

平城宮跡歴史公園第一次大極殿院東面回廊の「版築」の復原について

山村 真行¹・山田 洋次²

¹近畿地方整備局 営繕部 整備課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

²近畿地方整備局 営繕部 整備課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44) .

国営平城宮跡歴史公園第一次大極殿院建造物復原整備計画（以下「復原整備計画」という）は、奈良時代前期に現存していた第一次大極殿院の建築物等を復原整備するにあたっての基本的な考え方を示しているものです。当計画においては、「建築物の形態や工法などを、厳正に復原する」とともに、「利用者の安全を図るために各種措置を講ずる」ことが基本方針とされているため築地回廊の版築は耐久性はもとより、耐震安全性を確保する必要があります。

キーワード 復原、安全性の検証、版築

1. はじめに

版築とは、土壁や建築の基礎部分を堅固に構築するために古代から用いられてきた構造物です。土を搗き固め、層を重ねた構造は、非常に頑丈で城壁などの大規模な建造物をはじめ、道路や家屋などにも用いられてきました。

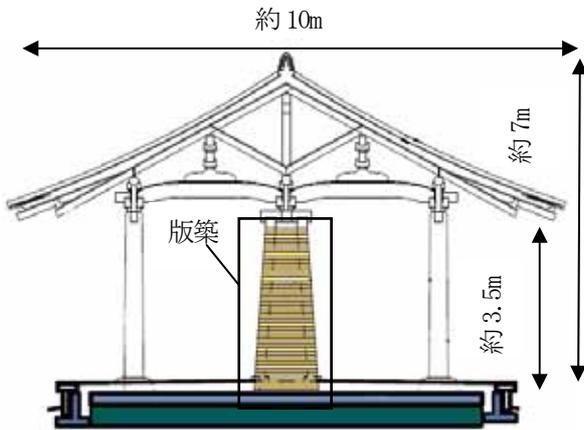


図1-1 築地回廊の断面図



写真1-1 版築

復原整備計画は、奈良時代前期に現存していた第一次大極殿院の建築物等を復原整備するにあたっての基本方針を示しているものです。

平城宮跡には、2010年に第一次大極殿、1998年に朱雀門、2000年に東院庭園など文化庁により往時の建築物が数棟すでに復原整備されています。これらに引き続き、第一次大極殿院の建築物群を復原整備することで、正殿を中心に回廊で取り囲まれた空間が実大で再現され、見学者に古代宮城空間を体感してもらうことで、その理解をより深めてもらうことが可能になります。これらの復原整備に向け、国営飛鳥歴史公園事務所が復原整備計画の方針、枠組など全体を総括し、営繕部は建築に関わる技術的な確認を行いました。

本論では、築地回廊の版築について、建築基準法に適合させるため、地盤耐力を加味した復原可能範囲を設定し、また現在の技術も導入しながらできるだけ奈良時代の材料・工法を用いた復原設計の経緯と補強方法について報告します。

2. 復原整備計画の概要

第一次大極殿院復原建造物に関する建築意匠の設計は、独立行政法人国立文化財機構奈良文化財研究所の調査、研究成果に基づいた復原原案が元となっています。表2-1、表2-2に各復原建築物の規模、写真2-1に復原整備計画の全体完成図（予定）を記します。

表2-1 南門、東樓の概要

	南門	東樓 (東面回廊含む)
建築物の構造	木造	木造一部版築
階数	1階	2階
延べ面積	約200m ²	約530m ²

表2-2 西樓の概要

	西樓 (西面回廊含む)
建築物の構造	木造一部鉄骨造
階数	2階
延べ面積	約880m ²



写真2-1：復原整備計画の全体完成図（予定）

3. 築地回廊の版築の復原可能範囲の設定

第一次大極殿院の敷地は平城宮跡の北寄りにありますが、その北西には奈良時代からの池が広がっています。そのため、院内の西側は地盤が比較的弱く、現行の建築基準法に照らすと、荷重の関係で版築を用いた厳正な復原を行うには困難であるため、第一次大極殿院の地盤を図3-1の4つのゾーンに設定しました。それぞれの地耐力は、

ゾーンⅠ：31kN/m²

ゾーンⅡ-1：38kN/m²

ゾーンⅡ-2：50kN/m²

ゾーンⅢ：82kN/m²



図3-1：地盤特性のゾーン区分

版築は36kN/m²の地盤耐力が必要です。ゾーンⅡ-1は、必要地耐力に対する地耐力の余裕率は1.05と、1.0を上回っていますが余裕度が少ない数値であり、遺構保護の観点からも、ゾーンⅠ、ゾーンⅡ-1は鉄骨造とし軽量化を図ることとしました。その結果、ゾーンⅡ-2及びゾーンⅢが版築の復原可能な範囲として確認されました。

4. 版築の配合について

調査の違いにより強度や耐久性を評価し、版築土の配合を選択するため、既往調査資料などを基に復原設計の前に版築の配合についての事前調査を行いました。

昭和59年（1984年）～平成15年にかけて、復原施工実験が行われた版築土塀が現在も存在しています。雨ざらしの状況で経年劣化が進んでいますが、版築土の配合や施工方法によって劣化度に違いが出てきています。目視による劣化度の評価や、版築の材料強度試験などを実施し、配合と劣化度の関係を調査したところ、消石灰の量が施工完了後の耐久性には大きな影響を与えることが分かりました。しかし、消石灰の強度への影響は不明でした。

よって、仕上げを損なわない範囲で消石灰の配合量を決める必要があるため、各種実験毎に、複数のサンプルを作成し配合を決定しました。

5. 各種実験の概要とその結果

5-1. 築地回廊の版築の復原における問題点とその対応

第一次大極殿院を囲む築地回廊は、版築の上に木架構が載っている複廊として復原されます。しかし、現代において土は建築用資材として認められていないため、版築を構造体とみなせず木架構のみで耐震性能を確保することは不可能です。版築を構造体とみなすため建築基準法の規程に適合させる必要があります。建築基準法を満たすためには、定量的なデータを集める必要がありますが、版築の研究成果がほとんどありません。版築の構造性能や、地震時の安全性に関して、実験的な検証を行えば、定量的な評価が得られ、その結果を構造設計に反映できます。復原整備検討委員会において整備局、復原整備計画検討委員会の協力委員、設計者の3者間の協議で3つの実験（材料実験、耐力実験、施工実験）を計画し

ました。それぞれの実験の目的は、次のとおりです。

① 材料実験

材料強度の確認

② 耐力実験

版築の耐力データを集め、補強の有無、補強方法の検討

③ 施工実験

内部補強を想定した施工効率、機械化施工検討

5-2. 材料実験

実施工の体積約1/5倍の試験体を作成し、築地回廊の版築の配合は事前調査の結果を基に調査しました。作成した試験体を抽出し、物理特性試験（粒度試験、土粒子の密度試験、締め固め試験、液性・塑性限界試験、含水比試験、収縮限界試験）と強度試験（一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、一軸引張り試験、割裂引張り試験、曲げ試験、せん断試験、層間の引張り試験）を行いました。留意すべき実験結果として、築地回廊の版築の層間部の引張り強さがほぼ、ゼロと考えるのが妥当であることが挙げられます。理由として、試験後供試体を観察すると、層間の面が斜め方向にズレが生じているケースや層間の面と破断面にズレが生じているケースがほとんどであり、層間の面をみの引張り強さを反映していません。よって、今回得られた引張り強さは「層間部近傍の引張り強さ」と推察され、層間そのものの引張り強さに対しては過大と考えられるからです。

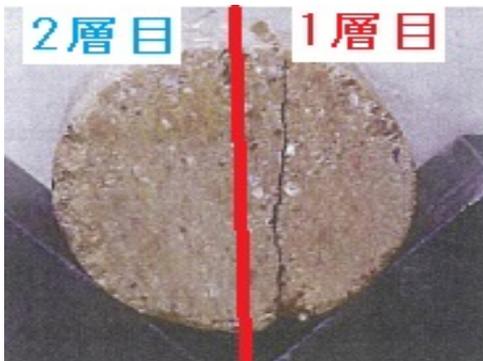


写真5-2-1 各層間の引張り試験の破壊状況

5-3. 耐力試験

耐力実験は、アンカー実験、震動台実験を行い、耐力のデータを集めました。

5-3-1アンカー実験

築地回廊の版築に打設したあと施工アンカーの引抜き試験およびせん断実験を、あと施工アンカーの埋込み深さおよびへりあき寸法（せん断実験のみ）を変化させて、2回に分けて実験を行いました。

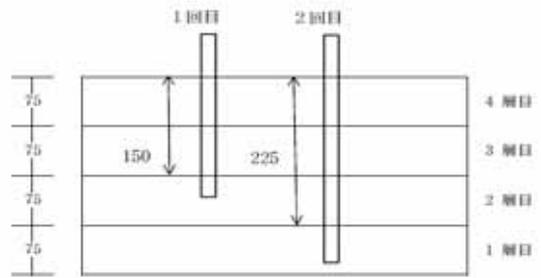


図5-3-1-1 あと施工アンカーの埋込深さの詳細

結果として、引抜強度は、埋込み深さが大きくなるほど引抜強度は大きくなりますが、埋込み深さに比例して大きくなっていませんでした。せん断強度は、試験体によるバラツキが大きく埋込み深さおよびへりあき寸法を大きくしてもせん断強度の増大は見られませんでした。最大強度に達した後の急激な強度低下を防止することができました。引抜き試験、せん断試験結果の共通点としては版築に打設したあと施工アンカーの引抜強度およびせん断強度に与える影響は、各層間の一体性がないことが最も大きいと思われます。すなわち、引抜き試験では、大きい引抜き変位を与えると、最上層の1層のみが曲げ破壊モードが見られました。せん断実験では、大きなずれ変位を与えると、1層のみがずれてくる破壊モードが見られました。このような破壊モードを防ぐ対策を施すことができれば、より大きな引抜強度およびせん断強度が得られます。

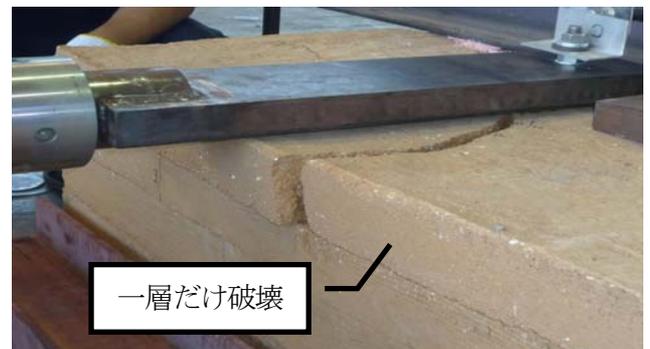


写真5-3-1-1 せん断実験の破壊状況

5-3-2 震動台実験

試験体の形状は、現物の1/3試験体を用い、補強を行わない基本試験体と補強を行った補強試験体合わせて6体（A）無補強（B）内部鉄筋補強（C）炭素繊維シート補強（2重×2本）（D）内部鉄筋補強（上部に1.3tの錘設置）（E）炭素繊維シート補強（1重×2本）目地部を目荒し（F）柱脚部のみ内部補強、目地部は鉄筋の上層のみ接着剤、目荒しを計画し、補強方法、目地部補強の効果を検証しました。

試験体の概要については表5-3-2-1に示します。地震波の加速度を350galと818gal～1950galまで段階的に増加させて、試験体の挙動を確認しました。

実験の結果として、

無補強の版築塼（A）は、中地震程度の地震において、打継ぎ目地部において曲げ引張応力により、肌別れが発生し、地震力の大きさによってはそのまま転倒モーメントを超えて転倒してしまうことが分かりました。



写真5-3-2-1 (A) 試験体の浮き上がり破壊形式

内部補強の版築塼（B）は、竹筋及び鉄筋が入っている層では層どうしが一体化されるため、浮き上がりが抑制され転倒防止効果が認められました。（D）は補強材内部に設置した全ネジの引張応力は、降伏強度を超える応力が働き、頂部の圧壊が生じました。外部補強を行った版築塼（C）は、底面剥離し、ロッキング現象を生じ、また内部にひびが生じるなどの破壊挙動が見られました。しかし、転倒などの危険な破壊にはつながりませんでした。（E）は、転倒などの危険な破壊にはつながらず、炭素繊維と版築塼の拘束を改善したことにより、ロッキング効果は抑えられる結果となりました。

部分的な補強を行った（F）は、鉄筋補強の無い7層目で浮き上がりが確認されました。

考察として、築地回廊の版築部には、耐震性能向上のために、壁脚部から頂部に渡っての内部補強または、外部補強が必要であり、目地部補強の効果は低いことが分かりました。

表5-3-2-1 震動台実験概要

試験体名	A (補強無し)	B (鉄筋+竹補強)	C (炭素繊維シート補強)
試験体図			
補強概要	すべり拘束	基礎に固定	外で基礎に固定
固定材	—	全ネジボルト	100mm幅、2重×2本 シート緩み大
目地部	処理無	処理無	処理無
試験体名	D (錘)	E (炭素繊維シート補強)	F (柱脚部のみ内部補強)
試験体図			
補強概要	基礎に固定	基礎に固定	鉄筋定着板柱脚部補強のみ
固定材	全ネジボルト	100mm幅、1重×2本 シート緩み少	全ネジボルト 定着板PL4.5
目地部	処理無	目荒らし	上層のみ接着剤 目荒らし



写真5-3-2-2 (D) 試験体頂部破壊状況

5-4. 施工実験

12層の土層の版築を作成する計画を立て、施工手順は下記によります。

【1層目】全面搗き棒施工（従来工法）

施工全面に渡って、①整地②タコ搗き③搗き棒搗き④周辺部仕上げ搗き⑤全面仕上げ搗きの手順で一様に突き固める方法としました。



写真5-4-1 版築搗き作業状況

【2.3層目】鉄筋邪魔棒（内部鉄筋補強）有り、全面搗き棒施工

施工面に内部鉄筋補強案を想定して2-D16@300の鉄筋が立っている状況で、従来工法による搗き固め施工を実施して、作業効率を観察しました。縦に立った鉄筋は長さが比較的短かったためか、搗き作業に大きな影響はなく、施工時間が大幅に長くなることはありませんでした。



写真5-4-2 内部鉄筋補強を想定した施工状況

【4-9層目】内部中央部簡素化施工（外周部：従来工法、内部：機械化施工）

機械による施工範囲は、手搗き施工と同様に、内側中央部の簡易施工部分を機械化により合理化できないかを検討し、用いた機械の種類やその評価を検討しました。結果として、手持ち式サンドランマーが中央部の作業を機械搗きに置き換えることが可能であることが分かりました。高齢の作業員でも作業が容易、ランマーを動かす時間により搗き回数の管理が可能で、強度についても、搗き棒と同等の性能が出ることを確認されました。



写真5-4-3 手持ちサンドランマー施工状況

【10-最上層目】全面搗き棒施工（従来工法）（1層目同様）

6. 実験結果を踏まえた版築の構造設計

これまでの実験の過程から消石灰の量は、版築土 1m^3 (1.88t) 当たり、消石灰80kgの調合が、施工のし易さ、安定性や強度のばらつきが少ないことが分かりました。実験結果を踏まえた構造補強として、炭素繊維による補強が妥当と考えられますが、その場合仕上げに影響が出る可能性が高くなります。鉄筋による補強は、炭素繊維で補強する場合よりも仕上げの当初性を保つことができ、施工性についても、補強鉄筋があったとしても施工に大きな支障が無いことが確認されています。よって、内部鉄筋補強が選択されました。各層間が一体となり強度が大きくなる実験結果が得られたため、壁脚部から木部の接合部まで補強筋を組み込んだ設計にしました。

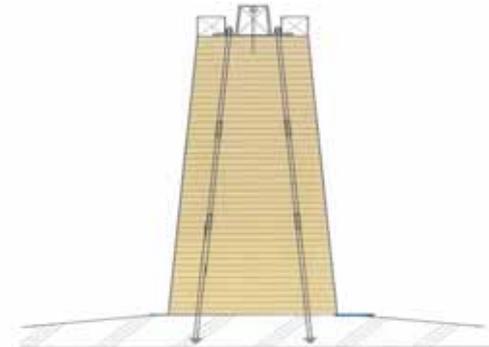


写真6-1 実験結果を踏まえた版築の断面図

そして、この設計資料を用いて、一般財団法人日本建築センターの評価を受け建築基準法で求められた性能を有していると大臣認定を取得しました。

7. 考察

以上を踏まえて2つの知見が得られました。
1点目は各層を一体的になるよう適切な補強を行えば、

版築を構造体としてみなせることです。2点目は、今後の復原設計の先進事例として実験内容が汎用的である点です。

版築の研究成果はほとんどないため、本実験の資料が今後の復原設計において、活用されることが期待できます。

今回、整備局、復原整備計画検討委員会の協力委員、設計者の3者により意見を交わすことで適切な判断が円滑に行えたことも大きな成果と言えます。

余呉川における河川改修計画と地盤沈下について

清水 司

滋賀県 土木交通部 監理課 (〒520-8577滋賀県大津市京町4-1-1)

木之本管内を流れる余呉川は、これまでに西野放水路から約5.1kmの一次改良が完成している。整備後に地下水位低下の可能性が否めないため、河川改修工事に伴う地下水位の低下量を3次元FEM浸透流解析を用いて予測し、一次元圧密沈下解析により地下水位低下に伴う周辺地盤の沈下予測を実施した。また、近接集落への地盤沈下の影響を低減するため、河道計画の見直しを含めた対策工の検討を実施し、地下水位低下量の低減対策を選定した。

キーワード 地下水位低下, 地盤沈下, 河道計画, 事前対策

1. 余呉川の概要

余呉川は、滋賀県と福井県の県境に位置する大黒山に水源を發し、長浜市余呉町の谷あいを多数の溪流を合流しながら南下し、西野放水路から琵琶湖へ流入する流域面積約65km²の一級河川である。



図-1 位置図

余呉川の治水事業の歴史は古く、西野放水路では、古くは江戸時代(天保11年~弘化2年)に恵荘上人が開削したといわれる幅1.0m・高さ1.5~4.0m延長約250mの排水トンネルが整備されている。

また、1946年~1959年にかけてそのすぐ横に放水トンネルが施工された。

その後、琵琶湖総合開発特別措置法の施行により、昭和47年には余呉川中小河川改修工事全体計画が採択され現在の西野放水路トンネルが1980年に完成している。

その後、西野放水路や余呉川本川の河川改修が進められ、現在は河口(西野放水路)から約5.1kmまで一次改良が完了している。

2. 河川改修におけるこれまでの課題

余呉川の河川改修計画は、図-2 標準断面図に示すように河道計画のセオリーに準じ、堤内地盤高からHWLを設定しており、築堤河川である原川から大きく掘り込む計画となっていた。

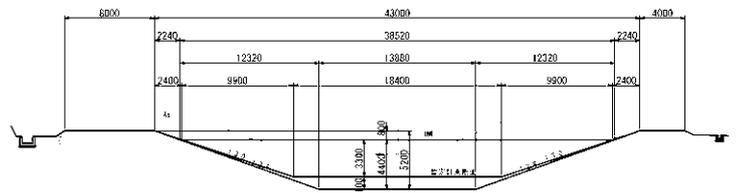


図-2 標準断面図

図-3に整備区間前後の河川整備状況および改修計画を示す。現状では、No49+70より下流は暫定計画高で整備済みで、No49+70~No51は暫定計画高より1.5m高い暫定計画高で整備されている。No51より上流は未改修の状況である。河川整備計画では、暫定計画高での整備を進める計画であり、深いところでは2mを超える河床掘削となる。

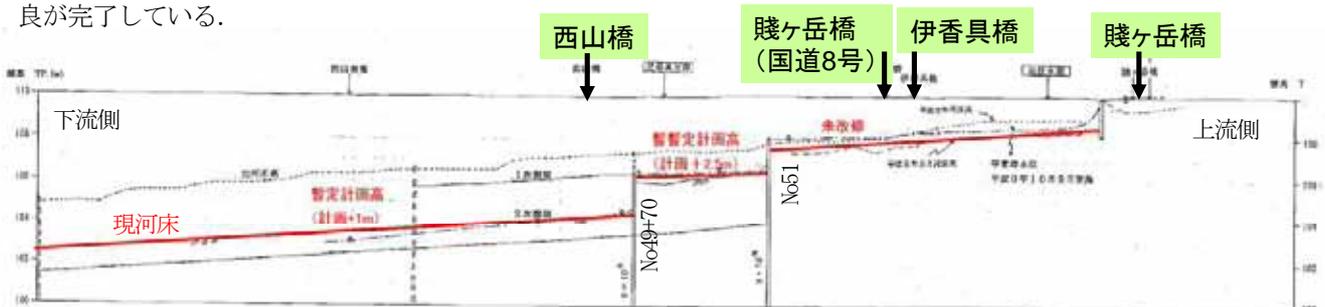


図-3 河川整備状況および改修計画

また、これまでの河川改修において下記の課題が明らかとなっている。

- ①隣接する水田の減水深増加
- ②簡易水道の枯渇
- ③橋梁取付盛土による地盤沈下

これらの課題から『地下水位低下』と『軟弱地盤』というキーワードに着目し、一つの仮説を考えた。

『河川改修に伴い、地下水位低下の影響により地盤沈下が生じ、家屋に近接した地域では大きな事業損失が生じる』というものである。

これから事業実施しようとする区間は、図4 平面図に示すように集落に近接した区間である。



図4 平面図

また、国道8号賤ヶ岳橋架替事業が施工委託により本格的に動き出すタイミングであり、これらの可能性を検証しより効果的な対策を検討するため、地下水位動向解析、地盤沈下予測および河道計画の見直しを同時に進めることとした。

3. 地下水の流動状況

工事後に地下水位低下の問題が生じた場合、工事による影響の有無を検証するためには、施工前の地下水位の変動状況と施工後の変動状況とを比較し、検証する必要があることから、施工前から水位変動状況を把握しておくことが重要となる。

また、事前に工事に伴う水位低下量を予測し、対策工を検討するためには、予測解析モデルが現状の水位変動を精度良く再現できることを確認し、モデルの信頼性を高めることが重要となる。

これらの理由から、対象地周辺に地下水位観測孔を設けて、地下水位および河川水位の連続観測を実施している。図-5に水位観測結果を示す。周辺地下水位は右岸側のNo1～No5で観測しており、河川の上流側にあるNo1から下流側のNo5に向かって概ね水位が低くなっている。この地下水は図-6の地質断面図及び図-7の地質縦断面図に示される、表層の盛土層（B層）から河川下のAg層へ流れる浅い地下水と想定される。

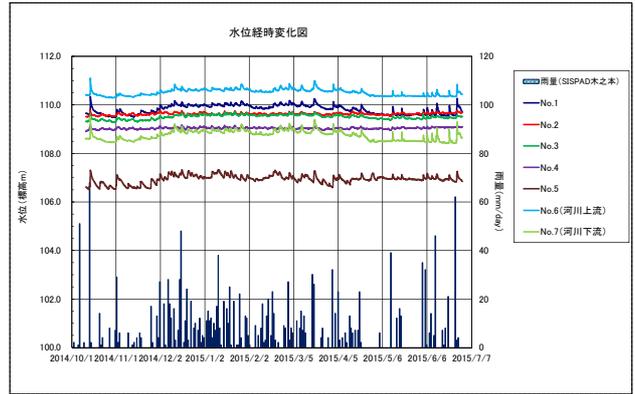


図-5 水位観測結果

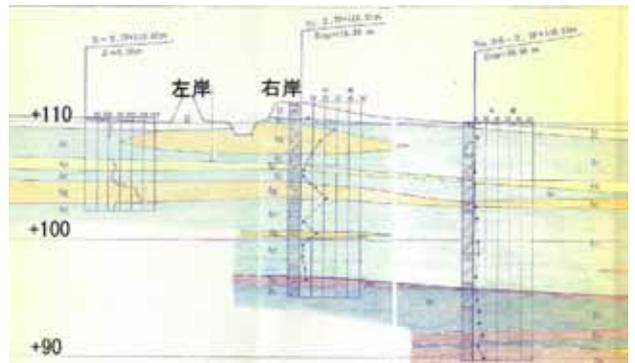


図-6 地質断面図 (No53+70)

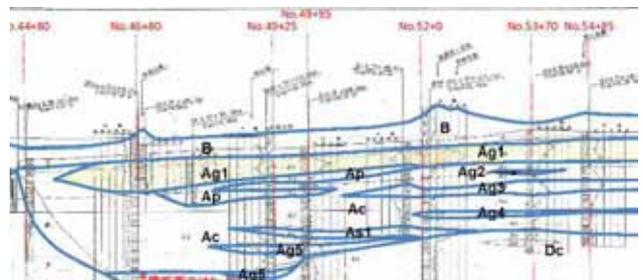


図-7 地質縦断面図 (右岸)

4. 地下水位動向解析モデル

河川改修に伴う水位変動量を予測するため、浸透流解析を実施した。解析モデルは、地下水の水平方向・鉛直方向の流動を表現できる三次元FEM浸透流解析モデル（定常解析）を用いた。

(1)解析モデル

三次元FEM浸透流解析では解析モデルの精度向上のため再現解析を行い現状の地下水位を最も良く再現できるモデルを決定した。設定した解析モデルを以下に示す。

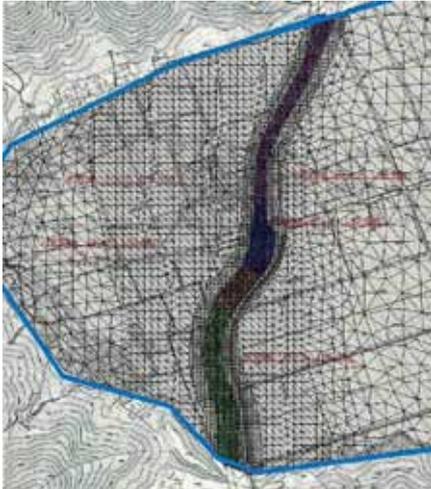
a) 解析メッシュ

図-8に解析メッシュを示す。左岸側のメッシュ範囲は影響範囲を考慮して1km程度で設定した。

b) 境界条件

再現解析の境界条件は以下のとおりとした。

- ・河川境界
水位観測データを利用 (2014年10月平均値)
- ・メッシュ境界
再現解析によるトライアルでGL-1mに設定。
- ・降雨量
木之本の2014年10月の平均値 (5.2mm/日) に流出係数, 蒸発散量を考慮して降雨浸透量を16.7%と設定。



凡例	区間	現状の河川改修状況 (河床高)
紫	No. 53 より上流	未改修
青	No. 51~53	未改修
オレンジ	No. 49+70~51	暫定計画高 (計画高+2.5m)
緑	No. 49+70 より下流	暫定計画高 (計画高+1.0m)

図-8 三次元FEM浸透流解析メッシュ

c) 解析定数

透水係数は既存の土質試験結果をもとに、表-1の通り設定した。盛土については試験結果が得られていないため、Ag層と同等としたが、堤体部については再現解析により表-1のとおりとした。

表-1 透水係数

土層名	記号	透水係数(cm/s)
盛土	B	4.2×10^{-3}
沖積粘性土層	Ac	2.3×10^{-7}
沖積腐植土層	Ap	1.2×10^{-5}
沖積礫質土層	Ag1~Ag5	$1.6 \times 10^{-2} \sim 4.2 \times 10^{-1}$
沖積砂質土層1	As1~As3	2.1×10^{-2}
洪積粘性土層	Dc	8.0×10^{-8}

(2)地下水位の再現結果

再現解析では実測の地下水位と整合するよう、盛土の透水係数等のトライアルを実施し、上記の解析モデルを設定した。採用した解析モデルによる地下水位の再現結果として、図-9に地下水位コンター図を示す。図-9では地下水観測孔No1付近で、河川水が堤内地側に浸透する状

況が推測される。この結果は、図-10でNo1地点の水質 (ヘキサダイアグラム) が河川水と類似していることから推測され、再現解析結果と水質試験結果とが整合していると言える。

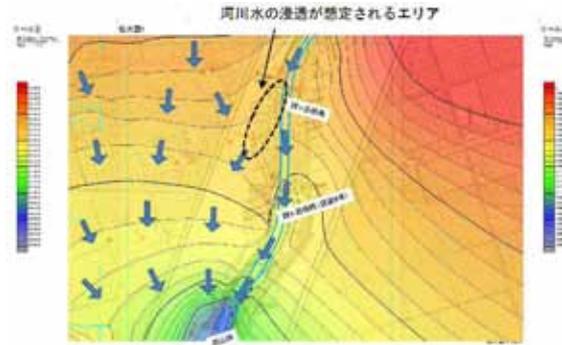


図-9 地下水位の再現解析結果 (水位コンター図)



図-10 ヘキサダイアグラム

(3)河川改修に伴う地下水位低下量の予測

再現解析で設定した三次元FEM浸透流解析モデルを用いて、周辺地下水の水位低下量を予測した。

河川改修に伴う河川水位の低下量は、河床の掘り下げによる水位低下量と川幅が広がることによる水位低下量の和として算定し、三次元FEM浸透流解析により改修後の地下水位を求めた。図-11に河川改修に伴う水位低下量コンター図を示す。同図より、河川改修によって広い範囲で地下水位の低下が生じ、水位低下量は河川近傍で2mを超えるものと予測される。

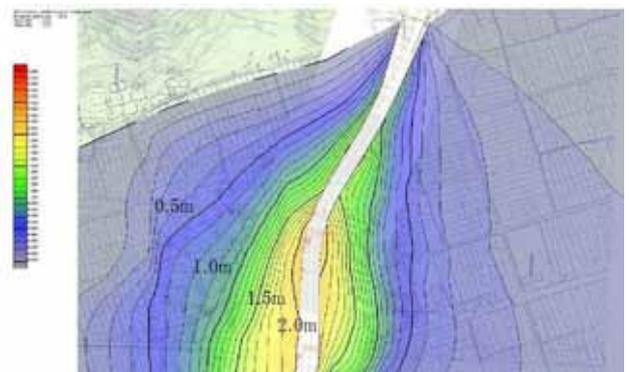
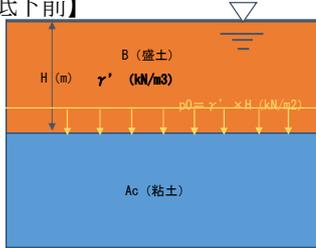


図-11 地下水位低下量コンター図 (当初計画)

5. 地下水低下に伴う地盤沈下の発生メカニズム

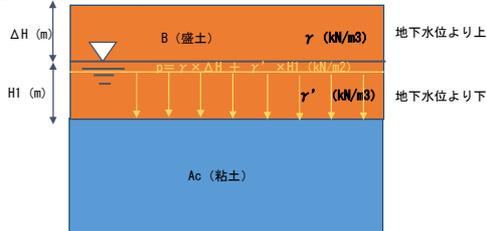
河川水位の低下に伴って、周辺の地下水位が低下する。このとき、粘性土地盤では、図-12に示すとおり、水位低下量 (ΔH) に応じて、上載荷重が Δp ($=\gamma_w \Delta H$) 増加することになるため、この上載荷重の増加に伴って圧密沈下が発生する。

【水位低下前】



【粘性土にかかる有効上載荷重】
 $p_0 = \gamma' \times H$

【水位低下後】



【粘性土にかかる有効上載荷重】
 $p = \gamma' \times \Delta H + \gamma' \times H1$
 $= (\gamma' + \gamma_w) \Delta H + \gamma' \times H1$
 $= \gamma' (\Delta H + H1) + \gamma_w \times \Delta H$
 $= \gamma' H + \gamma_w \times \Delta H$
 $= p_0 + \frac{\gamma_w \times \Delta H}{1} = \Delta p$

図-12 地下水水位低下に伴う地盤沈下の発生メカニズム

6. 河川改修に伴う地盤沈下量の予測

(1)地盤沈下量の予測解析モデルの設定

地盤沈下量の予測は一次元圧密沈下解析により行った。解析モデルの精度向上のため、西山橋右岸の取付道路盛土工事で実測された沈下計測結果を用いて、沈下量の実測値と解析値がフィッティングするよう再現解析を行い、地盤の圧密パラメータを設定した。図-13に一次元圧密沈下解析モデルの再現解析結果を示す。

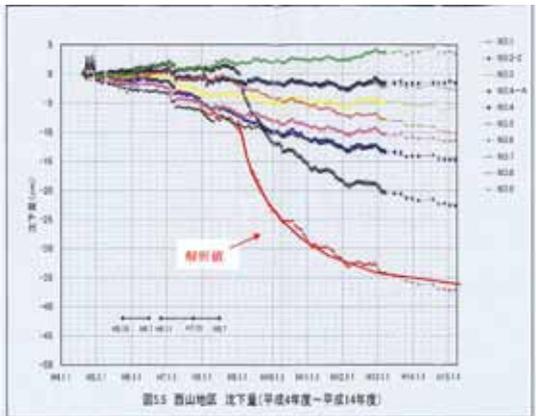


図-13 一次元圧密解析モデルの再現解析結果

(2)河川改修に伴う地盤沈下量の予測

一次元圧密沈下解析による沈下予測解析は図-14に示す4断面で実施した。

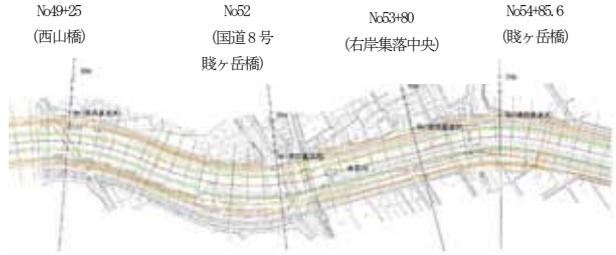


図-14 一次元圧密沈下解析断面

解析では、各断面において図-11で得られた水位低下量に相当する増加荷重を分布荷重として与え、右岸側堤防裏法尻から10mごとの沈下量を求めた。図-15に代表としてNo53+80断面における解析モデル図を、図-16に沈下量と傾斜角の予測解析結果を示す。

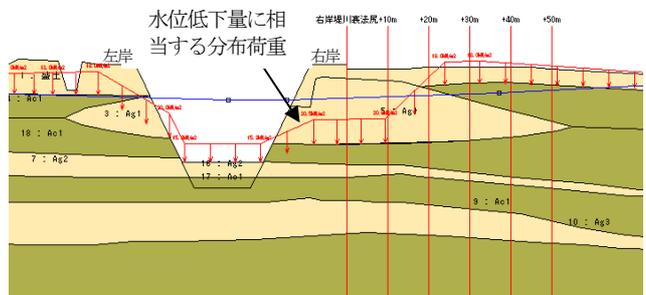


図-15 一次元圧密沈下解析モデル図 (No53+80断面)

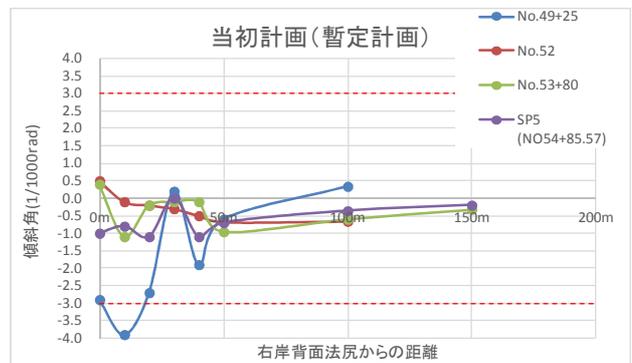
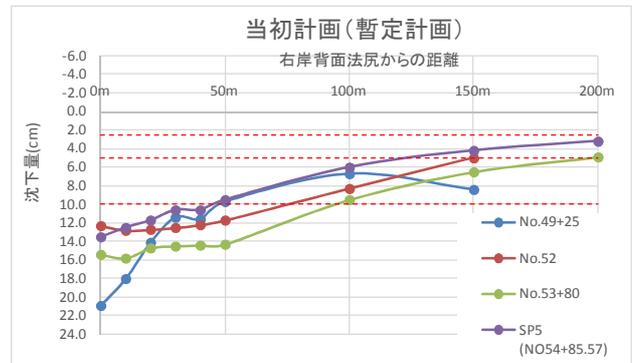


図-16 一次元圧密沈下解析結果 (当初計画)

当初計画では、全4断面が堤防裏50m付近まで、小規模建築物基礎設計指針の布基礎・べた基礎の許容沈下量の標準値である10cm以上の沈下を生じ、集落中央付近（No53+80断面）では裏法尻から100m付近まで沈下量が10cm以上となる。また、傾斜角はNo49+25断面で堤防裏法尻から20mまで、同指針で変形角の限界値の下限値として示される 3×10^{-3} radを超過する箇所がある。

これらの検証結果より、『地下水水位低下の影響により地盤沈下が生じる』という仮説が実証された。

7. 事前対策工の検討

沈下予測解析の結果、周辺地盤において10cm以上の沈下を生じ、近接する集落では建物への影響が懸念されることから、事前対策工の検討を実施した。

(1)事前対策工の選定

事前対策工には、地下水水位を低下させない遮水工法が一般的である。しかし、国道8号を含めた橋梁が3橋連続する区間であり、遮水工法の連続性の確保について疑問が残る。このため、地下水水位を低下させる原因の排除についても広く検討する必要があるが、それは「河床を掘り下げない」ことを意味しており、これまでの河道計画を大きく見直すことであった。

8. 河道計画の見直し

(1)河道計画の課題

河道計画の見直しに向け以下の課題を抽出した。

- ①河床を下げない整備ができるか
- ②河川用地を満足するか
- ③超過洪水リスクを低減できるか
- ④多自然川づくりに配慮できるか
- ⑤整備済み区間との縦断的整合と地下水水位低下対策工が実施可能か

これらの課題を解消できる最適案を作成すべく検討を行った。

(2)課題解決に向けた河川条件の整理

前述の課題を解決するため、河川条件を整理する。

a)河床高の設定

過去に繰り返し現況最深河床まで河川水位が低下したことがある場合、繰り返し圧密が起こっていた（過圧密）と考えられる。このため、計画河床高は、現況最深河床を繋ぐ縦断計画とすることで、河床掘削による影響を最小限に抑える計画とした。

b)超過洪水リスクと用地幅について

先に設定した河床高では、計画断面は引き堤となる。築堤河川における堤防の高さは、超過洪水による破堤リスクに直結するため現況堤防高を超えた築堤は避ける必

要があった。そこで、用地幅に収まる流下可能な断面を複数検討し、計画堤防高が現況堤防高を下回る計画断面を模索した。

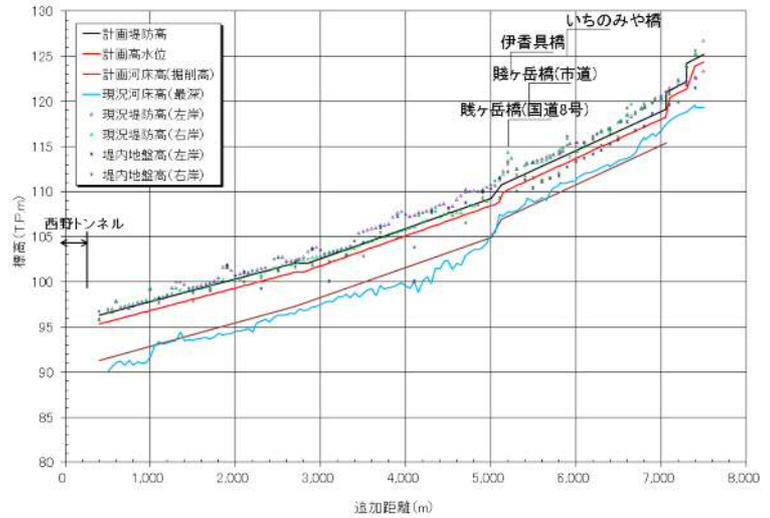


図-17 河川計画縦断面図

c)多自然川づくりとハビタットの多様性

多自然川づくりにおいて河道計画に影響のある条件はハビタットの多様性である。淡海の川づくりの目指すべき姿として『川の営力により、河原・瀬・淵・多様な水際が継続的に形成・維持される断面を確保する』と明確に示されており、無次元掃流力と川幅水深比を満足する河道計画を目指した。

河床材料の平均粒径: $dR=35\text{mm}$	
現況河道 $\tau^* = 0.30$ $B/H_L = 8$	整備計画河道 $\tau^* = 0.24$ $B/H_L = 13$

図-18 無次元掃流力と川幅水深比

(3)河道計画の決定

これらの条件を全て満足する河川断面を選定し、再度課題に照合した上で以下の河川断面を決定した。



図-19 計画標準断面図

9. 事前対策工の決定

(1)河道計画見直し後の地盤沈下予測

河道計画の見直しにより、図-20に示すとおり当初計画に比べて全体的に水位低下量は減少したが、落差工付近では、1.9m程度地下水位が低下する結果となった。本対策による沈下量は、図-21に示すとおりNo49+25断面で堤防裏法尻から50m付近までは10cmを超える結果となった。

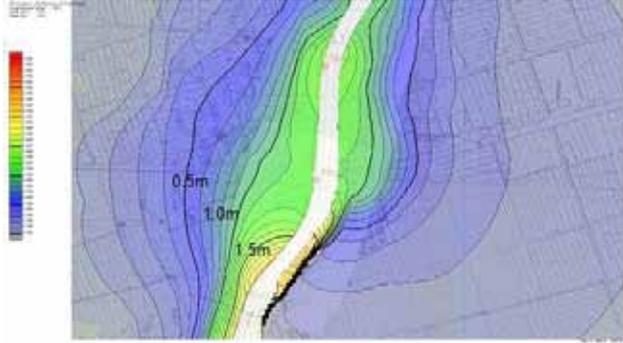


図-20 地下水位低下量コンター図 (河床上げ対策)

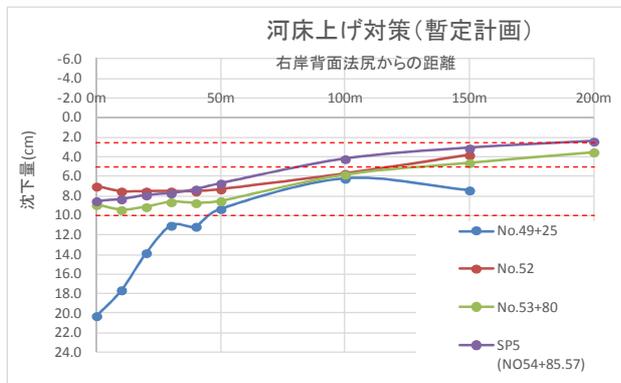


図-21 一次元圧密沈下解析結果 (河床上げ対策)

(2) 鋼矢板による遮水対策

No51より下流側では、河床上げ対策を実施しても水位低下量が大きく、10cmを超える沈下量が発生するため、遮水対策として図-22に示す範囲に鋼矢板を設置した。遮水鋼矢板は、図-23に示す堤内地の盛土層から河川部のAg1層に向かう地下水の流動を遮断するよう、Ag1層下のAc層に1m根入れするものとした。本対策の結果、図-24に示すとおり、全ての断面において沈下量10cm以下、傾斜角 3×10^{-3} rad以下となった。

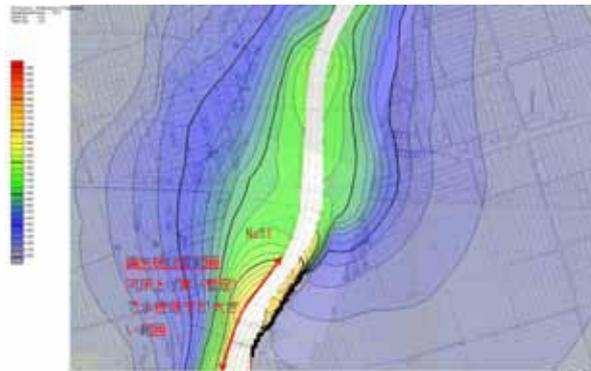


図-22 鋼矢板による遮水対策範囲

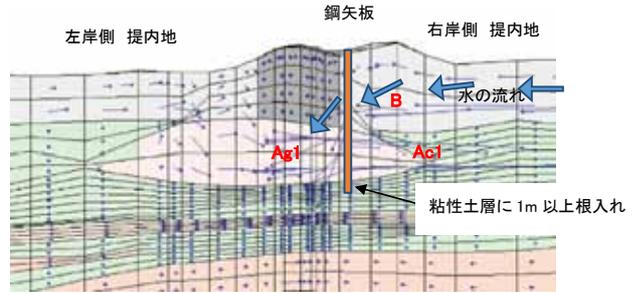


図-23 鋼矢板の打設深度

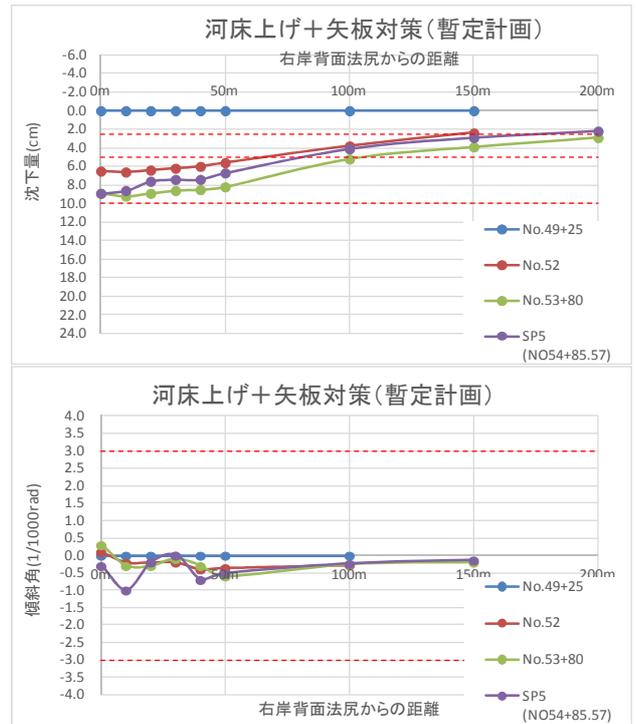


図-24 一次元圧密沈下解析結果 (河床上げ+鋼矢板対策)

10. おわりに

最深河床に設定した河道計画においても許容値内ではあるものの若干の地盤沈下が生じる結果となった。今後は地下水位等を継続的に調査し、施工時や施工後の状況を追跡していきたい。

また、今回の発表は、河床切下げによる地盤沈下の課題を有する他の河川でも有効な手法の一つであり、河川整備の推進に寄与するものである。

※本論文の内容は、清水の従前の所属である滋賀県長浜土木事務所木之本支所河川砂防課における業務に基づくものである。

謝辞：解析業務を行ったパシフィックコンサルタンツ(株)、河道計画業務を行った(株)エイト日本技術開発、その他関係機関等のご協力に対して深く感謝の意を表し、本報告の結びとさせていただきます。

天ヶ瀬ダムゲート放流に伴う 低周波音対策について

霜田 晴行¹・唐松 雅司²

近畿地方整備局 淀川ダム統合管理事務所 管理課 (〒573-0166大阪府枚方市山田池北町10番1号) .

近畿地方整備局 淀川ダム統合管理事務所 管理課 (〒573-0166大阪府枚方市山田池北町10番1号) .

天ヶ瀬ダムは1964年に完成したアーチ式の多目的ダムであり、人口約19万人の宇治市中心部から2kmあまりという箇所に位置している。ダム上流には琵琶湖があり瀬田川洗堰の放流により洪水後等の琵琶湖水位低減のため、ゲート放流を長期間行うことが多いというダム操作上の特徴がある。

建設後、ダム下流の左岸地区から主ゲート放流時に発生する低周波音に関する苦情に対応した経緯があるが、近年になって、右岸地区からも低周波音による建物振動等の苦情が寄せられるようになり、2006年より当該地区を対象に低周波音の調査を行っている。

本論文では、これまで蓄積した調査結果を分析し、天ヶ瀬ダムの放流に伴い発生する低周波音の特性について整理するとともに、具体的な低周波音の低減対策として、ハード、ソフトの両面より検討した結果について報告するものである。

キーワード ダム放流, 低周波音, 放流パターン

1. はじめに

天ヶ瀬ダムは、淀川水系宇治川に1964年に完成した淀川水系で最も古いアーチ式の多目的ダムであるが、京都府宇治市中心部から2kmあまりの都市型ダムであるという立地条件や、上流琵琶湖・瀬田川洗堰の後期放流により洪水後等の主ゲートからの放流が長期間に及ぶことが多いというダム操作上の特徴がある。

ダムのゲート放流時に低周波音が発生していることが確認されており、管理開始直後5年頃より左岸地区から苦情が寄せられ、最近になって右岸地区からも苦情が寄せられるようになり、2006年以降低周波音の調査を行っている。

本論文では、既往資料を整理し、音源の予測、放流量と音圧レベルの関係及び距離減衰傾向等の天ヶ瀬ダムにおいて発生する低周波音の特性を明確にした。次に、天ヶ瀬ダムを縮尺模型で再現し、水理模型実験により具体的な低周波音の低減対策としてハード、ソフトの両面より検討し、有効と判断できる案を選定した。

2. 天ヶ瀬ダムで発生する低周波音の特性

既往資料を整理し、天ヶ瀬ダムで発生する低周波音の特性を分析した。

(1) 音源の予測

既往資料(2012.2天ヶ瀬ダム低周波音測定調査業務)において、減勢池の左右岸沿いに下流に向かって音圧レベルが計測され、音圧レベルは、距離減衰を示さず、ほ

ぼ一定の値を示す結果が得られている。これより、音源のタイプは、面音源と予測できた。

加振源は、水脈の落下点及び落下水脈の振動の他、減勢池内の水面変動を含めた副ダムまでの減勢地内全域と仮定し、副ダムまでの長さを短くすることで、卓越周波数に変化があるかどうかを調査した。結果、図-1に示すように副ダムを仕切ることによって音圧レベルが低下することが確認できた。

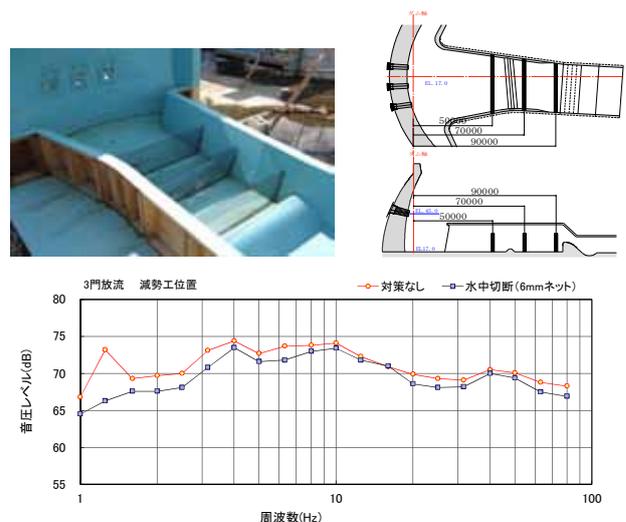


図-1 対策: 水中切断 (6mmネット) 3門放流 計測位置: 減勢工位置 ｽﾌﾟﾙ外図.

以上より、低周波音が発生する加振源は、図-2に示す3点と考えられた。

- ・落下点
落下に伴う運動エネルギーが減勢地に入流する際、流速が減勢し、位置エネルギーの他に音と熱のエネルギーへの変換。
- ・減勢池の水面変動または共鳴
減勢池全体の水面変動、または共鳴。
- ・落下水脈の振動
3か所から放出される水脈の振動。

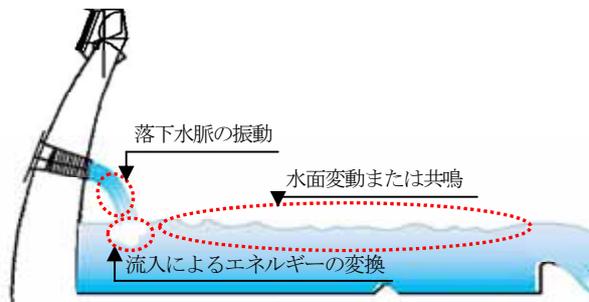


図-2 想定される低周波音の発生位置図

(2) 放流量と低周波音圧レベルの関係

過去4年の放流量と音圧レベルの関係は、図-3となる。この放流量と音圧レベルの関係を、流入エネルギーと音響エネルギーに変換すると図4に示すものとなり、測定できた放流量の範囲では比例関係が成立し、放流量と低周波音圧レベルの関係は、1対1の関係が成立することが確認できた。

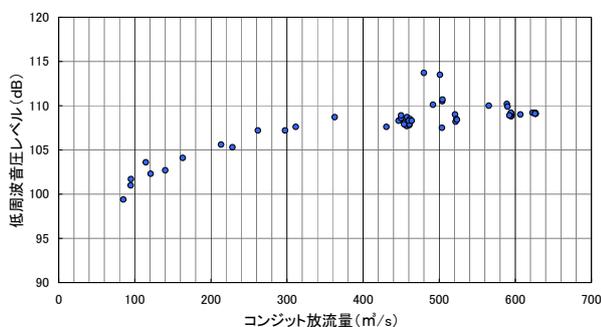


図-3 放流量と音圧レベルの関係

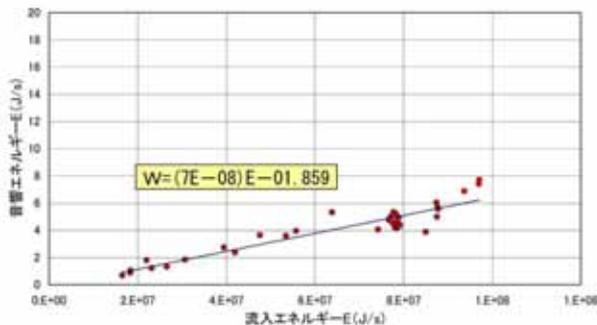


図-4 流入エネルギーと音響エネルギーの関係

(3) 周波数特性

ダムの減勢池（音源近傍）で調査した低周波音を1/3オクターブバンドで整理すると、図-5に示すものとなる。放流量約100m³/s時：10～16Hz、約200m³/s時：6.3～12.5Hz、約500m³/s時：5～8Hzが卓越することが確認できた。

これより、天ヶ瀬ダムで発生する低周波音の周波数特性は、放流量の増加に伴い、卓越周波数が低い周波数帯に移行し、かつ音圧レベルも高くなる傾向を示すものと考えられる。

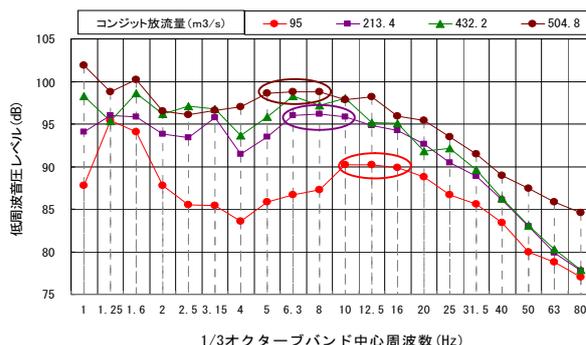


図-5 音源近傍での周波数特性

(4) 距離減衰の傾向

既往調査データより、音源タイプを面音源とし、音源からの距離と音圧レベルの関係を整理すると距離と音圧レベルの関係（放流量520 m³/s）は、図-6に示すように、理論上の距離減衰線（青線）とほぼ合致し、距離減衰は、理論とおり球体状に拡散し、音圧レベルの減衰は対数（ $-20\text{Log}(\text{距離})$ ）となることが確認できた。

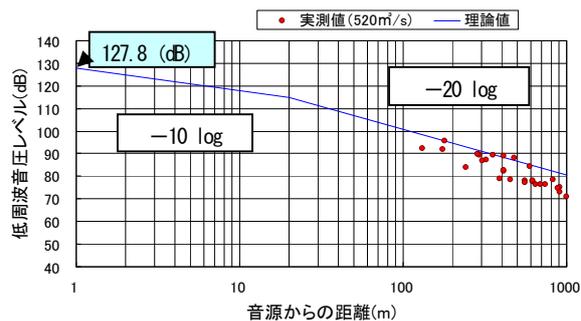


図-6 コンジット放流量520m³/s時の距離減衰特性

(5) ゲート操作による低周波音発生の違い

2010年・2011年に同一条件下で主ゲートの運用を3門運用、2門運用の場合での周波数特性を比較したものは図-7・図-8に示すものとなり、音圧レベルでみた場合、3門運用・2門運用での差はみられないのに対し、周波数特性については、4～10Hzの周波数帯のみ2～3dBほど2門運用時の音圧レベルが低減することが確認できた。

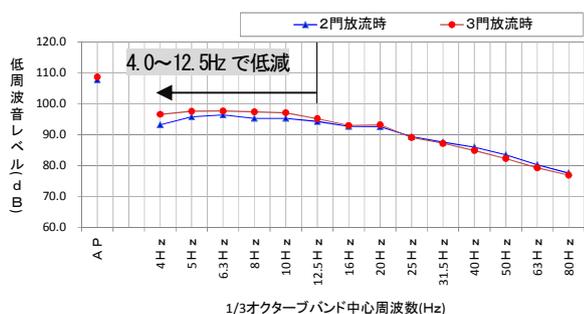


図-7 2010年実施の現地調査分析結果

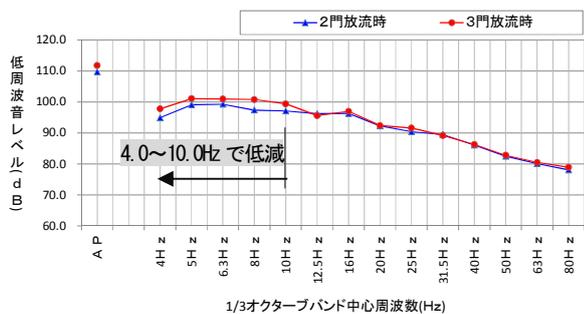


図-8 2011年度実施の現地調査分析結果

(6) がたつき閾値

既往検討より、天ヶ瀬ダム下流の住宅の建具のがたつき閾値は、図-9に示すものとなる。

これより、環境省のがたつき参照値との比較も含め、天ヶ瀬ダム下流地域で重要となる周波数は、超低周波音の中でも特に6.3Hzが重要となる。

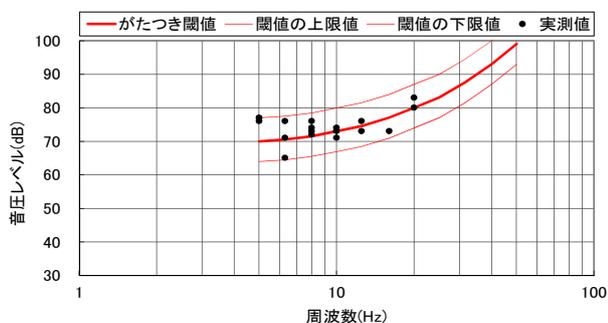


図-9 がたつき閾値

3. 対策工の考え方と対策案

天ヶ瀬ダムの音響特性を踏まえ、低周波音対策を行うに際し、加振源毎に考え方を整理すると以下となる。

① 落下流の流入地点で発生する音

落下流により発生する流入エネルギーが支配的であるため、音響エネルギーへの変換効率を下げ、卓越周波数を変化させることが基本となる。従って、対策は、減勢池内の流れ場を変化させるものとなる。(水理的対策)

② 減勢池内の共鳴により発生する音

減勢池内の共鳴は、減勢池内の水面変動と側壁間の空洞部の構造に支配されるもので、物理的に音響エネルギーを下げる、または、周波数帯を移行させることと発生した音を防止する方法が基本となる。従って、対策は、音響的に空気振動を抑制、移行させるか物理的に防止する方法となる。(音響的対策)

③ 水脈振動により発生する音

水脈の振動により発生する音は、水脈の形状に支配されるため、水脈の形状を変化させ、卓越周波数を変化させることが基本となる。

以上を踏まえ、具体的な対策案は以下の考え方で設定した。

(1) ゲート出口部でのハード対策

基本的に、流入エネルギーに起因する音圧レベルは低減することができない。しかし、貯水位の上昇に伴い音圧レベルが高くなる要因は、流入エネルギー(初速)のみならず落水脈の形状も一因と考えられる。落水脈の形状は、水膜振動のように落水脈が振動し、落下時のエネルギー変換に伴う音とは別の音が発生するものと考えられる。一つの仮説ではあるが、連行空気量が音圧レベルの支配要因と想定すると、水脈の空気との接触面積も関連があると考えられるため、落水脈の形状が極めて重要となる。

そこで、図-10に示す落水脈の膜状の分散を収束(空気との接触面積を減らす)する対策とした。

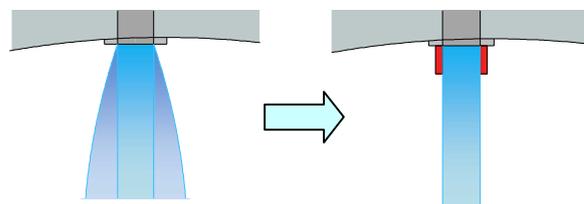


図-10 対策の考え方のイメージ図
(分散を抑制し、水束とする案)

(2) 減勢施設周辺でのハード対策

音源(加振源)の音を直接低減させるものではなく、減勢施設周辺で発生した周波数に対し逆位相の周波数を発生させ、相殺することにより音圧レベルを低減させるものである。対象周波数の1/4の長さのブランチ管(空洞)を設ける案とした。

(3) 減勢池内でのハード対策

流速減勢に影響を与えない対策として、ヘルムホルツ共鳴でみられるように落下流の背面の体積が低周波音の発生要因と考え、体積を減少させることで卓越周波数を高くすることを想定した。

(4) ゲート運用方法によるソフト対策

3門の放流比率を変化させる。

4. 検討方法

天ヶ瀬ダムを縮尺1/50の模型で再現し、音響（水理）実験により検討を行った。

本実験の相似として周波数は、模型の 1/50 倍となる。音圧レベルは、音源が複数あるため縮尺倍率が不明となり、現地換算ができないが、音圧レベルが対数値のため対策の有無における相対的な差は、模型と現地が同一となることに着目し検討を進めた。

5. ハードの対策

(1) ゲート出口部に壁を設ける案

ゲート出口部に流水の分散を抑制する壁となるウイングを設ける案について検討した結果、図-11に示すように6.3Hzを含め、超低周波音の低減効果が得られた。

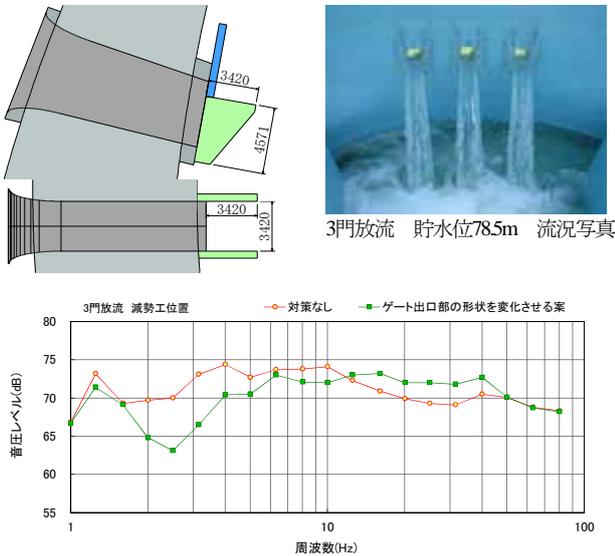


図-11 出口部にウイングを設置する案

(2) ゲート出口部にスロープを設ける案

中央ゲート出口のみにスロープを設け、落下水脈をずらし、水膜の合体を抑制する案について検討した結果、図-12に示すように6.3Hzについては低減効果が得られるが、落下流が拡散し、流況も安定しない。

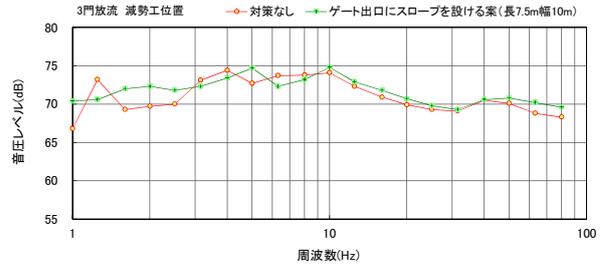
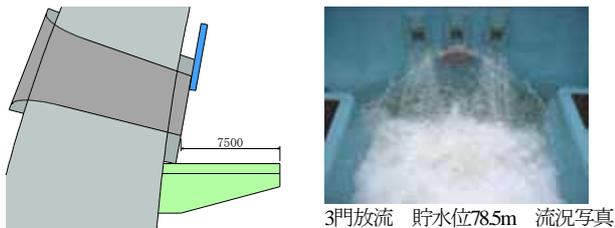


図-12 ゲート出口部にスロープを設ける案

(3) 減勢地周辺にブランチ管を設置する案

減勢池周辺に対象周波数の逆位相を発生させるブランチ管を設置する案について検討した結果、図-13に示すように5Hz, 6.3Hzで効果が得られた。

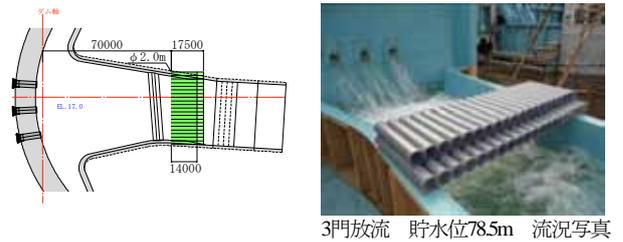


図-13 減勢地周辺にブランチ管を設置する案

(4) 減勢池内の落下水脈背面の体積を変化させる案

減勢池内の落下水脈背面の体積を縮小し、ヘルムホルツ共鳴を抑制する対策について検討した結果、図-14に示すように効果がないことが明確になった。

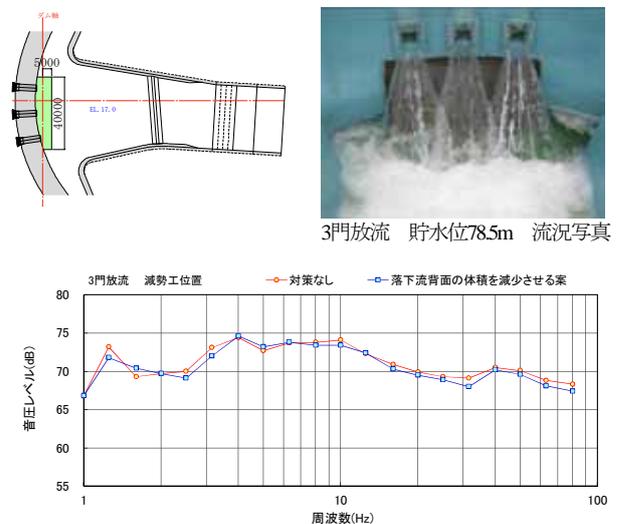


図-14 減勢池内の落下水脈背面の体積を変化させる案

(5) 最適なハード対策案

出口部で分散し広がる落下流を水束に集約し、放流することで低周波音が抑制できる。方法論としては、ゲートにウィングを設置し、分散を制御する方法が効果的である。

ブランチ管については、流れ方向に逆向きに設置した場合効果的であるが、流れに直角に設置した場合、効果は低下する。

落下流背面の体積を減少させる方法は、明確な効果がない。

以上より、ゲート出口部に流水の分散を抑制する壁となるウイングを設ける案と流れ方向に逆向き（減勢池内）にブランチ管を設ける方法が有効であると考えられるが、ダム堤体への応力や費用面の課題が残る。

6. ソフトの対策

(1) 検討結果

放流比率は、現地調査の結果、3門放流と2門放流の比較において2門放流の方が低周波音の低減効果が高いことが現地調査結果より明らかになっている。以上を踏まえ、3門の両サイド2門の放流量は同じ量を放流することを基本とし、表-1に示す放流比率について検討した。

結果、3門設けてある主ゲートの放流比率を変化させ、発生する周波数特性を調査した。対象とする放流量毎の調査の結果、3門の放流量を一定（放流比率1:1:1）とした場合を基準に、6.3Hzの音圧レベルを比較した。図-15から図-18に対象とする放流量毎の放流比率と音圧レベルの関係を示す。全ての放流量で左右岸ゲートの放流比率1に対し、中央ゲートの放流比率が1以下の場合、音圧レベルは低下し、逆に1以上で音圧レベルが高くなる傾向が確認できた。

表-1 対象とする放流比率

貯水位	放流比率		
	左岸	中央	右岸
EL.78.5m	1	0	1
	1	0.25	1
	1	0.5	1
	1	0.75	1
	1	1	1
	1	1.25	1
	1	1.5	1
	1	1.75	1
	1	2	1

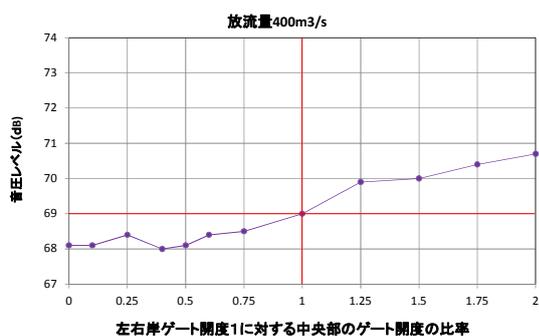


図-15 放流比率と音圧レベルの関係 (400m³/s)

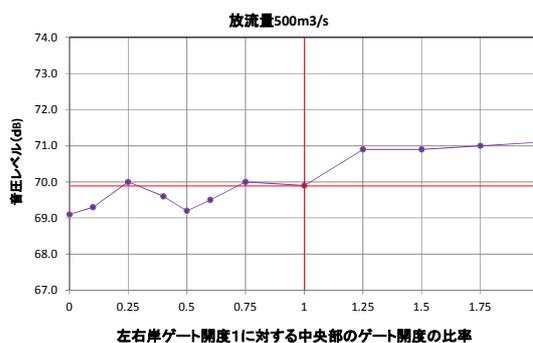


図-16 放流比率と音圧レベルの関係 (500m³/s)

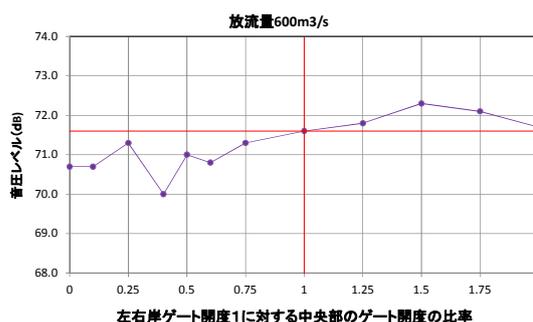


図-17 放流比率と音圧レベルの関係 (600m³/s)

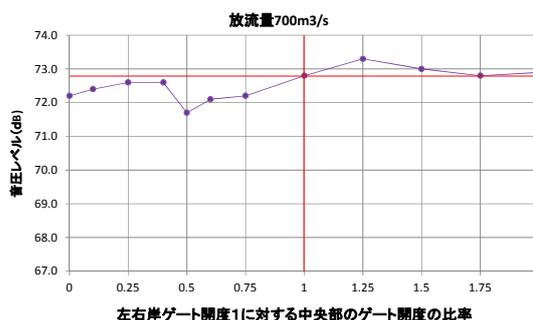


図-18 放流比率と音圧レベルの関係 (700m³/s)

効果が確認できた放流比率1:0:1から1:1:1までを対象に6.3Hzの音圧レベルを比較した。各流量で表-2の放流比率が最適と考えられる。

表-2 対象とする放流比率

放流量	放流比率
400m³/s	1 : 0.4 : 1 (2.5 : 1 : 2.5)
500m³/s	1 : 0 : 1 (2門放流)
600m³/s	1 : 0.4 : 1 (2.5 : 1 : 2.5)
700m³/s	1 : 0.5 : 1 (2 : 1 : 2)

図-19に現状の1:1:1の音圧レベルと表-2で設定した放流比率での6.3Hz音圧レベルを比較したものを示す。これより、1/3オクターブバンドレベルで1dB程度の低減が得られることがわかる。

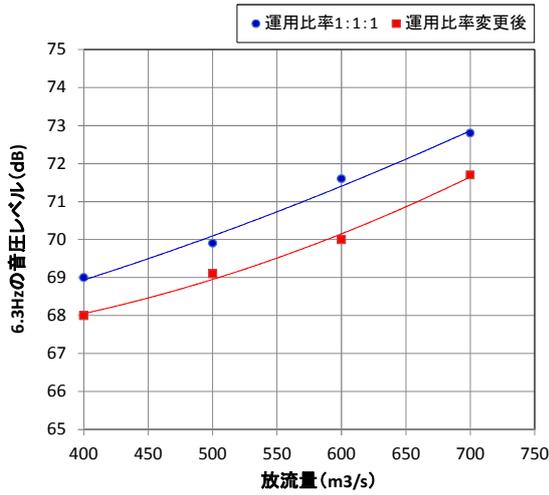


図-19 放流量と6.3Hz音圧レベルの関係

(2) ゲート運用方法の設定

6.3Hzに着目した場合、400m³/sから760m³/sの放流量における3門のゲートの最適放流比率は表-3に示すとおりとなる。低周波音の低減と具体的な操作を考えた場合、放流量毎に微調整は非現実的なため具体的な3門の放流量は、放流比率1:0.5:1(2:1:2)が低周波音抑制として最適と考えられる。

表-3 放流量別の最適な放流比率の関係

放流量 (m³/s)	放流比率			放流量		
	左岸ゲート	中央ゲート	右岸ゲート	左岸ゲート	中央ゲート	右岸ゲート
400	1	0.4	1	167	67	167
410	1	0.4	1	171	68	171
420	1	0.4	1	175	70	175
430	1	0.4	1	179	72	179
440	1	0.4	1	183	73	183
450	1	0.4	1	188	75	188
460	1	0	1	230	0	230
470	1	0	1	235	0	235
480	1	0	1	240	0	240
490	1	0	1	245	0	245
500	1	0	1	250	0	250
510	1	0	1	255	0	255
520	1	0	1	260	0	260
530	1	0	1	265	0	265
540	1	0	1	270	0	270
550	1	0	1	275	0	275
560	1	0.4	1	233	93	233
570	1	0.4	1	238	95	238
580	1	0.4	1	242	97	242
590	1	0.4	1	246	98	246
600	1	0.4	1	250	100	250
610	1	0.4	1	254	102	254
620	1	0.4	1	258	103	258
630	1	0.4	1	263	105	263
640	1	0.4	1	267	107	267
650	1	0.4	1	271	108	271
660	1	0.5	1	264	132	264
670	1	0.5	1	268	134	268
680	1	0.5	1	272	136	272
690	1	0.5	1	276	138	276
700	1	0.5	1	280	140	280
710	1	0.5	1	284	142	284
720	1	0.5	1	288	144	288
730	1	0.5	1	292	146	292
740	1	0.5	1	296	148	296
750	1	0.5	1	300	150	300
760	1	0.5	1	304	152	304

7. まとめ

(1) ハード対策

水理模型実験において、ゲート出口部、減勢施設周辺、減勢池内の加振源毎にハード対策の検討を行った結果、以下の事項が確認された。

- ゲート出口部で分散し広がる落下流を水束に集約し、放流することで低周波音が抑制できる。
- 中央の出口部にスロープを設置し、3門から放流される落下流を分離させる方法は、スロープ部で落下流の形態が水膜に近い状態を呈するため不適である。
- ブランチ管については、流れ方向に逆向きに設置した場合効果的である。
- 落下流背面の体積を減少させる方法は、明確な効果がない。

(2) ソフト対策（放流量別運用方法）

水理模型実験において、3門設けてある主ゲートの放流比率を変化させ、発生する周波数特性を調査した結果、以下の事項が確認された。

- 対象放流量(400m³/s, 500m³/s, 600m³/s, 700m³/s)全てで左右岸放流ゲートの放流比率1に対し、中央ゲートの放流比率が1以下の場合、音圧レベルは低下し、逆に1以上で音圧レベルが高くなる傾向が確認できた。
- 効果が確認できた放流比率1:0:1から1:1:1までを対象に6.3Hzの音圧レベルを比較した結果、各放流量で放流比率1:0:1から1:0.5:1が最適と考えられる。
- 低周波音として5~10Hzの低減と具体的な操作を考えた場合、放流量毎に微調整は非現実的なため具体的な3門の放流量は、放流比率1:0.5:1(2:1:2)が低周波音抑制として最適と考えられる。

7. おわりに

今回の検証では、ゲート出口部に流水の分散を抑制する壁となるウイングを設ける方法と流れ方向に逆向き（減勢池内）にブランチ管を設ける方法により、ハード対策で低周波音を抑制できること。さらに、ソフト対策として、400m³/sから700m³/sの放流量の場合、主ゲートの3門放流のパターンの変更(1:1:1⇒1:0.5:1)といった運用面で低周波レベルが低減することが水理模型実験より確認された。

今回の調査結果をもとに、3門放流のパターンの変更(1:1:1⇒1:0.5:1)時のデータを蓄積し、引き続き、主ゲートの放流量、放流パターンと低周波音レベルの関係性について検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 関谷明, 他: ダムの放流時に発生する超低周波音の低減対策, 河川技術論文集 Vol22, 2016. 6

UAV の写真撮影機能を活用した災害初期対応 及び災害箇所の計測手法について

福田 和寿¹・西岡 恒志²

¹和歌山県 土砂災害啓発センター (〒649-5302 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町大字市野々3027-6)

²和歌山県 土砂災害啓発センター (〒649-5302 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町大字市野々3027-6)

和歌山県では平成 23 年台風 12 号豪雨により土砂災害や河川氾濫など被害が各地で多数発生した。被害状況の把握や災害復旧を実施するための調査にあたり、土砂崩壊現場など再崩落の恐れのある危険箇所などでは二次被害の発生が想定されるため安全を確保して慎重に作業を行う必要がある。このため、現場において安全で速やかに調査可能な手法の開発が望まれる。

本稿では、平成 23 年に多数の山腹崩壊が発生した新宮市荒木川流域を調査対象とし、近年活用のが広がっている UAV の写真機能を活用し、災害初期における計測手法について検討したのでその内容について報告する。

キーワード UAV, 災害対応, 写真測量

1. はじめに

和歌山県ではこれまで多数の土砂災害が発生しており、2011 年には台風 12 号に伴う豪雨により土砂崩壊や河川氾濫が各地で発生した¹⁾²⁾。被害状況の把握や災害復旧を実施するための調査にあたり、土砂崩壊現場など再崩落の恐れのある危険箇所では二次被害の発生が想定されるため安全を確保して慎重に作業を行う必要があり、多数の時間や労力を要した。このため、災害直後の現地調査においては、安全かつ迅速な調査を可能とする手法の開発が望まれる。近年、無人航空機（以下、UAV と呼ぶ）の性能が向上し、災害調査の分野でも活用され始めている³⁾。本研究では、2011 年台風 12 号で多くの土砂崩壊や流木被害が発生した新宮市佐野川水系荒木川流域において、UAV の写真撮影機能を活用した災害初期対応及び災害箇所の計測手法について検討を行った。

2. UAV の特徴・性能

土砂崩壊や公共施設災害などが発生した場合、早期に被害状況や崩壊規模の全容を把握し、災害復旧工法や復旧費用を検討することは重要である。特に

災害初期においては、河川の増水・再崩壊の恐れがあるほか、悪天候など有人ヘリがすぐに飛行できない場合などが想定される。そのような状況であっても UAV を活用することで早期に状況把握を行うことが可能となる。今回使用した UAV (写真-1) はカメラが標準装備され 3 秒に 1 回の連続撮影が可能である。また、それ以外の特徴及び性能については表-1 に示す。一番の魅力は小型・軽量で持ち運びしやすく、操作方法も比較的簡単であることから誰でも手軽に空中撮影が可能なところである。また、飛行高度やカメラアングルを自由に変更できるほかスマートフォンのアプリを利用して状況を確認できるなど鮮明な写真が取得可能である。発着地点も場所を選ばないなど利点がある。しかし、小型であるため飛行中の目視が困難・風の影響を受けやすい・GPS 電波を 6 個以上確保しないといけないなど欠点もあり、操縦技術に習熟することはもちろん安全面を考え操縦者以外に 1~2 名の補助者が付くことが望ましい。さらに、航空法の一部を改正する法律（平成 27 年法律第 67 号）の施行により 2015 年 12 月 10 日に無人航空機に係る飛行空域・飛行方法が義務化されたところであり⁴⁾、山間地での UAV の活用範囲は目視確認が可能な範囲とし、障害物（立木など）の影響を受けないように高度設定をする必要がある。



写真-1 UAV本体 (Phantom2Vision+) と送信機

表-1 UAVの特徴・性能

機体	特徴・性能
・UAV本体 Phantom2Vision+ (DJI社製)	<ul style="list-style-type: none"> 機体重量: 1,242g 機体幅: 350mm (プロペラを除く) 飛行時間: 約20分 (1回あたり) 最大飛行速度: 15m/秒 最大上昇速度: 6m/秒 最大下降速度: 3m/秒 GPS機能搭載
・カメラ	<ul style="list-style-type: none"> 動作環境: 0° ~ 40° ピクセル: 14メガピクセル 解像度: 4,384 × 3,288 HD録画: 1,080枚/30秒
・送信機	<ul style="list-style-type: none"> 操作範囲: 700m (オープンエリア時)
・その他 スマートフォン	<ul style="list-style-type: none"> アプリによるコース設定が可能 アプリによる飛行状況の確認が可能



図-1 調査場所



写真-2 2011年台風12号による荒木川流域内での河道閉塞の状況。



写真-3 2011年台風12号による荒木川流域内での山腹崩壊の状況。

3. 調査内容

今回の調査では、UAVによる写真撮影機能を活用した写真測量を行うとともにその精度の確認を行った。図-1に調査場所を示す。流域内では山腹崩壊や本川と支川の合流部で河道閉塞した箇所が確認できる(写真-2・3)。山腹崩壊箇所では斜面勾配が急なところが多く足場が悪くなり落石や転落の危険性がありまた、河道閉塞箇所では足場が悪く越流及び欠壊の可能性があるなど現地に入り込む調査は困難であることから、今回の検討を行う調査地とした。次に各箇所の計測手法について示す。

① 河道閉塞箇所の計測手法

調査範囲は河道閉塞発生箇所の上流部から末端部までの範囲(縦断延長約200m×横断延長約50m)とした。カメラの向きは下向きに固定し飛行高度については堆積箇所の土砂や流木の状況を把握するため、低空飛行と上空飛行の2回に分けて撮影を行った。高度は周辺の樹高と梅津ら⁵⁾の研究を参考にし25mと50mとした(写真-4)。

② 山腹崩壊箇所の計測手法

調査範囲は崩壊状況の全容を把握するため崩壊地の上部から下部の範囲とした。カメラの向きは下向きにすると山腹上部よりさらに上空を飛行する必要



写真-4 UAVで撮影した河道閉塞箇所の様子
(上図) 高度25m, (下図) 高度50m

があり撮影が困難なため斜め下向き(今回は約45°)とした。飛行高度は周辺の樹高を考慮しつつ、崩壊地上部まで撮影する必要があり 100m で検討を行った(写真-5)。

そのほか、写真測量において必要となる対空標識を現地に設置して GPS 機器で座標値を取得するとともに、写真測量の精度を確認するためにレーザー距離計を用いて現地測量を行った。

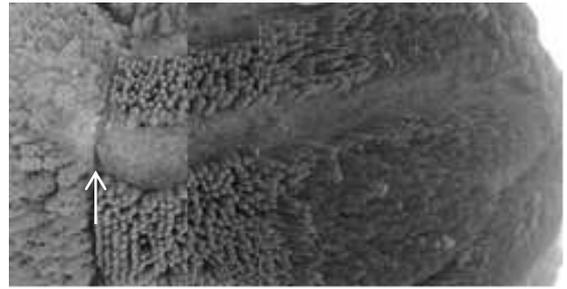


写真-5 UAVで撮影した山腹崩壊箇所の様子

4. 調査結果

(1) UAVの調査結果

今回の現地調査ではUAVによる撮影を合計3回実施した。1回の飛行時間は約15分で準備から片付けまで1箇所当たり1時間以内で完了することができた。今回の作業時間については表-2に示す。

表-2 UAV撮影の作業時間

調査箇所	作業内容	所要時間
河道閉塞箇所	準備	10分
	撮影(1回あたり15分)	30分
	片付け	10分
山腹崩壊箇所	準備	10分
	撮影(1回あたり15分)	15分
	片付け	10分

(2) 解析結果

今回得た写真データを3D解析ソフト(Agisoft PhotoScanを使用)で3次元地形図の作成を行ったので結果を以下に示す。

① 河道閉塞箇所

最初に高度による精度の比較を行うため、25mと50mで検討を行った。その結果25mで撮影した方が転石や流木などを鮮明に確認できた。その精度は転石で直径1m程度、流木で直径30cm程度である。このことから、精度が高い25mの写真データを用いて河道閉塞の形状寸法について現地測量の成果と比較を行った。今回3D解析ソフトで再現した成果を図-2~4に示す。また、得られたデータをGISソフトを使用し、平面図(図-5)や縦断面図・横断面図(図-6・7)の作成をした。その精度は現地測量の成果と比較すると水平誤差10cm、垂直誤差60cmであった。その原因として対空標識の座標の取得を簡易GPS受信機を使用したためと考えられる。

また、ポイントクラウドとは画像表面の位置と高さの情報を持つ点の集合体、DEMとは標高データをもとに作成した陰影図、オルソモザイク画像とは画像の歪みを補正し真上から見たような傾きのない画像に変換し位置情報が付いたものである。

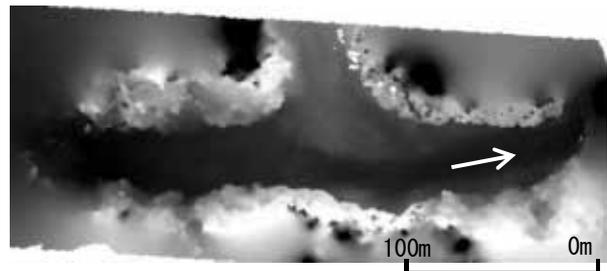


図-2 河道閉塞箇所のDEM(デジタル標高モデル)

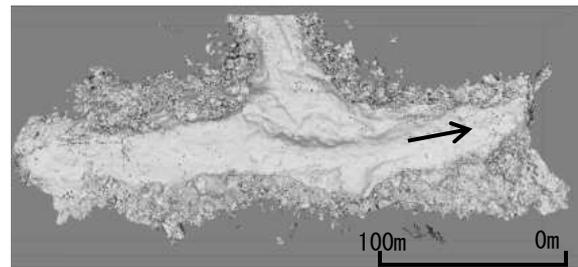


図-3 河道閉塞箇所のポイントクラウド

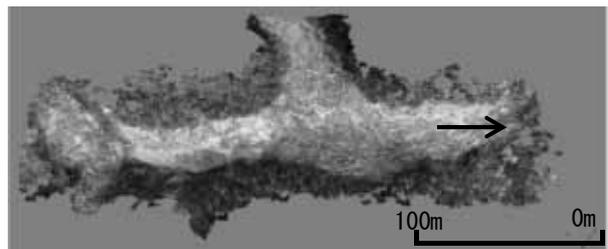


図-4 河道閉塞箇所のオルソモザイク画像

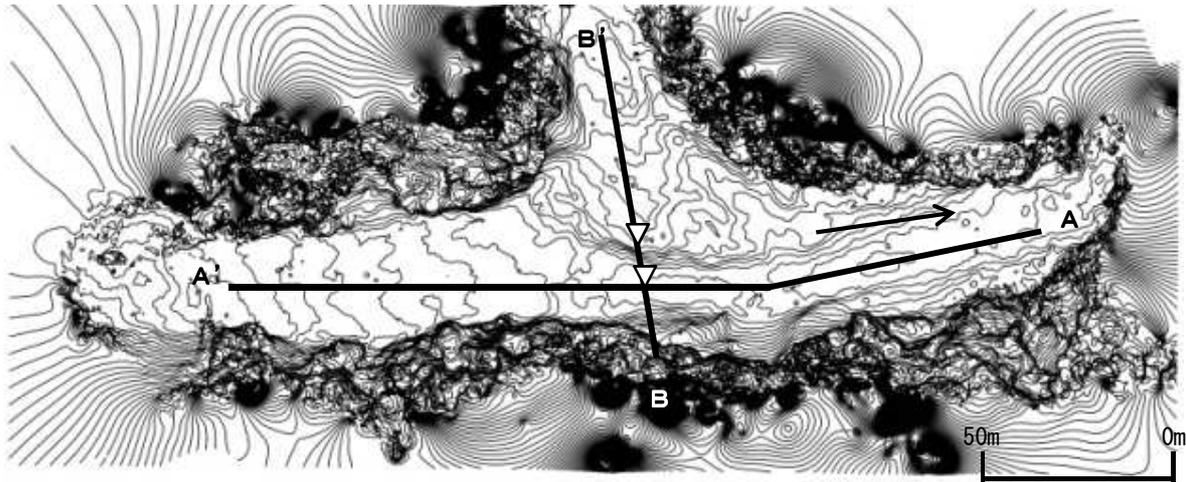


図-5 図-2のDEMデータから作成した等高線図

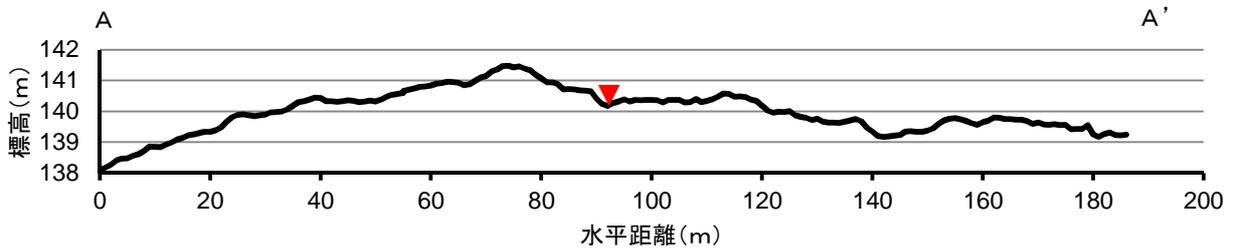


図-6 図-5中のA-A'縦断面図

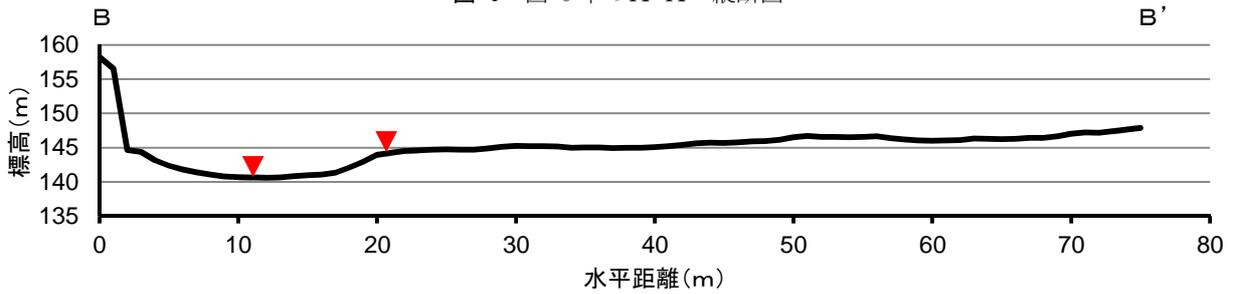


図-7 図-5中のB-B'横断面図

② 山腹崩壊箇所

観測結果より、崩壊状況（縦断延長約 250m×横断延長約 100m）の全容を把握することができた。また、3D解析ソフトにより再現するのは可能であることが分かった（図-8）。このことから、災害時における初期対応で全容を把握したい場合には十分な成果が得られると考えられる。



図-8 山腹崩壊箇所のオルソモザイク画像

5. まとめ

調査結果より、UAVの写真撮影機能を活用することで効率的に災害被災状況を把握することが確認できた。このため、災害時の初期対応や災害査定などの説明資料としてUAVの活用は有効な手段と考えられる。しかしながら、山間部でのGPS電波の確保、測定の精度誤差、立木・構造物に遮られた場所での測量手法の検討、など課題もあることから今後

はこれらの点に留意し、UAVを活用した災害初期対応と災害箇所の計測手法について検討していきたい。

謝辞：本研究において、紀伊山地砂防事務所並びに国立研究開発法人土木研究所にはUAV・測量機材をお借りしました。この場をお借りして心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 松村和樹・藤田正治・山田孝・権田豊・沼本晋也・堤大三・中谷加奈・今泉文寿・島田徹・海堀正博・鈴木浩二・徳永博・柏原佳明・長野英次・横山修・鈴木拓郎・武澤永純・大野亮一・長山孝彦・池島剛・土屋智：2011年9月台風12号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.64, No5, p.43-53, 2012.
- 2) 湯本仁・高島誠：水窪町で発生した土砂ダムの調査，解析の事例について，第53回治山研究発表会論文集，p.81-86, 2013.
- 3) 木下篤彦・島田徹・笠原拓造・林栄明・名草一成・小川内良人・村木広和：回転翼型マイクロUAVを用いた深層崩壊箇所の災害調査，砂防学会誌，Vol.66, No.3, p.51-54, 2013.
- 4) 国土交通省：無人飛行機（ドローン・ラジコン機等）の飛行ルール，<http://www.mlit.go.jp/koku/koku.tk10.000003.html>.
- 5) 梅津健一・戸松修：低高度空中写真による河床礫調査の精度検証と実用性について，砂防学会誌，Vol.60, No.1, p.19-28, 2007.

淀川河川事務所における高度流量観測の 取り組み・課題について

弓場 茂和¹・岩本 演崇²

¹近畿地方整備局 六甲砂防事務所 建設監督官 (〒658-0052 兵庫県神戸市東灘区住吉東町3-13-15)

²日本工営株式会社 大阪支店 技術第一部 (〒530-0047 大阪府大阪市北区西天満1-2-5)

淀川水系の水位流量観測所を対象に高度流量観測の適用性検討を行った。高度流量観測手法として、淀川・枚方地点（河口から25.9k）でH-ADCPおよび画像解析（STIV法）、桂川・天竜寺地点（合流点から18.6k）にH-ADCP、木津川・八幡地点（合流点から1.5k）に画像解析（STIV法）を適用し、試行的に連続観測を行った。流量推定については、対数則に基づく単純補間だけでなく合理的な流速の空間補間が可能な力学的内外挿法（DIEX法）も適用した。本観測結果と別途実施した浮子観測やADCP移動観測による流量と比較した結果、単純補間法では流量算出精度が確保されない地点でもDIEX法と組み合わせることで精度が向上する結果が得られた。

キーワード 高度流量観測、H-ADCP、STIV、遠赤外線カメラ、DIEX法、湛水区間

1. はじめに

平成25年7月に発生した島根・山口豪雨災害や同年9月に近畿地方から東北地方にかけて大きな被害をもたらした台風18号による洪水等、近年、豪雨や大規模台風による災害が頻発している。これら異常気象に対応するための基礎資料である水位・流量を安定的かつ自動連続的に観測することは、非常に重要である。しかしながら、堰の湛水区間や背水影響区間のような特殊な流況下においては、現行の水位流量曲線による流量観測では正確な流量が把握できない問題がある。また、未曾有の大規模出水時に橋周辺で溢水が発生し、観測員が浮子投下地点まで到達できず、観測を実施できないような状況下においては、流量観測さえ実施できないといった問題が露見してきている。

これらの問題に対して、安定的かつ自動連続的に流速計測可能な計測機器が開発され、我が国の河川で適用され始めている。例えば、ある高さの流速横断分布を計測可能な水平設置型超音波ドップラー流速分布計（H-ADCP, Horizontal- Acoustic Doppler Current Profiler）や河川表面の流速分布が計測可能な電波流速計および画像解析（STIV, Space-Time Image Velocimetry）が挙げられる。さらに、画像解析については、一般的に用いられる可視画像カメラでは夜間に対応できなかったが、遠赤外線カメラ技術が向上したことで夜間撮影が可能となっており、画像解析

の適用範囲は大きく広がりつつある。

淀川水系において主要地点として設定されている淀川・枚方地点は、平成25年台風18号出水時に高水敷のゴルフネット等の撤去が間に合わず、浮子流下の支障となったことで、観測が正確に行われない事象が発生した。また、桂川・天竜寺地点では河川水位が浮子投下位置である渡月橋の橋面まで達し、作業員の安全が確保されないため観測中止を余儀なくされた。また、木津川・八幡地点では淀川本川の背水影響を受けるため、水位流量曲線では正確な流量観測ができない可能性が指摘されていたため、流量算出には流速計測が必要であった。以上のことから、上述した観測地点に対して、河川流量をより正確に、かつ自動連続的に安定して観測するための施設整備が急務となっている。

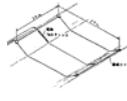
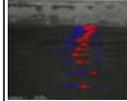
本報告では、各種高度流量観測手法の流況別、河道形状別の適用性を整理し、上述した淀川・枚方地点、桂川・天竜寺地点および木津川・八幡地点に対して、適用性の高い高度流量観測手法を選定し、流量観測を試行した結果を示す。

2. 高度流量観測手法の整理

(1) 高度流量観測手法の種類

高度流量観測手法は、「河川砂防技術基準・調査編」に示されているように、接触型流速計と非接触型流速計に分類されており、対象とする流況や河道

表-1 高度流量観測選定表

分類	高度流速計測法(直接式)					従来流量観測手法		
	手法名	パルス式超音波流速計	H-ADCP	開水路電磁流速計	電波流速計	画像解析法	回転式流速計	浮子
計測原理	超音波の伝播速度を測定することで流速を求める。送信側と受信側のセンサが必要である。	超音波のドップラー効果により流速を計測する。一つのセンサで送受信を行う。	両岸および河床に設置した電極間に生じる起電力が断面平均流速に比例する原理により流量を算出する。	橋桁等に設置したセンサから水面に電波を発信し、反射の周波数変化より表面流速を計測する。	流下するごみや波紋を画像に捉え、画像解析により、表面流速を測定する。	水流の力によるプロペラ回転数を計測することで、流速を算出する。	橋や投下装置からトレーサを投下し、ある距離流下するまでの時間を計測することで、流速を算出する。	
機器設置写真								
流量算出方法	計測流速×断面積	計測流速×区分断面積	計測流速×断面積	計測流速×区分断面積	計測流速×区分断面積	計測流速×区分断面積	計測流速×区分断面積	
計測データ	設置高の横断平均流速	設置高の流速横断分布	断面平均流速	表面流速	表面流速	任意深さの流速	表層流速	
機器準備	50,000千円	7,000千円(ナロータイプ)	-千円(事例無し)	10,000千円(複数設置)	1,000千円(カメラ1台)	-千円	-千円	
流況・水深	適用川幅	100~200m	~200m(高濁度考慮)	50m程度	制限無し(機器数増の場合)	~100m程度(カメラ1台)	制限無し	制限無し
	適用水深	2m~	1m~	10m程度以下	1m~	制限無し	制限無し	制限無し
	適用流速	0~20m/s	0~10m/s(ナロー:5m/s)	- (不明)	0.5~20m/s	0.5~10m/s程度	0.5~2.5m/s	- (不明)
	複雑な流況	精度低下が懸念	精度低下が懸念	精度低下が懸念	計測不可	精度低下が懸念	適用外	真つぐ流下しない
	橋脚影響	精度低下が懸念	精度低下が懸念	精度低下が懸念	橋の上流側で計測可能	橋の上流側で計測可能	適用外	後流影響を受ける
	高濁度流況	○	計測範囲が減少	○	○	○	○	○
	感潮区間	△	△	△	表層と下層で流速相違	表層と下層で流速相違	○	表層と下層で流速相違
	湛水区間	○	○	○	水面揺動が無い場合不可	水面揺動が無い場合不可	○	○
	砂州・中州	機器増設が必要	機器増設が必要	機器増設が必要	機器増設が必要	○	○	○
	河床変動	○	○	河床の計器が破損する	○	○	○	○
単断面	低水観測	○	○	○	水面揺動が無い場合不可	水面揺動が無い場合不可	○	○
	高水観測	○	○	○	○	○	適用外	○
機器コスト	低水のみ: 50,000千円	低水のみ: 7,000千円	低水のみ: -千円	低水のみ: 10,000千円	低水のみ: 1,000千円	低水のみ: -千円	低水のみ: -千円	
	低水+高水: 50,000千円	低水+高水: 7,000千円	低水+高水: -千円	低水+高水: 10,000千円	低水+高水: 1,000千円	低水+高水: -千円	低水+高水: -千円	
重複断面	低水観測	○	○	○	水面揺動が無い場合不可	水面揺動が無い場合不可	○	○
	高水観測	○	○	○	○	○	適用外	○
機器コスト	低水のみ: 50,000千円	低水のみ: 7,000千円	低水のみ: -千円	低水のみ: 10,000千円	低水のみ: 1,000千円	低水のみ: -千円	低水のみ: -千円	
	低水+高水: 100,000千円	低水+高水: 21,000千円	低水+高水: -千円	低水+高水: 30,000千円	低水+高水: 3,000千円	低水+高水: -千円	低水+高水: -千円	

○: 不適 △: 機器増設で対策可能 ○: 適用可能

条件によって適切な流速計を選定する必要があるとされている。

表-1は高度流量観測手法の選定表を示す。同表に示すとおり、高度流量観測手法には、川幅や水深および流速についてそれぞれ適用範囲があるため、対象河川において観測対象とする流況について適用性の高い手法を選定する必要がある。

(2) 高度流量観測の選定

本報告では、淀川・枚方地点、桂川・天竜寺地点および木津川・八幡地点を対象とした。高度流量観測手法の選定にあたっては、表-1に示す高度流量観測手法の特性や現地状況等を考慮して、枚方地点はH-ADCP観測および遠赤外線カメラを用いた画像解析(STIV)、天竜寺地点はH-ADCP観測、八幡地点は遠赤外線カメラを用いた画像解析(STIV)を採用することとした。

3. 現地観測

(1) H-ADCP観測

a) 観測概要

流速横断分布の計測を目的として、枚方地点(25.9k, 低水路幅約250m)および天竜寺地点(18.6k, 川幅約70m)にH-ADCPを設置し、それぞれ2014年1月および2014年8月から観測を開始した。流量推定に必

要となる水位データは、枚方地点は国土交通省により設置されている枚方水位観測所の計測データ、天竜寺地点においては高度流量観測用に設置した圧力式水位計による計測データを用いることとした。

b) 枚方地点における観測

枚方地点には、低水時の水深が小さいことに配慮して、H-ADCP300kHzナロータイプを設置した。本機種は、超音波ビームの拡がり通常1.7° であり、これに対し、1.0° とビームの空間的な拡がりを抑えたものであり、超音波ビームが水面や河床に干渉しにくい特徴を有している。

枚方地点におけるH-ADCP設置位置図を図-1に示す。同図より、H-ADCPから発信される超音波ビームは、左岸から右岸に向けて進行するが、後述するとおり、河道中央部がマウンド形状となっているため、超音波は河道中央部までしか届いていない状態であった。そのため、流速計測は左岸から河道中央部の範囲しか計測できなかった。これより、高精度な流量推定を行うためには、未計測エリアに対して外挿を行うことが必要である。

c) 天竜寺地点における観測

天竜寺地点は、観測対象流況を高水のみとしたため、H-ADCP300kHzノーマルタイプを設置した。天竜寺地点におけるH-ADCP設置位置図を図-2に示す。天竜寺地点では、低水時はセンサが気中に露出するた

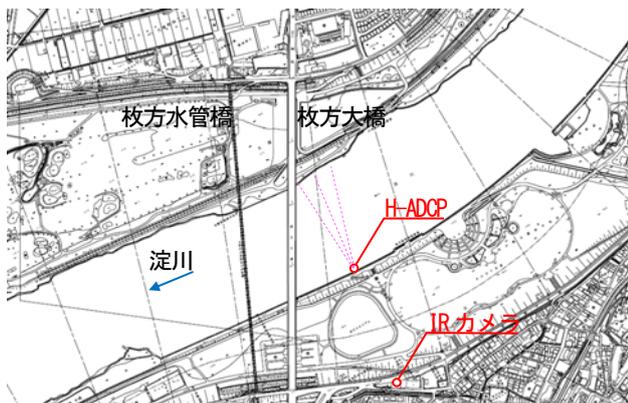


図-1 枚方地点におけるH-ADCP、カメラ設置位置



図-2 天竜寺地点におけるH-ADCP設置位置

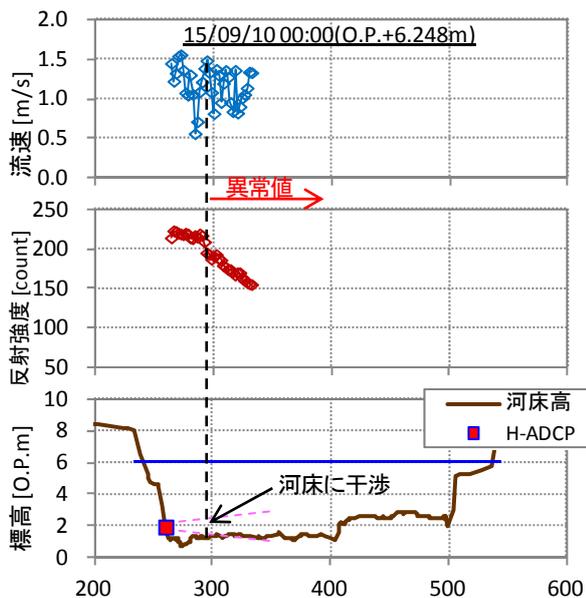


図-3 枚方地点におけるH-ADCP計測結果

め、計測はできないが、高水時はH-ADCP設置高における流速横断分布を全幅計測できる位置に設置した。

d) H-ADCP観測状況

観測期間に発生した出水において枚方地点および天竜寺地点に設置したH-ADCPで計測された結果をそれぞれ図-3および図-4に示す。枚方地点については、図-3より、超音波ビームが河床に干渉した影響により、センサから30m程度しか計測できていない。同図の反射強度横断分布は、それを裏付けるようにセンサか

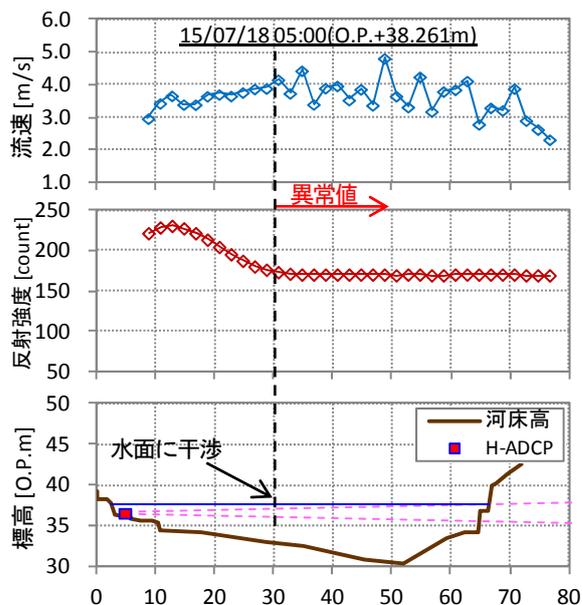


図-4 天竜寺地点におけるH-ADCP計測結果



図-5 八幡地点における遠赤外線カメラ設置位置

ら30m程度のところでピーク値が出現しており、流速横断分布については同位置から右岸側で流速が乱れた値となっている。

一方、天竜寺地点については、濁度が大きくなれば対岸付近まで流速計測ができていたことが確認された。しかしながら、高濁度下では、図-4に示すとおり、超音波が減衰し、計測範囲が狭められる事象が発生した。

以上より、枚方地点は、地形の制約から計測層数が狭められるため、上述したとおり、適切な流速補間が必要であり、天竜寺地点は超音波減衰により計測範囲が狭められるため、適切な流速補間が必要であると言える。

(2) STIV観測

a) 観測概要

STIV解析画像を取得するためのカメラは遠赤外線カメラとし、枚方地点および八幡地点に設置した。遠赤外線カメラの機種選定にあたり、様々なレンズ

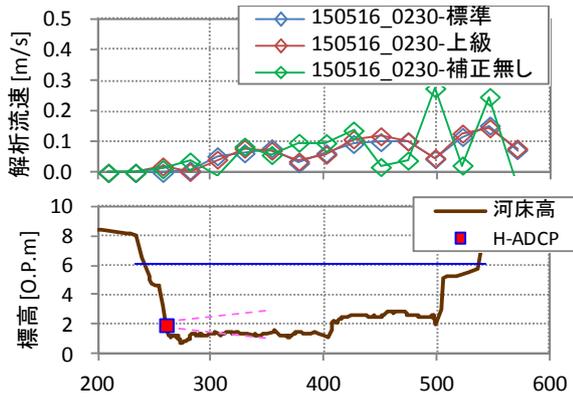


図-6 画像鮮明化装置有無の流速比較

(13mm, 25mm, 50mm, 100mm) を用いた現地テスト撮影を行い、解析にあたり適切な画角が撮影可能なレンズを選定した。また、遠赤外線カメラ画像は距離による減衰や気温等外的要因による減衰で画像の鮮明度が低下する事象が生じたため、画像鮮明化装置 (SSOG, GreenTEL社製) を用いた画像鮮明化を試みた。

b) 画像鮮明化装置の適用結果

本検討では、遠赤外線カメラで撮影された画像に対する画像鮮明化装置の有用性について検証した。

図-6は画像鮮明化装置 (標準機種, 上級機種) ありの場合と無しの場合の画像を用いたSTIV解析による流速横断分布を示す。これより、画像鮮明化装置標準機種および上級機種を適用した画像用いた解析結果は概ね一致するとともに、画像鮮明化装置無しの場合では異常値と判断できる右岸側の流速が妥当な値で得られている。

以上より、画像鮮明化装置による解析精度向上が確認されたため、枚方地点および八幡地点に画像鮮明化装置を設置することとした。

c) 枚方地点におけるSTIV観測

枚方地点では、撮影対象エリアを左岸高水敷および低水路とした。遠赤外線カメラは、SR-612 (FLIR社製) の50mmレンズを採用し、左岸の枚方出張所の屋上に設置した。なお、設置した遠赤外線カメラは30フレーム/秒のタイプである。枚方地点で撮影された画像の一例を図-7に示す。なお、同図の赤枠内は画像鮮明化装置を適用した範囲を示す。

d) 八幡地点におけるSTIV観測

八幡地点では、枚方地点同様に撮影対象エリアを左岸高水敷および低水路とした。遠赤外線カメラはSR-645 (FLIR社製) の13mmレンズを採用し、左岸堤防天端に設置されている河川看板近傍に設置した。なお、設置した遠赤外線カメラは、30フレーム/秒のタイプを選定した。撮影画像の一例を図-8に示す。図-7同様に図-8中の赤枠内は画像鮮明化装置を適用した範囲を示す。



図-7 枚方地点で撮影された画像



図-8 八幡地点で撮影された画像

e) STIVによる流速解析

撮影された動画データを用いた流速推定は、STIV解析により行った。STIV解析を行うにあたり必要となる画像の平面幾何補正は、標定点測量を行い実施した。標定点は、一般的に必要とされる6点以上とした。

4. 流量算出結果と考察

(1) 流量算出方法

H-ADCPおよびSTIVで計測した流速を用いた流量算出は、(2)で示すように対数分布則に基づく区分求積法による方法 (以下、単純補間法と呼ぶ) を基本とした。しかしながら、計測上の問題から対岸側の流速が正確に計測できず、流速の空間外挿が必要となる場合については、DIEX法 (力学的内外挿法, Dynamic Interpolation and Extrapolation method) を適用し、より正確な流量算出を行った。なお、DIEX法の詳細については、二瓶・木水(2007)を参照されたい。

(2) 更正係数

計測流速から水深平均流速に変換するための更正係数は、別途実施したADCP計測結果を基に算定した。各地点における流速鉛直分布は概ね対数分布則と一致する結果が得られた。一例として、天龍寺地点お

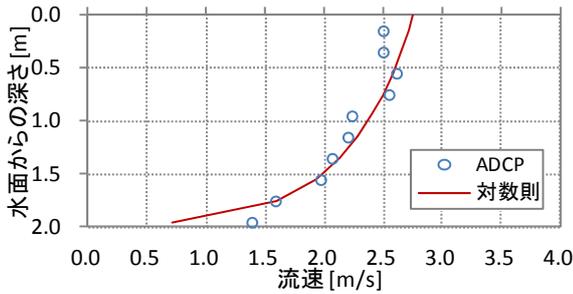


図-9 天竜寺地点における流速鉛直分布

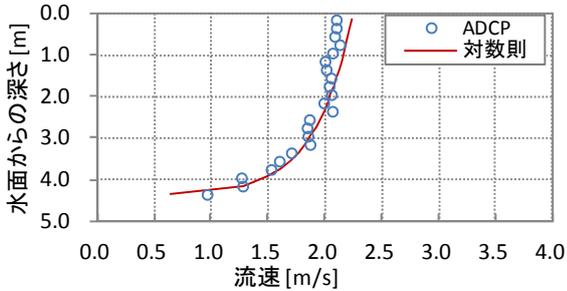


図-10 八幡地点における流速鉛直分布

よび八幡地点において高水時にADCP移動観測により計測した流速鉛直分布をそれぞれ図-9および図-10に示す。

以上から、本検討では更正係数は対数分布則に基づき各計測位置毎に設定した。なお、更正係数の設定に係る詳細な検討内容については紙面の都合から割愛する。

(3) 枚方地点における流量観測結果

枚方地点の平成26年台風11号出水における流量観測結果を図-10に示す。ここに、図-10(a)は単純補間法による流量時間変化、図-10(b)はDIEX法による流量時間変化を示す。これより、H-ADCP観測については、洪水第一波では単純補間法およびDIEX法による流量算出結果とも浮子観測値と概ね一致している。しかしながら、洪水第二波では単純補間法もDIEX法も浮子観測値と差異が生じている。

一方、STIV観測については単純補間法による流量算出結果は浮子観測値と一致しないが、DIEX法による流量算出結果は浮子観測値と概ね一致している。これは、右岸側で低解像度となった範囲の解析流速を用いず、DIEX法により数値的に流速を推測したことが要因として考えられる。

(4) 天竜寺地点における流量観測結果

天竜寺地点の平成27年台風11号出水における流量観測結果を図-12に示す。これより、単純補間法による流量算出結果は浮子観測値と一致しないが、DIEX法による流量算出結果は浮子観測値と一致することが分かる。これは、図-4に示したようにH-ADCPから発信された超音波がy=30m付近で減衰したことで、外岸

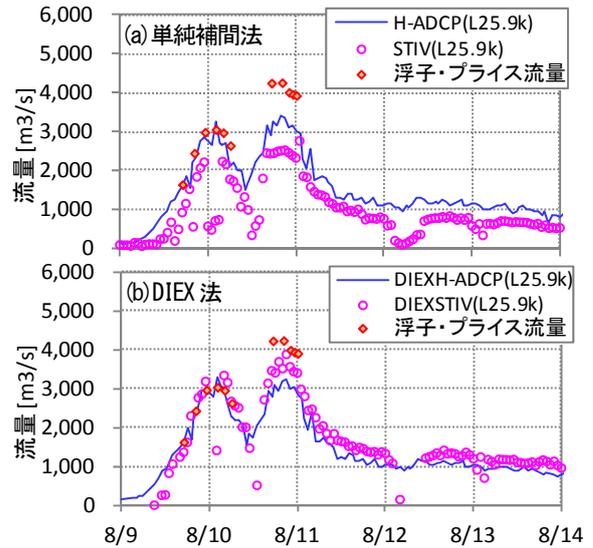


図-11 枚方地点における流量算出結果

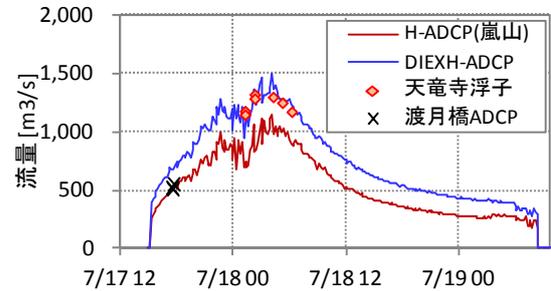


図-12 天竜寺地点における流量算出結果

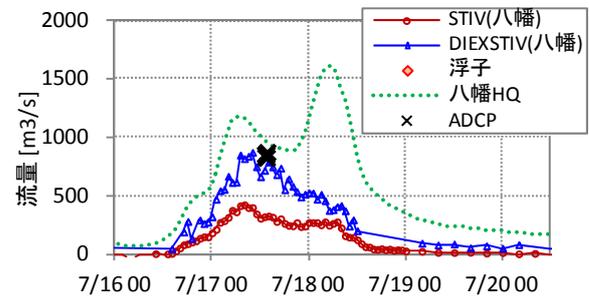


図-13 八幡地点における流量算出結果



図-14 八幡地点の流況(上:増水期、下:水位ピーク時)

側で高流速となる右岸側の流速が計測できなかったことが原因として考えられる。単純補間法では、 $y=30\text{m}$ 付近の正確に計測できた流速値から対数分布則により摩擦速度を逆算し、その摩擦速度を用いて流速未計測範囲の流速を推定しているため、流量が過小評価となっている。DIEX法では、流体の運動方程式を用いて流速を推定する手法であり、水深の大きい右岸側の流速を適切に推定できたため、流量算出結果が浮子観測値と概ね一致する結果が得られたと考えられる。よって、天竜寺地点ではH-ADCP計測とDIEX法を組み合わせることで流量算出精度が向上することが分かった。

(5) 八幡地点における流量観測結果

八幡地点の平成27年台風11号出水における流量観測結果を図-13に示す。これより、単純補間法による流量算出結果は、ADCP観測値と一致しないが、DIEX法による流量算出結果はADCP観測値と概ね一致する結果が得られた。よって、八幡地点では、STIV観測とDIEX法を組み合わせることで流量算出精度が向上することが分かった。

5. おわりに

本報告では、H-ADCPおよび遠赤外線カメラ画像を用いた流量観測を実河川に適用し、その適用性検証を行った。得られた知見は以下に示すとおりである。

H-ADCP計測値が河川横断距離に対して極めて狭い場合は、DIEX法を適用することで、推定精度の高い流速値、流量を算定することが可能であることが示された。

遠赤外線カメラ画像を用いたSTIV解析結果は、撮影範囲内の遠方ほど、流速推定精度が低下した。これは、空間解像度の低下だけでなく、距離減衰や雨滴等の外的要因によるものと推測され、画像鮮明化装置を適用することにより流速解析精度が向上することが分かった。

今後、あらゆる流況下でADCP移動観測やその他流量観測による検証データを蓄積し、本報告で試行した高度流量観測手法の精度検証を行っていく必要がある。

最後に、高度流量観測手法は流速計測の高精度化だけでなく、安全性、自動連続化、省力化を実現する手法であるため、リアルタイムモニタリング化の視点が重要である。本検討では、STIV観測のリアルタイム化を別途進めており、既に枚方地点でリアルタイムモニタリングの試行を実施する段階であり、今後試行していく計画である。

謝辞：本報告では、神戸大学・藤田教授や東京理科大学・二瓶教授に技術的な助言をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省河川砂防技術基準調査編, 2014.
- 2) 国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所:河川維持管理計画(淀川), 2012.
- 3) 国土交通省近畿地方整備局河川部:平成 25 年台風 18 号災害概要, 2013.
- 4) 二瓶泰雄・木水啓:H-ADCP 観測と河川流計算を融合した新しい河川流量モニタリングシステムの構築, 土木学会論文集 B, Vol.64, No.4, pp. 295-310, 2007.
- 5) 岩本演崇・二瓶泰雄:H-ADCP 計測と河川流シミュレーションに基づく複断面河道の洪水流量モニタリング, 水工学論文集, Vol.53, pp.1009-1014, 2009.
- 6) Ichro Fujita, Yohei Kunita: Application of aerial LSPIV to the 2002 flood of the Yodo River using a helicopter mounted high density video camera, Journal of Hydro-environment Research 5, 2011.
- 7) 藤田一郎・安藤敬済・堤志帆・岡部健士:STIV による劣悪な撮影条件での河川洪水流計測, 水工学論文集, 第 53 巻, 2009.
- 8) 柏田仁・藤田一郎・本永良樹・萬矢敦啓・二瓶泰雄・中島洋一・山崎裕介:統一された流速内外挿法に基づく様々な流速計測技術の流量推定精度, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, pp.I_739-I_744, 2013.
- 9) 御厨純・二瓶泰雄・鈴木大樹・中山朝陽:2 台の H-ADCP 計測と DIEX 法に基づく複断面河道の洪水流量計測～台風 1112 号出水を例に～, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.I_1345-I_1350, 2012.
- 10) 藤田一郎・原気・萬矢敦啓:河川モニタリング動画を用いた非接触型流量計測法の精度検証と準リアルタイム計測システムの構築, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.67, No.4, I_1177-I_1182, 2011.
- 11) 山本泰督・本永良樹・栗城稔:KU-STIV を用いた流量観測の検証, 平成 26 年度 河川情報シンポジウム 講演集, pp.8-1～8-6.
- 12) 本永良樹・萬矢敦啓・深見和彦:河床変動及び強風を伴う河川表面流速の特性と風による影響の補正に関する検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 69 (2013) No. 4 p. I_745-I_750.

河道狭窄部における水位低下対策について

村田 直輝¹・吉野 晃平²

¹近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 調査第一課 (〒640-8227和歌山市西汀丁16-5-44)

²近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 河川管理課 (〒640-8227和歌山市西汀丁16-5-44)

国内では、河道狭窄部を有し、その影響で流下能力が不足している河川が数多くみられ、早急な対策が望まれている。しかし、河道周辺の影響により対策が困難なケースも少なくない。

紀の川の岩出狭窄部においても、頭首工の全面改築の対策を実施する場合、関係機関との調整等に多大な時間と費用を要するため、河道掘削及び河道右岸側の高水敷へ拡幅水路を整備する案を設定し、模型実験により狭窄部の流下能力確保に向けた対策案の確認を行った。

結果として、模型実験を通して、水位低下効果の視覚的な確認に加え、計算では再現できなかった事象も浮き彫りとなり、実効性の高い設計に繋げることが可能となった。

キーワード 水位低下対策, 河道狭窄部, 水理模型実験, 事業説明

1. はじめに

国内では、河道狭窄部を有し、その影響で流下能力が確保できていない河川が数多くみられ、早急な対策が望まれている。しかし、河道周辺の市街化や地形の問題で引堤等の有効河積確保に向けた対策が困難なケースも少なくない状況である。

紀の川の岩出狭窄部においても、河道狭窄部による水位上昇を抑制する対策としては、頭首工の全面改築、引堤等が考えられるが、多大な時間と費用を要する大規模な工事となる。

そこで、コスト面及び早期効果発現が見込まれる河道掘削及び河道右岸側の高水敷へ新たに低水路(拡幅水路)を整備する案を水位低下対策の計画原案と設定し、縮尺1/100の3次元の固定床模型を用いた水理実験により、河道掘削及び拡幅水路を整備する案での水位低下効果の検証を行い、河道狭窄部の流下能力確保に向けた検討を行った。

2. 岩出狭窄部の概要

岩出狭窄部は、紀の川の河口から約20km付近に位置している。写真-1に示すように、狭窄部直上流では支川である貴志川と春日川の合流地点となっている。上下流と比較して川幅が狭い狭窄部には、農林水産省管理の岩出

頭首工が設置してあり、治水上のネック箇所となっている。岩出狭窄部上流の貴志川左岸丸栖地区では、内水被害が頻繁に発生しており、近年では平成23年台風12号、平成25年台風18号で家屋の浸水が発生している。

河川整備計画では、目標流量である戦後最大流量8,500m³/sを安全に流下させるために、岩出頭首工の全面改築及び目標流量に対する河道掘削等による岩出狭窄部対策を想定していた。

しかし、頭首工の全面的な改築を実施する場合、移転先の選定や用地の問題、関係機関との協議などに多大な時間と費用を要することが見込まれる。この現状を踏まえると、治水効果の早期発現やコスト削減という観点から、現在の頭首工を可能な限り存置する対策案を検討することとなった。



写真-1 紀の川 岩出狭窄部

3. 検討概要

紀の川の治水上のネック箇所となっている岩出狭窄部の対策として、整備計画流量を安全に流下させるための対策原案の設定を数値解析により行い、その対策案の水位低下効果を水理模型実験により検証し、改良案を設定した。検討の流れは、以下の通りとなる。

① 数値解析による対策原案の設定

平面二次元流況解析を行い、整備計画流量を安全に流下させるため、対策後の水位が計画高水位以下となるように河道の掘削形状、掘削範囲及び水路構造（拡幅水路等）を設定した。

② 水理模型実験による対策原案の検証

数値解析によって設定した対策原案を模型で再現し、水位低下効果の検証及び更なる対策案の設定を実施した。

4. 数値解析による対策原案の選定

対策方法は可能な限り現頭首工を存置する方針として、下記に示すような「掘削案」、「拡幅水路+掘削案」、「引堤+掘削案」の3案を設定した。

① 掘削案

岩出頭首工を存置し、河道掘削のみで対処する案を検討した。河積阻害地点である頭首工から19.8kの間で河道掘削を行う。頭首工直上流で再堆積をしづらくするため、頭首工直上流の掘削深ができるだけ小さくなるような形状とした。

② 拡幅水路+掘削案

頭首工右岸側に拡幅水路を設置することにより、上流の河道掘削土量を低減させる案を検討した。拡幅水路敷高は、頭首工・堤防の安全性、コスト削減を踏まえ、土砂吐き水路敷高と同じとした。拡幅水路幅については、魚道からの離隔を確保し、堤防への影響が生じない幅21.5mとした（図-1）。さらに狭窄部の河積拡大を目的とし、左岸側で、既設道路に影響を及ぼさないような山切りを行い、河道掘削土量を軽減させた。

③ 引堤+掘削案

拡幅水路+河道掘削案に対し、河道掘削は同等とし、拡幅水路部分の代替案として、引堤を行う案を検討した。引堤箇所としては、狭窄部左岸は山付きで、山切りによる頭首工本体の安定性への影響が懸念されること、また、左岸に設置されている頭首工操作室の移転を伴うなど影響が大きいことから、右岸側を引堤することとした。必要な引堤幅は50mとなった。

これらの案を比較検討した結果、岩出頭首工本体への影響、周辺構造物への影響、社会的影響、トータルコス

ト等を考慮し、「拡幅水路+掘削案」を対策原案とした。

図-2に対策原案のイメージを示す。

5. 水理模型実験による対策案の設定

(1) 実験概要

水理模型実験は、フルードの相似則に従うものとし、以下の実験模型の諸元、実験条件で検討を行った。

a) 実験模型の諸元

- ・ 模型タイプ：固定床3次元模型
- ・ 再現範囲：紀の川15.8k~21.0k（写真-2）
- ・ 模型縮尺：1/100

b) 実験条件

- ・ 対象流量：整備計画流量 8,500m³/s
- ・ 河道条件：現況河道
- ・ 対策：拡幅水路、河道掘削等

ここでは、水位低下効果に着目し、対策原案（拡幅水路+掘削案）の検証及び改良案の検討を行った。写真-3に模型状況を示す。

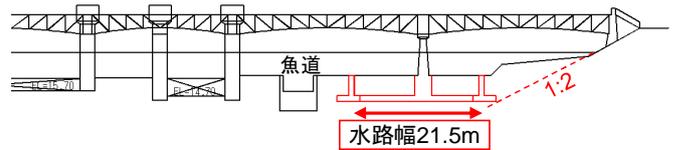


図-1 拡幅水路横断面図

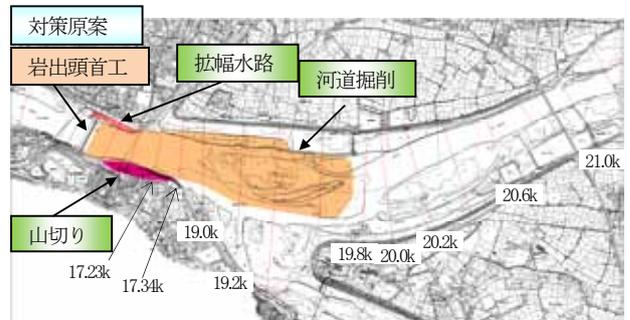


図-2 対策原案



写真-2 模型再現範囲

(2) 現況河道の流下能力

整備計画流量通水時の左右岸の水位縦断は、図-3に示すとおり、左右岸ともに岩出頭首工から 20.5k 付近の範囲で H.W.L を超えている。

(3) 対策原案の水位低下効果

対策原案について、以下のとおり各段階ごとの効果について確認を行った。対策原案での水位縦断図を図-4、5に示す。

a) 拡幅水路設置

- ・頭首工直上流から上流の現況で H.W.L を既に満足している 20.6k までの区間で左右岸ともに水位低下効果が得られた。特に狭窄部での水位低下効果が顕著となった。
- ・しかし、H.W.L を満足する程の水位低下効果は得られなかった。

b) 拡幅水路設置+左岸山切り

- ・拡幅水路に加え、左岸の山切りを併用した場合についても、左右岸ともに水位低下効果が得られた。
- ・貴志川の出発水位となる 19.2k についても左右岸ともに水位低下効果が得られた。しかし、貴志川合流部下流の狭窄部では、逆に水位上昇傾向が示された。
- ・結果として、H.W.L を満足しない範囲は、頭首工直上流から左岸で 20.2k、右岸で 20.0k まで縮小するのみとなった。

c) 拡幅水路設置+左岸山切り+河道掘削

- ・計画原案となる拡幅水路、左岸山切り、及び河道掘削を併用した場合は、最も水位低下効果が高くなり、狭窄部より上流全体において水位低下効果が得られた。傾向として、貴志川合流部より上流での効果が高くなった。
- ・結果として、河道右岸側は、概ね H.W.L を満足することが示された。しかし、左岸側は、頭首工直上流から 17.23k までの区間で H.W.L を超える水位を示した。

d) 課題

- ・対策原案では、右岸側は、概ね H.W.L を満足するが、左岸側においては、頭首工から 17.23k までで H.W.L を超える。
- ・19.0k 付近（支川合流点）までは、河床高が水位の支配要因となるが、19.0k より下流は、頭首工による堰上げの影響区間と考えられ、頭首工の流下能力拡大（流速増加）が必要となると考えられる。
- ・山切りは、貴志川合流部より上流では、水位低下効果が得られるが、下流の狭窄部では逆に水位を上昇させる結果となった。

(4) 改良案の設定と水位低下効果

a) 改良案の考え方

- ・計画原案は、頭首工直上流から 19.6k 付近までの河道掘削を行っている。これにより 19.0k より上流では水位低下が図られている。しかし、頭首工の影響範囲（頭首工～19k までの区間）では、逆効果となり、水位上昇を招いている。これは、頭首工の直上流の掘削により、頭首工が流れの障害物となり、流速が減勢すること（図-6）が要因と考えられる。よって、頭首工直上流部は頭首工のゲートの敷高から河道掘削を行い、上流河道に擦り付ける形で斜面を設置することとした。
- ・山切りを実施した場合、貴志川合流部より上流で水位低下効果は得られるが、効果が低く、狭窄部左岸側で逆流域が発生し、水位が上昇する。加えて、河道掘削の水位低下効果が高いため、貴志川の合流部上流の水



写真-3 縮尺 1/100 で再現した実験模型

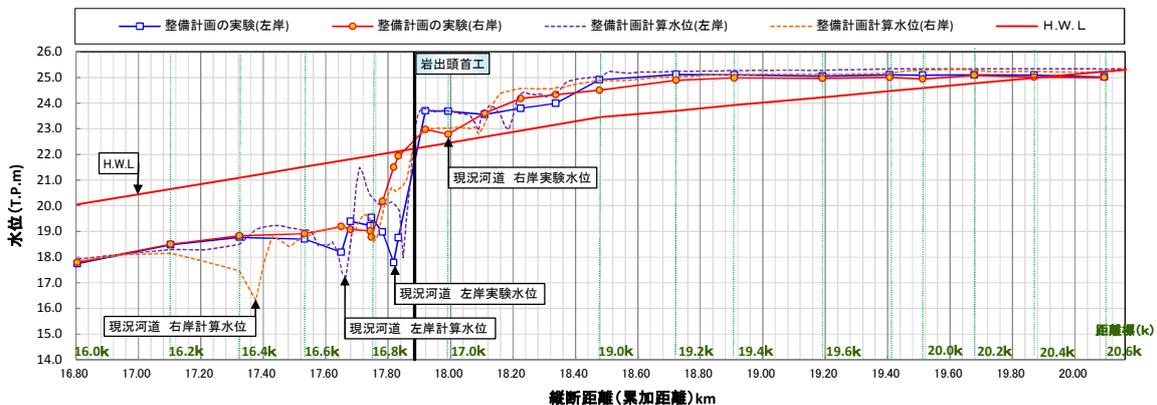


図-3 現況河道での水位縦断図

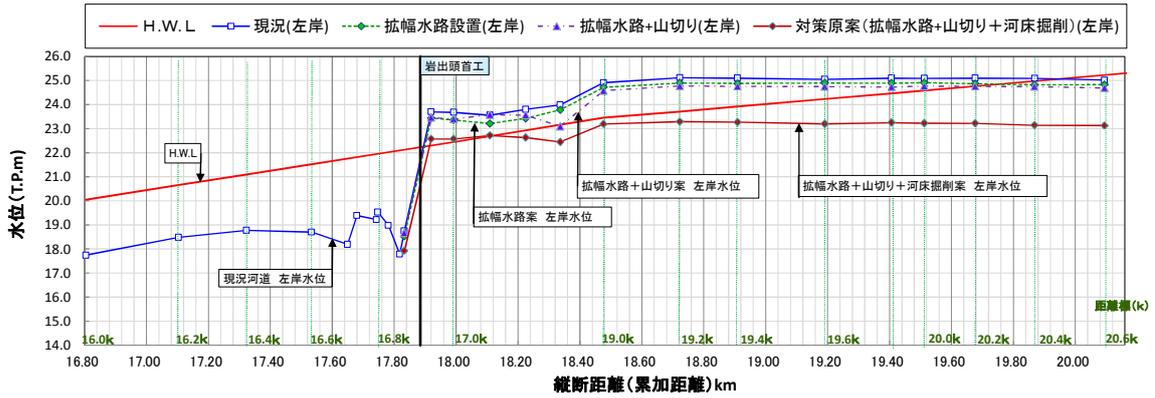


図-4 対策原案での左岸水位縦断面図

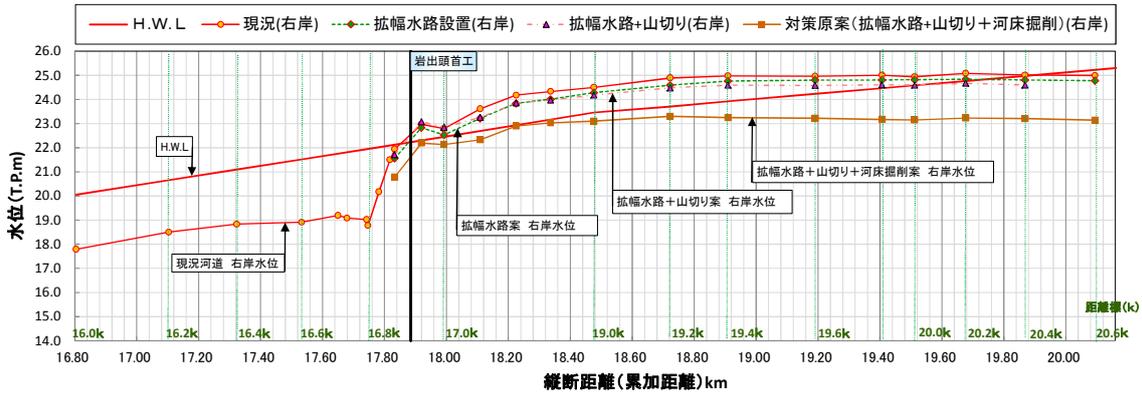


図-5 対策原案での右岸水位縦断面図

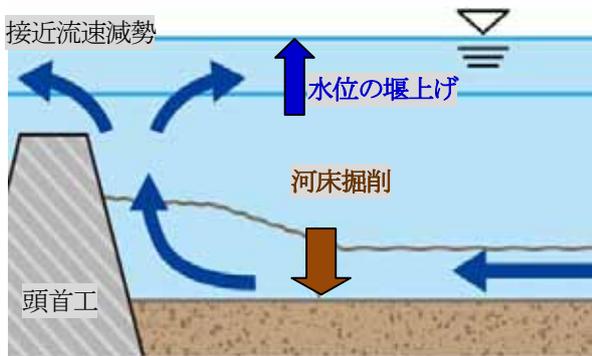


図-6 河床掘削による水位上昇のイメージ

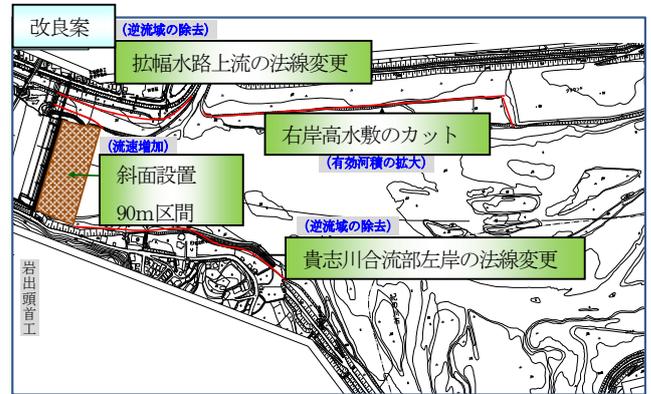


図-7 改良案

位低下を山切りに依存する必要がない。

よって、狭窄部左岸側の山切りは全区間で実施しないものとした。

- ・対策原案での河道法線をみた場合、左右岸ともに法線に急変点がみられ、その下流で逆流域が発生しており、河積として有効に機能していない。

よって、左岸の貴志川合流部と右岸の春日川合流部の下流で法線変更を行うものとした。また有効河積を拡大するため右岸の春日川合流部上流から 19.4k 区間の高水敷を計画河床高まで約 30m幅でカットするものとした。

図-7に改良案のイメージ図を示す。

b)改良案の形状と効果

前項で示した改良案で整備計画流量を流下させると、図-8, 9に示すような結果が得られた。左右岸ともに頭首工上流において水位がH.W.L以下となった。

6. 関係機関への事業説明会の実施

水理模型を用いて、事業の沿川自治体関係者の方々に対して事業説明会を実施した。その中で頭首工上流において、対策前後の水位変化を視覚的に示すことができた。

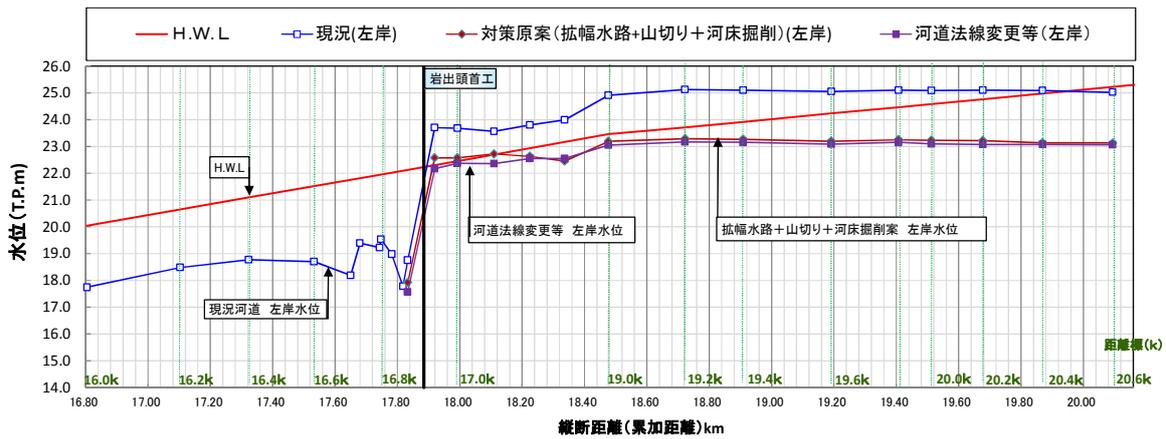


図-8 改良案での左岸水位縦断面図

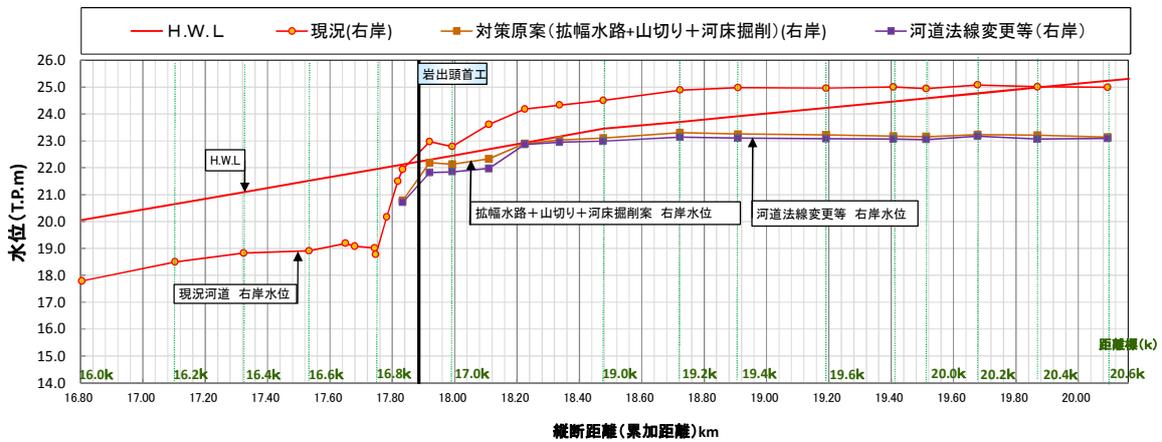


図-9 改良案での右岸水位縦断面図

具体的には、写真-4 に示すように対策前はポイントゲージが水面に接触していたが、写真-5 に示すように対策後はポイントゲージと水面が分離していることを示せた。

このように水理模型を用いることで、対策前後の水位変化をよりわかりやすく示すことができ、事業説明においても有益なものとなった。



写真-4 対策前の水位 (模型実験)

7. まとめ

本検討では、河道狭窄部において、H.W.L.を下回る水位を得るための対策案を検討した。その中で、数値解析による検討に加えて、水理模型実験を実施し、以下の対策案への改良を行った。

- ・頭首工直上流から約19.6kまでの河床掘削を行っていたが、頭首工から19.0kでは水位が上昇することがわかり、頭首工のゲートの敷高から上流河道に擦り付ける形で斜面を設置した。



写真-5 対策後の水位 (模型実験)

- ・左右岸ともに河道法線に変化点が見られ、その下流で逆流域が発生し、河積として有効に機能していないため、左岸の貴志川合流部と右岸の春日川合流部の下流の法線変更した。
- ・また、河道拡幅可能な高水敷があるため、右岸高水敷のカットを行うこととした。
- ・左岸側の山切りは、貴志川合流部より上流で水位低下効果が低く、狭窄部で水位が上昇するため、実施しないこととした。

このように、数値解析のみでは再現できなかった事象が水理模型実験を行うことで浮き彫りになり、河道狭窄部の水位低下対策を実施するに当たって、水理模型実験の有効性が確認された。

さらに、沿川自治体関係者の方々に事業説明会を行うに当たって、対策実施による水位低下効果を視覚的に表すことができ、関係機関へ事業の必要性を示す上で有効であることが確認された。

足羽川ダムの堤体設計について

糸 純司

近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 工事課 (〒918-8239福井県福井市成和1-2111) .

足羽川ダムは、足羽川、日野川及び九頭竜川の下流域における洪水被害の軽減を目的として建設が進められている洪水調節専用の流水型ダムである。流水型ダムは、国内では1950年代より建設されているが、堤高50m程度が最大であり、足羽川ダム（堤高96m）が竣工すれば、これまでの実績の2倍近い高さとなる。本稿では、これら流水型ダムの貯水池運用計画と堤体設計（安定計算）の考え方についてを報告するものである。

キーワード 重力式コンクリートダム、流水型ダム、国内最大

1. 足羽川ダム建設事業の概要

足羽川ダムは、九頭竜川水系足羽川の支川部子川（福井県今立郡池田町小畑地先）に建設する高さ96m、総貯水容量28,700千 m^3 、有効貯水容量（洪水調節容量）28,200千 m^3 の重力式コンクリートダムである（図-1及び図-2）。



図-1 足羽川ダム位置図

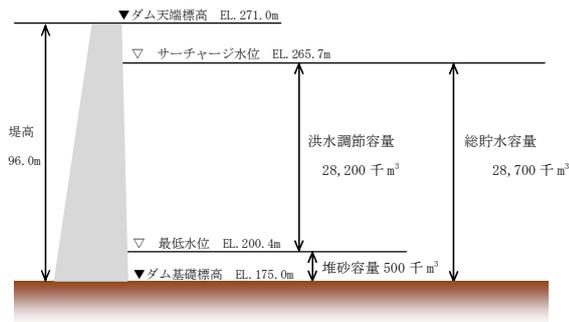


図-2 足羽川貯水池容量配分図

足羽川ダム建設事業では、重力式コンクリートダムと併せて、図-3に示す他流域の4河川（水海川、足羽川、割谷川、および赤谷川）の洪水を導水するための導水施設（堰・導水トンネル）を整備するものである。このうち、足羽川ダム本体+水海川導水を河川整備計画期間内に整備する第Ⅰ期事業と位置付けている。将来整備分として、足羽川、割谷川及び赤谷川からなる導水施設建設は、第Ⅱ期事業として整備する計画である。

現在供用中の流水型ダムには、辰巳ダム（石川県）、益田川ダム（島根県）などがあるが、いずれも堤高50m程度であり、足羽川ダムが完成すればこれらを上回る国内最大級の流水型ダムとなる。

足羽川ダムの諸元を表-1に示す。



図-3 足羽川ダム計画平面図

表-1 足羽川ダム諸元

項目		諸元
ダム	堤高	96.00m
	堤頂長	460m
	堤体積	710,000 m^3
貯水池	流域面積（直接）	34.2 km^2
	流域面積（間接）	71.0 km^2
	湛水面積	0.94 km^2

2. 貯水池水位と安定計算に用いる荷重条件

ダム堤体には外荷重として、貯水池水圧、堆砂圧、地震荷重が作用し、これら作用荷重の組合わせと計算方法は「河川管理施設等構造令（以下、河川構造令）第6条」によって規定されている。

流水型ダムでは、原則として貯留型ダムと同様に河川構造令に準拠して設計荷重を定めるが、平常時には貯水池がほぼ空虚状態であること、計画堆砂量が貯留型と異なることなど、流水型ダムの貯水池運用特徴を踏まえた荷重条件の設定が必要となる。

(1) 流水型ダムの貯水池運用

流水型ダムの貯水池運用は、図4に示すとおりである。

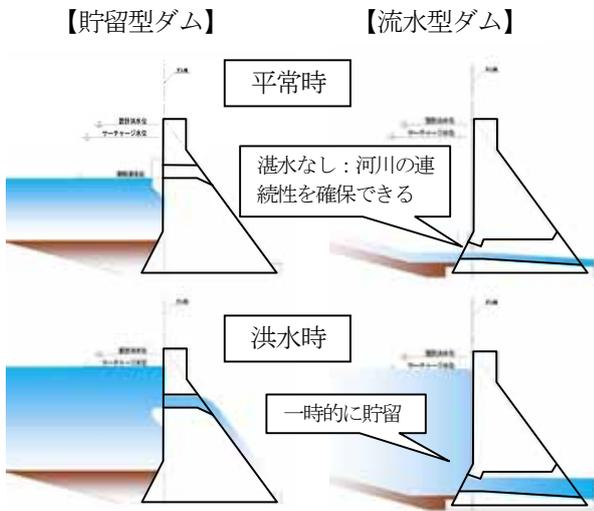


図4 貯留型ダムと流水型ダム

このような河川の連続性を満たすため、流水型ダムでは、河床標高付近に放流設備（以下、河床部放流設備）を設けている。

(2) 平常時の作用荷重

上記図4からわかるように、洪水時については堆砂位が異なるのみで、貯留型ダムと同様の外力が作用するが、平常時は大きく異なることがわかる。

平常時は、流入＝放流状態が維持されており、堆砂位も河床と一致するため、洪水時に比べて下流向きの作用荷重の合計は小さい。平常時では、むしろ下流向きの作用荷重が小さい状態で、上流向きの地震力を受けた際の堤体安定性に着目することが必要になる。

このため、平常時（空虚時、上流向き地震時）の水位は、放流量 $0\text{m}^3/\text{s}$ 時の河床部放流設備の呑口敷高を想定した（図5）。

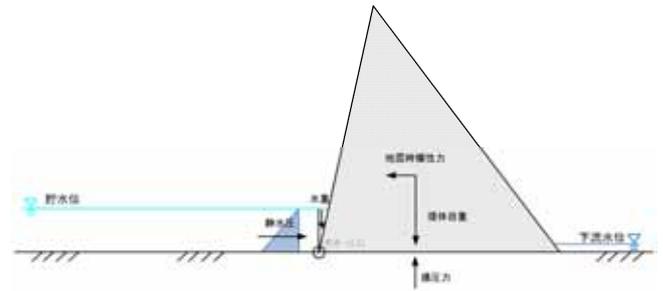


図5 平常時の作用荷重（模式図）

(3) 堆砂容量と計画堆砂位の考え方

a) 堆砂容量

貯留型ダムでは、100年間の推定堆砂量を堆砂容量とするが、ダム下流への土砂供給を前提とする流水型ダムでは、現在次のように堆砂容量を設定している。

- ・ 地質、気象が類似した近傍ダムの実績をもとに計画比流入土砂量を設定する。
- ・ ダム流域（直接＋間接）における100年間分の流量時系列を設定し、100年間分の流入土砂量が計画と等しくなるよう流量～流砂量の関係を設定する。
- ・ 100年間の貯水池運用を行った場合の一次元堆砂シミュレーションを行って100年後の貯水池内堆砂形状を求め、この状態で基本高水が発生した際の堆積土砂量を計画堆砂量とする。

足羽川ダムの堆砂シミュレーション結果は図6のとおりであり、計画堆砂量は $500\text{千}\text{m}^3$ に設定している。

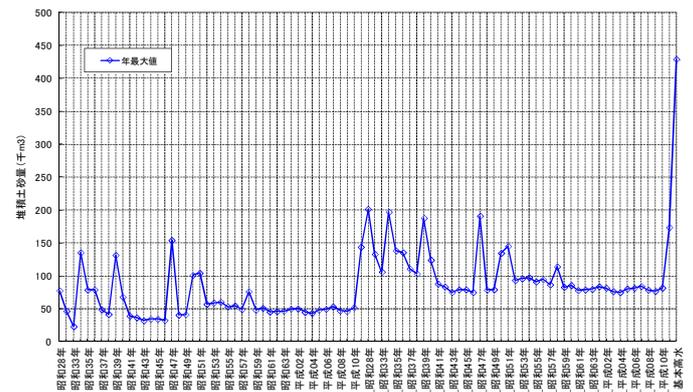


図6 足羽川ダム堆砂シミュレーション結果

b) 安定計算に用いる堆砂圧

ダムの安定計算では、設計した堆砂容量をもとに計画堆砂位を設定し、堆砂圧を作用させる必要がある。

実際の貯水池の堆砂形状は、河床勾配に応じた縦断勾配を持つ。しかし、貯留型ダムの安定計算では、実際の傾斜堆砂形状ではなく、計画堆砂量が水平に

堆砂した場合、すなわち、最も堆砂圧が大きくなる場合を想定する。流水型ダムにおいても、貯留型ダムと同様の水平堆砂の考え方をを用いており、洪水時に満水になった際には計画堆砂量が水平に堆積した標高をもって計画堆砂位としている（図-7、8）。

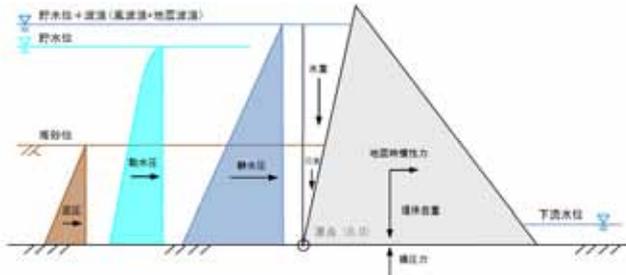


図-7 サーチャージ水位時の作用荷重（模式図）

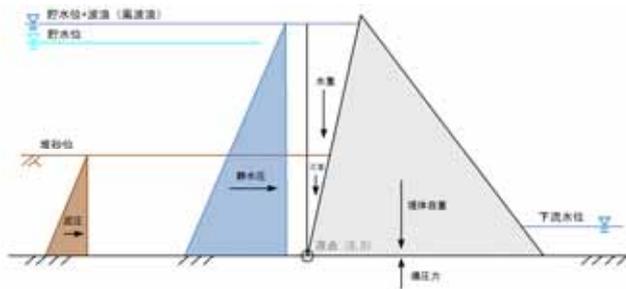


図-8 設計洪水水位時の作用荷重（模式図）

以上より、安定計算に用いる堆砂位は流水型ダムの貯水池運用を反映し、下記のとおりとした。

- ・洪水時（サーチャージ水位）
→計画堆砂量が水平に堆砂した場合を仮定
- ・洪水時（設計洪水水位時）
→地震時の動水圧無し
- ・平常時
→上流側基礎岩盤標高＝堆砂なしの状態を仮定

3. 流水型ダムの特徴を考慮した堤体基本形状

(1) 安定条件

重力式コンクリートダムの安定性は、「河川管理施設等構造令規則第9条」において、次の3条件を満たすよう規定されている。

- ①堤体上流面に鉛直方向の引張応力を生じないこと（ミドルサードの条件）
- ②堤体と基礎岩盤の接触面および基礎岩盤内の弱点と考えられる面においてせん断に対して安全であること（Hennyの式によって算出されるせん断摩擦安全率 n が4以上であること）
- ③堤体内の応力はコンクリートの許容応力度を超えないこと

貯留型ダムでは、通常前記①、②が支配条件とな

り、③の条件は、堤高が150mを超えるような場合や基礎地盤が著しく不均一な場合を除いて問題になることはまれであるとのことから、通常は特に検討を要する必要はない。

しかしながら流水型ダムの場合、平常時（空虚）状態で上流向きの地震力を受けた際に、堤体下流面に引張応力が生じやすいという特徴がある。コンクリートの許容引張応力は圧縮応力に比べて著しく小さく、発生する引張応力は、堤高が高いほど大きくなる。これまで完成した流水型ダム（50m程度）では問題にならなかった「許容引張応力」に対する安全性が、足羽川ダム（堤高96m）では重要な課題となる。

(2) コンクリートの許容引張応力の設定

ダムに用いられる内部コンクリートの場合、一般に圧縮強度の1/10程度であるが、コンクリートの強度は、骨材の品質、コンクリート配合、施工の良否などによって大きく変動するため、許容応力の設定では、設定値を下回る可能性が低い数値とする必要がある。

許容引張強度は、コンクリート標準示方書を参考に 0.29N/mm^2 とした。

(3) 堤体基本形状

a) 上流面勾配を鉛直にした場合

堤体基本形状を、多くのダムで採用されている上流面勾配を鉛直とした場合、①ミドルサード条件を満足するよう下流面勾配を設定すると図-9のように0.75必要である。この形状で、平常時（上流向き地震 $K=0.12$ ）に堤体下流面に生じる引張応力を計算した結果を図-10に示す。

ダム高50m程度より 0.29N/mm^2 を超え、最大ダム高では 0.58N/mm^2 となり、許容応力条件を満足しないことがわかる。

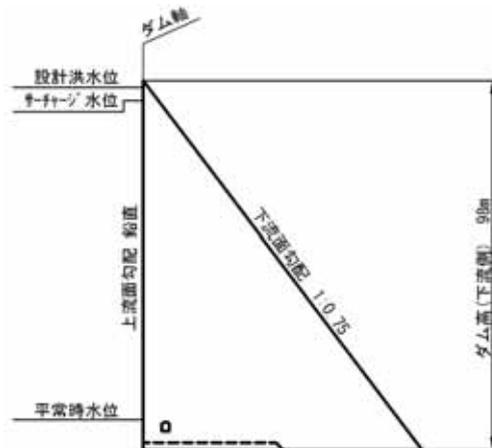


図-9 上流面を鉛直にした場合の堤体形状

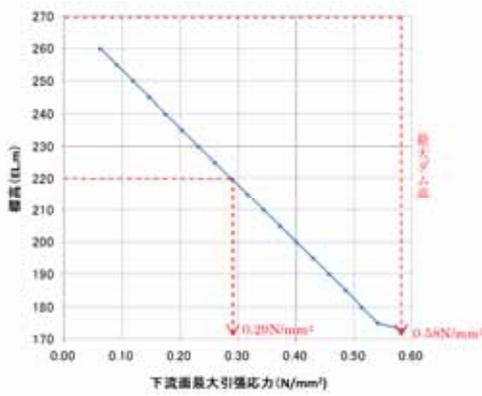


図-10 堤体下流面に発生する引張応力～標高の関係
(上流面鉛直、下流面1:0.75)

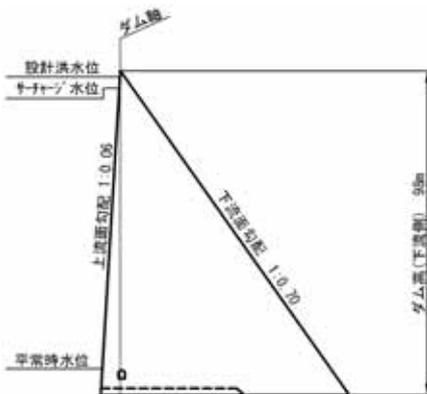
この結果からも、これまで建設されたダム高50m級の流水型ダムでは上流面を鉛直にしても問題なく、これを超えると許容応力が基本断面形状設定の条件になるため注意が必要であることがわかる。

b) 許容引張応力以下にするための堤体形状

平常時に下流面に生じる引張応力を緩和させるには、堤体自重の作用位置を上流側にシフトすればよく、上流面に勾配を設けることで対応できる。

堤体自重以外に作用荷重がない状態であれば、堤体上流面勾配を設計震度 $K=0.12$ （上流向き）と等しい1:0.12とすれば引張応力は0になる。反面、堤体断面積が増加し、建設コストが増加するため、コストと安定性の両者を満たすように堤体形状を検討することが要求される。

足羽川ダムでは、堤体積が少なくなる上流面勾配1:0.06、下流面勾配1:0.7を採用した。



上流面全体に勾配(1:0.06)を設けた案(採用)

図-11 許容引張応力を考慮した堤体形状

c) 最終形状

設定した基本形状では、滑動安全性を確保できないことから、最終形状では上流面にフィレットを設ける(図-12)。

なお、フィレット形状は、基礎掘削時の岩盤状況を踏まえ、形状を変更して対応する予定である。

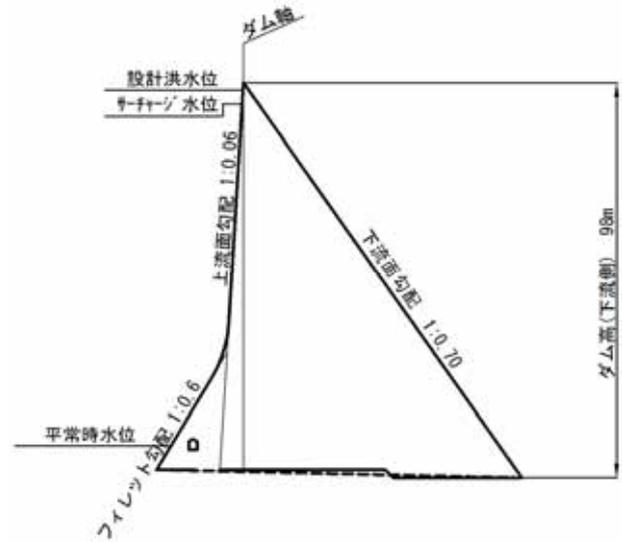


図-12 足羽川ダム堤体基本形状

4. 堤内放流設備

(1) 足羽川ダムの洪水調節計画

流水型ダムは、かつては「穴あきダム」と称されていたことからわかるように、洪水調節用ゲートを有しないオリフィスを河床付近に配置する自然調節方式が採用されてきた。一方、足羽川ダムは、下流基準点での計画高水を満たすため、図-13のようなバケットカット方式による洪水調節方式を採用している。

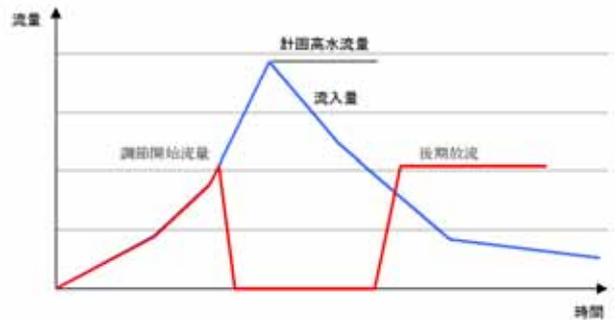


図-13 洪水調節計画(模式図)

(2) 放流設備の配置

上記の洪水調節を行うため、足羽川ダムでは次の放流設備を堤体内に配置する計画である(図-14)。

- ① 河床部放流設備：現河床標高に設置し、洪水調節開始流量までを開水路状態で放流できる(いわゆる人工河道であり、流砂および魚類等の連続性も確保する)。バケットカットによる洪水調整方式のためのゲートを設置する。

- ② 常用洪水吐き（後期放流設備）：洪水調節時に貯水位低下を行う際に使用する。推定堆砂面以上に設置し流砂機能は有しない。
- ③ 小流量放流設備：後期放流開始時に、下流河道での急激な水位上昇を防止するため、小流量の制御が可能な設備を配置する。試験湛水時の維持流量放流にも使用する。

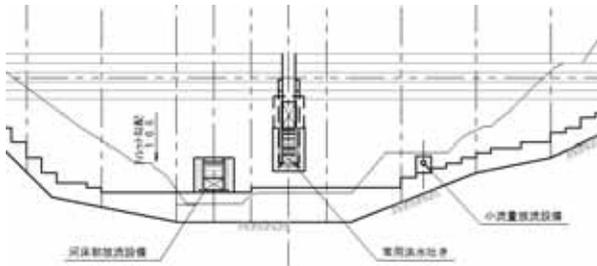


図-14 放流設備の配置（上流面図）

(3) 水理模型実験

現在、上記の放流設備および減勢工について、土木研究所によって水理模型実験を実施中であり、この実験結果をもとに、放流設備の最終形状を確定する予定である（図-15）。



図-15 足羽川ダム水理模型実験状況

5. まとめ

(1) 主な検討結果

流水型ダムは、まだ完成数も少なく、中～小規模ダムの実績しかない。足羽川ダムのような100m級のダムでは、設計方法が確定していない部分もある。

足羽川ダムで得られた成果を以下にまとめる

- ・ 河川構造令で規定される安定計算および作用荷重は、一般的な貯留型ダムを前提としたものである。このため、平常時（常時満水位に相当）に貯水池が空虚となる状態を反映した検討が必要になる。
- ・ 特に、地震荷重、堆砂圧、水圧については、平常時において最も危険な状態を試算のうえ設定する必要がある。
- ・ ダム高50m程度を超えると、平常時（上流向き地震）に堤体下流面に生じる引張応力が、コンク

リートの許容引張応力を超える可能性がある。引張応力を緩和するため、堤体基本形状を工夫する必要がある。

- ・ 流水型ダムの放流設備は、洪水調節から定まる放流能力に加えて、土砂の流下、魚類等の連続性の確保など、複数の機能を見なすことが要求される。これらを1門の放流設備でまかなうことは理想的ではあるが、必ずしもコスト面や維持管理面からは最適な方法とは限らない。機能を分割し、複数の放流設備を配置して、コスト、維持管理で有利となる配置も検討すべきである。

(2) 今後の課題と方針

足羽川ダムの堤体設計を行う上で、想定される今後の課題と方針について以下に述べる。

a) 河床部放流設備の構造設計

河床部放流設備は大規模放流管およびゲート操作室を堤体最大断面付近に設置する。このため、放流管およびゲート操作室周辺には、大きな引張応力が生じる。

また、堤体上下流を貫く大規模な放流管は、平常時の河川流の流下とともに通気するため、冬期には放流管表面から堤体内部が冷却される。このため、通常のダムより大きな温度応力が発生し、岩盤拘束によるクラック発生が懸念される。

これらの構造上の課題に対して、現象の予測・評価を行い、対応策を講じておく必要がある。

b) 給砂、流木による水理模型実験の実施

今後、ダム本体上流側河道部の地形模型を製作し、土砂や流木を用いた実験を行い、下記項目について検討する予定としている。

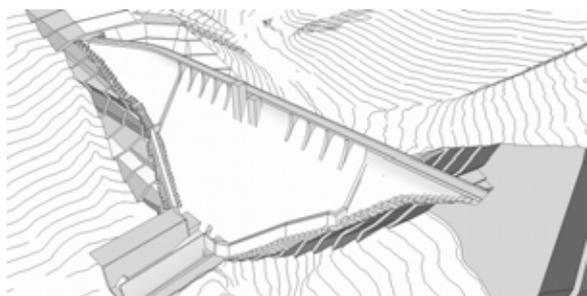
- ・ 河床部放流設備の排砂機能の確認
- ・ 土砂・流木等によるスクリーン閉塞に対する放流能力の確保
- ・ 流木止めの効果の確認

c) 景観検討

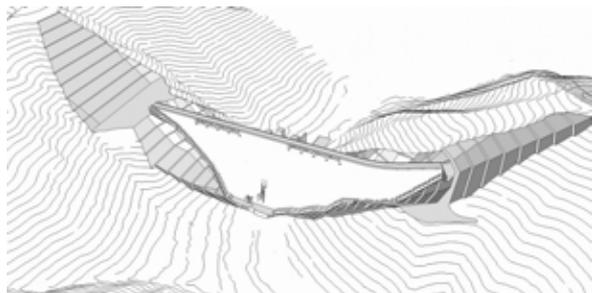
足羽川ダム周辺は自然環境が豊かな地域であり、ダム完成後も河川とのふれあいを求め多くの来訪者があると予想される。ダムが完成した姿（ダム、貯水池の景観）は、地元の人々が最も関心を寄せるものであり、ダム設計段階での情報発信が重要となる。

特に、流水型ダムは一般的な貯水ダムと異なり、ダム上流面も常時可視範囲に入るため、より景観に配慮した設計が求められることから、他ダムの実施例（洪水吐き配置の対称化、連続的なフーチング配

置)などを参考にダム景観の予測図(図-16)を用いて検討を行う。



下流側から望む



上流側から望む

図-16 ダム全体の鳥瞰図(3次元モデル)

d) 利活用検討

足羽川ダムでは平常時に貯水を行わないことから、上流面に100m級のコンクリート壁面が出現する。そのため、流水型ダムならではの利活用法について検討を実施する(例えばダム堤体の上流面をクライミングコースに利用する等(図-17))。

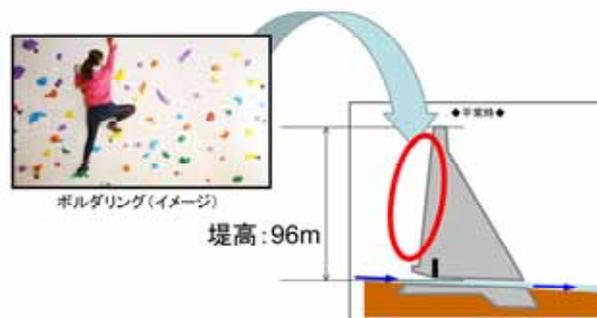


図-17 ダム堤体を用いたクライミングコースの設置
(アイデア段階)

参考文献

建設省 河川砂防技術基準(案) 設計編 第2章

野洲川における空洞・異物調査について

佐々木 隆行¹

¹近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所 調査第二課 (〒668-0025兵庫県豊岡市幸町10-3)

野洲川の高水敷では地表面の窪みや陥没の発生が多数確認された。また陥没調査の過程において、野洲川の堤防や高水敷下には、江戸時代などに設置された水利施設「伏樋」が残存している可能性があることが分かった。陥没は高水敷利用者の安全性を脅かすものであり、また伏樋が残存していた場合は、陥没現象や漏水現象の原因となり、重大な被災に発展する危険性をはらんでいる。本報告は、堤防や高水敷の沈下・陥没に対する安全性確認とその調査手法の検討を目的として実施した「伏樋の残存調査」と、「高水敷下の空洞・陥没調査」の中間結果をまとめたものである。

キーワード 空洞、危機管理、新工法

1. はじめに

2014年9月、野洲川の高水敷において深さ約2mの陥没が発見され、試掘調査の結果、地中内部に多量の木片等の埋設が確認された。原因究明のための文献等調査の過程において、野洲川にはかつて「伏樋」と呼ばれる堤体下や高水敷下を横断する水利施設が存在していたことが判明した。同時に伏樋の廃止に伴う撤去や閉塞等の処置に関する記録がなく、現在も残存している可能性があることがわかった。また、野洲川ではこれ以外にも、高水敷で小規模な陥没の発生が多数確認された。

以上から、本報告は堤防や高水敷の沈下・陥没に対する安全性確認とその調査手法の検討を目的として「伏樋の残存調査」「高水敷下の空洞・陥没調査」を実施したものである。

2. 野洲川での陥没実績

野洲川で近年発生した、陥没の状況と地盤内の試掘調査の結果を以下に示す。

(1) 野洲川左岸8.7k付近の高水敷

2014年9月、野洲川左岸8.7k付近の高水敷において陥没(写真-1)が発生し、試掘を行ったところ多くの木片(木材の束)(写真-2)が確認された。



写真-1 陥没発生状況
(φ80cm×160cm)



写真-2 試掘状況
(複数の木材を確認)

(2) 野洲川左岸8.2k付近「野洲川ふれあい広場」

2014年10月から2015年12月にかけて、野洲川左岸8.2k付近の「野洲川ふれあい広場」では以下に示す計4箇所の陥没が確認された。試掘調査の結果、1箇所(試掘箇所b)を除いて、地盤内に木片、あるいは非常に緩い土層のいずれかが確認された。「野洲川ふれあい広場」では、このほかにも地表面が浅く窪んでいる箇所が多数確認された。



写真-3 陥没箇所a発見時
(縦60cm×横60cm×深さ40cm)



写真-4 陥没箇所a試掘状況
(腐植した木材を確認)



写真-5 陥没箇所b発見時
(深さ80cm×延長140cm)



写真-6 陥没箇所b試掘状況
(緩い礫混じりシルトが分布)



写真-7 陥没発生c発見時
(縦130cm×横100cm×深さ50~100cm)



写真-8 陥没箇所d発見時
(縦30cm×横40cm×深さ70cm)

3. 伏樋調査

(1) 伏樋とは

「伏樋」とは、河川敷内伏流水を地下で集水し、堤防下を「埋樋」にて堤内側へ導水し、おもに「田養（用）水」として利用する水利施設のことである。（地元関連機関への聞き取り調査より）

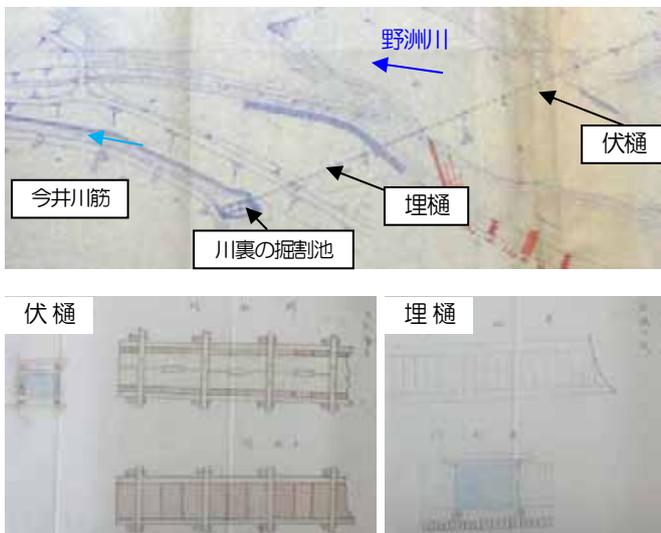


図-1 平面図及び構造図（今井）

(2) 伏樋が残存していた場合の問題点

伏樋が残存した場合、安全性の観点で以下のような問題が懸念される（図-1）ことから、残存しているか否かを明らかにし、適切な対策をとる必要がある。

- ① 空洞が残存し伏樋が損傷している場合の伏樋内部への土砂の吸い出しや木材の腐朽により、伏樋と地盤内の間に空洞が生じることで高水敷が陥没し、利用者の安全性へ影響を与える可能性がある。
- ② ①の陥没現象が堤防近傍であった場合、出水時に洗掘、堤防法尻部の崩壊が発生し堤防の安全性に影響を与える。
- ③ 樋門と同様に、伏樋と周辺地盤との境界部分では性状の違いにより、水みちが形成されやすく、洪水時にはパイピング破壊が発生する恐れがある。

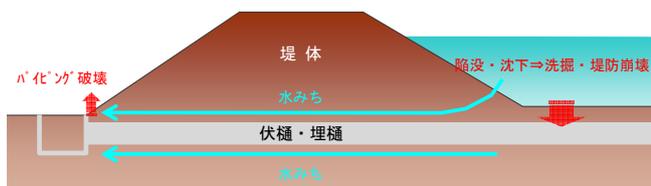


図-2 伏樋が残存する場合の問題点

(3) 調査計画

調査は（図-3）を基本とし、文献等調査・情報整理により、調査実施箇所を選定を行い、物理探査を実施した。また、物理探査によって顕著な反応が検出された場合は、必要に応じて簡易貫入試験等を実施することとし、伏樋の存在の可能性が高い場合は試掘調査により目視確認を行うこととした。

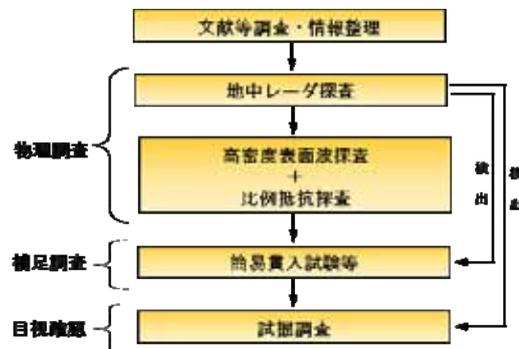


図-3 調査フロー

(4) 文献等調査・情報整理

a) 文献等調査

伏樋に関する情報を得るため、文献及び地元関連機関への聞き取り調査を実施し、かつて伏樋として利用されていた水利施設が 15 箇所存在することが明らかになった。

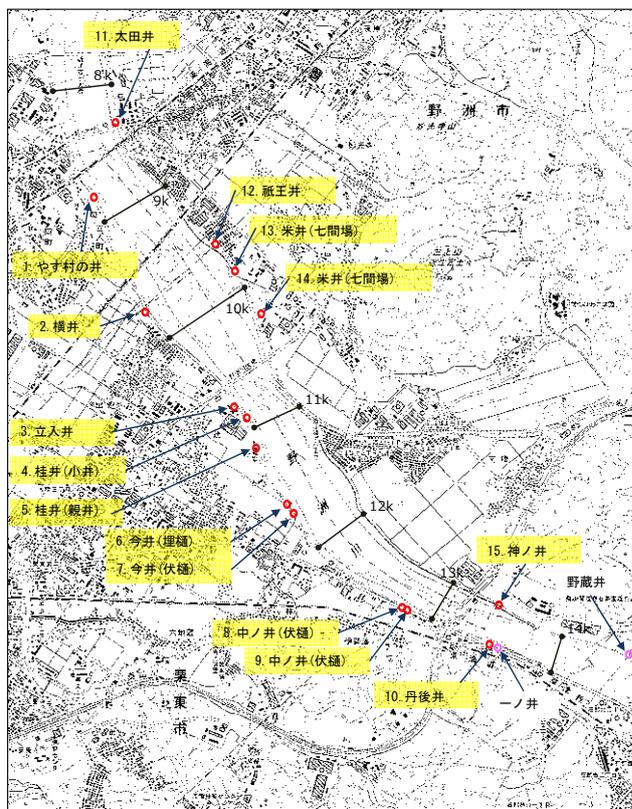


図-3 伏樋及び埋樋等箇所図

b)位置情報整理

位置情報を整理するため、まず初めに概略位置を古い井筋絵図(元禄11年)から整理した。その位置を農業水利施設に関する調査資料(大正13年)の付図に記載される井筋や川裏側の湧出口などの取水施設遺構をもとに、順次、現在の地形図に転写したうえで、現地確認を行い、おおよその位置を整理した。さらに、明治初年に全国的に作成された「地券取調総絵図」をもとに一部の伏樋の具体的な位置を特定した。

c)材料・構造諸元の情報の整理

材料や構造諸元に関する情報は、野洲川土地改良区から提供いただいた資料、滋賀県県政資料室蔵の歴史的文書をもとに収集・整理した。

調査の結果、野洲川に設置されている伏樋の材料は、木製、石製及びコンクリートブロック製であり、施設規模は概ね1m以下であることが判明した。また、埋設深度に関する情報はほぼ得られなかった。

(5) 物理探査

a)調査手法

調査手法は、堤防や高水敷利用への影響の最小化と今後調査を実施していくうえでの調査効率を考慮し、物理探査による非破壊調査手法を基本とした。また、埋設深度に関する情報を得ることが出来なかったため、深度の浅い範囲を「地中レーダ探査」、深い範囲を「高密度表面波探査+比抵抗二次元探査」と段階的に調査した。

b)調査対象施設

調査対象施設は、調査の確実性を重視したことから、位置が精度よく特定されており、残存の可能性が高い(コンクリートブロック製)施設として、「今井」を調査対象施設とした。

c)調査概要

調査は以下の内容で実施した。

調査日: 2016年1月13日(水)

探査側線: 3側線(伏樋が連続体であることを考慮して横断方向に複数設置)

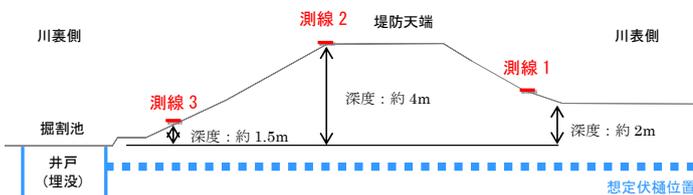


図4 測線位置横断面図

※対象施設である「今井」の高水敷の地盤高が高いことや官民境界位置が堤防法面上にあり、平坦地での調査が困難であるため、可探深度が小さく、調査地が平坦地に限られる地中レーダ探査は実施しないこととした。

d)物理探査結果

図-4に示す測線1及び3における高密度表面波探査と比抵抗二次元探査の結果は図-5のとおりとなった。測線ごとに並べることでそれぞれの異常反応の位置関係を

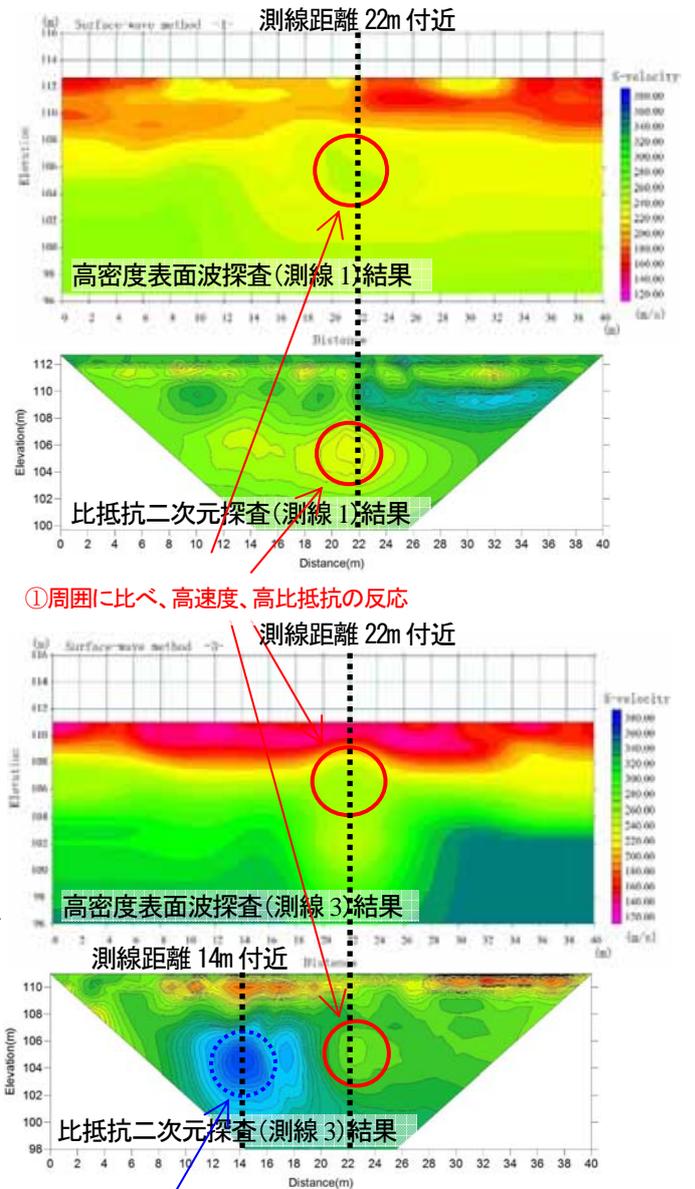
確認し、その特徴を整理する。なお、天端に設置した測線2においては、伏樋と考えられる明瞭な反応は検出されなかった。

①測線1及び測線3において、測線距離21~22m 標高106m付近において高速度、高比抵抗の反応がみられる。

⇒調査対象の伏樋はコンクリートブロック製であるため、周囲に比べ、高速度、高比抵抗の反応を示すことが予想される。

②測線3の比抵抗探査の結果、測線距離14m、標高105m付近で顕著な低比抵抗の反応がみられる。

⇒伏樋の内部や周辺が水みちとなり、低比抵抗を示している可能性がある。



①周囲に比べ、高速度、高比抵抗の反応

②顕著な低比抵抗の反応

図-5 測線ごとの物理探査結果図

e)補足調査

反応が検出された2箇所は、伏樋が接続していた掘割池の近傍である。そのことから、この2地点において、伏樋の有無を直接確認するための補足調査を行った。調査方法は、調査箇所の地盤が硬質地盤であったことから、土質ボーリングを採用した。また、調査地点は調査対象までの深度が浅い測線3で実施した。

- ①調査の結果、両地点において伏樋の素材であるコンクリートブロックの痕跡は確認できなかった。
- ②ボーリング調査結果と物理探査結果の比較から、B-1地点の低速度領域は、周囲に比べ密度の低い土層に反応したものと考えられる。またB-2地点の低比抵抗領域は含水が多い土層に反応したものと考えられる。

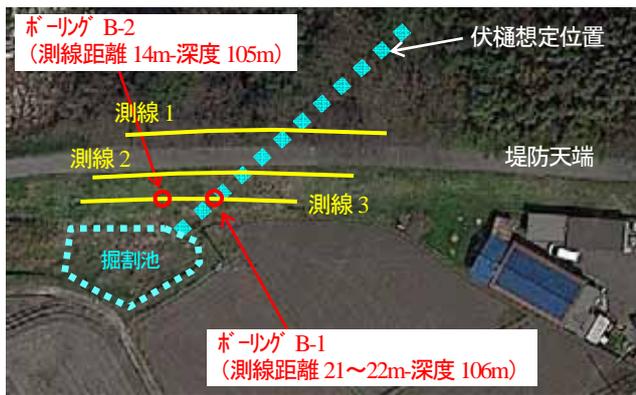


写真9 ボーリング位置図

(4) 今後の調査方針

直接確認を目的として、ボーリング調査を実施したが、文献に記載されるようなコンクリートブロック造りの伏樋の痕跡は確認されなかった。そのため、これらの調査手法の伏樋への有効性は未だ定かではない。したがって、今後の調査として、まずは今回調査地点において試掘調査を実施し、残存の有無を確認する必要がある。

①試掘調査で伏樋が残存していなかった場合

調査手法の有効性が確認できていないことになることから、他の残存の可能性が高い施設に対して、引き続き調査手法の検証を行う。ただし、調査手法の有効性の検

証は施設に対して行うことに意味があることから、伏樋と同規模の樋門や用排水管を対象に、物理探査手法の感度分析を、その適用性を評価したうえで、伏樋に対して適用する。

②試掘調査で伏樋の残存が確認できた場合

調査対象とした伏樋は、他の伏樋に比べて規模が大きいが明確な反応が検出されなかったため、コンクリートブロックや空洞に対しては、採用した手法での検出が困難は施設に対して行うことに意味があることから、伏樋と同規模の樋門や用排水管を対象に、物理探査手法の感度分析を行い、その適用性を評価したうえで、伏樋に対して適用する。難と考えられる。今回採用した調査手法は、比較的堤防の土質調査等で実績の多いものを採用してきたことから、実績の少ない「連続波レーダ探査」や新技術等の活用を検討する。

4. 高水敷下の空洞・陥没調査

(1) 調査概要

a)調査目的

平成27年12月17日、野洲川左岸8.2k付近の河川敷の野洲川ふれあい広場で、縦130cm、横100cm、深さ50~100cm程度の陥没が確認された。対象箇所は、公園整備された場所であり、一般に広く利用されている場所である。また広場には過去にも陥没が発生しており、現在も地表が浅く沈下している箇所が点在している。そのことから、早急に陥没につながる地盤内の空洞等の有無の確認を目的とした調査を実施する。

b)調査手法

調査手法には地中レーダ探査を採用した。採用理由は、①過去の試掘調査の結果、陥没箇所の深度2m以内において原因と考えられる木片や緩みが確認されていること、②早期に陥没につながる地中内部の異常は、浅い深度にあると考えられること、③容易且つ迅速に調査結果を得ることができるためである。また探査の結果から空洞の存在する可能性が高い箇所においては試掘調査を実施することとした。

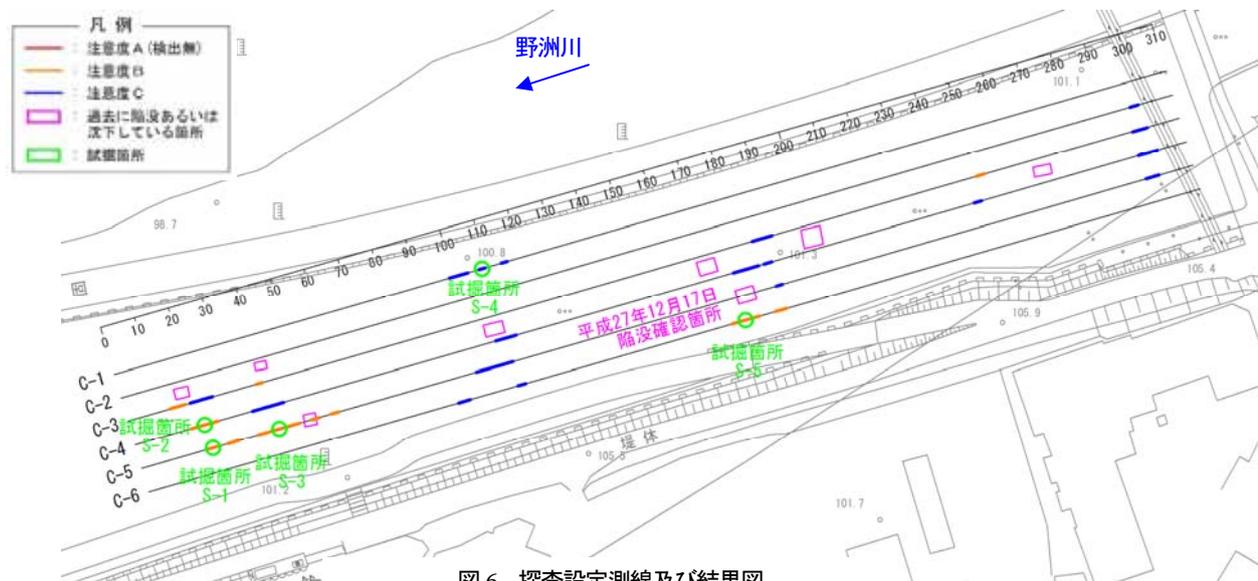


図6 探査設定測線及び結果図

c) 調査実施日

地中レーダ探査実施日 : 2015年 12月 22日 (火)

試掘調査実施日 : 2016年 2月 5日 (金)

d) 設定測線

設定測線は、図-6に示す6測線 (1測線310m) である。

(2) 地中レーダ探査

a) 調査結果区分

調査結果を「注意度A」「注意度B」「注意度C」の3段階で区分して評価した。

- 注意度A : 早急に処置を要する空洞と考えられる反応
- 注意度B : 下向きの凹状形状を示す反応や強い反応などで地層境界とは異なり、木材や人工物などの異物の可能性が考えられる反応
- 注意度C : 下向きのやや凹状形状を示す反応や弱い反応で地層の違い、礫等と考えられる反応

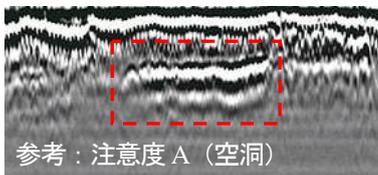
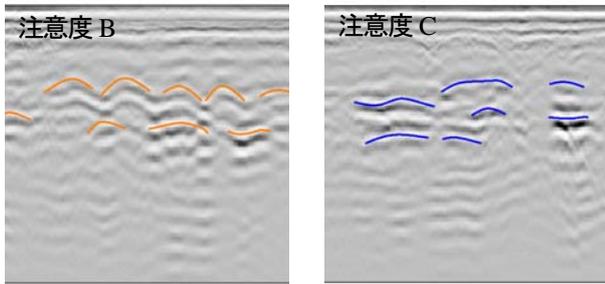


図-7 地中レーダ探査 反射画像

b) 地中レーダ探査結果

地中レーダ探査の結果、注意度Aに相当する空洞と考えられる反応は認められなかったものの、異物と考えられる注意度Bまたは注意度Cの反応は認められた。

また、空洞と考えられる反応は確認されなかったものの、過去に発生した陥没箇所のひとつで地盤内に木片が確認されており、調査結果においても数か所で異物と考えられる反応が認められた。

そのことから、異物と考えられる注意度Bに相当する反応のあった箇所のうち、反応が集積しており、地表への影響が大きく発生すると予想される注意Bの4箇所、及び注意度Cの1箇所を試掘調査を行うこととした。

(3) 試掘調査結果

調査の結果、5箇所のうち、S-3とS-5の2箇所では明瞭な反応はなかった位置において、腐朽した木片を確認した。

(写真-11・12・13・14) また、S-5では、木材の周囲に、奥行き0.8mの空洞も確認された。(写真-13)

またS-4では比較的明瞭な反応を検出した位置において、礫の分布を確認した。(写真-15) したがって、反射面はこの礫を捉えたものと考えられる。

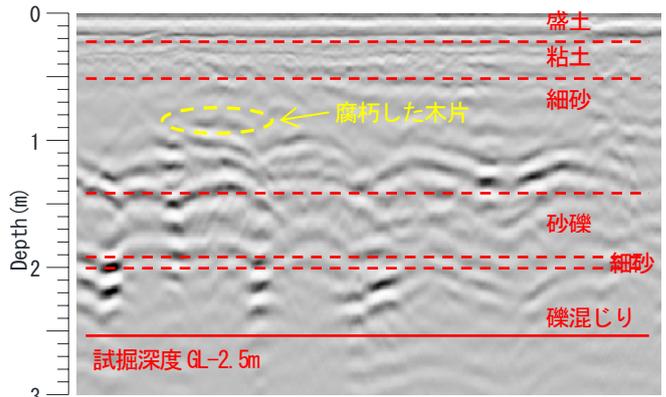


図-8 S-3 地中レーダ反射画像



写真-11 S-3の地中内で確認した木片

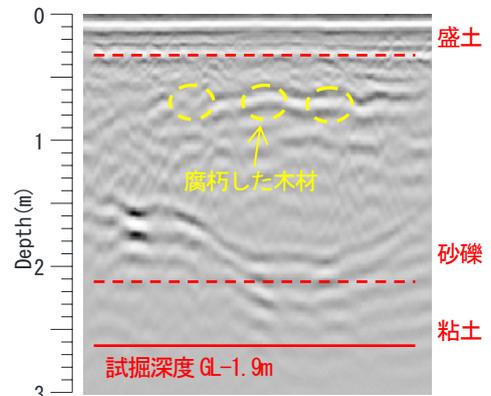


図-9 S-5 地中レーダ反射画像



写真-12 S-5の地中内で確認した木材



写真-13 S-5で確認された木材周辺の空洞



写真-14 S-5で確認した木材

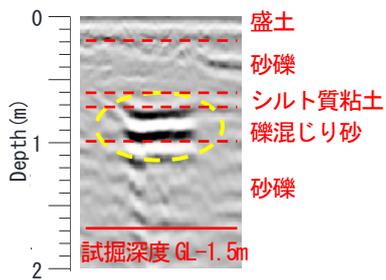


図-10 S-4 地中レーダ反射画像



写真-15 S-4 : 反応を検出した位置で分布していた礫

5. おわりに

伏樋調査では、現時点で伏樋の残存を直接確認できていないため、調査手法の有効性は確認できていない。

一方、高水敷下の空洞・陥没調査では、地中レーダ探査後に試掘調査を行い、一部ではあるものの、反射面が確認された箇所で礫や木材が確認され、調査手法の有効性を確認することができた。特に、地中レーダ探査の結果、今回の土層の礫層において明瞭な反射面を検出したものの、腐朽した木材に対しては明瞭な反射面の検出が困難であることがわかった。ただし、本調査では一部の調査結果に過ぎないため、今回の調査結果を踏まえて、河川堤防や高水敷利用者の安全性に影響を及ぼす埋設物及び地盤内の空洞の調査手法について、今後も引き続き検証を行っていく必要があると考える。

参考文献

1) 滋賀県県政資料室蔵 歴史的文書 (昭ぬ79-57-3)

「河川敷内に養水路施設として工作物設置工事許可申請、設計書ほか」昭和11年3月 葉山村・物部村組合管理者⇒知事宛

由良川堤防漏水対策による 地下水影響検討について

吉田 衛¹・岸本 昌之²

¹近畿地方整備局 福知山河川国道事務所 調査第一課 (〒620-0875福知山市字掘小字今岡2459-14)

²近畿地方整備局 六甲砂防事務所 調査課 (〒568-0052 兵庫県神戸市東灘区住吉東町3-13-15)

福知山市街地に面する由良川左岸では、平成25年台風18号出水時に堤防法尻および堤内地の20箇所超で漏水または噴砂痕が確認された。既往堤防点検では盤ぶくれや局所動水勾配に対する安全性不足区間が指摘されているが、大半は未対策となっている。特に36.4k上流は“岩沢堤”と呼ばれる特殊堤で、堤内には井戸を利用する住宅・寺社が密集する区間となっている。

本報告は、岩沢堤区間の漏水対策（鋼矢板遮水）施工に先立ち、地下水の利用・流動実態調査ならびに影響予測解析を行い、災害復旧（最優先）区間における施工時モニタリングおよび影響検証を行ったものである。影響予測は三次元飽和一不飽和モデルにより矢板周りの複雑な地下水流動を解析し、施工者・地元関係者との情報共有を図りつつ円滑な施工を実現した。

キーワード 河川堤防, 地下水利用, 遮水鋼矢板施工, 三次元モデル解析

1. はじめに

由良川は京都府、滋賀県、福井県境の三国岳に発し、山間部を西流したのち福知山市内で流路を北東に転じ日本海に注ぐ幹線流路延長146kmの一級河川である(図-1)。

平成25年9月に発生した台風18号による出水では、福知山地点で5時間にわたり計画高水位を超過し、由良川の水位と堤内地盤の比高差が約5mに達した。これにより、堤防法尻や堤内地で噴砂痕（水田・畑地）や漏水（堤脚・擁壁）が複数確認されたほか、井戸からの噴砂も発生している(図-2)。

平成16年10月台風23号以来の大規模出水を背景に、特に36.4k上流の特殊堤（カミソリ堤）区間では堤防強化への地元要望が強く、対応が急務となっている。同時にこの区間は寺社・古民家が密集し、約1kmの区間で約250の井戸が存在（約3割で飲用利用）する特徴がある。



図-1 由良川流域および検討地区位置図

こうした地域特性をふまえ、浸透対策による地下水への影響を定量的に予測・評価し、モニタリング情報をリアルタイムに共有し慎重な施工を行った事例を紹介するものである。



図-2 平成25年9月台風18号時の漏水・噴砂状況

2. 基本条件の整理

(1) 堤防地盤モデル

検討区間では堤防下に高透水性を示す層厚8~10mの沖

積砂礫層が、その下に低透水性の洪積粘土質砂礫層が広範囲に分布する。また、堤防直下に低透水性の粘土～シルト層が薄く分布する特徴がある。これにより、出水時には由良川からの沖積砂礫層へ高い水頭差による浸透に起因して、堤内側での噴砂、盤ぶくれあるいは漏水（一部堤脚）が発生するため、堤防の安全性を損なう恐れがある（図-3）。

この浸透対策として、護岸コンクリート（特殊堤）のクラック補修と張コンクリート先端から洪積砂礫層に達する鋼矢板打設による遮水対策を講じる計画となった。

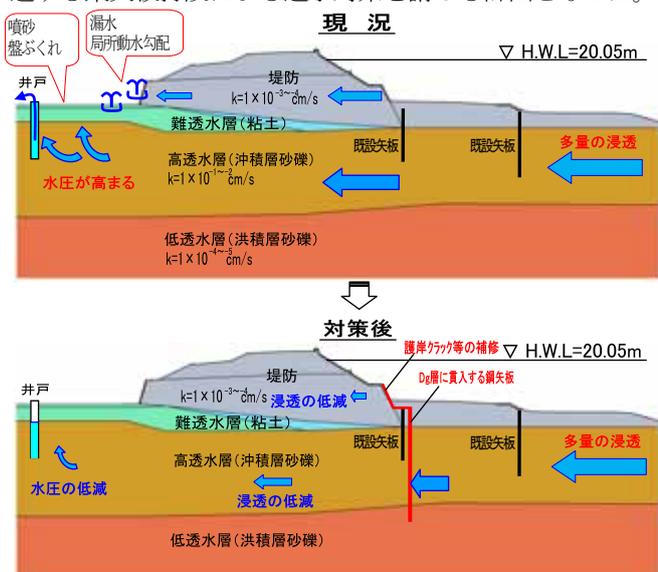


図-3 現況の漏水機構および対策工法（左岸 36.4k）

(2) 地下水利用実態

対策計画区間である寺町地区周辺は寺社・古民家が密集する旧市街であり、多くの井戸利用が想定されたため、保全対象を明確にするため公共井戸の資料調査および民生井戸の聞き取り調査を実施した。調査範囲の設定には、Seichardt（ジハルト）式を援用した概算により由良川から400m範囲を目安とし、自治会境界や主要な道路を境とした（図-4）。

聞き取り調査の結果、寺町地区（災害復旧区間）のみでも111箇所の民生井戸が確認され、井戸の約4割が飲用利用されていること（図-5）、当地区ではすべて深度10m以内の沖積砂礫層中の浅井戸であり、由良川と一連の水面を形成する地下水の可能性が高いことが判明し、この時点で矢板施工による影響リスク（重要度と影響発生の可能性）が比較的高いと考えられた。

$$R = 3000 \cdot \Delta s \cdot \sqrt{k} = 380m \approx 400m \quad \text{【Seichardt 式】}$$

k (透水係数) = 堤防調査 A_g 層最大 $= 1 \times 10^{-3} m^2/sec$
 Δs (水位低下量) = 上下流端の管理河床高差異
 $= 11.73m [37.2k] - 10.46m [36.2k] = 1.27m$

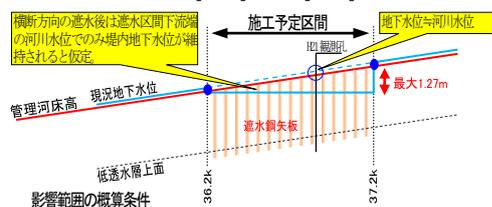


図-4 地下水利用実態調査範囲の概定方法

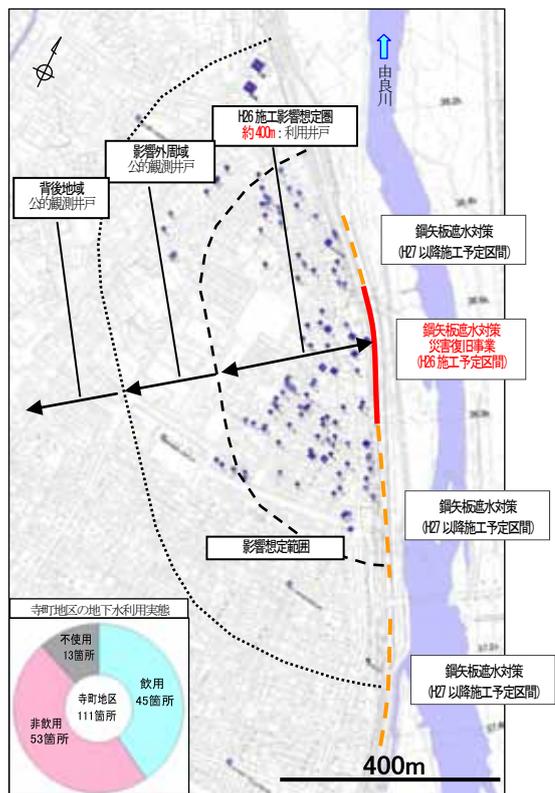


図-5 寺町地区（災害復旧区間）周辺の井戸分布

(3) 帯水層構造（地下水流動層）の検討

文献地質図および既往堤防調査資料から、本地域の地質構成は上位から①沖積砂礫層（高透水）、②第三紀層や洪積層（低透水地盤）、③基盤岩（難透水）に区分される。主要な帯水層は平野表層に広く分布する沖積砂礫層に特定され、由良川および各支川と一連の浅層地下水（不圧）であり、地下水の分布や流動を評価・解析する際には沖積砂礫層底面の構造（不陸）を面的に把握することが重要となる。

沖積砂礫層底面の分布を把握するため、まず上下水道等他事業を含む既存の166本の柱状図を収集し、帯水層としての統合再区分を行った。次に、地形と地質の関連に着目し、治水地形分類図および航空写真判読により山地（基盤岩）、段丘・丘陵（洪積層）、旧河道（沖積層中の水みち）を区分し（図-6）、各柱状図による「点」情報を「面」に展開した（図-7）。

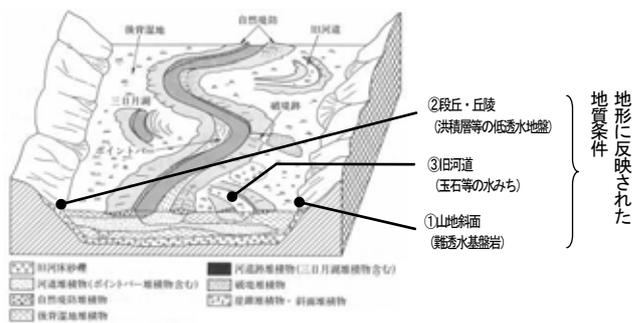


図-6 谷底平野の河川微地形と地質層序
（『河川地理学』大矢(1992)に一部加筆）

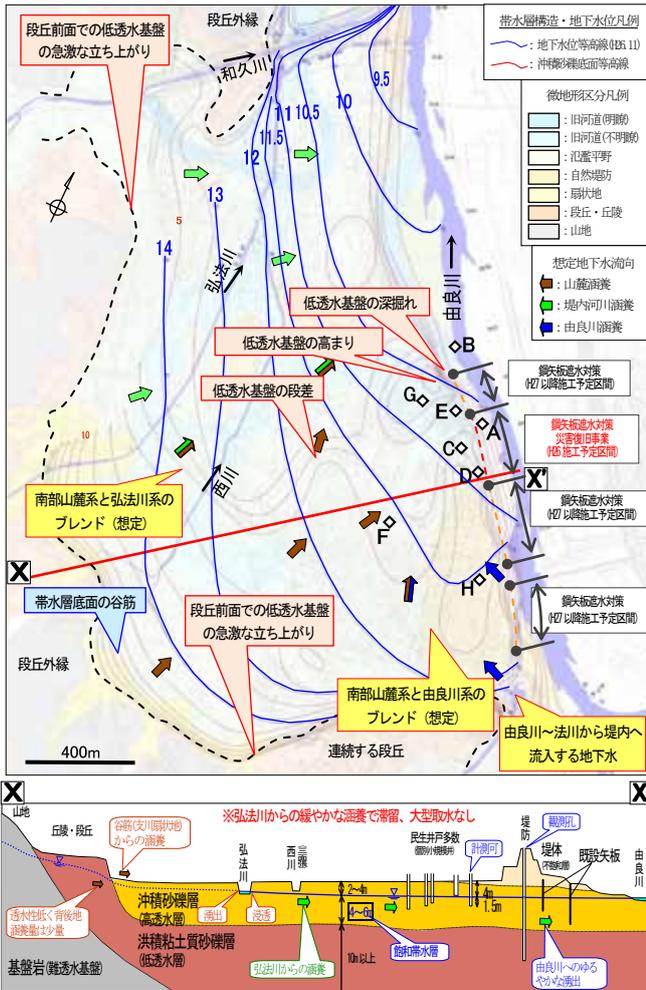


図-7 帯水層構造および地下水流動概略評価

(4) 地下水位の分布と流動状況の把握

水位観測には既存井戸（民生及び公共）、ボーリング観測孔（既往・新規）および各河川での一斉観測を行い、施工前の地下水位および水質の分布を把握した。

その結果、寺町地区及び周辺の地下水位は西または南の段丘・丘陵地から由良川へ向かう流れが支配的であり、弘法川からの涵養も受けているものと推定された。ただし、上流側の音無瀬橋近傍では一部由良川から流入する動水勾配も認められた（図-7）。

また、連続水位観測により由良川（施工区間）から200m圏内で河川水位との連動性が高いことが確認された（図-8）。

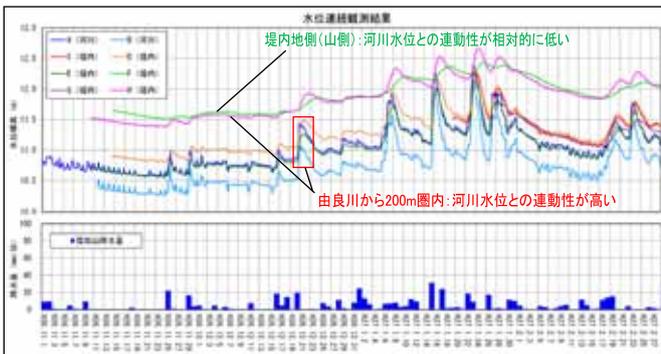


図-8 寺町地区に連続水位変化（施工前）

3. 地下水影響の定量的予測

地下水の『利用実態』『帯水層構造』『地下水流動』の基本条件から、寺町地区における鋼矢板遮水により、由良川から200m程度の範囲で地下水位のダムアップと、流速の低下に伴う水質変化の可能性が指摘される。

検討地区では①水みちとなり得る旧河道が複雑に分布、②帯水層底面の不陸が激しい、③音無瀬橋付近で河川～地下水の水位（湧出～浸透）が逆転する、④洪積層に達していない既設矢板下側の迂回浸透を正確に再現する必要がある等から、三次元モデルを採用した。

(1) 解析モデルの構築

モデル化範囲は、東側は水位境界としての由良川、北側を弘法川放水路とし、南側・西側は解析精度を十分に確保するため洪積層（低透水層）が表層露出する段丘崖まで広範囲に設定した。なお、弘法川は透水性護岸のため水位の内部境界とした（図-9(b)）。

境界条件として帯水層構造、由良川（水位）、背後丘陵(涵養)を設定し、解析対象範囲の境界は河川法線に沿うものとなるため、格子形状や大きさを自由に設定することができる有限要素法を採用し、飽和不飽和非定常浸透流解析を実施した（図-9(b)）。

メッシュの平面分割は堤内地および河道内は30～50m、矢板計画ライン付近は流下方向20m、川幅方向に1m程度と詳細に設定した。鉛直方向の分割は、帯水層（沖積砂礫層）では実層厚の1/10以下で細密間隔とし20層とし、基盤となる低透水層（洪積砂礫層）は透水係数が3桁程度低く計算の安定上細分割の必要はないと判断した（図-9(a)）。

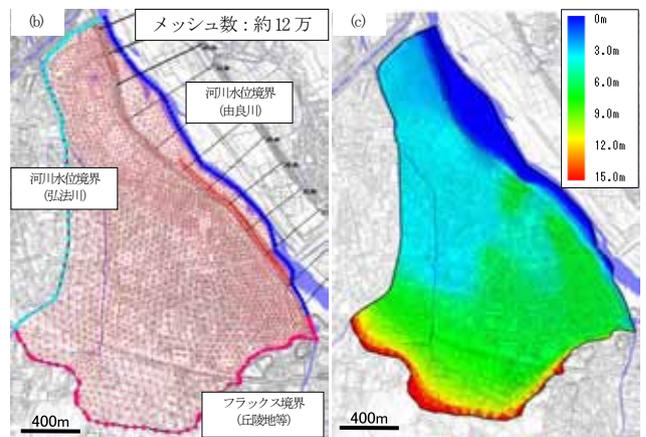
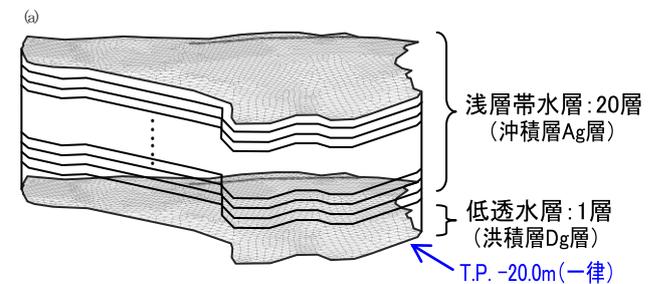


図-9 モデルメッシュ区分

(2) 解析モデルの再現性の検証

作成したモデルの計算値と実際に観測した地下水位（観測日：2014年11月13日-14日）を比較することにより、作成したモデルの再現性を検証した。検証の結果、計算値と観測値の相関が高いことから、モデルの信頼性は十分に確保されていることを確認した（図-10）。

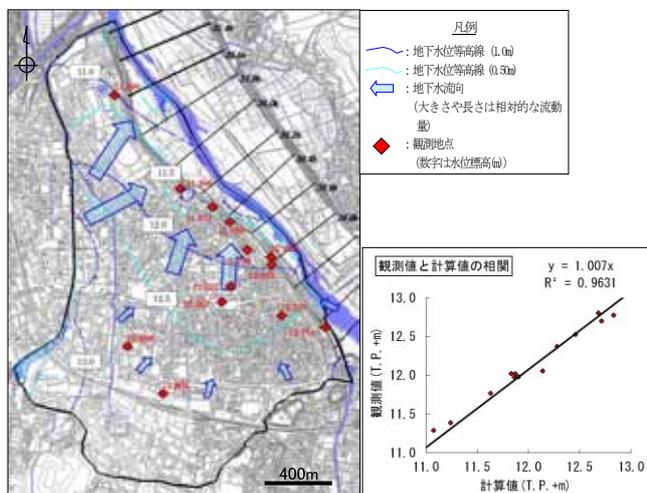


図-10 実測地下水の面的再現計算結果

4. 三次元モデルによる地下水影響予測

(1) 2014年度（平成26年度）施工堤防漏水対策（36.6k-60～36.8k）に伴う地下水影響予測

構築した三次元地下水解析モデルを用いて、2014年度（平成26年度）施工区間である36.6k-60から36.8kの区間に漏水対策（鋼矢板）を行った場合の影響予測を行った。予測の結果、矢板設置箇所から約30mの範囲で地下水位が最大で0.20m程度上昇する予測となった（図-11）。

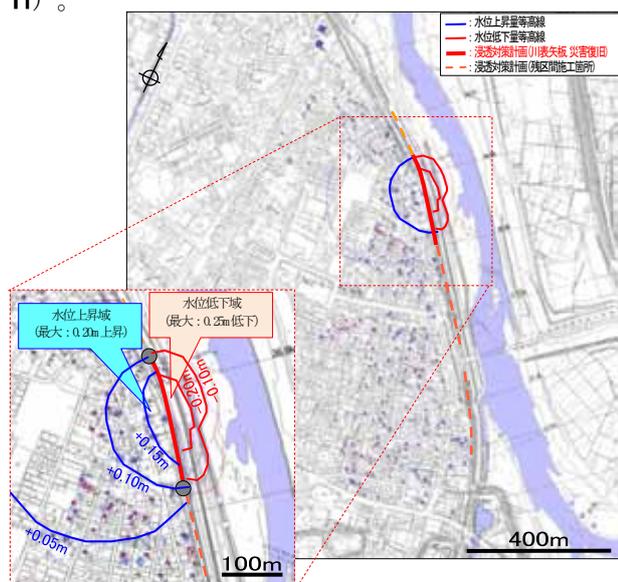


図-11 影響予測結果（H26年度施工区間）

(2) 残区間施工後の地下水影響予測

残施工区間についても同様に、三次元モデル解析による地下水影響予測を行った。由良川左岸一連の漏水対策

区間において、浸透安全性照査を行ったところ、いずれの断面においても鋼矢板による対策を行うこととなったため、一連区間を遮水した場合の地下水影響予測を三次元解析モデルを用いて行った。その結果、矢板設置箇所を中心として放射状に広がり、地下水位が最大で0.45m程度上昇する予測結果となった（図-12左図）。

一方、音無瀬橋の上下流区間について矢板遮水対策の必要性について詳細検討を行ったところ、堤内側裏法戻はコンクリート擁壁構造となっているため、音無瀬橋周辺の鋼矢板打設が不要と判断された（図-13）。音無瀬橋周辺に鋼矢板を打設しない場合によるモデル解析を行った結果、全区間を遮水した場合と比較すると、0.10m以上水位上昇する範囲が面積割合で10%程度縮減することが明らかとなった（図-12右図）。

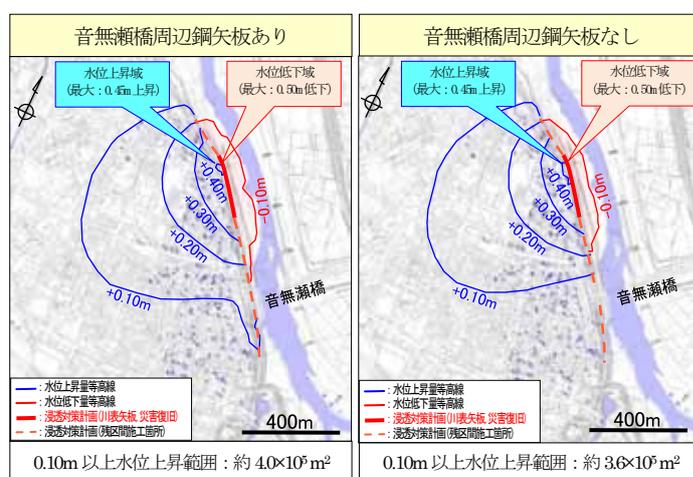


図-12 地下水影響予測結果（残区間施工後）

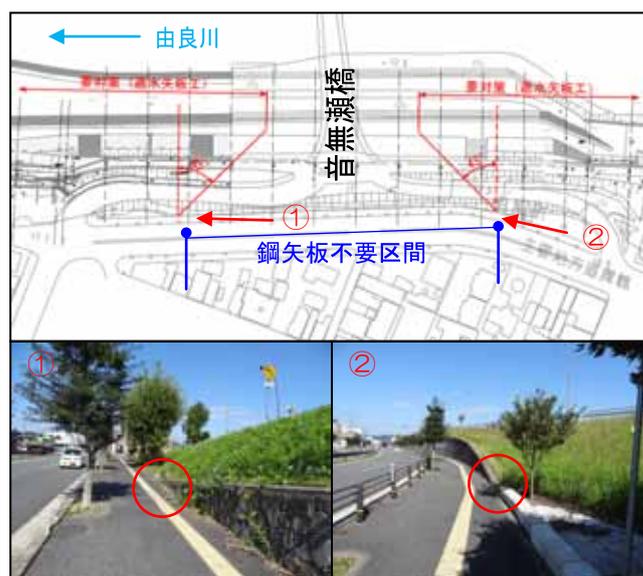


図-13 音無瀬橋上下流部の対策範囲

(3) 解析結果の評価

鋼矢板遮水により、由良川から200m程度の範囲に生ずる地下水位のダムアップと流速の低下より想定される地下水影響とその評価について表-1に示す。

表-1 想定される地下水影響と評価

対象・現象	想定される影響	評価
地下水利用	量的影響	堤内地観測地点において最大 0.31m の水位上昇が予測される。地下水利用上は揚程軽減となるため問題ないが、予測以上の水位変化が生ずる可能性があるため、水位の定期観測が必要。
	質的影響	流速の変化による水質変化が否定できないため、水質の定期監視が必要。
地下水位上昇	(宅盤) 湿潤化	地表付近の土壌水分量増加が生じても、当該地区の地盤特性が砂～砂礫であるため、地盤表層付近の含水率は大きく変化しないため問題なし(図-14)。

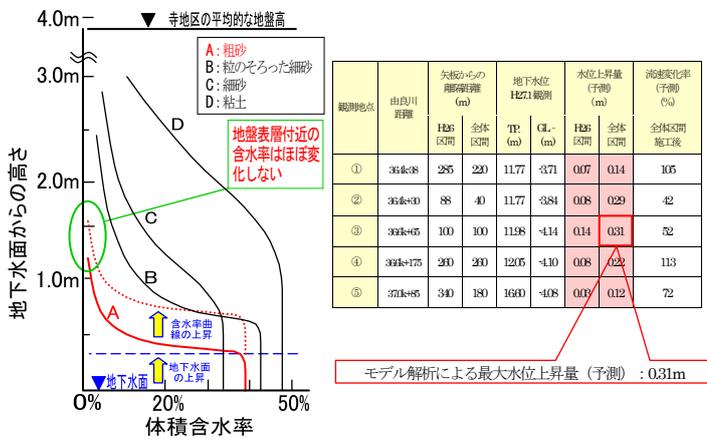


図-14 地下水面上の土壌水分量曲線と予測水位上昇量 (開発ほか(2001) 一部加筆)

5. 施工モニタリング

(1) 施工時モニタリング

施工時(2015年2月2日～3月11日)の地下水モニタリングは、水位・水質監視とした。また、地下水への顕著な影響は予測されなかったが、飲用を含む井戸が多数分布するため、代表地点として鋼矢板打設区間の中央に位置する観測孔にて、水位と濁度のリアルタイム観測を行い、ウェブシステム上にて設計・施工会社とリアルタイム通信により情報共有しつつ、慎重に施工を行った。

モニタリングの結果、矢板打設前(2015年1月)と矢板打設後(2015年3月)では由良川水位と代表地点(36.6k+50-堤内)の地下水位の水位差が施工前に比べ0.20m増加した(施工前+0.15m、施工中+0.25m、施工後0.35m)(図-15、図-16)。堤内地の地下水の濁りは施工中において発生しなかった。



施工中の様子 (2015年2月19日)



図-15 モニタリング観測結果

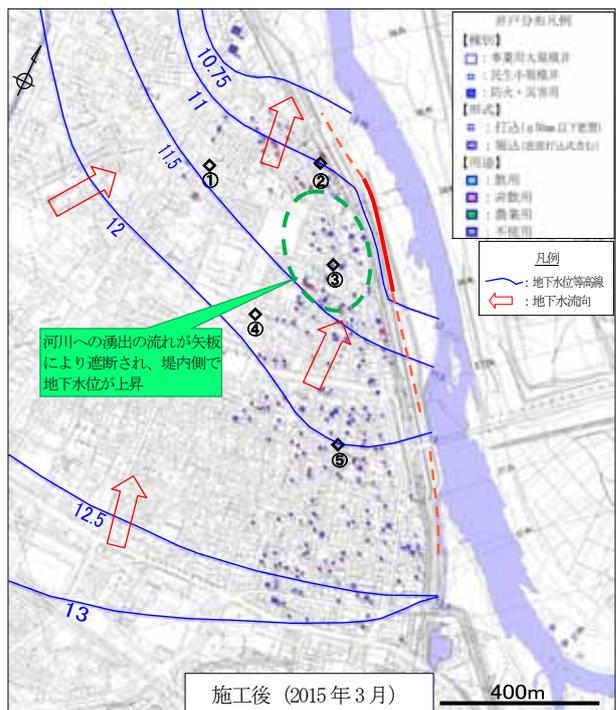
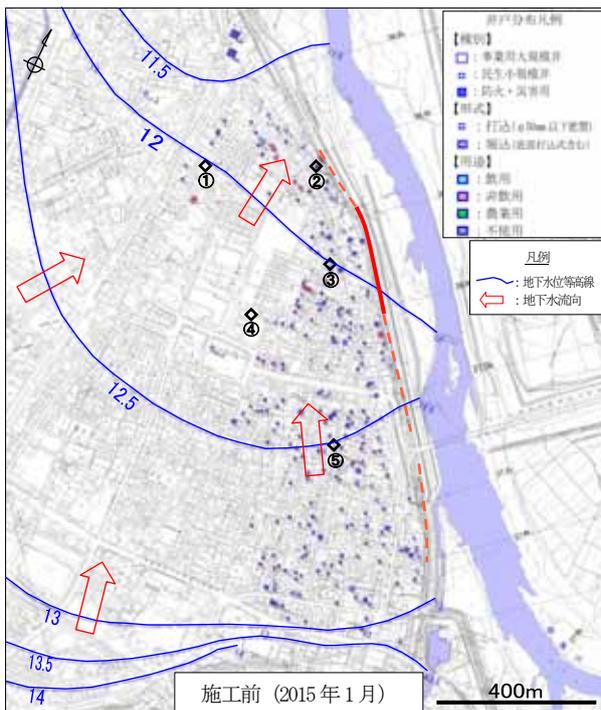


図-16 矢板打設前後における地下水コンターの变化

(2) 影響の収束

2014年度（平成26年度）対策区間施工から1ヵ年が経過したことにより、施工前（2014年11月）と施工後（2015年11月）の水位および水質を比較し、定性的な影響評価を行った。2014年度（平成26年度）施工区間に対して当該地区における地下水位および水質の大きな変化が見受けられないことにより施工影響が収束したことが考えられる（図-17）。

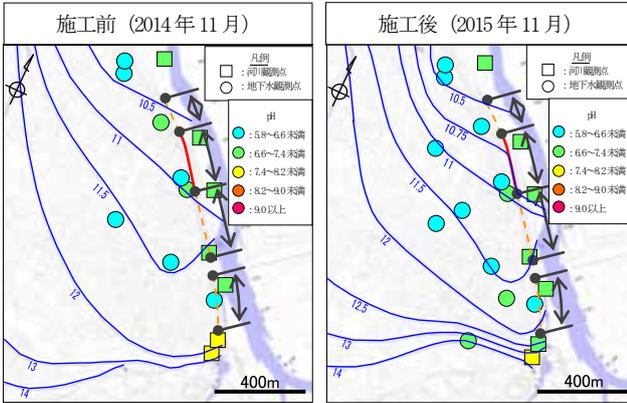


図-17 施工前と施工後1ヵ年における地下水コンターと水質の変化

6. 施工影響の再現計算

残施工区間による影響予測精度向上を目的に、寺町地区より南側に位置する内記地区についても、由良川から400m範囲における民生井戸の間取り調査を実施した。寺町～内記地区の地下水観測結果をもとにモデル解析へ反映し、施工後の再現計算を行った。

施工後において、各流況の一斉観測結果に対して、計算値の相関が高いことから、施工影響を十分に再現できていることを確認した（図-18）。

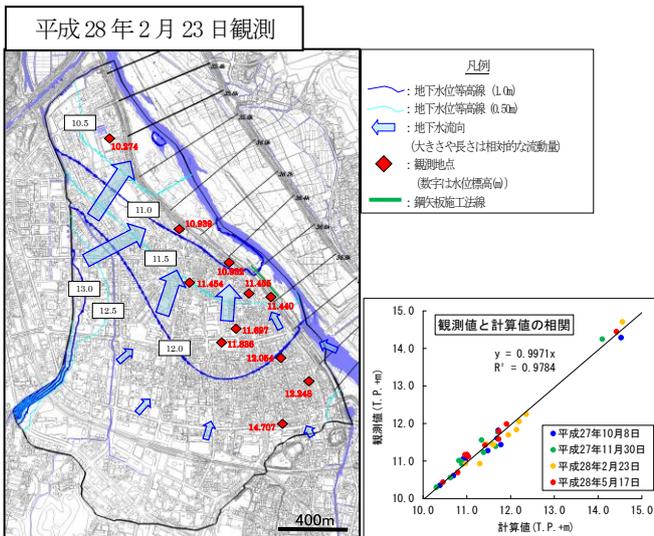


図-18 実測地下水の面的再現計算結果

7. まとめ

寺町地区～内記地区における由良川堤防漏水対策（鋼矢板遮水）による地下水影響について、水文地質構造および三次元解析モデルを用いて予測検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- 地下水への影響を定性的・定量的に予測・評価を行ったうえで、水位・水質に関してモニタリング情報をリアルタイムに共有し慎重な施工を行った。
- 2014年度（平成26年度）対策区間施工前後において施工影響の収束を確認した。
- 音無瀬橋周辺に鋼矢板を打設しない場合、一連区間を遮水した場合と比較すると、0.10m以上水位上昇する面積が10%程度減となり、地下水位影響範囲の縮減が予測された。

残区間施工後においても地下水への大きな影響は懸念されないと予測されるが、今後もモニタリングを継続する必要がある。寺町地区では施工後データを1ヵ年蓄積し、内記地区では施工前データを1ヵ年蓄積する。また、残区間の施工が開始した際は、本検討と同様にリアルタイム監視を含め各関係者と情報共有を図ると同時に慎重かつ着実な漏水対策を進める。

8. 謝辞

本稿の作成にあたり多くのご指導及びご助言をいただきました平成26年度「由良川左岸地下水調査業務」の担当者様、受託者である建設技術研究所（株）に感謝の意を表します。

コウノトリをシンボルとした 水辺周辺の環境づくりに向けて

村上 智文

近畿地方整備局 福井河川国道事務所 調査第一課 (〒918-8015福井県福井市花堂2-14-7) .

九頭竜川水系日野川において、人とコウノトリ等の水辺の生き物が共生できる持続可能な地域づくりのため、自然再生団体や行政等が連携し、河道内の河川環境とその周辺地域の田んぼなどにおいて、九頭竜川流域が一体となって総合的な自然再生の推進を図ることを目的として、福井県における自然再生のシンボルであるコウノトリの定着を支援するため、湿地創出に資する河川改修のための河道断面の検討等を行った。

キーワード コウノトリ、湿地創出、河道改修、流域環境ネットワーク

1. 九頭竜川流域の概要

九頭竜川流域は、平均年間降水量、平野部で2,000～2,400mm、山間部で2,600～3,000mm となっており、全国平均約1,700mmよりも多い。降雪量は平野部で2～3m、山沿いで6m以上に達する。(図-1)

また流域内には、福井県の県庁所在地であり流域内人口約67万人の約4割が集中する福井市を擁している。(表-1)

福井市周辺の平野部は、九頭竜川、日野川、足羽川などの洪水時の河川水位より低い位置にあり、氾濫時には甚大な被害が予想される。(図-2)



図-2 九頭竜川流域断面

流域面積(集積面積) 2930km ²	幹川流路延長: 116km
流域内人口: 約67万人	
はん濫区域面積: 約250km ²	
はん濫区域内人口: 約31万人	
はん濫区域内資産額: 約5兆8千億円	
主な市町村: 福井市、坂井市、永平寺町他	

表-1 九頭竜川流域及び氾濫の諸元



図-1 九頭竜川流域図

2. 河川整備計画の概要

(1) 日野川の整備計画概要

日野川の整備計画については、九頭竜川合流点から11.0kmまでを対象に、引堤、河道掘削および堤防強化(拡築)を実施する計画となっている。

また足羽川合流点下流(深谷区間)の区間の改修をほぼ終え、現在は合流点より上流区間(三尾野区間)の改修を進めている。

三尾野区間では、目標流量2,800m³/sを流下させるため、河道掘削と堤防拡築を主な改修内容としている。(図-3)

改修後は低水路幅が広くなり、平常時は緩やかな流れとなり、治水機能の向上のほか、多様な生物の生息場としての機能の向上が期待できる。(図-4)



図-3 日野川の整備計画概要

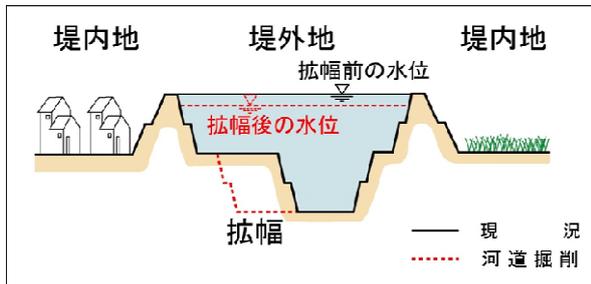


図-4 日野川の整備イメージ

(2) 日野川の河道掘削効果

戦後最大規模の洪水が発生した場合、掘削前は浸水面積約1,500ha、浸水人口約26,500人、浸水家屋約9,400戸が想定されるが、掘削後は浸水被害は発生しないと想定される。(図-5)

日野川の河道掘削を実施した場合、掘削後には最大約1.1mの水位低減効果を得ることができる。(図-6)

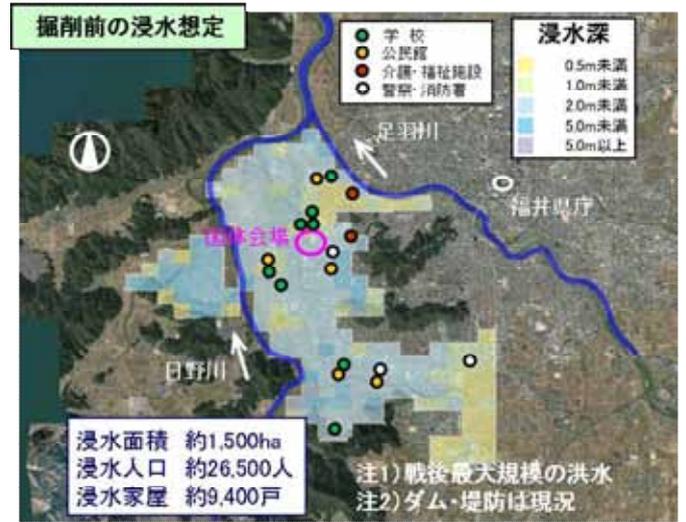


図-5 日野川の河道掘削効果

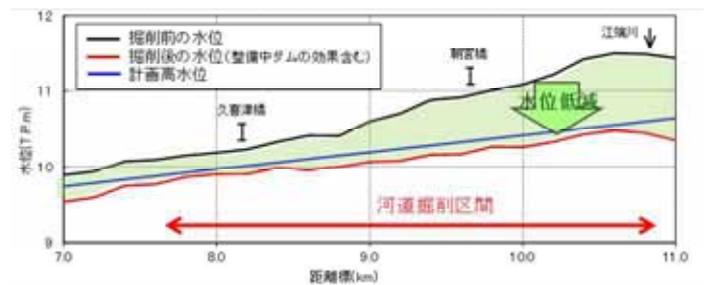


図-6 日野川河道掘削による水位低減効果

(3) 日野川の河道整備

日野川の河道掘削整備計画は、下流から「片粕地区」「久喜津地区」「朝宮地区」と3箇所あり、今回は「片粕地区」より河道掘削を実施する。(図-7)



図-7 日野川の河道整備

3. コウノトリ復活に期待する地元自治体等の声

コウノトリは肉食であり、魚類・両生類（カエル類）昆虫（トンボ・バッタ）・アメリカザリガニ・ヘビなどを捕食するため、コウノトリがいるということは、その下に多種多様な生物が生息していることとなる。コウノトリが住めるということは、人にとっても安全で安心できる環境ということがいえる。

そのようなことから、地元自治体からもコウノトリに期待する声が出ている。（図-8）

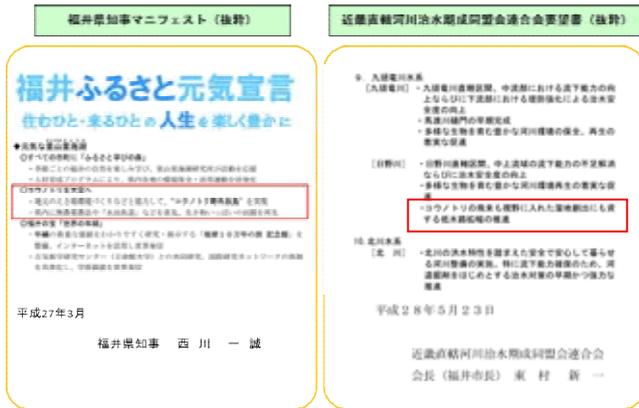


図-8 地元自治体等の声

4. 福井県流域環境ネットワーク

人とコウノトリ等の水辺の生き物が共生できる持続可能な地域づくりのため、自然再生団体や行政等が連携し、河道内の河川環境とその周辺地域の田んぼなどにおいて、九頭竜川流域が一体となって総合的な自然再生の推進を図ることを目的として設立した。

平成27年10月 3日に日野川上流の越前市において、コウノトリ2羽を放鳥。同年10月26日に福井県流域環境ネットワーク協議会を設立し、同年12月 8日には河道技術部会を設立、日野川における湿地創出を目的とした河道断面の検討を開始した。（図-9）

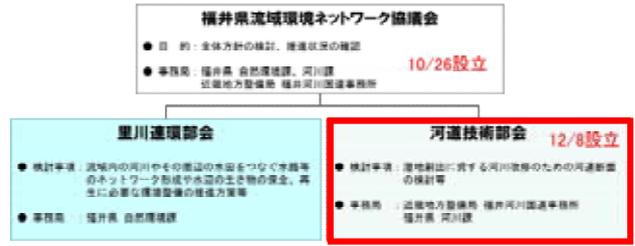


図-9 福井県流域環境ネットワーク

5. コウノトリ等のための湿地としての条件

コウノトリの野生化を目指している但馬地方を流れる円山川には、コウノトリが湿地に飛来している。その利用実態について2008年（平成20年）以降調査が実施されており、利用水深は45cm未満であり、最頻値は6~10cmであった。

水深30cmを超えると確認回数が減る傾向にある。（図-10）

よって、水深20cmまでにとどめれば多様な生物環境が期待できる。

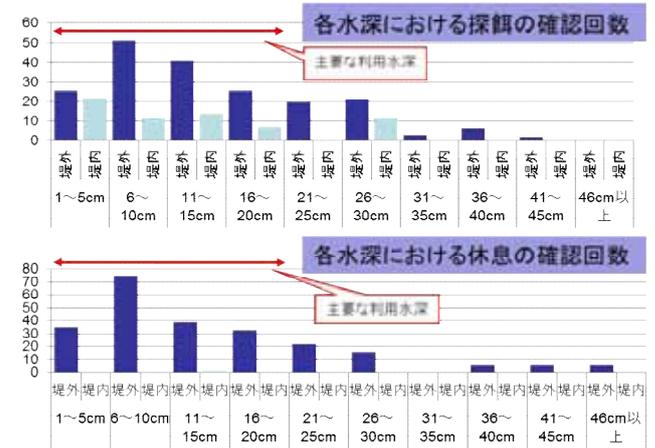


図-10 各水深における採餌及び休息の確認回数

6. 湿地としての機能を有した河道改修案

(1) 河道改修方針（横断形状）

日野川における河川整備（低水路拡幅）とともに、湿地の形成を行う。

治水上の安全を確保（堤防防護ラインの確保、河積確保）をしつつ、湿地となる浅場を設けるため、河床の一部に緩傾斜を設ける。（図-11）

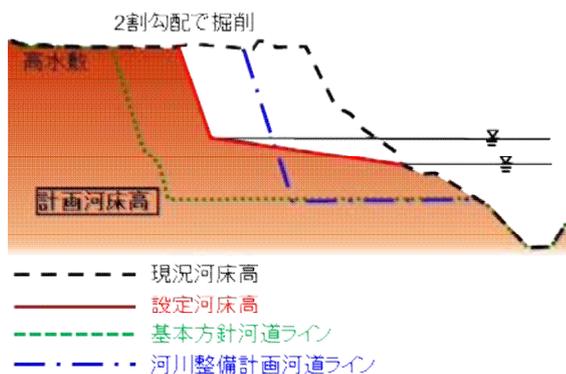


図-11 河道断面の整備イメージ

(2) 日野川の基準水位の設定について

日野川では、年間の水位変動幅が大きく（冬場は水位が高い）、円山川と同様の考え方で基準の水位を設定すると、年間の湿地確保日数が少なくなる。

円山川と同程度の湿地確保日数を確保するため、切り下げ基準高さを豊水位（冬場（水位が高い期間））とし、年間の低水位-20cmまで切り下げることで、水位変動にも対応可能とする。（図-12）

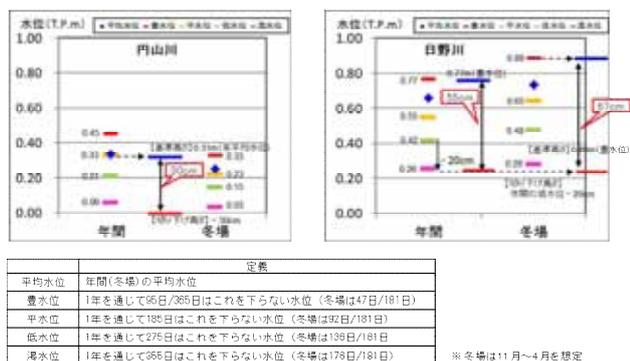


図-12 日野川の基準水位の設定

7. 保全すべき動植物への配慮

保全すべき動植物についてはスクリーニングを行い、生態系の3つの視点（希少性・典型性・特殊性）で、注目すべき植物群落を以下の条件にて抽出を行った。（表-2）

<3つの視点>
 1)希少性:植物群落に重要種が含まれている。
 2)典型性:減少傾向が大きい植物群落
 3)特殊性:特殊な植物群落の抽出(TWIN-SPANによる抽出)
 (外来種が優占する植物群落は除外する)

保全優先度が高い注目すべき植物群落の抽出基準				
視点	1)希少性	2)典型性	3)特殊性	【参考】 外来種
設定基準	・ 稀滅法、環境省第4次RL・県版RLの記載種が含まれている(群落名になっている)群落 ・ 同基準の高いランク(絶滅危惧I類)の記載種が含まれる群落	・ 河川性(水田性)の種が優占する在来植物群落で基準年から70%減少している群落	・ TWIN-SPANにより抽出された種組成の特殊な群落	・ 外来種が優占せず(群落名にならず)、特定外来種を含まない

表-2 生態系の3つの視点

(1) 希少性の観点からの注目すべき植物群落

日野川における重要種の確認状況については、重要種の確認が多い植物群落はオギ群及び水田であり、重要種の依存度が高い植物群落はオギ群落、水田、セイタカアワダチソウ群落であった。

以上の結果より、希少性の観点から着目すべき植物群落はオギ群落となった。（表-3）

表-3 植物群落毎の重要種の確認箇所数

(2) 典型性の観点からの注目すべき植物群落

優占する河川性の植物群落は、ヨシ群落・タチヤナギ群落・カワヤナギ群落の3群落である。（優占：日野川の植物群落の平均面積3ha以上）

このうち、1994年（平成6年）時点と比較して、減少率が大きい植物群落は、カワヤナギ群落となった。（図-13）

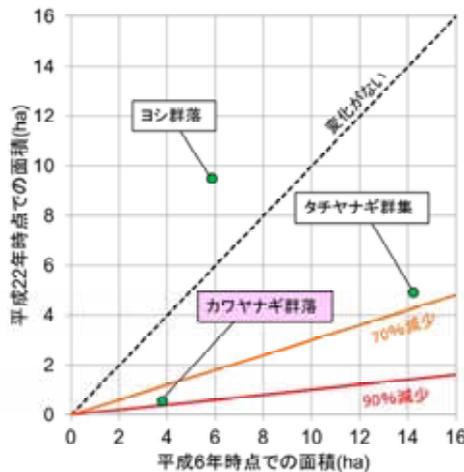


図-13 植物群落の面積変化

(3) 特殊性の観点からの注目すべき植物群落

特殊性は、被度やその種が出現する群落数、群落を構成する種の数といった各群落における種組成データからTWIN-SPANにより、固有値として評価（固有値0～1.0：高いほど特殊性がある）し、0.8以上を特殊性があったヒメガマ群落・マコモ群落・チカラシバ群落・カゼクサチカラシバ群落を抽出した。（図-14）

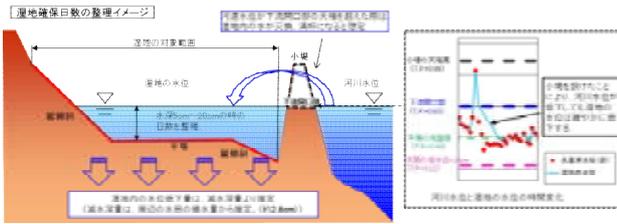


図-18 湿地確保日数の整理イメージ

会) と相談しながら本事業を進めて行く予定である。

参考文献

- 1) 豊岡河川国道事務所: 円山川湿地形状改善設計業務報告書, 2014. 3

(5) 湿地の水位の確認

過去10年間の平均水位で、湿地がどれだけ確保できるか確認を行った。

結果、湿地確保の割合は年平均で325日 (89%) となった。(図-19)

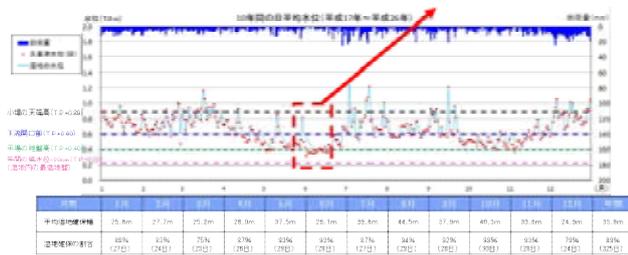
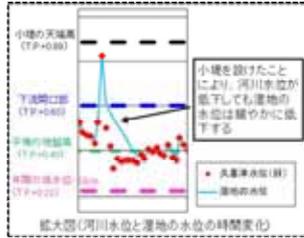


図-19 河川水位と湿地の水位の時間変化 (平均: 平成17年～平成26年)

(6) 平成19年実績水位による湿地状況 (湿地干出日数最大)

流況が良い年で、湿地全体が完全に干上がるということがないかを確認した。(図-20)

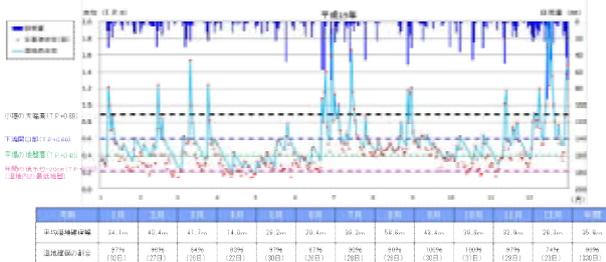


図-20 河川水位と湿地の水位の時間変化 (平成19年)

湿地確保日数は年間で90% (330日) となったが、過去10年間で湿地干出日数が最大となる4日間程度発生する結果となった。

ただしこのシミュレーションは降雨を考慮していないため、それらを加味すれば補えると推定される。

9. まとめ

今年度秋に現場着手予定だが、それまでに事前環境調査を行い、生物に影響がないよう学識者 (河道技術部

円山川における自然再生について

小川 洋¹

¹豊岡市 都市整備部 建設課 (〒668-8666兵庫県豊岡市中央町2-4)

円山川では2004年台風23号の水害を契機とした治水事業と合わせて、コウノトリが生息できるような、かつての多様な生物の生息生育環境の保全及びコウノトリと人が共生する環境の再生を目指して、良好な湿地環境の再生・創出を行っている。このような湿地再生の取り組みにより、円山川の湿地面積は、2004年と比較し2014年で約1.6倍に増加しており、湿地整備箇所において、経年的に見てもコウノトリの河川への飛来が多く確認されるようになった。

本稿では、円山川における2004年災害以降の治水事業における環境配慮と自然再生について報告するものである。

キーワード 円山川、自然再生、湿地再生、河川激甚災害対策特別緊急事業、河川環境

1. はじめに

円山川は、朝来市生野町円山を水源として、山間部を流れた後、豊岡盆地をゆるやかに蛇行しながら流れ、豊岡市の津居山で日本海に注ぐ一級河川である。



図-1 円山川流域図

豊岡盆地は、国の特別天然記念物であるコウノトリの我が国最後の生息地であった。現在では、「兵庫県立コウノトリの郷公園」において、飼育下での保護増殖が進められており、コウノトリの野生復帰の節目となる2005年の試験放鳥から11年が経過する。

この円山川水系において、兵庫県は2003年1月から地域の代表者や学識者とともに「円山川水系自然再生計画検討委員会」を立ち上げ、また、翌年度からは国土交通省も参加して、地域との連携を重視した計画の策定に本格的に取り組んだ。

そのような取り組みの中、2004年10月の台風23号により、円山川下流域で浸水家屋7,944戸、浸水面積4,083haに達する甚大な被害が発生し、河川改修の必要性が改めて浮き彫りとなった。



写真-1 台風23号による浸水状況

これらの状況を踏まえ、治水、利水上の機能を考慮しつつ、河川における豊かな自然環境の保全・再生・創出を図るための計画として「円山川水系自然再生計画書」を「円山川水系自然再生計画検討委員会」の検討を経て2005年に策定した。その後、地域におけるコウノトリの野生復帰に向けた取り組みの広がりや、2004年度災害復旧事業の際に明らかになった国の特別天然記念物に指定

されているオオサンショウウオの生息状況を踏まえ、対象区域拡大の変更計画を策定した。(第1回変更)

さらに、河川激甚災害対策特別緊急事業(以下「激特事業」という)が2010年度に完成したことを契機として、これまでの事業の実施状況や環境モニタリング調査の分析評価結果を踏まえて保全・再生区域や湿地再生の改善等について従前計画の見直しを行い「円山川水系自然再生計画書(第2回変更)」を策定している。円山川では、「円山川水系自然再生計画書(第2回変更)」及び2013年度に策定した「円山川水系河川整備計画」に基づき、自然再生事業を実施している。

2. これまでに実施した河川改修事業と自然再生

(1) 河床掘削

円山川では2004年の台風23号と同規模の洪水に対し、浸水被害の軽減を図るため治水対策を進めている。この対策の一つとして、下流区間の流下能力向上のための河床掘削工事を実施した。掘削範囲は、河口から11.0kmまでの区間である。

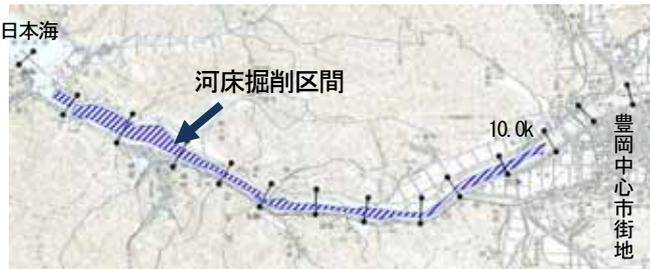


図-2 河床掘削実施区間(下流)

2005年から2009年までに行った掘削後のモニタリング調査結果から、魚類等の確認状況を見る限り、河床掘削による大きな変化は見られず、水系全般では影響がないと判断された。しかし、汽水域のかけあがり(河岸

付近の浅瀬)を産卵の場や生息の場とするワカサギ、シラウオ、シロウオ等については、影響をうける可能性が指摘されたため、掘削事業前の調査にて多く確認されていたシラウオのモニタリング調査を2014年度まで継続して行った。

2009年から2012年までは、一時的にシラウオの確認数が減少したが、2013年度、2014年度と2か年にわたり、シラウオがかつて多く確認されていた頃と同等数確認できたことから、河床掘削の影響がなかったもしくは、影響はあったが回復したと判断された。

(2) 高水敷掘削

激特事業における河道掘削では、高水敷部を広く浅く掘削し、切り下げることにより、治水効果と合わせて湿地を再生させ「湿地特有の動植物の生息・生育、繁殖環境」の機能を持つことを期待した手法を実施している。

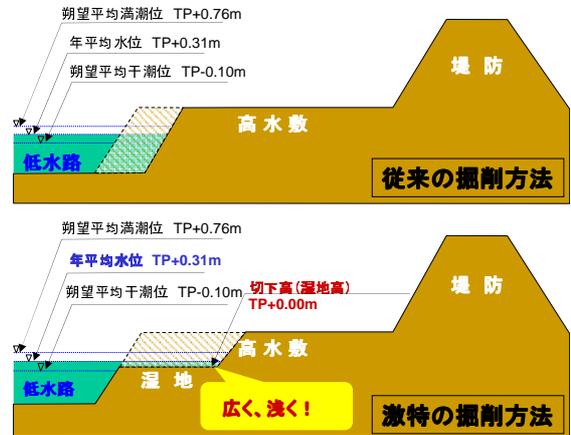


図-4 高水敷掘削方法

高水敷の切り下げ高は、過去に高水敷を年平均水位(TP+0.31)に切り下げた結果、整備後5年程度で陸域化した経緯とコウノトリの採餌条件(水深30cm以下)を考慮して、年平均水位より30cm低いTP+0.0mに設定した。高水敷の掘削により、湿地面積は、激特事業着手前後(2004年度~2010年度)で約1.5倍に増加した。

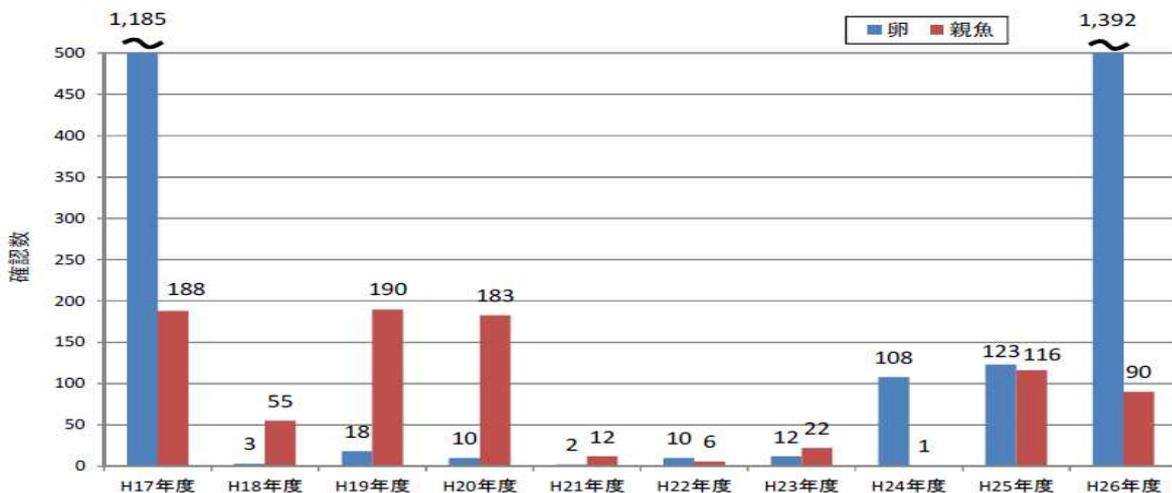


図-3 シラウオ確認数の推移

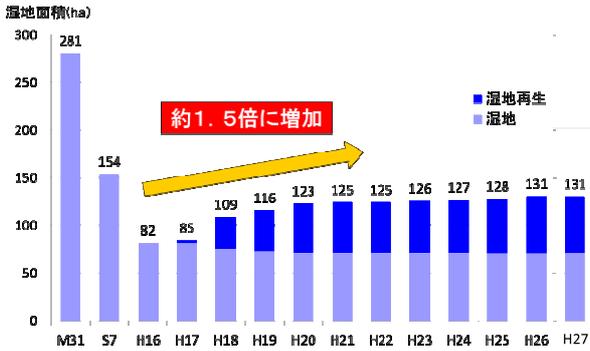


図-5 湿地面積の変遷

また、生物の応答としては、コウノトリは全川にわたり浅瀬（湿地、干潟等）を利用しており、湿地整備箇所においても経年的に多くのコウノトリの飛来が確認されている。



写真-2 高水敷に飛来したコウノトリ

以上のように、高水敷掘削による河岸湿地再生により湿地面積が増加し、コウノトリの利用も確認されるようになり、一定の効果はあったものの課題も見えてきている。課題としては、高水敷掘削箇所でも湿地性植物の定着が確認できないことや、コイ等の浅場を産卵場、稚仔魚の生息場として利用する種の確認個体数が頭打ちになっていること、また、タナゴ等緩流域を好む種の確認個体数が少ないことが挙げられる。



写真-3 高水敷切り下げ箇所の状況

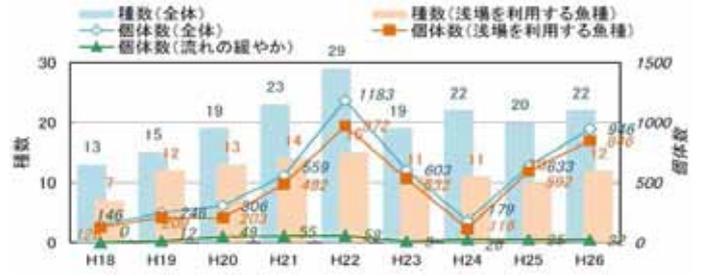


図-6 高水敷切り下げ区間における魚類の確認状況 (夏季調査)

これらの原因の一つとして、激特事業による高水敷掘削の際、高水敷の利用（採草地）による用地的な制限があったことと激特事業の性格上、早急な整備が求められていたことより、施工性を考慮して水際部を一律2割の勾配で整備した結果、水際線が単調化したことが考えられる。

これらのことから、植生の定着や魚類の再生産の場、水際環境の変化等、生物の生息・生育環境の多様性向上を目標に、高水敷掘削により再生した湿地の質的改良に2013年度より着手している。

湿地の質的改良は、高水敷背後地の状況や、高水敷掘削後の土砂堆積傾向等を確認し、以下のフローで行うこととした。

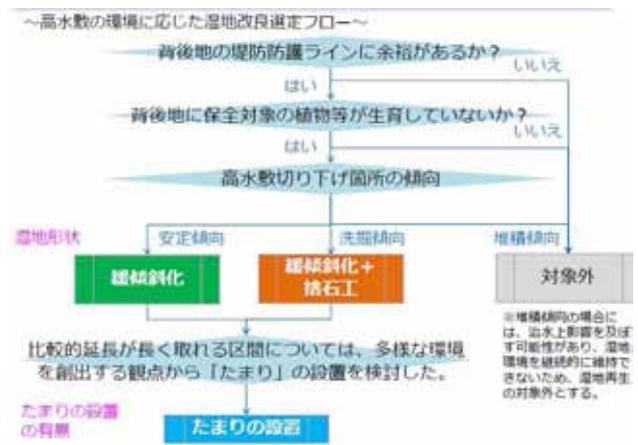


図-7 高水敷掘削箇所改良方法選定フロー

高水敷の土砂堆積傾向が、安定傾向にある箇所においては、河岸勾配を現状の2割から、緩勾配化することにより河岸遷移帯を創出し、植生繁茂領域および満潮時における浅水域を拡大させ、水際の多様化を図ることとしている。また、高水敷が洗掘傾向にある箇所においては、捨石を設置し、本川との水交換が潮位や出水に応じて変化する半閉鎖型の湿地を形成し、生物相の多様化を図る。さらに、比較的延長の長く取れる区間においては、多様な環境を創出する観点からたまりを設置することとしている。

① 高水敷切り下げ箇所が安定傾向箇所

緩傾斜化

- 前後の高水敷を緩傾斜に切り下げ、「浅い湿地」、「水際の微高地」を創出。
- それにより「緩流・止水域」も創出される。

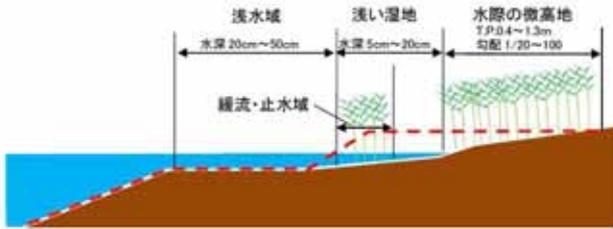


図-8 高水敷切り下げ箇所改良方法 (安定傾向箇所)

② 高水敷切り下げ箇所が洗掘傾向箇所

緩傾斜化+捨石工

- 洗掘防止のため、捨石による根固めを設置することにより、「空隙空間」、「半閉鎖空間型湿地」を創出。
- それにより「緩流・止水域」も創出される。

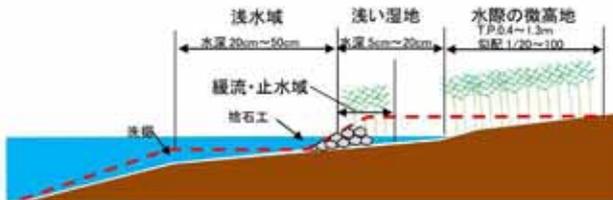


図-9 高水敷切り下げ箇所改良方法 (洗掘傾向箇所)

③ 比較的延長が長く取れる区間

たまりの設置

- さらに良好な魚類の稚仔魚の生態生育環境を創出し、内山川とつながった「たまり」を創出。
- それにより「緩流・止水域」も創出される。



図-10 高水敷切り下げ箇所改良方法 (延長が長くとれる区間)

(3) 下鶴井地区ヨシ原再生

当該地区は、激特事業における河床掘削の際、浚渫土砂を仮置きするための仮設工等の影響により、ヨシ原の面積が減少した。



写真-4 下鶴井地区の激特事業前後

この減少したヨシ原は再生する計画としており、その方法は、工事に敷設された採石等を除去し、周辺でのヨシ原成立標高まで現地盤を切り下げる方針としている。また、ヨシ原の再生にあたっては、当該地区周辺で確認されているヒヌマイトトンボ、シッチコモリグモ、ツバメの罅入りにも配慮して行う計画としている。2015年度には、複数の地盤高で切り下げを行い、比高の違いや土質の違いによるヨシ原の再生状況を確認するための試験施工に着手している。

(4) 加陽地区大規模湿地再生

出石川の五条大橋上下流部(加陽地区)は、河川改修と耕作地や道路の整備によって湿地環境が減少し、河川～山の連続性も損なわれている。

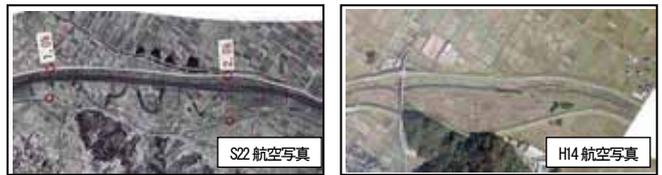


写真-5 加陽地区の変遷

旧流路や河川区域内の失われた湿地環境を創出するとともに、より質の高い生物の生息・生育場、山から湿地および河川への連続性、小動物の避難場所等を再生、創出することを目標としている。また、2012年度には、国と市の役割分担を定めた維持管理協定を締結し、市は地域住民に湿地の管理を委託するというかたちで、国、市、地域住民が連携し、維持管理を行っている。

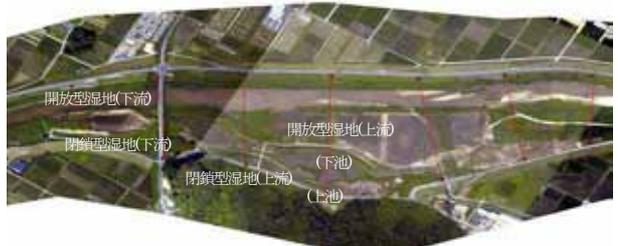


写真-6 現在の加陽地区 (2015年度)

3. 今後の展望

以上のように、治水機能の向上とともに、河川における豊かな自然環境の保全・再生・創出に取り組んでいる。自然再生事業の実施にあたっては、整備後の生物の応答や物理環境の変化等をモニタリングにより確認および分析し、改善点が見られれば、順応的に改良を行っていく必要があると考える。また、整備した河川環境を継続的に維持管理していくためにも地域との連携を強化していく必要があると考える。

足羽川ダム貯水地内樹木管理計画について

中野 周平

近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 工務課 (〒918-8239福井県福井市成和1-2111)

流水型ダムの貯水地においては、試験湛水時に植生が水没するが、供用後、平水時にはダム建設以前と概ね同様の植生生育環境が存在する。ダム建設にあたっては、試験湛水後も生残する可能性がある樹木は伐採せずに残置することにより、伐採コストを低減することができる。一方、試験湛水後、枯死木を残置した場合、洪水に伴う流木化の問題を生じる懸念がある。本研究では、試験湛水事例等から樹種毎の耐冠水日数を整理し、足羽川ダム建設事業における貯水地内樹木の伐採範囲を検討するとともに、安全なダム管理を行う上での課題とその課題の対策について検討を行った。

キーワード 流水型ダム、貯水地内植生、冠水耐性 ダム管理

1. はじめに

足羽川ダムは、足羽川、日野川、九頭竜川の下流域における洪水被害の軽減を目的として、九頭竜川水系足羽川の支川部子川（福井県今立郡池田町小畑地先）に建設中の洪水調節専用のダム（以下：流水型ダム）である（表1,図1）。

貯水型のダム建設では、常時満水位以下に位置する植生が水没により枯死し、貯水池内水質等に影響を及ぼす可能性があることから、湛水前に伐採することが多い。

流水型ダムは、試験湛水時には一時的に植生が水没し、冠水に耐えうる日数（以下：耐冠水日数）を超えて水没する樹木が枯死する可能性がある。しかし、供用後の平水時には、貯水しないため、貯水地内にダム建設以前と概ね同様の植生生育環境が存在する。枯死する可能性がある樹木については、洪水に伴う流木化や景観上の問題を生じる懸念があるため、伐採を検討する。伐採にあたっては、枯死範囲の推定精度を向上させることにより、伐採コストを低減できる可能性がある。

一方、河岸に生育する樹木は、大規模な洪水が生じた場合、流水によって樹木が倒伏し、流木化することが懸念される。想定される洪水の流体力によって、樹木が流出するおそれがある立地については、管理上の注意が必要である。

表-1 足羽川ダムの諸元

ダム本体	堤体	堤高	約 96m
		堤長	約 460m
		天端標高	標高 約 271m
ダム洪水調節地	貯水面積	約 94ha	
	常時満水位	—(常時は空虚)	
	洪水時最高水位	標高 265.7m	

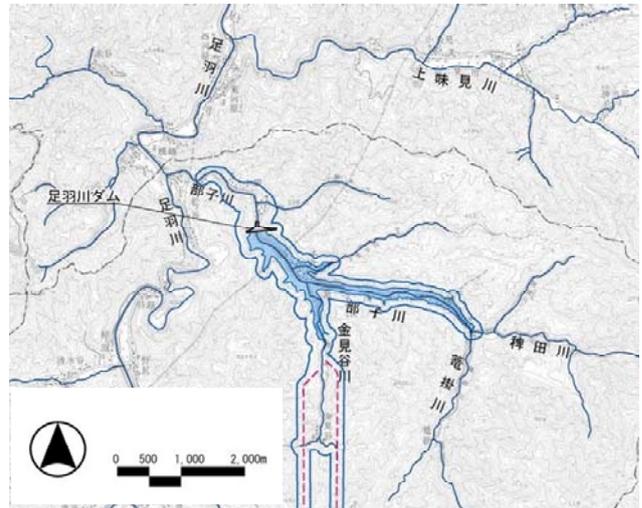


図-1 足羽川ダム位置図

2. 貯水地内樹木の現状

足羽川ダム貯水地における現存植生は、図2,3に示すとおりであり、スギ植林が約61.4%を占め、コナラ群落とケヤキ群落合わせて約9.9%、その他木本群落が0.6%、それ以外（木本群落以外：草本群落、人工構造物等）が約28.1%であった。試験湛水により樹木が枯死する範囲を検討するにあたり、貯水地内のスギ植林、コナラ群落、ケヤキ群落を対象とし、面積の少ないその他木本群落（ミヤマカワラハンノキ群落、ヤナギ低木林等）は除外した。

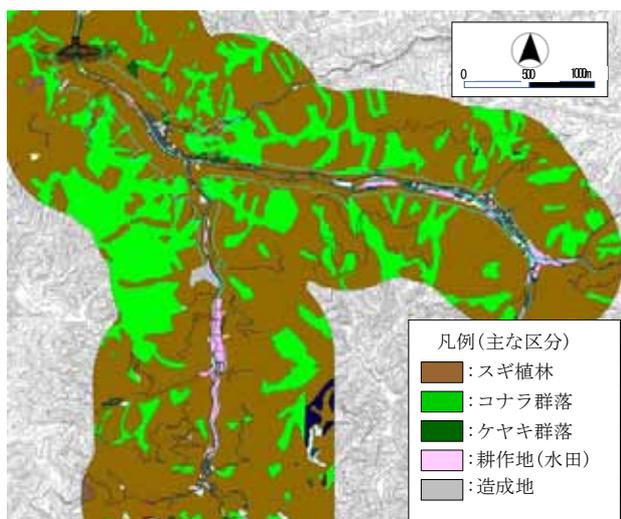


図-2 現存植生図¹⁾

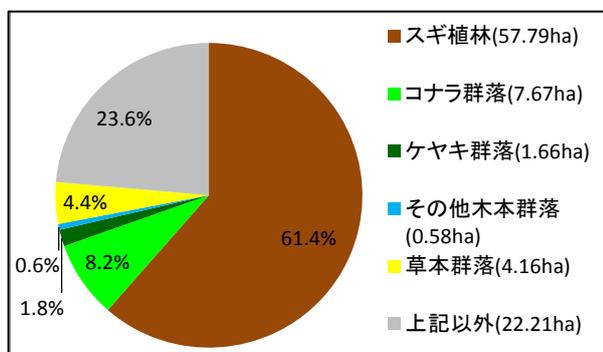


図-3 現存植生の面積及び割合
(現存植生図からGISソフトにより算出)

3. 試験湛水による枯死の可能性のある範囲の推定

(1) 試験湛水による植生への影響

試験湛水時に生じる水位変動により植生に与える影響の模式を図4に示す。試験湛水時には低標高地ほど、長期間水没し、植生が枯死する可能性が高くなる。

足羽川ダムでは、図5及び表2に示すとおり、流況に応じた試験湛水計画（案）を検討している。試験湛水計画に基づく標高別の冠水日数は表3に示すとおりである。

試験湛水開始から終了までの期間は、豊水年、平水年、

渇水年の順に長くなるが、例えば標高250mの冠水期間は渇水年で56日間であるのに対して、豊水年では94日間と38日間長くなる。このように試験湛水中の水没期間は、標高、流況によりばらつきが見られる。

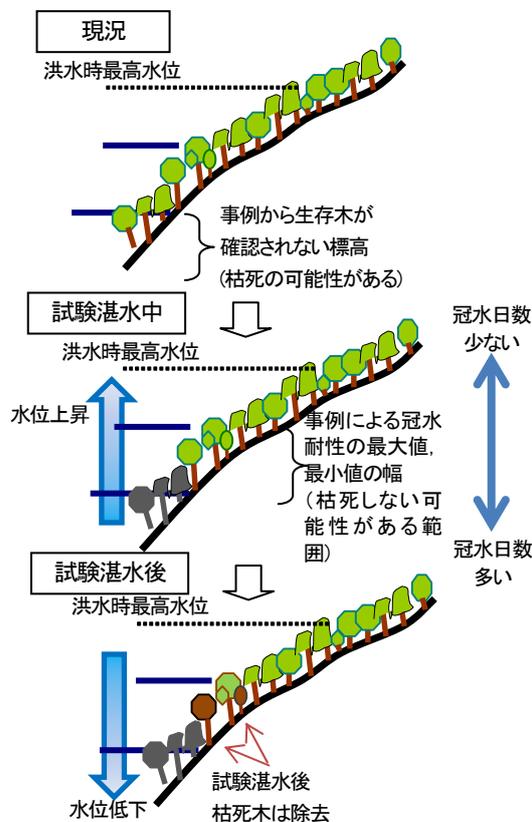


図-4 試験湛水による植生への影響の模式

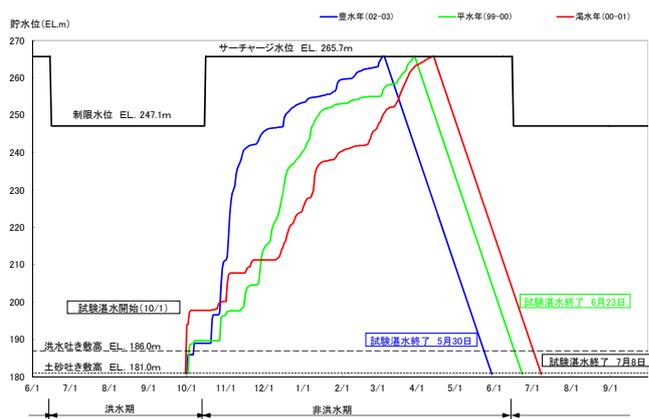


図-5 試験湛水計画（案）

表-2 流況毎の試験湛水日数

流況	豊水	平水	渇水
採用年	2002年- 2003年	1999年- 2000年	2000年- 2001年
冠水日数	241日	266日	280日

表-3 標高別冠水日数

標高 (GL-m)	冠水日数(日)		
	豊水	平水	渇水
265.7 (洪水時最高水位)	1	1	1
260.0	31	17	26
250.0	94	92	56
240.0	137	115	100
230.0	155	140	130
220.0	168	159	159
210.0	183	178	200
200.0	195	201	233
190.0	212	230	271

(2) 枯死の可能性のある範囲の推定

足羽川ダム貯水地内の主な植生について、文献、事例等から耐冠水日数を整理した(表4)。耐冠水日数は、スギが最大200日、最小100日、コナラが最大97日、最小63日、ケヤキが最大130日、最小60日と幅があった。また、これらの日数に基づき枯死の可能性のある面積を算出した。冠水日数は平水年の試験湛水計画を用いた。

算出の結果、スギ群落で最小の耐冠水日数とした場合、296,800㎡となるのに対して、最大の耐冠水日数とした場合、72,800㎡と4分の1程度と算出される。コナラ群落では、最小の耐冠水日数とした場合、29,800㎡となるのに対して、最大で19,900㎡であり、ケヤキ群落では最小で12,200㎡、最大で8,100㎡であった(表4, 図6)。

表-4 植生別耐冠水日数及び枯死可能性のある範囲
(※平水年の場合)

樹種	耐冠水日数(日)		枯死の可能性のある範囲(㎡)	
	最小	最大	耐冠水日数が最小の場合	耐冠水日数が最大の場合
スギ	100 ²⁾	200 ³⁾	296,800	72,800
コナラ	63 ⁴⁾	97 ⁴⁾	29,800	19,900
ケヤキ	60 ⁴⁾	130 ²⁾	12,200	8,100

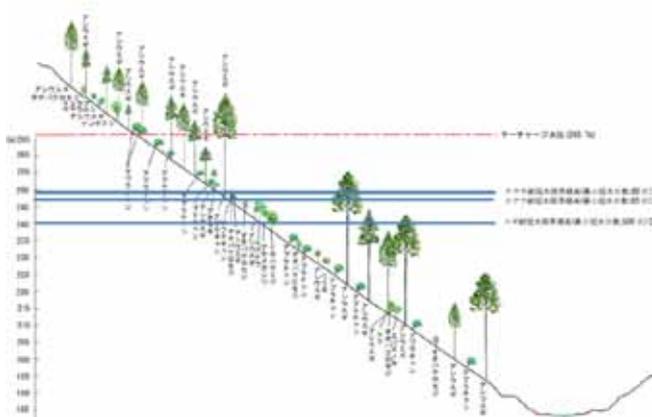


図-6-1 枯死可能性のある範囲 (最小冠水日数)

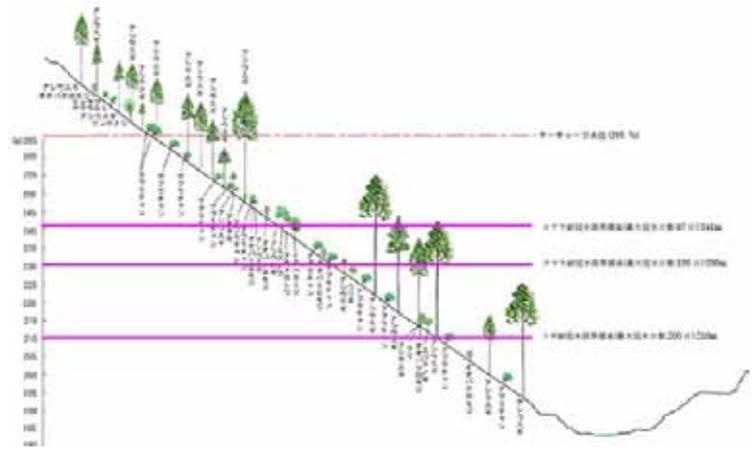


図-6-2 枯死可能性のある範囲 (最大冠水日数)

4. 流水型ダムの管理上の課題に対する対策

(1) 流木によるダム管理対策の必要性

足羽川ダムにおける流木の挙動を想定すると、洪水時に流木は湛水に伴う堰上げの影響が無い箇所では河川の流心に沿って流下する。堰上げにより、ダム貯水地の水位が上昇し始めると、流速は低減し、その箇所付近に浮遊し停滞する。流入水量の減少とともにダム貯水位が下がると、最終的には横断形状で最も標高の低い平常時の河道部に向けて流木が徐々に移動し、一部はそのままその位置に堆積し、一部はダムサイトまで流下する。

この流下してくる流木によってゲート操作障害、ゲート閉塞による放流阻害があげられる。

そのために流木対策を行い、安全なダム管理を行っていく必要がある。

(2) 流木によるダム管理対策

1) 網場による上流での流木捕捉

貯水型ダムにおける流木対策としては、一般的に貯水池に設置された網場で捕捉されて集積作業、撤去を行った上で処理される。

流水型ダムにおける網場設置事例では、MOUNT MORRIS DAMがある。1.5m×2.1mの常用洪水吐きを9門持っており、上流に流木止めとして網場を設置していることが紹介されている。この網場の形状は円筒型の径50cm、長さ3m程度の部材(フロート)をワイヤーで繋いだ構造の物で、我が国で使われているようにフロートの下にネットを設置しない構造となっており、ある程度フロートの下を流木がぐり抜けるのを許容した構造となっている。

国内では、鹿児島県の農地防災ダム(流水型ダム)である高尾野ダム、御手洗ダムの網場が設置されている。高尾野ダムは、堤高35m、総貯水量800m³であり、御手洗ダムは、堤高43.4m、総貯水量1,180m³のダムである。

高尾野ダムについて、流木を捕捉している事例が確認されている。



図-7-1 MOUNT MORRIS DAMの網場



図-7-2 高尾野ダムの網場

2) 流木捕捉設備(スリットダム)及びスクリーンの設置
流木によるゲート操作障害等を未然に防ぐために、ダム上流側に流木補足設備(スリットダム)を設置する方法がある。また、スリットダムで捕捉できなかった流木をスクリーンを用いて捕捉する方法がある。

益田川ダムではダムサイト付近に流木捕捉工としてスリットダム及びスクリーンを設置している。



図-8 益田川ダムのスリットダムとゲートのスクリーン

5. まとめ

試験湛水による枯死範囲の推定は、文献及び既往事例等から整理した樹木の耐冠水日数に大きく差異があり、ばらつきのある結果となった。耐冠水日数については、今後、全国ダムの情報を蓄積し、精度を向上させることが望まれる。

また、冠水日数は、試験湛水期間を短縮することにより減少させることが出来る。冠水日数を減少させることが出来れば、伐採面積を減らすことや試験湛水後の枯死木の発生に伴う流木化のリスクも低減させることが可能となる。このことから、樹木の冠水の状況を勘案して、試験湛水時期を調整するなどの検討により貯水地内の樹木管理計画に有効と考えられる。

流水型ダムでは、条件によっては、供用後、洪水時に貯水地内の樹木が倒伏し、ゲート閉塞等の支障が生じる可能性が考えられるため、網場による上流での流木捕捉また流木捕捉設備(スリットダム)及びスクリーンの設置等の対策を検討し安全なダム管理を行う。

参考文献

- 1) 「足羽川ダム周辺の環境」平成 25 年 2 月
- 2) 植物の耐冠水性について(続報) 2010 白井明夫・岩見洋一
平成 22 年度ダム水源地環境技術研究所所報 35-40
- 3) 他ダムのアンケート結果
- 4) 一庫ダム変動水域の植生状況について 1998 古川保典・赤瀬川勝彦・猿楽義信・鶴飼裕士 ダム技術 No.138 : 70-78
- 5) 「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン(案)」<建設省河川局治水課監修,財団法人リバーフロント整備センター編集>
- 6) 「米国における DRY DAM と日本の流水型ダム」ダム技術 No.269 (2009.2)

一庫ダム流出予測システムの精度向上の検討

～流量観測が困難なためH-Q式が存在しない地点の精度向上～

森岡 浩然¹・笠井 昭彦²

¹水資源機構 一庫ダム管理所 (〒666-0153兵庫県川西市一庫字唐松4-1)

²水資源機構 一庫ダム管理所 所長代理 (〒666-0153兵庫県川西市一庫字唐松4-1)

一庫ダムでは、平成 25 年度に管理開始以来第 1 位の流入量を観測するなど大規模な洪水が頻発している。その背景を踏まえて、平成 27 年度に流出予測システムの精度向上の検討を行った。検討において一番重要なポイントは、多田院地点水位の予測精度向上である。多田院地点は、川西市が避難判断を決定する重要な基準地点であるが、H-Q 式が存在しない。また、従来の流出予測システムでは、多田院の実績水位についても取り込めていない状況であった。

検討の結果、多田院地点を流域分割したこと予測用の H-Q 式を作成したこと及び実績水位が取り込めるようになったことにより従来の流出予測システムより精度が向上したと考えられる。

キーワード H-Q式, 水位予測, フィードバック

1. はじめに

一庫ダムは、淀川水系猪名川支川一庫大路次川に建設された多目的ダムである。昭和 58 年に管理を開始し 33 年が経過している。

管理開始以来、洪水調節は 14 回を数える。洪水調節の頻度としては、0.42 回/年=14 回/33 年となっているが近年では、平成 25 年度に 1 回、平成 26 年度に 2 回と立て続けに洪水調節を実施している。洪水規模についても平成 25 年度に管理開始以来第 1 位、平成 26 年度に第 2 位、第 5 位という現状であり流出予測システムの精度が洪水調節時の放流計画を検討する上で重要な位置を占めている。

このような背景を踏まえて、平成 27 年度の洪水期を迎える前に流出予測システムの精度向上の検討を行った。

改良及び機能向上した項目の全項目については、表-1 のとおり 20 項目である。

なお、一庫ダムの流出予測システムは貯留関数法を採用している。

検討において一番重要なポイントは、多田院地点水位の予測精度向上である。

多田院地点は、川西市が住民避難を判断する際の地点として定められている重要な地点¹⁾である。しかし、避難判断水位等水位の基準が定まっている観測所であるが、直近上下流の河道に直線区間がないこと等から流量観測が困難なため実施されておらず実測に基づく H-Q 式は存

在しない。また、従来の流出予測システムでは、多田院地点の実績水位を取り込んでいないため、実績あわせを行うフィードバック方式が採用できなかった。

本検討の中では、このような現状を踏まえ下記のとおり 3 点の検討を行い精度向上に努めた。

- ① 流出予測モデルの中で、多田院地点を流域分割
- ② 銀橋地点 H-Q 式を基とする多田院地点の H-Q 式を作成
- ③ 多田院地点の実績水位の取り込み

検討の結果、多田院地点の流域分割、予測用 H-Q の作成及び実績水位の取り込みにより精度予測が大幅に改善したと考えられる。以下に、これらの検討した結果の詳細について報告する。

2. 検討内容及び検討結果

(1) 流出予測モデルの多田院地点での流域分割

多田院地点の精度を向上させるために従来の流域分割に加え図-1 のとおり多田院流域を分割することとした。図-2 のとおり多田院地点は、観測地点の前後に柳谷川、芋生川と 2 つの流入河川を有している複雑な地点である。芋生川については、観測地点より下流に位置するが観測地点直下約 100m に流入しているため、大きな出水の時は、流入に伴う背水の影響が考えられると推定した。

そこで、支川の流入の影響を不等流計算で確認するこ

調査・計画・設計部門: No.13

ととした。CASE1は支川からの流入なし、CASE2は支川からの流入有りとして試算した。支川流入量はダム流域を除いた流域面積比にて設定し、その比率は表-2のとおりである。

多田院付近から銀橋までに流入する支川の柳谷川、芋生川、矢間川、塩川の流域面積はダム流域を除く銀橋上流域100%に対し14.2%であるところを10%とし、柳谷川：芋川：(矢間川、塩川)の流域面積比は2.5%：

2.5%：5%とした。多田院付近の支川の流入の状況を図-3に示す。そうしたところ、図-4のとおり多田院水位観測所上流16.8km地点の結果を見ると流入の影響を考慮した場合流量 $Q=700\text{m}^3/\text{s}$ のときに、流入がない時よりも10cm程度水位上昇が見られる結果となった。このことより芋生川の流入は、多田院地点への背水による水位上昇に影響を与えるため、下流で流入する芋生川流域を多田院流域に組み込むモデルとした。

表-1：流出予測システムの改良項目等一覧（全項目）

項目		内容
流出モデルの改良	予測地点の追加	畦野、多田院を水位予測地点に追加した。
	多田院地点のH-Q式作成	実績の多田院水位と、銀橋流量、ダム放流量の関係から、多田院H-Q式を作成した。
	既往洪水を用いた精度検証	近年発生した3洪水（平成25年台風18号、平成26年台風11号、平成26年8月前線）を検証洪水として、一庫ダム下流域の流出モデル定数の検証を行った。
	放流量の計算機能	試算放流量が放流の原則に従わない部分のプログラム修正を行った。
予測システムの機能向上	自動計算機能	10分毎に気象データ（ダム諸量、テレメータ雨量・水位、MICOS予測雨量、高精度降雨予測）を取り込み、最新のデータを使用して予測計算を自動実行する。
	計算結果保存機能	自動計算に使用した気象データ及び予測計算結果をデータベースフォルダに保存・蓄積する。 検証、演習などで計算を行った結果を任意で保存できる。
	自動補填機能	自動計算時に、欠測がある場合は、欠測値の自動補填を行う。 自動補填した値は、再計算時に、数値確認画面で確認・修正を行うことができるものとする。
	水位データのインターネット経由入力	インターネット「川の防災情報」から、リアルタイムで「多田院」の水位データを取得して、予測計算に使用する。
	予測降雨の変更対応(1)	関連業務（①高精度降雨予測システム改良業務）で変更された予測雨量の取り込みを行う。
	予測降雨の変更対応(2)	関連業務（②降雨予測提供システム改良業務）で変更されたMICOS短時間予測雨量、長時間予測雨量の取り込みを行う。
	閾値を超えた場合の警報表示機能	自動計算の予測値が閾値を超過した場合に、警報表示画面をディスプレイにポップアップ表示する。 閾値として、ダムの基準水位、ダム流入量、弾力的管理期間中の貯水位、予測雨量、水位観測地点の基準水位等を設定できるものとする。
	ただし書き操作申請資料作成機能	現在画面表示されている予測計算結果を、ただし書き操作申請様式エクセルファイルに貼り付けを行う。
	下流浸水想定自動記載機能	ただし書き操作申請様式エクセルファイルに下流浸水被害テーブルを追加し、下流基準地点の予測結果から浸水被害数量を算定する。
	ダム操作設定	ダムの後期放流目標水位を、期別（洪水期、非洪水期、弾力的管理期間）の設定を可能にする。 ダム放流量手入力機能に、1時間/10分を切り替えて入力できる機能を追加する。
	流出予測結果グラフの書式調整機能	予測結果を表示する地点グラフの軸目盛、線種、色、フォントの設定、変更を行う機能を追加する。
	ファイアウォールの設定	インターネット経由でシステムに取り込む多田院水位データのセキュリティ対策として、ファイアウォールが機能するように接続設定を行う。
	画面レイアウト	画面の見易さ、文字サイズの検討を行う。
	印刷機能の拡充	プリンター選択、PDF出力を行うことができる。 数値表示画面は、印刷範囲（開始日時～終了日時）を指定して印刷できる。
	定数設定・変更・リセット	流域定数、H-Q式を「設定」「変更」または「初期値に戻す」機能を追加する。
河道断面図データの更新	河道横断測量データをエクセルで編集、保存できる。保存した「横断図.xls」ファイルを読み込んで、横断図データを更新する。	

表-2:流域面積とその比率

流域名(ダム流域を除く)	流域面積 (km ²)	採用比率	
多田院上流域(柳谷川除く)	120.1(85.8)	90.0	
支川	柳谷川流域	3.8(2.7)	2.5
	芋生川流域	5.0(3.6)	2.5
	(塩川・矢間川)流域	11.1(7.9)	5.0
	支川計	19.9(14.2)	10.0
銀橋上流域	140(100.0)	100.0	

(2) 銀橋地点 H-Q 式を基とする多田院地点の H-Q 式の作成

多田院地点は、直近上下流の河道に直線区間がないこと等から流量観測が困難なため実施されておらず H-Q 式は実在しない。しかし、今回の流出予測システムの精度向上には、H-Q 式が必要なため、下流の銀橋地点から推定することとした。

多田院 H-Q 式の作成にあたって多田院実績水位と多田院推定流量を用いて H-Q 式を作成した。

多田院推定流量は以下のとおり定義した。

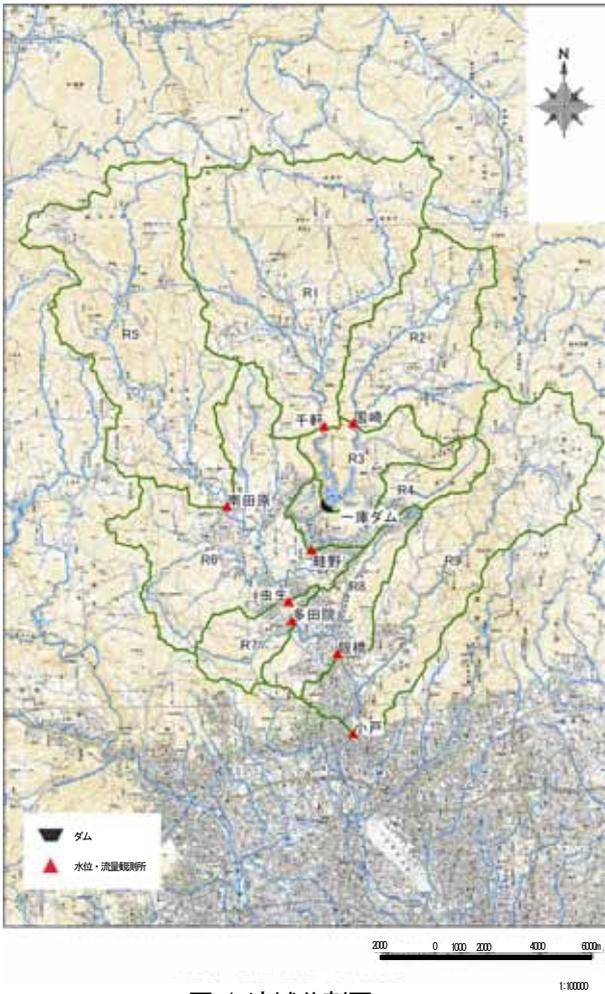


図-1:流域分割図

○多田院推定流量

$$= \text{ダム放流量} + (\text{銀橋流量} - \text{ダム放流量}) \times \text{流域面積比}$$

○流域面積比(表-2 参照)

$$= (\text{ダム流域を除く多田院上流域面積}) / (\text{ダム流域を除く銀橋上流域面積})$$

多田院地点と銀橋地点では、距離があるため洪水到達時間を考慮する可能性があるため平成 25 年台風 18 号、平成 26 年台風 11 号、平成 26 年前線の実績データより検証することとした。

多田院地点の実績水位と銀橋地点の実績水位を同時刻(図-5)、10分ずらし(図-6)、20分ずらし(図-7)、30分ずらし(図-8)とそれぞれ時間差を考慮した計4パターンで比較したところ、時間差を考慮しない同時刻の結果の相関関係がもっともよかった。

このことから、H-Q式の作成にあたっては洪水の到達時間を考慮せず多田院実績水位と同時刻の銀橋流量を元とした式(1)の多田院推定流量の関係より、多田院H-Q式を作成した。結果を図-9に示す。

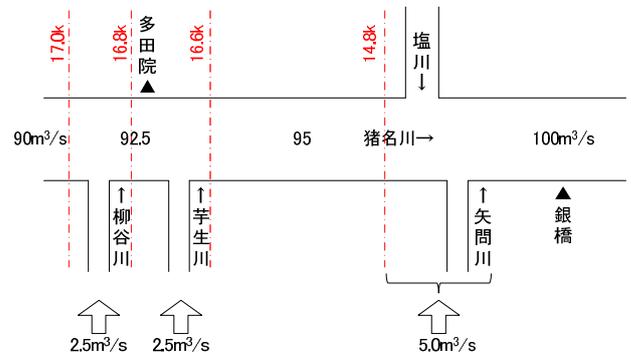


図-3:流入状況図(例示)

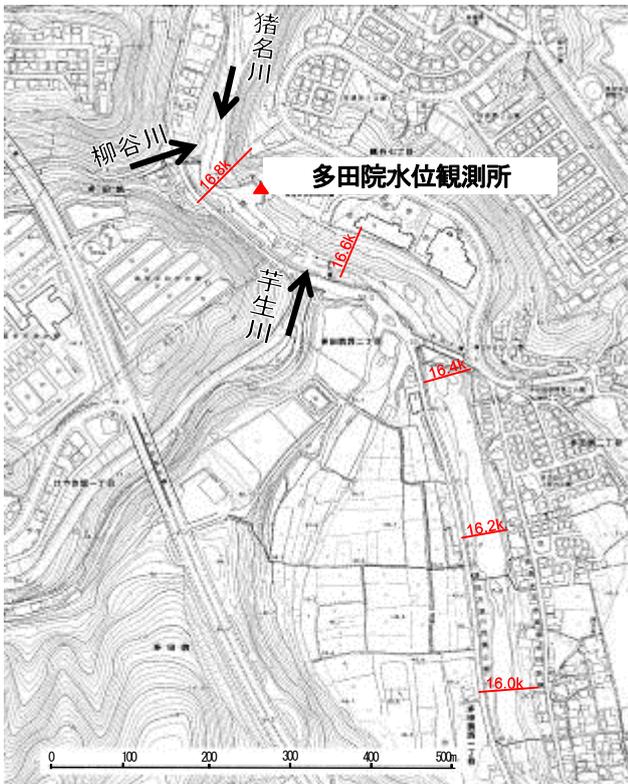


図-2:多田院付近平面図

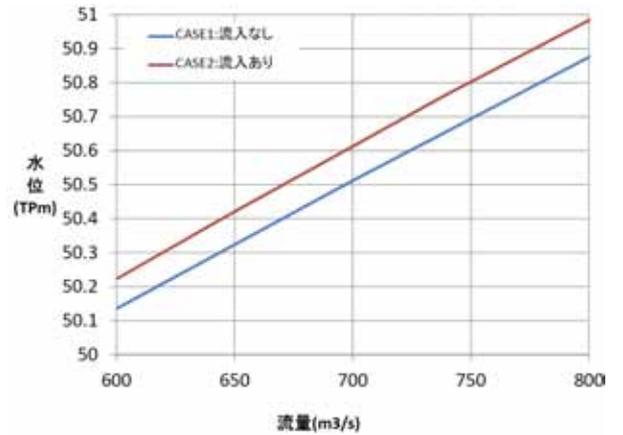


図-4:多田院水位観測所上流(16.8k)の不等流計算結果

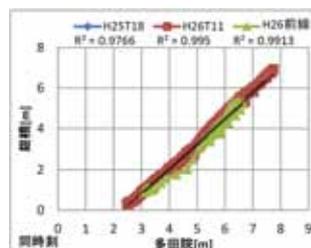


図-5 同時刻

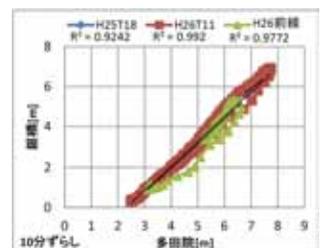


図-6 10分ずらし

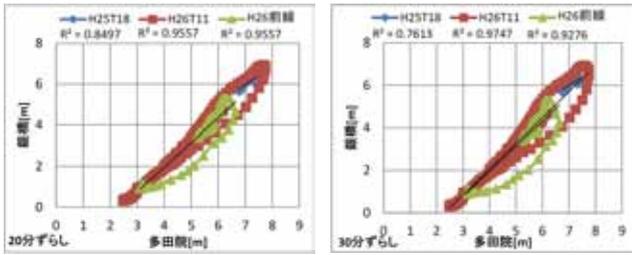
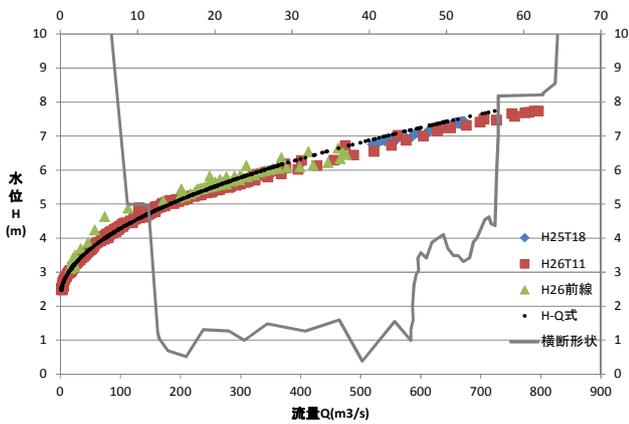


図-7 20分ずらし

図-8 30分ずらし



Q=A(H+B) ² [m ³ /s]		適用水位[m]
A	B	H
23.908	-2.239	2.240以上

図-9 多田院H-Q式

(3) 多田院地点の実績水位の取り込み

これまでの流出予測システムでは、虫生地点の予測水位から過去の実績洪水より算出した水位相関式を使用して多田院水位を求めていたが、多田院実績水位を取り込めていないため、実績水位と予測水位に差が生じても補正することができなかった。

このため、インターネットの「川の防災情報」に公表されている多田院地点の実績水位を取り込み実績水位と予測水位の誤差を補正（フィードバック）し、多田院地点の水位予測の精度向上を図るように検討した。図-10にフィードバックを行わない時、図-11にフィードバックを行った時を示す。

実績水位と予測水位の誤差を予測計算毎に補正することによって、これまで生じていた予測誤差は大きく解消することができるようになった。

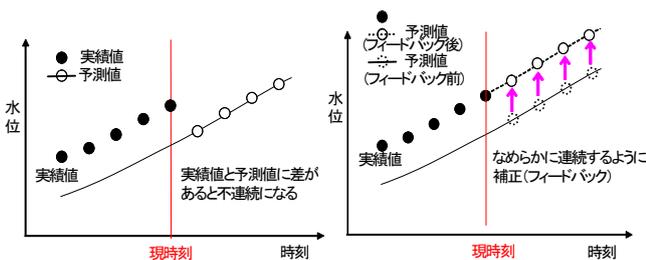


図-10 フィードバックを行わない時

図-11 フィードバックを行った時

3. まとめ

本論で、検討した事項について下記のとおりまとめる。

- 従来の水位相関式による予測ではなく、残流域として多田院流域を流域分割したため、支川からの流出が早い時など、洪水の再現性がよくなることが推定される。
- 不等流計算結果より、芋生川の流入が多田院水位の変動に影響を与えることから、芋生川を多田院流域として組み込むモデルとした。
- 多田院 H-Q 式の作成にあたっては、比較検討の上、多田院地点から銀橋地点までの洪水到達時間を考慮せず
 - 多田院推定流量
=ダム放流量+(銀橋流量-ダム放流量)×流域面積比
 - 流域面積比
=(ダム流域を除く多田院上流域面積)/(ダム流域を除く銀橋上流域面積)
 と定義し、多田院実績水位と多田院推定流量の関係から作成した。
- インターネットより多田院地点の実績水位を取り込むことにより予測水位と実績水位の誤差を予測計算結果毎に補正することができるようになり、実態に即した予測水位を得られるようになった。

4. 今後の課題

(1) 今回の流出予測システム変更後、平成 27 年 7 月の台風 11 号の出水が検証洪水となった。その結果、多田院地点の予測水位が実績水位よりも若干大きい傾向となった。この主な原因は、雨量予測の変動が大きな影響を及ぼしている可能性が高いと考えられる。

(2) 多田院推定流量を算出する過程でダム放流量を用いているが到達時間を考慮していないために今後は、最適な時間差を考慮する必要がある。

(3) 今回多田院地点を新たに流域分割したことによりダムより下流の各予測地点で用いる流出計算の定数を見直した。その検証で用いた洪水は、平成 25 年台風 18 号、平成 26 年台風 11 号、平成 26 年前線の 3 洪水のみである。そのため、さらなる予測精度の向上には、その他の既往洪水についても検証の対象に入れ定数を設定していく必要がある。

参考文献

1) 川西市地域防災計画風水害等対策計画編. 2014. 川西市. p. 152

水理模型実験における稲葉川合流部処理 及び瀬・淵環境の保全について

名村 圭司¹

¹近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所 調査第一課 (〒668-0025兵庫県豊岡市幸町10-3)

円山川直轄区間上流部の稲葉川合流部付近では河川整備計画に基づく河道整備が進められており、稲葉川の付け替えと本川左岸堤防の整備により堤防法線が大きく変化している。当該地区は魚類等の良好な生息場となっているが、稲葉川合流点には背割堤の整備が予定されており、背割堤が完成した場合、現在の良好な淵環境が維持できるか課題となった。本論文では、背割堤整備に伴う河床の変化傾向、特に淵の挙動を調べるために実施した水理模型実験の成果と、それを再現し得る数値解析モデルを構築したので報告する。

キーワード 水理模型実験, 背割堤, 瀬・淵の保全, 砂州, 河床変動解析

1. はじめに

円山川は兵庫県朝来市生野町円山（標高640m）を源とし、稲葉川、出石川、奈佐川などの支川を合わせて日本海に注ぐ幹川流路延長約68km、流域面積約1,300km²の河川である（図-1）。下流部ではコウノトリをはじめとする多様な生物が生息し、ラムサール条約湿地に登録されるなど、自然豊かな環境を保っている¹⁾。

一方、昭和34年9月の伊勢湾台風や平成16年10月の台風23号などによって、円山流域は大きな災害を被っている。特に、平成16年洪水では、豊岡市の立野地点（13.0k）で観測史上最高水位を記録し、堤防決壊や随所での越水が生じた。こうした災害を踏まえ、平成16年以降、河川整備計画に基づく河道掘削や堤防整備が進められ、平成25年に稲葉川の合流点が約250m下流へ付け替えられた。

新しく合流点となった周辺には、図-2に示すように4か所の淵が形成されて、魚類等の良好な生息場となっている。特に、No. 2の淵は新合流点の直下流で、付け替え

による影響が心配されるとともに、地元関係者からその保全が強く求められている。

円山川では河川整備計画河道の完成後、治水安全度をより向上させるため、基本方針河道の整備を行うことになるが、背割堤の建設によってNo. 2淵が消失することが予想されている。そこで、背割堤の形状がNo. 2淵の代替地に対して所要の効果を有するか確認するため、移動床模型実験実施した。また、今後の淵保全対策工を効率的に検討するために、実験結果を再現し得る数値解析モデルの構築を行った。

2. 水理模型実験の概要

(1) 実施施設

実験は、京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーで実施した。模型実験対象範囲は稲葉川の合流点の上下流約1kmで、円山川24.2k～26.4k、稲葉川0.2k～1.1kの範囲である。模型縮尺はフルードの相似則、実験施設の広さ、およびコストを考慮して1/60とした²⁾。



図-1 円山川流域位置図



図-2 検討対象範囲（稲葉川合流部）

最新の横断測量成果、深淺測量成果、LPデータ、計画縦横断図等を活用して昨年度製作した整備計画河道の移動床模型をもとに、基本方針河道で実施する河床掘削部分を移動床に変更し、さらに背割堤模型を配置した。

(図-3)。円山川および稲葉川の上流端には四角堰を有する量水槽を、水路下流端には流量規模に対応した水位調節をするためのゲートを設置した。

(2)実施条件

実験流量は定常および非定常のケースを設定し、非定常における流量は、図-4に示すように流量ハイドログラフを階段状に与えた。

河床材料には一様珪砂を使用し、現地河床材料調査結果より得られた代表粒径 ($d_{50}=40\text{mm}$) を模型縮尺 (1/60) で縮小した粒径 (0.67mm) に近い粒径に調整された4号珪砂 (0.60~0.85mm) を用いた。なお、現地の淵部の河床材料は平均粒径よりも大きな粒径 (50~100mm) で形成されていたため、模型水路で淵が形成されることを想定した箇所には、実態に合うように平均粒径 (40mm) より大きな河床材料 (玉石) を水路底部に設置した。

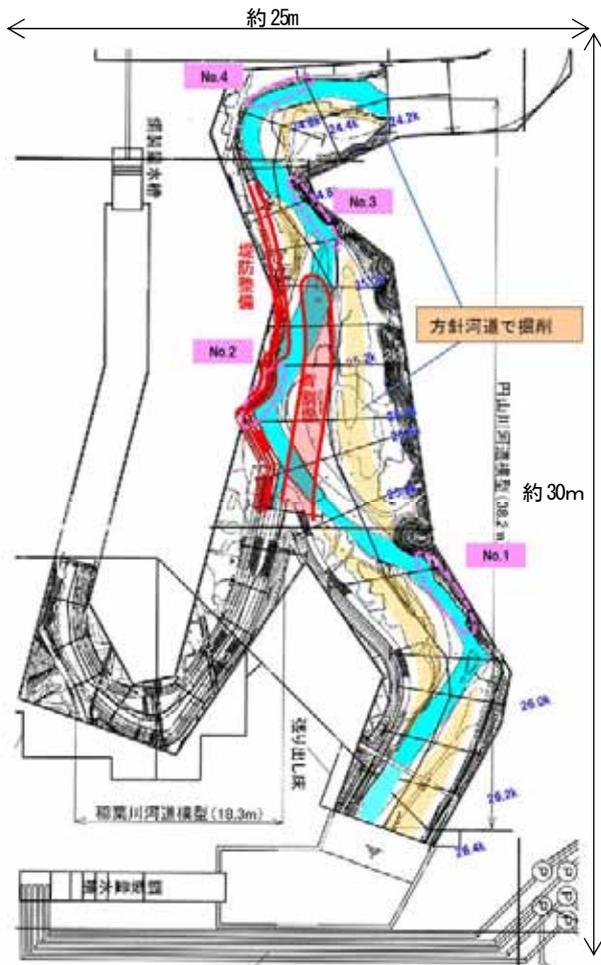


図-3 円山川河道水理模型

表-1 模型実験実施条件

項目	実施条件
縮尺	フルードの相似則等より水理量の妥当性を確認し、1/60を採用
下流端水位	模型下流端地点の準二次元不等流計算による H-Q 式を用いて、流量規模に応じた水位を下流端ゲート进行操作して設定
粗度係数	基本方針河道の粗度係数と整合するように、固定床部にイボ型粗度を設置
給砂量	円山川上流端断面における平衡流砂量
河床材料	現地河床の代表粒径等から、一様珪砂 (4号珪砂 : 0.60~1.18mm) を採用。淵底の大粒径を考慮

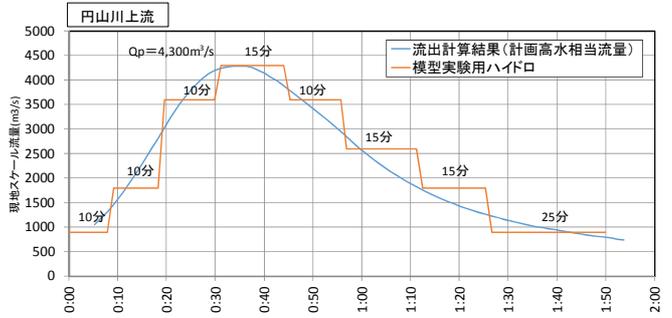


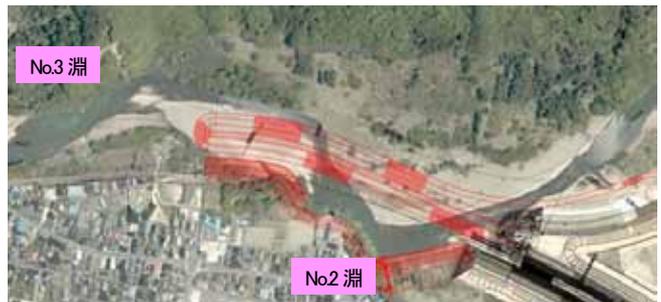
図-4 円山川上流端流量ハイドログラフ (昭和34年9月型)

(3)実験ケース

実験ケースを表-2に示す。背割堤の形状が淵や流況に及ぼす影響を確認するため、背割堤形状は図-5に示す現計画案と背割堤先端を直線とした変更案の2ケースとした。変更計画案で背割堤先端を直線とした理由は、流向の変化に伴い、背割堤先端付近に位置するNo.3淵の拡大を期待したものである。

定常実験の流量を1,500m³/sとしているのは、図-6に示すように過去10ヶ年の流量規模毎の継続時間に、流量規模毎の掃流砂量を掛け合わせて算出した総掃流砂量が最も多い流量規模であるため、円山川の河床形成に支配的な流量といえる。

○現計画案



○変更計画案



図-5 背割堤の検討ケース

表-2 模型実験ケース

実験(ケース)	流量規模 (m ³ /s)※1	定常・非定常 ※2	備考	
P	0	4800	非常	予備実験 平坦から通水し、本実験の初期河道を整形
A	1	1500	定常	ケース0実験後の河床形状から通水
	2	5000	非常	ケース1実験後の河床形状から通水
B	3	1500	定常	背割堤先端部を変更し、ケース2実験後の河床形状(先端部周辺は再現)から通水
	4	5000	非常	ケース3実験後の河床形状から通水

※1: 表中の流量は現地スケール

※2: 通水時間は模型スケールで110分×2回(現地スケールで14時間×2回)、ケースP0のみ110分×4回通水

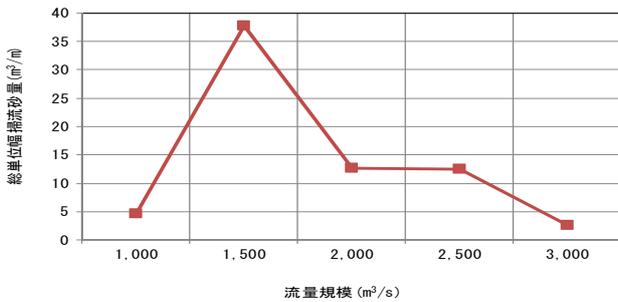


図-6 総単位幅掃流砂量

(4)実験方法

実験は表-2の上→下の順番で行い、予備実験P0の後に本実験A1~B4を行った。いずれのケースにおいても、各ケースの最終河床形を次のケースの初期河床としている。

予備実験P0では、河床を平均河床高で平坦に敷きならした状態から通水を開始し、本実験のための初期河床の形成を行った。現況河道の滞筋や砂州等の形状を十分に形成するため、4回通水した。

本実験での通水時間は設定した流量ハイドログラフの継続時間110分(現地スケールでは14時間)を2回通水している。2回の通水は、1回目に水位・流量を計測し、2回目に計測機器を外して流況撮影を行うためである。

また、実験ケースAからBに移る際に、背割堤先端部の形状を変更したが、変更作業時に乱した背割堤先端部周辺の河床は、変更作業前に計測した河床形状を参考に再現している。

給砂は通水開始と同時に上流端からはじめ、芦田・道上式により算出した流砂量を投入した。

なお、支川の稲葉川は、現地調査や関西電力、兵庫県への聞き取り調査の結果から、円山川本川への流砂の影響が小さいことが判断されたため、給砂は行わないものとした。

(5)計測方法

通水中の水位は水路断面中央でサーボ式水位計によって測定し、流速は電磁流速計によって、流量ピーク時に測定した。図-7は実験風景で水位計測中のものである。また、染料(ウォーターブルー)や発泡スチロール片を流して流況をビデオカメラで撮影し、撮影したビデオ画

像を解析して、表面流速の分布を計測した(図-8)。さらに、河床形状は3次元レーザースキャナーを用いて、通水後の河床形状を点群データとして計測した。3次元レーザースキャナーを用いることで、鋼製物差を使用して人力で計測していた従前と比べ、計測時間が大幅に削減できた。加えて、河床の平面的な変化を評価すること、任意の測線で河床形状を評価することが可能となった(図-9)。



図-7 河道水理模型の現地写真

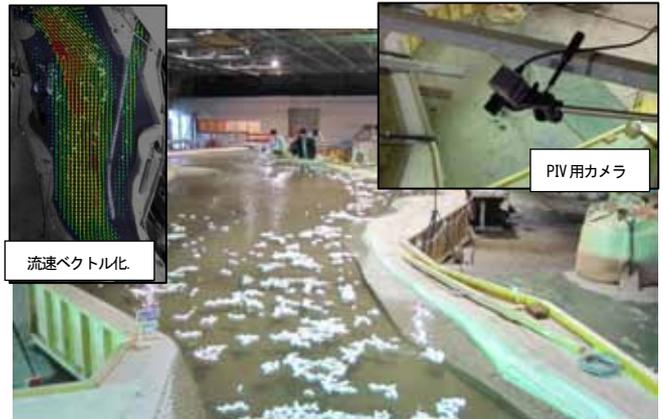


図-8 流速分布計測 PIV (Particle Image Velocimetry)

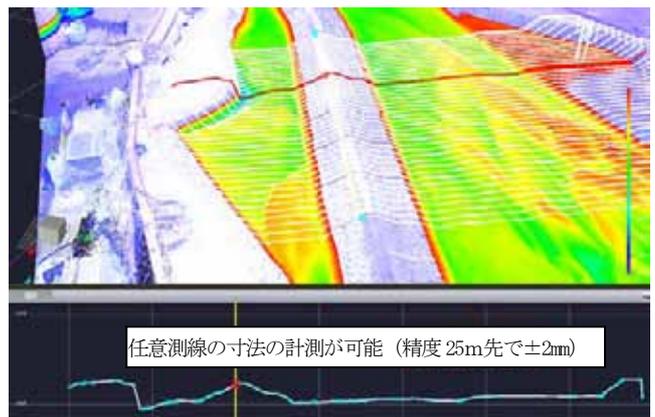


図-9 3次元レーザースキャナ計測結果

3. 予備実験

河床を平坦にした模型水路に流量ハイドロを4回通水し、水面形の検証を行うとともに、本実験のための初期河床の形成を行った。予備実験の結果、水面形は概ね不等流計算と同様であり、河床形状は平坦河床から現況河

床形状（砂州や澱筋）に近づく変化が見られ、現況No.1、3、4淵の位置で洗掘傾向が確認された。ただし、背割堤建設後のNo.2淵地点は稲葉川の死水域となり、現況河道で存在する淵が形成されなかった。このため、No.2淵は現況地形を参考に人為的に整形した。

基本方針河道で背割堤の形状を評価するための初期河床は、背割堤建設後の河床変動によって砂州や澱筋が形成した状況を想定し、予備実験で平坦河床から通水して土砂が再堆積した河道を用いた。

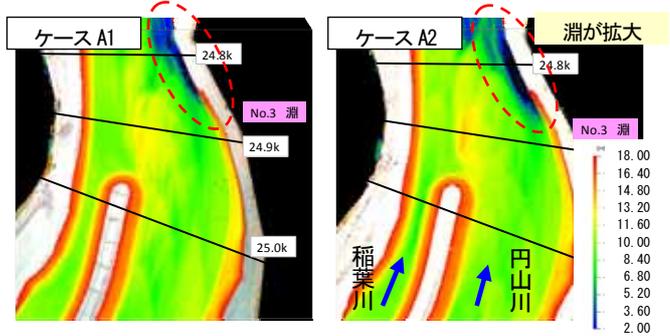


図-12 No.3淵の変化

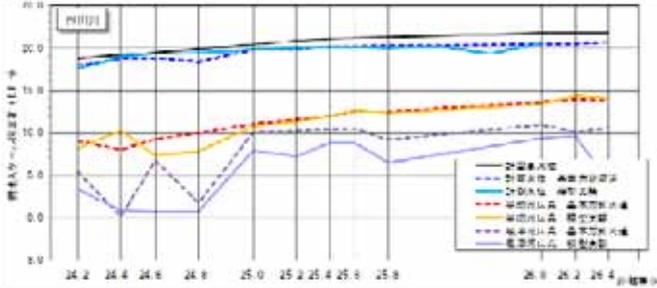


図-10 水位・河床高計測結果縦断面図

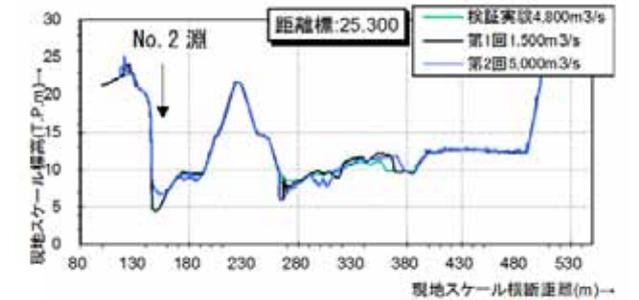
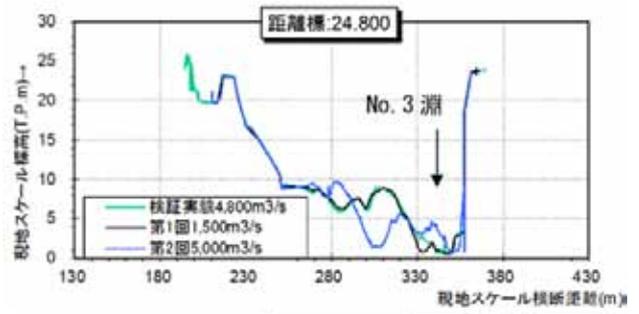


図-13 淵地点の横断面図

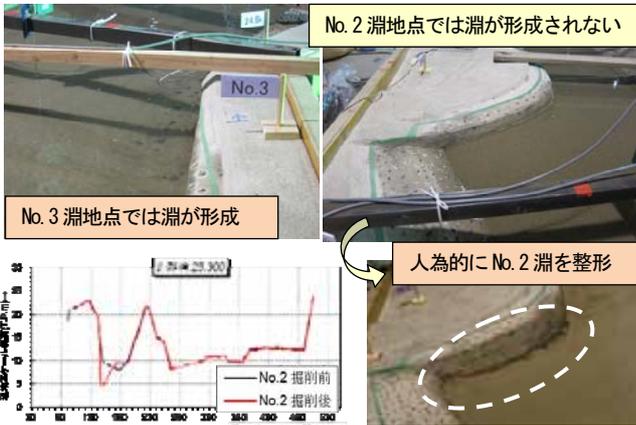


図-11 初期河床の整形

4. 本実験

(1) 背割堤現計画案の実験（ケースA1、A2）

背割堤の建設によって円山川の水域から分離され、稲葉川の水域となるNo.2淵や背割堤先端部に位置するNo.3の淵が維持、再生可能か確認した。

ケースA1では、通水後、No.2淵にほとんど変化はなかった。P0で既に侵食傾向を確認していたNo.3淵では侵食が拡大していた。ケースA2後も、No.2淵の形状は維持されていた。No.3の淵は縦横断方向に侵食が拡大することを確認できた。

(2) 背割堤変更計画案の実験（ケースB3、B4）

背割堤の形状が淵や流況に及ぼす影響を確認した。現計画案を変更計画案（先端部直線）にすることで次の点を確認された。①No.3淵部の河床高低下と位置が上流側への移動、②背割堤先端部下流に直線状に堆積が発生、③流水幅が狭くなり流速が増加

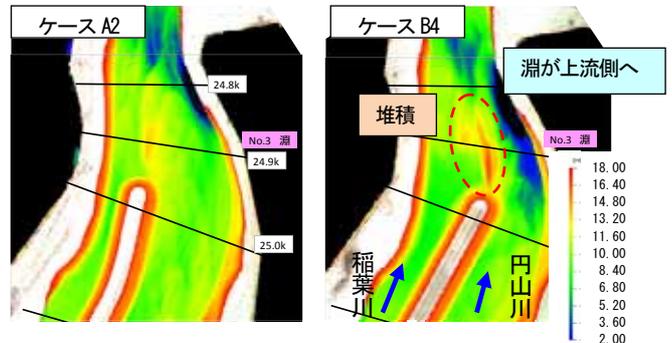


図-14 背割堤形状の違いによる比較（5,000m³/s通水時）

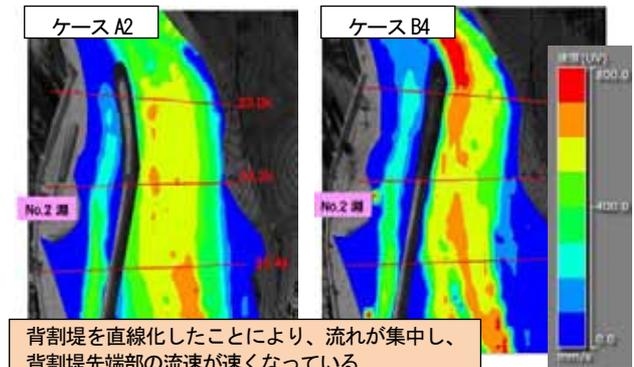


図-15 先端部の流速変化（PIV計測結果）

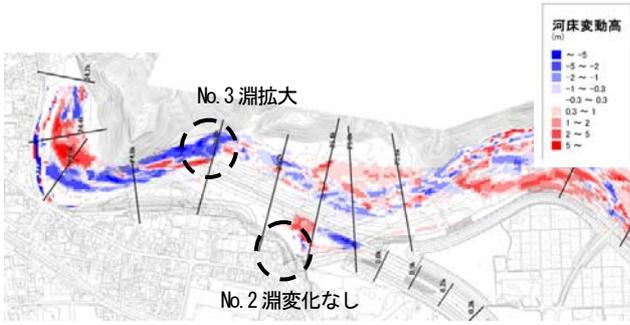


図-16 河床高差分図 (B4-B3:変更計画面5,000m³/s通水の変化)

なお、現状の稲葉川合流部（護床工下流端）から背割堤にかけて川幅が急激に広がる平面形状となっており、模型実験では著しい河床洗掘が生じた。洗掘は、稲葉川の流量が小さいハイドロ立ち上がり時に顕著に現れた。



図-17 稲葉川急拡部の洗掘状況

5. 実験結果の評価

(1)背割堤形状の評価

背割堤先端付近の平面形を河道の線形に沿ってカーブさせた現計画面と直線化した変更計画面の2ケースの通水実験を実施し、背割堤先端付近を直線化することによって、次の現象が確認できた。①現計画面に比べ本川側の河積が狭められるため、流速の大きな流れが本川右岸側に集中する。②従来のNo. 3淵より上流側に深い淵が形成される。③背割堤先端付近に大きな砂州が形成され、稲葉川の合流点が砂州で閉塞される。④稲葉川合流点の水位が砂州でセキ上げられるため、稲葉川合流部～No. 2淵区間の流れがかなり緩くなる（図-19）。

このため、本川No. 3淵上流で懸念される河岸洗掘や稲葉川合流点の閉塞の問題、No. 2淵の維持の観点から、背割堤については現計画面の方が望ましいと考えられる。



図-18 背割堤下流の状況 (ケースB4 通水後)

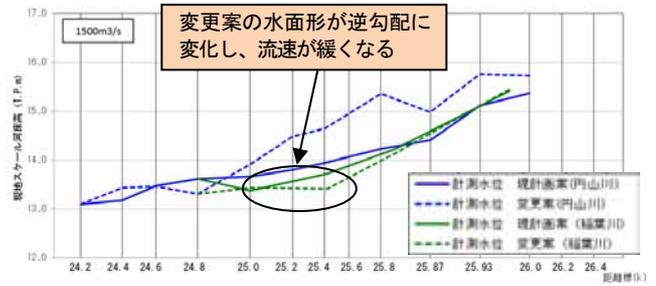


図-19 水位縦断面図 (1,500m³/s通水時)

(2)淵保全の評価

河床を平坦にして通水した予備実験では、背割堤建設後のNo. 2淵は死水域となり、淵は形成されなかった。ただし、現況の淵を人為的に整形しておくことと稲葉川の水のみでも渦が発生し、淵がある程度、維持されることが確認できた。



図-20 稲葉川No. 2淵周辺の状況 (ケースB4通水後)

6. 河床変動に関する数値解析

背割堤の建設に伴う淵の挙動や今後、淵保全のための対策検討を実施するために、その都度模型実験をすることは、コスト的にも時間的にも負担が大きい。このため、河床変動に関する数値解析モデルの構築を行い、模型実験の再現計算と現地への適用が可能なモデルを検討した。

(1)支配方程式

流れ：平面二次元浅水流方程式

河床変動：掃流砂と浮遊砂を考慮した河床位方程式

掃流砂量式：芦田・道上式に斜面勾配を考慮した芦田・江頭・劉式³⁾

浮遊砂量式：板倉・岸式

模型実験の再現計算では掃流砂量のみを扱っているが、モデル構築にあたっては、現地への適用を考慮して浮遊砂量式も組み込み、流砂を混合粒径とした粒度分布を考慮している。

(2)計算ケースと条件

計算は、4ケース設定し、水路模型実験では背割堤の効果を確認するため、背割堤現計画面と変更計画面の2ケースを選定した。

計算流量は模型実験と同様に1,500m³/s定常流と5,000m³/sのハイドロを与えた2ケースである。

計算は一般曲線座標系によるものとし、メッシュ分割は縦断方向10m、横断方向5~10mを基本とした。なお、計算対象区間は模型実験の範囲とした。ただし、境界条件の影響を避けるため、対象区間の上下流端を延伸させ、約1km程度の助走区間を設定した。また、下流端(24.2k地点)水位は、不等流計算によって得たH-Q式で与えた。

(3)実験結果の再現計算結果

図-21に、背割堤変更計画案における実験結果と計算水位との比較を示す。軸のスケールは現地スケールで表している。水位について、計算結果と実験結果はよく一致している。また、図-22に示す流速ベクトル図より、背割堤先端部で生じた流速の増大や模型実験での流向等が再現できており、図-23に示す河床変動高図より、No.2淵の再現精度には課題があるものの背割堤先端部での洗掘を概ね良好に再現できている。

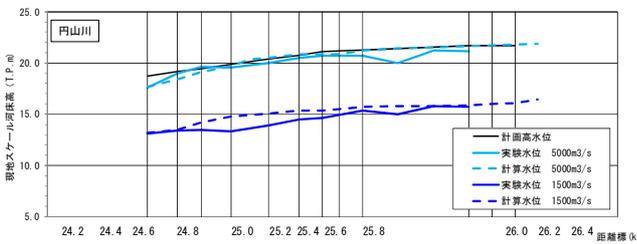


図-21 計算水位縦断図(変更計画案)

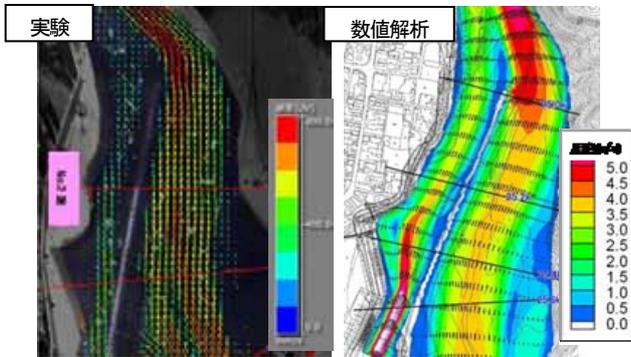


図-22 流速ベクトル図(変更計画案)

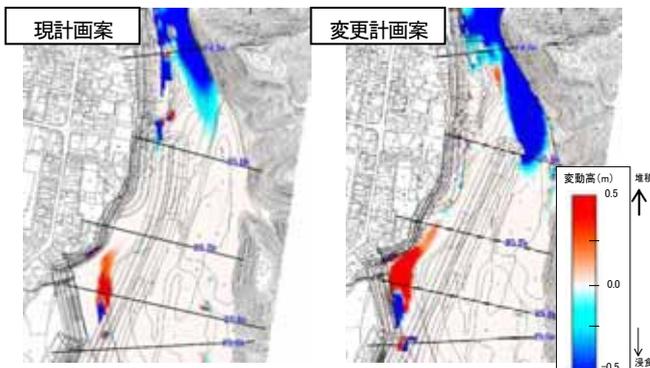


図-23 数値解析による河床変動高図

7. おわりに

基本方針河道での背割堤建設による瀬・淵への影響を1/60スケールの移動床模型実験で確認した。得られた結果をまとめると次のとおりである。

- 背割堤の形状を現計画案と先端を直線化した変更計画案で比較した。本川No.3淵上流の洗掘や稲葉川合流点の閉塞問題、No.2淵の維持の観点から、背割堤については現計画案の方が望ましいと考えられる。
- 河床を平坦にして通水した場合、背割堤建設後のNo.2淵は死水域となり、淵は形成されなかった。ただし、現況の淵を人為的に整形しておくことで稲葉川の水のみでも渦が発生し、淵がある程度維持されることが確認できた。

また、今後の課題をまとめると次のとおりである。

- 現状の稲葉川合流部(護床工下流端)から背割堤にかけては、川幅が急激に広がる平面形状となっており、模型実験では著しい河床洗掘が生じた。背割堤を整備する際は、護床工下流端の河床洗掘対策の検討が必要である。
- 今回構築した数値解析モデルは、水位や流向、淵の形成場所等をよく再現できたが、No.2淵の最深河床高の再現精度に課題がある。今後、湾曲部における流水のねじれ現象を実験結果と数値解析で比較することや二次流のモデルを再検討するなど、精度向上を図る必要がある。

謝辞：実験を視察していただいて有益な助言をいただいた岐阜大学藤田裕一郎名誉教授ならびに京都大学防災研究所竹林洋史准教授に深謝します。また、実験施設の使用について協力していただいた京都大学防災研究所流域災害研究センター長中川一教授に深謝します。

参考文献

- 1) 近畿地方整備局：円山川水系河川整備計画，2011.
- 2) 名村圭司：水理模型実験及び数値解析モデルの併用による円山川河道整備に伴う瀬・淵環境の保全に関する考察，平成27年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2015.
- 3) 芦田和男・江頭進治・劉炳義：二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析，京都大学防災研究所年報第35号B-2，1992.

由良川における河道内樹木の管理について

堀家 裕子¹・北垣 潤一²

¹近畿地方整備局 福知山河川国道事務所 河川管理課（〒620-0875福知山市字堀小字今岡2459-14）

²近畿地方整備局 福井河川国道事務所 河川管理第二課（〒918-8015福井市花堂南2-14-7）

由良川では、河道内樹木の範囲が経年的に拡大しており、堤防や河川管理施設等への影響が懸念されているため、管理面での樹木管理の必要がある。今回は、効率的な樹木管理を行っていくために、既往の調査成果や現地調査により、由良川における現況樹木の繁茂状況や成長特性等を分析し、伐採の目的に応じた対象面積を整理したうえで、優先度を検討し、伐採計画の策定を行ったものである。

キーワード 河道内樹木、将来予測、優先度、伐採計画

1. はじめに

由良川の中流部は、福知山盆地を流れ、川幅が広がり勾配もやや緩くなり、瀬・淵が見られ、河畔林が連続している。また、山裾の間を流れる下流部においても、勾配が緩く穏やかな流れとなり、中州、高水敷等に樹木が広く繁茂している。河道内樹木の範囲の拡大に伴い、堤防や河川管理施設への影響が懸念されており、由良川維持管理計画(H24.4)では、堤防や河川管理施設の管理面で支障をきたさないよう、伐採等の維持管理が位置づけられている。また一方で、由良川の河畔林は生態系や景観への影響に配慮しながら保全に努めることと位置づけられている。

このような背景もあり、効率的な河道管理を実施することを目的とし、河道内樹木の現況調査等を実施し、伐採計画の検討を行ったものである。

点検等の支障になるとともに、鳥獣の住処となり、日常生活への支障となることも懸念される。

由良川においては、樹木による悪影響を解消するために、伐採を随時実施しているが、伐採後の再繁茂が早く、数年で効果が消失してしまっているのが現状である(図-3)。



図-1 河道内樹木の遷移状況

2. 河道内樹木の現況

由良川の高水敷や河岸には、かつて水害防備林として植栽されたマダケ林や自然植生であるムクノキ-エノキ林などの樹木が広く分布している他、水辺にはヤナギ林、堤外民地にはクワをはじめとする果樹も多くみられる。30年前と現在の由良川を比較すると、河道内樹木の分布範囲は大幅に拡大しており(図-1)、特に、ムクノキ-エノキ林においては繁茂する力が強いいため、分布範囲の拡大が大きくなっている(図-2)。

また、由良川の特徴として、河川内に耕作地として使用されている民地(堤外民地)が多く残っているが、耕作放棄による民地の樹林化の進行も河道管理を行っていく上で課題となっている。

河道内に樹木が繁茂した場合、洪水の流下を阻害し、水位上昇を起こすことに加え、河川巡視や施設

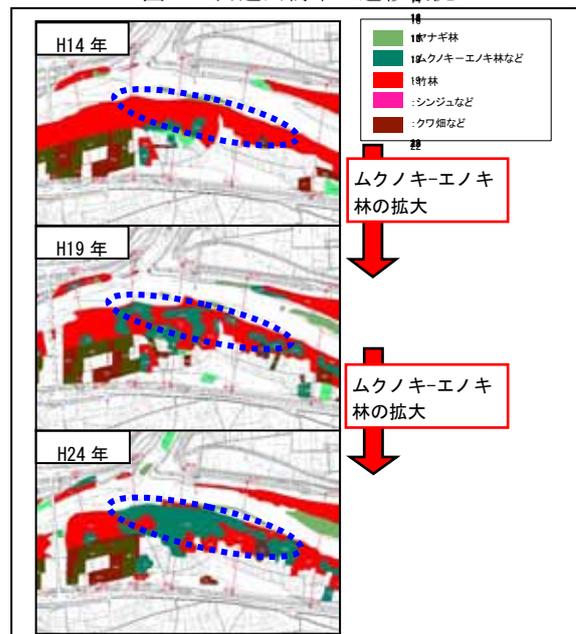


図-2 ムクノキ-エノキ林の面積変化(45.6k 付近)



図-3 河道内樹木の再繁茂状況

3. 河道内樹木の放置による将来予測

将来予測に当たっては、LPデータ（H18, H24年）、植生図（H14, H19, H24年）及び樹木管理基図（H27年）を用い、あわせて「河川における樹木管理の手引き」等の既往文献も参考とし、検討を行った。

1) 樹木群の遷移状況

植生図から見ると、由良川全体（直轄管理区間）の樹木群における樹種の割合は、竹林（38%）が最も多く、次いでムクノキ・エノキ林（17%）、ヤナギ林（13%）が同程度となっている。その他の樹木群（32%）については、クワ畑や果樹園等が主となっている。

由良川において、生育面積が大きい4つの樹種について、遷移の状況を整理すると、表-1のような傾向が確認できる。

表-1 由良川における植生の繁茂状況と遷移

分類	繁茂状況と遷移
ヤナギ林	・水際、河岸付近にパッチ状または列状に成立しており、攪乱頻度が高い箇所が多い。 ・縦断方向に拡大している箇所が多く確認されるが、水際部では消失している箇所も確認できる。
竹林	・植林により高水敷に広く分布している。 ・拡大している箇所も多いが、ムクノキ・エノキ樹木群へ遷移している箇所も多く確認できる。
ムクノキ・エノキ林	・高水敷に広く分布している。 ・拡大している箇所が多く確認できる。
その他（果樹園・シンジュなど）	・クワ畑や果樹園等の人為的な影響が大きな樹木群が大きな割合を占めており、高水敷に分布している。 ・畑や水田等の放棄地からシンジュ樹木群への遷移が確認できる。

また、由良川で成立している樹木群において、平常時の水面との比高差が小さく攪乱が大きい水際と比高差が大きく攪乱が少ない高水敷の攪乱と遷移の関係は、図-4のように推定される。

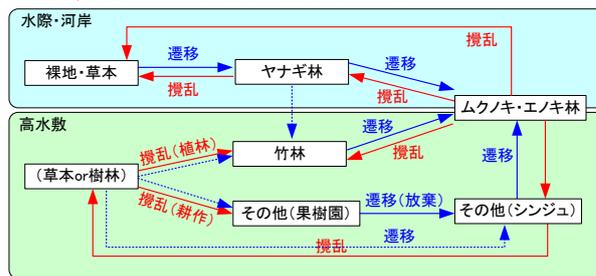


図-4 由良川における樹木群の遷移

2) 樹木群範囲の拡大速度

樹種毎の平面的な拡大速度の検討に当たって、抽出する樹木群は以下の条件（図-5）を満足するものとし、比較を行った。

- ・樹木群の周囲全体に拡大を制約する条件（水域や人工構造物など）がなく、拡大できる余地が残されている。
- ・過去の洪水による流出がなく、樹木伐採などを行っていない。
- ・比較対象とする前回調査時の樹木群と同一樹木群と推定される。

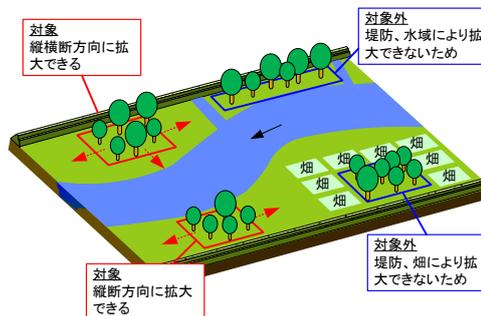


図-5 拡大速度の推定イメージ

樹種毎の整理結果は図-6に示すとおりである。ヤナギ林や竹林では割合は小さいものの、25m/年で拡大している群落も見られる。4つの樹種を比較すると、いずれの樹木も5m~10m/年程度となっている。

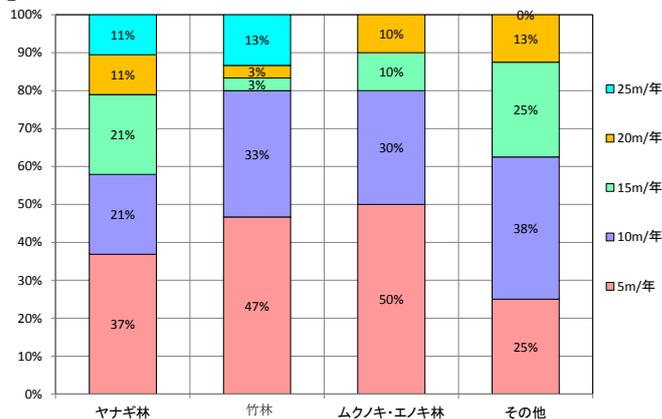


図-6 抽出した樹木群の拡大速度

3) 生長速度

現況の樹高と成長速度の関係を整理するに当たって、抽出する樹木群は以下の条件を満足するものとし、比較を行った。

- 過去の洪水による流出がなく、樹木伐採などを行っていない。
- 比較対象とする前回調査時の樹木群と同一樹木群と推定される。

樹種毎の整理結果は図-7 から図-10 のとおりであり、いずれの樹種でも樹高が高いほど、生長量は減少する傾向が見られた。

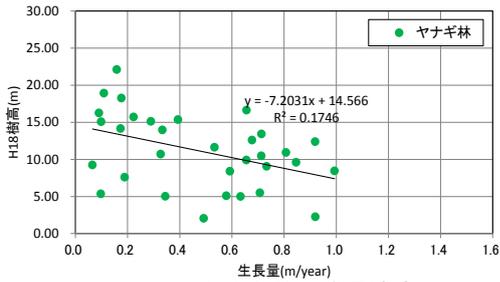


図-7 ヤナギ林の成長速度

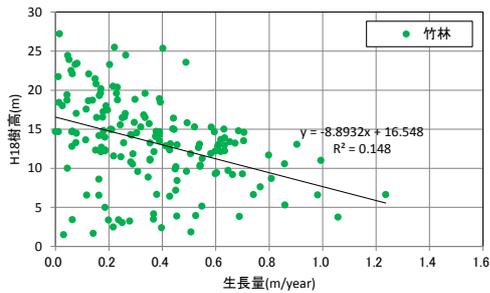


図-8 竹林の成長速度

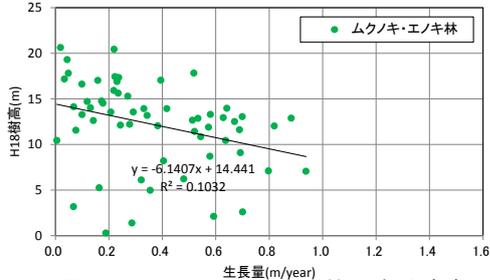


図-9 ムクノキ・エノキ林の成長速度

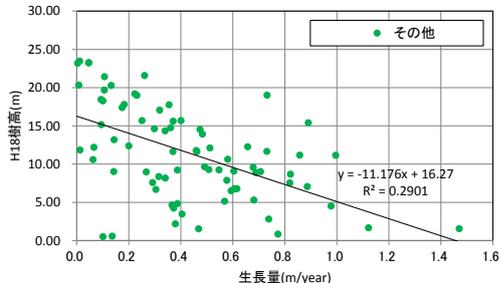


図-10 その他の樹木の成長速度

4) 将来予測図の作成

次に、整理した平面的な拡大速度、鉛直方向の成長速度を参考に将来予測図の作成を行った。

将来予測平面図・横断図の作成にあたっては、以

下の条件を用いるものとする。

- 拡大範囲が重複する場合には、以下の優先度で想定する。
ムクノキ・エノキ林 > 竹林 > ヤナギ林 > その他
※過去の植生図の比較により設定。
- いずれの樹種についても拡大速度は5 m/年と想定する。
- 生長速度は現況の樹高を参考に、樹種毎の近似式を用いて設定する。
- 現況で成立している樹木群の消失は想定しない。

将来予測平面図・横断図の一例として図-11 から図-14 に示すとおり、今後樹木管理を行わなかった場合、10年後には河川の大部分に樹木が繁茂してしまう可能性があることが判明した。

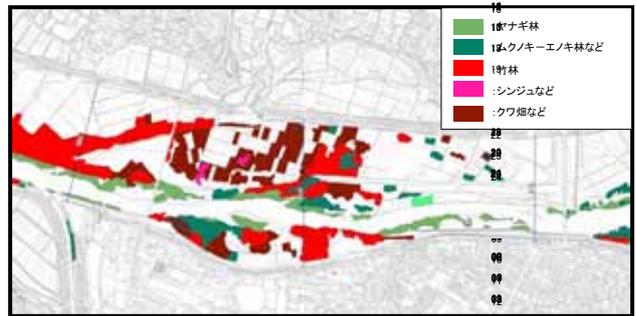


図-11 現況平面図 (36.0k 付近) (平成27年3月時点)

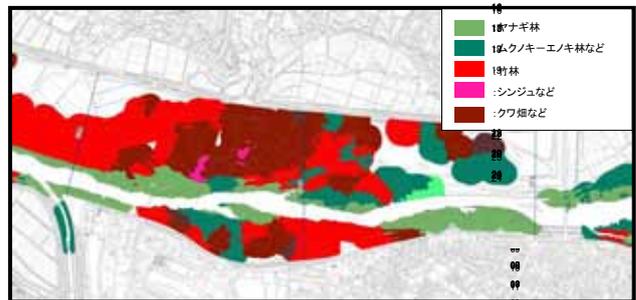


図-12 将来予測平面図 (36.0k 付近) (10年後)

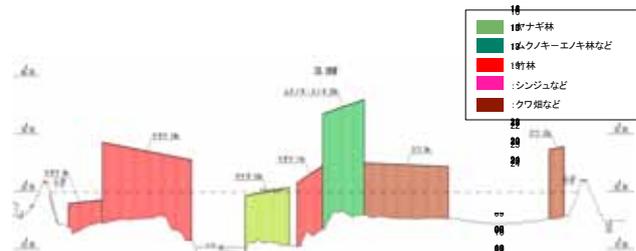


図-13 現況横断図 (36.0k 付近) (平成27年3月時点)

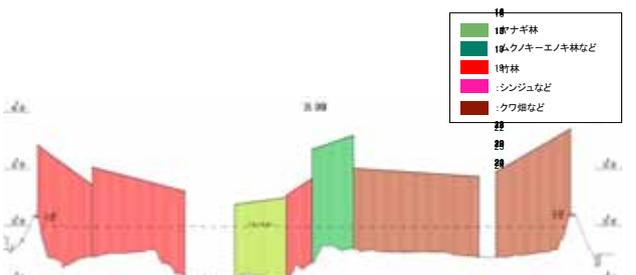


図-14 将来予測横断図 (36.0k 付近) (10年後)

4. 再繁茂抑制手法

1) 既往の調査結果

由良川では、平成23及び平成25年度の河道内樹木伐採箇所(図-15)において、平成26年度に再繁茂抑制対策効果のモニタリング調査を行っている。調査では、ヤナギの再繁茂抑制対策として実施された樹皮剥皮及び覆土については、その効果に不確実性がある(表-2)と考えられ、タケの再繁茂抑制対策として実施された1m伐採についても、明瞭な効果は得られていない(表-3)。



図-15 由良川における再繁茂抑制対策モニタリング箇所

表-2 由良川におけるヤナギ再繁茂抑制対策のモニタリング結果

調査箇所	伐採方法	モニタリング結果
北有路(左岸)	伐採+樹皮剥皮	樹皮剥皮によって再生は抑制されているものの、剥ぎ残しがあると、そこから萌芽が発生していた。 流木や枝から再生したヤナギが多数定着していた。 
	伐採+覆土	基地株にかぶせられていた土が流水に流されており、表出した部分から萌芽が発生していた。 

表-3 由良川におけるタケ再繁茂抑制対策のモニタリング結果

調査箇所	伐採方法	モニタリング結果
北有路(左岸)	1m残した伐採	斜面の大部分は、高さ3m程度の丈の低いタケの密生林が占めていた。 樹高や直径は小さいものの、竹林が伐採後1年で再生しており、1m伐採による再生抑制効果は明瞭にはみられていない。  

2) 再繁茂抑制対策

a) 樹木について

樹木における再繁茂抑制対策について文献¹⁾を参考に、対策項目とその効果について整理すると、表-4に示すとおりとなった。

表-4 樹木の再繁茂抑制対策の効果

項目	効果
①環状剥皮+伐採	・伐採株からの萌芽再生に抑制効果があった。 ・伐採作業時に現場に残る枝からの萌芽再生も抑制できた。
②伐採+樹皮剥皮	・伐採株からの萌芽再生は完全に抑制できた。
③伐採+覆土	・伐採株からの萌芽再生は完全に抑制できた。
④伐採+芽かき	・年に2回枝打ちを行えば、翌年の萌芽再生を抑制できた。
⑤伐採+除根	・伐採株からの萌芽再生はない。

しかし、①環状剥皮+伐採については、樹木を立ち枯らしてから伐採する方法であるが、立ち枯れの状況で出水があった場合、多量の流木となって下流に悪影響が及ぶことが懸念されること、及び②伐採+樹皮剥皮、及び③伐採+覆土については、切り株からの萌芽再生が完全に抑制されたとされているが、河川での施工事例²⁾では効果は不確実あること、⑤伐採+除根については、施工費がかさむこと等、課題が挙げられる。したがって、今回の伐採計画の検討にあたっては、④伐採+芽かきを採用することとする。

b) 竹について

竹における再繁茂抑制対策について文献¹⁾を参考に、対策項目とその効果について整理すると、表-5に示すとおりとなった。

表-5 樹木の再繁茂抑制対策の効果・萌芽再生

項目	効果
①伐採+定期伐採	・年1回の再伐採により、萌芽再生量の減少傾向があった。
②伐採+除根	・萌芽再生に抑制効果があった。
③伐採+除根+天地返し	・萌芽再生に抑制効果があった。
④伐採+除根+掘削	・萌芽再生に抑制効果があった。
⑤1m残した伐採	・萌芽再生に抑制効果があった。

しかし、②伐採+除根、③伐採+除根+天地返し、④伐採+除根+掘削については、いずれも施工費がかさむこと、及び⑤1m残した伐採については、萌芽再生に効果があったとされているが、由良川での実施では効果は得られていないこと等、課題が挙げられる。したがって、今回の伐採計画の検討にあたっては、①伐採定期伐採を採用することとする。

5. 伐採優先度

1) 伐採対象樹木群の抽出

まず、伐採計画の検討にあたり、樹木群による河道管理上の支障について表-6に示すとおり整理し、伐採の目的に応じた対象面積を表-7に示す。

表-6 樹木群による河道管理上の支障

目的	内容
管理 (管理上の支障除去)	堤防・護岸等の維持管理上支障となる樹木群
	樋門・排水機場等の維持管理上支障となる樹木群
	河川巡視の支障となる樹木群
	河川監視 (CCTV) の支障となる樹木群
環境 (環境上の支障除去)	自然環境上好ましくない樹木群
	鳥獣害を誘発する樹木群
治水 (流下能力上の支障除去)	流下能力上の支障となる樹木群

表-7 伐採対象面積 平成27年3月時点

目的	目的別面積 (m ²)	重複面積※ (m ²)	対象面積 (m ²)
管理	1,939,000	—	1,939,000
環境	137,000	9,000	128,000
治水	328,000	44,000	284,000
合計			2,351,000

※上位との重複面積

2) 伐採優先度の選定

限られた予算の中で広大な面積の樹木伐採を行うためには、優先度を明確にして効率的・効果的な樹木管理が必要である。したがって、治水・管理・環境の伐採目的別に総合点方式により伐採優先度の選定を行った。

A) 評価点の設定

今回は、維持管理面での伐採計画を検討することを目的としているため、管理上の支障の重要度を高くし、治水上、環境上を同程度 (表-8) とし、評価を行った。

表-8 評価点

分類	対象樹木群		配点	評価方法	評点
	項目				
管理 (管理上支障となる樹木群)	堤防・護岸等の維持管理上、支障となる樹木群 樋門・排水機場等の維持管理上、支障となる樹木群 河川巡視の支障となる樹木群 河川監視 (CCTV) の支障となる樹木群	構造物への影響が懸念される	10	構造物への影響が懸念される	10
		構造物への影響はない	0	構造物への影響はない	0
		操作時の視認性の支障となる	10	操作時の視認性は確保されている	0
		構造物への影響はない	0	樹高が高い等、巡視の支障となる	10
		巡視の支障とならない	0	CCTV前等に繁茂し、監視の支障となる	10
環境 (環境上支障となる樹木群)	自然環境上、好ましくない樹木群 鳥獣害を誘発する樹木群	外来種など、環境上の支障となる	15	自然環境上、支障とならない	0
		鳥獣害を誘発する	15	鳥獣害を誘発しない	0
		鳥獣害を誘発しない	0	水位が計画水位を超過している	30
治水 (流下能力上支障となる樹木群)	流下能力上支障となる樹木群	河橋阻害率大	30	河橋阻害率小	25
		河橋阻害率小	25	河橋阻害率大	30
		水位が計画高水位より低い	15	河橋阻害率小	15
合計		100	100		100

その評価結果に基づき、優先度を3 ランク (A, B, C) に選定するため、優先度毎の樹木面積が同程度となるように、優先度の基準ラインを決定した (図-16)。

以上より、伐採優先度の選定結果は、図-17 に示すとおりとなった。

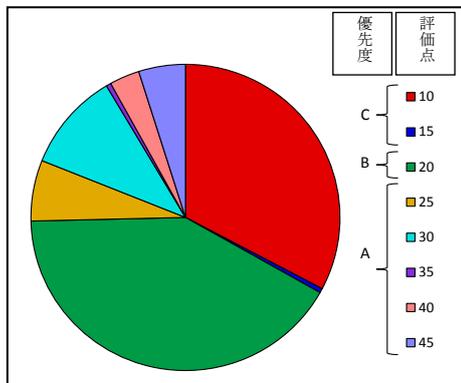


図-16 評価点毎の樹木面積と優先度

6. 伐採方法

由良川における樹木伐採の目的は治水上または管理上の支障となる樹木群が主であり、いずれも部分的に樹木群を存置した場合には伐採効果が十分に発揮できないと考えられる。また、間伐を行った場合には樹木群の密生度が低下することで流下能力を増加させる機能があるものの、存置した樹木に掛かる外力が伐採前に比べて大きくなるため、倒伏や流失の危険性が高くなる。したがって、由良川における樹木の伐採方法は皆伐を基本とする。

一方で、伐採に当たって景観や生態系への配慮も重要なことから、環境に配慮した伐採方法の検討も行った。図-18³⁾によると、トンボ等の昆虫やカエル等の移動距離は約1.0km程度とされている。樹木伐採により環境が改変されると野生動物は生息に適した箇所へ移動すると考えられることから、連続する伐採範囲は野生動物の移動可能な距離である1.0km程度とする。

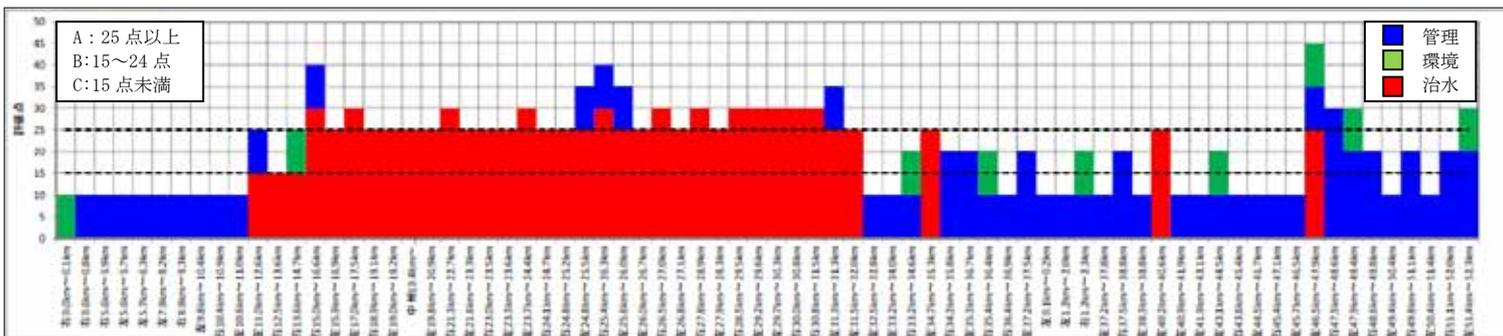


図-17 伐採優先度の選定結果



図-18 野生動物の移動可能距離の目安

また、由良川では中流から下流にかけて河畔林に代表される緑豊かな景観が形成されているが、河畔林の大部分は治水上支障となっていることから、流下能力の向上を優先し、伐採することが望ましい。

しかし、同一年度に兩岸の樹木を伐採すると景観の変化が著しい上、兩岸に樹木が繁茂していない状態が継続するため、伐採方法を工夫し、景観への影響が極力小さくなるよう配慮することが望ましい。

兩岸が伐採対象範囲となっている場合には、異なる年度に伐採することで、樹木群がいずれかの河岸に成立している景観を管理できると考えられるため、極力異なる年度に伐採するものとする。

7. まとめ

1) 樹木伐採計画(案)

今回の検討において、以下条件に基づき、伐採計画(案)の策定を行った(図-19)。

- ・優先度の高い箇所から先行して伐採する。
- ・伐採は皆伐を基本とし、景観や自然環境上、留意が必要な箇所に関しては間伐等について随時検討するものとする。
- ・河道のコリドー(生態回廊)としての機能を維持するために、野生動物の移動可能距離を考慮して縦断的な伐採範囲(片岸)は1.0km程度とする。
- ・自然環境、景観に配慮し、伐採範囲の対岸及び縦断的に近接する区間の伐採は2年以上の期間を空け、千鳥状の伐採を基本とする。
- ・伐採手法は樹木では伐採+芽欠き、竹では定期伐採を基本とする。

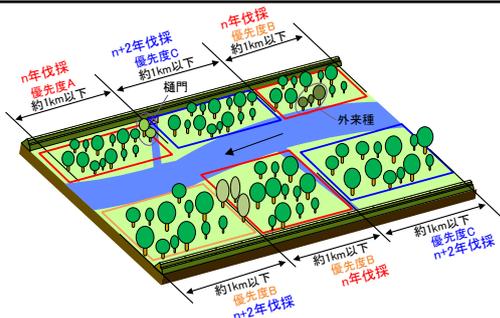


図-19 千鳥伐採のイメージ

2) 今後の課題

今後、樹木群が広く分布する由良川で継続した樹木管理を行っていくためには、コスト縮減の観点からも、地域と連携した伐採を実施するためのしくみづくりを考えていく必要がある。

昨年度は施行的に希望者(地域住民)による樹木の伐採を実施し、参加いただいた方に、竹や枝木を優先的に提供するという取り組みを実施した。こういった取り組みを定期的に行うことができれば、伐採費の縮減や伐採木の有効利用、処分費の縮減につなげることができると考えられる。

また、伐採木や伐採竹の利活用方法として、表-9のような方法があり、資源の有効活用とともに、コスト縮減にも繋がるため、実現性について今後検討していく必要がある。

表-9 由良川における伐採木・竹の利活用案と検討項目

利活用方法	由良川における検討項目
チップ利用 (土木資材)	<ul style="list-style-type: none"> ・製造場所の確保 ・製造コスト ・供給先の確保 ・製造者の確保
堆肥 (チップ化、パウダー化、発酵)	<ul style="list-style-type: none"> ・地域との連携 ・製造場所の確保 ・製造コスト ・供給先の確保 ・製造者の確保 ・効果の検証
薪ストーブ燃料	<ul style="list-style-type: none"> ・無償配布の際の希望者への周知方法、配布者の公平な選定方法や配分方法(地域との連携) ・進入路が無い箇所への仮設進入路の設置 ・消費量の把握(伐採竹のみ)

参考文献

- 1) 土木研究所資料 河道内樹木の萌芽再生抑制方法事例集, 2013年1月
- 2) 淀川維持管理計画評価資料作成業務 報告書, 2016年3月
- 3) 農村環境のビオトープ結合システムの望ましい姿, 1997年, 守山

滋賀県内におけるストック効果と交通現況について

原 彰人¹・安田 有佑²

¹近畿地方整備局 滋賀国道事務所 調査課 (〒520-0803滋賀県大津市竜が丘4-5)

²近畿地方整備局 滋賀国道事務所 調査課 (〒520-0803滋賀県大津市竜が丘4-5)

滋賀県は、県内総生産に占める第2次産業の割合が全国1位であり、日本一の「ものづくり県」となっている。これは、滋賀県が、近畿圏、中部圏、北陸圏の中央に位置する地理的優位性が高いこと、および名神高速道路、北陸自動車道、新名神高速道路の高速道路網整備が進んでいることが一因となっている。

本論文では、滋賀県のうち、特に湖東地域、東近江地域、甲賀地域を中心に、これまでの道路整備によるストック効果を整理するとともに、更なる既存ストックの活用・発展のためにはどのような課題があるのかを検討したものである。

キーワード ストック効果、道路計画、地域活性化、社会経済ストック

1. 滋賀県の現状と課題

(1) 滋賀県の地形的、気象的特徴

滋賀県の地形的な課題は、中央に琵琶湖があるため、琵琶湖大橋を除く東西方向の移動が制限されるとともに、周囲を山に囲まれているため、府県境界部は、異常気象時通行規制区間が存在することが挙げられる。また、琵琶湖西岸断層帯による地震発生の危険性も課題である。

気象的な課題は、滋賀県北部は豪雪地帯であるなど、県北部と県南部では冬季の気候が大きく異なる点が挙げられる。

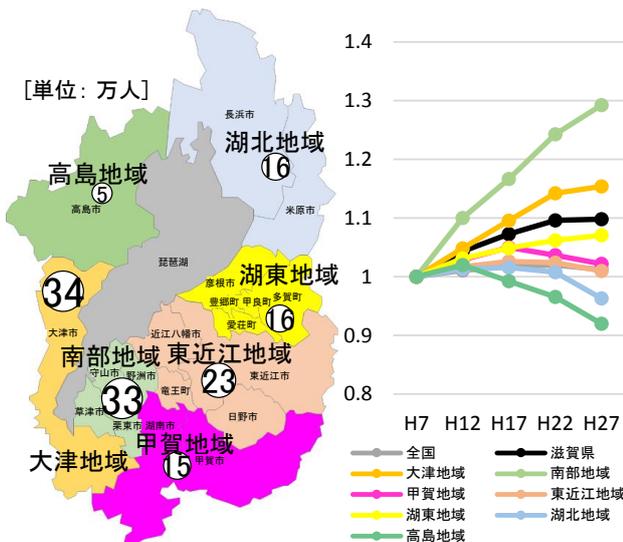


図-1 各地域の人口及び伸び率の推移

(2) 滋賀県の人口

滋賀県の人口増減率は、全国第7位であり、特に南部地域は、依然として人口増加傾向¹⁾にあり、住宅の増加率は全国第1位である。また、労働力は、全国平均より高く、南部、甲賀、東近江地域が高水準となっている²⁾。

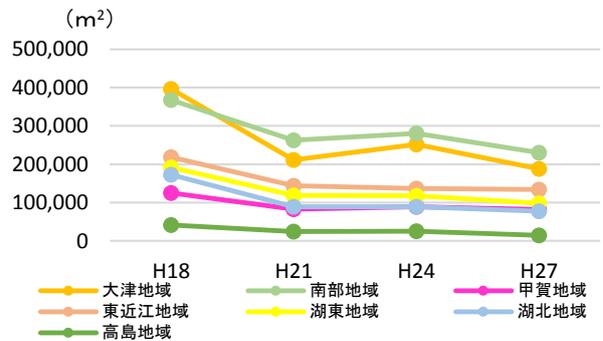


図-2 住宅着工延床面積の推移

2. 道路ストック効果

(1) 滋賀県の地理的優位性

滋賀県の100km圏には、大阪市、名古屋市、京都市等の政令指定都市、大阪港、神戸港の国際戦略港湾が位置し、それらと滋賀県を繋ぐ国道1号、8号、名神高速道路、新名神高速道路といった主要交通網が整備されていることにより、地理的優位性を有している³⁾。

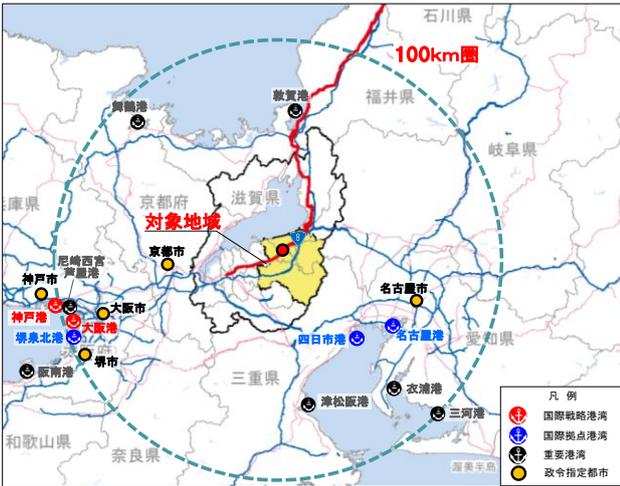


図-3 100km圏内に位置する重要項目

(2) 日本一のものづくり県、滋賀県

滋賀県の県内総生産に占める第2次産業の割合は約41%であり、全国第1位となっている⁴⁾。滋賀県内では、甲賀地域、東近江地域、湖東地域で第2次産業における生産額が多く、かつ高割合となっている⁵⁾。

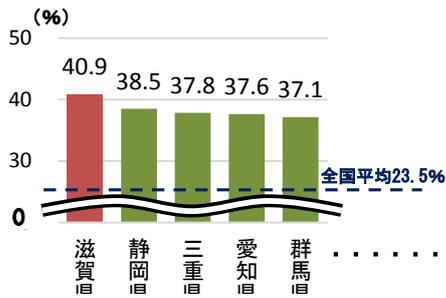


図-4 県内総生産に占める第二次産業の割合

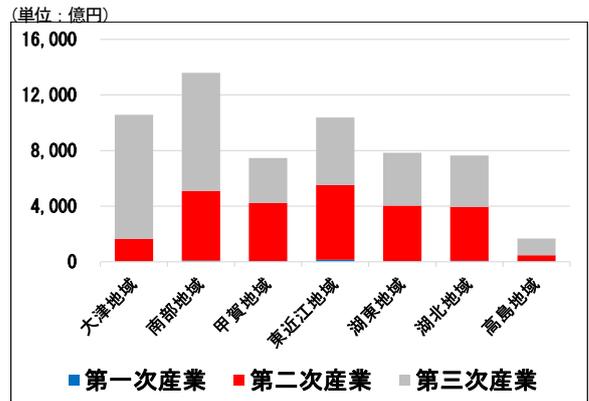


図-5 県内地域別の第二次産業の割合

(3) 南部・甲賀地域のストック効果

南部地域においては、名神高速道路、新名神高速道路等の開通により、人口および事業所数が増加している⁶⁾。また、社会経済ストックが充実しており、日本や世界のトップシェアを誇る企業が数多く立地している⁷⁾。

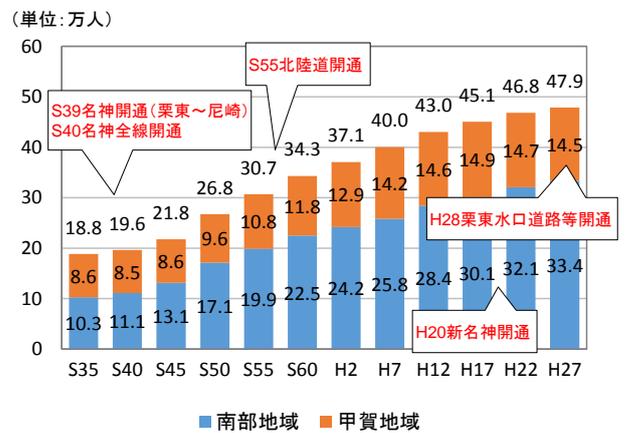


図-6 南部地域・甲賀地域の人口推移



図-7 南部・甲賀地域の工場等立地状況

例えば、栗東市にある三菱重工工作機械（株）では、神戸港・大阪港（海外から輸入）、および国内サプライヤーから名神高速道路等を利用し部品等を搬入しており、各種工作機械、精密切削工具等の完成品を名神高速道路等を利用し全国各地、さらには神戸港・大阪港を經由して世界各国へ搬出している⁸⁾など、企業活動において道路網が効果的に活用されており⁹⁾、それにより社会経済活動を支援している。

さらに、本地域では、平成28年3月に国道1号栗東水口道路・水口道路が開通しており、本路線の事業中の先線区間の整備と合わせて、企業活動の活発化支援、さらには、それに伴う人口増加等による地域活性化が期待されている。

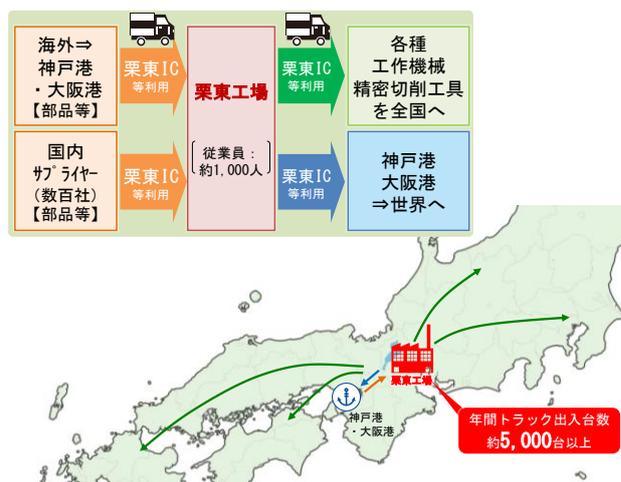


図-8 三菱重工工作機械（株）の企業活動状況

開通に寄せる期待 ~世界ーを目指して、年々事業を拡大~

歯車加工システム

歯車工作機械
精密切削工具

造成中

栗東水口道路の開通により、
物流の利便性が益々アップ！
お客様にもお越しいただき
やすくなります!!

三菱重工
工作機械(株)
総務担当

トータルソリューション

大形工作機械 専用工作機械

微細加工ソリューション

超精密加工機 レーザー加工機 常温ウェーハ接合装置

図-9 三菱重工工作機械（株）が寄せる栗東水口道路の開通への期待

(4) 湖東地域のストック効果

a) 湖東地域の企業立地状況

湖東地域においては、搬入出に関する利便性が高いことを一因として、「国内シェア第1位」や「従業員数が1,000人以上」の事業所が多数立地している¹⁰⁾。

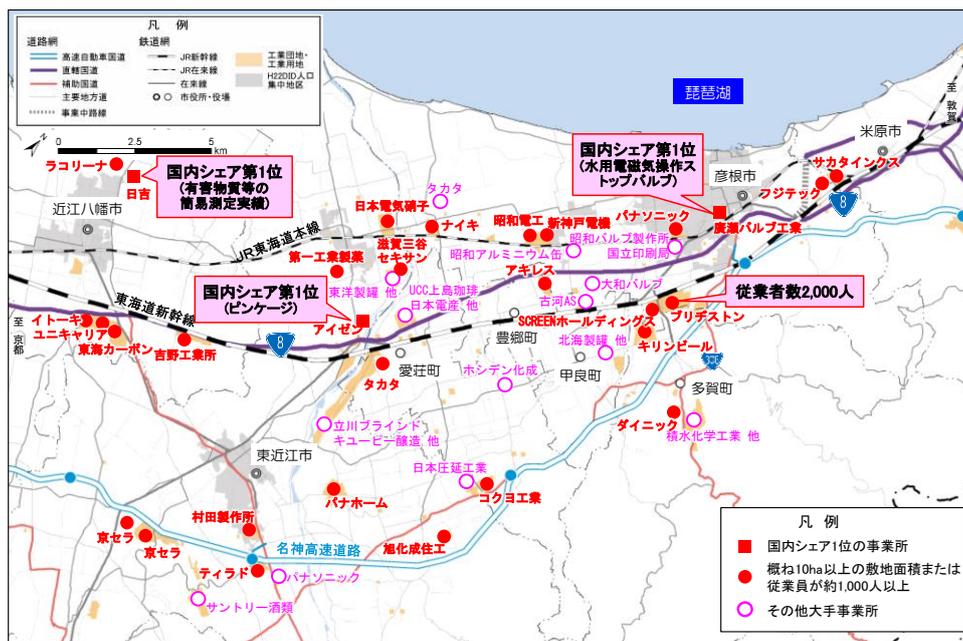


図-10 湖東地域の主要企業立地状況

b) ストック効果と交通課題

例えば、彦根市にあるA社の工場は、生産能力は世界第1位であり、材料等を神戸港、大阪港、および国内サプライヤーから名神高速道路等を利用して搬入し、中部・関西エリアのメーカーへ製品を供給している¹¹⁾。

しかし、工業団地の沿線となる国道8号は朝夕を問わず慢性的な渋滞が発生しており、製品等の納入時間の遅延リスクや通勤移動時の負担等の問題が発生¹²⁾し、経済活動の維持・増進の支障となっている。

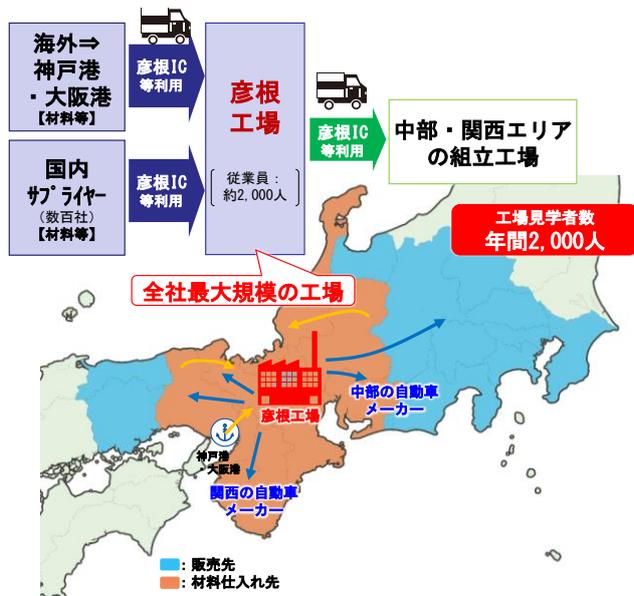


図-11: A社の道路網を活用した企業活動状況

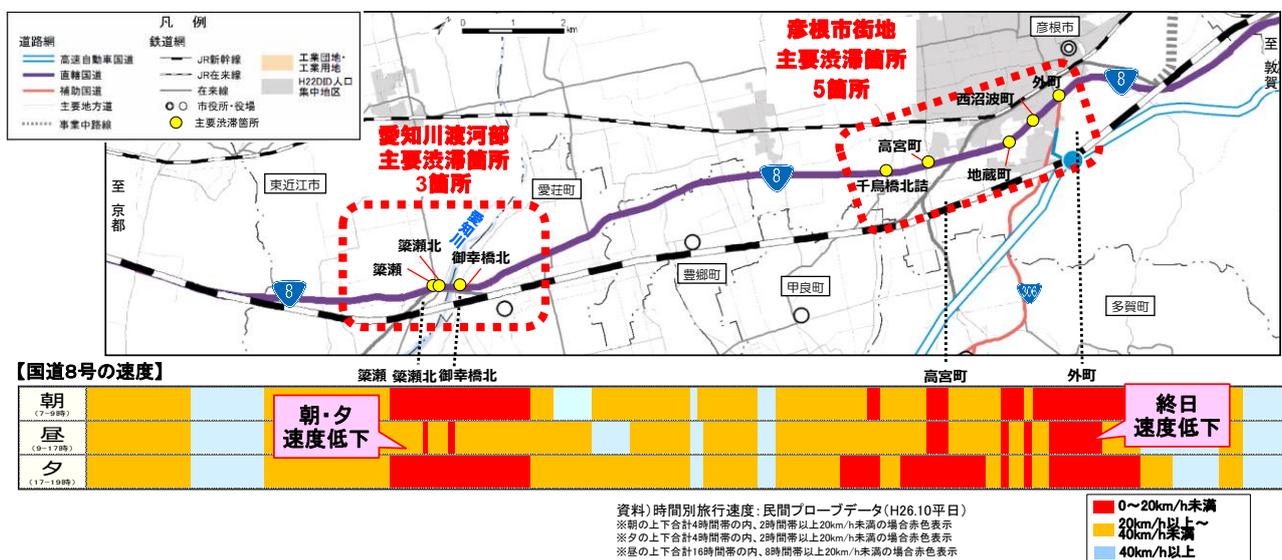


図-12 湖東地域における国道8号の渋滞状況

3. 今後の展望

滋賀県は、大都市や国際戦略港湾等へのアクセス性が高いという地理的優位性により、世界・国内トップシェアを誇る企業等の大規模な事業所が集積し、今もなお、人口や労働力が増加傾向にあるポテンシャルが高い地域となっている。

これは、高速道路網整備等に伴うストック効果であることが、今回の整理により確認することができた。

一方で、国道8号をはじめとして、慢性的な渋滞が生じており、材料調達や完成品供給等の物流活動に影響を及ぼしていると考えられる。

滋賀県が有する高いポテンシャルを發揮するためにも、更なるインフラ整備が求められており、特に、湖東地域の国道8号の交通円滑化等、早急に道路整備を推進していくことが求められている。

参考文献

- 1) 各地域の人口および伸び率：国勢調査
- 2) 建築着工統計調査
- 3) 国土交通省みなと一覧
- 4) 県内総生産に占める第二次産業の割合：滋賀県民経済計算 (2012年)
- 5) 県内地域別の第二次産業の割合：滋賀県民経済計算 (2013年)
- 6) 南部地域・甲賀地域の人口推移
- 7) 南部・甲賀地域の工場等立地状況：
- 8) 三菱重工工作機械(株)の道路網を活用した企業活動状況：滋賀国道事務所ヒアリング調査
- 9) 三菱重工工作機械(株)の栗東水口道路の開通に寄せる期待：滋賀国道事務所ヒアリング調査
- 10) 湖東地域の主要企業立地状況：滋賀県調べ
- 11) A社の道路網を活用した企業活動状況：滋賀国道事務所ヒアリング調査
- 12) 湖東地域における国道8号の渋滞状況：民間プローブデータ

天然記念物イタセンパラの野生復帰を目指して ～木津川における竹ジャカゴを使った環境改善の取り組み～

上野 和也¹・岡崎 慎一¹

¹近畿地方整備局 淀川河川事務所 河川環境課 (〒573-1191大阪府枚方市新町2丁目2番10号)

砂河川である木津川下流部では、1990（平成2）年頃には網状流路が形成されており、流路変化によって生じたワンド・たまりには国の天然記念物であるイタセンパラ（タナゴ亜科）が生息していた。しかし、近年は滞筋の固定化や河床低下が進行しており、水位低下によるたまり干陸化、冠水頻度減少等の影響を受け、イタセンパラの生息環境が悪化した。2007年（平成19年）を最後に木津川ではイタセンパラの生息が確認できなくなった。本論文では、イタセンパラの野生復帰を目指して、伝統的工法である「竹ジャカゴ（竹蛇籠）」による環境改善の取り組みについて紹介する。

キーワード イタセンパラ, 竹蛇籠, 平面二次元河床変動モデル

1. 背景と目的

木津川は鈴鹿山脈、布引山地に源を発し、上野盆地を貫流し、岩倉峡に代表される山間渓谷を蛇行しながら流化し、大河原において名張川と合流し山城盆地で宇治川・桂川との三川合流点に到達して淀川を形成する一級河川である。流域には高山ダムをはじめとする複数のダムが建設されており、洪水の軽減や各種用水の補給を行っている。



図-1 木津川における竹蛇籠設置箇所

木津川下流部は勾配が緩やかで、川幅が広く交互砂州が発達し、瀬・淵が見られる砂州河川である。河原は砂を中心とした広い自然裸地が形成され、本流と繋がっていないワンド・たまりが点在し、これらの水域には多様な生態系を有した自然豊かな環境が存在しており、2007年（平成19年）までは国指定天然記念物であるイタセンパラ（タナゴ亜科）の生息が確認されていた。

しかし、近年では増水頻度の減少などの要因で、滞筋の固定化や河床低下による砂州の冠水頻度が減少し、外来種の進入、密漁等の人的な要因を受けたことにより生物生息環境が悪化し、イタセンパラは野生絶滅状態にある。

みお筋の固定化・河床低下の是正、たまりの冠水頻度改善などの取り組みを実施しており、伝統的河川工法である「竹蛇籠」を使用した環境改善の検討・数値解析による将来予測・モニタリングによる効果検証について、本論文では、天然記念物イタセンパラの野生復帰を目指して、木津川下流における竹蛇籠を使った環境改善の取り組みについて紹介する（図-2）。



図-2 イタセンパラ野生復帰の目標イメージ

河川環境の変化や治水対策が進むことによって人々の生活や日常の意識から川が遠ざかり、人々が守ってきた川の環境や文化など地域の共有財産として育まれてきた人と川とのつながりが多くの地域で消えつつある。

木津川下流は、生物の生息・生育・繁殖環境として地域に残された貴重な自然環境を有する場であり、そのような環境を将来にわたって保全・再生していくためには、住民・住民団体（NPO等）が主体的に、あるいは自治体等が河川管理者として連携して、地域の特性や実状に応じた手法で、川を守り、育てていくという地域における人と川とのつながりを再構築していくことが求められている。

2. 木津川下流の変遷

(1) 木津川下流の河道変化

かつての木津川は川底の土砂が移動することにより、豊かな自然を育ててきた。川底では、アユ、カワヨシノボリ、イタセンパラなどの魚類が生息し、河原にはコアジサシなどの鳥類が飛来し、カワサイコなどの植物が生育する多様な生物の生息空間となっていた。1960年（昭和35年）頃は砂河原で河岸傾斜が緩く、水泳場として利用されていたが、現在は河道が低下し、砂河原に土砂が堆積し樹林化したことで河川に近づきにくくなっている（図-3, 4）。



図-3 木津川下流の河道変化(木津川11.4k)

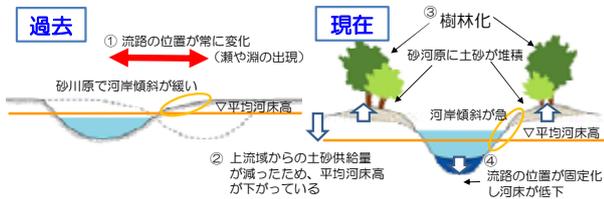


図-4 河川断面形状の変化

木津川15.0k周辺の経年変化を航空写真(図-5)で比較分析すると、1961年（昭和36年）頃は砂利採取が盛んに行われており、1993年（平成2年）頃から植生域が進入して、2013年（平成25年）頃には砂河原が縮小して植生域が拡大している。



図-5 航空写真でみる経年変化

(2) 要因

1950(昭和25年)～1960年(昭和35年)代には加茂地点で $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を超える洪水が頻発していたが、1970年(昭和

45年)代以降は洪水ピーク流量は $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を超える出水は発生していない。また木津川下流河道で1958年（昭和33年）～1970年（昭和45年）まで行われていた砂利採取が1971年（昭和46年）に禁止されたことにより、滞筋が固定化し、砂河原が樹林化した。

3. 改善方策

(1) 土砂環境改善に向けた取り組み

学識者・NPO（山城里山の会）・淀川河川レンジャー・京都府・淀川河川事務所が連携した活動を開始した。①1975年（昭和50年）頃から砂州が徐々に現位置に固定化し、1993年（平成2年）頃の植生域が侵入し、その後拡大した。②1993年（平成2年）頃はイタセンパラを含むタナゴ類が多く確認されていたこと。③1979年（平成54年）頃は中央粒径 2mm 程度であり、砂河床であったこと。それらの状況に河川環境を再生することに方向性を定め、平成初期のワンド・たまり（砂河床）や礫河原の再生・保全を目指し、礫河床を好む種（魚類等）が生物多様性や水産資源を支えている礫河床の瀬の保全・創出も併せて検討を進めてきた。木津川の土砂環境改善に向けた改善方策の整理を表-1に示す。

表-1 改善方策の整理

期間	土砂環境改善に向けた方針	具体的対策(事業)	対象範囲	評価手法
短期 (10年程度)	・河床の河床高修正 ・アユ・たまりおよび魚の保全・創出	・竹藪の設置 ・電線の埋め込み ・樹木の伐採 ・固定化砂州の掘削	・9k～21kの間で1K程度の区間を3箇所ほどは、7箇所を検討する	・二次元河床変動計算モデルによる評価 ・モニタリングによる効果検証
長期 (20年程度)	・河床の河床高修正 ・ワンドの土砂還元(試験施工)	・ワンドでの対策 ・ワンドの土砂還元による土砂供給量増加	・ワンドでの対策により河床高 $20\sim 37\text{cm}$ の改善を目指す	・二次元河床変動計算モデルによる評価 ・モニタリングによる効果検証

(2) 対策候補地の選定

①河川環境が改善できそうな区間、②対策実施後、みお筋の変化により、土砂動態の影響が懸念される構造物が近傍にない区間、③比高頻度分布を用いて河道の固定化、砂州の樹林化（二極化）が生じている区間。木津川下流の中で①～③について選定した結果、3箇所となった。選定した箇所とその比高頻度分布を図-6に示す。

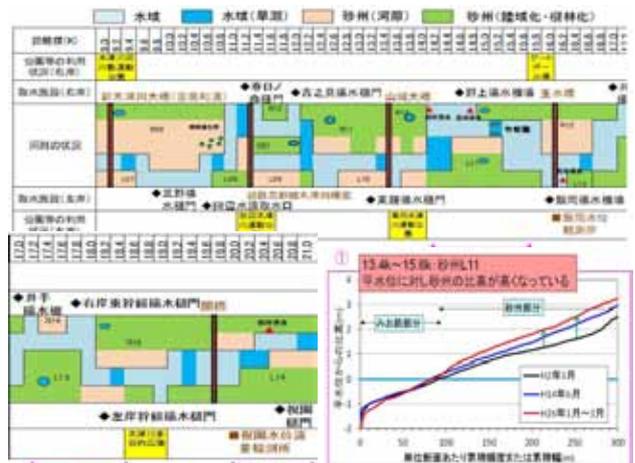


図-6 選定区間の模式図と比高頻度分布

(3) 効果検証方法

他の河川において、河道内を大きく改変した後の経年変化をモニタリングした結果、2 km程度下流まで土砂の堆積傾向が変化していることを確認している。そのため表-1 に示した改善方策にある竹蛇籠、掘削、伐採などの対策を実施した場合に、その周辺の取排水施設にどのような土砂動態の影響があるか確認する必要がある。表-2 に数値計算モデルの概要とそれぞれのメリット、デメリットを比較・検討し、対象としている瀬、淵やみお筋等の平面的な流れを表現でき、計算時間も実用的である平面二次元計算モデルを採用し、対策の効果予測検討を行った。

表-2 数値計算モデルの概要

計算モデル	概要	メリット	デメリット
一次元計算	・瀬筋や砂州の区別をせず、河川の平均的な河床高の変化を計算する手法。 ・河口から山地までの計算等に使用する。	・数十km程度の長い区間を迅速に計算できる。	・瀬・淵・砂州を個別に表現できないため、二極化現象を検討できない。
平面二次元計算 (今回使用)	・河川の瀬筋、砂州の形状を反映し、河床高等の変化を計算する手法。 ・河道の一部分を計算する場合に使用する。	・瀬・淵・砂州を個別に表現でき、二極化現象を検討できる。 ・三次元計算より計算時間が短い。	・一次元計算と比べて計算時間が長い。
三次元計算	・ダムなど鉛直方向の流れが卓越する場合に用いられる手法。 ・ダム湛水域など局所的な計算に使用する。	・複雑な三次元方向の流れを表現できる。	・一次元、平面二次元計算と比べて計算時間が長い。

4. 改善方策の1つである竹蛇籠

(1) 竹蛇籠の概要

古事記にも記載のある日本の伝統的な河川工法である「竹蛇籠」は、かごに石を詰めて使用するものであり、石のすきまが小魚や水辺の昆虫などのすみかとなる。竹蛇籠の特徴として、調達しやすい竹や石を利用しており、竹でできたカゴは軽く、容易に運ぶことができる。竹は水中で腐りにくいため長年使うことができ、また役目を終えれば自然にかえることで、環境に悪影響を及ぼさない点で優れている (図-7)。

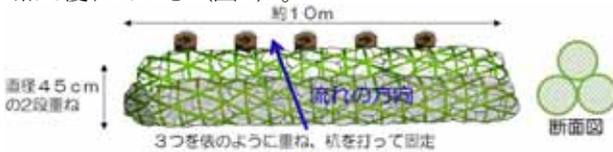


図-7 竹蛇籠のイメージ

地域住民の方が主体となって製作・設置することができ、地元の木津川の竹を利用できることから人と川をつなぐ有効な手法として竹蛇籠を選定した。竹蛇籠による土砂環境の改善方策として、竹蛇籠を流路の水際付近に設置し、流路の流速を大きくして「瀬」をつくるとともに、竹蛇籠の下流は流速が小さくなり、その変化によって生物の生息環境に適した場所にする (図-8)。

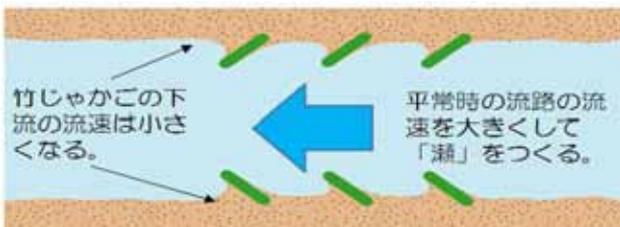


図-8 竹蛇籠による変化

(2) 平面二次元河床変動計算による将来予測

竹蛇籠設置後の効果予測を検討するため、平面二次元河床変動解析を実施した。設定洪水は、年に1度発生する規模として、2002年(平成14年)7月洪水 (ピーク800 m³/s) とした。初期河床高は平成25年のLPデータを採用し、メッシュサイズは竹蛇籠を設置したことを表現できるように竹蛇籠周辺では横2m×縦2mとした。以下のとおり設定条件を表-3に示す。

表-3 平面二次元河床変動モデルの設定条件

項目	設定条件
計算区間	14.8K~15.6K 竹蛇籠を設置しモニタリングを行った区間を対象
対象洪水	平成14年7月出水(ピーク流量約800m ³ /s)
初期河床高	平成25年LPデータ 水中は平成26年2月測量からの内挿 竹蛇籠については高さ(90cm)を考慮し固定床とした
メッシュサイズ	竹蛇籠周辺のみお筋内は横2m×縦2m
下流端水位	不等流計算水位
上流端流量	飯岡観測所実績流量
河床材料	平成25年15Kの粒度分布

竹蛇籠がある場合の洪水後の河床変動予測と竹蛇籠がない場合の洪水後の河床変動予測を行った。河床高と流速の結果の差分を図-9に示す。河床高について、流路中央および右岸側の竹蛇籠裏の砂州の侵食が大きくなるとの予測となり、竹蛇籠の上下流では土砂が堆積するとの予測となった。また、流速について、右岸側の竹蛇籠の上下流は緩くとなるとの予測となり、流路中央の流速は速くなるとが予測となった。竹蛇籠を設置後、洪水に耐えることができれば、河床の高低差が明確になり瀬淵が形成され、流速の変化によって生物の生息環境に適したより良い場所になるという予測結果となった。

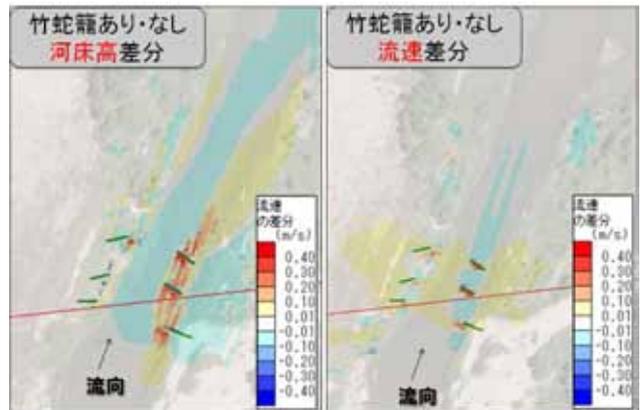


図-9 竹蛇籠設置(あり・なし)の河床高差分と流速差分

(3) 竹蛇籠の設置

木津川 15.2k 付近において、2015 年(平成 27 年) 10 月に「NPO 法人やましろ里山の会」および「京の川の恵みを活かす会」主催で地域住民が河川管理者と連携した竹蛇籠の製作・設置講習会を開催し、延べ約 200 名が参加した。この竹蛇籠製作設置講習会では、「みんなで竹蛇籠をつくって魚をふやそう!」を合い言葉に、各班に分かれ、木津川のマダケと玉石を使用した伝統的な河川

工法である「竹蛇籠」の製作・設置を学び、右岸に3基、左岸に3基、合計6基（竹蛇籠18本）を設置した（図-10）。



図-10 竹蛇籠講習会

竹蛇籠における取り組みは、住民・住民団体が主体的に河川管理者と連携し、地域の特性や実状に応じた手法で、人と川とのつながりを再構築する機会となり、木津川の自然環境についての啓発活動として非常に重要なことである。

(4) モニタリングによる効果検証

a) 河床高

竹蛇籠の効果検証を行うため、2016年(平成28年)2月にドローンによる空中撮影を行い、比較分析を行った。モニタリングを行うまでの4ヶ月間に数回の出水があり、11月に最大100m³/sの出水が発生している（図-11）。この出水で竹蛇籠の天端まで水位が上昇した。

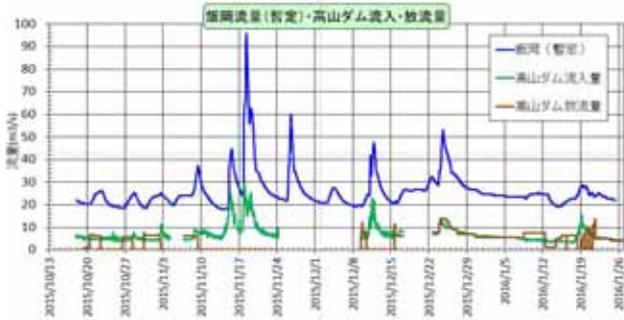


図-11 竹蛇籠設置後の出水状況

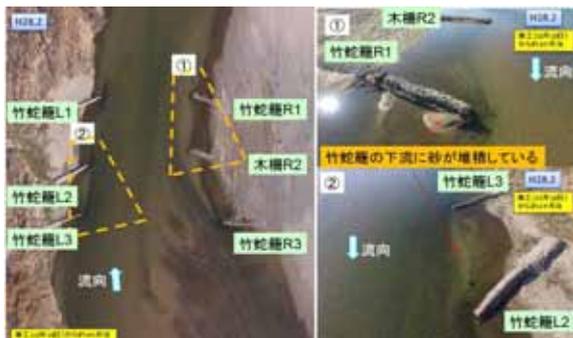


図-12 ドローンによる空撮写真

ドローンでの撮影では竹蛇籠R1とL3の下流に砂が堆積していることを確認した。（図-12）。平面二次元河床変動モデルの予測結果（図-9）においても、同様に竹蛇籠間に土砂が堆積することを示しており、河床高について、予測計算と実績が概ね一致していることを確認した。

b) 流速

次に流速計を用いた流速調査を2016年(平成28年)1月に行い、竹蛇籠の設置による効果検証を行った。

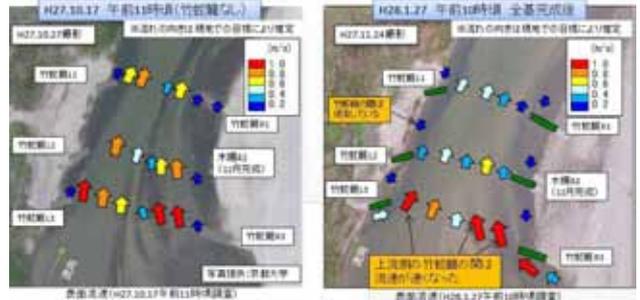


図-13 流速調査結果

竹蛇籠設置後、流路中央の上流側では流速が大きくなり、竹蛇籠間では流速が小さくなっていることを確認した（図-13）。平面二次元河床変動モデルの予測結果（図-9）においても、同様に流速が変化することを示しており、流速について、予測計算と実績が概ね一致していることを確認した。

c) 竹蛇籠設置後の自然観察会

竹蛇籠が瀬・淵・ワンド・たまりを形成し、水生生物を増やす効果を確認するために、2016年(平成28年)5月に「NPO 法人やましろ里山の会」および「京の川の恵みを活かす会」主催で地域住民が河川管理者と連携した自然観察会を開催した（図-14）。



図-14 自然観察会

表-4 水生生物調査結果

種別	No.	種名	竹蛇籠設置区
魚類	1	ギギ	2
	2	ドジョウ	1
	3	ドンコ	7
	4	ヌマチチブ	24
	5	ブラックバス	1
	6	オイカワ	1
	7	カワヨシノボリ	5
昆虫類	1	コオイムシ	多数
	2	ヒメガムシ	多数
エビ類	1	カワリヌマエビ	多数
	2	スジエビ	10
	3	テナガエビ	6
両生類	1	クサガメ	1

竹蛇籠設置により、水の流れに緩急と変化が発生し、ワンドが形成された。堆積した泥や竹蛇籠の石の隙間は多様な生物の生息場所となっており、竹蛇籠の効果を確認することができた。特に、イタセンバラの産卵母貝である二枚貝の幼生を運ぶ代表種であるヨシノボリの存在は、イタセンバラの野生復帰の可能性を示唆した。水生生物調査結果を表-4に示す。

d) 魚類調査

2015年(平成27年度)11月に別途、魚類調査を実施した。竹蛇籠設置箇所および設置していない類似環境箇所 18.2k(以下、対照区)の2箇所で行った魚類調査を実施し、比較分析により竹蛇籠の効果を確認した。

表-5 竹蛇籠設置区・対照区の魚類調査結果

種別	No.	種名	竹蛇籠設置区		対照区	
			種	よどみ	種	よどみ
魚類	1	オイカワ	約500	約50	2	
	2	タモロコ		6		
	3	カマツカ		10	1	
	4	ニゴイ属			2	
	5	ギギ		1		
	6	ヨシノボリ属		17		
	7	ヌマチチブ		約50	5	10
エビ類	1	スジエビ		約20		
	種類数		1	7	4	1
個体数			約500	約155	10	10

種類数、個体数ともに竹蛇籠設置区のほうが多い

表-5のとおり、種類数、個体数ともに竹蛇籠設置区のほうが対象区より多く生物が生息していることが判明した。竹蛇籠設置場所での比較では無いが、概ね竹蛇籠が効果的であると評価ができる。

5. まとめ

竹蛇籠設置後のモニタリングにより、平面二次元河床変動解析を使った土砂動態の予測が概ね正確だったことを検証することができた。竹蛇籠付近では、多様な生物の生息場所が形成されており、竹蛇籠の効果を確認する

ことができた。ヨシノボリなどの底生魚出現により、近い将来、二枚貝が着底する可能性があり、木津川におけるイタセンバラの野生復帰の可能性は十分ある。

竹蛇籠の取り組みは、生物の生息・生育・繁殖環境として地域に残された貴重な自然環境を有する木津川で、住民・住民団体が主体的に河川管理者と連携し、地域の特性や実状に応じた手法により、人と川とのつながりを再構築する機会となり、自然環境についての啓発活動として非常に重要なことである。

また伝統的な河川工法である竹蛇籠は、地場産の竹と石を活用することができる河川であれば他の地域においても容易に展開できる。

6. 今後の展開と課題

今後は、選定箇所の1つであり、滞筋の固定化と河床低下が顕著化している木津川下流において、環境改善の取り組みを検討する。平面二次元河床変動モデルを使った伐採・掘削・竹蛇籠(水制工)設置後の予測を行い、イタセンバラの野生復帰を目指した対策メニューを抽出する。その後、モニタリングを行い、木津川全体へ展開していきたいと考えている。

課題として、イタセンバラの野生復帰を目指すには官民一体となった体制づくりが必要である。イタセンバラの密漁対策として生息地情報を非公開にするなど情報管理の徹底、外来種駆除や利用者の目による監視を行うため住民団体などが積極的に参加できる仕組み作り、自然環境やイタセンバラの現状や重要性について詳しく知ることができる住民参加型による啓発活動、これらの活動を継続させるための関係機関連携の発展、イタセンバラ保護増殖事業として各省庁などが手がけてきた知見の集積と整理などが必要であり、これらの対応策の検討を進めていきたい。

謝辞：本研究において、京都大学の角教授、竹門准教授、竹林准教授及び、NPO法人やましろ里山の会の山村氏に多大なご協力いただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 竹門康弘, 小林草平, 崔美景, 寺田匡徳, 竹林洋史, 角哲也: 河川の横断測量データに基づく水面比高分布を用いた生息場評価法, 河川技術論文集, 第19巻, 2013.
- 2) 小林草平・竹門康弘: 木津川における底生動物生息場としての瀬の形態の歴史的変遷, 京都大学防災研究所年報 56B pp. 681-689 2013
- 3) 黒部川竹蛇籠保存会 飛島邦彦: 竹蛇籠の技術を伝える—一人と自然が共存するおだやかな水辺の風景のために, SABO, vol. 111, 砂防・地すべり技術センター, 2012.
- 4) 竹林洋史: 河川中・下流域の河道地形, 日本流体力学会, ながれ 24, pp. 27-36, 2005

大規模河川改修における環境保全 ～自然あふれる千種川の再生～

石田 樹¹

¹兵庫県 県土整備部 土木局 河川整備課 (〒650-8567 神戸市中央区下山手通5-10-1)

千種川水系緊急河道対策では、河川整備計画に謳われている環境の整備と保全を念頭に、河川改修における環境配慮要領を作成し、実施してきた。その一方で、河川環境配慮における定量的な目標は定められておらず、短期間での大規模河川改修のなかで早期回復に向けた取組みを評価する手法が明確にされていない。本論文では、実施してきた多自然川づくりの取組み状況の紹介と、河川改修における環境に配慮した取組みの効果検証・影響評価を定量的かつ簡易に行う手法を提案する。

キーワード 環境, 調査, 計画, 大規模河川改修

1. はじめに

2009年8月の台風第9号により甚大な浸水被害が発生した兵庫県佐用郡佐用町、赤穂郡上郡町において、千種川水系緊急河道対策（総延長55km）を実施している。工事の施工にあたっては、河川整備計画に位置づけられた治水目標の早期達成を最優先課題としつつ、自然環境の保全にも配慮した取組みを進めている。しかしながら、大規模河川改修を短期間で行ってきたことから、自然環境への影響は避けがたく、事業の総仕上げにあたり、かつての自然豊かな河川への早期回復に向けた川づくりが課題となっていた。

兵庫県光都土木事務所では、河川環境への影響が大きい河床掘削の本格化に先立ち、工事に適用することが出来る具体的な対策案をとりまとめた「自然環境配慮要領」を作成し、それを実施することで河川環境への負荷を抑えた工事に取り組んできた。その一方で、環境配慮における定量的な目標設定はされておらず、また、短期間での大規模河川改修における環境へ配慮した取組みを評価する手法も明確にされていなかった。

本稿では、「河川整備計画」および、工事に適用できる具体的な対策案をとりまとめた「自然環境配慮要領」をもとに、実践してきた多自然川づくりの取組み状況について紹介するとともに、河川改修における環境に配慮した取組みの効果検証・影響評価を定量的かつ簡易に行う手法を提案する。

2. 千種川水系緊急河道対策

(1)被害の概要

2009年台風第9号により、佐用郡佐用町では最大24時間雨量326.5mm、時間雨量81.5mmとどちらも過去最大規模の降雨となり(図-1)、死者18名、行方不明者2名、床下・床上浸水1,016棟に及ぶ甚大な被害となった。

(2)千種川水系緊急河道対策の概要

この降雨による洪水を河口まで安全に流下させるためには、既に改修済みの河口から再改修する必要が生じ、相当な期間と費用を要する。そのため、下流側の流下能力と同等規模で河川改修を行うこととし、2009年台風第9号による8月8日から10日の豪雨により被災した、佐用郡佐用町の千種川、佐用川について、下流部の現況流下能力と同等の規模であるH.W.L.評価1/17で改修する。

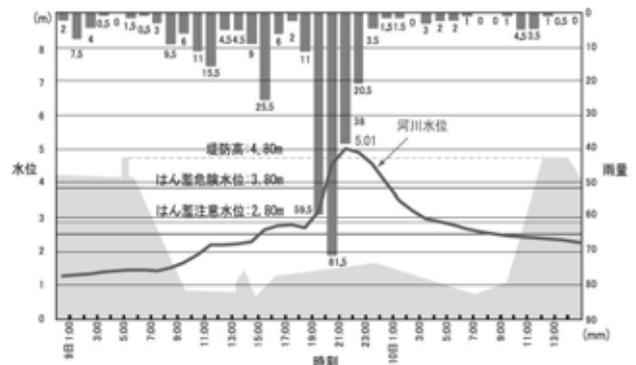


図-1 佐用観測所の水位・雨量(2009年8月)

3. 自然環境配慮要領の概要

千種川は全国名水百選に選ばれる兵庫県を代表する清流であり、生物多様性が非常に高い自然豊かな川であった。しかし2009年台風第9号の被害を受け、また、緊急河道対策においても工事を進める上で河川環境に与える影響が大きいことが懸念されていた。

そこで、河川環境への影響が大きい河床掘削の本格化に先立ち、治水上の目的達成を前提としつつも、自然環境に配慮した施工を行うことが重要と考え、その留意事項や施工手順、みお筋・水際の再生方法等をまとめた施工要領を作成した。ここでは、工事に適用することが出来る具体的な対策案をとりまとめた「自然環境配慮要領」について述べる。

(1)区間の設定

緊急河道対策は総延長55kmにわたり千種川本川だけでなく、佐用川等の支川においても改修を実施している。それぞれの改修区間において、河川形態やセグメント区分も様々であるため、環境配慮すべき事項も各工事区間で異なっている。このため、河川形態やセグメント区分から緊急河道対策区間を3つの区間に分類し、それぞれの区間に対応した自然環境配慮要領の作成を行った。区間の分類を図-2に示す。

(2)環境保全項目の設定

河川整備計画、ひょうごの川・自然環境調査、自然環境アトラスなどの既存調査資料から、環境の保全に関する項目と課題に関する項目を抽出し、課題の解決に向け実施すべき環境配慮項目を設定した。

また工事着手の際には、治水機能に影響を与えない範囲での取組みを原則として、改修前後で河川環境を大きく改変しないよう、良好な環境の保全と、多様な生物の生息域の確保に取り組んだ。

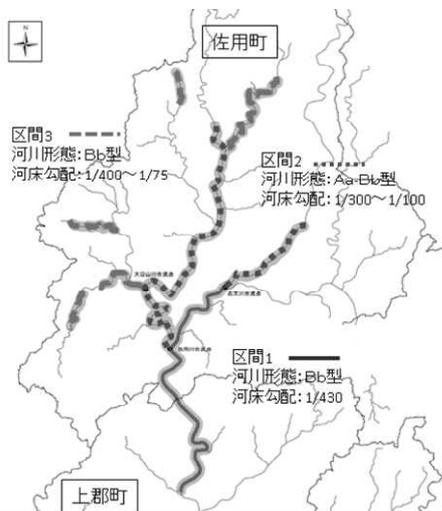


図-2 環境配慮区間の設定

自然環境配慮要領は各区分ごとに作成を行っているが、ここでは共通事項について記述する。

a) 瀬・淵等の再生、保全

改修前に滞筋や瀬、淵、ワンドなどが確認できた場合は、形状や規模を把握し、河床掘削時には同位置での保全・再生を行い、また河床掘削などで河床を平坦に仕上げない(図-3-1)。また湧水が確認できる箇所では、積極的にワンドの創出を検討する。

b) 水域の連続性の確保

30cm以上の落差がある箇所では、原則として緩傾斜落差工を採用し、可動堰では魚道を整備する。魚道が効果的に機能するように、魚道直下の河床を掘り下げて、深さ30cm程度のプールを確保する(図-3-2)。また、農業排水路との連続性も重要な環境要素と捉え、農業用排水路流入口の細流部を掘り込み、本流と連続させる。

c) 多様な生物の生息環境の確保

現地発生材の巨石が確保できた場合には、護岸沿いや水衝部に寄せ石を行う(図-3-3)。寄せ石は、平水時に巨石の一部が水面から出るように設置する。また、現地表土を利用した埋戻しによる河原の創出、現地植物(セイタカアワダチソウ等外来種を除く)の根株の移植を行う。これらにより多様な生物の生息環境を創出する。

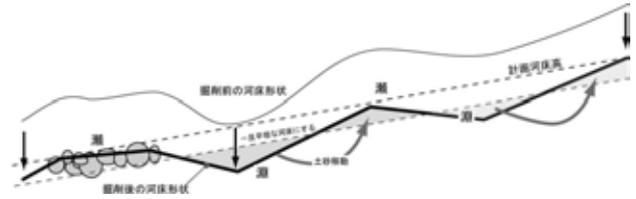


図-3-1 瀬淵の創出イメージ図

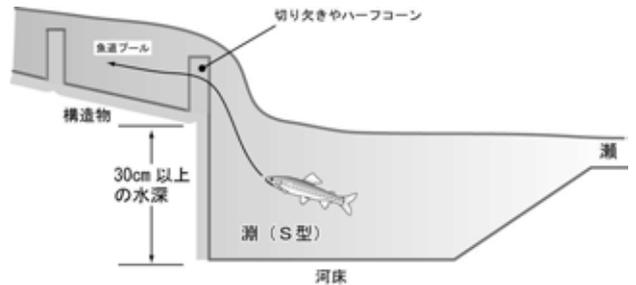


図-3-2 水域の連続性の確保



図-3-3 特記仕様書への記載例(生息環境の確保)

4. 自然環境配慮要領に基づく取組み事例

作成した自然環境配慮要領は特記仕様書の中で明記し、工事着手前に監督員と協議し、工事に反映させることで、河川改修による環境負荷の低減を図った。ここでは、自然環境配慮要領に基づいて施工した事例について述べる。

(1)取組み効果が低かった事例

上郡町楠地区（図-4-1）では、従前の水深・濬筋幅を目標に、河床掘削に取組んだが、出水の影響で土砂が堆積してしまい、平坦な河床となった。このように平坦な河床になると、流れの変化が乏しく、浅い水深で水温も高くなり、植生域や、生物の生息域が形成されにくい。



図-4-1 上郡町楠地区（平坦な河床の例）

(2)瀬・淵の保全，ワンドの創出に取組んだ事例

上郡町赤松地区（図-4-2）では、湾曲部に河原を創出し、水際にツルヨシ、陸側にオギの移植を行い、植生の再生に取組んでいる。また、護岸施工時に湧水が確認されたので、湧水箇所の周囲を広く掘り下げ、下流側で本川と合流させることでワンドを創出した。

このエリアは水衝部が山付きとなっており、改修前から河畔林と深みのある淵が形成されていた。河床掘削時には、その深みが相対的に浅くならないように掘削を行い、瀬淵環境の保全に努めた。また、地元住民の方が山付きの淵に木製の舟を浮かべている様子が見受けられ、親水の観点からも良好な環境が保全できていると考える。

(3)現地発生材の巨石を用いた事例

佐用町久崎地区（図-4-3）では、掘削後の河床が岩盤の箇所があり、自然には濬筋が形成されにくいいため、河床掘削施工時に将来の川の流れを想定し、濬筋の掘削やワンドの創出を実施した。また、現地発生材の巨石を利用した湾曲部護岸際への寄せ石や、水制工を設置することで、河岸の浸食抑制とあわせて、多様な環境の創出に取組んだ。現在も河床掘削時に再生した濬筋の形状が残っており、良好な流れ環境が確保されている一方で、新たにワンドの創出を図った箇所では、堆積土砂により水深が浅くなってしまっている。

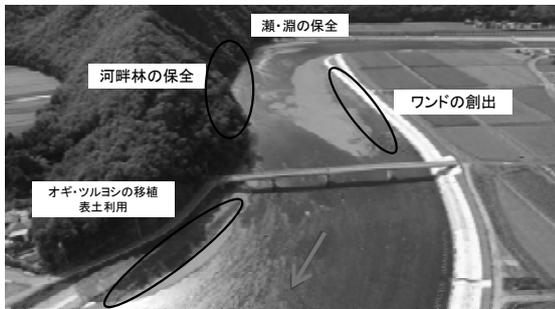


図-4-2 上郡町赤松地区の取組み



図-4-3 佐用町久崎地区の取組み

5. 簡易評価手法の検討

千種川水系緊急河道対策では河川整備計画に謳われている環境の整備と保全を念頭に、河川改修における環境配慮要領を作成し、実施してきた。その一方で、河川環境配慮における定量的な目標は定められておらず、工事を進めるうえでも「どの項目について、どの程度取組めばよいか」と施工業者に疑問を投げかけられることもあった。また、短期間での大規模河川改修のなかで早期回復に向けた取組みを評価する手法が明確にされていない。そこで、河川改修における環境配慮の取組みの効果検証・影響評価を定量的かつ簡易に行う手法を提案する。

(1)既存の調査方法

リバーフロント研究所では、河川環境について客観的な目標設定に必要となる河川環境の評価手法が確立されていないことを背景に、平成18年度物理環境調査のデータを用いて、生物の生息基盤となる河川環境を物理環境の観点から総合的かつ簡易に評価する方法の検討を行っている¹⁾。

評価方法は、評価対象の河川を区間割りし、その中で、「河川の基本的な構造」、「河川の地先の構造」、「流水環境」、「人為改変の程度」の観点から評価項目を設定し、面積や距離の比率計算等の数値的な根拠から各項

目を評価する手法である。物理環境を指標とした河川評価項目を(表-1)に示す。

具体的に、以下の式より評価対象区間の過去から現在までの変化量の絶対値を求め、「変化の程度」を用いて、各項目を評価する。変化しないこと、つまり変化の程度=0となるのが最も良いとしている。

$$\text{変化の程度} = |(\text{現在の状況} - \text{過去状況})| / \text{過去状況}$$

算出結果を用いて、区間ごとに各評価項目をスコアリングすることで、評価対象区間を定量的に評価する。

このように、数値的な根拠による評価手法を用いることで、千種川水系の緊急河道対策における環境に配慮した取組みを簡易に評価することができると考えた。

(2)簡易評価手法の提案

前節で述べた評価手法においては、一つの項目を算出する際に、二つの異なる要素を用いて計算を行っている。そのため、各項目を評価する際に、1段階目に二つの要素をそれぞれ測定し、2段階目に各項目の算出方法に基づき算出、3段階目に変化の程度を導き出している。

そこで、本簡易手法の検討においては、一つの項目を算出する際に用いる要素は一つとし、評価項目の変化の程度の算出には、目標とする改修前の状況と改修後の状況の比較を行うことにより、一層の簡略化を図った。また、変化の程度の算出は、下記の通り改修前に対する改修後の比率計算を行うこととする。

$$\text{変化の程度} = \text{改修後の状況} / \text{改修前の状況}$$

この算出方法では、変化の程度が1に近づくことが変化の程度が少ない、つまり改修前の良好な環境に近づいているという評価になる。これにより、算出結果は、目標としている改修前の状況に対して、改修後の状況が何割程度の達成率なのかを評価することができると考える。

自然環境配慮要領は、滞筋・瀬・淵の創出に重点を置いたことから、①平均水深、②陸域の面積割合、③植生の面積割合、④たまり(淵・ワンド)の数、の4項目を評価項目として設け、河川改修前後の変化の程度を数値的根拠から簡易的に評価する。また、河川改修規模を表す水域面積を参考値として併記する。評価項目と評価の考え方を表-2に示す。評価の手順は以下の通りである。

1) 過去に調査した植生及び瀬淵区分等の河川環境情報図(図-5)や、標準横断面図を基に、評価対象区間の改修着手前の各評価項目(①~⑤)を算出する

2) 河川改修後の対象区間の各評価項目(①~⑤)を現場状況や空撮写真から図面に描写し、面積等を算出する

3) 改修前の状況を基準とし、評価項目ごとに変化の程度を求める

自然環境配慮要領の基本的な考え方は、従前の滞筋幅を守り、瀬淵環境、植生を保全するというものである。そのため、川幅が広がる区間については、滞筋(水域面積)は従前と同程度、陸域面積は川幅拡幅に伴い、引き堤して広がった面積分増加することを想定している。また、植生面積に関しては、従前の陸域面積に対する植生の面積の割合を目標値とする。

千種川水系については、従前の環境が良好であったため、算定結果の算定値が1に近いものが、変化の程度が少なく、河川改修による影響が少ないと評価する。たまりの数に関しては、従前の数を上回ることを目標とし、上回ると算定値1とする。

表-2 評価項目と評価の考え方

評価項目	評価の考え方
①平均水深	従前の平均水深を基準として、改修前後の平均水深を比較 算定式 = 改修後の平均水深 / 改修前の平均水深
②陸域面積	従前の面積を基準として、川幅の拡幅に伴い陸域面積が増加すると想定 算定式 = 改修後の陸域面積 / (改修前の陸域面積 + 引き堤による増加面積)
③植生面積	従前の陸域面積に対する植生面積を基準 算定式 = 改修後の植生面積 / (改修後の陸域面積 × 改修前の植生割合)
④たまりの数	従前のたまり(淵・ワンド)の数を基準として、改修前後のたまりの数を比較 算定式 = 改修後のたまりの数 / 改修前のたまりの数
⑤水域面積	従前の水域面積を基準として、改修前後の水域面積の比較 算定式 = 改修後の水域面積 / 改修前の水域面積

表-1 物理環境を指標とした河川評価項目

観 点	項 目	各項目の算出方法	
河川の基本的な構造	航行度	流路延長距離/直線距離	
河川の地先の構造	低水路の状況	開放水面面積に対する早瀬の面積割合	
	生息場の状況	水際の複雑さ	水際の延長距離/流心部の延長距離
		開放水面面積に対するサブ水域の面積割合	サブ水域の面積/開放水面面積
流水環境	水際延長距離に対する水際の樹林延長距離割合	水際の樹林延長距離/水際延長距離	
		陸域面積に対する油水植物(ヨシ群落)の面積割合	ヨシ群落の面積/陸域面積
	砂洲・砂礫堆の埋没の面積割合	砂洲・砂礫堆の埋没面積/砂洲・砂礫堆の総面積	
人為改変の程度	開放水面面積に対する渾水域の面積割合	渾水域の面積/開放水面面積	
	陸域面積に対する人工地面積割合	人工地面積/陸域面積	
	水際延長距離に対する自然水際延長距離割合	自然水際延長距離/水際延長距離	
	BOD75%値	BOD75%値	

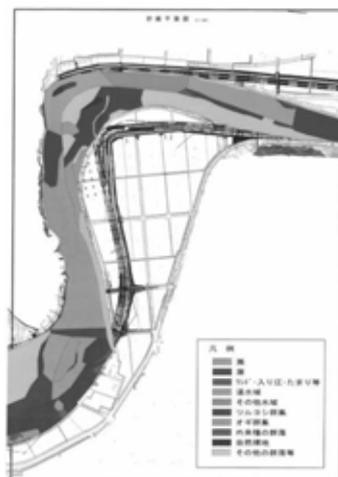


図-5 河川環境情報図

6. 評価検証結果と考察

先に示した上郡町楠地区、赤松地区、佐用町久崎地区において評価検証を行い、その結果を表-3に示す。

算定結果から、各地区で水域面積が従前に対して拡がり、陸域面積と植生面積が減少していることが分かる。また、平均水深も減少していることから、護岸引き堤と河床掘削により、水の流れが広く浅くなっていることが分かる。次に、各項目について考察する。

平均水深については、各地区で従前に比べて平均水深が低下していることが分かる。しかし赤松地区に関しては従前に比べて6割程度の評価となっており、瀬淵環境を保全する取組みの効果が現れたと考えられる。

陸域面積・植生面積に関しては、特に楠地区において変化が顕著であった。この区間は、川幅が約2倍となったことから、目標値とした従前の澇筋幅・深さが、川幅の拡幅に対し相対的に小さい値であったと推察できる。より深い澇筋の掘削、河原の創出などの対策が必要であると考えられる。赤松地区では、オギ・ツルヨシの移植に取組んだが、工事完了後間もない状況で観測を行ったため、植生面積は中程度の評価結果となった。今後、中長期的に経過観察していく必要がある。また、久崎地区では高い評価値となったが、これは従前の植生面積が小さかったことが影響したと考えられる。

たまりの数に関しては、楠地区ではたまりが元々なく、改修後も確認できなかったため評価外とした。しかし、楠地区では陸域面積も大きく減少していることから、澇筋と陸域を積極的に創出し、その中で、水が停滞するワンドなどの生物の生息域を作ることが望ましい。赤松地区においては、たまりの数は減少しているが、従前あった淵の保全や、湧水が確認された箇所ワンドの創出に取組んでおり、今後河床が安定するまで経過観察するとともに、効果の検証をする必要がある。久崎地区は従前に淵やワンドなどは確認されていなかったが、現地発生材の巨石を利用した水制工により、たまりが形成された。このように、現地発生材を利用した生物の生息環境の創出は積極的に行うことが重要である。

表-3 評価・検証結果

評価項目	算定値		
	楠地区	赤松地区	久崎地区
①平均水深	0.33	0.59	0.38
②陸域面積	0.00	0.27	0.41
③植生面積	0.00	0.48	0.94
④たまりの数	-	0.67	1.00
⑤水域面積	1.97	1.39	1.30

7. 今後の課題

今回は先に挙げた5項目について簡易的な評価を行ったが、観測・評価作業を進める中で課題も散見したため、ここでは評価手法の課題とそれに関する考察を行う。

(1)評価値について

今回の簡易評価手法では、評価値が1に近づくと従前から変化の程度が少なく、河川改修による影響が少ないという評価を行った。評価結果から、改修後は、目標とする改修前に対して何割程度の状況なのかが把握しやすい手法になっているといえる。

その一方で、具体的にどの程度の数値なら高評価なのか等、指標が明確にされていない。陸域面積などは1となりにくい評価項目であり、各項目において、「評価値が〇～〇の間であれば高評価、△～△の間であれば中程度の評価」など評価区分を明確にすることで、より分かりやすく評価結果を考察できると考える。

また、平均水深に関しては、改修前に対する改修後の割合で評価しているため、評価上は具体的な水深が表れない。魚種によっては、一定以上の水深が必要であるため、想定している魚種の必要水深を確保できる評価の目標値を示すことで、最低でもその値を超えるような取組みを目指す必要があると考える。

(2)評価時期について

今回の簡易評価では、完成後間もない区間でも評価を行っており、取組み効果が現れにくい結果となった。また、植生面積など季節の影響を受ける項目については、観測する時期により、結果が変動すると考えられる。

今後の運用を目指す中では、観測する間隔や、季節を統一する必要がある。

(3)広域的な活用

本要領並びに本評価手法は、今後様々な河川に広く活用できるようにとりまとめることを目標としている。しかし、河川によっては目標設定する項目が異なるため、より総合的な評価ができるように内容を検討し、充実させる必要がある。例えば、評価項目に河川の蛇行状況や、護岸際に設置した巨石等の生物生息域の面積・延長等を加えるなど、生息環境に関する評価を増やすことで、より多角的な河川環境の評価ができるよう検討を重ねたい。

また、今回検討した本評価手法は、扱うデータは、長さ、面積と単純であり、評価に要する作業手間や時間も少ないため、専門的な知識を有しない者でも、容易に評価が行えることが利点である。そのため、本評価手法を用いることで、様々な河川の環境評価が可能となり、河川環境の保全や創出等に役立てることができると考える。

8. まとめ

今回評価を行った区間は工事完了後間もない一部区間であるため、今後は緊急河道対策の事業区間を広域に評価を行う必要がある。その中で、評価が低い区間に関しては、自然環境配慮要領を参考に環境創出に取り組むなど、簡易評価手法は河川環境改善の検討に役立てることができると考える。併せて、評価結果を基に、自然環境配慮要領に基づいた取組みの効果検証を行い、効果が小さい部分等については随時本要領の改善が必要である。

また、今回は数値的根拠による物理環境の評価を行ったが、生物の生息状況等を対象とした自然環境調査等の調査結果と照らし合わせることで、生物の生息分布など、配慮要領に基づいて行った取組みの効果検証を行いたい。

千種川水系緊急河道対策のように、災害復旧事業においては早期に治水安全度を確保することが最優先課題である。しかし、工事後に無機質な河川に仕上げてしまうのではなく、河川本来の豊かな自然を再生させることも同様に重要であると考え。そのため、本論で述べたように自然に配慮した取組みを増やし、その評価検証を重ねることで、より良い河川改修事業の一助としていきたい。

参考文献

- 1) 川口 究, 楯 慎一郎, 内藤 正彦: 物理環境を指標とした河川環境の簡易評価手法の検討, リバーフロント研究所報告 第20号 p.86-94

六甲山系における土砂流出の検知について

久保 正和

近畿地方整備局 淀川河川事務所 河川公園課 (〒573-1191大阪府枚方市新町2-2-10)

六甲山系では、降雨時の土砂生産流出予測技術及び流域監視技術の構築のために、2010(H22)年以降、8箇所の小流域斜面崩壊観測所を設け、崩壊検知センサーを設置するとともに、土層内地下水位、谷部流量等を常時観測してきた。2015(H27)年7月の11号台風時に崩壊検知センサーが作動し、土砂流出の発生タイミングとその時の水文現象を把握することができた。そこで、降雨の推移とともに土層内地下水位、谷部流量がどのように変動し、どのタイミングで土砂流出が発生したか、また、約6年間の観測の中でその時の水文現象がどう位置づけられるかについて検討した。その結果について報告する。

キーワード 崩壊検知センサー、土砂流出、発生タイミング、土層内地下水位、谷部流量

1. はじめに

豪雨時に山腹斜面で発生する土砂生産流出現象は、毎年各地で発生し、甚大な土砂災害を与えている。この現象による土砂災害を防止・軽減するためには、降雨時の土砂生産流出予測技術および流域監視技術の構築が必要である。前者の技術は、現在主に、流域を同じ大きさのメッシュに分割し、これに土層厚を想定して基本要素として雨水流動を追跡するとともに斜面安定解析を行って評価している¹⁾²⁾。この場合、最も土層内地下水位が高くなった時に土砂生産流出現象が発生することになるが、実際はどうかのデータはほとんど見当たらない。また、流域監視技術は、主に降雨を用いて行われている³⁾。さらに、流域内の土層内地下水位、流量、土砂流出などの情報を加味すると、流域監視技術の精度が向上すると考えられるが、どのような情報が利用できるのかを検討するデータはまだ非常に少ない。

このようなデータを得るためには、斜面上で発生する土砂生産流出現象の発生タイミング（発生時刻）を検知する必要がある。そのために、土砂生産流出を検知する崩壊検知センサーが開発されてきた⁴⁾。そして、同時にその時の斜面の土層内地下水位、谷部流量を計測すれば、先の両技術の構築に際して、有意義な検討データ得られるはずである。

この観点から六甲山系では、8箇所の小流域斜面崩壊観測所を設け、雨量計、土層内地下水位計、量水堰+水位計、崩壊検知センサーを設置し、2010(H22)年から継続して観測してきた。その結果、2015(H27)年7月の11号台風時に、斜面崩壊観測所の1崩壊検知センサーが作動し、

土砂生産流出の発生タイミングを捉え、その時の水文現象を把握することができた。同様な方法で表層崩壊の発生タイミングを捉えた事例⁵⁾があるが、土砂生産域内の崩壊検知センサーが作動し、土砂生産域内の土層内地下水位が計測され、かつ、その周辺の小流域内の土層内地下水位も同時に計測され、さらに約6年間の観測データの中で土砂生産流出時の水文現象を評価できるのは初めてである。そこで、その実態について検討したので、報告する。

2. 斜面崩壊観測所と観測方法

(1) 斜面崩壊観測所

六甲山系では、図-1に示すように2010(H22)年から8箇所の小流域斜面崩壊観測所を設置している。このうち、2015(H27)年7月の11号台風時に崩壊検知センサーが作動した斜面崩壊観測所は、住吉川流域支流西谷支溪渦森元神社裏のSF-9斜面崩壊観測所である(図-1)。

SF-9斜面崩壊観測所は、地質は六甲花崗岩で、植生はスギ・ヒノキ群落、流域の平均斜面傾斜は約28°、流域面積は0.02km²の小流域である。

(2) 観測方法

斜面崩壊観測所には、崩壊検知センサー、土層内地下水位計、量水堰+水位計、雨量計等が設置されている。

崩壊検知センサーは図-2に示すように内蔵する傾斜計センサーでX-Y方向の傾き(±30°)を時刻(10分間隔)と

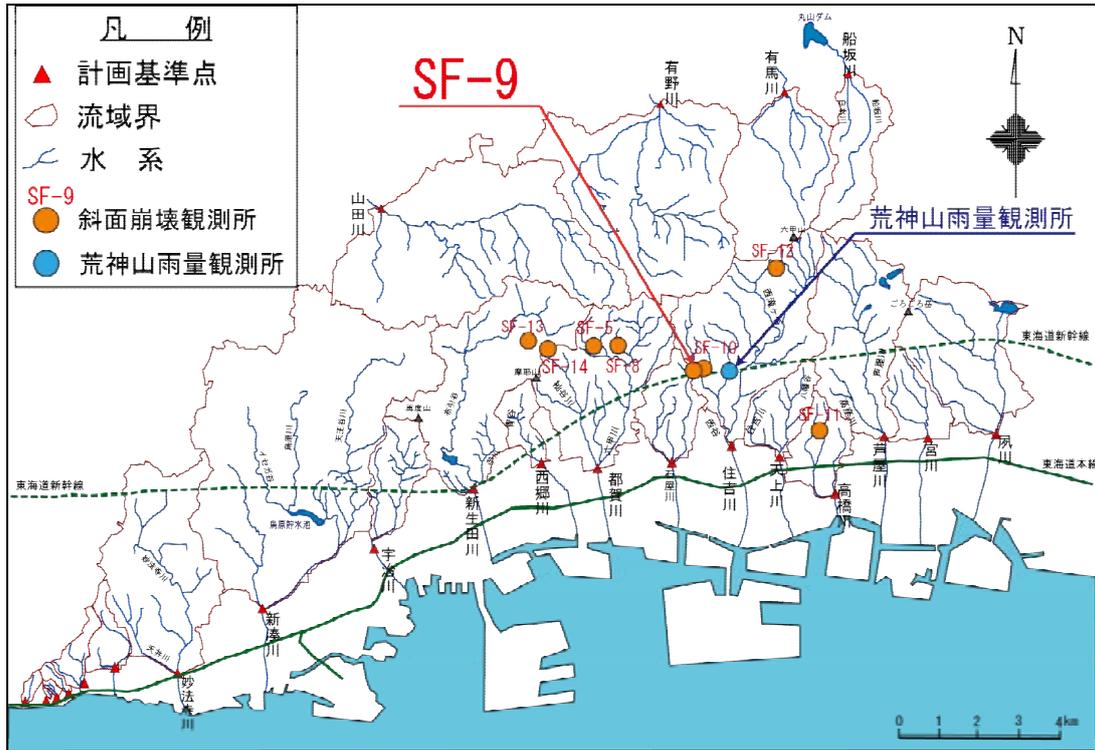


図-1 六甲山系に設置された小流域斜面崩壊観測所とSF-9斜面崩壊観測所

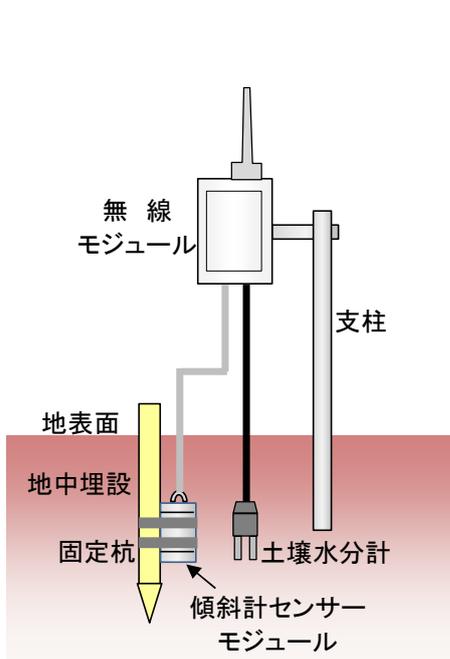


図-2 崩壊検知センサーの概要

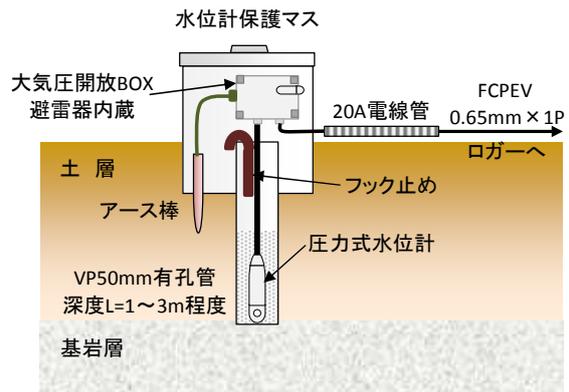


図-3 土層内地下水位観測の概要

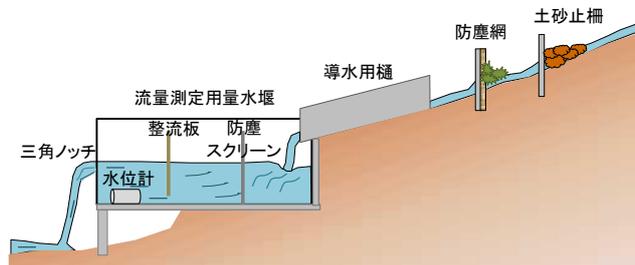


図-4 谷部流量観測の概要

もに記録するもので、同時に外付けの土壌水分計を設置し、土層の土壌水分も計測できるものである。土層内地下水位の観測は図-3に示すように土層内に形成される地下水位を圧力式水位計で計測するものである。谷部流量観測は図-4に示すように量水堰の越流水深を圧力式水位計で計測するものである。これらの観測結果は無線ある

いは有線でデータロガーに送られ記録される。

斜面崩壊観測所SF-9では、図-5に示すように、22基の崩壊検知センサー、14箇所に土層内地下水位観測施設、3箇所に谷部流量観測施設、1基の雨量計等が設置された。また、10m間隔で簡易貫入試験が行われ、小流域内の土層分布が把握されている。

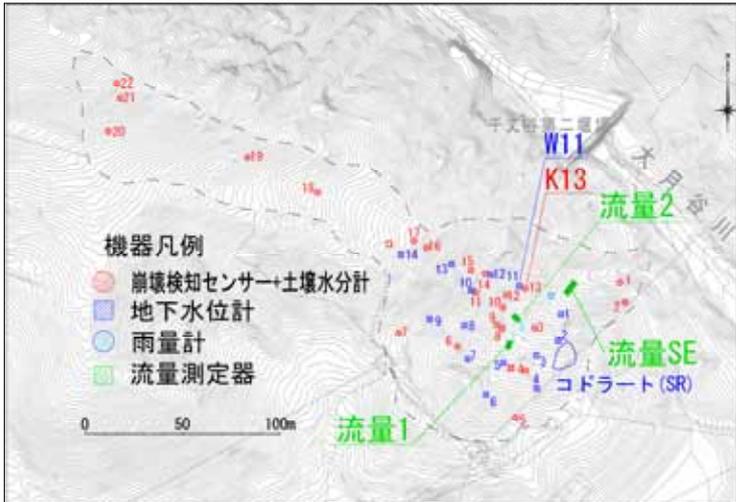


図-5 斜面崩壊観測所 SF-9 の観測機器の配置状況

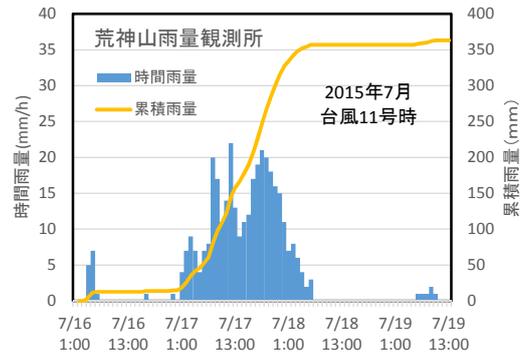


図-6 2015(H26)年7月の11号台風時の雨量 (荒神山雨量観測所)

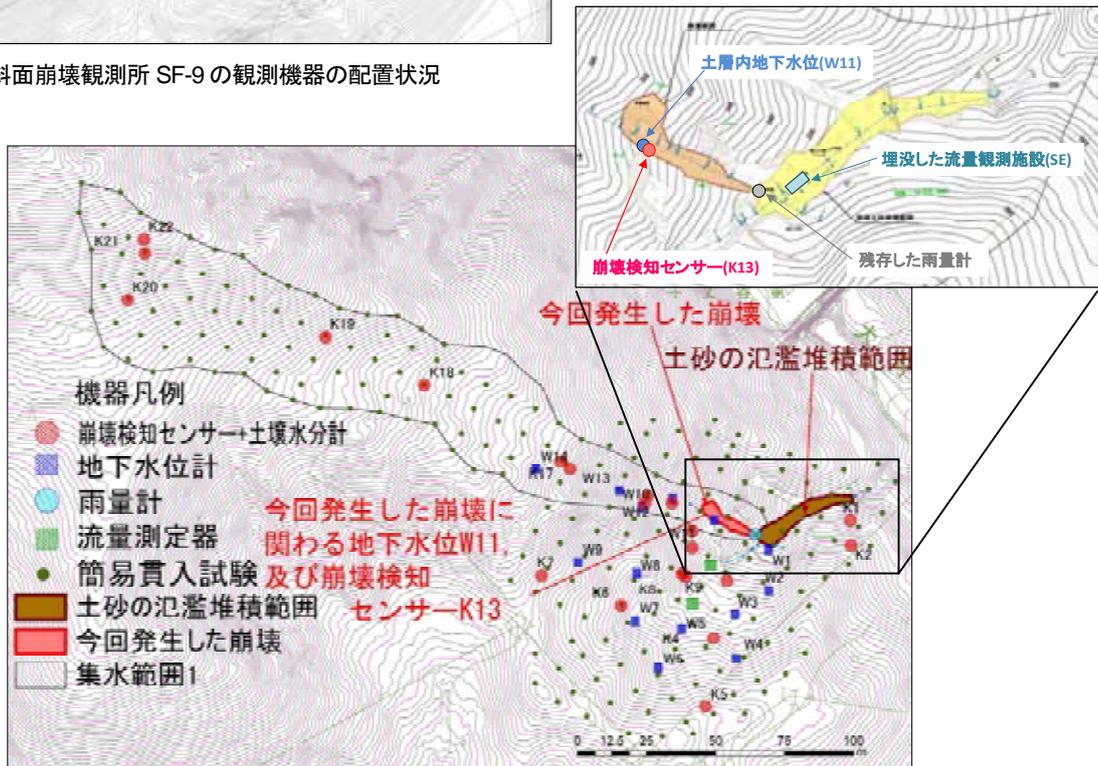


図-7 2015(H27)年7月11号台風時の土砂流出実態

3. 観測結果

(1) 土砂流出発生時の降雨と土砂流出実態

斜面崩壊観測所SF-9で土砂流出が発生したのは、2015(H26)年7月の11号台風時であった。この時の観測所近傍、荒神山雨量観測所の雨量は図-6のとおりである。同図より総雨量は約350mmと多いが降雨強度は20mm/h程度とさほど強くない。

この降雨により発生した土砂流出・堆積範囲は図-7のとおりである。土砂流出域は、勾配約40°の斜面が長さ17m、幅5m、平均深1.2m(最大深3.0m)の規模で、侵食土砂量(流出土砂量)は約100m³であった。土砂流出・堆積範囲には雨量計1基と流量観測施設1基が設置

されていたが、これらの施設は破壊することなく、流量観測施設については、完全に埋没していた。

(2) 土砂流出の発生時刻の検知

土砂流出(侵食)範囲に位置する崩壊検知センサー(K13)が作動した(図-7)。その状況(b)を降雨量(a)との関係で図示すると図-8のとおりである。崩壊検知センサー(傾斜と土壌水分)の挙動より、土砂流出を示唆する時刻は、①土壌水分計の値が急激に上昇する時刻(16:30)、②崩壊検知センサーが傾き始め、土壌水分計の値が急激に低下する時刻(20:20)、崩壊検知センサーが急激に傾き始める時刻(23:00)である。崩壊検知センサーはクリープ状の変動を示し、傾き始めてから急激に傾くのは降雨の後半であった。

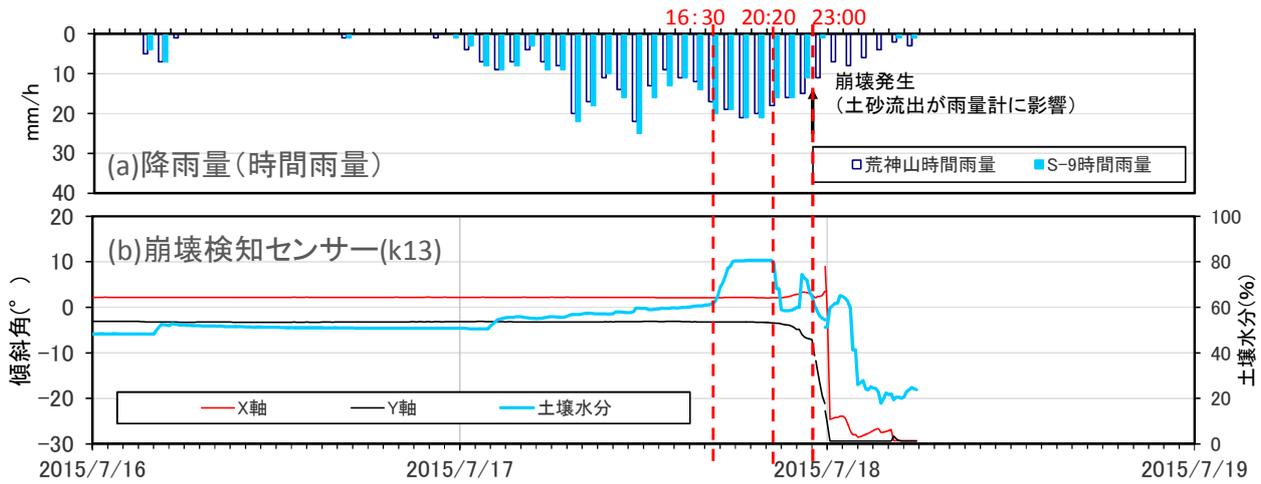


図-8 崩壊検知センサーの応答と降雨量

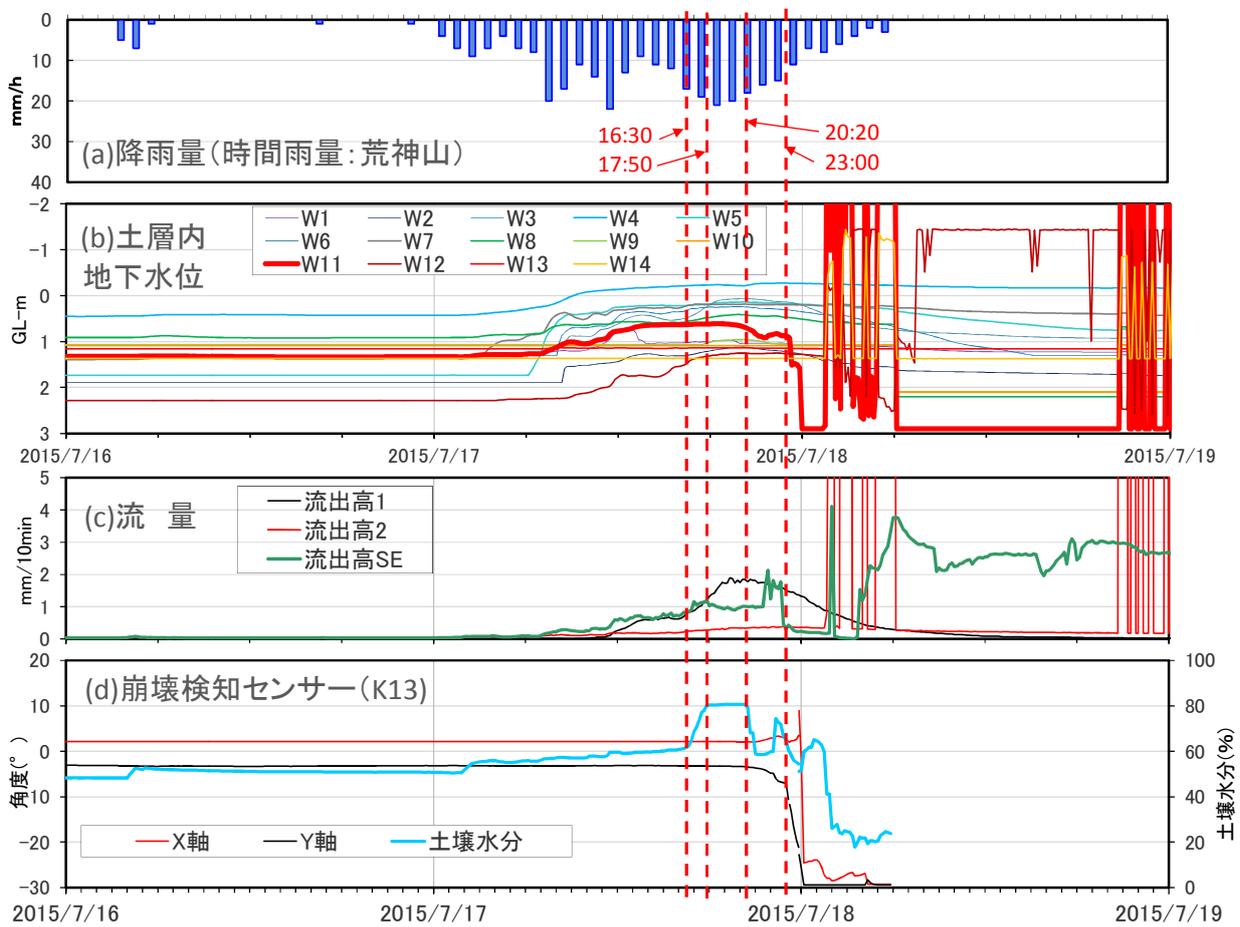


図-9 斜面観測所SF-9の土砂流出のタイミングと水文現象

(3) 土砂流出時の水文現象

崩壊検知センサーが作動した状況(d)及び降雨量(a)と対比する形で土層内地下水位の変動状況(b), 谷部流量の変動状況(c)を図-9に示す。同図の流量変動(c)の流出高SEを見ると17:50分頃から流量の増加が認められず一定値を示している。これは流量観測施設(SE)の量水堰に土砂が流入し始めたことによる。また、21:30分頃から流

量がスパイク状に上昇し23:00分頃に逆に急激に低下している。これは流量観測施設(SE)の量水堰に急激に土砂が流入し始めたことを示している。

これらの時刻を基に土層内地下水位(b)の変動をみると、①土層内地下水位の上昇は降雨前半部の2回のピークよりも後半部の降雨に影響され、②ほとんどの土層内地下水位は、崩壊検知センサーから示唆される土砂流出

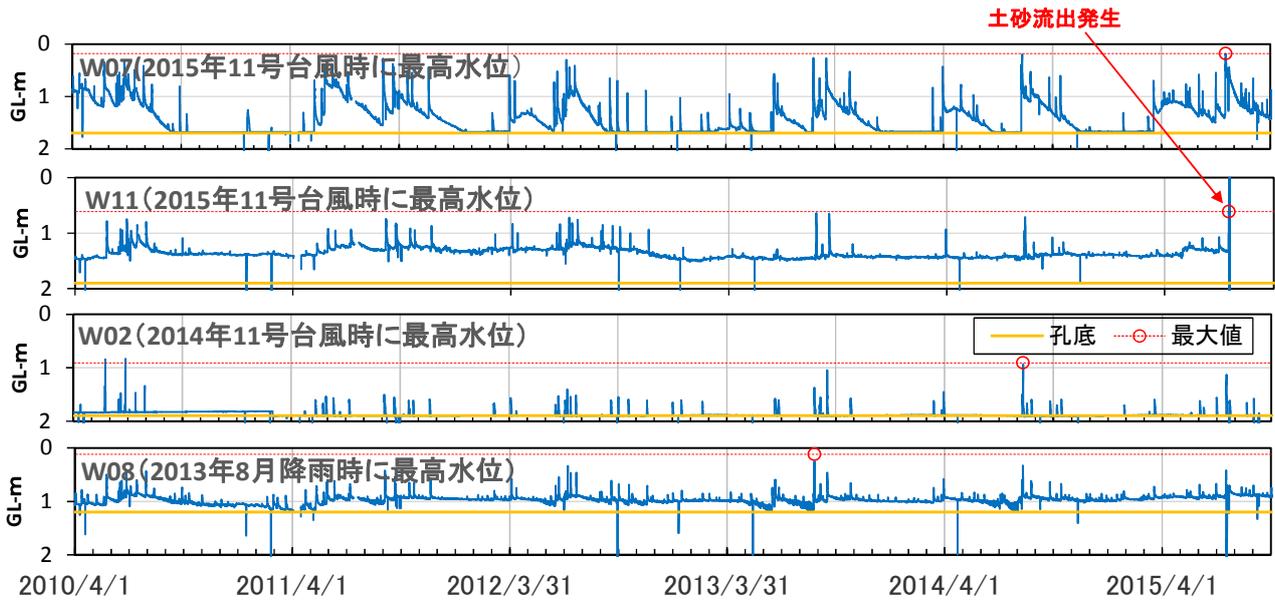


図-10 観測期間内の土層内地下水水位変動と最高水位

のタイミング内で最高水位を示していることがわかる。

4. 考 察

(1) 土砂流出現象の推定

2015(H26)年7月の11号台風時の土砂流出は、①崩壊検知センサーのクリープ状の挙動、②土砂侵食域の狭長でガリー状の侵食(最大侵食深3.0m)、③土砂流出堆積範囲内に位置した雨量計の残存及び流量観測施設の破壊されることなく完全に埋没した状況、④斜面下部凹部に既往湧水点の存在(土砂流出前に確認)から考えると、表層崩壊に基づく土砂流出ではなく、既往湧水点あるいは土層内地下水水位の上昇による地表面流発生地点での流水の掃流力に基づく堆積土層の侵食流出と谷部での堆積であると考えられる。

(2) 観測期間内の降雨に対する水文現象の応答

土砂流出が発生した時間内で、ほとんどの土層内地下水水位が最高水位を示していたことが分かったが、各土層内地下水水位は観測を開始した2010(H22)年から現在までの約6年間でいつ最高水位を示したか見ると、①2014(H25)年8月の11号台風時に6観測孔、②2015(H26)年7月の11号台風時に3観測孔、③2013(H24)年8月25日の夕立時に2観測孔、④ほとんど水位が形成されない観測孔が3孔であり、各代表的な観測孔の土層内地下水水位の約6年間の変動状況は図-10のとおりである。同図より、①各土層内地下水水位が最高水位を示す時は降雨によって異なること、②土砂流出が発生した地点の土層内地下水水位は、その時の降雨で過去最高水位を示したことがわかる。

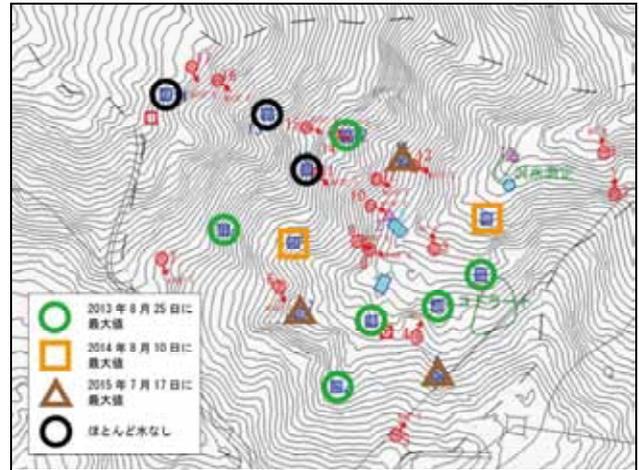


図-11 観測期間内最高水位を示す観測孔の平面分布

(3) 観測期間内の最高水位を示す観測孔とその平面分布

観測期間内で土層内地下水水位が最高水位を示す降雨が異なることが分かったが、その観測孔に平面的な分布の特徴があるのかどうかを検討すると図-11のようになる。同図より、最高水位を示す観測孔の平面的分布には規則性は認められないことがわかる。

5. まとめと今後の課題

(1) まとめ

以上の検討より得られた知見は、①今回の土砂流出は斜面下部湧水点あるいは地表面流発生地点での流水の掃流力に基づく侵食・流出・堆積である、②土砂流出域の土層内地下水水位は過去最高で、その時土砂流出が発生し

た、③土層内地下水位が最高水位を示す降雨は観測孔によって異なる、である。

すなわち、土砂流出が発生する場合、その地点の土層内地下水は過去最高水位を示した時であり、斜面上の地下水位の変動を観測・予測することが最も重要となる。しかし、斜面上の土層内地下水位は地点によって最高水位を示す降雨が異なることが分かった。このことは、どの斜面で土層内地下水位を観測したら良いかを決めるのが難しいことを示す。このような難しさは基岩に浸透した雨水が土層内に再湧出するためで、そのシステムが非常に複雑であることによると考えている。

(2) 今後の課題

斜面上の土層内地下水位及び谷部流量を観測しながら崩壊検知センサーを用いると、土砂生産・流出に関する貴重なデータが得られるものの、崩壊検知センサーがいつ作動しデータが得られるかは非常に不確実である。すでに亀裂等が生じ崩壊の危険性が高いエリアに崩壊検知センサーを設置し、監視するには適しているが、どこで発生するか不確かな斜面上の土砂生産流出現象に関しては得策でない。また、斜面上の土砂生産流出を予測するには斜面上の土層内地下水位を観測することが最も望ましいが、どの地点で観測するかを決めることが非常に難

しいことが分かった。次の展開を検討する必要がある。

※ 本論文の内容は、従前の所属である六甲砂防事務所調査課における業務に基づくものである。

参考文献

- 1) 沖村孝・市川龍平・藤井郁也（1985）：表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法，砂防学会誌 Vol.37, No.5, pp.4-13
- 2) 平松晋也・水山高久・石川芳治（1990）：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，砂防学会誌 Vol.43, No.1, pp.5-15
- 3) 国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部・国土交通省国土技術政策総合研究所（2005）：国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法(案)，平成17年6月，13pp.
- 4) 独立行政法人土木研究所土砂管理グループ火山土石流チーム・有限会社秋山調査設計・坂田電機株式会社・株式会社拓和・中央開発株式会社・日本工営株式会社（2009）：土砂災害の警戒避難支援のための斜面崩壊検知センサーの開発，協同研究報告書，第419号，平成23年3月，33pp.
- 5) 西村義・幸田学・山口昌志・武澤永純（2013）：斜面崩壊検知センサーによる表層崩壊の検知について～石狩川上流における事例～，土木技術資料 55-4, pp.38-41

CommonMP要素モデルの改良について

井川 貴史

近畿地方整備局 河川部 地域河川課 (〒540-8586大阪市中央区大手前1-5-44)

CommonMPは河川系のモデリング・シミュレーションソフトであるが、職員自らがこれを使用することにより、技術力の向上に資することが期待されているツールでもある。しかしながら、筆者が実際に使用してみると、いくつかの課題に直面し、使用を継続する意欲が失われていく事態に陥ってしまった。しかし今一度気を取り直し、自らが経験した課題を解決できるよう、既存の要素モデルを改良することにより、多くの職員の方々にCommonMPの更なる活用を図っていただけるようにしたいと考えた。本論文は、それらの改良内容について紹介するものである。

キーワード CommonMP, 貯留関数法, 洪水調節計算, 要素モデル

1. はじめに

CommonMPは要素モデルと呼ばれる部品を組み合わせてさまざまなモデルを構築し、各種のシミュレーションが行えるソフトウェアとなっており、職員自らがそれを活用し、その経験を積むことにより技術力の向上に繋がることが期待されている。

そのため、本体はもちろんのこと、要素モデルのいくつか（2016年3月末時点で18種類）については、CommonMPのホームページから自由にダウンロードできるようになっている。

要素モデルについては、貯留関数法の流域モデルと河道モデル、及びそれらに接続する雨量や流量の入力モデル、ダムモデルなどが多くダウンロードされている。

貯留関数法による流出計算は実務においても実施頻度が高く、またCommonMP入門のためのモデル構築対象として最適であるため、上記の要素モデルが多く利用されているものと思われる。

筆者も同様に、CommonMPを習得するための手始めとして、紀の川水系河川整備計画で使用されている貯留関数法による流出計算モデルをCommonMP上で構築し、シミュレーション計算を行った。

その過程で、以下のような課題にぶつかった。

- ①整備計画流量が再現できない。
- ②暫定操作のダムのただし書き操作が反映できない。

そこで、上記課題を克服するため、既存の要素モデルを改良することとした。具体的には、貯留関数法のモデルを構築するために必要な以下の要素モデルについて、既存のものをベースに改良することとした。

- a. 貯留関数法（流域）モデル（以下、「流域モデル」という。）

- b. 貯留関数法（河道）モデル（以下、「河道モデル」という。）

- c. ダムモデル（以下、「ダムモデル」という。）

本論文は、課題①②に対する解決方法と、それに対応する要素モデルa～cの改良内容について紹介するものである。

2. 整備計画流量が再現できない

(1) CommonMPで紀の川流出計算モデルの構築

紀の川水系河川整備計画の流出計算で用いられている貯留関数モデル（直轄区間整備後の流出計算モデル）は、流域要素が30個、河道要素が15個（うち、二段河道が2個）、ダム要素が1個（大滝ダム）で構成されている。

モデル図、貯留関数法の定数等については、本論文での掲載は割愛する。詳細については、和歌山河川国道事務所のホームページの中の第15回紀の川流域委員会（資料-1）を参照いただきたい。

紀の川水系河川整備計画の流出計算について、整備計画の対象洪水である戦後最大洪水（昭和39年伊勢湾台風の降雨波形）のダム無しの場合の再現を、CommonMPを用いて試みた。

CommonMPの要素モデルの種類としては、大きく分けて、演算要素、入力要素、出力要素の3つに分けられる。

このうち、演算要素としては、貯留関数法による流出計算の場合は、「流域モデル」、「河道モデル」、「加算モデル」（支川との合流点で使用する要素モデル）、「ダムモデル」の4種類を基本に構成することとなる。ただし、ここでは、ダム無しのケースでのシミュレーションを行うので、「ダムモデル」を除いた3種類の演算要素で全体のモデルを構成することとなる。

(2) 演算間隔をいろいろ変えてみる

CommonMPでは演算要素については、各個別の要素ごとに、たとえば「流域モデル」の流域1、流域2、・・・、「河道モデル」の河道A、河道B、・・・、「加算モデル」の合流点a、合流点b、・・・等、それぞれ別々に演算間隔を秒単位で変えることができる。

そこで、まず最初のケースとして、すべての演算要素の演算間隔について同一の値を設定し計算した。

紀の川の主要地点におけるピーク流量について、整備計画策定時の計算結果（以下、「既存の計算」という。）との誤差を見ることにより、その再現性を確認することとした。なお、演算間隔による違いを把握するために、演算間隔をパラメーターとして計算を実施した。演算間隔のケースとしては、60秒（1分）、300秒（5分）、900秒（15分）、1800秒（30分）の4ケースとした。なお、出力間隔は既存の計算と同じ1800秒（30分）とした。この条件による計算結果を図-1に示す。

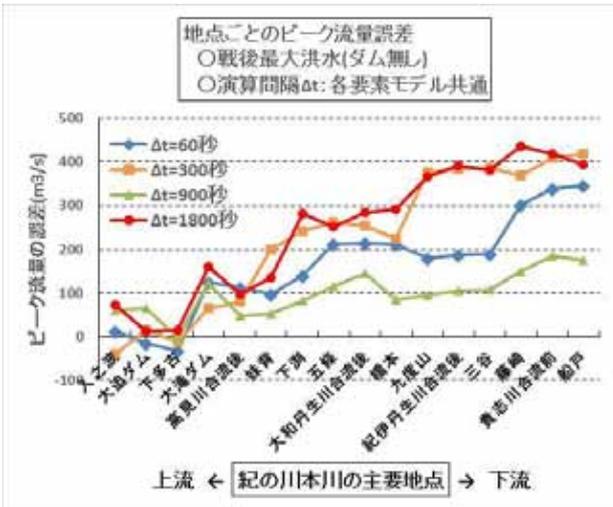


図-1 地点ごとのピーク流量誤差（ダム無し）

縦軸の「ピーク流量の誤差」は、各地点における[CommonMP計算のピーク流量値-既存の計算のピーク流量値]を表している。

最下流の船戸地点において整備計画流量（ダム無し）では約1万m³/sであるが、図-1を見ると、その流量に対して数百m³/sオーダーで誤差が生じていることがわかる。また、演算間隔を細かくすると誤差が小さくなると目論んでいたが、必ずしもそうはならなかった。CommonMPの要素モデルは事前に計算チェックされた上で公開されているので、貯留関数法の計算自体には間違いはないはずである。では、この誤差はどういった理由から生じるのであろうか？単にモデルの要素数が多いので、下流に行くほどに誤差が積み重なるからということも考えられるが、それにしては誤差が大きすぎると思われる。

既存の計算を実施したコンサルタント会社に相談して

みると、既存の計算では演算間隔（出力時間も同じ）を30分間隔、すなわち、1800秒としているので、「加算モデル」の演算間隔を1800秒とし、「流域モデル」と「河道モデル」を60秒とするとよいとの助言をいただいた。

そこで、次のステップとして、「加算モデル」の演算間隔は1800秒で固定とし、「流域モデル」と「河道モデル」の演算間隔をパラメーターとして同様の計算を行った。その結果を図-2に示す。



図-2 「加算モデル」の演算間隔を1800秒で固定した場合の地点ごとのピーク流量誤差（ダム無し）

この結果と図-1とを比較するとかなり改善されたことがわかる。なお、当然のことながら、1800秒の場合は図-1と同じ結果である。

しかし、なぜ「流域モデル」と「河道モデル」の演算間隔を細かくし、「加算モデル」を既存の計算と同じ1800秒にすると誤差が改善されたのであろうか？ひとつ気になる点としては、流域の流出計算、河道の貯留計算における流出の遅れ時間のデータ処理に関して、既存計算との間で違いがあることが考えられる。

そこで、「流域モデル」と「河道モデル」について、プログラムのソースコードそのものをチェックし、遅れ時間のデータ処理の方法について確認した。

(3) 遅れ時間のデータ処理を変えてみる

貯留関数法においては、流域、河道とも、流出計算した結果を遅れ時間分、後ろにずらすという操作を行う。通常、遅れ時間は、1.2時間とか0.9時間といった中途半端な数字となっている。そのため、計算結果を出力する時間ピッチと合わなくなるため、適切なデータ処理が必要となる。

CommonMPの「河道モデル」について、遅れ時間のデータ処理に係る部分のソースコードを確認してみると、計算値を遅れ時間分後ろにずらして、それを演算間隔ごとの時間ステップに当てはめる際に、直近後ろのデータをそのまま当てはめるという処理が行われていた。

CommonMPでは演算時間を細かく設定できるので上記のような処理形態でも特段問題はないと思われる。

しかし、既存の計算では、CommonMPほど演算間隔は細かくしていないので、前後のデータを比例配分、すなわち計算値を案分するといったデータ処理となっていると思われる。

図-3に遅れ時間のデータ処理の違いを表すイメージ図を示す。

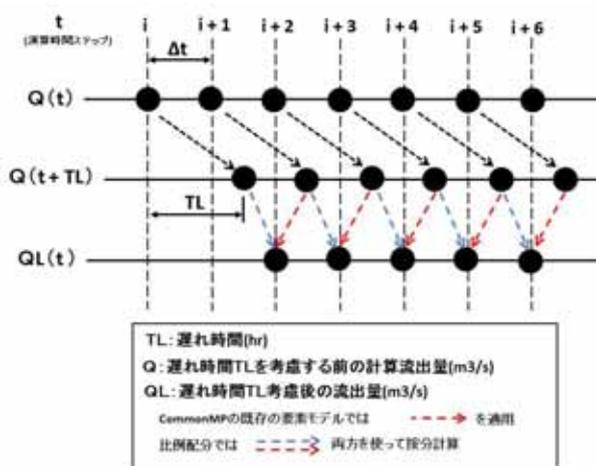


図-3 遅れ時間のデータ処理のイメージ図

このデータ処理の差が既存の計算との差となって現れていると判断した。

そこで、CommonMPの「流域モデル」と「河道モデル」について、遅れ時間のデータ処理を比例配分とするようにソースコードを変更し、再度シミュレーション計算を行った。

遅れ時間のデータ処理を比例配分とし、図-2と同じケースで再計算した結果を図-4に示す。

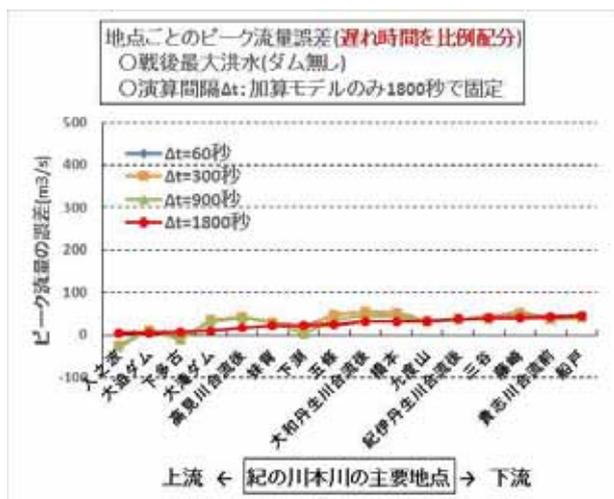


図-4 遅れ時間を比例配分とし、かつ「加算モデル」の演算間隔を1800秒で固定した場合の地点ごとのピーク流量誤差 (ダム無し)

これを見ると、どの演算間隔においても誤差が改善されていることがわかる。特に、1800秒においてそれが顕

著であり、かつ他の演算間隔の結果よりも、上流から下流へ向かってなめらかな誤差の増加傾向となっている。

これらの結果から以下のことが推察される。

- ①図-4の演算間隔1800秒の結果は、既存の計算に対して演算間隔と遅れ時間のデータ処理方法が合致したため、誤差が少なくなり、かつ、下流に向かってなめらかな誤差増加となったと思われる。
- ②図-4の演算間隔1800秒における下流に向かってのなめらかな誤差増加は、個々の「流域モデル」や「河道モデル」のわずかな誤差が、蓄積されていったためと考えられる。すなわち、モデル全体の要素数に比例した誤差の増加と判断される。
- ③図-1と図-2の比較において、「加算モデル」の演算間隔を1800秒で固定し、「流域モデル」と「河道モデル」の演算間隔を細かくしていくと誤差が改善されたのは、結果的に比例配分と近似させる効果を生じさせたためと思われる。

すなわち、CommonMPにより整備計画流量の再現性を高めるには、以下の2つの方法により可能となる。

(方法1) 既存の要素モデルを使用し、「加算モデル」の演算間隔を既存の計算における演算間隔に合わせた上で、「流域モデル」と「河道モデル」の演算間隔を細かく設定する。最適な演算間隔はトライアルする必要がある。

(方法2) 本章で改良した遅れ時間を比例配分とする「流域モデル」と「河道モデル」を使用し、「加算モデル」も含めた演算間隔を既存の計算における演算間隔に合わせる。

以上が本章における結論であり、課題「整備計画流量が再現できない」に対する回答となる。

(4) 蛇足ではあるが、更なる改善を試みる

図-4の1800秒の結果において、最下流の船戸地点において、46m³/sの誤差となっている。これを更に改善したいと考えた。

「流域モデル」と「河道モデル」それぞれについて、個々の要素ごとに誤差をチェックしてみると、「流域モデル」の個々の誤差が全体に対して支配的、かつ累積的に影響しているようであった。

そこで、「流域モデル」における個々の誤差を少なくすることが必要と判断し、再度、ソースコードの計算方法をチェックした。

「流域モデル」における流出計算は、Newton-Raphson法により近似計算が行われている。その収束判定の方法をソースコードから読み取ってみると、以下のとおりであった。

すなわち、非線形方程式 $f(X)=0$ の実数解 X を求める場合におけるNewton-Raphson法の近似計算式、

$$X_{n+1} = X_n - f(X_n) / f'(X_n) \quad (式1)$$

ここに、

n : 繰り返し計算における計算ステップ
 $f(X)$: 貯留関数法の式から導かれる差分式 (ここでは詳細省略)
 $f'(X)$: $f(X)$ の導関数
 X : 流出高(mm/h)

において、収束条件は、
 $|f(X_{n+1})| \leq \text{許容誤差}$ (式2)

となっており、ここで、
 許容誤差 = $0.01 \times 3.6 / \text{流域面積}(\text{km}^2)$ (式3)
 となっていた。

式3の意味は、流出計算における流出高の単位[mm/h]から流量の単位[m³/s]に変換した時に、小数点以下2桁までの精度でOKということと思われる。

そこで、式3における「0.01」をもっと小さくすると既存の計算結果との誤差が小さくなるのでは考えた。しかし、実際に計算してみるとほとんど変わらないという結果となった。これは、収束速度が速いためと思われる。

そのため、式2についてはあえて、別の収束条件式を用いることとし、以下のように変更することとした。

$$|X_{n+1} - X_n| \leq \text{許容誤差} \quad (\text{式4})$$

この式を用いて、式3の「0.01」を変化させて、既存の計算結果との誤差が最も小さくなる値を探った。その結果を図-5に示す。

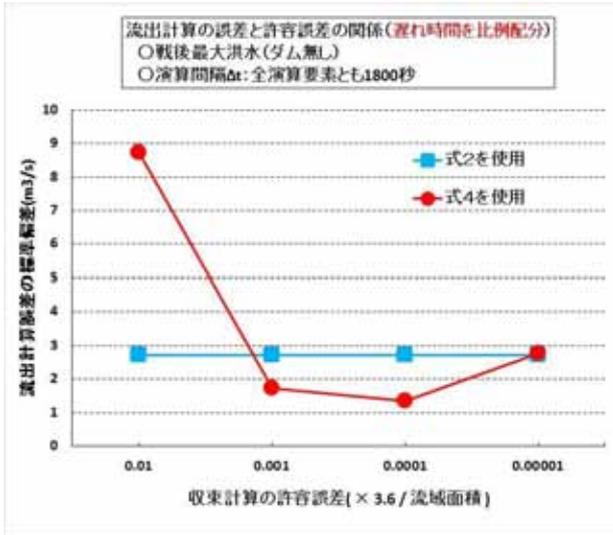


図-5 流出計算の誤差と許容誤差の関係

縦軸は、個々の「流域モデル」のピーク流量誤差を用いて、その標準偏差を求めたものであり、この値が小さいほど「流域モデル」全体として総合的に既存の計算に対する誤差が小さいということになる。

これを見ると、式2を用いた場合は標準偏差はほとんど変わらないが、式4を用いた場合は「0.0001」とした場合に最も標準偏差が小さくなり、かつ式2を用いた場合よりも小さくなるのがわかる。

したがって、式4を用いて、かつ式3で「0.01」を

「0.0001」とすることにより、既存の計算に対する誤差が改善できることとなる。

この収束条件により再度シミュレーション計算を行った結果を図-6に示す。



図-6 収束条件の違いによる地点ごとのピーク流量誤差 (ダム無し) の比較

「式2を使用 (0.01)」のケースは、図-4の演算時間1800秒のケースと同じものである。なお、縦軸のレンジが図-4のものから1/10に変更されていることに注意。

「式4を使用 (0.0001)」のケースでは、下流の地点で誤差がかなり改善されている。ただし、上流の地点で誤差がいったん増加し、それが下流に向けて減少していく傾向となっている。これは、各「流域モデル」それぞれの誤差 (プラスの誤差あるいはマイナスの誤差) の組み合わせによって、下流に行くほどそれぞれの誤差が相殺されていったのではないと思われる。つまり、「紀の川流域においては、たまたまこのようになった」感が否めない結果となった。

納得のいかない結果となってしまったが、これ以上の対処は無理と判断し、整備計画流量 (ダム無し) の再現に関してはここまでの改良で終えることとした。

3. 暫定操作のダムのただし書き操作が反映できない

(1) CommonMPであるがゆえのジレンマ

ダム無しの再現が終わったので、これにダムの操作を入れることとする。

具体的には、今回の場合は、大滝ダムの操作を入れることとなるのであるが、大滝ダムは、下流の河道整備の進捗の関係で、現在、暫定操作となっている。すなわち、戦後最大洪水の場合は、容量が足りなくなるので、洪水調節操作が継続できず、途中から放流量を増加させる「ただし書き操作」を行うこととなる。

CommonMPには、ダムの要素モデルとして「ダムモデル (一定量、定率定量方式)」が存在する。ただし、この「ダムモデル」は、ただし書き操作が反映できない。

ただし書き操作開始水位に達したら、瞬間的に放流量＝流入量となるように設定されており、実際の放流能力に応じた操作が設定できる仕様となっていない。

この課題に対する解決策は、第一義的には、外注して新たな要素モデルを作ってもらうことである。CommonMPの要素モデルは、共有化できるように、プログラミング言語C#を用いてDLL (Dynamic Link Library) ファイルにする必要がある。そのため、職員が独自に開発するには敷居が高く、外注することとなる。

ここでジレンマが生じる。個々のダムに特化してその操作を正しく反映できる「ダムモデル」を作成することは簡単であるが、CommonMPの要素モデルとして開発するからには、他のダムでも使えるよう限りなく一般化した「ダムモデル」とした方がよい。しかし、計画上のダム操作ならまだしも、暫定操作のダムはさまざまなバリエーションがあるので、それをプロパティ設定のみでカバーするのはかなり困難であると思われる。

筆者としては、なんとか職員でも扱うことができ、少なくとも特定のひとつのダムに特化することなく、暫定操作のダムの操作が反映できるような「ダムモデル」を作成したいと考えた。

そこで、ソフト開発においてはよく使われる手ではあるが、Excelを活用することを考えた。

(2) 計算はExcelに丸投げ

Excelを活用するとは、CommonMPの要素モデル「ダムモデル」として見かけ上は使用するが、計算自体はExcelに行わせるというものである（以下、「ダム用ExcelVBAモデル」という。）。図-7にイメージ図ではあるがその仕組みを示す。

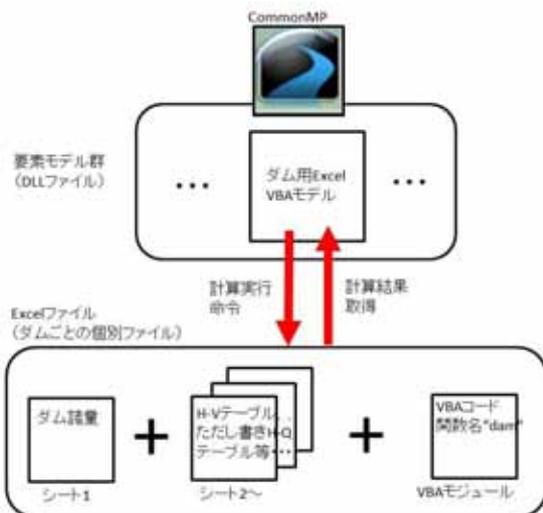


図-7 「ダム用ExcelVBAモデル」のイメージ

すなわち、「ダム用ExcelVBAモデル」は要素モデルとしては、特定のダムには依存しないが、その下請けで計算を行うExcelファイルは特定のダムのものということになる。言い換えれば、従来、プロパティとして設定

していたものがExcelファイルに置き換わるということになる。

なお、VBAとは、ExcelなどのOffice製品上で作成・実行できるプログラミング機能のことで、Visual Basic for Applicationの略称である。つまり、プログラミング言語としては、Basicが基本となっている。

「ダム用ExcelVBAモデル」のメリットとしては、

①CommonMPでモデルを構築する際の要素モデルとしては、見かけ上、一般化することができる。

②しかし、実体としてはExcelなので、個々のダムの操作が簡単に反映、修正ができ、職員でもなんとか対応できる。

となる。当然のことながら、デメリットも存在する。

①Excelファイルについては、計算の検証も含めて、作成者個人が管理しないといけない。

②最低限、ExcelVBAの習得は必要である。

このような要素モデルは邪道であると感じられるかもしれない。また、ただし書き操作も含めた暫定操作のダムの正式な「ダムモデル」が開発・公開されれば、本「ダムモデル」のニーズはないかもしれない。しかし、筆者が本論文においてこれを紹介する意図としては、必要な機能の「ダムモデル」を作成する際の敷居を低くし、職員の方々にCommonMPの更なる活用を図っていただきたいとの想いからであることをここに記しておきたい。

以上、「ダム用ExcelVBAモデル」の作成が本章の結論であり、課題「暫定操作のダムのただし書き操作が反映できない」に対する回答となる。

以下、「ダム用ExcelVBAモデル」の仕様及び気になる点について簡単に解説しておく。

(3) プロパティの設定

「ダム用ExcelVBAモデル」のCommonMP要素モデルとしてのプロパティ設定は、①演算間隔、②Excelファイル名、③初期貯水位のみとなっている。

(4) Excelファイルの設定

Excelファイルの設定条件等は以下のとおり。

- ①ファイル名は自由。
- ②シートの数、シート名、シート内のデータ設定内容は自由。
- ③関数"dam"が含まれるVBAモジュールは必ず必要。
- ④関数"dam"の引数は表-1のとおりとなっており、変更することはできない。
- ⑤引数及びシート内の任意のデータ（ダム諸量、H-Vテーブル、H-Qテーブルなど）を用いて、関数"dam"の具体的なプログラムを記述する

(5) 計算に時間がかかるようになるのではないかと

2章で作成したダム無しのモデルに、本章で作成した「ダム用ExcelVBAモデル」を組み込み、大滝ダムの暫

表一 関数“dam”の引数

引数	引数の意味
dt	計算時間間隔(sec)。CommonMPから与えられる。
qin	現時刻の流入量(m ³ /s)。CommonMPから与えられる。
qin_pre	前時刻の流入量(m ³ /s)。CommonMPから与えられる。
qout_pre	前時刻の放流量(m ³ /s)。CommonMPから与えられる。
h_pre	前時刻の貯水位(m)。CommonMPから与えられる。
qout	現時刻の放流量(m ³ /s)。計算値としてCommonMPIに返す。
h	現時刻の貯水位(m)。計算値としてCommonMPIに返す。
v	現時刻の貯水量(m ³)。計算値としてCommonMPIに返す。
data1	計算中の変数として任意に使用できる。
data2	計算中の変数として任意に使用できる。

定操作（ただし書き放流を含む）の内容を設定した状態でシミュレーション計算を行った。

CommonMPの裏でExcelが動作するので、計算が遅くなるのではと危惧したが、全く気にならなかった。ただし、計算開始時に裏でExcelが立ち上がるタイミングで若干の間（ま）が生じるのは致し方ないと考えている。

(6) 計算精度は大丈夫なのか？

既存の「ダムモデル」と同じ条件で計算を行ってみた結果、全く同じ結果となったので、計算精度に問題はない。

4. その他の付随的な改良

2章での検討において、演算間隔をさまざまに変えて計算を行った。その際に、演算間隔の変更を各要素モデルごとにひとつひとつ変えていかなくてはならず、非常に手間がかかることとなった。

そこで、モデル内で共通のパラメーターファイルを設定し、それに演算間隔を書き込んでおくことで、どれかひとつの演算間隔を変更すると、それが連動化されて、同じ種類の要素モデルは自動的にその演算間隔を使用して計算されるように要素モデルの改良を行った。

また、併せて、「流域モデル」に降雨倍率も設定できるようにし、これも同様に連動化されて、同一モデル内の「流域モデル」は、自動的に共通化できるように改良を行った。

なお、これらの改良の詳細については、ここでは省略させていただく。

5. 課題に対する対応結果のまとめ

CommonMPを使って、紀の川流出計算を行おうとしてぶつかった課題に対する対応と、それに伴って取り組んだ要素モデルの改良内容をまとめると、次のとおりとなる。

① 整備計画流量が再現できない

「流域モデル」「河道モデル」において、貯留関数法

の遅れ時間の処理を比例配分にすることで改善することができた。また、Newton-Raphson法の収束条件式と許容誤差を変更することにより、紀の川の流出計算においては、既存の計算との誤差を更に減らすことができた。

② 暫定操作のダムのただし書き操作が反映できない

Excelと連携して計算することができる新たな「ダムモデル」を作成することにより、個別のダムごとに対応できるようにした。なお、ExcelVBAを使用することにより、職員でも対応できるレベルにすることができた。

これらの対応を行った副産物として、要素モデルの改良版を手元に残すことができた。改良版の要素モデルは次のとおりとなる。

a. 改良版「流域モデル」

（その1）既存の「流域モデル」をベースに、遅れ時間の処理を比例配分にしたもの。

（その2）上記に加え、Newton-Raphson法の収束条件式を変更したもの。なお、許容誤差については、プロパティ画面で設定することができる。

b. 改良版「河道モデル」

既存の「河道モデル」をベースに、遅れ時間の処理を比例配分にしたもの。

c. 「ダム用ExcelVBAモデル」

Excelファイルと連携して計算するようにして、新たに作成した「ダムモデル」。なお、Excelファイルのひな形を用意したので、これを加筆・修正して使用することができる。

また、上記a及びbについては、4章の付随的な改良も含まれている。

6 おわりに

本論文は、筆者が和歌山河川国道事務所に所属していた際の業務内容に基づくものである。

なお、本論文において、改良版の要素モデルを作成しているが、元となった既存の要素モデルのプログラムは、著作権は放棄されていないが、修正して使用することが許されているものである。

本論文で紹介した改良版の要素モデルについては、和歌山河川国道事務所のホームページのご意見箱から、調査第一課あて、申し込んでいただければ、関係ファイル一式（解説書、プログラムのソースファイルも含む）を配布させていただく。職員の皆さんによるCommonMPの更なる活用を期待したい。

参考文献

- 1) 「CommonMP 要素モデル開発 超初心者の頁」, Amateur_Simulation_Laboratory, http://island.geocities.jp/snakeman_dyna/index.html(参照 2016/3/29)

天ヶ瀬ダム湖岸裸地対策について

永野 芳雄

近畿地方整備局 淀川ダム統合管理事務所 広域水管理課（〒573-0166大阪府枚方市山田池北10-1）

天ヶ瀬ダム湖岸水位変動域は、冠水と干出の繰り返しによって裸地化し、眺望景観の悪化、外来植物の侵入、土砂流出による斜面浸食が課題となっている。淀川ダム統合管理事務所ではダム湖岸裸地対策を策定し、2008年度から試験施工及びモニタリングを実施してきた。本報告は試験施工箇所のモニタリングにより判明した課題及び課題を踏まえて実施した平成27年度の試験施工について報告するものである。

キーワード ダム湖岸緑化，試験施工，住民協働

1. はじめに

ダムの貯水池は水運用による水位変動により湖岸が裸地化しているケースが多い。天ヶ瀬ダムでも洪水期の制限水位や揚水発電による水位変動のため、貯水池には帯状の裸地化し、眺望景観の悪化、外来植物の侵入、土砂流出による斜面浸食が課題となっている。

2008年度に策定された「淀川水系河川整備計画」においても天ヶ瀬ダム貯水池の斜面における良好な景観の保全・創出のため、水位変動域の裸地対策として緑化等を行うとしている。

天ヶ瀬ダムでは2008年度、2012年度に実施した湖岸緑化の試験施工を行い、モニタリングを実施してきた。本報告は試験施工箇所のモニタリングにより判明した課題及び課題を踏まえて実施した平成27年度の試験施工について報告するものである。

2. 天ヶ瀬ダム湖岸植生の現状の課題

(1) 裸地拡大による眺望景観の悪化

ダム湖への来訪者や通行者の眺望エリアにおいて、湖岸の裸地化し、景観が悪化している。



写真-1 湖岸裸地化の状況 右岸0.18km付近

(2) 荒地に対する適応性が高い外来植物の侵入・優占
植物生育条件の変化によって外来植物が侵入しやすい環境となり、オオナモミ・イタチハギ等の外来植物が侵入し、優占している。このため、水位変動域植生の多様性

が消失しつつあるとともに、下流河川を含め流域内における外来植物の供給源となっている可能性がある。



写真-2 湖岸に侵入する外来植物（オオオナモミ）

(3) 裸地表面からの土砂流出による斜面侵食

裸地斜面からの表土流出により、斜面における植物の生育基盤が消失するとともに下流河川の汚濁リスクが上昇することが懸念される。

また、侵食が進むことにより湖岸法面崩壊の要因となる恐れがある。



写真-3 湖岸浸食箇所（右岸2.0km付近）

3. 天ヶ瀬ダム湖岸緑化の経緯と平成27年度施工

(1) 天ヶ瀬ダム湖岸緑化の経緯

平成19年度に「ダム湖緑化の手引き（案）」（国土交通省河川局河川環境課、平成18年3月）に基づいて計画、平成20年度に施工された当初の試験施工をはじめ、モニタリング調査結果の検証を行いながら、新たに顕在化

した課題に対する改善策を検討し、天ヶ瀬ダム湖岸緑化の最適手法確立に向けた取組みを進めてきた。

(2) 当初試験施工結果概要

- ① 試験施工における導入植物4種（アカメヤナギ（挿し木・柳枝工）・タチヤナギ（挿し木）・ウツギ（挿し木・播種）・ナガバヤブマオ（播種））のうち生育が確認されたものは、アカメヤナギ1本（挿し木）のみであり、発根後の枯死が確認されたものはアカメヤナギ1本（挿し木）タチヤナギ1本（挿し木）のみであり、柳枝工・播種では発芽・発根は確認できなかった。
- ② 周辺からの侵入植生は、草本ではレモンエゴマ・ヤナギタデの群落形成が確認された他、木本ではセンダン・カラスザンショウ等先駆種の実生生育が見られた。
- ③ 緑化基礎工の破損状況として、柳枝工・植生マット工における土砂堆積・土砂流出および破損が生じており、補修が必要な状態である。

(3) 課題と対応

- 課題① 導入樹種の生育不良
 対応策① 斜面及び水位条件に応じた緑化目標・導入樹種の選定（ヤナギ林、在来草本群落、外来草本群落、外来木本落）
- 課題② 乾燥等による定着不良
 対応策② 斜面及び水位条件に応じたにに応じた基礎工の選定（導入植生に応じた緑化基礎工を選定）
- 課題③ シカによる食害
 対応策③ シカ食害対策工（金網被覆、三角金網方式の検証）

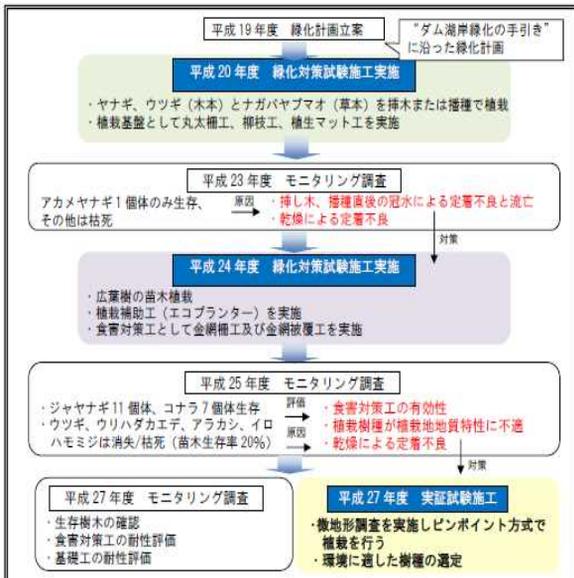


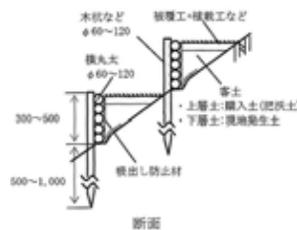
図-1 湖岸緑化手法の検討経緯

(4) 試験施工結果と改善手法（平成27年施工）

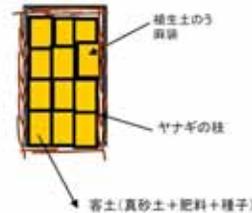
① 植栽選定箇所及び緑化基礎工

【試験施工概要】

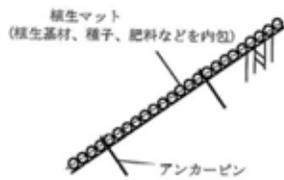
- ・冠水日数、勾配条件等により緑化可能箇所を選定
- ・植栽のための生育基盤安定化を図るため、丸太柵工、柳枝工、植生マット工を整備
- ・植栽箇所のみを設置可能な基礎工(エコプランター)を設置
- ・「ダム湖岸緑化の手引き」に基づく従来手法生育期の露出日数（2ヶ月以上）や傾斜条件（45°以下）によって「緑化可能箇所」を選定し、必要な緑化基礎工（植栽のための基盤整備：丸太柵工、柳枝工、植生マット工）を行い、植栽工（挿し木、播種）実施。導入種は、アカメヤナギ、タチヤナギ、ウツギ、ナガバヤブマオの4種。



丸太柵工



柳枝工



植生マット工



図-2 試験施工工法

【試験施工結果】

- ・緑化基礎工・植栽工：従来手法によって造成された緑化基盤では活着・生育が難しい。生育が確認されたものは、アカメヤナギ1本（挿し木）のみ、柳枝工・播種では発芽・発根は確認できなかった。



写真-4 発芽後枯死したアカメヤナギ

- ・ダムの水位変動等によって被害（破損、侵食、堆積）を受け、丸太柵工以外は補修なしでの再利用不可。
下部：湖水の波浪等による破損、侵食
上部：山側の法面上部からの土砂堆積



土壤浸食状況（柳枝が破損） 木柵基礎端部土砂の流出状況

写真－5 試験施工箇所破損状況

- ・大規模な基礎工の造成を前提としない緑化の在り方を検討する必要がある。
- ・基礎工(エコプランター)は植栽箇所の基盤安定効果を確認（冠水の繰り返しによる表土流出を抑制）

【改善手法】

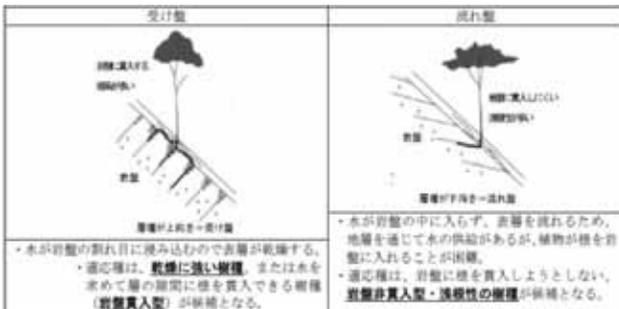
天ヶ瀬ダム湖岸は傾斜が急峻で非常に乾燥し礫や岩が多いため、従来のような緑化基礎工による一律的な植栽では、苗木の定着が困難である。

このため、微地形を把握して、植栽可能な微小クラック等（局所的な受け盤斜面・クラック）を抽出し、当該箇所にピンポイントで基礎工(エコプランター)を設置し、植栽を行う。

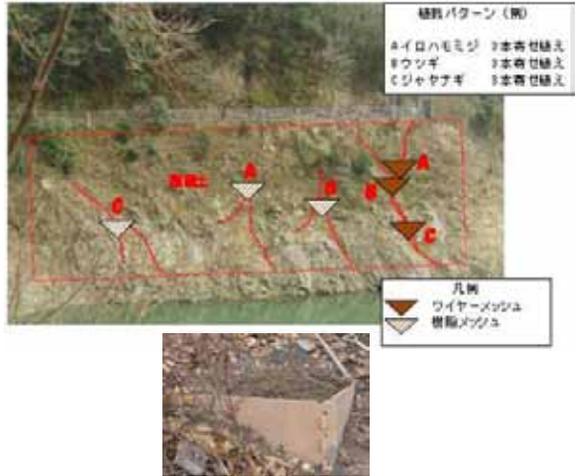
根がクラックに貫入すれば、樹木が長期間の乾燥に耐えることができ、より生育が良好になると考えられる。

表－1 微地形条件（残積土・崩壊土）の特性

区分	成り立ち	物性
残積土	母岩（基岩）が風化してできた母材が、そのままの位置で土層になったもの。古い段丘や、古い火山灰などの堆積物はこれに含める。	天ヶ瀬ダムの湖岸に見られる残積土は、冠水時や急斜面上部など比較的不安定な地形面に発達しているもので、土層が薄く、乾燥しやすく、かつ可塑性質分に乏しい。
崩壊土	斜面上方から土砂や礫が崩れ落ちてきた斜面下部の土層。	崩壊土は斜面下部に位置し、その上の斜面よりやや緩い斜面を示す。大小さまざまな角礫に富む土層は深く、透気透水性が良好で、地形的に水分や養分が蓄まりやすいので、生育力の高い土層を形成する。



図－2 微地形条件（受け盤・流れ盤）の特性



写真－5 施工箇所状況

②導入樹種及び植栽方法

【試験施工概要】

○平成20年試験施工

導入樹種は、以下の条件より、ヤナギ林を緑化目標とした4種を選定。

- ・水位変動域での生育種
- ・在来種、シカ忌避植物は選定
- ・さし木、播種が容易なもの
- ・その他（一年生草本は除く）

植栽方法はさし木、播種による植栽方法を選定

○平成24年試験施工

ヤナギ林に加え、広葉樹や草本を目標とした緑化タイプを設定し、導入種を選定（ジャヤナギ、ウツギ、ウリハダカエデ、コナラ、ヤブツバキ、アラカシ、イロハモミジ）

植栽方法は苗木植栽による植栽方法を選定

【試験施工結果】

平成20年試験施工

- ・導入植物4種（アカメヤナギ（挿し木・柳枝工）・タチヤナギ（挿し木）・ウツギ（挿し木・播種）、ナガバヤブマオ（播種））のうち、生育確認種はアカメヤナギ1本（挿し木）のみ。発根後の枯死が確認された種はアカメヤナギ1本（挿し木）タチヤナギ1本（挿し木）のみで、柳枝工・播種では発芽・発根は確認できなかった。

平成24年試験施工

- ・導入植物のうち生育が確認されたのはジャヤナギ6本のみであった。
- ・植栽後1年目には生育が確認されたコナラは2年目に枯死。要因は、生育期間中に1ヶ月程度連続して冠水したことやレモンエゴマやカッコウアザミ等の草本に被圧されたことが考えられる。



図－3 クラックのイメージ

【改善手法】

植栽箇所条件に応じて、根貫入型樹種、根系支持力、耐乾性、耐強光性の観点から生育適応性の高い樹種を選定する。

植栽樹種については、最終的に景観を形成する“主要種”と、生育を促進する“補助種”を植栽する。



図-4 主要種と補助種

③シカ食害対策

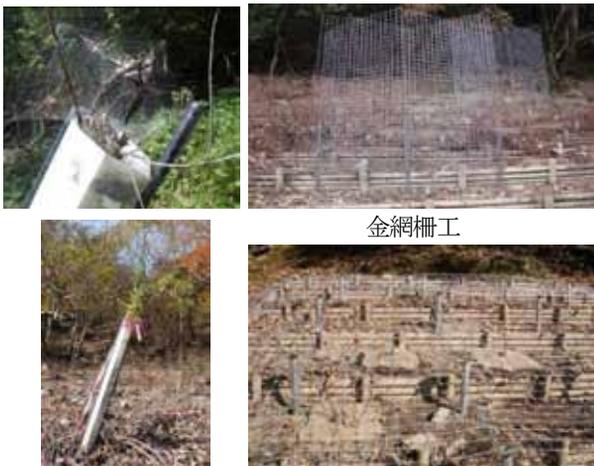
【試験施工概要】

○平成20年試験施工

シカ食害防止策として「ヘキサチューブ」を採用

○平成24年試験施工

「金網柵工」「金網被覆工」を採用



ヘキサチューブ

金網被覆工

写真-7 食害対策工

【試験施工結果】

○平成20年試験施工

「ヘキサチューブ」は導入樹種が枝葉を十分に展開できずに生長不良を起こし、枯死の原因となっていると考えられ、広葉樹を植栽する際の防鹿対策として好ましくない。

○平成24年試験施工

金網柵は一部補強が必要ではあるが、機能性には問題が見られなかった。

金網被覆工は金網の撓みや金網の連結部分の劣化が見られた。金網の撓み部分で一部シカの食害が確認。

【改善手法】

植栽箇所が急斜面湖岸のため、搬入および施工性を考慮し、強化プラスチック製メッシュを金網柵工のワイヤーメッシュの代替品として使用する「ミキガード」を使用

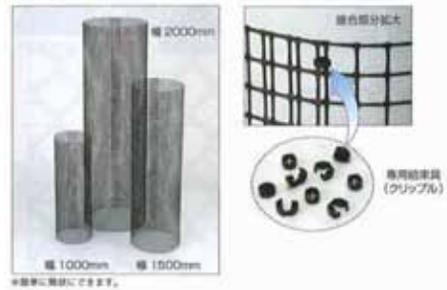


写真-8 金網柵工の代替 (ミキガード)

4. 地域連携

天ヶ瀬ダムでは当初、湖岸緑化実証試験に使用する“地域性の苗木”は市場性がないため、苗木の確保が大きな課題となっていた。そこで、平成24年度から連携団体（フォレスターうじ）による地域性苗木の作成と提供の枠割分担について同意を得て苗木づくりを進めたいくための取り組みを行っている。

将来的には、苗木育成拠点は連携団体に移行してゆく方針としており、連携団体による苗木育成が軌道に乗るまでは、講習会等のイベントを実施してボランティアの苗木づくりにおけるスキルを向上させるとともに、自発的に取り組めるようなシステム作りを図っていく。

これまでの連携団体（フォレスターうじ）との取り組みの経緯を表-2に示す。

表-2 地域連携のこれまでの経緯

時期		実施内容	
年度	時期	連携・活動	植栽
平成24年度	2012年4月	ヒアリング(連携のお願い)	-
	2012年12月	種子・実生採取の実演	-
	2012年12月	講習会の開催 ・天ヶ瀬ダム湖の緑化対策の説明 ・苗木の育成方法の講習 ・苗木を提供いただく	現地実証試験地への苗木植栽
平成25年度	2013年12月	ヒアリング(今年度予定について)	-
	2014年1月	定例会でのご報告 ・植栽モニタリング状況の報告 ・今後の連携体制について	(生育状況のご報告)
		(植栽木生育の経過観察)	
平成27年度	2015年11月	講習会の開催 ・種子の採取と母樹の観察	
	2016年1月	講習会の開催 ・種子から苗木づくり	

平成24年度は講習会の開催などを通してボランティアの方に苗木づくりの基礎知識・技術を習得いただき、平成25年度は植栽した苗木のモニタリング状況の報告を実施し、今後の連携体制についてのボランティアの方々の要望を把握した。

平成27年度は、ボランティアに対し、湖岸緑化に適した樹種の考え方や苗木の育成方法について説明した上で種子採取・苗木作りの講習会実施し、ボランティアの苗木づくりの技術力向上と定着を図っている。



種子採取



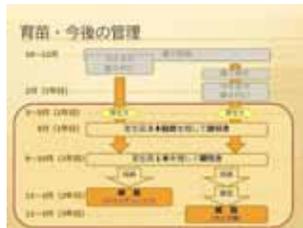
苗木づくり講習会



用土づくり



種子植え付け



苗木づくり講習会説明資料

写真-9 ボランティア活動状況

グ調査を実施し、植栽箇所や植栽方法、植栽樹種について適・不適の検証を実施していき、得られた結果から湖岸緑化手法としての改善・確立を図る。

【草本類によるグリーンベルト形成手法の検討】

外来種が繁茂する傾向のある、ダム湖岸の上流部では、草本による湖岸緑化を推進していく。

新潟県の大石ダムにおいては、6月中旬から9月末までの期間、出水期には水位を約30m低下させるが、地面がむき出しになった斜面にはエノコログサやコスモス等の植物が生え、グリーンベルトが出現することが報告されている。

天ヶ瀬ダム湖岸では、在来種であるレモンエゴマ・ヤナギタデ・ナガバヤブマオ等の草本群落が確認されていることから、大石ダムの事例のように草本を使った湖岸緑化が、それらの在来種により、グリーンベルト形成手法が可能かどうかについて検討を行っていく。

【地域連携の推進による環境教育】

今後の地域連携における目標は、「フォレスターうじ」との連携システムの構築である。そのためには、引き続き講習会を継続していきながら、その後のフォローを行うことや定期的な成果を共有する場を作ること、共同で試験施工地のモニタリングを行うこと等が挙げられる。

6.まとめ

天ヶ瀬ダム裸地対策の取り組みとしては、挿し木や播種などなるべく手間のかからない緑化工より、活着しやすい苗木植栽の試験施工を行いモニタリングを行ってきた。

しかし、植栽のための生育基盤安定化を図るため実施した丸太柵工・柳枝工・植生マット工も定着率が悪く、平成27年度の試験施工は斜面及び水位条件に応じた導入樹種の選定を行うとともに、植栽箇所は樹木が地盤の微小クラック根を張ることにより長期間の乾燥に耐える場所を選定する等の工夫も行った。

今後は、試験施工した苗木の活着状況をモニタリングを繰り返し、天ヶ瀬ダムに最適な植栽方法を検証するとともに、地域のボランティアに作っていただいた苗木を植生するという取り組みを継続していきたいと考える。

5.天ヶ瀬ダム湖岸緑化の今後の展望

(1) 今後の方針

これまでの試験施工を踏まえ、今後の天ヶ瀬ダム湖岸緑化の進め方を以下のとおり考えている。

【基本方針】

- ①ダムサイト付近等「景観」「土砂流出防止」上の優先度が高いエリアを対象とし、苗木植栽による緑化を推進する。
- ②上流部「外来種対策」上の優先度が高いエリアを対象とし、レモンエゴマ等の草本による湖岸緑化手法の検討を行う。

【微地形を踏まえた湖岸緑化手法の確立】

平成27年度は自然配植技術に基づいた緑化試験施工を実施し、着眼点や留意点等の抽出を行った。

今後は、実証試験を施工した箇所においてモニタリン

道づくりでも治水 ～盛土構造物設置等がドライン策定にあたって～

矢田 聡彦¹・松田 篤史²

¹滋賀県 南部土木事務所 河川砂防課 (〒525-8525滋賀県草津市草津三丁目14-75)

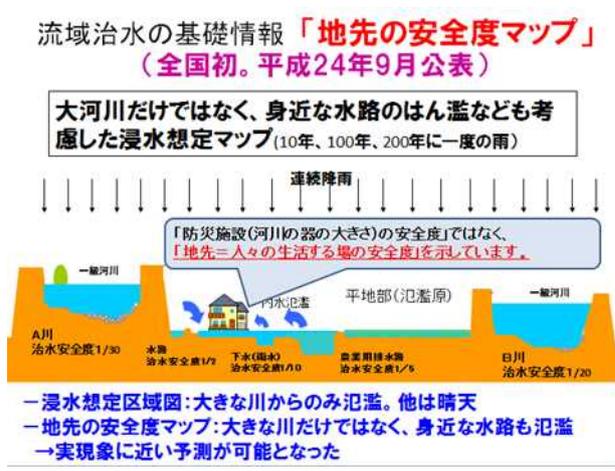
²滋賀県 東近江土木事務所 道路計画課 (〒527-8511滋賀県東近江市八日市緑町7-23)

平成26年3月に滋賀県流域治水の推進に関する条例が制定された。同条例25条では、氾濫原対策「とどめる」対策のひとつとして、「盛土構造物の設置等に対する配慮」が規定されており、道路・鉄道事業者が大規模な盛土構造物の設置、改変または撤去を行う場合は、その周辺の地域において著しい浸水被害が生じないように配慮することとなっている。本稿では、同条例25条の規定を円滑に行うための技術的評価の方法および具体的な事務手順等を整理したガイドラインを作成したことから、その内容について報告するものである。

キーワード 流域治水の推進に関する条例, 盛土構造物, 道づくり, ガイドライン

1. はじめに

滋賀県では、平成26年3月に滋賀県流域治水の推進に関する条例を制定し、どのような洪水にあっても、①人命が失われることを避ける(最優先)、②生活再建が困難となる被害を避けることを目的として、自助・共助・公助が一体となって、川の中の対策「ながす」対策に加えて、川の外での対策「ためる」「とどめる」「そなえる」対策を総合的に進めていく治水を実践している。この取り組みのポイントは、大きな河川だけでなく、下水道や農業用排水路などの身近な水路のはん濫も想定した浸水予測「地先の安全度」を基礎情報として、様々な施策を組みあわせて実施している点である。本稿では、滋賀県が進める流域治水政策のうち、道づくりでも治水に配慮することを技術的に整理した「盛土構造物設置等ガイドライン」について報告する。



滋賀県が進める「流域治水」

—地域性を考慮した総合的な治水対策の展開—

目的	① どのような洪水にあっても、人命が失われることを避ける(最優先) ② 生活上の水などの生活再建が困難となる被害を避ける		
手段	川の中の対策(堤外地対策)だけでなく、「ためる」「とどめる」「そなえる」対策(堤内での対策)を総合的に実施する。		
河川内での治水安全に資する対策(これまでに実施)	ながす	河川砂防、堤防整備、治水ダム建設など	
流域治水対策(河川への流入量を減らす)	ためる	調整池、森林土壌、水田、ため池、グラウンドでの雨水貯留など	
氾濫原減災対策(氾濫原を抑制・軽減する)	とどめる	輪中堤、二峰堤、遊水地、水害防護林、土地利用規制、治水仕舞壁など	
地域防災力向上対策	そなえる	水害意識の醸成・公表、防災教育、防災訓練、防災情報の発信など	

2. 流域治水条例第25条「盛土構造物の設置等に対する配慮規定」の概要

(条例文の抜粋)

第25条 氾濫原において道路、鉄道その他の規則で定める施設と相互に効用を兼ねる大規模な盛土構造物の設置、改変または撤去(以下「設置等」という。)をしようとする者は、当該盛土構造物の設置等によりその周辺の地域において著しい浸水被害が生じないように配慮しなければならない。

2 知事は、前項の盛土構造物の設置等によりその周辺の地域において著しい浸水被害が生じるおそれがあると認めるときは、当該盛土構造物の設置等をしようとする者に対し、浸水被害を回避し、または軽減するために必要な措置を講ずることを求めることができる。

流域・氾濫原を横断する道路・鉄道等の連続盛土構造物を設置する場合、当該施設が氾濫流をせき止めることとなり、氾濫流の上流側では浸水被害を助長することがある。一方で、下流側では浸水被害が軽減する場合がある。

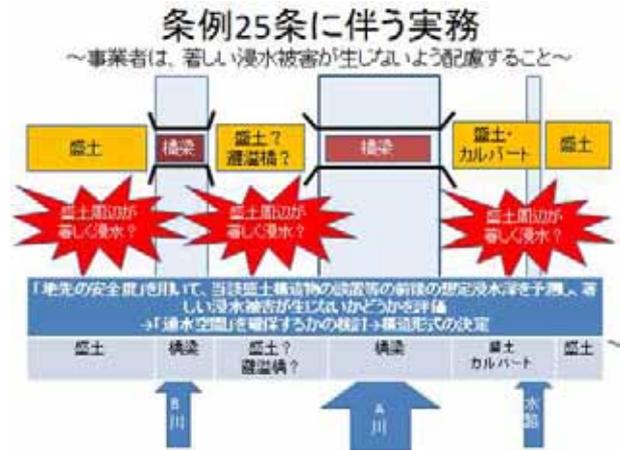
過去においては、水害のリスクを認識した地元住民、市町からの請願により、避溢橋（ひいつきょう：上流側の浸水被害を回避するため、盛土にかえて橋梁形式にしたもの）が整備された事例も見受けられる。県内では、新幹線や自動車道にみられる。

こういった中で、滋賀県では、「地先の安全度」を活用することにより、事業実施前後の水害リスクの変化を定量評価することが可能となったこともあり、条例第25条において、道路、鉄道等の大規模な盛土構造物の設置、改変または撤去（以下「設置等」という。）をしようとする者は、その周辺の地域において著しい浸水被害が生じないように配慮しなければならないこととしたものである。

なお、地先の安全度とは、滋賀県が、身近な水路等の氾濫も考慮しどのくらいの水害リスクがあるのかをシミュレーションにより求めた指標である。

これにより、県内氾濫原の任意の地点において、どれくらいの雨の時にどの程度の想定浸水位、氾濫流の流速、流向となるのかを把握することが可能となった。そこで、条例第25条の目的を達成するため、大規模な盛土構造物の設置等をしようとする者が、当該盛土構造物の設置等に際して、地先の安全度を用いて技術的に検討する具体的内容および具体的に行う事務手順等について「流域治水の推進に関する条例第25条に係る盛土構造物設置等ガイドライン」として整理したものである。

地先の安全度マップ(水害リスク情報)
<http://shiga-bousai.jp/dmap/top/index>



3. 盛土構造物設置等ガイドラインの内容

ガイドラインには、大規模な盛土構造物の設置等を行うおうとする場合、①浸水リスクの調査方法、②大規模な盛土構造物の設置等による浸水被害の予測評価の技術的基準、③手続き規定を示している。平成27年4月1日から運用している。

ポイントは次の3点です。

- (1) 「地先の安全度」を用いて、盛土構造物設置等の前後の想定浸水深を予測評価
- (2) 著しい浸水被害が生じるおそれがある場合は、浸水被害の予測評価を踏まえた必要な措置の検討（開口部等、設計内容の精査）
- (3) 盛土構造物設置等をしようとする者は、地元等関係者に浸水被害のリスクをより正確に理解していただけるよう、検討結果を説明等に用いる

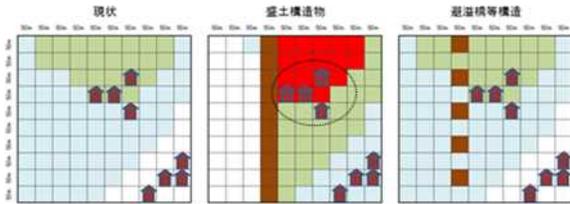
盛土構造物の設置等に対する配慮等(先人の知恵)
【東海道新幹線の例】



「地先の安全度」を用いた浸水被害の予測評価

- ・ 浸水シミュレーションを実施し、連続盛土構造物設置前後の水害リスクを予測・評価
- ・ 著しい浸水被害が生じるおそれがある場合は、必要な措置を検討(開口部等、設計内容の精査)

盛土構造物設置等への配慮案 【凡例: 青色(3m以上)、緑色(0.5m以上)、白色(0.5m以下)】



盛土構造物設置等ガイドライン 目次

1. 目的
2. 適用範囲
3. 浸水リスクの調査
4. 盛土構造物の設置等による浸水被害の予測評価の技術的基準
 - ①大規模な盛土構造物の定義
 - 【高さ1m以上の盛土が50m以上連続する】
 - ②著しい浸水被害の定義
 - 既存市街地において、当該盛土構造物の設置等により、新たに、次の区域が生じること
 - 【1/10(最大時間雨量50mm)降雨時に想定浸水深が0.5メートル以上となる】
 - 【1/200(最大時間雨量131mm)降雨時に想定浸水深が3.0メートルを超える】
 - ③地先の安全度を用いた想定浸水深の予測方法
 - ④著しい浸水被害が生じないかどうかの評価方法
 - ⑤浸水被害の予測評価を踏まえた必要な措置の検討
5. 手続き規定

ここでは、ガイドライン検討における技術的課題2点について記述する。

(1) 技術的課題と対応策

① 条例25条に規定されている「大規模な盛土構造物」の定義を具体的に行うこと。大規模と定義する盛土高さや延長を設定する必要があること。

盛土高さは、現在滋賀県が公表している「地先の安全度マップ」において、盛土部は、盛土高さが1m程度以上のものを抽出し、氾濫原を遮る壁としてモデル表現しており、このモデル作成時の考え方に準拠することとし、盛土構造物の高さが1m以上とした。盛土延長は、「地先の安全度マップ」作成に使用した地盤高データは、50mメッシュ標高としており、モデル作成時の精度に準拠することとし、盛土構造物の延長が50m以上とした。

② 著しい浸水被害が生じないよう配慮するとの定義を具体的に行うこと。

道路等は、まちづくりにおける主たる工種の一つであり、まちづくりの基準との整合を図ることを考えた。流域治水条例では、第29条において1/10確率降雨時に想定浸水深が0.5m以上である土地の区域は頻りに床上浸水することを避けるため、新たに市街化区域に含めない規定があること。また、

条例13条において1/200確率降雨時に想定浸水深が3.0m以上となる区域は、家屋水没による人命被害を避けることが必要との規定を踏まえ、これらの基準を準用することとした。結果、当該盛土構造物の設置等により新たに、

【1/10最大時間雨量50mm降雨時に想定浸水深が0.5m以上とならない】

【1/200最大時間雨量131mm降雨時に想定浸水深が3.0m以上を超えない】

とした。

また、既存市街地における定義についても、下記のとおり設定した。

- I. 「都市計画法第7条第2項に基づく市街化区域」
- II. 「都市計画法第8条第1項第1号に基づく用途地域および同第2号に基づく特別用途地域」
- III. 「都市計画法第12条の4に基づく地区計画または集落地区計画の区域」
- IV. 「都市計画法第34条第1項11号及び12号に基づく区域」
- V. 「上記I. からIV. 以外の区域（市街化調整区域・非線引都市計画区域・都市計画区域外）において、居住または業務の用に供する建築物が建築されている区域」

4. 道路詳細設計内容を踏まえた具体的な予測評価の実施

3. ①, ②の具体化の検討においては、盛土上流側のリスク助長イメージは定性的にイメージだけでは具体の検討ができないことから、平成25年時点で道路詳細設計を終えている設計内容をもとにシミュレーションを実施し、水害リスクの変化を具体的に評価した。

検討結果は、下記の予測評価フローのとおり。なお、著しい浸水被害の定義に照らし満足しない場合は、再度、盛土計画諸元(盛土断面、橋梁、開口部等)の見直し入力により繰り返しシミュレーションを行うこととした。

また、シミュレーション結果については、盛土構造物の設置前、設置後の確立規模1/10, 1/200の想定浸水深の比較を行うとともに、盛土設置前後の浸水深の変化および盛土設置前後の流向流速図を示すこととした。これにより、盛土構造物を設置しようとする者はもちろん地元関係者に浸水リスクをより正確に理解していただけるよう「見える化」に配慮した。



5. 具体的検証事例（大野木志賀谷長浜線）

大野木志賀谷長浜線における具体的検証資料を掲載する。

大野木志賀谷長浜線計画概要

工区延長：L=999m

主要工事：盛土工事800m，橋梁工事2基，BOXカルバート工事9基

盛土高さ：最大3.8m

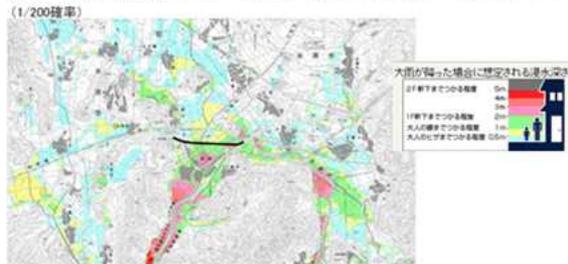
工事場所：米原市長岡

①現状のリスクの確認

計画地点の現況は、一級河川天野川と一級河川弥高川が流下している。を横過する路線計画となり、1/10、1/200ともに下流の合流部では、最大3m未満の浸水深が見られる。同路線の北側に東海道新幹線が横過しているが、新幹線構造物は、避溢橋となっており、新幹線の盛土構造物上流部と下流部で浸水深が大きく変化していないことが確認できた。

現状の浸水リスクの確認例

- 地先の安全度マップに、道路計画路線を重ねると、現状の水害リスクを確認することができます。
- 地先の安全度マップは、下記にて確認いただけます。
滋賀県防災情報マップ <http://shiga-bousai.jp/dmap/top/index>



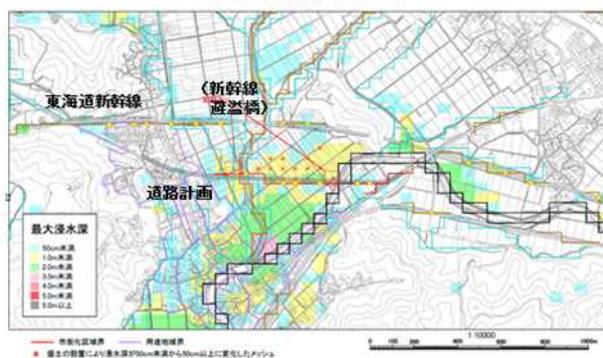
(地先の安全度マップに道路計画路線を重ねた図)

②盛土設置後の想定浸水深

1/10確率降雨：50mメッシュの予測評価を行い、新たに0.5m以上の浸水深となる区域が18メッシュ発生することとなった。うち、既存市街地において、新たに、0.5m以上の浸水区域が2メッシュ生じ、既存建築物2棟を著しい浸水被害に該当すると予測された。想定浸水深が詳細に把握できる5mメッシュ資料にて、1棟は、0.5m未満の想定浸水深であることを確認し、別の1棟は、農業用倉庫であることを確認した。結果、技術基準の著しい浸水被害に該当しないことを確認した。

1/200確率降雨：50mメッシュ資料にて新たに3.0m以上の浸水深となる区域がないことを確認し、技術基準の著しい浸水被害に該当しないことを確認した。

盛土設置後の想定浸水深 予測例 (確率規模1/10)

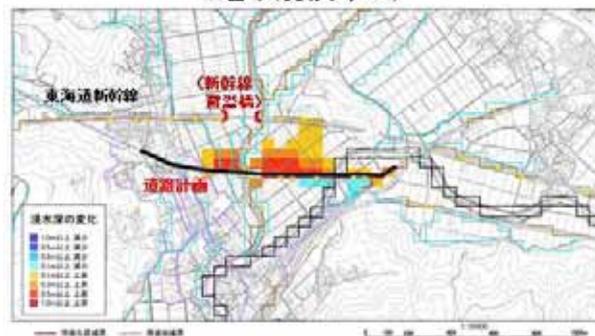


③盛土設置前後の浸水深変化量

盛土設置前後の浸水深の変化量により各確率規模ともに1.0m以上の浸水深の変化があることを確認した。

また、盛土構造物の氾濫原下流部においては、0.1m以上の浸水深の減少が見られ、浸水リスクが低減される箇所を確認した。

盛土設置前後の浸水深変化量 予測例 (確率規模1/10)



④予測評価のまとめ

予測評価におけるフローに基づき検証した結果、当該路線については、既存市街地において著しい浸水被害が生じないことを確認し、当該路線の計画諸元が適切であることが評価できた。

一方、1/10確率降雨における想定浸水深が0.5m以上となる既存市街地以外となる面積は16メッシュ、（16メッシュ×50m×50m=40,000m²農地）と想定され、本ガイドラインにおける著しい浸水被害に該当しないこととなる。このことから本ガイドラインにおいては、「大規模な盛り土構造物を設置等をしようとする者は、地元等関係者に浸水被害のリスクをより正確に理解していただけるよう、本ガイドラインによる検討結果を説明等に用いるものとします。」と付記することとした。

6. 手続き規定

手続き規定については、流域治水条例25条の2により、「知事は、前項の盛り土構造物の設置等によりその周辺の地域において著しい浸水被害が生じるおそれのあると認めるときは、当該盛り土構造物の設置等をしようとする者に対し、浸水被害を回避し、または軽減するために必要な措置を講ずることを求めることができる。」としていることから、実務者が円滑に事務を遂行できるよう当該ガイドラインにて既存法令に基づく事務手続きを類似の事例として整理し、具体的手続き規定についても構築した。

具体的には、盛り土構造物を設置しようとするものが、先に述べた技術基準に照らし、浸水被害の予測評価を踏まえた必要な措置の検討結果を知事（各土木事務所を經由し流域治水政策室にて対応）に協議し、知事から回答することとした。

これにより、流域治水条例25条における盛り土構造物設置等における著しい浸水被害の回避について適切に配慮されている証明となる。

当ガイドラインの策定により、滋賀県では「道づくりでも治水」を具体的に運用する仕組みを構築することができた。引き続き、水害に強い地域づくりを進めていくとともに運用における課題や新たな知見等を整理し、必要に応じガイドラインをより活用しやすいものとしてまいりたい。

7. おわりに

本ガイドラインは、平成26年度に、県および国の事業事務担当者等をメンバーとするワーキンググループを設置し、計6回のワーキングを行った結果をとりまとめたものである。（発表者が、滋賀県土木交通部流域政策局流域治水政策室、土木交通部道路課に配属されていた時に行ったものである）

平成24年4月の近畿地方整備局設計便覧（案）道路編には、災害に強い道路計画に関する記述があり、「集水地形を考慮し、盛土を一部避溢橋へ変更するなど、災害回避を検討する」と記載されている。

<http://www.kkr.mlit.go.jp/plan/binran/etsuran.html>

また、今回のガイドライン策定により、滋賀県設計便覧（案）第3編道路篇の運用事項に当ガイドラインの適用との整合を図り、「なお、地元関係者に浸水被害のリスクをより正確に理解していただけるよう、ガイドラインによる検討結果を説明する。」と記載された。本県の取り組みが、今後、本県のみならず他府県における道路・鉄道等の事業計画時の一助になれば幸いです。

謝辞：本ガイドラインをまとめるにあたり、ワーキングメンバーのご担当者みなさまには多大なるご協力をいただきました。特に全建辰巳会のみなさまには、豊富な経験をもとに貴重なご意見をいただきました。ここに、感謝の意を申し上げます。

〔別紙〕委員構成（平成26年6月現在）

区分	所属	職名	氏名	備考
県	国土交通省近畿地方整備局 滋賀国道事務所	事業対策官	勝井 厚司	
		主 幹	加藤 正己	
		副主幹	野村 順一	
	都市計画課	副主幹	松田 寛史	
		主 査	北川 一哉	
	河川・港湾課	室長補佐	七里 啓史	
		室長補佐	萩野 宏之	
	流域治水政策室	室 長	藤田 喜登隆	グループ長
		室長補佐	岡田 健一	
	WG規約第3条4項に基づき出席を求めた方			田中 健晴
			加藤 晴吾	（全建辰巳会）
			中谷 孝剛	（全建辰巳会）
			北川 利幸	（全建辰巳会）
市	流域治水政策室	副理事	田井中 繁美	
		主 幹	辻 光浩	
		主 幹	純尾 孝治	
		副主幹	矢田 聡彦	
		副主幹	一伊達 哲	
		主 査	明智 俊和	
		主 査	山田 千尋	
主任技師	花房 大輔			

大和川における自然再生事業の 取り組みについて（中間報告）

角田 豊土¹

¹近畿地方整備局 大和川河川事務所 調査課 （〒583-0001大阪府藤井寺市川北3-8-33）。

かつての大和川は、魚釣りや水遊びなど人と川の関わりのある川であった。しかし、水質の悪化や河川改修による河川の直線化などにより、動植物の生息・生育、繁殖環境が減少してきた。水質改善事業により水質改善は進み、近年ではアユの遡上も確認されているが、大和川らしい多様な生物が棲む環境には至っていない。そこで平成21年に自然再生計画を策定し、瀬淵の再生および水際植生といった自然再生事業を開始した。モニタリング調査を進めることで、ハビタット（生物の住処）および魚種の増加といった結果が得られた。

キーワード 瀬淵、袋詰め玉石、水際植生、ハビタット

1. はじめに

1955年（昭和30年）代以前の大和川は、水質が良くて魚などの生物も多く、魚釣りや水遊びなど人と川の関わりがあった。しかし、高度経済成長期頃から水質は悪化し、1965年（昭和30年）代以降は、河川改修による河道の直線化や護岸のコンクリート化、拡幅などにより、自然の河岸や河床が失われ、瀬・淵などの多様な河床形状、水際植生などの動植物の生息・生育、繁殖環境が減少してきた。

このような背景を踏まえ、大和川では、水質改善事業を進めるとともに、アユが中流の奈良県まで遡上し、魚釣りや水遊びなど水辺に多くの子供達の姿がみられた1955年（昭和30年）頃の姿を目指して、大和川らしい多様な生物の生息・生育・繁殖環境の保全、再生、創出を行うものとして平成21年度に自然再生計画を策定した。

本文は中間報告として、大和川自然再生事業のうち、平成25・27年度に整備した瀬・淵、水際植生の整備内容及びモニタリングについてとりまとめたものである。また、平成26年度「大和川における自然再生事業の取り組みについて（中間報告）」¹を引き継いだ事業報告である。

2. 目的

大和川らしい多様な生物が生存する箇所として、河口

より17.0k付近の河内橋が挙げられる。堰堤や浄化施設の存在も要因の一つであるが、約600m程の短い区間の中でワンド、瀬、淵、水際植生など様々なハビタットが形成され、水性生物にとって非常に住みよい環境になっている。このように短い区間で様々なハビタットがある区間を、「大和川らしい河川環境」とし、自然再生整備の目標とする。



図-1：河内橋付近の河川環境

3. 工法・場所の選定

(1) 袋詰め玉石（瀬淵の再生）

・基本的な考え方

現存する大和川の瀬・淵は、上下流方向に1m～2m程度の起伏により維持されていることから、これに倣う

形とした。具体的には、低水路内が蛇行しミオ筋が左右に移行する場所で、ミオ筋部の河床を一部固定し、安定した瀬頭（せがしら）を形成させる。

・工学諸元

表-1 袋詰め玉石の工学諸元

工法	袋詰め玉石の敷詰 2~4t袋 (保有資材を考慮する)
中詰材	5~20cm程度の玉石を充填し、所定の重量を確保する。可能な限り現地材料もしくは保有資材の流用を図る。
規模	長さ15m×幅30m程度 ※現地地形合わせ。
整備後水深	平水時で15cm~20cm以上 ※アユ産卵場平均水深15cm

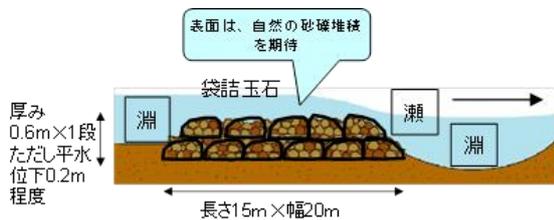


図-2 袋詰め玉石工のイメージ

・施設の安定

「護岸の力学設計法」に準拠した。計画高水時の代表流速算定：4.5~5.3m/s。必要重量は同書「滑動-層積み」モデルより算定するとともに、経済性を考慮して決定した。

・長所、短所

袋詰め玉石は、木杭併用分散型落差工、護床ブロック流用案と比較して総合的に優れていると判断した。

表-2 袋詰め玉石の長所・短所

長所	<ul style="list-style-type: none"> 可撓性が高く、出水による河床の変動にも追従して河床になじむ。 施工実績から、出水時の活動、めくれ等の損傷は見られない。
短所	<ul style="list-style-type: none"> 施設を一定位置に維持するために、施設設置時に若干の河床掘削が必要である。 構造上一体あたりの重量が大きくなる。 景観性に欠ける。 モニタリングでは袋体上面は堆積傾向がみられる。

・主な対象種

瀬の再生箇所では、流水環境を好む種の生息場、アユの産卵場としての機能が期待される。

(生息場として利用する種) アユ、オイカワ、カワヨシノボリなど

(産卵場として利用する種) アユ、オイカワ

(2) 捨て石工 (水際の再生)

・基本的な考え方

地上部にはヨシ等の植物が付き、水中部の空隙には、小魚が隠れられるような、構造とする。

・工学諸元

表-3 捨て石工の工学諸元

工法	捨て石工
中詰材	粒径は、600mmと300mm混合。ただし、現地材料の流用等で600mmが困難な場合は300mmとした。
規模	水際の多様性向上を考慮し、完全連続は不要。100mあたり3~4基程度設置。
整備後比高	平水時に、水面上にも一部出る高さとした

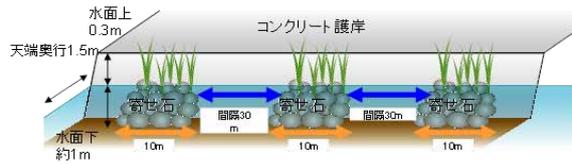


図-3 捨て石工のイメージ

・施設の安定

「護岸の力学設計法」に基づき、計画高水時に移動しない粒径600mm、低水路満杯流量時に移動しない粒径300mmとした。

・長所、短所

表-4 捨て石工の長所・短所

長所	・施工性に優れ、現地材料もしくは保有資材の流用することで費用を抑えることが可能。
短所	・出水などにより平面的に拡散し、立体的な構造が維持されにくいことが確認された。

・主な対象種

水際の再生箇所では、緩流環境を好む種の生息場、魚類の産卵場、仔稚魚の成長の場、出水時の避難場としての機能が期待される。

(生息場として利用する種) ミナミメダカ、モツゴ、タモロコなど

(産卵場として利用する種) コイ、フナ類、ミナミメダカ、モツゴなど

(3) 適した施行場所

瀬淵の再生は、発達傾向にある砂州の間で、ミオ筋が洗掘固定されている箇所に対して、可撓性の護床施設を河床に一定幅沈設するものである。ミオ筋の局所洗掘を抑え、さらに拡散した流れが砂州の延伸、固定・陸域化を抑制する効果により、施設の上面の早瀬、または両袖部に拡散した流れが砂州周辺に形成する平瀬を期待するものである。

水際の再生は、直線的な河岸部沿いに設置することで水際部の変化を創出する。

(4) 整備箇所の選定

以上の工法を踏まえて整備箇所を17地点選定し、以下の基準を元に整備順位を決定した。

1. 近傍の瀬でのアユの産卵の有無
2. 下流から優先的に整備を実施

以上から、平成25年度の整備箇所を10.4k、平成27年度の整備箇所を11.0k、11.5k、16.7kの地点とした。

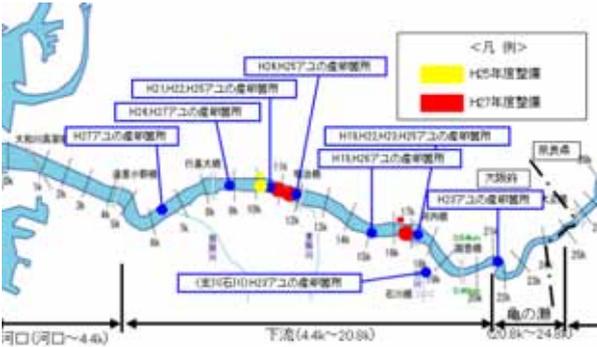


図-4 本論文における自然再生整備箇所

4. 平成25施行箇所

(1) モニタリング調査

整備地点(10.4k)はかつてハビタットが豊富であり、平成24年度、25年度の魚類調査で、アユの産卵が確認され、かつ海に近い瓜破大橋下流(大和川10.4k付近)である。

下図の比較からわかるように、整備後の袋詰め玉石上に砂礫が堆積して中州になってしまった。袋詰め玉石上に瀬を形成することはできなかったが、左右方向の流れが瀬となり、その影響で淵が形成され、付近のワンドも発達した。

調査開始後1年間は袋詰め玉石および水際植生の形状に変化が見られたが、2年目以降は大きな変化は確認できず、瀬淵等の形状は維持されている。



図-5 整備前の航空図(10.4k付近)

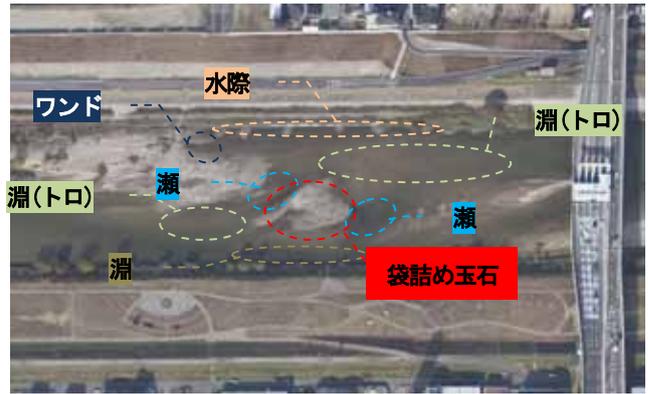


図-6 整備後の航空図(10.4k付近)

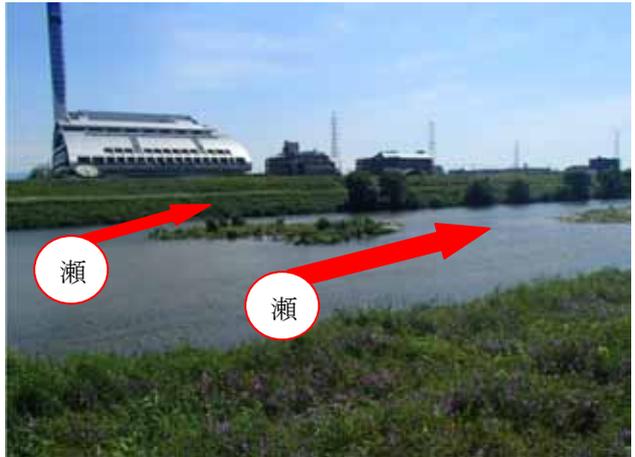


写真-1 10.4k瀬淵現地写真(H28.05.13右岸より撮影)



写真-2 10.4k水際植生現地写真(H28.05.13)

(2) 魚類調査結果

整備前後の魚類種数の増減変化を把握するため、魚類調査を実施すると、施工前の総確認種数6種が、施工後の調査では15~16種と倍増していた。

なお、調査は20m四方のメッシュ区分を16個設定し、各メッシュで、目合12mm及び18mmの投網を2投、タモ網を3名が5分間採捕を実施した。



写真-3 調査実施状況 (左: 投網、右: タモ網)

表-5: 魚類確認種の経年比較

No.	種名	施工前			施工後			主な住息環境
		H25	H26	H27	H25	H26	H27	
1	ニホンウナギ	○	○	○	○	○	○	淵 (トロ)
2	コイ						○	淵 (トロ)、ワンド
3	フナ属				○	○	○	水際、淵 (トロ)、ワンド
4	オイカワ	○	○	○	○	○	○	瀬、淵 (トロ)
5	モツゴ				○	○	○	水際、ワンド
6	タモロコ				○	○	○	水際、ワンド
7	カマツカ	○	○	○	○	○	○	淵 (トロ)
8	ニゴイ属				○	○	○	淵 (トロ)
-	コイ科				○			-
9	カダヤシ				○	○	○	水際、ワンド
10	タウナギ (本土産)						○	水際、ワンド
11	アユ	○						瀬
12	ミナミメダカ				○			水際、ワンド
13	ブルーギル						○	水際、ワンド
14	オオクチバス						○	水際、ワンド
15	ボラ				○	○	○	淵 (トロ)
16	マハゼ	○	○	○	○	○	○	淵 (トロ)
17	ゴクラクハゼ				○	○	○	淵 (トロ)
18	シマヒレヨシノボリ				○			淵 (トロ)
19	カワヨシノボリ				○	○	○	瀬
-	ヨシノボリ属						○	-
20	スマチチブ	○	○	○	○	○	○	淵 (トロ)
種数		6	15	16				

(3) 考察

計画していた形状とは異なったが、整備前後でハビタット種数が増加し、それぞれの環境に適した生物が息をせきる環境となった。

しかし、袋詰め玉石の施工高さが高いことから、砂礫が堆積して中州へと変化してしまった。施工高さはアユの産卵高さを考慮して平水位 (過去約10年間の平水位平均値) から-10cmで設定したが、水面から出ていることが多く、さらに低く設定する必要があると考えられる。また、出水時において、袋の結び目同士を結ぶロープにごみが引っかかりやすいといった課題がある。以上を踏まえ、H27年度施工した3カ所では施工高さ等に留意して設計した。

5. H27施行箇所

(1) モニタリング調査

平成27年度施行3箇所のモニタリング結果について述べる。

平成25年度の整備を踏まえ、平水位より-20cmの位置を施行高さとした。さらに、袋詰め玉石の連結ロープについてはゴミの引っかかりを防ぐため、試験的に取り付けなかった。

a) 11.0k

袋詰め玉石のみ整備した。調査結果は以下の通りである。

- ・袋詰め玉石上部は水面下にあり、現時点でゴミもほとんどたまっていない。
- ・徐々に袋詰め玉石へ砂の堆積が進み、周囲よりも流れの速い瀬が形成されている。
- ・袋詰め玉石の下流側の窪み部分は水深が深く、緩やかな淵が形成されている。

以上より、中州になる恐れも低く、現時点において整備状況は良好であるといえる。



写真-4 11.0k瀬淵現地写真 (H28.04.19左岸より撮影)

b) 11.5k

袋詰め玉石のみ整備した。

- ・施工高さが高くなってしまい、袋詰め玉石上部が水面よりも高い位置にあることから、H25年度整備地点10.4kに近い状況といえる。
- ・袋詰め玉石より左右方向に瀬が形成されている。
- ・下流方向では流れは緩やかになり、淵が形成されている。
- ・結び目同士をロープで連結しなかったため、ゴミはほとんどたまっていない。



写真-5 11.5k瀬淵現地写真 (H28.04.19左岸より撮影)

c) 16.7k

袋詰め玉石及び捨て石工について整備した。

- ・ a)10.8kと同様に袋詰め玉石上部はほぼ水面下にあり、出水時にごみがたまる恐れも低いと考えられる。
- ・ 袋詰め玉石付近の瀬は他の整備箇所と比べると緩やか。
- ・ 袋詰め玉石の下流箇所は、水深が深く緩やかな流れの淵が形成された。



写真-6 16.7k瀬淵現地写真 (H28.05.13右岸より撮影)

水際植生について、植物が生えてきた部分もあるが、現時点で大きな変化は見られない。今後出水を繰り返すことで捨て石が広がり、隙間から植物が育つことを期待する。



写真-7 16.7k水際植生現地写真 (H28.05.13)

(2) 考察

袋詰め玉石について、3地点それぞれで特性が異なった。11.0kでは低水位でも袋詰め玉石は水面下にあることから、中州になる恐れも低く、整備状況は良好であるといえる。11.5kはおそらく計測時の水位が平水位より

も高く、施行高さが高くなってしまい、中州になる恐れが想定される。16.7kでは低水位でも袋詰め玉石は水面下にあるが、瀬としては少し緩やかな流れである。今後砂礫の堆積が進むことを期待する。

以上より、施行高さに留意したことで適切な高さに整備された地点もあるが、誤差が生じた地点もあった。変動する水位に対して毎回適切な高さに施行するには、整備後の調整も必要である。

6. まとめと今後の課題について

平成25年度の自然再生整備箇所について、設計当初とは異なる中州へと変化したが、魚類調査の結果は平成26年度15種、平成27年度16種と整備前6種を大きく上回る結果となった。3年目のモニタリング調査を迎えた現在も安定した瀬が形成され、その他のハビタットも健在であることから、袋詰め玉石および捨て石工は効果があったといえる。

平成27年度に実施した3地点は、課題の一つであったごみの引っかかりについて連結ロープを使用しなかったことで改善が見受けられるが、袋詰め玉石の施工高さは場所によって差が出たため、安定させるために今後も改良が必要である。

そこで、袋詰め玉石上部が水面から出ている11.5kについて、直営で高さを調整できないか検討中である。予め低くする高さを決めておき、水位が低くて作業がしやすいタイミングで現地へ行く。結び目をほどいて中身の石を取り除いて調整し、最後にひもを結びなおして完了。方法はシンプルではあるが、中州へと変化させずにすむと、今後の整備箇所についてリスクを軽減できる。

その他周辺の環境については、今後どのような環境に変化していくのかモニタリング調査を継続する。また、魚類調査では魚種および個体数の変化、ハビタットごとにどのような種が生息しているのか調査し、結果を踏まえて整備効果の考察を行う。

謝辞：本論文の作成にあたり、多くの知識や示唆を頂いた方々へ、ご協力を頂いたことに心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 古川光里・今井勝幸：大和川における自然再生事業の取り組みについて（中間報告）

和歌山下津港海岸（海南地区）湾奥部ゾーン におけるL2地震動の設定について

寺本 健太郎¹

¹近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 設計担当（〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30）

施設の耐震設計にあたっては、外力条件である地震動の設定が重要となってくる。和歌山下津港海岸（海南地区）における津波対策事業を進めるにあたり、地震動が地表面の各施設に伝播するまでのサイト増幅特性について、常時微動観測結果を基に設計対象エリアをゾーン分けするとともに、湾奥部ゾーンについて、現地の土質調査結果を踏まえた適切な地盤モデルの設定を行い、東日本大震災で得られた知見を基に確立された震源モデル（SPGAモデル）にて、耐震設計に用いる地震動を設定した。

キーワード 地震動、サイト増幅特性、常時微動観測、工学的基盤面、SPGAモデル

1. はじめに

和歌山下津港海岸（海南地区）（図-1）は、東海・東南海・南海の三連動地震に伴う津波により、甚大な被害が想定されるため、2009年度より津波浸水対策事業として、防護ラインを湾口に配置し、護岸及び防波堤の補強・嵩上げと直立浮上式防波堤の設置を組み合わせた整備を実施してきた。しかし、2011年3月の東日本大震災をうけ、2012年8月に内閣府より南海トラフの巨大地震が公表されたことに伴い¹⁾、設計外力が大幅に増加したため、事業の見直しを検討し、2015年2月に新たな整備計画として、港内部の護岸嵩上げ計画を公表した（図-2）²⁾。それに伴い、新たに施設の耐震設計をすすめる必要が生じた。施設の耐震設計にあたっては、外力条件である地震動の設定が重要となってくる。

本稿では、地震動が地表面の各施設に伝播するまでのサイト増幅特性について、常時微動観測結果を基に設計対象エリアをゾーン分けをするとともに、湾奥部ゾーンについて、現地の土質調査結果を踏まえた適切な地盤モデルの設定を行い、東日本大震災で得られた知見を基に確立された震源モデル（SPGAモデル）を適用して、耐震設計に用いる地震動を設定した。



図-1 和歌山下津港海岸（海南地区）位置図



図-2 新たな整備計画（防護ライン）及び検討対象施設（点線〇囲いが検討対象箇所）

2. 常時微動観測とサイト増幅特性のゾーニングの設定

(1) サイト増幅特性の評価について

図-3に地震動の各特性の概念図を示す³⁾。地震動に影響を及ぼす要因として、震源特性、伝播経路特性及びサイト増幅特性の3つがあり、中でも重要なのがサイト増幅特性である。サイト増幅特性とは、堆積層における（地震基盤から地表までの）地震動の増幅率のことで、地震動が震源から地表面に伝達される際、堆積層は緩く締まっているため、堆積層で地震動が増幅する。堆積層は対象地点毎に異なるため、サイト増幅特性も地点毎に異なる。そのため、サイト増幅特性を適切に評価しなければ、外力条件である地震動そのものが過小にも過大にもなり、設計そのものがミスリーディングになる。

サイト増幅特性を評価する方法として、①常設もしくは

は1年から数年程度の期間臨時に設置した強震計（地震計）により得られた中小地震観測記録を使用した方法と、②常時微動観測を使用した方法がある³⁾。常時微動観測とは、各種の人間活動などによって発生する地盤の微小な振動を観測することで、その振動は数ミリカイン（ $1\text{mkine}=10^{-5}\text{m/s}$ ）程度の僅かなものである。常時微動観測は持ち運び可能な観測機を使用し、また観測自体も10分程度で完了するため、コストパフォーマンスの良い観測である（図-4）。

サイト増幅特性を評価するうえでは、①の方法は地震そのものを評価するため最も有効な方法であるが、検討対象施設周辺に強震計は常設されておらず、臨時に強震計を設置したとしても、設計を早急にすすめる必要があったため、地震記録を観測する期間を確保できなかった。そのため、今回は②の方法でサイト増幅特性を評価した。

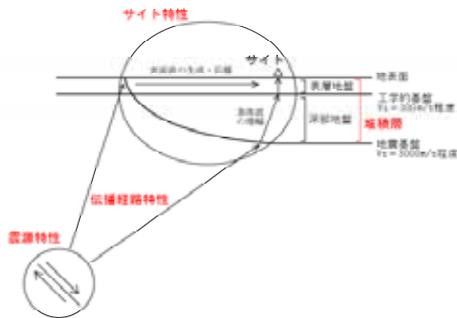


図-3 震源特性・伝播経路特性・サイト増幅特性³⁾



図-4 常時微動観測の様子

(2) サイト増幅特性のゾーニング設定について

サイト増幅特性のゾーニングとは、サイト増幅特性のピーク周波数を確認し、概ね同じピーク周波数を有する地域に分けることである。サイト特性のピーク周波数は常時微動観測により得られるH/Vスペクトルで評価できる。H/Vスペクトルとは常時微動観測によって得られる水平動と鉛直動のフーリエスペクトルの比であり、ピーク周波数はサイト増幅特性のピーク周波数と一致する特性がある。フーリエスペクトルとは、地震波形を波形に含まれる周波数成分に分解し、どの周波数成分の波が大きいのかを示したものである。

海南地区における常時微動観測を行った結果、常時微動H/Vスペクトルについて、図-5のとおり、

- ・1.3～1.6Hz にピーク周波数帯を持つ船尾側ゾーン
- ・2.0Hz にピーク周波数帯を持つ湾奥部ゾーン
- ・4.0Hz 以上にピーク周波数帯を持つ冷水側ゾーンの3つのゾーンに大別できた。

常時微動観測の結果について、紙面の都合上、図-6のとおり、代表箇所のみ（図-5の□囲い）を掲載する。以上より、新たにゾーニング設定する港内部でのサイト増幅特性を考慮した設計地震動を設定することとする。



図-5 港内部におけるサイト増幅特性のゾーニング

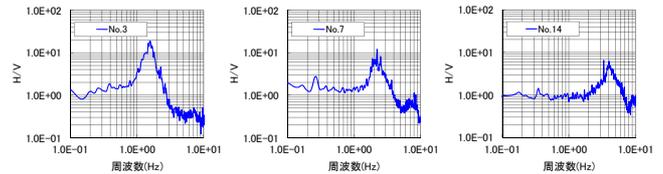


図-6 常時微動観測結果（代表箇所のみ掲載）

3. 湾奥部ゾーンにおけるサイト増幅特性の竹補正

2章の港内部のゾーン分けを踏まえ、湾奥部ゾーンのサイト増幅特性を評価する。地震観測によりサイト増幅特性が設定されている図-5のNo.A1（関電：○囲い）において、ピーク周波数帯が1.05Hzであるサイト増幅特性が得られているが、これをベースに、湾奥部ゾーンのサイト増幅特性としてピーク周波数帯を2.00Hzへ図-7の矢印のようにシフトする。このように常時微動観測によって、直接はサイト増幅特性を評価せずに、ピーク周波数をシフトさせることを竹補正と呼んでいる⁴⁾。

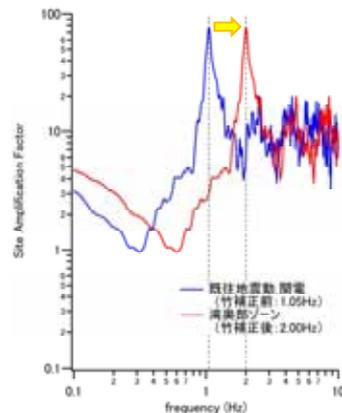


図-7 サイト増幅特性の竹補正

4. 工学的基盤面の設定

(1) 工学的基盤面を設定するうえでの留意点

工学的基盤面の設定のあたって、

- ・同一のゾーン内では整合させておく
- ・耐震性能照査における動的解析を行う際も一致させることが重要である。例えば同一ゾーン内で工学的基盤面が統一されていないこと、もしくは地震動設定と動的解析上の工学的基盤面がずれていることは問題である。

以上より、湾奥部ゾーンにおける複数箇所のボーリング結果より総合的に判断し、共通する土層を工学的基盤面と設定することとする。

(2) 湾奥部ゾーンでの地盤特性

今回地震動を設定する湾奥部ゾーンでの地盤特性として、図-8 に示す湾奥部ゾーンでの地盤モデル (No.27-7,12,16: 土質調査箇所は図-5 の●箇所) のPS 検層の結果より、「せん断波速度Vs と N 値で工学的基盤面と判断する深度が異なる」ことが挙げられる。なお、一般的には、せん断波速度Vs と N 値には相関性がある。

- ・洪積砂礫層、洪積粘性土層いずれもN 値が10 前後であってもVs=300m/s を概ね超える結果となった。
- ・N 値が50 を安定的に超えるのはDg3 層もしくは基盤岩であるPs 層である。
- ・なお、この傾向は既往土質調査や船尾側ゾーンでも同様であり、海南地区特有の地盤特性であると考えられる。

湾奥部ゾーンでのボーリング (No.27-7,12,16) におけるせん断波速度Vs と N 値の関係を図-9 に示す。

No.27-7				No.27-12				No.27-16			
深度 (m)	地層	N値	S波速度 <層毎> (m/s)	深度 (m)	地層	N値	S波速度 <層毎> (m/s)	深度 (m)	地層	N値	S波速度 <層毎> (m/s)
0.1	B1		125	0.1	B1		125	0.1	B1		125
1.2	B1<礫石>			1.2	B1			1.2	B1		
2.3		3		2.3		3		2.3		3	
3.4	As1		123	3.4	As1		123	3.4	As1		123
4.5				4.5		10		4.5		9	
5.6	Ac2		115	5.6	Ac2		115	5.6	Ac1		180
6.7	Ag		190	6.7	As1	19	300	6.7	As1	12	180
7.8				7.8	Ag		300	7.8			
8.9				8.9	Ac2	7	200	8.9	Ac2	16	190
9.10	Ac2		180	9.10	Ac2	7	200	9.10	Ac2	6	190
10.11				10.11	Ag		200	10.11	Ag		190
11.12	Ag		277	11.12	Ac2		200	11.12	Ac2		190
12.13				12.13	As3	16	200	12.13	As3		210
13.14				13.14	Ac3		200	13.14	Ag	17	250
14.15	Ac3		197	14.15				14.15	Ac3	18	
15.16				15.16	Dg1		310	15.16			210
16.17		27		16.17	Dg1	12	200	16.17	Ac3	2	190
17.18	Dg1		430	17.18	Dc1		340	17.18	Dc1	15	250
18.19				18.19	Dg1	16	340	18.19			
19.20				19.20	Dg1	9	340	19.20			
20.21	Dc1	5	300	20.21	Dg1	16	340	20.21	Dc1	11	
21.22	Dg1		415	21.22	Dc1	9	340	21.22	Dg1	28	330
22.23				22.23	Dc1	13	340	22.23			
23.24	Dc1	21	405	23.24	Dc1	6	340	23.24	Dc1	11	290
24.25				24.25	Dc1	12		24.25	Dc1	10	
25.26	Dc1	22		25.26		12		25.26			
26.27				26.27	Dg1	8		26.27	Dg1	25	
27.28				27.28		18		27.28			
28.29				28.29	Dg1	16	460	28.29			
29.30	Dg1		474	29.30		11		29.30			
30.31				30.31		16		30.31			
31.32				31.32		22		31.32	Dg1	22	500
32.33				32.33		26		32.33		15	
33.34				33.34	Dc1	11	510	33.34		28	
34.35	Dc2	12	490	34.35	Dc1	31	510	34.35		23	
35.36				35.36	Dc2	8	510	35.36		29	
36.37				36.37	Dc2	14		36.37	Dc3	13	480
37.38	Dg2		468	37.38	Dg2	10	510	37.38		12	
38.39				38.39	Dg2	9	510	38.39		29	
39.40				39.40	Dc2	9	510	39.40		25	
40.41	Dc1	10	380	40.41	Dg2	29	590	40.41		23	
41.42				41.42	Dc3	30	590	41.42		29	
42.43	Dg2	16	475	42.43	Dc3	31	590	42.43		34	450
43.44	Dc3	15	560	43.44		60		43.44		23	
44.45				44.45	Dg3	60	590	44.45		28	
45.46				45.46		36		45.46		25	
46.47				46.47		60		46.47	Dc3	30	450
47.48	Dg3		647	47.48		60		47.48		60	
48.49				48.49		60		48.49		60	
49.50				49.50	Ps		1570	49.50		60	650
50.51				50.51				50.51	Dg3	60	210
51.52	Dc2	11	490	51.52				51.52		60	
52.53				52.53				52.53		60	
53.54	Ps	60	1285	53.54				53.54		60	
54.55				54.55				54.55		60	
55.56				55.56				55.56		60	
56.57				56.57				56.57		60	

図-8 湾奥部ゾーンにおける地盤モデル (土質調査結果より) (左からNo.27-7,12,16)

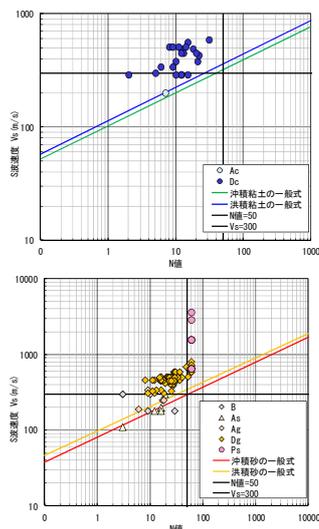


図-9 湾奥部ゾーン (ボーリングNo.27-7, 12, 16) におけるせん断波速度Vs と N 値の関係 (上: 粘性土, 下: 砂質土, 礫質土, 岩盤)

(3) 土質調査結果を受けた湾奥部ゾーンでの工学的基盤面の設定

海南地区は、元々は日方川や山田川などによって運搬・排出された土砂や海側からの漂砂などにより形成された干潟であり、後に埋立による土地造成により現在の地形となっている。

このため、土層構成の特徴としては沖積層・洪積層ともに粘土層・砂礫層の互層状態となっており、河川の影響が大きい湾奥部ほど砂礫質が卓越した土層構成となっている。一方、河川の旧河口より距離がある船尾側 (港外側) へいくほど沈降に時間を要する粘性土質が卓越した土層構成となっている。

この土層構成の卓越層変化地点は、2章で設定したゾーニングの境界と概ね同じ傾向であると言える。

今回地震動設定を行う湾奥部ゾーンにおいては、沖積層は特に砂礫層・粘性土層の互層の程度が著しい。一方、洪積層は互層の程度は比較的落ち着き砂礫層が卓越してくるものの、工学的基盤面をVs で判断しDg1.2 層上面とする場合、「今後同一の地震動を用いて設計する当該ゾーンで共通した土層である」とは言い難く、Dg1 層以深の局所的に混在する洪積粘性土層が与える影響が今後検討する耐震設計へ反映されないこととなる。

また、一般的にVs は地盤の初期剛性 (応力-ひずみ曲線における“初期の傾き”に相当)、N 値は地盤の強度 (応力-ひずみ曲線における“収束値”に相当) を示すことから、工学的基盤面はN 値で判断すべきと考えられる。

以上より、当該ゾーンにおいて共通した土層での地震動設定を行ううえでの工学的基盤面は「基盤岩: Ps 層上面」とする。

図-10 に船尾側ゾーン～湾奥部ゾーンにおける土層構成と湾奥部ゾーンの工学的基盤面を示す。

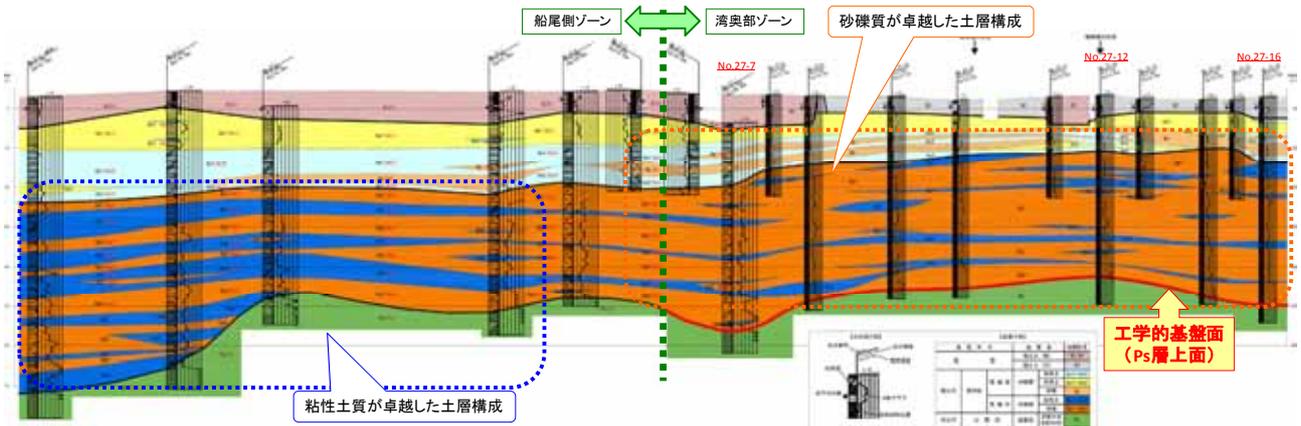


図-10 船尾側ゾーン～湾奥部ゾーンにおける土層構成と湾奥部ゾーンの工学的基盤面

5. 地表面地震動の工学的基盤面への引き戻し

別途、地表面における地震動（南海トラフ巨大地震）を作成したあと、耐震設計に用いる工学的基盤面での入力地震動の設定にあたって、地震応答解析にて地表面での地震動を工学的基盤面（Ps層上面）まで引き戻す。引き戻しの際に適用する地盤モデルは、PS検層を実施した3地点（No.27-7,12,16）の結果より選定する。

選定にあたり、3地点それぞれでの地盤モデル（図-8）にて引き戻した地震動を比較すると、工学的基盤面における速度PSI値に異なりがみられた（表-1）。速度PSI値とは速度波形の二乗積分値の平方根として地震波形のエネルギーに対応する値である。異なった要因として、3地点それぞれの工学的基盤面のVsが異なっていることがある。No.27-16については、図-11よりVs=650m/sの層が風化岩（Ps層を指す）とは少しずれていると考えられ、Ps層より一つ上の地層（Dg3層）のVsを測定したものと判断した。つまり、No.27-16はPs層まで引き戻せていないことを意味している。

また、図-12に地表面と工学的基盤面におけるフーリエスペクトルと伝達関数を示す。伝達関数とは工学的基盤面から地表面までの地盤モデルに基づく増幅率のことで、これにより、地表面のフーリエスペクトルを工学的基盤面に引き戻している。このときの地盤モデルとして図-12では3通りを考えている。今回、Ps層のS波速度がかなり大きいため、Ps層上面よりもコントラストの明瞭な面がより深部にあることは考えにくく、サイト増幅特性のピーク周波数もPs層より上の層で決まっていると考えられ、サイト増幅特性と伝達関数のピーク周波数が一致する方が自然と判断すると、良く一致しているのはNo.27-7と判断できる。

以上から、No.27-7を引き戻しの際に適用する地盤モデルとする。また、湾奥部ゾーンにおける今後の個別作業となる各設計地点のFLIP解析による耐震設計での地盤モデル設定では、地震動を入力する工学的基盤面のVsは、引き戻しの際の条件に合わせて1,300m/s程度とする。

表-1 工学的基盤面での速度PSI値（南海トラフ巨大地震）

PS検層地点 (引き戻し用地盤モデル作成地点)	工学的基盤面: Ps層の Vs[m/s]	速度PSI値[cm/s...] NS成分 / EW成分	
No.27-7	1,285	38.45	39.27
No.27-12	1,570	50.75	51.42
No.27-16	650	71.72	72.46

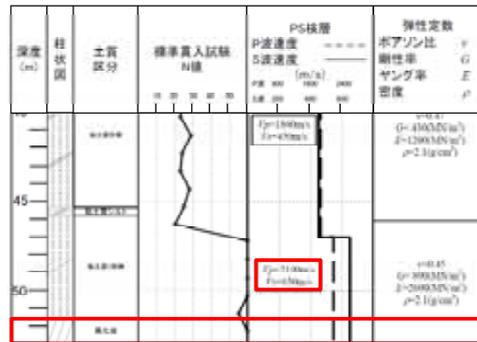


図-11 Ps検層結果（No.27-16）（土質調査結果を一部加工）

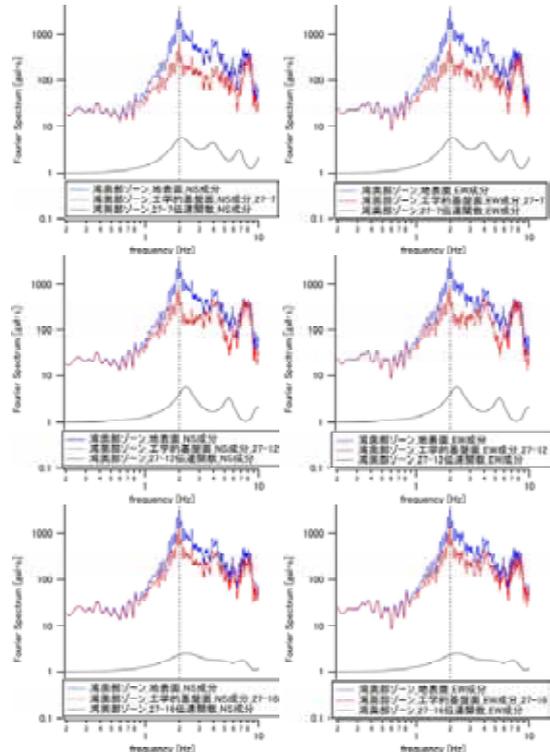


図-12 地表面（青）と工学的基盤面（赤）におけるフーリエスペクトル（南海トラフ巨大地震）と伝達関数（黒）（上からNo.27-7,12,16, 左からNS成分, EW成分）

6. 設計地震動の設定

(1) 震源モデル

設計地震動の設定にあたっては、東日本大震災で得られた知見を基に新たな震源モデルの設定を行うこととした。その背景として、東日本大震災は今日のような密な強震観測網が構築されて以来、初めて発生した M_w 9.0クラスの巨大地震であり、これまで対象とされなかった想定される最大級の地震を対象として検討する必要が生じたためである。1章で述べたとおり、2012年8月に内閣府より東日本大震災と同等の M_w 9.0クラスの南海トラフ巨大地震が想定されている。

南海トラフ巨大地震の地震動の評価のための震源モデルについては、内閣府よりSMGA (Strong Motion Generation Areas) モデル、港湾空港技術研究所によりSPGA (Strong - Motion Pulse Generation Areas) モデルが公表されている。一般的に、SMGAモデルでは、一辺が数十km程度の領域から万遍なく強震動が生成されるとしているのに対し、SPGAモデルでは、一辺が数km程度の領域から強震動が生成されるとしている。

図-13に、東日本大震災におけるSMGAモデルとSPGAモデルを示す。内閣府のSMGAモデルは、各地点における震度を精度よく算出することを主目的としており、モデルの妥当性の検証は、東日本大震災の地震観測記録をもとに、震度が適切に評価できていることを確認することにより行っているが、構造物の安定性に大きく影響する地震動波形、スペクトル等が適切に評価できていることは検証していない。

一方、SPGAモデルにおいては、耐震検討用の地震動の評価を主目的としており、震源モデルの設定の際には、港湾構造物に影響を及ぼしやすい0.2-1Hzの周波数帯域の地震動を適切に評価できていることを確認されている。東日本大震災では、震源付近の観測点において、0.2-1Hzの周波数帯域に現れるパルス状の波形(強震動パルスと呼ばれる)が数多く観測されている。また、2003年十勝沖地震(M_w 7.9)や1978年宮城県沖地震(M_w 7.6)など、東日本大震災以外の海溝型巨大地震(あるいはそれに準ずる規模の地震)においても、強震動パルスの生成が確認されており、強震動パルスは重要度が高いといえる。

図-14に東日本大震災における速度波形(0.2Hz-1Hz)の観測結果とSMGAモデル及びSPGAモデルによる計算結果を示しているが、SMGAモデルと比較し、SPGAモデルの方が強震動パルスも含め、観測記録と概ね一致しているといえる。

なお、SPGAモデルを用いる場合、事前にSPGAの位置を予測することが困難なため、想定されるSPGAの配置に対して、地震動を強さの観点から速度PSI値で順位付けし、50%非超過、90%非超過となる地震動を算出している。その結果、50%非超過においては、地震動は内閣

府が公表している南海トラフ巨大地震の予測震度と概ね調和的な震度となった。SPGAの配置の考え方及び順位付けの詳細については、参考文献(6),(7)を参照されたい。

以上より、震源モデルについては、最新の知見を踏まえて、SPGAモデル50%非超過として、これを用いて地震動の設定を行う。

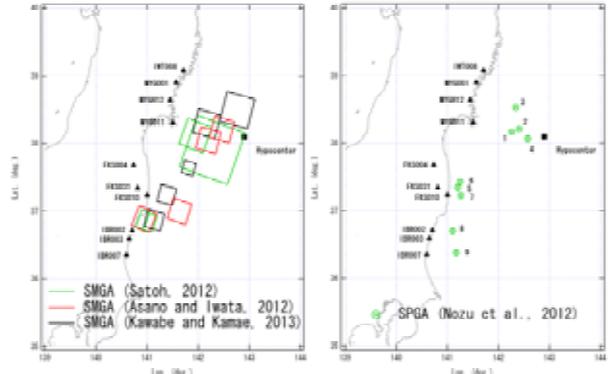


図-13 東日本大震災におけるSMGAモデルとSPGAモデル⁵⁾

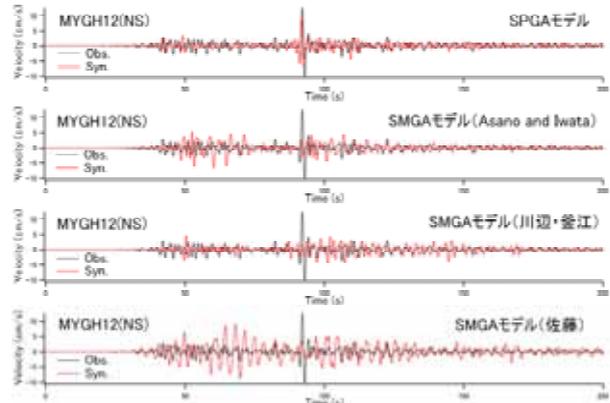


図-14 東日本大震災における速度波形(0.2Hz-1Hz)の観測結果とSMGAモデル及びSPGAモデルによる計算結果⁷⁾

(2) SPGAモデルによる入力地震動

図-15に、湾奥部ゾーンにおける工学的基盤面での入力地震動(南海トラフ巨大地震: SPGAモデル50%非超過)の加速度時刻歴波形を示す。

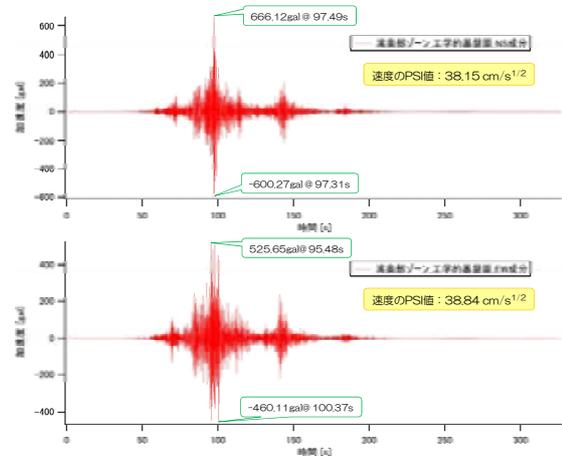


図-15 基盤加速度時刻歴波形(南海トラフ巨大地震)
(上: NS成分, 下: EW成分)

7. おわりに

今回、事業計画の見直しに伴い、地震動を新たに設定することになった。それに際して、サイト増幅特性については、常時微動観測結果を基にゾーン分けをして竹補正で評価するとともに、地盤モデルについては、現地の土質調査結果を踏まえて適切に設定した。

また、今回作成した南海トラフ巨大地震の地震動については、東日本大震災で得られた知見を基に確立されたSPGAモデルを適用することで、港湾構造物に影響を及ぼしやすい0.2-1Hzの周波数帯域を適切に評価し、最新の知見を踏まえた耐震設計が可能となった。

なお、地震動の設定をしていない冷水側ゾーンにおいても、今後地震動の設定の際には、今回の結果を踏まえ、1.05Hzピークの既往地震動を4.0Hzへ竹補正を行う必要がある。ただし、地震動を設定する工学的基盤面については、今後行う現地の土質調査を踏まえて判断する必要がある。

謝辞：今回直営での地震動設定にあたっては、国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術

研究所 野津厚 地震防災研究領域長より、御指導、御助言を賜りました。心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 南海トラフの巨大地震モデル検討会：南海トラフの巨大地震に関する津波高、浸水域、被害想定公表について（平成24年8月29日発表），2012，http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_info.html
- 2) 近畿地方整備局：和歌山下津港海岸（海南地区）津波対策事業の整備計画（案）について，2015，<http://www.pa.kkr.mlit.go.jp/pdf/press/H26d/150218.pdf>
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007。
- 4) 港湾空港技術研究所地震防災研究領域：サイト増幅特性評価手法—松竹梅，http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/research_jpn/research_jpn_2008/research_29/method.pdf。
- 5) 野津厚，2011年東北地方太平洋沖地震の強震動を対象とした複数の震源モデルの比較，日本地震工学会大会，2013。
- 6) 野津厚：南海トラフの地震（Mw9.0）を対象としたSPGAモデルによる強震動評価事例，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，pp.I-872-I-888，2013。
- 7) 野津厚，若井淳：南海トラフの地震（Mw9.0）を対象とした強震動評価へのSPGAモデルの適用，港湾空港技術研究所資料，No.1271，2013。