3.　現地観測と大型水理模型実験によるダム貯水池内の洪水流動

3.1　概説

現行のダム管理で用いられているダム流入量は，ダム貯水池内の水面がほぼ水平に上昇するとみなして算定される．このため，現行方法で算定されたダム流入量には，貯水池内の洪水流動による影響は考慮されていない．しかし，貯水池を流下する洪水流は，時空間的に貯水池内を流動，貯留しながら流量や水位波形を変形しつつ流下する．このため，貯水池内の洪水流動を踏まえたダム流入量の検証が必要である．

貯水池内の洪水流動については，第 2 章で示した様に，現地観測や水理実験に基づく研究が行われている．しかし，洪水時に貯水池内の流動を現地観測することは，観測自体に危険を伴うこと，多点での観測地点の確保が難しく，貯水池内の洪水流動を分析するための十分なデータを得ることは困難である．また，水理実験による検討では，直線水路を対象とした実験が多く，現地ダムのような縦横断的に複雑な形状を有するダム貯水池を対象とした流動分析が必要である．以上より，ダム貯水池を流下する洪水の流動機構は未だ十分明らかになっておらず，現行のダム管理では貯水池内の流動はブラックボックスになっている．

安全で，効率的，効果的なダム貯水池管理のためには，複雑な貯水池流れを表現可能な数値解析モデルを用い，洪水時に貯水池で生じる流動，貯留，伝播機構を定量的に扱い，分析することが重要である．このためには，まず, 貯水池内を流下する洪水流動の実態や，洪水波形の伝播機構を知らなければならない.

本章では，ダム貯水池内の洪水流の流動実態を明らかにすることを目的とし，以下の 2 つのプロセスで検討を行う．第一に，現地ダムである草木ダムを対象に，平成 25 年 9 月洪水，平成 27 年 9 月洪水で観測された水位データ，流速データから，水位波形の伝播特性について分析する．しかし，現地観測データだけでは，貯水池内の洪水流動を分析するには不十分である．そこで第二に，ダム貯水池と上流河川を模した水理模型に洪水を流下させ，ダム貯水池内の流動機構について詳細な調査を実施する．洪水時にダム貯水池内で発生する縦横断的な水位変化や，貯水池内の洪水流動を詳細に計測することにより，洪水流の流動実態を明らかにする．

3.2　ダム貯水池における洪水の現地観測

3.2.1　草木ダムの概要

草木ダムは昭和 51 年度に完成し，治水，発電，かんがい，桐生市，佐野市，東京都，埼玉県 の上水道及び工業用水への利用を目的とした多目的ダムである．渡良瀬川は，流域面積が 2,621km^2，幹川流路延長が 107km の利根川水系の支川であり，草木ダムは，渡良瀬川の約 77.5km 地点に位置している．

ダム形式は重力式コンクリートであり，堤高 140m，堤頂長は 405m となる．集水面積は 254km^2 であり，総貯水量は 60,500,000m^3，有効貯水量は 50,500,000m^3，洪水調節容量は 20,000,000m^3 となる．

貯水池である草木湖の平面形状は直線的であり，貯水池より上流河川領域は蛇行形状を有している．この領域には，貯砂ダム，沢入発電所の堰堤が位置しており，これらの構造物前後で縦断的に河床形状が変化している．また，東宮橋が位置する区間では，局所的に河道幅が狭く狭窄部となっており，河床高も低下している．貯水池とその上流河川には，横川，黒坂石川が流入しており，黒坂石川の上流には，黒坂石ダムが位置している．

図 3.2-1　草木ダム位置図

ダム型式	重力式コンクリート
集水面積	254km²
湛水面積	1.7km²
総貯水量	60,500,000m³
有効貯水量	50,500,000m³
洪水調節容量	20,000,000m³

出展:水資源機構 草木ダム管理所HP

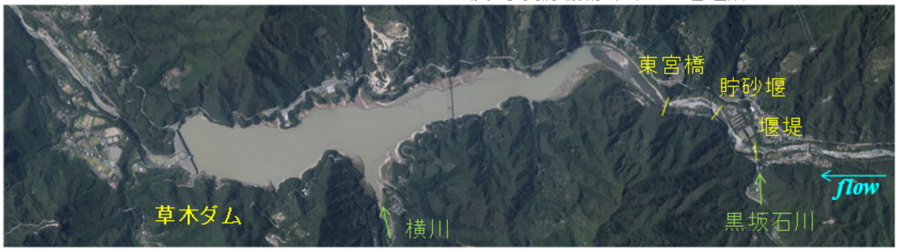


図 3.2-2　草木ダムの概要

3.2.1　洪水の概要と洪水観測体制

草木ダムでは，ダムへの洪水流入量，ダムからの放流量を算定することを目的に，草木ダムとその上下流河川を対象に，水面形の時系列データの詳細な観測が行われた．ここでは，平成 25 年 9 月，平成 27 年 9 月洪水を対象に，水位，流速等の観測データを整理し，水位波形の伝播特性を分析する．

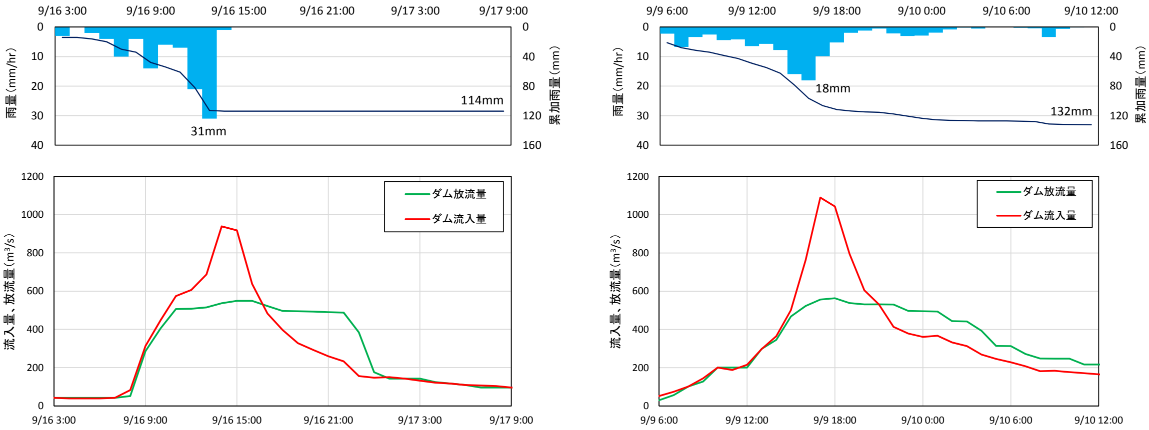
(1)　対象洪水の概要

図 3.2-3 に平成 25 年 9 月洪水と平成 27 年 9 月洪水の観測雨量と流量ハイドログラフを示す．図中の流量ハイドログラフは，現行のダム管理における貯水池の水位-水量（H-V）関係と放流量から求めたダム流入量，ダム放流量算定式に基づく放流量を示している．

平成 25 年 9 月洪水は，台風 18 号（マンニィ）の上陸に伴い発生した．9/16 の未明より降雨が開始し，13:00 に最大で 31mm/hr の降雨が発生し，洪水期間中の累加雨量は 114mm に達した．草木ダムでは，累加雨量が 30mm を超えた段階で放流が開始され，放流量が 500m³/s となった時点で一定量放流が実施されている．ピーク雨量発生後は降雨が止んでおり，一定量放流は 9/16 の 22:00 で終了している．

平成 27 年 9 月洪水は，台風 18 号（アータウ）の上陸に伴い発生した．9/9 の未明より降雨が開始し，16:00 に最大で 18mm/hr の降雨が発生し，洪水期間中の累加雨量は 132mm に達した．平成 25 年 9 月洪水と比較して平成 27 年 9 月洪水は，ピーク流入量は約 1,000m³/s と同規模であるが，流量上昇期からピーク流量に達するまでの時

間が短く，非定常性の強い洪水であった．また，ピーク雨量発生後も断続的に降雨が発生し，平成 25 年 9 月洪水と比較して，放流期間が長い特徴を有している．



H25.9 洪水　　　　H27.9 洪水

図 3.2-3　観測雨量と流量ハイドログラフ

(2)　洪水観測体制

図 3.2-4 に草木ダムとその上下流河川における洪水観測体制を，図 3.2-5 に水位計の設置状況を示す．この区間では，平成 25 年 9 月，平成 27 年 9 月洪水を対象に，洪水時の時空間的な水位変化を詳細に観測し，縦断的な水面形の時系列データを得た．

水位計は，草木ダム貯水池内に 10 地点，上流河川に 3 地点，下流河川に 3 地点設置した．なお，支川（横川，黒坂石川）流入箇所では，流入による影響を把握するため本川との合流点に水位計（3-3，3-10）を設置している．上流河川からの流入量の把握を目的に，水深が浅くなるダム堤体から 4.0km 地点より上流区間で，約 300m～500m 間隔で水位計を設置し，貯水池内では約 500～1,000m 間隔で水位観測を実施している．

流速は，電波式流速計により，上流河川の沢入橋，下流河川の万年橋地点で観測している．なお，横断方向に 8～10 側線で観測を行うことにより，流速分布を観測している．

H25.9 洪水の観測体制

H27.9 洪水の観測体制

図 3.2-4　草木ダム平面図と水位，流速観測地点

下流河川（水位計 2-1）

下流河川（水位計 2-3）

貯水池（水位計 3-6）

上流河川（水位計 4-3）

図 3.2-5　水位計の設置状況

3.2.2　観測結果

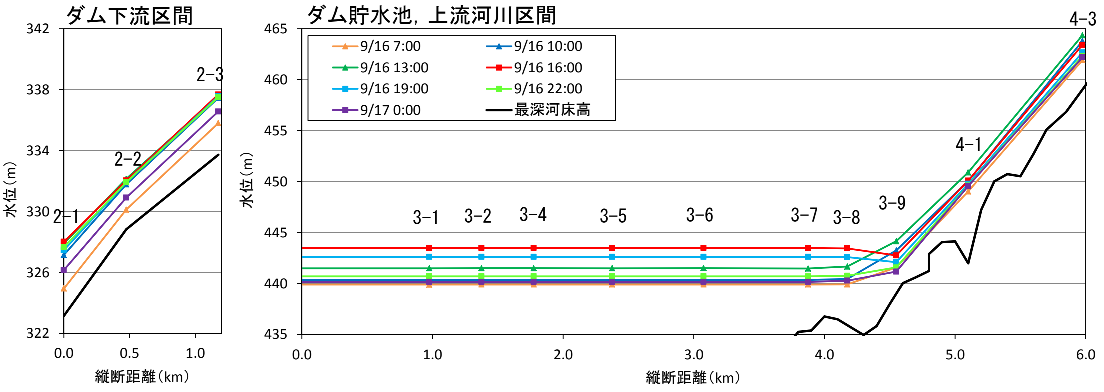
図 3.2-6 に草木ダムとその上下流河川における観測水面形の時間変化を，図 3.2-7 に遷移領域の観測水面形の時間変化を示す．平成 25 年 9 月，平成 27 年 9 月洪水ともに平均年最大流量程度の中規模洪水であったこと，湛水領域では，湛水面積と水深が大きく，河積が大きいことから流れが停滞するため，貯水池内の湛水領域において縦断的な水位変化は小さく，ほぼ水平状態で水面が変化した．しかし，平成 25 年 9 月洪水の 3-8，3-9 地点では，貯水位がピークに達した後，上流河道とダム貯水池の境界部の水面形に逆勾配が生じている．この様なダム貯水池特有の水位波形の伝播特性を理解するため，観測データを用いて遷移領域の洪水波形について分析する．

図 3.2-8 に観測された各水位計の水位上昇量ハイドログラフを示す．なお，水位上昇量ハイドログラフは，洪水初期の水位を基準とし，この基準水位からの上昇量を示したものである．平成 25 年 9 月洪水の上流河川の観測水位に顕著な振動が見られる．これは，5 分間隔で観測水位をプロットしているためである．草木ダム貯水池では，水位計 3-7 より下流区間において水位波形がほとんど一致しており，水面がほぼ水平となる湛水領域を形成している．一方，水位計 3-9 より上流区間では，縦横断形状に違いにより多少の差はあるが，同じ傾向の水位波形を有している．ここでは，平成 25 年 9 月洪水において，この 2 区間の境界に位置し，水位波形に特徴的な変形がみられる水位計 3-8 地点（図 3.2-8 橙線）に着目して考察を行う．上流領域における水位上昇期（図 3.2-8①～②）は，水位計 3-8 より上流側に位置する水位計 3-9（図 3.2-8 青線），4-1（図 3.2-8 緑線）と同じ傾向の波形で水位が上昇している．この時，湛水領域では，上流領域の水位上昇と比較して，草木ダムの貯水容量が大きいことから水位上昇が遅く，上流域の水位波形と湛水域の水位波形に約 3 時間の差が生じている．その後，上流領域の水位が下降し，湛水領域の水位が上昇する（図 3.2-8③～⑥）ことで，水位計 3-8 の水位波形は湛水領域の背水の影響を受け，湛水領域の波形特性により水位波形が変形する．なお，この水位波形の変形は，矢野ら [1)~3)] の実験の遷移領域における水位変化特性と同様である．草木ダムと矢野らの実験水路とで貯水池特性に違いがあるものの，現地ダムにおいても実験水路と同様に，湛水領域，遷移領域，上流河川領域の水位波形の変形特性が現れている．

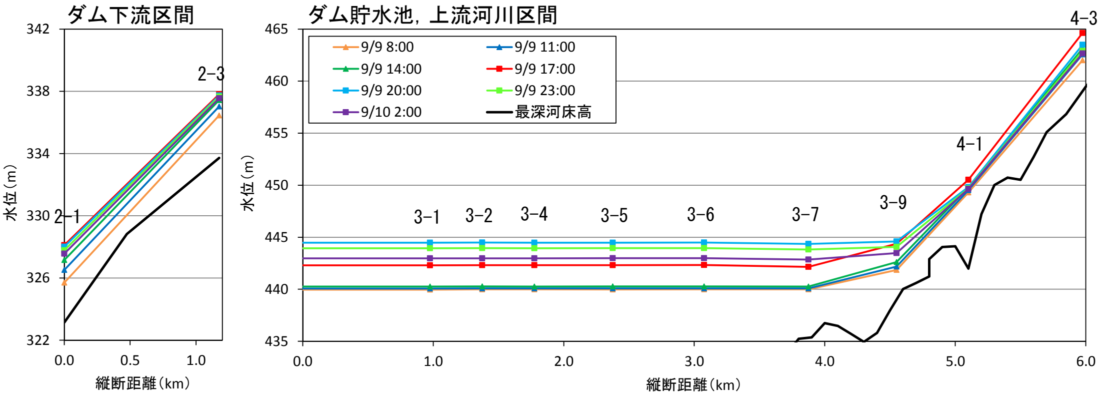
図 3.2-9 にダム流入量，放流量の観測値を示す．図中には，実線で現行の貯水池の水位-水量（H-V）関係とダム放流量から求めたダム流入量，ダム放流量算定式に基づくダム放流量を示している．図中のプロットで示す電波流速計推算流量は，草木ダム上流河川では沢入橋，草木ダム下流河川では萬年橋地点において，電波式流速計で観測した流速分布より算定した流量に，流量補正係数 0.85 [4)] を用いて推算した流量を示す．平成 25 年 9 月洪水のダム流入量は，流量上昇期（～9/16 15:00）は現行方法で算定される流入量より観測の流入量の方が大きい傾向にある．一方，流量下降期（9/16 15:00～）では，現行方法で算定されるダム流入量は，観測のダム流入量と対応する結果になる．また，平成 27 年 9 月出水

のダム流入量は，ピーク流量付近（9/9 17:00 付近）の観測は行われていないものの，流量下降期（9/9 18:00～）は現行方法で算定される流入量と観測の流入量が対応する結果になる．また，ダム放流量は，全洪水期間において，現行方法で評価される放流量に対し，観測の放流量は対応する結果になる．

以上より，現地ダムで得られた観測データから，ダム貯水池内の水位波形の伝播について分析を行った．しかし，現地観測では水位波形の伝播特性については分析可能であるが，貯水池内の流速や流動等のデータ収集は困難であり，その分析を十分行うことはできない．そこで，本研究では，草木ダム貯水池を模した水理模型に，平成 25 年 9 月洪水を流下させ，貯水池内の流動について詳細な計測を行い，データ分析からダム貯水池内の洪水流動の実態を明らかにすることとした．

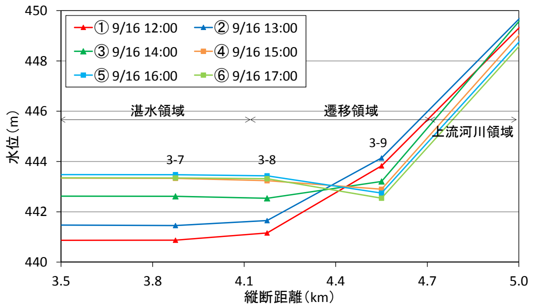


平成 25 年 9 洪水

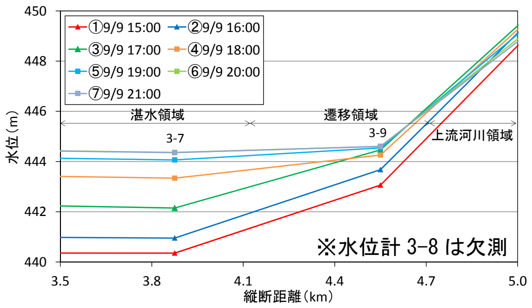


平成 27 年 9 月洪水

図 3.2-6　観測水面形の時間変化

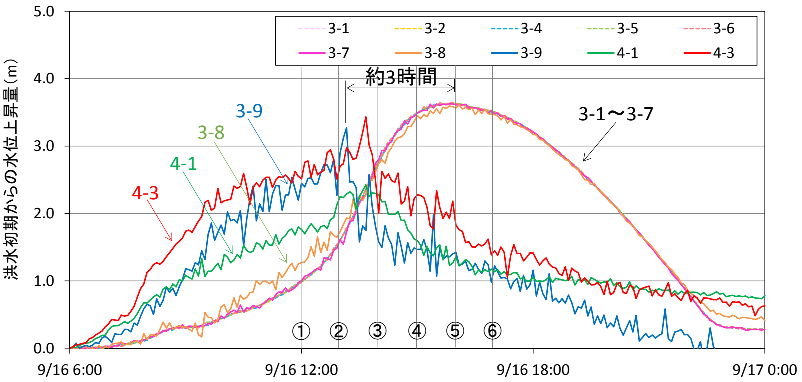


平成 25 年 9 洪水

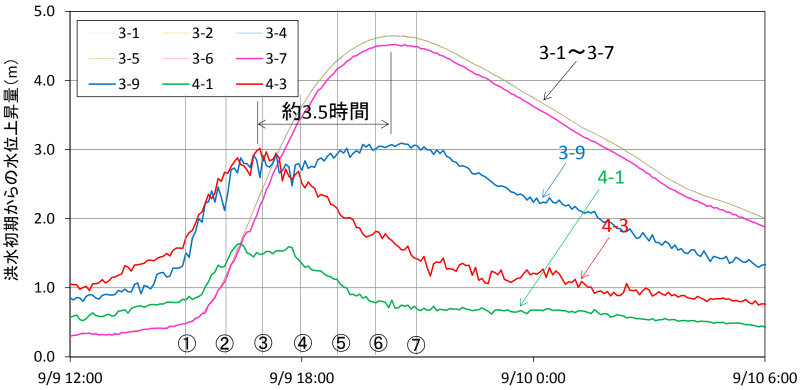


平成 27 年 9 月洪水

図 3.2-7　遷移領域における観測水面形の時間変化

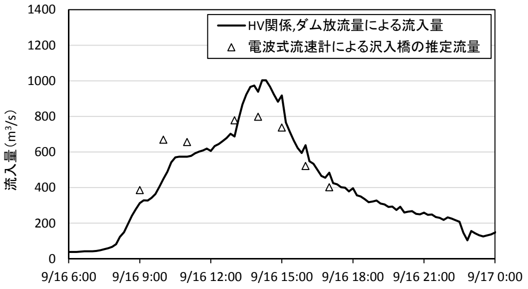


平成 25 年 9 洪水

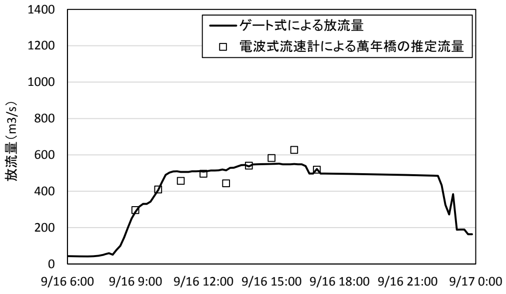


平成 27 年 9 月洪水

図 3.2-8　洪水初期からの水位上昇量のハイドログラフ

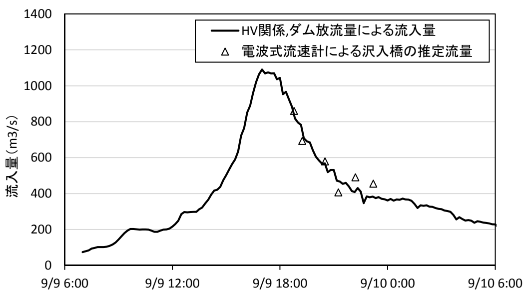


ダム流入量

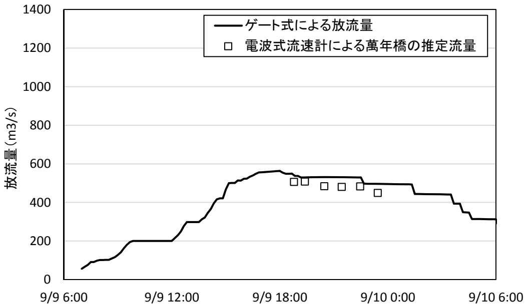


ダム放流量

平成 25 年 9 洪水



ダム流入量



ダム放流量

平成 27 年 9 月洪水

図 3.2-9　ダム流入量，放流量の比較

3.3　大型水理模型実験

草木ダムとその上下流河川における現地観測より，水位波形の伝播特性について詳細な分析を行ったが，貯水池内の洪水流の流動実態は明らかになっていない．ここでは，ダム貯水池の大型水理模型実験を実施し，洪水流入による貯水池内の流動を詳細に計測し，ダム貯水池における洪水流動の実態について検討する．

3.3.1　実験水路の概要と諸元

水理実験水路は，草木ダム，貯水池とその上流河川を対象に設定する．貯水池形状は，可能な限り模型縮尺を大きくする観点から，湛水領域を確保の上，草木ダム堤体の位置を上流側の約 2.0km 地点移設し，貯水池区間を縮めた形状とする．図 3.3-1 に水理模型の全体写真を示す．

図 3.3-2 に水理模型の平面図と縦断図を示す．模型縮尺は 1/75 とし，模型水路は全長約 60m となる．模型縮尺は，できるだけ模型縮尺を大きくすること，上流河川域における水深が水の粘性による影響を受けないようにするため，水深 3cm を確保することを目的として設定している．

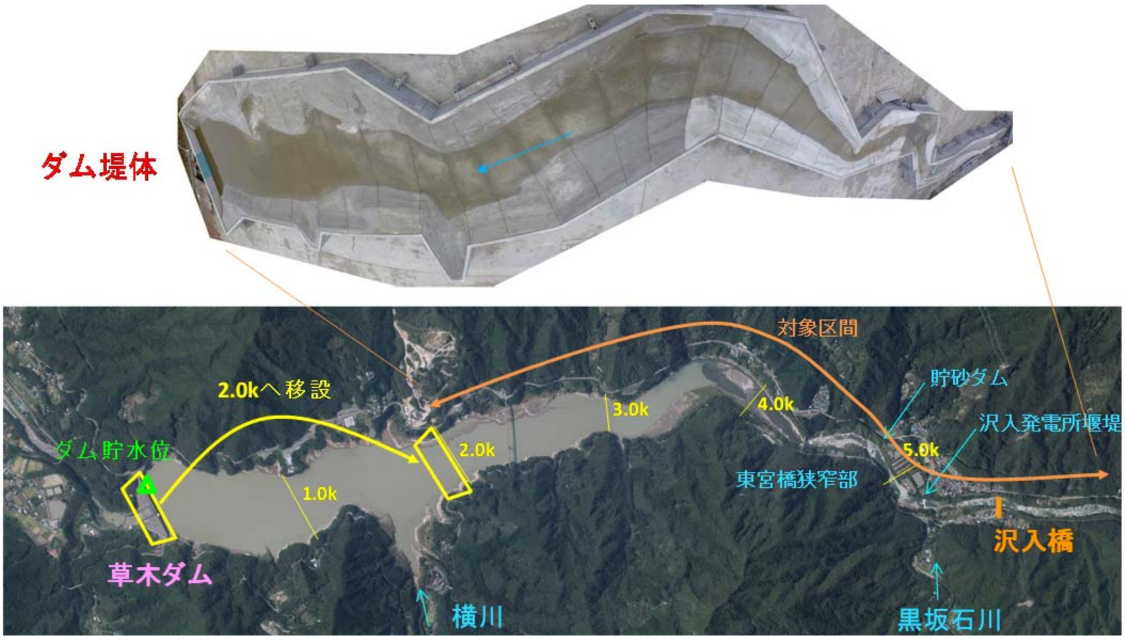


図 3.3-1　水理模型の全体図

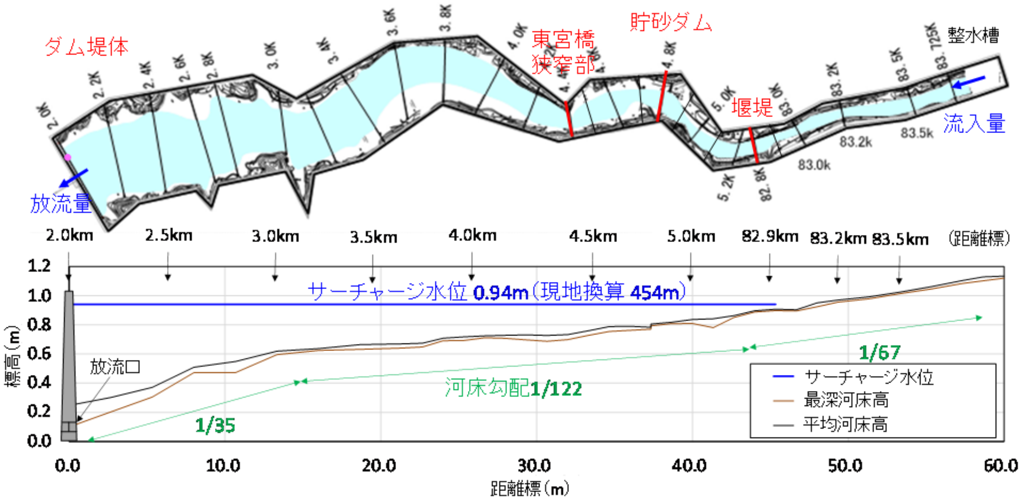


図 3.3-2　模型配置図

表 3.3-1　諸元表

模型縮尺1/75		現地条件		模型条件	
		単位		単位	
粗度係数	上流河川	$m^{-1/3}$ s	0.050	$m^{-1/3}$ s	0.024
	貯水池	$m^{-1/3}$ s	0.025	$m^{-1/3}$ s	0.012
模型規模	全 長	m	4,500	m	60.00
	貯水池幅	m	300	m	4.00
	上流河川幅	m	50	m	0.67
時間		hr	11	hr	1.27

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{H_m}{H_p} = \frac{1}{S} \tag{3-1}$$

$$\frac{n_m}{n_p} = \frac{H_m^{2/3} / L_m T_m^{-1}}{H_p^{2/3} / L_p T_p^{-1}} = \frac{H_m^{1/6}}{H_p^{1/6}} = \frac{1}{S^{1/6}} \tag{3-2}$$

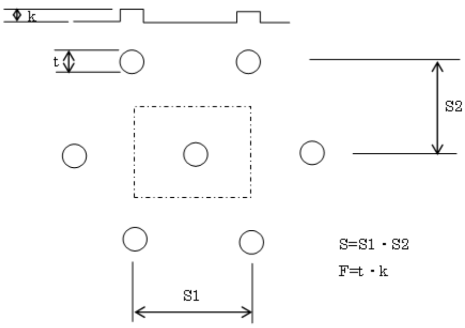
$$\frac{T_m}{T_p} = \frac{H_m^{1/2}}{H_p^{1/2}} = \frac{1}{S^{1/2}} \tag{3-3}$$

ここに，S：縮尺，L，H，T：長さ，高さ，時間の単位，n：粗度係数，添え字 m：模型換算，添え字 P：現地換算 を示す.

図 3.3-4 に水理模型水路の状況を示す．水理模型水路には，草木ダムに位置している貯砂ダム，沢入発電所の堰堤等の構造物や，4.4km 付近の東宮橋の狭窄部形状といった，現地の地形特性を踏まえモデル化している．また，沢入発電所より上流の区間では，図 3.3-3 右図に示すような，人丈より大きい巨石が点在しており，河床面の抵抗が大きい区間である．このため，水理模型水路では，粗度係数が n=0.060 となるようにイボ粗度を設置することにより，当該区間の状況を表現している [5)]．

$$\frac{U}{U_*} = 10.6\log\frac{H}{K} + 5.4\log\frac{S}{F} - 5.47 = \frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} \tag{3-4}$$

ここに，H：水深，K：イボ粗度の高さ，S：一つのイボ粗度が受け持つ面積，F：一つのイボ粗度の流れに対する投影面積，U_*：摩擦速度，U：平均流速，n：粗度係数，R：径深 を示す．



イボ粗度の設定

上流河川の巨石の状況

図 3.3-3　イボ粗度設定とダム上流河川の巨石の状況

①上流河川（下流側から上流を望む）

②東宮橋狭窄部

③ダム貯水池（下流側から上流を望む）

④ダム堤体

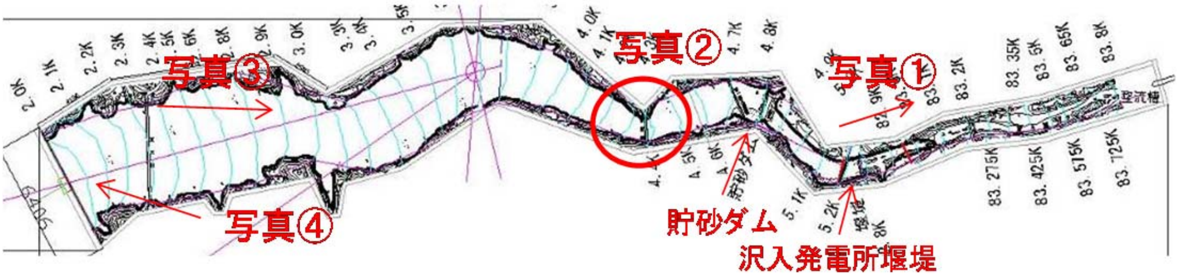


図 3.3-4　水理模型水路の状況

図 3.3-5 にハイドロシステムの模式図を示す．上流端は電動バルブにより流量を調整し整流槽で整流している．下流端には放流口を設置しており，放流口内の電磁流量計で放流量を計測し，電動バルブで制御している．なお，放流口の下端には量水槽を設置し，越流水深と四角堰の越流公式から放流量の確認を行っている（図 3.3-6 参照）．放流口は，草木ダムのオリフィスゲート設置位置と合わせているため，模型水路では河床付近（図 3.3-2 中の 0.15m）となる．

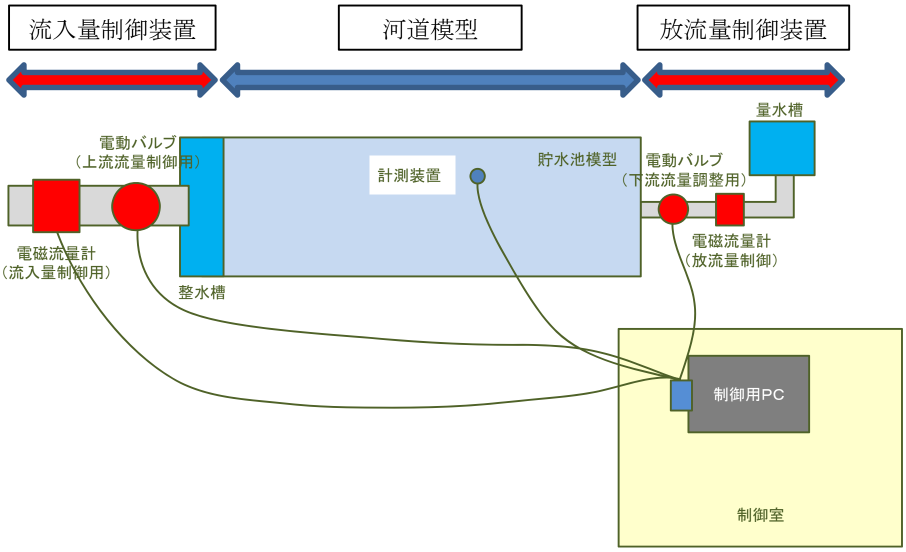


図 3.3-5　ハイドロシステムの模式図

上流端 整水層　　　　下流端 量水槽

図 3.3-6　整水槽，量水槽の状況

3.4　中規模洪水を対象とした水理実験

ダム貯水池内で発生する洪水流動実態を明らかにするため，中規模洪水を対象とした水理実験を行う．

3.4.1　実験条件

(1)　実験条件

本実験で対象とする洪水波形は，草木ダムで発生した H25.9 洪水（現地流量 1,000m³/s）を設定する．なお，模型湛水領域では流速が小さく，流速の計測値に誤差を持つことから，ピーク流量を現地流量 1,300m³/s（模型換算 26.7l/s）になるように引き伸ばしている．初期湛水位は，草木ダムの夏季制限水位相当し 0.74m とする．また，放流量ハイドログラフは，草木ダムの放流操作に準じて設定しており，洪水後は，夏季制限水位まで貯水位を下げるため，一定量放流を行う．

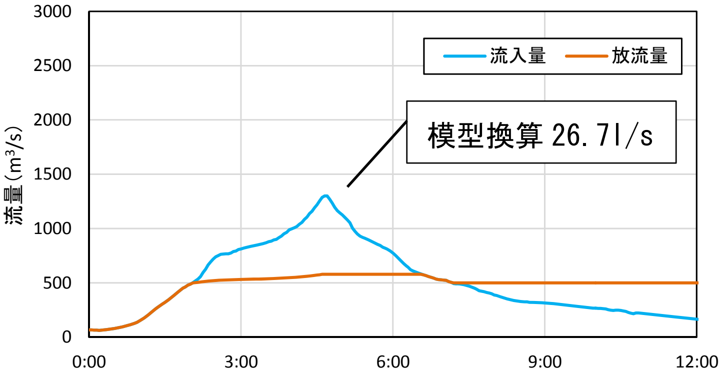


図 3.4-1　流入量，放流量ハイドログラフ（中規模洪水）

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \frac{L_m H_m V_m^{1/2}}{L_p H_p V_p^{1/2}} = \frac{1}{S^{2.5}} \tag{3-5}$$

$$\frac{V_m}{V_p} = \frac{L_m / T_m}{L_p / T_p} = \frac{H_m^{1/2}}{H_p^{1/2}} = \frac{1}{S^{1/2}} \tag{3-6}$$

ここに，S：縮尺，L，H，T，V，Q：長さ，高さ，時間，流速，流量の単位，添え字 m：模型換算，添え字 P：現地換算 を示す．

(2)　計測体制

図 3.4-2 に計測位置の平面図を示す．計測項目は，水位，流入量，放流量，流速の 4 項目である．水位はポイントゲージ，量水標（堤体部），上流端の流入量，放流量は電磁流量計，流速は電磁流速計により計測する．流速は鉛直方向に 4 点，横断方向に 4 点計測し，横断方向，鉛直方向の流速分布を計測した．

計測に用いた流速計は，ケネック社 二次元電磁流速計（VM-201H）×2 台，ケネック社 三次元電磁流速計×1 台（VM-1001），アレック電子社 三次元電磁流速流（ACM300-A）×1 台，JFE アドバンテック社 超音波ドップラー式三次元精密流速計（Vectrino）×1 台であり．実験の再現性を確保した計 6 回の実験により，多点のデータを収集した．

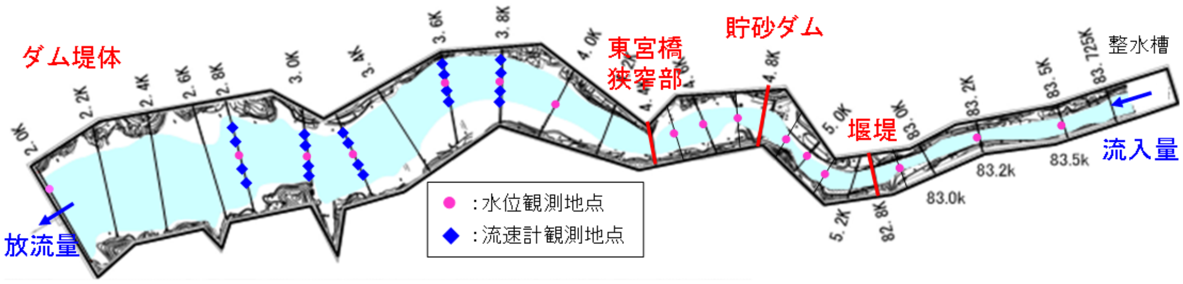


図 3.4-2　計測位置

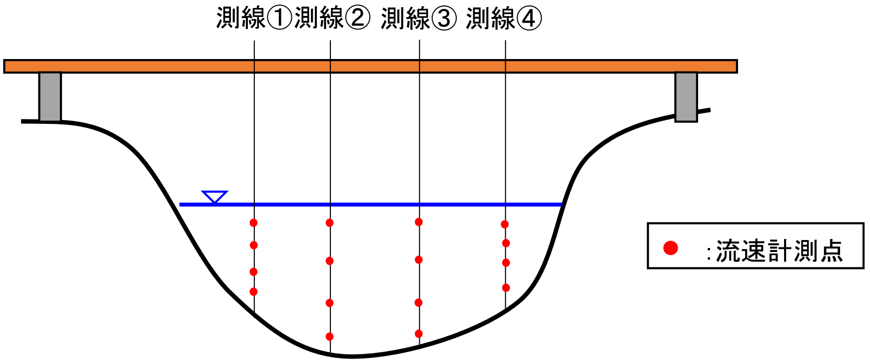
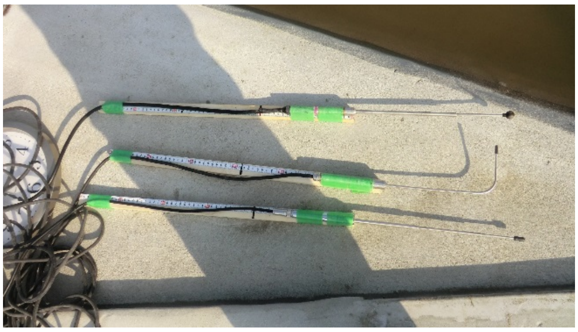


図 3.4-3　流速計測点

ポイントゲージ

量水標

図 3.4-4　水位計測



電磁流速計

超音波ドップラー流速計

図 3.4-5　流速計測

流速計測状況

水位計測状況

図 3.4-6　水位・流速計測状況

3.4.2　実験結果とダム貯水池内の流動実態

(1)　水位

図 3.4-7 に計測水位縦断図を示す．前述の現地観測における観測水位縦断図と同様に，河積の大きい湛水領域では，貯水池内の水面がほぼ水平に上昇している．流量上昇期は，4.0km～4.9km の区間において，縦断的な水位変化が大きくなる．なお，この区間は，図 3.4-8 の水位ハイドログラフにおける波形が大きく変形する遷移区間に対応している．矢野ら [1)~3)]は，ダム貯水池を湛水領域，上流河川に加え，水位波形が大きく変形する区間を遷移領域と定義している．本実験では，縦断的な水位変化が大きく，かつ，水位波形が大きく変形する 4.0km～4.9km の区間が遷移領域に対応する．

図 3.4-8 に計測した水位ハイドログラフ，通水初期からの水位上昇量ハイドログラフを示す．5.1km～83.5km の区間は，沢入発電所の堰堤より上流区間であり，通常の河川と同様に洪水が流下する区間である．この区間では，河床勾配と同傾向に洪水流が流下することから，水位波形は概ね同形状となる．5.0km より下流の区間では，洪水流が流下するに従い，水位ハイドログラフの形状が徐々に変形する．特に，4.6km，4.7km 地点では，通水開始から約 30 分までは，上流河川と同様の水位波形を有し，それ以降は湛水領域と同様の水位波形となる．貯水池に流入した洪水流は，貯水池内の背水の影響により，洪水波形が大きく変形する．洪水波形が変形することにより，上流河川と湛水領域の水位ピークの発生時刻の差は約 11 分となる．

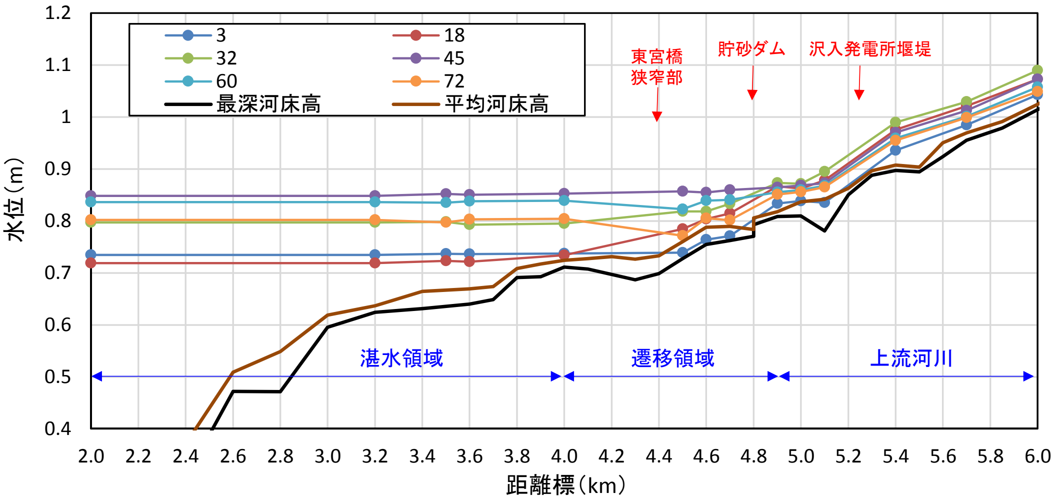
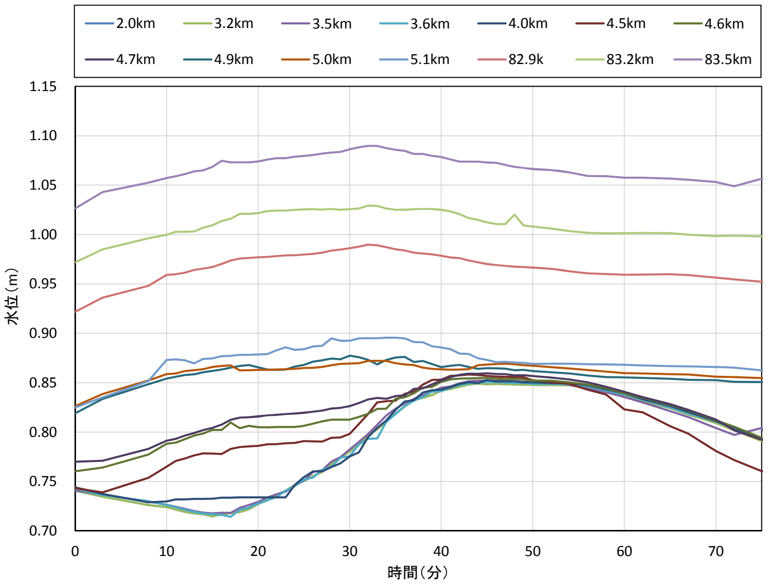
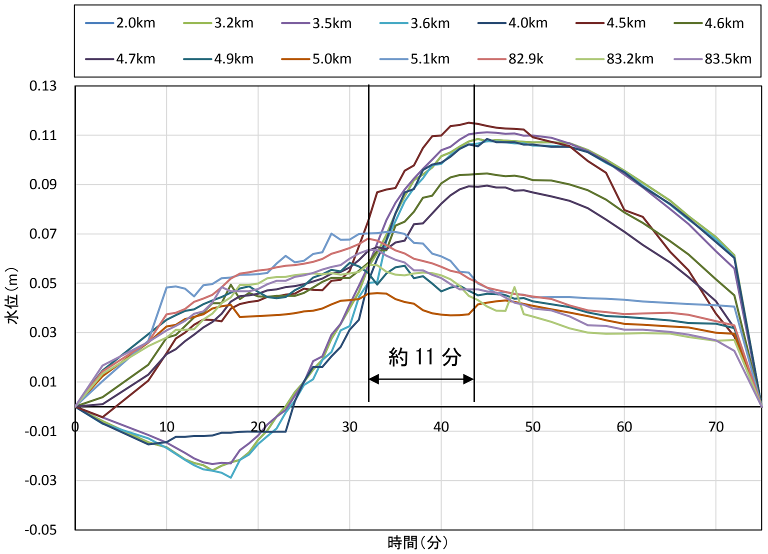


図 3.4-7　計測水位縦断図



計測水位ハイドログラフ



通水初期からの水位上昇量ハイドログラフ

図 3.4-8　水位ハイドログラフ

(2) 貯水池内の平面流況

図 3.4-9 に流量上昇期における貯水池下流域の流動状況を示す．この図は，流量上昇期における貯水池下流区間の流動をトレーサーを投入することで可視化したものであり，時間的な変化を見るために 10 秒間隔で 3 時点示している．上流から流入する洪水は，複数の平面渦を形成し，流動していることが分かる．この区間では，流下方向の水深，貯水池底面の川幅の増大や，貯水池河岸の微地形により，複数の平面渦が相互に干渉しながら流下する．下流端のダム堤体付近では，トレーサーの時間変化はほとんど見られず，流れが停滞している．このような湛水区間では，流速は小さい状況にあることが分かる．

次に，貯水池上流区間について分析する．図 3.4-10 に貯水池内の流況写真と計測流速の平面ベクトル図を示す．流況写真は，染料を投入することで流況を可視化している．また，計測流速の平面ベクトルは，河床面から 3cm 上面の下層流速ベクトルを黒色，水面から 3cm 下面の上層流速ベクトルを赤色で示している．上図は，実験開始 18 分後の流量上昇期を示す．上流河川から流入する洪水流は 3.6km 地点の湾曲右岸に衝突し，主流が分岐することで平面渦が発生する．3.2km より下流の区間では，縦断的な河積の増大により流速が小さくなる傾向にある．下図は，実験開始 44 分後で貯水位ピーク時を示す．貯水位ピーク時になると，貯水池内の水位が高くなること，上流から流入する洪水の流量が小さくなることから，貯水池内の流動は小さくなり，貯水池全体で流動が停滞する．

以上より，流量上昇期では，貯水池上流区間で地形性の平面渦を形成し，大きな流動を伴い洪水流が流下するのに対し，貯水池下流区間では，流下方向の水深，貯水池底面の川幅の増大や，貯水池河岸の微地形により，複数の平面渦が相互に干渉しながら流下する．また，貯水位ピーク時は，貯水池内の流動は小さくなり，貯水池全体で流動が停滞する．