

ハッ場ダム建設事業における 代替地安全対策及び地すべり対策の問題点

H26ハッ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務報告書
(平成29年(2017年)3月発行)を検証する

2019年2月26日

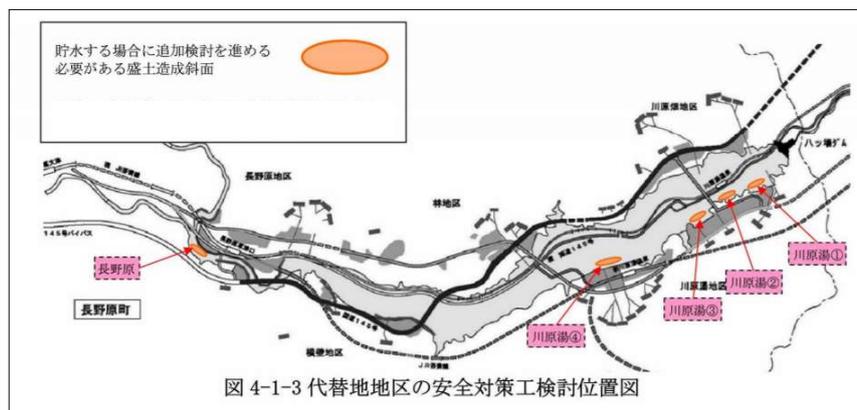
千葉大学名誉教授
伊藤谷 生

2019/2/26

1

1

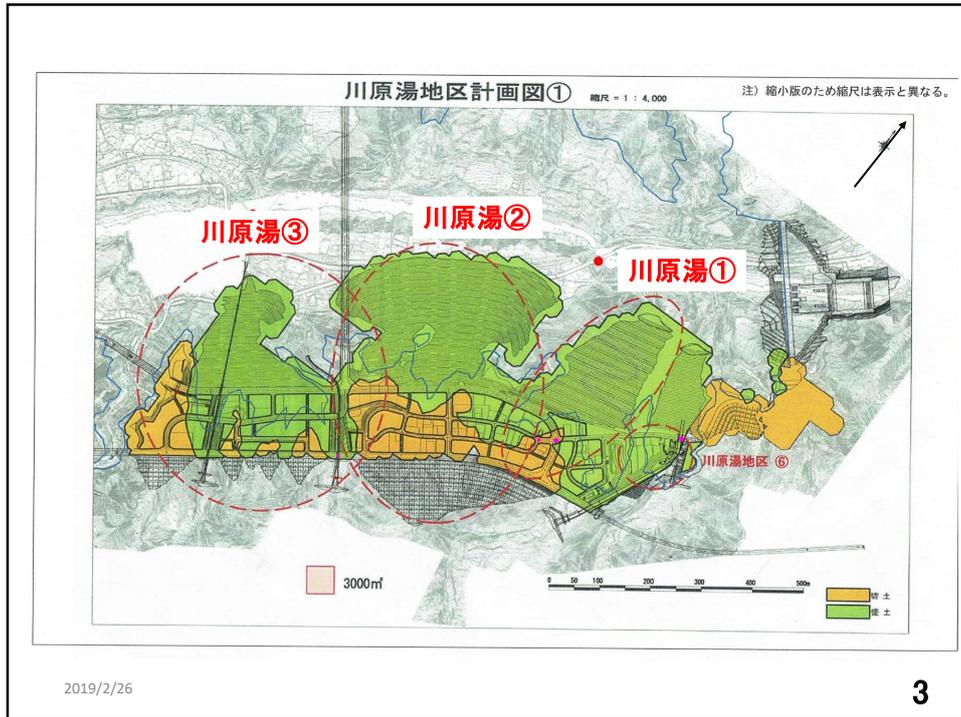
1. 代替地安全対策の検討



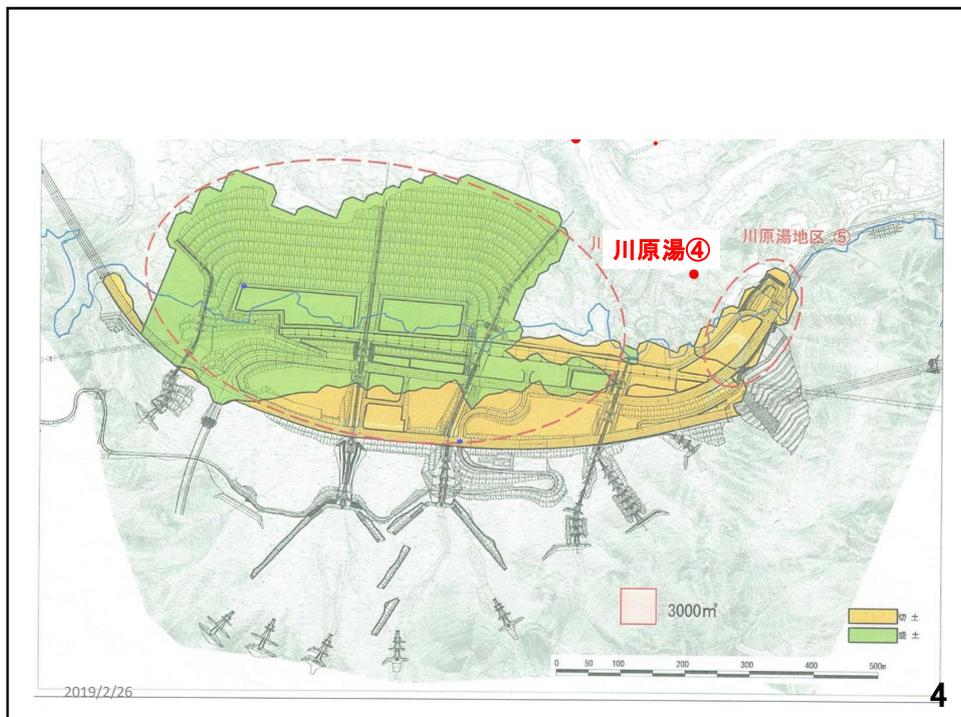
2019/2/26

2

2



3



4

(1) 2011年検証から、わずか5年後、さらに1年後にまた、工法変更

		2011年の検証時		2016年の増額時		2017年時点	
		概算工事費 (億円)	対策工	概算工事費 (億円)	対策工	概算工事費 (億円)	対策工
代替地	川原湯①	2.6	鋼管杭	?	鋼管杭	?	押さえ盛土等
	川原湯②	12.5	深礎杭	?	深礎杭	→	押さえ盛土等
	川原湯③	8.6	鋼管杭	?	鋼管杭	?	押さえ盛土等
	川原湯④	8.4	鋼管杭	?	鋼管杭	→	なし
	長野原	7.3	アンカー	?	アンカー	0	なし
計		39.5	—	約44?	—	?	—

 対策不要とされた箇所

鋼管杭から押さえ盛土

2か所の対策不要

『あしたの会』HPによる

2019/2/26

5

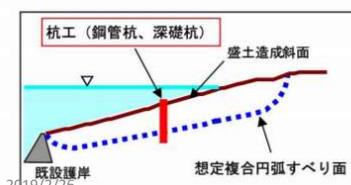
5

2011年ハツ場ダム検証では5か所の代替地で杭工、アンカー工法による対策が提案されていた。

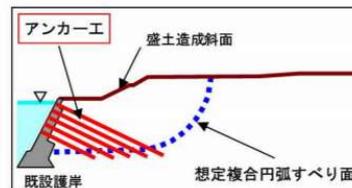
表 4-1-3 対策地区一覧

	地区名		対策工法 (案)	備考
	現計画	点検後		
代替地区の安全対策工	—	川原湯①	杭工	
	—	川原湯②	杭工	
	—	川原湯③	杭工	
	—	川原湯④	杭工	
	—	長野原	アンカー工	

杭工



アンカー工



2019/2/26

6

6

川原湯①②③:ソイルセメント置換による押え盛土に変更

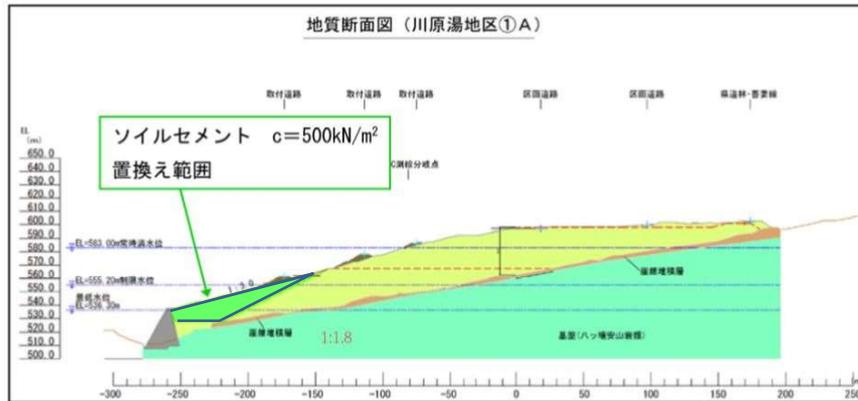


図 1.2.2 川原湯地区①ソイルセメント置換え 横断面

2019/2/26

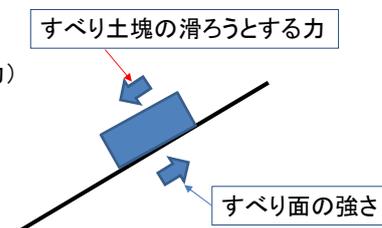
7

7

(2)土質パラメータc、φの恣意的改変

斜面の安定解析方法(解説)

$$\text{安全率} = \frac{\text{すべり面の強さ(剪断強度)}}{\text{すべり土塊の滑ろうとする力(起動力)}}$$



安定計算に必要な情報

- 1) すべり面
- 2) 用いる土質強度
- 3) すべり面に作用する水圧

安全率

- 1.0以下: 滑動中
- 1.0: 極限平衡状態
- 1.05~1.20: 目標安全率

土質パラメータ:「土質定数」という用語で表現されることが多いが、定数ではなく対象ごとに異なる値である。従って、ここでは土質パラメータを用いる。

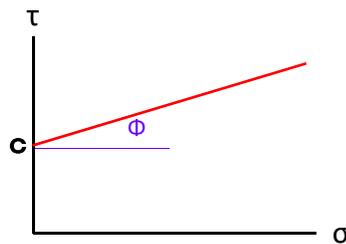
2019/2/26

8

8

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

- τ : 土のせん断強さ
- σ : すべり面に働く垂直応力
- ϕ : 内部摩擦角(せん断抵抗角)
- c : 粘着力
- u : 間隙水圧



2019/2/26

9

9

盛土の粘着力cはどのように決定されたのか

川原湯地区①～④のボーリングコアから採取した試料の粘土含有量と締固め度に応じて求めた粘着力をプロットして求めている。

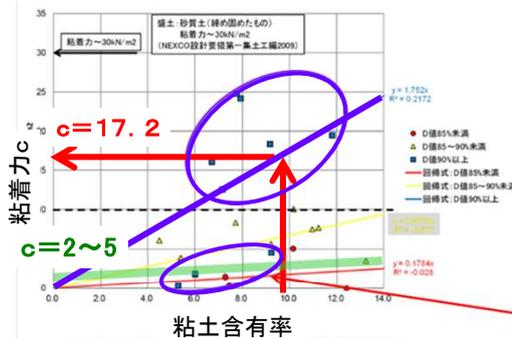


図 1.3.11 粘着力と締固め度区分の回帰式
 図-4 締固め度による粘着力と粘土含有率の関係
 (H26 ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工営に加盟修正)

2019/2/26

締固め度D値90%以上のデータ(9点)から得られた回帰式($y=1.752x$)を用い、各地区の粘土含有率(川原湯地区④の平均値 $-\sigma/2=9.8\%$)から換算粘着力(c) $17.2(\text{KN}/\text{m}^2)$ を採用 (1.752×9.8)

↓ しかし

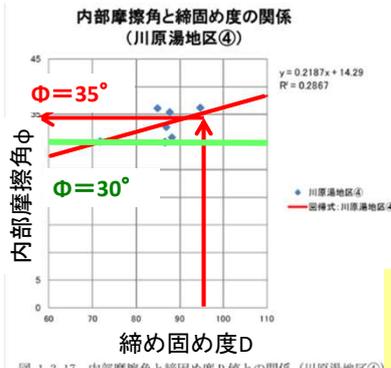
- 1) 一般に粘土含有量と粘着力には相関があると思われるが、ここでは、相関はほとんど認められない(相関係数($r=0.41$))
- 2) データのばらつきが上下の2グループに分かれている。あえて回帰式を求めるときは下のグループで求めるべき
 $\rightarrow c=2\sim5(\text{KN}/\text{m}^2)$

10

10

盛土の内部摩擦角φはどのように決定されたのか

川原湯地区④の盛土内部摩擦角は、室内試験時の締固め度と内部摩擦角の回帰式から、施工時の締固め度平均値(97.3-σ/2=97.3-2=95.3%)から換算し内部摩擦角(φ) 35° としている(0.2187×95.3=35.1°)



7点からの回帰式
相関係数(r=0.53)が低い
(相関はないとみるべき)

施工時の締固めデータはわずかに3例、これに、ボーリングのコア(攪乱試料)のデータを合わせ7点。

**このデータからは内部摩擦角φを評価するのは無理である。
どうしてもというのであれば安全サイドでφは30とすべき。**

図-5 ボーリングコアから採取した試料による締固め度と内部摩擦角の関係

2019/2/26

11

11

盛土の土質強度に、なぜこのような回りくどい手法を用いたのか？

平成26年度に新たに追加した川原湯④地区のボーリング孔(KYB245とKYB246)から採取した盛土の三軸試験結果が、当初予定していた土質強度値より小さかった

盛土計画時 c=10KN/m2 φ=35°
施工済み盛土 単純平均 c=7.2KN/m2 φ=33°

c (KN/m ²)	φ (°)	採取番号 (ボーリング番号)
7.70	30.0	KYB245 盛土①
5.07	36.1	KYB245 盛土②
0.00	30.1	KYB246 盛土①
7.53	30.8	KYB246 盛土②
18.40	36.2	KYB246 盛土③
3.46	32.7	KYB246 盛土④
8.30	35.4	KYB246 盛土⑤

盛土の三軸試験値(CD条件 圧密排水)は右表
単純平均 c=7.2 KN/m² , φ=33°

この数値を、A断面の盛土に適用すると、満水位の地震時安全率はFs=1.0を下回る可能性がある。

H26報告 図1.3.1 II-61より部分引用)

ところが、川原湯④の安定解析において

採用した土質強度は c=17.2KN/m² , φ=35° でありその結果 川原湯④A断面 盛土後の 満水位地震時安全率Fs=1.08>1.0 対策必要なし!との「結論」へ誘導される。

報告書では試験値がばらつき、土質強度が小さくなるのは、試験に用いたボーリングコア試料の締固め度(平均値88.8% 同報告書II-59ページ)が、実際の盛土施工時の締固め度(平均値97.3~99.4% 同報告書II-59ページ)を下回っているためとしている。

**ボーリング調査で施工後の盛土から採取した試料の方が、現状を正確に反映。
回りくどいやり方は「対策必要なし」という結論への恣意的な誘導方法なのではないか？**

2019/2/26

12

12

川原湯地区①～④

土質試験データを恣意的に修正した結果を表-5に示す。

表-5 盛土の土質定数設定値 (H26ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工営)

表 1.3.8 盛土体土質定数の設定値 (川原湯地区)

地層名	物性値			
	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力c (kN/m ²)	内部摩擦角φ (°)
川原湯地区①	21	20	12.6	37
川原湯地区②	21	20	10.0	37
川原湯地区③	21	20	10.0	39
川原湯地区④	21	20	17.2	35

ところが、盛土の土質強度を検討した結果、川原湯①～③の対策工の概略設計および詳細設計には安全側の土質パラメータとして、今まで通りの次の値が用いられている。

川原湯地区①～③の盛土 粘着力c=10kN/m²、内部摩擦角φ=35度

膨大な経費と時間をかけて実施した土質試験は結局採用されずじまい。
安全側というのであれば、盛土土質試験値の最も小さい値を使用すべきである。
また、川原湯④についてはc=10kN/m²、φ=35°で再計算すべきである。

ソイルセメント盛土では湿潤重量20kN/m³、粘着力C 500kN/m²、φ=0°に設定

2019/2/26

13

13

(3)ありえないすべり面想定

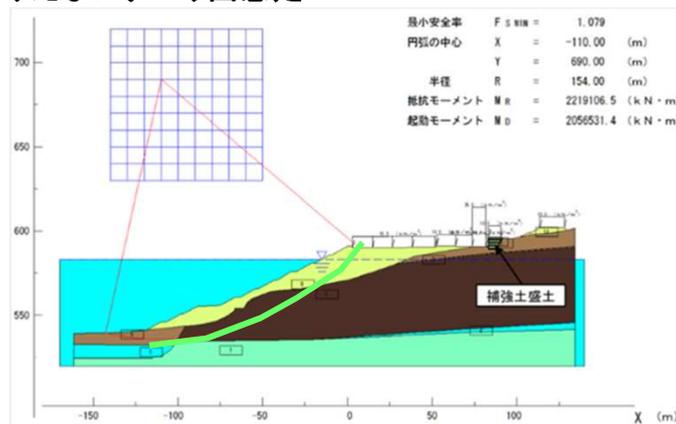


図 2.4.7 常時満水位-地震時 安定解析結果図

図-3 安定解析断面図 (H26 ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工営)

H26報告での円弧すべり面での安定計算は、すべり面は土質強度の異なる盛土と応桑岩屑流堆積層を通過している。

応桑岩屑流堆積物の土質パラメータはc=4kN/m²、φ=38°と想定。

内部摩擦角が盛土より大きな値が設定されているので、円弧すべりの発生は土質力学上ありえない。

14

14

(4) 常時満水位、地震時のきわどい安全性

川原湯地区①

表-7 川原湯地区① 安定解析一覧表 H26ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工営

解析結果

表 2.1.1 安定解析結果一覧 (川原湯地区①)

測線	ケース	すべり面	常時満水位										許容値
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	
断面A	常時	最小安全率	5.628	2.868	2.700	3.480	3.893	4.263	3.971	5.799	-	-	≥1.5
	地震時(kh=0.25)	最小安全率	1.448	0.895	0.861	1.093	1.192	1.302	1.226	1.672	-	-	≥1.0
断面B	常時	最小安全率	3.663	3.513	3.186	3.859	4.142	4.055	4.463	5.268	5.229	-	≥1.5
	地震時(kh=0.25)	最小安全率	1.393	1.063	1.001	1.226	1.319	1.292	1.292	1.653	1.217	-	≥1.0
断面C	常時	最小安全率	3.659	3.667	3.164	3.647	3.917	4.109	4.451	5.267	4.529	4.359	≥1.5
	地震時(kh=0.25)	最小安全率	1.391	1.323	1.006	1.166	1.230	1.286	1.291	1.648	1.147	1.714	≥1.0

※黄色着色部は各断面における最小安全率を示す

表-8 川原湯地区① 最小安全率 H26ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工営

表 2.1.2 安定解析結果一覧 (川原湯地区①) : 最小安全率

検討ケース		断面A	断面B	断面C	許容値	
水位条件						
常時満水位	常時	最小安全率	2.700	3.186	3.164	≥1.5
	地震時(kh=0.25)	最小安全率	0.861	1.001	1.006	≥1.0
		抑止力(kN/m)	8764	-	-	
水位急低下時	常時	最小安全率	2.197	2.843	2.809	≥1.5
	地震時(kh=0.125)	最小安全率	1.268	1.600	1.592	≥1.0

2019/2/26

- ↓
- 1) 断面Aのすべり面 ②と③ 常時満水位の地震時(kh=0.25)に安全率1に満たない
 - 2) 断面Bのすべり面 ③はかろうじて $F_s=1.001$ と1を超えた
 - 3) 断面Cのすべり面 ③も $F_s=1.006$ と安全率を満たしているが小さい値

15

15

(5) ソイルセメント工法への作為的誘導

対策工一覧表

表 1.1.2 対策工比較一覧表

対策工の種類	第一案: 杭工(杭工)	第二案: 堤土中腹部地盤改良工	第三案: 法肩部地盤改良工
【概要】	堤土中腹部の法面にて、杭工(鋼管杭)による対岸。	堤土中腹部の法面にて、地盤改良工法(深層混合処理工)を用いた固化工法による原土層(堤体)の改良及び堤土層の強度を増加させる対策。	堤土中腹部の法面にて、地盤改良工法(深層混合処理工)を用いた固化工法による原土層(堤体)の改良及び堤土層の強度を増加させる対策。
【特徴】	堤土中腹部地盤改良工による固化工法による原土層(堤体)の改良及び堤土層の強度を増加させることで、すべりに対する安全性を確保する。	堤土中腹部に地盤改良工法による固化工法による原土層(堤体)の改良及び堤土層の強度を増加させることで、すべりに対する安全性を確保する。	堤土中腹部に地盤改良工法による固化工法による原土層(堤体)の改良及び堤土層の強度を増加させることで、すべりに対する安全性を確保する。
工法	杭工(鋼管杭工)	固化工法(深層混合処理工/エポコラム工法)	固化工法(深層混合処理工/エポコラム工法)
対岸方法	堤土全体の流動力を法面の鋼管杭で対応	堤土全体の流動力を法面の地盤改良工で対応	地盤改良工による地下横断物により法面から背面(宅地側)で対応
構造形式	鋼管杭 杭長:38.5m、φ475mm、t46mm、φ2.5m、N=44本	地盤改良体 径:200mm×H27.7m、延長:1461m、φ1600mm、N=841本	地盤改良体 径:29.7m×H 37.1m、延長:115m、φ1800mm、N=164本
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 杭が十分に抵抗力を発揮できるよう、十分な硬質な地盤に挿れを確保する必要がある。 30m以上の杭に遭遇した場合、除去や破砕による効率低下の可能性が高い。 掘削時に発生した塵・30m程度の目録の混入が想定されるため、閉ルスクリーン上の効率的な除去が必要であり、除去や破砕、掘削不能による作業効率低下の可能性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> エポコラム工法は、堤土内部の目録(φ300mm~500mm)の混入時、通常工法(エポコラム工法)で対応が可能。 堤土内部のφ500mm以上の目録の混入時には、エポコラム-Twist工法で対応が可能。 従来の地盤改良工法では追加工費・工期短縮を必要とする他の目録物の破砕・除去に比べ、同一工程で地盤の改良と目録物の破砕・除去を行うことが可能。 大口径タイプを使用することで工期短縮が可能。 エポコラム工法とエポコラム-Twist工法は、ベネクションは同じに見えるが、機材等の取扱いによる効率低下の可能性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> エポコラム工法は、堤土内部の目録(φ300mm~500mm)の混入時、通常工法(エポコラム工法)で対応が可能。 堤土内部のφ500mm以上の目録の混入時には、エポコラム-Twist工法で対応が可能。 従来の地盤改良工法では追加工費・工期短縮を必要とする他の目録物の破砕・除去に比べ、同一工程で地盤の改良と目録物の破砕・除去を行うことが可能。 大口径タイプを使用することで工期短縮が可能。 エポコラム工法とエポコラム-Twist工法は、ベネクションは同じに見えるが、機材等の取扱いによる効率低下の可能性が高い。
現実性	<ul style="list-style-type: none"> 杭すべり対策として実績が多い。 地盤性状に対するすべり面の発生位置や、杭周辺の土質の性状など不確定要素が多い。 掘削時に発生した塵・30m程度の目録の混入が想定されるため、閉ルスクリーン上の効率的な除去が必要であり、除去や破砕、掘削不能による作業効率低下の可能性が高い。 人工的な固土地盤では、堤土の締固め効果による掘削難化から、掘削不能となる可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤改良工法は、長年実績における豊富な設計の実績が多い。 エポコラム工法は、機材等の高価さが影響した剛性の高い形状と高剛性により、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。 掘削難化への対策として、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。 掘削難化への対策として、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。 掘削難化への対策として、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤改良工法は、長年実績における豊富な設計の実績が多い。 エポコラム工法は、機材等の高価さが影響した剛性の高い形状と高剛性により、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。 掘削難化への対策として、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。 掘削難化への対策として、掘削に強く、目録(φ300mm~500mm)への対応が可能。
概算工期	施工日数: 384日	施工日数: 274日	施工日数: 674日
概算工事費	0.30	1	2.51
比較	△	○	△
総合評価	現実性及び施工性において他工法に劣る	経済的には第一案に劣るが、現実性及び施工性において優れているため採択	施工性及び経済性において他工法に劣る

杭工

エポコラム工法(中腹部)

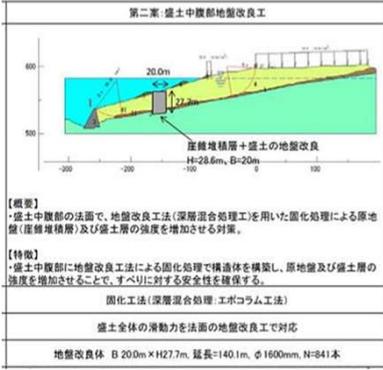
エポコラム工法(肩部)

2019/2/26

16

16

エポコラム工法(中腹部) ◎



第二案：盛土中腹部地盤改良工

【概要】
盛土中腹部の法面で、地盤改良工法(深層混合処理工)を用いた固化工法による原地盤(亜雑堆積層)及び盛土層の強度を増加させる対策。

【特徴】
盛土中腹部に地盤改良工法による固化工法で構造体を構築し、原地盤及び盛土層の強度を増加させることで、すべりに対する安全性を確保する。

固化工法(深層混合処理:エポコラム工法)

盛土全体の滑動力を法面の地盤改良工で対応

地盤改良体 B:20.0m×H:27.7m, 延長:140.1m, φ:1600mm, H:φ41本

エポコラム工法は、盛土内部の巨礫(φ30cm~50cm)の混入時、通常工法(エポコラム工法)で対応が可能。	○
盛土内部のφ50cm以上の巨礫の混入時には、エポコラム-TaI工法で対応が可能。	○
従来の地盤改良工法では別工種・工程施工を必要とする地中残存物の破砕攪拌を行いながら、同一工程で地盤の削孔と攪拌改良施工を行うことが可能。	○
大口径タイプを使用することで工期短縮が可能。	○
エポコラム工法とエポコラム-TaI工法は、ペースマシンは同じであるが、攪拌翼の取替えによる転車低下の可能性はある。	△
地盤改良工は、基礎地盤における耐震設計の実績が多い。	○
エポコラム工法は、攪拌翼の両端部が回転翼に固定された剛性の高い形状と高トルク性能により、撻掘に強く、巨礫(φ30cm~50cm程度)への対応が可能。	○
最新従来タイプの使用(TaI工法)により、地中残存物の破砕攪拌を行いながら改良できるため、想定以上の巨礫対応が可能。	○
TaI工法で対応できない巨礫が確認された場合は、時間をかけて破砕する方案をとる必要がある。	○
施工日数 324日	○
1	△
経済的には第一案に劣るが、確実性及び施工性において優れているため採用	○

経済的には第一案に劣るが、確実性及び施工性において優れているため採用＝最適工法

2019/2/26

17

17

ところが、最適工法(エポコラム工法(中腹部))を破棄

理由:現地試験施工の結果、地盤改良工に使用するエポコラム工法が巨礫などの影響で施工できない可能性がある

← 十分可能(次ページ資料参照)

第2案の杭工も否定

理由:削孔スクリーと杭の隙間で噛み合い掘削不能の可能性はある

← くい打ち工はボーリング孔に挿入するのが一般的。削孔スクリーを想定しているのは全くの間違い

結局、はじめにソイルセメント工ありきで進められているのではないか。

2019/2/26

18

18

解説:エポコラム工法とは

複合相対攪拌翼を正・逆回転貫入させながら改良材スラリーを低圧で噴射し、原土と相対強制混合する工法

複合相対攪拌翼は籠状の外翼と中翼が相対に回転するため土壌と固化材とを強制的に「練り込み」三次元的な攪拌性能を有し、均一で良好なコラムを築造することができます。

対応箇所

- ・安定した品質を要する構造物基礎(建設技術審査証明を保有)に適しています。
- ・**礫、玉石(混入率30%以下)などが地中に分布する硬質地盤で施工が可能です。**
- ・対象となる改良面積が大きな底盤改良などに適しています(大口径改良)。
- ・低速回転・籠状翼により周辺地盤への影響が小さく構造物などの近接施工が可能です。



2019/2/26



東興ジオテックHPより

19

19

ソイルセメント置換盛土施工後の安定度に関する問題点

- ① ソイルセメントの粘着力は $c=qu/2$ (kN/m²) から求めている。この式は本来粘性土での経験式。一軸圧縮強度 $qu=2200$ (kN/m²)=22kg/cm²を超える礫を含む砂質土セメント固化体に適用できない。
- ② ソイルセメントは酸性水に弱いことへの考慮不足。酸性の河川水は途中で中和対策をとるとされているが、盛土中の酸性地下水により、セメント成分の溶け出し、強度低下の可能性がある。
- ③ 乾湿繰り返し試験は、本来道路公団の路盤・路床材に対する試験であって、水没したソイルセメントでの試験ではない。H26報告書では代替地盛土として長期劣化への遜色がないとしているが、根拠不明。
- ④ ソイルセメント置換盛土後の安全率は、川原湯地区A断面の複合すべりおよび円弧すべりでの安全率はわずかに1を超える $F_s=1.040$ 。基準をぎりぎり超えている。この程度の安全率で確実に安全といえるか疑問。
- ⑤ 対策工が抑制工の盛土のみでは、安全率がすべり面の c, ϕ の微妙なゆらぎに依存することを考慮すれば確実な地すべり対策とはいえない(代替地として家屋が存在している)。
- ⑥ すべり面の土質パラメータは動的強度でなく、静的強度(ピーク強度)を採用。このため地震時の繰り返しせん断による強度低下が考慮されていない。

2019/2/26

20

20

(6) 置換コンクリート+プレキャストL擁壁工における安全率のごまかし

- ① 1-1断面：湛水池法面道路境界部下流側
- ② 2-2断面：湛水池法面道路境界部上流側
- ③ 3-3断面：隅角部
- ④ 4-4断面：A、B区盛土境界部

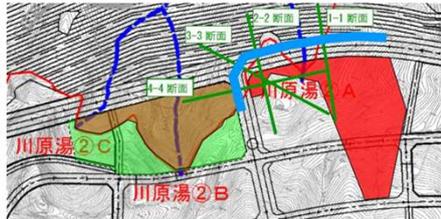
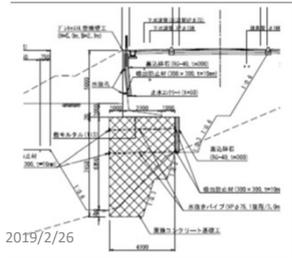


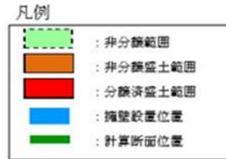
図 1.2.1 川原湯地区② 盛土部分譲範囲図及び計算断面位置図



2019/2/26

採用理由

川原湯地区②



- 1) 分譲盛土範囲が狭くなった。
非分譲地については宅地用の盛土が不要となるため、地盤改良の高さを低くすることが可能となった。
もともとA断面は盛土厚が小さいので、B,C断面も含めてエポコラム工法による地盤改良ではなく、元地盤まで機械掘削してコンクリートで置き換え、その上にプレキャストのL型擁壁を設置して盛土の土留めにするという工法に変更
- 2) 当初、H=30m程度の地盤改良が必要であったが、盛土厚が減ったので、約半分のh=15m前後の掘削で良かった。

21

21

検証：詳細設計では前面盛土が消失した時の安定度を検討

土質パラメータ：粘着力 $c=500\text{KN/m}^2$, $\phi=35^\circ$ を有し、基盤とされるハツ場火山岩類を通過する円弧すべりを想定しているの、安全率が確保 ($F_s=4.601$) されているとしている。これは安全率が大きくなるのは当たり前なので、ごまかしに近い。

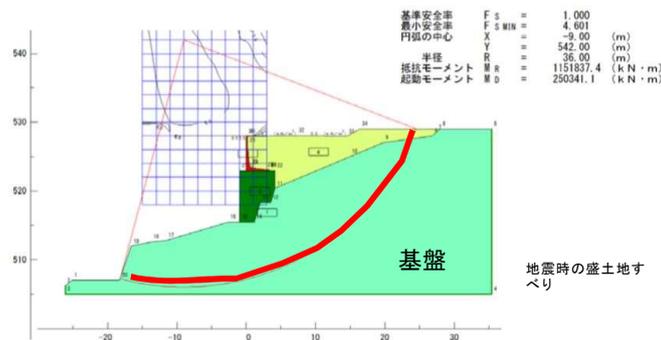


図 1.2.6 全体安定計算結果図 (地震時)

重要なのは、置換コンクリート+L型擁壁に加わる盛土の地震時土圧および置換コンクリート+擁壁背面にある盛土の地震時の地すべりに対する安定度の検討である。おそらく地震時の盛土地すべりに対する安全率 F_s は確実に1.0を切ると推定される。

2019/2/26

22

22

(7)川原湯地区④(上湯原)の除外は不適切

1)代替地盛土区間を河川管理地区として河川砂防技術基準適用に変更

JR線の北側(湖岸側)は河川管理用地と地域振興施設のための用地となり、宅地として利用されなくなった。それを受けて、宅地造成等規制法の安全基準ではなく、河川砂防技術基準のみの適用となった。その結果、対策が不要となった。
(具体的には、**水平設計震度の想定が0.25から0.15に軽減**)

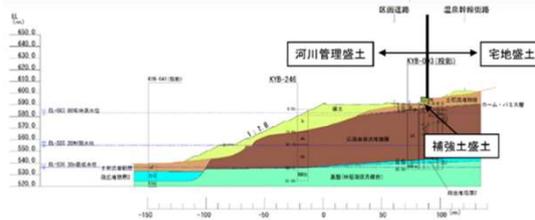


図 2.4.4 川原湯地区④断面B直角方向断面 宅地盛土と河川管理盛土との位置関係

→ 地域振興施設であるからといって、安全度を低くて良いのか？

代替地での盛土は

- ①山間斜面に高盛土していること
- ②ダムサイトの盛り土に、河川堤防盛土の基準を適用して良いのか？
(例えば、地震時に盛土崩壊によりダムへの土砂すべり出しによる津波発生)。

2019/2/26

23

23

2)すべり面形状を変更

H25年ハツ場ダム代替地検討業務(H27年3月 セントラルコンサル)でのすべり面位置がH26年ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務(H29年3月 日本工営)では、大きく変更している。大問題である。

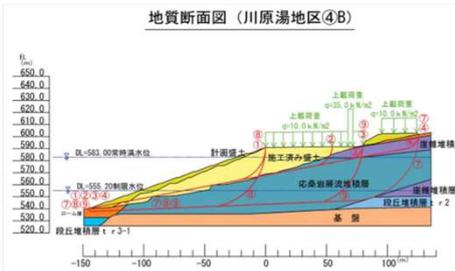


図-2 H25年度のすべり面 (H25 ハツ場ダム代替地検討業務 H27年3月 セントラルコンサル)

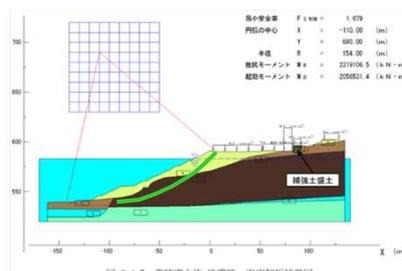


図-3 安定解析結果図 (H26 ハツ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工営)

H25報告:非円弧すべりを想定

H26報告:円弧すべりのみを想定



新たに設定した土質パラメータを用いて計算
($c=17.2\text{KN/m}^2$, $\phi=35^\circ$)
満水位時の地震時が最危険円弧
(最小安全率 $F_s=1.079$)とした。

2019/2/26

24

24

円弧すべりの想定は誤り

円弧すべり計算は、平坦面に盛土する河川堤防であれば、均質な素材を用いており、しかも八ツ場ダムサイトの盛土に比べればはるかに小規模であるため、その適用には問題はない。

しかし、ここでは

- 1) 盛土斜面長150m、最大盛土深さが30mを超えるようなダムサイトの斜面に盛土では、円弧すべりの想定は間違い
- 2) H26報告での円弧すべり面での安定計算は、すべり面は土質強度の異なる盛土と応桑岩屑流堆積層を通過している。
 応桑岩屑流堆積物の土質強度は $c=4\text{KN/m}^2$ 、 $\phi=38^\circ$ と想定。
 内部摩擦角が盛土より大きな値が設定されているので、円弧すべりの発生は土質力学上ありえない。
- 3) 更に、川原湯④のA断面では、細長い谷底での盛土である。
 谷埋め盛土では円弧すべりでなく、円弧+直線の非円弧すべりになる。
- 4) 様々なパターンの円弧すべり計算を検討しているが、いずれも地すべり頭部は盛土平坦面の湖面側端部に固定している。これは補強土盛土が施工されることにより、表層は縁切りされるとしてすべり面形状を求めている。しかし、縁切りされているのは表層のみであり、深い地すべり面は縁切りされていない。

25

25

(8) 信頼できるデータに基づかない長野原地区③の除外

1) 盛土の土質パラメータを見直しにより、対策不要とした。

- i) 長野原地区③はすでに盛土が完了しているにも関わらず、現状の盛土から採取した試料ではなく、工事中の発生土などを使用した盛土材に対する試験結果を利用
- ii) 川原湯④地区と同じく、 c 、 ϕ をそれぞれ別個に、工事中に室内試験で行われた盛土材の締め固め試験と三軸試験から換算している。

2019/2/26

26

26

2) 盛土の土質強度の推定

粘着力c:

長野原③地区盛土材の平均的な粘土含有率を求め、様々な工事から発生した盛土材に対する三軸試験から得られたcと粘土含有率の関係から回帰式を作成
これに平均的な粘土含有率を代入し粘着力cを求めている。
盛土材料は大柏木トンネル発生土などで、礫分が69.4~85.4%までである礫質土、粘土分は1.3~3.4%の素材である。

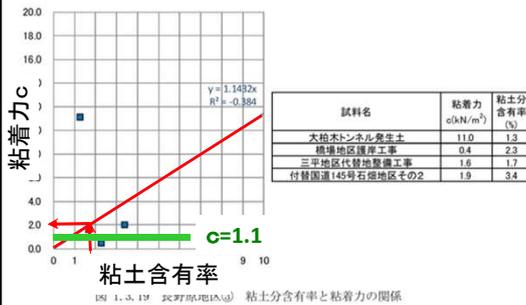


図-6 粘土含有率と粘着力の関係 H26 八ッ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工...

2019/2/26

- 1) データ数が少ない
- 2) 粘土分含有率と粘着力に相関が認め難い(r=0.62)。
- 3) データは粘着力の小さなグループ3個と1個の異常値
- 4) あえて使用するとすれば、粘着力の小さなグループで相関式を求めるべきであろう。ただし、4個のデータでは統計的な意味はない。
- 5) 粘着力cは $c = 1.143 \times 1.9 = 2.2 \text{ kN/m}^2$ と設定(表-2参照)
小グループのみで求めれば $c = 1.1 \text{ kN/m}^2$ 程度である。

27

27

内部摩擦角φ:

長野原③地区の既往工事試料から、締固め度と内部摩擦角φの関係をプロットし、相関式を求めようとしたが、データも少なく、締固め度D値は85%と90%しかないため相関式ができない。(そもそもこのような手法が不適切であることの証明のような結果といえる。)
そこで結局、長野原③地区では平均値φ=37.5°を参考にしφ=37°に設定している。
注: 92.5%の締固め度は長野原③地区の本体盛土の盛土品質管理試験(191データ)の締固め度 平均値94.1%から、ばらつきを考慮した平均値(94.1-σ/2)の値

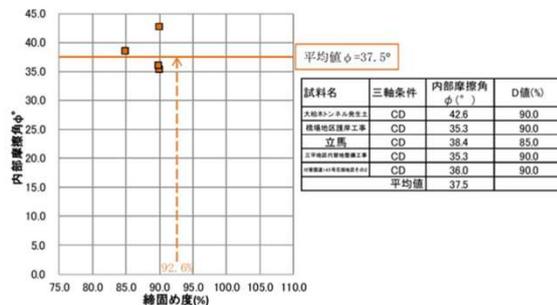


図 1.3.20 長野原地区③ 締固め度と内部摩擦角φの関係

図-7 締固め度と内部摩擦角φの関係 H26 八ッ場ダム貯水池周辺地盤性状検討業務 H29年3月 日本工...

2019/2/26

まさにご都合主義!
信頼がおける値とはいえない。

長野原地区③
盛土の土質パラメータ
($c = 2.2 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 37^\circ$) が
信頼できない。

除外した正当な理由が示されていない。

28

28

2. 地すべり安全対策の検討

2019/2/26

29

29

地すべり

資料 I ハツ場ダムの地すべり対策・代替地安全対策の後退

1 2011年のハツ場ダム検証による地すべり対策

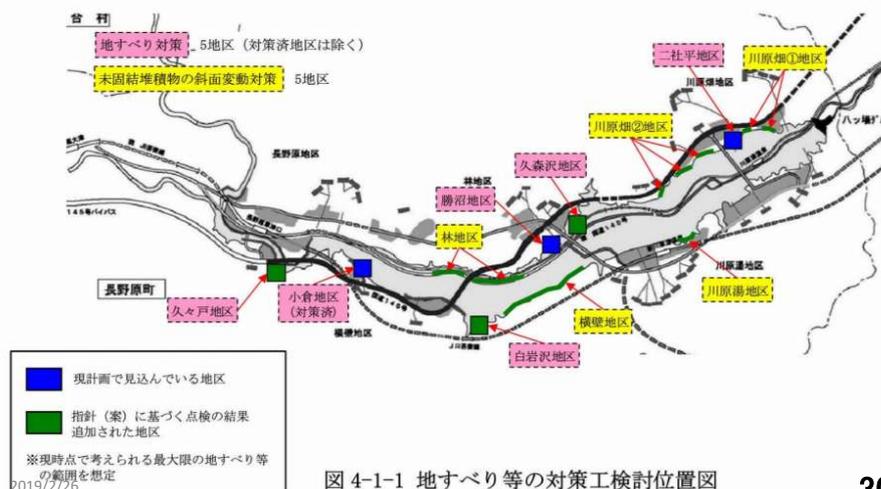


図 4-1-1 地すべり等の対策工検討位置図

30

30

↓

2016年、地すべり地形1か所、未固結堆積物4か所が対策不要となった。

ハツ場ダム水没地周辺の地すべり対策

		2011年の検証		2016年の基本計画変更	
		概算工事費 (億円)	対策工	概算工事費 (億円)	対策工
地すべり地形	二社平	2.0	押さえ盛土	?	押さえ盛土
	勝沼	18.3	押さえ盛土	?	押さえ盛土
	白岩沢	33.9	押さえ盛土	?	押さえ盛土
	久森沢	3.9	押さえ盛土	0	なし
	久々戸	0.4	押さえ盛土	?	押さえ盛土
未固結堆積物層	川原畑①	2.5	押さえ盛土	0	なし
	川原畑②	5.7	押さえ盛土	0	なし
	林	5.7	押さえ盛土	0	なし
	川原湯(上湯原)	20.2	押さえ盛土	0	なし
	横壁	17.1	押さえ盛土	?	押さえ盛土
計		109.7	--	約98?	--

2019/2/26

対策不要とされた箇所

31

31

(1)未固結堆積物

1)応桑岩屑流堆積物を除外

応桑岩屑流堆積物からなる地すべり地を対策不要された理由(H26年度報告より)

- ① 貯水池内には、応桑岩屑流堆積物を原因とする地すべりは認められない。
- ② 応桑岩屑流堆積物は、全体に固結度が高く、軟岩程度の強度を有している。
- ③ 応桑岩屑流堆積物には、弱層の連続性は認められない。
- ④ 勝沼地区地すべりは、応桑岩屑流堆積物分布域の地すべりであるが、地すべり滑動の主たる素因は林層である。

不要とした各項目について検討する

2019/2/26

32

32

① 応桑岩屑流堆積物を原因とする地すべりは認められない

- 1) 応桑岩屑流堆積物分布域での地すべり
勝沼地すべりと6か所の小規模(地すべり)ブロック
- 2) 勝沼地すべりのすべり面は下位の林層(応桑岩屑流堆積物ではない)
- 3) 小規模(地すべり)ブロックは全て応桑岩屑流堆積物斜面からの崩積土すべり。
規模・保全対象から精査対象外である

検証1

3) 崩積土の元は応桑岩屑流なので、今後は小規模ではなく規模の大きな深層崩壊(崩壊性地すべり)が発生しないという理由にはならない。

応桑岩屑流堆積物は約2.4年前の浅間山の大规模山体崩壊による堆積物である。この時、吾妻川がこの堆積物に埋め尽くされた。その後の河川侵食により、現在みる応桑岩屑流堆積物の分布域が残された。応桑岩屑土石流堆積物は、侵食崩壊(地すべりも含む)を繰り返してきた。応桑岩屑流堆積物は水侵食に弱い堆積物である。現地形だけで、地すべりが認められないとするのは間違い。

2019/2/26

33

33

② 応桑岩屑流堆積物は、全体に固結度が高く、軟岩程度の強度を有している

(1) 応桑岩屑流堆積物の針貫入試験の結果

- ① 一軸圧縮強度換算値が**軟岩以上** (道路土工指針では1~10MN=10000kN/m²を軟岩)
- ② 火山灰砂を主体とするブロック(ok(s))は他の岩相に比べほぐれやすいが分布規模が小さく連続性が確認できない

H25報告

地質	針貫入試験 貫入量		貫入勾配の 平均値	平均値の一軸 圧縮強度 (KN/ m ²)
	実施数	平均値		
ok (mx)	237	52.7	5.3	2121
ok (r)	61	98.7	9.9	3921
ok (l)	178	44.3	4.4	1792
ok (s)	0	-	-	-
合計	476	-	-	-

※ok (l) および ok (r) の強度が露頭の試験結果よりも低くなった理由：コア径よりも破径が大きいことから、剛孔時に構造が乱れたためと考えられる。

H26報告

表 3-1 針貫入試験実施数と各地質の一軸圧縮強度換算値の平均値

地質区分	試験数 (箇所)	針貫入量の 平均値	貫入勾配 の平均値	一軸圧縮強度換算値の 平均値(kN/m ²)
ok(mx)	150	55.7	5.6	2229.6
ok(r)	2	248.5	24.9	9665.0
ok(l)	57	59.1	5.9	2367.4
ok(s)	23	31.8	3.2	1294.4
合計	233	-	-	-

ok (mix) : 礫混合, ok (r) : 火山角礫,
ok (l) : 火山礫, ok (s) : 火山砂

検証2

応桑岩屑流堆積物は地盤工学会基準では軟岩の中でも弱い**E以下**になる

地盤工学会基準では、**軟岩Dは10~25MN/m²の岩**としている。
H26報告ではok(r)が軟岩Dに近く、それ以外はととも弱い**軟岩F**の値

2019/2/26

34

34

検証2

現地調査で行った岩石の水浸実験から、岩盤劣化が確認されている。乾燥した露頭や、針貫入ができる区間のコアなどを使用した試験結果をもとに、そのまま軟岩と断定するのは問題



① 針貫入試験は露頭や針貫入試験ができる区間のコアを用いて実施しているが、**水浸した状態のコアや水没した露頭**における試験が必要

② 多数の応桑岩屑流堆積物(詳しくタイプ分けしたもの)のサンプル(露頭およびコア)を用いた**乾湿繰り返し試験を実施し、岩盤劣化状態の確認と針貫入試験を実施する必要がある。**

2019/2/26

35

35

③ 応桑岩屑流堆積物には、弱層の連続性が認められない。

火山灰砂を主体とするブロック(Oks)は他の岩相に比べほぐれやすいが分布規模が小さく連続性が確認できない

検証3

1) 全体の固結度が高く、軟岩程度の強度を有しているという理由だけでは、応桑岩屑流堆積物分布地域で地すべりが起きないという説明にはならない。地すべり移動層が硬くても、すべり面となる物質(粘土化した火山灰の薄層や透水性の良い堆積物など)があれば、地すべりは発生する。

2) 応桑岩屑流堆積物は岩相の変化が著しい
単に露頭でOks(弱層)が連続が確認できないこととで、岩体内の不連続性は語れない
弱層は、風化ゾーンや岩盤のゆるみゾーンもあり、これがすべり面になる可能性がある。

2019/2/26

36

36



37

2) 久森沢を除外

除外理由

H25年報告書での安定解析結果、ダム湛水後の最小安全率が $F_s=1.024$
→ 安定と判定

H25報告書には

- 1) 久森沢のすべり面は、計測結果に変動データがとらえられていないため、**ボーリングコアの性状(破碎の程度)によって判定した。**
- 2) 平成22年度業務成果において地すべりと想定されていた上部斜面においても、高品質ボーリングコアにおいてすべり面に該当するような**明確な剪断面は認められなかった。**このため、地形的に想定される地すべり形状を参考として破碎(細粒化)の強い部分に着目して地すべりの範囲を想定し下部斜面のみの地すべり形状としてブロックを想定した。

問題点1

- 1) 地すべり面を下部斜面のみに限定
- 2) すべり面は林層、現状は変動もなく安定した状態にあるとした
- 3) 計測は今後も継続が必要

したがって、対策工の施工から外したとしても、継続観測は必要

2019/2/26

38

38

安定解析の条件

表 2-20 安定計算条件一覧表 (久森沢：地すべり)

地区名		久森沢地区	
ブロック名		L28	
測線名		3 測線	
項目	設定条件	設定根拠	
単位体積重量 γ	23.0 (kN/m ³)	コア重量の計測による(HA層)	粘着力 20.0kN/m ² 内部摩擦角 12.77度
粘着力 c	20.0 (kN/m ²)	地すべりの平均層厚から設定	
内部摩擦角	ϕ	12.77 (°)	残留率 50%
	$\tan \phi$	0.227	
現在の地下水位	H28年11月までの計測値	長期安定水位を採用	初期安全率 1.050
残留率 μ	50%	安全側に設定	
湛水前の安全率 F_{s0}	1.050	現状では安定している	
備考			

採用された条件

問題点2

粘着力はすべり面深度の平均値から換算(すべり面深度(m) = 粘着力) (技術指針準拠)
 ϕ は初期安全率を1.05として逆算

代替地とは異なり、土質試験値が全く利用されていない

2019/2/26 39

39

追加検討

横壁東の除外

図 3-25 川原湯3地区-DR1 測線 (崖錐堆積物層・パミス層) 安定解析断面図

除外理由

下底面すべり、円弧すべり計算で安全率が1以上
 (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)に準拠

1) 崖錐堆積物層がかなり厚く堆積している。
 2) 崖錐堆積物中にパミス(軽石層)存在。

問題点

パミス層が地震時にすべり面となる可能性がある。崖錐堆積物も厚く堆積している当地区は、地震時には危険な斜面であるといえる。

北海道胆振東部地震(斜面崩壊～地すべりが多発)
 斜面崩壊の崩壊面は火山灰(パミス層)
 (地下水, 風化による粘土鉱物であるハロイサイトの存在)

地震時の安全安定解析が必要(基準にな
いからといって放置してよいのか?)

2019/2/26 40

40