

## 巨椋池干拓地の一部を遊水地として活用する

## 淀川水系の治水構想に関する研究

○摂南大学理工学部 准教授 石田裕子

摂南大学 名誉教授 澤井健二

## 1. 研究の背景と目的

近年、日本では、2018年の平成30年7月豪雨や2019年の令和元年東日本台風（台風19号）など、既存のハード設備だけでは制御できない、想定を超える甚大な洪水災害が起こっている。国土交通省は、2019年10月に「気候変動を踏まえた治水計画のあり方」を提言した。これは気候変動における今後頻発すると予測される水害に対して、気候変動による影響を踏まえた降雨予測を活用し、今後河川整備を行っていくとされている<sup>1)</sup>。また、土木学会は2020年1月に2019年台風19号を踏まえた今後の防災・減災に関する提言を発表した<sup>2)</sup>。この提言では、強靱な国土づくりを進めるために、河川整備、氾濫を抑える流域対策、氾濫リスク評価等に基づく氾濫に備える対策を一層進化させ、ハード・ソフト両面で氾濫した洪水をコントロールし、氾濫リスクに基づく徹底したまちづくり・住まい方の改善等を一体的に進めるため、「流域治水」の実現に向けた重点的施策を提言している。さらに、国土交通省は、2020年7月6日に、近年の水災害による甚大な被害を受けて、施設能力を超過する洪水が発生することを前提に、社会全体で洪水に備える水防災意識社会の再構築を一步進め、気候変動の影響や社会状況の変化などを踏まえ、あらゆる関係者が協働して流域全体で行う、流域治水への転換を推進し、防災・減災が主流となる社会を目指す方針を打ち出した<sup>3)</sup>。

琵琶湖・淀川流域、特に本川である宇治川・淀川においては、河道掘削や天ヶ瀬ダムの再開発事業など、河道内の流下能力を高める整備を行っているものの、計画規模を超える超過洪水に対しては流域治水の考え方に基づいた対策を取る必要がある。琵琶湖・淀川流域の中間点である三川合流域付近には、かつて巨椋池が存在し、宇治川の遊水機能を持っていたことが知られている。今では干拓地となっているが、本研究ではこの干拓地の一部に巨椋池遊水地をつくることを仮定して、宇治川・桂川・木津川および淀川本川を含めた、超過洪水時の一次元流れ解析および二次元氾濫解析を実施し、水位低減効果について検証した。また、本流域の治水や環境の課題を普及・啓発するために、すでに製作している巨椋池流域模型ピオトープ等を利用した資料の作成や見学会を実施した。

## 2. 巨椋池遊水地を仮定した1次元流れ解析

## 2.1 モデル河川の設定について

不等流解析ならびに不定流解析で用いる淀川本川、宇治川、木津川、桂川の河川モデルの川幅を、表1に示す。縦断方向および高さデータについては、淀川河川事務所から提供された淀川縦断面図、宇治川縦断面図、木津川縦断面図、桂川縦断面図のデータより、200 mごとの計画河床高を使用した。粗度係数は全区間で $0.02 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ とした。計算に必要な各地点のデータを表2に示す。断面内諸量の計算を単純化するために、横断面は単断面のモデル断面を考え計算に用いた。

河口から約10 km付近には淀川大堰があり、平水時は堰き止められて大川（旧淀川）へ淀川本川の水を流しているが、洪水時には全開にして新淀川へ放流が行われている。本研究では淀川大堰の操作は全く考慮しない。なお、標高の表し方は全てO.P.（大阪湾最低潮位）を基準としている。

表 1 各河川の川幅条件

各河川	川幅 (m)
淀川本川	400 m
宇治川	200 m
木津川	200 m
桂川	200 m
木津川との合流部	350 m
桂川との合流部	300 m

表 2 各地点の距離と各断面番号条件

各地点	距離 (km)	断面番号
河口	0 km	0
木津川合流点	35.8 km	179
桂川合流点	37.0 km	185
宇治川下流端	37.2 km	186
宇治川上流端 (宇治観測所)	50.6 km	253
木津川下流端	0.2 km	254
木津川上流端 (飯岡観測所)	16.0 km	333
桂川下流端	0.2 km	334
桂川上流端 (天竜寺観測所)	18.0 km	423

## 2.2 不等流モデルによる水面解析

開水路流れのエネルギー保存則（ベルヌーイの定理）を用い、下流から上流に向かって水面形を試算的に求めた。具体的には、下流水深から上流水深を仮定して全水頭差を求め、それが摩擦損失水頭に一致するまで 2 分法を繰り返した。今回は、水深の下限値を限界水深としているため、流れがすべて常流となるように設定している。そのため、水位が限界水位を下回る場合も、すべて限界水位として計算を進めた。また、平時時、淀川大堰により本川 10 km 地点まで影響が出るが、淀川大堰は全開していると考え計算を進めた。表 3 に解析条件を示す。

表 3 不等流の解析条件

項目	内容
流量 $Q$	宇治川 500 m <sup>3</sup> /s 木津川 1000 m <sup>3</sup> /s 桂川 700 m <sup>3</sup> /s
計算区間 $L$	37,000 m (淀川本川 0 - 37 km) 13,600 m (宇治川 37 - 50.6 km) 16,000 m (木津川 0 - 16.0 km) 18,000 m (桂川 0 - 18.0 km)
計算間隔 $\Delta x$	200 m
計算断面数 $imax$	423 ( $L/\Delta x$ )
河床高 $z$	国土交通省淀川河川事務所縦断面図の計画河床高
下流端水位 $HH0$	限界水深

不等流解析の結果を、図 1 に示す。それぞれ横軸に計算区間（距離）を、縦軸に水位、ならびに計画河床高を表している。本研究では、次項に示す不定流解析において、洪水が現れる前の定常状態の水面形として本項の結果を用いた。しかし、不等流解析の川幅や粗度係数を  $0.02 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$  として一定に与えているのに対し、実河川では、川幅や粗度係数が断面によって異なる。今後、実河川の各流量における水面形を再現するにはさらなる検討が必要である。

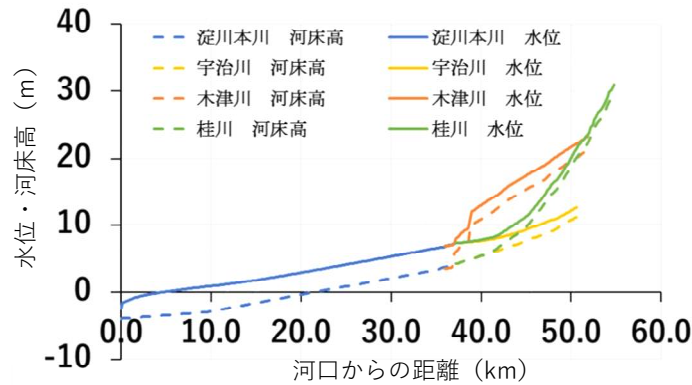


図1 各河川における水位および河床高

2.3 不定流モデル (Leap-frog 法) による検証

Leap-frog 法は、縦軸に時間、横軸に計算断面を取る時空平面において、断面ごとに流量と水位を交互に求めていく解析法である。計算式は、次のとおりである。

流量計算式

$$Q_I^{n+1} = \frac{H_{I+1}^n - H_{I-1}^n + \left[ \left( \frac{1}{gA} \right)_{(I+1)(I-1)}^n * \frac{\Delta x}{\Delta t} + T \right] * Q_I^{n-1}}{\left( \frac{1}{gA} \right)_{(I+1)(I-1)}^n * \frac{\Delta x}{\Delta t} - T + \left( \frac{2}{K^2} \right)_{(I+1)(I-1)}^n * \Delta x * |Q_I^{n-1}|}$$

水位計算式

$$H_{I+1}^{n+2} = \frac{\Delta t}{B_{I+1}^n * \Delta x} * [Q_{I+2}^{n+1} - Q_I^{n+1}] + H_{I+1}^n$$

ただし、

$$T = \frac{\Delta x}{4\Delta t} \left( \frac{2B}{gA^2} \right)_{(I+1)(I-1)}^n [(H_{I+1}^{n+2} - H_{I+1}^n) + (H_{I-1}^{n+2} - H_{I-1}^n)]$$

$$K^2 = A^2 R^{4/3} / n^2$$

ここに、 $Q$ ：流量， $H$ ：水位， $A$ ：流積， $B$ ：水面幅， $\Delta x$ ：断面の間隔， $\Delta t$ ：計算の時間間隔， $K$ ：断面の通水能をそれぞれ表す。添字記号の上側は時刻，下側は位置断面の番号を表す。例えば， $Q_I^{n+1}$ は原点からの距離  $I\Delta x$  の断面における時刻 $(n+1)\Delta t$  のときの流量を意味する。また，下側添字記号の $(I+1)(I-1)$ は断面 $(I+1)$ と $(I-1)$ における水理量の平均値を表している。

本研究では、宇治川の 42.2 km 地点に越流堤を設け、水位が越流堤を越えて河道から巨椋池干拓地に流れ込むと仮定し、遊水地の有無による下流域の水位・流量の影響、および遊水地に貯まる貯留量を検討した。

遊水地の面積  $S_p$ ，遊水地の水位  $H_p$ ，越流水深  $h_w$ ，越流堤頂位  $z_w$ ，越流幅  $b_w$ ，河道から遊水地への流出流量を  $Q_w$  とすれば遊水地の貯蓄量を計算でき以下の式で示す。

$$\Delta H = \frac{Q_w \times \Delta t}{S_p}$$

$$H_p(t + \Delta t) = H_p(t) + \Delta H_p$$

$$Q_w = K_w \times b_w \times h_w^{\frac{3}{2}}$$

ただし、越流水深  $h_w$  に関しては、河道水位  $H$ 、遊水地の水位  $H_p$ 、越流堤頂位  $z_w$  の大小関係によって場合分けする。

- $H < z_w$ かつ $H_p < z_w$ の場合  $h_w = 0$  (a)
- $H > z_w$ かつ $H_p < z_w$ の場合  $h_w = H - z_w$  (b)
- $H > H_p$ かつ $H_p > z_w$ の場合  $h_w = H - H_p$  (c)
- $H > z_w$ かつ $H_p > H$ の場合  $h_w = H_p - H$  (d)
- $H < z_w$ かつ $H_p > z_w$ の場合  $h_w = H_p - z_w$  (e)

解析条件を表 4 および表 5 に示す。IPCC（国連気候変動に関する政府間パネル）の第 5 次評価報告書に基づき、国土交通省は今後、気候変動による降雨特性の変化により、将来大阪では 2℃上昇した場合において、流量が 1.2 倍になると試算した<sup>1)</sup>。よって、ここではモデル洪水を計画高水流量の 1.2 倍とした。越流堤の高さは、42.2 km 地点の計画高水位が 16.685 m であることから、それぞれ 4 m、2 m 切り下げると仮定し、12.685 m (Case 1) および 14.685 m (Case 1A) とし、越流堤のない場合を Case 2 とした。

表 4 不定流の解析条件

項目	内容
上流端設定	モデル洪水 宇治川（淀川本川） 1,800 m <sup>3</sup> /s 木津川 7,440 m <sup>3</sup> /s 桂川 6,360 m <sup>3</sup> /s
下流端設定	限界水深
解析対象区間 $L$	37,000 m（淀川本川 0 - 37 km） 13,600 m（宇治川 37 - 50.6 km） 16,000 m（木津川 0 - 16.0 km） 18,000 m（桂川 0 - 18.0 km）
位置断面間隔 $\Delta x$	200 m
河道幅 $B$	各河川および合流部で異なる（表 1 参照）
位置断面数 $imax$	423 ( $L/\Delta x$ )
計算時間間隔 $\Delta t$	0.5 s
計算時間 $t$	172,800 s (2 日)
洪水波形周期 $TT$	直線近似を行っている 172,800 s (2 日分)
遊水地の有無	Case 1 : 考慮する Case 2 : 考慮しない
越流堤の高さ	Case 1 : 12.685 m Case 1A : 14.685 m
粗度係数	0.02 m <sup>-1/3</sup> /s (全計算区間)
淀川大堰の操作	考慮しない (全開と考える)

表 5 越流堤と遊水地の条件

項目	内容
流量係数 $K$	1.785
切り欠きの幅 $b$	400 m
越流堤の高さ $Z_w$	Case1 12.685 m Case1A 14.685 m
越流水深 $h$	不定流計算の $(HHI(212)-Z_w)$
遊水地の面積 $A_p$	4,000,000 m <sup>2</sup>
遊水地の平均地盤高	10 m

枚方地点 (25.9 km) における Case 1 および Case 2 の水位・流量の時間変化を、図 2 に示す。Case 1 では、遊水地を設けることで、最大で水位を 0.2 m、流量を約 500 m<sup>3</sup>/s 低減することが可能であると言えた。しかし、実河川とは川幅や粗度係数が異なる部分があり、今後精度を上げていく検討が必要である。Case 1A の時、河道内水位は越流堤より低い高さであったため、越流堤から遊水地への流入は確認されなかった。

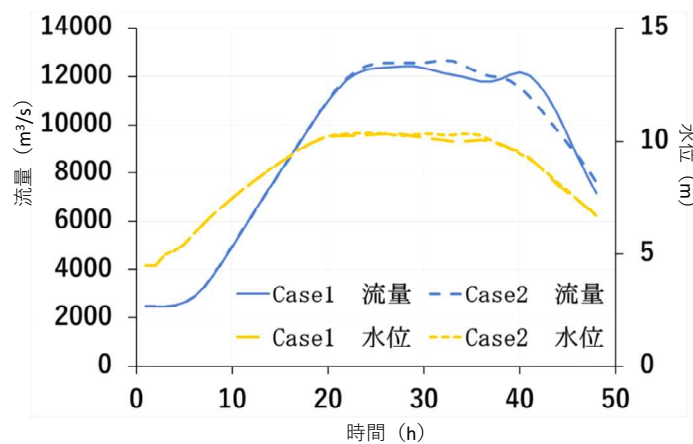


図 2 枚方地点 (25.9 km) における水位・流量の時間変化

### 3. 2次元氾濫解析による越流堤の高さと幅の検討

#### 3.1 解析手法

本項では、平面 2 次元の氾濫流解析ソフトウェアの iRIC ver.2.3 内の解析ソルバー iRIC Nays2D Flood ver.5.0 を用いて氾濫解析を行い、越流堤の高さと幅を変更した時の遊水地の治水効果を検討した。Nays2D Flood は、地形データに流入量や粗度などのデータを入力し、氾濫解析を行うソルバーである。Nays2D Flood で用いる直交座標系 (x, y) における流れの基礎方程式を次式に示す。

【連続式】

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q + r \quad (3.1)$$

【運動方程式】

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (3.3)$$

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3.4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[ v_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \quad (3.5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[ v_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \quad (3.6)$$

ここで、 $h$  は水深、 $t$  は時間、 $u$  は  $x$  方向の流速、 $v$  は  $y$  方向の流速、 $q$  は単位面積当たりのカルバート・樋門・ポンプによる流入量、 $r$  は雨量、 $g$  は重力加速度、 $H$  は水位、 $\tau_x$  は  $x$  方向の河床せん断力、 $\tau_y$  は  $y$  方向の河床せん断力、 $C_f$  は河床せん断係数、 $v_t$  は渦動粘性係数、 $\rho$  は水の密度である。なお、Nays2D Flood では、上式を一般座標系 ( $\xi, \eta$ ) における基礎式に変換したものをを用いる。

地形データは国土地理院基盤地図情報の digital elevation model (5 m DEM) を用いた。なお、LP データで障害となる高速道路は内挿して地盤高に合わせ、河道部は河川縦断 (測量) 図より一部補正を行った。遊水地は 1953 年台風 13 号水害での決壊場所 (43.2 km 地点) に越流堤を設置し、市街化調整区域のうち住宅の少ない北東部 (遊水地面積約 4.975 km<sup>2</sup>) を囲う周囲堤を 43.2 km 地点の宇治川堤防と同じ高さ (標高 19.8 m) とした (図 3)。越流堤の高さは、越流堤付近の堤内地の標高が約 12 m であることから宇治川の計画高水位の 16.685 m から 2 m ずつ下げていき、16.685 m、14.865 m、12.865 m の 3 ケースを設定した。幅に関しては、1953 年台風 13 号水害で宇治川左岸が 450 m に渡り破堤したことと木津川の上野遊水地を参考に、100 m、200 m、400 m の 3 ケースを設定した。

上流端流量に関しては、国土交通省が公開している水文水質データベースから、宇治川の上流端にある宇治観測所の流量が、最大であった 2014 年台風 11 号を対象とした。2014 年台風 11 号は、宇治川の最大の流量が 1666.1 m<sup>3</sup>/s (2014 年 8 月 10 日 21 時) となり、計画高水流量の 1500 m<sup>3</sup>/s を超えるものであった。Case 0 では解析モデルを検証するため、2014 年台風 11 号で記録された流量を上流端条件、水位を下流端条件とした (解析期間は 2014 年 8 月 8 日 20 時から 16 日 24 時)。Case 1 から Case 9 の流量は、Case 0 の値を 1.2 倍し、下流端の水位は Case 0 と同じとした。

解析条件を表 6 に示す。

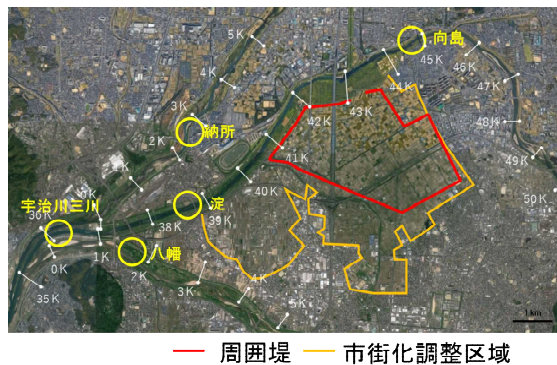


図 3 遊水地の設定エリア

表 6 2次元氾濫解析の条件

項目	越流堤の高さ×幅 (m)	内容
Case 0	遊水地なし	実績洪水：2014 年台風 11 号 (2014 年 8 月 8 日 20 時から 2014 年 8 月 16 日)  モデル洪水：2014 年台風 11 号 (2014 年 8 月 8 日 20 時から 2014 年 8 月 16 日) の洪水波形を 1.2 倍
Case 1	400×16.685	
Case 2	400×14.685	
Case 3	400×12.685	
Case 4	200×16.685	
Case 5	200×14.685	
Case 6	200×12.685	
Case 7	100×16.685	
Case 8	100×14.685	
Case 9	100×12.685	
Case 10	遊水地なし	
越流堤の設定場所		1953 年台風 13 号水害での決壊場所 (43.2km 地点)
解析対象区間		①宇治川(淀川)：34.8～50.0km ②木津川：0.0～5.8km ③桂川：0.0～5.4km ①から③を含む解析面積 77.4km <sup>2</sup>
上流端流量		①宇治川：宇治観測所 (河口から) 50.9km ②木津川：八幡観測所 37.9km ③桂川：羽束師観測所 42.3km
下流端水位		淀川本川：34.8km 2014 年台風 11 号の高浜観測所の水位
地形条件		2016 年 測量河道 (河道) 2016 年 数値標高モデル DEM データ (5m メッシュ) (河道外)
解析メッシュ		25m×25m
高水敷および干拓地の粗度係数		0.04m <sup>-1/3</sup> /s
低水路粗度係数		0.03m <sup>-1/3</sup> /s
計算タイムステップ		0.5s

3.2 結果と考察

ここでは、最も水位変化の大きかった宇治川の向島地点と淀地点の結果について報告する。各地点のそれぞれのケースにおいて、遊水地がない場合と比較した時の水位差は、解析開始から約 10,000 秒付近、160,000 秒から 180,000 秒の間で顕著に現れた (向島地点：図 4、淀地点：図 5)。これらの水位を 1 度目のピークと 2 度目のピークとし、水位の比較を行った。

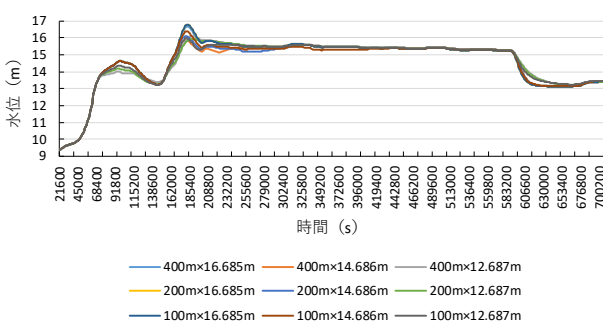


図 4 向島地点の水位変化

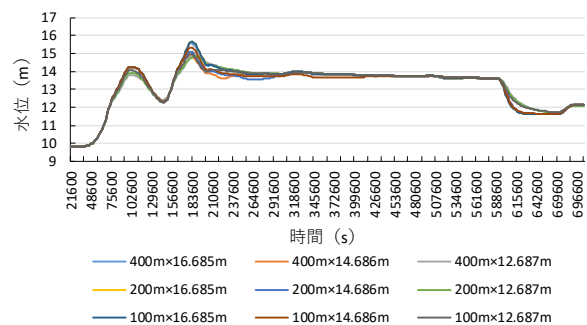


図 5 淀地点の水位変化

図 6 は向島地点における 1 度目のピークと 2 度目のピークの各ケースの水位を示している。1 度目のピークでは、遊水地がない場合と比較し越流堤の高さが 12.685 m の時に水位の低下が見られ、この時越流堤の幅を広くすることでさらに水位を低下させることができた。2 度目のピークでは、越流堤幅の拡大による水位抑制効果は、高さ 14.685 m の時によく現れ、この時約 0.9 m の水位低下が見られた。一方、高さ 16.685 m と 12.685 m ではあまり効果が現れなかった。また、2 度目のピーク時には、越流堤幅 400 m の場合、越流堤高さを 14.685 m から 12.685 m に変更すると水位が上がる結果となった。越流堤付近の水位と流速ベクトルの結果から、遊水地内と河道の水位がほぼ同じとなり、遊水地内への流入が止まり、遊水地から河道への水の流出が起こったことが理由と考えられる。



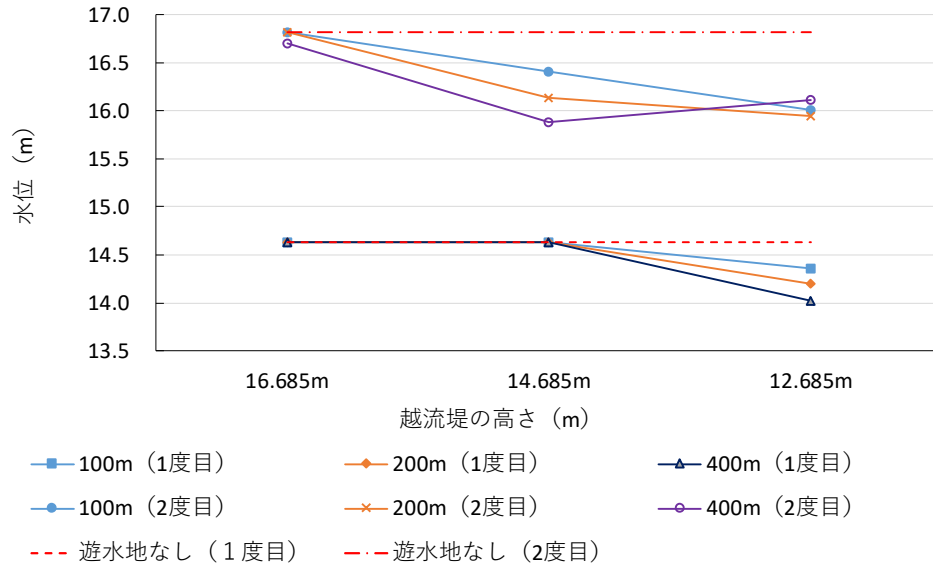


図 6 向島地点における各越流堤高の時の水位

図 7 は淀地点における 1 度目のピークと 2 度目のピークの各ケースの水位を示している。向島地点と同様の傾向を示し、最大で約 0.9 m 水位が低下することがわかった。また、三川合流点 (35.7 km) においても、約 0.4 m の水位低下が確認された。

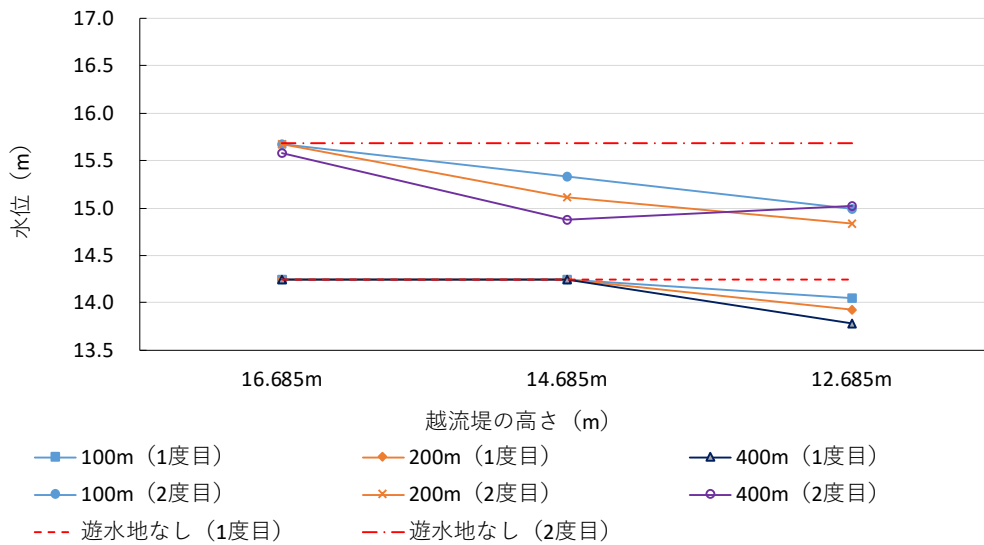


図 7 淀地点における各越流堤高の時の水位

本研究の結果から、宇治川 (淀川本川) では遊水地をつくることで水位低下の効果があることがわかった。一方で、桂川と木津川の水位低下にはあまり影響が見られなかった。しかし、超過洪水時の宇治川の流量を減らすことで、桂川と木津川の流量を先に下流の淀川本川に流すことができ、三川合流域付近の水害リスクを減らせると考えられる。

#### 4. 普及・啓発活動

本研究グループでの研究結果や淀川流域の治水や環境に関する課題等を広く市民に普及・啓発するための活動をおこなった。コロナ禍での制限のある中、感染症予防対策を取りながら開催した。

##### (1) 巨椋池流域見聞 (図 8)



日時：2020年7月18日（土）10時30分～16時30分

場所：京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー，京都市南クリーンセンター「さすてな京都」

参加者：約20名

京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内に本研究グループが製作した巨椋池流域模型ビオトープにおいて，氾濫実験のデモンストレーションを実施した。その後，さすてな京都において「巨椋池の魅力～模型製作を通して学ぶ地域環境～」という題の生涯学習講座の実施と，展望塔から三川合流域および巨椋池干拓地を見学した。



図8 巨椋池流域見聞（左）巨椋池ビオトープでの見学，（右）生涯学習講座の実施の様子

（2）琵琶湖・淀川・大阪湾流域圏シンポジウム in 大阪 兼 第22回近畿水環境交流会（図9）

日時：2020年11月21日（土）12時30分～17時

場所：大阪工業大学梅田キャンパス

参加者：約100名

流域圏の諸問題について一般市民に関心を持ってもらうシンポジウムを実施した。今回はテーマを治水と文化とし，国土交通省近畿地方整備局河川部長の豊口佳之氏による「治水行政に関する最近の動向」と愛知大学地域政策学部准教授の飯塚公藤氏による「琵琶湖・淀川・大阪湾流域圏における近代舟運の変遷」の2つの講演をおこなった。参加者および参加団体によるポスター発表では，流域に関する研究や市民活動など多様な内容があった。本研究グループは，「巨椋池干拓地の一部を遊水地として活用する淀川水系の治水構想に関する検討」について発表した。



図9 シンポジウム会場の様子

## (3) 巨椋池流域模型ビオトープの整備，堤防決壊実験模型の製作 (図 10)

本研究グループでは，三川合流域を含めた巨椋池流域模型ビオトープを製作し，洪水氾濫実験の実施や巨椋池にかつて生育していた植物を保全している。2020 年度は新型コロナウイルス感染症拡大の影響を受け，施設への立ち入りが制限され実験はできなかったが，実験に必要なポンプ等の整備をおこなった。また，持ち運びのできる堤防決壊実験模型を製作し，一般市民向けに堤防の役割と越水時の様子について解説した。



図 10 実験模型 (左) 巨椋池流域模型ビオトープ，(右) 堤防決壊実験模型

## 5. 結論

本研究では，淀川流域の超過洪水対策としての巨椋池遊水地構想について，洪水氾濫解析を用いて検討した。宇治川沿いに遊水地を整備することで，宇治川の水位を下げ，他の場所からの越水や破堤の危険性が低減できる可能性が示された。現在，淀川流域では天ヶ瀬ダムの再開発事業が進められているが，計画規模までの洪水にはダム等に対応することとなっている。しかし，計画規模を超える超過洪水に対しては，河道内施設に加えて陸域での流域治水手法も必要となる。多様な治水手法を組み合わせることで，将来の淀川流域の持続的な発展に資すると考えられる。

## 引用文献

- 1) 国土交通省 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会 (2019 年) : 「気候変動を踏まえた治水計画のあり方」提言  
[http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\\_blog/chisui\\_kentoukai/pdf/02\\_honbun.pdf](http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/chisui_kentoukai/pdf/02_honbun.pdf) (2021 年 1 月 10 日確認)
- 2) 社団法人土木学会 (2020 年) : 台風第 19 号災害を踏まえた今後の防災・減災に関する提言～河川、水防、地域・都市が一体となった流域治水への転換～  
[http://www.jsce.or.jp/strategy/hagibis\\_20200123.shtml](http://www.jsce.or.jp/strategy/hagibis_20200123.shtml) (2021 年 1 月 10 日確認)
- 3) 国土交通省 (2020 年) : 流域治水の推進  
<https://www.mlit.go.jp/river/kasen/suisin/index.html> (2021 年 1 月 10 日確認)