

3.3 左岸頂部法面对策工の追加対策検討

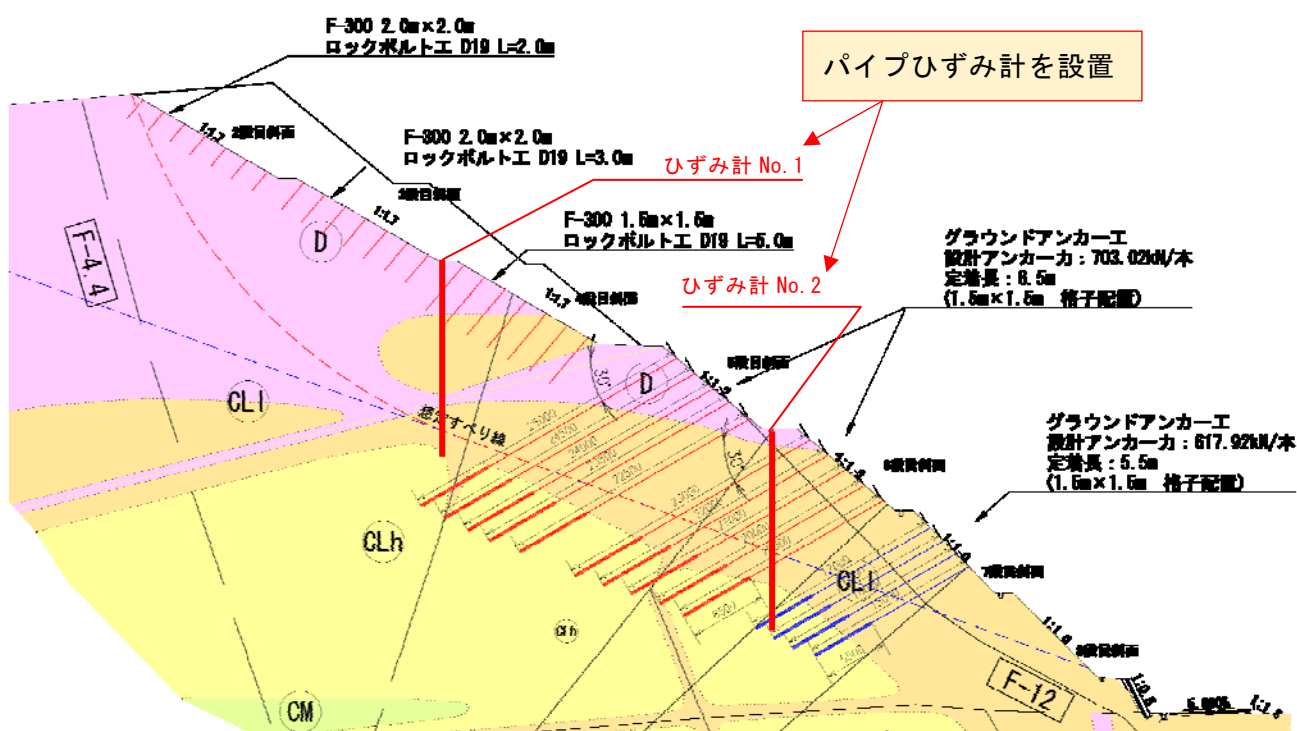
3.3.1 検討経緯

実施工時において、当初計画の掘削形状で随時掘削していたところ、くさび状の表層すべりが複数個所で発生したことから、以下の対応を行った。

- ①掘削勾配を変更した
- ②表層の保護を目的とした法面对策工(法枠工+ロックボルト工)を配置した。
- ③深部のすべりが発生していないことを確認することを目的にパイプひずみ計による計測を行った。

また、上記対応後、更に掘削を進めていったところ、6段目まで掘削が進行した段階で当該箇所の斜面安定を管理するために設置していたパイプひずみ計に微量な変位が認められた(図- 3.3.3~図- 3.3.4 参照)。

そこで、深部のすべりに対してアンカー工を配置し深部のすべりに対しても安全性を確保することとした。



【対策内容】

- 高標高部の掘削勾配を 1:1.2→1:1.7 に変更した。
- 法面保護工は、植生基材吹付→法枠工+ロックボルト工およびグラウンドアンカー工
- パイプひずみ計による深部のすべり計測を実施

図- 3.3.1 左岸頂部法面对策工の概要

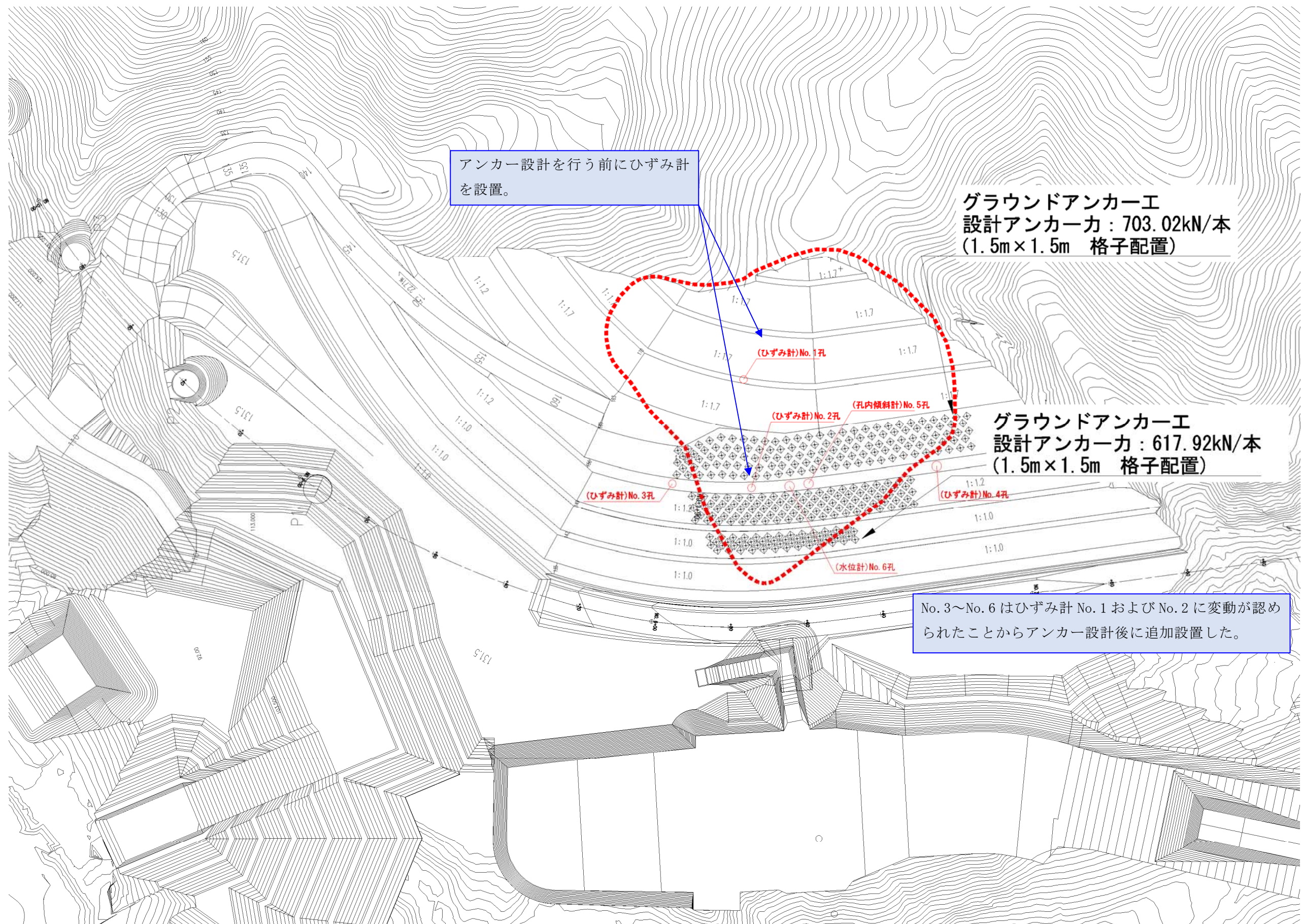


図- 3.3.2 左岸頂部法面計測計器位置図

ひずみ計No.1時系列図

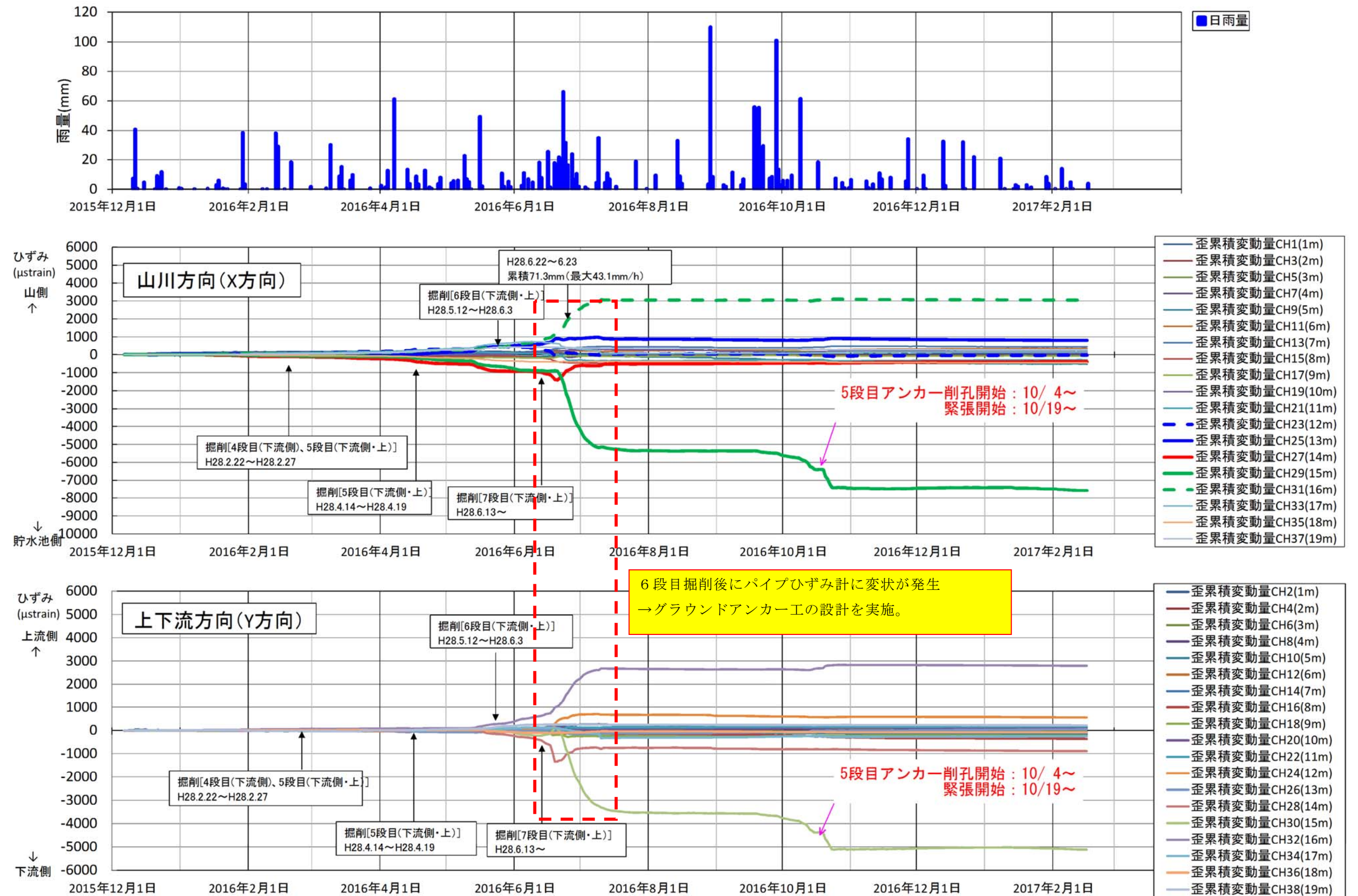


図- 3.3.3 パイプひずみ計 No.1 時系列図

ひずみ計No.2時系列図

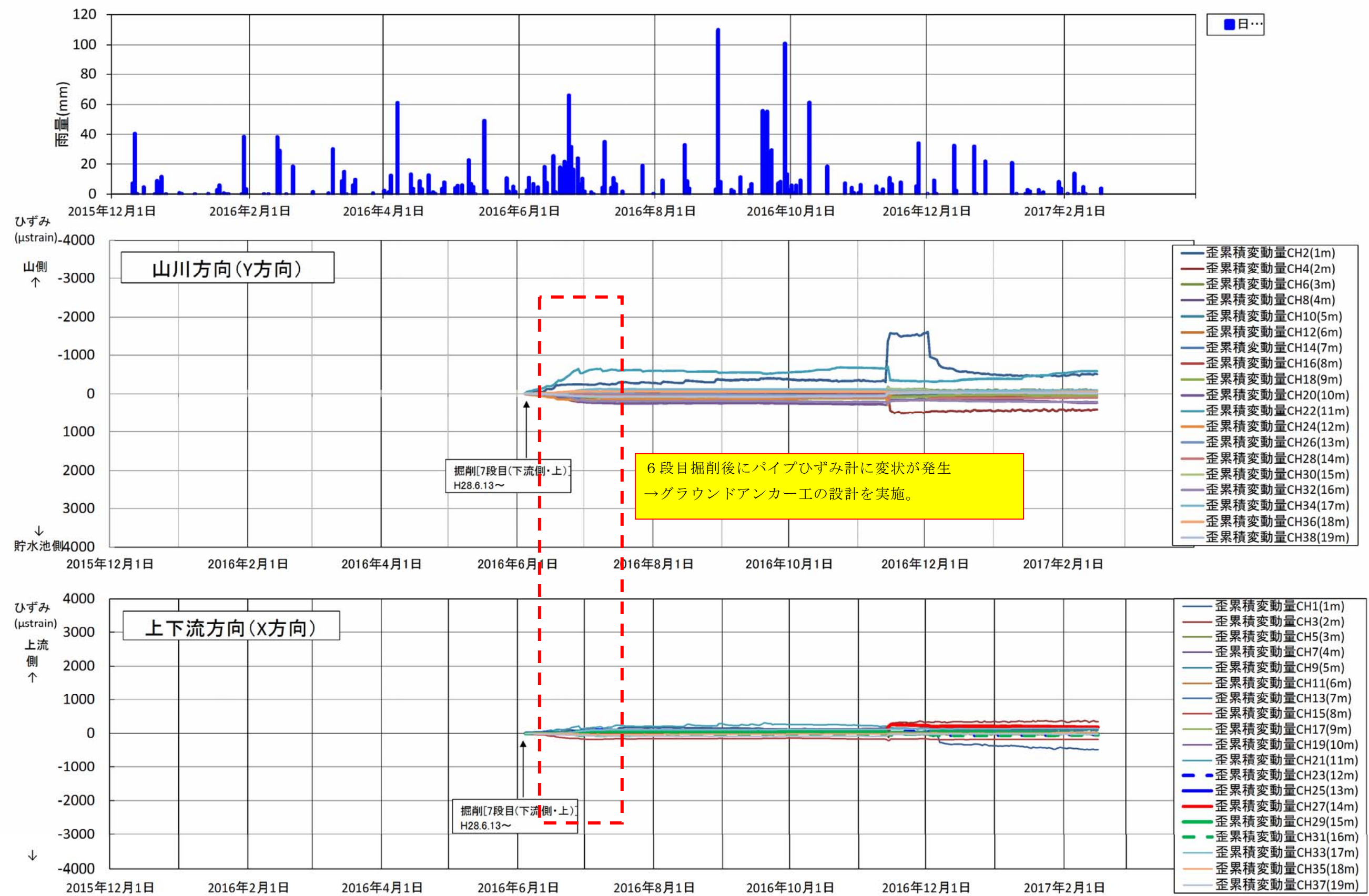


図- 3.3.4 パイプひずみ計 No.1 時系列図

また、グラウンドアンカー工設計時には、調査時には当該箇所の地下水位は低いことが確認されていたことから、降雨などによる残留間隙水圧を0%として設計をしていた。

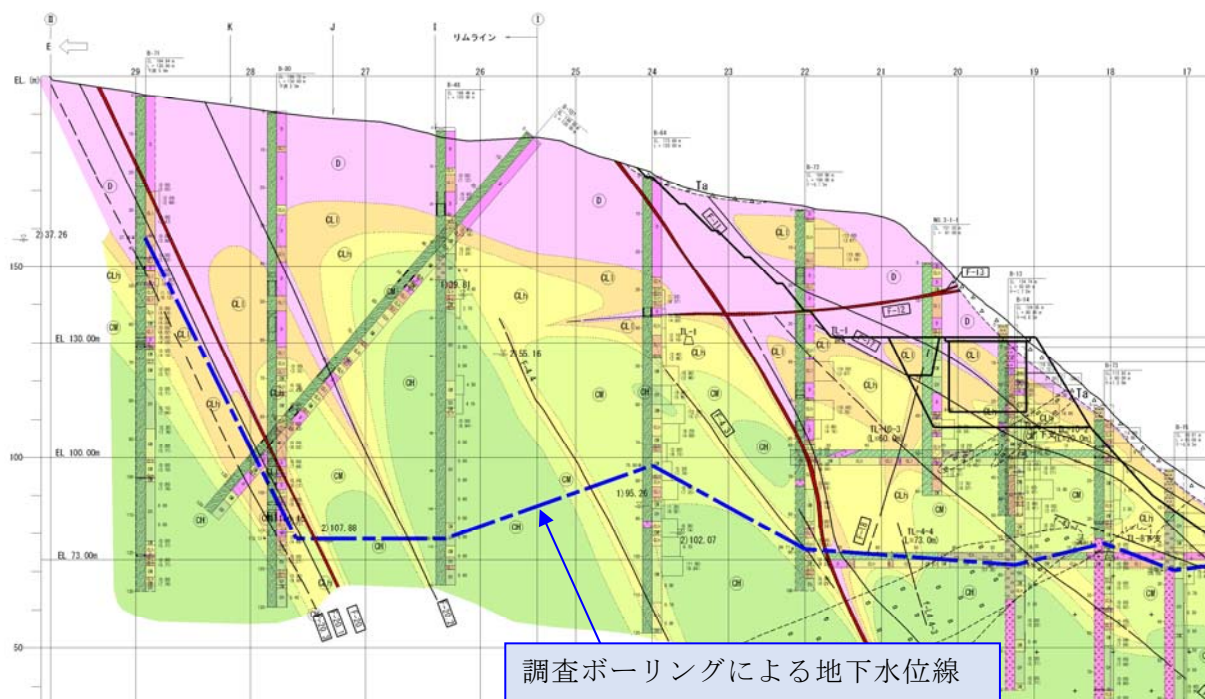


図- 3.3.5 ダム軸縦断図（調査時）

一方、実施工時においてひずみ計に変動が認められたことを踏まえて周辺にパイプひずみ計、孔内傾斜計、地下水位計を追加設置しており、斜面全体の安定性を確認しているが、平成28年7月以降計測が実施された地下水位計の観測の結果、当該箇所にはすべり面深さに対して最大85%程度の標高まで水位が上昇していることが確認された。

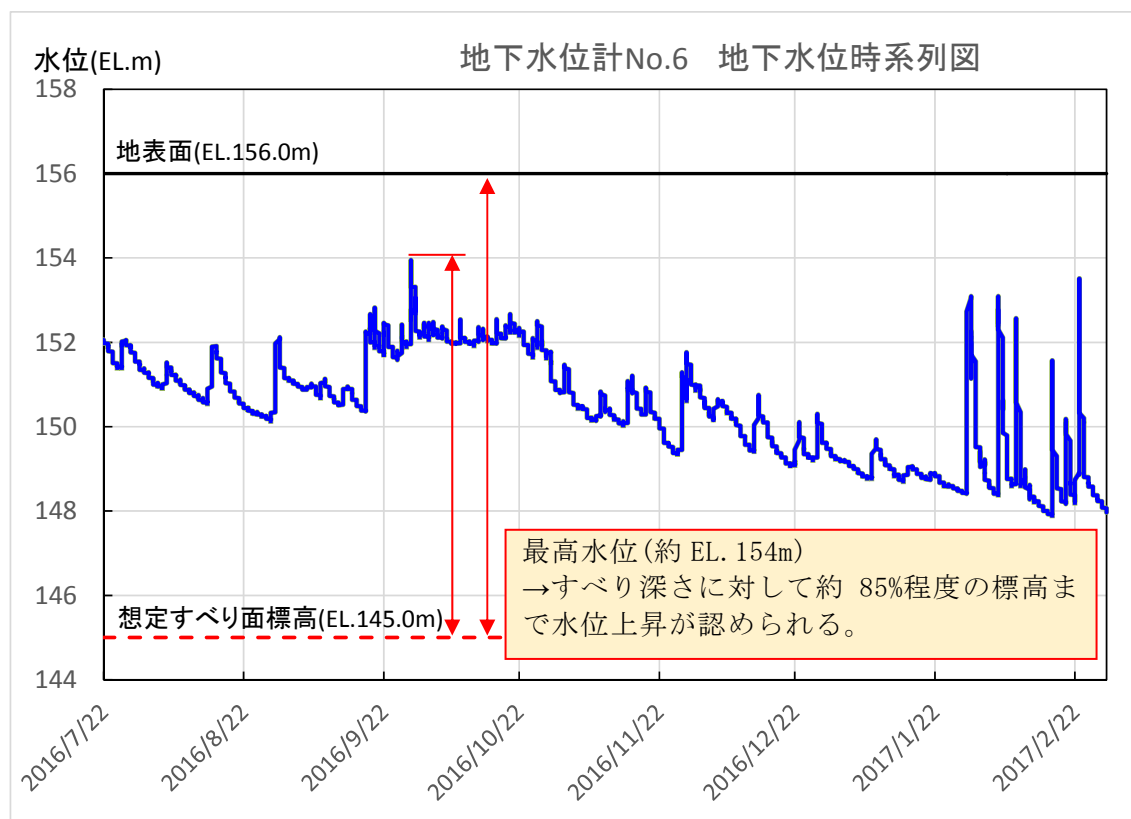


図- 3.3.6 N0.6地下水位計時系列図

これは、当該箇所が局所的に断層に囲まれた範囲であり、断層によって地下水が止められ宙水構造をなしていることによる。

上記状況を踏まえ、本検討では間隙水圧を考慮した場合に、現計画のグラウンドアンカー仕様の検証を行うとともに、追加対策工の検討を行うこととした。

3.3.2 間隙水圧を考慮した既設法面对策工の検証

本設では、既往検討にて設定したすべりブロックに対して間隙水圧を考慮した場合においても、現計画の法面对策工規模で問題がないか検証計算を行った。

(1) 逆解析によるすべり面の強度算出

1) 計算条件

a) 安定解析方法

検討にあたっては、「貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、国土交通省 河川局治水課、平成 21 年 7 月」に基づき、掘削面で確認されたすべり面を対象として、下式を用いた簡便法により行った。

$$F_s = \frac{\Sigma \{CL + ((1+K_v) W' \cos \alpha - UL - K_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\}}{\Sigma ((1+K_v) W' \sin \alpha + K_h W \cdot \cos \alpha)}$$

ここに、

F_s	: 安全率
C	: 粘着力 (kN/m ²)
L	: スライス底面の長さ (m)
W	: スライスの全重量 (kN/m)
α	: スライス底面が水平面となす角度 (度)
W'	: スライスの重量 (基準水面以下水中単位体積重量) (kN/m)
U	: スライス底面に作用する過剰間隙水圧 (kN/m ²)
K_h	: 設計水平震度
K_v	: 設計鉛直震度
ϕ	: 内部摩擦角 (度)

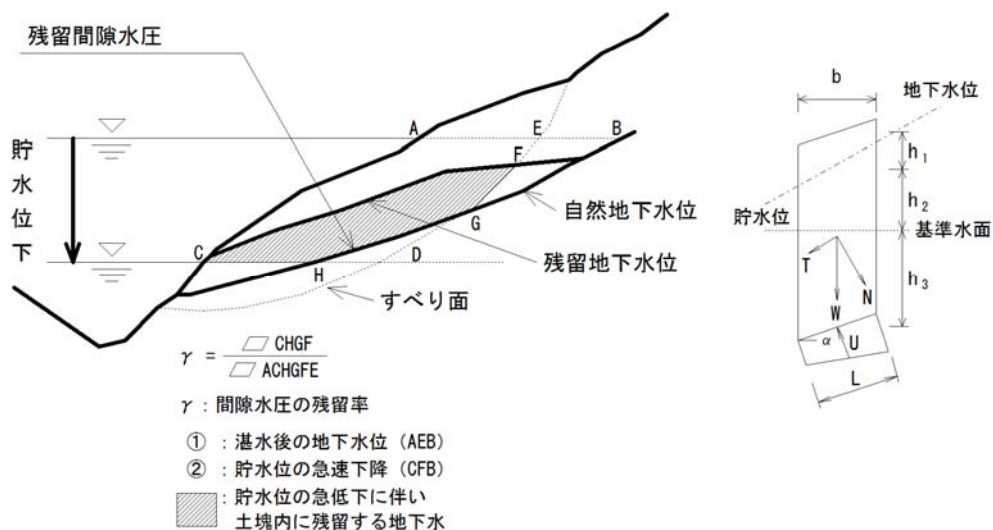


図- 3.3.7 簡便法

b) 現況安全率

現状安全率は、アンカー設計時において変状が認められたことから $F_{S0}=0.95$ とする。

表- 3.3.1 現況安全率の目安

地すべり等の変状	計測調査による変動種別＊)	湛水前の安全率の目安
1) 現在変動中、主亀裂・末端亀裂発生	変動 A：活発に変動中	$F_{S0}=0.95$
	変動 B：緩慢に変動中	$F_{S0}=0.98$
2) 地表における変動の徴候（亀裂の発生等）は認められない	変動 C： 変動量は非常に小さい（変動 C 未満）が、累積性が認められ地すべりによる変動の可能性が高い。	$F_{S0}=1.00$
3) 変動の徴候は認められない	変動 D	$F_{S0}=1.05$

出典：貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、P.4-6

c) すべりブロック

検討に用いるすべりの形状および地形は、既往検討時と同様に変状発生時の地形に対して、浅部を通るすべり面（5～6段目アンカーにより抑える）と深部を通るすべり面（5～7段目アンカーにより抑える）を設定した。

なお、すべり面の上端はクラックが確認された法肩付近より山側には認められなかったことから、いずれのすべり面においても法肩付近とした。

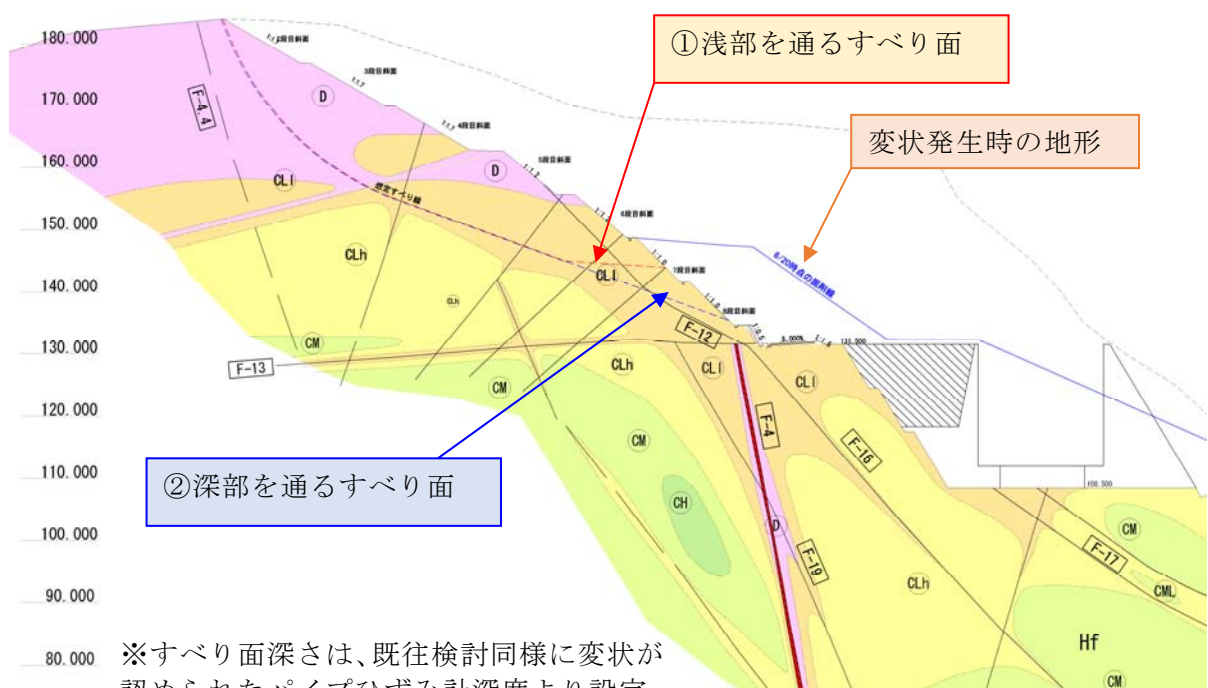


図- 3.3.8 すべりブロックの設定

d) 物性値の設定方針

地すべりブロックの物性値設定にあたっては、以下の方針で検討を行うこととした。

- ・物性値は、地すべりブロックで一様な物性値とする。
- ・地すべりブロックの湿潤重量及び飽和重量は崖錐と同値とする。
- ・地すべりブロックの粘着力は、「貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、国土交通省 河川局治水課、平成 21 年 7 月」に基づき、地すべりブロックの層厚に対応する強度を設定する。
- ・内部摩擦角については、逆計算により決定する。

表- 3.3.2 各岩級の物性値

	崖錐	D 級岩盤	CLl 級岩盤	地すべり ブロック
湿潤重量 (KN/m ³)	18.0	19.0	20.0	18.0
飽和重量 (KN/m ³)	19.0	20.0	21.0	19.0
粘着力 c (KN/m ²)	10	50	500	層厚より設定
内部摩擦角 φ(°)	30	34	40	逆計算による
出典	H21 転流工 積算	H18 実施設計 (H8 試験値)	H18 実施設計 (H9 試験値)	

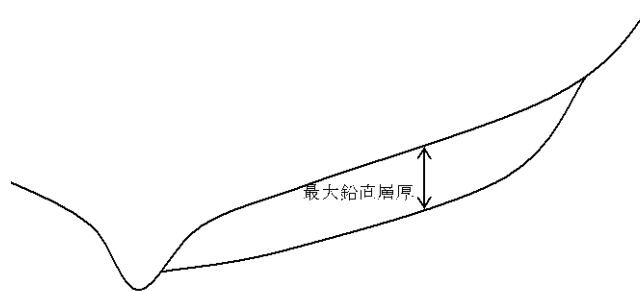
e) 粘着力の設定

地すべりブロックの粘着力は、「貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)」を参考に、13kN/m²とした。

表- 3.3.3 地すべりの最大鉛直層厚と粘着力

地すべりの最大鉛直層厚 (m) (図 4.3 を参照)	粘着力 c' (kN/m ²)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

出典：貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、P. 4-8



出典：貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、P. 4-9

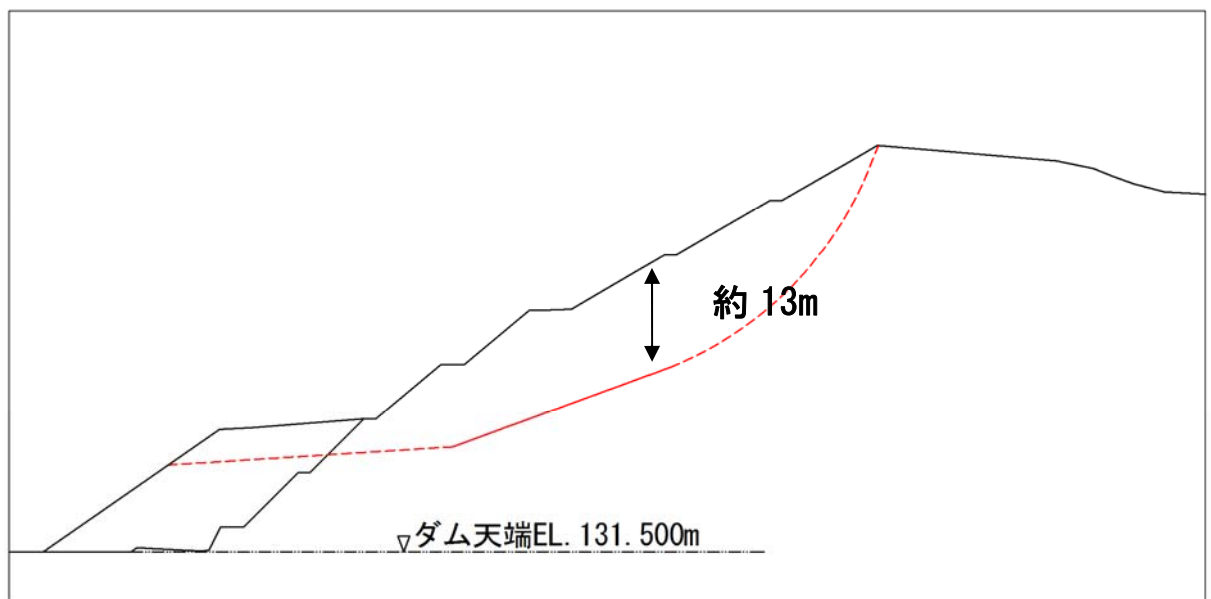


図- 3.3.9 設定すべり面の鉛直層厚

f) 間隙水圧

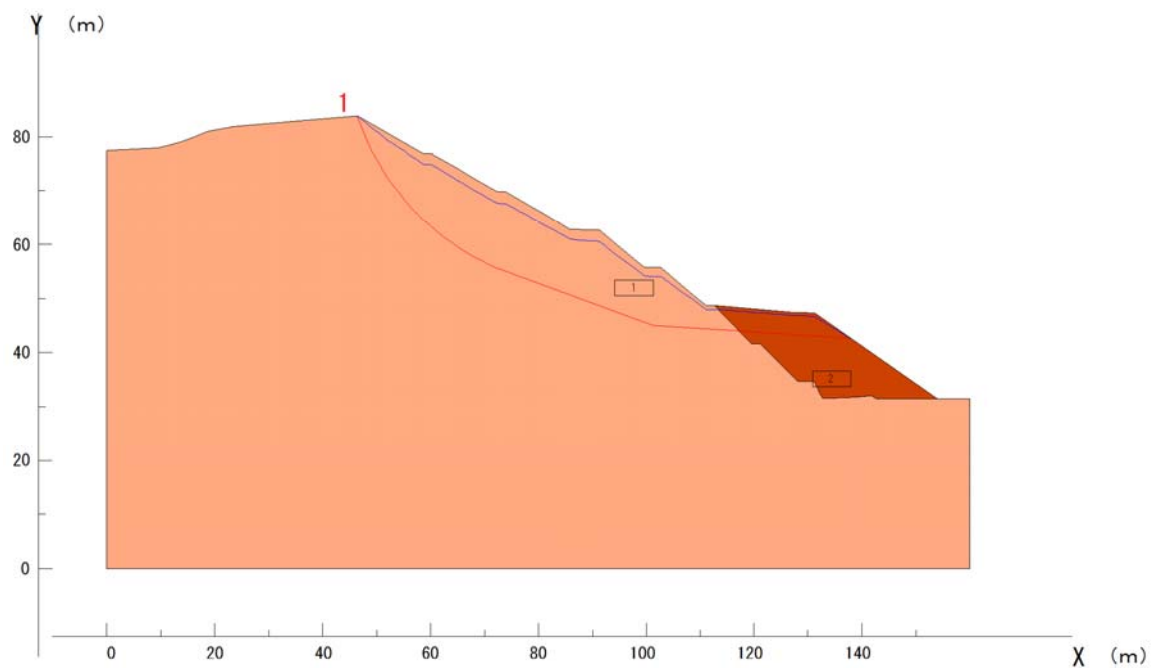
実施工時においても変状は、降雨によって地下水位が上昇した際に発生したものと考えられる。また、地下水位計の計測データによるとすべり面深さに対して最大約85%程度まで地下水位が上昇していたことが確認されている。そこで、本検討においては、間隙水圧をすべり面深さの85%見込むこととした。

2) 検討結果

次頁以降に検討結果を示す。検討の結果、各すべり面を想定した際のすべり面の強度は、以下のとおりとなった。

表- 3.3.4 逆解析によるすべり面の強度

ケース	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	残留 間隙水圧 (%)	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)
①浅部を通るすべり面	19.0	18.0	85.0	13.0	38.22
②深部を通るすべり面	19.0	18.0	85.0	13.0	37.88

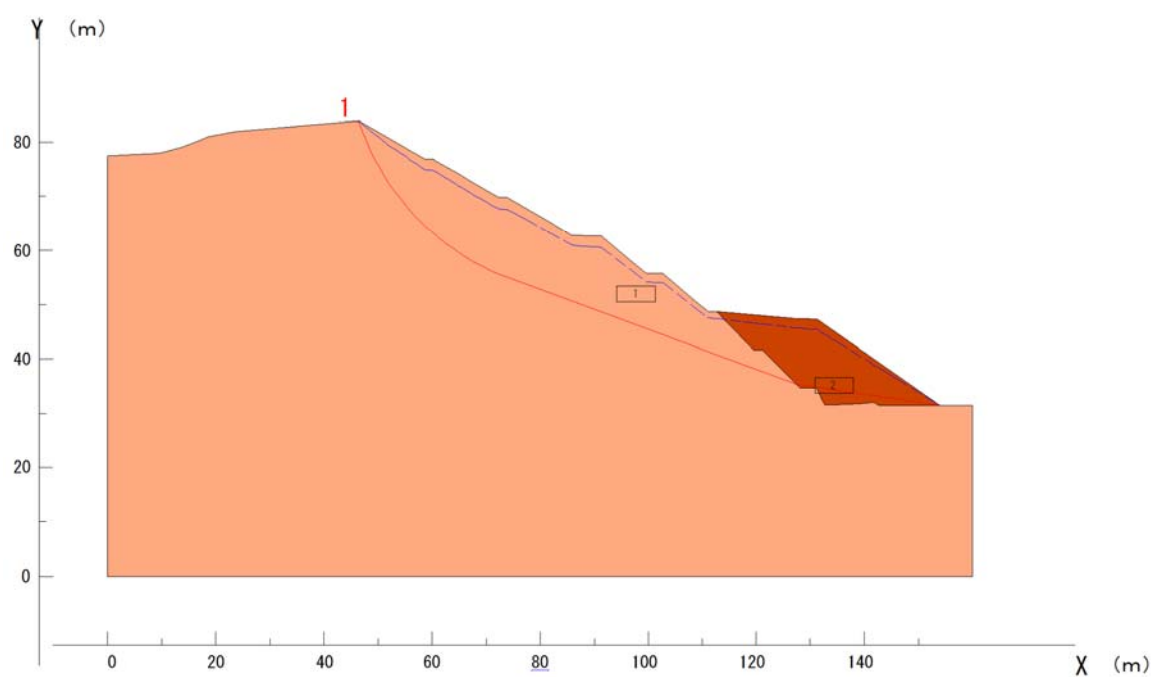


スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.950	5482.0	5772.5

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	38.22
2	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	38.22

残留率 = 85.00 (%)

図- 3.3.10 逆解析によるすべり面の強度算出 (①浅部を通るすべり面)



スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.950	7243.0	7826.5

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	37.88
2	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	37.88

残留率 = 85.00 (%)

図- 3.3.11 逆解析によるすべり面の強度算出 (②深部を通るすべり面)

(2) 既設アンカー規模の検証

1) 現計画における設計アンカー力

現計画における設計アンカー力は、以下のとおりとしている。

- ・ 5, 6 段目アンカー : 703.02kN/本 (1.5m×1.5m 格子配置)
- ・ 7 段目アンカー : 617.92kN/本 (1.5m×1.5m 格子配置)

2) 掘削後の安定性の確認

前節で算出した物性値を用いて、掘削後および法面对策後の安全率を算出した。

a) 検討条件

I) 断面の設定

検討断面は、掘削後の法面形状について安全率を求めた。

$$P.Fs \leq \frac{\sum (N - U) \cdot \tan \phi' + c' \sum L + P}{\sum T} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、

P.Fs：計画安全率

N：各スライス（分割片）に作用する単位幅あたりのすべり面法線方向分力（kN/m）

T：各スライスに作用する単位幅あたりのすべり面接線方向分力（kN/m）

U：各スライスに作用する単位幅あたりの間隙水圧（kN /m）

L：各スライスのすべり面の長さ（m）

φ'：すべり面の内部摩擦角（°）

c'：すべり面の粘着力（kN /m²）

P：対策工によって与えられる抑止力（kN/m）

出典：貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）・同解説、

平成 21 年 7 月、国土交通省河川局治水課、P.5-5

II) 間隙水圧

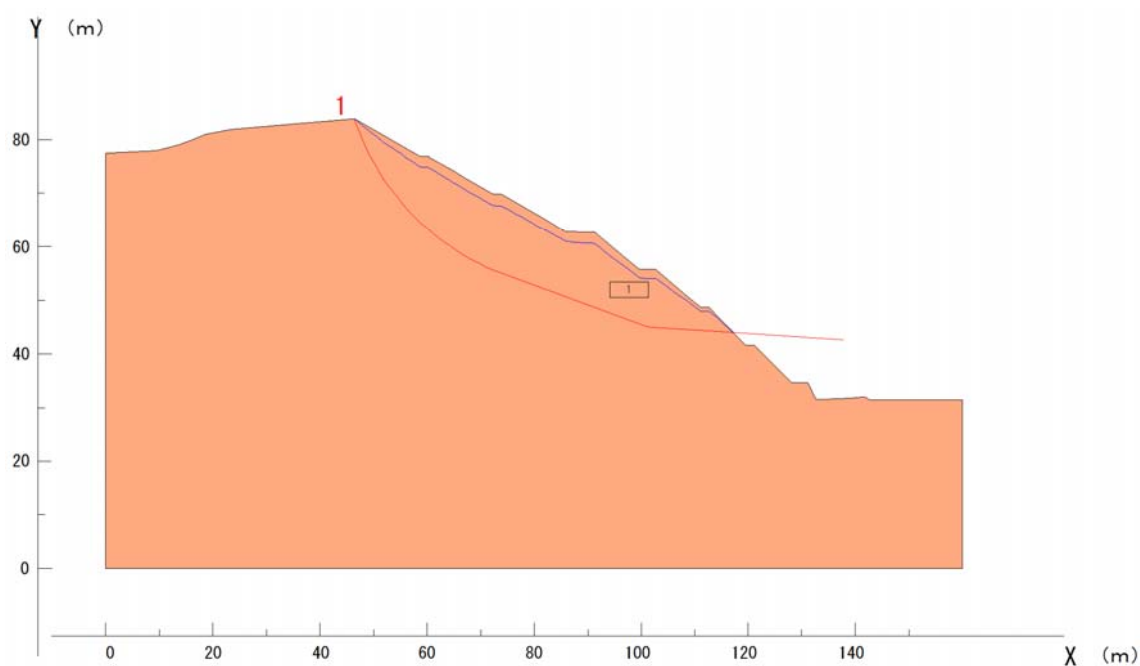
掘削後の間隙水圧についても、すべり面の強度算出時と同様に間隙水圧をすべり面深さの85%見込むこととした。

III) 検討結果

次頁以降に、計算結果を示す。計算の結果、各検討ケースにおける抵抗力および起動力は下表のとおりとなった。

表- 3.3.5 必要抑止力の算出

ケース	状態	γ sat (kN/m ³)	γ t (kN/m ³)	残留 間隙水圧 (%)	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 φ (°)	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	安全率
①浅部を 通るすべり面	常時	19.0	18.0	85.0	13.0	38.22	4,600.9	5,677.4	0.810
	地震時						3,930.3	7,474.1	0.526
②深部を 通るすべり面	常時	19.0	18.0	85.0	13.0	37.88	4,997.6	6,573.5	0.760
	地震時						4,230.6	8,523.5	0.496



(常時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.810	4600.8	5677.4

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	38.22

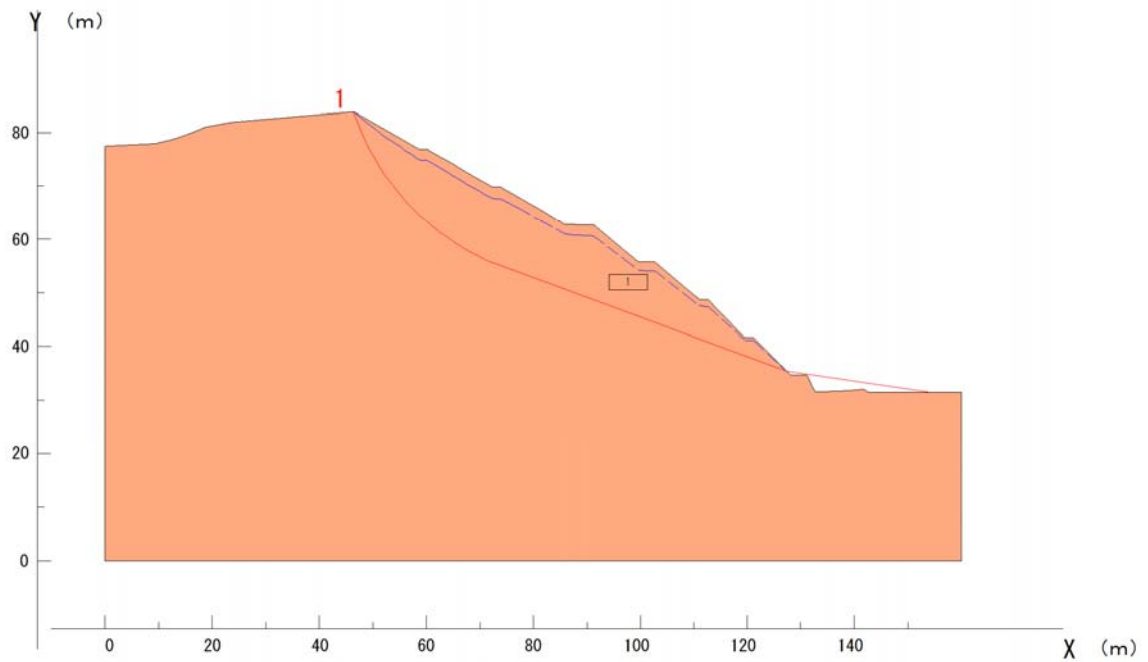
(地震時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.526	3930.3	7474.1

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.150	0.000	13.00	0.00	38.22

残留率 = 85.00 (%)

図- 3.3.12 掘削後の安全率の算定(①浅部を通るすべり面)



(常時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.760	4997.6	6573.5

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	37.88

(地震時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.496	4230.6	8523.5

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.150	0.000	13.00	0.00	37.88

残留率 = 85.00 (%)

図- 3.3.13 掘削後の安全率の算定 (②深部を通るすべり面)

3) 法面对策後の安全率の算出

前節で算出したすべりの抵抗力および起動力に対し、現計画におけるアンカー力を考慮した場合の安全率を算出した。計算の結果、地震力を考慮すると安全率が1.0を下回る結果となった。

表- 3.3.6 法面对策後の安全率の算出

ケース	状態	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	安全率	対策工による 抵抗力 (kN/m)	対策後 安全率
①浅部を 通るすべり面	常時	4,600.9	5,677.4	0.810	2918.3	1.324
	地震時	3,930.3	7,474.1	0.526	2918.3	0.916
②深部を 通るすべり面	常時	4,997.6	6,573.5	0.760	3921.1	1.357
	地震時	4,230.6	8,523.5	0.496	3921.1	0.956

以上より、左岸法面对策工について追加対策工が必要となることが明らかとなった。

(参考資料) 各基準の計画安全率

各技術基準、指針の計画安全率は、下表のとおりであり、構造物の重要度や対象期間等を考慮して定める。

表- 3.3.7 各技術基準、指針の計画安全率

	計画 安全率	備考
改訂建設省河川砂防技術基準(案)計画編、 (社)日本河川協会編 H.9	1.2	H.16版では明記なし
改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編[Ⅰ]、 (社)日本河川協会編 H.9	1.2以上	フィルダム堤体のすべり
斜面崩壊防止工事の設計と実例 －急傾斜地崩壊防止工事技術指針－ (社)全国治水砂防協会 H.19	1.2～1.5	一般には1.2
道路土工－切土工・斜面安定工指針 (社)日本道路協会 H.21	1.05～1.2	一般には1.2

グラウンドアンカーを考慮した斜面安全率の算出

①浅部を通るすべり面(常時)

起動力 5677.4 kN/m
抵抗力 4600.9 kN/m

すべり面勾配 θ : 20.152 °
0.351719 rad

アンカー水平間隔 a: 3.0 m
施工段数5,6段目 m1: 10 段

傾角 α : 30 ° ※アンカーの下向き打設角
0.523599 rad

アンカーとすべり面のなす角 β : 50.152 °
0.875318 rad

アンカーの抑止機能 締め付け+引き止め効果
すべり面の内部摩擦角 ϕ : 38.22 °
0.667065 rad

設計アンカー力5,6段目 Td1: 703.02 kN/本
設計アンカー力7段目 Td2: 617.92 kN/本

$$Po = Td \times m \div a = 703.02 \times 10 \div 3.0 = 2343.4 \text{ kN/m}$$

$$Pr = Po \times (\cos \beta + \sin \beta \times \tan \phi) = 2343.4 \times \{(\cos(50.152) + \sin(50.152) \times \tan(38.22))\} = 2918.3 \text{ kN/m}$$

$$F = \{抵抗力 + Pr\} \div 起動力 = \{4600.9 + 2918.3\} \div 5677.4 = 1.3244$$

グラウンドアンカーを考慮した斜面安全率の算出

①浅部を通るすべり面(地震時)

起動力 7474.1 kN/m
抵抗力 3930.3 kN/m

すべり面勾配 θ : 20.152 °
0.351719 rad

アンカー水平間隔 a: 3.0 m
施工段数5,6段目 m1: 10 段

傾角 α : 30 ° ※アンカーの下向き打設角
0.523599 rad

アンカーとすべり面のなす角 β : 50.152 °
0.875318 rad

アンカーの抑止機能 締め付け+引き止め効果
すべり面の内部摩擦角 ϕ : 38.22 °
0.667065 rad

設計アンカー力5,6段目 Td1: 703.02 kN/本
設計アンカー力7段目 Td2: 617.92 kN/本

$$Po = Td \times m \div a = 703.02 \times 10 \div 3.0 = 2343.4 \text{ kN/m}$$

$$Pr = Po \times (\cos \beta + \sin \beta \times \tan \phi) = 2343.4 \times \{(\cos(50.152) + \sin(50.152) \times \tan(38.22))\} = 2918.3 \text{ kN/m}$$

$$F = \{抵抗力 + Pr\} \div 起動力 = \{3930.3 + 2918.3\} \div 7474.1 = 0.9163$$

グラウンドアンカーを考慮した斜面安全率の算出

②深部を通るすべり面(常時)

起動力 6573.5 kN/m
抵抗力 4997.6 kN/m

すべり面勾配 θ : 20.152 °
0.351719 rad

アンカー水平間隔 a: 3.0 m
施工段数5,6段目 m1: 10 段
施工段数7段目 m2: 4 段
傾角 α : 30 °
0.523599 rad

※アンカーの下向き打設角

アンカーとすべり面のなす角 β : 50.152 °
0.875318 rad

アンカーの抑止機能 締め付け+引き止め効果
すべり面の内部摩擦角 ϕ : 37.88 °
0.661131 rad

設計アンカー力5,6段目 Td1: 703.02 kN/本
設計アンカー力7段目 Td2: 617.92 kN/本

$$\begin{aligned} P_o &= T_d \times m \div a = 703.02 \times 10 \div 3.0 \\ &+ 617.92 \times 4 \div 3.0 \\ &= 3167.3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_r &= P_o \times (\cos \beta + \sin \beta \times \tan \phi) = 3167.3 \times \{(\cos(50.152) + \sin(50.152) \times \tan(37.88))\} \\ &= 3921.1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= \{ \text{抵抗力} + P_r \} \div \text{起動力} = \{ + 4997.6 + 3921.1 \} \div 6573.5 \\ &= 1.3568 \end{aligned}$$

グラウンドアンカーを考慮した斜面安全率の算出

②深部を通るすべり面(地震時)

起動力 8523.5 kN/m
抵抗力 4230.6 kN/m

すべり面勾配 θ : 20.152 °
0.351719 rad

アンカー水平間隔 a: 3.0 m
施工段数5,6段目 m1: 10 段
施工段数7段目 m2: 4 段
傾角 α : 30 ° ※アンカーの下向き打設角
0.523599 rad

アンカーとすべり面のなす角 β : 50.152 °
0.875318 rad

アンカーの抑止機能 締め付け+引き止め効果
すべり面の内部摩擦角 ϕ : 37.88 °
0.661131 rad

設計アンカー力5,6段目 Td1: 703.02 kN/本
設計アンカー力7段目 Td2: 617.92 kN/本

$$\begin{aligned} P_o &= T_d \times m \div a = 703.02 \times 10 \div 3.0 \\ &+ 617.92 \times 4 \div 3.0 \\ &= 3167.3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_r &= P_o \times (\cos \beta + \sin \beta \times \tan \phi) = 3167.3 \times \{(\cos(50.152) + \sin(50.152) \times \tan(37.88))\} \\ &= 3921.1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= \{ \text{抵抗力} + P_r \} \div \text{起動力} = \{ + 4230.6 + 3921.1 \} \div 8523.5 \\ &= 0.9564 \end{aligned}$$

3.3.3 追加法面対策工

(1) 対策工の選定

前節の計算の結果、法面対策後の斜面安全率が、地震時において $F_s=1.0$ を下回るような結果となった。

これは、当該箇所の残留間隙水圧が高いことが大きく影響していると考えられる。

また、検討時点において既にグラウンドアンカー工を施工中であり、アンカー緊張力や規模の変更は困難である。

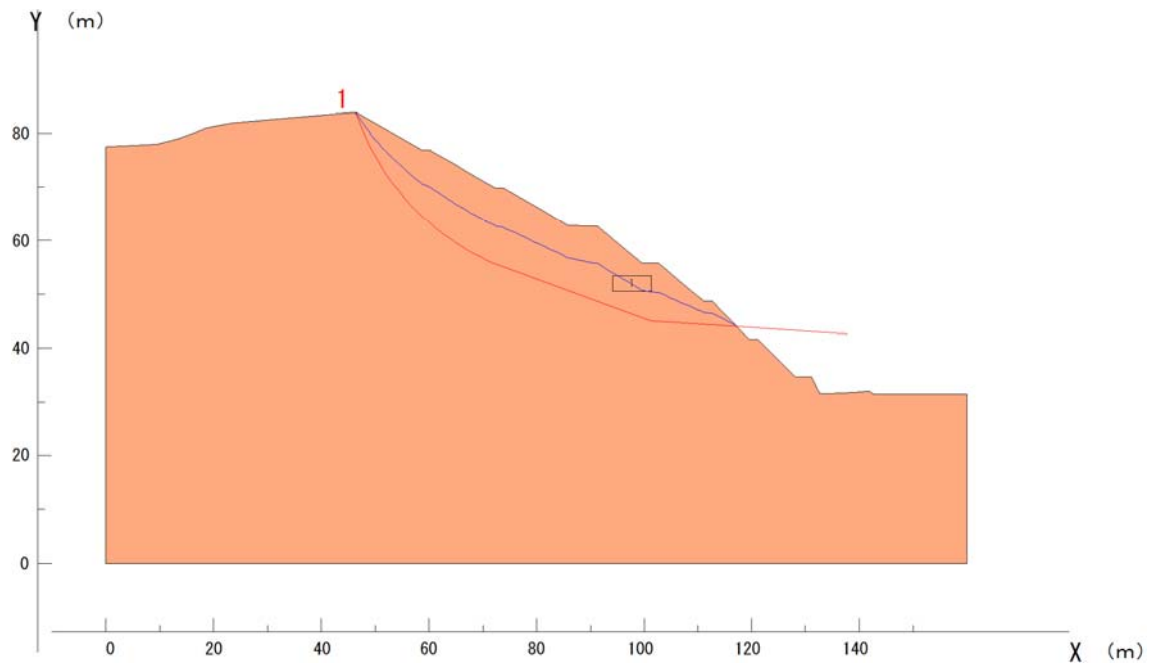
そこで、追加法面対策工としては、水抜き孔を配置することとした。

なお、次頁以降に残留間隙水圧を 50%として計算した結果を示す。計算の結果、残留間隙水圧を 50%まで低下させることで、地震時においても安全率が 1.2 以上確保されていることを確認しており、水抜き孔で対応可能と考えられる（供用後のモニタリングが必要）。

表- 3.3.8 法面対策後の安全率の算出(残留間隙水圧 50%)

ケース	状態	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	安全率	対策工による 抵抗力 (kN/m)	対策後 安全率
①浅部を 通るすべり面	常時	7,052.8	5,677.4	1.242	2918.3	1.756
	地震時	6,382.2	7,474.1	0.854	2918.3	1.244
②深部を 通るすべり面	常時	7,626.9	6,573.5	1.160	3921.1	1.757
	地震時	6,862.1	8,523.5	0.805	3921.1	1.265

※対策工による抵抗力は、前節の計算結果参照



(常時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	1.242	7052.8	5677.4

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	38.22

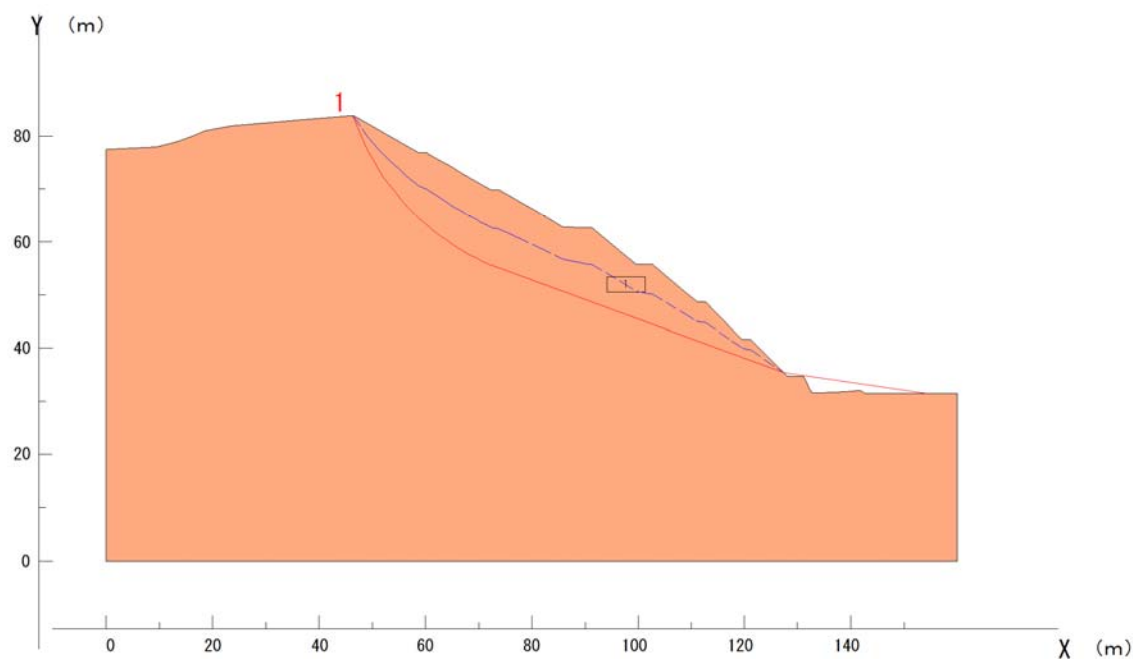
(地震時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.854	6382.2	7474.1

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.150	0.000	13.00	0.00	38.22

残留率 = 50.00 (%)

図- 3.3.14 掘削後の安全率の算定(①浅部を通るすべり面)



(常時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	1.161	7629.2	6573.5

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.000	0.000	13.00	0.00	37.88

(地震時)

スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N/m)	起 動 力 (k N/m)
1	0.805	6862.1	8523.5

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	19.00	18.00	0.150	0.000	13.00	0.00	37.88

残留率 = 50.00 (%)

図- 3.3.15 掘削後の安全率の算定(②深部を通るすべり面)

(2) 水抜き孔の仕様

水抜き孔の配置や詳細な仕様は「改訂 建設省河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕、(社)日本河川協会編 H.9」に準じて、以下のとおりとした。

1) 孔間隔

排水ボーリング工の配置は、放射状に配置することが一般的であるが、当該箇所はグラウンドアンカーを併用しており、放射状に配置すると、これらと干渉することから、アンカーの打設方向と同一方向に配置する。また、グラウンドアンカーの打設ピッチが $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ の格子配置であることから、水抜き孔間隔は 6m を基本とする。(実施工のアンカー打設位置を考慮して適宜配置を調整する)

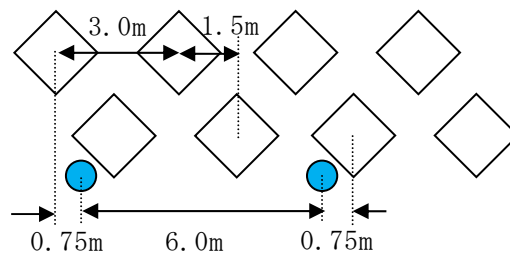


図- 3.3.16 水抜き孔配置間隔概念図

2) 孔配置

水抜き孔の配置は、図- 3.3.17 に示すとおり、以下の2箇所とした。

- ①下段：7段目斜面部。すべり面の下端付近であり、すべりブロック内の地下水が集まる箇所
- ②上段：5段目斜面上流部。実施工時において、湧水が多く見られた箇所。当該箇所はすべりブロックの中でもD級岩盤が分布している範囲の下端付近であり、上流山側からの地下水が留まり、地下水位が上昇していると考えられる。

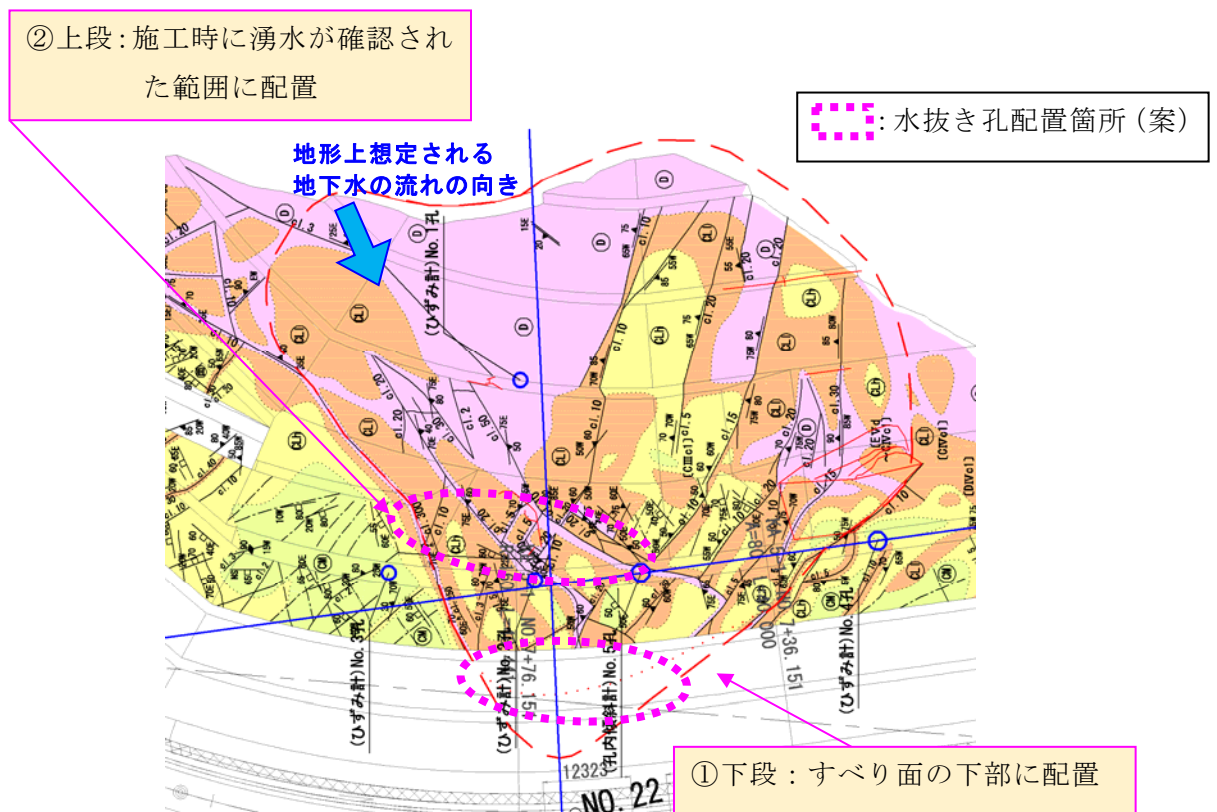


図- 3.3.17 水抜き孔配置箇所

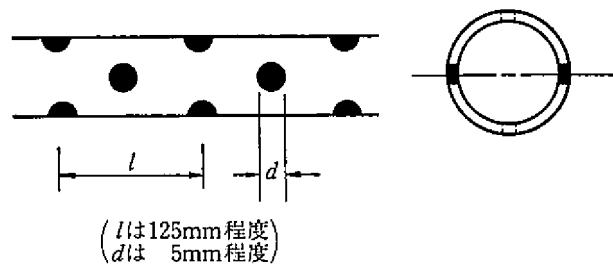
- 3) 孔径
水抜き孔の削孔径は 66mm とする。
- 4) 削孔角度
削孔角度は、以下のとおりとする。
 ①下段は、すべりブロック内の地下水を極力多く排水することができるよう上向き 10° とする。
 ②上段は、すべりブロックの中標高部に位置しており、極力低い位置かつ山側の地下水を排水できるよう上向き 5° とする。
- 5) 削孔長さ
削孔長さは、以下のとおりとする。
 ①下段は、すべりブロック背面の CLh 級岩盤まで到達させる長さ（CL1 級岩盤の地下水を全域カバーできる長さ）として 40m とする。
 ②上段は、すべり面から 5m 以上先までの余裕長をもたせるものとして 45m とする。

1. 横ボーリング工は、通常、浅層地下水の集中している部分に設けるものとし、ボーリング先端での間隔が5～10 m となるよう放射状に設計する。集水した水は、集水ますや排水路を通じて速やかに地すべり地域外に排水するものとする。孔口の位置は、安定した地盤に設け、排水による孔口の崩壊を防止するための保護工を設置する（図 4-10, 4-11 参照）。
2. 掘進勾配は、集水した地下水が自然流下するように概ね仰角 5～10 度とし、掘進孔径は 66 mm 以上とする。長さは、目的とする滞水層、またはすべり面からさらに 5 m 以上先までの余裕長をもったものを標準

出典：改訂 建設省河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕、
（社）日本河川協会編 H. 9、P. 46

6) ストレーナ管の設置

削孔した水抜き孔は、孔壁保護等を目的として、ストレーナ管を設置する。ストレーナ管の仕様は、下図を標準とする。

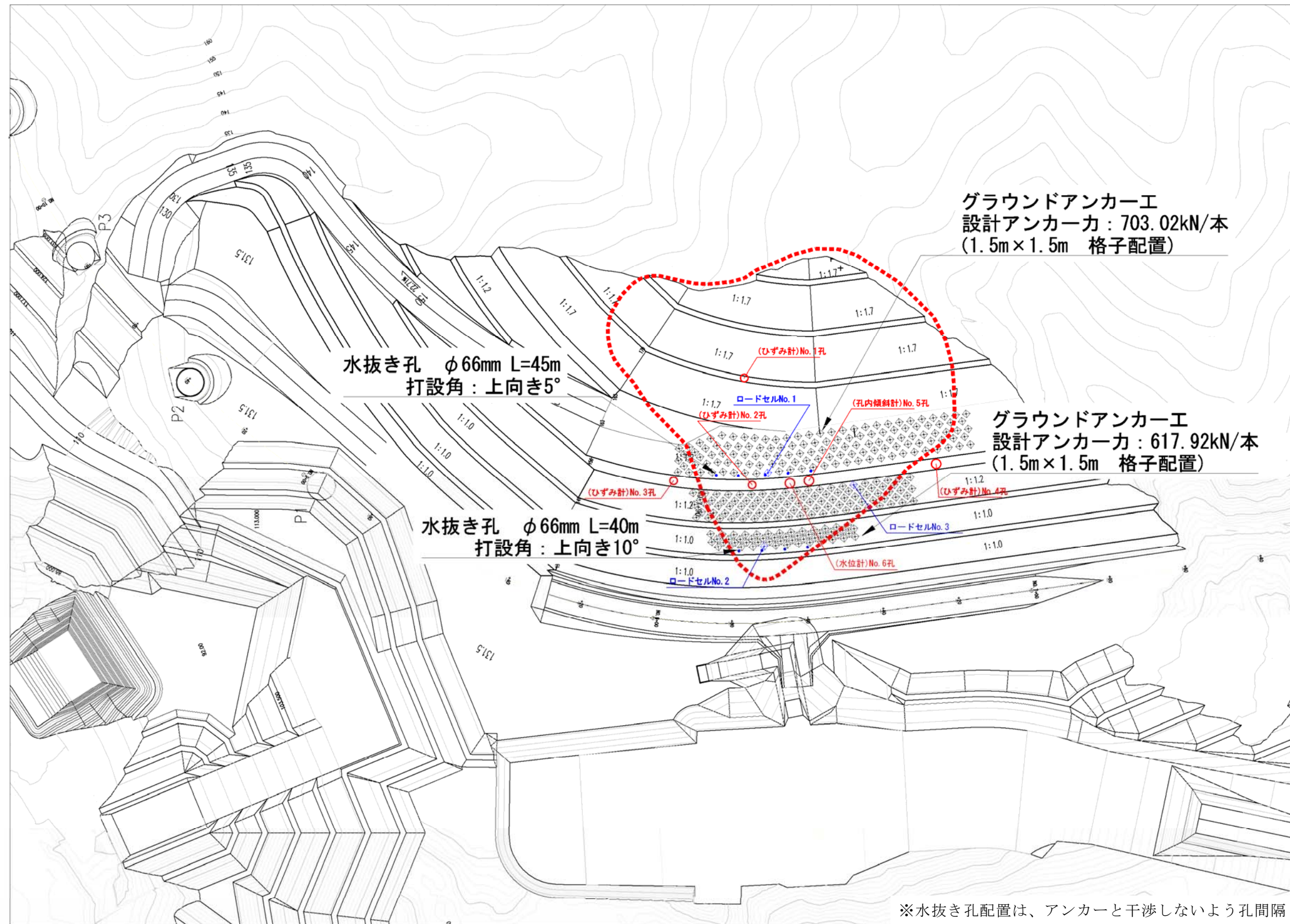


出典：改訂 建設省河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕
、（社）日本河川協会編 H. 9、P. 47

図- 3.3.18 保孔管のストレーナ

次頁以降に水抜き孔配置図面を示す。

左岸頂部法面対策 グラウンドアンカー工 平面図 S=1:500



※水抜き孔配置は、アンカーと干渉しないよう孔間隔
5～6m程度で、適宜配置箇所を定める。

平成	年度	図面番号	- /
事業名	河川 路線		
工事名	安威川ダム		
施工地名	茨木市大学生保〜大学大門寺 外		
図面名	左岸頂部法面対策 グラウンドアンカー工	縮尺	s=1/500
大阪府安威川ダム建設事務所			

図- 3.3.19 左岸頂部法面対策 グラウンドアンカー工 平面図

左岸頂部水抜き工 標準断面図 S=1:200

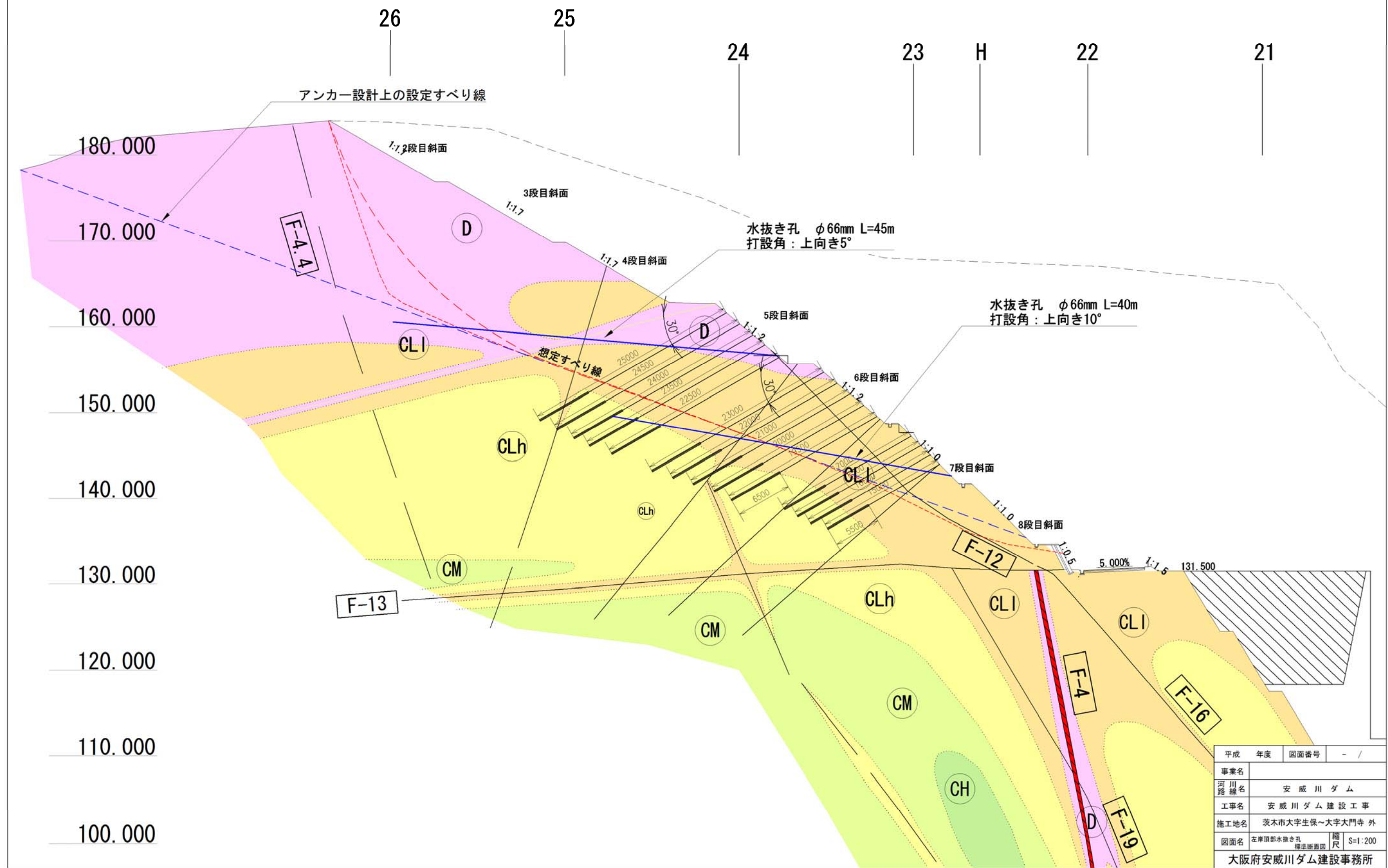


図- 3.3.20 左岸頂部水抜き孔 標準断面図 (案)