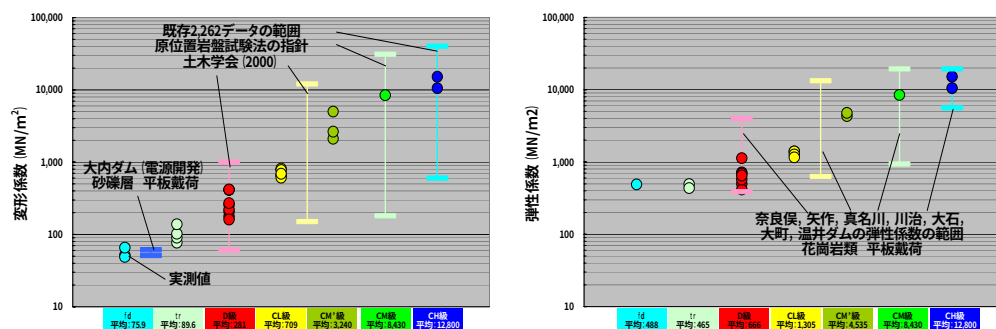


換算して求めたダム基礎の変形係数および弾性係数は、図－5.4.21に示すとおりである。各地質・岩級ともに大きなバラツキ等の示さず、風化や弛みの程度に順じて低減するとともに、一般値に比べて遜色ない値を示している。



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

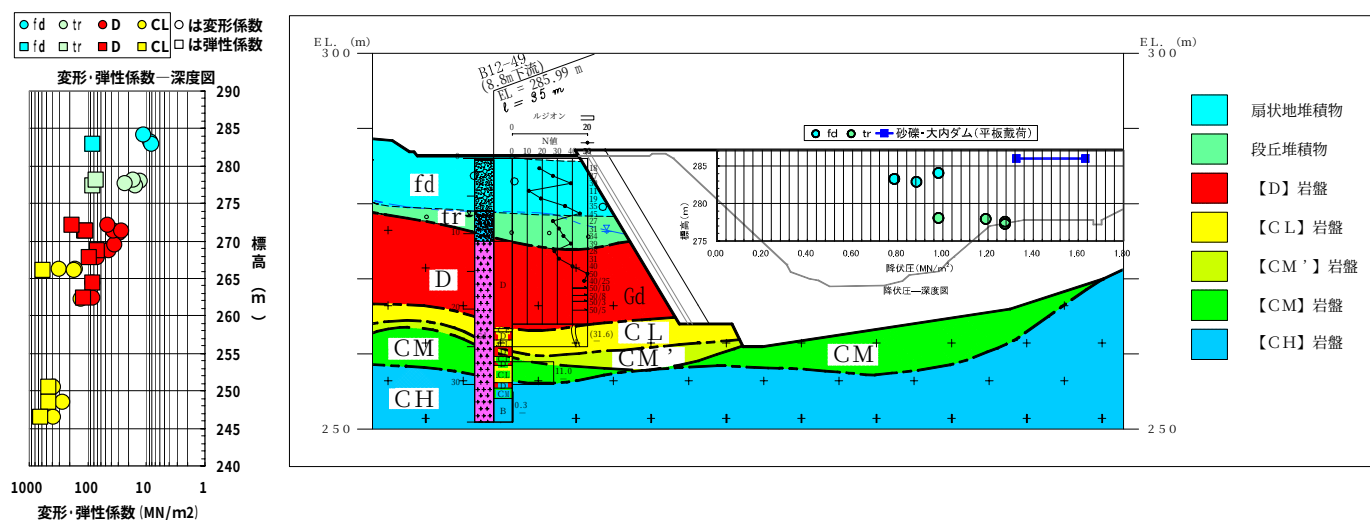
地質区分	岩級区分	深度 (m)	降伏圧Py (MN/m²)	変形係数 Db (MN/m²)	接 弾性係数 Eb (MN/m²)	割 弾性係数 Es (MN/m²)	換算変形係数 Dp (MN/m²)	換算弾性係数 Et (MN/m²)	平均換算変形係数 Dp (MN/m²)	平均換算弾性係数 Et (MN/m²)	設計変形係数 Dp (MN/m²)	設計弾性係数 Et (MN/m²)
扇状地堆積物	fd	3.00	0.8	8.6			51.6					
	fd	3.40	0.9	8.1	81.4	53.8	48.7	488.4				
	fd	3.00	1.0	10.9			65.4		75.9	488		
段丘堆積物	tr	8.00	1.2	12.8			76.8					
	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		90	465		
	tr	8.70	1.3	23.0			138.0					
花崗閃緑岩	D	9.60	1.6	82.7	82.6		413.5	495.6				
	D	11.60	2.4	82.5	119.0	97.3	412.5	714.0				
	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	374	829		
	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	709	1,305		
	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		3,240	同左	3,200	4,500
	CM	28.50	14.7	8,430.0			8,430.0		8,430	同左	8,400	8,400
	CH	15.50	14.7	15,100.0			15,100.0				12,000	12,000
	CH	16.50	12.7	10,500.0			10,500.0		12,800	同左		

孔内戴荷試験結果から降伏応力^(※)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

(※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。

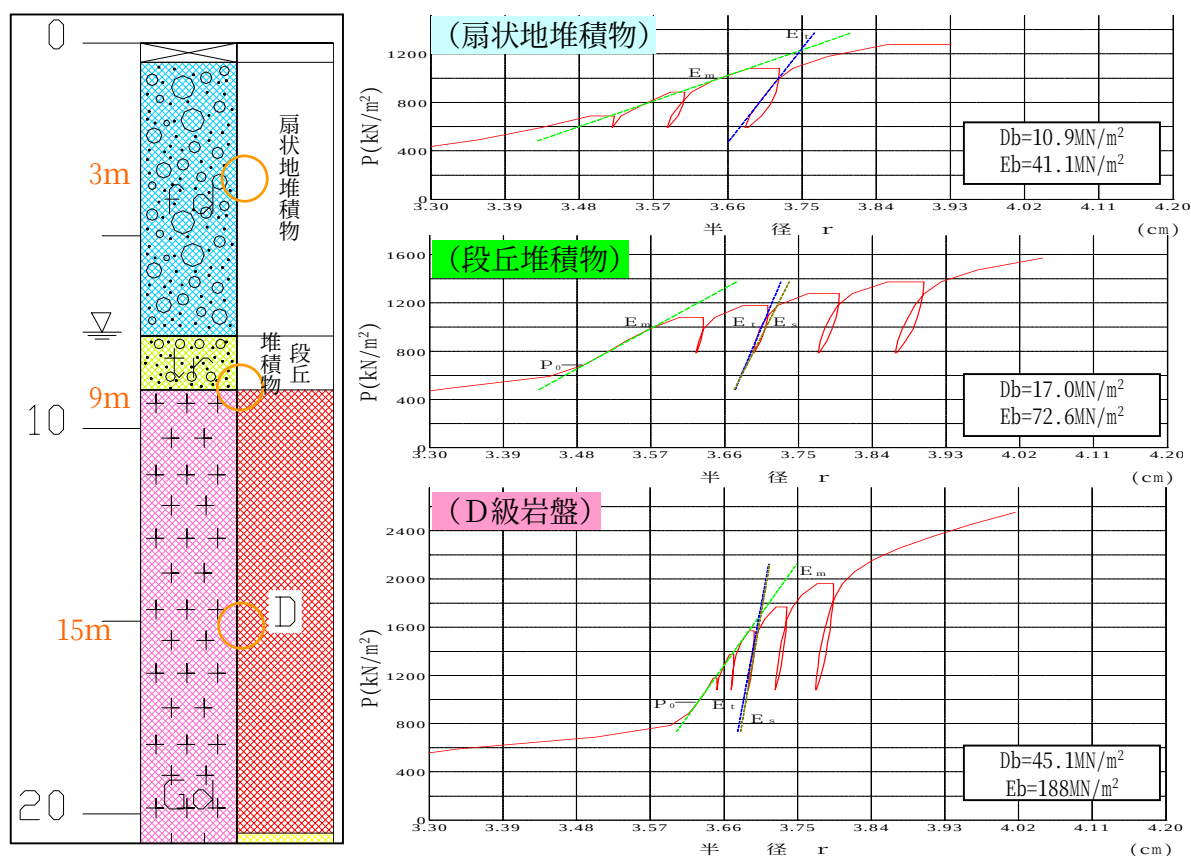
【原位置岩盤試験法の指針；土木学会(2000)】

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	設計	ポアソン比	一 軸 圧縮強度 (kN/m ²)	せん断強度 (kN/m ²)	透水性状
					変形係数 (MN/m ²)	弾性係数 (MN/m ²)			内部摩擦角 (°)	
扇状地性 堆積層	—	砂 礫 (大礫混り砂)	(19.0)	28	75.0	—	(0.3)	—	—	1×10 ⁻³ ～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		—	(98)	1×10 ⁻³ 以下 (cm/s)
								(25)		
	CL	軟 岩	23.5	—	—	1,300		1,800	(441)	ルジオン値 5～20 程度
									(40)	
	CM ´	軟 岩	26.0	—	—	4,500		7,500	(784)	ルジオン値 2 以下または 20 以上 (亀裂の有無による)
									(45)	
	CM		26.5		8,400			23,000	(1,226)	
									(45)	
CH	中硬岩～硬岩	27.5	—	12,000		62,000		(1,765)	ルジオン値 2 以下	
								(45)		

※（ ）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①－①断面の設計洪水時における主応力分布を図－5.4.24 (σ_1)、図－5.4.25 (σ_3) に示す。

造成アバット内の最大引張応力は、①－①断面（設計洪水位時）において堤趾部においても 0.29N/mm^2 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/mm^2 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/mm^2 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/mm^2 ・引張り応力度 0.7N/mm^2 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 $\sigma_{3\text{min}}$	引張応力(山側) $\sigma_{1\text{max}}$	引張応力(川側) $\sigma_{1\text{max}}$
①－①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
②－②断面	常 時	-0.90	0.08	-0.01
	地 震 時	-0.87	0.14	0.01

σ_1 : 第1主応力、 σ_3 : 第2主応力
正 : 引張り、負 : 圧縮

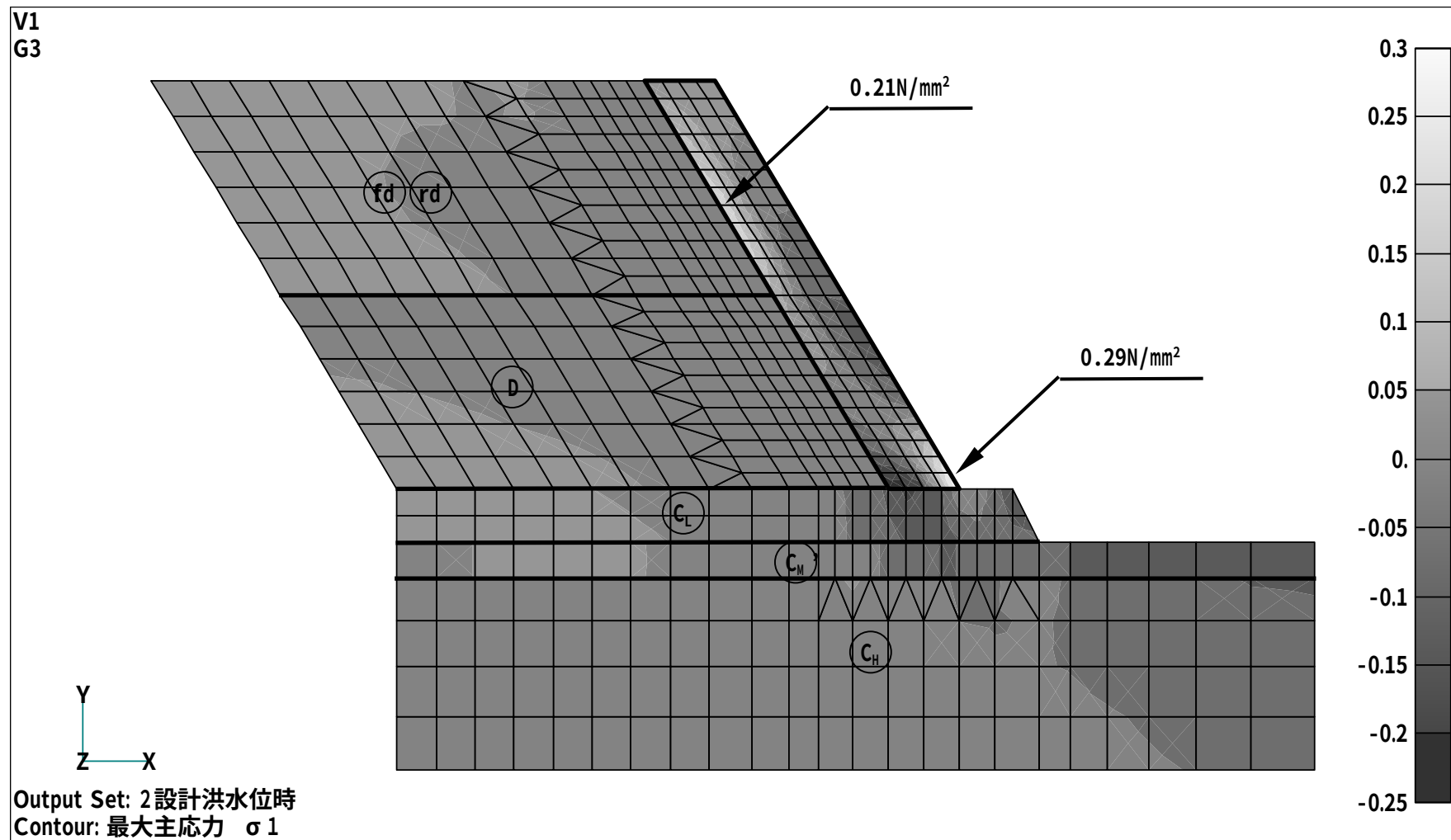


図-5.4.24 ①-①断面 設計洪水位時（最大主応力 σ_1 ）

注）標記は、マイナスが圧縮

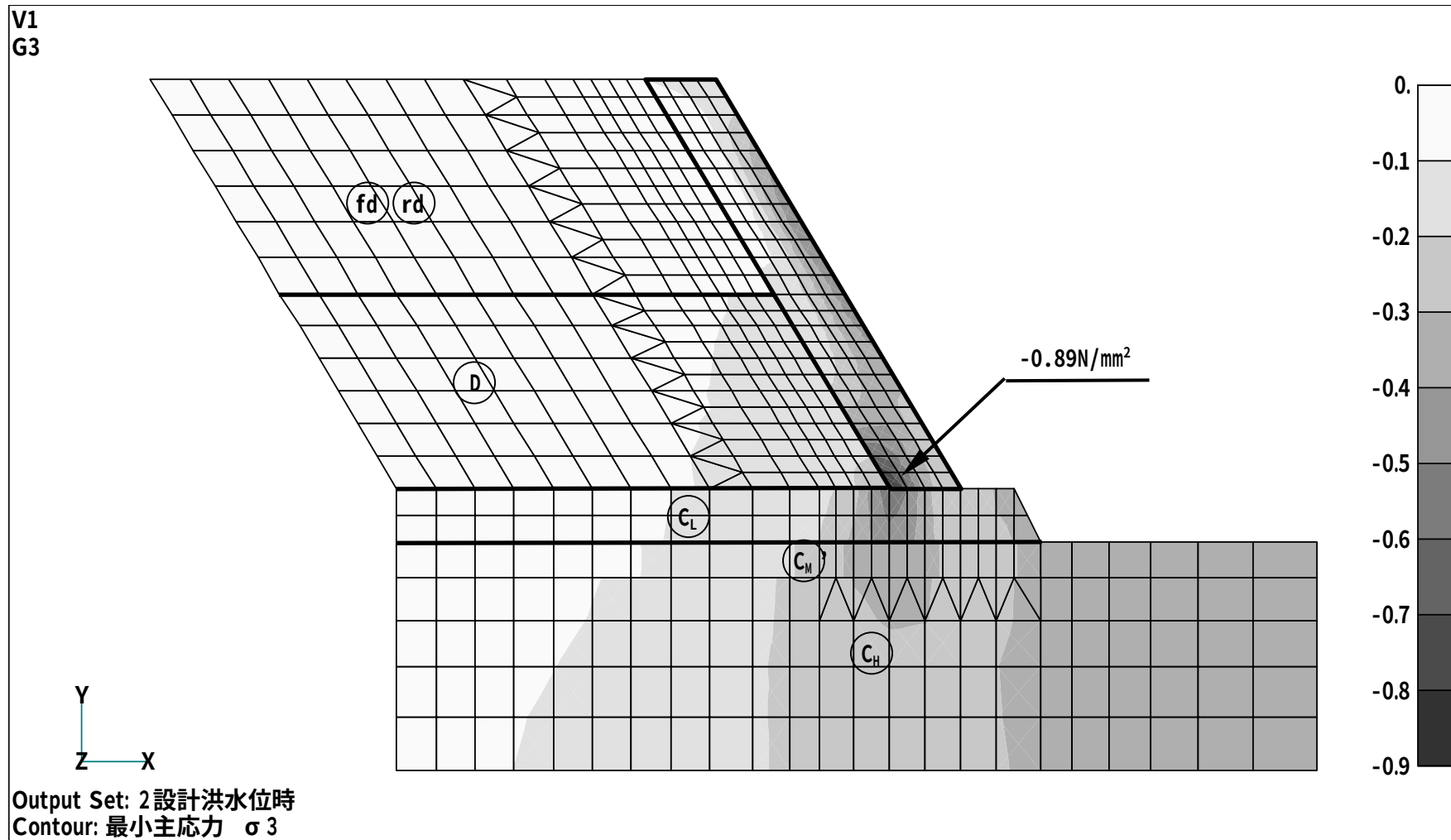


図-5.4.25 ①-①断面 設計洪水位時（最小主応力 σ_3 ）

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①主応力、②鉛直方向の地山の応力及び③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		
		① 主 応 力	② 鉛直方向 応 力	③ 斜面直交 方向応力	① 主 応 力	② 鉛直方向 応 力	③ 斜面直交 方向応力
①－① 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
②－② 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

σ_1 : 第1主応力、 σ_3 : 第2主応力

正 : 引張り、負 : 圧縮

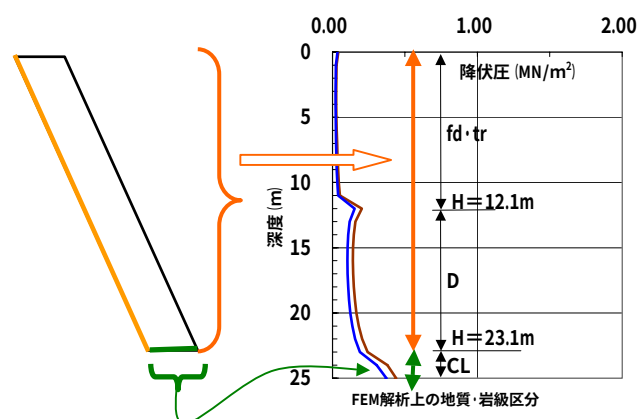
これより①主応力方向における最大圧縮応力は、①－①断面（設計洪水位時）において0.85N/mm²（fd、tr）、0.0.222N/mm²（D級岩盤）が発生している。

また、③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①主応力値に対しての2～3割程度低下し、①－①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①－①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、②－②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。



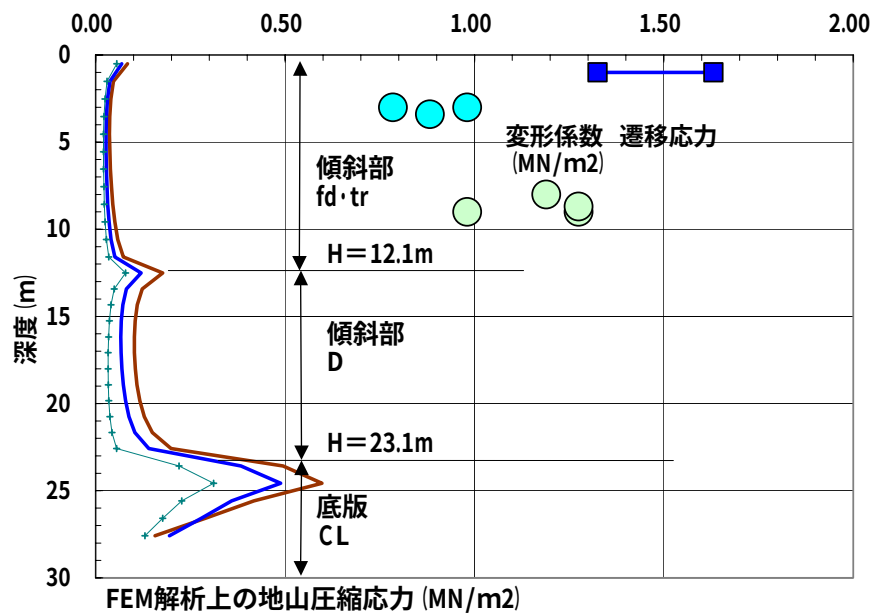
図－5.4.26 造成アバット底版部の応力表示説明図

(3) FEM解析結果

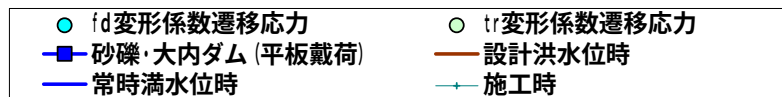
FEM解析結果から、造成アバットからの応力は、fd層やtr層より硬いD級岩盤に集中して伝達されており、地層の境界部付近において最大応力が発生している結果となった。同様にD級岩盤とCL級岩盤の境界部分にも応力集中が見られる。

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①－①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～設計洪水時の間で $0.01\sim0.02\text{MN/m}^2$ 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。

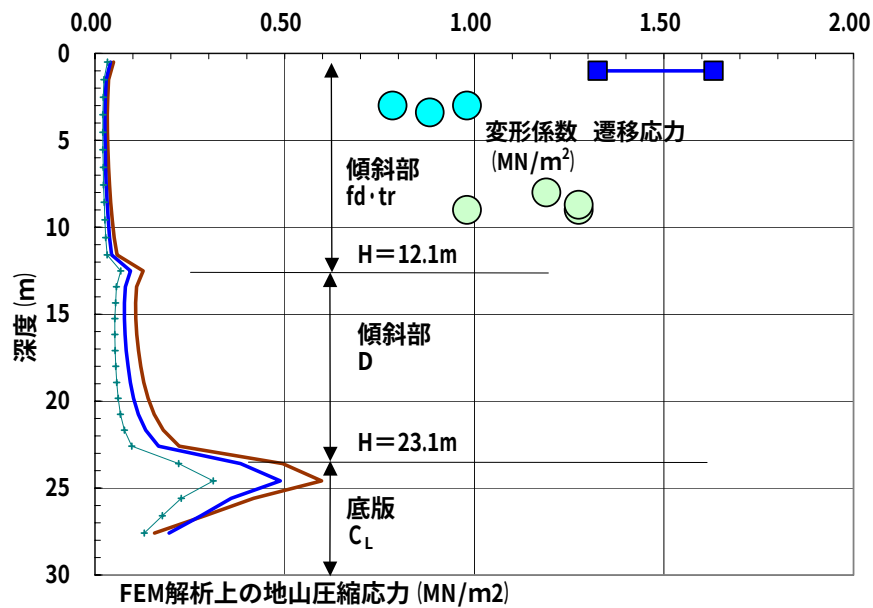


①-①断面 斜面直交方向地山圧縮応力—深度図，変形係数遷移応力—深度図



図ー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 (①ー①)

注) 標記は正が圧縮

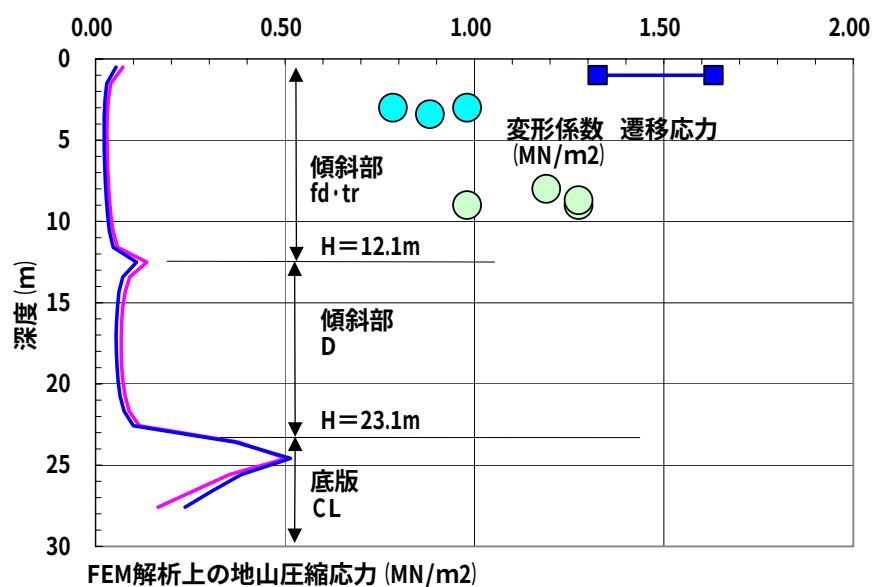


①-① 断面斜面鉛直方向地山圧縮応力—深度図，変形係数遷移応力—深度図

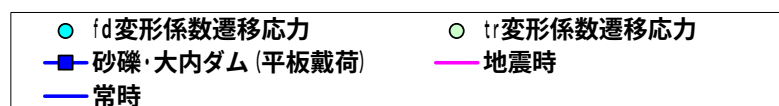


図ー5.4.28 造成アバットに接する地山の鉛直方向応力分布図 (①ー①)

注) 標記は正が圧縮

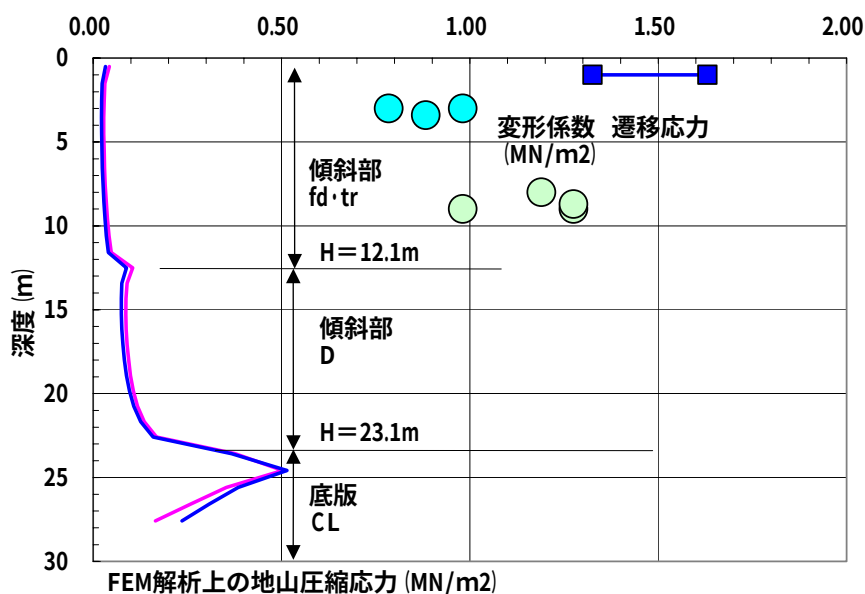


②-②断面 斜面直交方向地山圧縮応力—深度図，変形係数遷移応力—深度図

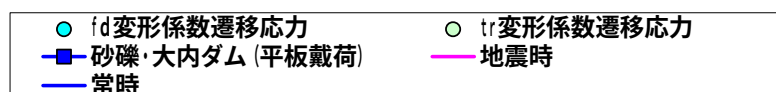


図ー5.4.29 造成アバットに接する地山の直行方向応力分布図 (②ー②)

注) 標記は正が圧縮



②-②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



図ー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 (②ー②)

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。

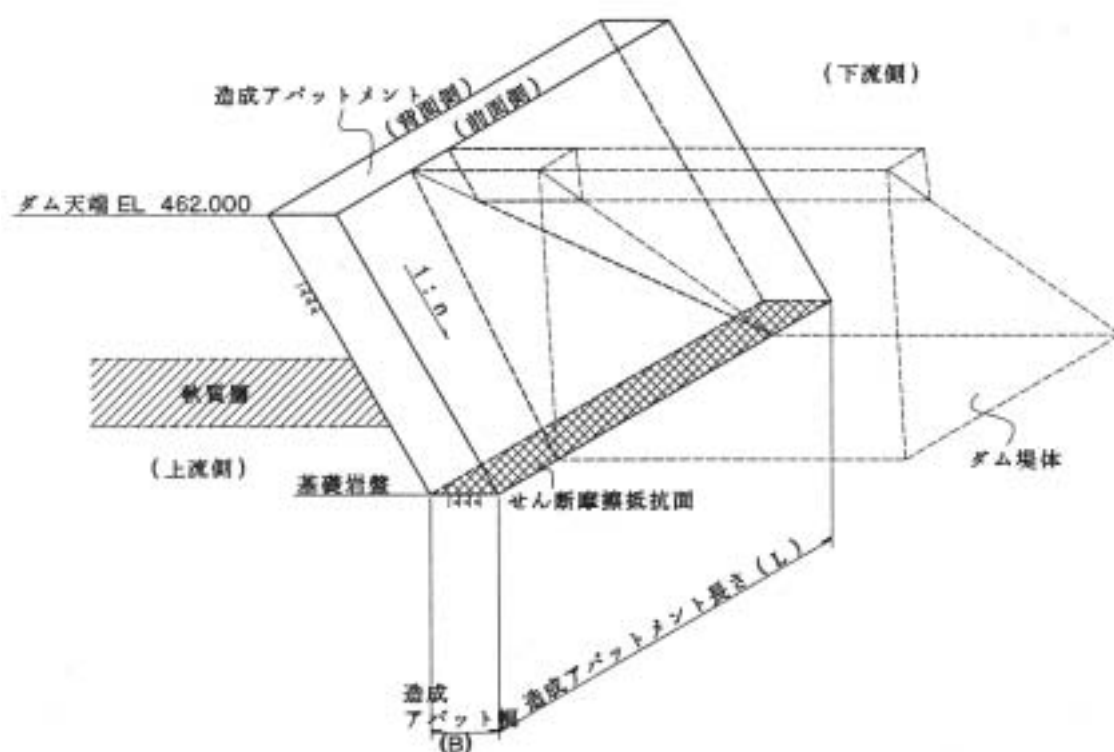


図-5.5.1 造成アバットメントの模式図

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。

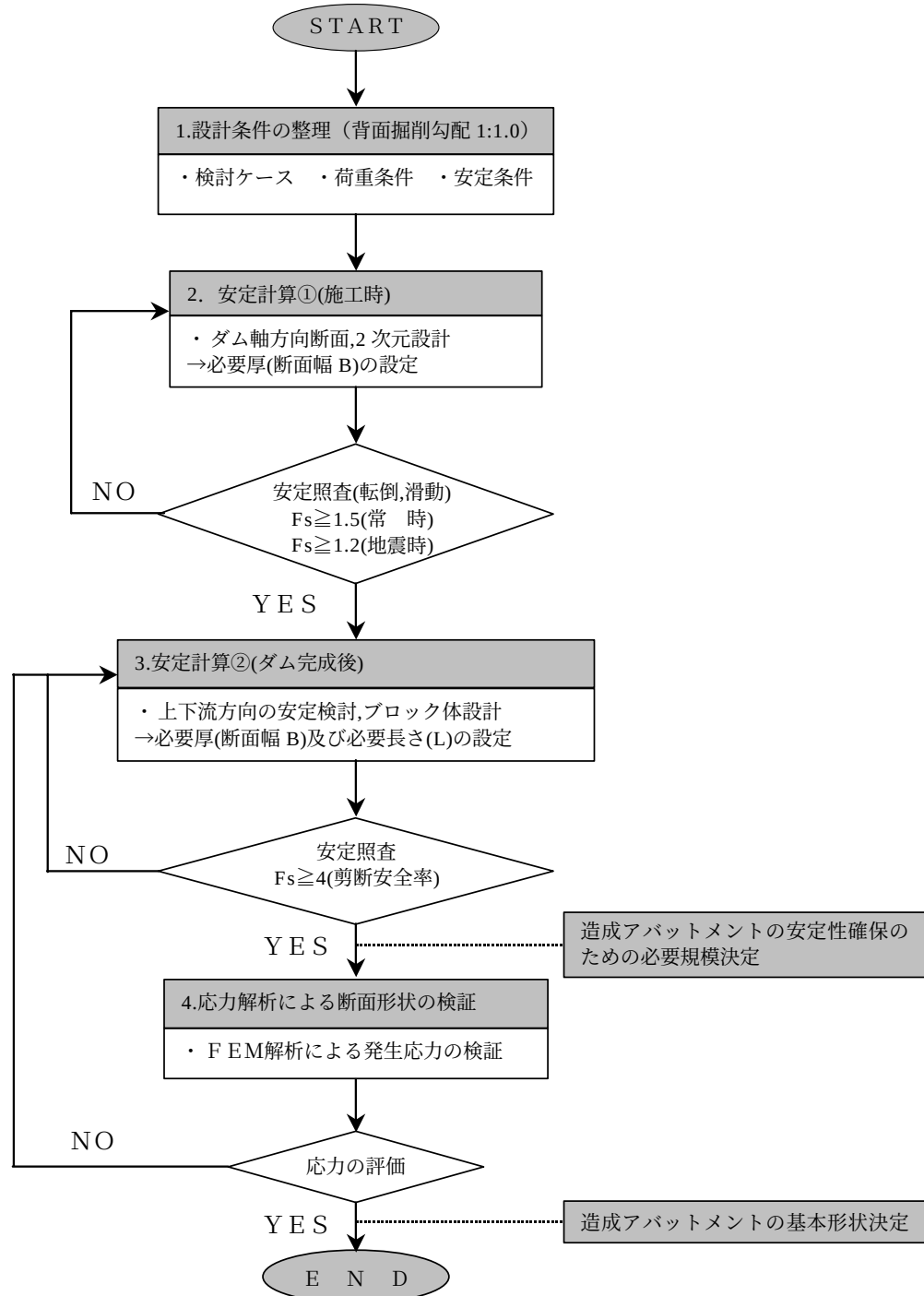


図-5.5.2 造成アバットメントの基本形状検討フロー

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。

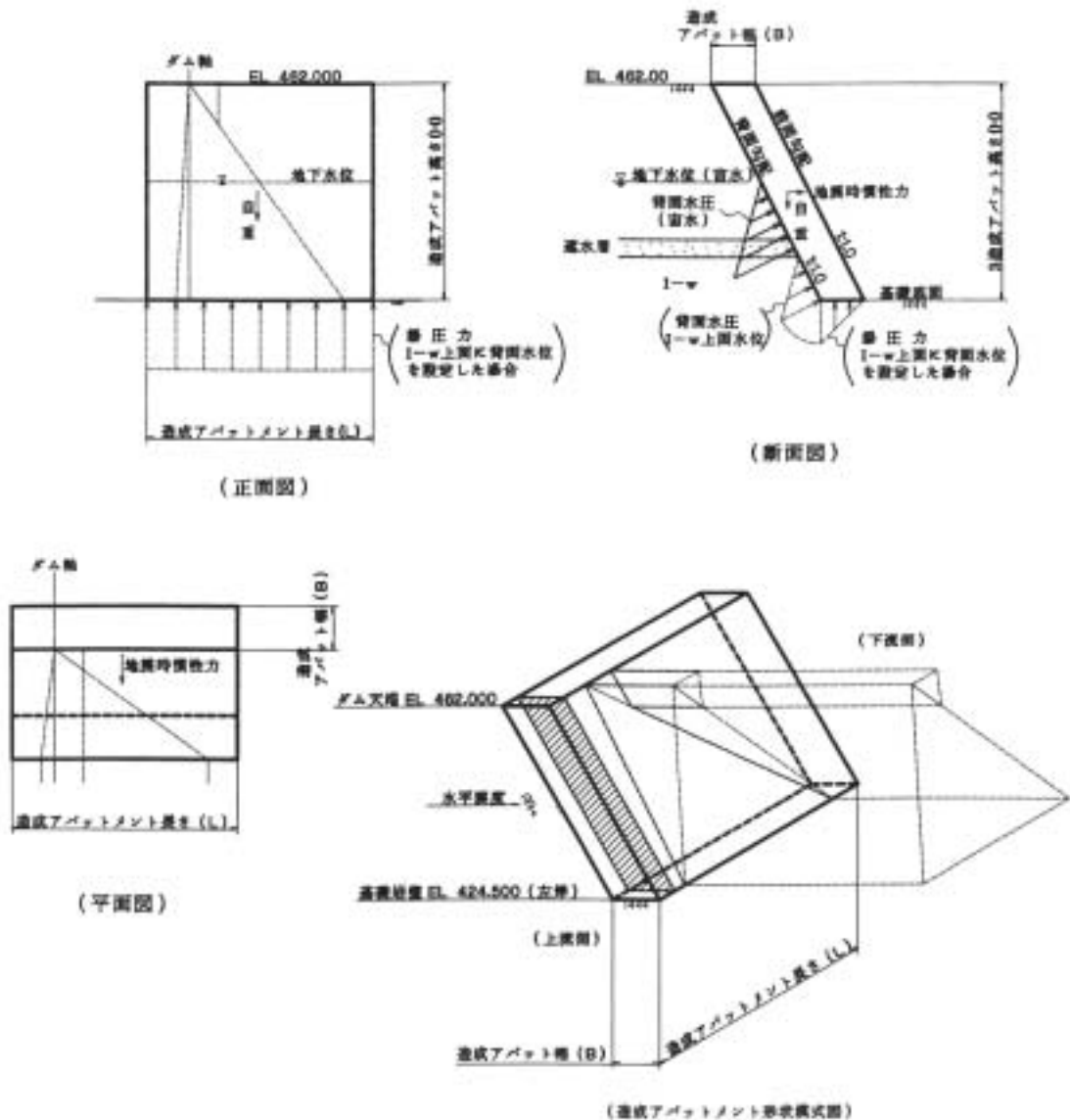


図-5.5.3 施工時（掲載例：地震時）

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 i)～v) 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)。

- i) 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。
- ii) 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)。
- iii) 造成アバットメント基礎底面に作用する揚圧力。
- iv) 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)。
- v) 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)。

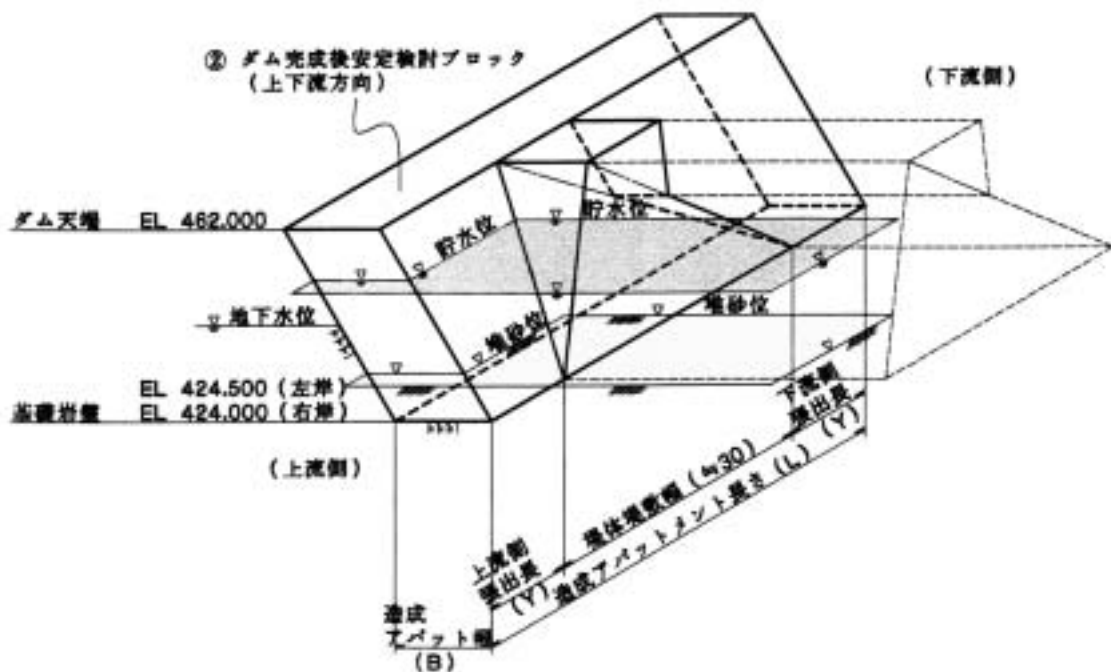
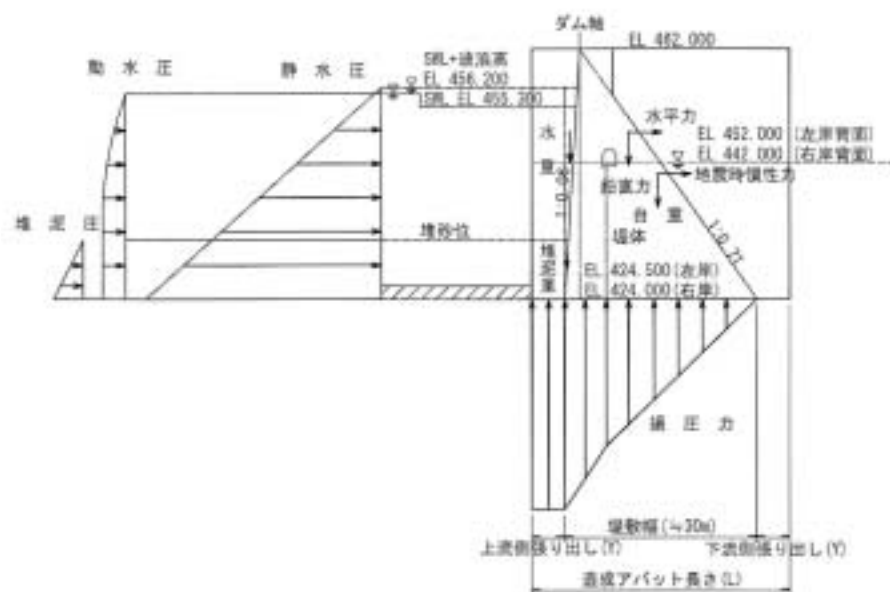
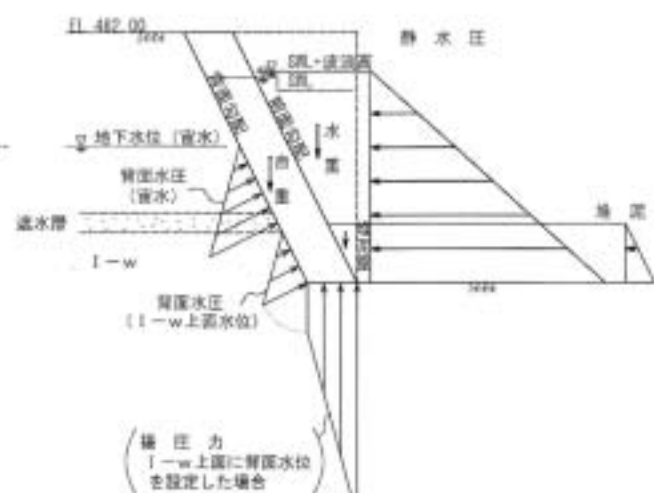


図-5.5.4 造成アバットメント形状模式図

(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: 堤体座部ダム軸方向作用荷重)
[基礎底面鉛直荷重算出時](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]

(地盤反力の仮定: 基礎底面鉛直荷重算出時)

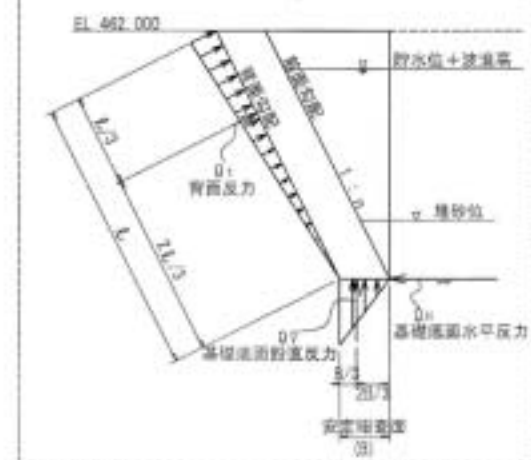


図-5.5.5 ダム完成後(掲載例: サーチャージ水位時)

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。

- ① 施工時（常 時）
 - ② 施工時（地震時）
 - ③ ダム完成後（設計洪水水位（H.W.L）時）
 - ④ ダム完成後（サーチャージ水位（S.W.L）時）
 - ⑤ ダム完成後（常時満水位（N.W.L）時）
- } ----- ダム堤体打設前

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。

① 転倒に対する安定条件

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

② 滑動に対する安定条件(Hennyの式)

$$n = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\tau_0 B + f \Sigma V}{\Sigma H(\text{ダム軸方向})} \geq \begin{matrix} 1.5(\text{常 時}) \\ 1.2(\text{地震時}) \end{matrix}$$

(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。

① 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)

$$n = \frac{\tau_0 B L + f \Sigma V}{\Sigma H(\text{上下流方向})} \geq 4$$

ここに n : 剪断摩擦安全率

τ_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)

ΣV : 基礎岩盤底面の剪断面に作用する垂直力 (kN)

ΣH : 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 h_w	—	0% —
	サーチャージ水位	サーチャージ水位＋風波高 h_w ＋1/2地震波高 h_e	サーチャージ水位	50%=0.06
	常時満水位	常時満水位＋風波高 h_w ＋地震波高 h_e	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

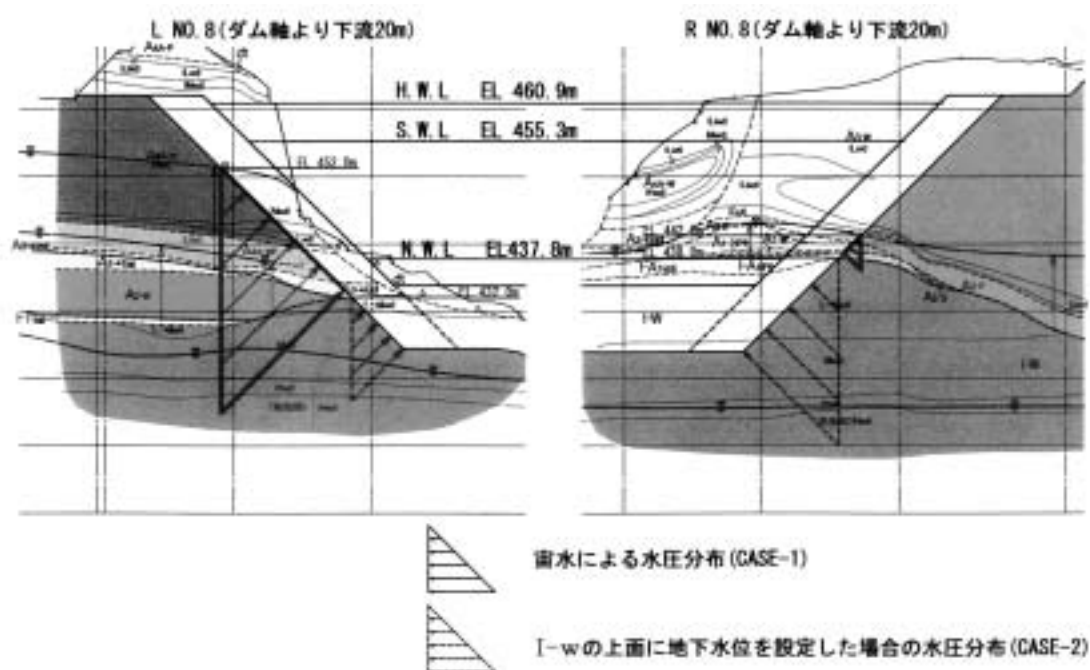
- 貯水池対策工により貯水池内で表面遮水されることから、左右岸ともアバットメント背面上での宙水の豊水期水位（最上位水位）を背面水位として設定する。

○ サーチャージ水位（S.W.L 455.3m）時

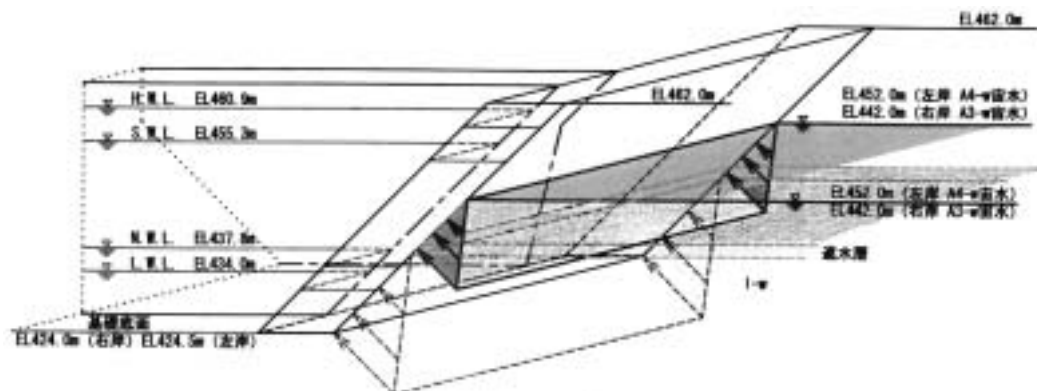
- ・貯水池対策工により貯水池内で表面遮水されることから、左右岸とも造成アバットメント背面上での宙水の豊水期水位（最上位水位）を背面水位として設定する。

○ 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。



図ー5.5.6 左右岸造成アバットメント背面上の宙水分布



図ー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：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。

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：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。

基本形状決定ケース

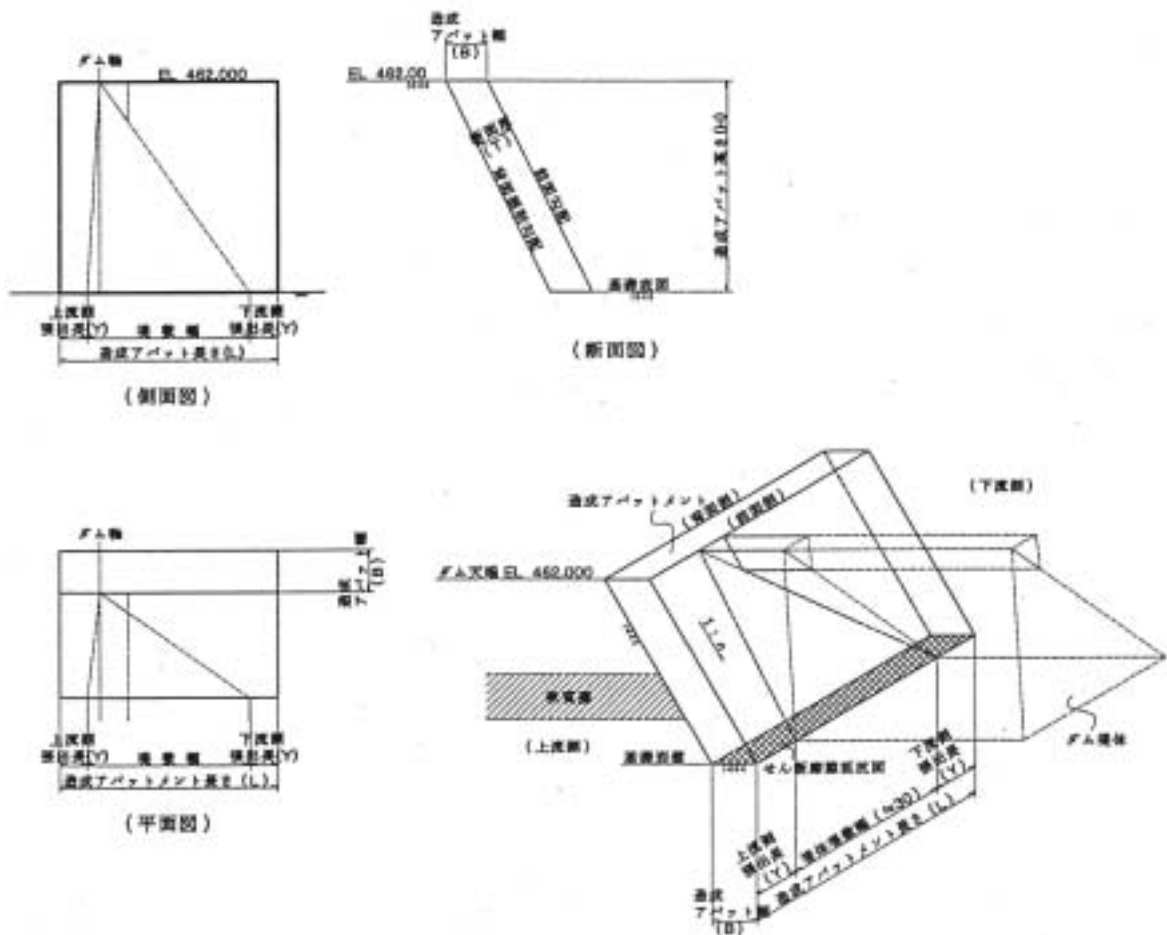
2) 基本断面形状

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