

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.251

May 2005

造成アバットメント工に関する事例調査

ダム研究室

Technical Report on Design Method and Cost Reduction of Artificial Abutment
Work : Case Study of Practical Examples in Japan

Water Management and Dam Division

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

造成アバットメント工に関する事例調査

安田 成夫

服部 敦

吉岡 英貴

田中 正和

Technical Report on Design Method and Cost Reduction of Artificial Abutment
Work : Case Study of Practical Examples in Japan

Nario Yasuda

Atsushi Hattori

Hidetaka Yoshioka

Masakazu Tanaka

概 要 :

重力式コンクリートダムの新しい端部処理工である造成アバットメント工について採用事例を調査し、設計上の工夫、法面積低減量、コスト縮減効果などについてとりまとめたものである。

キーワード :

ダム、端部処理、法面縮小、コスト縮減、造成アバットメント工

Synopsis

This report shows decrease of the abutment slope area, reduction of construction costs and detail design method by using artificial abutment work, which is the new treatment work for the abutment of concrete gravity dam. This also indicates several examples by artificial abutment works.

Key Words :

Dam, edge treatment work, cut slope area reduction, cost reduction, artificial abutment work

ダム研究室

Water Management and Dam Division

目 次

1. はじめに	1 - 1
2. 標準型造成アバットメント工	2 - 1
2.1 長井ダム（東北地方整備局）	2 - 1
2.2 琴川ダム（山梨県）	2 - 10
2.3 舟川生活貯水池（富山県）	2 - 17
2.4 北河内ダム（石川県）	2 - 23
2.5 石井ダム（兵庫県）	2 - 30
2.6 椀川ダム（香川県）	2 - 36
2.7 大和ダム（鹿児島県）	2 - 44
2.8 我喜屋ダム（沖縄県）	2 - 52
3. 傾斜型造成アバットメント工	3 - 1
3.1 遠野第二生活貯水池（岩手県）	3 - 1
3.2 稲葉ダム（大分県）	3 - 7
3.3 西之谷ダム（鹿児島県）	3 - 14
4. 造成アバットメント工における個々の検討事例	4 - 1
4.1 造成アバットメント背面の急勾配掘削面の安定検討を行った事例（長井ダム）	4 - 1
4.2 堤体との横継目に継目グラウト設備を配置した事例（長井ダム）	4 - 4
4.3 造成アバットメント内部に管理用通廊を設けた事例（長井ダム）	4 - 7
4.4 ダム軸選定、ダム座取りの検討とあわせた造成アバットメント適用の検討事例（舟川生活貯水池）	4 - 10
4.5 造成アバットメント背面にコンクリート止水壁を設けた事例（舟川生活貯水池）	4 - 18
4.6 ダム掘削による不安定斜面への影響の最小化を図った事例（椀川ダム）	4 - 21
4.7 造成アバットメント背面水位の変動による安定性検討事例（稲葉ダム）	4 - 34
4.8 造成アバットメント背面の軟質層パイピング抵抗性検討事例（稲葉ダム）	4 - 38
4.9 造成アバットメント計測計画の事例（稲葉ダム）	4 - 42
4.10 造成アバットメント細部構造の検討事例（稲葉ダム）	4 - 54
4.11 造成アバットメント最終形状の安定性の評価（稲葉ダム）	4 - 96

5. 設計計算例	5 - 1
5.1 造成アバットメント工の設計	5 - 1
5.2 北河内ダム造成アバットメント安定計算（標準型）	5 - 14
5.3 舟川生活貯水池造成アバットメント安定計算（標準型）	5 - 26
5.4 遠野第二生活貯水池造成アバットメント安定計算（傾斜型）	5 - 36
5.5 稲葉ダム造成アバットメント安定計算（傾斜型）	5 - 75
5.6 西之谷ダム造成アバットメント設計計算（傾斜型）	5 - 95
6. コスト縮減効果	6 - 1
6.1 コスト縮減効果	6 - 1
6.2 個別ダムでの検討結果	6 - 5
6.2.1 長井ダム	6 - 5
6.2.2 舟川生活貯水池	6 - 8
6.2.3 北河内ダム	6 - 11
6.2.4 石井ダム	6 - 17
6.2.5 椋川ダム	6 - 19
6.2.6 我喜屋ダム	6 - 20
6.2.7 遠野第二生活貯水池	6 - 22
6.2.8 稲葉ダム	6 - 24
6.2.9 西之谷ダム	6 - 25

1. はじめに

近年、地形地質的に恵まれないダムサイトが多く、堤体端部の切土法面が大規模となる傾向にある。堤体端部の長大な切土法面は、掘削量・堤体積・残土処分量の増大、法面保護工の設置・維持管理等において多大なコスト増を招き、景観・環境対策上の問題も多い。造成アバットメント工は切土法面を大幅にかつ安全に縮小する手法として近年開発されたものである。造成アバットメント工の基本概念は、堤体端部にコンクリート躯体による人工岩盤を設置することで地山の掘削法面を減じるものであるが、躯体高約15m以下の比較的小規模の端部処理である標準型とより大規模となる傾斜型の2タイプがある。

標準型造成アバットメント工は堅岩の高まりが期待できないような端部において、コンクリート躯体による人工岩盤を設置することで切土法面と本体掘削量を大幅に削減するものである。標準型造成アバットメント工のイメージ図を図-1.1に示す。傾斜型造成アバットメント工は地形地質条件により、標準型よりさらに大規模かつ効果を高めた特殊な工法である。本工法は図-1.2に示すように耐変形性を有する背面地盤上に上下流方向に長くかつ厚みのある大規模コンクリート板による人工岩盤を形成する。躯体規模は標準型よりも大きくなるが、本体掘削量と堤体打設量が大きく低減されることで、コスト縮減効果は非常に大きい。

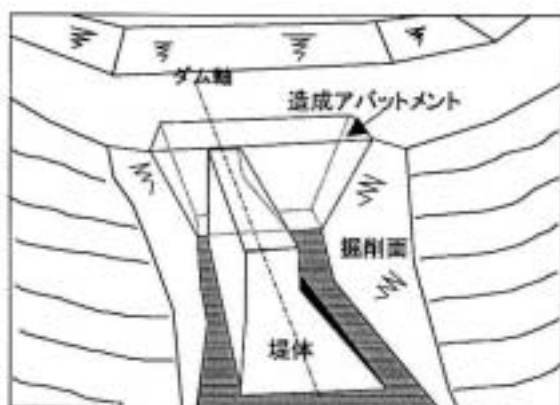


図 - 1.1 標準型造成アバットメント工

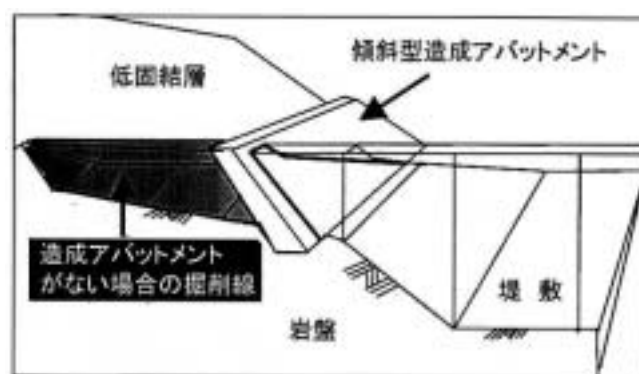


図 - 1.2 傾斜型造成アバットメント工

本報告書は、有効性が高いことから採用例が急増している造成アバットメント工について代表的な設計計算例とコスト縮減効果の事例をとりまとめたものである。本報告で取り扱っている造成アバットメント工と類似した検討を今後行う際に活用されれば幸いである。

2. 標準型造成アバットメント工

2.1 長井ダム

諸 元

- | | |
|-----------|-------------------------------|
| 1) 事業主体 | 国土交通省 東北地方整備局 |
| 2) 所在地 | 山形県長井市大字平野 |
| 3) 水系 | 最上川水系置賜野川 |
| 4) 目的 | 洪水調節・発電・不特定・農業用水・上水道 |
| 5) 堤高 | 125.5m |
| 6) 堤頂長 | 381m |
| 7) 堤体積 | 1,200,000m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面(フィレット) 1:0.5 ・ 下流面 1:0.73 |

造成アバットメント

右岸アバットメント造成工は堤体上部の掘削量および法面保護数量を削減させるもので、コスト縮減および環境面の観点から有効な方法であることが、「長井ダム本体工事設計施工VE検討委員会」において検討・確認されたものである。長井ダムの造成アバットメント工の特徴としては以下のようなものが挙げられる。

- 本体端部を置換する通常の造成アバットメント工部とアバットメント上流側の擁壁工部に分けられ、これらが一体化した構造となっている。
- 擁壁工の設計に伴い発生する急勾配掘削面(1:0.3)については、施工中の安全性を考え「補強土工法」による対策をとっている。造成アバットメント工部の掘削勾配は1:0.5であるが同様の対策をとっている。
- 冬の降雪時においても安全に管理所からダム基礎通廊へのアクセスを可能にするために、アバットメント内に管理用通廊が設置されている。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	-	端部置換え型
最 大 高 さ	-	16.5m
置 換 え 体 積	-	5,300m ³ (概算)
左 右 岸 合 計	5,300m ³ (道路擁壁除く)	
備 考	掘削勾配 1:0.5	
基 礎 の 岩 質	-	花崗閃緑岩
基 礎 の 岩 級	-	CL級以上
掘削低減量(低減率)	-	11,200m ³ (15.1%)
法面積低減量(低減率)	-	9,300m ³ (45.6%)

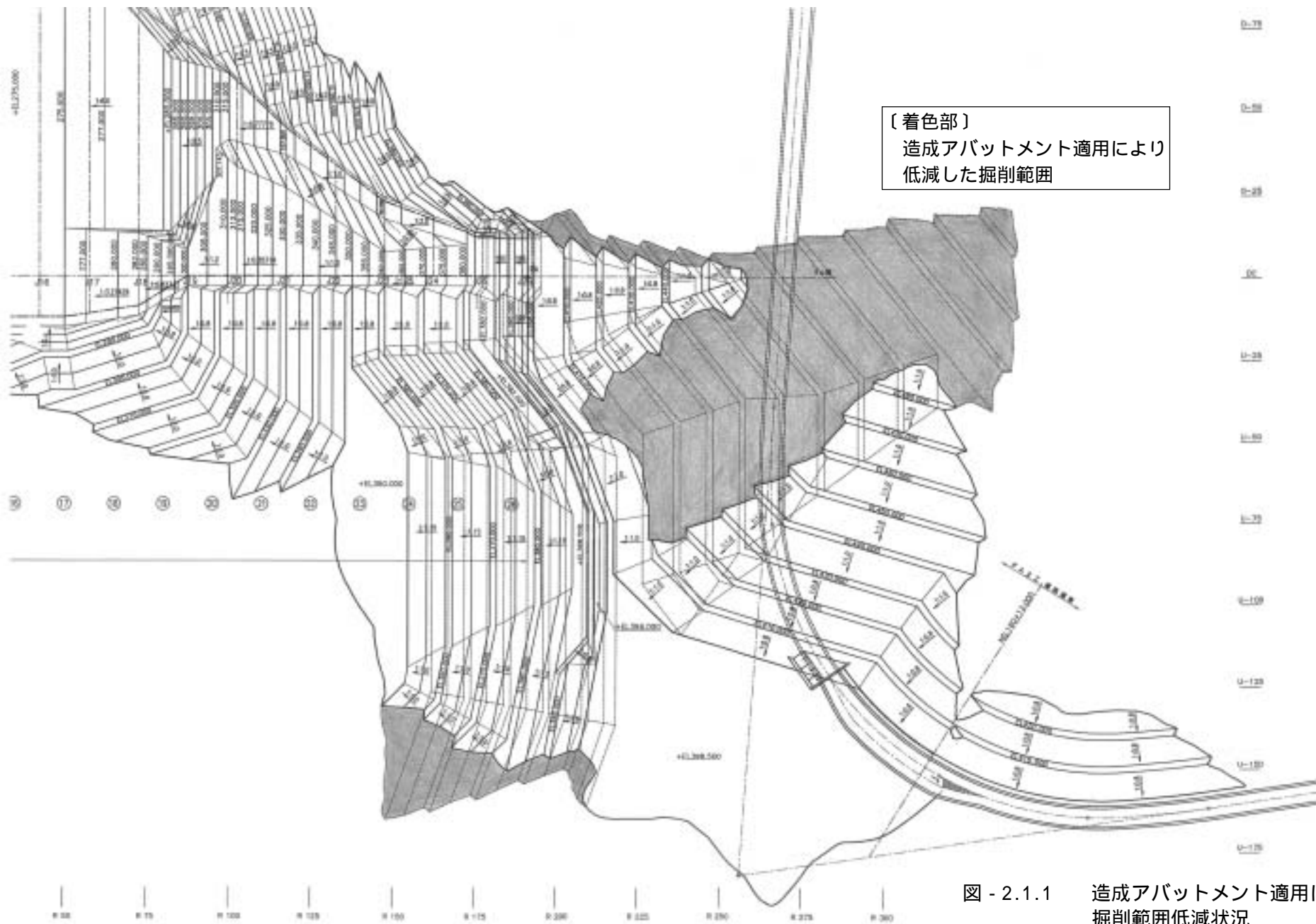


図 - 2.1.1 造成アバットメント適用による掘削範囲低減状況

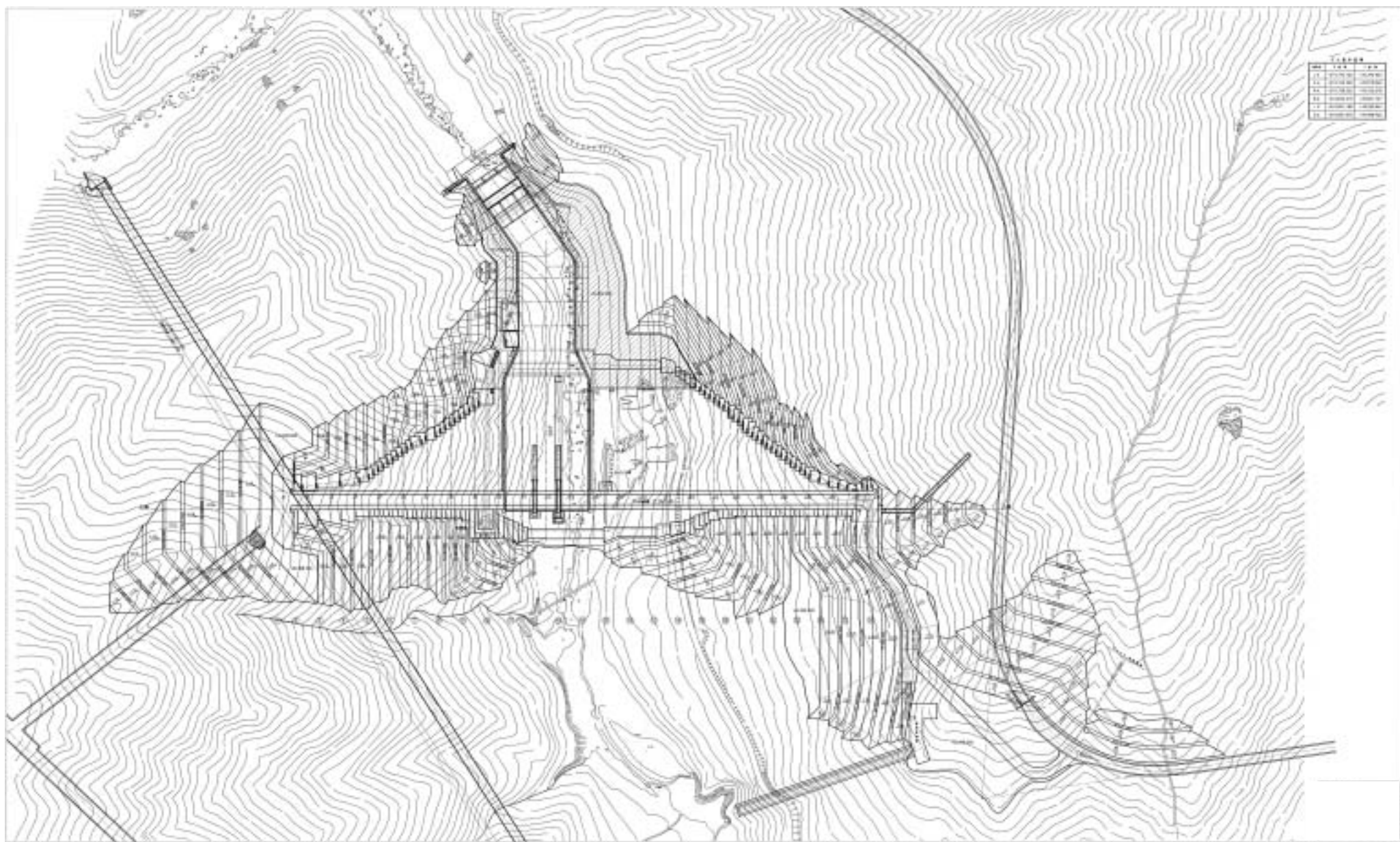


図 - 2.1.2 ダム平面図

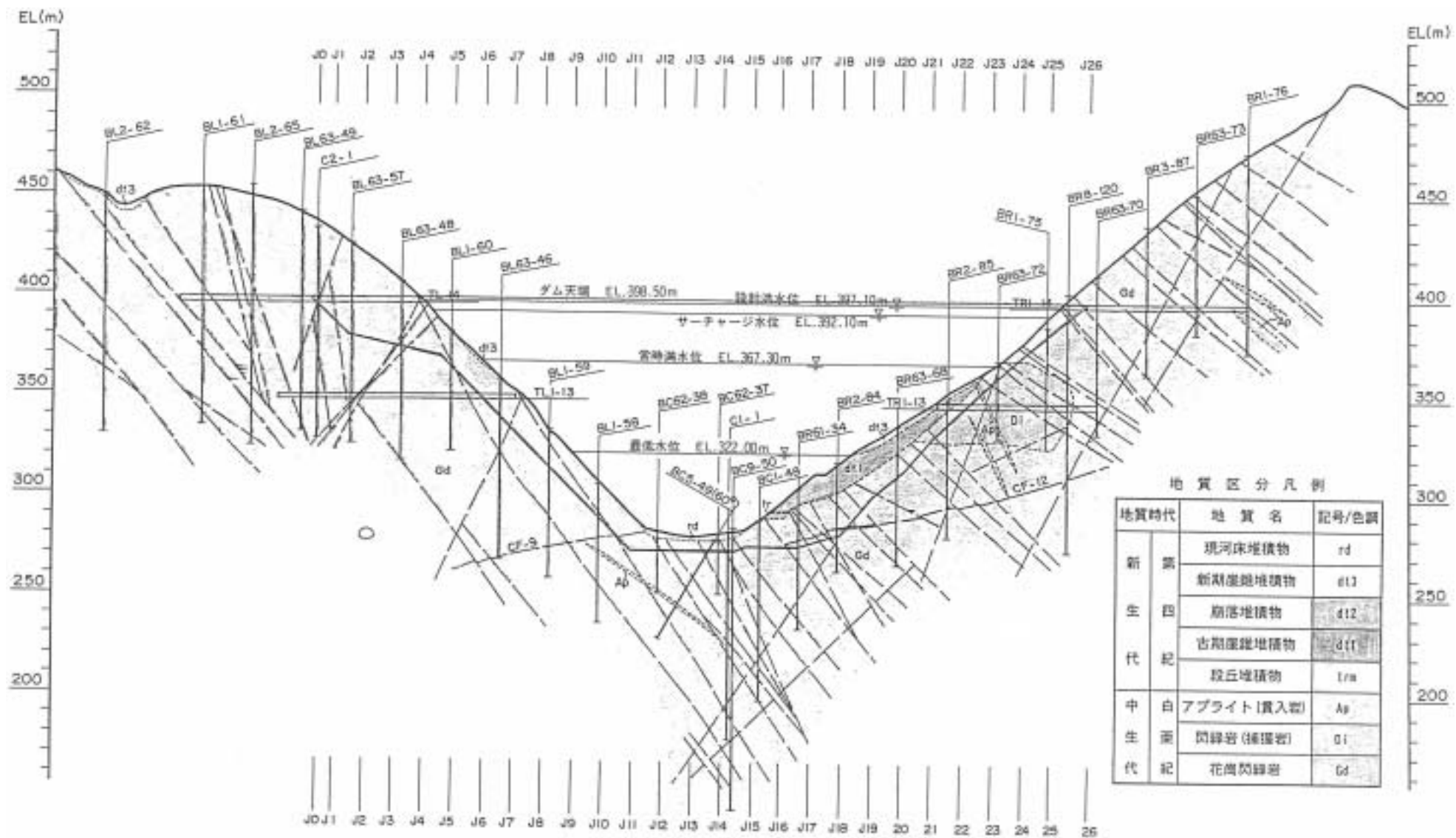


図 - 2.1.3 ダム軸 (DC測線) 地質断面図

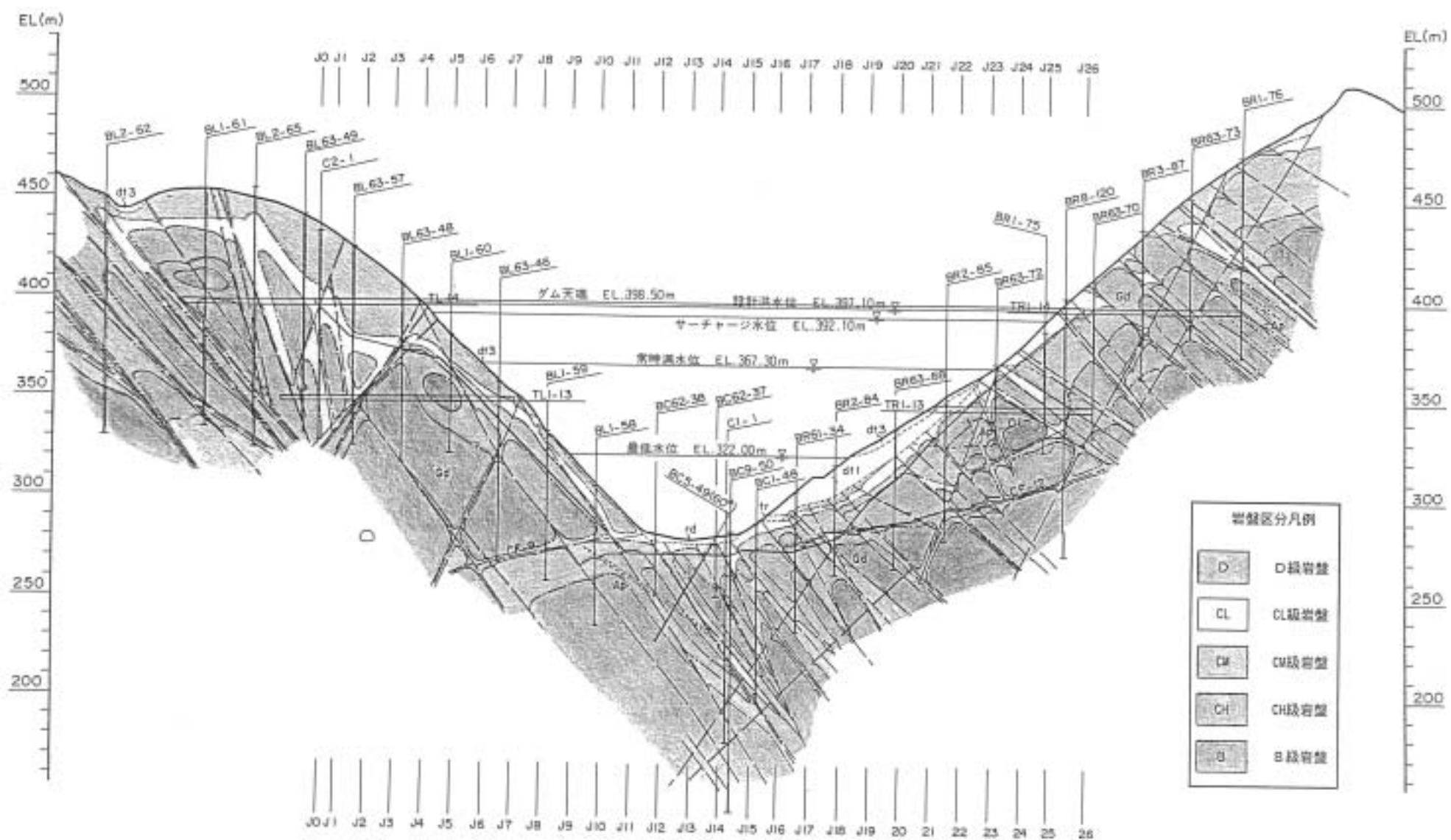


図 - 2.1.4 ダム軸岩盤区分断面図

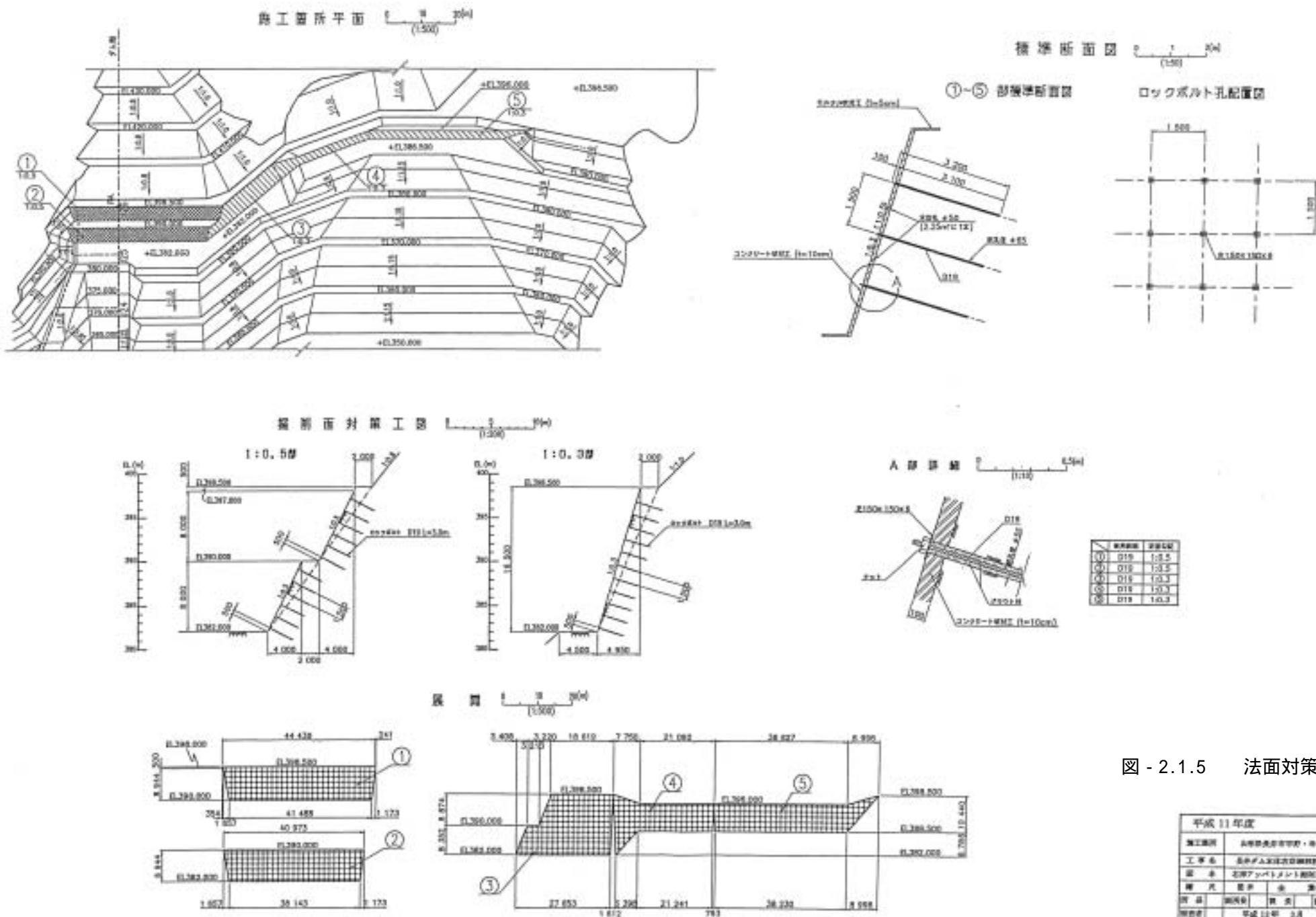
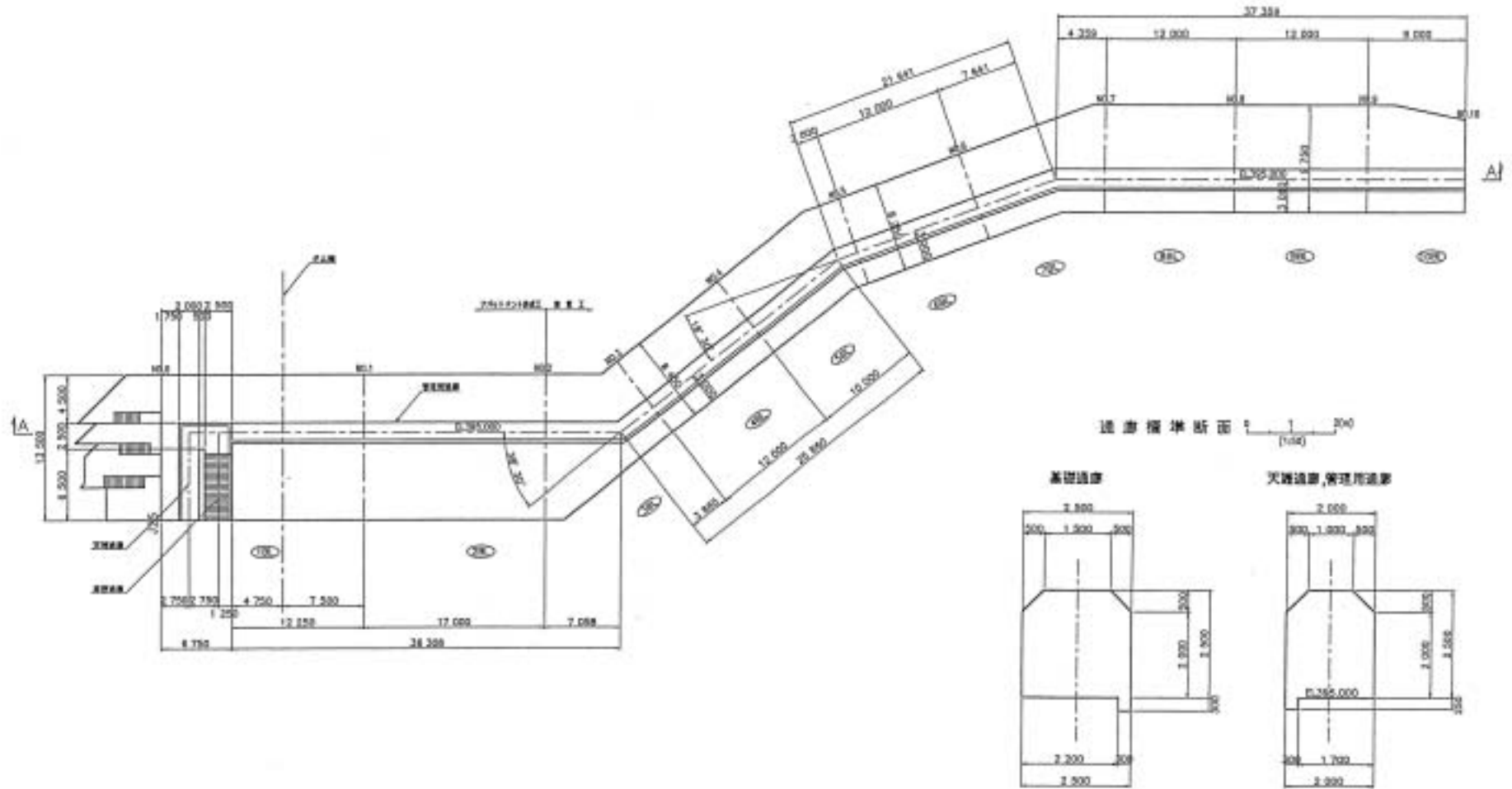


図 - 2.1.5 法面对策工

平成11年度	
施工箇所	山形県立中央病院、中央院内
工事名	山形県立中央病院敷地内法面対策工事
図名	法面アップリメント断面設計図
種別	設計
図号	法面対策設計図
作成者	山形県立中央病院
作成日	平成11年 2月 1日
作成場所	山形県立中央病院

管理用通廊平面

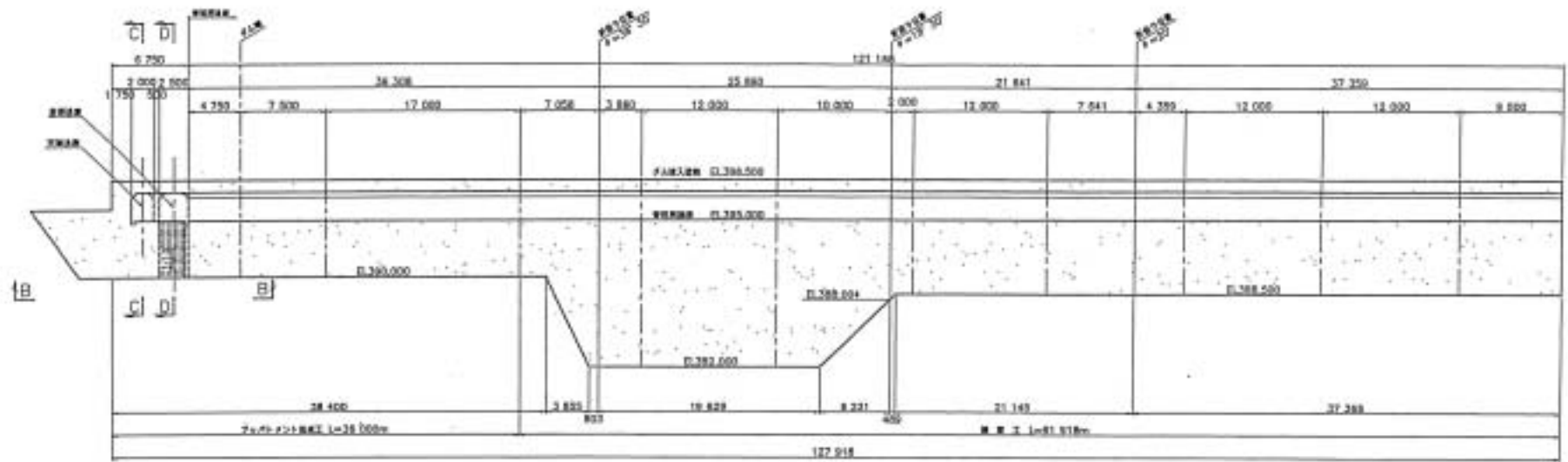


2-7

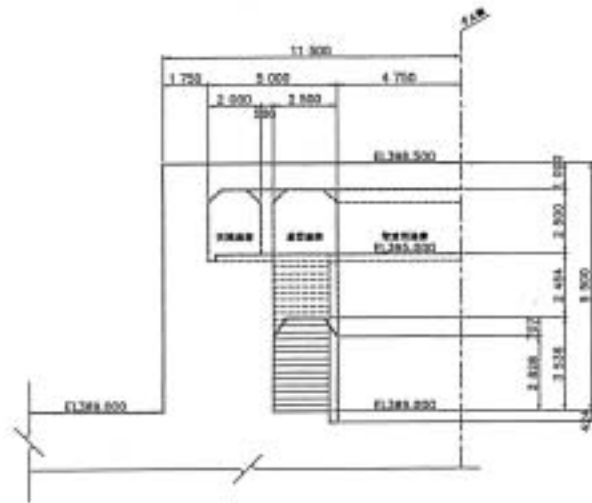
図 - 2.1.6 管理用通廊平面、標準断面

平成 11 年度	
施工場所	山形県農業大学校・中蔵地区
工事名	農業大学校地区防犯灯設置工事
図名	防犯灯の設置位置図(管理用通廊)
縮尺	1/100, 1/50 他 図の内
作成者	設計者 設計者
承認者	平成 11 年 3 月 31 日作成
東北地方建設局長片平ダム工事事務所	

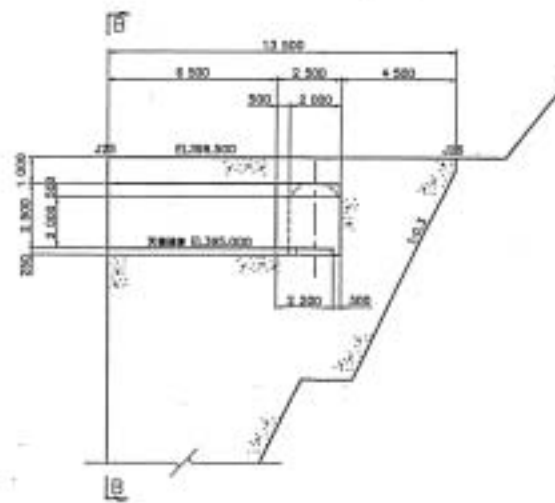
管理用通廊断面 (A-A断面)



B-B断面 (1/100)



C-C断面 (1/100)



D-D断面 (1/100)



図 - 2.1.7
管理用通廊構造詳細図

平成 11 年度				
施工期間	山形県地方庁庁舎・庁舎地内			
工事名	長井ダム建設工事建設事務所業務			
図名	北庫アバウトメント管理用通廊構造詳細図			
縮尺	1/100, 1/200	全	部内	
図式	設計者	監査	設計者	
図番	平成 12 年 3 月	日作成		
東北地方建設局長井ダム工事事務所				

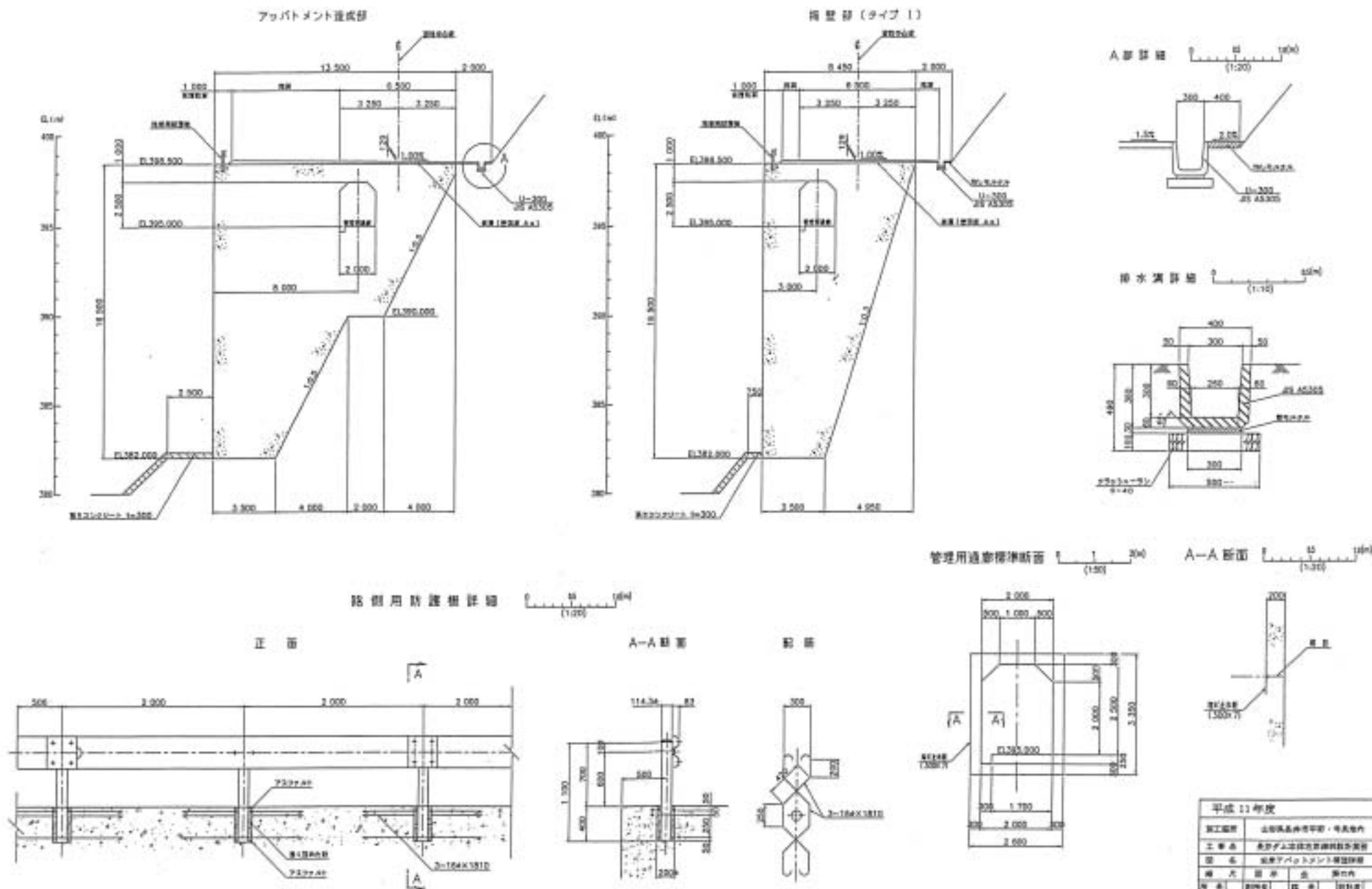


図 - 2.1.8 右岸造成アバットメント詳細図

平成 11 年度				
施工箇所	山形県高森町中野・町長池内			
工事名	高野ダム左岸延長護岸工事			
図名	右岸アバットメント補強詳細			
編 者	日 本 公 道 協 会	編 者	協 会 内	
製 表	新 井 隆 夫	設 計	日 本 公 道 協 会	
図 面 番 号	平成 11 年 3 月	日 付	図 面 番 号	
東北地方建設局長井ノ口工事課長印				

2.2 琴川ダム

諸 元

- | | |
|-----------|----------------------------------|
| 1) 事業主体 | 山梨県 |
| 2) 所在地 | 山梨県東山梨郡牧丘町柳平 |
| 3) 水系 | 富士川水系琴川 |
| 4) 目的 | 洪水調節・不特定・上水道・発電 |
| 5) 堤高 | 64m |
| 6) 堤頂長 | 262m |
| 7) 堤体積 | 205,000m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面 鉛直(フィレット 1:0.2) ・ 下流面 1:0.75 |

造成アバットメント

右岸アバット部の岩盤性状は熱水変質による風化が進んでおり、せん断試験を行ったCL級岩盤とは判定し難く、安定計算を行う上で地盤定数の設定が困難であった。しかしながら本ダムにおけるせん断試験結果および文献資料を整理した結果、CL級岩盤の下限值と判断して地盤定数を設定した。

また、施工箇所は将来、車両走行の可能性があることから、コンクリート厚が薄い部分が存在するとひび割れ発生の懸念が生じるので、最低厚さを50cm確保するように形状を設定した。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	-	端部置換え型
最 大 高 さ	-	6.0m
置 換 え 体 積	-	350m ³
左 右 岸 合 計	350m ³	
備 考	-	
基 礎 の 岩 質	-	花崗閃緑岩
基 礎 の 岩 級	-	-
掘削低減量(低減率)	-	38,500m ³ (25.0%)
法面積低減量(低減率)	-	632m ³ (6.7%)

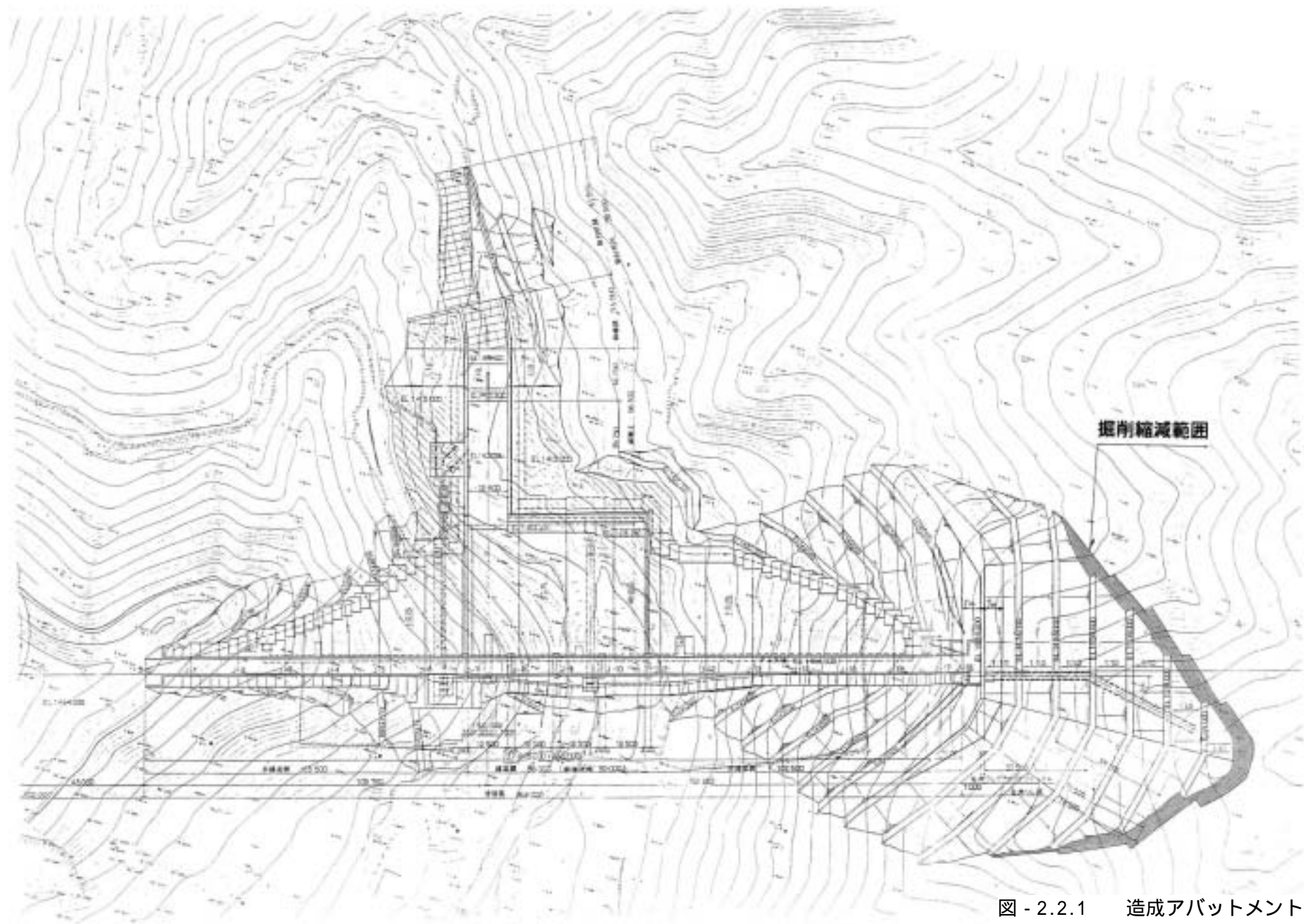


図 - 2.2.1 造成アバットメント適用による掘削範囲低減状況 (平面図)

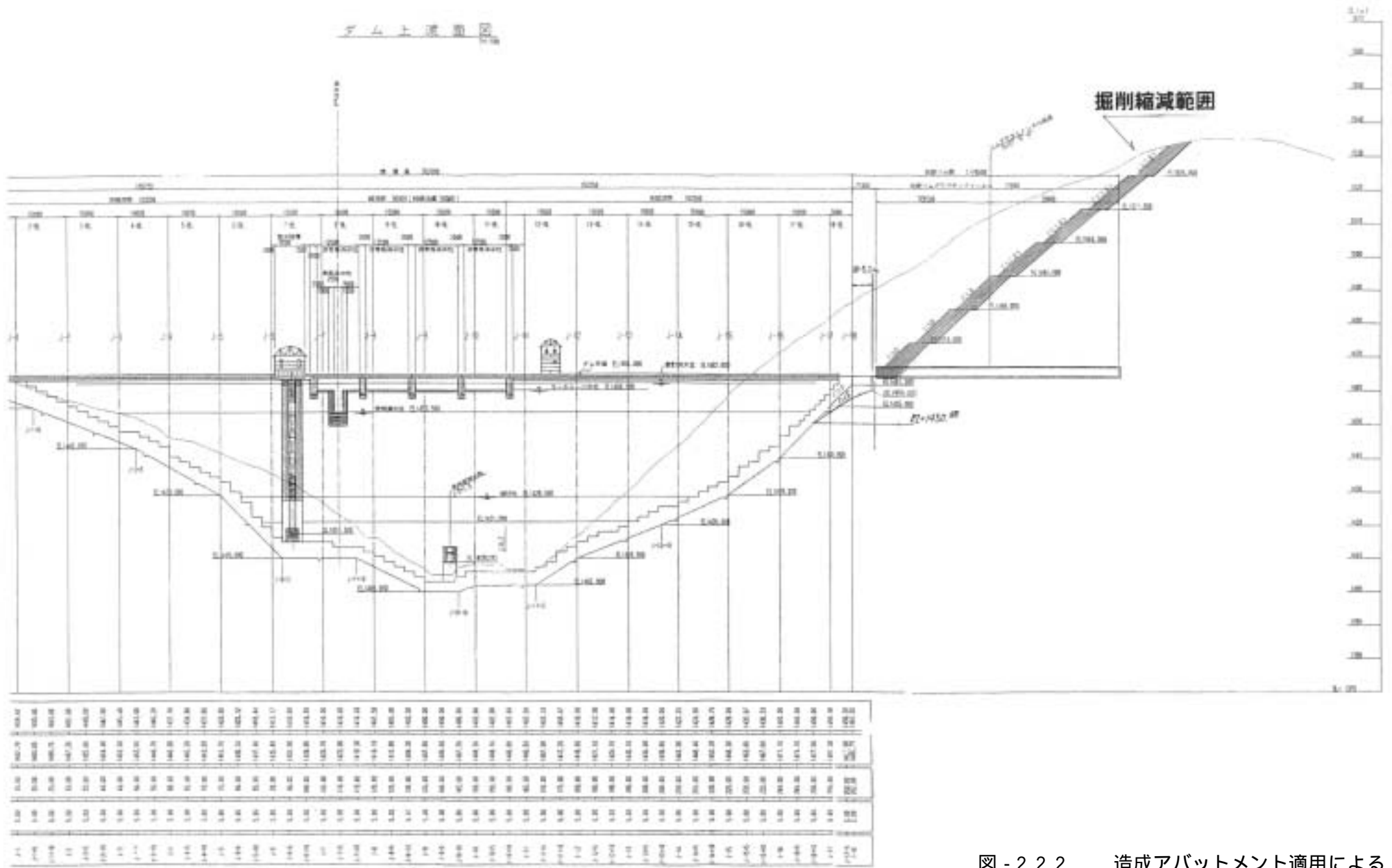
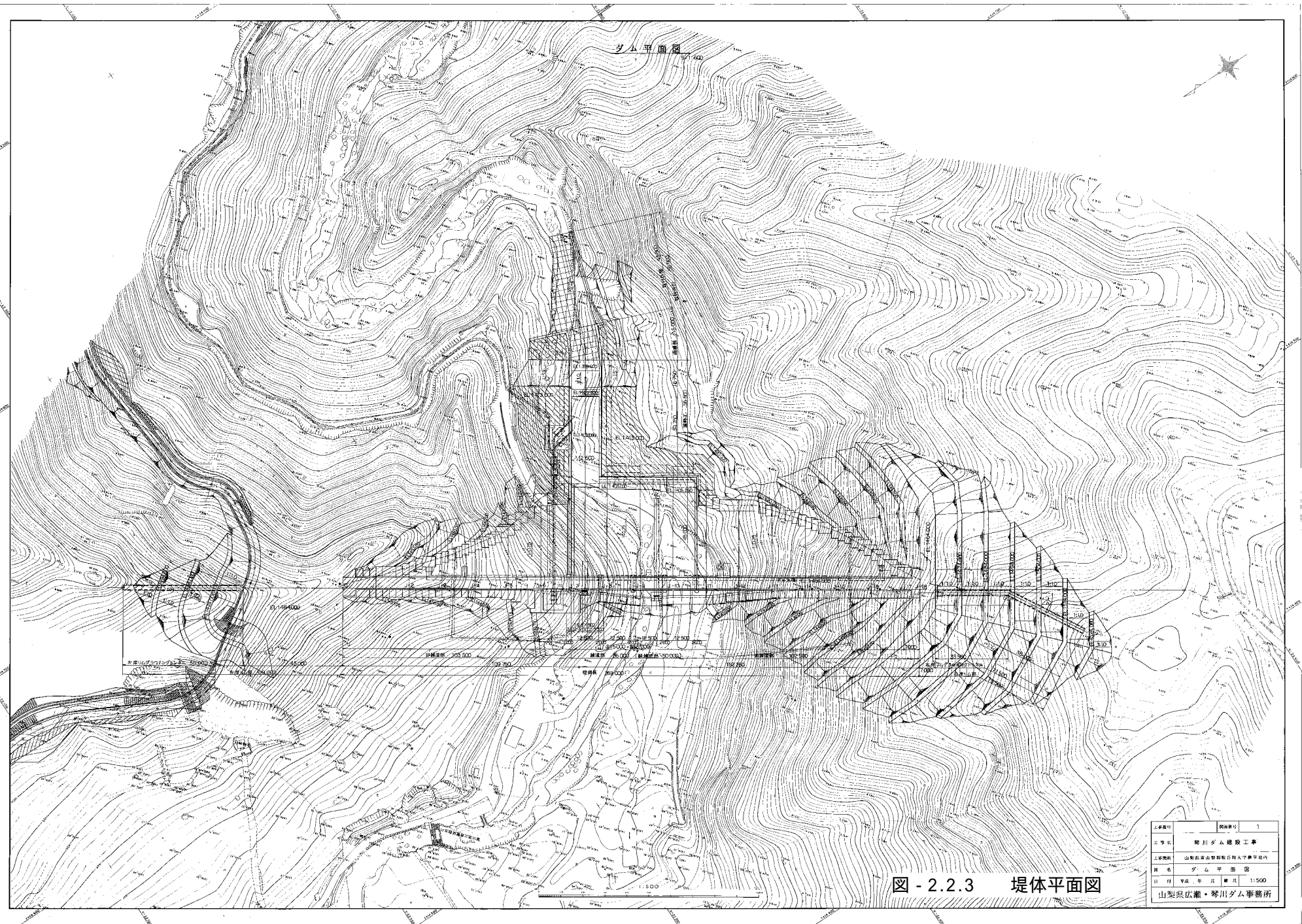


図 - 2.2.2 造成アバットメント適用による掘削範囲低減状況（上流面図）



工事番号	図面番号
工事名	琴川夕山建設工事
工事箇所	山梨県山梨郡都賀町大字夕山地区内
図名	夕山平面図
日付	平成 年 月 日
縮尺	1:500
山梨県広瀬・琴川夕山事務所	

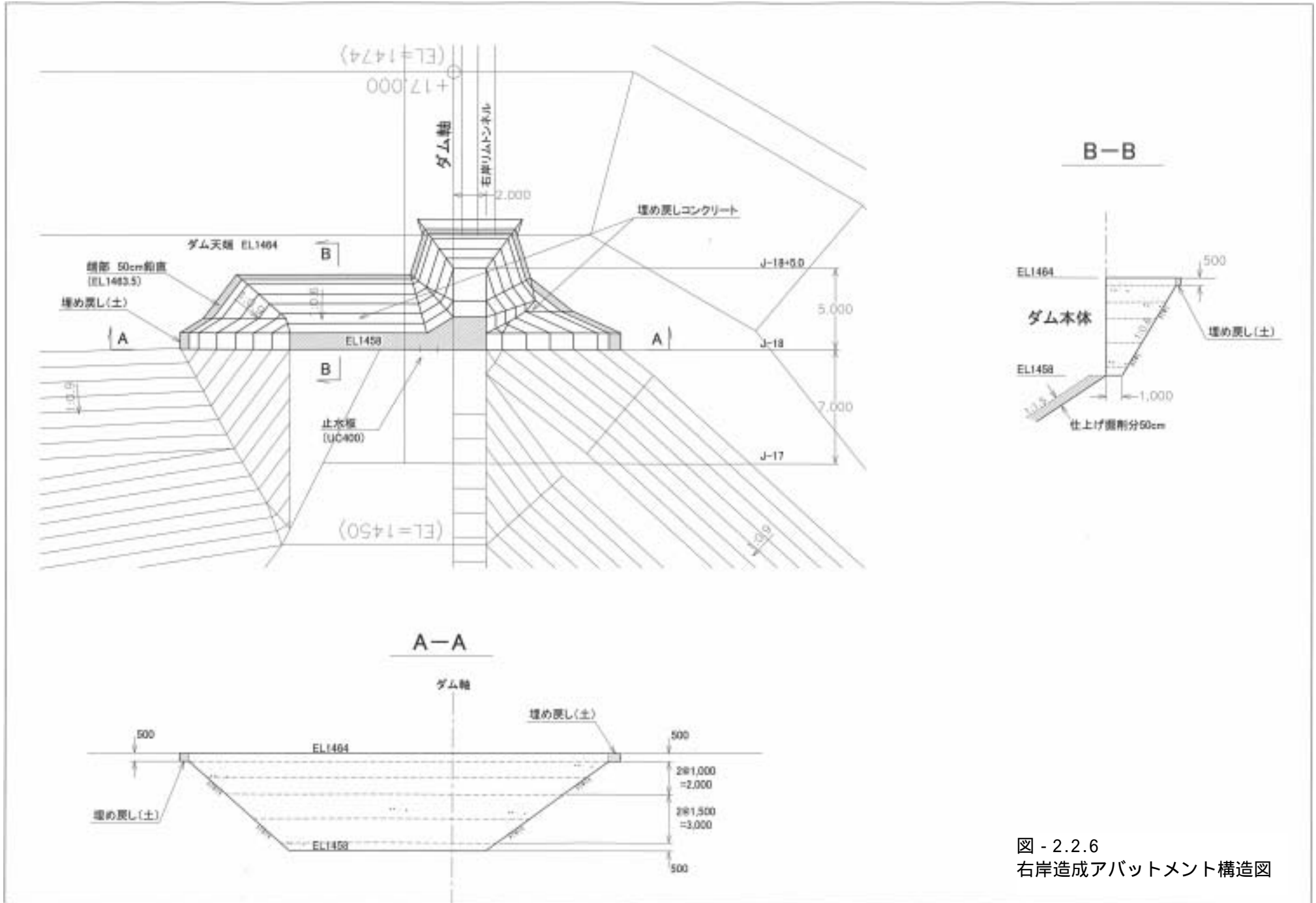


図 - 2.2.6
右岸造成アバットメント構造図

2.3 舟川生活貯水池

諸 元

- 1) 事業主体 富山県
- 2) 所在地 富山県下新川郡入善町舟見地先
- 3) 水系 小川水系舟川
- 4) 目的 洪水調節、流量の正常な機能の維持、消雪用水
- 5) 堤高 49.8m
- 6) 堤頂長 154.5m
- 7) 堤体積 70,000m³
- 8) 上下流面勾配 上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.79

造成アバットメント

ダムサイトの基礎岩盤は飛騨新期花崗岩類に属する花崗岩、花崗岩・閃緑岩混相および閃緑岩が分布する。左右岸とも地表から10～15m程度風化が進行しているが、それ以深は比較的良好な岩盤である。アバットメント背面の左岸袖部はD級、CL級岩盤が分布し50Lu以上の高透水性を示すため、本ダムでは造成アバットメントにコンクリート止水壁を併用した形状としている。左岸側についてはアバット擁壁上に付け替え道路を配置することにより付替道路を河床側に寄せ、ダム天端以上の掘削量、法面積を低減している。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	端部置換え型	-
最 大 高 さ	10.8m	-
置 換 え 体 積	989m ³	-
左 右 岸 合 計	989m ³	
備 考	背面勾配 1 : 0.3	
基 礎 の 岩 質	花崗岩(マイクロナイト質)	-
基 礎 の 岩 級	CM級	-
掘削低減量(低減率)	18,500m ³ (38.9%)	-
法面積低減量(低減率)	711m ³ (28.3%)	-

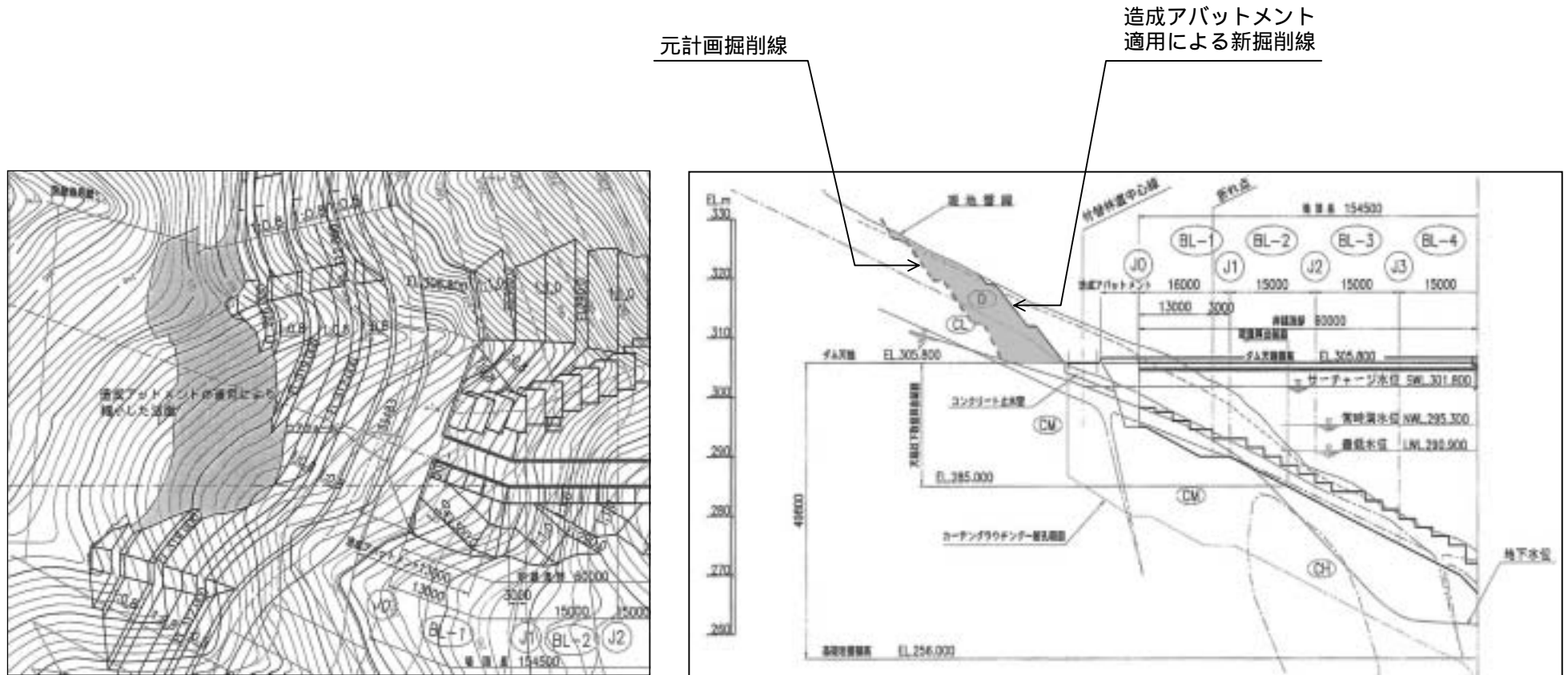


図 - 2.3.1 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況 (左岸部)

ダム平面図 S=1:500

①斜軸(左岸造成アバットメント採用案)



図 - 2.3.2 ダム平面図(左岸造成アバットメント採用案)

ダム軸地質図 S=1:500

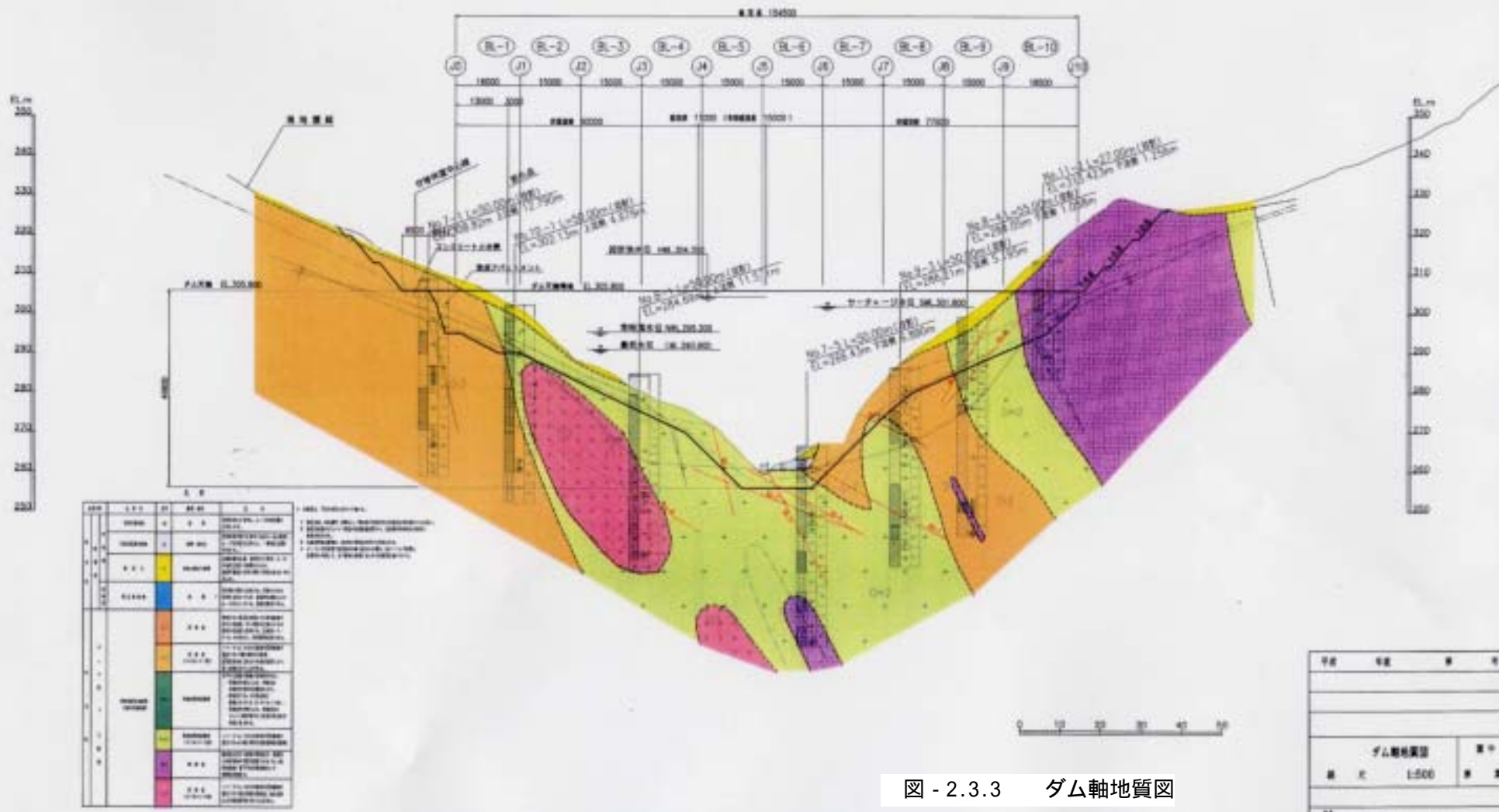


図 - 2.3.3 ダム軸地質図

ダム軸岩級区分図 S=1:500

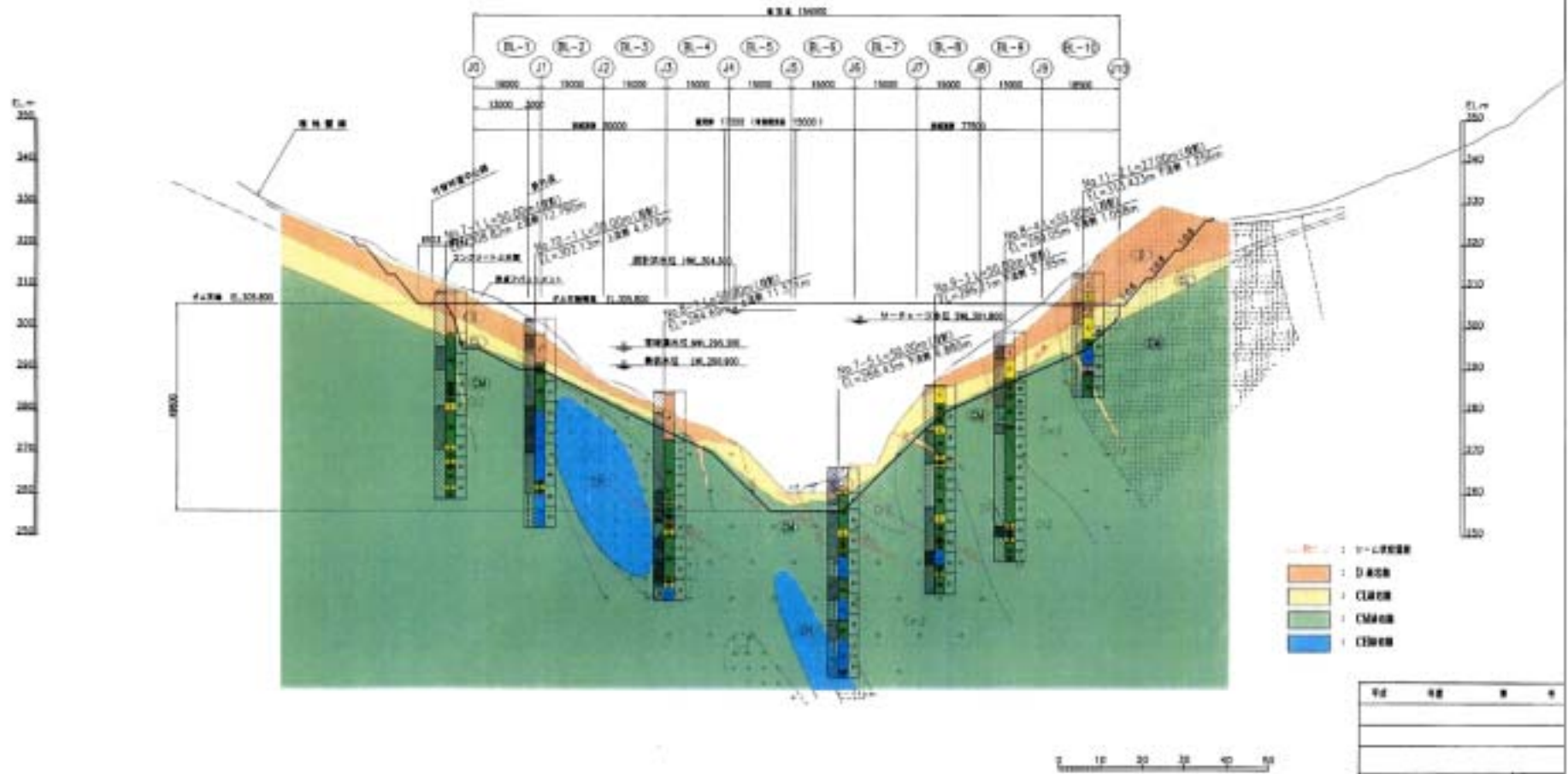
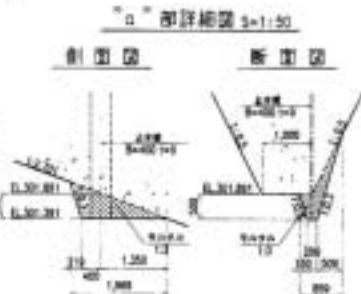
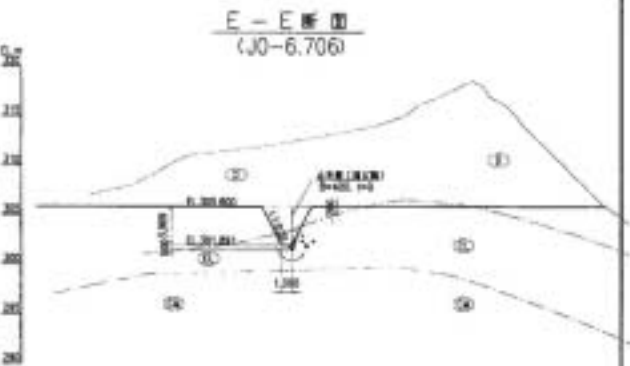
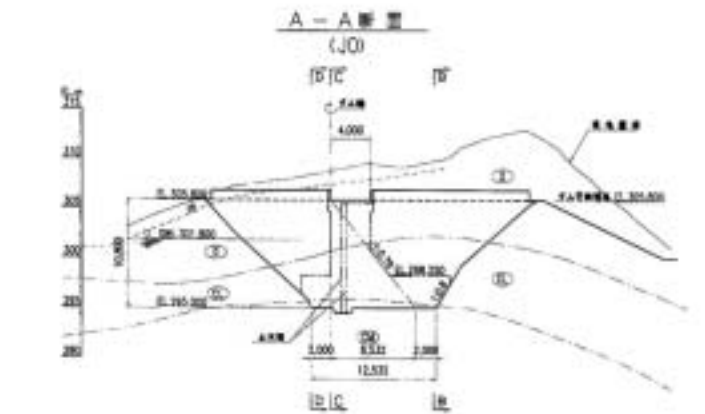
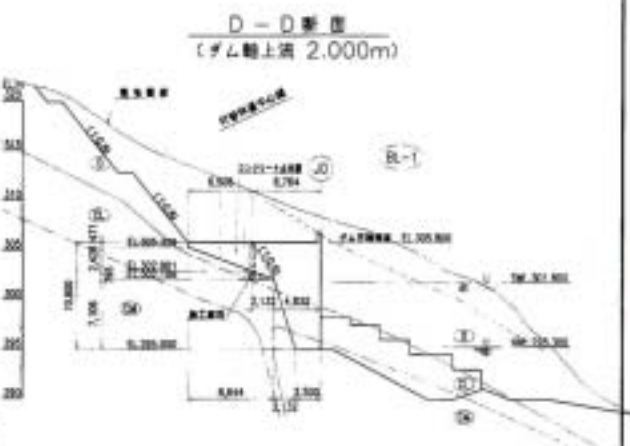


図 - 2.3.4 ダム軸岩級区分図 (D斜軸)

造成アバットメント構造図 5=1:250



第 14 号	第 4
富山県舟橋川生活野水地	
水保実施設計	
下新川郡入善町舟橋川内	
造成アバットメント構造図 237#	
縮尺	1:250 1:50

図 - 2.3.5 造成アバットメント構造図

富山県入善土木事務所

2.4 北河内ダム

諸 元

- | | |
|-----------|----------------------|
| 1) 事業主体 | 石川県 |
| 2) 所在地 | 石川県鳳至郡柳田村五十里地先 |
| 3) 水系 | 町野川水系河内川 |
| 4) 目的 | 洪水調節・不特定・上水道 |
| 5) 堤高 | 47m |
| 6) 堤頂長 | 140m |
| 7) 堤体積 | 80,000m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.77 |

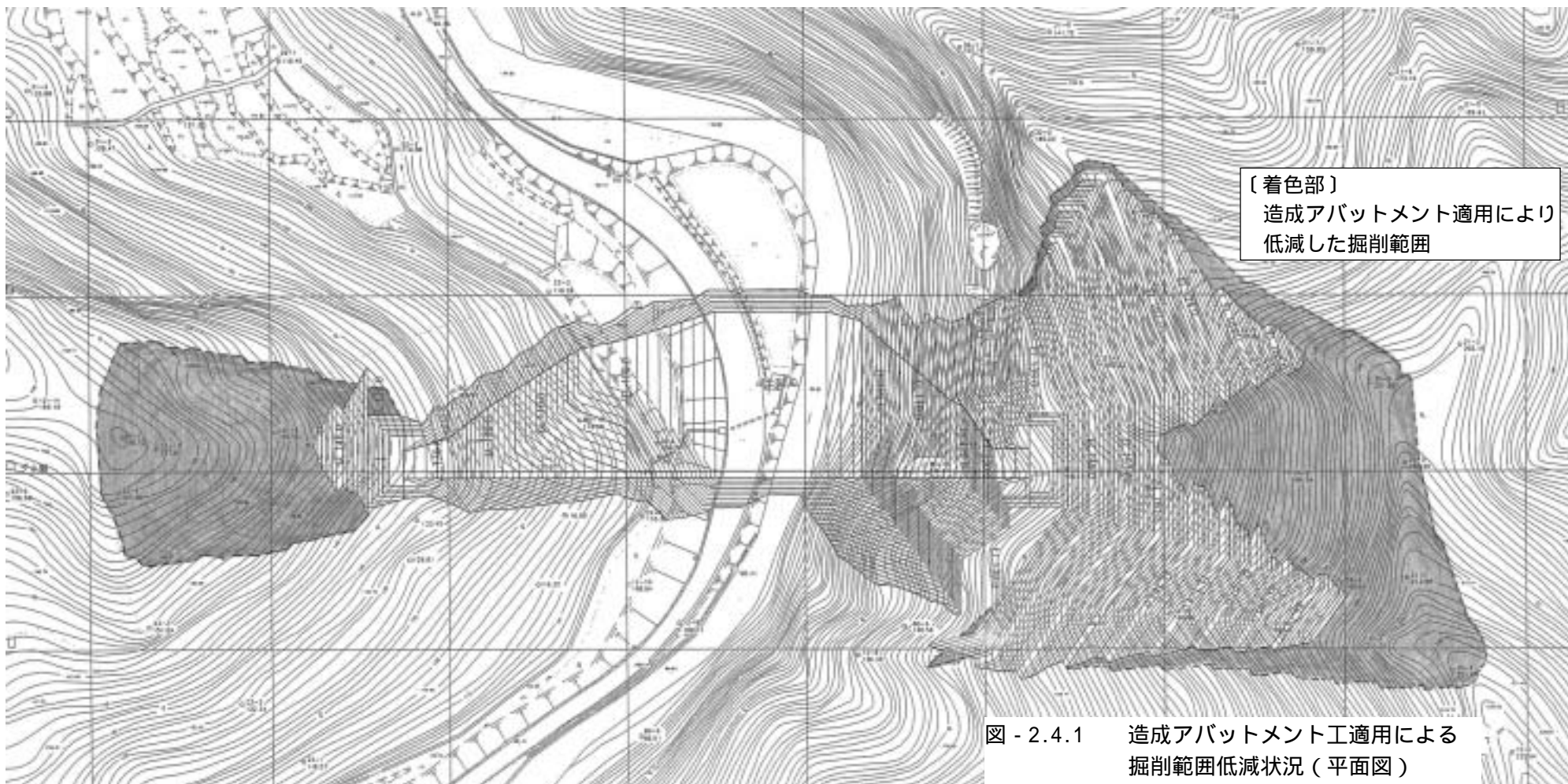
造成アバットメント

ダム基礎岩盤は、玄武岩熔岩からなる。このうち最も広く出現するのは塊状熔岩でその面的に広く分布する最も良好な岩盤はCM級岩盤である。塊状熔岩の一部はCH級岩盤であるが、分布は狭くブロック状である。原則として河床～左右岸中腹はCMおよびCM'級岩盤を、端部はCL級岩盤を基礎としているが、左右岸端部にやや軟質な自破碎熔岩のD級岩盤が深部まで分布している。

堤体設計時の座取りの検討において、U10m軸、UD0軸、D10m軸案の3案について検討を行った結果、UD0軸案が堤体積が小さく、ダム基礎として有利であるにもかかわらず、掘削量、法面工が大きくなり概算事業費が大きく、経済性で劣ることとなった。そのため、頂部掘削量対策として造成アバットメントの設置を検討した結果、経済性、環境への影響が最も小さくなるUD0軸案を採用することとなった。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	端部置換え型	端部置換え型
最 大 高 さ	6.0m	3.0m
置 換 え 体 積	650m ³	150m ³
左 右 岸 合 計	800m ³	
備 考	背面勾配 1 : 0.8	
基 礎 の 岩 質	自破碎熔岩	
基 礎 の 岩 級	CL級	
掘削低減量(低減率)	2,020m ³ (72.1%)	59,500m ³ (81.0%)
法面積低減量(低減率)	-	4,400m ³ (57.1%)



「着色部」
造成アバットメント適用により
低減した掘削範囲

図 - 2.4.1 造成アバットメント工適用による
掘削範囲低減状況 (平面図)

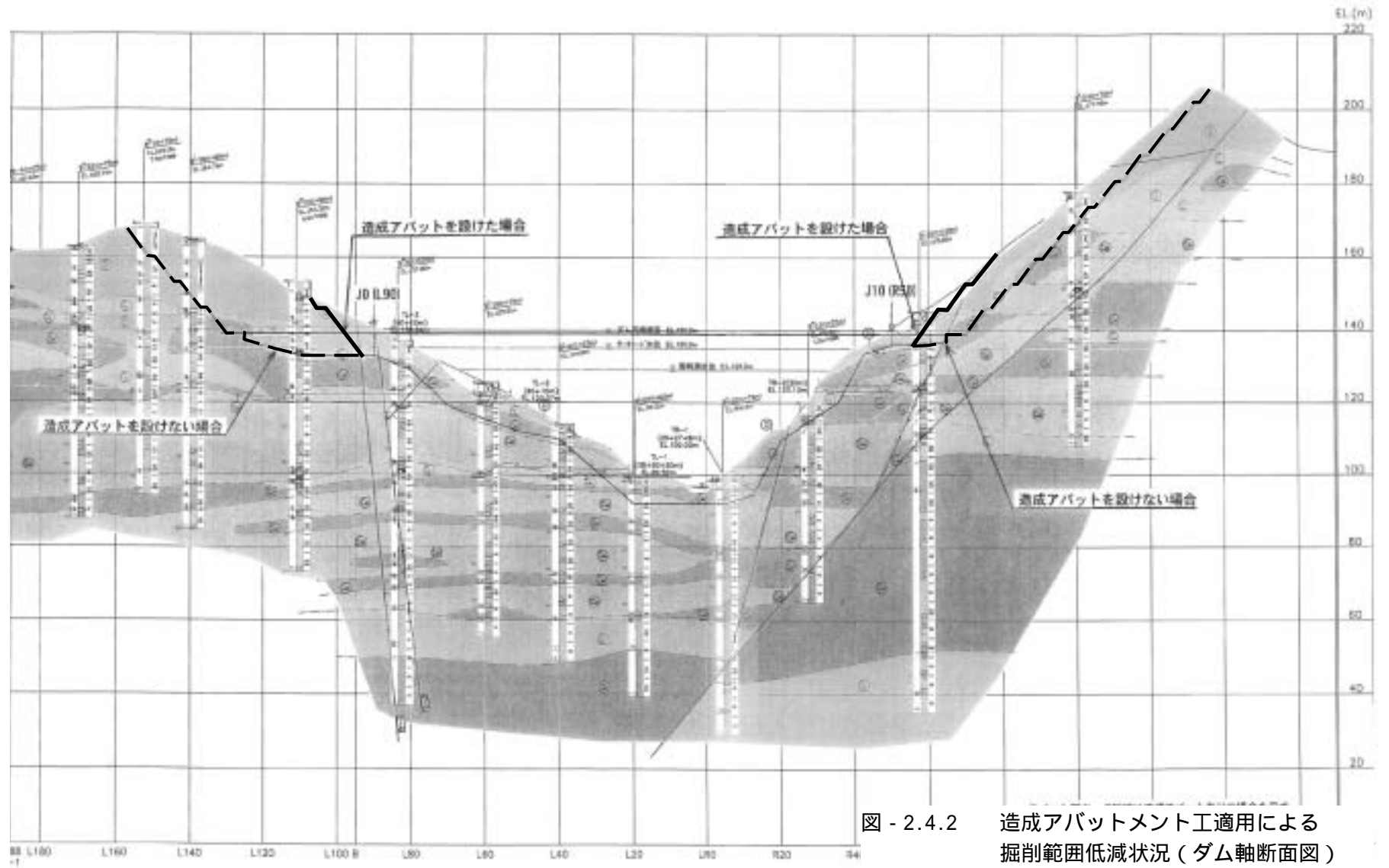


図 - 2.4.2 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況 (ダム軸断面図)

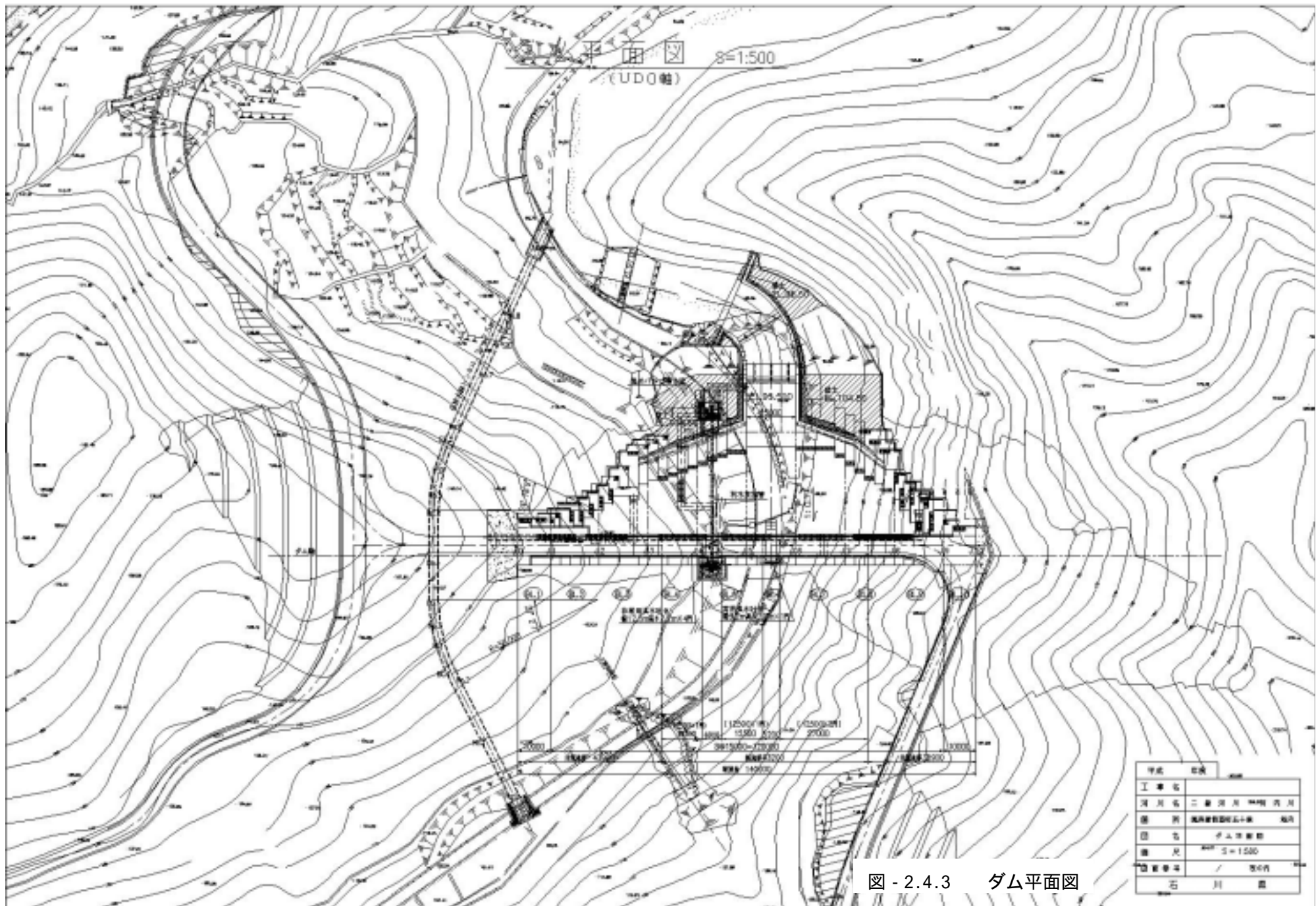


図 - 2.4.3 ダム平面図

北河内ダムダム軸(UD0) 地質断面図

(S=1:500)

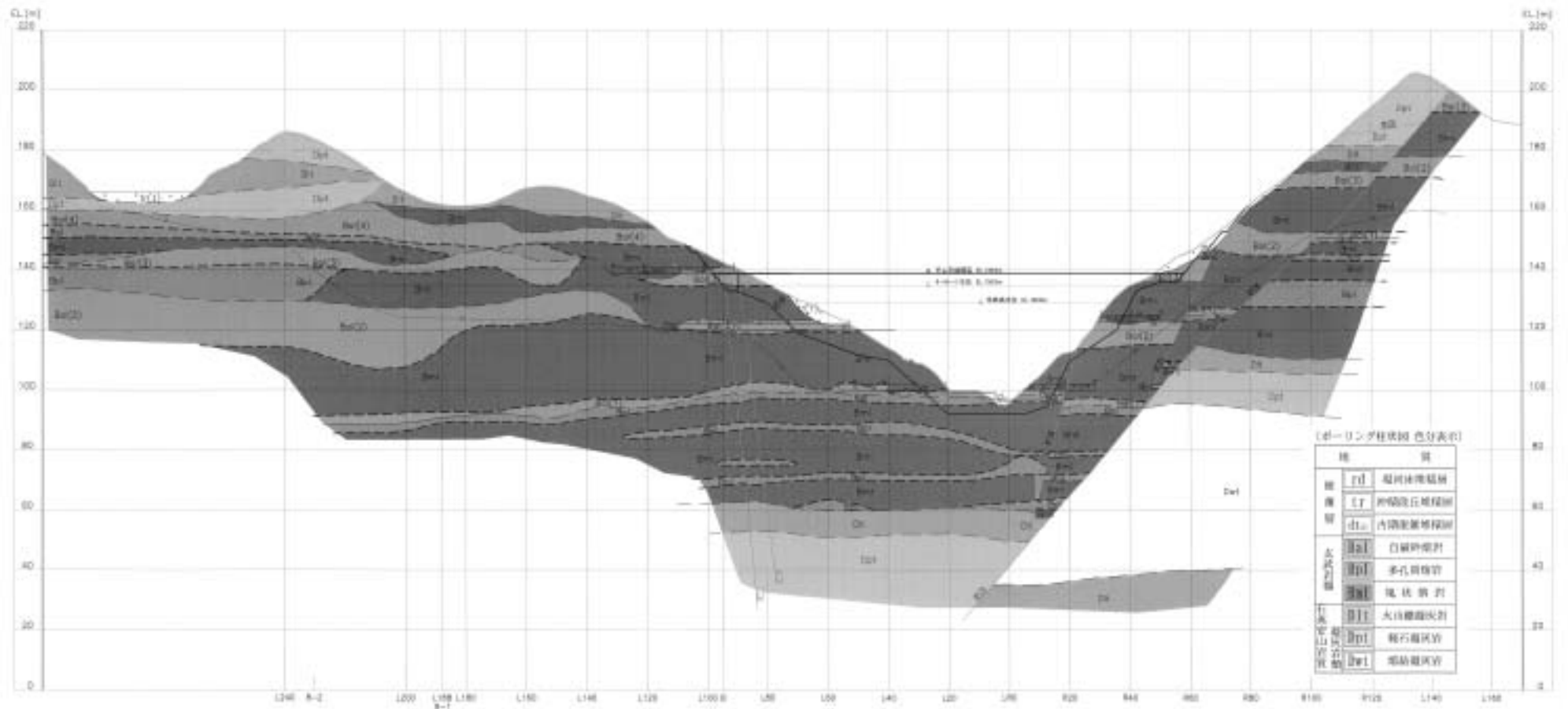


図 - 2.4.4 ダム軸 (UD0) 地質断面図 (S=1:1,000)

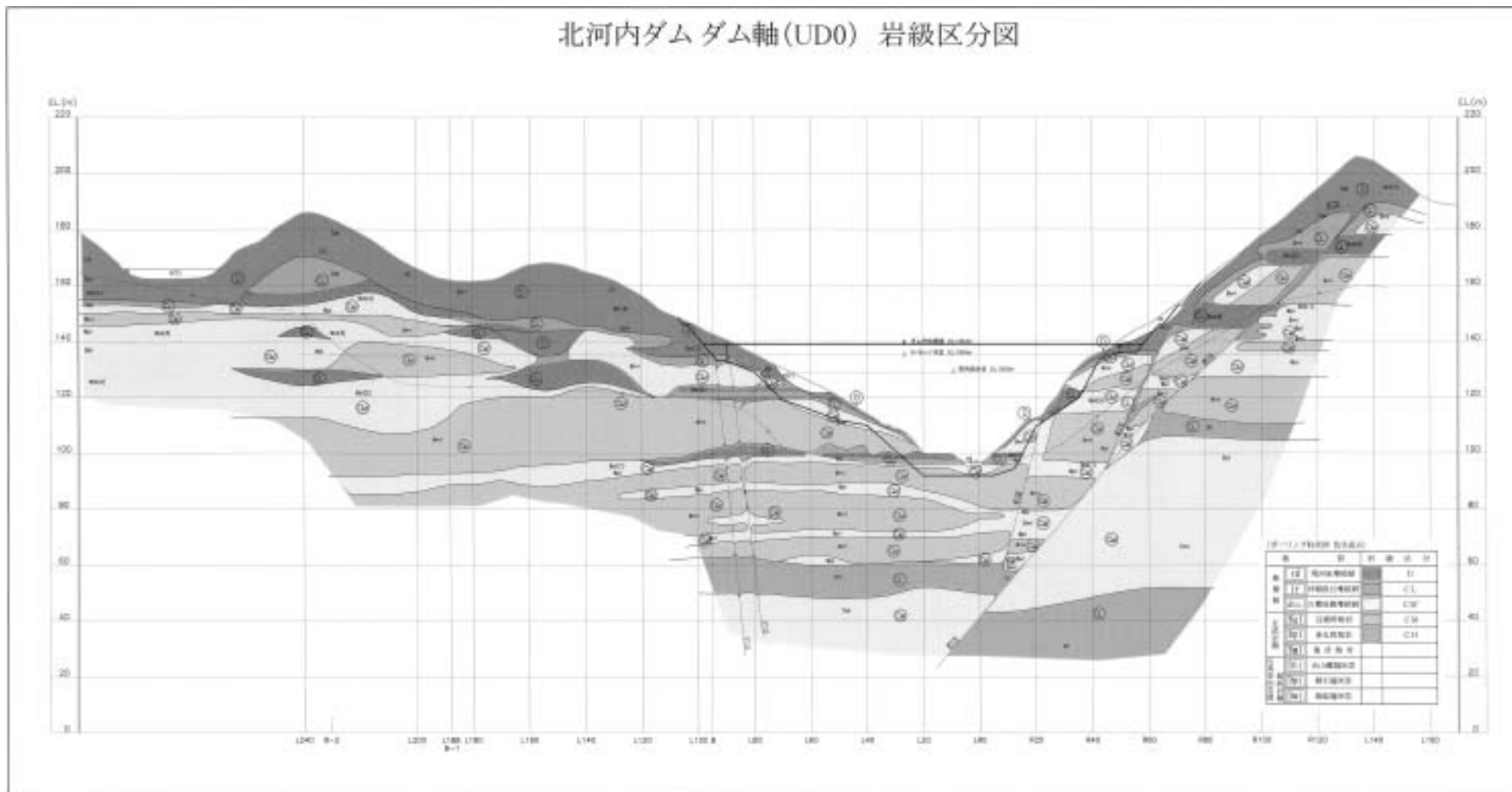


図 - 2.4.5 ダム軸 (UD0) 岩級区分図 (S=1:1,000)

左・右岸造成アバット構造図

S=100

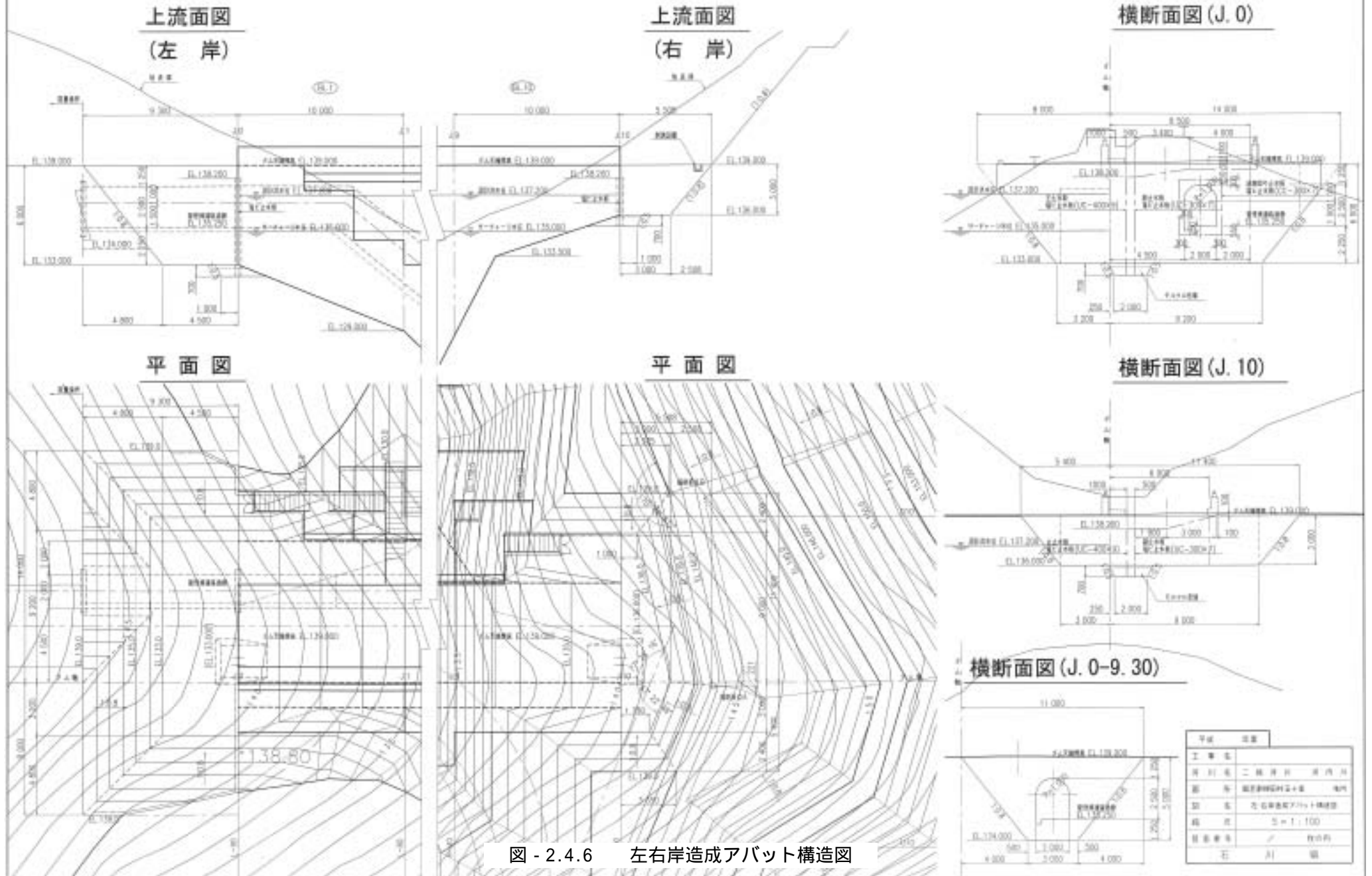


図 - 2.4.6 左右岸造成アバット構造図

2.5 石井ダム

諸 元

- 1) 事業主体 兵庫県
- 2) 所在地 兵庫県神戸市北区山田町
- 3) 水系 新湊川水系鳥原川
- 4) 目的 洪水調節
- 5) 堤 高 66.2m
- 6) 堤 頂 長 155m
- 7) 堤 体 積 182,000m³
- 8) 上下流面勾配 上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.82

造成アバットメント

石井ダム周辺地域は、「近郊緑地保全区域」、「緑地の育成区域」に指定されており、自然地形の改変を可能な限り縮小することが望ましい。そのため、事業地内で発生した掘削残土（約25万m³）は事業地外へ搬出し処分する計画である。しかしながら、搬出ルートの一部は市街地を通過せざるを得ないこと、またより一層のコスト縮減に取り組む必要があることから、搬出量を極力縮小することが望まれている。

そこで、場外への残土搬出量を極力軽減する方法として堤体掘削形状の縮小化による発生残土量を軽減化する検討を行った結果、造成アバットメント工法を採用することにより対応することとした。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	端部置換え型	-
最 大 高 さ	6.2m	-
置 換 え 体 積	580m ³	-
左 右 岸 合 計	580m ³	
備 考	奥行き 12m	-
基 礎 の 岩 質		-
基 礎 の 岩 級	CL 級	-
掘削低減量（低減率）	21,800m ³ （51.1%）	-
法面積低減量（低減率）	2,460m ³ （38.7%）	-

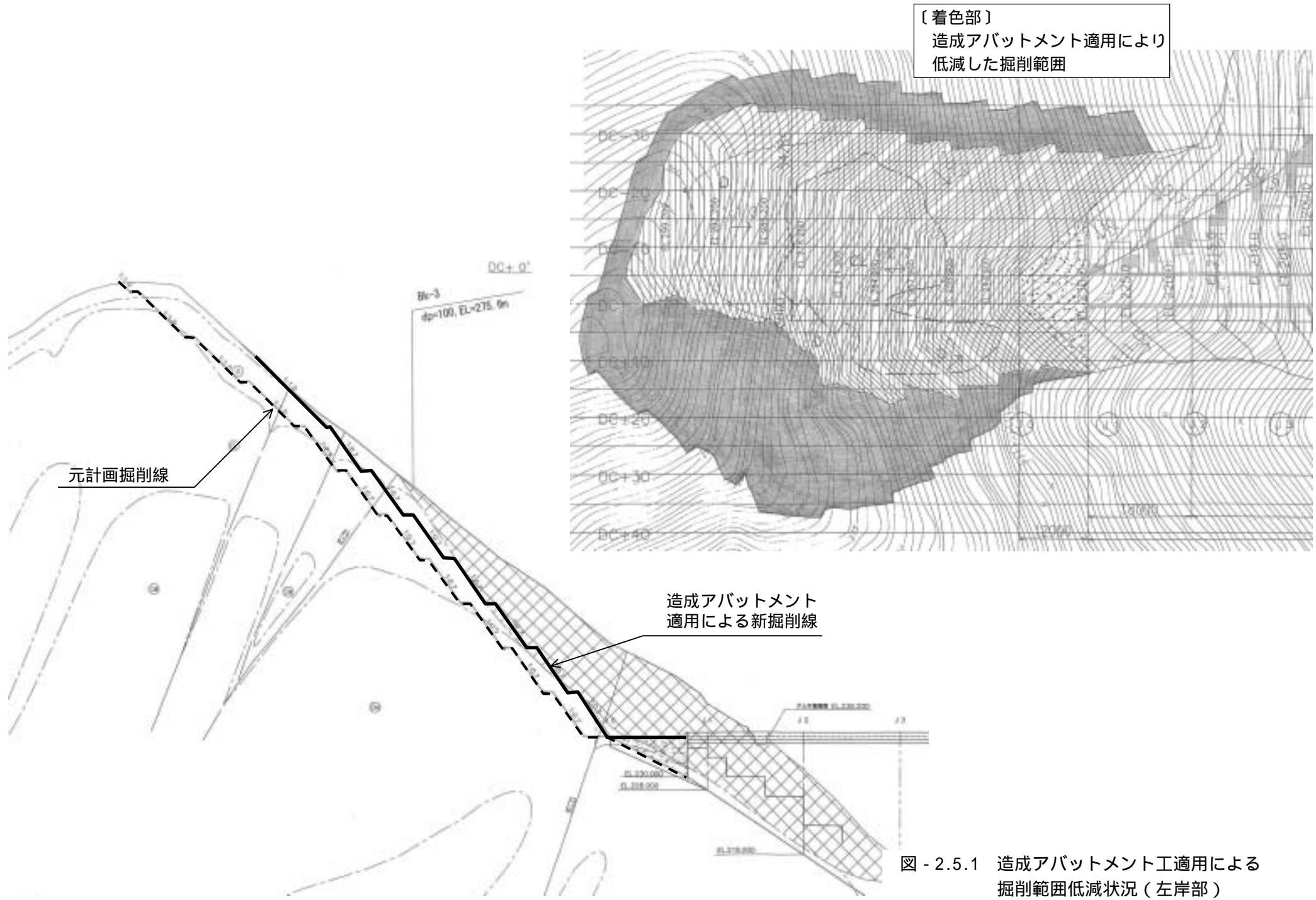


図 - 2.5.1 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況（左岸部）

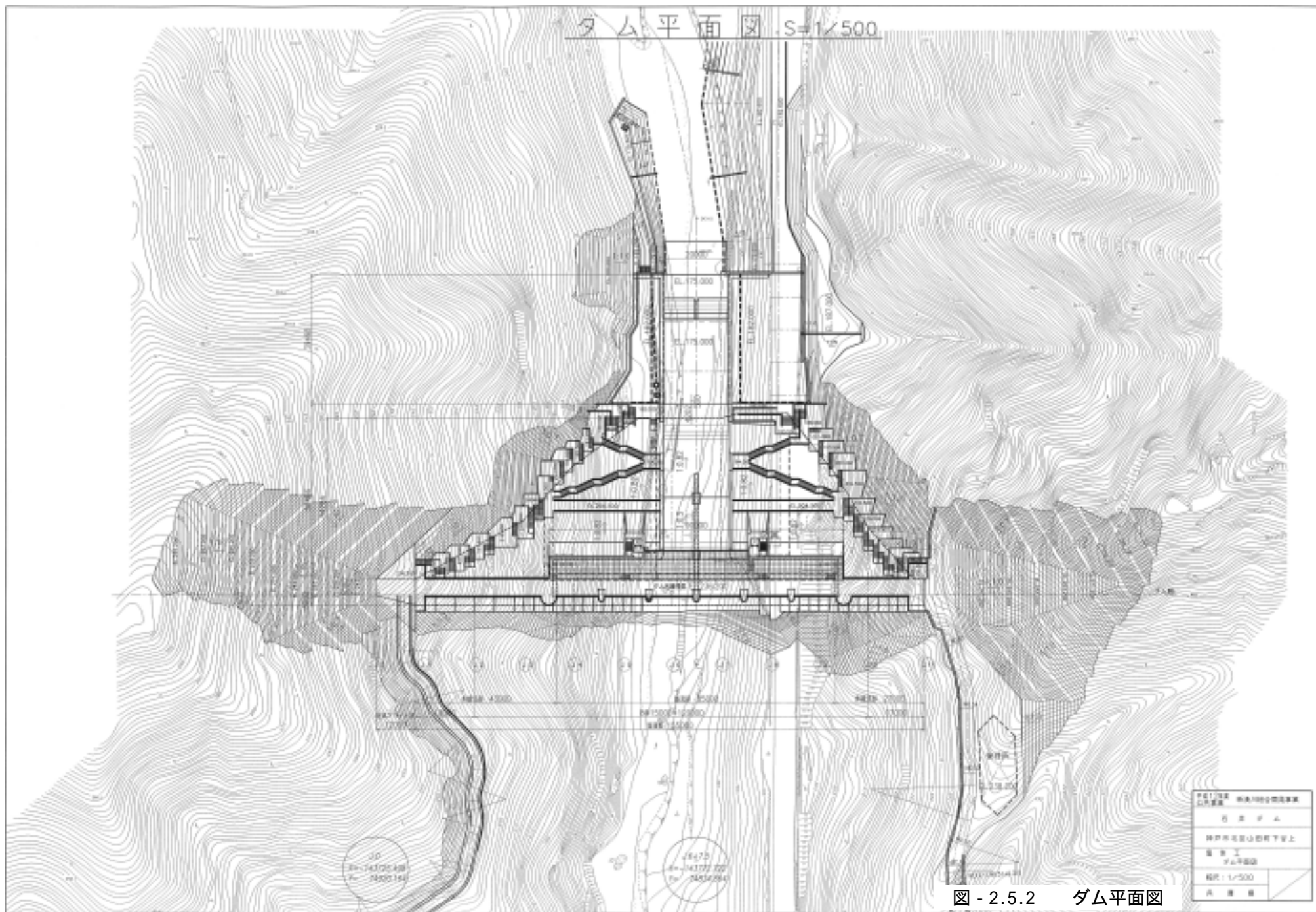


図 - 2.5.2 ダム平面図

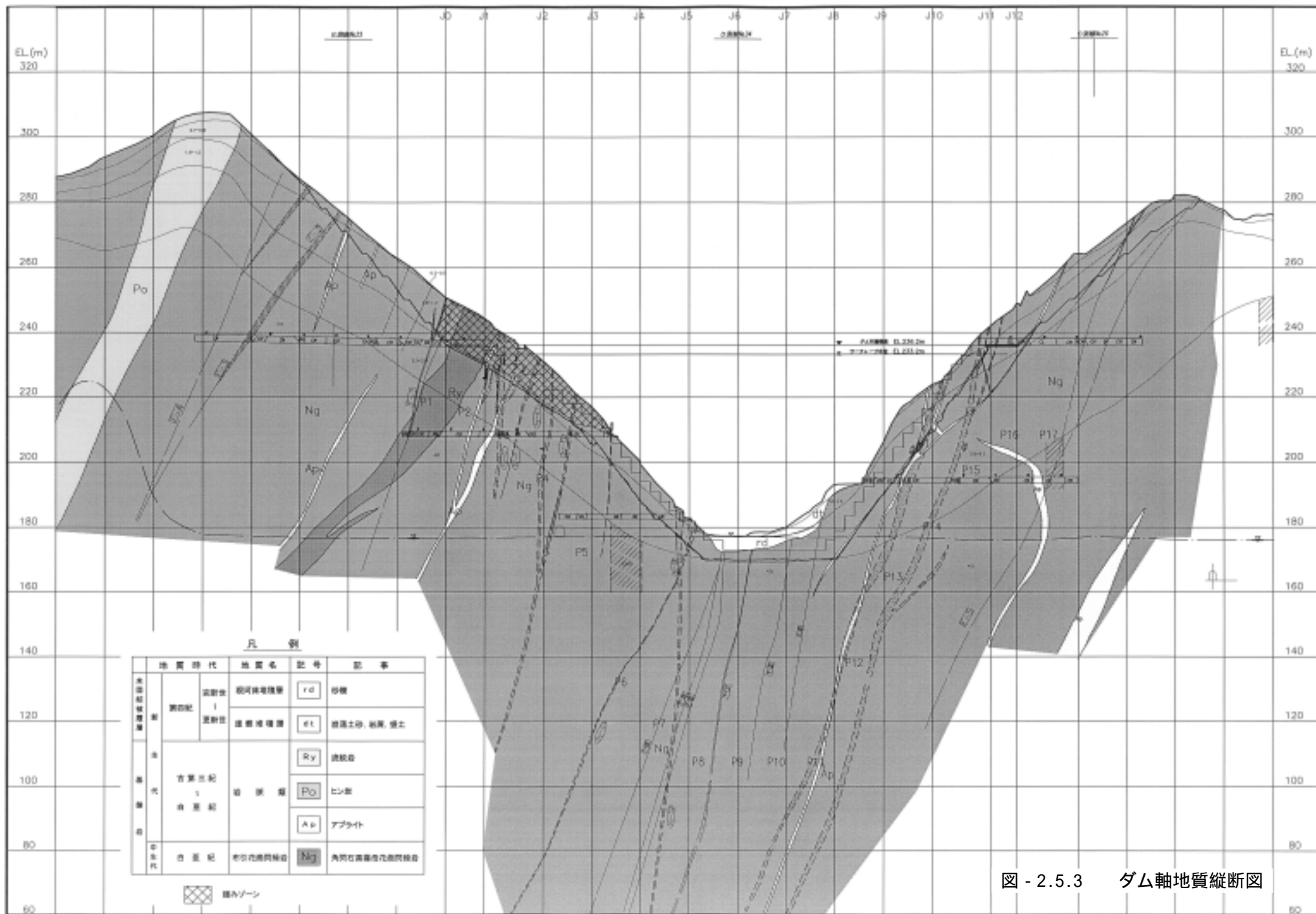


図 - 2.5.3 ダム軸地質縦断面図

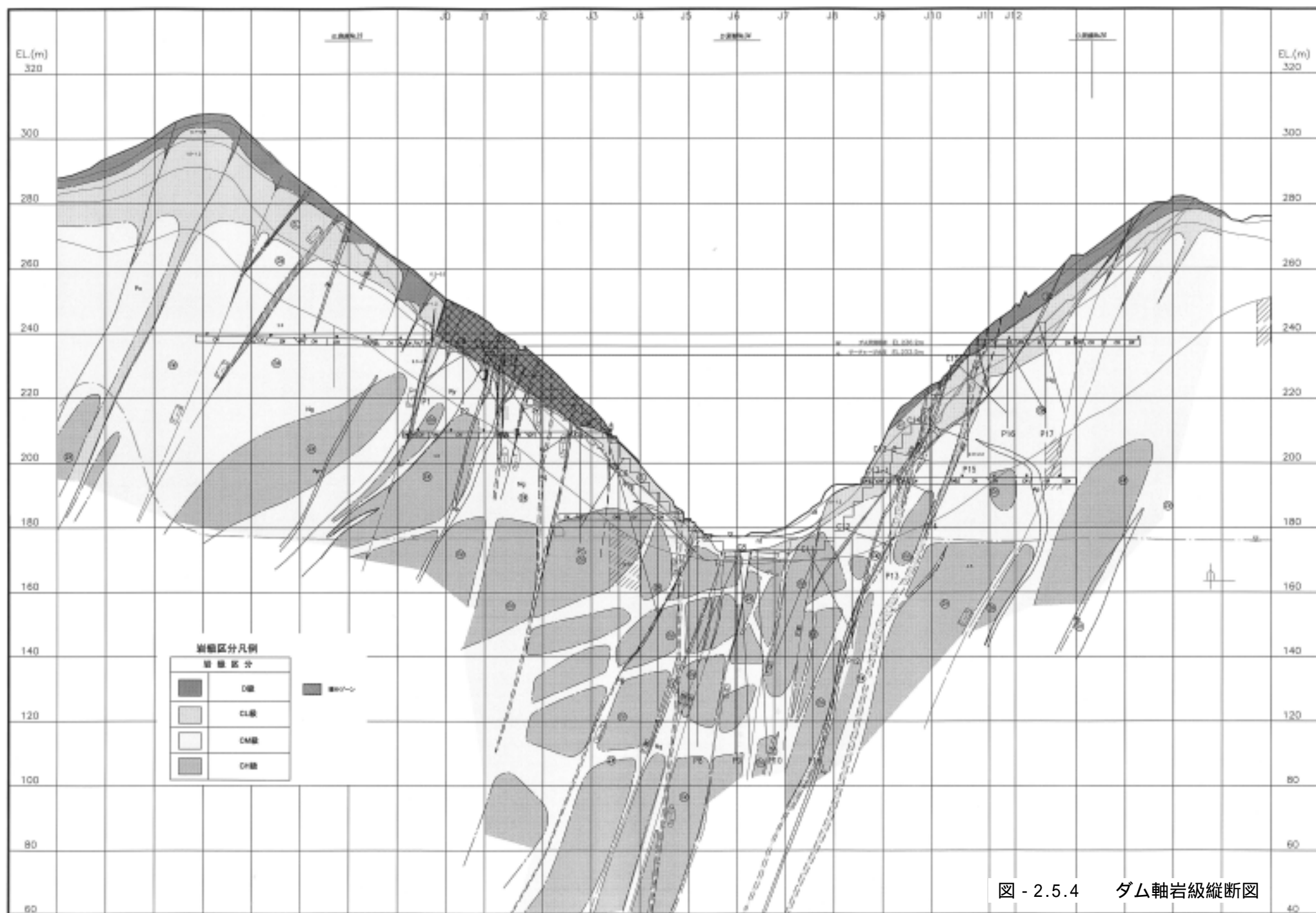


図 - 2.5.4 ダム軸岩級縦断面図

造成アバット部横継目構造図 S=1/100

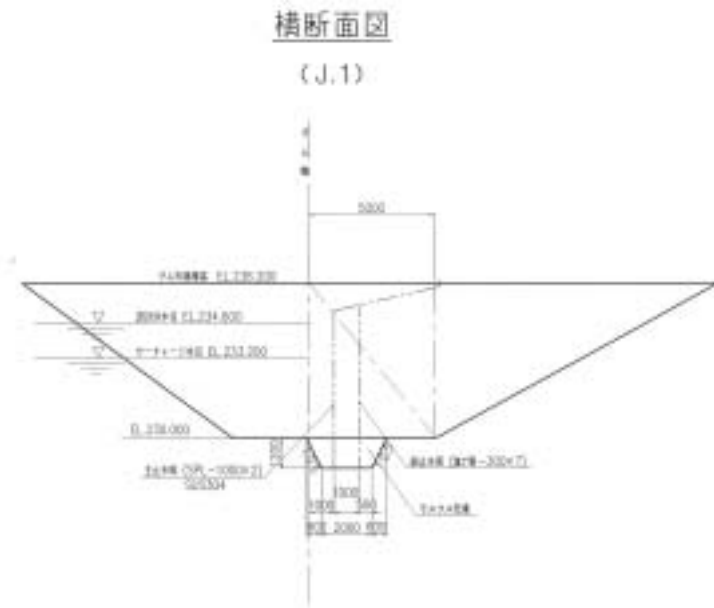
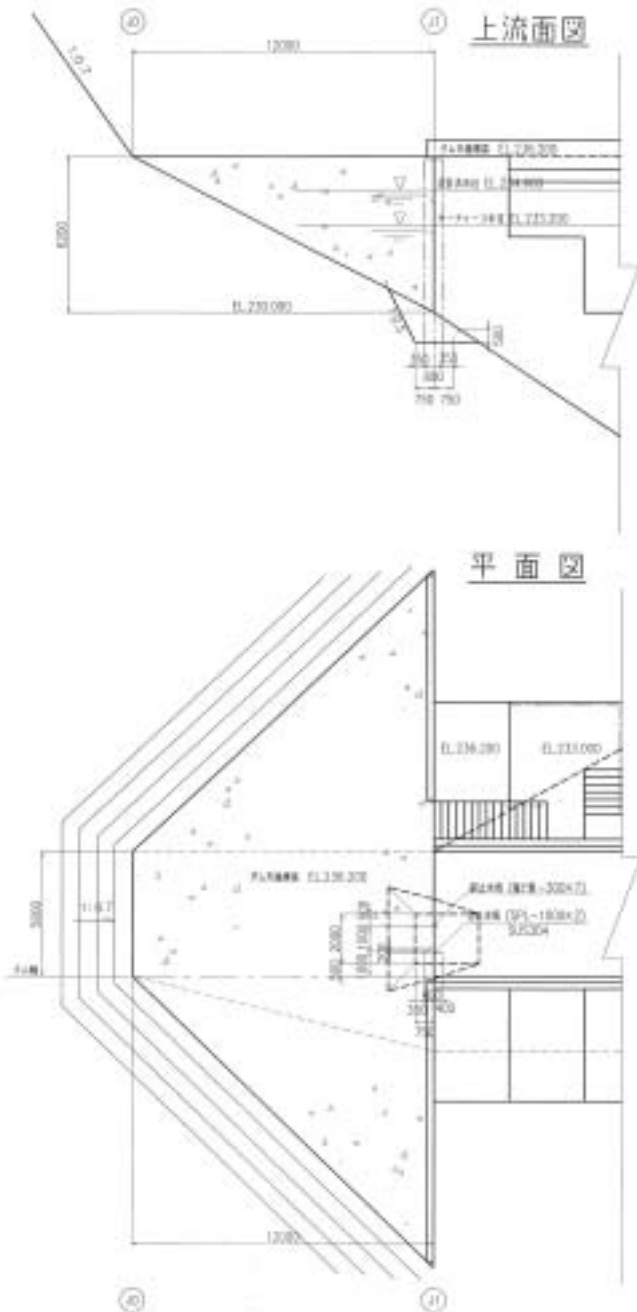


図 - 2.5.5 造成アバット部構造図

作成日	2014.10.10
作成者	〇〇〇
確認者	〇〇〇
図面番号	〇〇〇
縮尺	1/100
備考	

2.6 椀川ダム

諸 元

- | | |
|-----------|-----------------------|
| 1) 事業主体 | 香川県 |
| 2) 所在地 | 香川県香川郡塩江町安原上東 |
| 3) 水系 | 香東川水系椀川 |
| 4) 目的 | 洪水調節・不特定・上水道・湯水対策 |
| 5) 堤高 | 88.5m |
| 6) 堤頂長 | 265.5m |
| 7) 堤体積 | 414,000m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.77 |

造成アバットメント

ダムサイトの天端付近より上位の左岸側には緩み岩盤（CLL級）が、右岸側には地すべり土塊が厚く分布し、堅岩の上昇は極めて鈍い。地すべりは岩屑からなる未固結堆積物で、CLL級は緩み・風化が進み、割れ目に流入粘土を挟在する風化岩である。

ダム基礎岩盤はこのような未固結堆積物や風化の及んだ岩盤を避け、比較的新鮮な岩盤（当該地点ではCLH級以上）に着岩させるのが原則である。しかし、当該地点で堅岩まで着岩させるとすると単に掘削量が増加するだけでなく、地すべりや緩み岩盤の安定性を大きく損なう危険性を有しており、掘削線を山側に追い込むことはできる限り避けるべきである。そこで本ダムでは、天端標高以上に分布する左岸側の緩み岩盤、右岸側の地すべりに対しては、堤体端部に造成アバットメントを採用し、ダム掘削による不安定斜面への影響の最小化を図っている。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	端部置換え型	端部置換え型
最 大 高 さ	8.5m	7.5m
置 換 え 体 積	590m ³	685m ³
左 右 岸 合 計	1,275m ³	
備 考		
基 礎 の 岩 質	中生代白亜紀・和泉層群の砂岩及び頁岩の互層	
基 礎 の 岩 級	CLH級以上	
掘削低減量（低減率）	10,970m ³ （17.6%）	5,550m ³ （72.4%）
法面積低減量（低減率）	1,240m ³ （33.7%）	600m ³ （79.3%）

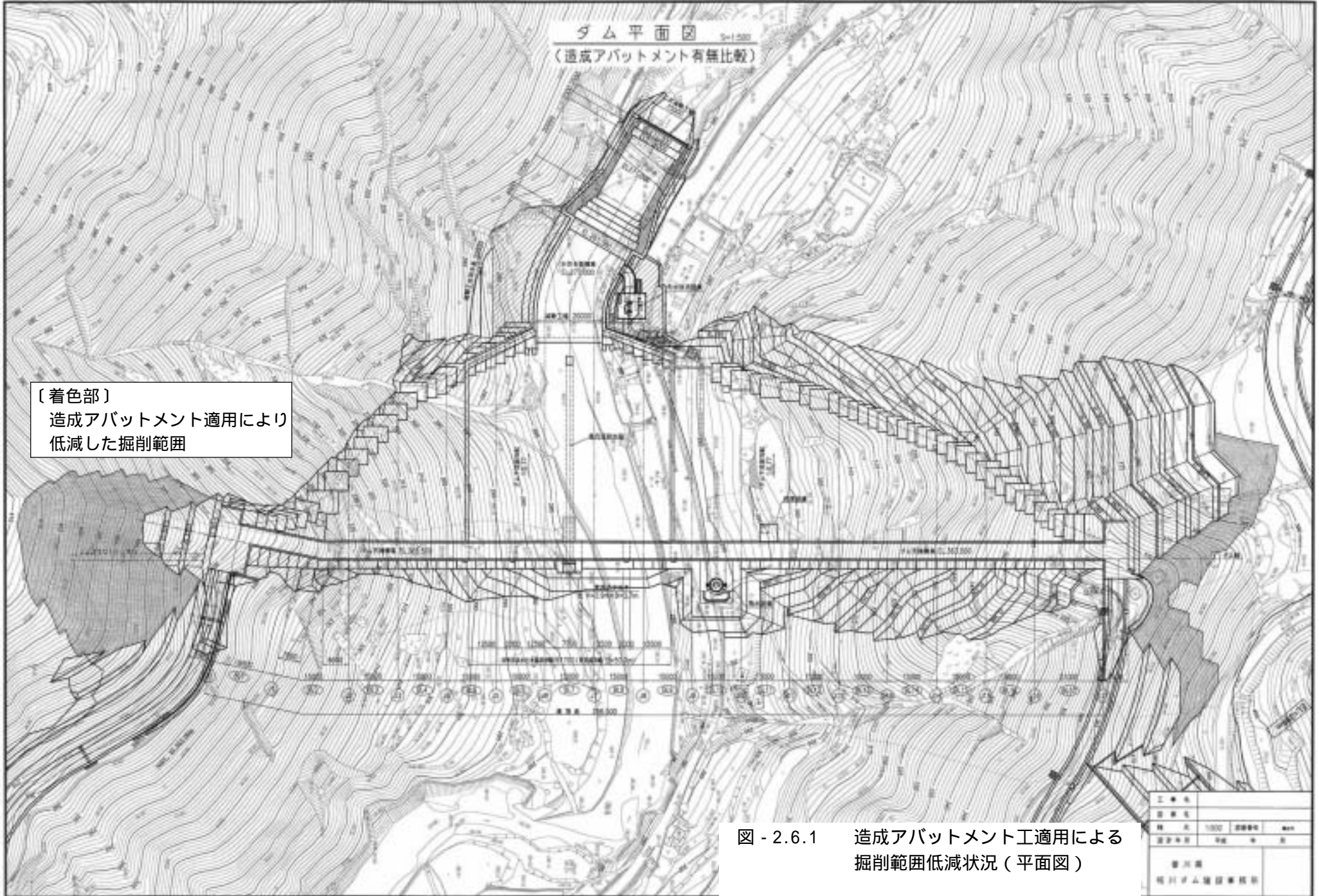


図 - 2.6.1 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況 (平面図)

ダム上流面図 3-1/500
 (造成アバットメント有無比較)

〔着色部〕
 造成アバットメント適用により
 低減した掘削範囲

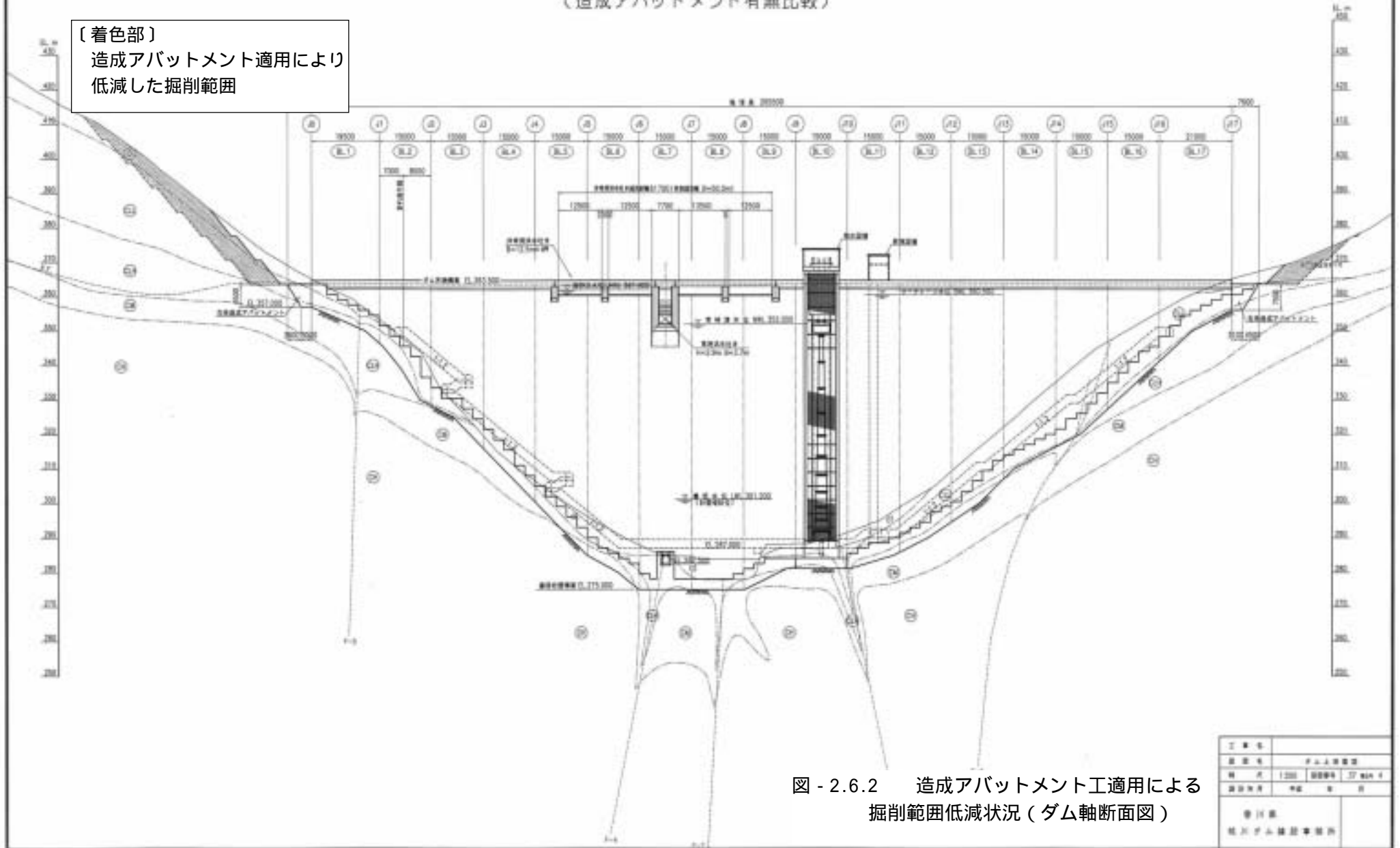


図 - 2.6.2 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況 (ダム軸断面図)

工 業 名	ダム上流面図
図 号	3-1/500
縮 尺	1:500
設 計 者	建設省 建設省
製 図 者	建設省 建設省
検 査 者	建設省 建設省
日 付	昭和 年 月 日

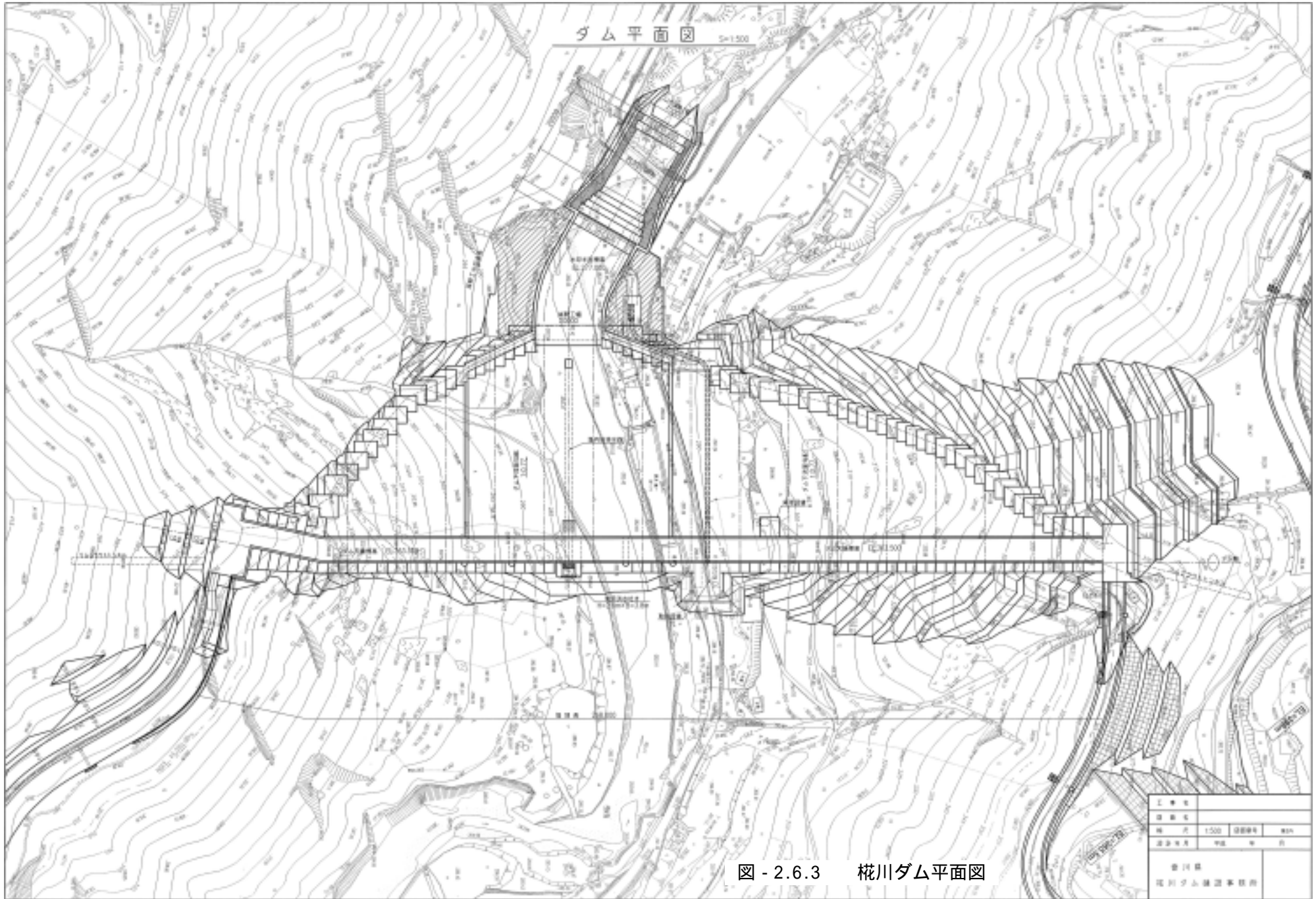


図 - 2.6.3 桜川ダム平面図

ダム上流面図 1:1000
(ダム軸地質断面図)

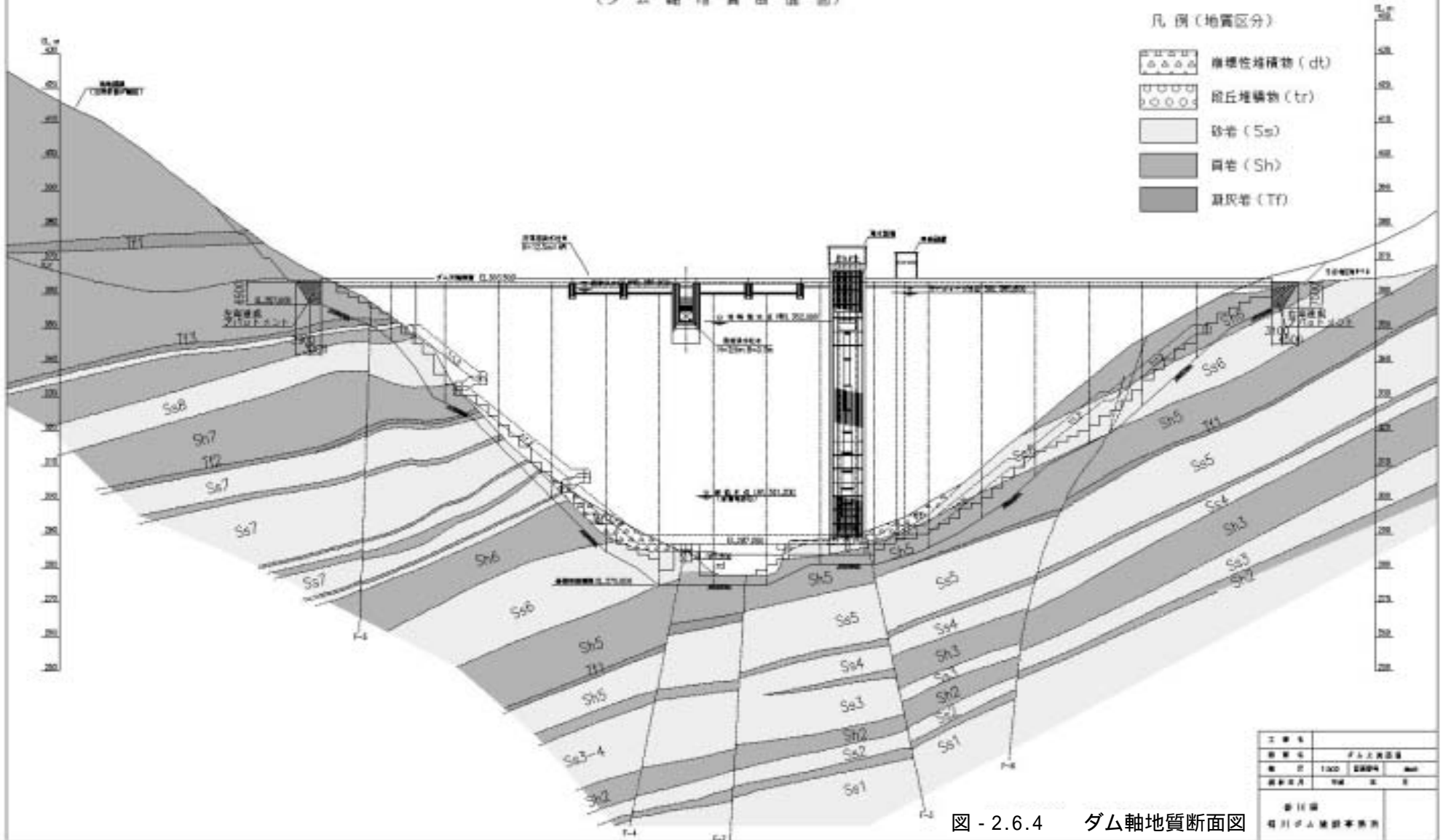


図 - 2.6.4 ダム軸地質断面図

ダム上流面図 1/100
(ダム軸岩級区分図)

凡例(岩級区分)

- D岩盤
- CLL岩盤
- CLH岩盤
- CM岩盤
- CH岩盤

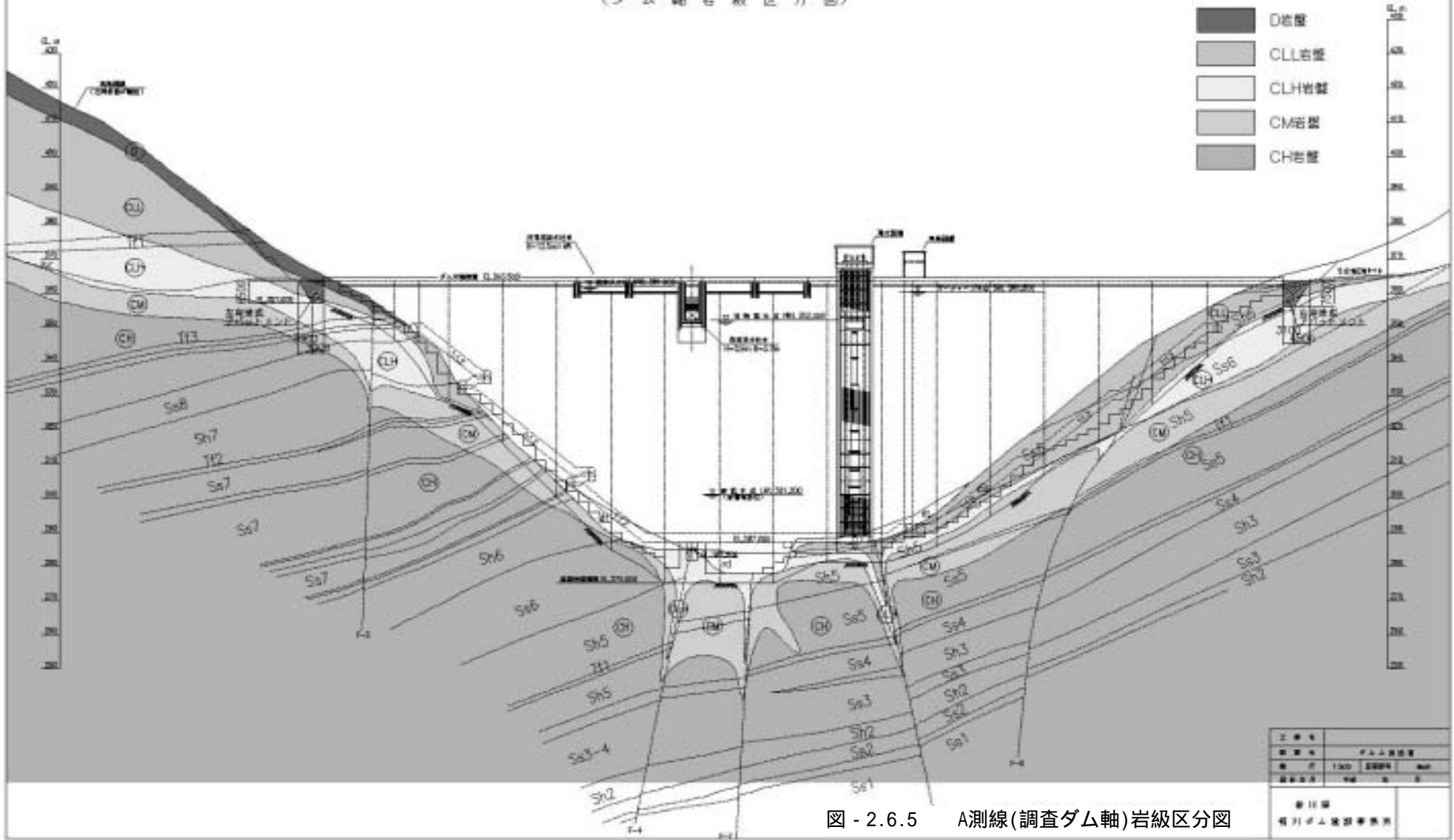


図 - 2.6.5 A測線(調査ダム軸)岩級区分図

左岸造成アバットメント構造図 1/100

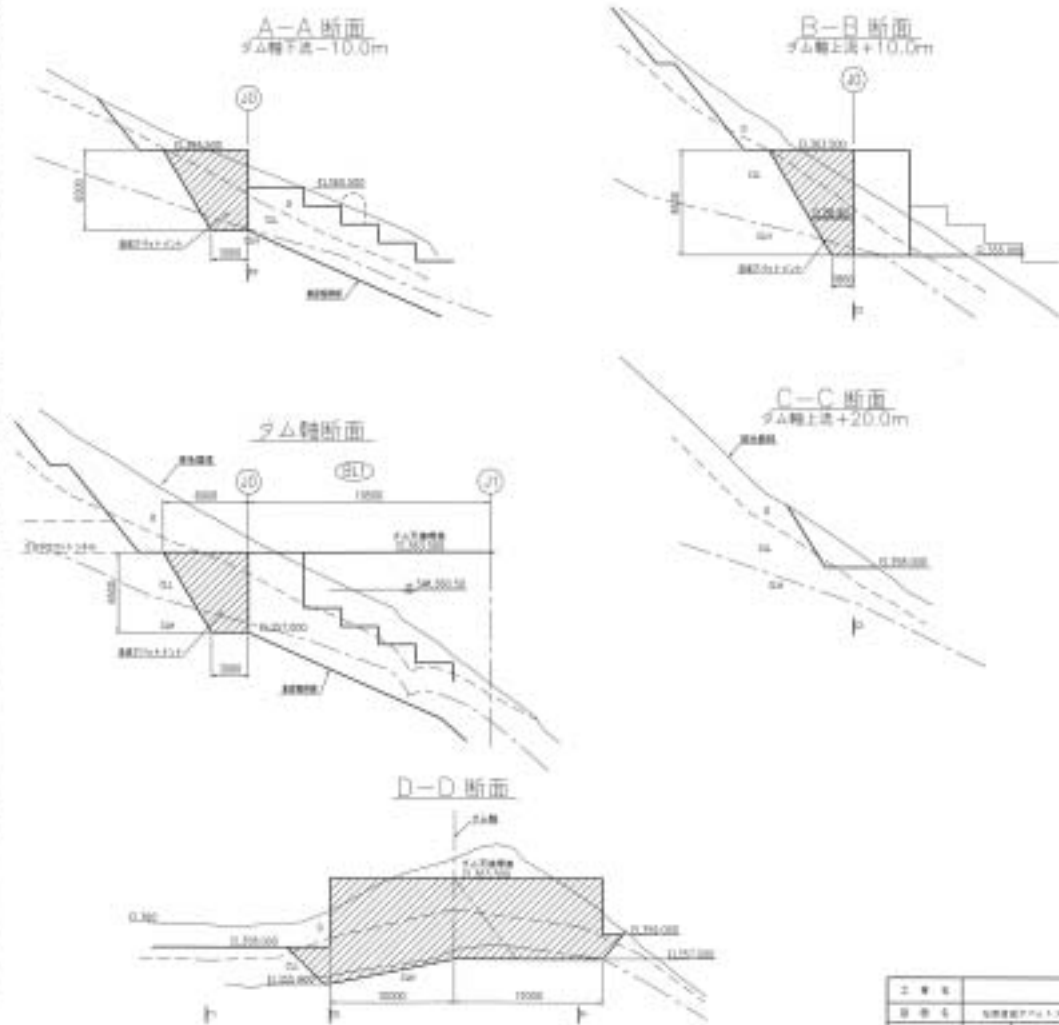
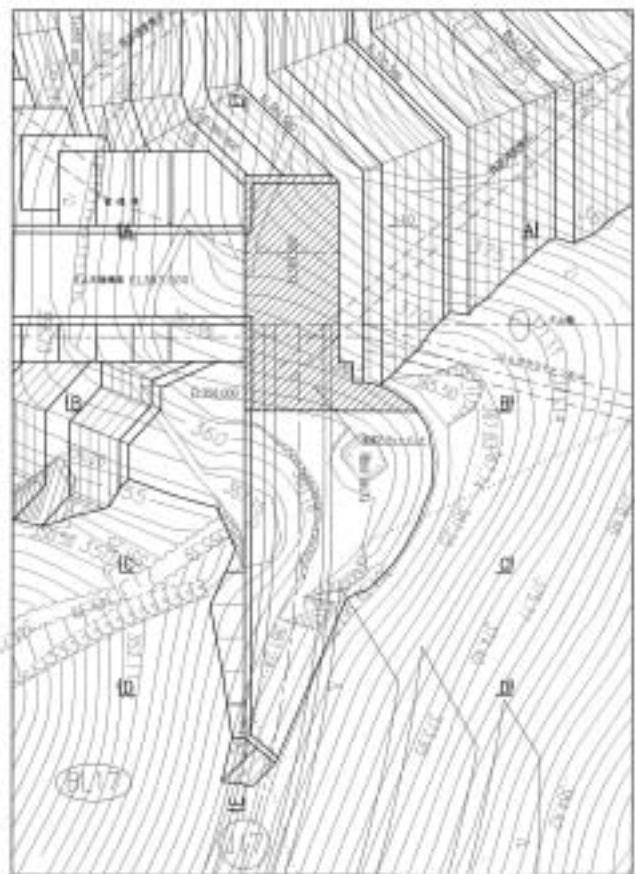


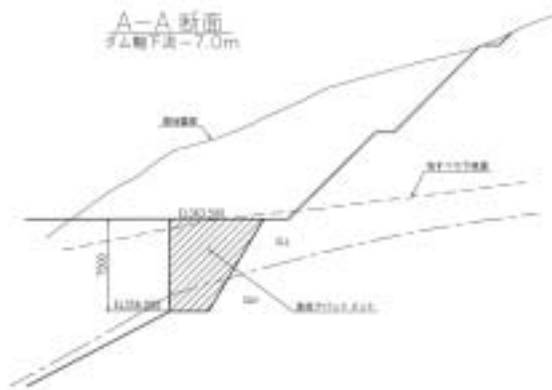
図 - 2.6.6 左岸造成アバットメント構造図

工 業 名	左岸造成アバットメント構造図
図 名	左岸造成アバットメント構造図
種 別	1:100 建築図面 27 (44+33)
図 号	100 0 0
製 図 者	建設省 国土院 国土院 国土院
製 図 日	1970 年 10 月
製 図 所	建設省 国土院 国土院 国土院

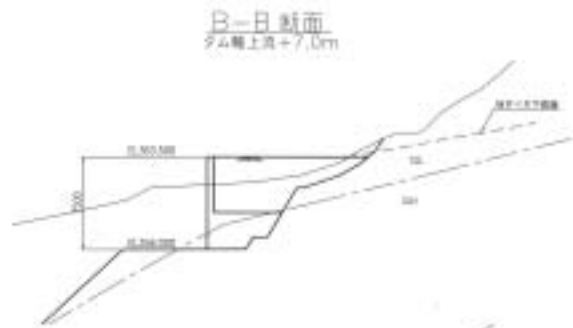
右岸造成アバットメント構造図 1/1000



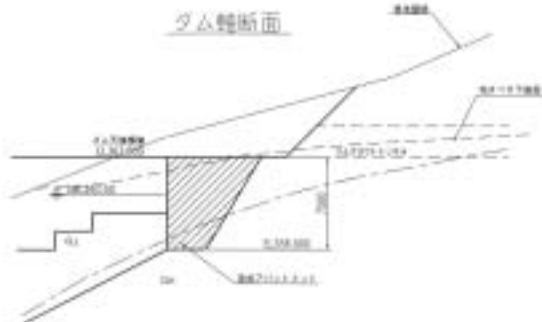
A-A 断面
ダム軸下流-7.0m



B-B 断面
ダム軸上流+7.0m



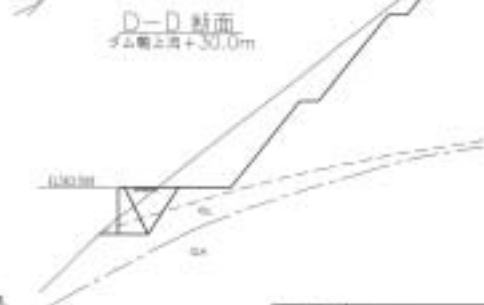
ダム軸断面



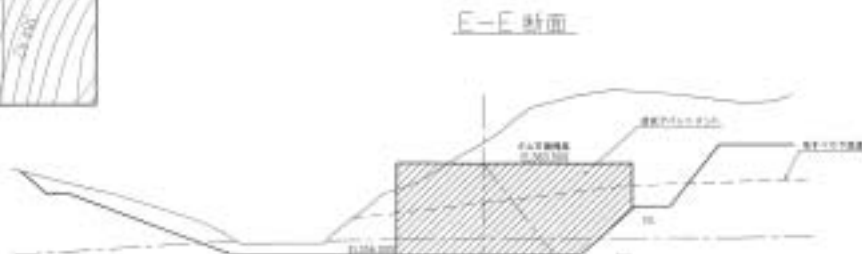
C-C 断面
ダム軸上流+20.0m



D-D 断面
ダム軸上流+30.0m



E-E 断面



工 事 名	右岸造成アバットメント構造図
図 号	11000
縮 小 率	1/1000
設 計 年 月	平成 年 月
製 図 者	豊川 隆
検 査 者	豊川 隆

図 - 2.6.7 右岸造成アバットメント構造図

2.7 大和ダム

諸 元

1) 事業主体	鹿児島県
2) 所在地	鹿児島県大島郡大和村恩勝地先
3) 水系	大和川水系三田川
4) 目的	洪水調節・不特定・上水道
5) 堤高	45.0m
6) 堤頂長	90.0m
7) 堤体積	48,000m ³
8) 上下流面勾配	上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.82

造成アバットメント

左岸BL.1から左岸側の取付部は、CL級岩盤にダムを載せると長大法面が発生する。長大法面をなくす方法としてアバットメントを川側に寄せてコンクリート置換えによるアバットメントの造成を行うこととした。背面部のD級岩盤（高さ約5m）は、1:0.3の急勾配で掘削することからアンカー工によって処理するものとした。このアバットメントを造成することにより、法高75mが約20mまで縮小できる結果となり、工事費も50%減少できる。

右岸部についても同じ検討を行い、法面積は約40%、工事費は約37%減少できることから、アバットメント造成を行うものとした。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	端部置換え型	端部置換え型
最 大 高 さ	9.5m	4.89m
置 換 え 体 積	1,500m ³	190m ³
左 右 岸 合 計	1,690m ³	
備 考	背面勾配 1 : 0.3	背面勾配 1 : 0.4
基 礎 の 岩 質	酸性凝灰岩頁岩互層	
基 礎 の 岩 級	CL級以上	
掘削低減量（低減率）	56,900m ³ （93.3%）	9,440m ³ （85.8%）
法面積低減量（低減率）	6,000m ³ （92.3%）	1,120m ³ （65.9%）

ダム掘削平面図

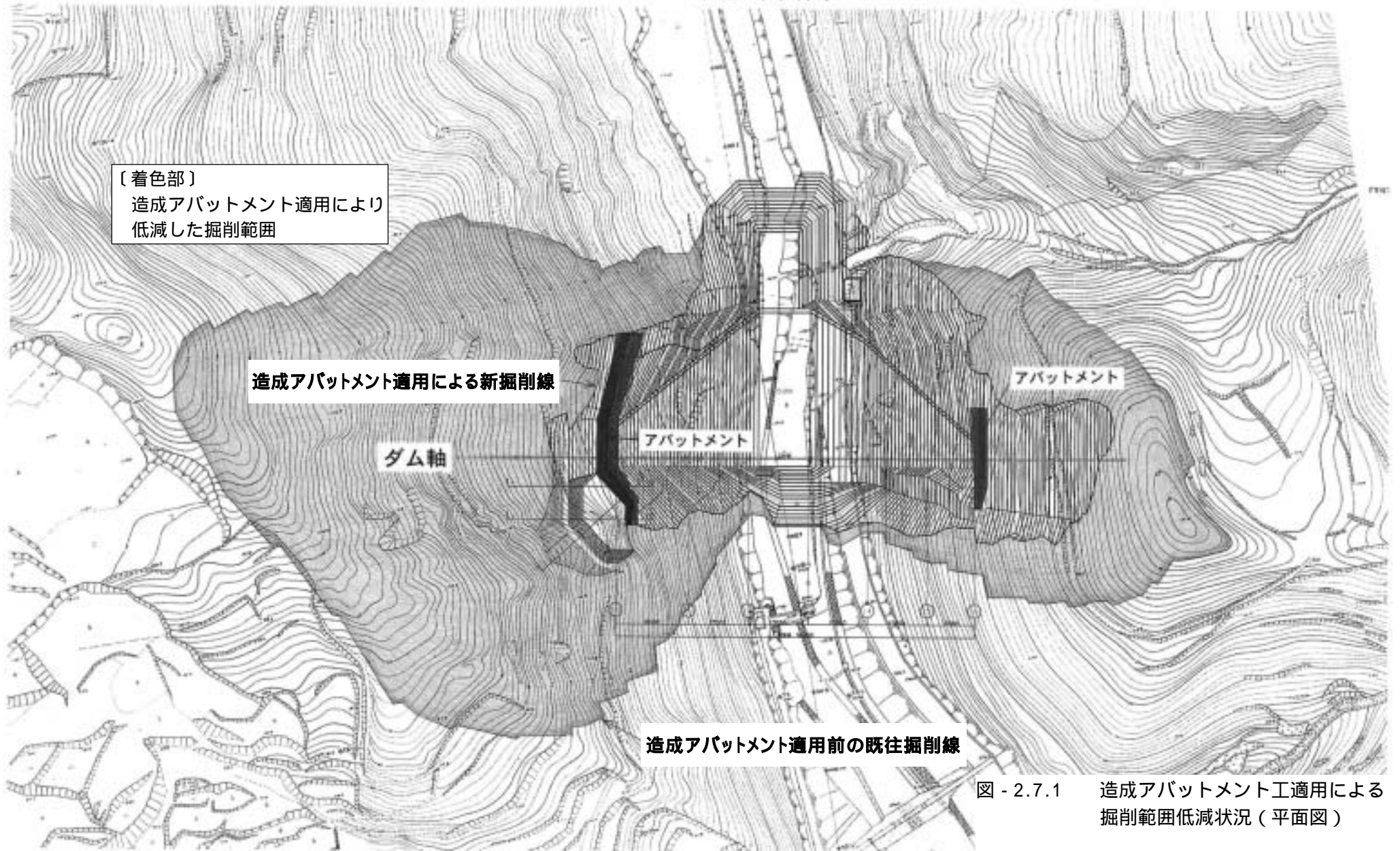


図 - 2.7.1 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況 (平面図)

造成アバットメント適用前の既往掘削線

ダム掘削縦断面

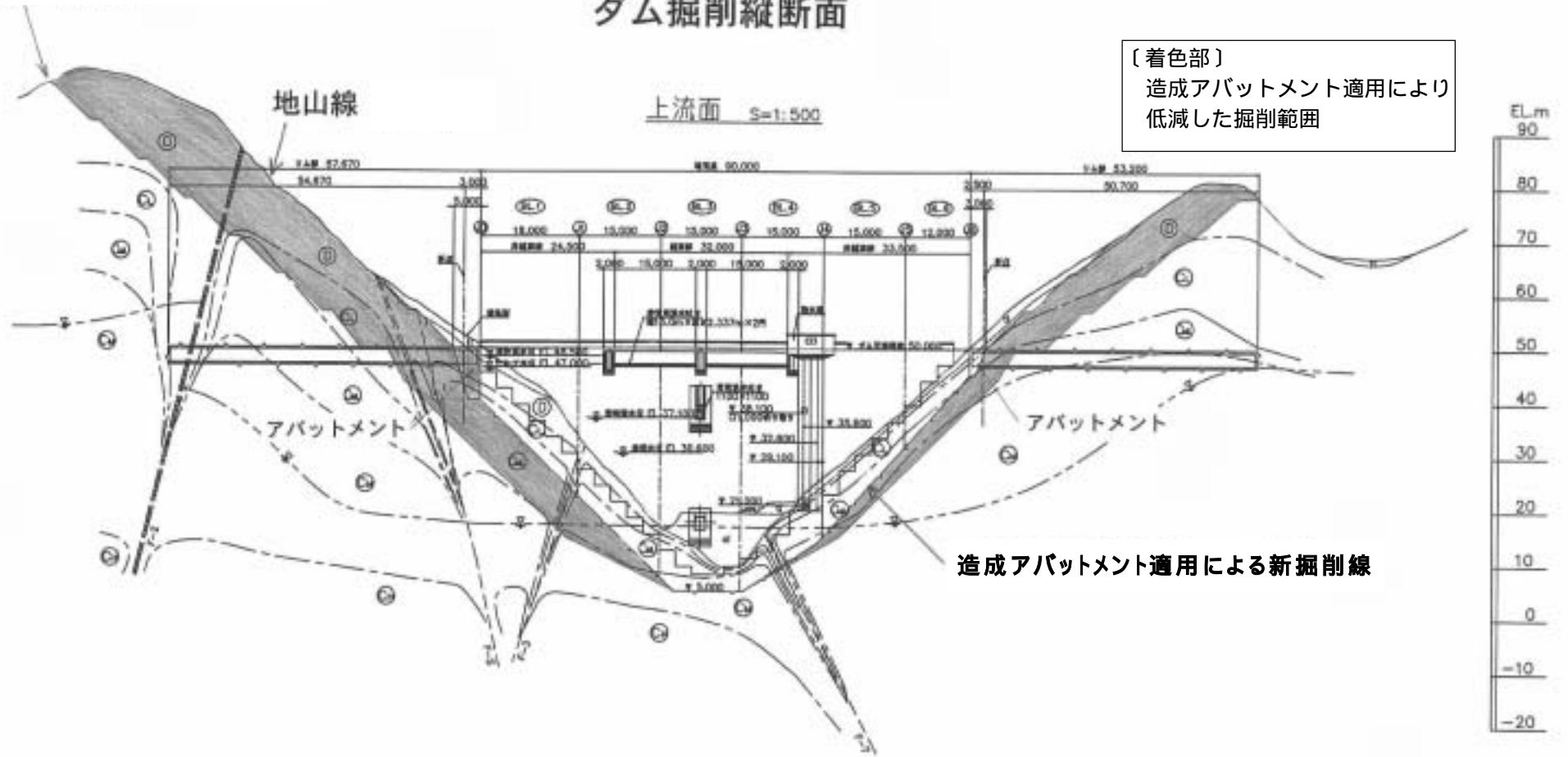


図 - 2.7.2 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況 (ダム軸断面図)

平面 S=1:500



鹿児島県	
工事名	平保 老保 河川総合整備 工事
河川名称	大野ダム 様
工事箇所	大野郡 大野村 大字尾路 地区
調査種類	地形工 平面
縮尺	1:500
図面番号	全 第 101 号
作成	設計 測量 製図

図 - 2.7.3 平面図

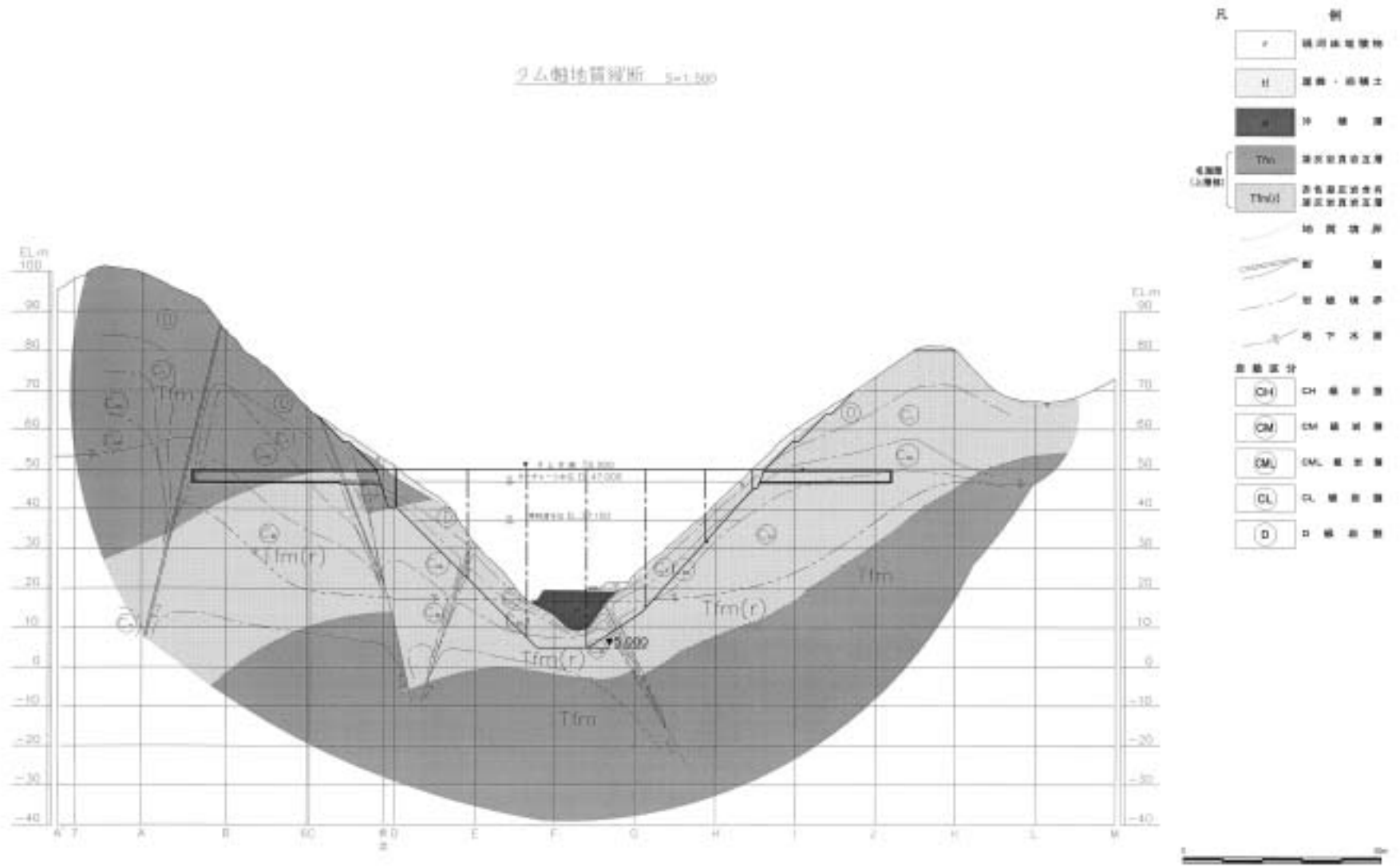


図 - 2.7.4 ダムサイト地質鉛直断面図

鹿児島県		
工事名	平成 14年度	工事
路線名	(株)鹿児島県建設設計事務所(工務) 線	
事業箇所	大島郡 大杉村 大字尾瀬 地区	
調査種類	地質調査(地質調査)	
縮尺	1/500	
調査番号	地 質 第 40号	
調査設計	調査	調査

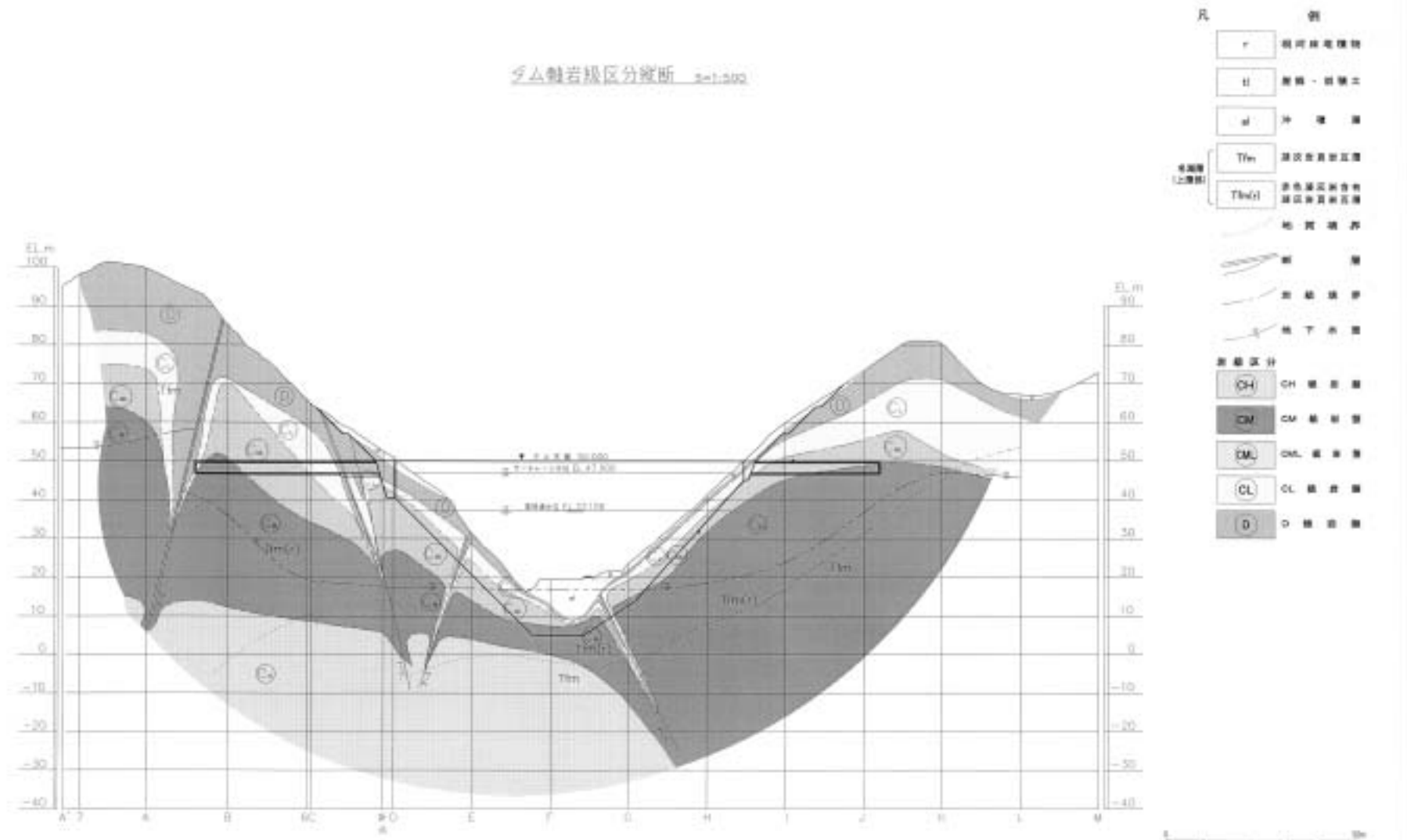


図 - 2.7.5 ダム軸(止水線)沿いの岩級区分図

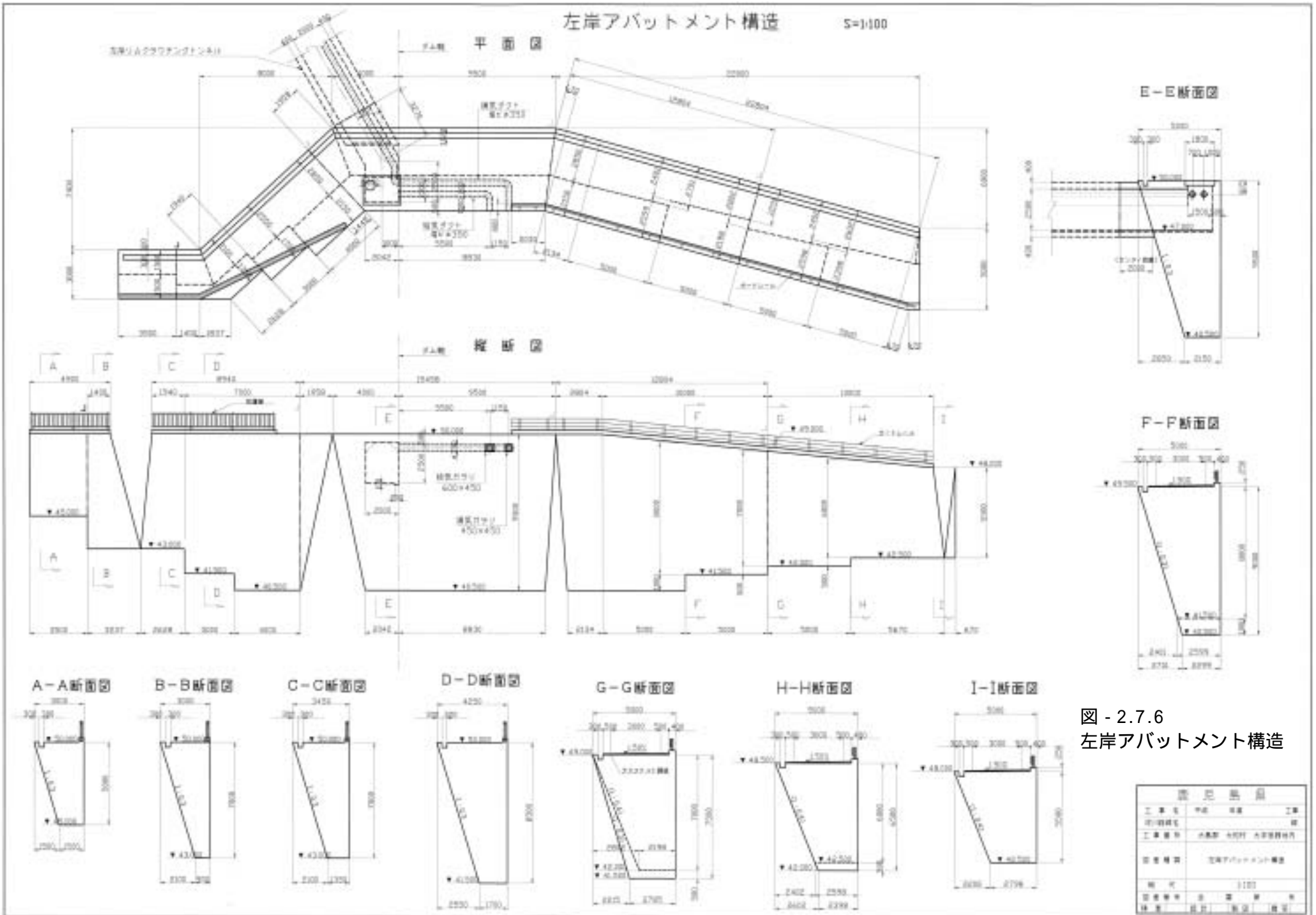


図 - 2.7.6
左岸アバットメント構造

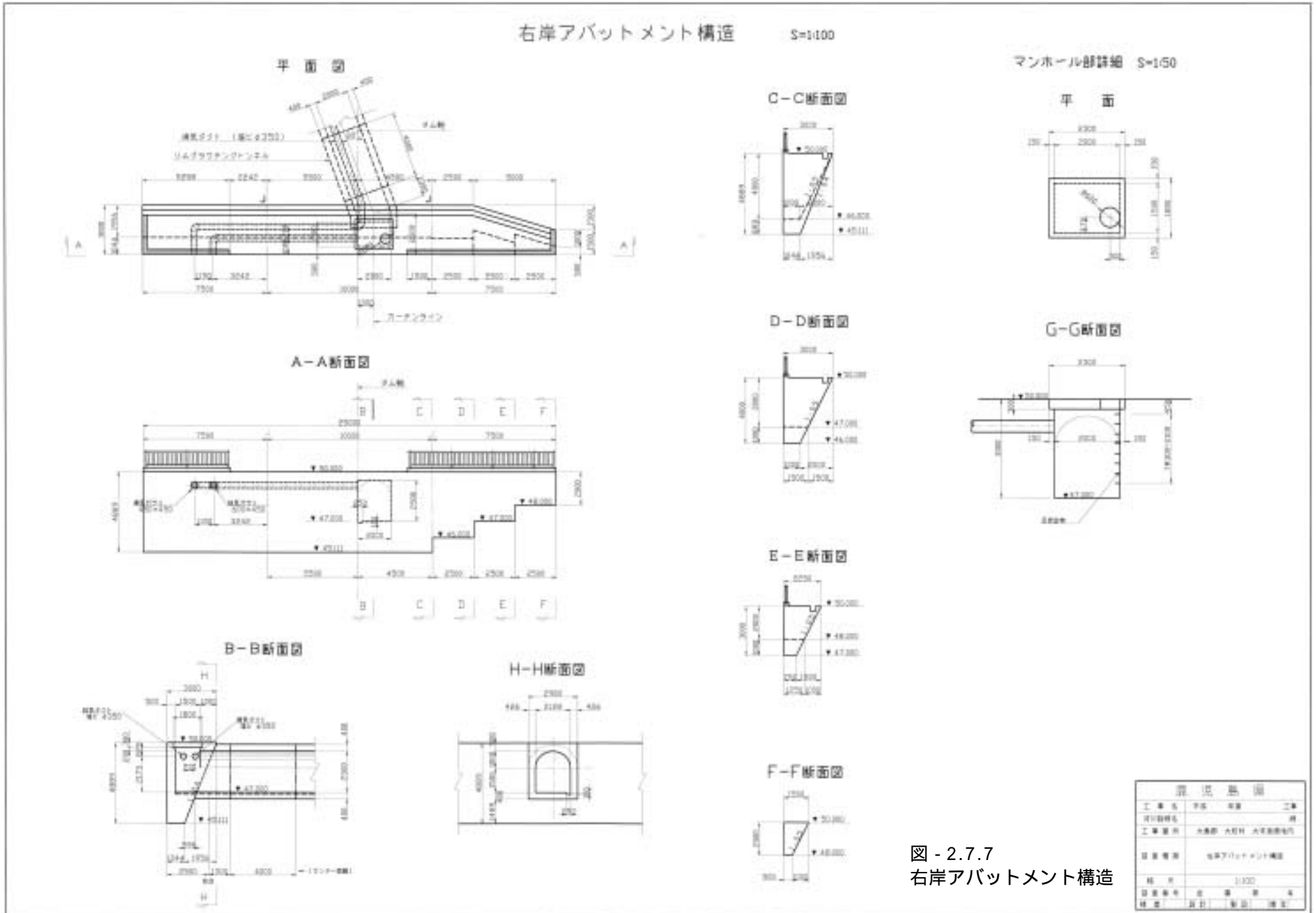


図 - 2.7.7
右岸アバットメント構造

2.8 我喜屋生活貯水池

諸 元

- 1) 事業主体 沖縄県
- 2) 所在地 沖縄県島尻郡伊平屋村字我喜屋
- 3) 水系 中の川水系シチフ川
- 4) 目的 洪水調節・不特定・上水道
- 5) 堤高 33.0m
- 6) 堤頂長 145.3m
- 7) 堤体積 40,600m³
- 8) 上下流面勾配 上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.78

造成アバットメント

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	端部置換え型	-
最 大 高 さ	6.8m	-
置 換 え 体 積	1,270m ³	-
左 右 岸 合 計	1,270m ³	
備 考	-	-
基 礎 の 岩 質	含礫泥岩	-
基 礎 の 岩 級	CL級	-
掘削低減量(低減率)	23,200m ³ (18.5%)	-
法面積低減量(低減率)	1,200m ² (17.9%)	-

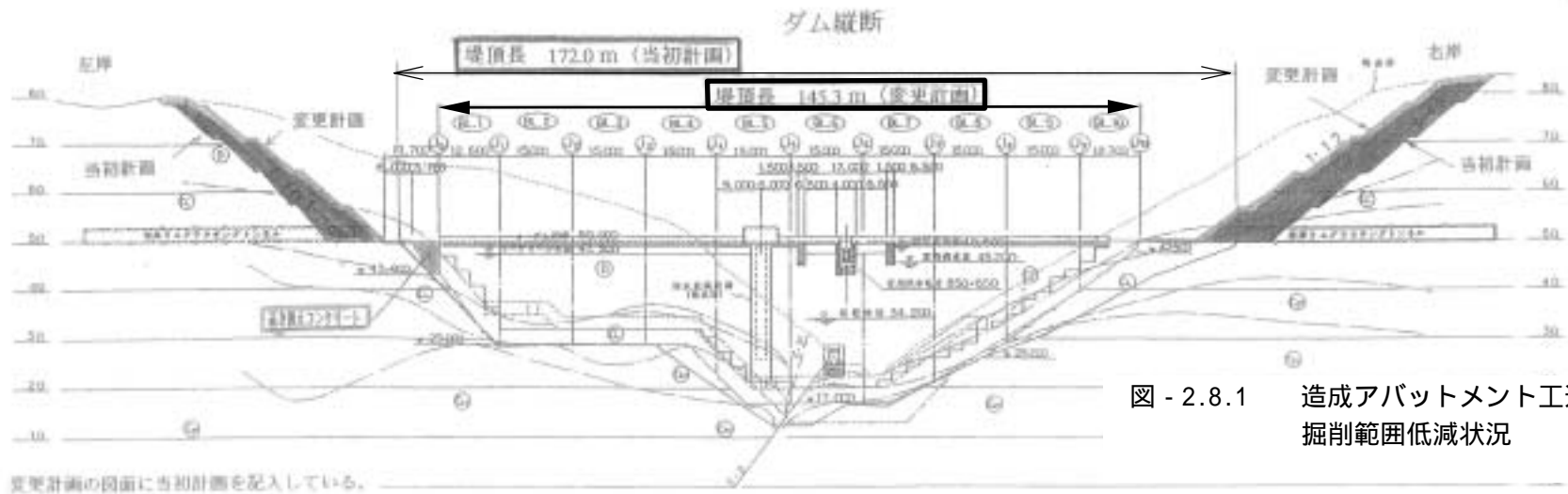
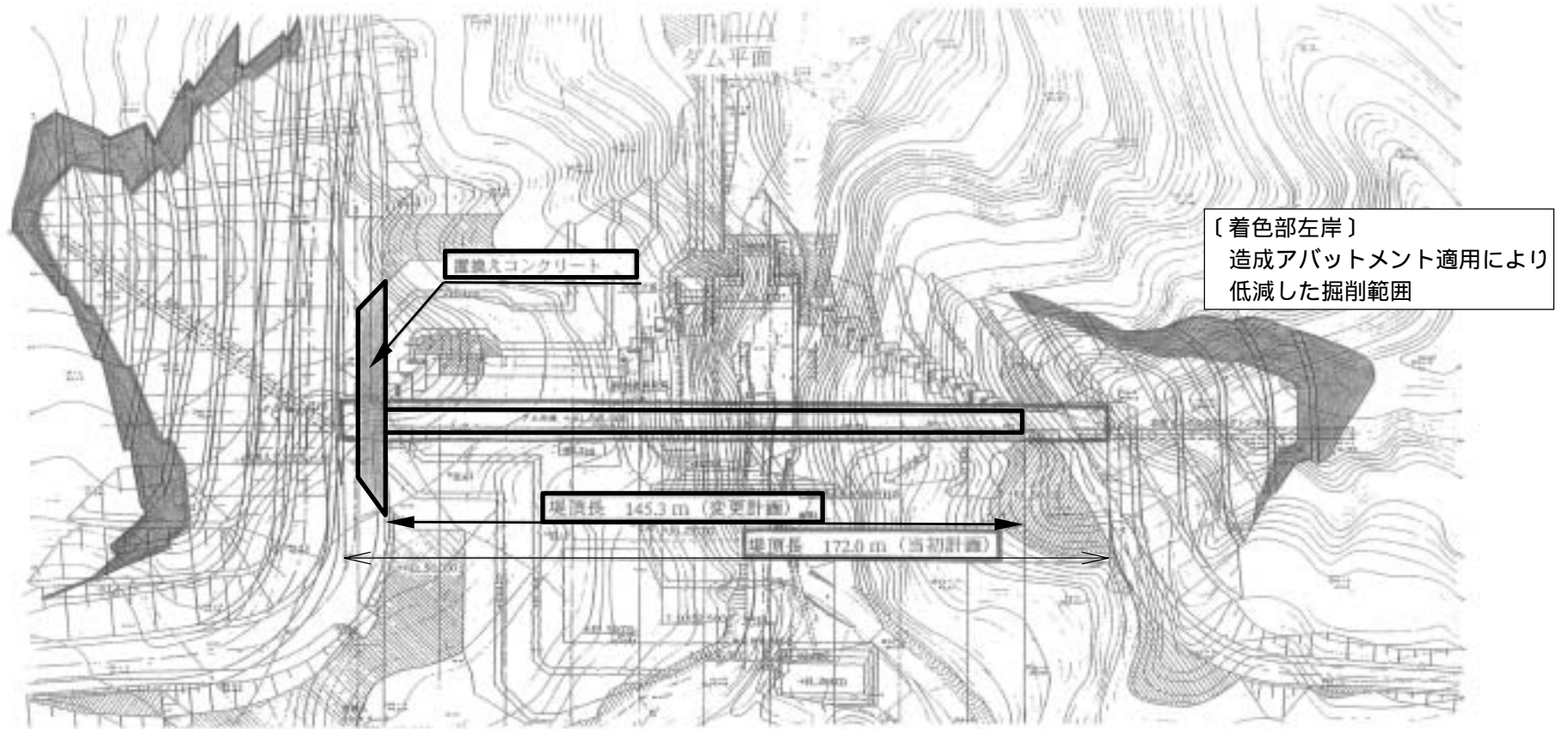
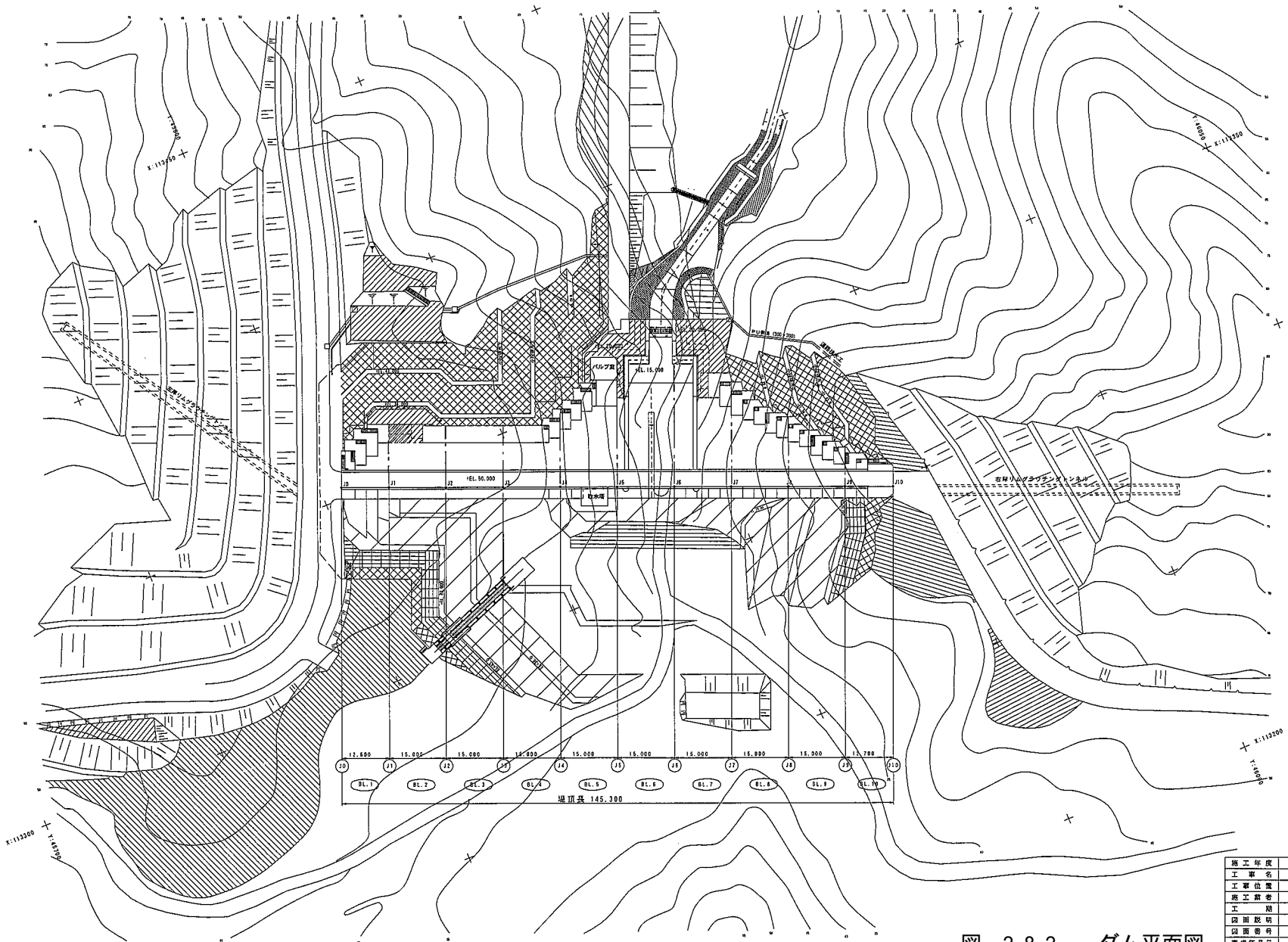


図 - 2.8.1 造成アバットメント工適用による掘削範囲低減状況

変更計画の図面に当初計画を記入している。

ダム平面図

3:1, 500



施工年度	平成15年度
工事名	我喜屋ダム建設工事(本体)
工事位置	伊平屋村我喜屋地内
施工業者	徳島建設・徳島省路・四国広域定建設工事共済会
工期	平成13年3月30日～平成15年3月19日
図面説明	橋体工 ダム平面図
図面番号	152図中、1面
完成年月日	平成15年3月19日
設計及監修	沖繩県土木建築部 沖繩県ダム審議所

図 - 2.8.2 ダム平面図

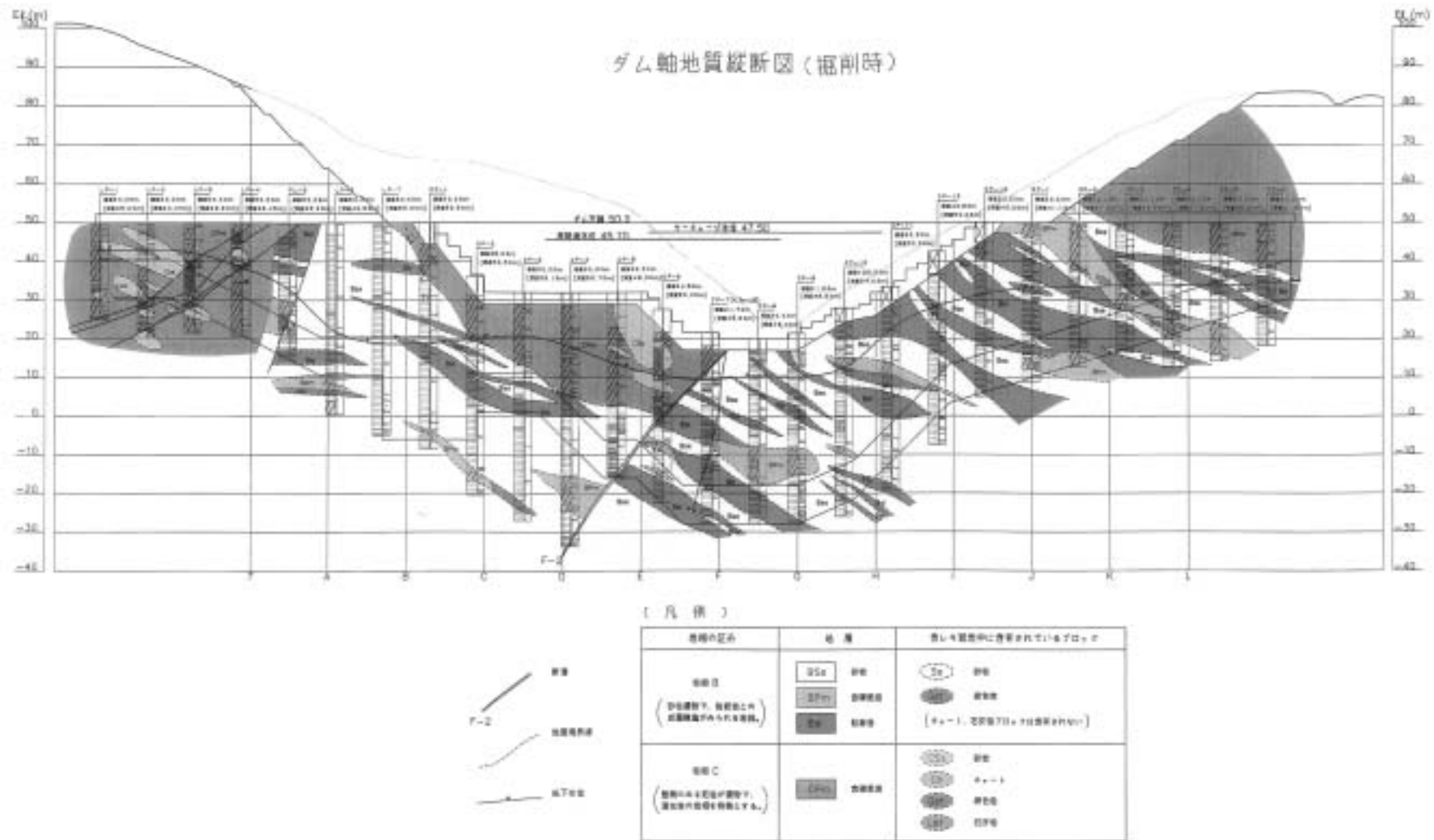


図 - 2.8.3 ダム軸地質縦断面図（掘削時）

ダム軸岩級区分縦断面図（掘削時）

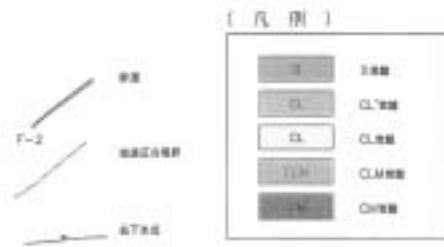
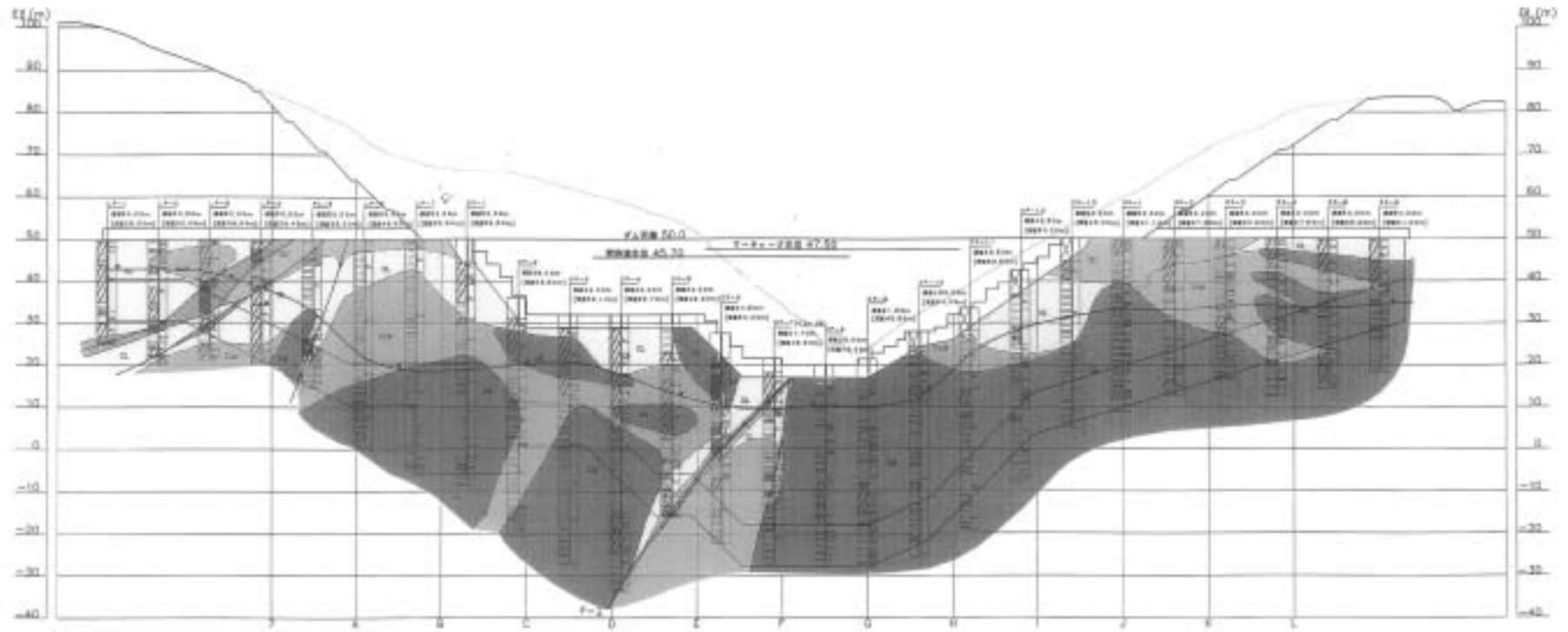
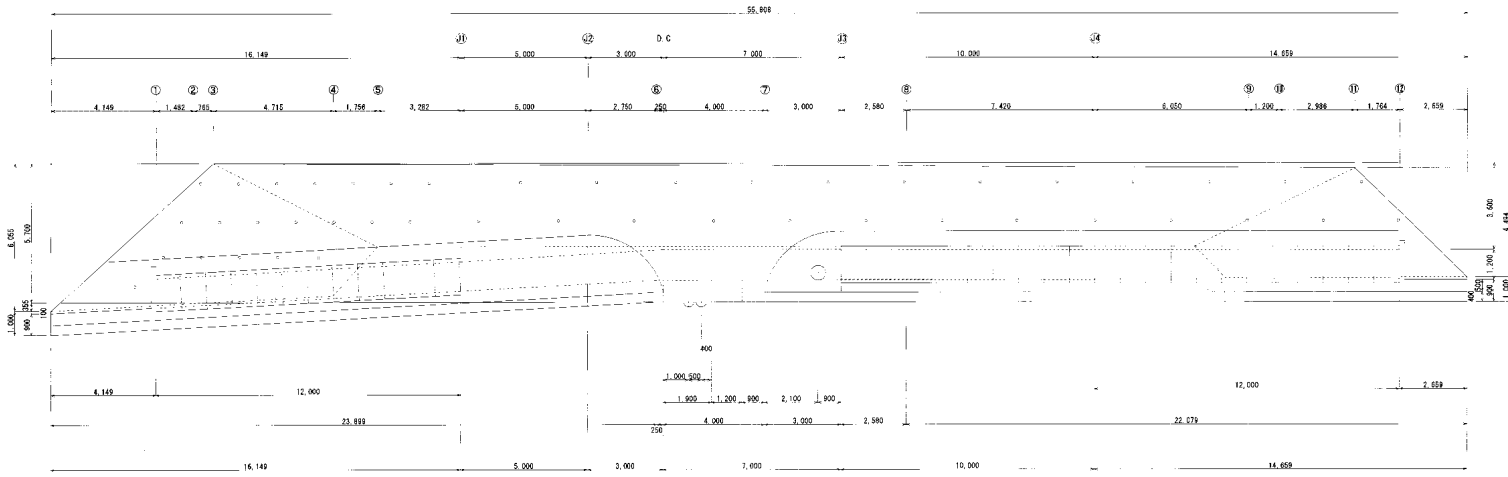


図 - 2.8.4 ダム軸岩級区分縦断面図（掘削時）

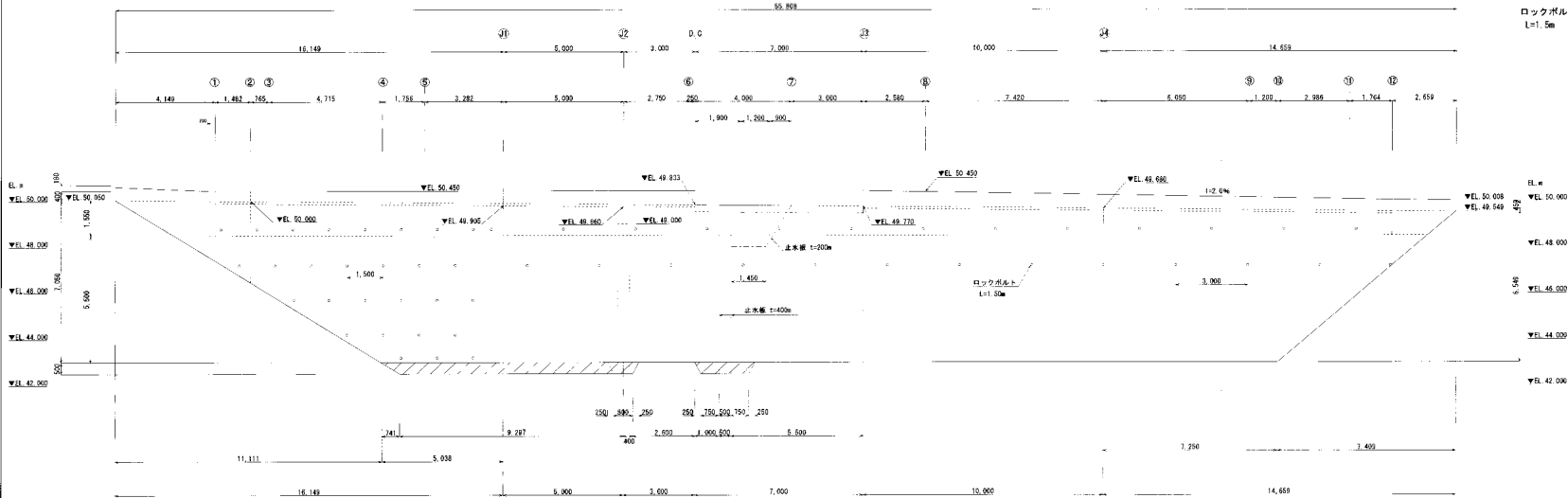
置換コンクリート構造図 (その1)

1:100

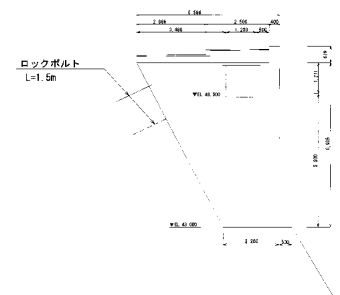
平面図



正面図



断面図 (ビット部)



断面図 (ボックス部)

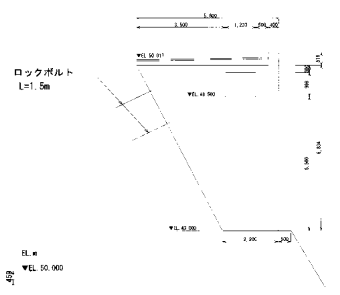


図 - 2.8.5 置換コンクリート構造図

施工年度	平成15年度
工事名	牧野ダム建設工事(本体)
工事位置	伊平屋村字牧野原境内
施工業者	新潟建設・新潟土木・新潟建設工事株式会社
工期	平成13年3月30日～平成16年3月19日
図面番号	25-置換-105集
図面説明	置換コンクリート構造図(その1)
完成年月日	平成16年3月19日
設計及監修	沖縄県土木建築部 沖縄県ダム事務所

3. 傾斜型造成アバットメント工

3.1 遠野第二生活貯水池

諸 元

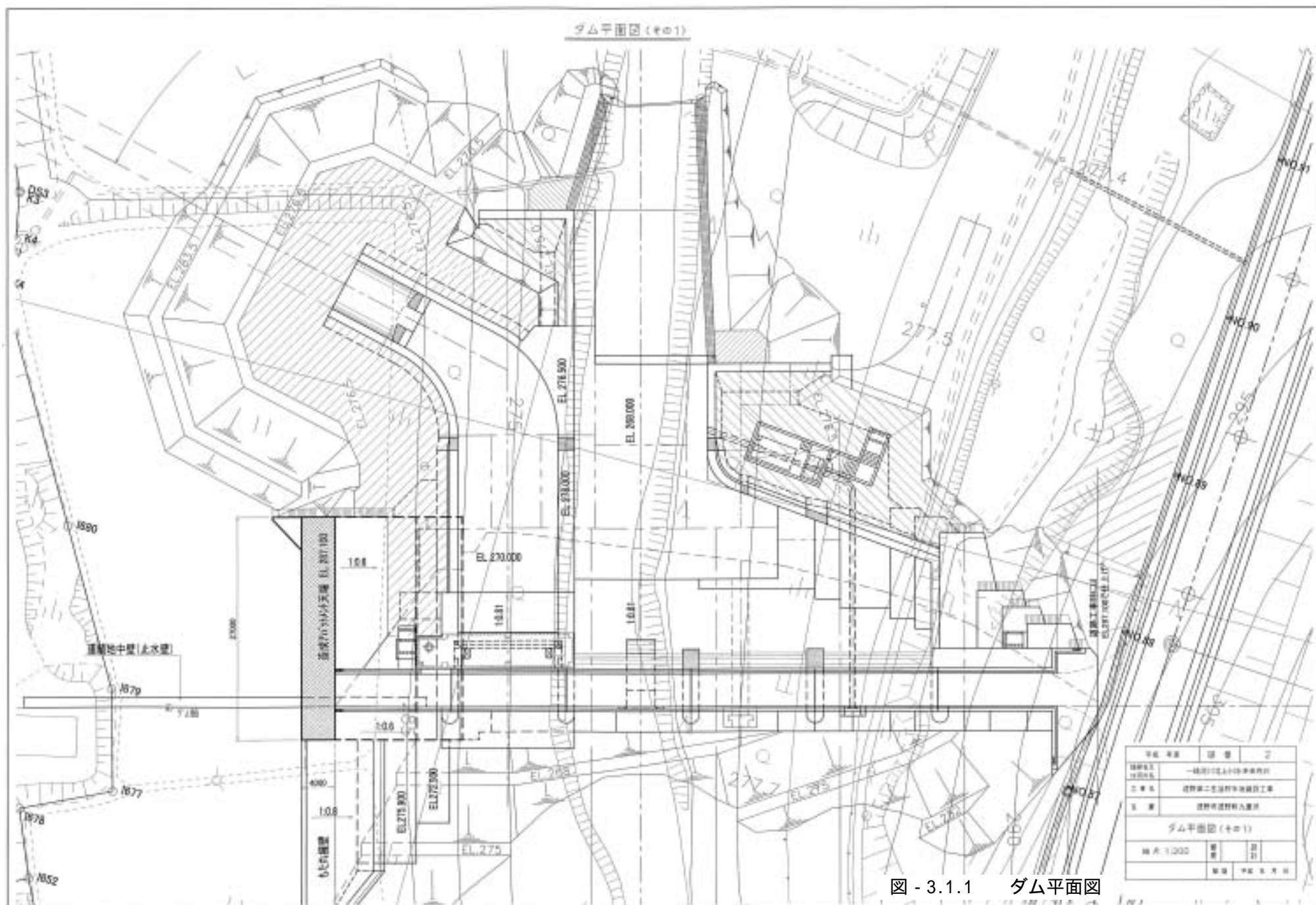
- | | |
|-----------|----------------------|
| 1) 事業主体 | 岩手県 |
| 2) 所在地 | 岩手県遠野市遠野町 |
| 3) 水系 | 北上川水系来内川 |
| 4) 目的 | 洪水調節・河川環境保全 |
| 5) 堤高 | 26.1m |
| 6) 堤頂長 | 91.9m |
| 7) 堤体積 | 22,000m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面 鉛直 ・ 下流面 1:0.81 |

造成アバットメント

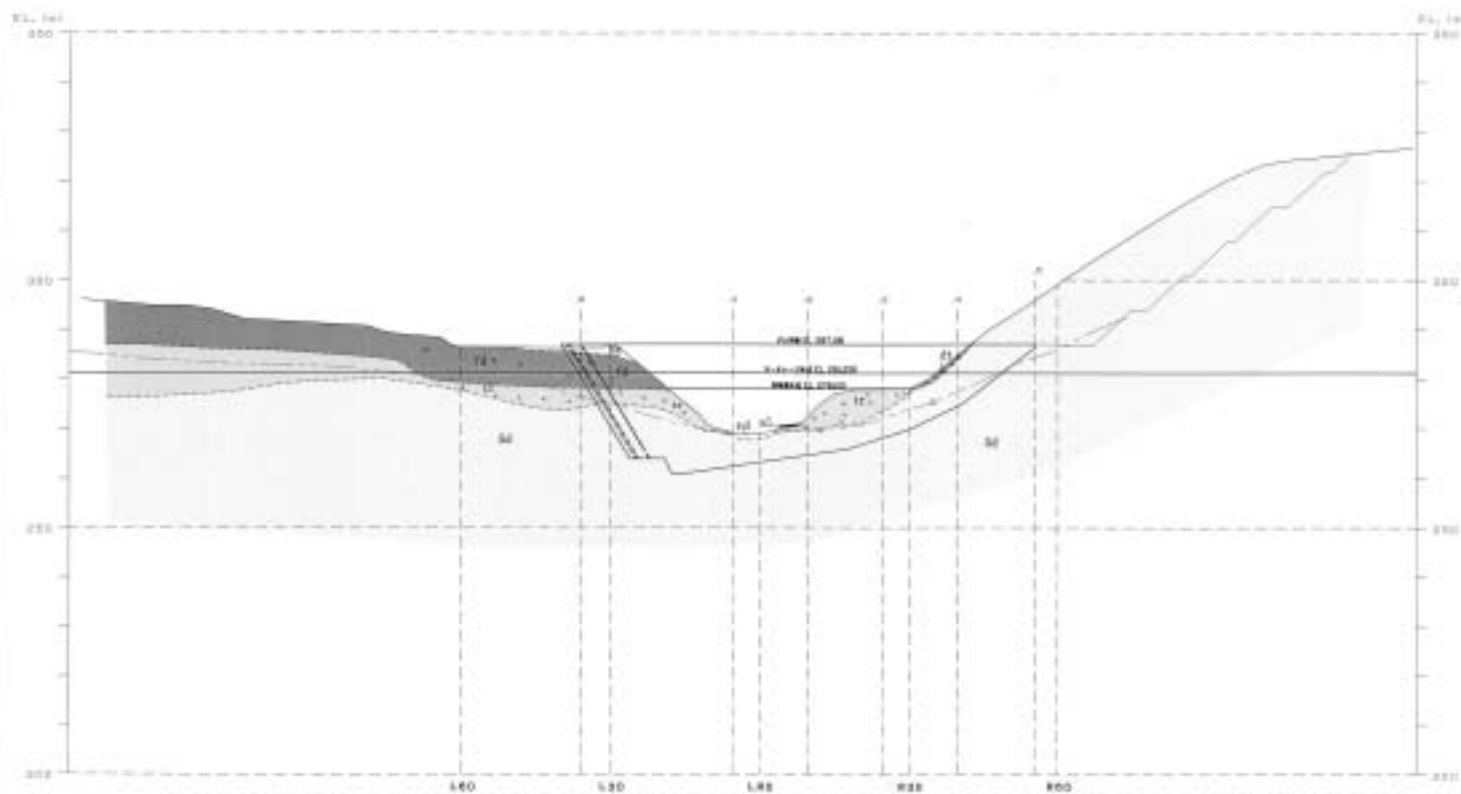
左岸端部には未固結の扇状地堆積層・段丘堆積層と風化の進んだ花崗岩（D級、CL級）が広く、深く分布しており、重力式コンクリートダム基礎として適した岩盤は、その下部に位置する花崗岩層（CM'～CM級及びCH級）となる。このCM'～CM級岩盤をダム基礎とした場合、堤頂長・堤体積が大きくなり、経済性・工程・改変区域の拡大などの課題が多数生じる。当初計画ではダム基礎を扇状地堆積層等やD級岩盤に乗座させるように箱形連続地中壁工法による箱型躯体を設置することとしていたが、造成アバットメント案を比較案として抽出し検討した結果、造成アバットメント工法が経済性・工程面で有利となった。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	傾 斜 型	-
最 大 高 さ	23.1m	-
置 換 え 体 積	3,500m ³	-
左 右 岸 合 計	3,500m ³	
備 考	掘削勾配 1 : 0.6	
基 礎 の 岩 質	花崗閃緑岩	-
基 礎 の 岩 級	CL、CM'級	-
掘削低減量（低減率）	1,100m ³ （38.9%）	-
法面積低減量（低減率）	-	-



遠野第二生活貯水池 ダム軸地質断面図 (S=1:500)



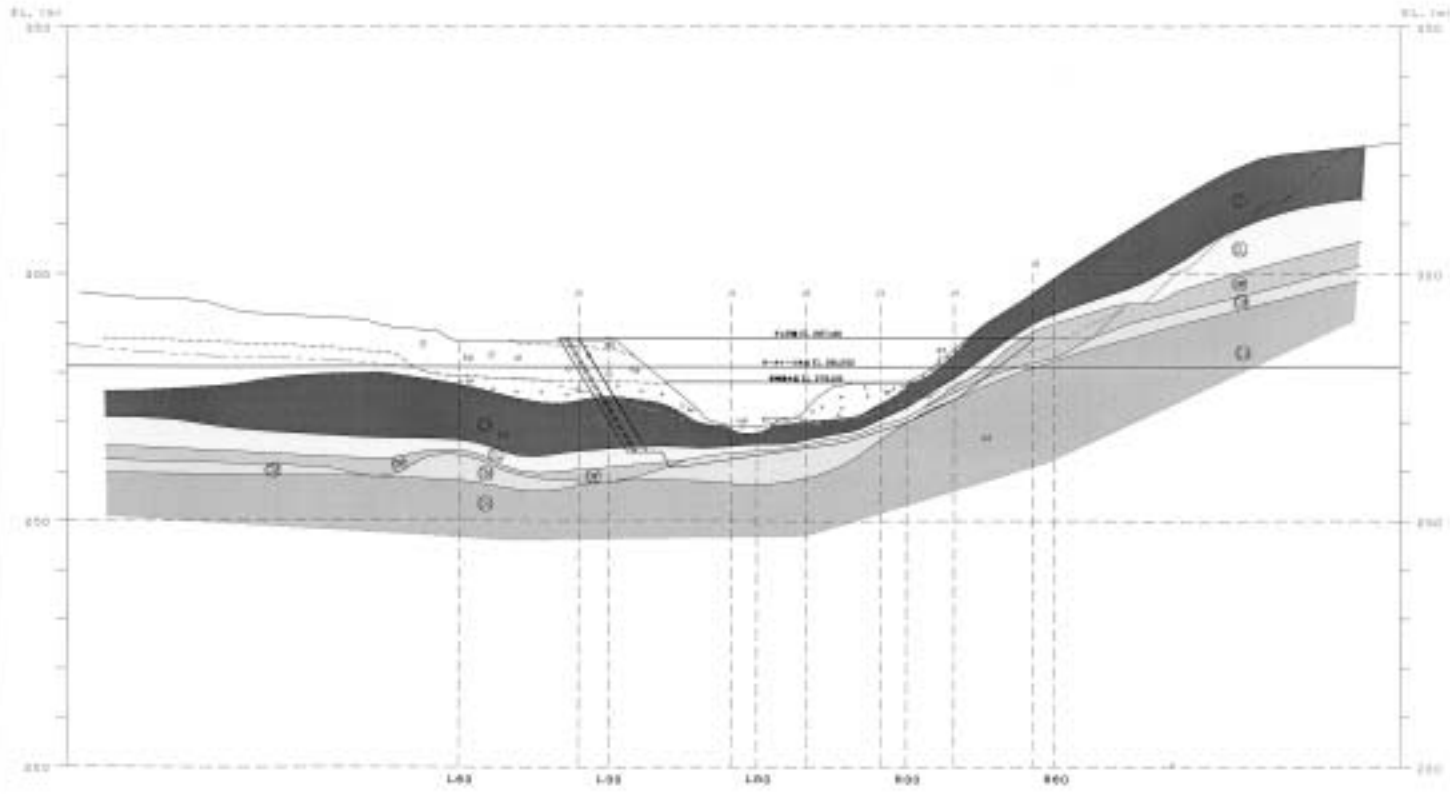
遠野第二生活貯水池 地質構成表

地質時代	地質名	記号	記 事	
沖積土	腐土	3.3	標高20m以上で存在し、粘土質砂質土質に改良したもので、 2層-10程度	
	砂質土層	3.4	砂・礫・粘土よりなる堆積物、礫 →粒径、最大粒径10cm以内の粒径に 限定する。	
	砂質土層	3.5	砂・礫・粘土よりなる堆積物、 最大粒径10cm以内の粒径に 限定する。	
	砂質土層	3.6	砂・礫・粘土よりなる堆積物、礫 →粒径、最大粒径10cm以内の 粒径に限定する。	
第四紀	礫状地層	4.1	遠野第二生活貯水池の建設時、ダム サイト近辺の地層に広く分布する。 粘土質砂質土質の礫、粘土質砂質土 質の礫、粘土より構成され、 礫状地層地層である。 2層-10程度	
	砂質土層	4.2	標高20m以上で存在する河川堆積物 礫よりなり、最大粒径10cm以内の 粒径に限定する。粘土質砂質土質の 礫、粘土より構成され、礫状地層 地層である。礫状地層地層、粘 土質砂質土質より構成されている。 粘土質砂質土質の礫、粘土質砂質土 質の礫よりなり、 2層-10程度	
新 世	白雲岩	高層地層	0.4	主に高層地層、高層地層、粘土質より 構成される礫状地層地層、粘土質 砂質土質の礫、粘土質砂質土質の 礫、粘土より構成されている。 粘土質砂質土質の礫、粘土質砂質土 質の礫よりなり、 2層-10程度

図-4	ダム軸地質断面図
縮尺	1:500
作成	2018.11.15
国土交通省国土院 国土院 国土院 国土院	

図 - 3.1.2 ダム軸地質断面図

遠野第二生活貯水池 ダム軸岩級区分図 (S=1:500)



遠野第二生活貯水池 地質構成表

地質時代	地質名	記号	記 述
新第三紀	粘土	4.5	礫混じり粘土層である。地層構造は非連続的に発達し、局所的に砂層が認められる。
	砂・礫層	4.4	砂・礫・砂質土よりなる堆積物。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。
	砂質土層	4.3	砂・礫・砂質土よりなる堆積物。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。
	砂質土層	4.2	砂・礫・砂質土よりなる堆積物。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。
第四紀	砂質土層	4.1	砂・礫・砂質土よりなる堆積物。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。
	砂質土層	4.0	砂・礫・砂質土よりなる堆積物。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。
中生代	白亜紀	3.4	法に属する。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。
	白亜紀	3.4	法に属する。厚さ約10m、局所的に厚さ約20mの層が認められる。

- [D] 新層
- [CL] 新層
- [CM] 新層
- [CM] 新層
- [CH] 新層

図名	遠野第二生活貯水池 ダム軸岩級区分図
図号	ダム軸岩級区分図
縮尺	1:500
作成	2014年 04月
作成者	国土交通省 国土院 国土院 国土院

図 - 3.1.3 ダム軸岩級区分図

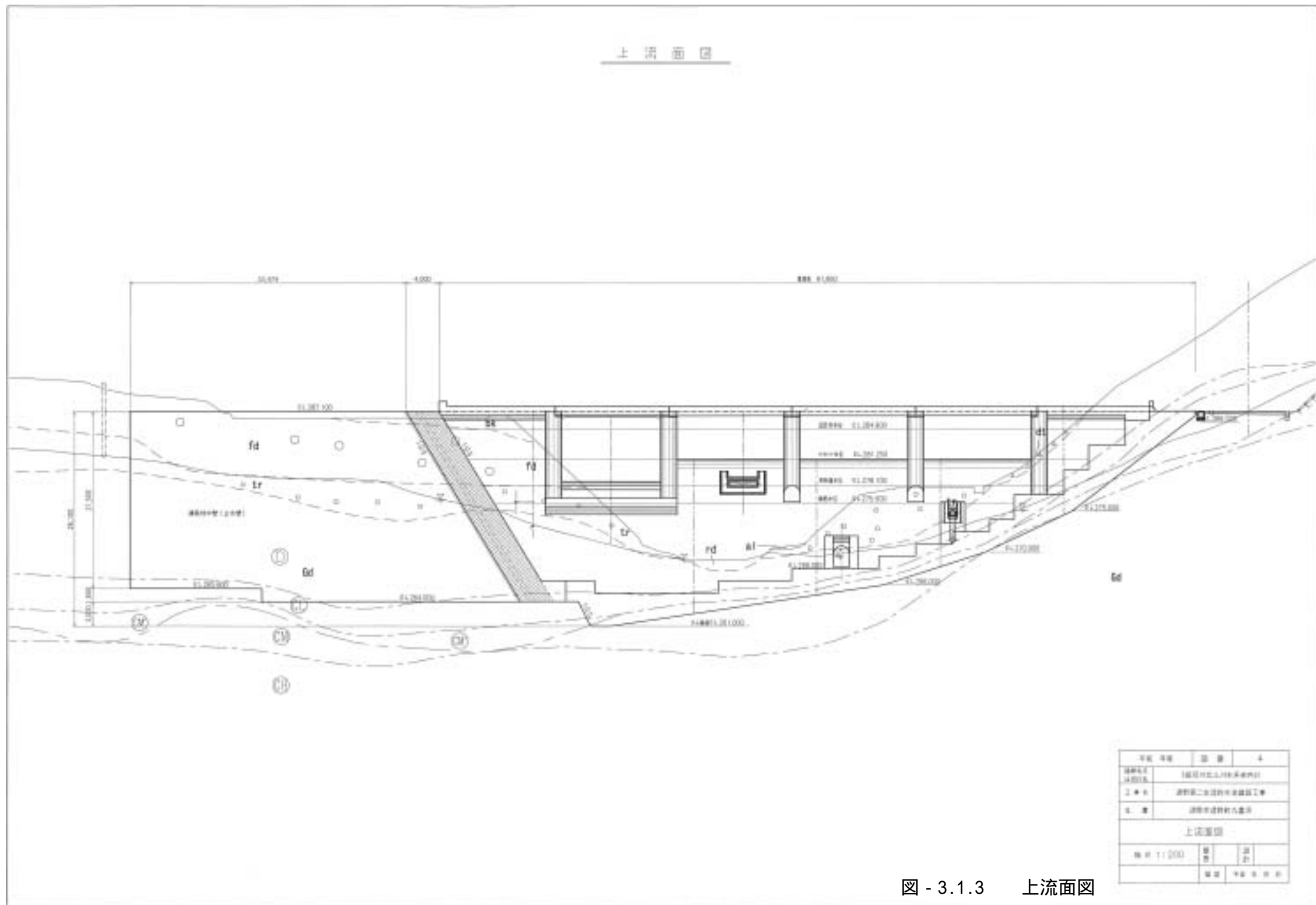


图 - 3.1.3 上流面图

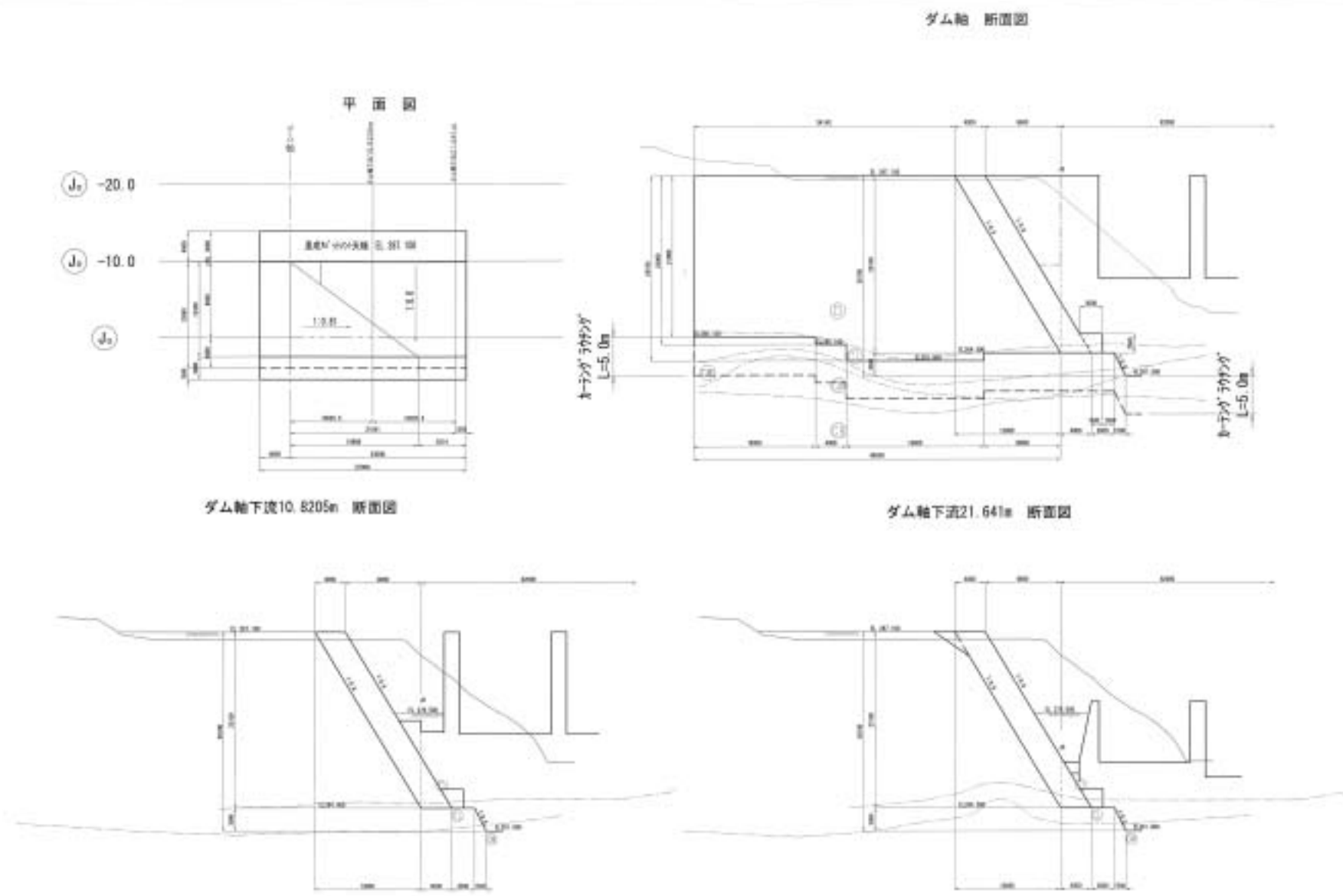


図 - 3.1.4 造成アバット構造図

3.2 稲葉ダム

諸元

- | | |
|-----------|--|
| 1) 事業主体 | 大分県 |
| 2) 所在地 | 左岸 大分県竹田市久住町白丹地先
右岸 大分県竹田市刈小野池先 |
| 3) 水系 | 大野川水系稲葉川 |
| 4) 目的 | 洪水調節・不特定 |
| 5) 堤高 | 56m |
| 6) 堤頂長 | 233.5m |
| 7) 堤体積 | 223,000m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面 1:0.06 (フィレット 1:0.35) ・ 下流面 1:0.71 |

造成アバットメント

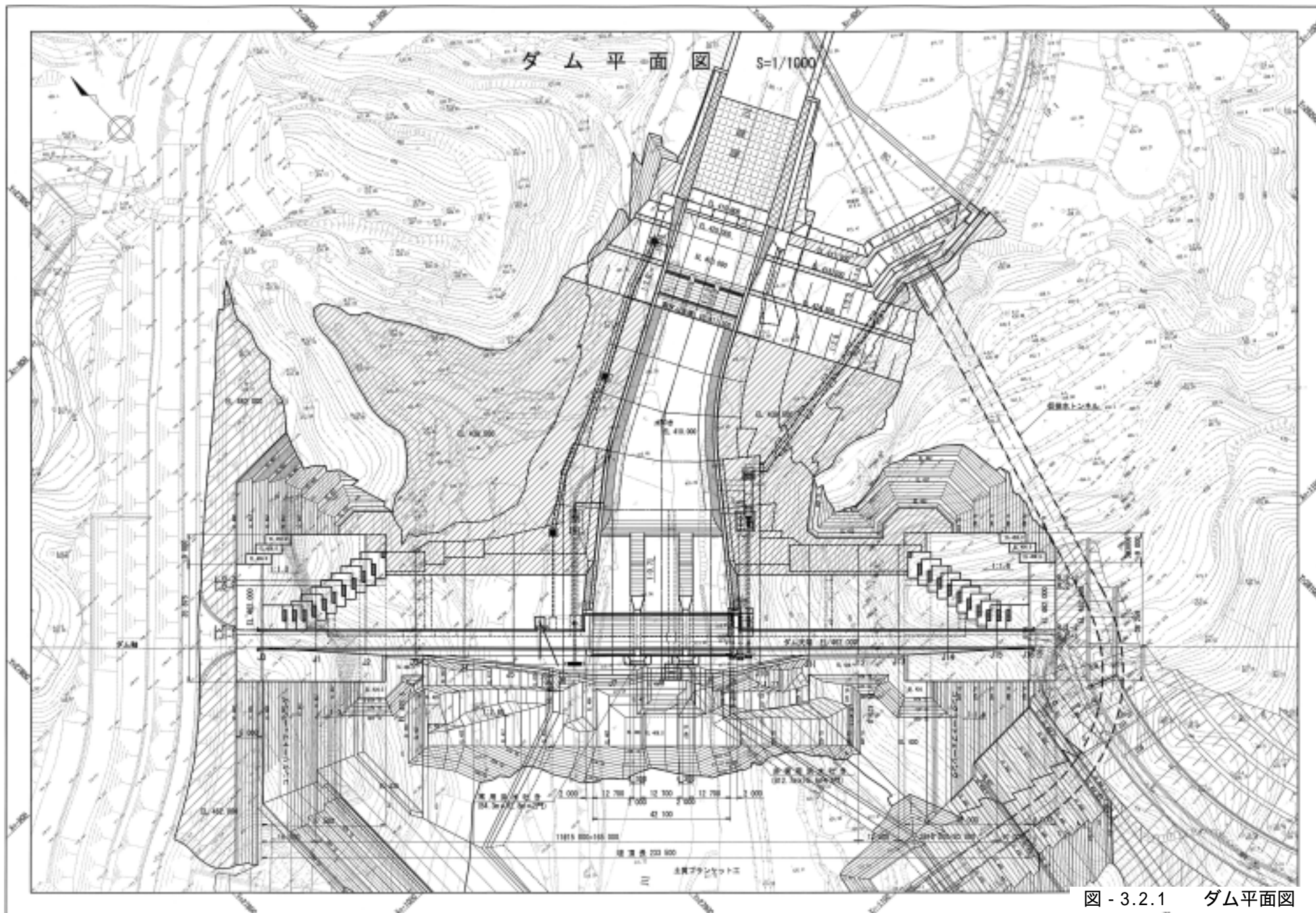
本ダムサイトの地質分布はほぼ水平構造を示しており、オープン掘削した場合はD級岩盤の軟質層が必ず左右岸アバット部に出現するために、安全上、特殊基礎処理工が必要となる。特殊基礎処理工の採用可能な工法として、当初、箱型連壁工法、連壁+アンカー工法、トンネル置換工法の3案による比較検討を行った結果、左右岸とも确实性、施工性および経済性の面で有利となる、トンネル置換工法を採用した。しかし、トンネル置換工法は小断面トンネル群による掘削・置換の繰り返し施工となるため、施工上の作業効率、安全性、工期短縮の観点から合理化検討を行うこととなった。

合理化検討は、特殊基礎処理工の必要機能を確保したうえで、明かり施工となる造成アバットメントについてトンネル置換工との比較を行った。その結果、以下に示す理由により左右岸とも造成アバットメントによる合理化が可能であると判断し、特殊基礎処理工として造成アバットメント工の採用に至った。

- 造成アバットメントは、1:1.0の掘削面に着岩させるため、その自重等により地山との密着が図られる。よって地山の力学的安定性および遮水性の面でトンネル置換工以上に确实性の高い工法となる。
- 明かり施工が可能となる造成アバットメントは、トンネル施工に比べて施工上の作業効率および安全性に優れ、堤体打設工程への影響も殆どないことから、全体工程が大幅に短縮される。
- 造成アバットメントはトンネル置換工に比べて大幅なコスト縮減が可能となる。

造成アバットメントの概要

	左岸	右岸
型式	傾斜型	傾斜型
最大高さ	37.5m	38.0m
造成アバットメント体積	13,100m ³	13,400m ³
左右岸合計	26,500m ³	
備考	背面勾配 1:1.0	背面勾配 1:1.0
基礎の岩質	溶結凝灰岩	
基礎の岩級	CM級	CM級



ダム軸岩級区分図 S=1/1000

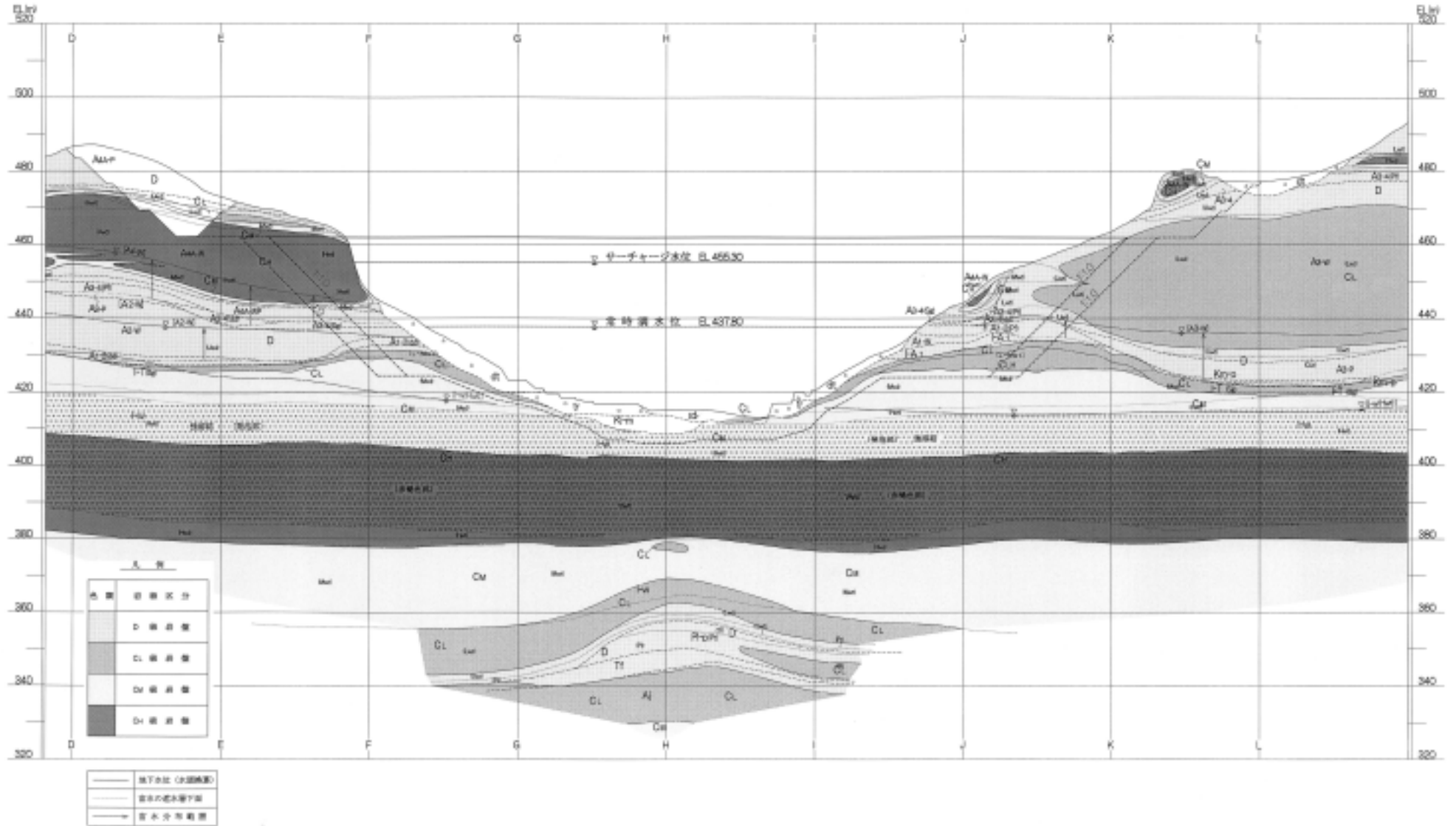
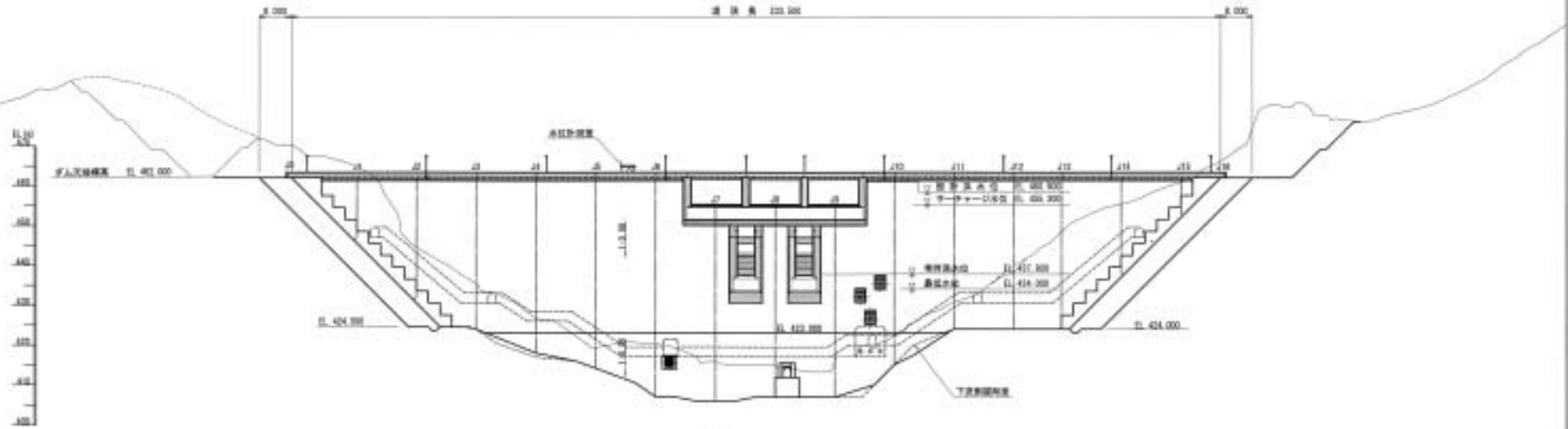


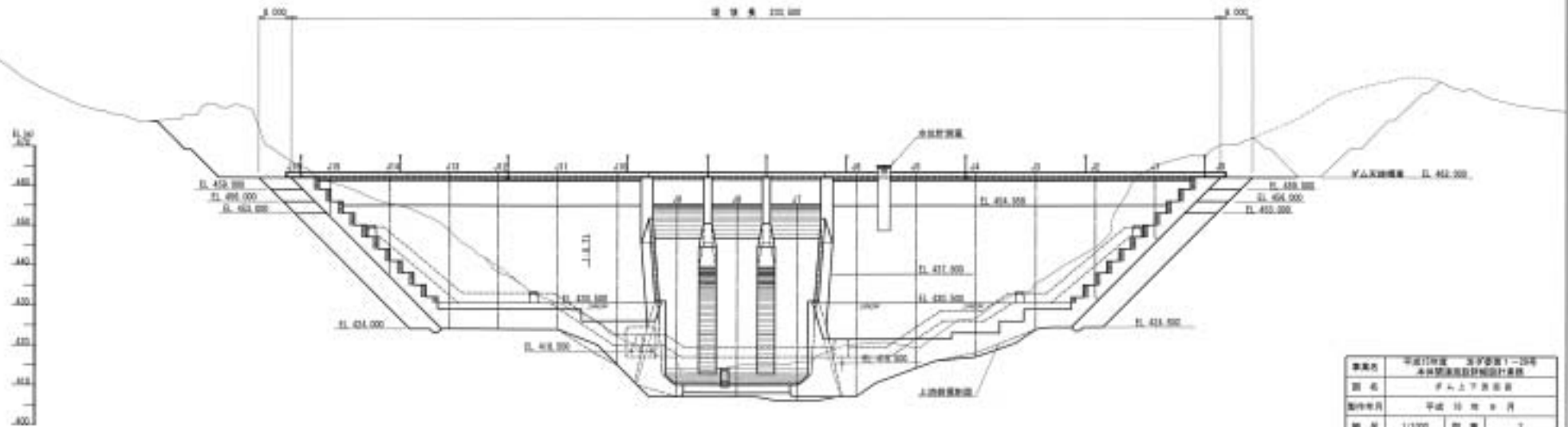
図 - 3.2.3 ダム軸岩級区分図

ダム上下流面図 S=1/1000

上流面図



下流面図

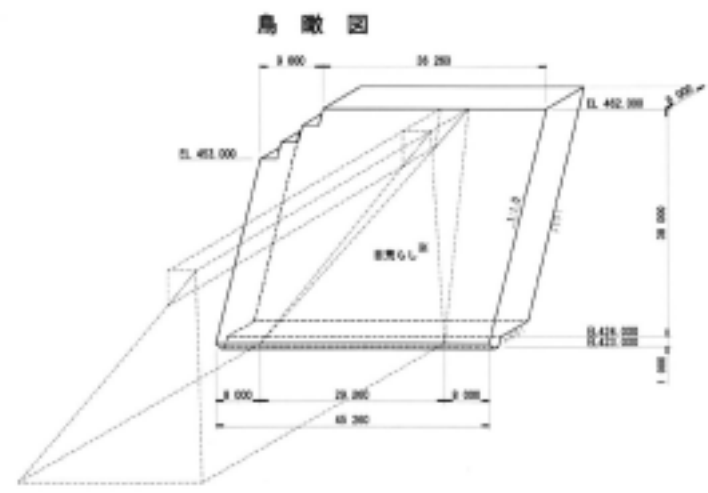
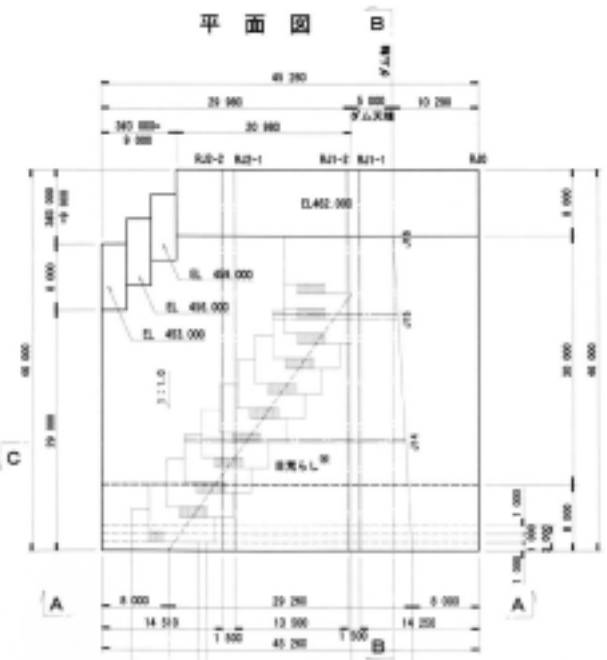
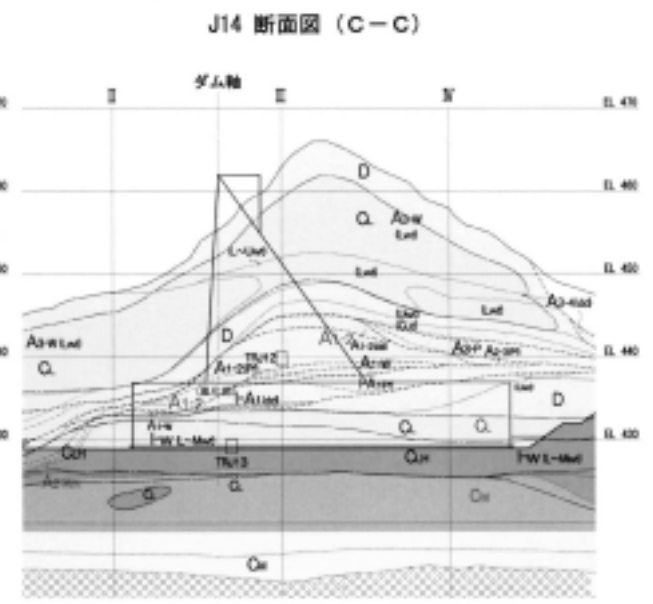
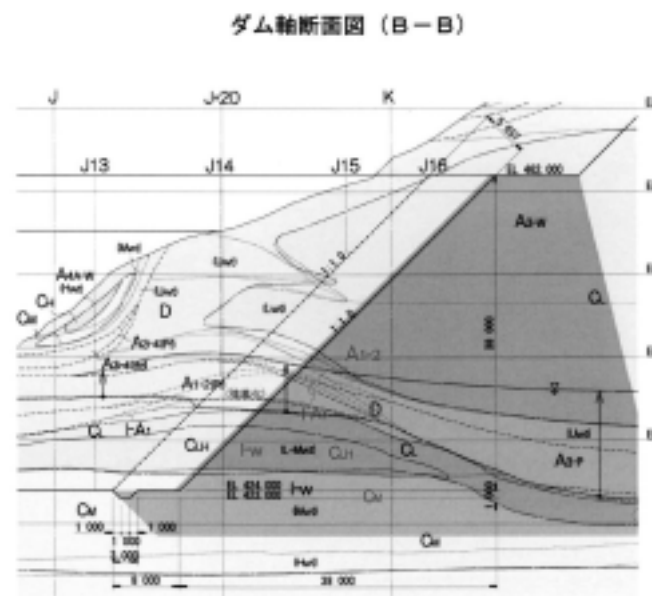
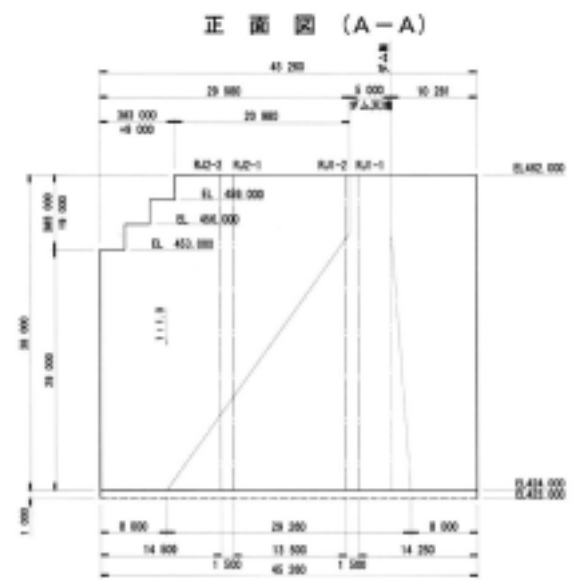


事業名	平成17年度 国土開発1-10号 本州関東地方技術設計事務所
図名	ダム上下流面図
図中年月	平成 17 年 0 月
縮尺	1/1000 図 番 丁
大 小 冊	技術士事務所
株式会社	建設技術研究所

※基礎図面は、図面に、添付図に示す範囲を省略せず、ダム完成後図面以上に、ダム組上の図面を提出する。

図 - 3.2.4 ダム上下流面図

右岸造成アバットメント一般図



凡例

- (点線) 設計スケッチと設計箇所
- (実線) 設計決定図
- 地下水位 (水頭線)
- 基本的水準線
- 基本分界線

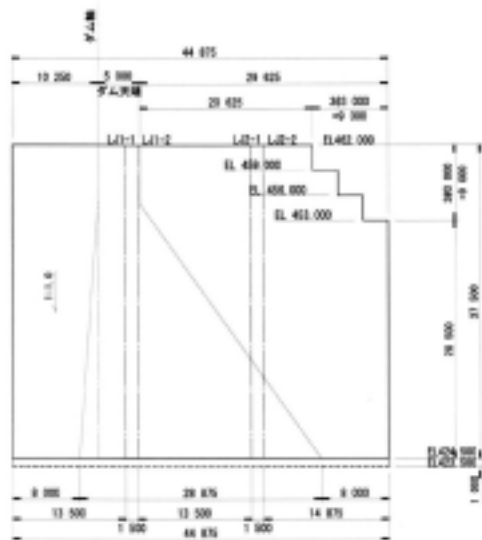
色	地層	区分
白	D	堆積層
浅灰	Q	堆積層
中灰	Cu	堆積層
深灰	Cu	堆積層
黒	Cu	堆積層

※ ダム軸線及びワーキング面線別の造成アバットメント断面図に對しては、適用される。適用しない。

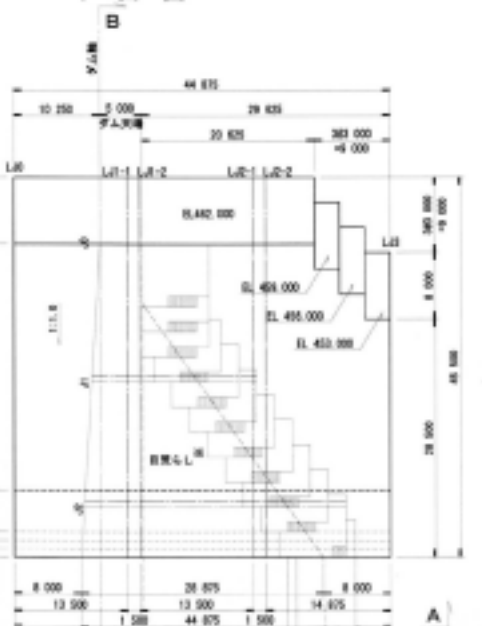
図 - 3.2.5 右岸造成アバットメント一般図

左岸造成アバットメント一般図

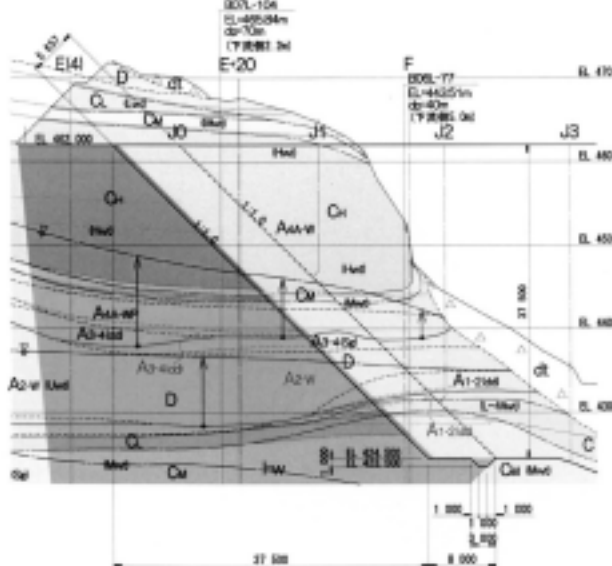
正面図 (A-A)



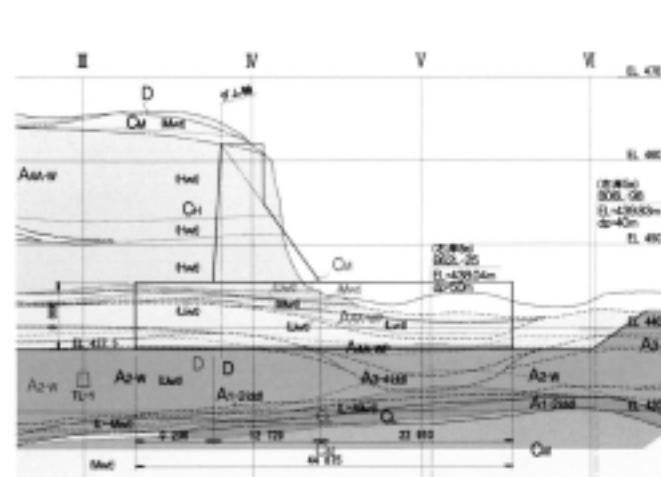
平面図



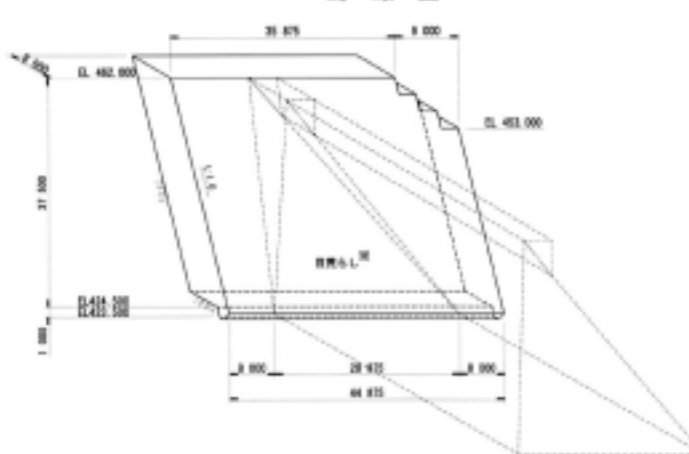
ダム軸断面図 (B-B)



J1 断面図 (C-C)



鳥瞰図



凡例

- (濃い線): 設計決定境界線
- (薄い線): 設計決定境界線
- (点線): 地下水位 (水頭線)
- (細点線): 岩山の透水層下層
- (矢印): 岩水分布範囲

色	岩種	区分
白	砂岩	第1層
淡黄	砂岩	第2層
黄	砂岩	第3層
赤	砂岩	第4層
黒	砂岩	第5層

※ ダム本体及びフーチング建築物の造成アバットメント断面図に対しては、自然らしを省略する。

図 - 3.2.6 左岸造成アバットメント一般図

3.3 西之谷ダム

諸 元

- | | |
|-----------|----------------------------------|
| 1) 事業主体 | 鹿児島県 |
| 2) 所在地 | 鹿児島県鹿児島市西別府町西之谷 |
| 3) 水系 | 新川水系新川 |
| 4) 目的 | 洪水調節 |
| 5) 堤高 | 21.5m |
| 6) 堤頂長 | 135.8m |
| 7) 堤体積 | 32,300m ³ |
| 8) 上下流面勾配 | 上流面 鉛直(フィレット 1:0.6) ・ 下流面 1:0.78 |

造成アバットメント

本ダムの基盤岩盤は、新第三紀から更新世に堆積した海成から汽水性の堆積物層である軟岩の城山層に求めている。この城山層はほぼ水平に分布し、地山深部においても高まりがないため、ダムの両袖部では基礎岩盤に直接着岩できない地質層序となっている。ダム本体は両袖部とも、城山層の上位に分布するシラス層に取り付けざるを得ない。

このことから当初計画では、城山層を基礎岩盤とする箱型連続地中壁工法を採用し、ダム本体はこの箱型連続地中壁に取り付ける計画としていた。本工法は所要の安全性を確保するための構造規模が大きくなるとともに施工が煩雑となり、また、施工工程も長期化するという課題がある。これらの問題点を解決すべく、経済性、施工性などに配慮した造成アバットメントを提案し、採用に至った。

造成アバットメントの概要

	左 岸	右 岸
型 式	傾斜型	傾斜型
最 大 高 さ	14.0m	13.0m
置 換 え 体 積	1,288 ³	1,118m ³
左 右 岸 合 計	2,406m ³	
備 考	背面勾配 1:0.6	背面勾配 1:0.6
基 礎 の 岩 質	溶結凝灰岩	
基 礎 の 岩 級	CM級	CM級

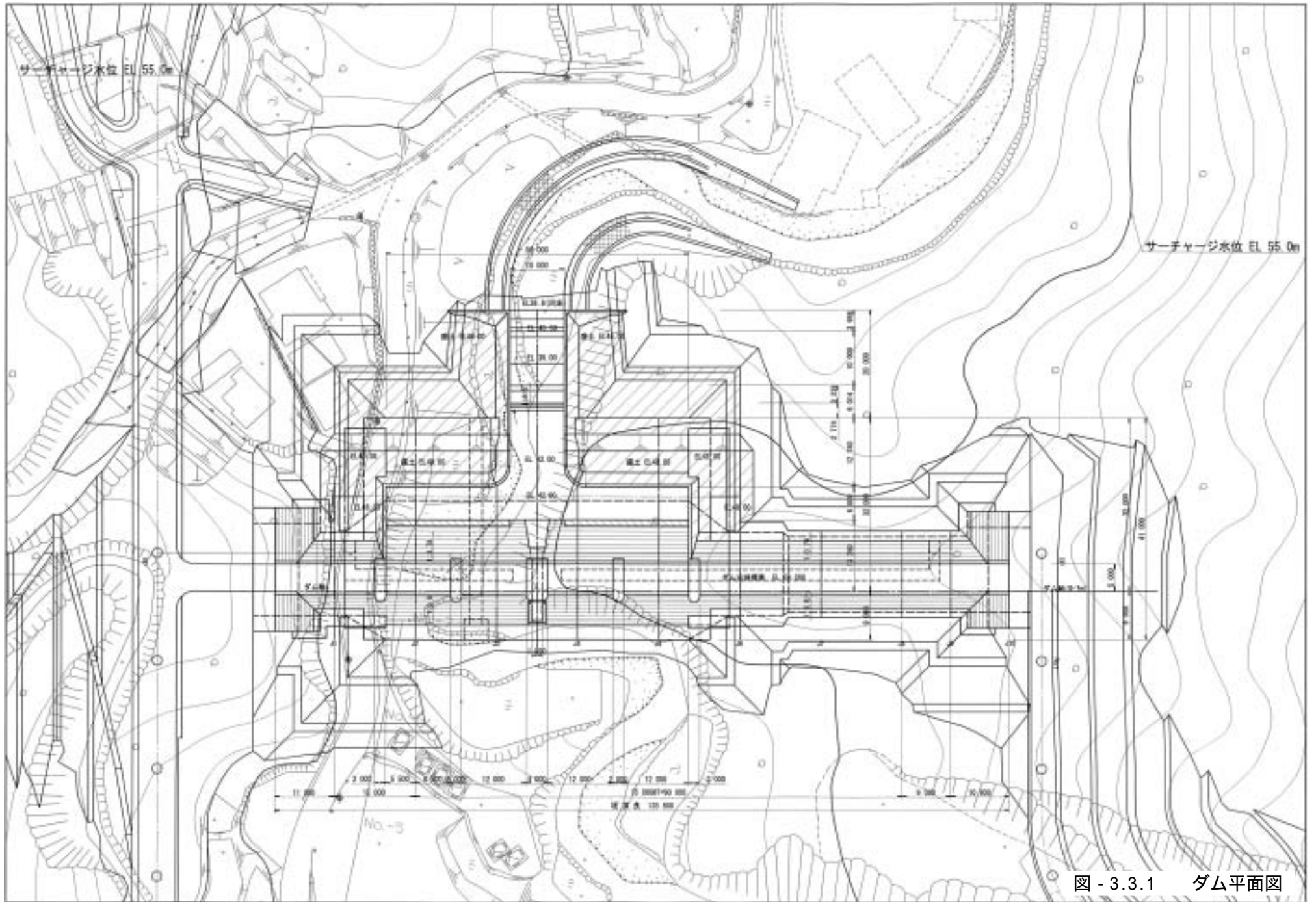


図 - 3.3.1 ダム平面図

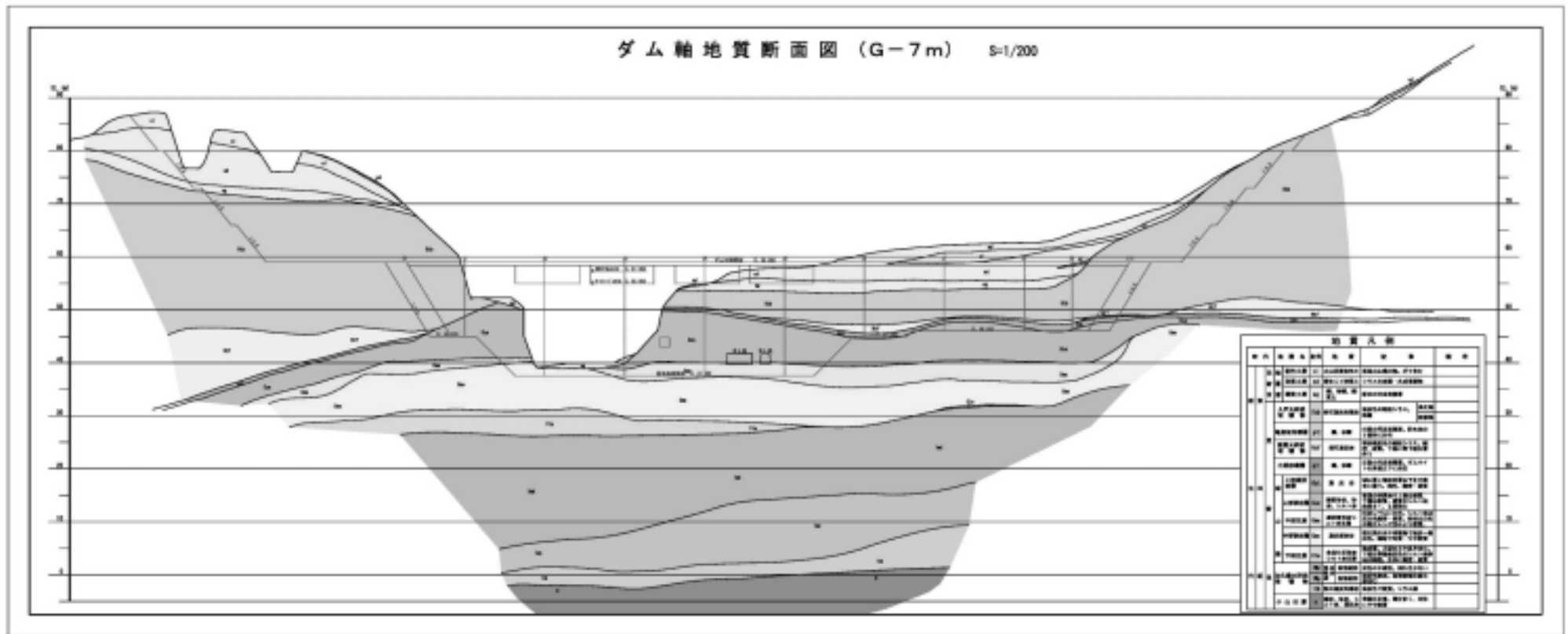


図 - 3.3.2 ダム軸地質断面図

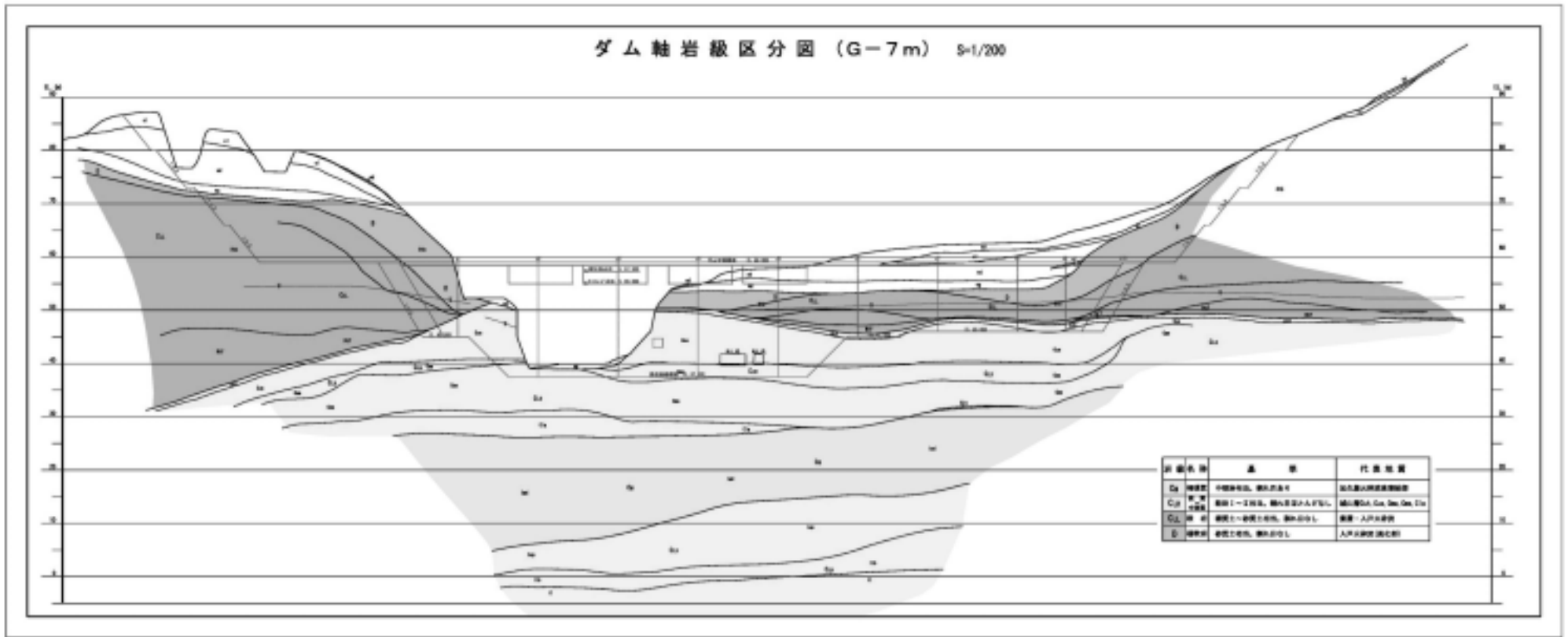
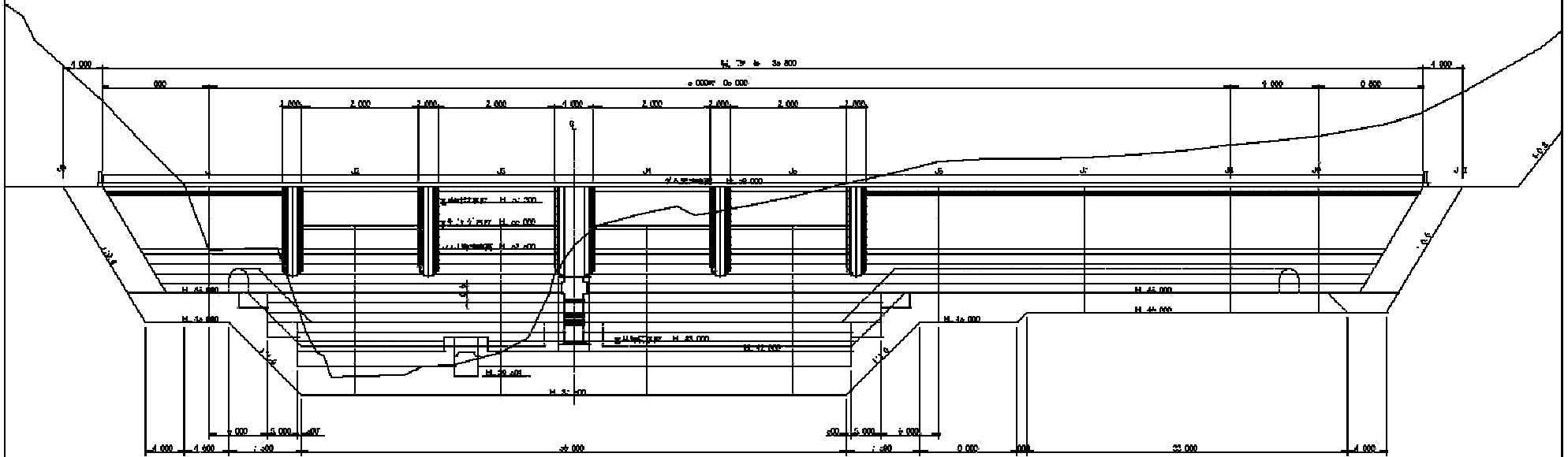


図 - 3.3.3 ダム軸岩級区分図

ダム上流面図 S=1/200



3 - 18

図 - 3.3.4 ダム上流面図

4. 造成アバットメント工における個々の事例

4.1 造成アバットメント背面の急勾配掘削面の安定検討を行った事例（長井ダム）

4.1.1 概要

擁壁工の設計に伴い発生する急勾配掘削面（1：0.3）については、施工中の安全性を考えると何らかの対策工が必要であると思われる。本地点は、大規模な崩壊の可能性は小さいことから、比較的簡便，経済的で近年施工実績も多くなっている、「補強土工法」にて対策することとする。

補強土工法は、鉄筋やロックボルトなど比較的短い棒状補強材を多数挿入することで、自然斜面や法面を補強する工法である。

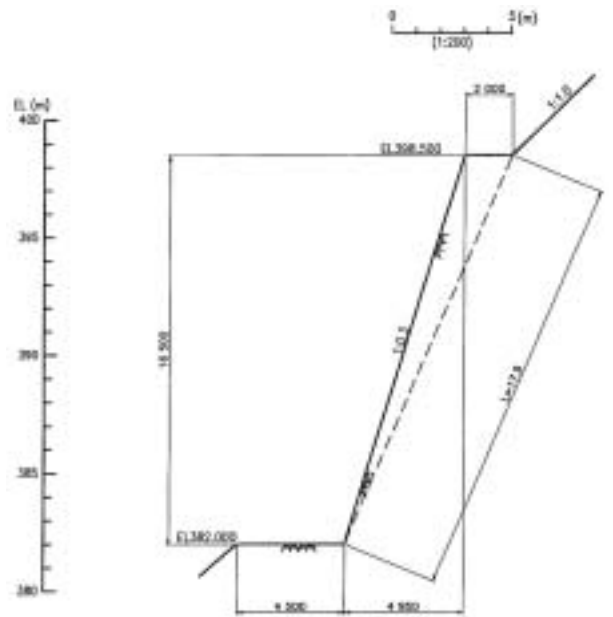


図 - 4.1.1 崩壊すべり面の検討形状

4.1.2 設計方法

「切土補強土工法」によると、軟岩斜面で節理面、層理面が流れ盤となっており、その面に沿ってすべり崩壊の危険性が高いものなどについては、直線すべり極限つり合い設計法によって計算することができるとされている。

直線すべり法による力のつり合い式を以下に示す。

$$F_s = \frac{S}{Q} = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{Q} \quad (\text{計画安全率})$$

- ここに、 Q ：すべり力（ $=W \sin \theta$ ）
- S_1 ：土の抵抗力
- S_2 ：補強材による引止め力
- S_3 ：補強材による締め付け力

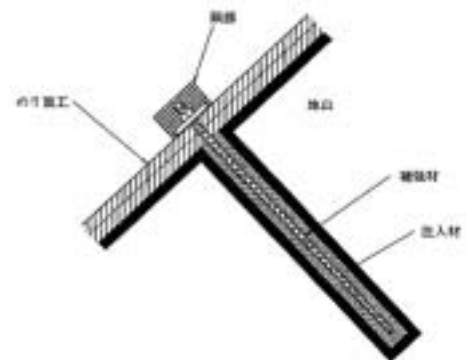


図 - 4.1.2 補強土工法（鉄筋アンカー）

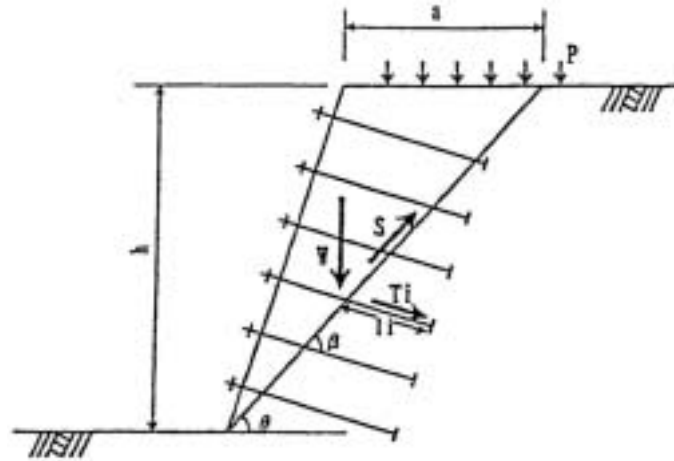


図 - 4.1.3 直線すべり法による力のつり合い式

4.1.3 補強材の配置

補強材の配置図及び法面对策工を、図 - 4.1.4及び図 - 4.1.5に示す。

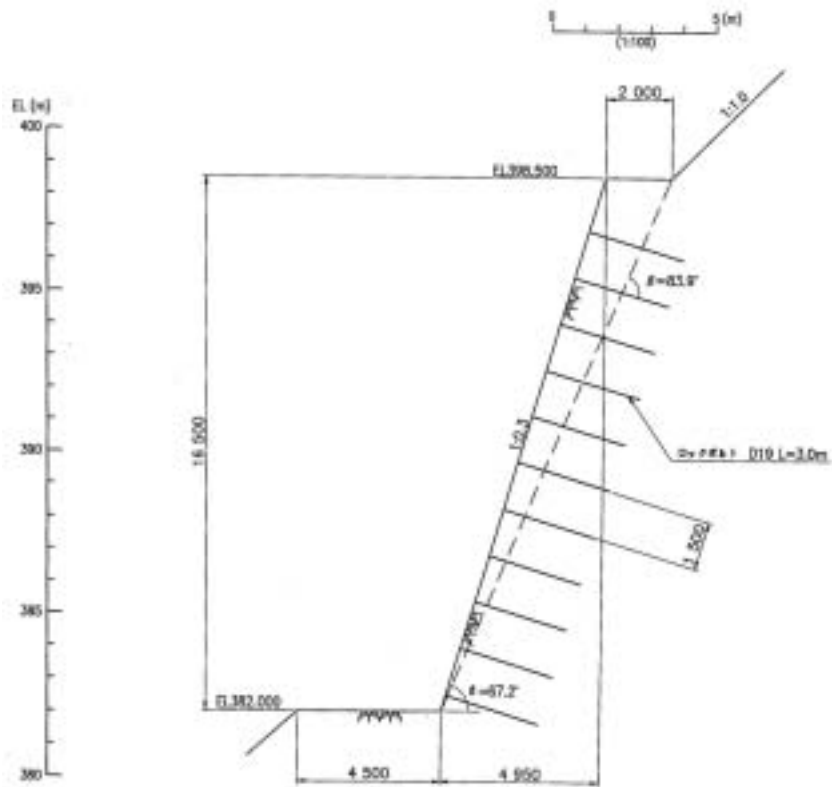
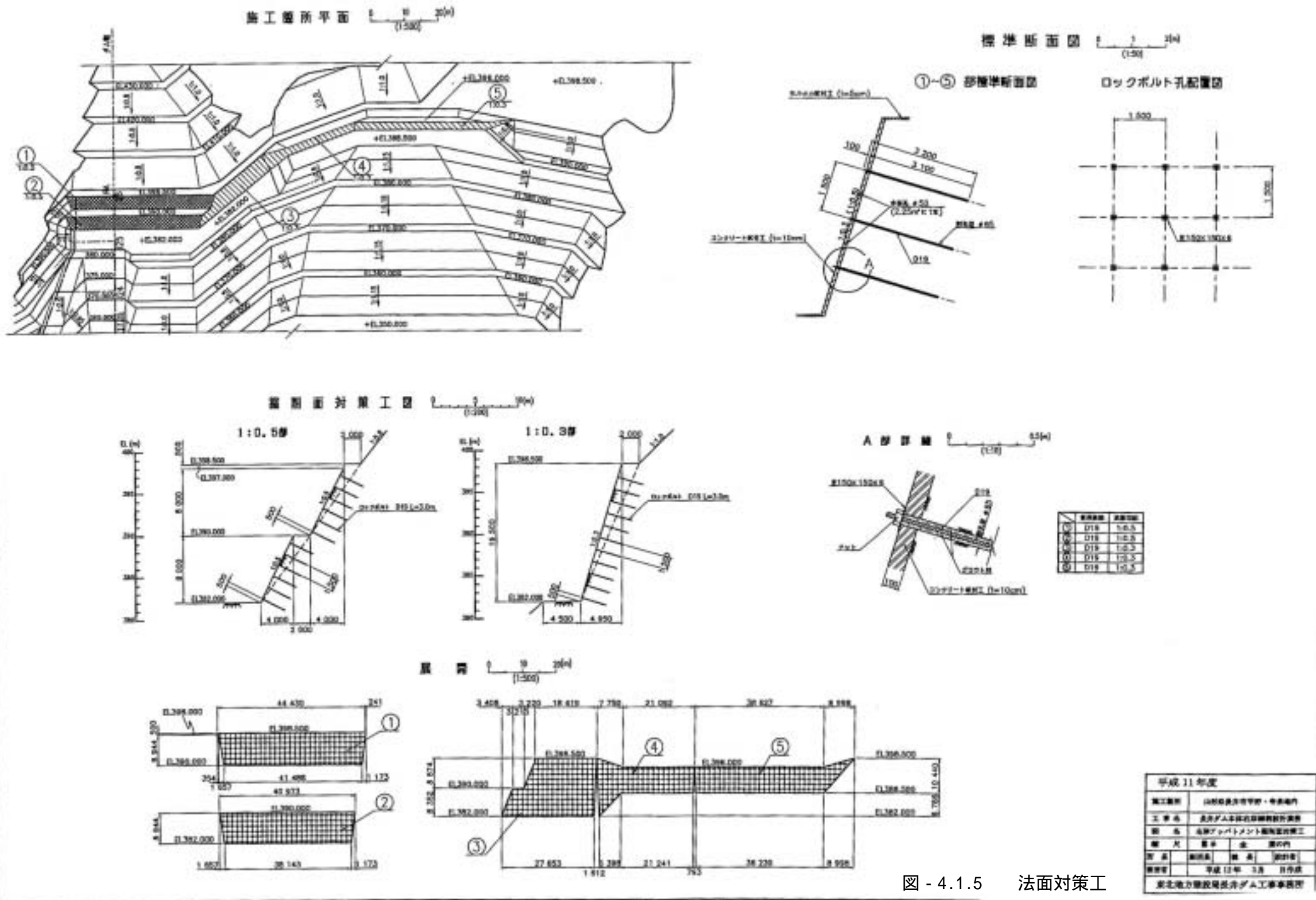


図 - 4.1.4 補強材の配置



規格	規格	規格
①	D18	500
②	D18	500
③	D18	500
④	D18	500
⑤	D18	500

平成11年度	
施工箇所	山形県東田原町・寺尾地区
工事名	長沢ダム本体的身庫側斜面対策工
期名	山形県土木建設局委託工事
種別	土木 建設 土木 建設
年度	平成11年度 3月 1日付
製図者	東北地方建設局長沢ダム工事事務所

図 - 4.1.5 法面对策工

4.2 堤体との横継目に継目グラウト設備を配置した事例（長井ダム）

4.2.1 横継目構造

重力式コンクリートダムは、2次元構造物として設計されるため、理論的には横継目に歯形（キー）を必要としないが、ダムの一体性を期待し、その安全性をより確実にするため、J25の横継目には歯形（キー）を設けることとした。このため、右岸アバットメント側に歯形（キー）を配置し、先行打設することとした。

右岸アバットメントの継目構造図を図 - 4.2.1に示す。

4.2.2 止水構造

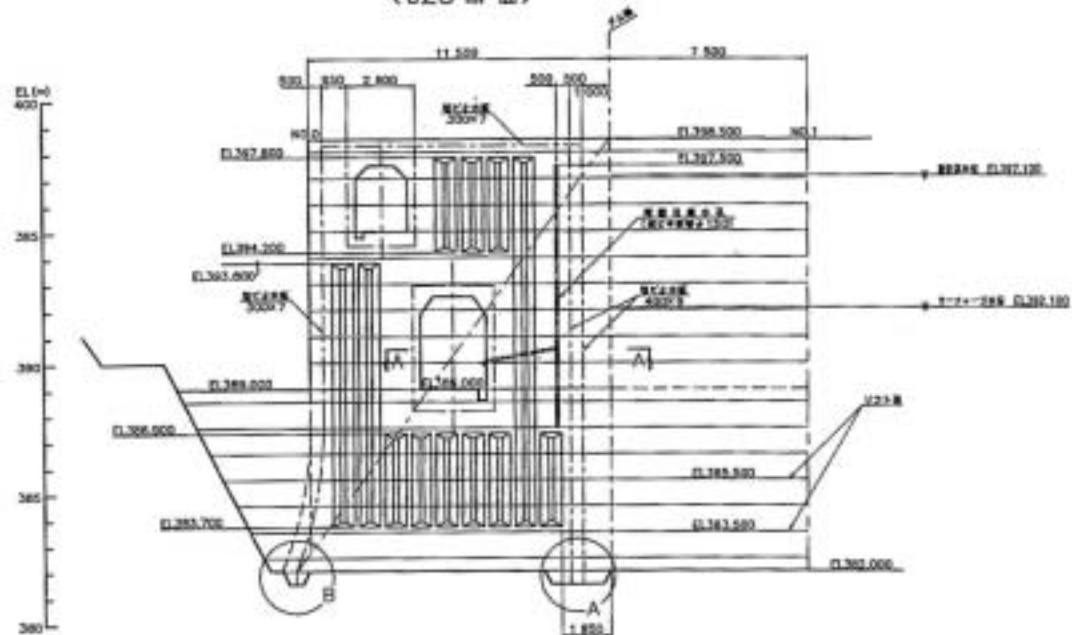
横継目からの漏水に対しては、ダム軸から下流側1mおよび1.5mの場所に塩ビ止水板を配置することより止水性を高めるとともに、堤体境界面の鋼製型枠の脇に継目排水管を取り付け、通廊壁面に引出し管を伸ばして排水する構造とする。

また、右岸アバットメントと堤体の継目からの漏水が問題となった場合に備え、継目グラウト設備を配置する。

セメントミルクの注入は通廊壁面に設けたグラウトパイプ(サプライ)から行う。ここから注入されたセメントミルクは、ダム軸から下流側1mと1.5mの場所に配置した止水板の間のライザー管を通り、2m間隔で設けたグラウトバルブから継目部に対して注入する。また、送られたセメントミルクはエアーベント管を通過して戻ってくることにより、セメントミルクの充填が行われたことを確認する。

右岸アバットメントの止水構造詳細を図 - 4.2.2に示す。

継目構造詳細
(J25断面)



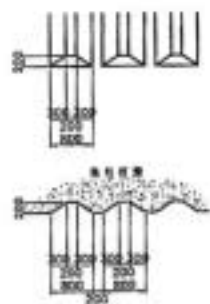
A-A 断面 0 1 20(m)
(1:50)



B-B 断面 0 1 20(m)
(1:50)

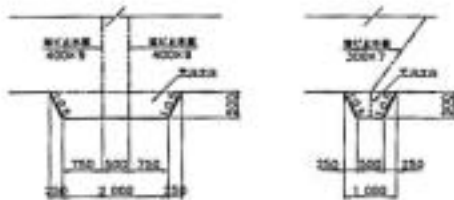


継目中心詳細 0 1 20(m)
(1:50)

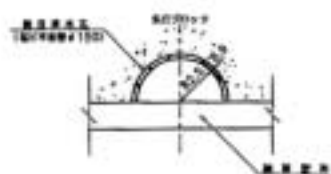


岩着部詳細 0 1 20(m)
(1:50)

上流側 (A部) 下流側 (B部)



継目排水孔設置詳細 0 1 20(m)
(1:50)



天端通廊周辺詳細 0 1 20(m)
(1:50)

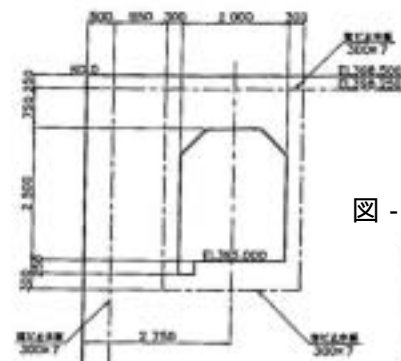
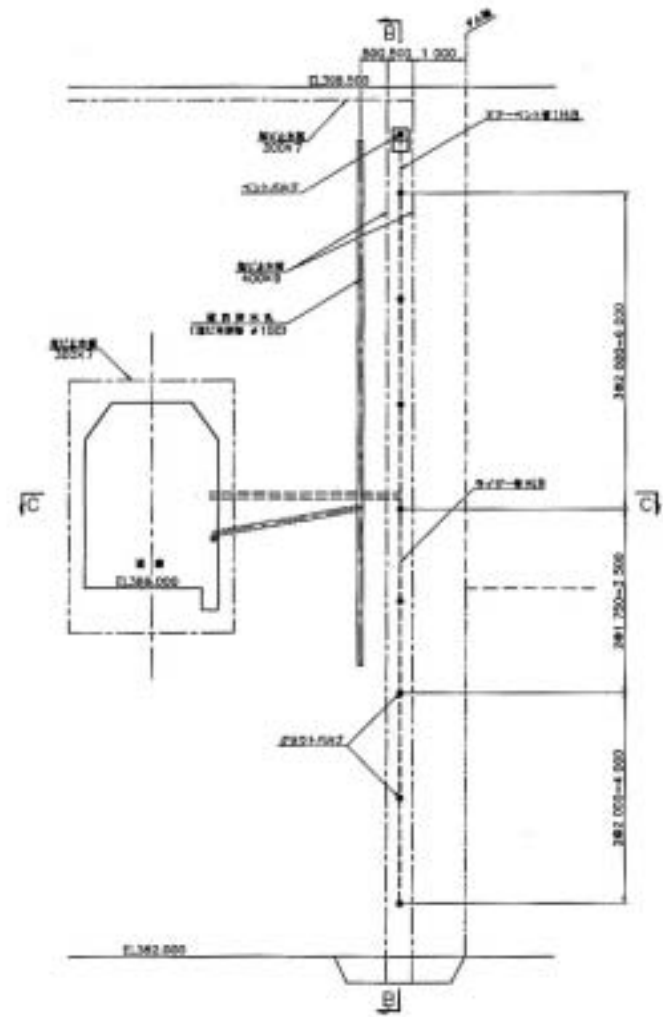


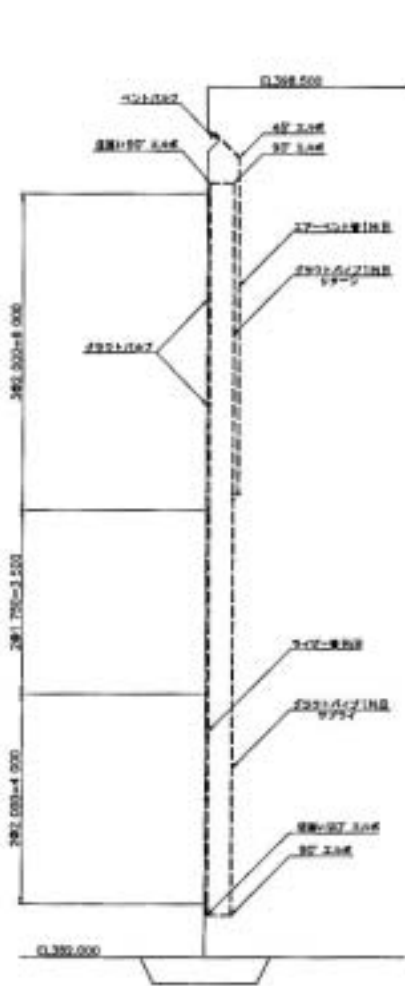
図 - 4.2.1 継目構造図

平成 11 年度			
施工箇所	山形県長井市平野・中津橋内		
工事名	長井ダム中津橋内排水施設改修		
図名	左岸アベントメント鋼筋詳細		
図尺	1/50	1/50	1/50
図名	図10	図11	図12
図番	平成 11 年 2 月	改訂	
東北地方建設局長井市ダム工事事務所			

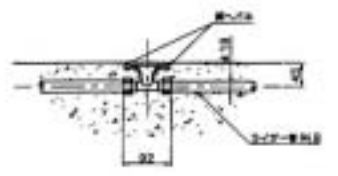
縦目グラウト配置計画 (1/50)



B-B断面 (1/50)



グラウトバルブ詳細 (1/5)



ベントバルブ詳細 (1/5)



C-C断面 (1/50)

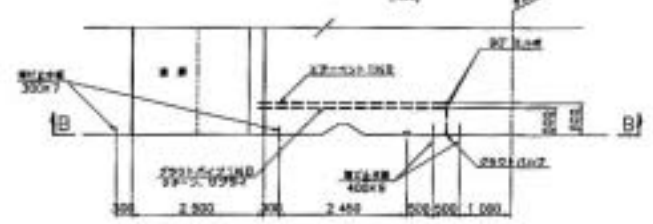


図 - 4.2.2 止水構造図

平成 11 年度	
施工箇所	山形県長岡市平野・中央地区
工事名	長岡ダム本流右岸防砂設計事務所
図名	石巻アバウトメント止水構造図
縮尺	1/50, 1/5, 1/10
製図者	新井 隆
検査者	平塚 正幸
作成日	平成 11 年 3 月 10 日
東北地方建設局長弁ダム工事事務所	

4.3 造成アバットメント内部に管理用通廊を設けた事例（長井ダム）

長井ダムは寒冷地であり、冬期の降雪時においても安全に管理所から基礎通廊へのアクセスが可能な構造が望ましい。このため、管理用通廊を、右岸側に計画されている管理事務所から基礎通廊へのアクセスに利用する目的で計画した。この管理用通廊は、右岸アバットメント造成工および擁壁工の中に設置する計画とした。

管理用通廊の平面配置、標準断面および構造詳細は図 - 4.3.1および図 - 4.3.2に示すとおりである。

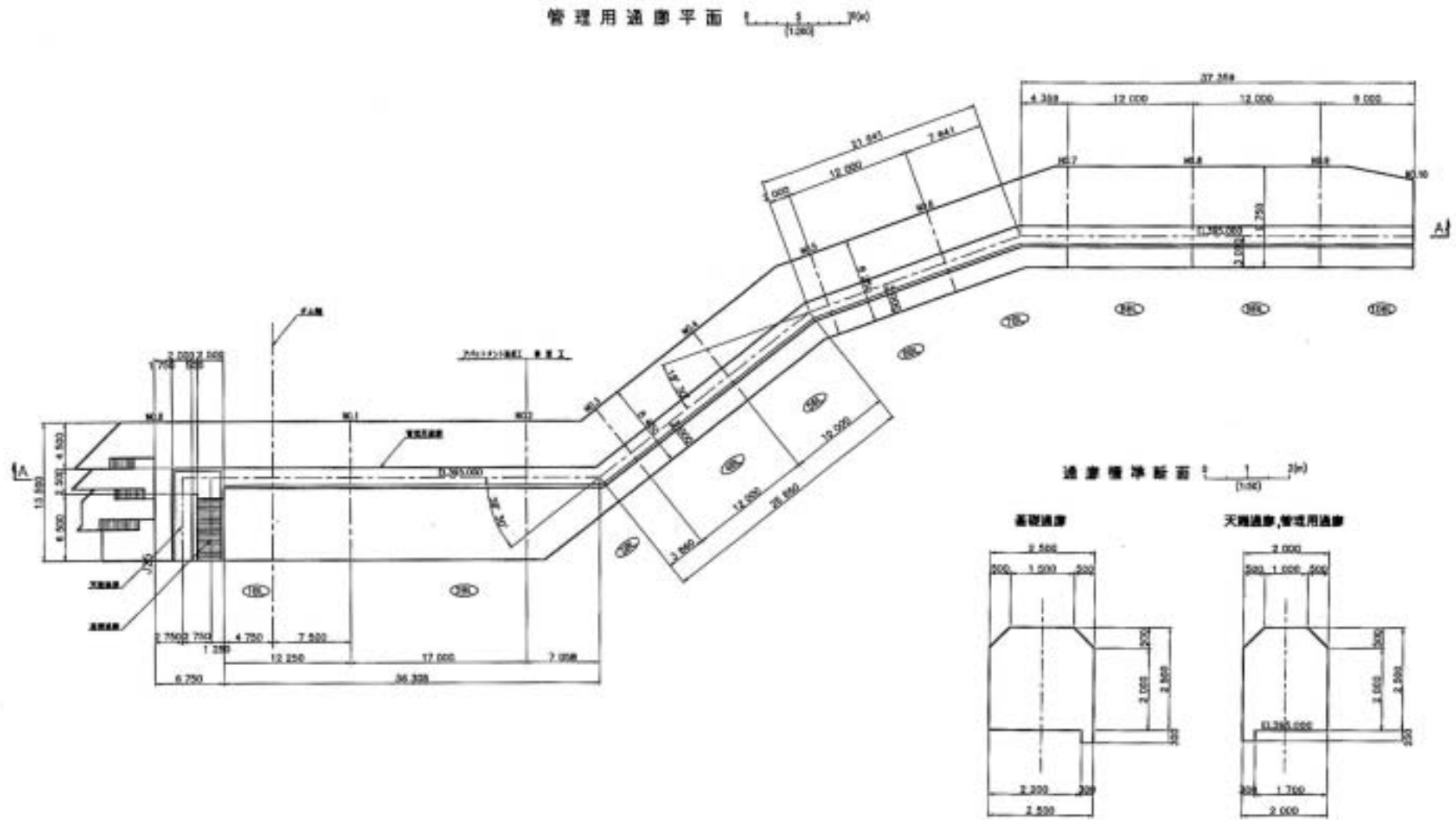
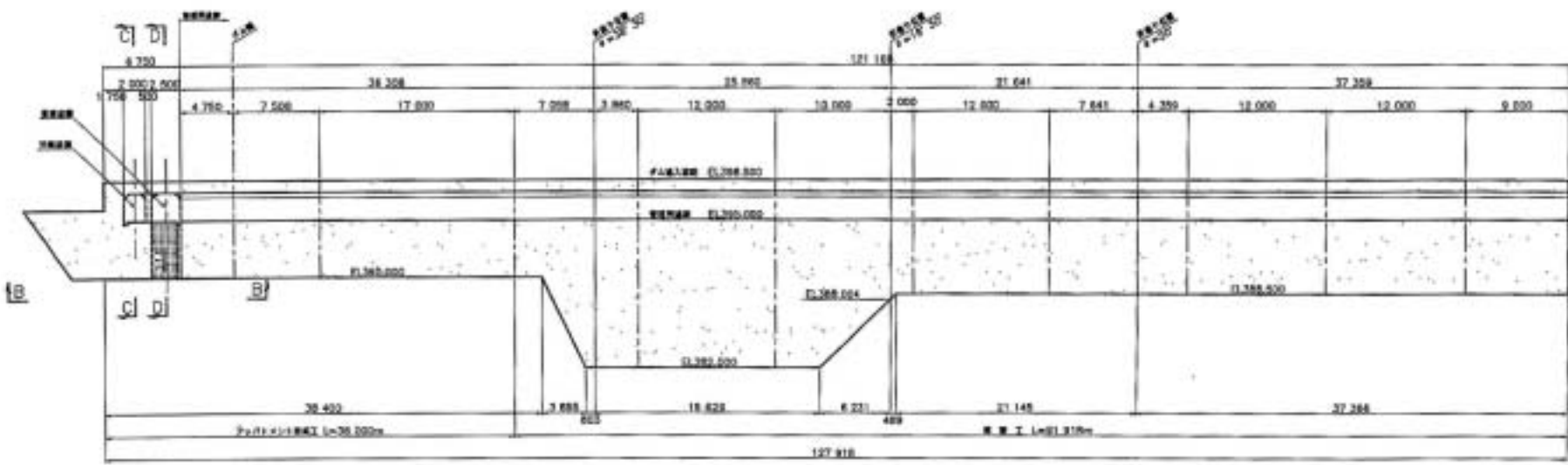


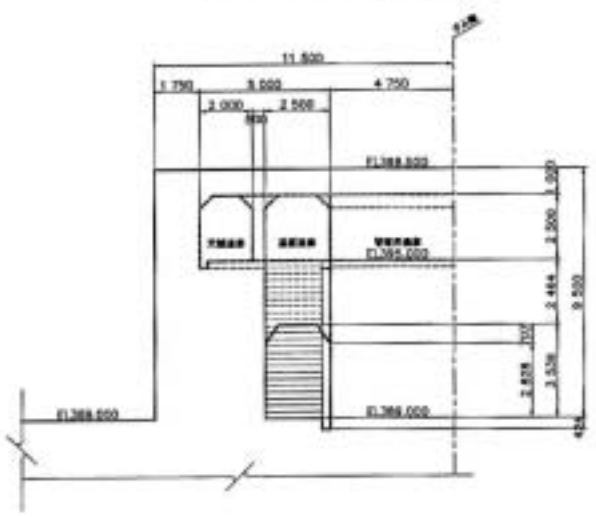
図 - 4.3.1 管理用通廊平面、標準断面

平成 11 年度			
施工種別	山形県立中央病院・中央地門		
工事名	北沢ビル本館北東廊改修計画		
部 名	北沢ビル本館北東廊改修計画、管理用廊		
種 別	1700, 1750	全	廊の内
所 属	山形県	山形県	山形県
開工日	平成 11 年 3 月	竣工日	
東北地方建設局長介介ダム工事事務所			

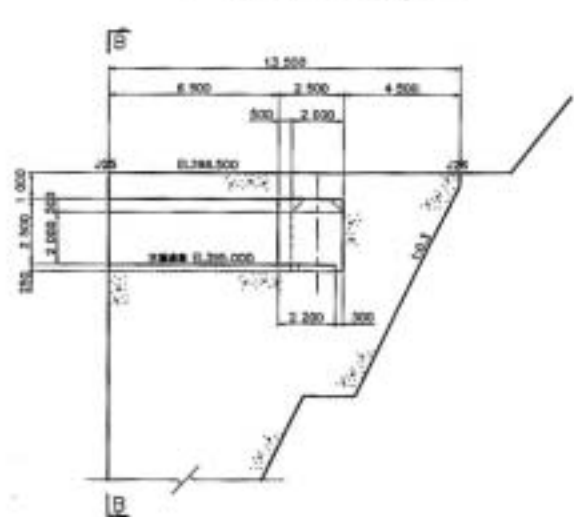
管理用通廊縦断 (A-A断面) 1/200



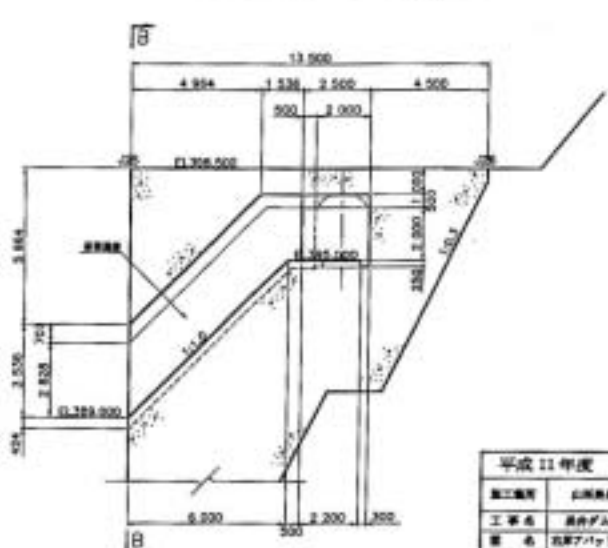
B-B断面 1/100



C-C断面 1/100



D-D断面 1/100



平成 21 年度			
施工箇所	山形県長井市平野・寺長地区内		
工事名	長井ダム水防工事関係施設整備		
部 名	長井ダム水防工事関係施設整備		
種 別	1796/1798	造	築40年
河 名	長井川	種 別	築40年
調査年	平成 21 年	2 月	10 日
東北地方建設局長井ダム工事事務所			

図 - 4.3.2 管理用通廊構造詳細

4.4 ダム軸選定、ダム座取りの検討とあわせて造成アバットメント適用の検討事例(舟川生活貯水池)

4.4.1 ダム軸・座取り

ダム軸比較案は、左右岸の堅岩コンターが狭まっている調査測線B～Dの間で表 - 4.4.1に示す4軸について比較検討を実施した。その結果、ダム軸はD斜軸を基本とし、左岸側端部は造成アバットメントを適用し下流側に折り曲げる事が最適と判断した。

堤敷範囲には堤体の安全性に直接影響する規模の大きな断層・劣化帯はなく、浅所から2Lu以下の難透水ゾーンが出現し止水処理上の問題はない。

堅岩分布が座取り選定の主要な要素

堤体積が小さくなる堅岩の凸部に配置する座取りを比較した結果、D斜軸が堤体積・掘削量・掘削法面積とも小さく最も経済的である。また、減勢工等の水理構造物も谷形状・河道形状に調和的に配置可能である。

D斜軸を基本とする。

D斜軸でも左岸側に大きな掘削法面が発生する。

左岸端部に造成アバットメントを適用する。

D斜軸は造成アバットメント背面にグラウチングによる止水処理が難しいID級が厚く分布する。

端部を堅岩の凸部の下流側に折り曲げる。

表 - 4.4.1 比較ダム軸（基本軸）

比較ダム軸	比較軸の配置主旨
B斜軸（上流軸）	C軸に対して、右岸側を上流側にシフトした軸であり、堅岩の位置から見て、堤頂長が短くなる軸である。
C 軸（調査軸）	堤趾位置を、左岸側の堅岩の高まりの範囲内に配置することにより、堤体積を小さくする軸である。
D斜軸（下流軸）	C軸に対して、右岸側を下流側にシフトした軸であり、減勢工の配置を考慮して、河道と堤体とを正対させる軸である。また、右岸ダム天端以上の掘削法面が小さくなる。
D 軸（下流軸）	C軸に対して、全体を下流側にシフトした軸であり、左右岸の堅岩コンターの頂点を結ぶ位置に配置することにより、堤頂長が最も短く、天端以上の掘削が最小となる軸である。

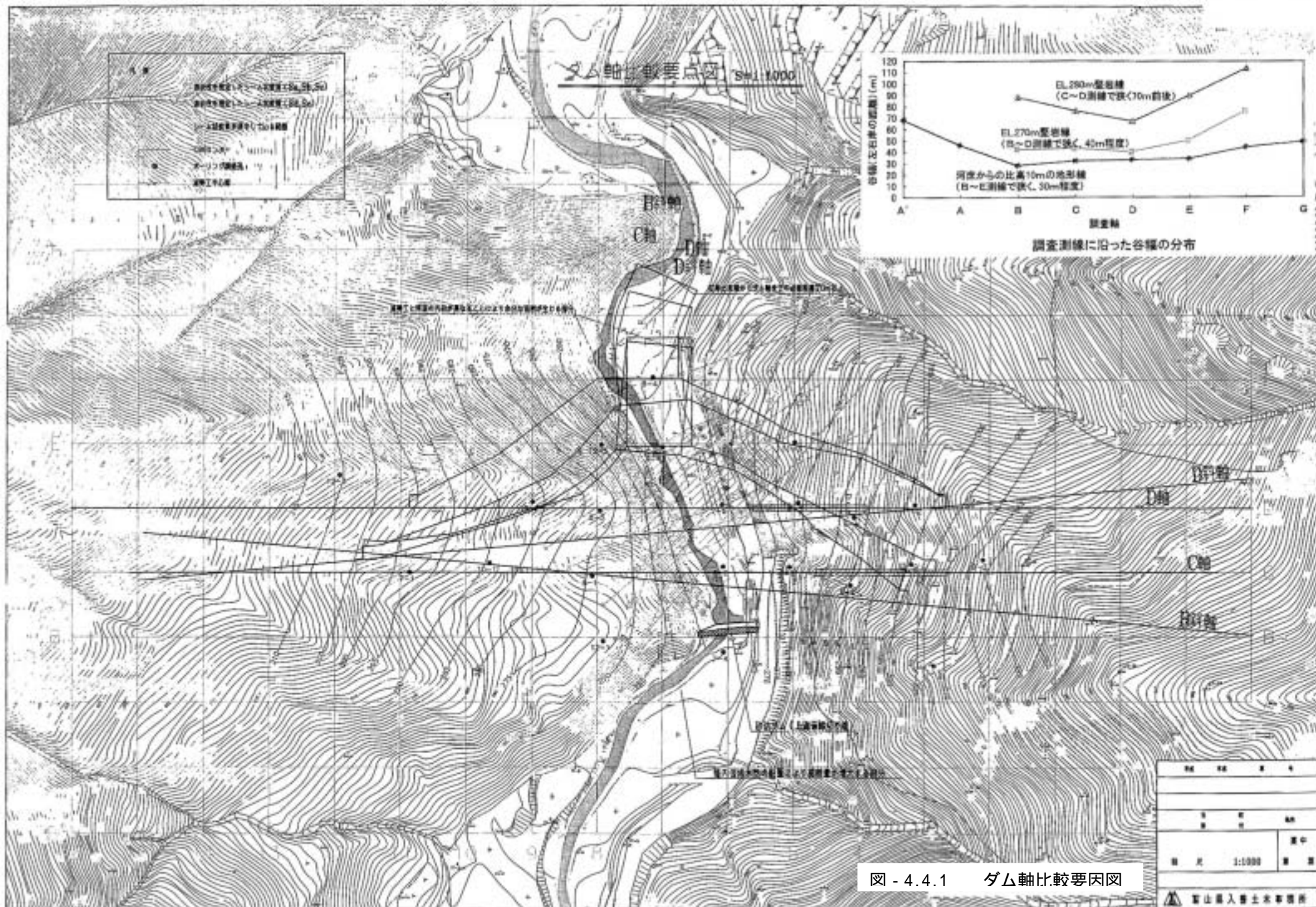


図 - 4.4.1 ダム軸比較要因図

4.4.2 造成アバットメント工

D斜軸左岸頂部に発生する長大掘削斜面の縮小策として、造成アバットメント工を検討した結果、長大掘削斜面は縮小可能である。しかし、造成アバットメント背面に止水処理上課題のあるD級が厚く残るため、左岸端部はD級の薄い下流側（堅岩の凸部）に折り曲げる配置とする。

1) 造成アバットメントの適用性

以下の理由により、左岸側について造成アバットメントの適用性を検討する。

- 右岸側は地表から堅岩(CM級)までの水平被りが浅く、急斜面であるため、造成アバットメントを適用しても掘削法面を縮小できない。
- 左岸側は地表から堅岩(CM級)までの水平被りが深く、造成アバットメントの適用により掘削法面を大幅に縮小できる。

2) 造成アバットメントの基本構造

造成アバットメントの基本構造は次のとおりとする。

着岩位置

常時満水位NWL.295.3以下は、CL級が薄いためグラウチングによる止水の確実性を考慮し、CM級に着岩させる。

常時満水位NWL.295.3以上は、CL級、D級に着岩させる。

造成アバットメントの安定性

施工時：川側に地震力を受けても転倒しない形状とする。

底面のせん断でせん断摩擦安全率4.0以上を確保する形状とする。

完成時：底面のせん断でせん断摩擦安全率4.0以上を確保する形状とする。

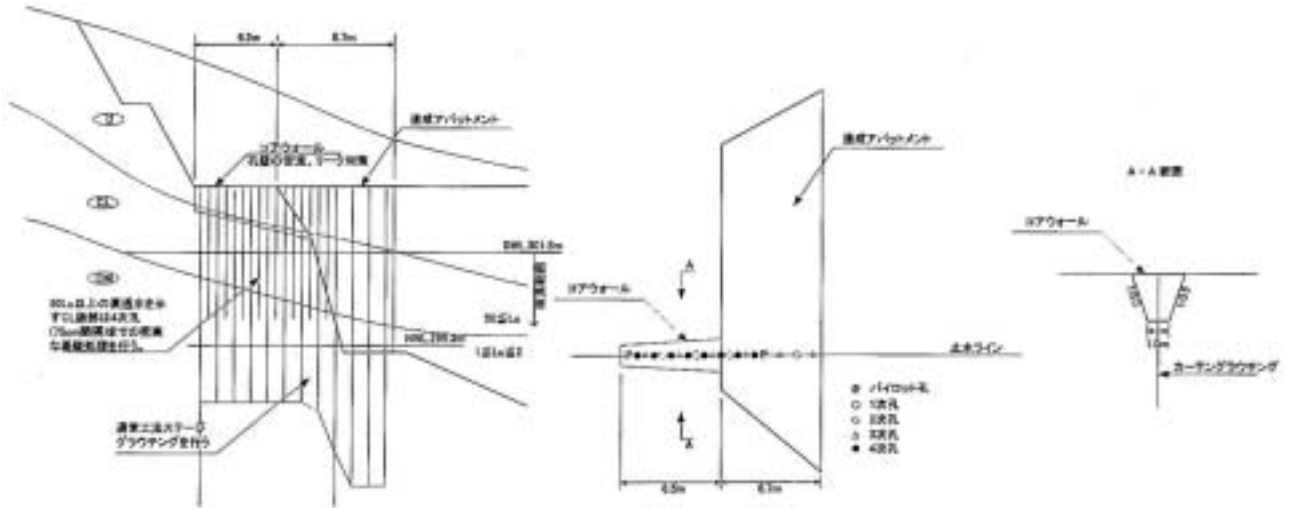
造成アバットメント掘削勾配

掘削後短時間で造成アバットメントの打設を行い長期放置斜面とならないため、「労働安全衛生規則」に準じ、CM、CL級岩盤1:0.3、D級以下1:0.6とする。

止水構造

CL級以上はグラウチングで止水処理を行う。止水ライン上にD級が残る場合は、グラウチング時の孔壁の安定、リーク対策として、コンクリート止水壁

(コアウォール)を設置する。なお、50Lu以上の高透水性を示すCL級岩盤のグラウチングは、4次孔（75cm間隔）までを規定孔とする。



3) 造成アバットメントの配置検討

以上の基本構造に基づいて、工事数量、概算工事費で最も有利なD斜軸について、造成アバットメントの適用性を、

CASE1 : 造成アバットメント無、直線軸

CASE2 : 造成アバットメント有、直線軸

CASE3 : 造成アバットメント無、端部折曲げ軸(端部を下流側の堅岩線の凸部に折り曲げる)

CASE4 : 造成アバットメント有、端部折曲げ軸(端部を下流側の堅岩線の凸部に折り曲げる)

の4案について比較した。このうち、CASE3,4は、CASE2の造成アバットメント背面に残るD級の最小化を図るように下流側の堅岩の凸部に折り曲げた配置ケースである。図 - 4.4.2に各ケースの比較図を示す。

表 - 4.4.2に示すとおり、造成アバットメントを適用したCASE2、CASE4は掘削量、法面積ともに縮小する。また、背面にD級岩盤が深く残るCASE2はコアウォールの規模が大きくなるのに対し、下流側の堅岩の凸部に折り曲げたCASE4はD級岩盤が浅く、コアウォールがコンパクトとなり経済性で最も有利である。

表 - 4.4.2 造成アバットメント比較表

		CASE1	CASE2	CASE2	CASE4
		造成アバットメント 無 (D斜直線軸)	造成アバットメント 有 (D斜直線軸)	造成アバットメント 無 (端部折曲げ軸)	造成アバットメント 有 (端部折曲げ軸)
概算工事数量		堤体コンクリート 3,469m ³ 掘削量 47,600m ³ 法面積 2,513m ² 削孔長 374m グラウト長 300m	堤体コンクリート 3,932m ³ 掘削量 31,500m ³ 法面積 1,868m ² 削孔長 386m グラウト長 258m コアウォール 330m ³	堤体コンクリート 3,120m ³ 掘削量 39,600m ³ 法面積 2,123m ² 削孔長 313m グラウト長 245m	堤体コンクリート 3,655m ³ 掘削量 29,100m ³ 法面積 1,802m ² 削孔長 320m グラウト長 239m コアウォール 55m ³
概算 工事 費	コンクリート工	【堤体コンクリート】 3,469m ³ × 30千円 = 104百万円	【堤体コンクリート】 2,619m ³ × 30千円 = 79百万円 【造成アバットメント】 1,314m ³ × 30千円 = 39百万円	【堤体コンクリート】 3,120m ³ × 30千円 = 94百万円	【堤体コンクリート】 2,666m ³ × 30千円 = 80百万円 【造成アバットメント】 989m ³ × 30千円 = 30百万円
	土工	【土石掘削】 36,600m ³ × 1.5千円 = 55百万円 【岩掘削】 11,000m ³ × 4.0千円 = 44百万円	【土石掘削】 25,600m ³ × 1.5千円 = 38百万円 【岩掘削】 5,900m ³ × 4.0千円 = 24百万円	【土石掘削】 30,800m ³ × 1.5千円 = 46百万円 【岩掘削】 8,800m ³ × 4.0千円 = 35百万円	【土石掘削】 23,600m ³ × 1.5千円 = 35百万円 【岩掘削】 5,500m ³ × 4.0千円 = 22百万円
	法面工	2,513m ² × 20千円 = 50百万円	1,868m ² × 20千円 = 37百万円	2,123m ² × 20千円 = 42百万円	1,802m ² × 20千円 = 36百万円
	基礎処理工	【カーテングラウチング】 削孔374m × 23.6千円 = 9百万円 グラウト300m × 36千円 = 11百万円	【カーテングラウチング】 削孔383m × 23.6千円 = 9百万円 グラウト258m × 36千円 = 9百万円 【コアウォール】 330m ³ × 40千円 = 13百万円	【カーテングラウチング】 削孔313m × 23.6千円 = 7百万円 グラウト245m × 36千円 = 9百万円	【カーテングラウチング】 削孔320m × 23.6千円 = 8百万円 グラウト239m × 36千円 = 9百万円 【コアウォール】 55m ³ × 40千円 = 2百万円
	合計	273百万円 【 ±0百万円】	249百万円 【 - 25百万円】	233百万円 【 - 40百万円】	222百万円 【 - 51百万円】
総合評価		コンクリート量は少ないが、土工、法面工の施工量が多く、経済性で不利である。 また、改変法面が大きい	端部の掘削、法面縮小が図られる。CASE4に比べるとD級岩盤が深くコアウォールの規模が大きくなり、経済性で不利である。	コンクリート量は少ないが、土工、法面工の施工数量が多く、CASE4に比べて経済性で不利である。 また、改変法面が大きい	端部の掘削、法面縮小が図られる。D級岩盤が浅く、コアウォールがコンパクトとなり経済性で最も有利である。

) 端部形状の違いにより影響を受ける範囲について数量を算出している。(EL.285.0m以上)

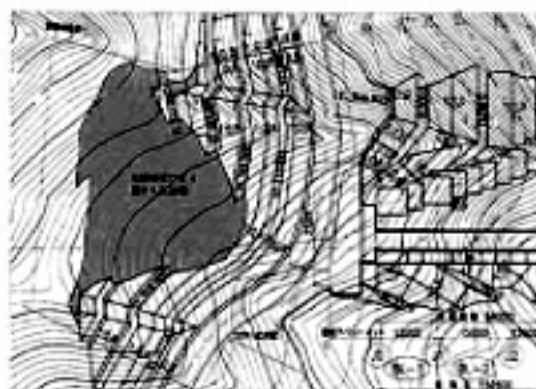
端部処理比較図 ①=1:500

CASE 1 造成アバットメント無
直線軸



CASE 2 造成アバットメント有
直線軸

- ・ CASE 1 に比べて護岸量は18,100㎡
法保積は650㎡減少する。
- ・ 50M 以下にD級岩盤が残り、
コンクリート止水壁がCASE1に比べ少くなる。
(Dmax=8.3m, Bmax=12.5m)



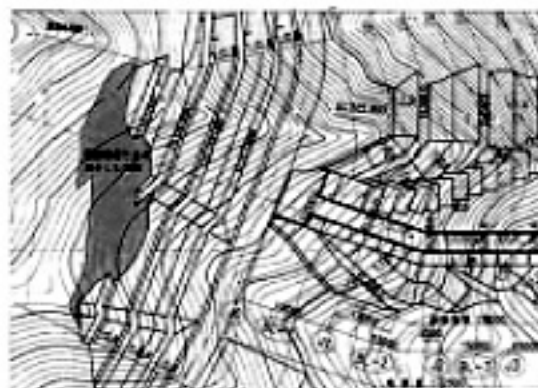
—— CLコンター
—— D級コンター

図-4.4.2 左岸端部処理比較図 (D斜軸)

端部処理比較図 S=1:500

CASE3 造成アバットメント無
端部折曲げ軸

- ・CASE 1 に比べて Δ 貯水量が
350 m^3 減少する。
- ・CASE 1 に比べて掘削量は8,000 m^3
法面積は300 m^2 しか減少しない。



CASE4 造成アバットメント有
端部折曲げ軸

- ・CASE 1 に比べて掘削量は18,500 m^3
法面積は700 m^2 減少する。
- ・SKL以下にD線断面が現らず。
 Δ 貯水量は小さくなる。
($H_{max}=0.8\text{m}$, $S_{max}=0.8\text{m}$)



—— CLコンター
—— D線コンター

図-4.4.2 左岸端部処理比較図 (D線軸)

4.5 造成アバットメント背面にコンクリート止水壁を設けた事例（舟川生活貯水池）

4.5.1 造成アバットメント背面の地質状況

造成アバットメント背面に分布するD級、CL級岩盤の特徴は表4.5.1のとおりであり、いずれも概ね50Lu以上の高透水性を示す。

表 - 4.5.1 舟川ダムの岩級区分基準（D、CL）

岩盤	岩盤状況	岩相
D	岩盤全体が軟質で、割れ目として認識できない砂礫～礫混じり粘性土状を呈する強風化・強変質岩に相当する。	強風化、強変質岩
CL	岩芯は中硬～軟質であり、風化・変質により割れ目沿いの岩片が軟質化することが多い。また割れ目に粘土シームが頻繁に挟在することもある。なお岩片が硬質で割れ目沿いの軟質化がなく、酸化変色だけであっても、割れ目間隔が5cm以下の場合はこの岩級に含まれる。	変質・風化したマイロナイト質岩

4.5.2 止水処理の基本方針

1) 施工範囲

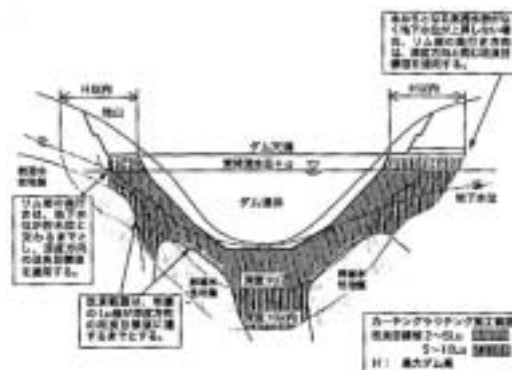
改定「グラウチング技術指針（平成15年4月）」p.29には、カーテングラウチングの施工範囲について以下のように記されている。

【深度方向】

- 地盤の透水性が、その深度に応じた改良目標値に達するまでの範囲

【リム部奥行き方向】

- 地盤の透水性が、その奥行きに応じた改良目標値に達するまでの範囲
- 地下水位が高い場合には、地下水位と貯水位（常時満水位～サーチャージ水位の間）との交点までの範囲



舟川ダムのリム部奥行き方向の範囲は、洪水の継続時間が短いことを考慮し、サーチャージ水位と地下水位線の交点までを施工範囲とする。また深度方向の範囲は、止水基盤となる2Lu以下の難透水層が浅いため、基本深度を15mとし、深度H/2(25m)までをパイロット孔で確認する。なお、深度H/2までに5Lu以上の高透水部が確認された場合は、深度Hまでの範囲で5Lu以下となるまでを改良範囲とする。

2) 改良目標値

カーテングラウチングの改良目標値は深度0～H/2(25m)までの範囲は2Lu、H/2～Hまでの範囲は5Luとする計画とする。

3) 孔配置

造成アバットメント背面を除く一般部におけるカーテングラウチングの規定孔配置は、1.5m間隔単列配置とし、高透水領域は、追加孔で対応する計画とする。

4.5.3 造成アバットメント背面の止水処理

D級岩盤は強風化岩でマサ化し、通常のグラウチングでは改良が難しいこと、深度が浅いことから、グラウチング時の孔壁の安定、リーク防止を目的として、コンクリートで置換える。CL級以上のグラウチングは置換コンクリート止水壁上から行う。

CL級岩盤は、岩芯は中硬～軟質であり、強風化を受けておらず、かつ亀裂性岩盤であるため、通常のグラウチングで止水処理を行う。なお、50Lu以上の高透水性を示すCL級部分のグラウチングは、4次孔(75cm間隔)までを規定孔として密実なグラウチングを行う。図-4.5.2にカーテングラウチング計画図を示す。

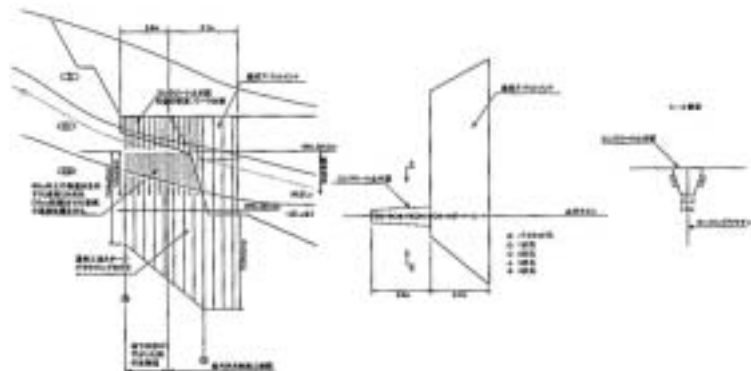


図 - 4.5.1 造成アバットメント背面の止水処理

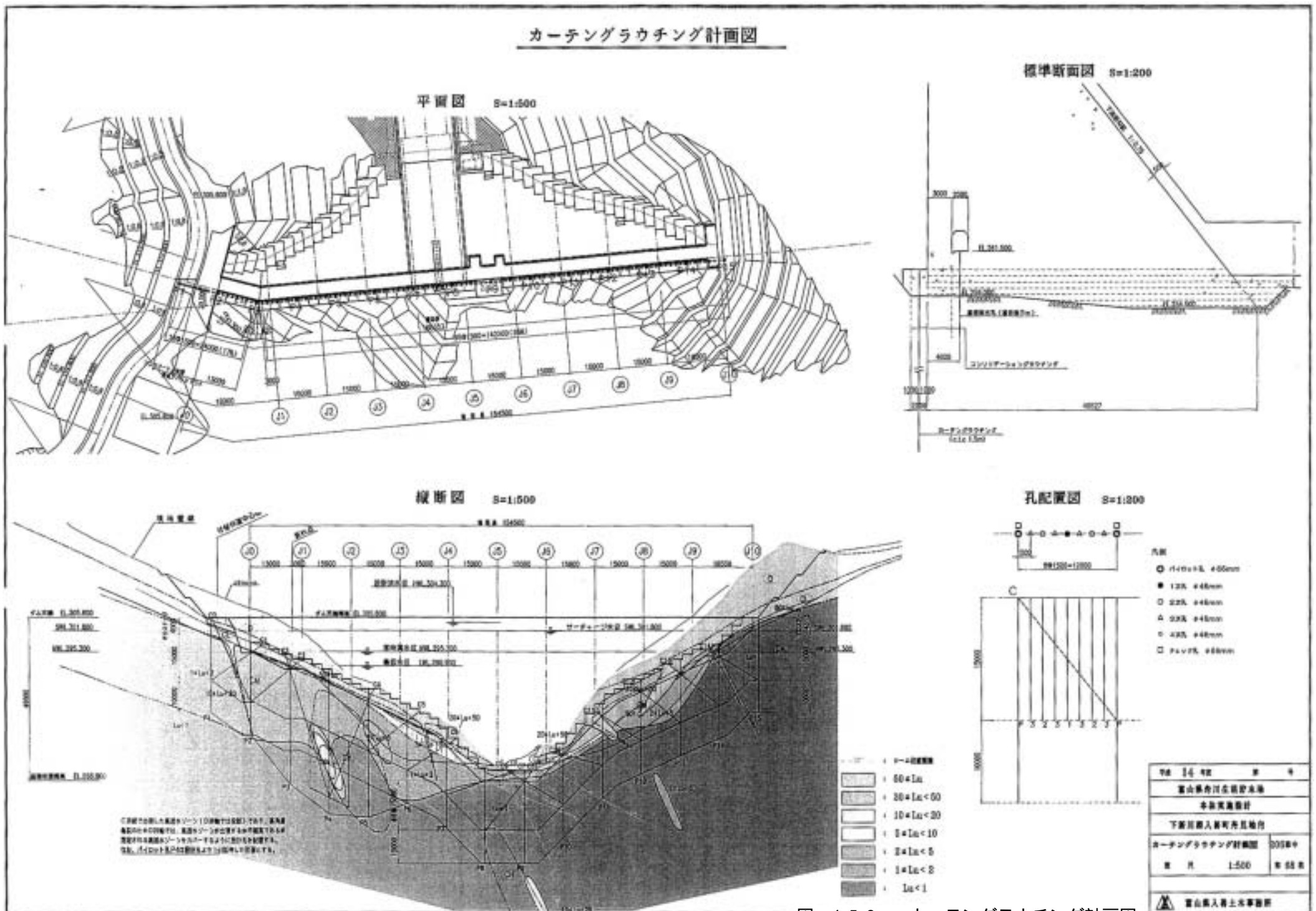


図 - 4.5.2 カーテングラウチング計画図

4.6 ダム掘削による不安定斜面への影響の最小化を図った事例（桜川ダム）

4.6.1 ダム軸・座取り

ダム軸は、A測線(調査軸)を基本とし左岸アバットを下流側に折り曲げる軸とする。

座取りは、ダム天端付近以高に分布する右岸側の大規模地すべり、左岸側の厚い緩み岩盤のダム掘削による不安定化を最小化し、堅岩線の凸部に配置する座取りとする。

左岸側は、堅岩の凸部に位置するA測線付近が、堤体積を最小化し、ダム掘削による緩み岩盤の不安定化を最小化する位置である。(端部は堅岩凸部にあわせて下流側折り曲げ微調整する)。

右岸アバット位置はR9- の地すべりの不安定化を最小化するA測線(調査軸)付近が適切である。

1) 座取り選定における地形・地質上の主要な着目要素

地形・地質上の座取り選定における主要な着目要素は、次の4点である。

断層・劣化帯：堤体の安定性に直接影響する規模の大きな断層破碎帯、劣化帯は堤敷に分布せず、座取り選定上の主要な要因ではない

堅岩線：堅岩線は地形と調和的で、左岸側はA測線付近が凸部を形成し、右岸側には明瞭な凸部はない(図 - 4.6.1 堅岩線の分布)

緩み岩盤：左岸側の天端標高以上(低角度断層KFの上盤)は大規模な緩み岩盤であるが、ダム掘削範囲から避けることは難しい。緩み岩盤の掘削を最小化する座取りを選定することが重要である(図 - 4.6.2 A測線岩級区分図)。

地すべり：右岸側には、A測線の上流側にR9- 地すべり(移動土塊量 139万 m^3)、下流側にR9- 地すべり(移動土塊量 64万 m^3)が分布する(図 - 4.6.3 右岸側大規模地すべりの分布)。これらの地すべりは規模が大きく、ダム掘削・湛水により不安定化するおそれがあり、ダム掘削の影響を最小化する座取りを選定することが重要である。

2) 座取り選定

(1) 配置基本方針

着岩線

着岩線（堅岩線）は、ダム高に応じた必要せん断強度の条件から基礎標高EL.300m以下（ダム高約60m以上）はCM級以上、基礎標高EL.300m以上（ダム高約60m以下）はCLH級以上に求める。

右岸側の堤体配置

- 堅岩線は標高EL.310m以下の低標高部では、F-1断層より下流側（A測線より下流40～50m）で川側へ張り出すが、それより上位標高では地形と調和的で明瞭な凸部はない。
- 天端標高付近ではCLH級の上昇が鈍く、CLH級は地表からの水平被りが深い。サーチャージ水位より上部のアバット基礎は、造成アバットメント工法により地すべり体直下のCLL級に求め、地すべり体下方の掘削を最小化する。
- 地表から下底面までの水平被りは、A測線の上下流15m程度の範囲が浅く、これを外れると急激に深くなる（図 - 4.6.1）。
- 低標高部で堅岩線の凸部となるF-1断層により下流側にレイアウトすると、対岸の左岸側で堅岩線が後退する。右岸側ダム天端付近で地すべり移動体の下方斜面を大きく掘削し、不安定化する懸念がある、の2点の問題がある。
- したがって、右岸側の堤体はA測線の上下流15m程度の範囲で選定する。

左岸側の堤体配置

- 堅岩線は標高EL.340m以下の中～低標高部では、A～C測線の50m区間が凸部をなし、下流側は山側に後退する。堤敷幅（最大70m）を考慮すると、A測線付近をダム軸とする堤体が堅岩の凸部に配置可能である。
- 標高EL.340m以上の高標高部の堅岩線は、A～B測線の間付近に高まりがあり、A測線より上流では山側に後退する。堅岩が後退するA測線より上流に堤体を配置すると緩み岩盤の下方掘削が大きくなる。
- したがって、左岸側の堤体は、中～低標高部はA測線付近、高標高部はA測線よりやや下流に配置する。

堅岩線の分布

断面番号	断面延長 (延長距離[m])	断面幅 [m]	断面内の地質	変位量
01	10000~10000	20	深層-砂土	不明
02	-	不明	不明	200 150
03	-	不明	不明	70
04	10000~10000	70	深層-砂土	17~26 17~46
05	10000~10000	90	深層-砂土	17~46 (砂土層)
06	10000~10000	17~30	礫沢	不明
07	-	120	深層-砂土	17~46 (砂土層)
08	-	17~30	深層-砂土	17~26 (砂土層)

堅岩線からみた右岸側のダム軸
 ・A割線付近が狭ましく、上流側では堅岩線が深くなる。

河床から中間標高 中間標高以上

断面を境にして堅岩線は上流側では固定割線に平行、下流側では川筋に張り出し強い。

中間標高以上
 堅岩線は固定割線に平行、明確な凸部はない。

支沢により侵食され堅岩線は山側に後退

RB→1(地すべり)

RB→2(地すべり)

中間標高以上 中間標高以下

A~B割線が堅岩の凸部 A~C割線が堅岩の凸部

堅岩線からみた左岸側のダム軸
 ・中間標高以下-A割線
 ・中間標高以上-A-B割線

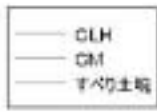


図 - 4.6.1 座取りの選定要因

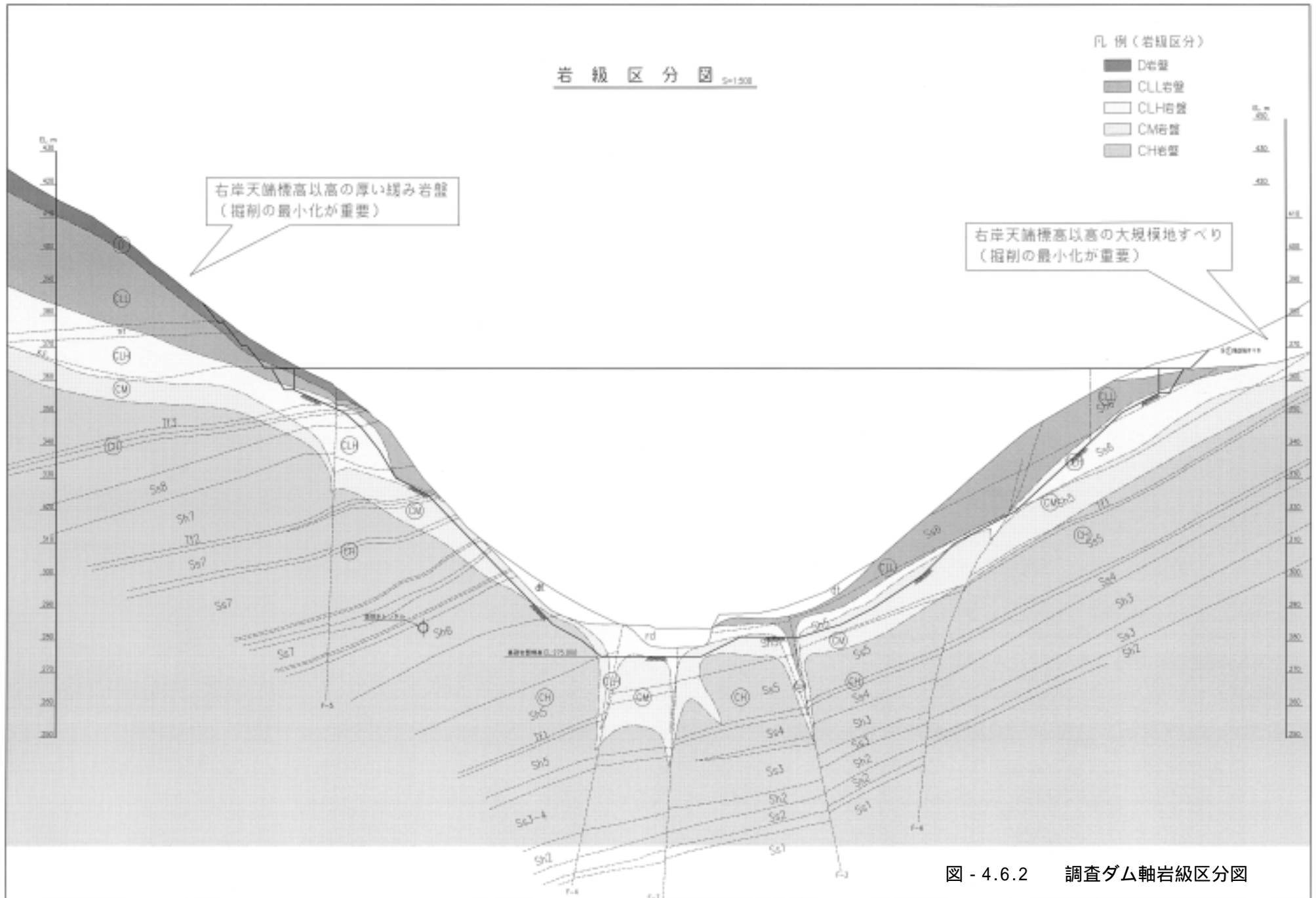


図 - 4.6.2 調査ダム軸岩級区分図

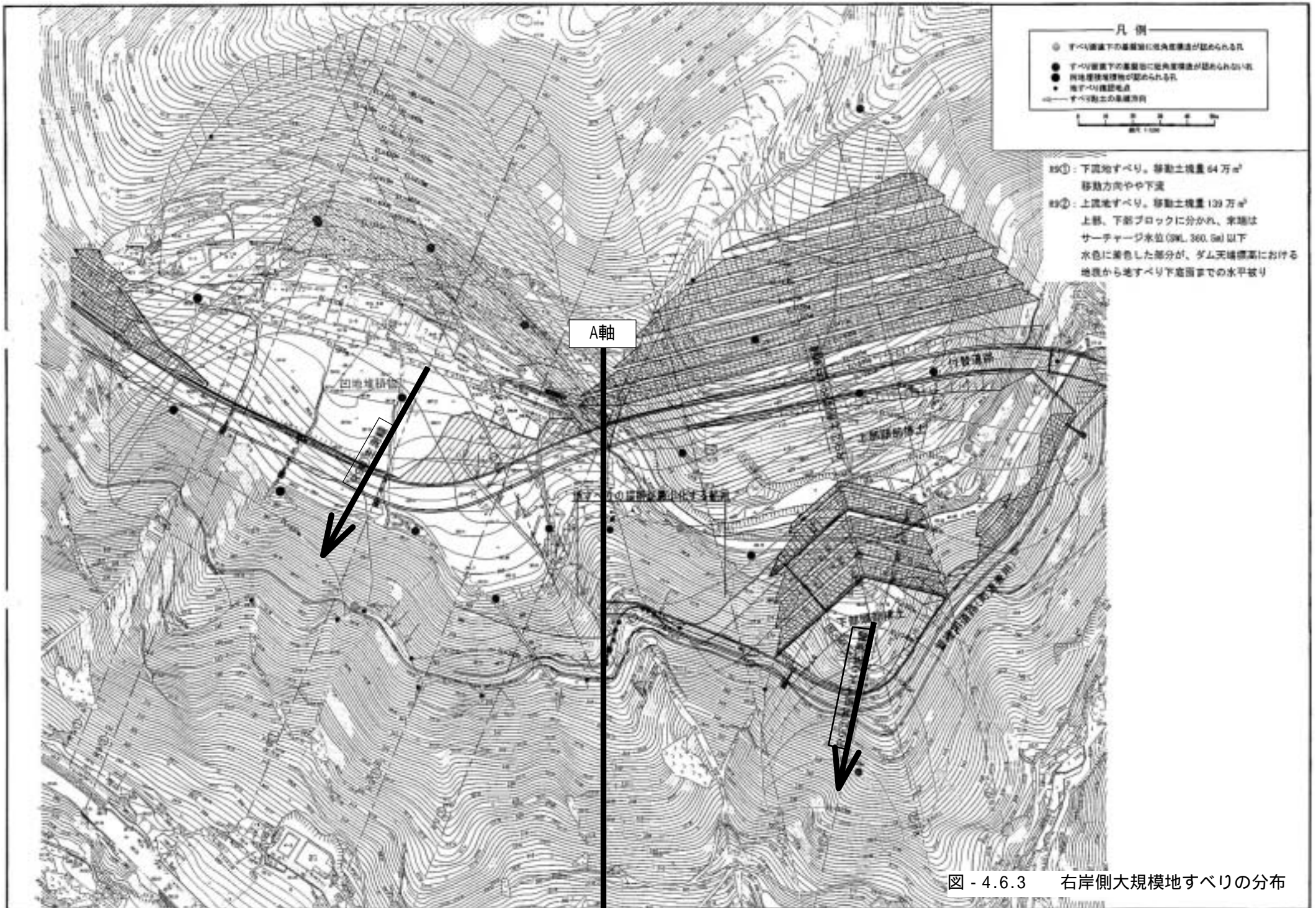


図 - 4.6.3 右岸側大規模地すべりの分布

(2) 右岸側の堤体配置

右岸側のアバットの配置を、地表から地すべり下底面までの水平被りが比較的浅いA測線の上下流15mの範囲で座取りを選定することとし、上流軸、直線軸、下流軸について比較した。各案の平面配置を図 - 4.6.4に示す。また、地すべりへの影響を考慮した比較選定を表 - 4.6.1に示す。同表中の地すべりの安全性R/Dのうち、R9 地すべりは現況のR/Dを1.0としたときのダム掘削による変化量、R9 地すべりは湛水によるR/Dの低下に対し地すべり対策を行いR/D = 1.20まで安全率を上昇させたときからのダム掘削による変化量を示す。

表 - 4.6.1 右岸側のアバットの配置比較

ダム軸	アバット構造	下流地すべりR9		上流地すべりR9		
		地すべり部 ダム掘削量	すべり安全率 R/D	地すべり部 ダム掘削量	すべり安全率 R/D	
上流軸	通常アバット	3千m ³	0.984	21千m ³	R9- -3 全 体	1.158 × 1.189 ×
	造成アバット メント	3千m ³	0.984	8千m ³	R9- -3 全 体	1.236 1.205
直線軸 (A軸)	通常アバット	18千m ³	0.950(推定)	8千m ³	R9- -3 全 体	1.243 1.207
	造成アバット メント	14千m ³	0.956	7千m ³	R9- -3 全 体	1.256 1.210
下流軸	通常アバット	37千m ³	直線軸に比べ掘削が多く明らかに不安定化する	8千m ³	R9- -3 全 体	直線軸と同じ
	造成アバット メント	23千m ³		8千m ³	R9- -3 全 体	
備 考		: R/Dの低下5%以内 × : R/Dの低下5%以上		: R/D > 1.2 (新たな対策工必要) × : R/D < 1.2 (新たな対策工必要)		

注) R9- 地すべりのR/Dは三次元解析の結果、および全移動土塊量に対するダム掘削後地すべり土塊量と三次元解析の結果の相関からの推定。

R9- 地すべりのR/Dは、ダム掘削が直接影響する部分(測線R9- -3)に二次元解析によるR/Dを上段に、R9- 全体の類似三次元計算による安全性を下段に示す。

上表より、上流軸、直線軸(いずれも造成アバットメントあり)のダム配置は、ダム掘削による地すべりR/Dの低下が小さく、ダム掘削に伴う新たな地すべり対策工を必要としない。したがって、右岸側のアバットの配置は上流軸、直線軸を比較対象とする。

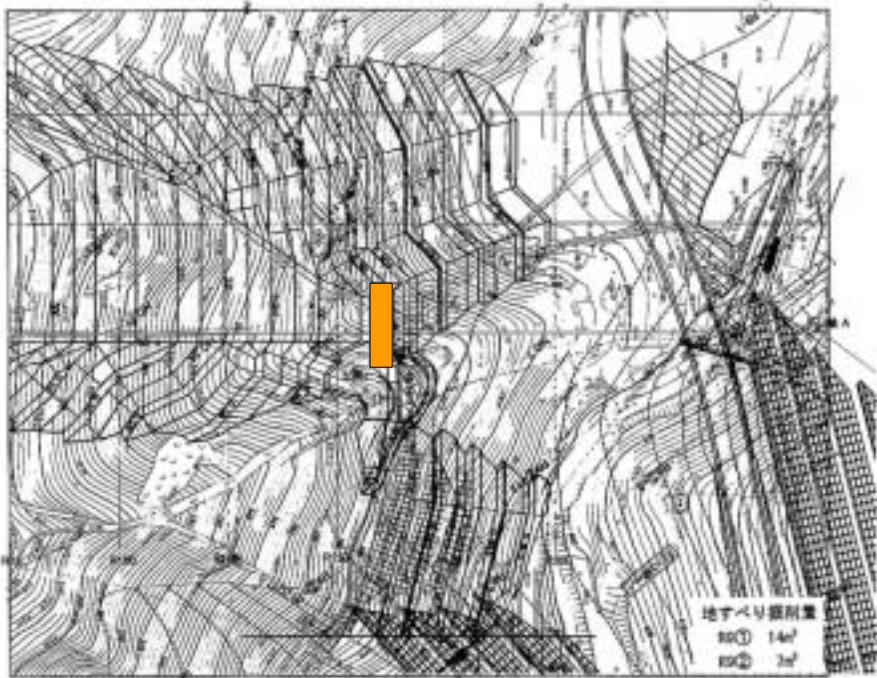


図-4 右岸直線軸（造成アパートメントあり）

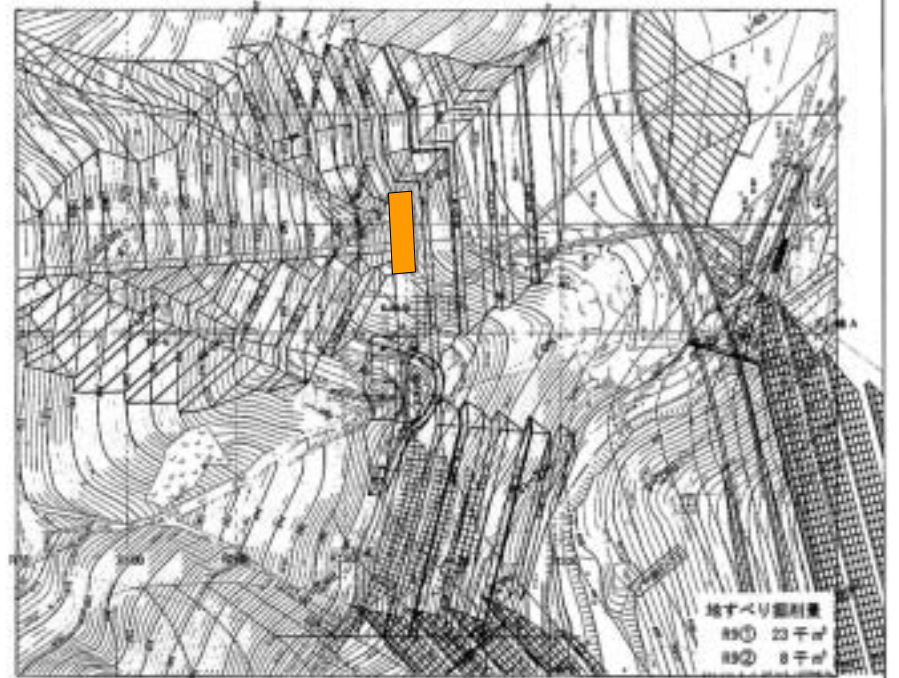


図-6 右岸下流軸（造成アパートメントあり）

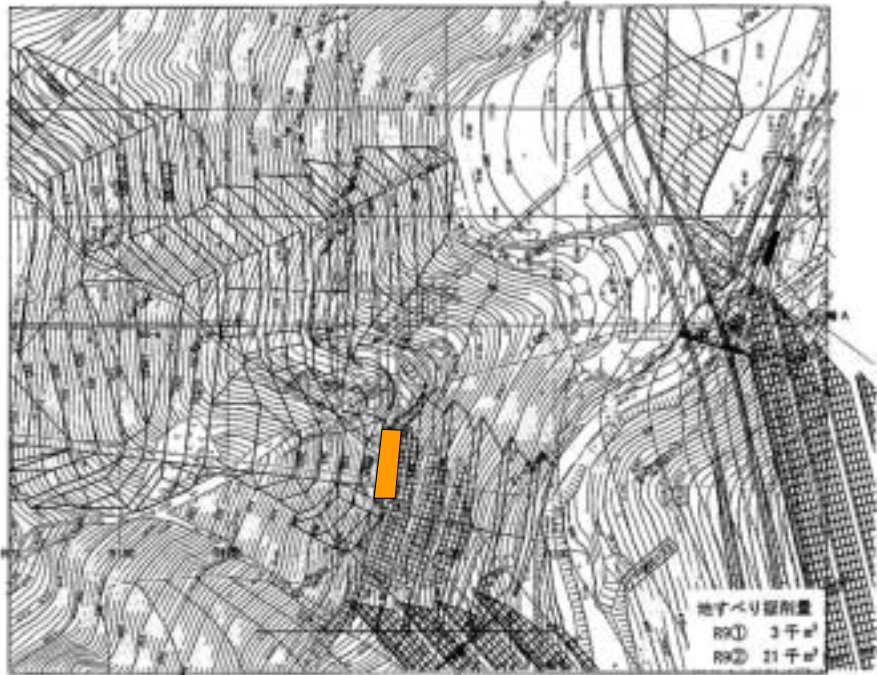


図-5 右岸上流軸（造成アパートメントあり）

着色部：造成アパートメント

3) 全体座取り選定

右岸側を上流軸、直線軸とし、左岸側をA測線（高標高部を下流に折り曲げる）とするダム全体配置を比較検討した。掘削平面図を図 - 4.6.5～4.6.6に、直線軸ダム軸縦断面図を図 - 4.6.7に、比較選定を表 - 4.6.2に示す。全体座取りは、地すべりへの影響は比較2軸で差がないが、地質的不確定要素が少なく、経済性の面で有利な総合的に優れる直線軸を選定する。

表 - 4.6.2 ダム軸比較選定表

項 目		上流軸（左岸下流折り曲げ） （造成アバットあり）	直線軸（左岸下流折り曲げ） （造成アバットあり）
諸 元	ダ ム 高	88.5m	
	堤 頂 長	282.6m	265.5m
概 算 工 事 数 量	掘 削	192,000m ³	179,000m ³ (13,000m ³)
	コンクリート （本体のみ）	414,000m ³	398,000m ³ (16,000m ³)
概 算 工 事 費 （百万円）	掘 削	576百万円	537百万円 (39百万円)
	コンクリート （本体のみ）	12,420百万円	11,940百万円 (480百万円)
	合 計	12,996百万円	12,477百万円 (519百万円)
地 す べ り へ の 影 響	下 流 R9	ダム掘削量 3,000m ³ ダム掘削後R/D 0.984	ダム掘削量 14,000m ³ ダム掘削後R/D 0.956
	上 流 R9	ダム掘削量 8,000m ³ ダム掘削後R/D 1.205	ダム掘削量 7,000m ³ ダム掘削後R/D 1.210
	評 価	R9 に対して直線軸のR/Dの低下がやや大きい、R9 は長期間安定している地すべりであり、R/Dの低下は許容できる範囲と判断される。このため、地すべりに対しては、上流軸と直線軸で有意な差はないと判断される。	
左岸緩み岩盤への影響		造成アバットメントを採用することにより、長大掘削法面の発生、斜面の不安定化を回避可能で、ダム軸による有意な差はない。	
堅 岩 線 の 分 布		●右岸側で堅岩線が山側に後退するし、堅岩線が相対的に深く、掘削量、コンクリート量が多い。	●上流軸に比べ右岸側で堅岩線が幾分浅く、掘削量、コンクリート量が少ない。
地 質 上 の 不 確 定 要 素		●地すべりおよび緩みの要因となっている低角度構造に近づき、地質上の不確定要素が多い。	●地すべりおよび緩みの要因となっている低角度構造から離れる。
地 質 調 査 精 度		●河床～右岸堤敷上流部分の調査精度が低い。	●調査精度が高く、地質的な不確定要素は少ない。
総 合 評 価		●地すべりへの影響は比較2軸で差がないが、地質的不確定要素、経済性の面から直線軸で適している。	

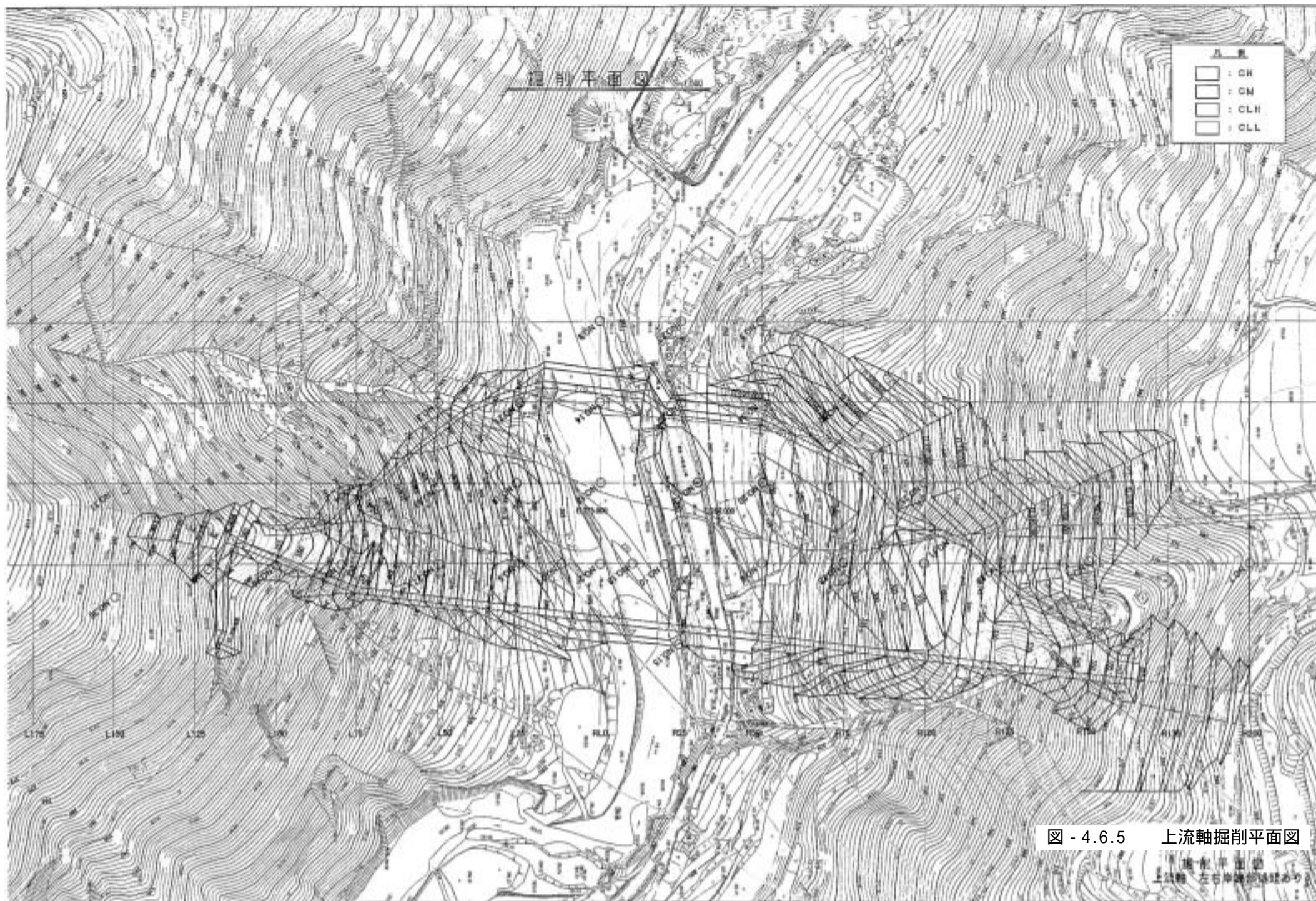
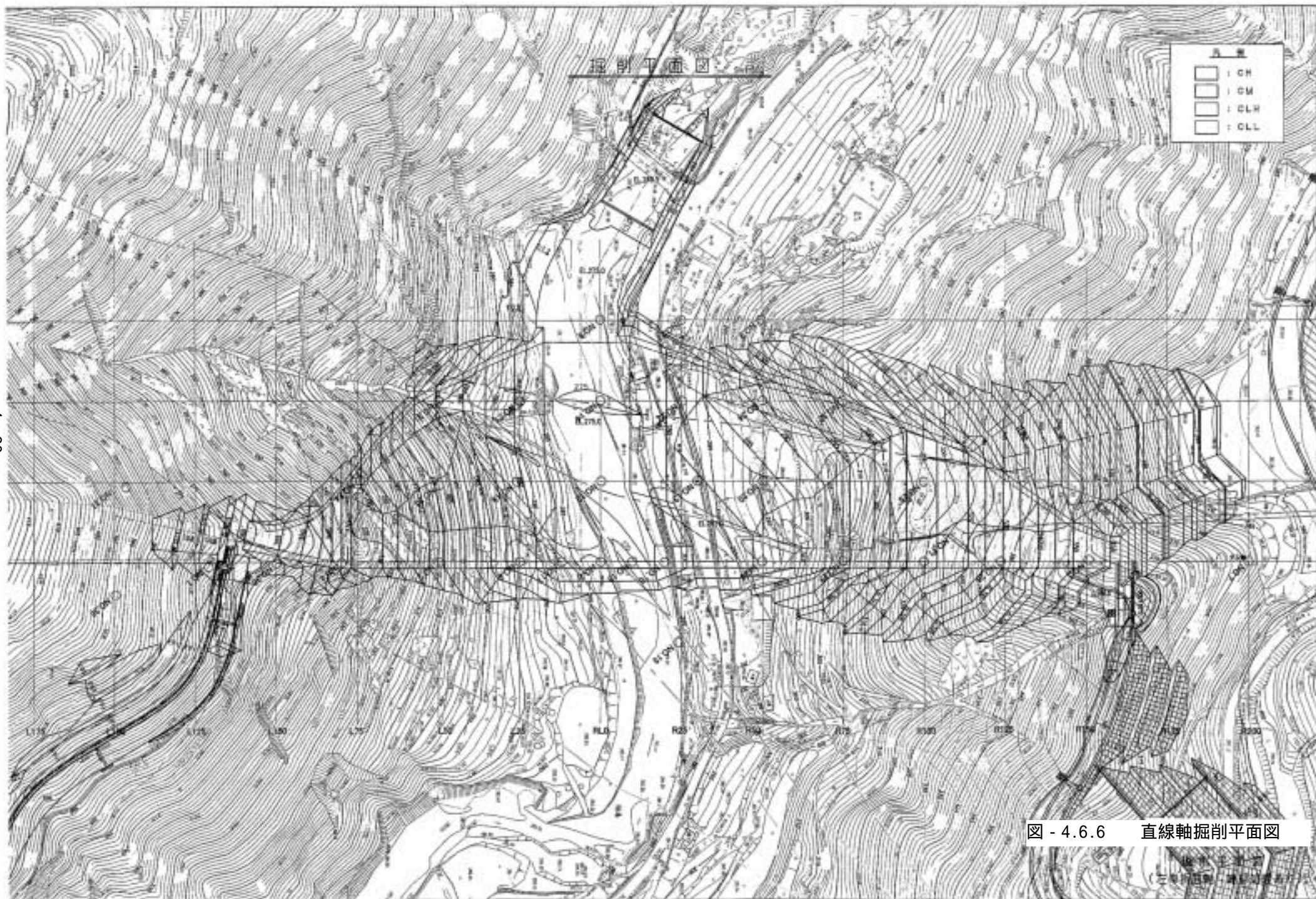


図 - 4.6.5 上流軸掘削平面図



ダム上流面図 1:100
(ダム軸岩組区分図)

凡例 (軸組区分)

- D岩盤
- CL1岩盤
- CL2岩盤
- CM岩盤
- CH岩盤

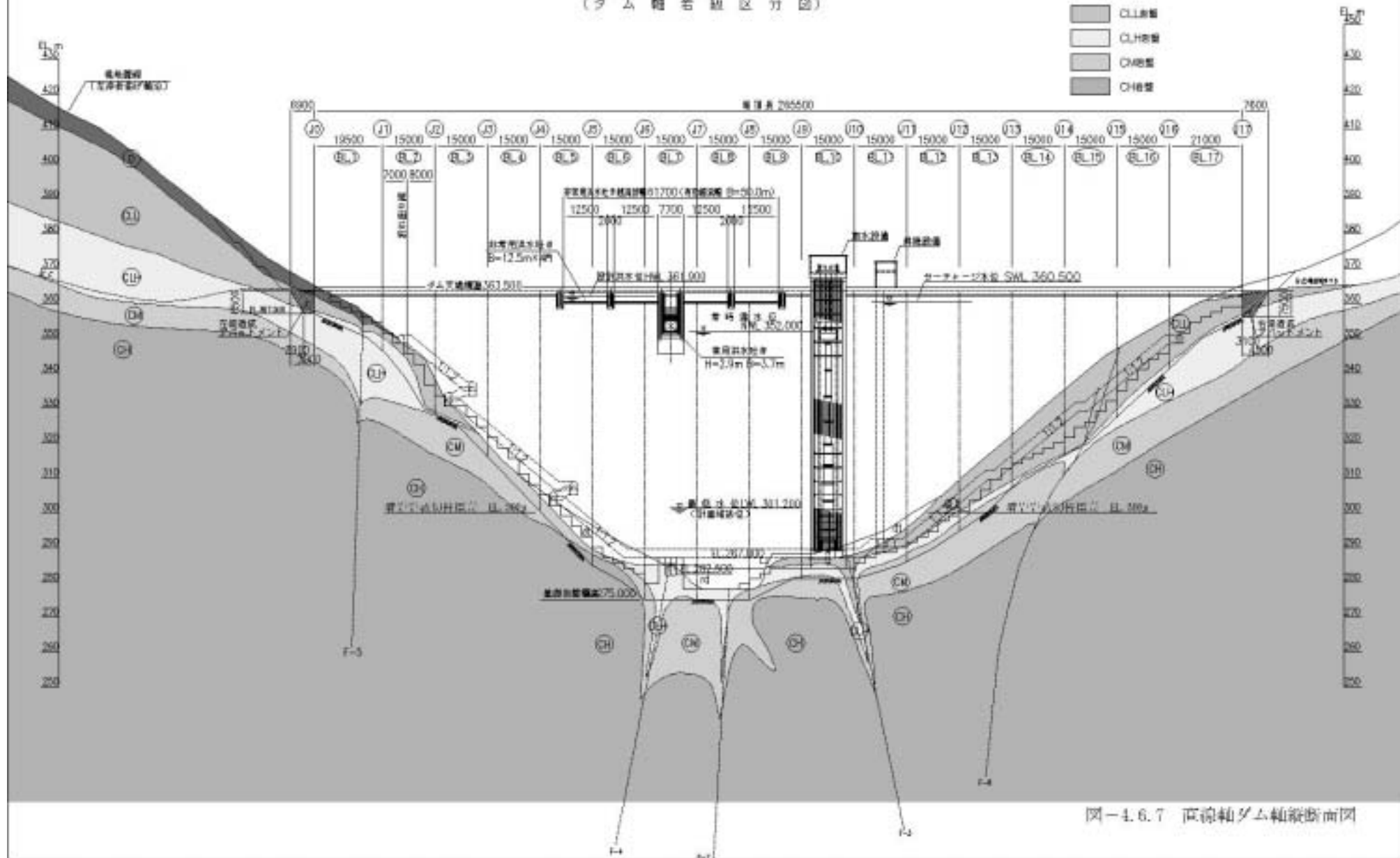


図-4.6.7 高瀬軸ダム軸断面図

4.6.2 造成アバットメント

左岸頂部緩み岩盤部の不安定化の最小化、右岸頂部地すべり体(R9-)のダム掘削による不安定化の最小化を目的として、造成アバットメント工を適用する。

1) 造成アバットメントの基本構造

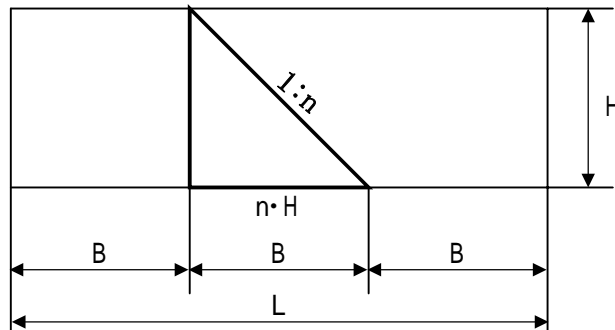
造成アバットメントの基本構造は次のとおりとする。

造成アバットメントの底面は、CLH級以上の岩盤に着岩させる。

造成アバットメントを着床させる岩盤は、背後の堅岩に堤体応力を確実に伝達する剛性を有する岩盤であること、グラウチングにより遮水性の改良が可能な地盤であることを条件とし、底面はCLH級以上、山側背面はCLL級以上とする。

造成アバットメントの形状は、背後の堅岩に確実に応力伝達可能な形状とする。

造成アバットメントの上下流方向の長さLは、確実な応力伝達を図るためそのダム高さにおける堤敷長さBを上下流にとり総幅は3B以上とする。また、せん断摩擦安全率は4.0以上を確保する。



2) 造成アバットメントの配置と効果

造成アバットメントを採用することにより、表 - 4.6.3に示すとおりアバット掘削斜面の縮小を図ることが可能で、かつ右岸側のR9- 地すべりのR/Dの低下率は、造成アバットメントを採用することにより小さくなり(0.950 0.956、1.207 1.210)、地すべりに対しても効果的である。

表 - 4.6.3 造成アバットメントの形状と効果（直線軸：左岸下流折り曲げ）

		左岸アバット		右岸アバット	
		造成アバット無	造成アバット有	造成アバット無	造成アバット有
造成アバットの形状	高さ	-	6.5～8.5m	-	7.5m
	幅(上下流方向)	-	20.0m	-	18.0m
掘削斜面 (天端以上)	最大法高	50.5m	22.0m (28.5)	30.0m	27.5m (2.5)
	掘削量	13,310m ³	2,340m ³ (10,970)	20,100m ³	14,550m ³ (5,550)
	掘削法面積	1,870m ²	630m ² (1,240)	2,900m ²	2,300m ² (600)
右岸地すべりのR/Dの変化 下流R9：初期 1.000 上流R9：初期 1.210		-	-	下流R9 0.950	下流R9 0.956
				上流R9 1.207	上流R9 1.210

4.7 造成アバットメント背面水位の変動による安定性検討事例（稲葉ダム）

4.7.1 概要

稲葉ダムにおいては、造成アバットメント背面に宙水が分布し、その性状を考慮して安定性を検討している。

造成アバットメントの背面に分布する地下水位（宙水）は、施工時、試験湛水時、降雨時においても以下の理由から、現状において想定している豊水期水位程度までしか上がらないと判断した。

（左岸側）

- 造成アバットメント基礎底面下に分布するI - W内の地下水位は、ダムサイトにおける水理地質構造，貯水池対策工（表面遮水工），およびダム直下でのドレーン機能（減勢工底面，背面に排水工を設置）により、試験湛水時，降雨時においても現況の地下水位以上には上昇しない。（図 - 4.7.1、4.7.2参照）
- 高透水性を示すA4 - W内の地下水位についても、ダムサイトにおける水理地質構造，ボーリング調査時水位（H5年），および貯水池対策工（表面遮水工）により、試験湛水時，降雨時においても現況の地下水位以上には上昇しない。

（右岸側）

- 造成アバットメント基礎底面下に分布するI - W内の地下水位は、左岸側と同様の理由により、試験湛水時，降雨時においても現況の地下水位以上には上昇しない。（図 - 4.7.1、4.7.2参照）
- 難透水性を示すA3 - W内の地下水位については、右岸側がやせ尾根地形を成し、雨水からの供給が少ない上、貯水池対策工（表面遮水工）が実施されることから、試験湛水時，降雨時においても現況の地下水位以上には上昇しない。

4.7.2 安定検討

造成アバットメント背面の地下水位については、現設定値である豊水期水位が安全側と考えられる。

なお、参考までに背面水位（宙水）がダム天端標高まで上昇した場合の安定計算を行い、表 - 4.7.1に示した。

同表より、ダム完成後において安定上、最も厳しい条件となる設計洪水位（H.W.L時）においては、滑動に対する安全率4以上を満足する。

表 - 4.7.1 造成アバットメント 背面水位別安定検討

(CASE - 1)

背 面 水 位			貯水位	左 岸		右 岸	
今 市 水 位 無	左岸 A4-W	EL 462	HWL	(滑) 4.489		(滑) 4.643	
			施工(常)	(転) 1.132 × (滑) 2.647		(転) 1.251 × (滑) 4.253	
	右岸 A3-W	EL 462	施工(地)	(転) 1.018 × (滑) 2.396		(転) 1.135 × (滑) 3.964	
	左岸 A4-W	(左) - (右) -	HWL	-		-	
		(左) EL 458 (右) EL 460	施工(常)	(転) 1.646 (滑) 2.920		(転) 1.580 (滑) 4.665	
右岸 A3-W	(左) EL 459 (右) EL 461	施工(地)	(転) 1.300 (滑) 2.557		(転) 1.243 (滑) 3.950		

施工時において、背面水位がダム天端標高まで上昇する現象は生じないと判断される。

(CASE - 2)

背 面 水 位			貯水位	左 岸		右 岸	
今 市 上 面 考 慮	左岸 A4-W	EL 462	HWL	(滑) 4.347		(滑) 4.305	
			施工(常)	(転) 1.120 × (滑) 2.385		(転) 1.279 × (滑) 4.696	
	右岸 A3-W	EL 462	施工(地)	(転) 1.009 × (滑) 2.176		(転) 1.113 × (滑) 3.591	
	左岸 A4-W	(左) - (右) -	HWL	-		-	
		(左) EL 458 (右) EL 460	施工(常)	(転) 1.621 (滑) 2.624		(転) 1.538 (滑) 4.224	
右岸 A3-W	(左) EL 459 (右) EL 461	施工(地)	(転) 1.284 (滑) 2.319		(転) 1.217 (滑) 3.578		

施工時において、背面水位がダム天端標高まで上昇する現象は生じないと判断される。

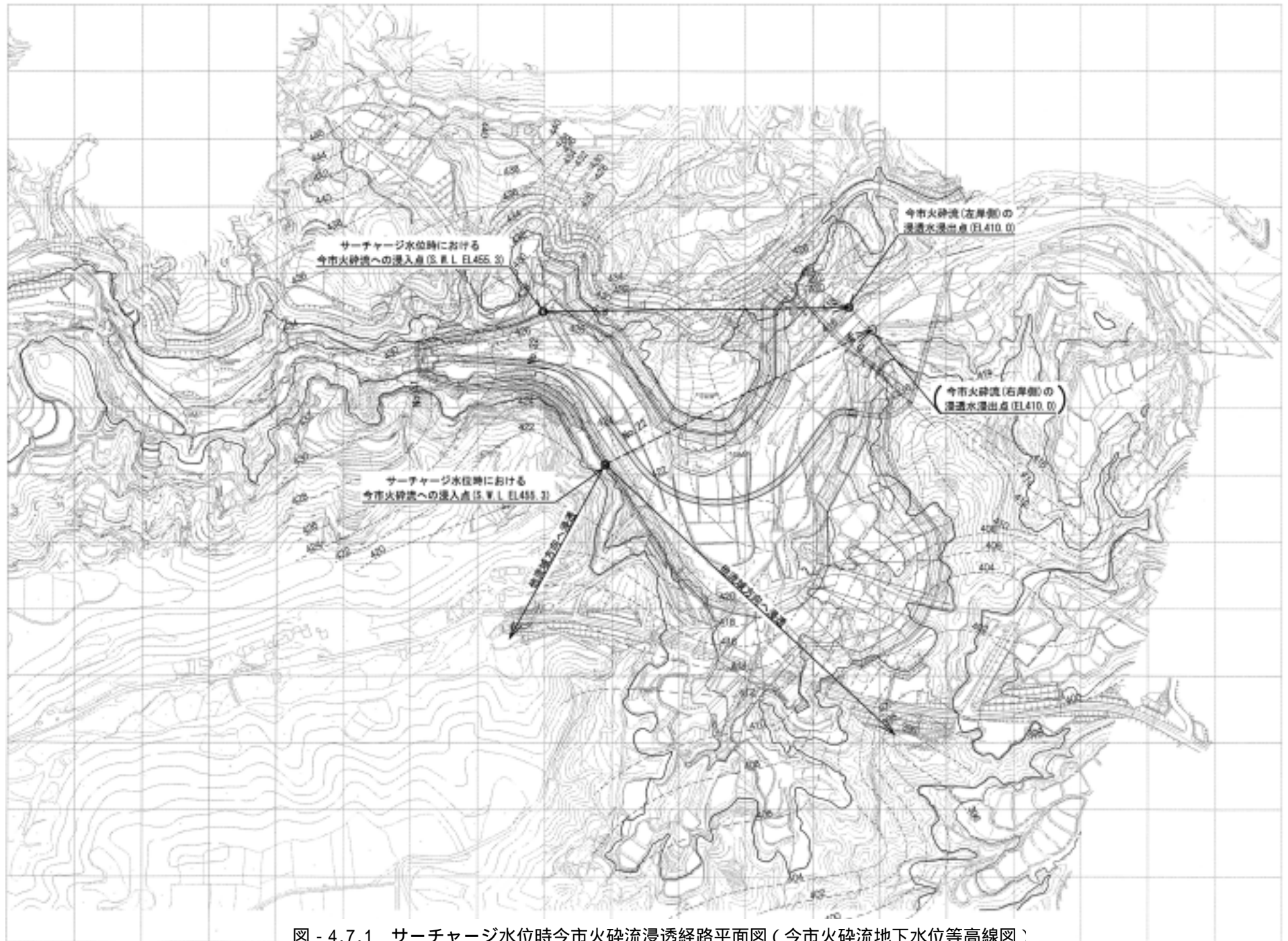
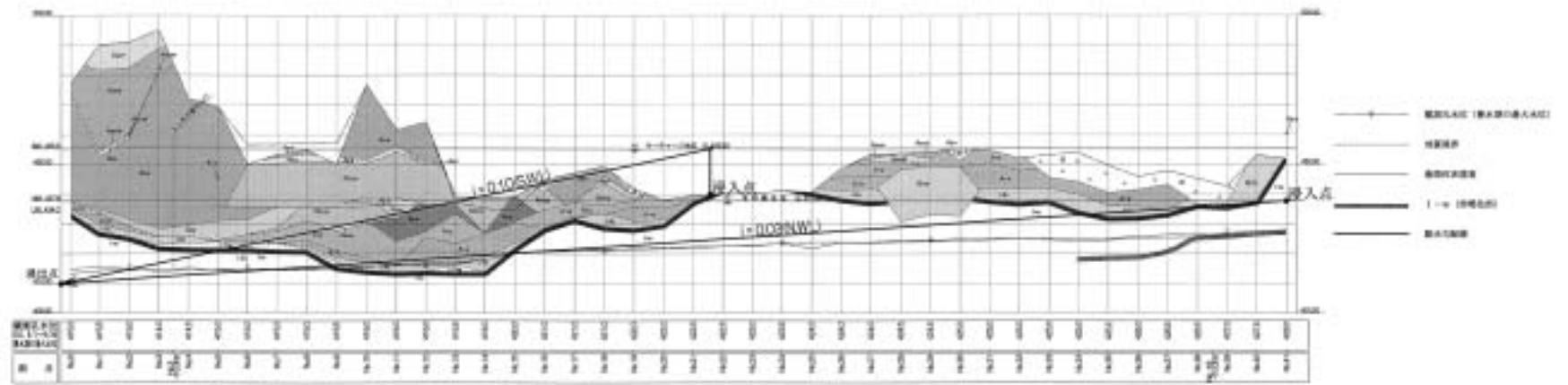
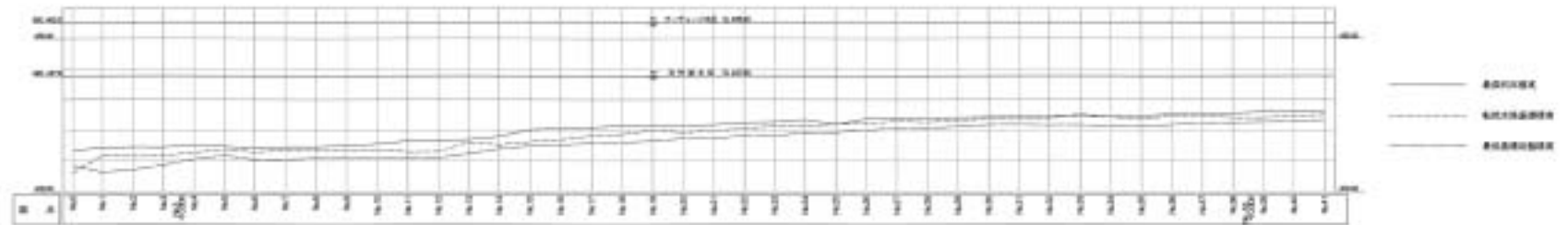


図 - 4.7.1 サーチャージ水位時今市火砕流浸透経路平面図 (今市火砕流地下水位等高線図)

右岸



河床



左岸

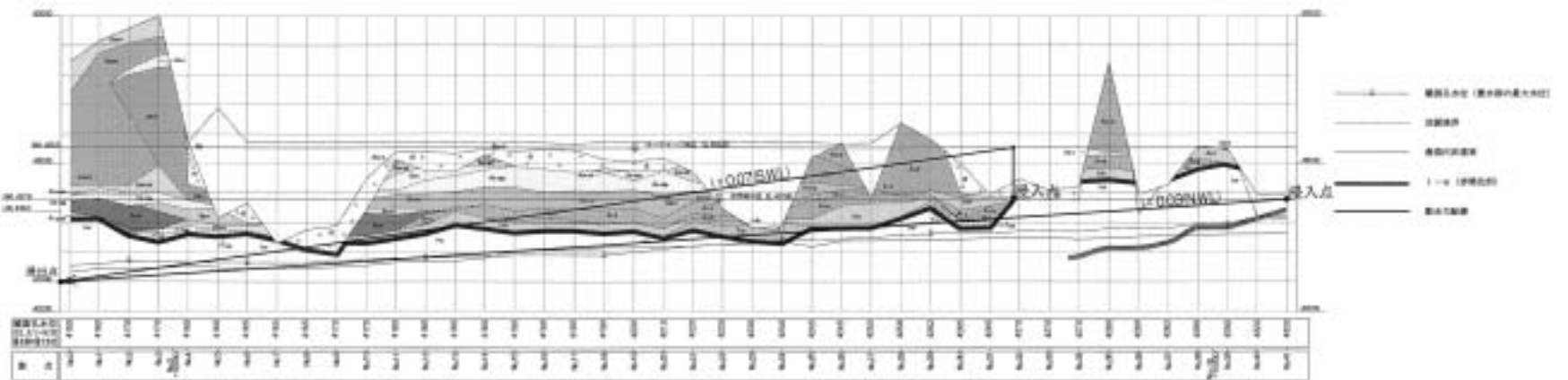


図 - 4.7.2 サーチャージ水位時今市火砕流浸透経路縦断図（兩岸地下水位縦断図）

4.8 造成アバットメント背面の軟質層パイピング抵抗性検討事例（稲葉ダム）

4.8.1 概要

稲葉ダムにおいては、造成アバットメント背面に分布する透水性が高い軟質層に沿ってパイピングが発生した場合における抵抗性検討を実施している。

検討条件を、表 - 4.8.1に示す。

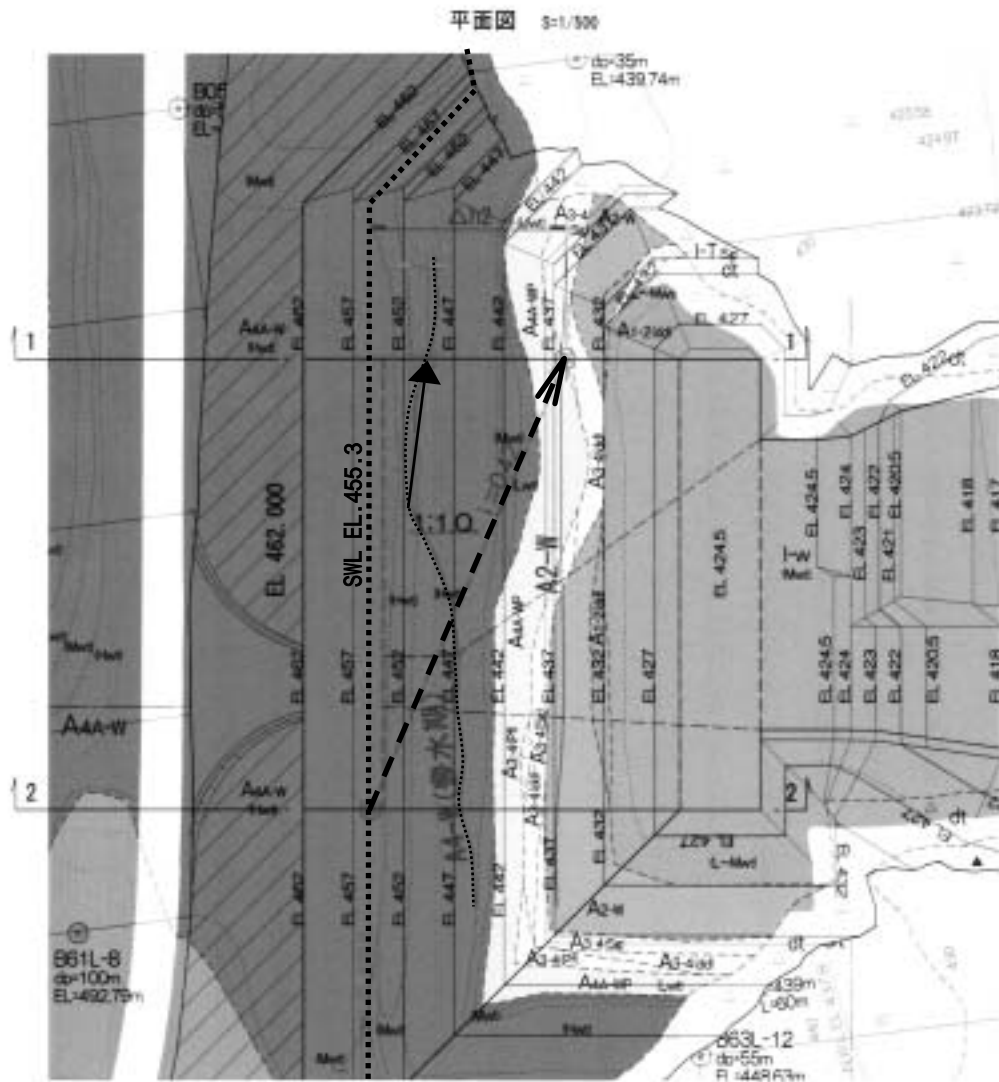
表 - 4.8.1 軟質層パイピング抵抗性検討条件

項目	検討条件
検討対象軟質層	〔左岸〕 A_{4A-W} （シラス状） $A_{3-4(sg)}$ （砂礫層） 〔右岸〕 I - W ~ A_{3-W} はさみ層
水頭条件	・豊水期（降雨時）：最大地下水位～想定浸出点標高 ・試験湛水時：サーチャージ水位～想定浸出点標高
限界動水勾配 i_{cr}	〔左岸〕 A_{4A-W} ：8.0 $A_{3-4(sg)}$ ：1.5 〔右岸〕 I - W ~ A_{3-W} はさみ層：8.0（いずれも想定値）

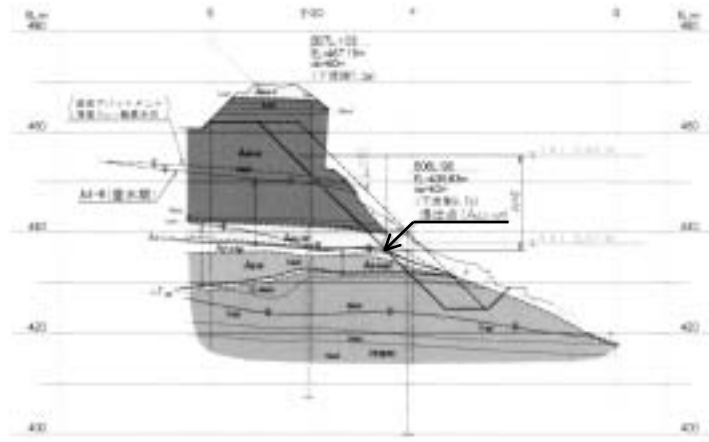
4.8.2 抵抗性検討

各検討条件毎に平面的な浸入点及び浸出点を想定し、算出される動水勾配 i と限界動水勾配 i_{cr} の比により安全性の評価を行った。検討結果を図 - 4.8.1～4.8.3に示す。安全性の評価値である i_{cr}/i はいずれも高値を示していることから、軟質層のパイピング抵抗性については特に問題ないものと判断する。

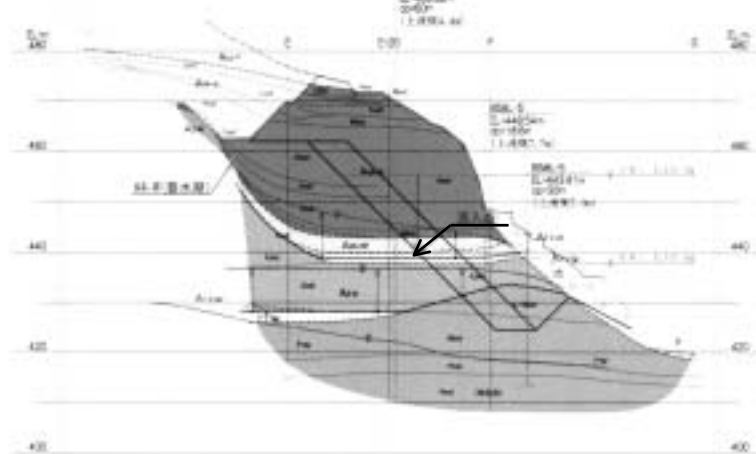
図 - 4.8.1 A4A-W (Aso-4火砕流強溶結部) 浸透水によるA4A-W (シラス状) のパイピング抵抗性検討図



1-1 (下流端断面) (地質) S=1/1000



2-2 (上流端断面) (地質) S=1/1000



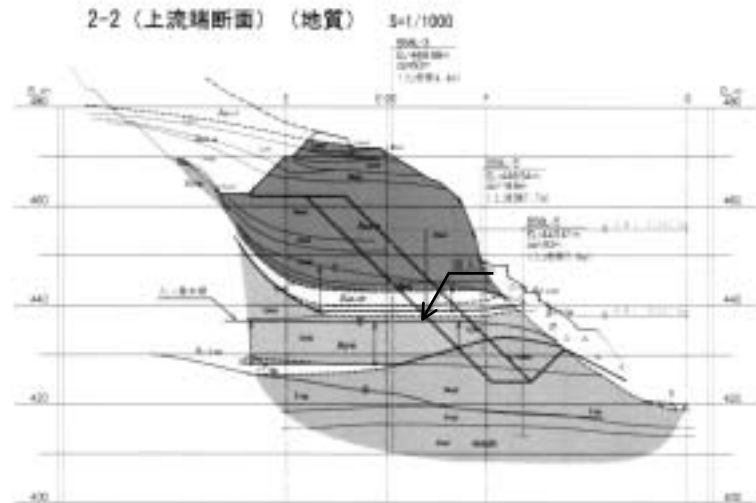
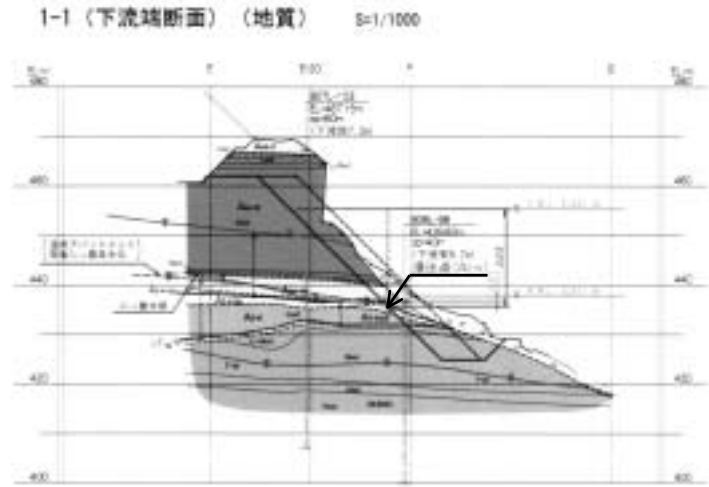
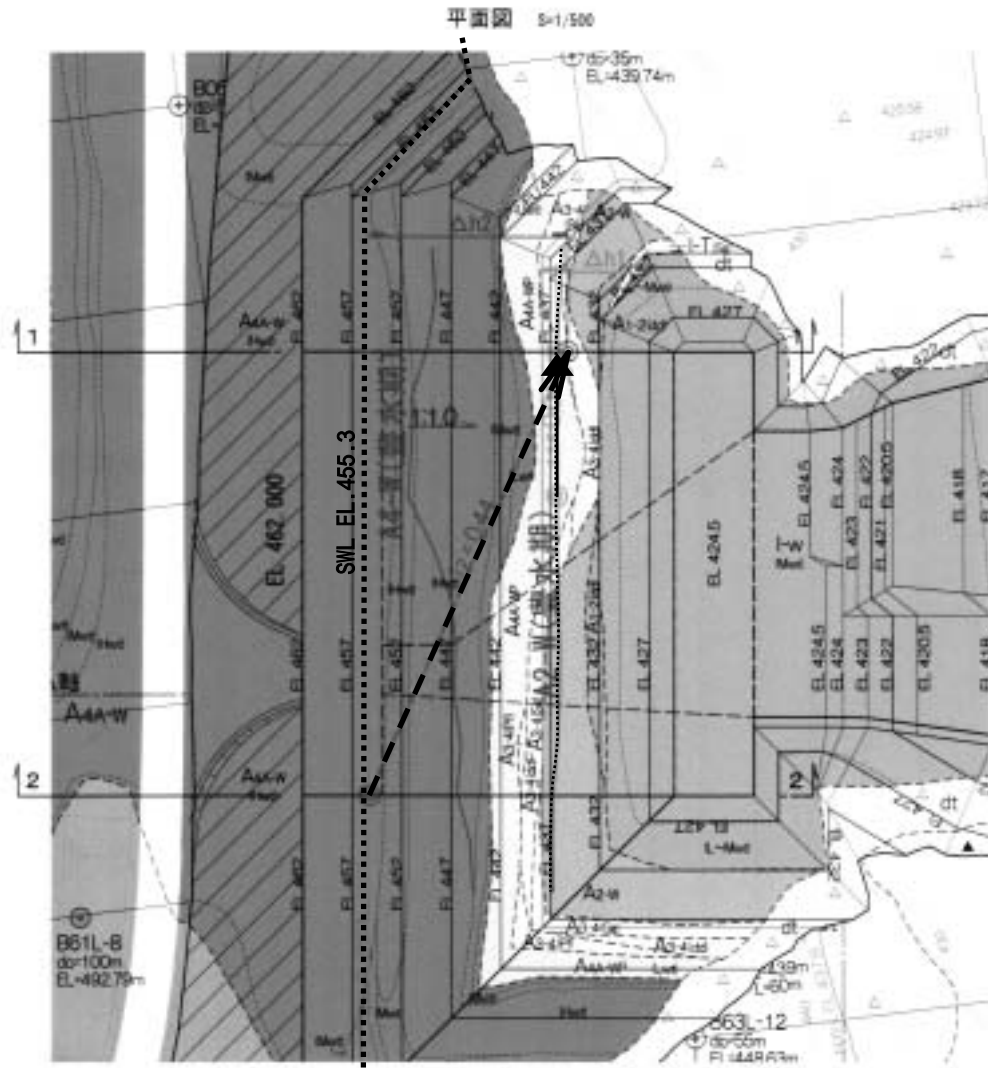
左岸側パイピング抵抗性検討 (A4A-W・シラス状)

検討条件	貯水位 (EL. m)	浸出点標高 (EL. m)	浸透路長 L (m)	水頭 Δh (m)	動水勾配 i	限界動水勾配 i _{cr}	安全性の評価 i _{cr} /i
湧水期 (降雨時)	最高地下水位	431.1	449.4	14.6	1.7	0.12	8
試験湧水時の水頭不足時	S.W.L.	455.3	436.4	44.9	18.9	0.42	8

△h : i 動水頭
 Δh_{cr} : i_{cr} 試験湧水時の水頭不足時

—— 地下水位 (降雨時)
 —— 地下水位 (水頭不足時)
 —— 浸透路

図 - 4.8.2 A 2-w (Aso-2火砕流非溶結部) 浸透水によるA3-4 (sg)(砂礫層)のパイピング抵抗性検討図

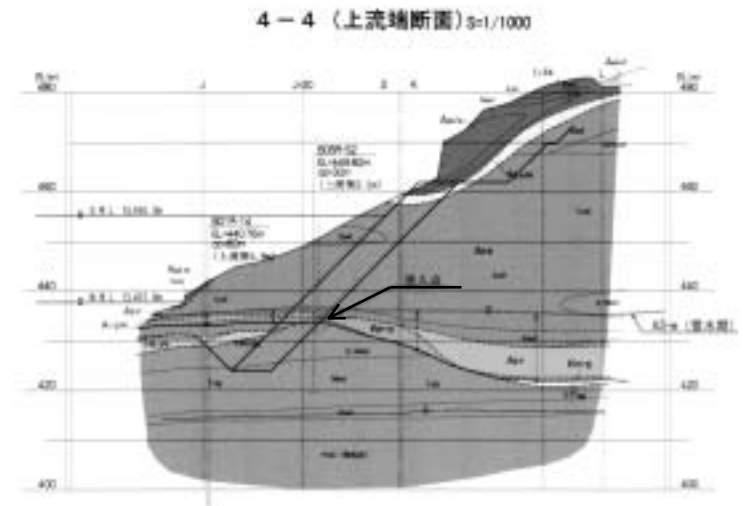
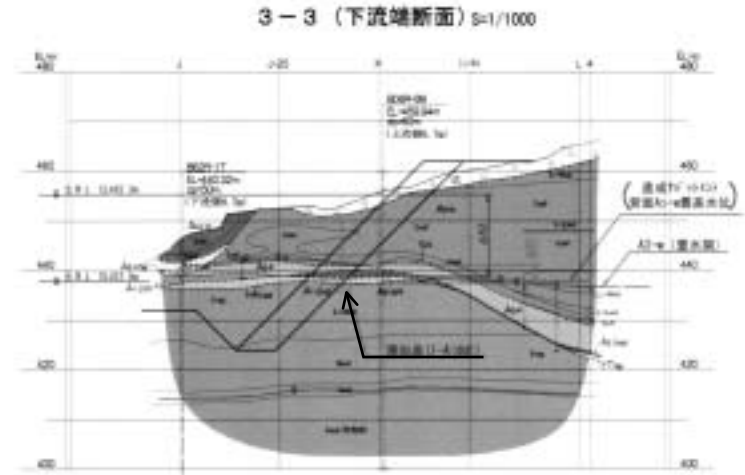


左甲側パイピング抵抗性検討 (A3-4 (sg) - 砂礫)

検討条件	貯水位 (EL.m)	流出点標高 (EL.m)	浸透路長 L (m)	水頭 Δh (m)	動水勾配 i	限界動水勾配 i_{cr}	安全性の評価 i_{cr}/i	
貯水層 (降注時)	相模川下水位	436.9	436.3	14.6	0.8	0.04	1.5	37.3
試験透水時の水密不良時	S.W.L.	455.3	435.8	44.9	18.7	0.44	1.5	3.4

△h : i 動水勾配
 △h : i 試験透水時の水密不良時
 — 地下水位 (水頭線)
 — 管外水頭線
 — 管底勾配線

図 - 4.8.3 A3-w (Aso-3火砕流弱熔給部) 浸透水によるI-w~A3-w間はさみ層のパイピング抵抗性検討図



右岸側パイピング抵抗性検討 (I-w~A3-w間のはさみ層)

検討条件	貯水位 (EL. m)	浸出水標高 (EL. m)	浸透距離 L (m)	水頭 Δh (m)	水頭 i	鉛水勾配 (取界鉛水勾配)	安全性の評価 i _{cr} / i
貯水期 (降雨時)	最高地下水位	443.2	437.5	5.7	0.36	8	22.2
試験浸水時の水密不良時	S.W.L.	455.3	438.8	16.5	0.36	8	22.2

Δh : 1) 降雨時
 Δh : 2) 試験浸水時の水密装置不良時
 地下水位 (水頭線)
 浸出水標高 (下層)
 浸透水層

4.9 造成アバットメント計測計画の事例（稲葉ダム）

4.9.1 ダム本体計測計画の概要

稲葉ダム本体の計測計画の概要を表 - 4.9.1に取りまとめて示し、造成アバットメントの計測計画に関する補足説明を次項以降に示す。

表 - 4.9.1 稲葉ダム本体の計測計画概要表

：造成アバットメントの計測計画に関する事項

目的	想定される事象	確認すべき事項	計測項目	計器	計測箇所	備考(関連事項等)
工事中の 施工管理	・コンクリート硬化時に発生する水和熱により、温度応力が生じ、コンクリートに温度ひび割れが発生する可能性がある。	・打設時のコンクリート温度と打込規制温度との関係 ・打設後のコンクリート温度上昇量	・コンクリート温度	・温度計 (打設コンクリートの温度管理) ・熱電対(埋設計器)	・打設面(打設時のコンクリート温度) ・最大断面(7BLOCK)の上下流方向7測線上で5標高毎に計測	・打込み温度制限(コンクリート温度) ・完成後の安全管理における変形量の解析に合わせて使用する。
	・造成アバットメントが変形することにより、堤体ジョイントが開く可能性がある。	・造成アバットメント上の堤体ブロックの挙動(応力状態)	・継目の開き ・(応力状態)	・継目計 ・(コンクリート圧縮応力計)	・造成アバットメント上の堤体ジョイント面(J1, J2, J14, J15)において、堤高の1/3標高程度に上下流2ヶ所で計測	・造成アバットメントの完成後の安全管理用埋設計器とともに構造解析にも使用する。 ・全漏水量と個別漏水量を把握
完成後の 安全管理	・貯留水および浸透水が、横継目、貯水池対策工との接合部、基礎排水孔より漏水する可能性がある。	・横継目および基礎地盤内からの漏水量の全量ならびに漏水箇所毎の個々の漏水量	・漏水量	・基礎排水孔 ・継目排水孔 ・三角堰	・横継目からの漏水量は、継目配水管により通廊へ導く(吐口部で個別計測可能) ・6BLOCKの主漏水測定所(基礎排水孔漏水量の全量および左岸、河床部+右岸からの漏水量を個別計測可能) ・9BLOCKの簡易漏水測定所(右岸の基礎排水孔漏水量を個別計測可能) ・左岸側ボーリング孔(B04L-19等) ・右岸側ボーリング孔(B05R-55等)	・造成アバットメントを迂回する浸透流に関しては、貯水池対策工計測計画の一環として監視する。
	・貯水池から漏水が発生した場合に、造成アバットメントを迂回する浸透流が増加する可能性がある。	・迂回浸透流の相対的変化(浸透流速、流向)と周辺井戸施設等への影響	・地下水位(間隙水圧) ・浸透流速、流向 ・井戸調査(水質等)	・水位計 ・流向、流速計		
	・貯留水圧、自重、揚圧力、温度応力、地震力等の堤体に作用する荷重により、堤体の変形することが予想される。	・堤体および基礎岩盤の経時的な変形量(挙動)を計測する。	・変形量(温度) (堤体、基礎岩盤)	・ブラムライン(ノーマル・リバース) ・岩盤圧縮変位計 ・(温度計)	・最大断面となる7BLOCK(ノーマル・リバースブラムライン) ・埋設計器管理測線(7BLOCK) (岩盤圧縮変位計)	・堤体変形量は、堤体コンクリート温度の影響を強く受けるため、熱電対および測温付ひずみ計(埋設計器)による計測結果と合わせて解析する。
	・造成アバットメントは、軟質な基礎部の変形に伴って、造成アバットメント内に引張応力および堤体の変形への影響が発生することが予想される。	・造成アバットメントおよび堤体の変形量 ・造成アバットメントに作用する揚圧力 ・造成アバットメント内の応力分布	・変形量 ・応力 ・ひずみ ・揚圧力	・継目計 ・応力計 ・ひずみ計 ・間隙水圧計 ・圧縮応力計	・造成アバットメント上の堤体ジョイント面(継目計、圧縮応力計) ・造成アバットメント基礎面(軟質部)(ひずみ計、圧縮応力計、間隙水圧計) ・造成アバットメント基礎面(堅岩部)(ひずみ計、圧縮応力計、間隙水圧計)	・また、堤体変形量は、造成アバットメントの変形量にも影響を強く受けるため、造成アバットメントの計測と合わせて解析する必要がある。
	・当ダムの基礎岩盤性状(高透水性)、主止水工(貯水池対策工:表面遮水)を考慮すると、基礎岩盤内の浸透流の状態が設計時の想定と異なる可能性がある。	・堤体に作用している揚圧力と設計揚圧力との関係 ・基礎岩盤内の浸透流の状態	・揚圧力	・フライング管式(基礎排水孔) ・間隙水圧計 ・間隙水圧計	・ダム軸方向は通廊内の基礎排水孔(フライング管) ・上下流方向は埋設計器管理測線(7BLOCK)上の基礎面(間隙水圧計) ・造成アバットメント基礎面(間隙水圧計)	・貯水池対策工の管理項目となる迂回浸透観測と合わせた浸透状況の解析を行う。
	・地震による瞬間的な作用荷重が堤体の安全性に影響を与える可能性がある。	・堤体設計震度との関係(臨時点検) ・設計の高度化(動的解析)に使用する地震データ	・地震時最大加速度 ・地震時加速度波形	・地震計(強震計)		・最大断面に設置
設計の高度化 (調査研究)	・堤体コンクリートの温度応力により、堤体に部分的なクラックが発生する可能性がある。	・堤体温度と応力値、ひずみの関係	・変形量 ・応力 ・ひずみ ・揚圧力	・岩盤圧縮変位計 ・応力計 ・ひずみ計 ・間隙水圧計 ・圧縮応力計	・堤体埋設計器管理測線(7BLOCK)(ひずみ計、応力計、無応力計) ・造成アバットメント基礎面(ひずみ計、岩盤圧縮変位計、圧縮応力計、間隙水圧計) ・造成アバットメント基礎面(ひずみ計、圧縮応力計、間隙水圧計)	・造成アバットメントの反力分布、応力分布、変形状態は、完成後の安全管理用埋設計器と合わせて解析する。
	・造成アバットメントの設計において想定(反力分布等)と異なる現象が発生する可能性がある。	・造成アバットメントの設計・解析値と実挙動の関係				
貯水池操作	・洪水および貯水池操作による貯水位の変動	・刻一刻の貯水位を精度良く計測する。	・貯水位	・水位計(正:フロート式,副:水晶式) ・量水標	・緊急放流設備の呑口標高まで計測が可能な6BLOCK(水位計、量水標)	-

4.9.2 造成アバットメントの計測計画

1) 計測計画の概要

当ダムの造成アバットメントは、基礎の複雑な地質条件とそれに起因した構造上・施工上の特徴および設計・解析手法（安定性の照査，構造解析）など、既往の施工事例に基づいた安全性の検証が難しい特殊な構造・工法である。

よって、工事中の施工管理を含めて完成後の安全管理と構造解析のために、ダム本体計測計画の一環としての監視・計測の中で、造成アバットメント部に着目した計測計画を設定した。以下に、造成アバットメントの計測計画において配慮すべき事項と、施工手順と合わせた計測フローの概要を示す。

(1) 計測計画において配慮すべき事項

地質条件

- 造成アバットメントの基盤地質は、溶結凝灰岩を主体とするが、溶結度の高い堅岩部に挟み層や溶結度の低い軟質部などのD級岩盤を狭在する複雑な分布を示す。
- 地山の地下水分布は、高透水性を示す溶結度の高い堅岩部と遮水層として機能する挟み層や溶結度の低い軟質部の分布により、宙水構造を示す。

構造上の特徴

- 造成アバットメント背面部（傾斜部）の中間標高付近に分布するD級岩盤とその他の堅岩部との変形性の違いにより、造成アバットメント内に引張応力が発生することが想定される（2次元FEM解析により検討済み）。
- 堅岩部およびD級岩盤の分布範囲が想定範囲と異なる場合、造成アバットメントの安定性（せん断抵抗面，応力分布）への影響が生じる。

施工上の特徴

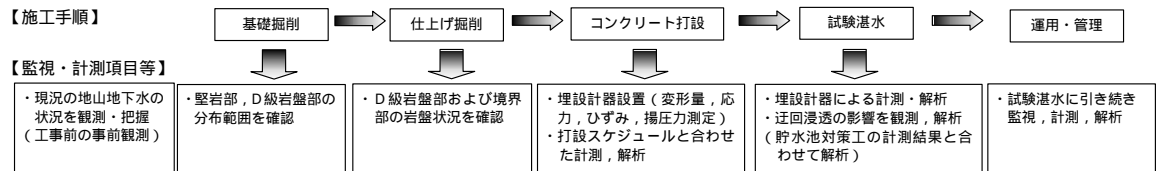
- D級岩盤部の掘削施工において、基礎岩盤を緩ませない慎重な施工と掘削後の風化・浸食防止に対して細心の注意が必要となる。特に、堅岩部とD級岩盤部との境界部は構造上の重要な箇所であるとともに、地下水の浸透により浸食されることも予想される。

- 造成アバットメントのコンクリート打設(ダム本体に対し2リフト先行)において、D級岩盤分布範囲を渡る際は、基礎の変形に伴う造成アバットメントの発生応力および堤体変形に与える影響を確認しながら施工する必要がある。

設計・解析手法の特徴

- 複雑な地質条件および造成アバットメントの構造的な特徴から、安全性の確認および設計の高度化を目的として、反力分布, 背面水圧(揚圧力), 応力変形について実測による検証・解析が重要と考えている。

(2) 計測フロー



2) 造成アバットメントの施工管理

(1) 基礎掘削時における施工管理

造成アバットメントの基礎岩盤条件(堅岩部・D級岩盤の分布)は、造成アバットメントの安定性および応力変形に与える影響が大きいため、基礎掘削時の岩盤スケッチに基づいて構造解析による検証が必要となる。

また、貯水池周辺道路の1割勾配掘削面(写真-4.9.1~4.9.2)の状況から、基礎掘削面の安定性については特に問題ないと判断しているが、左岸側で高透水性の A_{4-w} (強溶結 C_H 級岩盤)の直下に浸透破壊抵抗性の小さな A_{4-wp} (シラス状)や $A_{3-4(sg)}$ (砂礫)が分布する境界付近では、浸透水による浸食などで緩みが生じることとも予想される。

よって、高透水性の A_{4-w} と直下のD級岩盤(A_{4-wp} , $A_{3-4(sg)}$)との境界部に対しては、仕上げ掘削時に岩盤状況を詳細に観察し、緩みが生じている場合には写真-4.9.1内に示しているような対策(追掘削)を考えている(造成アバットメントの発生応力分布からも引張応力への剛性が増加する対応となる)。



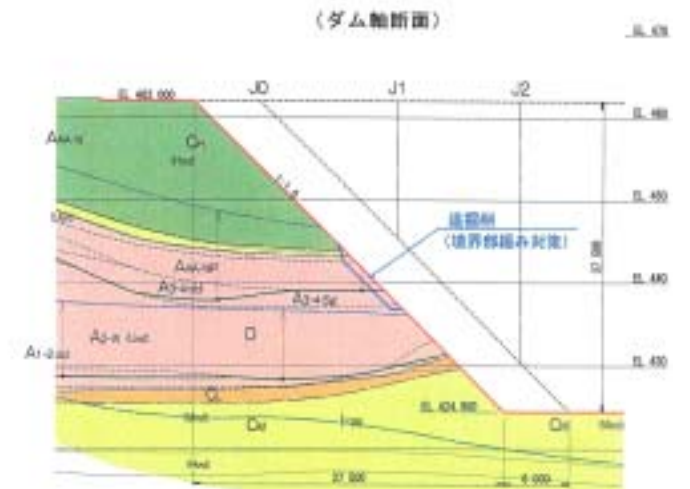
貯水池側の道路掘削法面全景。
Aso-3火砕流から上位の降下火山灰までが分布。写真右よりA3-w, A3-4 (灰白色部), A4A-w, A4A-p, ACと続く。



上記写真の赤丸印付近の状況。
A4A-wとA3-4間に1m未満の火砕流（黒色部）が分布。
ハンマー部はA4A-wpとA4A-wの境界。



上記写真の青丸印付近の状況。
ハンマー部はA3-4の降下軽石とA3-wの境界。



基礎岩盤緩み対策模式図

写真 - 4.9.1 道路掘削法面状況(1)



A3-wの全景。下流（右）側は風化が見られ、ブロック状に見える。



I-wの明～中層結部の風化群。



ハンマー部を境に分布するA4A-w（左）とA3-4（右）。



ハンマー部はA3-4（sg）。



左記写真の拡大状況。



A3-pの風化が進み緩んでいる状況。

写真 - 4.9.2 道路掘削法面状況(2)

(2) 打設時の施工管理

造成アバットメントには継目を設置せずクーリング，カーテングラウチングも実施しないため、施工管理としての温度計，継目計，岩盤変位計の設置は特に必要ない（打設コンクリートの温度管理は行う）。

ただし、軟質なD級岩盤に造成アバットメントおよびダム本体の自重が作用した際に、D級岩盤の変形に伴い造成アバットメントが変形し引張応力が発生することが予想される。

よって、後述する完成後の安全管理のための埋設計器により、打設スケジュールに合わせて造成アバットメントの応力・変形量の変化を計測する。

また、造成アバットメント上に座乗する堤体ブロックの継目（J1,J2,J14,J15）には、完成後の安全管理のために継目計および圧縮応力計を設置するため、打設時においても造成アバットメントの挙動が堤体へ与える影響を計測・監視する（図 - 4.9.1参照）。

3) 完成後の安全管理

(1) 浸透水計測

造成アバットメントを迂回する浸透水については、貯水池対策工における迂回浸透観測（地下水観測）と合わせて浸透状況を把握する計画である。

(2) 揚圧力計測

揚圧力（及び背圧）については、ダム本体と同様に完成後における揚圧力作用状況を圧力値として計測する必要がある。

したがって、現況地下水位（宙水）および軟質層の分布（亀裂，空隙の程度の違い）を考慮して、図 - 4.9.2に示すように間隙水圧計を配置することとする。

また、造成アバットメント背面を浸透する浸透流の状況も、上述の貯水池対策工における迂回浸透観測（地下水観測）と合わせて把握する計画である。

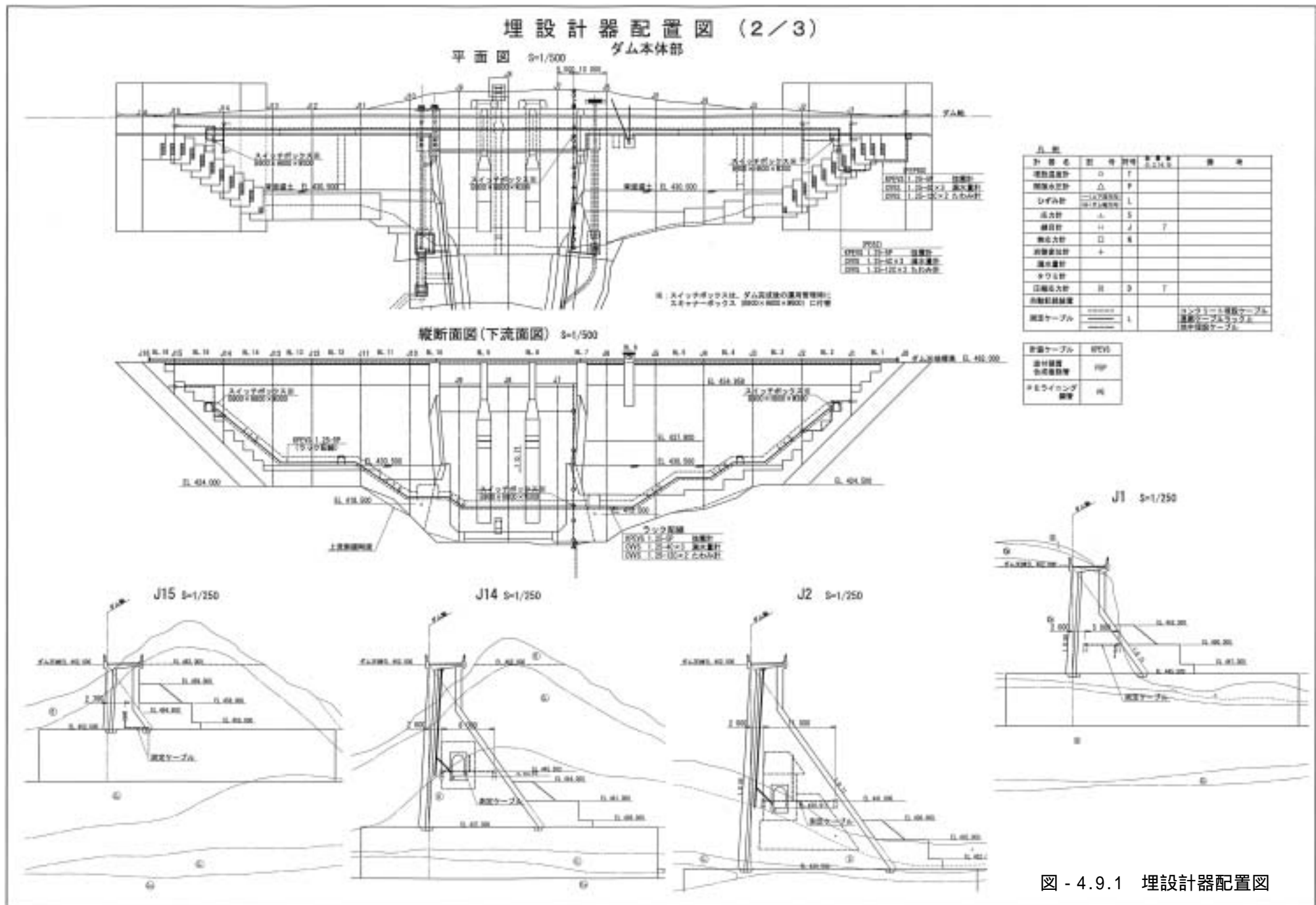


図 - 4.9.1 埋設計器配置図

(3) 変形量（引張応力）計測

変形量については、ダムに準ずることとすれば、岩盤変位を計測することが考えられる。両岸アバットには、中央部に軟質層（D級岩盤）が分布しており、このD級岩盤の変形に伴って造成アバットメント背面に引張応力が発生すると考えられる。

したがって、応力解析結果（2次元FEM解析）を踏まえて、図 - 4.9.2に示すように岩盤変位計を配置して造成アバットメントの変形量を計測する。

また、造成アバットメントの変形によるダム本体ブロックへの影響を把握することを目的として、造成アバットメント上に座乗する堤体ブロックの継目（J1, J2, J14, J15）において、継目計および圧縮応力計をダム高の1/3標高付近の上下流2ヶ所に配置し、堤体ブロックの挙動を計測する。

なお、上記の引張応力に対しては、実際に発生する応力値を把握する必要があるため、変形量と同様に応力解析結果を踏まえて図 - 4.9.2に示すようにひずみ計（引張応力を把握するため）を配置する。

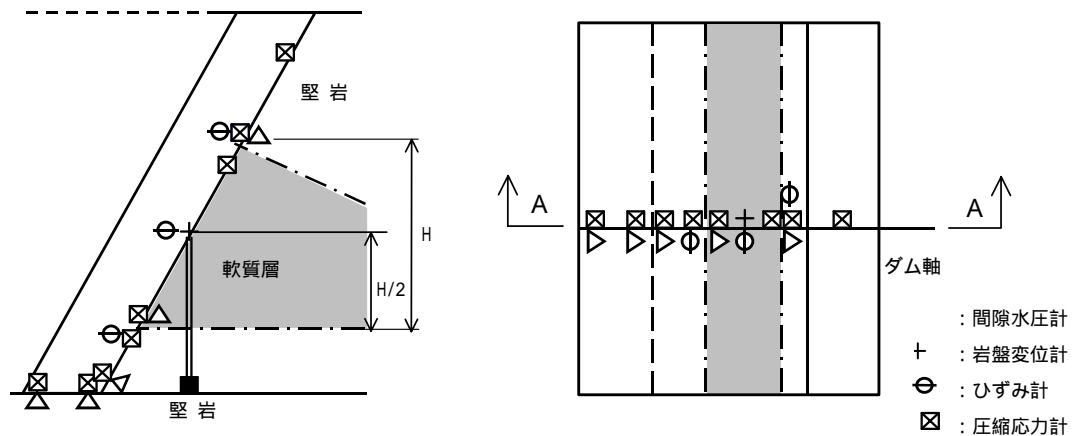


図 - 4.9.2 造成アバットメント計測装置配置模式図

4) 調査研究用の計測

設計時に仮定した以下の事項については、安全管理用の計器により確認，検討が可能である。

- 地下水位，揚圧力（係数）及びこれらの分布
- 各地層の物性値に起因する引張応力，変形量
（地震については、堤体側で計測）

ここで、安全検討を行うに当たっての最も重要な前提条件となる底面および背面の反力分布は、今後、造成アバットメントの設計手法を確立する，あるいは合理的な設計を行うために、現地において分布状況を確認することが非常に重要となる。

したがって、ダム軸方向および上・下流方向の反力分布の計測については、軟質層（D級岩盤）の分布を考慮して図 - 4.9.2に示すように（圧縮）応力計を配置することとする。

5) 計測装置の配置計画（図 - 4.9.4 埋設計器配置図 参照）

以上の計測項目より、造成アバットメントにおける計測装置の配置計画は、図 - 4.9.3および表 - 4.9.2に示すように考える。

ここで、断面については、完成時において荷重（応力）状態の異なる以下の3断面とする。

- 上流端（貯水池側）(1-1)
- ダム軸 (2-2)
- 下流端（堤趾部）(3-3)

また、調査研究用の反力分布の把握（（圧縮）応力計）に対しては、堤体中央部(4-4)断面を追加することとする。

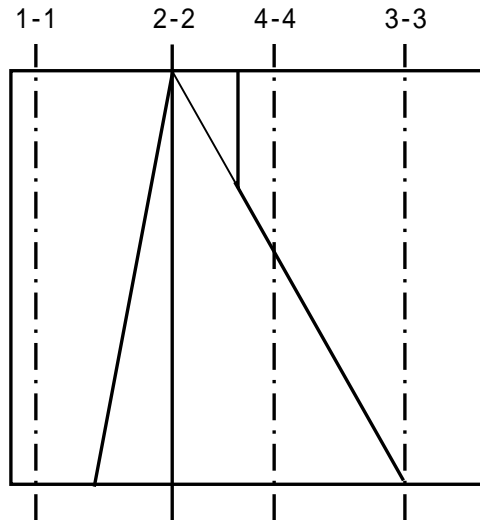


図 - 4.9.3 配置断面位置図

表 - 4.9.2 配置計画

目的	計測項目	計器	計測箇所	個数/断面	断面数
完成後 (施工時)の 安全管理	背圧(地下水位)揚圧力	間隙水圧計	背面及び底面 (現況地下水位及び軟質層分布を考慮)	5	3 + (1)
	変形量	岩壁変位計	応力解析結果により引張応力が集中する箇所	1	1 + (1)
	引張応力	ひずみ計	同上 (背面平行方向)	3	3 + (1)
調査研究用	反力分布	(圧縮)応力計	背面及び底面 (軟質層分布を考慮)	8	3 + (1)

() 内数値は、調査解析用測線を示す。

以上の造成アバットメントに埋設する計測装置の配置図を図 - 4.9.5 埋設計器配置図に示す。

埋設計器配置図 (3/3)
造成アバットメント背面部

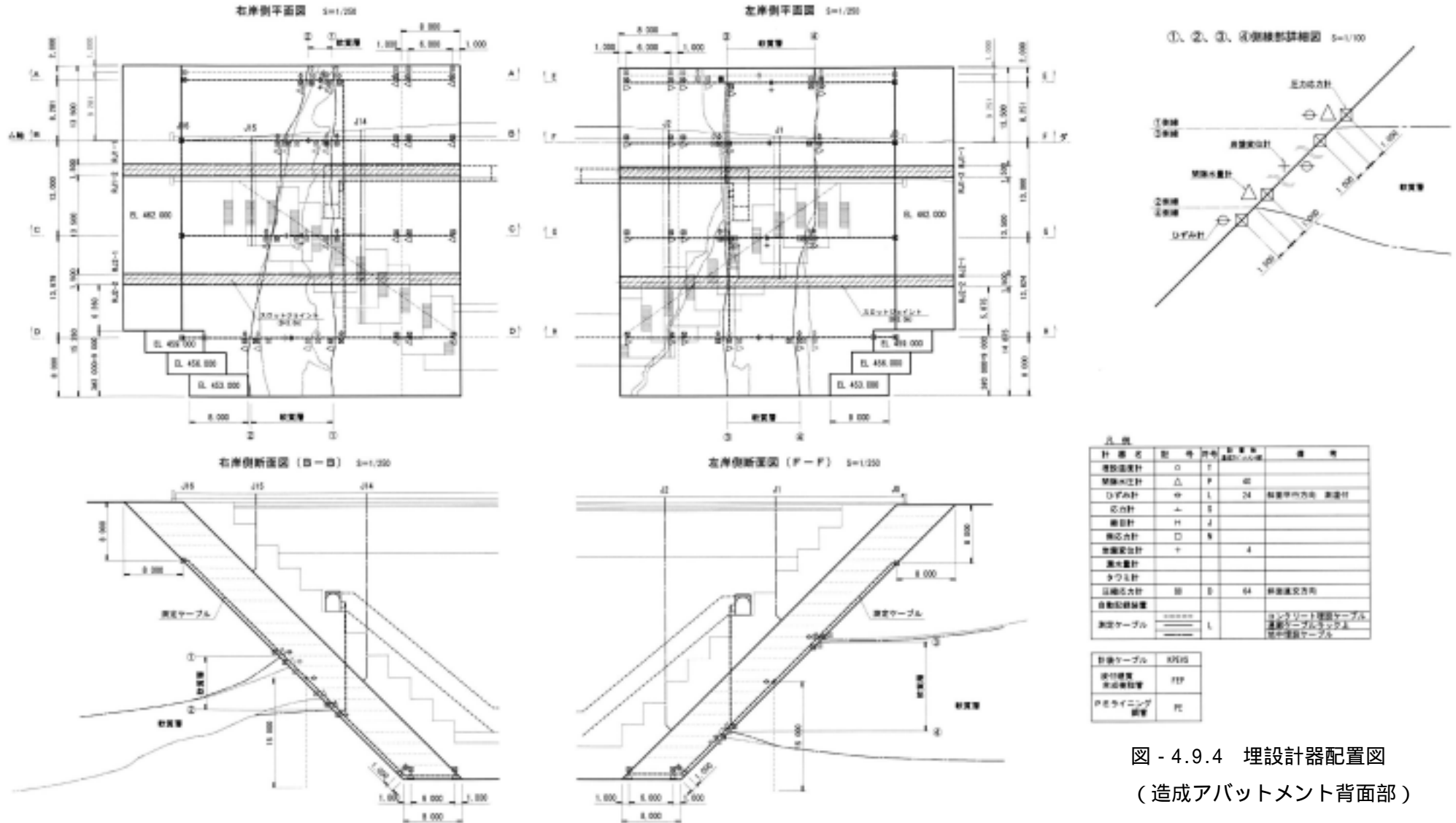


図 - 4.9.4 埋設計器配置図
(造成アバットメント背面部)

※ ①、②、③、④、断面計、断面計、断面計上の設置は、基礎埋設時の状況により変更となる場合がある。
※ 右岸側、左、断面計及び、右岸側、F、H断面計は、安全監視用、左岸側に設置及び、左岸側の断面計は設置状況用。

4.10 造成アバットメント細部構造の検討事例（稲葉ダム）

4.10.1 底面つま先部の施工性対策

1) 検討課題

造成アバットメントは、基礎岩盤に対して1:1.0(45°)勾配となっており、つま先部は鋭角なコンクリート構造となる(図-4.10.1中のA参照)。

よって、コンクリート打設時の施工性が悪く、施工不良によるクラックの発生が懸念されるため、鋭角部処理の検討が必要である。

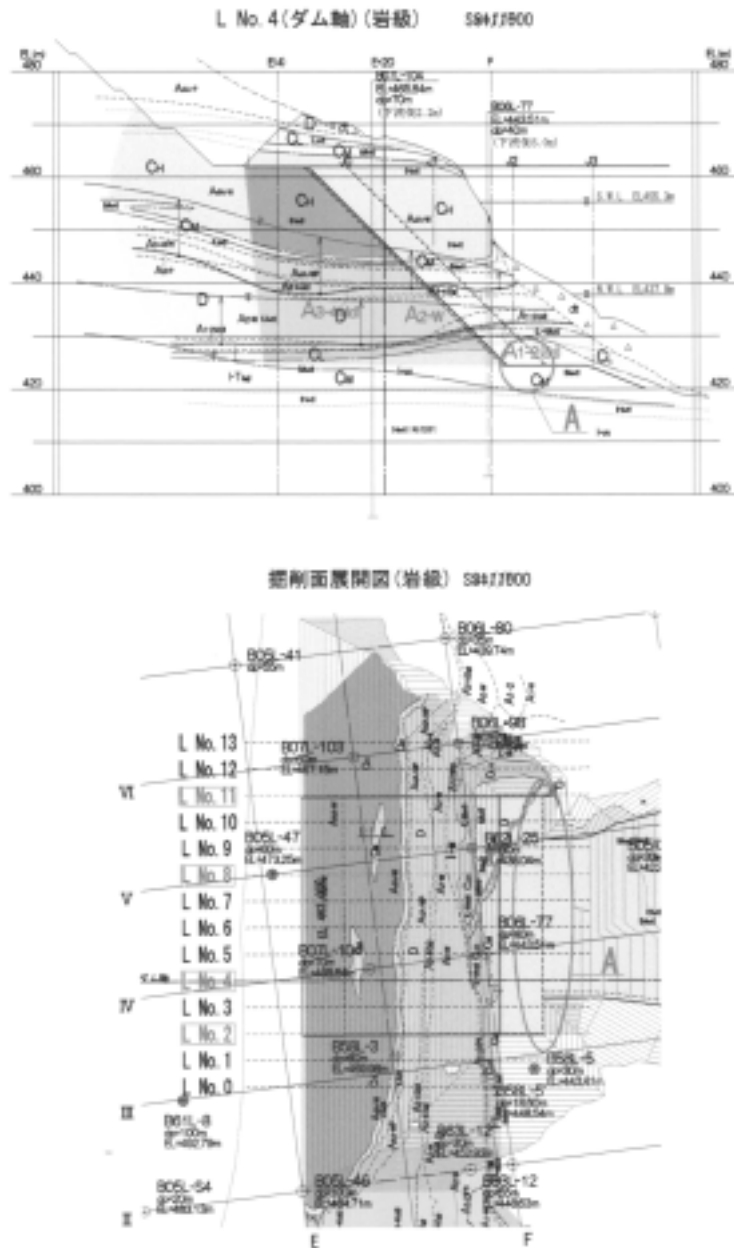


図 - 4.10.1 つま先部構造の検討課題説明図

2) 対応方針

造成アバットメントは、ダム堤体打設に先行してリフト打設（リフト高1.5m）を行うため、各リフトにおける前面勾配1:1.0の鋭角部の打設は、底面標高～天端標高まで続くものである。

よって、鋭角部の打設不良に対しては、慎重な施工（鋭角部を消す工夫）が要求されるが、特に着岩部に対しては、岩盤面の不陸や応力集中に配慮して、下図に示す鋭角処理を行うことが有効と考えられる。

左岸側つま先部標準断面図（記載例）

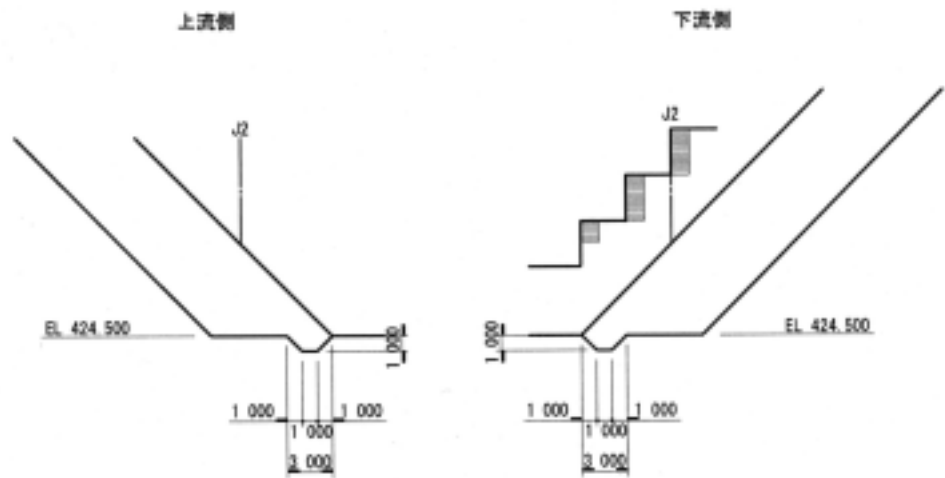


図 - 4.10.2 つま先部鋭角処理（掘り込み形式）

（記載例）

左岸側つま先部標準断面図

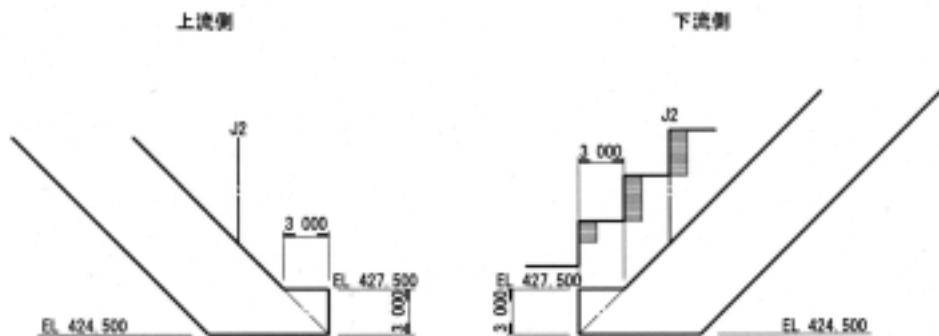


図 - 4.10.3 つま先部鋭角処理（フーチング形式）

3) 対応策

先述のつま先部鋭角処理の方法を比較すると以下のとおりとなり、造成アバットメントと堤体部の水密性および施工性の面で有利となる、掘り込み形式(図 - 4.10.2 参照)を当該箇所における対応策として採用する。

- リフト高を考慮したフーチング形式では、堤体と造成アバットメントとの接合面が鉛直となり、水密性が懸念される。よって、フーチング形式を採用する場合にはフーチングリフトまでは、堤体と同時打設することが望ましい(図 - 4.10.4参照)
- フーチング形式では、図 - 4.10.4に示したようにフーチングリフトまで堤体と同時打設を行うため、1リフト当たりの打設量が増加し、50cmリフトでの打設となる。
- 掘り込み形式は、造成アバットメントの基本形状を変更することなく、堤体との接合面も均一となるため、特に設計上の問題は発生しない。

4) 掘り込み部応力集中照査

つま先部を掘り込み形状とすることで、形状変化点に応力集中が生じ応力上問題となる状態となっていないかをFEM解析を行って照査した。なお、つま先掘り込み部は、発生応力上最も厳しい断面となる上流端断面を対象として、前述のFEM解析モデルを用いた解析を行った。荷重条件は以下の5ケースである。

- | | | |
|-----------|---|------|
| ・ 空虚時 | } | 地震なし |
| ・ 常時満水位時 | | |
| ・ 設計洪水水位時 | | |
| ・ 空虚時 | } | 地震あり |
| ・ 常時満水位時 | | |

つま先掘り込み部の内部発生応力図(主応力図)を、掘り込みなしの場合と比較して図 - 4.10.5に示す。

解析の結果、左右岸のつま先掘り込み部とも自重のみが作用する空虚時(地震なし・あり)に若干引張応力が発生しているが、その値はコンクリートの引張強度に対し非常に小さいものであり、応力上問題にならないと考える。

また、設計洪水水位においては、掘り込みがない場合につま先部に発生していた引

張応力より、掘り込み形状とすることで引張応力が若干緩和されている。

以上より、掘り込み形状にした事による応力上の問題はないと考える。

つま先掘り込み形状部発生引張応力

(左岸側)

・ 空虚時 (地震なし) $0.045 \sim 0.085 \text{N/mm}^2$

・ " (地震あり) $0.067 \sim 0.071 \text{N/mm}^2$

(右岸側)

・ 空虚時 (地震なし) 0.201N/mm^2

・ " (地震あり) 0.173N/mm^2

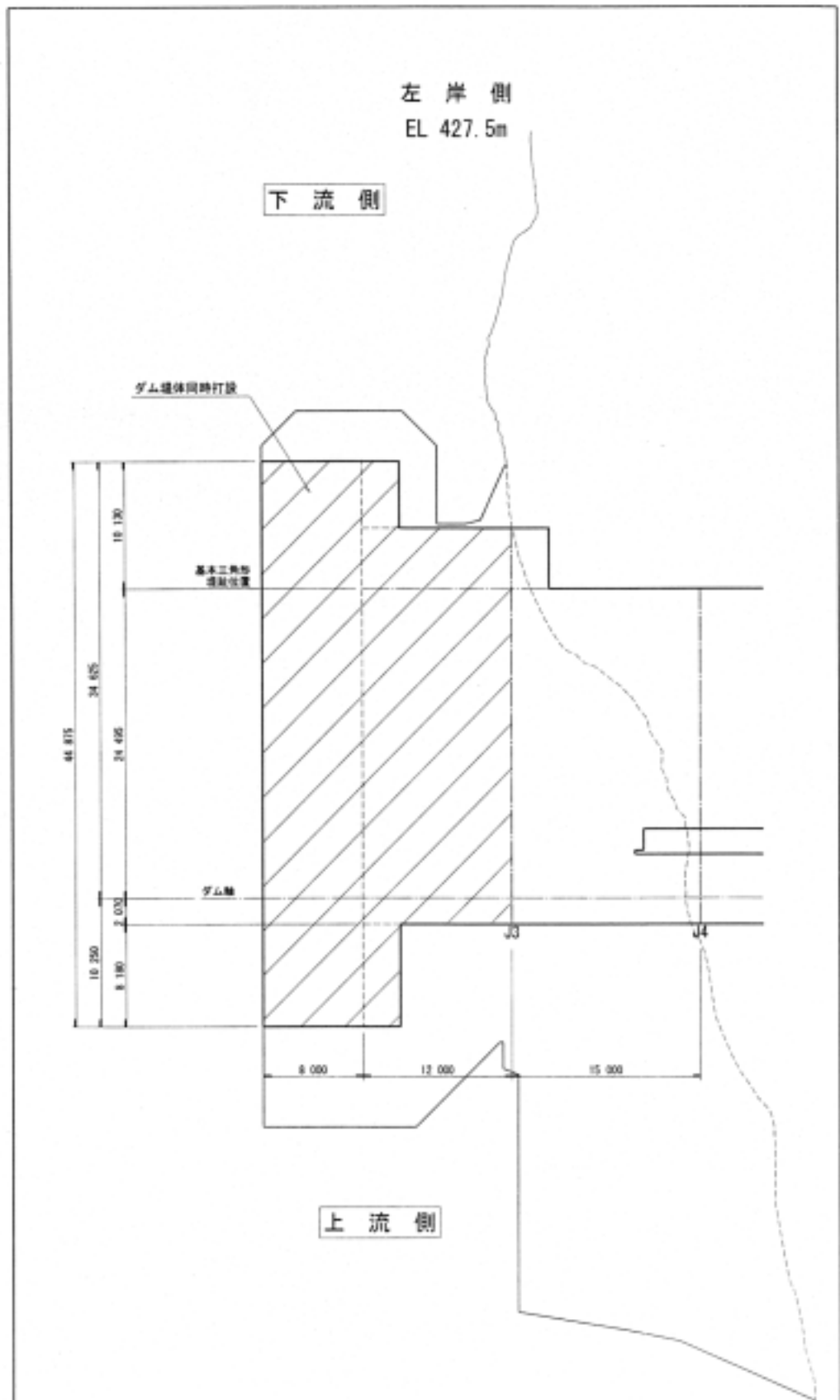


図 - 4.10.4 造成アバットメントフーチングリフト打設範囲

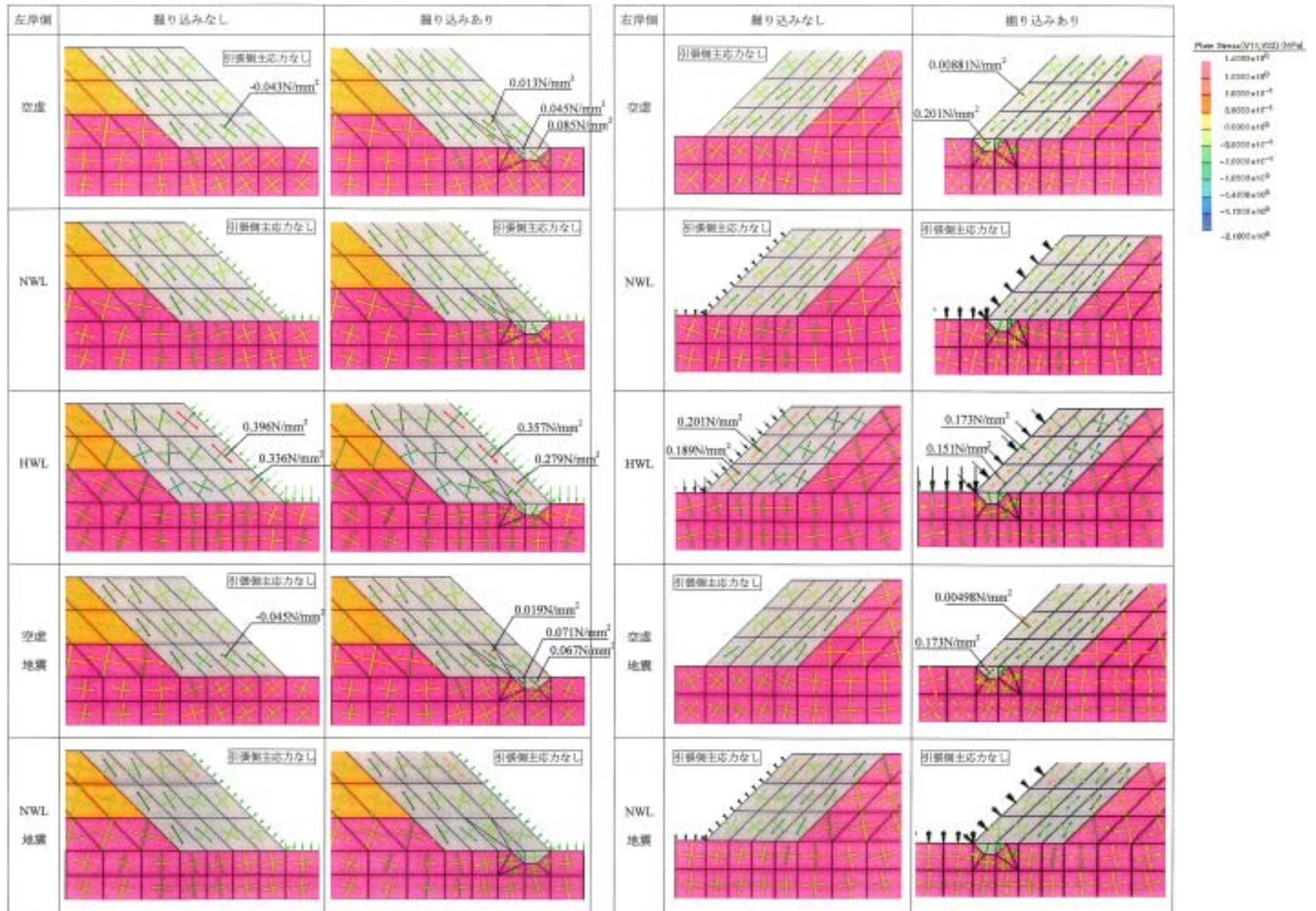


図 - 4.10.5 つま先掘り込み部内部発生応力図（主応力分布図） 【地質モデル：上流端断面（粗掘削面スケッチ反映後）】

4.10.2 ダム堤体ジョイント接合部のクラック対策

1) 検討課題

造成アバットメント上に座乗するダム堤体部には、左右岸とも横継目（ジョイント）が2箇所配置されるが、造成アバットメントにはジョイントは連続しない構造となっている（図-2.2.1中のB参照）。

よって、ダム堤体ジョイントが開いた場合に、ダム堤体と一体化した造成アバットメントに引張力が生じてクラックへと発展することが懸念されるため、クラック発生防止あるいはクラックへの対応方法を検討する必要がある。

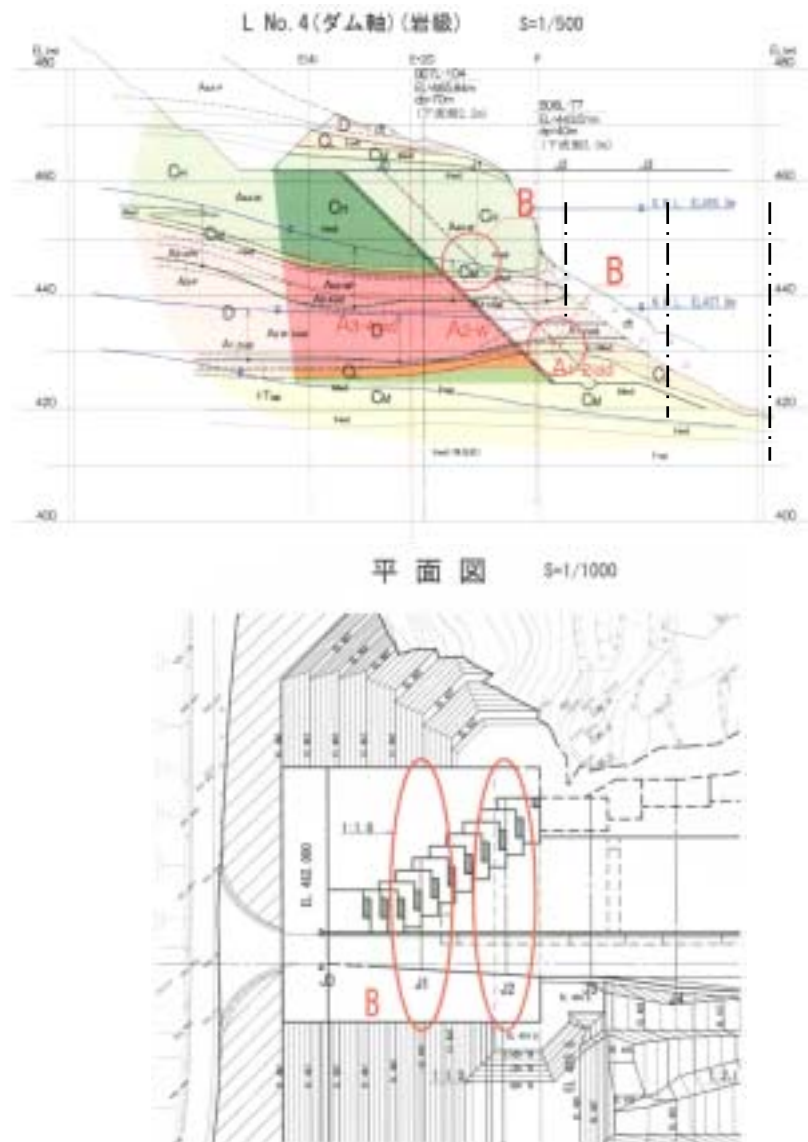


図 - 4.10.6 堤体ジョイント接合部（左岸側）

2) 対応方針

当該箇所のクラック発生防止処理とは異なるが、通常、ダム堤体内で縦継目およびクラックを消去する場合には、下図に示すように半割り管や鉄筋マットを用いてリフト表面で消去する。

また、縦継目（クラック）の消去部の補強鉄筋の配置は、温度応力の検討等を行い決定されている。

表 - 4.10.1 鉄筋マットの配筋例

主鉄筋径	主鉄筋ピッチ	主鉄筋の長さ	配力筋径	配力筋間隔
D 32	300 mm	3 100 mm	D 19	400 mm
D 22	200 mm	2 000 mm	D 16	400 mm
D 22	200 mm	2 000 mm	D 22	200 mm
D 29	200 mm	3 000 mm	D 19	200 mm
D 19	400 mm	3 000 mm	D 19	400 mm

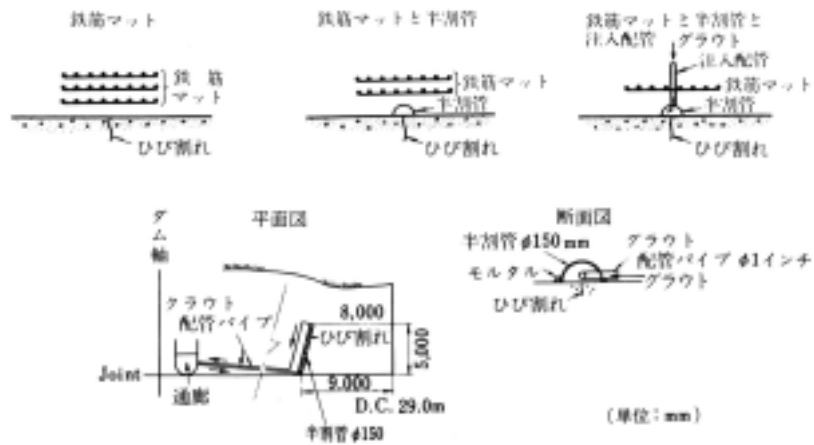


図 - 4.10.7 鉄筋による一般的なひび割れの処理

一方、当該箇所においては、上記に示したダム堤体内で縦継目（クラック）を消去する場合と、クラックに対する防止処理の上下関係が逆の構造となっているが、予防処理（防止対策）としては補強鉄筋による処理（造成アバットメント内に鉄筋マットを設置）が有効であると考えられる。

3) 対応策

堤体ジョイントが開いた場合の造成アバットメントに対するクラック防止対策は、以下に示す理由により、現計画の表面筋（用心鉄筋）による対応も可能と考えられるが、構造上（止水処理上も）重要な箇所であることから、安全側に考えて補強鉄筋（用心鉄筋）を造成アバットメント内に設置するものとする。

設置範囲は、ダム堤体（フーチングを含む）が座乗する範囲内とし、配筋はひび割れ防止と同様の考え方で鉄筋間隔を300mm以内として、一般部に対して1/2倍のピッチ（D22@250mm）とする。

補強鉄筋の配筋仕様は、鉄筋マットの配筋例も参考として図 - 4.10.10 ~ 図 - 4.10.11に示す。

- 造成アバットメントが先行打設するため、もしクラックが発生した場合には後処理が困難であるとともに、予めクラックの発生箇所が堤体ジョイント直下に限定される。
- 造成アバットメントがダム堤体に対して先行打設されるため、ダム堤体ジョイントの温度降下時の開き（収縮）に対しては、コンクリート強度が発現した状態で抵抗する（先行打設の間隔が長い程有利）。特に造成アバットメント完全先行打設の場合、1年以上の材齢を確保できる。
- 堤体ジョイントの開きは、造成アバットメントが外部拘束として作用するため、着岩標高より高標高部で大きくなると想定される。また、仮にクラックが発生しても貫通クラックへと発展する可能性は低いと考えられる。

なお、堤体ジョイント部は、造成アバットメントに対して鋭角部を生じることになるため、鋭角処理方法としてジョイントを造成アバットメント前面に直交させることとする（図 - 4.10.10 , 4.10.11参照）。

4) 止水板取付部の配筋

堤体のジョイント部には、上下流面に沿う配置で止水板が設置され、その着岩部（一般部）は下図に示す構造となる。

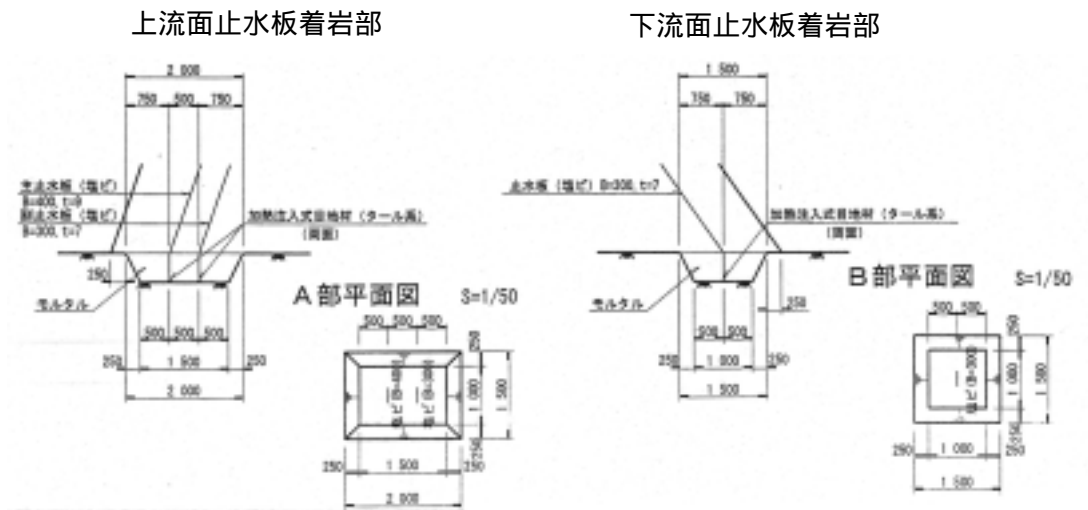
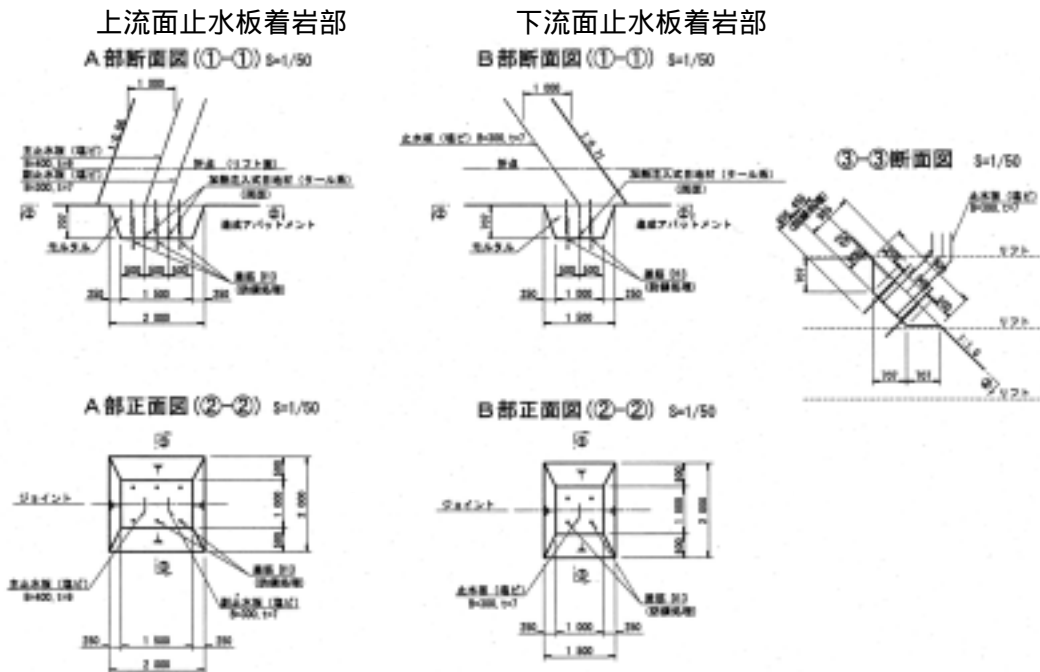


図 - 4.10.8 止水板着岩部構造 (一般部)

一方、造成アバットメントのジョイント接合部には、クラック対応のために、用心鉄筋 (D22) がダブルで配筋されるため、造成アバットメント上の止水板取付部構造は、下図に示すように配筋する。



止水板取付部配筋横断面図 (-)

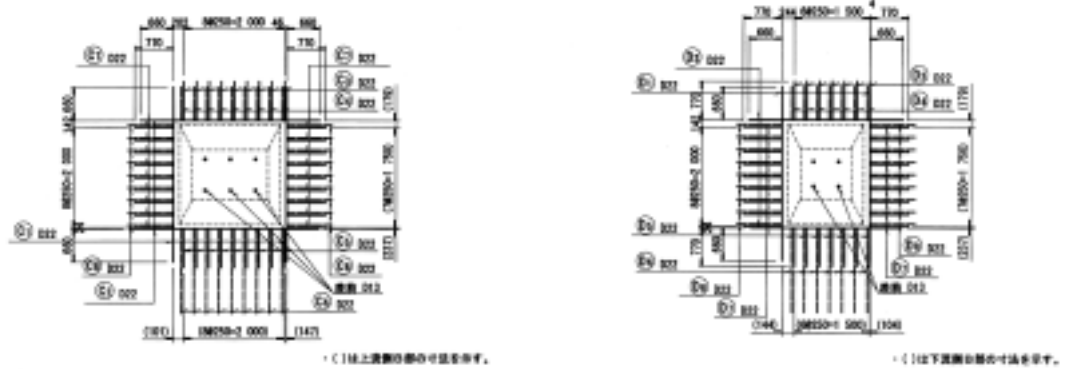
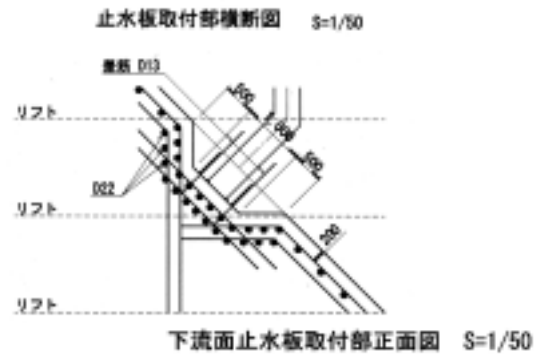


図-4.10.9 止水板取付部構造 (造成アバットメント部)

図 - 4.10.10、4.10.11に左右岸造成アバットメントの配筋図を示す。

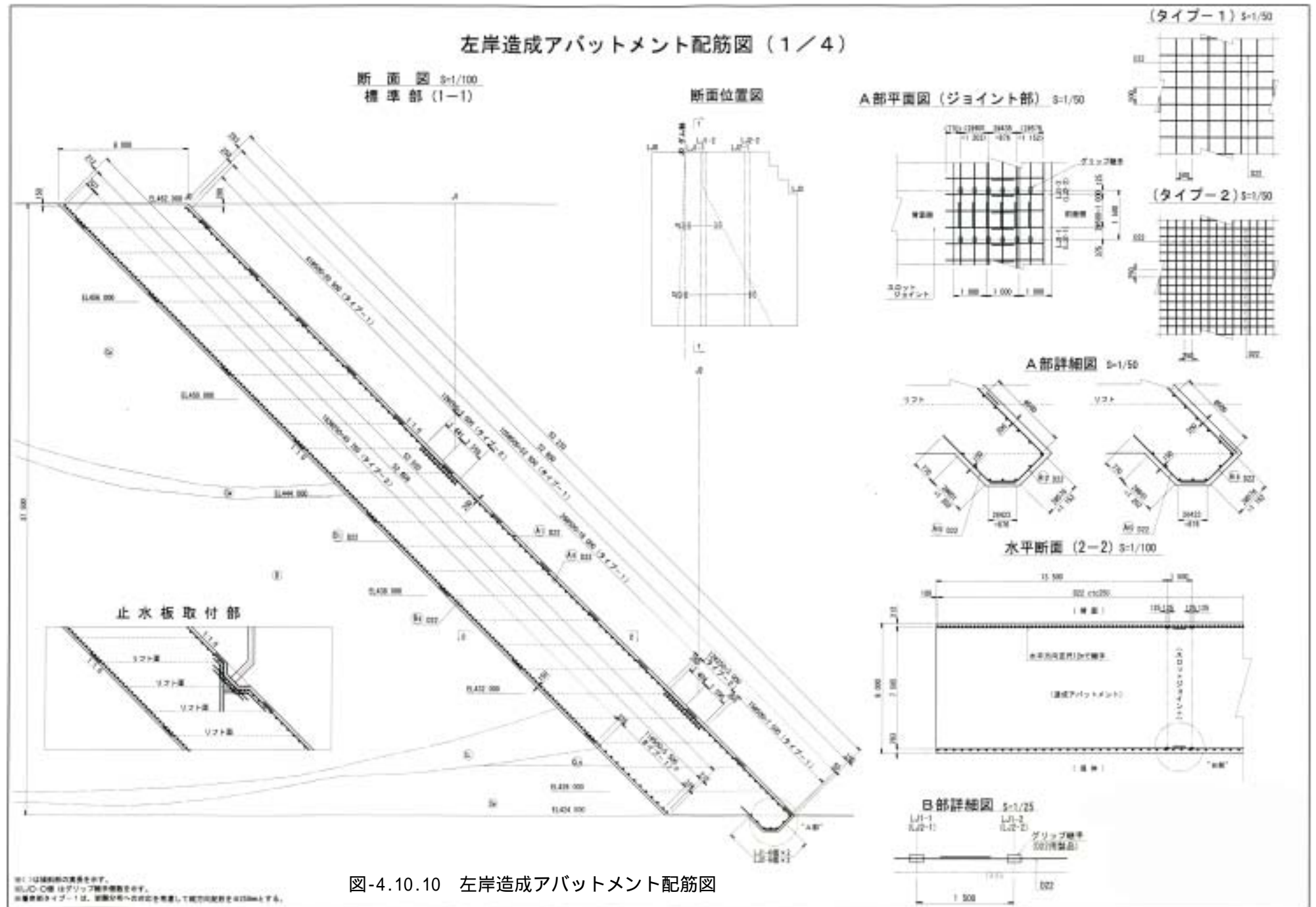


図-4.10.10 左岸造成アバットメント配筋図

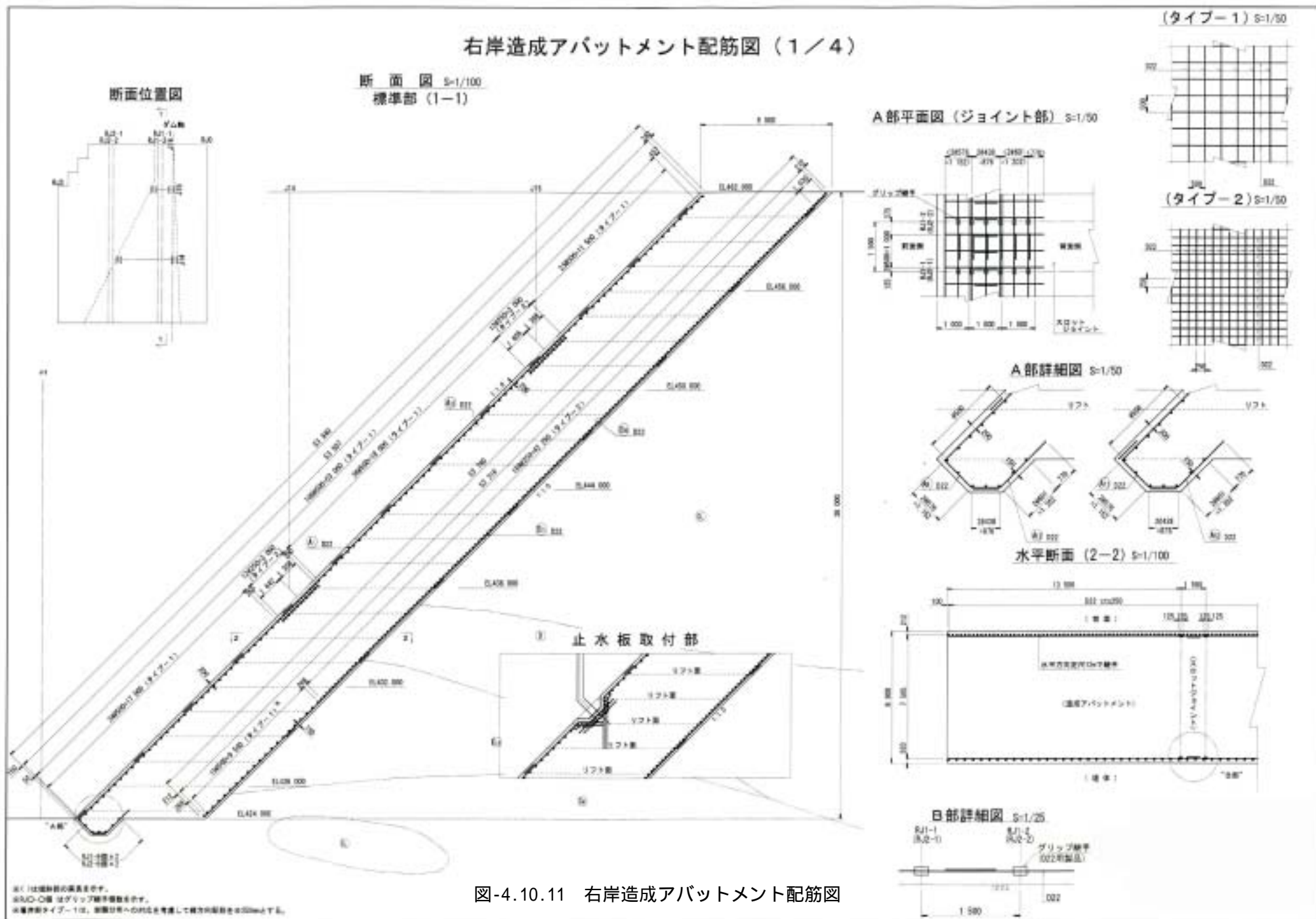


図-4.10.11 右岸造成アバットメント配筋図

4.10.3 貯水池表面遮水工との擦り付け構造

1) 検討課題

造成アバットメントの上流側張り出し区間は、貯水池から荷重が作用して背面基礎の軟質部の分布に起因した変形性の違いにより複雑な内部応力分布となる。

一方、造成アバットメント上流端は、貯水池表面遮水工と接続して止水ライン(表面遮水)を形成するため、接続部の水密構造は、ダム安全性の面からも重要な構造となる。

図 - 4.10.12 ~ 図 - 4.10.13に示すように貯水池表面遮水工は、厚さ(純厚)1.0mのコンクリートフェーシング(以降、CFと略称)が上下流方向12m,高さ方向9m(リフト高)の施工ジョイントを設けて打設される。

したがって、造成アバットメントとCFの接合部は下図に示す水密構造を計画しているが、造成アバットメントが水平幅8mの一体構造であるのに対し、CFは純厚1mで施工ジョイントにより分割された構造となり、背面基礎の変形量に差が生じることが予想される。

以上より、変形性の違いによる接合部水密装置の安全性について、確認を行った。

(左岸側)



図 - 4.10.12(1) 左岸造成アバットメント接合部上流面図 S=1/600

(右岸側)

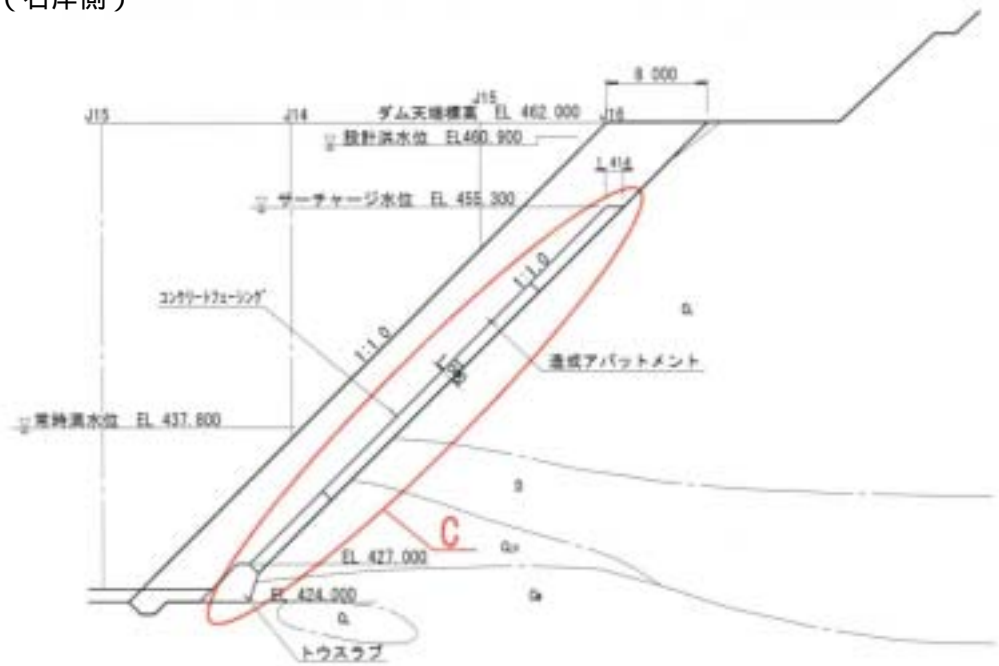


図 - 4.10.12(2) 右岸造成アバットメント接合部上流面図 S=1/600

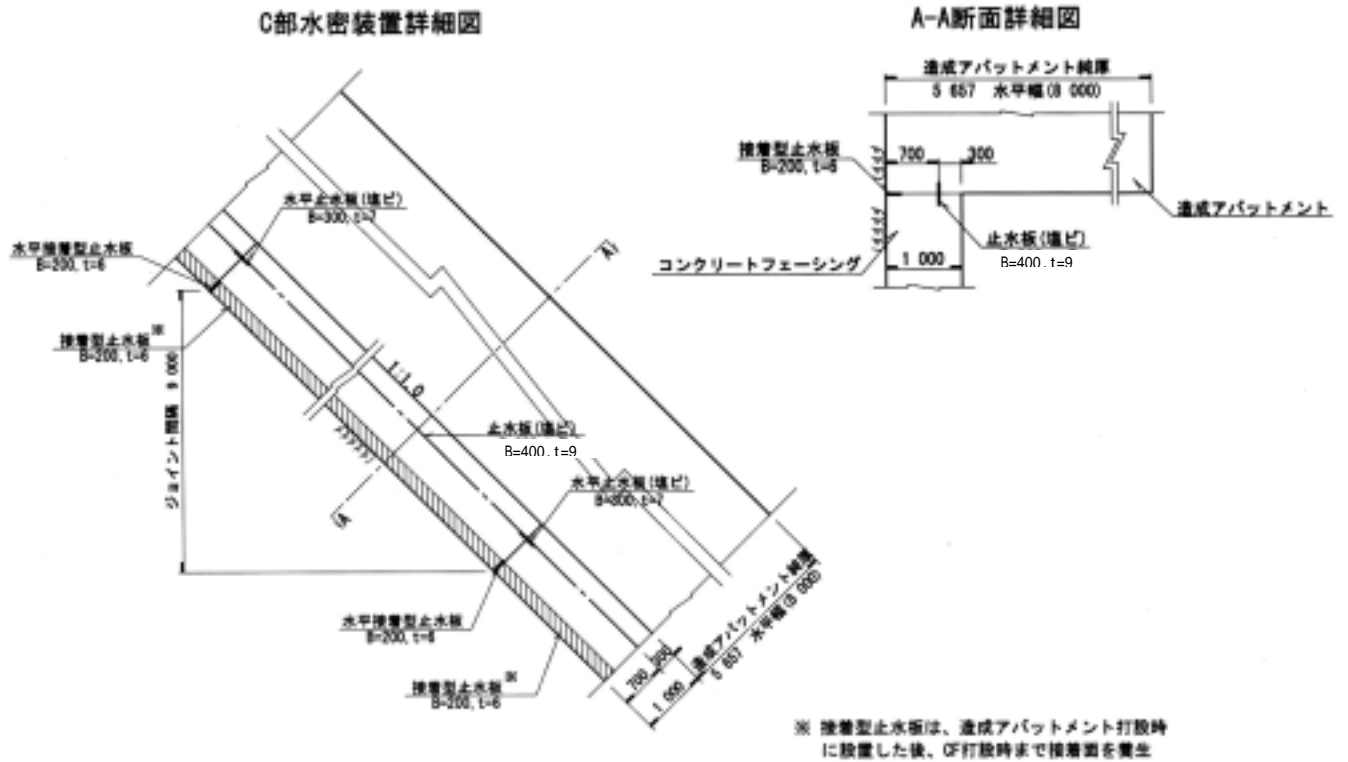


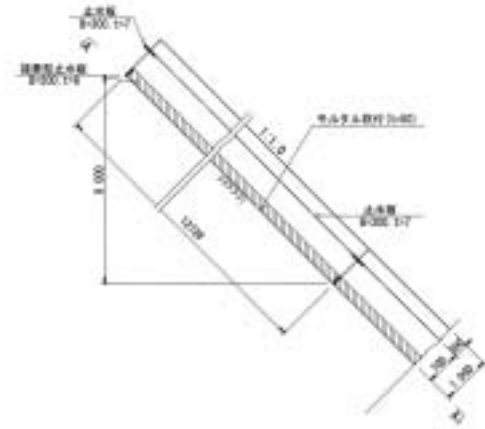
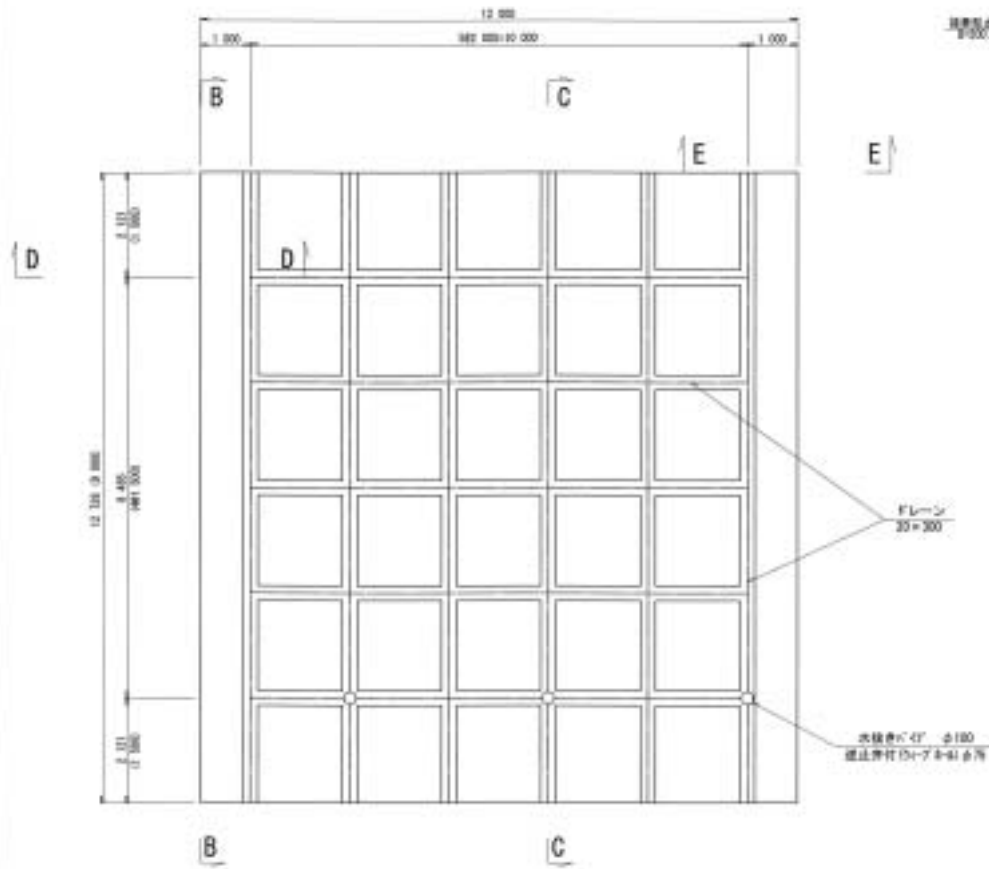
図 - 4.10.13 接合部水密装置詳細図 S = 1/50

コンクリートフェーシング詳細図

展開図 (A-A) S=1/50

断面図 (B-B) S=1/50

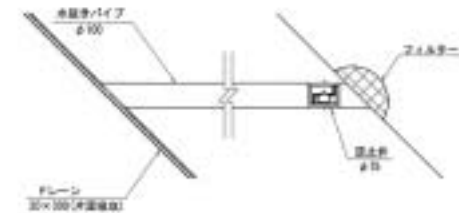
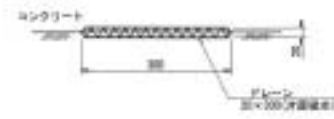
断面図 (C-C) S=1/50



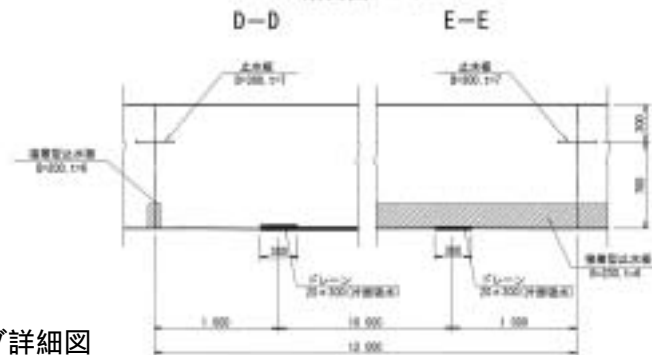
注) ドレーン材はコンクリート打設の際に、セメント系による固まりと厚みガリを防止するため、メタル嵌め付け等により固定しておく。

A部詳細図 S=1/5

B部詳細図 S=1/10



断面図 S=1/20



注) ()内は縮図高さを示す。

工事名	平成17年度 沼津市 市営沼津公園水防工事(2区)工事
図名	展開図
工事場所	静岡県沼津市大平町 沼津公園水防工事(2区)工事
図名	コンクリートフェーシング詳細図
縮尺	縦横 1/50
大分県	

図 - 4.10.14 コンクリートフェーシング詳細図

2) 検討方法

造成アバットメントとCF（コンクリートフェーシング）の変形量の違いを確認するために、基礎岩盤の変形性を考慮した応力変形解析（2次元FEM解析）を行った。

解析モデルは、図 - 4.10.15、4.10.16に示すとおりであり、左右岸とも造成アバットメントとCFの境界断面での地質分布に基づいた基礎岩盤モデルとして上流端断面のモデルを用いている。また、CFのジョイント部にジョイント要素を組込んでい

る。なお、各物性値については、造成アバットメントの応力解析条件に準拠するものとし、荷重条件は内部応力上、最も厳しくなる設計洪水位とした。

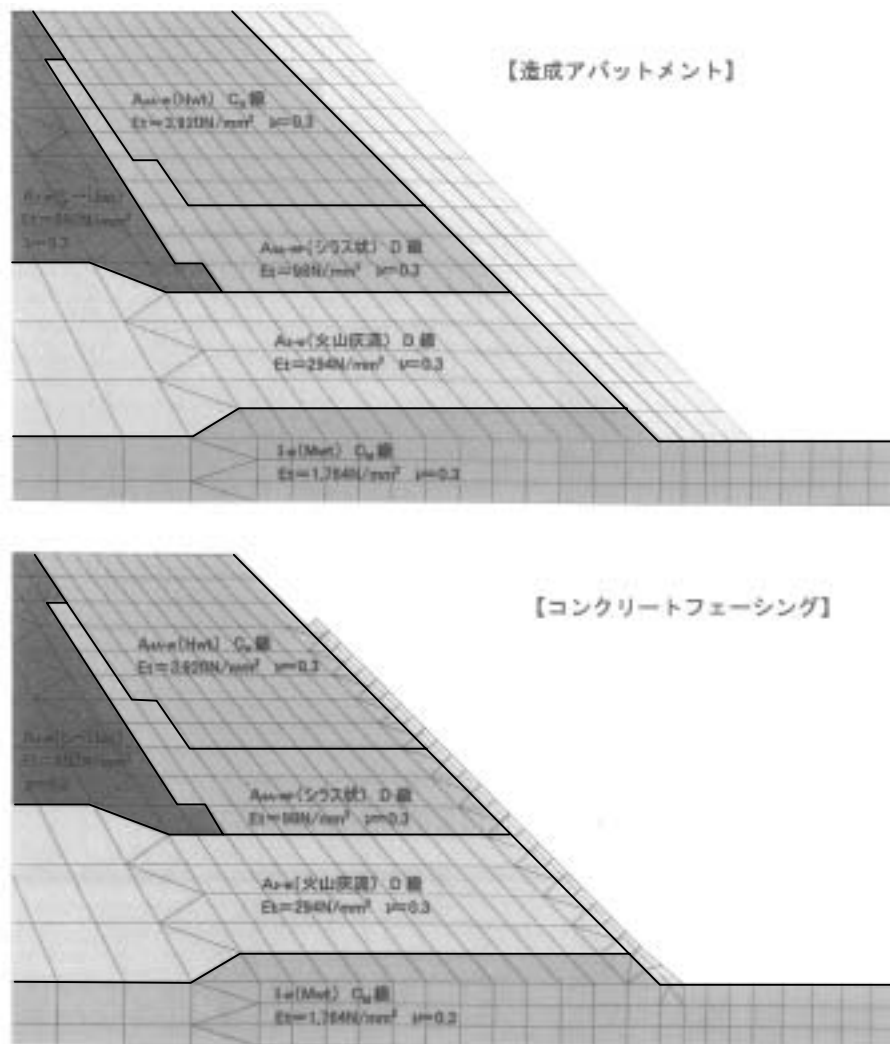
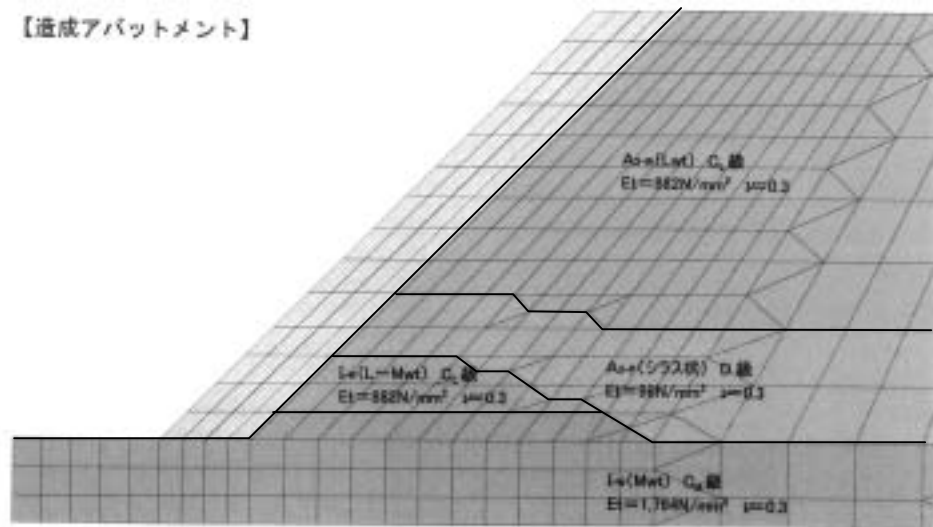


図 - 4.10.15 左岸解析モデル図

【造成アバットメント】



【コンクリートフェーシング】

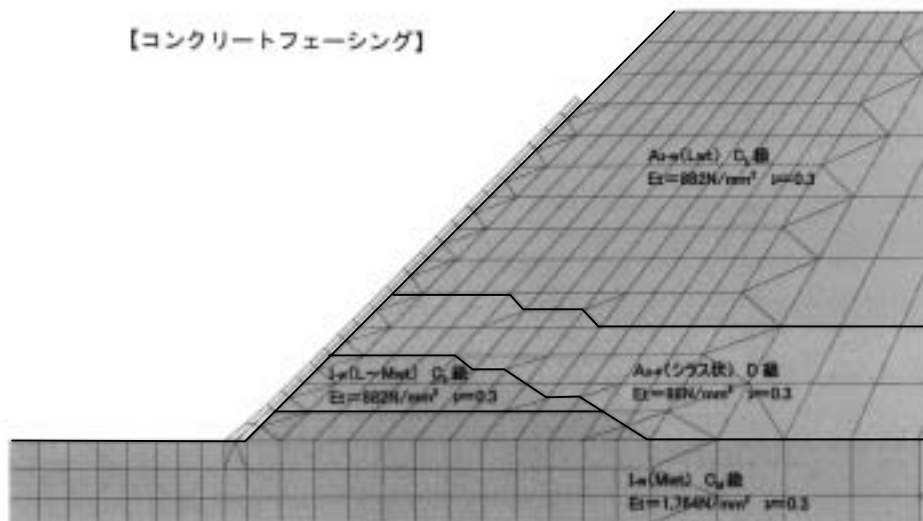
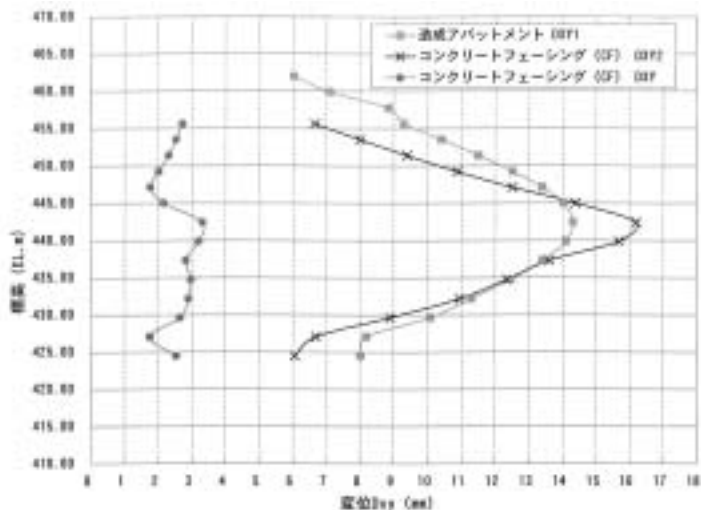


図 - 4.10.16 右岸解析モデル図

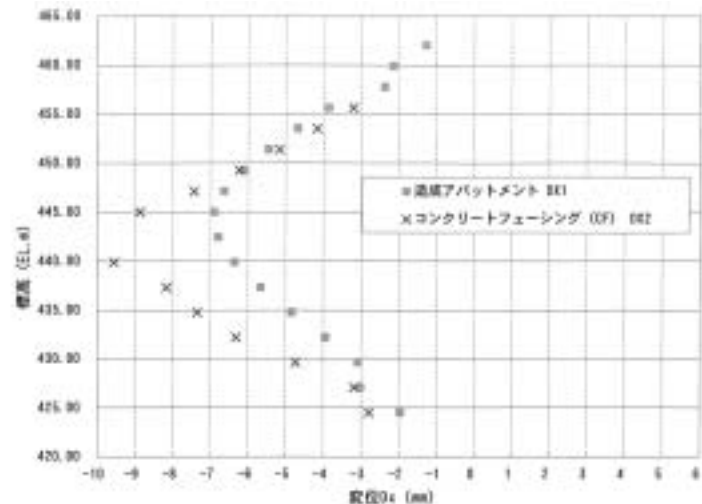
3) 検討結果

検討結果は、図 - 4.10.17～図 - 4.10.18に示すとおりであり、左岸側の着岩部における相対変位量は最大で3mm強（軟質部境界）となり、右岸側で最大5mm未満（軟質部境界）となる。

よって、上記の相対変位量に対しては、現計画の水密装置（塩ビ止水板，接着型止水板）で十分に水密確保が可能と判断される。

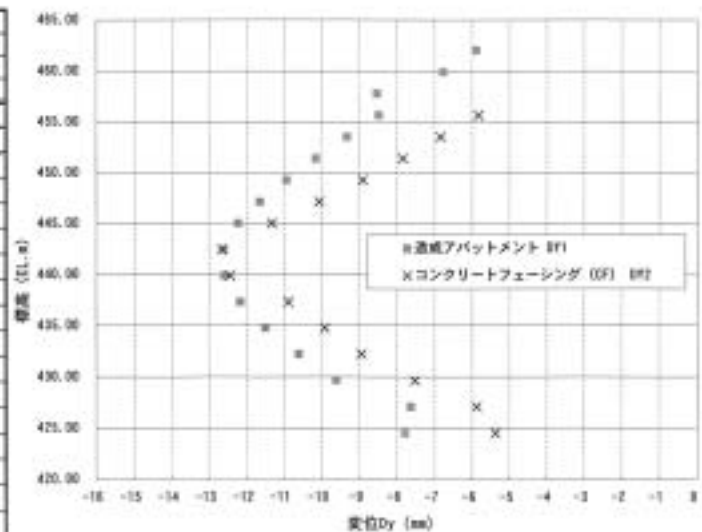


造成アバットメントとCFの標高と変位および相対変位の関係



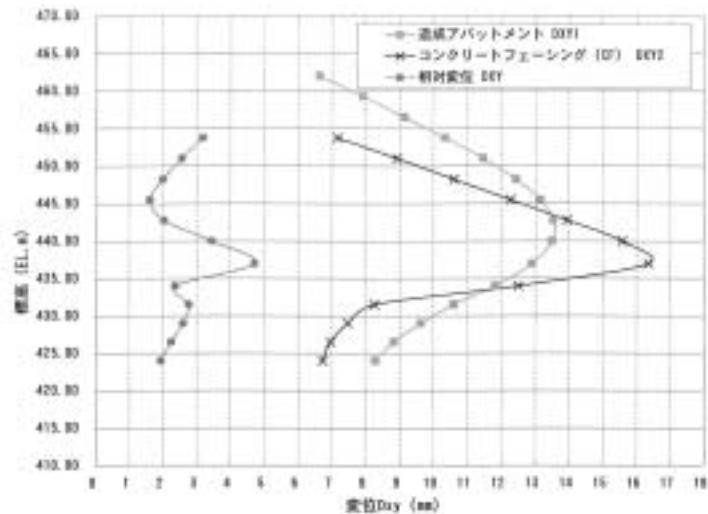
造成アバットメントとCFの標高とK方向変位の関係

標高 (EL,m)	元の位置からの変位量						造成アバットメントとCFの相対変位		
	造成アバットメント		コンクリートフェーシング(CF)				x方向成分の変位差	y方向成分の変位差	相対変位
	DX1 (mm)	DY1 (mm)	DXY1 (mm)	DX2 (mm)	DY2 (mm)	DXY2 (mm)	DX1-DX2 (mm)	DY1-DY2 (mm)	
462.000	-1.29	-6.89	8.08						
459.875	-2.15	-6.77	7.10						
457.750	-2.27	-6.53	8.68						
455.625	-2.85	-6.48	9.21	-3.20	-5.63	6.66	-0.64	-2.64	2.72
453.500	-4.67	-9.32	10.43	-4.18	-8.84	8.01	-0.51	-2.48	2.53
451.375	-5.44	-10.15	11.51	-5.16	-7.85	8.40	-0.28	-2.29	2.31
449.250	-6.11	-10.92	12.52	-6.23	-8.91	10.88	0.12	-2.01	2.02
447.125	-6.64	-11.84	13.49	-7.44	-10.08	12.51	0.80	-1.58	1.77
445.000	-6.90	-12.22	14.03	-8.97	-11.32	14.38	1.87	-0.89	2.18
442.875	-6.79	-12.80	14.31	-10.11	-12.88	16.20	3.32	0.06	3.02
439.875	-6.26	-12.58	14.19	-9.59	-12.44	15.68	3.20	-0.14	3.01
437.313	-5.66	-12.17	13.42	-8.17	-10.88	13.80	2.51	-1.29	2.62
434.750	-4.63	-11.49	12.46	-7.26	-9.92	12.35	2.53	-1.51	2.68
432.188	-3.83	-10.60	11.30	-6.22	-8.94	10.85	2.38	-1.65	2.80
429.825	-3.07	-9.81	10.09	-4.73	-7.53	8.89	1.85	-2.08	2.88
427.063	-2.03	-7.83	8.20	-3.18	-5.88	6.66	0.17	-1.34	1.78
424.500	-1.85	-7.78	8.08	-2.79	-5.38	6.06	0.63	-2.40	2.54

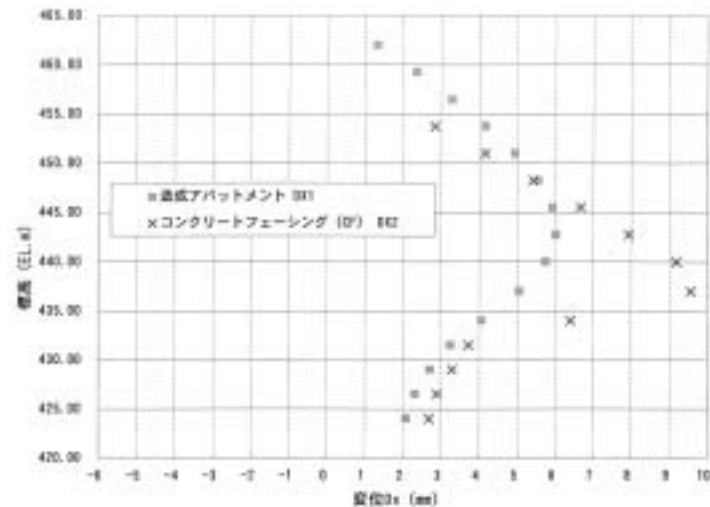


造成アバットメントとCFの標高とY方向変位の関係

図 - 4.10.17 【左岸】造成アバットメントとコンクリートフェーシング接合部における変位図 (FEM 解析結果)

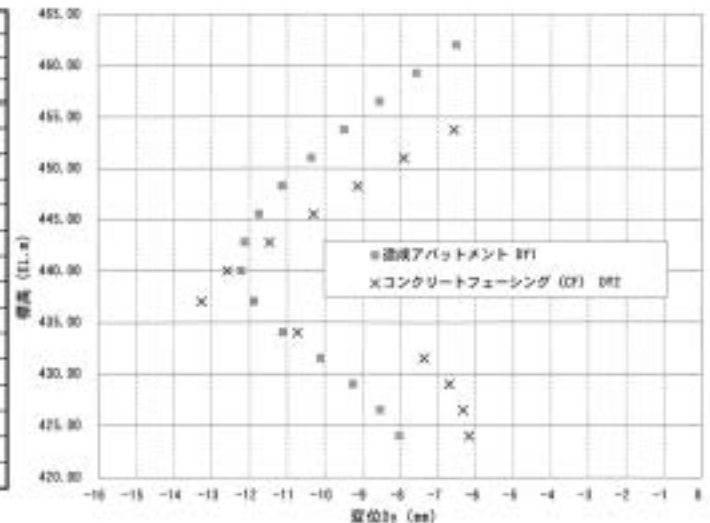


造成アバットメントとCFの標高と変位および相対変位の関係



造成アバットメントとCFの標高とX方向変位の関係

標高 (EL, m)	元の位置からの変位量						造成アバットメントとCFの相対変位		
	造成アバットメント			コンクリートフェーシング (CF)			Δ方向成分の変位差	Δ方向成分の変位差	相対変位
	DX1 (mm)	DY1 (mm)	DXY1 (mm)	DX2 (mm)	DY2 (mm)	DXY2 (mm)	DX1-DX2 (mm)	DY1-DY2 (mm)	ΔMY (mm)
462.000	1.22	-8.50	8.64						
459.250	2.25	-7.56	7.67						
456.500	3.29	-6.54	6.79						
453.750	4.17	-5.47	5.35	2.62	-4.57	7.16	1.33	-2.90	3.19
451.000	4.94	-10.33	11.47	4.16	-7.90	8.93	0.79	-2.45	2.67
448.250	5.55	-11.12	12.43	5.41	-8.12	10.67	0.14	-2.93	2.07
445.500	5.97	-11.74	13.15	6.66	-10.30	12.27	-0.73	-1.44	1.61
442.750	6.01	-12.12	13.53	7.94	-11.47	13.89	-1.93	-0.85	2.04
440.000	5.75	-12.21	13.59	9.18	-12.56	15.59	-3.43	0.37	3.45
437.000	5.05	-11.88	12.81	9.57	-13.37	16.39	-4.52	1.26	4.72
434.000	4.07	-11.11	11.83	6.40	-10.73	12.49	-2.34	-0.38	2.27
431.500	2.25	-10.10	10.61	2.72	-7.37	8.25	-0.47	-2.73	2.77
429.000	2.71	-9.24	9.63	2.29	-6.70	7.47	-0.58	-2.54	2.60
426.500	2.22	-8.52	8.62	2.69	-6.34	6.96	-0.56	-2.18	2.25
424.000	2.09	-8.02	8.29	2.69	-6.17	6.73	-0.60	-1.85	1.84



造成アバットメントとCFの標高とY方向変位の関係

図 - 4.10.18 【右岸】造成アバットメントとコンクリートフェーシング接合部における変位図 (FEM 解析結果)

4.10.4 下流側中～高標高部の隅切り検討

当ダム造成アバットメントは、当初設計時には、複雑な地質構造に対する調査精度や不静定構造に対する反力の仮定などを考慮するとともに、ダムアバットメントを造成するという設計思想から、安全側の設計として単一断面形状による設計を行った。

しかしながら、現地点においては、基礎掘削面の状況が確認され、地質条件がほぼ確定されたこと、地質条件を反映した安定解析の精度が高まったことから、より合理的な造成アバットメントの形状検討が可能となった。

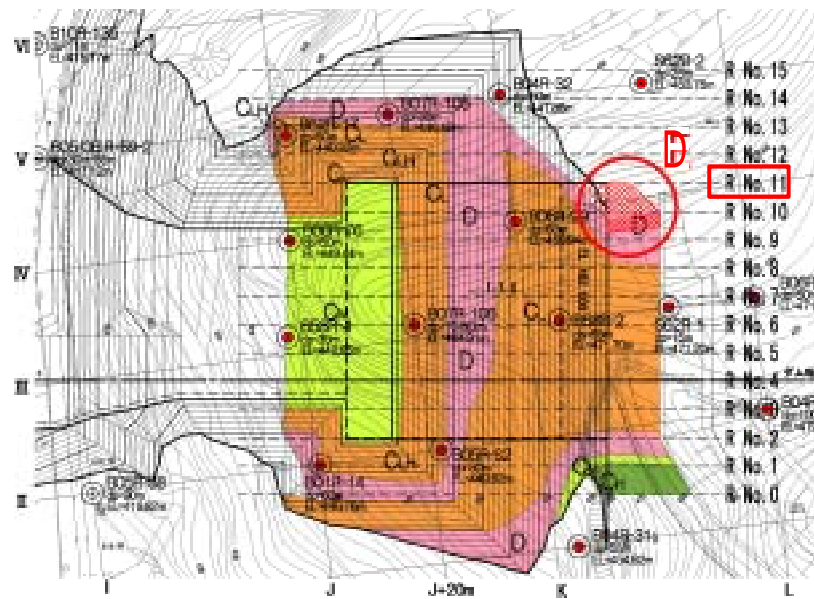
よって、構造上は大きな荷重が作用しない下流側中～高標高部の隅切りについて検討を行った。

1) 右岸側

(1) 基本形状

右岸高標高部下流端付近で造成アバットメント背面が一部着岩しないため、造成アバットメント背面にコンクリート置換（V 200m³）を計画している（図 - 4.10.19中のD参照）。

掘削面平面図（岩級）：当初設計時



（ダム軸下流35m R.No.11）

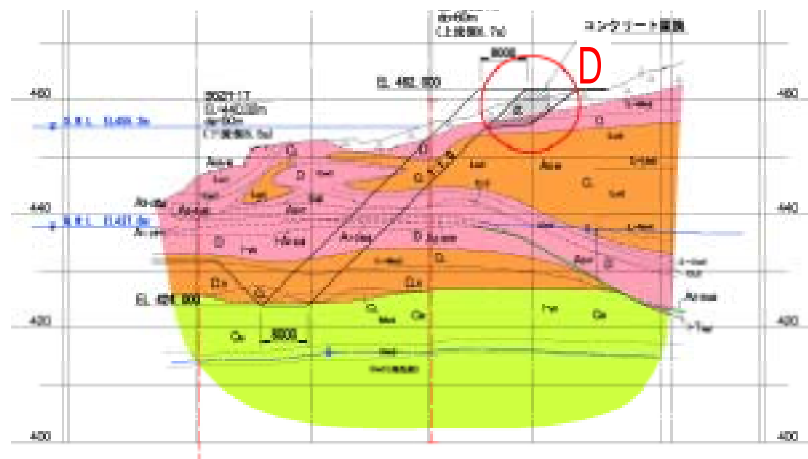


図 - 4.10.19 右岸下流端部構造の検討課題説明図

隅切り範囲は、図 - 4.10.20に示した右岸造成アバットメント背面（粗掘削面）の岩盤状況から、造成アバットメントの岩着が不可能なD級未満の未固結な土質基礎の分布範囲を対象とし、基礎背面中標高に分布するD級岩盤の分布厚（約10m）を踏まえて、D級岩盤層厚と同相当の堅岩部への着岩区間の確保することとし、EL453mから上部を隅切り対象として検討する。

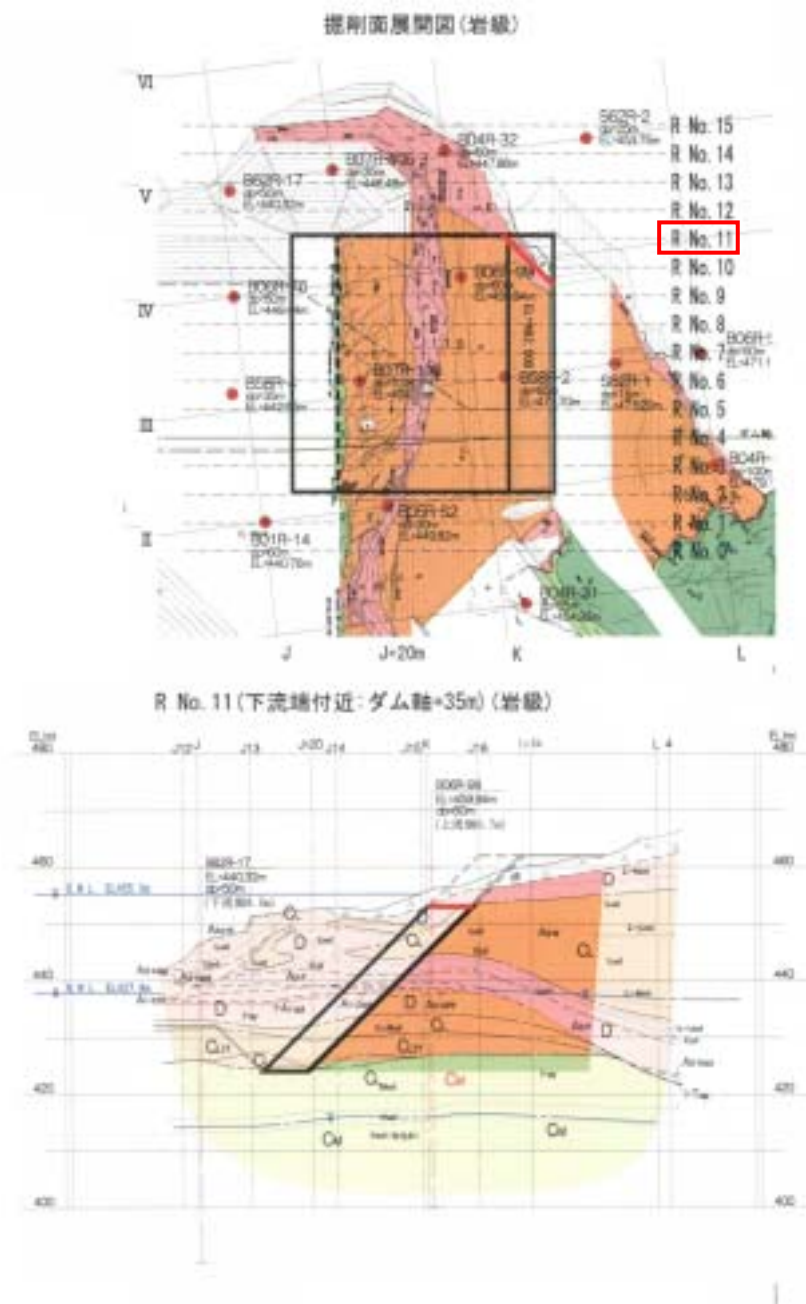


図 - 4.10.20 粗掘削面スケッチを踏まえた隅切り検討図（右岸）

また、隅切りの形状については、下記の図 - 4.10.21 ~ 図 - 4.10.22に示した2案から施工性を考慮して階段形状案を採用する。

以上の右岸細部構造の検討結果を、図 - 4.10.23 ~ 図 - 4.10.24に示す。

- スロープ形状案（スロープ勾配 1:1.0）
- 階段形状案（階段高 3.0m 3段）

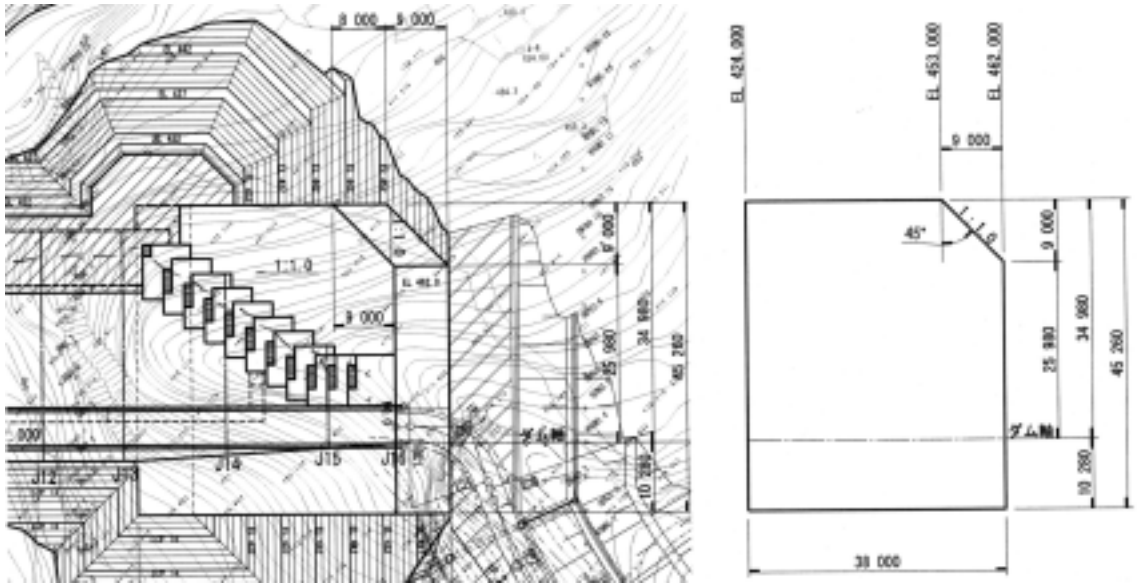


図 - 4.10.21 隅切り形状概念図（スロープ形状）

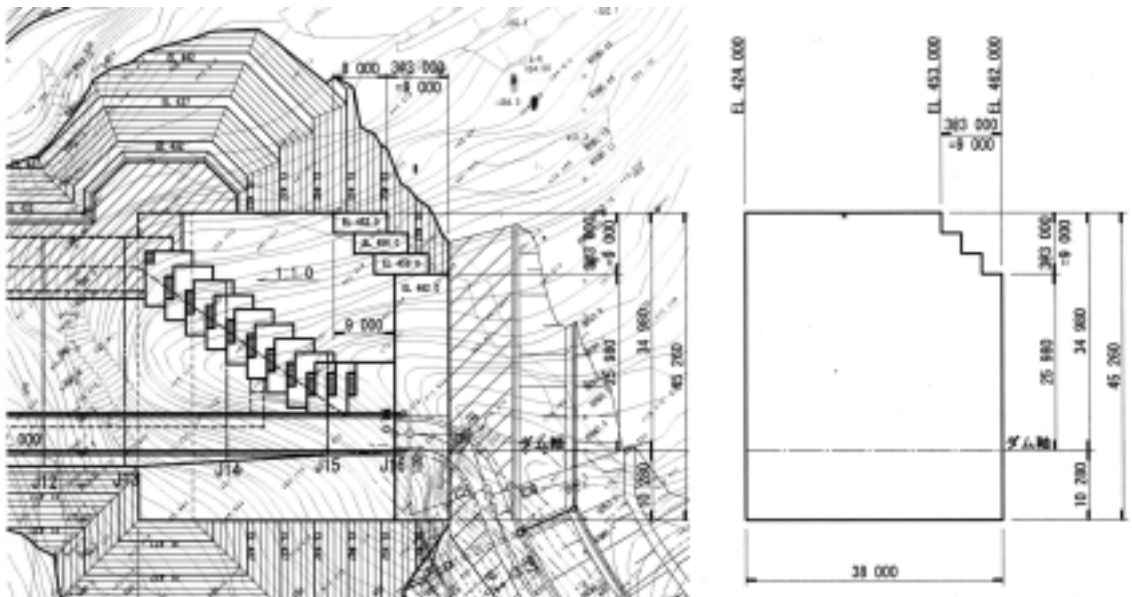


図 - 4.10.22 隅切り形状概念図（階段形状）

(2) 安定計算結果

隅切り形状(階段形状案)による2次元安定計算結果を表-4.10.2に示す。結果表より、隅切り形状においても当初設計時と殆ど同じ安全率を確保していることが確認される。なお、安定計算は、当初設計時に準じて2次元安定計算(剛体解析)で実施しており、FEM解析による反力分布に基づく安定計算は次章で示す。

表-4.10.2(1) 2次元安定計算結果【右岸側】
(背面水圧:CASE-1;EL442mにA3-wの宙水を設定)

	計 算 項 目	施 工 時		完 成 後		
		常 時	地震時	H.W.L	S.W.L	N.W.L
当初形状 (隅切りなし)	造成アットメント厚さ B (m)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	211.44	9.62			
	滑動安全率 n	5.18	4.30	4.69	5.17	9.60
	造成アットメント長さ L (m)			45.26	45.26	45.26
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00
隅切り形状	転倒安全率 S.F.N	200.35	9.40			
	滑動安全率 n	5.30	4.42	4.65	5.14	9.65

施工中の転倒モーメント及び剪断安全率は、常時:Fs=1.5,地震時:Fs=1.2で照査。
完成後の剪断安全率は、Fs=4.0(常時,地震時)で照査。
完成後の滑動照査は、上下流方向力に対して実施。

表-4.10.2(2) 2次元安定計算結果【右岸側】
(背面水圧:CASE-2;CASE-1に加えてI-wの上面にEL440mに地下水位を設定)

	計 算 項 目	施 工 時		完 成 後		
		常 時	地震時	H.W.L	S.W.L	N.W.L
当初形状 (隅切りなし)	造成アットメント厚さ B (m)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	41.22	8.10			
	滑動安全率 n	4.63	3.84	4.28	4.71	8.74
	造成アットメント長さ L (m)			45.26	45.26	45.26
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00
隅切り形状	転倒安全率 S.F.N	39.06	7.87			
	滑動安全率 n	4.75	3.95	4.24	4.68	8.78

施工中の転倒モーメント及び剪断安全率は、常時:Fs=1.5,地震時:Fs=1.2で照査。
完成後の剪断安全率は、Fs=4.0(常時,地震時)で照査。
完成後の滑動照査は、上下流方向力に対して実施。

右岸造成アバットメント一般図

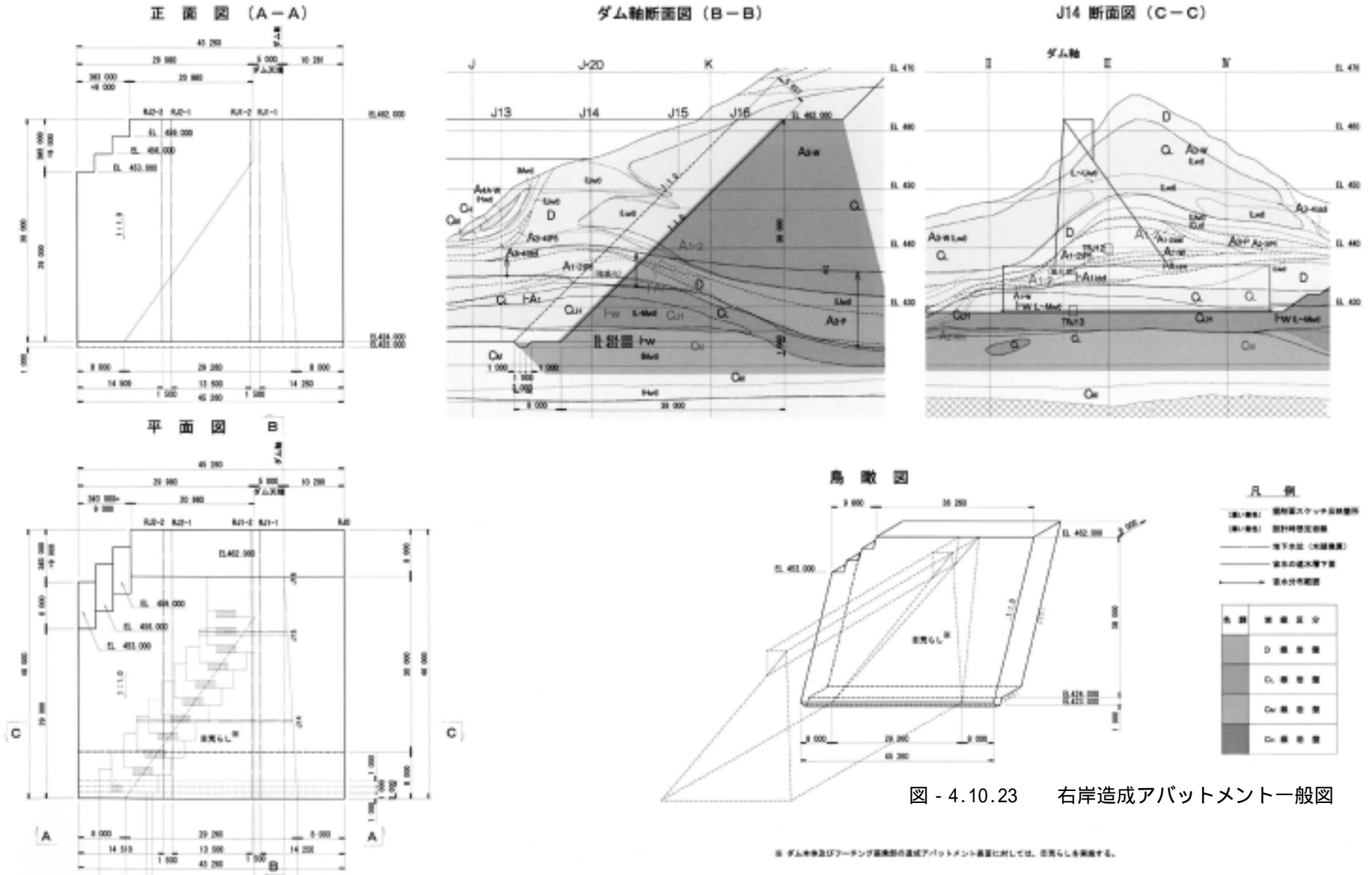
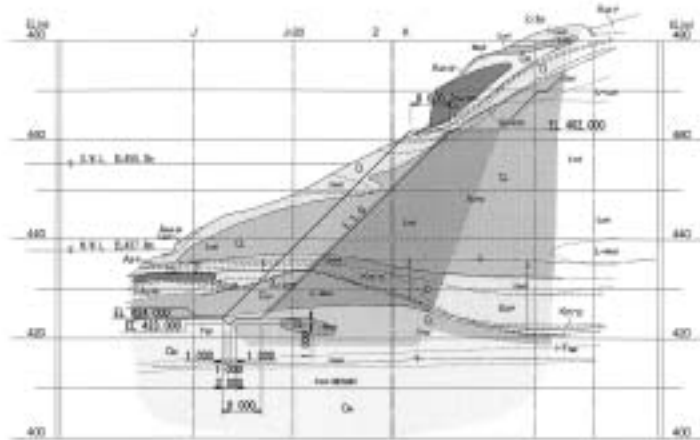


図 - 4.10.23 右岸造成アバットメント一般図

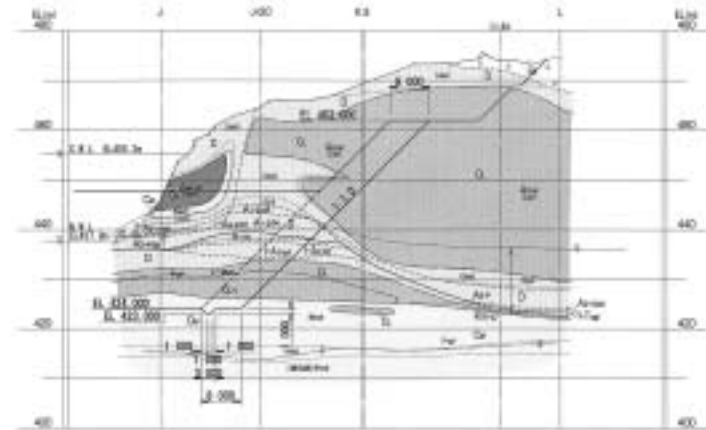
※ ダム本体及びフォーチング構築物の造成アバットメント高さに対しては、図示なしを省略する。

図一 右岸造成アバットメント横断面図(1/2) S=1/500

1-1 (ダム軸上流10.3m)

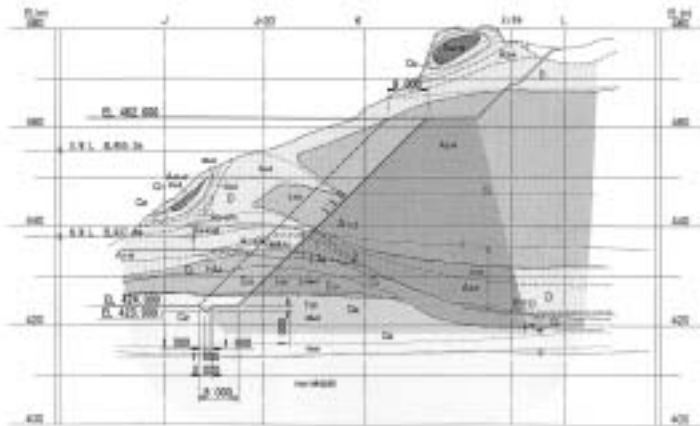


3-3 (ダム軸下流10m)

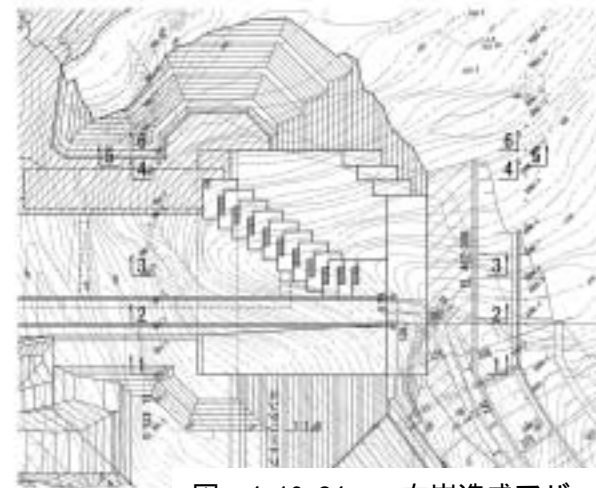


※ 3-3断面の自然区分図は設計時点における想定図を示す。

2-2 (ダム軸)



平面図



凡 例

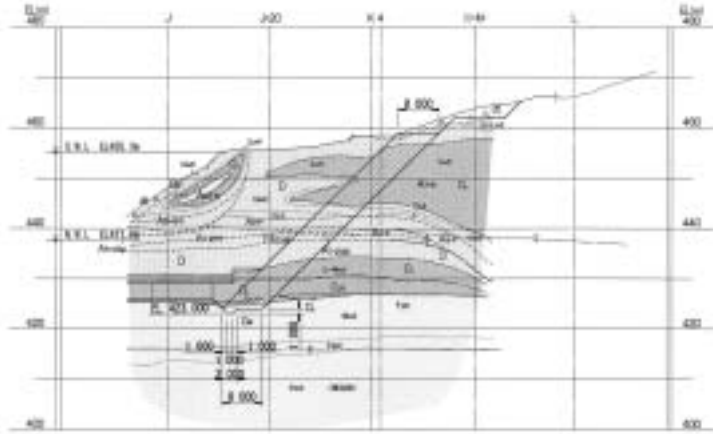
- 地下水位 (水理推定)
- 図面の境界線(下流)
- 図面の境界線(上流)

地質	色	記号	分
○	白	○	○
△	黒	△	△
□	白	□	□
◇	黒	◇	◇
○	白	○	○

図 - 4.10.24 右岸造成アバットメント横断面図(1/2)

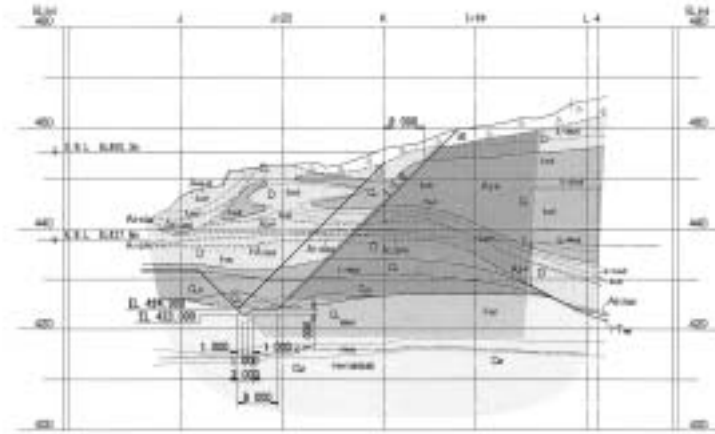
右岸造成アバットメント横断面図(2/2) S=1/500

4-4 (ダム軸下流29m)
(ダム軸下流30mの地質断面を投影)

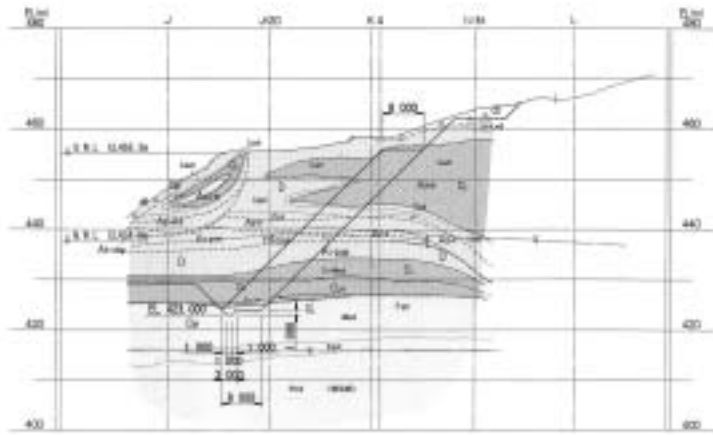


※ 4-4断面の地質区分図は設計時点における地質図を示す。

6-6 (ダム軸下流35m)



5-5 (ダム軸下流32m)
(ダム軸下流30mの地質断面を投影)



※ 5-5断面の地質区分図は設計時点における地質図を示す。

平面図



図 - 4.10.25 右岸造成アバットメント横断面図(2/2)

2) 左岸側

(1) 基本形状

左岸側の隅切り構造についても、図 - 4.10.26および写真 - 4.10.1に示す左岸造成アバットメント背面（粗掘削面）の岩盤状況を加味して、階段形状案による隅切り形状を決定する。

左岸側は、下記の点に留意して、隅切り対象を右岸側と同様にEL453m以高で検討する。

- 背面中標高に分布するD級岩盤の分布厚（10～15m程度）と同相当の堅岩部への着岩区間を確保する（軟質部を挟んで両端を堅岩部で確実にブリッジする）。
- 高標高に分布するA_{4A-W}のフロー境界部における岩盤状況（角礫状を呈す巻き箇所によりやや岩級評価が落ちる）を考慮して、最も堅硬な最上段のフローより下部を概ねカバーする（写真 - 4.10.1参照）。
- A_{4A-W}の分布範囲において、湧水の確認される上位から2段目と3段目のフロー境界は確実にカバーする（写真 - 4.10.1参照）。

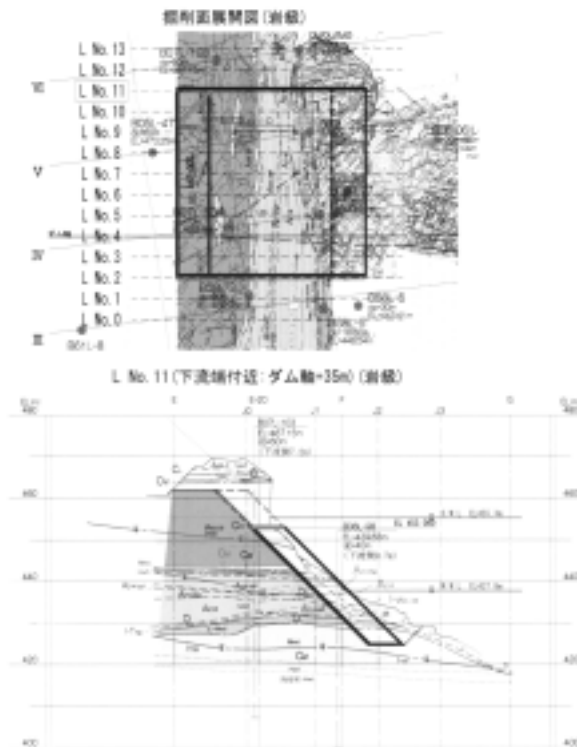


図 - 4.10.26 粗掘削面スケッチを踏まえた隅切り検討図（左岸）

以上の条件により、隅切り形状は右岸側と同様に施工性も考慮して、EL462m(天端)～EL453mまでの9mを高さ3mの3段の階段状で隅切ることとする。

また、左岸細部構造の検討結果を、図 - 4.10.27～図 - 4.10.29に示す。

(2) 安定計算結果

隅切り形状(階段形状案)による2次元安定計算結果を表 - 4.10.3に示す。結果表より、隅切り形状においても当初設計時と殆ど同じ安全率を確保していることが確認される。なお、安定計算は、当初設計時に準じて2次元安定計算(剛体解析)で実施しており、FEM解析による反力分布に基づく安定計算は次章で示す。

表 - 4.10.3(1) 2次元安定計算結果【左岸側】

(背面水圧：CASE-1；EL452mにA4-wの宙水を設定)

	計 算 項 目	施 工 時		完 成 後		
		常 時	地震時	H.W.L	S.W.L	N.W.L
当初形状 (隅切りなし)	造成パットメト厚さ B (m)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	4.41	3.07			
	滑動安全率 n	3.91	3.39	4.67	5.16	9.56
	造成パットメト長さ L (m)			44.875	44.875	44.875
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00
隅切り形状	転倒安全率 S.F.N	4.18	2.93			
	滑動安全率 n	4.00	3.47	4.62	5.13	9.63

施工中の転倒モーメント及び剪断安全率は、常時：Fs=1.5，地震時：Fs=1.2で照査。
完成後の剪断安全率は、Fs=4.0(常時，地震時)で照査。
完成後の滑動照査は、上下流方向力に対して実施。

表 - 4.10.3(2) 2次元安定計算結果【左岸側】

(背面水圧：CASE-2；CASE-1に加えてI-wの上面にEL435mに地下水位を設定)

	計 算 項 目	施 工 時		完 成 後		
		常 時	地震時	H.W.L	S.W.L	N.W.L
当初形状 (隅切りなし)	造成パットメト厚さ B (m)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	3.14	2.39			
	滑動安全率 n	3.09	2.75	4.44	4.90	9.07
	造成パットメト長さ L (m)			44.875	44.875	44.875
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00
隅切り形状	転倒安全率 S.F.N	3.95	2.82			
	滑動安全率 n	3.29	2.91	4.40	4.88	9.14

施工中の転倒モーメント及び剪断安全率は、常時：Fs=1.5，地震時：Fs=1.2で照査。
完成後の剪断安全率は、Fs=4.0(常時，地震時)で照査。
完成後の滑動照査は、上下流方向力に対して実施。

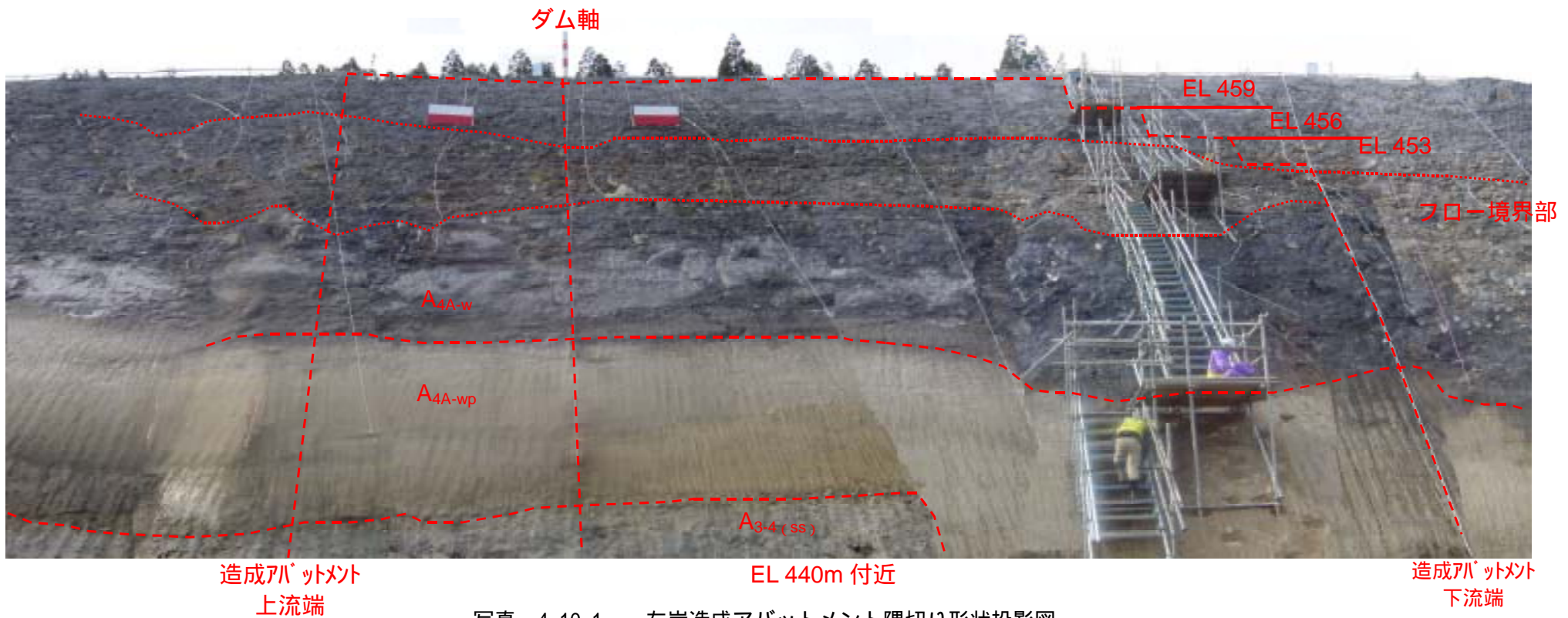
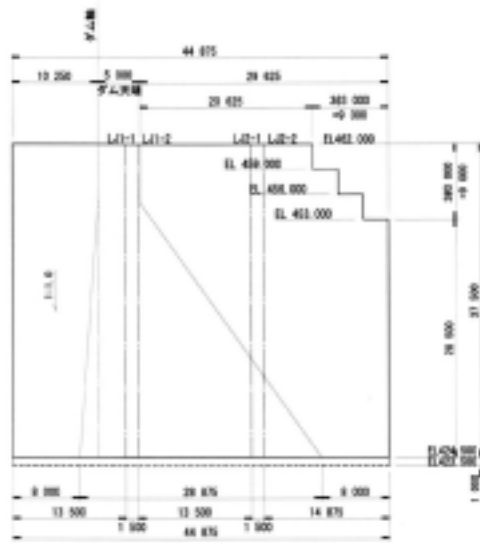


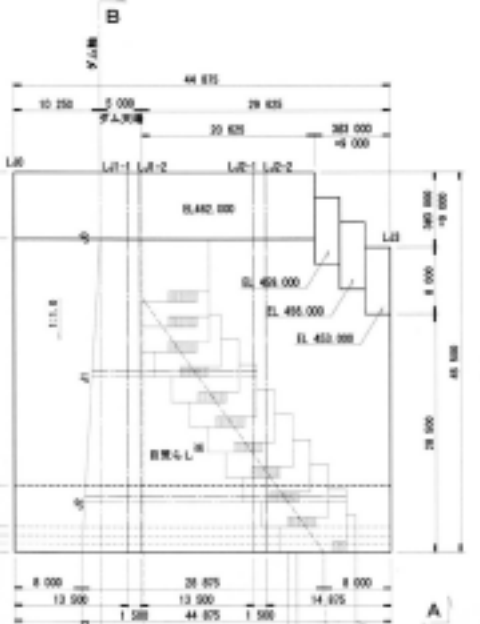
写真 - 4.10.1 左岸造成アバットメント隔切り形状投影図
(基礎岩盤状況写真)

左岸造成アバットメント一般図

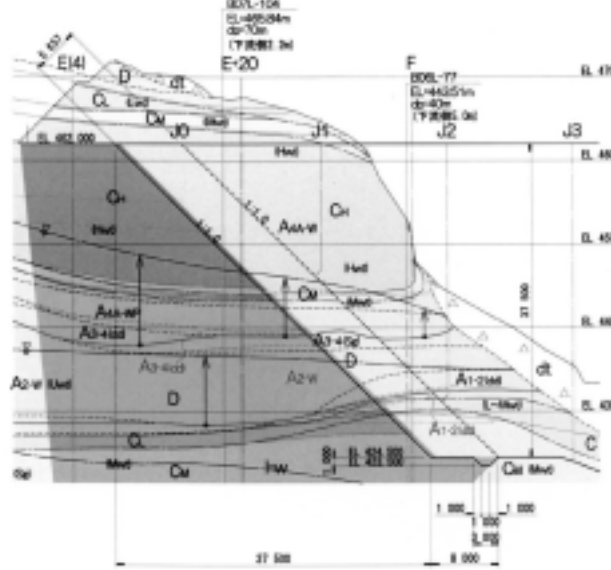
正面図 (A-A)



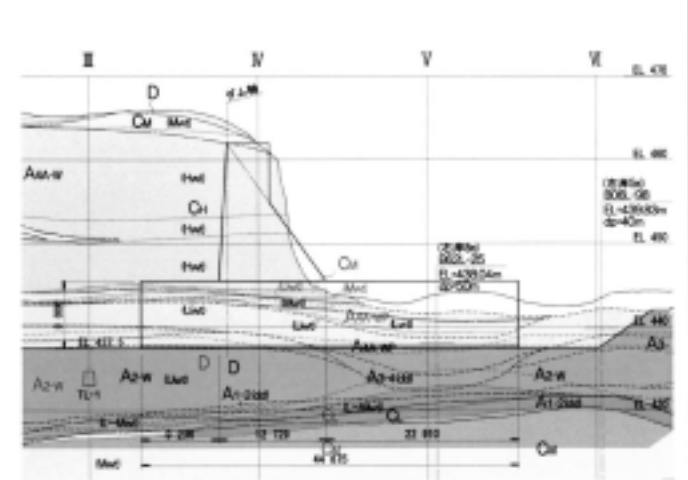
平面図



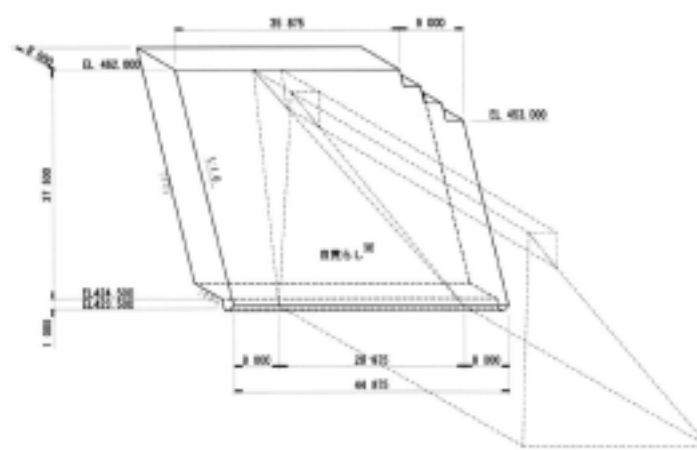
ダム軸断面図 (B-B)



J1 断面図 (C-C)



鳥瞰図



凡 例

- (一) 凡例: 設計図入キップ反照線
- (二) 凡例: 設計境界線
- (三) 凡例: 地下水位 (水頭線)
- (四) 凡例: 岩体の透水層下部
- (五) 凡例: 岩体の透水性

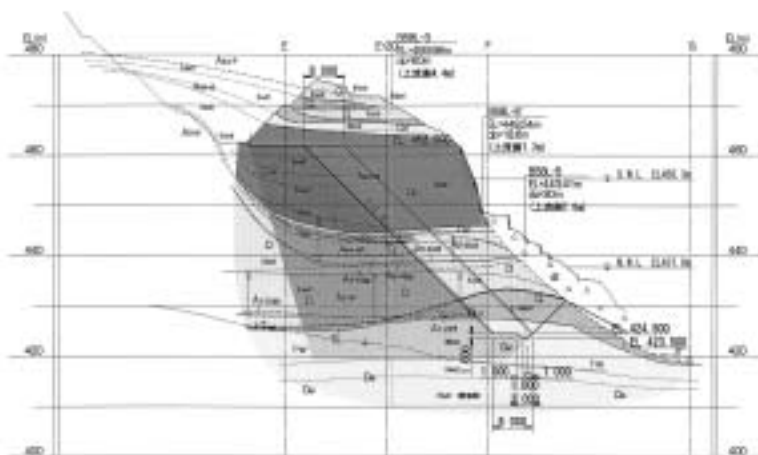
色 別	材 質 区 分
□	砂 質 土
○	粘 土
△	砂 質 土
◇	粘 土

※ ダム本体及びフォーミング機機軸の

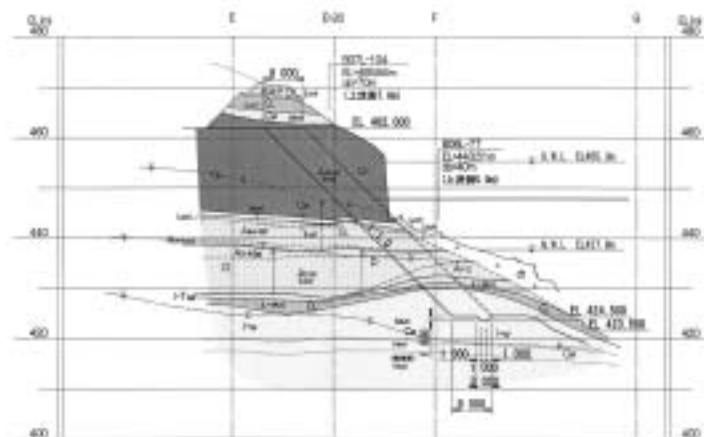
図 - 4.10.27 左岸造成アバットメント一般図

左岸造成アバットメント横断面図(1/2) S=1/500

1-1 (ダム軸上流10.3m)

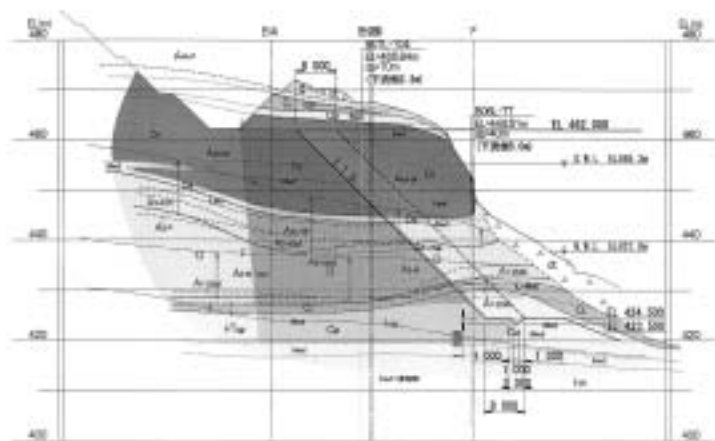


3-3 (ダム軸下流10m)



※ 3-3断面の基礎区分図は設計時点における想定図を示す。

2-2 (ダム軸)



平面図

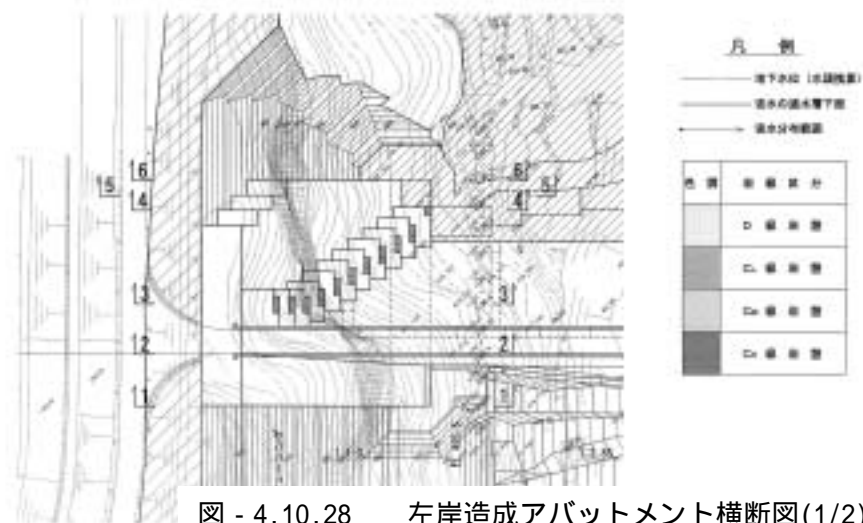
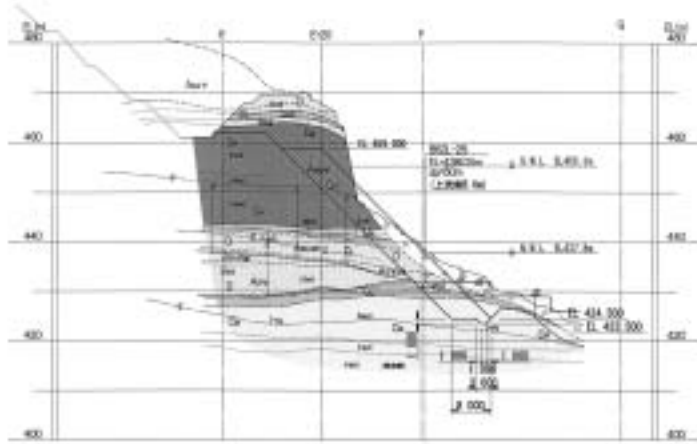


図 - 4.10.28 左岸造成アバットメント横断面図(1/2)

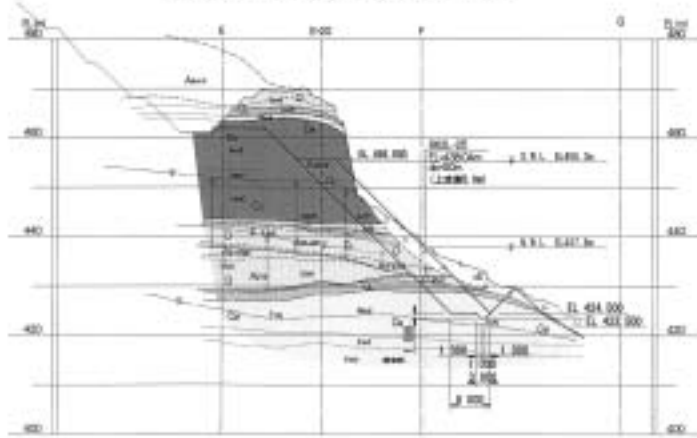
左岸造成アバットメント横断面図(2/2) S=1/500

4-4 (ダム軸下流28.6m)
(ダム軸下流30mの地質断面を投影)



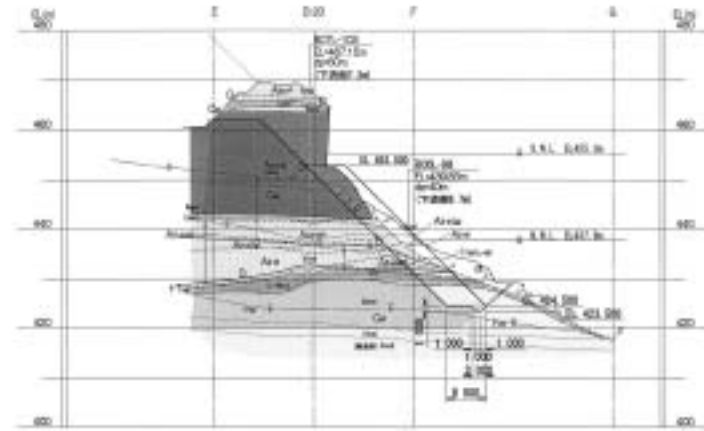
※ 4-4断面の各層区分は設計時点における想定図を示す。

5-5 (ダム軸下流31.6m)
(ダム軸下流30mの地質断面を投影)



※ 5-5断面の各層区分は設計時点における想定図を示す。

6-6 (ダム軸下流34.6m)



平面図

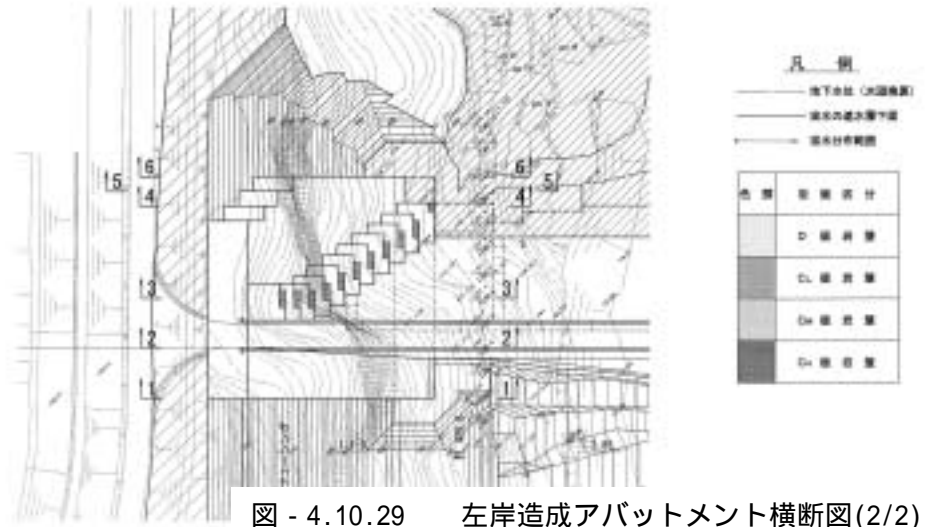


図 - 4.10.29 左岸造成アバットメント横断面図(2/2)

4.10.5 ブロック割り

1) 検討課題

造成アバットメントの基本形状は、以下に示すように上下流方向に細長い版構造となる。

- 高さ（底面～天端標高）： 左岸側 37.5m，右岸側 38.0m
- 水平幅（ダム軸方向）： 8.0m（左右岸とも）
- 上下流方向長さ： 左岸側 44.875m，右岸側 45.260m
- 上下流張り出し長さ： 基礎底面標高 上流側8.0m，下流側8.0m（左右岸とも）

そのため、基礎岩盤によりコンクリートの温度低下時の体積変化を拘束され（外部拘束）その際に発生する引張応力によりひび割れの発生が懸念される。

コンクリートの温度ひび割れの原因となる外部拘束と内部拘束の一般的な概念図を以下に示す。

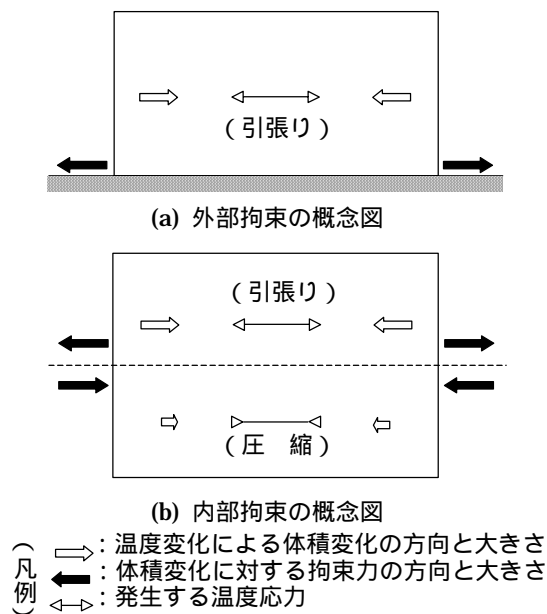


図 - 4.10.30 外部拘束と内部拘束の一般的概念図

造成アバットメントをダム本体に対して完全に先行して打設する場合には、基礎底面標高から天端標高まで上下流方向への細長い版構造が連続するため、温度ひび

割れの問題は低標高から顕在化する（図 - 4.10.31中のA'参照）。

よって、当該箇所に対して、施工性も考慮した温度ひび割れ対策の検討が必要である。

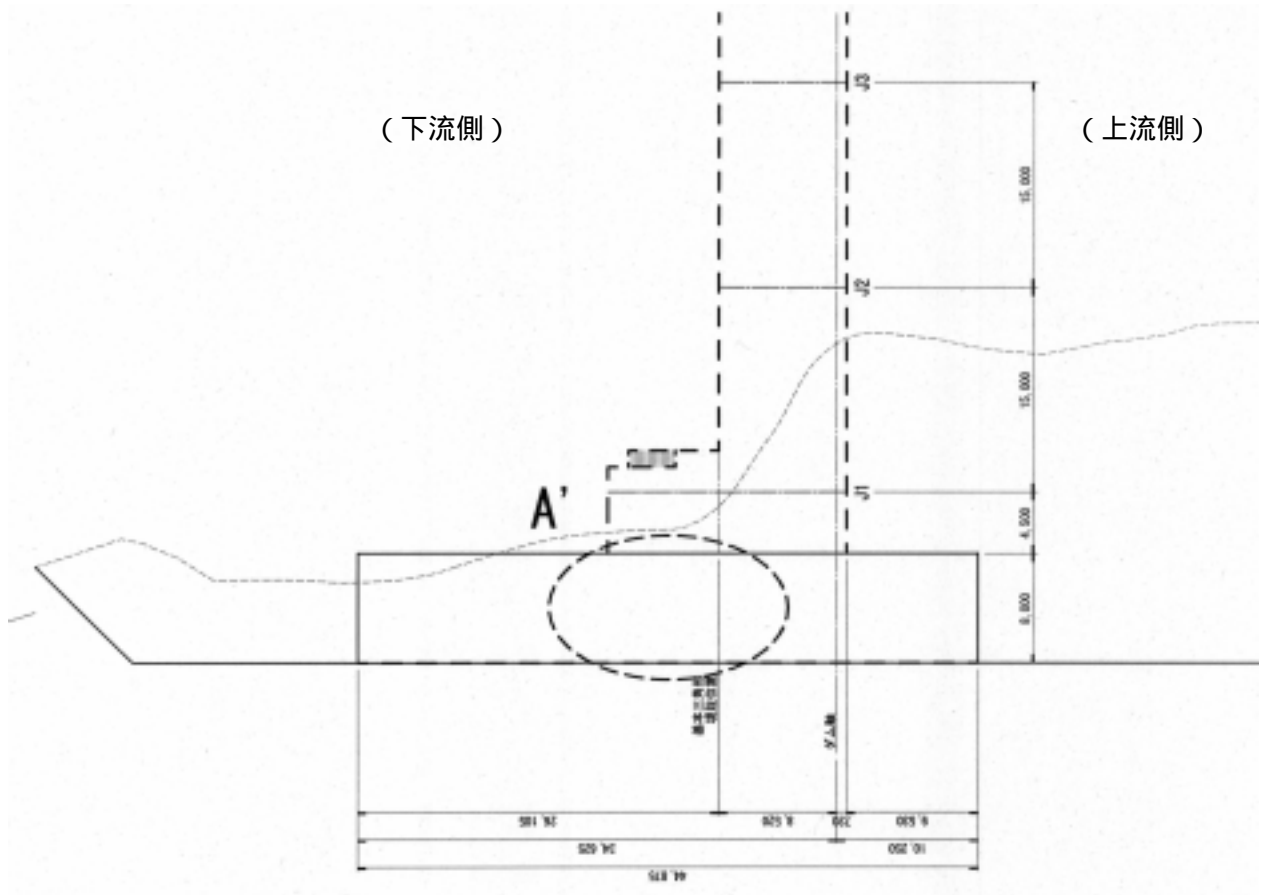


図 - 4.10.31 温度ひび割れ懸念箇所（完全先行打設の場合）

2) 対応方針

外部拘束に起因した温度応力によるひび割れに対応するためには、大別すると以下の2点の方法が考えられる。

- 温度応力の発生要因となる温度上昇を規制する（パイプクーリング，プレクーリング，低発熱セメントの使用等）
- 温度応力に対応できる形状（ブロック）の制限（柱状ブロック工法等）

温度応力によるひび割れ対策の方針のうち、主に形状（ブロック）の制限による対応策として以下の方法が考えられる。

施工ジョイントの設置

温度ひび割れの防止を目的として、ダム一般的な横継目間隔と同様に15mピッチに施工ジョイントを設置し柱状工法で打設する。打設後は造成アバットメントの一体化を図るため、パイプクーリングおよびジョイントグラウチングを実施する必要がある。

スロットジョイントの設置

施工ジョイントと同様に温度ひび割れの防止を目的として打設形状を制限するジョイント（スリット）を15mピッチに設置し、後ほど中詰めする工法。打設工程として、造成アバットメント上に堤体コンクリートが打設されるまで2年弱の期間を有することから、先行ブロックに対しては、スリットにより温度上昇に対する放熱効果が見込めると考え、パイプクーリングを省略する。

また、造成アバットメントの一体化については、中詰めコンクリートに膨張コンクリートを使用するとともに、中詰めコンクリート打設を冬期に実施することで、ジョイントグラウチングを省略する。

補強鉄筋処理

ひび割れ発生箇所を断定することが難しいため、岩盤拘束によるひび割れが懸念される岩着面全面と、堤体へのひび割れの伸びへの対応として堤体側全面に、ひび割れ防止のための補強鉄筋を配置する。

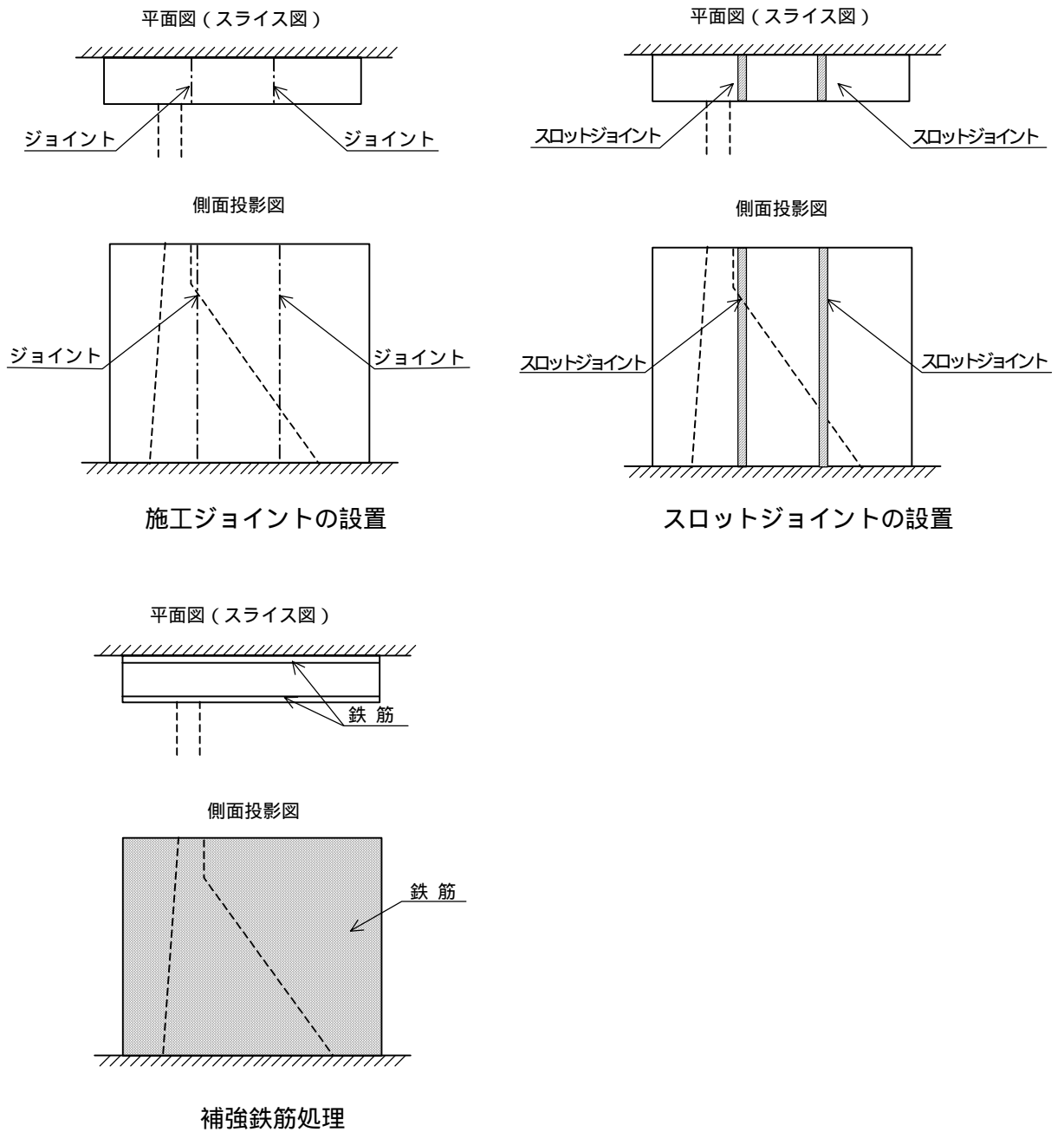


図 - 4.10.32 温度ひび割れ対策例概念図 (完全先行打設の場合)

3) 対応策

先述の対応方針の特徴を比較すると、以下のようにまとめられる。

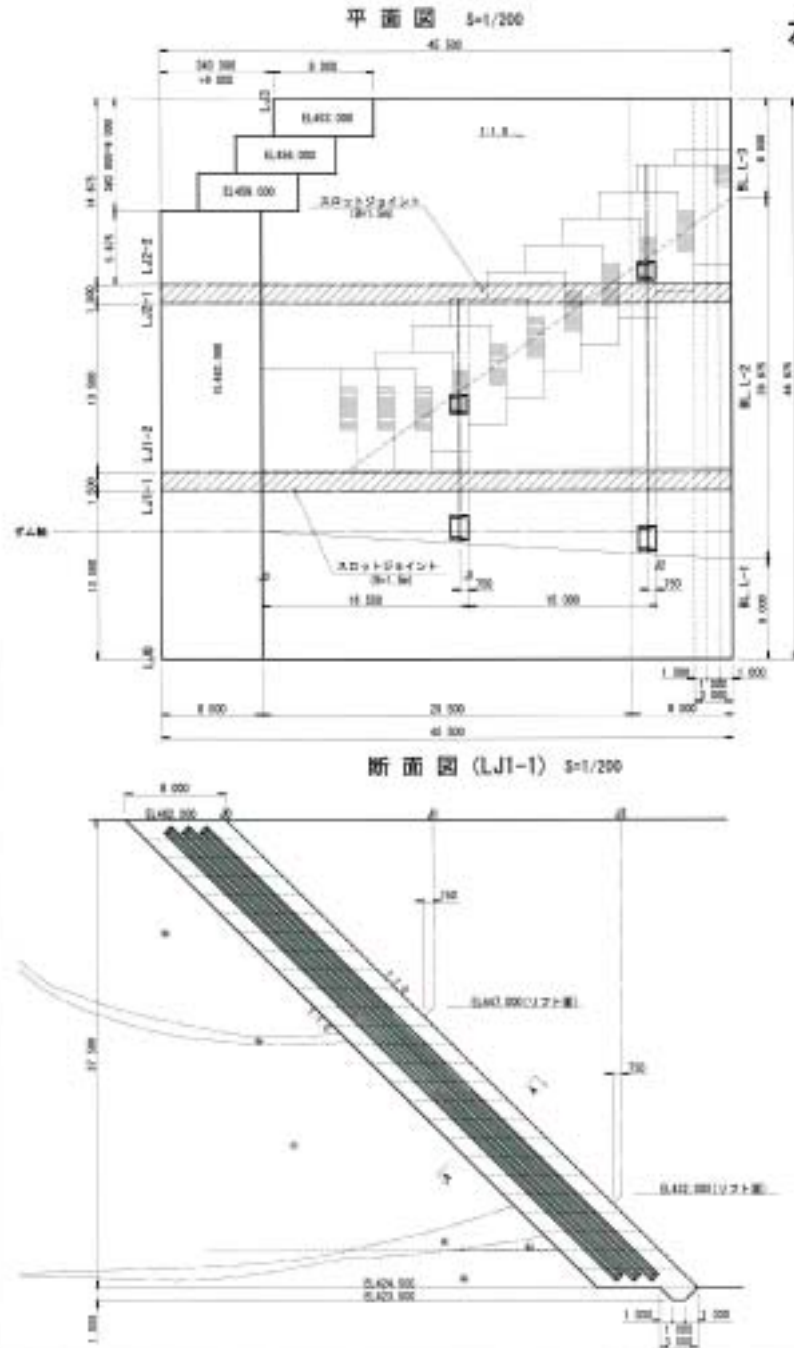
表 - 4.10.4 温度ひび割れ対策の比較表（造成アバットメント完全先行打設）

比較案	施工ジョイントの設置	スロットジョイントの設置	補強鉄筋処理
工 法 要 概	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート打設は、通常の柱状工法（3ブロック）となる。 ・ジョイントグラウチングを行って、3ブロックの一体化を図る。 ・ジョイントグラウチングに先立ち、パイプクーリングを行う。 ・施工継目にはキー（歯型）を設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート打設は、2箇所に設置した幅1.5mのスリットにより、3ブロックを独立したブロックとして打設する。 ・スリットの中詰めには、膨張コンクリートを使用。 ・施工継目にはキー（歯型）を設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート打設は、全体を1ブロックとして打設する（施工継目なし）。 ・打設リフトは全てハーフリフトとなる。 ・背面基礎側と前面堤体側の表面全面にひび割れ防止筋を設置。
構 造 上 の 特 徴	<ul style="list-style-type: none"> ・ジョイントグラウチングにより、3ブロックを一体化させるため、造成アバットメントとしての構造上の安全性は確保される。 ・ひび割れ防止効果は、既往のダム工事における事例から保証される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・スリットを膨張コンクリートで中詰めすることで一体化させるため、造成アバットメントとしての構造上の安全性は確保される。 ・水平幅8m，上下流長さ約15mの3ブロックは、3面が開放されて放熱効果が高いと考えられるため、ひび割れ防止効果は十分に期待できる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・造成アバットメントを一体として打設するため、温度ひび割れへの対応が可能であれば、構造上の安全性は確保される。 ・ひび割れ防止に際しては、ひび割れ発生箇所の限定が困難なため、相当量の鉄筋を造成アバットメントの全面（前面，背面）に配置する必要がある。
施 工 性	<ul style="list-style-type: none"> ・3ブロックの柱状工法となり、パイプクーリング、ジョイントグラウチングの施工が繁雑となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・膨張コンクリート打設が幅1.5mの隙間で行われるため、作業効率落ちる。 ・スロットジョイントの設置に際し、ジョイント部での用心鉄筋の継手に機械継手を設置して、中詰めコンクリート打設における施工性の改善を図っている。 	<ul style="list-style-type: none"> ・造成アバットメントの着岩部および前面部に相当量の鉄筋マットが配置される（クラック処理で3段程度）ため、配筋に伴う施工が繁雑となる。 ・打設リフトが全リフトハーフ打設となり、打設工程は他案より長くなる。
経 済 性	<ul style="list-style-type: none"> ・パイプクーリング、ジョイントグラウチングに伴い高価な対策工法となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・膨張コンクリートや機械継手の使用に伴い、当初計画時よりやや高価となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・相当量の背筋が必要となり、打設工程も他の2案より長くなることから、経済性の面では高価な対策工法となる。
評 価	<ul style="list-style-type: none"> ・構造上の確実性は高く評価されるが、経済性の面で 案より劣ると評価される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工性，経済性を考慮すると、最も効果的な対策であると評価される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造上の確実性を満足するために高価な対策工法となっており、案ほど有効な対策ではないと評価される。

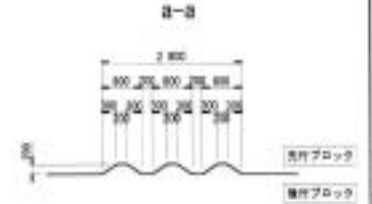
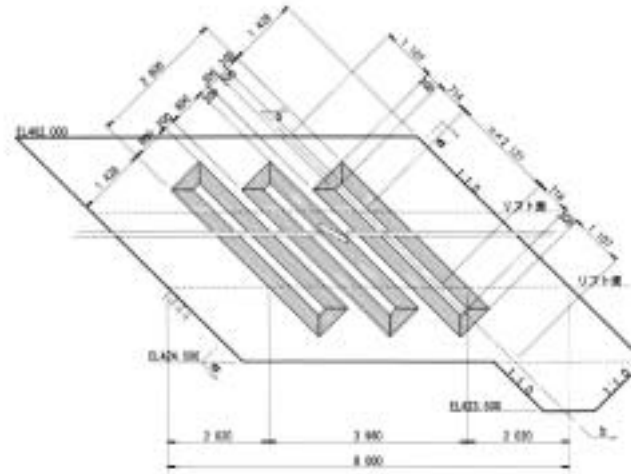
以上より、アバットメントをスロットジョイント（基本的に15mピッチ）により3ブロックに分割した対策案を採用し、図 - 4.10.32～4.10.33に構造図を示す。

なお、スロットジョイントの中詰めコンクリートに使用する膨張コンクリートについては、今後、コンクリート試験を実施して、強度特性，熱特性の確認を行うものとする。

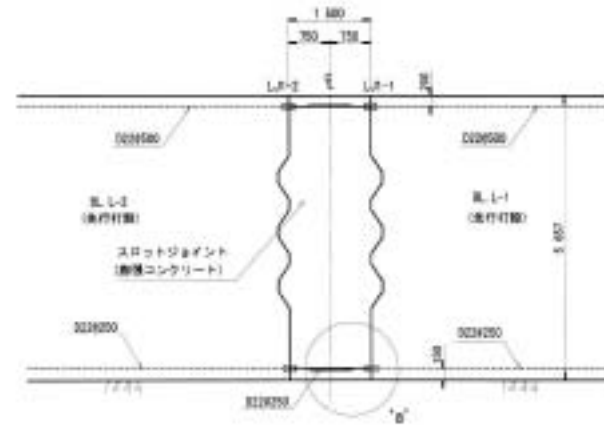
左岸造成アバットメント構造図



横断目キー詳細図 S=1/50



スロットジョイント部詳細図 (A-A) S=1/50



a部継手詳細図 S=1/20

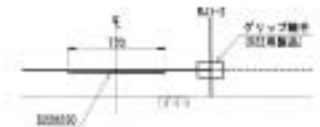


図 - 4.10.32 左岸造成アバットメント構造図

右岸造成アバットメント構造図

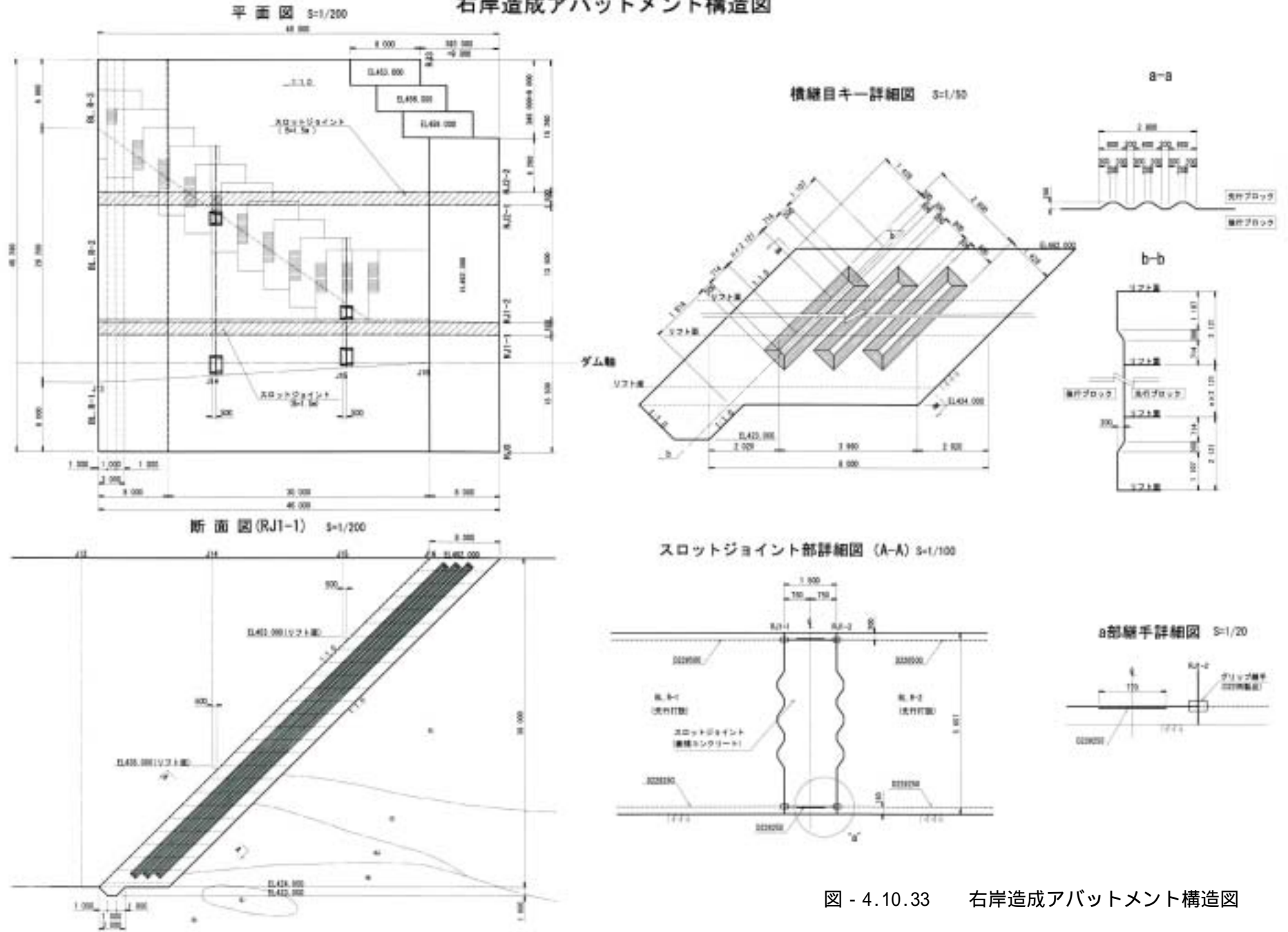


図 - 4.10.33 右岸造成アバットメント構造図

4.11 造成アバットメント最終形状の安定性の評価（稲葉ダム）

4.11.1 滑動安定性の検証

1) 当初設計時の検討方針（二次元剛体設計）

造成アバットメントの幅（ B ）、及び長さ（ L ）は、ダム堤体打設前の施工時において、造成アバットメントに作用する転倒モーメントに対して所要の抵抗モーメントを確保するとともに、ダム完成後において、造成アバットメント基礎底面部の剪断力に対して、基礎岩盤（今市火砕流）の剪断摩擦抵抗力により所要の剪断安全率（4以上）を確保するように決定する（図 - 4.11.1(a)参照）。

なお、造成アバットメントは、ダム堤体が座乗する基礎岩盤として設計されるため、安定性の確保に必要な形状規模であるとともに、ダム基礎岩盤としての良好な応力状態を満足する形状規模とする必要があり、内部発生応力をFEM解析で照査する。

2) FEM解析を反映した安定性照査

造成アバットメントは、ダム基礎岩盤としての良好な応力状態を保つ必要から、背面地山との密着を保った構造としている。そのため、造成アバットメントに作用する荷重により、基礎底面部、ならびに斜面部（背面部）に反力が生じることとなる。

よって、造成アバットメントの安定性の照査において、本来は基礎底面の剪断摩擦抵抗力に加えて、造成アバットメントの斜面基礎に作用する鉛直力による摩擦抵抗力も見込むことができる（図 - 4.11.1(b)参照）。

以上より、粗掘削が完了し、基礎岩盤状況が精度良く確認できたことを踏まえ、FEM解析の解析条件を検証して再度解析を実施し、着岩部の主応力から基礎岩盤反力の算出を行った。さらに、安定計算において、基礎岩盤の反力分布に基づく剪断摩擦抵抗力（底面部 + 斜面部）により、所要の剪断安全率（4以上）を満足しているか検証を行った。

以上の基本断面形状の安定性検証のフローを図 - 4.11.2に示す。

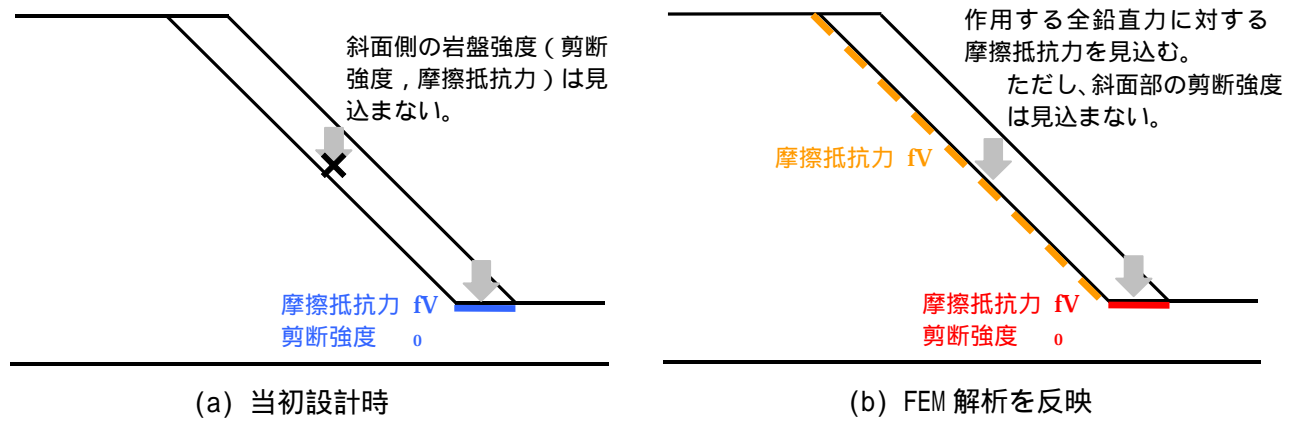


図 - 4.11.1 滑動安定性照査面の考え方

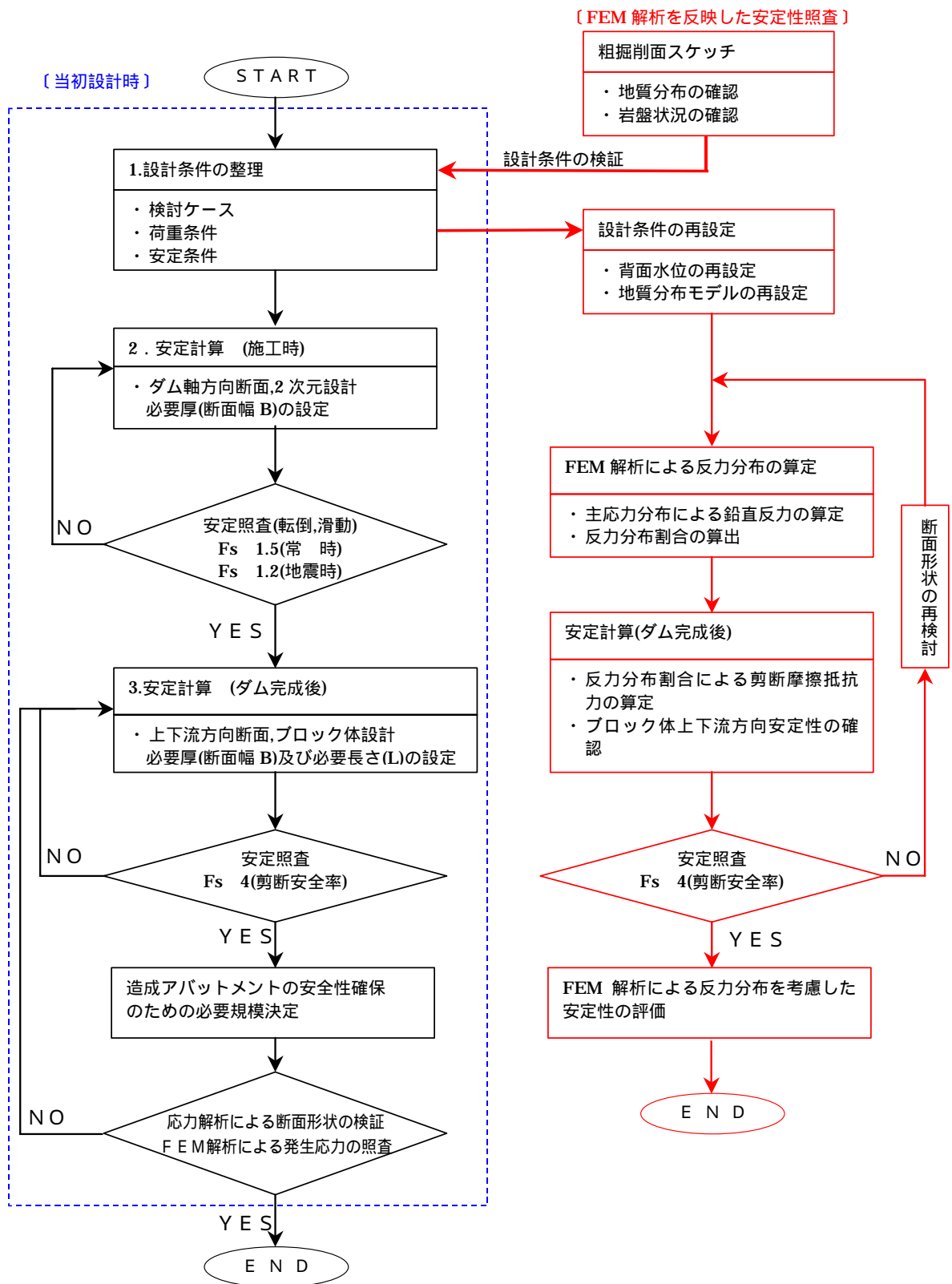


図 - 4.11.2 基本断面形状の安定性検証フロー

4.11.2 解析モデルの再設定

造成アバットメントの下流側中～高標高部の隅切りを反映させたモデル3再設定し、最終形状としての安定性の評価を行った。隅切り形状とした造成アバットメントを図-4.11.3に示す。

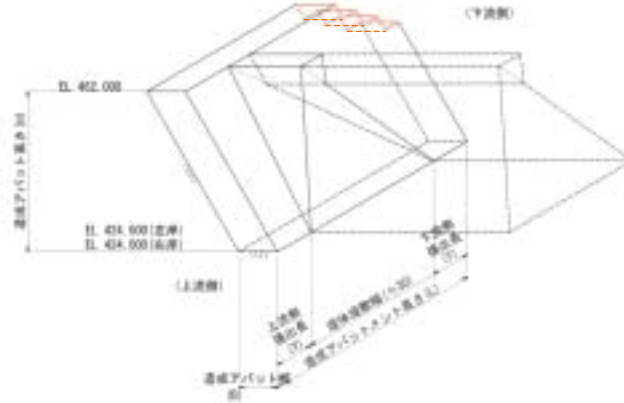


図 - 4.11.3 造成アバットメント隅切り形状

1) FEM解析モデルの再設定

隅切り形状の反映による変更対象は、堤体座乗部と下流張出し部となる。

以下に変更箇所におけるモデルの再設定を行う。

(1) 堤体座乗部の解析モデルの再設定

隅切り形状を反映したFEM解析モデルを図-3.1.4に示す。堤体座乗部では隅切り部は僅かであり、FEM解析モデルで考えると高標高部2層分のメッシュが隅切り形状の影響を受けることとなる。そこで、この1,2層目の要素に断面の欠損分を反映させた単位容積質量を設定した。

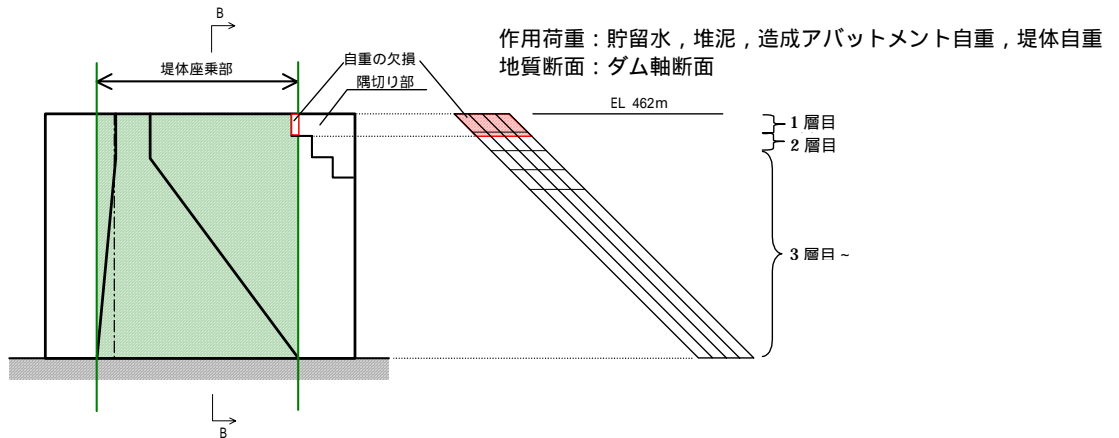


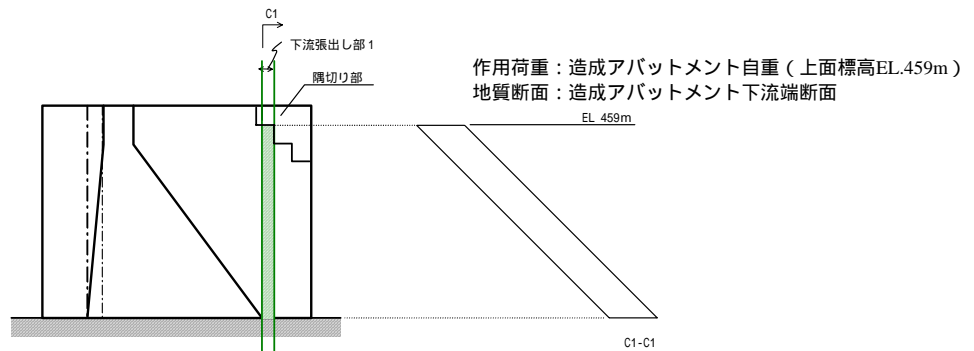
図 - 4.11.4 隅切り形状を反映したFEM解析モデル【堤体座乗部】

(2) 下流張出し部の解析モデルの再設定

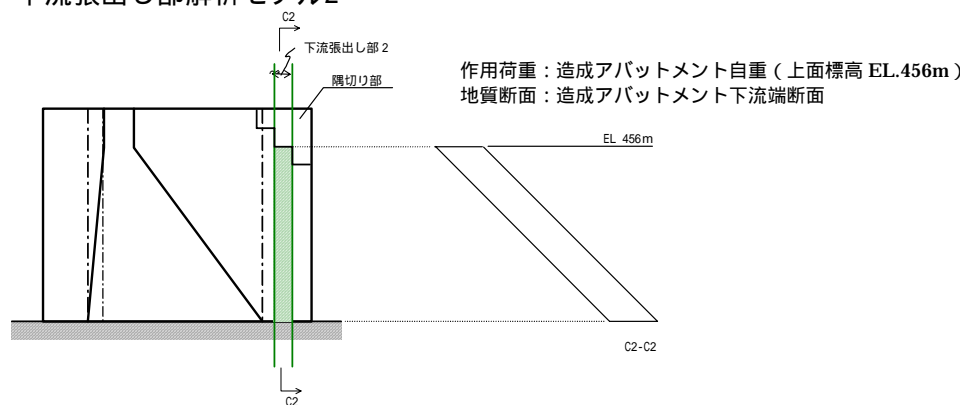
下流張出し部は、造成アバットメントの上面標高により3ブロックに分割して考える。

なお、解析モデルの地質断面は、3ブロックとも造成アバットメントの下流端断面をモデル化したものとした。

下流張出し部解析モデル1



下流張出し部解析モデル2



下流張出し部解析モデル3

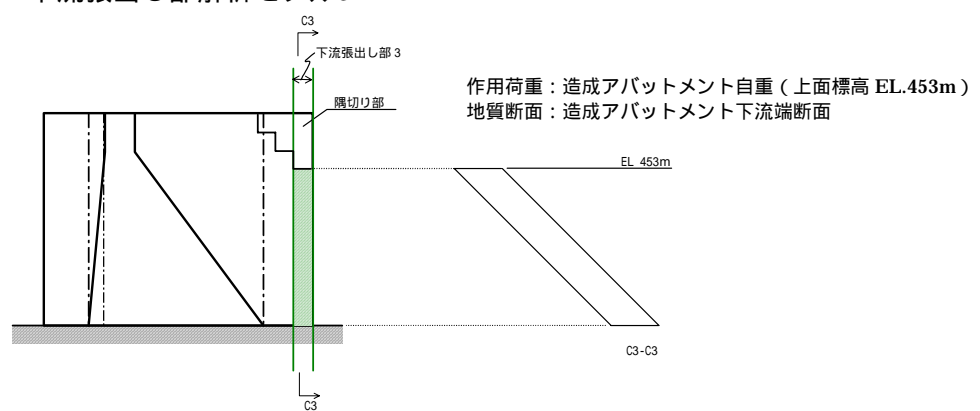


図 - 4.11.5 隅切り形状を反映したFEM解析モデル【下流張出し部1～3】

2) 荷重条件の再設定

造成アバットメントの安定性の検討において、隅切り形状による荷重項変化は、造成アバットメント自重にだけ生じる。

4.11.3 安定性評価

滑動安定性の照査は、当初形状（隅切り形状前）と同様に行う。滑動安定性の照査において考慮する剪断摩擦抵抗力は、表 - 4.11.1に示すように基礎底面での摩擦抵抗力，岩盤剪断強度と、基礎斜面での摩擦抵抗力である。

なお、本節では、安定上最も厳しい荷重状態となる設計洪水位時(H.W.L.)に対して、FEM解析結果を使用した安定性照査を行った。

表 - 4.11.1 滑動安定性の照査において考慮する剪断摩擦抵抗力

(a) 左岸側

左岸側	地質	摩擦抵抗力 f V	剪断強度 0
斜面基礎	A4A-W(Hwt)		×
	A4W-WP (シラス状)		×
	A2-W (火山灰流)		×
	I-w (Mwt)		×
底面基礎	I-w (Mwt)		

(b) 右岸側

右岸側	地質	摩擦抵抗力 f V	剪断強度 0
斜面基礎	A3-W(Lwt)		×
	A3-P (シラス状)		×
	I-w (L ~ Mwt)		×
	I-w (Mwt)		×
底面基礎	I-w (Mwt)		

以上の検討条件による滑動安定性の照査結果を表 - 4.11.2に示す。

隅切り形状とすることによる滑動安全率の低下は、左右岸ともに非常に僅かであり、隅切り形状が安定性に及ぼす影響はほとんどないとする。

表 - 4.11.2(1) 滑動安定性照査結果 (隅切りあり)【背面水圧：CASE-1】

			斜面部反力鉛直成分		底面部反力鉛直成分		作用荷重 (kN)		剪断摩擦抵抗力		滑 動 安全率
			Q _{tv} (kN)	比率 (%)	Q _v (kN)	比率 (%)	鉛直力	水平力 (上下流方向)	摩擦抵抗力 f・v (kN)	剪断抵抗力 σ・A (kN)	
左岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	70,013	74	24,599	26	94,612	167,017	78,320	62,720	4.97>4.0 OK
		堤体乗部	251,226	61	160,619	39	411,845		366,870	226,380	
		下流張出し部	27,397	71	11,372	29	38,769		34,719	62,720	
		合 計	348,636	64	196,590	36	545,226		479,909	351,820	
右岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	80,201	75	26,733	25	106,934	173,216	95,320	62,720	5.29>4.0 OK
		堤体乗部	270,682	65	161,905	35	462,587		422,341	229,398	
		下流張出し部	36,052	73	13,379	27	49,431		45,217	62,720	
		合 計	386,935	68	232,017	32	618,952		562,878	354,838	

表 - 4.11.2(2) 滑動安定性照査結果 (隅切りあり)【背面水圧：CASE-2 (参考)】

			斜面部反力鉛直成分		底面部反力鉛直成分		作用荷重 (kN)		剪断摩擦抵抗力		滑 動 安全率
			Q _{tv} (kN)	比率 (%)	Q _v (kN)	比率 (%)	鉛直力	水平力 (上下流方向)	摩擦抵抗力 f・v (kN)	剪断抵抗力 σ・A (kN)	
左岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	64,379	74	22,619	26	86,998	167,017	72,017	62,720	4.75>4.0 OK
		堤体乗部	234,460	61	149,901	39	384,361		342,390	226,380	
		下流張出し部	22,018	71	9,136	29	31,154		27,902	62,720	
		合 計	320,857	64	181,656	36	502,513		442,309	351,820	
右岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	68,911	75	22,970	25	91,881	173,216	81,902	62,720	4.85>4.0 OK
		堤体乗部	264,895	65	142,636	35	407,531		372,075	229,398	
		下流張出し部	25,081	73	9,297	27	34,378		31,446	62,720	
		合 計	358,887	67	174,903	33	533,790		485,423	354,838	

【参考（軟質層の岩盤強度を見込まない安定性照査）】

参考として、安全側に軟質層の摩擦抵抗力を見込まない場合の剪断摩擦抵抗力を表 - 4.11.3に、滑動安全率を表 - 4.11.4に示す。

軟質層の摩擦抵抗力を見込まない場合でも、隅切り形状とすることによる滑動安全率の低下は、左右岸ともに非常に僅かであり、隅切り形状が安定性に及ぼす影響はほとんどないといえる。

表 - 4.11.3 軟質層の強度を見込まない滑動安定性の照査において考慮する剪断摩擦抵抗力

(a) 左岸側

左岸側	地質	摩擦抵抗力 $f V$	剪断強度 σ
斜面基礎	A4A-W(Hwt)		×
	A4W-WP (シラス状)	×	×
	A2-W (火山灰流)	×	×
	I-w (Mwt)		×
底面基礎	I-w (Mwt)		

(b) 右岸側

右岸側	地質	摩擦抵抗力 $f V$	剪断強度 σ
斜面基礎	A3-W(Lwt)		×
	A3-P (シラス状)	×	×
	I-w (L ~ Mwt)		×
	I-w (Mwt)		×
底面基礎	I-w (Mwt)		

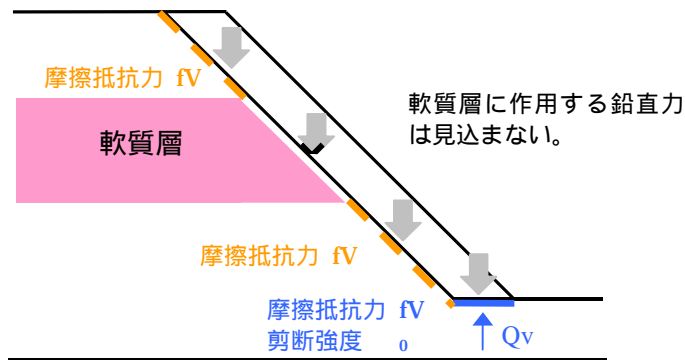


図 - 4.11.6 滑動安定性照査面（斜面部軟質層の摩擦抵抗を除く）

表 - 4.11.4(1) 滑動安定性照査結果 (隅切りあり・軟質層見込まず)【CASE-1】

			斜面部反力鉛直成分		底面部反力鉛直成分		作用荷重 (kN)		剪断摩擦抵抗力		滑 動 安全率
			Q _{tv} (kN)	比率 (%)	Q _v (kN)	比率 (%)	鉛直力	水平力 (上下流方向)	摩擦抵抗力 f・v (kN)	剪断抵抗力 σ ₀ ・A (kN)	
左岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	31,222	33	24,599	26	94,612	167,017	55,821	62,720	4.43>4.0 OK
		堤体座乗部	144,145	35	160,619	39	411,845		304,764	226,380	
		下流張出し部	17,425	45	11,372	29	38,769		28,797	62,720	
		合 計	192,792	35	196,590	36	545,226		389,382	351,820	
右岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	71,645	67	26,733	25	106,934	173,216	90,358	62,720	5.18>4.0 OK
		堤体座乗部	247,021	53	161,905	35	462,587		408,926	229,398	
		下流張出し部	27,831	56	13,379	27	49,431		43,210	62,720	
		合 計	346,497	56	232,017	32	618,952		542,494	354,838	

表 - 4.11.4(2) 滑動安定性照査結果 (隅切りあり・軟質層見込まず)【CASE-2】

			斜面部反力鉛直成分		底面部反力鉛直成分		作用荷重 (kN)		剪断摩擦抵抗力		滑 動 安全率
			Q _{tv} (kN)	比率 (%)	Q _v (kN)	比率 (%)	鉛直力	水平力 (上下流方向)	摩擦抵抗力 f・v (kN)	剪断抵抗力 σ ₀ ・A (kN)	
左岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	28,710	33	22,619	26	86,998	167,017	72,017	62,720	4.25>4.0 OK
		堤体座乗部	134,527	35	149,901	39	384,361		342,390	226,380	
		下流張出し部	14,009	45	9,136	29	31,154		27,902	62,720	
		合 計	177,246	35	181,656	36	502,513		442,309	351,820	
右岸側	FEMによる鉛直力	上流張出し部	61,560	67	22,970	25	91,881	173,216	77,639	62,720	4.75>4.0 OK
		堤体座乗部	244,518	60	142,636	35	407,531		360,257	229,398	
		下流張出し部	22,563	66	9,297	27	34,378		30,050	62,720	
		合 計	328,641	62	174,903	33	533,790		467,946	354,838	

5. 設計計算例

5.1 造成アバットメント工の設計

5.1.1 造成アバットメント工の基本概念

1) 従来の端部処理

従来の重力式コンクリートダム設計では、端部についても河床部と同様に堅岩まで掘削を行いその上に堤体を設置することが一般的であるが、現在も、堅岩線が浅く急傾斜であるようなダムでは、切土法面も大きくなり、この従来方式が経済的でもある。

一方、花崗岩風化地域、シラス地域、高温強日射地域等では、端部の地山に固結度の低い地層が厚く分布することが多いことから、堅岩線まで掘削した場合、非常に大きな量の掘削と切土法面が生じやすい。

2) 造成アバットメント工の目的

上記のような従来掘削除去していた表層風化部や低固結層の大半は緩みの少ない耐変形性を有する地盤であることから、これらの地層を残すことができれば、切土法面と本体掘削量を大幅に削減することが可能となる。

この目的を達成するために開発されたのが、造成アバットメント工であり、当工は、堅岩の高まりが期待できないような堤体端部において、コンクリート躯体による人工岩盤を造成することで、切土法面と本体掘削量を大幅に削減する重力式コンクリートダムの新しい端部処理工である。また、急崖地形のため端部での施工・管理ヤードの確保に苦勞するダム事業が多いが、造成アバットメント工の天端は、貴重な敷地確保のための有効な手段ともなる。

なお、低固結層を残すことが可能となった一背景として、以前はグラウトが入らず止水不能という理由で低固結層を掘削除去することが多かったが、連続地中壁等の止水技術の発展によって止水処理できない地盤が大幅に減ったことがある。また、最近のグラウチング技術指針の改定によって、地形地質条件によっては、低固結層であっても透水性の低い場合は掘削しないで残すことも可能になったこともある。

3) 造成アバットメント工の構造

造成アバットメント工は、図 - 5.1.1, 5.1.2に示すように、端部を逆台形状に掘り込み、コンクリート躯体で置換えるもので、特に上下流方向の荷重に対して底敷部でせん断抵抗を受け持つために上下流方向に長い形状となる。

造成アバットメント工によって、掘削法面の切上げは谷側に早まり、堤体端部の掘削量と切土法面積は大きく低減することが可能となる。

安全性確保の点からは、造成アバットメントはダム堤体と接続するため、堤体と同様の安全度を保つことが要求され、ダム完成後に想定される荷重条件に対し、重力式コンクリートダムと同様に転倒、滑動、変形性等の確認を行う。また、工程上は掘削初期に端部にコンクリート躯体を設置し、その後、隣接する堤体が打ちあがってくるまで独立した状態となる。このため、施工時におけるダム軸方向の安定性についても確認する必要がある。

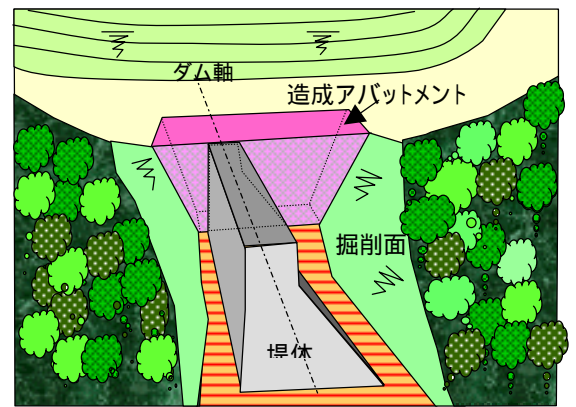


図 - 5.1.2 造成アバットメント工の設置

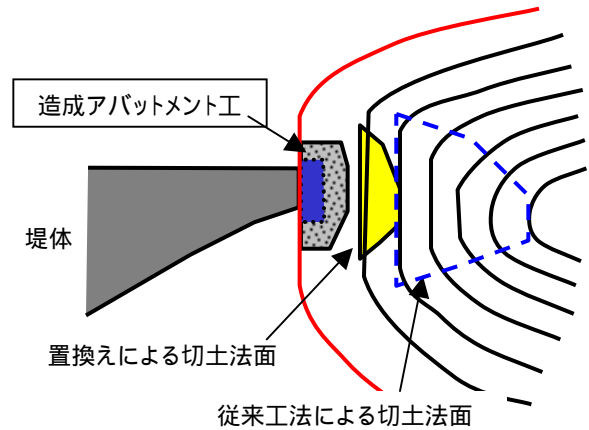
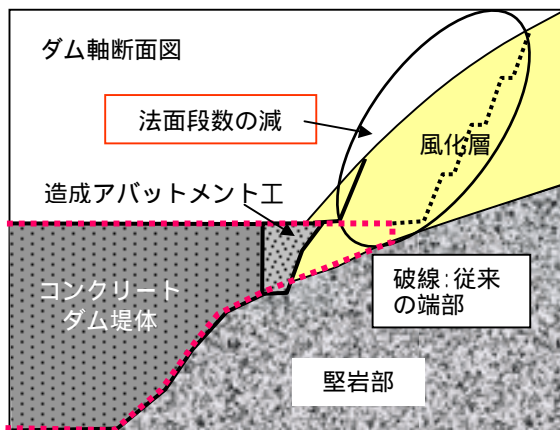


図 - 5.1.1 造成アバットメントによる端部処理概念図

4) 造成アバットメント工の適用例

造成アバットメント工は、その有効性から採用事例が急速に増えている。いずれのケースも掘削量と法面積の減による造成アバットメント工の効果は明確であり、数ダムにおいては、半分以上という大きな低減につながっている。図 - 5.1.3に北河内ダムにおける事例を示すが、出尾根状の地形に対して特に有効であることが判る。

写真 - 5.1.1に琴川ダムの打設初期段階を、写真 - 5.1.2, 5.1.3に長井ダムと我喜屋ダムの施工状況を示すが、造成アバットメント工では掘削の初期の段階でこのような大型のコンクリート躯体を設置することになる。

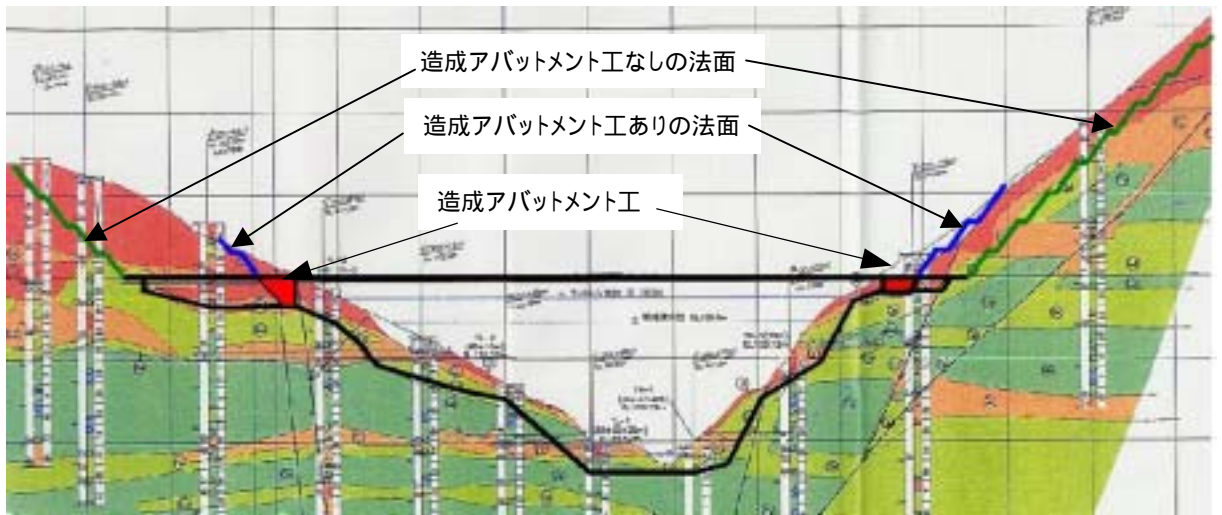


図 - 5.1.3(1) 北河内ダム造成アバットメント工 (縦断図)

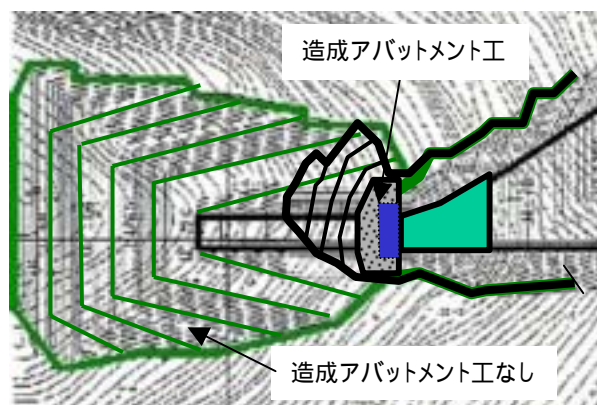


図 - 5.1.3(2) 北河内ダム造成アバットメント工 (左岸平面図)



写真 - 5.1.1 琴川ダム造成アバットメント工
(基礎掘削状況)



写真 - 5.1.2 長井ダム造成アバットメント工
(設置完了状況)



写真 - 5.1.3 我喜屋ダム造成アバットメント工
(前後は道路擁壁工と兼用)

5.1.2 標準型造成アバットメント工の設計

造成アバットメント工自体は、堤体に先立って造成される人工の岩盤であるが、堤体基礎となることから、重力式コンクリートダム設計法を準用することにより、堤体と同等以上に安全性の高い設計としている。

造成アバットメント工の設計上の検討フローは図 - 5.1.4に示すが、座取り、躯体設計、止水等の上で、以下の留意事項に注意する必要がある。

1) 座取り上の留意事項

造成アバットメント工の座取り（位置決め）の留意事項を以下に示す。

造成アバットメント工の底面は所要の強度を有する堅岩に上座しなければならない。

平面的には、尾根部で堅岩線が最も張り出した位置がダム軸端部として優れていることが多い。ただし、過度のやせ尾根では上下流方向に底敷を確保することができない。

端部の堅岩線が浅い場合や急傾斜である場合は、造成アバットメントの効果は少なく、堅岩線まで掘削し堤体を設置する従来の手法でも切土法面積を十分小さくすることができる。

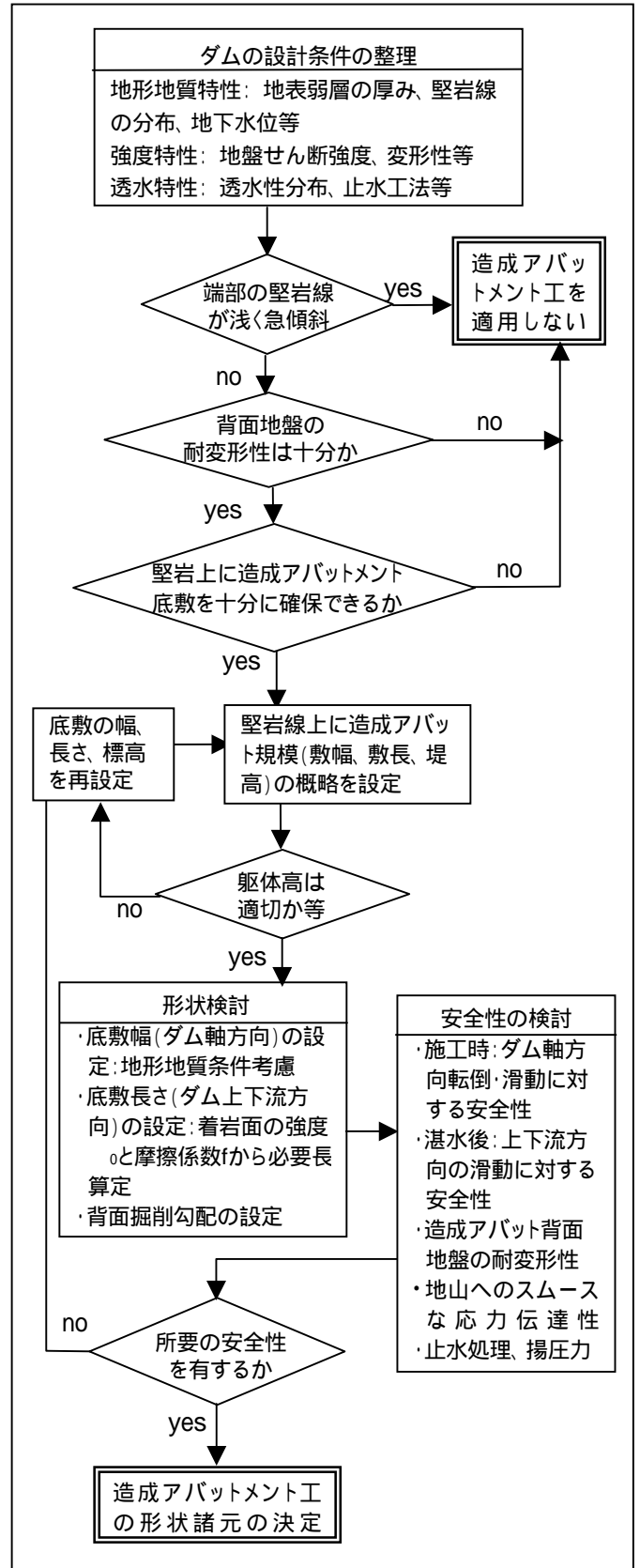


図 - 5.1.4 造成アバットメント工の検討フロー図

躯体高が大きくなると必要底敷長がそれ以上に長くなるため、躯体積が大きくなる。よって、経済的には躯体高を大きくしないことが重要である。

天端標高に広い平場が形成されるので、端部の用地確保（作業ヤード、道路敷等）の効用についても検討する。

2) 設計上の留意事項

造成アバットメント工の設計方法は、重力式コンクリートダムの手法に則って行う。下記に設計上の留意事項を示す。

造成アバットメント工の設計は、躯体に作用する力に対し、躯体全体の自重と底敷のせん断抵抗力によって所要の安定性を確保するように行う。

地形や地質条件から適切な底敷幅と底敷長を設定して、着岩面の強度 σ_0 と摩擦係数 f からせん断抵抗を算定する。

施工時（ダム本体が未接合で造成アバットメント工単独時）については、ダム軸方向へ転倒と滑動をチェックする。特に、地盤強度や敷幅に余裕がない場合は、底面地盤内の低角度押し抜きせん断に対する安全性についても確認する（表 - 5.1.1参照）。

表 - 5.1.1 ダム軸方向の安定性に対する設計条件（施工時）

項目	荷重条件	安定条件
滑動に対する安定性	（水平成分） ・地震時慣性力 （鉛直成分） ・自重	【せん断】 任意すべり面沿いのせん断破壊に対し、十分な安定性を確保する。

湛水後（ダム本体が完成して造成アバットメント工と接合後）については、重力式コンクリートダムと同様に、上下流方向の転倒、滑動、発生応力をチェックする。（表 - 5.1.2参照）

造成アバットメント工背面地山の変形に対し、非堅岩部が十分な支持力を有しているかを变形係数、N値などにより確認する。

地山へのスムーズな応力伝達を図るため、堤体から上下流に45度程度の角度で応力が伝わるものと考え、最低限その範囲までは造成アバットメント工を設置する。

表 - 5.1.2 上下流方向の安定性に対する設計条件（湛水後）

水位条件	荷重条件	安定条件
常時満水位	(水平成分) ・静水圧 ・地震時慣性力(K) (鉛直成分) ・自重 ・揚圧力	【転倒】 合力の作用点が着岩部の中央1/3に入ること。(ミドルサードの条件) 【滑動】 Hennyの滑動安全率を満足すること。
サーチャージ水位	(水平成分) ・静水圧 ・地震時慣性力(K/2) (鉛直成分) ・自重 ・揚圧力	【内部応力】 造成アバットメント工内部に発生する応力に対し、十分な強度を有する材料を用いること。
設計洪水位	(水平成分) ・静水圧 (鉛直成分) ・自重 ・揚圧力	

造成アバットメント設置が終わっても隣接する堤体ブロックが打ち上がって来るまでタイムラグ(中規模ダムで2~4年)があることから、隣接する堤体敷の風化進行等も考慮した余裕のある掘削形状とする。

3) 止水上の留意事項

止水性は堤体と同様に確保することとし、詳細はグラウチング技術指針によるものとする。

下記に止水上の主な留意事項を示す。

必要に応じて、造成アバットメント工底敷と背面地山部の斜面のダム軸方向断面には止水ライン(カーテングラウチングまたは連続地中壁など)を設ける。この場合、地山側と堤体側の各々の継目に対して、止水の連続性に十分配慮する必要がある。

造成アバットメント工躯体と背面地山との間は、躯体のコンクリート収縮後に必要に応じてコンタクトグラウチングを実施する。

4) 安定計算方法

造成アバットメント工の安定計算について、施工時および湛水時の荷重条件を図 - 5.1.5 ~ 5.1.8 に示す。なお、湛水条件については表 - 5.1.2 ~ 5.1.3 を参照すること。

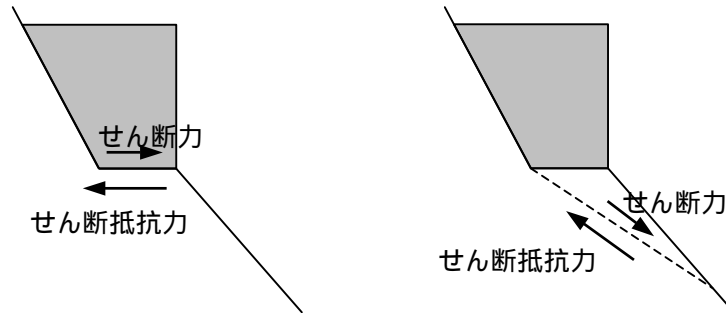


図 - 5.1.5 ダム軸方向の安定条件（施工時）

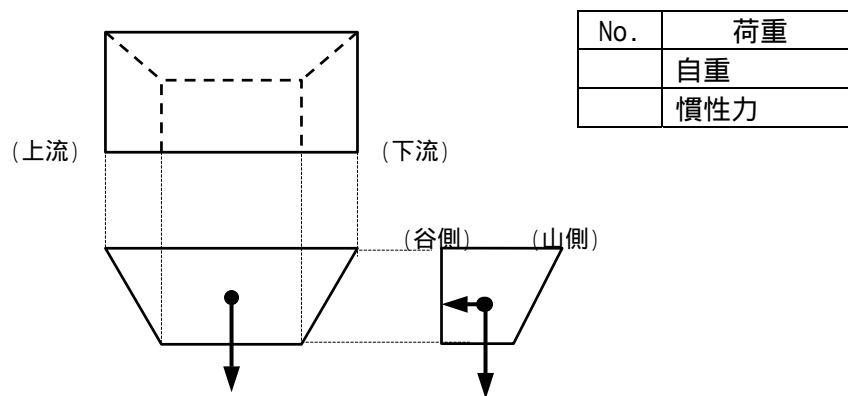


図 - 5.1.6 造成アバットメント工に作用する荷重（施工時）

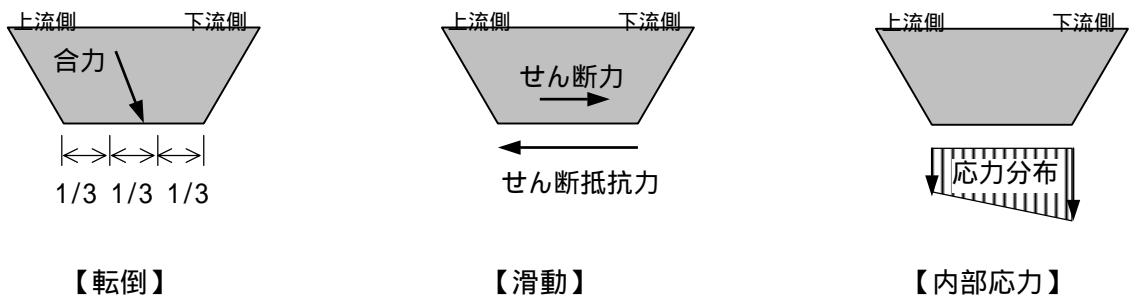


図 - 5.1.7 上下流方向の安定条件（湛水後）

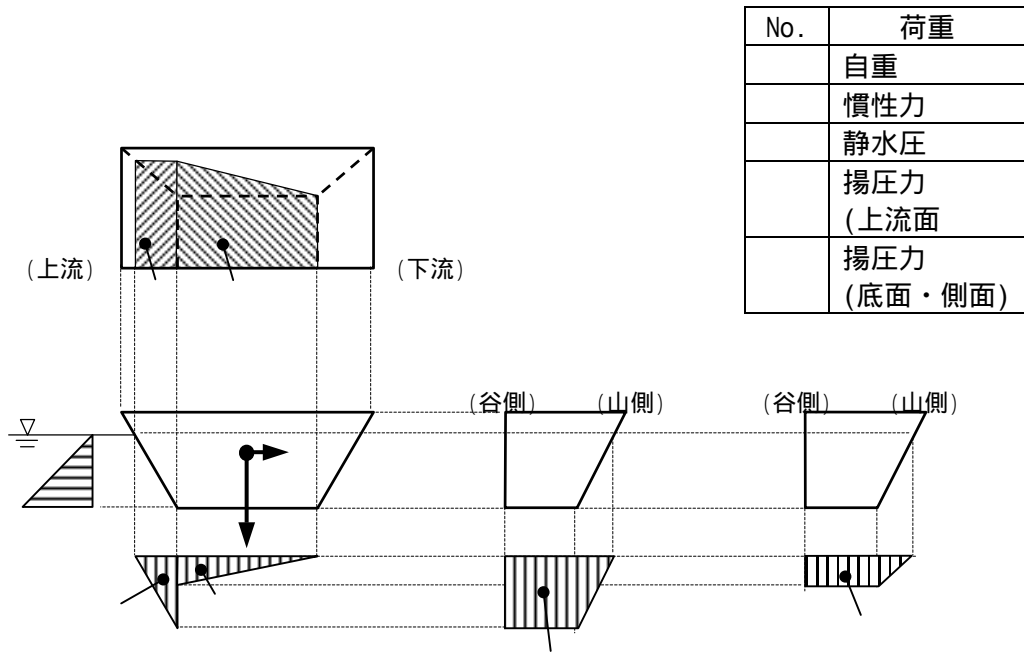


図 - 5.1.8 造成アバットメント工に作用する荷重（上下流方向）

5.1.3 傾斜型造成アバットメント工の設計

前項に示した標準型造成アバットメント工は、環境上、経済上の効果の高い端部処理工として多く採用されつつあるが、地質地形条件によっては、さらに効果を高めた特殊な工法として、傾斜型造成アバットメント工が適用可能である。

傾斜型造成アバットメント工の基本発想は、図 - 5.1.9の破線部の堅岩部をコンクリート人工岩盤によって置換えたもので、

躯体規模は造成アバットメント工よりも大きくなる。その形状は、図 - 5.1.10に示すような厚みのある板状のもので、中高標高部の低固結層を残した状態で掘削を行い、せん断抵抗を高めるために上下流方向に長くしかつ十分な剛性を有する大規模な傾斜型の躯体を設置するものである。

この部分の岩盤の厚みが十分にあれば堤体を載せることができる。

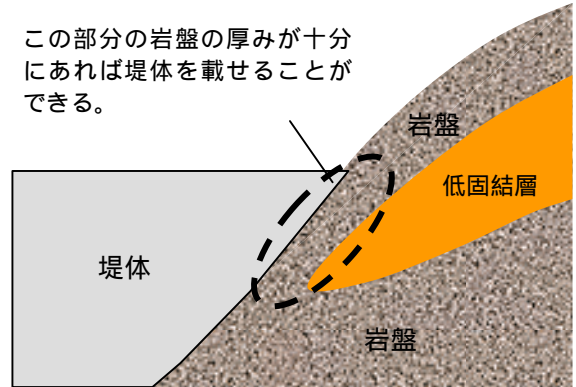


図 - 5.1.9 背後に弱部を持つ岩盤

傾斜型造成アバットメント工は、その上に載る堤体の所要の安定性を十分に確保するように設計しなければならないが、本体掘削量と堤体打設量が大きく低減されることで、コスト縮減効果は非常に大きい

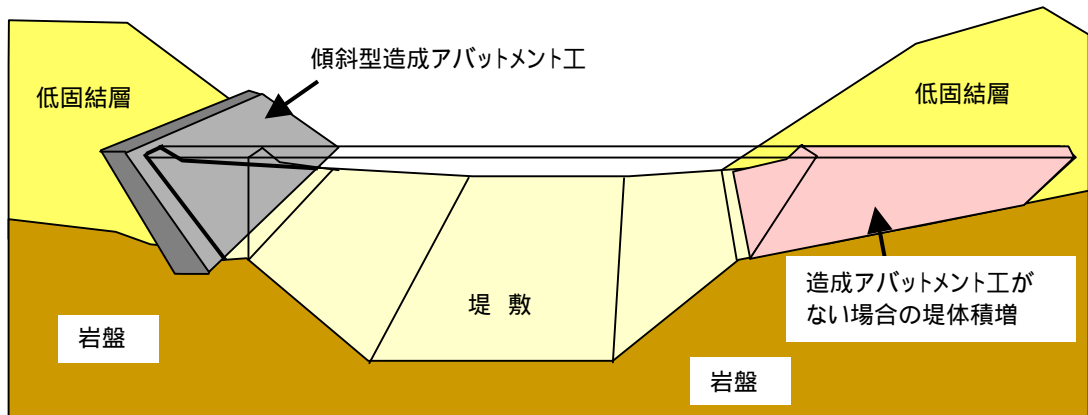


図 - 5.1.10 傾斜型造成アバットメント工による端部処理の概念図

1) 設計の考え方

図 - 5.1.11に、傾斜型アバットメント工の安定計算フローを示す。傾斜型造成アバットメント工の設計は、ダム堤体と同様の安全度を保つように、造成アバットメント工と同様に底敷部において上下流方向とダム軸方向について所要の安定性を確認するが、傾斜型は、背面地山の耐変形性と底面基礎となる堅岩部の強度に十分な余裕がある場合に採用し得るものである。

なお、傾斜型はコンクリート板の上に堤体が載るため、板厚が薄いと造成アバットメント工自体が変形し背面の地山に適切に応力が伝達されず、滑動、内部応力に対する安全性を確保することができなくなる。よって、傾斜型を適用する際には、造成アバットメント工に適切な厚みを持たせるとともに、基本的に有限要素法によって発生応力と変形性を確認する必要がある。

なお、傾斜型は規模が大きい場合に他工法よりも経済上の優位性が生じるものであるが、施工の難しさ等のコスト増要因もある。以下に、安全確認の上での留意事項について記す。

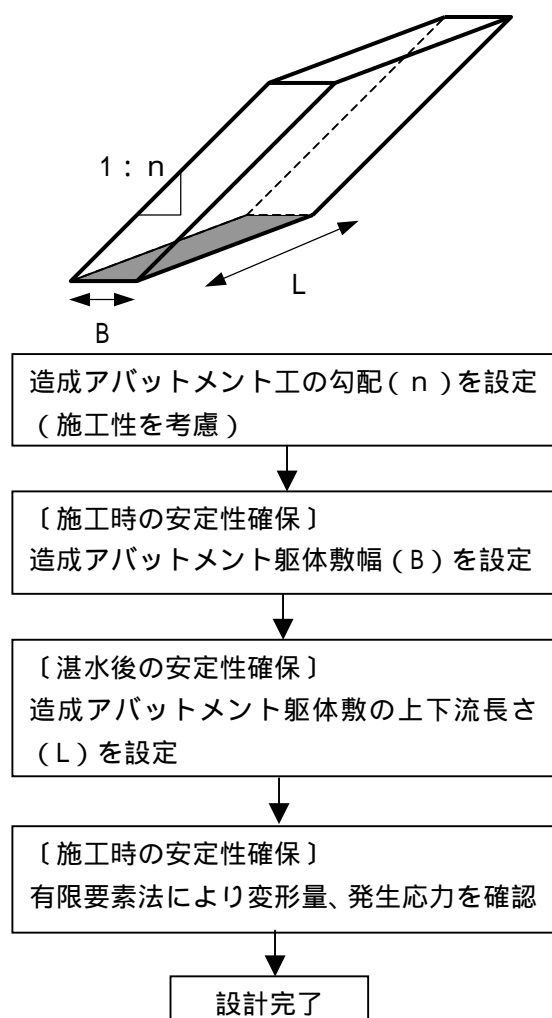


図 - 5.1.11 傾斜型造成アバットメント工の検討フロー

2) 安全検討上の留意事項

傾斜型造成アバットメント工の設計においては、前述の造成アバットメント工の留意点に加えて以下の事項がある。

勾配（ n ）を極力立てて底面へ力を伝達することが基本ではあるが、背面の非堅岩層にももたれかかる構造となるため、背面地山や底面基礎の耐変形性、強度等について綿密に把握しておくことが必要である。

板の撓みを少なくするために、必要な剛性を有するような厚み（躯体高 $\times 0.2$ 以上の確保が目安）を持たせる。

基本的に、有限要素法による解析を行い応力発生やコンクリート板の変形が許容範囲内であるかを確認する。局所の引張力発生に対しては、躯体形状の改善または必要に応じて鉄筋等で補強する設計とする。

5.1.4 今後の堤体設計への影響

設計上、造成アバットメント工に必要な地形地質条件として、「上下流方向に取り付けるべき地山の厚みがある、底面基盤が十分なせん断強度を有している、掘削斜面が十分な支持力を有している」等があり、当工に有利な地形地質条件として、「尾根が発達している、端部の地山において堅岩線が深い、地形が余り急峻でない」等がある。

これらの条件を鑑みると、座取り等の堤体設計の考え方が変わることが予想される。図 - 5.1.12は、座取りの考え方の変化を示したもので、当工採用によって最新の座取りは「ダム天端に近い高標高部の堅岩および地表コンターをより重視する」ようになり、この結果、座取りの最適位置も最短ダム軸の位置に近くなり、従来のように若干上流側にある座取りは少なくなると予想される。

特に、今後は「谷部にダム軸を設定する、尾根部を深く切り込む」ような座取りは少なくなると考えられる。また、当工の登場で、ダム軸を中心とした地質調査もこれまでよりも若干下流側に移るものと予想される。

なお、造成アバットメント工はフィルダムにおいても、洪水吐き導流部山側の擁壁に適用可能であり、掘削量低減効果が期待される。

また、傾斜型造成アバットメント工については、これまで地形地質的に著しく不利と考えられていたダムサイトにおけるダム建設を容易にしたという点で、その効果は著しい。ただし、設計において局所の発生応力をチェックすることが重要である。

以下の節で、造成アバットメント工設計計算例を示す。標準型造成アバットメント工の計算例として、北河内ダム（5.2節）及び舟川生活貯水池（5.3節）の計算例を、傾斜型造成アバットメント工の計算例として、遠野第二生活貯水池（5.4節）、稲葉ダム（5.5節）及び西之谷ダム（5.6節）の計算例を整理する。

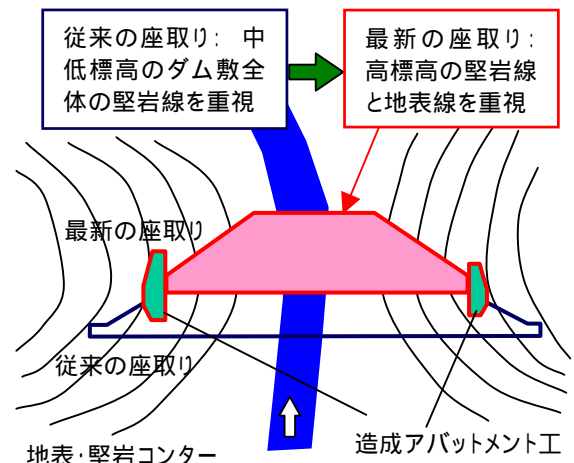


図 - 5.1.12 造成アバットメント工と座取りの関係

5.2 北河内ダム造成アバットメント安定計算（標準型）

5.2.1 検討条件

コンクリート単位体積重量： $\gamma_c = 2.3\text{t/m}^3$

設計震度： $k = 0.12$

基礎岩盤の内部摩擦係数： $= 35^\circ$ ($f = 0.700$) } (CL級岩盤)
基礎岩盤のせん断強度： $= 30\text{t/m}^2$ }

基礎岩盤の許容支持力： $q_a = 120\text{t/m}^2$ (砂防ダム設計における軟()相当): 参考

<検討ケース>

- Case-1 アバット打設後の地震時 ($k = 0.12$) ダム軸横断方向及び縦断方向
- Case-2 サーチャージ水位時 ($k = 0.06$) ダム軸横断方向のみ

<安定条件>

- 転倒 (ダム軸横断方向) $e < B/6$ (e : 偏心距離、 B : 基礎幅)
(ダム軸縦断方向) $M_r < M_s$ (M_r : 転倒モーメント、 M_s : 抵抗モーメント)
- 滑動 $F_s > 4$ (F_s : 滑動安全率)
- 地耐力 (参考) $q < 120(\text{t/m}^2)$ (q : 最大直応力)

<検討断面>

CL級岩盤を基礎とする最大断面およびブロック平均断面 (基礎の上下流長さ当りの平均断面) について検討を行う。

最大断面における安定計算結果をまとめて下表に示す。

左岸側

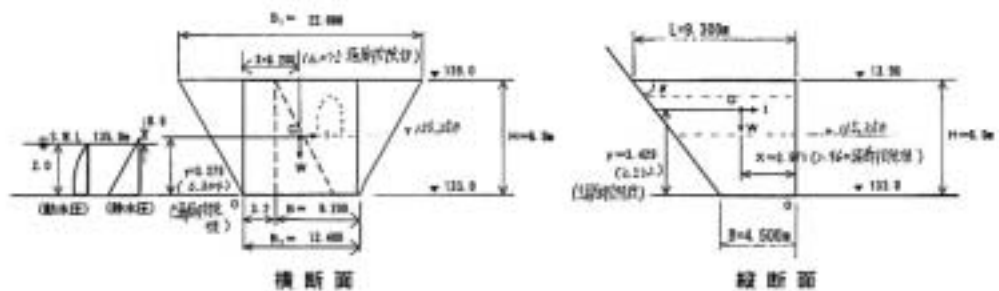
検討方向 荷重 ケース	横断方向				縦断方向			
			CASE-1	CASE-2			CASE-1	
							単位幅当り	全体を考慮
転倒	偏心距離 e	m	0.271	0.128	転倒モーメント Mr	t・m	21.288	55.461
	B/6	m	2.067	2.067	抵抗モーメント Ms	t・m	130.983	341.229
	判定 e B/6				判定 Mr Ms			
滑動	安全率 Fs		19.5	29.9	安全率 Fs		27.0	13.9
	判定 Fs 4				判定 Fs 4			
	必要せん断強度	tf/m ²	0.0	0.0	必要せん断強度	tf/m ²	0.0	0.0
地震力 (参考)	直応力 q	tf/m ²	20.7	19.1	直応力 q	tf/m ²	14.8	38.6
	判定 q 120				判定 q 120			

右岸側

検討方向 荷重 ケース	横断方向				縦断方向			
			CASE-1	CASE-2			CASE-1	
							単位幅当り	全体を考慮
転倒	偏心距離 e	m	0.190	0.095	転倒モーメント Mr	t・m	5.801	5.630
	B/6	m	2.000	2.000	抵抗モーメント Ms	t・m	64.254	46.690
	判定 e B/6				判定 Mr Ms			
滑動	安全率 Fs		36.0	72.0	安全率 Fs		31.4	24.5
	判定 Fs 4				判定 Fs 4			
	必要せん断強度	tf/m ²	0.0	0.0	必要せん断強度	tf/m ²	0.0	0.0
地震力 (参考)	直応力 q	tf/m ²	9.1	8.7	直応力 q	tf/m ²	19.4	29.4
	判定 q 120				判定 q 120			

5.2.2 左岸側アバットの検討

1) 最大断面 (CL級岩盤基礎) の検討



(1) 横断方向

荷重計算

$$\begin{aligned}
 \text{自重 } W &= 0.5 \times (B1 + B2) \times H \times c - (\text{通廊控除}) \\
 &= 0.5 \times (22.000 + 12.400) \times 6.0 \times 2.3 - (2.0 \times 1.5 + 3.142 \times 1.0^2 / 2) \times 2.3 \\
 &= 237.360 - 10.513 \\
 &= 226.847(t) \qquad V_L = 580\text{m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{慣性力 } I &= W \times k \cdots (100\%) & I &= W \times k \cdots (50\%) \\
 &= 226.847 \times 0.12 & &= 226.847 \times 0.06 \\
 &= 27.222(t) & &= 13.611(t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{静水圧 } P_w &= \frac{1}{2} \times 2.6^2 \\
 &= 3.380(t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{揚圧力 } V &= \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 2.0 \times 12.400 \\
 &= 4.133(t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{動水圧 } P_d &= \frac{7}{12} \times 0.06 \times (135.0 - 92.0)^{1/2} \times 2.0^{3/2} \\
 &= 0.649(t)
 \end{aligned}$$

荷重の合成

(a) Case1 : アバット打設後の地震時 (k = 0.12)

	V	H	x	y	M
自重	226.847		6.075		1378.096
慣性力		27.222		3.304	89.941
静水圧					
揚圧力					
動水圧					
合計	226.847	27.222			1468.037

(b) Case2 : サーチャージ水位時 (k = 0.06)

	V	H	x	y	M
自重	226.847		6.075		1378.096
慣性力		13.611		3.304	44.971
静水圧		3.380		0.867	2.930
揚圧力	-4.133		4.133		-17.082
動水圧		0.649		0.800	0.519
合計	222.714	17.640			1409.434

安定計算

(a) Case-1 : アバット打設後の地震時 ($k = 0.12$)

- 合力の作用位置

$$\begin{aligned} X &= \frac{M}{V} \\ &= \frac{1468.037}{226.847} \\ &= 6.471(\text{m}) \end{aligned}$$

- 転倒条件

$$\begin{aligned} e &= \left| X - \frac{B}{2} \right| \\ &= \left| 6.471 - \frac{12.400}{2} \right| \\ &= 0.271(\text{m}) < \frac{B}{6} = 2.067(\text{m}) \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

- 滑動条件

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{H_0 \cdot B + V \cdot f}{H} = \frac{30 \times 12.400 + 226.847 \times 0.700}{27.222} \\ \dots &= 19.499 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

なお、せん断強度は以下ようになる。

$$\begin{aligned} \dots &= \frac{F_s \cdot H - f \cdot V}{B} = \frac{4.0 \times 27.222 - 0.7 \times 226.847}{12.400} \\ \dots &= -4.025(\text{t/m}^2) > 0 \end{aligned}$$

よって、せん断強度は不要で摩擦だけで所定の安定率を確保できる。

- 地耐力に対する条件 (参考)

$$\begin{aligned} q' &= \frac{V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ \dots &= \frac{226.847}{12.400} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.271}{12.400} \right) \\ \dots &= 20.693(\text{t/m}^2) < q_a = 120 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

(b) Case-2 : サーチャージ水位時 (k = 0.06)

- 合力の作用位置

$$\begin{aligned} X &= \frac{M}{V} \\ &= \frac{1409.434}{222.714} \\ &= 6.328(\text{m}) \end{aligned}$$

- 転倒条件

$$\begin{aligned} e &= \left| X - \frac{B}{2} \right| \\ &= \left| 6.328 - \frac{12.400}{2} \right| \\ &= 0.128(\text{m}) < \frac{B}{6} = 2.067(\text{m}) \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

- 滑動条件

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{G \cdot B + V \cdot f}{H} = \frac{30 \times 12.400 + 222.714 \times 0.700}{17.640} \\ \dots &= 29.926 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

なお、必要せん断強度は以下ようになる。

$$\begin{aligned} \dots &= \frac{G \cdot H - f \cdot V}{B} = \frac{4.0 \times 17.640 - 0.7 \times 222.714}{12.400} \\ \dots &= -6.882(\text{t/m}^2) > 0 \end{aligned}$$

よって、せん断強度は不要で摩擦だけで所定の安定率を確保できる。

- 地耐力に対する条件 (参考)

$$\begin{aligned} q' &= \frac{V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ \dots &= \frac{222.714}{12.400} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.128}{12.400} \right) \\ \dots &= 19.073(\text{t/m}^2) < q_a = 120 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

(2) 縦断方向 (荷重条件はCase-1: アバット打設後の地震時 (k = 0.12))

基本的には2次元設計として基本断面部の単位幅当りの計算を行うが、横断形状を考慮したアバット全体を堤敷部で支持する場合の平均単位幅当りについても検討する。以下では、前者の計算結果を裸書で、後者を()書で表記する。

$$\begin{aligned} \text{自重 } W &= (L+B) \times H \times 1.0 \times \gamma_c \times \frac{1}{2} - (\text{通廊控除}) \\ &= (9.3+4.5) \times 6.0 \times 1.0 \times 2.3 \times \frac{1}{2} - \frac{1}{2}(6.3+8.3) \times 2.5 \times 2.3 \\ &= 53.245 \text{ t} \quad (V = (22.0 \times 9.3 + 12.4 \times 4.5) / 2 \times 6.0 - 4.571 \times 7.300 = 747.832) \\ &\quad (W' = V \times \gamma_c / B = 747.832 \times 2.3 / 12.4 = 138.711) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{慣性力 } I &= W \times k \\ &= 53.245 \times 0.12 \\ &= 6.389 \text{ (t)} \quad (16.645) \end{aligned}$$

• 滑動条件

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\gamma_0 \cdot B + W \cdot f}{I} = \frac{30 \times 4.5 + 53.245 \times 0.700}{6.389} \\ \therefore &= 26.964 \quad (13.944) > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

なお、必要せん断強度は以下のようなになる。

$$\begin{aligned} \gamma_0 &= \frac{F_s \cdot I - f \cdot W}{B} = \frac{4.0 \times 6.839 - 0.7 \times 53.245}{4.500} \\ \therefore &= -2.603 \text{ t f / m}^2 \quad (-6.782) \end{aligned}$$

よって、せん断強度は不要で摩擦だけで所定の安定率を確保できる。

• 転倒条件

$$\begin{aligned} \text{転倒モーメント } M_r &= I \cdot y \\ &= 6.389 \times 3.332 \\ &= 21.288 \text{ (t)} \quad (55.461 \text{ t}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{抵抗モーメント } M_s &= W \cdot x \\ &= 53.245 \times 2.460 \\ &= 130.983 \text{ (t)} \quad (341.229 \text{ t}) \end{aligned}$$

$M_s > M_r$ より合力の作用位置が堤敷内に納まり転倒しない。

- 地耐力に対する条件 (参考)

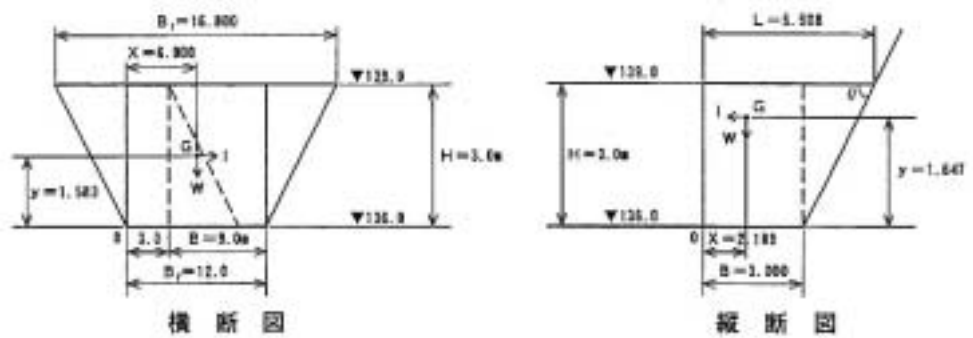
$$\begin{aligned}
 X &= \frac{Ms - Mr}{W} \\
 &= \frac{130.983 - 21.288}{53.245} \\
 &= 2.060(\text{m}) \quad (2.060)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \left| X - \frac{B}{2} \right| \\
 &= \left| 2.060 - \frac{4.500}{2} \right| \\
 &= 0.190\text{m} \quad (0.190)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{W}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 &= \frac{53.245}{4.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.190}{4.500} \right) \\
 &= 14.830(\text{t}/\text{m}^2) < q_a = 120 \dots \dots \dots \text{OK} \\
 &\quad (38.634\text{t}/\text{m}^2)
 \end{aligned}$$

5.2.3 右岸側アバットの検討

1) 最大断面 (CL級岩盤基礎) の検討



(1) 横断方向

荷重計算

$$\begin{aligned} \text{自重 } W &= 0.5 \times (B1 + B2) \times H \times 1.0 \times c \\ &= 0.5 \times (16.800 + 12.000) \times 3.0 \times 1.0 \times 2.3 \\ &= 99.360\text{t} \qquad V_R = 43.2\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{慣性力 } I = W \times k \cdots (100\%) \qquad I = W \times k \cdots (50\%)$$

横断面

$$\begin{aligned} &= 99.360 \times 0.12 \\ &= 11.923\text{t} \end{aligned}$$

縦断面

$$\begin{aligned} &= 99.360 \times 0.06 \\ &= 5.962\text{t} \end{aligned}$$

荷重の合成

(a) Case1 : アバット打設後の地震時 (k = 0.12)

	V	H	x	y	M
自重	99.360		6.000		596.160
慣性力		11.923		1.583	18.874
静水圧					
揚圧力					
動水圧					
合計	99.360	11.923			615.034

(b) Case2 : サーチャージ水位時 (k = 0.06)

	V	H	x	y	M
自重	99.360		6.000		596.160
慣性力		5.962		1.583	9.438
静水圧					
揚圧力					
動水圧					
合計	99.360	5.962			605.598

安定計算

(a) Case-1 : アバット打設後の地震時 (k = 0.12)

- 合力の作用位置

$$\begin{aligned} X &= \frac{M}{V} \\ &= \frac{615.034}{99.360} \\ &= 6.190(\text{m}) \end{aligned}$$

- 転倒条件

$$\begin{aligned}
 e &= \left| X - \frac{B}{2} \right| \\
 &= \left| 6.190 - \frac{12.000}{2} \right| \\
 &= 0.190(\text{m}) < \frac{B}{6} = 2.000(\text{m}) \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

- 滑動条件

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{W \cdot B + V \cdot f}{H} = \frac{30 \times 12.000 + 99.360 \times 0.700}{11.923} \\
 \dots &= 36.027 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

なお、必要せん断強度は以下ようになる。

$$\begin{aligned}
 \dots \frac{F_s \cdot H - f \cdot V}{B} &= \frac{4.0 \times 11.923 - 0.7 \times 99.360}{12.000} \\
 \dots &= -1.822(\text{t/m}^2) > 0
 \end{aligned}$$

よって、せん断強度は不要で摩擦だけで所定の安定率を確保できる。

- 地耐力に対する条件（参考）

$$\begin{aligned}
 q \cdot &= \frac{V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 \dots &= \frac{99.360}{12.000} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.190}{12.000} \right) \\
 \dots &= 9.067(\text{t/m}^2) < q_a = 120 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

(b) Case-2 : サーチャージ水位時 (k = 0.06)

- 合力の作用位置

$$\begin{aligned} X &= \frac{M}{V} \\ &= \frac{605.598}{99.360} \\ &= 6.095(\text{m}) \end{aligned}$$

- 転倒条件

$$\begin{aligned} e &= \left| X - \frac{B}{2} \right| \\ &= \left| 6.095 - \frac{12.000}{2} \right| \\ &= 0.095(\text{m}) < \frac{B}{6} = 2.000(\text{m}) \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

- 滑動条件

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{W_0 \cdot B + V \cdot f}{H} = \frac{30 \times 12.000 + 99.360 \times 0.700}{5.692} \\ \dots &= 72.048 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

なお、必要せん断強度は以下ようになる。

$$\begin{aligned} \dots &= \frac{W_0 \cdot H - f \cdot V}{B} = \frac{4.0 \times 5.962 - 0.7 \times 99.360}{12.000} \\ \dots &= -3.809(\text{t/m}^2) > 0 \end{aligned}$$

よって、せん断強度は不要で摩擦だけで所定の安定率を確保できる。

- 地耐力に対する条件 (参考)

$$\begin{aligned} q' &= \frac{V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ \dots &= \frac{99.360}{12.000} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.095}{12.000} \right) \\ \dots &= 8.673(\text{t/m}^2) < q_a = 120 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

(2) 縦断方向 (荷重条件はCase-1: アバット打設後の地震時 (k=0.12))

左岸部と同様に、2次元設計として基本断面部の単位幅当りの計算を行うが、横断形状を考慮したアバット全体を堤敷部(上下流長さ12.0m)で支持する場合の平均単位幅当りについても検討する。以下では、前者の計算結果を裸書で、後者を()書きで表記する。

$$\begin{aligned} \text{自重 } W &= (L+B) \times H \times 1.0 \times \gamma_c \times \frac{1}{2} \\ &= (5.508 + 3.000) \times 3.0 \times 1.0 \times 2.3 \times \frac{1}{2} \\ &= 29.353 \text{ t} \quad (V = (\text{上面}72.413 + \text{下面}25.125) / 2 \times 3.0 = 146.307) \\ &\quad (W' = V \times \gamma_c / B = 146.307 \times 2.3 / 12.0 = 28.042) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{慣性力 } I &= W \times k \\ &= 29.353 \times 0.12 \\ &= 3.522 \text{ (t)} \quad (3.365) \end{aligned}$$

• 滑動条件

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\gamma_0 \cdot B + W \cdot f}{I} = \frac{30 \times 3.0 + 29.353 \times 0.700}{3.522} \\ \therefore &= 31.388 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK} \\ &\quad (24.502) \end{aligned}$$

なお、せん断強度は以下のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{F_s \cdot I - f \cdot W}{B} = \frac{4.0 \times 3.522 - 0.7 \times 29.353}{3.000} \\ \therefore &= -2.153 \text{ tf/m}^2 \quad (-2.946) \end{aligned}$$

よって、せん断強度は不要で摩擦だけで所定の安定率を確保できる。

• 転倒条件

$$\begin{aligned} \text{転倒モーメント } M_r &= I \cdot y \\ &= 3.522 \times 1.647 \\ &= 5.801 \text{ (t}\cdot\text{m)} \quad (5.630) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{抵抗モーメント } M_s &= W \cdot x \\ &= 29.353 \times 2.189 \\ &= 64.254 \text{ (t}\cdot\text{m)} \quad (46.690) \end{aligned}$$

$M_s > M_r$ より合力の作用位置が堤敷に納まり転倒しない。

- 地耐力に対する条件（参考）

$$\begin{aligned} X &= \frac{M_s - M_r}{W} \\ &= \frac{64.254 - 5.801}{29.353} \\ &= 1.991(\text{m}) \quad (1.464) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \left| X - \frac{B}{2} \right| \\ &= \left| 1.991 - \frac{3.000}{2} \right| \\ &= 0.491\text{m} \quad (0.417) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{W}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{29.353}{3.000} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.491}{3.000} \right) \\ &= 19.393(\text{t}/\text{m}^2) < q_a = 120 \cdots \cdots \text{OK} \\ &\quad (29.392) \end{aligned}$$

5.3 舟川生活貯水池造成アバットメント安定計算（標準型）

5.3.1 設計基本条件

造成アバットメントの設計基本条件は以下のとおりとする。

止水性を考慮して、常時満水位NWL.295.3mまでは、底面、背面ともCM級岩盤に着岩させる。

造成アバットメントはダムの安定条件を満足する形状とする。

常時満水位以上のアバット背面はCL級、D級岩盤への着岩を許容する。

背面掘削勾配は、掘削後短時間で造成アバットメントの打設を行うことを考慮して、CM、CL級岩盤1：0.3、D級以下1：0.6で掘削することとする。¹

1 「労働安全衛生規則(抄)」(昭和47年9月30日労働省令第32号)によると、堅岩地山の掘削勾配は75°、その他の地山は60°が最急勾配とされている。

5.3.2 ダム軸方向の安定性（施工時）

造成アバットメントの施工時における安定性を、ダム軸方向の転倒・滑動について検討した。

1) 設計条件

設計条件は表 - 5.3.1に示すとおりである。

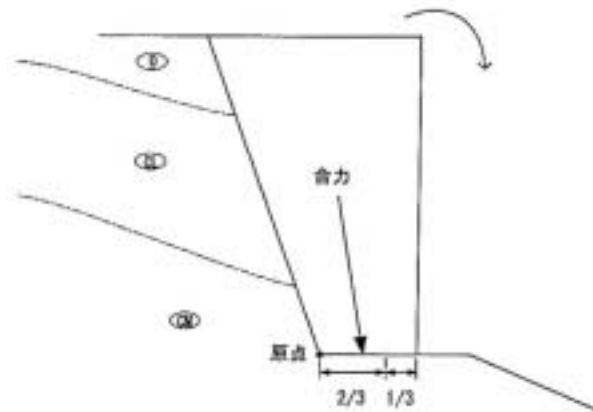
表 - 5.3.1 設 計 条 件

項 目		設 計 値
形状	ダム天端標高	EL.305.8m
	基礎標高	EL.295.0m
	天端幅	6.7m
	底敷幅	2.5m
	コンクリート量	1,000m ³
地下水位		EL.300.0m
設計震度		0.12
コンクリート単重		23.05kN/m ³ (2.35tf/m ³)
設計強度	内部摩擦係数	f = 1.0 (= 45°)
	せん断強度	CM $\sigma_0 = 1,962\text{kN/m}^2$ (200tf/m ²)
		CL $\sigma_0 = 687\text{kN/m}^2$ (70tf/m ²)

2) 安定条件

転倒に対する安定性

転倒に対する安定性は、合力作用点が底盤の谷川1/3に入らないことを条件として検討する。なお、造成アバットメント背面は8割程度CL級岩盤に着岩しており、十分な支持力を保持しているものと考えられるため、後方への転倒に対しては合力作用点が堤盤内に収まっていることを条件として安定性を検討する。



滑動に対する安定性

滑動に対しては、Hennyの安全率4以上を条件として検討する。

$$n = \frac{\sigma_0 \times B + V \tan \phi}{H} > 4$$

ここに、 σ_0 : せん断強度

B : 堤敷幅

$\tan \phi$: 摩擦係数

3) 荷重モデル

安定計算の荷重モデルを図 - 5.3.1に示す。

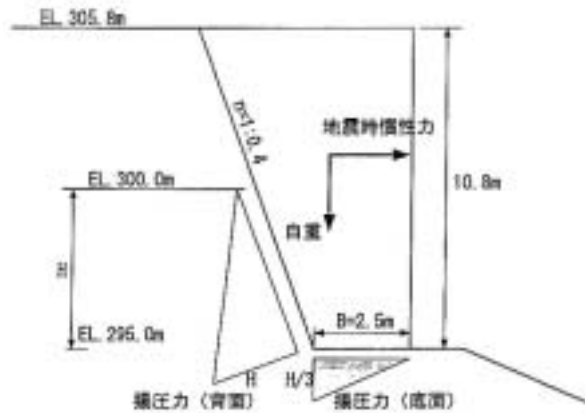


図 - 5.3.1 造成アバットメント安定計算モデル (施工時)

4) 計算結果

以上の条件により施工時におけるダム軸方向の安定性を検討した結果を以下に示す。

転倒に対する安定性

施工時に造成アバットメントに掛かるダム軸方向の荷重の合力作用点は、いずれのケースにおいても底盤の山側2/3に入っており、安定条件を満足する。

滑動に対する安定性

いずれのケースについてもHennyの安全率4以上であり、安定条件を満足する。

基礎標高	ケース	V (kN) {tf}	H (kN) {tf}	合力作用点 X (m)	2/3 B	堤敷幅 B(m)	ϕ	n
EL.295.0m	常時	1,091kN (111tf)	123kN (13tf)	0.242	1.667m	2.5m	45°	CM 1,962kN/m ² (200tf/m ²)
	地震時	1,091kN (111tf)	191kN (20tf)	0.635				31.4 > 4.0
	常時 (参考)	1,091kN (111tf)	123kN (13tf)	0.242				CL 687kN/m ² (70tf/m ²)
	地震時 (参考)	1,091kN (111tf)	191kN (20tf)	0.635				14.7 > 4.0

5.3.3 ダム軸方向の低角度押し抜きせん断に対する安定性（施工時）

施工時における、底面地盤内の低角度押し抜きせん断に対する安定性を検討した。

1) 設計条件

設計条件は表 - 5.3.2に示すとおりである。

表 - 5.3.2 設 計 条 件

項 目		設 計 値	
形状	ダム天端標高	EL.305.8m	
	基礎標高	EL.295.0m	
	天端幅	6.7m	
	底敷幅	2.5m	
	コンクリート量	1,000m ³	
地下水位		EL.300.0m	
設計震度		0.12	
コンクリート単重		23.05kN/m ³ (2.35tf/m ³)	
基礎岩盤単重		25.51kN/m ³ (2.6tf/m ³)	
想定せん断面延長		13.7m	
せん断面の傾き		21°	
設計強度	内部摩擦係数	f = 1.0 (= 45°)	
	せん断強度	CM	$\sigma_0 = 1,962\text{kN/m}^2$ (200tf/m ²)
		CL	$\sigma_0 = 687\text{kN/m}^2$ (70tf/m ²)

2) 安定条件

底面地盤内の任意のせん断面で、Hennyの安全率4以上を条件として検討する。

$$V' = V \cos \theta - H \sin \theta$$

$$H' = H \cos \theta + V \sin \theta$$

$$n = \frac{c_0 L + V' \tan \phi}{H'} > 4$$

V' : すべり面に垂直方向の総荷重

H' : すべり面方向の総荷重

θ : すべり面の傾き



3) 荷重モデル

安定計算の荷重モデルを図 - 5.3.2に示す。

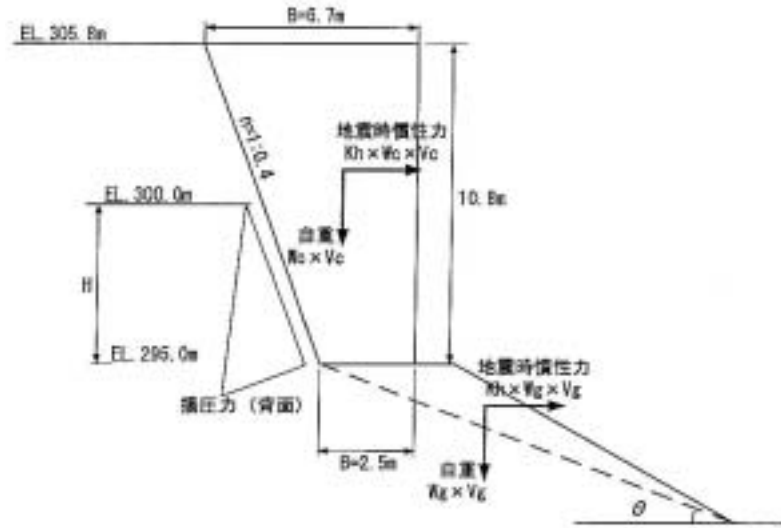


図 - 5.3.2 造成アバットメント安定計算モデル（施工時、低角度押し抜きせん断）

4) 計算結果

以上の条件により施工時におけるダム軸方向の底面地盤内の低角度押し抜きせん断に対する安定性を検討した結果を以下に示す。いずれのケースについてもHennyの安全率4以上であり、安定条件を満足する。

基礎標高	ケース	V' (kN) {tf}	H' (kN) {tf}	せん断長 L (m)	φ	n	
EL.295.0m	常時	1,087kN (111tf)	933kN (95tf)	13.7m	CM 1,962kN/m ² (200tf/m ²)	30.0 > 4.0	
	地震時	1,057kN (108tf)	1,011kN (103tf)			27.6 > 4.0	
	常時 (参考)	1,087kN (111tf)	933kN (95f)		CL 687kN/m ² (70tf/m ²)	45°	11.3 > 4.0
	地震時 (参考)	1,057kN (108tf)	1,011kN (103tf)				10.4 > 4.0

5.3.4 上下流方向の安定性（湛水後）

造成アバットメントの湛水後における安定性を、上下流方向の滑動について検討した。

1) 設計条件

設計条件は表 - 5.3.3に示すとおりである。

表 - 5.3.3 堤体設計条件

項 目		設 計 値
貯水池 水 位	設 計 洪 水 位	EL.304.3m
	サーチャージ水位	EL.301.8m
	常 時 満 水 位	EL.295.3m
形 状	天 端 標 高	EL.305.8m
	基 礎 標 高	EL.295.0m
	上 下 流 面 掘 削 勾 配	1:1.0
	背 面 掘 削 勾 配	1:0.4
	コ ン ク リ ー ト 量	1,000m ³
設 計 震 度		0.12
波 浪	風 波 浪 高	0.4m
	地 震 波 浪 高	0.4m
コ ン ク リ ー ト 単 重		23.05kN/m ³ (2.35tf/m ³)
設 計 強 度	内 部 摩 擦 係 数	f = 1.0 ($\phi = 45^\circ$)
	せん断強度	CM $\sigma_0 = 1,962\text{kN/m}^2$ (200tf/m ²)
		CL $\sigma_0 = 687\text{kN/m}^2$ (70tf/m ²)

2) 安定条件

Hennyの安全率4以上を条件として検討する。

$$n = \frac{\sigma_0 \times B + V \tan \phi}{H} > 4$$

ここに、 σ_0 : せん断強度

B : 堤敷幅

$\tan \phi$: 摩擦係数

3) 荷重モデル

安定計算の荷重モデルを図 - 5.3.3に示す。

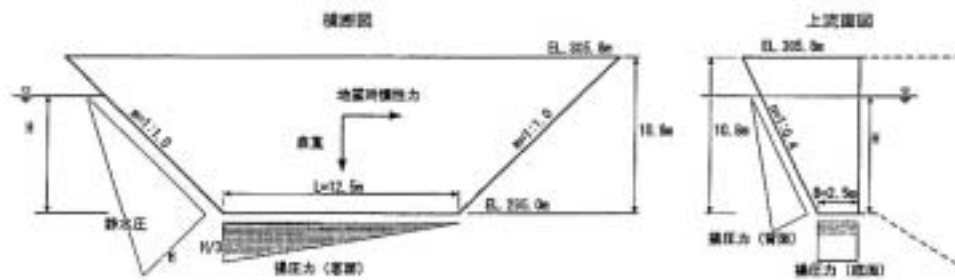


図 - 5.3.3 造成アバットメント安定計算モデル(湛水時)

4) 計算結果

上記の条件のもと、造成アバットメントの湛水後の滑動に対する安定性を検討した結果は のとおりである。Hennyの式によるせん断摩擦安全率は底面をCL級岩盤に着岩させた場合でも、所要の安全率を4.0以上に満足している。

基礎標高	ケース	V (kN) {tf}	H (kN) {tf}	せん断長 L (m)	堤敷幅 B(m)	°	n	
EL.295.0m	H.W.L.304.3m	20,635kN (2,103tf)	1,751kN (178tf)	12.5m	2.5m	CM 1,962kN/m ² (200tf/m ²)	46.8 > 4.0	
	S.W.L.301.8m	21,556kN (2,197tf)	2,320kN (236tf)				35.7 > 4.0	
	N.W.L.295.3m	22,973kN (2,342tf)	2,782kN (284tf)				30.3 > 4.0	
	H.W.L.304.3m (参考)	20,635kN (2,103tf)	1,751kN (178tf)			CL 687kN/m ² (70tf/m ²)	45°	24.0 > 4.0
	S.W.L.301.8m (参考)	21,556kN (2,197tf)	2,320kN (236tf)				18.5 > 4.0	
	N.W.L.295.3m (参考)	22,973kN (2,342tf)	2,782kN (284tf)				16.0 > 4.0	

5.4 遠野第二生活貯水池造成アバットメント安定計算（傾斜型）

5.4.1 基本的な考え方

造成アバットメントは、ダムアバット部をオープンにより掘削した後、CL、CM´級以上の基礎岩盤にコンクリートの人工のアバットメントを構築する。

造成アバットメント形状は、厚さ（ T ）は、施工中の安定性（擁壁基準）により仮定し、長さ（ L ）は、完成後造成アバットおよび造成アバット上に乗座した堤体を含めたダム基準による安定性（上下流方向の滑動の条件）により決定する。

（造成アバットメントに作用する上下流方向の水平力に対して造成アバットメント底面のみでのせん断抵抗力により、所要の剪断安全率（4以上）を確保）。

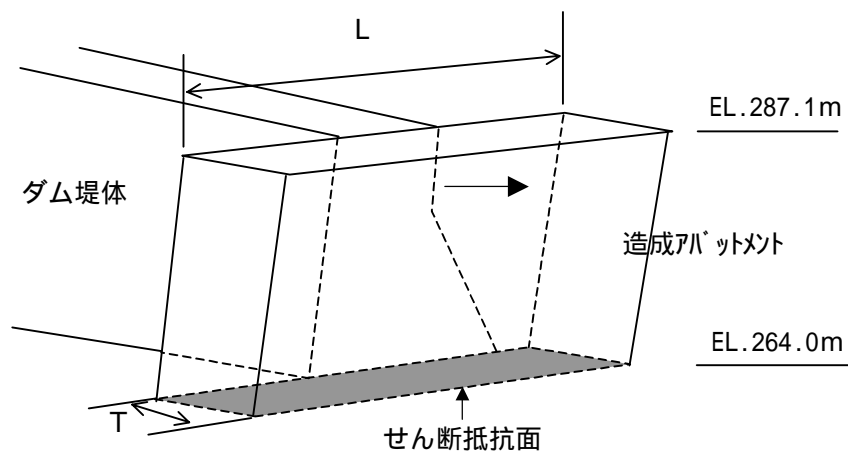


図 - 5.4.1 ダム～造成アバットメントの概念図

造成アバットメントは、

- (1) 施工時（堤体コンクリート打設前）
- (2) ダム完成後

予想される荷重に対して、所定の安定性を満たす必要がある。

5.4.2 造成アバットメント基本形状の検討方針及び条件

1) 検討方針

基礎条件

a . 造成アバットメント底面

造成アバットメントの基礎は、CL(EL.264m)、CM´級(EL261m)岩盤の2ケースを設定。

b . 造成アバットメント背面（傾斜部）

造成アバットメントの背面は、現況地山の安定勾配(1:1.0)及び補強土工法により急勾配(1:0.6)としたケースを設定する。

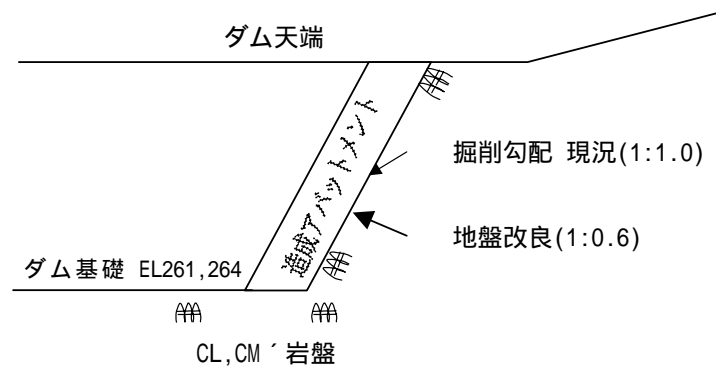


図 - 5.4.2 造成アバットメントの基礎条件（模式図）

(2) 安定検討手法

a . 施工時

堤体コンクリート打設前の施工時は、造成アバットメントの背面 前面方向の荷重（背面水圧、地震時慣性力）及び揚圧力に対して、基礎底面における転倒、ならびに滑動に対する安定条件を満足する必要幅（ T ）を、2次元安定検討により決定する。

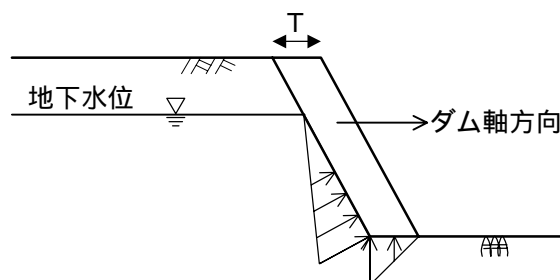


図 - 5.4.3 施工時の安定計算概念図

b . 完成後

完成後は、ダム堤体と同様の荷重が想定し、検討方向は上下流方向において所要の安定性を確保する形状とする。

安定検討にあたっては、施工時で与えられる厚み T に対して造成アバットメントの長さ L （上下流方向）が与えられることとなる。

なお、厚み T と長さ L については、それぞれで一次的に定まるものではなく、両者の比率を最適なものに再調整し決定する。

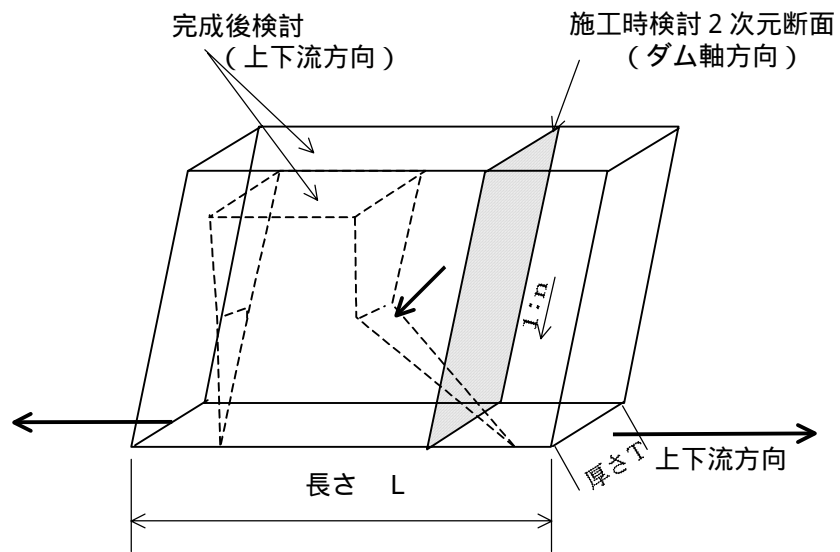


図 - 5.4.4 造成アバットメント安定検討の考え方

c . 基本形状検討フロー

造成アバットメントの基本形状のフローを図 - 5.4.5に示す。

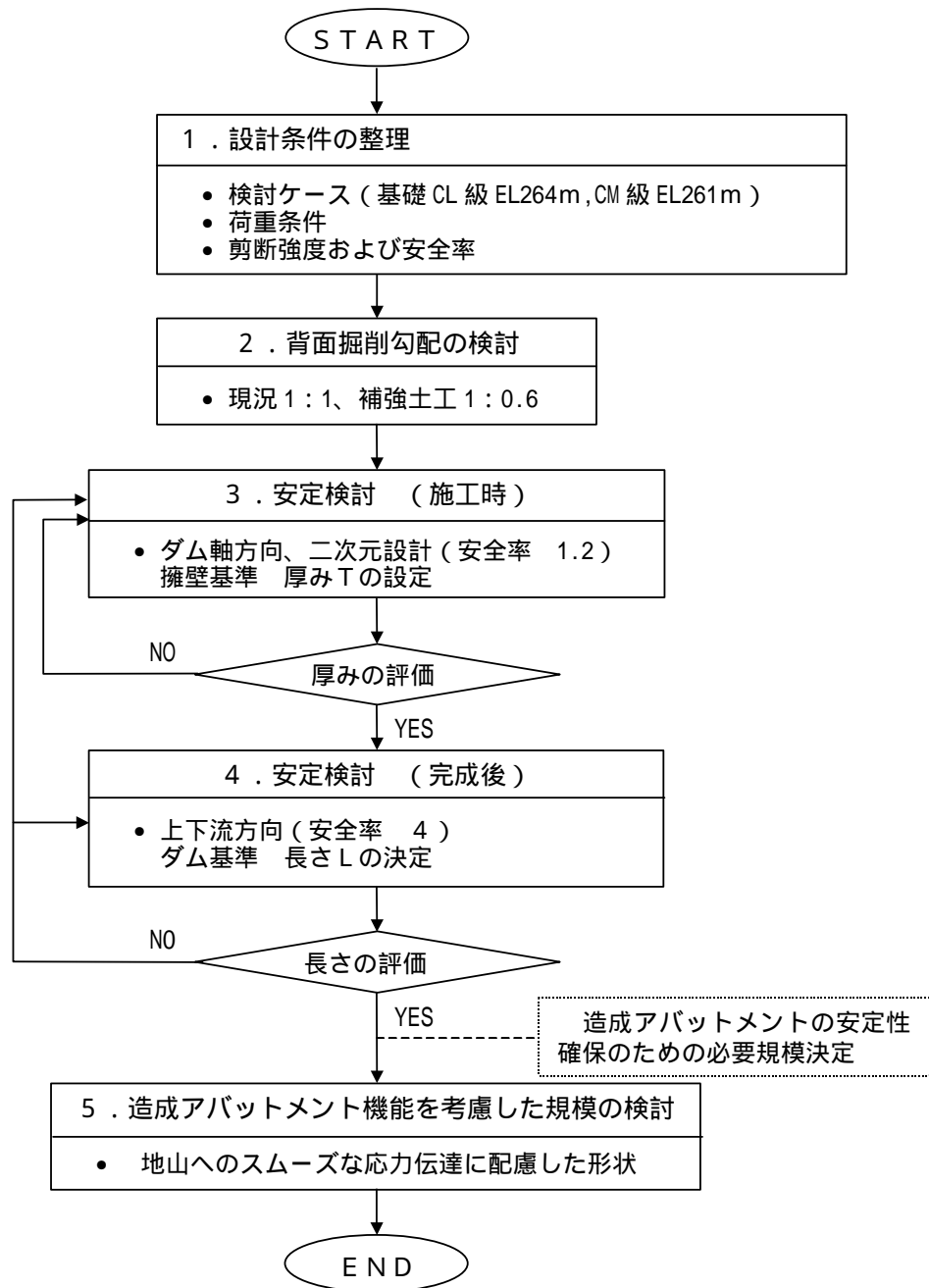


図 - 5.4.5 造成アバットメントの基本形状検討フロー図

2) 設計条件

(1) 荷重の組合せ

造成アバットメントの基本形状決定に際して、考慮する荷重は表 - 5.4.1、5.4.2 のとおりである。また、作用荷重の考え方を図 - 5.4.6に示す。

表 - 5.4.1 荷重の組合せ（施工時）

荷重 \ 条件	施工時 (ダム軸方向)	備考
自重		
背面水圧		地下水位
揚圧力		

表 - 5.4.2 荷重の組合せ

荷重 \ 条件	設計洪水位 (上下流方向)	サーチャージ水位 (上下流方向)	常時満水位 (上下流方向)	備考
自重				
静水圧 (波浪高)	(0.777m)	(0.90m)		下流方向 背面方向
背面水圧 (地下水位)				
地震時慣性力	-	(50%)		k = 0.12
動水圧	-	(50%)		下流方向
水重				堤体上流側
堆泥圧				下流方向 背面方向
揚圧力				
外力				乗座堤体からの鉛 直力・水平力

(2) 荷重条件

a . 自重

造成アバットメントは、コンクリート単位容積質量は2.3 t /m³とする。

b . 背面水圧

造成アバットメントの背面地下水位による背面水圧は、施工時（ダム軸方向の検討）においては現況地下水位を考えた。

c . 揚圧力

施工時における造成アバットメント基礎面に作用する揚圧力は、背面側は背面水位と同等の揚圧力が作用するものとし、前面側は水位無と仮定する。

設計洪水位時、サーチャージ水位時（上下流方向の検討）においては、ダム堤体の安定計算と整合を図ることとし、ダム堤体（排水孔のない場合）に準じることとした。

d . 外 力

造成アバットメントに作用する外力としては、造成アバットメントに座乗するダム堤体部の自重および堤体部に作用する鉛直力および水平力を考慮する。

(3) 剪断強度

基礎岩盤の剪断強度は、以下のように設定する。

表 - 5.4.3 基礎岩盤の剪断強度

項 目		設 計 値				備 考
		CM´	CL	D	fd , tr	
剪断強度	o	80tf/m ²	45tf/m ²	10tf/m ²	0tf/m ²	
内部摩擦角		45°	40°	25°	30°	
摩擦係数	Tan	1.0	0.839	0.466	0.577	

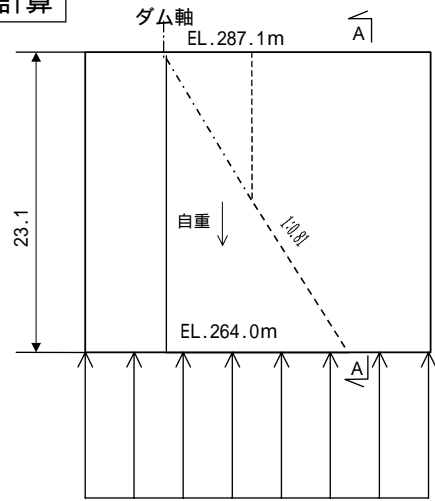
(4) 荷重図

造成アバットメント安定計算にあたっての作用荷重状態を示した荷重図を図 - 5.4.6に示す。

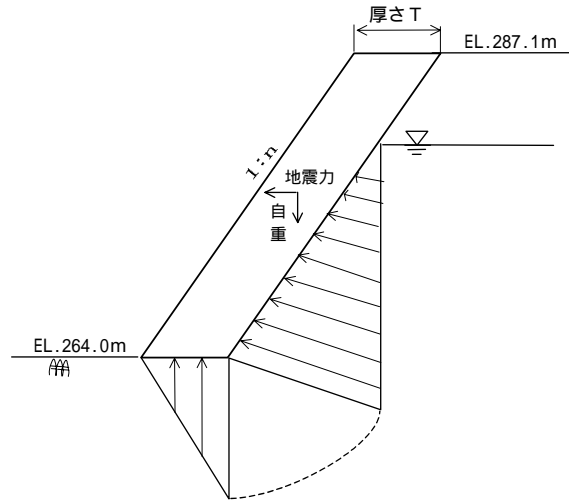
表 - 5.4.4 造成アバットメント安定計算に用いる対象荷重

	施 工 時	ダ ム 完 成 時
ダム軸方向	自重地震力(造成アバット) 背面水圧	静水圧 動水圧 背面水圧 堆泥圧
上下流方向		自重地震力(造成アバット、堤体) 静水圧 動水圧 堆泥圧
鉛 直 方 向	自重(造成アバット) 揚圧力	自重(造成アバット、堤体) 水重 揚圧力

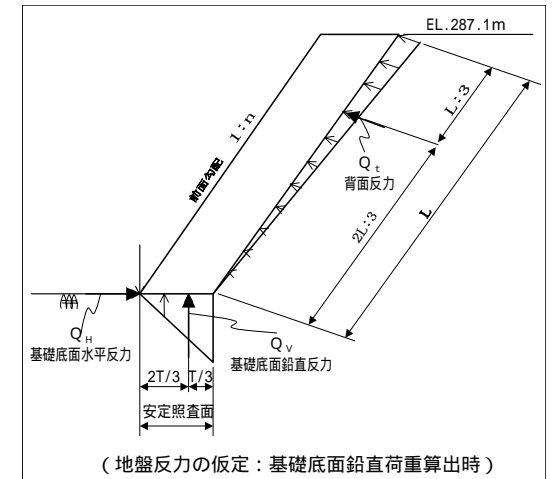
(施工時) 二次元計算



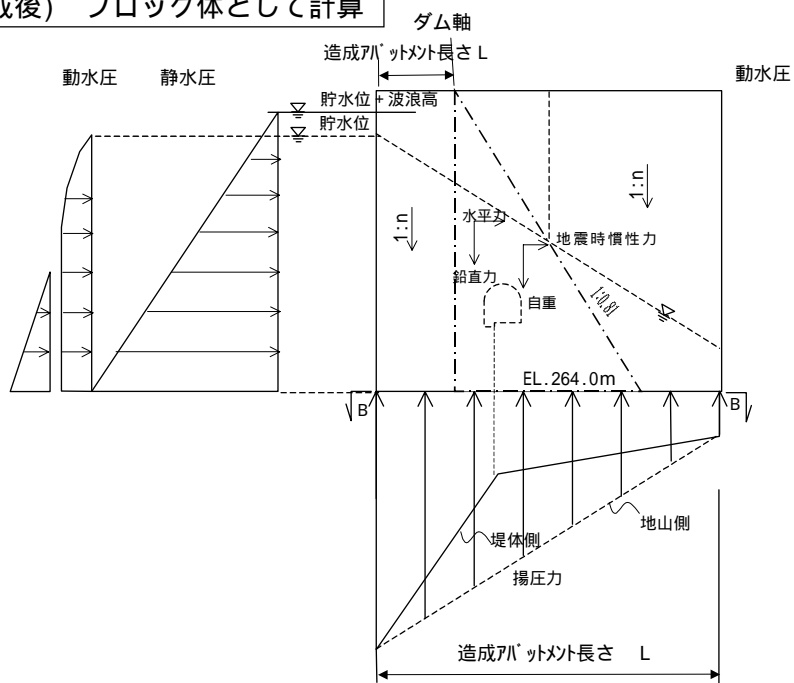
造成アバットメント縦断面図



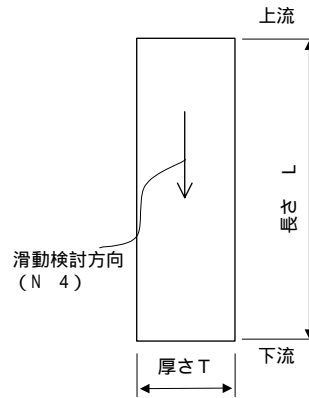
造成アバットメント断面図 (A - A)



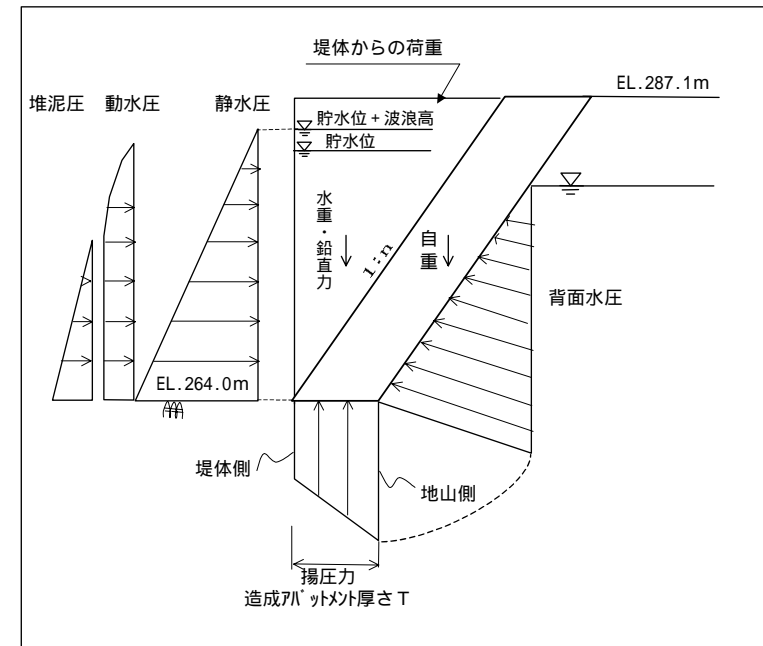
(完成後) ブロック体として計算



造成アバットメント縦断面図



基礎平面図 (EL. 264.0m)



造成アバットメント断面図 (ダム軸方向)

図 - 5.4.6 造成アバットメントに作用する荷重の考え方

(5) 安定条件

a. 施工時

堤体コンクリート打設前の造成アバットメントの安定条件は、擁壁基準から次のとおりとする。

() 転倒に対する安定条件

$$F_0 = \frac{\text{自重による抵抗モーメント}}{\text{外力による転倒モーメント}} \quad \begin{array}{l} 1.5 \text{ (常時)} \\ 1.2 \text{ (地震時)} \end{array}$$

() 滑動に対する安定条件 (Hennyの式)

$$n = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sigma_0 B + f Q v}{H \text{ (ダム軸方向)}} \quad \begin{array}{l} 1.5 \text{ (常時)} \\ 1.2 \text{ (地震時)} \end{array}$$

b. ダム完成後

ダム完成後の造成アバットメントの安定条件は、ダム基準に準拠して次のとおりとする。

() 滑動に対する安定条件

剪断摩擦安全率： $n \geq 4$ (上下流方向)

$$n = \frac{\sigma_0 B L + f Q v}{H \text{ (上下流方向)}} \geq 4$$

ここに、 n : 剪断摩擦安全率

σ_0 : 剪断面の剪断強度

f : 剪断面の内部摩擦係数

L : 剪断面の長さ (m)

B : 剪断面の幅 (m)

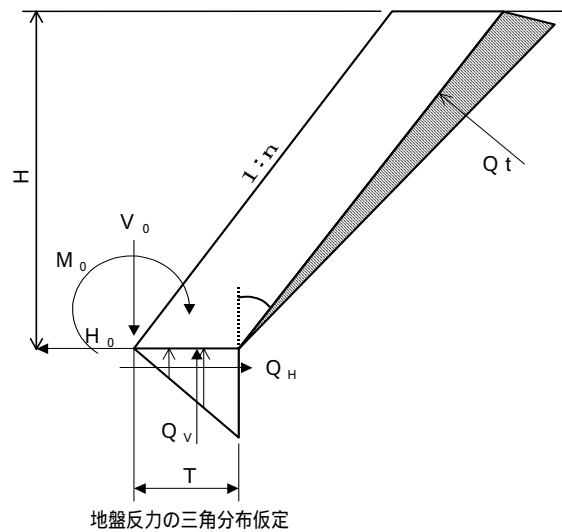
$Q v$: 基礎岩盤底面の剪断面に作用する垂直力

H : 基礎岩盤底面の剪断面に作用する剪断力 (上下流方向)

安定計算での留意事項

造成アバットメントの安定性は、底面のみのせん断抵抗を考えることとしている。

せん断抵抗算定に用いる基礎岩盤底面に作用する垂直力は、下図に示すようにダム軸方向の作用力のつり合い条件より、底面部に作用する鉛直反力 (Q_v) によって推定する。



- ここに、
- H_0 : 自重と外力による水平力
 - V_0 : 自重と外力による鉛直力
 - M_0 : 自重と外力によるモーメント
 - Q_H : 底面の水平地盤反力の合力
 - Q_v : 底面の鉛直地盤反力の合力
 - Q_t : 底面の壁面地盤反力の合計

造成アバットメントの地盤反力分布の仮定

5.4.3 基本形状の検討

1) 背面勾配の検討ケース

造成アバットメント背面の掘削勾配 (= 造成アバットメント勾配) は、現状での上部未固結層 (扇状地堆積物・段丘堆積物) の安定勾配である1:1.0及び補強土工法 (ロックボルト+吹き付けコンクリート等) により法面勾配を急峻 (1:0.6を設定) としたケースを設定した。

掘削勾配 (= 造成アバットメント勾配)

ケース1: 補強土工法により地盤改良	1:0.6
ケース2: 現況地山の安定勾配	1:1.0

2) 安定検討ケース

造成アバットメント配置設計において、以下に示す5ケースの安定計算を行い、基本形状を決定する。

施工時 (常時) }
施工時 (地震時) } . . . ダム堤体打設前

ダム完成後 (設計洪水水位(H.W.L)時)

ダム完成後 (サーチャージ水位(S.W.L)時)

ダム完成後 (常時満水位(N.W.L)時)

ここでは、ダム完成後において最も厳しい設計洪水時を対象に計算結果を示す。

3) ケース1 (1 : 0.6 掘削勾配) での造成アバットメント形状

(1) アバットの厚さ (施工時の安定検討)

造成アバットメントの厚さ (T) は、施工時における作用力 (ダム軸方向) に対して造成アバットメント底面の剪断抵抗力により所要の剪断安全率を確保できるような厚みを設定した。

造成アバットメントの厚さ (T) を種々変化させた場合の、剪断安全率算定結果を表 - 5.4.5に示す。これより、造成アバットメントの厚さ (T) は、地震時において決定し、基礎の岩盤が C_M 'では4m、 C_L では3m以上必要となる。

表 - 5.4.5 施工時における安定検討

項 目		基礎 C_M ' (EL.261m)		基礎 C_L (EL.264m)	
造成アバットメント厚さ T (m)		3.5	4.0	2.5	3.0
地震時	転倒の条件	1.11	1.23	1.11	1.27
	滑動の条件	2.22	2.46	1.39	1.63
	判 定	NG	OK	NG	OK
常時	転倒の条件	3.72	4.09	3.81	4.36
	滑動の条件	4.43	4.74	2.91	3.20
	判 定	OK	OK	OK	OK

(2) 造成アバットメントの長さ（完成後の安定検討）

造成アバットメントの長さ（L）は、完成後における作用力（上下流方向の水平力）に対して、造成アバットメント底面の剪断抵抗力により、所要の剪断安全率（4以上）を確保するように決定する。ここで施工時の安定検討により算定した厚みを用いた場合の造成アバットメントの必要長さ（L）は、以下のとおりである。

$$(C_M \text{基礎}) : L = 25\text{m} (T = 4.0\text{m})$$

$$(C_L \text{基礎}) : L = 33\text{m} (T = 3.0\text{m})$$

一方、造成アバットメントの長さ設定にあつては、堤体から基礎岩盤への応力伝達に考慮して以下の留意事項を考慮し、決定する必要がある。

造成アバットメントの長さ設定での留意事項

造成アバットメントの長さは、堤体から基礎岩盤への応力伝達として45°程度の応力伝達領域を考慮し、堤体底敷幅に対して2×(T)程度の張り出しを設ける。(図-7造成アバット必要長さ概念図参照)

上記留意事項を考慮し、造成アバットメントの厚み毎に安全率を確保するアバットメントの長さ（L）を選定し結果を表-5.4.6に示す。

表-5.4.6 ダム完成後の安定検討

項 目		基礎 C _M ' (EL.261m)			基礎 C _L (EL.264m)		
造成アバットメント厚さ T (m)		4.0m			3.0m	3.5m	4.0m
造成アバットメント長さ L (m)		24m	25m	29m	33m	29m	27m
安全性	設計洪水位	3.99	4.11	4.61	4.08	4.03	4.07
	安定性の判定	NG	OK	OK	OK	OK	OK
応力伝達を考慮した必要長 (堤体底敷幅 + 2T)		29.1m			24.7m	25.7m	26.7m
総合判定		NG	NG	OK	NG	NG	OK

ここでC_M'級基礎における造成アバットメント長さは、安定計算上はL = 25mにて所要安全率を確保できるが、堤体から地盤への応力伝達を考慮した必要幅、L = 29mを採用。C_L級基礎における造成アバットメント長さは、施工時の安定

検討により算定した厚み ($T = 3.0\text{m}$) を用いた場合、安定計算上の必要長さは 33m と 応力伝達上の長さ 24.7m に比べ長く、有効な応力伝達が確保できないと想定される。このため、と 項の両者が近接する ($T = 4.0\text{m}$) $L = 27\text{m}$ を採用。

(C_M 基礎): $L = 29\text{m}$ ($T=4.0\text{m}$)

(C_L 基礎): $L = 27\text{m}$ ($T=4.0\text{m}$)

応力伝達を考慮した必要長	
$L = \text{堤敷長} + 2 \times T$	
C_M :	$L = 21.141 + 2 \times 4.0 = 29.141 \quad 29\text{m}$
C_L :	$L = 18.711 + 2 \times 4.0 = 26.7\text{m} \quad 27\text{m}$

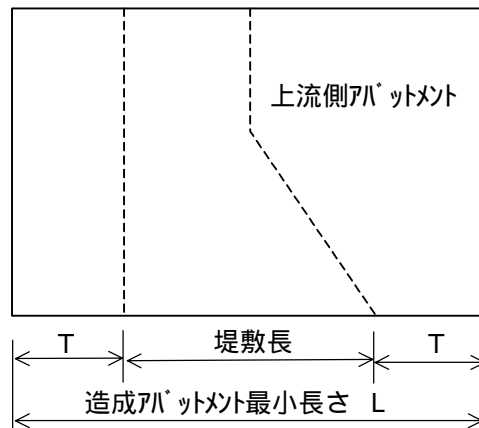


図 - 5.4.7 造成アバット必要長さ概念図

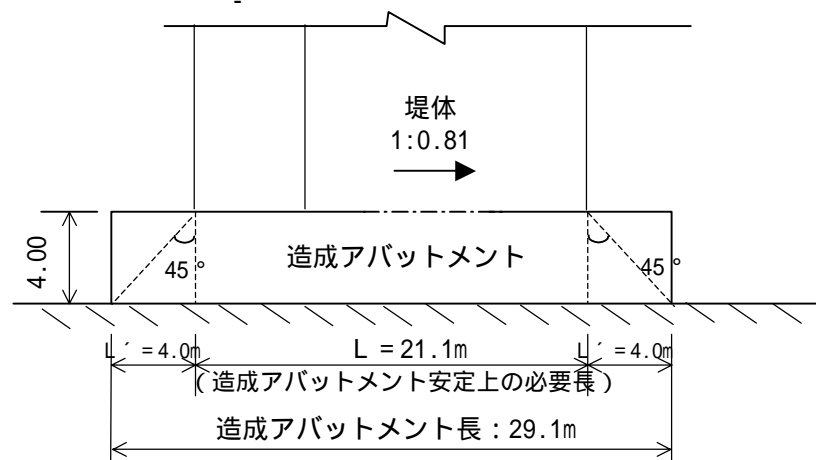


図 - 5.4.8 造成アバットメントとしての機能を考慮した長さ (C_M 級での例)

4) ケース2 (1 : 1.0勾配) での造成アバットメント形状

(1) アバットの厚さ (施工時の安定検討)

造成アバットメントの厚さ (T) は、施工時における作用力 (ダム軸方向) に
対して造成アバットメント底面の剪断抵抗力により所要の剪断安全率を確保でき
るような厚みを設定した。

造成アバットメントの厚さ (T) を種々変化させた場合の、剪断安全率算定結
果を表 - 5.4.7に示す。これより、造成アバットメントの厚さ (T) は、地震時に
おいて決定し、 C_M' 、 C_L とも3.5m必要となる。

表 - 5.4.7 施工時における安定検討

項 目		基礎 C_M' (EL.261m)		基礎 C_L (EL.264m)	
造成アバットメント厚さ T (m)		3.0m	3.5m	3.0m	3.5m
地 震 時	転 倒 の 条 件	1.09	1.22	1.41	1.57
	滑 動 の 条 件	1.43	1.66	1.17	1.35
	判 定	NG	OK	NG	OK
常 時	転 倒 の 条 件	3.53	3.97	4.68	5.19
	滑 動 の 条 件	3.27	3.57	2.57	2.78
	判 定	OK	OK	NG	OK

(2) 造成アバットメントの長さ (完成後の安定検討)

ここでは、 で算定したアバットの厚さ毎に所要の剪断安全率 (SFN > 4) を確
保する最小のアバットメントの長さ (L) を選定し結果を表 - 5.4.8に示す。

表 - 5.4.8 ダム完成後の安定検討

項 目		基礎 C _M ' (EL.261m)				基礎 C _L (EL.264m)			
造成アバットメント厚さ T (m)		3.5	4.0	4.5	5.0	3.5	4.0	5.0	6.0
安定計算満足する最小長 L (m)		45	39	35	32	49	42	35	30
安全率 SFN	設計洪水位	4.01	4.02	4.04	4.06	4.05	4.01	4.07	4.05
	安定性の判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
応力伝達を考慮した必要長		28.1	29.1	30.1	31.1	25.7	26.7	28.7	30.7
総 合 判 定		NG	NG	NG	OK	NG	NG	NG	OK

また、造成アバットの長さは、安定計算満足する最小長と 応力伝達を考慮した必要長の両者が近接し、堤体からの応力伝達が適切と考えられる以下の形状を設定した。

	厚さ	延長
基礎 C _M ' (EL.261m)	5.0m	32m
基礎 C _L (EL.264m)	6.0m	31m

5.4.4 基本形状の決定

前項までの検討結果をまとめ表 - 5.4.9に示す。これより、造成アバットの基礎は、コンクリート量が小さいC_L級岩盤基礎案を選定した。

また、造成アバットの背面勾配は、1：0.6勾配案が、変形性の大きい未固結層やD級岩盤への荷重負担を極力避ける点で有利であり、表 - 5.4.10に示す経済性からも1：1.0勾配と比較して2割程度優れている。

以上から造成アバットは、C_L級岩盤基礎、掘削勾配1：0.6案を採用する。

表 - 5.4.9 基本形状の検討結果一覧表

		基礎 C _M ' (EL.261m)	基礎 C _L (EL.264m)
掘削勾配 1:0.6	厚さ (m)	4.0	4.0
	長さ (m)	29m (25m)	27m
	体積 V (m ³)	3,028m ³	2,495m ³
	備考	堤体の応力伝達から、長さを設定	安定計算結果から長さと同みを設定
掘削勾配 1:1.0	厚さ (m)	5.0m	6.0m
	長さ (m)	32m	30m
	体積 V (m ³)	4,176m ³	4,158m ³
	備考	堤体の応力伝達から長さと同みを設定	

()内は、安定計算上、所要安全率を確保可能な長さ

表 - 5.4.10 掘削勾配毎の経済比較一覧表

項目	単価	単位	掘削勾配1:0.6		掘削勾配1:1.0	
			数量	金額(円)	数量	金額(円)
コンクリート	30,000	(円 / m ³)	3,500	105,000	8,000	240,000,000
堤体コンクリート減少分	30,000	(円 / m ³)	-300	-9,000,000	-300	-9,000,000
掘削	1,500	(円 / m ³)	7,000	10,500,000	13,000	19,500,000
法面保護工	20,000	(円 / m ²)	400	8,000,000	650	13,000,000
補強土工	50,000	(円 / m ²)	1,100	55,000,000		0
連続地中壁	100,000	(円 / m ²)	1,200	120,000,000	1,100	110,000,000
カーテングラウチング	40,000	(円 / m)	70	2,800,000	70	2,800,000
コンクリート取り壊し	12,000	(円 / m ³)	200	2,400,000	330	3,960,000
合計				294,700,000		380,260,000
比率				0.77		1.00

造成アバットメントの基本形状

掘削勾配1:0.6の場合の造成アバットメント構造基本形状は以下のとおりである。

- 必要幅 4m
- 必要長さ 27m (設置勾配 1:0.6)

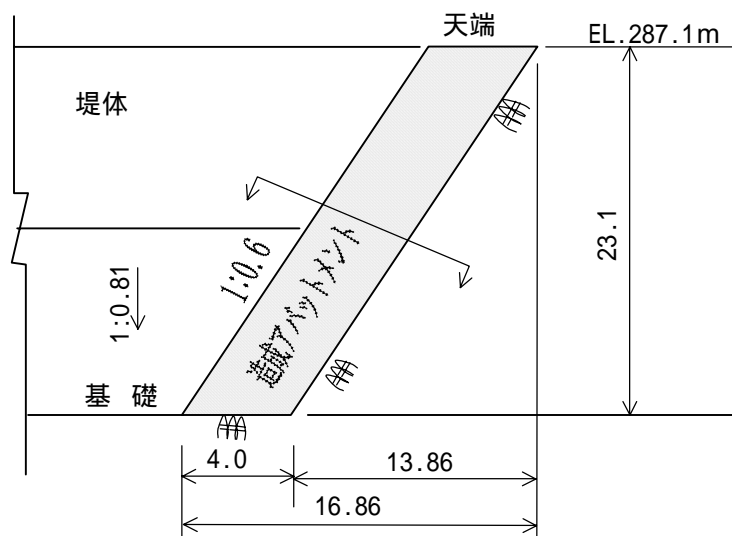
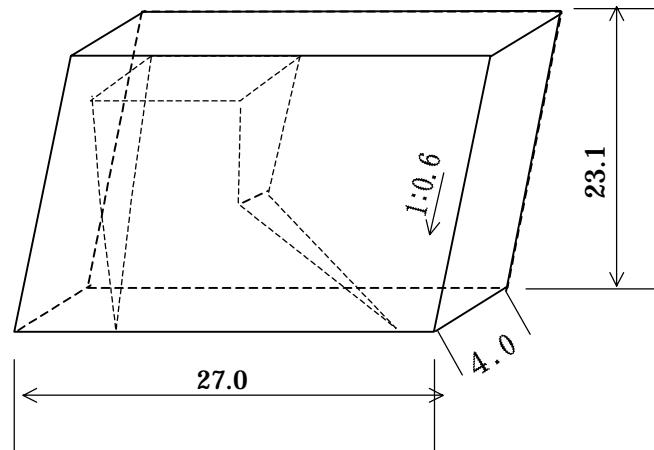


図 - 5.4.9 造成アバットメント基本形状図 (概要図)

上流面図

掘削勾配1:0.6、C_L級岩盤基礎案における配置図を次頁以降に示す。また、参考として、掘削勾配1:1.0、C_L級岩盤基礎案も添付する。

ここで、造成アバットメントの左右岸方向の配置は、極力谷川に配置することにより掘削、堤体コンクリート量の減少に繋がり経済性で有利となると考えられる。しかし、左岸端部J0より谷川5mにトンネル洪水吐きが計画されており、これら施設との関連に配慮し造成アバットメントの配置を決定した。

ここでは、図 - 5.4.10に示したダム軸下流約20mのトンネル洪水吐き減勢工の側壁との関連から堤体左岸端部J0より谷川4mに造成アバット堤趾部を配置する計画とした。

トンネル洪水吐き減勢工の側壁の配筋が造成アバットコンクリートに干渉しない配置とする。

減勢工側壁部の施工性の観点から型枠、足場の設置スペースとして約1.5m以上確保する。

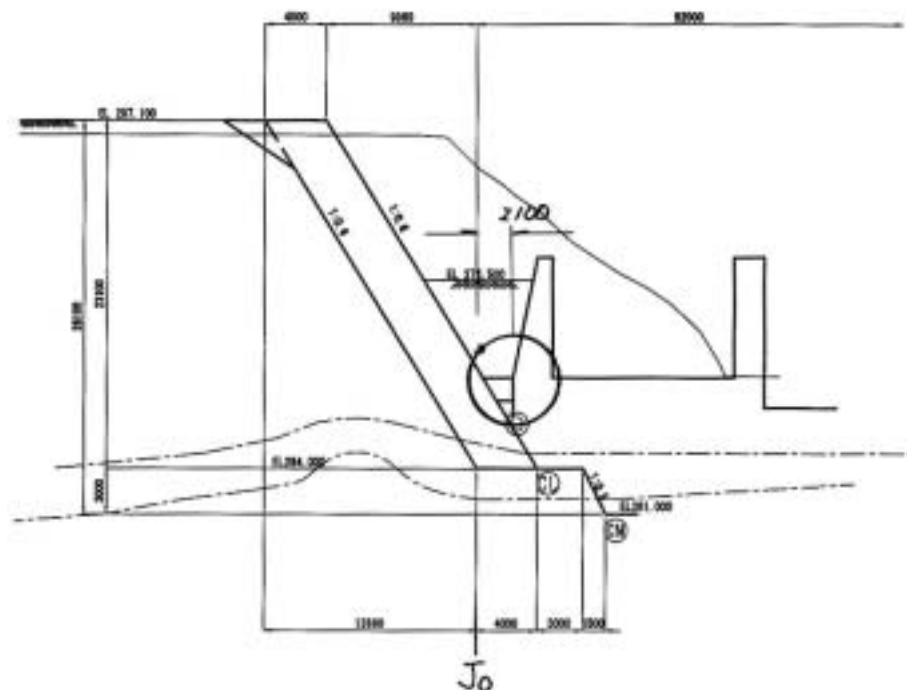
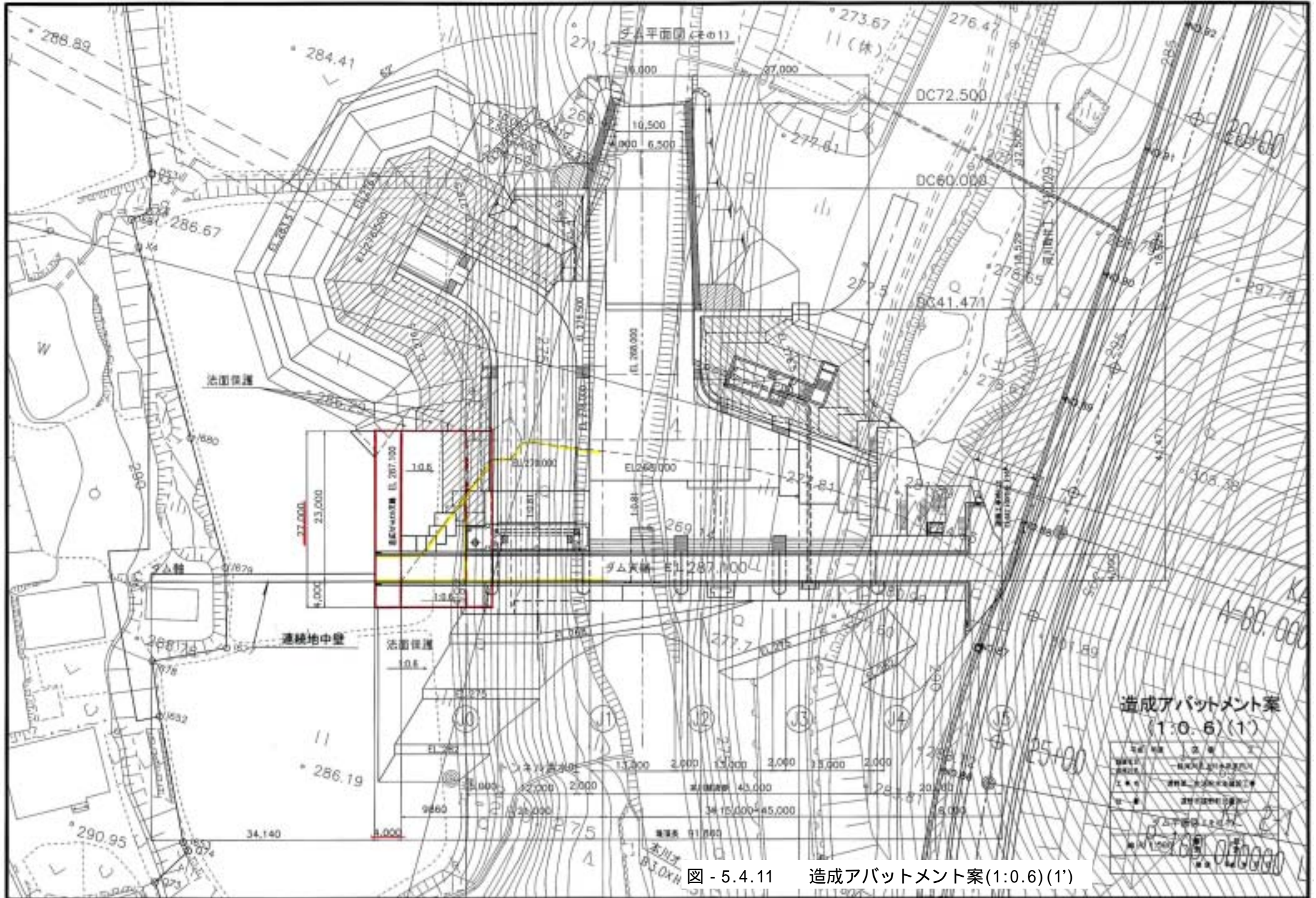
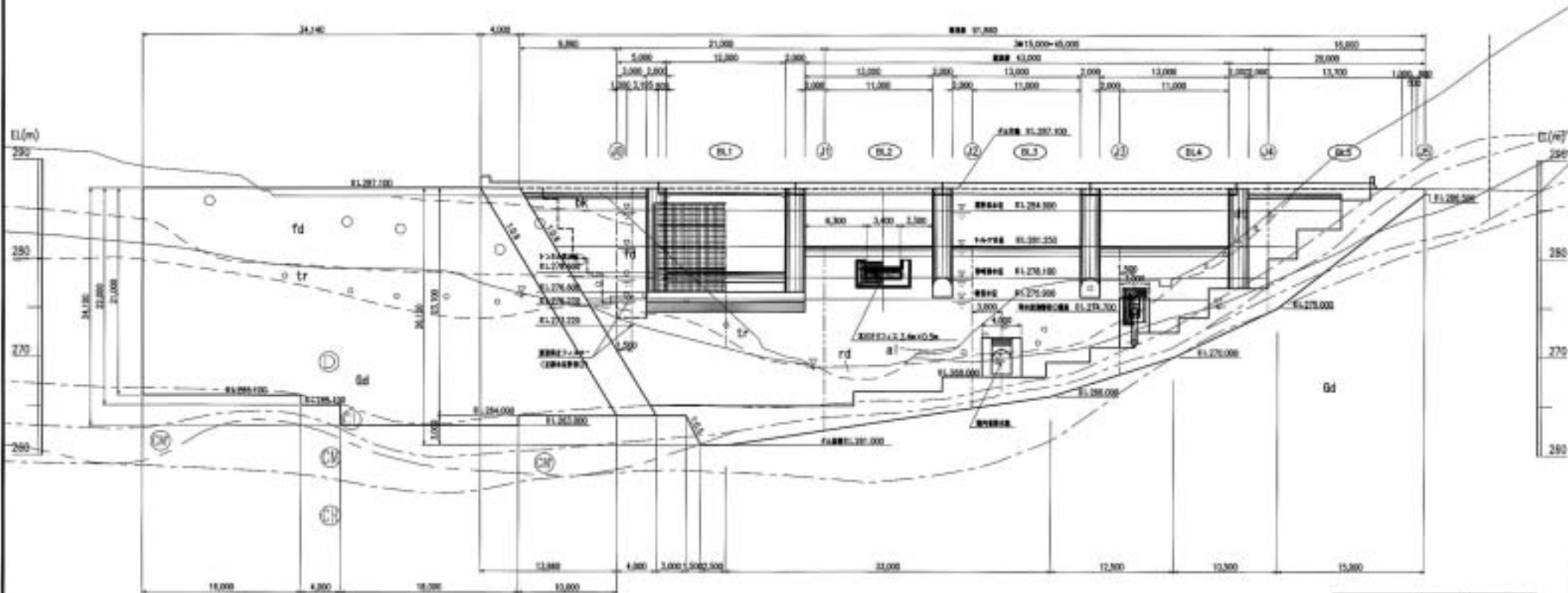


図 - 5.4.10 ダム下流トンネル洪水吐減勢工断面図（下流21.641m）



上流面図
 ②=1:200



5 - 56

平成 年度	図 番	4
建設年度	1 期河川上流水質改善計画	
工事名	灌漑第二生活排水処理工事業	
区 画	灌漑水質改善計画	
上流面図		
縮尺 1:200	製 図	計 画
	製 図	平成 年 月 日

造成アバットメント案
 (1:0.6)(2)

図 - 5.4.12 造成アバットメント案(1:0.6)(2)

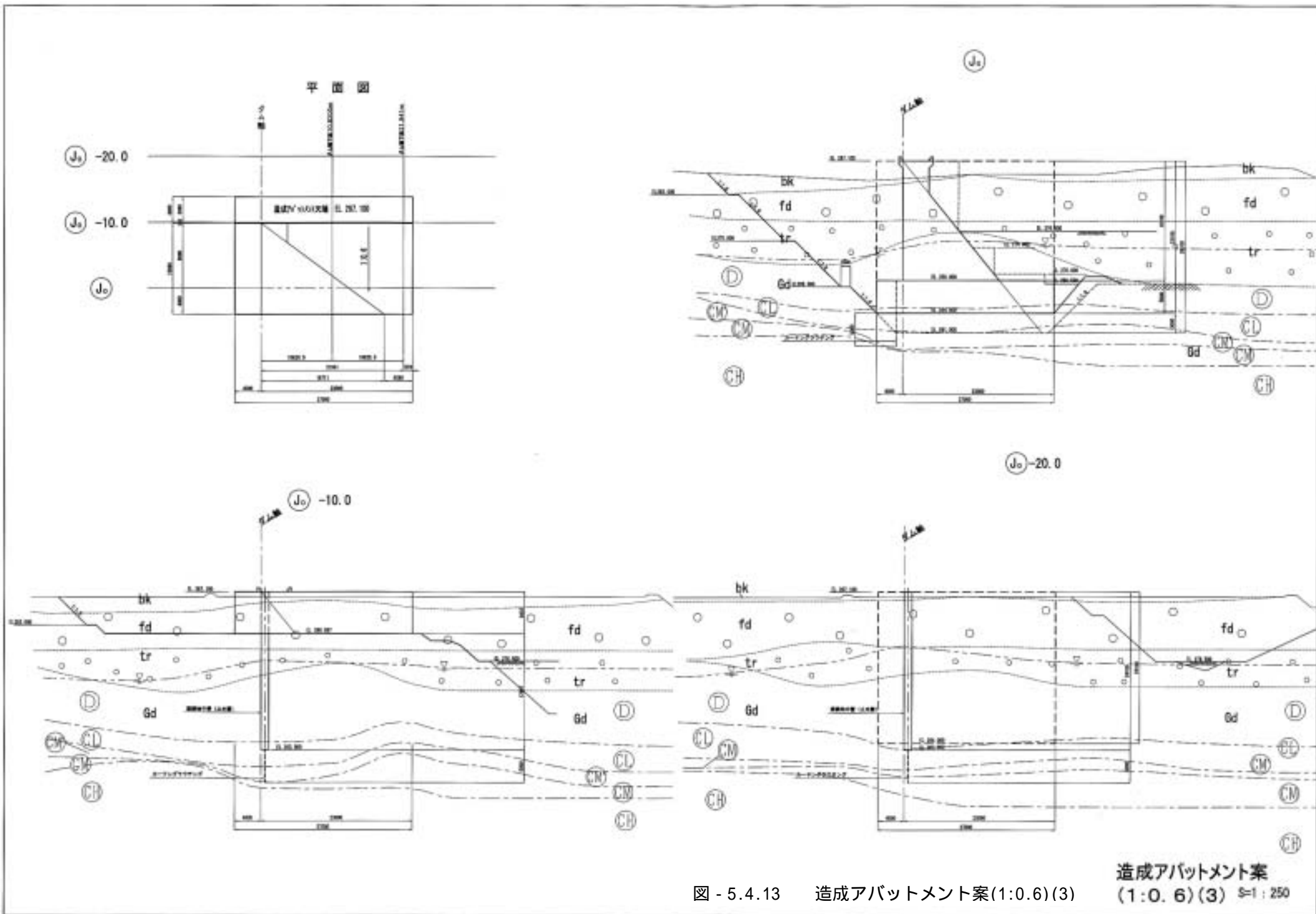


図 - 5.4.13 造成アパートメント案(1:0.6)(3)

造成アパートメント案
(1:0.6)(3) S=1:250

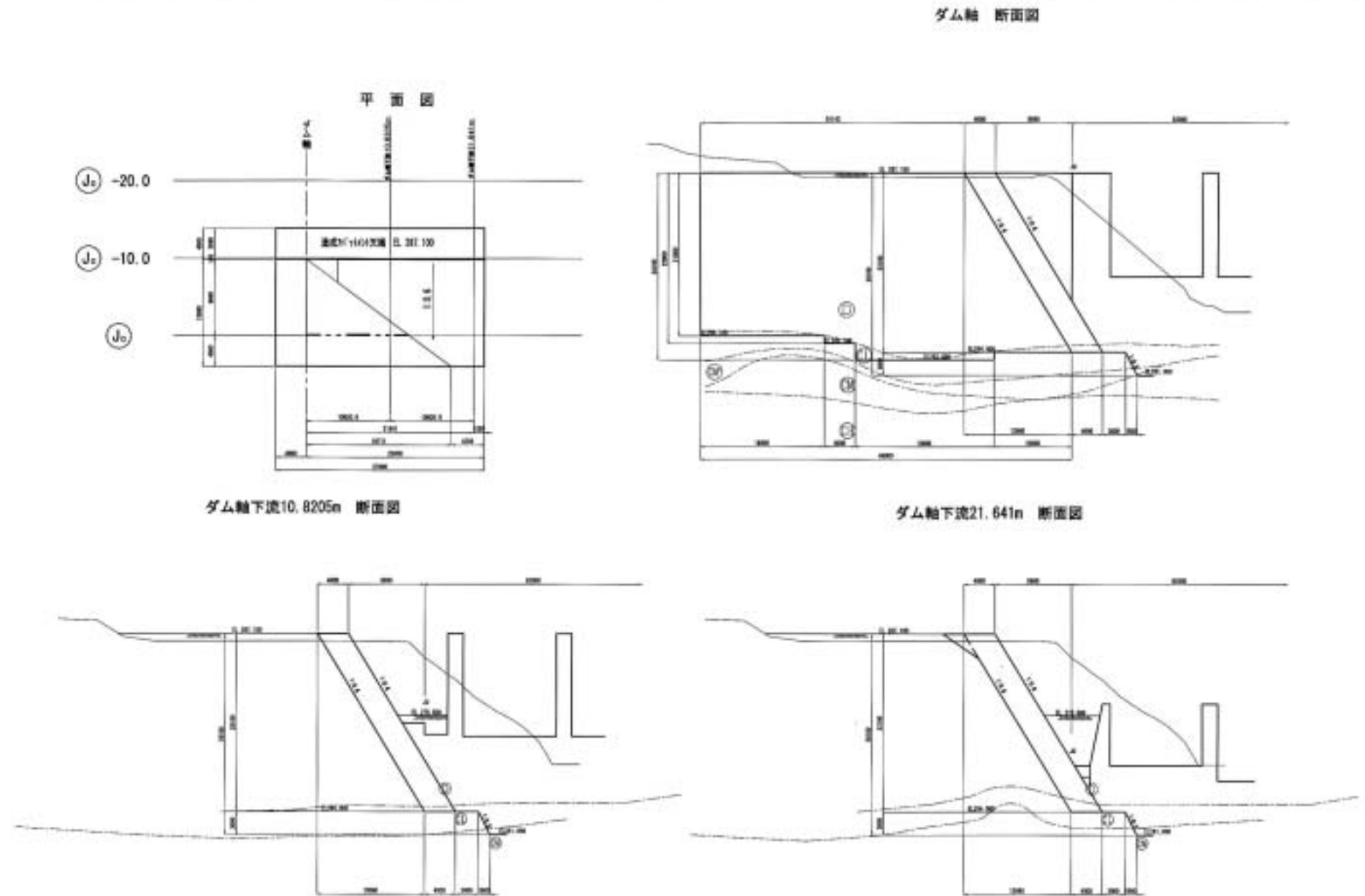


図 - 5.4.14 造成アバットメント案(1:0.6)(4)

造成アバットメント案
(1:0.6)(4) S=1:250

5.4.5 造成アバットメント応力解析

1) 検討の主旨

遠野第二生活貯水池の左岸端部形状は、これまでの検討結果から経済性、環境保全、施工性の観点から優れた造成アバットメント工法の適応性が高いと考えられる。

造成アバットメント工法の基本形状は、施工時（堤体コンクリート打設前）ダム完成後の予想される荷重に対して、転倒条件及び基礎底面における剪断抵抗力が所要の安全率を満足できるように決定した。

ただし、造成アバット傾斜部（背面）は、変形性の大きい扇状地性堆積物、段丘堆積物、D級岩盤を基礎とし、水平部（底面）は、CL級岩盤を基礎とするため、その両者と造成岩盤（コンクリート）の変形特性が大きく異なるため、その変形性、発生応力が問題となることが予想される。

ここでは、前項で決定した造成アバット基本断面形状に対し、2次元FEM解析を用いて、造成アバットメント内部に発生する応力、変位を算定する。変形性の大きい背面地山において、造成アバット内での有害な応力、変位等が発生しないか検証を行う。

検討は、最も経済的であるCL級岩盤着岩（EL264m基礎）背面勾配1：0.6のケースを対象とする。

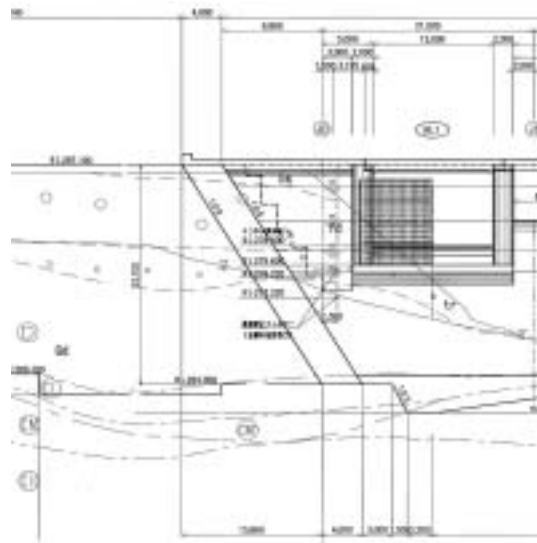


図 - 5.4.15 造成アバットメント縦断図

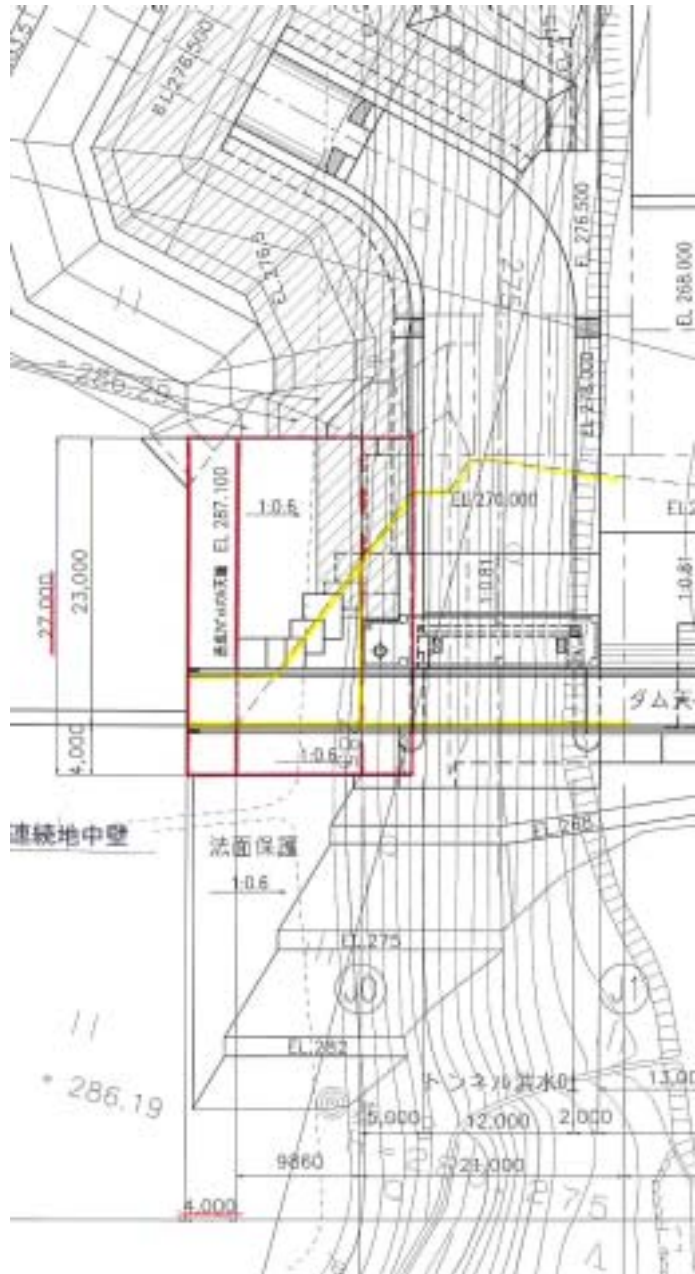


図 - 5.4.16 造成アバットメント平面図

2) 解析断面

検討断面方向は、ダム軸方向断面（造成アバットメント横断面）での2次元断面を想定する。

貯水による荷重が作用する堤体座乗部から上流側の断面が最も厳しい状態となるため、堤体上流側の4mの張り出し部で貯水位が全高に渡って作用する断面（下図中 - ）を考える。

また、堤体の乗座している断面（下図 - ）についても堤体形状に応じた堤体に作用する荷重を考慮して検討を行うこととした。

ここで、堤体に作用する荷重は、自重、水圧、地震、泥圧などの発生する応力の平均値を造成アバットメント全体で負担すると考え計算要素列毎にダム横断面面積と造成アバットメント面積比より単位体積重量を算定した。

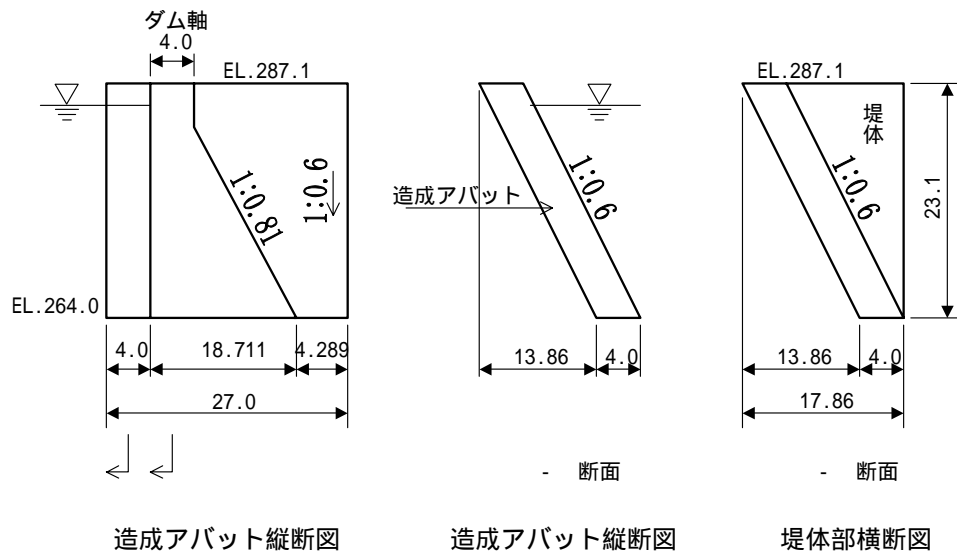


図 - 5.4.17 検討断面

3) 検討ケース

(1) 荷重の設定ケース

検討ケースは、 - 断面においては、最も厳しい水位状態である設計洪水水位時及び地震時を対象とした。

表 - 5.4.11 FEM解析 検討ケース及び対象荷重

検討断面	対象荷重	地震慣性力	貯水位	備考
- 断面	自重のみ	-		施工時の荷重
	自重 + 設計洪水水位	-	EL.284.9m	
	自重 + 常時満水位	0.12	EL.278.1m	地震時
- 断面	自重のみ	-	-	
	自重 + 地震力	0.12	-	

(2) 解析モデル及び拘束条件

検討ケースのモデルは、造成アッバットメントに作用する荷重、基礎及び背面を構成する地質状況から以下のモデル化を行う。

モデル化の範囲は、造成岩盤の高さ分程度を造成岩盤の前面側、背面側及び鉛直下方向で確保することとし、各境界面の直交方向を拘束した。

造成岩盤は、厚みを4mとした。

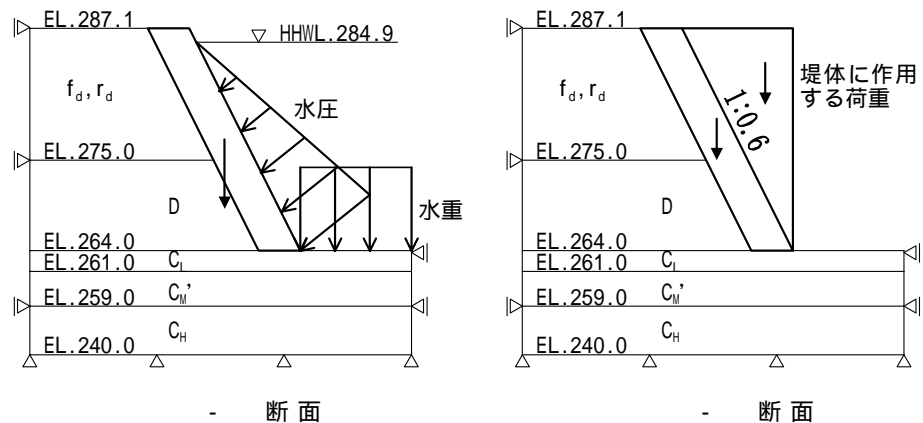


図 - 5.4.18

(3) 物性値の設定

FEM解析に用いる基盤岩盤の物性値（弾性係数、変形係数）は、表 - 5.4.12 に示した地質・岩級区分ごとに孔内戴荷試験値に対し換算係数を乗じて弾性係数（変形係数）を算定する。また、FEM解析の解析モデルを図 - 5.4.19に示す。

ここで、扇状地性堆積層(fd)と段丘堆積層(tr)及びD級岩盤は、洪積層地盤であるため弾性係数ではなく、変形係数により評価した。なお、扇状地性堆積層(fd)と段丘堆積層(tr)とは、試験値が同等であることから、地層による区分をせず同一の評価とした。

表 - 5.4.12 応力解析に用いる物性値一覧表

地 質	弾性係数 (N/mm ²) [kgf/cm ²]	ポアソン比	単位体積重量 (N/m ³) [tf/m ³]	備 考
扇状地性堆積層 (fd) 段丘堆積層 (tr)	400	0.3	-	
D級	600	0.3	-	
C _L 級	1,300	0.3	-	
C _M '級	4,500	0.3	-	
C _H 級	12,000	0.3	-	
コンクリート	20,000 [200,000]	0.2	22.5 [2.3]	

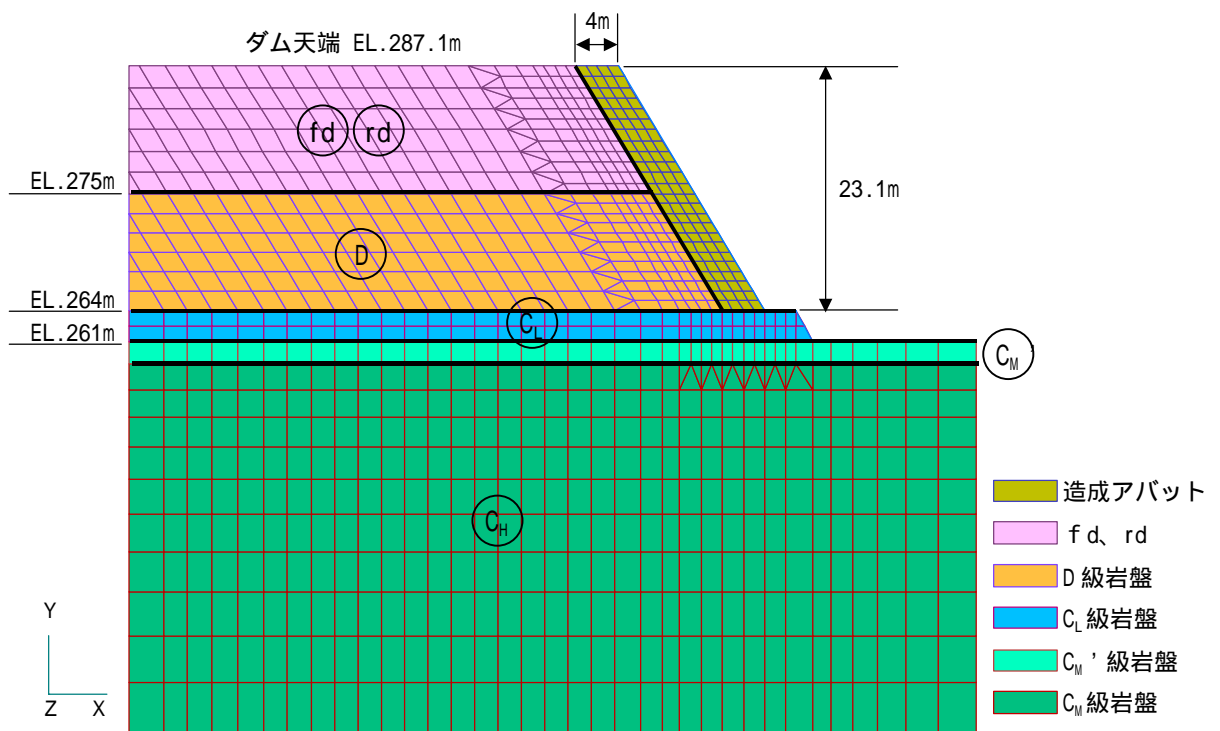


図 - 5.4.19 応力解析に用いるモデル図

(4) 左岸基礎部の变形性

左岸基礎地盤の变形特性は、孔内載荷試験を実施し、評価した。試験結果は、
 図 - 5.4.20に示すように、地質・岩級区分ごとにとりまとめた。

ここで变形係数の評価は、図 - 5.4.20に示す資料をもとに、平板載荷試験結果
 と孔内載荷試験結果の関連づける近似曲線を仮定した。これをもとに、表 - 5.4.13
 に示す孔内載荷試験結果に対する換算係数 ($D_p/D_b \cdot E_t/E_b$) を各々設定し、換算変
 形 (弾性) 係数を求めた。

表 - 5.4.13 換算係数一覧表

p (換算变形係数)		Et (換算弾性係数)	
Db (孔内載荷試験变形係数) (MN/m ²)	換算係数	Et (孔内載荷試験弾性係数) (MN/m ²)	換算係数
0 Db < 80	6	0 Eb < 150	6
80 ~ Db < 150	5	150 Eb < 250	5
150 Db < 200	4	250 Eb < 350	4
200 Db < 300	3	350 Eb < 600	3
300 Db < 550	2	600 Eb < 20,000	2
550 Db	1	2,000 Eb	1

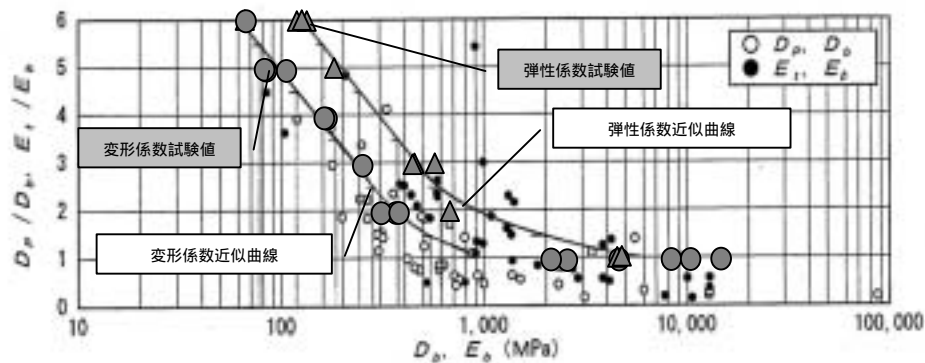


図 - 5.4.20 孔内載荷試験と平板載荷試験の变形係数と弾性係数の関係

(D_p (E_t): 平板載荷試験变形 (弾性) 係数, D_b (E_b) 孔内載荷試験变形 (弾性) 係数)

出典: 『原位置岩盤試験法の指針; 土木学会 (2000.12)』

換算して求めたダム基礎の変形係数および弾性係数は、図 - 5.4.21に示すとおりである。各地質・岩級ともに大きなバラツキ等の示さず、風化や弛みの程度に順じて低減するとともに、一般値に比べて遜色ない値を示している。

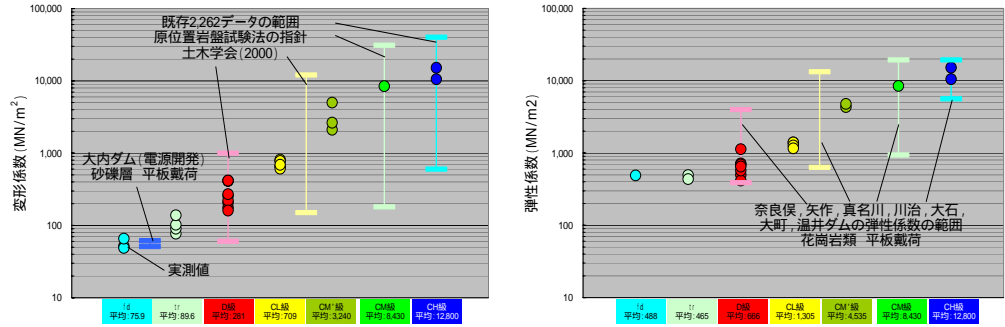


図 - 5.4.21 (左図) 換算変形係数と地質・岩級区分の関係 (右図) 換算弾性係数と地質・岩級区分の相関

以上の結果から、設計値として換算結果の平均値を採用し、表 - 5.4.14に示す。

表 - 5.4.14 孔内戴荷試験結果一覧表

地質区分	岩級区分	深度 (m)	降伏圧Py (MN/m²)	変形係数 Db (MN/m²)	接線弾性係数 Eb (MN/m²)	割線弾性係数 Es (MN/m²)	換算変形係数 Dp (MN/m²)	換算弾性係数 Et (MN/m²)	平均換算変形係数 Dp (MN/m²)	平均換算弾性係数 Et (MN/m²)	設計変形係数 Dp (MN/m²)	設計弾性係数 Et (MN/m²)
扇状地堆積物	fd	3.00	0.8	8.6			51.6		75.9	488	75	400
	fd	3.40	0.9	8.1	81.4	53.8	48.7	488.4				
	fd	3.00	1.0	10.9			65.4					
段丘堆積物	tr	8.00	1.2	12.8			76.8		90	465	75	400
	tr	9.00	1.3	15.0	82.4	65.3	90.0	494.4				
	tr	9.00	1.0	17.0	72.6	63.0	102.0	435.6				
	tr	8.70	1.3	23.0			138.0					
	tr	9.60	1.6	82.7	82.6		413.5	495.6				
花崗閃緑岩	D	11.60	2.4	82.5	119.0	97.3	412.5	714.0	374	829	700	1,300
	D	17.50	2.0	42.6	69.2	57.8	255.6	415.2				
	D	18.50	2.0	69.2	95.0	81.5	415.2	570.0				
	D	15.00	1.2	29.4			176.4					
	D	16.50	1.7	34.3			205.8					
	D	15.00	1.6	36.7	115.0	116.0	220.2	690.0				
	D	15.00	1.0	26.7	108.0		160.2	648.0				
	D	15.00	1.6	45.1	188.0	196.0	270.6	1,128.0				
	CL	37.50	5.5	387.0	466.0		774.0	1,398.0				
	CL	39.50	5.5	270.0	466.0		810.0	1,398.0				
	CL	41.50	5.1	387.0	633.0		774.0	1,266.0				
	CL	20.00	3.9	163.0			652.0					
	CL	24.00	3.9	132.0			660.0					
	CL	20.00	3.9	304.0			608.0					
	CL	21.00	2.9	172.0	579.0		688.0	1,158.0				
	CM'	44.50	7.7	2,100.0	4,310.0		2,100.0	4,310.0				
	CM'	30.40	16.5	2,630.0	4,760.0		2,630.0	4,760.0				
CM'	28.90	14.7	4,990.0			4,990.0						
CM	28.50	14.7	8,430.0			8,430.0						
CH	15.50	14.7	15,100.0			15,100.0						
CH	16.50	12.7	10,500.0			10,500.0						
								3,240	同左	3,200	4,500	
								8,430	同左	8,400	8,400	
								12,800	同左	12,000	12,000	

孔内戴荷試験結果から降伏応力^(c)をもとめ、図 - 5.4.22の地質・岩級区分断面図上に示す。扇状地堆積物 (fd), 段丘堆積物 (tr) の降伏応力は、概ね1.0MN/m²

(c) 降伏応力: 変形係数が著しく異なる変形係数に遷移する点を降伏点、その時の強度を降伏応力と呼ぶ。

【原位置岩盤試験法の指針; 土木学会(2000)】

前後であり、後に述べるが、上載荷重の10倍程度のオーダーである。他ダムの実績値として内ダムの砂礫層の降伏応力を併記したが、当ダムの扇状地堆積物 (fd) や段丘堆積物 (tr) のような砂礫層の降伏応力に対してほぼ同等の値である。

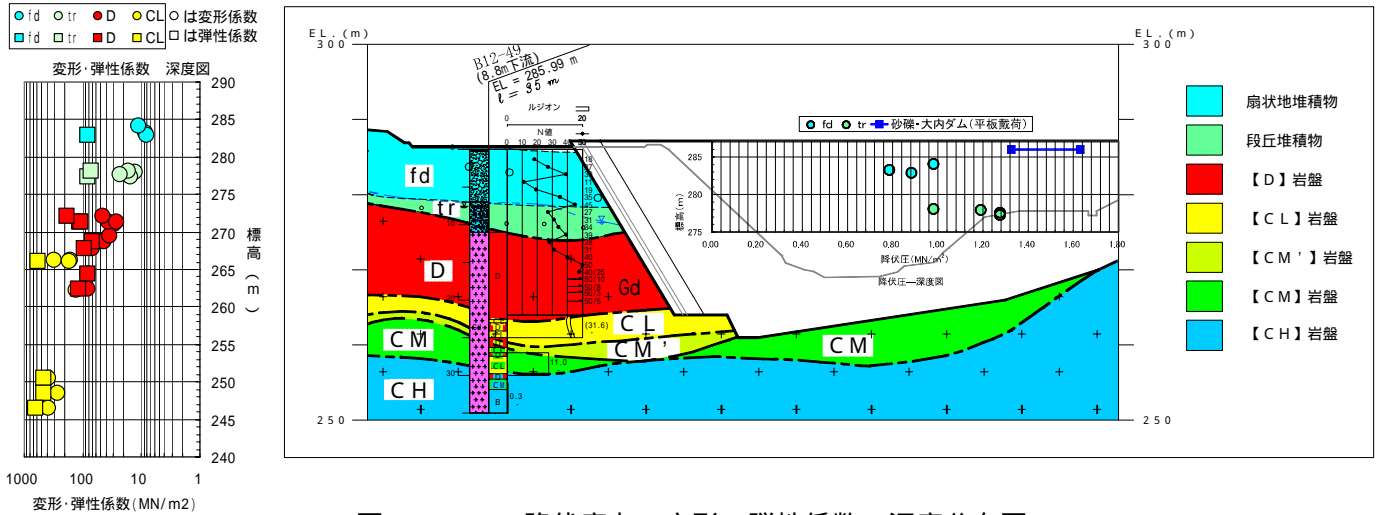


図 - 5.4.22 降伏応力，変形・弾性係数の深度分布図

【凡例】 ○：孔内戴荷試験位置

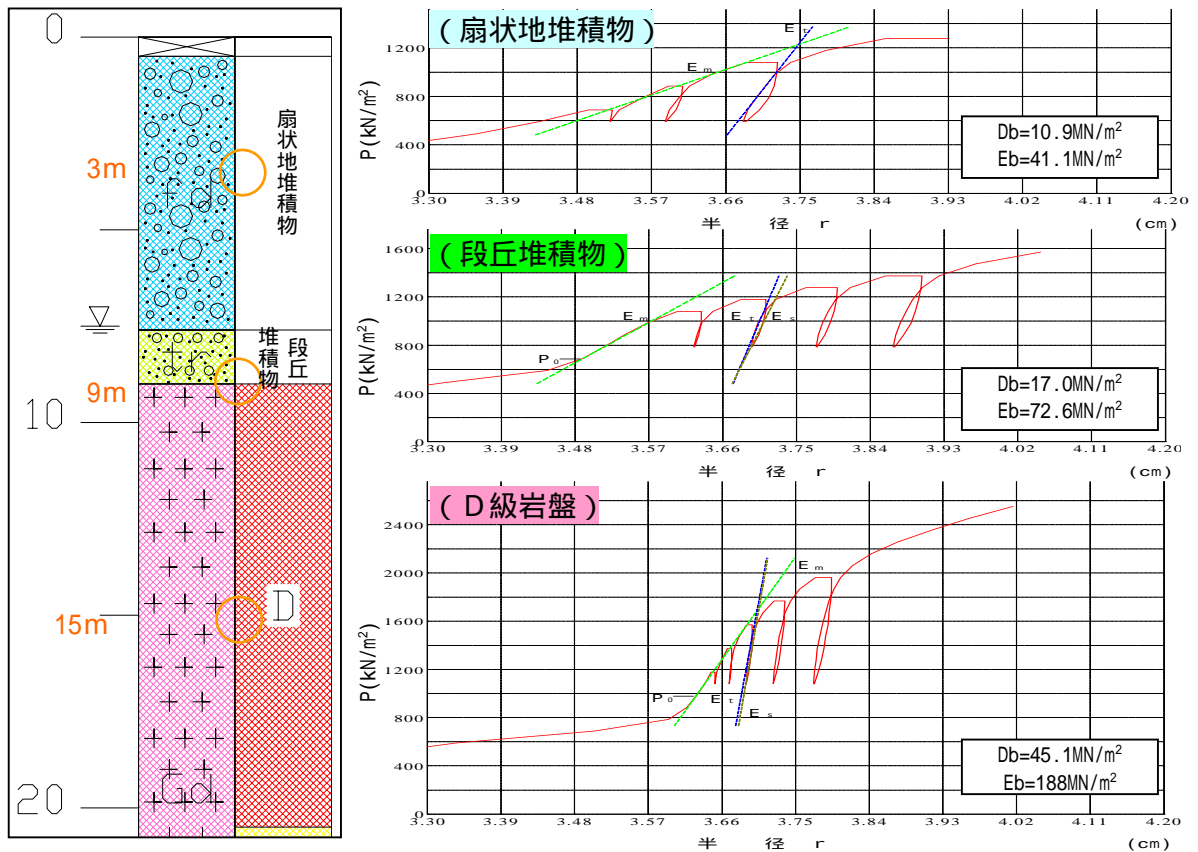


図 - 5.4.23 孔内戴荷試験位置と解析結果

以上を踏まえた各地質・岩級の地盤特性は、表 - 5.4.15に示すとおりである。
扇状地堆積物 (fd), 段丘堆積物 (tr) 及びD級岩盤は変形係数で解析するため、
変形係数を設計値として与えている。

表 - 5.4.15 地盤特性一覧表

地 質	岩 級 区 分	土 質	地 盤 特 性							
			単位堆積重量 (kN/m ³)	N 値	設計 変形係数 (MN/m ²)	設計 弾性係数 (MN/m ²)	ポアソン比	一 軸 圧縮強度 (kN/m ²)	せん断強度 (kN/m ²) 内部摩擦角 (°)	透水性状
扇状地性 堆積層		砂 礫 (大礫混り砂)	(19.0)	28	75.0					$1 \times 10^{-3} \sim 10^{-5}$ (cm/s)
段丘堆積層		砂 礫 (礫混り砂)	(19.0)	29						
花崗閃緑岩	D	軟岩	22.0	121		600	(0.3)		(98) (25)	1×10^{-3} 以下 (cm/s)
	CL	軟 岩	23.5			1,300		1,800	(441) (40)	ルジオン値 5 ~ 20 程度
	CM'	軟 岩	26.0			4,500		7,500	(784) (45)	ルジオン値 2 以下または 20 以上 (亀裂の有無による)
	CM		26.5		8,400	23,000		(1,226) (45)		
	CH	中硬岩 ~ 硬岩	27.5			12,000		62,000	(1,765) (45)	ルジオン値 2 以下

() 内は、試験値ではなく一般値から推定

4) 解析結果

(1) 造成アバット内の発生応力

前項の検討条件に基づきFEM解析を実施し、各ケースにおいて造成アバット内に発生する最大圧縮応力、引張応力を整理した結果を表 - 5.4.16に示す。また、最も大きな引張りが発生する - 断面の設計洪水時における主応力分布を図 - 5.4.24 (1)、図 - 5.4.25 (3) に示す。

造成アバット内の最大引張応力は、 - 断面 (設計洪水位時) において堤趾部においても0.29N/mm²の引張り応力が認められた。また、背面中央付近の扇状地性堆積物・段丘堆積物地山側に0.21N/mm²発生した。

FEM解析の結果から得られた発生応力値は、造成アバットメントのコンクリートとして設計基準強度20.0N/mm²程度を使用した場合、コンクリートの許容応力 (曲げ圧縮応力度7N/mm²・引張り応力度0.7N/mm²を想定) 内に十分収まっており、応力上問題ないものと判断した。

表 - 5.4.16 FEM解析結果一覧表

検討ケース		造成アバット内応力 (N/mm ²)		
		圧縮応力 σ _{3min}	引張応力(山側) σ _{1max}	引張応力(川側) σ _{2max}
- 断面	施工時	-0.58	0.04	0.01
	設計洪水位時	-0.89	0.21	0.29
	常時満水位時	-0.74	0.06	0.07
- 断面	常時	-0.90	0.08	-0.01
	地震時	-0.87	0.14	0.01

σ₁ : 第1主応力、σ₃ : 第2主応力
正 : 引張り、負 : 圧縮

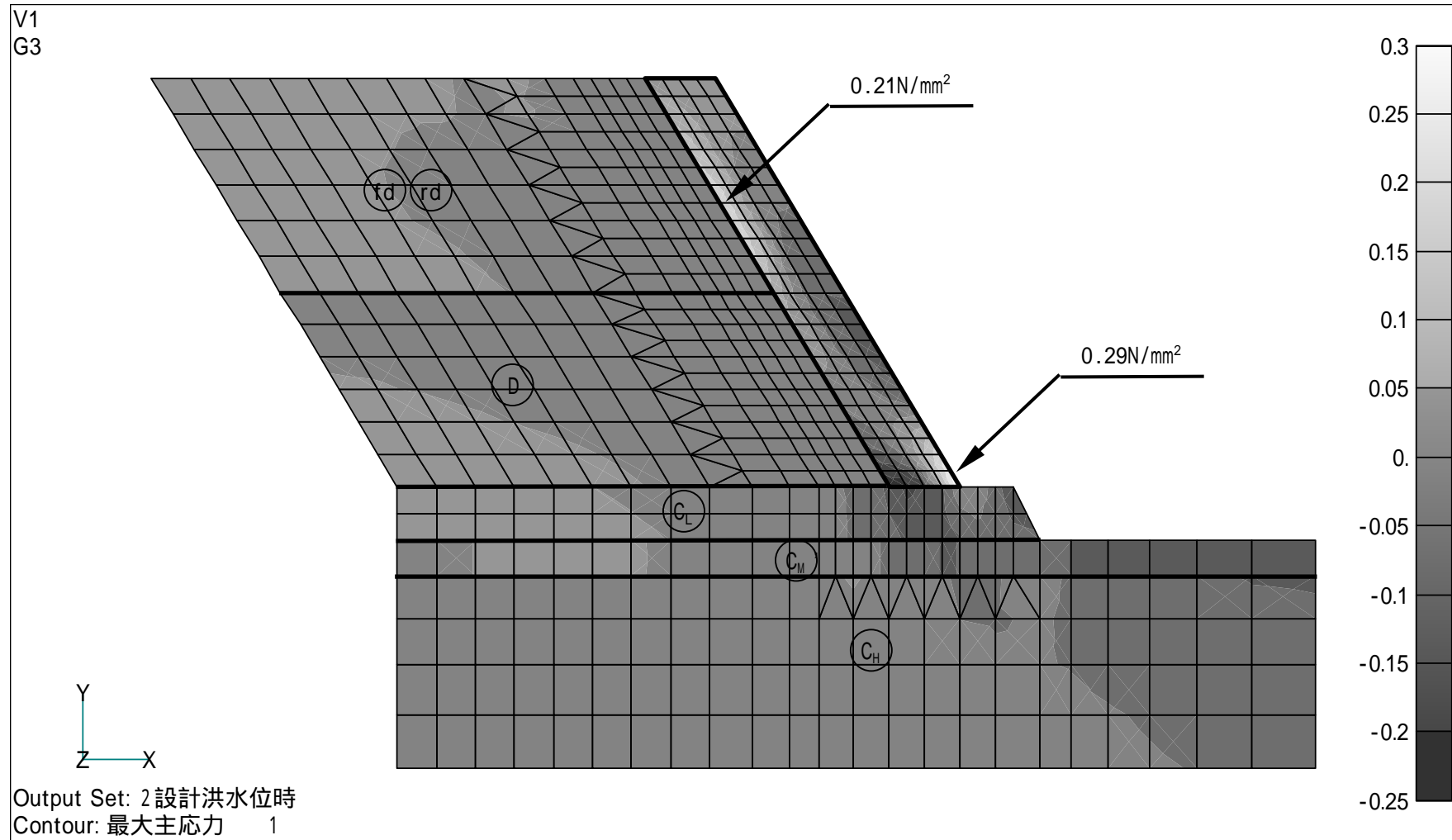


図 - 5.4.24 - 断面 設計洪水位時 (最大主応力 σ_1)

注) 標記は、マイナスが圧縮

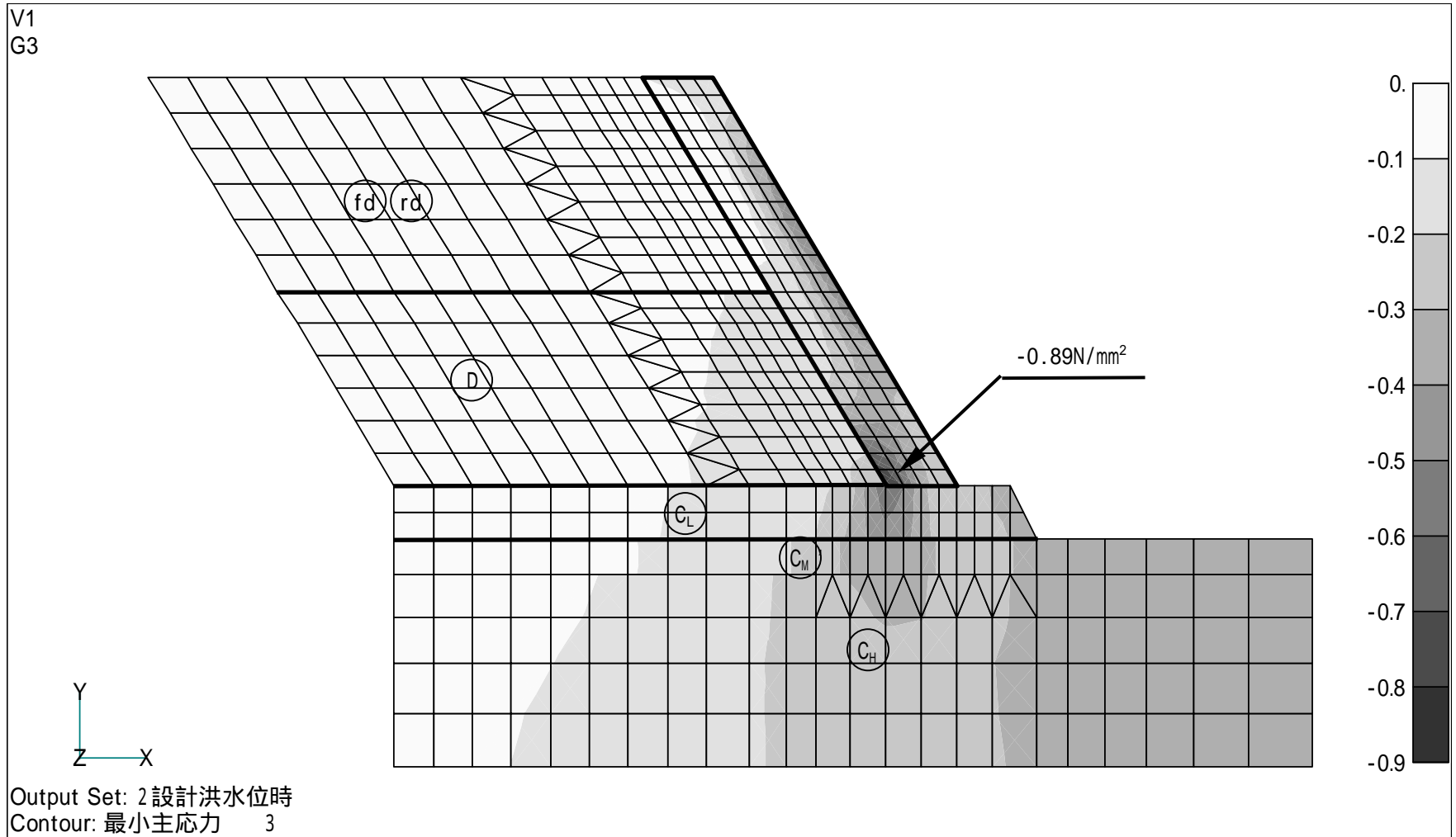


図 - 5.4.25 - 断面 設計洪水位時 (最小主応力 3)

注) 標記は、マイナスが圧縮

(2) 基礎地盤内発生応力

地山とアバットの境界部における発生応力を 主応力、鉛直方向の地山の応力及び 地山接触部の直交方向について整理した結果を表 - 5.4.17に示す。

表 - 5.4.17 地山とアバット境界部の地山最大応力一覧表

検討ケース		地山内応力 (N/mm ²)			地山内応力 (N/mm ²)		
		fd、tr			D		
		主 応 力	鉛直方向 応 力	斜面直交 方向応力	主 応 力	鉛直方向 応 力	斜面直交 方向応力
断 面	施 工 時	-0.057	-0.033	-0.056	-0.106	-0.097	-0.079
	設計洪水位時	-0.085	-0.058	-0.084	-0.264	-0.222	-0.199
	常時満水位時	-0.070	-0.043	-0.069	-0.196	-0.167	-0.140
断 面	常 時	-0.056	-0.040	-0.054	-0.176	-0.159	-0.108
	地 震 時	-0.073	-0.049	-0.072	-0.188	-0.168	-0.136

1 : 第1主応力、3 : 第2主応力
正 : 引張り、負 : 圧縮

これより 主応力方向における最大圧縮応力は、 - 断面（設計洪水位時）において0.85N/mm²（fd、tr） 0.0.222N/mm²（D級岩盤）が発生している。

また、地山直交方向の最大圧縮応力は、（fd、tr）はほぼ同様の値であり、D級岩盤では 主応力値に対しての2~3割程度低下し、 - 断面（設計洪水位時）において、0.199N/mm²（D級岩盤）である。

図 - 5.4.27 ~ 図 - 5.4.28は、最大となる - 断面における基礎地盤と造成アバットメントの境界部に発生する基礎地盤内応力（接触面直交方向と鉛直方向）および孔内載荷試験結果で得た基礎地盤の降伏応力の深度毎に示したものである。

なお、底版のCL級基礎部については、水平部分を深度方向に表示しており、23m以下の深度は、右図のように底部の水平部分の応力である。

また、図 - 5.4.29 ~ 図 - 5.4.30は、 - 断面における同様の境界部に発生する基礎地盤内応力（接触面直交方向と鉛直方向）を示したものである。

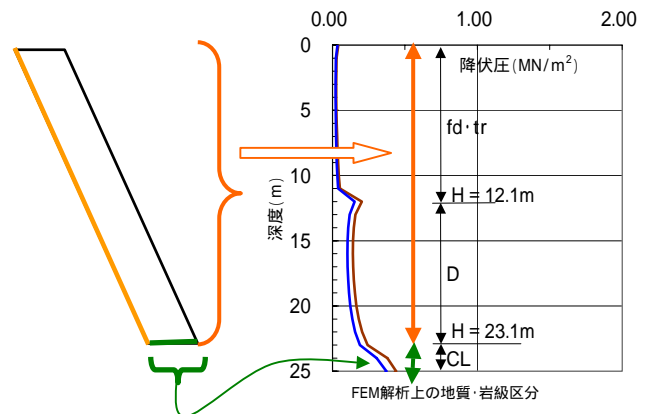


図 - 5.4.26 造成アバット底版部の応力表示説明図

(3) FEM解析結果

FEM解析結果から、造成アバットからの応力は、fd層やtr層より硬いD級岩盤に集中して伝達されており、地層の境界部付近において最大応力が発生している結果となった。同様にD級岩盤とCL級岩盤の境界部分にも応力集中が見られる。

しかし、基礎地盤内応力は、各地層毎の降伏応力に対して充分小さな値を示しており、築堤後も弾性領域内で挙動するものと判断する。

また、上流側の - 断面において造成アバットメント境界部に発生するfd、tr部の応力は、図 - 5.4.27、5.4.28に示すように、常時満水位時～設計洪水の間で $0.01 \sim 0.02 \text{MN/m}^2$ とほとんど変動せず、貯水位変動による影響は非常に小さいものであることを示している。

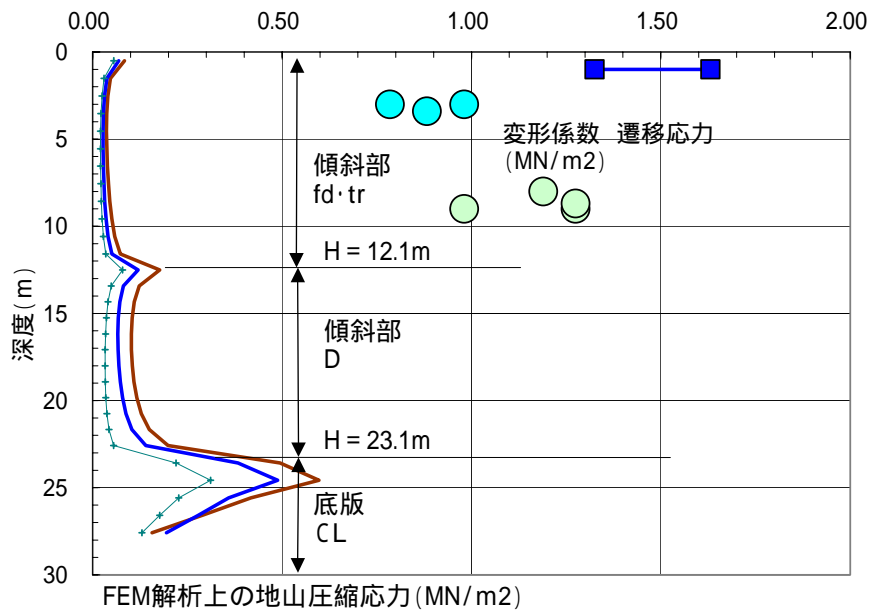


図 - 5.4.27 造成アバットに接する地山の直行方向応力分布図 (-)

注) 標記は正が圧縮

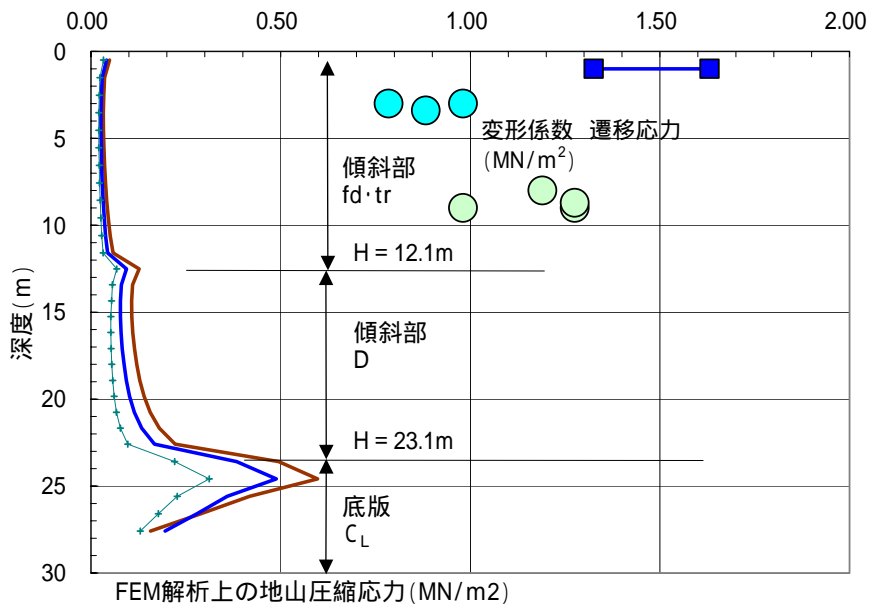
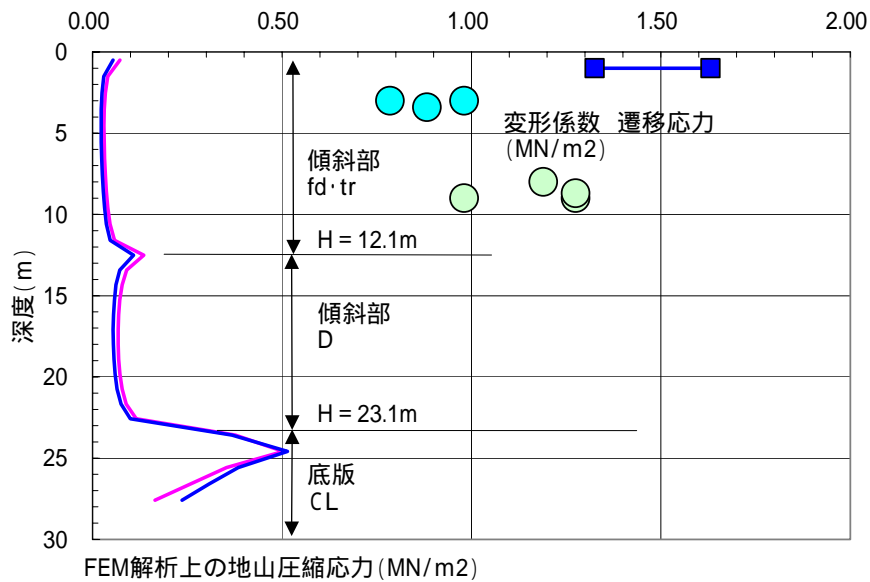


図 - 5.4.28 造成アバットに接する地山の鉛直方向応力分布図 (-)

注) 標記は正が圧縮



- 断面 斜面直交方向地山圧縮応力 深度図 , 変形係数遷移応力 深度図

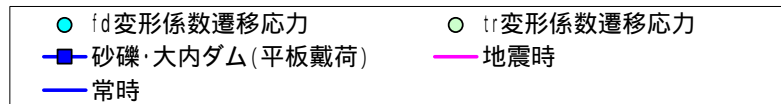
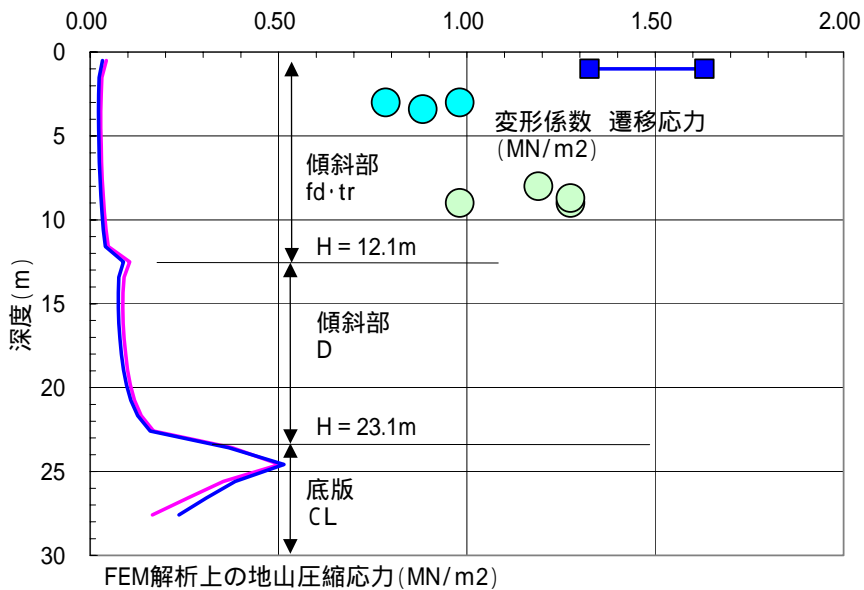


図 - 5.4.29 造成アバットに接する地山の直行方向応力分布図 (-)

注) 標記は正が圧縮



- 断面 斜面鉛直方向地山圧縮応力 深度図 , 変形係数遷移応力 深度図

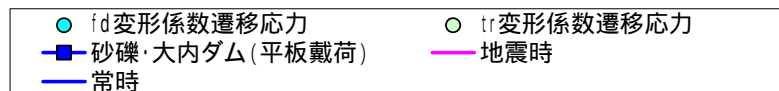


図 - 5.4.30 造成アバットに接する地山の鉛直方向応力分布図 (-)

注) 標記は正が圧縮

5.5 稲葉ダム造成アバットメント安定計算（傾斜型）

5.5.1 概要

造成アバットメントは、ダムアバット部に分布するAso-1～Aso-4の火砕流間に挟有される降下火砕物、岩屑流堆積物、及びシラス状の軽石凝灰角礫岩（軽石流）をオープン掘削した後、ダム堤体と同様に今市火砕流（中溶結）を基礎岩盤として、人工の岩盤を造成する方法である。

造成アバットメントの幅（ B ）、及び長さ（ L ）は、ダム堤体打設前の施工時において、造成アバットメントに作用する転倒モーメントに対して、所要の抵抗モーメントを確保するとともに、ダム完成後において、造成アバットメント基礎底面部の剪断力による滑動に対して、基礎岩盤（今市火砕流）の剪断摩擦抵抗力により、所要の剪断安全率（4以上）を確保するように決定する。

なお、造成アバットメントは、ダム堤体が座乗する基礎岩盤として設計されるため、安定性の確保に必要な形状規模であるとともに、ダム基礎岩盤としての良好な応力状態を満足する形状規模とする必要がある。

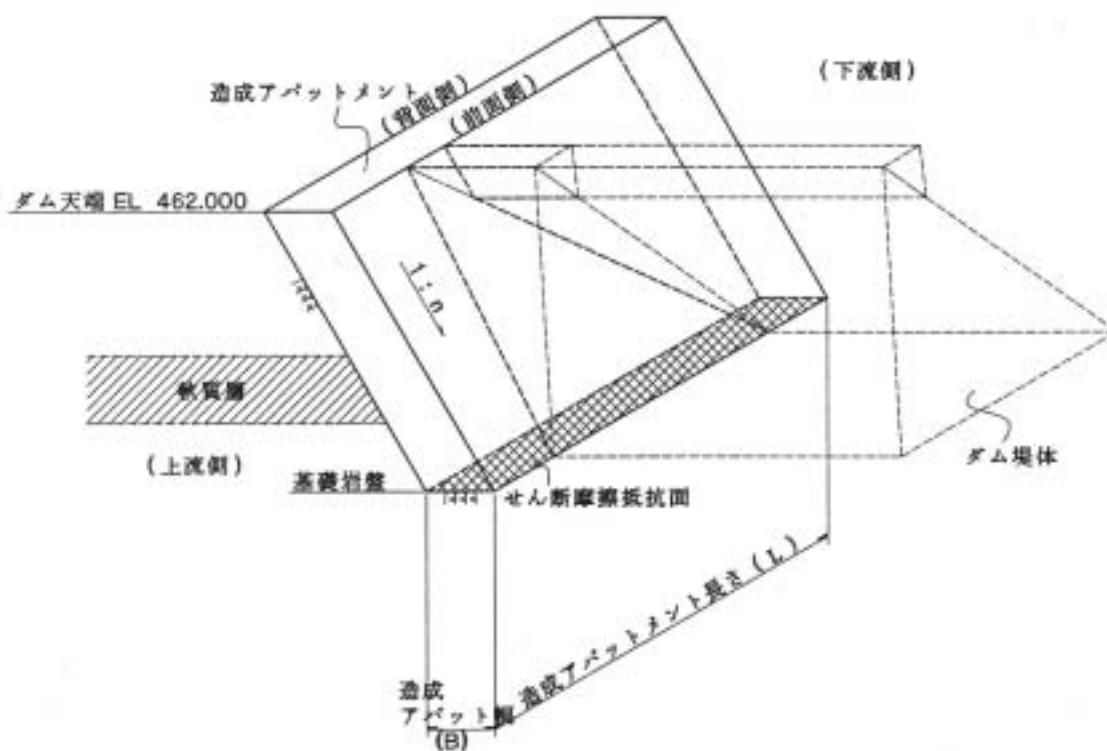


図 - 5.5.1 造成アバットメントの模式図

5.5.2 基本断面形状の検討方針

以下に示す検討フローに従い、造成アバットメントの安定条件(転倒, 滑動)を満足する基本断面形状(B : 断面幅, L : 長さ)を、2次元安定計算(施工時)、ブロック安定計算(ダム完成後)により検討する。

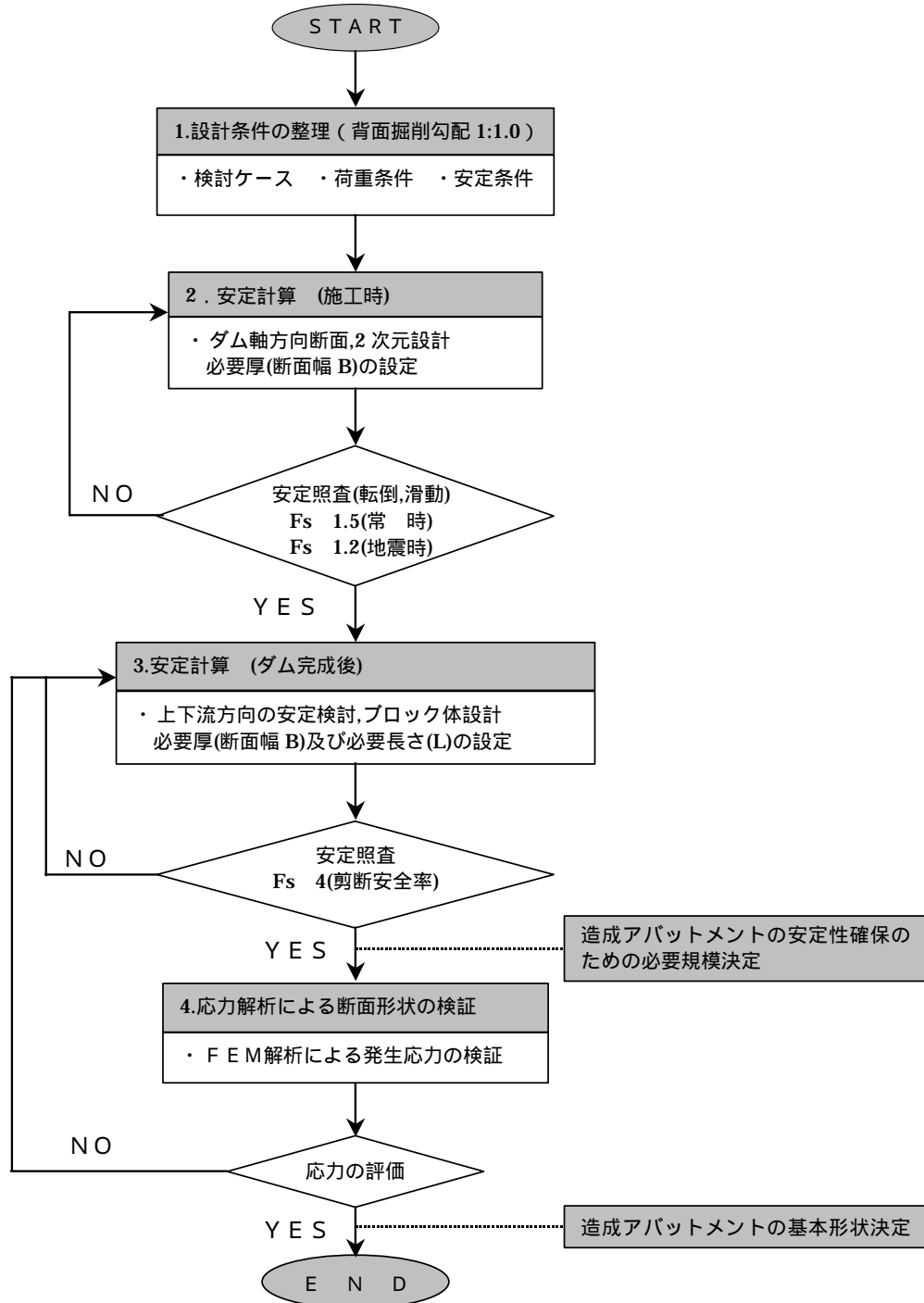


図 - 5.5.2 造成アバットメントの基本形状検討フロー

5.5.3 設計の基本方針

造成アバットメントは、

- (1) 施工時（堤体コンクリート打設前）
- (2) ダム完成後

の予想される荷重に対して、所定の安定性を満たすこととする。

1) 施工時(堤体コンクリート打設前)

堤体コンクリート打設前の施工時は、造成アバットメントの背面 前面方向の荷重(背面水圧，地震時慣性力)，及び揚圧力に対して、基礎底面における転倒，ならびに滑動に対する安定条件を満足する必要幅(B)を、2次元安定検討により決定する。

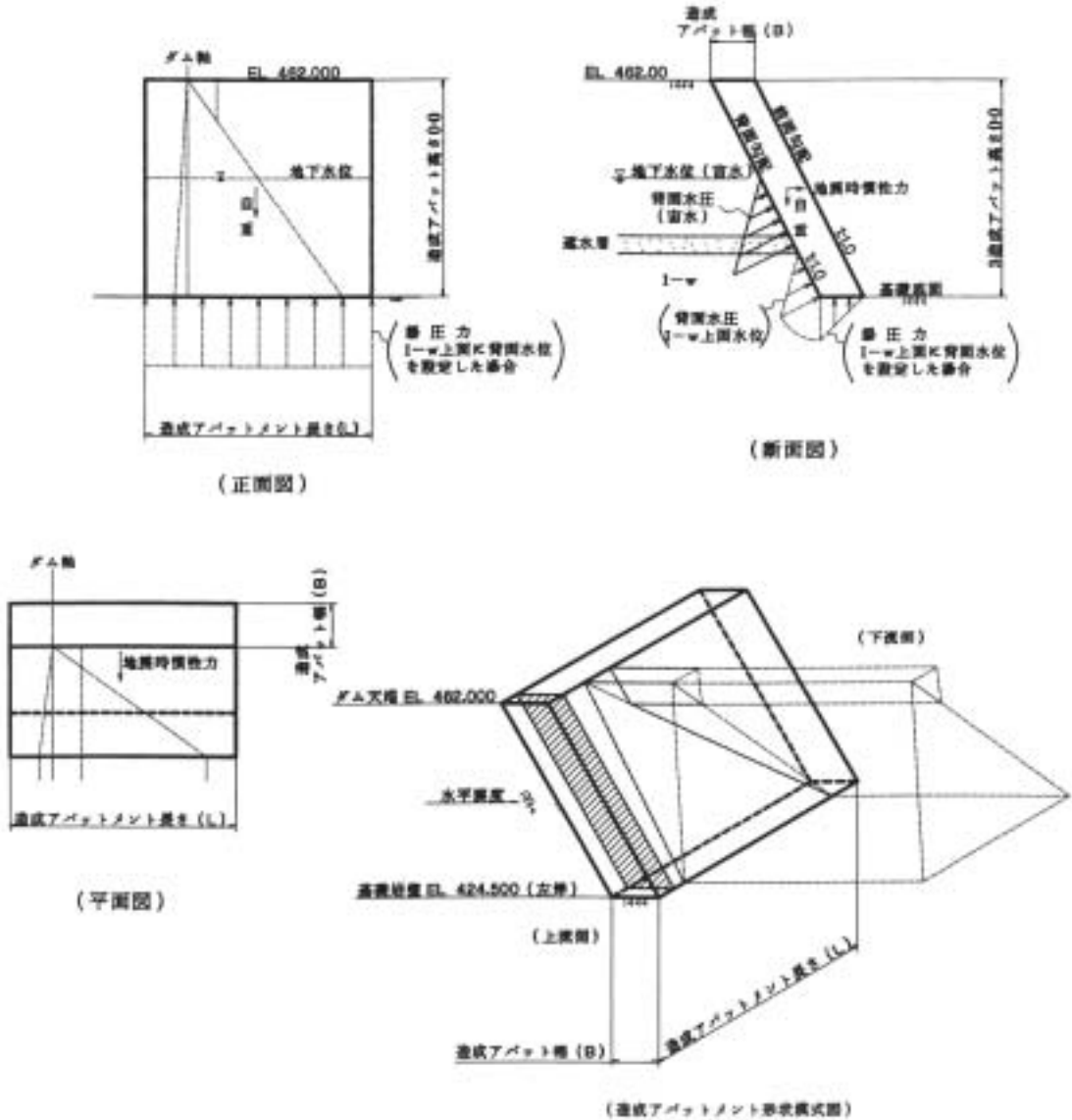


図 - 5.5.3 施工時（掲載例：地震時）

2) ダム完成後

ダム完成後においては、ダム堤体同様、上下流方向において所要の安定性を確保する必要があることから、検討方向は上下流方向とする。

従って、荷重条件として次の) ~) に大別される作用荷重に対して、基礎底面における滑動に対する安定条件を満足する造成アバットメントの幅(B)・上下流方向長さ(L)を、ブロック安定検討により決定する(図 - 5.5.4, 5.5.5参照)。

-) 造成アバットメント前面上に作用する貯水池側からの荷重(静水圧 堆泥圧)と、外力としての堤体からの鉛直力, 上下流方向水平力。
-) 造成アバットメント上流面に作用する貯水池側からの荷重(静水圧 動水圧, 堆泥圧)。
-) 造成アバットメント基礎底面に作用する揚圧力。
-) 造成アバットメント背面に作用する背面側からの荷重(背面水圧)。
-) 造成アバットメント自体の自重(鉛直力), 地震時慣性力(上下流方向水平力)。

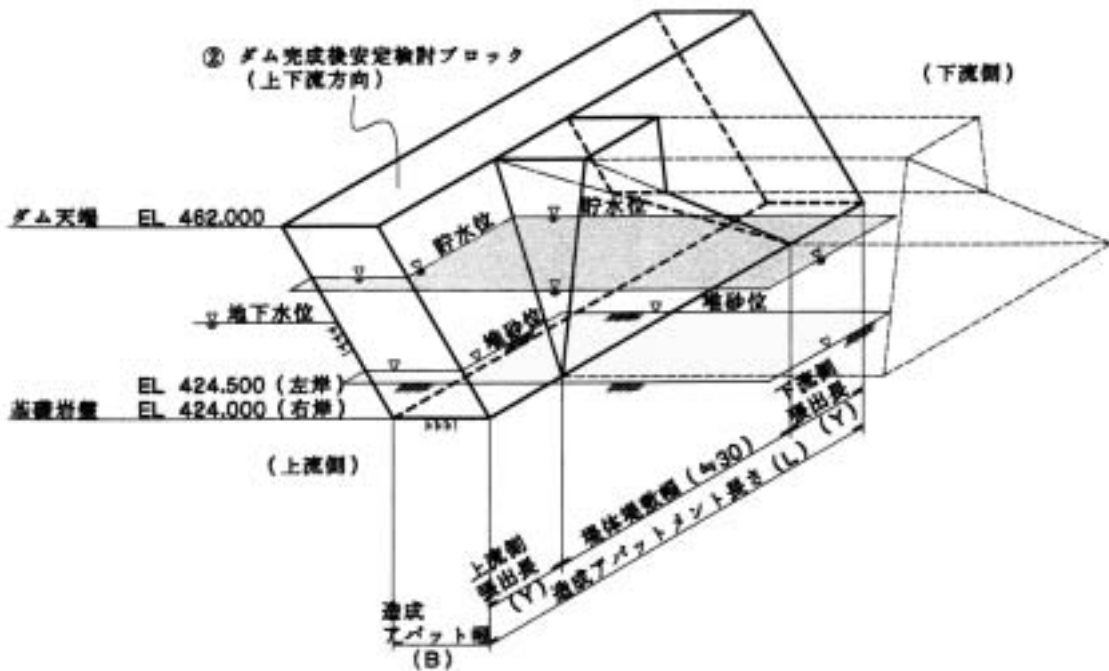
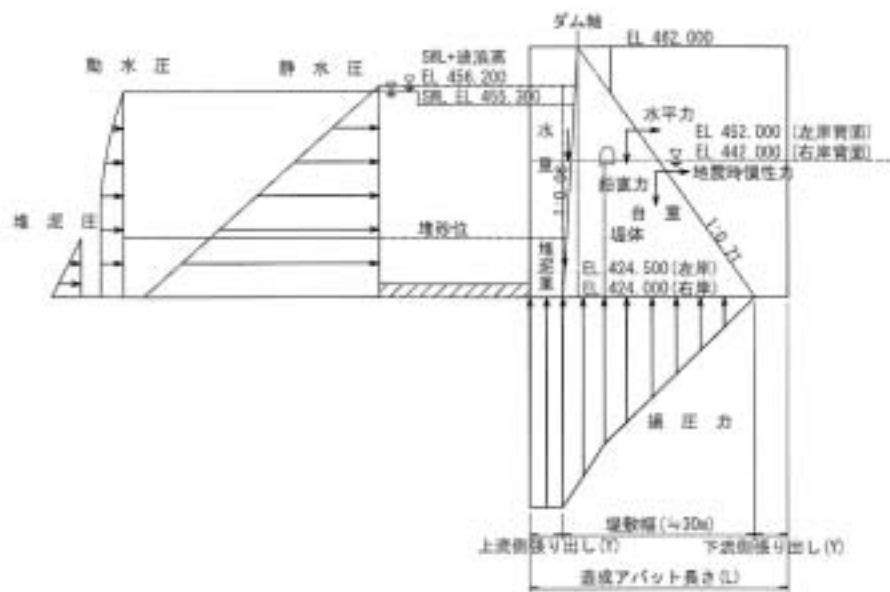
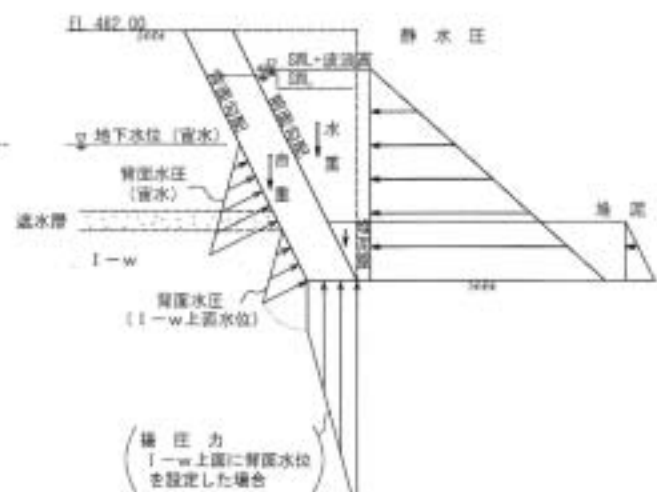


図 - 5.5.4 造成アバットメント形状模式図

(1-1: 上下流方向作用荷重)



(2-2: 上流張出部ダム軸方向作用荷重)
[基礎底面鉛直荷重算出時]



(3-3: 堤体座落部ダム軸方向作用荷重)
[基礎底面鉛直荷重算出時]



5 - 79

(4-4: 下流張出部ダム軸方向作用荷重)
[基礎底面鉛直荷重算出時]

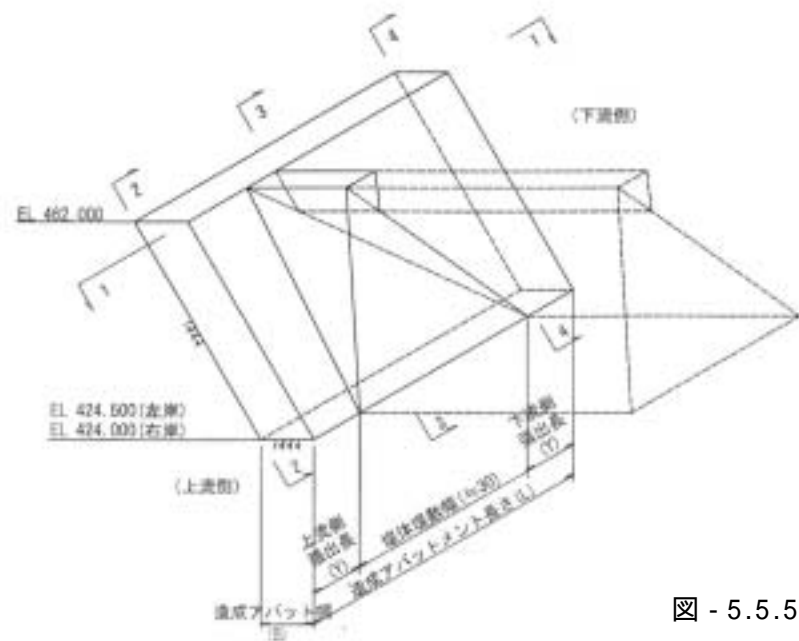


図 - 5.5.5 ダム完成後 (掲載例: サーチャージ水位時)

5.5.4 設計条件

1) 安定検討ケース

造成アバットメント配置設計において、以下に示す5ケースの安定計算を行い、基本形状を決定する。

施工時(常時) }
 施工時(地震時) } ----- ダム堤体打設前

ダム完成後(設計洪水水位(H.W.L)時)ダム完成後における最も厳しい荷重条件

ダム完成後(サーチャージ水位(S.W.L)時)

ダム完成後(常時満水位(N.W.L)時)

2) 安定条件

(1) 施工時

堤体時コンクリート打設前の造成アバットメントの安定条件は、次の通りとする。

転倒に対する安定条件

$$F_0 = \frac{\text{自重による抵抗モーメント}}{\text{外力による転倒モーメント}} \quad \begin{array}{l} 1.5(\text{常時}) \\ 1.2(\text{地震時}) \end{array}$$

滑動に対する安定条件(Hennyの式)

$$n = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{{}_0B + f \quad V}{H(\text{ダム軸方向})} \quad \begin{array}{l} 1.5(\text{常時}) \\ 1.2(\text{地震時}) \end{array}$$

(2) ダム完成後

ダム完成後の造成アバットメントの安定条件は、次の通りとする。

滑動に対する安定条件

剪断摩擦安全率：n 4(上下流方向)

$$n = \frac{{}_0B L + f \quad V}{H(\text{上下流方向})} \quad 4$$

ここに n : 剪断摩擦安全率

${}_0$: 剪断面の剪断強度(980kN/m²)

f : 剪断面の内部摩擦係数

L : 剪断面の長さ (m)

B : 剪断面の幅 (m)

V : 基礎岩盤底面の剪断面に作用する垂直力 (kN)

H : 基礎岩盤底面の剪断面に作用する剪断力 (kN)
(上下流方向)

3) 荷重の組合せ

造成アバットメントの安定検討において、考慮すべき荷重の種類と組合せは、下表の通りである。

表 - 5.5.1 安定計算ケースと荷重の組合せ

条 件 荷 重	施 工 時		完 成 後			備 考
	常 時	地震時	設計洪水位	サージ水位	常時満水位	
自 重						
静 水 圧 (波浪高)			(0.72m)	(0.90m)	(1.07m)	
背 面 水 圧						地下水位
地震時慣性力		(100%)		(50%)	(100%)	設計震度 = 0.12
地震時動水圧				(50%)	(100%)	
泥 圧						
水 重						
揚 圧 力						
外 力						ダム堤体からの鉛直力・水平力

なお、貯水池水位と設計震度のとりかたは、下表に示す通りである。

表 - 5.5.2 貯水池水位と設計震度

水位条件		計算に使用する貯水位		設計震度
		静水圧水位	動水圧水位	
施工時	常時	なし	なし	0% -
	地震時	なし	なし	100%=0.12
ダム完成後	設計洪水位	設計洪水位 + 風波高hw	-	0% -
	サーチャージ水位	サーチャージ水位 + 風波高hw + 1/2地震波高he	サーチャージ水位	50% = 0.06
	常時満水位	常時満水位 + 風波高hw + 地震波高he	常時満水位	100% = 0.12
貯水池基本水位		設計洪水位 (H.W.L)	EL 460.9m	
		サーチャージ水位 (S.W.L)	EL 455.3m	
		常時満水位 (N.W.L)	EL 437.8m	
		最低水位 (L.W.L)	EL 434.0m	

4) 背面水圧の設定

(1) 背面水圧分布

ダムサイトアバット部には、地質分布に依存した宙水構造が確認される。

左岸側 : A2-w内に宙水が分布し、その上位にA4-w内の宙水が分布する。

ただし、A2-wの分布が途切れる箇所ではA4-w内の宙水に含まれる。

右岸側 : A3-w内に宙水が分布する。

造成アバットメントの背面に作用する背面水圧は、ダムサイト・貯水池周辺の水理地質構造および貯水池対策工（表面遮水工）が施工されることを考慮して、宙水による地下水位を設定し、図 - 5.5.6 ,5.5.7に示す水圧分布を採用した(CASE - 1)。

なお、左右岸とも基礎底面に分布する今市火砕流 (I-w) 内の地下水位は、造成アバットメント基礎標高より下位標高に分布し、湛水後も堤体直下流の減勢工底面および背面のドレーンにより排水される機構となるため、造成アバットメントには背面水圧として作用しない。

しかしながら、安全側の設計として、高透水性の今市火砕流（I-w）内の地下水位がI-wが分布する上面（常時満水位付近）まで上昇した場合を想定して背面水圧を設定（CASE - 2）し、安定性のチェックを行った。

（CASE - 1）

宙水の分布範囲に背面水圧を設定。

左岸側 : EL 452.0m（造成アバットメント背面上での上位水位である
A4-wの豊水期宙水）

右岸側 : EL 442.0m（造成アバットメント背面上での上位水位である
A3-wの豊水期宙水）

（CASE - 2：参考）

CASE - 1の宙水の水位に加えて、今市火砕流（I-w）内の上面に地下水位を設定。

・今市火砕流内の地下水位

左岸側 : EL 432.0m（I-wの上面）

右岸側 : EL 438.0m（I-wの上面）

(2) 背面水位

安定計算を行う上で、各計算ケースでの背面水位（宙水）は次のとおりに設定した。

（施工時）

- 安全側にアバットメント背面上での宙水の豊水期水位（最上位水位）を背面水位として設定する。

（ダム完成後）

常時満水位（N.W.L 437.8m）時

- 貯水池対策工により貯水池内で表面遮水されることから、左右岸ともアバットメント背面上での宙水の豊水期水位（最上位水位）を背面水位として設定する。

サーチャージ水位（S.W.L 455.3m）時

- 貯水池対策工により貯水池内で表面遮水されることから、左右岸とも造成アバットメント背面上での宙水の豊水期水位（最上位水位）を背面水位として設定する。

設計洪水位（H.W.L 460.9m）時

- 左右岸とも貯水池対策工の施工範囲がサーチャージ水位（EL 455.3m）までであるが、設計洪水位が一時的な貯水位（H.W.L 460.9m）の上昇であることから、造成アバットメント背面の宙水の豊水期水位（最上位水位）を背面水位として設定する。

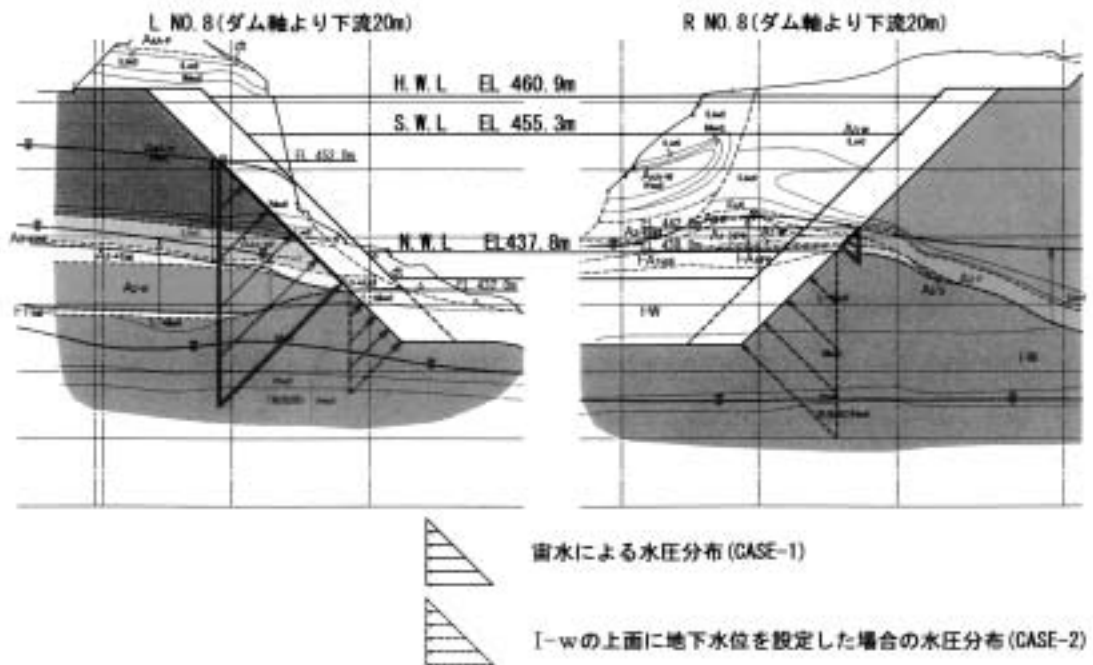


図 - 5.5.6 左右岸造成アバットメント背面上の宙水分布

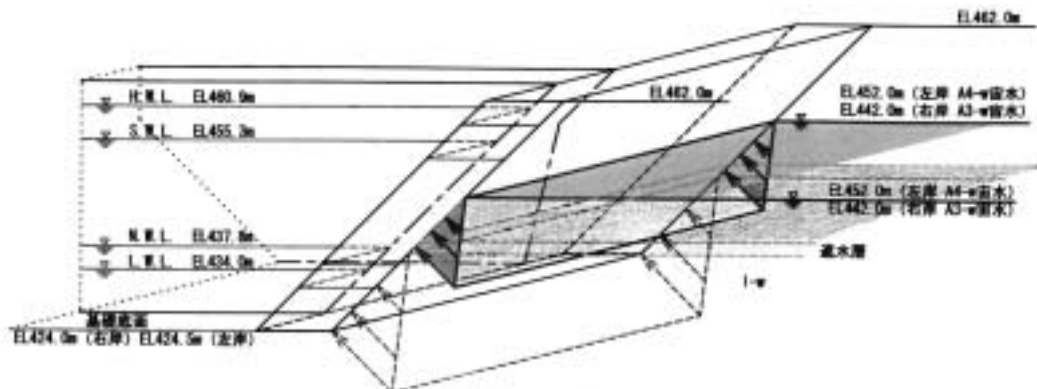


図 - 5.5.7 背面水圧設定模式図

5.5.5 基本形状

1) 安定計算結果

左右岸造成アバットメントの安定計算を行い、安定条件を満足する形状結果を表

- 5.5.3に示す。

表 - 5.5.3 安定計算結果一覧表 (背面水圧: CASE-1)

	計算項目	施工時		完成後		
		常時	地震時	H.W.L	S.W.L	N.W.L
左岸側 基礎標高 EL424.5m 掘削勾配 1:1.0	造成アバットメント幅 B (m)	4.00	4.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	1.71	1.44			
	滑動安全率 n	2.31	2.12	4.59	5.07	9.39
	造成アバットメント長さ L (m)			44.875	44.875	44.875
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00
右岸側 基礎標高 EL424.0m 掘削勾配 1:1.0	造成アバットメント厚さ B (m)	1.00	1.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	17.60	5.75			
	滑動安全率 n	4.39	3.76	4.69	5.17	9.59
	造成アバットメント長さ L (m)			45.260	45.260	45.260
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00

施工中の転倒モーメント及び剪断安全率は、常時: $F_s=1.5$, 地震時: $F_s=1.2$ で照査。

完成後の剪断安全率は、 $F_s=4.0$ (常時, 地震時) で照査。

完成後の滑動照査は、上下流方向力に対して実施。


 基本形状決定ケース


表 - 5.5.4 (参考) 安定計算結果一覧表 (背面水圧: CASE-2)

	計算項目	施工時		完成後		
		常時	地震時	H.W.L	S.W.L	N.W.L
左岸側 基礎標高 EL424.5m 掘削勾配 1:1.0	造成アバットメント幅 B (m)	4.00	4.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	1.69	1.43			
	滑動安全率 n	1.94	1.80	4.45	4.91	9.09
	造成アバットメント長さ L (m)			44.875	44.875	44.875
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00
右岸側 基礎標高 EL424.0m 掘削勾配 1:1.0	造成アバットメント幅 B (m)	2.00	2.00	8.00	8.00	8.00
	転倒安全率 S.F.N	29.92	6.78			
	滑動安全率 n	3.16	2.72	4.35	4.79	8.88
	造成アバットメント長さ L (m)			45.260	45.260	45.260
	上下流張り出し長さ Y (m)			8.00	8.00	8.00

施工中の転倒モーメント及び剪断安全率は、常時: $F_s=1.5$, 地震時: $F_s=1.2$ で照査。

完成後の剪断安全率は、 $F_s=4.0$ (常時, 地震時) で照査。

完成後の滑動照査は、上下流方向力に対して実施。

 基本形状決定ケース

2) 基本断面形状

以上の安定計算結果より、造成アバットメントの基本形状は、下表の通りとなり

図 - 5.5.8に示す。

表 - 5.5.5 基本断面形状諸元

勾配	造成アバットメント幅 B (m)		造成アバットメント断面厚(純厚) T (m)		造成アバットメント上下流張出長 Y (m)		造成アバットメント長さ L (m)	
	左岸側	右岸側	左岸側	右岸側	左岸側	右岸側	左岸側	右岸側
1:1.0	8.00	8.00	5.66	5.66	8.00	8.00	44.875	45.260

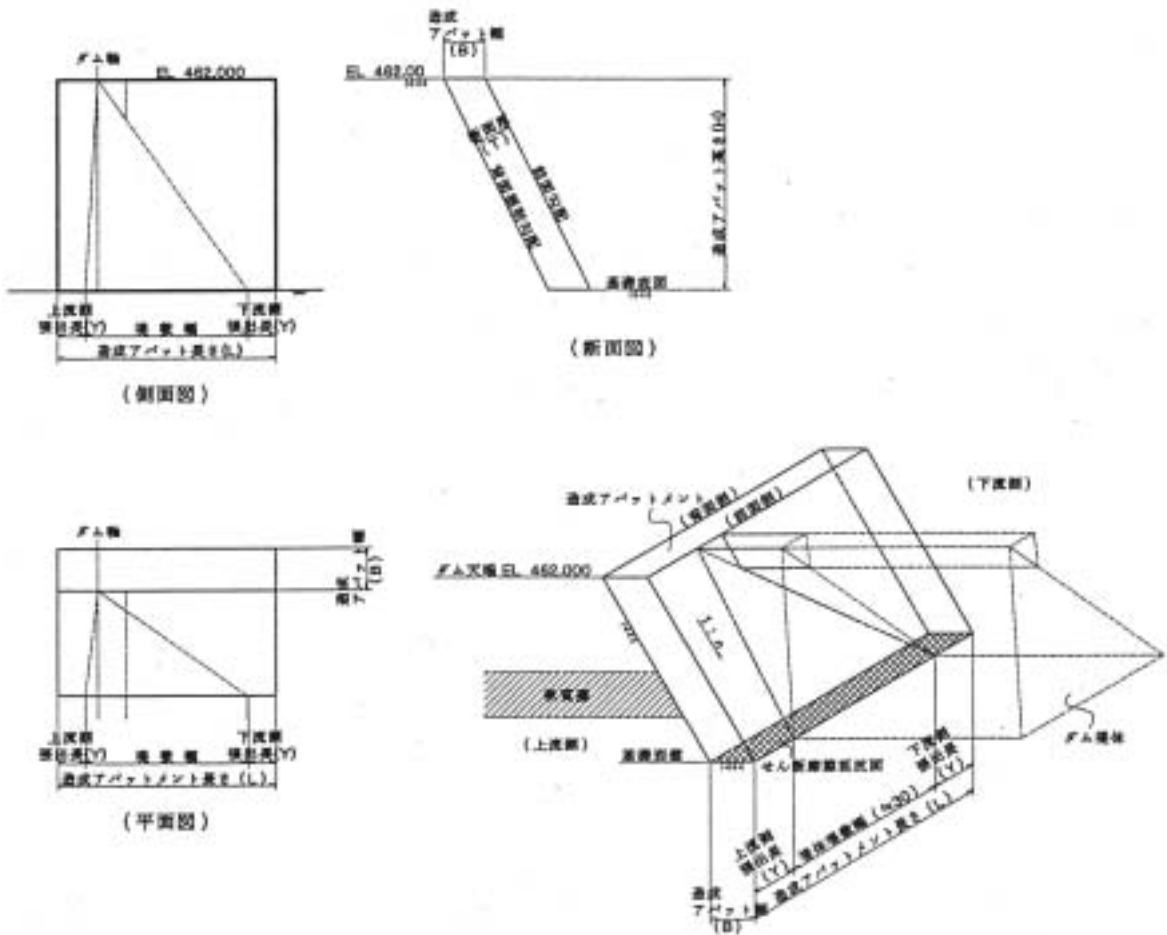


図 - 5.5.8 造成アバットメント基本断面形状模式図

5.5.6 応力検討による基本断面形状の検証

2次元設計で検討した造成アバットメントの基本形状は、転倒条件に対する安全性、及び基礎底面における剪断抵抗力が所要の安全率を満足できるように決定した。本項では、この基本断面形状に対し、2次元 F E M解析を行い内部発生応力を検証した。

1) 解析条件

(1) 検討断面位置の設定

検討断面方向としてダム軸方向断面（造成アバットメント横断面）を考える。検討断面位置は、貯留水からの荷重が作用するため、応力変形上、最も厳しい状態となる堤体座乗部から上流側の断面1-1断面（上流張出断面）とし、検討を行った。

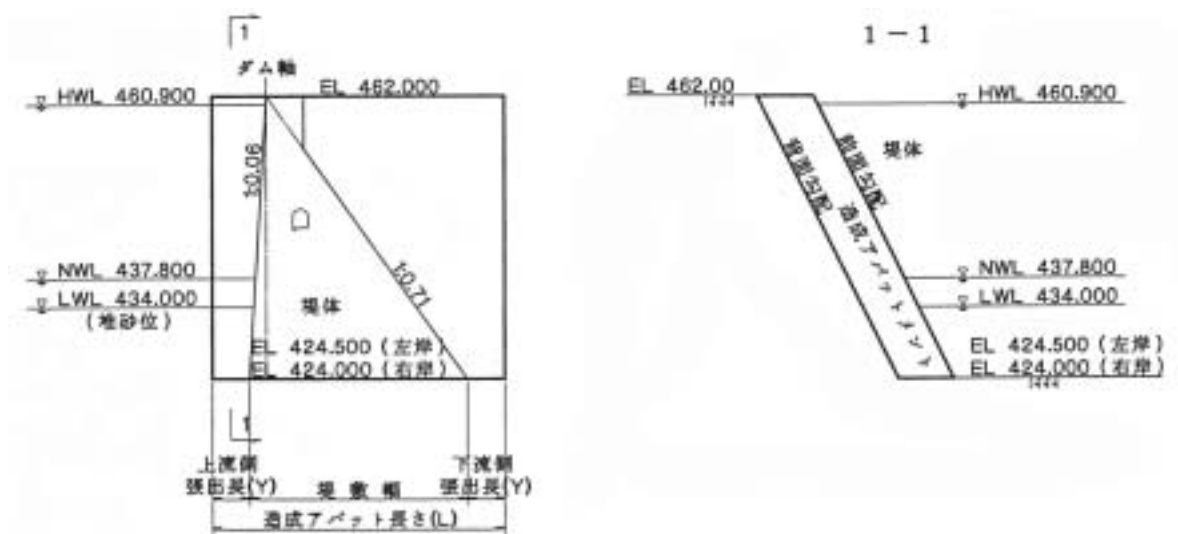


図 - 5.5.9 検討断面位置の設定

(2) FEM解析モデル（地質モデル）…図 - 5.5.10参照

基礎岩盤と造成アバットメント（コンクリート）のモデル化にあたっては、解析精度、及び地質条件を踏まえて以下に示すモデル設定を行った。

- 左岸アバット部に分布するはさみ層，及び未固結層は、その分布形態，及び弾性的性状を考慮して、2層の軟質層（上位：A4A-wp（シラス状），下位：A2-w（非溶結部））に代表させた水平モデルとする
- 右岸側に分布する溶結凝灰岩A3-wの非溶結部（D級）は、安全側に考えて、その直下に分布する未固結層A3-p（シラス状：D級）と同一モデルとする。
- 右岸アバット部に分布するはさみ層，及び未固結層は、その分布形態，及び弾性的性状を考慮して、1層の軟質層（A3-p：シラス状）に代表させた水平モデルとする。
- 造成アバットメント（コンクリート）については、要素厚が1.5m程度となるようなメッシュ分割とする。

(3) 解析ケース

検討ケースは2次元設計により決定された基本形状に対し、下表に示す5ケースを対象とした。なお、背面の地下水位は安全側にこれを考慮しないこととした。

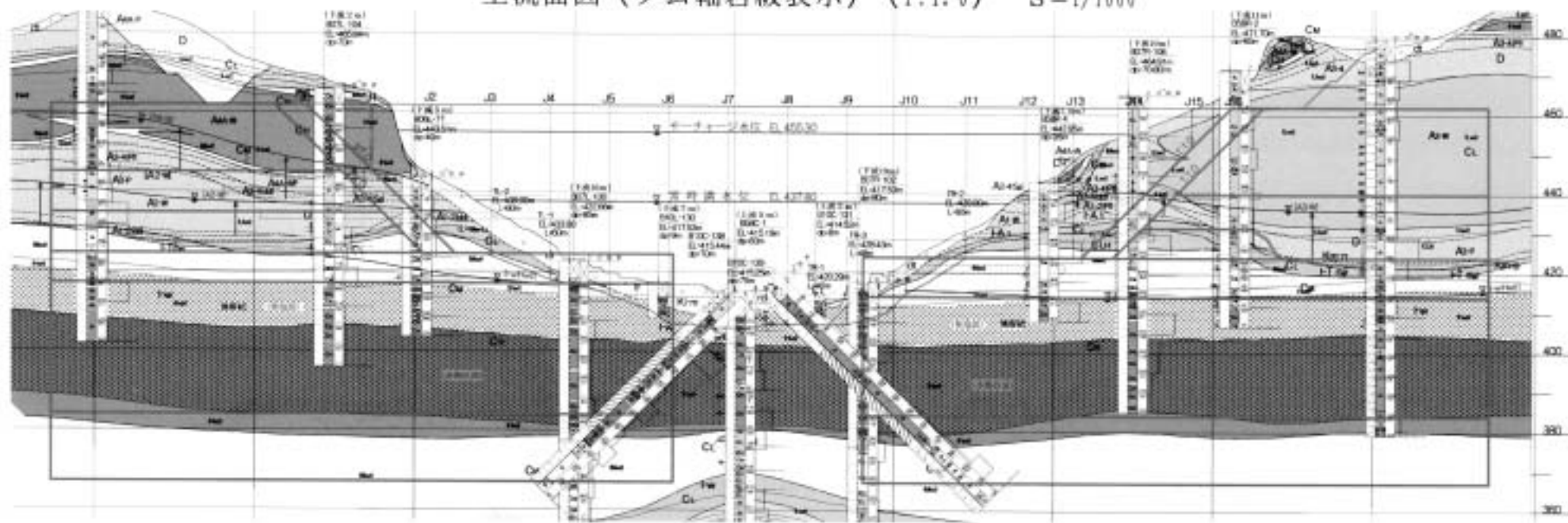
図 - 5.5.10に、一例としてケース の荷重作用図を示す。

表 - 5.5.6 解 析 ケ ー ス

解析ケース				貯水位	荷重状態
No.	荷 重 条 件	地震時 慣性力	地震時 動水圧		
	自重のみ	無	無	-	施工時の荷重状態
	自重 + 常時満水位（N.W.L）	無	無	EL.437.80m	定常的な荷重状態
	自重 + 設計洪水位（H.W.L）	無	無	EL.460.90m	一時的な荷重状態
	自重のみ	有	無	-	地震時の荷重状態
	自重 + 常時満水位（N.W.L）	有	有	EL.437.80m	地震時の荷重状態

基礎岩盤標高（左岸）EL.424.50m（右岸）EL.424.00m

上流面図（ダム軸岩級表示）（1:1.0） S=1/1000



5 - 89

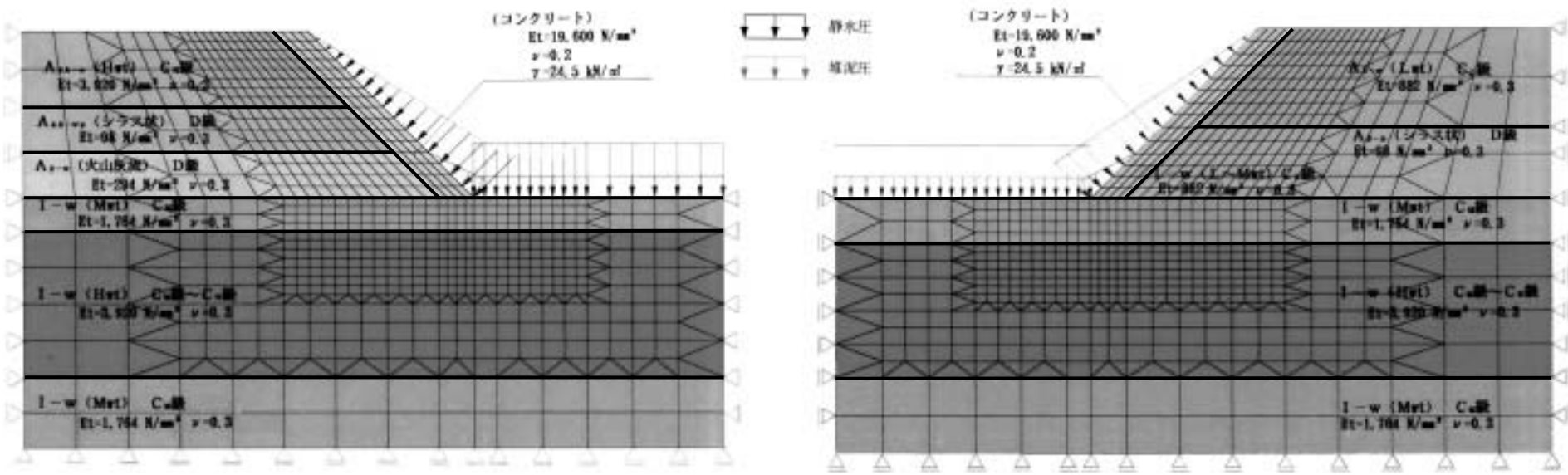


図 - 5.5.10 FEM解析モデル（地質モデル）

2) 解析結果

各検討ケースの計算結果を整理すると以下の通りである。なお、各ケースの主応力図（ベクトル図）を図 - 5.5.11～5.5.15に示す。

表 - 5.5.7 FEM解析結果

検討ケース（勾配1:1）			造成アバットメント内部応力(N/mm ²)			
No.	荷重条件	地震	左岸側		右岸側	
			最大圧縮応力	最大引張応力	最大圧縮応力	最大引張応力
	自重のみ	無	(+)1.20	(-)0.42	(+)1.04	(-)0.32
	自重+N.W.L	無	(+)1.13	(-)0.43	(+)1.03	(-)0.31
	自重+H.W.L	無	(+)2.26	(-)0.93	(+)2.03	(-)1.11
	自重のみ	有	(+)1.25	(-)0.45	(+)1.08	(-)0.39
	自重+N.W.L	有	(+)1.16	(-)0.45	(+)1.00	(-)0.38

注) 上記の正負号は、図 - 5.5.11～5.5.15に示した解析結果図の正負号とは逆符号で表記している。

3) 荷重条件毎の応力評価

(1) 施工時（自重のみ）に作用する荷重に対する評価（ケース ）

最大引張応力は左岸側で - 0.4N/mm²、右岸側で - 0.3N/mm²程度が軟質層とその上位の硬質層との境界部付近に発生し、最大圧縮応力（左岸側で + 1.2N/mm²、右岸側で + 1.0N/mm²程度）が最大引張応力発生要素の反対側（純厚方向）となる表層部（貯水池側）で発生する。これらの応力値は、コンクリート強度（ $f'_{ck}=20.0$ N/mm²程度、 $f_{tk} = f'_{ck}/10$ ）に比べ十分に小さく、発生応力として問題とはならないと評価した。

(2) 常時作用する荷重（常時満水位）に対する評価（ケース ）

作用水深が小さいため、施工時（自重のみ作用）と同等の応力状態を示し、その最大引張応力は左岸側で - 0.4N/mm²、右岸側で - 0.3N/mm²程度である。

また、最大圧縮応力は左岸部で + 1.1N/mm²、右岸部で + 1.0N/mm²程度発生している。この発生箇所について、右岸側で施工時（自重のみ）と異なった位置となっているが、圧縮応力の分布傾向としては同等であり、変形形状に差はないと判

断した。

以上より、発生応力はコンクリート強度に比べ十分に小さく、定常的に発生する応力として問題とはならないと評価した。

(3) 洪水時に作用する荷重（設計洪水位）に対する評価（ケース ）

設計洪水時において、左岸側で -0.9 N/mm^2 、右岸側で -1.1 N/mm^2 程度の最大引張応力が、軟質層との境界部(上位標高部)付近に発生している。また最大圧縮応力は、左岸側で $+2.3 \text{ N/mm}^2$ 、右岸側で $+2.0 \text{ N/mm}^2$ 程度を示し、発生箇所は最大引張応力が発生した箇所の反対側（純厚方向）における表層部（貯水池側）となっている。

これらの発生応力は他のケースに比べおよそ2倍の値であるが、いずれもコンクリート強度の範囲内であり、一時的に作用する応力であることも考慮すれば、応力上の問題とはならないと評価した。

(4) 地震時に対する評価（ケース 、ケース ）

堤体から地山側へ地震時慣性力，地震時動水圧（常時満水位時）を作用させたケース（設計震度0.12：中震帯）について、施工時（自重のみ）および常時満水位時いずれのケースでも、常時（地震なし）と比べた応力値の増加量は 0.1 N/mm^2 以下である。これより内部発生応力はコンクリートの強度に対し十分小さく、地震時に対しても、これらの発生応力は問題とならないと評価した。

以上より、いずれのケースについても応力的な問題は生じないと判断される。

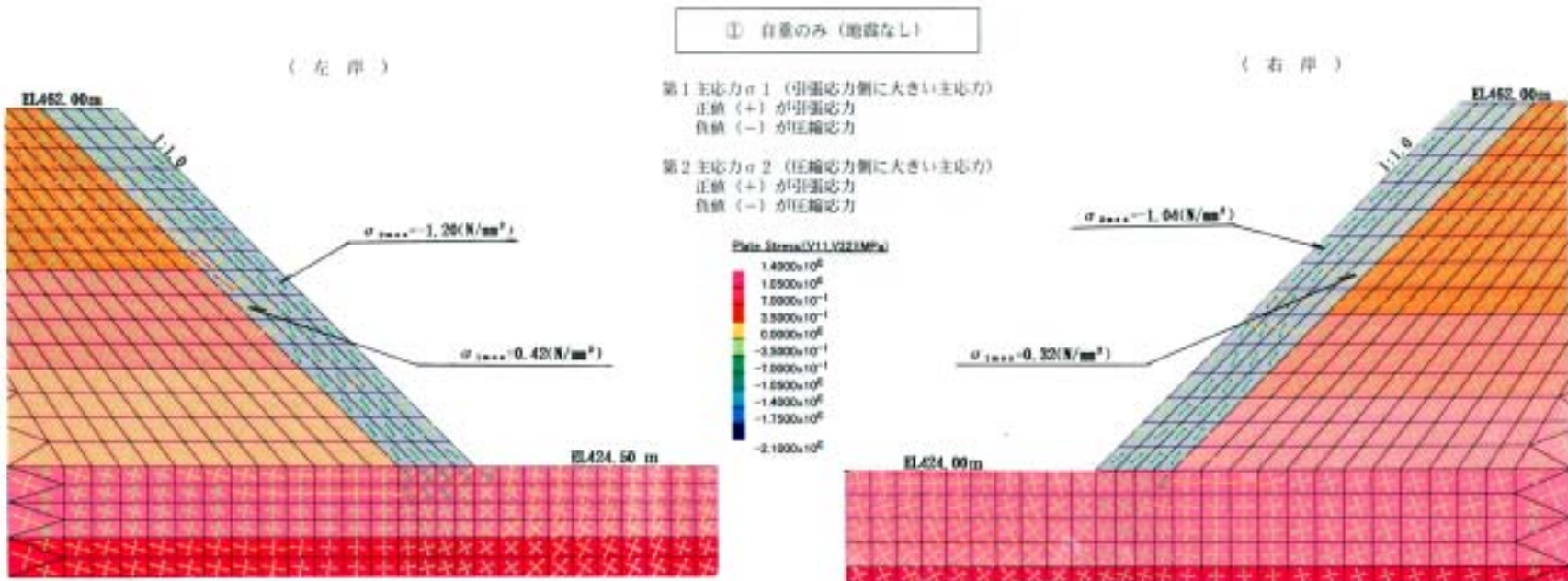


図 - 5.5.11 FEM解析結果 主応力ベクトル図 自重のみ (地震なし)

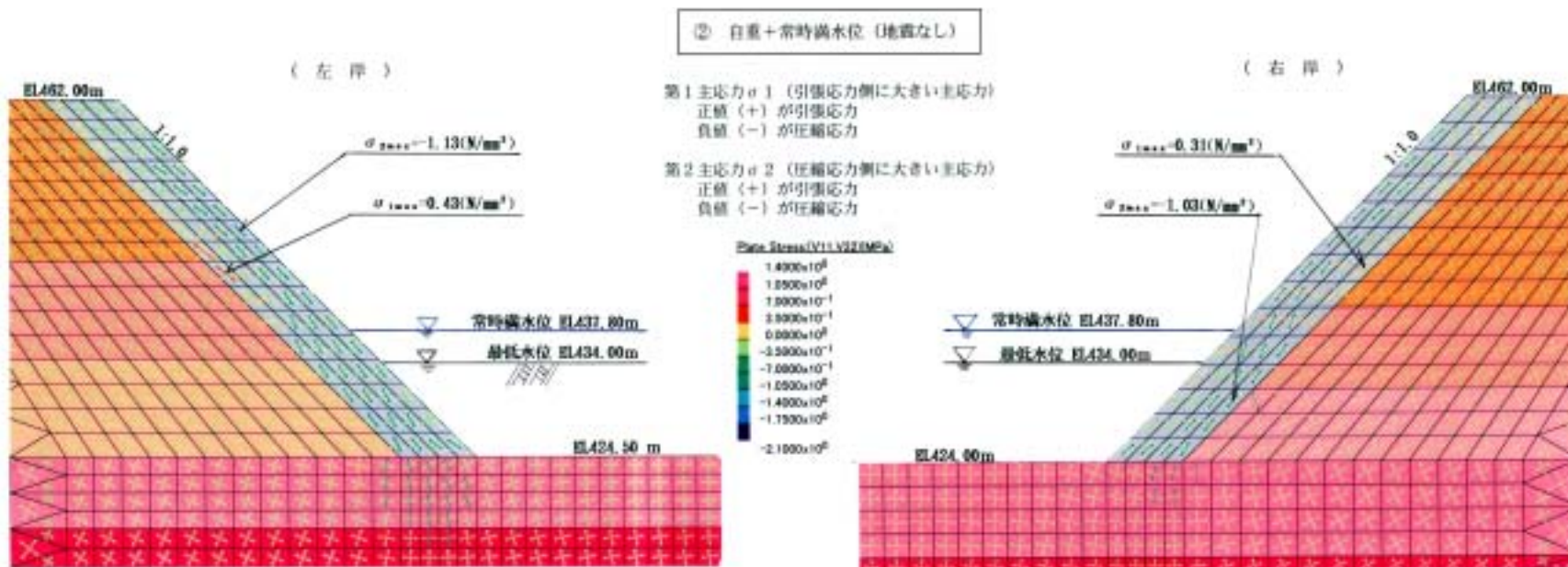


図 - 5.5.12 FEM解析結果 主応力ベクトル図 自重+常時満水位 (地震なし)

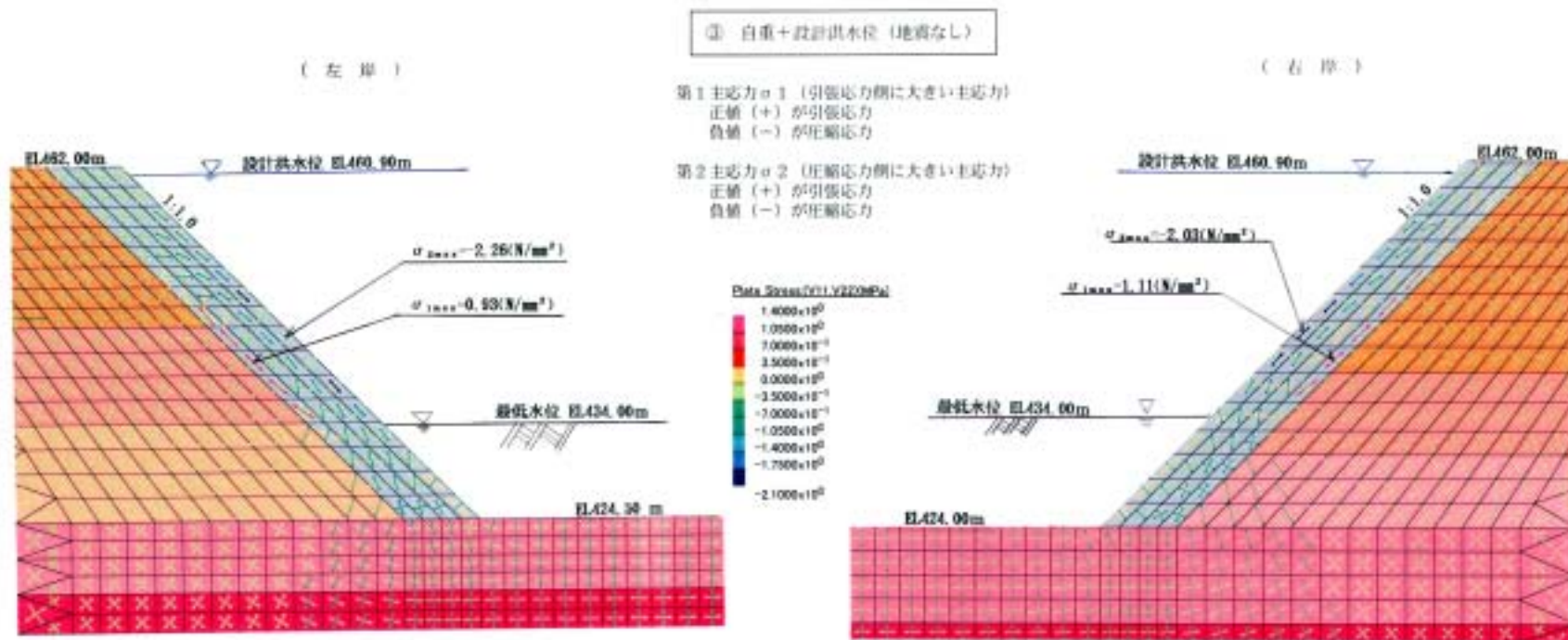


図 - 5.5.13 FEM解析結果 主応力ベクトル図 自重 + 設計洪水位 (地震なし)

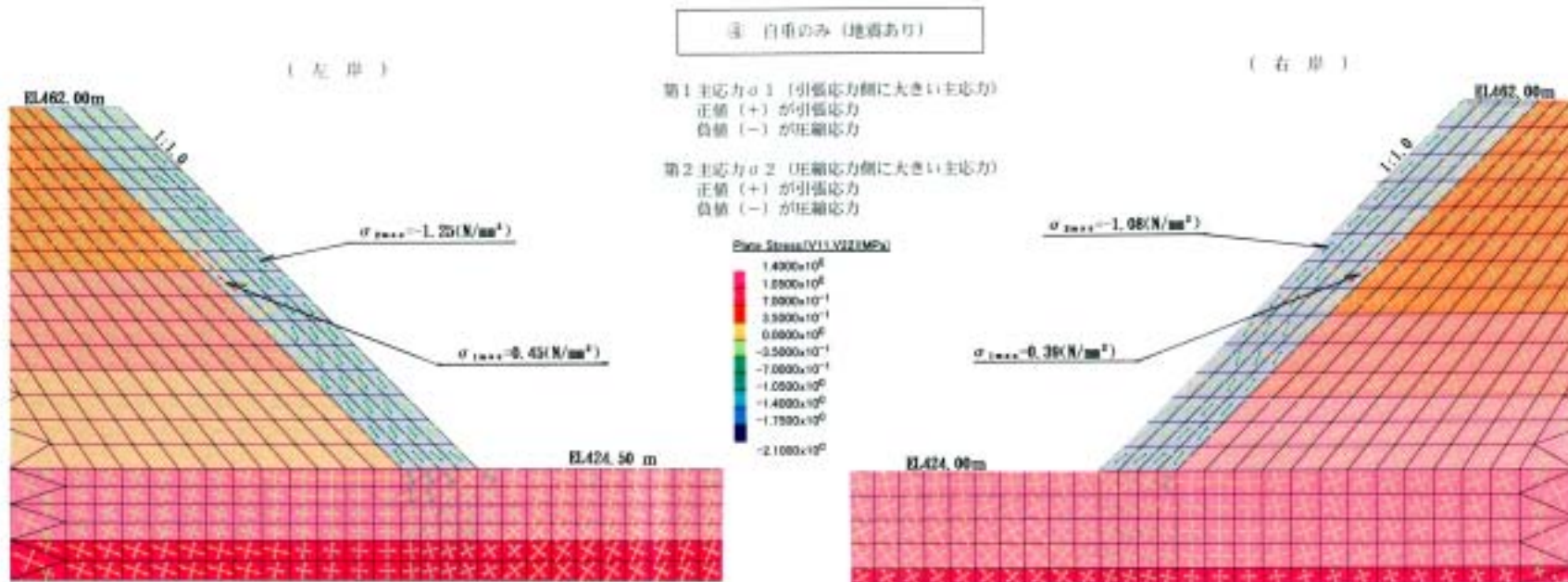


図 - 5.5.14 FEM解析結果 主応力ベクトル図 自重のみ (地震あり)

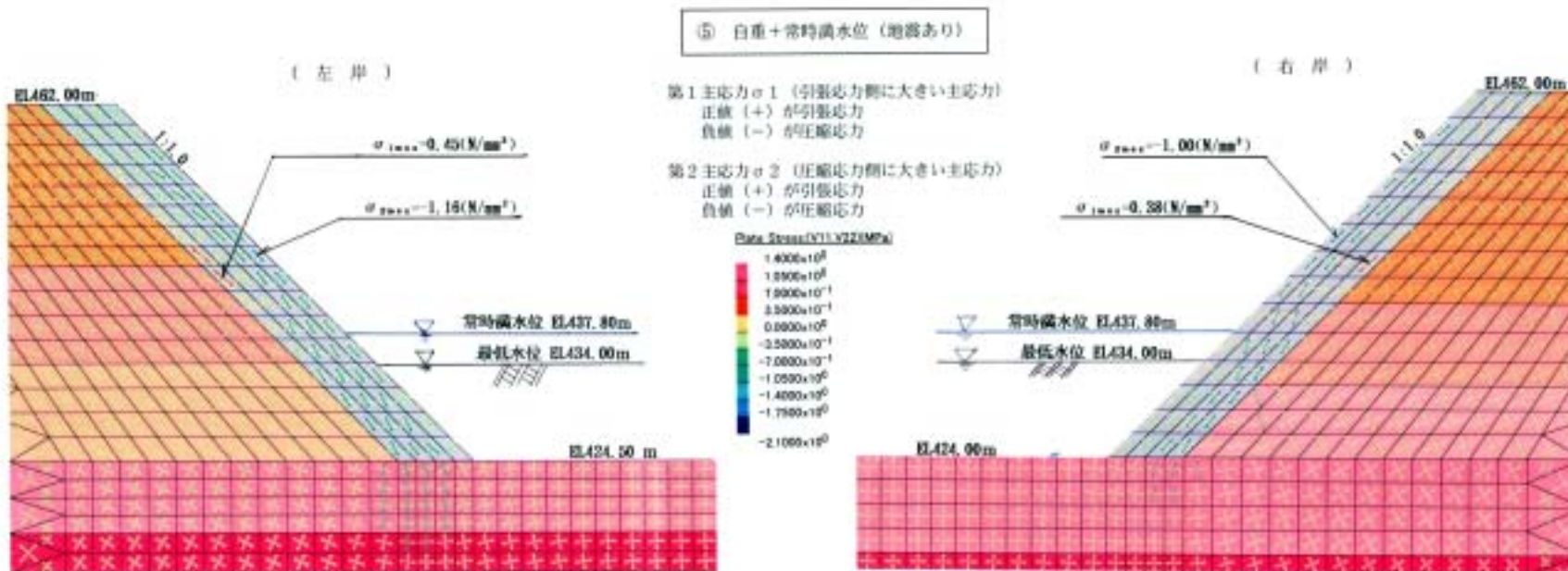


図 - 5.5.15 FEM解析結果 主応力ベクトル図 自重 + 常時満水位 (地震あり)

5.6 西之谷ダム造成アバットメント設計計算（傾斜型）

5.6.1 造成アバットメント基本形状の算定

現計画である箱型連続地中壁工に対して、新たなアバット処理工として造成アバットメント工を提案し、本ダムへの適応性について検討した。

1) 造成アバットメントの基本的な考え方

造成アバットメントは、ダムアバット部の入戸火砕流堆積物（シラス）をオープンにより掘削した後、堤体同様、城山層を基礎岩盤（EL 45.0m）として造成する。

造成アバットメントの設置勾配を検討するにあたっては、アバットメント造成後も入戸火砕流堆積物との密着を保てる程度の作用荷重とすることが望ましい。

造成アバットメントの厚さ（ T ）及び長さ（ L ）は、造成アバットメントに作用する上下流方向の水平力に対して、造成アバットメント底面（城山層）のせん断抵抗力により、所要のせん断安全率（4以上）を確保するよう決定する。

2) 造成アバットメントの形状

造成アバットメントの基本形状の検討は、以下の流れで実施した。

背面勾配の検討

安定検討（施工時）

ダム軸方向の荷重に対する安定検討（厚み（ T ）の決定）

安定検討（完成後）

上下流方向の荷重に対する安定検討（長さ（ L ）の決定）

造成アバットメント機能を考慮した規模の検討

地山へのスムーズな応力伝達に配置した形状決定

図 - 5.6.2に検討フロー及び検討結果を示す。

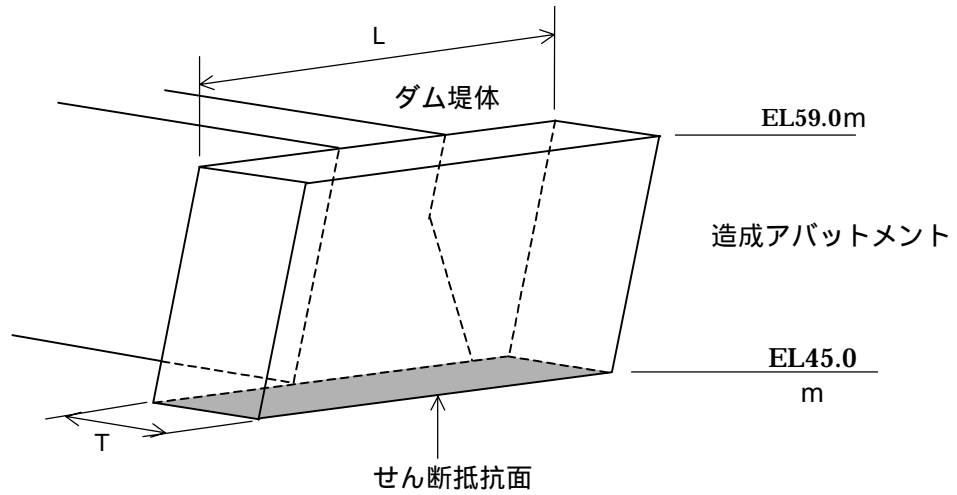


図 - 5.6.1 ダム～造成アバットメントの模式図

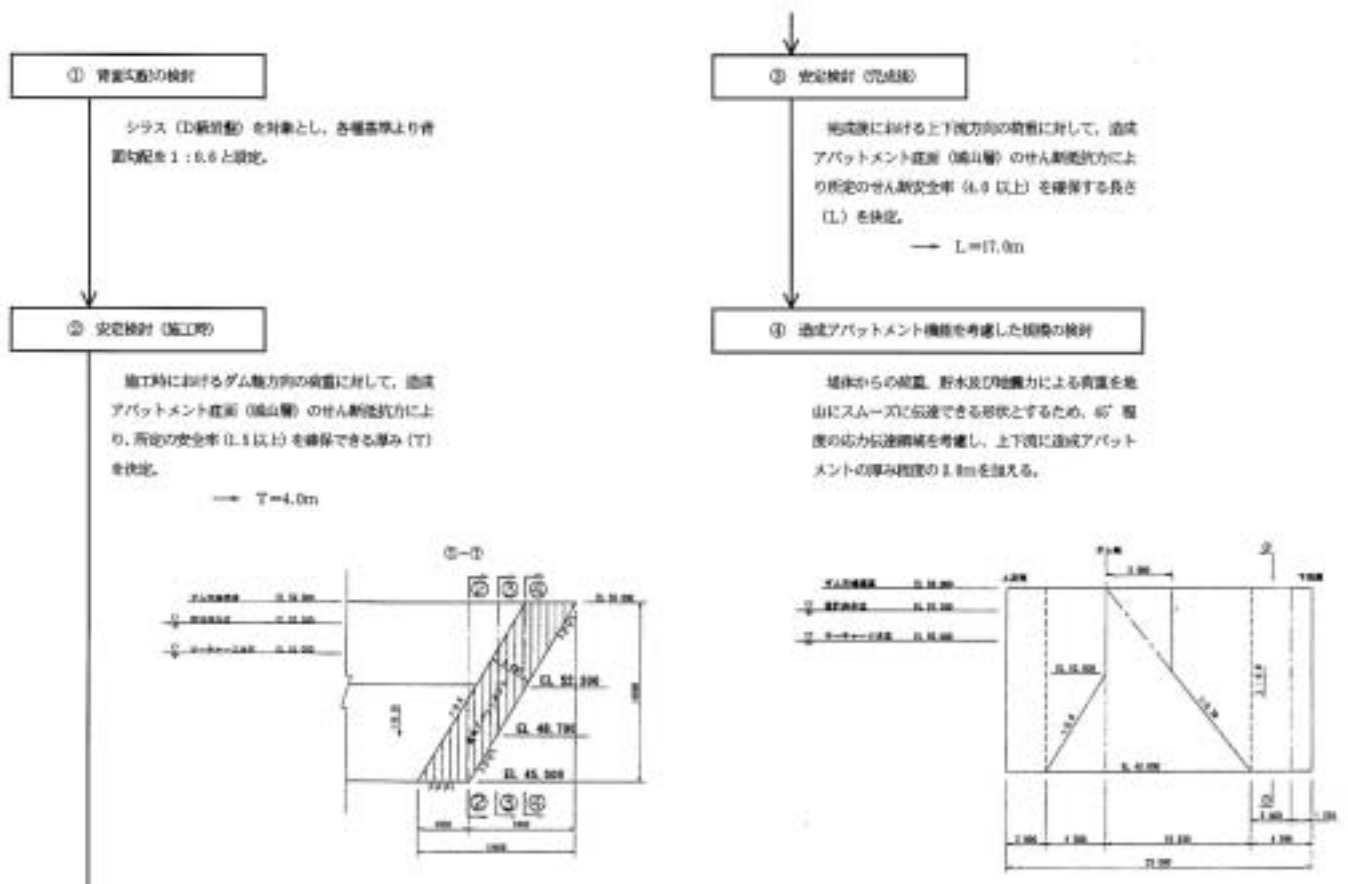


図 - 5.6.2 造成アバットメント基本形状の検討フロー

【参考：造成アバットメント基本形状】

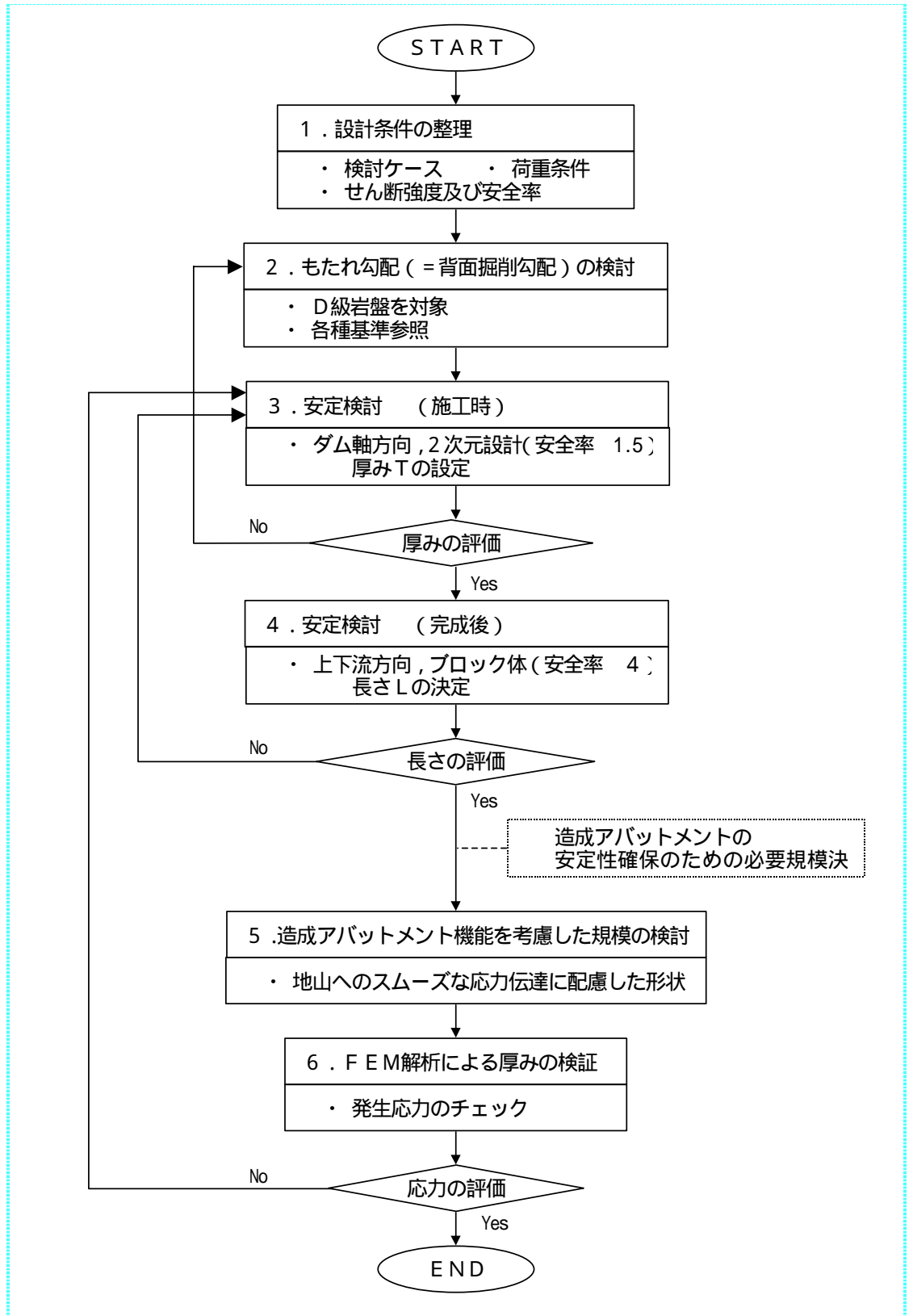


図 - 5.6.3 造成アバットメントの基本形状検討フロー図

3) 設計条件

- 荷重の組合せ

造成アバットメントの基本形状決定に際して、考慮する荷重は表 - 5.6.1 ~ 5.6.2の通りである。

表 - 5.6.1 荷重の組合せ (施工時)

条件 荷重	施工時 (ダム軸方向)	備考
自重		
背面水圧		地下水位
揚圧力		

表 - 5.6.2 荷重の組合せ (完成後)

条件 荷重	設計洪水位 (上下流方向)	サーチャージ水位 (上下流方向)	備考
自重			
静水圧 (波浪高)	(0.74m)	(0.81m)	下流方向 背面方向
背面水圧 (地下水位)			
地震時慣性力		(50%)	K=0.12
動水圧		(50%)	下流方向
水重			堤体上流側
揚圧力			
外力			乗座堤体からの 鉛直力・水平力

常時満水位 (EL43.0) については造成アバットメント基礎標高より下位になることから、空虚時と同様の状態となる。

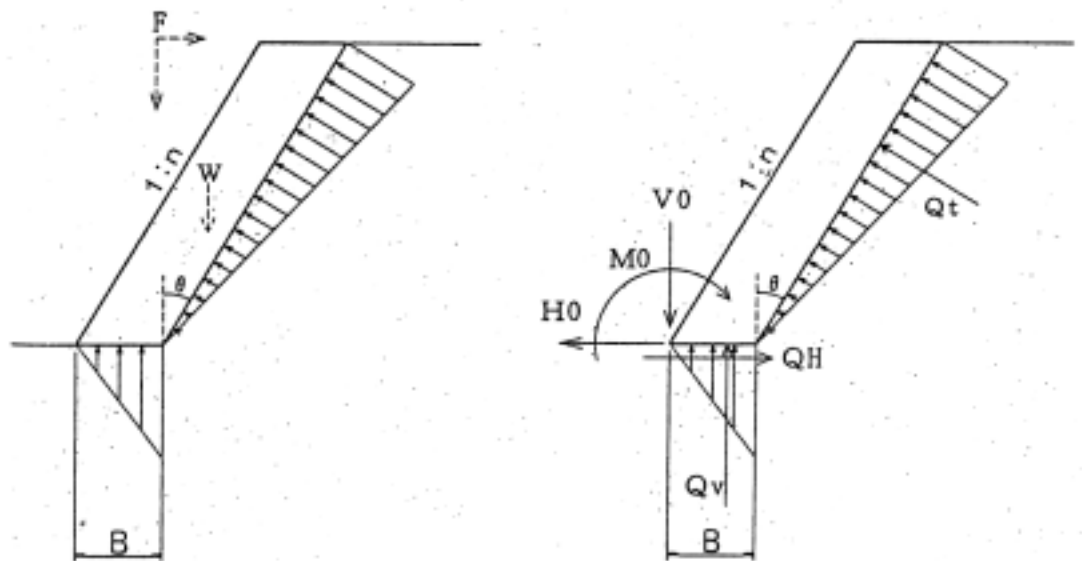
- 造成アバットメント安定計算の考え方

造成アバットメントの安定性については、安全側を考え、基礎岩盤となる城山層のみで、せん断抵抗を考えることとした。

そのためには、せん断抵抗検討の対象面とする水平基礎面 (城山層) に作用

する鉛直力を求める必要があるが、これは基礎部の鉛直地盤反力及び傾斜部の壁面地盤反力の内、基礎部の鉛直地盤反力によって推定される。

ここでは、図 - 5.6.4に示すような三角形分布を考え、ダム軸方向の作用力のつり合い条件より、鉛直地盤反力 (Q_v) を求めることとし、その値を水平基礎面 (城山層) に作用する鉛直力として、上下流方向のせん断抵抗検討を行うこととした。



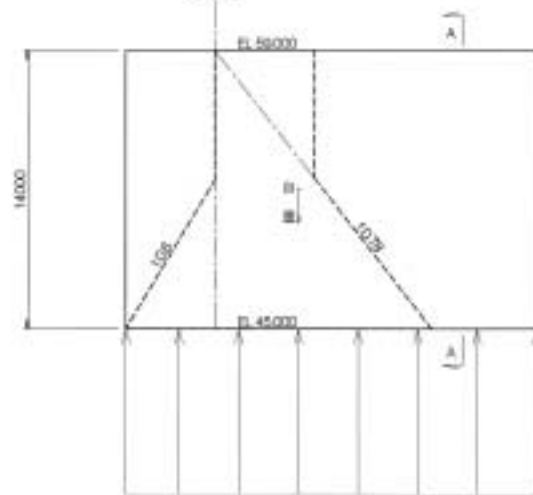
- ここに、 H_0 : 自重と外力による水平力
 V_0 : 自重と外力による鉛直力
 M_0 : 自重と外力によるモーメント (W : 自重, F : 外力)
 Q_H : 底面の水平地盤反力の合力
 Q_v : 底面の鉛直地盤反力の合力
 Q_t : 底面の壁面地盤反力の合力

図 - 5.6.4 造成アバットメントの地盤反力分布の仮定

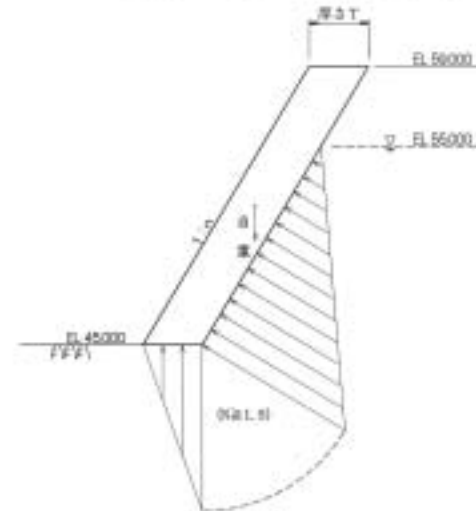
• 荷重図

造成アバットメント安定計算にあたっての作用荷重状態を示した荷重図を 図 - 5.6.5に示す。

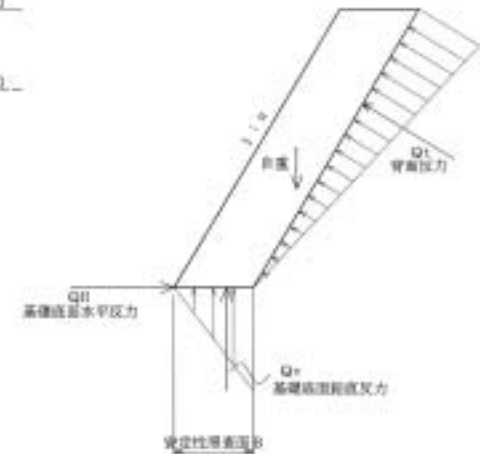
① (施工時) → 二次元計算
造成アバットメント縦断面図



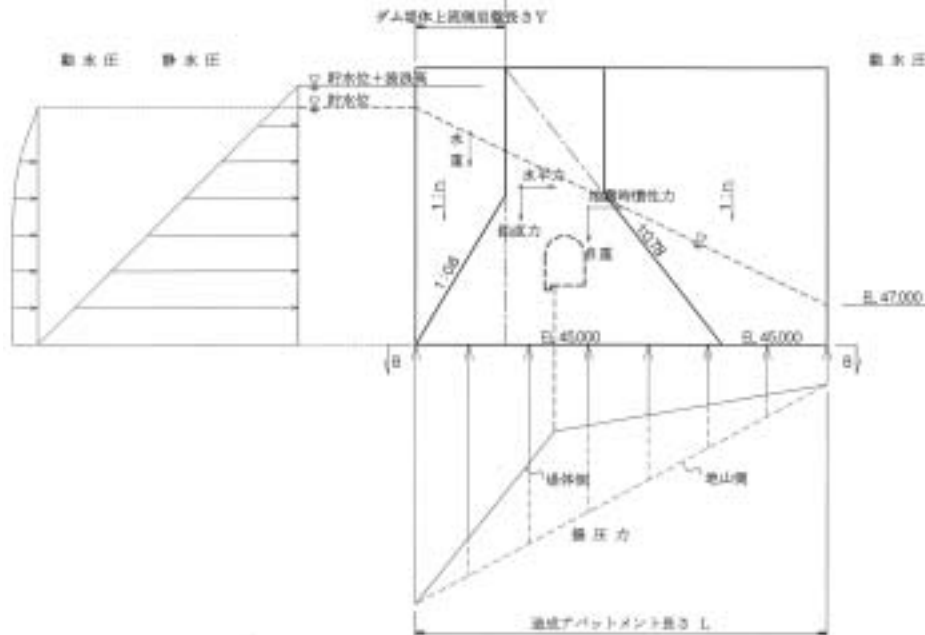
造成アバットメント断面図 (A-A)



(地盤反力の仮定：ダム軸方向断面)

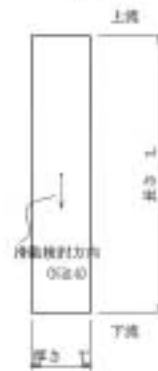


② (完成後) → ブロック体として計算
造成アバットメント縦断面図



基礎平面図 (EL45.0m)

B-B



造成アバットメント断面図
(傾斜部反力算出用)

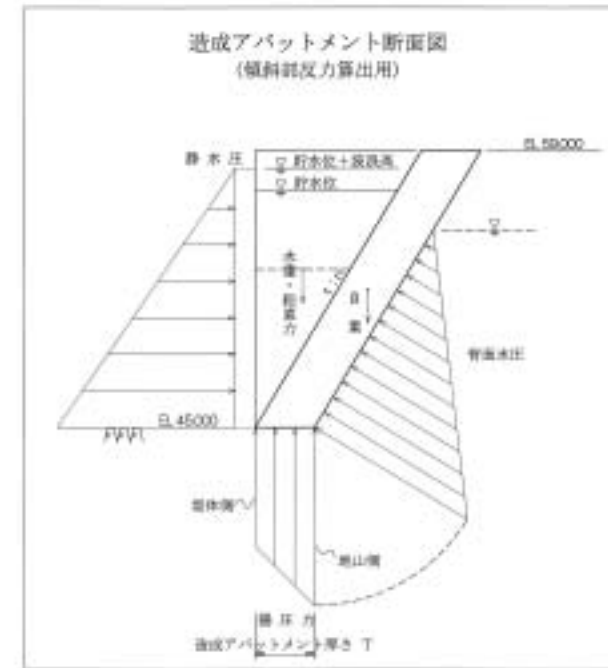


図 - 5.6.5 造成アバットメントに作用する荷重の考え方

4) 基本形状の検討

(1) 掘削勾配 (= 造成アバットメント勾配)

造成アバットメント背面部の入戸火砕流 (シラス) の掘削勾配は、掘削対象部の物性値を考慮して、以下に示したシラス切土勾配に関する各種基準及び労働安全衛生規則を参考に決定した。

- a . 道路事業の手引き (鹿児島県道路建設課・道路維持課)
- b . しらす地帯における土工設計施工指針 (鹿児島県しらす対策研究会 1975) など

表 - 5.6.3 シラス切土法面の勾配の標準 (道路事業の手引き) 抜粋

土質の区分	勾 配 (割)		指標硬度 (mm)
	湧水が無い場合	湧水がある場合	
硬 質 シ ラ ス	0.5 ~ 0.8	1.0程度	30 ~ 33
中 硬 質 シ ラ ス	0.5 ~ 0.8	1.0程度	27 ~ 30で植生困難
	0.8 ~ 1.0	1.0 ~ 1.2	25 ~ 27植生容易
軟 質 シ ラ ス	0.8 ~ 1.2	1.0 ~ 1.2	20 ~ 25
極 軟 質 シ ラ ス	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.5	20以下

表 - 5.6.4 シラスの切土のり勾配 (しらす地帯における土工設計施工指針)

土質の区分	のり面勾配 (割)	適 要 注) ただし、直高2m以上に適用
硬質しらす	1 : 0.3 より緩	植生困難
中硬質しらす	1 : 0.5 より緩	土壤硬度おおよそ27mm以上で植生困難
	1 : 0.6 より緩	" 27mm以下で植生可能
軟質しらす	1 : 0.8 より緩	" 25mm以上で植生可能

表 - 5.6.5 シラスにおけるN値と硬度の関係

分 類	極軟質シラス	軟 質 シ ラ ス	中硬質シラス	硬 質 シ ラ ス
N 値	8以下	9 ~ 13	14 ~ 42	43以上
指標硬度	20以下	20 ~ 25	25 ~ 30	30 ~ 33

本ダムにおける掘削の対象となるシラス地山の物性値を整理すると下表のようになる。

造成アバットメントは、D級岩盤以上の新鮮部に着岩させる方針である。この掘削対象岩盤は、下表のようにN値が平均値でN = 29程度以上を有し、露頭における指標硬度は平均で28程度以上となる。

平均値及び敷居値範囲の最低値を用いて、表 - 5.6.6により本ダムにおける地山シラスの評価を行うと、中硬質シラス(硬質に近い)～硬質シラスに分類される。

表 - 5.6.6 入戸火砕流堆積物の物性値

		N 値		指標硬度 (露頭)	備 考
		試験値分布	敷居値		
E		9.3 ± 4.6 (n=33)	N < 20	26.6 ± 1.2 (n=16)	
D	D2	28.9 ± 5.0 (n=40)	20 N < 40	27.8 ± 0.8 (n=16)	
	D1	49.9 ± 13.9 (n=88)	40 N	-	平均値 ± 標準偏差

以上、入戸火砕流(新鮮部)D級岩盤は、中硬質(硬質に近い)～硬質シラスに分類されることがわかるが、これを鹿児島県の基準を適用すると、湧水対策を前提として、標準的な掘削勾配は1 : 0.5 ~ 1 : 0.8の範囲となる。

一方、労働安全衛生規則によると、シラスがその他の地山(5m以上)に分類されると考えると、掘削面の勾配は60° (1:0.577) 以下とされている。

入戸火砕流(シラス)の掘削勾配は、安定勾配以上になるとアンカー工などの対策工が必要になること、また造成アバットメントとの密着性を高めるためにはある程度の荷重を分担させることも必要であることから、基準内での掘削勾配で設定するものとした。

よって、入戸火砕流(新鮮部)の掘削勾配は、シラス掘削基準で求まる1 : 0.5 ~ 1 : 0.8のうち、労働安全衛生規則に基づく最急勾配である1 : 0.6とする。

・造成アバットメント勾配 (= 掘削勾配) 1 : 0.6

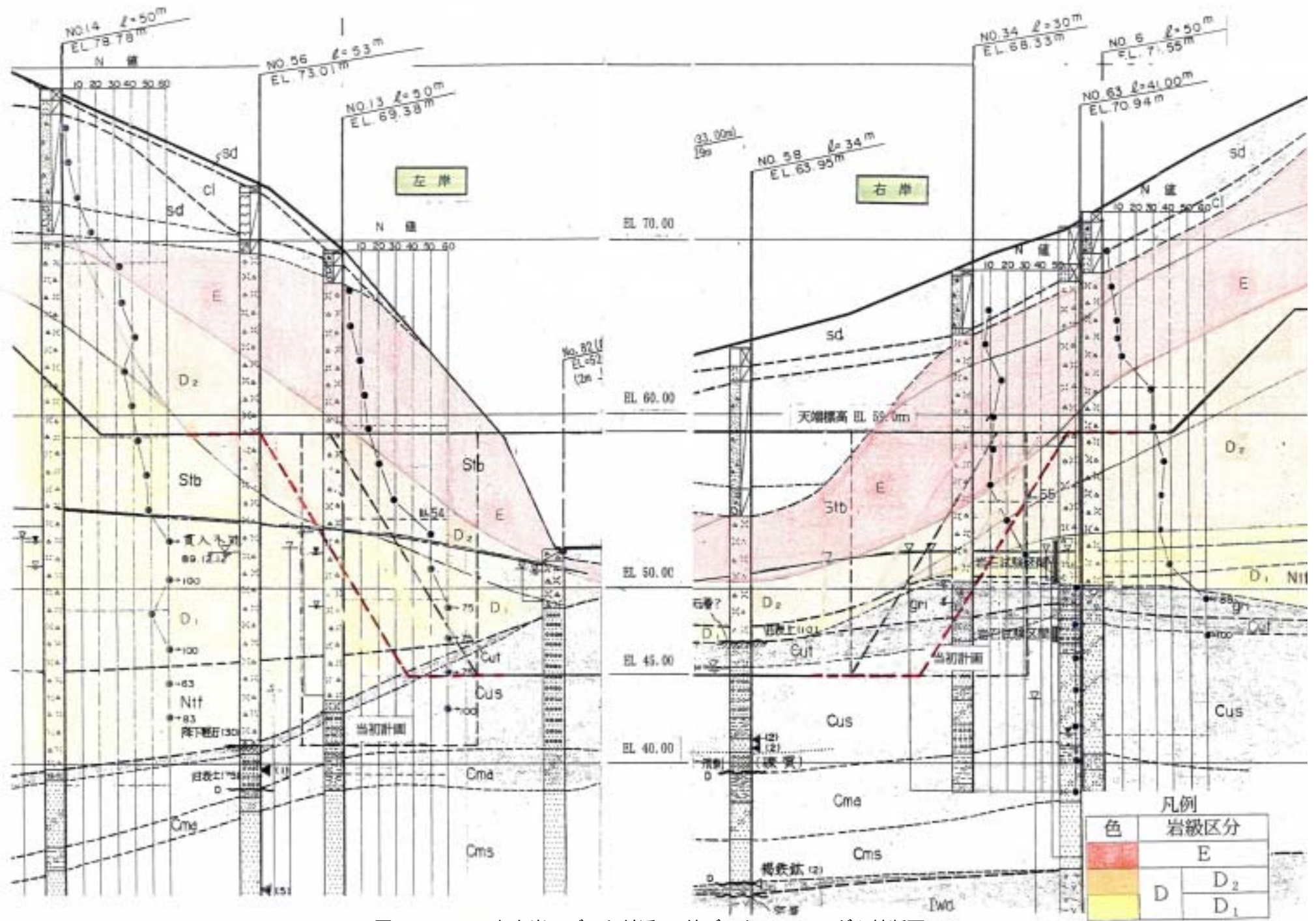


図 - 5.6.6 左右岸アバット付近のN値データ (G - G' = ダム軸断面)

(2) 造成アバットメントの厚さ

造成アバットメントの厚さ (T) は、施工時における作用力 (ダム軸方向) に対して、造成アバットメント底面 (城山層) のせん断抵抗力により、所要のせん断安全率 (1.5以上) を確保できるような厚みにより決定した。

これより、造成アバットメントの厚さ (T) は、概ね4.0m以上であれば所要の安全率を満足することから、造成アバットメントの厚さを最小の4.0mとした。

表 - 5.6.7 造成アバットメント厚さとせん断安全率の関係 (施工時)

造成アバットメント厚さ T (m)	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
せん断安全率	0.877	1.253	1.573	1.866	2.147	> 1.5

(3) 造成アバットメントの長さ

造成アバットメントの長さ (L) は、完成後における作用力 (上下流方向の水平力) に対して、造成アバットメント底面 (城山層) のせん断抵抗力により、所要のせん断安全率 (4以上) を確保するよう決定する。

なお、ダム堤体上流側の造成アバットメントの長さ (Y) を、マット形式検討に準じ、ダム軸よりフィレット下端までの4.5mと設定した。

これより安全率4以上を満たす、造成アバットメントの必要長さ (L) は、17.0 mとなり、堤体底敷幅に対して1.5m程度を張り出す規模に収まる。

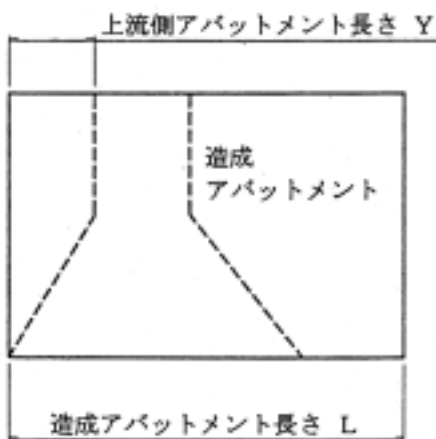


表 - 5.6.8 造成アバットメントのせん断安全率 (T=4.0m)

水位条件	設計洪水水位	サーチャージ水位	備考	
造成アバットメント長さ L (m)	15.5	3.724	3.892	= 堤体底敷幅
	16	3.818	3.963	
	17	4.006	4.104	採用
	18	4.193	4.240	
	19	4.381	4.373	
	20	4.569	4.502	

(4) 造成アバットメントの基本形状

以上の検討結果を整理すると、造成アバットメント構造の安定上必要となる基本形状は、以下ようになる。(厚さ:4m, 必要長さ:17m, 設置勾配1:0.6)

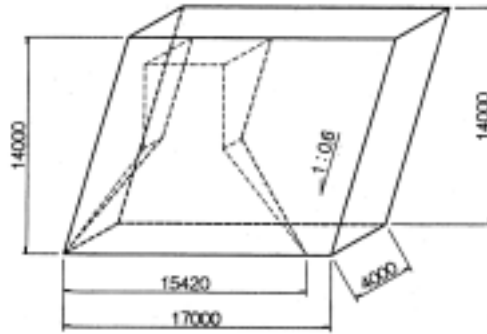


図 - 5.6.7 造成アバットメント基本形状図 (概要図)

(5) 造成アバットメントとしての機能を考慮した基本形状

造成アバットメントの長さに関しては、造成アバットメントの構造体としての安定上からの必要長さが17mで、堤体基本形状堤敷き幅(約15.5m)程度となっている。

造成アバットメントとしてはその構造自体が安定条件を満足し、造成アバットメントとしての機能、すなわち堤体からの荷重、貯水及び地震力による荷重を地山にスムーズに伝達できる形状であることが必要となる。よって、図 - 5.6.8に示すように堤体幅から45°程度の応力伝達領域を考慮し、上流及び下流に厚み程度の長さ3mを加えることとした。

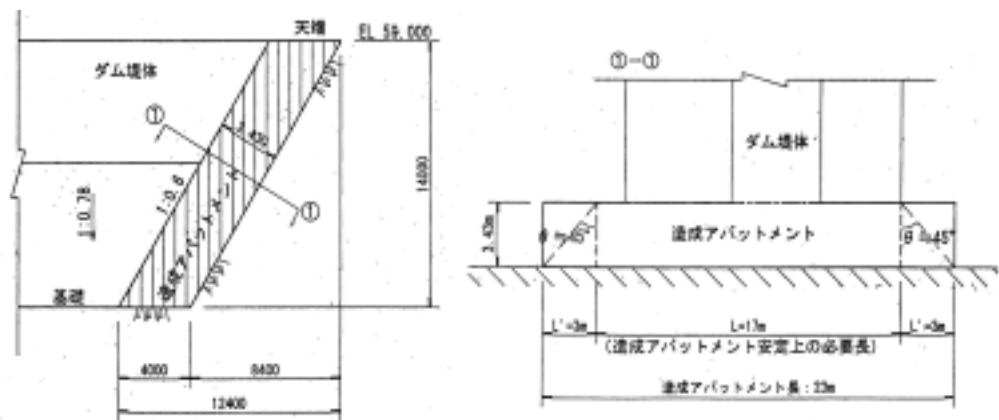


図 - 5.6.8 造成アバットメントの機能を考慮した長さ

5.6.2 造成アバットメント応力解析

造成アバットメントとしては、水平部（底面）で城山層，傾斜部（背面）で主として入戸火砕流に着岩することとなるが、その両者と造成アバットメント（コンクリート）の変形特性が異なるため、発生応力に対する注意が必要となる。そこで、2次元FEM解析手法を用いて、応力解析を行った。

1) 解析条件の検討

物性値の設定

基礎岩盤の弾性係数は、孔内水平載荷試験の結果から換算して求められた値を用い、造成アバットメントは、コンクリートの弾性係数を用いた。

表 - 5.6.9 解析に用いる物性値の一覧

	弾性係数 E N/mm ² (kgf/cm ²)	ポアソン比	単位体積質量 kN/m ³ (tf/m ³)	備 考
造成アバットメント	24,500 (250,000)	0.2	22.5 (2.3)	コンクリート
城 山 層 (Cus)	392 (4,000)	0.3	-	C級岩盤
入戸火砕流 (Stb)	294 (3,000)	0.3	-	D級岩盤

なお、シラスのポアソン比は、文献によると0.3~0.5程度である。

検討断面

検討断面としては、ダム軸方向断面（造成アバットメント横断面）を考え、貯水による荷重が作用する堤体座乗部から上流側の断面が最も厳しい状態となるため、堤体上流側で貯水位が全高に渡って作用する断面(下図中 -)を考える。

また、堤体の乗座している断面（下図 - ）についても、堤体形状に応じた堤体自重を考慮して検討を行うこととした。

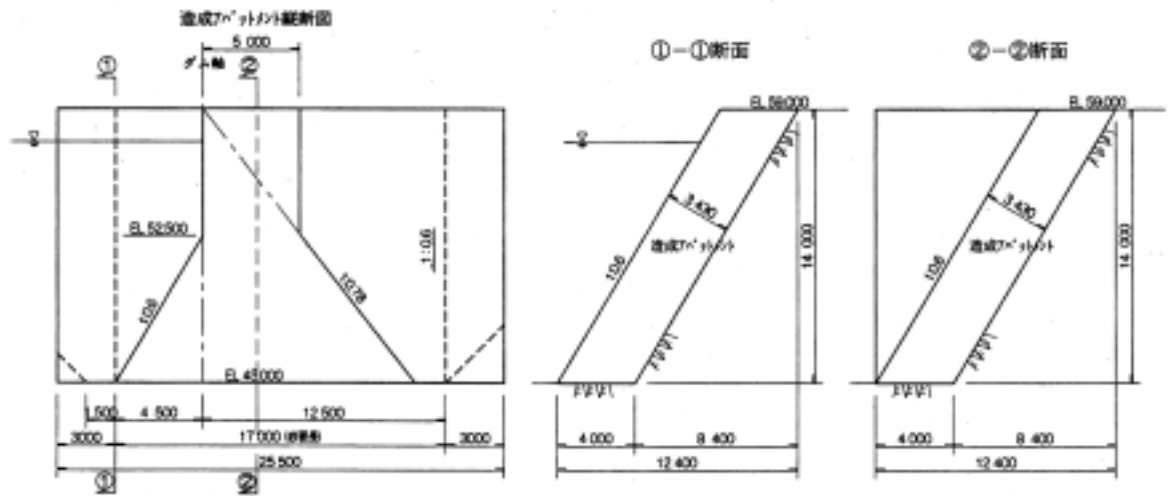


図 - 5.6.9 検討断面位置図

検討ケース

- 断面における検討ケースとしては、最も厳しい状態であると考えられる設計洪水位時を対象とした。また、
- 断面については造成アバットメントの自重のみを考慮した。

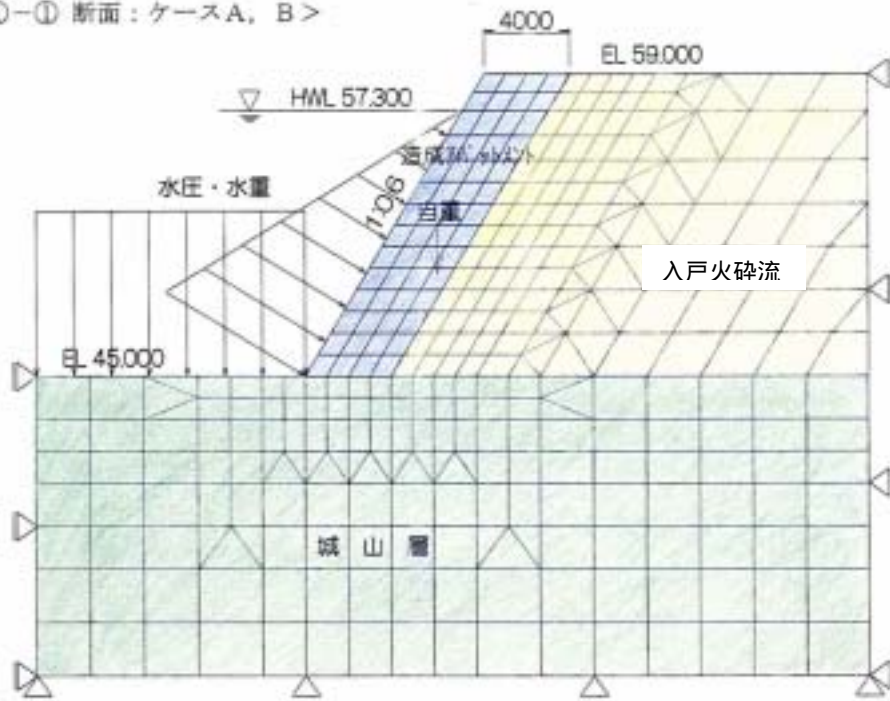
表 - 5.6.10 検討ケース

検討断面	検討ケース	備考
- 断面	A . 自重のみ	堤体自重は、乗座する堤体自重を造成アバットメント全体で負担すると考え、計算要素列毎にダム横断面面積と造成アバットメント面積の比を単重に乗じて換算したものである。
	B . 設計洪水位 + 自重	
- 断面	C . 自重 + 堤体自重	

解析モデル及び拘束条件

図 - 5.6.10に示すように、モデル化の範囲は、造成アバットメントの高さ分を造成アバットメントの前面側、背面側及び鉛直下方向で確保することとし、各境界面の直角方向を拘束した。造成アバットメントは基本形状とし4mの等厚とした。

<①-① 断面：ケースA, B>



<②-② 断面：ケースC>

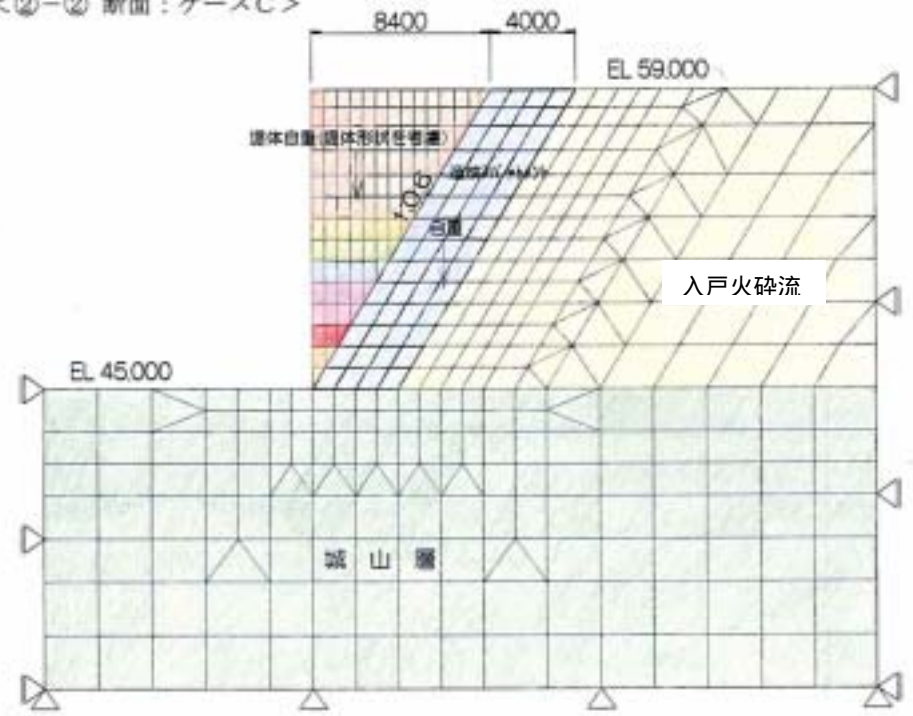


図 - 5.6.10 FEM解析モデル

2) 解析結果

計算結果を整理すると下表のようになる。

図 - 5.6.11には、各ケースにおける主応力図を示す。

表 - 5.6.11 F E M 解析結果

検 討 ケ ー ス	地山内主応力 N/mm ² (kgf/cm ²)		造成アバットメント内主応力 N/mm ² (kgf/cm ²)		変 位 量 (mm)			
	入戸火砕流内 1max	城山層内 1max	圧縮応力 1max	引張応力 3min	のり肩部		つま先部	
					X	Y	X	Y
A . 自重のみ (- 断面)	0.075 (0.76)	0.179 (1.83)	0.317 (3.23)	-0.079 (-0.81)	0.44	2.31	0.31	2.18
B . 設計洪水位 + 自重 (- 断面)	0.132 (1.35)	0.181 (1.85)	0.363 (3.70)	-0.157 (-1.60)	0.63	3.17	1.43	4.17
C . 自重 + 堤体自重 (- 断面)	0.102 (1.04)	0.264 (2.69)	0.307 (3.13)	-0.084 (-0.86)	0.90	3.39	0.19	3.32

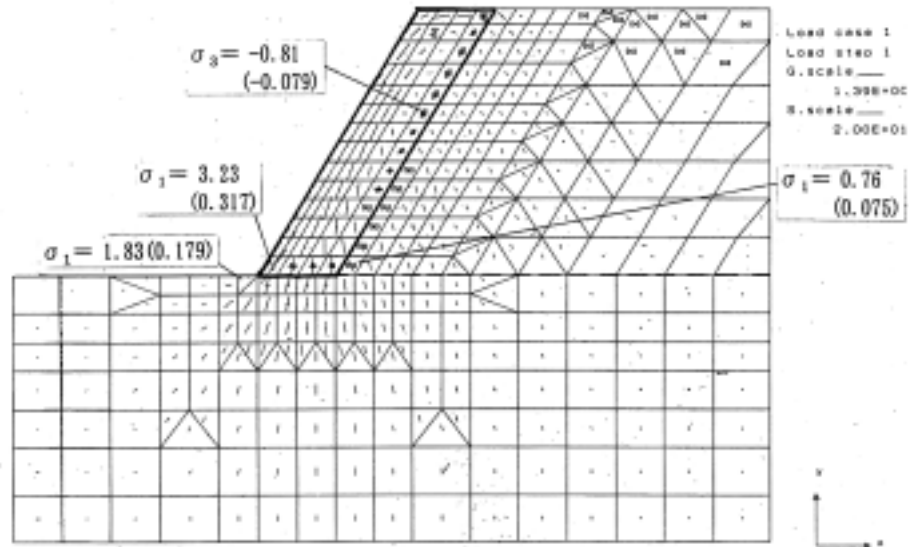
注) 1 : 第1主応力, 2 : 第2主応力

X方向 : 貯水池側向きが正, Y方向 : 鉛直下向きが正
堤体自重は、アバット長 (載荷面積) を考慮した換算値

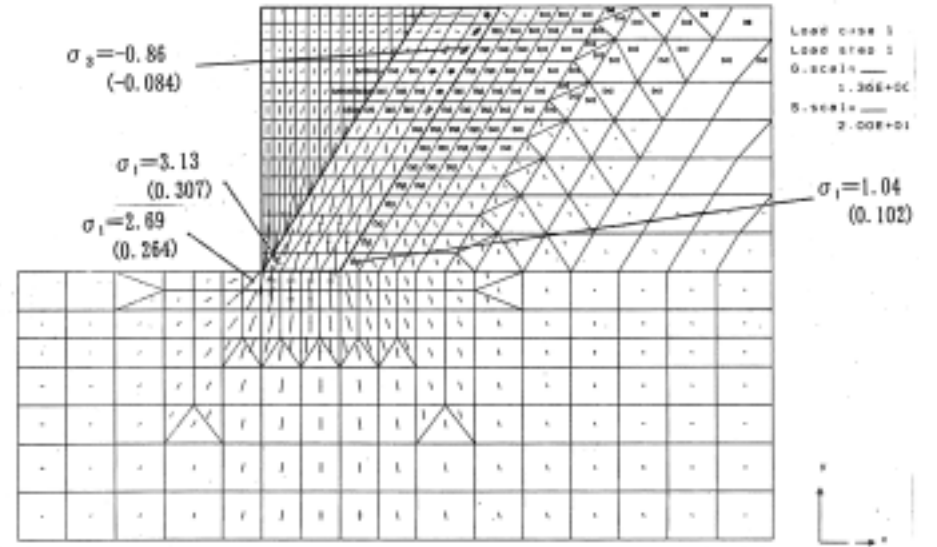
解析結果によると、最も厳しい条件となる設計洪水位時において、造成アバットメントの背面側中央部に引張応力が発生しているが、その値は0.16N/mm² (1.6kgf/cm²)程度でコンクリートの許容引張応力内にあり、特に応力上の支障は生じない。

また、 - 断面は、堤体が乗座する断面を検討対象としたものであるが、造成アバットメントに発生する引張応力は、0.080N/mm² (0.8kgf/cm²)程度で、コンクリートの許容引張応力度内にあり、特に応力上の支障は生じない。

A. - 断面：作用荷重 = 自重のみ (主応力图 単位：kgf/cm², ()内：N/mm²)



C. - 断面：作用荷重 = 自重 + 堤体自重 (主応力图 単位：kgf/cm², ()内：N/mm²)



B. - 断面：作用荷重 = 設計洪水位時荷重 + 自重 (主応力图 単位：kgf/cm², ()内：N/mm²)

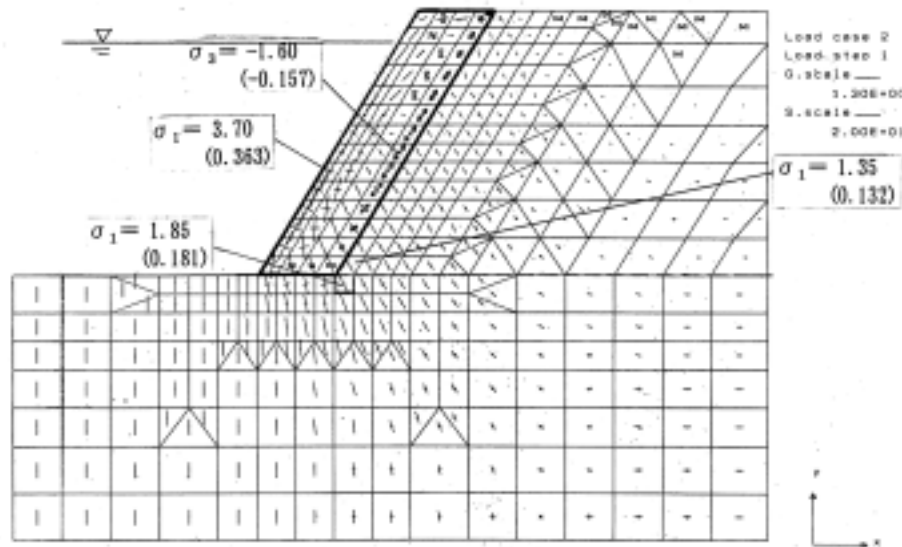
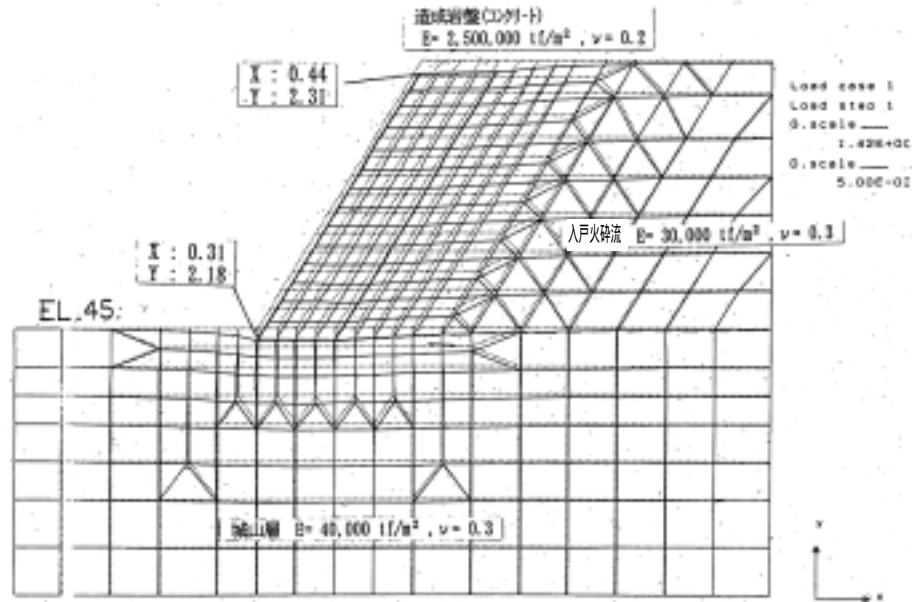


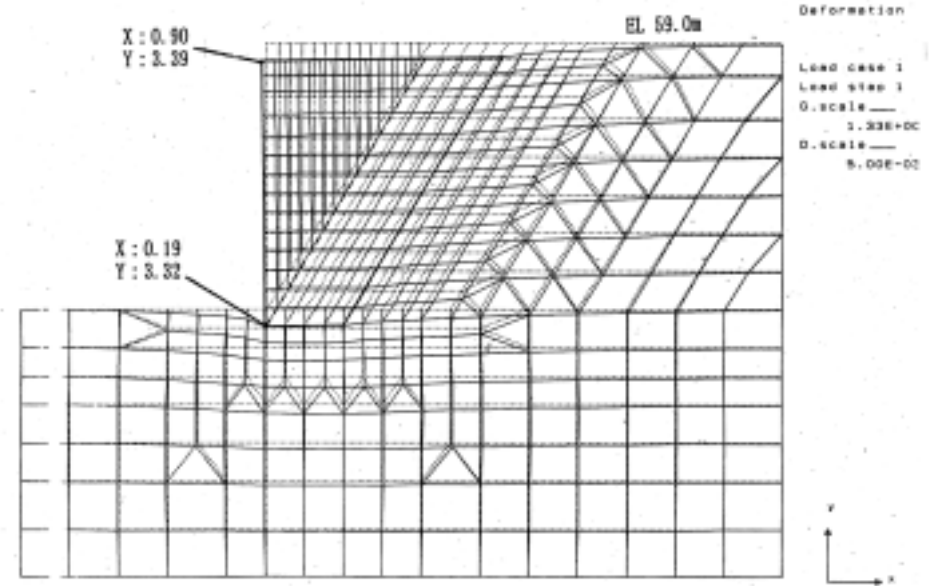
図 - 5.6.11 FEM解析結果 (主応力图)

【参考：FEM解析結果（変位量）】

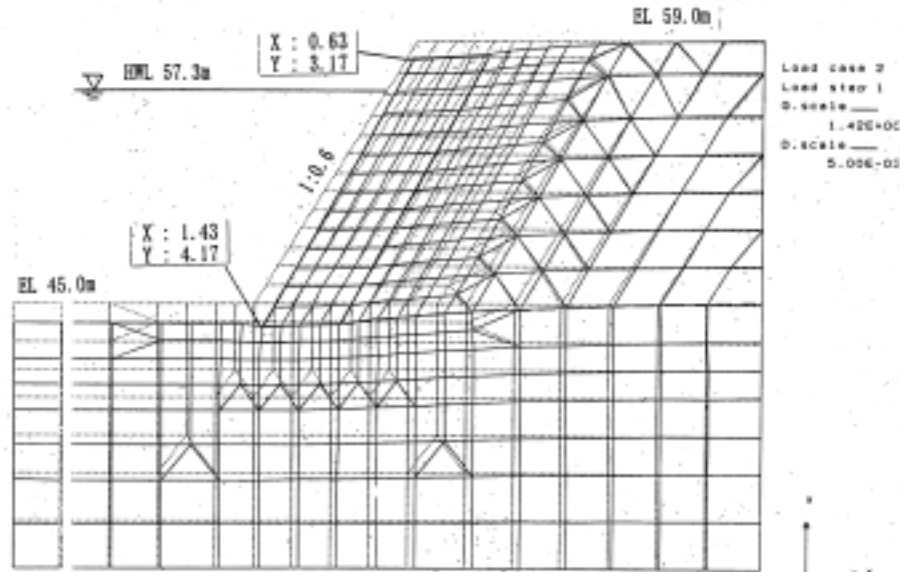
A. - 断面：作用荷重 = 自重のみ （変位形状図 単位：mm）



C. - 断面：作用荷重 = 自重 + 堤体自重 （変位形状図 単位：mm）



B. - 断面：作用荷重 = 設計洪水位時荷重 + 自重 （変位形状図 単位：mm）



FEM 解析結果（変位） 単位：mm

検討ケース	のり肩部		つま先部	
	X	Y	X	Y
A. 自重のみ （ - 断面）	0.44	2.31	0.31	2.18
B. 設計洪水位 + 自重 （ - 断面）	0.63	3.17	1.43	4.17
C. 自重 + 堤体自重 （ - 断面）	0.90	3.39	0.19	3.32

X方向：貯水池側向きが正、Y方向：鉛直下向きが正
堤体自重は、アバット長（載荷面積）を考慮した換算値（参考資料編参照）

図 - 5.6.12 FEM解析結果（変位形状図）

5.6.3 地山との密着性について

造成アバットメントと地山との密着性について、造成アバットメントの安定計算(ダム軸方向)に基づいて、合力の作用位置(ミドルサードの条件)に着目して検討を加える。

1) 検討条件

(1) 検討ケース

検討ケースは以下の2ケースとする。

施工時

完成後(設計洪水位)

(2) 荷重の組合せ

各ケースに対して次表の荷重を考慮する。

表 - 5.6.12

荷 重	施 工 時	完 成 後	備 考
軀 体 自 重			$c = 2.3 \text{tf/m}^3$
地震時慣性力	($k = 0.06$)		地 山 河 川
静 水 圧			設計洪水位 EL 57.3m hw = 0.74m
動 水 圧			
水 重			
背 面 水 圧			地 下 水 位 EL 55.0m 設計洪水位 EL 57.3m
揚 圧 力			$\mu = 1.0$

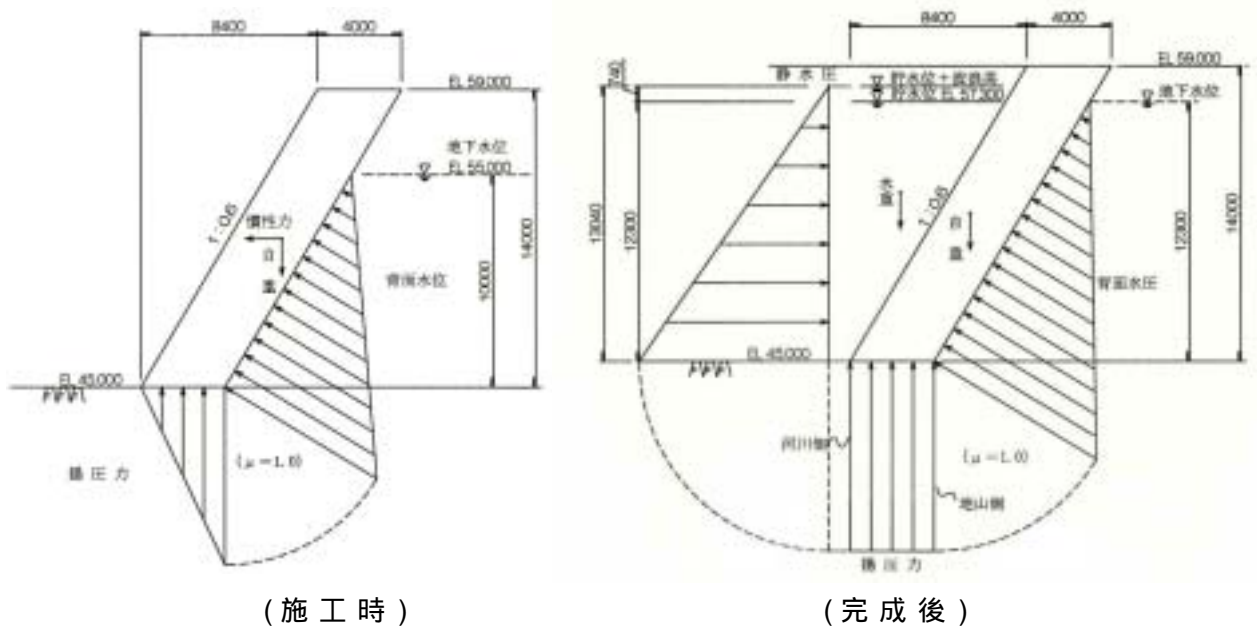


図 - 5.6.13 荷重図

2) 安定条件

造成アバットメントと地山との密着性については、次図のように、アバットメント背面を底面に投影した仮想底面幅に対して、通常の中ドルサードの条件を満足すれば、アバットメント背面には引張力は発生せず地山との密着が確保できると考える。

〔 ミドルサードの条件 : 合力の作用位置が、仮想底面幅 (B) の中央 $B/3$ の範囲内に入る。 ($X = 4.133 \sim 8.267\text{m}$) 〕



図 - 5.6.14 安定条件

3) 安定計算結果

安定計算結果を次表に示す。

表 - 5.6.13 安定計算結果

項 目	施 工 時	完 成 後	備 考
鉛 直 合 力 V (tf/m)	78.806	79.606	
モ ー メ ン ト M (tf・m)	344.502	615.089	
合力の作用位置 X (m)	4.371 (ok)	7.727 (ok)	4.133 X 8.267m
偏 心 距 離 e (m)	- 1.829 (ok)	1.527 (ok)	B/6 = 2.067m

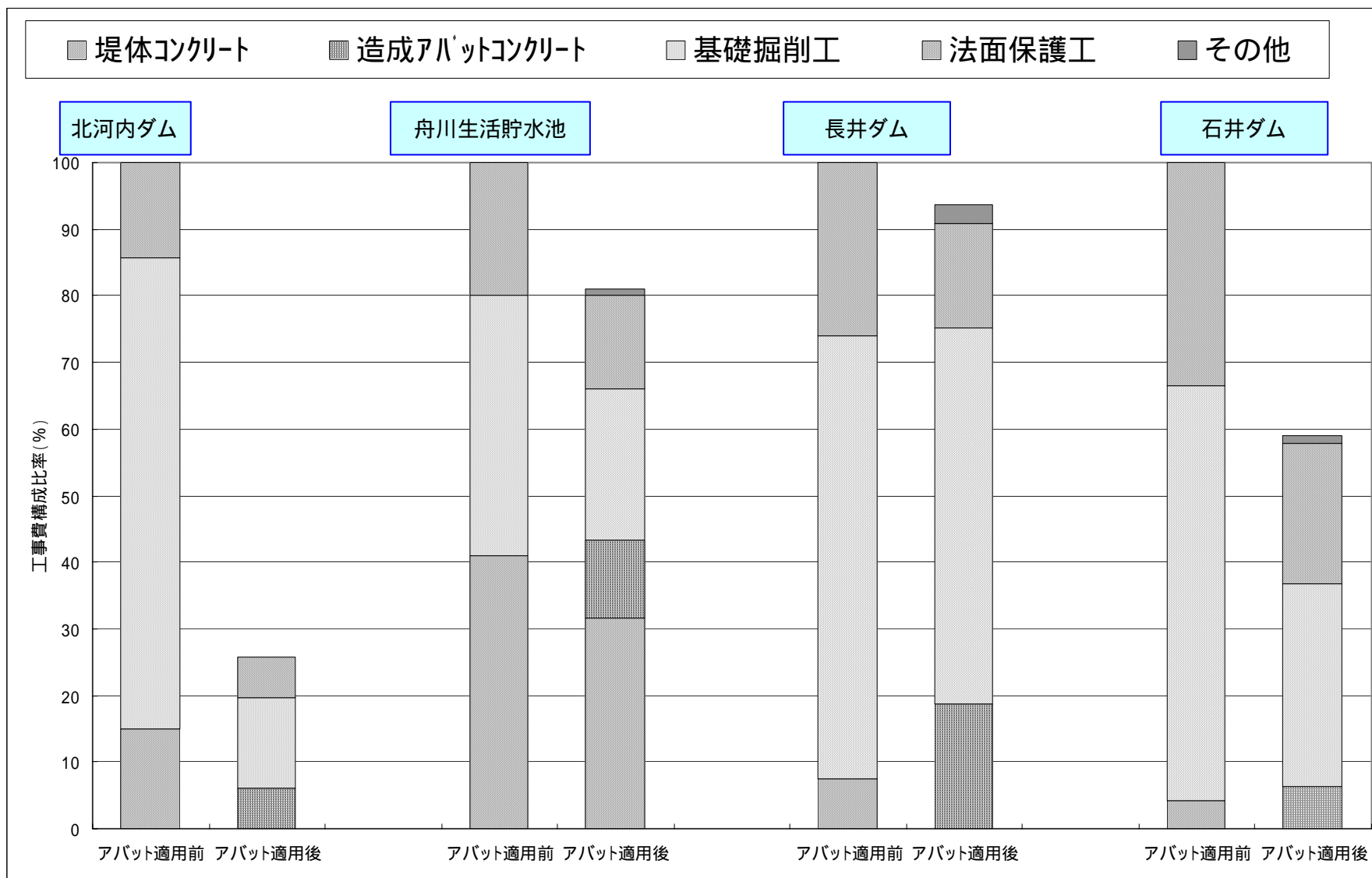
上表より、施工時の方が厳しい状態にあるが、ミドルサードの条件は満足している。
したがって、造成アバットメントと地山との密着性は確保できるものと判断される。

6. コスト縮減効果

造成アバットメント 概算工事費 (標準型)

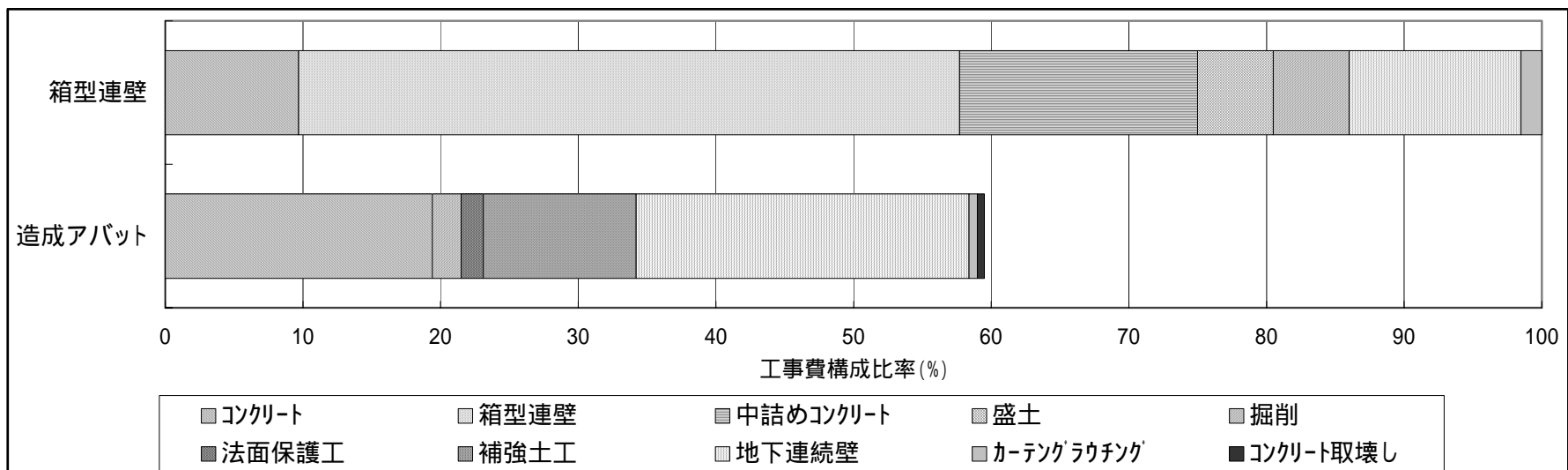
		単位	単価	造成アバットなし						造成アバットあり						数量増減	金額増減 (千円)
				数量			金額 (千円)	金額 割合(%)	数量			金額 (千円)	金額 割合(%)				
				左岸	右岸	小計			左岸	右岸	小計						
北河内	コンクリート	躯体	m ³	50,000	2,800	420	3,220	161,000	14.9	0	0	0	0	0.0	-3,220	-161,000	
		造成アバット	m ³	70,000	0	0	0	0	0.0	780	150	930	65,100	6.0	930	65,100	
		掘削量	m ³	10,000	2,800	73,500	76,300	763,000	70.8	780	14,000	14,780	147,800	13.7	-61,820	-615,200	
		法面覆	m ²	20,000	0	7,700	7,700	154,000	14.3	0	3,300	3,300	66,000	6.1	-4,400	-88,000	
		合計						1,078,000	100.0				278,900	25.9		-799,100	
赤川	コンクリート	躯体	m ³	30,000	3,400		3,400	104,070	41.1	2,660		2,660	79,960	31.6	-800	-24,050	
		造成アバット	m ³	30,000	0		0	0	0.0	989		989	29,670	11.7	989	29,670	
		掘削量	土石	m ³	1,500	38,600		38,600	54,900	21.7	23,600		23,600	35,400	14.0	-13,000	-19,500
			岩石	m ³	4,000	11,000		11,000	44,000	17.4	5,500		5,500	22,000	8.7	-6,500	-22,000
		法面覆	m ²	20,000	2,513		2,513	50,260	19.8	1,802		1,802	36,040	14.2	-711	-14,220	
		コンクリート止水壁	m ²	40,000	0		0	0	0.0	55		55	2,200	0.9	55	2,200	
	合計						259,230	100.0				205,290	81.1		-47,940		
長井	コンクリート	躯体	m ³	25,000		4,600	4,600	115,000	7.6			0	0	0.0	-4,600	-115,000	
		造成アバット	m ³	25,000			0	0	0.0	11,400	11,400	285,000	18.7	11,400	285,000		
		掘削量	土石	m ³	1,100		667,000	667,000	733,700	48.2	566,000	566,000	622,600	40.9	-101,000	-111,100	
			岩石	m ³	3,700		75,000	75,000	277,500	18.2	64,000	64,000	236,000	15.5	-11,000	-40,700	
		法面保護工	法枠	m ²	18,000		20,400	20,400	367,200	24.1	11,100	11,100	199,800	13.1	-9,300	-167,400	
			厚層基材	m ²	5,200		5,800	5,800	30,160	2.0	7,600	7,600	29,520	2.6	1,800	9,360	
			ロックボルト	m	60,000			0	0	0.0	747	747	44,820	2.9	747	44,820	
	合計						1,523,560	100.0				1,428,540	93.8		-95,020		
石井	コンクリート	躯体	m ³	20,000	579	819	1,398	27,960	6.9	0		0	0	0.0	-1,398	-27,960	
		造成アバット	m ³	30,000	0	0	0	0	0.0	581	509	1,090	32,700	6.9	1,090	32,700	
		掘削量		4,000	42,680	31,421	74,101	296,440	62.4	20,580	30,592	51,172	205,888	43.4	-22,638	-90,552	
		法面保護工	厚層基材	m ²	5,200	1,603	1,666	3,269	16,999	3.6	868	2,508	3,376	17,849	3.7	125	650
			ジオファイバー	m ²	17,500	4,773	2,830	7,603	139,053	28.0	2,023	1,535	4,558	79,785	18.8	-3,045	-63,288
			ロックボルト	m ²	1,200	308	0	308	370	0.1	462	0	462	654	0.1	164	195
			法枠	m ²	60,000	0	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0	0
	合計						474,821	100.0				336,656	70.9		-138,265		

6.1 コスト削減効果



造成アバットメント 概算工事費（傾斜型）

項 目	単位	単価	箱型地下連続壁			造成アバット工法			
			数量	金額（千円）	金額割合（％）	数量	金額（千円）	金額割合（％）	
遠野	コンクリート	m ³	30,000		0	0.0	3,500	105,000	21.2
	堤体	m ³	30,000				-300	-9,000	-1.8
	セパレートウォール	m ³	30,000	1,600	48,000	9.7		0	0.0
	箱型連壁	m ²	100,000	2,380	238,000	48.1		0	0.0
	中詰めコンクリート	m ³	15,000	5,700	85,500	17.3		0	0.0
	盛土	m ³	1,500	18,000	27,000	5.5		0	0.0
	掘削	m ³	1,500	18,000	27,000	5.5	7,000	10,500	2.1
	法面保護工	m ²	20,000		0	0.0	400	8,000	1.6
	補強土工	m ²	50,000				1,100	55,000	11.1
	地下連続壁	m ²	100,000	620	62,000	12.5	1,200	120,000	24.2
	カーテングラウチング	m	40,000	190	7,600	1.5	70	2,800	0.6
	コンクリート取り壊し	m ³	12,000		0	0.0	200	2,400	0.5
	合計				495,100	100.0		294,700	59.5



6.2 個別ダムでの検討結果

6.2.1 長井ダム

右岸上流古期崖錐堆積物の排土工の見直しおよびアバットメント造成工および擁壁工の詳細設計の結果、右岸アバット部の掘削法面変更形状は、図 - 6.2.1に示すとおりであり、右岸アバット部の掘削量および掘削法面の縮減によるコスト縮減効果は表 - 6.2.1に示すように概ね9千5百万円のコスト縮減を図ることができた。

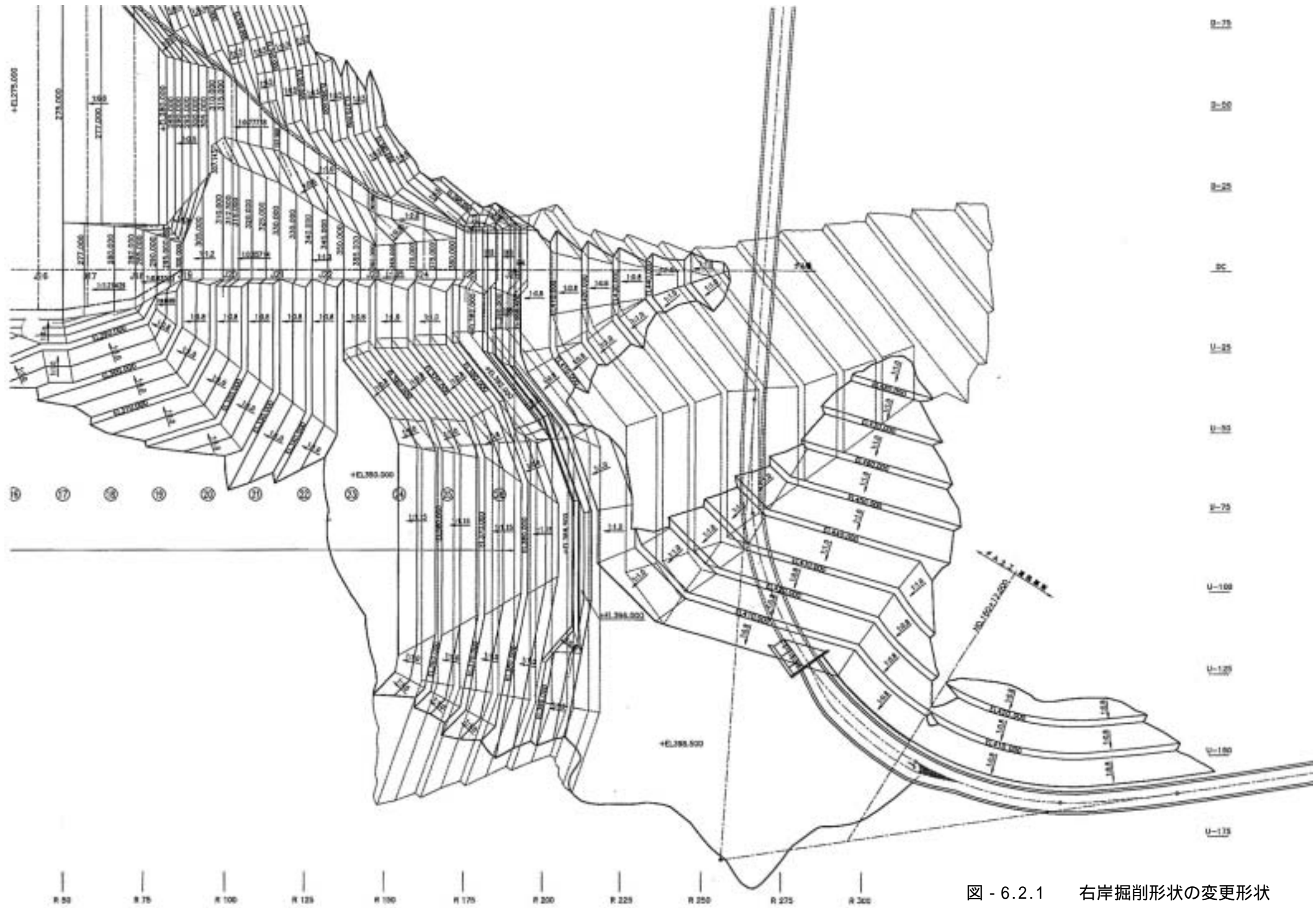


図 - 6.2.1 右岸掘削形状の変更形状

表 - 6.2.1 右岸掘削工及び法面保護工概算経済比較表

工 種	種 別	仕 様	単 位	単 価	現 計 画		アバットメント造成工	
					数 量	直工費 (百万円)	数 量	直工費 (百万円)
掘 削 工	土石掘削		m ³	1,100	667,000	734	556,000	623
	岩石掘削		m ³	3,700	75,000	278	64,000	237
小 計					742,000	1012	630,000	860
法 面 保 護 工	吹付法砕工	F300砕内吹付(t=5cm)	m ²	18,000	20,400	367	11,100	200
	厚層基材吹付	t=5cm	m ²	5,200	5,800	30	7,600	40
小 計					26,200	397	18,700	240
現 計 画	管理用通廊コンクリート		m ³	25,000	2,100	53	0	0
	堤体BL26本体コンクリート		m ³	25,000	2,500	63	0	0
小 計					4,600	116	0	0
アバットメント 造 成 工	アバットメント造成工及び擁壁工		m ³	25,000		0	11,400	285
	ロックボルト工(L=3.0m 1.5mピッチ)		m	20,000		0	747	45
小 計					0	0	12,147	330
合 計 (現計画との差額)						1525 (0)		1,430 -(95)

注) 掘削工は、右岸部全体量、法面保護工は右岸部のEL.350m～天端及び右岸天端以上の法面を対象とした。

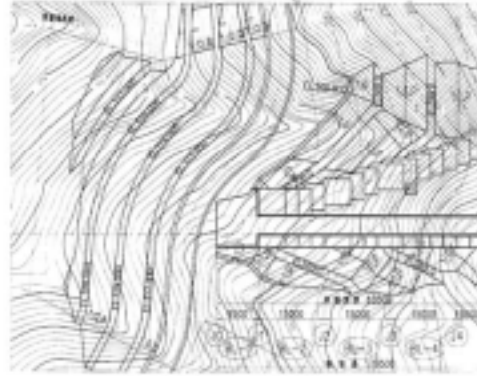
表 - 6.2.2 造成アバットメント概算数量、概算工事費比較表

6.2.2 丹川生活貯水池

				CASE1 : 造成アバットメント無	CASE2 : 造成アバットメント有 コンクリート止水壁併用案	CASE3 : 造成アバットメント無 端部折曲げ	CASE4 : 造成アバットメント有 端部折曲げ コンクリート止水壁併用案		
堤 頂 長				L=178.0m	L=150.5m (造成アバット H=12.8m, B=9.1m)	L=172.5m	L=154.5m (造成アバット H=10.8m, B=6.7m)		
コンクリート工	堤 体 (EL.285.0m~)	コンクリート量	m ³	3,469	2,619	3,120	2,666		
		単 価	千円/m ³	30					
		工 事 費	百万円	104	79	94	80		
	造 成 アバットメント	コンクリート量	m ³	0	1,314	0	989		
		単 価	千円/m ³	30					
		工 事 費	百万円	0	39	0	30		
合 計		コンクリート量	m ³	3,469	3,932	3,120	3,655		
		工 事 費	百万円	104	118	94	110		
土 工	天端標高以下 (EL.285.0m~ EL.305.8m)	掘削量	土 石	m ³	11,700	10,400	10,600	9,600	
			岩 石	m ³	6,000	4,400	5,100	4,400	
			合 計	m ³	17,700	14,800	15,700	14,000	
		単 価	土 石	千円/m ³	1.5				
			岩 石	千円/m ³	4				
			工 事 費	百万円	42	33	36	32	
	天端標高以上 (左岸部)	掘削量	土 石	m ³	24,900	15,200	20,200	14,000	
			岩 石	m ³	5,000	1,500	3,700	1,100	
			合 計	m ³	29,900	16,700	23,900	15,100	
		単 価	土 石	千円/m ³	1.5				
			岩 石	千円/m ³	4				
			工 事 費	百万円	57	29	45	25	
合 計		掘 削 量	m ³	47,600	31,500	39,600	29,100		
		工 事 費	百万円	99	62	81	57		
法 面 工				法 面 積	m ²	2,513	1,868	2,123	1,802
				単 価	千円/m ²	20			
				工 事 費	百万円	50	37	42	36
基 礎 処 理	カ ー テ ン グラウチング工	総延長	削 孔	m	374	383	313	320	
			グラウト	m	300	258	245	239	
		単 価	削 孔	千円/m	23.6				
			グラウト	千円/m	36.0				
			工 事 費	百万円	20	18	16	17	
			コンクリート	量	m ³	0	330	0	55
		単 価	千円/m ³	40.0					
		工 事 費	百万円	0	13	0	2		
合 計				百万円	273	248	233	222	
採用案との差異				百万円	+51	+26	+11	0	
経済性の評価									

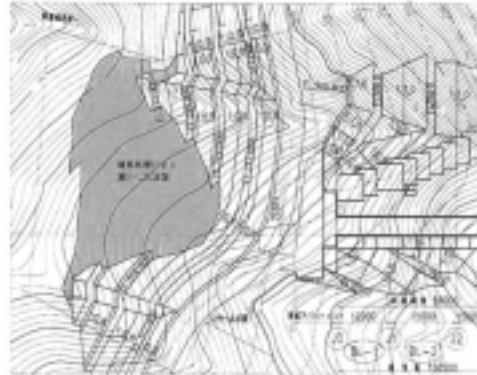
端部処理比較図 S=1:500

CASE 1 造成アバットメント無
直線軸



CASE 2 造成アバットメント有
直線軸

- ・CASE 1 に比べて掘削量は16,100m³
法面積は850m²減少する。
- ・SNL以下にD級岩盤が残リ、
コンクリート止水壁がCASE4に比べ深くなる。
(Hmax=8.3m、Bmax=13.5m)



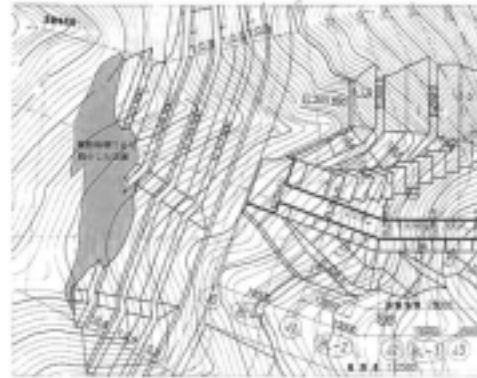
—— CLコンター
—— D線コンター

図 - 6.2.2 左岸端部処理比較図(D斜軸)

端部処理比較図 S=1:500

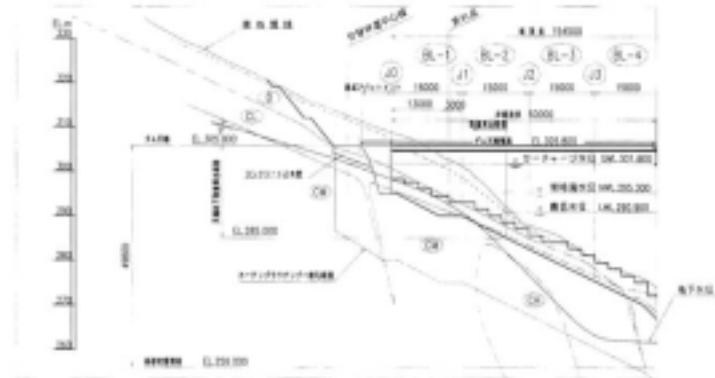
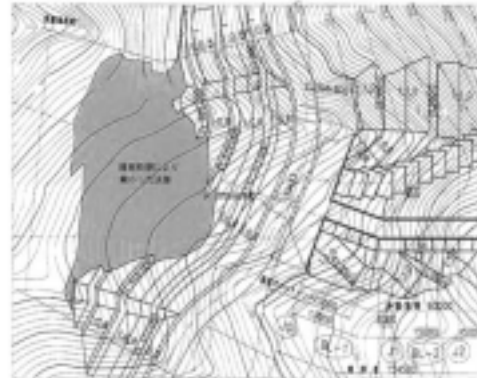
CASE 3 造成アバットメント無
端部折曲げ軸

- ・ CASE 1 に比べてコンクリート量が 350m³ 減少する。
- ・ CASE 1 に比べて掘削量は 8,000m³ 法面積は 390m² しか減少しない。



CASE 4 造成アバットメント有
端部折曲げ軸

- ・ CASE 1 に比べて掘削量は 18,500m³ 法面積は 700m² 減少する。
- ・ SWL 以下に D 級岩盤が残らず、コンクリート止水壁は小さくなる。
(Hmax=4.5m, Bmax=6.9m)



—— CLコンター
—— D級コンター

図 - 6.2.3 左岸端部処理比較図

6.2.3 北河内ダム

1) 造成アバット有無での経済効果

造成アバットによる工事数量および工事費の減少分を下表に示す。

なお、工事数量は、左岸部はJoint0 (LA) よりも左岸側、右岸部はJoint10 (RA) よりも右岸側で比較するものとし、左岸部においては、ダム天端以上は道路掘削によってなくなるため、ダム天端以下における工事費で比較した。

これより、工事費は、左右岸あわせて約8億円程度減少することになる。

$$1.06\text{億円 (左岸部)} + 6.93\text{億円 (右岸部)} = 7.99\text{億円}$$

表 - 6.2.3 造成アバットメント工による工事数量及び工事費

左岸部

工事数量		造成アバットメントなし	造成アバットメントあり	数量減少量(m ³)	備考
		コンクリート(m ³)	2,800	780	
	堤体	2,800			
	造成アバット		780		
	掘削量(m ³)	2,800	780	-2,020	
工事費	コンクリート(千円)	造成アバットメントなし	造成アバットメントあり	工事費減少(千円)	工事単価
		140,000	54,600	-85,400	
		堤体	140,000		50,000円/m ³
		造成アバット		54,600	70,000円/m ³
		掘削量(千円)	28,000	7,800	-20,200
	合計	168,000	62,400	-105,600	

注) Joint0(L.A.)より左岸側で、ダム天端標高以下(ダム天端以上は道路掘削でなくなるため)

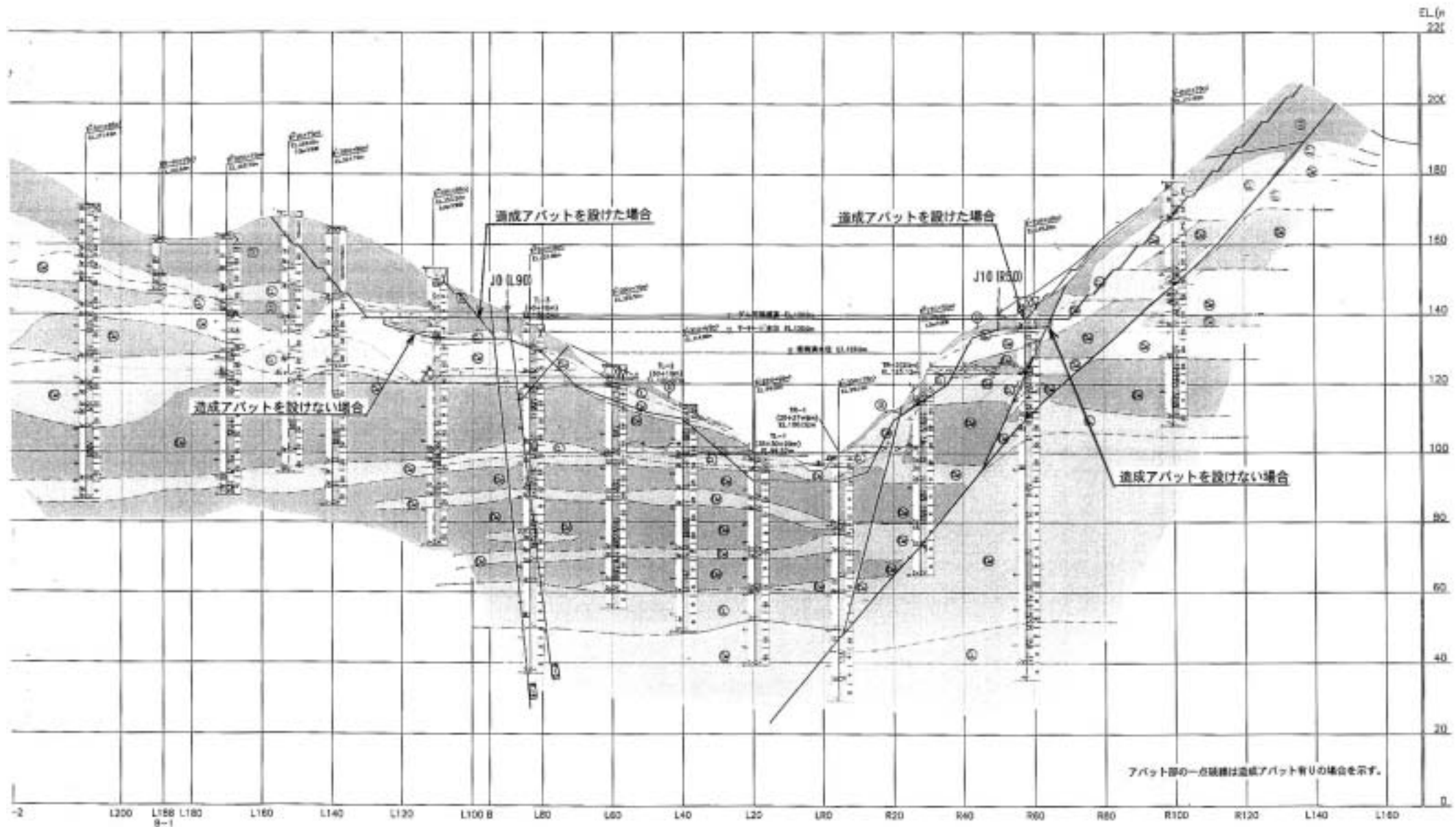
右岸部

工事数量		造成アバットメントなし	造成アバットメントあり	数量減少量(m ³)	備考	
		コンクリート(m ³)	420	150		-270
	堤体	420				
	造成アバット		150			
	掘削量(m ³)	73,500	14,000	-59,500		
	掘削法面積(m ²)	7,700	3,300	-4,400		
工事費	コンクリート(千円)	造成アバットメントなし	造成アバットメントあり	工事費減少(千円)	工事単価	
		21,000	10,500	-10,500		
		堤体	21,000		50,000円/m ³	
		造成アバット		10,500	70,000円/m ³	
		掘削量(千円)	735,000	140,000	-595,000	10,000円/m ³
		法面工(千円)	154,000	66,000	-88,000	20,000円/m ³
	合計	910,000	216,500	-693,500		

注) Joint10(R.A.)より右岸側で、ダム天端標高以上

北河内ダム ム軸(UD0) 岩級区分図

(S=1:1000)



6 - 12

図 - 6.2.4 ダム軸岩級区分図

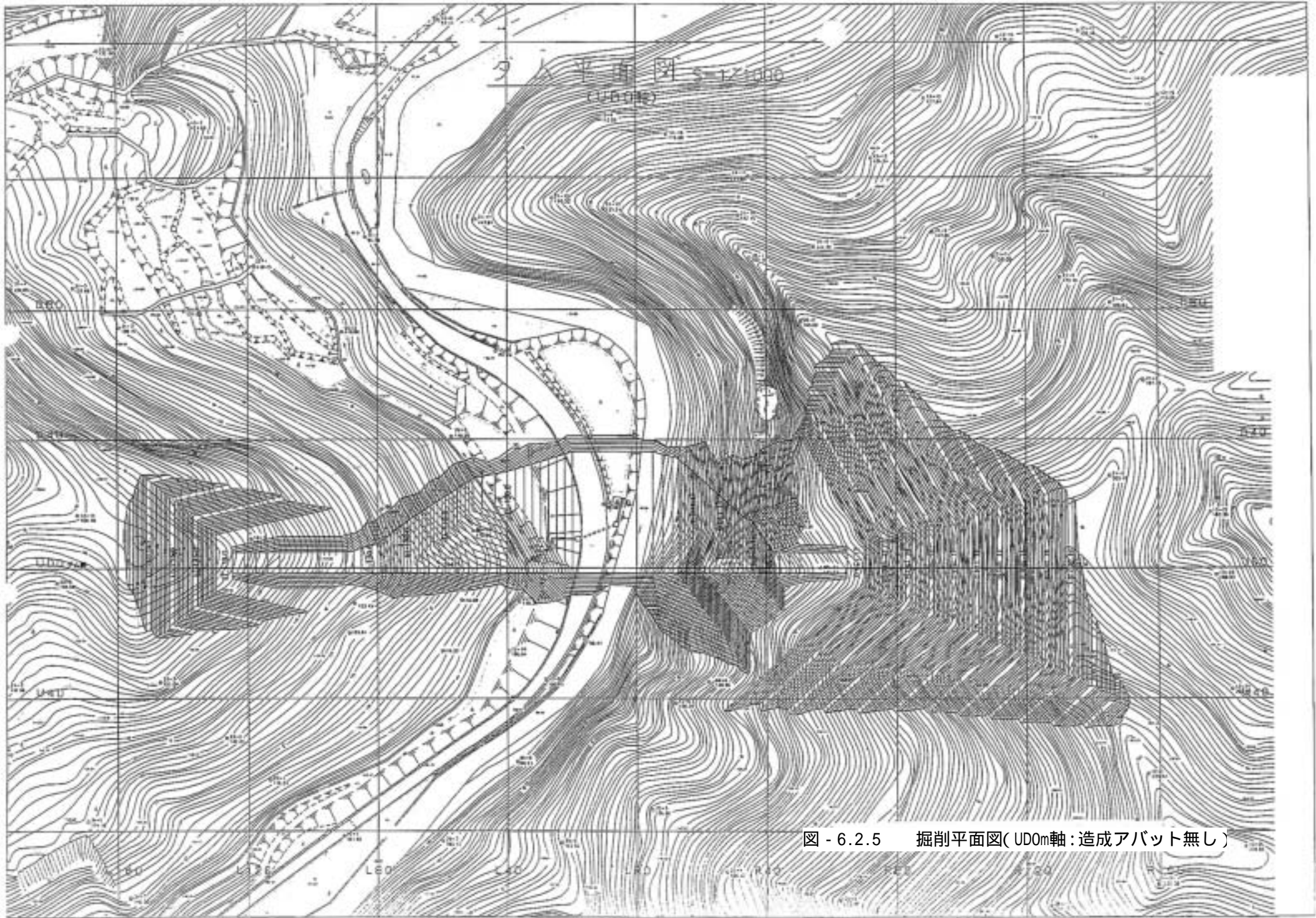
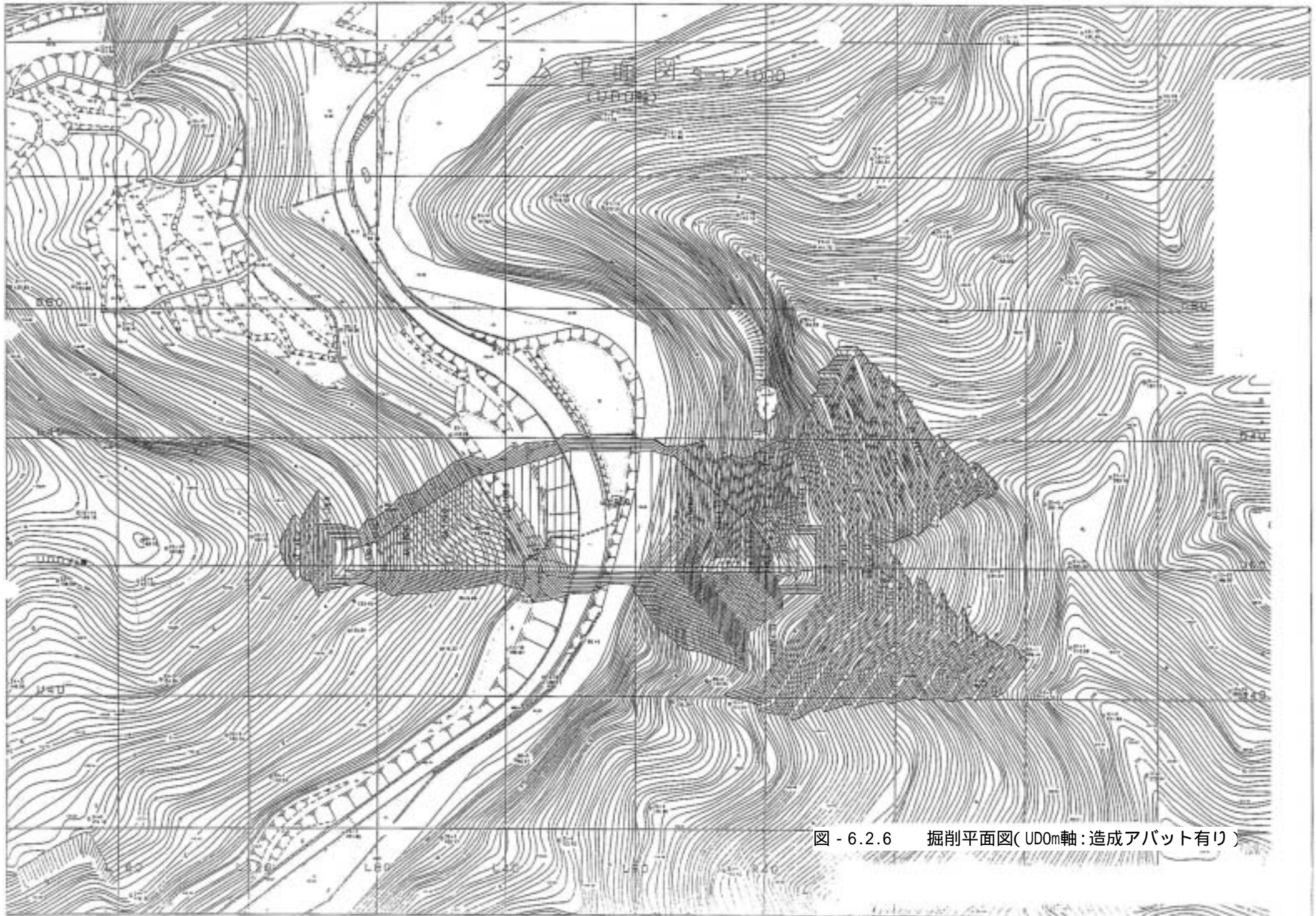


図 - 6.2.5 掘削平面図(UD0m軸:造成アバット無し)



地形断面図

図 - 6.2.6 掘削断面図(UD0m軸:造成アバット有り)

2) 比較ダム軸での経済比較

(1) 造成アバット無し

「UD0軸案」を中心に「上流10m(U10)案」および「下流10m(D10)案」について造成アバット無しでの比較検討を行った。堤体積は、UD0軸が最も小さいが頂部の掘削量が多い。このため、頂部掘削対策として、造成アバットを設けた場合についても比較を行った。

表 - 6.2.4 ダム軸比較表（造成アバット無しの場合）

比較ダム軸		上流10m軸(U10m軸)案	現ダム軸(UD0軸)案	下流10m軸(D10m軸)案	
経済性	堤体積 (基本三角形)	左岸部(~L40) 河床部(L40~R20) 右岸部(R20~)	62,300m ³ { (12,900m ³) (44,000m ³) (5,400m ³)	60,100m ³ { (11,800m ³) (43,500m ³) (4,800m ³)	65,900m ³ { (14,400m ³) (45,400m ³) (6,100m ³)
	掘削量	頂部掘削(左岸) 頂部掘削(右岸) ダム天端以下	129,700m ³ { (26,400m ³) (50,400m ³) (52,900m ³)	136,100m ³ { (24,100m ³) (73,500m ³) (38,500m ³)	84,600m ³ { (12,600m ³) (31,400m ³) (40,600m ³)
	頂部掘削法面	左岸頂部 右岸頂部	8,900m ³ { (1,700m ³) (7,200m ³)	9,400m ³ { (1,700m ³) (7,700m ³)	4,100m ³ { (1,000m ³) (3,100m ³)
	カーテングラウチング	左岸部(~L40) 河床部(L40~R20) 右岸部(R20~)	6,830m ³ { (4,080m ³) (1,740m ³) (5,010m ³)	8,780m ³ { (5,490m ³) (1,670m ³) (1,620m ³)	7,980m ³ { (4,320m ³) (2,090m ³) (1,570m ³)
概算工事費	コンクリート(50,000円/m ³)	31.2億円	30.1億円	33.0億円	
	掘削(10,000円/m ³)	13.0億円	13.6億円	8.5億円	
	法面工(20,000円/m ²)	1.8億円	1.9億円	0.8億円	
	カーテングラウチング(100,000円/m ³)	6.8億円	8.8億円	8.0億円	
	合計	51.0億円	54.4億円	50.3億円	
評価		・ 地形的、経済性ではUD0軸よりも有利であるが、ダム基礎としては他2案に比べ不利である。	・ ダム基礎として有利であり、堤体積が最も少ないが頂部の掘削量が多い。	・ 頂部の掘削量が少なく有利であるが、地形的に減勢工の配置は不利である。	

(2) 造成アバット考慮

造成アバットを設けた場合、頂部掘削を低減できるが、その中でUD0軸が最も効果的で有利であることから、UD0軸をダム軸とする。

表 - 6.2.5 ダム軸比較表（造成アバット有りの場合）

比較ダム軸		上流10m軸(U10m軸)案	現ダム軸(UD0軸)案	下流10m軸(D10m軸)案
堤頂長の減		29m (160m)	50m (140m)	17m (145m)
工事数量	コンクリート	62,000m ³	60,560m ³	66,520m ³
	堤体（基本三角形）	(62,000m ³)	(59,600m ³)	(65,800m ³)
	造成アバット（左岸）	(680m ³)	(580m ³)	(370m ³)
	造成アバット（右岸）	(720m ³)	(380m ³)	(350m ³)
	掘削量	98,400m ³	71,000m ³	77,700m ³
	頂部法面（左岸）	(18,600m ³)	(1,200m ³)	(6,000m ³)
	頂部法面（右岸）	(30,600m ³)	(34,300m ³)	(31,000m ³)
	ダム天端以下	(49,200m ³)	(35,500m ³)	(40,700m ³)
	頂部掘削法面	5,400m ³	4,900m ³	3,700m ³
	左岸頂部法面	(1,400m ³)	(200m ³)	(700m ³)
右岸頂部法面	(4,000m ³)	(4,700m ³)	(3,000m ³)	
概算工事費	コンクリート（50,000円/m ³ ）	31.0億円	29.8億円	32.9億円
	造成アバット（70,000円/m ³ ）	1.0億円	0.7億円	0.5億円
	掘削（10,000円/m ³ ）	9.8億円	7.1億円	7.8億円
	法面工（20,000円/m ² ）	1.1億円	1.0億円	0.7億円
	カーテングラウチング（100,000円/m ³ ）	6.8億円	8.8億円	8.0億円
合計		49.7億円	47.4億円	49.9億円
環境への影響		頂部の掘削量、掘削法面ともに大きい。	掘削量が最も少なく、法面積も小さい。	法面積はUD0軸より少ないが、掘削量は多い。
総合評価		<ul style="list-style-type: none"> UD0軸に比べ堤体積、ダム掘削量が大きく不経済。 造成アバットの効果はUD0軸に比べ少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体積が最も小さくなり経済的に有利である。 造成アバットによって頂部の掘削量を大幅に低減できる。 <p style="text-align: center;">（採用）</p>	<ul style="list-style-type: none"> UD0軸に比べ頂部の掘削量が少ないが、堤体積が大きく不経済。 造成アバットの効果は小さい。

6.2.4 石井ダム

1) 石井ダムコスト縮減対策

石井ダムでは、原石山からの骨材採取を基本として候補地調査等を実施した。

しかし、ダムサイト周辺が近郊緑地保全区域に指定されていることから自然改変をできるだけ少なくすることが望まれるとともに、掘削残土は場外へ上流市街地を通過して搬出する計画であることから周辺住民等への負荷を軽減することが強く望まれた。

そこで、左岸アバット部に先行して打設する造成アバット工法を採用し、施工上必要な平地を確保することにより、左岸掘削土量および改変面積をそれぞれ約22千m³、約2.5千m²縮小した。

これより、約1.15億円のコスト縮減を図れた。

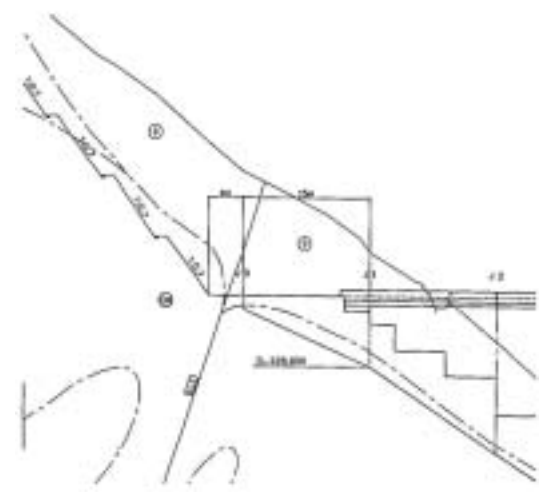



図 - 6.2.7 左岸掘削形状

表 - 6.2.6 コスト縮減に対する取り組み状況

対策の内容	縮減効果(千円)	取組状況	実績縮減額
• 自然地形の改変を少なくできること、並びに堤体掘削量を低減できることから造成アバット工法を選定した。	• 縮減額 115,000千円 〔当初設計 275,000千円 変更設計 160,000千円〕	• 設計変更 (H13.8月)	115,000千円

表 - 6.2.7 掘削形状比較表（左岸側）

		現 計 画		変 更 計 画		備考		
考	え	現案 堤体外に4mステップを確保。		造成アバット構築案。 上部法面は、標準勾配で掘削。				
模	式							
特	徴	堤体外に作業ステップを確保しているため、改変面積が最も広く、景観および環境へ与える影響が大きい。また、残土量も多く、事業地外への搬出量も多くなる。		造成アバットを構築することにより、改変面積の縮小が図れる。				
数	量	掘	削	42,689m ³	20,880m ³			
		比	率	1.00	0.49			
		法	面	6,376m ²	3,911m ²			
		比	率	1.00	0.61			
概	算	数 量		金 額				
		掘	削	42,689	170,756,000	20,880	83,520,000	4,000円/m ³
		厚層	基	1,603	8,336,000	888	4,618,000	5,200円/m ²
		ジオ	ファイ	4,773	83,528,000	3,023	52,903,000	17,500円/m ²
		ロック	ボ	308	370,000	462	554,000	1,200円/m ²
		法	樁	0	0	0	0	60,000円/m ²
		端部	コン	579	11,580,000	****	****	20,000円/m ³
		端部	コン	****	****	581	17,430,000	30,000円/m ³
		合	計		274,570,000		159,025,000	

6.2.5 桜川ダム

1) コスト縮減の概要

桜川ダムでは、造成アバットメント採用により120百万円のコスト縮減効果があった。

2) 造成アバットメント工法適用

左右岸アバットに造成アバットメント工法を適用することにより掘削線を浅くすることが可能となり、掘削量、法面保護工が縮小し120百万円のコスト縮減が可能となる。あわせて、右岸側の地すべりの安定性の低下を最小化が可能となる。

アバットメントの構造は、堅岩（CLH級）に端部を岩着させる通常アバットの構造から、端部を上下流方向に幅広い造成アバットメント構造とし、底面をCLH級に背面をCLL級に岩着させる構造に変更した。造成アバットメント工法適用の有無による掘削の違いを図 - 6.2.8に示す。また、工事数量の縮小、工事費の縮小を表 - 6.2.8に示す。

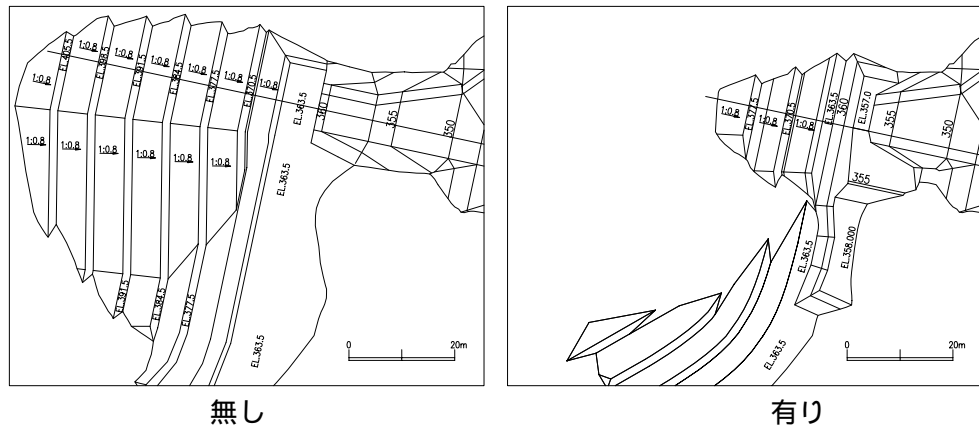


図 - 6.2.8 左岸造成アバットメント

表 - 6.2.8 造成アバットメントによるコスト縮減効果

位置	工種	単位	工事数量			単価	工事費(千円)		
			造成アバットメントなし	造成アバットメントあり	差		造成アバットメントなし	造成アバットメントあり	差
左岸	掘削量	m ³	13,310	2,340	10,970	3,000円/m ³	39,930	7,020	32,910
	法面保護工	m ²	1,870	630	1,240	20,000円/m ²	37,400	12,600	24,800
右岸	掘削量	m ³	20,100	14,550	5,550	3,000円/m ³	60,300	43,650	16,650
	法面保護工	m ²	2,900	2,300	600	20,000円/m ²	58,000	46,000	12,000
直接工事費							195,630	109,270	86,360
間接工事費 直接×40%							78,252	43,708	34,544
工事費 直接+間接							273,882	152,978	120,904

造成アバットメントは掘削法面の縮小によるコスト縮減の他、斜面不安定化の回避、地形改変による自然環境負荷の軽減に有効である。

6.2.6 我喜屋ダム

基礎岩盤の見直しとして、D級岩盤のうち、せん断強度が $20\text{tf}/\text{m}^2$ 以上期待できる岩盤をダム基礎として採用するとともに、左岸側のアバット部に置き換えコンクリート計画することで、左岸地山の掘削量を削減することができた。

- ダム基礎岩盤の見直しと左岸置き換えコンクリート : 373,191,000円

1) ダム基礎岩盤の見直し及び置き換えコンクリートの採用

(1) ダム基礎岩盤の見直し

コスト縮減の可能性を検討するために既往のボーリングコアの再評価を実施した結果、D級岩盤に評価した岩盤のうち、流入粘土が比較的少なく、岩片が硬い岩盤、あるいは岩片がやや軟質であっても割れ目にゆるみが認められず、せん断強度が $20\text{tf}/\text{m}^2$ 程度以上が期待できる岩盤を C_L 級岩盤として評価した。また、同様にボーリングコアの再評価で C_{LM} 級として評価していた岩盤を C_M 級岩盤として評価することが可能と判断した。これにより当初計画していたフィレットが削減できると共にダム高を低くすることで土工量及びコンクリート量の削減ができた。

(2) 左岸置き換えコンクリート

堤体コンクリート量については、上記の基礎岩盤の再評価に伴う削減と共にダム左岸部に置き換えコンクリートを打設することによりダム堤頂長を172.0mから145.3mとすることで更に削減することができた。

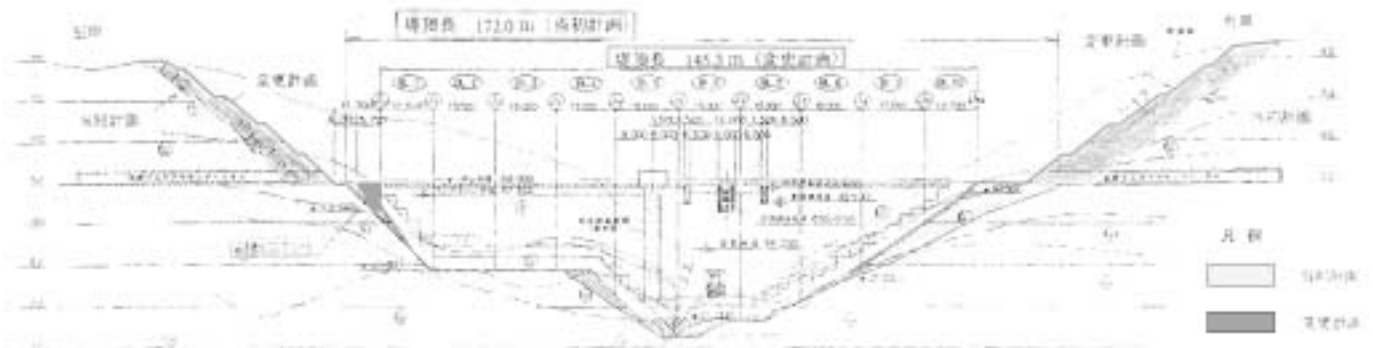


表 - 6.2.9 道路及びダム堤体工の縮減内訳

工 種			当初計画		変更計画		増 減		
			数量 (m ³)	金額 (千/円)	数量 (m ³)	金額 (千/円)	数量 (m ³)	金額 (千/円)	
道 路	左 岸 付け替	土石掘削	92,520	95,943	81,529	83,332	10,991		
		岩石掘削	68,390	91,437	61,397	64,712	6,993		
	右 岸 管理用	土石掘削	42,800	44,383	24,818	24,420	17,982		
		岩石掘削	6,300	8,423	4,898	5,186	1,402		
	計			240,186		177,650		62,536(減)	
堤 体	掘 削	土石掘削	118,556		109,216				
		岩石掘削	4,462		3,356				
		仕上げ掘削	2,438		2,424				
		小 計		346,829		232,959		113,870(減)	
	堤体工	コンクリート	43,940		41,462		2,478		
		型 枠(m ²)	14,824		13,615		1,209		
		小 計		1,378,590		1,146,448		232,142(減)	
	計		1,725,419		1,379,407		346,012(減)		
	置き換えコンクリート					1,270	35,357	1,270	35,357(増)
	合 計				1,965,605		1,592,414		373,191(減)

注) 金額は直接工事費

表 - 6.2.10 左岸端部処理工法の比較表

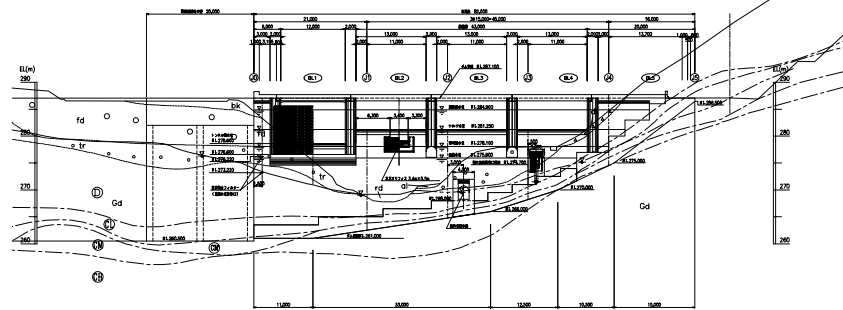
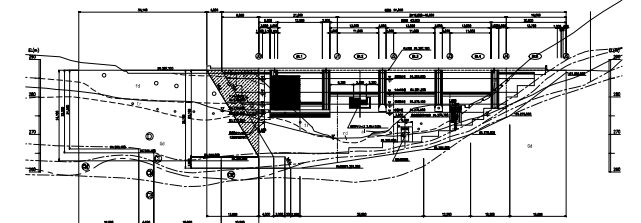
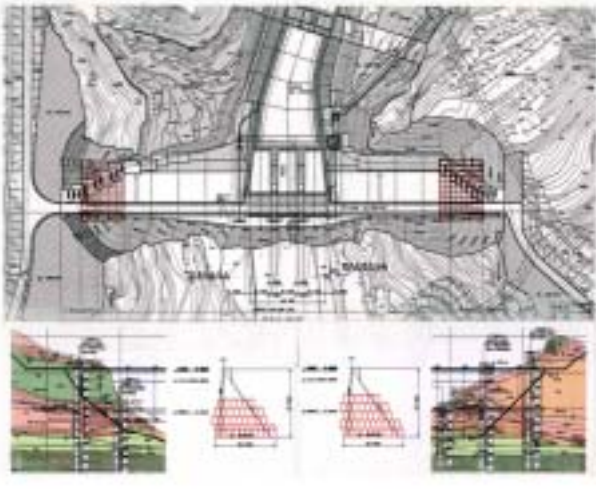
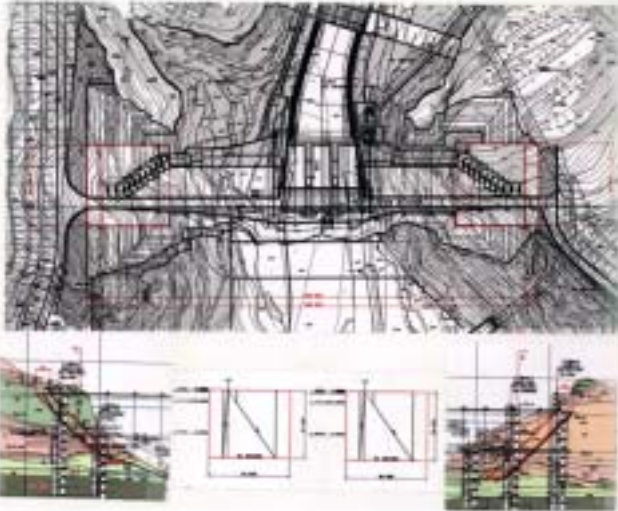
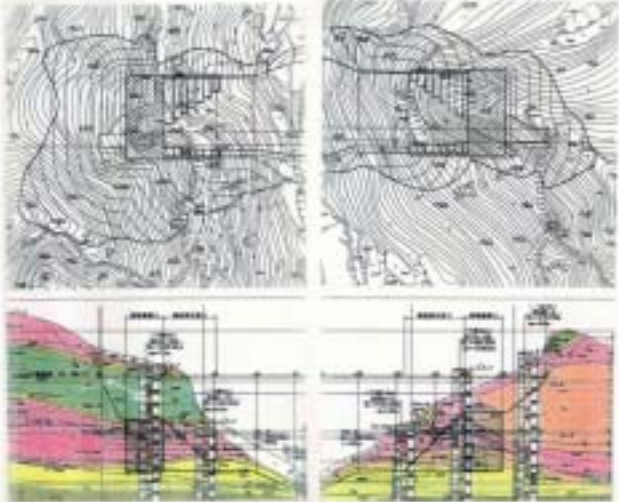
項目	箱型連続地中壁	造成アバットメント
概要図		<p>掘削勾配 1:1.0</p>  <p>掘削勾配 1:0.6</p> 
配置	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体左岸端部 (J₀) に、堤体基本三角形をカバーできる断面の箱型コンクリート躯体を、連続地中壁工法により設ける ・箱型連続地中壁は、経済性の点から極力その規模を小さくすることを考慮し、安定性を確保できるCL級岩盤に着岩する ・箱型連続地中壁山側地山の内、D級岩盤及び未固結層箇所ではグラウチングの効果が期待できないため、地下連続壁を併用した止水を行う 	<ul style="list-style-type: none"> ・従来計画堤体左岸端部 (J₀) より山側に造成アバットメントを築造する。 ・造成アバットメント上部にも築堤する。ことから、従来計画に対して堤頂長は長くなる ・アバットメント底板は、経済性の点から極力その規模を小さくすることを考慮し、安定性を確保できるCL級岩盤に着岩する。 ・アバット部傾斜部直下のD級岩盤及び未固結層箇所では、グラウチングの効果が期待できないため、地下連続壁を併用した止水を行う。
構造	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎部は、岩盤の支持力を考慮しCL級岩盤への着岩を基本とする ・箱型躯体の安定性は、仮設時の山側土圧等と、竣工後の貯水に伴う水圧・揚圧力等を考慮した形状として確保する。 ・外周および隔壁は、内部土砂掘削時の山側土圧等に対する強度を考慮した構造とする 	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断強度が不足する基礎に対して堤敷の長い造成アバットメントを構築し、その上に堤体乗座させ、せん断力不足を補う。 ・造成アバットメントの安定性の評価は、左岸端部ブロック全体に着目したモデルにより行う。 ・傾斜部の未固結層等のせん断抵抗力を見込まず、CL級以上の岩盤のみにより荷重を支持するものとする。
施工手順	<p>箱型躯体の外周および隔壁を連続地中壁工法により施工する。 内部の土砂を掘削除去する 間詰コンクリートを充填する (途中、コンソリデーショングラウチングを行う)</p>	<p>開削により、所定の形状に掘削する。法面を安定勾配より急峻に施工する場合は、ロックボルト等の補強土工法を行う。 コンクリートを堤体と同様リフト打設し、アバットを構築する。</p>
環境	<ul style="list-style-type: none"> ・地形の改変は箱型躯体の範囲に限定される ・開削を行わないことから、掘削土量は少ない 	<ul style="list-style-type: none"> ・箱型地下連続壁と改変区域は同等である ・掘削土量は、箱型地下連続壁型式に比べ大きい。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体掘削に先立って、あらかじめ施工を完了しておく必要がある ・コンソリデーショングラウチングは、箱型躯体底部からの施工となり、作業性は劣る <p style="text-align: right;">概略工期：約31ヶ月</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体掘削と同時に施工を行うことができる ・堤体と同様にリフト打設が可能であり、堤体打設と制限ならない上に、特殊な工法を必要としない ・グラウチング等は、明かり作業になるため、作業性に優れる ・掘削法面を安定勾配 (1:1.0程度) より急勾配とする場合、補強土工は逆巻きによる施工が必要となる <p style="text-align: right;">概略工期：約27ヶ月</p>
経済性	<p style="text-align: center;">5.0億</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削勾配1:1.0 3.8億 (箱型連続壁との比率0.77) ・掘削勾配1:0.6 2.9億 (箱型連続壁との比率0.60)

表 - 6.2.11 左岸端部アバット経済性の比較

項目	単価	単位	箱型地下連続壁		造成アバット工法 (1:0.6)		造成アバット工法 (1:1.0)		備考
			数量	金額(円)	数量	金額(円)	数量	金額(円)	
コンクリート	30,000	円/m ³			3,500	105,000,000	8,000	240,000,000	
堤体コンクリート減少分	30,000	円/m ³			-300	-9,000,000	-300	-9,000,000	堤体コンクリートの減少
セパレートウォール	30,000	円/m ³	1,600	48,000,000					
箱型連壁	100,000	円/m ²	2,380	238,000,000					
中詰コンクリート	15,000		5,700	85,500,000					
盛土	1,500	円/m ³	18,000	27,000,000					
掘削	1,500	円/m ³	18,000	27,000,000	7,000	10,500,000	13,000	19,500,000	
法面保護工	20,000	円/m ²			400	8,000,000	650	13,000,000	
補強土工	50,000	円/m ²			1,100	55,000,000			1:0.6 掘削箇所
地下連続壁	100,000	円/m ²	620	62,000,000	1,200	120,000,000	1,100	110,000,000	
カーテッジラッチング	40,000	円/m	190	7,600,000	70	2,800,000	70	2,800,000	
コンクリート取り壊し	12,000	円/m ³			200	2,400,000	330	3,960,000	
合計				495,100,000		294,700,000		380,260,000	
比率				1.00		0.60		0.77	

6.2.8 稲葉ダム

表 - 6.2.12 アバット処理工法の比較表

工 法	トンネル型 掘削工法	造成アバット工法	掘削造成工法
概 要			
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> トンネル断面が約 40m x 30m の長方形であり、トンネル断面をほぼ直交し、全断面掘削した後にコンクリート構築物を盛り出し、掘削する。 	<ul style="list-style-type: none"> 谷山を掘削する際に、砂層層の底面にコンクリートによる掘削面を築造する。 造成工法は、ダム基礎断面としての形状が設計形状を満足するとともに、造成地盤に於ける地震の震動安全率、及び地盤条件を満足する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削造成により掘削面を築造する。ダム基礎は掘削面を掘削面として掘削する。 上下法は、掘削面掘削 + マンカー土留めし、掘削面を減少させる。
構造上の課題	<ul style="list-style-type: none"> 小断面トンネル状による掘削・掘削の進行遅延となし、掘削面はほぼ完成の状態で掘削される。 計算機による掘削の進行が遅延し、掘削面が掘削面となる。掘削面による掘削による掘削は少ない。 掘削、トンネル掘削工の掘削は掘削と掘削するため、掘削面に掘削が容易であることから、コンクリート掘削工により掘削を進める必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削造成により掘削面を築造することができる。掘削面に掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 掘削造成により掘削面を築造することができる。掘削面に掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。
掘 削 性	<ul style="list-style-type: none"> 掘削面が掘削面となる掘削工法は、掘削面に掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削造成工法は、掘削面に掘削による掘削が容易であるため、掘削面に掘削が容易である。掘削面による掘削は少ない。
掘削工期	<p>掘削 20ヶ月、掘削 20ヶ月 (掘削 20ヶ月)</p>	<p>掘削 20ヶ月、掘削 20ヶ月 (掘削 20ヶ月)</p>	<p>掘削 20ヶ月、掘削 20ヶ月 (掘削 20ヶ月)</p>
掘削工費	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工費概算 <ul style="list-style-type: none"> トンネル掘削 200 (掘削)、400 (掘削) トンネル掘削 400 (掘削)、400 (掘削) トンネル掘削 400 (掘削)、400 (掘削) 掘削工事費 (掘削) 1,100百万円 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工費概算 <ul style="list-style-type: none"> コンクリート (掘削) 21,000m³ (掘削) 4,100m³ (掘削) 31,100m³ 掘削 21,000m³ 掘削工事費 (掘削) 1,100百万円 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工費概算 <ul style="list-style-type: none"> 掘削工 2,400m³ (掘削) 2,500m³ (掘削) 掘削工 7,800m³ (掘削) 8,200m³ (掘削) 掘削工 4,100m³ (掘削) 4,100m³ (掘削) 掘削工事費 (掘削) 1,100百万円
掘削条件	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削) 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削) 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削) 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削)
評 価	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削) 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削) 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削工法 (掘削) → 掘削工法 (掘削)

6.2.9 西之谷ダム

	1. 箱型連続地中壁	2. 造成アバットメント工
概要図 (右岸)		
概要	<ul style="list-style-type: none"> 連続地中壁を箱型に構築し、掘削後に内部へコンクリートを打設する。 箱型連続地中壁完成後に堤体側を掘削し、堤体コンクリートの打設を行う。 地山の土圧、水圧に対しては、箱型連続地中壁全体で抵抗し、所定の安全率を確保する。 	<ul style="list-style-type: none"> 入戸火砕流（新鮮部：D級岩盤）を所定の安定勾配でオープン掘削し、その後同勾配で所定の厚み、長さを有するコンクリートを打設し、人工的な造成アバットメントを形成する。 造成アバットメントブロック全体で、上下流方向の作用力に抵抗し、所定の安全率を確保する。
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 箱型連続地中壁については、ダムとしての安全性を確保する必要がある。 箱型連続地中壁の山側背面が、全面シラスに接する位置に配置する。 箱型連続地中壁部の遮水処理は不要であり、堤体と止水壁との接続（止水）に支障が生じない。 箱型構造の内部を掘削するため、施工性は劣るが、地山を緩めることなく掘削する事が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 背面は入戸火砕流（新鮮部）に着岩させる事が可能であり、シラスに適度な応力を伝達しない範囲で、合理的な案であると言える。 地山側への変位は、施工時において段階的に変形すると考えられ、完成後はほぼ終了しているものと考えられる。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 連続地中壁事態の施工が繁雑で時間を要すると共に、箱型連続地中壁完成後の堤体基礎掘削となることから、施工期間が長期化する。 箱型構造の内部を掘削するため、掘削時の施工性も劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体掘削と造成アバットメント部のオープン掘削は同時施工が可能なので、連続地中壁工法に比べ工期は短くなる。 造成アバットメントコンクリートをリフト打設することで、特殊な工法を必要としない。
概算工事量 左岸のみ (J9～J10)	<ul style="list-style-type: none"> 箱型連続地中壁 1,400m³ コンクリート 3,300m³ 掘削含む その他の掘削（天端以下） 900m³ 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート 1,700m³（造成アバットメント：1,300m³，堤体部：400m³） その他の掘削（天端以下） 3,800m³
概算工事費 左右岸合計	12.4億円	1.2億円
総合評価	<ul style="list-style-type: none"> 所要の安全率を確保するため、構造規模が大きくなる。 施工が繁雑であり、本体の施工は箱型連続地中壁の完成後となるため、施工工程が長くなる。 	<ul style="list-style-type: none"> 規模は非常に小さい。 施工にあたっては、本体より若干先行して打設することにより、本体の打設を制限することは無い。

.....
国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of NILIM
No. 251 May 2005
編集・発行 ©国土技術政策総合研究所
.....

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305 0804 茨城県つくば市旭1番地
企画部研究評価・推進課 TEL 029 - 864 - 2675