

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。

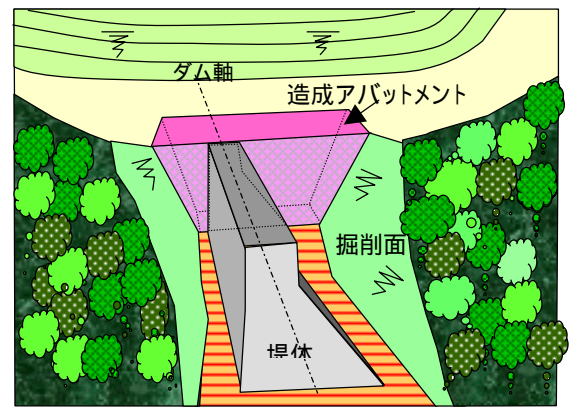


図 - 5.1.2 造成アバットメント工の設置

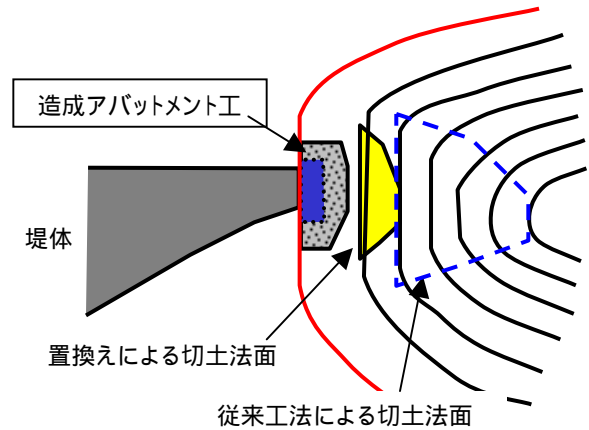
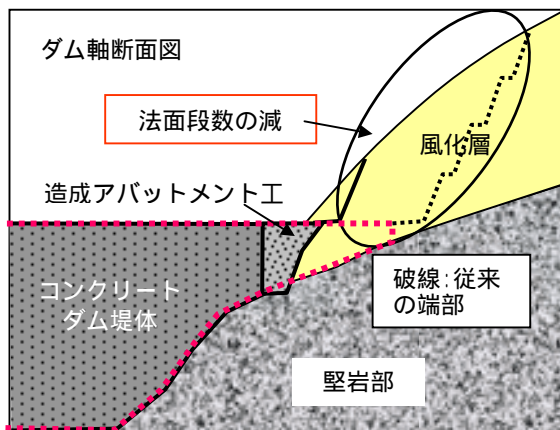


図 - 5.1.1 造成アバットメントによる端部処理概念図

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。

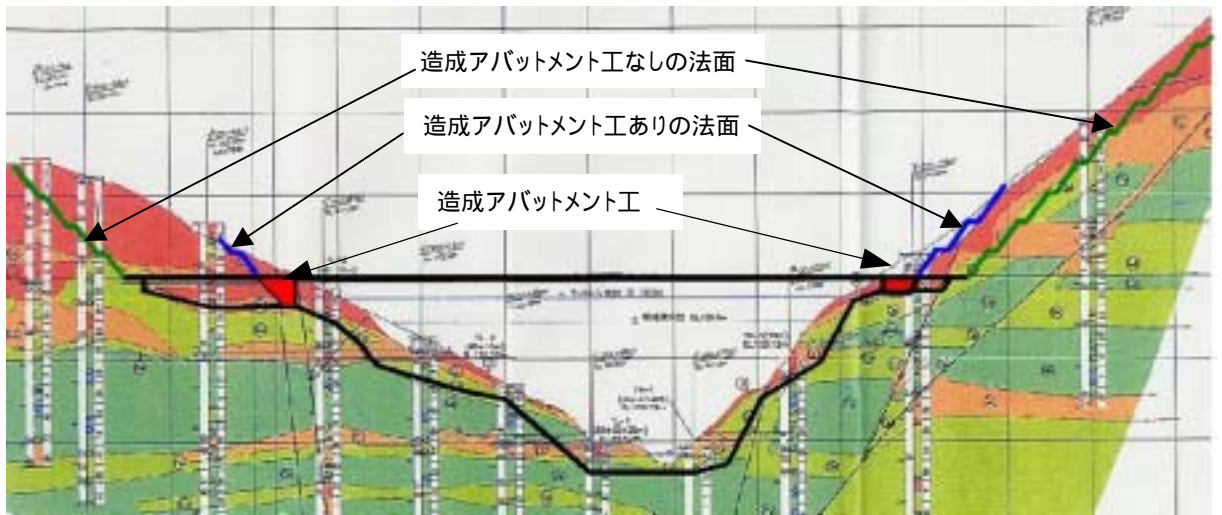


図 - 5.1.3(1) 北河内ダム造成アバットメント工 (縦断図)

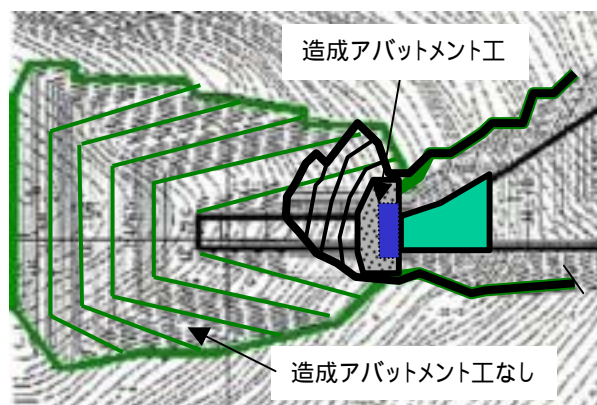


図 - 5.1.3(2) 北河内ダム造成アバットメント工 (左岸平面図)



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。

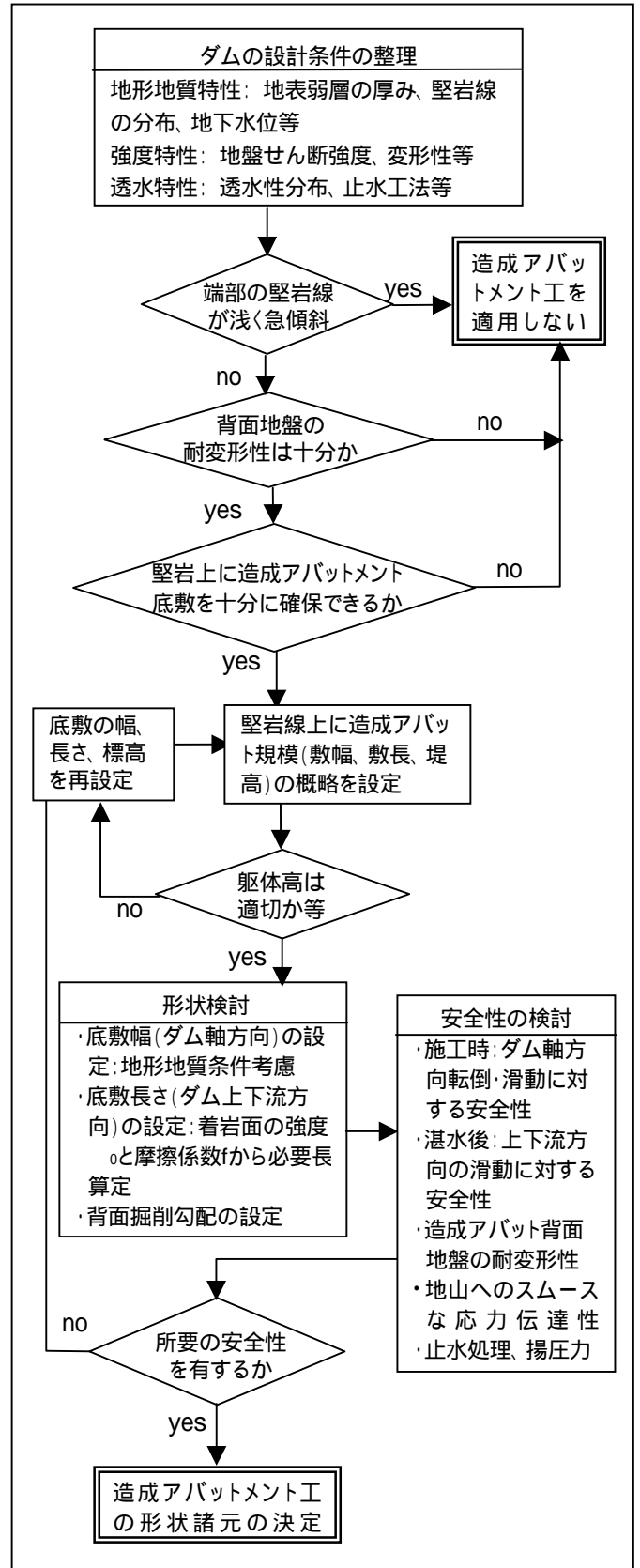


図 - 5.1.4 造成アバットメント工の検討フロー図

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変形係数、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。

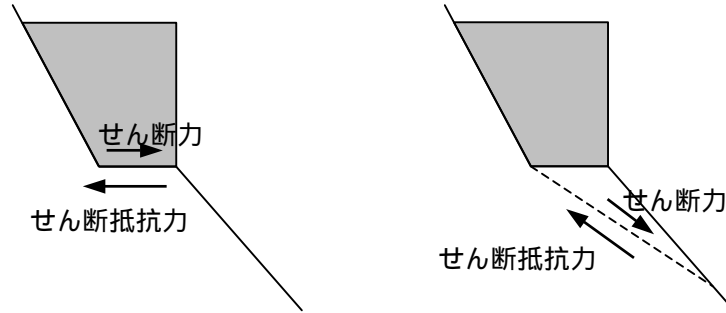


図 - 5.1.5 ダム軸方向の安定条件（施工時）

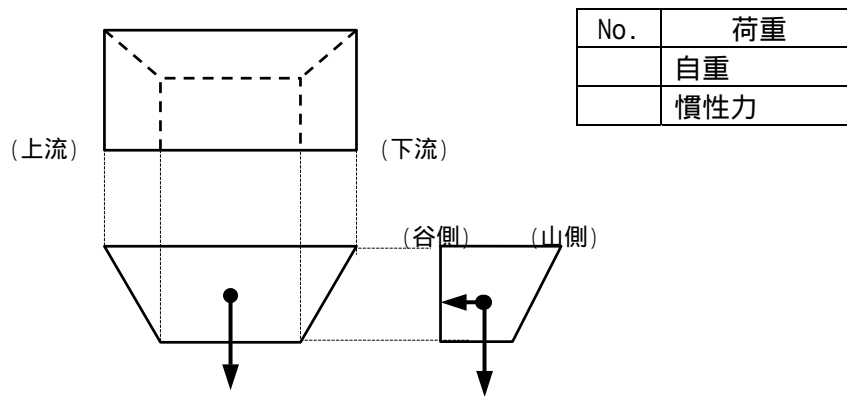


図 - 5.1.6 造成アバットメント工に作用する荷重（施工時）

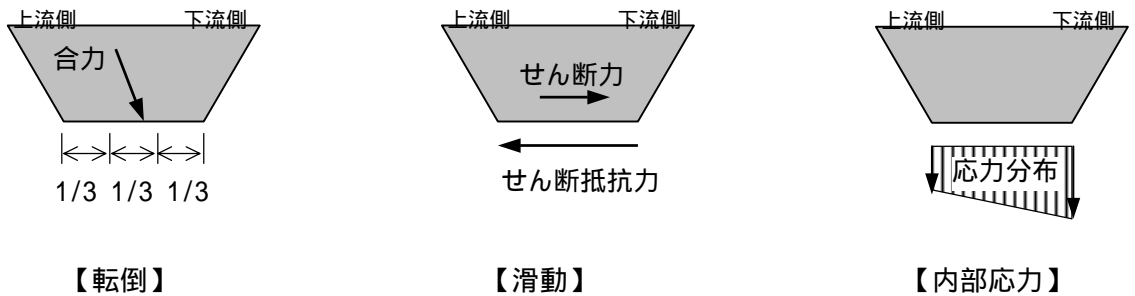


図 - 5.1.7 上下流方向の安定条件（湛水後）

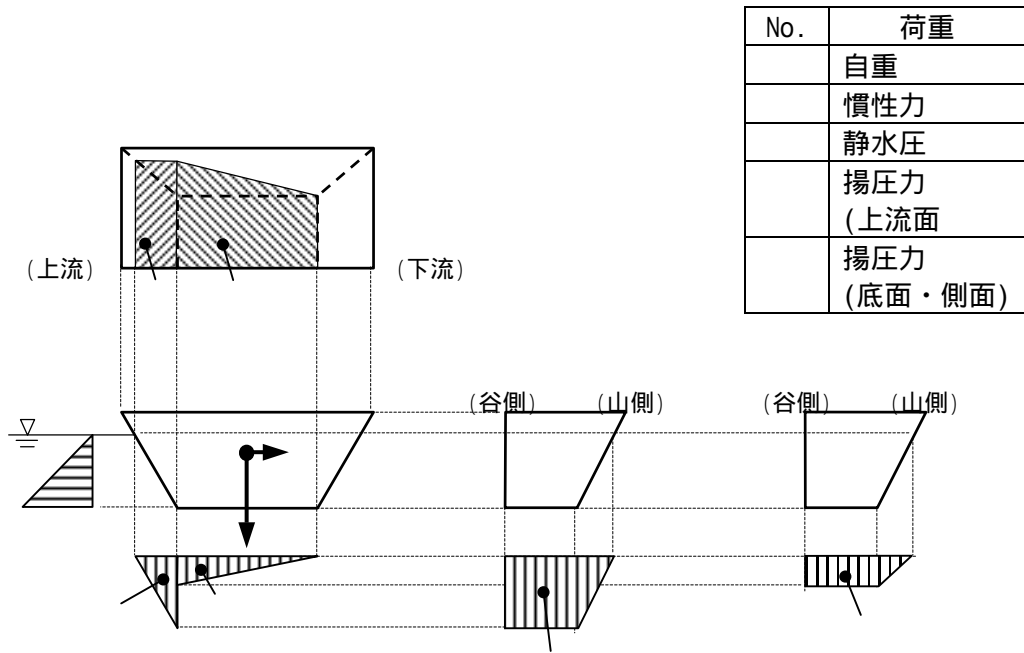


図 - 5.1.8 造成アバットメント工に作用する荷重（上下流方向）

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。

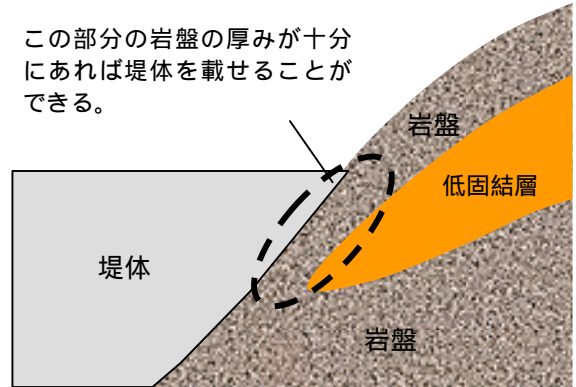


図 - 5.1.9 背後に弱部を持つ岩盤

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

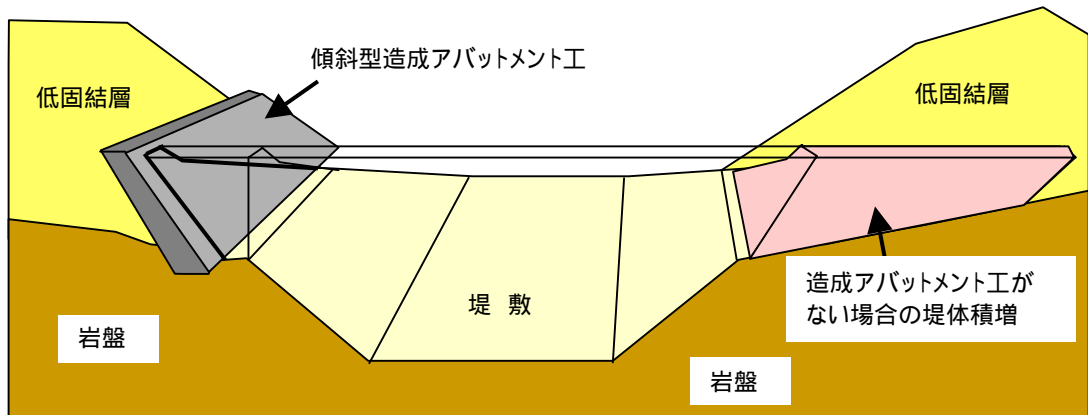


図 - 5.1.10 傾斜型造成アバットメント工による端部処理の概念図

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。

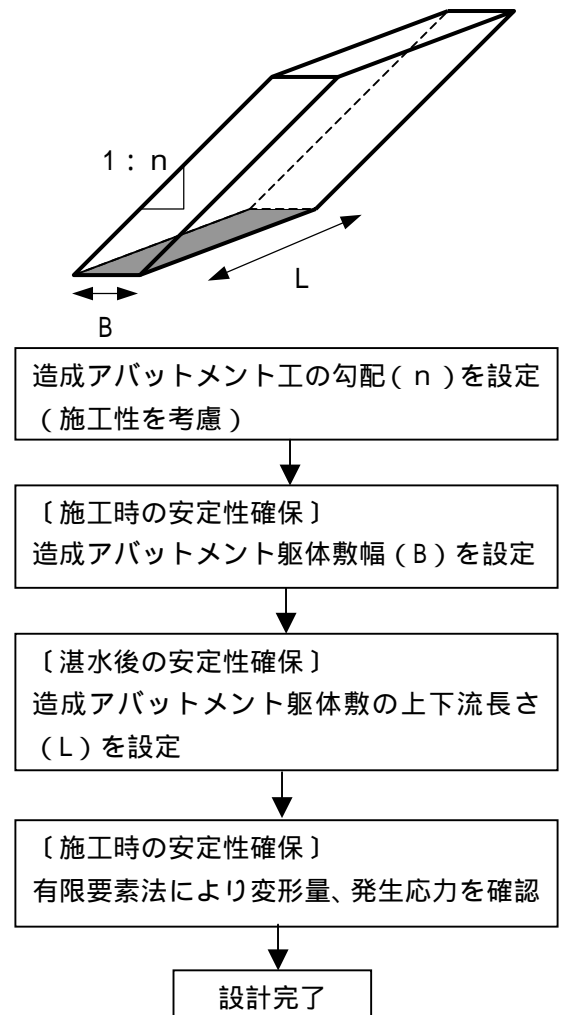


図 - 5.1.11 傾斜型造成アバットメント工の検討フロー

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。

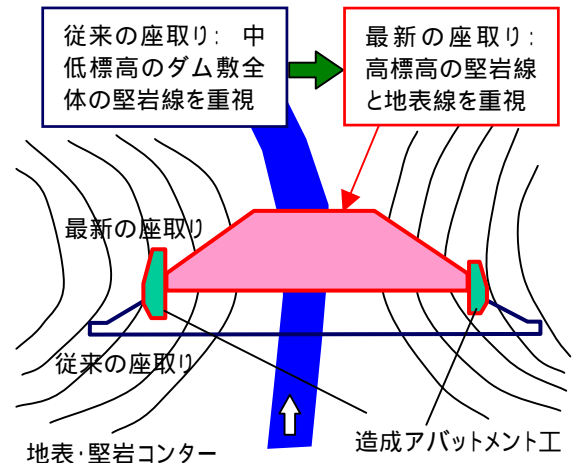


図 - 5.1.12 造成アバットメント工と座取りの関係

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

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) $e \leq B/6$ (e : 偏心距離、 B : 基礎幅)
(ダム軸縦断方向) $M_r \leq M_s$ (M_r : 転倒モーメント、 M_s : 抵抗モーメント)
- 滑動 $F_s \geq 1.4$ (F_s : 滑動安全率)
- 地耐力 (参考) $q \leq 120(\text{t/m}^2)$ (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

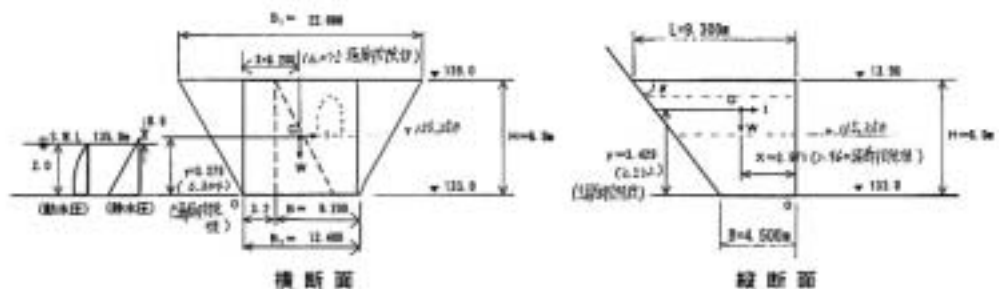
検討方向 荷重 ケース	横断方向				縦断方向			
			CASE-1	CASE-2			CASE-1	
							単位幅当り	全体を考慮
転倒	偏心距離 e	m	0.271	0.128	転倒モーメント Mr	t・m	21.288	55.461
	B/6	m	2.067	2.067	抵抗モーメント Ms	t・m	130.983	341.229
	判定 e B/6				判定 Mr Ms			
滑動	安全率 Fs		19.5	29.9	安全率 Fs		27.0	13.9
	判定 Fs 4				判定 Fs 4			
	必要せん断強度	tf/m ²	0.0	0.0	必要せん断強度	tf/m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

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

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{W_0 \cdot B + V \cdot f}{H} = \frac{30 \times 12.400 + 222.714 \times 0.700}{17.640} \\ \dots &= 29.926 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

なお、せん断強度は以下ようになる。

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

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

$$F_s = \frac{\gamma_0 \cdot B + W \cdot f}{I} = \frac{30 \times 4.5 + 53.245 \times 0.700}{6.389}$$

∴ = 26.964 (13.944) > 4.0 …………… OK

なお、必要せん断強度は以下のようになる。

$$\gamma_0 = \frac{F_s \cdot I - f \cdot W}{B} = \frac{4.0 \times 6.839 - 0.7 \times 53.245}{4.500}$$

∴ = -2.603 t f / m² (- 6.782)

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)

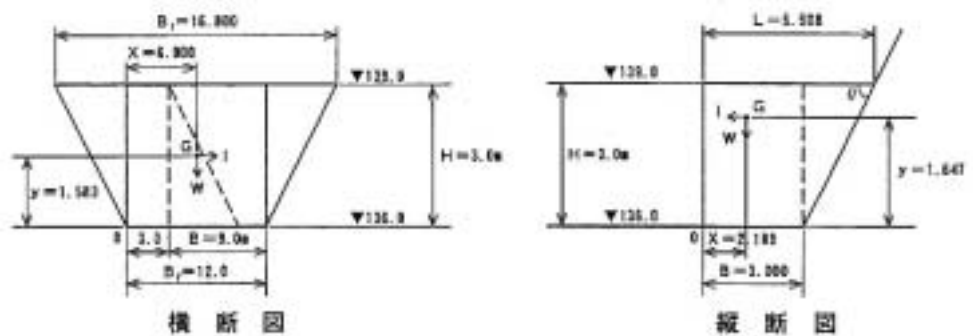
$$\begin{aligned}
 X &= \frac{Ms - Mr}{W} \\
 &= \frac{130.983 - 21.288}{53.245} \\
 &= 2.060(\text{m}) \quad (2.060)
 \end{aligned}$$

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

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

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

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{W_0 \cdot B + V \cdot f}{H} = \frac{30 \times 12.000 + 99.360 \times 0.700}{11.923} \\
 \dots &= 36.027 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

なお、必要せん断強度は以下のようになる。

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

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）

$$\begin{aligned}
 q_0 &= \frac{V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 \dots &= \frac{99.360}{12.000} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.190}{12.000} \right) \\
 \dots &= 9.067(\text{t/m}^2) < q_a = 120 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

(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なになる。

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

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）

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

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

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

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。

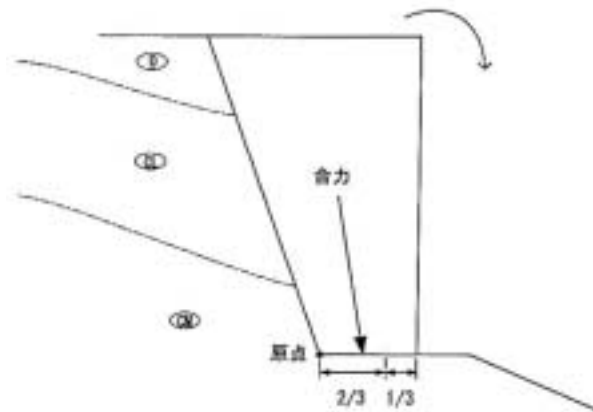
表 - 5.3.1 設 計 条 件

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。

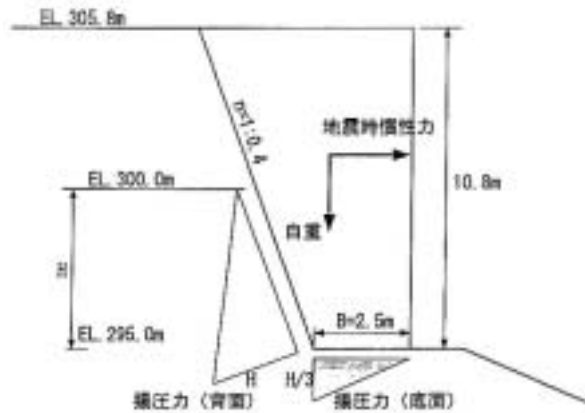


図 - 5.3.1 造成アバットメント安定計算モデル (施工時)

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	θ	n
EL.295.0m	常時	1,091kN (111tf)	123kN (13tf)	0.242	1.667m	2.5m	45°	CM	48.7 > 4.0
	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					22.8 > 4.0
	地震時 (参考)	1,091kN (111tf)	191kN (20tf)	0.635					14.7 > 4.0
							CL		
								687kN/m ² (70tf/m ²)	

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)

3) 荷重モデル

安定計算の荷重モデルを図 - 5.3.2に示す。

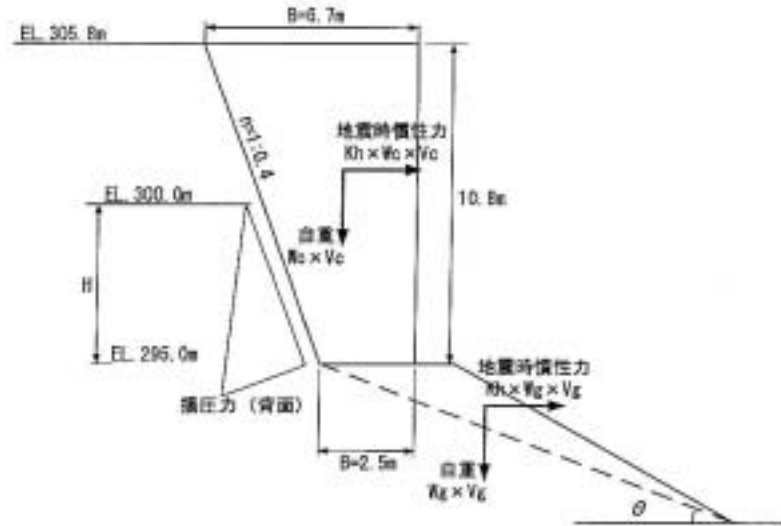


図 - 5.3.2 造成アバットメント安定計算モデル（施工時、低角度押し抜きせん断）

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)	θ	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)	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。

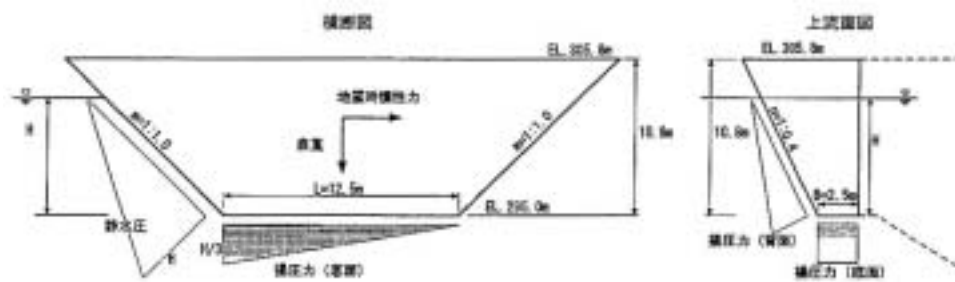


図 - 5.3.3 造成アバットメント安定計算モデル(湛水時)

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剪断抵抗力により、所要の剪断安全率（4以上）を確保）。

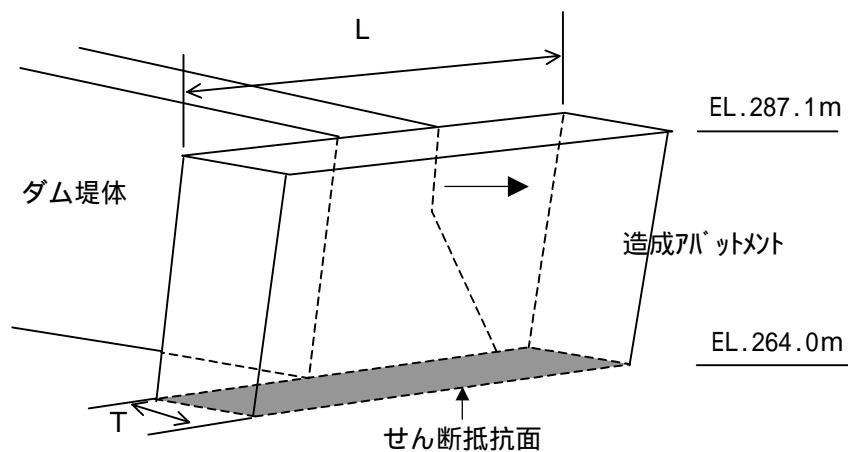


図 - 5.4.1 ダム～造成アバットメントの概念図

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。

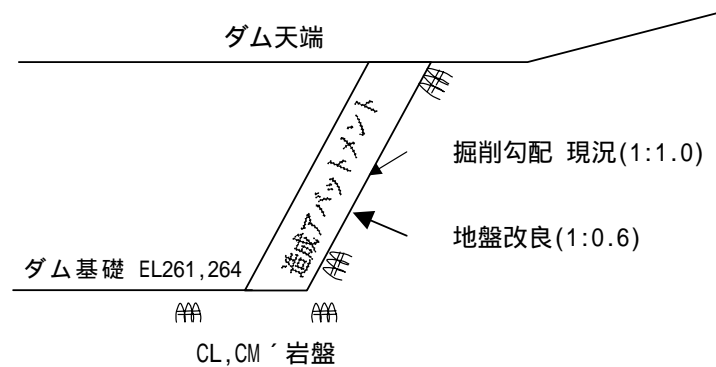


図 - 5.4.2 造成アバットメントの基礎条件（模式図）

(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。

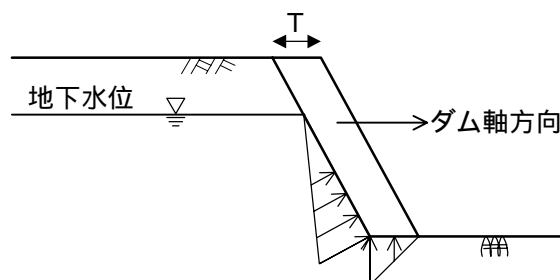


図 - 5.4.3 施工時の安定計算概念図

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。

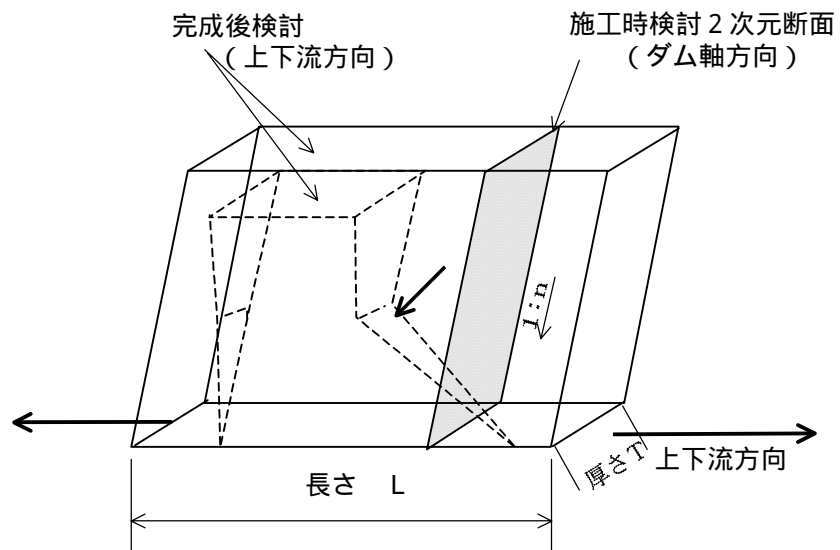


図 - 5.4.4 造成アバットメント安定検討の考え方

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。

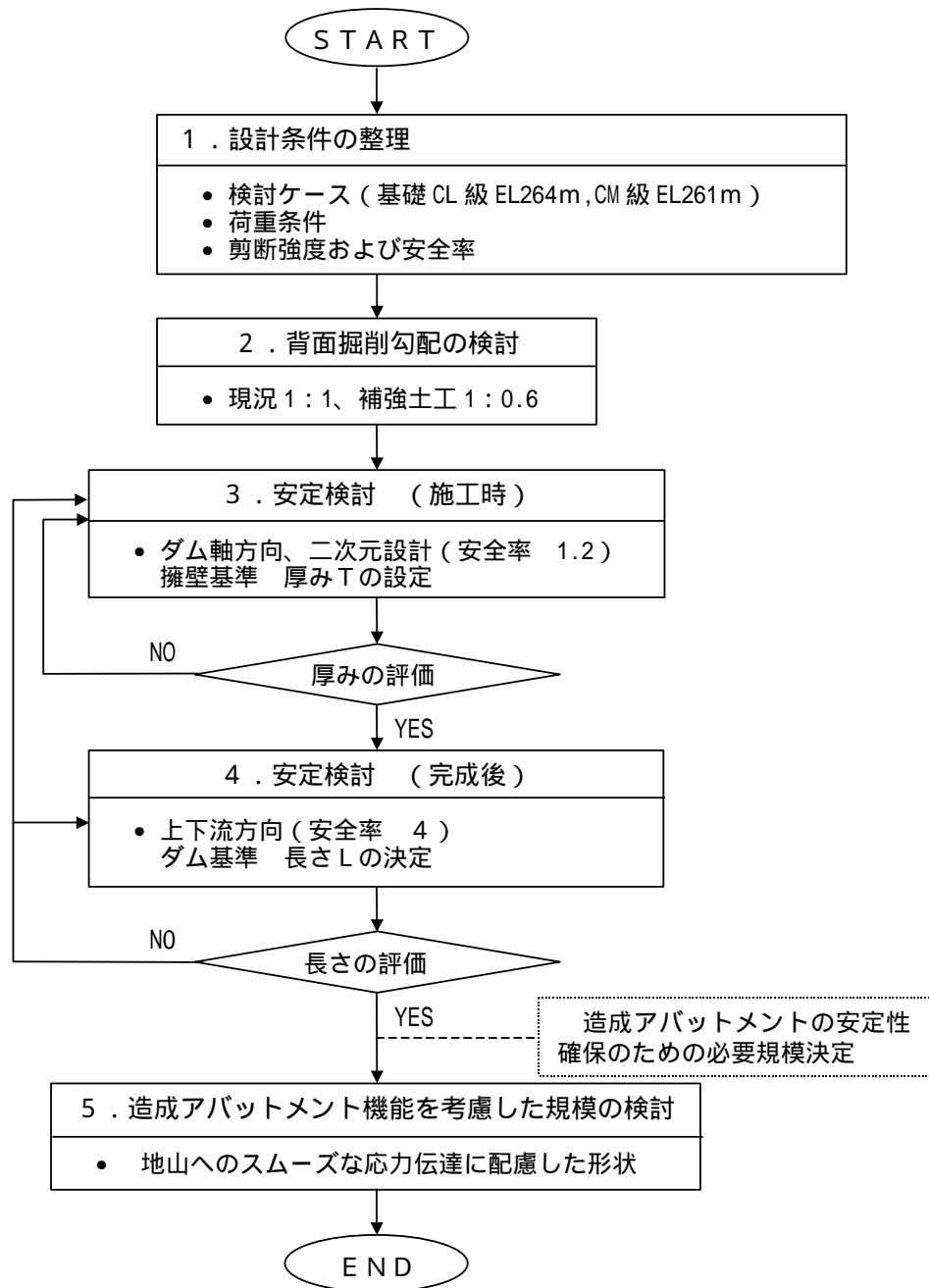


図 - 5.4.5 造成アバットメントの基本形状検討フロー図

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	

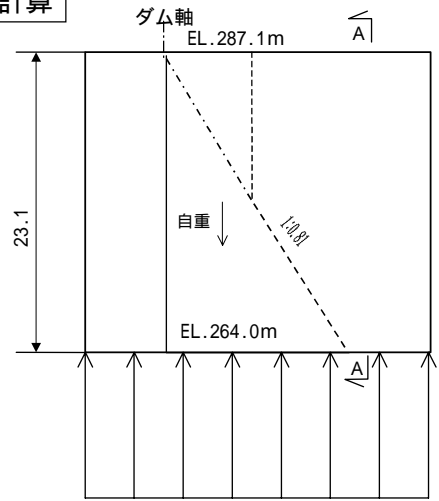
(4) 荷重図

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。

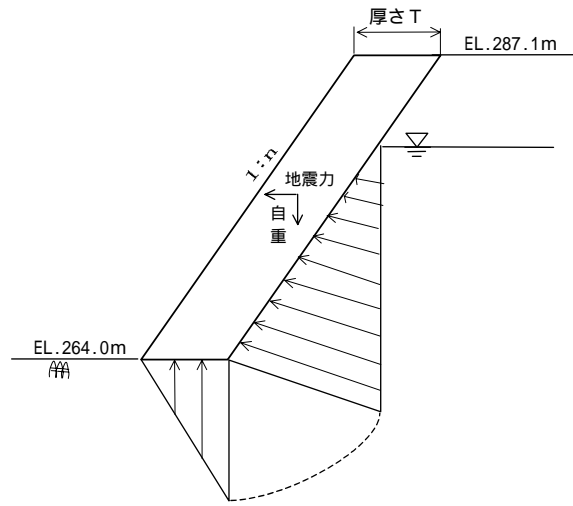
表 - 5.4.4 造成アバットメント安定計算に用いる対象荷重

	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

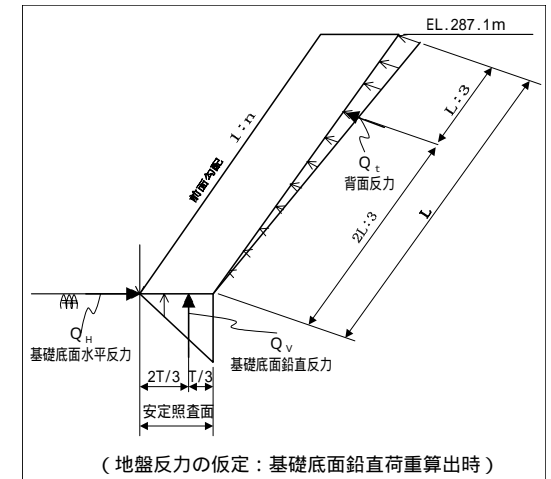
(施工時) 二次元計算



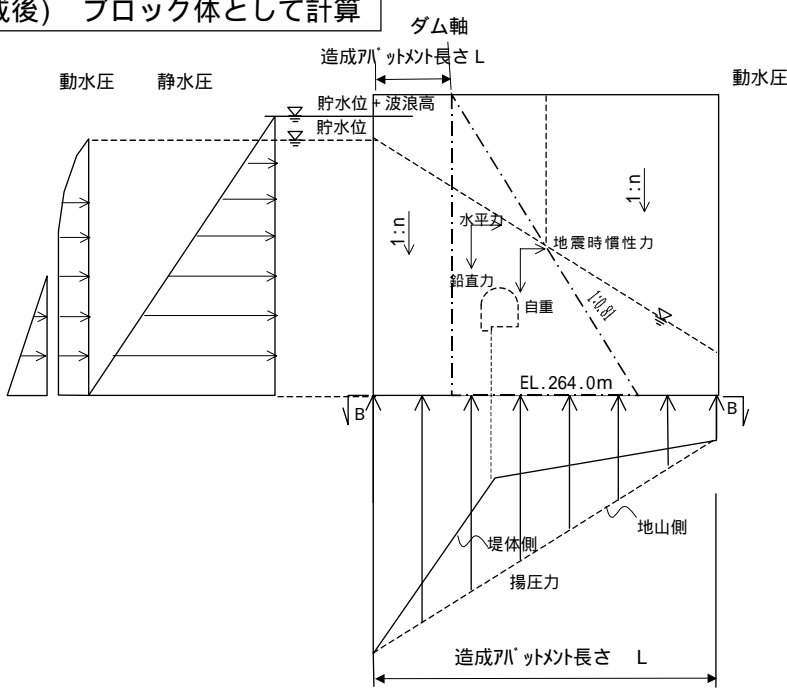
造成アバットメント縦断面図



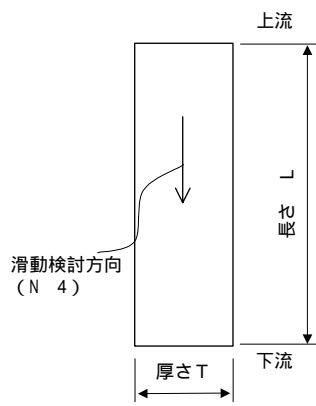
造成アバットメント断面図 (A - A)



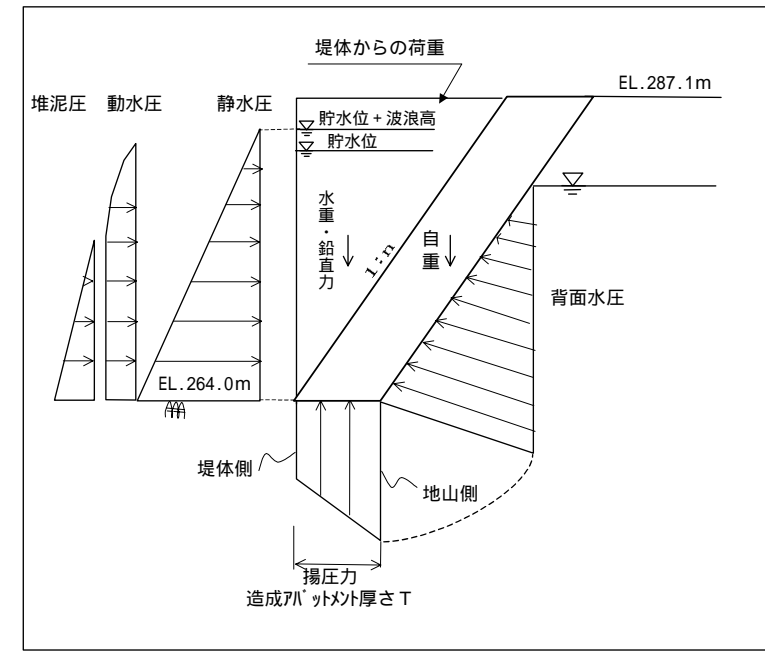
(完成後) ブロック体として計算



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)

5 - 43

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)

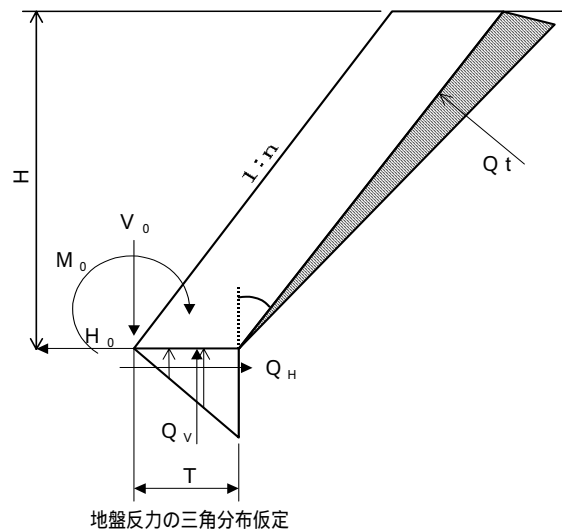
$Q v$: 基礎岩盤底面の剪断面に作用する垂直力

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	$L = 21.141 + 2 \times 4.0 = 29.141$	29m
C_L	$L = 18.711 + 2 \times 4.0 = 26.7\text{m}$	27m

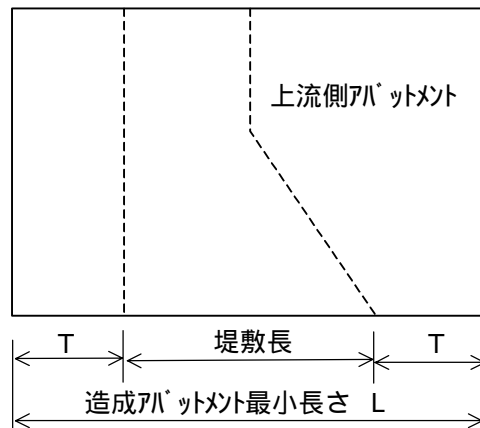


図 - 5.4.7 造成アバット必要長さ概念図

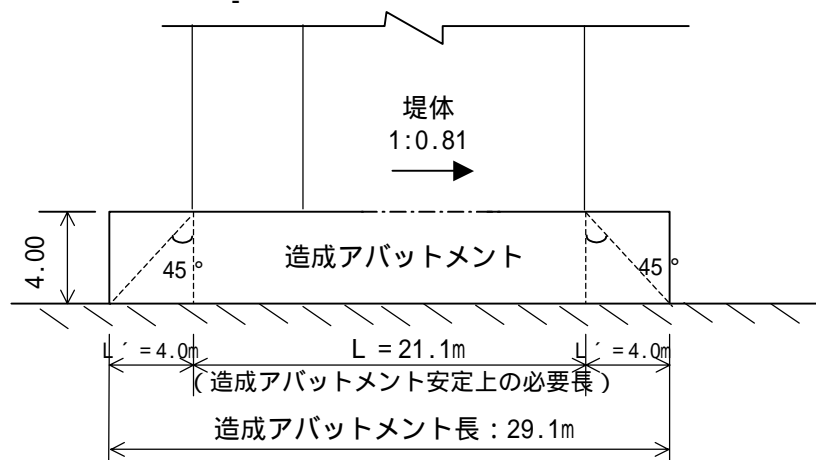


図 - 5.4.8 造成アバットメントとしての機能を考慮した長さ (C_M 級での例)

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)

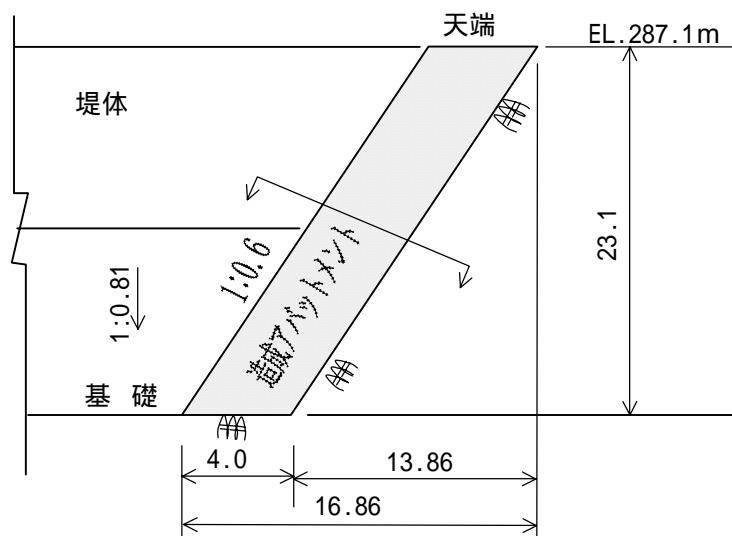
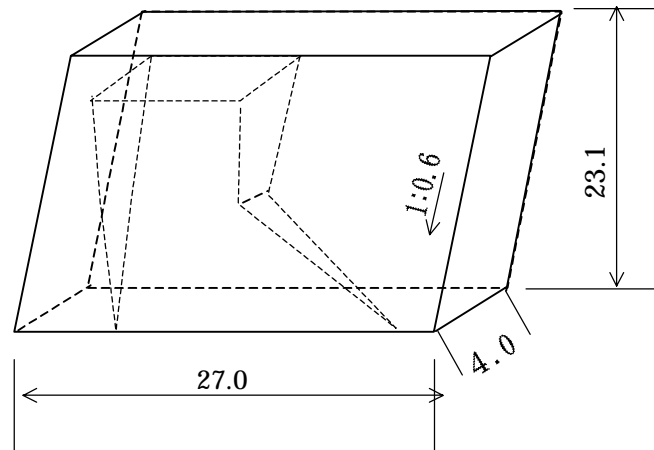


図 - 5.4.9 造成アバットメント基本形状図 (概要図)

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。

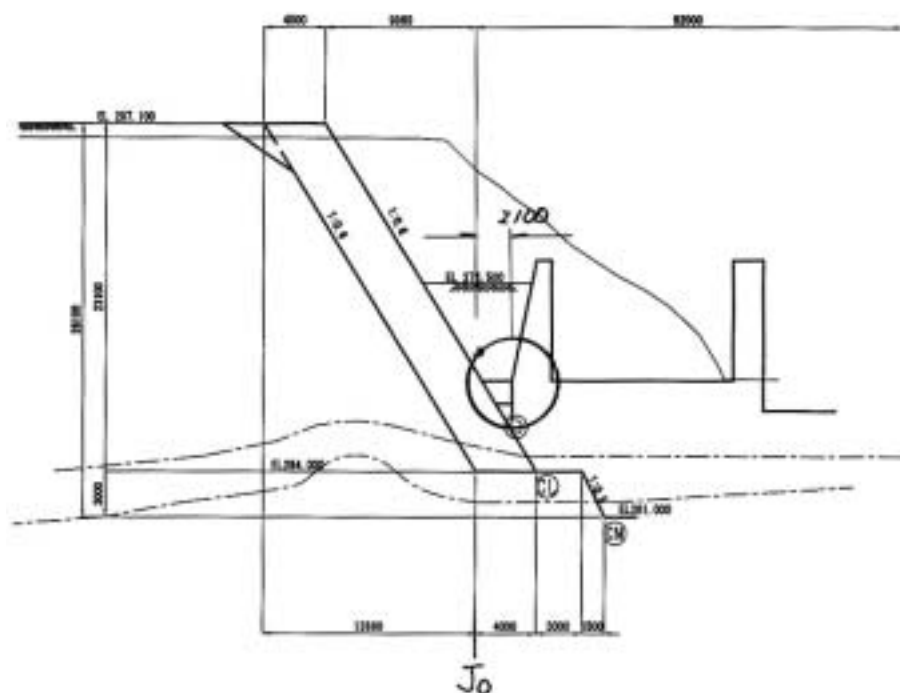


図 - 5.4.10 ダム下流トンネル洪水吐減勢工断面図（下流21.641m）

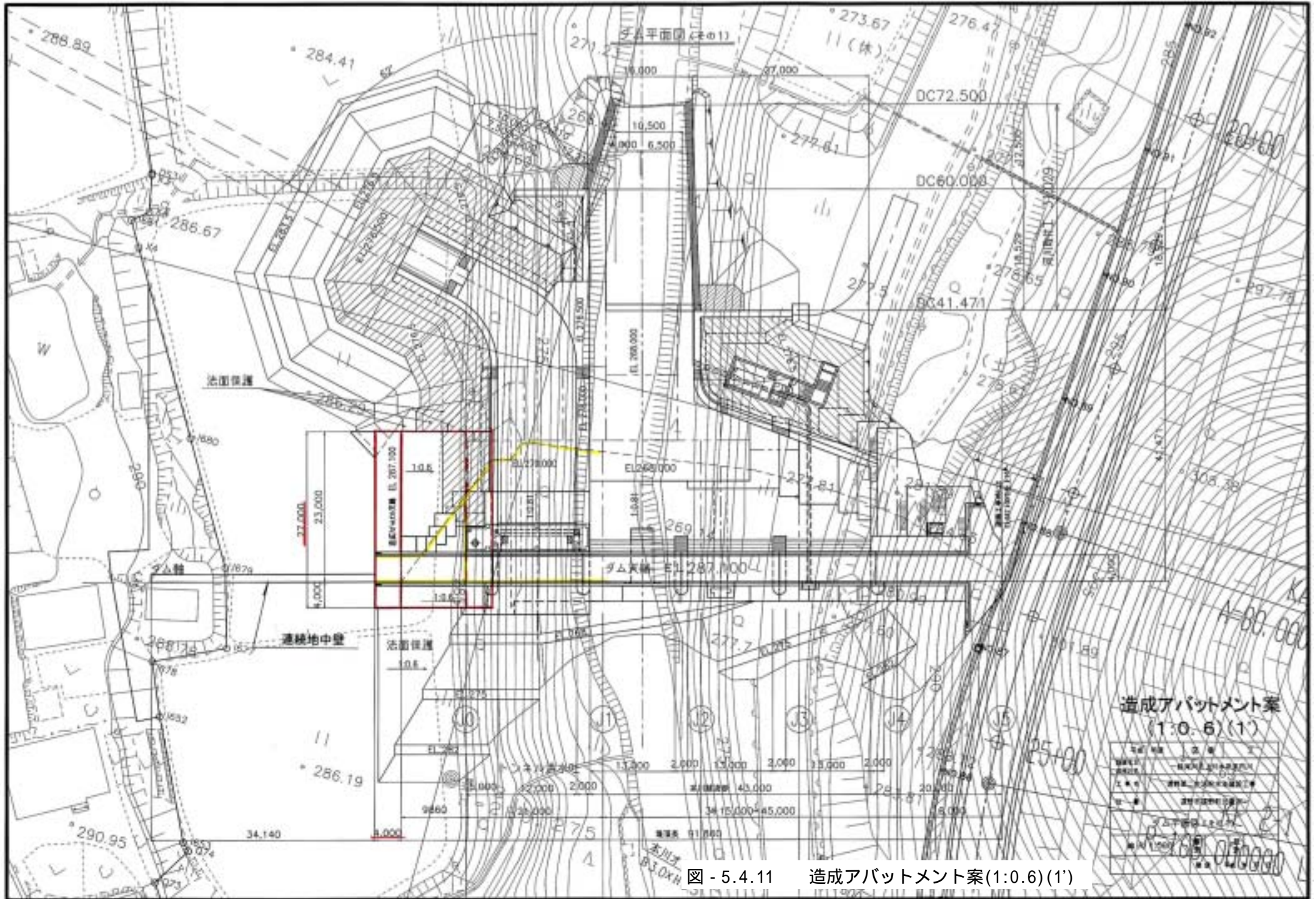
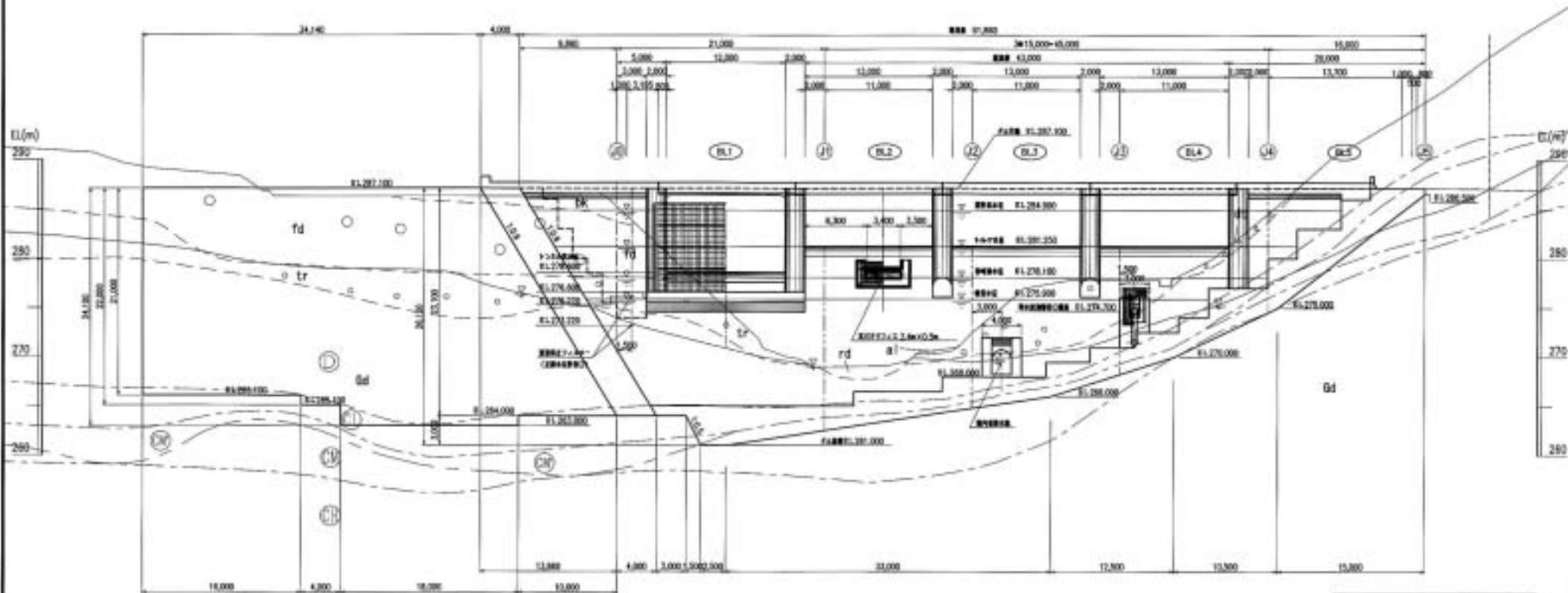


図 - 5.4.11 造成アパートメント案(1:0.6)(1)

上流面図
 ②=1:200



5 - 56

平成 年度	図 番	4
建設年度	1 期河川排水処理計画内	
工事名	建設第二生活排水処理工	
工 種	建設年度別計画	
上流面図		
縮尺 1:200	製 者	計 画
	製 年	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)

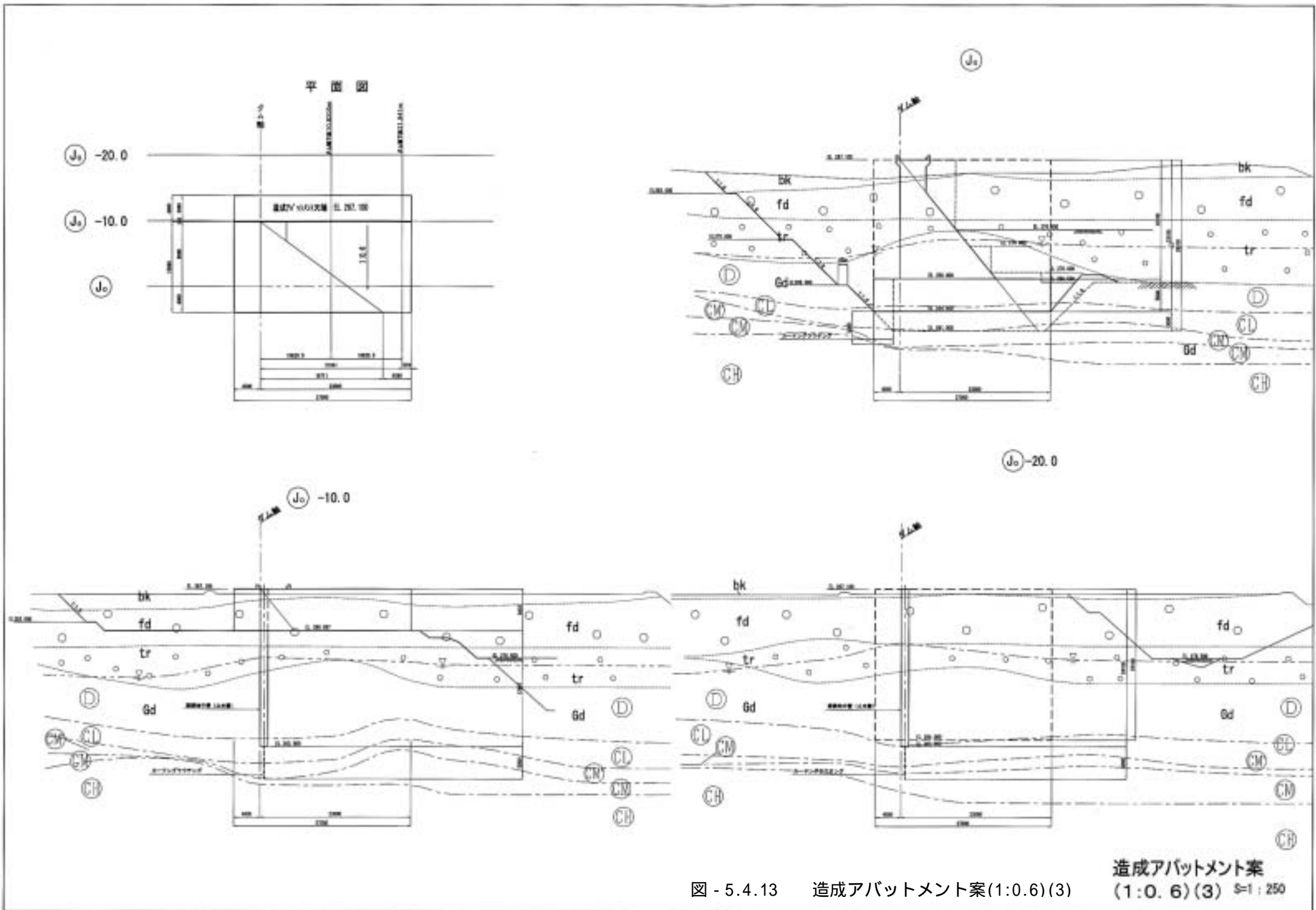


図 - 5.4.13 造成アパートメント案(1:0.6)(3)

造成アパートメント案
(1:0.6)(3) S=1:250

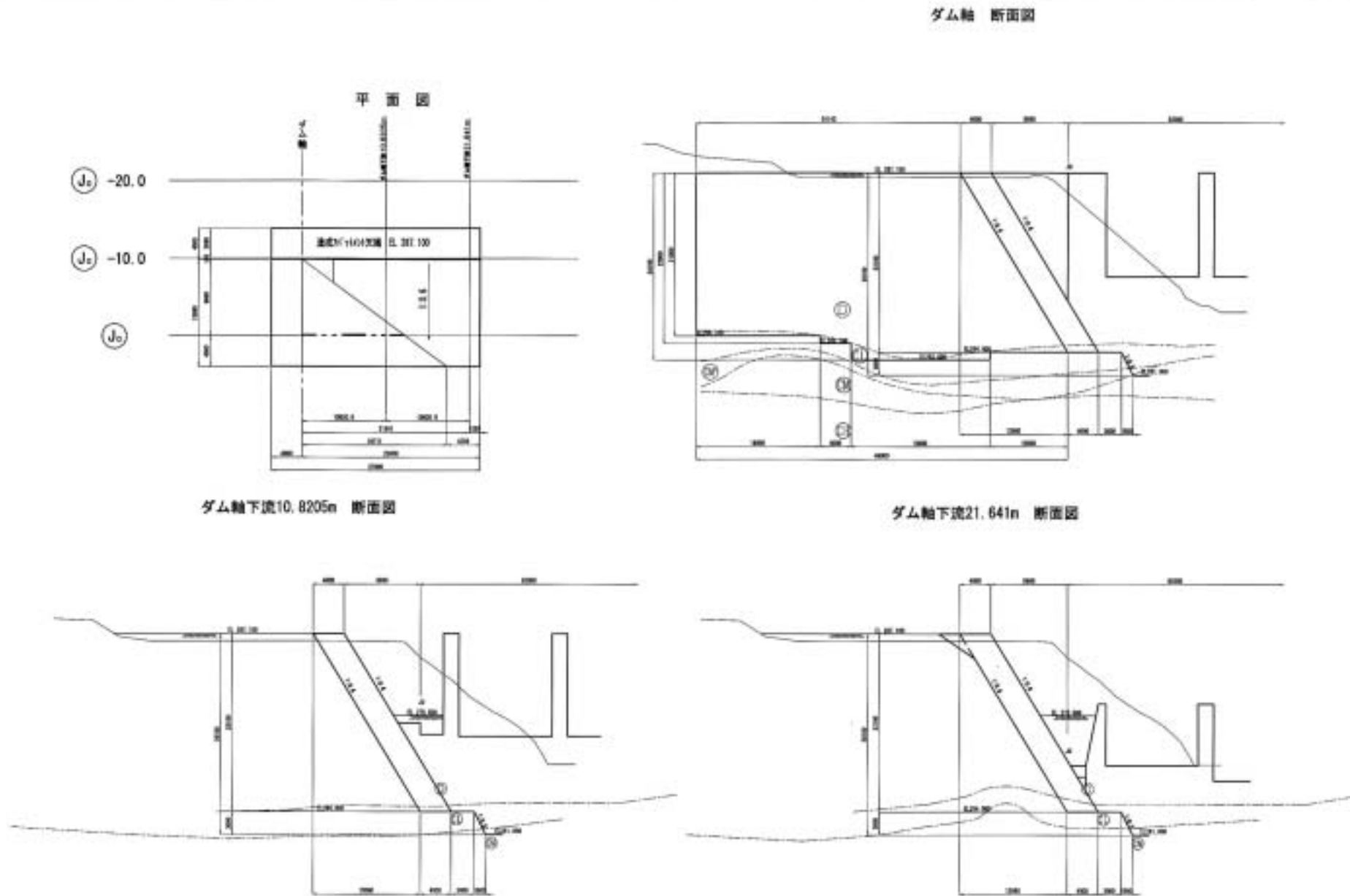


図 - 5.4.14 造成アバットメント案(1:0.6)(4) 造成アバットメント案 (1:0.6)(4) S=1:250

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。

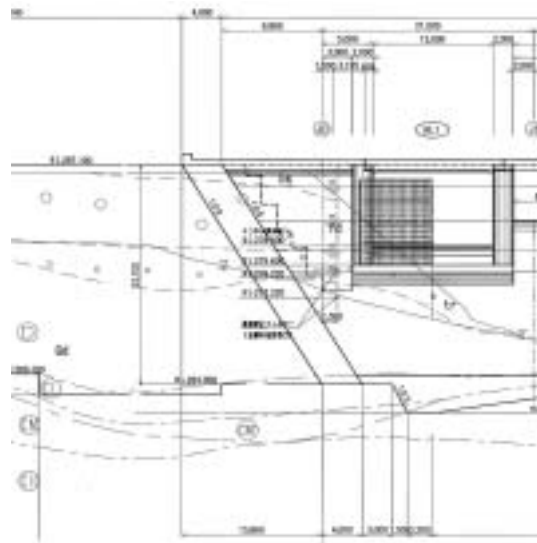


図 - 5.4.15 造成アバットメント縦断面図

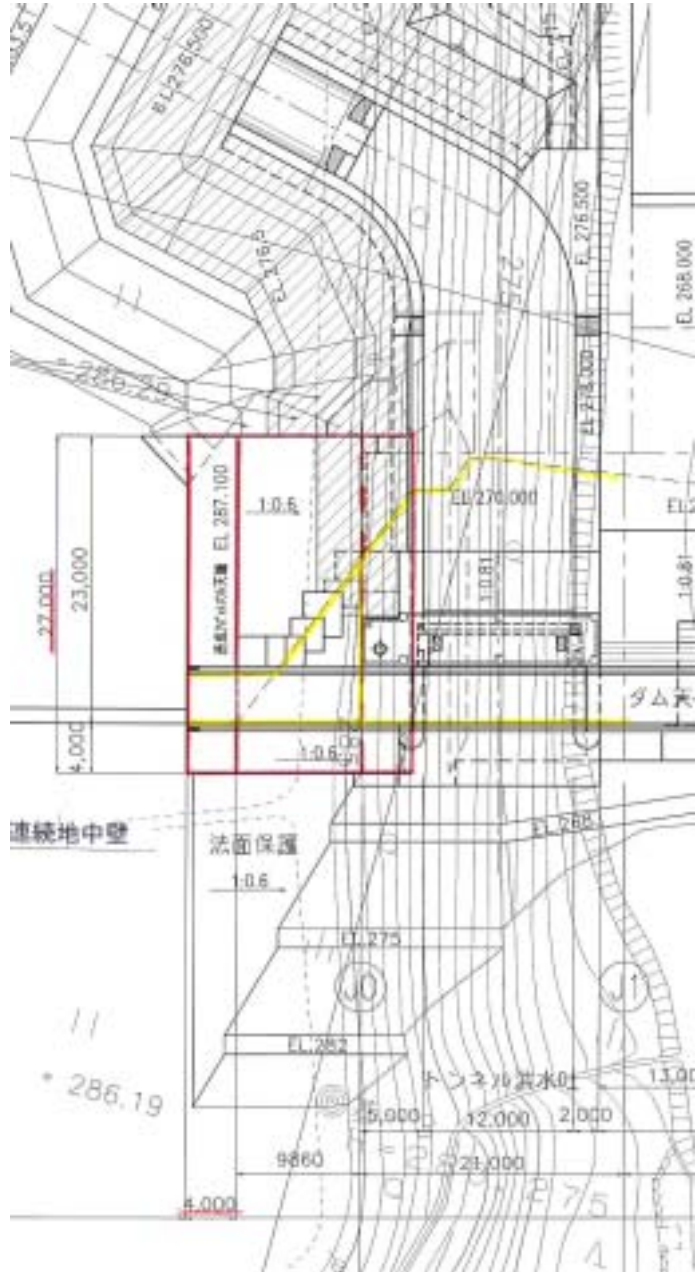


図 - 5.4.16 造成アバットメント平面図

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）での二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。

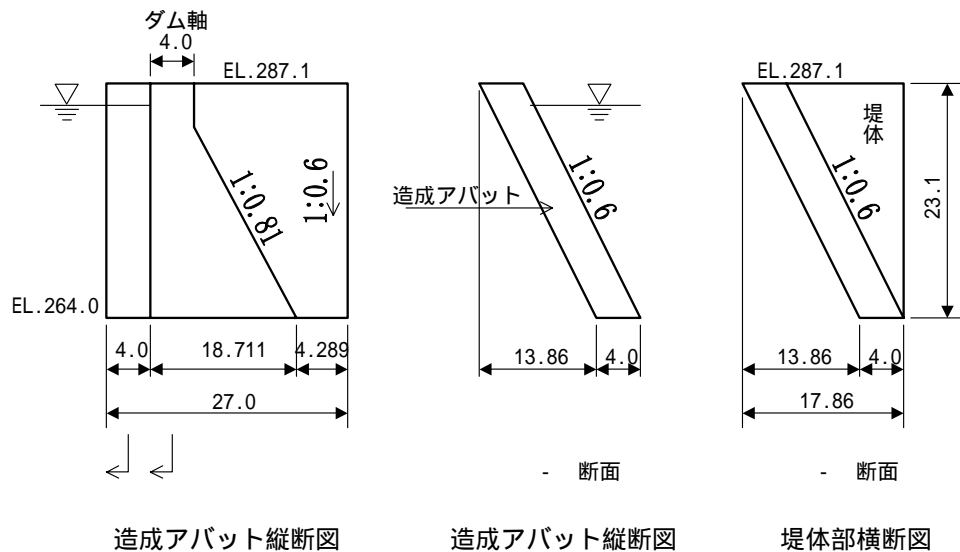


図 - 5.4.17 検討断面

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。

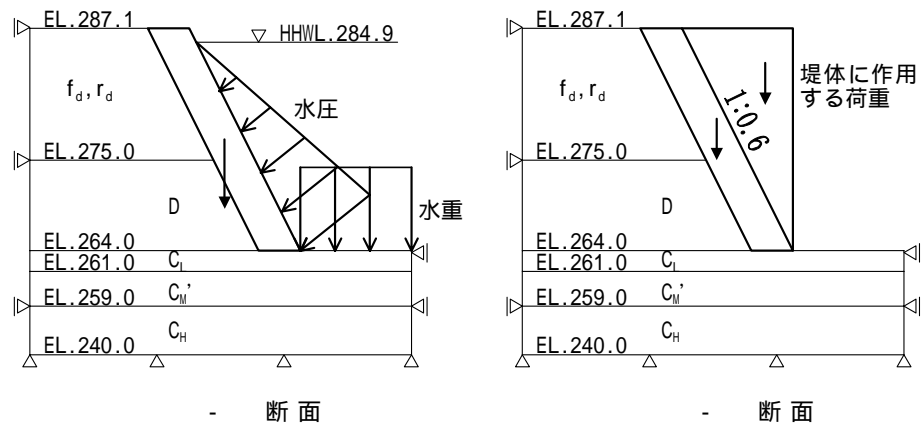


図 - 5.4.18

(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]	

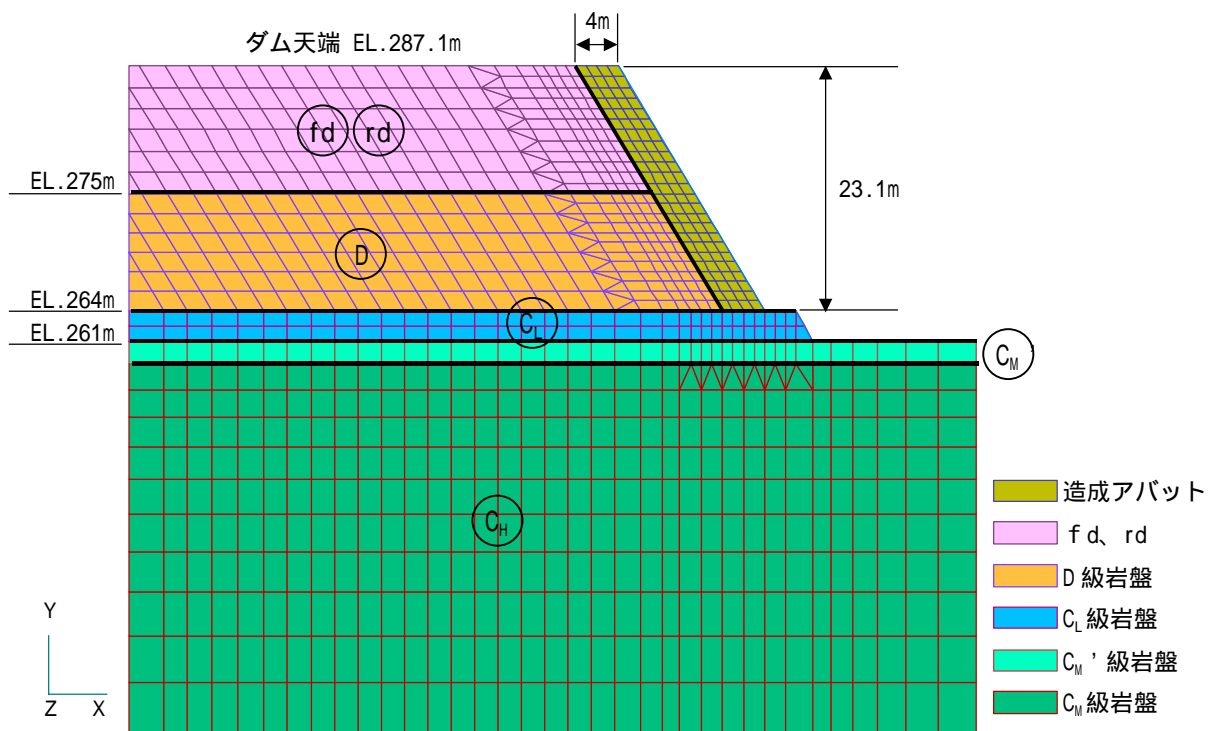


図 - 5.4.19 応力解析に用いるモデル図

(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

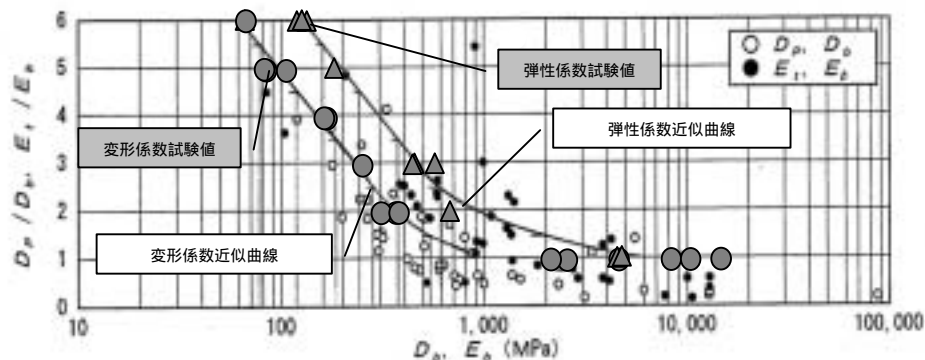


図 - 5.4.20 孔内載荷試験と平板載荷試験の变形係数と弾性係数の関係

(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)』