

市田川排水機場ポンプ設備における 地域特性を考慮した設計について

伊藤 亙佑¹

¹近畿地方整備局 紀南河川国道事務所 道路管理課 (〒646-0003 和歌山県田辺市中万呂142)

市田川排水機場は新宮川水系熊野川の河口付近に立地している。2017年の台風21号による大規模な浸水被害により、10.9 m³/sの排水量を増強することが決定され、総排水量28 m³/sの排水機場を新設することとなった。沿岸地域のポンプ設備の設計を行うにあたり、塩害対策、津波対策、砂分対策などの地域特性に応じた対策を講じる必要がある。このような地域特性を考慮してコスト面と信頼性の面で比較検討の上、排水機場の設計を行った結果をまとめる。本報が、今後排水機場の設計を行う際の、一助となればと考える。

キーワード 排水機場、設計、塩害対策、砂分対策、津波対策

1. はじめに

市田川排水機場は、新宮川水系熊野川の河口付近にあり、浸水被害の解消を目的とした施設である。施設諸元を表-1市田川排水機場施設諸元に示す。2017年の台風21号による大規模な浸水被害を受けたことから、排水量を10.9 m³/s増強して、総排水量28 m³/sの排水機場を新設することとなった。ポンプ設備の設計は、塩害対策、津波対策、砂分対策など地域特性を考慮する必要がある。

本報は、地域特性を考慮して行った市田川排水機場ポンプ設備の設計事例を紹介するものである。

2. 設計条件

(1) 市田川排水機場の経緯

市田川排水機場は、1982年8月の台風10号による甚大な内水被害（1,229戸の家屋浸水）を受けて整備に着手し、ディーゼル機関横軸軸流ポンプ5.0 m³/s 2台を有する総排水量10 m³/sとして1986年に完成した。その後、1997年7月の台風9号による内水被害（945戸の家屋浸水）が再度発生したことから、ガスタービン立軸軸流ポンプ5.1 m³/s 1台、コラム式水中ポンプ1.0 m³/s 2台を増設した総排水量17.1 m³/sとなっている。しかし、2017年の台風第21号の被害を受け、2019年の市田川大規模内水対策部会にて、10.9 m³/sの容量をさらに増強して、総排水量28 m³/sすることを決定している。

(2) 環境条件

市田川排水機場は、紀伊半島南端付近にあり、熊野川と市田川の河口に近接している。位置図を図-1に示す。熊野川は流域面積2,360 km²の一級河川であり、河口付近はゆるやかな勾配のため、年中砂州の形成があり、揚揚中に砂分が含まれる。また、洪水時の水位が高く、

表-1 市田川排水機場施設諸元

施設諸元			
位置	市田川左岸		市田川右岸
ポンプ名	No.1・2ポンプ	No.3・4ポンプ	No.5ポンプ
吐出力	5.0 m ³ /s	1.0 m ³ /s	5.1 m ³ /s
完成年	1986年 (築後34年)	1999年 (築後21年)	
形式	横軸軸流 ポンプ	水中ポンプ	立軸軸流 ポンプ
口径	φ1500 mm	φ700 mm	φ1500 mm
主原動機	ディーゼル	水中モータ	ガスタービン

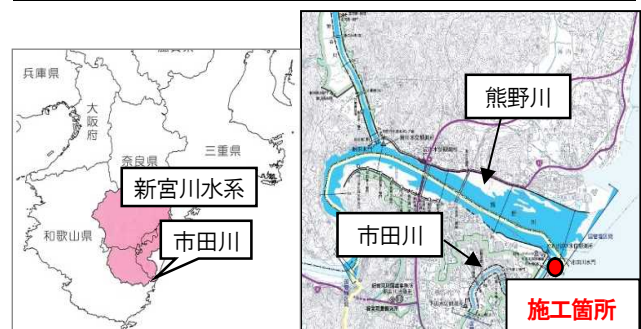


図-1 位置図

降雨が長時間にわたる地域であるため、水位の高い状態が長時間におよぶ。支川の市田川は洪水位より低い市街地を流れ、内水被害等が発生しやすい状況にある。市田川は感潮区間の汽水域となり、排水機場は、接水部の腐食対策が必要である。また、海側からの飛来塩分の対策も必要である。

(3) 敷地条件

市田川排水機場の敷地は、図-2に示すとおり次の条件にある。

- 市田川の左岸側は、ヘリポートが存在し、ポンプ設備を増設する敷地がない。
- 市田川の右岸側は、国土交通省管理用地である。

3. ポンプ設備選定

(1) 既設利用または全面更新

市田川排水機場を総排水量28 m³/s とするにあたり、ポンプ設備の設計は、必要最小限の追加容量である10.9 m³/sを増設して、既設機場（17.1 m³/s）を利用する案と全面更新案（28 m³/sの新設）がある。

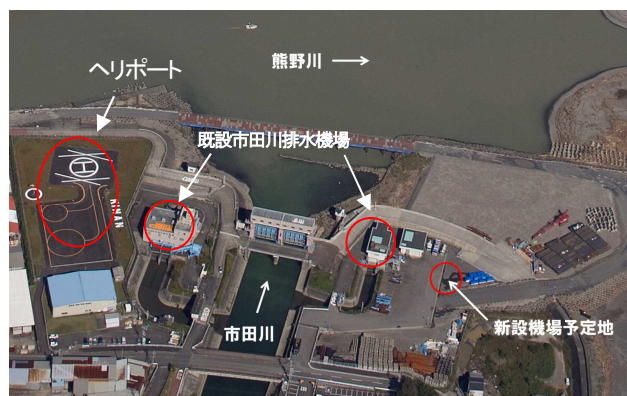


図-2 市田川排水機場全体図

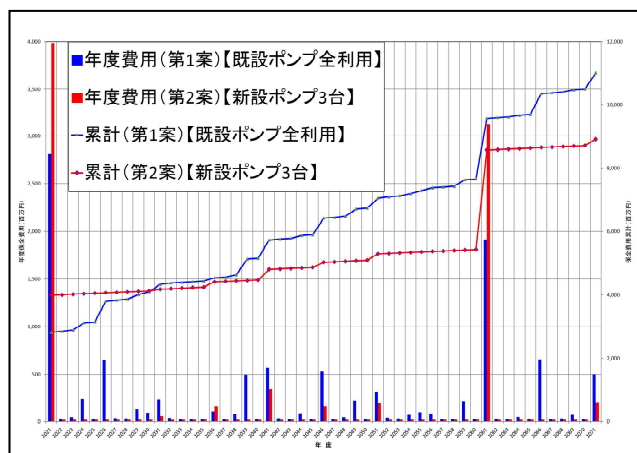


図-3 既設ポンプ利用と全面更新(ポンプ3台)とのライフサイクルコスト比較

既設利用案は、10.9 m³/sの機場を新設後、既設を含む計6台（既設5台と新設1台）のポンプ運用と仮定し、全面更新案は、新設ポンプ3台の運用と仮定する。ライフサイクルコスト比較を行った結果を図-3、表-1および表-2に示す。図-3のグラフは横軸に年度、縦軸に棒グラフで年度保全費用を表しており、線グラフで保全費用合計額を表している。表-2は既設利用案のライフサイクルコストを表しており、新設右岸のイニシャルコスト、既設設備と新設右岸のランニングコストの合計が110億円となる。表-3は全面更新案のライフサイクルコストを表しており、合計が89.1億円となる。既設ポンプは古いもので30年以上経過しており、ランニングコストが大きい。全面更新案（28 m³/sの新設）が、ライフサイクルコストが安価で機場計画として優位と判断している。

(2) 排水ポンプ2台案と3台案

全面更新に際して、ポンプ設備台数は、計画排水量30 m³/s以下の条件で2-4台が標準である。ポンプ設備設置は、台数が少ない方が、土木費用・建築費用が低く、費用面で一般的に有利である。ポンプ設備2台分割案と3台分割案のライフサイクルコスト比較を行った結果を図-4に示す。図-4のグラフは横軸に年度、縦軸に棒グラフで

表-2 既設利用案ライフサイクルコスト

		既設左岸 (12m ³ /s)	既設右岸 (5.1m ³ /s)	新設右岸 (10.9m ³ /s)
建設費	土木工事	—	—	2.3億円
	機電工事	—	—	24.1億円
	建築工事	—	—	1.8億円
イニシャルコスト				28.2億円
ランニングコスト(50年)		38.5億円	14.3億円	29.0億円
合計				110億円

表-3 全面更新案(ポンプ3台)ライフサイクルコスト

		新設右岸 (28m ³ /s)
建設費	土木工事	4.7億円
	機電工事	33.1億円
	建築工事	2.0億円
イニシャルコスト		39.8億円
ランニングコスト(50年)		49.3億円
合計		89.1億円

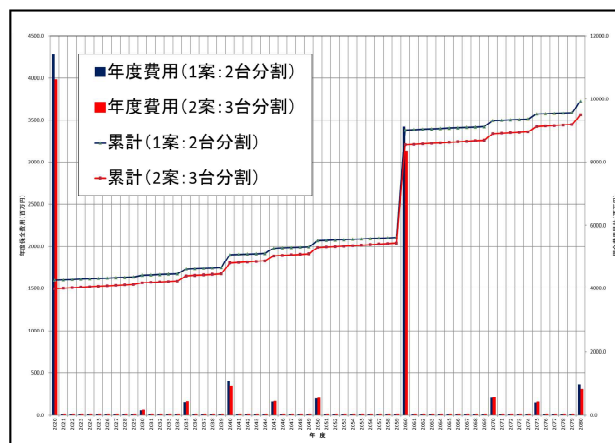


図-4 2台分割案と3台分割案とのライフサイクルコスト比較

年度保全費用を表しており、線グラフで保全費用計を表している。3台分割案は標準的な鋳鉄製ポンプを採用しているが、2台分割案はコンクリートケーシングとなる。そのため、イニシャルコストは、3台分割案の方が、市場性から安価である。点検などの維持管理費用は、台数の多い3台分割案が高価となるが、定期的な整備費、更新費は2台分割案の方が高価となる。これらの結果、3台分割案の方がライフサイクルコストが安価となる。

以上の結果、全面更新案は3台分割案で設計した。なお、ポンプ設備設置台数が多い方が用地を多く必要とするが、3台案でも配置上問題がないことを別途に確認している。

4. 地域特性を考慮した検討概要

(1) 塩害対策について

a) 羽根車の材質

立軸斜流ポンプの羽根車は、SC450、SC480、SCS13が標準である¹⁾。市田川排水機場は、汽水域の設備のため、ステンレス鋳鋼SCS13より耐食性に優れたSCS14を選定している。SCS14の方が交換コストは高価であるが、耐食性を高めて交換頻度を少なくすることでライフサイクルコストが有利となる。

b) 冷却方式

ディーゼルエンジンの冷却方式は空冷式と水冷式（管内クーラ方式・機付ラジエータ方式・別置ラジエータ方式）がある。本設備における原動機出力は720kWとなり、空冷方式が適用外となる。表4に、ディーゼル機関の冷却方式の比較表を示す。表4より、機付ラジエータ方式が安価であり、コスト面で有利である。また、別置ラジエータを屋外に設置すると海側からの飛来塩分により、腐食するため、簡易な建屋に収納する必要があり、表4からさらに土木・建築費が高価となる。建屋給気ファンに除塩フィルターを取り付けるため、機付ラジエータは塩害対策が可能である。

(2) 砂分対策について

立軸ポンプの水中軸受はセラミックス軸受、ゴム軸受

または樹脂軸受が標準である¹⁾。ゴム軸受は常時海中にあると、下部メカニカルシールが腐食するため、適さない。また、樹脂軸受は、揚海水への耐性は良好であるが、市田川排水機場では揚液中に砂分が多く摩耗するため、当機場には適していない。そのため、セラミックス軸受を選定する。

(3) 津波対策について

紀伊半島南端付近にある市田川排水機場は、南海トラフ巨大地震による被災の可能性があり、津波対策が重要である。

a) 使用燃料の選定

南海トラフ巨大地震および大津波による災害時の燃料調達を考慮し、一般的な排水機場で採用されているディーゼル機関用のA重油ではなく、調達性の良い軽油を採用する。また、災害時には排水ポンプ車を含む災害対策車両の燃料確保が必要であるため、車両にも利用可能な軽油が有利である。

b) 被災時の運転

南海トラフ巨大地震の津波による内水域の浸水が発生した場合、市田川排水機場から内水域の浸水全量を排水しなければならない。図-5の浸水図（熊野川津波浸水評価業務 H26.3）および図-5の浸水図における浸水量をまとめた表5より、シミュレーションにより予測される浸水全量は約250万m³となる。浸水全量を早期に排出する

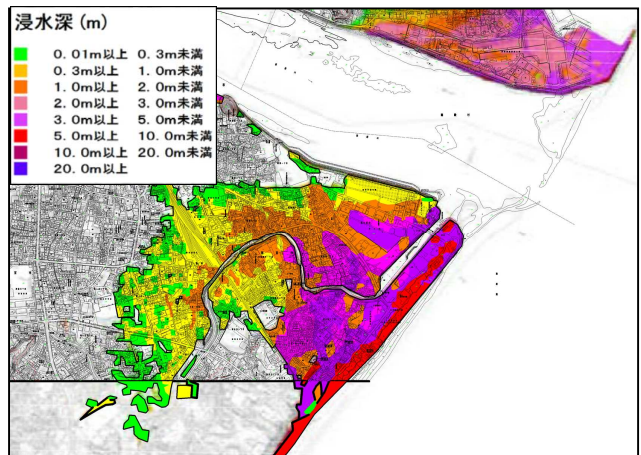


図-5 シミュレーションによる浸水図

表5 シミュレーションによる浸水量

表4 ディーゼル機関冷却方式の比較

ディーゼル機関冷却方式			
	管内クーラ方式	別置ラジエータ方式	機付ラジエータ方式
機械・電気工事費	2922 百万円	2789 百万円	2462 百万円
建築費	233 百万円	210 百万円	210 百万円
土木費	648 百万円	595 百万円	595 百万円
計	3803 百万円	3594 百万円	3267 百万円

浸水深(m)	浸水範囲 (m ²)	V(m ³)
0.01 ~ 0.3	181,856	28,188
0.3 ~ 1.0	345,600	224,640
1.0 ~ 2.0	256,201	384,302
2.0 ~ 3.0	144,989	362,473
3.0 ~ 5.0	187,374	749,496
5.0 ~ 10.0	102,118	765,885
		2,514,983
		約250万m ³

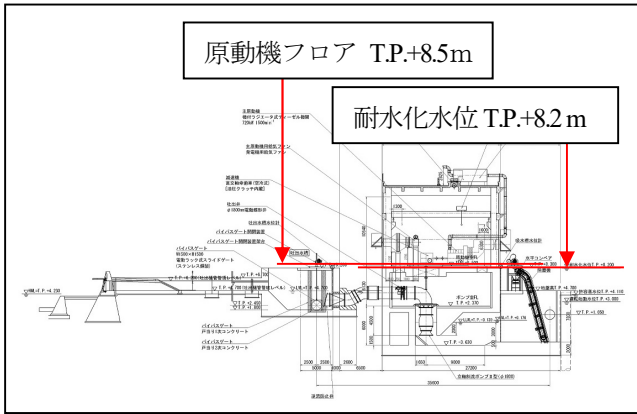


図-6 市田川排水機場新設縦断面図

ことで復旧活動・救助活動の進展が見込まれるため、地下燃料貯油槽の容量は浸水全量を排水できる25hr運転分である23kLとする。

c) 排水機場の耐水性

南海トラフ巨大地震の津波シミュレーションに基づき、図-6と表-6に示すとおり、新設の市田川排水機場は、機場位置の津波高さT.P.+8.20 mを耐水化水位と設定して、運転に必須の設備を耐水化水位以上とすることで、津波後の排水機能を維持できるようにしている。建屋内の排水ポンプ原動機フロアをT.P.+8.50 mにし、屋外では除塵設備の駆動部を耐水化水位以上の高所にしている。

5. 既設機場からの改善について

(1) 管理運転の改善

既設機場では、管理運転にバイパス管循環方式を採用しているが、水位維持ゲートを閉鎖し、水中ポンプによる管理運転水位までの水溜作業が必要となる。これは管理運転が可能となる水位が高く、河川の水位では確保できないためである。

新設機場では管理運転が可能となる水位を市田川の低水流量T.P.+0.17 m(1年を通じて275日はこれを下まわらない水位)とし、実排水運転による管理運転が可能である戻り配管循環方式を採用し、作業を効率化する。また、管理運転用の流入水路ゲートを省略することで、土木構造物と機械設備のコスト縮減となり、コスト面で有利である。市田川排水機場の既設機場と新設機場の水位条件を表-6に示す。

(2) 運転・操作性の改善

a) 運転・停止操作頻度の改善

市田川排水機場では小規模の降雨が多く、既設機場ではポンプの運転開始水位に達して排水運転を始めると、運転開始水位から運転停止水位までの水位差が1.0mであるため、すぐにポンプ運転停止水位に達してしまい、

表-6 市田川排水機場水位条件

水位条件		
	既設機場	新設機場
耐水化水位	—	T.P.+8.2 m
許容湛水位	T.P.+4.0 m	T.P.+4.11 m
運転開始水位	T.P.+3.0 m	T.P.+3.0 m
運転停止水位	T.P.+2.0 m	T.P.+0.17 m
流入口敷高	T.P.+0.0 m	T.P.-1.0 m

繰り返し運転が発生する。新設機場では、このような繰り返し運転の発生を改善するため、流入口敷高を既設機場のT.P.0.0mからT.P.-1.0mまで1.0m引き下げ、運転停止水位をT.P.+2.0 mからT.P.+0.17 mに1.83 m引き下げている。運転停止水位を低水流量に設定する事で、運転開始水位から運転停止水位までの水位差が2.83mとなり、小降雨時における運転・停止の発生頻度を低減させる。操作回数が減少すると、人的ミスの発生可能性を減少させることができ、また、機械の損耗を低減することができる。

b) 運転形式の変更

既設機場では表-1のとおり、3形式(横軸ポンプ・ディーゼル駆動×2台、立軸ポンプ・ガスタービン駆動×1台、水中ポンプ・モータ駆動×2台)のポンプ5台を運用するため操作が煩雑である。新設機場では3台のポンプ設備すべてを同一形式(立軸斜流ポンプ、ディーゼル駆動)とすることで、操作性を改善させる。また、同一形式であることから予備品の共有を可能とするため維持管理性が高く、緊急時対応に優れる。

6. おわりに

本報で、市田川排水機場ポンプ設備の設計を行った上で検討した事項から、特に当機場に特色ある部分について述べている。地域特性から、基準とは異なる選定や基準に記載のない選定を行っている部分があり、その際には検討の上、コスト面と信頼性の面で有利となるものを選定している。

今後、排水機場の設計が行われる際に、地域に合致した設計を考える一助になればと考える。

参考文献

- 1) 揚排水ポンプ設備技術基準・同解説

河道内の効果的な竹伐採方法 について

山本 洋¹・中村 大輔²

¹近畿地方整備局 木津川上流河川事務所 管理課 (〒518-0723三重県名張市木屋町8 1 2-1)

²近畿地方整備局 木津川上流河川事務所 管理課 (〒518-0723三重県名張市木屋町8 1 2-1)

現在、河川において竹の伐採や河道内の樹林における管理は、河道の流下阻害などの弊害が懸念され、河川を管理する上で、全国的にも非常に重要な課題となっている。

木津川上流河川事務所では、管理区間の河道内樹林について、治水機能、生態系保全機能等から検討を行い、適切な管理のあり方を明らかにすることを目的として検討を進め、平成19年度より、大規模かつ管理上支障が認められる箇所において、効果的な伐採手法を明らかにするために試験伐採を実施してきた。今回はその一事例を紹介する。

キーワード 樹林化、再繁茂、竹、伐採、

1. はじめに(概要)

近年、我が国の多くの地域において、河川における河道内の樹林化傾向が顕著である。これにより、河積減少による流下能力不足や、河川管理施設への流木の影響、さらには河川巡視の支障等、河川管理上の様々な障害が発生している。木津川においても同様であり、木津川上流管内では、特に多くの面積を占めるタケ類による治水への影響が大きく、その対策が急がれている。

これらの状況を踏まえて、木津川上流河川事務所では、2003年(平成15年)度に設立された木津川上流河川環境研究会の指導・助言を踏まえながら、タケ類の効果的・効率的な伐採手法について、試験伐採、モニタリング調査等を行いながら検討してきた。

本論文は、河道内樹林(タケ類)の管理に関するこれまでの検討成果とメダケについての管理手法についての中間報告をとりまとめたものである。

2. 現状の河道内樹林繁茂の整理

(1)河道内樹林繁茂の要因

木津川上流管内における樹林繁茂の要因については、以下のように整理を行った。

■樹林の要因

- ①自然現象による樹林化：滞筋が固定化し砂地が陸地することで植生が進み、樹林繁茂に至る。
- ②元耕作地が樹林化：河川内であった元耕作地が、築堤後管理されず、樹林繁茂に至る。

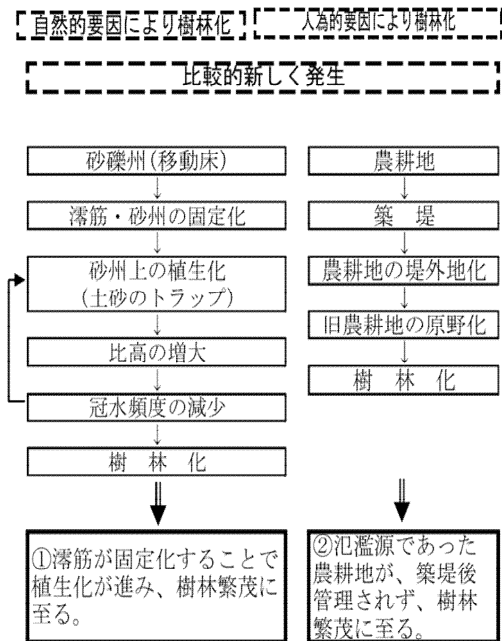


図-1 木津川上流管内における樹林の要因

(2)木津川上流管内における河道内樹林の分布状況

木津川上流管内の樹林を平成27年度河川水辺の国勢調査の調査成果を用い、樹林繁茂状況を整理した。

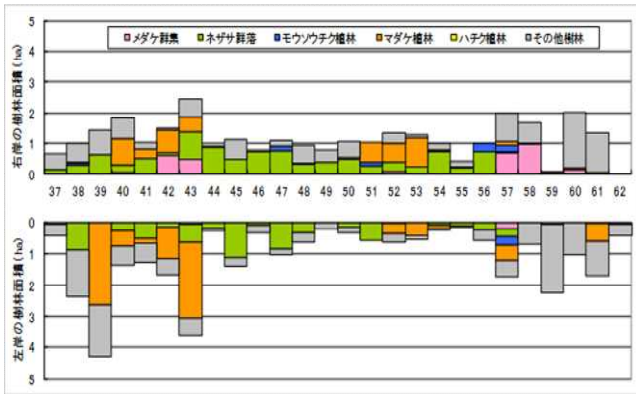
木津川上流管内の河道内に見られる樹林は、ツル性の低木であるクズ群落を除くと、メダケ植林、ネザサ群落、メダケ群集が多い。これらのほか、モウソウチク植林、ハチク植林を含めたタケ類およびササ類で樹林全体の半数以上を占める。

河川別でみると、木津川、名張川ではメダケとネザサが、服部川、柘植川ではメダケ、宇陀川ではメダケとネザサが多く分布する。青蓮寺川では、他河川に比較してタケ類・ササ類はごくわずかである。

そこで、樹林面積の多いネザサについては、大きさも小さく流下阻害にはなりにくいと判断し、同じく樹林面積が広く、流下阻害になりやすいメダケ、メダケに重点を置き各河川の分布状況について下記のとおり紹介する。

■木津川

37km～57kmの山間部では溪谷部の水際などに帯状にネザサ群落分布する。また、集落付近には竹林が多い。57kmより上流の上野盆地内では、メダケ群落が多いのわかる。



図一 3 木津川における樹林面積の縦断分布（2014年度）



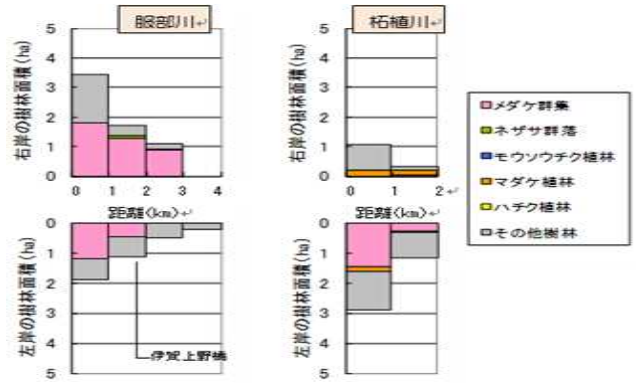
図一 4 木津川57.8k 付近 航空写真

■服部川

樹木伐採が行われており、河川敷に成立する木本群落の多くはメダケ群落である。

■柘植川

服部川同様、樹木伐採が行われている。メダケ群落のほか、メダケ植林が小面積で分布する。



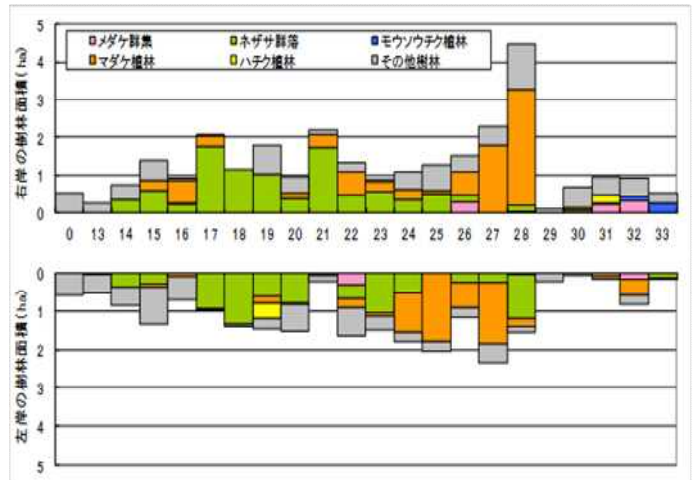
図一 5 服部川（左）、柘植川（右）における樹林面積の縦断分布（2014年度）



図一 6 柘植川0.2k 付近 航空写真

■名張川

25km付近までの山間部では、溪谷部の水際に帯状にネザサ群落分布する。また、16km～17kmの山間部集落（奈良県山添村広瀬地区）や22km～29kmの名張市街隣接区間には竹林が多い。青蓮寺川合流点より上流はメダケ群落や竹林が分布し、ネザサ群落はほとんど見られない



図一 7 名張川における樹林面積の縦断分布（2014年度）



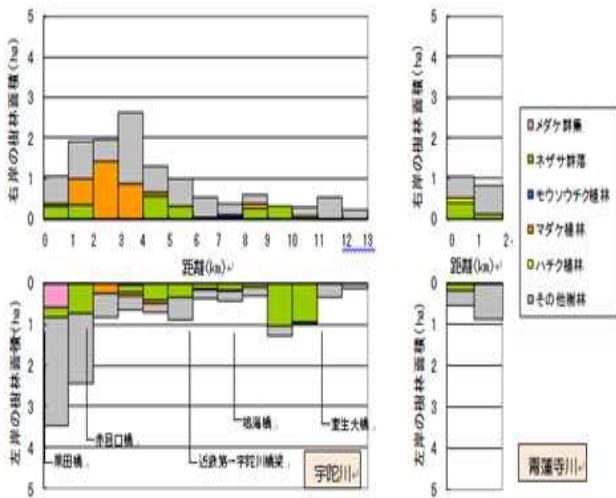
図－8 名張川28.0k 付近 航空写真

■宇陀川

1～4km区間の右岸に竹林が多い。また、上流側は渓谷区間となり、河岸砂洲上にネザサ群落が成立している。

■青蓮寺川

竹林やネザサ群落は、0～1km区間に見られる。



図－9 宇陀川（左）、青蓮寺川（右）における樹林面積の縦断分布（2014年度）



図－10 宇陀川1.0付近 航空写真

3. タケ類の管理手法と試験伐採

上記の樹林分布を参考に木津川上流における河道内樹林については、特に面積が多く流下能力の影響が懸念されるタケ類を中心に、適切な管理のあり方を明らかにすることを目的として検討を進め、試験伐採の計画・実施とその後のモニタリング調査を行い、2007年（平成19年）度より、木津川上流管内で大規模かつ管理上支障が認められる箇所のうち、木津川 岩倉地区・大内地区・大野木地区において、効果的な伐採手法を明らかにするため表－1に示すとおり試験伐採を実施してきた。

岩倉地区では2008年（平成20年）3月に伐採・除根・切下げ等を、大内地区（木津川大橋上流）では2009年（平成21年）3月から複数年連続伐採を、大内地区（木津川大橋下流）、大野木地区ではそれぞれ2011年（平成23年）12月、2013年（平成25年）1月1m伐採を実施し、翌年には追加伐採を実施している。

さらにその後には金橋地区、山神橋地区では2014年（平成26年）1～2月にメダケを対象に伐採・除根を実施し、長田橋地区では2015年（平成27年）1～2月にメダケを対象に伐採・除根を実施した。

黒田地区では名張大橋下流で2017年（平成29年）5月にメダケを対象に伐採・除根を実施し、錦滝橋上流では2018年（平成30年）1月にメダケを対象に伐採・除根及び切下げを実施した。

■これまでの試験伐採を踏まえた河道内樹林管理手法の評価

モニタリング調査の結果の評価については表－2のとおりである。メダケについては3年連続伐採が総合評価として高い。なお、メダケにおける伐採+除根は試験地が確保できなかったため実施していないため、今後、メダケ伐採時に合わせて除根を行う場合は評価を補完する必要がある。

メダケについては、メダケと比べて、大きさが小さいことから、連続伐採を行うより、伐採+除根を行った方が、効果が得られると考えられたため、伐採+除根からモニタリングを開始した。

2017年（平成29年）度に【伐採+除根】（黒田地区名張大橋下流）、【伐採+除根+切下げ】（黒田地区錦滝橋上流）を実施した結果、【伐採+除根】ではメダケの再生が見られているものの、“わずが”であり抑制されていると考えられた。

一方、メダケ連続伐採の評価はできていない。そのため、今後メダケを伐採2年、3年連続伐採を実施し結果を踏まえて評価を行っていく。

表-1 試験伐採実施状況

伐採年月 年 (平成)	月	着倉地区		大内地区		大野木地区	金橋地区・ 山神橋地区	長田橋地区	黒田地区	
		高倉橋 下流 伐採・除根 +切下げ・盛り土	高倉橋 上流 1回伐採	木津川大橋 上流 連続伐採	木津川大橋 下流 1m伐採+連続伐採	大野木橋 上流 1m伐採	金橋上流 ・山神橋下流 伐採+除根	長田橋 上流 伐採+除根	名張大橋 下流 伐採+除根	新堀橋 上流 伐採・除根+ 切下げ
タケの種類		マダケ	メダケ	ハチワ・マダ ケ	マダケ	マダケ	メダケ	メダケ	メダケ	メダケ
20年	3月	伐採・除根 +切下げ	伐採							
21年	3月	伐採・除根 +盛り土		伐採						
22年	7月			伐採						
23年	6月			伐採						
23年	12月				1m伐採					
24年	6月			伐採	伐採					
24年	7月				伐採					
24年	8月			伐採	伐採					
25年	1月					1m伐採				
25年	7~ 8月			伐採	伐採	伐採				
26年	1~ 2月						伐採 +除根			
27年	1~ 2月							伐採 +除根		
29年	5月								伐採 +除根	
30年	1月									伐採・除根 +切下げ

表-2 これまでの河道内樹林管理手法の評価

管理手法	施工内容	樹種別の評価						課題		
		マダケ			メダケ					
		効果	コスト	総合 評価	効果	コスト	総合 評価			
試験伐採で 実施した 手法	通常 伐採	【伐採】 伐採を1回のみ実施	×	◎	×	×	◎	×	抑制効果はあったものの、再生が確認されている。2年程度の連続伐採だと再生する可能性が高い。	
		【伐採】 伐採を2年連続して実施	△	○	○	未実施		—		
		【伐採】 伐採を3年連続して実施	○	○	◎	未実施		—		
	1m 伐採	【伐採】 1m伐採を1回のみ実施	×	○	×	未実施		—	抑制効果はあり、概ね再生していないが、一部で再生もみられる。	
		【伐採】 1m伐採の翌年に伐採を 実施	×~ △	◎	×	未実施		—		
		【伐採】 1m伐採の翌年以降に通常 伐採を2年連続で実施	×~ △	◎	×	未実施		—		
	除根	【伐採+除根】 伐採、除根を実施	未実施		—	○	○	○	抑制効果はあったものの、根茎が残るとすぐに再生するため、より効果的な除根方法の確立が必要である。	
	覆土	【伐採+除根+覆土】 伐採、除根を実施後に約 1.5m厚で土砂を覆土	◎	×	△	未実施		—	残土中の地下茎から再生したと思われる個体が確認されており、施工時に地下茎を残さずに取り除くようにする配慮が必要である。	
	切り下げ	約 1.0m	【伐採+除根+切り下げ】 伐採、除根を実施後に約 1.0m掘削	◎	×	△	◎	×	△	抑制効果はあったものの、伐採+除根と治水対策としての切り下げ(掘削工事)のタイミングが合うかどうかが課題。
		約 2.5m	【伐採+除根+切り下げ】 伐採、除根を実施後に約 2.5mを掘削	◎	×	△	未実施		—	

4. 累積費用の推計および比較

各手法について図-11のとおり、タケ類の再繁茂の抑制効果を踏まえ、10年間での維持管理費用の推計・比較を行った。

比較対象とする手法は、再繁茂の抑制効果があり適用の可能性が考えられる手法、およびまだ施工されていない(マダケでは施工されたがメダケでは施工されていない等)再繁茂の抑制効果が期待される下記手法に限定して行った。

なお、メダケの伐採手法については、伐採+除根を実施した金橋・山神橋および長田橋地区(伐採後1年および2年目)ではわずかに再生が確認されており、現時点での今後の再繁茂の抑制効果は明確ではないことから、マダケの施工実績から再繁茂の抑制効果が期待される手法について試算を行った。

【マダケ】

- ・初年度に伐採・除根し、1.0m切り下げる手法
- ・連続伐採(通常伐採)する手法
- ・初年度に伐採後(通常伐採または1m伐採)、毎年連続伐採(簡易伐採)する手法
- ・初年度に伐採・除根する手法 ※施工実績なし

【メダケ】

- ・初年度に伐採・除根し、1.0m切り下げる手法
- ・連続伐採(通常伐採)する手法 ※施工実績なし
- ・初年度に伐採後(通常伐採または1m伐採)、毎年連続伐採(簡易伐採)する手法 ※施工実績なし
- ・初年度に伐採・除根する手法

タケ類の再生量については、便宜的に大内地区での植生断面調査結果より下記の条件とした。

複数年伐採後の再生量は、伐採3回目まで減少し「2回目は伐採前の40%、3回目は伐採前の20%、4回目以降は毎年伐採前の10%」とした。

10年間の累積コストをみると、マダケ・メダケともに、毎年連続伐採（通常伐採）と、初年度伐採（通常伐採または1m伐採）後に毎年連続伐採（簡易伐採）する手法（いずれも地上部を伐採する手法）が、除根を含んだ手法（地下部も除去する手法）よりも維持管理費用は抑えられる。

ただし、メダケについては、マダケと比べると切り下げとの費用の差は比較的小さいため、再生状況等により切り下げも効果的な手法になる可能性はある。また、メダケについては連続伐採の効果が不明であるため、その効果の検証が必要である。なお、伐採・除根して切り下げる手法でも、再繁茂の抑制効果がどの程度の期間維持されるかは現時点では不明なため、今後も継続してモニタリングを実施していく。

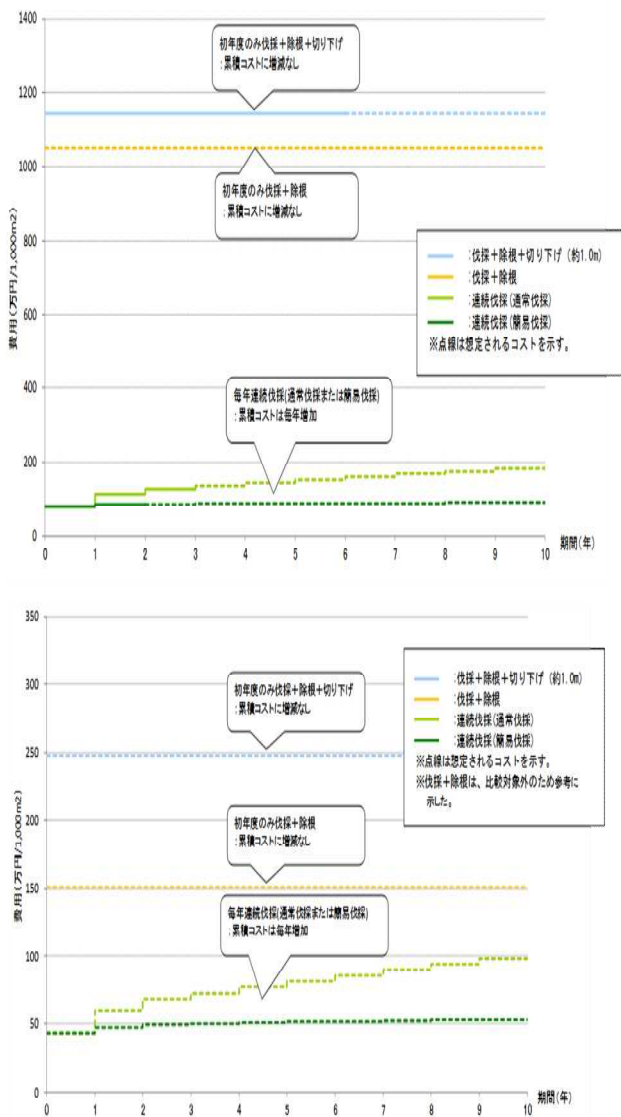


図-111 マダケ（上）とメダケ（下）における手法別の累積維持管理費用比較

5. メダケの連続伐採試験

2020年度よりメダケの連続伐採試験を図-12のとおり行う。

1) メダケ

連続伐採は、同一箇所を複数年伐採する。継続して伐採ができる試験箇所を確保し、伐採前後のモニタリング調査を行う。

2) 試験箇所

メダケの効果的な生育の抑制効果検証のため、3年連続して確認できる箇所を選定する必要がある。その場合の以下の条件が必要となる。

「メダケ群集が生育しており、今後3年間工事によって改変されない箇所」

工事情報と共に植生図から工事箇所に近い箇所のメダケ群集を抽出し、試験区に適していると考えられた箇所を現地踏査で確認を行い、試験箇所の選定を行った。

3) 試験方法

生育抑制の試験では、メダケの伐採を行うが、伐採頻度の比較の為、連続した3区画もしくは3箇所の実験区が必要になり、連続した3区画の場合は、地下茎から影響を排除するために、地下茎を切る。

伐採試験は以下の手順に沿って行う。

- ① 1年目：3区画もしくは3箇所すべてのメダケを伐採する。
- ② 2年目：1区画（もしくは1箇所）をそのままにして2区画（もしくは2箇所）を伐採する。
- ③ 3年目：2年目で伐採した内の1区画（もしくは1箇所）をそのままにして残りの1区画（もしくは1箇所）を伐採する。
- ④ 3～4年目：各区画（もしくは各箇所）の生育・繁茂状態を総括する。



図-122 メダケ3年連続伐採 試験地



図－13 メダケの連続伐採試験方法イメージ図

6. おわりに

今回、効率的に樹林や竹を管理するために木津川上流河川事務所でおこなっている取り組みについて述べたが、それらを調べている中で、河道内の流下阻害になる竹などの樹林を維持管理していくのには、多くの維持管理コストがかかるがわかった。今後も竹の効果的な伐採方法など、樹林の維持管理に注視していく

川上ダム管理用水力発電の設計検討

後 雄貴

独立行政法人水資源機構 川上ダム建設所 機械課 (〒518-0294三重県伊賀市阿保251)

川上ダム建設に伴い、ダムから平常時に放流される河川維持流量及び利水補給量を利用した管理用水力発電の導入を検討した。川上ダムにおける水力発電の条件として、ダム地点からの取水に加え、ダム上流地点からの流入水バイパスによる取水が行われることから、異落差、異流量の2つの利水放流を使って最適な水力発電を検討する必要がある。また、水力発電所建屋の敷地面積が非常に狭く、省スペースでいかに効率良く発電が行えるかの検討も行った。

本論文では、管理用水力発電の設計にあたり、各種条件から最も適切な水力発電の方式や水車タイプの採用に加え、災害時での非常電源としての活用等について報告するものである。

キーワード 水力発電, 両掛水車, 再生可能エネルギー, 省スペース化

1. はじめに

川上ダムは、淀川水系木津川の支川である前深瀬川に建設中の重力式コンクリートダムで、洪水調節、新規利水、流水の正常な機能の維持を目的としている。2019年（令和元年）9月より堤体コンクリート打設を開始し、2023年（令和5年）4月からの管理開始に向けて、現在、堤体コンクリート打設や基礎処理等の施工、ゲート設備の据付を行っている。今後は管理棟や電気通信設備の工事も予定されている。川上ダムではダムの建設に合わせて、管理費縮減と地球環境の保全に寄与することを目的として、利水従属による管理用水力発電設備を新設する。川上ダムでの管理用水力発電において、最適水車型式の選定、発電規模の選定等を行い、経済的かつ合理的な設備設計を検討した。また、東日本大震災で発生した長期停電を想定し、非常電源として水力発電によるダム管理所の電源供給を行えるように検討を行った。今回検討した管理用水力発電の設計内容について取り纏めたので、報告するものである。

2. 設計諸元

(1) 発電使用用水の基本条件

発電に使用可能な用水は、川上川上流の取水堰から取水し、バイパス管を利用する「流入水バイパス系統」とダム直上流の選択取水設備から取水し、利水放流管を利用する「利水放流系統」がある。

水力発電系統図を図-1に示す。設計時における発電使

用用水の基本条件は次のとおりとする。

- ・流入水バイパス系統、利水放流系統の両設備より取水した用水を活用して発電するものとする。
- ・両設備から取水した用水は混合することなく、それぞれの水車にて放流することとする。

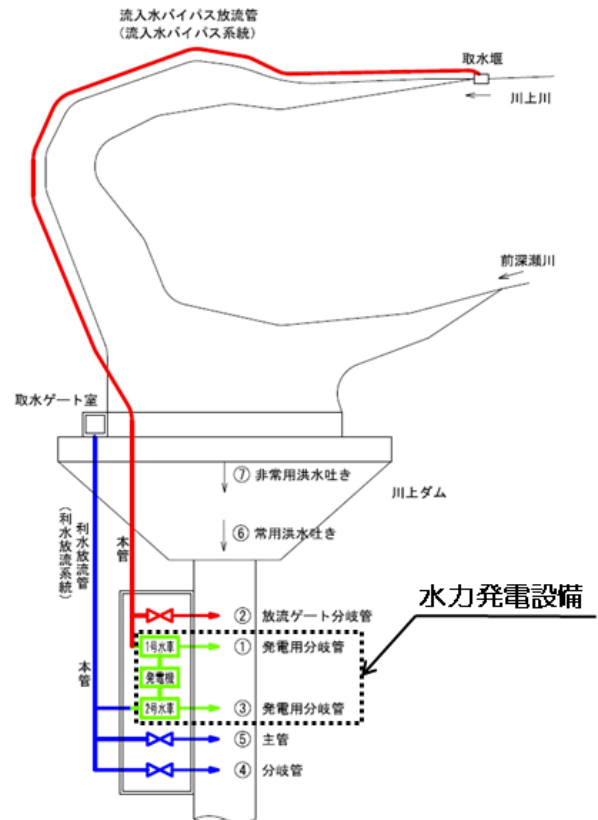


図-1 水力発電系統図

(2) 基本諸元

各系統の基本諸元は次のとおりである。

a) 流入水バイパス系統

最高取水位 EL.276.90m
 最低取水位 EL.275.55m
 水車口径 φ400mm

b) 利水放流系統

最高取水位 EL.262.00m (常時満水位)
 最低取水位 EL.249.54m (10年間の最低水位)
 水車口径 φ600mm

3. 最大使用水量と水車型式の検討

(1) 発電使用水量の検討

2003年(平成15年)～2012年(平成24年)までの10年間の流況曲線から、年間で使用できる発電範囲を考慮し、比較検討する最大使用水量を選定する。「最大使用水量は、水路式発電ならば平水量程度、ダム式ならば豊水量程度をとる。」^りとの条件より、

a) 流入水バイパス系統 (図-2)

水路式発電のため、最大使用水量は平水量0.6m³/sを挟む、0.5～1.2m³/sまで0.1m³/s間隔で検討を行った。

b) 利水放流系統 (図-3)

ダム式発電のため、最大使用水量は豊水量1.3m³/sを挟む、0.8～1.7m³/sまで0.1m³/s間隔で検討を行った。

(2) 適用水車型式の検討

使用水量、有効落差より適用可能な水車型式を選定する。適用可能な水車は、①横軸フランシス水車、②クロスフロー水車、③ターゴインパルス水車となるが、ターゴインパルス水車は、予定している発電建屋内での配管切り回しが困難であり、外形寸法が大きくスペース的に設置が困難なため、検討対象からは除外した。

(3) 最大使用水量と水車型式の選定

3. (1)で検討した流量毎に横軸フランシス水車とクロスフロー水車採用時の損失落差を計算し、総落差より損失落差を差し引いて、有効落差を算出した。

管理水力発電を設置する場合の判断基準は、妥当投資額(B)が発電施設建設コスト(C)を上回っていることが前提となるため、積み上げた工事費用と想定される発生電力量を用いて経済比較を行った。

各ケースにおける単位発電量当たりの建設単価が最も安価になるケースを選定する。

a) 流入水バイパス系統

図-4のとおり、建設単価が最も低くなる「横軸フランシス水車、最大使用水量 = 0.8m³/s」を選定する。

b) 利水放流系統

図-5のとおり、建設単価が最も低くなる「横軸フランシス水車、最大使用水量 = 1.1m³/s」を選定する。

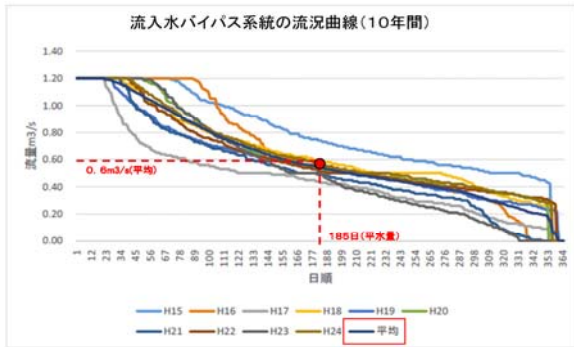


図-2 流入水バイパス系統の流況曲線(10年間)

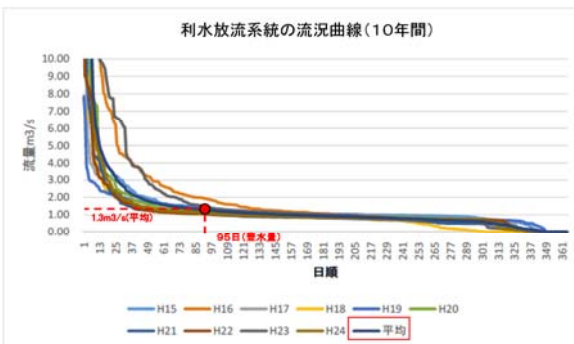


図-3 利水放流系統の流況曲線(10年間)

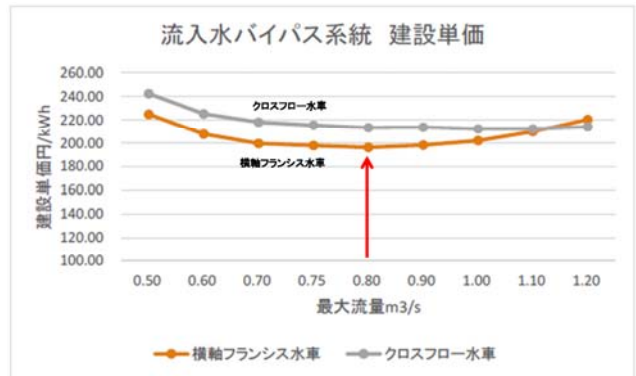


図-4 流入水バイパス系統 建設単価

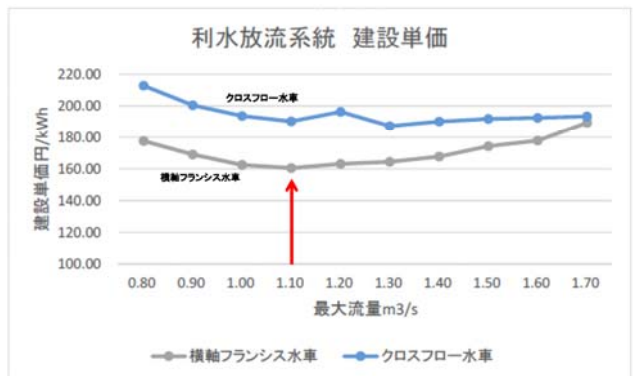


図-5 利水放流系統 建設単価

4. 水車・発電機構成の検討

川上ダムでは水車を2台設置する計画であるが、発電機構成は2台設置する構成の他に発電機1台を共有する両掛水車が考えられるため、水車・発電機の構成について検討する。

(1) 発電機の形式検討

発電機には、①同期発電機、②誘導発電機、③永久磁石発電機の3種類がある。

本設備の発電機は停電時に自立運転が容易に行え、低コストである同期発電機を選定する。

(2) 両掛水車の特徴

両掛水車の長所と短所は次のとおりである。

a) 長所

- ・ 流況に応じて、片輪又は両輪での運転が可能。
- ・ 両輪運転時の異落差、異流量に対しても適応性が高く、広い運転領域のため、効率良く発電が可能。
- ・ 発電機が1台で済むため設置スペースが縮小でき、建設費コストが安価(発電機2台構成時と比較し約7%程度縮減可)となる。

b) 短所

- ・ 空転側の水車の温度上昇を防止するため、冷却水供給部が必要となる。
- ・ 水車と発電機が共通の軸で接続されているため、水車及び発電機の点検時は両系統とも発電が行えず、保守時の停止期間が長くなる。
- ・ 片輪運転時は風損のため、両輪運転時よりも約2.5%程度効率が低下する。

(3) 両掛水車の採用

発電機を2台設置する構成の場合、発電建屋のスペース確保がかなり厳しく、水車1台に対して発電機1台の構成とし発電機の配置を検討した結果、2系統で計画していた水力発電のうち、片方をあきらめざるを得ないことが判明した。今回、両掛水車により発電機を1台構成とすることで、設置スペースの縮小を図り、2系統での発電を実現することが出来る。

両掛水車は通常水車手前で1条の水圧管を2条に分岐し運用するタイプが多く、川上ダムのような異落差、異流量の両掛水車の導入例は少ないが、他ダムの管理用発電設備として実績があることがわかった。

設置スペースの制約条件から2系統での発電を実現させるためには、両掛水車による省スペース化が不可欠であり、建設コストも若干縮減できることから、両掛水車による発電方式を採用することとした。

5. 川上ダム管理用水力発電設計結果

これまでの設計検討により決定した最終的な川上ダム管理用水力発電の諸元を表-1に示す。

6. 経済性評価

経済性の評価として、水資源機構内の統一した考え方である費用対効果=B(妥当投資額)/C(建設コスト)は、約1.2となりB/Cが1を超えていることが確認できた。これは売電単価を電力会社からの買電単価とした場合の計算結果である。川上ダムの水力発電は固定価格買取制度(以下、「FIT」という)を適用予定であるため、当初20年間の余剰電力の売電単価は29.00円/kWhとなる予定であり、FIT単価で試算した場合のB/Cは更に有利となり、十分な経済性が見込まれることが確認できた。

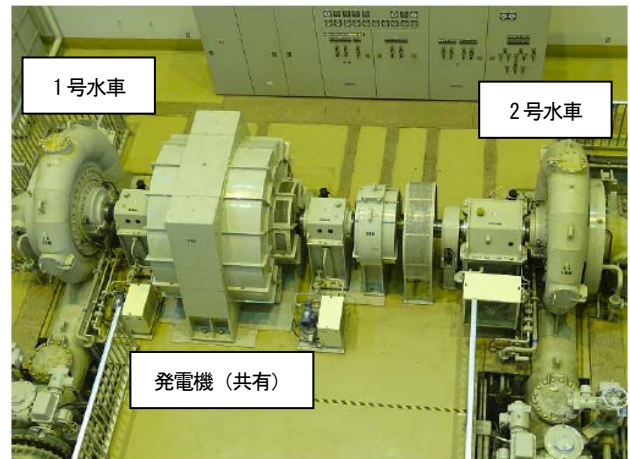


写真-1 両掛水車 (奥木曾発電所)

表-1 設計した諸元

項目	1号水車 (流入水パイプ系)	2号水車 (利水放流系)
発電方式	水路式	ダム式
水車形式	横軸二輪単流渦巻両掛フランス水車	
最大発電使用水量	0.80m ³ /s	1.10m ³ /s
最小運転可能水量	0.28m ³ /s	0.46m ³ /s
有効落差	58.90m	53.00m
発電機形式	三相同期発電機	
発電機出力	910kVA	
年間発電量	約4,700 MWh(一般家庭 約1,300世帯相当)	

7. 自立運転の検討

自立運転とは、災害時等において商用電源が長時間停電する場合、ダム管理用電源を自ら確保する目的で発電設備を運用するものである。発電機負荷の変動に対応するため、発生電力を調整する機能又は負荷調整を行う設備を設ける必要があり、次の方法がある。

・ダミー負荷設置

発電機出力と負荷容量の差を可変制御可能なダミー負荷で吸収する方式。ダミー負荷装置は装置内の疑似負荷抵抗器（ダミーロード）により余剰電力を熱エネルギーに変換する。

・フライホイール設置

発電機のはずみ車効果を増強し、負荷変動に対する周波数変動を抑制する方式。

・ガイドベーン調整

ガイドベーンを早く動かすことにより、流量を制御する方式。

ガイドベーン調節により自立運転を行う場合、大きな負荷を投入すると電圧変動が数秒間続き、保護装置が作動してしまう場合が水資源機構内の他ダムの事例としてある。

フライホイール設置では、設置スペースを広く取る必要があり、川上ダムの発電建屋では設置が困難である。

ダミー負荷であれば、発電建屋の屋外への設置が可能である。また負荷追従性、制御応答性に優れ、放流量の維持が可能であることから、ダミー負荷による自立運転方法を採用する。想定される最低放流量時の発電量から、ダミー負荷容量は150kWを選定した。



写真2 ダミー負荷設備（布目ダム管理所）

8. 今後の予定

(1) 各種申請手続き

水力発電の新設時には多くの申請手続きが必要となる。中部電力の系統へ川上ダムの水力発電設備を系統連係するにあたり、中部電力側の系統容量に空きがあるか、変電所側でバンク逆潮流（受電能力を超える電力が事業者等の余剰電力として変電所に流れ込み支障をきたすこと）が発生するかなど事前に検討してもらう必要がある。現在、これらの検討は終わり「接続契約」を結び、中部電力施設の対策工事にとりかかる段階である。今後、中部電力に電気を売電するための「特定契約」を進めている。

経済産業省に対しては、電気事業法に基づき工事開始前に「工事計画書」の提出が必要であるが、ダム本体工事で行う放流路基礎部のコンクリート施工併せて2019年（令和元年）12月に提出をしており、今後は保安規定や主任技術者選任の申請を予定している。また、FITの設備として認定を受けるための「事業計画認定」の申請準備についても今後進めていく。

(2) 工事工程

川上ダム理用水力発電工事は、2019年6月に契約し、工期は2023年3月末までを予定している。今後、機器承諾や製作を行い、2019年下半年から始まる試験湛水において有水試験を行い運転開始となる予定である。

9. おわりに

川上ダムでは2系統の利水放流に対して最適な水力発電設備を検討した結果、ダム下流側の地形的な問題から敷地及び発電建屋内のスペースに限りがあり、今回両掛水車を選定した。両掛水車は水資源機構内では初めて採用される形式の水車であり、管理移行後には運用をしながら実績と管理のノウハウを積み上げていくことになる。

水力発電は、二酸化炭素を排出しないクリーンエネルギーとして地球温暖化対策にも貢献するものであり、管理費の負担軽減にも寄与することに加え、今回自立運転が可能なることから、将来発生が予想されている南海トラフ地震のような震災による長期停電発生時にも確実にダム管理所の電源確保を行えるようになり、水力発電導入の効果は多岐に渡る。

川上ダムではこれから本体工事が本格化し、土木工事と電気工事の調整が増えていくが、遅滞なく水力発電設備工事を進めていけるように努めたい。

参考文献

- 1) 千秋信一(1967),「発電水力演習」P25,学献社

トンネル式放流設備における コスト縮減等の取り組みについて

出水 達也¹・松田 政裕²

¹近畿地方整備局 琵琶湖河川事務所 工務課 (〒520-2279 滋賀県大津市黒津4-5-1)

²近畿地方整備局 福知山河川国道事務所 建設専門官 (〒620-0875 京都府福知山市字堀小字今岡2459-14)

天ヶ瀬ダム再開発事業のトンネル式放流設備は、模型実験による検討を基に、景観への配慮も含め、様々な条件に配慮した設計となっている。

今日、公共事業は社会情勢の変化を踏まえ、コスト縮減や効率的な事業実施が求められており、天ヶ瀬ダム再開発事業においてもコスト縮減に配慮の上、設計を検討していたが、さらなる事業費の縮減を求められている。

そこで、原点に立ち返りトンネル式放流設備の設計について調べたところ、吐口部においてコスト縮減が可能なポイントを見つけることができた。

本報告は、躯体構造や現場状況等、多様な条件に対応した吐口部の設計に対し、コスト縮減の可能性について検討した内容を紹介する。

キーワード ダム、コスト縮減、トンネル式放流設備、低周波音対策、景観

1. はじめに

天ヶ瀬ダムは、京都府宇治市に位置し、淀川水系の宇治川と呼ばれる流域に建設された多目的ダムである。高さ73m、長さ254mのアーチ式ダムで、洪水調節や水道供給及び水力発電の役割を担っている。

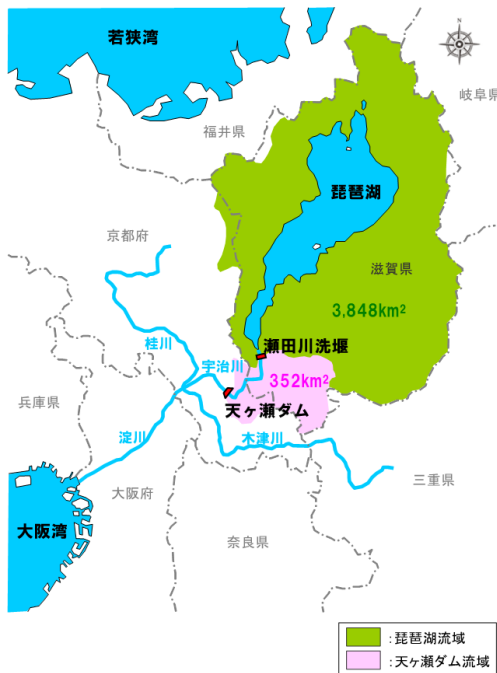


図-1 天ヶ瀬ダムの位置

天ヶ瀬ダム再開発事業は、治水及び利水（水道・発電）の能力増強を目的として、現在のダムの放流能力である毎秒900m³を毎秒1500m³まで増やすために、ダムの左岸側に全長617mのトンネル式放流設備を建設する事業である。



図-2 トンネル式放流設備の配置図

2. 設計の概要

今日、公共事業では、社会情勢の変化を踏まえコスト削減や効率的な事業実施が求められる状況のなか、天ヶ瀬ダム再開発事業においても、さらなる事業費削減の検討が求められている。

天ヶ瀬ダムのトンネル式放流設備は、流入部、導流部、ゲート室部、減勢池部、吐口部で構成されている。

放流時の水の流れとして、まず流入部から水が入り込み、内径10.3mの円形トンネルである導流部を流れていく。ゲート室部にあるゲートの開閉により流量を調節し、幅23m、高さ26mのトンネルとなる減勢池部で流水の勢いを安定させながら、吐口部で流水を河川へ放出する。

これまでもコスト削減を検討してきたが、水理特性をテーマとし、今回は吐口部についてコスト削減策を考えることとした。

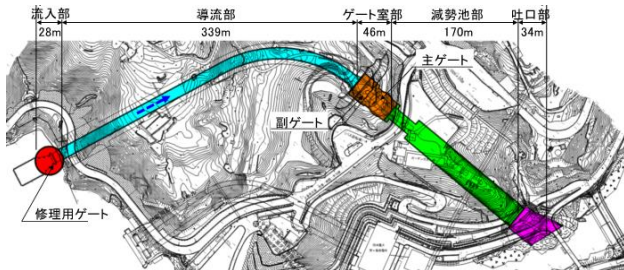


図3 トンネル式放流設備の平面図

3. 課題の設定

トンネル式放流設備は、平成元年度から平成10年度に亘り水理模型実験が実施された。その後、洪水調節計画の一部修正とトンネル諸元の見直しがあったことから、平成19年度より水理模型実験を再開し、平成20年度に吐口部に関する水理実験が行われた。以降も様々な調査が行われ、吐口部が設計された。

これらを踏まえて、吐口部のさらなるコスト削減策を見つけ出すことを大きな課題とした。

4. 課題への取り組み

吐口部に注目する中で、まず設計の考え方や必要性を改めて見直した。その結果、「水理特性」と「低周波音対策」の二つが重要な要素として挙げられた。

(1) 水理模型実験の概要

設計するにあたって、長さの縮尺が1/40である模型を使って、水理実験を行っている。吐口部に至っては、流況・水面形・流速の調査を行っており、下流河道の流況も実験で検証している。

また、低周波音の規模や対策についても模型実験により調査している。

(2) 設計上重要な水理特性

一般的に、減勢工は開渠した放流口に設けた方が費用が安く抑えられるが、本事業の場合、現場周辺では景観を重視しているため、開渠をあまり設けないようにしている。またトンネルのルート上、横から本川に合流する形としているため、流況を悪化させないように十分に減勢する必要があるが、地形上、平地のスペースがないためトンネル内で減勢する必要がある。この減勢により、水理上、吐口部に差し掛かる部分で水面が盛り上がる形となる。しかしながら、吐口部は、関西電力天ヶ瀬発電所の専用道路下を抜けることから、減勢池部より直高を下げた構造にする必要があるため、吐口部の中が閉塞する恐れがある(図4、図5)。吐口部が閉塞した場合、急激な放流能力の低下及び流況の悪化を引き起こす可能性がある。

また、放流時に対岸部への影響が出ないように、本川への合流形態にも考慮しなければならない(図6)。

以上の2点の対策とし、減勢池部より幅を広くし放流を拡散させることで水位を抑え、安定した流況にする必要がある(図7)。



図4 上空から見た吐口部のイメージ

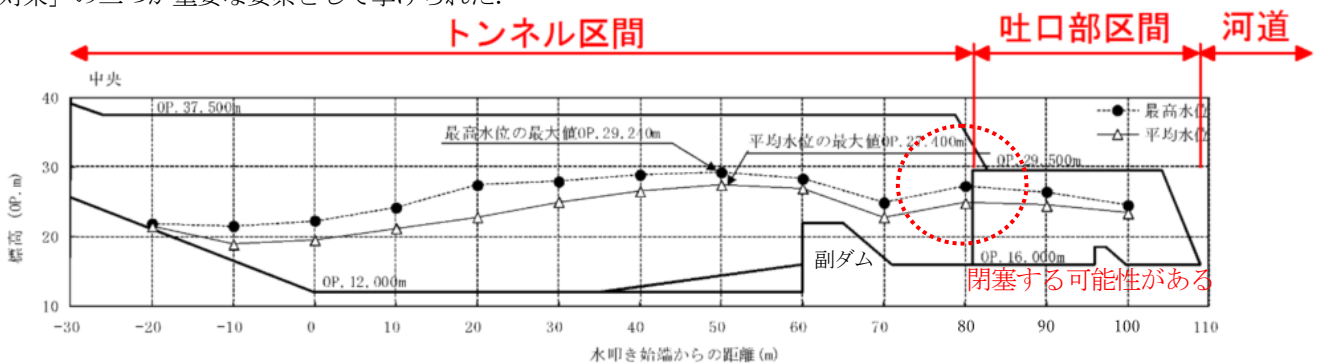


図5 減勢池部及び吐口部の縦断水面形 (トンネル放流量 824m^3 , ダム側流量 $1,100\text{m}^3$ の場合)

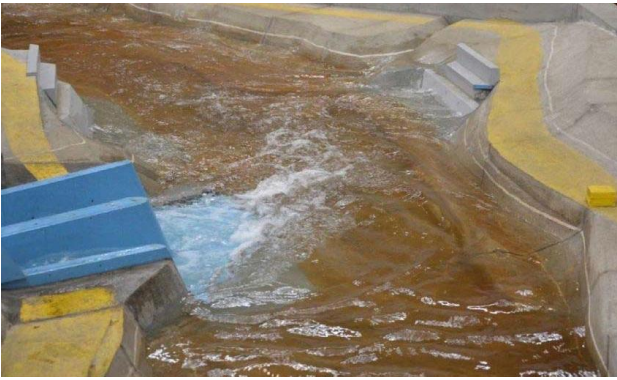


図-6 模型実験による合流形態の検証

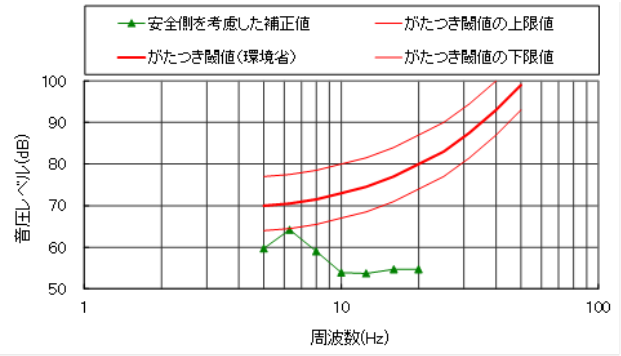


図-8 トンネルから発生する周波数特性とがたつき閾値(現場と最も近い住宅)の比較¹⁾

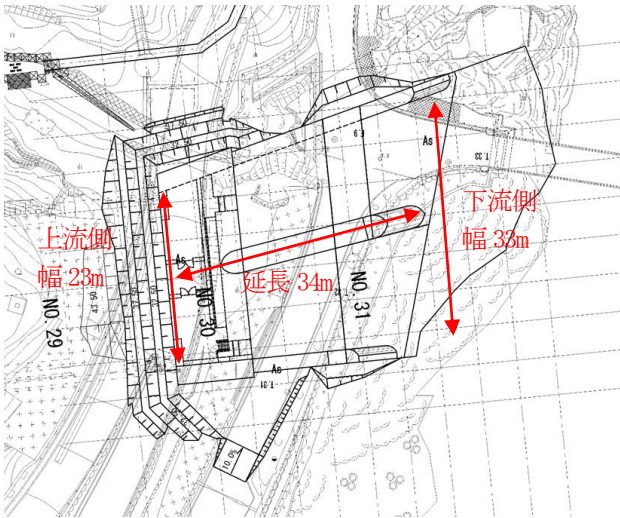


図-7 吐口部の平面図

(3) 低周波音対策

放流水が減勢池に流入する時に、跳水による減勢の衝撃により低周波音が出るのが模型実験によりわかっている。低周波音が発生することで、近くの住宅の家具が揺れるといった問題が生じる。この基準値を「がたつき閾値」として環境省で定めており、模型実験で検証したところ、63 Hzの音圧レベルが「がたつきの閾値」との差が小さいとされ、対策の必要性が確認された(図-8)。

そこで、低周波音を半波長分だけ波形をずらして相殺する消音管を設置することとしている(図-9)。

設置範囲は、減勢池部下流側の天井部分から吐口部のボックスカルバート部を併用した構造としている(図-10)。ボックスカルバートは元々、天端に道路を敷設するために設けていたが、後に消音管が必要とされ、水理的(水面変動の最高水位)に影響を与えない箇所とし上流側に寄せるため、併用する設計となった。

そのため、消音管はコンクリート構造部(ボックスカルバート内)と鋼構造部で構成されており、維持管理用通路の役割も兼ねている(図-12)。

消音管の延長については、模型実験の検証により12.5mが最適としている(図-13)。

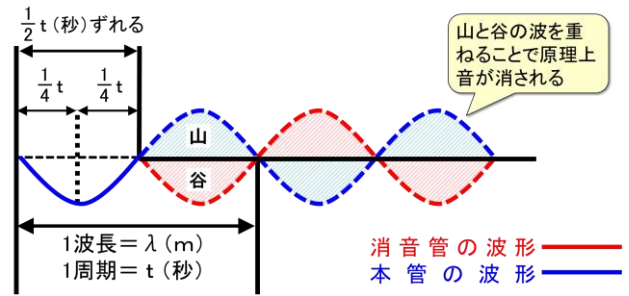


図-9 波形のイメージ

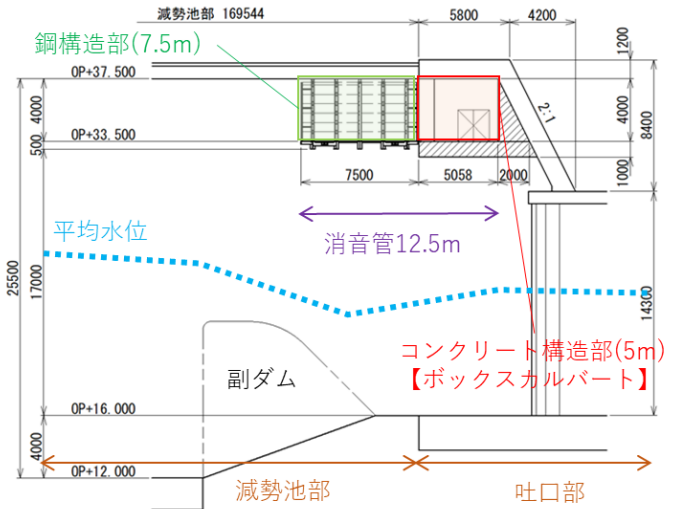


図-10 消音管縦断面図

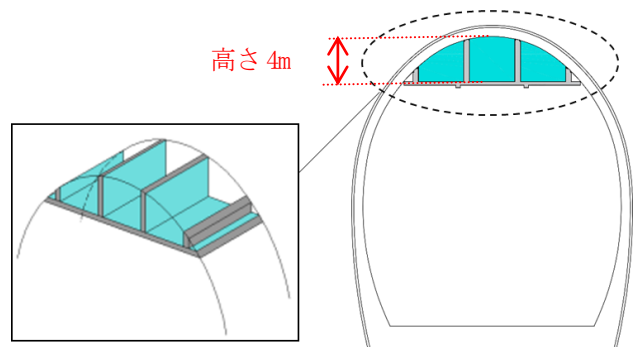


図-11 消音管の断面図

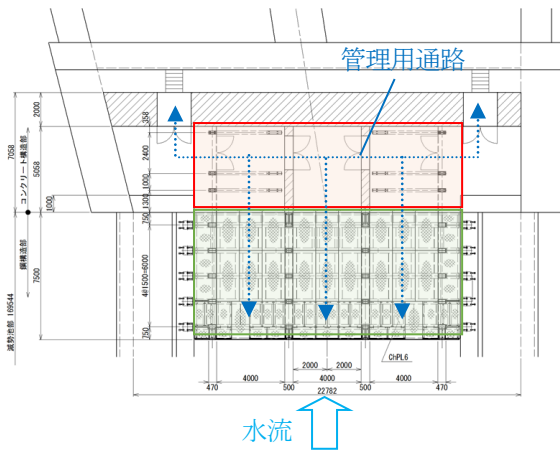


図-12 消音管の平面図 (赤：コンクリート構造部，緑：鋼構造部)

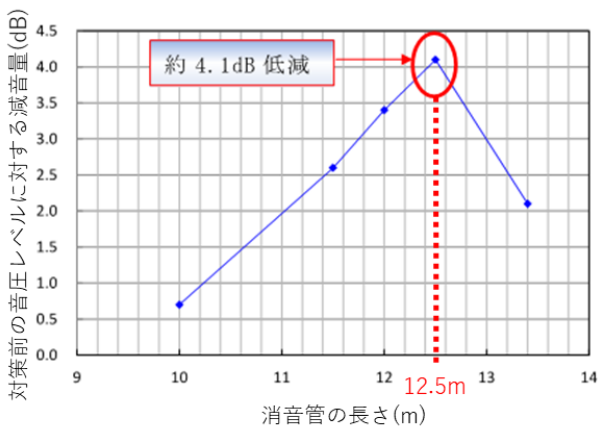


図-13 消音管の長さとの関係

(4) 設計を見直して見えること

設計を調べたことで、吐口部の必要性が理解できた。当初、吐口部自体を取り止めても問題なく放流できるのではないかと考えていた。しかし、吐口部がなければ、安定的に本川へ合流ができず、周辺の流況が荒れることになる。低周波音対策においても、抑制効果が発揮できなくなり、さらに外観においては、大きな穴だけが開いたような見え方になり、景観面においても悪いものとなる。したがって、トンネル式放流設備において、吐口部は重要な構造物となる。

5. コスト縮減対策

吐口部の設計の考え方や必要性、水理現象を改めて見直すことにより、目的や機能に対しわずかではあるが、消音管の部分でコスト縮減の余地があることが判明した。

消音管のコンクリート構造部は、維持管理用通路を併用しているため、防音扉の整備等が必要であり、鋼構造部より費用が大きくかかる設計である。この点に着目し、条件を踏まえてコスト縮減策の検討を行った。

消音管設置の条件は、「水理的に影響を与えない設置

場所であること」「消音管の長さを12.5m確保すること」「維持管理の通路としても併用できること」の3つである。

以上の条件を踏まえ検討した結果、コンクリート構造部の消音管5mを取り止め、鋼構造部を上流側に5m延長することでコンクリート構造部の簡素化を図った(図-14)。

消音管の位置は5m上流側に移動することになるが、水理的に影響はなく、消音管の効果は延長に支配されるため、必要延長(12.5m)をトンネル内に確保していれば、低周波音対策への影響はないと考えられる。なお、鋼構造部のパネルは取り外しが可能なため、鋼構造部を延長したことで消音管長の調整がさらにしやすい形となる。

また、通路としての機能は残すため、維持管理についても問題なく対応できた形としている(図-15)。

この設計変更により、コンクリート構造部を簡素化することができるため、コスト縮減が可能となる。

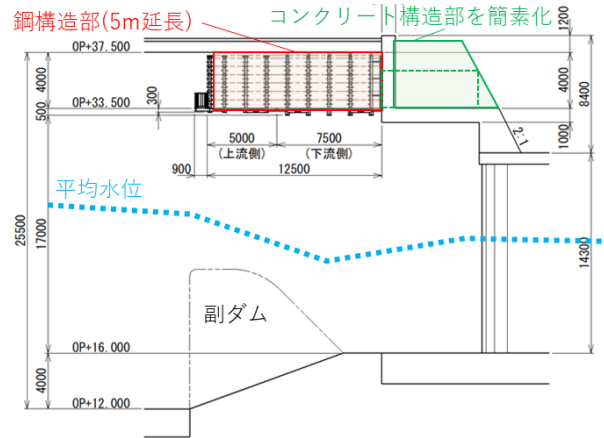


図-14 変更後の消音管配置図

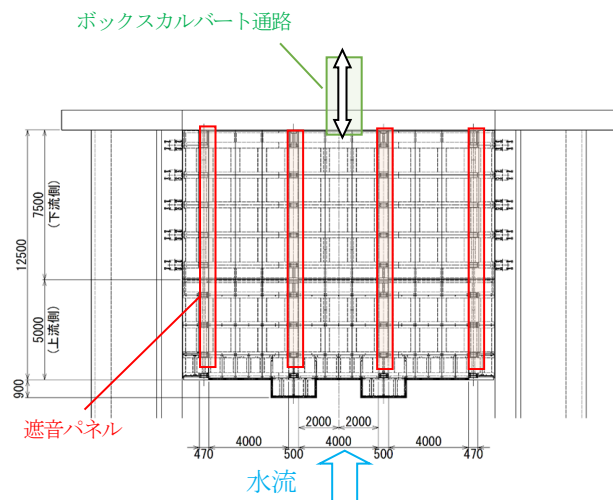


図-15 変更後の消音管平面図

6. 終わりに

改めてトンネル式放流設備の設計について調べた時に、これまでの水理実験や調査等によって、いかに精巧できたものなのかがわかった。

しかし、大規模なコスト削減には至らないものの、設計の基本となる考え方を調べたことにより、設計の隙間に気づくことが出来た。コスト削減を検討する場合は、

まず設計を深く知ることが重要であると考えます。

本報告が、課題解決手法の一事例として他の事業担当者の役に立てば幸いです。

参考文献

- 1) 環境省：低周波音問題対応の手引書

水理模型実験による足羽川ダム本体の水理設計

堀川 裕太¹

¹近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 工事課 (〒918-8015 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を進めている洪水調節専用のダム（流水型ダム）である。現在は実施設計を終え、今年度より本体工事に着手する予定となっている。本研究では、足羽川ダムの実施設計のために行ってきた水理模型実験に関して、過年度までの報告にて課題とされていた河床部放流設備の施設形状について、既存の水理模型の形状を改良して流況確認を行った。実験の結果、河床部放流設備及び河床部放流設備の副ダムの形状を改良し、下流側に二次減勢工を追加することで流況が安定することを確認した。これにより、設計計画上的足羽川ダム本体洪水吐きの形状を全て確定することができた。

キーワード 流水型ダム、水理模型実験、河床部放流設備、二次減勢工

1. はじめに

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）に建設中の高さ96m、堤頂長460m、総貯水量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、図-2）。また、洪水調節専用の流水型ダムであり、日本国内の流水型ダムとしては、堤高、堤体積、洪水調節容量において日本最大規模である他、ゲートを有する唯一の流水型ダムである。

足羽川ダム建設事業は、足羽川ダム本体と併せて、図-3に示す他流域の4河川（水海川、足羽川、割谷川及び赤谷川）の洪水を導水するための分水施設（分水堰+導水トンネル）を整備するものである。このうち、足羽川ダム本体および水海川分水施設の建設を、九頭竜川水系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現在整備を進めている。なお、ダム本体は段階整備に適さない構造物であることから、4河川からの導水を見越した規模で建設している。



図-1 足羽川ダム位置図

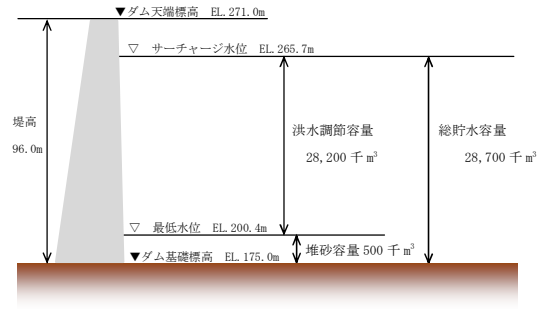


図-2 足羽川ダム貯水池容量配分図



図-3 足羽川ダム計画平面図

2. 足羽川ダムの諸元と実験模型

(1) 足羽川ダム本体設計原案の諸元

足羽川ダム本体は流水型ダムであるため、河床標高付近の左岸側（現況河道の位置）に河床部放流設備として高圧一面ベルマウス式放流管を1条設置しているのが特徴である。平常時にはこの河床部放流設備によって、ダム上下流の連続性を維持したまま河川水を流下させる。また、その6m上方の河道中心に位置する常用洪水吐きで洪水調節を行う。非常用洪水吐きは基本的に左右対称に洪水吐きを配置するという方針の元に設計しており、

左右に各5門（13.0m×10門）を配置している。
足羽川ダム設計原案の諸元を表-1に、足羽川ダム下流面図（設計原案）を図-4に示す。

表-1 足羽川ダム洪水吐きの諸元（設計原案）

項目		諸元
ダム貯水位	設計洪水位	EL.268.7m
	サーチャージ水位	EL.265.7m
非常用洪水吐き	天端標高	EL.265.7m
	越流幅	B=13.0m
	越流水深	H=3.0m
	自由越流	10門
常用洪水吐き	敷高標高	EL.187.0m
	高圧一面ベルマウス式放流管	B2.2m×H2.4m×1条
河床部放流設備	敷高標高	EL.181.0m
	高圧一面ベルマウス式放流管	B5.0m×H5.0m×1条
減勢工	水叩き長	L=35.0m
	減勢幅	B=20.0m
	副ダム高	h=8.0m

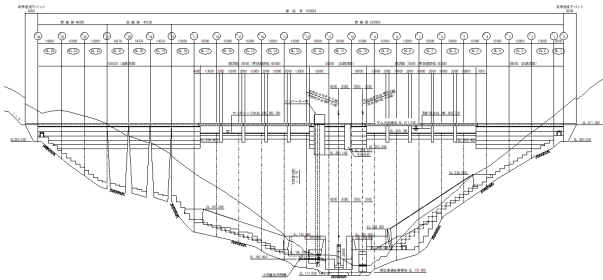


図-4 下流面図（設計原案）

(2) 実験施設および模型の諸元

実験は、国立研究開発法人土木研究所の水力実験施設で実施した。模型は形状の検討をする際に改造がしやすい構造とした。模型の改造・据付精度は±1mm以内とし、実験中もこれを維持するものとした。

製作した足羽川ダム本体の水力模型を図-5、図-6、図-7に示す。水の粘性等の影響により全体模型では流況の再現が難しい河床部放流設備及び常用洪水吐きについては、抽出模型を作成している。ダム本体の全体模型は縮尺を1/62.5に、河床部放流設備の抽出模型は縮尺を1/31.25に、常用洪水吐きの抽出模型は縮尺を1/20とした。

なお、全体模型においては河床部放流設備は検討対象で無いため省略して模型を製作した。また、流量等についてはフルードの相似則を用いて設定し、足羽川ダムの水力特性を再現できるよう留意した。表-2に全体模型および抽出模型における諸量の縮率を示す。



図-5 足羽川ダム本体模型（全体模型）

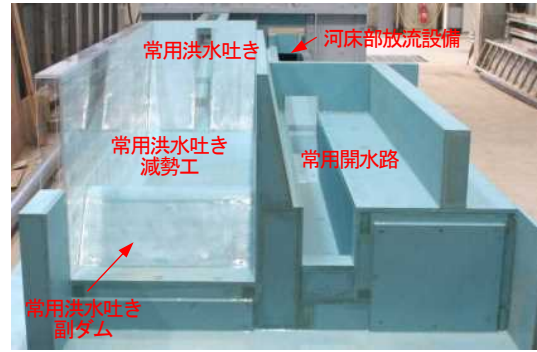


図-6 常用洪水吐き減勢工と河床部放流設備並列模型

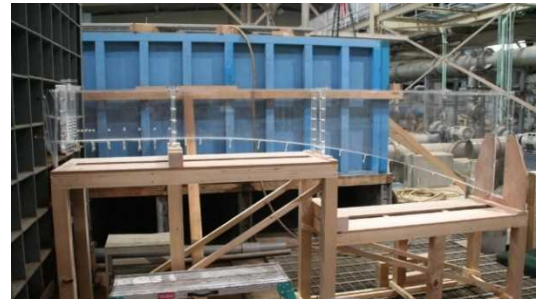


図-7 常用洪水吐き単独模型

表-2 模型縮尺毎の諸量の縮率，原型値と模型値の関係
足羽川ダム全体模型（縮尺 1/62.5）

諸量	次元	縮率	原型値	模型値
水深	L	1/n	10m	0.16m
流量	L ³ /t	1/n ^{5/2}	1,400m ³ /s	0.0453m ³ /s
流速	L/T	1/n ^{1/2}	10m/s	1.26m/s

常用洪水吐き減勢工と河床部放流設備並列抽出模型
（縮尺 1/31.25）

諸量	次元	縮率	原型値	模型値
水深	L	1/n	10m	0.32m
流量	L ³ /t	1/n ^{5/2}	180m ³ /s	0.0330m ³ /s
流速	L/T	1/n ^{1/2}	10m/s	1.79m/s

常用洪水吐き単独抽出模型（縮尺 1/20）

諸量	次元	縮率	原型値	模型値
水深	L	1/n	10m	0.5m
流量	L ³ /t	1/n ^{5/2}	180m ³ /s	0.1006m ³ /s
流速	L/T	1/n ^{1/2}	10m/s	2.24m/s

2. 過年度までの報告内容の整理

足羽川ダムの水力模型実験については、過年度までに「足羽川ダム水力模型実験中間報告について」及び「足羽川ダムの洪水吐きに係る水力模型実験について（続報）」にて報告がされている。本節ではこれらの報告内容を整理し、原案からの改良事項及び課題事項について整理する。

(1) 非常用洪水吐き

非常用洪水吐きは、設計洪水位（EL.268.7m）におい

て単独放流として1,400m³/sの放流能力を必要とするが、過年度の報告において、原案の形状にて1,454m³/sの放流能力を有することが確認されており、水理設計条件に整合することを確認している。

(2) 堤趾導流部

堤趾導流部については、過年度報告において、原案の形状での水理実験の結果、導流壁高に対して最大30mの水位が確認されたため、シュートブロック、壁ブロック及びデフレクタの組合せや配置を工夫することで流況の改善を図り、改善後の形状において、水理設計条件に整合することを確認している。過年度の報告で示された最終形状を図-8に示す。

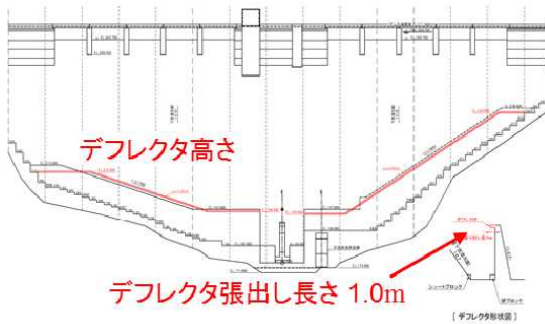


図-8 デフレクタ高さと言沿平均水位の関係

(3) 常用洪水吐き

常用洪水吐きは、8割水位 (EL.261.2m) において、計画最大放流量180m³/sの放流能力が必要となる。過年度報告において、原案の形状では下流側の放流管内に負圧が発生し十分な給気が行えずゲート直下流の水脈の乱れが生じることから、下流側の形状を変更することで水面形の改善を図っており、改善後の形状において、水理設計条件に整合することを確認している。最終形状を図-9に示す。

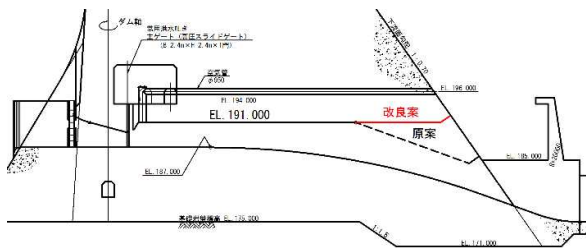


図-9 常用洪水吐き改良案

(4) 減勢工

減勢工は、過年度報告において、原案の形状にて設計洪水流量である1,400m³/sを流下させたところ、減勢工内の減勢が確認されたものの、減勢工始端部において水面の大きな上昇が確認されたことから、導流部との接続部の形状を直線形とした他、堤趾導流壁終端部に擦り付け円弧を設置、右岸堤趾導流壁の終端が左岸と同位置となるような折れ曲がり部を設置、常用洪水吐き出口の両側

にサイドブロックを設置することにより、水位の上昇と流況の偏りの改善を図っている。また、流況観測において、減勢工形状に余裕が確認されたことから、副ダムの高さを1.5m低下させている。これら、改善後の形状において、水理設計条件を満足することを確認している。過年度の報告で示された形状を図-10に示す。

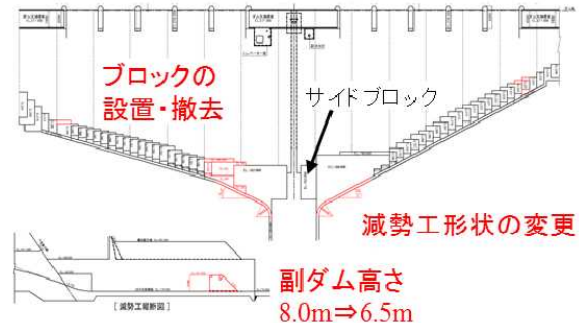


図-10 デフレクタ高さと言沿平均水位の関係

(5) 河床部放流設備

河床部放流設備は、過年度報告において、原案の形状で魚道対象流量である4m³/sまでは安定した流れを確認したが、8m³/s～180m³/s (基本方針流量) では、図-11に示すとおり、常用開水路終端部での背水によって水位が上昇し河床部放流設備内が常流となることが確認されている。特に180m³/sでは跳水が発生することで水位の上昇が顕著となり、放流管内が管路流となることが確認されており、洪水時に放流管内に必要な給気がなされずにゲートが閉まらなくなる等のリスクが懸念されている。このため、今後の検討事項として、河床部放流設備の形状の改良を検討する必要がある。

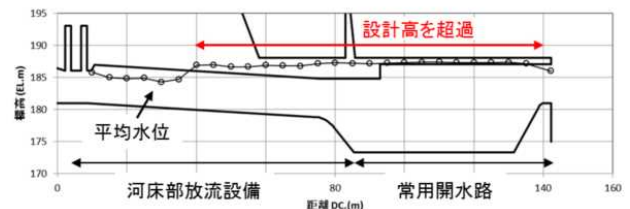


図-11 河床部放流設備の水面形 (流量：180m³/s)

以上より、本研究では、過年度までの報告において唯一課題として残っていた河床部放流設備の形状について検討し、抽出模型にて流況の確認を行うことで、水理設計条件を満足する最適な形状を決定することとする。

3. 河床部放流設備・常用開水路の形状の検討

前章で述べたとおり、河床部放流設備の原案の形状では、8m³/s以上の流れで河床部放流設備内の流況に乱れが発生することが問題となっていた。このため、改良案として、図-12に示すように、減勢工下流の付替水路 (魚道) を迂回させる形状とすることで、掘り込み式減勢工より下流部分の水脈を直接下流河道へ落

下させる形状に変更した。

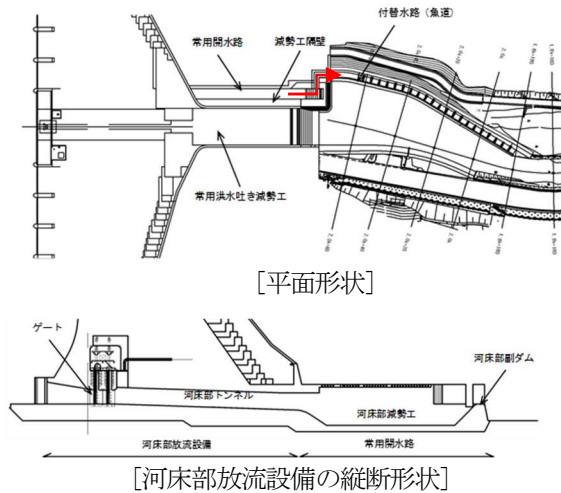


図-12 河床部放流設備・常用開水路の形状改良案

(1) 常用洪水吐き減勢工の調査

常用洪水吐き及び減勢工の形状は、常用開水路部の形状変更によって左岸導流壁の下流端が切り欠かれた形状となった他、付替水路（魚道）の線形変更に伴って河道形状も変更されている。このため、計画最大放流量180m³/sを対象に流況調査を実施した。

流況調査の結果、減勢工の流況は安定しており問題となる現象は見られなかった。一方で、副ダムより下流は図-13のとおり露出射流となり、付替水路の終端付近では跳水が発生した他、副ダム下流から断面2.0k+20までの流速は10m/s程度と過大であった。下流河道の流速は5m/s程度が条件となっていることから、二次減勢工の設置等による対策が必要と判断された。



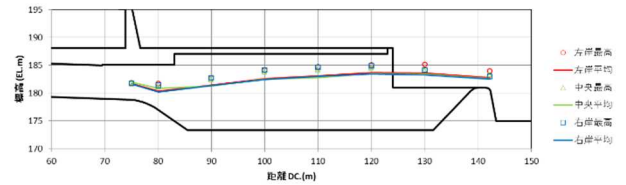
図-13 副ダム下流の流況

(2) 河床部放流設備・常用開水路の調査

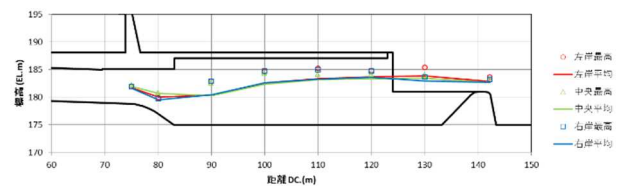
改良した河床部放流設備及び常用開水路の形状で、流量70m³/s及び180m³/sを対象に流況調査を実施した。

流況調査の結果、流量30～60m³/sでは河床トンネル内で跳水が発生し水深が3.7m程度まで上昇するものの、トンネル高が6mであり、クリアランスに問題がないことが確認された。流量70～180m³/sでは、河床部減勢工の始端で跳水が発生することで流況が弱跳水状態となり、水面の動揺が確認された。一方、河床部減勢工内の減勢は

十分にされており、減勢工規模に余裕が確認できたことから、コスト削減を目的に減勢工敷高をE.L. 173mからE.L. 175mに高くして再度流況調査を行ったところ、副ダムより下流の流況に大きな変わりはなく、むしろE.L. 173mの時に確認された河床部減勢工の水面の揺動が減少することが確認された。このことから、減勢工敷高をE.L. 175mとすることとした。常用開水路の敷高別水面形を図-14に示す。



〔河床部減勢工敷高 EL. 173.3m, 流量180m³/s〕



〔河床部減勢工敷高 EL. 175.0m, 流量 180m³/s〕

図-14 常用開水路の敷高別水面形

4. 二次減勢工の検討

前章の流況調査より、計画放流180m³/sにおいて副ダムより下流の河道流速が10m/sに達していることから、二次減勢工の必要性が確認された。本章では、二次減勢工と河床部放流設備の副ダム位置及びその形状について改良案を検討し、70m³/s及び180m³/s放流下での流況調査により、最適な形状を求めることとした。

(1) 当初形状案に対する流況検討

計画最大放流量180m³/sの条件下で、下流河道の流速が5m/s以下となることを目的として、図-15に示す二次減勢工の当初形状案を作成し、常用洪水吐き減勢工及び河床部放流設備・常用開水路の流況調査を実施した。

流況調査の結果、常用洪水吐き減勢工内の流況は、跳水が安定し減勢にも問題は見られなかったが、河床部放流設備・常用開水路の流況において、二次減勢工直下の流速が8.4m/s程度生じていることが確認され、ブロックの配置やシルの根入れなどを配慮する必要があることが分かった。また、二次減勢工より20m下流の流速が180m³/s放流時で4.2m/sとなっており、二次減勢工による減勢効果は確認出来るものの、図-16に示すように水叩き始端から露出射流が発生しており、減勢規模が不足していることが分かった。

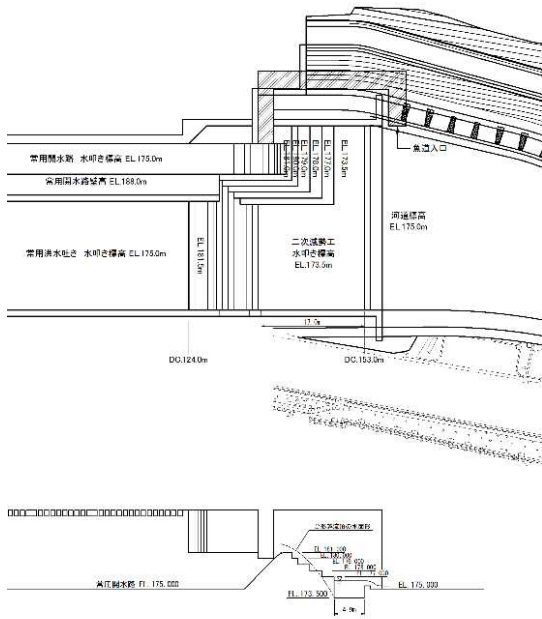


図-15 二次減勢工の当初形状案



図-16 河床部放流設備・常用開水路の流況

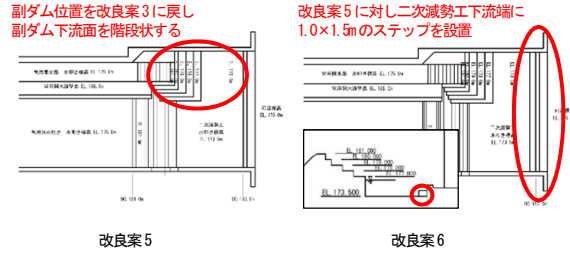


図-17 河床部放流設備形状（改良案1～6）

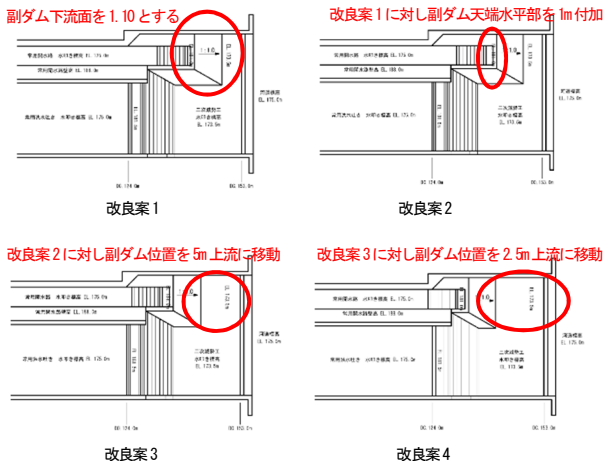
流況調査の結果、改良案1～5では、減勢工下流端で湧き上がりが大きいことや、減勢池内の流況が不安定となることが確認されたが、改良案6では、二次減勢工下流端での湧き上がりが他と比べて低減され、概ね安定した流況であることが確認され、改良案6が最適形状であると判断した。また、この最適形状に対して、常用洪水吐き減勢工の流況調査を実施したところ、減勢工内の流況は安定しており、図-18に示すとおり、副ダム直下においても露出射流は確認されず、二次減勢工直下の流速も3.0m/sと十分に減勢されていることが確認された。



図-18 二次減勢工の流況（改良案6）

(2) 最適形状の検討

(1)の流況調査結果より、当初案では安定した流況とはならなかったため、安定した流況への改善を目指して、図-17に示す副ダム位置及び副ダム下流面の形状を変えた6パターンの改良形状案について、それぞれの形状で河床部放流設備・常用開水路の流況調査を実施した。



5. 全体模型実験による流況調査

3章及び4章において決定した河床部放流設備及び二次減勢工の改良形状に対して、全体模型実験による全体の流況調査を実施することとした。実験ケースは表-3に示すとおりである。

表-3 実験ケース一覧（全体模型）

区分	検討内容	計測内容	貯水位(EL.m)	放流量(m³/s)
減勢工の検討	減勢工接続部の調査	流況	HWL	1595
			SWL	180
最終形状の調査	減勢工の調査	流況	HWL	1595
		水面形	HWL	1595
		流速	HWL	1595
	下流河道の調査	流況	SWL	180
			HWL	1595
		水面形	HWL	1400

(1) 堤趾導流部・減勢工の調査結果

堤趾導流部・減勢工の流況調査の結果、堤趾導流部及

び二次減勢工では流況に関する問題は確認されなかったものの、**図-19**に示すとおり、減勢工上流側において堤趾導流部からの流入水脈が衝突し、その水脈が減勢工の側壁に間欠的に衝突する現象が見られた。このことから、壁高を高くする等の対策が必要であることが分かった。



図-19 減勢工接続部の水面変動（右岸接続部）

(2) 減勢工接続部の改良

(1)の調査結果より、堤趾導流部と減勢工の接続部の水面変動が激しく、特に右岸側では非常に大きい水面の這い上がりが確認された。そのため、この這い上がりの低減を目的として、**図-20**に示すような左岸側最下段のフーチング部に補助構造物を設置し、流況調査を実施することとした。補助構造物の形状は、**表-4**に示す3パターンで検討することとした。

表-4 実験ケース一覧（減勢工すり付け部）

ケース	補助構造物高さ		
	①	②	③
ケース1	1.0m	1.0m	1.0m
ケース2	1.5m	1.5m	1.5m
ケース3	1.0m	1.5m	1.5m

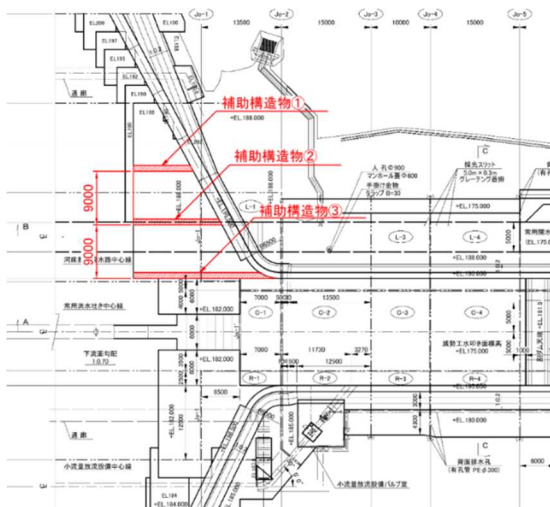


図-20 減勢工接続部検討図

流況調査の結果、ケース1では堤趾導流部から突入した水脈が間欠的に減勢工接続部に衝突し這い上がりが大きく、補助構造物の効果は見られなかった。ケース2では、補助構造物の高さがやや過大であったために、補助構造物①の直上流で這い上がりが生じ堤趾導流部に悪影響を及ぼすことが確認された。ケース3では、堤趾導流部から突入した水脈が減勢工接続部で大きく這い上がることもなく安定した流れであることが確認された。**(図-21)**このことから、ケース3を最終形状とすることとした。



図-21 減勢工接続部の水面変動（右岸接続部）
(ケース3)

5. まとめ

本研究では、過年度までの報告において課題となっていた河床部放流設備の形状について、水理模型実験を通して流況を確認し、最適な形状を確定することができた。これにより、設計計画上での足羽川ダム本体洪水吐きの形状を全て確定することが出来た。まとめとして、本研究で得られた施設形状の改良点を下記に記述する。

- ・河床部放流設備は、減勢工下端より下流を魚道等を迂回させる形状とし、掘り込み式減勢工より下流は直接水脈を下流河道へ落下させる形状に変更した。
- ・河床部放流設備の副ダム下流に、1.0m×1.5mのステップを付けた二次減勢工を追加した。
- ・河床部放流設備の副ダムは、下流面の形状を階段状とした。
- ・減勢工の左岸側の堤趾導流部と減勢工の接続部に3つの補助構造物を追加した。

参考文献

1) 田中 幹(2017)：足羽川ダム水理模型実験中間報告について
 2) 小泉 陽彦(2018)：足羽川ダムの洪水吐きに係る水理模型実験について（続報）

道路盛土における排水施設点検・管理手法の手引きについて

濱本 敬治¹・松田 紀子²

¹近畿地方整備局 兵庫国道事務所 品質確保課 (〒650-1600 兵庫県神戸市中央区波止場町 3-11)

²近畿地方整備局 大阪国道事務所 管理第二課 (〒536-0004 大阪府大阪市城東区今福西2-12-35)

道路盛土の変状・崩壊は、盛土内に存在する「水」が引き金となる場合が多い。そのため、盛土内に「水」を入れない、盛土内に浸入した「水」は速やかに排水することが新設並びに既設の道路盛土を維持管理する上で最も重要な視点であり、盛土の変状・崩壊のリスク低減につながる。こうしたことから、個別の盛土に対して材料特性・初期条件（締固め度・透水性等）・排水機能・水理的境界条件等を把握し、盛土の健全性を評価することが肝要であり、本稿では、道路盛土における排水施設の点検・管理手法の手引きを作成したので紹介する。

キーワード 道路盛土、地下排水工、のり面排水工、排水施設、点検管理

1. はじめに

良質な材料を用いてよく締固めた高品質の盛土で、排水機能が十分に発揮していれば、時間の経過とともに盛土は安定化へ向かう。一方、築造時に所定の性能を満たさない盛土が、さらに過酷な自然条件下に置かれると、時間の経過につれて安全性・性能が低下する。また、盛土構造物は、他の土木構造物（橋梁・トンネル等）とは異なり、盛土材料の厳密な品質管理が困難であることや立地の地形・地質も千差万別であること、さらに地形・環境条件への対応が不十分であることから、不具合が生じた場合には「応急復旧で対応」との考え方が主流であり、根本的な原因が排除されないために、変状・崩壊を繰り返す事例が散見される（写真-1）。

こうした不可避論から脱却するためには、個別の盛土に対して、材料特性・初期条件（締固め度・透水性等）・排水機能・水理的境界条件等を把握し、盛土の健全性を評価することが肝要であり、本稿では、その点検・管理手法の手引きについてとりまとめを行った。



写真-1 異常降雨及び地震による災害

2. 点検・管理の目的

道路盛土構造物の安定性に大きく寄与する排水施設の機能を点検・診断し、機能維持・改善に必要な対策を検討・実施することにより、将来的な崩壊を未然に防止する。現存する既設盛土の中には、盛土材料や締固めが不適切で、排水性能が不良なゆえに高含水状態となり、安定性が低下した箇所が数多くある。盛土内の地下水位が上昇して発生する崩壊は規模が大きいのが特徴である。

一方、既設ののり面排水工の不具合によって生じる崩壊は小規模であるが崩壊事例は数多く見受けられる。

これらの他、排水施設に生じる変状や不具合及びそれらが原因となって盛土の性能・安定に脅威となるリスクを表-1、2に整理する。

表-1 地下排水工における変状及び不具合

変状や不具合	盛土の性能・安定に及ぼすリスク
切盛境、片切片盛、谷埋め盛土等のように基礎地盤からの湧水等が存在、あるいは集水域が大規模で、地下排水工が設置されていない場合に、盛土内の地下水位が上昇する。	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 恒常的に地下水が供給され、盛土内水位を上昇させる原因となる。 ▶ 降雨時のさらなる地下水供給や地震力が複合的に作用すると、盛土の崩壊につながる。
材料の劣化や土圧により暗渠管が破損したり、フィルター層・排水層が目詰まりによって機能低下すると、盛土内の地下水位が上昇する。	

3. 対象とする排水施設

盛土の排水施設は、大きく分けて、のり面排水工と地下排水工に分類されることから、それぞれについて異なる点検体系に基づき点検・診断を行うこととした。

まず、のり面排水工は、のり面を流下する表面水によるのり面の浸食及び洗掘を防ぎ、盛土内への浸透を低減するための構造物であり、のり肩や小段、のり尻に設置された排水溝、これらを導く縦排水溝がある（図-1）。

のり面排水工は、地表に露出した小規模な構造物であることから、点検・管理は比較的容易であり、補修や対策工の施工も容易であることが多い。

一方、地下排水工は、盛土及び路盤内の地下水位を低下させるために、周辺地山からの湧水が盛土内に浸透し

そのため、設計時の図面や施工時の出来形管理図の資料収集と確認が特に重要である。

4. 地下排水工の点検・管理

図-3 に地下水排水工の点検・管理フローを示した。

(1) 盛土材料と基礎地盤の性状確認

水位の上昇が懸念されるような盛土位置・形状、盛土材料であるか、あるいは、水位上昇により盛土が不安定

表-2 のり面下排水工における変状及び不具合

変状や不具合	盛土の性能・安定に及ぼすリスク
盛土の沈下、排水工の劣化により、目地開き・クラック等が生じ、そこから盛土内に雨水が浸透する。	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 降雨時にのり面の表層崩壊を誘発するおそれがある。 ▶ 恒常的に流水があると、盛土内水位を上昇させる原因となる。 ▶ 降雨時のさらなる地下水供給や地震力が複合的に作用すると、盛土の崩壊につながる。
土砂等が堆積あるいは植物等が繁茂でオーバーフローを招き、盛土に水を供給する。	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 降雨時にのり面の表層崩壊を招くおそれがある。 ▶ 排水工の劣化等による漏洩・浸透に比べて供給量が多く、より危険性が高い。
恒常的な流水や融雪水は、表層及び盛土内にも水を供給する。	<ul style="list-style-type: none"> ▶ のり面の表層崩壊を招くおそれがある。 ▶ 盛土内水位が上昇し、大規模崩壊につながるおそれがある。
盛土の沈下等によって適切な縦断勾配を有さない場合、水が滞留して漏水やオーバーフローを招き、盛土に水を供給する。	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 降雨時は、短期的にのり面の表層崩壊を招くおそれがある。 ▶ 恒常的に流水があると、盛土内水位を上昇させる原因となる。 ▶ 降雨時のさらなる地下水供給や地震力が複合的に作用すると、盛土の崩壊につながる。
道路縦断方向の路面水を集水したり、切土部が集水域に入っている場合、流下能力を上回る水がオーバーフローし、盛土に水を供給する。	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 降雨時にのり面の表層崩壊を招くおそれがある。
水際沿いの盛土(ため池や河川沿いの盛土等)	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 盛土に隣接するため池や河川の水位の変動に呼応して盛土内の水位が変化することで、盛土の安定性が大きく変化する。

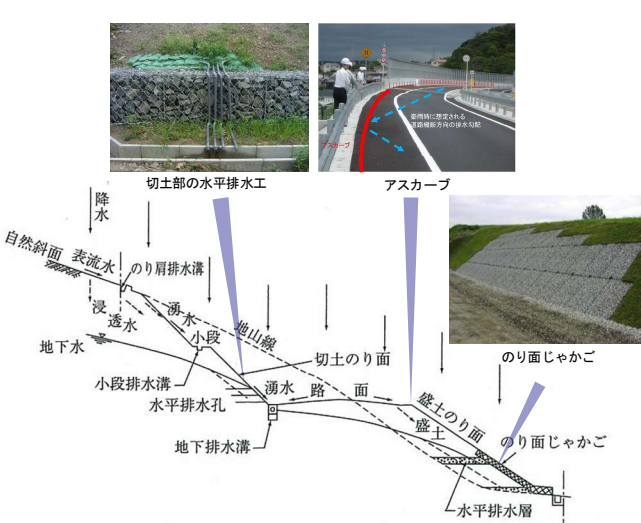


図-1 道路のり面とのり面排水工¹⁾

ないように排除するとともに、路肩やのり面からの浸透水を速やかに排除するための構造物であり、沢沿いや等高線に沿って線的に設置する地下排水溝（暗渠管）と、盛土内に面的に、碎石もしくは不織布等の排水材料を設置する水平排水層、切盛境に面的に設置する基盤排水層、盛土のり尻に設置する排水工等がある（図-2）。

これらは、盛土築造途中に設置されるために、設置時に点検手法が導入されていなければ、盛土完成後に管理・点検・対策を行うのが困難であり、不具合が生じて間接的な手法でしか評価することができないことが多い。

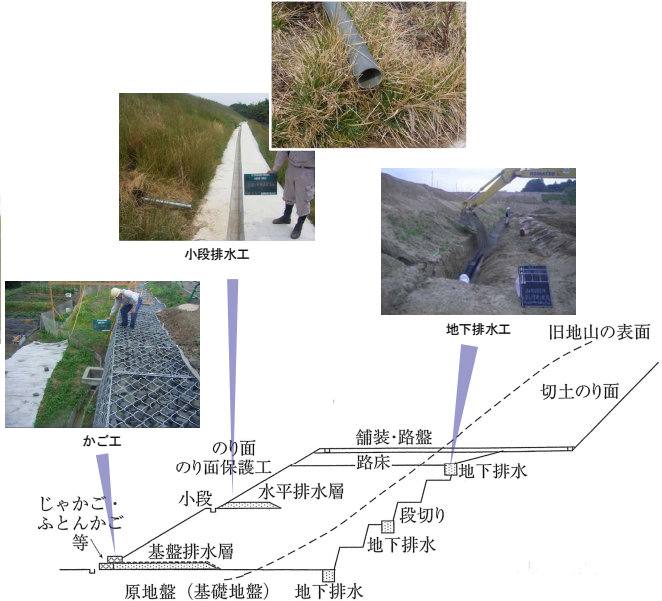


図-2 道路のり面と地下排水工

化するような基礎地盤性状であるかを机上及び現地踏査により確認を行う。

(2) 地下排水工の配置と健全性の確認

盛土内に地下水位が形成されると、盛土のり面の不安定化や盛土材料が劣化する恐れがある。そのため、地下排水工（表-3）の配置と健全性を確認し、盛土内の排水が適切に行われているかを判断する。

(3) 簡易調査の実施

盛土のり面からの湧水が認められる場合、あるいは、盛土内の地下水位の上昇が疑われる場合には、簡易動的コーン貫入試験等を実施して盛土材料の強度について調査を行い、以降の対応を判断する(図-4)。

簡易動的コーン貫入試験²⁾は単管式であり、貫入深度が深くなればロッドの周面摩擦の影響が大きくなるため、一般には地盤表層部4~5m以内が適用範囲とされている³⁾。このため、調査深度が深くなる場合や周面摩擦力が大きい盛土材料(粘性土など)を対象とする場合には、同じく人力での作業が可能なスウェーデン式サウンディング試験⁴⁾の適用を考える。スウェーデン式サウンディング試験は広く普及した試験であり、簡易動的コーン貫入試験に比べれば作業効率が低いものの、周面摩擦の影響が小さく、適用深度は大きい。ただし、いずれの試験も礫分が多い場合には貫入が困難となり、盛土の性状を十分に把握することができない場合がある。

そのような場合には、礫分を含むN値30程度の地盤にも適用可能なミニラムサウンディング試験⁵⁾の実施を検討する。簡易動的コーン貫入試験やスウェーデン式サウンディング試験に比べて、試験機や資材が大掛かりで、斜面上では足場の仮設が必要となる等の問題があるため、現場条件を踏まえて判断する(写真-2、3)。

(4) 詳細調査

簡易調査の結果、さらに詳細な調査が必要と判断す

表-3 地下排水工の種類⁶⁾

地下排水工の種類	機能	材料の特性等
地下排水溝	盛土内の浸透水の排除	透水性が高くかつ粒度配合が良い材料
水平排水層	盛土内の浸透水の排除	透水性が高くかつ粒度配合が良い材料
基盤排水層	地山からの盛土への水の浸透防止	透水性が高くかつ粒度配合が良い材料
のり尻工(ふとんかご・じゃかご工)	盛土内の浸透水の排除及びのり面の崩壊防止	岩塊等の透水性が高い材料
しゃ断排水層	路盤への水の浸透しゃ断	透水性が高くかつ粒度配合が良い材料

る場合には、盛土の安定性の照査及びその照査を行うための情報を詳細調査により把握する。詳細調査の内容は、盛土材料、基礎地盤の性状、地下水上昇の要因等を想定し、対象工法の検討も視野に入れて、個々の盛土で適切

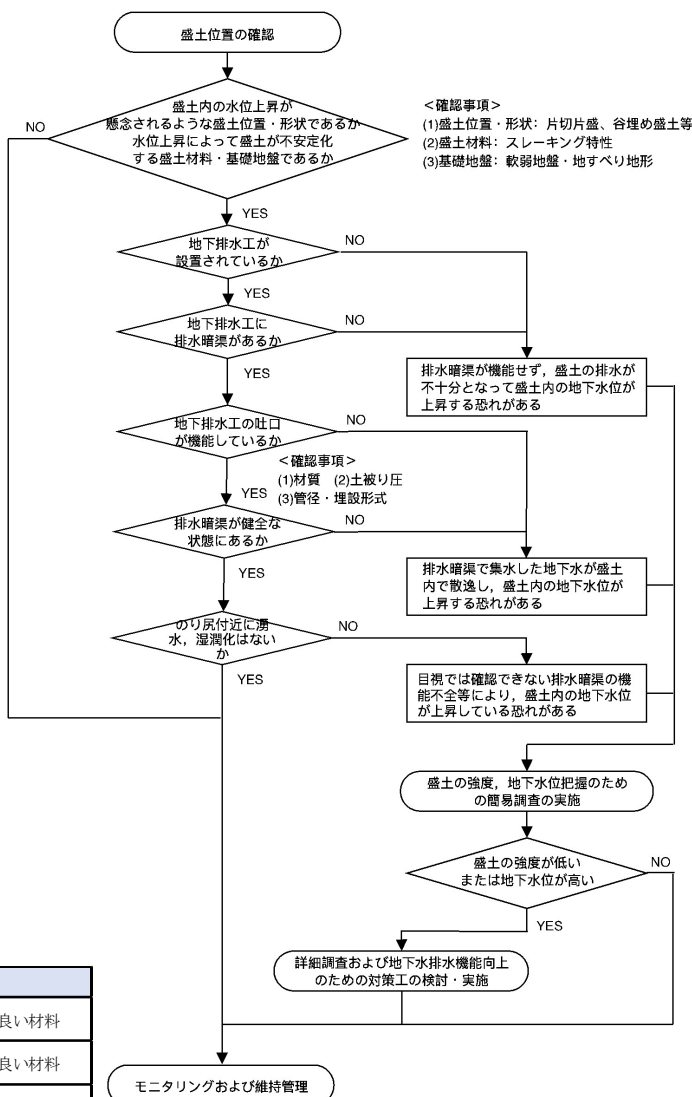


図-3 地下排水工の点検・管理フロー

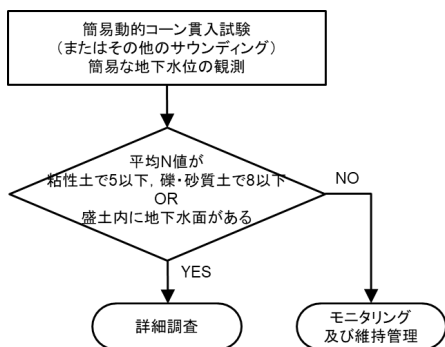


図-4 簡易調査による判定フロー



写真-2 サウンディング状況



写真-3 ミニラムサウンディング試験機材の移設状況

に計画する。安全性照査により必要安全率を満足しない結果が得られた場合、盛土のり面の変状、崩壊を防止するために、原則として、地下水位を低下させるための対策を講じる。

盛土の安定性照査に必要な情報を得るための手法としては、表-4 に示すようなものが標準的であるが、個々の盛土で状況が異なるため、調査にあたっては、机上資料の収集・整理や現地踏査の結果を踏まえて、適宜、必要な調査を追加することが必要である。

(5) 対策の実施

安定性照査で必要安全率を満足しない結果が得られた場合、盛土のせん断力低下により崩壊に至るおそれがあるため、地下水位を低下させるための対策を検討する。ただし、既設盛土において暗渠等の地下排水工を設置することは、安全性・施工性の観点から困難であり、現場条件に応じて効果的な対策工を選定することが重要である。なお、地下水対策は盛土性状や地下水の分布状況に

より、想定した効果が発揮されないといった不確実性が内在しており、地下水対策と併せて抑止策を講じることも有効である。

既設盛土に対して地下水位を低下させるための対策工を表-5 に示すが、いずれも盛土内に流入した水を盛土外に排水する工法である。なお、地下排水工の吐口の目詰まり等については、土砂・落葉の除去や清掃により対応することを前提とする。

対策工の選定にあたっては、まず地下水の位置を把握することが重要であり、その位置によって適用可能な工法が変わってくる。排水パイプ工やかご工は比較的経済性・施工性に優れるが、地表面に近い位置の地下水が対象となる。排水ボーリング工は削孔長を変えることにより、浅層から深層まで広範囲の地下水を対象とできる。

一方、集水井工は深層地下水を広範囲に抜く場合に有効であるが、大口径の集水井を盛土底部に深まで造る必要があり、経済性・施工性の面で他工法よりも劣る。

したがって、対策工の選定では地下水の位置や流入状

表-4 盛土の安定性照査に必要な情報と調査手法

必要な情報 調査手法	盛土部			基礎地盤			地下水		備 考	
	厚さ	強度特性	土質構成	分布状況	強度特性	土質構成	分布状況	水位変動		
ボーリング調査	◎		○	◎		○	○		【標準的な調査項目】 機械ボーリング：コア採取、各断面で1~2箇所 標準貫入試験：1m間隔で実施 乱れの少ない試料採取：深度3~5mに1試料採取 土質試験(物理試験)：土粒子密度、粒度、含水、液性、塑性 土質試験(力学試験)：三軸圧縮試験 地下水位観測：全てのボーリング孔で実施	
標準貫入試験		○			○					
乱れの少ない試料採取		◎								
土質試験(物理試験)		△	◎			△				
土質試験(力学試験)		◎								
地下水位観測							○	◎		
表面波探査	○	○		○	○		△			
電気探査							◎	△		
										盛土区間が長い等、広い範囲の状況把握が必要な場合に実施
										宙水等、複雑な地下水の分布が想定される場合などに実施

◎最適 ○:効果的 △:有効(間接的に把握可)

表-5 地下水位を低下させるための対策工

目的	工法	概要	適用
盛土内の地下水位を低下させる工法	排水パイプ工	ストレーナー加工された鋼製パイプを盛土のり面に打設し、排水機能を付加するとともに、地盤の締固め効果も期待できる工法。打込みによるものから削孔・挿入する工法がある。	浅層地下水
	排水ボーリング工	削孔径φ66mm以上でボーリングした後、ストレーナー加工した保孔管を挿入する。L=20~50mが一般的で、浅層から深層地下水を排水する。孔口保護工(かご工等)が必要。	浅層~深層地下水
	集水井工	集水ボーリングにより集められた地下水を直径35~40mの集水井に溜め、排水ボーリング孔により盛土外に排水する。深層地下水を広く範囲に抜く場合に有効である。	深層地下水
	かご工	盛土のり面や小段に設置し、盛土内の地下水位上昇の抑制を図る工法。盛土のせん断強度の増強効果も期待できる。	小段、のり面湧水
盛土に水を流入させない工法	(参考) 盛土防水工	盛土内に高透水性排水面を設けて、盛土への地下水流入をしゃ断あるいは抑制し、地下水位低下を図る工法。新技術検討中。	盛土外流入水

表-6 盛土・基礎の補強対策工

目的	工法	概要	適用
盛土の補強	アンカー工	鉄筋挿入工やグラウンドアンカー工に代表される補強工法。摩擦抵抗や引張力により盛土本体を補強する。大径補強材を用いたラディッシュアンカー工も盛土では用いられる。	盛土本体
	杭工	鋼管杭を堅固な基礎地盤まで打ち込み、杭の抵抗力により盛土本体の変形を抑制する工法。	盛土本体
	矢板工	盛土側方の地盤に矢板を打設して、盛土本体のすべり崩壊を防止するとともに、地盤の側方変形を減じて盛土の安定化を図る工法。	盛土本体基礎
基礎の補強	地中連続壁工	地下に連続的な溝孔を掘削して、場所打ち鉄筋コンクリート壁等を構築する工法。軟弱地盤において地盤のせん断変形抑制や液状化防止に効果がある。	基礎

況を考慮して、効果的に排水できるよう経済性・施工性・維持管理等の観点から総合的に検討して決定する。

なお、盛土本体の不安定化が懸念される場合や地下水位を効果的に下げることが困難な場合は、表-6に示す抑止工も併せて実施することが望ましい。

(6) モニタリング及び維持管理

地下排水工や横断排水工は吐口に土砂が集まるなど、排水を妨げられないよう注意する必要がある。地下排水工には集水管を埋設する場合と粗粒材料の透水性を利用して地中の水を排水するものがあるが、両者ともに吐口に土砂が溜まると排水を阻害するため、定期的なモニタリングと維持管理により機能維持を図る必要がある。また、地下水の排水機能向上のための対策を行った後においても、対策効果が発揮されているかモニタリングを行う必要がある。

(7) 各種サウンディングによる貫入抵抗値とN値の関係

各種サウンディングで得られた貫入抵抗値とN値の関係式の一例を以下に示す。なお、盛土材料の土質区分が困難な場合は、抽出漏れを防ぐために、最も小さなN値となる換算式を用いる。

① 簡易動的コーン貫入試験³⁾

貫入抵抗値 $N_d \leq 4$ の場合

礫質土： $N = 0.50N_d$

砂質土： $N = 0.66N_d$

粘性土： $N = 0.75N_d$

貫入抵抗値 $N_d > 4$ の場合

礫質土： $N = 0.7 + 0.34N_d$

砂質土： $N = 1.1 + 0.30N_d$

粘性土： $N = 1.7 + 0.34N_d$

② スウェーデン式サウンディング試験⁷⁾

礫・砂・砂質土： $N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw}$

粘土・粘性土： $N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw}$

W_{sw} ：1000N以下で貫入した場合の荷重(N)

N_{sw} ：回転により貫入させた時の貫入量1m当たりの半回転数

③ ミニラムサウンディング試験⁸⁾

貫入抵抗値 $N_d = N$

5. のり面排水工の点検・管理

図-5にのり面排水工の点検・管理フローを示した。

(1) のり面排水工の状態確認

盛土のり面に降る雨水は表面水となり、のり面の浸食及び洗掘を生じさせるおそれがある。また、盛土内への雨水の浸透は地下水位上昇につながり、土のせん断強さの減少に伴う崩壊を助長するおそれもある。したがって、盛土のり面に降った雨水が適切に盛土外に排出されているか判断するために、のり面排水工(表-7)について、排水工の有無、追加設置の可否、排水勾配、変状の有無、流下能力を現地踏査で確認する。

(2) 周辺環境、外的要因等の確認

のり面排水工は、路面、盛土のり面及び近隣地域から道路内に流入する降雨や融雪水を道路外に速やかに排除して、盛土の安定性を確保する必要がある。ここでは、路面及び盛土のり面以外から道路内に流入する地域があるか確認する。なお、範囲外からの集水がある場合は、のり肩排水溝の排水能力の評価が特に重要となる。また、盛土範囲外からの集水がある場合、排水系統の分割が可能か検討する。側溝の流下能力が確保されていない箇所を特定した場合は、これより上方で排水系統を分岐させて各側溝が受け持つ流量を減らすことが可能か確認する。

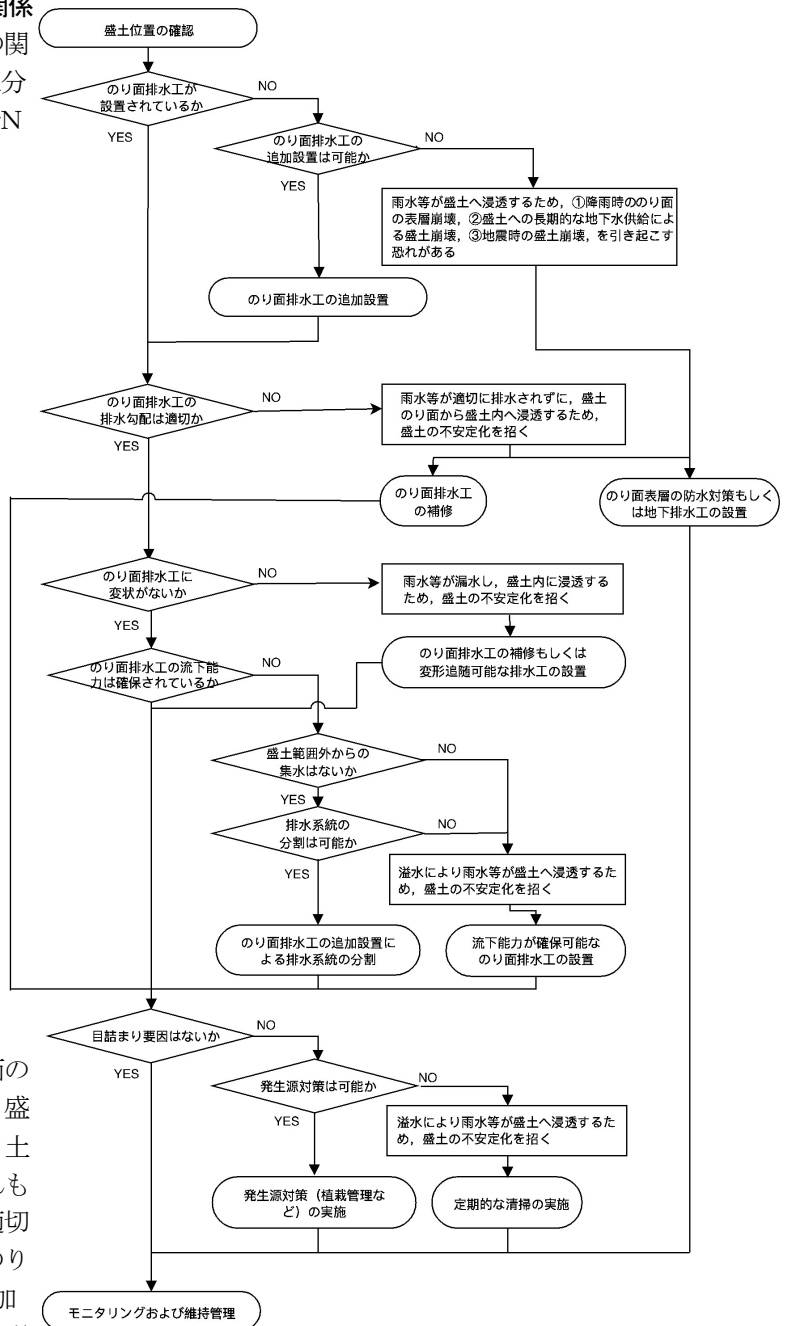


図-5 のり面排水工の点検・管理フロー

表-7 のり面排水工の種類

排水工の種類	機能/材料	必要な性能
のり肩排水溝	のり面への表面水の流下を防ぐ。 鉄筋コンクリートU形溝・現場打ち側溝・アスファルトカーブ等	想定する降雨に対して溢水、跳水、越流しない。
小段排水溝	のり面への雨水を縦排水溝へ導く。 鉄筋コンクリートU形溝等	
縦排水溝	のり肩排水溝、小段排水溝の水をのり尻へ導く。 鉄筋コンクリートU形溝・遠心力鉄筋コンクリート・コレゲート半円管・鉄筋コンクリート管等	
のり尻排水溝	のり面への雨水、縦排水溝の水を排水する。 鉄筋コンクリートU形溝等	
のり尻工	盛土内の浸透水の処理及びのり尻崩壊の防止。 ふんかご・じゃかご工等	

あるいは排水機能を低下させている目詰まり要因の有無を確認する。

(3) 対策の実施

のり面排水工の機能向上あるいは機能回復を図るための処置及び対策を表-8 に示す。各種側溝の追加設置は基本であるが、既設盛土への施工は施工スペース等の関係から困難な場合がある。側溝の設置が困難な場合は、これに代わる工法として、盛土のり面内に水を浸透させないのり面防水工や浸透水を速やかに排除する地下排水工の適用を検討する。

また、新設による機能向上のみならず、既設側溝の補修や清掃等の維持管理により機能回復を図ることも有効な対策と考えられる。

表-8 のり面排水機能向上のための処置及び対策

目的	処置・対策	工法	概要
機能向上	側溝の設置	鉄筋コンクリートU形溝等	既存不適格な側溝の更新、追加排水系統との設置
	のり面防水工	合成樹脂製遮水シート	側溝からの溢水・越流対策、目詰まり対策 側溝設置が困難な箇所での代替工法
	地下排水工	排水パイプ工・かご工等	のり面排水工での対策が困難な場合、浸透水を速やかに排除する工法
機能回復	側溝の補修	取替え・間詰め・基礎材補充等	亀裂、浸食部の間詰め補修、排水勾配確保のための補修
	維持管理	-	定期的な点検・清掃の実施

(4) モニタリング及び維持管理

排水機能が十分に発揮できるよう定期的に点検を実施し清掃を行うとともに必要に応じて補修・補強対策を行うことにより、その機能保持に努めることが重要である。

また、排水機能向上のための処置及び対策を行った後もモニタリングを行う必要がある。

6. 記録の保存

排水施設の性能は、時間の経過とともに低下し、所定の機能を満足しなくなって、盛土材の品質を低下させる時期が必ず訪れることになる。そのため、盛土を長期間安定させるためには、維持管理における点検と対策により排水施設の機能を維持すること、また、排水施設の配置や構造等を把握しておくことが重要である。

そのために、調査計画から設計、施工の各段階で得られた情報や過去の維持管理における情報はできるだけ詳細に記録し、適切な方法により保存・引継ぎを行わなければならない。特に、施工時の仮排水を含めた地下排水工の配置や構造等は、盛土完成後に現地踏査で把握することが困難であるため、排水施設の点検・管理においては、設計図や出来高管理図等(表-9)が特に重要となる。しかし、こうした資料の整理・保管が適切になされていない場合があり、今後施工する新設盛土については、

施工時の仮排水工を含む排水施設の配置や構造等の情報を維持管理担当者へ確実に引き継ぐ仕組みづくりが重要である⁹⁾。

表-9 主な保存・引継ぎ資料

項目	点検・維持管理上の利用目的
① 設計図	排水施設の配置、構造等の把握 切り盛り境の把握等
② 出来高管理図	同上
③ 品質管理資料	締め固め度を考慮した土質定数の推定 宙水発生箇所の推定等
④ 盛土材料試験データ	同上
⑤ 動態観測データ	締め固め度の変化の推定 盛土内地下水位の有無等
⑥ 仮排水路の配置図 工事完了時の処理方法の資料	吐口の位置、排水効果の評価、水みちの推定等
⑦ 施工時の湧水箇所と湧水対策	湧水対策工の評価、追加対策検討時の地下水分布の推定と配置検討
⑧ その他、排水施設や地下水位の分布状況の把握、締め固め度の推定に役立つと考えられる情報	

7. おわりに

本稿では、既設盛土を対象とした現地点検フローを提案した。近畿技術事務所では、令和元年度末に、このフローを盛り込んだ「道路盛土における排水施設点検・管理手法の手引き(案)」を作成し、近畿地方整備局管内の道路関係事務所に発出したところである。この手引き並びに本稿を活用することにより、道路盛土の変状・崩壊のリスク低減の一助となれば幸いである。

謝辞：本手引きを取りまとめるにあたり、新都市社会技術融合創造研究会「道路盛土における排水施設点検・管理手法に関する研究」のプロジェクトリーダーである、神戸大学大学院の渋谷啓教授をはじめ、当プロジェクトのワーキンググループのメンバーの方々にご多大なるご尽力を賜りました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工要綱，2009.
- 2) 地盤工学会基準 簡易動的コーン貫入試験方法 (JGS 1433-2013) .
- 3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説 第6編 第3章 簡易動的コーン貫入試験，pp.317-323, 2013.
- 4) 日本工業規格 スウェーデン式サウンディング試験 (JIS A 1221:2013) .13) 地盤工学会基準 動的コーン貫入 試験方法 (JGS1437-2014) .
- 5) 地盤工学会基準 動的コーン貫入試験方法 (JGS 1437-2014) .
- 6) 日本道路協会：道路土工 盛土工指針，2010.
- 7) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説 第6編 第4章 スウェーデン式サウンディング試験，pp.325-335, 2013.
- 8) 沖村孝，岡野靖，野並賢，網野功輔，前坂巖，門田浩一，片浦正雄：関西一部地域で実施された盛土の Nd 値と N 値の関係に関する検討，建設工学研究所論文報告集第56号，pp.123-144, 2014.
- 9) 濱本敬治，松田紀子：道路盛土における排水施設点検管理手法について，第33回日本道路会議，No.4041, 2019.

大規模土砂災害における ICT技術の活用検討について

松岡 和行

近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所 豊岡出張所 (〒668-0026兵庫県豊岡市元町13-32)

近年我が国では、豪雨等に伴う大規模な土砂災害が数多く発生している。大規模土砂災害が発生した場合、国土交通省では防災ヘリ等により迅速に状況を把握し、必要に応じてTEC-FORCE（緊急災害対策派遣隊）等による緊急調査を実施する。また、その調査結果を踏まえて、警戒避難や応急対策について検討し、二次災害の防止を図っている。しかしながら、災害直後の初動対応・緊急調査には、迅速性・安全性の確保など、未だ多くの課題がある。本検討では、これらの課題を最新のICT技術を使って解決する方策について検討した。また、結果として、ICT技術を活用することで非常に効果的・効率的に緊急調査を実施できることを確認し、新たな初動対応の手引きとしてとりまとめたので紹介する。

キーワード 大規模土砂災害， ICT， 無人航空機， 初動調査， 河道閉塞

1. はじめに

近年我が国では、豪雨や地震に伴う大規模な土砂災害が数多く発生している。例えば、近畿地方では、平成23年の紀伊半島大水害の際に、大規模な深層崩壊等が発生し、崩壊土砂が河道を閉塞して多くの天然ダムが形成されたことが記憶に新しい。一般に、形成された天然ダムは降雨や溪流の流水により次第に侵食されることが多いが、天然ダムが決壊すると上流に溜まった水を含む大規模な土石流が発生し、下流域の人家等に甚大な被害を及ぼす危険性がある。このため、天然ダムが形成された際に実施する緊急調査については、「緊急調査実施の手引き（河道閉塞による土砂災害対策編）平成23年4月¹⁾」が策定されている。また、本手引きでは、地上またはヘリコプターでレーザー距離計による計測等を行って緊急調査の必要性を判断すること、緊急調査では天然ダムの形状の計測結果等を踏まえて被害のおそれのある区域及び時期を推定することなどが定められている。

本検討では、上記手引きに定められた大規模土砂災害

発生時に必要となる初動対応のうち、最も重要と考えられる「Ⅰ.緊急調査着手の判断」、「Ⅱ.初動期における被害の生じるおそれのある区域および時期の想定に関する調査」について、既往資料を基に課題を整理した上で、無人航空機やICT機器（砂防調査・管理効率化ツール「SMART SABO」）を活用してそれらの課題を解決するための実証実験を行い、その有効性を検証した。

2. 大規模土砂災害における初動対応の課題と対応の方向性

我が国の近年の大規模土砂災害における緊急調査の実績の記録、調査に関する研修・アンケート結果等の資料を整理し、大規模土砂災害における初動対応の課題を抽出した。その結果、初動対応の主な課題は、緊急調査の迅速性・安全性・正確性の確保であった。

そこで、これらの課題を解決する方策として、無人航空機やICT機器を活用する調査方法について、その有効性を検証することとした（図-1）。

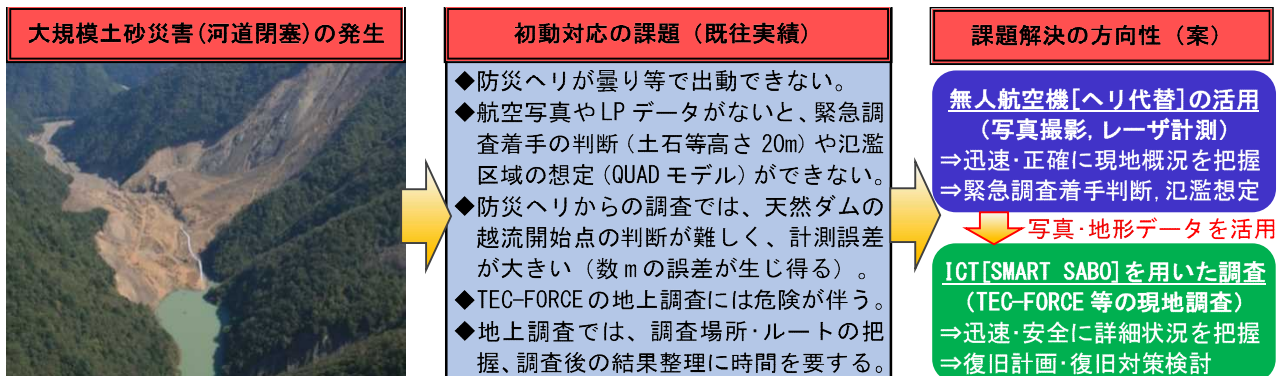


図-1 大規模土砂災害発生時の初動対応の課題と課題解決の方向性(案)

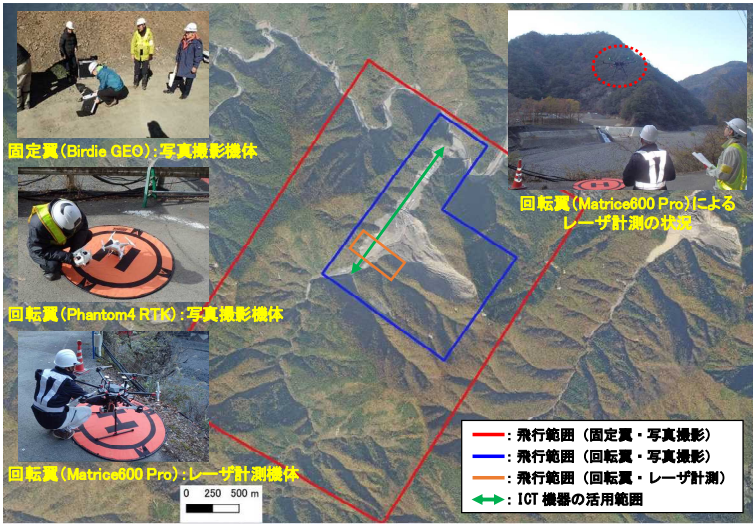


図2 ICT技術を活用した初動対応の実証実験（奈良県五條市赤谷地区）



3. 無人航空機やICT機器を活用した初動対応の実証実験の概要

前述の課題と課題解決の方向性(案)を踏まえ、平成23年の紀伊半島大水害で大規模な河道閉塞が発生した奈良県五條市赤谷地区で、無人航空機やICT機器を活用した初動対応の有効性を確認するための実証実験を行った。

実証実験では、初動対応の内容を大きく3ステップに分け、各ステップで調査項目と調査対象を分けて、ICT技術の活用の有効性を検証することとした(図-2)。

最初に、Step1で無人航空機(固定翼)を用いた災害箇所全体の把握(写真撮影・オルソ作成)により、前述の手引きの「Ⅰ.緊急調査着手の判断」に必要な天然ダムの高さや河道閉塞箇所の下流域の居室数を把握できるか検証した。

次に、Step2で無人航空機(回転翼)を用いた災害箇所の詳細把握(写真撮影・オルソ作成・レーザ計測・解析)により、手引きの「Ⅱ.初動期における被害の生じるおそれのある区域および時期の想定に関する調査」で必要となるQUADモデルを用いた天然ダム決壊時の氾濫シミュレーションに必要なデータ(①天然ダムの位置、②天然ダム比高、③天然ダム下流側水平長、④天然ダム越流までの水位差、⑤天然ダム湛水長)を計測できるか検証した(図-3)。

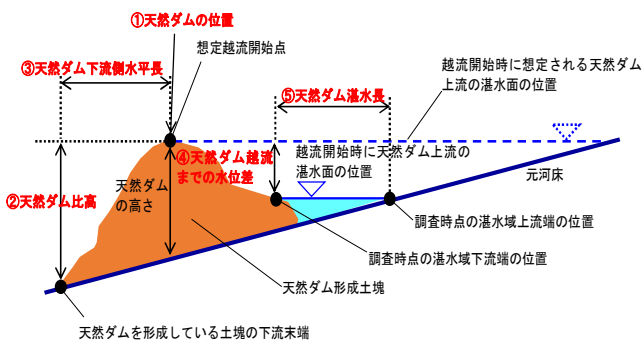


図-3 天然ダム調査の計測箇所概念図

最後に、Step3でICT機器(砂防調査・管理効率化ツール「SMART SABO」)を用いて現地調査を行うことで、TEC-FORCE等が行う現地の詳細調査の迅速性及び安全性を向上させることができるか検討した。

4. 初動対応の実証実験の結果

(1) 緊急調査着手の判断

Step1の固定翼(Birdie GEO)を用いた広域調査(撮影高度:海拔1,648m、撮影範囲:3.0km×4.4km)の結果、赤谷地区の大規模崩壊地の10倍程度の広さを撮影でき、天然ダムや周辺の崩壊地を含む災害箇所周辺の全容を把握することができた。また、撮影写真からPPK(Post Processing Kinematic:後処理キネマティック方式)で位置情報を取得して3次元点群モデルを作成することにより、1日以内に仮想天然ダム(実験では尾根部を設定)の概略形状(天然ダムの高さ等)を計測できた(図-4)。これより、防災ヘリ調査を実施できない場合も、固定翼を用いた調査を行うことで、緊急調査着手の判断が可能になると言える。ただし、写真から作成した3次元点群は樹木を含んだ地表のデータであるため、樹木の高さ程度の誤差を含むことに留意が必要である。

(2) 初動期における被害の生じるおそれのある区域および時期の想定に関する調査

Step2の回転翼(Phantom4 RTK)を用いた垂直写真撮影により、天然ダム周辺の詳細なオルソ画像を作成し、天然ダムの湛水長を計測することができた。また、回転翼(Matrice600 Pro)を用いたレーザ計測(計測誤差:30cm未満)により、QUADモデルによる天然ダムの決壊シミュレーションに必要な数値データ(天然ダムの位置・比高・下流側水平長・越流までの水位差)を全て半日以内に計測することができた(図-5)。これより、防災ヘリ調査を実施できない場合も、回転翼を用いた写真撮影・

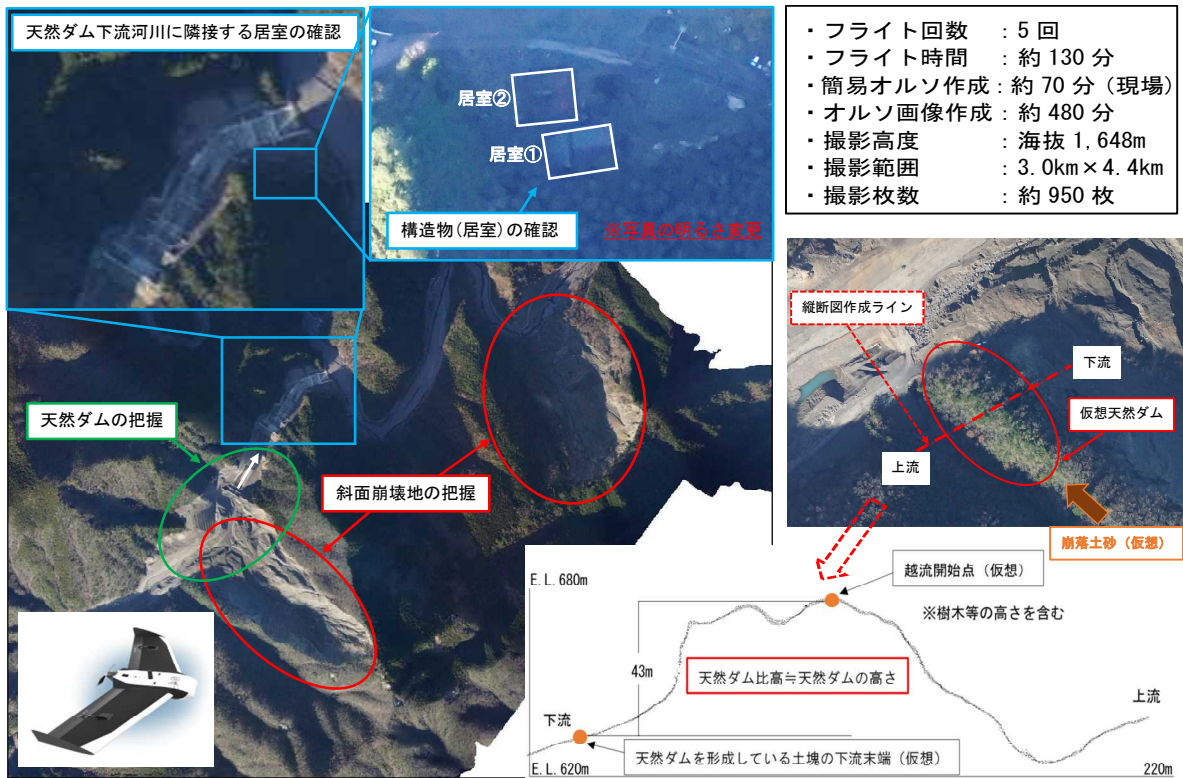


図4 固定翼を用いた災害箇所の全容把握 (Step1)

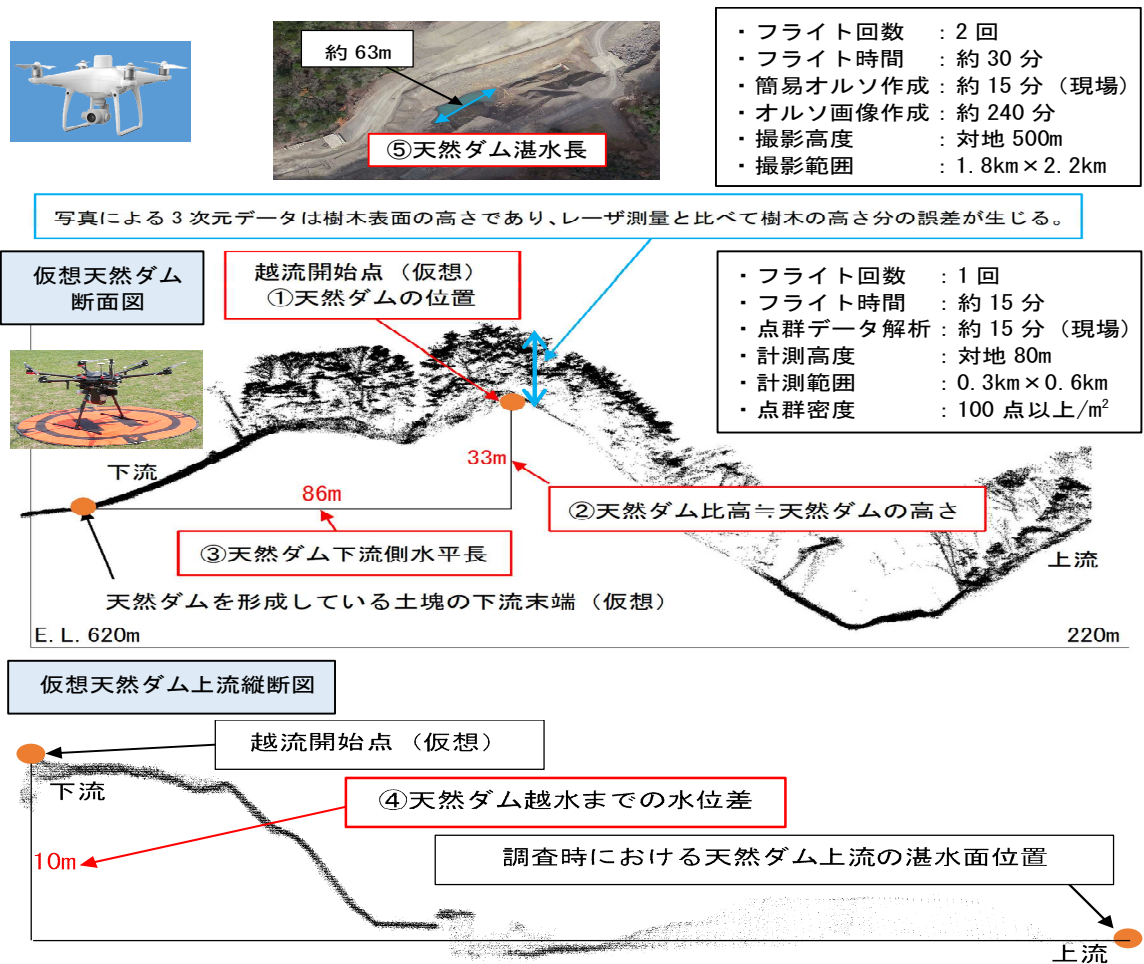


図5 回転翼を用いた天然ダム形状の詳細把握 (Step2)

レーザ計測を行うことにより、従来より迅速かつ高精度で天然ダム決壊に係る被害区域や決壊時期のシミュレーションを実施できると考えられる。

(3) 砂防調査・管理効率化ツール「SMART SABO」を活用した現地調査

Step3では、(2)で作成した天然ダム周辺のオルソ画像を「SMART SABO」の背景図として取り込み、TEC-FORCEの初動対応を想定した地上での緊急調査を実施した。その結果、調査場所・調査ルート of 把握、調査員の安全確認、調査の進捗管理、調査完了後のデータ整理等において、従来の調査方法と比べて格段に負荷を軽減できることを確認した。また、「SMART SABO」は別途作成した復旧計画(案)のCAD図面や国土数値情報の土砂災害警戒区域等のGISデータを取り込むため、復旧計画と現地の各種情報を確認しながら現地調査を行うことができるなど、TEC-FORCEの初動対応のみならず、その後の復旧計画・復旧対策の検討等にも非常に有益であることを確認した(図-6)。

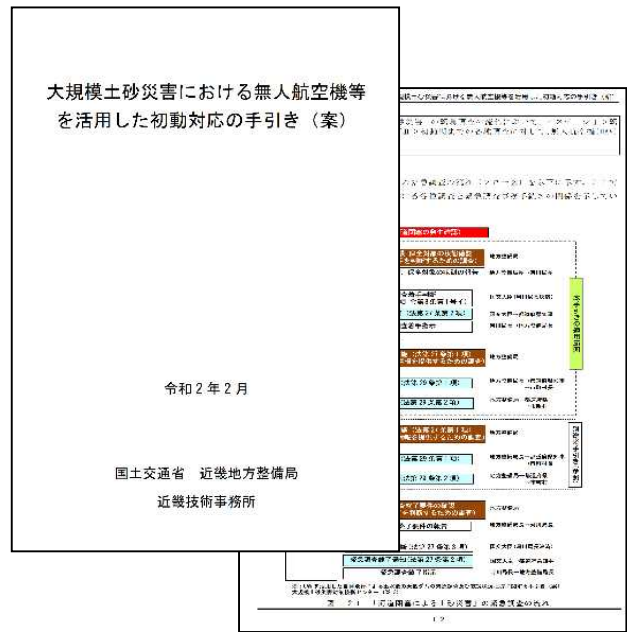


図-7 大規模土砂災害における無人航空機等を活用した初動対応の手引き 令和2年2月

ID	箇所番号	班名	日時	評価
8	赤谷01	TEC01	12/10/2019 11:28 午前	A
9	赤谷02	TEC02	12/10/2019 11:35 午前	A
10	赤谷04	TEC04	12/10/2019 11:50 午前	A
11	赤谷03	TEC03	12/10/2019 11:50 午前	A
12	合流部 本川	-	12/10/2019 1:56 午後	B
13	1号堰堤下流 流路工	-	12/10/2019 2:02 午後	B
14	1号堰堤下流 流路工2	-	12/10/2019 2:09 午後	B
15	1号堰堤堆砂敷	-	12/10/2019 2:21 午後	A

図-6 SMART SABO を用いた現地の詳細把握 (Step3)

5. おわりに

本検討では、既往の大規模河道閉塞の発生箇所（奈良県五條市赤谷地区）で大規模土砂災害発生時の初動対応の実証実験を行い、無人航空機及びICT機器（砂防調査・管理効率化ツール「SMART SABO」）を活用することにより、従来より初動対応を格段に迅速、安全かつ高精度で実施できることを確認した。また、この結果を踏まえ、新たに「大規模土砂災害における無人航空機等を活用した初動対応の手引き(案) 令和2年2月」(図-7)を作成した。さらに、本手引きは、別途紀伊山系砂防事務所で開催されたUAVを用いた自動巡回・画像取得の実証実験の結果を踏まえ、さらに包括的な初動対応の内容を含む「UAVの自律飛行による天然ダムの緊急調査及び被災状況把握に関する手引き²⁾」として統合し、国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センターのホームページにて公開されている。本手引きに示した手法は、当該地区のみならず他の多くの大規模土砂災害の初動対応に活用できると考えられるため、今後大規模

土砂災害が発生した際は、本手法を参考にして初動対応を実施されることを期待する。

謝辞：本稿の執筆にあたっては、検証フィールドの提供をいただいた紀伊山系砂防事務所、並びに、自らのノウハウに基づく助言や検証機体候補を拡大するなど、積極的に取り組んでいただいた中電技術コンサルタント各位に、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1)国土交通省砂防計画課 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ：土砂災害防止法に基づく緊急調査実施の手引き（河道閉塞による土砂災害対策編），平成23年4月
- 2)国土交通省近畿地方整備局 大規模土砂災害対策技術センター：UAVの自律飛行による天然ダムの緊急調査及び被災状況把握に関する手引き, 令和2年3月
<https://www-1.kkr.mlit.go.jp/kiisankei/center/research1.html>

舞鶴港で貨物船が岸壁に衝突！ 損傷した棧橋を3次元解析で評価・復旧

高本 裕継¹・石橋 伸司¹

¹近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 技術開発課

(〒663-8135兵庫県神戸市中央区小野浜町7番30号)

舞鶴港第4ふ頭地区-10m岸壁は、1968年に供用を開始した直杭棧橋構造の係留施設である。老朽化の進行が著しく、補修工事を計画していた。このような中、貨物船が、棧橋に衝突し損傷する事故が発生し、復旧方法を検討する必要性が生じた。通常、棧橋の設計では、横断面方向の2次元骨組構造解析を行うのが一般的である。しかしながら、棧橋の損傷状況を考慮すると、通常の2次元骨組構造解析での評価が困難と考えられた。そこで、復旧検討は、損傷した状態の棧橋を解析できる3次元有限要素解析を用いて行った。

キーワード 維持管理、船舶事故、3次元解析

1. はじめに

船舶が衝突し、港湾施設に必要とされる機能を失った事例として、2018年9月4日の台風21号で関西空港連絡橋にタンカーが衝突が記憶に新しい。この衝突により、橋桁の作り直しが必要となり、全面復旧まで約7か月の期間を有した。このように港湾施設は船舶との衝突事故により、本来必要とされる機能を失うことがある。

海難統計等資料¹⁾によると、船舶事故隻数を海域別に分類すると、約4割が港内(港則法上の港域)となっており、このうち約3割が防波堤、灯浮標、漁具等の物件との衝突事故となっている。これらの統計的な数値から港湾施設が船舶衝突により損傷することがわかる。

一方、港湾施設の老朽化については、他のインフラと

同様に著しく進行している。港湾施設の耐用年数は50年と設定されていることが多く、岸壁では建設後50年以上を超過する割合は、2018年時点では約2割、2038年には約7割に増加すると見込まれている。しかしながら、設計供用期間を超過した施設の維持管理の対応については、技術マニュアル等は整備されているものの、個々の状況を勘案し、施設管理者等が総合的に判断し実施する状況である。本稿では、舞鶴港で検討した設計供用期間を超過した岸壁の船舶衝突事故による損傷に対する復旧方法の検討を3次元有限要素解析を用いて行ったので報告する。

2. 岸壁の概要と老朽化判定

(1) 舞鶴港第4埠頭地区-10m岸壁

舞鶴港は京都府の日本海側に位置し、若狭湾の一部を成す支湾である。リアス式海岸や山々に囲まれた地形、潮位差が小さいことから天然の良港である。

舞鶴港第4埠頭地区-10m岸壁(以下、「当該施設」という)は高度経済成長期の初期に逼迫する木材需要に対応すべく、1968(昭和43)年度に竣工、供用を開始した施設である。岸壁水深10.0m、延長199.5mで設計対象船舶は10,000トンである。当該施設の設計供用期間は50年であるが、供用期間を超える現在も供用しており、近年は取扱貨物は主に合板などの木製品となっている。

写真-1に当該施設の航空写真を、図-1に断面図を示す。



写真-1 舞鶴港第4ふ頭地区(航空写真)

岸壁の構造形式は、直杭式横棧橋であり、前面棧橋とその背後の土留護岸並びに背面の棚式棧橋と土留護岸の2重構造となっている。前面棧橋の鋼管杭の杭径はφ610mm、杭の下端深度はDL-27.0mとなっている。海底地盤は粘性土と砂質土の互層となっており、杭下端は平均N値=61回の礫混じり砂質土となっている。

り発生した。舞鶴港に入港後、当該施設に接岸しようとしていたところ、船首が棧橋下部に潜り込んだ。棧橋の損傷箇所は北側から約40mの位置で、棧橋上部工ブロックNo.9とブロックNo.10を支えている鋼管杭うち2本が屈曲していたが、上部工の著しい損傷はなかった(図-2)。事故後、詳細調査のため、杭の屈曲部分(杭頭部から水深5m)は切断した。

(2) 維持管理計画に基づく老朽化判定

当該施設の点検・診断は平成24年に実施しており、その点検結果を表-1に示す。主要部材である本体工(鋼管杭)の健全度はC評価(部材の性能低下はないが、変状が発生している状態)であるが、上部工(下面)は梁、床版にひび割れや鉄筋露出が見られ、当該施設の評価はA判定(施設の性能が低下している状態)となっていた。これらの結果を受けて、港湾管理者である京都府は維持管理工事を順次進める計画をしていた。

4. 復旧設計における課題とその対応方針

(1) 復旧設計における課題

損傷した棧橋の復旧方法として、損傷部分の上部工を撤去し、新たな杭の打設、新設上部工の設置が考えられた。しかしながら、当該施設は先に示した通り、老朽化による劣化も進行しており、以下のような設計上の課題があった。

3. 船舶衝突事故による岸壁損傷状況

当該施設への衝突事故は、9,000トン級の貨物船によ

- ・ 棧橋設計では横断面方向2次元の骨組構造解析を行うが、損傷した杭がない状態の評価は困難となること。
- ・ 既設コンクリートは老朽化が著しく、上部工の新設コンクリートとの一体化による評価が困難であること。
- ・ 杭を新設する場合、近傍に既存杭がある若しくは引き

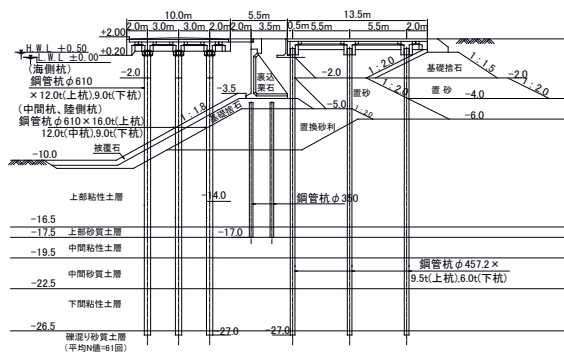


図-1 第4ふ頭地区ー10m岸壁断面図

表-1 老朽化判定結果

点検部材等	調査方法	個別評価	健全度	評価に起因する代表的な変状写真
岸壁法線	測量及び目視調査	D	A	
上部工(上面・側面)	目視調査	B		
上部工(下面)	潜水目視調査	A		
本体工・土留	肉厚測定	C		
マウンド・海底地盤	潜水目視調査	B		
電気防食工	陽極消耗量・電位測定	D		
付帯設備	目視調査	C		
施設の状態				
評価	A 施設のパフォーマンスが低下している状態			
	B 放置した場合、施設のパフォーマンスが低下する恐れがある状態			
	C 施設のパフォーマンスに関わる変状は見られないが、継続して観察する必要がある状態			
	D 異常はみられず、十分なパフォーマンスを保持している状態			

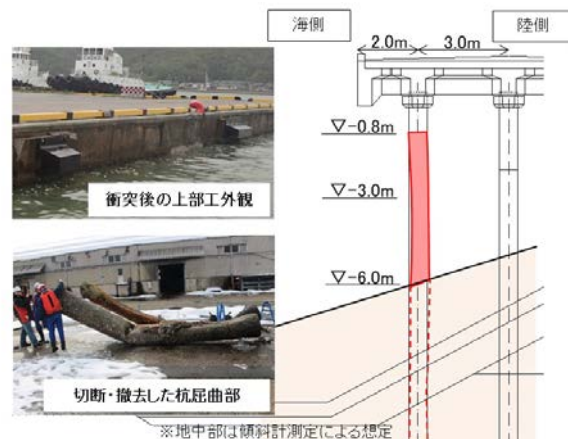
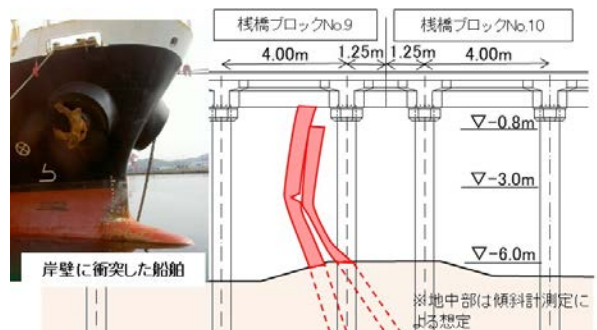


図-2 棧橋損傷状況図(上：正面図, 下：断面図)

抜くため、新設杭の周面抵抗力や地盤の横方向地盤反力の評価が困難であること。

- ・既設杭の間に杭を新設する場合、規定の間隔を保持できなければ、評価の難しい群杭効果の影響を考慮しなければならないこと。

(2) 課題への対応方針

本案件のような復旧方法は、過去に事例がなかったため、国土技術政策総合研究所及び港湾空港技術研究所の専門家に以下のような助言を受け、復旧設計に取り込むこととした。

- ・損傷箇所のみを復旧するのであれば、損傷した鋼管杭がない状態を3次元有限要素解析（以下、「3次元解析」という）で評価する。
- ・上部工の老朽化した既設コンクリートと新設コンクリートは一体化せず縁切りして評価する。
- ・栈橋設計において、船舶接岸時の水平方向抵抗が不足するようであればストラット工法などの新技術を適用する。

5. 復旧検討の手順と設計条件

(1) 復旧検討の手順

復旧検討の手順フローを図-3に示す。まず既存資料による当該施設の資料収集整理を行った。当該施設の設計は、昭和30年代に行われており、設計計算書は現存しなかった。そこで、維持管理計画書に記載のある当該施設の諸元や設計条件、点検結果などを基に設計条件の整理を行った。次に、事故後の施設現況を把握するため、現地調査を行った。現地調査では3.に記した損傷状況や鋼管杭と上部工の正確な配置や寸法、上部工（梁・床版）の現況確認などを行った。これらの作業を終えた後に3次元解析を使った検討を進めることとした。

3次元解析では、まず原設計図モデル（以下、「設計図モデル」という）での照査を行い、これをベースモデ

ルとした。次に、杭が損傷した状況のモデル（以下、「杭欠損モデル」という）を評価し、さらに損傷した杭の上部工を一部切欠いた状態（以下、「上部工切欠モデル」という）での評価を行った。これらの評価結果をもとに対策断面の検討を行うこととし、対策断面として新設杭を設置する案と設置しない案を検討することとした。

(2) 設計条件の整理

復旧にあたって、設計条件は当初設計のものを踏襲することが前提である。ここでは当該施設を復旧するために必要となった設計条件について特筆する。

a) 適用する技術基準

港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾（以下、「港湾基準」という）では、「建設」、「改良」、「維持」により適用する技術基準を定めている。本案件は、専門家の助言を踏まえ、「改良」には当たらず設計当時の技術基準に該当し、「港湾工事設計要覧（昭和34年）」（以下、「設計要覧」という）を適用することを基本とした。

b) 耐用年数

当該施設は、1968（昭和43）年に供用を開始し50年以上を経過していた。本検討を行う時点で残存供用期間は明確になっておらず、今までの供用期間に更に50年を加えた設計供用期間とした。具体的には、2019年に供用後51年となるため、さらに50年を加えた101年とした。

c) 腐食速度

鋼材の腐食速度については、過年度の点検調査により実績を確認した上で設定することとした。2016（平成18）年度の調査結果では、供用38年間で最大腐食厚が0.6mmとなっており、腐食速度は約0.02mm/年であった。この腐食速度は、設計要覧及び港湾基準に記載のある腐食速度0.03mm/年よりも小さいかったため、港湾基準等に記載のある標準値を採用することとした。

d) コンクリート圧縮強度

コンクリートの材料特性については、現存する資料から確認できなかった。そのため、コンクリート圧縮強度は、簡易的ではあるものの現地調査で既存梁をテストハンマーを用いて測定し強度を推定することとした。No.9, No.10それぞれのブロックにつき10か所ずつ計20箇所、損傷杭周辺の梁を上面から測定した。各測点のコンクリート推定強度は20～35N/mm²であり、平均値は25N/mm²であった。これによりコンクリート圧縮強度は、港湾工事で一般的に用いられる24N/mm²とした。

6. 3次元解析による復旧検討

(1) 原断面の再現設計と損傷断面の照査

復旧工法の検討に先立ち3モデル（「設計図モデル」、「杭欠損モデル」、「上部工切欠モデル」）の3次元解

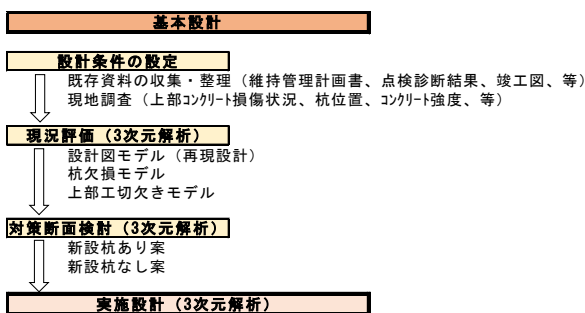


図-3 復旧検討手順フロー図

析を行った。このうち、図4に示す範囲の杭及び梁を対象に照査を行った。照査した状態は、常時、地震時3方向（陸→海、海→陸、法線平行方向）、船舶接岸時、船舶牽引時の6ケース、照査項目は、杭の応力、杭の支持力、梁の断面力である。ここでの杭の肉厚は、供用開始以降50年間、腐食が進行したものとした。

各モデルの照査結果の概要を次に示す。

設計図モデルでは、すべての照査項目で許容値以内となり、設計上成立するモデルであることを確認できた。特に杭の支持力については、設計計算上支配的な照査項目ではないことがわかった。

杭欠損モデルは、照査した3モデルと比較すると各照

査項目とも相対的に耐力比が大きい傾向であった。これは欠損杭の上部工が残置しているため全体的にバランスが悪いと考えられる。杭の応力と支持力は許容値以内であったが、梁の断面力では地震時と接岸時に陸側の梁で許容値を超える箇所があった。

上部工切欠モデルでは、切り欠いた上部工の重量を減じているため、周辺の杭では応力及び支持力とも相対的に小さく、すべて許容値以内となった。

表2に作成した3次元モデルと常時（クレーン荷重+死荷重+上載荷重）の照査結果を示す。

(2) 復旧比較案の抽出・選定

上記(1)の解析結果をもとに、復旧断面案3案を作成し得失の比較を行った。3案はそれぞれ（A案）欠損箇所を新たな独立栈橋とするもの、（B案）新たな杭を設けず既設杭に支保工を設置し残置した上部工を支えるもの、（C案）上部工を一部切欠き、そこにP C床版橋桁を設置するものである。評価の概要を次に示す。

A案は、群杭効果とならないための杭の離隔は確保できたが、杭の周面抵抗力や地盤の横方向地盤反力を適切に評価することが困難であった。また海上での杭打ち作業が必要となるが、舞鶴港では冬季の海上施工は不可であるため、復旧作業がさらに遅くなる可能性があった。

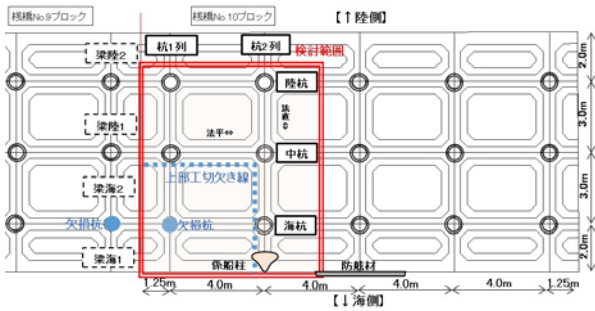


図4 照査検討範囲

表2 検討モデルと照査（常時）結果の概要

検討モデル	杭の応力 (N/m ²)	杭の支持力 (kN)	梁の断面力 (曲げモーメントのみ) (kN・m)
【設計図モデル】 			
【杭欠損モデル】 			
【上部工切欠モデル】 			

B案は残置した上部工を活用するため、既設コンクリートと新設コンクリートとの一体化を回避できるというメリットがあった。

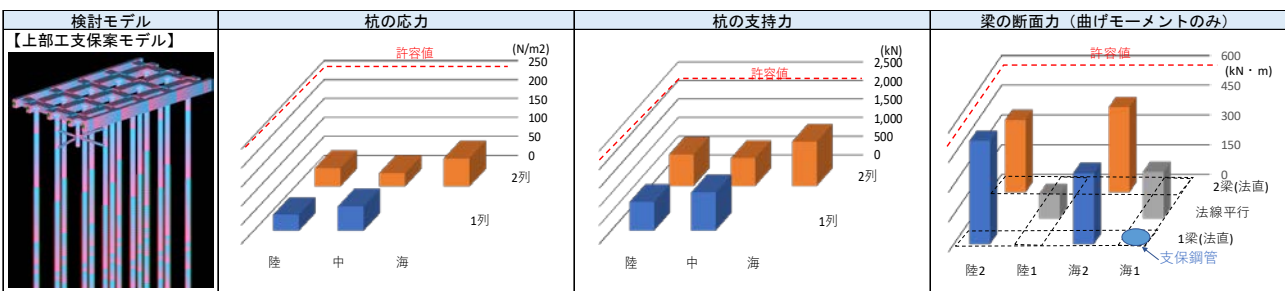
C案はPC床版橋桁を使った構造で、ほとんどの作業を陸上で完遂できるというメリットがあった。しかしながら、PC桁を支える重要な部材となる台座（新設コンクリート）と既設梁（既設コンクリート）を一体化する必要があり、上部工としての一体的な評価が困難であった。比較の詳細を表-3に示す。

これらを比較し、残置している上部工を活用するB案が設計上成立する案であることを確認し採用することとした。表-4にB案のモデル図と照査結果（常時）の概要を示す。表-2と比べると、全体的には杭欠損モデルに近い結果であった。B案では、既設杭2本に支保を設置したため、杭欠損モデルの残置した上部工と同様に荷重が作用した。一方、梁の断面力については、杭欠損モデルに比べ欠損杭周辺の断面力が小さくなっていることから、支保設置による効果が確認できた。

表-3 復旧断面案比較表

	A案（新設杭あり）	B案（新設杭なし）	C案（新設杭なし）
断面図			
平面図			
特徴	・補修箇所のみ独立橋構造 ・隣接杭間隔、残置杭から新設杭まで十分な間隔を保ち群杭効果を避けた構造	・残置した上部工を活用した構造 ・隣接杭からの支保工を伸ばし、欠損杭頭部の位置に鋼管を挿入する構造	・上部工（床版および梁）の一部を撤去し、支間長約10mの1径間PC床版橋構造
メリット	・汎用的でシンプルな構造 ・新設する上部コンクリートは既設と分離することが容易となる。	・主たる構造部材となる梁を活用しており、上部コンクリートを新設と既設の一体化の評価が不要となる。 ・杭打船による作業がないため、工事費・工期の削減が可能となる。	・杭不要かつ新設構造は全て低水位以上に設置され、水中工事も不要となる。 ・PC桁はJIS規格品から選定できる。 ・杭あり案に比べ杭打船作業や水中作業が少ないため工事費・工期の削減が可能となる。
デメリット	・欠損杭の地盤の評価（横抵抗など）が困難である。 ・既設部と新設部の挙動に差が生じ、揺れ等による亀裂等を引き起こす可能性がある。 ・杭打船の手配・回航、冬場の海上施工不可等の制約があり、工期・工事費が大きくなる。 ・既存橋橋上部工の撤去範囲はB案に比べ広い。	・上部工支保材（鋼材）は工場加工品となるため、事前に既設杭間の位置関係など綿密な調査、施工が必要となる。 ・支保材の取付けは水中作業となり、1日あたりの施工能力に限界がある。	・PC桁受け台座は既存梁との一体化が必須であり評価が困難である。 ・橋橋No.9'ロックとNo.10'ロック間の目地部において、PC桁のたわみが最大となり、既設との目地の高低差が生じる。 ・既存橋橋上部工の撤去範囲はB案に比べ広い。
評価	・設計が難しく、施工に係る工事費・工期が杭なし案に比べ大きい。	・残置した梁を活用することで、主たる構造部材での既設と新設コンクリートの一体化を回避できる。	・PC桁受け台座は既存梁との一体化が必須であり評価が困難である。

表-4 B案モデルと照査（常時）結果の概要



(3) 既設鋼管杭等の照査

B案は既設杭（φ610）に鞘管（φ812）を組み合わせた支保として一体化する構造である。各部材の設計は、3次元解析により発生応力等を確認し、各部材の照査は格点式ストラット工法技術マニュアル³⁾を参考に行うこととした。

設計を進めていくと、鞘管下端付近で既設杭に発生する応力（地震時法線平行方向）が許容値を超過したため補強が必要であった。鞘管を設置した既設杭の応力比分布は図-5（左：補強前、右：補強後）の通りである。補強前は、鞘管下端の深度-3.5mの位置で応力比が1.4（=NG）になっている。上部鞘管はスタットジベルと無収縮グラウトにより既設杭と一体化することとしている。そのため、杭頭部の重量が大きくなっており、さらに杭断面が鞘管（φ812）から既設杭（φ610）に極端に変化していることが原因と考えられた。このような状況から、既設杭の補強は上部鞘管の径よりも小さい下部鞘管（φ711）を設置し、杭の断面変化を緩和することとした。既設杭との一体化は技術マニュアルの格点部での付着力確保の方法として記載のあるシアキー方式（丸鋼などを

既設杭外側及び鞘管内側の円周方向に一定間隔で溶接する方法）を用いることとした。補修後の応力比分布図（同図右）を見ると、下部鞘管下端で応力比が突出しているものの許容値以内になった。これらの検討結果によるB案の部材構造は図-6の通りである。

(4) 施工方法の検討

採用した復旧案は、残置した梁と杭を活用した構造で設計としては効率的ではあるが、施工の作業条件としては芳しくない。上下鞘管の設置にあたっては、残置した上部工の下部へ運搬、既設杭との一体化作業は困難が想定された。また現地陸上及び水中での溶接作業が多くなることが想定された。そのため、施工方法を工夫した。主な点を以下に記載する。

- ・主要部材は工場製作とし、溶接の品質を確保する。
- ・上向き溶接により品質悪化が懸念される箇所は、予め工場溶接とするかボルトによる接合とした。
- ・水中部への部材運搬は、栈橋前面からフロートを使って上部工の下部に侵入させ組み立てを行う。
- ・栈橋床版（梁の残置）は一部撤去し、開口部から上部工下部の作業性と明るさを確保する。
- ・老朽化した梁の断面修復を行う。

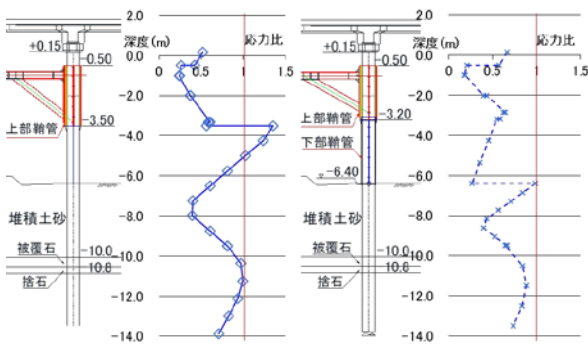


図-5 鞘管を設置した既設杭の応力比分布図
（左：補強前、右：補強後）

7. おわりに

本報告は、き損原因者が復旧方法の検討に際して、当事務所が技術的支援を行ったものである。本案件の現地施工は2020年1月に着工しており、2020年中には完了予定である。引き続き老朽化による補修工事を実施し、設計モデル通りの構造体とすることとしている。

港湾の施設の維持管理について、本案件のような船舶衝突事故による復旧検討事例は紹介されていない。そのため、本報告が今後の港湾の施設の維持管理の事例として参考になれば幸いである。

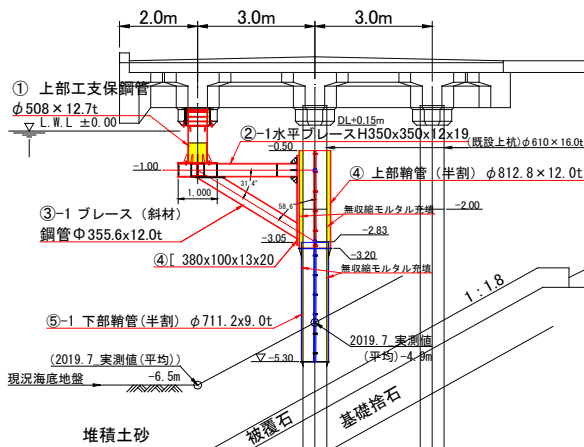


図-6 復旧断面部材構成図

参考文献

- 1) 海上保安庁：交通政策審議会第26回海事分科会参考資料1（平成25年7月3日）
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）
- 3) 沿岸開発技術研究センター：格点式ストラット工法技術マニュアル（平成12年9月）

城崎大橋橋脚工事について ～杭長50mを超える鋼管矢板基礎の施工～

北村 征也

兵庫県 但馬県民局 新温泉土木事務所 浜坂道路第2課 (〒669-6701兵庫県美方郡新温泉町芦屋522-4)

現在、兵庫県では主要地方道豊岡竹野線城崎大橋架替事業を行っている。当該橋梁では、河川内に位置するP2～P5橋脚基礎に、最大で杭長50mを超える鋼管矢板基礎を採用している。これらの橋脚は2017年度より現場着手し、台船を用いて鋼管矢板基礎の施工を行っている。本論文では、長尺の鋼管矢板基礎施工にあたり生じた、鋼管矢板の高止まり等の問題について、その考察・検討及び対策を述べる。

キーワード 鋼管矢板基礎、軟弱地盤、台船施工

1. はじめに

主要地方道豊岡竹野線城崎大橋は、豊岡市城崎町に位置し、兵庫県北部の但馬地方を流れる一級河川円山川にかかる橋梁である。また、当該橋梁は、近年インバウンド需要で多くの外国人が訪れる城崎温泉の玄関口の一つである。豊岡土木事務所では、老朽化対策（1956年架設）、道路機能の向上及び治水能力の向上を目的に、『城崎大橋架替事業』として2005年度より事業着手し、2016年度より工事を開始している。架替後の橋梁は、河川のみを跨ぐ県管理橋では県内最長（橋長L=561.5m）となる。

橋梁工事の進捗について、下部工は、全7基のうち、A2橋台、P1橋脚、P3橋脚、P5橋脚の4基が完成しており、残りの下部工3基を施工中である。また、2019年度末より上部工（PC6径間連続ラーメン箱桁橋）にも着手している。（図-2）

本論文では、河川内に位置し、杭長32.5m～54.0mの鋼管矢板基礎を要するP2～P5橋脚工事の施工にあたり生じた問題について、その考察・検討及び対策を述べる。



図-1 事業箇所図

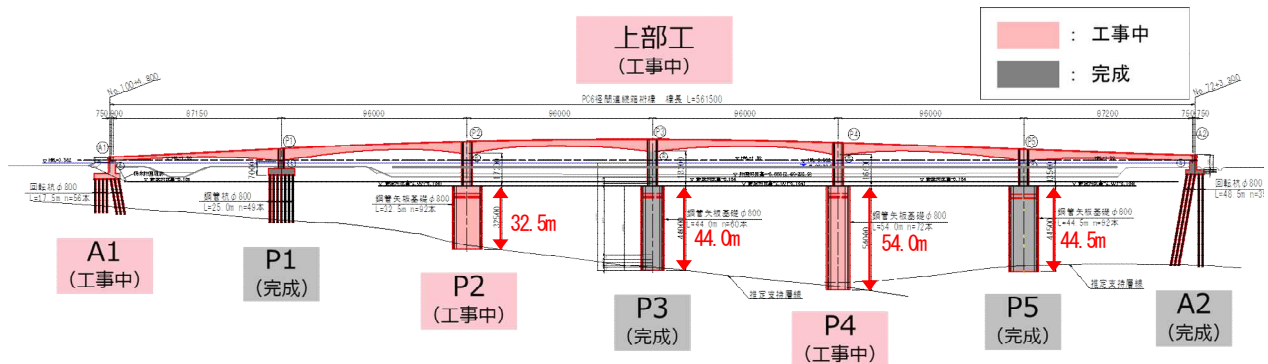


図-2 工事進捗状況図

2. 架橋位置周辺の地質概要

城崎大橋の架橋位置は、完新世（約1万年前～現在）の礫・砂・粘土及びシルトが広く分布する豊岡盆地に属している。特に、P2～P5橋脚建設位置においては、主に粘土層から構成されるN値0～5程度の軟弱層が、層厚30～50mで分布しており、支持層まで到達させるためには、長尺の基礎工が必要となる。（図-3）

3. 鋼管矢板基礎について

(1) 鋼管矢板基礎の採用

P2～P5橋脚は河川内に位置するため、施工においては大規模な仮締切りが必要となるが、仮締切りと基礎を兼用する『鋼管矢板基礎』を採用することで工期の短縮、工事費の削減を図っている。

本工法は、本設の鋼管矢板を井筒状に水面上部まで立ち上げて打設することで、仮締切り工として兼用する。そのため、①大規模な仮締切りの設置・撤去が不要となり、工期の短縮が可能かつ経済的であり、さらには仮締切りの大きさも縮小されることにより②河積阻害面積も抑えられるため、治水上にも優れた工法である。（図-4）（写真-1）

(2) 鋼管矢板基礎の施工方法

河川内での鋼管矢板基礎の施工については、①仮栈橋・架設構台設置による施工と②台船上からの施工が考えられる。①については2で述べたとおり、周囲に厚い軟弱層が存在しており、長尺の支持杭が多数必要となるため、設置撤去に長い期間を必要とする。また、河川内での施工は非出水期に限られるため、栈橋・構台設置～下部工施工～栈橋・構台撤去のサイクルを1非出水期で行うことは困難であると判断し、当該工事においては②台船上からの施工を行うこととした。（写真-2）橋梁工事に先立ち、架橋位置から上流約900mの地点に船着き場を整備し、そこを起点とし資材運搬等を行っている。

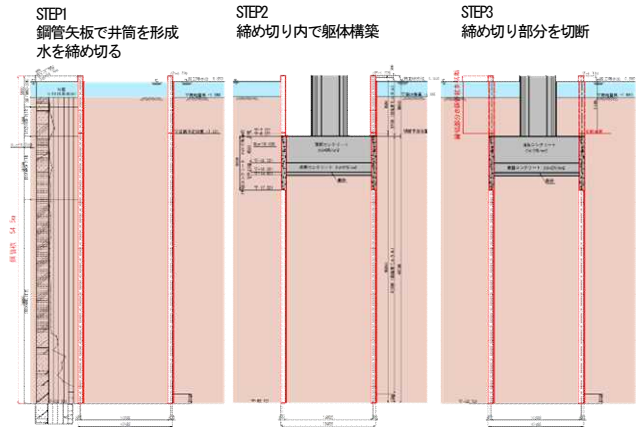


図-4 鋼管矢板基礎施工手順



写真-1 仮締切り設置状況



写真-2 台船施工状況

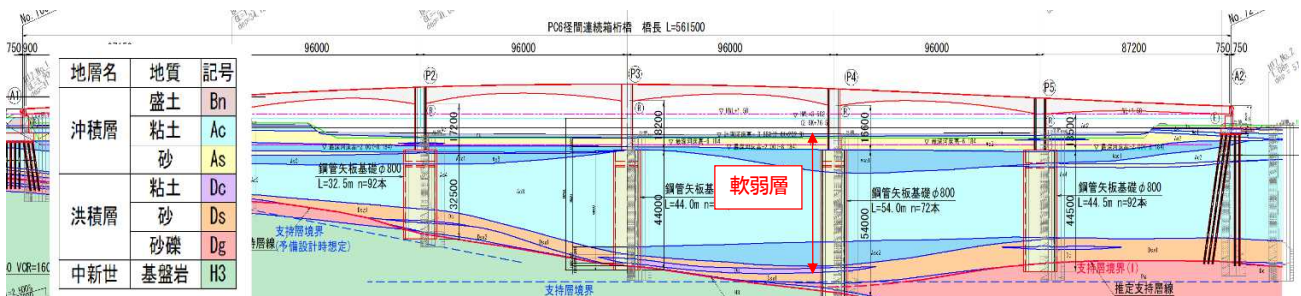


図-3 地質縦断面図

4. P3・P5橋脚の施工

(1) P3・P5橋脚工事の概要

P2～P5橋脚のうち、先行してP3・P5橋脚工事に着手した。(2017～2019年度) P3・P5橋脚の鋼管矢板の諸元は表-1、井筒の形状は図-5のとおりである。P3橋脚は岩盤層、P5橋脚は砂礫層を支持層としている。

当初の鋼管矢板打設計画において、P3橋脚では、バイプロハンマを使用して支持層上面まで打設し、岩盤部をダウンザホールハンマにより掘削、杭先端はコンクリート打設による根固めを行う計画としていた。一方、P5橋脚では、支持層までをバイプロハンマにより打設する計画としていた。

表-1 P3・P5 鋼管矢板諸元

橋脚名	杭径 (mm)	本数	1本あたり 継杭本数	杭長		打設長
				仮締切部 切断前	仮締切部 切断後	
P3橋脚	φ800	60本	5本	54.0m	44.0m	49.181m
P5橋脚	φ800	92本	5本	54.5m	44.5m	51.061m

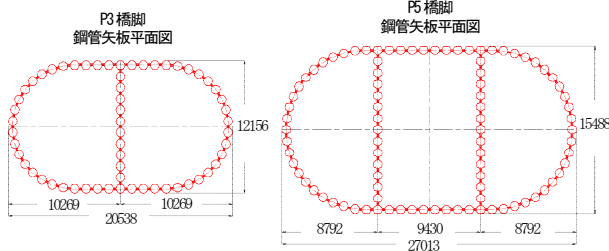


図-5 P3・P5 鋼管矢板平面図

(2) 鋼管矢板の貫入困難

P3・P5橋脚鋼管矢板をバイプロハンマで施工中、深度40m付近から貫入が困難となった。詳細設計時のボーリング調査及び試験杭施工記録において、支持層付近までの間に、礫層等といった打抜き困難な地層は確認されていなかったため、杭先端部からの抵抗が原因とは考えられなかった。その原因についての考察と、現場で講じた対策を以下 a), b)に述べる。a), b)の対策の結果、当初想定よりも多くの時間を要することとなったが、所定深度までの鋼管矢板打設を完了させた。

a) 杭周辺粘土層からの摩擦力

【考察】 鋼管矢板は杭先端が開口端であるため、打設中は杭内部に流入した土砂からも摩擦抵抗を受けることとなる。(図-6) 現場周辺は支持層周辺まで粘土層が堆積しており、粘土の粘着力によって、特にこの影響が大きくなるものと考えられる。

【対策】 杭内部からの摩擦抵抗を低減させるために、バイプロハンマによる打設が困難となった段階で、鋼管内掘削を行うこととした。P3橋脚においては、ダウンザホールハンマでの岩盤掘削前に行う鋼管内掘削を、P5橋脚においては、上

部中詰コンクリート施工範囲の鋼管内掘削を先行して行い、設計深度までの打設を完了させた。

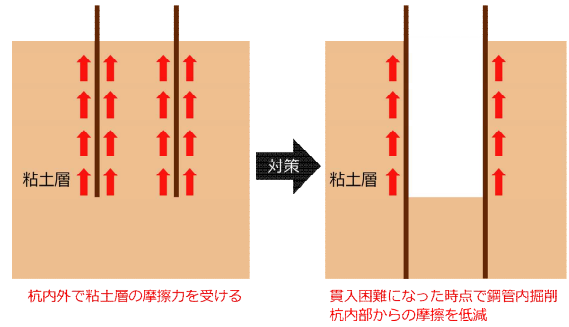


図-6 鋼管矢板打設時の摩擦力

b) 継手管の抵抗

【考察】 鋼管矢板基礎では、井筒を閉合させるために鋼管に取付けられた継手管を相互にかみ合わせながら打設を行うため、高精度な施工管理を行わなければ継手管同士の抵抗が生じる可能性がある。特に、長尺の鋼管矢板基礎の場合、わずかな施工誤差でも打設深度が増すにつれ、その影響が大きくなる。当該工事においても、打設時には杭施工管理システムを使用していたものの、杭の打設が進むにつれて積み重なった施工誤差により、継手管からの抵抗が生じたのではないかと考えられる。

【対策】 継手管の抵抗を低減させるために、打設手順を変更することとした。貫入困難となった際の打設手順は、作業効率向上の観点から、1本おきに打設・杭溶接を繰り返す“千鳥打設”としていた。千鳥打設では、2つの継手管をかみ合わせながら打設するため、両隣の継手管からの抵抗を受ける可能性が高い。そのため、1本毎に打設・杭溶接を行う“片押し打設”に変更した。片押し打設では、継手管からの抵抗を片側からのみにすることが可能である。(図-7、図-8)



図-7 千鳥打設施工手順

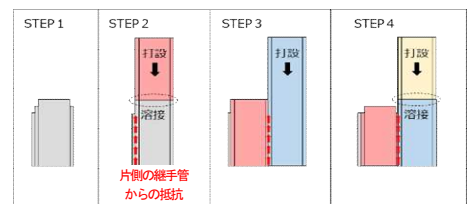


図-8 片押し打設施工手順

5. P2・P4橋脚着手前の検討

2019年度から着手したP2・P4橋脚工事は、P3橋脚と同様に岩盤層を支持層とするが、P3橋脚に比べ、想定岩盤線が傾斜しており、想定外の深度での高止まりが懸念された。このような不確実な岩盤線を少しでも明確にし、確実かつ円滑に設計深度までの打設を完了させるため、工事着手前に追加で事前ボーリング調査を行った。

(1) 追加ボーリング調査の結果

P2・P4橋脚それぞれ3本ずつの追加ボーリングを実施した。その結果、P2橋脚で2.112m、P4橋脚で11.230mの支持層の傾斜が確認された。

また、追加ボーリングBP2-4、BP4-2、BP4-4において、支持層とは見なせないが、D級以上の岩盤層が存在していることが確認された。(図-9)(図-10)

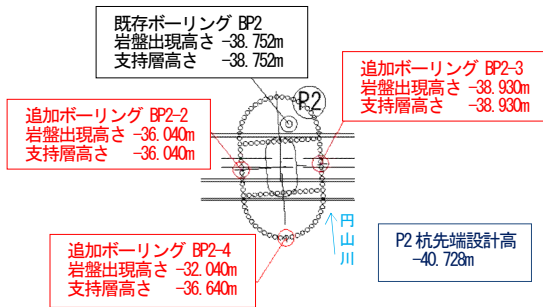


図-9 P2橋脚 ボーリング調査結果

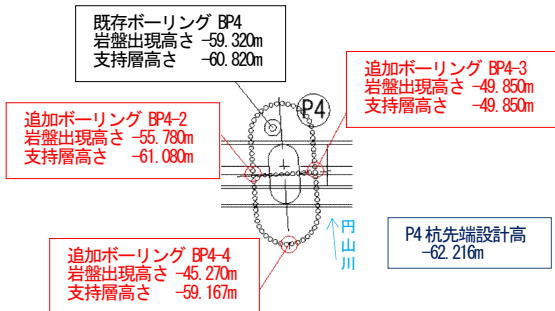


図-10 P4橋脚 ボーリング調査結果

(2) 岩盤線の傾斜への対応

継手管部分はダウンザホールハンマでの掘削が不可能なため、高い位置で岩盤が出現することにより、継手管先端からの抵抗を受け、貫入が困難になることが懸念される。

そのため、継手管を岩盤が出現する高さまで控除することで、継手管の岩盤内への貫入を回避することとした。(図-11)

この継手管控除により、P2・P4橋脚基礎の剛性が低下するため、その影響を動的解析により照査した。その結果、P3・P5橋脚の断面力が1~2%増加するが、許容値を満足することが確認された。

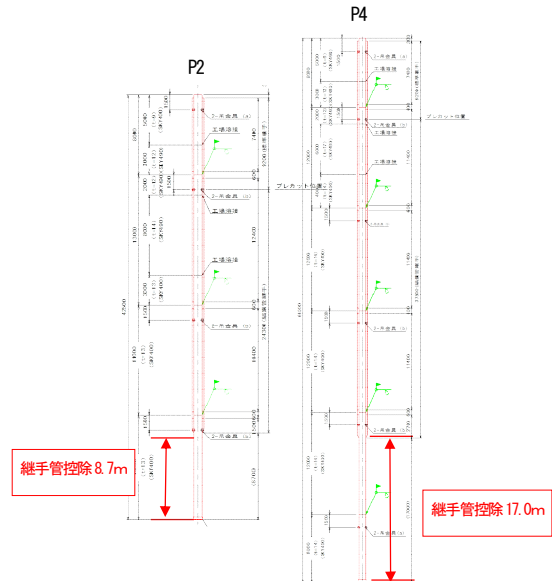


図-11 P2・P4橋脚 継手管の控除

6. おわりに

地中に構造物を築造する基礎工は、施工中に目視で状況確認することが出来ないため、地盤調査等の事前の情報収集が非常に重要となる。ボーリング調査の本数を増やすこともさることながら、弾性波試験等で地盤を面的に把握することも有効であると思われる。また、鋼管矢板打設における継手管の抵抗といった、工法毎の特徴的な課題も把握しておかなければならない。現場では想定できない課題が生じ苦労したが、本論文が、今後、本現場と同様な現場条件で行われる工事の参考となれば幸いである。

謝辞：本事業にご協力をいただいております地域住民の皆様、設計コンサルタント様、施工業者様、関係機関の皆様にご心より感謝申し上げます。今後も工事は続きますが、事業が無事に完了することを祈念いたします。

※本論文の内容は、従前の所属である兵庫県但馬県民局豊岡土木事務所道路第1課における業務に基づくものである。

路面性状調査手法の検証と計画策定支援システムを活用した効率的な舗装個別施設計画の策定について

岩戸 寿明¹

¹公益財団法人 兵庫県まちづくり技術センター まちづくり推進部 市町計画課
(〒650-0023兵庫県神戸市中央区栄町通6丁目1-21神明ビル5F)

2014年の道路法施行規則の改正により、道路橋やトンネル等は5年に1回の近接目視点検が義務化された。舗装については義務化されていないが、市町では舗装の効率的な維持管理を実施するため、点検（路面性状調査）（以下、「点検」という）の実施や個別施設計画（長寿命化修繕計画）（以下、「修繕計画」という）を策定する必要があるなかで、膨大な舗装管理をどのように実施していけばよいか、点検や修繕計画の策定方法について苦慮している。

そこで本論では、市町が抱える課題を解決するために実施した点検手法の比較検証結果と、計画策定支援システムを活用した効率的な修繕計画の策定の内容について述べる。

キーワード コスト削減、メンテナンス、維持・管理、新システム

1. はじめに

兵庫県内の市町においては、総点検実施要領（案）【舗装編】（国土交通省道路局平成25年2月）が策定されたことにあわせて、2013、2014年度に30市町約3,000kmの点検を、当センターの一括発注により実施した。

その後、2014年の道路法施行規則の改正を受け、道路橋やトンネル等の定期点検の実施や修繕計画の策定が進む中で、2016年10月に舗装点検要領（国土交通省道路局）が策定され、健全性の診断に基づき、舗装の修繕を効率的に実施する方針が示された。

このような中、兵庫県内の市町では、2巡目点検の実施や修繕計画の策定に取り掛かっている状況である。

2. 市町の現状と課題について

兵庫県内の市町が抱えている舗装の維持管理の課題について述べる。

(1) 課題1：適切な2巡目点検の実施

舗装の点検については、2013、2014年度の実施から5年が経過する一方で、市町においては橋梁等、他のインフラの維持修繕に多額の費用が必要となっているため、2巡目点検の実施時期や実施方法についてどのように対応すべきか苦慮している状況である。

(2) 課題2：効率的な修繕計画の策定

舗装修繕を、補助事業や地方債制度を活用し事業を実施するためには、①対象施設、②計画期間、③対策の優先順位の考え方、④個別施設の状況、⑤対策内容と実施時期、⑥対策費用について検討し、修繕計画を策定する必要があることから、多くの時間と費用が必要となる。そのため、市町では少しでも効率的・経済的に修繕計画の策定を行いたいが、財政面や技術面、人員不足といった点で苦慮している。

3. 2巡目点検の実施に向けた点検手法の検証

2巡目点検にあたりどのような点検手法で実施していくことが、経済性や効率性等の観点から有効であるか比較検証を行うため、2013、2014年度に点検を実施した路線の内、16路線、約20kmを対象に、測定車の違いによる、測定結果の精度や費用の違いについて比較検証調査の結果について述べる。

(1) 比較検証の方法

比較については、測定仕様や計測精度が異なる、表-1に示す3種類の測定車により実施した。比較方法は、各測定車により同一区間を測定し、評価区間5mピッチの「ひび割れ率」、「わだち掘れ量」、「平坦性」、「MCI（Maintenance Control Index：舗装の維持管理指数）」の各計測値について比較検証を行った。

表-1 測定車比較表

No.	測定車A	測定車B	測定車C
	路面性状専用測定車		
測定車両			
調査手法	標準法	簡易法	簡易法
測定時間帯	夜間	昼間	昼間
路面性状	ひびわれ	メッシュ法、ラインカメラ(連続撮影) 測定精度(1mm以上)	ランク法、前方映像(5m間隔) 測定精度3mm以上
	わだち掘れ	レーザスキャン方式	レーザスキャン方式
	平坦性	レーザスキャナによる3点法 IRI(縦断凹凸)平坦性から換算	変位センサ1点とIMU IRI(縦断凹凸)直接算出
	IRI(縦断凹凸)	平坦性から換算	直接算出
道路前方映像	400万画素	200万画素	500万画素

(2) 比較検証結果

各測定車両による計測結果は下記のとおりである。

a) ひび割れ率 (図-1)

ひび割れ率は、測定車Aで一番大きな値が出ており、次に測定車C、Bの結果となった。この違いは、主にひび割れの評価を行う時の解釈方法の違いによるものと考えられる。

b) わだち掘れ量 (図-2)

わだち掘れ量は、路線別、測定車別の計測値を比較した場合、2mmより大きい差がないことから、測定手法による大きな差異はないと考えられる。

c) 平坦性 (図-3)

平坦性についても、路線別、測定車別の計測値で、1mmより大きい差がないことから、測定手法による大きな差異はないと考えられる。

d) MCI (図-4)

MCIの値は、舗装の供用性を「ひび割れ率」、「わだち掘れ量」及び「平坦性(σ)」の各測定値によって定量的に評価する値である。

今回の検証では、主にひび割れ率の計測値に大きな差が生じていることが影響し、若干MCIの値にも違いが生じたものと考えられる。

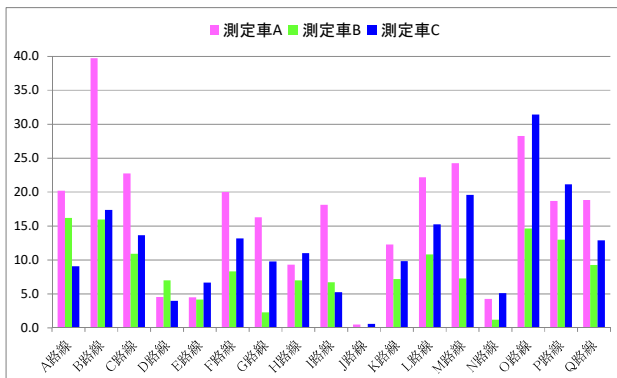


図-1 ひび割れ率

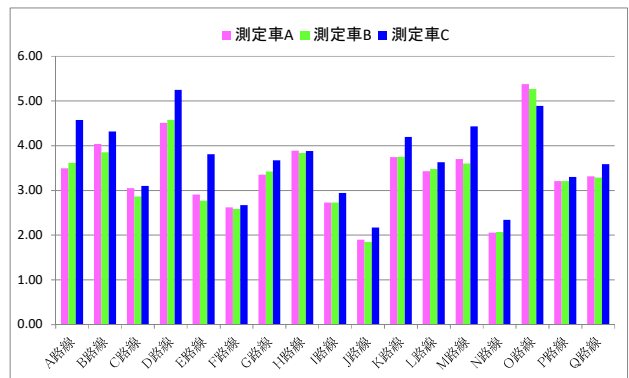


図-3 平坦性

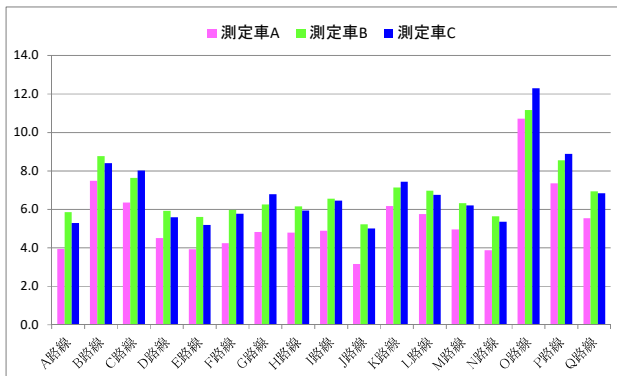


図-2 わだち掘れ量

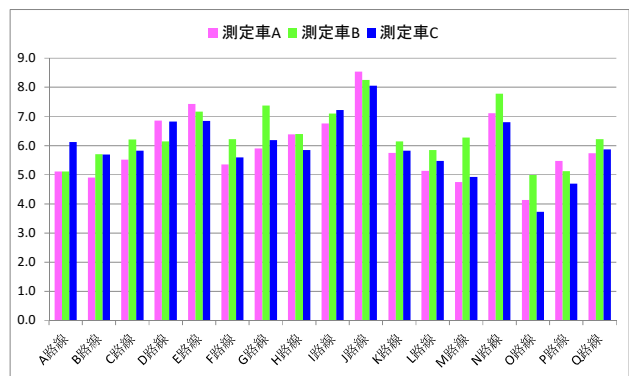


図-4 MCI

(3) ひび割れ率の誤差の要因について

比較検証では、ひび割れ率の値に大きな差が生じた。これは主に解読手法の違いによる誤差と想定されることから、その要因について下記に示す。

a) 測定車A (図-5)

測定車Aの手法は、路面の直下視画像を撮影し、画像上に解析用のメッシュ(0.5m×0.5m)を重ね合わせ、そのメッシュ内のひび割れ(線上ひび割れ、面状ひび割れ)を目視にて解読し、マウスを用いてメッシュに判読結果を入力することから、比較した方法の中で最も精度が高い測定手法となる。

b) 測定車B (図-6)

測定車Bの手法は、道路前方撮影映像をもとに、評価区間5mの範囲に、どの程度ひび割れが分布しているか、6つのランクに分類する。画面上に5m区間の表示はなく、斜めからの撮影画像のため判定者による誤差が生じ易い。

c) 測定車C (図-7)

測定車Cの手法は、道路前方映像に評価区間5mの範囲を明示し、その範囲内にひび割れがどの程度分布しているか、目視にて解読し6つのランクに分類する。また、前方映像の解読補助として、道路前方映像をもとにオルソ画像(真上からの画像)により解読できる。

前方画像を用いる点は、測定車Bと同様であるが測定範囲が明示されることや、オルソ画像(真上からの画像)により確認できるため判定精度が向上する。

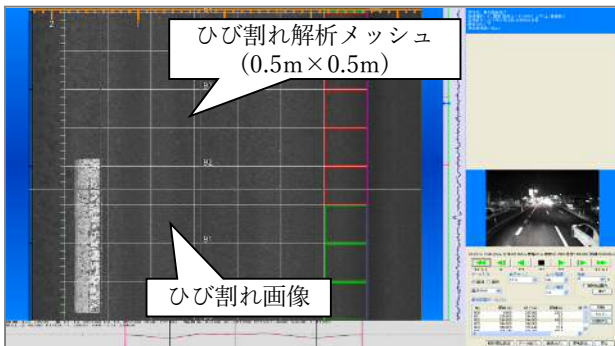


図-5 測定車A ひび割れ解読イメージ



図-6 測定車B ひび割れ解読イメージ



図-7 測定車C ひび割れ解読イメージ

(4) 比較検証結果と費用について

表-2 調査結果と費用の比較

測定車両	測定車A	測定車B	測定車C
ひび割れ率(%)	18.8	9.3	12.9
わだち掘れ量(mm)	5.5	6.9	6.8
平坦性(mm)	3.31	3.29	3.59
MCI	5.7	6.2	5.9
測定費用(500km以上1km当り経費込)	約7.5万円/km	約3万円/km	約4.5万円/km

路線別の比較結果や表-2に示す計測値全体の平均値を比較しても、ひび割れ率の計測値に大きな違いが生じたが、その他の値に大きな違いは生じない結果となった。

修繕計画の策定にはMCI値を使用するため、どの測定車を用いて点検を行っても、修繕計画への影響は少ないと考えられる。

一方、測定車別の測定費用(表-2)は、測定車Aが最も高く、次にC、Bの順番となる。測定車Aは調査費用が非常に高いことから、測定車B又はCを活用することが経済的である。

また、測定車BとCの選定については、経済性を重視する場合は測定車Bとなるが、計測精度がより高く、三次元点群データを同時に取得でき、データの二次利用が可能であることを踏まえると、測定車Cも有用であることから、目的に応じた選定を行う必要がある。

(5) 調査結果に基づく劣化予測の検証

今後実施する2巡目の点検と、1巡目の点検データを用いることで、劣化予測が可能であると考えられるため、1巡目点検を実施した路線の内、16路線、約2kmを対象に、前回点検と同等の計測車両である測定車Bにより2巡目点検を実施し劣化予測の検証を行った。

調査の結果、ひび割れ率(図-8)は、前回点検よりも良くなる逆転現象が生じた。わだち掘れ量(図-9)は、ほぼ同じ値が計測された。縦断凹凸(図-10)は、全ての路線で劣化が進行している結果となった。MCI(図-11)は、10路線で逆転現象が生じる結果となった。

これらの要因は、測定車Bは座標制度が低く5m評価区間にズレが生じたことや、判定者の個人誤差であると考えられる。そのため、測定車Bによる点検データを用いて劣化予測することは難しいことが確認できた。

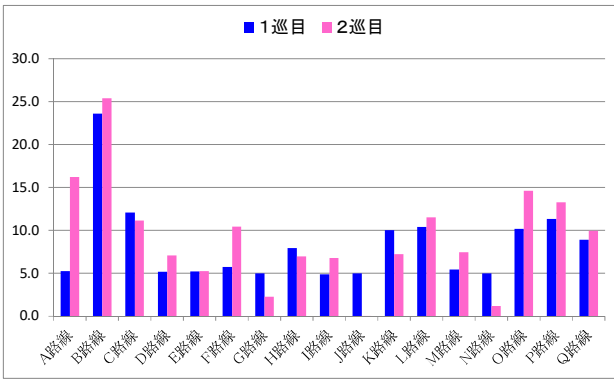


図-8 ひび割れ率

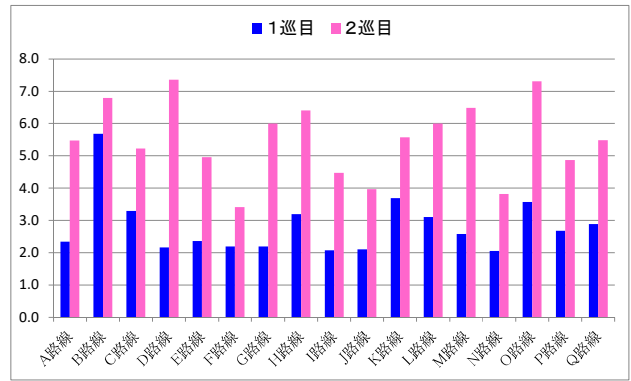


図-10 縦断凹凸

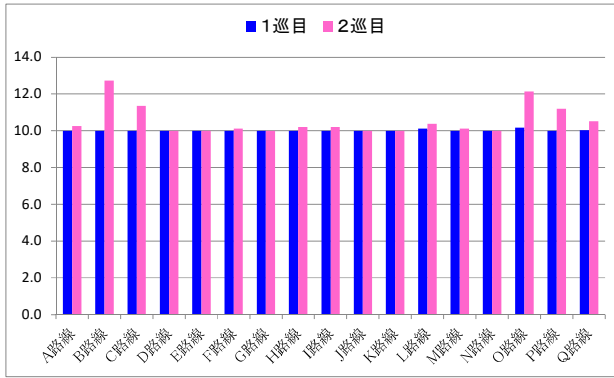


図-9 わだち掘れ量

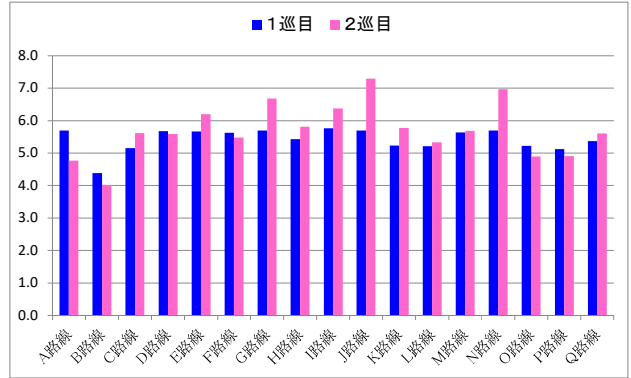


図-11 MCI

4. 効率的な修繕計画の策定手法の確立

調査した点検データを活用し、効率的な修繕計画策定を行うため構築した、計画策定支援システムの内容について述べる。

(1) 点検データの蓄積と活用

修繕計画の策定にあたっては、点検データの蓄積が重要であることから、市町路面性状調査台帳システム(図-12)に点検データを蓄積し、日常的な点検データ管理を行うとともに、計画策定支援システムと連携することで、効率的な修繕計画の策定に活用している。



図-12 路面性状調査台帳システムの構成と画面

(2) 計画策定支援システムによる計画策定の流れ

計画策定支援システムを活用した、修繕計画策定の進め方については、下記のフロー図(舗装修繕事業の進め方)(図-13)の緑枠①~⑧の流れにより実施する。

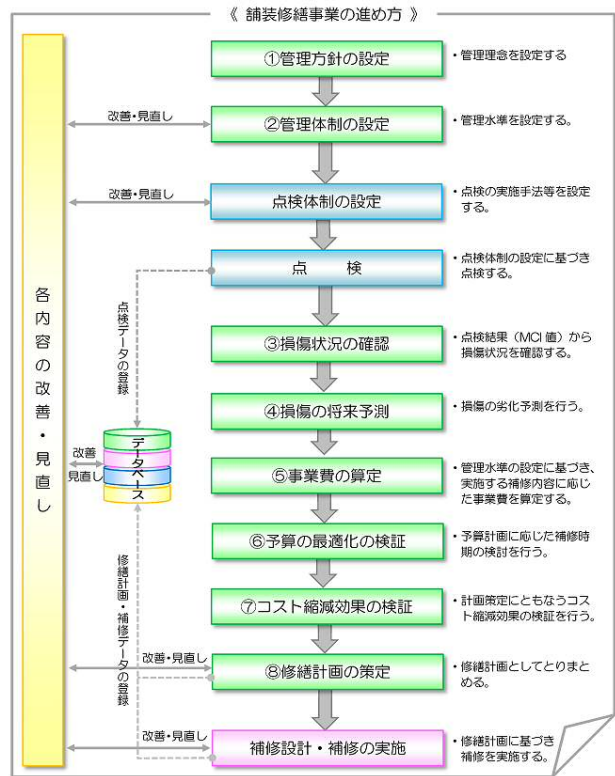


図-13 計画策定支援システムによる計画策定の流れ

a) 管理方針の設定

修繕計画を策定するにあたり、舗装の維持管理について各市町の思想にあった方針や戦略等の管理理念の設定を行う。

b) 管理体制の設定

各市町が管理する道路は、地域の拠点を結ぶ幹線道路から生活道路まで様々な役割の道路を管理している。これらを一律的に管理することは、効率性や経済性等の観点から望ましくないため、各道路の特性を考慮し図-14の事例のような管理水準の設定を行う。

c) 損傷状況の確認

点検結果（MCI値）により、当該市町における損傷状況を確認する。（図-15）

d) 損傷の将来予測

アスファルト舗装の耐用年数は、TA法で設定している設計期間は10年であるが、直轄国道の実態調査における耐用年数は、平均で20年程度であるとの調査結果も出ている。（舗装構造に関する技術基準・同解説）

また、兵庫県における実測値を用いた耐用年数も平均で25年という類似した結果となっている。

これらのことから、直轄国道や県道と比べ大型交通量が少ない市町道においては、さらに耐用年数は長いと推定されるため、県内市町における舗装の耐用年数は、道路の使用状況等を踏まえ、下記の耐用年数と劣化モデルを設定した。

○県内市町における舗装の耐用年数
 (MCIの値が10から2になるまでの期間)
 路線の状況に応じて30年～40年とする
 当初は一律35年とする。

○劣化モデル式

$$y = (X1 - X2) / 0.2$$
 y : 補修までの残年数
 X1 : 建設時のMCI
 X2 : 過年度調査時のMCI
 ※今後の路面性状調査等の結果を検証し、適宜見直しを行っていくものとする。

e) 事業費の算定

各市町の舗装を効率的、経済的に維持管理するにあたり設定した管理水準AからDの4段階の管理水準に基づき、各管理水準における維持管理シナリオによる補修工法を設定し、事業費の算定を行う。（図-16）

f) 予算の最適化の検証

各市町における舗装の維持管理にあたっては、設定した管理水準を維持することで、安全・快適な道路ネットワークを維持できる。また、計画的かつ効率的な修繕を実施することで、維持管理費の削減を図ることが可能となる。そのためには、管理水準や損傷状況等を総合的に判断した上で、優先順位を決定する必要がある。これらのことから、各市町における道路舗装補修の優先順位の考え方は図-17のとおりとした上で、設定した年間予算額にあわせて年間の事業費算定を行っている。

管理水準	管理水準A ネットワーク幹線	管理水準B 地域幹線	管理水準C 主要道路	管理水準D 生活道路
MCI値	4.0 ≤ MCI	3.5 ≤ MCI < 4.0	3.0 ≤ MCI < 3.5	2.5 ≤ MCI < 3.0
4.0 ≤ MCI	日常管理域			
3.5 ≤ MCI < 4.0	↓ A下限値			
3.0 ≤ MCI < 3.5		↓ B下限値	↓ 管理水準ライン	
2.5 ≤ MCI < 3.0	補修対策域		↓ C下限値	
2.0 ≤ MCI < 2.5	↓ 管理水準限界ライン			↓ D下限値
MCI < 2.0	管理限界域			

図-14 管理水準の設定事例

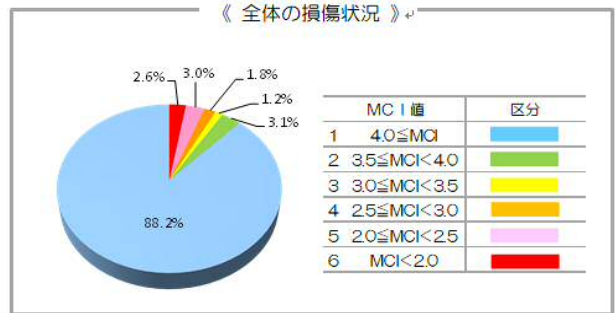


図-15 損傷状況の確認事例

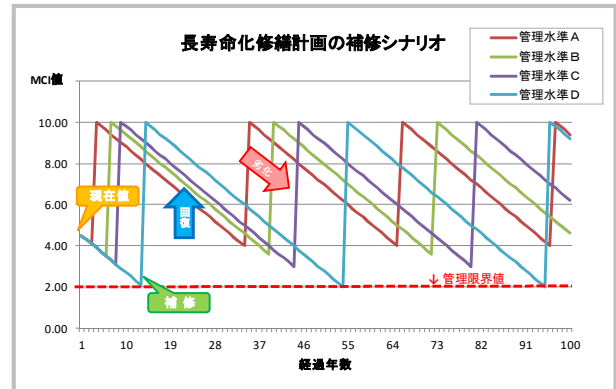


図-16 維持管理シナリオの設定事例

① 第1位
 管理水準の限界値（MCI=2.0未満）以下箇所
 ・管理水準の限界値を下回っている箇所については、損傷が著しく、安全な交通の確保に支障をきたしている可能性があることから最優先とする。

② 第2位
 維持管理指数（MIC値）が低い箇所
 ・安全・快適な交通ネットワークを維持するため、損傷が著しい箇所を優先的に補修する。

③ 第3位
 維持管理指数（MIC値）が低い路線（区間）
 ・維持管理指数（MIC値）が同じ値の場合は、該当路線（区間）の維持管理指数（MIC値）が低い路線（区間）を優先することで、路線（区間）全体の健全性を高める。

④ 第4位
 管理水準ラインからの下落が大きい箇所
 ・第3位までが同じ場合は、該当路線の管理水準ラインからの下落が大きい箇所を優先する。

図-17 優先順位の決定事例

g) コスト縮減効果の検証

コスト縮減効果の検証については、対症療法による費用として、MCI値が2に低下するまで補修しない場合の費用と、修繕計画により計画的に修繕を行った場合の修繕費用の差を算定し、図-18の資料等によりコスト縮減効果を検証する。

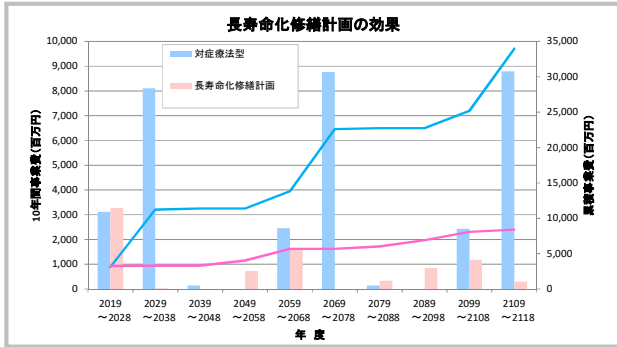


図-18 コスト縮減効果の算定事例

h) 修繕計画の策定

これまでの検討内容をもとに、修繕計画に記載が必要な次の6項目、①対象施設、②計画期間、③対策の優先順位の考え、④個別施設の状況等、⑤対策内容と実施時期、⑥対策費用、について図-19や図-20等の資料を作成し、修繕計画書としてとりまとめる。

<修繕計画・年度別修繕費一覧表>

年度	施設名	種別	区分	計画期間	実施時期	計画費用	実施費用	計画期間	実施時期	計画費用	実施費用	計画期間	実施時期	計画費用	実施費用
2019	1	道路	1	2019	2019	1000	1000	2020	2020	1000	1000	2021	2021	1000	1000

図-19 年度別の補修計画の事例

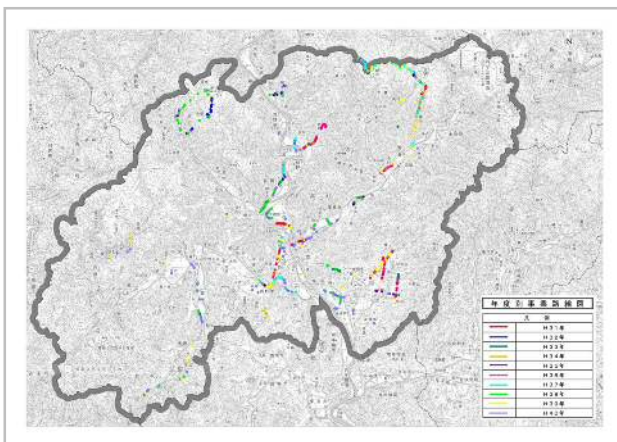


図-20 補修箇所図の事例

5. 今後について

今回の検証結果を踏まえ、今後もより効率的な点検や修繕計画の策定を実施していくため、以下の内容について検討し改善を行っていく。

(1) 適切な点検データの取得

今回検証を行った各点検手法はいずれも、MCIを用いた修繕計画作成に必要な精度を有していることが確認できた。ただし、ひび割れ率は判定者による誤差が大きく計測精度が低いことから、今後はAI等の技術を活用し、ひび割れ評価の自動判定等、点検の精度向上について検討する。

(2) 点検費用の削減

舗装点検は、諸経費体系が測量業務であり、直接人件費が高くなると諸経費率が低くなるため、一括発注によるスケールメリットを活かし、各市町が計画的な点検を実施することで点検費用の削減を図る。

(3) 劣化予測等の解析による効率的な修繕計画の策定

測定車Cを用いることで、計測座標の位置精度が高まり、より詳細なデータが取得できることから、劣化予測についての精度向上を検証し、より効率的で経済的な修繕計画の策定を目指す。

6. おわりに

現在兵庫県内の市町では2巡目点検を、10市町、約840 kmで一括発注により実施している。また、修繕計画策定についても9市町が実施している。

点検については、市町路面性状調査台帳システムを活用し、点検データを確実に蓄積することで、効率的で継続的な、蓄積や活用が可能となる。

また、修繕計画の策定についても、蓄積した点検データを基に計画策定支援システムを活用することで、効率的に修繕計画の策定が可能となる。さらに今後は、劣化予測手法を構築することで、より効率的で経済的な修繕計画の策定が可能になると考えている。

これらのことから、本検証により確認できた検討事項について改善するとともに、新たな知見の導入を積極的に行う等、今後もPDCAサイクルにより常に見直しを行っていくことで、兵庫県内の道路の安全・安心の確保を支援していきたいと考えている。

長距離小口径泥濃式シールド工事の 課題対応と歩掛見直し

廣田 基樹¹・市川 敬一郎²

¹農林水産省 近畿農政局 東播用水二期農業水利事業所 (〒651-2304兵庫県神戸市西区小東野30-19)

²一般社団法人 日本水土総合研究所 企画研究部 (〒105-0001東京都港区虎ノ門1-21-17)

淡河川・山田川疏水事業において築造された淡河幹線水路と山田幹線水路（以下、「淡山疎水」という）が築後100年以上が経過しており、特に三木市緑が丘団地においては水路トンネル地上部が宅地化されるなど、施設の老朽化による陥没事故等の社会的リスクが増大していた。このため、国営土地改良事業「東播用水二期地区」（以下「本地区」という）では、新たな水路として全長約2.5kmの緑が丘サイホンを建設した。本報文では、国内でこれまで約1.5kmの距離しか施工実績のなかった長距離小口径泥濃式シールド工事について、施工方法の選定、掘削中に生じた課題への対応、並びに掘進距離に応じて歩掛の補正を行った事例を報告する。

キーワード シールド工法、泥濃式、ESS工法、直接吸泥排土、距離補正

1. はじめに

本地区は兵庫県南東部に位置し、神戸市他3市1町にまたがる7,313haの農業地帯である。本地区の基幹的な水利施設は、淡河川・山田川疏水事業（1888～1919）、及び国営東播用水事業（1970～1992）において整備され、川代ダム、大川瀬ダム、呑吐ダムと110kmに及ぶ水路ネットワークが完成した。しかし近年、施設の老朽化による補修・維持管理の増大や水利施設の機能低下、及び地域の営農形態の変化に伴う用水不足等の課題が生じてきたため、2013（H25）年度から本地区事業に着手し水利施設の改修、及び用水系統の再編等を行っている。

今般、淡山疎水の中で、昭和後期に急速に宅地化された三木市緑が丘団地において、老朽化した水路の更新・統廃合が急務であったため、新たに図-1に示す全長約2.5kmの緑が丘サイホンを足掛4年の工期を経て新設した。

本報文では、国内でこれまで約1.5kmの距離しか施工実績（内径1,500mm以下、直接吸泥排土）のなかった長距離小口径泥濃式シールド工事について、地理的条件による施工方法の選定、掘進中に生じた吸泥排土等の課題への対応、並びに延長約2.5kmに及ぶシールド工事の実績を基に掘進距離に応じて歩掛（日進量）を補正した事例を報告する。

2. 長距離小口径泥濃式シールド工事の概要

今回新設した緑が丘サイホンは、三木市緑が丘団地下を通過する2,447mの水路トンネルである。本施工における特徴として、団地内の公道に沿った施工となるために曲線半径が15mの急曲線区間があること、長距離掘進となるが住宅地に中間立坑を設置できる適地がないこと等が挙げられる。このため、本工事では急曲線及び長距離施工が可能であるエコスピードシールド工法（以下、「ESS工法」と呼ぶ）を採用した。

(1) シールド形式の検討

シールド工法を大まかに分類すると、泥水式と土圧式があり、さらに推進工法の一形式として泥濃式があるが、本工事では、シールド工法に泥濃式を取り入れた工法を含め、現場条件や経済性にに基づき、工法の比較検討を行った。泥水式については、現場条件として地下水位が本線水路の深度より低く逸泥の可能性があるため不適とした。次に、土圧式と泥濃式を比較検討した。いずれも地下水位が低い無水層での掘削が可能だが、土圧式の場合、内径1,500mmではセグメント搬入台車と掘削土砂運搬車両が通過できる作業内径（最小で1,650mm程度が必要）を確保することが難しいため、土圧式は不適とした。



図-1 緑が丘サイホンの路線図

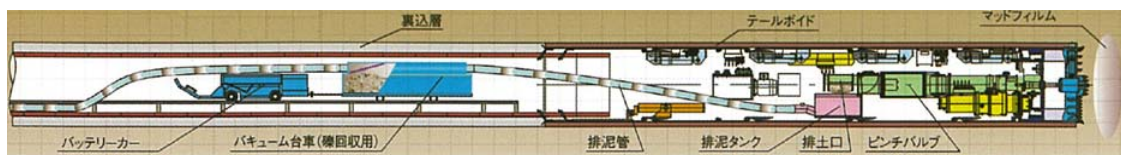


図-2 泥濃式シールド工法の施工イメージ

一方、泥濃式の場合はバキュームにより排泥吸引管を通じて掘削土砂を直接吸引排土するため内径1,500mmでも施工可能である。坑内排泥吸引管の設置状況を写真-1に示す。このため、近年、内径2,000mm以下の小口径シールド工事においては泥濃式の採用が増えており、本工事においても泥濃式を採用することとした。泥濃式シールド工法の施工イメージを図-2に示す。切羽安定方法（高濃度泥水による切羽保持）と掘削土砂運搬方法（バキュームによる直接吸引排土）に特徴がある。



写真-1 坑内全景

(2) 長距離小口径泥濃式シールド工事の留意点

これまで泥濃式の小口径シールド工事の施工延長の最長実績は、約1.5kmであるものの、ほとんどが1.0km以下の工事であり、約2.5kmもの長距離施工の場合、バキュームにより直接吸引排土できるかが大きな課題であった。掘削土砂は、当初、地上部にある100kWと75kWの2つの排泥ユニットによる真空吸引により排泥吸引管を通じて排土する計画であったが、掘進延長が長くなると排泥輸送距離が長くなるため、真空吸引力の低下や配管閉塞に注意する必要があった。

3. シールド掘削中に生じた課題と対応

(1) 排泥吸引管の閉塞頻度の増加と原因

掘進を開始して3ヶ月が経過した2017年7月以降（掘進距離500m付近）、排泥を輸送する排泥吸引管内において礫が一部分に集中し、排泥管の解体を必要とする閉塞が発生するようになり、排泥距離が長くなるほど日進量が低下した。閉塞状況を写真-2に示す。

閉塞の発生原因を検討した結果、水分や細粒分が先にバキューム吸引され排泥管内を交互に流れる排泥と空気のバランスが崩れること、排泥管内面の劣化により排泥が内面に付着することで流れが低下して、泥が礫と分離すること、また、排泥管内の乾燥によっても分離を誘因することにより閉塞を引き起こすことが分かってきた。

（詳細は2018年度の報文²⁾により既報）



写真-2 排泥吸引管の閉塞状況

(2) 講じた対策

このまま対策せずに掘進すると、閉塞頻度と復旧時間が増加し、日進量がさらに低下するため、事業工期に影響することも予想された。そこで、①排泥ユニット出力の大型化、②排泥管への事前の泥水注入、③定期的な排泥管内清掃、④掘進速度の調整（低速化）を行い、長時間閉塞の抑制に取り組んだ。対応策を講じた時期と対応後の掘進時間及び掘進停止回数の状況を図-3に示す。

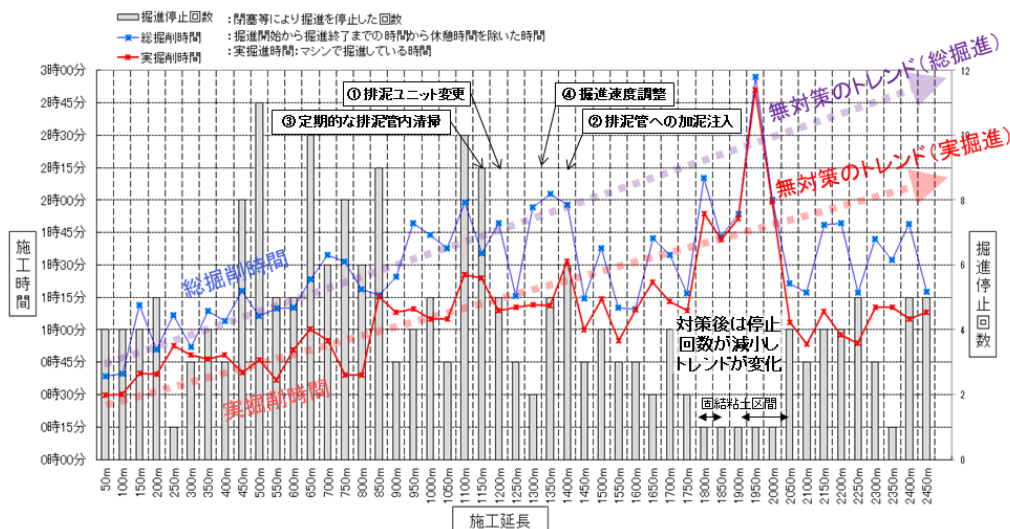


図-3 掘進時間推移

図-3で示した総掘進時間（青の折れ線）と実掘進時間（赤の折れ線）の差が小さい程順調に掘進できていることを意味しており、順次対策を講じて以降この差が大きく開いていないことから、閉塞の発生を抑制できたことが分かる。以下、対応策の詳細を補足する。

a) 排泥ユニットの大型規格への変更

当初は全期間において、2つの排泥ユニット(A:出力100kW(54m³/分), B:出力75kW(44m³/分))にて排泥する計画であったが、掘進距離が500m近くになった頃から閉塞が多発したため機械能力が不十分であると判断した。そこで、排泥ユニットBについて、出力を650m付近から100 kW(54m³/分)に変更し、さらに、1,150m付近から132kw(108m³/分)に変更した。

b) 排泥管への事前の泥水注入

掘進距離1,400m付近から、排泥吸引管内の乾燥を防ぐため、1スパン（約1m）掘削毎に管内に泥水を注入（80L/分×5分=400L）し、排泥吸引管内を潤滑化した。

c) 定期的な排泥吸引管内清掃

排泥吸引管内における排泥沈降が閉塞の要因の1つであることから、礫詰まり対策として管内清掃を定期化した。1スパン掘進毎に丸めた新聞紙（Φ10cm大）を4～5回程管内に投入することに加え、週末の掘進終了後に泥水を2m³程度流し、最後に新聞紙を投入することにより、排泥沈降、管内劣化の抑制を図った。

d) 掘進速度の調整（低速化）

掘進距離が長くなっても排泥の吸引負荷を増加させない方法として排泥吸引管内の土量を少なくする方法に取り組んだ。掘進速度を通常の60%程度（掘進速度約20mm/分→約12mm/分）に制限する速度調整掘進により、管内土量をコントロールし、吸引負荷の増加を防いで管内閉塞の回避に努めた。

4. 設計日進量と実績日進量

今回、排泥ユニット出力の増強や泥水注入等により、排泥吸引管の閉塞頻度を減らすことができたため、結果的に事業工期に影響しない程度の工期延伸（掘進期間：当初15ヶ月、実績23ヶ月）で工事を完了させることができた。しかしながら、当初設計においては、これまでの小口径泥濃式シールド工事の施工実績（大半が1.0km未満）に基づき、掘進延長に関係なく直線区間の標準日進量を8.3m/日としていたところ、実工程では長距離掘進の場合、設計値と大きな乖離が生じ、工程管理上、無視出来ないレベルとなることが明らかとなった。従来の設計日進量と実績の乖離は、図-4に示すとおりであるが、掘進距離が1kmを超えてから更に乖離が拡大していることが分かる。従って、掘進距離による日進量の低下は、前述した閉塞のメカニズムからも不可避であるため、設計日進量の設定においては、掘進距離に応じて補正すること、即ち標準歩掛の見直しが適当と判断した。

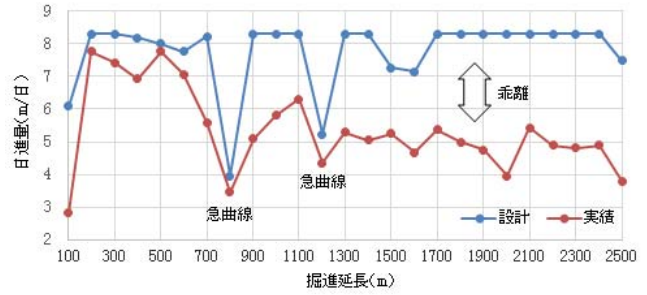


図-4 設計日進量と実績日進量

5. 標準歩掛の見直しによる日進量補正

エコ・スピード・シールド工法協会（以下、ESS工法協会という）が定める標準歩掛について、長距離の場合でも実態に合った設計日進量に補正できるように、以下の算定式について検討した。

$$\text{補正日進量} = \text{標準日進量 (8.3m/日)} \times \text{長距離補正係数}$$

$$\text{長距離補正係数} = 1.0 - \alpha \times (L/1000 - 1)$$

α : 排泥吸引速度係数

L : 掘削延長

（ただし、1,000m以下は、長距離による補正係数は1.00）

算定式では、排泥吸引速度係数 α を決定し、標準日進量に長距離補正係数を乗じることにより、排泥管理を考慮した補正日進量を求めることを試みた。そこで、本工事における日進量低下の主な要因である排泥管理にかかる歩掛かりを距離に応じて見直した上で、排土管理工改訂後の標準日進量と補正日進量が近似するような α の値を求めることとした。標準日進量の内訳を表-1に示す。排土管理工の歩掛かり改訂は、実際に計測した排泥吸引速度に基づき行った。

表-1 標準日進量の内訳

セグメント据付け工 セグメント小運搬および準備工 電線、注入管外し、取付工 接続ボルト増し締め	0.70
掘進推進工 掘進および推進工	0.69
排土管理工	0.29
高濃度泥水注入工 測量工	0.15
裏込注入工 裏込注入管清掃工	0.10
計1リング当たり所要時間 (h)	1.93
標準日進量 (m/16h) *	8.3

* トンネル工事は2交代制16h/日であるため、

$$16h \div 1.93h/m \approx 8.3m/日 \text{となる}$$

(1) 標準日進量（排土管理工改訂）の算出

a) 排泥吸引速度の測定と区間毎の排泥平均速度の算出

ドブラー流量計と水系による複数の測定結果から、各計測地点における排泥吸引速度の平均を求めた。ドブラー流量計の値は、配管内が充填されている環境下で計測しているため、実際は配管内が充填されない状態で排泥していることを考慮して、水系先端に錘を付けて270m（水系長）の移動に必要な時間を測定し補正した。補正後の排泥吸引速度を表-2に示す。

表-2 補正後の排泥吸引速度

	45.8m	800.9m	1,201.2m	1,350m	1,773m	2,202m
ドブラー流量計 (m/s) …A	2.151	1.213	0.322	—	0.229	0.183
水系 (m/s) …B	—	—	0.279	0.268	0.2	0.158
補正係数(B/A)	0.867 {=(1+2+3)/3}		0.866 ¹	—	0.873 ²	0.863 ³
補正後の速度 (m/s)	1.865	1.052	0.279	0.268	0.2	0.158
〃 (m/h)	6,714	3,787	1,004	965	720	569

次に、補正後の排泥吸引速度 (m/h) から求めた各計測地点の排泥吸引速度を図-5に示す。図-5のグラフから求めた区間毎の排泥吸引平均速度を表-3に示す。

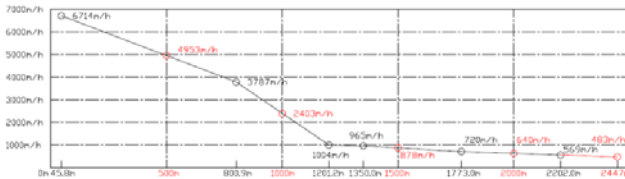


図-5 排泥吸引速度

表-3 区間毎の排泥平均速度

区間 (m)	0-500	500-800	800-1000	1000-1200	1200-1500	1500-2000	2000-
排泥平均速度 (m/h)	5,834	4,370	3,095	1,704	949	746	564

b) 排土管理工の改訂と標準日進量の算出

区間毎の排泥平均速度から距離に応じて排土管理工の歩掛かりを見直した。改訂後の排土管理工と標準日進量の値を表-4に示す。

表-4 距離区分に応じた標準日進量と排土管理工

	1000m	1200m	1400m	1600m	1800m	2000m	2200m	2400m
セグメント据付工	0.70							
掘進推進工	0.69							
排土管理工	0.29	0.34	0.55	0.79	1.05	1.32	1.68	2.03
高濃度泥水注入工、測量工	0.15							
裏込注入工、裏込注入管清掃工	0.10							
計1リング当たり所要時間 (h)	1.93	1.98	2.19	2.43	2.69	2.96	3.32	3.67
標準日進量(m/日)	8.30	8.10	7.32	6.59	5.94	5.40	4.82	4.36

*計算例・・・2,000mの場合、
 排土管理工 1.32=(500/5,834)+(300/4,370)+(200/3,095)+
 +(200/1,704)+(300/949)+(500/746)
 標準日進量 5.40=162.96

(2) 排泥吸引速度係数αの算出と標準日進量の見直し

表-4で示した標準日進量（排土管理工改訂後）と補正日進量が近似するαを試行錯誤法により求めた。αの値に応じた各補正日進量を表-5に示す。この結果、標準日進量（排土管理工改訂）と補正日進量が近似するαは0.35となった。

今後、本工事のような長距離小口径泥濃式シールド工事を行う場合、標準日進量（8.3m/日）にαを0.35とした長距離補正係数を乗じて補正日進量を求めることが妥当であると考えられる。（ESS工法協会では本工事の実績を基に設計標準日進量を見直す予定）

表-5 排土管理工改訂後の標準日進量とα値に応じた補正日進量の比較

	1,000m	1,200m	1,400m	1,600m	1,800m	2,000m	2,200m	2,400m	2,447m	平均日進量
標準日進量 (排土管理工改訂後)	8.30	8.10	7.32	6.59	5.94	5.40	4.82	4.36	4.26	6.58
補正日進量 (α=0.20)	8.30	7.97	7.64	7.30	6.97	6.64	6.31	5.98	5.90	7.39
〃 (α=0.25)	8.30	7.89	7.47	7.06	6.64	6.23	5.81	5.40	5.30	7.11
〃 (α=0.30)	8.30	7.80	7.30	6.81	6.31	5.81	5.31	4.81	4.70	6.84
〃 (α=0.35)	8.30	7.72	7.14	6.56	5.98	5.40	4.81	4.23	4.10	6.51
〃 (α=0.40)	8.30	7.64	6.97	6.31	5.64	4.98	4.32	3.65	3.50	6.16
〃 (α=0.45)	8.30	7.55	6.81	6.06	5.31	4.57	3.82	3.07	2.90	5.76

6. おわりに

今回、長距離小口径泥濃式シールド工事として、国内最長となる約2.5kmもの施工を完了させることができた。閉塞トラブルが頻発する中、各種対応策を講じてきたが、特に、排泥ユニット出力を132kwへタイミング良く増強できたことが、工期を延伸しつつも直接吸引排土により最後まで掘進できた要因として挙げられる。今回の施工実績から、今後、長距離掘進の工事を行う際は、大型の排泥ユニット（出力132kw）の確保を考える必要があるが、国内に数台しか無いことを当初設計段階で考慮すべきことが示された。また、当初設計では排泥管理にかかる歩掛かりを掘進距離に関わらず一定なものとしていたが、約2.5kmの施工実績を踏まえ、掘進距離に応じて標準日進量を補正する必要があることが示唆された。今回の日進量補正が、他の現場における設計に役立てば幸いである。

一方、今後の教訓として、排泥ユニット出力132kwの設備が2018年当時国内に3台しかなく、タイミング良く切替できなかった場合、工期がさらに延伸し、ひいては事業工期を修正せざるを得なかった可能性を考慮すると、当初のシールド形式の選定を振り返るなら、例えば費用がかさむとしても、土圧式が適用できるような内径を大きく確保し、確実に施工できる工法を選択する判断もあったかもしれない。特に土地改良事業の場合、出先機関である事業所は完工と共に閉所するのが一般的であるた

め、事業工期の延伸による事業所固定経費・人件費の増は無視できないものがある。よって今回の工事に限らず、対象工事における経済比較の優位性が多少劣っていても、工期の確実性や省力化に資する工法が適する場合もあるため、大規模かつ長工期を要する工事においては特に、わずかな工事コストの差にとらわれず、工事期間中拘束される技術者の人的コスト増のリスクも考慮した冷静な工法選定が求められると考える。

最後に、今回泥濃式シールド工事において前例のない施工延長を掘進し、国内最長記録を達成できたことは農業土木技術者として大変貴重な経験となった。関係者の

皆様には改めて謝意を表するとともに、今後、本工事の実施成果が関係者の皆様の仕事の参考となれば幸いです。

参考文献

- 1) ESS協会：設計積算資料（平成29年度版）
- 2) 坂井睦規：「長距離シールド工事における直接吸泥排土の課題と対応」2018（平成30）年度近畿地方整備局研究発表会発表論文
- 3) 芳崎貴彦（株）フジタ，廣田基樹，坂井睦規（近畿農政局東播用水二期農業水利事業所）：泥濃式シールド工法による小口径・長距離シールドの施工実績，土木学会第74回年次学術講演会，VI-164，2019

i-都市再生の普及に向けた取り組み ～手元のデータを手軽に可視化～

松本 俊輔

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

地方創生の政府の取り組みにおいて、まちづくりの課題や効果等を、地理情報やバーチャルリアリティ技術等を用いて分かりやすく住民や投資家等に示すことにより、関係者の合意形成を容易化し、民間投資を効果的に呼び込む「i-都市再生」の必要性が示されている。

本稿では、「i-都市再生」の取り組みとして、各種統計データ等を3次元地図上に表示し活用する「都市構造可視化」の手法を紹介するとともに、行政職員が手元のデータを容易に3次元地図データ化できるツールの開発内容を紹介する。これら手法及び開発ツールを紹介することにより、行政が保有するデータのより一層の有効活用及び地方創生の推進が期待される。

キーワード i-都市再生、オープンデータ、まちづくり、都市構造可視化

1. はじめに（政府戦略と本取り組みの目的）

地方創生は、出生率の低下によって引き起こされる人口の減少に歯止めをかけるとともに、東京圏への人口の過度の集中を是正し、それぞれの地域で住みよい環境を確保して、将来にわたって活力ある日本社会を維持することを目的としている。

この地方創生について、政府一体となって取り組む「まち・ひと・しごと創生総合戦略¹⁾」及び「まち・ひと・しごと創生基本方針 2019²⁾」では、まちづくりの課題や効果、将来像等を、地理情報やバーチャルリアリティ技術等を用いて住民や投資家等に対して分かりやすく示すことにより、関係者の合意形成を容易化し、民間投資を効果的に呼び込む「i-都市再生」の必要性が示されている。

本稿では、「i-都市再生」に示された手法のうち、各種統計データ等を3次元地図上にグラフ表示する「都市構造可視化³⁾」の普及によるデータ利用の好循環と良好なコミュニケーションの実現を目的として、昨年度実施した利用拡大の取り組みを紹介する。

2. 都市構造可視化とは

都市構造の可視化とは、人口や事業所、販売額をはじめとする統計データやその他の様々なデータを、地図上で高さと色を使って三次元で表現(図1)するものであり、都市構造の現状や課題を視覚的・直感的に把握することができる。

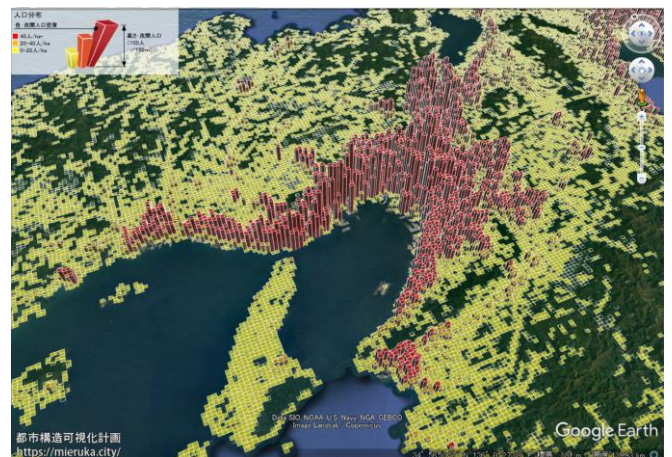


図1 都市構造可視化の例（人口分布）

都市構造可視化の活用メリットや特徴³⁾は次のとおりである。

(1) 都市構造可視化のメリット

- a) GISソフトを導入することなく、統計データに基づく即地的な都市構造の分析ができる。(データの表示にはGoogle Earthを活用)。
- b) 取り扱うデータは、国勢調査や事業所・企業統計などの統計データに加え、土地利用規制や公共交通利用圏のような位置の属性に関するものなど、多様なデータを地域メッシュに標準化することで表示することができる。
- c) 統計データは三次元で表示が可能のため、高さで表示項目を使い分けることにより、視覚的に都市構造を表現することができる。

(2) 都市構造可視化の特徴

a) 3次元での表示

統計データは3次元で表示されているため、高さで色で表示項目を分けることにより都市構造を直感的に把握することができる(図2)。



図2 高さと色の使用例

b) 複数都市の一括表示

近隣都市をはじめ、任意に選んだ都市と比較することができる(図3)。

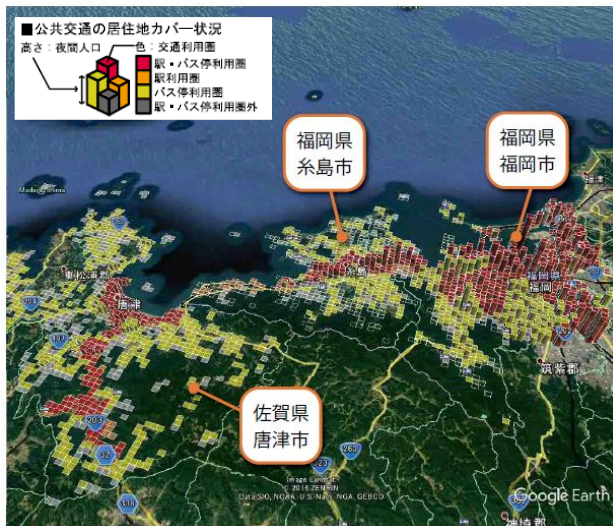


図3 複数都市の比較例

c) 経年変化アニメーション

定期的実施された統計調査については、各調査年次データを経年変化として見る事ができる(図4)。

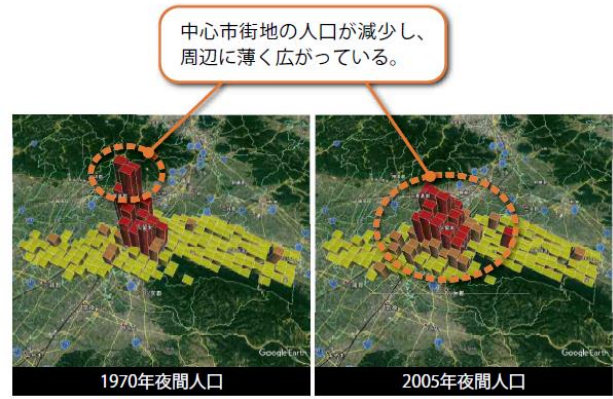


図4 経年変化アニメーションの例

d) クロス分析の表示

メッシュの色と高さで表示されるデータを変えることにより様々な分析をすることができる(図5)。



図5 クロス分析の例

e) ストリートビューの確認

ストリートビューとの統合的な活用により特徴的な地域を特定したり現場を確認することができる(図6)。



図6 ストリートビュー活用事例

3. 都市構造可視化の使い方・出来ること

(1) 都市構造可視化のサイト

都市構造可視化の情報は、WEBサイト³⁾に集約されている。サイトのURL (<https://mieruka.city/>)を直接入力するか、検索サイトにて「都市構造可視化計画」を検索することでアクセスできる(図7)。



図7 検索方法と都市構造可視化のWEBサイト
(URL: <https://mieruka.city/>)

(2) 利用の流れ(初期設定と利用の3ステップ)

都市構造可視化の利用については、①上記(1)のWEBサイトから各種データファイル(KMZ/KML)をダウンロードし、②当該ファイルをクリックすれば、③3次元データを閲覧できる(図8)。

初回のみインストールや設定が必要になるものの、WEBサイトの「このサイトの使い方」に動画も使った丁寧な解説があるため、導入は困難ではないと考えられる。

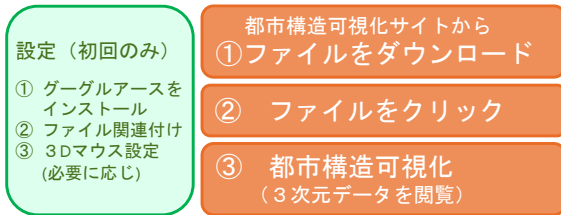


図8 利用の流れ

(3) 利用可能データの例

上記(1)のWEBサイトに用意された主な都市構造可視化のデータを次のa)からe)に示す。この他にも多くのデータが追加公開され、また随時更新されている。

a) 都市の概況

人口分布、昼間人口分布、販売額分布、高齢者状況

b) 都市の密度

人口分布の経年変化、昼間人口分布の経年変化、第1～3次産業の密度、若者の居住地の変化、昼夜間の人口比の経年変化、全産業従業者数(男、女)、将来の人口分布の経年変化

c) 都市の軸

公共交通利用圏と(働く場所、人口分布、高齢者分布、小売業販売額)の関係、通勤通学に公共交通を使う人の割合

d) 都市の経済

地価の経年変化(住宅地、商業地、工業地)

e) 農村の概況

耕作放棄地の分布

※サイトには他にも多くのデータが公開されている。

(4) 都市構造可視化データの例

都市構造可視化の基本的なデータの一部を紹介する(図9～11)。詳細な論述は割愛するが、いずれのデータからも、都市構造の現状や課題を視覚的・直感的に把握できることがわかる。



図9 高齢化率(色)と65歳以上人口(高さ)



図10 公共交通利用圏(色)と人口(高さ)

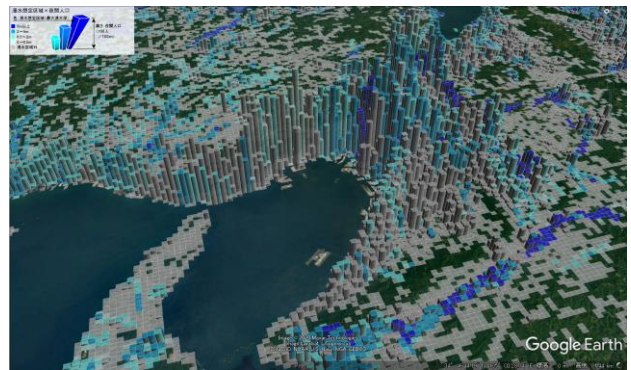


図11 浸水深(色)と人口(高さ)

4. 利用することで生まれる効果

比較的容易な作業で、都市構造の現状や課題を視覚的・直感的に把握できる都市構造可視化について、その利用者が拡大することで、どのような効果があるかを考察したところいくつかの好循環が考えられた。

例えば、行政職員のみならず市民が利用することで、市民自らの分析による気づきが発生し、行政が結論を伝えるより効果的な課題認識が期待できること。その結果として行政と同様か又は異なった視点での課題が共有され、これに伴う課題への関心や協力が得られること。

また、データの利用が増えることやデータ作成者自身が利用することで、データの必要性のみならず、精度・鮮度・量等の必要性への気づきが発生し、これらが改善する事でデータ利用の利用がより拡大されることである(図12)。

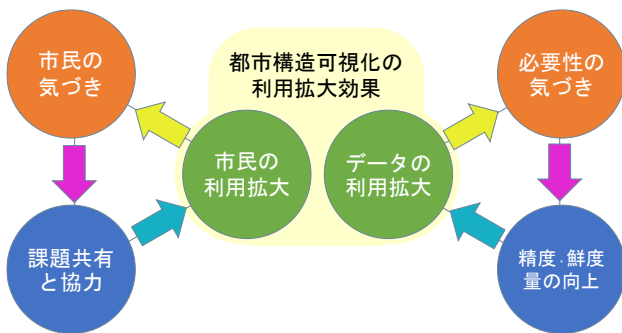


図12 都市構造可視化の利用拡大効果イメージ

5. 利用拡大における課題と解決策

上記4.の効果を発揮するため、都市構造可視化の利用拡大における課題について考察した結果、次の(1)~(3)の解決策に沿って、利用拡大に取り組むこととした。

(1) より広い層で面白いと感じられるデータ

現在の都市構造可視化のデータは、都市構造に関心も持った方には大変興味深いデータがそろっている。一方、一般の方からはややアカデミックなデータに関心を持ちづらいとの意見もあった。このことから、比較的広い層が面白いと感じるデータで、興味を引き付け利用の門戸を広げる取り組みを行うこととした。

(2) 個別データの作成と利用

上記においては、比較的広い層が面白いと感じられるデータが必要である。一方、千差万別の価値観を持つすべての方に関心を持ってもらうことは難しい。そこで、個々個人が関心を持つデータを簡易な方法で可視化するツールを作成することとした。なお、当該ツールによりデータの作成と利用に慣れ親しむ事ができることで、データ作成者が利用者になることも期待される。

(3) 関心の高い方へ訴求する広報活動

上記(1),(2)の取り組みを広めるためには広報活動が必要ではないかとの課題認識から、広報活動については、下記a),b)のイベント開催方針を選択することとなった。

a) 多くの方に訴求するイベント

b) 関心の高い方に訴求するイベント

結論としては、比較的広い方が関心を持つよう取り組んでいくとはいえ、実験的な部分が大きいため、今年度の取り組みとしては、b)の比較的関心の高いと思われる方に訴求するイベントとすることとした。

6. 実施した利用促進の取り組み

(1) 関心を引き付ける可視化データを作成する

複数人のヒアリングの結果、生活に密着したデータや雑学として楽しめるデータであれば関心が高いことが分かった。そこで、ランキング形式で公表されているいくつかのデータを可視化し、「可視化クイズ(デジタル地球儀を使ったクイズ)」を作成した(図13, 図14)。

利用者は、都市構造可視化のデータを眺め、そのデータの特徴(国や県のグラフの高低の特徴)から、そのデータが何のデータかを言い当てるクイズである。

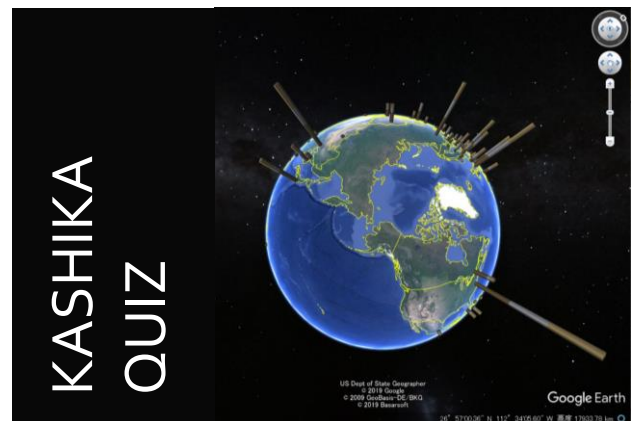


図13 可視化クイズの例(世界版)

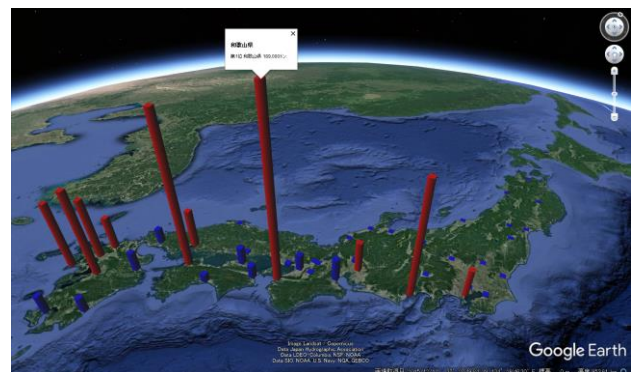


図14 可視化クイズの例(日本版)

(2) 手持ちのデータを手軽に可視化する

行政PCにも入っているプログラム言語は限られており、比較的容易に動かせる可能性があるのはマイクロソフト社のエクセルに含まれているビジュアルベーシック（エクセルVBA、マクロ）である。これを使い、手持ちのデータをエクセルに張り付け「可視化ボタン」を押下すれば都市構造可視化のファイル(KMZ/KML)を自動的に作成するツールを直営にて作成した（図15）。

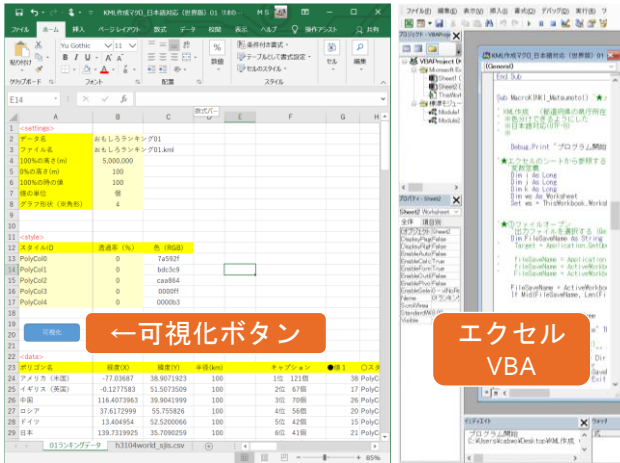


図15 エクセルVBAを活用したツール

本ツールは、本稿で紹介する全てのクイズのデータ作成に用いたほか、近畿地方整備局管内の説明資料等に活用した。一例として、国土交通省の公開データ（国土数値情報）をエクセルで下処理し、本ツールにて可視化したデータを紹介する（図16）。

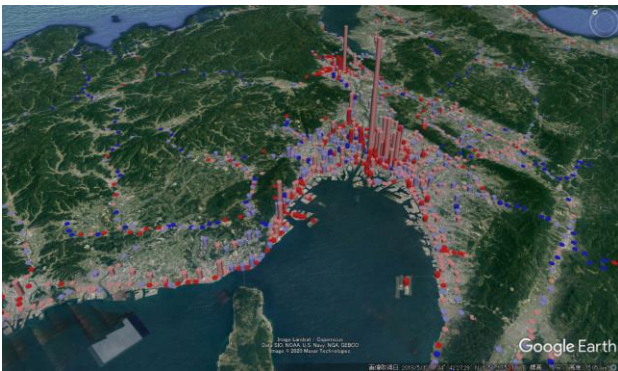


図16 駅別乗降客数(高さ)と増減率(色)

(3) 利用拡大のためのイベント開催

都市構造可視化のデータは、比較的データ分析やプログラミングの関心や技術を持つ方との親和性が高いことから、これらに関心の高い方向けのイベントを開催した。

a) 赤星健太郎氏を招いてのプレゼンテーション

都市構造可視化の開発者である内閣府地方創生推進室都市可視化調査官 赤星健太郎氏にお越し頂き、都市構造可視化のわかりやすく解説と、都市構造可視化を活用しての「まちづくり」について講演頂いた（図17）。



図17 赤星健太郎氏を招いてのプレゼンテーション

b) 最高齢/元高校生プログラマーとのトークセッション

81歳でアプリ[hinadan]を開発した世界最高齢プログラマー若宮正子氏、全国アプリ甲子園ファイナリストで元高校生(現在は大学生)プログラマーの西林咲音氏と赤星氏による可視化に関するトークセッションを開催した（図18）。なお、若宮氏からは、平成27年国勢調査におけるインターネット回答率⁴⁾を題材としたクイズを会場に向けて実施したいとの申し出があったことから、前述(2)のツールを用いたクイズを作成した（図19）。



図18 赤星氏と若宮氏、西林氏のトークセッション

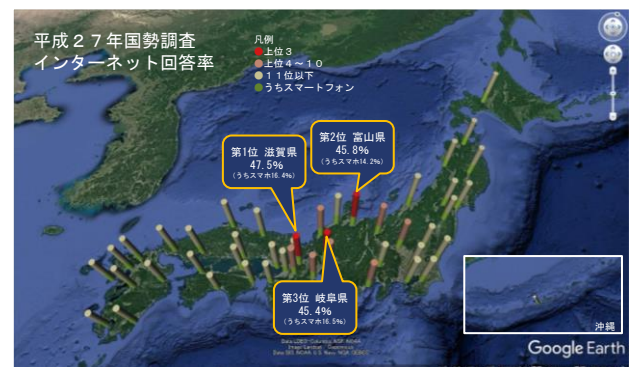


図19 国勢調査インターネット回答率のクイズ

c) タッチ&トライコーナーでの体験会

会場には、来場者に都市構造可視化を体験して頂くためのコーナー「タッチ&トライ」を設置した(図20)。



図20 都市構造可視化ツールの体験コーナー

d) プロジェクションマッピング

大学のゼミ活動の一環として情報学部の教授と学生の方々の協力により、大阪駅前の屋外スケートリンクへの可視化をテーマとしたプロジェクションマッピングを実施した(図21)。



図21 大阪駅前の屋外スケートリンクへの可視化をテーマとしたプロジェクションマッピング

7. おわりに

本稿では、i-都市再生の取り組みとして、各種統計データ等を3次元地図上に表示し活用する都市構造可視化の手法を紹介するとともに、利用することで生まれる効果や都市構造可視化の利用拡大における課題と解決策に関して整理した。また、実際に都市構造可視化を普及させるための取り組みとして、データの作成、ツールの作成、イベントの開催を行った。特にツールの作成については、行政職員等が手元のデータを容易に3次元地図データ化できることで行政が保有するデータのより一層の有効活用や精度・鮮度・量等の向上が期待されることを述べた。

本取り組みにより、まちづくりにおける課題の把握、政策立案、合意形成に役立つ都市構造可視化が普及し、i-都市再生が目指す地方創生の推進の一助となれば幸いです。

最後に、本論文をお読みいただいた方には、是非、可視化サイトをご覧いただき、一度都市構造可視化の体験をして頂ければ幸いです。

謝辞：本取り組みの実施にあたり、ご助言、ご協力をいただいた皆様に対し、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) まち・ひと・しごと創生総合戦略
- 2) まち・ひと・しごと創生基本方針 2019 (令和元年 6 月 21 日閣議決定)
- 3) 都市構造可視化サイト：<https://mieruka.city/>
- 4) 平成 27 年国勢調査の実施状況，総務省統計局，
<https://www.stat.go.jp/data/kokusei/2015/jisshijoukyou/index.html>

淀川左岸線延伸部事業における地質リスク低減 に向けた取り組みについて

大京 真也¹・中村 佳正²

¹近畿地方整備局 河川部 河川計画課 (〒540-8586大阪府大阪市中心区大手前1-5-44)

²近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 計画課 (〒640-8227和歌山県和歌山市西汀丁16番)

国道1号淀川左岸線延伸部は都市部かつ大部分が地下構造の計画であり、ほかにあまり事例が見られない大規模事業である。調査・設計を進めるうちに、地質固有課題を抱えながら近接する多くの重要構造物との影響について慎重に設計を進めていくことへの重要性を強く意識した。そのため、地質を起因とするリスクについて検討を行うこととしたが、都市部で実施された事例はこれまでなかった。本論文では、既存の地質リスク検討例を参考とし、都市部における手法を検討したため、事例的に紹介する。

キーワード 地質リスク、大規模事業、都市部、トンネル

1. はじめに

日本の国土は、その7割が急峻な山岳地と丘陵地で占められ、狭い平野には軟弱層が広く厚く堆積する特徴がある。また、多くの断層が分布しており、きわめて複雑で軟弱層を含んだ地質構造となっている。このような国土における建設工事では、地質情報の適切な把握と地質リスクの分析が不十分であったことによる施工の手戻りが発生し、構造物の設計変更、現場・公衆災害など事業コストや工期が大幅に増大した事例も少なくない。

本論文では、都市部における設計段階、施工段階の地質リスクに関する分析評価を行い、今後の設計・施工の効率化と安全性の確保に向けた取り組みについて紹介する。

2. 地質リスクとは

まず、地質リスクについて紹介する。2016年11月の福岡市の地下鉄延伸工事における道路陥没事故をふまえ、社会資本整備審議会・交通政策審議会により『地下空間の利活用に関する安全技術の確立について』の答申¹⁾がとりまとめられており、「工事着手前にすべての地質情報を明らかにできないことから、安全性や効率性に対するリスクが常につきまとっている。」とされている。この答申を受け、国土交通省および国立研究開発法人土木

研究所では、土木工事における地質・地盤リスクを適切に評価し対応するための『土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン』²⁾をとりまとめている。国土交通省近畿地方整備局では、山岳道路事業を想定したものであるが、『地質リスク低減のための調査・設計マニュアル(案)』³⁾をとりまとめ、地質リスクの定義を以下のように提示している。

【地質リスクの定義】

「事業のコスト増大や工期の延長等に結びつく地質や地下水に起因するリスク」を「地質リスク」と定義する。また、広義では「地質リスクの存在を認識していないこと」もリスクの一部であると考えられている。

また、地質リスクの低減の考え方・方法については、「計画、調査、設計各段階で地質調査成果(地質リスクの検討内容等)が効果的に活かされること、事業管理者、地質技術者、設計技術者が地質リスクの情報を共有し、適切な対応策を検討すること、各段階における地質リスク検討結果を、施工・維持管理段階に有効活用できるよう引き継ぐこと。」と示されている。

3. 淀川左岸線延伸部の概要

国道1号淀川左岸線延伸部(以下淀川左岸線延伸部)は、都市部かつ大半が地下構造の計画である延長8.7kmの自動車専用道路であり、一部は地上より約70m以深の大深度地下利用が計画されている。(図-1)

事業化に先立ち、淀川左岸線延伸部有識者委員会によるPI提言もいただき、2016年に大阪府、大阪市により都市計画決定され、2017年に国土交通省、西日本高速道路株式会社、阪神高速道路株式会社により事業化している。

現在は、地質調査、測量などの事前調査について概ね終了し、予備設計を進めている段階にある。



図-1 淀川左岸線延伸部位置図

4. 淀川左岸線延伸部をとりまく状況

淀川左岸線延伸部は大阪平野北東部に広がる沖積平野に位置しており、浅層部では軟弱地盤や浅層地下水、深層部では高い被圧地下水を有する砂・粘土層の互層とな

る、大阪平野を構成する南北走向の地質構造と直交するなど、大きなリスクとなり得るさまざまな地質的課題がある。(図-2)

また、都市部であり既に相当の開発が進んでいることや、重要構造物が埋設されていること、計画中の重要構造物など回避すべき構造物などを考慮したうえで、目的を達する接続位置を考慮すると、ルートや構造の変更余地が少ない。

さらに、大規模プロジェクトであることから、社会的・経済的、専門技術の多様性なども考慮した上での計画、地質調査、設計、施工などが必要な状況である。

このように淀川左岸線延伸部ではさまざまな課題を抱えており、一度施工のトラブルが発生した場合、構造物の設計変更、現場・公衆災害等によって事業コストや工期の遅延など、直接的な施工の手戻りとなるなどの影響が想定される。そのような背景のなかで、慎重に設計を進め、施工の安全性向上、周辺影響の回避・低減やコスト縮減を図るため、地質リスクの検討が重要となると考えた。

5. 淀川左岸線延伸部におけるこれまでの取組

事業化後、まずは基礎調査として以下の測量及び地質調査を行った。(1)、(2)の実施にあたっては、淀川左岸線延伸部技術検討委員会(国土交通省近畿地方整備局、西日本高速道路株式会社関西支社新名神大阪事務所、阪神高速道路株式会社建設事業本部大阪建設部)を設置し、委員会でご意見を伺っている。

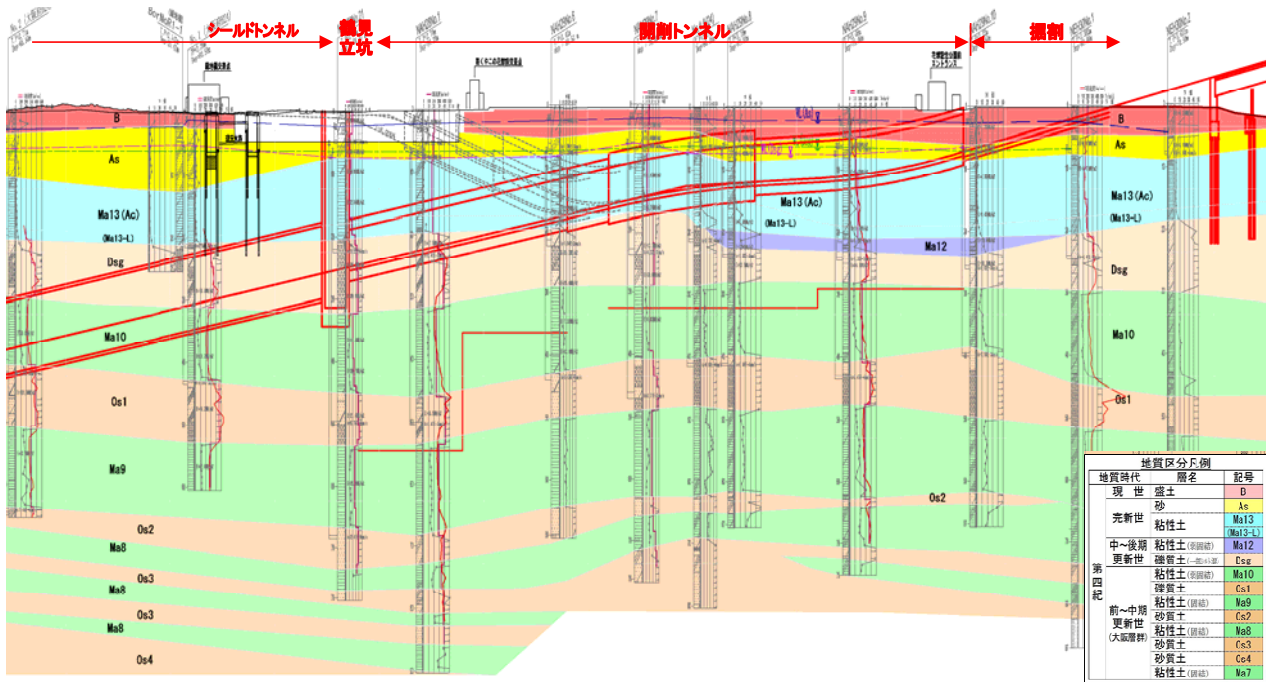


図-2 淀川左岸線延伸部における複雑な地質構造(抜粋)

事業者として、各技術指針等^{6)~9)}の趣旨を踏まえ、さらに有識者等の意見も頂きながら、丁寧に調査、設計を進めている。

(1)地質調査

開削トンネル部は100mピッチ程度、シールドトンネル部は200mピッチ程度を目安に地質調査を行った。

(2)地下水位観測

トンネル深さ付近（深層）の地下水位とトンネルに最大水圧が作用するとされる地表面の地下水位を通年観測行うこととした。

(3)地下埋設物調査

道路管理者や地下埋設物管理者に資料要求を行うとともに、設計上重視する必要がある水路（大阪第三水路、西三荘水路等）、道路構造物（緑地橋、緑地新橋）、地下鉄、上水道（幹線）、地下河川構造物（古川調節池）など重要構造物について、資料調査と可能な限り現地測量を行い、埋設位置の正確な把握に努めた。

(4)新規計画の情報収集

(3)以外にも新規に計画されている構造物があるか関係部署にヒアリングを行い、ある場合はその最新設計を入手した。

(5)三次元化測量

デジタル撮影を行い、地図情報レベル500の三次元化地形モデルデータを作成した。

6. 地質リスク検討の先例

国土交通省近畿地方整備局紀南河川国道事務所は、先に供用した紀勢線で道路施工中に調査設計時に想定していない法面崩壊等が発生した。この経験を踏まえ、一般国道42号すさみ串本道路では、これらの地形や地質等を素因として生じるものを「地質リスク」と捉まえ、各種基準類、既往の文献調査に加えて、紀勢線での事例を分析・抽出し、対策を行うことを目的として地質リスク検討業務を試行的に導入⁹⁾したとされている。その中では、「近接道路の地質リスク発現事例の解析」したうえで、「事業計画箇所の地質リスク要因の抽出」、地質リスクのランク付けおよび評価を行っている。さらには、後続調査計画の立案も行っている。結果的に該当箇所はなかったと結論づけてあるが、影響度が特に大きいと評価された箇所は、計画ルート回避も選択肢の一つとしていたというのが特徴的ともいえる。しかし、この例はあくまで地方部の山岳道路における検討である。

そもそも地質リスクの概念はまだ若く、特に、市街化の進んだ都市部の地下開発で検討した事例はリスク学会を含めて見当たらず、手順書のようなマニュアルはない状況にある。

7. 地質リスクの要因の抽出・分析

我々は今回次の手順で、「事業のコスト増大や工期の延長等に結びつく地質や地下水に起因するリスク」を「地質リスク」として精査・評価し、予備設計段階、詳細設計段階、施工段階に考慮すべき事項を整理することとした。（図-3）

(1)着眼点の抽出

実施済の基礎調査結果を整理・統合し、計画路線沿いの地質層序、地質構造、地下水状況および土質工学的特性を統合的に分析・評価した。また、表層付近の軟弱層、盛土・埋土や地下水状況を反映すると考えられる旧河道、湿地、自然堤防等の分布を文献地形分類図から把握した。これら地形・地質条件と計画構造物の種別・深度をふまえ、技術基準書等により指摘されている要留意地形・地質要素と想定されるトラブル事象を抽出し、地形・地質解析の着眼点を整理した。

(2)資料収集（文献調査）

(1)で抽出した着眼点について精査を行うため、以下資料を収集・分析した。

- a) 地形、土地利用
地形図、空中写真、地形分類図、土地利用図
- b) 地質・地盤・地下水
表層地層図、地域地盤図・同解説
- c) 災害・防災
地盤災害履歴、浸水履歴、災害想定
- d) 近接・干渉構造物
水路（大阪第三水路、西三荘水路等）、道路構造物（緑地橋、緑地新橋）、地下鉄、上水道（幹線）、地下河川構造物（古川調節池）
- e) 周辺の存置物件
撤去不能管や工事用仮設物などやむを得ず道路内に存置されたものについて、道路管理者や地下埋設物管理者、地下鉄（大阪メトロ（大阪市高速電気軌道株式会社））などの資料調査を行った。

(3) 地形地質解析

上記(1)で抽出した要留意地形・地質要素に対し、(2)、空中写真判読の情報を加えた地形・地質解析を行い、後述する地質リスクの発現事例や予防保全事例との比較・検討に必要な精度を確保した。

(4) 地質リスク事例の収集・整理

本業務における“地質リスク事例”の収集対象は、全国の技術論文・技術委員会等の公表資料によるリスク発現事例を基本とし、特に大阪平野域では工事誌等を加えた掘り下げを行った。

事例収集では、開削トンネル、シールドトンネルに関するリスク発現事例および予防保全事例を幅広く収集し、地質の地域性を考慮し区分した。

近年では、技術論文、工事誌等の施工記録などの刊行物や、事業の積極的な情報公開により、公表される情報は増加しており、工事場所、工法、地質・地下水条件など、地質リスクの具体的な分析・評価に必要な情報が記載されているものが多く、工法の類似性も高かった。

こうして収集した開削トンネル/シールドトンネルによる地質リスク発現事例は、大阪平野で54/39件、近畿地方および全国で27/71件あり、発生事象の種別傾向も概ね一致する結果が得られた。

一方で、事例収集を行うなかで、聞いたことのある事案が必ずしも文献等で具体的に公開されていないこともある。これは、工事に伴う事故やトラブルに関する技術的な情報が、それ自体に技術的な価値があることから企業等の秘匿情報となり得るためと推測している。

(5) 地質リスク分析・評価

(1)~(4)の情報をもとに、地質リスク事象、リスク発現事例、素因・誘因、要留意地形・地質を分類し、それぞれの発生確率、影響度の予測を行うため、地質リスクランクの評価指標を作成した。(表-1)そして、各構造

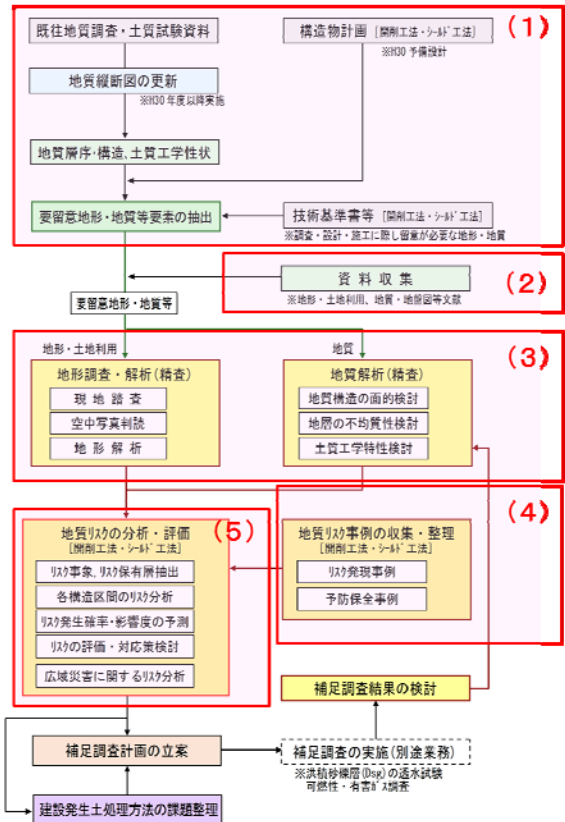


図-3 本検討における地質リスクの要因の抽出・分析の手順

表-1 発生確率と影響度から作成した地質リスクのランク評価指標

			発生確率		
			低い	中程度	高い
		○類似条件の先行工事での発現事例または近傍の先行工事(論文・工事記録)における予防保全事例がある ○技術基準書等で指摘されている要留意地形・地質と類似する条件がある	○類似条件の先行工事での発現事例または近傍の先行工事(論文・工事記録)における予防保全事例が複数ある ○技術基準書等で指摘されている要留意地形地質と一致する条件が複数ある ○土壌・ガス等法令基準の超過が一部地点で確認されている	○類似条件の先行工事での発現事例または近傍の先行工事(論文・工事記録)における予防保全事例が相当数ある ○技術基準書等で指摘されている要留意地形地質と一致する条件が相当数ある ○土壌・ガス等法令基準の超過が複数地点で確認されている	
影響度	大きい	○事業が中断または大幅な遅延となる (第三者の生命及び財産の被害が甚大、建設作業員の死亡災害)	II	II	I
	大きい ~ 中程度	○工事の一部中断・遅延に対応できるが、事象が拡大し事業の中断または大幅な延長に発展する懸念がある (沿道通行等への重大な影響がある)	III	III	II
	中程度	○工事の一部中断・遅延が生じるが、事業は継続可能 (沿道通行等への軽微な影響がある)	IV	III	III
	小さい	○工事を継続しながら対応可能である (軽微・短期の修復で事業継続が可能)	IV	IV	III

■ リスクランクに応じた対応

- I：リスク回避することが望ましい事象（回避のための詳細な検討及び補足調査を実施する）
- II：リスク移転を講じるべき事象（移転のための検討及び必要に応じて補足調査を実施する）
- III：リスク低減を講じるべき事象（低減のための検討及び必要に応じて補足調査を実施する）
- IV：リスク回避や低減対策を必要とせず、施工段階へリスクを留保することが可能な事象

表-2 地質リスク事象とそのランク及び対応方針（抜粋）

指摘されるリスク事象	リスク分析		リスク評価・対応方針（着眼点）					
	素因(カク保有層)	誘因(カズム)	発生確率	影響度	補足調査・検討	予備・詳細設計	施工段階	
ii-4 地下水低下工法併用時の地下水・地盤障害 ※DN:デンプナル RW:リフナル	○高い被圧水位(Dsg, Os1) ○厚い鋭敏粘土(Ma13) ○ON値10以下を含む弱固結粘土(Ma12, Ma10)	○DN:周辺地下水低下・粘土層の沈下 ○RW:土留遮水不良による周辺地下水低下・粘土層の沈下 ○被圧構造による広い影響範囲	高	大	I	基本土質調査済 基本地下水観測 併	-	【RW併用】 特にDsgの揚水は広域の地下水・地盤障害が大きい
ii-b-2 盤ぶくれ、底盤出水 推進精度低下	○底盤付近に砂混り粘土(Ma3-I) ○底盤に高被圧帯水層(Dsg) ○細粒分を含む不均質な砂礫(Dsg)	○Ma13-I:砂混り部の水みち形成 ○Dsgの細粒分による改良不均質 ○Dsgの不均質による推進精度低下	中	大	II	基本土質調査済 基本地下水観測 併 複井揚水試験 影響予測解析	設計水位の精査 土留の止水性確保 地下水低下量の最小化・併検討	【RW併用】 土留壁の止水性確保の提案要請 周辺建物調査・地盤・地下水の詳細 監視・坑内側地盤の沈下管理
ii-b-4 可燃性ガス・有害ガスの発生～濃集	○高透水、高間隙の砂礫(Dsg) ○還元状態の土層・地下水(Ma13以深) ○Dsg層分析値(NH29N67) 溶存鉄:14.0 (vol%) 溶存酸素:6.8 (vol%)	カ)土中の遊離ガスの漏出 ク)包蔵地下水の大気圧解放 酸欠還元状態にある地盤の解放に伴う急速な酸素消費 ○掘削形状や換気停止による滞留・濃集	中	大	II	補足調査済 面的な濃度調査	土留穴掘削止水 底盤直下Dsgの止水・盤ぶくれ対策	調査・設計条件の明示 予防保全向上・広域災害時の電源喪失対策の提案要請 安衛法・安衛則の遵守明記
ii-c-1 可燃性ガス・有害ガスの発生～濃集	○高透水、高間隙の砂礫(Dsg) ○Dsg層分析値(NH29N21) 溶存鉄:3.6 (vol%) 溶存酸素:6.2 (vol%)	○II-1dと同様	中	大	II	補足調査済	換気等ガス対策の事例調査・検討	同上

表-3 地質リスク管理台帳の一例（抜粋）

地質リスク管理台帳

区間における、地質リスク事象をランク評価し、その結果を踏まえ、今後の補足調査、設計段階、施工段階等に応じた対応方針を作成した。（表-2）

今回は、予備設計実施中であったことから、対応方針については、淀川左岸線延伸部の構造や工法特性を理解している設計エンジニアと意見交換を行い、実施中の設計内容に反映するとともに、今後の詳細設計段階及び施工段階で検討すべき事項について仕分けを行った。

また、リスクランクが高いものについては地質リスク管理台帳としてとりまとめを行った。（表-3）

8.終わりに

本検討を行うにあたり行政内部、設計エンジニアなど様々な立場の方から、「そもそも地質リスク検討が必要なのか？」という問いを受けた。

たしかに調査も解析も設計もしない業務であり、設計エンジニアも技術に自信があるが故の発言とも言える。

しかし、現実的には、工期が大幅に増大するなどのリスク発現事例は少なくなく、設計段階においては、①計画、（地質）調査、設計、施工など段階的に進めるなかで空白化しやすい、②求められる多様な専門性領域のなかで空白化しやすい、③コストや工期について、正常性バイアスがかかりやすい、④そもそも設計エンジニアに俯瞰的地質リスクを考慮する指示、費用、時間を与えて

リスク事象	ii-b-4, ii-c-1, iii-5, iv-6 可燃性ガス・有害ガスの発生～濃集【予備設計～掘見立坑～開削1st】
左岸線延伸部で想定される事象	<p>リスク発現想定範囲および箇所 ・No.348+11.5～No.378 測線(開削区間) ・No.347+5～No.348+11.5 測線(掘見立坑) ・No.317～No.347+5 測線(浅部区間) ・No.278+10～No.317 測線(中深部区間)</p> <p>リスク保有層 ・Dsg, Os1, Os2, Os3, Os4, Os5</p> <p>素因 ・高透水、高間隙の帯水層(Dsg, Os1～4) ・ガス濃集しやすい地質構造</p> <p>誘因(メカニズム) ・地中からの遊離ガスの漏出</p> <p>リスク対応方針(設計段階) ・換気・防爆等ガス対策の事例調査 ・防塵・換気等検討の検討</p> <p>リスク対応方針(施工段階) ・調査・設計条件の明示 ・予防保全向上・広域災害時の電源喪失対策の提案要請 ・安衛法・安衛則の遵守</p>
類似リスク発現事例	<p>【工事名】居住給水所送水管新設工事(事例番号:全-11)</p> <p>【場所】東京都江東区堤1丁目</p> <p>【発現事象】配水圧シールドトンネルのメタンガス爆発事故</p> <p>【発現日】1993年2月1日</p> <p>【発現内容】シールドトンネル掘削に伴い、地中から湧出したメタンガスが何らかの火源より可燃し、掘削作業中の作業員4名が死亡、1名負傷</p> <p>【被害内容】作業員4名死亡、1名負傷</p> <p>【原因】メタンガスを包蔵する地層の存在</p> <p>【誘因(メカニズム)】 ・地下水に溶解したメタンガスを含む湧水がセグメントの間にシールド内に侵入し、大気圧に拡散、酸化したメタンガスが坑内へ引込、爆発。 ・施工中のガス計測が未実施、かつ自動警報装置が坑内に存在せず</p> <p>【事後対応】 ・メタンガス用換気設備、自動警報装置、ガス検知器(マド)を設置 ・日々のガス濃度計測(作業前・中・後)の徹底</p> <p>メタンガス対策要旨</p> <p>【工事名】土佐第一守衛線下水管築造工事</p> <p>【場所】大阪市東区新町3丁目～浪速区東1丁目</p> <p>【発現日】1995年4月12日～1996年1月31日(工事期間)</p> <p>【発現事象】 ・3,000mmの土圧式シールド施工に伴い地質調査で最大で46.6vol%のメタンガスが検出。 【原因】メタンガスを包蔵する地層の存在 【誘因(メカニズム)】 ・地下水に溶解した(水溶性)メタンガスが、遊離ガスとして酸化し高濃度で検出 【予防保全内容】 ・後方台車の切羽側からシールドのチェンバーまでを危険区域とし、この全ての区間内の全ての電気機器を防爆構造とした ・換気効率や希釈効果の高い併用方式の換気方式を採用 ・メタンガス爆発下限値の30%(1.5vol%)を超えたと直ちに警報を発生し、自動的にシールドへの電源が遮断できる自動検知システムを採用</p>
予防保全事例	<p>図 シールド本体防塵責任範囲</p> <p>「可燃性ガス発生予測」についての対応より引用</p>

はない、ということがある。

そういった中で、予備設計実施中に俯瞰的に物事をみることによって、その後の詳細設計や施工のエンジニア、行政担当者、あるいは管理担当者に、問題意識を記録して目に見える形で残していくことが大切である。それができることによって、国民に求められる安価で工期が短い公共事業を安全に進める事が出来るのではないかと考える。

今回の検討が、都市部の地下開発における地質リスク検討手法の一例となり、より早く、安全に高品質な社会資本整備を行うための一助になればと考える。

※本論文については、執筆者が前所属における担当事業について執筆したものである。

謝辞：本論文の執筆にあたって(株)建設技術研究所の関係者には資料提供等様々な面で多大なご協力頂きました。また浪速国道事務所、関係職員の皆様には多方面からご指導、ご助言を受け作成することができました。皆様にはここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

1) 社会資本整備審議会・交通政策審議会：地下空間の利活用に関する安全技術の確立について 答申 (2017.9)

- 2) 国土交通省大臣官房 技術調査課, 国立研究開発法人 土木研究所, 土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会: 土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン (2020.3)
- 3) 国土交通省近畿地方整備局: 地質リスク低減のための調査・設計マニュアル (案) (2018.3)
- 4) (一社) 全国地質調査業協会連合会: 2016 改定地質リスク調査検討業務発注ガイド (2016.9)
- 5) 国土交通省近畿地方整備局紀南河川国道事務所: すさみ串本道路事業における地質リスクの試行的導入と調査・設計への適用について (2017)
- 6) 土木学会: 2016 年制定トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 (2016.7)
- 7) (株) 阪神高速道路: 開削トンネル設計指針 (平成 20 年改訂版) (2008.10)
- 8) 土木学会: 2016 年制定トンネル標準示方書 [シールド工法編] (2016.7)
- 9) 建設省: 地下水調査および観測指針 (案) (1993.3)

ボーリングコアの評価手法の研究と課題

宮田 浩志郎¹・桑野 一彦¹

¹(一社)関西地質調査業協会 技術委員 (〒550-0004大阪市西区靱本町1-14-15本町クィーバービル4階)

(一社)関西地質調査業協会では、「ボーリングコアの評価手法」について、検討・研究中であり、本発表ではその成果について報告する。従来、ボーリングコア採取は、主にコア採取率をもって評価されてきたが、本研究では「コア採取の難易度」と「コアの見栄え」の2つの観点を反映するコア評価手法を検討してきた。「コア採取の難易度」は硬軟の不均質性や亀裂の発達度や特殊地質の有無、地下水の状況等を評価項目とし、「コアの見栄え」は従来の採取率に加え、試料の乱れや割れ目の状態等を評価項目とした。また、検討したコア評価手法(案)を用いて、コア評価した結果を分析・評価し、コア評価手法の妥当性を確認した。

キーワード：ボーリングコア、コア評価手法、コア採取の難易度、コアの見栄え

1. はじめに

関西地質調査業協会技術委員会では、「ボーリングコアの評価手法」について検討・研究を行っている。本発表はその研究成果の中間報告であり、H28～H31年度の全国地質調査業協会連合会主催の技術フォーラムで「ボーリングコアの評価手法の研究と課題(その1～その4)¹⁻⁴⁾」のその後の検討成果をまとめた報告である。

従来、ボーリングコア採取の品質評価は主にコア採取率により評価されてきたが、本研究では「コア採取の難易度」と「コアの見栄え」の2つの観点を反映するコア評価手法を検討してきた。本発表では、検討してきたコア評価手法(案)を報告し、この評価手法を用いた評価結果について分析・評価を行い、妥当性について検証を行った。

2. 本研究の目的

本研究の目的は、下記の2点である。関西地質調査業協会では、本研究を通じてボーリングコア採取技術の適正な評価、ひいてはボーリング調査の技術力向上に寄与したいと考え、取り組んでいる。

- ① ボーリング掘削単価に対して採取したコアの品質を反映するための手法を検討すること
- ② 若手技術者・ボーリングオペレータの技術力向上

地質調査における業務目的を達成するためには、その目的に応じた品質の良いボーリングコアの採取が必要である。例えば、断層や地すべり面の存在を確認するためには、重要な部分の地盤をできる限り自然な状態を保持したまま採取することが求められる。このような良質なボーリングコア採取には、ボーリングオペレータの熟

練した「技術力」と丁寧な作業にかかる「労力」、多様な地質条件に対して最適なツールズで対応するための「様々な資材の準備」が必要である。

一般にイメージされる、良い品質(乱れが少ない)のボーリングコア、悪い品質(乱れが多く、元状態を想像できない)のボーリングコアのイメージを図-1に示す。

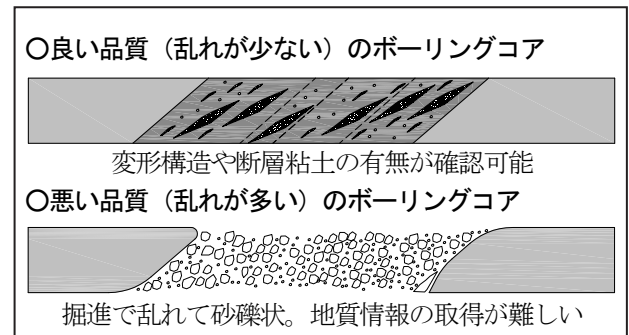


図-1 コア品質の違いのイメージ(破碎帯の場合)

現状では、主に地盤の硬さや土質などによって掘進単価が設定されているものの、対象とする地盤条件によっては、業務の目的を満足する品質のコア採取に、掘削単価以上の労力や費用がかかる場合もある。そこで、本研究では、ボーリングコアの品質評価にあたり、従来のコア採取率だけでなく、対象とする地盤に応じたコア採取の難易度及び採取したコアの見栄え(自然状態の保持の程度)を評価の対象に加えることを検討した。

また、ボーリングコアの品質評価手法に加え、品質の良いボーリングコアの例、悪い場合の例などを公表・共有することで、若手地質調査技術者やボーリングオペレータの技術力向上を促していく参考資料とすることも重要な目的の一つである。

3. ボーリングコアの評価手法の検討

前述の研究目的を満足するためには、評価者が異なっても同様の評価結果となるような客観性・再現性がある評価基準が必要となる。また、良い品質や悪い品質のボーリングコアについて公開していくためには、業務の発注者に理解をいただく必要があることも本研究の課題である。

ボーリングコアの評価手法について、下記着目点について詳述する。

- ① ボーリングコア例（写真・柱状図）の収集
- ② 評価項目の大分類
- ③ 評価項目の小分類
- ④ 評価基準表の試験運用と調整

(1) ボーリングコアの例（写真・柱状図）の収集

ボーリングコアの評価にあたり、基礎資料となるボーリングコア写真および柱状図を収集した。収集したボーリングコア資料は、花崗岩などの火成岩、結晶片岩などの変成岩、砂岩・泥岩などの堆積岩である。

(2) ボーリングコア評価項目の大分類

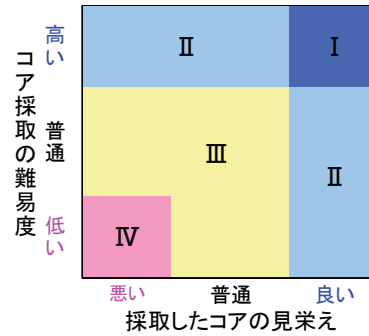
ボーリングコアの品質は、「見栄え」、「難易度」の2点をもとに評価することが必要と考えられる。本研究の目的は、「品質及び技術の向上」であり、上記2点の評価が高いほど、良質なボーリングコアであると判断できる。評価の要点は以下のとおりである。

1点目の評価項目は「コアの見栄え」であり、地下の状態をどれだけ保持できているかという点で評価する。ボーリングコアの利点は地下の地質情報を直接観察できることである。つまり、地下の状態そのままの形で地上に抜き出せたボーリングコアが最も良い品質であると言える。そのため、採取率の低いもの（細粒分などが流出）や乱れた、割れ目が開いてしまったものは、品質の低いボーリングコアと判断する。

2点目の評価項目は「コア採取の難易度」であり、採取が難しいほど高く評価する。熟練のオペレータにしか採取できないと認識されている地質・地層がある一方、熟練度の低いオペレータでも容易に採取できる地層も存在する。つまり、ボーリングコアの採集が困難なほど、オペレータの掘進技術や労力、多様な資機材など必要となる。このことを考慮すると、同程度の見栄えのコアであっても採取難易度の高いコアであれば、品質はより高く評価すべきと考えられる。

コアの見栄えは、体操競技にたとえると「Eスコア」に当たるもので、採取したボーリングコアの見目の良さを表現する。コア採取の難易度とは、体操競技における「Dスコア」に当たるもので、ボーリングコアを採

取る難しさを表現する。図-2 に評価手法のイメージ図を示す。



I	普通工法ではごく一部のオペレータしか採取できないレベル
II	普通工法では熟練の技術力を要するオペレータしか採取できないレベル
III	通常の技術力を要したオペレータが普通工法で採取可能なレベル
IV	技術力の低いオペレータであり、調査目的によっては掘り直すレベル

図-2 評価方法のイメージ図

(3) 評価項目の小分類

具体的な評価項目を以下に示す。

a) コア採取の難易度の評価項目

コア採取の難易度は、「地質条件」と「掘削条件」の2つに区分し、地質条件により重点を置いて評価する。地質条件は、岩盤の硬軟の不均質性など地質に起因する難易度を評価し、掘削条件は作業性に起因する難易度を評価する。

なお、ボーリングコアの観察に関する経験・知識の度合いによって評価が異なることを極力防ぐために、客観的かつ再現性を確保できるよう、ボーリング柱状図の記載事項をもとに評価することとした。

地質条件の評価項目は、以下の4つに区分した。

- ① 硬軟の不均質性
- ② 亀裂の発達度
- ③ 特殊地質の有無
- ④ 地下水状況

①及び②で示すような硬軟に不均質性がある場合や亀裂が発達する場合は、掘進によってボーリングコアに乱れや流失が生じやすい。そのため、良質なボーリングコアの採取には、コアチューブ先端のビットに対し、給圧や回転数を細かく調整する必要があり、その技術的難易度を評価するものである。

③特殊地質である場合には、①・②と同様に掘進時の技術的難易度が高くなると判断される。

④地下水状況は、孔壁の乱れや湧水・漏水などがボーリングコア採取の難易度に寄与する。

掘削条件の評価項目は、「孔径」、「深度」、「方向」の3つに区分した。これらの項目は現場での作業性に関する評価である。

b) コアの見栄えの評価項目

コアの見栄えは、コア採取率、乱れ、割れ目の状況の3項目とした。

コア採取率は、「ボーリングコアが1削孔長の長さに対するボーリングコアの全周が採取されているものの合計の長さの百分率で表す」と定義されており、コア評価の基本的な項目と考えられる。

乱れは、採取できたコアの乱れの度合いを評価する。掘進によるコアの乱れ、岩質や構造等の識別の可否で評価する。

割れ目の状態は、割れ目が掘削により自然な状態で採取しているかを評価する。例えば、振動により亀裂が開く場合やスライム(掘くず)が付着する場合などは見栄えが悪いと評価する。

(4) 評価基準表の調整

作成したボーリングコア評価基準表を用いて、ボーリングコアの評価を複数の技術者で実施し、その結果に基づき評価の調整を検討した。検討した項目は、次のa)～d)の項目について、評価表の修正を行った。

a) 硬軟、亀裂の発達度

・硬軟の評価のバラツキは、評価文書の見落としによる差異で発生している。そのため、評価手順のマニュアルを修正し、注意事項を記載した。

・亀裂の発達度における評価のバラツキは、一つの評価区間内に異なる亀裂状態が存在する場合に、どの亀裂状態を評価するのか評価者によって差異が発生した。このため評価区間を按分し、最も区間長が長いもの、区間長が同じ場合は、難易度評価点が高い方を採用することとした。

・コア状態が互層や評価区間内で細かく変化する場合には、劣化側の評価を採用することとした。

b) 特殊地質

・特殊地質は、岩種と構造のグループに分けた。

・特殊地質は、複数の要因が重なる場合があるため、複数選択を可とした。例えば、破碎帯と変質などのダブルカウント、破碎帯内にすべり粘土がある場合などを認めた。

・地すべり土塊(岩塊)としていた項目は、掘進が難しい地すべり面およびその周辺の岩盤劣化に変更した。

・蛇紋岩は、膨張性の少ないものがあるため、膨張性の顕著な蛇紋岩などに表記を変更した。また、膨張性の顕著な場合、高確率で掘削が非常に困難となるため、配点を引き上げた。

・片岩は片理面で割れやすい性質があるため、掘進方向に対して高角度に片理面が発達する場合、掘進時に振動などにより碎ける可能性が高く、コアとして採取するためには技術を要する。そのため、「高角度の片理面が発達した片岩」を追加した。

・破碎帯の評価は、評価のばらつきを抑えるため、柱状

図内に破碎帯の記号があればカウントし、記事にだけ記載されている場合はカウントしないこととした。

・変質の評価は、評価のばらつきを抑えるため、柱状図に変質記号：4が記述されている場合に評価し、記事にあっても評価しないこととした。

c) 地下水状況

・湧水は、評価のばらつきを抑えるため、地表面まで地下水水位が上がった場合にのみ、著しい湧水として評価することとした。

・逸水の判断は、顕著な逸水があった場合のみ評価し、顕著な逸水は送水量の50%未満の排水量の場合とした。(50%以上が逸水した場合が顕著な逸水と定義する)

d) コア採取率の問題

コアの見栄えの評価項目であるコア採取率は、コア写真と柱状図の採取率を見比べた場合、採取率の定義とずれた評価がなされているものが多く見受けられた。そのため、コア採取率に評価の大きな比重を置くことで客観性に問題があると判断した。そのため、コアの流出率という項目を追加した。なお、コアの流出率は、「コアが完全に採取できた場合の体積を100%とし、そこから掘進によりコアが流出した堆積を百分率で表す」と定義した。

上記検討結果を踏まえ作成したボーリングコアの評価基準表(案)を表-1に示す。「コア採取の難易度」および「コアの見栄え」ともに100点満点となるように配点・重み係数を調整した。

4. 評価手法の妥当性

表-1に示す評価表(案)の妥当性を確認するため、数値解析等を用いて、分析・評価を行った。その結果は、以下のとおりであり、「評価表の評点や評価の閾値」は妥当と考えられる。

評価手法の妥当性の確認にあたり、「コア採取の難易度」および「コアの見栄え」の評価点の閾値を柱状図およびコア写真から検討し、以下のとおり、仮設定した。

「コア採取の難易度」の閾値

容易(0～20点)

普通(20～40点)

困難(40～100点)

「コアの見栄え」の閾値


悪い(0～30点)

普通(30～80点)

良好(80～100点)

図-3に示したコア評価プロット図は、表-1をもとに評価した結果である。なお、コアの見栄えの評価区間は、ボーリングコアの評価区分は、難易度の評価区間と同様に硬軟等の変化毎に評価した。

表-1 ボーリングコア評価基準表(案)

		地質条件(90点満点)			
		配点	重み係数		
コア採取の難易度	①硬軟の不均質性 (25点満点)	隣接する上部区間から著しく軟質となる岩盤 (硬軟区分3ランク以上の軟質に変化する場合 :例A⇒D・E、B⇒Eなど)	5	5	
		隣接する上部区間から大きく軟質となる岩盤 (硬軟区分2ランクの軟質に変化する場合 :例A⇒C、B⇒Dなど)	3		
		隣接する上部区間から軟質となる岩盤 (硬軟区分1ランクの軟質に変化する場合 :例B⇒C、C⇒Dなど)	1		
		隣接する上部区間に硬軟の差が無い もしくは、軟質から硬質へ変化する岩盤	0		
	②亀裂の発達度 (25点満点)	砂状～粘土状が主体の岩盤 (形状区分VI～VII、亀裂が認められない)	3	5	
		角礫状が主体の岩盤 (形状区分V)	4		
		片状コアが主体の岩盤 (形状区分IV、亀裂間隔が概ね5cm以下)	5		
		片状から短柱状コア主体の岩盤 (形状区分III、亀裂間隔が概ね5以上15cm未満)	2		
		柱状～棒状コア主体の岩盤 (形状区分I～II、亀裂間隔が概ね15cm以上)	0		
	③特殊地質 (30点満点)	構造	破碎帯・破碎部(岩盤が破碎され、粘土～礫状部) ※柱状図に破碎帯記号がある場合のみ	5	3
			変質帯・変質部(変質安山岩など) ※柱状図に変質記号4が記載されている場合のみ		
			地すべり面(地すべり粘土など)およびその周辺の岩盤劣化部 ※柱状図の記事に記載がある場合のみ		
		岩種	構造として特殊な地質ではない	0	
			膨張性が顕著な蛇紋岩など	5	
			亀裂が多い硬質岩(チャートやホルンフェルスなど) 高角度の片理面が発達した片岩 岩種として特殊な地質ではない		
	④地下水状況 (10点満点)	湧水が地表面以上(被圧水)に認められる 逸水が顕著(送水量の50%以下の排水量)に認められる。	5	2	
		地下水の問題はない	0		
	掘削条件(⑤～⑦より該当する項目を選択)(10点満点)		配点	重み係数	
	⑤掘削孔径 (1点満点)	φ66mm以下	1	1	
		φ86mm以上	0		
⑥掘削深度 (6点満点)	50m以下	0	2		
	50m超80m以下	1			
	80m超120m以下	2			
	120m超	3			
⑦掘削方向 (3点満点)	鉛直下方(鉛直±10°)	0	1		
	斜め下方(水平から下方10～80°)	1			
	水平(水平±10°)	2			
		3			
採取したコアの見栄え	①～④より該当する項目を選択(100点満点)		配点	重み係数	
	①コア採取率 (16点満点)	90%以上	2	8	
		70%以上90%未満	1		
		70%未満	0		
	②コアの流出率 (24点満点)	1%未満	3	8	
		1%以上20%未満	1		
		20%以上	0		
	③コアの乱れ (40点満点)	割れ目や礫状部等にコアの乱れないコア 	5	8	
		掘進による割れ目の開口、マトリックスに乱れ生じているが、岩質や構造等の識別が可能もの	3		
		岩質や構造、割れ目等の識別が不能なコア。あるいは、スライム 	0		
④割れ目の状態 (20点満点)	割れ目が自然状態に保たれている。	5	4		
	掘削時の振動などで生じた割れ目の開口が見られる。場合によっては、新たな割れ目が生じていたり、割れ目にスライムが付着したりする。	3			
	掘削の影響で、コアが角礫状等に砕け、割れ目の識別ができない。	0			

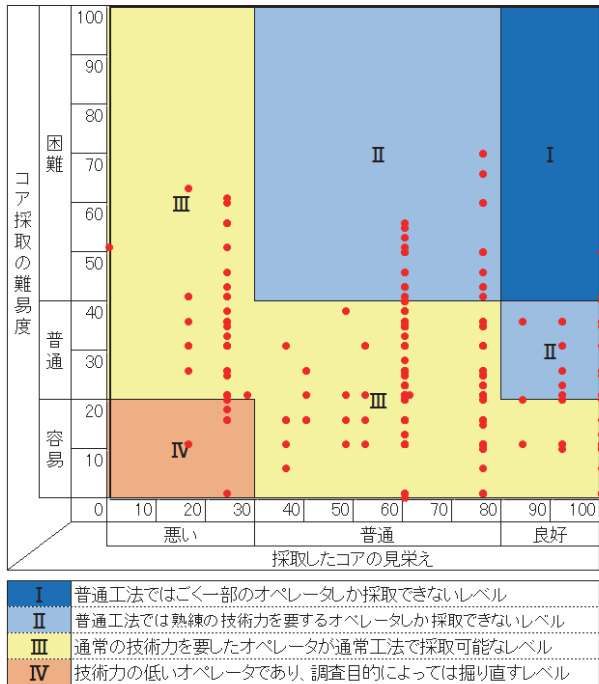


図-3 コア評価プロット図（評価表(案)による評価）

分析・評価の手法で、頻度分布図、数量化Ⅱ類による分析、AHP計算による分析の3つを実施した。

(1) 頻度分布図による評価

図-4は、コア採取の難易度と見栄えを対比した図であり、全体的な評価の分布傾向の把握した。

採取が容易なものほど見栄えが良いものが多く、採取が困難なものほど見栄えが悪いものが多いことを示しており、感覚的に理解しやすい結果となった。

従って、頻度分布が示す傾向からは、今回作成したボーリングコアの評価表は、概ね妥当な傾向を示していると評価される。

(2) コア採取の難易度の評価

コア採取の難易度の妥当性を確認するため、数量化Ⅱ類による分析をもとに評価を検討した。

- ・2軸評価(容易-普通-困難の一元評価)を行った(図-5)。
- ・「容易-普通」および「普通-困難」のうち各種項目が、どちらのグループに属するか判別した(図-6)。

図-5では、分離性の悪いものや異常値と考えられるプロットがみられたため、値の精査を実施した。その結果として、以下の要素が見られた。

- ① 無水掘り箇所、地下水位以浅を評価している区間
- ② 風化土(岩)部分であり岩盤評価に相当しない区間
- ③ 「Ⅴ片状コア」と「Ⅳ片状～短柱状コア」では、配点がそれぞれ「10」と「25」であり、評価者による違いが想定される区間
- ④ 評価自体の間違い

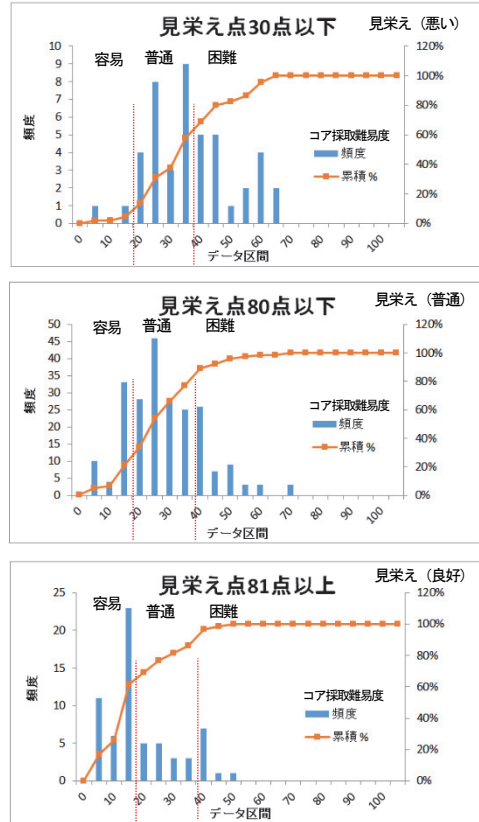


図-4 コア採取の難易度と見栄えの対比

分離性が悪いと評価された部分は、これらの傾向のうち、①および②のパターンを示す場合が多かった。そのため、評価基準表の不備ではなく、評価者の人的ミスであるため、現在使用しているボーリングコア評価表は「修正する必要なし」と判断した。

ただし、ボーリングコア評価を行う場合には、以下の2点の条件を追加する。

- ・無水掘り区間は対象外とする。
- ・土砂部分(崖錐を含む)は評価対象から除外する。

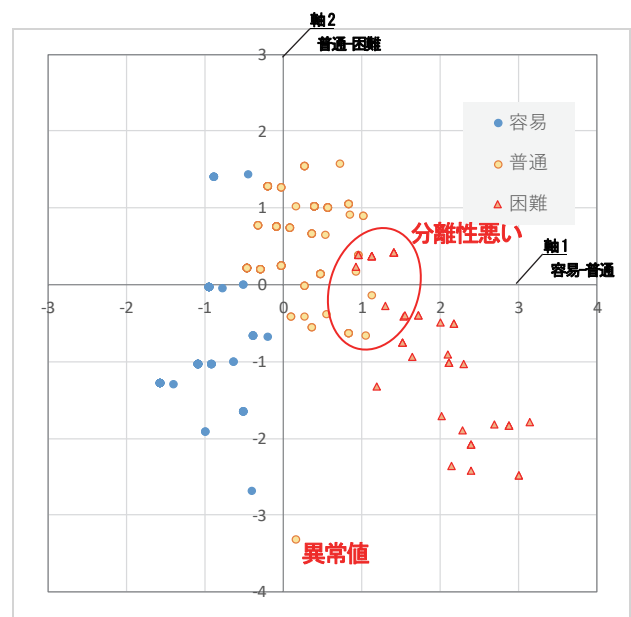


図-5 コア採取の難易度の判別分散図(2軸評価)



図-6 カテゴリースコア

カテゴリースコアからは、「容易-普通」および「普通-困難」を判別する際に特徴があることがわかった。

・容易-普通

亀裂（図ではキレツと表記）、地下水の影響が大きい。特にカテゴリーでは柱状で容易になる。

・普通-困難

亀裂よりも硬軟の影響が大きくなる。相対的に地下水の影響が低下し、特殊地質や特殊岩質の場合困難となる。

(3) 重み係数の妥当性確認

図-7 は、コア採取の難易度で作成した「重み係数」について、AHP 計算により、現在設定している重み係数が妥当かどうか検討した。

計算の結果、現在設定している「重み係数」と同じ値採用値が得られたため、重み係数は妥当と判断した。

6. 今後の課題

今後の課題として、「柱状図の記載方法」、「評価の省力化」、「見栄えの評価手法の検討」が挙げられる。

(1) 柱状図の記載方法

柱状図の記載方法にも個人による差異があり、評価する際に整合がとれない記載が多く見受けられた。柱状図の記載事項により評価の大部分が決まるため、適切なコア評価を行うためには、柱状図の記載方法に基準を示す必要があると考えられる。そのため、コア評価のマニュアルに柱状図記載上の注意点をまとめる。

(2) 評価の省力化

現状では 30m のボーリングコアの評価に 10~20 分程度要すると想定されるため、評価する時間を短縮するこ

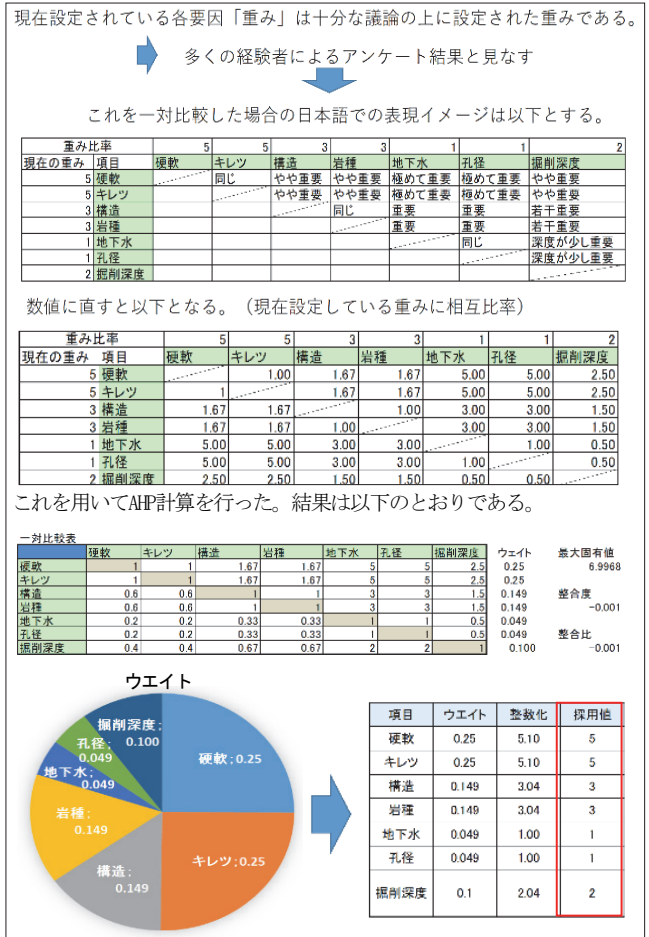


図-7 重み係数の妥当性の検討

とが必要である。そのため、評価の自動化(XML 形式からの変換など)を今後念頭に置く。これを利用し、出来高数量も同時に出力できるように検討したい。

(3) 見栄えの評価手法の検討

コア評価のもう1つの軸であるコアの見栄えの評価手法の検討が必要である。コアの見栄えは、主観的な評価となりやすく、評価のばらつきを抑えるため、評価区分を3段階程度にシンプルにする必要がある。評価項目は採取率、流出率、コアの乱れ具合、割れ目状態の4項目で評価しており、1つの項目による評点への寄与度が高い。そのため、評価項目の内容を検討する。

謝辞：本研究にあたり、ボーリングコアの写真および柱状図を提供いただいた関西地質調査業協会の会員会社の方々、ならびに貴重な意見をいただいた技術委員の皆様へ感謝する。

参考文献

- 1) 桑野他：全地連「技術フォーラム2016」熊本
- 2) 宮田他：全地連「技術フォーラム2017」旭川
- 3) 谷垣他：全地連「技術フォーラム2018」高松
- 4) 金田他：全地連「技術フォーラム2019」岡山

水密ゴム取替施工において注意すべき 意外な落とし穴

内田 颯太¹

¹ (独) 水資源機構 沼田総合管理所 奈良俣ダム再生事業推進室
(〒378-0051 群馬県沼田市上原町 1682)

水密ゴムとは、流水を止水するために扉体外周や戸当りに設置される重要な水門構成部品である。常用洪水吐きのようなダム用高圧ゲートでは、過酷な条件下で確実な止水性が要求されることから、据付には優れた技術力や細心の注意が必要となる。

高山ダムでは、2017・18年度に常用洪水吐き設備主ゲートの水密ゴムを取替えた。その中で、底部水密ゴム固定部の不具合対応や放流中の側部噴流の補修といった特殊な施工を実施した。本稿は、これらの事案が発生した原因と補修施工の一例について報告するものである。

キーワード：底部水密ゴム、袋ナット、側部噴流、側部水密ゴム、背圧

1. はじめに

高山ダムは、木津川支川の一つ名張川の最下流に建設され、1969年に完成した流域面積615km²、有効貯水量4,920万m³のアーチ重力式コンクリートダムである。洪水調節、流水機能の維持（不特定かんがい等含む）、水道用水の供給及び発電を目的としており、これらに対応するため多種多様な放流設備を管理している。

そのうちの1つ常用洪水吐き設備主ゲート（以下「主ゲート」という。）は、洪水時の下流高水流量を低減するための洪水調節用ゲートである（写真1）。ゲート諸元を表1に示す。高山ダムの洪水調節は、計画高水流量3,400 m³/sのうち1,600 m³/sを貯留する計画であることから、1門あたり最大450 m³/sの放流能力を有している。

主ゲートは、常時高圧荷重が作用していることに加え、使用頻度が高いことから水密ゴムが損耗しやすく、管理開始から2016年度までの間に3度の取替施工を実施し

ている。側部水密ゴムの劣化により漏水が進行していたことから、2017年度より4度目となる取替施工を実施し、17年度に1・2号、18年度に3・4号の水密ゴムを取替えた。その中で、施工中に発生した底部水密ゴム固定部の不具合対応や放流中の側部噴流の補修といった特殊な施工を実施した。これらは稀有な事案だが、今後他ダムでも発生する可能性があることから、本稿にて発生原因と補修施工の一例について報告する。

2. 底部水密ゴム固定部の不具合対応

(1) 底部水密部の構造

底部水密部の構造を図1に示す。構成部品のうち、「水密ゴム」、「押金物」、「取付ボルト」は、目視点検が可能で比較的容易に整備することができる。

しかし、「敷金物」は、水密ゴムを取り外さなければ目



写真1 常用洪水吐き設備主ゲート

表1 常用洪水吐き設備主ゲート諸元

門数	4門
型式	摺動式高圧ラジアルゲート
径間	4.60m
高さ	4.00m
揚程	3.174m
扉体半径	6.50m
ゲート敷高	EL 89.190m
設計水位	EL 136.00m（波浪高含む） 常時満水位：EL 135.00m
水密方式	ゴム不連続式（B3）
開閉装置	摺動式油圧シリンダ方式

視することができず、放流管に埋設されていることから整備には時間と労力を要する。さらに、「袋ナット」は敷金物下面に溶接接合されていることから、目視が不可能で整備が困難な構造となっている。

(2) 不具合発生の経緯

固定部の不具合は、2018年2月13日の主ゲート2号施工中に発生した。新規水密ゴム設置のため、押金物を取り付けていたところ、取付箇所52箇所のうち3箇所で取付ボルトと袋ナットの共回りが発生した。ボルトに異常がなかったことから、袋ナットを確認したところ、触診により敷金物から脱落しており、溶接部が破断していることが判明した（写真2）。

(3) 溶接破断の要因

袋ナットの溶接部は、次のa)に示す直接的な要因とb)に示す間接的な要因により破断したと推察される。

a) 疲労の蓄積

袋ナットは構造的に整備が困難なため、これまでの間取替実績がなかった。それに対し、水密ゴムは3度

も取替えられており、その施工の中で取付ボルトの緩め・締付けが繰り返し行われた。取付ボルトは、水密ゴムの浮き上がりや放流時の振動による緩み防止のため、強固に締付けられることから、袋ナットの溶接部には強いせん断力が作用する。このせん断力が長年疲労として蓄積し、今回の施工時に破断に至ったと考えられる。

b) 固定方法

敷金物と袋ナットは、2点付け溶接により接合されていた。この方法が採用された経緯は不明だが、溶接箇所が少ないことから強度が弱く、疲労や衝撃により破断しやすい状態であった。

(4) 補修施工の内容

6月15日の洪水期までに、主ゲートを運用可能な状態に復旧しなければならず、固定部の補修は早急に行う必要があった。また、予算にも限りがあることから、短期間で安価に施工できる補修方法について検討した。その結果、図2に示す方法により補修を行うこととした。

補修手順を以下の①から⑥に示す。

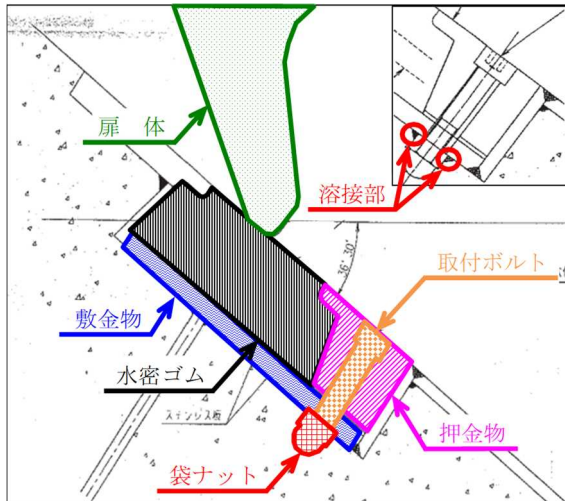


図1 底部水密部構造図



写真2 破断後の袋ナットと敷金物

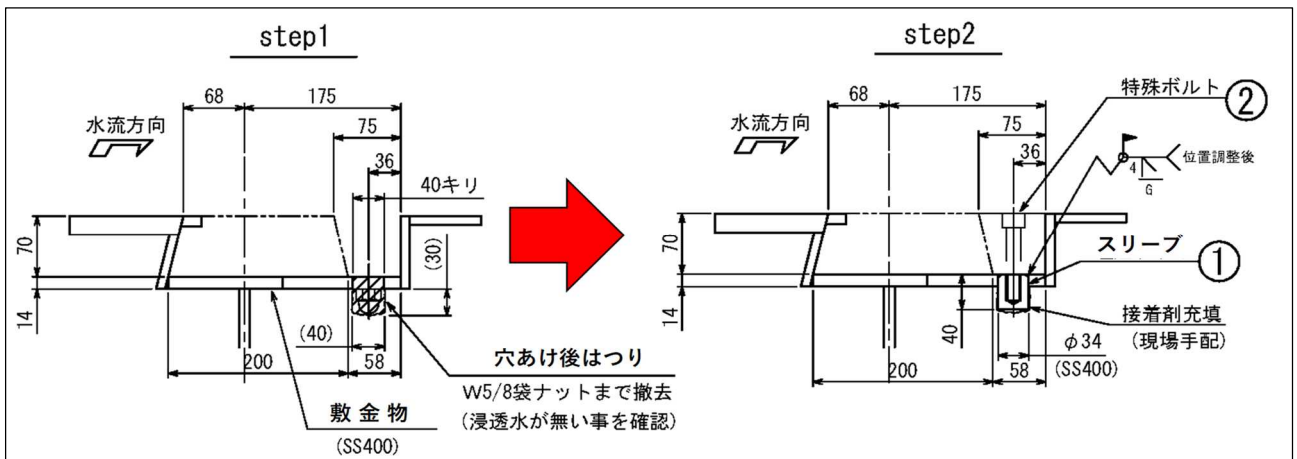


図2 底部水密部補修要領

- ① 携帯式穴あけ機で敷金物に穴を開ける（写真3）。
- ② 袋ナットを撤去し、スリーブ（写真4）を設置する。
- ③ スリーブ外周の空隙にモルタル等を充填する。
- ④ 押金物と穴芯が合っているか確認し、スリーブを仮溶接する（写真5）。
- ⑤ 押金物と穴芯のズレがないか再確認し、スリーブを本溶接する（写真6）。
- ⑥ 浸透探傷試験により溶接不良の有無を確認する。

補修施工中のボルト締付時にも新たに溶接破断が発生したことから、最終的に破損が懸念される箇所を含め



写真3 敷金物の穴あけ加工



写真4 取付ボルト及びスリーブ

た計31箇所の補修を行った。

今後、主ゲート2号の残りの健全箇所や1・3・4号でも破損の可能性が高いことから、次回水密ゴム取替時に、全ての袋ナットを取替える計画である。

3. 放流中に発生する側部噴流の補修

(1) 側部噴流の発生状況と補修施工までの経緯

扉体側部からの噴流は2017年度以前から確認されており、主ゲート2・3号の放流中に発生していた。当初は側部ゴムの劣化が原因だと考えていたが、水密ゴム取替後の出水にて2・3号とも噴流が再発し、取替前からの状況の改善が見られなかった（写真7）。

そのため、側部噴流の発生原因を再検討し、補修施工を実施することとした。

(2) 側部水密部の構造

側部水密部は、「水密ゴム」、「枕金物」、「各種取付ボルト・ナット」により構成されている。扉体には通水孔が設けられており、放流水を通水しゴム背面に圧力（以下「背圧」という。）を発生させることで、ゴムを戸当りに圧着し止水する構造となっている（図3）。



写真6 スリーブ本溶接後の敷金物



写真5 スリーブ仮溶接後の敷金物



写真7 側部噴流の再発状況

また、下端には通水した水を排水する水みち（以下「排水口」という。）が設けられており、無負荷運転時に水密ゴムを傷めないための工夫がなされている（写真8）。

(3) ゲート開度による水密状況の違い

ゲート開度毎の側部水密状況を図4に示す。排水口や放流の影響により以下のような状態となるため、小開度放流時は側部噴流（漏水）が最も発生しやすくなる。

a) 全閉時

ゴムのつぶれにより排水口が塞がれていることか

ら、静水圧の全てが背圧として作用する。

b) 小開度時

静水圧から速度水頭への変換割合が小さく、扉体には強い水圧が作用したままである。

背圧は、ゴムのつぶれがなくなり排水が始まることから全閉時に比べ弱くなる。

c) 大開度時

静水圧から速度水頭への変換割合が大きくなり、扉体に作用する圧力が弱まる。

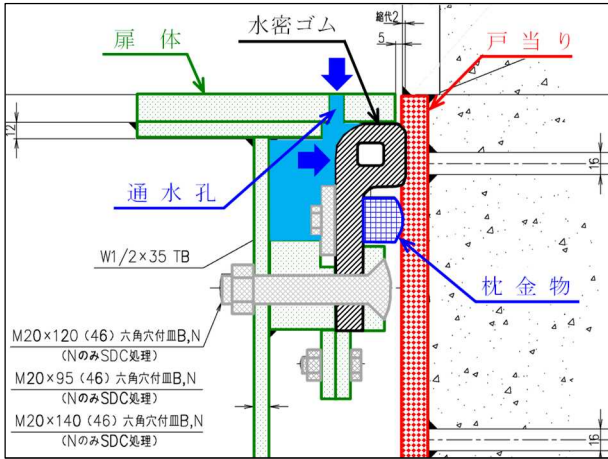


図3 側部水密部構造図

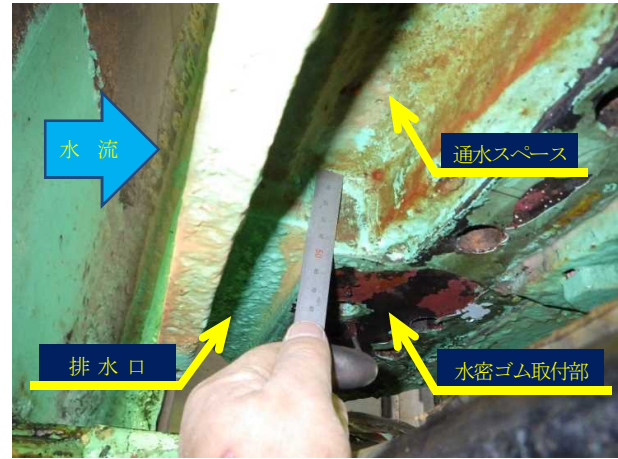


写真8 側部下端の構造

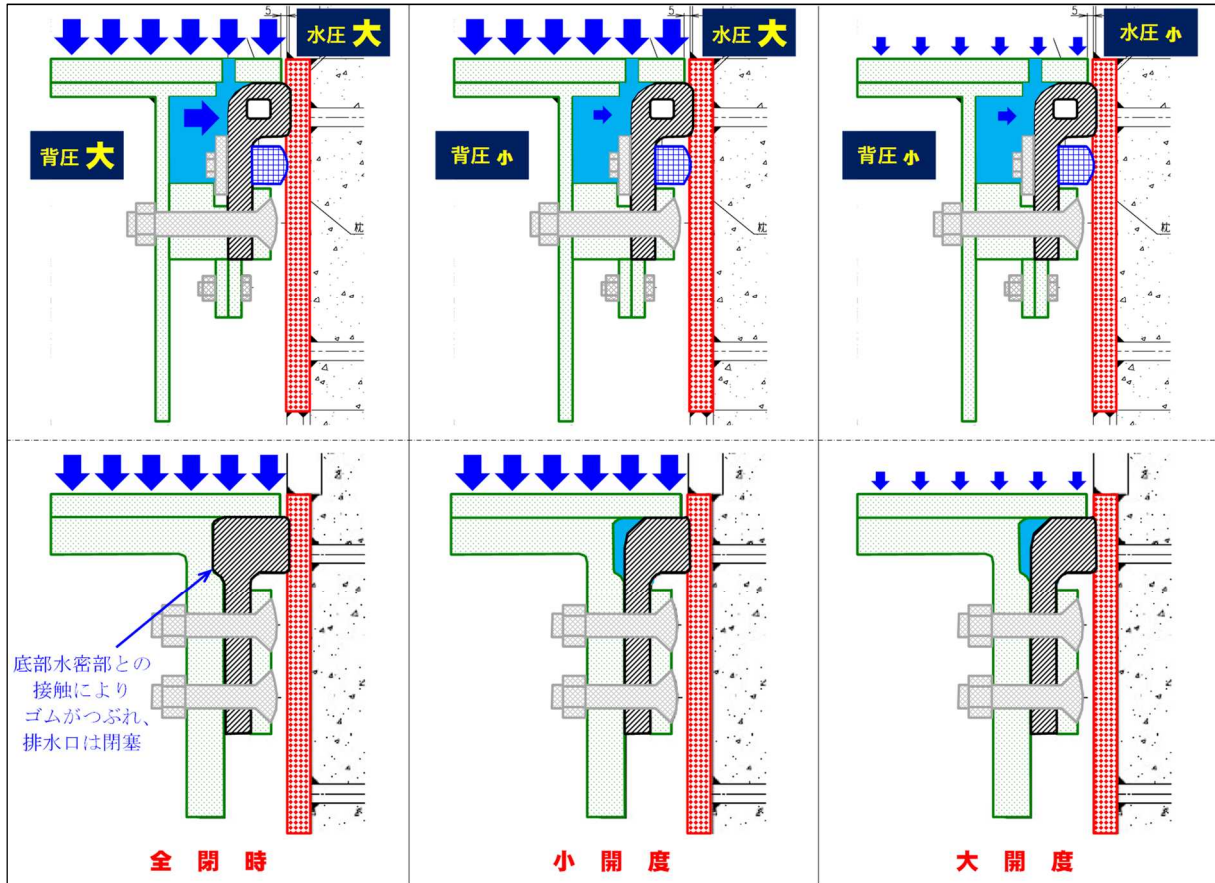


図4 ゲート開度毎の側部水密状況の違い（上段：扉体上・中部 下段：扉体下部）

(4) 噴流の発生原因と補修方法の検討

側部噴流の原因は、前述した水密状況に加え、下記事項が単独または複合的に発生したためだと考えられる。

a) 通水孔の目詰り

塵芥等により通水孔が目詰りし、通水量が減ったことで、背圧が弱まりゴムの圧着ができない。

b) 水密ゴムースキンプレート間の抵抗力

水密ゴムとスキンプレート背面が強く接触していることから、摩擦により強い抵抗力が発生し、ゴムが開きにくくなっている。

c) 通水量と排水量の調整不良

通水量に比べ排水口の排水量が多く、ゴムの圧着に十分な背圧が発生しない。

このうち a)については、前回の取替施工から 17 年経過しているにもかかわらず、今回施工での通水孔清掃時に目詰りが確認されなかったことから、原因の可能性は低いと考えた。

b)・c)については、側部水密部の構造や施工状況の聞き取りから、どちらも原因の可能性が充分にあると考えられた。しかし、原因が単独か複合的かは明確にすることができなかったため、複合的に発生しているものと仮定し、それぞれの原因に対する補修案の検討を行った。

検討した補修案を表 2・3 に示す。これらの中から、効果の確実性やコスト及び時間面での有利性、施工規模が大がかりとならないこと等を考慮し、「ゴム取付位置の調整」と「排水口の改良」を行うこととした。

表 2 水密ゴムースキンプレート間の抵抗力に関する補修施工（案）

補修方法	ゴム取付位置の調整 水密ゴムの取付位置を下流側にずらし、摩擦による抵抗力をなくす。	押付用治具の設置 水密ゴムを強制的に押しつける治具を設置する。
イメージ		
メリット	・背圧以外の外力が作用しないため、ゴムの摩耗は一般的な速度で進行する。	・ゴム背面のボルトにより圧着量を変化させるため、調整が容易である。
デメリット	・水密ゴムの脱着・加工が必要となるため、施工には時間を要する。 ・状況に改善が見られない場合、同手順での再調整が必要となる。	・治具取付のために扉体を加工しなければならず、コストと時間を要する。 ・ゴムを強制的に押しつけていることから、自然状態に比べ摩耗速度が速くなる。

表 3 通水量と排水量の調整不良に関する補修施工（案）

補修方法	排水口の改良 排水口をスポンジゴム等で縮小し、排水量を絞ることで背圧低下を軽減する。	通水孔の改良 通水孔を増加または拡大し、通水量を増やすことで背圧低下を軽減する。
イメージ		
メリット	・簡易な施工内容であり、表 2 に併せて実施すれば安価に補修することができる。	・通水孔が目詰りするリスクを低減できる。
デメリット	・水密ゴムの脱着・加工が必要となるため、施工には時間を要する。	・扉体の加工が必要となり、施工にはコストと時間を要する。

(5) 補修施工の実施と施工後の状況

a) 水密ゴム取付位置の調整

補修にあたり、ゴム下流の位置決め・逸脱防止用金物が支障となる(図5)ことから、撤去の可否を判断するためこの金物について調査した。その結果、前述の用途が目的だと思われるが、高山ダム建設当時から現在に至るまでに他ダムで採用された実績がなく、設置経緯も不明瞭であった。不具合履歴がなく、他ダムでも金物がないことによる問題は発生していないとのことから、この金物は撤去することとした。

側部ゴムは、スキムプレート背面との接触が強すぎると前述の理由により開きにくくなるが、接触を避けるためスキムプレート背面との空隙を大きくしてしまっても、通水した放流水が漏水し圧着できなくなる。そのため、本施工では図6に示す11ヶ所の測点で、スキムプレート背面との空隙が1mm以下となるような調整を行った。

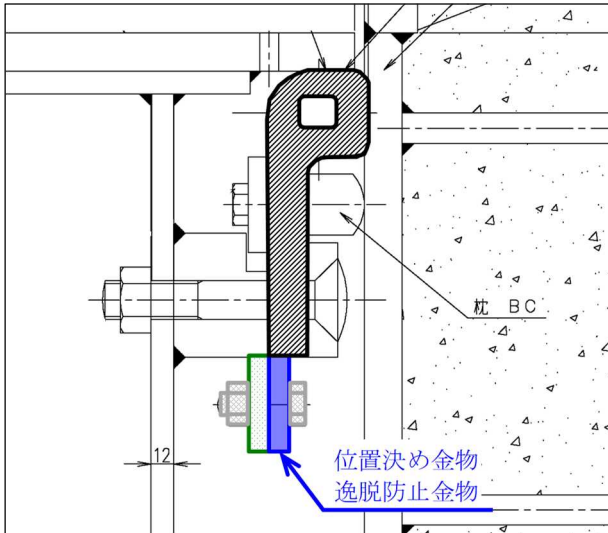


図5 位置決め・逸脱防止金物配置図

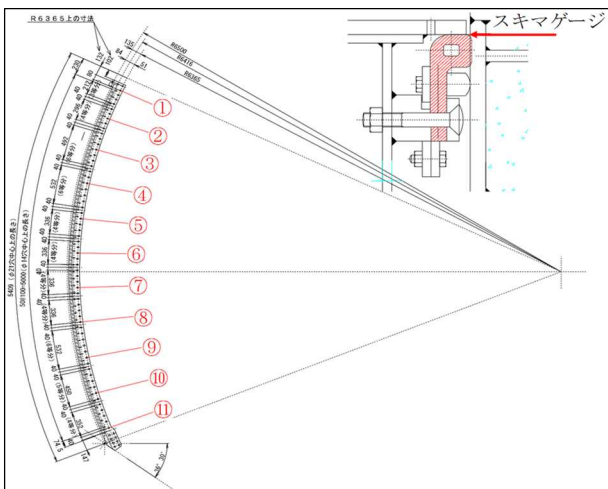


図6 空隙間隔測定基準点

b) 排水口の改良

a)に併せ、排水口直上の通水スペースにスポンジゴムを設置した(写真9)。

上記施工後、2号については2020年3月8日、3号については3月29日の出水にて、側部噴流の発生が確認されなかったため、今後は経過観察することとし補修施工を終了した。

4. まとめ

水密ゴム取替施工中に発生した底部水密部の不具合と放流中の側部噴流について、発生原因を推定し適確な補修を実施することで、各問題を解決した。

袋ナットの溶接破断は、すでに他機関の管理ダムでも発生が確認されている。そのため、完成から時間が経過した固定構造の同じダムでは、今後発生する可能性が非常に高いと考えられる。不可視部分であり状態確認が困難なことから、経過年数を考慮し固定部全体の更新や、不具合発生時の補修方法について早期から検討しておく必要がある。

高山ダムのような側部水密構造のダムでは、前述のとおりに小開度放流時に側部噴流が最も発生しやすくなる。そのため、水密ゴム取替後は実放流にて機能確認することが理想的だが、下流河川に及ぼす影響等から全閉状態での確認しかできないのが実情である。噴流発生の有無は、水密ゴム取付位置のわずかな変化でも左右されることから、取替施工時の施工管理には細心の注意を払う必要がある。

本論文は、著者の前任地である(独)水資源機構 木津川ダム総合管理所 高山ダム管理所での成果について取りまとめたものである。

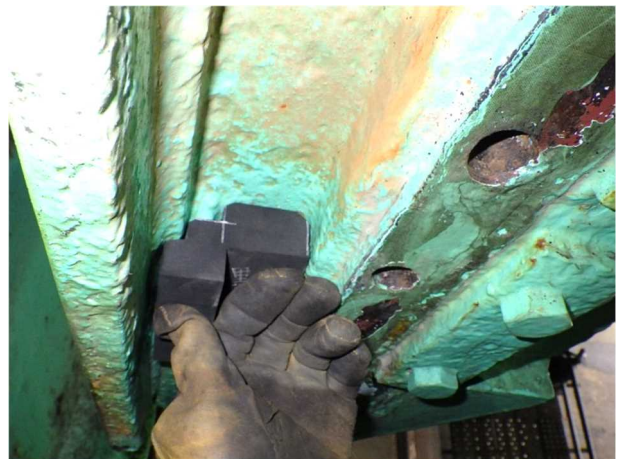


写真9 排水口の補修状況

平城宮跡歴史公園第一次大極殿院南門復原整備における伝統技術と現代技術の融合について

北川 秀三

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)

平城宮跡歴史公園第一次大極殿院復原にあたっては、まず独立行政法人国立文化財機構奈良文化財研究所（以下「奈文研」という）が発掘調査、建築史的な検討を重ねて導かれた奈良時代前半の建造物としての復原原案を作成した。これを基に公益財団法人文化財建造物保存技術協会が平城宮跡歴史公園第一次大極殿院建造物復原整備設計（以下「復原整備設計」という）を行い、近畿地方整備局営繕部は復原整備設計の際に技術的な協力をした。

復原整備設計は現行の建築基準法に適合させる必要があるため、南門では制振装置等の現代技術を採用することにより耐震性を確保している。奈良時代前半にあったと推定される伝統技術と現代技術の融合を図ったうえで復原整備設計がまとめられているので、この取り組みについて報告をする。

キーワード 復原、伝統技術、耐震技術

1. はじめに

平城宮跡は1998年（平成10年）に「古都奈良の文化財」8つの構成資産のひとつとして世界遺産に登録された。国営平城宮跡歴史公園は、我が国を代表する歴史・文化資産である平城宮跡の一層の保存・活用を図るため2008年度（平成20年度）から国土交通省近畿地方整備局が国営公園として事業を進めている。

公園整備においては、往時の平城宮の歴史・文化をわかりやすく体感・体験できるよう、奈文研により1998年（平成10年）に復原された朱雀門、文化庁により2010年（平成22年）に復原された第一次大極殿に引き続き、近畿地方整備局が2017年（平成29年）から南門の復原整備工事を進めている。

復原整備設計は（図-1）、奈文研における発掘調査・研究成果である復原原案に基づき、遺構保存を前提とした上で、往時に存在した遺跡の直上において、現行の建築基準法に適合させて設計している。



図-1 南門 模型

2. 『史跡等整備のてびき』の復原基準の遵守

平城宮跡は、古代都城の様相を今に伝える貴重な遺跡として、1922年（大正11年）に史蹟名勝天然記念物法により史蹟として指定された。1952年（昭和27年）、現在の文化財保護法のもとで特別史跡に指定され、その後幾度か指定範囲を追加し、現在では約130ヘクタールの土地がその範囲となっている。

国指定の史跡及び特別史跡に建造物を復原するにあたっては、文化庁が『史跡等整備のてびき』（文化庁文化財部記念物課監修、2004年（平成16年））の中で一定の基準「史跡等における歴史的建造物等の復元の取扱い基準」を示しており、第一次大極殿院の建造物復原においてもその基準を満たす必要がある。

史跡地での復元における技術的制約は、代表的なものとして「原位置で、復元設定年代の材料・工法にて、できるだけ忠実に再現する」との記述がある。

また、文化庁が考古学や建築史学、歴史学などの有識者で組織する「史跡等における歴史的建造物の復元の取扱いに関する専門委員会」において、2013年（平成25年）及び2014年（平成26年）に、計画する復原建造物の蓋然性等が4回審議された。この審議は、復原原案に係る内容だけではなく、安全性の確保や活用の内容などについても審議された。

3. 復原原案の構造強度

奈良時代にどのような建造物であったか復原原案として作成され、これがどのような構造的性状を持つかを解析

した上で、剛性及び耐力が足りなければ構造補強を施し、耐震性を確保させる方針としている。

復原原案の構造解析を行い、構造的な剛性及び耐力を確認した。建築基準法施行令第82条の5第五号では、極めて稀に発生する地震に対して建築物の地上部分が倒壊・崩壊しないことを確かめることとされており、木造の層間変形角については、1/30以下であることが求められている。復原原案の最大層間変形角は1/16であり、この結果から建築基準法不適合となり、構造補強が必要であるとの判断になった(図-2, 3, 表-1)。

表-1 復原原案 限界耐力計算(基本設計)における層間変形角

建築基準法施行令第82条の5、告示	階層	東西方向	南北方向
1/30以下	二重	1/23	1/23
	初重	1/24	1/16

4. 構造補強の特徴

復原原案の構造解析の結果を受け、構造補強を施さねばならないという結果になったが、まずその前提条件を次のとおりまとめた。

A 史跡地での復元における技術的事項(『史跡等整備のてびき』)

- ①歴史的建造物等の復元とは、史跡等の構成要素である建造物その他の工作物のうち、現存していないものを、当時の規模・構造・形式で原位置に再現しようとする行為。
- ②復元に用いる材料・工法は、原則として同時代のものを踏襲する。
- ③復元する歴史的建造物等については、その構造及び設置後の管理の観点からの安全性が確保されていること。

B 文化財建造物の修理における構造補強の考え方(『重要文化財(建造物)耐震診断・耐震補強の手引』文化庁文化財部参事官、2013年(平成25年)を参考)

- ①意匠を損なわない、最小限の補強に努めること。
- ②部材や架構の当初性を重視し、部材に欠損など傷つけることは避け、できる限り可逆的な(軸組などを組み立てた後でも付けることができ、外すと元の形に戻すことができる)方法とすること。
- ③補強として加える部材は、当初材(復原の場合は復原材)と間違われぬような素材としながらも目立たないような工夫をすること。

C 壁についての考え方

材料が取り変わることや他の素材が加えられることを仕上げが守られる限り許容する向きもあるが、可逆的であることは守られるべきである。

D 上記項目を全て満足させることができない場合、価値に与える影響が最小限となるよう、建物の性格や場所等によりバランスを考えて補強を行う。

有識者及び関係機関の代表者で構成した「国営平城宮跡歴史公園第一次大極殿院建造物復原整備検討委員会」では、2014年(平成26年)4月に開催した第10回委員会においてA~Dの条件に立った南門の構造補強案を示し了承された。

構造補強について、木部はB①、②の考え方に則った構造補強が可能であり、架構の当初性ができる限り保持

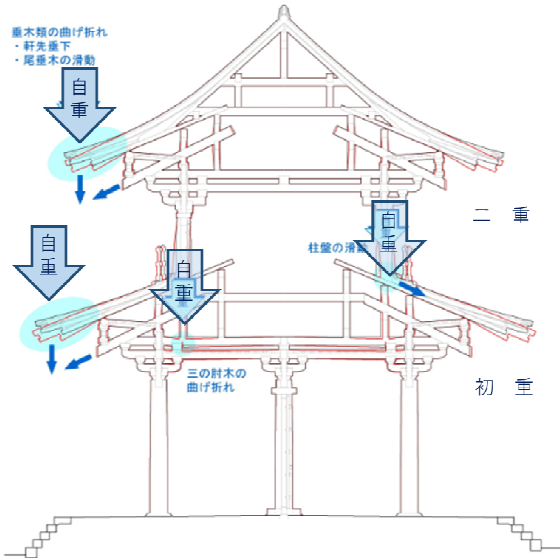


図-2 復原原案 鉛直荷重による変形状

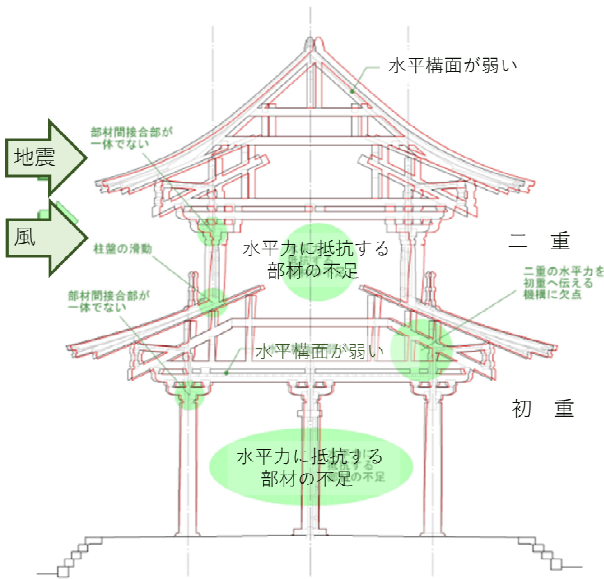


図-3 復原原案 水平荷重による変形状

でき、かつB③も満たす制振装置を取り入れる構造補強を行う。

小屋組の内部に小屋束、筋違を追加する案も、部材を集成材等にする事でB③の復原材と間違われないようにすることは可能であるが、その他の部材に与える影響（ボルト穴の数など）が制振装置を加える場合よりも大きいと、制振装置の方が適切と考えられた。制振装置によって南門全体に投入される地震エネルギーを吸収するため、南門全体の応答を小さくすることができる（図-4～6、表-2）。

初重の壁は、耐震要素として強度を確保する必要があるため、本来の土壁を鋼板パネル補強木造格子積層壁、木造積層壁に代替する（図-4～7、表-2）。仕上げは、復原原案通りの漆喰仕上げになるよう、木ずり下地の工法を選択する。これはCの考えによるもの（朱雀門の復原時から守られている考え方）である。また、組物間の小壁は板壁等で一体化を図り、強度不足を補うものとする。

復原原案で示された初重の天井は格天井であり、これが水平構面の強度確保に有効であった。二重の内部にも水平構面の強度が必要だが、小屋組の内部は奈良時代の建築の特徴である大きな空間を再現するためステンレス鋼ブレースによる補強としている（図-5、表-2）。

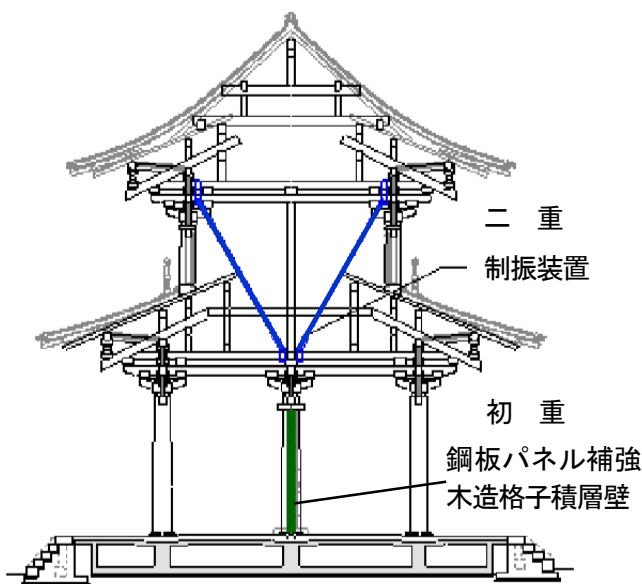


図-4 梁間方向の構造補強

5. 建築基準法の適合

上述の構造補強に基づき設計、構造計算を行い、日本建築センターへ設計図書、時刻歴応答解析による構造計算書等を提出して、2016年（平成28年）3月に建築基準法第20条第1項第二号ロの認定に係る性能評価を受けた。性能評価の層間変形角は各目標値を満足する結果（表-3）を得た。翌月に国土交通大臣による認定を受けて、建築基準法の構造関係規定の適合が確認された。

2017年（平成29年）3月に奈良市の建築主事から建築基準法の規定による確認済証が交付された。なお、制振装置、鋼板パネル補強木造格子積層壁の設置状況は図-8、9のとおりである。建築物及び構造の概要は表-4のとおりである。

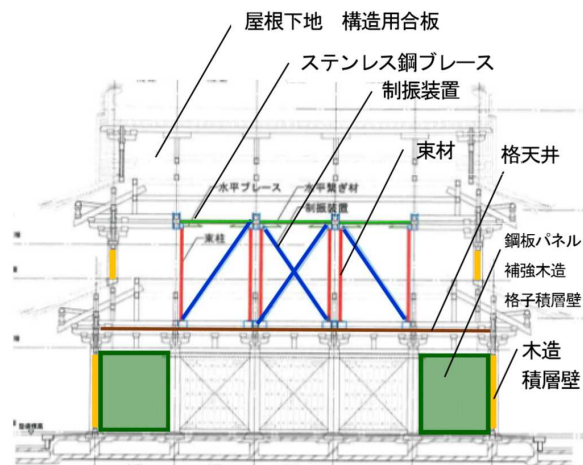


図-5 桁行方向の構造補強

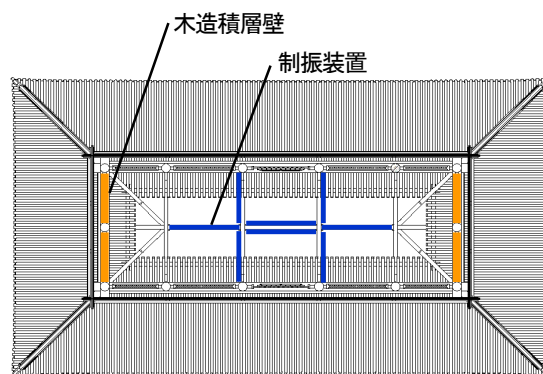


図-6 二重の壁等の構造補強

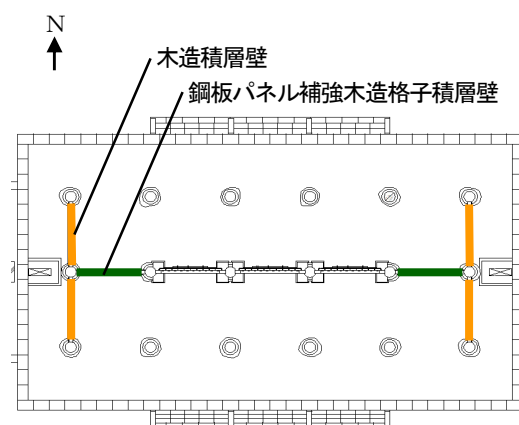


図-7 初重の壁の構造補強

表-2 復原原案と構造補強の比較

部位	復原原案	構造補強	補強理由
二重小屋組内部	—	制振装置 8基	耐震要素の追加
初重、二重の壁	土壁	鋼板パネル補強 木造格子積層壁 (初重2枚)、 木造積層壁 (初重4枚、 二重4枚)	耐震要素の追加
屋根面	野地板	野地板上面を 構造用合板で補強	水平構面の強度、靱性の確保
二重・三の肘木内側	—	ステンレス鋼 ブレース	水平構面の強度、靱性の確保
初重・二の肘木内側	格天井	格天井を構造材と見なす	水平構面の強度、靱性の確保



図-9 鋼板パネル補強木造格子積層壁 (2020年(令和2年)5月撮影)

表-3 構造補強 時刻歴応答解析による層間変形角 レベル1 (稀に起きる地震)

設計目標値	階層	東西方向 下段：使用地震波	南北方向 下段：使用地震波
東西方向 1/100以下 南北方向 1/120以下	二重	1/108* Tokyo	1/129 Tokyo
1/120以下	初重	1/143 Hachinohe	1/166 Hachinohe

*二重東西方向の架構は、漆喰仕上げのない架構である。

レベル2 (極めて稀に起きる地震)

設計目標値	階層	東西方向 下段：使用地震波	南北方向 下段：使用地震波
1/20以下	二重	1/31 告示波 神戸	1/33 告示波 八戸
	初重	1/51 告示波 神戸	1/28 告示波 八戸



図-8 制振装置の設置状況 (2020年(令和2年)5月撮影)

表-4 建築物及び構造の概要

建築物の概要

建築物名	平城宮跡第一次大極殿院 南門
性能評価番号	BCJ 基評-LW0141-01
性能評価年月日	2016年(平成28年)3月3日
建築場所	奈良県奈良市佐紀町地先
敷地面積	170,833 m ²
建築面積	449.8 m ²
延べ面積	195.7 m ²
階数 地上	1階(上層への階段がないため 建築基準法上は1階)
軒の高さ	14.86m
建築物の高さ	20.73m
最高部の高さ	20.73m
基礎底深さ	G.L-0.2m
その他	五間三戸二重門、梁間二間

基礎構造の概要

基礎の構造方法及び形式	鉄筋コンクリート造連続基礎 (べた基礎)
-------------	-------------------------

主体構造の概要

構造種別	構造種別 木造 骨組形式 伝統木造構法
耐力壁・その他	鋼板パネル補強木造格子積層壁、木造積層壁及び板壁
柱・はり断面・材料	柱断面：初重 直径619mm(ひのき) 二重 直径531mm(ひのき) はり断面：236mm×265mm(ひのき)
柱・はり接合部	古代建築様式による仕口+金物補強
屋根形式	入母屋造、本瓦葺・空葺

制振装置の概要

制振部材の種類	増幅機構付き減衰装置
基数	8基
形状・寸法	調整鋼管を含む長さ：梁間6,860mm、 桁行7,360mm ストローク：±200mm 装置外形：124φ
材料特性・基準値等	粘性体：ジメチルシリコーンオイル 200,000cSt 軸減衰力の評価式：最小2乗法による CV ^α 置換 (近似領域0~0.6m/sec) C：131.21kN・sec/m、α：0.2719

6. 伝統技術

奈良時代における建築の特徴である深い軒の出、小屋組内部の大空間、組物等の工法をできるかぎり忠実に再現している(図-10, 11)。

また、奈良時代に使用されていた大工道具である槍鉋(やりがんな)を見えがかり面に用いることにより、往時の仕上げが再現されている。これらは伝統的な建築技術を有する宮大工が施工している。



図-10 二重の屋根を支える組物(2020年(令和2年)5月撮影)



図-11 二重屋根(2020年(令和2年)5月撮影)

7. まとめ

復原整備設計、その後の復原整備工事を踏まえて、次の3つの知見が得られた。

1 点目は、奈良時代の建築の特徴である深い軒の出、小屋組内部の大空間、三手先といった組物等の構造をできるだけ忠実に再現することを目的に、制振装置などの現代技術を活用したことにより効果的かつ最小限の構造補強になっている。

2 点目は、二重の小屋組内部に制振装置を目立たないように設置している。また、初重壁の鋼板パネル補強木造格子積層壁、木造積層壁には漆喰仕上げを施すため、全体的な意匠を損なわない構造補強になっている。

3 点目は、奈良時代から続く伝統的な建築技術とともに、制振装置など最新の現代技術を活用することにより、ふたつの技術の適切な融合が図られている。制振装置を採用した構造補強は、今後の復原建造物の構造補強、文化財建造物の耐震補強における参考事例となり得る。

南門は2022年(令和4年)3月の完成に向けて鋭意工事中で、約1300年前の奈良時代の構造・意匠を用いてできる限り忠実に再現した南門が完成して、国内外から多くの方が見学されることが期待されている。

南門復原整備の復原原案作成、設計、施工

復原原案作成：独立行政法人国立文化財機構奈良文化財研究所
 設 計：公益財団法人文化財建造物保存技術協会
 構 造 設 計：公益財団法人文化財建造物保存技術協会
 株式会社立石構造設計
 施 工：清水建設株式会社

太陽光発電における光害検討の 簡易化手法について

太田 健斗¹

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)

官庁営繕事業では、再生可能エネルギー活用の一環として、太陽光発電設備の整備を推進しているところであるが、都市部や住宅密集地等で整備する場合、太陽光パネルによる反射光害の発生が懸念されている。反射光害を未然に防ぐためには、建設の計画・設計段階で反射光の影響範囲、対策方法について検討することが重要であると考えられるが、方法としては専門のシミュレーションソフト等での検討が必要となっている。

本稿では、一般的な表計算ソフト等を活用し、簡易的に太陽光パネルによる反射光害の影響範囲等を把握する方法について紹介する。

キーワード 太陽光パネル、反射光害、近隣対策、簡易的

1. はじめに

(1) 太陽光反射光害によるトラブル

太陽光発電設備は、早期から省エネ効果・温室効果ガス削減効果が注目され、国の各種施策で導入が推進されてきた。一方、太陽光発電設備の課題の1つとして、反射光による光害（以下、「太陽光反射光害」という。）があげられる。

太陽光反射光害は、太陽光パネルで反射した太陽光の反射光が周辺建物の室内等に差し込み、まぶしさや室内の温度上昇などの支障を来すこと等があげられる。太陽光反射光害に関しては、法的な規制や基準はないが、受忍限度を越えるとして裁判にまで発展している事例も発生している。

(2) 太陽光反射光害が生じる原因

太陽光発電の「パネル（アレイ）」は、太陽電池としての最小単位である「太陽電池セル」を、直・並列に接続し、屋外で利用できるようにアルミ等の枠、強化ガラス等の表面保護により強化した「太陽電池モジュール」から構成されている。「太陽電池セル」は、太陽光を吸収し発電する部分で、基本的には太陽光を反射しないが、これを保護する強化ガラス等の素材が光を反射しやすい素材となっており、太陽光反射光害が発生する原因となっている。

施設整備において太陽光反射光害については、専門のシミュレーションソフト等により周辺への影響の有無、対策等を検討することが一般的である。



図-1 太陽光パネル（アレイ）

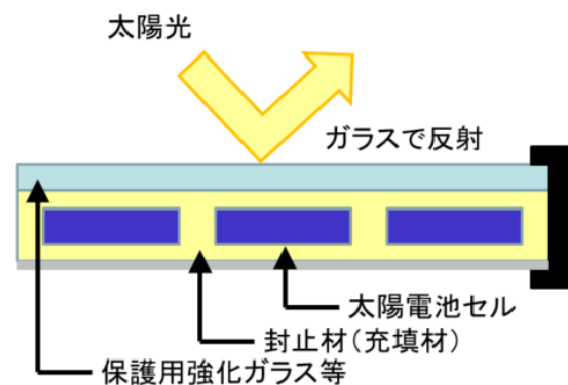


図-2 太陽電池モジュールの一般的な構造

2. 反射光の計算方法

(1) 反射光の検討のポイント

太陽光パネル面での反射光は、保護用のガラス等が原因であることから、拡散反射ではなく直線反射（鏡で反射するときと同様、入射角＝反射角となり直進する性質の反射）として取り扱う。

太陽光パネルが水平に設置されていれば、「設置地点（緯度・経度）」から見た「太陽の方位・高度」を確認し、入射角＝反射角の関係から反射光の方位と高度を確認することができる。しかしながら、実際の太陽光パネルは、発電効率の向上等のため傾斜をつけて設置されており、パネルの中心軸が水平面南北軸と成す角（以下、「パネルの方位角」という。）も建物の位置等によって様々な角度で設置されている。

このため、検討を行う場合のポイントとしては、これら太陽光パネル毎で異なる「太陽光パネルの方位角と傾斜角」を「反射方位・反射角度（高度）」の計算に、どの様に反映するかにある。

次節では、反射光の検討に必要なパラメーター及び反射光の計算方法等について記載する。

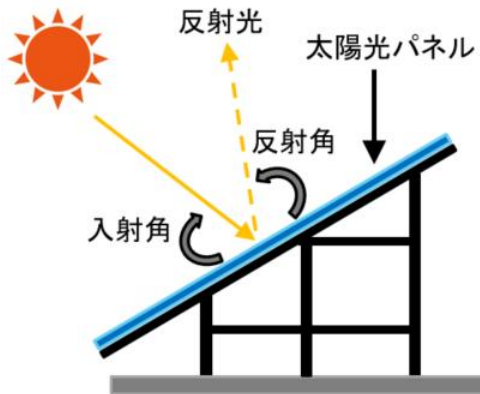


図-3 太陽光の反射光の性質

(2) 太陽光発電の設置地点、太陽の方位・高度

太陽光の反射光を検討するためには、太陽光発電の「設置地点（緯度・経度）」から見た「太陽の方位・高度」の値が必要となる。

「設置地点（緯度・経度）」情報は、国土地理院を始め、一般的な地図のウェブサイト等で入手可能で、今回も当該サイトから確認することができる。

「太陽の方位・高度」については、大学共同利用機関法人 自然科学研究機構 国立天文台のウェブサイトに掲載されている太陽の高度、方位角の概略値の求め方や、その他ウェブサイトなどを参考に計算式を作成した。

反射光の検討に当たっては、1年で最も太陽高度が低く南側の軌道となる冬至と、太陽高度が最も高く北側の軌道となる夏至における「太陽の方位・高度」を用い

ば、その影響範囲の把握は可能であると考えられるが、今回の検討では、冬至と夏至に加え、秋分と春分の4日分の計算・検討が可能となるツールとして作成した。

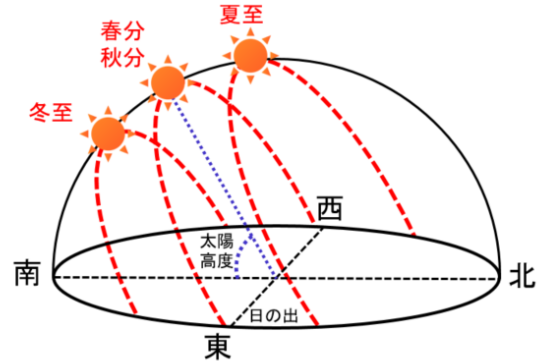


図-4 季節別の1日の太陽高度（イメージ）

(3) 反射光の方位・高度

太陽光パネルは通常、傾斜角（一般的には 15° ～ 45° 程度）を有して設置されている。また、太陽光が設置されている建物の向き等より、パネルの方位角が生じる。

入射する太陽光とこれらの角度の影響により、太陽光は上に反射したり下に反射したりする。また、方位についても、入射方向から反対の方位に反射して進むこともある。また、入射方向に戻っていくように反射することもある。

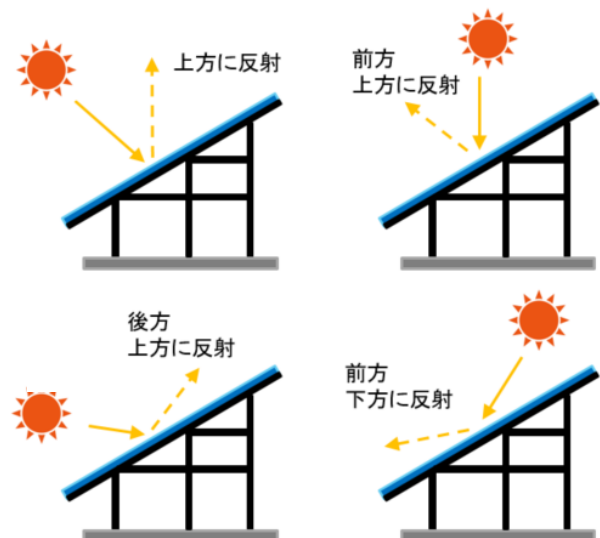


図-5 反射角・方向のパターン例

反射光の方位・高度を求めるためには、これらパネルの傾斜角と方位角を踏まえて計算する必要がある。計算に当たっては、反射パターンによって計算式を場合分けする必要があるが、場合分けが不要な方法として、太陽光を3次元ベクトルとみなして計算する方法を採用した。計算概要は次の各項のとおりである。

a) 太陽光線の3次元ベクトル化

任意の方位・高度を有する太陽光線について、3次元ベクトルで表す。

座標は、X軸を東西方向（東を正、西を負）、Y軸を南北方向（北を正、南を負）、Z軸を高さ方向とする。また長さは、単位長さとする。

任意の太陽光線を3次元ベクトルとして座標変換する方法等は、大学等のウェブサイト上でも公開されており、これらも参考に算出した。

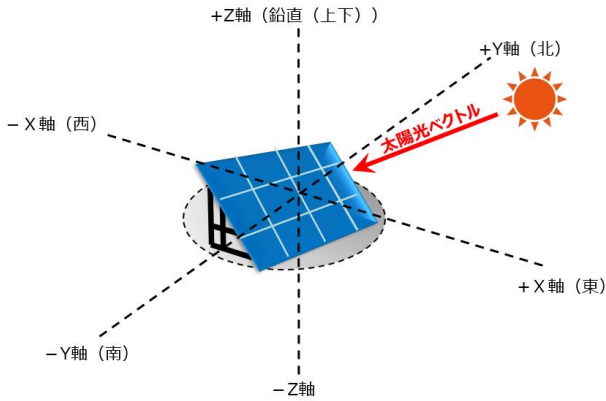


図-6 回転前の太陽光ベクトル
(パネルが方位 α° 、傾斜 ϕ° の状態)

b) 太陽光ベクトルの回転

太陽光パネルの方位角、傾斜角について、単純な入射角=反射角として計算できるように、3次元ベクトルに置き換えた太陽ベクトルを回転させる。まず、①Zを軸にパネルの方位角をX軸と垂直になるよう $+\phi^\circ$ （時計周りを+とする）回転させる。次に、②Xを軸に傾斜角分 $+\alpha^\circ$ （時計回りを+とする）回転させる。これにより擬似的に太陽光パネルが、地面と平行（傾斜角なし）で方位角がX軸と垂直（真南）に設置された状態とみなせる。（その状態に対応した太陽光ベクトルを求める。）

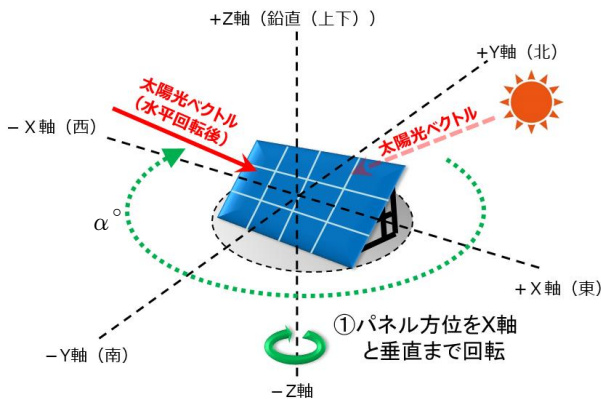


図-7-1 太陽光ベクトルの水平回転

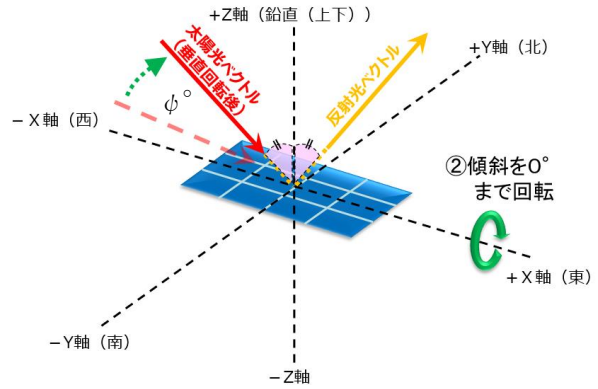


図-7-2 太陽光ベクトルの垂直回転と
回転後ベクトルに対する反射光ベクトル

c) 反射光ベクトルの算出

今回の検討では、太陽光は直線反射として扱うため、擬似的に太陽光パネルが、地面と平行（傾斜角なし）で方位角がX軸と垂直（真南）に設置された状態とすれば、反射光のベクトルは、b)項により求めたベクトルについて、 R_x と R_y の値をそれぞれ反転させる（プラスマイナスを逆にすること）ことで反射光ベクトルを求めることができる。

d) 反射光ベクトルの傾斜角、方位角の回転

前項までの計算で算出された反射光ベクトルは、方位角と傾斜角が実際のものとはずれている状態となる。このため、b)項と逆の順に角度を戻し、実際の傾斜角、方位角を反映させる。具体には、③Xを軸にパネルの傾斜角分 $-\alpha^\circ$ 回転を戻し、④Zを軸に方位角分 $-\phi^\circ$ 回転を戻す。

これにより、反射光ベクトルは、実際の反射方位、高度が反映されたベクトルとなる。

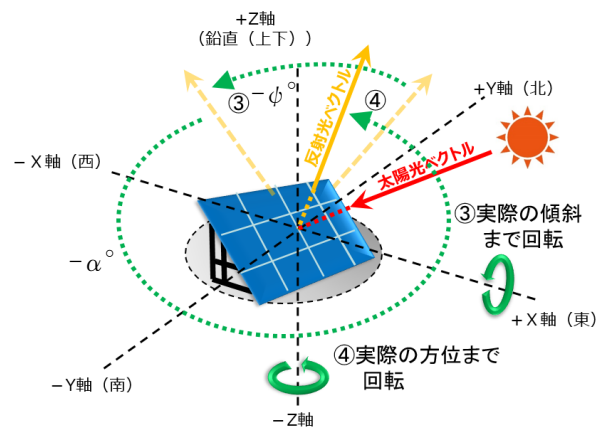


図-8 反射光ベクトルを実際の反射光ベクトルへ回転

e) 反射光ベクトルの方位角及び高度への変換

最終的に得られた反射光ベクトルの座標を、計算により再び方位（ $0^\circ \sim 360^\circ$ ）、高度（ $-90^\circ \sim 90^\circ$ ）に変換して、反射光の方位・高度の数値として表す。

実際の計算では、パラメーターとして、日付、時刻、緯度・経度、パネル方位角、パネル傾斜角に加え、パネル設置面高さ及びパネル設置基礎高さ等も考慮する。

(3) 計算ツール等の作成

今回、表計算ソフトを活用し、計算ツールを作成した。

計算に必要なパラメーターは、前節で記載したとおり日付、時刻、緯度・経度、パネル方位角、パネル傾斜角、パネル設置面高さ、パネル設置基礎高さ等とした。

上記数値を入力すると、30分毎の反射光の方位・高度が自動で算出されるよう作成した。

日時・位置パラメータ		太陽パラメータ				パネルパラメータ									
日付	時刻(24h)	北緯	東経	太陽方位φ	太陽方位ψ	高度α	高度α'	パネル方位φ	パネル方位ψ	パネル傾斜角α	パネル傾斜角α'	パネル傾斜角β	パネル傾斜角β'	下方反射角	
年月日	時:分:秒	度	度	rad	度	rad	度	rad	度	rad	度	rad	度	度	
3月21日	0:00:00			3.108	178.1	-0.96	-54.0	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	0:30:00			0.192	11	-0.95	-54.3	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	1:00:00			0.405	23.23	-0.92	-52.5	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	1:30:00			0.597	34.21	-0.87	-49.6	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	2:00:00			0.764	43.75	-0.8	-45.7	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	2:30:00			0.907	51.94	-0.72	-41.1	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	3:00:00			1.03	59.02	-0.63	-36	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	3:30:00			1.138	65.2	-0.53	-30.6	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	4:00:00			1.234	70.7	-0.43	-24.9	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	4:30:00			1.321	75.71	-0.33	-19	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	
3月21日	5:00:00			1.403	80.38	-0.23	-13	3.142	180	0	0	0.349	20	-18.4	

①太陽光パネル					②反射光を元の方位回転(完了)				
X軸方位	Y軸方位	Z軸方位	傾斜角	傾斜角'	X軸方位	Y軸方位	Z軸方位	傾斜角	傾斜角'
0.043403845	-0.03358993	-0.01730033	178.06	-54.04	-0.043403845	0.03358993	0.01730033	178.06	-54.04
0.111194839	0.573157375	-0.81257073	0	-54.26	-0.111194839	-0.573157375	0.81257073	0	-54.26
0.133956197	0.555041584	-0.73267584	33.231	-42.83	-0.133956197	-0.555041584	0.73267584	33.231	-42.83
0.364615733	0.536389677	-0.76114485	34.206	-49.87	-0.364615733	-0.536389677	0.76114485	34.206	-49.87
0.620349632	0.509699395	-0.71563281	43.465	-46.78	-0.620349632	-0.509699395	0.71563281	43.465	-46.78
0.83138918	0.464388713	-0.65762481	51.844	-41.12	-0.83138918	-0.464388713	0.65762481	51.844	-41.12
0.9311333	0.41054884	-0.58840701	59.016	-36.04	-0.9311333	-0.41054884	0.58840701	59.016	-36.04
0.781326678	0.361061614	-0.50600533	65.98	-30.6	-0.781326678	-0.361061614	0.50600533	65.98	-30.6
0.68911483	0.309370024	-0.42409523	70.574	-24.9	-0.68911483	-0.309370024	0.42409523	70.574	-24.9
0.51623735	0.25344895	-0.3255049	75.706	-19	-0.51623735	-0.25344895	0.3255049	75.706	-19
0.360692735	0.193002027	-0.22469495	80.288	-13.8	-0.360692735	-0.193002027	0.22469495	80.288	-13.8
0.186868981	0.128705045	-0.111370381	84.784	-8.075	-0.186868981	-0.128705045	0.111370381	84.784	-8.075

図-9 表計算ソフトでの作成結果

計算により得られた反射光の数値情報だけでは、近隣建物への影響の有無を検討するのは難しい。このため、計算結果を地図上に表示する方法を検討した。

表計算ソフトの機能だけでは、地図上に反射光の方位や高度などをプロットすることは難しいため、国土地理院のホームページで公開されている「地理院地図」のレイヤに、線やオブジェクトをプロットする機能を用いて、地図上に影響範囲をプロットすることとした。

「地理院地図」では、「geojson」と呼ばれる地理空間データ交換フォーマットで保存されたファイルの位置情報等に基づき、位置の属性を持った線やオブジェクトを作成し、地図に重ね合わせる事ができる。この機能を利用し、計算結果について表計算ソフト上で「geojson」のフォーマットで作図したい線等の情報を作成し、それらを反映させた「geojson」形式ファイルを自動作成できるツールとした。

反射光は地上50m以下の高さに影響する範囲を線として図示した。太陽光パネルは屋上設置のため、パネル設置高さも考慮した作図ができるものとした。また、影響する高さを、10mピッチで色分けして図示できるようにした。

なお補足であるが、国土地理院の地図にプロットするために、方位角、反射角から地上50m以下の高さに影響する範囲(線の長さ)を算出し、これらの数値を緯度・経度に変換することにより作図した。

3. 反射光の影響範囲の検討

前章で説明した計算ツールを活用し、某施設の屋上に太陽光発電パネルを設置するものとしてシミュレーションを行った。計算に当たっての設置条件は以下のとおりである。なお、設置条件は最も発電効率が高くなるパネル方位、パネル傾斜とした。

【設置条件】

- ・パネル 方位：180° (真南) 傾斜：30°
- ・パネル設置面高さ 12m + 1 m (基礎)

【計算の結果】

夏至(6月21日)における反射光の計算結果を表-1に示す。また、図-10に夏至における反射光の影響範囲を、図-11に冬至における反射光の影響範囲を示す。

図-10より、夏至において周囲の建物の一部に、反射光の影響を受けることが分かった。一方で、冬至においては、影響を受ける建物は無かった。

なお本稿には添付してないが、春分と秋分についても同様の検討を行ったところ、反射光の高度が高いことから、近隣建物への影響は無いことが確認された。

表-1 計算結果(夏至における反射光の方位、高度)

時刻	反射光
5:30	方位：251.09度 下方：-15.79度 へ反射
6:00	方位：248.42度 下方：-9.43度 へ反射
6:30	方位：245.52度 下方：-3.18度 へ反射
7:00	方位：242.33度 上方：2.92度 へ反射
7:30	方位：238.79度 上方：8.83度 へ反射
8:00	方位：234.83度 上方：14.51度 へ反射
8:30	方位：230.36度 上方：19.9度 へ反射
9:00	方位：225.28度 上方：24.94度 へ反射
9:30	方位：219.5度 上方：29.52度 へ反射
10:00	方位：212.95度 上方：33.53度 へ反射
10:30	方位：205.57度 上方：36.85度 へ反射
11:00	方位：197.42度 上方：39.34度 へ反射
11:30	方位：188.64度 上方：40.88度 へ反射
12:00	方位：179.53度 上方：41.36度 へ反射
12:30	方位：170.44度 上方：40.77度 へ反射
13:00	方位：161.71度 上方：39.13度 へ反射
13:30	方位：153.64度 上方：36.55度 へ反射
14:00	方位：146.34度 上方：33.15度 へ反射
14:30	方位：139.87度 上方：29.07度 へ反射
15:00	方位：134.17度 上方：24.44度 へ反射
15:30	方位：129.16度 上方：19.37度 へ反射
16:00	方位：124.74度 上方：13.94度 へ反射
16:30	方位：120.83度 上方：8.23度 へ反射
17:00	方位：117.33度 上方：2.3度 へ反射
17:30	方位：114.17度 下方：-3.81度 へ反射
18:00	方位：111.3度 下方：-10.07度 へ反射
18:30	方位：108.65度 下方：-16.45度 へ反射

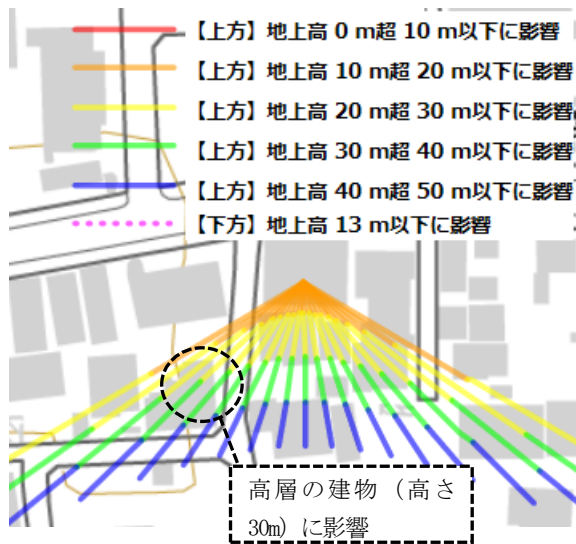


図-10 夏至の反射光の影響範囲検討図

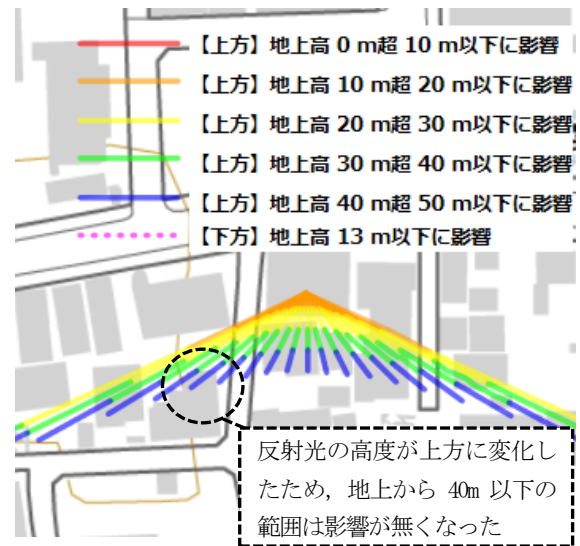


図-12 傾斜を20°に変更した場合の夏至の反射光の影響範囲検討図

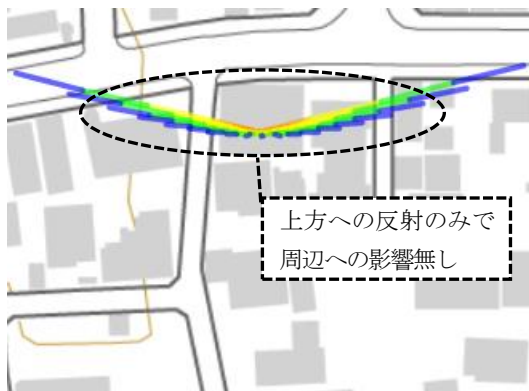


図-11 冬至の反射光の影響範囲検討図

傾斜角を変更した場合、冬至の反射光も変化するため太陽光パネルの傾斜角を30°から20°に変更した場合の計算を行った結果（冬至）を図-13に示す。

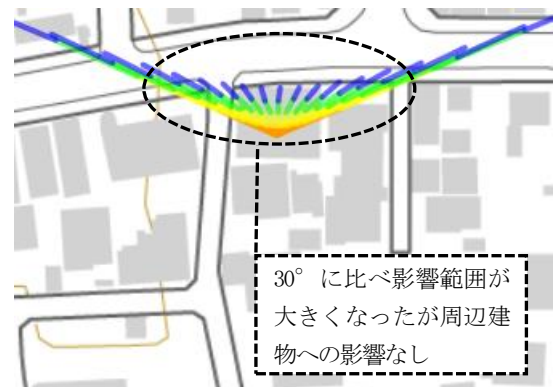


図-13 傾斜を20°に変更した場合の冬至の反射光の影響範囲検討図

4. 反射光害対策案の検討

太陽光反射光害の対策としては、太陽光パネルの傾斜角度の変更、パネルの方位角の変更、遮蔽板の設置等が考えられる。本章では、前章の事例に対して、これらの対策を導入した際の効果等について記載する。

(1) 太陽光パネルの傾斜角の変更

太陽光パネルの傾斜角を30°から20°に変更した場合の計算を行った結果（夏至）を図-12に示す。

傾斜角を20°とすると、反射光の高度が上方に変化したため、建物への反射光の影響を回避できることが分かった。

なお、傾斜角の変更により発電量が変化することが考えられ、今回の事例で傾斜角を30°から20°にすると、年間発電量予測が約1%の減少となる見込みであった。

冬至の場合は、傾斜30°に比べ20°のほうが影響範囲が大きくなることが分かった。

今回の場合は、影響する範囲内に建物は無く、周辺への反射光の影響は出ないことから、傾斜角度の変更を行ったことによる他の周辺建物への影響も無いことが確認できた。

以上のことから、パネルの傾斜角を変えたことにより、反射光の周辺建物への影響が回避でき、年間発電量予測も1%程度の減少にとどまるため、対策としては採用可能であると考えられる。

(2) パネルの方位角の変更

図-15に、太陽光パネルの傾斜角は30°のまま、パネルの方位角を東へ60°変更した場合の結果を示す。

反射光は東方向に変化する結果となり、元々影響のあった高層の建物への影響は回避できたが、他の建物に影響の出る結果となった。

なお、パネルの方位角の変更も発電量が変化することが考えられ、今回の場合、年間発電量予測で約9.8%の減少となる見込みである。また、パネルの方位角と建物の方位にずれがあると、パネル配置上設置可能容量の減少や、基礎形状の複雑化等のデメリットが考えられる。

このことから、方位角の変更は対策案としては、デメリットが多く採用は不可と考えられる。

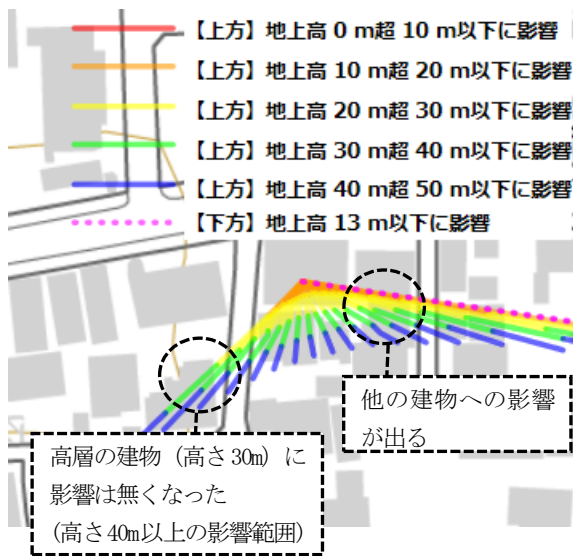


図-15 設置方位を45° 東に変更した場合の夏至の反射光の影響範囲検討図

(3) 遮蔽板の設置

反射光を遮蔽板のようなもので遮断する場合、どの程度の高さが必要となるかについて、今回のツールにより計算した反射光の反射角を用いて、影響の出る高層の建物への反射光を遮るための高さを計算した結果、反射光の高度約15°～30°より、太陽光パネルから3m離れた位置に設置するものとして太陽光パネルの最上部+1.7m程度の遮蔽物が必要となることが分かった。

太陽光パネルの最上部の高さが1.5m程度としても約3m以上の遮蔽物が必要となる。

反射光の解消はできるが、太陽光パネルに対し、遮蔽物の影が落ちることによる発電量の低下、コスト面を考慮すると、デメリットが多く採用は不可又は、採用する場合、慎重な検討が必要であると考えられる。

(4) その他の対策

その他の対策としては、低反射タイプ（一般に防眩タイプと呼ばれる製品）の太陽光パネルを採用する方法が考えられるが、完全に反射光が解消されるわけでは無いため、反射光については、今回と同様に検討を行った上で、影響が回避できない場合に影響の軽減を図る目的で採用を検討することが考えられる。

5. 今後の課題

今回の研究は、反射光による影響の有無等を簡易に確認する事に重点を置いている。今後、対策の要否を判断する上で必要となる影響範囲や時間を精緻に確認するためには、以下の事項等について方法を検討する必要がある。

- 周辺建物の高さの確認方法
- 年間で影響を受ける総時間の把握方法
- 遠方にある建物への影響度合いの判断方法

6. まとめ

今回、専用のシミュレーションソフト等を使用せず、計算ツールと国土地理院地図機能を用いることで、反射光の挙動が確認できた。

本研究成果により、建設の計画段階等において周辺への反射光害の有無及び対策等の早期検討が可能となり、可視化による合意形成の迅速化、手戻り防止による業務の効率化等の効果が期待できる。

出典：国土地理院ウェブサイト

以上