

1. 概要

新潟県中越地震の本震後には、ダム管理者による臨時点検が実施された。その結果、ほとんどのダム等で変状がなかったものの、小千谷市、十日町市、川西町に位置する 6 施設で変状が報告された（表-7.1 参照）。

国土技術政策総合研究所および独立行政法人土木研究所は調査チームを派遣し、変状の有無と、変状がある場合にはその状況、地震による変形量や漏水量（浸透量）の変化等について現地調査を行った。その結果、一部の施設における堤体の亀裂等が確認され、安全確保のため一部の施設では速やかなる水位低下を行っていた。

また、東日本旅客鉄道株式会社（以下「JR 東日本」）の3つの河道外貯留施設においては、地震により発生した変状等に対する独自の調査結果を踏まえ、復旧工事が実施された。

2. 調査結果および概要

2.1 調査の概要

現地調査の概要を表-7.2 に、調査対象ダム等（表-7.3 参照）と震央との位置関係を図-7.1 に示す。調査目的は、地震後の臨時点検で指摘されたものも含めて、地震による変状の有無と、変状がある場合にはその状況の確認、地震動の記録状況の確認と収集、堤体変位や漏水量等の地震前後での変化と、変化している場合にはその後の変化傾向の確認などである。

本報告では変状・被害が相対的に大きかった JR 東日本の発電用調整池、および農業用フィルダムの変状・被害と収集された地震動について報告するとともに、JR 東日本の発電用調整池については、推定される発生原因と復旧工事の概要についても報告する。なお、現在、管理者により3調整池堤体の被害状況の

詳細調査、補修設計のための委員会（「JR 東日本信濃川発電所復旧工事技術専門委員会調整池分科会」）が開催されている。そのため、本稿においては、国総研・土研調査チームによる現地調査結果に加えて、同分科会の審議を踏まえた管理者である JR 東日本による調査・検討の結果^{2) 3)}を交えて報告する。

2.2 調査結果

2.2.1 発電用調整池

JR 東日本の信濃川発電所は、信濃川本川に築造された宮中取水ダムから取水した水を浅河原調整池、新山本調整池、山本調整池の3つの調整池に送り、ここからの導水で発電を行い、上越線や関東一円の列車運転等に電力を供給する施設である。信濃川発電所の主要施設配置を図-7.2に示す。

(1) 浅河原調整池

1) 被害状況と原因の推定

浅河原調整池の平面と標準断面を図-7.3に示す。

a) 堤体変形

同調整池では天端において堤軸に平行な複数の亀裂が発生していた。亀裂は雁行しながらおおむね連続し、亀裂発生範囲は堤頂長 292m のほぼ全長に及ぶとともに、これらの亀裂により貯水池側が沈下する段差が生じており（写真-7.1、7.2 参照）、複数亀裂での段差累積は最大 70cm 程度、1 つの亀裂での最大開口幅は 40cm 程度であった。亀裂の段差や開口の規模は堤体中央部ほど大きく両岸に向かって小さくなっていた。

地震による堤体の変形については、管理者による測量の結果、堤体の上流側および下流側の斜面には、今回の地震が原因と考えられる変状は認められず、地震前後における堤体の沈下量は、最大で20cm程度とのことであった。

表-7.1 本震での臨時点検結果¹⁾

分類		点検ダム数	変状報告
国土交通省 所管	直轄	10	なし
	補助	30	なし
水資源機構所管		3	なし
利水専用施設		71	新潟県所有の農業用の3ダム（川西ダム、長福寺ダム、坪山ダム）
合計		114	

※上記に加え、3つの河道外貯留施設（JR 東日本所有の浅河原調整池、新山本調整池、山本調整池）で変状報告。

表-7.2 現地調査の概要

調査班編成	日程	調査箇所
国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 室 長：安田成夫 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 主任研究員：佐々木隆	平成 16 年 10 月 25 日 (月)	浅河原調整池 鯖石川ダム 柿崎川ダム
	平成 16 年 10 月 26 日 (火)	新山本調整池 山本調整池
(地震動記録の収集) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 研究官：佐野貴之	平成 16 年 10 月 27 日 (水)	奈良俣ダム
(新潟県中越地震ダム工学会災害調査団) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 主任研究官：金銅将史 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 上席研究員：山口嘉一 研 究 員：富田尚樹	平成 16 年 11 月 5 日 (金)	浅河原調整池 長福寺ダム 坪山ダム 川西ダム
	平成 16 年 11 月 6 日 (土)	新山本調整池 山本調整池 広神ダム 妙見堰
(信濃川発電所復旧工事技術専門委員会調整池分科会) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 室 長：安田成夫 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 上席研究員：山口嘉一	第 1 回 平成 16 年 11 月 12 日 (金) ～13 日 (土)	浅河原調整池 新山本調整池 山本調整池
	第 2 回 平成 17 年 1 月 19 日 (水)	
	第 3 回 平成 17 年 2 月 12 日 (土)	
	第 4 回 平成 17 年 6 月 11 日 (土) ～12 日 (日)	
	第 5 回 平成 17 年 8 月 8 日 (月)	
	第 6 回 平成 17 年 10 月 31 日 (月)	
(復旧工事調査) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 研 究 官：佐野貴之 交流研究員：古本浩一 交流研究員：長井健二 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 主任研究員：佐々木隆 研 究 員：富田尚樹	平成 17 年 9 月 14 日 (水)	浅河原調整池 新山本調整池 山本調整池

表-7.3 現地調査ダム等の一覧

名称	管理者	形式	堤高(m)	竣工年
妙見堰	国土交通省北陸地方整備局	可動堰	13.815 [※]	1990
奈良俣ダム	独立行政法人水資源機構	中央土質遮水壁型ロックフィル	158.0	1991
鯖石川ダム	新潟県土木部	重力式コンクリート	37.0	1973
柿崎川ダム	新潟県土木部	中央土質遮水壁型ロックフィル	54.0	2003
長福寺ダム	新潟県農地部	中央遮水ゾーン型アース	27.2	2000
坪山ダム	新潟県農地部	中央遮水ゾーン型アース	20.5	1997
川西ダム	新潟県農地部	中央遮水ゾーン型アース	43.0	1978
広神ダム	新潟県土木部	重力式コンクリート	83.0	建設中
浅河原調整池	JR 東日本	中央遮水ゾーン型アース	37.0	1945
新山本調整池	JR 東日本	中央遮水壁型ロックフィル	42.4	1990
山本調整池	JR 東日本	中央遮水ゾーン型アース	27.1	1954

※上流水叩きの上面 (T.P. 32.430m) から堰柱の天端 (T.P.46.215m) までの高さ。

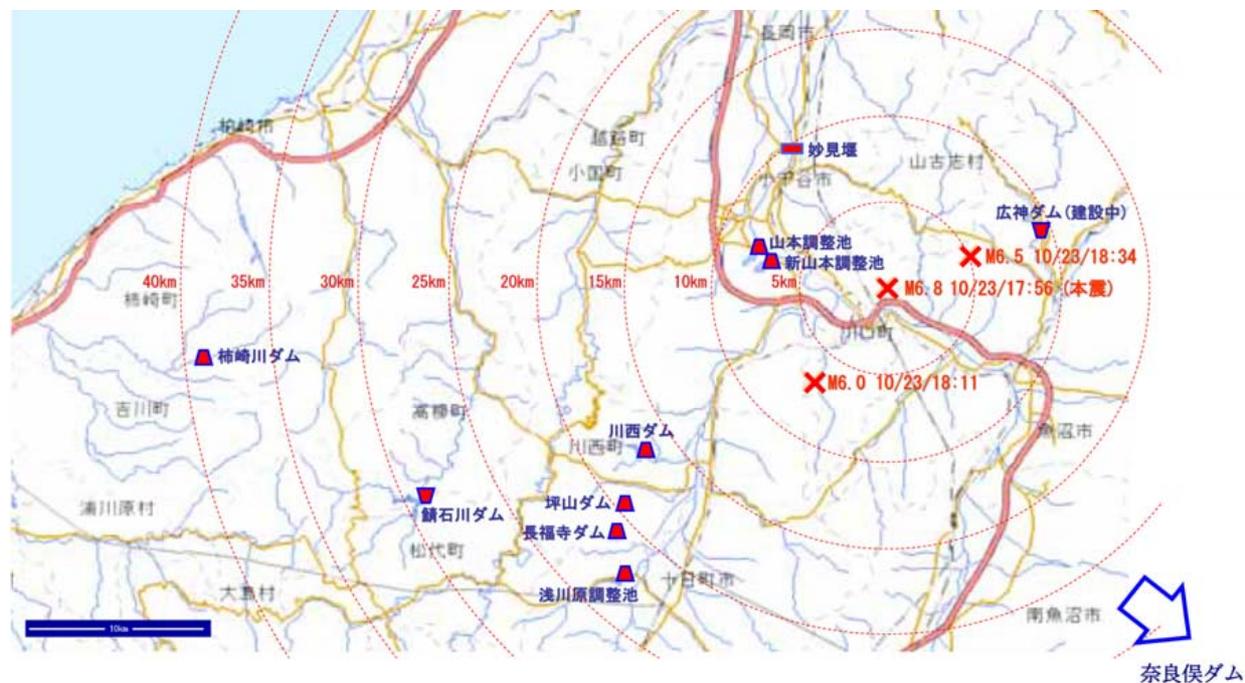


図-7.1 調査ダム等と震央の位置関係

(国土交通省国土地理院 電子国土ポータル (URL:<http://www.cyberjapan.jp/>)
掲載地図に加筆)

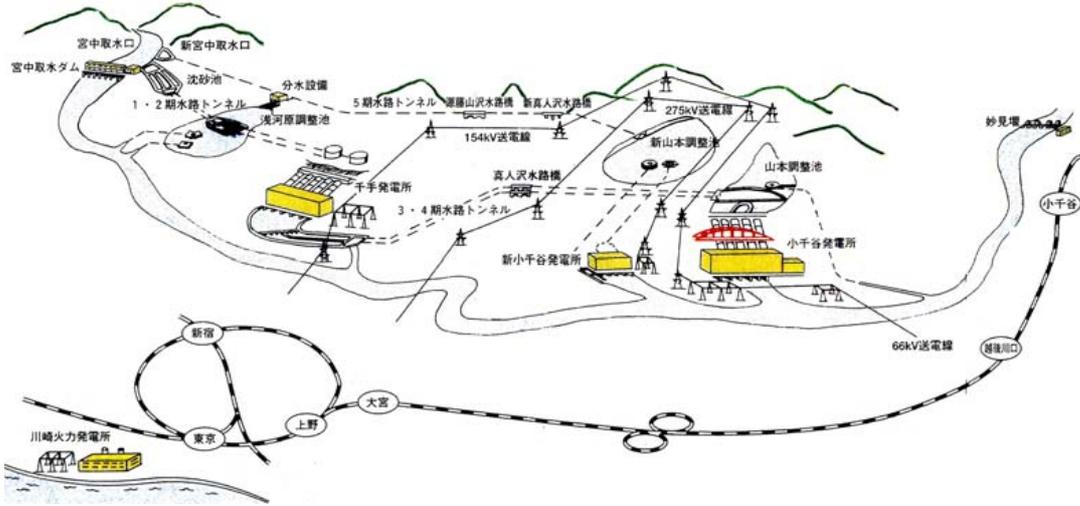
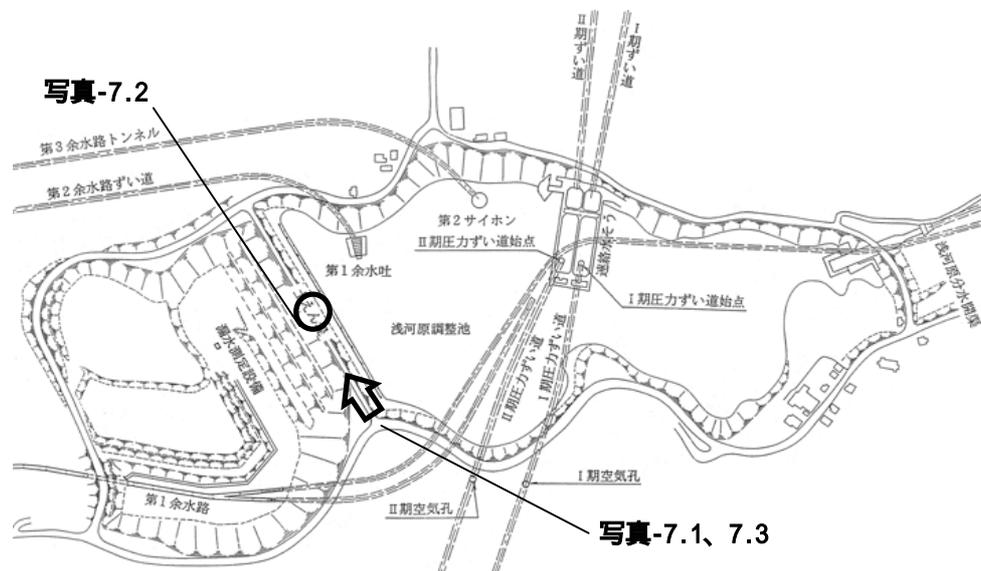
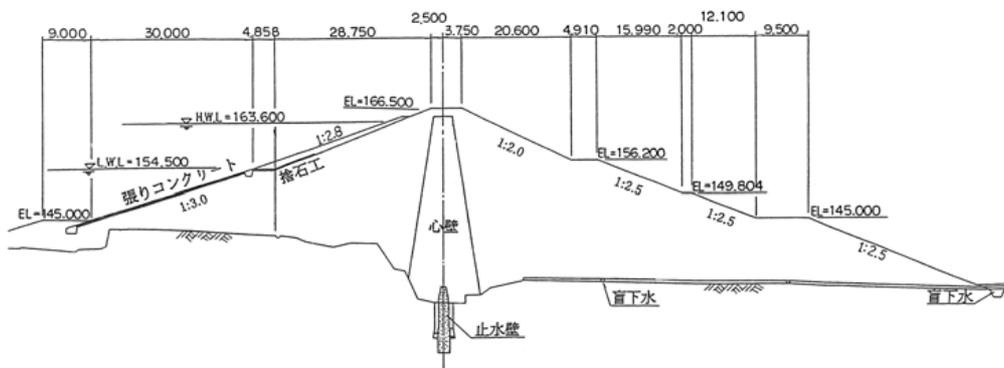


図-7.2 信濃川発電所の主要施設配置 (JR 東日本提供資料より)



(a) 平面図



(b) 標準断面図

図-7.3 浅河原調整池の構造 (JR 東日本提供資料より)



写真-7.1 天端亀裂近景 (浅河原調整池)



写真-7.2 天端亀裂による段差 (浅河原調整池)



写真-7.3 天端亀裂のブルーシートによる保護 (浅河原調整池)



写真-7.4 地震後の水位上昇 (北陸地方整備局撮影) (浅河原調整池)

天端のダム軸に平行な亀裂は、1984年の長野県西部地震における牧尾ダム⁴⁾や2003年の十勝沖地震における高見ダム⁵⁾などにおいても見られたが、これらのダムでは亀裂は表面の保護層内にとどまり、遮水ゾーンに至らないことを確認のうえ、保護層の復旧で補修を終えている。しかし、これらのダムの亀裂では、天端における上下流方向の強い振動応答による開口は見られたが、本堤で見られたような大きな段差は認められていない。さらに、亀裂の段差が最大70cmにも及ぶことを考えると、亀裂はかなり深い部分まで及んでいる可能性が想定された。

この亀裂の深さと連続性を調査するために、JR 東日本により堤頂部のトレンチ掘削が実施された。

その結果、堤頂部さや土（砂礫質盛土材）の締固め密度が低く、上流側に円弧状のクラックが確認されたが、クラックは心壁まで貫通しておらず、心壁は殆ど損傷を受けていないことがわかっている。また、上流側堤頂部のさや土には、一部粘土質材料が使われていたことも確認されている。

次に、心壁の深部での損傷の有無を確認するためボーリング調査（ボーリングコア、ボーリング孔による透水試験）が実施された。

その結果、深部での密度・基礎岩盤との密着性や止水壁コンクリートの健全性も良好であることが確認され、深部の心壁や止水壁コンクリートは損傷を受けていないと判断されている。

b) 漏水

漏水については、地震による大きな量の変化や濁りの発生はないが、漏水量は若干増加している。

これは3つの調整池（浅河原調整池、新山本調整池、山本調整池）に共通することであるが、余震が頻繁に発生していたため、職員の安全上の対応から地震直後の漏水量観測は行われていない。地震後の漏水量測定は安全対策としての貯水位低下後であることから、観測データの信頼性は高いとはいえず、地震による影響の考察は難しいと思われるため、漏水調査については復旧後の試験湛水時に十分な対応が望まれる。

また取水設備については、目視では大きな被害は認められない状況であった。

c) 非常用電源

今回の地震による停電で貯水位制御機能が一時的に停止した。

貯水池への導水中に本地震が発生し、導水は中止されたが、停電により即座に連絡水そうのゲートを開

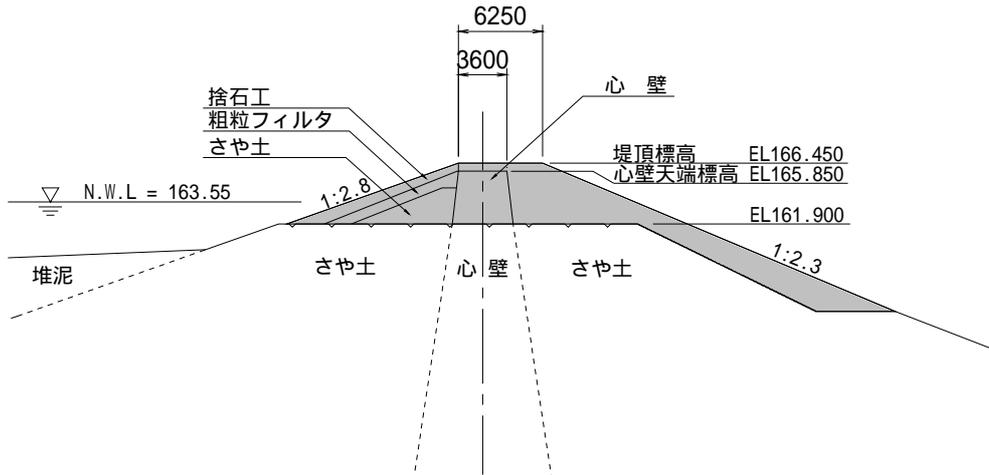


図-7.4 浅河原調整池 復旧標準断面 (JR 東日本提供資料より)

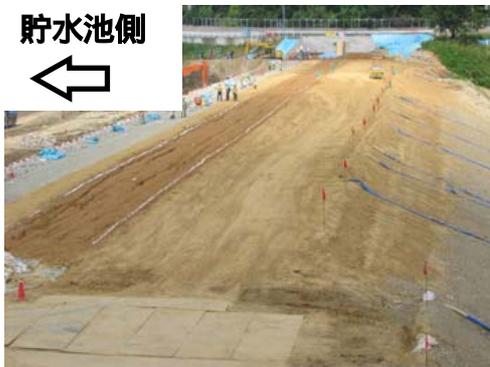


写真-7.5 堤体全景 (浅河原調整池)



写真-7.6 粗粒フィルター～さや土～心壁材 (浅河原調整池)



写真-7.7 上流側捨石工 (浅河原調整池)



写真-7.8 粗粒フィルター材 (浅河原調整池)

くことができず導水トンネル内に残った水が貯水池に流れ込み、一時的に高い水位にまで貯水位が上昇したとのことである(写真-7.4 参照)。その後、発電機を持ち込んでゲートを開き排水を行い、約 1 日で貯水池を空虚とするとともに、被害の状況や貯水状況を踏まえ、周辺に速やかに避難依頼を行ったとのことである。これは、ダムにおける水位低下設備の設置と自家発電設備の設置の重要性を再認識させられる事例であると考えられる。

2) 復旧工事の概要

図-7.4 に浅河原調整池の復旧標準断面図を示す。復旧は原形復旧を基本としている。

1) の調査結果を受けて、クラックや沈下による損傷部を掘削撤去し、再盛立てを行うと同時に、高標高部の下流面勾配を 1 : 2.3 と緩勾配化することで、沈下に対する基本断面の回復を図った。

さらに、現行の河川管理施設等構造令に照らした場合、原形は非越流部高が不足するため、心壁標高を

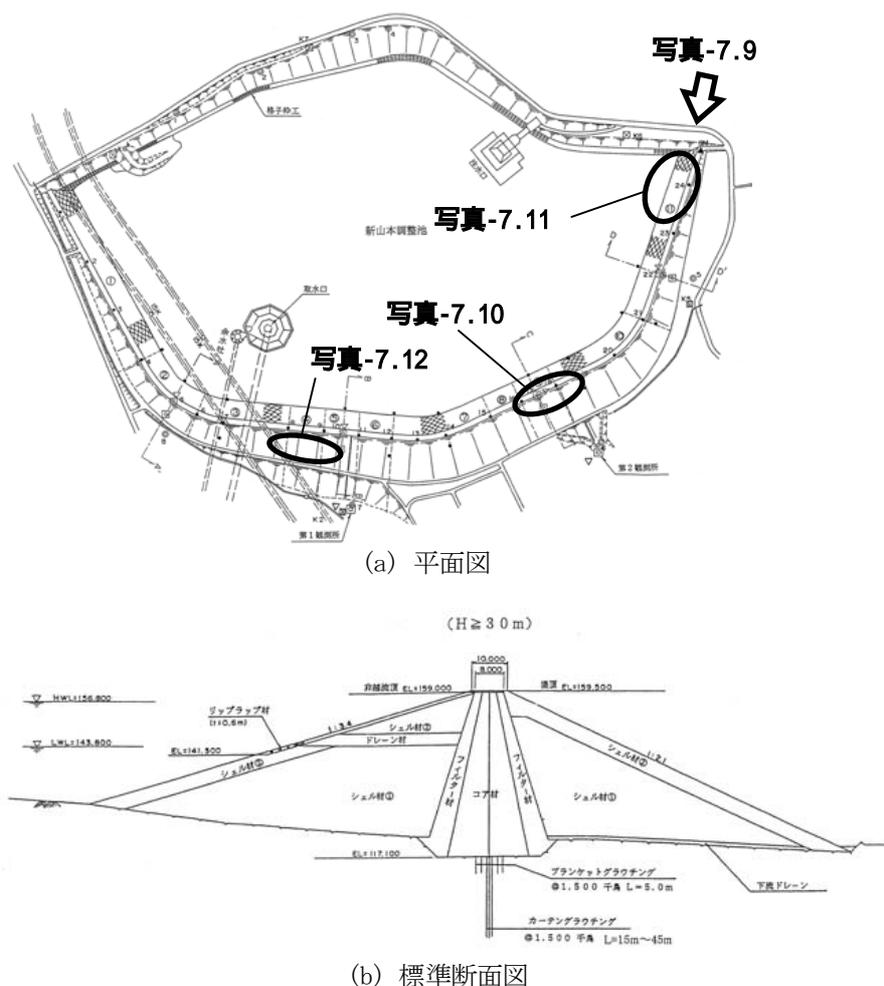


図-7.5 新山本調整池の構造 (JR東日本提供資料より)

90cm 嵩上げしてこれに適合させることとしている。

また、上流側の捨石工と再盛立さや土の間に粗粒フィルター層を新たに設けて、上流さや土微粒分の吸出防止を図っている。

盛立材料はリップラップ材の一部は既設材を流用するものとし、心壁材・粗粒フィルター材およびさや土の不足分は新規購入することとしている。

写真-7.5～7.8に復旧工事状況写真を示す。

(2) 新山本調整池

1) 被害状況と原因の推定

新山本調整池の平面と標準断面を図-7.5に示す。

a) 堤体変形

堤体天端の舗装アスファルトに、貯水池側から貯水池外側へ横断する亀裂が多数発生していた。亀裂の開口幅は大きいところで2～3cmであった。この横断亀裂は、地震時におけるダム軸方向の振動により、特に屈曲部などの形状変化部においてダム軸方向の引張が作用したことが原因と考えられる。堤体天端舗装の貯

水池側の2箇所埋設計器ケーブル保護用H鋼が突出しており、その突出部の舗装との高低差が30～40cm程度ある。また、天端舗装面は明らかに貯水池側に傾斜している箇所があった(写真-7.9参照)。堤体の貯水池外側の天端から1m程度下がった部分で亀裂が堤軸方向に平行に100m程度発達し、亀裂発生位置より上部が陥没したように見える箇所があった(写真-7.10参照)。

そこで、堤頂の舗装および路盤をすべて剥ぎ取り調査した結果、コア上面には外見上の変状は確認できなかったとのことである。また、コア深部での損傷の有無を確認するために、浅河原調整池と同様にボーリング調査を実施している。採取されたコアは深部ほどよく締まっており、亀裂や損傷も無い状態であり、以上のことから心壁は損傷を受けていないと判断している。

また、貯水池側のり面のリップラップに段差が認められる変状箇所が存在し(写真-7.11参照)、リップラップの下位標高部では玉石の底面が上を向いて



写真-7.9 天端舗装面の傾斜
(新山本調整池)



写真-7.10 貯水池外側のり面陥没
および亀裂 (新山本調整池)



写真-7.11 貯水池側のり面リップラップの
段差 (新山本調整池)



写真-7.12 貯水池外側のり面のはらみだし部
(新山本調整池)

いる箇所があるほか、一部噴砂と見られる痕跡が確認された。貯水池外側のり面においても、その中腹部にはすべり頂部と思われる滑落部とすべり末端部と推測されるはらみだし部が認められた(写真-7.12 参照)。その規模は、貯水池側から堤軸方向に長さ数十m程度×堤体横断方向に幅5mである。堤体のり尻の部分にある側溝には変位が認められなかった。

これらの変状の原因調査のため、トレンチ・立孔を掘削して調査が実施されている。

その結果、貯水池側のり面の変状は、地震動によって表層に緩み領域が形成された後、一部にすべりを発生させながら沈下したものと考えられ、すべりの深さは最大で 2.5m 程度であることが確認されている。この沈下により、天端付近の部分が上流側に倒れ込むような変形が発生していると推定できる。このような変形挙動は、遠心力載荷模型実験や有効応力法に基づく弾塑性解析を用いた、大規模地震による中央コア型ロックフィルダムの被害形態についての研究結果^⑧と合致する。測量結果によれば、堤体は最大で約 2%程度(最大で 85cm)沈下しており、堤頂は貯水池側に傾斜し、上流側の沈下がやや大きいことが判っている。沈下量と堤高との間には高い相関が認められるため、

その発生は、低密度部分を主要因とするゆすり込み沈下と推測される。噴砂については、間隙水圧消散のためのドレイン層出口が堆泥によりふさがれていたため、地震時に上昇した過剰間隙水圧により、噴砂となって上部に噴出したと推測されている。

また、貯水池外のり面の変状については、深さ 1m 程度の円弧すべりによるもので、堤体内に局部的に滞留してしまった水を成因とする湧水がそれを助長したものと推測されている。

b) 漏水等の計測事項

本貯水池堤体は、1990 年に完成した比較的新しい中央土質遮水壁型のロックフィル形式であるため、漏水(浸透)量の観測のほか、間隙水圧計、土圧計、層別沈下計などの埋設計器、また天端に 4 箇所、下流のり先に 2 箇所の計 6 箇所に地震計が設置され、挙動観測が行われている。今回の地震においては、本震時の記録が得られなかったのは残念であるが、今後、他の計測結果も含めて、さらなる分析・検討が進むことが期待される。

c) 非常用電源

本震発生時点において、浅河原調整池と同様、貯水池への導水中で、地震により導水は中止されたが、



写真-7.13 コアゾーン全景
(新山本調整池)



写真-7.14 フィルターゾーン全景
(新山本調整池)



写真-7.15 フィルター材撒出し
(新山本調整池)



写真-7.16 フィルター材
(新山本調整池)

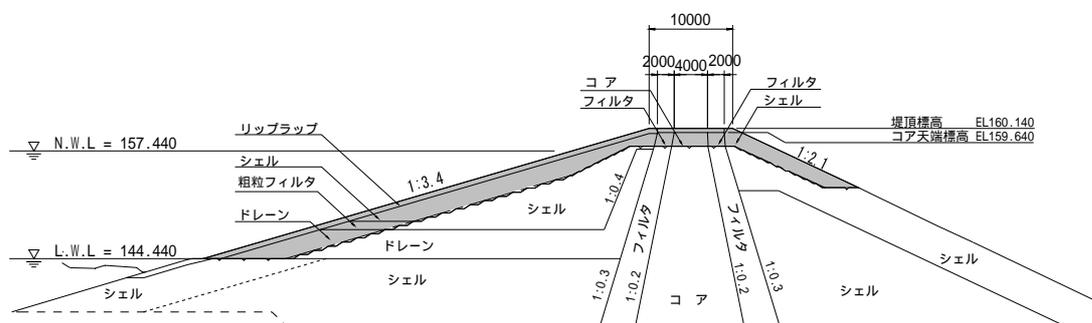


図-7.6 新山本調整池 復旧標準断面 (JR 東日本提供資料より)

停電により即座にゲートを開くことができず導水トンネル内に残った水が貯水池に流れ込み、一時的に高い水位にまで貯水位が上昇したとのことである。その後、発電機を持ち込んでゲート操作を行い、1日程度で貯水池を空虚としたとのことである。

2) 復旧工事の概要

図-7.6に新山本調整池の復旧標準断面を示す。

沈下部分の再盛立てにより基本断面の復旧を行うとともに、貯水池側のり面のリップラップ段差部および貯水池外側のり面のすべり・はらみ出し部について、変状部を掘削除去して再盛立を実施している。貯水池

側ドレーン出口の噴砂については、貯水池側のり面の堆泥を撤去するとともに、ドレーン内の砂混入範囲までの貯水池側のり面を掘削除去して再盛立を実施している。

盛立材料は、シェル材・リップラップ材およびドレーン材は既設材料の流用を基本とし、シェル材については、運土・盛土施工時のロス等による不足分を購入材料によるものとしている。細流分が多くなってしまったドレーン材料の流用においては、スクラバ設備により微粒分の洗浄除去を行って使用している。コア材・フィルター材及びドレーン上部に新設の粗粒フィルター材については新規購入としている。

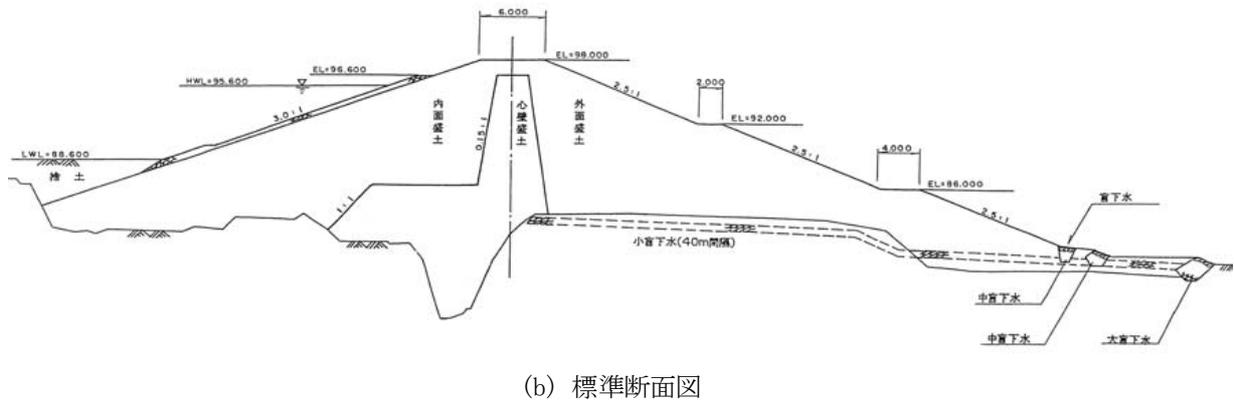
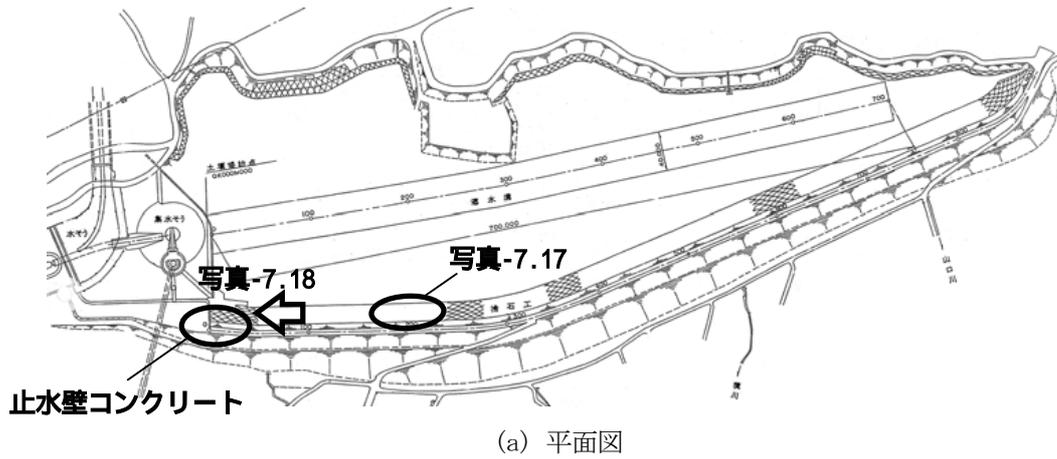


図-7.7 山本調整池の構造 (JR東日本提供資料より)



写真-7.17 貯水池側のり面のすべり変状 (山本調整池)



写真-7.18 取水設備周辺の地盤変状 (山本調整池)

る。

写真-7.13～7.16 に復旧工事状況写真を示す。

(3) 山本調整池

1) 被害状況と原因の推定

山本調整池の平面と堤体標準断面を図-7.7 に示す。

a) 堤体変形

貯水池側のり面のリップラップに頂部で 50cm 程度の段差を伴うすべり変状が確認され (写真-7.17 参

照)、数箇所噴砂も確認されている。段差の規模は、堤軸方向に長さ 10m×堤体横断方向に幅 5m 程度である。

堤頂部にはほとんど変状が認められていないが、集水槽(取水工)周辺の擁壁部の裏込め沈下が顕著であり(写真-7.18 参照)、この裏込め土と堤体の接合部付近の堤体天端に小規模な縦断亀裂が発生していた。

これらの変状調査として、測量およびトレンチ掘削調査、心壁のボーリングコア調査が実施されている。



写真-7.19 コアゾーン全景
(山本調整池)



写真-7.20 フィルターゾーン全景
(山本調整池)



写真-7.21 心壁材料 (コア材料)
(山本調整池)



写真-7.22 粗粒フィルター材
(山本調整池)

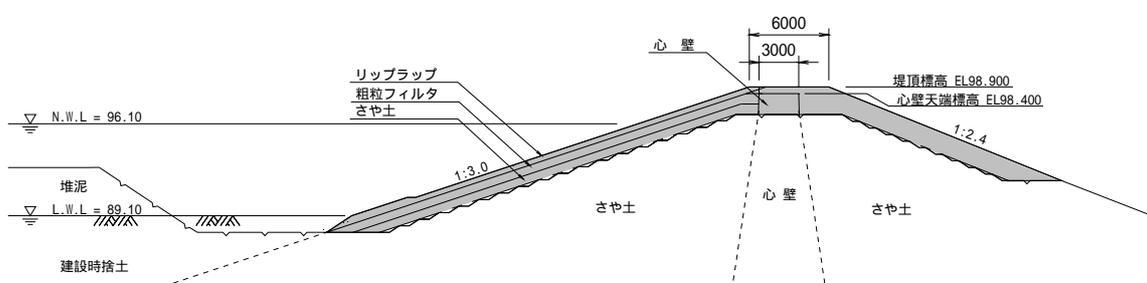


図-7.8 山本調整池 復旧標準断面 (JR 東日本提供資料より)

堤体の測量の結果によれば、沈下量は堤体全長にわたり 10～20cm であり、堤高との間に高い相関は認められていない。

トレンチ掘削調査によれば、段差部分はリップラップ直下の表層すべりによる浅いものであった。噴砂については、その発生位置は、本震および余震時の水位標高付近であった。発生原因としては、さや土表層の緩い砂部分が液状化し、リップラップとさや土の間の粘性材料による排水障害がこれを助長したものと考えられ、噴出源深度は 1m 程度とわかっている。堤頂

縦断亀裂は表層のみのもので、深部では消滅しており、地震時の引張応力によるものと推定されている。さらに、その下部の止水壁コンクリートと心壁の境界に最大 1cm 程度の空隙が確認されており、これは止水壁コンクリートと心壁が地震時に異なる挙動をしたため形成されたものと推測されている。

心壁のボーリングコアを確認したところ、コアの状態は良好であり、心壁深部は損傷を受けていないと判断されている。

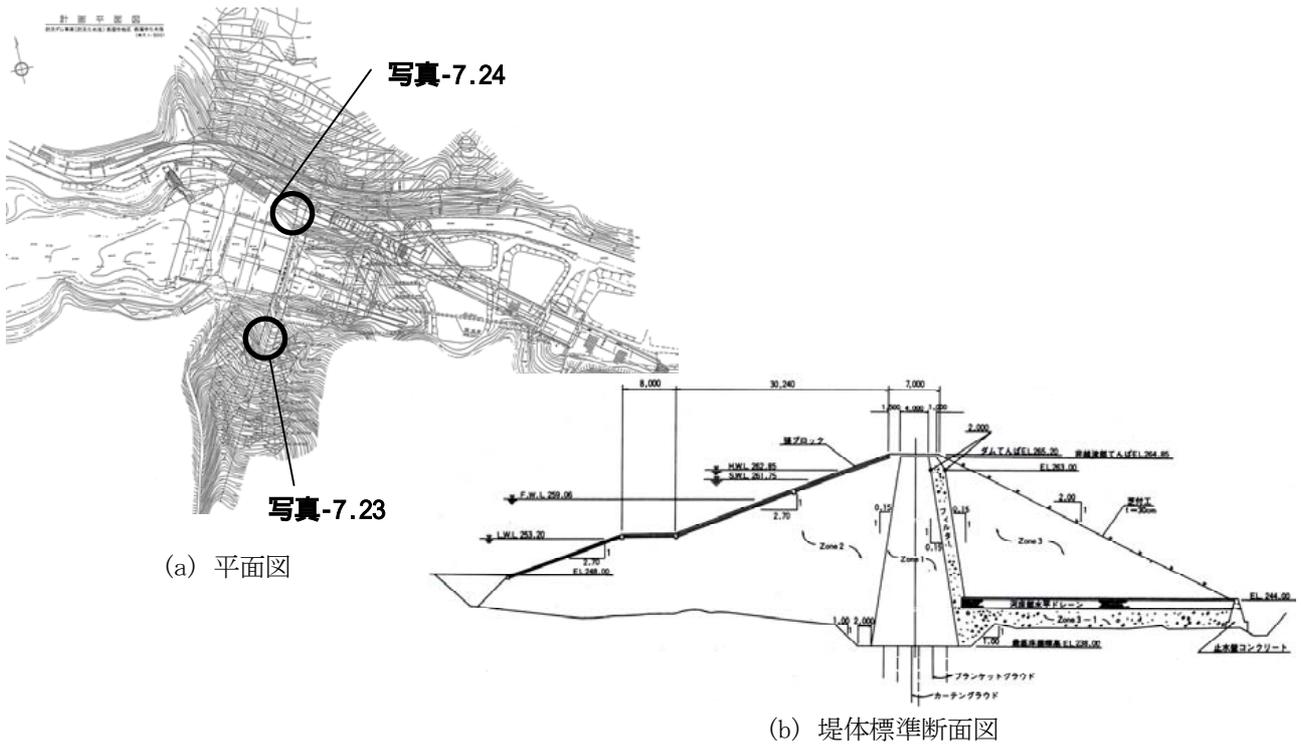


図-7.9 長福寺ダムの構造（十日町地域振興局農業振興部提供資料より）

b) 漏水等の計測事項

他の調整池と同様に、地震後には貯水池の排水をおこなっているため、漏水量の詳細な分析は困難であるが、地震後には漏水に濁りが認められたとのことであり、復旧後の試験湛水時には漏水について注視する必要がある。

c) 非常用電源

本震発生時点において、他の調整池と同様、貯水池への導水中で、地震により導水は中止されたが、停電により即座にゲートを開くことができず導水トンネル内に残った水が貯水池に流れ込み、一時的に高い水位にまで貯水位が上昇したとのことである。その後、手でゲート操作を行い、1日程度で貯水池を空虚としたとのことである。

ペンストックおよびその下流の斜面にすべりが生じていること、取水工周りの盛土が沈下していることなどから、管理者ではその後直上の取水工に変状がないかを確認したとのことである。また、小千谷発電所への導水管4本は、地震直後に伸縮継ぎ手部から漏水が認められたが、その後の詳細点検で発電機や導水管等の異常は認められず、漏水もパッキンの交換と増し締めで補修が完了しているとのことである。

2) 復旧工事の概要

図-7.8に山本調整池の復旧標準断面を示す。

新山本調整池と同様に、沈下部分の再盛立てにより基本断面の復旧を行うとともに、貯水池側のり面のリップラップ段差部および噴砂部の復旧のために、上流面を掘削除去して再盛立てを実施している。止水壁境界部の空隙に対しては、空隙発生部まで心壁およびさや土を掘削撤去して再盛立を実施している。

堤頂標高については、浅河原調整池と同様に、河川管理施設等構造令に適合するように心壁標高を1.3m嵩上げし、越流時対策として上流側リップラップを堤頂まで設置することとしている。

盛土材料について、心壁材と粗粒フィルター材は全て購入材料とし、さや土およびリップラップ材については、既設材料を転用した不足分のみを新規購入材料で補っている。

写真-7.19～7.22に復旧工事状況写真を示す。

2.2.2 農業用フィルダム

(1) 長福寺ダム

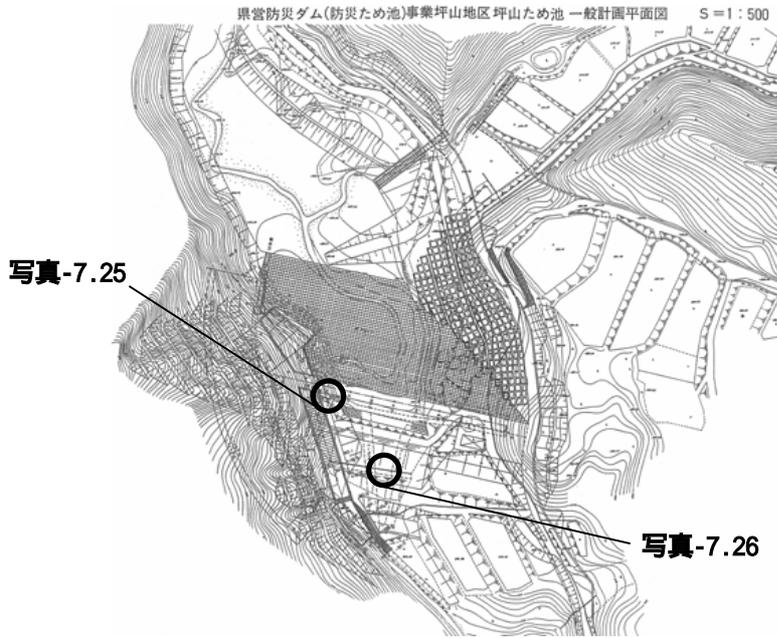
長福寺ダムの平面と堤体標準断面を図-7.9に示す。左右岸の地山取付け境界で上下流方向に横断する亀裂が発生していた。亀裂の開口幅は大きいところで5cmであった（写真-7.23参照）。この亀裂は、地震時に堤体が若干沈下し、堤体と地山に段差が生じたため発生したと考えられる。



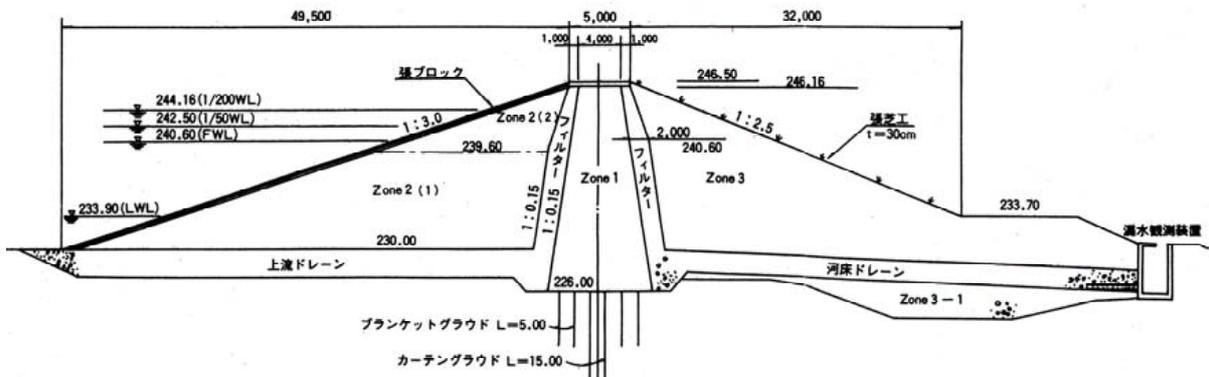
写真-7.23 天端の上下流方向に発生した亀裂
(長福寺ダム)



写真-7.24 洪水吐と張りブロック間の沈下
(長福寺ダム)



(a) 平面図



(b) 堤体標準断面図

図-7.10 坪山ダムの構造 (十日町地域振興局農業振興部提供資料より)



写真-7.25 洪水吐と張りブロック間の沈下
(坪山ダム)



写真-7.26 下流のり面の亀裂
(坪山ダム)

上下流のり面では、左岸側の洪水吐と上流側盛土の取付け部に段差が確認された。段差は約 7cm であった(写真-7.24 参照)。上流側のり面は張りブロックによって局所的な変状は判別しづらい状態であったが、目視上では大きな変状は認められなかった。

本震発生時において、貯水池は空虚であった。

漏水(浸透)量は、地震前には堤体部で 58.00/min、地山部で 2.40/min、地震直後(10月23日18時)には堤体部で 88.00/min、地山部で 2.40/min、地震から2時間後には堤体部で 125.90/min、地山部で 3.70/min、10月28日9時には堤体部で 109.80/min、地山部で 1.90/min が観測されているが、その後は落ち着いており濁りもないとのことであった。

なお、地震計は設置されていない。

その後、十日町地域振興局農業振興部において、上記変状箇所を含めた被害調査がおこなわれ、復旧工法の検討が行われている。

(2) 坪山ダム

坪山ダムの平面と堤体標準断面を図-7.10 に示す。

天端の舗装面に上下流方向に横断する亀裂が 5 本程度発生していた。

上下流のり面では、右岸側の洪水吐と盛土の取付け部で段差が確認された。段差は約 7cm 程度であった(写真-7.25 参照)。下流のり面では 3 カ所の変状(すべり、崩壊状の亀裂)が発生していた(写真-7.26 参照)。

本震発生時において、貯水池は空虚であった。

漏水(浸透)量は、地震前には堤体部で 24.20/min、地山部で 00/min、地震直後(10月23日18時)には堤体部で 21.70/min、地山部で 00/min、10月25日12時には堤体部で 32.50/min、地山部で 00/min、

同月30日9時には堤体部で 25.50/min、地山部で 00/min と、地震による変化がほとんどなく濁りもないとのことであった。

坪山ダムについても、長福寺ダムと同様に、上記変状箇所を含めた被害調査がおこなわれ、復旧工法の検討が行われている。

なお、地震計は設置されていない。

(3) 川西ダム

川西ダムの平面と堤体標準断面を図-7.11 に示す。

天端舗装面の左右岸部に上下流方向に横断する亀裂が 4 本発生していた。測定の結果、天端で 31~276mm 沈下しているとのことであるが、基準点が移動している可能性があり、鉛直、水平方向の変位の検証が必要である。

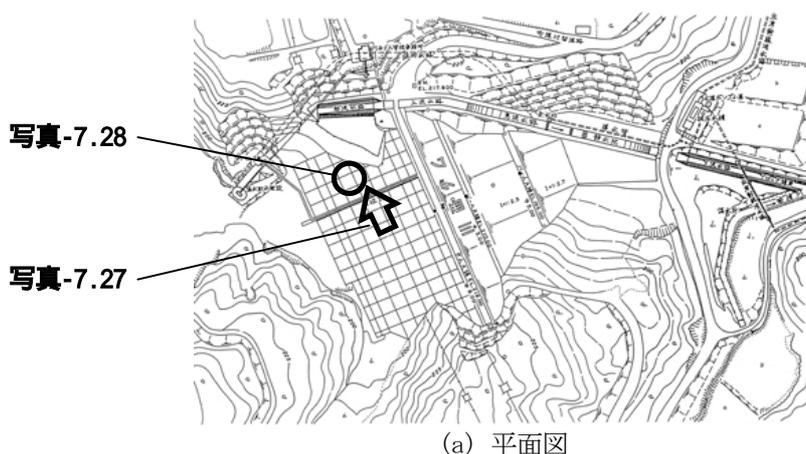
上流のり面では左岸中位標高からのり尻にかけて変位(全体として沈下)が見られ、のり先では上流側に水平移動している箇所が見受けられた。特に堤体左岸側の張りブロック部の変状(30cm 程度の陥没と段差)が顕著であった(写真-7.27、7.28 参照)。

下流側では、洪水吐、放水路末端の側壁が 1 スパン分、打継ぎ目で上下の側壁が分離、崩壊している。また、管理棟が被災し、立ち入れない状況にあった。

漏水(浸透)は、地震後に濁りが確認されている。その後の調査で、洪水吐の放流水路に沿って設置してある漏水(浸透)を下流に流下させるための導水管が損傷して、洪水吐からの漏水(浸透)が混入したことが判明した。

地震計は天端中央、左岸地山および下流法尻の 3 ヶ所に設置され、下流基礎で最大加速度 558gal を計測した。

川西ダムについても、長福寺ダム・坪山ダムと同



(a) 平面図



(b) 堤体標準断面図

図-7.11 川西ダムの構造 (十日町地域振興局農業振興部提供資料より)



写真-7.27 上流り面の変状 (川西ダム)



写真-7.28 上流り尻から見た左岸上流り面の変状 (川西ダム)

様に、上記変状箇所を含めた被害調査がおこなわれ、復旧工法の検討が行われている。

2.3 ダムで観測された地震動

2.3.1 最大加速度の距離減衰特性

今回の地震（平成16年10月23日17時56分の本震）時において、ダムの基礎岩盤相当位置（以下「基礎部」）および天端に設置された地震計により観測された最大加速度値を、基礎部の水平方向成分で50gal以上記録したダムについて表-7.4に示す。また、基礎部における最大加速度について、震央からダムサイトまでの距離との関係を水平方向成分（上下流方

向とダム軸方向の大きい方の値）および鉛直方向成分についてそれぞれ整理した結果を図-7.12に示す。

なお、図中、水平方向成分については、今回の地震に対し、地震動の距離減衰特性に関する田村・岡本・加藤による推定式⁸⁾、および松本らによる推定式⁹⁾（最大加速度の平均値（ μ ）および平均値+標準偏差（ σ ）に相当するもの）を適用した場合の推定値についてもあわせて示している。ただし、図の横軸（距離）に関し、前者は震央距離、後者は断層面との最短距離（断層面が不明の場合は震源との距離）に基づく推定式である。ここでは観測データとともに今回の地震の推定断層面¹⁰⁾との最短距離により整理

表-7.4 ダム基礎部及び天端で観測された最大加速度 (本震、基礎部の水平方向成分で 50gal 以上)

ダム名	型式	管理者	本震 最大加速度 (gal)					
			基礎部			天端		
			上下流	ダム軸	鉛直	上下流	ダム軸	鉛直
川西 ⁷⁾	アースフィルダム	新潟県(農地部)	558	444	406	582	518	430
城川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	162	92	48	182	110	74
下条川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	120	101	80	215	118	66
鯖石川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	105	85	67	131	189	81
刈谷田川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	62	78	66	455	404	107
三国川	ロックフィルダム	北陸地方整備局	46	74	32	146	164	112
笠堀	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	56	62	39	448	261	235
大谷	ロックフィルダム	新潟県(土木部)	62	53	44	195	205	140
矢木沢	アーチ式コンクリートダム	水資源機構	55	46	37	425	97	119

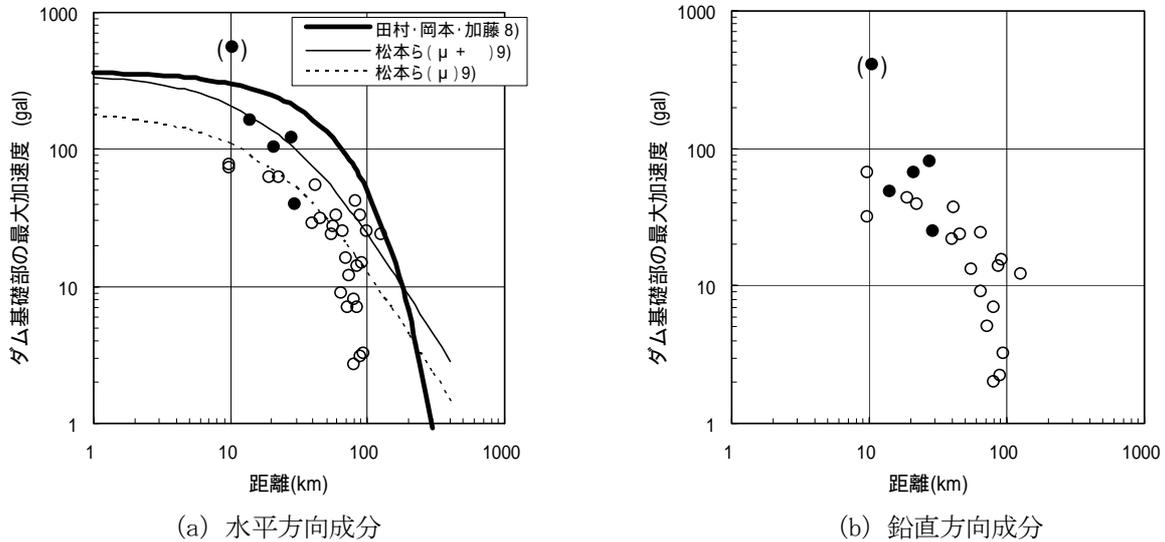


図-7.12 最大加速度と震央距離の関係 (本震、ダム基礎部)

注) (●) は堤体下流法尻の地盤における観測値⁷⁾

している。

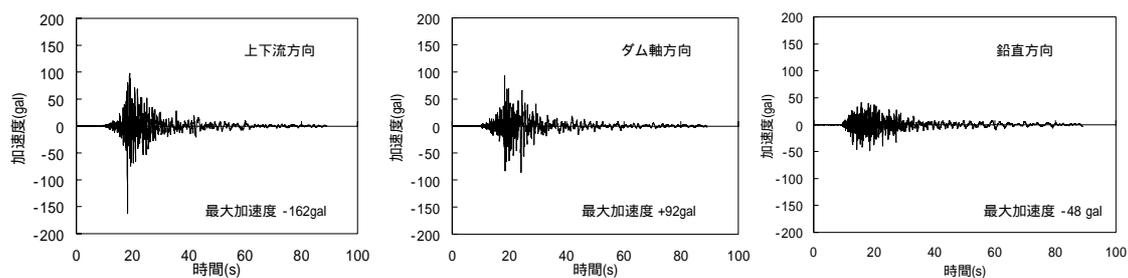
図-7.12より、観測データは既往の推定式による推定結果によりほぼ包絡されるものとなっている。ただし、震源近傍では推定式を上回る観測値が得られているダムもある。これは、今回の地震が逆断層型の地震であったことが理由の一つとして考えられる。そこで図-7.12には、観測データのうち、震源近傍(震源断層面から最短距離が50km以内)でかつ断層面上盤側もしくは断層の延長線上付近に位置したと見られるダムのデータを●で、それ以外のデータを○で表示している。

これによると、震源近傍では、特に上盤側もしくは

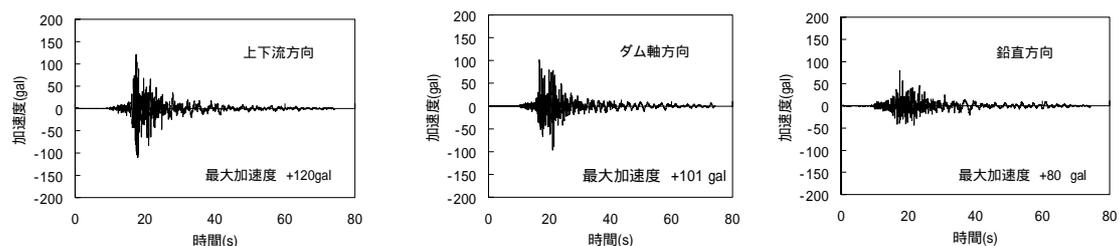
は断層の延長線上に位置したダムの方がそれ以外のダムよりも大きな加速度値が得られていることが理解される。今回のような逆断層型の地震では、サイトでの地震動の強さは、震源からの距離だけでなく震源断層との位置関係にも左右されるものと考えられる。

2.3.2 加速度時刻歴波形

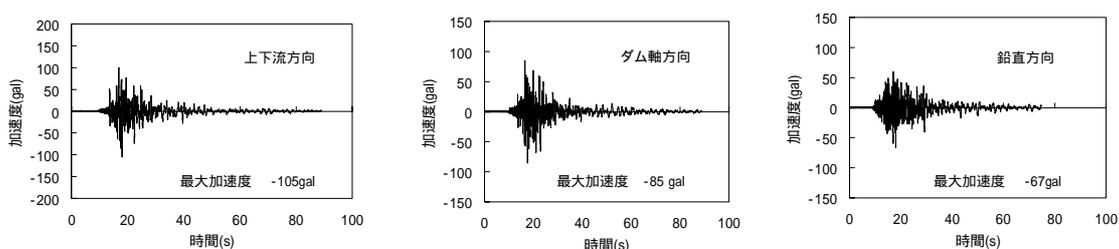
本震時に大きな地震動記録が得られたダムのうち、城川ダム(震源断層面までの距離約14km)、下条川(げじょうかわ)ダム(同約28km)および鯖石川ダム(同約21km)の基礎部における加速度時刻歴波形



(a)城川ダム

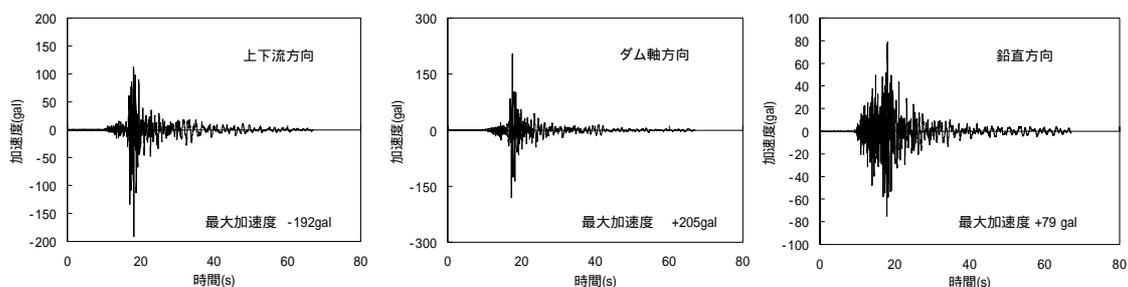


(b)下条川ダム

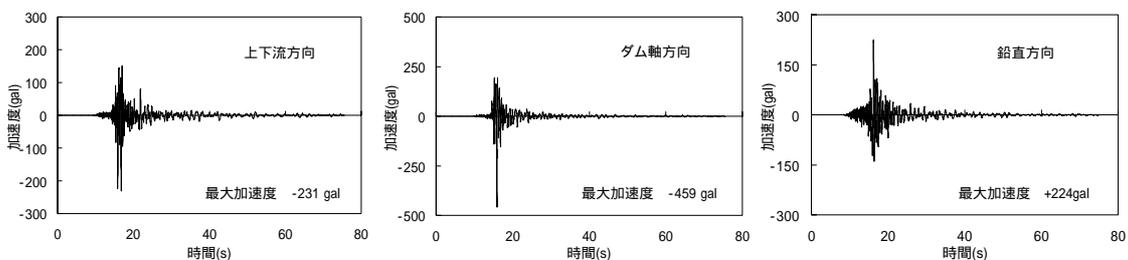


(c)鯖石川ダム

図-7.13 加速度時刻歴波形（本震、ダム基礎部）



(a)城川ダム



(b)鯖石川ダム

図-7.14 加速度時刻歴波形（最大余震、ダム基礎部）

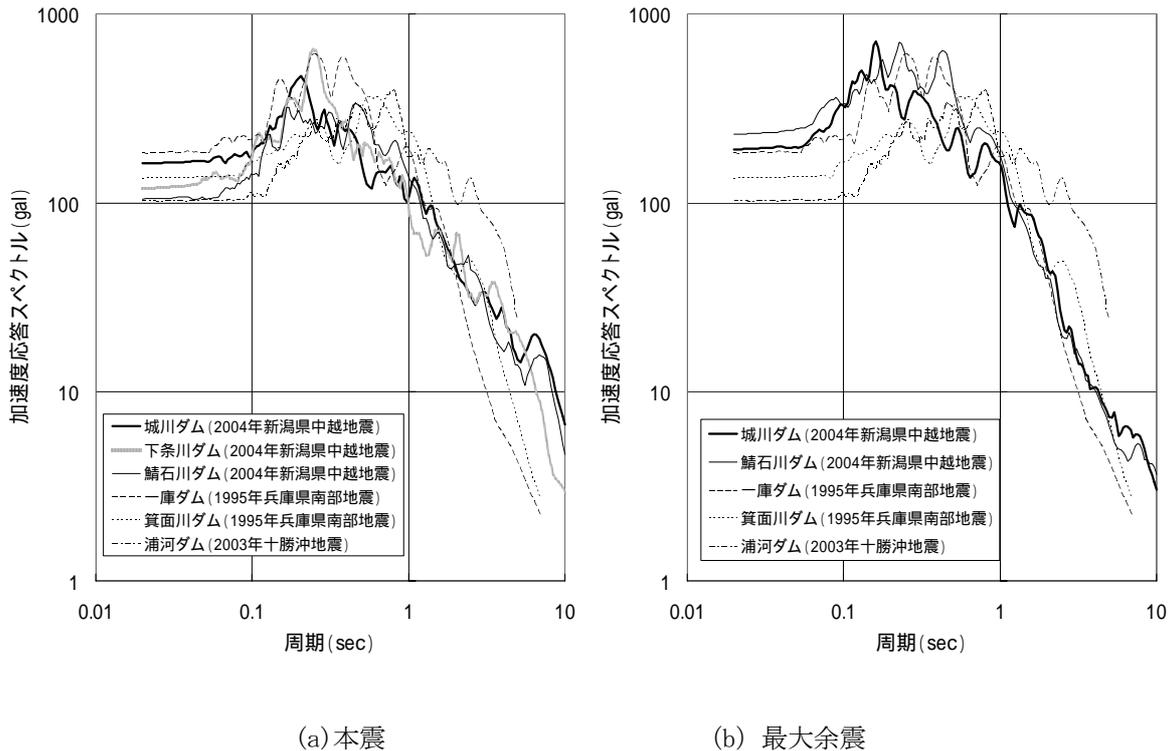


図-7.15 加速度応答スペクトル (上下流方向成分、減衰定数5%)

(本震時)を図-7.13に示す。なお、今回の地震では、ダムによっては本震時より余震時の方が大きな加速度記録が得られたことも特徴的であった。城川ダムおよび鯖石川ダムでは、最大余震時(10月23日18時34分)に本震時より大きな最大加速度値が得られたため、最大余震時の加速度時刻歴波形を図-7.14に示す。

なお、震源断層との位置関係としては、城川ダムおよび鯖石川ダムは上盤側、下条川ダムはほぼ延長方向に位置する。

2.3.3 加速度応答スペクトル

図-7.13および図-7.14に示した加速度時刻歴波形から求めた地震動の加速度応答スペクトルを図-7.15に示す。なお同図中には、比較のため1995年の兵庫県南部地震¹¹⁾および2003年の十勝沖地震¹²⁾に震源近傍のダムの基礎部で得られた地震動の加速度応答スペクトルについても示している。

2.4 ロックフィルダムの安定性に与える影響分析¹²⁾

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震においてダムサイトで観測された地震動が、ロックフィルダムの安定性(耐震性能)に与える影響を分析することを目的とし、堤高50m、100mおよび150mのロ

ックフィルダムのモデルダムを対象に、動的解析とNewmark法を組み合わせることによりこれらの地震動に対するすべり変形量を算出し、その安定性に及ぼす影響について考察を行った。

2.4.1 解析モデルとすべり変形解析法

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-7.16に示す堤高 $H=50\text{m}$ 、 100m および 150m 、天端幅 10m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムで、コアゾーンの上下流勾配はともに $1:0.2$ 、フィルタゾーンの上下流勾配は $1:0.35$ とした。また、ロックゾーンの上流斜面勾配は、現行設計法である震度法¹³⁾¹⁴⁾によるすべり安定解析で、強震帯における震度 $k=0.15$ を与え、貯水位は堤高 H の 92% ($0.92H$) (常時満水位相当)という条件で最小安全率がほぼ 1.2 (ただし 1.2 以上)になる勾配として上流側 $1:2.6$ 、下流側 $1:1.9$ と決定した。断面決定に用いた堤体材料の物性値を、表-7.5に示す。これらの物性値のほか、以下の動的解析に用いる物性値なども含めて、我が国のロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断したセキ宿ダムの物性値や設計値を基本として設定した¹⁵⁾。

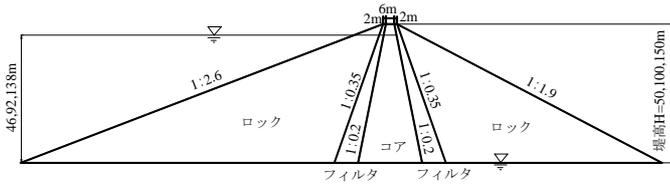


図-7.16 解析モデル

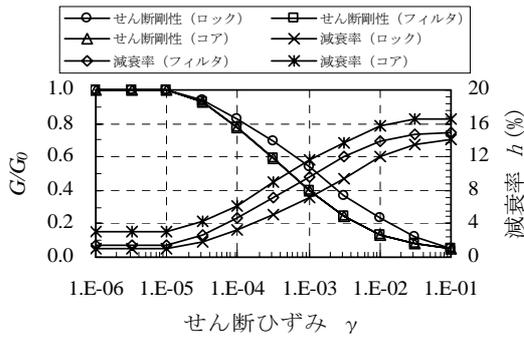


図-7.17 堤体材料のせん断ひずみとせん断剛性および減衰率の関係

表-7.5 堤体断面決定に用いた堤体材料の物性値

堤体材料	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度(t/m ³)	1.94	2.13	2.22
飽和密度(t/m ³)	2.15	2.24	2.23
せん断強度			
粘着力(kN/m ²)	-	-	0
内部摩擦角(°)	-	-	35

表-7.6 加速度応答解析およびすべり変形解析に用いた堤体材料の物性値

堤体材料	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度 ρ _t (t/m ³)	1.94	2.13	2.22
飽和密度 ρ _d (t/m ³)	2.15	2.24	2.23
粘着力 c (kN/m ²)	-	-	0.0
内部摩擦角 φ (°)	-	-	35.0
A*	4.37	1.57	-
b	0.804	0.902	-
ポアソン比	0.35	0.35	0.35
間隙率	0.33	0.33	0.33

*応力は kN/m² 単位として算出

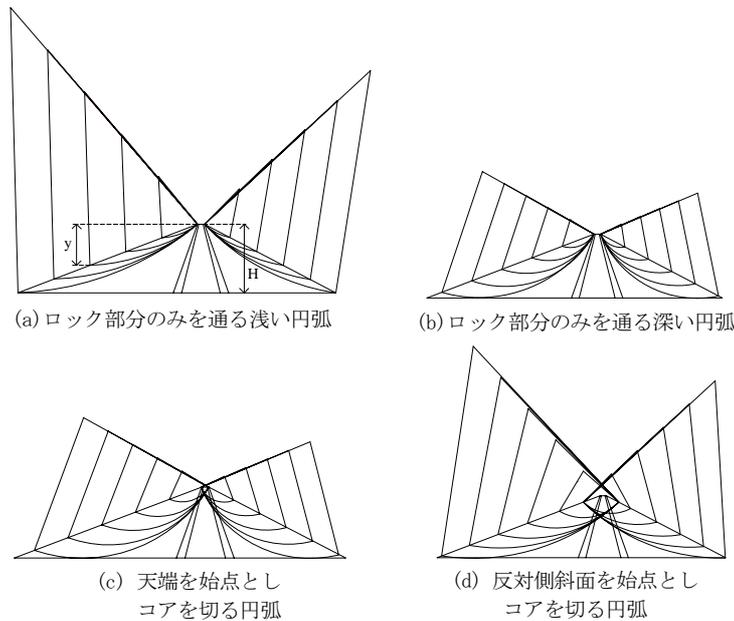


図-7.18 解析の対象とした円弧

(2) 解析の基本的な流れ

ここでは、複素応答法による等価線形解析により、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、設定したすべり土塊の入力地震動に対する応答加速度の平均値の時刻歴を求め、Newmark法^{16) 17)}によりすべり変形量を算出した。加速度応答解析における、せん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係は図-7.17¹⁵⁾で与えた。なお、初期せん断剛性率 G_0 (kN/m²) は次式¹⁵⁾により算出した。

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.6} \quad (\text{ロック}) \dots (7.1)$$

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.7} \quad (\text{フィルタ、コア}) \dots (7.2)$$

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \dots (7.3)$$

ここで、 e : 間隙比、 σ_m' : 平均有効主応力 (kN/m²)、 K : 主応力比、 ρ : 密度 (t/m³)、 g : 重力加速度 (=9.8m/s²)、 D : 層厚 (m) である。

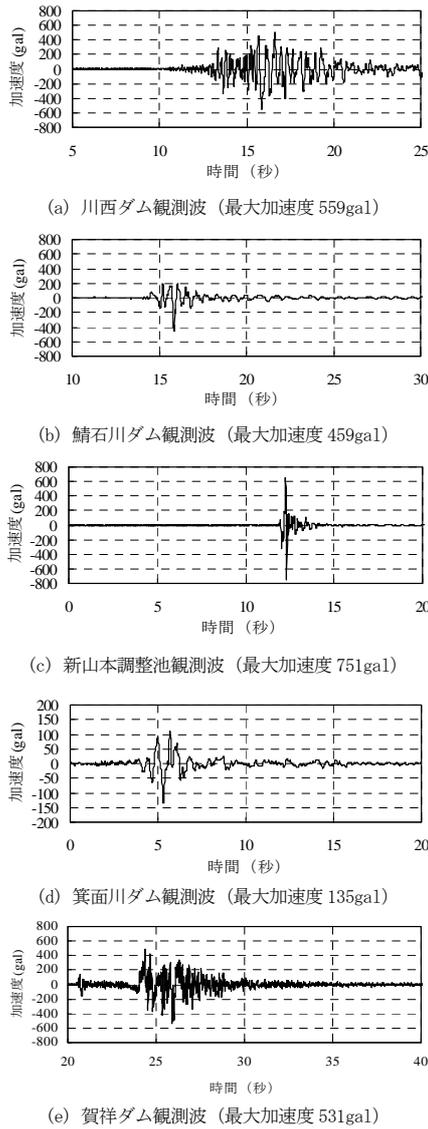


図-7.19 入力地震動

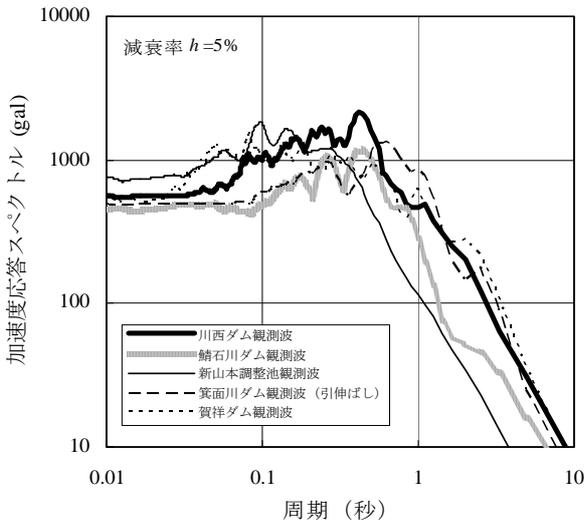


図-7.20 加速度応答スペクトル

Newmark 法では、すべり土塊のすべり安全率が 1.0 となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるとときに変形が生じるとして変形量を算出する。ここでは、すべり土塊の限界加速度およびすべり変形量は、簡便分割法（モーメント法）により求めた。

加速度応答解析およびすべり変形量の算出には、前述したように、表-7.6 に示すセッケ宿ダムの物性値を基本に設定したものをを用いた。なお、Newmark 法の実施にあたって、堤体材料は完全塑性体と仮定した。

検討の対象とするすべり円弧は、すべり円弧始点や円弧深さにより上流側・下流側それぞれ図-7.18 に示す 20 円弧を設定した。それぞれの設定円弧グループにおいて、円弧の無次元高さ y/H を 0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 の 5 円弧設定した。ここに、 y は天端から円弧最深部までの深さである。

(3) 基本解析条件

入力地震動としては、2004 年の新潟県中越地震時に川西ダム下流法尻で観測された上下流方向の地震動（以下、地震動と略称する）、鯖石川ダム基礎岩盤で観測された地震動（下段監査廊内）および新山本調整池で観測された地震動、また、比較のために 1995 年の兵庫県南部地震時に箕面川ダム基礎岩盤で観測された地震動の最大加速度が 500gal になるように振幅のみを引き伸ばした地震動および 2000 年の鳥取県西部地震時に賀祥ダム基礎岩盤（下段監査廊）で観測された地震動を用いた。それぞれの地震動の加速度時刻歴を図-7.19 に、減衰定数 $h=5\%$ とした加速度応答スペクトルを図-7.20 に示す。地震動の加速度時刻歴の正の符号は、下流方向への加速度を表す。

解析では、図-7.19 の加速度の符号を反転させた地震動についても検討を行った。

貯水位は常時満水位相当として、堤高Hの92%に相当する水位とした。

2.4.2 解析ケース

解析ケースを表-7.7 に示す。

なお、堤高100mのモデルダムに関する検討の結果、震度法による設計では上流側と下流側でほぼ同程度の安定性を有していても、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく相対的に安全性が低いことがわかったため、上流側斜面のみを対象として検討を行った。

表-7.7 解析ケース

堤高	対象斜面	入力地震動
50m	上流	川西ダム観測波形 (新潟県中越地震)
		鯖石川ダム観測波形 (新潟県中越地震)
100m	上流 下流	新山本調整池観測地震動 (新潟県中越地震)
		箕面川ダム観測波形の引き伸ばし (兵庫県南部地震)
150m	上流	賀祥ダム観測波形 (鳥取県西部地震) および、これらの地震動の加速度符号 を反転した地震動

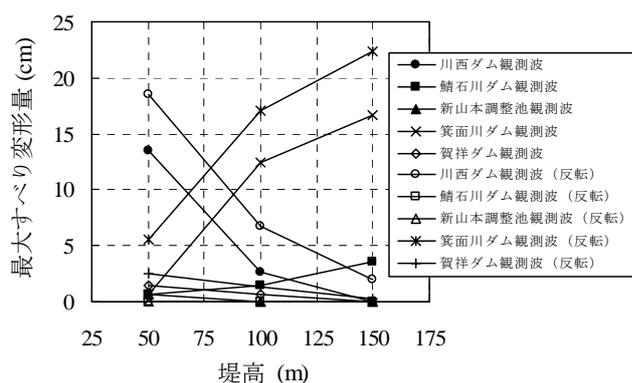


図-7.21 堤高と最大すべり変形量の関係

2.4.3 解析結果

表-7.7に示す入力地震動のケースにおける堤高と最大すべり変形量の関係を図-7.21に示す。最大すべり変形量は、ロックフィルダムの耐震性能を評価するにあたり重要なパラメータであり、ここでは上流側に設定した20円弧で算出したすべり変形量の最大値である。

図-7.21 より最大すべり変形量は、堤高 50m では川西ダム観測地震動の加速度符号を反転した地震動によるものが最も大きく 18.5cm、堤高 100m および 150m では、箕面川観測地震動 (引き伸ばし) の加速度符号を反転した地震動によるものが最も大きく、それぞれ 17.1cm、22.4cm である。なお、鯖石川ダム観測地震動、新山本調整池観測地震動、賀祥ダム観測地震動、およびそれらの加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量は、どの堤高においても 5cm 以下である。最大すべり変形量は、箕面川ダム観測地震動を反転した地震動とそうでない地震動、および賀祥ダム観測地震動では円弧⑫、それ以外の地震動ですべりが発生したケースでは全て円弧⑪において発生しており、いずれの円弧も天端下流端を始点とし、コアを切る高い標高に位置する円弧において発生している。

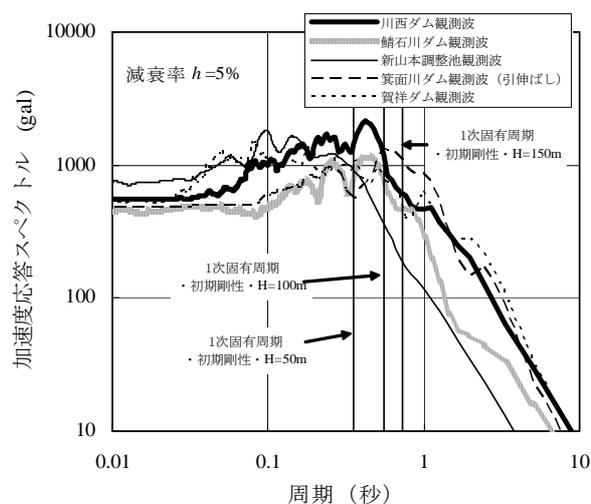


図-7.22 加速度応答スペクトルと堤体の一次固有周期の関係

加速度応答スペクトルと、堤体の1次固有周期の関係は図-7.22に示すとおりである。この図から、箕面川ダム観測波については、堤高が50、100、150mと大きくなると1次固有周期での加速度応答スペクトルは大きくなり、川西ダム観測波については、堤高が50、100、150mと大きくなると1次固有周期での加速度応答スペクトルは小さくなっている。

また、賀祥ダム観測波については、堤高が50、100、150mと大きくなると1次固有周期での加速度応答スペクトルは小さくなっている。これらのことから、入力地震動により、最大すべり変形量に差がでてくることは、これらの入力地震動の周波数特性と関係していると考えられる。

3. まとめ

今回の地震の震源近くでは、ダム、あるいは調整池を形成するダムに構造が類似する堤体としては比較的大きな地震時被害が発生した。残念ながら、被害を受けたダム等のほとんどで地震の観測記録が得られていないが、川西ダムの記録から推定されるように、震源近傍の上盤に位置するダムでは、かなりの地震動を受けたと思われる、それが被害の実態に結びついている

と考えられる。

JR 東日本により管理される調整池の被害調査・分析によれば、心壁への損傷は無く、2005年3月に、国土交通省河川局から出された『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説』¹⁸⁾において規定されている、レベル2地震動に対して必要な耐震性能である「貯水機能が維持され、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」という条件について、今回の地震に対してはこれを満足していたと考えられる。しかし、電源供給の停止と非常用電源設備の不足により、一時的には貯水位が上昇したということであり、貯水位の制御のための関連構造物・施設に対する再検討は必要と思われる。前述の指針（案）が通知（現在は試行中）されたことにより、今後、各ダム管理者等により、動的解析による耐震性能照査が進むと思われる。それらを通し、レベル2地震動のような大きな地震動に対するダムの耐震性能について貴重な知見が得られることが期待される。

被害を受けた施設では、地震時に貯水池がほぼ空虚状態であったり、あるいは貯水位を速やかに低下させたため、貯水をしている状態での堤体からの漏水（浸透）に関する情報が少ない。そのため、それらの施設における復旧後の運用再開に際しては、修復箇所の状態や堤体変形などとともに、漏水の挙動について十分に注視していく必要がある。

謝 辞

現地調査にあたっては、北陸地方整備局、独立行政法人水資源機構、新潟県土木部、同農地部、及び東日本旅客鉄道株式会社の関係各位より多大なご便宜を図っていただき、現地調査にご協力いただいた。ここに記して、深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局防災課災害対策室：国土交通省災害情報「平成16年（2004年）新潟県中越地震（第30報）」，2004.11.26.
- 2) 島峰徹夫、富田修司、馬場敏宏、目時政紀：信濃川発電所（調整池）の被害と復旧計画（案）基礎工，vol.33, No.10, pp.88-92, 2005.10.
- 3) 野澤伸一郎：新潟県中越地震における JR 信濃川発電所の被害とその復旧，電力土木技術講演会（投稿中）
- 4) Norihisa Matsumoto, Nario Yasuda and Minori Shiga : The Western Nagano Prefecture Earthquake, 1984 and Dams, Technical Memorandum of Public Works Research Institute, Ministry of Construction, No.2242, May 1985.
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所、独立行政法人港湾空港技術研究所：「平成15年十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書」 8.ダムの被害状況，pp.56-68, 2004.3.
- 6) 岩下友也：ロックフィルダムの遠心模型振動実験とその動的弾塑性有効応力解析，ダム技術，No.184, pp32-42, 2002.1.
- 7) 新潟県中越地震ダム工学会災害調査団：新潟県中越地震に関するダム工学会災害調査団調査報告，ダム工学，vol.14, No.4, pp285-296, 2004.12.
- 8) 田村重四郎、岡本舜三、加藤勝行：岩盤地帯地震動の最大加速度について，第15回地震工学研究発表会講演概要，pp.181-184, 1979.7.
- 9) 松本徳久、吉田 等、佐々木隆、安中 正：ダムサイトでの地震動の応答スペクトル（ICOLD 第21回大会提出課題論文），大ダム，No.186, pp.69-86, 2004.1.
- 10) 国土地理院：平成16年（2004年）新潟県中越地震に伴う地殻変動（第3報），2004.10.
- 11) 建設省土木研究所：平成7年（1995年）兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，No.196, pp.337-339, 1996.3.
- 12) 山口嘉一、富田尚樹、水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定法，独立行政法人土木研究所報告（執筆中）.
- 13) （財）国土技術研究センター：改定 解説・河川管理施設等構造令，（社）日本河川協会，2000.1.
- 14) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説，設計編 [I]，（社）日本河川協会，1997.10.
- 15) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：七ヶ宿ダムの動的解析、建設省土木研究所資料，No.2480, 1987.3.
- 16) 舘山 勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.4.
- 17) （財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計・同解説耐震設計，1998.11.
- 18) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説，2005.3