

# 報文集

平成29年度



# 報文集 第29号 目次

ダブルリングレーザーによる管内面形状測定機械を用いた管内面診断技術の検証……………	1
藤田 壮一郎・樺 沢 雅 之	
雨煙内 <sup>うえんない</sup> ダムの耐震性能照査について……………	11
竹 内 国 雄	
平成28年十勝地方の豪雨災害と農地農業施設等の被害状況……………	23
土 谷 富士夫	
「平成28年 8 月北海道豪雨」の分析と評価—主に上川南部地域を中心として—……………	31
弓 野 俊 幸	
被災発生時におけるドローンを活用した迅速な状況把握……………	43
平 野 良 治	
開水路系を含む送水系パイプラインの通水試験における留意点……………	51
高 橋 洋	
大区画水田の事業効果計測(労働時間調査)におけるGPSデータ観測時の 定点カメラ活用による調査の充実について……………	57
南 寿 範	
肥培かんがい施設調査設計における三次元モデルの活用……………	65
安 藤 和 弘	
区画整理における外郭測量の留意点……………	75
山 崎 良	



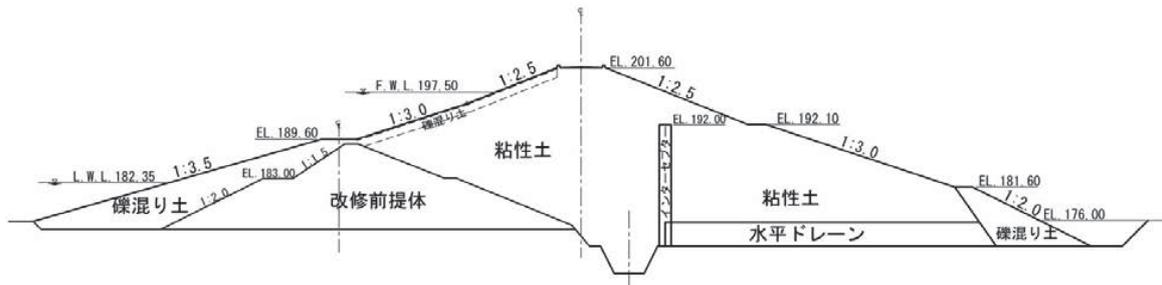


図-2 堤体標準断面図



図-3 堤体平面図

### 3. レベル1地震動に対する耐震性能照査

#### (1) 耐震性能目標

フィルダムのレベル1地震動に対する耐震性能は、「供用期間内に1～2度程度発生する確率をもつ地震動強さ」に対して、「ダムにすべり破壊が生じないこと」、「ダムに残留変形が生じないこと」とされている。(国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル 平成24年3月)

具体的には、ダム当該地点における地震力(地震係数)を作用させた安定計算(震度法)において、すべり破壊に対して所要の安全率(Fs) 1.2以上を確保することである。

#### (2) 堤体の安定計算結果

##### 1) 当初設計

本ダムでは、堤体の嵩上げを設計する時点において、堤体のすべり破壊に対する安定計算が実施されている。(表-1、表-2)

その結果からすれば、すべり破壊に対する最小安全率は、上流側法面Fs=1.217、下流側法面Fs=1.443であり所要の安全率を満足している。

表-1 安定計算に用いた設計数値一覧表

項目	記号	単位	改修前堤体	粘性土	礫混り土
土粒子の密度	$\rho_s$	—	2.75	2.69	2.65
含水比	w	%	25.0	30.8	10.0
乾燥密度	$\rho_d$	t/m <sup>3</sup>	1.50	1.41	1.70
湿潤密度	$\rho_t$	t/m <sup>3</sup>	1.88	1.84	1.87
飽和密度	$\rho_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	1.95	1.88	2.06
水中密度	$\rho_{sub}$	t/m <sup>3</sup>	0.95	0.88	1.06
粘着力	C	tf/m <sup>2</sup>	4.0	4.5	0
内部摩擦角	$\phi$	°	15.0	20.0	35.0
透水係数	k	cm/s	$1.8 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-3}$

改修前堤体のせん断強度は三軸圧縮試験UUより設定している

表-2 安定計算結果一覧表

ケース	堤体条件	貯水位	地震係数	安全率	
				上流側	下流側
1	完成直後	空虚	—	1.621	1.552
2	常時満水位	FWL197.50m	0.12	1.217	1.443
3	水位急低下	FWL→LWL	0.12	1.229	—

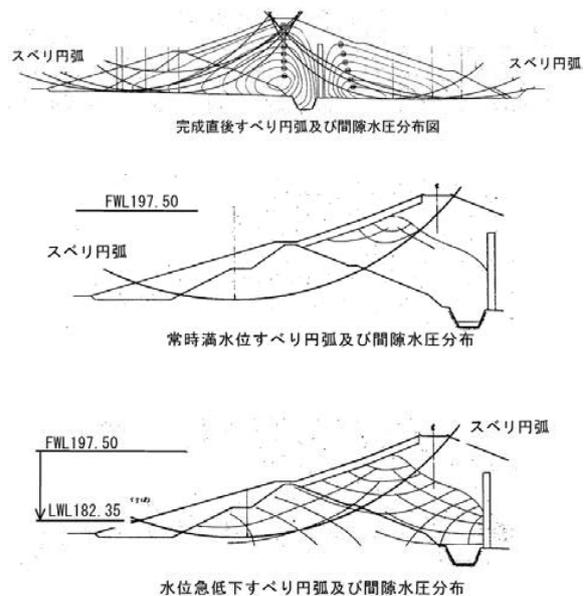


図-4 当初設計の安定計算結果図

##### 2) 堤体下流水位を考慮した安定計算

当初設計においては、堤体内の浸潤線がインターセプターで完全に低下する形状で安定計算を行っている。一方、堤体内に設置されている浸潤線観測孔の水位計測結果では、堤体下流に浸潤線が形成されていることが明らかとなった。

そのため、堤体下流の水位をモデル化し(図-5参照)、表-1を用いて堤体の安定計算を実施した。

その結果、堤体下流の水位を考慮しても、すべり破壊に対する安全率は、上流側法面Fs=1.269、下流側法面Fs=1.474であり所要の安全率を満足することを確認した(図-6参照)。

以上より、本ダムの堤体は、レベル1地震動に対する耐震性能を有していると判断した。

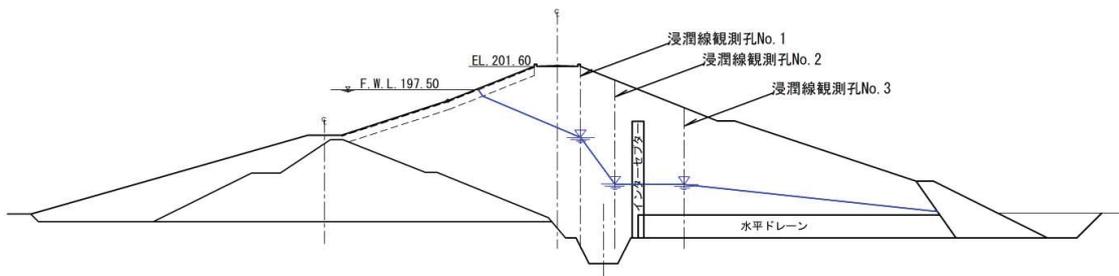


図-5 堤体内浸潤線形状

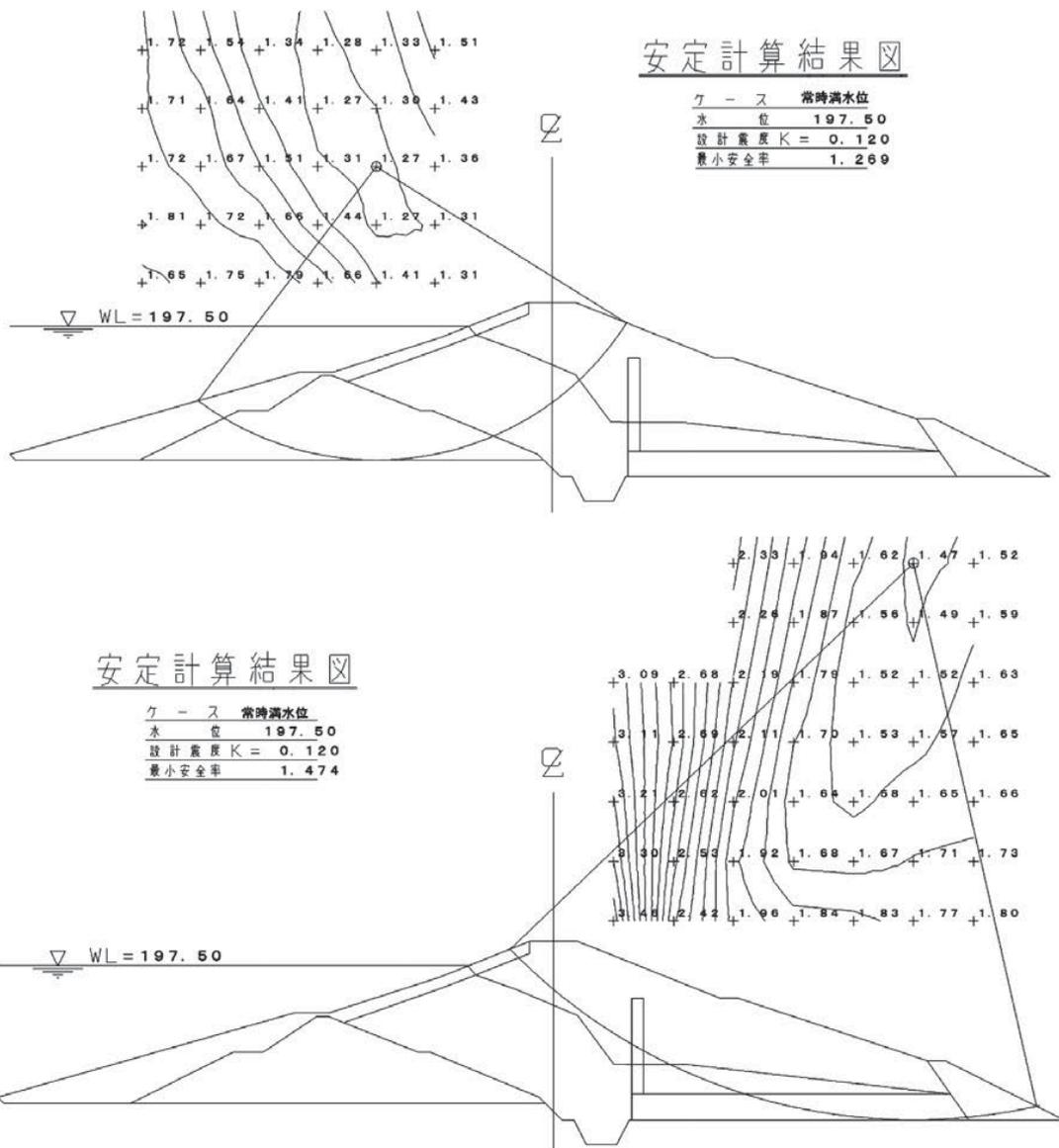


図-6 堤体下流水位を考慮した安定計算結果図

#### 4. レベル2地震動に対する耐震性能照査

##### (1) 耐震性能目標

フィルダムのレベル2地震動に対する耐震性能は、「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動強さ」に対して、「地震によりダムに構造的な損傷が生じた場合でも構造的な損傷が修復可能であり、ダムの貯水機能、放流機能が維持されること」とされている。(国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル 平成24年3月)

具体的には、ダム当該地点における最大級の地震波形を設定して地震応答解析を行い、堤体のすべり破壊が発生しても、鉛直変位量が許容値内(1.0m未満)となることである。

##### (2) レベル2入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は、「内陸活断層型」と「プレート境界型」の2タイプとする。

入力地震動の設定に当たっては、位相特性と振幅特性を考慮する必要があり、ダム周辺の地震断

層により生じる地震動、既往の地震動、地域の防災計画において想定されている地震動等の情報を収集し、入力地震動(地震波形)を設定した。

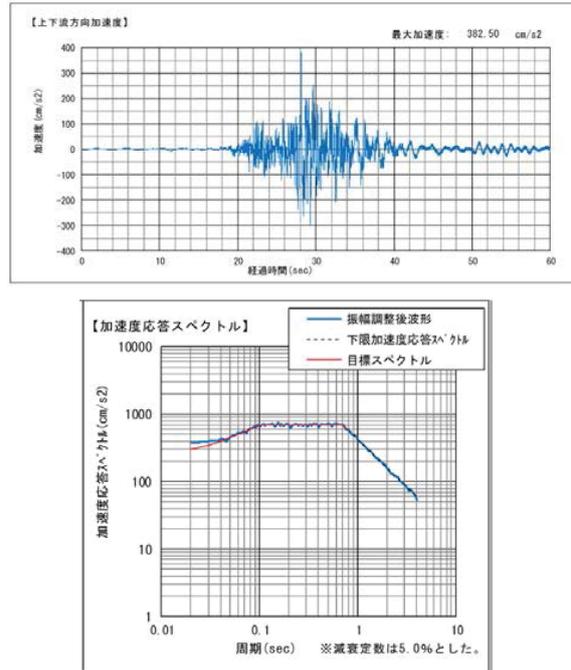


図-7 内陸活断層型入力地震動

表-3 入力地震動設定方針

1) 内陸活断層型	2) プレート境界型
<p>a) 振幅特性 (加速度応答スペクトル)</p> <p>1)本ダム地点の過去地震、2)断層モデルによる想定地震について H23 ダム距離減衰式で加速度応答スペクトルを作成し、加速度応答スペクトルが最も大きくなるものから決定した。</p> <p>増毛山地東縁断層帯の H23 等価距離式による加速度応答スペクトルを用いる。</p> <p>照査用下限線を下回る部分は下限線まで引き上げダムの固有周期に係わる部分について平滑化して目標スペクトルを設定した。</p>	<p>a) 振幅特性 (加速度応答スペクトル)</p> <p>1)本ダム地点の過去地震、2)断層モデルによる想定地震について H23 ダム距離減衰式で加速度応答スペクトルを作成し、加速度応答スペクトルが最も大きくなるものから決定した。</p> <p>北海道留萌沖 N225E (道) の H23 最短距離式による加速度応答スペクトルを目標スペクトルとして設定した。</p> <p>プレート境界型の場合、照査用下限線は考慮しない。</p>
<p>b) 位相特性 (原種波形)</p> <p>道内ダムでの適切な観測波形がないため、振幅特性採用波である「増毛山地東縁断層帯」の当該ダムサイトにおける模擬地震波を用いる。*1)</p> <p>*1) 防災科学研究所の J-SHIS (地震ハザードステーション) の主要活断層帯に、「増毛山地東縁断層帯」があり、この模擬地震波は 1km メッシュ毎に速度波形として公開されているので、当該ダムに最も近いメッシュの速度波形をダウンロードし、これを微分した加速度波形を採用することとした。</p>	<p>b) 位相特性 (原種波形)</p> <p>漁川ダム監査廊で観測された、H15 年十勝沖地震 (本震) 時の波形を用いる。*2)</p> <p>*2) 漁川ダムは堤高 42m のロックフィルダムであり、基礎岩盤は低溶結の軽石質凝灰岩である。雨煙内ダムの基礎岩盤は中生代ジュラ紀の蛇紋岩であり、地質的には異なるが、①開発局管轄の道内フィルダム底部監査廊波形としては、最大の波形であること、②漁川ダムの加速度応答スペクトルが雨煙内ダムの目標スペクトルに概ね近いことから、これを採用することとした。</p>
<p>c) 波形の作成</p> <p>上記の a) 及び照査用下限線を網羅する目標加速度応答スペクトルに b) の位相特性を加えて波形を作成する。</p> <p>作成した波形の加速度応答スペクトルが目標加速度応答スペクトルに概ね一致するまで調整を行う。</p>	<p>c) 波形の作成</p> <p>上記の a) の目標加速度応答スペクトルに b) の位相特性を加えて波形を作成する。</p> <p>作成した波形の加速度応答スペクトルが目標加速度応答スペクトルに概ね一致するまで調整を行う。</p>

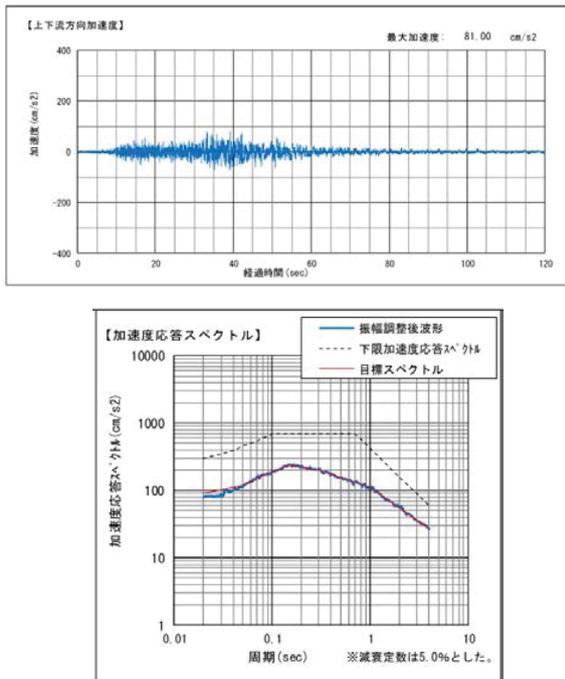


図-8 プレート境界型入力地震動

### (3) 解析パラメータを設定するための調査試験

本ダムにおいては、改修前堤体の基礎地盤の性状、盛立材料の特性に関する資料が残っていないことから、ボーリング調査及び土質試験を行った。

#### 1) ボーリング調査

改修前堤体の基礎地盤の地層を確認して、解析モデルに反映させるためにボーリング調査を行った。(H26-B-No. 1)

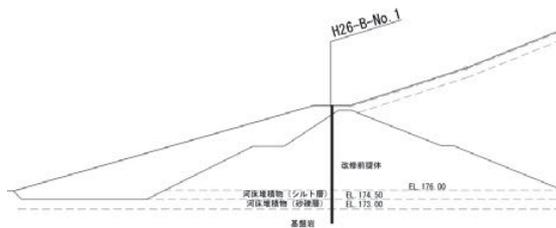


図-9 ボーリング調査位置及び地層境界

その結果、改修前堤体の基礎地盤は、基盤岩の上位に河床堆積物が分布していることを確認した。

#### 2) 堤体材料の地震時の強度低下試験

堤体改修時の粘性土、礫混り土は、施工当時の記録より締固め度 (D値) 95%以上の盛立施工が実施されていることが確認された。一方、改修前堤体については、改修時の現地調査において締固め度がD値88%の試験値があり、地震時の揺れに伴う繰返し载荷により強度が低下することが懸念された。

そのため、地震時の繰返し载荷を想定した試験を行い、せん断強度の低下状況を確認した。

試験は、土の繰返し非排水三軸試験 (JGS 0541) と三軸圧縮試験 (CU) (JGS 0523) の組み合わせ (繰返し载荷 + 単調载荷試験)、ダム地点で想定される最大級の地震のマグニチュード (M=7.8) から繰返し回数 (20回) を設定して、非排水状態で軸ひずみ15%まで圧縮を行い、せん断強度を求めた。

尚、試験に用いる供試体の密度は、改修前調査時に確認された締固め度D値88%に調整した。

一方、同じ供試体を用いて、繰返し载荷を行わずにせん断試験 (単調载荷試験) を行い、繰返し载荷を与えた場合との強度比較を行い地震の揺れ (繰返し载荷) に伴う強度低下を確認した。

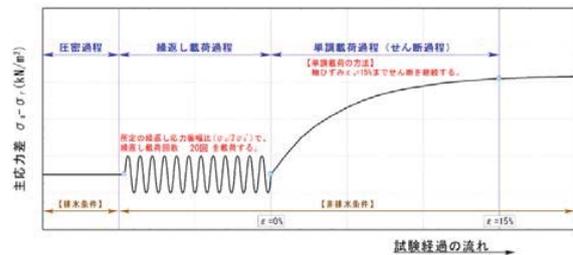


図-10 繰返し载荷 + 単調载荷試験概念図

その結果、繰返し载荷過程における軸歪み  $\varepsilon = 5\%$  を生じた場合の強度低下（主応力差）は14.3%であった。

よって、レベル2地震応答解析によりすべり破壊が発生した場合の改修前提体のせん断強度は、通常の三軸圧縮試験により求められたせん断強度（ $\tau = 18.4 \text{ kN/m}^2 + \sigma \tan 13.4^\circ$ ）を14.3%低下させて以下のとおりとした（図-11参照）。

$$\tau = 16.4 \text{ kN/m}^2 + \sigma \tan 12.1^\circ$$

尚、堤体嵩上げ部のせん断強度は、地震の揺れに伴う強度低下は生じないとした。

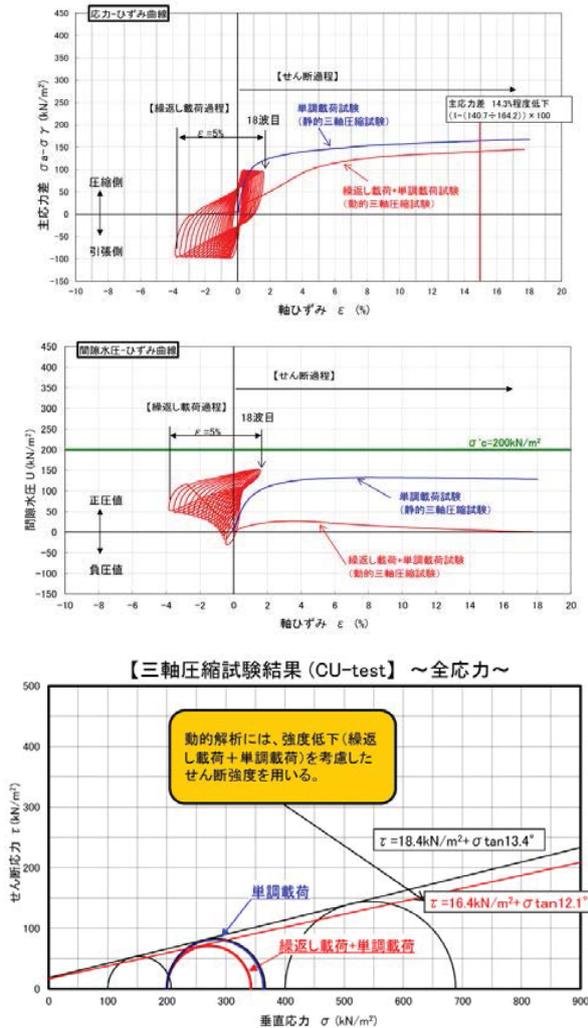


図-11 繰返し载荷+単調载荷試験結果図

#### (4) 解析モデル及びパラメータの設定

##### 1) 解析モデル

解析モデルは、河床部の堤体最大断面を用い、解析領域は、モデル境界の影響を緩和するため、「水平方向は堤敷幅の5倍」「鉛直方向は堤高の3倍」とした。

また、モデル端部の境界条件は、底面は弾性基盤との境界に  $\rho \cdot V_s$  のダッシュポット、側面はダッシュポット ( $\rho \cdot V_s$ ) で自由地盤と連結するモデル(粘性境界)とした(図-12、図-13参照)。

堤体内浸潤線については、降雨時及び融雪期に一時的な水位がインターセプター下流側に形成されることから、レベル1耐震性能照査においては下流水位を考慮した安定計算を実施した。ただし、常時は水平ドレーンで堤体内の浸透水が排水されることから、レベル2解析においては、インターセプターの下流水位は考慮しないモデルとした。

##### 2) 静的解析パラメータ

静的解析パラメータについては、以下の方針により設定した。

- ・堤体盛土はDuncang-Changモデル、基礎地盤は線形モデルとした。
- ・改修前提体は、ボーリングコアを用いた三軸圧縮試験結果を基に設定した。
- ・改修後の堤体は、施工時の品質管理試験の結果を用いるが、試験値が無いパラメータについては、一般値として他ダムの解析値を採用した。
- ・河床堆積物の剛性特性は、標準貫入試験の結果を基に、他ダムの解析値を採用した。
- ・基礎岩盤は、圧縮強度試験結果及び参考文献を基に設定した(表-4参照)。

##### 3) 動的パラメータ

動的解析パラメータについては、以下の方針により設定した。

- ・改修前堤体は、地震による強度低下を考慮したせん断強度を採用する。
- ・S波速度は、各材料、基礎地盤のN値より換算した。
- ・せん断剛性比、減衰定数については、改修前堤体は繰返し三軸試験結果より設定した。他の材料については一般的な材料の双曲線モデルを採用した。
- ・基礎地盤は、類似した地質の物性値より設定した（表-5参照）。

材料区分

番号	区分	材料名
①	堤体	改修前堤体
②	堤体	粘性土
③	堤体	礫混り土（上流）
④	堤体	インターセプター
⑤	堤体	水平ドレーン
⑥	堤体	礫混り土（下流）
⑦	基礎	河床堆積物（シルト層）
⑧	基礎	河床堆積物（砂礫層）
⑨	基礎	基礎岩盤

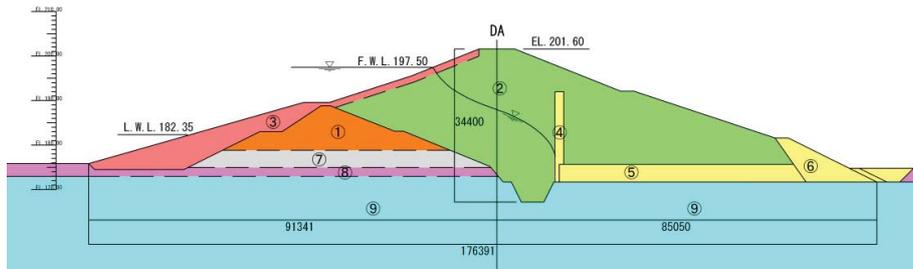


図-12 堤体解析モデル及び材料区分

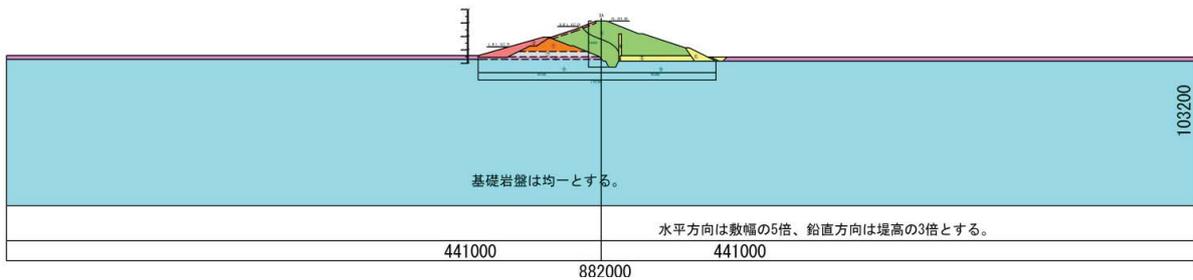


図-13 全体解析モデル

表-4 静的パラメーター一覧表

区分	ゾーン	材質	番号	湿潤重量 $\gamma_t$ KN/m <sup>3</sup>	飽和重量 $\gamma_{sat}$ KN/m <sup>3</sup>	剛性E1			ポアソン比			粘着力 C Mpa	内部摩擦角 $\phi$ 度	透水係数 K m/sec
						K	N	Rf	G	F	D			
堤体	改修前堤体	粘性土	①	15.7	16.8	131	0.84	0.92	0.40	0.07	1.55	0.018	13.4	1.00E-07
	改修後堤体	粘性土	②	18.4	19.1	300	0.80	0.80	0.45	0.08	10.00	0.045	20.0	5.80E-08
	上流被覆土	礫混り土	③	18.3	20.2	400	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	0.000	35.0	5.00E-06
	インターセプター	砂礫	④	18.3	20.2	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	0.000	30.0	1.00E-05
	水平ドレーン	砂礫	⑤	18.3	20.2	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	0.000	30.0	1.00E-05
	下流礫混り土	砂礫	⑥	18.3	20.2	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	0.000	35.0	1.00E-05
土質基礎	河床堆積物	シルト層	⑦	19.7	21.2						0.45	0.021	0.0	1.00E-06
	河床堆積物	砂礫層	⑧	21.1	21.5		40				0.33	0.018	24.3	1.00E-06
岩盤基礎	基礎岩盤	蛇紋岩	⑨	24.5	24.5		1275				0.2	0.200	40.0	1.00E-07

表-5 動的参数一覧表

区分	ゾーン	材質	番号	湿潤重量 $\gamma_t$ KN/m <sup>3</sup>	飽和重量 $\gamma_{sat}$ KN/m <sup>3</sup>	P波速度 Vp m/sec	S波速度 Vs m/sec	動ポアソン比 $\nu$	初期せん断剛性 G0 MPa	初期ヤング率 E0 MPa	G/G0, h~ $\gamma$ 曲線	粘着力 C MP	内部摩擦角 $\phi$ 度
堤体	改修前堤体	粘性土	①	15.7	16.8	1,500	200	0.49	69	205	土取場繰返し+単調載荷	0.016	12.1
	改修後堤体	粘性土	②	18.4	19.1	1,550	215	0.49	90	269	コアゲージ一般値	0.045	20.0
	上流被覆土	礫混り土	③	18.3	20.2	1,600	220	0.49	100	297	ロックフルカー一般値	0.000	35.0
	インターセプター	砂礫	④	18.3	20.2	1,600	220	0.49	100	297	ロックフルカー一般値	0.000	30.0
	水平ドレーン	砂礫	⑤	18.3	20.2	1,600	220	0.49	100	297	ロックフルカー一般値	0.000	30.0
	下流礫混り土	砂礫	⑥	18.3	20.2	1,600	220	0.49	100	297	ロックフルカー一般値	0.000	35.0
土質基礎	河床堆積物	シルト層	⑦	19.7	21.2	1,500	200	0.48	86	257	動的変形試験結果	0.021	0.0
	河床堆積物	砂礫層	⑧	21.1	21.5	1,600	275	0.48	166	492	線形 h=5%	0.018	24.3
岩盤基礎	基礎岩盤	蛇紋岩	⑨	24.5	24.5	2,000	700	0.40	1,225	3,430	線形 h=5%	0.200	40.0

## (5) レベル2地震応答解析結果

### 1) 内陸活断層型地震

内陸活断層型地震を入力波とした場合の解析結果は図-14に示す通りであり、応答加速度は、ダム基礎部で $3.678\text{m/sec}^2$  (368gal)、天端部で $5.981\text{m/sec}^2$  (598gal)、上流小段で $7.661\text{m/sec}^2$  (766gal) となり、ダム天端の応答加速度はダム基盤部の1.6倍、上流小段で2.1倍となった。

### 2) プレート境界型地震

プレート境界型地震を入力波とした場合の解析結果は図-15に示す通りであり、応答加速度は、ダム基礎部で $0.810\text{m/sec}^2$  (81gal)、天端部で $2.548\text{m/sec}^2$  (255gal)、上流小段で $2.139\text{m/sec}^2$  (214gal) となり、ダム天端部の応答加速度はダム基盤部の3.1倍、上流小段で2.6倍となった。

## (6) 塑性変形解析結果

塑性変形解析は、ニューマーク法、渡辺・馬場法により、すべり破壊に対する安定計算を行った。

### 1) 内陸活断層型地震

すべり安定計算結果は(表-6参照)、上流側法面において、最少安全率 $F_s=0.613$  (US10上流側)、すべり沈下量は $0.202\text{m}$ であった。下流側法面において、最少安全率 $F_s=0.953$  (DS3下流側)、すべり沈下量は $0.000\text{m}$ であった。

### 2) プレート境界型地震

すべり安定計算結果は(表-7参照)、上流側法面において、最少安全率 $F_s=0.902$  (US10上流側)、すべり沈下量は $0.003\text{m}$ であった。下流側法面においては、すべり破壊は発生しなかった。(安全率 $F_s=1.0$ 以上)

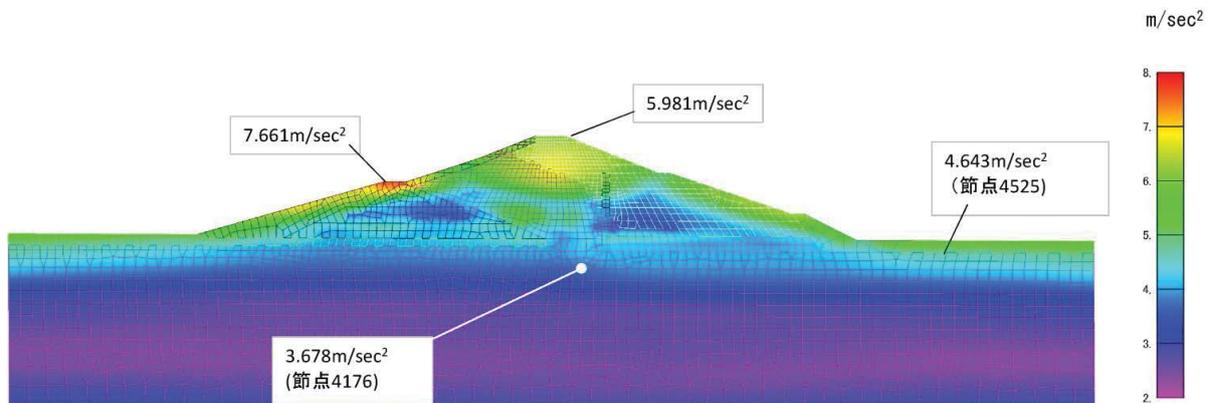


図-14 地震応答解析結果 (内陸活断層型地震)

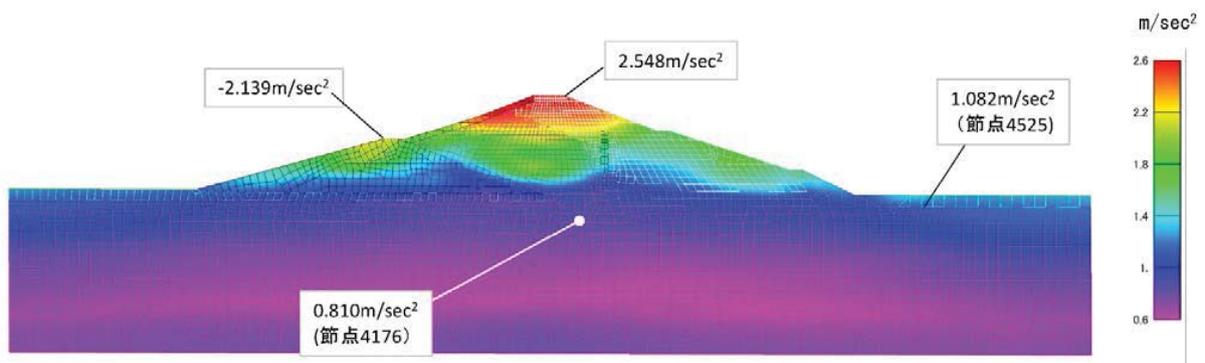


図-15 地震応答解析結果 (プレート境界型地震)

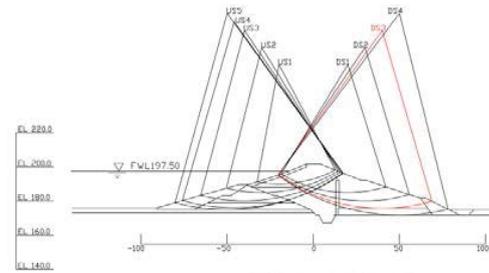
表一六 塑性変形解析結果一覧表（内陸活断層型地震）

ニューマール法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	等価間断 震度最大値	発生時刻 (sec)	降伏震度 ky	安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y								
US1	-20.00	260.00	70.00	0.609	18.96	0.592	0.977	18.96	0.000	0.000
US2	-30.00	270.00	85.00	0.488	18.94	0.404	0.898	18.94	0.003	0.001
US3	-40.00	280.00	100.00	0.334	18.90	0.263	0.883	18.90	0.006	0.003
US4	-46.00	285.00	109.00	0.262	18.88	0.114	0.669	18.88	0.163	0.094
US5	-50.00	290.00	115.00	0.254	18.20	0.095	0.642	18.20	0.202	0.117
DS1	20.00	260.00	75.00	0.486	18.58	0.509	1.036	18.58	0.000	0.000
DS2	30.00	270.00	90.00	0.391	18.60	0.425	1.083	18.60	0.000	0.000
DS3	40.00	280.00	104.00	0.358	18.63	0.368	1.019	18.63	0.000	0.000
DS4	50.00	290.00	118.00	0.314	18.62	0.344	1.059	18.62	0.000	0.000

渡辺・馬場法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	最小すべり 安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y					
US1	-20.00	260.00	70.00	1.658	18.98	0.000	0.000
US2	-30.00	270.00	85.00	0.899	18.57	0.002	0.002
US3	-40.00	280.00	100.00	0.921	18.93	0.001	0.000
US4	-46.00	285.00	109.00	0.798	19.05	0.049	0.029
US5	-50.00	290.00	115.00	0.783	19.05	0.057	0.028
DS1	20.00	260.00	75.00	1.650	18.62	0.000	0.000
DS2	30.00	270.00	90.00	1.010	18.66	0.000	0.000
DS3	40.00	280.00	104.00	0.953	18.65	0.000	0.000
DS4	50.00	290.00	118.00	0.971	18.63	0.000	0.000

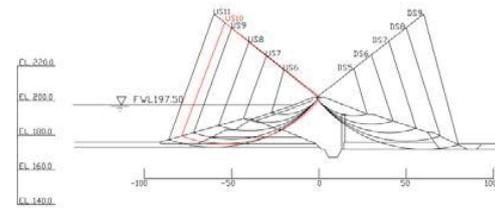


ニューマール法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	等価間断 震度最大値	発生時刻 (sec)	降伏震度 ky	安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y								
US6	-20.00	217.60	25.70	0.608	18.96	0.757	1.175	18.96	0.000	0.000
US7	-30.00	225.80	36.20	0.532	18.86	0.768	1.301	18.86	0.000	0.000
US8	-40.00	233.90	51.30	0.360	18.25	0.330	0.950	18.25	0.000	0.000
US9	-50.00	241.90	64.20	0.276	18.22	0.143	0.742	18.22	0.044	0.035
US10	-53.80	245.00	70.00	0.264	18.20	0.068	0.613	18.20	0.257	0.202
US11	-60.00	250.00	77.00	0.261	18.19	0.243	0.804	18.19	0.000	0.000
DS5	20.00	217.60	27.40	0.544	18.58	0.673	1.164	18.58	0.000	0.000
DS6	30.00	226.40	40.10	0.466	18.57	0.564	1.139	18.57	0.000	0.000
DS7	40.00	234.30	52.90	0.348	18.61	0.457	1.180	18.61	0.000	0.000
DS8	50.00	242.10	65.60	0.320	18.63	0.375	1.098	18.63	0.000	0.000
DS9	60.00	250.00	78.30	0.258	18.61	0.322	1.123	18.61	0.000	0.000

渡辺・馬場法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	最小すべり 安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y					
US6	-20.00	217.60	25.70	1.586	18.98	0.000	0.000
US7	-30.00	225.80	36.20	2.038	18.97	0.000	0.000
US8	-40.00	233.90	51.30	1.132	18.28	0.000	0.000
US9	-50.00	241.90	64.20	0.951	18.25	0.000	0.000
US10	-53.80	245.00	70.00	0.824	18.23	0.012	0.012
US11	-60.00	250.00	77.00	1.064	18.20	0.000	0.000
DS5	20.00	217.60	27.40	1.401	18.60	0.000	0.000
DS6	30.00	226.40	40.10	1.354	18.59	0.000	0.000
DS7	40.00	234.30	52.90	1.312	18.68	0.000	0.000
DS8	50.00	242.10	65.60	1.180	18.65	0.000	0.000
DS9	60.00	250.00	78.30	1.154	18.63	0.000	0.000



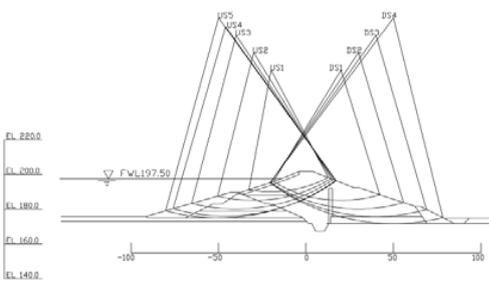
表一七 塑性変形解析結果一覧表（プレート境界型地震）

ニューマール法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	等価間断 震度最大値	発生時刻 (sec)	降伏震度 ky	安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y								
US1	-20.00	260.00	70.00	0.230	39.45	0.592	1.928	39.45	0.000	0.000
US2	-30.00	270.00	85.00	0.178	39.45	0.404	1.631	39.45	0.000	0.000
US3	-40.00	280.00	100.00	0.130	34.75	0.263	1.384	34.75	0.000	0.000
US4	-46.00	285.00	109.00	0.115	34.74	0.114	0.998	34.74	0.000	0.000
US5	-50.00	290.00	115.00	0.108	34.73	0.095	0.956	34.73	0.000	0.000
DS1	20.00	260.00	75.00	0.153	39.68	0.509	2.197	39.68	0.000	0.000
DS2	30.00	270.00	90.00	0.131	39.66	0.425	1.987	39.66	0.000	0.000
DS3	40.00	280.00	104.00	0.112	39.65	0.368	1.840	39.65	0.000	0.000
DS4	50.00	290.00	118.00	0.089	39.66	0.344	1.855	39.66	0.000	0.000

渡辺・馬場法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	最小すべり 安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y					
US1	-20.00	260.00	70.00	2.235	39.46	0.000	0.000
US2	-30.00	270.00	85.00	1.786	39.45	0.000	0.000
US3	-40.00	280.00	100.00	1.541	34.77	0.000	0.000
US4	-46.00	285.00	109.00	1.240	34.75	0.000	0.000
US5	-50.00	290.00	115.00	1.184	34.75	0.000	0.000
DS1	20.00	260.00	75.00	2.166	39.69	0.000	0.000
DS2	30.00	270.00	90.00	1.925	39.68	0.000	0.000
DS3	40.00	280.00	104.00	1.803	39.67	0.000	0.000
DS4	50.00	290.00	118.00	1.734	39.67	0.000	0.000

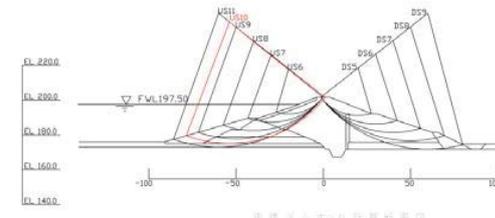


ニューマール法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	等価間断 震度最大値	発生時刻 (sec)	降伏震度 ky	安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y								
US6	-20.00	217.60	25.70	0.240	39.45	0.757	1.990	39.45	0.000	0.000
US7	-30.00	225.80	36.20	0.211	39.45	0.768	2.115	39.45	0.000	0.000
US8	-40.00	233.90	51.30	0.149	34.75	0.330	1.449	34.75	0.000	0.000
US9	-50.00	241.90	64.20	0.115	34.73	0.143	1.074	34.73	0.000	0.000
US10	-53.80	245.00	70.00	0.103	34.72	0.068	0.902	34.72	0.003	0.003
US11	-60.00	250.00	77.00	0.095	34.71	0.243	1.434	34.71	0.000	0.000
DS5	20.00	217.60	27.40	0.160	34.94	0.673	2.137	34.94	0.000	0.000
DS6	30.00	226.40	40.10	0.143	39.68	0.564	1.995	39.68	0.000	0.000
DS7	40.00	234.30	52.90	0.128	39.66	0.457	1.806	39.66	0.000	0.000
DS8	50.00	242.10	65.60	0.106	35.04	0.375	1.703	35.04	0.000	0.000
DS9	60.00	250.00	78.30	0.091	35.03	0.322	1.626	35.03	0.000	0.000

渡辺・馬場法すべり計算結果

内弧 No.	すべり円弧中心 m		半径 R m	最小すべり 安全率 SF min	発生時刻 (sec)	変位量 δ m	沈下量 m
	X	Y					
US6	-20.00	217.60	25.70	2.577	39.46	0.000	0.000
US7	-30.00	225.80	36.20	3.310	39.45	0.000	0.000
US8	-40.00	233.90	51.30	1.811	34.76	0.000	0.000
US9	-50.00	241.90	64.20	1.529	34.74	0.000	0.000
US10	-53.80	245.00	70.00	1.240	34.74	0.000	0.000
US11	-60.00	250.00	77.00	1.720	34.72	0.000	0.000
DS5	20.00	217.60	27.40	2.572	39.71	0.000	0.000
DS6	30.00	226.40	40.10	2.328	39.69	0.000	0.000
DS7	40.00	234.30	52.90	2.080	39.67	0.000	0.000
DS8	50.00	242.10	65.60	1.875	35.05	0.000	0.000
DS9	60.00	250.00	78.30	1.684	35.04	0.000	0.000



#### (7) 耐震性能照査結果

地震応答解析及び塑性変形解析の結果より、レベル2地震発生時には、堤体にすべり破壊は生じるものの、すべり土塊の鉛直変位量（沈下量）は、許容値内（1.0m未満）であった。

また、堤体の下流側法面において、すべり破壊は発生せず、ダムの貯水機能は維持できると考えられる。

以上より、本ダムの堤体は、レベル2地震動に対する耐震性能を有していると判断した。

#### 5. おわりに

2012年3月に閣議決定した土地改良長期計画において、2011年3月の東日本大震災の教訓を踏まえ、土地改良施設の耐震強化を推進する方針が打ち出された。これに伴い、全国全ての国営造成農業用ダムを対象に、設計・施工内容の確認、健全性の確認、レベル2地震動に対する耐震性能照査を行って、総合的な安全性評価を実施することとなった。

本稿では、均一型フィルダムの耐震性能の検討を述べてきたが、断面形状、材料特性が異なるフィルダムの耐震性能照査では、多くの調査試験及び解析が必要であり、本検討事例が、その一助となれば幸いである。

最後に、本報文をまとめるにあたり御助言頂いた北海道開発局札幌開発建設部ならびに関係各位に対し、ここに深甚なる謝意を表します。

(株)三祐コンサルタンツ

#### 参考文献

- 1) 農林水産省 農村振興局 国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル（平成24年3月）
- 2) 農林水産省 農村振興局 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」（平成15年4月）