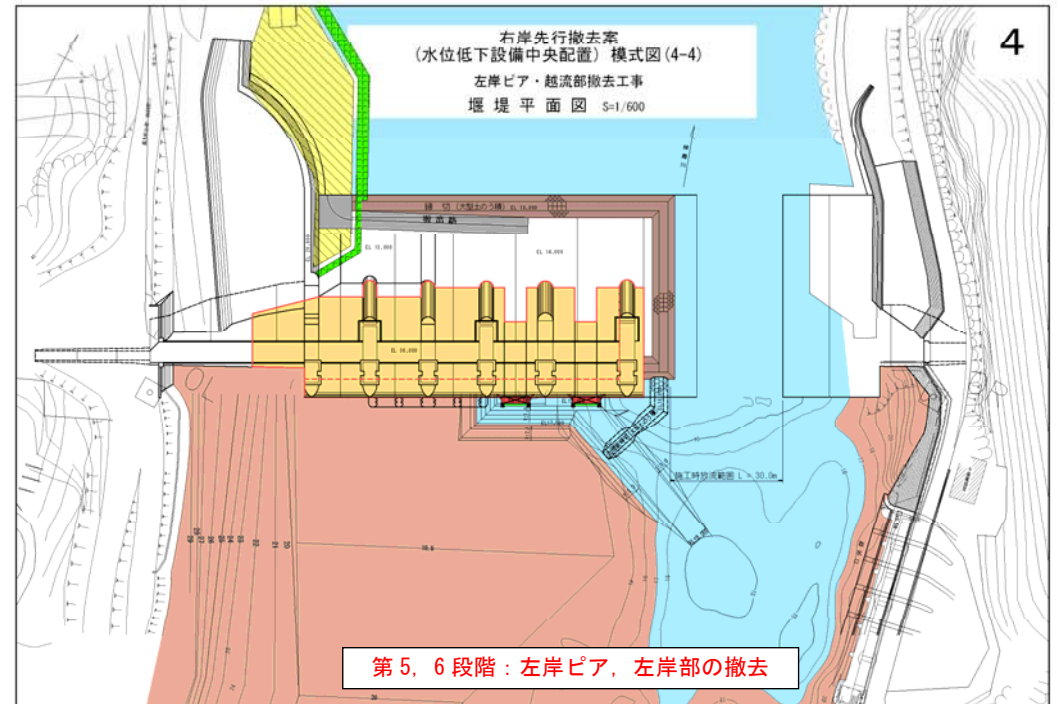
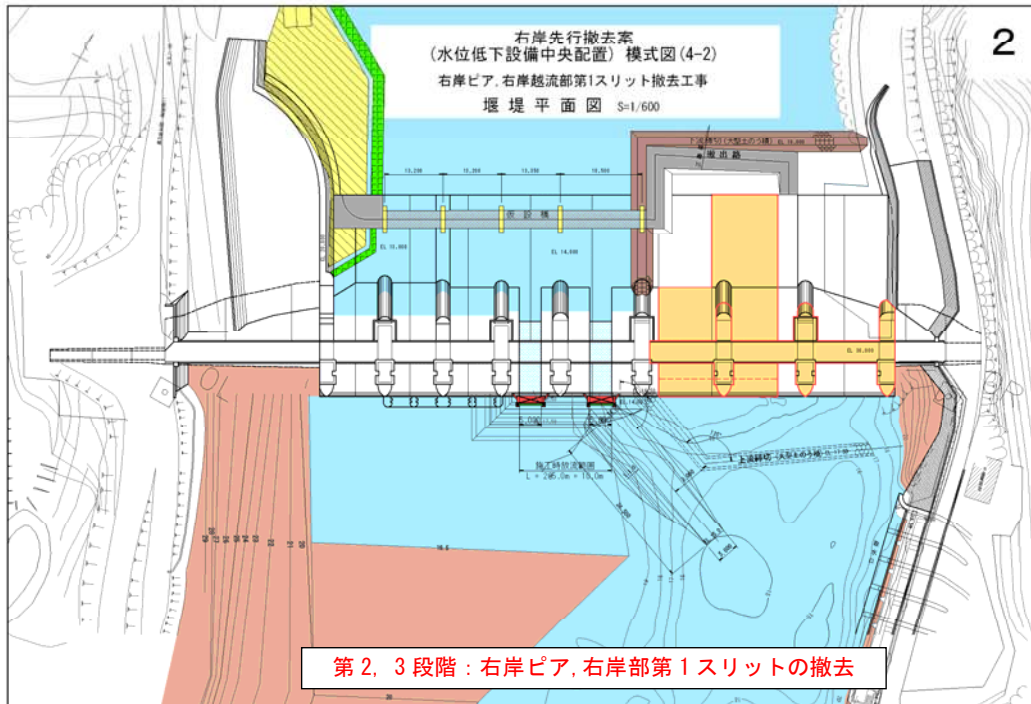
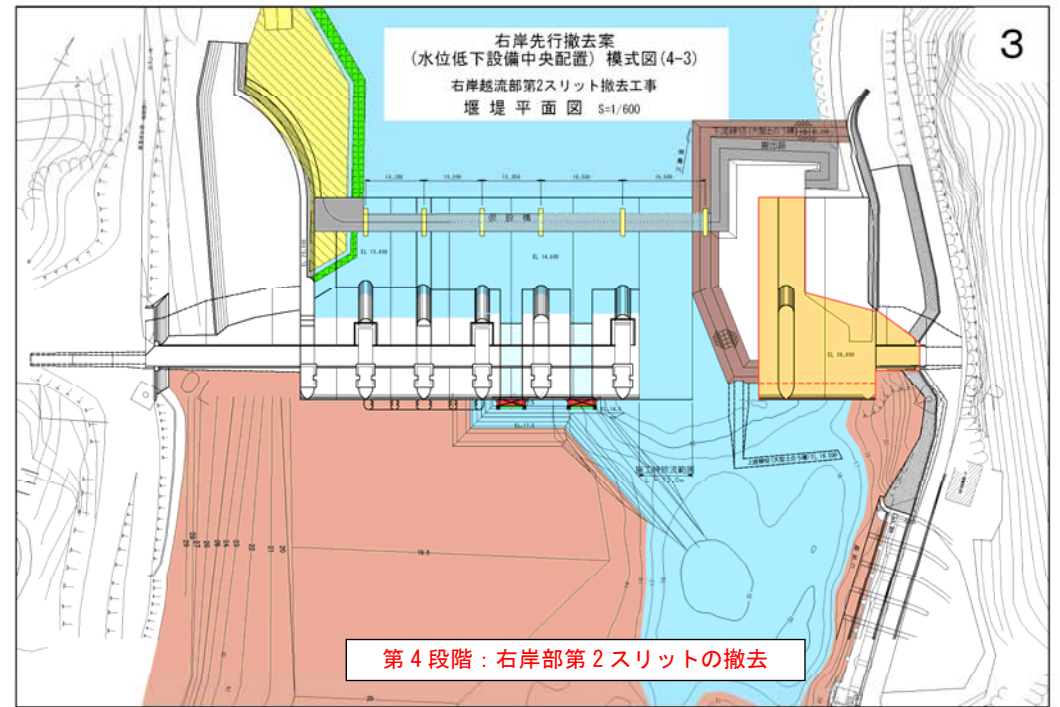
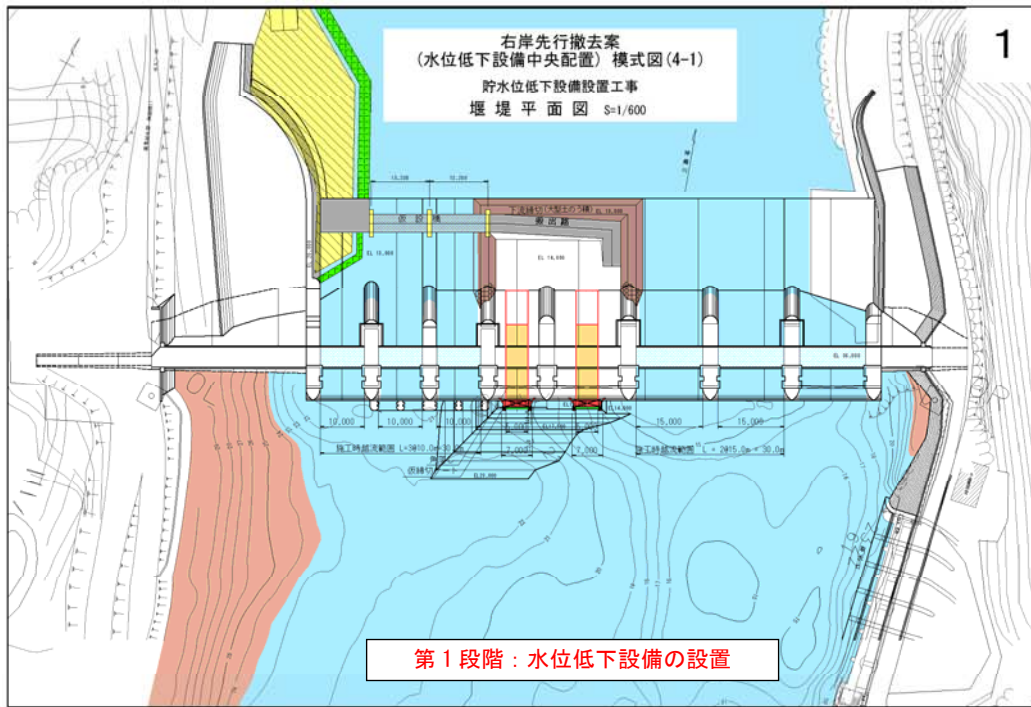


図-2.2.3 本体撤去工事施工手順図
2-2-2

2. 削孔、破碎の施工方法

(1) 削孔の方法

削孔は、図-2.2.4に示すように下流側から縁切りのためのSDⅢ型機(2ブーム式)により周縁部の連続削孔、及びドリルジャンボ(2ブーム式)により油圧くさびによる破碎のための割岩孔の削孔を行う。

1回の掘進長は1.0mを基本とし、削孔長は1.2mとする。また、割岩孔の孔間隔は1.0m程度を基本とする。

ここで、前述したように現計画では、コンクリート殻を水叩部に存置しないこととして、1日の作業時間内で搬出まで完了させる計画であることから、1回の破碎範囲については、これを考慮して計画する。

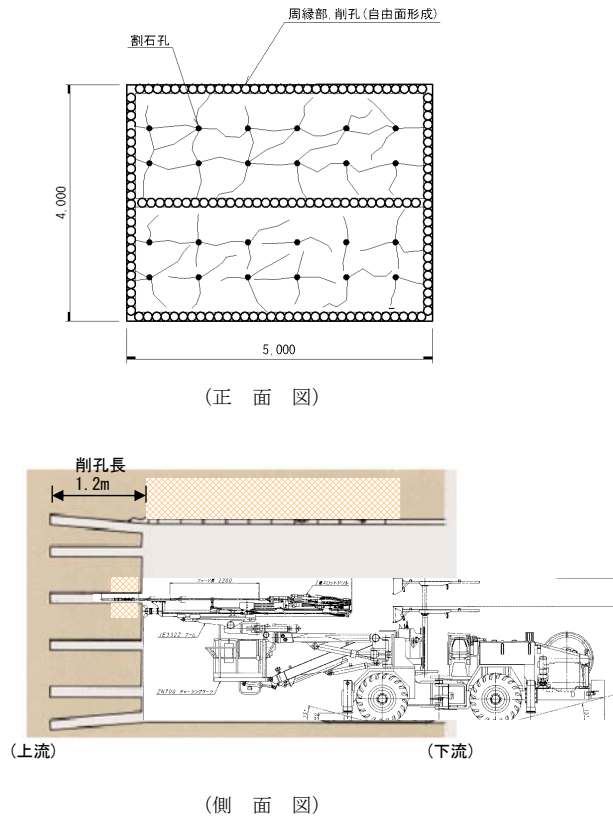


図-2.2.4 削孔計画概念図

(2) 一次破碎(油圧くさび)の方法

一次破碎(油圧くさび)は、図-2.2.5に示すように削孔後に下流側からトンネル割岩機(割岩力: 22MN級)により、油圧くさびの先端を割岩孔に差込み周縁に近い箇所から順次破碎する(クラックを入れる)計画である。

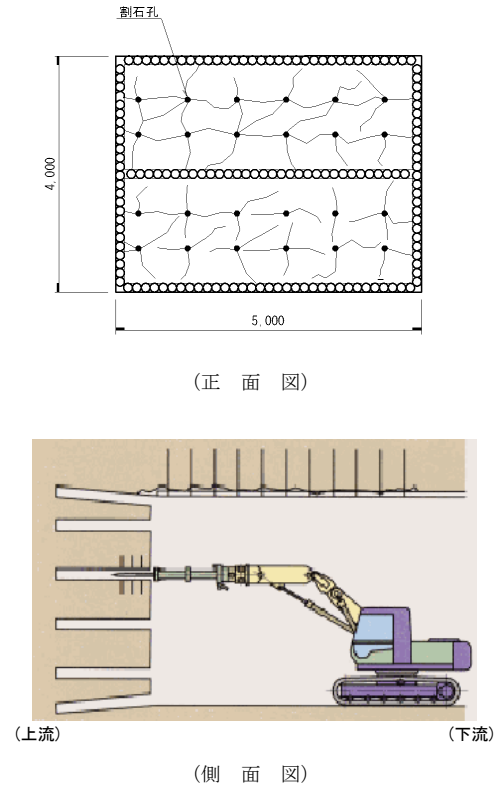


図-2.2.5 破碎(油圧くさび)計画概念図

(3) 二次破碎

二次破碎は、図-2.2.6に示すように、大型ブレーカ(1,300kg級)により周縁に近い箇所から一次破碎(油圧くさび)により生じたクラックに沿って順次破碎する計画である。

また、この時点で、ダンプトラックに積込める程度までの小割作業を行う。

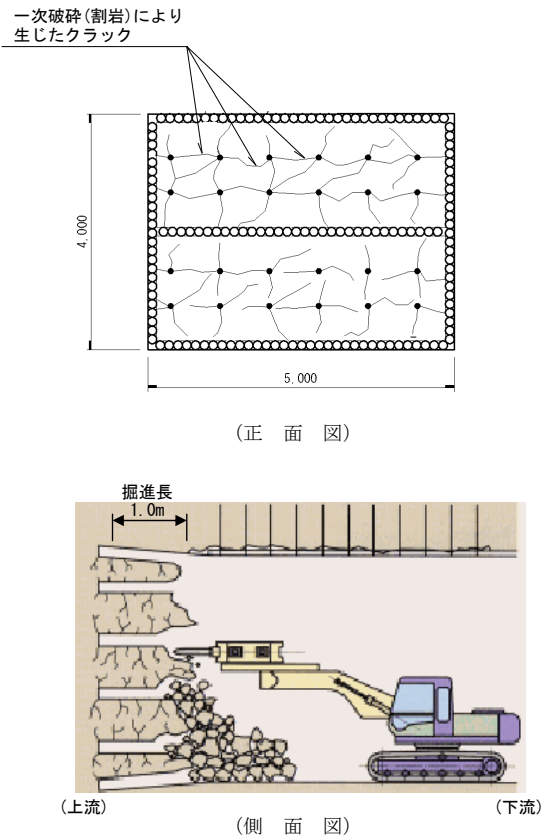


図-2.2.6 二次破碎計画概念図

3. コンクリート殻の搬出方法

破碎したコンクリート殻は、図-2.2.7に示すように放流工内でホイールローダにて集積し、施工ヤード内に待機したダンプトラック(10t)に積込み、仮置ヤードまで速やかに搬出する計画である。

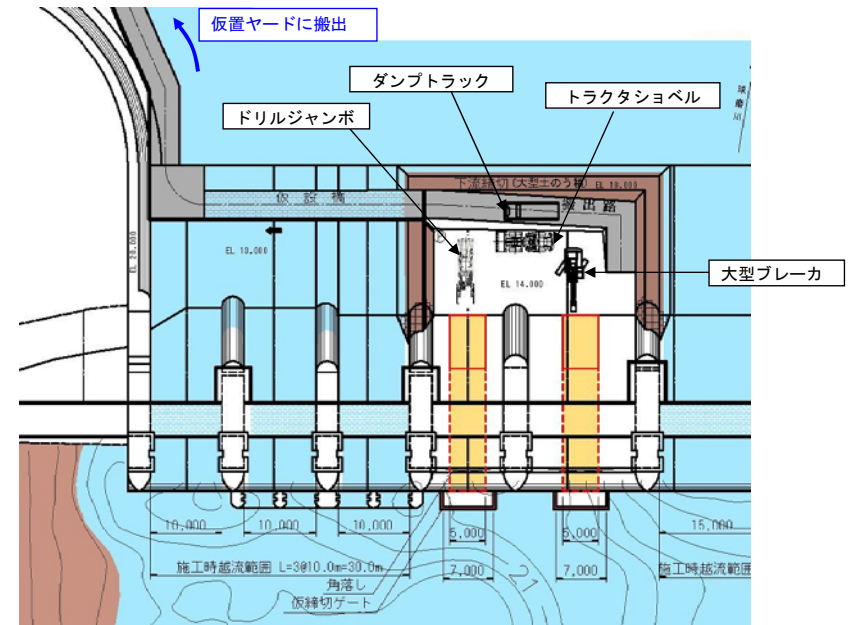
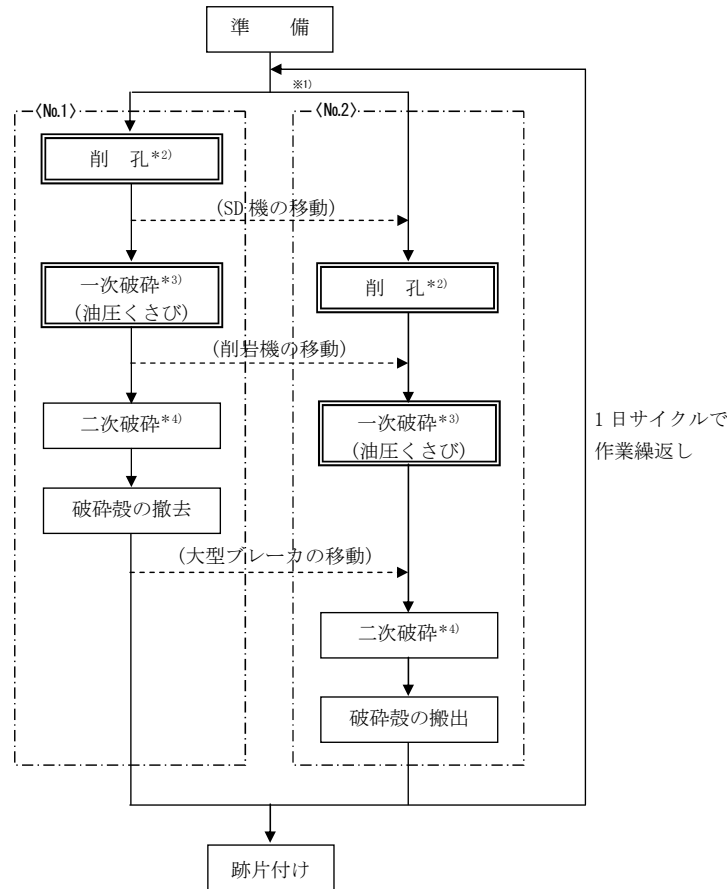


図-2.2.7 機械設備配置図

4. 全体撤去フロー

以上より、全体フローは次図に示す通りとなる。



- *1) 放流工は2門あるため、併行作業を行う。
- *2) SDⅢ型式及びドリルジャンボによる削孔(周縁の連続削孔及び割岩孔削孔)。
(1日の破碎予定範囲に対して削孔を行う。)
- *3) 油圧くさびによる破碎
- *4) 大型ブレーカによる二次破碎

図-2.2.8 水位低下設備放流工の全体撤去フロー

表-2.2.1 使用機械一覧

作業の種類	機械の名称	仕様・規格	備考
削孔	SDⅢ型機	2ブーム式	周縁の連続削孔
	ドリルジャンボ	2ブーム式	割岩孔の削孔
一次破碎 (油圧くさび)	トンネル割岩機	割岩力 22MN級	
二次破碎	大型ブレーカ	1,300kg級	小割
破碎殻の搬出	クローラローダ	1.5m ³ 級	集積
	バックホウ	0.8m ³ 級	積込
	ダンプトラック	10t級	運搬

2.3 門柱の撤去方法

門柱部は足場を設置したうえで、鉄筋切断および削孔を行い、上部から順次制御発破を行い、コンクリート圧砕機により破砕殻を河床部に落とし搬出する。

門柱(ピア部)は、「制御発破」による撤去としており、ここではその撤去方法、手順について整理する。

1. 門柱撤去の基本方針

(1) 門柱の撤去時期

図-2.3.3に示す施工手順図より、門柱の撤去時期は図-2.3.1に示すように以下の通りとなる。

- ・ 右岸側(3基)……………第2段階
- ・ 左岸側(6基)……………第5段階

また、門柱の撤去前には、周辺の洪水吐ゲート及び管理橋は撤去が完了している計画である。

(2) 門柱の基本的な撤去手順

門柱の基本的な撤去手順は図-2.3.2に示す通りであるが、高さが20m程度と高いため、数層に分割して上部から下方向へ順次撤去することを基本とする。

ただし、越流部標高であるEL22.3m以下については、鉄筋構造ではあるものの越流部と同時撤去を考える。

ここで現計画ではコンクリート殻を水叩部に存置しないこととして、1日の作業時間内で搬出まで完了させる計画であることから、1回の発破範囲については、これを考慮して計画する。

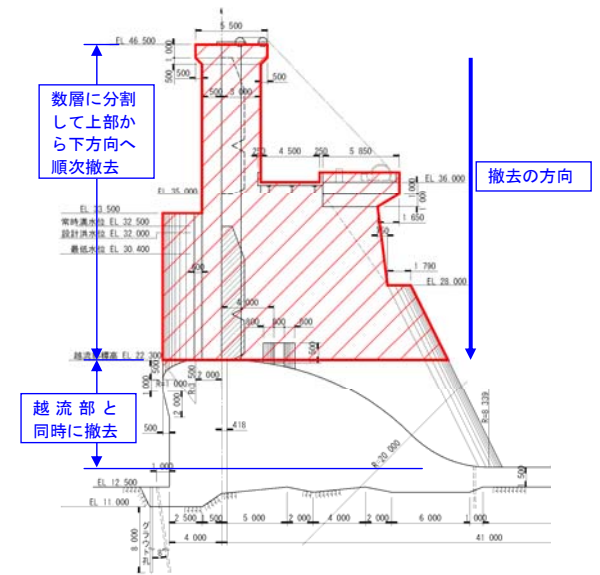
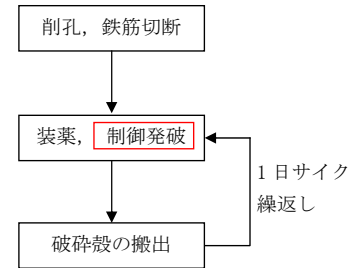


図-2.3.2 撤去の基本手順

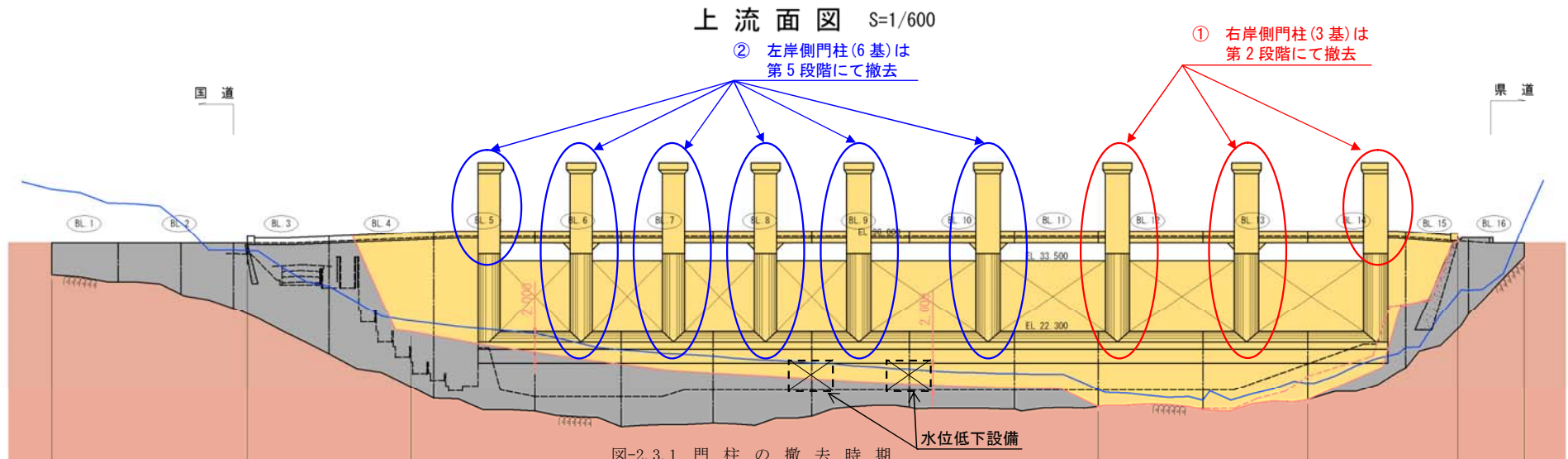


図-2.3.1 門柱の撤去時期

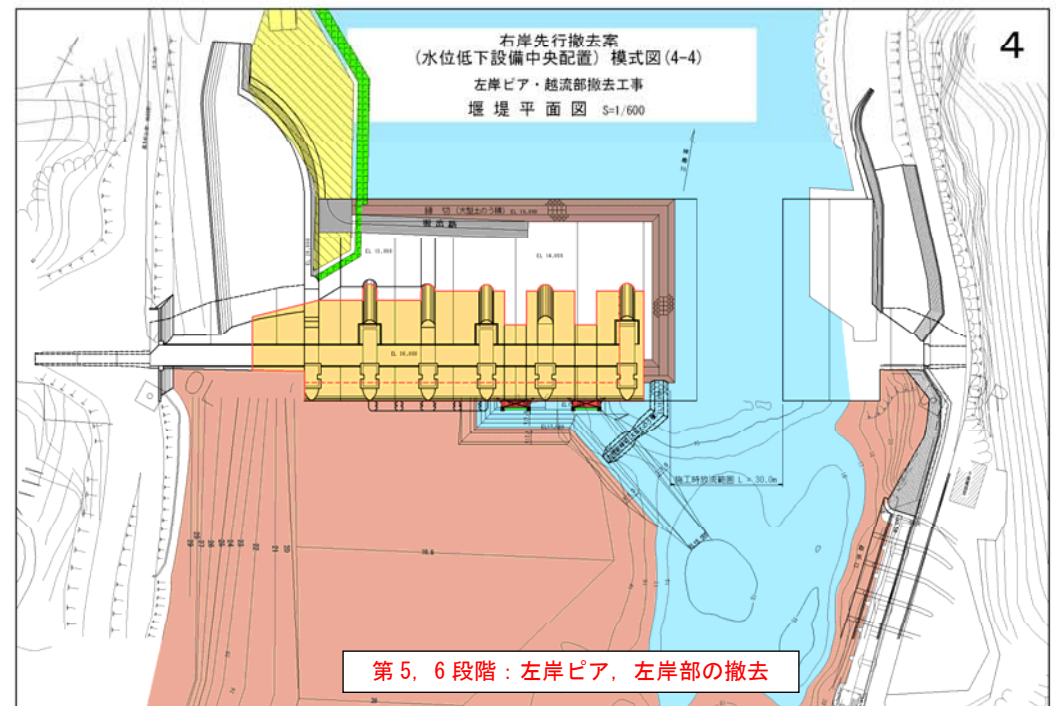
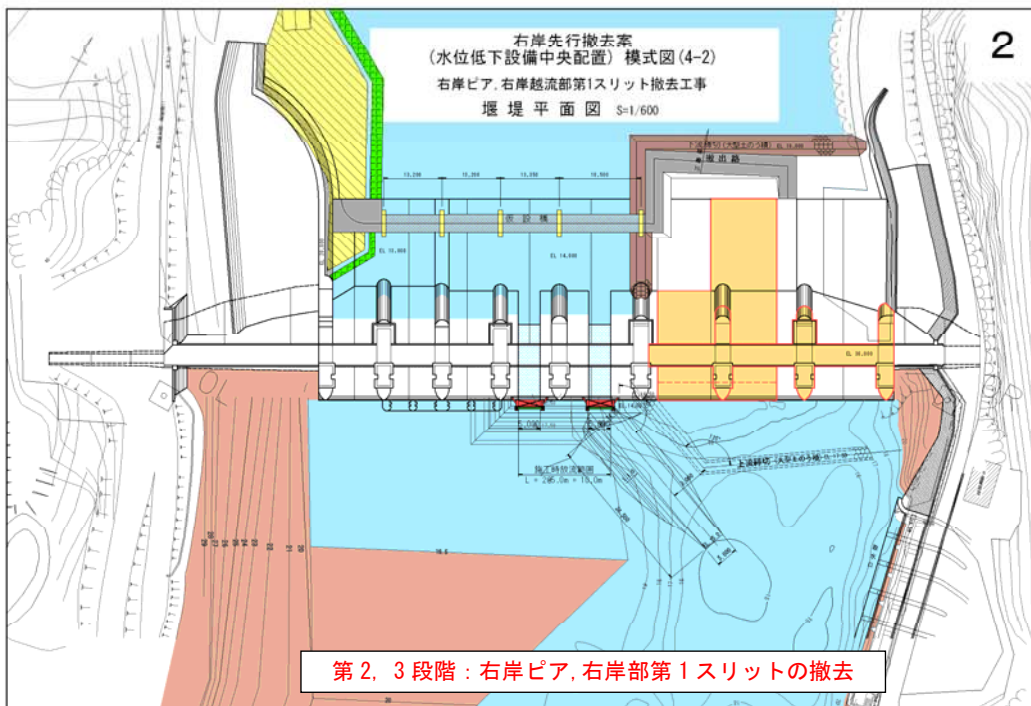
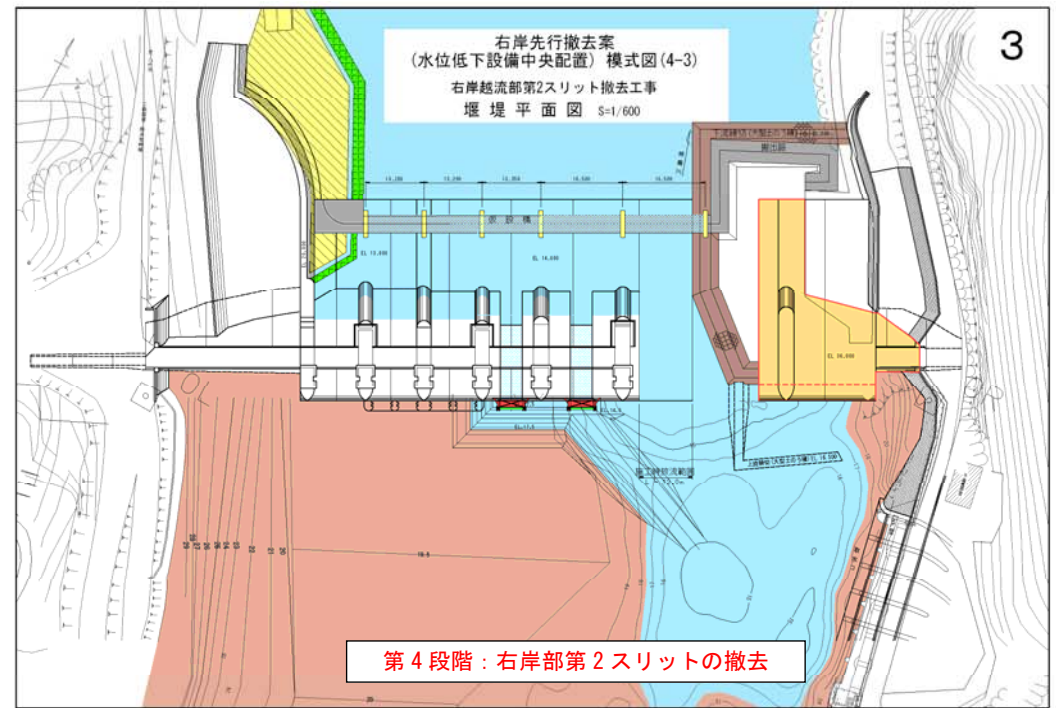
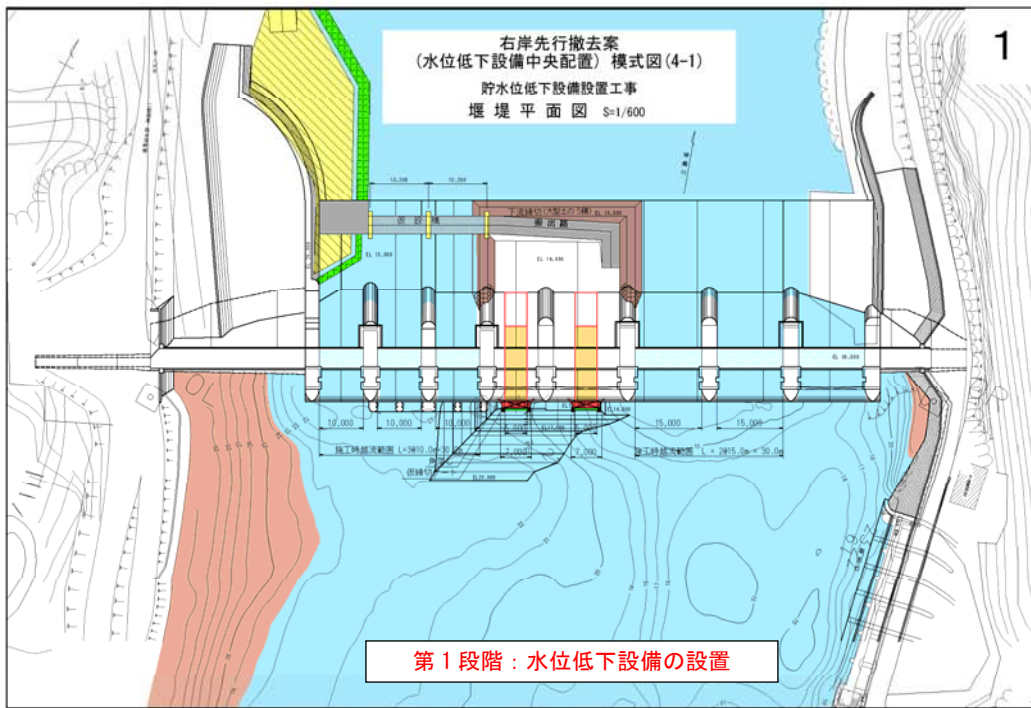


図-2.3.3 本体撤去工事施工手順図

2. 削孔, 鉄筋切断の施工方法

(1) 仮設工

門柱部の削孔及び鉄筋切断作業のために図-2.3.4に示すように、以下の足場工を設置する。

- ・ 管理橋より上部…… 側面, 下流側に足場工を設置
- ・ 管理橋より下部…… 側面に足場工を設置

ただし、削孔, 鉄筋切断作業完了後は、管理橋上部の下流側の足場工のみ撤去し、その他は装葉作業のために存置しておく。

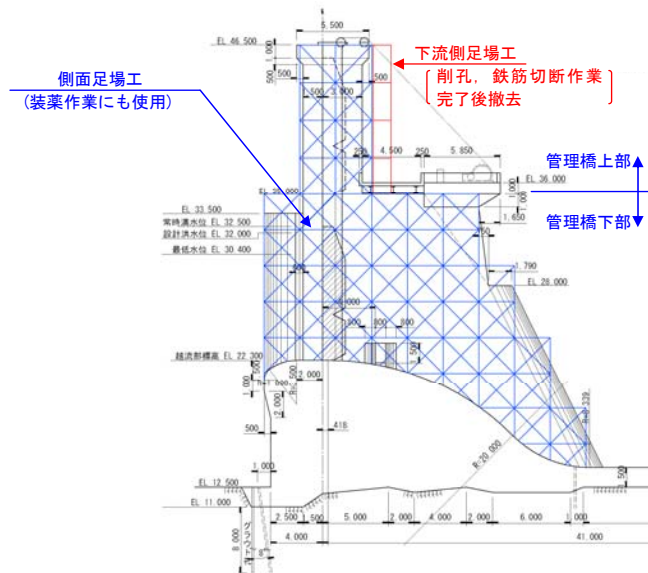


図-2.3.4 足場工計画概念図
(削孔, 鉄筋切断作業時)

(2) 削孔の方法

削孔は、施工部位により以下の機械により削孔する計画である。

- ・ 管理橋より上部…………… レッグハンマ(人力)
- ・ 管理橋より下部…………… 小型クローラドリル

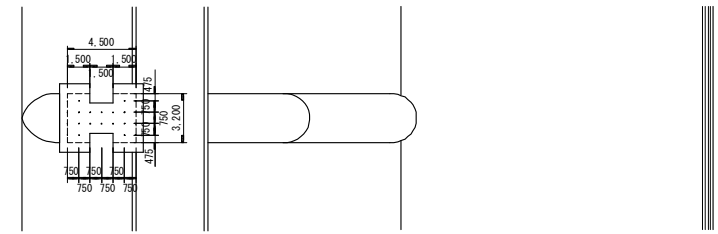
また、小型クローラドリルは、100tトラッククレーンにより吊上げて配置する考えである。

削孔間隔は1.0m程度を基本とする。また、基本的に「ベンチカット方式」によることとし、数ベンチに分割して施工する。

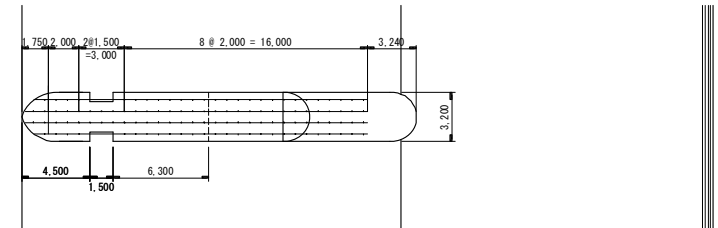
(3) 鉄筋切断の方法

鉄筋の切断は「コンクリートカッタ」により行う計画である。

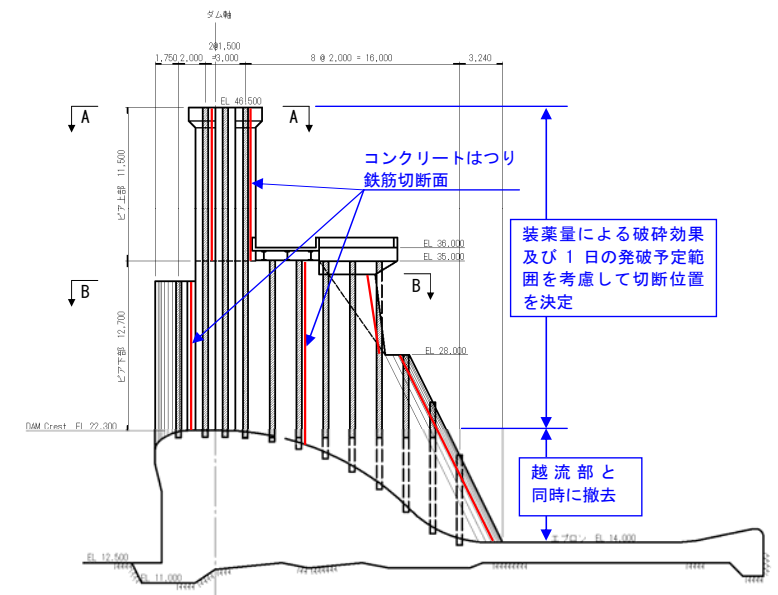
ここで、鉄筋切断位置は、発破効果を考慮して横筋を切断することとする。



(A-A)



(B-B)



断面図

図-2.3.5 削孔, 鉄筋切断計画概念図

3. 装薬、制御発破の施工方法

(1) 仮設工

装薬作業には図-2.3.6に示すように、削孔時の側面の足場工を使用する。

ただし、装薬は発破前にその都度行う必要があるため、1日の発破予定範囲の足場のみ装薬完了後に撤去することとする。

また、破砕殻の飛散防止のために、発破範囲の周囲及び上部を防爆シートで覆う計画である。

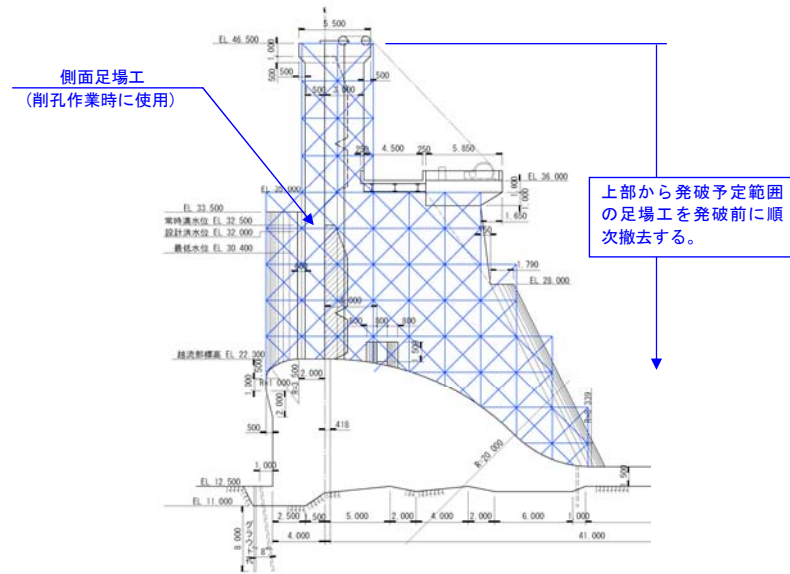


図-2.3.6 足場工計画概念図
(装薬作業時)

(2) 装薬の方法

装薬長は使用する薬量により決まるが、1回の発破深さの下部に装填し、その上部には込物(削孔くずもしくは砂)を充填する。また、込物長は発破効果を高めるため、1回の発破深さの1/2以上を確保するものとする。

爆薬の種類は、水中でも使用可能であり、破砕力の大きな「含水爆薬」を使用することを基本とする。

ここで、薬量については、周辺の社会環境を配慮し、発破地点から民家までの距離に応じて表-2.3.1及び2に示す騒音、振動規制値を考慮して決定する。

表-2.3.1 騒音規制値

規制種別	区域	
	1号区域	2号区域
騒音の大きさの基準	85デシベル	
作業禁止時間	午後7時から翌日の午前7時まで	午後10時から翌日の午前6時まで
※1日の作業時間	10時間以内	14時間以内
作業の期間	連続6日以内	
休業日	日曜日、その他の休日	

(注意) 1 騒音の測定は、特定建設作業の場所の敷地境界線において行う。
2 市町村長は、基準値を超えている場合、騒音の防止の方法のみならず1日の作業時間を※欄に定める時間未満4時間以上において短縮させることを勧告又は命令することができる。

表-2.3.2 振動規制値

騒音の大きさの基準	75デシベル (dB)	
区域	1号区域	2号区域
作業禁止時間	午後7時から翌日の午前7時まで	午後10時から翌日の午前6時まで
1日の作業時間	10時間以内	14時間以内
作業の期間	連続6日以内	
休業日	日曜日、その他の休日	

(注意) 1 くい打機等を使用する作業に伴って発生する振動が75dBを超える場合は、1日当たり4時間を限度として特定建設作業の実施者に対し作業時間の変更を命ずることができる。
2 振動の規定は、特定建設作業の場所の敷地境界線において行う。
3 災害時の非常事態の発生のため緊急を要する場合、人命、身体の危険防止の場合などは、この規制基準が適用されない場合もある。

(3) 制御発破の方法

前述したように、門柱部は高さが高いことから、上部から下方向へ数ベンチに分けて順次撤去することを基本としているが、上下流方向については、図-2.3.7に示すように下流側から上流方向へ時間をズラして発破を行う。

これにより、破砕殻は下流もしくは側方方向に落とす計画である。

また、発破の際には発破殻の飛散を防止するために発破範囲の周囲及び上部を防爆シートで覆う考えである。

ただし、鉄筋に張りついたコンクリート殻が門柱上に残る場合も想定されるため、これに対しては「コンクリート圧砕機」を使って振落とすかもしくは鉄筋を切断して落とす計画である。

ここで、前述したように現計画では、コンクリート殻を水叩部に存置しないこととして、1日の作業時間内で撤出まで完了させる計画であることから、1回の発破範囲については、これを考慮して計画する。

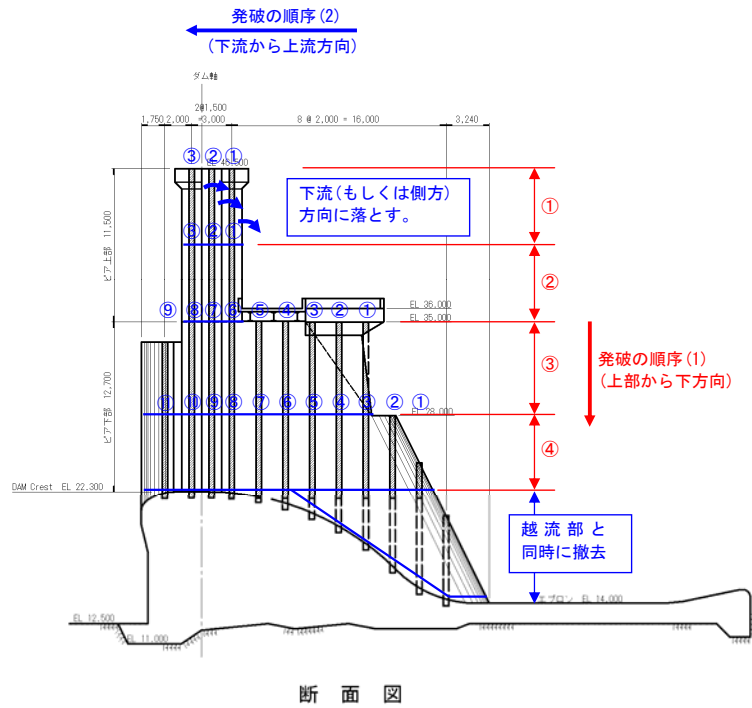


図-2.3.7 制御発破計画概念図

4. コンクリート殻の搬出方法

破碎したコンクリート殻は、図-2.3.8 に示すようにバックホウ(平積 1.2m³)でダンプトラック(10t)に積み込み、仮置ヤードまで速やかに搬出し、小割する計画である。

ただし、必要に応じてダンプトラックに積み込める程度までの小割を行うために、補助的に大型プレーカ(1,300kg級)を配置することとしている。

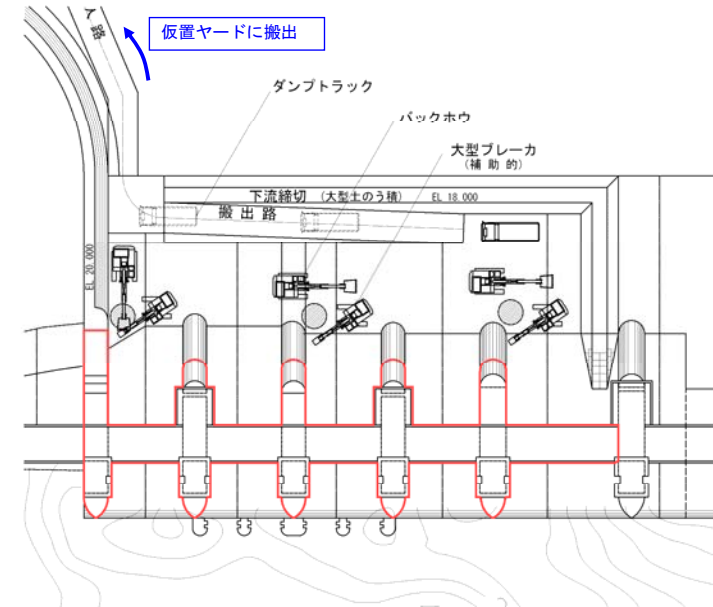
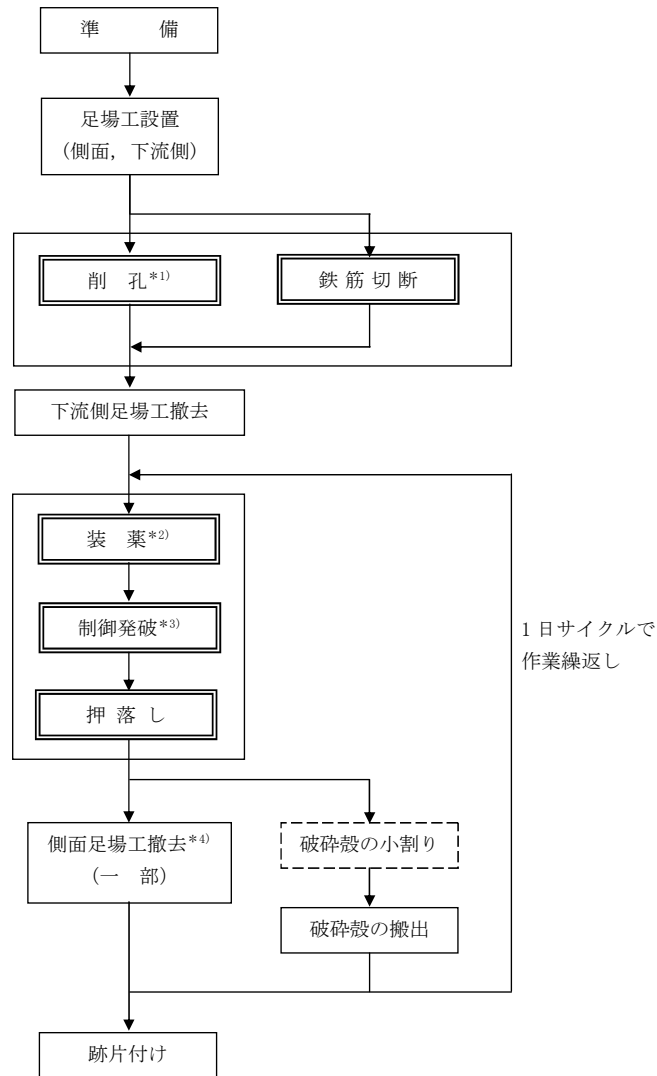


図-2.3.8 機械設備配置図

5. 全体撤去フロー

以上より、全体フローは次図に示す通りとなる。



- *1) 「ベンチカット方式」によることを基本とする。
- *2) 1日の破碎予定範囲に対して装薬を行う。
- *3) 時間をずらして、下流側から発破を行う。
- *4) 発破予定範囲のみの撤去として、順次下げていく。

図-2.3.9 門柱の全体撤去フロー

表-2.3.3 使用機械一覧

作業の種類	機械の名称	仕様・規格	備考
削孔	レッグハンマ		管理橋上部
	小型クローラドリル	40kg級	管理橋下部
	トラッククレーン	60t級	小型クローラドリルの吊込み
鉄筋切断	コンクリートカッター	油圧式：ブレード径65mm	
制御発破	(含水爆薬)		(雷管等)
押落し	コンクリート圧砕機	940kN	
破碎殻の搬出	バックホウ	0.8m ³ 級	集積
	大型ブレーカ	1,300kg級	小割(補助的)
	ダンプトラック	10t級	運搬

2.4 堤体越流部等の撤去方法

堤体部は下流から上流方向に向けて3層程度に分けた制御発破を行う。

堤体(越流部, 非越流部)は、制御発破による撤去としており、ここでは越流部を代表させてその撤去方法、手順について整理する。

1. 堤体撤去の基本方針

(1) 堤体の撤去時期

図-2.4.3に示す施工手順図より、堤体の撤去時期は図-2.4.1に示すように以下の通りとなる。

- ・ 右岸側(5ブロック)…… 第3, 4段階
- ・ 左岸側(8ブロック)…… 第6段階

また、堤体の撤去は、門柱の撤去完了後に行う計画である。

(2) 堤体の基本的な撤去手順

堤体の基本的な撤去手順は図-2.4.2に示す通りであるが、越流部では高さが10m程度(非越流部では最大15m程度)と高く、ブロック幅は15m程度と広い為、数層に分割して上部から下方向へ順次撤去することを基本とする。

上流部は、仮締切としての機能を持たせるため、最終段階で撤去する。

ここで現計画ではコンクリート殻を水叩部に存置しないこととして、1日の作業時間内で撤出まで完了させる計画であることから、1回の発破範囲については、これを考慮して計画する。

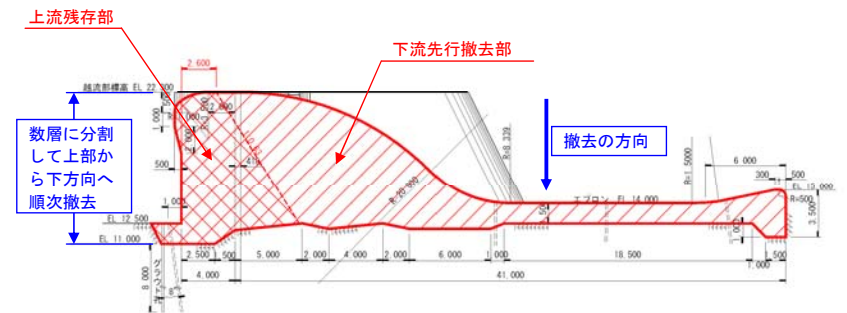
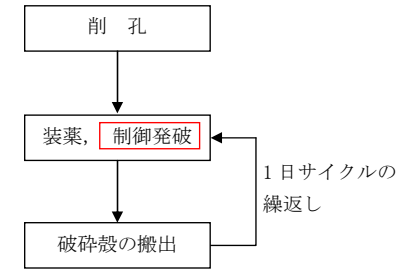


図-2.4.2 撤去の基本手順

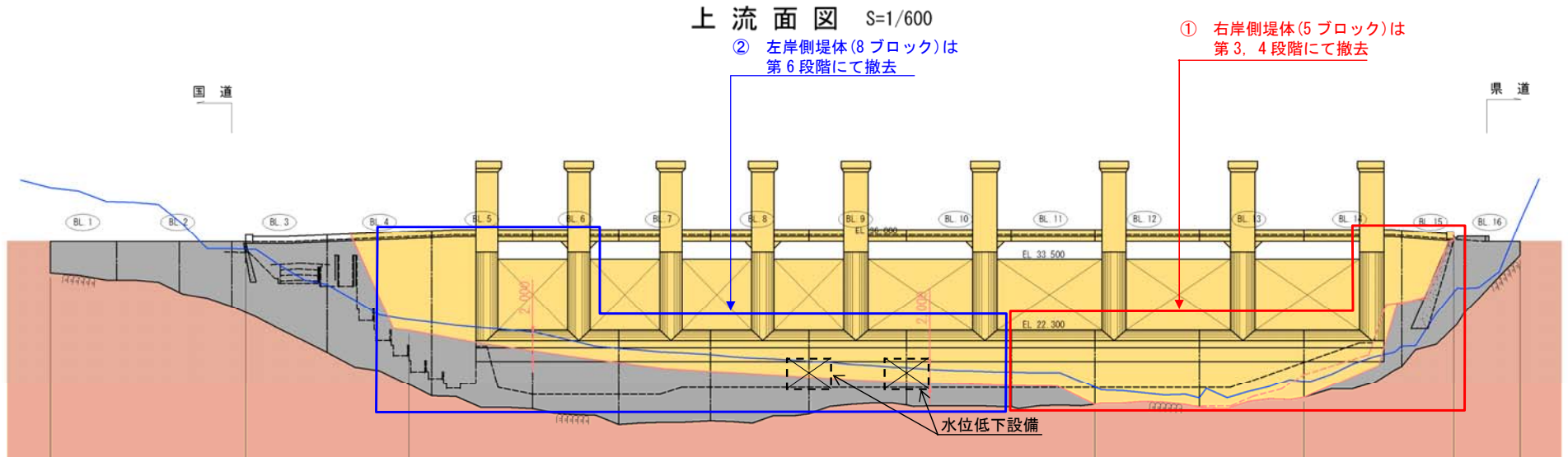


図-2.4.1 堤体(越流部, 非越流部)の撤去時期

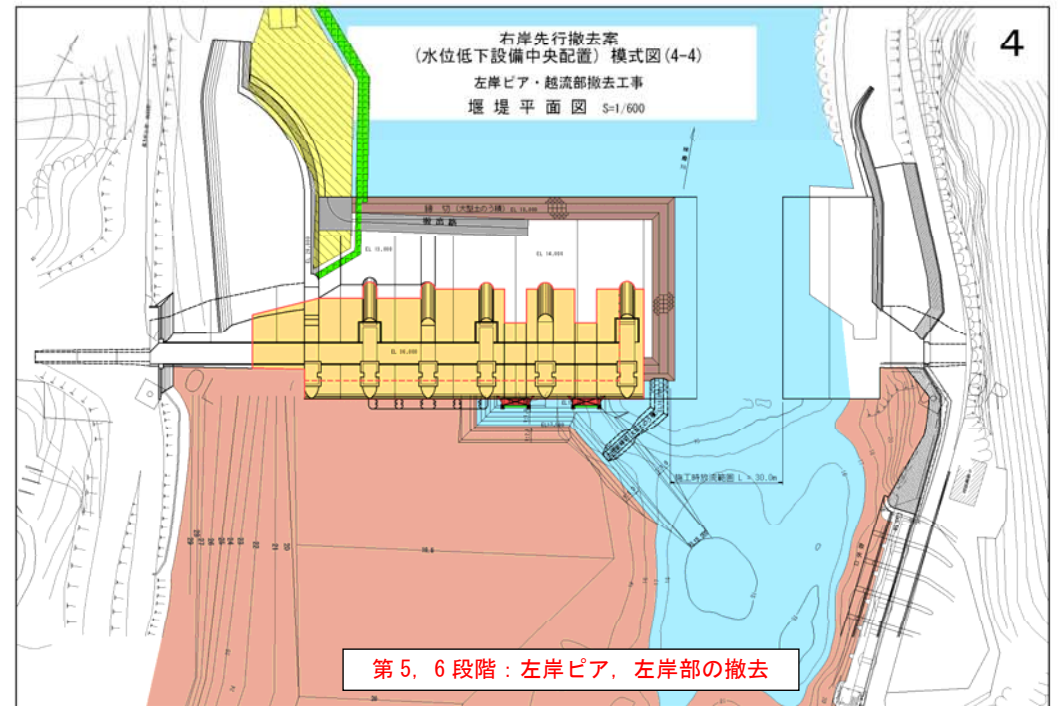
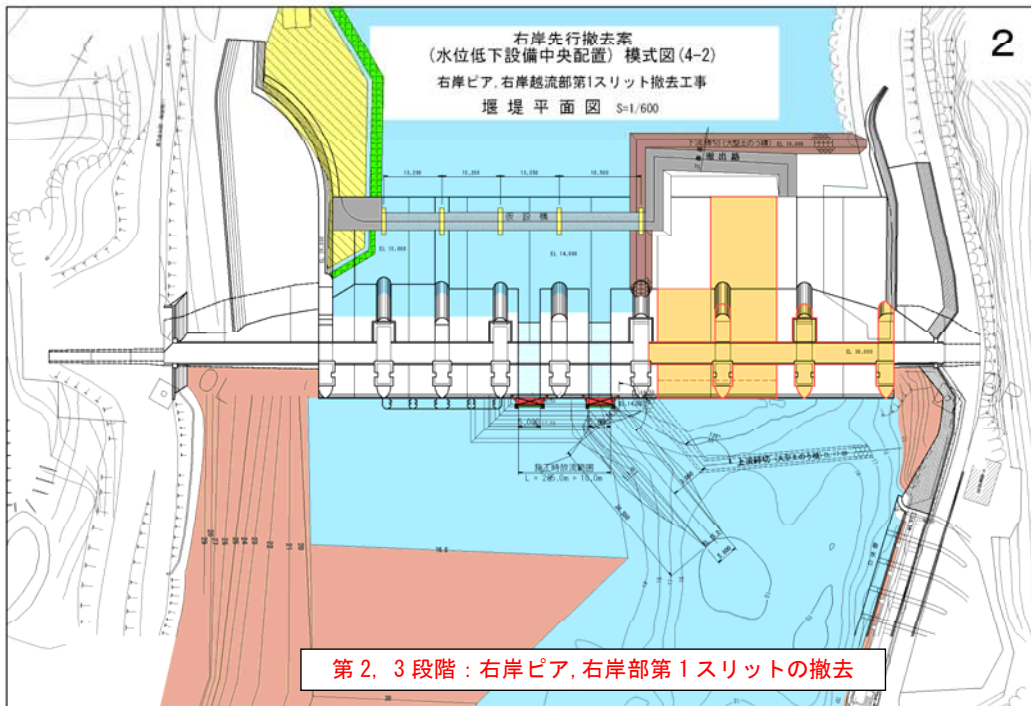
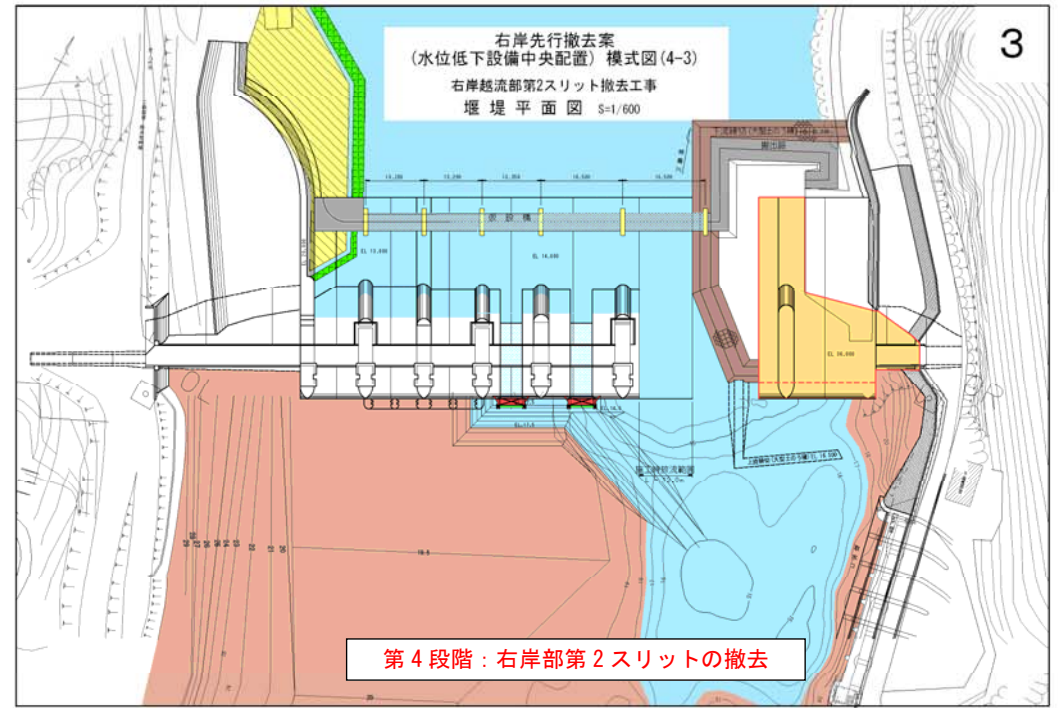
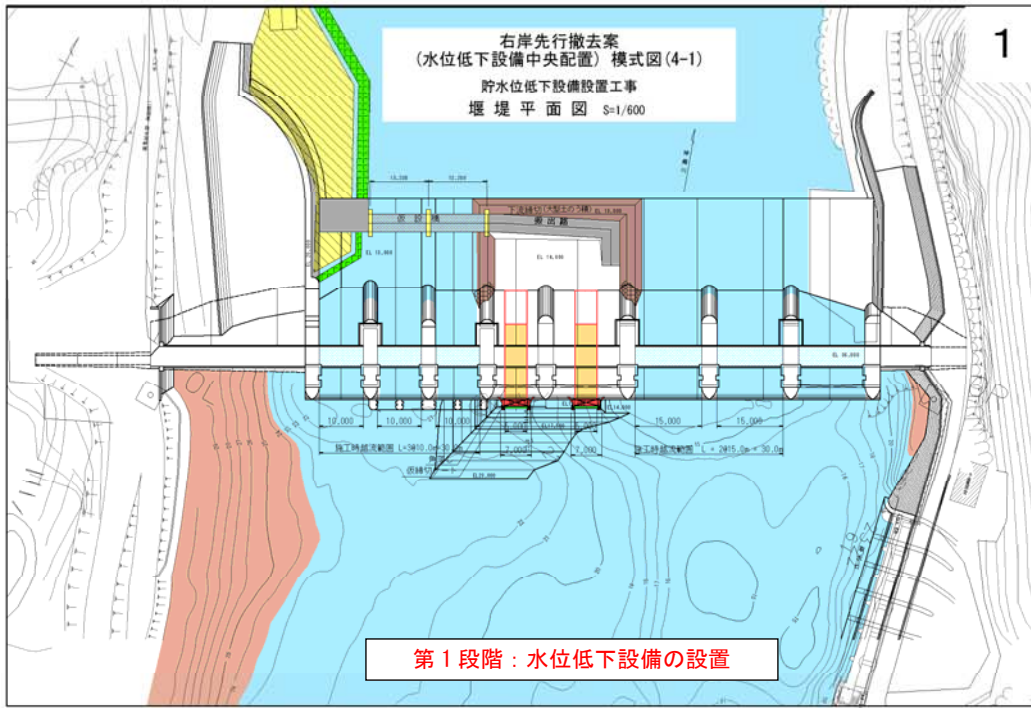


図-2.4.3 本体撤去工事施工手順図

2. 削孔の施工方法

(1) 削孔の方法

削孔は、図-2.4.4に示すように、越流面上部よりクローラドリルにより削孔する計画である。

また、クローラドリルは、越流部までの坂路を設置して配置する考えである。

基本的に「ベンチカット方式」によることとし、エプロン敷高以下も含めて数ベンチに分割して施工する。

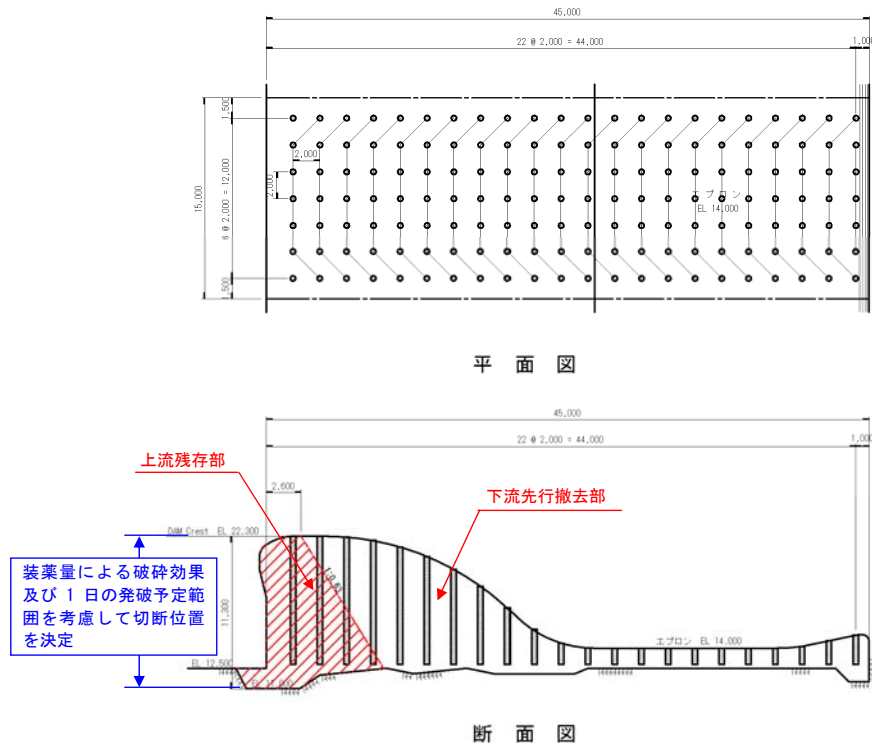


図-2.4.4 削孔計画概念図

3. 装薬、制御発破の施工方法

(1) 仮設工

装薬作業には、特に大がかりな足場工を使用することは考えていない。

ただし、破砕殻の飛散防止のために、発破範囲の上部を防爆マット及び防爆シートで覆う計画である。

(2) 装薬の方法

装薬量は使用する薬量により決まるが、1回の発破深さの下部に装填し、その上部には込物(削孔くずもしくは砂)を充填する。また、込物長は発破効果を高めるため、1回の発破深さの1/2以上を確保することとする。

爆薬の種類は、水中でも使用可能であり、破砕力の大きな「含水爆薬」を使用することを基本とする。

ここで、薬量については、周辺の社会環境を配慮し、発破地点から民家までの距離に応じて表-2.4.1及び2に示す騒音、振動規制値を考慮して決定する。

表-2.4.1 騒音規制値

規制種別	1号区域	2号区域
騒音の大きさの基準	85デシベル	
作業禁止時間	午後7時から翌日の午前7時まで	午後10時から翌日の午前6時まで
※1日の作業時間	10時間以内	14時間以内
作業の期間	連続6日以内	
休業日	日曜日、その他の休日	

(注意) 1 騒音の測定は、特定建設作業の場所の敷地境界線において行う。
2 市町村長は、基準値を超えている場合、騒音の防止の方法のみならず1日の作業時間を※欄に定める時間未満4時間以上の間において短縮させることを勧告又は命令することができる。

表-2.4.2 振動規制値

騒音の大きさの基準	75デシベル (dB)	
区 域	1号区域	2号区域
作業禁止時間	午後7時から翌日の午前7時まで	午後10時から翌日の午前6時まで
1日の作業時間	10時間以内	14時間以内
作業の期間	連続6日以内	
休業日	日曜日、その他の休日	

(注意) 1 くい打機等を使用する作業に伴って発生する振動が75dBを超える場合は、1日当たり4時間を限度として特定建設作業の実施者に対し作業時間の変更を命ずることができる。
2 振動の規定は、特定建設作業の場所の敷地境界線において行う。
3 災害時の非常事態の発生のため緊急を要する場合、人命、身体の危険防止の場合などは、この規制基準が適用されない場合もある。

(3) 制御発破の方法

越流部は平面的な削孔(装薬)数が多いことから、3ベンチ程度に分割することとする。

1) 下流先行撤去部

前述したように、上部から下方向へ順次撤去することを基本としているが、上下流方向については、図-2.4.5(1)に示すように下流側から上流方向へ時間をズラして発破を行う。

これにより、破砕殻は下流方向に落とす計画である。

また、場合によっては図-2.4.5(2)に示すように上・下に水平距離を保ちつつ、制御発破を行うことも考えられる。

ここで、前述したように現計画では、コンクリート殻を水叩部に存置しないこととして、1日の作業時間内で撤出まで完了させる計画であることから、1回の発破範囲については、これを考慮して計画する。

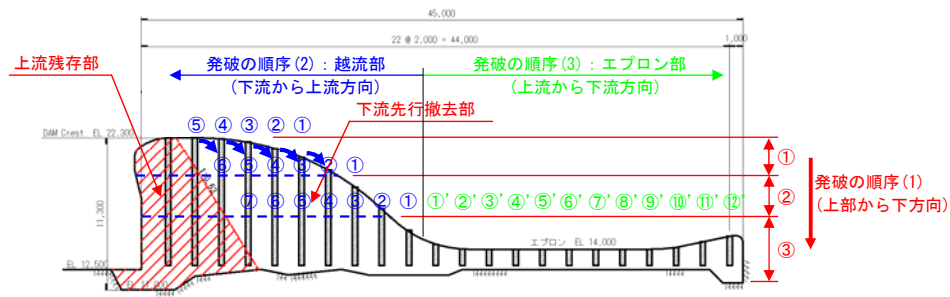


図-2.4.5 (1) 制御発破計画概念図 (1) (下流先行撤去部)

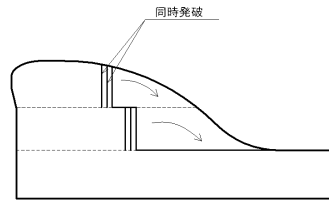


図-2.4.5 (2) 制御発破概念図 (2) (下流先行撤去部：参考)

2) 上流残存部

前述したように、上部から下方向へ順次撤去することを基本としているが、上下流方向については、図-2.4.6に示すように下流側から上流方向へ時間をズラして発破を行う。

この場合は、上下流方向の断面幅が小さいため、上部から下方向への撤去が主体となる。

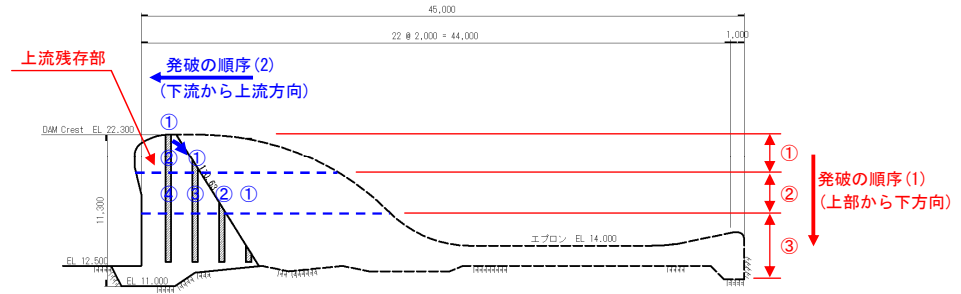


図-2.4.6 制御発破計画概念図 (上流残存部)

4. コンクリート殻の搬出方法

破碎したコンクリート殻は、図-2.4.7 に示すようにバックホウ(平積 1.2m³)でダンプトラック(10t)に積み込み、仮置ヤードまで速やかに搬出する計画である。

ただし、必要に応じてダンプトラックに積み込める程度までの小割を行うために、補助的に大型ブレーカ(1,300kg級)を配置することとしている。

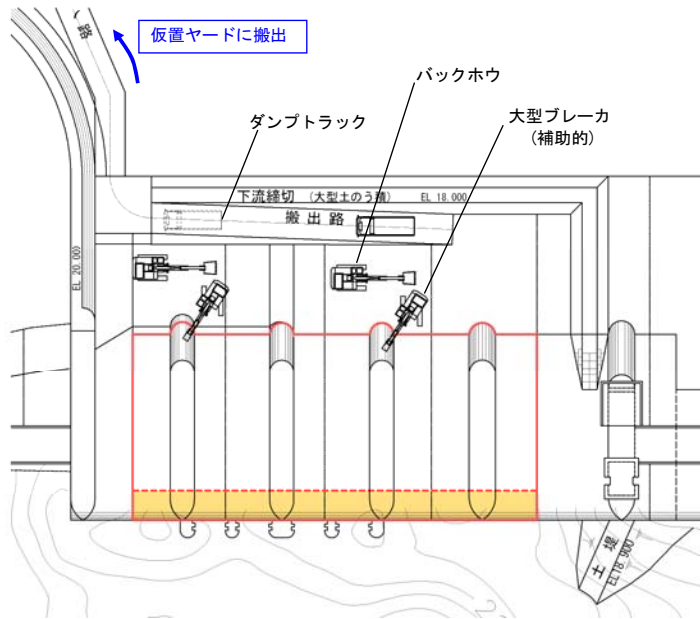
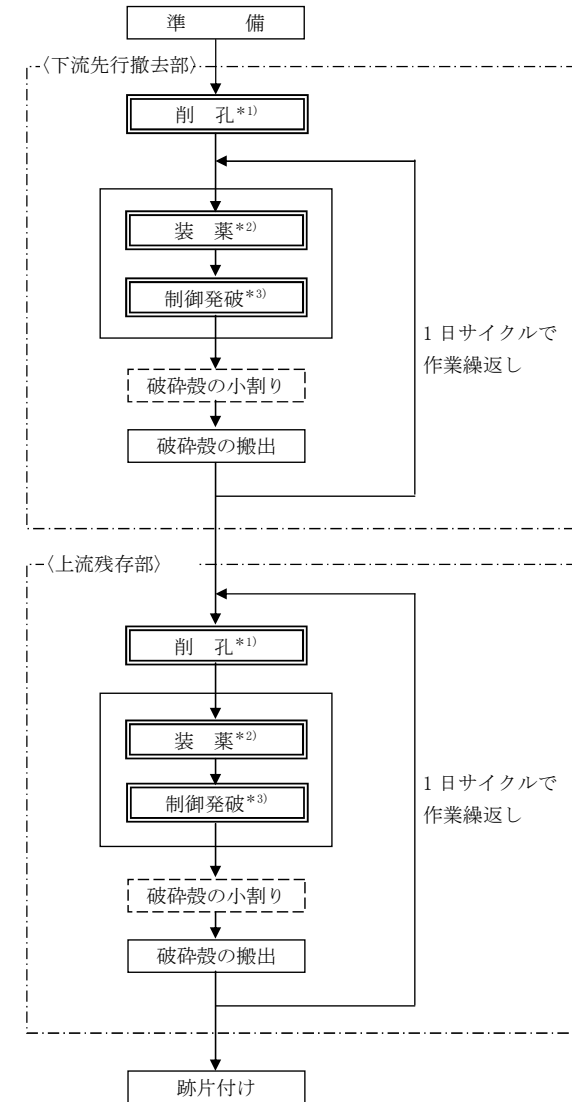


図-2.4.7 機械設備配置図

5. 全体撤去フロー

以上より、全体フローは次図に示す通りとなる。



*1) 「ベンチカット方式」による。

*2) 1日の破碎予定範囲に対して装薬を行う。

*3) 時間をずらして、下流側から発破を行う。

図-2.4.8 堤体越流部の全体撤去フロー

表-2.4.3 使用機械一覧

作業の種類	機械の名称	仕様・規格	備考
削 孔	クローラドリル	150kg級	
制御発破	(含水爆薬)		(雷管等)
破碎殻の搬出	バックホウ	0.8m ³ 級	集 積
	大型ブレーカ	1,300kg級	小割(補助的)
	ダンプトラック	10t級	運 搬

2.5 堤体の安定性

放流工設置箇所、撤去工事中の一時残存上流部の堤体、撤去期間中の水位低下設備放流工開口部については、安定計算の結果いずれも安定性が確保されている。

堤体の安定性等の検討として、以下のケースを設定し検討した。

① 堤体の安定性検討

越流部において、撤去期間中不安定となる可能性のある放流工設置ブロックについて安定性の検討を行った。

② 上流残存部の安定性検討

非出水期の施工時に限って、検討が必要となる上流残存部断面に対して、非出水期での貯水位条件のもとで1ケースの検討を行った。

③ 放流工開口部の応力検討

応力検討が必要となる放流工開口部に対して、通年での貯水位条件のもとで1ケースの検討を行った。

2.5.1 堤体の安定性検討

越流部において、撤去期間中不安定となる可能性のある放流工設置ブロックについて安定性の検討を行うことを目的とする。

したがって、設計条件、安定計算手法については、「ダムの基準」に基づくこととした。

1. 検討条件の設定

(1) 検討ケースの設定

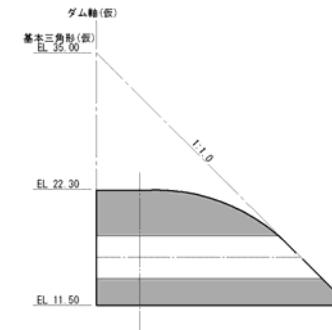
撤去期間中の検討断面としては、最も危険と考えられる放流工設置ブロック(堤体内に空洞部ができる)を対象として、次図に示す断面を設定した。

- 撤去期間中(図-2.5.1 参照)…………… 放流工設置断面

基礎標高 EL11.5m(河床部: BL.9)

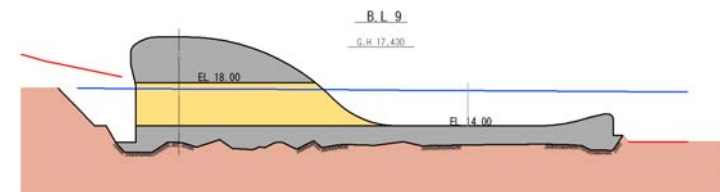
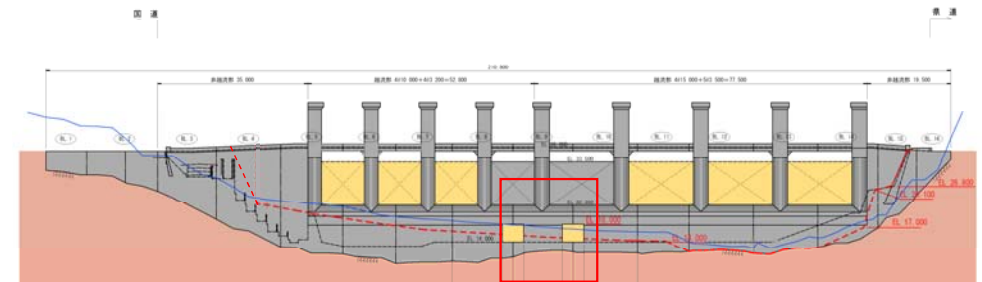
(計算基礎標高は施工図面(横断図)より決定した。)

ここで、放流工(空洞)部は、幅5.0m分の堤体自重を控除し、ブロック(幅14.0m)全体として安定検討を行った。



(河床部: BL.9)

図-2.5.1 堤体形状(撤去期間中)



(断面図)

図-2.5.2 検討断面及び断面位置(撤去期間中)

(2) 設計条件一覧

堤体安定計算における計算条件を一覧にして次表に示す。

表-2.5.1 設計条件一覧表

単位体積重量	コンクリート	22.5kN/m ³ (2.30tf/m ³)		
	水	9.8kN/m ³ (1.00tf/m ³)		
	堆砂 (水中)	9.3kN/m ³ (0.95tf/m ³)		
基礎岩盤のせん断強度		1,960kN/m ² (200tf/m ²)		
基礎岩盤の摩擦係数		0.8 (φ=38.7°)		
設計震度	設計洪水水位	0.00		
	非出水期洪水水位 (サーチャージ水位)	0.06		
	常時水位	0.12		
堆砂圧係数		0.50		
		揚圧力		
		上流端	下流端	
排水孔のない場合		上流側と下流側の水位の差の0.4倍を下流側水圧に加えた値		下流側水圧
計算水位		設計洪水水位	非出水期洪水水位 (サーチャージ水位)	常時水位
撤去前	貯水位	EL 32.00m	—	EL 22.30m
	波浪高	0.67m	—	0.88m
	堆砂位	EL 22.30m (左, 右岸断面)		
	下流水位	EL 25.10m	—	EL 14.00m
撤去期間中	貯水位	EL 32.00m	EL 23.50m	EL 14.00m
	波浪高	0.67m	0.73m	0.79m
	堆砂位	EL 14.00m		
	下流水位	EL 25.10m	EL 16.60m	EL 14.00m
撤去後	貯水位	EL 25.10m	—	EL 14.00m
	波浪高	0.67m	—	0.79m
	堆砂位	EL 20.40m		
	下流水位	EL 25.10m	—	EL 14.00m
最低基礎岩盤標高		EL 10.00m (左岸断面) EL 11.50m (河床部, 右岸断面)		
ダム基本三角頂点標高 (仮)		EL 35.00m		
安定条件 せん断安全率 : $F_s \geq 4.0$ 転倒条件 : ミドルサード (上流端に引張力を生じない) 支持力 : 堤体および基礎岩盤が破壊を起こさない。				

2. 安定計算結果

安定計算結果の一覧を次表に示すが、いずれの計算水位においても安定性は確保されている。

表-2.5.2 安定計算結果一覧 (撤去期間中)

区分	区間	安定計算断面	基礎標高 (m)	貯水位	偏心距離 e (m)	B/6 (m)	上流端反力 Ru(kN/m ²)	下流端反力 Rd(kN/m ²)	せん断安全率 n	必要せん断強度 τ ₀ (kN/m ²)	備考	
撤去期間中	河床部	BL.9	EL11.500	H.W.L 32.000	1.269	< ± 3.917	7.110	3.630	> 4.0	27.418	282.279	
				S.W.L 23.500	1.797		129.353	47.988		45.269	108.518	非出水期洪水位
				N.W.L 14.000	2.440		207.213	48.136		96.729	16.865	

2.5.2 上流残存部(施工時)の安定性検討

越流部撤去時においては、上流部を仮締切として利用するため一時的に残存させ、下流から順次撤去する計画であり、非出水期内に残存部の撤去も完了させる計画である。

ここで、施工中の安定性を確保でき、残存部の数量を極力小さくできるような上流残存部の最適形状を求め、安定性の検討を行った。

設計条件、安定計算手法については、堤体と同様「ダム基準」に基づくこととした。

1. 検討条件の設定

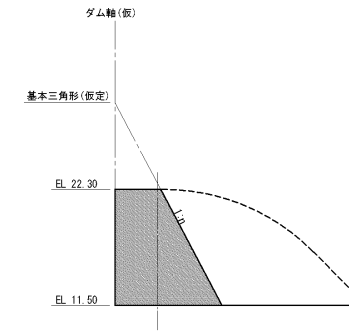
(1) 検討ケースの設定

上流残存部(施工時)の検討断面としては、残存部として最大断面が発生する右岸みお筋部(図-2.5.4参照)を対象として、次図に示す断面を設定した。

- 施工時(図-2.5.3参照)…………… 上流残存部断面

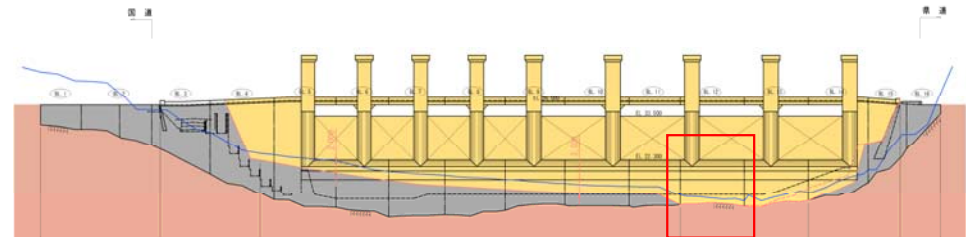
基礎標高 EL11.5m(右岸:BL.12)

(計算基礎標高は施工図面(横断面)より決定した。)

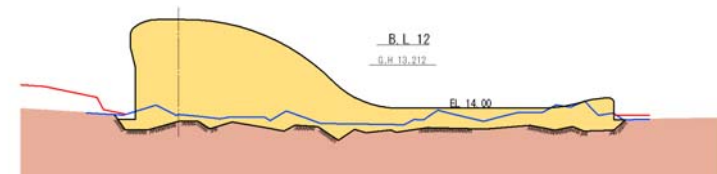


(右岸:BL.12)

図-2.5.3 上流残存部形状(施工時)概念図



(上流面図)



(断面図)

図-2.5.4 検討断面及び断面位置

(2) 設計条件一覧

上流残存部安定計算における計算条件を一覧にして次表に示す。

表-2.5.3 設計条件一覧表

単位体積重量	コンクリート	22.5kN/m ³ (2.30tf/m ³)		
	水	9.8kN/m ³ (1.00tf/m ³)		
	堆砂 (水中)	9.3kN/m ³ (0.95tf/m ³)		
基礎岩盤のせん断強度		1,960kN/m ² (200tf/m ²)		
基礎岩盤の摩擦係数		0.8 (φ=38.7°)		
設計震度	非出水期超過洪水水位 (設計洪水水位)	0.00		
	非出水期計画洪水水位 (サーチャージ水位)	0.06		
	常時水位	0.12		
堆砂圧係数		0.50		
揚 圧 力				
		上 流 端	下 流 端	
排水孔のない場合		上流側と下流側の水位の差の0.4倍を下流側水圧に加えた値		下流側水圧
計算水位		非出水期超過洪水水位 (設計洪水水位)	非出水期計画洪水水位 (サーチャージ水位)	常時水位
施工時	貯水位	EL 23.50m	EL 20.00m	EL 14.00m
	波浪高	0.67m	0.73m	0.79m
	堆砂位	EL 14.00m		
	下流水位	EL 16.60m	EL 15.50m	EL 14.00m
最低基礎岩盤標高		EL 11.50m (右岸断面)		
ダム基本三角頂点標高		—		
安定条件 せん断安全率 : $F_s \geq 4.0$ 転倒条件 : ミドルサード (上流端に引張力を生じない) 支持力 : 堤体および基礎岩盤が破壊を起こさない。				

2. 安定計算結果

制御発破のための削孔パターン (@2.0m) を考慮すれば、天端幅は 2.0m 程度以上は確保することが望ましい。

(1) 採用断面形状の決定

上記条件の基に、上流残存部の断面形状を次図の通り決定する。

ここで、採用断面における下流面勾配は、設計洪水水位において安定性を確保できる限界の値とした。

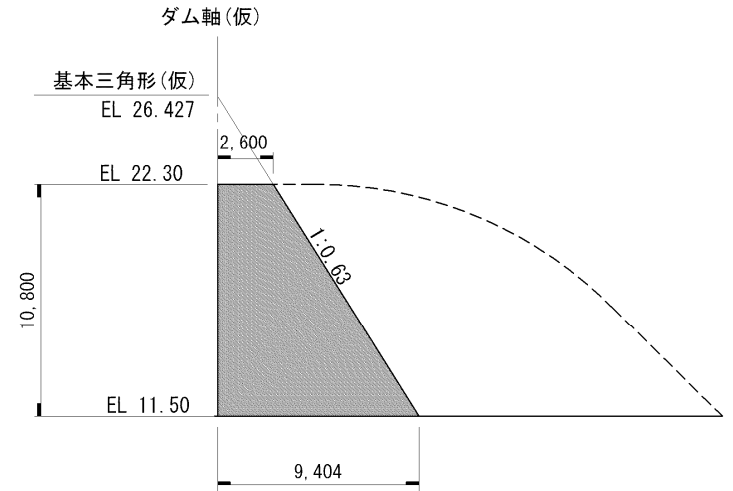


図-2.5.5 採用断面形状

採用断面での安定計算結果の一覧を次表に示すが、いずれの計算水位においても安全性は確保されている。

表-2.5.4 安定計算結果一覧(上流残存部断面)

区分	区間	安定計算断面	基礎標高 (m)	貯水位	偏心距離 e (m)	B/6 (m)	上流端反力 Ru (kN/m ²)	下流端反力 Rd (kN/m ²)	せん断安全率 n	必要せん断強度 τ ₀ (kN/m ²)	備考
施工時	右岸	BL.9	EL11.500	H.W.L 23.500	-1.540	< ± 1.567	1.597	181.579	24.389	260.199	非出水期超過洪水水位
				S.W.L 20.000	0.117		115.065	99.079	35.345	145.847	非出水期計画洪水水位
				N.W.L 14.000	0.949		209.664	51.250	77.714	1.786	

2.5.3 放流工開口部の応力検討

放流工は図-2.5.10 に示すように、堤体のジョイント部に設置する計画である。

ここで、放流工完成後の施工期間中(出水期も含む)における開口部の安全性について検討を行った。

1. 検討条件の設定

(1) 検討断面及び荷重の設定

検討断面は図-2.5.9 に示す位置とし、部材厚 $h = 4.3\text{m}$ 、張出し長 $l = 2.5\text{m}$ の片持ち梁として検討する。

ただし、荷重は以下の項目とし、鉛直方向の検討であることより、地震力は考慮しないこととした。

- ・ 自重(常時、洪水時：部材厚 $h = 4.3\text{m}$)
- ・ 水重(洪水時のみ：クレスト(EL22.3m)上の水重)
- ・ 揚圧力(洪水時のみ：放流工が満管状態(下流水位 WL18.0 以上)の場合)

(2) 水位条件の設定

貯水位条件は、以下とする。

- ・ 設計洪水位 …… EL32.0m($Q = 6,550\text{m}^3/\text{s}$ 流下時)
- ・ 洪水位(中間水位) …… [越流水位] (下流水位 EL18.0m となる貯水位)
(放流工は満管状態)
- ・ 常時水位 …… EL14.0m(直上流最深河床高)

ここで、水理計算より水位条件を整理すれば次表の通りとなる。

表-2.5.5 水位条件一覧表

時 期	設 計 水 位	貯 水 位	下 流 水 位 (参 考)	備 考
撤去期間中	設計洪水位	EL 32.0	EL 25.1	$Q = 6,550\text{m}^3/\text{s}$
	洪水位 (中間水位)	EL 25.0	EL 18.0	$Q = 1,300\text{m}^3/\text{s}$
	常時水位	EL 14.0	EL 14.0	



図 2.5.6 開口部形状

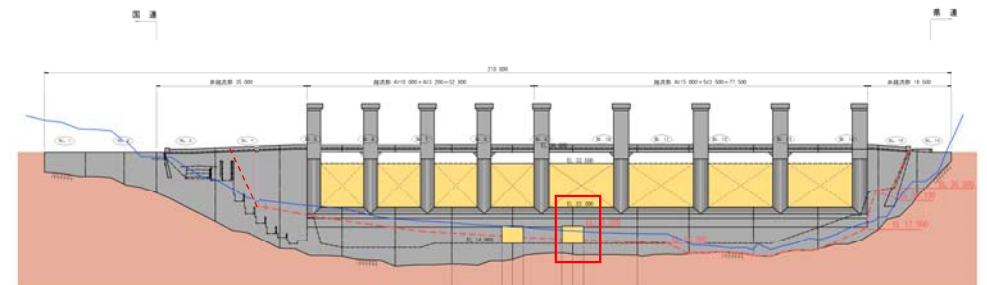


図-2.5.7 検討箇所位置図

(3) 設計条件一覧表

応力計算における計算条件を一覧にして次表に示す。

表-2.5.6 設計条件一覧表

項目		採用値	備考
単位体積重量	無筋コンクリート	22.5 kN/m ³ (2.3tf/m ³)	
	水	9.8 kN/m ³ (1.0tf/m ³)	
設計震度		—	鉛直方向の検討のため考慮しない
許容応力度	無筋コンクリート (f'ck=18N/mm ²) (圧縮)	4.5 N/mm ²	土木工事設計要領 第I編 共通編
	無筋コンクリート (f'ck=18N/mm ²) (引張)	0.25 N/mm ²	コンクリート標準示方書 構造的照査編
	無筋コンクリート (f'ck=18N/mm ²) (せん断)	0.18 N/mm ²	道路橋示方書 下部構造編

2. 応力検討結果

(1) 応力計算手法

応力計算は次式により行う。

<p>【断面力】</p> <ul style="list-style-type: none"> モーメント $M = \frac{\Sigma w \cdot \ell^2}{2}$ <ul style="list-style-type: none"> せん断力 $S = w \cdot \ell$ <p>【応力度】</p> <ul style="list-style-type: none"> 上縁引張応力度 $\sigma_t = \frac{M}{I} \cdot (h/2)$ <ul style="list-style-type: none"> せん断応力度 $\tau = S/b \cdot h$	<p>ここに、</p> <p>M : モーメント (kN・m) S : せん断力 (kN) σ : 上縁引張応力度 (kN/mm²) τ : せん断応力度 (kN/mm²) Σw : 分布荷重の合計 (kN/m) ℓ : 張り出し長 (m) b : 部材幅 (=1.0m : 単位幅) h : 部材厚 (m) I : 断面二次モーメント (m⁴)</p>
--	--

(2) 応力計算結果

断面力及び応力度の計算結果は次表の通りであり、引張応力、せん断応力ともに許容値の範囲内におさまっている。

表-2.5.7 応力計算結果一覧表

項目		計算式	単位	常時	洪水位 (中間水位)	設計洪水位	備考
断諸 面元	幅	b	m	1.0	1.0	1.0	
	高さ	h	m	4.3	4.3	4.3	
	高さ	I=b*h ³ /12	m ⁴	6.626	6.626	6.626	
荷重	分布荷重	Σw	kN/m	96.8	123.2	122.2	
断面 力	曲げモーメント	M	kN・m	302.34	385.03	381.97	
	せん断力	S	kN	241.88	308.03	305.58	
応力 度	曲げ引張応力度	σ t=(M/I)*(h/2)	N/mm ²	0.098	0.125	0.124	
	せん断応力度	τ =S/(b*h)	N/mm ²	0.056	0.072	0.071	
許応 力 容 度	曲げ引張応力度	σ ta	N/mm ²	0.25	0.25	0.25	
	せん断応力度	τ a	N/mm ²	0.18	0.18	0.18	

2.5.4 ダム軸方向の安定性検討

ここでは、右岸にスリットが入った状態で端部ブロックがダム軸方向の地震力を受けた場合の安定性を確認する。

設計条件、安定計算手法については、「ダムの基準」に基づくこととした。

1. 検討条件の設定

(1) 検討ケースの設定

堤体の安定計算については、右岸スリット施工後の形状を考慮して、検討ケースとして次図に示す断面(ブロック)を設定した。

- 右岸スリット施工後(図-2.5.8 参照) …… BL.10(河床部)

右岸スリット施工後の検討(ブロック)断面としては、右岸スリットに隣接する BL.10 を対象とした。

基礎標高 EL11.5m(河床部：BL.9)

(2) 荷重条件

考慮する荷重としては以下とし、ブロック(幅 15.0m, 長さ 23.5m)全体としてダム軸方向の安定検討を行った(図-2.5.9 参照)。

表-2.5.8 荷重条件

項目	鉛直方向	水平方向 (ダム軸方向)	備考
自重	越流部	○ (地震力)	放流工控除
	ピア部	○ (地震力)	
揚圧力	○	—	
水圧	—	○	右岸スリット(通水部)から作用

※ 上・下流方向の荷重は考慮しない。

(3) 設計水位の設定

貯水位条件は、出水時には右岸スリット(通水部)から水圧が作用することになり、堤体の安定性上安全側となるため、最も危険な状態として以下を設定した。

- ・ 常時水位 : EL14.0m(直上流最深河床高) …… 常時満水位

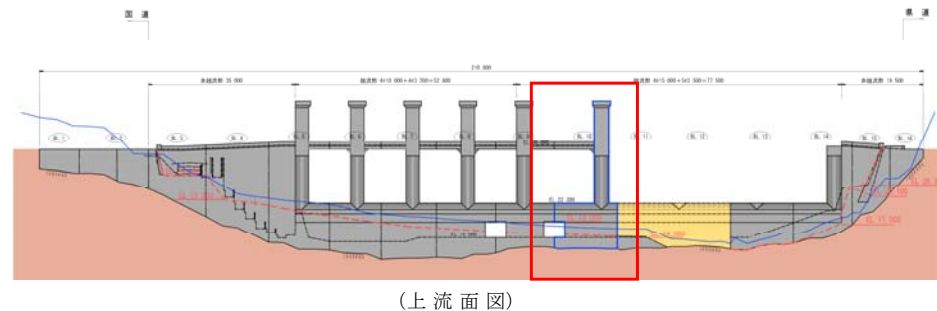
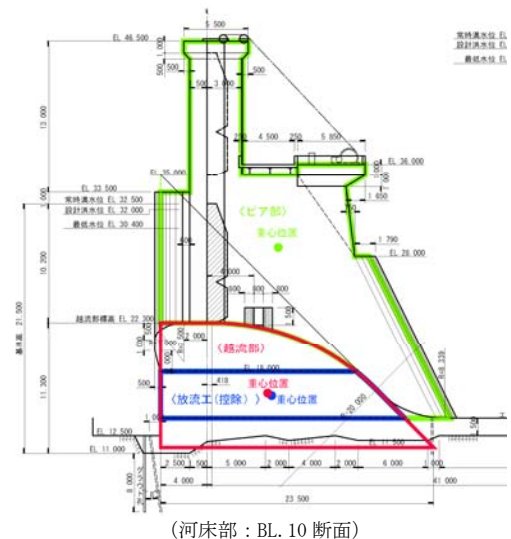


図-2.5.8 検討断面及び断面位置(右岸スリット施工後)

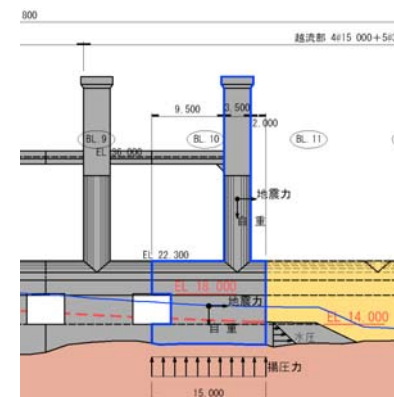


図-2.5.9 荷重図

(4) 下流水位の設定

水理計算により求めた下流水位も含めて整理すれば次表の通りである。

表-2.5.9 水位条件一覧表

時 期	設 計 水 位	貯 水 位	下 流 水 位	備 考
右岸スリット 施 工 後	常時水位	EL 14.0m	EL 14.0m	

(5) 設計条件一覧

堤体安定計算における計算条件を一覧にして次表に示す。

表-2.5.10 設 計 条 件 一 覧 表

単 位 体 積 重 量	コンクリート(越流部)	22.5kN/m ³ (2.30tf/m ³)		
	コンクリート(堰柱部)	23.5kN/m ³ (2.40tf/m ³)		
	水	9.8kN/m ³ (1.00tf/m ³)		
	堆 砂 (水 中)	—		
基 礎 岩 盤 の せん 断 強 度		1,960kN/m ² (200tf/m ²)		
基 礎 岩 盤 の 摩 擦 係 数		0.8 (φ=38.7°)		
設 計 震 度 (ダム軸方向)	設 計 洪 水 位	—		
	非 出 水 期 洪 水 位 (サーチャージ水位)	—		
	常 時 水 位	0.06		
堆 砂 圧 係 数	—			
揚 圧 力				
		上 流 端	下 流 端	
排水孔のない場合	上流側と下流側の水位の差の0.4倍を 下流側水圧に加えた値		下流側水圧	
計 算 水 位	設 計 洪 水 位	非出水期洪水位 (サーチャージ水位)	常 時 水 位	
撤 去 工 事 期 間 中	貯 水 位	—	—	EL 14.00m
	波 浪 高	—	—	0.79m
	堆 砂 位	—		
	下 流 水 位	—	—	EL 14.00m
最 低 基 礎 岩 盤 標 高		EL 11.50m (河床部)		
ダム基本三角頂点標高(仮)		EL 35.00m		
安定条件 せん断安全率 : $F_s \geq 4.0$ 転倒条件 : ミドルサード (上流端に引張力を生じない) 支持力 : 堤体および基礎岩盤が破壊を起こさない。				

ここで、新設ダムの安定性検討に当っては、「施工時(貯水池空虚時)」という条件で、設計震度の1/2の地震力を貯水のない上流側に見込む考え方がることより、右岸スリット完成後のダム軸方向の安定性についてもこれに準ずることとした。

2. 安定計算結果

ダム軸方向の安定計算結果の一覧を次表に示すが、右岸スリット施工後の端部ブロックの安定性は確保されている。

表-2.5.11 安 定 計 算 結 果 一 覧 (右岸スリット施工後)

区分	区間	安定計算面	基礎標高(m)	貯水位	設計震度	偏心距離e(m)	B/6(m)	右岸端反力Ru(kN/m2)	左岸端反力Rd(kN/m2)	せん断安全率a	必要せん断強度τ ₀ (kN/m2)	備 考
施工時	河床部	BL.10	EL.11.500	N.W.L (今回検討) 14.000	0.06	2.254	< ± 2.500	421.041	21.768	168.110	> 4.0	—

【参考資料：貯水池空虚時(施工時の設計震度)について(河川砂防技術基準(案) [設計 I 編]】

3.4 荷重の組合せ

ダム の 堤 体 お よ び 基 礎 地 盤 (こ れ と 堤 体 と の 接 合 部 を 含 む) に 関 す る 構 造 設 計 に お い て 考 慮 す べ き 荷 重 の 種 類 と 組 合 せ は 、 貯 水 池 の 水 位 お よ び ダ ム の 型 式 に 応 じ て 定 め る も の と す る 。

解 説

ダム の 堤 体 お よ び 基 礎 地 盤 に 関 す る 安 全 性 に つ い て は 具 体 的 に 構 造 計 算 に よ っ て 確 か め な く て は な ら ない 。 構 造 計 算 を 行 う に あ た っ て 必 要 な 荷 重 の 種 類 と 組 合 せ に つ い て は 、 貯 水 池 の 水 位 と ダ ム の 種 類 に 応 じ て 表 2-4 に 示 す と お り と す る 。

1. 重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダムにおいては、常時の状態では、高い水位状態での安全性が確認されれば、低い水位状態では自動的にその安全性が確認されるのが一般である。しかし、コンクリートダムの場合、低い水位状態で上流向きの地震時慣性力を受けるときには水位の低いほうが危険側となることがあるので、このような水位状態に対しての検討が必要である。
フィルダムにあっては、常時満水位以下の水位ですべり破壊に対して危険側となる水位の状態があるので、この水位の場合（いわゆる中間水位の状態）についての検討が必要となる。中間水位については、試算によって安全率の最小値を見つける必要がある。
2. 浸透流については通常は、定常状態となった場合について検討することとする。したがって、フィルダムにあっては、所定の水位状態が長期間継続したものとして水位を求め、その結果、定常状態の浸透線より低い堤体の部分は飽和状態にあるとして検討を行う。
3. フィルダムにおける、「水位が急速に低下した場合」とは、一般に、貯水池水位が常時満水位から貯水池運用計画における最低水位までの範囲で貯水池運用計画に基づき急速に低下し、間隙圧が堤体内に残留する場合とされている。
その他、サーチャージ水位と常時満水位との間に水位においても当該ダムの実情に応じて必要な場合があれば追加して検討することとなる。
4. フィルダムにおいて構造計算を実施する場合としては、
 - (1) 常時満水位で浸透流が定常状態にある場合
 - (2) サーチャージ水位で浸透流が定常状態にある場合
 - (3) 設計洪水水位で浸透流が定常状態にある場合
 - (4) 貯水池の水位が常時満水位と最低水位との間のダムの安全性に最も不利となる水位（いわゆる中間水位）で浸透流が定常状態にある場合
 - (5) 水位を急速に低下させる場合
 - (6) 完成直後で建設中の間隙圧が残留する場合
 が一般的である。

特に、均一型ダムや細粒分の多いしゃ水材料を使ったダムでは間隙圧の影響が大きいので完成直後の状態についても安全度を確かめることが肝要である。この場合地震時慣性力については、表 2-6 に示す値の 1/2 を使用して求めて差し支えない。

表 2-4 荷重の組合せ

貯水池の 水位状態	重力式コンクリート ダム	アーチ式コンクリート ダム	フィルダム
常時満水位 および サーチャージ水位	自重 静水圧 地震時動水圧 (水圧) 泥圧 地震時慣性力 揚圧力	自重 静水圧 地震時動水圧 (水圧) 泥圧 地震時慣性力 揚圧力 温度荷重	自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧
設計洪水水位	自重 静水圧 泥揚圧力	自重 静水圧 泥揚圧力 温度荷重	自重 静水圧 間隙圧
最低水位	地震時慣性力 静水圧 地震時動水圧 揚圧力	地震時慣性力 静水圧 地震時動水圧 揚圧力 温度荷重	
水位が急速に低下した 場合			自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧
中間水位			自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧
貯水池空虚時 (フィルダムにあっては 堤体完成直後)	自重 地震時慣性力	自重 地震時慣性力 温度荷重	自重 地震時慣性力 間隙圧

備考

- 自重：ダムの堤体の自重
- 静水圧：貯留水による静水圧の力
- 泥圧：貯水池内に堆積する泥土による力
- 地震時慣性力：地震時におけるダムの堤体の慣性力
- 地震時動水圧：地震時における貯留水による動水圧の力
- 揚圧力：貯留水による揚圧力
- 間隙圧：間隙圧（ダムの堤体の内部およびダムの基礎地盤の浸透水による水圧）の力
- 温度荷重：ダムの堤体の内部の温度の変化によって生ずる力

3.5.5 地震時慣性力

地震時におけるダム堤体の慣性力は、堤体に水平に作用するものとし、次式によって求めるものとする。

$$I = W \cdot K$$

I : 地震時の堤体の慣性力 (tf/m³) {kN/m³}

W : 堤体の自重 (tf/m³) {kN/m³}

K : 設計震度

なお、設計震度は、ダム地点の地域区分、基礎の状態およびダムの種類等を考慮して定めるものとする。

解 説

設計震度の値は、一般に本編第1章図1-40に示す地域区分、基礎地盤の状態およびダムの型式を考慮して、表2-6に示す値を目安とする。ダム本体とは別の隣接型および分離型洪水吐きで、重力式コンクリートダムの型式をとるものについては、表2-6の重力式コンクリートダムの値をとることとする。ただし、ダム地点付近に過去に大規模な地震が発生しているとか、あるいは地質的に特に問題がある場合等には、地域の地震歴、堤体の動力学的特性を考慮して設計震度の値を表2-6に示す値以上に定めるものとする。なお、ダムの非越流部の直上流部における水位がサーチャージ水位である場合は、[参考2.5]の h_e を計算する場合を除いて表2-6に示す値の2分の1の値とすることができる。また、上記の水位が設計洪水水位である場合は、本章3.4で定めるように地震時慣性力、地震時動水圧は荷重の対象としないこととしている。これは、ダムの堤体の安定計算にあたっては、地震時、平常時を問わずダムの型式に対応した同一の安全率をもつものとして計算することとしているので、それぞれの水位の発生頻度等を考慮して、堤体に負荷する荷重の大きさを定めているものである。

コンクリートダムにおいて貯水池空虚時の安定を検討するとき、フィルダムにおいて完成直後の安定を検討するとき、および水位急低下が日常行われないダムにおいて水位急低下時の安定計算をするときは、表2-6に示す値の2分の1の値とすることができる。

図2-9の詳細を次に示す。

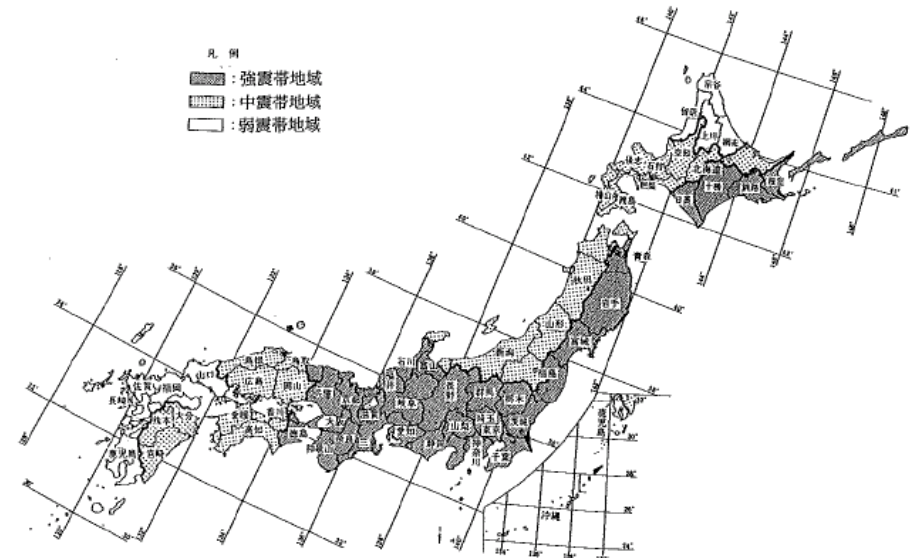


図 2-9 地震強度の地域区分

表 2-6 設 計 震 度

ダムの基礎条件	設計震度				
	重力式コンクリートダム	アーチ式コンクリートダム	ゾーン型フィルダム	均一型フィルダム	
強震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.24~0.30	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	—	—	0.18	0.20
中震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12	0.24	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	—	—	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震帯地域	通常の岩盤基礎	0.10~0.12	0.20~0.24	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	—	—	0.15	0.18

ただし、これらの値は目安の値であり、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学的特性を考慮してこれらの値以上をとることとする。

§3 土 工

3.1 堤体上流部の土工

水位低下設備上流側のゲート設置箇所、ダム上流側のマウンド部、堤体撤去箇所の上流部は河川内において土砂掘削を行う。

堤体上流部においては、以下の工事に伴ってダム直上流の掘削及びこれに関連する工事用道路の設置に伴う土工(切土、盛土)が発生する。

- ① 水位低下設備ゲート設置(第1段階)
- ② 本体撤去 (左岸側：第6段階)

1. 水位低下設備ゲート設置に伴う土工

水位低下設備ゲートを設置する際には、事前に設置箇所周辺の堆積土砂を掘削除去する必要がある。

図-3.1.1 にゲート設置に伴う掘削平面図及びこれに必要となる工事用道路配置図を、また、図-3.1.2 にはゲート設置位置の掘削断面図を示す。

施工に当っては、クレストまでの貯水位がある状態(第1段階)での施工となるため、クラムシェルによる掘削とし、基本的には貯水池側から施工することとするが、クラムシェルの作業範囲を超える部分については、管理橋からのクラムシェルにより施工する計画である。

2. ダム上流のマウンド処理(案)

ダム上流のマウンド部2ヶ所については、河床縦断の連続性を考慮して除去する計画である。

図-3.1.1 にマウンド部2ヶ所の掘削図を示す。

施工に当っては、水位の低下にあわせて、マウンド部が露出した時点で陸上からのバックホウにより掘削する計画である。

3. 本体撤去に伴う土工

左岸側においては、本体撤去に伴い貯水池側の撤去計画より上位に堆積した土砂は除去する計画である。

図-3.1.3 に左岸ブロックにおける本体撤去に伴う掘削横断面図を示す。

施工に当っては、貯水位が十分低下した後(第6段階)であるため、貯水池側からドライな状態で施工可能である。

4. 水位低下後の土質等の確認

水位低下後、ダム上下流において河岸の土質の状況等を確認し、水位低下やダム撤去に伴う洗掘等の影響を把握し、必要に応じて対策を講じる。

上流側工事用道路平面図 S=1/1000
(貯水池掘削前)

IP	1	IP	2	IP	3	IP	4	IP	5
IA	18-18-05 710	IA	13-31-56 410	IA	21-54-00 150	IA	88-42-56 711	IA	117-39-56 237
R	60.000	R	60.000	R	60.000	R	16.000	R	16.000
Lc	15 971	Lc	14 171	Lc	22 934	Lc	23 226	Lc	30 805
CL	15 971	CL	14 171	CL	22 934	CL	23 226	CL	30 805
IP	6	IP	7	IP	8	IP	9	IP	10
IA	15-07-22 499	IA	12-43-22 495	IA	32-10-45 478	IA	35-04-27 006	IA	62-27-06 642
R	15.000	R	15.000	R	15.000	R	15.000	R	15.000
Lc	3 959	Lc	3 331	Lc	8 425	Lc	9 182	Lc	16 350
CL	3 959	CL	3 331	CL	8 425	CL	9 182	CL	16 350

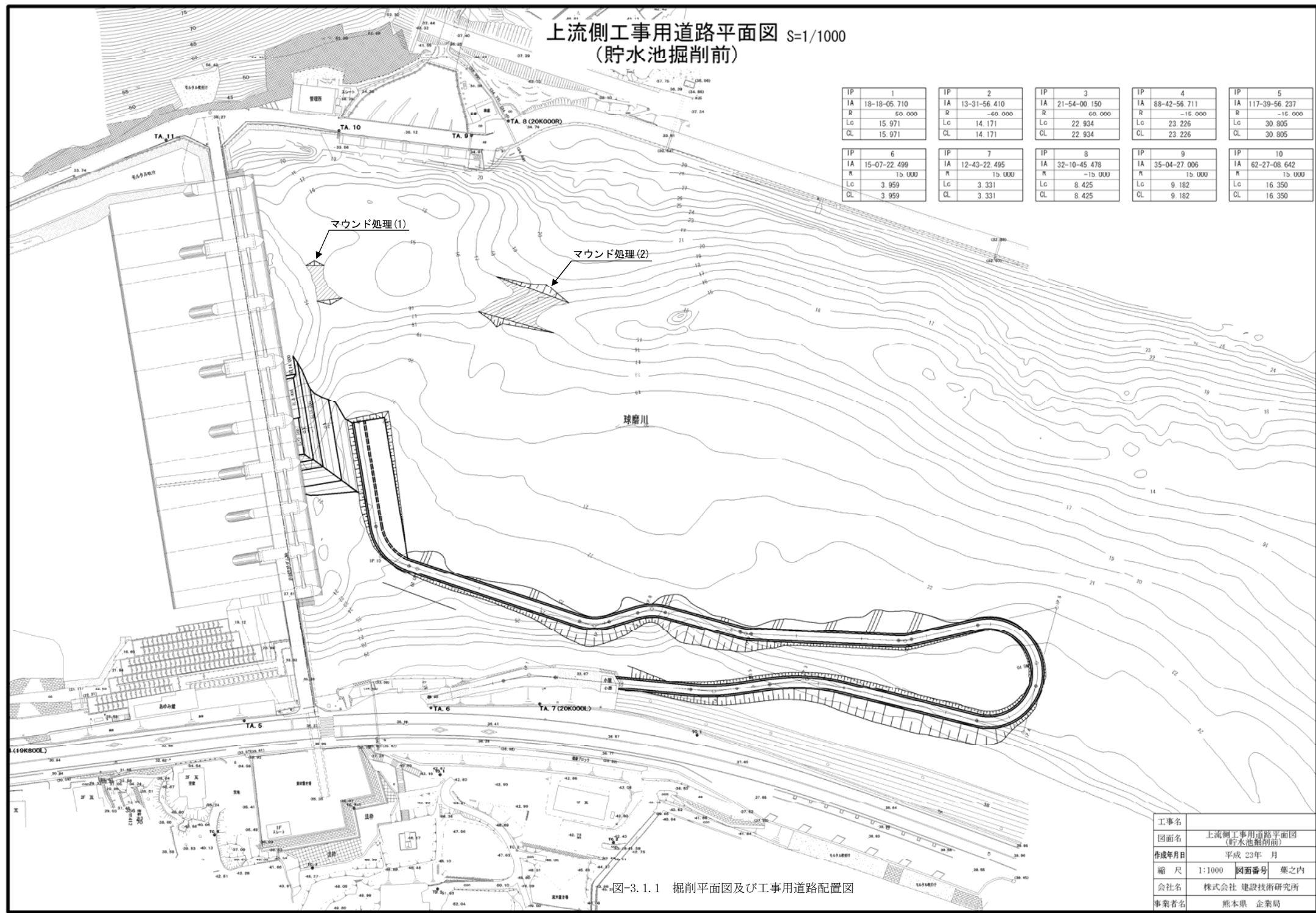


図-3.1.1 掘削平面図及び工事用道路配置図

工事名	上流側工事用道路平面図		
図面名	(貯水池掘削前)		
作成年月日	平成 23年 月		
縮尺	1:1000	図面番号	集之内
会社名	株式会社 建設技術研究所		
事業者名	熊本県 企業局		

【第1段階】仮締切及び仮設坂路計画図(2-2) S=1/200

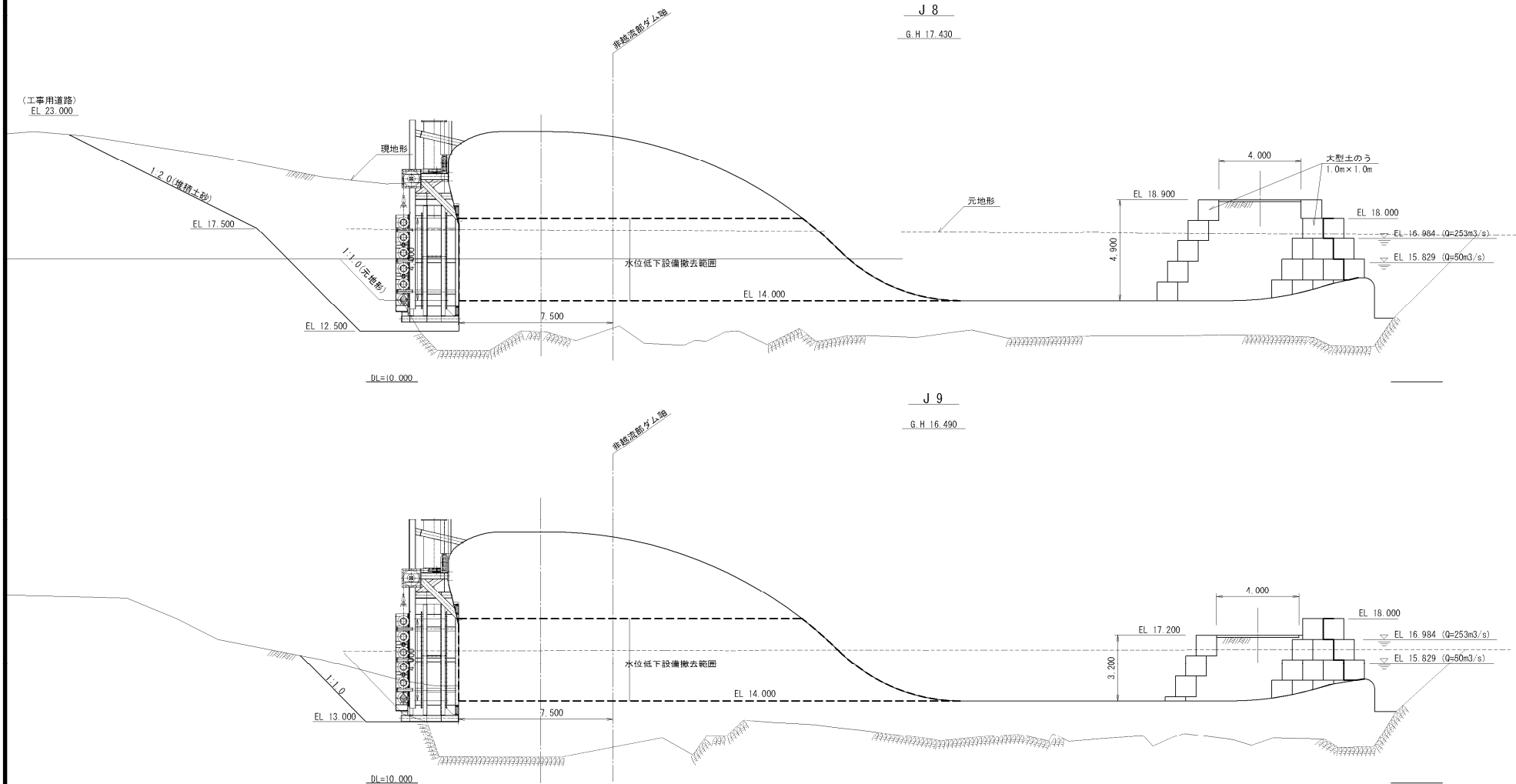


図-3.1.2 水位低下設備設置に伴う掘削横断面図

工事名	【第1段階】
図面名	仮締切及び仮設坂路計画図(2-2)
作成年月日	平成 23年 月
縮尺	図示 図面番号 葉之内
会社名	株式会社 建設技術研究所
事業者名	熊本県 企業局

荒瀬ダム横断図 (5)

S=1/200

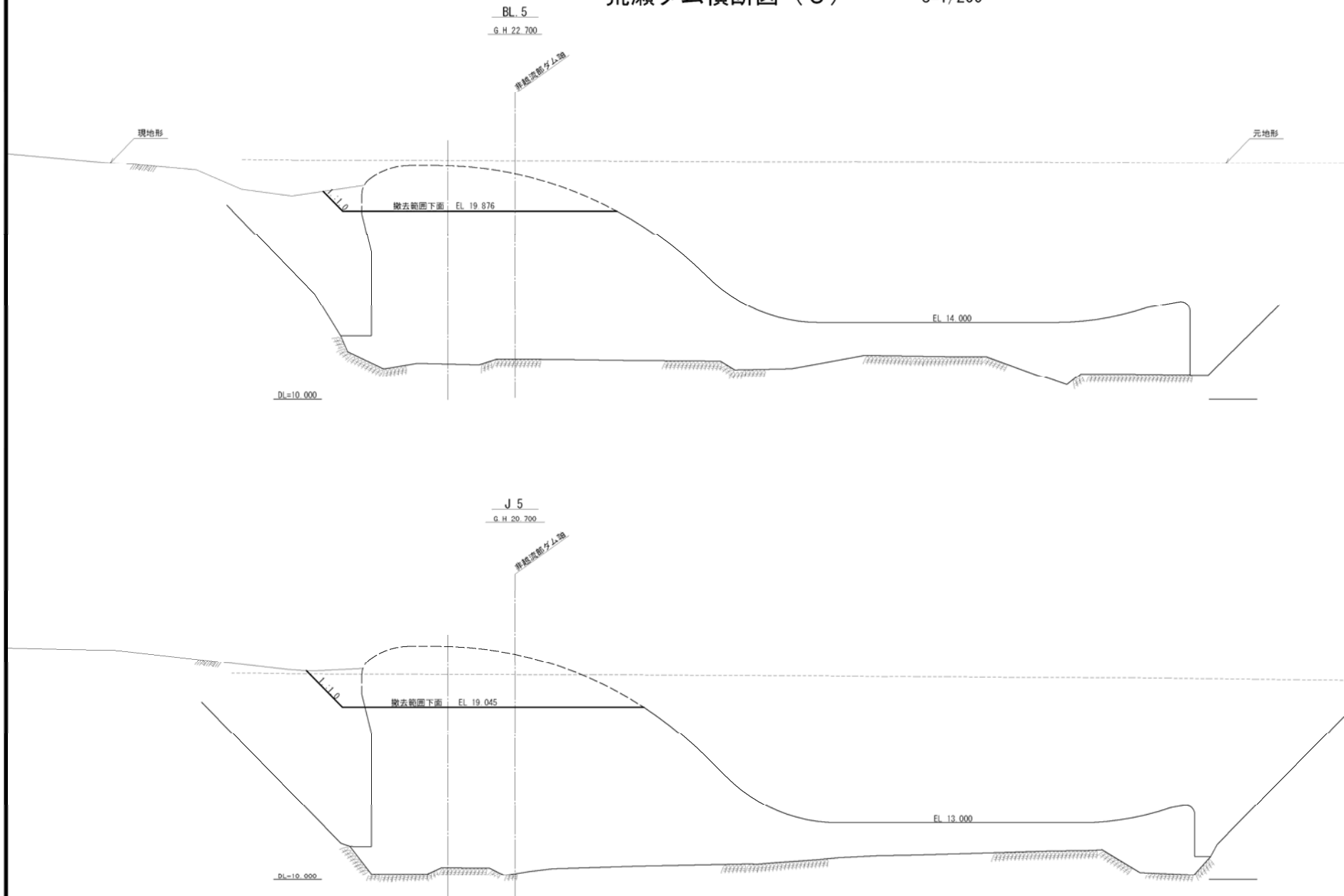


図-3.1.3 本体撤去に伴う掘削横断図

工事名			
図面名	荒瀬ダム横断図 (5)		
作成年月日	平成 23年 月		
縮尺	1:200	図面番号	葉之内
会社名	株式会社 建設技術研究所		
事業者名	熊本県 企業局		

3.2 覆土計画

覆土計画は、左岸堤体残存部におけるコンクリートの露出を防ぎ河床の段差を解消させ、左岸側の将来の堆砂を促進させることを目的とし、1.5万m³の覆土を計画する。覆土工実施後の流下能力については、荒瀬ダム設計洪水流量の6,550m³/sが流下した場合でも、既設護岸から十分な余裕を持ち、HWL以下で流下する。

3.2.1 覆土計画の概要

図-3.2.2に示す二次元河床変動計算（以下「シミュレーション」と称す）の結果より、左岸側は将来的にはダム建設前と同様に州が連続すると予想されるが、①撤去工事直後の堤体左岸残存部におけるコンクリートの露出を防ぐとともに、河床の段差を解消させ、上下流の連続性を確保させる。②左岸側の将来の堆砂を促進させることを目的として、ダム直下流の一部覆土工を計画している。

ダム撤去後のダム直下流の覆土は、図-3.2.1に示すように、堆積が予測される箇所の範囲内で最小限の範囲とし、法面勾配は盛土材料の水中安定勾配より極力緩勾配とし、洪水時には上流より土砂が供給されることを前提に計画している。

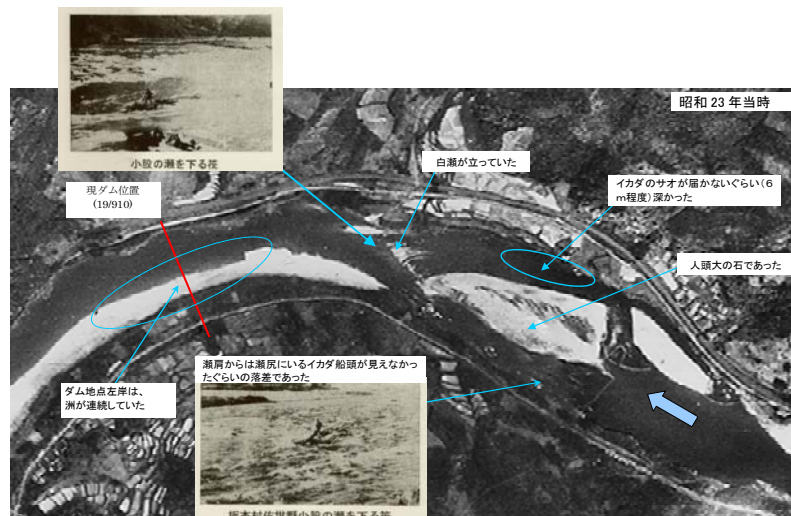


写真-3.2.1 荒瀬ダム建設前の河川の状況

3.2.2 覆土に伴う河床縦断計画

河床縦断図は、以下のケースについて作成した。

- ・ 覆土量 1.5万m³

図-3.2.1に平面図を示すが、縦断図は以下の3断面に対して作成した(図-3.2.2参照)。

- (a) 左岸部 BL. 5
- (b) 左岸部 BL. 7
- (c) 右岸みお筋部 BL. 12

(1) 覆土盛土勾配

図-3.2.2より、覆土の勾配は、覆土量1.5万m³で1:5程度と比較的緩勾配であり、縦断的に急激に落ち込むような形状とはなっていない。

(2) 騒音・洗掘に対する検討

覆土勾配が緩勾配であっても、上・下流に水位差がある場合は、下流水面に流水が突入する際の低周波騒音の発生、または、越流水が流下する際の覆土法面の洗掘等が懸念される。

しかしながら、撤去完了後は、右岸みお筋部が上・下流に連続している状態であり、上下流では極端な水位差は発生しないと考えられる。

また、河川流量が増すにつれて、上下流の水位も同様に上昇すると考えられ、左岸側の覆土を越流する状況となっても、同程度の下流水位があると考えれば騒音の発生、覆土法面の洗掘等については大きな問題は発生しないと考えられる。

荒瀬ダムサイト平面図 S=1:1000

(覆土1.5万m³)

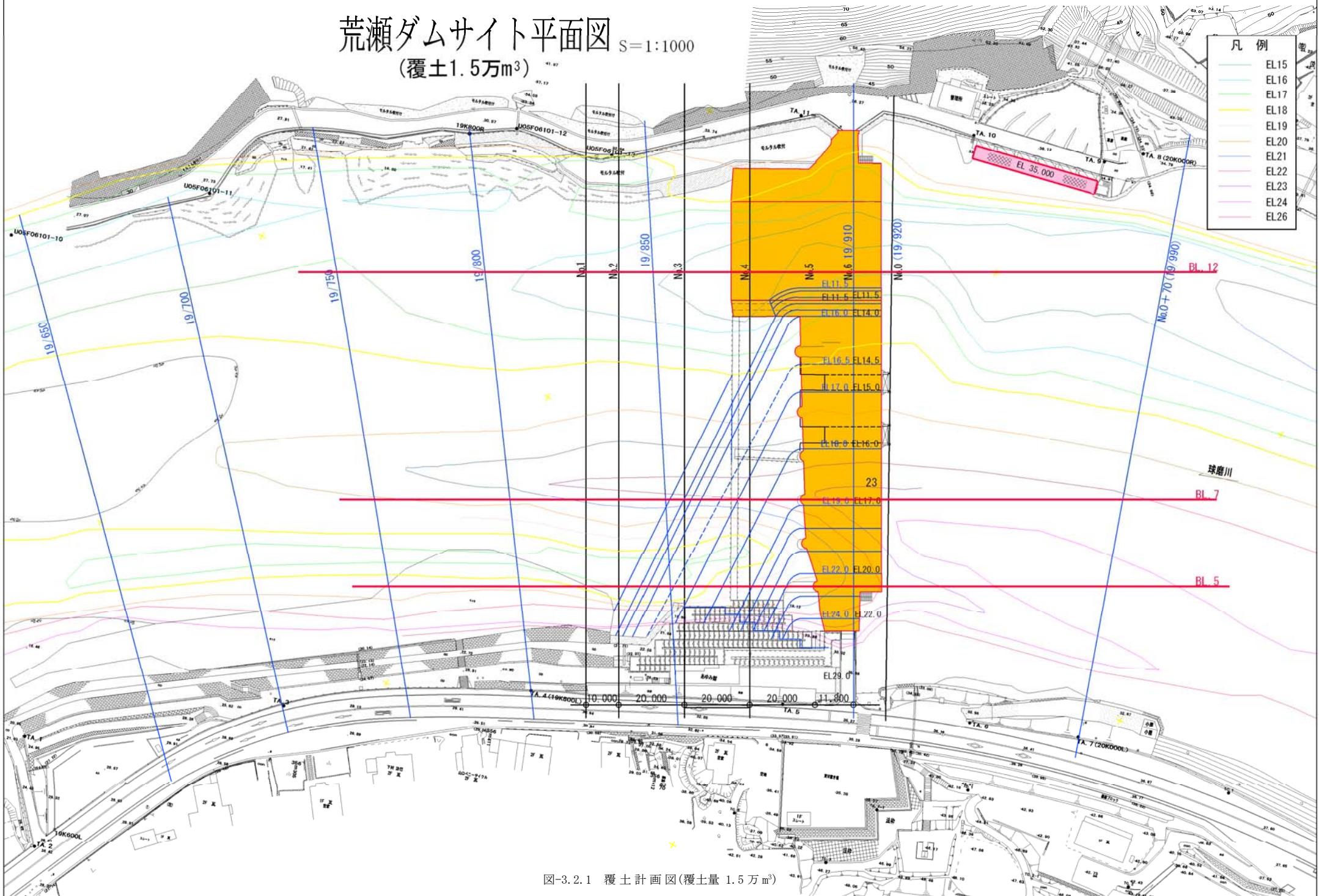
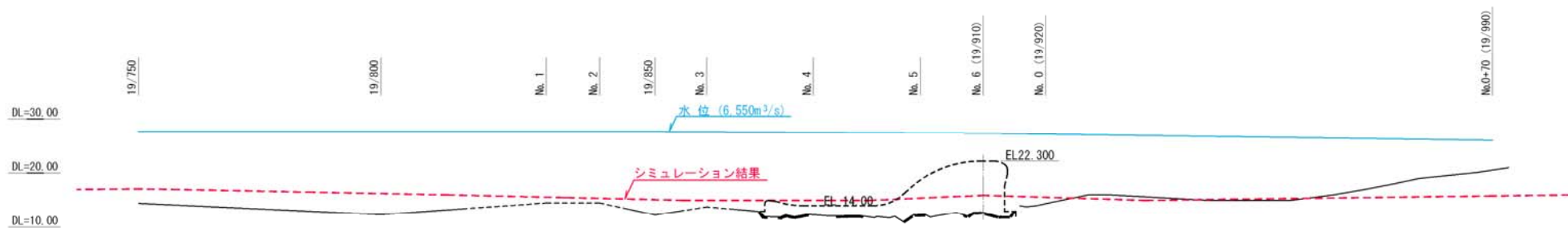


図-3.2.1 覆土計画図(覆土量 1.5万 m³)

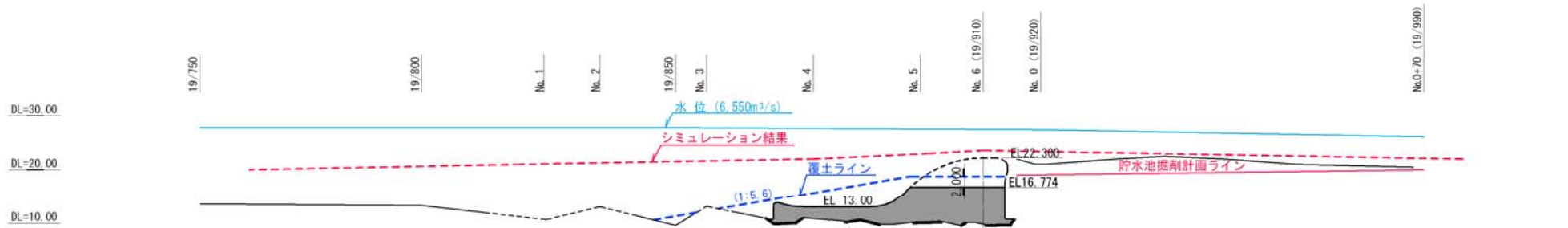
河床縦断面図 S=1/800

(覆土1.5万m³)

BL. 12



BL. 7



BL. 5

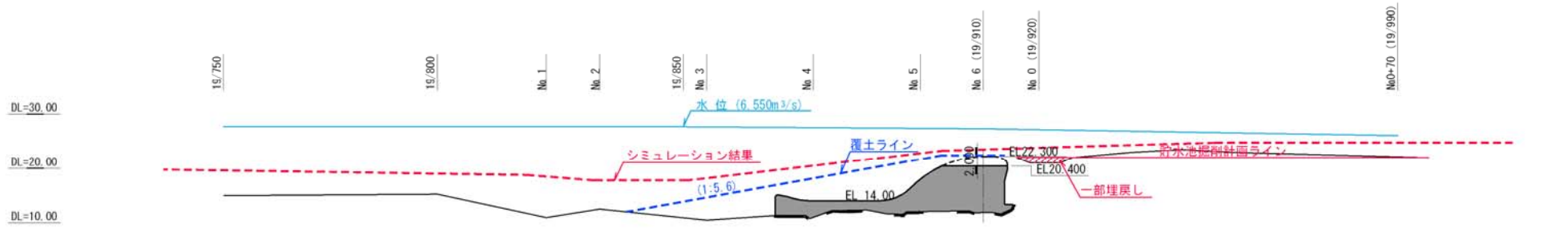


図-3.2.2 河床縦断面図(覆土量 1.5万 m³)

3.2.3 覆土計画の流下能力への影響

ここでは、本体撤去完了後の状態における不等流計算を行って、覆土計画が河川の流下能力に及ぼす影響について、以下のケースについて検討した。

- ・ 覆土量 1.5 万 m³

1. 流下能力の検討

(1) 不等流計算条件

1) 河道断面図

最新の河道断面に基づき、検討に必要な断面を作成した。

使用した測量図面は、以下の資料であり、図-3.2.7 に示す断面を使用した。

- ① 下流河道 (17/800~19/850) …… 熊本県 (H22 年度測量)
- ② 貯水池 (No.0+70~No.2) …… 熊本県 (H22 年度測量)

また、堤体撤去形状については、本体撤去完了(護岸完成)後を対象とした。

- ・ 検討ケース : 本体撤去完了(護岸完成)後 : 河道全体を流下

ここで、貯水池については、撤去完了後においては、貯水池掘削(砂礫除去)を行った形状とした。

これらを考慮した撤去完了後の代表断面を表-3.2.1 に示す。

2) 出発水位

下流の遙拝堰から荒瀬ダム下流まで現況河道に対して不等流計算を行い、計算開始地点(18/200)における出発水位を設定した。

3) 計算流量

計算流量は、以下の1ケースとした。

- ・ 出水期 : 設計洪水流量 : $Q=6,550\text{m}^3/\text{s}$

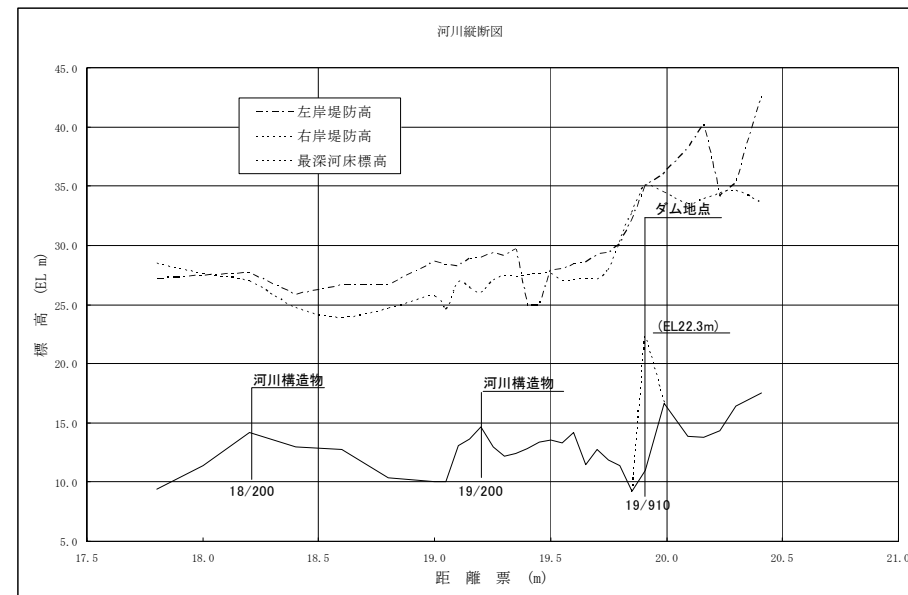


図-3.2.3 河川縦断面図 (撤去完了後)

表-3.2.1 代表断面 (撤去完了後：覆土量 1.5 万 m³)

施工段階	河道断面	距離標	出水期 (計画洪水時：Q=6,550m ³ /s)
本体撤去完了後	下流河道断面	18/200	
		19/650	
		19/850	
	ダム形状	(19/910)	
	貯水池断面	No.0+70 (19/990)	
		No.2 (20/410)	

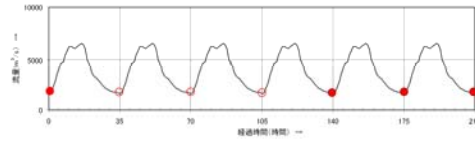


表-3.2.2 シミュレーション計算条件一覧表

項目	予測計算条件	備考	
対象区	18.2k地点～21.6k地点(約3.4k区間)		
対象洪水	昭和57年7月25日出水	既往最大	
初期条件	初期河道	砂礫(10万 m^3)の掘削後河道を設定	
	河床材料	1次元モデルと同様(主流路の河床材料より設定)	
境界条件	1次元のシミュレーション条件, 結果より設定		
荒瀬ダム	越流部	メッシュ河床高を数高まで上げてモデル化	撤去ケースに対応
	水位低下設備	簡易的にモデル化	
条件	完全越流の場合は, 越流公式を用いる		
検討撤去ケース	最終案(6段階)		

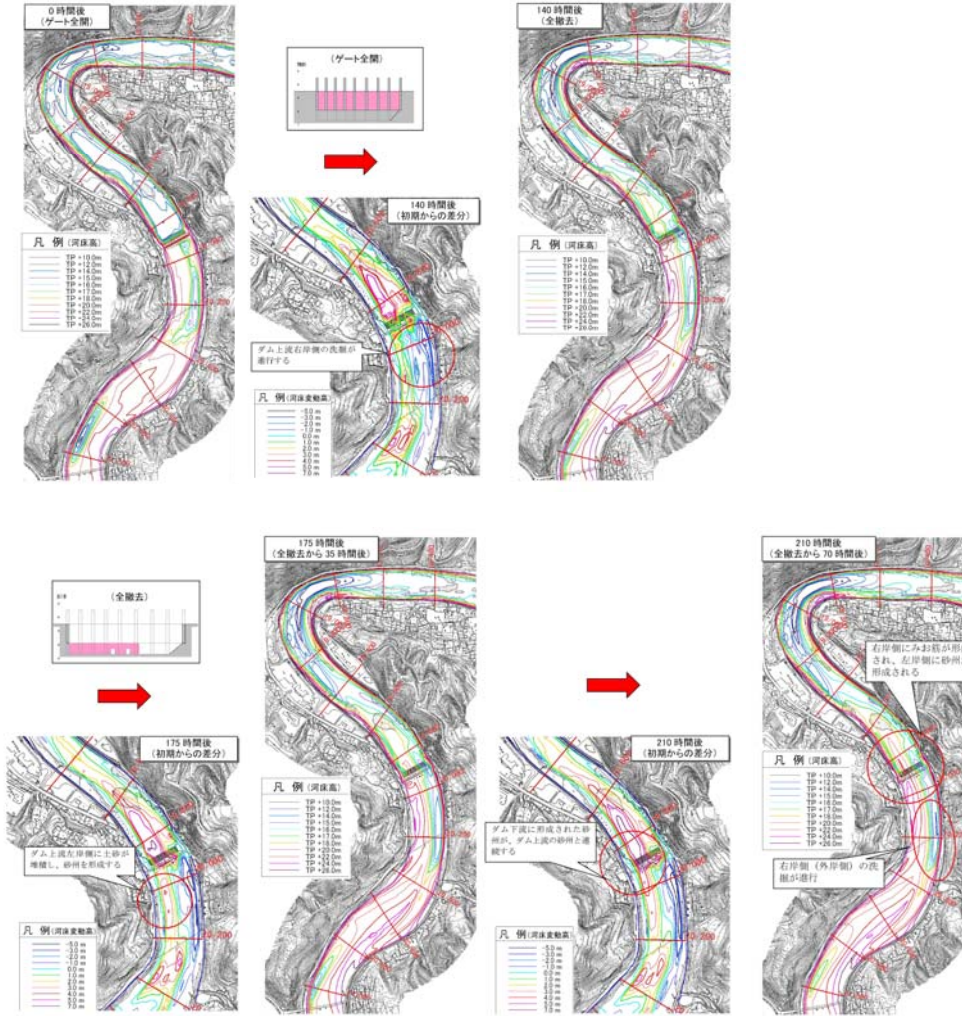


図-3.2.4(1) シミュレーション結果(1)
(河床高の平面分布の時系列変化)

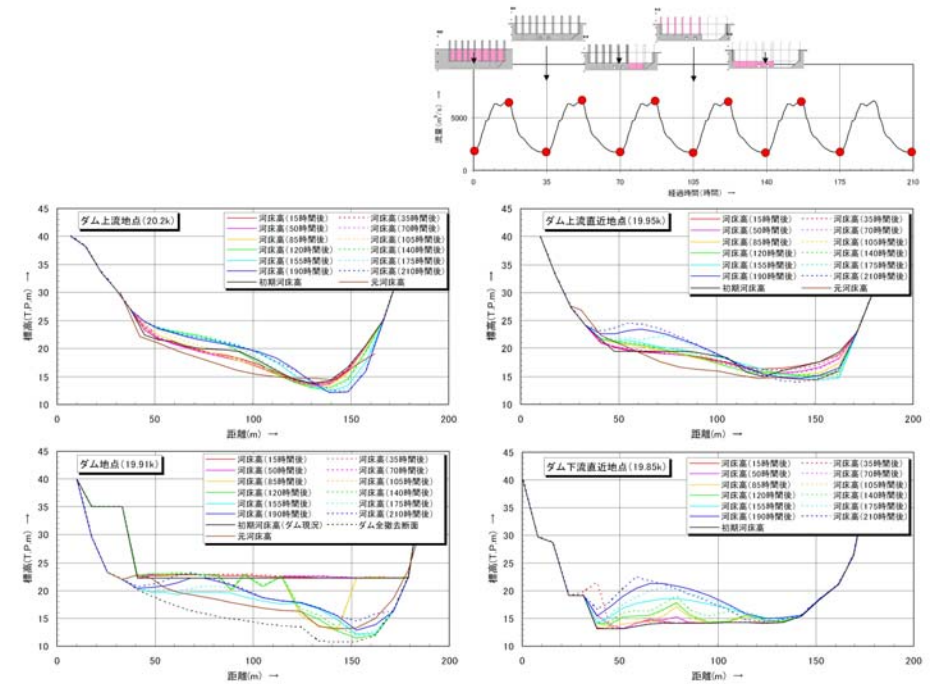


図-3.2.4(2) シミュレーション結果(2)
(河床横断形状の時系列変化)

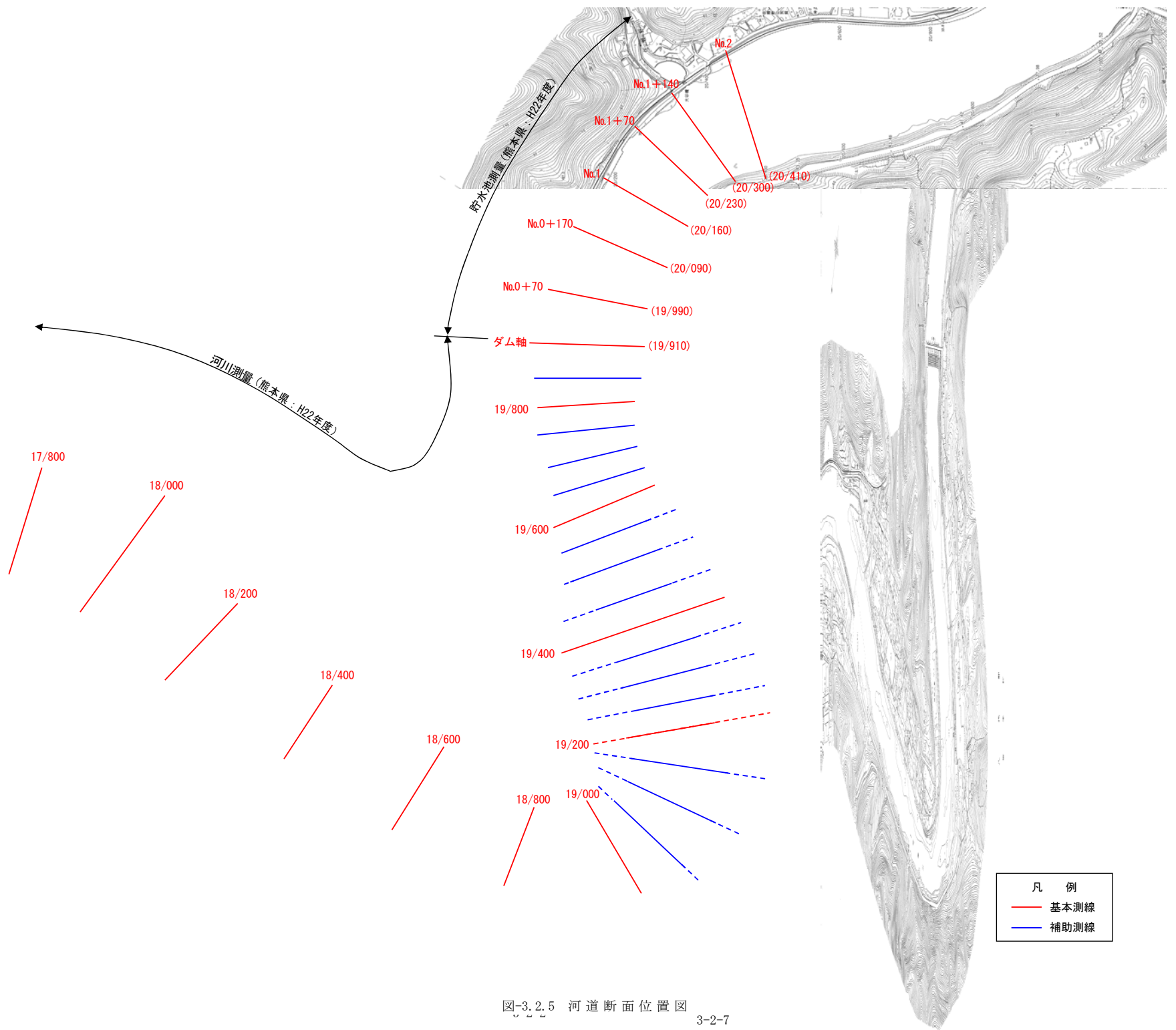


図-3.2.5 河道断面位置図

(2) ダム撤去完了後流下能力の確認

不等流計算結果より、覆土工が計画されている 19/850 断面～ダム地点～No.0+70 断面の範囲に着目してダム撤去後の流下能力の確認を行った。

各断面における計算水位を図-3.2.6 に、また水位縦断面図を図-3.2.7 に示す。

覆土工に対しては以下の通りである。

- ・ 覆土工近傍の 19/850～ダム地点断面では、撤去完了後の計算水位と堤防高との高低差は 4.1m～7.3m 程度 (図-3.2.6(a)及び(b)参照) あり、余裕高基準の「1.5m」(下記基準より) より大きいことから、流下能力は十分確保されていると判断される。
- ・ したがって、覆土工が流下能力に及ぼす影響はないと考えられる。

5-1 余裕高

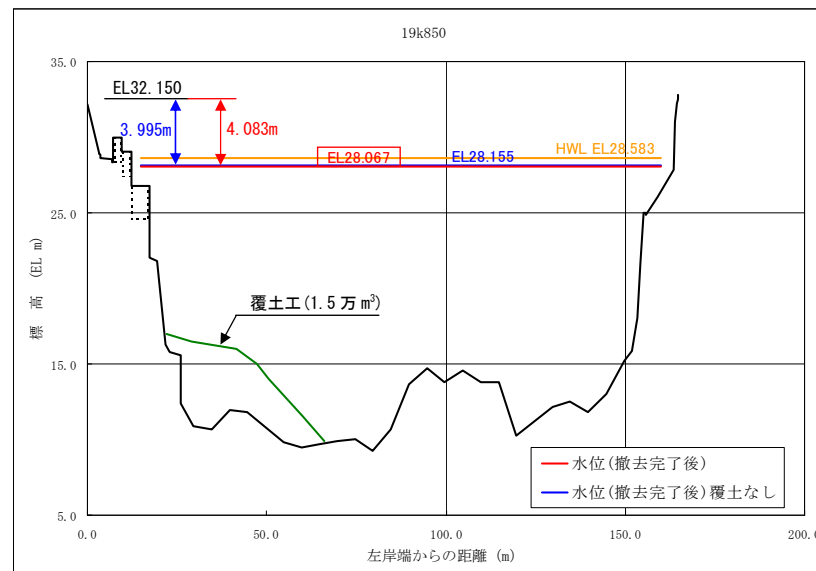
イ 堤防の余裕高は、計画高水流量に応じて表 1-2 に掲げる値以上とする。ただし、当該堤防に隣接する堤内の土地の地盤高が計画高水位より高く、かつ地形の状況により治水上の支障がないと認められる区間にある場合は、計画高水流量が 200m³/s 以上である場合でも余裕高を 0.6m 以上とすることができる。

表 1-2 計画高水流量と余裕高

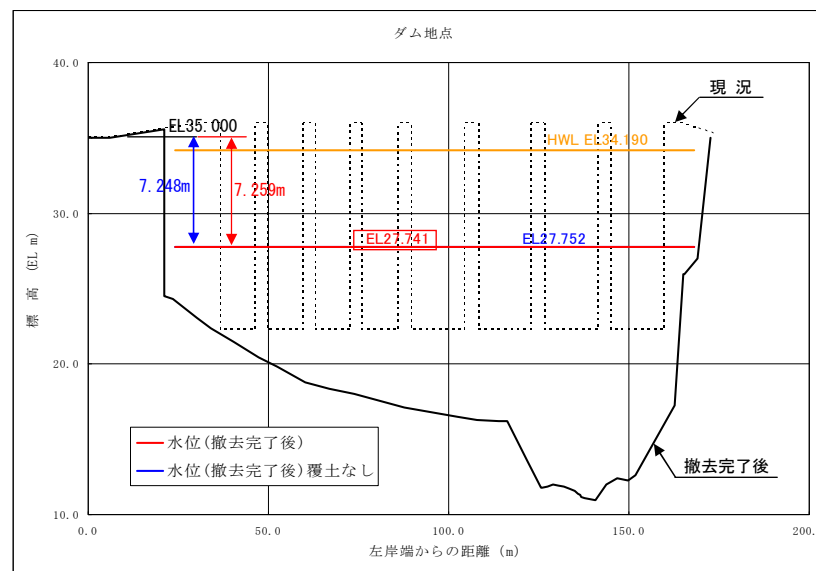
計画高水流量 (単位 m ³ /s)	余裕高 (m)
200未満	0.6
200以上 500未満	0.8
500以上 2,000未満	1.0
2,000以上 5,000未満	1.2
5,000以上 10,000未満	1.5
10,000以上	2.0

ロ 支川の背水区間においては、堤防の高さが合流点における本川の堤防の高さより低くならないよう堤防の高さを定めるものとする。ただし、逆流防止施設を設ける場合においてはこの限りではない。

(「土木工事設計要領 第II編 河川編」より)



(a) 19/850 : 覆土工付近

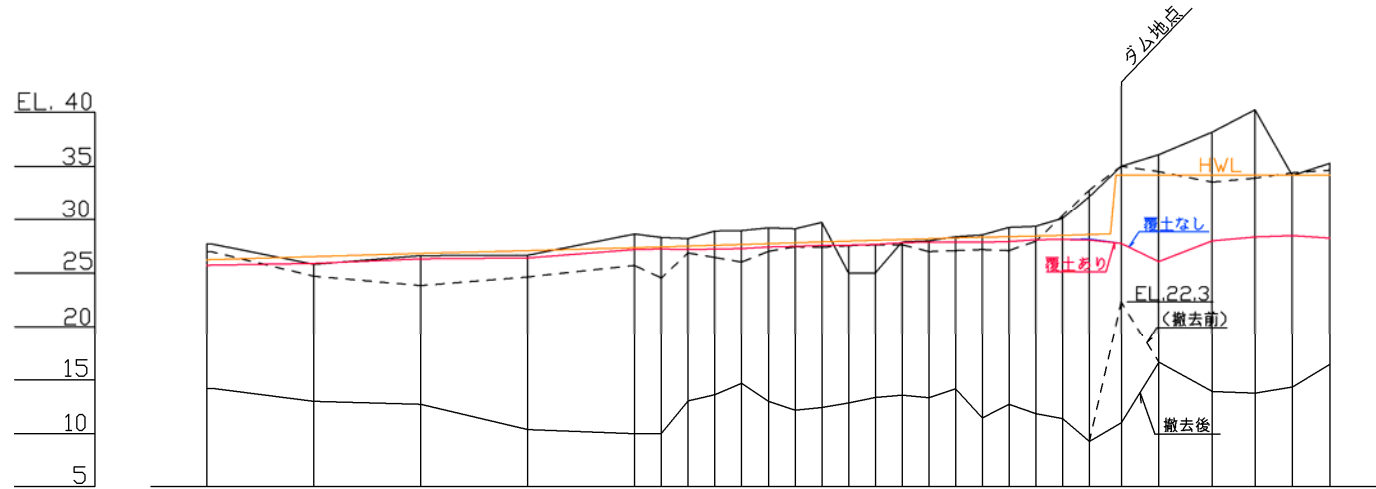
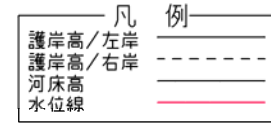


(b) ダム地点(19/910)

図-3.2.6 各断面の計算水位 (撤去完了後 : 覆土量 1.5m³)

河道縦断面図

撤去完了後(Q=6,550m³/s) (覆土 Q=1.5万m³)
 H=1:10,000
 V=1:500



左岸護岸高	27.690	25.807	26.610	26.660	28.620	28.300	28.200	28.940	29.320	29.100	29.700	25.000	25.000	27.880	27.979	28.360	28.540	29.230	29.333	30.078	32.150	35.000	36.060	38.160	40.230	34.140	35.260	
右岸護岸高	26.960	24.700	23.830	24.626	25.690	24.540	26.870	26.430	27.000	27.440	27.380	27.530	27.600	27.880	26.992	27.070	27.180	27.080	27.941	30.327	32.767	35.000	34.500	33.520	33.890	34.400	34.630	
水位	25.707	25.886	26.304	26.388	27.182	27.212	27.181	27.224	27.409	27.484	27.563	27.591	27.638	27.822	27.869	27.849	27.857	27.917	28.081	28.104	28.067	27.741	26.059	27.986	28.344	28.480	28.233	
河床高	14.210	12.991	12.730	10.370	10.000	10.010	13.040	13.620	13.000	12.170	12.420	12.840	13.357	13.576	13.342	14.150	11.450	12.720	11.848	11.392	9.270	11.000	16.640	13.900	13.750	14.340	16.440	
追加距離	0.00	200.00	400.00	600.00	800.00	850.00	900.00	950.00	1000.00	1050.00	1100.00	1150.00	1200.00	1250.00	1300.00	1350.00	1400.00	1450.00	1500.00	1550.00	1600.00	1650.00	1700.00	1790.00	1890.00	1960.00	2030.00	2100.00
距離標	18/200	18/400	18/600	18/800	19/000	19/050	19/100	19/150	19/200	19/250	19/300	19/350	19/400	19/450	19/500	19/550	19/600	19/650	19/700	19/750	19/800	19/850	19/910	19/990	20/090	20/160	20/230	20/300

図-3.2.7 水位縦断面図 (撤去完了後: 覆土量 1.5 万 m³)

3.3 河川内ヤード

荒瀬ダム上流左岸部における貯水池内堆砂除去箇所を河川内ヤードとして利用し、堤体コンクリートの小割りを行う。小割りしたコンクリート殻は、発電用隧道の埋戻し充填材として再利用する。

本体撤去に並行して以下の工事を実施する計画である。

① 貯水池堆砂除去工事

貯水池に堆積した土砂を搬出する(佐瀬野地区：平成 24 年度および平成 25 年度に除去工事を予定)。

② 導水トンネル埋戻し工事

小割りしたコンクリート殻を右岸導水トンネルに充填する(平成 25 年度～28 年度)。

ただし平成 24 年度においては、河川内工事の末期(2 月下旬以降)に貯水位を低下させるため、上記工事は以下のような状況にある。

- ・ 貯水池堆砂除去工事では、掘削土砂の搬出は右岸県道から貯水池上流の葉木橋を迂回する必要がある。
- ・ 導水トンネル埋戻し工事は、平成 25 年度以降の実施となるため問題はない。

水位低下後は河川内スペースが広がることから、工事用道路及び仮橋を設置し、貯水池土砂の搬出ルート短縮を図ることが考えられる。

また、上記工事用道路及び仮橋を利用して、コンクリート殻を導水トンネルに運搬する際に、河川内の破砕殻の小割りヤードを経由するルートとすることにより、破砕殻の小割りから導水トンネル充填の一連の工程の施工性(効率性)の向上や大型車両の走行に伴う地域への影響低減を図ることが考えられる。

1. 河川内ヤードの概要

既計画では、本体撤去において破砕したコンクリート殻は、ダンプトラックに積み込める程度までの小割りを行うこととし、河川外の仮置(小割)ヤードまで速やかに搬出する計画である。

しかしながら、ダムサイト周辺の河川外には、民家への騒音等に配慮不要な適切なヤードが存在しないため、図-3.3.1 に示すように河川(貯水池)内ではあるが砂礫除去を行うダム上流左岸のスペースを、非出水期に限定して利用することとした。

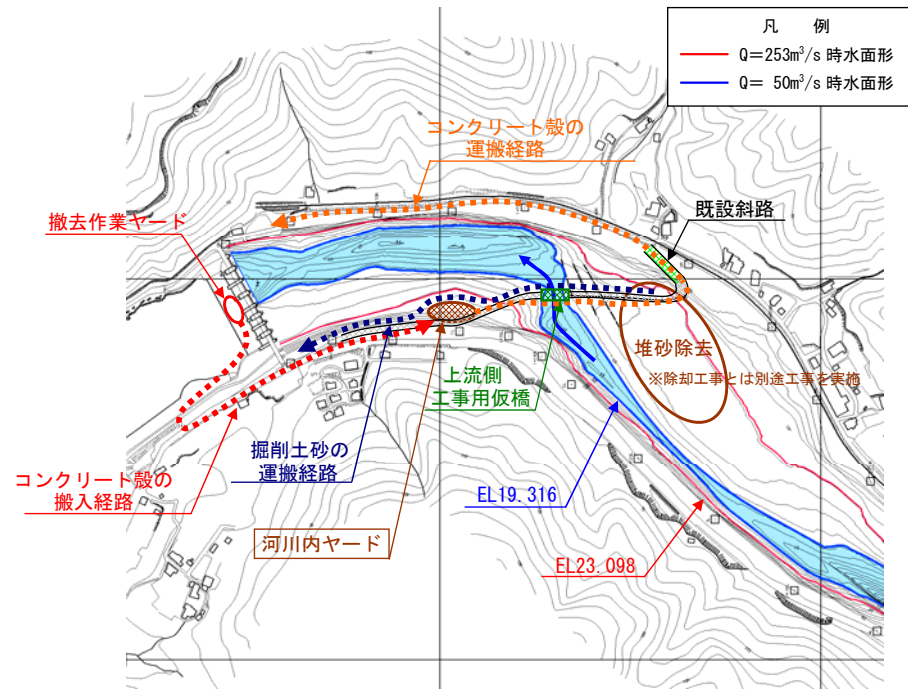


図-3.3.1 ヤード位置図

また小割りした破砕撤去殻は、図中に示す上流側工事用仮橋を利用して、右岸の導水トンネル埋戻しに利用する計画である。

河川内ヤードの設置は、第 2 段階の平成 25 年度から第 5 階の平成 28 年度までを予定するが、仮橋の設置時期は、貯水位低下後(第 2 段階)となり、この仮橋を利用することが可能となるため、運搬コストの低減効果も見込まれる。

2. 河川内ヤードの配置検討

(1) 基本条件

導水トンネル内埋戻し概略施工計画検討を行うに当たり、計画検討の基本となる事項を整理検討する。

1) 施工可能日数等

施工可能日数や作業時間については、ダム本体撤去と同様とし、下記のとおりとする。

表-3.3.1 施工可能期間等

項目	期間・時間	備考
月当り施工可能日数	19日	
作業時間	実作業7時間	賃金対象時間(8h) =実作業時間(7h)+付帯
施工可能時期	コンクリート取壊し開始～2月末 (河川内工事対象範囲外に仮置きを行う場合：コンクリート取壊し開始～3月中旬)	河川工事： 11月初旬～3月中旬(4.5ヶ月) 河川内工事： 11月中旬～2月末(3.5ヶ月)

2) コンクリート殻発生数量

施工段階別のコンクリート撤去数量を表-3.3.2に示す。また、発生数量と当該時期のコンクリート撤去作業期間は、表-3.3.3のとおりである。

表-3.3.2 施工段階別のコンクリート殻発生量

細別	規格	単位	数量							備考	
			1年目	2年目	3年目	4年目	5年目	6年目	計		
トンネル越流部	無筋	油圧くさび	m3	774.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	774.0	
	無筋	制御発破	m3	0.0	0.0	5,121.4	4,463.4	0.0	5,388.3	14,973.2	
	鉄筋	制御発破	m3	0.0	0.0	241.3	230.4	0.0	872.1	1,343.8	同時撤去ピア
	計	制御発破	m3	0.0	0.0	5,362.8	4,693.8	0.0	6,260.4	16,317.0	
ピア	鉄筋	制御発破	m3	0.0	2,017.5	0.0		4,547.1		6,564.6	
非越流部	無筋	制御発破	m3	0.0	0.0	0.0	685.5	0.0	1,855.4	2,540.9	
	鉄筋	制御発破	m3	0.0	0.0	0.0	807.4	0.0	724.7	1,532.1	同時撤去ピア
	計	制御発破	m3	0.0	0.0	0.0	1,492.9	0.0	2,580.1	4,073.0	
				774.0	2,017.5	5,362.8	6,186.7	4,547.1	8,840.5	27,728.6	
	無筋			774.0	0.0	5,121.4	5,148.9	0.0	7,243.7	18,288.0	
	鉄筋			0.0	2,017.5	241.3	1,037.8	4,547.1	1,596.8	9,440.5	
	合計			774.0	2,017.5	5,362.8	6,186.7	4,547.1	8,840.5	27,728.6	

想定されるトンネル埋戻し期間

3) 破砕ヤードの貯蔵機能

- 破砕ヤードには、ダム撤去現場からのコンクリート殻供給が一時的に停止した場合でも、トンネル工事を継続することを目的として、破砕殻の貯蔵機能を付与する。
- 貯蔵量は、トンネル埋戻し工事期間中においてコンクリート殻の発生量が最大となる年の1日分とする。
- 現計画では、トンネル埋戻しに使用するコンクリート殻の総量は12,590m³(実体積)を予定しているため、表-3.3.2より、2～5年までの期間(2～5年までの撤去数量：18,114m³)が対象となる。
- 当該貯蔵機能は、トンネル埋戻し工事を継続するためのものであるから、貯蔵量検討の対象となる殻発生量最大年は、トンネル埋戻しの対象となることが想定される2～5年目までの期間のなかから抽出する。
- 2～5年目の期間中、トンネル内埋戻しに使用するコンクリートの発生量が最大となる年は4年目の6,187m³である。

4) 貯蔵容量

施工段階別のコンクリート殻発生数量と月当りの施工可能日数から、日当たりの必要最大処理量を算出し、破砕ヤードの貯蔵容量を設定する。

検討対象年度 : 4年目

検討対象数量 : 6,187m³ (4年目)

当該年度の撤去作業期間 : 1.7ヶ月 (表-3.2.3 荒瀬ダム工程表 参照)

月当り施工可能日数 : 19日/月

日当り実作業時間 : 7h/日

月当り必要処理量 : 6,187m³ ÷ 1.7ヶ月 = 3,639m³/月

日当り必要処理量 : 3,639m³ ÷ 19日/月 = 192m³/日

⇒ 約200m³として貯蔵容量を設定する。

表-3.3.3 荒瀬ダム撤去工程表

		1年目 (H24年度)				2年目 (H25年度)				3年目 (H26年度)				4年目 (H27年度)				5年目 (H28年度)				6年目 (H29年度)																				
		出水期				出水期				出水期				出水期				出水期				出水期																				
		河川内工事期間 河川外工事期間				河川内工事期間 河川外工事期間				河川内工事期間 河川外工事期間				河川内工事期間 河川外工事期間				河川内工事期間 河川外工事期間				河川内工事期間 河川外工事期間																				
施工箇所		4	5	6	7	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	1	2	3	備考
第1段階						①																																				
第2段階						⑤ ④ ③ ②																																				
第3段階						⑧ ⑦ ⑥																																				
第4段階																																										
第5段階																																										
第6段階																																										
ゲート、管理橋撤去		ゲート(3門)撤去 ① 1.2ヶ月				計 7.7ヶ月 6.5ヶ月 (2、3)				ゲート(5門)撤去 (4)、(5)、(6)、(7)、(8) 12.1ヶ月								管理橋(左岸5橋)撤去 6.2ヶ月																								
仮設備設置、撤去 (締切、工事用道路)	工事用道路	設置 0.8ヶ月		撤去 0.6ヶ月		設置 0.7ヶ月		撤去 0.6ヶ月		設置 0.7ヶ月		撤去 0.6ヶ月		設置 0.7ヶ月		撤去 0.6ヶ月		設置 0.7ヶ月		撤去 0.6ヶ月		設置 0.7ヶ月		撤去 0.7ヶ月		設置 0.7ヶ月		撤去 0.7ヶ月														
	鋼製仮締切	製作 6.5ヶ月		設置 3.1ヶ月(水位低下)																																						
	仮橋	設置 0.3ヶ月		撤去 0.1ヶ月		設置 0.6ヶ月		撤去 0.3ヶ月		設置 0.5ヶ月		撤去 0.3ヶ月		設置 0.5ヶ月		撤去 0.4ヶ月																										
	下流仮締切	設置 0.2ヶ月		撤去 0.1ヶ月		設置 0.2ヶ月		撤去 0.1ヶ月		設置 0.2ヶ月		撤去 0.1ヶ月		設置 0.2ヶ月		撤去 0.1ヶ月		設置 0.4ヶ月		撤去 0.2ヶ月		設置 0.4ヶ月		撤去 0.2ヶ月		設置 0.4ヶ月		撤去 0.2ヶ月		2台												
本体撤去	第1段階	水位低下設備 設置 1.4ヶ月																								2門 1パーティ-																
	第2段階	右岸ピア 撤去								1.9ヶ月																3基 2パーティ-																
	第3段階	右岸部(1) 撤去												1.9ヶ月												2ブロック 2パーティ-																
	第4段階	右岸部(2) 撤去																1.7ヶ月								2ブロック 2パーティ-																
	第5段階	左岸ピア 撤去																				2.0ヶ月				6基 4パーティ-																
	第6段階	左岸部撤去																								1.9ヶ月	6ブロック 3パーティ-															

(2) ヤード内設備配置

破碎後のコンクリート殻の仮置容量を 200m³/日(撤去前体積)として破碎・仮置ヤードの設備を配置すると図-3.3.2のとおりとなる。

ヤード内に配置した機械設備は次のとおりである。

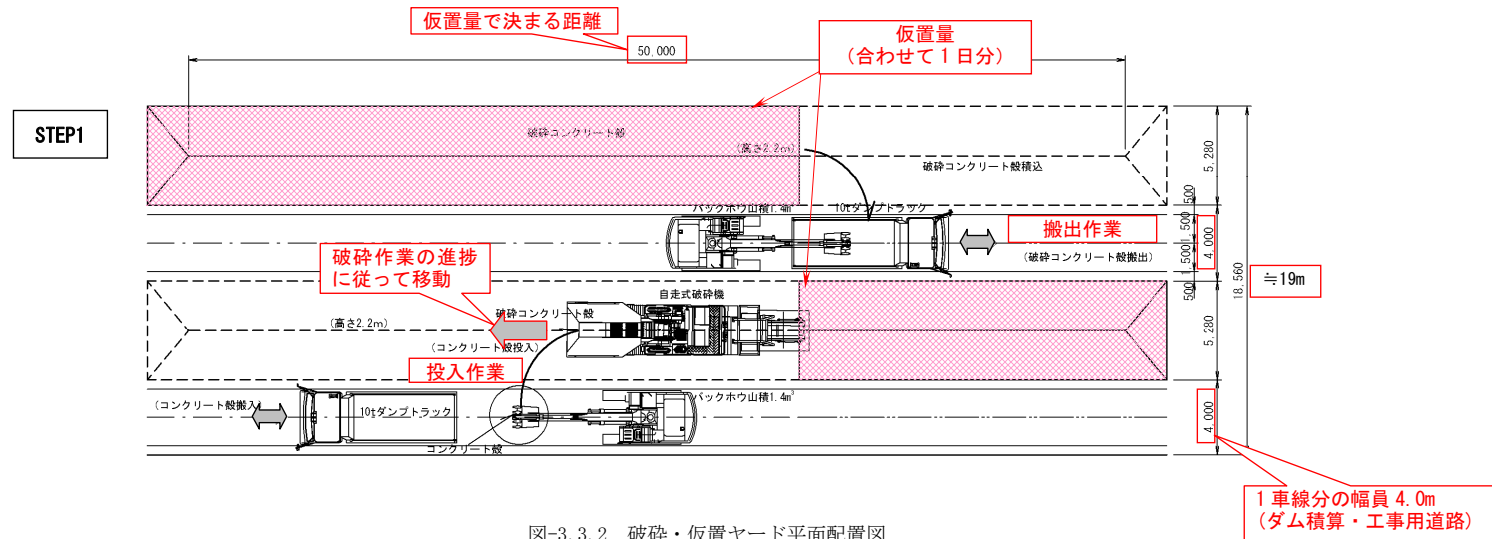
- ・ 殻搬入設備：搬入用ダンプトラック、殻投入用バックホウ
- ・ 殻破碎設備：移動式クラッシャ
- ・ 殻搬出設備：搬出用ダンプトラック、破碎後殻積込用バックホウ

平面配置上の特徴は以下のとおりである。

- ・ 貯蔵場所は 2 箇所とし、1 箇所あたりで 200m³ (撤去前体積) のコンクリート量を貯蔵できる大きさとした。
- ・ 貯蔵場所を 2 箇所としても、図-3.3.2 の実線部(赤着色部)が実仮置箇所、点線部は空積み状態であるから、2 箇所の貯蔵場所を合わせてはじめて 200m³ (撤去前体積) の仮置量が確保できる(図は、搬入速度と搬出速度が同じとして実線・点線範囲を区分している)。

コンクリート殻の山積み形状は以下を考慮している。

- ・ 殻の山積み高さは、移動式クラッシャからの殻放出高さを考慮して 2.2m、殻底面の広がりは放出される破碎後殻の安息角(40°¹⁾)を考慮して設定している。
- ・ 破碎コンクリート殻の見かけ比重は粗骨材の見かけ比重 1.6(ルーズ)にコンクリート比重 2.3/骨材比重 2.5 を乗じて 1.5(ルーズ)とした。
- ・ 破碎前堤体積で 200m³/日の破碎後の容積は 200m³/日に 2.3/1.5 を乗じて 300m³/日とした。
- ・ 殻の山積み形状を、底辺 5.28m、高さ 2.2m、断面積 5.81m² として、1 日分の仮置に必要な範囲を約 50m(=300m³÷5.81=51.6m)とした。



1) 一次破碎後碎石のサージパイルにおける安息角を準用(財団法人ダム技術センター編：改定ダム施工機械設備設計指針(案), pp221, H17.1.27)

(3) 平面・横断配置

1) 平面配置

貯水池内の平面配置条件は以下の通りとし、No.1 断面付近を選定した。

- ・ 地形的には、平坦な地形の広がり有すること。
- ・ 地質的には、軟質層(シルト)が分布しないこと。

貯水池内の平面位置図を図-3.3.3 に示す。

2) 横断配置

破碎ヤードの設置標高については、ダム撤去工事の転流工設計対象流量 253m³/s 流下時に水没しない標高とすることを基本とするが、表-3.3.4 に示す各施工段階での水位条件等を考慮して決定することとした。

表-3.3.4 より、対象流量 253m³/s 時の水位条件は大きく以下の 2 段階に区分できると考えられるため、貯水池掘削計画に配慮して破碎ヤード設置標高も 2 段階で移設することとした。

- ① 第 1～第 3 段階 …………… 破碎ヤード EL23.7m
- ② 第 4～第 6 段階 …………… 破碎ヤード EL21.0m

No.1 断面における横断配置図を図-3.3.4 に示す。

表-3.3.4 貯水池内の水位状況 対象流量時(253m³/s)

撤去段階	流下状況	左岸掘削基面 (EL. m)		貯水池水位 (EL. m)						掘削基面との最大差 (m)		備考
		No.0 (19/920)	No.0+70以 降 (19/920) (19/990)	No.0 (19/920) ダム地点	No.0+70 (19/990)	No.0+170 (20/090)	No.1 (20/160)	No.1+70 (20/230)	No.0 (19/920)	No.0+70以 降 (19/990)		
現況	撤去前	22.800 (想定水位)	22.800 (想定水位)	23.168	23.628	23.638	23.641	23.643	0.368	0.843		
第1段階	クレスト越流	22.800 (想定水位)	22.800 (想定水位)	23.168	23.628	23.638	23.641	23.643	0.368	0.843		
第2,3段階	放流工を流下	19.000	20.000	22.338	23.082	23.093	23.097	23.098	3.338	3.098		
第4段階	第1スリットを流下	19.000	20.000	16.870	19.608	20.814	20.842	20.849	-2.130	0.849		
第5,6段階	右岸スリットを流下	19.000	20.000	16.949	19.608	20.814	20.842	20.849	-2.051	0.849		
撤去完了後	撤去断面を流下	19.000	20.000	16.924	19.608	20.814	20.842	20.849	-2.076	0.849		

ここで、超過洪水 (631m³/s) に対しては、施工機械をダム直上流左岸の斜路 (洪水時水位 (第 1 段階: EL23.168) 以上) に退避させる考えである。

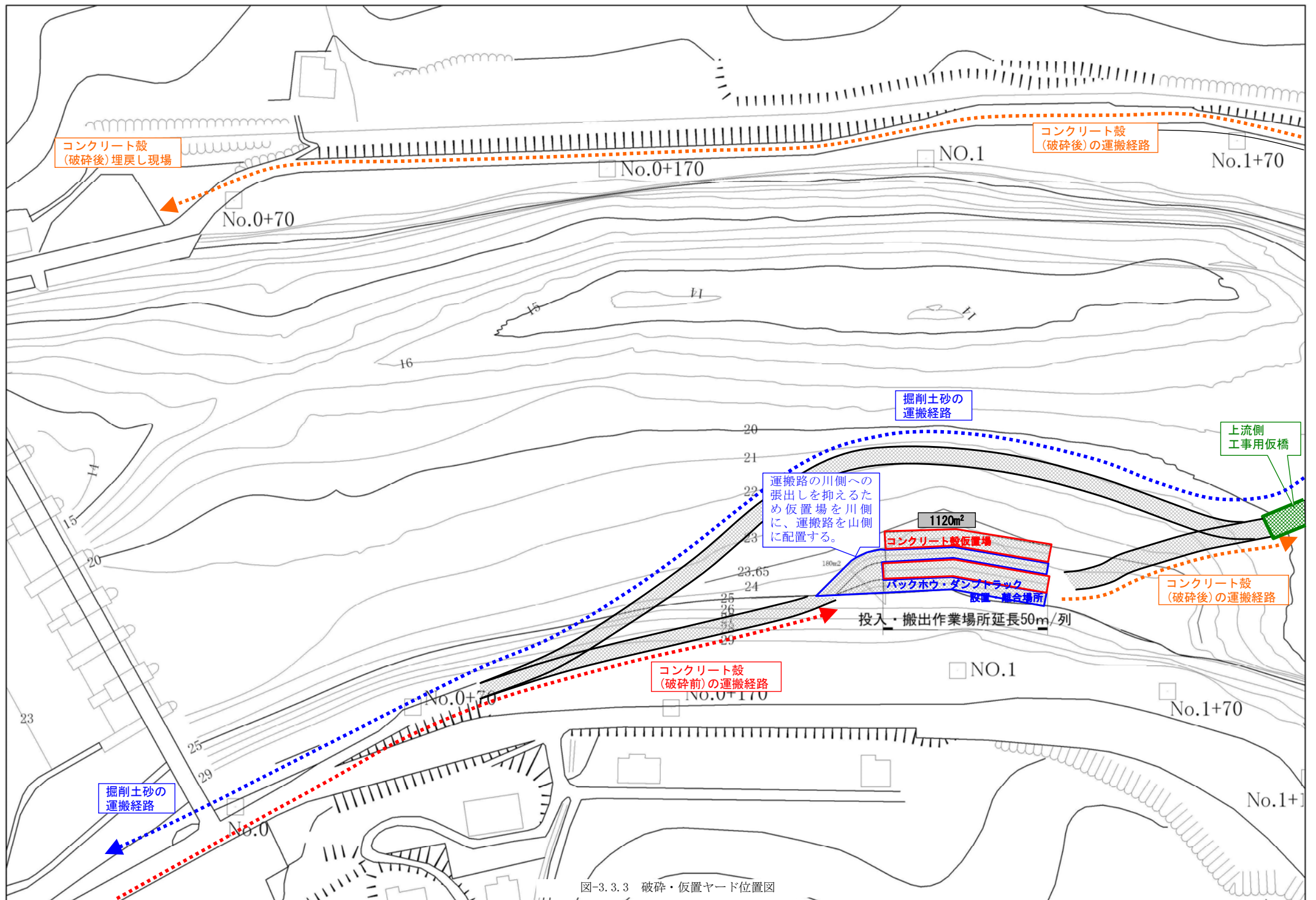


図-3.3.3 破碎・仮置ヤード位置図

No. 1 (20k160)

【第1～3段階】

- ・ 作業ヤードの設置標高は、第1～3段階において、ダム撤去工事の転流工設計対象流量 $253\text{m}^3/\text{s}$ 流下時に水没しない標高とする。
- ・ 破碎・仮置に必要なヤードを残し、段階ごとの貯水池掘削を進める。



No. 1 (20k160)

【第4～6段階】

- ・ 作業ヤードの設置標高は、第4～6段階において、ダム撤去工事の転流工設計対象流量 $253\text{m}^3/\text{s}$ 流下時に水没しない標高とする。
- ・ 第2段階への貯水池掘削進捗に伴い、ヤードを移設する。

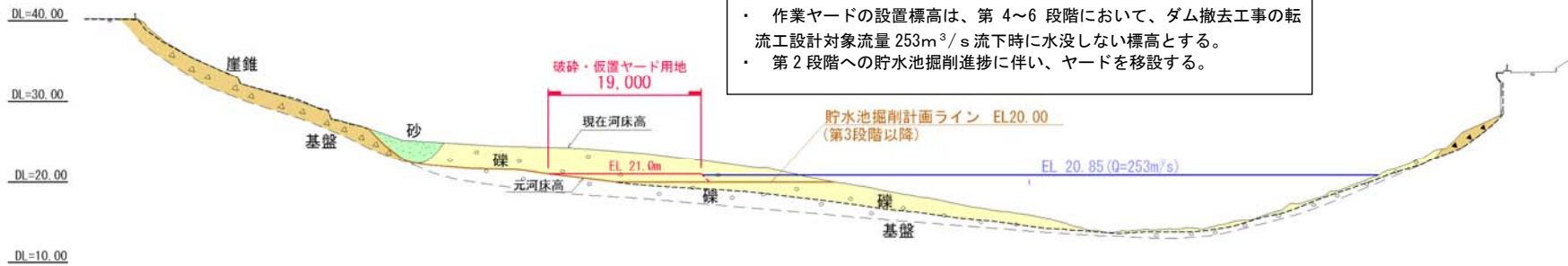


図-3.3.4 破碎・仮置ヤード横断面図

§4 ゲート及び管理橋の撤去方法

堤体コンクリートの撤去に先立ち、洪水吐きゲートや管理橋を撤去する。いずれも管理橋上から切断・分解し搬出する。

ダム撤去にあわせて、洪水吐きゲート本体、付属設備及び管理橋を撤去する必要がある。

ここでは、以下の設備の撤去方法について検討する。

- 洪水吐きゲート関連施設
 - ・ ゲート本体（扉体）
 - ・ 開閉装置等
 - ・ 操作橋等
- 管理橋

ただし、洪水吐きゲート関連施設の撤去時には管理橋を利用する必要があるため、基本的な手順は洪水吐きゲート関連施設の撤去を先行させることとする。

なお現計画では、出水期の施工を前提とした撤去方法としている。

洪水吐きゲートは初年度(第1段階)から撤去を開始する予定であり、管理橋は本体撤去工程に合わせて、右岸は第2段階の、左岸は第5段階のそれぞれピア撤去前に撤去する予定である(図-4.1参照)。

(1) 洪水吐きゲート関連施設

洪水吐きゲート関連施設の撤去手順は次図の通りとする。

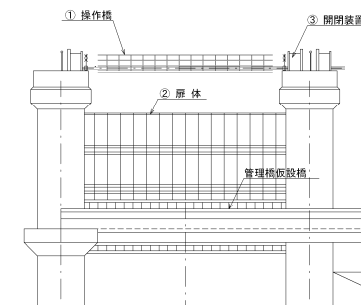
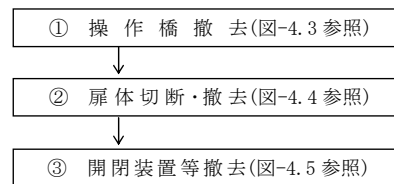


図-4.2 撤去手順図

いずれも、管理橋上に配置した 35t 吊クローラクレーンにより撤去するが、既設の管理橋は補強が必要と考えられるため、その上部に仮設橋を設置することとする。

また、ゲート荷重は B=15m で w=79t/門, B=10m で w=48t/門であり、扉体の撤去に当たっては吊り荷重が制限されることより、扉体を 5.5t 以下まで分割(両扉体とも上段扉 10 分割、下段扉 6 分割の計 16 分割)して、上段扉中央ブロック→下段扉中央ブロック→下段扉端部ブロック→上段扉端部ブロックの順で撤去することとする(図-4.4 参照)。

上流面図 S=1/600

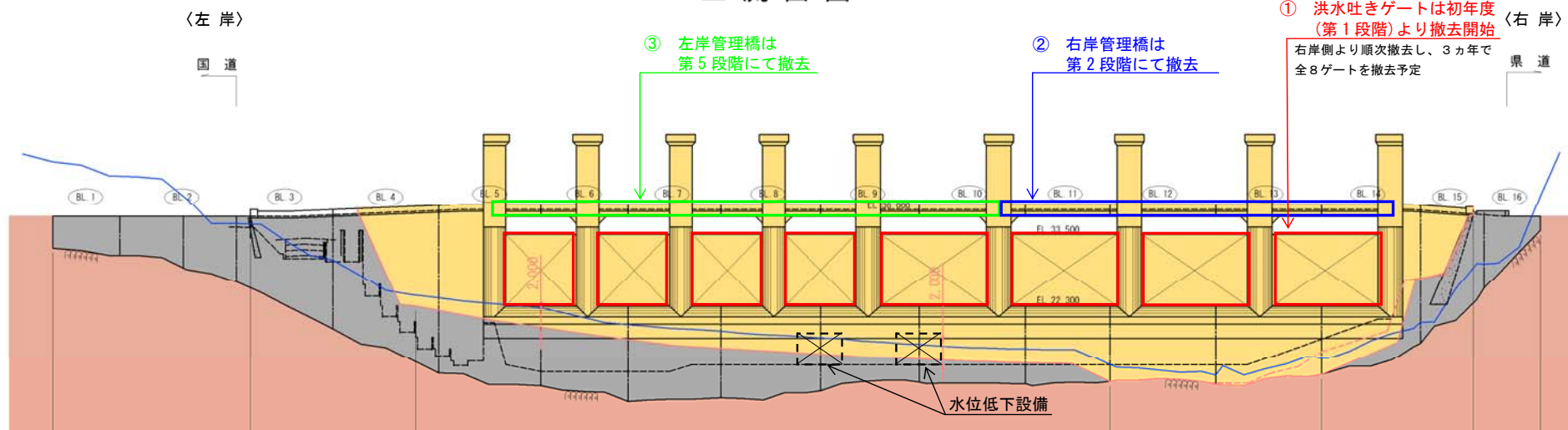
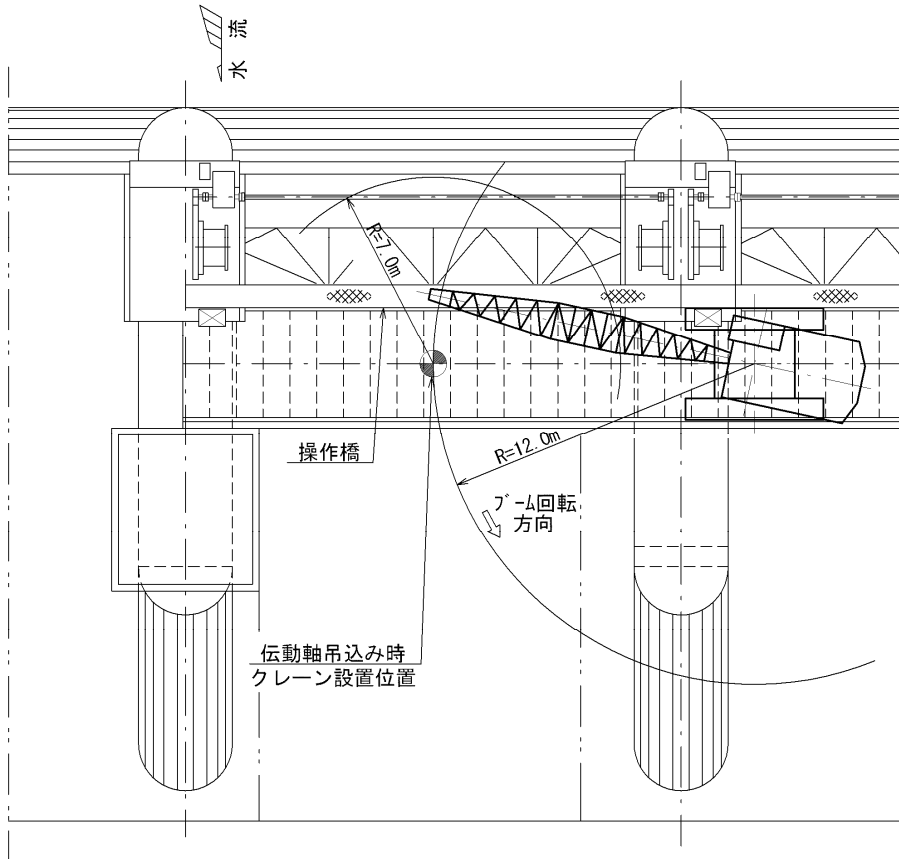


図-4.1 洪水吐きゲート及び管理橋の撤去開始時期

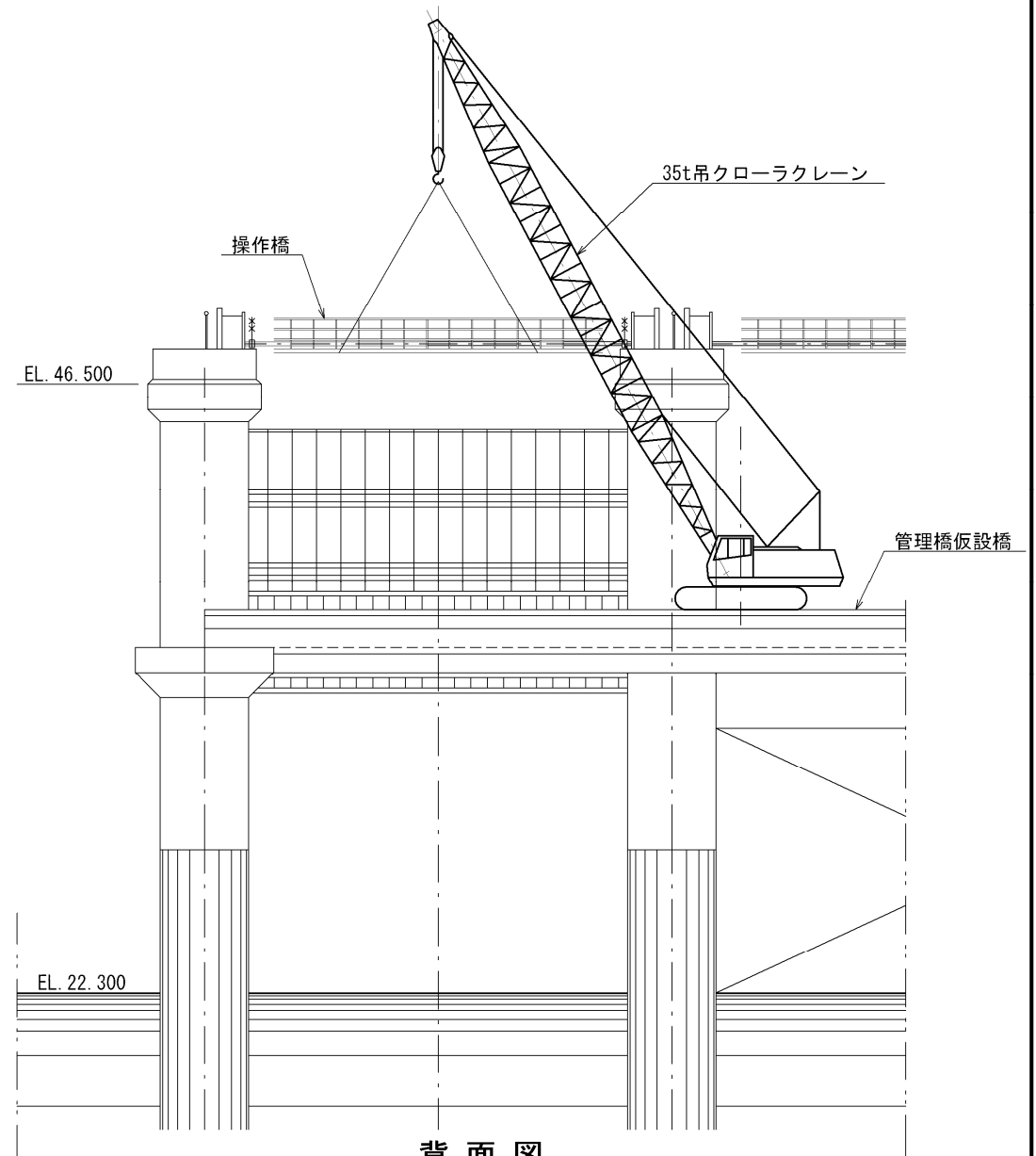


平面図

(S=1/200)

35t吊クローラクレーン仕様

作業半径	12.0m
ブーム長	24.38m
吊り能力	6.40t
撤去品最大重量	5.5t以下
操作橋 1 門当りの重量 : 5.5t	

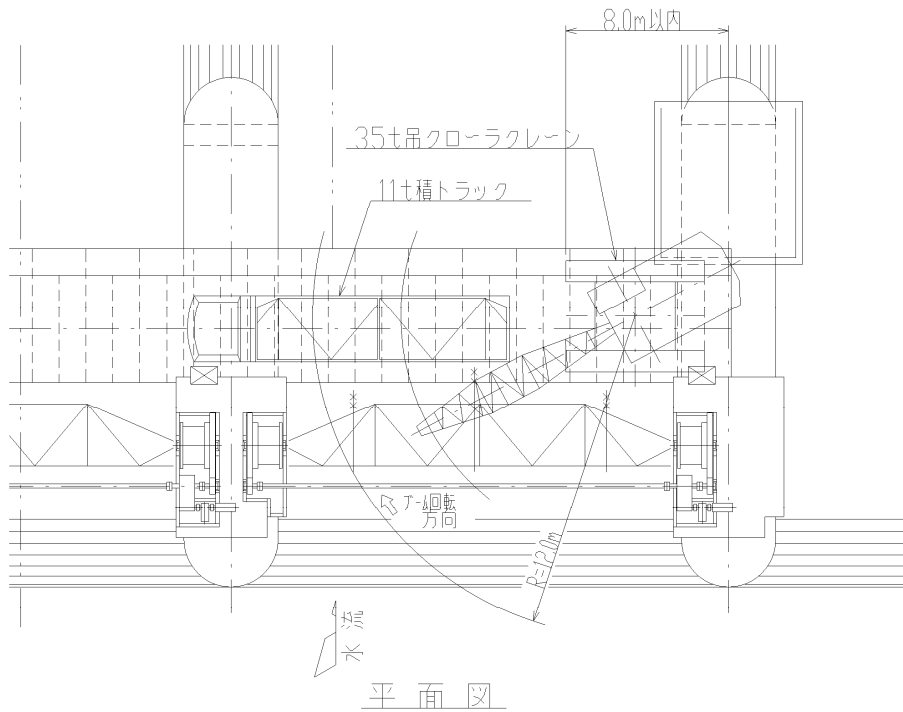


背面図

(S=1/200)

図-4.3

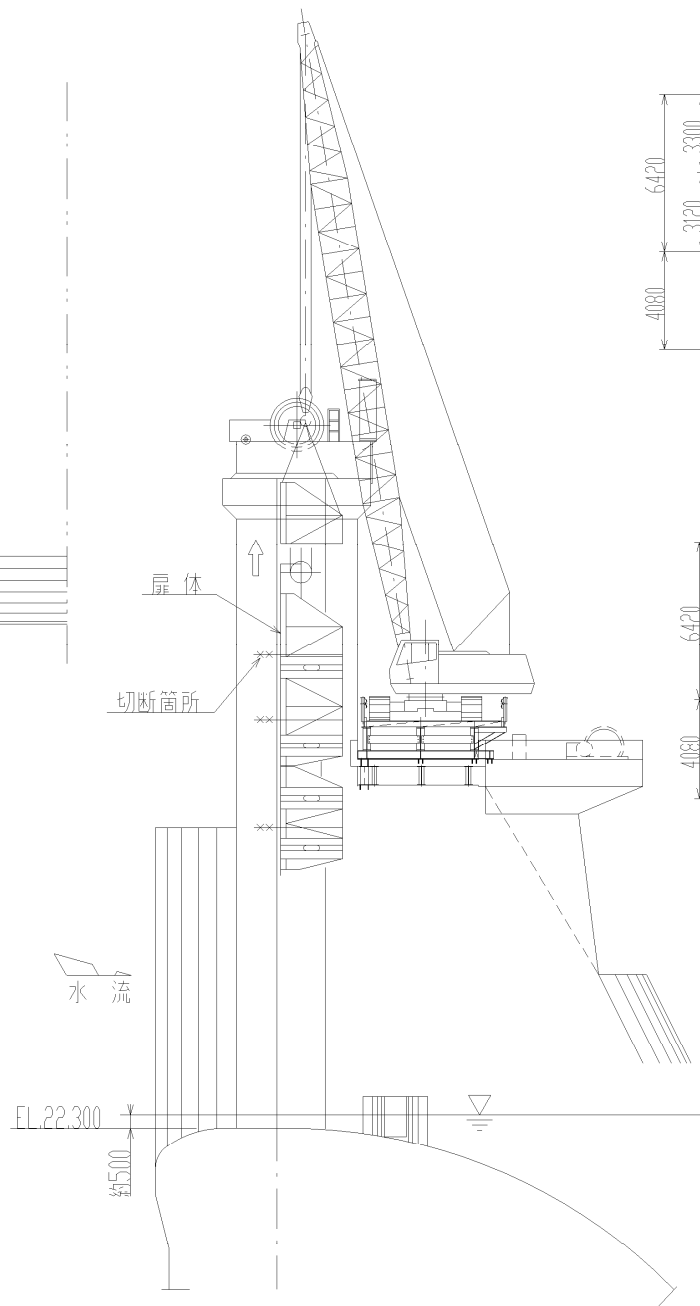
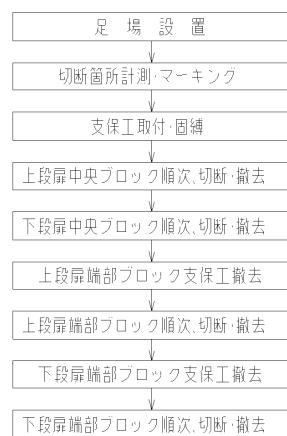
操作橋撤去要領図



平面図

35t吊クローラクレーン能力

作業半径	12.0m
ブーム長	27.43m
吊り能力	5.95t 6.35t - 0.3t - 0.1t = 5.95t (定格荷重) (吊り重量) (台付重量)
撤去品最大重量	5.5t以下



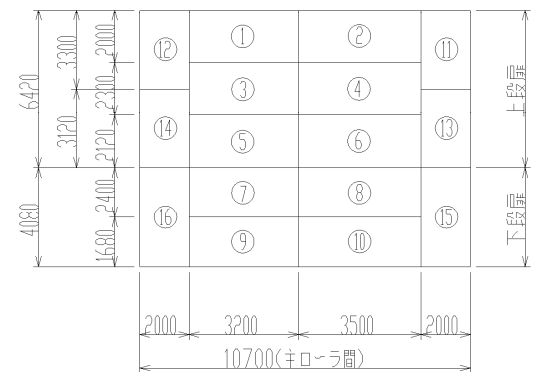
側面図

扉体切断分割図

純径間15m扉体 - 5.5t/1BL以下



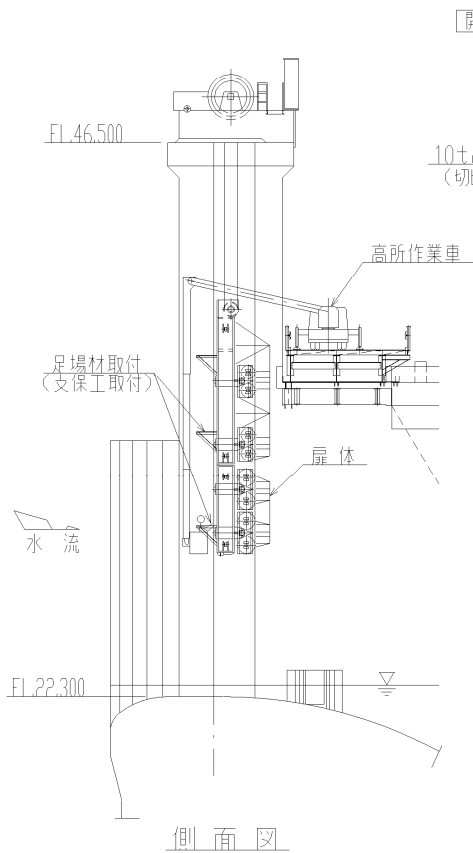
純径間10m扉体 - 5.5t/1BL以下



- ※1 (1) 扉体の撤去時の分割重量は、5.5t以内とする。
- (2) 扉体総重量：79t(15mスパン)/門、48t(10mスパン)/門。
- (3) 中央ブロック及び端部ブロックは上・下段扉とも上部より順次撤去を行う。
- (4) 扉体の切断作業は扉体内面の横桁上よりガス切断にて行う。

図-4.4 (1)

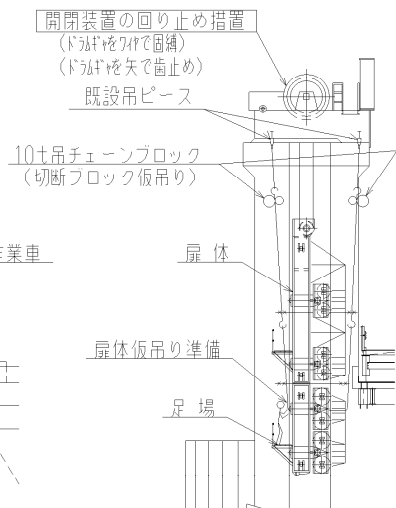
扉体撤去要領図(1)



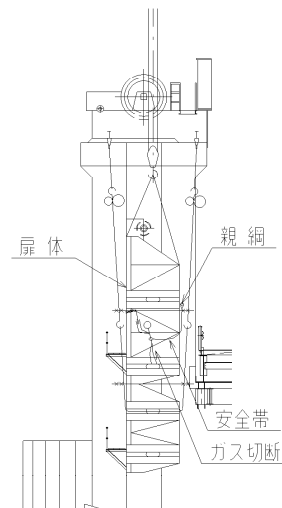
手順1
高所作業車による足場材取付及び支保工取付作業
(中央ブロック切断前に取付)

35t吊クローラークレーン能力

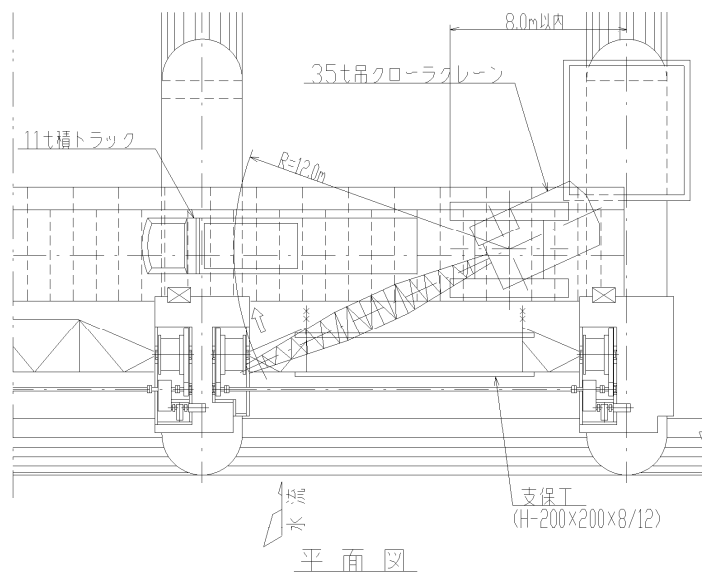
作業半径	12.0m
ブーム長	27.43m
吊り能力	5.95t 6.35t - 0.3t - 0.1t = 5.95t (定格荷重) (吊り重) (台付重量)
撤去品最大重量	5.5t以下



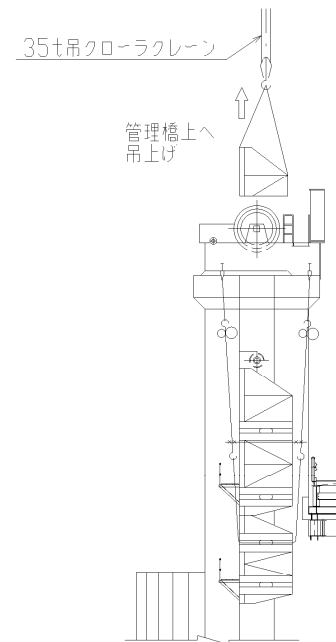
手順2
開閉装置ギヤをワイヤーで固縛する。
ガス切断前に既設吊ピースにチェーンブロックを
取付け、扉体側にはガス穴を明け仮吊りする。
(端ブロック全体を仮吊りする)



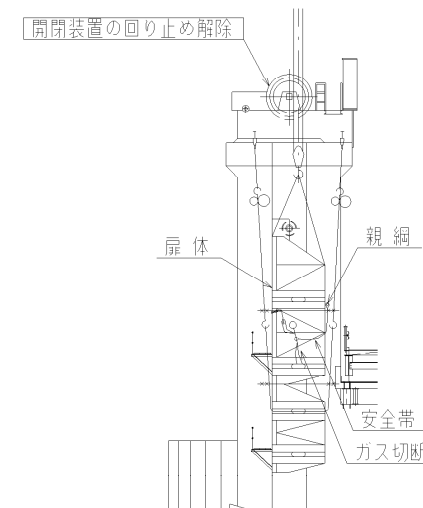
手順3
中央ブロックの扉体背面から
ガス切断にて撤去ブロックを
切断する。



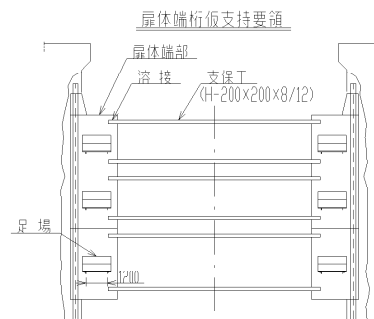
手順5, 8
管理橋上のトラックに吊込み、搬出する。



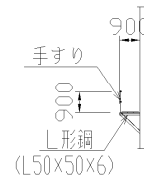
手順4, 5
クレーンにて撤去ブロックを管理橋上へ
吊上げる。



手順6
ワイヤロープ及び伝動軸を撤去し、
端部ブロックの扉体背面側からガス
切断にて撤去ブロックを切断する。



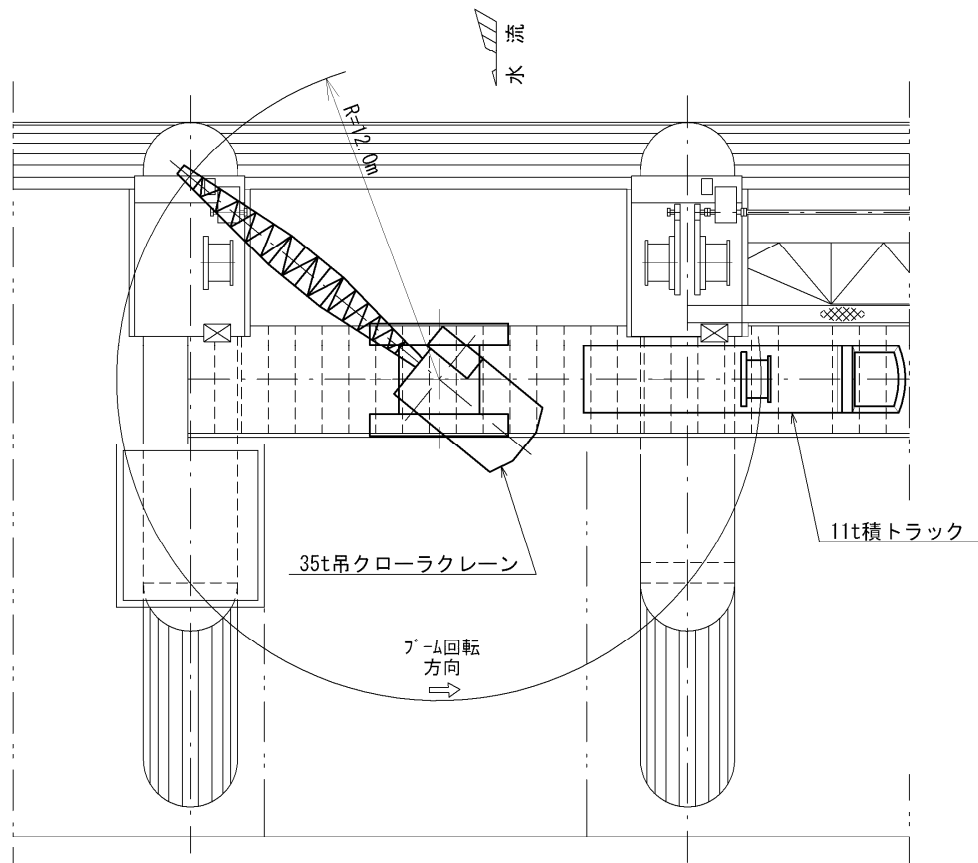
足場詳細



※(1) 扉体中央ブロック撤去前に、両端部を支保工
にて固定しておくこと。
(2) 扉体を切断後、支保工を撤去し、切断した
ブロックの撤去を行う。

図-4.4 (2)

扉体撤去要領図(2)

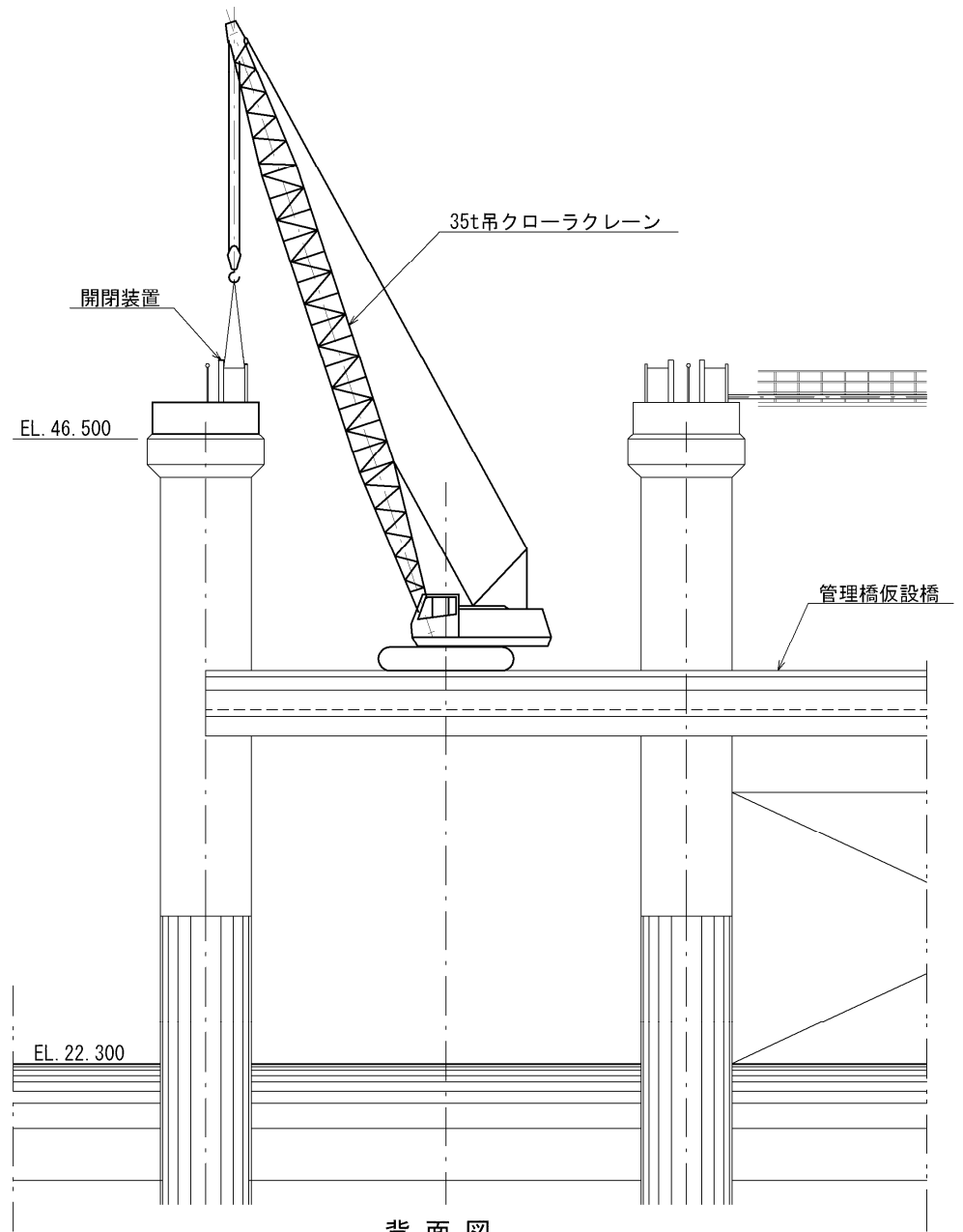


平面図
(S=1/200)

35t吊クローラクレーン仕様

作業半径	12.0m
ブーム長	24.38m
吊り能力	6.40t
撤去品最大重量	5.5t以下
開閉装置 1門当りの重量 : 39.0t	

注) 1. 開閉装置の撤去時最大重量は5.5t以下とし、
トラックに積込める寸法に切断し、搬出する。



背面図
(S=1/200)

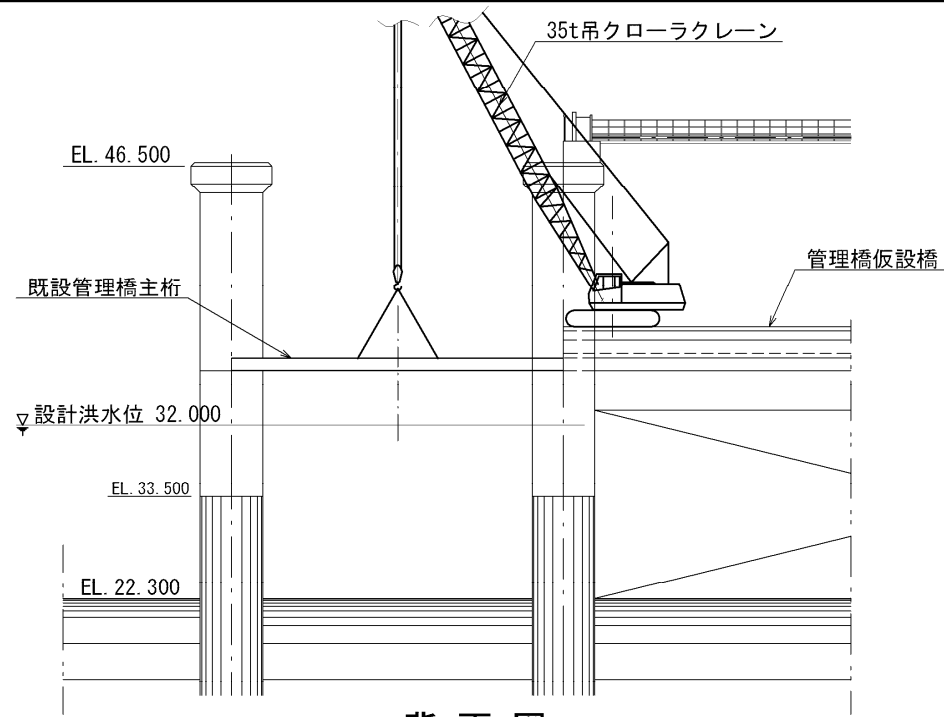
図-4.5

開閉装置撤去要領図

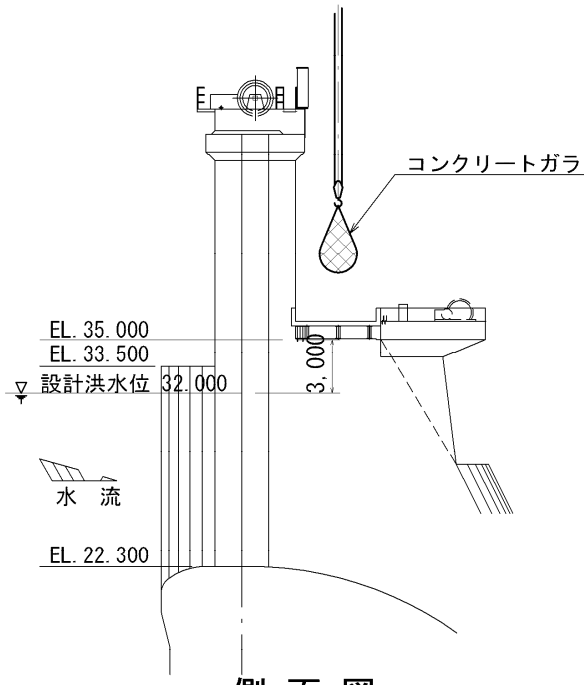
(2) 管 理 橋

管理橋は、補強のための仮設橋を撤去後に隣接する管理橋上に配置した 35t 吊クローラクレーンにより撤去する。

ただし、管理橋 1 橋の重量が吊り能力を超えることから、まずコンクリート床版を解体後、主桁のみとし、主桁は吊り能力の関係から 1 本ずつ撤去することとする（図-4.6 参照）。

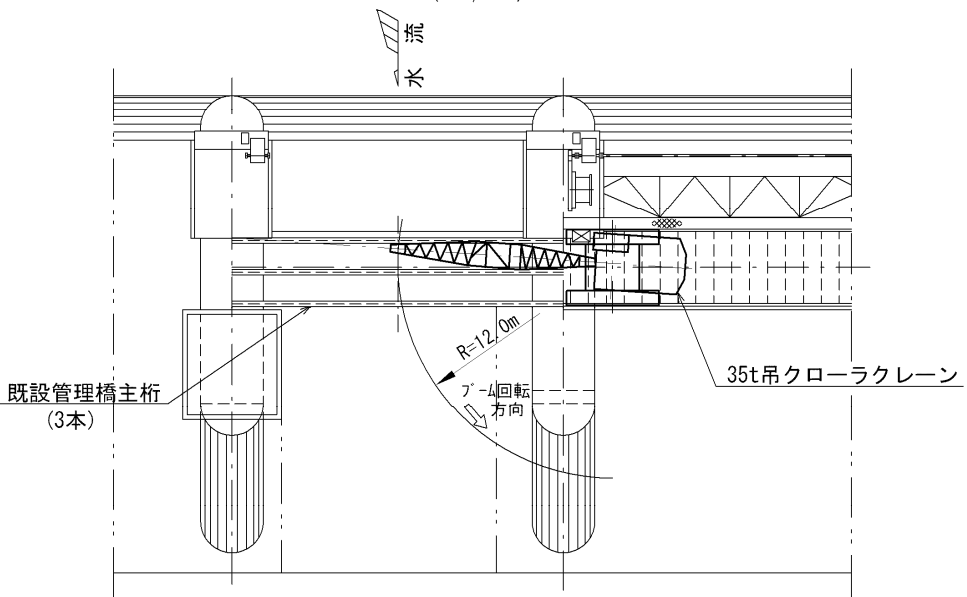


背面図
(S=1/300)



側面図
(S=1/300)

- 管理橋仮設橋覆工板撤去
- ↓
- 管理橋仮設橋主桁・支柱撤去
- ↓
- 管理橋コンクリート床版はつり
- ↓
- コンクリートガラ撤去
- ↓
- 管理橋主桁(1本ずつ)撤去



平面図
(S=1/300)

35t吊クローラークレーン仕様

作業半径	12.0m
ブーム長	24.38m
吊り能力	6.40t
撤去品最大重量	5.5t以下

- 注) 1. 管理橋の撤去時最大重量は5.5t以下とし、主桁は撤去後トラックに積込める寸法に切断し、搬出する。
2. コンクリート床版はつり作業時は、床版下面に落下防止シート及びネットを設ける。

図-4.6

管理橋撤去要領図

(3) 全体フロー

以上の検討より、全体フローは次図に示す通りとなる。

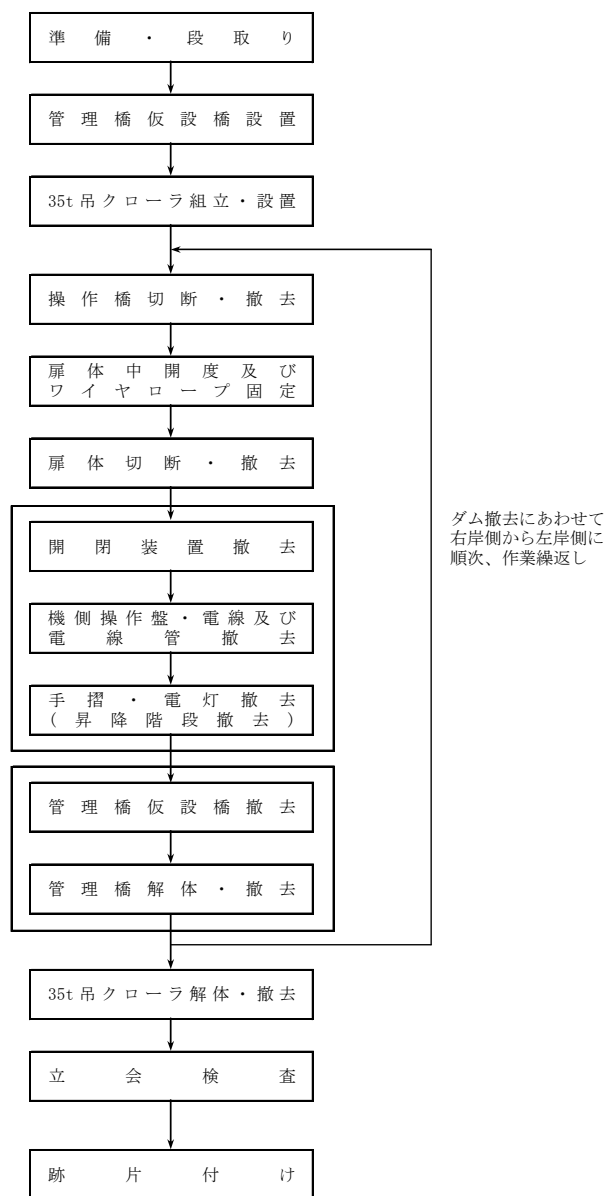


図-4.7 全体撤去フロー

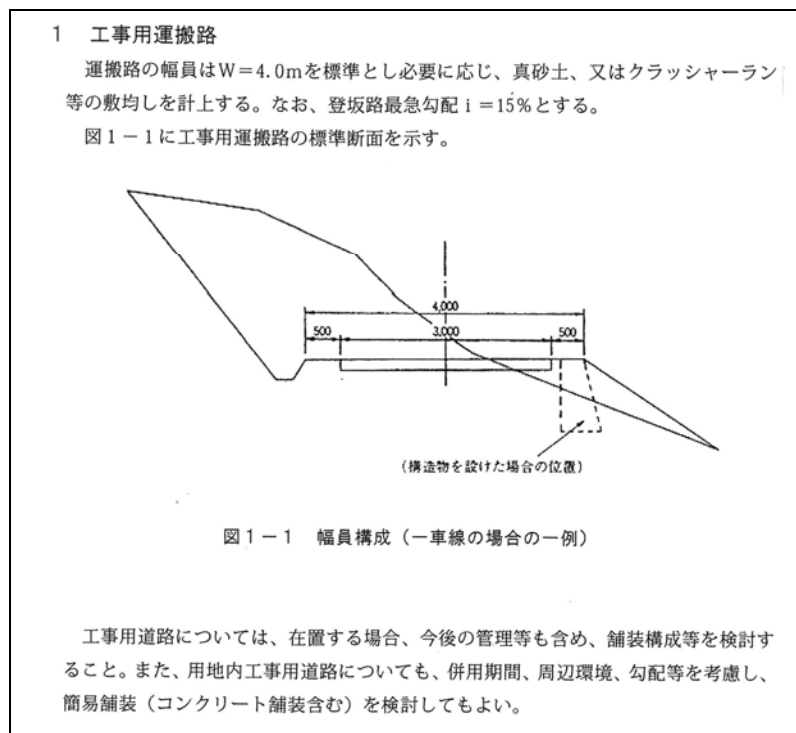
§5 仮設備

5.1 工事用道路

5.1.1 工事用道路の構造

堤体コンクリート等の撤去を行うため、荒瀬ダム下流左岸に工事用道路を設置する。

「土木工事設計要領 第三編 道路編」によれば、工事用運搬路に関して以下の記述がある。



工事用道路の構造について、次図に示すように以下の理由により川側に大型土のうを積み、その内側を盛土する計画とした。

- 道路盛土の法が河積を犯すのを極力防止する。
- 出水期に存置させた場合、土砂の流出を抑制するとともに被害を受けにくい構造とする。
- 施工性を良くし、工期を短縮する。

次図に工事用進入路計画図を示す。

1) 幅員

上記基準及び仮橋の幅員を考慮して、道路幅員は $B=4.0\text{m}$ を基本とする。

2) 縦断勾配

進入路終点(ダム直下流)の平場(仮橋との接続部)の高さは仮締切の高さ等より概ね EL18.0m 程度となる。

したがって、進入路の縦断勾配は $i=10\%$ (最急)程度で計画する。

3) 出水期の残存範囲

出水期には、洪水による進入路の流出を防止するために、撤去することを基本とするが、全て撤去すれば撤去工期及び次年の設置工期が長くなり、限られた施工期間で実施する本体撤去工事にとって不利となる。

次図より、左岸進入口から測線No.4付近までは本体撤去範囲の投影(ダム残存範囲)に概ね入っていることより、出水期において存置することとする。

したがって、同図に示すように EL23.0m 付近の高水敷以下の範囲を出水期前に撤去することとし、これ以上は残存させることとする。

工事用道路平面図 S=1/2000



工事用道路横断面図 S=1/400

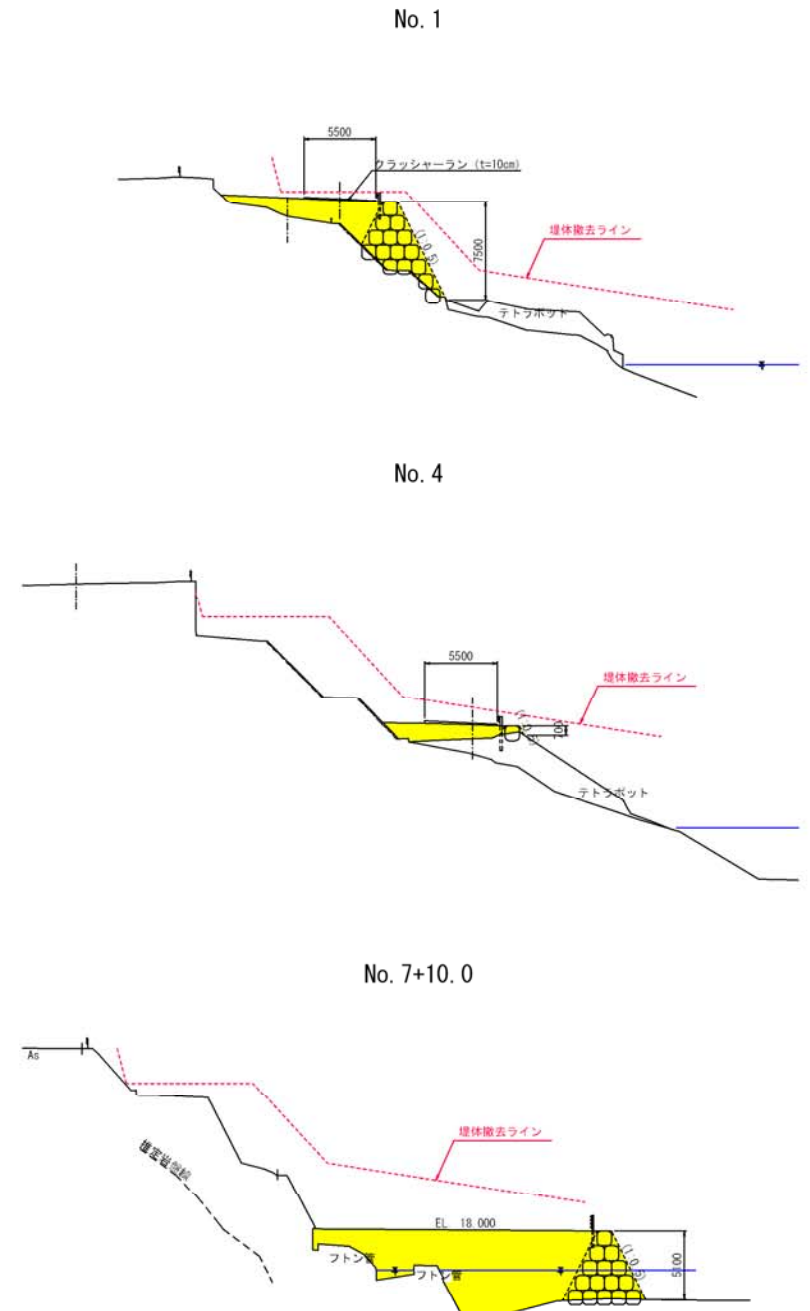


図-5.1.1 工事用道路計画図

5.1.2 出水時の機械の退避場所

工事期間における超過洪水時（設計流量 253m³/s）には、河川内の施工機械を出水の影響を受けない工事用道路進入部に避難させる。

ここでは、施工時における出水（超過洪水）に対する施工機械の退避場所について、最も施工機械台数が多いと考えられる撤去段階を考慮して検討した。

1. 施工時における出水に対する基本方針

非出水期である施工時における出水（超過洪水）に対しては、工事を中止し、施工機械は出水の影響を受けない場所に避難させることとしている。

仮設備配置計画図を図-5.1.5 に示すが、退避場所としては、工事用道路進入部の駐車場及び工事用道路の一部を予定している。

(1) 工事中止等の条件

施工を中止もしくは中断する条件としては、以下の2ケースを想定している。

- ① 日雨量 30 mm を越える場合（施工可能日数の制約）
- ② 河川流量が対象流量である $Q = 253\text{m}^3/\text{s}$ を越えると予想される場合（非出水期における超過洪水の制約）

(2) 機械設備配置

施工時にはバックホウの積込作業が主体と考えられるため、現計画では施工機械の組合せを以下の通りとしている。

- ・ 大型ブレーカ (1,300 kg級) は補助的（想定より大きな径の塊が発生した場合）に稼働するものとし、バックホウ（平積 1.2m³）1 台に対して 1 台を配置する。

各段階で最大の撤去数量（13,388m³ 全体の約 48%）となる左岸 BL. 3～10 撤去時の機械配置を表-5.1.1 に示すが、使用する機械台数はいずれも 4 パーティー（8 台）で計画している（図-5.1.2 参照）。

表-5.1.1 左岸 BL3～10 における本体撤去工機械配置

段階	施工箇所	施工数量 (m ³)	配置 (パーティー)	施工能力 (m ³ /日)	必要 [*] 日数	備考	
第5	左岸非越流部 BL. 5	160	5,421	4	35	61.1	2.0ヶ月
	左岸越流部 BL. 6～10	5,261					
第6	左岸非越流部 BL. 3～5	2,579	1	70	58.1	1.9ヶ月	
	左岸越流部 BL. 6～10	5,388	3	70	40.5	1.4ヶ月	

* 日数算定にあたり不稼動日（土日等）を考慮し、割り増している。

（1ヶ月あたり平均施工日数 19日：30日／19日＝1.578）

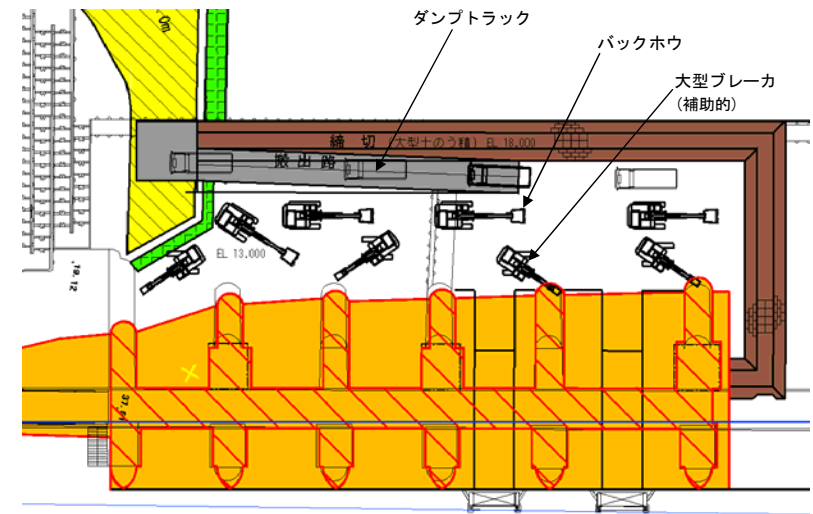


図-5.1.2 機械設備配置図（第5段階：ピア部撤去時）

2. 出水時のダム下流工事用道路付近の水位の検討

ここでは、施工中の超過洪水時に、工事用道路が浸水する範囲を不等流計算により確認する。

(1) 不等流計算条件

不等流計算条件については、「3.2 覆土計画の流下能力への影響」での記載内容と概ね同じである。

1) 河道断面図

不等流計算は河川内工事を行うダム下流区間のみを対象とした。

ここで、ダム直下流の下流河道については、施工時であるため左岸側に工事用道路を配置した形状とした。

これらを考慮した代表断面を表-5.1.2 に示す。

2) 出発水位

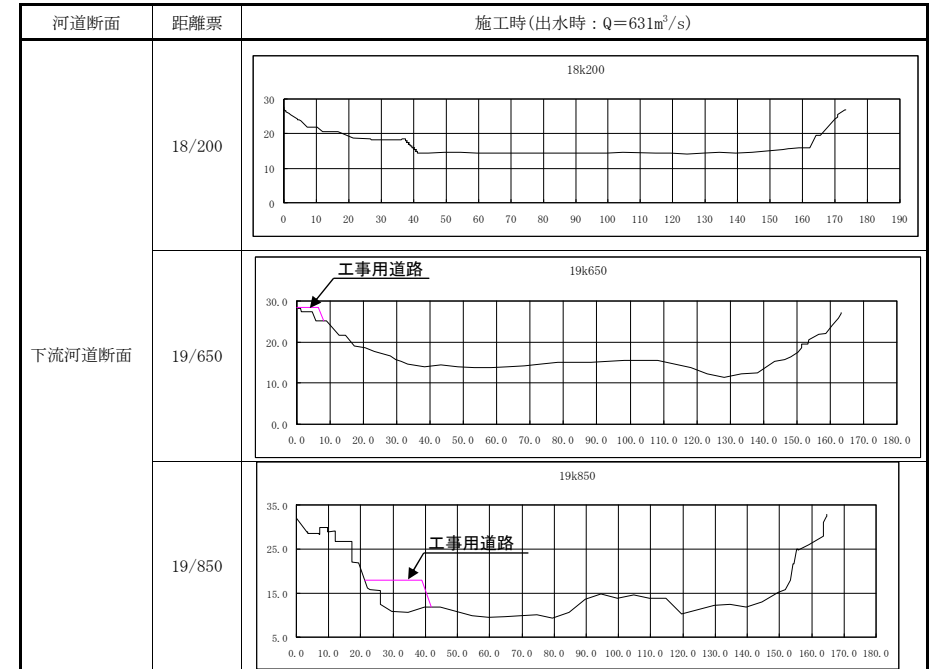
下流の遙拝堰から荒瀬ダム下流まで現況河道に対して不等流計算を行い、計算開始地点(18/200)における出発水位を設定した。

3) 計算流量

計算流量は、施工時(非出水期)の超過洪水として以下の1ケースとした。

- 非出水期：既往最大流量： $Q=631\text{m}^3/\text{s}$

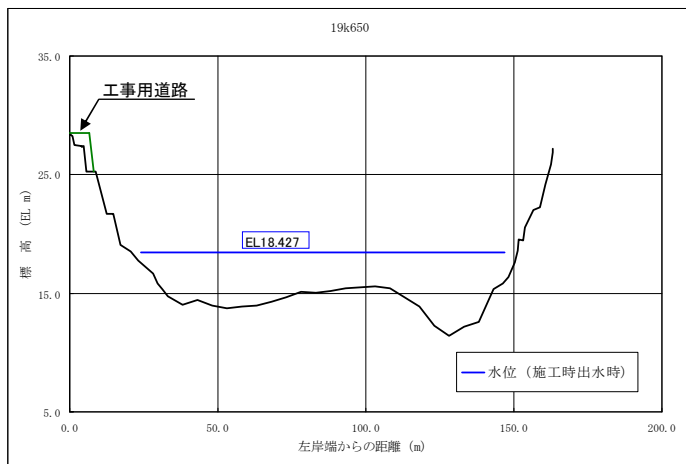
表-5.1.2 代表断面(施工時)



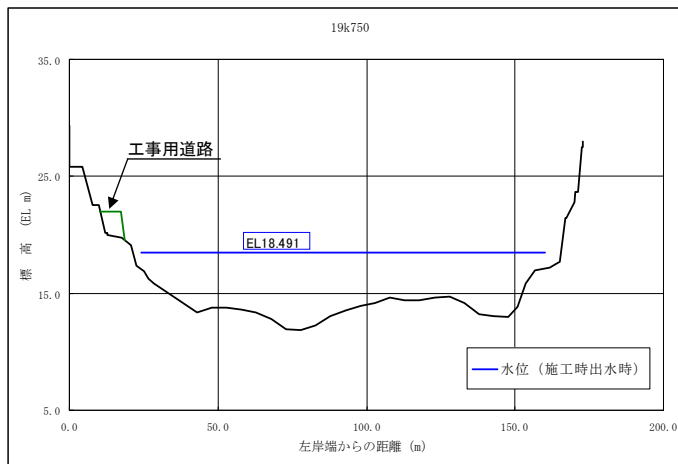
(2) 不等流計算結果

不等流計算結果より、水位縦断面を図-5.1.3に、また、各断面における計算水位を図-5.1.4に示す。施工時の超過洪水(既往最大流量 $631\text{m}^3/\text{s}$)に対する計算水位、工事用道路の関係は以下の通りである。

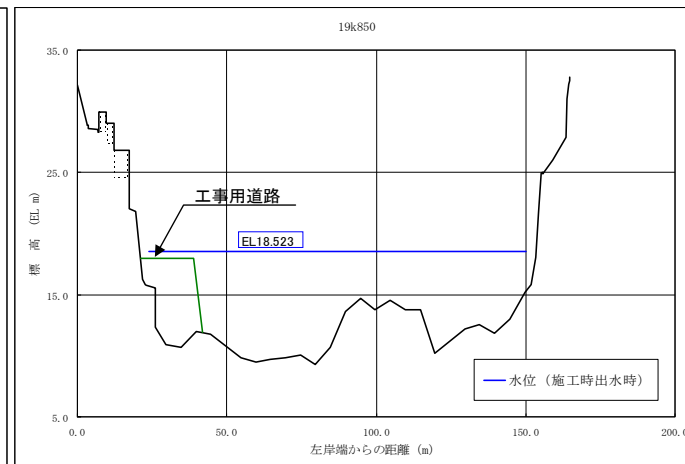
- 工事用道路付近の計算水位は、 $EL18.4\sim EL18.5\text{m}$ 程度であり、工事用道路上流端の平場(19/850断面)では、工事用道路が浸水するもののその下流19/800断面では、工事用道路は浸水しない状況になると予想される。
- したがって、19/800断面より下流の範囲であれば工事用道路が機械の退避場所として利用できると考えられる。



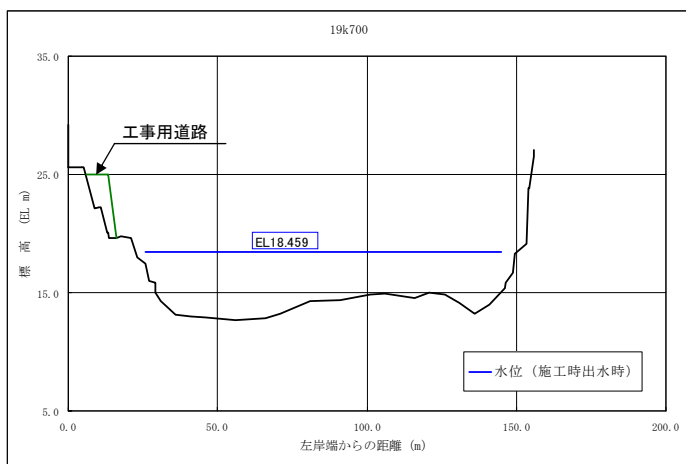
(a) 19/650



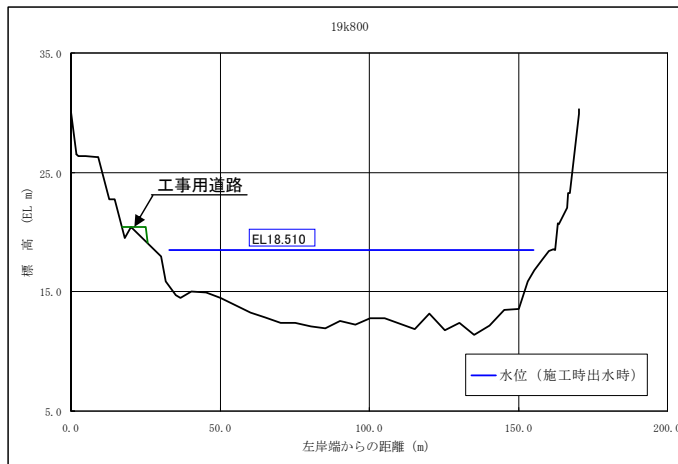
(c) 19/750



(e) 19/850



(b) 19/700



(d) 19/800

図-5.1.3 各断面の計算水位 (施工中: 既往最大流量 $631\text{m}^3/\text{s}$ 流下時)

3. 出水時の機械の退避場所

表-5.1.2に示した最大4パーティー(8台)の機械を工事用道路上に配置した図を図-5.1.5に示す。

施工機械は約10分程度で退避可能であり(参考資料3)、余裕を持って工事用道路に退避可能と考えられる。

荒瀬ダムサイト平面図

S=1:1000

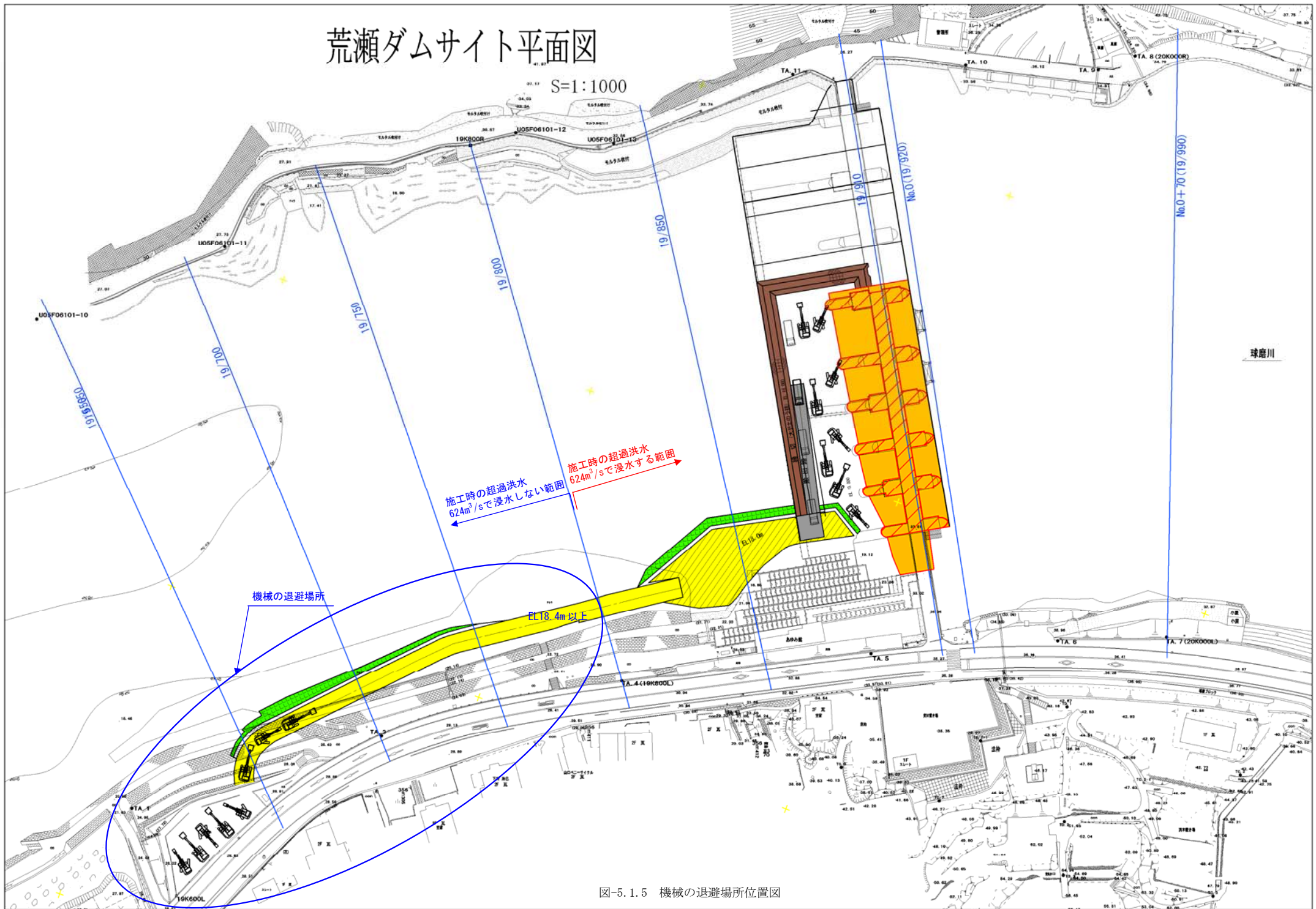


図-5.1.5 機械の退避場所位置図

【参考資料-3：施工機械が退避に要する時間】

機械の退避場所位置図を参図-5.1.1に示す。

(1) 退避の際の移動距離

施工ヤードから退避場所までの距離(平面)は、参図-5.1.1のように最長L≒325mである。

(2) 施工機械の走行速度

施工機械としては、本文中に記載した以下を考慮する。

- ・ 1.2m³バックホウ…………… 4台
- ・ 1,300kg級大型ブレーカ…………… 4台

各機械の走行速度は、参表-5.1.1の通りである。

参表-5.1.1 施工機械の走行速度

施 工 機 械	ベ ー ス マ シ ン	走行速度*) (km/h)		備 考
		高 速	低 速	
1.2m ³ (平積)バックホウ	—	5.3	3.3	本体仕様
1,300kg級大型ブレーカ	0.6m ³ (平積)バックホウ	5.5	3.5	〃

*) 「日本建設機械要覧(2004)」より平均的な値を記載。

(3) 退避に要する時間

安全側に低速の走行速度を採用することとし、移動時間は次式により求めることとする。

$$\begin{aligned}
 \text{(総移動時間)} &= \text{(1台の純移動時間)} + \text{(残りの台数)} \times \text{(機械の移動間隔)} \\
 &= (325\text{m}/55.6\text{m/分}) + (7\text{台} \times 0.5\text{分}) \\
 &= 5.9\text{分} + 3.5\text{分} \\
 &= 9.4\text{分} \rightarrow \text{約}10\text{分}
 \end{aligned}$$

参表-5.1.2 総移動時間計算表

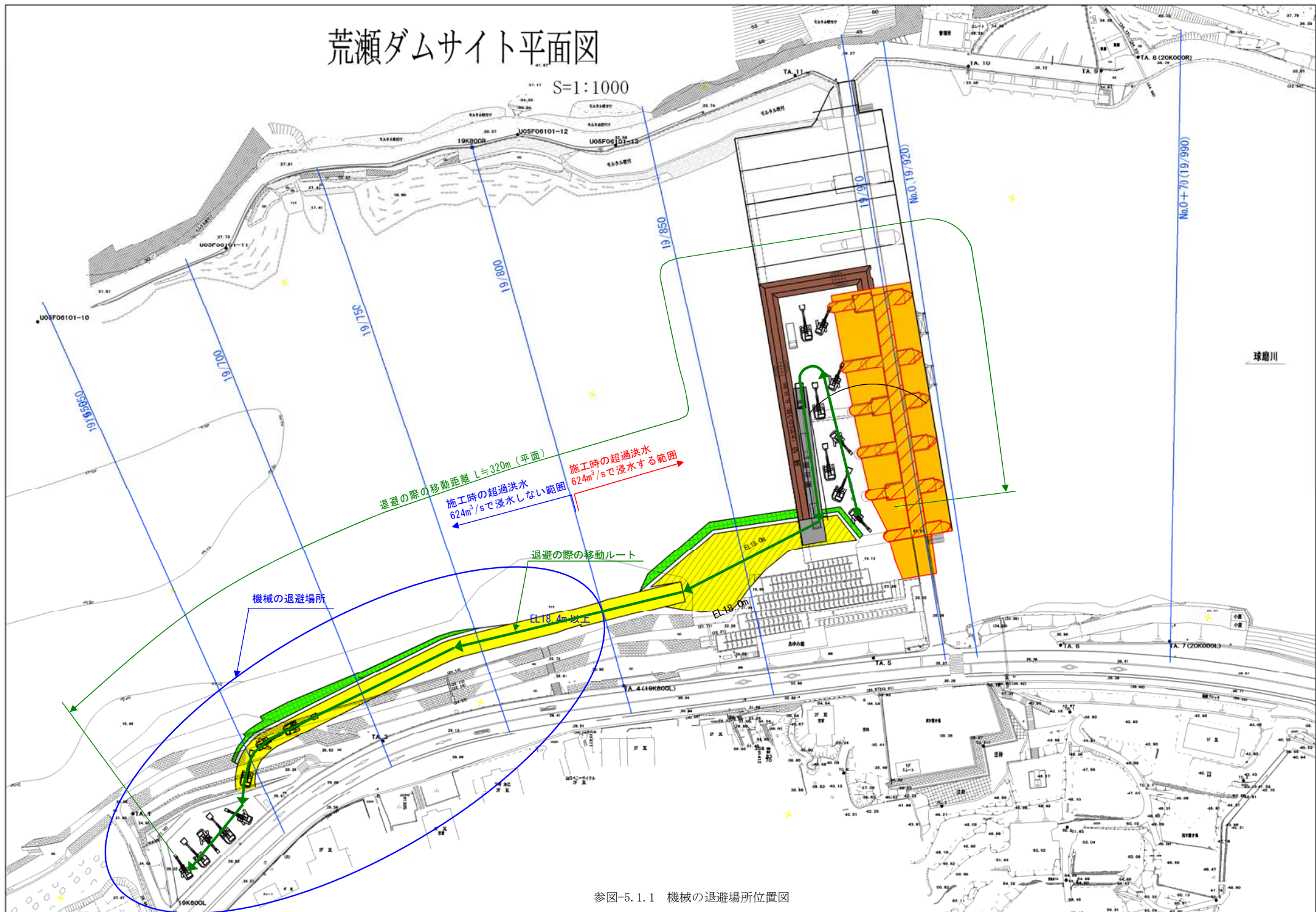
施 工 機 械	移動距離 (m)	走行速度 (km/h:m/分)	純移動時間 (分)	台 数 (台)	機 械 の 移動間隔*) (分)	総移動時間 (分)
1.2m ³ (平積)バックホウ	325	3.3:55.6	5.9	4	0.5	9.4
1,300kg級大型ブレーカ		3.5:58.9	5.5	4		

*) 機械の移動間隔は、0.5分(30秒)と仮定。

以上より、退避に要する時間は、約10分程度と推定される。

荒瀬ダムサイト平面図

S=1:1000



参図-5.1.1 機械の退避場所位置図

【参考資料-4：流量と雨量の関係検討】

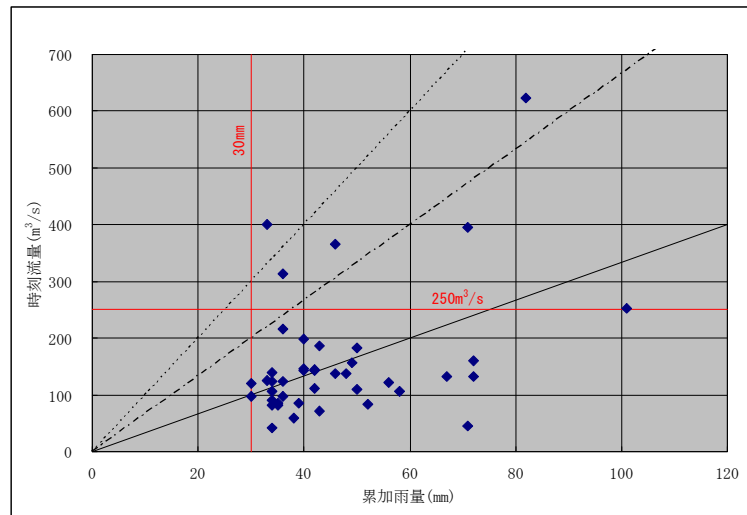
ここでは、荒瀬ダム地点における近年20ヶ年(H2年～H21年)の河川内工事期間(11月中旬～2月末)における以下の実績データを整理し、流量と雨量の関係について検討した。

- ・ 時刻流量 $250\text{m}^3/\text{s}$ 以上
- ・ 日雨量 30mm /日以上

上記のデータをプロットしたものを参図-5.1.2に示すが、同図より以下のことが言える。

- ・ したがって、参図-5.1.2に示す累加雨量との関係で見ると累加雨量 30mm 以下であれば、流量 $250\text{m}^3/\text{s}$ を上回るものはない。

以上より、「累加雨量 30mm 以上」を「工事の中止(退避)基準」の一つとする。



参図-5.1.2 流量と累加雨量の関係

5.2 仮橋

5.2.1 下流仮橋

河川内の堤体コンクリートの搬出等を行うため、左岸進入路から河川内の仮締切りまで仮橋を設置する。仮橋の下部工は流水の影響の小さい門柱の背後に配置し、出水期には上部工のみ撤去する。

「土木工事設計要領 第I編 共通編」によれば、工事用仮橋に関して以下の記載がある。

仮橋の計画図を次図に示す。

3-1 工事用仮橋

工事用仮橋は、原則として出水期には撤去しなければならない。

(解説)

工事施工上やむを得ず出水期においても仮橋を存置させる場合は、一般供用仮橋の基準に準ずるものとする。

3-1-1 構造基準

工事用仮橋の構造基準は、下記によるものとする。

1 径間長

仮橋存置期間の既往最大流量 (m ³ /s)		径間長
	500未満	12.5m以上
500以上	2,000未満	12.5m以上
2,000以上	4,000未満	15.0m以上
4,000以上		20.0m以上

2 桁下高さ 7-5 桁下高さによる。

(解説)

前記構造基準は、最低基準を示したもので、設置する河川の形態により一概にこの基準にそぐわない場合がある。やむを得ず、基準以下の径間長とする場合には、無効河積と見なし、治水上の安全性について検討を行うものとする。

このため、事前に河川管理者と打合せの上決定するものとする。

7-2 幅員と桁および杭の間隔

標準幅員は

工事用 4m～6m

一般供用 8m (車道6.5m + 歩道1.5m)

とし、主桁及びび杭の間隔は2mを標準とする。

(解説)

イ) 一般供用の場合、歩車道は、ガードレール等で分離することが望ましい。

ロ) 工事用仮橋の幅員は、通行車輛の形態および使用重機等も考慮の上4～6mの範囲内で決定する事が望ましい

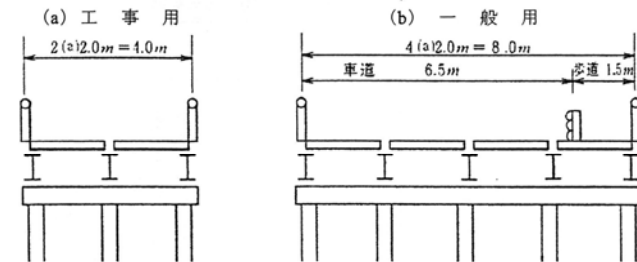


図2-4-2

7-5 桁下高さ

桁下の高さは、原則として、工事期間中の既往最高水位より、50cm以上高くする。

(解説)

利用上の条件、設置期間等を十分考慮して決定することが望ましい。

ただし、河川管理者において基準が定められている場合はその基準によるものとする。

1) 対象流量の考え方

仮橋は出水期には上部工のみは撤去する考えであり、仮橋存置期間は12月～2月である。
 前述した基準によれば、上部工、下部工それぞれを対象流量は以下の通りとなる。

- ・ 上部工…………… 631m³/s (12月～2月の既往最大：H1年)
- ・ 下部工……………6,580m³/s (通年の既往最大 : S57年)

本撤去工事においては、仮締切の対象流量を Q=253m³/s と設定しており、これを超える洪水時には、
 施工機械等は安全な場所へ退避させる考えである。

また、次図に示すように、既存ダムの越流部高さを考えれば、超洪水時の仮橋による堰上げ等、治水
 上の問題は少ないと考えられる。

したがって、仮橋の対象流量については、仮締切の対象流量と同じ Q=253m³/s と設定する。

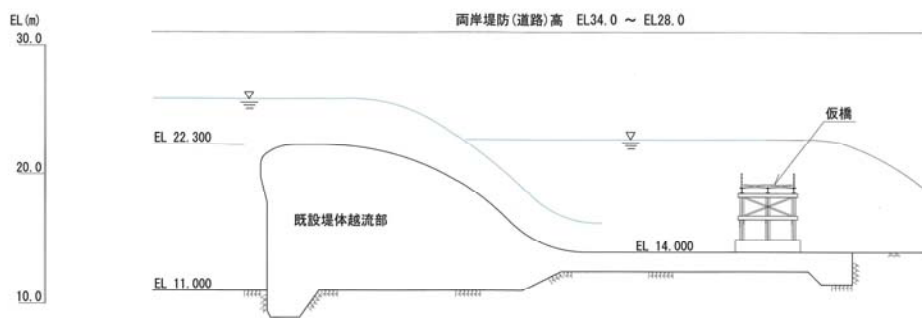


図-5.2.1 超過洪水(仮橋越水)状況図

2) 径間長

仮橋は出水期には上部工のみは撤去する考えであるため、仮橋存置期間は12月～2月であることから、
 この期間の対象流量は Q=253m³/s である。

したがって、基準に基づき径間長は12.5m以上を基本とする。

ここで、出水期に存置させる下部工に対しては、基準によれば径間長は20m以上必要となるが、これ
 に対しては既設堤体の門柱の背後(投影内)の流水の影響の小さい箇所配置することで対応する計画
 である。

3) 桁下高さ

工事期間(12月～2月)を仮橋の設置期間と考えれば、工事期間中の対象流量は前述したように Q=
 253m³/s である。

以上より、対象流量(253m³/s) 流下時の最高水位に50cmの余裕を確保することとする。

4) 幅員

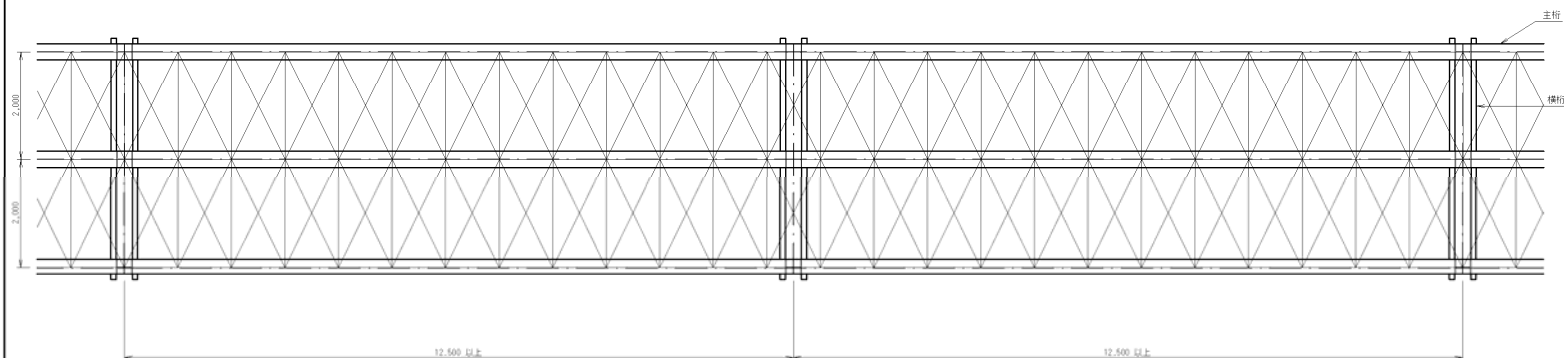
通行する大型の工事用車輛としては以下のものが考えられる。

- ・ トンネル掘削時：SD ジャンボ…………… B≒3.0m
- ・ 発破削孔時 : 100tトラッククレーン…………… B≒3.0m
- ・ 撤去殻積込時 : 1.2m³バックホウ ……………… B≒3.2m

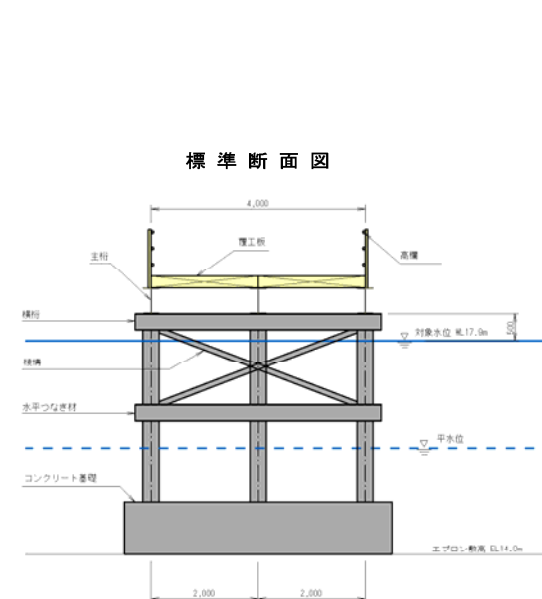
これらの通行幅を考慮して、仮橋の幅員は B=4.0m を基本とする。

仮橋計画図 S=1/100

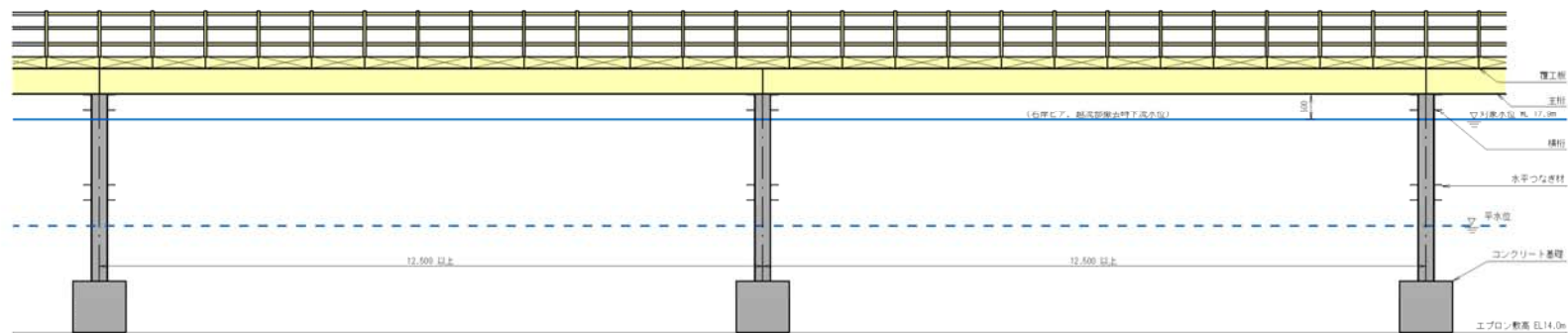
平面図



標準断面図



縦断面図



出水期撤去範囲

出水期残存範囲

図-5.2.2 仮橋計画図

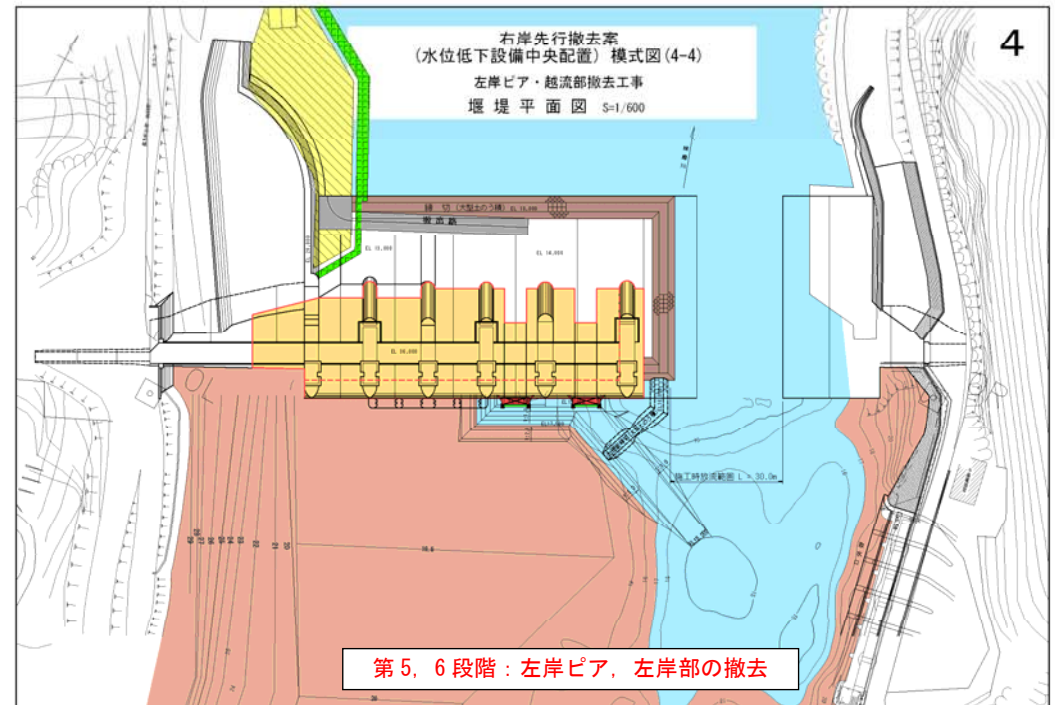
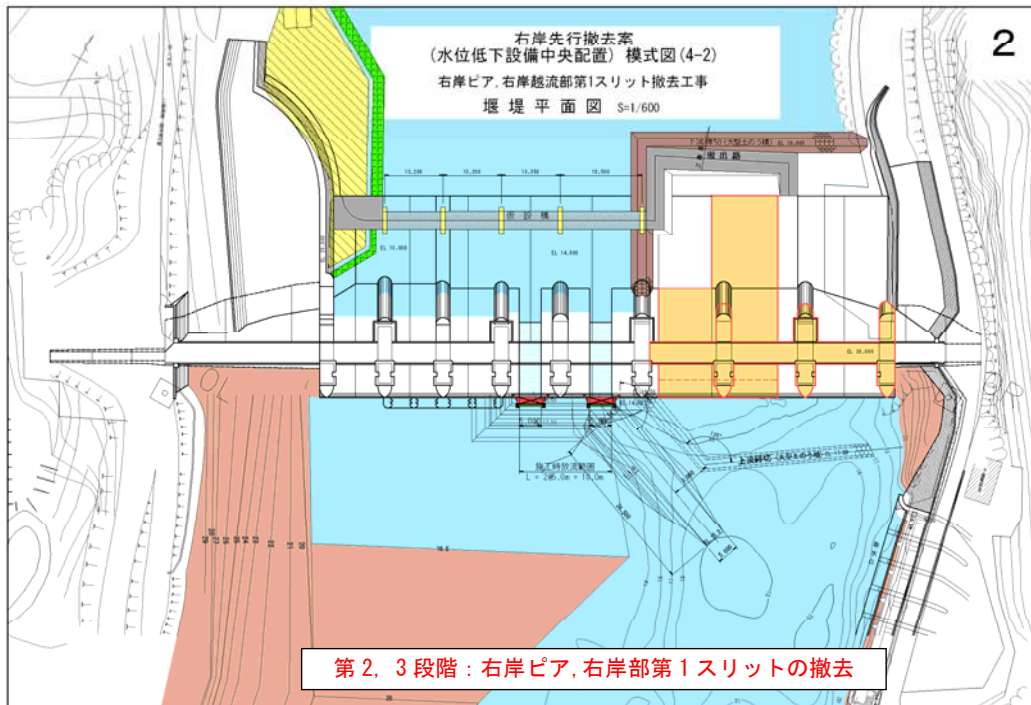
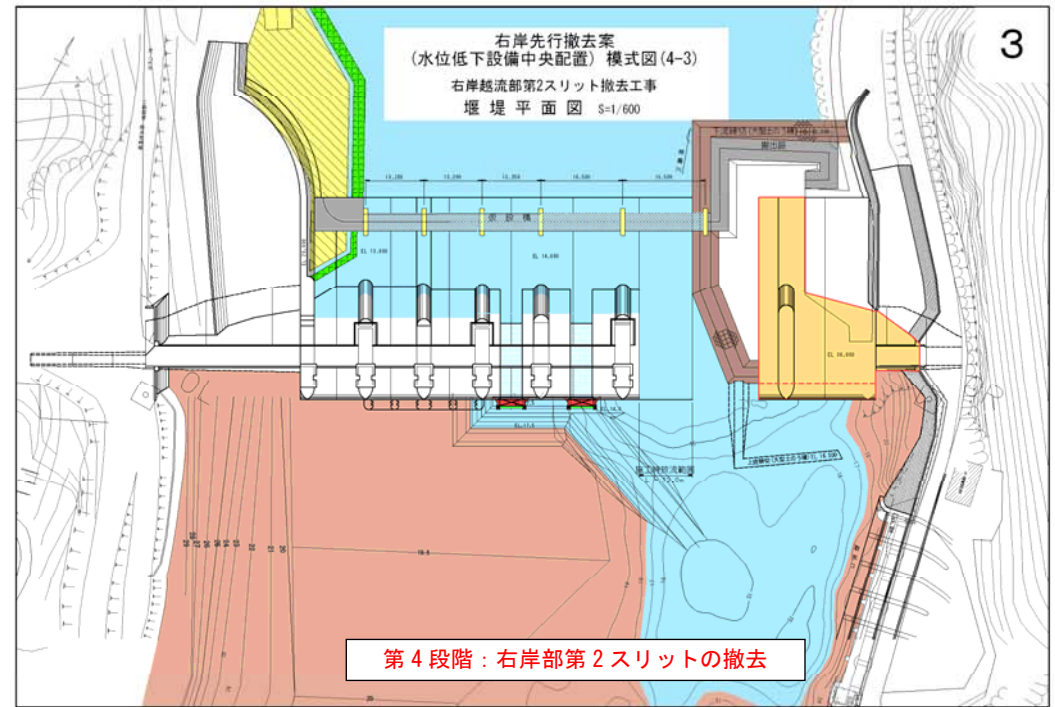
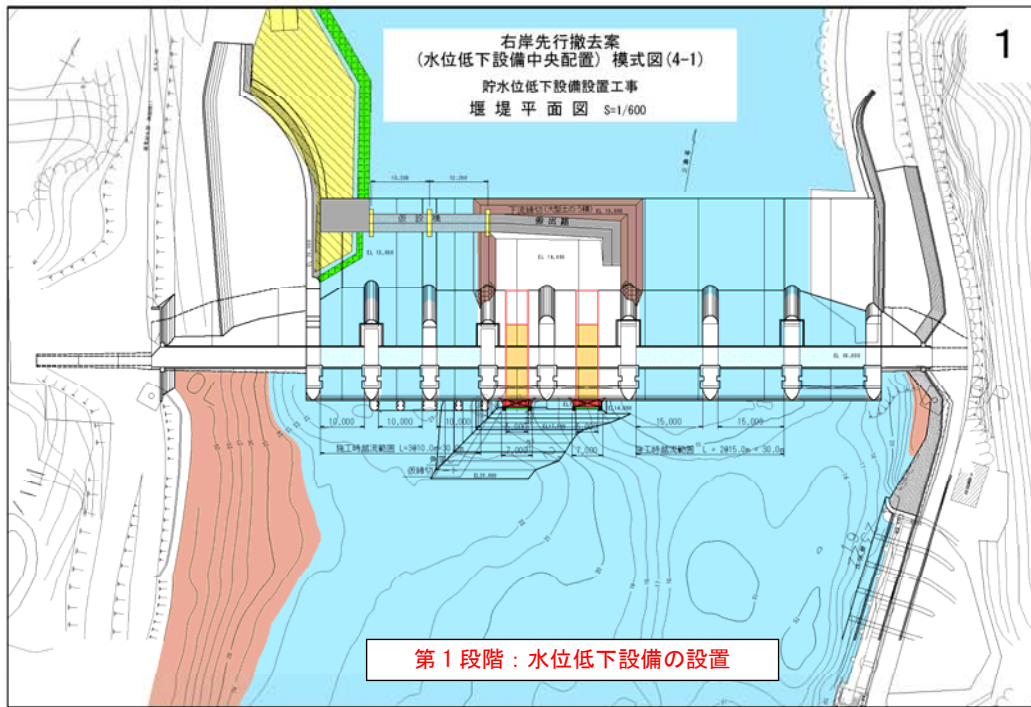


図-5.2.3 仮設備全体計画図(仮橋のピア配置)

5.2.2 上流側工用仮橋

堤体コンクリートは小割りに後に発電用隧道に充填再利用する予定であり、その運搬等のため上流側に仮橋を設置する。仮橋は出水期に上部工のみ撤去する。

1. VE提案の概要

貯水池の堆砂除去における現在の運搬経路を図-5.2.4に示すが、平成24年度以降、堤体撤去が始まると天端道路が使用できなくなり、上流の葉木橋を迂回する必要がある。

この場合、以下の課題がある。

- ・ 運搬経路が長くなる。
- ・ 人家が集中した区域を通行することになるため、社会的影響が大きい。

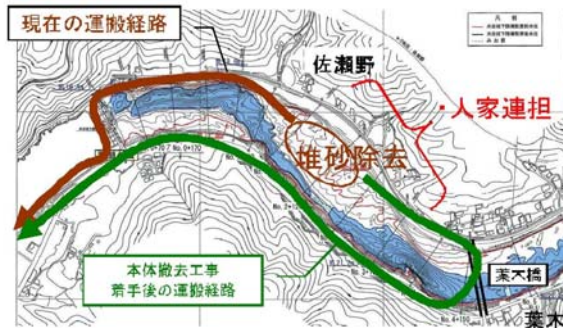


図-5.2.4 運搬経路（現計画）

これに対して、上記課題を解決するためのVE提案として、図-5.2.5に示すように貯水池内に仮橋を設置することが提案された。

ただし、仮橋の設置時期は、貯水位低下後（第2段階）であるため、第1段階では上流葉木橋を迂回せざるを得ないが、第2段階以降はこの仮橋を利用することが可能となる。

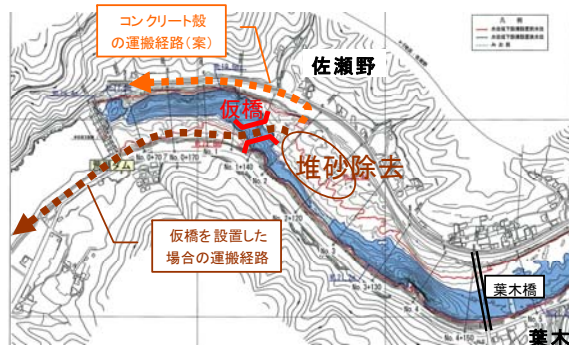


図-5.2.5 運搬経路（VE提案）

また、貯水池内（ダム上流左岸）には、撤去殻の小割りのための作業ヤードを計画しており、右岸の導水トンネル埋め戻しのためのコンクリート殻の運搬にも、この仮橋を使用する予定である（図-5.2.5参照）。

2. 仮橋の配置検討

ダム上流の河川（作業）ヤードと堆砂除去区域の位置関係を図-5.2.6に示すが、仮橋の設置位置は図中に示す位置に限定される。

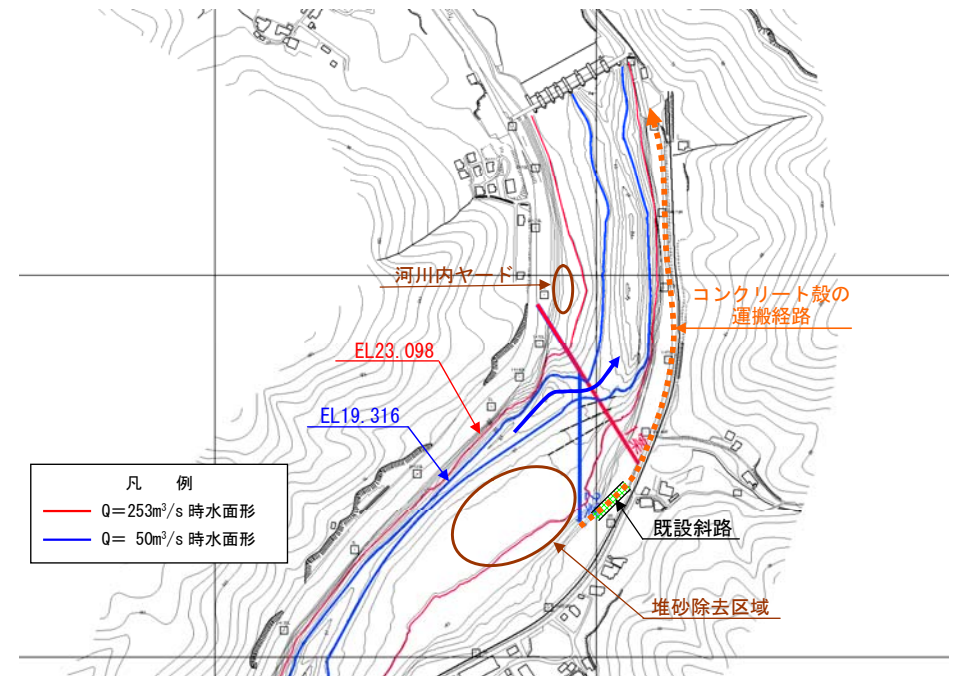


図-5.2.6 仮橋の設置位置

(1) 基本的事項の検討

1) 対象流量の考え方

基本的には、撤去工事における仮設備と同様、対象流量は $Q=253\text{m}^3/\text{s}$ とすることが望ましいと考える。

しかしながら、図-5.2.7 に示すように水位低下設備設置後の $Q=253\text{m}^3/\text{s}$ 流下時の水面幅は、いずれのケースも 100m 以上となることが予想され、この規模の仮橋を設置することはコストの面で大きな課題となる。

したがって、工事中の出水に対しては「越水を許容する」ことを前提とし、「沈み橋」として計画する。

ここで、仮橋は出水期には上部工のみは撤去することとし、仮橋の設置期間は非出水期の 11 月中旬～2 月とする。

また、前述した基準により、上部工，下部工それぞれの対象流量は以下の通りとする。

- ・ 上部工……………基本構造： $50\text{m}^3/\text{s}$ (11 月中旬～2 月の平常時流量 (発生確率 50%))
構造設計： $631\text{m}^3/\text{s}$ (11 月中旬～2 月の既往最大：H1 年)
- ・ 下部工……………構造設計： $6,580\text{m}^3/\text{s}$ (通年の既往最大 : S57 年)

ただし、工事用道路及び仮橋等を越水する洪水時には、施工機械等は安全な場所へ退避させる必要がある。

また当該断面において、桁下を無効河積とした流下能力を検討し、問題ないことを確認することとする。

2) 基本構造の考え方

i) 径間長

仮橋の基本構造を決定する際の対象流量は平常時流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ とするが、「沈み橋」(高欄下は無効河積)として計画することから、径間長は経済性より決定することとする。

ii) 桁下高さ

基本構造決定の際の対象流量は前述したように平常時流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ とすることから、対象流量流下時の最高水位に 50 cm の余裕を確保することとする。

iii) 幅員

主たる工事用車両である 10t ダンプトラックの通行幅を考慮して、仮橋の幅員は $B=4.0\text{m}$ を基本とする。

(2) 配置検討

図-5.2.6 に比較 2 案の位置図を示すが、同図に示す既設斜路の位置を考えれば導水トンネルへの運搬ルートの面からは 2 案の方が運搬路の配置が容易と考えられることより「2 案」を採用することとする。

(3) 仮橋配置 (案)

仮橋の全長を 45.0m として、経済的な径間割りを設定するために、数ケース比較検討した。

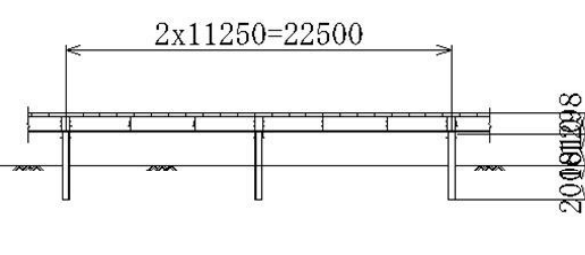
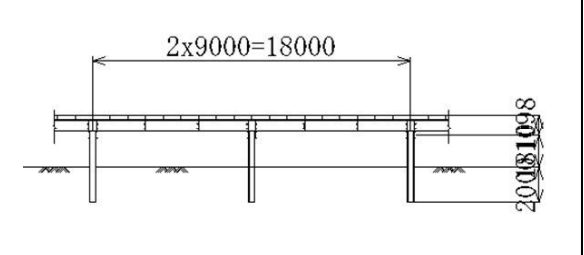
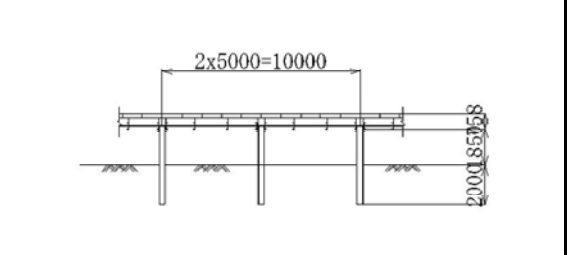
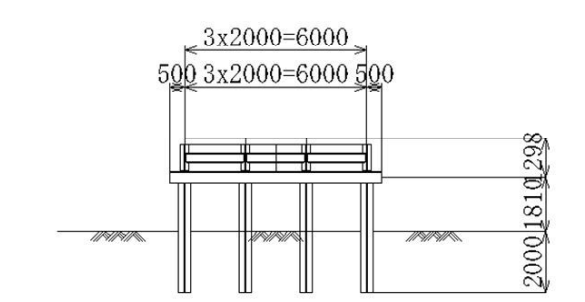
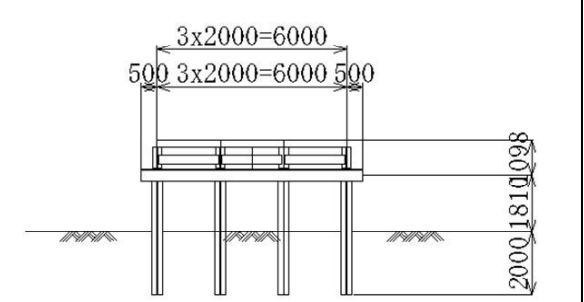
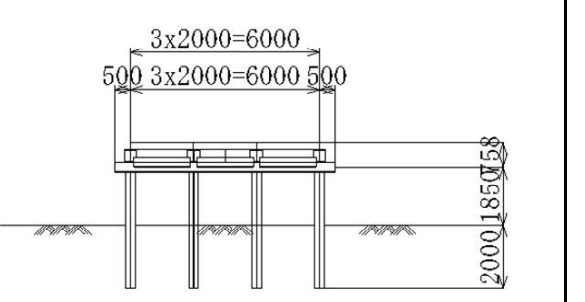
その結果を表-5.2.1 に示すが、経済性は上部工により決定されると考えられ、径間長を短くする(径間数を増やす)ほど経済的になると予想された。

したがって、径間長を 5.0m として以下の配置とした。

径間長：5.0m×9 径間 = 45.0m

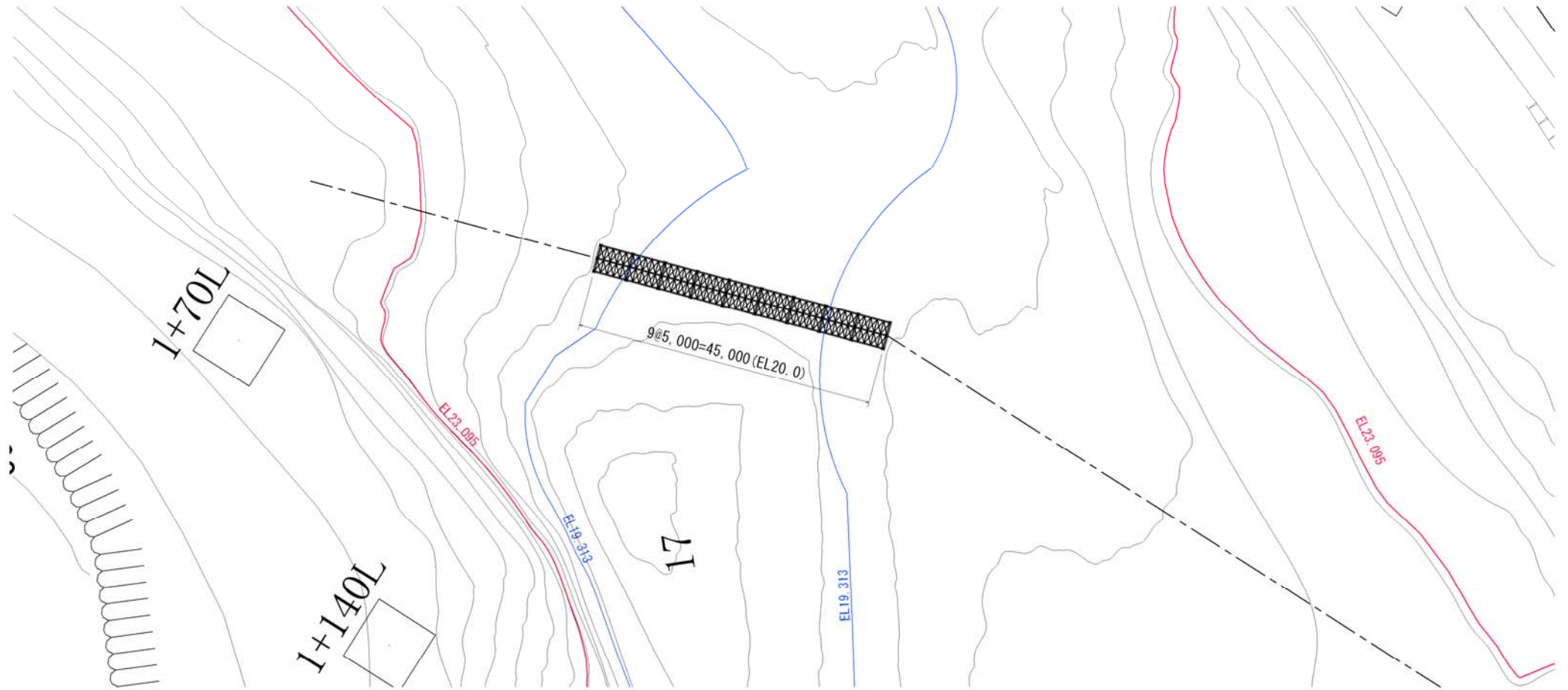
図-5.2.8 に仮橋計画図 (案) を示す。

表-5.2.1 上流仮橋 支間割比較表

	第1案 L=11.25m (4径間)			第2案 L=9.00m (5径間)			第3案 L=5.00m (9径間)																
側面図 (2径間分)																							
断面図																							
作業条件	使用重機		作業半径	吊荷重	使用重機		作業半径	吊荷重	使用重機		作業半径	吊荷重											
	クローラークレーン65 t 吊		16m	8 t	クローラークレーン50 t 吊		14m	7 t	ラフテレーンクレーン 50 t 吊		9m	6 t											
計算結果	項目	単位	単価(千円)	許容値	判定	備考	部材名	単位	計算値	許容値	判定	使用材料	部材名	単位	計算値	許容値	判定	使用材料					
	覆工板	σ	N/mm2	175.3	280.0	OK	トラック荷重にて決定	覆工板	σ	N/mm2	175.3	280.0	OK	トラック荷重にて決定	覆工板	σ	N/mm2	225.3	280.0	OK	ラフテレーンクレーン作業時にて決定		
		τ	N/mm2	119.3	160.0	OK			τ	N/mm2	119.3	160.0	OK			τ	N/mm2	148.0	160.0	OK			
	主桁	σ	N/mm2	184.0	192.6	OK	H-900x300x16x28	主桁	σ	N/mm2	185.2	192.6	OK	H-700x300x12x24	主桁	σ	N/mm2	156.3	206.4	OK	H-400x400x13x21		
		τ	N/mm2	44.7	120.0	OK			τ	N/mm2	56.4	120.0	OK			τ	N/mm2	89.5	120.0	OK			
		δ	mm	19.5	28.1	OK			δ	mm	16.2	22.5	OK			δ	mm	7.6	12.5	OK			
	横桁	σc	N/mm2	7.8	143.7	OK	[-380x100x10.5x16	横桁	σc	N/mm2	6.4	143.7	OK	[-380x100x10.5x16	横桁	σc	N/mm2	5.9	135.3	OK	[-300x90x10x15.5		
τ		N/mm2	1.6	120.0	OK	τ			N/mm2	1.7	120.0	OK	τ			N/mm2	1.8	120.0	OK				
座屈-1		-	0.39	1.00	OK	H-400x400x13x21			座屈-1	-	0.44	1.00	OK			H-350x350x12x19	座屈-1	-	0.55	1.00		OK	H-300x300x10x15
座屈-2		N/mm2	80.4	210.0	OK				座屈-2	N/mm2	89.1	210.0	OK				座屈-2	N/mm2	111.2	210.0		OK	
q	kN	703.6	755.2	OK	q	kN	559.1	590.8	OK	q	kN	435.9	446.4	OK									
経済性	項目	単位	単価(千円)	数量	金額(千円)	備考	項目	単位	単価(千円)	数量	金額(千円)	備考	項目	単位	単価(千円)	数量	金額(千円)	備考					
	材料費	m2	30.36	270.0	8,197		材料費	m2	26.7	270.0	7,209		材料費	m2	20.4	270.0	5,508						
	施工費(設置費)	m2	8.64	270.0	2,333		施工費(設置費)	m2	7.5	270.0	2,025		施工費(設置費)	m2	9.0	270.0	2,430						
	施工費(撤去費)	m2	4.38	270.0	1,183		施工費(撤去費)	m2	3.6	270.0	972		施工費(撤去費)	m2	3.9	270.0	1,053						
	重機の分解・組立・運搬費	式	1,296.00	1.0	1,296	往復(2回)	重機の分解・組立・運搬費	式	1,296.00	1.0	1,296	往復(2回)	重機の分解・組立・運搬費	式	0.00	1.0	0	自走式のためなし					
	直接工事費				13,009		直接工事費				11,502		直接工事費				8,991						
順位(経済比率)				3位(1.447)		順位(経済比率)				2位(1.279)		順位(経済比率)				1位(1.000)							
判定				△					○					◎									

仮橋計画図(案)

平面図 S=1/1,600



横断図 S=1/600

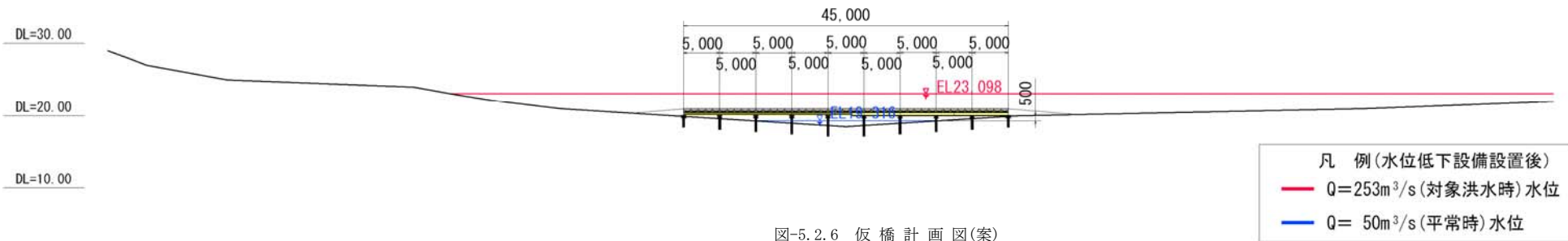


図-5.2.6 仮橋計画図(案)

3. 河積の余裕について

仮橋設置断面での流下能力を計算する前に、同断面で河積の余裕について概略検討する。

(1) 検討条件

1) 検討断面

仮橋は、河道中心の法線に対して斜めに設置する計画であるため、検討断面は次図のように考える。

ここで、仮橋の設置範囲については、河川の流下方向に投影させることとする。

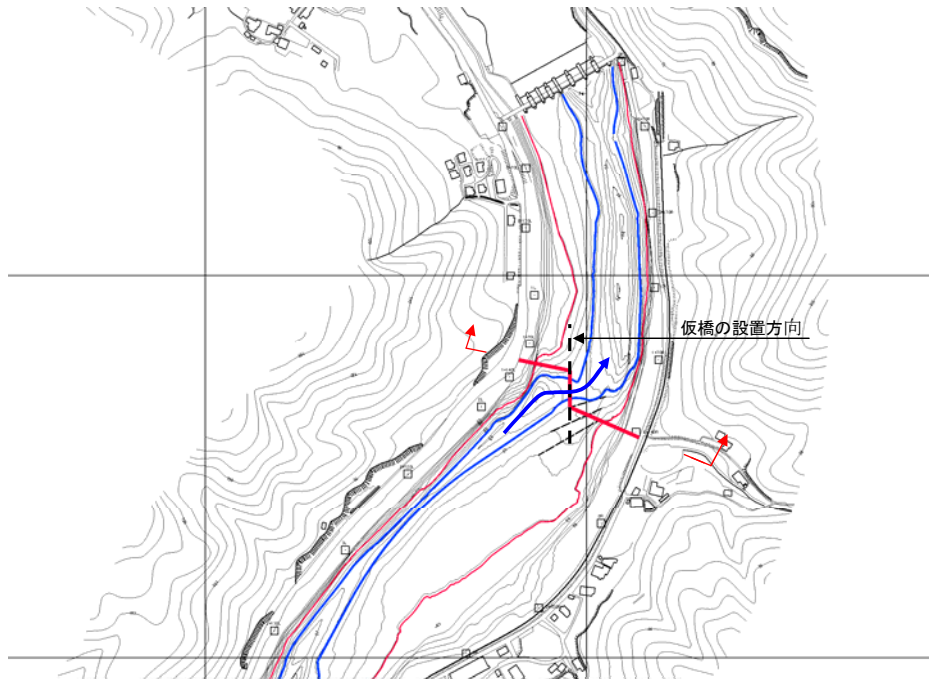


図-5.2.7 検討断面位置図

2) 検討段階(水位)

仮橋は第2段階以降(水位低下設備設置後)に使用する計画であることから、この期間で最も水位が高い第2段階の水位 EL28.233m(ダム設計洪水流量 $Q=6,550\text{m}^3/\text{s}$)を対象とする。

(2) 河積の余裕

仮橋設置位置の断面図を図-5.2.8に示すが、各領域の面積を整理すれば次表の通りとなる。

仮橋の桁下を無効河積とした場合、流下断面に対する無効河積の割合は約1.5%と非常に小さい。

また、流下断面に対する無効断面を考慮した河積の余裕の割合は約107.6%であり、流下断面以上の余裕が確保されていることになる。

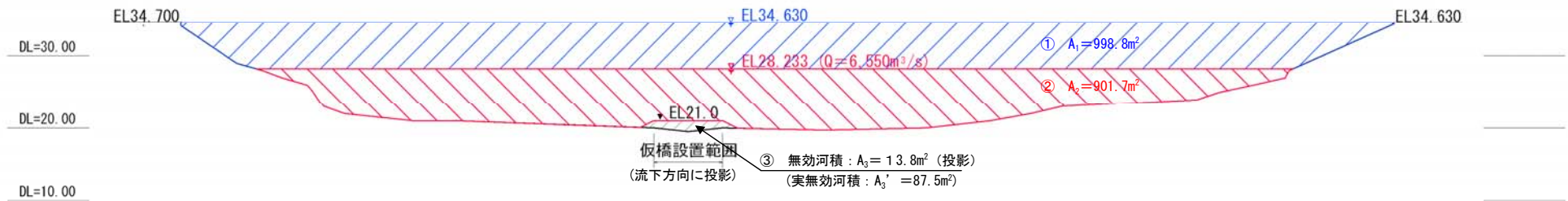
以上より、現況断面で河積の余裕は十分あると考えられる。

表-5.2.2 河積の余裕

項目	単位	諸元	備考
面積: A ₁ (河積の余裕) ①	m ²	998.8	護岸高とダム設計洪水時水位との間の面積 EL34.140 ~EL28.233
面積: A ₂ ②	m ²	901.7	ダム設計洪水時水位と仮橋高欄との間の面積 EL28.233 ~EL21.000
面積: A ₃ (無効河積) ③	m ²	13.8 (87.5)	仮橋高欄以下の面積 EL21.000~
流下断面: A ₂ +A ₃ (④=②+③)	m ²	915.5 (989.2)	ダム設計洪水時水位以下の面積 Q=6,550m ³ /s
河積の余裕(実質) (⑤=①-③)	m ²	985.0 (911.3)	①から無効河積を差し引いた実質の河積の余裕 無効河積考慮
流下断面に対する無効河積の割合 ⑥=③/④	%	1.5 (8.8)	
流下断面に対する河積の余裕の割合 ⑦=⑤/④	%	107.6 (92.1)	

注) 表中の()書きは実無効河積とした場合の結果を示す。

仮橋設置位置断面図 S=1/600



①+②+③=1,914.3m ² (全体)
① : 全体の 52.2%
② : 全体の 47.1%
③ : 全体の 0.7%

図-5.2.8 仮橋設置位置断面図

4. 仮橋を越水する頻度について

仮橋の設置期間である河川内工事期間(11月中旬～2月末)において、流量が多い日には、仮橋上面を越水することが予想される。

この場合は、仮橋を通行することは不可能となるため、越水する頻度について検討する。

(1) 検討条件

1) 検討対象水位

仮橋の高さは、仮橋設置地点(Na.0+70)における第2段階(水位低下後)の平常時流量 50m³/s 時の水位である EL19.316m に対して、桁下の余裕を 50 cm 確保する(桁下高: EL19.82m)。

ここで、水面が桁下にかかった時点で、上流水位が堰上げられ、仮橋上面からの越水が始まると考え、検討対象水位は桁下高である EL19.82m とする。

2) 検討対象流量

不等流計算により求めたNa.0+70 地点での流量と水位の関係を図-5.2.9 に示すが、検討対象流量は、水位 EL19.82m に対応する流量として、同図より $Q \approx 95\text{m}^3/\text{s}$ と設定する。

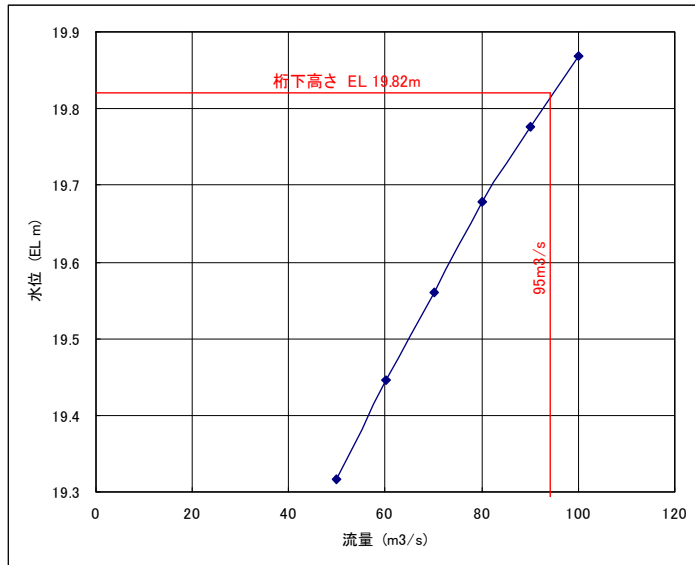


図-5.2.9 流量と水位の関係 (Na.0+70 地点)

(2) 越水頻度の検討

近年5ヶ年(H17～H21年度)における河川内工事期間(11月中旬～2月末)の日平均流量データより、仮橋を越水すると考えられる流量 $Q = 95\text{m}^3/\text{s}$ 以上の発生日数を整理したものを表-5.2.3 に示す。

表-5.2.3 河川内工事期間の仮橋越水日数

年度	11月下旬	12月	1月	2月	計	頻度(%)	備考
H21	0 / 15	1 / 31	0 / 31	8 / 28	9 / 105	8.57%	(H17-H21)
H20	0 / 15	0 / 31	0 / 31	9 / 28	9 / 105	8.57%	
H19	0 / 15	0 / 31	2 / 31	0 / 29	2 / 106	1.89%	
H18	0 / 15	1 / 31	0 / 31	0 / 28	1 / 105	0.95%	
H17	0 / 15	0 / 31	0 / 31	5 / 28	5 / 105	4.76%	
計	0 / 75	2 / 155	2 / 155	22 / 141	26 / 526	4.94%	
頻度(%)	0.00%	1.29%	1.29%	15.60%	4.94%		

注) 表中の左側は発生日数、右側は全日数を示す(日平均流量データによる)。

上表より、 $Q=95\text{m}^3/\text{s}$ 以上の発生日数が2月に集中している傾向が伺える。

越水頻度は、最大で 32.1%(9日/月: H20年2月)であるが、2月の5ヶ年平均とすれば、15.6%(4.7日/月)、工事期間の5ヶ年平均とすれば、4.94%(1.5日/月)程度となる。

ここで、現計画では降雨制限: 30 mm/日として施工可能日数を 19 日/月と設定しており、降雨他により作業ができない日として、11 日/月を見込んでいることになる。

これを考えると、表-5.2.3 に示す発生日数の最大は 9 日/月であり、この日数は不稼働日との重複も十分考えられるため、実質的には施工可能日において仮橋を越水し、通行が不可能となることはほとんどない。

5.3 仮締切

5.3.1 仮締切の構造

河川内において撤去工事を行うため、施工段階毎に大型土のうによる仮締切りを行う。工事を行わない出水期には、仮締切りは全撤去する。

1) 仮締切の型式

本撤去工事においては、各施工段階毎に仮締切の切替えが必要であることより、仮締切形式は「大型土のう」とすることを基本とする。

2) 仮締切の形状及び構造

仮締切の形状及び構造は、次図の通りとする。

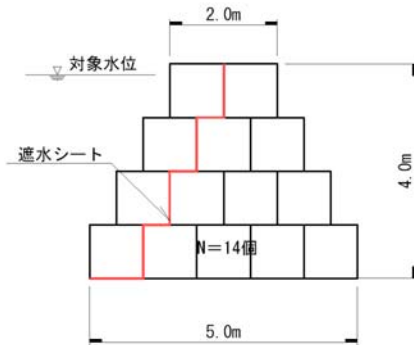


図-5.3.1 仮締切の基本構造

ここで、対象流量は前述したように、河川内工事の施工期間(11月中旬～2月末まで)に対して、以下のように設定する。

・ 11月～2月(4ヶ月)……………対象流量 253m³/s(平水時流量：53m³/s)

次表に各施工段階毎の上・下流の水位を示すが、施工中の最大水深は「右岸ピア、越流部撤去時(図-5.3.3参照)」において3.9mと推定され、最大締切高さはエプロン上で4.0mとなる。

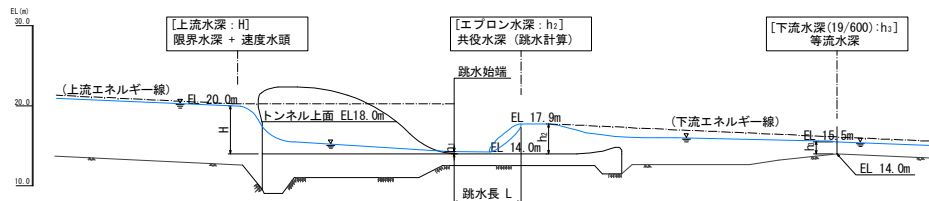


図-5.3.2 上・下流水位の考え方

表-5.3.1 水位関連一覧表

段階	項目	ケースB: 右岸先行スリット案				
		上流	下流 (エプロン)	下流河道		
1	水位低下設備 施工	設備	右岸クレスト: B=15.0m×3門 (敷高EL22.3m)			
			左岸クレスト: B=10.0m×3門 (敷高EL22.3m)			
		施工中	B=	75.0 m	B= 56.0 m	B= 75.0 m
			対象流量 5ヶ年最大	253 m ³ /s (W=1/5)		
			敷高	EL 22.3 m	EL 14.0 m	EL 14.0 m
			水位	WL 23.9 m	WL 17.4 m	WL 15.5 m
			水深	1.6 m	3.4 m	1.5 m
			対象流量 平水最大	53 m ³ /s		
			敷高	EL 22.3 m	EL 14.0 m	EL 14.0 m
			水位	WL 22.9 m	WL 15.6 m	WL 14.6 m
水深	0.6 m	1.6 m	0.6 m			
2 3 4	右岸ピア, 越流部撤去	設備	水位低下設備: B=5.0m×4.0m×2門 (敷高EL14.0m)			
			B=	10.0 m	B= 33.0 m	B= 75.0 m
		施工中	対象流量 5ヶ年最大	253 m ³ /s (W=1/5)		
			敷高	EL 14.0 m	EL 14.0 m	EL 14.0 m
			水位	WL 20.0 m	WL 17.9 m	WL 15.5 m
			水深	6.0 m	3.9 m	1.5 m
			対象流量 平水最大	53 m ³ /s		
			敷高	EL 14.0 m	EL 14.0 m	EL 14.0 m
			水位	WL 16.1 m	WL 15.3 m	WL 14.6 m
			水深	2.1 m	1.3 m	0.6 m
5 6	左岸ピア, 越流部撤去	設備	右岸側: B=30.0m (敷高EL12.0m)			
			B=	30.0 m	B= 30.0 m	B= 75.0 m
		施工中	対象流量 5ヶ年最大	253 m ³ /s (W=1/5)		
			敷高	EL 12.0 m	EL 12.0 m	EL 14.0 m
			水位	WL 15.5 m	WL 15.5 m	WL 15.5 m
			水深	3.5 m	3.5 m	1.5 m
			対象流量 平水最大	53 m ³ /s		
			敷高	EL 12.0 m	EL 12.0 m	EL 14.0 m
			水位	WL 14.6 m	WL 14.6 m	WL 14.6 m
			水深	2.6 m	2.6 m	0.6 m

注) 仮締切高さの決定水深
 下流水位により決定されると思われる水位

3) 出水期の対応

前述したように本撤去工事においては、各施工段階毎に仮締切の切替えが必要であることより、出水期には全撤去することとする。

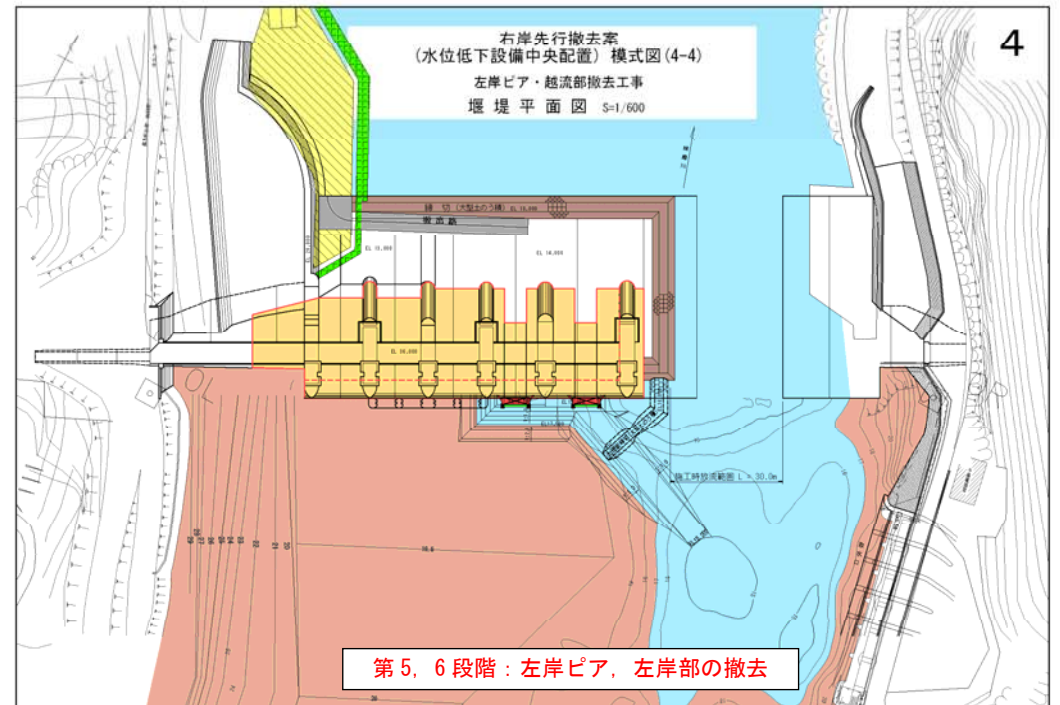
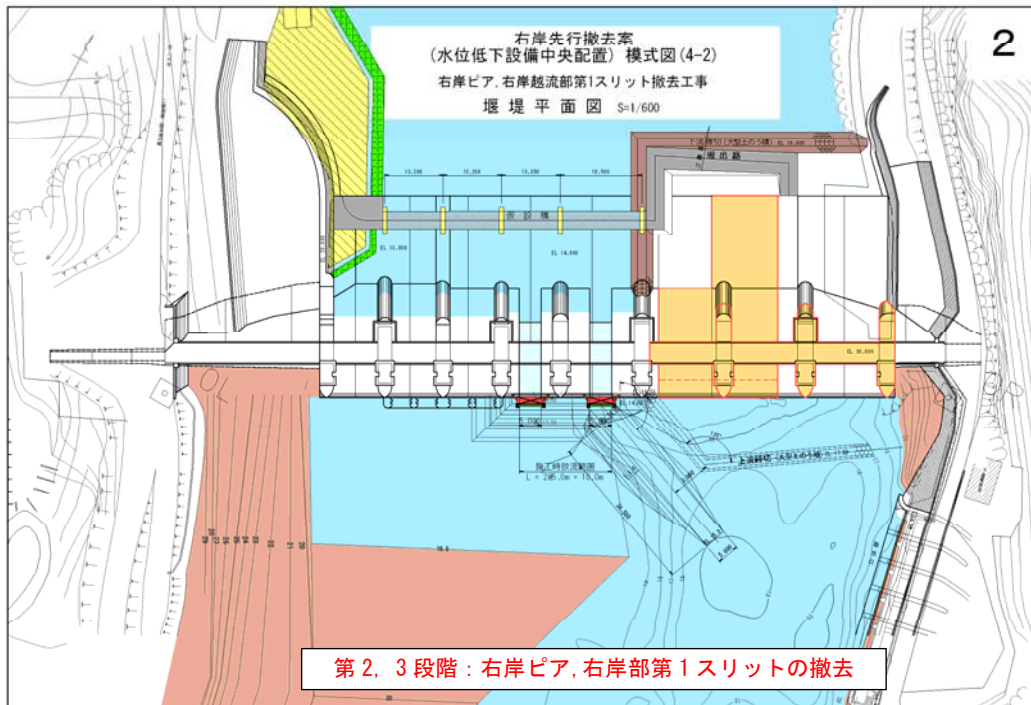
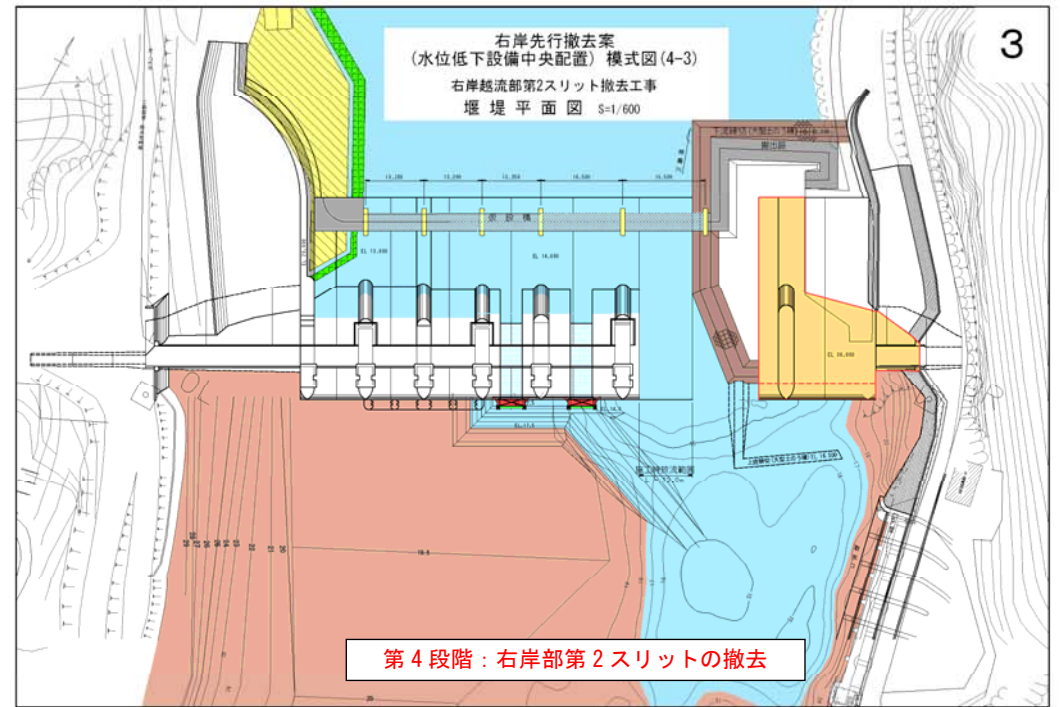
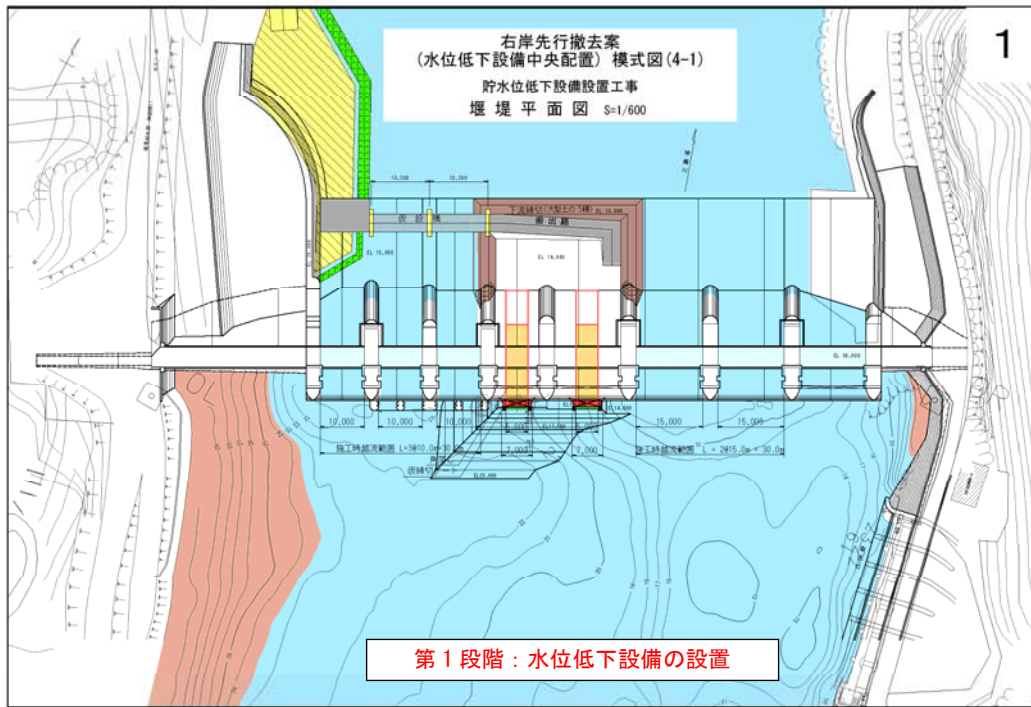


図-5.3.3 本体撤去工事施工手順図
5-3-2

5.3.2 仮締切越流時の安全性

施工期間、水位低下設備の放流能力(406m³/s)を超過する出水の際には堤体を越流して仮締切りの流出が懸念されるが、その発生頻度は近20年で1回程度であり、流出した場合は回収復旧する。

現計画では、本体撤去の際には図-5.3.3に示すように、仮締切を下流のエプロン部に施工ヤードを囲む形で配置する計画としている。

ここでは、施工時(非出水期)における超過洪水に対する仮締切の安全性について検討する。

(1) 各段階における超過洪水時の流況

施工時の対象流量等は、以下に示す通りである。

- ・ 仮設備設計対象流量…… Q=253m³/s(施工期間における近年5ヶ年の異常値を省いた最大流量)
- ・ 施工時超過洪水…………… Q=631m³/s(非出水期の既往最大流量)

また、水位低下設備の放流能力は、2門で406m³/sである。

各段階における超過洪水時の流況は、水理計算より表-5.3.2の通りと推定される。

表-5.3.2 水理計算結果

段 階	流 量 Q(m ³ /s)		
	253m ³ /s以下	406m ³ /s以下	631 m ³ /s
第2, 3段階 (放流工を流下)	仮締切越水なし クレスト越流なし	仮締切越水あり クレスト越流なし	仮締切越水あり クレスト越流あり
第4段階 (右岸第1スリットを流下)	仮締切越水なし クレスト越流なし	仮締切越水あり クレスト越流なし	仮締切越水あり クレスト越流なし
第5, 6段階 (右岸側を流下)	仮締切越水なし クレスト越流なし	仮締切越水あり クレスト越流なし	仮締切越水あり クレスト越流なし

ここで、仮締切の高さはQ=253m³/s流下時の水位に対して決定しているため、これ以上の流量時には流水が仮締切を越水することになるが、第4段階以降は右岸側が撤去されているため、仮締切の側方及び下流側からの越水時には流れ(流速)が直接影響するものではないので、仮締切の安全性に対しては洪水後の補修は必要と考えられるが、大きな問題とはならないと考える(図-5.3.4参照)。

しかしながら、第2~3段階では流量がQ=406m³/sを超えるとクレストを越流する状態となり、施工ヤード内へ上流側から流水が流速をもって流入するため、下流側の仮締切の流出が懸念される(図-5.3.5参照)。

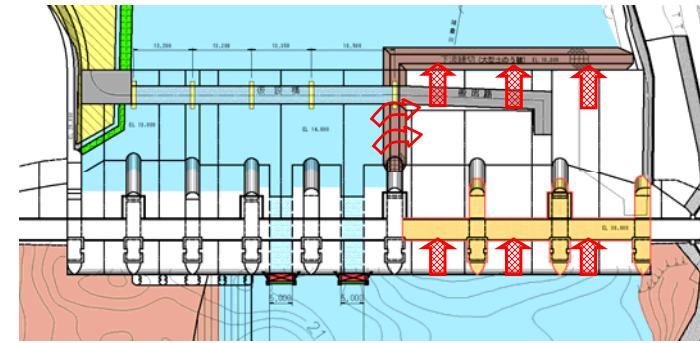


図-5.3.4 超過洪水時の流況(第2~3段階)

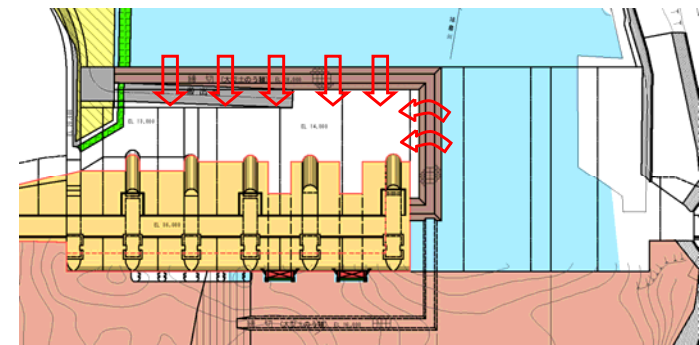


図-5.3.5 超過洪水時の流況(第5, 6段階)

したがって、以降では第2~3段階に着目して、クレストを越流した場合の仮締切の安全性について、越流の頻度も含めて検討する。

(2) 第2～3段階における超過洪水時の検討

1) 超過洪水時の状況

施工時の対象流量等及び水位低下設備の放流能力を考慮すれば、第2～3段階における超過洪水時の流況は以下の3ケースに分けられる。

- ① $Q = 0 \sim 253 \text{m}^3/\text{s}$ …… 全量水位低下設備を流下し、仮締切は越水しない。
- ② $Q = 253 \sim 406 \text{m}^3/\text{s}$ …… 全量水位低下設備を流下するが、仮締切を越水する。
- ③ $Q = 406 \sim 631 \text{m}^3/\text{s}$ …… 水位低下設備の他にクレストからも越流し、施工ヤード内に直接流入する。

① $Q = 253 \sim 406 \text{m}^3/\text{s}$ 時

流量が $Q = 253 \sim 406 \text{m}^3/\text{s}$ の場合は、全量水位低下設備放流工を流下する状況となる。

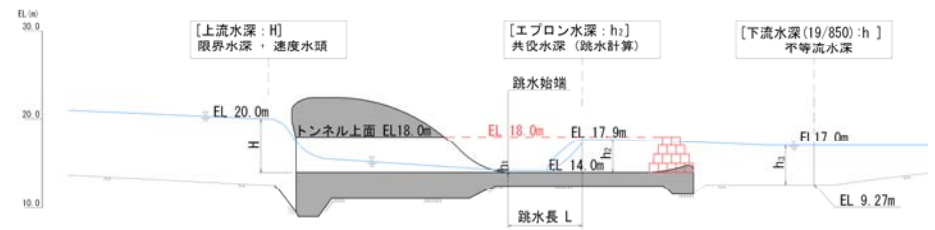
この場合、流水は仮締切天端を越水し、施工ヤード内に流れ込むことになるが、流速が直接仮締切に影響する状況ではない。

② $Q = 406 \sim 631 \text{m}^3/\text{s}$ 時

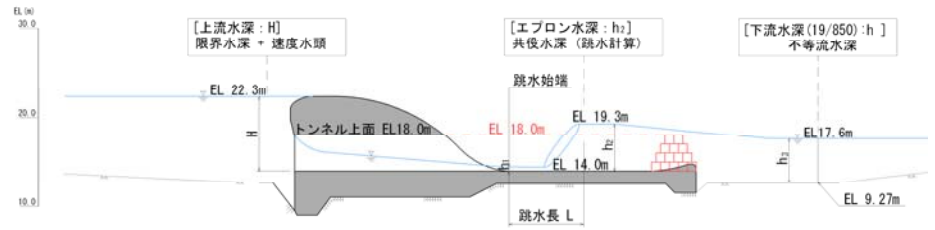
流量が $Q = 406 \sim 631 \text{m}^3/\text{s}$ の場合は、クレストからも越流する状況となる。

この場合、施工ヤード内に上流から流速をもった流水が下流側に配置した仮締切に衝突し、仮締切が下流河道へ流出する可能性が十分考えられる。

$(Q = 253 \text{m}^3/\text{s})$



$(Q = 406 \text{m}^3/\text{s})$



$(Q = 631 \text{m}^3/\text{s})$

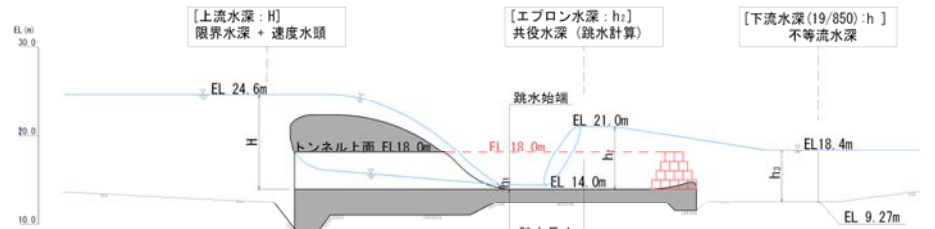


図-5.3.6 上・下流水位の状況

2) クレストを越流する頻度

近年20ヶ年における既往流量資料より、施工期間(11月中旬～2月末)の月別最大流量を整理したものを表-5.3.4に示すが、同表より、以下の流量に対する発生頻度を整理すれば表-5.3.3の通りとなる。

- ① $Q = 253\text{m}^3/\text{s}$ を超える流量の発生頻度
- ② $Q = 406\text{m}^3/\text{s}$ を超える流量の発生頻度

表-5.3.3 各期間内の流量の発生頻度

項 目		発生回数(回)				計	頻度(回/年)
		11月中旬	12月	1月	2月		
近年	$253\text{m}^3/\text{s}$ を超える	0	0	0	2	2 / 5	0.40
5ヶ年	$406\text{m}^3/\text{s}$ を超える	0	0	0	0	0 / 5	0.00
近年	$253\text{m}^3/\text{s}$ を超える	0	2	0	2	4 / 10	0.40
10ヶ年	$406\text{m}^3/\text{s}$ を超える	0	1	0	0	1 / 10	0.10
近年	$253\text{m}^3/\text{s}$ を超える	1	2	0	2	5 / 20	0.25
20ヶ年	$406\text{m}^3/\text{s}$ を超える	0	1	0	0	1 / 20	0.05

上表より、近年5ヶ年では $Q=406\text{m}^3/\text{s}$ を超える洪水は発生していない。

また、近年10ヶ年及び20ヶ年では1回発生している程度である。

3) まとめ

これまでの検討より、仮締切の超過洪水に対する安全性については、以下のように考える。

- ・ 超過洪水により仮締切が下流へ流出する可能性が大きい期間は、第2～3段階の2ヶ年である。
- ・ また、この時の流量は水位低下設備の放流能力である $Q = 406\text{m}^3/\text{s}$ を超える流量が対象となる。
- ・ 既往資料より、 $Q = 406\text{m}^3/\text{s}$ を超える流量の発生頻度は、近年5ヶ年では0回、近年10ヶ年及び20ヶ年で1回発生しているのみである。

以上より、大型土のうによる仮締切の下流への流出に対する防止対策は困難であると考えられるため、万が一流出した場合には回収し復旧することとするが、対象期間が2ヶ年であることを考えれば、発生頻度は非常に小さい。

表-5.3.4 月別最大時刻流量の整理

	11月 (中下旬)	12月	1月	2月	各年 1位	
各 年 デ ー タ	H21	122	161	73	314	314
	H20	87	71	253	78	253
	H19	61	42	48	112	112
	H18	111	164	76	136	164
	H17	103	36	124	401	401
	H16	187	624	136	110	624
	H15	145	149	129	132	149
	H14	104	366	138	136	366
	H13	134	149	147	142	149
	H12	100	156	139	66	156
	H11	138	157	144	152	157
	H10	145	152	207	148	207
	H9	395	147	150	154	395
	H8	154	156	154	151	156
	H7	160	154	106	89	160
	H6	66	133	198	140	198
	H5	119	141	121	127	141
	H4	91	108	132	216	216
	H3	97	143	47	132	143
H2	100	100	97	150	150	
近年5ヶ年最大	122	164	253	401	401	
近年10ヶ年最大	187	624	253	401	624	
近年10ヶ年2位	145	366	147	314	401	
近年20ヶ年最大	395	624	253	401	624	
近年20ヶ年4位	154	161	154	154	366	

- 注) 既往最大値の発生年を示す。
 近年5ヶ年の最大値の発生年を示す。
 近年10ヶ年の最大値の発生年を示す。
 近年20ヶ年の最大値の発生年を示す。

5.4 濁水処理設備等

施工ヤード内で発生した濁水については、左岸部に配置する濁水処理設備により濁水処理を行う。
また、土工などに伴い発生した濁水の対策として、ダム直下流に汚濁防止膜を設置する。

(1) 濁水処理施設

ダム撤去工事では、施工ヤード内の雨水による濁水を対象として濁水処理計画を立案する。また、本撤去工事は半川締切により施工する計画であるが、施工ヤードへの湧水についても濁水として処理する計画とする。

1) 基本条件の検討

(i) 発生量の算定

ダムサイトの濁水発生量は、雨水を対象とし、降雨強度から濁水発生量を求める「ダム建設工事における濁水処理（(財)日本ダム協会）」の以下の算式により算定する。

$$Q = f \cdot r / 1,000 \cdot A$$

ここに、Q：流出（濁水発生）量（m³/h）

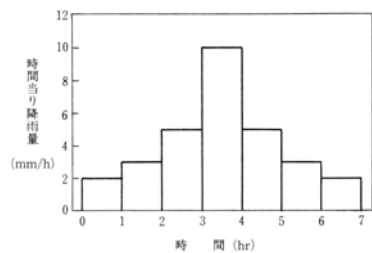
r：降雨強度（mm/h）

f：流出係数

A：集水面積（m²）（＝施工ヤードの最大面積）

① 降雨強度 r

日雨量30mm以上の日は工事を行わないため、工事中の濁水発生量算定に用いる降雨強度は日雨量30mmを使用する。また、雨水濁水処理の算定では一般に、日雨量30mmのときに時間最大雨量10mm、降雨継続時間7時間の中央集中型降雨強度曲線（次図参照）を考える。



（出典：ダム建設工事における濁水処理（(財)日本ダム協会））

図-5.4.1 降雨強度曲線（日雨量30mmの場合）

したがって、降雨強度は最大の10mm/hを採用する。

② 流出係数 f

流出係数は、浸透等による流出量の減少を考慮した係数であるが、本撤去工事の仮設ヤードは下流エプロン上に設けるため、浸透による濁水の減少は生じないため、ここでは流出係数を1.0（減少なし）とする。

③ 集水面積 A

撤去時の施工ヤードは、第5、6段階で最大となる。このとき、下図より作業面積 A=3,848m²である。

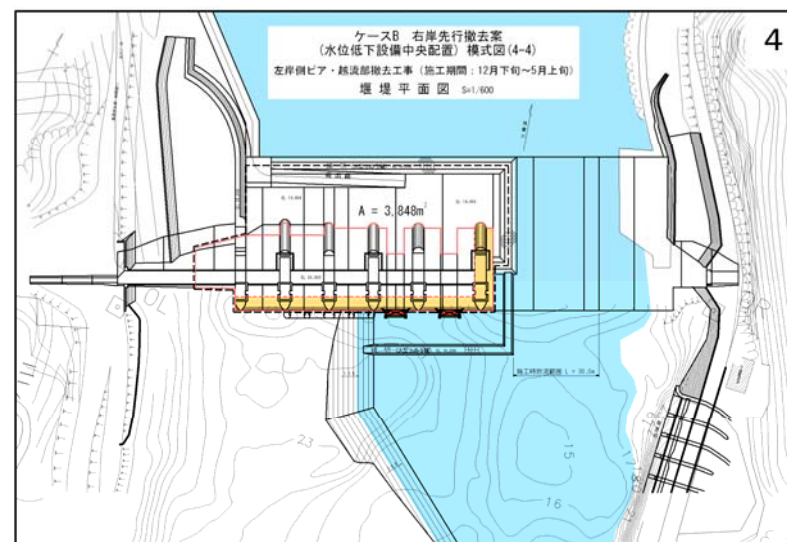


図-5.4.2 最大施工範囲（第5、6段階）

以上より、降雨による濁水発生量 Q（m³/h）は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} Q &= f \cdot r / 1,000 \cdot A \\ &= 1.0 \times 10 / 1,000 \times 3,848 \\ &= 38.5 \text{ m}^3/\text{h} \\ &= 0.64 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

(ii) 濁水の性質

本工事はコンクリートの破砕が主体であり、破砕後のコンクリート微粒分が雨水に混ざったものが濁水となる。そのため、発生する濁水の性質としては、浮遊物質(SS)によるものが主体と考えられる。

しかしながら、破砕後のコンクリート微粒分からのアルカリ分の溶出の可能性も考えられるため水素イオン濃度(pH)も対象とする。

ダム工事における濁水の発生源を以下に示すが、SSに対しては本撤去工事はその特徴より、コンクリート撤去による濁水は「岩盤掘削用水、洗浄水」の一般値を、仮締切内へ湧出してくる湧水の濁水は「河床掘削時湧水」の一般値をそれぞれ参考にして設定する。

また、pHに対しては硬化後コンクリートからの溶出という意味合いから、「コンクリート養生水」を参考にする。

表-5.4.1 ダム工事における濁水の発生源と性状

項目	SS (mg/ℓ)	pH	備考
発生源			
岩盤掘削用水、洗浄水	200 - 3 000	6 - 8	
河床掘削時湧水	200 - 3 000	6 - 8	
ボーリング・グラウト廃水	1 000 - 8 000	9 - 12	
グリーンカット・レイタンス処理水	200 - 2 000	9 - 12	
コンクリート養生水	200 - 2 000	9 - 12	
仮廃水路トンネル工排水	1 000 - 8 000	9 - 11	油分混入あり
土捨場降雨濁水	1 000 - 3 000	6 - 8	
コンクリートプラント排水	3 000 - 5 000	9 - 12	
骨材プラント排水	20 000 - 90 000	6 - 8	

(出典：ダム建設工事における濁水処理 (財)日本ダム協会)

ここで、環境影響予測の結果では、水質(pH)に関しては、以下のように評価されている。

- コンクリートの破砕は水中で行わないことや流水に接する破砕面は小さく接する時間も短いことから、工事の実施による道の駅坂本、坂本橋におけるpHの変化はほとんどないと予測される。

したがって、本工事における濁水の性質は以下のとおりとする。

SS : 1,500mg/ℓ (中間値程度を採用した)

pH : 9 (最低値程度を採用した)

(iii) 処理水の水質

処理水の水質は、球磨川下流の環境基準値(A類型)を満足するものとする。

SS : 25mg/ℓ以下

pH : 6.5以上8.5以下

表-5.4.2 生活環境の保全に関する環境基準

(1) 河川(湖沼を除く。)

項目 類型	利用目的の 適応性	基準値					該当水域
		水素イオン 濃度 (pH)	生物化学的 酸素要求量 (BOD)	浮遊物質 (SS)	溶存酸素量 (DO)	大腸菌群数	
AA	水道1級、自然環境保全及びA以下の欄に掲げるもの	6.5以上 8.5以下	1 mg/ℓ 以下	25 mg/ℓ 以下	7.5 mg/ℓ 以上	50MPN /100m ℓ以下	第1の2の(2)により水域類型ごとに指定する水域
A	水道2級、水産1級、水浴及びB以下の欄に掲げるもの	6.5以上 8.5以下	2 mg/ℓ 以下	25 mg/ℓ 以下	7.5 mg/ℓ 以上	1,000MPN /100m ℓ以下	
B	水道3級、水産2級及びC以下の欄に掲げるもの	6.5以上 8.5以下	3 mg/ℓ 以下	25 mg/ℓ 以下	5 mg/ℓ 以上	5,000MPN /100m ℓ以下	
C	水産3級、工業用水1級及びD以下の欄に掲げるもの	6.5以上 8.5以下	5 mg/ℓ 以下	50 mg/ℓ 以下	5 mg/ℓ 以上	—	環境基準類型指定表(p.14~)
D	工業用水2級、農業用水及びE以下の欄に掲げるもの	6.0以上 8.5以下	8 mg/ℓ 以下	100 mg/ℓ 以下	2 mg/ℓ 以上	—	参照
E	工業用水3級、環境保全	6.0以上 8.5以下	10 mg/ℓ 以下	ゴミ等の浮遊が認められないこと。	2 mg/ℓ 以上	—	
測定方法		規格12.1に定める方法又はガラス電極を用いる水質自動監視測定装置によりこれと同程度の計測結果の得られる方法	規格21に定める方法	付表8に掲げる方法	規格32に定める方法又は隔膜電極を用いる水質自動監視測定装置によりこれと同程度の計測結果の得られる方法	最確数による定量法	
備考 1. 基準値は、日間平均値とする(湖沼、海域もこれに準ずる)。 2. 農業用利水点については、水素イオン濃度6.0以上7.5以下、溶存酸素量5mg/ℓ以上とする。(湖沼もこれに準ずる) 3. 水質自動監視測定装置とは、当該項目について自動的に計測することができる装置であって、計測結果を自動的に記録する機能を有するもの又はその機能を有する機器と接続されているものをいう(湖沼、海域もこれに準ずる)。 4. 最確数による定量法とは、次のものをいう(湖沼、海域もこれに準ずる) 試料10m・、1m・、0.1m・、0.01m・……のように連続した4段階(試料量が0.1m・以下の場合は1m・に希釈して用いる。)を5本ずつBGLB醗酵管に移植し、35~37℃、48±3時間培養する。ガス発生を認めたものを大腸菌群陽性管とし、各試料量における陽性管数を求め、これから100m・中の最確数を最確数表を用いて算出する。この際、試料はその最大量を移植したものの全部か又は大多数が大腸菌群陽性となるように、また最小量を移植したものの全部か又は大多数が大腸菌群陰性となるように適当に希釈している。なお、試料採取後、直ちに試験ができないときは、冷蔵して数時間以内に試験する。							

- (注) 1. 自然環境保全 : 自然探勝等の環境保全
2. 水道1級 : ろ過等による簡易な浄水操作を行うもの
" 2級 : 沈殿ろ過等による通常の浄水操作を行うもの
" 3級 : 前処理等を伴う高度の浄水操作を行うもの
3. 水産1級 : ヤマメ、イワナ等貧腐水性水域の水産生物用並びに水産2級及び水産3級の水産生物用
" 2級 : サケ科魚類及びアユ等貧腐水性水域の水産生物用及び水産3級の水産生物用
" 3級 : コイ、フナ等、β-中腐水性水域の水産生物用
4. 工業用水1級 : 沈殿等による通常の浄化操作を行うもの
" 2級 : 薬品注入等による高度の浄水操作を行うもの
" 3級 : 特殊の浄水操作を行うもの
5. 環境保全 : 国民の日常生活(沿岸の遊歩等を含む。)において不快感を生じない限度

表-5.4.3 環境基準類型指定表(熊本県における指定状況)

公共用水域が該当する水質汚濁に係る環境基準の水域類型の指定 (その1)

(昭和 46 年 5 月 25 日 閣議決定)
(平成 20 年 4 月 1 日 一部改正)

水域区分	水域の名称	範囲	水域類型	達成期間	利用目的	達成の方途	基準点	備考
球磨川水域	球磨川上流	市房ダムより上流	AA	イ	自然環境保全	法規制, 上乘せ	市房ダム	
	球磨川中流	市房ダムから坂本橋まで	A	イ	水産	〃	西瀬橋, 坂本橋	
	球磨川下流	坂本橋より下流	A	ロ	農業, 工業, 水産	〃	横石	
	川辺川上流	藤田(川辺川ダム計画地点)より上流	AA	イ	自然環境保全	〃	藤田	
	川辺川下流	藤田より下流	A	イ	水産	〃	永江橋	
	前川	全域	A	ロ	水産	〃	前川橋	
	南川	全域	A	イ	水産	〃	金剛橋	
八代地先水域	八代港	別記1の水域	海域C	イ	港湾	〃	St-2 (N 32° 30' 45" E 130° 33' 22")	
	八代地先海域(甲)	別記2の水域	海域C	ロ	環境保全	〃	St-1 (N 32° 33' 38" E 130° 34' 20")	
	八代地先海域(乙)	別記3の水域	海域B	ロ	水産	〃	St-3 (N 32° 34' 24" E 130° 34' 30")	
							St-4 (N 32° 33' 6" E 130° 33' 18")	
	八代地先海域(丙)	別記4の水域	海域A	ロ	水産	〃	St-5 (N 32° 30' 20" E 130° 33' 13") St-8 (N 32° 27' 54" E 130° 33' 22") St-6 (N 32° 33' 33" E 130° 32' 21") St-7 (N 32° 30' 0" E 130° 31' 20")	

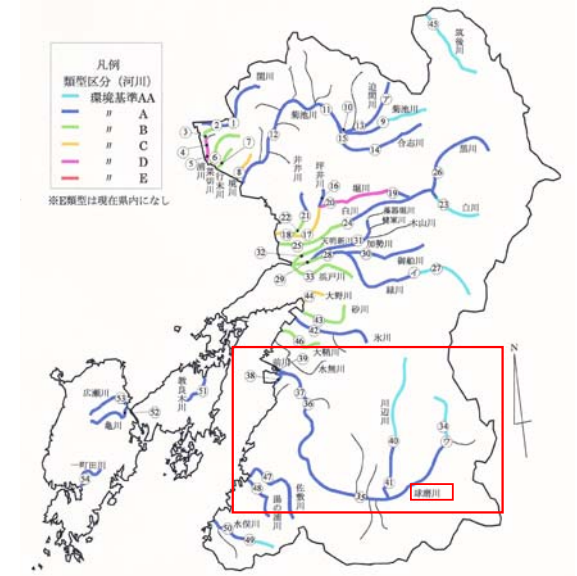


図-5.4.3 河川, 湖沼の環境基準類型指定状況

別記

- 八代港導流堤突端と八代市新港町1丁目22番地の西端を結ぶ線, 同導流堤および陸岸により囲まれた海域(八代港)
- 水無川河口中央を中心とする半径1,000mの円弧および陸岸により囲まれた海域(八代地先海域(甲))
- 鏡川河口左岸と同地点から北西1,000mの地点を結ぶ線, 同地点と水無川河口中央から北西2,500mの地点(北緯32度34分8秒, 東経130度32分27秒)を結ぶ線, 同地点と弁天島北端を結ぶ線, 弁天島南端と北島北端を結ぶ線, 北島南端と中島北端を結ぶ線, 中島南端と南島北端を結ぶ線, 南島南端と船瀬北端を結ぶ線, 船瀬南端と芦北干拓の北西端を結ぶ線および陸岸により囲まれた海域であって, 八代港および八代地先海域(甲)に係る部分を除いたもの(八代地先海域(乙))
- 鏡川河口左岸から芦北干拓に至る陸岸の地先海域であって, 八代港, 八代地先海域(甲)および八代地先海域(乙)に係る部分を除いたもの(八代地先海域(丙))

(注1) 達成期間の分類は次のとおりとする。なお, 達成期間は, 閣議決定, 環境庁告示, 熊本県告示の日をもって起算する。(以下の表で同じ。)

- 「イ」は, 直ちに達成
- 「ロ」は, 5年以内で可及的すみやかに達成
- 「ハ」は, 5年を超える期間で可及的すみやかに達成

(注2) 基準点とは, 環境基準達成の可否を判定するための水質調査地点

(注3) 基準点の緯度・経度については, 日本測地系です。

2) 濁水処理計画

(i) 処理方式の比較

濁水処理方式は、沈殿処理と機械処理とに分けられるが、工事の規模、工事期間、地形条件および下流河川の水質基準等を考慮して選定する必要がある。
一般的に考えられる濁水処理方式を次表に示す。

表-5.4.4 濁水処理方式の選定目安

処理方式	工事の規模、施工方法敷地等の条件
自然沈殿方式	処理費が少なく、沈殿池のみで処理でき、かつ処理水規制もあまり厳しくない場合に採用されている。
凝集沈殿方式	凝集沈殿が可能な沈殿池のスペースが取れる場合に採用されている。特に骨材洗浄がなく、ダムサイト等の濁水処理の場合に多く採用されている。
機械処理沈殿方式	処理水規制が厳しく、凝集沈殿池のスペースが取れないがスラッジのみの貯泥池のスペースは取れる場合に採用される。
機械処理脱水方式	上記各方式で必要な沈殿池がほとんど取れず、ダンプトラック等によって捨土しなければならない場合に採用される。

(出典：ダム施工機械設備設計指針(案) (山海堂))

これら処理方式4案の本工事への適否を次表にて比較した。この結果、処理水の水質基準が厳しいことと施工ヤードが狭小で沈殿池を設けられないことから、「機械処理脱水方式」にて計画することとする。

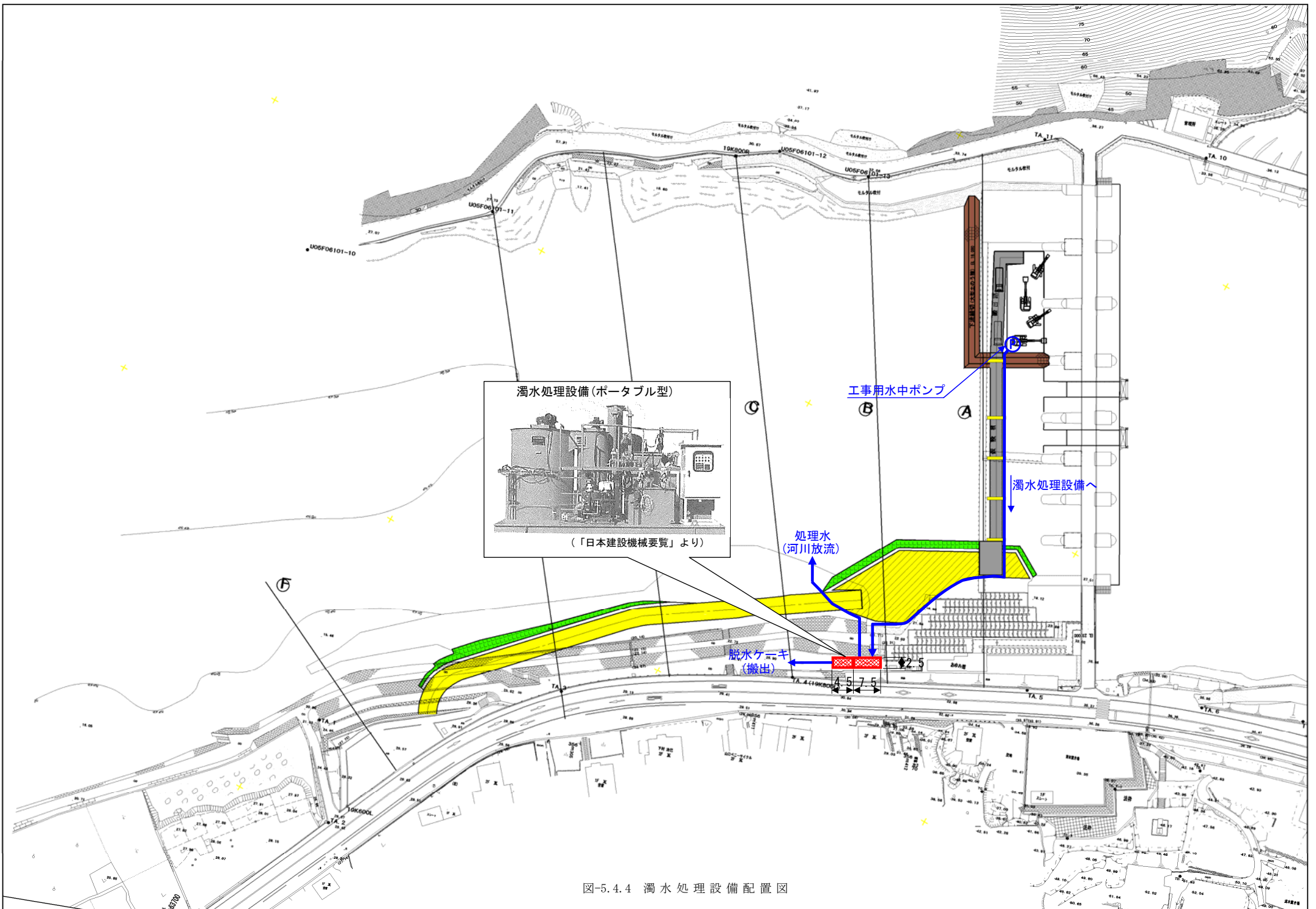
また、濁水発生量が40m³/hr程度と小さいことから、ポータブル型を配置することとし、施工ヤード内の湧水(漏水)も考慮して、処理能力60m³/hrの規模を採用することとした。

(ii) 設備配置計画

ダムサイト周辺の地形に余裕がないことから、濁水処理設備は次図に示すように、左岸下流側の展示施設前スペースに配置する計画とする。

表-5.4.5 濁水処理方式の比較表

	自然沈殿方式	凝集沈殿方式	機械処理沈殿方式	機械処理脱水方式
概 念 図				
工 法 の 概 要	濁水中のSS凝集財を使用しないで沈殿池で自然沈降させる、最も簡単な処理方式。 施工場所が広く、土質成分もシルトや粘土分が少なく、砂分などが多い場合に適している。 薬液注入を行わない自然沈殿方式は、放流水を規制値以下に抑えることが困難であるため、現在ではあまり使用されていない。 汚泥の処理、処分が問題。	沈殿池で沈降分離を行う場合に凝集剤を添加し、沈降促進を行う方式。 施工場所が比較的狭く、処理水の規制が厳しい場合、あるいは施工場所は広いが自然沈殿方式では工期が遅れるなど、要求を満足できない場合に用いられる。 汚泥の処理、処分が問題。	原水に凝集剤を添付したのちシクナで凝集沈殿させ、処理水は放流し、沈降したスラッジは沈殿池で処理する。 左の2案に比べて、処理水は良好な結果が得られる。水質の規制が厳しく、貯泥池のせっちが可能な場合、シルトや粘土分が多い場合に用いられる。 貯泥池は工期、汚泥の処理方法によりその規模が大きくなる。	シクナで凝集沈殿させた汚泥を脱水して処分する方式。 施工場所が狭い場合、水量が多い場合、水質基準、汚泥の処分などが厳しく規制されている場合に用いられる。 また、小型の機械により小規模の濁水処理を行うためにも使用する。
処理水の水質	△	○	◎	◎
占有スペース	大	大	中	小
経 済 性	○	○	○	△
本工事への適用	設置スペースが確保できない。 ×	同 左 ×	設置スペースが狭く、配置困難 △	設置スペースが小さく、濁水量も小規模 ○ (採用)



(2) その他の仮設備

ダム撤去工事に際して、その他の仮設備として周辺環境(河川水質も含む)に配慮する目的で、工事期間中のみ以下を計画する。

1) 汚濁防止フェンス

環境影響予測の結果では、工事中の水の濁り(SS)に関しては、以下のように評価されている。

(平水時)

仮締切りを設置しその内側で作業することや、工事用道路及びダム水位低下によって出現する裸地が流水にさらされることはないため、水の濁りが発生する可能性は低いと予測される。

(出水時)

ダム水位低下によって出現する裸地全体をSS発生源と仮定すると、初期の降雨により一時的にSS濃度は上昇するが、球磨川の流量が増加するにつれてその割合は小さくなると予測される。

ここで、施工ヤード内で発生する濁水に対しては、先に述べたように専用の濁水処理設備により処理する計画であるため、対象外と考える。

また、工事中の出水に伴う濁水に対しても対象外と考える。

したがって、以下の濁水に対して、下流への影響を極力防止する目的で、基本的にダム直下流の湛水域1ヶ所に配置する。

- ・ 河川内で土工を行う際の濁水
- ・ 水位低下設備による貯水位低下時の貯水池からの濁水
- ・ 工事中(非出水期)における常時の貯水池からの濁水。
- ・ 工事用道路の内、下位の常時流水にさらされている範囲からの濁水。

ただし、工事中の濁水の状況を見て下流に追加する、もしくは局所的に追加することも考えられる。

2) 防音壁

環境影響予測の結果では、工事中の騒音に関しては、以下のように評価されている。

- ・ 建設機械の稼働による地域福祉センターの騒音レベルは 54,1dB であり、荒瀬集落では 77.6dB と予測される。これらの予測結果は、「騒音規制法」の特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準値(85dB)を下回る。
- ・ 工事用車両の走行による荒瀬集落の騒音レベルは 67.0dB と予測され、幹線交通を担う地域の環境基準(70dB)を下回る

また、制御発破による騒音に関しては、以下の通り推定している。

- ・ 民家に最も近い左岸側非越流部の撤去時(L=35m)では89dB程度と推定され、「騒音規制法」の基準値(85dB)を瞬間的には若干上回ることになる。
- ・ 距離がL=60mになると基準値を下回ると推定され、右岸側非越流部の撤去時(L=185m)では60dB程度に減衰すると予想される。

したがって、以下の騒音に対して、左岸側に集中している民家への影響を極力防止する目的で、左岸国道沿いに配置する。

- ・ 建設機械の稼働に伴う騒音
- ・ 工事用車両の通行に伴う騒音
- ・ 撤去工事における瞬間的な制御発破による騒音

ここで、撤去工事における制御発破に対しては、撤去箇所によっては瞬間的に基準値を上回ることも予想されるが、発破は1~2回/日程度を予定しており、連続的に発生するものではないため、大きな問題はないと考えている。

ただし、民家に最も近い左岸側非越流部での施工もあるため、騒音対策はダム軸上流までとすることとする。

以降に、計画図を添付する。

汚濁防止フェンス計画図 S=1/3000

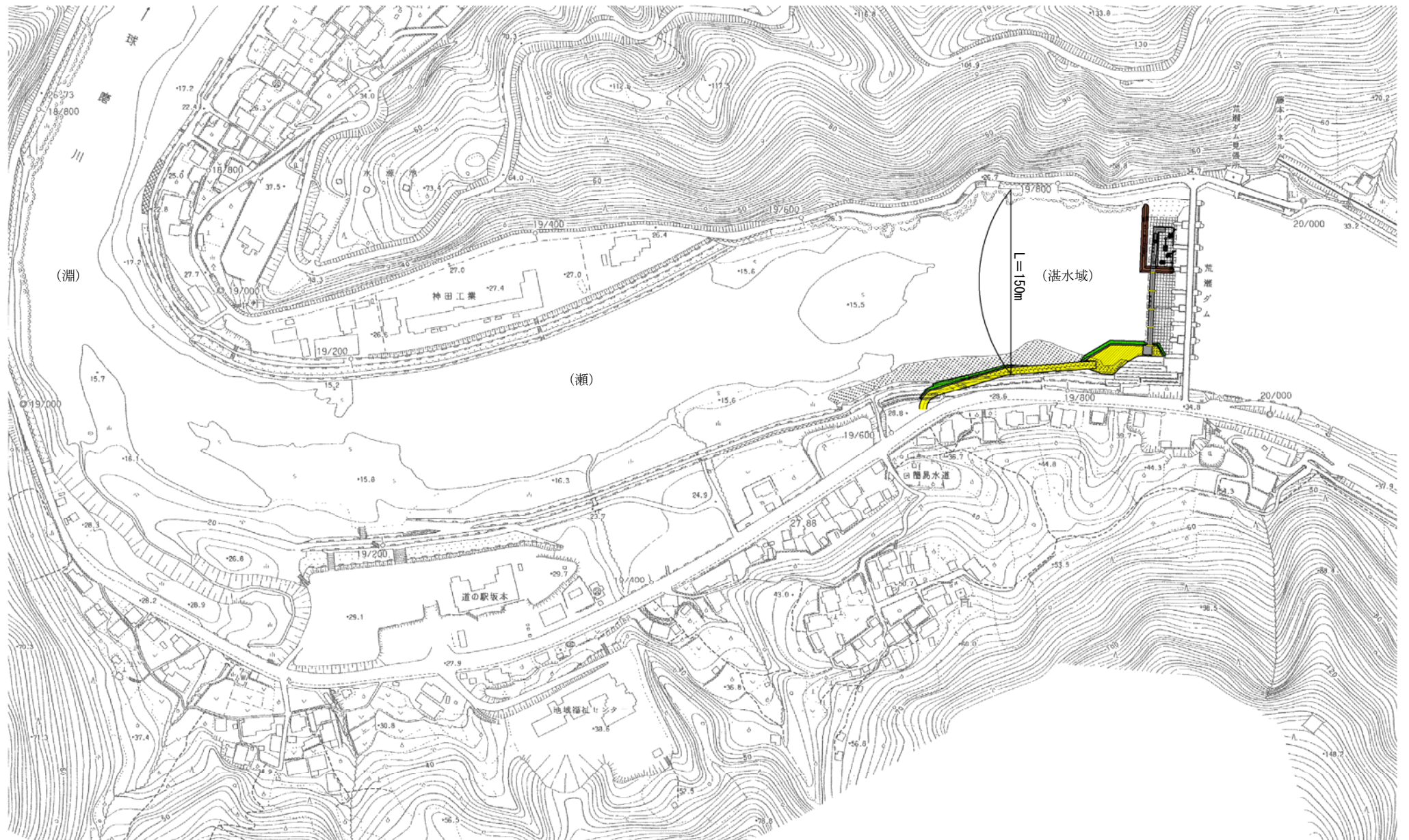


図-5.4.5 汚濁防止フェンス計画図

防音壁計画平面図 S=1/2,000

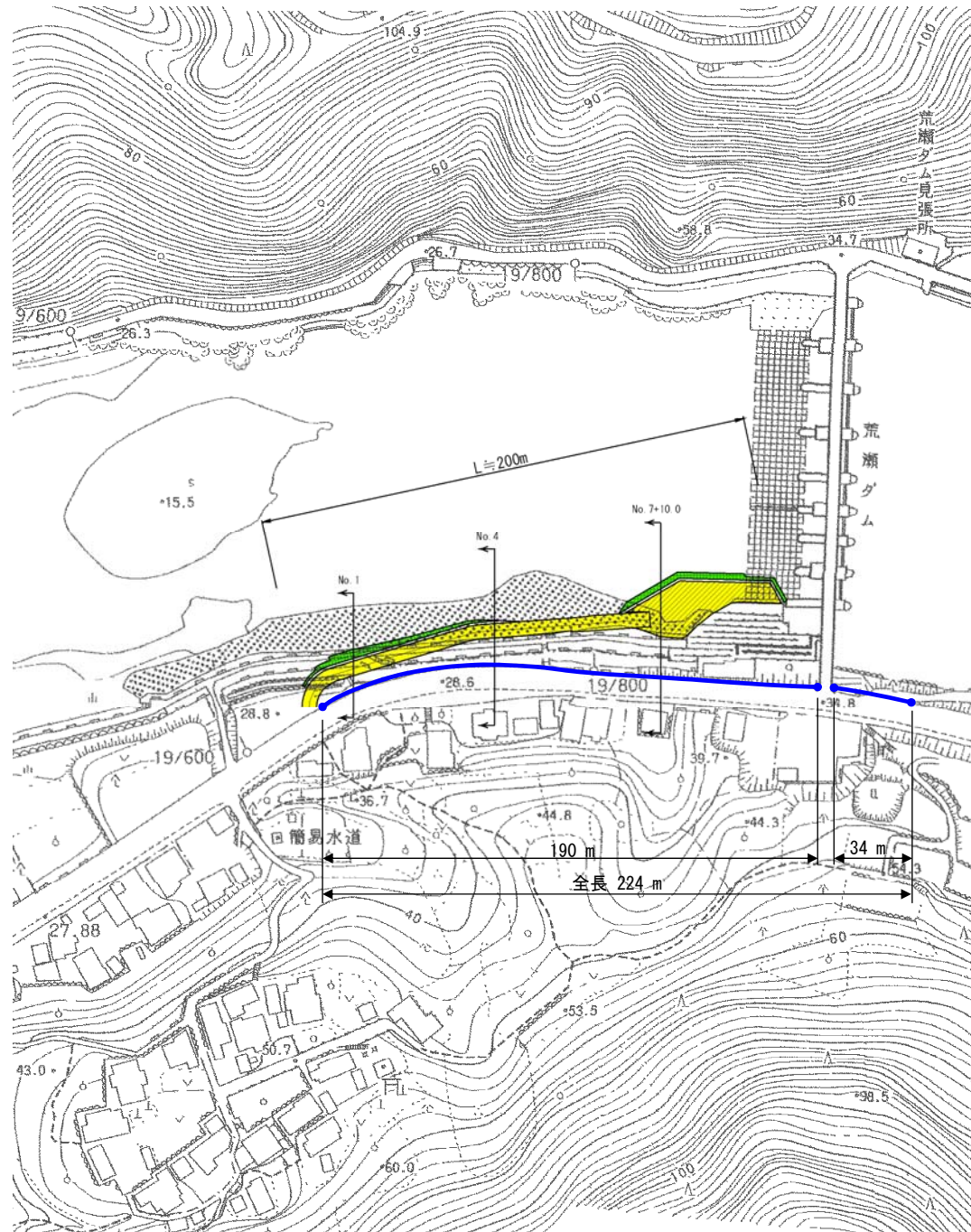


図-5.4.6 防音壁計画平面図

S6 水位低下設備

6.1 水位低下設備の形式、構造

貯水位を下げ、工場の安全性を確保すること、工事中に流水の転流を行うこと、出水期に自然排砂を促すことを目的とし、幅5m・高さ4mの放流工、上流側にゲートを有する水位低下設備を設置する。

ゲート構造は水位低下操作を行う1門をローラーゲート、1門をスライドゲートとする。

(1) 水位低下設備の必要性

当初は、転流(河川処理)計画として、一般的な方式を比較検討の上「半川締切方式」を採用することとして、検討を進めていた。

しかしながら、第4、5回専門部会において以下のような課題が指摘された。

- 貯水位を低下させない場合、上流仮締切が過大となり、工程への影響が課題となる。
- 越流部をスリット状に撤去する場合、ピアへの振動を押さえるために高価かつ施工能力の低い工法を採用する必要があり、工程に影響するとともに残存するピアの安定対策も別途必要となる。
- 上流仮締切を「土堤」で築造する場合、越水による破堤が懸念され下流の安全性が課題となることから、本工事に先行して貯水位を下げる必要がある。
- 貯水位を下げる際には、濁水の発生を抑制するためにもゆっくり下げる必要がある。

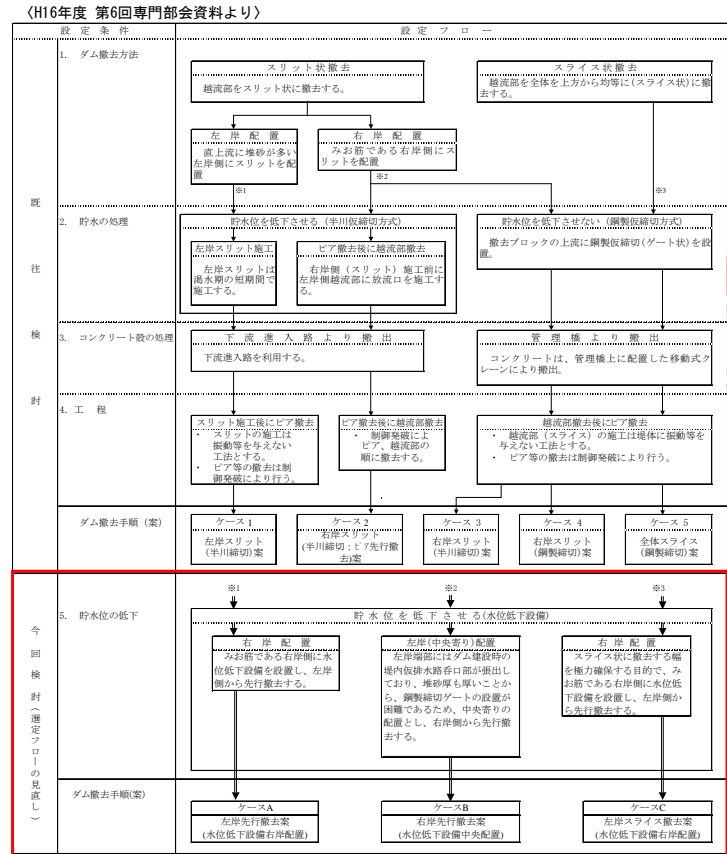


図-6.1.1 施工方法検討における検討ケースの選定フロー

そこで、撤去手順の検討における基本条件として「貯水位低下設備を設置する」に見直し、工事の初期段階に水位低下設備(放流工)を設置し、貯水位を低下させて工事の安全性を確保するとともに、仮設備規模を押さえることとした。

水位低下設備の目的としては、大きく以下の3項目がある。

【非出水期】

- 本撤去開始前に、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら貯水位を徐々に低下させる。
- 本撤去工事中には、転流工として使用する。

【出水期】

- 本撤去開始前に、洪水を利用して自然排砂を行い土砂の流出状況を確認する。

したがって、以下のような設備とする必要がある。

- 工事中の出水を安全に流下できる規模とする。
- 貯水位を徐々に低下させるための流量調節機能を有する。
- 不測の事態(濁水の発生)に対して緊急に閉操作ができる機能(流水遮断機能)を有する。

(2) 設備規模の検討

1) 水位低下設備の設計流量

設備規模を決定するための設計流量を目的毎に検討すれば次表のとおりであり、最大値は施工時の対象流量である 253m³/s とする。

表-6.1.2 設 計 流 量

目 的		設 計 流 量 (m ³ /s)	備 考
①-1 貯水位低下	水位低下 1.0 m/日の場合	3.2+53 [*] =56.2	クレスト (EL22.3m) から水深 1.0m の容量=279,963m ³
	水位低下 0.5 m/日の場合	1.8+53 [*] =54.8	クレスト (EL22.3m) から水深 0.5m の容量=158,663m ³
①-2 水位低下時の濁水抑制		53 [*]	水位維持
② 本体撤去時の転流工		253	対象流量 (施工期間の 1/5 確率)
③ 出水時の自然排砂		—	設備の放流能力による。
設 計 値		253	

*) 施工期間の平水流量 (発生頻度 50%流量)である。

2) 水位低下設備の規模

水位低下設備は、施工時の対象流量である253m³/s を放流可能な設備とする。

ここで、現撤去計画においては、仮締切形式として「大型土のう」を想定しており、大型土のうによる仮締切の実績より、施工時の対象流量に対する下流水深をh=4.0m以下に抑える(仮締切高さH=4.0m以下)計画とした。

次表に、工事中の水位が最大となる「右岸ピア、越流部撤去時」における設備規模と放流能力及び上下流水位の関係を示すが、上記の条件より、設備規模はB=5.0m×H=4.0m×2門とした。

表-6.1.3 設備規模と放流能力及び上下流水位の関係

設備規模			放流能力 (m ³ /s)	設計流量Q=253m ³ /s時		備 考 (仮締切高さ)
門数	B(m)	H(m)	水位EL22.3m (クレスト)	上流水位 (EL m)	下流水位 (EL m)	
1 門	4.0	4.0	162	25.1	19.9	H=5.9m
	5.0		202	23.6	19.6	H=5.6m
	6.0		243	22.5	19.4	H=5.4m
	7.0		283	21.7	19.2	H=5.2m
	4.0		324	21.6	18.1	H=4.1m
2 門	4.0	4.0	406	20.0	17.9	採用規模: H=3.9m
	6.0		486	19.3	17.7	H=3.7m
	7.0		567	18.8	17.6	H=3.6m
必要条件			>253m ³ /s	<EL22.3m	<EL18.0m	

注) 最小設備規模は施工性より B=4.0m×H=4.0m とした。

ここで、放流能力のみからすれば、1門 (B=7.0m×H=4.0m) でも問題はないが、1門とすることで以下の事態が予想される。

- ① 水位低下設備には、本撤去 (右岸越流部) 開始前の出水期には土砂の流出状況を確認するという目的があり、土砂を流出しやすくするためには極力幅を広くすることが望ましいが、1門では限界がある。
- ② 1門では流下能力が小さいため、工事中の超過洪水及び出水期においてクレストを越流する頻度が増加することから、下流河川及び貯水池内ともに急激な水位上昇の影響が懸念される。
- ③ 1門の場合、流木および土砂等による閉塞に対して安全性が懸念される。
- ④ 1門の場合、断面が幅広の構造となるため、残存する開口部上部の安全性が懸念される。

また、実施工 (右岸ピア、越流部撤去時) においては、1 門とした場合の下流水深 (h=5.2m) より、下流仮締切の高さは H=6.0m となり (表-6.1.3 参照)、安定計算によれば底幅は現計画の B=5m から B=8m に増加することから、以下のような影響が考えられる。

- ① 仮締切の規模がH=6.0mと実績を超える大きさととなり、仮締切自体の安全性が懸念されるとともに、設置・撤去に要する工期が延びることにより、工事工程への影響が懸念される。
- ② 仮締切の底幅の増加に伴い工事スペースが減少することにより、施工性 (施工機械の作業効率) の低下及びこれに伴う工事工程へ影響が懸念される。

以上より、設備の門数は「2門」を採用することとした。

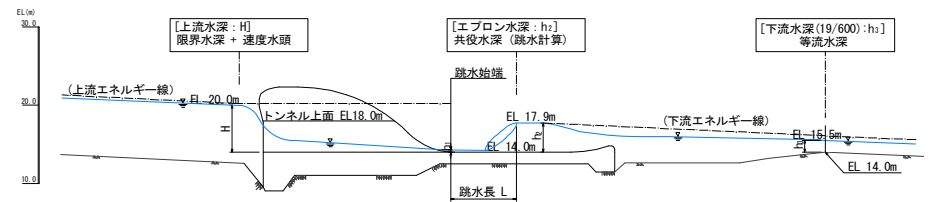


図-6.1.2 上下流水位概念図 (右岸ピア、越流部撤去時)

(3) 水位低下設備形式の検討

1) 水位低下設備の形式

水位低下設備の形式については、以下の4案を想定し、比較検討を行った。

ここで、ゲート形式については、細かな流量調節が可能であること、設備の規模が比較的大きいこと及び経済性等を考慮して、「ローラーゲート」を前提としている。

1. ゲート単独案

1-1：ゲート上流設置案

1-2：ゲート下流設置案

2. 鋼製締切兼用案

2-1：ゲート設置案

2-2：角落し(H鋼)ゲート設置案

結果は次表のとおりであり、比較的経済的で「流量調節」機能を有する『ケース2-1：鋼製締切兼用：ゲート設置案』を採用した。

ゲートの形式については、以下の機能を有する必要がある。

- ・ 流量調節機能
- ・ 流水遮断機能

したがって、水位低下設備の構造を考慮して、可能と考えられる以下の2形式について概略の比較検討を行った。

- ① ローラーゲート
- ② スライドゲート

結果は、次表の通りであり、経済性より「① ローラーゲート」を採用した。

表-6.1.4 ゲートの形式比較表

項目	① ローラーゲート	② スライドゲート
設備機能 (操作性)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 機能上の問題はない。 ・ 貯水がある状態での操作であっても開閉荷重が小さい(約 30t)ため、適用可能な開閉機形式の幅が広い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同 左 ・ 貯水がある状態での操作であると開閉荷重が非常に大きくなる(約 90t)ため、適用可能な開閉機形式が限定される。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 施工性は大差ない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同 左
経済性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 扉体等は②案に比べて若干高価となるが、開閉機が小さいもので対応できる(安価)ため、総合的に安価となる。 <p style="text-align: center;">比率：1.0</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 扉体等は①案に比べて若干安価となるが、開閉機が非常に大きなものとなる(高価)ため、総合的に高価となる。 <p style="text-align: center;">比率：1.3</p>
評価	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水圧による摩擦荷重は、ローラー軸の摩擦であるため小さく、開閉機も小さくできる。 ・ 経済的に有利である。 <p style="text-align: center;">○</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水圧による摩擦荷重は、金属同志摩擦であるため大きく、開閉機の規模が非常に大きくなる。 ・ 経済的に不利である。 <p style="text-align: center;">△</p>

2) ゲート形式の一部見直しについて

後述する表-6.3.3 より、ゲートの操作が必要となるのは、以下の時期である。

① 水位低下中……………ゲートNo.1 は、流量調節操作が必要となる。

ゲートNo.2 は、全閉状態で操作は必要ない。

この時の貯水位は中間水位である。

② 水位低下完了後……………ゲートNo.1 は、全開状態で操作は必要ない。

ゲートNo.2 は、全閉 → 全開への操作が必要となる。

この時の貯水位はない状態(河川状態)である。

ここで、②水位低下完了後のゲートNo.2 の操作は、貯水がない状態での「開操作」となる。

また、水位低下後は2門とも全開として基本的に操作は行わないことから、2門のうち、水位低下操作を行わない1門のゲート形式としては「スライドゲート*)」を採用する。

*) スライドゲートは水位が作用する状態での操作となると、開閉機の規模が非常に大きくなり不経済となるが、水圧が作用しない状態での操作であれば、開閉機も標準的な規模となるとともに扉体構造も単純であることから安価となる。

表-6.1.4 水位低下設備の形式比較表

項目	1. ゲート単独案		2. 鋼製縮切兼用案	
	1-1 ゲート上流設置案	1-2 ゲート下流設置案	2-1 ゲート設置案	2-2 角落し(H鋼)ゲート設置案
概要図				
構造概要	<ul style="list-style-type: none"> ゲートは鋼製縮切とは別にクレスト前面に設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> ゲートは、鋼製縮切とは別にクレストの下流側に設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> ゲート設備は、鋼製縮切(戸当り兼用)に設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> ゲート設備の設置の必要はないが、角落し(H鋼)を鋼製縮切に設置する。
設備機能(操作性)	<ul style="list-style-type: none"> ゲート設備を設置するため、水位低下操作のみならず、水位低下時の貯水池内異常の対応(緊急時)及び洪水後の対応(土砂の制御等)においても操作が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 同 左 	<ul style="list-style-type: none"> 同 左 	<ul style="list-style-type: none"> 角落しゲートのため、水位低下操作は可能であるが、流量調節機能を有していないため、水位低下時の緊急時の対応及び洪水後の流水遮断ができない。
洪水時対応	<ul style="list-style-type: none"> 洪水前後には操作可能な状況としておく必要があるため、操作ロッドが流下断面内に残存しないよう取りはずし可能な構造とする。 設備設置後、鋼製縮切を撤去することとすれば、洪水時に流下断面内に残ることはない。 	<ul style="list-style-type: none"> 同 左 	<ul style="list-style-type: none"> 同 左 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製縮切が流下断面内に残存することになるため問題がある。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 完成後には水密性の確認ができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 同 左 ゲート(戸当り)設置のため、箱抜き及び設置後のコンクリート充填等の作業が必要となる。 縮切設置 : 約15日 ゲート設置 : 約15日 + α (コンクリート充填) 	<ul style="list-style-type: none"> 完成後に水密性の確認する施設を設置する必要がある。 縮切設置 : 約 15 日 ゲート設置 : 約 15 日 	<ul style="list-style-type: none"> 完成後には水密性の確認ができる。 縮切設置 : 約 15 日
	計 : 約30日	計 : 約30日 + α	計 : 約30日	
経済性(直接工事費)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製縮切とゲート設備をそれぞれ単独で製作するため高価となる。 比率: 1.6 	<ul style="list-style-type: none"> 同 左 比率: 1.7 	<ul style="list-style-type: none"> 大部分を工場製作により、比較的頑丈な構造とする必要があるため、角落しゲート設置案に比べて若干高価となるが大差ない。 比率: 1.2 	<ul style="list-style-type: none"> 規模は大きくなるが、H鋼等簡易な構造(現場)で対応できるため最も安価となる。 比率: 1.0
評価	<ul style="list-style-type: none"> 流量調節機能を有しているものの、経済性で他案に比較して不利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 流量調節機能を有しているものの、経済性、施工性で最も不利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 経済性では、角落し設置案に比較して若干不利であるが、緊急時の対応等のために、流量調節機能を有する方が望ましい。 	<ul style="list-style-type: none"> 経済性、施工性で最も有利となるが、流量調節機能を有していない。
	△	△	○	×

2) 水位低下設備の開閉方式

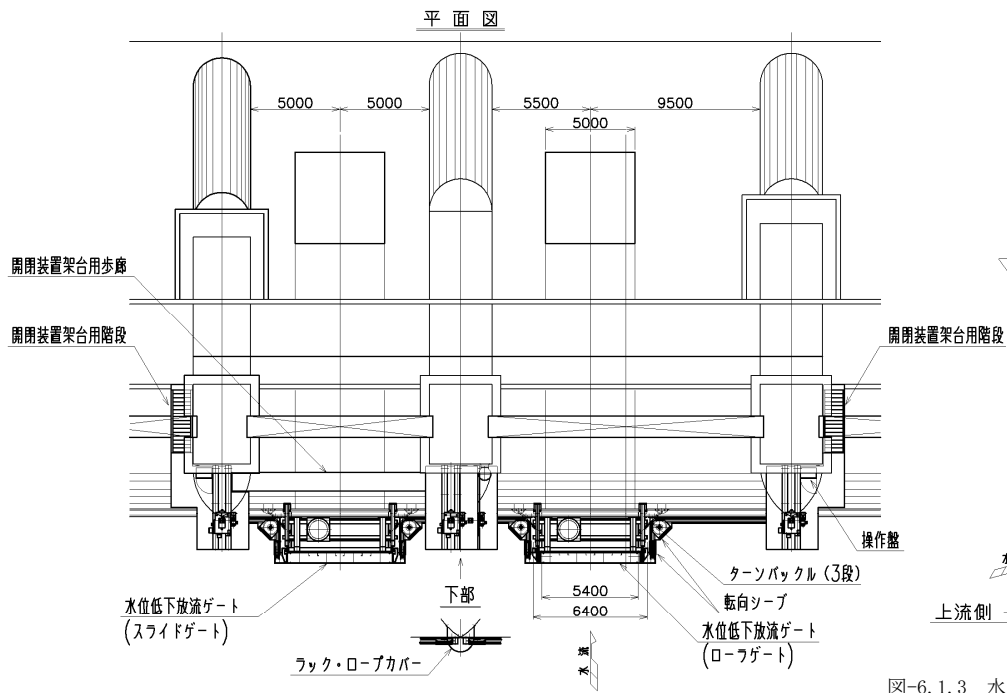
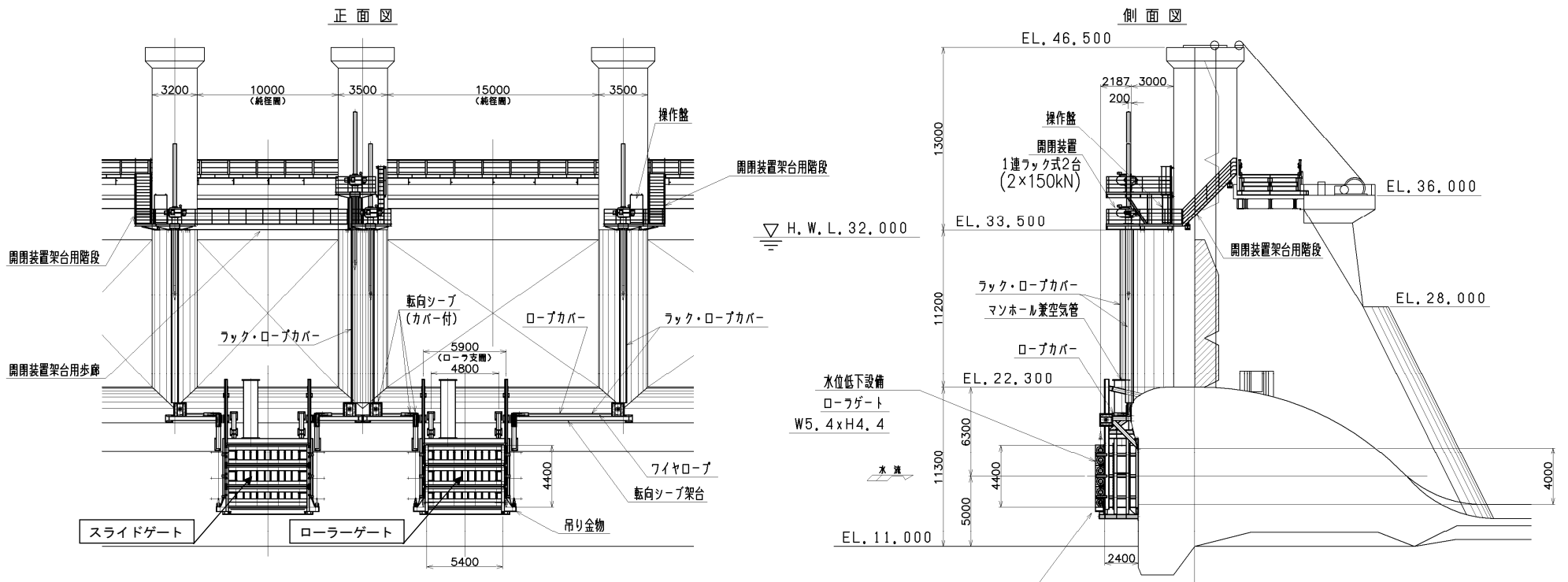
開閉方式については、操作ロッドの配置方式も含めて、以下の4案を想定し比較検討を行った。

1. ラック式中央部配置案
2. ラック式ピア位置配置案
 - 2-1: ラック式
 - 2-2: ラック(+ワイヤロープ)式
3. 油圧シリンダー式クレスト以下配置案
4. ワイヤロープウィンチ式ピア中央部配置案

結果は、次表のとおりであり、若干経済性で劣るものの、洪水時における設備の破損等の心配もなく流下断面内に障害物が残存しない『ケース2-2: ラック(+ワイヤロープ)式ピア位置配置案』を採用することとする。

表-6.1.5 水位低下設備の開閉方式比較表

項目	1. ラック式中央部配置案(現案)	2. ラック式ピア位置配置案		3. 油圧シリンダ式クレスト以下配置案	4. ワイヤロープウインチ式中央配置案
		2-1 ラック式	2-2 ラック(+ワイヤロープ)式		
概要図					
構造概要	<ul style="list-style-type: none"> EL. 33.500のピア間に開閉装置架台を設置し、その中央部にラック式開閉装置を設置して扉体と連結する。 洪水が予想される場合には水中で扉体を受台にあずけてラックを取り外す。 	<ul style="list-style-type: none"> EL. 33.500のピア部に開閉装置架台を設け、その上にラック式開閉装置を設置して扉体側部の両端から張出した吊金物と連結する。 常時・洪水時とも扉体はラックにて吊下げた状態とする。 	<ul style="list-style-type: none"> EL. 33.500のピア部に開閉装置架台を設け、その上にラック式開閉装置を設置して扉体との連結はワイヤロープと転向シーブを介して行う。 常時・洪水時とも扉体はラック及びワイヤロープにて吊下げた状態とする。 ワイヤロープ及び転向シーブは堤体及びピア沿いに設置すると共に、これらには保護カバーを付ける。 	<ul style="list-style-type: none"> クレスト以下のダム堤体に油圧シリンダを固定し、扉体下部の両端から張出した吊金物と連結する。 常時・洪水時とも扉体は油圧シリンダ・ロッドにて吊下げた状態とする。 	<ul style="list-style-type: none"> EL. 46.500のピア天端に開閉装置架台を設け、その中央部にワイヤロープウインチ式開閉装置（リフティングビーム付）を設置して扉体と連結する。 開閉時にはリフティングビームにより扉体と開閉装置は連結されているが、全開時で洪水が予想される場合には開閉装置とは切り離す。
設備機能（操作性）	<ul style="list-style-type: none"> 細かな開度（流量）調節には難がある。 常時の開閉は単純であるが、洪水前後には扉体受台及びラックの取付・取外しが必要であるため、操作性は最も悪い。 	<ul style="list-style-type: none"> 細かな開度（流量）調節には難がある。 常時・洪水時とも開閉のみの操作であるため、単純であり、操作性は良い。 	<ul style="list-style-type: none"> 細かな開度（流量）調節には多少難がある。 常時・洪水時とも開閉のみの操作であるため、単純であり、操作性は良い。 	<ul style="list-style-type: none"> 細かな開度（流量）調節が可能である。 常時・洪水時とも開閉のみの操作であるため、単純であり、操作性は良い。 	<ul style="list-style-type: none"> 細かな開度（流量）調節には難がある。 リフティングビームの自動フックが水中で作動するため、確認が困難であり、確実性にもやや難がある。
洪水時の対応	<ul style="list-style-type: none"> クレスト以上の流下断面内には何も残らないので、洪水時は安全である。 	<ul style="list-style-type: none"> クレスト以上の流下断面内には何も残らないので、洪水時は比較的安全である。 洪水時にはピア上流面のラック及び堤体上流面の吊金物が残るため、設備の破損及びこれに伴う操作不能等の可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> クレスト以上の流下断面内には何も残らないので、洪水時は比較的安全である。 洪水時に残るラック、ワイヤロープ及び転向シーブ等に保護カバーを付けることにより、設備の破損を防ぐ。 	<ul style="list-style-type: none"> クレスト以上の流下断面内には何も残らないので、洪水時は比較的安全である。 水中に油圧シリンダーを配置しているため、洪水時に設備の破損及びこれに伴う操作不能、油もれ等の可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 流下断面内及びクレスト付近に障害物が何も残らないので、洪水に対して最も安全である。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 開閉装置架台をピア間に渡すため、設備が比較的大がかりとなる。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工性は良い。 	<ul style="list-style-type: none"> 転向シーブや架台を水中に設置するため、施工性には多少難がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 油圧シリンダ及び受台を水中に設置するため他案に比して施工性は悪い。 	<ul style="list-style-type: none"> 開閉装置架台をピア間の天端に渡すため、設備が最も大がかりとなる。
経済性（ゲート設備のみ）	比率：1.00	比率：0.83	比率：0.86	比率：0.75	比率：1.48
評価	<ul style="list-style-type: none"> 施工性、操作性に難があるとともに、経済性でも不利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 操作性・施工性の点で優れているものの、洪水時の対応及び経済性で多少難があり、洪水時には設備が破損する可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工性・経済性で多少難はあるが、洪水時の対応、操作性の点で優れており、最適の方式と考えられる。 	<ul style="list-style-type: none"> 操作性もよく、最も経済性に優れるものの、施工性に難があり、洪水時には設備が破損する可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 洪水時の対応は最も良いが、操作性・施工性に難があり、経済性では最も不利である。
	△	○	◎	○	×

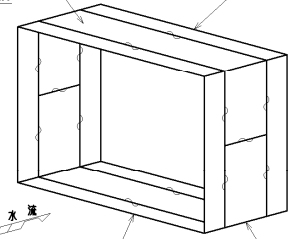


扉体吊込重量

- 上段 - 4.0 t
- 中段 - 4.0 t
- 下段 - 4.8 t

仮締切設備吊込重量

- 中間部上 - 4.4 t
- 下流側 - 4.6 t
- 上流側 - 4.8 t
- 中間部下 - 4.4 t



水位低下放流ゲート設計要目

形 式	ローラーゲート(スライドゲート)
設計水位	WL.33.500 (波浪高を含む)
操作水位	巻上時: EL.22.800 巻下時: EL.16.000
水路寸法	幅 5.4m × 高さ 4.4m
設置数	2門(ロー1門、スライド1門)
ゲート敷高	EL.13.800
水密方式	後面四方ゴム水密
許容応力度	ダム・増施設技術基準(案)の試験湛水用ゲートに準拠し、補正係数 1.15とする。
たわみ	1/600 以下
余裕代	なし
主要部使用材料	SM490
水平震度係数	0.12
基礎岩盤高	EL.11.000
閉閉方式	ファイアロープ引廻し・ラック式
閉閉速度	0.3m/min
揚程	ゲート下端高EL.18.200以上
操作方式	機械操作(電動及び手動)

仮締切設備設計要目

形 式	箱形ラーメン構造仮締切工
設計水位	WL.33.500 (波浪高を含む)
仮締切内寸法	幅 5.4m × 高さ 4.4m (縮削寸法より片側0.2m以上) × 奥行き 2.4m
設置数	2基
開口部敷高	EL.13.800
水密方式	後面四方ゴム水密
許容応力度	ダム・増施設技術基準(案)の試験湛水用ゲートに準拠し、補正係数 1.15とする。
たわみ	1/600 以下
余裕代	なし
主要部使用材料	SS・SM490
水平震度係数	0.12
基礎岩盤高	EL.11.000

荒瀬ダム
水位低下放流設備
一般図

図-6.1.3 水位低下設備一般図

S=1:150

6.2 水位低下設備(ゲート)の施工方法

水位低下設備ゲートは、クレスト部に設置した組立用ステージで組み立てた後に貯水池内に吊り下げ、水中作業により設置する。

1) 施工方法の検討

前述したように、設備の形式及び構造が概ね決定したことにより、ここでは鋼製仮締切及びゲートの施工方法について、以下の2ケースの比較検討を行った。

- ・ ケース1：管理橋上クローラクレーンによる分割吊込み案
- ・ ケース2：クレーン台船による一体吊込み案

比較検討の結果を表-6.2.1 に示すが、仮締切、ゲート設備共に分割して吊込む必要があるものの、経済的に有利であり、作業性が良く水中での設置が確実にできる「ケース1：管理橋上クローラクレーンによる分割吊込み案」を採用することとする。

表-6.2.1 水位低下設備の組立・吊込み工法比較

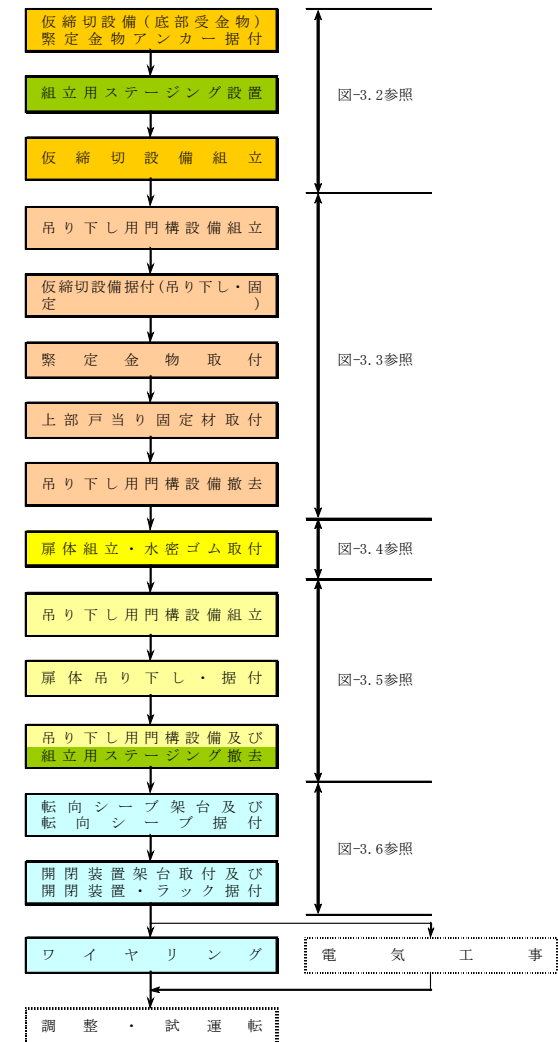
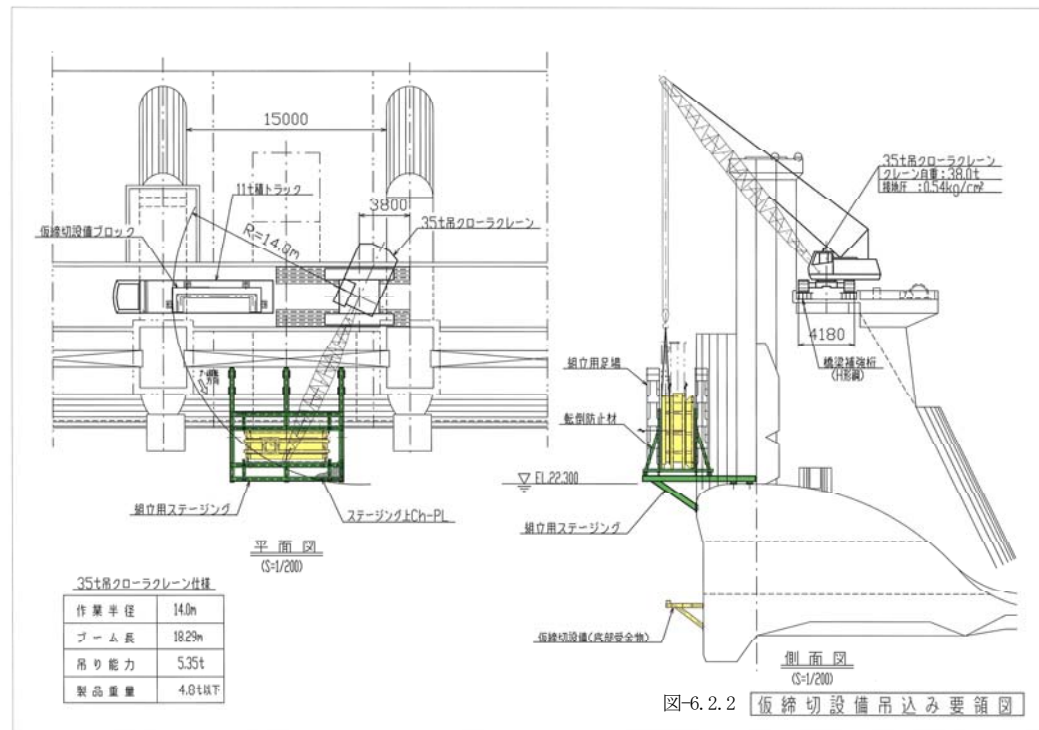
	ケース 1：管理橋上 クローラークレーンによる分割吊り込み案	ケース 2：クレーン台船による一体吊込み案	備 考
概略図			
施工条件	<ul style="list-style-type: none"> 管理橋幅員が約4.2mであるため、管理橋に進入・設置可能なものとすれば、使用重機は35t吊クローラークレーンとなる。 <p>〔吊り能力〕</p> <ul style="list-style-type: none"> 選定クレーン：35t吊クローラークレーン 作業半径：14.0m ブーム長：18.29m 吊り能力：5.35t 製品重量：約4.8t以下 <ul style="list-style-type: none"> 吊り能力5.35tなので、製品ブロック重量は4.8t程度となる。よって、扉体重量が13.5tなので、3分割にする必要がある。 クローラークレーン設置期間中は管理橋の全面通行止めが必要となる。 扉体組立位置は、クレスト上面EL22.300以上とするが、ステージが必要となり、所定位置への吊下しは、別途門構設備が必要となる。 仮締切設備は水中組立とし、4分割にて吊込み・ボルト組立とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ダム上流にクレーン台船・潜水作業台船の組立ヤードが必要となり、台船組立及び製品地組みのためのクレーンが別途必要となる。また、護岸に80tクラスのクローラークレーンを搭載出来るスロープが必要となる。 <p>〔吊り能力〕</p> <ul style="list-style-type: none"> 80t吊クローラークレーン 作業半径：12.0m ブーム長：21.34m 吊り能力：16.6t 製品重量：13.5t (扉体は一体で吊込み可能) <ul style="list-style-type: none"> 台船クレーンの作業半径内に扉体・仮締切ゲートを組立てるヤード(組立て台船)が必要となる。 ダム湖にクレーン台船が曳航出来るきつ水を確保する必要がある。 	
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 組立て用ステージを設けることで、作業性は良好となる。 また、別途門構設備を設けることで、水中での設置作業が確実に出来る。 	<ul style="list-style-type: none"> 別途組立て台船を準備することで、作業性は良好となる。 ただし、設備の吊下し作業がクレーンによることとなるため、水中での設置においては作業性、確実性に劣る。 	
経済性	1.00	1.20	
評 価	<ul style="list-style-type: none"> 仮締切、ゲート設備共に分割して吊込む必要があるが、経済的にも有利であり、作業性が良く水中での設置が確実に出来る。 <p style="text-align: center;">○</p>	<ul style="list-style-type: none"> 仮締切、ゲート設備共に一体で吊込み可能であるが、経済性に不利となり、水中での設置の際の作業性、確実性に劣る。 <p style="text-align: center;">△</p>	

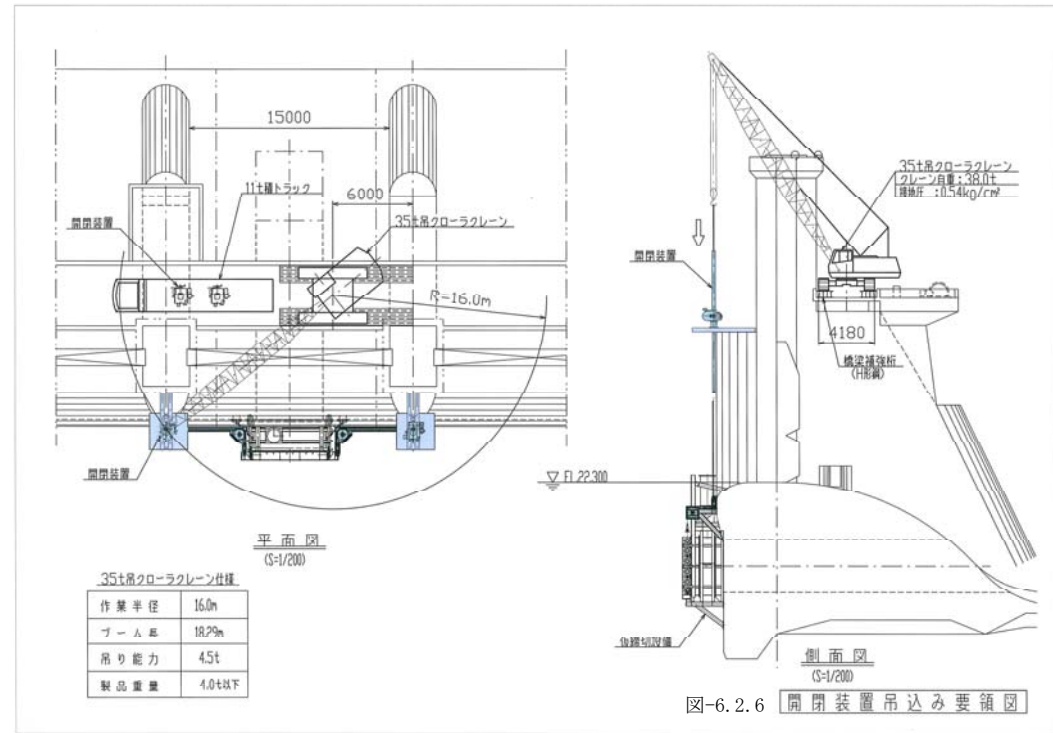
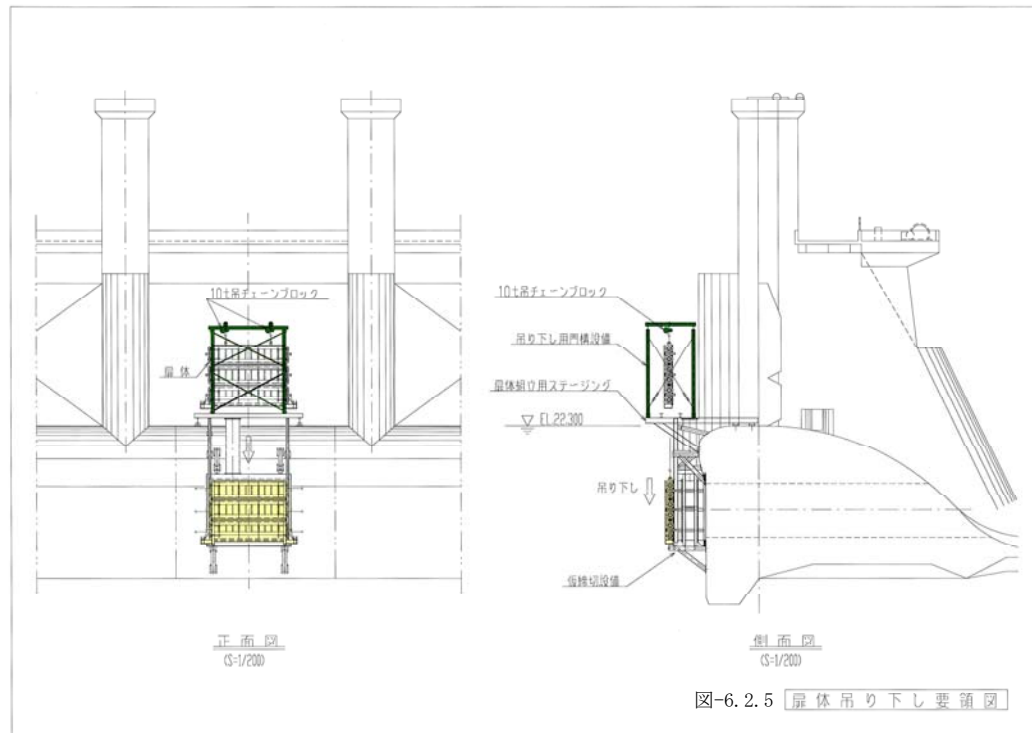
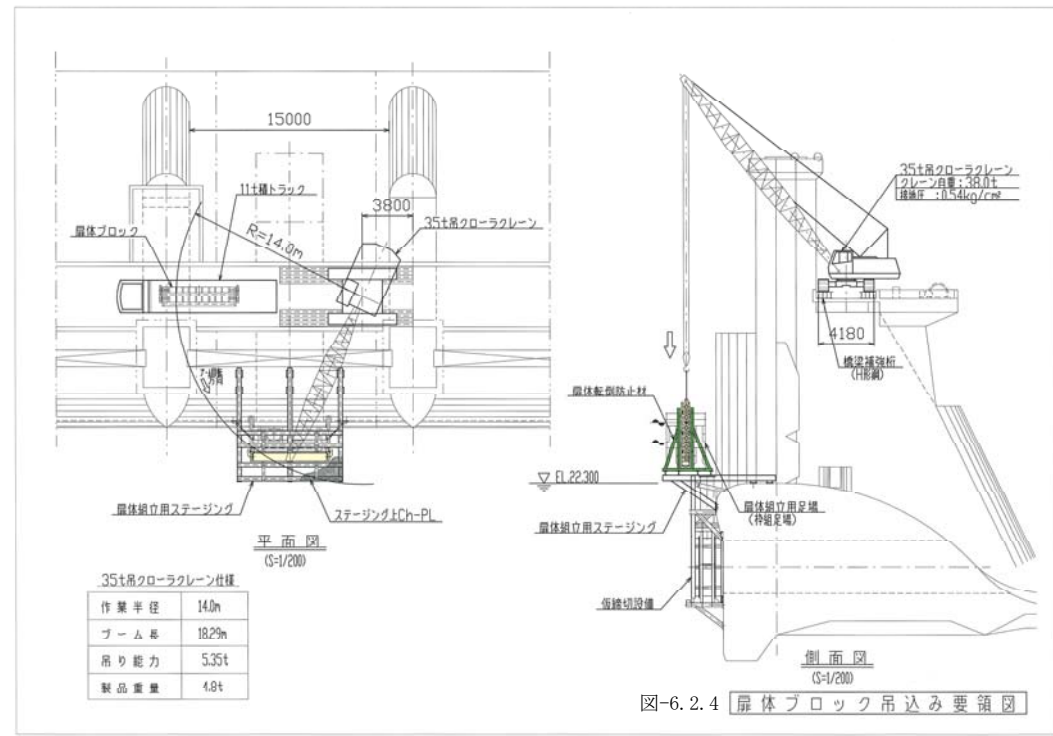
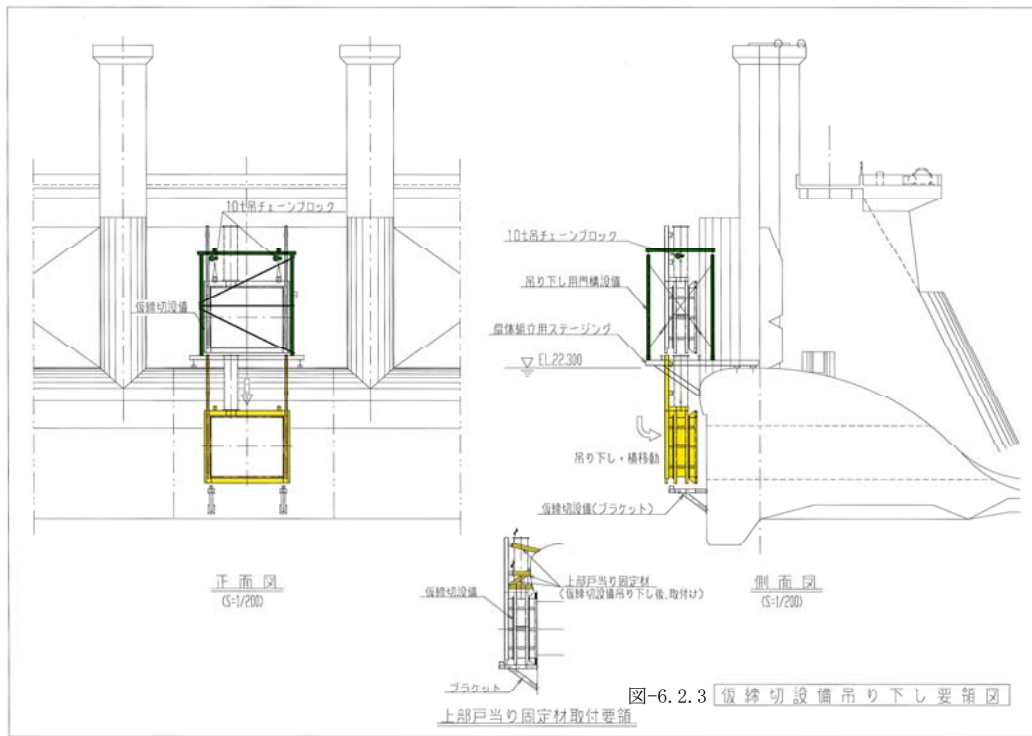
2) 施工手順の検討

前項で選定された施工方法（管理橋上クローラークレーン）による場合、工事の作業性及び水中での設置の確実性の向上のため、以下の条件を考慮した施工手順を検討する必要がある。

- ① 仮締切、ゲート設備共に分割する必要があるため、組立て用ステージが必要となる。
- ② 仮締切、ゲート設備共に所定の位置への吊下し作業は、組立て（一体化）後となるため、別途門構設備が必要となる（クレーンでは吊れない）。

上記2条件を考慮した施工手順を次図に、また各段階毎の施工要領図を図-6.2.2～6に示すが、仮締切設備とゲート設備のそれぞれの吊下し作業時に、門構設備の設置・撤去が必要となる。





6.3 ゲートの操作

水位低下設備設置後、ゲート1門を平均で0.7m/日の水位低下速度で操作し、貯水位を低下させる。
貯水位低下後は、基本的にゲートは全開とし操作は行わない。

1. 水位低下設備の使用目的

水位低下設備の使用目的は、大きく以下の3項目である(「荒瀬ダム撤去技術研究委員会」及び「荒瀬ダム撤去計画(案)」における整理)。

【非出水期】

〈貯水位低下時〉

- ① 本体撤去開始前に、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら貯水位を徐々に低下させる。

〈施工時〉

- ② 本体撤去工事中には、転流工として使用する。

【出水期】

- ③ 本体撤去開始前に、洪水を利用して自然排砂を行い土砂の流出状況を確認する。

2. 水位低下設備の基本運用

前述した使用目的を考慮すれば、使用時期は、以下の2つの時期に大別される。

- ① 平成24年度末の設備設置後の貯水位低下時

水位低下設備を平成24年度末に設置し、その後、貯水位をクレスト面から低下(平成25年2月下旬から予定)させるが、その際には、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら貯水位を徐々に低下させる必要があることから、流量調節を行うことになる。

- ② 平成25年度以降の貯水位低下後の施工時及び洪水時

H25年度以降の貯水位低下後は、転流工として使用する施工時及び自然排砂を行う洪水時には全開とする。

水位低下設備の各施工段階における基本的な運用計画を、表-6.3.2に整理して示す。

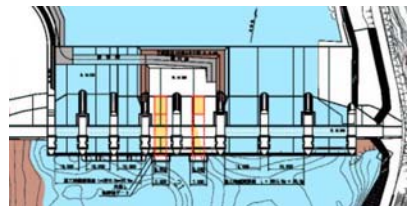
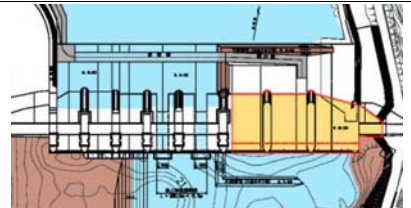
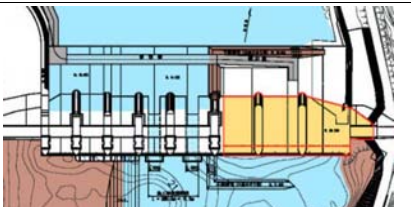
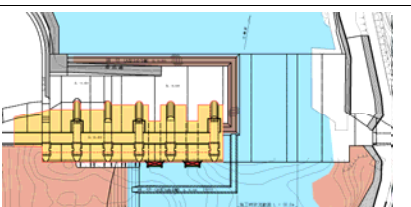
また、使用目的毎に対象流量を整理すれば表-6.3.1のとおりである。

表-6.3.1 対象流量

目的		対象流量 (m³/s)	備考
① 貯水位低下	水位低下0.7m/日とした場合	50 ⁰ +2.7=52.7	クレスト(EL22.3m)のときに2.7m³/sを流入量に上乗せ放流すれば、0.7m/日低下できる。
	水位低下0.5m/日とした場合	50 ⁰ +2.1=52.1	クレスト(EL22.3m)のときに2.1m³/sを流入量に上乗せ放流すれば、0.5m/日低下できる。
②-1 本体撤去時の転流工		253	対象流量(施工期間の1/5確率)
②-2 出水時の自然排砂		—	設備の放流能力による。

* 水位低下時の流入量であり、施工期間の平水流量(発生頻度50%流量)を想定する。

表-6.3.2 水位低下設備の基本運用

<p>第1段階：水位低下設備施工時</p> <p>水位低下設備の設置工事であるため、工事中は特に設備の運用はない。</p> <p>設備完成後の水位低下時においては、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら1門のゲートを操作して貯水位を徐々に低下させる。</p> <p>水位低下後の出水期においては、越流部が残っている状態であるため、排砂を行う目的で、基本的に水位低下設備は全開状態とする。</p>	
<p>第2段階：水位低下設備使用時(右岸ピア撤去)</p> <p>水位低下設備を使用した状態での、右岸側のピアの撤去工事であり、工事中は水位低下設備を開けた(全開)状態とする。</p> <p>工事後の出水期においては、越流部が残っている状態であるため、第1段階と同様排砂を行う目的で、水位低下設備を全開状態とする。</p>	
<p>第3,4段階：水位低下設備使用時(右岸越流部撤去)</p> <p>水位低下設備を使用した状態での、右岸側の越流部の撤去工事であり、第2段階と同様工事中は水位低下設備を開けた(全開)状態とする。</p> <p>工事後の出水期においては、右岸側の越流部は河床部まで撤去されている状態であるため、排砂はこの撤去後の部分に通水することで行い、基本的に水位低下設備は使用しない。</p>	
<p>第5,6段階：左岸ピア、越流部撤去時</p> <p>左岸側のピア及び越流部の撤去工事であり、水替は右岸側の撤去後の部分に通水することとするため、水位低下設備は使用しない。</p> <p>工事後の出水期においては、水位低下設備(ゲート含む)も含めて、堤体は全て撤去された状態であり、工事完了である。</p>	

	1年目 24年度			2年目 25年度			3年目 26年度			4年目 27年度			5年目 28年度			6年目 29年度		
	4	5	6	4	5	6	4	5	6	4	5	6	4	5	6	4	5	6
本体撤去工程	出水期	放流工		出水期	右岸ピア		出水期	右岸1		出水期	右岸2		出水期	左岸ピア		出水期	左岸	
水位低下設備運用		水位低下	全開	全開	全開	全開	全開	全開	全開	全開	全開	全開	全開	開放(ゲートなし)				
		ゲート設置									ゲート撤去							

図-6.3.1 本体撤去工程及び水位低下設備の基本運用

3. 水位低下設備の基本操作

(1) 貯水位低下時

1) 水位低下開始条件

水位低下開始の条件は以下の通りとする。

- ・ 気象予報等で開始予定日を含め一定期間(1週程度)内に降雨が予想されないこと。

2) 貯水位の低下速度

貯水位低下時には、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら貯水位を徐々に低下させる計画であるが、貯水位の低下速度については、ダム「試験湛水」に準ずる(コンクリートダム:1.0m/日、フィルダム:0.5m/日)とともに、これまで、冬季(1~2月)に実施してきた貯水池の水位低下にあたっては、0.7m/日を目安としていることも踏まえ、土砂の流出状況や濁度の変化を見ながら0.5~0.7m/日程度で低下させることとする。

ここで、ダム「試験湛水」において水位低下速度を制限しているのは、地山の地下水位が十分に低下できず、残留水圧による斜面及び構造物等が不安定化することを防止する目的と考えられ、出水で水位が回復したとしても、これは一時的であるため、出水後一旦低下させた水位まで自然に戻ることにしては、問題ないと判断する。

3) 設備の操作方法

図-6.3.2に設備の貯水位~放流量(H-Q)曲線を示すが、表-6.3.2に示す貯水位低下時の対象流量は、最大で53m³/s程度であることより、1門で十分対応可能であり、2門同時に操作する必要はないものと考えられる。

以上より、設備の操作に当っては、貯水位低下時には、1門を全閉としておき、残りの1門のみを操作することとする。

また、降雨により流量が変動する時期は操作が複雑となるため、水位低下(操作)開始に当っては、気象予報等に基づき降雨が予想される日を避けることを基本とする。

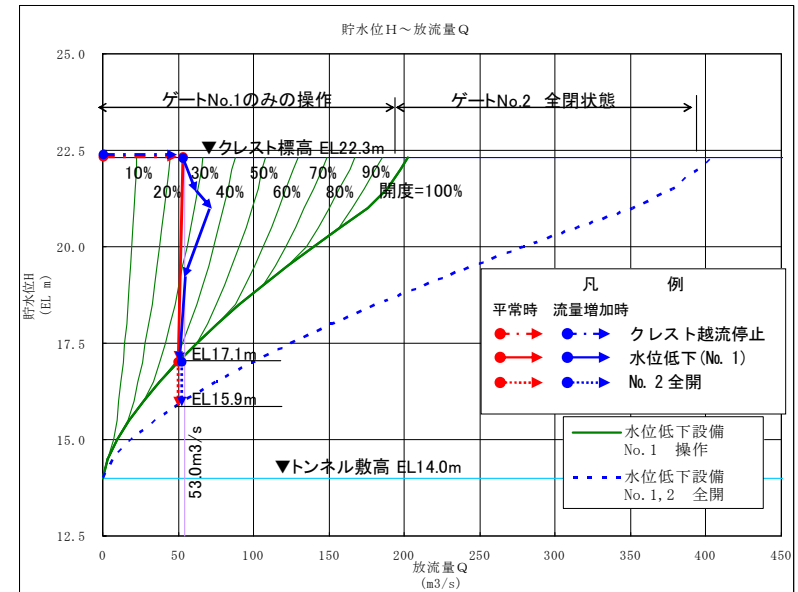


図-6.3.2 貯水位 - 放流量曲線
(ゲートNo.1のみの操作 (ゲートNo.2全閉))

2門のゲートそれぞれについて、水位低下時の各段階での状態を整理すれば、表の通りである。

表-6.3.3 各段階でのゲートの状態

使用時期 (段階)		ゲートNo.1 (貯水位低下時に操作)	ゲートNo.2 (貯水位低下時は全閉)	貯水位の 状態	備考
貯水位低下時	据付完了時	全閉	全閉	クレスト満水	
	水位低下中	操作: 全閉 → 開	全閉	中間水位	
	水位低下完了時	全開	全閉	貯水位なし	河川状態
	水位低下完了後	全開	操作: 全閉 → 全開	貯水位なし	河川状態

4) 操作開度の範囲

平常時では対象流量が $53\text{m}^3/\text{s}$ 程度であることから、図-6.3.2より、操作初期の開度は25%程度と考えられ、徐々に開度を大きくしていき、最終的に全開状態とすることになる。

また、水位低下開始後に流入量が増加した場合は、以下に示すように所定の水位低下速度を守ることを基本として、流入量の増減に応じてゲートを開閉するスピードを調整する必要があり、流入量が平常時流量に戻った時点で平常時操作に戻ることになる。

- ① 流入量増加時：流量増加に対応するため、平常時に比べて開くスピードを早くする。
- ② 流入量減少時：平常時流量に戻るまで、平常時操作にはない閉じる操作が発生する。

5) 具体的な操作の考え方

図-6.3.2によれば、前述したように水位低下に伴って、徐々に開度を大きくする必要があるが、水位に応じて随時開度を調整することは操作が複雑となり運用上現実的でない。

したがって、確実に水位低下を行うこと及び1日の開度調整(変更)回数を極力減らすことを考慮して、実運用上は以下を基本とする。

- ・ 水位低下速度は、平均的に $0.7\text{m}/\text{日}$ となるような操作とする。

上記を考慮した具体的な操作方法を示したものを図-6.3.3に示すが、同図は、水位低下期間中の流入量の変化がない(平常時流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ が継続)と仮定したものである。

同図によれば、基本的に1回/日の操作(開度変更)で対応でき、開度変更直後の放流量が大きいため一時的に水位低下速度が大きくなると予想されるが、平均的には $0.7\text{m}/\text{日}$ を守ることが可能である。

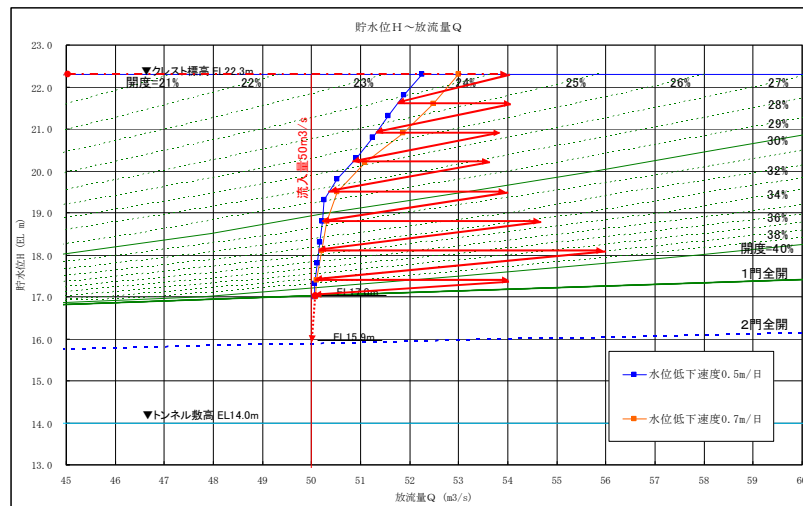


図-6.3.3 具体的な操作方法 (案)

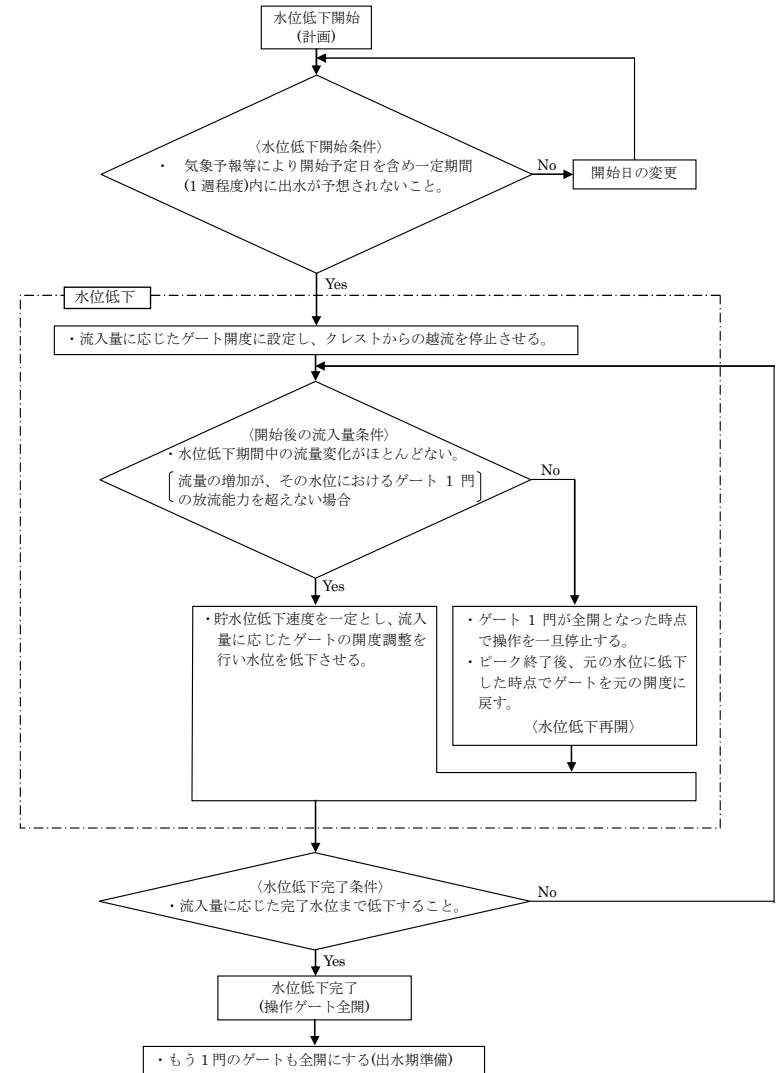


図-6.3.4 水位低下操作基本フロー

(2) 貯水位低下後

貯水位低下後は、全開状態が継続することから、基本的に操作は行わない。

4. 貯水位低下時の水位上昇量について

貯水位低下時のゲート操作（開操作）により放流量が一時的に増えることが予想され、この影響による下流河川での水位上昇量を確認するために、現時点での資料により概略の検討を行った。

(1) 検討条件

検討断面は、図-6.3.5 に示す既往の検討結果よりダム下流域において水位上昇量が最も大きい15/500地点とする（検討断面位置は図-6.3.6参照）。

また、ゲート開度（開閉速度：30cm/min）の影響もあると考えられるため、検討ケースは以下の3ケースとする（図-6.3.7参照）。

- ・ケース1：ゲートの開操作初期

放流量の増加量：4.0m³/s（50.0～54.0m³/s）

増加時間：0.21min（=0.064m/0.3m）

開度：22.5%（0.900m）～24.1%（0.964m）

- ・ケース2：放流量の増加が比較的大きく、ゲートの開操作量が比較的小さい

放流量の増加量：2.2m³/s（51.8～54.0m³/s）

増加時間：0.15min（=0.044m/0.3m）

開度：24.1%（0.964m）～25.2%（1.008m）

- ・ケース3：放流量の増加が最も大きい

放流量の増加量：6.0m³/s（50.0～56.0m³/s）

増加時間：0.65min（=0.196m/0.3m）

開度：33.1%（1.324m）～38.0%（1.520m）

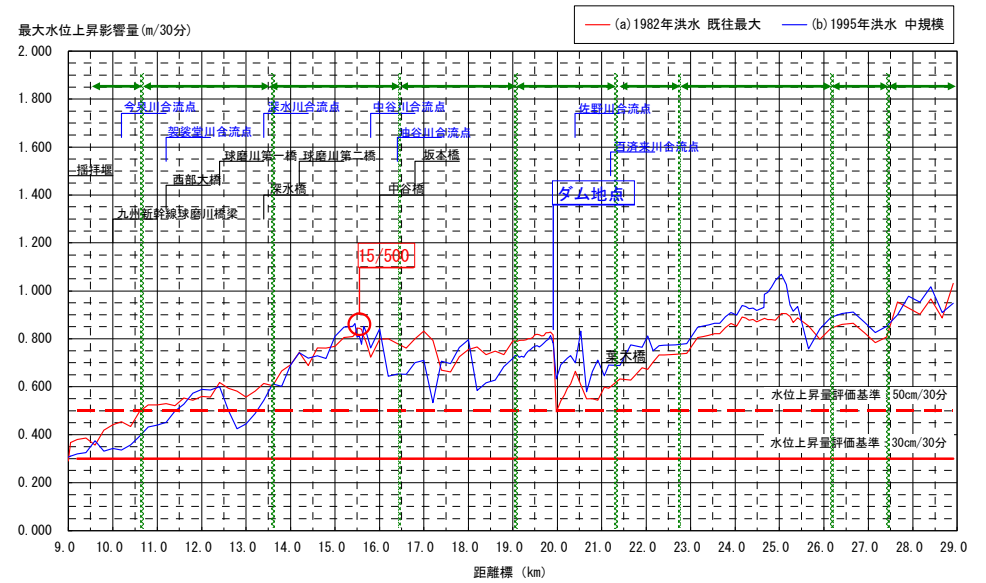


図-6.3.5 ダム撤去完了時の最大水位上昇速度縦断面図

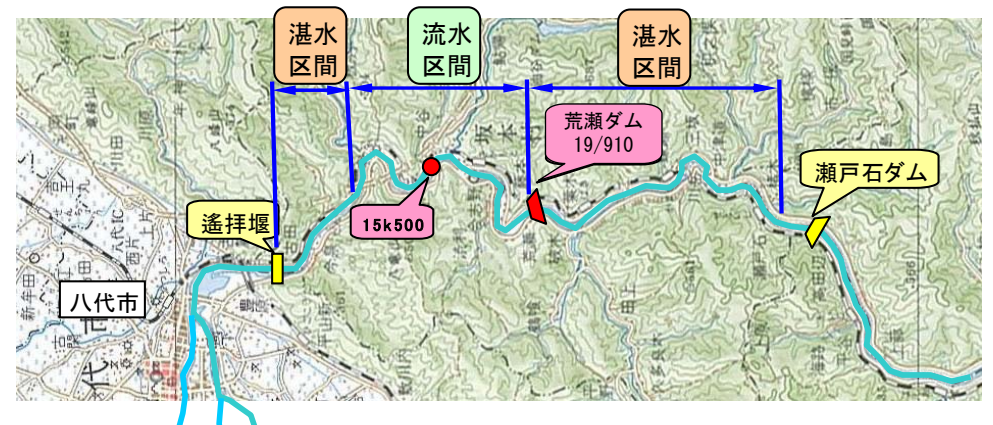


図-6.3.6 検討断面位置

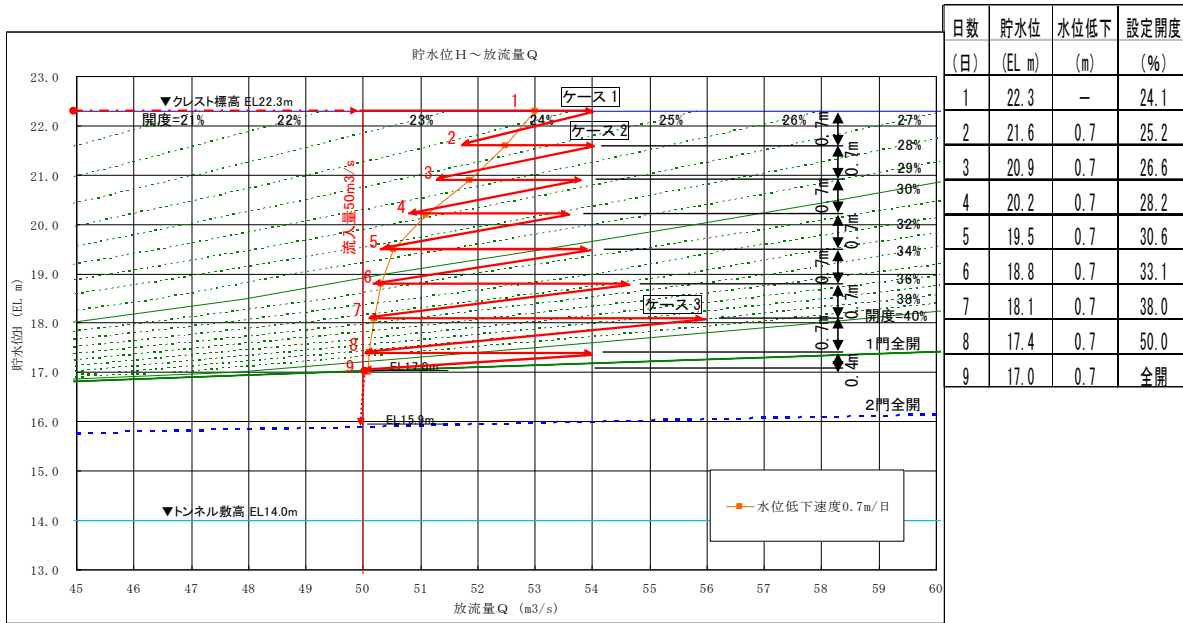


図-6.3.7 水位低下運用曲線

(2) 検討結果

検討結果一覧を次表に示すが、最も水位上昇量が大きいのはケース3であり、5.1cm/0.65minである(図-6.3.8参照)。

同表より、上昇速度としてはかなり大きな値となっているが、急激ではあるものの10cmに満たない上昇量である。

また、この場合は洪水によるものではなく、人為的操作により放流量が増加するものであり、操作さえ間違えなければこれ以上の流量増加はないと考えれば、「30cm/30min」の基準は満足しており、大きな問題はないと考えられる。

荒瀬ダム操作規程と比較した場合でも、規程では10分間で24m³/s程度放流量の増加が可能であり、6m³/s程度の放流量増加は問題ない(参考資料-5)。

表-6.3.4 水位上昇量(速度)

ケース	放流量 増加量 (m³/s)	水位 上昇量 (cm)	水位上昇 時間 (min)	備考
1	4.0	3.8	0.21	
2	2.2	1.4	0.15	
3	6.0	5.1	0.65	

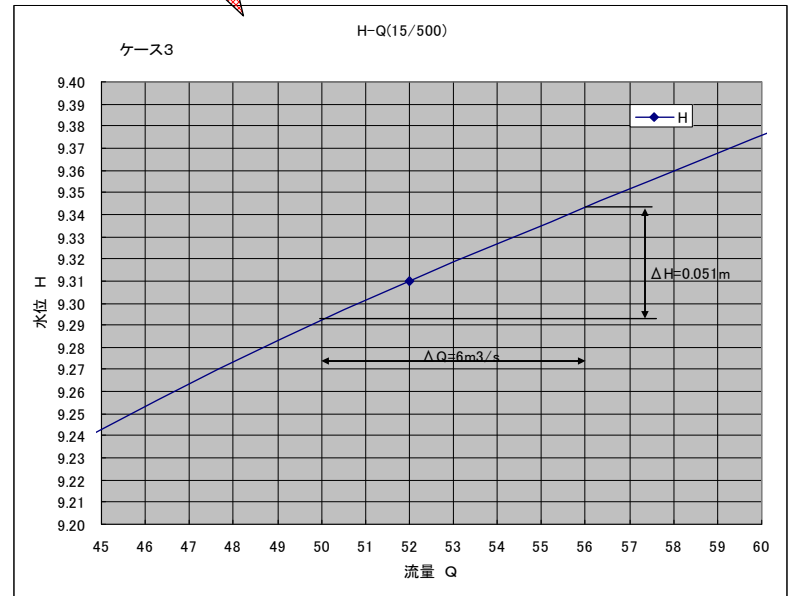
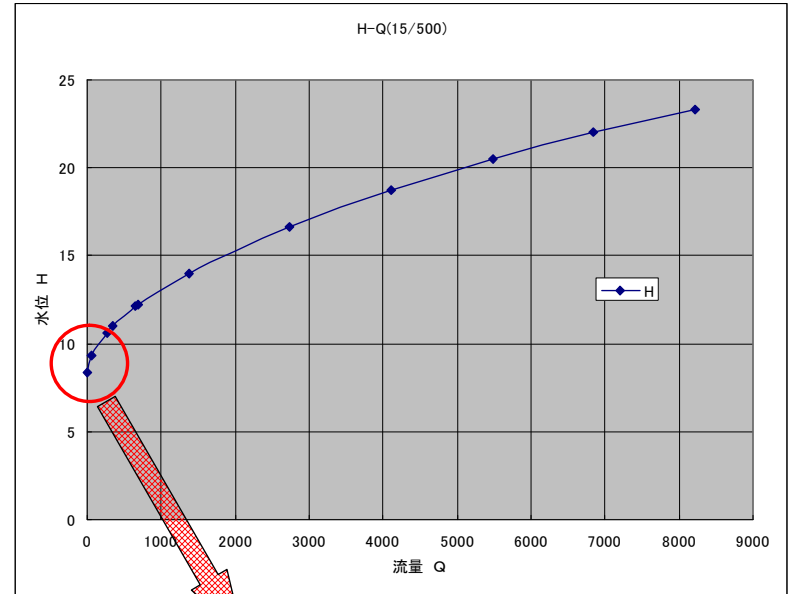


図-6.3.8 15/500地点における水位上昇量検討結果

【参考資料-5：荒瀬ダム操作規程(放流の開始及び放流量の増減の方法)】

「荒瀬ダム操作規程」には下流放流量に関して以下の記述があり、別図第2が示されている。

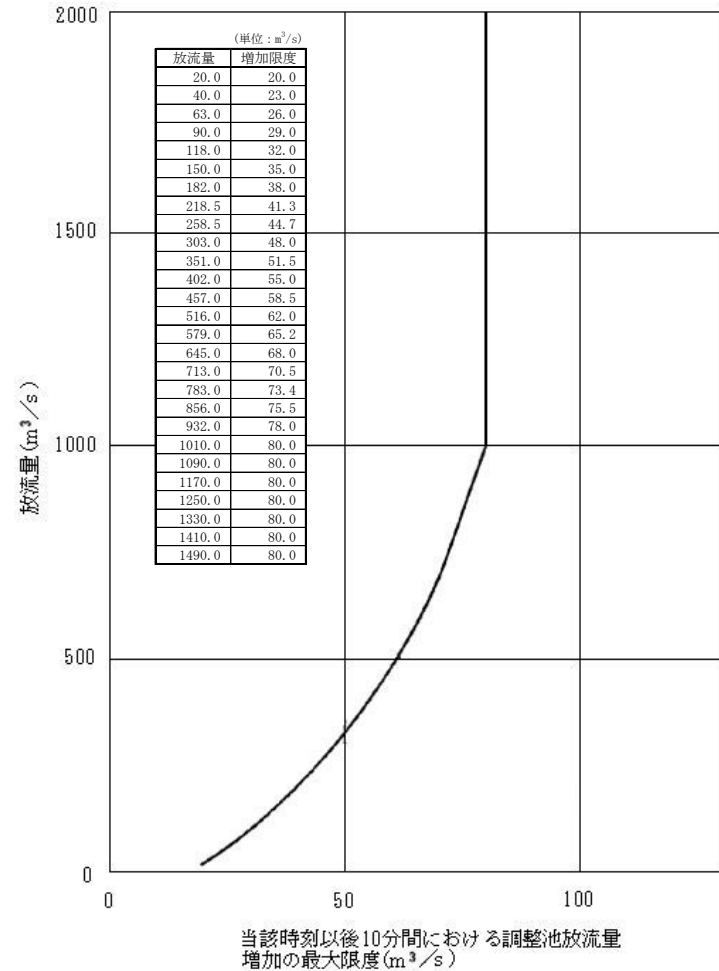
(放流の開始及び放流量の増減の方法)

第12条 調整池からの放流は、第22条第1号の規定によってする場合を除くほか、下流の水位の急激な変動を生じないように、別図第2に定めるところによりしなければならない。ただし、流入量が急激に増加しているときは、当該流入量の増加率の範囲内において、調整池からの放流量を増加することができる。

別図第2によれば、平常時流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 時に10分間で増加可能な流量は操作規程上は $24\text{m}^3/\text{s}$ 程度と考えられるため、これからも水位低下時の水位上昇(放流量の増加量最大 $6\text{m}^3/\text{s}$)は問題ないと考えられる。

別図第2

荒瀬ダム放流曲線



§7 擦付護岸

7.1 護岸計画

ダム上流右岸の取水設備において、ゲート撤去後の開口部を塞ぐ護岸を設置する。

擦付護岸は、本体撤去完了後において、堤体残存部等が流れを阻害することなく下流にスムーズに導くことを目的として計画している。

ダムサイト兩岸の護岸は、河積の確保の観点から現状を極力利用することとし、本体撤去に関連する（影響を受ける）範囲及び発電施設に関連する範囲（最小限の範囲）のみ護岸を設置することとした。

1. 右岸護岸（取水口部）

取水口部については、発電関連施設であるため、この施設の部分撤去にあわせて、取水口部を塞ぐ形の護岸を計画し、堤体の上下流及び取水口の上流部については、既設の道路護岸をそのまま利用することとした。

(1) 護岸形状

取水口部の護岸計画の基本方針は以下の通りとする。

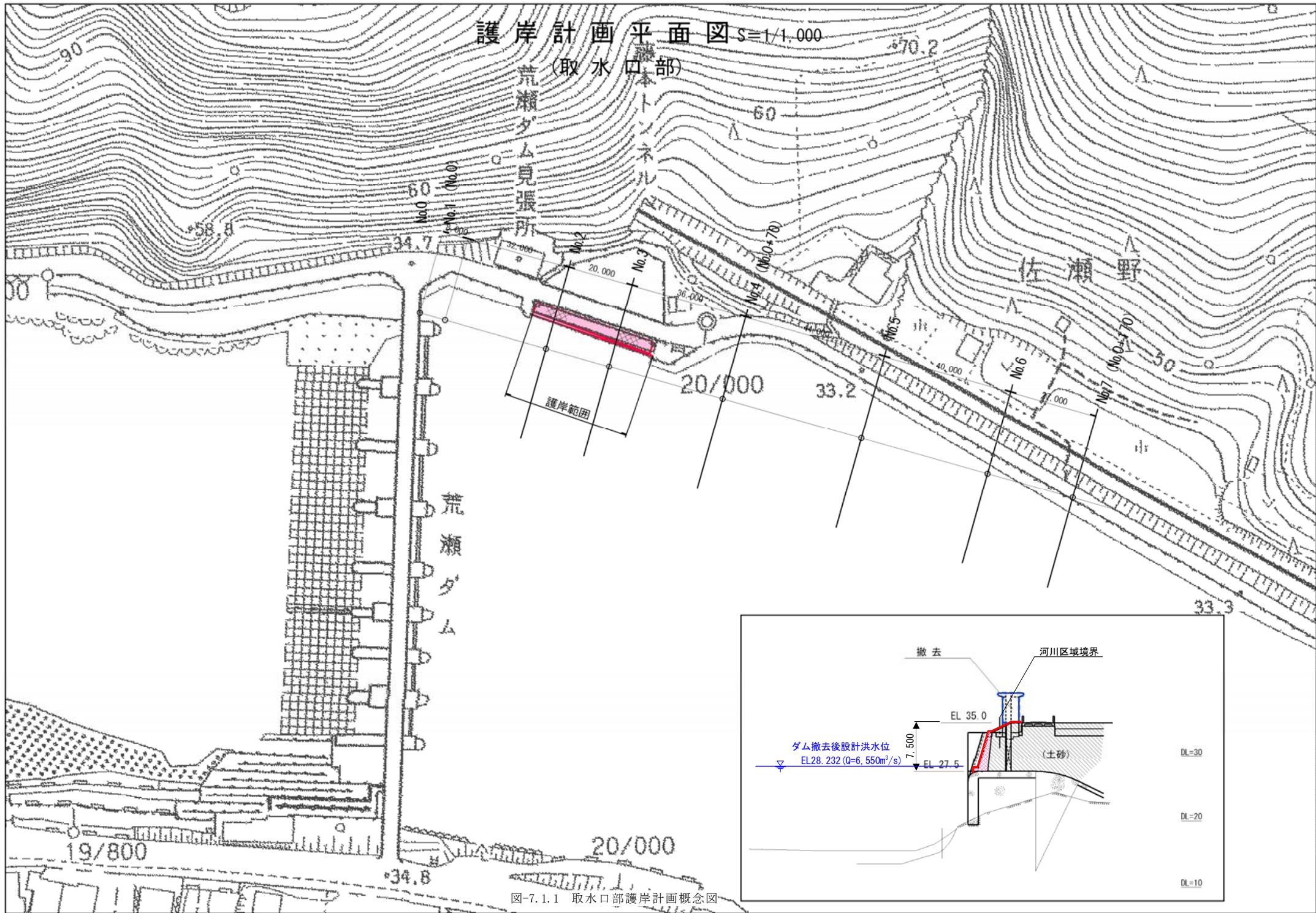
- ・ 護岸の本体は、既設スクリーンをコンクリートで巻立てた「もたれ式」の構造とする。
- ・ 護岸の背面は土砂により現道路高さEL35.0mまで埋戻すこととする。
- ・ 護岸の基礎は取水施設本体とする。

したがって、護岸の諸元は次表の通りとなる。

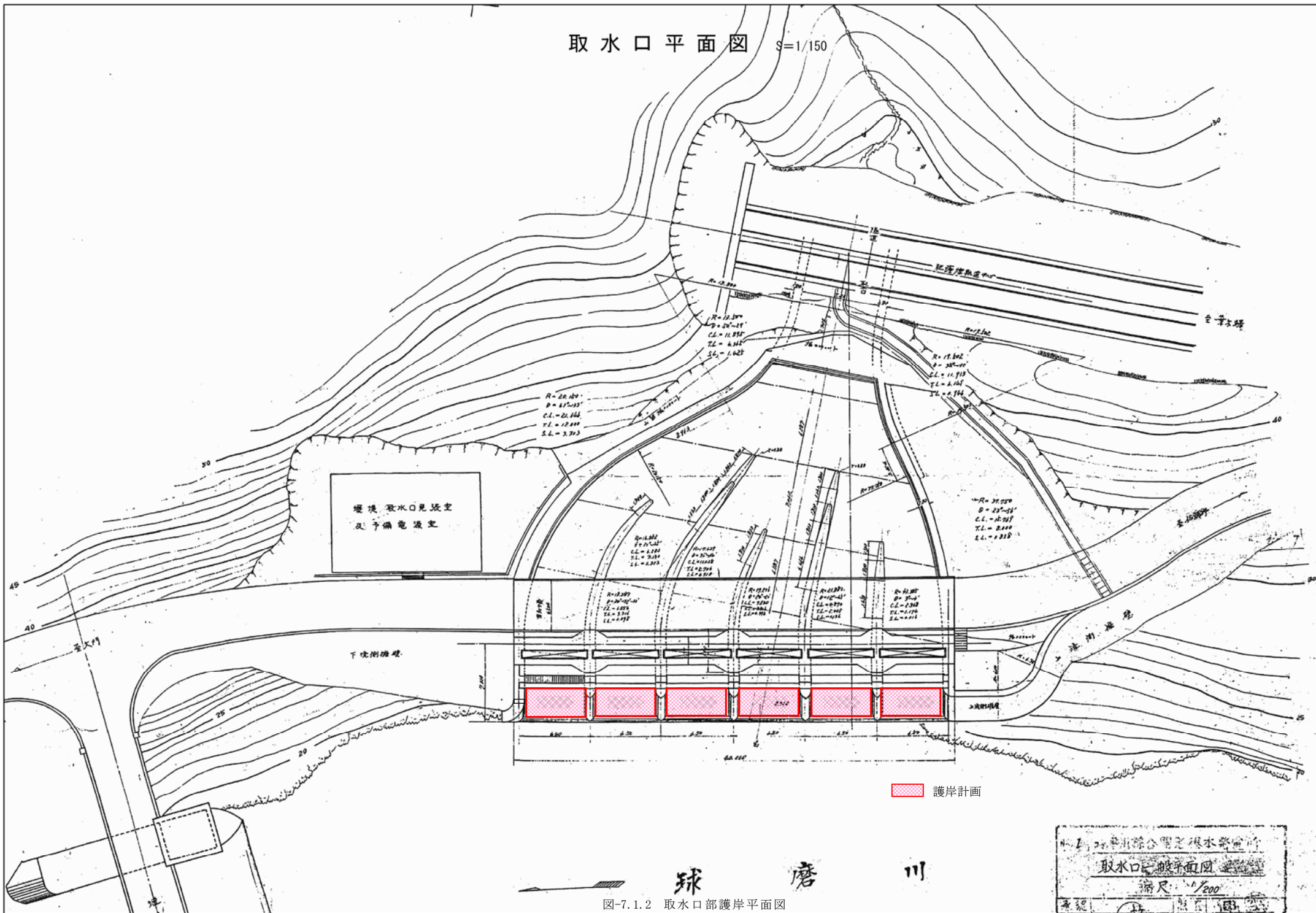
表-7.1.1 取水口部護岸の諸元

項目	諸元	備考
基礎標高	EL 27.5m	越流部高さ
天端標高	EL 35.0m	埋戻し高さ
高さ	7.5m	
勾配	1 : 0.3	スクリーン形状に合わせる

取水口部の護岸詳細図を図-7.1.2及び3に示す。



取水口平面圖 S=1/150



取水施設断面図 S=1/200

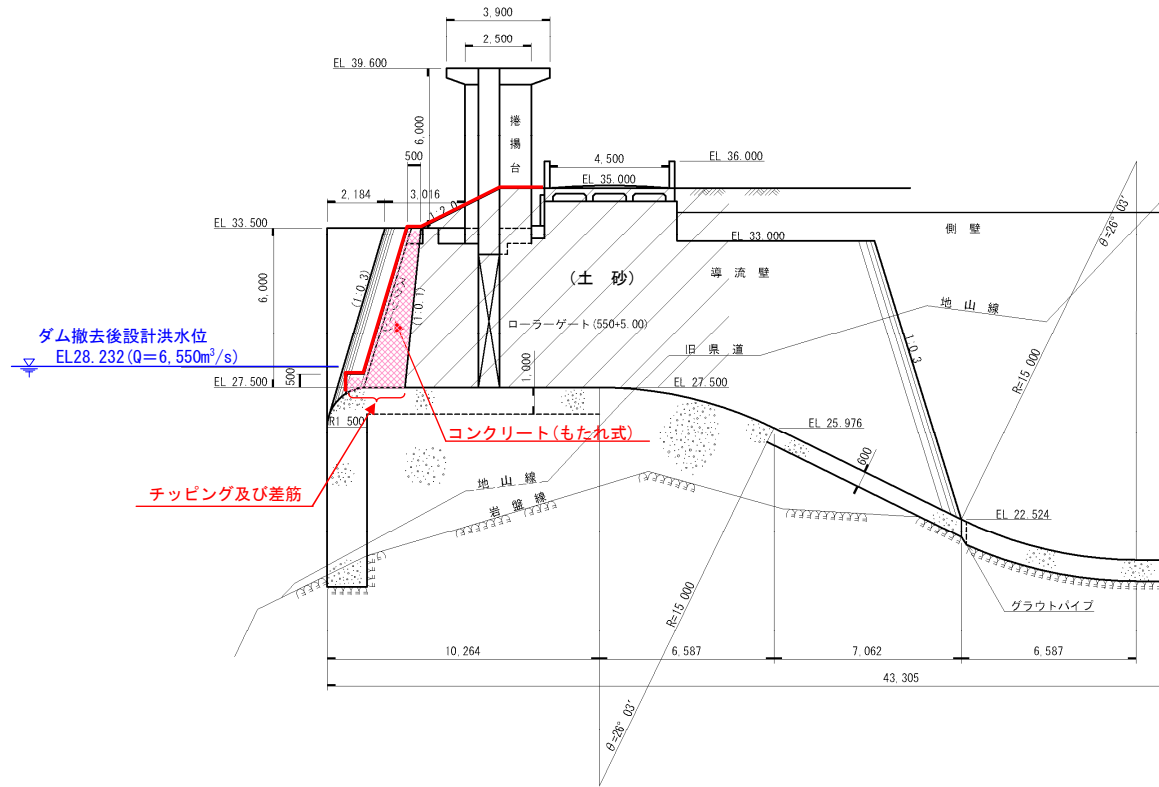


図-7.1.3 取水口護岸横断面図

(2) 護岸の安定計算

護岸の安定計算は、「道路土工 擁壁工指針」に基づくこととし、土圧は「試行くさび法」により検討することとした。

1) 検討条件の設定

i) 検討断面形状の設定

護岸本体の形状は次図に示す「もたれ式」の形状とし、直接基礎とする。

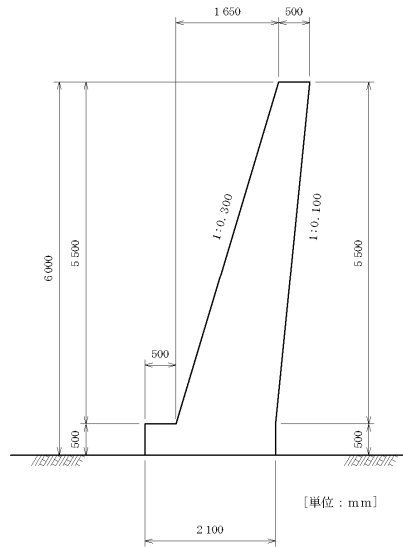


図-7.1.4 護岸本体形状

また、背面盛土形状は次図に示す通りとする。

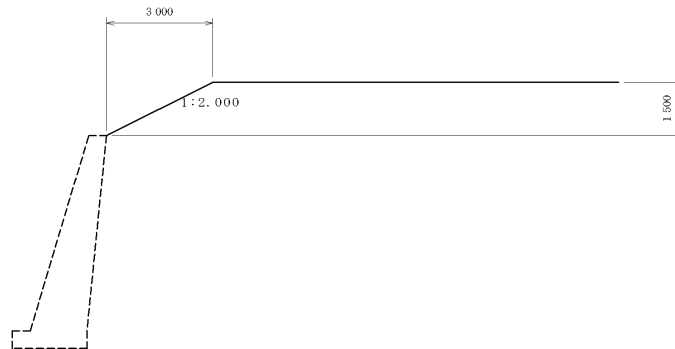


図-7.1.5 背面盛土形状

ii) 設計条件一覧

護岸の安定計算における計算条件を一覧にして次表に示す。

表-7.1.2 設計条件一覧表

単位体積重量	コンクリート		23.0kN/m ³ ($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$)
	水		10.0kN/m ³
	背面土砂	湿潤	19.0kN/m ³ (砂質土)
飽和		19.8kN/m ³ (砂質土)	
基礎のせん断強度	(c)	1,000kN/m ² (本体基礎の1/2) (取水施設コンクリートをチップング)	
基礎の摩擦係数	(f)	0.0	
背面土砂の内部摩擦係角	(ϕ)	30°	
土圧作用面の壁面摩擦角	(δ)	20° (2/3 ϕ)	
土圧作用面が鉛直面となす角度	(α)	- 5.7°	
安定条件 転倒安全率 : 1.5 滑動安全率 : 4.0			

2) 安定計算結果

安定計算結果の一覧を次表に示すが、いずれの安定条件に対しても安定性は確保されている。

表-7.1.3 安定計算結果一覧 (常時)

鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	抵抗 モーメント Mr (kN・m)	転倒 モーメント Mo (kN・m)	転倒安全率 F ₁	滑動安全率 F ₂	備考
187.153	118.488	258.327	169.077	1.528 > 1.5	17.723 > 4.0	

2. 取水施設の安定性

(1) 取水施設基礎の状況

図-7.1.6 に示す位置において、ボーリング調査を行い、取水施設基礎部の状況を確認した。

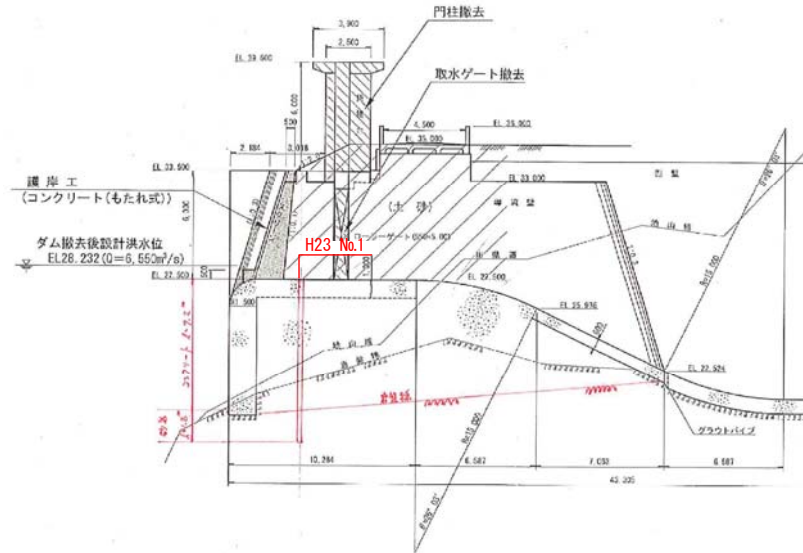


図-7.1.6 ボーリング調査位置図

その結果は、図-7.1.7 及び写真-7.1.1 に示す通りであり、概ね当初図面(図-7.1.6 参照)の通り、越流部敷高から深度7.2m間はコンクリートであり、岩盤に着岩していることを確認した。

(2) 取水施設の安定性

取水施設(越流部)は、マスコンクリートであり、岩盤に着岩していることが確認されたことより、取水施設全体の安定性については問題ないと判断した。

ボーリング柱状図

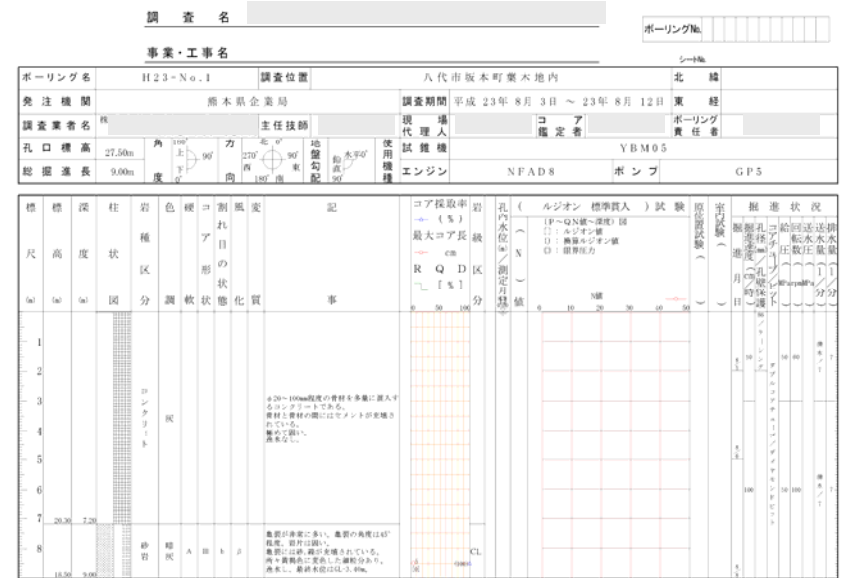


図-7.1.7 ボーリングちゅうじょうず

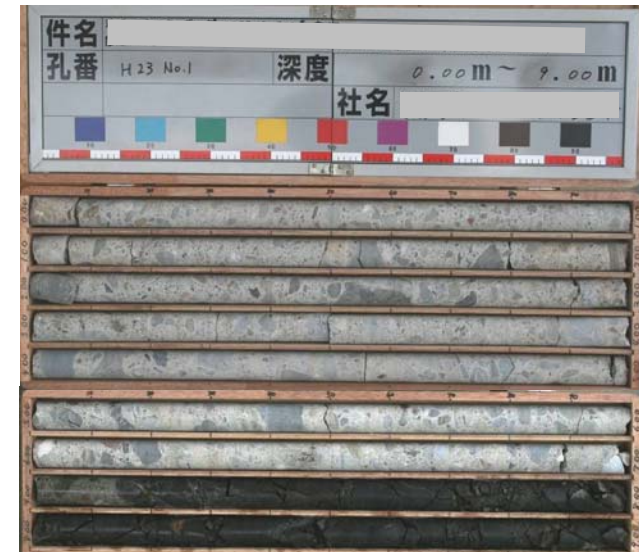


写真-7.1.1 ボーリングコア写真

3. 護岸の施工方法

護岸の施工は、導水トンネル埋戻し完了後（第6段階）とし、取水ロケット及び門柱等の付属構造物の撤去後に行うこととする。

また、取水口部の埋戻しと並行作業となる。

施工要領図を図-7.1.8示す。

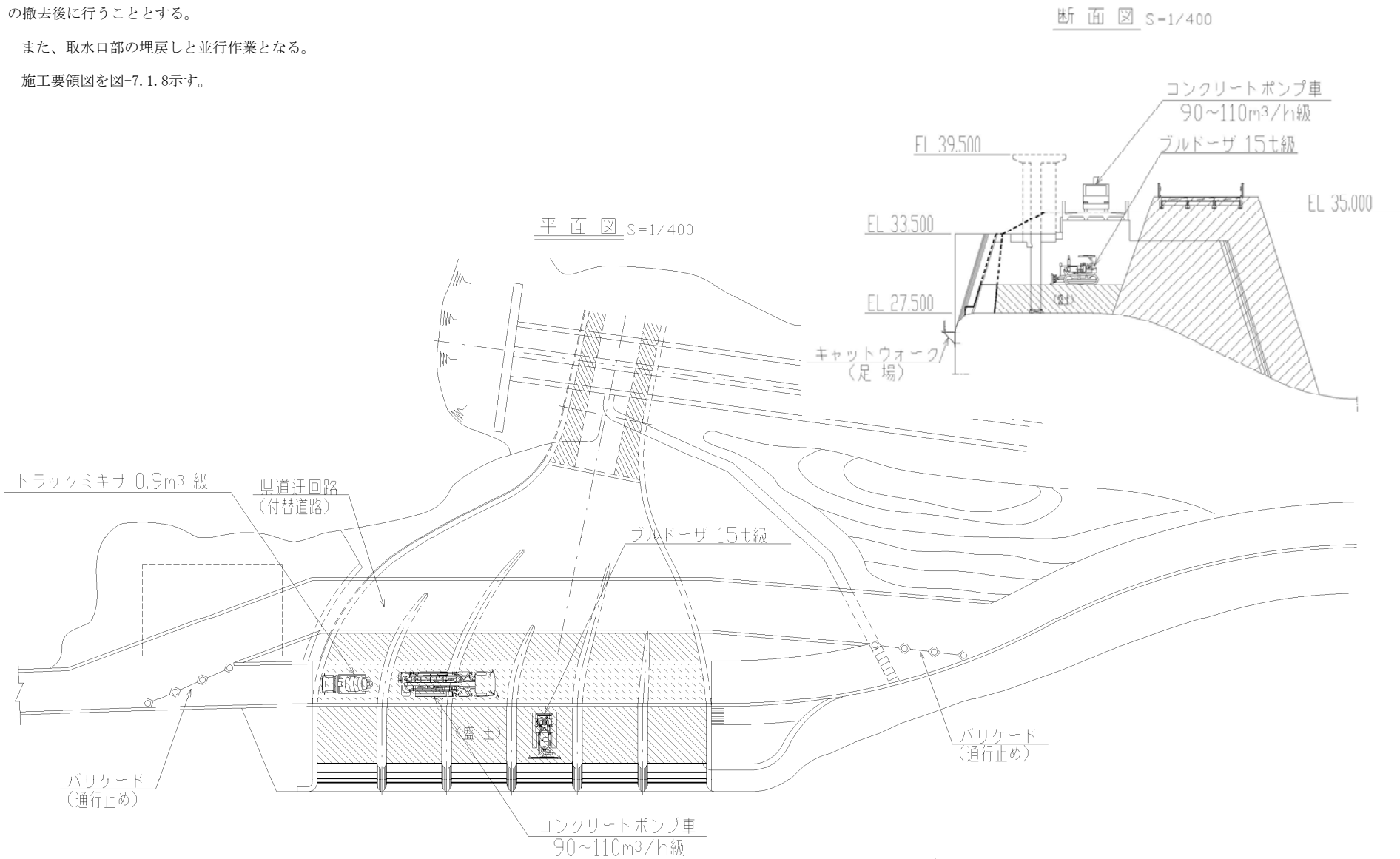


図-7.1.8 護岸施工要領図

7.2 護岸計画の流下能力への影響

護岸設置後の流下能力は、荒瀬ダム設計洪水流量の $6,550\text{m}^3/\text{s}$ が流下した場合、既設岸から十分な余裕を持ち HWL 以下で流下し、十分確保される。

ここでは、本体撤去完了後の状態における不等流計算を行って、護岸計画が河川の流下能力に及ぼす影響について検討した。

護岸計画の計画平面図を図-7.2.2 に示す。

1. 流下能力の検討

(1) 不等流計算条件

1) 河道断面図

最新の河道断面に基づき、検討に必要な断面を作成した。

使用した測量図面は、以下の資料であり、図-7.2.3 に示す断面を使用した。

- ① 下流河道 (17/800~19/850) …… 熊本県 (H22 年度測量)
- ② 貯水池 (No.0+70~No.2) …… 熊本県 (H22 年度測量)

また、堤体撤去形状については、本体撤去完了(護岸完成)後を対象とした。

- ・ 検討ケース : 本体撤去完了(護岸完成)後 : 河道全体を流下

ここで、貯水池については、撤去完了後においては、貯水池掘削(砂礫除去)を行った形状とした。

これらを考慮した撤去完了後の代表断面を表-7.2.1 に示す。

2) 出発水位

下流の遙拝堰から荒瀬ダム下流まで現況河道に対して不等流計算を行い、計算開始地点(18/200)における出発水位を設定した。

3) 計算流量

計算流量は、以下の1ケースとした。

- ・ 出水期 : 設計洪水流量 : $Q=6,550\text{m}^3/\text{s}$

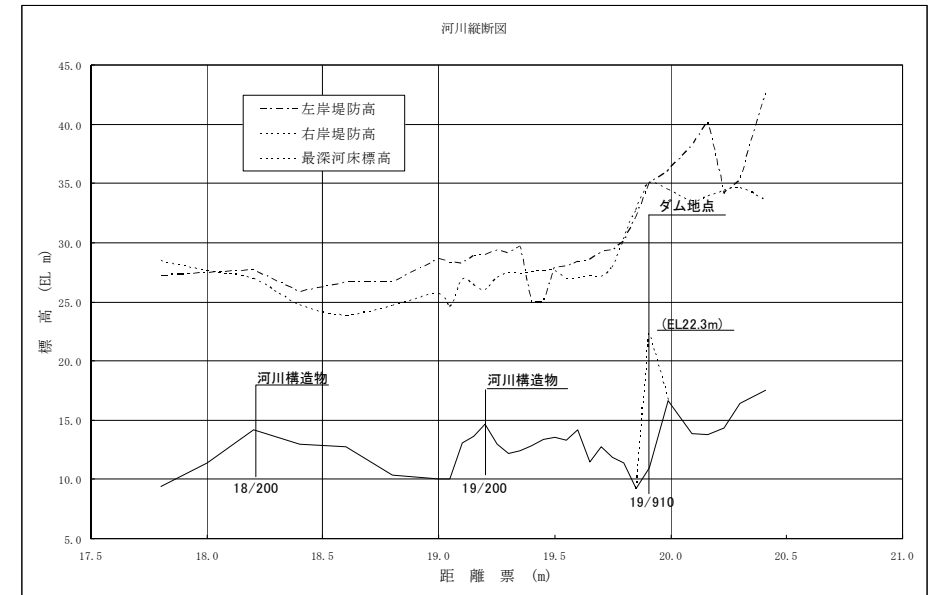


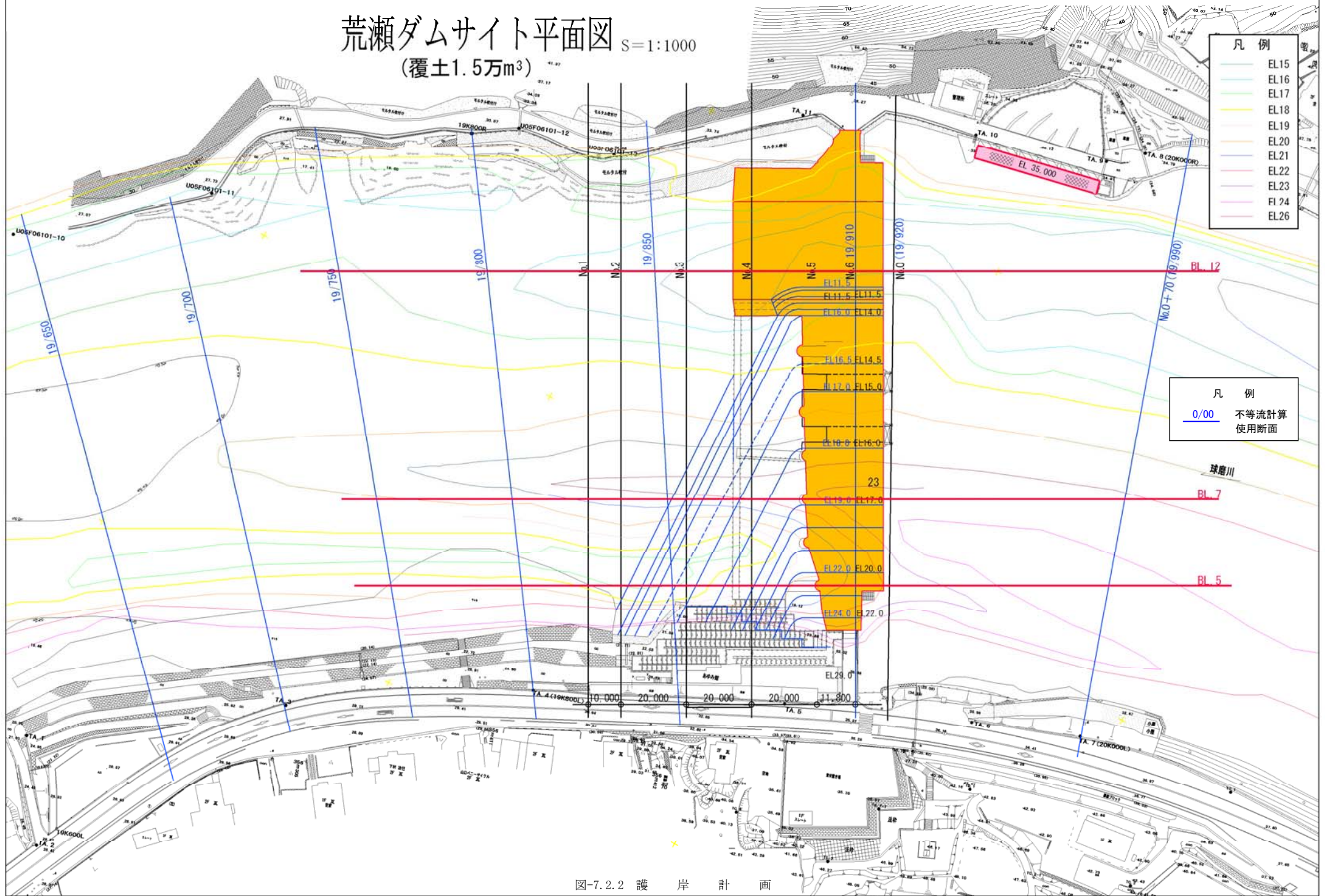
図-7.2.1 河川縦断面図(撤去完了後)

表-7.2.1 代表断面(撤去完了後)

施工段階	河道断面	距離標	出水期(計画洪水時: Q=6,550m ³ /s)
本体撤去完了後	下流河道断面	18/200	
		19/650	
		19/850	
	ダム形状	(19/910)	
	貯水池断面	No.0+70 (19/990)	
		No.2 (20/410)	

荒瀬ダムサイト平面図 S=1:1000

(覆土1.5万m³)



凡例	
—	EL15
—	EL16
—	EL17
—	EL18
—	EL19
—	EL20
—	EL21
—	EL22
—	EL23
—	EL24
—	EL26

凡例	
—	0/00 不等流計算 使用断面

図-7.2.2 護岸計画

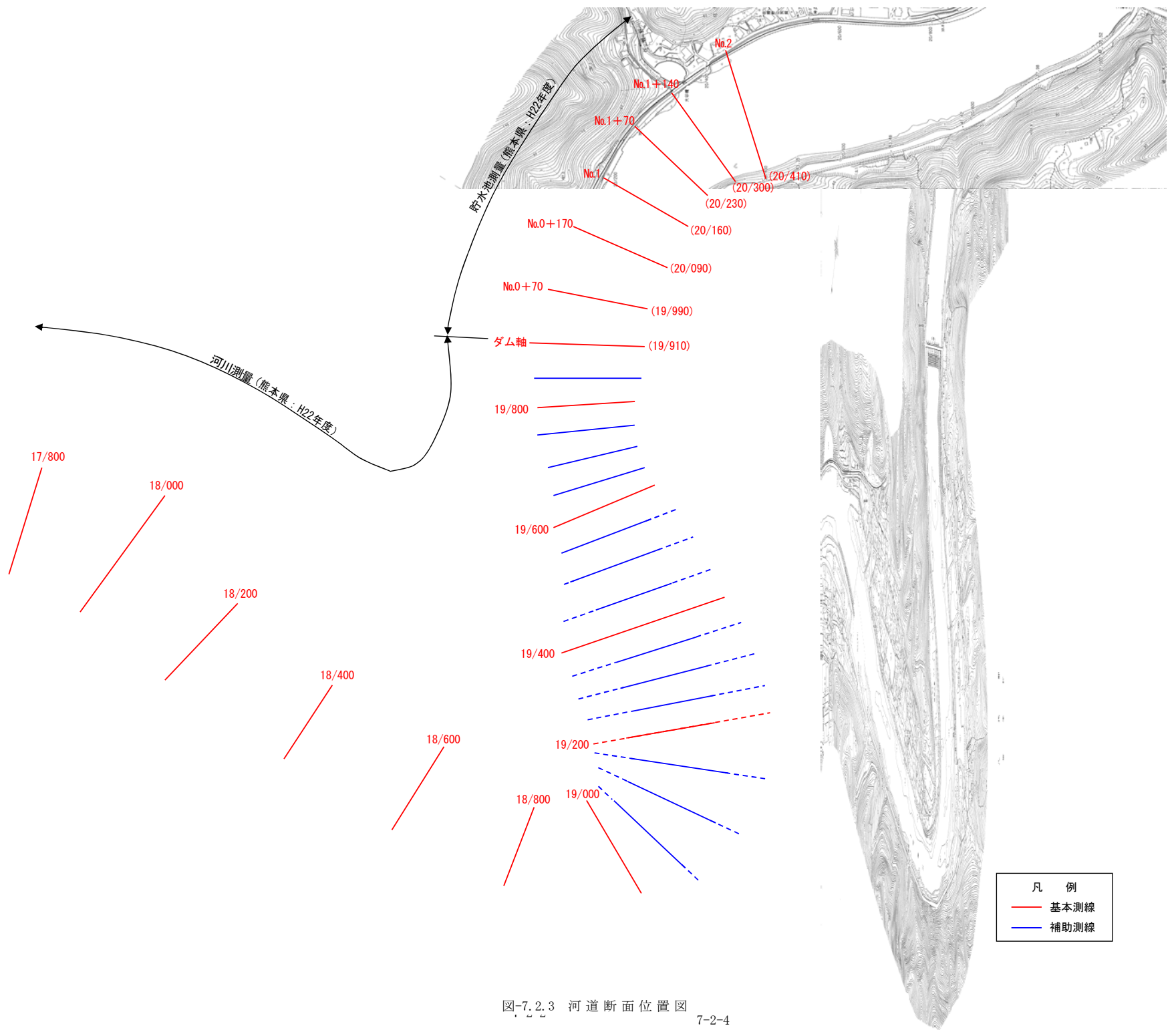


図-7.2.3 河道断面位置図

(2) ダム撤去完了後流下能力の確認

不等流計算結果より、護岸が計画されている 19/850 断面～ダム地点～No.0+70 断面の範囲に着目してダム撤去後の流下能力の確認を行った。

各断面における計算水位を図-7.2.4に、また水位縦断面図を図-7.2.5に示す

1) 魚道部護岸計画

魚道部護岸計画に対しては以下の通りである。

- ・ 魚道部護岸近傍の 19/850～ダム地点断面では、撤去完了後の計算水位と堤防高との高低差は 4.0m～7.3m 程度（図-7.2.4(a)及び(b)参照）あり、余裕高基準の「1.5m」（下記基準より）より大きいことから、流下能力は十分確保されていると判断される。
- ・ したがって、魚道部護岸が流下能力に及ぼす影響はないと考えられる。

2) 取水口部護岸計画

取水口部護岸計画に対しては以下の通りである。

- ・ 取水口部護岸近傍のダム地点～No.0+70 断面では、撤去完了後の計算水位と堤防高との高低差は 7.3m～8.5m 程度（図-7.2.4(b)及び(c)参照）あり、余裕高基準の「1.5m」より大きいことから、流下能力は十分確保されていると判断される。
- ・ したがって、取水口部護岸が流下能力に及ぼす影響はないと考える。

5-1 余裕高

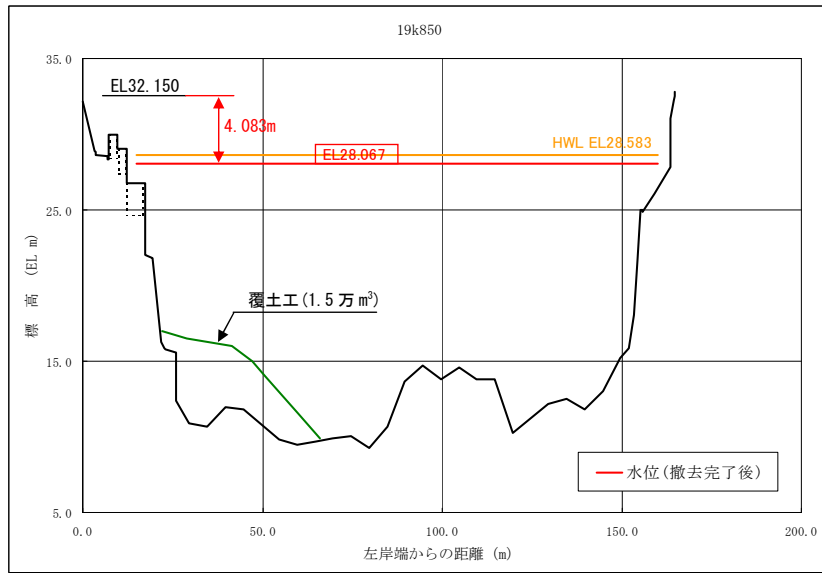
イ 堤防の余裕高は、計画高水流量に応じて表 1-2 に掲げる値以上とする。ただし、当該堤防に隣接する堤内の土地の地盤高が計画高水位より高く、かつ地形の状況により治水上の支障がないと認められる区間にあつては、計画高水流量が 200m³/s 以上である場合でも余裕高を 0.6m 以上とすることができる。

表 1-2 計画高水流量と余裕高

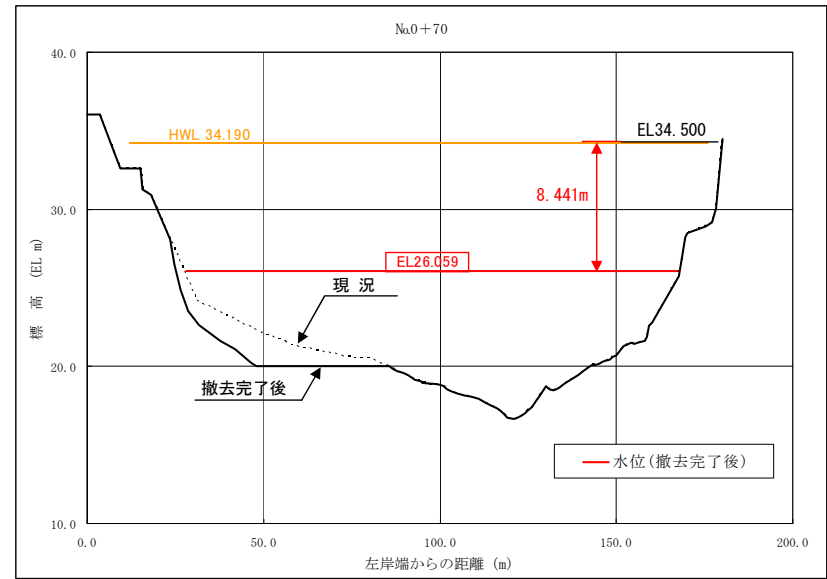
計画高水流量 (単位 m ³ /s)	余裕高 (m)
200未満	0.6
200以上 500未満	0.8
500以上 2,000未満	1.0
2,000以上 5,000未満	1.2
5,000以上 10,000未満	1.5
10,000以上	2.0

ロ 支川の背水区間においては、堤防の高さが合流点における本川の堤防の高さより低くならないよう堤防の高さを定めるものとする。
ただし、逆流防止施設を設ける場合においてはこの限りではない。

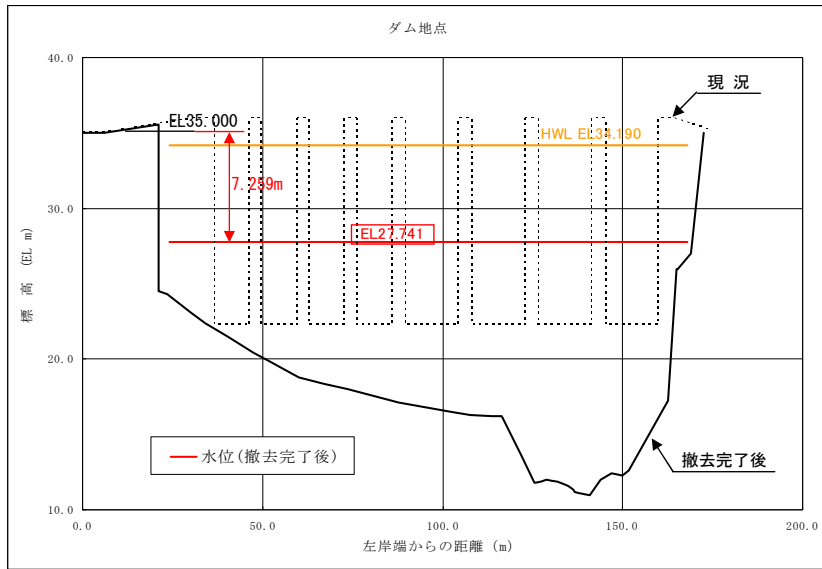
(「土木工事設計要領 第II編 河川編」より)



(a) 19/850 : 魚道付近



(c) No.0+70 (19/990) : 取水口部護岸付近



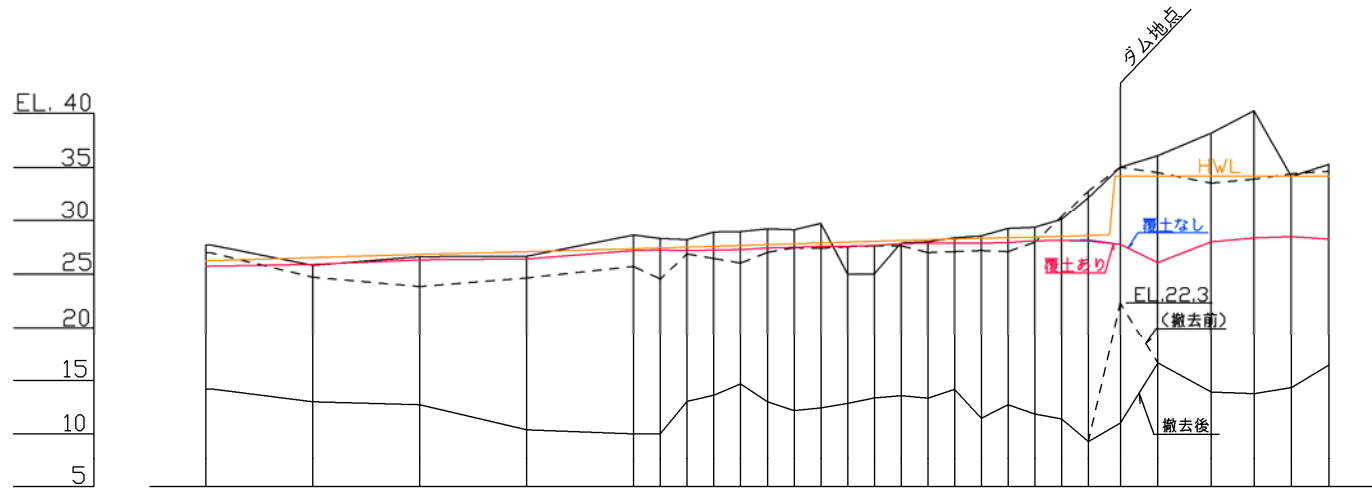
(b) ダム地点(19/910) : 魚道部護岸付近

図-7.2.4 各断面の計算水位 (撤去完了後)

河道縦断面図

撤去完了後(Q=6,550m³/s) (覆土 Q=1.5万m³)
 H=1:10,000
 V=1:500

凡例	
護岸高/左岸	——
護岸高/右岸	- - - -
河床高	——
水位線	——



左岸護岸高	27.690	25.807	26.610	26.660	28.620	28.300	28.200	28.900	28.940	29.320	29.100	29.700	25.000	25.000	27.880	27.979	28.360	28.540	29.230	29.333	30.078	32.150	35.000	36.060	38.160	40.230	34.140	35.260
右岸護岸高	26.960	24.700	23.830	24.626	25.690	24.540	26.870	26.430	26.010	27.000	27.440	27.380	27.530	27.600	27.632	26.992	27.070	27.180	27.080	27.941	30.327	32.767	35.000	34.500	33.520	33.890	34.400	34.630
水位	25.707	25.886	26.304	26.388	27.182	27.212	27.181	27.224	27.267	27.409	27.484	27.563	27.591	27.638	27.822	27.869	27.849	27.857	27.917	28.081	28.104	28.067	27.741	26.059	27.986	28.344	28.480	28.233
河床高	14.210	12.991	12.730	10.370	10.000	10.010	13.040	13.620	14.670	13.000	12.170	12.420	12.840	13.357	13.576	13.342	14.150	11.450	12.720	11.848	11.392	9.270	11.000	16.640	13.900	13.750	14.340	16.440
追加距離	0.00	200.00	400.00	600.00	800.00	850.00	900.00	950.00	1000.00	1050.00	1100.00	1150.00	1200.00	1250.00	1300.00	1350.00	1400.00	1450.00	1500.00	1550.00	1600.00	1650.00	1710.00	1790.00	1890.00	1960.00	2030.00	2100.00
距離標	18/200	18/400	18/600	18/800	19/000	19/050	19/100	19/150	19/200	19/250	19/300	19/350	19/400	19/450	19/500	19/550	19/600	19/650	19/700	19/750	19/800	19/850	19/910	19/990	20/090	20/160	20/230	20/300

図-7.2.5 水位縦断面図(撤去完了後)

7.3 上流左岸側護岸の必要性

左岸部は将来土砂の堆積が予測されること、ダム撤去後流下能力は確保され、左岸部への影響は小さいことなどから、既設護岸に加えて新たな護岸設置の必要は無いと考える。

荒瀬ダム撤去計画(案)では図-7.3.1に示すような擦付護岸を計画しており、現在、左岸魚道部及び右岸取水口部に対しては、最小限の範囲で護岸を設置する計画としている。

ここでは、上流左岸部の擦付護岸の必要性について以下の項目に着目して検討した。

- ・ 上流側の現状(地質状況含む)
- ・ ダム地点での流下能力
- ・ 堤体残存部の影響の程度
- ・ 上流側の将来状況予測

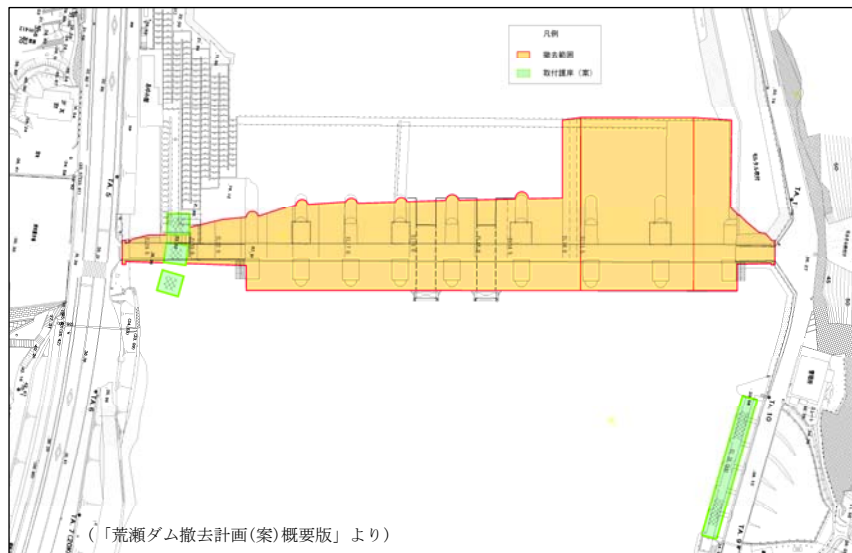


図-7.3.1 ダムサイトの擦付護岸計画

(1) 上流左岸側の現状

上流左岸側の写真を写真-7.3.1に示すが、現状では堅固な石積み及びブロック積み護岸が設置されており、損傷等は認められない。

また、その基礎部は図-7.3.2に示す貯水池地質断面図によれば、貯水池内の堆砂が確認されているが、その厚みは比較的薄く、その直下には元河床もしくは基盤岩が分布している。

(2) ダム上流地点での流下能力

撤去完了後の流下能力の検討において、撤去完了後における設計洪水流量 $Q=6,550\text{m}^3/\text{s}$ に対するダム上流地点流下能力は十分確保されていることが確認された (P7-2-5、図-7.2.4 参照)。

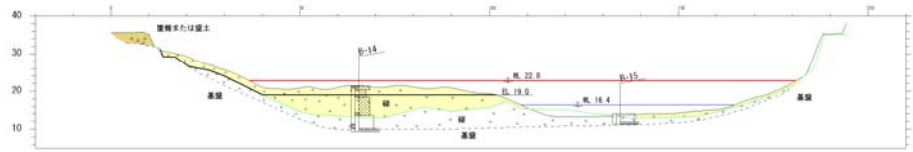


写真-7.3.1(1) 上流左岸側の護岸現状(遠景)



写真-7.3.1(2) 上流左岸側の護岸現状(近景)

No. 0 (19k910)



No. 0+70 (19k980)

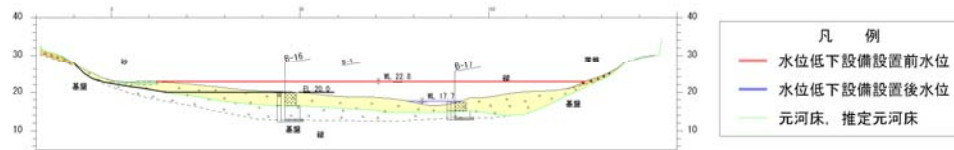


図-7.3.2 貯水池地質断面図(H19年度調査)

(3) 貯水池断面における将来予測

撤去完了後における設計洪水流量 $Q=6,550\text{m}^3/\text{s}$ 時の左岸側水位ライン及びダムサイト周辺における平面二次元河床変動解析（以下シミュレーションと称す）結果より、将来的な堆砂形状の平面コンター図を図-7.3.3に、また、これらに貯水池の地質情報を加えた貯水池横断面を図-7.3.4に示す。

1) 堤体残存部の影響

左岸側に着目して、図-7.3.4には堤体残存部の影響の範囲を示すが、以下のことが言える。

- ・ No.0 断面(ダム直上流)に示す影響の範囲は全体の河積に対する割合は3%程度と非常に小さい。
- ・ また、この範囲で流水に乱れが生じたとしても、貯水池内堆砂の直下には基盤岩が想定されており、既設護岸に悪影響を及ぼすことは考えにくい。

2) 貯水池直上流の河床変動予測

図-7.3.4に示すシミュレーション結果より、以下のことが言える。

- ・ No.0 断面は、ダムの直上流であるが、シミュレーション結果では将来的には堆積傾向にあり、堤体残存部の影響も無くなるとともに、既設護岸に悪影響を及ぼすとは考えにくい。

(4) 上流左岸側護岸の必要性

以上より、堤体上流左岸側の地形や地質の状況、ダム撤去後の流下能力、貯水池直上流の河床変動予測、いずれを考慮しても、上流左岸側に新たに擦付護岸を設置する必要はないものとする。

荒瀬ダムサイト平面図 S=1:1000

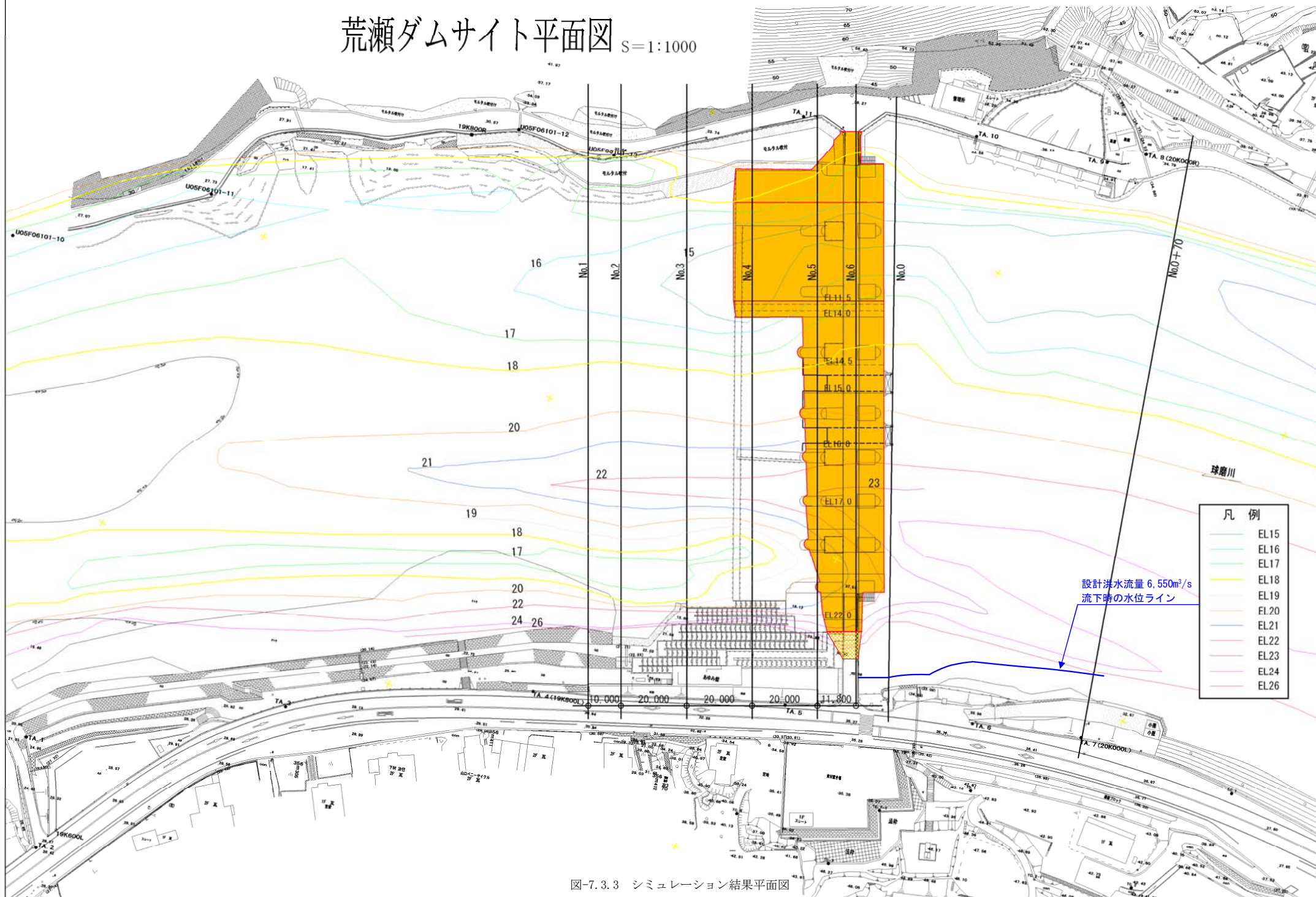
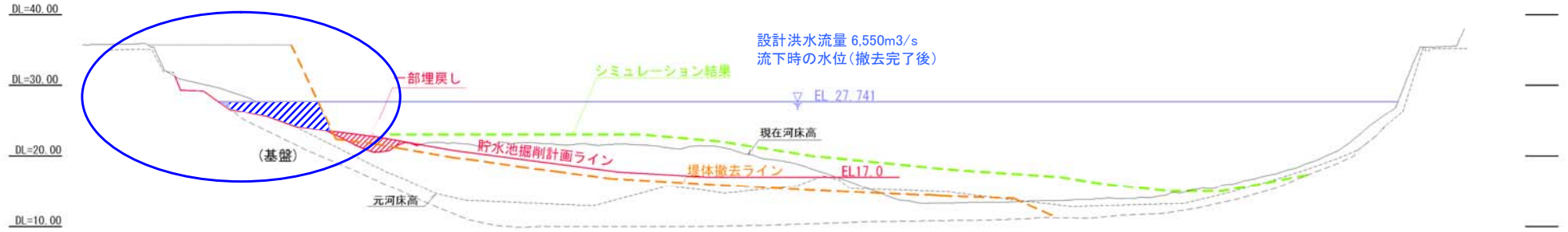


図-7.3.3 シミュレーション結果平面図

貯水池横断図 S=1/600

No. 0 (19k920)



No. 0+70 (19k990)

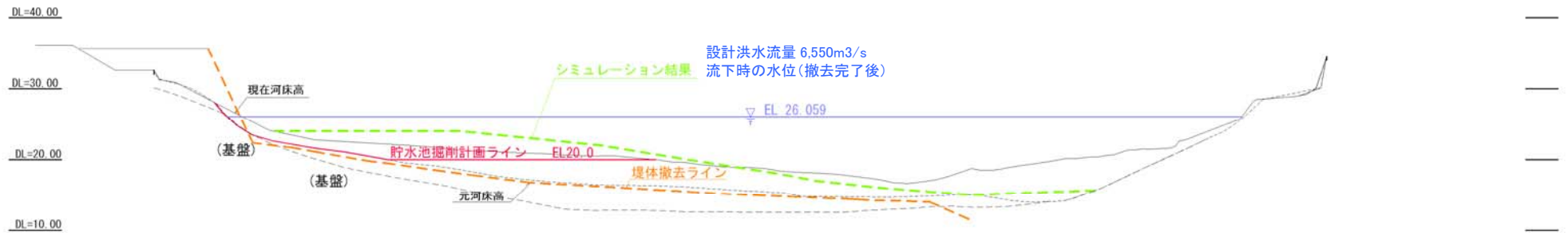


図-7.3.4 シミュレーション結果横断図

7.4 上流左岸部坂路の処理

撤去工事期間中は上流左岸坂路は工事用道路の一部として利用し、撤去後は坂路を残す方針とする。
最終形状等については、管理者と協議し決定する。

上流左岸部の坂路の撤去の必要性について、以下の項目に着目して検討した。

- ・ 上流部坂路の現状
- ・ ダム地点での流下能力
- ・ 上流部の将来堆砂予測
- ・ 工事中及び将来の利用

(1) 上流左岸部の坂路現状

上流左岸部の写真を写真-7.4.1に示すが、現状では堅固なブロック積み護岸により坂路が設置されており、損傷等は認められない。

(2) ダム上流地点での流下能力

撤去完了後の流下能力の検討結果を図-7.4.1に示すが、撤去完了後における設計洪水流量 $Q = 6,550\text{m}^3/\text{s}$ に対するダム上流地点流下能力は十分確保される。

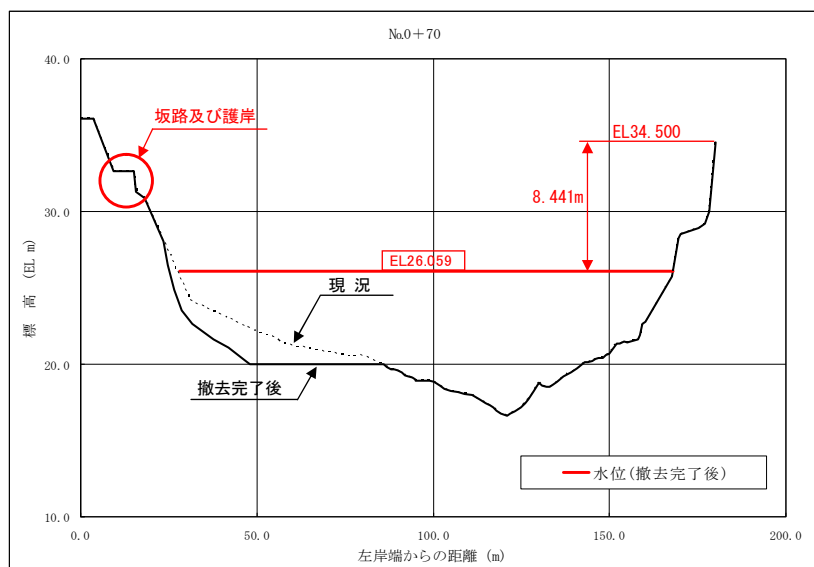


図-7.4.1 ダム上流断面の不等流計算水位(撤去完了後)
(No.0+70(19/990)：取水口部護岸付近)



写真-7.4.1(1) 上流左岸側の護岸現状(遠景)



写真-7.4.1(2) 上流左岸側の護岸現状(近景)

(3) 貯水池直上流の河床変動予測

ダムサイト周辺における平面二次元河床変動解析（以下シミュレーションと称す）結果より、将来的な堆砂形状の平面コンター図を図-7.4.3に、また、撤去完了後における設計洪水流量 $Q=6,550\text{m}^3/\text{s}$ 時の計算水位及び将来的な堆砂形状を表示した貯水池横断面図を図-7.4.4に示す。

図-7.4.4に示すシミュレーション結果より、以下のことが言える。

- ・ No.0 断面はダムの直上流であるが、シミュレーション結果では将来的には堆積傾向にある。
- ・ また、No.0+70 断面のシミュレーション結果では、左岸部は若干堆積傾向にあるが、流下能力も十分確保されていることから、坂路が治水悪影響を及ぼすことはないと考えられる。

(4) 工事中及び将来の使用計画

1) 工事中

ダム撤去工事中においては、図-7.4.2に示すように以下の運搬路として使用する計画である。

- ① 河川内小割ヤードへの破砕殻の搬入路
- ② 貯水池掘削土砂の搬出路

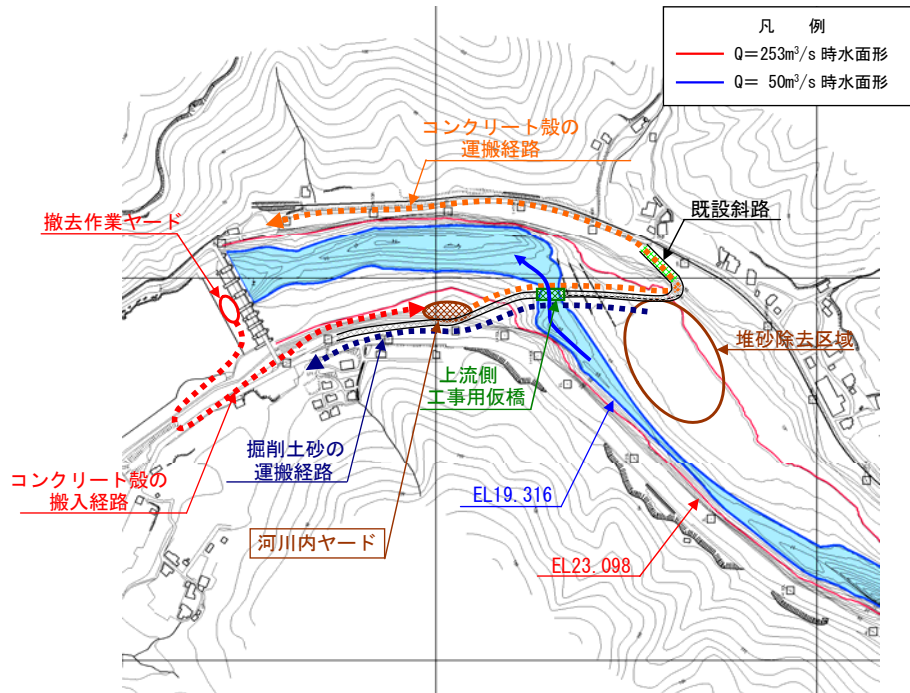


図-7.4.2 貯水池使用計画図(工事中)

2) 将来計画

将来的には、ダム撤去後に $6,550\text{m}^3/\text{s}$ が流下した場合でも坂路まで水位が上がることは無く、河川利用の観点から水辺へのアクセス路として残すことが望ましいと考える。

(5) 上流左岸部坂路の撤去の必要性

以上より、ダム上流左岸部の坂路の状況、ダム撤去後の流下能力、貯水池直上流の河床変動予測及び工事中及び将来の利用等を考慮すれば、上流左岸部の坂路は残すことが望ましい。

(6) 坂路の安全対策

図-7.4.3中の写真に示す上流左岸部の坂路の現況では貯水池内と落差があることより、安全対策として、川側には「車止め」(写真-7.4.2参照)を設置するとともに、上流側の段差処理として、工事後に仮設の工事用道路を一部改良して恒久施設(斜路)として残す方針とする。

なお、最終形状等については、管理者と協議し決定する。



写真-7.4.2 安全対策(車止め)の事例

荒瀬ダムサイト平面図 S=1:1000

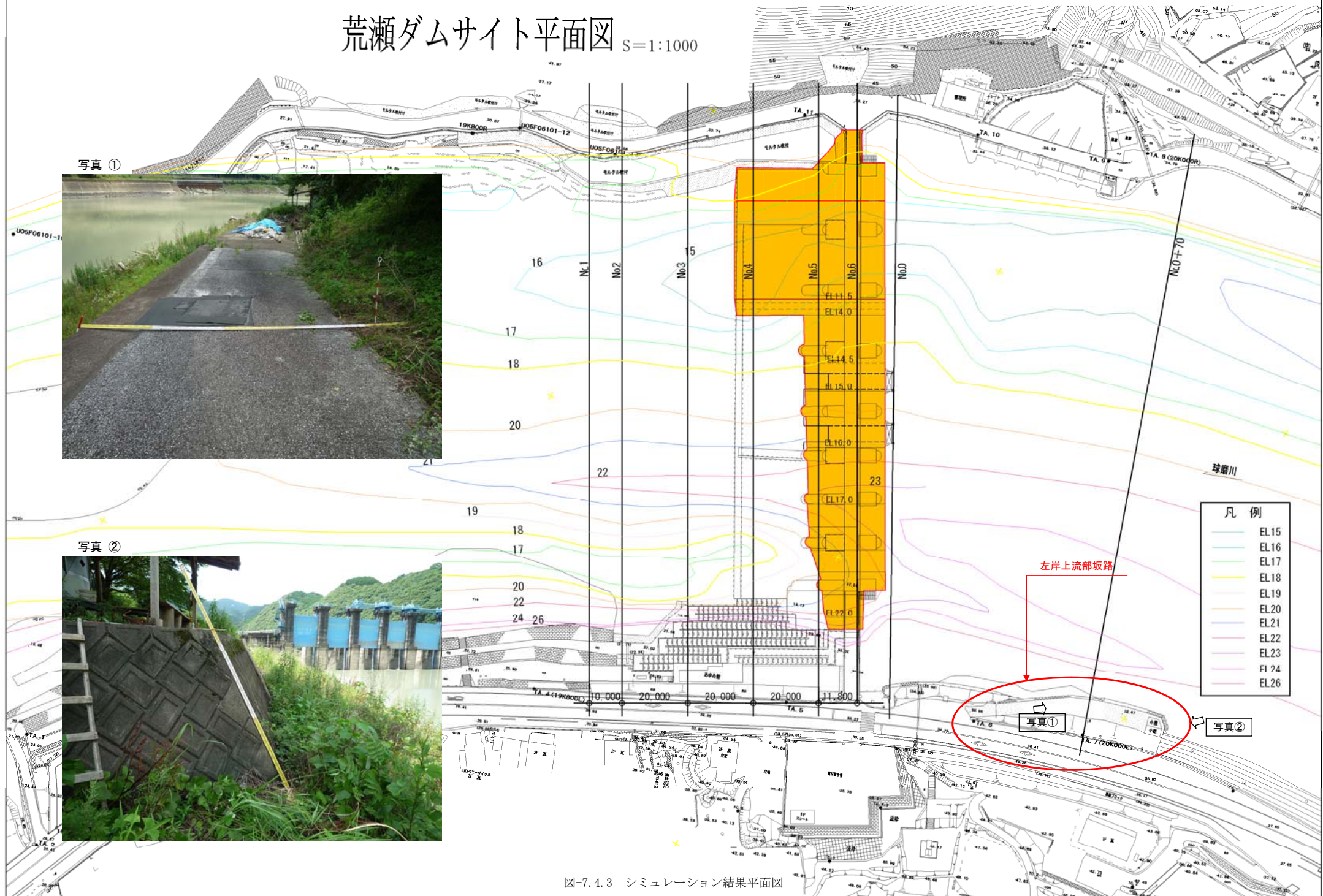
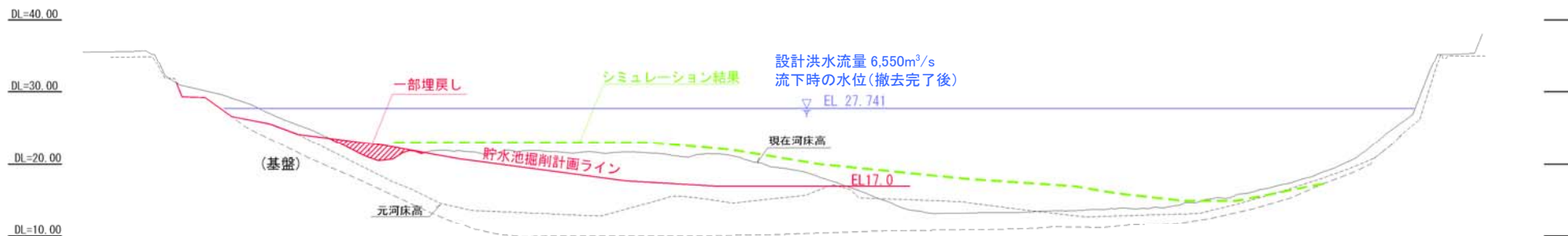


図-7.4.3 シミュレーション結果平面図

貯水池横断図 S=1/600

No. 0 (19k920)



No. 0+70 (19k990)

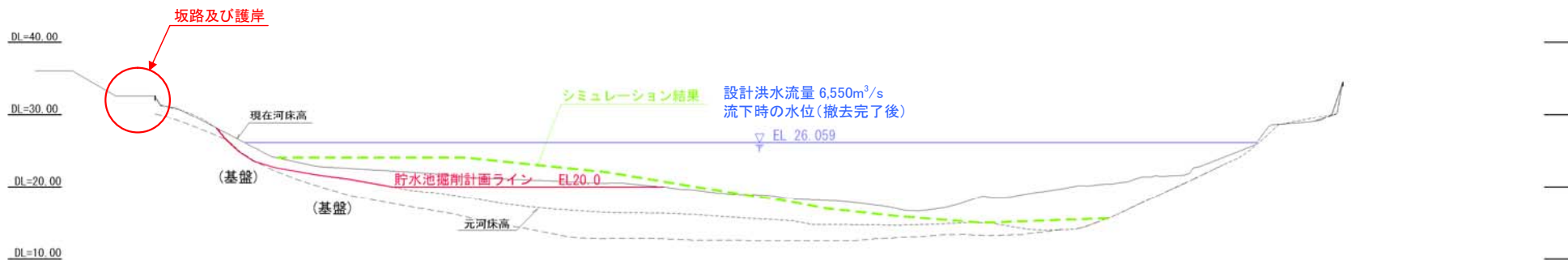


図-7.4.4 シミュレーション結果横断図

§ 8 その他施設

8.1 取水施設

取水施設はゲートおよび門柱を撤去し開口部には護岸を整備する。

8.1.1 取水ゲート撤去

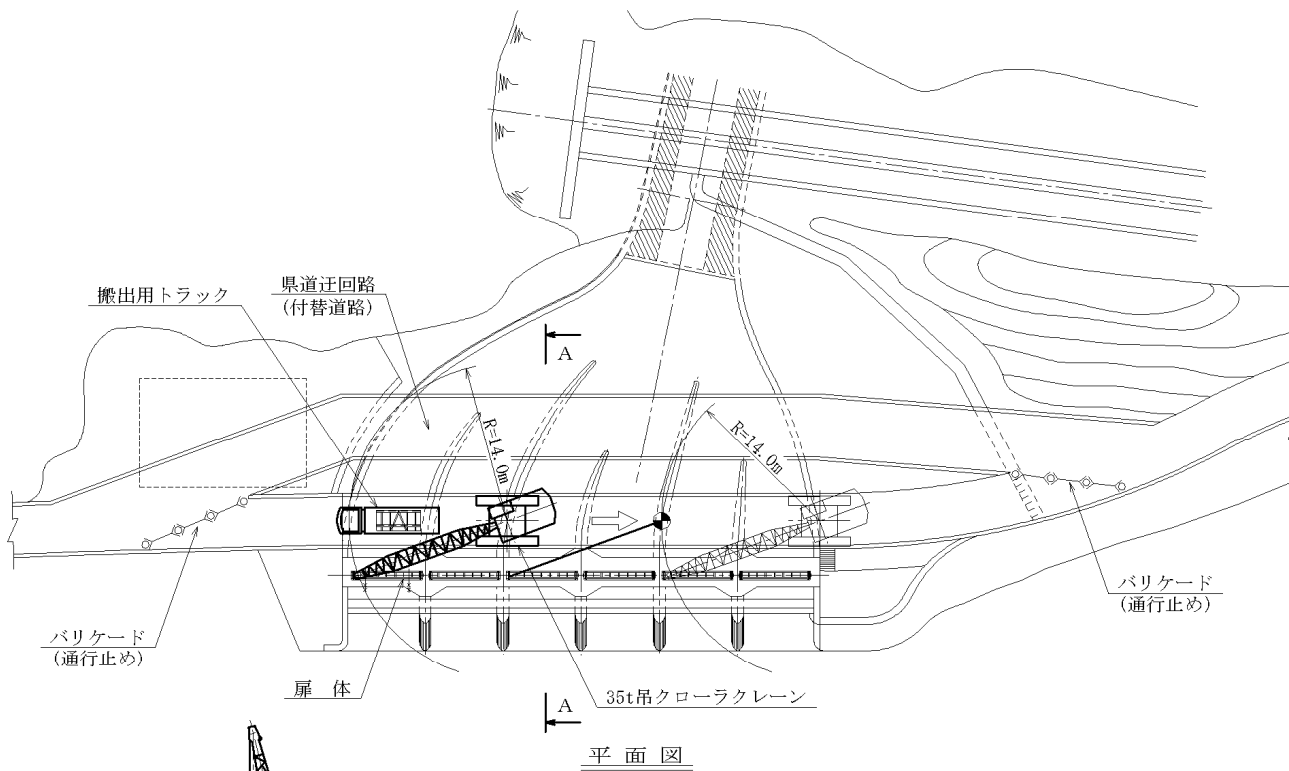
以下の取水ゲート関連設備の撤去方法について検討する。

- ・ ゲート本体（扉体）
- ・ 開閉装置等

1. 撤去基本方針

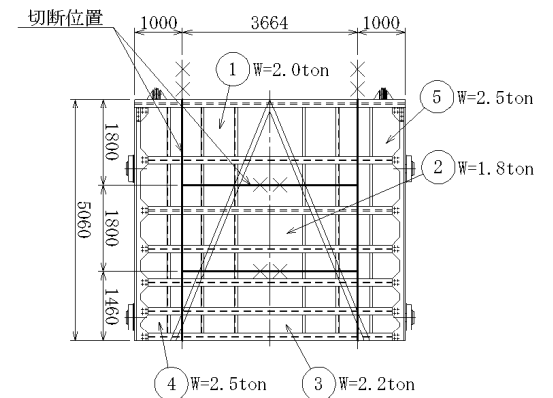
取水口ゲートは、導水トンネル埋戻し完了後とし、第6段階において撤去を開始する予定である。

撤去要領図を図-8.1.1及び2に示す。



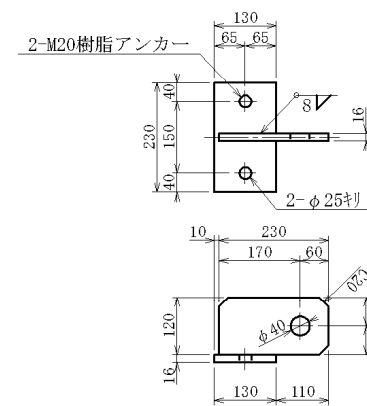
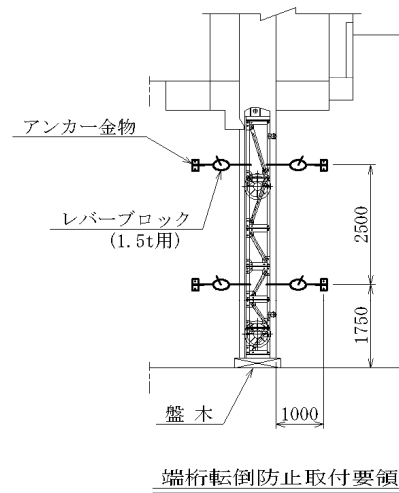
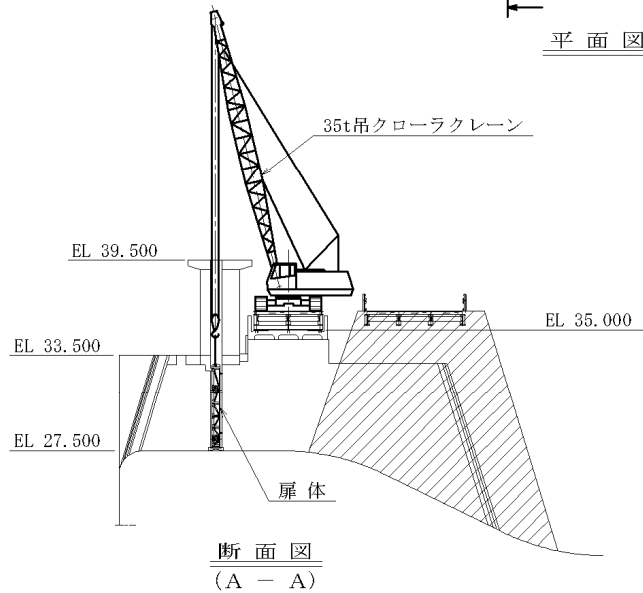
35t吊クローラクレーン能力

作業半径	14.0m
ブーム長	21.34m
吊り能力	4.85t (定格荷重) - 0.3t (フック重量) - 0.1t (台付重量) = 4.85t
扉体ブロック重量	約2.5t



扉体切断マーク図

注) ○内番号は撤去順序を示す。

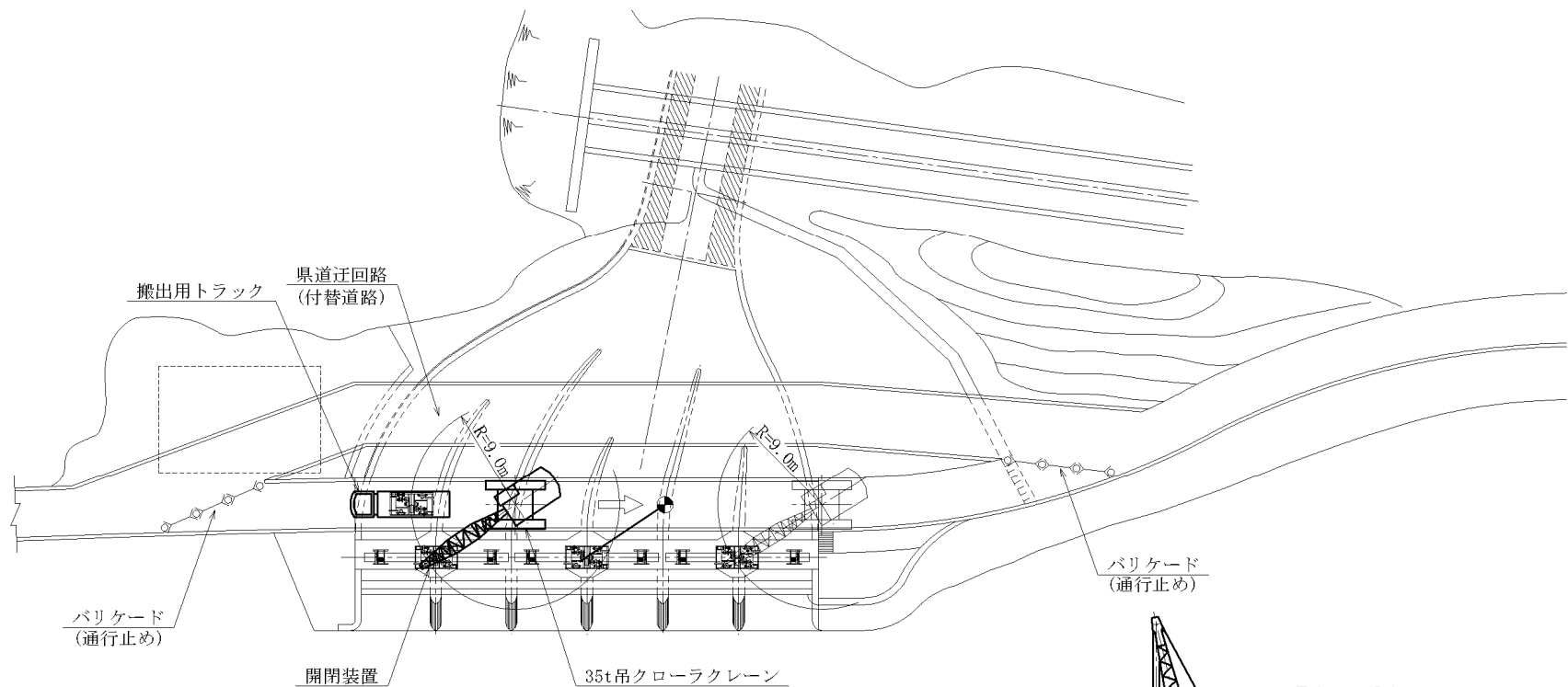


アンカー金物詳細

製作：16個/2門分

※2門分を製作し移設転用する。

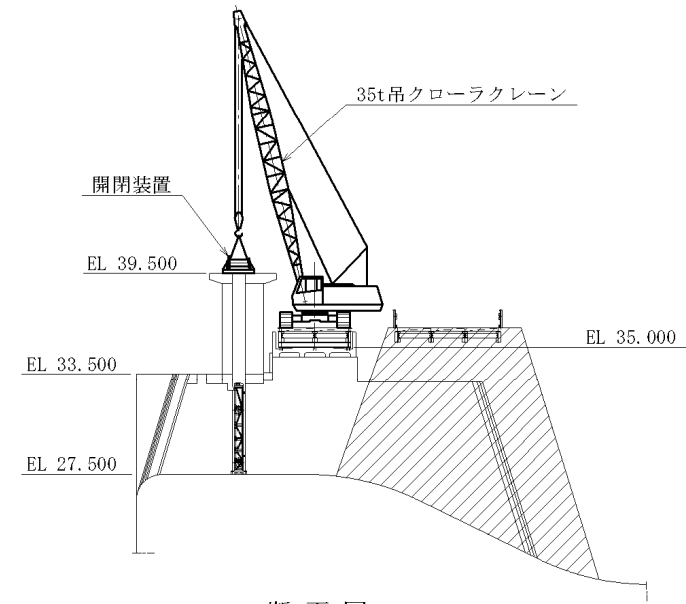
図-8.1.1 取水口ゲート扉体撤去要領図



平面図

35t吊クローラークレーン能力

作業半径	9.0m
ブーム長	21.34m
吊り能力	9.2t <small>(定格荷重) (フック重量) (台付重量)</small>
開閉装置重量	1.0t



断面図

図-8.1.2 取水口ゲート開閉装置撤去要領図

8.1.2 構造物撤去

取水ゲート撤去に付随する構造物(門柱等)は撤去する計画である。

ここで、撤去範囲は、道路計画敷高であるEL35.0m以上とする。

取水口平面圖 S=1/150

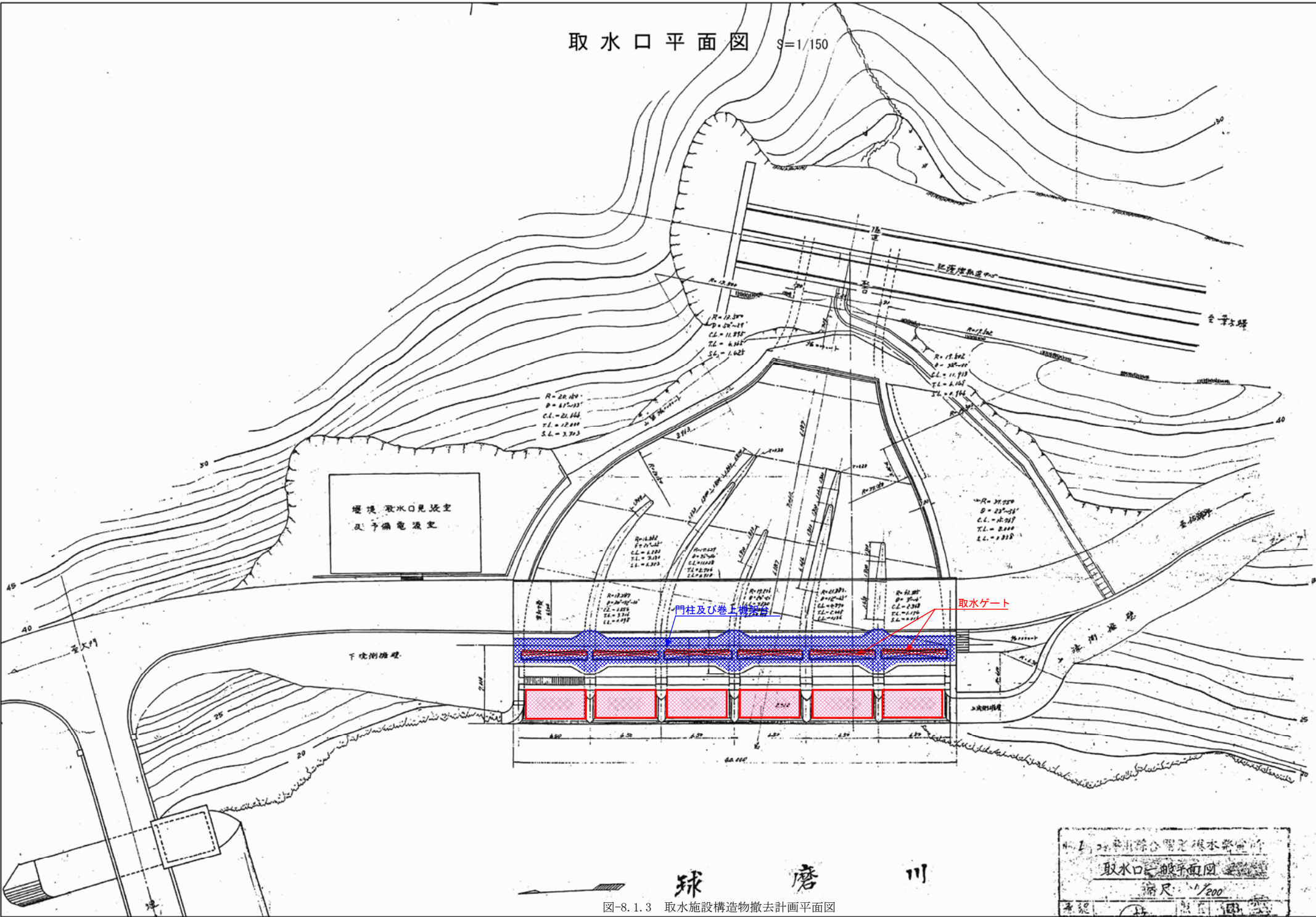


図-8.1.3 取水施設構造物撤去計画平面図

取水施設断面図 S=1/200

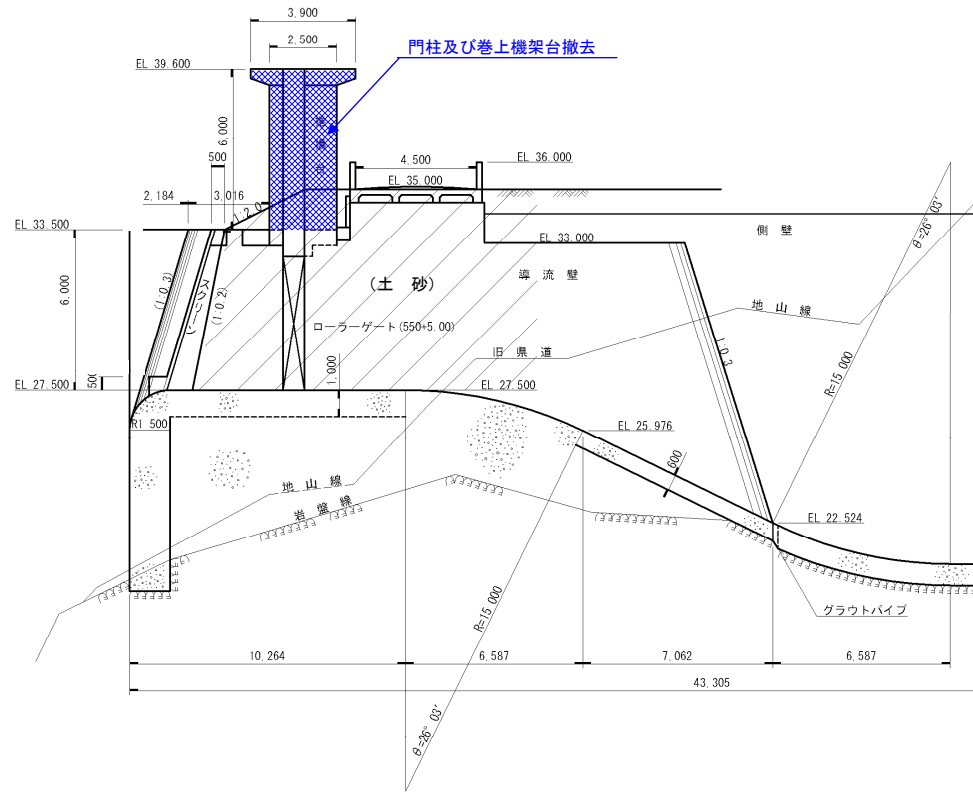


図-8.1.4 取水施設構造物撤去計画断面図

8.2 放水路

放水路は、計画堤防下部および堤外部のコンクリート構造物を撤去し、堤外部の護岸および堤内部の盛土を行う。また、発電所のゲート等は撤去する。

放水路の撤去範囲については、図-8.2.2の平面図に示すように以下に示す区間毎に設定する。

①：区間 I

放水路の下流区間である。

この区間は河川内となるため全撤去を基本とするが、山側は土留めとしての機能も有していると考えられることから山側は存置し、底版及び川側の壁は撤去することとする。

②：区間 II

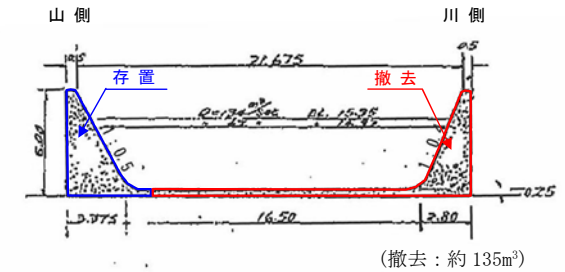
放水路の中央区間である。

この区間は計画堤防の基本断面の範囲であるため、堤防の止水性より地山との接着を良くし、水みちとなるのを防止するために放水路は全撤去とする。

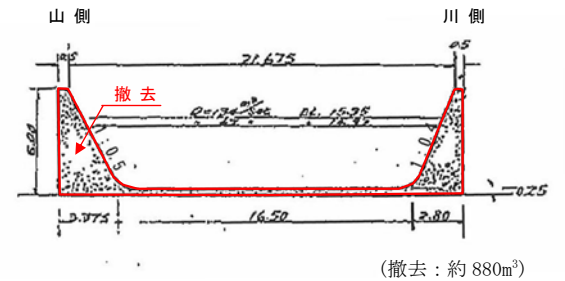
③：区間 III

放水路の上流区間である。

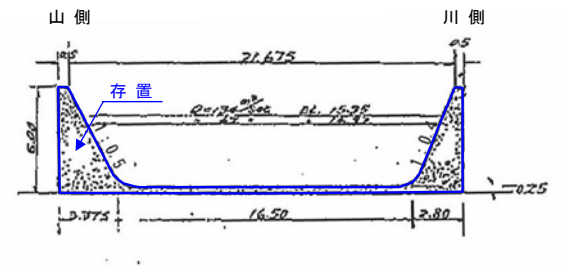
この区間は盛土下になるとともに、計画堤防の基本断面外となるため存置することとする。



(区 間 I)



(区 間 II)



(区 間 III)

図-8.2.1 放水路撤去・存置区分断面図

※ 放水路撤去量：約1,015m³

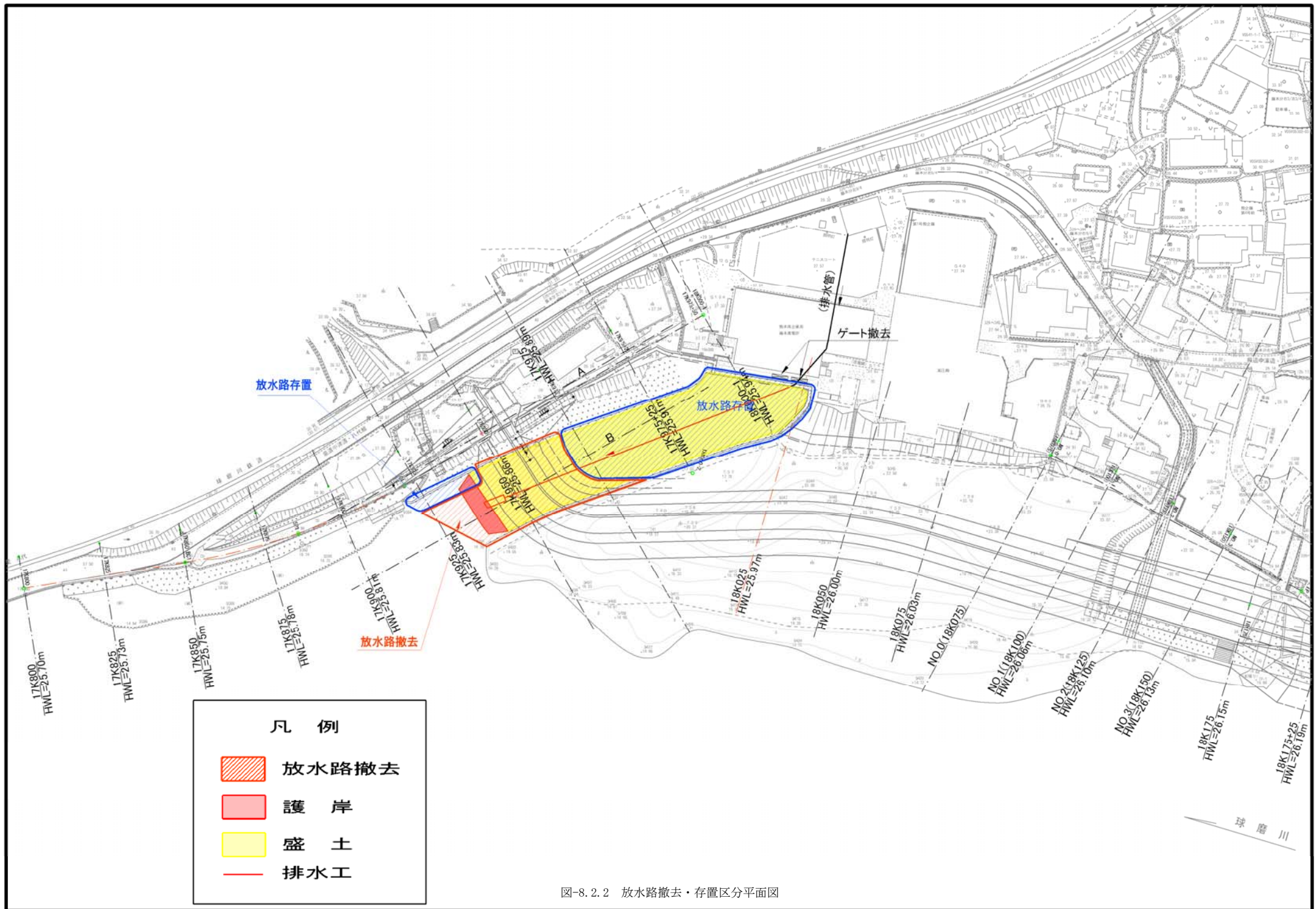
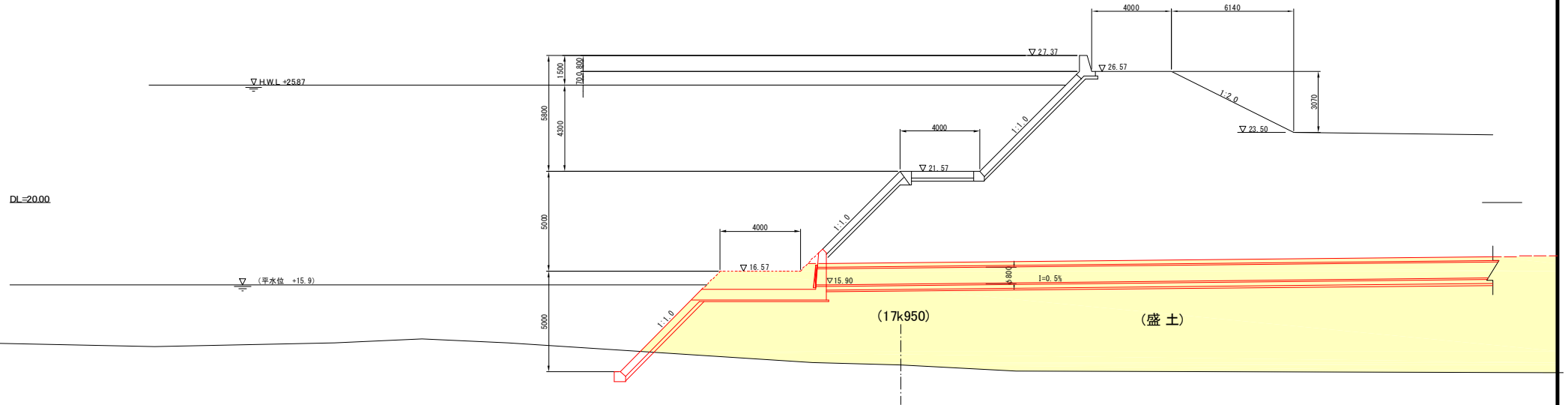


図-8.2.2 放水路撤去・存置区分平面図

藤本発電所排水工 計画横断面図 S=1/200

B(17k950)



- 凡 例
- 護岸、排水工
 - 盛土

図-8.2.3 放水路計画横断面図

S9 工程計画

平成 24 年度から平成 29 年度の 6 ヶ年で撤去工事を行う。河川工事は 1 1 月初旬から 3 月中旬の期間内に行う

本体撤去，ゲート，管理橋撤去及び仮設備の設置・撤去工程をとりまとめて以下に示す。

表-9.1 全 体 工 程 表

		1 年目 (H24年度)	2 年目 (H25年度)	3 年目 (H26年度)	4 年目 (H27年度)	5 年目 (H28年度)	6 年目 (H29年度)	備考
施工箇所		河川内工事期間 河川外工事期間 出水期	河川内工事期間 河川外工事期間 出水期	河川内工事期間 河川外工事期間 出水期	河川内工事期間 河川外工事期間 出水期	河川内工事期間 河川外工事期間 出水期	河川内工事期間 河川外工事期間 出水期	
ゲート、管理橋撤去		ゲート(5門)撤去 ① 1.2ヶ月	計 7.2ヶ月 6.0ヶ月 ②, ③, ④, ⑤	ゲート(3門)撤去 ⑥, ⑦, ⑧ 4.0ヶ月		管理橋(左岸5橋)撤去 0.6ヶ月		
仮設備設置、撤去 (締切、工事用道路)	工事用道路	設置 0.8ヶ月 撤去 0.6ヶ月	設置 0.7ヶ月 撤去 0.6ヶ月	設置 0.7ヶ月 撤去 0.6ヶ月	設置 0.7ヶ月 撤去 0.6ヶ月	設置 0.7ヶ月 撤去 0.6ヶ月	設置 0.7ヶ月 撤去 0.7ヶ月	
	鋼製仮締切	製作 6.5ヶ月 設置 3.3ヶ月(水位低下)				撤去 1.9ヶ月		
	仮橋	設置 0.3ヶ月 撤去 0.1ヶ月	設置 0.6ヶ月 撤去 0.3ヶ月	設置 0.5ヶ月 撤去 0.3ヶ月	設置 0.5ヶ月 撤去 0.4ヶ月			
	下流仮締切	設置 0.2ヶ月 撤去 0.1ヶ月	設置 0.2ヶ月 撤去 0.1ヶ月	設置 0.2ヶ月 撤去 0.1ヶ月	設置 0.2ヶ月 撤去 0.1ヶ月	設置 0.4ヶ月 撤去 0.2ヶ月	設置 0.4ヶ月 撤去 0.2ヶ月	2台
本体撤去	第1段階	水位低下設備設置 1.0ヶ月(2.1ヶ月)						2門 1パーティー
	第2段階		右岸ピア撤去 1.0ヶ月(1.3ヶ月)					3基 2パーティー
	第3段階			右岸部(1)撤去 1.4ヶ月				2ブロック 1パーティー
	第4段階				右岸部(2)撤去 1.5ヶ月			3ブロック 1パーティー
	第5段階					左岸ピア撤去 1.1ヶ月(1.7ヶ月)		6基 4パーティー
	第6段階						左岸部撤去 1.1ヶ月	8ブロック 2パーティー
取水施設撤去 護岸整備							4.1ヶ月 0.5ヶ月	
放水路撤去		2.0ヶ月						

〈施工可能期間〉

- 河川工事：1 1 月初旬～3 月中旬まで（4. 5ヶ月）
（工事用道路、仮橋設置→工事用道路、仮橋撤去）
- 河川内工事：1 1 月中旬～2 月末まで（3. 5ヶ月）
（仮締切設置 →本体撤去 →仮締切撤去）

凡 例

- 本体及びゲート、管理橋撤去
- 取水施設及び放水路撤去
- 仮設備設置、撤去
- 水位低下