

水と土

No. 167

2012
NOVEMBER

Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



① 改修後の堤体上流側（谷田大池）



② ローラーカッター設置状況



③ 頂版コンクリート撤去後露出させた鉄筋(昭和40年頃施工)



④ 水田との往來のために江間を利用（稲敷市周辺）



⑤ 土地改良区との協働調査状況

❑事務局よりお知らせ

平成24年度農業土木技術研究会研修会開催のご案内／水と土(第166号,2012年6月)に関するお詫びと訂正 …… 2

❑報文内容紹介 …… 3

❑会員向けに「水と土」のWeb検索サービスについて …… 5

□巻頭文

農業用ダムの建設と管理に係る技術の継承 山口康晴 …… 8

□報 文

キーワード

施設改修 厚真ダムの取水放流施設改修について 金谷雅宏・鉢木勇一 …… 10

貯水池管理 2011年のチャオプラヤ川流域の洪水状況と対策について 宮里哲郎・河田直美 …… 16

水路トンネル シールド工法及びNATM工法による複合地質での施工
-道央注水工馬追トンネルの施工事例(掘削工)について- 横山洋司 …… 22

環境配慮 環境配慮施設の機能保全 横山清文 …… 29

ハザードマップ ため池決壊時の流出特性についての課題と氾濫解析について 谷 茂 …… 35

堤体改修 砕・転圧盛土工法によるフィルダムの堤体補強における堤体ゾーニングとその特徴 福島伸二 …… 41

ライフサイクルコスト 海外における灌漑排水施設のライフサイクルコストの検討
-インドネシア・ワイジェパラ地区を例として- 中村義文・渡邊 博・鈴木浩之 …… 49

地下ダム 仲原地下ダム貯留域における排水対策の検討 花田潤也 …… 58

□歴史的土壌改良施設

茨城県稲敷市周辺の農地の歴史について 大塚秀樹 …… 64

□技術情報紹介

エクセルとGISアプリケーションを用いたため池群の防災改修の最適優先順位付け手法 常住直人 …… 67

❑会告 …… 74

❑入会案内 …… 75

❑投稿規定 …… 77

- 表紙写真●
- ① 報文「砕・転圧盛土工法によるフィルダムの堤体補強における堤体ゾーニングとその特徴」より (P.45)
 - ② 報文「シールド工法及びNATM工法による複合地質での施工」より (P.25)
 - ③ 報文「厚真ダムの取水放流施設改修について」より (P.15)
 - ④ 歴史「茨城県稲敷市周辺の農地の歴史について」より (P.65)
 - ⑤ 報文「環境配慮施設の機能保全」より (P.32)

【事務局よりお知らせ】

平成24年度農業土木技術研究会研修会開催のご案内

農業土木技術研究会では、「農業農村整備事業における再生可能エネルギー技術の展開(仮)」をテーマとして、下記の予定で「平成24年度農業土木技術研究会研修会」を開催します。プログラムなどの詳細については全国連盟ホームページ及び別途各都道府県担当者宛に案内チラシを配布致しますのでご覧下さい。

記

1. 日 時 平成25年1月24日(木) 10時～16時30分
2. 場 所 東京都千代田区北の丸公園2-1 科学技術館 地下2階
サイエンスホール TEL. 03-3212-8485
3. 参加費 会 員 5,000円(機関誌「水と土」を毎号購読されている方)
非会員 8,000円
4. 申込方法など ①締め切り 平成25年1月15日(火)
②申込み先 東京都港区新橋五丁目34-4 農業土木技術研究会
TEL. 03-3436-1960/FAX. 03-3578-7176
③申込方法 ファックスまたはハガキなど書面でお申し込みください。
④全国連盟ホームページ <http://www.n-renmei.jp>
5. その他 この研修会は農業土木技術者継続教育のプログラム認定を受けております。
継続教育機構会員の方は申込みの際に申込書に会員番号を併せてご記入下さい。

〔案内図〕



科学技術館への案内図・道順

- 地下鉄
 - ・東西線 竹橋駅下車(1B出口)
 - ・半蔵門線・都営新宿線 九段下駅下車(2出口)
- 各駅徒歩約7分

水と土(第166号, 2012年6月)に関するお詫びと訂正

水と土(第166号, 2012年6月)に関してP67に掲載された「塩害を受けた水田の除塩実証試験について」の執筆者と所属に誤りがありました。

正しくは次の通りです。

(執筆者) 鈴木浩之* (Hiroyuki SUZUKI)
渡部丈夫* (Masurao WATANABE)
石上 貴** (Takashi ISHIKAMI)

(所 属) *財)日本水土総合研究所 (Tel. 03-3502-1387)
**東北農政局 整備部防災課 (Tel. 022-263-1111)

読者の皆様、また、関係者の方々にご迷惑をおかけしましたこととお詫びし、ここに訂正いたします。

水と土 第167号 報文内容紹介

厚真ダムの取水放流施設改修について

金谷雅宏・鉢木勇一

厚真ダムの取水放流施設は、昭和46年度に竣工した後40年を経過して、劣化が進行していた。このため、勇払東部地区の事業計画に基づき、平成18年度より施設改修に着手している。

本稿では、供用中であるダム放流施設改修の仮設計画を含めた改修工事事例を報告する。

(水と土 第167号 2012 P.10 設・施)

2011年のチャオプラヤ川流域の洪水状況と対策について

宮里哲郎・河田直美

タイ国では、モンスーンの影響で雨期と乾期がはっきりしていて、雨期は毎年5月頃から始まり11月頃終わる。2011年の10月の洪水は規模が大きく首都バンコクの郊外にある工業団地が被災し大きな被害を出した。今回はチャオプラヤ川流域の降雨記録から洪水の原因を解明し、上流の2つの巨大ダムの果たした役割等を分析し、農村地域における今後の洪水対策の課題を検討するものである。

(水と土 第167号 2012 P.16 企・計)

シールド工法及びNATM工法による複合地質での施工 —道央注水工馬追トンネルの施工事例（掘削工）について—

横山洋司

道央注水工馬追トンネル工事は、国営かんがい排水事業「道央用水（三期）地区」総延長31kmの内、2,177.9mの水路トンネル新設工事である。上流側ではシールド工法、下流側ではNATM工法が採用されており、上流側の地質は第4紀洪積層が主体で、下流側は新第3紀川端層・馬追山層で構成されている。ここでは複合地質における水路トンネルの施工事例（掘削工）について述べる。

(水と土 第167号 2012 P.22 設・施)

環境配慮施設の機能保全

横山清文

当事務所では、生態系に配慮した施設の機能保全に係る技術書の必要性に着目し、国営事業完了地区において、順応的管理の考え方を取り入れた環境配慮計画（案）に基づき、施設の管理主体である土地改良区と協働で魚類のモニタリング調査を実施し、学識経験者の助言等を踏まえ、管理段階における環境配慮に関する技術書の体系化に向けた検討を行っている。本報では配慮すべき事項等検討内容について概要を紹介する。

(水と土 第167号 2012 P.29 設・施)

ため池決壊時の流出特性についての課題と 氾濫解析について

谷 茂

近年、災害対策は「防災から減災」という方向に変化してきている。最近のため池の災害対策でも、ハード対策中心からソフト対策を強化した総合減災対策になってきている。地方自治体でもこのような動きがあり、平成23年度には香川県で「ため池ハザードマップ緊急支援事業」が発足し、想定地震動を超える場合について、ハード対策事業とともにハザードマップの作成による被害の回避と軽減を図られている。このような対策は今後も増加することが予測されるが、本報告ではハザードマップを作成する際に、重要と考えられる決壊時の最大流出量の算定方法について報告するものである。

(水と土 第167号 2012 P.35 企・計)

砕・転圧盛土工法によるフィルダムの堤体補強 における堤体ゾーニングとその特徴

福島伸二

本稿は砕・転圧盛土工法により堤体改修を実施したフィルダムの3事例を紹介し、各事例で採用された堤体ゾーニングの特徴について報告した。砕・転圧盛土工法による堤体改修ゾーニングは貯水量の減少がないように新堤体を既設堤体内で決定する、工事に伴う掘削発生土を底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土に、あるいはランダムゾーンに築造に流用し場外処分が生じない決定することが重要である。

(水と土 第167号 2012 P.41 設・施)

海外における灌漑排水施設の ライフサイクルコストの検討 —インドネシア・ワイジェバラ地区を例として—

中村義文・渡邊 博・鈴木浩之

近年、途上国における灌漑排水施設の老朽化は、日本国内同様に進んでおり、ライフサイクルコスト(LCC)を提言するストックマネジメントを導入することは有効な手段である。ここではインドネシアでの例として、実施した機能診断の結果をもとに、劣化予測手法として単一劣化予測モデルとマルコフ連鎖モデルを用い、対策工法・実施時期を組み合わせたシナリオごとのLCCの比較を行った。本地区で、頻度に関して低頻度、中頻度、高頻度、品質に関して低、中、高でシナリオを設定した結果、高頻度で低品質の対策のLCCが最も小さくなった。施設の長寿命化を進め、補修・更新事業費の縮減を通じたODA予算の効率的な執行に寄与する手法として示した。

(水と土 第167号 2012 P.49 設・施)

仲原地下ダム貯留域における排水対策の検討

花田潤也

国営宮古伊良部農業水利事業で築造中の仲原地下ダムは、排水条件が良くない凹地を貯留域に含むため、地下ダム止水壁施工による地下水位上昇に先んじて、地下水面を一定の高さより上昇させないように排水施設を設置するなどの高水対策を実施する必要がある。本稿は、仲原地下ダム施工後の地下水位変動の予測や、湛水被害発生防止のために必要な設計排水量を解析した結果等について報告する。

(水と土 第167号 2012 P.58 設・施)

<歴史的土壌改良施設>

茨城県稲敷市周辺の農地の歴史について

大塚秀樹

茨城県稲敷市の利根川周辺で、江戸時代から始まった河川改修および土壌改良事業の歴史を振り返りながら、平成23年3月11日の東日本大震災により発生した液状化現象について、その発生した位置の特徴について報告する。

(水と土 第167号 2012 P. 64)

<技術情報紹介>

エクセルとGISアプリケーションを用いた
ため池群の防災改修の最適優先順位付け手法

常住直人

ため池は老朽化したものが多い反面、予算上の制約や所有形態（私有など）による改修要望の低さの為、改修が進んでいない。したがって、要改修数は依然高く、改修の優先順位付けの必要性は高い。その際、改修の費用対効果が高く、かつそれが確実に見込まれるものから改修していけば、予算制約等に依らず、事業当初から確実に高い改修効果を維持出来る。本報文では、このような優先順位付け手法とその活用方法を提示する。

(水と土 第167号 2012 P. 67)

会員向けに「水と土」のWeb検索サービスについて

1. Web 検索サービスの開始

農業土木技術研究会の会員サービスの一環として、平成20年6月よりWeb上で「水と土」の検索サービスを行っております。平成24年3月現在、第1号（昭和45年）から第156号までの各号を検索・閲覧することができます。

2. アクセス

全国農村振興技術連盟のホームページ（<http://www.n-renmei.jp/>）の「水と土」のコーナーから、もしくは直接、検索サービスページ（<http://mizutotuti.jp/>）を開いて下さい（図-1）。

以下のトップ画面の「ログイン」をクリックし、ユーザー名（U）及びパスワード（P）を入力（図-2）して「OK」をクリックすれば、検索画面（図-3）が立ち上がります。

なお、パスワード等は、不定期に変更する場合がありますので、入力する際は最新号をご覧ください。

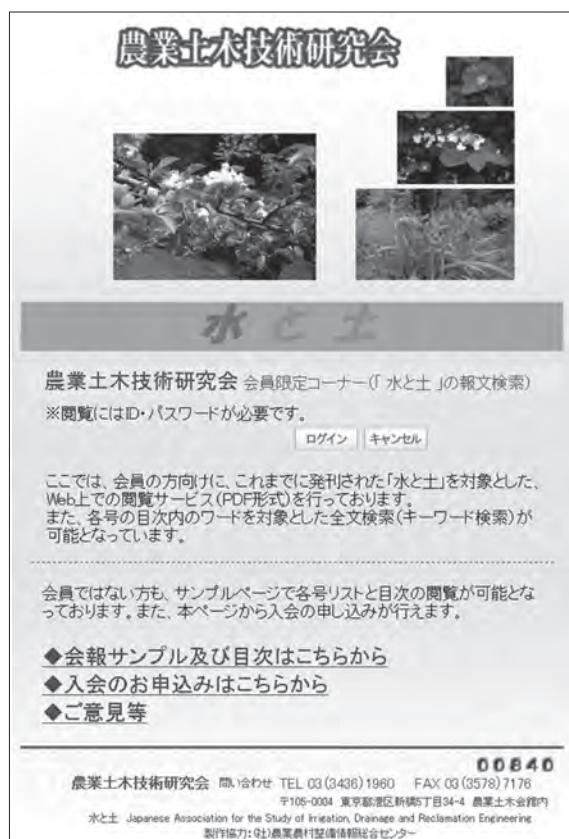


図-1

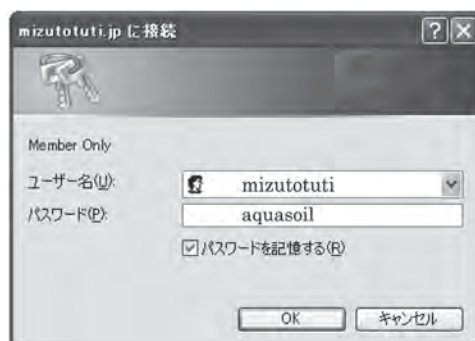


図-2

水と土

ご覧になるには、アドビシステムズ社が配布しているAdobe Readerが必要です（無償）
 Adobe Readerをインストールすることにより、PDFファイルの閲覧などが可能になります。

年	図書名	項数	PDF(Mb)	目次内検索
平成18年	水と土 第144号	120	14.9	目次
平成17年	水と土 第143号	84	12.9	目次
~~~~~				
昭和45年	<a href="#">水と土 第2号</a>	68	6.69	<a href="#">目次</a>
昭和45年	<a href="#">水と土 第1号</a>	80	6.41	<a href="#">目次</a>

[ページTOPへ](#)

---

**農業土木技術研究会**    問い合わせ TEL 03(3436)1960    FAX 03(3578)7176  
 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目34-4 農業土木会館内  
 水と土 Japanese Association for the Study of Irrigation, Drainage and Reclamation Engineering  
 製作協力: (社)農業農村整備情報総合センター

図-3

### 3. 検索

#### (1)一覧からの選択

一覧の「図書名」をクリックすると当該号が全てPDFファイルで表示されます。  
 また、「目次」をクリックすると、当該号の目次が表示されます。

#### (2)全文検索

目次内検索をクリックすると「目次内全文検索」の画面が立ち上がります（図-4）。

ここでは、全文検索機能を使い、各号「水と土」の目次内にあるキーワードを手がかりに、自分が探したい報文などの抽出を行います。

検索方法は以下のとおりです。

**農業土木技術研究会 会員限定コーナー**

**「水と土」目次内全文検索システム**

現在、144 の文書がインデックス化され、6,347 個のキーワードが登録されています。  
 インデックスの最終更新日: 2007-11-22

---

検索式:   [\[検索方法\]](#)

表示件数:  表示形式:  ソート:

図-4



①単一単語検索

調べたい単語を一つ指定するだけの最も基本的な検索手法です。

例：ダム

②AND検索

ある単語とある単語の両方を含む文書を検索します。検索結果を絞り込むのに有効です。3つ以上の単語を指定することも可能です。単語と単語の間に and を挿入します。

例：ダム and 工法

andは省略できます。単語を空白で区切って羅列するとそれらの語すべてを含む文書をAND検索します。

③OR検索

ある単語とある単語のどちらかを含む文書を検索します。3つ以上の単語を指定することも可能です。単語と単語の間に or を挿入します。

例：ダム or 工法

④NOT検索

ある単語を含み、ある単語を含まない文書を検索します。3つ以上の単語を指定することも可能です。単語と単語の間に not を挿入します。

例：ダム not 工法

4. 会員申し込み

トップページの「[入会の申し込みはこちら](#)」をクリックすると入会案内・手続きのページが表示されます。

ここでは、入会申込みフォームを使ってWeb上での入会申し込みが出来るほか、FAX・郵便の申込用紙をダウンロードすることが出来ます（PDFファイル）。

■ 水と土

農業土木技術研究会 入会申込み

**年会費・発行等**

- 年会費2,300円/1人
- 会誌「水と土」年間3回発行（年度：4～3月）
- 「水と土」バックナンバー閲覧（検索システム）

**申込み**


農業土木技術研究会への入会申込みは、以下のいずれかの方法でお申込みください

入会申込みフォームにて [申込みフォーム](#)

FAX・郵便にて (PDF) [FAX・郵便](#)

各職場に研究会連絡員等がおられる場合は、連絡員を通してお申込みください

PDF形式のファイルをご覧になるには、アドビシステムズ社が配布している Adobe Readerが必要です  
(無償)Adobe Readerをインストールすることにより、PDFファイルの閲覧などが可能になります



**連絡先・申込み先**

農業土木技術研究会 TEL 03 (3436) 1960 FAX 03 (3578) 7176  
〒105-0004 東京都港区新橋5丁目34-4 農業土木会館内

図-5

## 農業用ダムの建設と管理に係る技術の継承

山口 康 晴*  
(Yasuharu YAMAGUCHI)

近年、農業農村整備事業の内容は大幅に変化しており、国営事業においては、新規かんがい排水事業地区は減少し、基幹水利施設の整備・更新等を事業内容とする地区の割合が増大している。当然のことながら、業務の内容も変動してきており、基幹水利施設の長寿命化対策のための補修、補強及び更新整備技術、いわゆるストックマネジメント技術に重きを移しつつ、関連技術の蓄積を進めているところである。このような中、当局管内では、施設の新設地区と更新地区が混在しているところであるが、本稿では特に農業用ダムの建設や管理に関する課題について若干触れてみたい。

当局管内では、今年度、農水省所管の内地で最後のダム・・ともささやかれている「市野新田ダム」（柏崎周辺地区：堤高26.7m、総貯水量1,687千 $m^3$ のゾーン型フィルダム）に着手した。決して大規模なダムではないが、仮に最後の新設ダムであればなおのこと、現状のダム技術の粋を集め、効率的、効果的に建設を進めていきたい。

また、「外山ダム」（佐渡地区：堤高46.1m、総貯水量2,600千 $m^3$ の重力式コンクリート（一部フィル）ダム）においては、昨年の非出水期から試験湛水を開始し、今春、無事に水位の上昇・下降作業を終えたところである。試験湛水は、ダム建設時の様々な設計施工の積み重ねの成果と、各現場の地形・地質等条件に応じた各種対策の効果などを実施設にて確認・検証する作業であり、細心の注意を払いつつ進めることとなる。本ダムでは、水位の上昇作業中、コンクリートダム部の一部で想定以上の揚圧力の上昇等の傾向が見られ、追加孔の削孔等必要な対策を数次にわたり並行して検討・実施した。また貯水敷の地すべり防止対策については、建設期間中の所要の対策に加え、試験湛水期間中の計測データの変動を踏まえた追加対策を講じ、地すべりブロックの安定を確認した。試験湛水作業を通じ、ダムの堤体内部や貯水池法面の水位変化や力学的挙動などをつぶさに視るのは、目視も重要な手段ではあるが、計測データに頼る部分がほとんどである。ダムの挙動等を推し量るこれらの計測データを活用した運用手法について、今後の管理に適切に引き継いでいく必要がある。

さらに、管内には、供用開始後相当の年月を経過したダムも数多く、更新事業に併せて、ダムの付帯施設の改修を行うケースも見られる。このような中、先の東日本大震災を契機に、農水省では、今年度より全ての国営造成農業用ダムを対象に、機能診断と併せてレベル2地震動に対する耐震性能照査を一体的に行い、総合的な安全性評価を行うこととしている。管内においても、造成中を含め17基あるが、順次計画的に実施していきたい。

このうち、昨年度、更新事業の全体実施設計に併せて、全国に先駆けて試行的に、「内の倉ダム」（加治川用水地区：昭和49年度完成、堤高82.5m、総貯水量24,800千 $m^3$ の中空重力式コンクリートダム）について、耐震性能照査を実施した。この作業を進める中で、例えば、基礎岩盤等のモデル化に当たり、各種パラメータを設定することとなるが、設計時のデータに加え、施工時のより現実的な地質・力学的データ等を収集・入力する必要がある。これらの関連データについては、極力技術誌等に記録しておくことが役立つ。また、入力地震動等の設定に当たり、

---

*北陸農政局整備部次長

当該ダムの供用期間中に発生した地震波形やその際のダムの挙動等のデータの分析が役立つ。耐震性能をより現実に近い形でシミュレーションし、照査するために、現地特性をより正確に反映したデータの収集・分析が必須である。今後のダム管理に向けても、関連データを引き続き収集、継承していくことが重要と考える。

以上に記した各ダムの技術的課題について、学識経験者で組織するダム技術検討委員会に諮っているところであるが、しばしばダムの挙動等を確認・分析するためのデータ収集等の重要性についてご指導を頂いている。各ダムについて共通して実施してきたこと（または実施すべきこと）を自分なりに整理をすると、

- ①データの収集：必要な場所での必要なデータを適切に（頻度、精度、形態、図化处理など）収集・保存する
- ②データの解析：収集したデータが現場条件を適切に反映しているか、挙動が適切であるか、予想された範囲内にあるかなどを検証・解析する
- ③対策の検討：想定するデータが得られない場合、または管理基準外のデータが得られた場合は、原因の究明、対策の必要性、対策内容等の検討をする
- ④対策の実施：上記で検討した対策を実施し、その後のデータの収集・解析等により効果を検証する

に集約されると考える。ある意味当然の内容であるが、これらはダムの建設段階、試験湛水段階、管理段階に係わらず共通して繰り返し検討・検証していくべき事項と思われる。またこれは基幹水利施設のストックマネジメントの際にも、基本的には共通する内容とも考えられる。上記各項目の具体的なアクションについては、高度な技術と経験が必要となる部分もあるが、必要に応じ学識経験者等のご支援をお願いすることとしたい。

農業用ダムについては、長期にわたる供用、管理を進める間、大地震や堤体の変状等に遭遇する機会も十分考えられる。農業用ダムの長寿命化に向けた日頃の適正な管理のため、また変状等への対応、補修・補強対策の検討の際にも、設計・施工時、試験湛水時、維持管理時に亘る各種データを、適切に収集・保存していくとともに、データの解析・評価手法を含めた管理技術について適切に継承していくことが重要である。



# 厚真ダムの取水放流施設改修について

金 谷 雅 宏* 鉢 木 勇 一*  
 (Masahiro KANAYA) (Yuichi HACHIKI)

## 目 次

1. はじめに .....	10	4. 仮設計画の検討 .....	12
2. 厚真ダムの概要 .....	10	5. 工事計画 .....	14
3. 施設の改修目的と改修内容の概要 .....	10	6. おわりに .....	15

### 1. はじめに

国営かんがい排水事業勇払東部地区では、用水改良と排水改良を行い、農産物の生産性の向上、用水管理の合理化及び農作業の効率化を図り、農業経営の安定を図る目的から厚真ダム、美里頭首工、第9区揚水機場、本郷用水機場及び用水路、排水路の整備を行い、併せて関連事業にては場整備を実施する。

厚真ダムは、取水放流施設の改修工事を平成18年度より着手し、平成19年度までの2カ年で仮設備工事、平成20～22年度に更新する放流ゲート等の製作据付等を行い、平成23年度に仮設備撤去等を行って竣工した。

### 2. 厚真ダムの概要

厚真ダムは、二級河川厚真川の上流部に位置し堤高38.2m、堤頂長222m、総貯水量10,080千m³の中心遮水ゾーン型フィルダムである。本ダムは、かんがいを目的としており、昭和46年に国営かんがい排水事業厚真地区で造成後に供用を開始し、現在まで40年間ダムの運転を行っている。しかし、今後の厚真ダムは、勇払東部地区の水源施設として厚幌ダムへ一定量注水を行う計画である。よって、長期に渡り当地区の基



図-1 ダム位置図

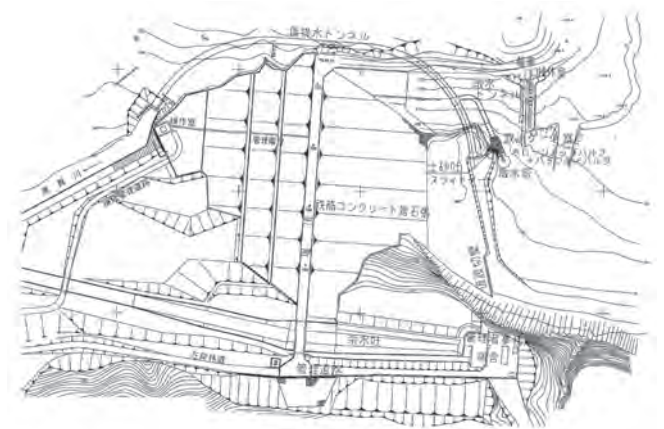


図-2 ダム平面図

幹施設として水源施設の役割を確実に果たす必要があり、老朽化した放流ゲートの機能を改善することを目的として改修工事を実施したものである。

本稿では、供用中であるダム放流施設改修の仮設計画を含めた改修工事事例を報告する。

### 3. 施設の改修目的と改修内容の概要

#### (1) 改修対象となる放流ゲート

厚真ダム取水放流施設の改修については平成17年度に検討しており、この段階でダムは供用を開始してから35年が経過していた。

取水放流施設の内、取水放流ゲート（ホロージェットバルブ以下、HJVという。φ800mm）は、ゲート水密部の摩耗等による漏水（写真-1）及びゲート本体、油圧配管の腐食（写真-2）が確認されたほか、副バルブ（バタフライバルブφ1,000mm）は軸部の固着が確認された。低水放流ゲート（スライドゲート）は、配管部を含めて腐食が進行していた。

また、現行の『河川管理施設等構造令施行規則』によると「フィルダムには、ダムの堤体の点検、修理等のため貯水池の水位を低下させることができる放流設

*北海道開発局室蘭開発建設部  
 胆振東部農業開発事業所 (Tel. 0145-22-2521)



#### (4) 取水放流施設の改修範囲

取水放流ゲート及び低水放流ゲートの主ゲートにJFGを採用したことに伴い、ゲート上部の巻上設備の設置において、現況スペースでは内空高が不足するため、取水放流ゲート室も併せて改修することとした。なお、ゲート室の改修はダム落水後から貯留開始までの施工可能期間を考慮して改修方法を検討した。

#### (5) ゲート室の機能診断

取水放流ゲート室のコンクリートの劣化状況について機能診断調査を実施した。(表-4参照)この結果、一部の漏水箇所(エフロレッセンス等)が認めら

表-4 既設ゲート室内のコンクリート調査結果

箇所・測点	位置	打音判定	シュミットハンマー反発度(N/mm ² )	一軸圧縮強度(N/mm ² ) 設計圧縮強度(21N/mm ² )	平均中性化深さ(cm)
放流ゲート室(HJV)	L(H=1.3m)	異常なし	41.2	-	-
	R(H=1.3m)	異常なし	44.5	43.1	0.0~0.1
土砂吐ゲート室(SG)	L(H=1.8m)	異常なし	40.7	-	-
	L(H=0.9m)	異常なし	41.0	36.9	0.0
	R(H=1.7m)	異常なし	40.2	-	-
	R(H=1.1m)	異常なし	39.5	-	-

L:左岸側,R:右岸側,Hは側壁試験位置を示す。

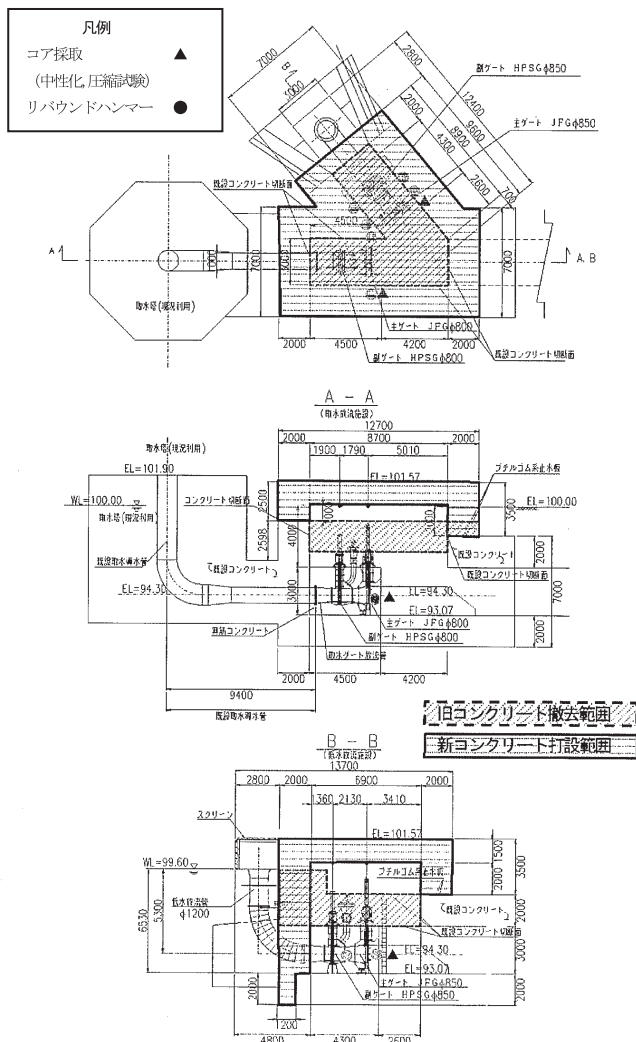


図-4 放流ゲート改修計画図

れる程度で圧縮強度の低下や中性化の進行は認められなかった。このため、既設コンクリートを極力再使用して改修を行う計画とした。機能診断の調査内容は、部材内部の浮きや空洞の有無を判定する打音調査(全面~1回/0.25m²程度)、コンクリート強度確認のためコア採取後圧縮強度試験(2試料~全6供試体)及びリバウンドハンマー試験(全6点)、鉄筋腐食の可能性を判定する中性化深さ試験(コア試料により実施し全6供試体)を実施した。

#### (6) 取水放流ゲート室の改修工法の決定

既設の取水放流ゲート室コンクリートの機能診断により、設計圧縮強度の21N/mm²以上確認され、中性化深さも殆ど進行しておらず、今後も十分機能が維持されていくと判断できることから、主ゲート(JFG)の設置に不足する部分を嵩上げ(頂版は新設)する計画とした。

### 4. 仮設計画の検討

#### (1) 施工可能期間の検討

厚真ダムは供用中であることを考慮して、放流ゲートの改修工事では、以下の期間を除いて検討した。

- ・ダム満水に向けた貯留期間(5月11日の満水位到達を目指して、3月上旬から下流放流を制限する。)
- ・かんがい期間(5月11日~8月20日)
- ・かんがい終了後の落水期間(8月20日~)
- ・洪水期(9月~10月)

このため、毎年、貯水池内に進入できるのは概ね11月上~下旬になり、工事可能期間としては11月~翌2月の4ヶ月間となる。

#### (2) 排水対象流量

本工事に伴う排水対象流量は、11月~翌2月までの4ヶ月間の1/5年確率時間流量(過去10カ年の時間流量記録から第2位)により17.48m³/s【データ収集期間:1993(H5)~2002(H14)】を基本に施工年毎にことなる工事内容及び工程計画を考慮して調整を行った。(表-5参照)

表-5 厚真ダム流量

単位:m³/s

対象期間	流入量(1993~2002年)	施工期間の判定
11月~翌2月	第1位	60.141
	第2位	17.480

#### (3) 仮排水設備の検討

##### ① 排水方法の検討

仮排水路対象流量17.48m³/sを流下させる排水方法について表-6に示す3案で比較検討を行った結果、第2案の既設仮排水トンネル(標準馬蹄2r型, 2r=5.0m)起点部のプラグコンクリート部(L=22m)にホ



口型2.1m×2.1mの断面を貫通させ、この下流も既設仮排水トンネルを再使用する方法が最も経済的で施工期間も短期間で行えることから採用した。(図-5参照)

②プラグコンクリート部貫通の施工方法の検討

コンクリート構造物の解体方法は多数あるが、本施工箇所は貯水池内で堤体に隣接していること、放流ゲート改修施工後は再びダムプラグコンクリートとしての機能を発揮させるため、過去のダム再開発事例の件数も考慮し、経済的で施工日数の短い直接機械掘削(自由断面トンネル掘削機)による工法を採用した。(表-7参照)なお、掘削部の上流端には翌年度のダム貯留を行うため仮ゲートを配置した。(図-6参照)

表-6 排水方法の比較

項目	第1案	第2案	第3案
	新設トンネル	既設トンネルプラグ掘削	ポンプ船(フロート)
内容	新たに仮排水トンネルを設置する 規模: 延長 400m 幌型断面 2.1m×2.1m	仮排水トンネルのプラグコンクリート部(22m)に仮排水路を設けて排水する 規模:延長 22m 断面 2.1m×2.1m	水中ポンプにより排水を行う 規模: φ200mmポンプ ×239台 ポンプ係留用浮ト ×20台
施工性	・堤体及び取水施設に影響のない所に坑口を設けるため延長が400m程度必要となる。 ・仮設備等が大規模になる。 ・湛水中の貯水池に向って掘削を行うため、落盤事故に注意が必要	・プラグ掘削を行うためその施工期間中の仮締切が必要となる。	・24時間排水でφ200mmポンプが239台必要であり、現実的ではない。 ・商用電力の供給が困難で、現地発電供給となるが、この場合大量の燃料の備蓄が必要となるが冬期間の施工で相当な困難が予想される。
経済性	800,000千円	360,000千円	756,000千円
評価		採用	

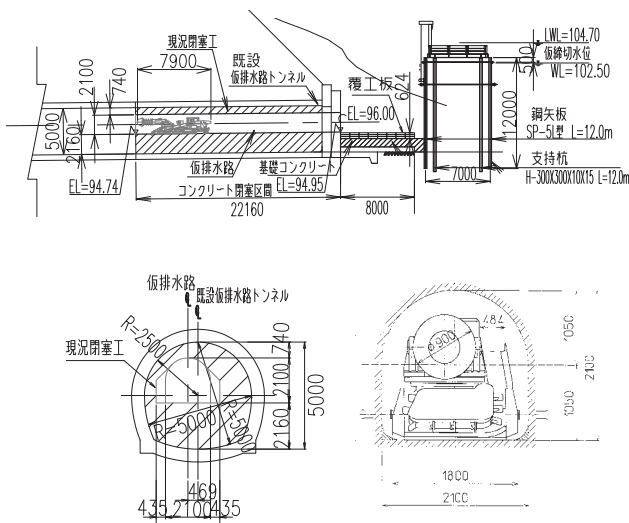


図-5 仮排水路計画と掘削機械の収まり図

(4) 仮締切の検討

①形式

コンクリート掘削機械によるトンネルプラグ部の施工に先立ち、トンネル起点部に仮締切を設置する。同地点の地質は、新第三紀の堆積岩盤が分布し、基盤の圧縮強度は30N/mm²程度有しており、油圧振動ハンマー等による打込みが困難なことから、大口径ボーリングによる先行掘削後に鋼矢板を打設し、締切を行う。締切の形式は本締切の高さが約10mとなり、一重締切など安価な工法の採用が不可能なことから、鋼矢板二重締切は、施工済み区間の上部を建設車両が通行できるため締切設置のための栈橋が不要となるなど経済的に有利となるため採用した。

②トンネルプラグ掘削後の排水方法

トンネルプラグ掘削後は、仮排水トンネル

表-7 コンクリートダム堤体貫通工法一覧と厚真ダムの適応性

分類	機械掘削	切削+破砕	静的破砕
施工概要	TBM, 自由断面トンネル掘削機により掘削する。但し、TBMは高価であるため、自由断面トンネル掘削機を採用する。	ウォータージェット, ダイヤモンドワイヤーソー等により外周や内部を切削後にブレーカー等で破砕する。	掘削面に先行してφ40mmで多数削孔し、孔中に油圧式くさび破砕機を挿入して隣合う削孔の間を破砕(掘削)する。
施工実績	6件	1件	なし
厚真ダムへの適応性	・本ダムのような小断面(径2.1m)に適合する機種の調達が可能である。 ・施工性がよく大掛かりな仮設備を要しない。	・ワイヤーソーの場合、大規模な設備は不要なため厚真ダムのような小断面にも対応可。 ・直接機械掘削より施工速度が遅い。	・大きな機械を必要とせず、厚真ダムのような小断面には適用不可。先行削孔はレッグハンマーによる。 ・1カ所当りの進行長が約50cm程度。
施工日数	22日程度	42日程度	65日程度
経済性	6,300千円	49,600千円	10,800千円
評価	採用		

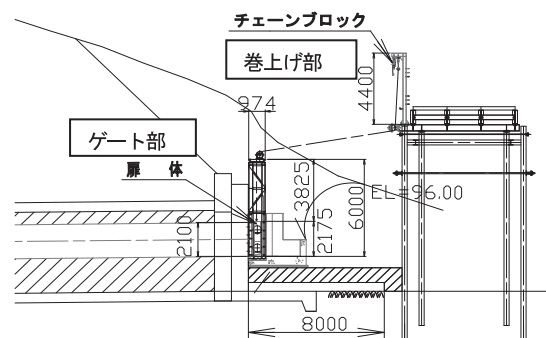


図-6 一次締切(二重締切)と仮ゲート配置図

(EL96.00m)より排水を行い、取水放流ゲート室頂版(EL100.30m)を露出させる。

このため、仮締切を一時撤去して排水を行えるよう二重締切内部に2か所に間仕切りを設けて、この間の締切矢板を一時引き抜いて排水する計画とした。

## 5. 工事計画

### 施工工程

以下に全体の工事内容及び年次割りを示す。(図-9参照)

a) 1年目：12月～翌2月：3ヶ月間

①ダム管理用道路から取水施設周辺までの池敷内工事用道路を建設

②仮排水路設置(プラグ部掘削)に伴う締切工の設置(二重締切矢板)

b) 2年目：12月～翌2月：3ヶ月間

①仮排水路設置部付近の堆積土砂撤去

②仮排水路設置(自由断面トンネル掘削機によるプラグ部掘削L=22m)

③仮排水締切ゲート設置(仮排水路呑口部に設置)

〈工事期間：ゲート全開→完全落水 かんがい期間：ゲート全閉→ダム貯留〉

④1年目に設置した締切工の部分撤去

※ダム放流を取水塔から仮排水路へ転流〈ダム完全落水〉

⑤取水施設改修工事範囲への進入路等設置

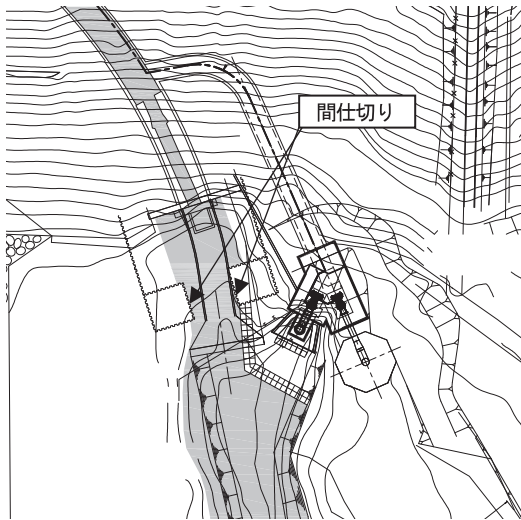


図-7 仮排水トンネルプラグ部の排水概念図

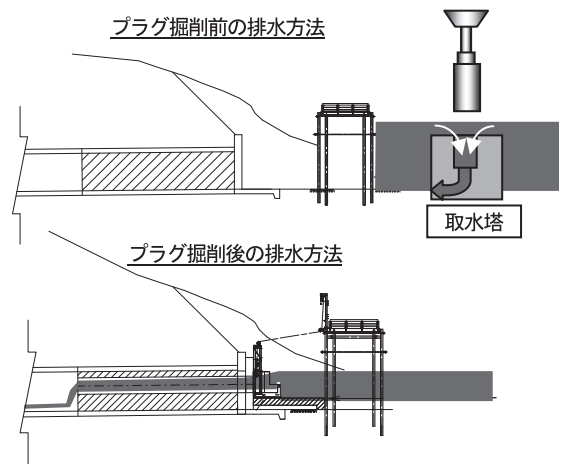


図-8 二重締切鋼矢板を引抜いた状態の排水イメージ図

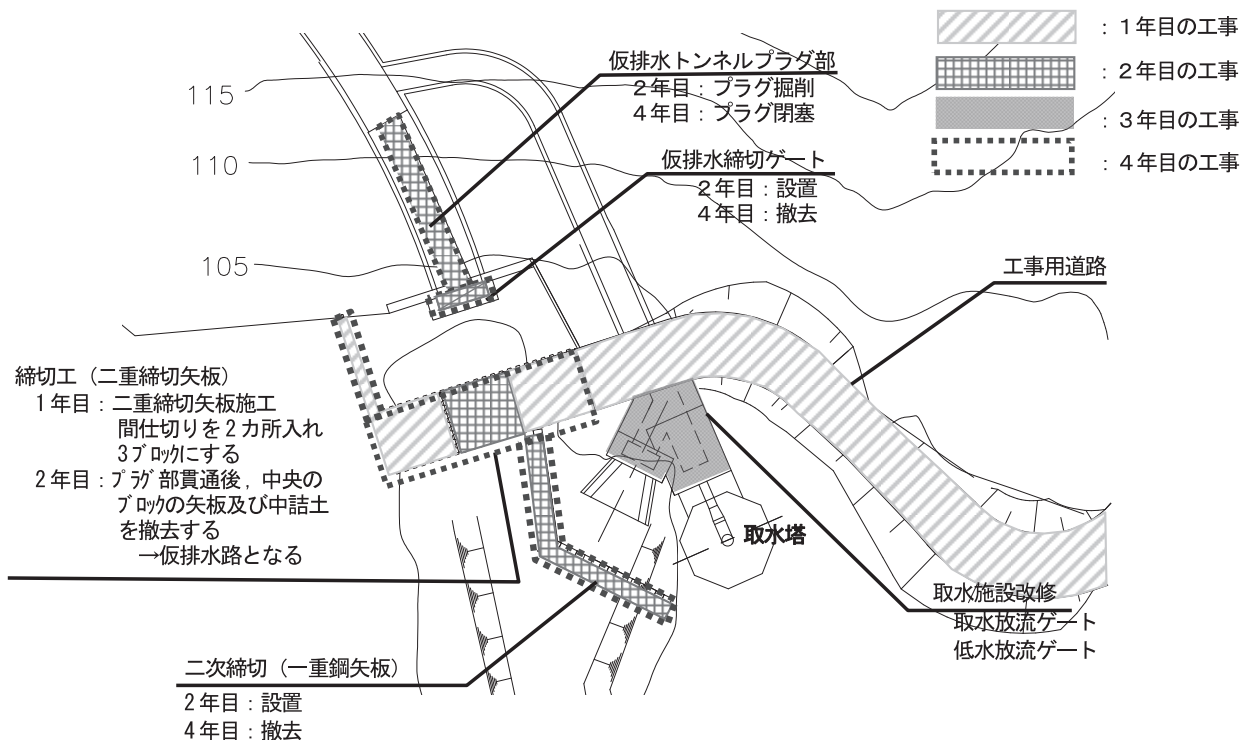


図-9 放流ゲート改修工事図仮設計画説明図

- ⑥仮排水締切ゲート全閉 → 〈ダム再湛水〉
- c) 3年目：11月～翌2月：4ヶ月間
  - ①仮排水締切ゲート全開 → 〈ダム完全落水〉
  - ②取水施設頂版コンクリート撤去
  - ③ゲート改修
  - ④取水施設頂版コンクリート再打設
  - ⑤仮排水締切ゲート全閉 → 〈ダム再湛水〉
- d) 4年目：11月～翌1月：3ヶ月間
  - ①仮排水締切ゲート全開 → 〈ダム完全落水〉
  - ②2年目に部分撤去した締切工の再設置
  - ③ダム放流を仮排水路から取水塔へ変更
  - ④仮排水路閉塞
  - ⑤締切工の撤去

## 6. おわりに

本工事は、供用中のダムの取水放流設備の改修を、各年のかんがい期終了後に開始し、翌春の貯水開始までの4ヵ月間で終了する工程計画に基づいて施工したものである。この中で最重要課題は、工事は翌年2月末で確実に完了して春からのかんがい目的を達することである。このため、工程計画は、ある程度の節目を終えて当該年度を完工する必要があるあった。（2年目はプラグ部を掘削したのち仮ゲート設置まで、3年目はゲート室頂版撤去後は新頂版の施工及び養生期間の確保などが絶対条件であった。）このため、各年の工事においてチェックポイントを設け、時期と進捗状況から所定の速度が確保できていない場合は、以降の工事を行わないなど重大な決断が必要となる工事計画であった。工事内では、このような状況は発生せず、工程どおり工事を終了することができた。

また、品質面では、コンクリートは予め機能診断調査により確認できたが、鉄筋の配置ピッチについては、電磁波レーダー調査を行って事前確認を行ったが、その状態については実際に掘削するまで確認す

ることが不可能であった。コンクリートを撤去して鉄筋の状態を確認したところ、配置されていた異形棒鋼は、当初の配筋図とおり配置され、腐食等も進行しておらず良好な状態が維持されていることを確認して施工を行った。（写真-3参照）

本報告について、他のダム再開発事例に向けて一役になれば幸いです。



写真-3 頂版コンクリート撤去後露出させた鉄筋  
(昭和40年頃施工)



# 2011年のチャオプラヤ川流域の洪水状況と対策について

宮 里 哲 郎* 河 田 直 美**  
 (Tetsuro MIYAZATO) (Naomi KAWATA)

## 目 次

1. はじめに	16	5. ダム操作と評価	18
2. 地勢と洪水の原因	16	6. 農村地域における今後の検討課題	20
3. 洪水と対策	17	7. おわりに	21
4. 洪水状況の分析	17		

## 1. はじめに

2011年のタイ国における大規模な洪水の発生に伴い、タイ国政府は、現在、本格的な洪水対策に取り組もうとしている。2012年1月には、「タイ国水資源マスタープラン」が公表されており、その概要は以下に示す通りである。

- ①森林及び生態系回復・保護
- ②主要貯水池管理及び水管理計画策定
- ③既存及び計画施設の機能回復及び改善
- ④災害予警報システムと情報センター
- ⑤遊水地域の指定及び復旧対策

本報文は、チャオプラヤ川流域の降雨や洪水量などの記録から、2011年の洪水に対して、既に建設されていた2基の巨大ダムが果たした役割などを評価している。また、上記のマスタープランの内、主に、農村地域において期待されている洪水対策の内容について検討している。具体的には、チャオプラヤ川の中流域から下流域において大規模に展開している水田に対して、計画的に洪水を導入すること(⑤)、既に存在している多数の調整池やため池を有効利用することやこれらを新設すること(②及び③)、森林の復元とこれを担保するための土地利用計画の必要性(①)などである。

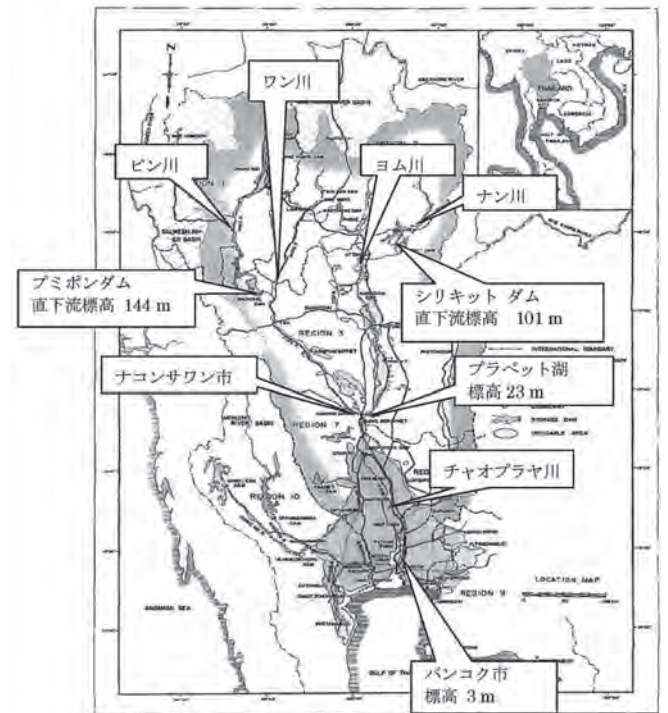
## 2. 地勢と洪水の原因

### (1)地勢

チャオプラヤ川流域はタイ国土の約1/3を占め、約160,000平方キロメートルあり中流部から海岸に向けて

大規模な平野が形成され、タイ国の大穀倉地帯となっている。首都バンコクはチャオプラヤ川の河口に位置し、近年目覚ましい発展を遂げている。

チャオプラヤ川には、図-1に示すようにピン川、ワン川、ヨム川及びナン川といった4本の支川があり、4支川は平野の上中流部ナコンサワン市付近で合流している。また、合流点の付近にはプラベット湖があり、その総容量は約1.78億 $m^3$ である。そして、同湖はチャオプラヤ川の遊水地としての機能を果たしている。しかし、近年周辺の開発や土砂の流入によりその機能が低下している。



出典：Royal Irrigation Department, Thailand

図-1 チャオプラヤ川流域図

*一般財団法人日本水土総合研究所  
 主席研究員 (Tel. 03-3502-1576)  
 **東急建設(株) 常務執行役員  
 (Tel. 03-5466-5020)





## (2)流域のダム

チャオプラヤ川の流域には、大中規模のダムが9基存在している。このうち、タイ電力公社 (Electricity Generating Authority of Thailand: EGAT) は、表-1に示すようにピン川のプミボンダム (Bhumibol dam, 最大貯水量 134億 $m^3$ ) とナン川のシリキットダム (Sirikit dam, 最大貯水量95億 $m^3$ ) といった2基の巨大ダムを管理している。両ダムの目的は、かんがい、発電及び治水などとなっている。他の7基のダムは主にかんがい用であり、王立かんがい局 (Royal Irrigation Department, RID) が運営している。プミボンダムとシリキットダムの貯水量の合計は9基全体の約90%を占めており、治水に対して大きな効果を有している。

東京大学の沖大幹研究室の「2011年10月タイ国水害の現状及び今後の調査と対策についての提案 (第2報)」によると、プミボンダムにおける4月から10月までの総流入量は約111億 $m^3$ であり、このうちの約65%を貯水したこととなる。一方、シリキットダムでは、同じ比率が約44%となっている。

表-1 チャオプラヤ川流域のダム

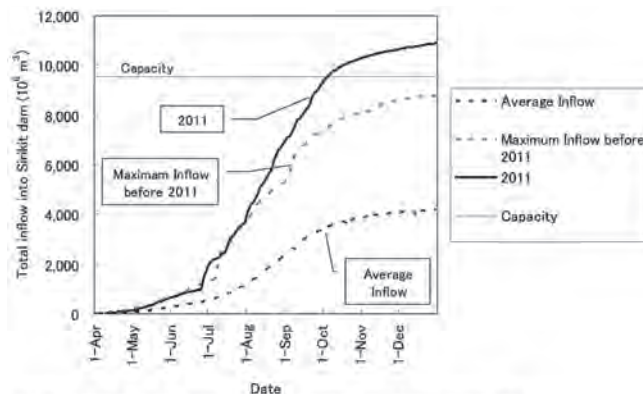
貯水池	支川名	最大貯水量 ( $\times 10^6 m^3$ )	最小貯水量 ( $\times 10^6 m^3$ )	有効貯水量 ( $\times 10^6 m^3$ )
プミボン Bhumibol	ピン Ping	13,462	3,800	9,662
シリキット Sirikit	ナン Nan	9,510	2,850	6,660
バサク Pasak	バサク Pasak	960	-	785
クラシオ Kra Sieo	タチン Tha Chun	363	40	201
メーガット Mae Ngat	ピン Ping	325	10	255
メークワン Mae Kuang	ピン Ping	263	14	249
タブサラオ Thap Salao	サカエ克蘭 Sakae Krang	198	8	152
キアオロム Kiaw Lom	ワン Wang	112	4	108
メーチャン Mae Chang	ワン Wang	108	-	-
合計		25,301	6,726	18,072

(注1) ーはデータ不詳、合計数値より除外して計算  
(注2) シリキットダムの最大貯水量は文献により異なり10.640 $\times 10^6 m^3$ としているものもある。

出典：ONWRC(2003): Chao Phraya River Basin, Thailand (in THE UN WORLD WATER DEVELOPMENT REPORT Water for People, Water for Life). The Working Group of the Office of Natural Water Resources Committee (ONWRC) of Thailand, UNESCO, pp.390-400

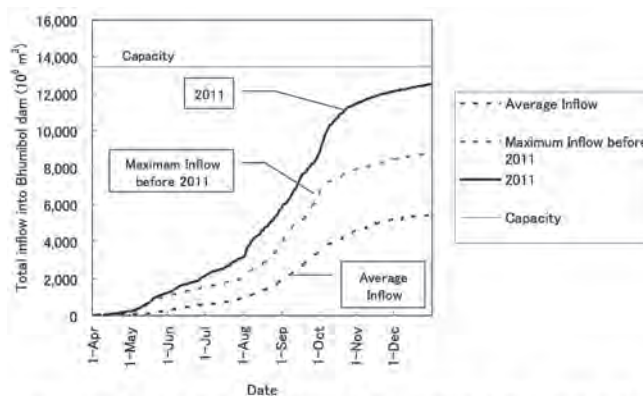
## (3)ダムの貯水量曲線

図-5はプミボンダムの、また、図-7はシリキットダムの4月以降の貯水量曲線を示している。また図-5と図-6の中には、プミボンダムでは1964年から、また、シリキットダムでは1974年からのそれぞれ48年間、37年間の貯水量曲線の平均値と既往最大値を示している。2011年の貯水量曲線は、両ダムともこれまでの実績を大きく上回っており、計画を上回る流入量が発生したといえることができる。



出典：Hydro and Agro Informatics Institute web site (<http://www.haii.or.th>)に著者加筆

図-5 プミボンダムの累積流入量



「注」シリキットダムには最大貯水容量を超えた流入があった。

出典：Hydro and Agro Informatics Institute web site (<http://www.haii.or.th>)に著者加筆

図-6 シリキットダムの累積流入量

## 5. ダム操作と評価

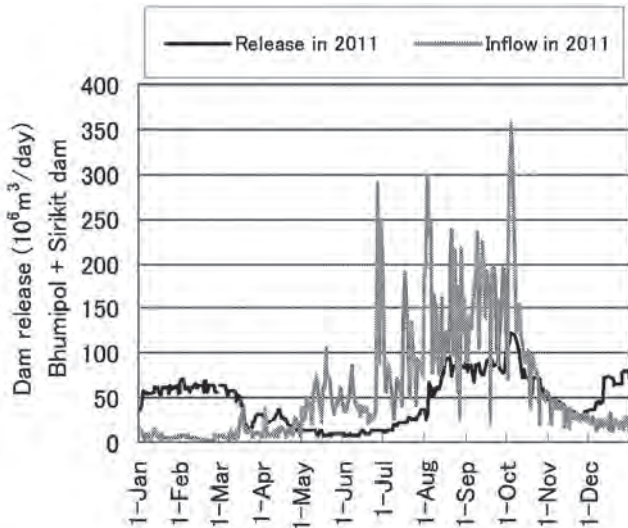
### (1)両ダムの操作

両ダムでは1996年から貯水上限曲線と下限曲線を設定し、貯水量が常に2本の曲線の間に入るように運用されている。かんがいへの供給量は週単位で決定されている。また、発電容量は、特別に設定されているわけではなく、かんがいや上工水などの放流を利用して発電が行なわれている。

プミボンダム及びシリキットダムからの合計日放流量及び流入量を図-7に示す。両ダムは3月中旬から放流量を減少させ貯水量の回復を図っていた。6月以降に降雨の増加に伴い両ダムの流入量も大きく増加しているが、7月末までは両ダムからの放流は小さいままで推移していた。

その後、8月から10月にかけては毎日7,000万 $m^3$ から8,000万 $m^3$ といった放水を行っていた。特に、9月末から10月始めには、両ダムの合計で日量1億 $m^3$ を超える放流を余儀なくされていた。

図-7をみると、流入量には3回の高いピークがあり、一日で約3億 $m^3$ 程の流入量が観測されている。



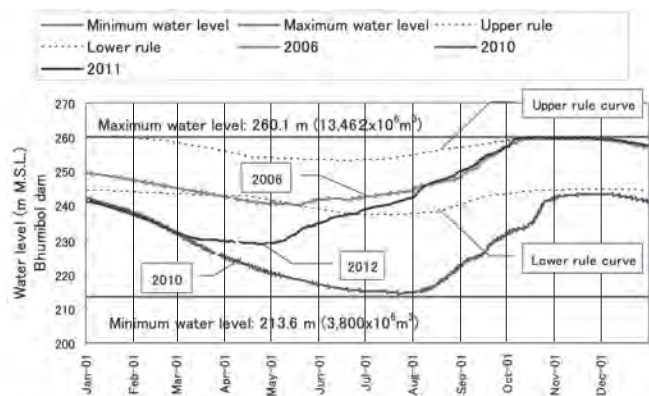
出典：Hydro and Agro Informatics Institute web site (<http://www.haii.or.th>)に著者加筆

図-7 プミボンダム及びシリキットダムからの合計日放流量及び流入量

7月初旬の一回目のピークはすべてを両ダムで貯留することができたが、8月の初旬のピーク時には一日の流入量の1/5程度に当たる日量6,500万 $m^3$ を放流している。また、10月初旬の3回目のピークには両ダムがほぼ満水になっており日量約1.2億 $m^3$ を放流するに至っている。ちなみに、日量1.2億 $m^3$ は約1,400 $m^3/sec$ であり、この量はチャオプラヤ川の中流狭窄部であるチャオプラヤダム地点での最大洪水量である3,500 $m^3/sec$ の約40%に相当する。その後、両ダムの流入量が減少するに伴い、放流量も着実に減少した。

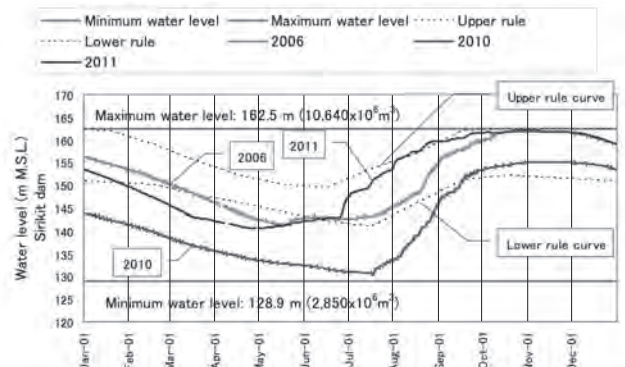
2011年のプミボンダム及びシリキットダムの貯水曲線を図-8及び図-9に示す。両ダムとも10月始めに貯水曲線が水平になり、ダムが満水になったことを示している。このことは両ダムともその時点で洪水調節機能を失い、10月以降の両ダムへの流入量はそのまま下流に放流されていることがわかる。

図-8によると、プミボンダムでは2011年3月頃まで下限曲線を下回る水量しか貯留されておらず、2010



出典：Hydro and Agro Informatics Institute web site (<http://www.haii.or.th>)に著者加筆

図-8 プミボンダムの貯水曲線の実績と管理曲線



出典：Hydro and Agro Informatics Institute web site (<http://www.haii.or.th>)に著者加筆

図-9 シリキットダムの貯水曲線の実績と管理曲線

年とほぼ同じ動向を示していた。その後、5月頃から貯水量は着実に増加していき、9月末頃に満水になっている。一方、図-9に示すようにプミボンダムほど顕著ではないが、シリキットダムにおいてもほぼ同様の動きをみせた。

### (2)両ダムが果たした機能

以上のことから今回発生したバンコクでの大洪水の原因の一つとして、両ダムからの放流が同国のマスコミなどから指摘されている。しかし、プミボンダムでは73億 $m^3$ また、シリキットダムでは45億 $m^3$ の洪水を貯留し4支川の全体流出量の約25%を貯留して下流への洪水量を減少させたといえる。なお、両ダムの貯水量118億 $m^3$ は、(2)流域のダムの項に示した推定値とほぼ同じ数量となっている。

また、図-8に示すように、2011年5月時点でのプミボンダムの貯水量は、下限曲線を大きく下回った2010年の貯水量の実績とほぼ同じであり、この時点で雨期の降水量を予測して事前に同ダムからの放水を行っておくことを決定することは、事実上不可能であったと思われる。

今後両ダムの貯水量管理曲線の議論がタイ国内で活発に行われるであろうが、両ダムの流域面積は表-2に示すようにチャオプラヤ川全体の25%しか占めておらず残りの流域の降雨の多くはダムに貯留されことなく除々に流下しており、両ダムの貯留機能に一定の限度があることを認識しておく必要がある。

表-2 チャオプラヤ川の4支川の流域面積

チャオプラヤ川 上流部4支川	流域面積 km ²	チャオプラヤ川 流域全体の%	ダム流域面積 km ²	(B)/(A)
	(A)		(B)	
ピン川	36,018	22	26,400 (プミボンダム)	73%
ワン川	11,708	7	-	-
ヨム川	24,720	16	-	-
ナン川	34,557	22	13,130 (シリキットダム)	38%
合計	107,003	67	39,530	37%
チャオプラヤ川 全流域	160,000	100	39,530	25%

出典：「タイ王国の水資源開発」 手計太一著に著者加筆



## 6. 農村地域における今後の検討課題

### (1)水田の遊水池利用

チャオプラヤ川の下流域大平原一帯は上流での巨大ダムによる水資源開発がおこなわれる以前は、先に述べたように洪水水位の増加にともなって草丈を伸ばしていく浮き稲が一般的に栽培されていた。しかし、浮稲は収量が低く、近年は灌漑排水施設が整備された地区から草丈の短いIR系の高収量稲に転換が進んでいて、最近では浮稲をこの地帯で見るとはほとんどない。高収量稲は水害に弱く洪水で水没すると、収穫が皆無になる危険をはらんでいる。

以前からRIDはバンコクへの洪水到達を遅延させるため河川水の一部を中下流域の水田に導入する措置を取っていた。そして、作物の被害に応じて補償金を支払っていた。しかし、被害額に対する補償金が安いことから、農家の不満が大きかった。2011年の大洪水の後、RIDは雨期の一定期間を決めて借地料を支払い水田を遊水池として利用することを検討している。しかし、補償額をどの程度にするのか、また賃貸契約を拒否した農家をどのように取り扱うかなど検討課題があるといえる。

### (2)モンキーチーク

モンキーチーク(注1)は、多数の調整池を河川や水路によって連絡して一時的に雨水を貯留し、河川や水路の水位が低下しているときに放流することで、ピーク流量を抑えようとするものである。

モンキーチークの特徴は以下のように要約することができる。

- ①未利用地や利用度の低い土地を利用して調整池を建設する。
- ②排水管理操作の能力を高めるため、既存の水路の改修および新設を行う。道路・堤防などできるだけ既存の施設を有効に使いながら、必要な堤防を建設する。
- ③河川水位が高く、海への排水ができない時に、外水を調整池に導入し、また内水を排除するための樋門を建設する。
- ④排水はできる限り潮位に伴う内外水位差を利用して行う。
- ⑤必要に応じてポンプ排水を行う。

(注1)モンキーチーク(Monkey Cheek)は、斎藤俊樹により、以下のように紹介されている。

1995年10月、チャオプラヤ川で大洪水が起きた。モンキーチークプロジェクトは、これを受けて、同年12月タイ国王の発意により開始された事業である。その時の国王の説話は次のとおりである。

「私が5歳の時、猿にバナナを与えまし

た。猿は噛んで頬のところにしばらく止めていました。現在、洪水が下流でまだ起きています。このような洪水を防ぐため、水を一時的に溜めて置く池を作る必要があります」

この説話がきっかけでピーク排水量を低減させる調整機能を持つプロジェクトが、モンキーチーク(猿の頬)と呼ばれるようになった。

### (3)小規模かんがい事業の実績と評価

タイでは国家社会経済開発計画を定めこれまで着実に水資源の開発を進めてきている。このうち第1次計画(1961年~1966年)では、プミポンダムやシリキットダムといった多目的大規模かんがい事業が実施された。その後、第5次計画(1982年~1986年)以降第8次計画(1997年~2001年)にかけては、地下水利用も含む小規模かんがい開発に力点が置かれた。第5次から第8次計画によれば事業数で26,726地区、貯水容量で4,493億 $m^3$ (注2)であったとの報告がされている。地域別で見ると、チャオプラヤ川流域を構成する上流域と中流域が全体の概ね3割を占めている。

タイ国王が提唱する「足るを知る経済」の中で、農家の土地利用において、所有地の30%をため池とし、30%を水田、30%を畑、そして10%を住居や家畜用とすることを奨励している。このような考え方が示されたのは、多くの農家の土地利用において水田が大半を占め、自給可能な野菜や果実の生産が少ないこと、また、公的機関による乾期のかんがい用水の供給が不十分であることから、自らがかんがい用水を確保することの重要性を農民に認識させるためであった。そこでこの考え方を参考とし、地域の現況の土地利用に対して将来の土地利用の中にもため池の新設計画を導入し、前述のモンキーチークと併せて洪水対策として計画することも検討する必要がある。

(注2)計画されている貯水容量4,493億 $m^3$ は、極めて過大あるいは錯誤であると思われる。4の(2)に示したように巨大ダムであるプミポンダムやシリキットダムの最大貯水容量の合計でさえ229億 $m^3$ であること、またチャオプラヤ川流域の最大の遊水池プラベット湖の容量が1.78億 $m^3$ に比べて過大といわざるを得ない。しかし、他に信頼できる数値がないためここに掲げることとした。

### (4)森林の再生

全国土に対する森林面積率は、表-3に示すように、1975年に41%であったものが、2006年には33%と大幅に減少している。

森林面積の減少は、主に森林を水田に転換したこと、また、水田を都市的用途に開発したことによって生じたことである。これらの開発は、これまでの経済

発展には不可欠なものであったとはいえ、洪水を中心とする自然災害に脆弱な国土になっていることは否定できない。

このため、土地利用の変化によって、雨期の降水による河川などへの流出が異なることから、森林の消失や都市的開発といった土地利用の変化によってチャオプラヤ川や支川の流況がどのような影響を受けるかということについてシミュレーションモデルなどを用いて検討し必要な土地利用規制の導入を図ることが必要である。

表-3 森林面積率の推移

	1975年	1985年	1995年	2006年
森林面積率	41	29	26	33

出典：Thailand in Figures 14th Edition 2009-2010

## 7. おわりに

これまで述べてきたように、チャオプラヤ川上流部に建設された2基の巨大ダムは、今回の洪水の初期には約118億m³の水を貯留して、下流部の洪水被害の軽減と洪水被害を遅らせることに貢献したといえる。しかし、多量の降雨が継続したため、2011年10月以降については、両ダムとも貯留量がすでに満水に達していたため、流入した水量をそのまま下流に流下させざるを得ない状況に至っていた。

このため、今後、両ダムの貯水管理のあり方を見直すべく、タイ国政府において検討が進められることとなろう。この場合、安定的な発電と効率的な灌漑容量及び洪水容量の確保というトレードオフの関係を持つ三つの機能を、どのように満足させるべきかということが大きな課題になる。巨大とはいえ両ダムが持っている機能に限界があるということ認識したうえで、ダムの新しい貯水管理の姿を決定することが望まれるところである。我が国としては、第二次大戦後、多目的ダムの建設と競合する目的の間での調整について長い経験鶴を有していることから、これらの知見を積極的にタイ国政府に提供することが望ましい。

タイ国政府は、現在、首都バンコクやチャオプラヤ川沿岸に存在している工業団地などを洪水から防御することを主眼にしたマスタープランを策定しこれに基づいた公共投資を進めていくこととしている。

一方、マスタープランの中に短期的及び中期的ではあるが、限界があるとはいえ一定の効果を発現する応急的な施策も盛り込むことを検討する必要があると考える。

本報文の4農業農村分野での今後の検討課題に示したように小規模なため池群を新設したり既存のため池群の補修を行うこと、一定の地域の水田を遊水池として利用するモンキーチーク方式を導入することは、少

ない投資で短期的に効果を上げることが可能になるといえる。

また、中流部のナコンサワン市の近傍に位置するプラベツ湖の貯水機能の強化も重要な課題である。同湖は、従来から、チャオプラヤ川の遊水池としての役割を果たしてきている。しかし、湖底での土砂の堆積の進行や湖周辺の都市的開発の進展などによって、その機能が大幅に低下してきている。このため、同湖の浚渫を継続的に行うことと周辺の開発を規制するという措置が望まれるのである。そして、浚渫土は、ナコンサワン市や周辺の農業集落を洪水から防御するための堤防の盛り土に使用することができる。このことは、タイ国政府として地方自治体（タンボン）段階での洪水対策の一つのモデルになると考える。

タイ国政府において、実際に洪水対策のための事業を実施するに際して、既存の施設の活用や修繕と機能の強化に取り組むこと、また、置かれた自然条件を前提にしたインフラ整備を行うといった観点に配慮することが重要である。また、このような観点に立つことにより、投資費用の低減も可能になると考える。

今後、洪水対策が、タイ国政府により、積極的に取り組まれ、将来の洪水被害が軽減されることを強く期待するところである。

## 主要参考文献

- 1) 手計太一「タイ王国の水資源開発」- 歴代為政者たちの水資源政策 - p44, p69, p71, p84 (株現代図書, (2008)
- 2) Map of the Chao Phraya River Basin, Royal Irrigation Department, Thailand
- 3) Meteorological Development Bureau, Thai Meteorological Department
- 4) Hydro and Agro Informatics Institute オンライン入手先 <<http://www.haii.or.th>>
- 5) Chao Phraya River Basin, Thailand, THE UN WORLD WATER DEVELOPMENT REPORT Water for People, Water for Life, the Office of Natural Resources Committee, 2003
- 6) Thailand in Figures 14th Edition 2009-2010
- 7) 東京大学, 沖大幹研究室「2011年10月タイ国水害の現状及び今後の調査と対策についての提案(第2報)」オンライン入手先 <<http://hydro.iis.u-tokyo.ac.jp/Mulabo/news/2011/ThaiFlood2011.html>>
- 8) 斎藤俊樹, 「モンキーチークプロジェクト」, 農業土木学会誌, vol68(9), pp931-935, 2000

# シールド工法及びNATM工法による複合地質での施工

－ 道央注水工馬追トンネルの施工事例（掘削工）について －

横 山 洋 司*  
(Youji YOKOYAMA)

## 目 次

1. はじめに .....	22	5. 施工上の留意点 .....	24
2. 地形概要 .....	22	6. 複合地質のトンネル掘削 .....	24
3. 地質概要 .....	22	7. おわりに .....	28
4. トンネル工法選定 .....	23		

## 1. はじめに

国営かんがい排水事業「道央用水地区」は、道央地域の6市5町にまたがる農業地帯の安定的な水田及び畑地かんがい用水の確保を目的に、夕張シューパロダムの新設を始め、農業用用水施設の整備を行い、土地生産性の向上など農業経営の安定を図り、地域農業の振興に資するものである。

この地区の主要施設である道央注水工のほぼ中間に位置する馬追トンネル（延長L=2,177.9m）は上流側のL=801mを泥水式シールド工法（仕上り内径2,900mm）、下流側のL=1,376.9mをNATM工法（SL仕上り幅2,800mm）で施工する水路トンネルである。

本報では、複合地質で構成されている馬追トンネルを泥水シールド工法、NATM工法で施工した事例について報告する。



図-1 工事位置図

## 2. 地形概要

馬追トンネルの施工位置は、千歳市北東部の幌加～泉郷地区および長沼町南東部の幌内地区にかけての地域である。トンネル中央部には、馬追丘陵と呼ばれる丘陵性の山地が南北方向に分布している。それを境に東の千歳市幌加側は「由仁-安平低地」と呼ばれる低地、西の長沼町幌内側は「石狩低地」と呼ばれる低地が広がっている。

馬追丘陵は、長沼町～由仁町～千歳市～早来町～厚真町にまたがって長さ約40km、幅4～5kmに渡り分布している。中軸部の標高は全体としては150～250m前後に達しているが、トンネル区間においては標高100～130m程度である。なお、トンネル周辺には明瞭な地すべり地形は認められていない。



図-2 工事路線図

## 3. 地質概要

### 3.1 トンネル区間の地質構成

地質縦断形状を図-3に示す。トンネル区間に分布する地質は、第四紀洪積世の粘性土、礫層および新第

*戸田建設(株)札幌支店 土木工事部工事課  
(Tel. 011-231-9600)



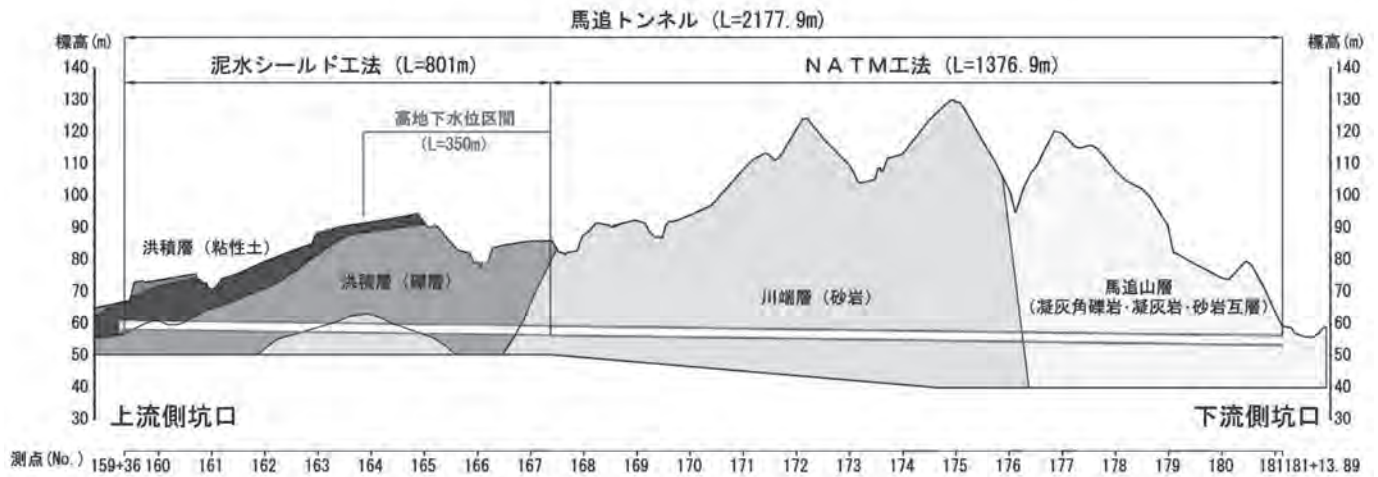


図-3 馬追トンネル地質縦断面

三紀中新生の川端層、馬追山層である。トンネル計画標高付近では上流側坑口付近よりNo.167付近まで未固結層である礫層が主体に分布し、以降下流側坑口まで基盤岩の川端層および馬追山層が分布している。

トンネル区間の地質構成を表-1に示す。

表-1 馬追トンネル地質構成

時代	地質		記号	構成物
第四紀	完新世	盛土・埋土		Bk 道路や構造物付近に分布する。有機質～火山灰質シルトが主体。
	沖積世	沖積層	粘性土	Ac～Avc シルトおよび火山灰質シルト～砂などからなる。多くは有機質である。N値は5以下が主体の軟質な土層。
		洪積層	火山灰質砂質土	Dvs 火山灰、軽石、火山灰質砂などからなる。N値は10以下が主体の全体に緩い土層。
			粘性土	Dcp～Dc 比較的締まった火山灰質粘土および粘土～シルトからなる。一部に少量の腐植物を混入する。
砂質土	Ds 砂および砂質土からなる。トンネル付近での分布は狭小（終点側坑口部に薄く分布）。			
礫層	Dg 全体に比較的締まった砂礫。基質は砂～シルトで、φ1～3cm程度の礫を40～70%程度含む。			
新第三紀	中新世	馬追山層 Uo	砂岩	Uo-ss 全体に変質を受け軟質化した砂岩。弱～非変質部では比較的硬質。
			凝灰岩	Uo-tf 全体に変質を受け軟質化した凝灰岩。
			凝灰角礫岩	Uo-tb 全体に変質を受け軟質化した凝灰角礫岩。
			砂岩・凝灰岩・凝灰角礫岩などの互層	Uo 上記の砂岩・凝灰岩・凝灰角礫岩などが数m～数十mの厚さで互層状に分布するものと想定される。全体に変質を受け、軟質なものが多いと想定される。
			安山岩溶岩	Uo-an 板状節理が発達するとされる。ボーリングで未確認であり詳細は不明。
			火山性礫岩	Uo-cg 土石流状の淘汰の悪い火山性の礫岩とされる。ボーリングで未確認であり詳細は不明。
			川端層 Kb	砂岩
	泥岩	Kb-ms やや軟質な泥岩。ボーリングで確認された岩質はやや多亀裂で破砕状。		

### 3.2 地下水位とトンネル湧水

トンネル中央部より上流側の区間は、地下水を有する礫層が分布しており、多量の湧水の発生が想定される。ボーリングで確認された地下水位の状況から、No.163+80～No.167+30区間(L=350m)の礫層分布箇所では地下水は地表に近い位置に確認されているため(以深は飽和された状態にある)、当該区間は高地

下水位区間である。

また、礫層分布区間約700mに対して、最大で3,500～5,400(L/min)程度の恒常湧水、切羽においては4,700(L/min)の集中湧水の発生が想定された。

### 3.3 岩盤区間の膨圧

下流側の馬追山層で確認された岩質は、全体的に変質を受けた軟質なものが多いと想定される。各岩層の風化帯は、土砂状化した軟質な地山が主体であり、「膨張性の可能性が高い」地山と評価された(表-2)。

表-2 膨圧判定表

地質	風化区分	変質区分	RQD (%)	浸水崩壊度	スメクタイト含有量	地山強度比	判定結果
砂岩	強風化～風化部	中～弱変質	無水掘削および0～10主体	—	—	—	可能性高い
	弱～未風化	中～弱変質	21～78 一部0～10	D	○(多量)	—	可能性高い
凝灰岩	風化部	中～弱変質	16～45 一部0	D	○(多量)	—	可能性高い
	弱～未風化	中～弱変質	22	D	—	—	可能性高い
凝灰角礫岩	風化部	中～弱変質	0～22 一部27.54	—	—	—	可能性高い
	弱～未風化	中～弱変質	22～84 所々0～12	B	○(多量)	1.2～8.0	可能性あり

### 4. トンネル工法選定

馬追トンネルの地質は上流側土砂部と下流側岩盤部に分けられる。上流側土砂部は粘性土・砂礫層で構成され、多量の湧水が発生する可能性が高いことから、周辺の地下水位への影響を低減するために、止水性を考慮したシールド工法が採用されている。シールド形式は終点付近の地下水位が約30mと高く、シールド機に高圧水が作用することを考慮し、密閉型の泥水式シールド工法となる。

また、下流側岩盤部の馬追山層は膨張性の可能性が



高い地山と評価されていることから、膨張性地山に有効なNATM工法が採用されている。

## 5. 施工上の留意点

シールド、NATM工法により、複合地質を掘削するにあたり想定された施工上の留意点は以下であった。

### 5.1 シールド区間（カッタービット対策）

シールド区間は中間部（約200m）と終点部（約50m）に川端層砂岩が分布しており、やや泥質な細粒砂岩で比較的硬質、一軸圧縮強度は10,400～12,100KN/m²である。

シールドマシンのカッタービットは摩耗状態や土質の変化に伴い交換することが理想であるがビット交換はチャンパー内に作業員が入るため、切羽の安定性を図る必要がある。薬液注入を行う場合、トンネル内からの施工は困難なため地表からの施工となる。

図-4の通り、本トンネルの地表部は、トンネル始点からNo.165付近までは畑地として利用され、それ以降は国有林となっている。国有林区域での工事用道路の新設や自然環境への影響等を考慮すると、シールド機のカッタービットの交換はNo.165より上流側での作業に制限される。

よって、カッタービット交換が必要と判断された際の交換位置及び交換方法が検討課題となった。

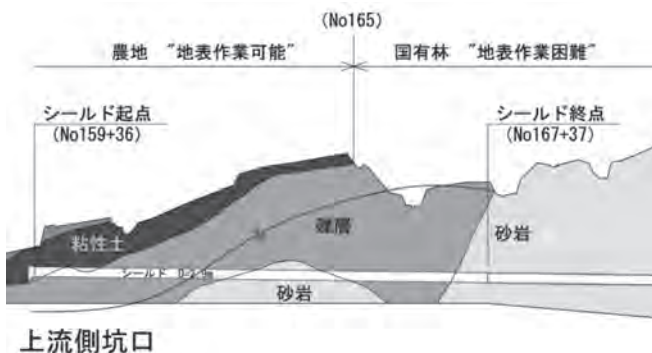


図-4 シールド区間地表利用区分

### 5.2 NATM区間（トンネルタイプ判定）

下流のNATM区間において岩盤分類による地山区分は、過去の調査試験結果から総合的に判断しているが、施工時には計測結果や切羽状況の確認によるトンネルタイプへのフィードバックが必要である。

各地山区分の区間設定は、一部のボーリング確認箇所を除き、地震探査の地山弾性波速度分布から推定しており、ボーリング調査による直接的な岩質確認や境界位置の確認はおこなっていない。また、川端層と馬追山層の境界部は低速度帯が確認されており岩質の劣化が予想される。よって、効率的かつ安全性の高い施工のため、切羽掘削に先行して地質・湧水情報を把握し、支保タイプ、補助工法の有無を確認することが必要となった。

### 5.3 シールド・NATM接合部の特定

シールドトンネルとNATMトンネルの施工境界は、トンネル掘削による地山内部の応力変化によって、グラウンドアーチが形成される位置までシールド掘削とし、それ以降をNATM掘削とする。

グラウンドアーチが形成される被りは、岩トンネルで無筋コンクリート断面の場合、トンネル掘削径の3倍以上¹⁾が必要となることから、図-5の位置が選定された。

接合部に分布する川端層砂岩は事前ボーリング調査の結果から、比較的硬質で亀裂は少ない岩質が確認されているが、部分的に風化帯が分布する可能性がある。砂礫区間からの変化点付近は岩盤の土被りが小さく、地下水位も高いため、接合部の岩質確認と礫層中の地下水を岩盤の亀裂沿いに引き込まない施工方法が必要となった。



図-5 接合位置選定図

## 6. 複合地質のトンネル掘削

前項の留意点等に対し、複合地質を掘削した際の施工技術について以下に述べる。

### 6.1 シールド区間（カッタービット対策）

シールド区間は、図-6のとおり、粘性土層→砂礫層→砂岩層（中間部）→砂礫層→砂岩層（到達部）と地質が変化し、中間部及び到達部の砂岩層による掘削速度の著しい低下、カッタービットの摩耗が想定された。

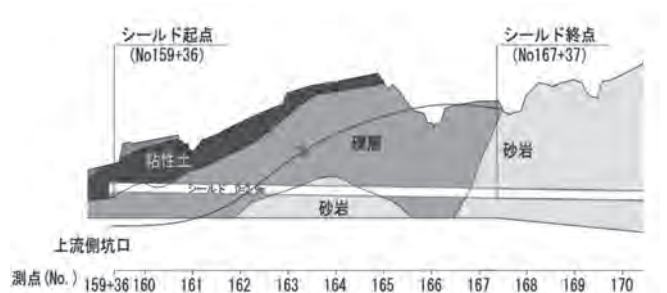


図-6 シールド区間土質模式図

そこで、今回は岩盤対応型の面板装備への途中交換が可能な面板形状を採用した。

掘進開始直後に分布する粘性土区間に対して、ローラーカッター（巨石や岩盤破碎を行う装備）を取り付けた状態での掘進は面板への粘性土付着による閉塞が懸念される。よって、岩盤区間到達までは、ローラーカッター装着部分を開口とし、開口率を大きくとる形状とした（図-7上段）。

そして、岩盤区間到達後はビットの摩耗状態などからローラーカッターの追加が必要と判断した場合にシールドマシンチャンバー内よりビット取付けが可能な形状とした（図-7下段）。その際、切羽面の安定した岩盤内で作業を行うことで、地表面からの薬液注入等の補助工法なしで施工可能と考えた。

実施工において、No.163付近から地質が砂礫層から川端層砂岩に変化し、No.163+40以降、全断面が川端層砂岩となった。川端層砂岩到達以降、掘進速度は岩盤区間想定の15mm/minに対して、平均5mm/min程度まで下がり、シールド終点到達以前にカッタービットが許容摩耗量を超過することが想定された。よって、No.163+60地点の岩盤内でビット（ローラーカッター）の追加を行った。

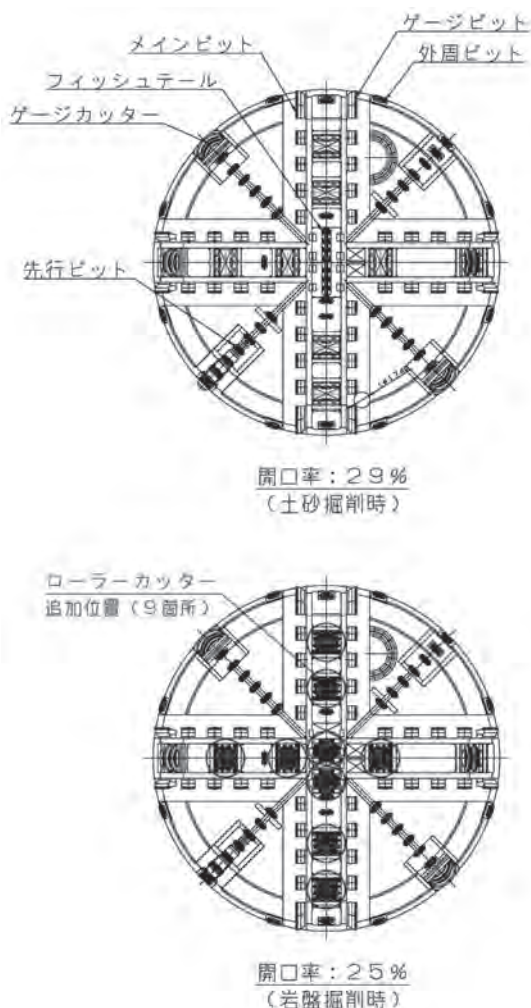


図-7 シールド面板装備（上段：土砂，下段：岩盤）

追加作業中はチャンバー内の地下水位上昇も見られず3日間（昼夜）で作業を完了し（写真-1），地表面からの薬液注入等も必要とせず，短期間で経済的に施工することが出来た。



写真-1 ローラーカッター設置状況

## 6.2 シールド区間（大礫対策）

礫層区間の掘進において、泥水式シールドで連続的に輸送可能な礫径は管径の1/3以下²⁾である。事前調査による礫の粒径は1～4cmが50～70%程度であることから、設計排泥管径は100mmとなっている。しかし、シールド坑口立坑部で実施した礫層の試掘調査の結果、粒径φ2～8cm（最大15cm）の礫が確認されたため、流体輸送にクラッシャー設備の追加を行った。この設備により、礫を45mm以下の粒径にまで破碎することが出来るため、さらに、配管径・排泥ポンプを150mmに変更することで礫層区間の掘進対策とした。

### 6.2.1 大礫によるチャンバー内閉塞

No.163付近の礫層から砂岩層への地質変化点の掘進中に、粒径200mm以上の大礫（写真-2）が存在し、シールドマシンからクラッシャー設備をつなぐ、φ200排泥管が閉塞し、一時掘進不能となった。バイパスを使用した機内での泥水循環は可能であるが、掘進するためにカッターを回転させると閉塞が生じ掘進が停止した。これは、チャンバー内に存在する粒径の大きい礫が、排泥管の入口を塞ぎ、排泥管から取り込み



写真-2 大礫形状寸法



が出来ない状態にあると考えられる。

機内の開閉マンホール部分からチャンバーの中の礫を除去しようと試みたが、約200L/分の出水があるため、チャンパー内での作業は不可能であった。

そこで、現状のφ200排泥配管を一時撤去し、シールド機に装備したφ250予備配管口(図-8)からクラッシャー設備までを配管接続し、泥水の流体輸送を行うことで、チャンパー内に溜まっている礫を排出し、クラッシャー設備での破碎処理が可能な設備とした(写真-3)。但し、後方排泥ポンプの能力がφ250排泥配管に対応していないため、礫を除去した後、再度既設排泥管に戻し、掘進する必要があった。

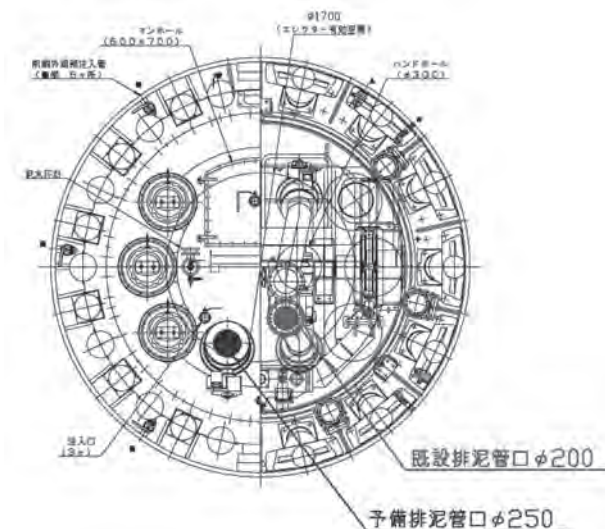


図-8 シールドマシン排管口配置図

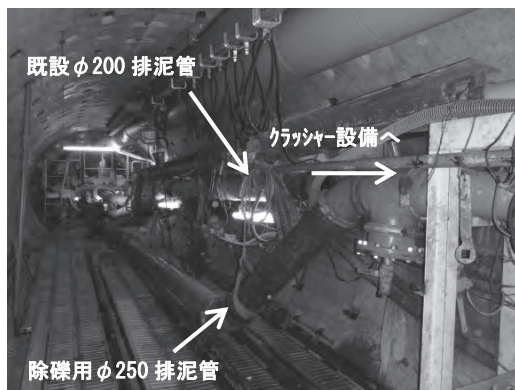


写真-3 除礫用配管接続状況

### 6.3 NATM区間(トンネルタイプ判定)

NATM工区の馬追山層は変質が進み軟質化した地山膨張も想定される地質不良区間である。また、川端層はそのほとんどが非変質な砂岩で構成されているが、部分的に変質が進んだ泥岩を挟んでいることが想定された。

#### 6.3.1 水平ボーリングによる判定(馬追山層)

地山不良区間であることが想定される馬追山層については、切羽掘削が到達する前に詳細な力学情報に基づく判定を行う必要があると判断し、切羽からの水平

ボーリング(写真-4)を実施した。これにより、地質の分布・亀裂の状態・変質の程度を確認し、その結果から、支保タイプや補助工法の必要性を確認した。

また、本トンネルでは定量的に支保タイプを判定することを目的とし、4つの判定指標(①切羽状態、②一軸圧縮強度、③地山弾性波速度、④地山強度比)ごとに評価点区分を設け、評価点の合計から支保タイプを判定する方式(地山評価表による判定)を導入した(表-3)。



写真-4 水平ボーリング施工状況

表-3 地山評価表(判定例)

#### ①地山評価表(地山評価点の算出)

評価指標		評価点区分				評価点
		4	3	2	1	
A	RQD ¹⁾	70以上	40以上 70未満	10以上 40未満	10未満	2
A	亀裂状態 ¹⁾	亀裂間隔が50cm程度以上	亀裂間隔が30cm程度で部分的に開口している	亀裂間隔が20cm程度で幅の狭い断層を含む	亀裂間隔が10cm以下で破碎帯が厚く分布する	-
B	一軸圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm ² )	50以上	20以上 50未満	5以上 20未満	5未満	1
C	地山弾性波速度 $V_p^*$ (km/sec)	3.0以上	2.0以上 3.0未満	1.0以上 2.0未満	1.0未満	3
D	地山強度比 GN	10以上	6以上 10未満	2以上 6未満	2未満	2
1)A項のうち、先進ボーリングはRQDを、切羽観察では亀裂状態を適用する。					地山評価点 (A~Dの合計)	8

#### ②支保タイプの判定

支保タイプ	C II	D I	D II-1	D II-2	判定
地山評価点	13以上	12~10	9~7	6~4	<b>D II-1</b>

#### 6.3.2 前方探査(DRISS)による判定(川端層)

川端層は非変質な砂岩が分布し、部分的に軟質化した泥岩を挟んでいると想定された。そこで、支保タイプの判定方法は軟質化した部分の範囲特定を主目的とし、掘進約40mごとに前方探査(Drilling Survey System, 以下DRISS)及び速度検層(地山弾性波速度測定)を行った。

DRISSとは、写真-5のようにドリルジャンボにより切羽で穿孔(φ64mm)を行い、穿孔速度、打撃圧、回転圧の測定から地山の硬さを表す穿孔エネルギーを算出し、その結果から支保タイプを判定する手法である。

以上の調査方法により、切羽掘進に先行して地質状況に適応した支保タイプの判定が実施できた。



写真-5 ドリルジャンボによる穿孔

#### 6.4 シールド・NATM接合部の施工

接合部の施工にあたり、周辺地山の地下水位の低下を防ぐため、礫層中の地下水を岩盤の亀裂沿いに引き込まないよう施工する必要がある。そこで、接合部周辺の砂岩層分布などの地質状態を確認することが重要となった。

事前調査結果から、シールド終点では接合部の50m手前 (No.166+87) 付近より、砂岩層が出現する予測であった。

砂礫層から砂岩層への変化点を特定するため、シールド掘進管理システムで管理しているカッタートルクとジャッキ速度の関連性から確認を行った。

砂礫区間では図-9のようにカッタートルクの瞬時トルクが高い特徴を示し、ジャッキ速度も10 (mm/分) 以上で推移するのに対し、砂岩区間では図-10のようにカッタートルクについて常時トルクが高い状態を示し、ジャッキ速度は10 (mm/分) 以下まで落ちる。これらのデータに基づき、砂礫層から砂岩層への変化点を調査した結果、設計の変化点と同一位置であることが確認できた。

次にシールドマシン到達前にNATM工区から前方探査 (DRISS) を行い、速度検層による地質状態を確認 (写真-6) した。その結果、弾性波速度2.1km/s、CII相当の比較的安定した岩盤層であることが確認できた。

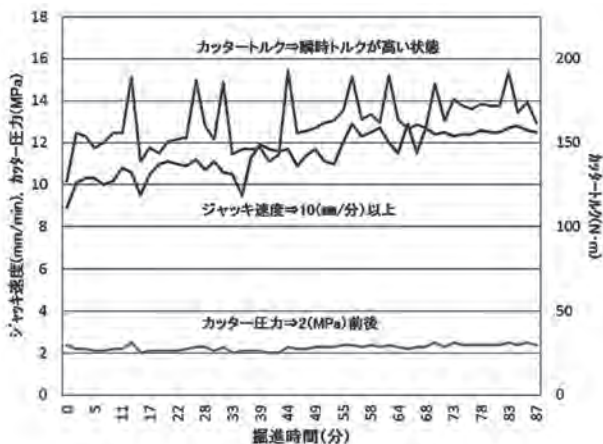


図-9 砂礫区間掘進管理データ (No.166+86)

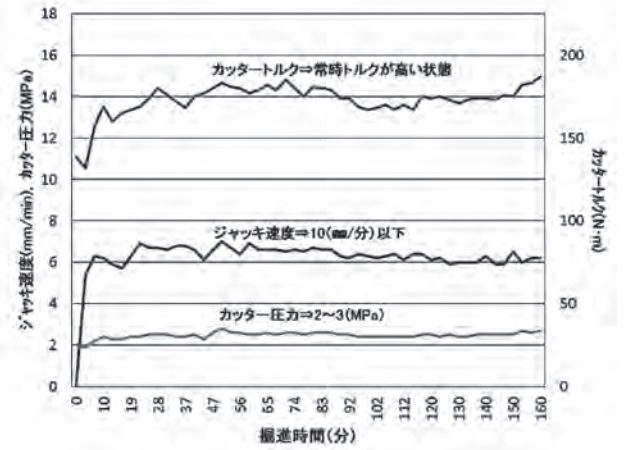


図-10 砂岩区間掘進管理データ (No.166+90)



写真-6 ドリルジャンボ穿孔穴による速度検層

また、シールド区間については礫層からの地下水流入を防止するために、到達部の砂岩区間において、裏込め材を通常時の注入圧 ( $P1=静水圧+200kN/m^2$ ) に加え、2次注入 ( $P1+50kN/m^2$ ) を実施することで、礫層からの止水性向上を図った (写真-7)。

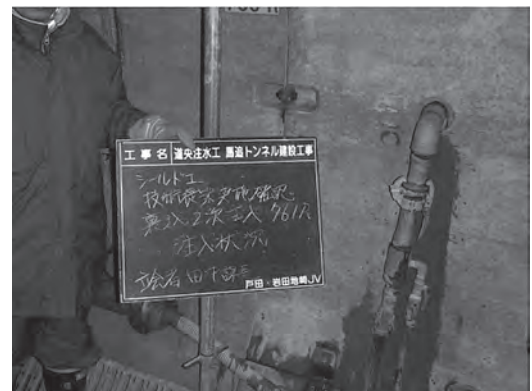


図-7 裏込め材2次注入

以上の確認調査及び対策工によって、礫層中の地下水を岩盤の亀裂沿いに引き込むこと無く接合部の掘削を行うことができた。

接合点への到達順序は、シールドを先行到達させ、NATM工法で接合部を掘削することとした。主な理由は、以下の①、②である。

- ①シールドマシンは切羽へ水圧をかけなければ、泥水が循環せず、土砂の取り込みが出来ない。泥水圧



をかけた状態で接合部へ進入した場合，NATM支保部材（吹付コンクリート，ロックボルト）や周辺地山への影響が懸念される。

- ②シールド到達時，前方を開放しない（NATM側を掘削していない）状態でマシン周辺の裏込めを行うことで止水性が向上する。

シールド到達後，自由断面掘削機とブレイカーを併用し，NATM側から掘削を行い，接合部施工を完了した（写真－8）。

接合部周辺のコンクリート吹付面からは少量の湧水が見られたが，少量であるため砂岩層が持つ地下水が



写真－8 接合部掘削（NATM工区）

滲み出ているものであり，シールド区間の地下水への影響はないと考えている。

また，両工区からの掘進精度についてはGPSを併用し，両坑口に基準点を設け，点間補正を行いながら掘削を進めることで，到達点での偏芯量を水平方向4mm，鉛直方向8mmで貫通させることが出来た。

## 7. おわりに

馬追トンネルはトンネル掘削工を平成24年3月末に完了している。今後は早期の完成に向けて，2次覆工コンクリート工，坑門工の施工を順次進めていきたい。

また，本報執筆にあたり，ご指導，ご協力いただいた北海道開発局 札幌開発建設部 札幌南農業事務所の関係者皆様には心よりお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 農林水産省構造改善局：土地改良事業設計基準設計「水路トンネル」，農業土木学会，p.15（1996）
- 2) シールドトンネルの新技术研究会：シールドトンネルの新技术，土木工学社，p.49-50（1995）

# 環境配慮施設の機能保全

横山清文*  
(Kiyofumi YOKOYAMA)

## 目 次

1. はじめに ……………	29	4. 土地改良区との協働調査 ……………	31
2. 環境配慮施設に係る管理段階での課題 ……	29	5. 技術書の体系化に考慮すべき事項 ……………	34
3. 土地改良区との協働調査地区の環境配慮計画 …	29	6. おわりに ……………	34

### 1. はじめに

土地改良法の一部改正（平成13年）により、「環境との調和への配慮」が土地改良事業実施の際に求められることとなり、ミティゲーション5原則（回避，最小化，修正，軽減／除去，代償）に基づき，地域の特徴に応じた環境配慮施設が整備されてきている。

このような中で東海農政局土地改良技術事務所では，生態系に配慮した施設の機能保全（事業完了後のモニタリング方法等）に係る技術書の必要性に着目し，完了した国営事業地区において，魚類の生息環境に配慮して整備された施設を対象に，施設の管理主体である土地改良区と協働でモニタリング調査を実施している。

本報では，魚類の生息環境に配慮した施設の機能保全に係る技術書の体系化に向けた検討概要を紹介する。

### 2. 環境配慮施設に係る管理段階での課題

生態系に配慮した施設の機能保全は，施設の性能が計画目標を達成しているかをモニタリングにより検証し，その結果により管理方法の見直しや施設の改良を行う等，柔軟に対応する「順応的管理」の考え方を適用することが望ましい。

モニタリング調査は，事業の計画・設計・実施の各段階では適宜実施されており，計画段階では学識経験者の意見等も踏まえた環境配慮計画（案）の策定に，事業実施中においては事業再評価での効果検証等に活用されている。

しかし，管理段階では環境配慮施設も主要施設にあわせて土地改良区が維持管理していることが多く，

計画や実施段階と同様のモニタリング調査を行うことは，管理体制や経費の面から困難な場合もある。また，環境配慮施設においては土地改良区のみならず，行政や地域住民を主体とした維持管理体制の構築が重要となるが，現実的には難しい面もある。

さらに，環境配慮に関する技術書は，計画や実施段階におけるものは数多く整備されているものの，管理段階や機能保全に関するものは見当たらないといった課題もある。

### 3. 土地改良区との協働調査地区の環境配慮計画

国営総合農地防災事業新濃尾（一期）地区（平成21年度事業完了）では，大江排水路や木津用水路の改修に際し，魚類を主体とした生息環境の配慮施設として魚溜工を設置する等の取り組みが行われている（ミティゲーション：修正）。大江排水路に設置された魚溜工は事業実施段階においてもモニタリング調査を実施し，学識経験者等の意見を踏まえつつ構造を改良して施工しており，その効果が報告されている¹⁾。

平成22年3月に策定された「新濃尾地区環境配慮計画（案）」（以下，「環境配慮計画」という。）は，事業実施段階で取り組まれた環境配慮に関する事項を体系的にとりまとめたもので，順応的管理の考え方を取り入れている。

この環境配慮計画における大江排水路や木津用水路に生息する魚類に関する環境配慮の概要は，以下のとおりである。

#### (1) 整備方針

- ①水路の改修によって流速が増し魚類の移動や生息・産卵が困難になる恐れがあるため，通常の水路区間に深みを設け，側壁の一部に魚巣ブロック等を用いた「魚溜工」等を設置する。
- ②幹線水路は非かんがい期（10月～3月）に水量が少なくなることから，魚類の生息域を確保し移動を可

*東海農政局土地改良技術事務所  
(Tel. 052-232-1057)

能にするため、水路の河床部に非かんがい期にも水深を確保できる「低水路」を設置する。

(2) 保全対象生物の選定

各種文献から、地区内に生息する生物（魚類、甲殻類、貝類、両生類、昆虫類）を抽出し、魚類は55種を選定。

(3) 注目種の選定

事業実施に伴い生息環境へ影響を受けることが想定される種として、最近の調査結果で確認できた種及び生態系の指標性（上位性、典型性、特殊性、希少性）等を勘案し、魚類の33種を選定。

(4) 保全対象種の選定

選定された注目種のうち、種の希少性、地域とのかわり（地域の歴史・文化）から、以下の保全対象種を選定。

- ①底生魚（カマツカ、ヨシノボリ類等）  
河川と幹線水路を生息域とし、地域全域で確認できる典型種であるため保全する。
- ②カワバタモロコ（RDB：国 絶滅危惧ⅠB類，愛知県 絶滅危惧Ⅱ類）  
減少によって希少性が高いため保全する。
- ③フナ類  
地域に生息する典型魚で、昔から食用とされてきた

種であり、文化伝承のため保全する。

- ④モロコ類  
地域に生息する典型魚で、昔から食用とされてきた種であり、文化伝承のため保全する。
- ⑤スジシマドジョウ小型種（RDB：国 絶滅危惧ⅠB類，愛知県 準絶滅危惧）  
減少によって希少性が高いため保全する。
- ⑥メダカ（RDB：国 絶滅危惧Ⅱ類，愛知県 準絶滅危惧）  
減少によって希少性が高いため保全する。

※RDB：レッドデータブック

(5) モニタリング

生態系の成り立ちが複雑であるため、事業実施による生態系への影響や環境配慮対策の結果が、想定した効果を発揮しているかどうかを予測することは難しい。よって、環境配慮対策を行う箇所においては、事業実施前後の生態系の状況を把握・評価することを目的として、モニタリングを実施するとしている。（図-1）

なお、事業完了後のモニタリング（魚類生息状況調査）は、大江排水路においては3～4回/年（施工後3年程度）、木津用水路においては非かんがい期1回程度（施工後3年程度）実施することとしている。

環境配慮の段階

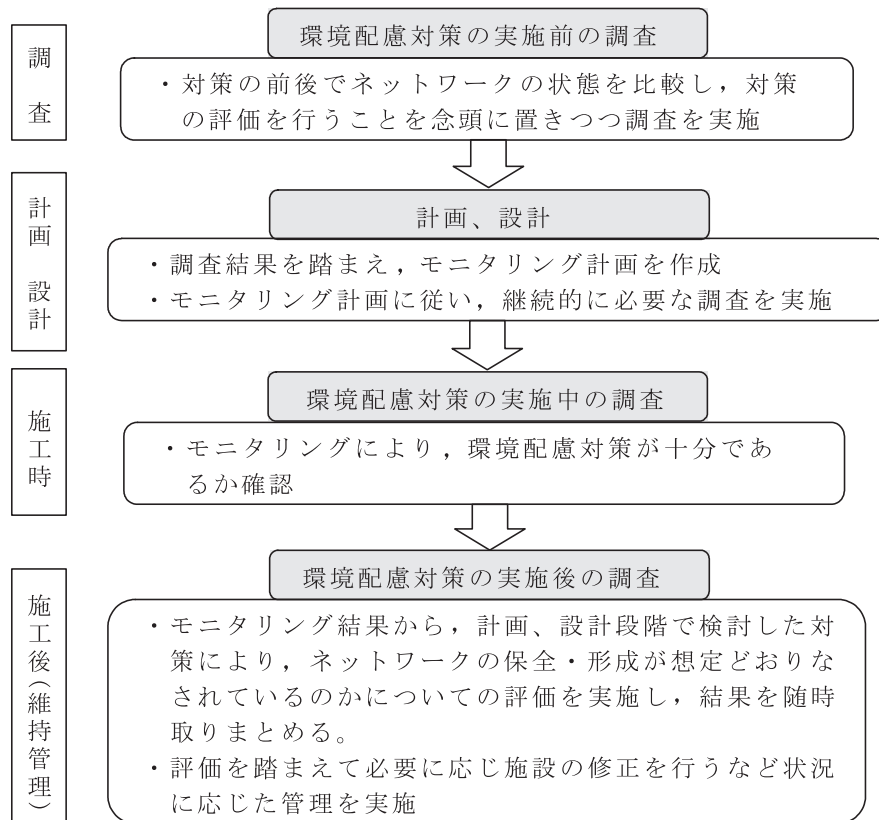


図-1 モニタリングの進め方

## (6) 維持管理

土地改良施設に付帯する環境配慮施設は、地域住民の生活の場に近接して設置されており、生活環境の一部となっている。不十分な維持管理による環境配慮施設の機能低下は、地域住民の生活環境の悪化につながりかねない。このため、環境配慮施設は生活環境に密接に関係していることを地域住民へ啓発する必要があることと、土地改良区と行政や地域住民を主体とした団体等と維持管理・清掃活動の連携について模索する必要があるとしている。

しかしながら、土地改良施設の維持管理は、基本的には土地改良区が中心となって行うこととしており、魚溜工においても、維持管理は土地改良区による年1回程度のゴミ撤去、泥あげ、補修・改修が挙げられている。

## 4. 土地改良区との協働調査

東海農政局土地改良技術事務所では、平成23年度に環境配慮計画に基づいて、大江排水路と木津用水路で

それぞれの管理主体である宮田用水土地改良区及び木津用水土地改良区と協働でモニタリング調査（魚類生息調査）を行った。

宮田用水土地改良区は、小学校等と生き物調査を継続して実施しており、魚類等のモニタリングに対しての知識や機材を保有している。一方、木津用水土地改良区は、水質に関するモニタリングの知識や測定機材は充実しているものの、魚類等のモニタリングは未経験の状況である。

ここでは、木津用水土地改良区と協働で調査した事例を紹介する。

### (1) 調査地点の選定

調査地点は、用水と排水を分離後の排水路側に合流する排水流入枿、環境配慮施設として排水路側に設置された魚溜工2箇所の計3箇所とした。

魚溜工の構造は、水路底が掘下げられ護岸に魚巣ブロックが設置されている。掘り下げられた部分には、砂礫質の土砂（多少のヘドロを含む）が堆積している状況である。（表-1、図-2、写真-1～4）

表-1 調査地点の現況

地点	構造	魚溜工の有無	水路内植生	底質	周辺地域	備考
1	コンクリート三面張	無	無	コンクリート	住宅地主体	
2	コンクリート三面張	有	無	砂礫質	住宅地主体	
3	コンクリート三面張	有	無	砂礫質	農地／高校	

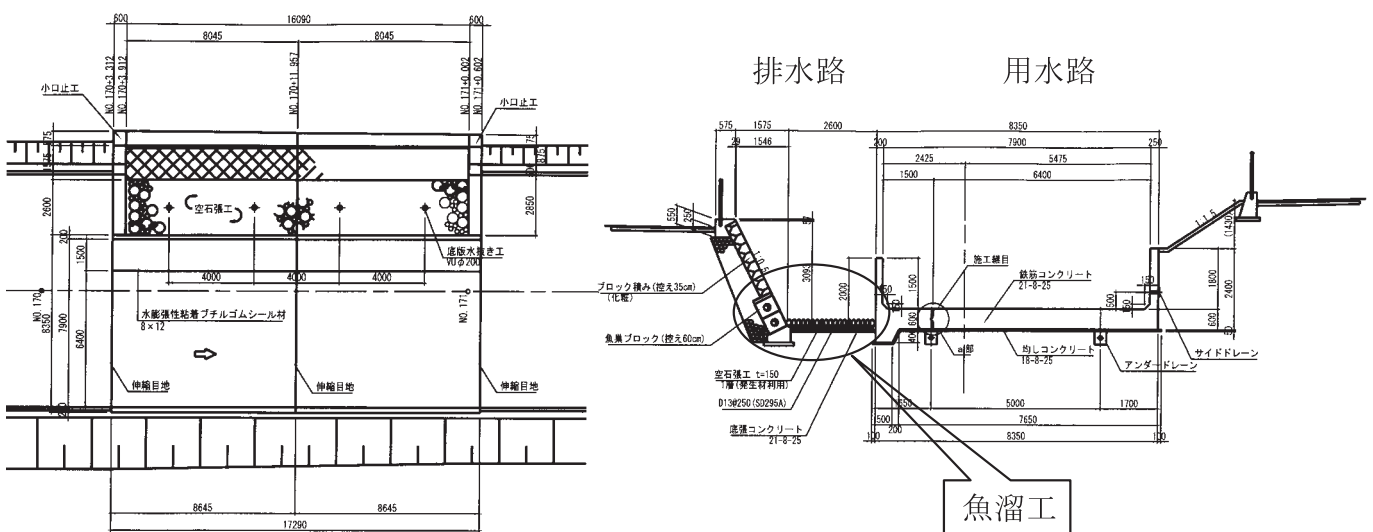


図-2 魚溜工構造図





写真-1 調査地点1 (排水路合流部)



写真-2 調査地点2 (魚溜1)

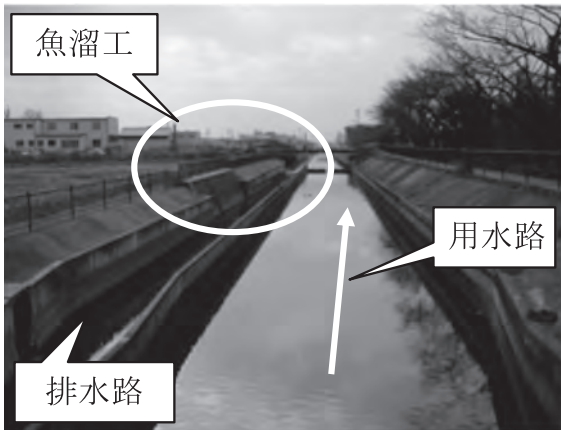


写真-3 調査地点3 (魚溜2)



写真-4 土地改良区との協働調査状況 (地点2)

## (2) 調査時期

生態系配慮の技術指針²⁾では、注目すべき生物の生育・生息状況やネットワークに関する情報を収集することを目的に、適切な調査時期・回数を設定することとしており、生物生活史や調査時期の例が示されている。

今回の調査は、用水通水時は水路の水位が高く危険なこと、改良区職員が配水管理で多忙なこと、環境配慮計画においても非かんがい期に1回程度の調査として、農業用水落水後の10月とした。

## (3) 調査項目・方法

- ①調査方法は、投網、タモ網を用いた採捕による定量調査とする。
- ②投網は、流れの中を歩きながら網を打つ「徒打ち」を基本とし、打った位置を図面に記録する。打ち数は1箇所当たり5回を目安とする。



写真-5 カマツカ

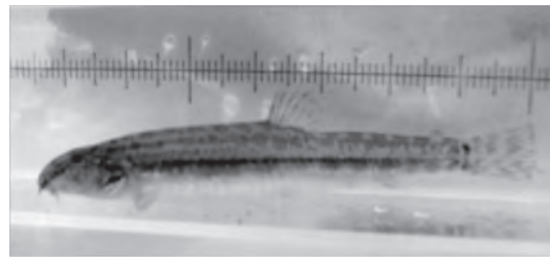


写真-6 スジシマドジョウ小型種

- ③投網の打ち数及びタモ網の採捕時間は、前回調査と極力同様となるように実施する。
- ④タモ網による採捕は、投網による採捕後に1箇所5人で30分程度実施する。
- ⑤補足として目視による魚種の確認に努め、確認種を記録する。
- ⑥採捕した魚類は、魚種毎に個体数の記録、体長測定(最大、最小)を行い、その種の特徴がわかるように写真撮影を行う。
- ⑦個体計測後は、採捕場所において速やかに放流する。

## (4) 調査結果

今回の調査では、魚溜工に環境配慮計画で保全対象種として選定されている底性魚(カマツカ、ヨシノボリ類)やフナ類、スジシマドジョウ小型種、メダカが生息していることが確認できた。(図-3、写真-5~8)



写真-7 ヨシノボリ類



写真-8 フナ類

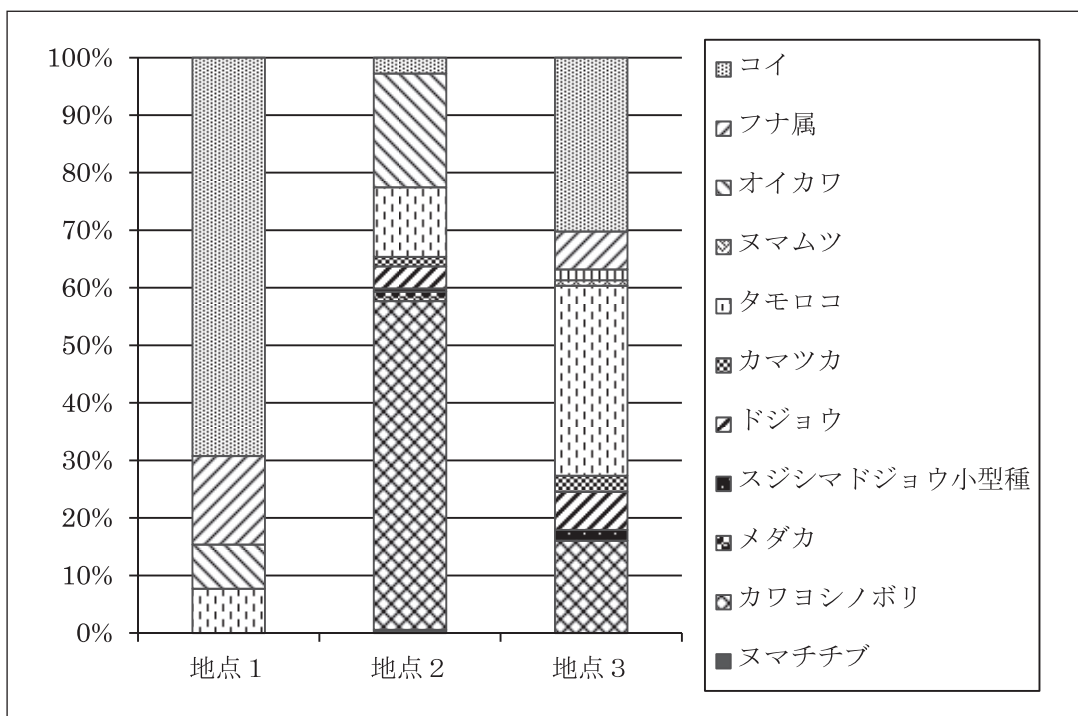


図-3 採捕地点別の種別個体数割合 (平成23年10月調査)

(5) 調査の評価

多様度指数を施設の改修前後で比較することができれば、環境配慮施設の事後評価を定量的に行うことができる。管理段階のモニタリング調査方法を考慮して、計画段階の調査で作成しておく方が良いと考えられる。今回の調査結果を基に、生物多様度指数を算定した結果を図-4に示す。

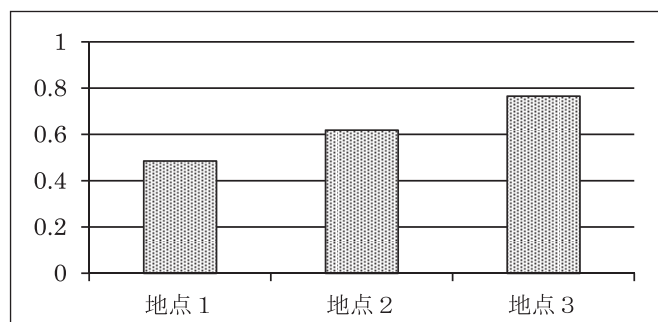


図-4 調査地点別の生物多様度指数 (平成23年10月調査)

※多様度指数とは

種の多様性を説明する要素として、「種の豊富さ」と「均等度」がある。「種の豊富さ」とは群集に存在する種の数のことで、一般に種の数が多いほど群集において種の多様性が高いと考えられる。しかし、群集に含まれる種の数と同程度であっても、特定の種の個体数が多い場合、多様性は低いと考えられる。また、群集内に存在する各種間の個体数の等しさを「均等度」と呼ぶ。種の多様性を表現するために、Simpsonの多様度指数のような「種の豊富さ」と「均等度」を共に考慮した多様度指数が考案されている。多様度指数は、種数が多く、種別の個体数のばらつきが少ないほど1に近づく。

$$D = 1 - \sum_{i=1}^S p_i^2$$

D : Simpsonの多様度指数      S : 種数  
p : その種の個体数が全個体数に占める割合

## 5. 技術書の体系化に考慮すべき事項

土地改良区との協働調査や学識経験者の助言を踏まえて、管理段階における環境配慮に関する技術書の体系化を進めるためには、以下について考慮することが必要と考えられる。

- (1) モニタリングが継続的に実施されるためには、地域主体の維持管理体制づくりが重要である。
- (2) 調査の経験が少ない土地改良区や地域住民等でも調査ができるように、タモ網のみでの調査や簡単な種の同定方法を採用する必要がある。
- (3) 維持管理時点でのモニタリングは、事業実施前に生息していた種や保全対象種の生息状況を確認するなど、対象種を限定した調査とすることも必要である。
- (4) 維持管理時点でのモニタリングは、調査時期・回数が限定される場合があることも考慮しておく必要がある。
- (5) 順応的管理では、維持管理（完成後）段階でのモニタリング調査方法や結果のとりまとめ、評価の活用方法を含めて環境配慮計画を策定しておく必要がある。
- (6) 環境配慮施設の維持管理を土地改良区と行政や地域住民等と連携して行うためには、階段を整備するなど安全性に配慮した施設改修も必要である。

## 6. おわりに

事業完了後のモニタリングを土地改良区と協働で実施し、環境配慮計画と比較することで、生態系に配慮した施設の順応的管理に関する課題を見いだすことができた。

主なものとして、

- ①土地改良区と行政、地域住民等が連携した維持管理体制の構築やモニタリング調査結果の維持管理への反映方法は、環境配慮計画の策定段階で、できるだけ具体的なものとし、実施段階でも常に見直しができるよう配慮しておく必要があること。
- ②維持管理しやすい施設にするためには、設計や施工段階で対応しないと維持管理段階での手直しでは困難なものがあること。
- ③調査用漁具の取り扱いや採捕した種の同定、結果の整理方法等は、平成23年4月に開設された「東海農政局水保全相談センター」による技術支援が考えられること。
- ④地域住民等に対して施設の機能を保全することが、生活環境の維持改善に密接に繋がるといった啓発活動も必要であること。

といったことである。

当事務所ではこれらを参考に、土地改良区との協働によるモニタリング調査の継続と昨年度発足した「東海農政局水保全相談センター」の活動の一つである東海農政局関係部署、県、県土連、水資源機構中部支社の担当者で構成する「東海地域保全技術等推進連絡会議（通称：ストマネ・フォーラム）環境配慮・保全部会」の活用や施設管理者との意見交換、学識経験者の助言を得て、環境配慮施設の機能保全に係る技術書の体系化を進めていくこととしている。

## 参考文献

- 1) 例えば 大野洋幸：大江排水路における魚溜りの効果，第67回農業農村工学会京都支部研究発表会講演要旨集，p6.27-6.28
- 2) 農業農村整備事業における生態系配慮の技術指針，農林水産省農村振興局計画部事業計画課監修，2007



# ため池決壊時の流出特性についての課題と氾濫解析について

谷 茂*  
(Shigeru TANI)

## 目 次

1. はじめに .....	35	4. ハイドログラフの設定 .....	38
2. 決壊時の最大流出量の算定方法について ..	35	5. その他の課題 .....	39
3. 日本のため池の特徴と最大流出量の関係 ..	37	6. 結論 .....	40

### 1. はじめに

近年、災害対策は‘防災から減災’という方向性に変化してきている。最近のため池の災害対策でも、ハード対策中心からソフト対策を強化した総合減災対策になってきている。地方自治体でもこのような動きがあり、平成23年度には香川県で「ため池ハザードマップ緊急支援事業」¹⁾が発足し、想定地震動を超える場合についてのハード対策事業の限界からハザードマップの作成による被害の回避と軽減を図られている。このような対策は今後も増加することが予測されるが、ハザードマップを作成する際に、最も重要と考えられる決壊時の最大流出量の算定方法について以下に述べる。

### 2. 決壊時の最大流出量の算定方法について

ため池決壊時における最大流出量 $Q_{max}$ の算定式は数多く提案されているが、Costaの式²⁾は算定式として今までの氾濫解析で多く使用されている式の1つである。算定式は堤高、貯水量およびダムファクター（堤高×貯水量）を用いた算定式が提案されている。一般的には、ダムファクターを用いた最大流出量 $Q_{max}$ が多く用いられている。

#### 2-1. 堤高と最大流出量 $Q_{max}$ の関係

Costaの式の提案以前にも、例えば堤高Hと最大流出量 $Q_{max}$ の関係として、アメリカ土壤保全局（1981）が13の決壊事例に基づきKirkpatrickの提案式（1977）³⁾を修正して、以下の式を提案している。

$$Q_{max} = 65H^{1.85} \quad (1)$$

ここに $Q_{max}$ は最大流出量（ $ft^3/s$ ），Hはため池の堤高（feet）

Costaは決壊事例の堤高と最大流出量のデータの包絡線として下記の式を提案した。

$$Q_{max} = 48H^{1.63} \quad (2)$$

ここに $Q_{max}$ は最大流出量（ $m^3/s$ ），Hは堤高（m）

この提案式は堤高が1.8m～84mの実際の31のフィルダムの決壊事例の最大流出量を推定したデータに基づいて提案されている。(2)式はデータの上限値を包絡した回帰式で、 $Q_{max}$ は‘安全側（ $Q_{max}$ を大きく見積もる）’に計算されている。人命や重大な社会資産が失われる可能性がある場合などは、この推定式を用いることがよいとCostaは述べている。さらにCostaは様々なタイプのダムに対しての $Q_{max}$ の合理的な算定式として、相関係数が高い以下の回帰式を提案している²⁾。

$$Q_{max} = 10.5H^{1.87} \quad (3)$$

ここに $Q_{max}$ は最大流出量（ $m^3/s$ ），Hは堤高（m）

図-1は回帰曲線を求めるときに用いたデータを示したものであるが、ばらつきが大きいことが分かる（Costaの原著ではコンクリートダムのデータも用いられていたが、図中にはフィルダムのみデータ26例のみを入れてある）。堤高5m以下のデータは1例、

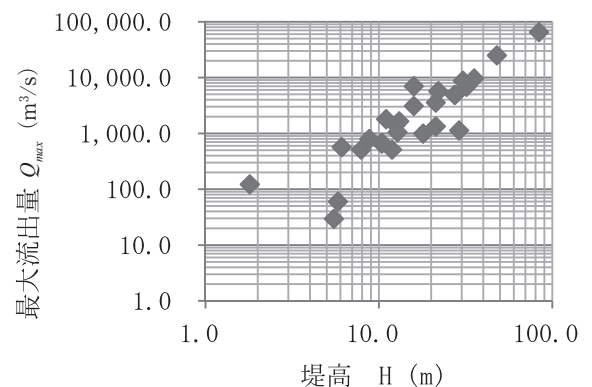


図-1 堤高H (m) と観測された最大流出量 $Q_{max}$  ( $m^3/s$ ) の関係²⁾  
(Costa のデータからコンクリートダムを除いたもの)

* (独)農業・食料産業技術総合研究機構フェロー  
(Tel. 0298-36-0948)

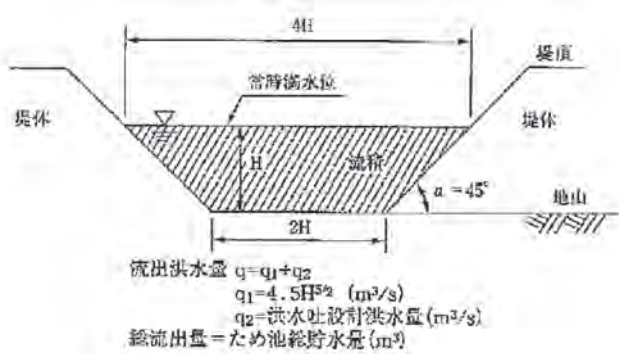


図-2 決壊箇所の想定断面³⁾

5-10mの事例は6例しかないため、特に堤高5m以下のため池に対しては回帰式(2)式の適用には課題があると考える。

この他に、ため池決壊時の被害想定を求めるための $Q_{max}$ の算定式として、農地防災事業便覧(平成10年度版)⁴⁾には以下の式が示されていて、図-1に示すように常時満水位をH(m)として、破堤断面は下端が2H, 上端が4Hの台形断面としている。便覧の趣旨からは堤高が比較的低い調整池を対象としているものと考えられる。

$$Q_{max} \text{ (原著では } q) = q_1 + q_2 \quad (4)$$

ここに $q_1 = 4.5H^{2.5}$ , H: 常時満水位 (m),  $q_2 =$  洪水吐設計洪水 (m³/s)

図-3は堤高H(または常時満水位)を変数として各式による $Q_{max}$ を比較したものである。Hの取り方が提案式により異なっているために、正確に各式の比較は出来ないことになり、特にHが10m以下ではHのとりかたの違いによる相対的な誤差が大きくなる。Hに対し各式から求められる $Q_{max}$ の値は、Hが5m以下では(2), (3), (4)式の順で、 $Q_{max}$ が小さく算定される。ただし(4)式では $q_1 = 4.5H^{2.5}$ にさらに洪水吐の設計洪水量も付加されることに注意しなければならない。Hが5m以上では常に(3)式によるものが最も小さな $Q_{max}$ を与える。Hが15m以上では(4)式による $Q_{max}$ が最も大きな値となる。すなわち、Hにより各式から求められる $Q_{max}$ の値の大小関係はかなり異なってくる。各式を求める際に用いた実際のデータは異なっていて、

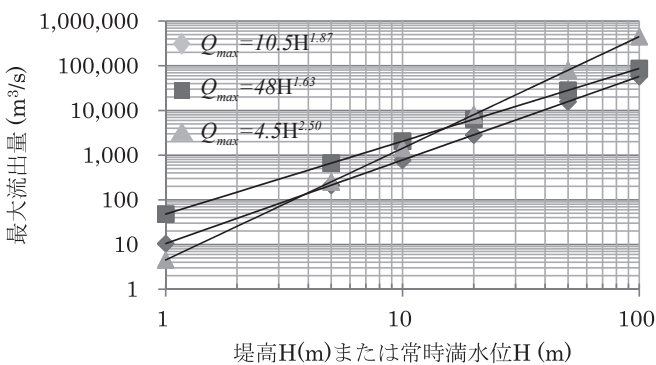


図-3 堤高Hまたは常時満水位Hを用いた最大流出量の算定式の比較

データも1オーダー程度のばらつきがあり、一概に各式の相対的な評価を行うことは難しい。

$Q_{max}$ を常に‘安全側( $Q_{max}$ を大きく見積もる)’にするということであれば、堤高15mまでは(2)式を、15m以上では(4)式を用いるということになるが、データの性質を考えると、Hが5m以下の場合には(4)式を、Hが5m以上についてはCostaの(3)式を用いることが工学的には合理的であると著者は考える。

## 2-2. 貯水量と最大流出量 $Q_{max}$ の関係

決壊による最大流出量を算定する場合、変数として堤高Hの他に、破壊規模を表すのに貯水量も重要な要因であることが過去の研究で示されてきていて、貯水量Vと $Q_{max}$ の関係式が多く提案されてきた。このようなことからCostaも以下のように貯水量Vと $Q_{max}$ の関係式を提案している。図-4にそのデータを示した。

$$Q_{max} = 961V^{0.48} \quad (4)$$

ここにVは決壊時のダム貯水量 (m³ × 10⁶)

文献⁵⁾ではCostaのデータを含めて、過去のデータを図-5にまとめている。図を見てわかるようにデータのばらつきも多いことを考慮すると、どの回帰式に基づいて最大流出量をもとめるかは、相関係数の大小というよりは、最大流出量をどのような条件(安全側

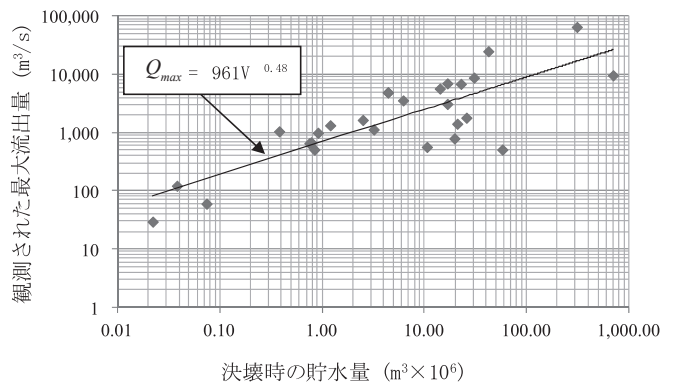


図-4 決壊時における貯水量V (m³ × 10⁶) と最大流出量 $Q_{max}$  (m³/s) の関係

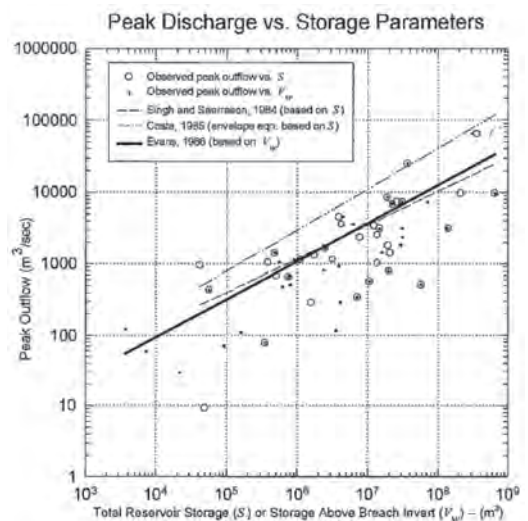


図-5 貯水池容量または決壊断面より上部の貯水量V (m³ × 10⁶) と最大流出量 $Q_{max}$  (m³/s) の関係 (Froehlich (1995)⁶⁾)

に大きく算定するか、平均的な算定を行うか)で求めるかに依存してと考える。

### 2-3. ダムファクターと最大流出量 $Q_{max}$ の関係

Costaはダムの決壊による最大流出量を算定する回帰式として、堤高または貯水量を独立変数として回帰式を求めている。Hを独立変数とした回帰式が最も優れているが、決壊時のエネルギーの概念および土砂ダム、人工ダム、氷河ダムすべてに対して最も誤差が少ないことから、以下に示すダムファクター ( $H \times V$ ) と最大流出量との関係から求められた回帰式がより一般的であるとCostaは述べている。図-6はコンクリートダムの事例を除いたデータを示したものである。回帰式は

$$Q_{max} = 325 (HV)^{0.42} \quad (5)$$

ここにHV; ダムファクター ( $m^4$ ), H: ダム高さ (m), V: 決壊時の貯水量 ( $m^3 \times 10^6$ )

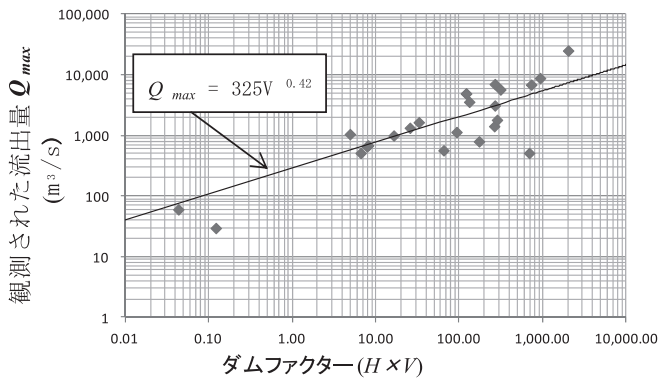


図-6 ダムファクター ( $H \times V$ ) と決壊時の流出量 ( $m^3 \times 10^6$ ) の関係 (Costa)

さらに、Froehlich (1995)⁶⁾は決壊時の堤高と貯水量に基づき、以下の回帰式を提案している。用いたデータは、過去のダムの決壊事例の研究で示されたものに新たな10の事例のデータを加えて得られた回帰式である。

$$Q_{max} (Q_p) = 0.607V_w^{0.295}h_w^{1.24} \quad (6)$$

ここに  $V_w$ : 決壊断面の下端より上の貯水量 ( $m^3$ ),  $h_w$ : 決壊時の水深 (m)

文献中では図-7のように、観測もしくは推定された最大流出量と予測式から得られる最大流出量の比較はされていて、よい一致を示していると述べている。

図-8は独立変数を  $V_w$ ,  $h_w$ とした場合の最大流出量との関係をプロットしたものである。図中に用いたデータはFroehlichの示したデータから計算したものである。文献⁶⁾では最大流出量を直接予測する考えとしては、この式が現時点では有効な式であるとしているが、示されたデータ、見解からは必ずしもCostaの回帰式よりも予測の精度が高いとは判断できない。またCostaの式とは独立変数の取り方が異なるため直接の比較が出来ない。

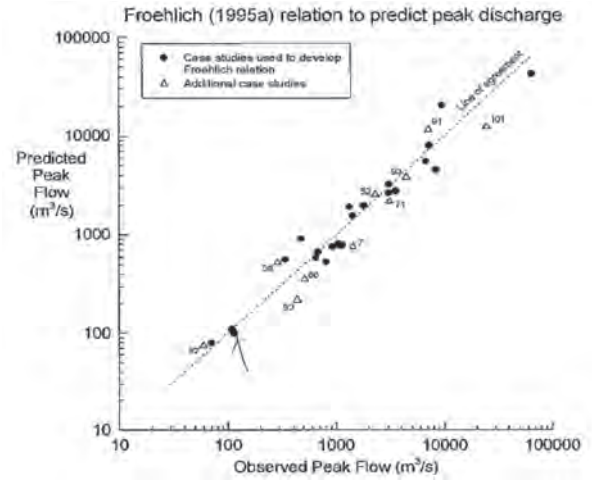


図-7 最大流出量の予測値と観測値の関係 (Froehlich⁶⁾ (1995))

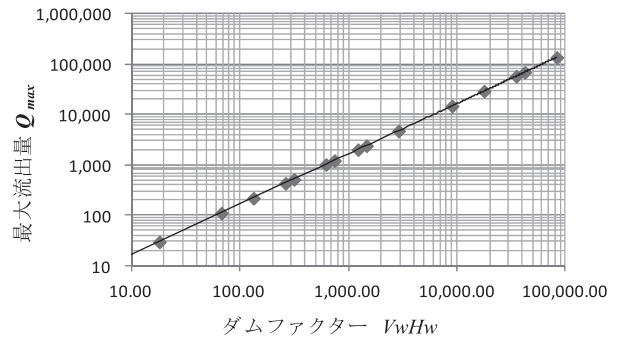


図-8 ダムファクター ( $V_w^{0.295} \times h_w^{1.24}$ ) と最大流出量との関係 (Froehlich (1995)⁶⁾)

### 3. 日本のため池の特徴と最大流出量との関係

日本には‘皿池’と‘山池’という区分がある。‘皿池’は平野部に多く造られ、貯水量を確保するためにため池底部を掘り下げて築造されることも多い。一般的には堤高に対して満水面積、貯水量が多いと考えられる。香川県のため池はこのタイプが多いといわれている。‘山池’は山間部を堰き止めて築造されたため池で、‘皿池’に比して一般的に堤高(水深)が高いが、満水面積は小さく、貯水量も少ないと考えられる。例えば福島県のため池はこの形式が多いといわれている。この特徴によるため池決壊による流出特性、すなわちため池の決壊による最大流出量が‘皿池’と‘山池’によって違いがあるかを検討するために、堤高と貯水量の関係を、香川県(6,458箇所)と福島県(3,200箇所)のため池について検討した。ため池データはため池データベース^{*})のデータを用いた。

図-9~図-10は香川県、福島県のため池の堤高と貯水量、堤高と満水面積の関係を示したものであるが、いずれにおいても堤高との相関は認められない。この結果からは‘皿池’と‘山池’の特徴を、堤高、貯水量、満水面積のおおの関係では表すことは出来なかった。一概には決壊時の最大流出量、貯留水の流出特性(ハイドログラフ)を‘皿池’と‘山池’の区



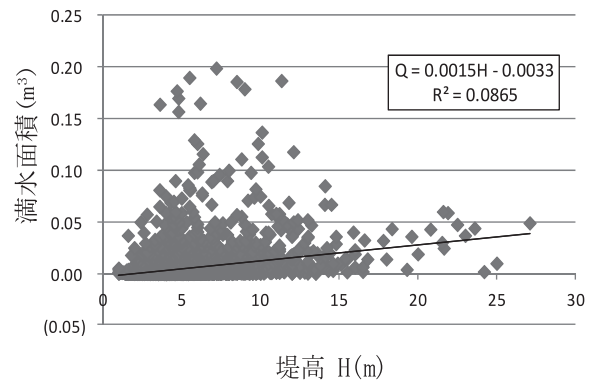
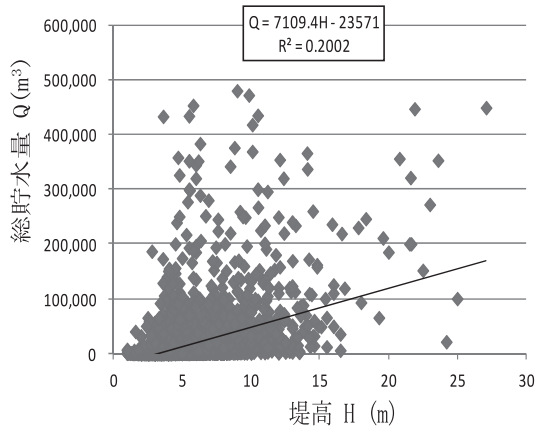


図-9 堤高(H)と総貯水量(V), 満水面積の関係(香川県)

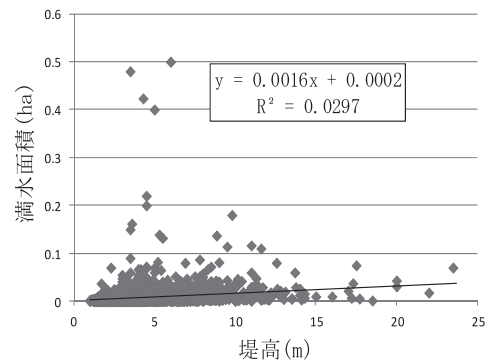
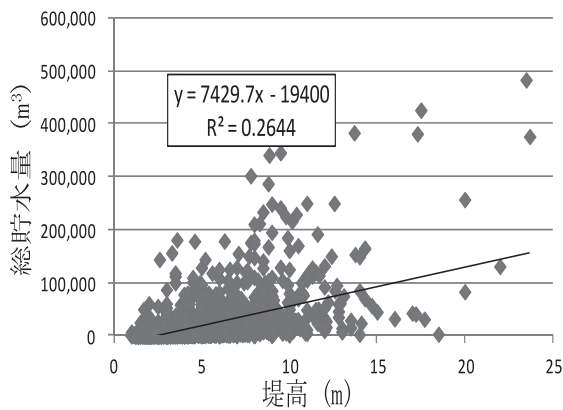


図-10 堤高(H)と総貯水量(V), 満水面積の関係(福島県)

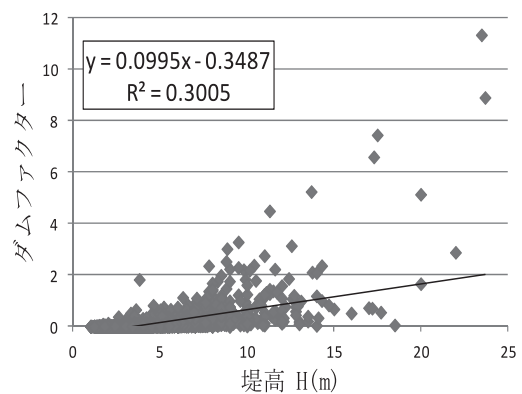
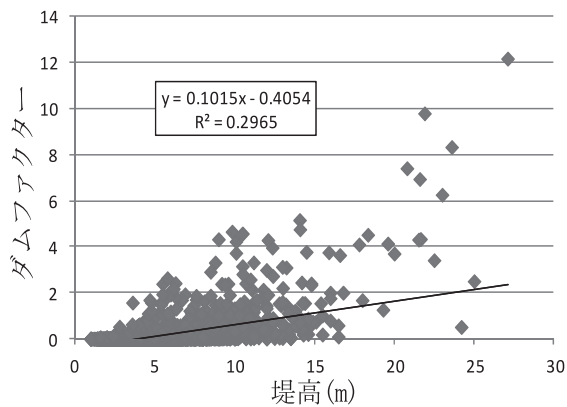


図-11 堤高(H)とダムファクター(H*V)の関係(香川県)

図-12 堤高(H)とダムファクター(H*V)の関係(福島県)

分で特徴づけることは出来ない。次に堤高(H)とダムファクター(H*V)の関係を整理したものが図-11～12であるが、両県とも特に特徴的なものは無く、堤高(H)とダムファクター(H*V)にも相関は認められない。‘皿池’と‘山池’という区分別が必ずしも明確でないこともあるが、堤高、貯水量、満水面積の関係でこのような区分別を特徴づけることは出来なかったため、最大流出量の選択(回帰式の選択)を‘皿池’と‘山池’という区分別からは判断できない。‘皿池’と‘山池’を厳密に定義して、決壊による最大流出量との相

関を検討すれば、さらなる結論が出る可能性はあるが、今回のような検討の中では相関は認められなかった。

#### 4. ハイドログラフの設定

ダムの決壊によって生じる最大流出量は選択された独立変数から回帰式によって求められる。流出開始から最大流出量の発生、それ以降の時間～流出量の関係(ハイドログラフ)をどのように設定するかが課題となる。破堤断面の形状、流出量がパラメータとなるが、ため池の氾濫解析では現在いくつかの方法が採用さ

れている。以下は代表的な方法についてまとめたものである。破堤原因あるいはその時の貯水状況により、決壊部の形状は異なってくる。氾濫による最大水深、最大流速は概ね最大流出量に依存していることから、ハイドログラフの形状は、氾濫水の継続時間に主に影響する。

①台形形状を仮定

農地防災基準では破堤形状は図-2のような台形形状を仮定し、いっきに底面まで破堤するものと仮定したものである。破堤断面の底幅を $2H (=B_1)$ 、上幅を $4H (=B_2)$ とする考えで、ハイドログラフは台形断面の流出の理論により、以下の式により計算される。

ハイドログラフは台形堰の公式（砂防設計公式集（マニュアル）」より

$$Q = 2/15 (C\sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} = C (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \quad (7)$$

ここに $C = 0.6$ 、袖小口勾配、 $m_2 = 0.5$ の場合には、次式となる

$$Q \approx (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2} \quad (8)$$

ここに $Q$ ：設計流量 ( $m^3/s$ )、 $C$ ：流量係数 (0.60～0.66、一般に0.6を用いる)、 $g$ ：重力の加速度 ( $9.8m/s^2$ )、 $B_1$ ：堰の底幅 (m)、 $B_2$ ：越流水面幅 (m)、 $h_3$ ：越流水深 (m)、

$m_2$ ：袖小口勾

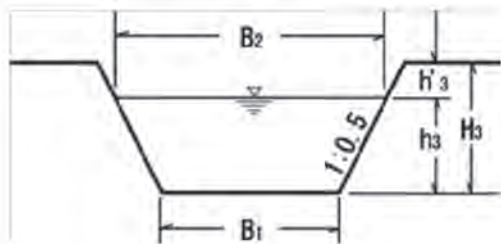


図-13 台形堰の断面

②矩形形状を仮定

破堤形状は図-14のような矩形形状を仮定し、いっきに底面まで破堤するものと仮定したものである。破堤幅については 式にCostaの回帰式などから求められた $Q (Q_{max})$  および $H$ を代入すれば破堤幅 $B$ が求められる。堰の公式（鉛直に開口した場合）から

$$Q = C \cdot \frac{2}{3} B \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (9)$$

ここに $Q$ ：流量 ( $m^3/s$ )、 $C$ ：流量係数、0.6、 $H$ ：開口高さ（ダム高、m）、 $B$ ：開口幅 (m)、 $g$ ：重力加速度、 $9.8 (m/s^2)$

いずれの方法をとるかは最大流出量の計算方法とも関連してくる。②の方法をとれば、Costaの式から $Q (=Q_{max})$  が決まり(9)式に代入し、破堤幅 $B$ が決まり、ハイドログラフが決定出来る。

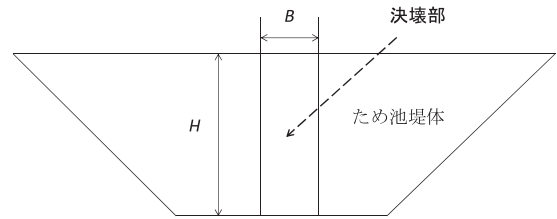


図-14 ため池の決壊部の形状（矩形堰）

5. その他の課題

5-1. 重ねため池について

ため池では上流から下流に近接してため池が存在することがある。これを‘重ねため池’と称しているが、地震・豪雨等により決壊する場合に、決壊の順番、時間の想定が必要になる。この際、各ため池の貯水量、距離、地形条件により大きく異なるため、一義的に想定することが困難となる。最悪の条件としては、すべてのため池の貯水量を合わせたものを最下流のため池に仮想貯水量として設定し、氾濫解析を行うこととなる。ただし2つの親子池の例で、上流のため池直下の下流域に住宅等がある場合には、そのため池単独で氾濫解析を行ってハザード評価を行う必要がある。

5-2. ため池の下流域に河川がある場合

ため池の決壊による貯水の流出域、下流域に河川が存在する場合の扱いをどのようにするかが課題となる。流出量に比較して河川断面が小さい場合には、河川がないものとして氾濫解析を行えばよいが、中～大河川では河川の放流能力が大きく、無視できないため氾濫解析の中で河川の放流能力を考慮した氾濫解析が必要になる。この場合に河川の状況、すなわち河川水位をどのように設定するかが重要となる。‘最悪の事態’を想定する場合は河川水位については洪水時の計画水位とし、河川のさらなる放流能力はほとんどない設定で氾濫解析を行うことになる。豪雨時以外では河川水位を平水位に設定し、河川の放水能力を考慮した、氾濫解析を行うことになる。

これはため池の決壊原因を概ね豪雨か地震によるかを想定することに概ね対応する。下記の図-15, 16は仮想ダム（堤高13m、貯水量191,000 $m^3$ ）を想定し、地震時、豪雨時に決壊したと仮定して、河川の放水能力の有無により、氾濫域がどの程度異なってくるかを解析したものである。仮想ダムであるため、結果は相対的な違いという理解になるが、地震か豪雨かの違いにより結果に大きな差が生じることが分かる。堰水深50cm以上の面積が、それぞれ17,100 $m^2$ と122,100 $m^2$ なり、河川の放水能力の有無により、約7.1倍の堰水面積になる。この結果はハザードマップを作成する際の想定条件がいかに重要であることを示すものである。

決壊による貯水の最大流失量の想定、重ねため池の決壊状況の想定、および河川水位の想定については予



図-15 地震時に決壊した場合の氾濫想定域  
(河川の放流能力を考慮した場合)

想式の精度，地形条件，決壊の原因・時期により一義的には氾濫解析の条件想定が難しい。このため，ハザードマップを作成するに際し，‘想定災害’のレベルを例えば想定ランク1，ランク2として，それぞれに見合う最大流出量，重ねため池の扱い，および河川の水位の想定を決めるという考えである。ランク1では下流域にはあまり住宅等が存在せず，被害はあまり予想されない場合で，最大流出量は予測式の平均値（具体的にはCostaの式など）を設定し，重ねため池では夫々のため池が別々に決壊し，河川は平水位を設定する等の条件となる。

想定ランク2では，下流域で人命や重要な資産に甚大な被害が想定される場合で，最大流出量は予測式の上限值を設定し，重ねため池ではすべてのため池が同時に決壊し，さらに河川は洪水時の水位を設定する等の条件となる。

これらのレベルの内容は状況に応じて可変的なものである。‘減災’という観点からは災害のもたらす影響に応じて氾濫解析の条件設定を行うことが必要となる。被害想定ランク分けはハザードマップに基づく避難計画とも密接に関係しているので，両者を合わせて検討することが不可欠である。

## 6. 結論

以下は本検討から得られた結論をまとめたものである。最大流出量の算定方法については多くの予測式が提案されている。その多くは新たなダムの決壊事例のデータが加えられて，回帰式の修正という形で提案されている。実際の決壊ダムの最大流出のデータにはかなりのばらつきがあり，どの回帰式においても実測値と予測値の差，精度には大きな差異は認められない。どの独立変数と回帰式を用いるかは，もしもため池が決壊した時に予測される災害の重要度に応じて，安全側の数値（最大流出量を多く見積もるか）をとるのか，あるいは平均的な数値をとるのかということに

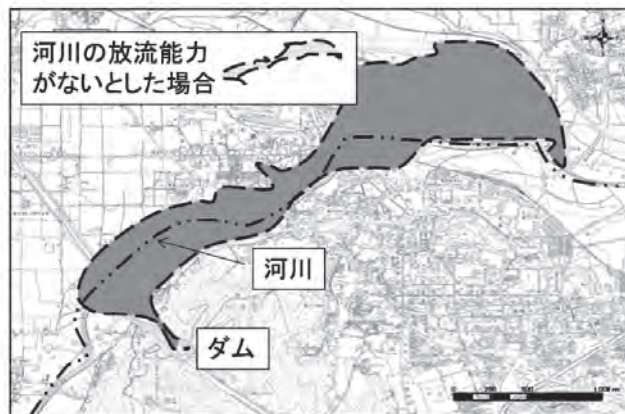


図-16 豪雨時に決壊した場合の氾濫想定域  
(河川の放流能力がないとした場合)

よって決めるべきものとする。

このことはハザードマップを作成するに際し，‘想定災害’のレベルを，例えばランク1ランク2として，それぞれに見合う最大流出量，重ねため池の扱い，および河川の水位の想定を全体的に決めるという考えである。これらのランクの内容は状況に応じて可変的なものである。決壊状況や地形状況により最大流出量の予測や，氾濫解析結果と実際に起きる事象との間には差異が生じる。

‘減災’という観点からは災害のもたらす影響に応じて適切な条件設定を行うこと必要であるとする。条件として具体的には，①決壊の原因を豪雨または地震によるものとするか，②災害による下流域への影響度は大きいかなどが考えられ，これらの条件に応じて，最大流出量，重ねため池の扱い，および河川の水位の想定を総合的に決めることが重要となる。

## 参考文献

- 1) 香川県農政水産部土地改良課，ため池ハザードマップ緊急支援事業（事業概要），2011
- 2) JOHN.COSTA, Floods from dam failures, Floods Geomorphology, 439-463p, 1988
- 3) Kirkpatrick, Evaluation guidelines for spillway adequacy. In ‘The evaluation of dam safety,’ Proc. Eng. Found. Conf., pp395-414, Am. Soc. Civ. Eng., New York, 1977
- 4) 農地防災事業研究会，農地防災事業便覧〈平成10年度版〉，1998
- 5) Tony L. Wahl, Prediction of embankment dam breach parameters, U.S. Bureau of reclamation, 1998
- 6) Froehlich, David; Peak outflow from breach dam, Journal of water resources and management, Vol.121, No.1, p.90-97, 1995



# 砕・転圧盛土工法によるフィルダムの堤体補強 における堤体ゾーニングとその特徴

福 島 伸 二*  
(Shinji FUKUSHIMA)

## 目 次

1. まえがき .....	41	4. 砕・転圧盛土工法による堤体ゾーニングの特徴 ..	45
2. 砕・転圧盛土工法の概要 .....	41	5. 砕・転圧土ゾーンの目標強度決定上の留意点 ..	46
3. フィルダム堤体の改修事例 .....	42	6. あとがき .....	48

### 1. まえがき

我が国には築造年代が古いフィルダムが1,700箇所以上あり¹⁾、それらの多くは老朽化して堤体の断面不足や漏水等により早急な改修を必要とされている。特に、初めてのダム設計基準²⁾が整備された1953年(S28)以前に築造されたフィルダムは、設計・施工法が土質力学を導入した近代的なフィルダム工学によらないもので、堤体の安定性が現行基準を満足していない可能性がある。また、新潟地震が発生した1964年(S39)以前に設計されたフィルダムは液状化が考慮されておらず、砂質地盤上に立地あるいは砂質系築堤土により築造されているものは耐震性に注意が必要であろう³⁾。これらの条件にあうフィルダムは何らかの弱点をかかえている可能性があり、詳細な堤体安定性の調査を実施し、必要に応じて適切な対策を講じなければならない。

一方、近年では築造年代の古いフィルダムやため池は周辺の市街化が進むなどして改修に必要な築堤土を入手しにくくなっているだけでなく、貯水池に貯水量低下や水質悪化の原因になる底泥土が堆積し除去を必要とされているものの土捨て場の確保が難しくなっている。

砕・転圧盛土工法^{4) 5)}はこのような築堤土の入手難と底泥土除去の問題を解決すべく開発されたもので、貯水池内に堆積した底泥土をセメント系固化材により固化改良して築堤土として有効利用して堤体改修と底泥土の除去処分を両立させた堤体改修技術で、これまでに12箇所のため池やフィルダムの堤体改修に適用されている。砕・転圧盛土工法は所要の強度の築堤土を人工的に準備できるので急勾配法面での改修ができる、かつ築堤土の土取り場と工事発生土の土捨て場が不要となり経済的で環境負荷も少ない利点を有し

ている。

本稿は砕・転圧盛土工法による堤体改修を実施した3カ所のフィルダムの事例を紹介し、それらで採用された堤体ゾーニングの特徴と砕・転圧土ゾーンの目標強度決定上の留意点を報告するものである。

### 2. 砕・転圧盛土工法の概要

砕・転圧盛土工法^{4) 5)}は、図-1に概念的に示すように、池内の底泥土をセメント系固化材により固化改良して築堤土を準備し、堤体の補強や漏水防止のための築堤を行うものである。築堤は、一定の初期固化期間 $t_s$ だけ固化させた底泥土(これを初期固化土という)を規定の最大粒径 $D_{max}$ で解砕してから通常土と同様に一定層厚に撒出し、敷均してから転圧して一層毎に行う(これを砕・転圧土という)。

砕・転圧土の強度は初期固化土を解砕・転圧するまでの初期固化日数 $t_s$ とそれからの経過期間 $t_{CC}$ を合わせた日数 $t=t_s+t_{CC}$ に関係し、特に $t_s$ が解砕・転圧後の再固化強度の発現に強く影響する。また、 $D_{max}$ は強度と遮水性の両方に影響し、 $D_{max}$ を大きくした砕・転圧土ほど強度が大きく、透水係数も大きくなる。こ

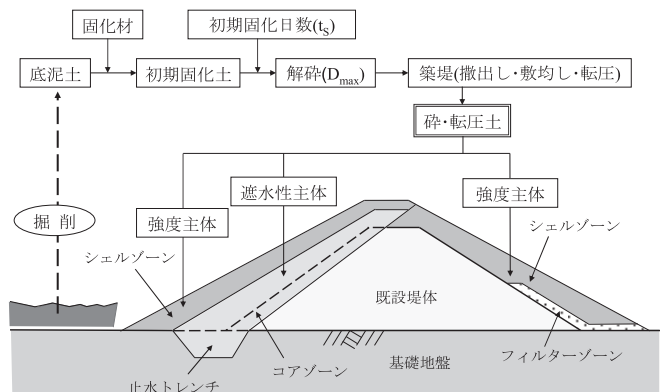


図-1 砕・転圧盛土工法の概念図

* (株)フジタ 建設本部 (Tel. 03-3796-2299)

のため、砕・転圧土により所要の強度と遮水性を有する堤体を築造するには $t_s$ と $D_{max}$ を適切に管理する必要がある。従来、単なる底泥土の固化土（ここでいう初期固化土）は強度を固化材添加量の加減により容易に制御できるものの、通常の築堤土に比較して破壊ひずみが小さく脆性的なひずみ軟化型の応力～ひずみ特性にあり、既設堤体との間の変形性の相違に起因したクラックが生じやすく貯水を目的とした堤体には使用できなかった。砕・転圧盛土工法は、このような固化土を築堤土として使用する場合の問題点を、初期固化させた底泥土を固化途中に解砕して通常の築堤土と同様に転圧して築堤すると、再固化時の応力～ひずみ特性が通常の築堤土に類似したひずみ硬化型になる性質を利用して既設堤体との密着性を良くしたものである。

### 3. フィルダム堤体の改修事例

#### 3.1 大原ダムの事例（滋賀県甲賀市）

大原ダムは1953年に築造された堤高 $H=27.4\text{m}$ 、堤長 $L=191.7\text{m}$ 、堤体積 $V=23.6\text{万 m}^3$ 、貯水量 $Q=192\text{万 m}^3$ をもつ灌漑用の中央コア型フィルダムである。大原ダムでは堤体が老朽化して断面不足にあっただけで

なく、堤頂面下5～6m付近からの局所的な漏水により浸潤面が高かったこと、また上流側のランダムゾーンの一部に液状化の発生が懸念された⁶⁾など耐震性が不足していたため、耐震補強と漏水防止を目的とした堤体改修が実施された。

堤体改修はダムサイト周辺で築堤土の必要量を確保できなかったことや工事に伴う掘削発生底泥土や既設堤体土の土捨て場を確保できなかったため、底泥土だけでなく掘削発生土も築堤土に利用できる砕・転圧盛土工法により行われた⁷⁾。

堤体ゾーニングは図-2に示すように貯水量の減少がないように改修後の堤体が既設堤体内に入るように決定された。漏水が確認された堤頂部は掘削してランダムゾーンⅡとコアゾーンⅢとして砕・転圧土により再築堤された。工事に伴う既設堤体等からの掘削発生土は一部を覆土と仮設工事に使用し、残り全量を底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土に使用して場外処分をなくしている。表-1は改修前・後の堤体仕様の比較を、写真-1と写真-2は改修前・後の堤体上流側の状況をそれぞれ示す。

堤体上流側は既設堤体表層を掘削して砕・転圧土によりランダムゾーンⅠ・Ⅱを腹付け、強度レベルを小

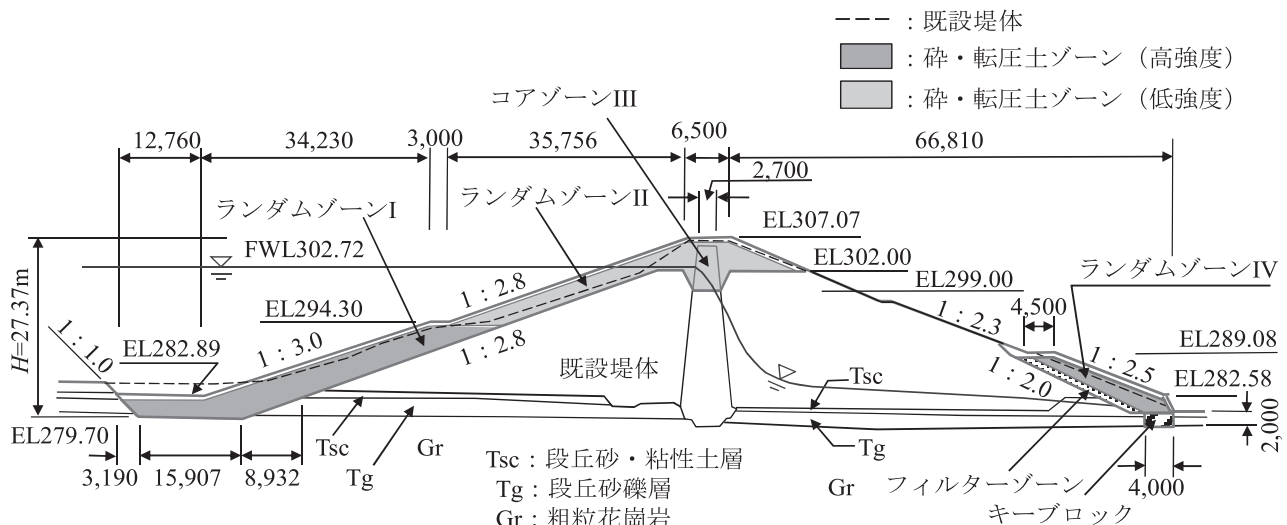


図-2 大原ダムの改修前・後の標準断面⁷⁾

表-1 大原ダムの改修前・後の堤体仕様

堤体仕様		改修前	改修後
堤体形式		中央コア型	中央コア型
堤高 (m)		27.4	27.4
堤長 (m)		191.7	192.0
堤体積 (m ³ )		236,000	285,000
貯水量 (m ³ )		1,920,000	1,920,000
砕・転圧土量 (m ³ )		—	64,000
法面 勾配	上流側	1 : 2.8~3.0	1 : 2.8~3.0
	下流側	1 : 2.3	1 : 2.3~2.5
その他の改修		—	洪水吐・取水施設



写真-1 大原ダムの改修前の堤体上流側の状況

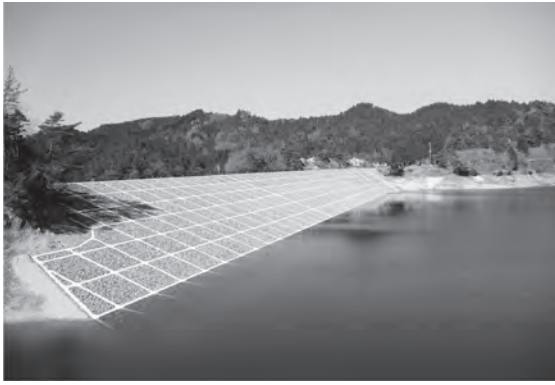


写真-2 大原ダムの改修後の堤体上流側の状況

段面位置の上・下層で変えて強度ゾーニングしている(図-2では色の濃い方を高強度として表示している)。すなわち、下層は堤体の安定上重要な役割をすることから高強度ゾーンⅠとして粘着力  $(c')_{cc} \approx 150\text{kN/m}^2$  にし、上層は地震時に大きな変位が生じやすいことから低強度ゾーンⅡとして砕・転圧土の施工上必要な最低強度  $(c')_{cc} = 55\text{kN/m}^2$  にしている。漏水が確認された堤頂部は掘削してコアゾーンⅢとして遮水性を確保した砕・転圧土により築造し、強度をゾーンⅡと同じとしている。改修後の堤体の安定性は砕・転圧土の内部摩擦角  $(\phi')_{cc}$  を室内配合試験による値に余裕をみた  $(\phi')_{cc} = 10^\circ$  として実施した安定計算により安全率  $F_s = 1.22$  が確認されている。

堤体下流側は法先部にせん断抵抗を付け加えるために  $(c')_{cc} \approx 150\text{kN/m}^2$  の砕・転圧土によるランダムゾーンⅣを押し盛土的に築造し、さらに浸潤面を低下できるように既設堤体部との間にフィルターゾーンを配置している。フィルターゾーンの天端位置は浸潤面を確実に捉えられるように堤高の1/3を目安に決定された。ランダムゾーンⅣの基礎は幅4mにわたり基盤層Grまでの深さ約2mをセメント改良してキープブロックとし、その改良目標強度は安定計算によりすべり面が

Tg層内を通らない条件を満足する  $c = 70\text{kN/m}^2$  に設定された。

### 3.2 西大谷ダムの事例(静岡県掛川市)

西大谷ダムは1959年に築造された  $H = 14.6\text{m}$ ,  $L = 209.0\text{m}$ ,  $V = 7.7\text{万 m}^3$ ,  $Q = 28.9\text{万 m}^3$  の洪水調節用防災ダムである(ダム便覧⁸⁾には  $H = 15.1\text{m}$  のフィルダムとして登録されている)。既設堤体は中央コア型でゾーニングされているものの、上・下流側のランダムゾーンBとコアゾーンC1・C2の間に粒度に大きな相違がなく均一型に近い状態にあることが土質調査により確認されている。西大谷ダムは堤体が老朽化して断面不足や漏水により耐震性が不足し、さらに池の貯水容量が底泥土の堆積により不足していた。堤体改修は築堤土をダムサイト周辺で入手できなかっただけでなく、工事に伴う掘削発生底泥土や既設堤体土の土捨て場を確保できなかったことから砕・転圧盛土工法が採用されて実施された⁹⁾。

堤体ゾーニングは、図-3に示すように、堤体軸を変えないで、かつ改修により貯水容量が減少しないように既設堤体内に入るように、かつ池内の底泥土や工事に伴う掘削土全量を場内処分できるように決められた。表-2は改修前・後の堤体仕様の比較を、写真-3と写真-4は改修前・後の堤体上流側の状況をそれぞれ示す。

堤体上流側は止水性のある基礎地盤OC層まで掘り下げて、砕・転圧土によりコアトレンチⅠとコアゾーンⅡを築造し、その外側のランダムゾーンⅢの築造に既設堤体からの掘削土を使用して全量を流用処分している。また、堤体下流側は劣化した表層部を掘削してランダムゾーンⅣとして既設堤体からの掘削土により築造し、さらに浸潤面が法面途中に現れないように法先ドレーンを配置している。

砕・転圧土ゾーンの目標強度は計画したゾーニングに関して  $(\phi')_{cc}$  を室内配合試験による値に余裕をみ

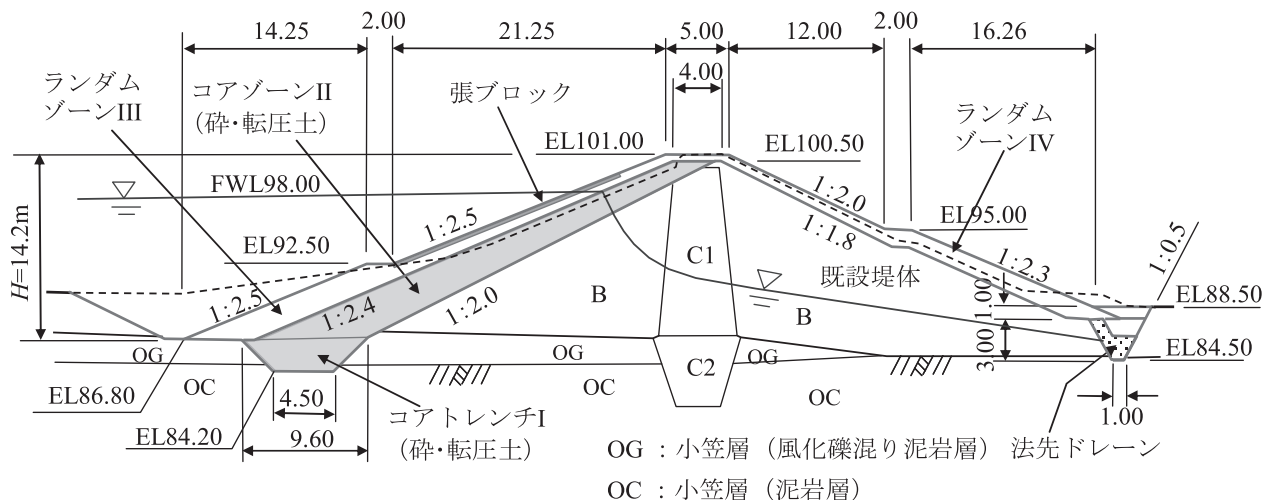


図-3 西大谷ダムの改修前・後の標準断面⁹⁾



表-2 西大谷ダムの改修前・後の堤体仕様

堤体仕様	改修前	改修後
堤体形式	中央コア型	傾斜コア型
堤高 (m)	14.1	14.2
堤長 (m)	209.0	209.0
堤体積 (m ³ )	77,000	87,000
貯水量 (m ³ )	289,000	316,000
砕・転圧土量 (m ³ )	—	21,000
流用土量 (m ³ )	—	約 11,000
法面勾配	上流	1 : 2.5
	下流	1 : 2.0
その他の改修	—	取水施設・洪水吐



写真-3 西大谷ダムの改修前の堤体上流側の状況



写真-4 西大谷ダムの改修後の堤体上流側の状況

た  $(\phi')_{cc}=10^\circ$  に設定し、 $(c')_{cc}$  をパラメトリックに変えて実施した安定計算により  $F_s=1.20$  を達成できる値として逆算した  $(c')_{cc}=52\text{kN/m}^2$  に決定された。

### 3.3 谷田大池の事例 (静岡県菊川市)

谷田大池は1895年に築造された  $H=14.6\text{m}$ ,  $L=136.0\text{m}$ ,  $V=7.1\text{万 m}^3$ ,  $Q=13.2\text{万 m}^3$  の灌漑用貯水池である (ダム便覧⁸⁾ には  $H=16.0\text{m}$  のフィルダムとして登録されている)。谷田大池は堤体が老朽化して断面不足と漏水により耐震性が不足していたため耐震補強と漏水防止のための対策工事が実施された。堤体改修はダムサイト周辺で築堤土を入手できなかった、工事に伴う掘削土の土捨て場を確保できなかったため砕・転圧盛土工法により実施された¹⁰⁾。

堤体ゾーニングは、図-4に示すように、堤頂部が道路として利用されているためダム軸を移動できないこと、貯水量の減少が無いこと、既設の洪水吐や取水トンネルをそのまま活用するために、改修後の堤体が既設堤体内に入るように決定された。表-3は改修前・後の堤体仕様の比較を、写真-5と写真-6は改修前・後の堤体上流側の状況をそれぞれ示す。

堤体上流側は既設堤体の表層部を掘削し、コアトレンチを止水性のある泥岩層 Mcs まで掘込み砕・転圧土によりコアトレンチIとコアゾーンIIを築造し、さらにその外側に既設堤体からの掘削土がランダムゾーンIIIの築造に使用された。コアトレンチの幅は基礎部分にせん断抵抗を付加するためにコアゾーンの底面幅より拡大させて8mとしている。堤頂部は堤体下流側の法面途中に局部的なすべり面が生じないように堤頂面から深さ約3mまでを掘削し、砕・転圧土によるランダムゾーンIVを築造している。なお、工事に伴う既設堤体からの掘削土はランダムゾーンIII・Vや仮設工事に使用し、残りはすべて底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土として使用して場外処分をなくした。砕・転圧土の目標強度は計画したゾーニングに関して  $(\phi')_{cc}$  を

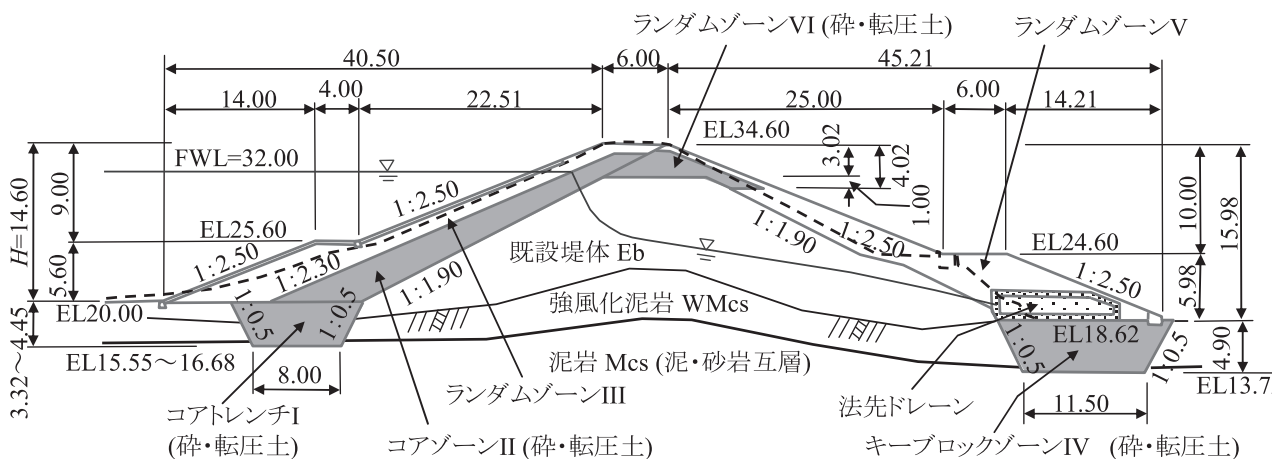


図-4 谷田大池の改修後堤体の標準断面¹¹⁾

表-3 谷田大池の改修前・後の堤体仕様

堤体仕様		改修前	改修後
堤体形式		傾斜コア	傾斜コア
堤高 (m)		16.0	14.6
堤長 (m)		136.0	136.0
堤体積 (m ³ )		71,000	77,400
貯水量 (m ³ )		131,000	131,000
砕・転圧土量(m ³ )		—	約 12,800
流用土量(m ³ )		—	約 14,800
法面 勾配	上流	1 : 2.3	1 : 2.5
	下流	1 : 1.8	1 : 2.5
その他の改修		—	洪水吐・斜樋



写真-5 谷田大池の改修前の堤体上流側の状況



写真-6 谷田大池の改修後の堤体上流側の状況

室内配合試験による値に余裕をみた $(\phi')_{cc}=14.5^\circ$ とし、 $(c')_{cc}$ をパラメトリックに変えて実施した安定計算により $F_s=1.20$ を達成することができる $(c')_{cc}^*=103\text{kN}/\text{m}^2$ に決定された。

堤体下流側は、すべり面が軟弱なWMcs層を通らないようにその下のMcs層まで掘り込み、砕・転圧土によるキープロックレンチⅣを築造し、さらに既設堤体の劣化していた表層部を除去してから既設堤体等からの掘削土によりランダムゾーンⅤを押え盛土的に腹付けている。キープロックレンチの幅は砕・転圧土の強度を他の砕・転圧土ゾーンと同じ $(c')_{cc}^*=103\text{kN}/\text{m}^2$ に設定して実施した安定計算により $F_s \geq 1.20$ を達成することができる長さ11.5mとしている。

#### 4. 砕・転圧盛土工法による堤体ゾーニングの特徴

以上の3事例における砕・転圧盛土工法による堤体改修におけるゾーニングは大きく分けて二つの特徴がある。第一は改修により貯水量の減少がないようにするために新堤体を既設堤体内でゾーニングしていること、第二は工事に伴って発生する掘削土の場外処分が生じないように流用して砕・転圧土ゾーンを除いたランダムゾーンの築造に使用していること(西大谷ダム、谷田大池)、あるいは底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土に使用していることである(大原ダム、谷田大池)。

上流側の堤体ゾーニングは既設堤体を掘削して、砕・転圧土による堤体補強と漏水防止のためのコアゾーンを腹付けるか(西大谷ダム、谷田大池)、堤体補強のためのランダムゾーンを腹付けている(大原ダム)。大原ダムのランダムゾーンⅠ・Ⅱは既設堤体中央のコアゾーンが堤頂部を除いて機能していたので補強のみを目的としており、砕・転圧土に細粒分の多く含む底泥土を用いているのである程度の遮水性が確保されている。砕・転圧盛土工法は強度を固化材添加量の加減により任意に設定でき、かつ遮水性も有する築堤土を準備できるので従来法のように遮水機能をコアゾーンにより、安定化機能をランダムゾーンにより、というように機能別にゾーニングする必要がなく、コアゾーンだけを腹付ければ補強と漏水防止を同時に達成できる。堤体規模の大きい大原ダムでは、図-5に概念的に示すように、急勾配法面による改修が可能な砕・転圧盛土工法の利点を活かして上・下流側ともに既設堤体内でゾーニングして土工量の大幅な削減に成功している。西大谷ダムと谷田大池では、砕・転圧土ゾーンの外側に既設堤体などからの掘削土によるランダムゾーンを築造しており、これは工事発生土の処分をすることが目的であり、堤体安定化は砕・転圧土ゾーンが主に受け持っている。

下流側の堤体ゾーニングは3事例ともに浸潤面を確

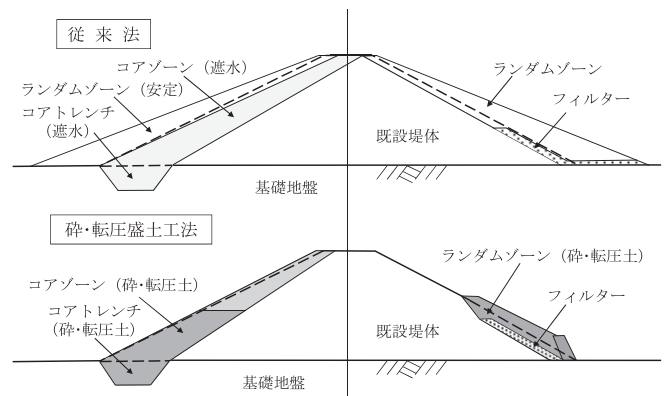


図-5 従来法と砕・転圧盛土工法によるゾーニングの比較



実に低下させるために法先ドレーンを配置しており、大原ダムでは一部を砕・転圧土によるランダムゾーンを押し盛土的に腹付け、谷田大池では掘削土によるランダムゾーンの基礎地盤をキープロック化することで達成している。大原ダムと谷田大池は堤頂部を掘削して砕・転圧土により置き換えた堤頂補強法を採用している。堤頂補強法は、既設堤体が強度的に優れず腹付けた砕・転圧土ゾーンだけでは安定性が不足する場合にせん断抵抗力を堤頂部において付加するもので、地震時に生じやすい堤頂部の局部的破壊の防止にも効果がある。ただし、この場合の砕・転圧土ゾーンの強度レベルは、堤頂部が地震時に大きな変位が生じやすい部分にあたるため、高い値に設定することを避けなければならない。

大原ダムは堤高が大きいだけでなく、堤体上流側の既設のランダムゾーンの一部に液状化の発生が想定され、堤体安定に必要な砕・転圧土ゾーンの強度レベルが高くなったために、砕・転圧土ゾーン内の小段面位置の上・下層で強度レベルを変えた事例である。砕・転圧土ゾーン内の上・下層で強度レベルを変える強度ゾーニングは、堤体安定に重要な役割をする堤体下層を高強度レベルに、地震時に大きく変形しやすい堤体上層を低強度レベルに設定して、既設堤体との強度の相違に起因する影響を緩和する効果を目指したものである。

以上の3事例では堤体軸を移動させていないが、下流側に改修に必要となる施工スペースや補強ゾーン腹付けのための用地がなく堤体安定性を確保できない場合には、図-6に概念的に示すように、上流側への堤体軸の移動が必要となる。堤体の安定性は、上流側を急勾配の砕・転圧土ゾーンにより補強し、下流側を既設堤体の掘削により緩勾配化にして達成することになる。なお、堤体軸の上流側移動は新堤体が池内に張り出すことから貯水容量を減少させてしまうが、砕・転圧盛土工法は池内の底泥土を築堤土に利用して除去できることや急勾配法面により貯水量の減少を最小限にすることができる。既設堤体に期待できる強度が不足するなどのため、に堤体軸を上流側に移動させても堤体の安定性をどうしても確保できない場合には図-6の下図のように堤頂補強法を併用することが考えられる。このような事例としてはため池ではあるものの図-7に示す北谷池¹¹⁾と、図-8に示す長原口池¹²⁾がある。これらの事例は既設堤体の上流側にそのまま砕・転圧土を腹付けることで堤体安定を確保し、下流側は新たな堤体を腹付ける用地がないため、既設堤体を掘削して法面を緩勾配化して安定性を確保したものである。

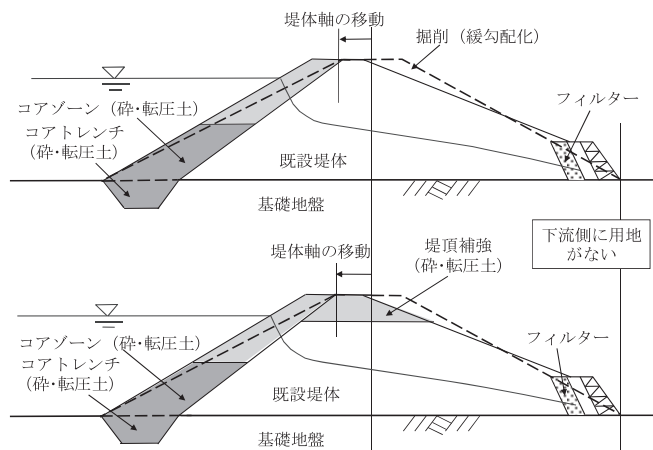


図-6 下流側の用地がない場合のゾーニング事例

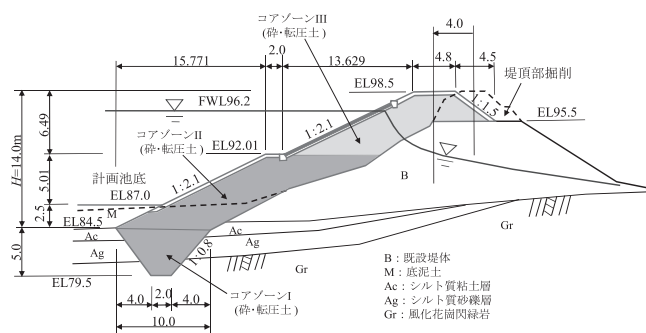


図-7 北谷池の改修堤体のゾーニング¹²⁾

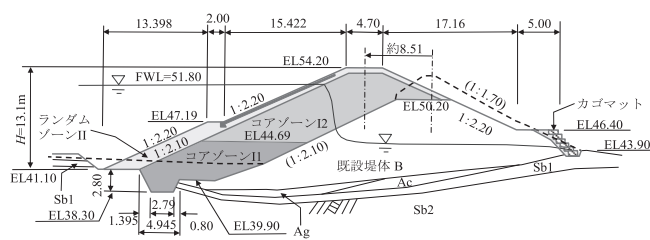


図-8 長原口池の改修堤体のゾーニング¹³⁾

## 5. 砕・転圧土ゾーンの目標強度決定上の留意点

通常の土質材料による築堤土を用いた堤体改修では、使用する築堤土が有している強度に応じて、既設堤体と新たに腹付けた堤体を合わせた堤体全体が  $F_s \geq 1.20$  を満足するように、腹付け堤体の勾配や幅が決められる。

これに対して、砕・転圧盛土工法による堤体改修では、築堤土の強度を固化材添加量の加減により自由に設定できることから、[方法A]: 予め決めた堤体ゾーニングについて実施した安定計算により堤体全体が  $F_s \geq 1.20$  を満足するために砕・転圧土ゾーンに必要な強度を逆算するか、[方法B]: 砕・転圧土ゾーンの強度をある値に設定して複数パターンの堤体ゾーニングについて安定計算を実施して  $F_s \geq 1.20$  を達成できる堤体ゾーニングを探すことになる。



砕・転圧土ゾーンの目標強度は、砕・転圧土ゾーンが既設堤体と一体として挙動するために既設堤体に期待できる強度との間に極端な相違が生じないことが重要である。このため、砕・転圧土ゾーンの目標強度は〔方法 A〕により決定するのが基本となるものの、既設堤体との間に極端な強度の相違が生じない場合に限られる。既設堤体に期待できる強度が低い、堤高が高い、あるいは高い耐震性が求められる場合のように目標強度が高くなり、既設堤体との間に極端な強度の相違が生じやすくなりそうな場合には、砕・転圧土ゾーンの強度を既設堤体に期待できる強度に対して許容できる値に設定をして〔方法 B〕により決めるべきである。

3 事例における砕・転圧土ゾーンの目標強度は、堤高が低く目標強度が高くない西大谷ダムと谷田大池では〔方法 A〕により決められ、堤高が高く、かつ上流側ランダムゾーンの液状化対策が求められ目標強度が高くなりやすい大原ダムでは〔方法 B〕により決められた。

砕・転圧土ゾーンの既設堤体の強度に対して許容できる強度は以下のように決定する。図-9 は堤体の補強や漏水防止のための腹付けの場合における砕・転圧土ゾーンを含む堤体全体に発生するすべり面を概念的に示す。砕・転圧土に発揮されるせん断強度  $\tau_{CC}$  は粘着力の卓越した強度特性にあるのですべり面上でほぼ一定で

$$\tau_{CC} \cong (c')_{CC}$$

で表される。一方、砕・転圧土ゾーンに隣接して、これと一体として挙動する既設堤体で発揮されるせん断強度  $\tau_S$  はすべり面上の有効垂直応力  $\sigma'$  により

$$\tau_S = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$

で表される。 $\tau_S$  は、砕・転圧土ゾーンと一体として挙動する既設堤体における強度の代表値として、砕・転圧土ゾーンを通るすべり面部分  $S_{ab}$  と同じ距離  $S_{bc}$  ( $=S_{ab}$ ) だけ離れた既設堤体部分の図-9 に示した分割片底面において発揮される値とする。砕・転圧土ゾーンとこれに隣接する既設堤体部分における  $\sigma'$  は一般にすべり面角度  $a$  が小さいので ( $\cos a \cong 1.0$ )

$$\sigma' = \sigma'_v \cdot \cos a \cong \sigma'_v$$

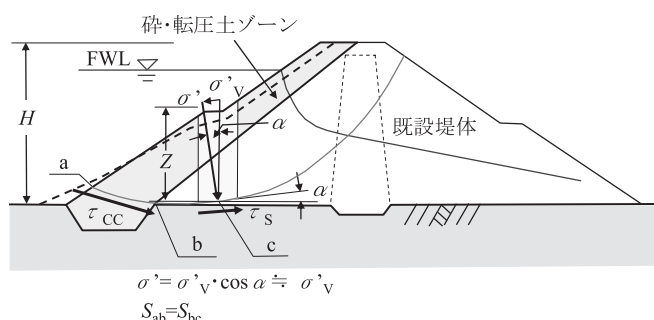


図-9 砕・転圧土ゾーンの目標強度

となる。ここで、 $\sigma'_v$  はすべり面上の有効鉛直応力で既設堤体の水中密度を  $\rho'$  ( $\cong 0.8g/cm^3$ )、すべり面上のスライス土柱の高さを  $Z$  とおくと

$$\sigma'_v = \rho' \cdot g \cdot Z$$

となる。したがって、既設堤体に発揮される平均的なせん断強度  $\tau_S$  の例は、堤高を  $H=20 \sim 30m$ 、 $\phi' = 32^\circ$  と想定すると  $Z \cong H/2$  とおけるから

$$\begin{aligned} \tau_S &\cong \sigma' \cdot \tan \phi' \\ &= 0.8 \times 9.8 \times (10 \sim 15) \times \tan 32 \\ &= 50 \sim 75 kN/m^2 \end{aligned}$$

となる。

砕・転圧土ゾーンのせん断強度  $\tau_{CC}$  が既設堤体のせん断強度  $\tau_S$  に対して許容できるレベルは 2.5 倍程度まで、すなわち

$$\tau_{CC} / \tau_S \leq 2.5$$

とする。理由はロックフィルダムにおけるコアゾーンとロックゾーン(シェルゾーン)あるいはフィルターゾーンとの間の強度の相違がこの程度にあると考えられるからである。したがって、砕・転圧土ゾーンで許容できる最大の強度レベルは

$$\tau_{CC} \leq 2.5 \cdot \tau_S = 125 \sim 188 kN/m^2$$

が目安となる。

砕・転圧土ゾーンと既設堤体における強度の相違による影響を少なくするには、図-10 に示すように砕・転圧土ゾーン内を地震時の変形が大きく強度差の影響が大きいゾーン上層を低強度レベルに、地震時の変形が小さく強度差による影響が相対的に少ないゾーン下層は堤体の安定化の機能をするように高強度ゾーンとする強度ゾーニングが効果的である。それでも、強度の極端な相違が解消されない場合には砕・転圧土ゾーンを同じ図-10 に示すように幅広にして、すなわちすべり面長を  $S_{ab}$  から  $S_{ac}$  へ拡大させて強度レベルを

$$\tau_{CC}^{ac} = (S_{ab}/S_{ac}) \cdot \tau_{CC}^{ab}$$

のように低下させることも検討する。前述した北谷池と長原口池の事例は既設堤体に期待できる強度が低く、砕・転圧土ゾーンを幅広にして既設堤体との間に強度の相違が大きくならないようにしたものである。

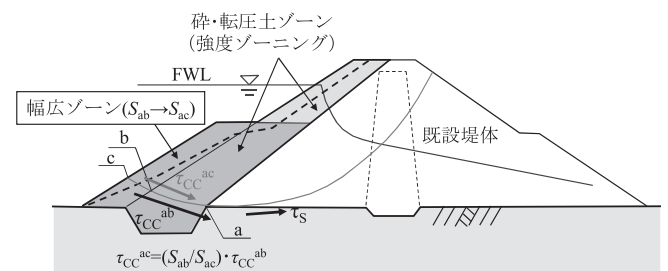


図-10 砕・転圧土ゾーンの幅広化

## 6. あとがき

本稿では砕・転圧盛土工法により堤体改修を実施した12事例のうちのフィルダムの3事例で採用された堤体ゾーニングの特徴と、砕・転圧土ゾーンの目標強度を決定する上での留意点について報告した。

砕・転圧盛土工法による堤体改修におけるゾーニングは、貯水量の減少が生じないように改修後の堤体を既設堤体内で決定すること、工事に伴う掘削発生土の場外処分がないように底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土に、あるいは砕・転圧土ゾーンを除いたランダムゾーンの築造に利用できるように決定している。砕・転圧土ゾーンの目標強度は堤体の安定性だけから単独で決定できるものではなく、既設堤体に期待できる強度レベルとの間に極端な相違が生じないように決定しなければならない。砕・転圧土ゾーンの強度における既設堤体の強度に対する許容値はロックフィルダムにおけるコアゾーンとロックゾーンあるいはフィルターゾーンとの間の強度の相違と同程度と考えられる2.5倍までとすることを提案した。砕・転圧土ゾーンと既設堤体との間の強度の相違を少なくするには堤体安定に重要な役割をする砕・転圧土ゾーンの下部を高強度レベルとする強度ゾーニングする、あるいは砕・転圧土ゾーンを幅広にするのが効果的である。

砕・転圧盛土工法の利点は築堤土を現場内で調達できることからダムサイト周辺で築堤土を確保できなくとも堤体改修が可能であり、また強度レベルを所要の値に自由に設定できることから急勾配での堤体改修が可能で土工量を大幅に少なくできることである。特に、築堤土を現場内で確保できることは緊急性の高い地震等により被災した堤体の復旧の場合にも役立つものと考えられる。

## 参考文献

- 1) 谷 茂：溜池の話あれこれ，農業土木学会誌，Vol.57, No.12, pp.2-4, 1989.
- 2) 農林水産省農地局監修：土地改良事業計画設計基準，第3部設計，第1編土堰堤，農業土木学会，1953.
- 3) 福島伸二，谷 茂：フィルダム堤体改修における液状化問題，地盤工学会誌，Vol.59, No.1, pp.26-29, 2011.
- 4) 社農業農村整備情報総合センター：ため池改修工事の効率化，－砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修－，設計・施工・積算指針（案），2006.
- 5) 社農業農村整備情報総合センター編：砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修，一堆积土・発生土を有効活用したフィルダムのリニューアル技術一，設計・施工・積算指針（案），社農業農村整備

情報総合センター，2009.

- 6) 谷 茂，福島伸二，北島 明：液状化を考慮したアースダムの耐震補強事例，第46回地盤工学研究発表会，pp.1785-1786, 2011.
- 7) 福島伸二，谷 茂：大原ダムの砕・転圧盛土工法による耐震補強の設計・施工，ダム日本，No.812, pp.9-27, 2012.
- 8) 財日本ダム協会ホームページ：ダム便覧2012  
<http://damnet.or.jp/Dambinran/binran/TopIndex.html>
- 9) 福島伸二，谷 茂，北島 明，西本浩司：フィルダムにおける固化処理底泥土を用いた堤体補強法とその設計法に関する事例研究，土木学会論文集C, Vol.63, No.2, pp.358-375, 2006.
- 10) 福島伸二，谷 茂，山崎秀昭，三澤宏司：砕・転圧盛土工法による谷田大池堤体改修工事，水と土，No.163, pp.44-52, 2011.
- 11) 福島伸二，谷 茂，北島 明：固化処理底泥土による急勾配・高堤体ため池の補強事例，土と基礎，Vol.53, No.2, pp.28-30, 2005.
- 12) 福島伸二，谷 茂：固化改良した含水比と粒度が変化する混合泥土を用いた長原口池堤体改修工事，地盤工学会誌，Vol.59, No.9, pp.30-33, 2011.

# 海外における灌漑排水施設のライフサイクルコストの検討

— インドネシア・ワイジェパラ地区を例として —

中 村 義 文* 渡 邊 博** 鈴 木 浩 之***  
 (Yoshifumi NAKAMURA) (Hiroshi WATANABE) (Hiroyuki SUZUKI)

## 目 次

1. はじめに .....	49	4. LCCの算定 .....	52
2. 調査対象地域の概要 .....	49	5. 考察 .....	57
3. 機能診断と劣化予測 .....	50	6. おわりに .....	57

### 1. はじめに

近年、途上国における灌漑排水事業への開発援助は、新規の水源開発や施設の新設から既設の補修へとその内容がシフトしてきている。食料生産基盤を維持するためには、既存施設の適切な維持補修・管理が重要であり、その機能が今後とも十分に発揮できるよう、予防保全対策を適切に実施し、施設の長寿命化を図っていく必要がある。

このためには社会経済等の変化を踏まえながら、灌漑排水施設の機能診断を行い、その結果を踏まえた施設ごとの補修・更新の重要度・優先度の判定を含めた予防保全計画の策定、その円滑な実施のための体制整備を行うことが重要である。これらの対策の普及は、施設の長寿命化を進め、補修・更新事業費の縮減を通じたODA予算の効率的な執行に寄与するものである。

LCC算定については、様々な手法・モデルがあり、現在多くの関係者が研究中であり、北村ら(2007)は、それら研究を整理する一方、農業水利施設、特に鉄筋コンクリート製開水路に関する研究事例は存在しないと述べている。このような背景のもと、農業工学分野では、農業水利施設ストックマネジメントマニュアル(農林水産省利根川水系調査事務所保全対策センター2007)を策定し、複数の劣化予測手法を示している。本研究ではそのマニュアルの試案である施設機能診断マニュアル(農業水利施設機能診断技術調整連絡会2004)の調査表をもとに海外の現地の特性に合わせて水路診断判定区分を作成し、インドネシア国ワイジェパラ(WayJepara)地区の右岸幹線水路と左岸幹線水

路の全線(26km)を対象に機能診断を行った。その結果に基づき単一劣化曲線モデルとマルコフ連鎖モデルの両方を適用して劣化予測を行い、具体的な4つのシナリオを定めて整備時期・整備量を求め、LCCを比較し結論を示した。加えて、用いた手法は発展途上国において一般的に実施可能なLCC算定手法であることを考察した。

### 2. 調査対象地域の概要

インドネシア、南スマトラに位置するワイジェパラ(WayJepara)地区農業灌漑事業(ダム、土水路他)(図-1、表-1)は1980年3月に完了したが、土水路の洗掘や法面の崩壊により劣化したため、ワイジェパラ灌漑修復事業としてコンクリートライニングが行われ、1992年9月に工事が完了し供用開始された。本機能診断調査は2007年1~2月に実施され、調査時点の経過年数は15年である。

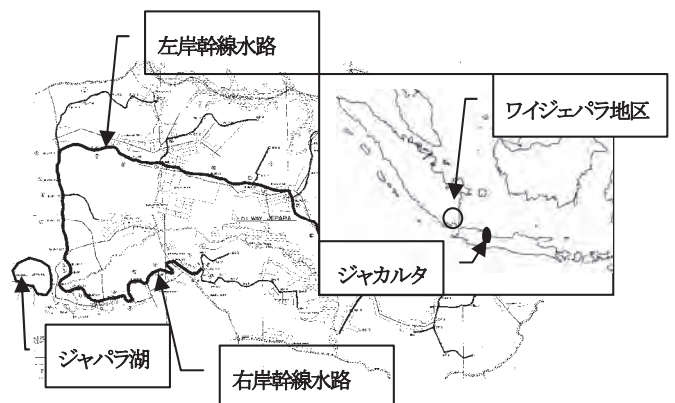


図-1 ワイジェパラ地区位置図

* (現)環境省関東地方環境事務所 (Tel. 048-600-0545)  
 (前)NTCコンサルタンツ(株)

** NTCコンサルタンツ(株) (Tel. 03-3357-6133)

*** (現)農林水産省防災課 (Tel. 03-3502-8111)  
 (前)財)日本水土総合研究所



表-1 事業概要

受益面積	水田灌漑 6,651ha
ダム	前面コア型アースダム H=16.4m, L=70m, 有効貯水量=21.6 百万m ³
取水工	斜樋 Qmax=6.533m ³ /sec
幹線用水路	計 26km 左岸 18km 右岸 8km 分水工 45 か所



表-2 水路機能診断判定区分表

変状の種類	判定区分			
	a	b	c	d
1 護岸の崩壊、破損、浸食又は水路内土砂等の堆積	⑤崩壊規模が大	③通水阻害を誘	②左記以外	①判断を明確に下せない場合
2 ひび割れ	⑩急激にひび割れが進行してお体に見られる場合	⑦ひび割れが全	⑤左記以外	②判断を明確に下せない場合
3 浮き、剥離、剥落	⑩剥離、剥落を起こしている場合	⑦剥離に結びつ	⑤左記以外	②判断を明確に下せない場合
4 摩耗	⑤粗骨材が露出しているなど、明らかに摩耗が進んでいる場合	③摩耗の兆候が	②左記以外	①判断を明確に下せない場合
5 目地切れ、段差	⑤目地部の損、開き、ずれ、段差、雑草の繁殖が著しく漏水痕跡がある	③目地部のずれ	②左記以外	①判断を明確に下せない場合
6 通水障害	⑤水路の変形、沈下などにより、通水断面が不足し、所定の流量が確保できない	③左記の場合	②左記以外	①判断を明確に下せない場合
7 分・配水機能障害	⑤分水工などにおいて、構造の変状により分・配水管理が困難	③左記の場合	②左記以外	①判断を明確に下せない場合
8 形、歪み(機械・電気設備)	⑤ゲートなどにおいて、変形、歪みが大きく、正常な操作ができない	③操作には支障がないが、変形の進行が認められる	②左記以外	①判断を明確に下せない場合
9 鋼材の錆(機械・電気設備)	⑤錆の進行が著しく、強度低下の恐れがある	③錆が進行していても、塗装などで対応で当面問題がない	②左記以外	①判断を明確に下せない場合

[注]○内の数字は評価の点数。

表-3 100mごとの機能診断調査整理表(例)

1,300~1,400m (下段 10m ごとの点数)の合計 96

2c⑤	2d②	2d②	4c②		2c⑤	2d②	2c⑤		2c⑤	2d②	2c⑤
4c②	4c②	4c②	5c②		3c⑤	4c②	4c②		3b⑦	3d②	3a⑩
5c②	5c②	5d①			4c②	5c②	5c②		4c②	4b③	4c②
					5c②				5c②	5c②	5d①
9	6	5	4		14	6	9		16	9	18

[注] 現地で実際に 10m 毎に本表に記入した。比較的点数の大きい例を写真で示した。写真の右が点数。

### 3. 機能診断と劣化予測

#### 3.1 施設の機能診断

水路機能の診断判定区分について、中村ら(2008)は東南アジアの現況に合わせ、水路施設管理者等が目視で機能低下状況を簡易に判定できるように水路機能診断判定区分表を作成した。ワイジェパラ地区における水路機能診断判定区分はこれを基本として作成した。作成した水路機能診断判定区分表を表-2に示す。

「変状の種類」については前述の施設機能診断マニュアル(農業水利施設機能診断技術調整連絡会 2004)と同じく9種類とし、「判別区分」については、小さな変状に対して判断を迷う場合に備えて「d判断を明確に下せない場合」を設け、円滑に診断作業が進められるようにした。また基幹施設の変状の場合、日本国内であれば何らかの補修が行われるが、東南アジアでは目視で判断できる規模の変状についても放置されていることから、「判定区分」の内容に現地の実情に応じた「1m以上」等の変状の規模を数値として示している。「変状の種類」のうち、「5目地切れ、段差」については植物の繁茂で判断できない場合があることから、判定区分の内容に「植物の繁茂」を加えた。

機能診断は表-2に従い、水路長10m単位で「変状の種類」ごとに「判別区分」に沿ってa, b, c, dの評価を行うと共に、100mごとに表-2中に示したa, b, c, dの評価に対応する点数の合計を求めた。機能診断の例を表-3に示す。

100mごとの合計点は、表-4のとおりA, B, Cの点数の区分に分類した。

また、LCCを検討するうえで、細かい評価による対策のシナリオ作成を行うことを想定し、表4に機能診断の評価ランクA, B, Cを農業水利施設ストックマネジメントマニュアル(農林水産省利根川水系調査事務所保全対策センター 2007)の5段階の健全度ランクを対応させ、全体の健全度分布を求めた。

表-4 機能診断評価とストックマネジメント健全度  
ランクの対応及び健全度分布

モデル地区機能診断評価 (左岸)			ストックマネジメントマニュアルにおける区分				
評価	点数	分布数	健全度	分布数	健全度分布	定義	
C	整備の必要なし	0~20	2	S-5	39	21.4%	新設時と同等 OR 対策不要
		21~40	37				
B	整備の緊急性は低い	41~60	54	S-4	91	50.0%	要観察
		61~80	37				
A	早急に整備が必要	81~100	33	S-3	33	18.1%	補修程度の対応が望ましい
		101~120	14	S-2	18	9.9%	補強対策が望ましいもの
		121~140	4	S-1	1	0.5%	更新が望ましいもの
		141~160	1	S-1	1	0.5%	更新が望ましいもの
合計			182		182		

モデル地区機能診断評価 (右岸)			ストックマネジメントマニュアルにおける区分				
評価	点数	分布数	健全度	分布数	健全度分布	左右岸健全度分布合計	
C	整備の必要なし	0~20	4	S-5	12	14.8%	19.4%
		21~40	8				
B	整備の緊急性は低い	41~60	37	S-4	55	67.9%	55.5%
		61~80	18				
A	早急に整備が必要	81~100	8	S-3	8	9.9%	15.6%
		101~120	4	S-2	5	6.2%	8.7%
		121~140	1	S-1	1	1.2%	0.8%
		141~160	1	S-1	1	1.2%	0.8%
合計			81		81		

### 3.2 劣化予測方法

劣化予測は、個別劣化現象の進行過程に着目したモデル（個別劣化現象モデル）と施設の健全度の統計的推移に着目したモデル（統計モデル）に大きく区分される。詳細な劣化予測には個別劣化現象モデル（物理的劣化現象モデル等）を用いる方が望ましいが、現状では個別の農業水利施設がどのような劣化原因か明らかになっておらず、本モデルを適用するための十分なデータがない。また、個別劣化現象モデルを適用するためには、対象施設についても、より詳細な機能診断調査が必要となる。このため、本検討では統計モデルを適用することとした。

統計モデルのうち、信頼性解析モデルや故障発生確率モデルは、故障（漏水事故等）に関する詳細データが必要である。これに対し、単一劣化曲線モデル及びマルコフ連鎖モデルは、1回～数回の機能診断データから予測が可能である。本検討地区詳細データがないため、単一劣化曲線モデルとマルコフ連鎖モデルを用いることとする。

つまり、単一劣化曲線モデルは個別施設の対策実施時期の設定に適用しやすく、判断基準が明確であるが劣化速度が全施設同じになるためグループ毎の整備対策量が固定されてしまうことが特徴である。一方、マルコフ連鎖モデルは施設群としての予想に適用しやすく、劣化度の確率分布を求めるため、より現実に近い予測が可能だが、整備対策のタイミングを判断する劣化度の占有率の設定基準が明確でない問題がある。そこで、本検討では、双方の手法の弱点を相互に補完させるため、これまで単独に用いてきた2つのモデルを必要に応じて組み合わせ、劣化予測を行うものとする。

設定した4つのシナリオの、シナリオ1、シナリオ2では、単一劣化曲線モデルを使い補修・補強整備対策の時期の判断を行い、対策整備量はマルコフ連鎖モデルを用いて決定した。シナリオ3、4は補修・補強整備対策の時期の判断と対策整備量の決定ともマルコ

フ連鎖モデルを用いた。

#### 3.2.1 単一劣化曲線モデル

劣化予測においては、劣化度、健全度等の定性評価により、単一施設の劣化進行度を予測する。本モデルは機能診断評価結果に基づき、単一劣化曲線モデルの適用においては、新設時点での対象施設の健全度をS-5と仮定し、以下の式で劣化傾向を近似する。

$$y = ax^2 + 5 \quad (1)$$

ここに a : 係数

y : 健全度 (S-1 ~ 5)

x : 供用年数

係数 a は、既知の y, x を代入し求める。

#### 3.2.2 マルコフ連鎖モデル

マルコフ連鎖モデルは、ある健全度を示す施設ユニットが、次の年に健全度ランクを落とす確率 (P) を求め、現状の健全度ランクが維持される確率を (1 - P) とする。健全度 S-5 の施設が次年度に S-4 にランクが落ちる確率があるとすると、S-5 のままに維持される確率 = 100% - (S-4 にランクが落ちる確率) となる。なお、これらの遷移確率は年次に関係なく一定と仮定する。

遷移確率の設定方法は、農業水利施設ストックマネジメントマニュアル（農林水産省利根川水系調査事務所保全対策センター 2007）に従った。

### 3.3 結果

#### 3.3.1 機能診断結果

機能診断結果を表-4に示す。左右岸健全度分布合計で、「C整備の必要なし」S-5 19.4%、「B整備の緊急性は低い」S-4 55.5%、「A早急に整備が必要」S-3 15.6%、S-2 8.7%、S-1 0.8%となった。

#### 3.3.2 劣化予測結果

単一劣化曲線モデルで、図-2に示す単一劣化曲線上の黒丸は機能診断時の供用年数と健全度の交点を示す。

単一劣化曲線モデルでは、健全度 S-5 の場合、

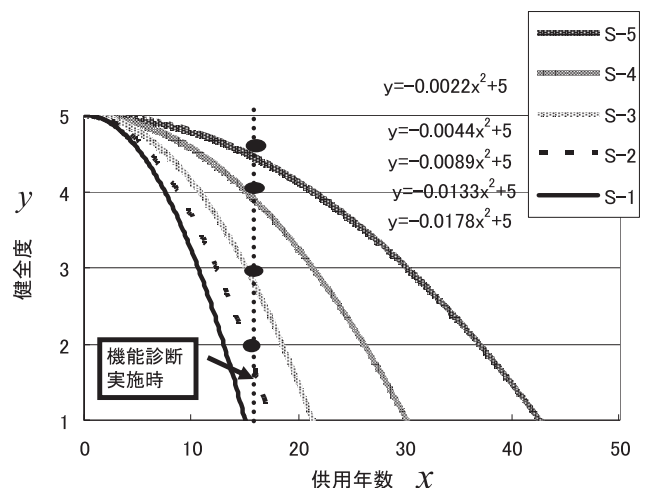


図-2 インドネシア・ワイジェパラ地区単一劣化曲線

表-5 遷移確率

	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
S-5	100.0%	89.7%	80.4%	72.1%	64.6%	57.9%	51.9%	46.5%	41.7%	37.4%	33.5%	30.1%	27.0%	24.2%	21.7%	19.4%
S-4	0.0%	10.4%	19.2%	26.7%	33.0%	38.3%	42.7%	46.2%	49.1%	51.3%	53.0%	54.2%	55.0%	55.5%	55.6%	55.5%
S-3	0.0%	0.0%	0.4%	1.2%	2.2%	3.4%	4.7%	6.1%	7.4%	8.8%	10.1%	11.4%	12.6%	13.7%	14.7%	15.6%
S-2	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.4%	0.7%	1.1%	1.7%	2.4%	3.2%	4.1%	5.1%	6.2%	7.4%	8.7%
S-1	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.2%	0.2%	0.3%	0.5%	0.6%	0.8%

P1	S5→S4	10.35%
P2	S4→S3	4.25%
P3	S3→S2	9.80%
P4	S2→S1	2.50%

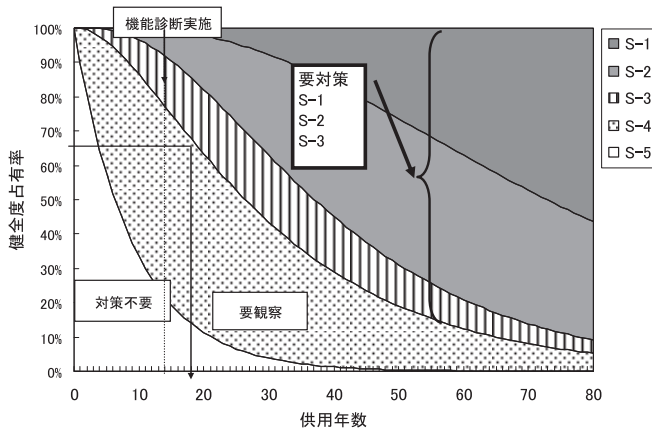


図-3 マルコフ連鎖モデルによる健全度占有率

$a=0$  となり、永久に劣化しないことになるので、便宜的に S-4 と S-5 の中間値で劣化すると仮定し、健全度 4.5 とし、式(1)より、調査時点の健全度、供用年数を代入しそれぞれの係数  $a$  を求め 2 次曲線を得る。最も占有率の高い S-4 (55.5%) を本地区の平均とすると、図-2 に示すように本地区の平均耐用年数は概ね 30 年で、30 年間なら補修対策をとらない場合、全ての施設が機能を失い、全てを撤去し更新事業を実施する必要があると判断される。

ワイジェパラ地区においてマルコフ連鎖モデルの遷移確率を求めた結果を表-5 に示す。

マルコフ連鎖モデルでは、供用開始時の健全度は全て S-5 とし、機能診断時の健全度ランク分布に一致するように表-5 の遷移確率を求めた。診断時における健全度分布は表-5 の 2007 年の値に示すとおりである。なお、左岸幹線、右岸幹線は同一地区内にあるため、合計した劣化評価で遷移確率を求めた。本地区の健全度 S-5 の施設が次年度に S-4 にランクが落ちる確率が 10.35% であるとする、S-5 のままに維持される確率は  $100\% - 10.35\% = 89.65\%$  となる。この遷移確率を用いた健全度占有率を図-3 に示す。

#### 4. LCC の算定

##### 4.1 シナリオの設定

平成 19 年度効率的な農林業経済協力に関する調査委託事業報告書(財)日本水土総合研究所, 2008) によ

ると、表-6 に示すように整備対策の頻度と対策工法の品質がトレードオフの関係にある。そこでシナリオは、高頻度・低品質整備、中頻度・中品質整備、低頻度・高品質整備の 3 タイプをベースとし、さらに低頻度・高品質整備については、整備対象が要対策と判断される S-3 以下の施設に限定した場合と全線を整備する 2 つのケースを想定した。全線整備は耐用年数が高い工法に限って有効である。

検討工法は、当該地区の実績である無筋コンクリートライニング工法をベースとして、高品質工法は地盤沈下による側壁、底版のひび割れ、剥離などに対する抑止効果が高い鉄筋コンクリートライニングを想定し、それぞれ表-6 のように工法シナリオを設定する。

マルコフ連鎖モデルであれば、「健全度 S-3 以下の占有率が全体の 1/3 に達する時期」(機能診断マニュアルによる) の間隔は 20 年以上(図-3)となるが、整備の頻度すなわち期間の長短をシナリオとして考慮し、単一劣化曲線による 7 年(表-8 シナリオ 1)、10 年(表-12 シナリオ 2)の間隔で、シナリオ 3 は「健全度 S-3 以下の占有率が全体の 1/3 に達する時期」(機能診断マニュアルによる)として 24 年(表-16 シナリオ 3)の間隔で、シナリオ 4 は「健全度 S-3 以下の占有率が全体の 1/2 に達する時期(ストックマネジメントマニュアルによる)」として 26 年(表-19 シナリオ 4)の間隔で補修・補強整備対策の時期の判断を行い、対策整備量はマルコフ連鎖モデルを用いた。

表-6 整備対策のシナリオ

シナリオ	対策頻度	整備段階	対策施設	対策工法品質	耐用年数
1	高頻度 5~10年単位	S-3以下	S-3以下となる水路	低品質工法 無筋コンクリート ライニング	20年
2	中頻度 10~20年単位	S-2以下	S-2以下となる水路	中品質工法 鉄筋コンクリート ライニング t=150mm(単鉄筋) S-3は低品質 工法で対応	30年
3	低頻度 20~40年単位	S-3以下が 全体の1/3以上	S-3以下となる水路	高品質 鉄筋コンクリート ライニング	40年
4		S-3以下が 全体の1/2以上	全線	t=200mm(複鉄筋)	



## 4.2 算定方法

### 4.2.1 LCCの基本式からの機能保全コスト式

LCCの算定に用いる式は以下のとおりである。

$$LCC=C_i+\sum(C_m\times F_{pw})+C_r\times F_{pw} \quad (2)$$

ここに、

$C_i$ ：初期整備費用

$C_m$ ：対策実施整備費用 補修等実態調査から費用推定、劣化曲線で実施量を推定

$C_r$ ：施設の廃棄・撤去費用（本検討では考慮しない）

$F_{pw}$ ：現価係数（ $=1/(1+i)^t$ ）

$i$ ：社会的割引率（資本利子）= 12%（インドネシアでプロジェクト評価基準として用いられている）

$t$ ：費用発生年次

農業水利施設の保全計画を立案する際には、既往発生コストが必ずしも重要ではない。むしろ、今後施設を長期的に運用するにあたって、どのようなタイミングで保全対策を実施すればよいか重要である。また、将来にわたって考える際にも、ある程度の期間を設定した方が保全対策コストを比較しやすい。ストックマネジメントにおいては、現時点から将来にわたる一定期間の対策コストの合計を狭義のLCC（機能保全コスト）として計上するものとし、評価期間は、便宜的に保全計画立案時点から40年とする。

(2)式より、(3)式では $C_r$ を考慮せず、初期整備費用 $C_i$ と対策実施整備費用 $C_m$ を合わせた費用を $C_{i,m}$ として現価係数を乗ずることにより40年の評価期間終了時点の整備費を求め、残存価値 $C_{i,m}\times Re/D_u$ を差し引くことで機能保全コストとする。

$$\text{機能保全コスト}=\sum_{t=1}^{40}(C_{i,m}\times F_{pw})-\sum_{t=1}^{40}(C_{i,m}\times R_e/D_u) \quad (3)$$

このとき、

$C_{i,m}$ ：評価期間40年で実施される初期建設・保全対策・廃棄の全ての工事費

$Re$ ：評価期間終了時点の残耐用年数（ただし、 $Re\geq 0$ ）

$D_u$ ：個別対策の耐用年数

### 4.2.2 残存価値

評価期間を40年とした場合、機能保全のための投資が回収されないまま、評価期間を終了するケースが生じる。土地改良事業は、耐用年数や機能の異なる複数の施設を一体的に整備することが一般的であり、評価期間の経過時点に残存価値が比較的大きい場合が想定され、耐用年数を残している施設の残存価値を、土地改良事業の費用対効果分析マニュアル（ダイジェスト版）（農林水産省農村振興局企画部 2007）に示される定額法に基づき算定する。残存価値は、評価期間最終年においてS-4（評価B：対策の緊急性が低い）、S-5（対策不要）の残存耐用年数と占有率から求めた。

$$\text{残存価値}=\text{整備費用}\times\text{残存耐用年数}/\text{耐用年数}\times\text{残存} \\ S-5, S-4\text{の施設量} \quad (4)$$

ここに、整備費用：対策整備に要するコスト

残存耐用年数：耐用年数-整備後の供用年数 $\geq 0$

施設量：マルコフ連鎖モデルから求まるS-5、S-4の占有率 $\times$ 総施設量

上式から残存耐用年数が0であれば耐用年数経過後の残価値は0%となる。

### 4.2.3 工法別の耐用年数

図-3より、無筋コンクリートライニングで整備されているワイジェパラ地区において、マルコフ連鎖モデルによる劣化予測を行った場合、健全度S-1~S-3の占有率が全体の1/3以上となる時期が概ね20年であることから、耐用年数を20年と設定した。

単鉄筋コンクリートライニングについては、ワイジェパラ地区での実績がないので、コンクリートブロックライニングで整備されているラオス・タゴン地区のマルコフ連鎖モデルによる劣化予測の健全度S-1~3の占有率が全体の1/3以上となる時期が概ね32年であること（平成19年度調査委託事業報告書（財）日本水土総合研究所、2008）と下記の高品質工法より耐用年数は短いと想定されるので、30年と仮定した。

複鉄筋コンクリートライニングについては、高品質工法の実績が無いので、日本における農業水利施設標準耐用年数から耐用年数40年（農業水利施設ストックマネジメントマニュアル 農林水産省利根川水系調査事務所保全対策センター 2007）を使用した。

### 4.2.4 整備費用単価

水路標準図を図-4に示す。劣化予測は地区全体で行っているため、本検討では地区全体の補修工事費を算定し、これから地区全体の平均m当り単価を求めてLCCの算定を行うものとする。海外において得にくい現地の建設単価を得て算出した水路標準断面図ごとの工法別整備費用（平成19年度調査委託事業報告書（財）日本水土総合研究所、2008）を表-7に示す。なお、当該地区における工法別の保守点検費の実績や劣化による漏水被害等の損失は現段階ではデータが不足しており、保守点検費は考慮しないものとする。

## 4.3 結果

### 4.3.1 シナリオ1

LCCの算定は左岸幹線を対象に行った。（シナリオ2~4も同様）。機能診断時にS-1~3と評価された施設を直ちに低品質工法の厚さ $t=100\text{mm}$ の無筋コンクリートライニングで実施する。整備後の劣化は、耐用年数20年（4.2.3による）の劣化曲線とする。整備時期は、単一劣化曲線を基にして、予算上、等間隔が適切との考えで7年の等間隔と補整し（図-5、表-8）、整備量は表-5に示したマルコフ連鎖モデルの遷移確率を用い、S-1~3となる施設の割合（整

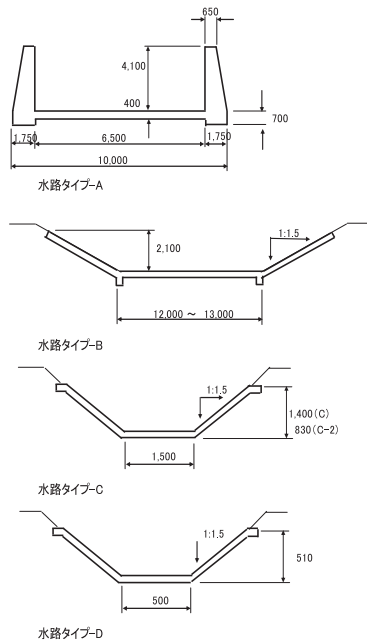


図-4 ワイジェパラ地区水路標準断面図

表-7 工法別整備費用 (左岸幹線)

水路 タイプ	延長 (m)	無筋コンクリート		鉄筋コンクリート t=150		鉄筋コンクリート t=200	
		単価(Rp)	金額(千Rp)	単価(Rp)	金額(千Rp)	単価(Rp)	金額(千Rp)
A	1,063	6,192,000	6,582,096	21,672,000	23,037,336	28,896,000	30,716,448
B	8,833	3,825,670	33,792,143	5,011,628	44,267,710	6,682,171	59,023,613
C	6,389	1,415,498	9,043,617	1,854,302	11,847,135	2,472,403	15,796,181
D	1,796	459,080	824,508	601,395	1,080,105	801,860	1,440,141
計	18,081		50,242,364		80,232,287		106,976,383
m当り			2,779		4,437		5,917

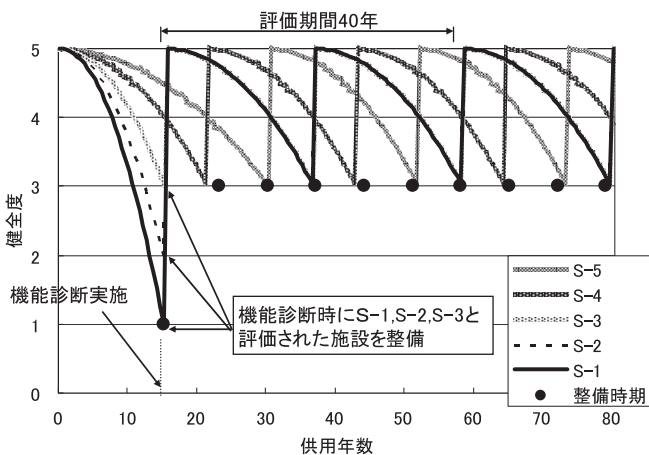


図-5 健全度S-3で整備対策を実施した場合の単一劣化曲線 (シナリオ1)

表-8 対策時期の決定 (シナリオ1)

劣化曲線による対策時期	補整(計画)対策時期	備考
1 16年	2006年 16年	2008年
2 21年	2013年 23年	2015年
3 30年	2022年 30年	2022年
4 37年	2029年 37年	2029年
5 43年	2035年 41年	2036年
6 52年	2044年 51年	2043年
7 58年	2050年 58年	2050年
8 64年	2056年 65年	2057年

評価期間  
評価期間外

備量)を7年ごとに求めた(図-6)。

整備費(必要経費)を $C_m$ とし、各現価係数を乗ずることにより現価累計を求め、を差し引くことで機能保全コストとする。

残存耐用年数は、20年-(2048-2043)により、15年となる。式(2)で示す現価係数 $F_{pw}$ は $1/(1+i)^t$ に社会的割引率(i)12%と費用発生年次から経過年(t)年を適用して求める。

対策実施整備費用 $C_m$ にS-4とS-5の残存率86.2%(表-9)、つまり、全延長18,081mのうち15,585.8mが残存施設量で、整備費用2,779千Rp/mを乗じて得た43,312,999千Rp(通貨単位ルピア)に残存耐用年数15年/耐用年数20年(残存価値 $C_{i,m} \times Re/D$ ) $u$ を乗じ、残存価値32,484,750千Rpを得る(表-10)。これに現価係数0.0107を乗じて得た348百万Rpを現価累計18,947百万Rpから控除し、残存価値控除の機能保全コストとして18,599百万Rpを得た(表-11)。

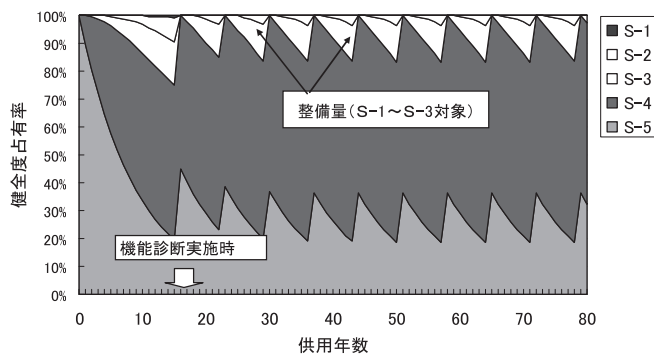


図-6 個別単一施設整備の整備量 (シナリオ1)

表-9 シナリオ1の評価期間40年間における整備頻度と整備量(残存耐用年数15年/耐用年数20年)

健全度	第1回 2008年	第2回 2015年	第3回 2022年	第4回 2029年	第5回 2036年	第6回 2043年	残存 2048年
S-5	19.4%	23.3%	20.0%	19.1%	18.9%	18.8%	21.0%
S-4	55.5%	61.7%	63.8%	64.4%	64.6%	64.6%	65.2%
S-3	15.6%	11.9%	12.7%	13.0%	13.0%	13.0%	11.4%
S-2	8.7%	3.1%	3.3%	3.4%	3.4%	3.4%	2.4%
S-1	0.8%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%
S-1,2,3計	25.1%	15.0%	16.1%	16.5%	16.5%		S-4,5計86.2%

表-10 シナリオ1の整備費と残存価値

整備時期	整備費			
	整備量 (%)	整備延長 (m)	単価 (千Rp)	金額 (千Rp)
2008年	25.1%	4538.3	2,779	12,612,022
2015年	15.0%	2712.2	2,779	7,537,065
2022年	16.1%	2911.0	2,779	8,089,783
2029年	16.5%	2983.4	2,779	8,290,771
2036年	16.5%	2983.4	2,779	8,290,771
2043年	16.6%	3001.4	2,779	8,341,018
残存価値	86.2%	15585.8	2,779	32,484,750

表-11 シナリオ1の現価累計の算定

資本利子率= 0.12

年次	経過年	現価係数	シナリオ1 (百万Rp)			
			必要経費	経費累計	現在価値	現価累計
2008	0	1.0000	12,612	12,612	12,612	12,612
2015	7	0.4523	7,537	20,149	3,409	16,021
2022	14	0.2046	8,090	28,239	1,655	17,676
2029	21	0.0926	8,291	36,530	768	18,444
2036	28	0.0419	8,291	44,821	347	18,791
2043	35	0.0189	8,341	53,162	158	18,947
残存価値		0.0107	32,485		348	18,599

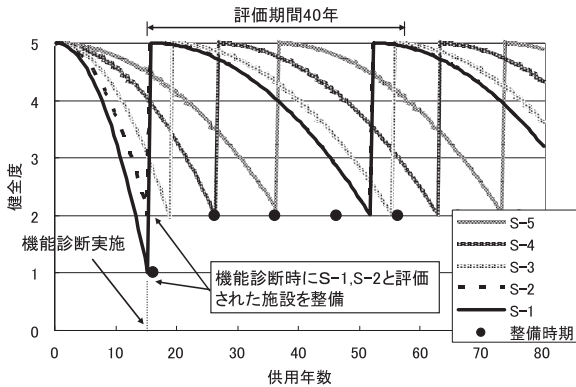


図-7 健全度S-2で整備対策を実施した場合の単一劣化曲線 (シナリオ2)

表-12 対策時期の決定 (シナリオ2)

劣化曲線による対策時期	補整(計画)対策時期	備考
1 16年	2008年	16年 2008年
2 19年	2011年	26年 2018年
3 26年	2018年	36年 2028年
4 36年	2028年	46年 2038年
5 52年	2044年	56年 2048年
6 56年	2048年	66年 2058年
7 63年	2055年	76年 2068年
8 74年	2066年	

評価期間: 1-5  
評価期間外: 6-8

#### 4.3.2 シナリオ2

機能診断時にS-1~3と評価された施設のうちS-1~2を中品質工法の厚さt=150mmの単鉄筋コンクリートライニングで、S-3と評価された施設を低品質工法の無筋コンクリートライニングで整備することを組み合わせる。

整備後の劣化は、耐用年数30年の劣化曲線とする。整備時期は、単一劣化曲線による対策時期通りに整備を実施した場合、各時期の整備量に極端な差が生じ、予算執行上現実的ではない。したがって、整備量が少ない時期を整理統合し、整備間隔を10年の等間隔に補整して計画し(図-7, 表-12)、整備量はマルコフ連鎖モデルにより求めた。

残存価値はシナリオ1と同様に式(4)を用い、ここで、S-4とS-5の残存率78.7%(表-13)全延長18,081m, 残存施設量14229.7m(表-14)整備費用4,437千Rp/m(単鉄筋コンクリートライニング)残存耐用年数30年-(2048-2018)=30年, 耐用年数30年を適用し、結果は、残存価値63,137,387千Rp(表-14), 残存価値控除の機能保全コスト26,305百万Rp(表-15)。

表-13 シナリオ2の評価期間40年間における整備頻度と整備量(残存耐用年数30年/耐用年数30年)

健全度	第1回	第2回	第3回	第4回	第4回	残存
	2008年	2018年	2028年	2038年	2048年	
S-5	19.4%	10.6%	10.5%	11.4%	11.7%	31.5%
S-4	55.5%	51.9%	48.8%	48.0%	48.0%	47.2%
S-3	15.6%	20.9%	21.7%	21.5%	21.4%	21.3%
S-2	8.7%	15.1%	17.1%	17.2%	17.1%	0.0%
S-1	0.8%	1.5%	1.8%	1.8%	1.8%	0.0%
S-1,2,3計	9.5%	16.6%	18.9%			S-4,5計78.7%

#### 4.3.3 シナリオ3

整備段階・対象施設は、S-1~3の占有率が全体の1/3に達した時点でS-1~3の施設の整備を行う。対策工法・品質は厚さt=200mmの複鉄筋コンクリートライニングの高品質工法とし、整備後の劣化は耐用年数40年に相当するマルコフ連鎖モデルとする。整備時期は、図-9に示すようにS-1~3の占有率が1/3となる2011年, 2035年とする。

残存価値は式(4)を用い、ここで、S-4とS-5の残存率81.5%(表-16)全延長18,081m, 残存施設量

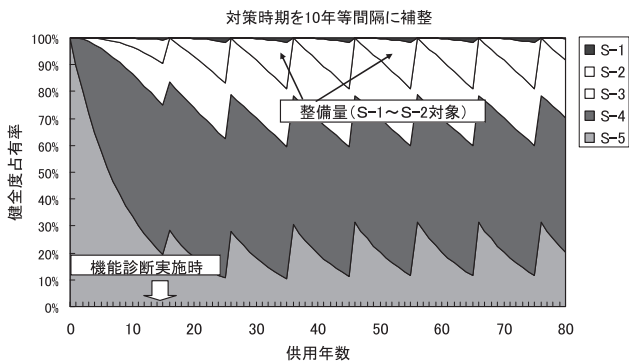


図-8 個別単一施設整備の整備量 (シナリオ2)

表-14 シナリオ2の整備費と残存価値

整備時期	整備費				S-3対応費用				合計 (千Rp)
	整備量 (%)	整備延長 (m)	単価 (千Rp)	金額 (千Rp)	整備量 (%)	延長 (m)	単価 (Rp/m)	金額 (千Rp)	
2008年	9.5%	1717.7	4,437	7,621,413	15.6%	2820.6	2,779	7,838,547	15,459,960
2018年	16.6%	3001.4	4,437	13,317,416	20.9%	3778.9	2,779	10,501,644	23,819,060
2028年	18.9%	3420.7	4,437	15,177,843	21.7%	3923.6	2,779	10,903,620	26,081,463
2038年	19.0%	3435.4	4,437	15,242,825	21.5%	3887.4	2,779	10,803,126	26,045,952
2048年	18.8%	3399.2	4,437	15,082,375	21.4%	3869.3	2,779	10,752,879	25,835,254
残存価値	78.7%	14229.7	4,437	63,137,387					63,137,387



14,736.0m (表-17) 整備費用 5,917 千 Rp/m (複鉄筋コンクリートライニング) 残存耐用年数 40 年 - (2048 - 2035) = 27 年, 耐用年数 40 年を適用し, 結果は, 残存価 58,855.27 千 Rp (表-17)。

残存価値控除の機能保全コスト 25,456 百万 Rp (表-18)。

表-15 シナリオ 2 の現価累計の算定

資本利子率 = 0.12		シナリオ 2 (百万 Rp)				
年次	経過年	現価係数	必要経費	経費累計	現在価値	現価累計
2008	0	1.0000	15,460	15,460	15,460	15,460
2018	10	0.3220	23,819	39,279	7,670	23,130
2028	20	0.1037	26,081	65,360	2,705	25,835
2038	30	0.0334	26,046	91,406	870	26,705
2048	40	0.0107	25,835	117,242	276	26,981
残存価値		0.0107	63,137		676	26,305

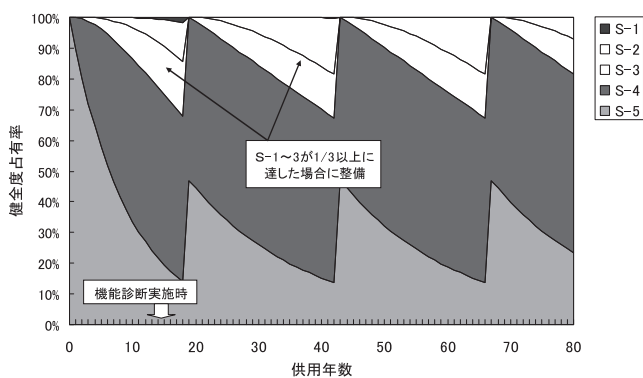


図-9 要対策占有率が全体の1/3に達した時点でS-1～3の施設の整備を行う劣化占有率推移(シナリオ3)

表-16 シナリオ3の評価期間40年間における整備頻度と整備量(残存耐用年数27年/耐用年数40年)

健全度	第1回	第2回	残存
	2011年	2035年	
S-5	14.0%	13.6%	23.3%
S-4	53.9%	53.7%	58.2%
S-3	17.8%	14.1%	11.4%
S-2	12.7%	18.3%	7.1%
S-1	1.6%	0.2%	0.0%
S-1,2,3計	32.1%	32.7%	S-4,5計81.5%

表-17 シナリオ 3 の整備費と残存価値

整備時期	整備費				合計 (千Rp)
	整備量 (%)	整備延長 (m)	単価 (千Rp)	金額 (千Rp)	
2011年	32.1%	5804.0	5,917	34,342,274	34,342,274
2035年	32.7%	5912.5	5,917	34,984,186	34,984,186
残存価値	81.5%	14736.0	5,917	58,855,276	58,855,276

表-18 シナリオ 3 の現価累計の算定

資本利子率 = 0.12		シナリオ 3 (百万 Rp)				
年次	経過年	現価係数	必要経費	経費累計	現在価値	現価累計
2011	3	0.7118	34,342	34,342	24,445	24,445
2035	27	0.0469	34,984	69,326	1,641	26,086
残存価値		0.0107	58,855		630	25,456

#### 4.3.4 シナリオ 4

整備段階・対象施設は, S-1～3の占有率が全体の1/2に達した時点で全線の整備を行う。

対策工法・品質は, 厚さ t=200mm の複鉄筋コンクリートライニングとし, 整備後の劣化は耐用年数 40 年に相当するマルコフ連鎖モデルとする。整備時期は, 図-10に示すように S-1～3の占有率が1/2となる 2019年, 2045年とする。

残存価値は式(4)を用い,

ここで, S-4とS-5の残存率は 99.6% (表-19)

全延長 19,749m, 残存施設量 18,008.7m (表-20)

整備費用 5,917 千 Rp/m (複鉄筋コンクリートライニング)

残存耐用年数 40 年 - (2048 - 2045) = 37 年, 耐用年数 40 年を適用し, 結果は, 残存価値 98,565,536 千 Rp (表-20)

残存価値控除の機能保全コスト 31,318 百万 Rp (表-21)。

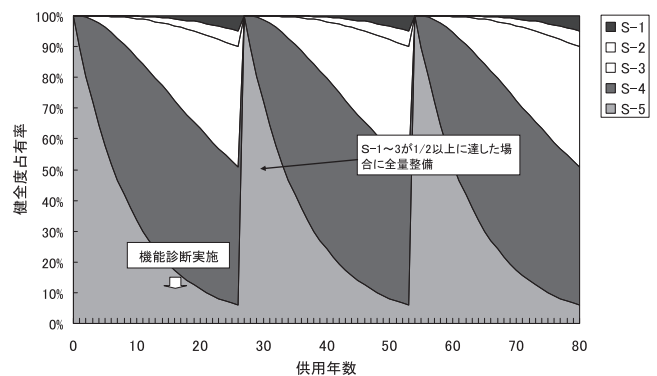


図-10 要対策占有率が全体の1/2に達した時点で全線整備を行う場合の劣化占有率推移(シナリオ4)

表-19 シナリオ4の評価期間40年間における整備頻度と整備量(残存耐用年数37年/耐用年数40年)

健全度	第1回	第2回	残存
	2019年	2045年	
S-5	5.8%	5.8%	80.4%
S-4	44.9%	44.9%	19.2%
S-3	39.1%	39.1%	0.4%
S-2	5.2%	5.2%	0.0%
S-1	4.9%	4.9%	0.0%
S-1,2,3計	49.2%	49.2%	S-4,5計99.6%

表-20 シナリオ 4 の整備費と残存価値

整備時期	整備費				合計 (千Rp)
	整備量 (%)	整備延長 (m)	単価 (千Rp)	金額 (千Rp)	
2019年	100.0%	18081.0	5,917	106,985,277	106,985,277
2045年	100.0%	18081.0	5,917	106,985,277	106,985,277
残存価値	99.6%	18008.7	5,917	98,565,536	98,565,536

表-21 シナリオ4の現価累計の算定

年次	経過年	現価係数	シナリオ4(百万Rp)			
			必要経費	経費累計	現存価値	現価累計
2019	11	0.2875	106,985	106,985	30,758	30,758
2045	37	0.0151	106,985	213,970	1,615	32,373
残存価値		0.0107	98,566		1,055	31,318

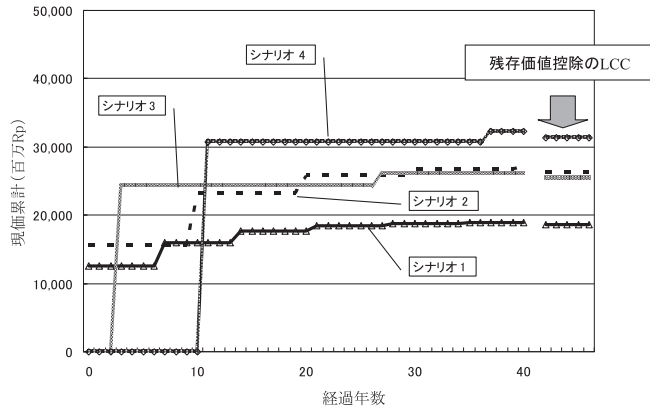


図-11 シナリオ別LCC

## 5. 考察

LCCは図-11に示すとおり、残存価値を含めたLCCが最も小さくなるのはシナリオ1（高頻度、低品質工法）18,599百万Rpで、次いでシナリオ2（中頻度、中品質工法）26,305百万Rpとシナリオ3（低頻度、高品質工法：ただし対策は要対策施設のみ）25,456百万Rpがほとんど同水準で、シナリオ4（低頻度、高品質工法：全線改修）31,318百万RpはLCCが最も高く、経済的に非効率である。

LCCの算定するためには、一般的にLCCが最も低コストになる整備費と整備時期を考慮して対策シナリオをセットすることである。LCCを算定するシナリオに関しては、整備頻度及び耐用年数と強い関連のある対策工法の品質の組み合わせにより、その結果は異なってくる。

本地区の特徴として、シナリオ2はS-2までを範囲とし、耐用年数30年としたが、シナリオ1の建設単価がシナリオ2に比べ63%でかなり低く、シナリオ1の耐用年数20年に対し、シナリオ2の耐用年数30年の差以上にシナリオ1のコストが安価であったといえる。

低コストで耐用年数の長い工法が可能であれば理想であるが、東南アジアでは現地の実情に合わせて現実的な対策工法を選択することになる。今回4つのシナリオをセットしたが、シナリオ数に制限はない。

全ての施設は例年の整備費用に加え、補修のピークを迎えることがあるが、予算に限界があるため、このピークを抑え、施設を長寿命化させることが必要である。インドネシア政府はアセットマネジメントについ

てアジア開発銀行からの支援を得てマニュアル作成や末端施設の機能診断調査を行っているところである。著者は2008年3月にインドネシア国水資源総局においてワークショップを開催し、LCC比較の結果を示し、本課題に関心を持つ政府の施設建設及び管理担当者に整理の方向性について理解を得た。

## 6. おわりに

本論文では、これまで、機能診断調査からLCC算定手法及び最終的なLCC結果まで具体的にその過程を示された例がなく、技術者がそれぞれの施設のLCCをどのように最少にするかその計画づくりに迷っていることから、具体的過程と限られた予算のもとでの最善の灌漑施設の整備計画の策定方法を示したものである。なお、単一劣化曲線モデルとマルコフ連鎖モデルを併用した方法はこれまで例として見られない。それぞれのモデルの劣化予測の精度・信頼度などについてはこれからも問題提起や研究が行われるであろうが、ここでは整備時期と整備量を求める根拠に用いたものである。結果として低頻度・高頻度に分けたシナリオを用いて比較することができた。

## 謝辞

本研究は、農林水産省から2007年度に(財)日本水土総合研究所が調査委託事業を受けて検討した。農林水産省国際協力課及び関係者のご指導を頂いた。ここに記して謝意を表します。

## 引用文献

- 農業水利施設機能診断技術調整連絡会編, 2004 (施設機能診断マニュアル) pp.22-28
- 北村浩二・本間新哉・今泉真之・加藤 敬, 2007 (インフラ資産のアセットマネジメントに関する研究レビューと農業水利施設を対象とした研究の方向性) 農工研技報 206, pp.83-194
- 中村 義文・皆川 猛・白山 幸一・鳥越 和貴, 2008 (東南アジアにおける灌漑施設の機能診断調査法) 農業農村工学会誌 76 (5), pp.29-34
- 農林水産省利根川水系調査事務所保全対策センター編, 2007 (農業水利施設ストックマネジメントマニュアル)
- (財)日本水土総合研究所編, 2008 (平成19年度効率的な農林業経済協力に関する調査委託事業報告書)
- 農林水産省農村振興局企画部編, 2007 (土地改良事業の費用対効果分析マニュアル (ダイジェスト版))

# 仲原地下ダム貯留域における排水対策の検討

花 田 潤 也*  
(Junya HANADA)

## 目 次

1. はじめに	58	5. 貯留モデルと水理モデル	60
2. 地下ダムの特徴	58	6. 計画排水量の決定	61
3. 宮古島の地質的な特徴	59	7. 排水対策後の長南地区	62
4. 仲原地下ダム流域の長南地区について	59	8. 終わりに	63

## 1. はじめに

沖縄県宮古島市は人口約55,000人、沖縄本島の南西約300kmに位置する比較的平坦な島嶼である。宮古島は珊瑚礁が隆起してできた島であり地盤の透水性が非常に高いため、日本各地に比べて雨量が多いにもかかわらず、水源となる河川や湖沼がなく恒常的な干ばつに苦しめられていた。このため、昭和47年の本土復帰以降、沖縄総合事務局は水源開発に関する地下ダムの調査を宮古島で実施し、昭和54年に皆福実験地下ダム（総貯水量70万 $m^3$ ）を建設したことで、世界で初めて大規模地下ダムの建設技術を実証することに成功した。その後、国営宮古土地改良事業（S62～H12）及び農用地整備公団営事業（H元～H12）で地下ダム及びパイプライン等の整備が行われ、天水に依存する、いわゆる「水なし農業」から脱却し、地下ダムの水を使った新しい農業が開始された。

このことにより、宮古島及び来間島の農業は以前のさとうきびを中心とした営農から劇的な変化を遂げつつある。一方で、近年はマンゴーなどの熱帯果樹が作付けされるなど作物の多様化が進展するとともに営農形態も変化してきており、今後、高まる水需要に対して用水が足りなくなるおそれがある。また、西方に位置する伊良部島においては、用水は今でも小規模なため池と天水に依存しており、必要な水量を供給する水源が不足している状況である。このため、国営宮古伊良部土地改良事業（H21～）では、宮古島、来間島及び伊良部島への安定的な水供給を目的として、宮古島に新たに仲原地下ダム等を建設する計画である。（図-1）

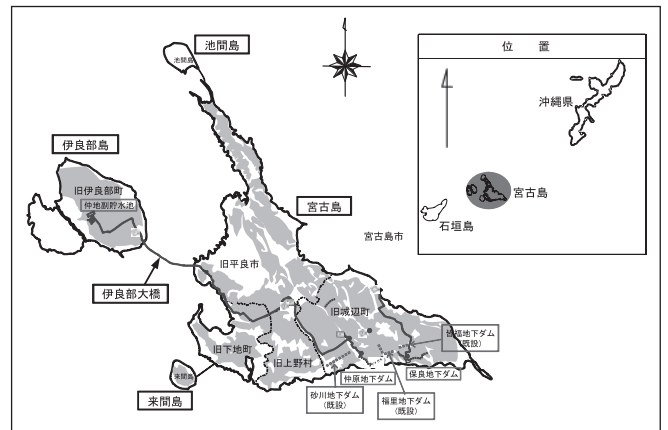


図-1 宮古伊良部地区の事業概要図

本報文は、貯留モデルと水理モデルを用いて地下水位の変化を捉えた仲原地下ダム貯留域の排水対策に係る検討結果を、報告するものである。

## 2. 地下ダムの特徴

地下ダムは、図-2のように地下水の流れている帯水層を締め切ることにより地下水を堰き上げ、その水を貯留する施設である。

地下ダムには地上ダム（通常のダム）のような貯水に伴う水没地が発生しないため、①貯留域を従前通りの土地利用とすることが可能であること、②ダム決壊による災害の心配がないこと、③アオコ発生等による水質悪化が起きにくく、水温も安定していること、④生態系・景観などへの影響が少ないこと、などの利点をあげることができる。

一方で、地下水を利用することに不可避免的に伴う課題がいくつかあり、①地下水貯水量の正確な把握が困難であること、②堤体が目視できないために施工管理に特別な配慮を要すること、③多数の井戸により地下から高揚程の取水を行うため、ゲートを開閉操作する

*内閣府沖縄総合事務局宮古伊良部  
農業水利事業所調査設計課（Tel. 0980-75-3290）



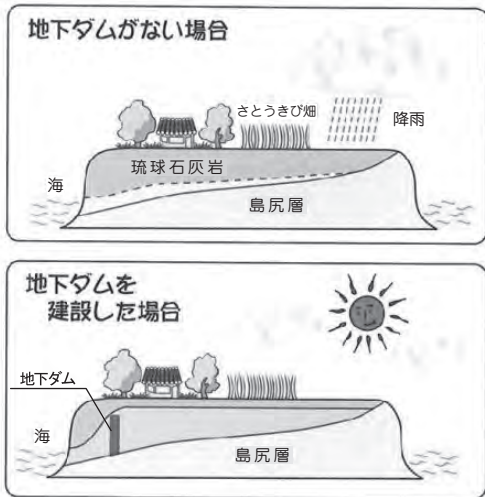


図-2 地下ダムのイメージ図

だけで取水ができる地上ダムよりも維持管理費がかかること、などを挙げることができる。

また、それらに加えて、地下ダムは地下水を貯留する施設であるため、地上ダムが決壊した場合のように下流域に甚大な被害が起こるおそれこそないものの、地上部は従前通りの土地利用となっているため、堰上げられた地下水が地表排水悪化の要因とならないように配慮が必要なことも地下ダム特有の課題である。

### 3. 宮古島の地質的特徴

宮古島の地質は、地下水を通しやすい琉球石灰岩による帯水層（有効間隙率10%）と、その下部の水を通しにくい新第三紀の島尻層群泥岩からなる基盤層から形成され、島の中央部から南東部にかけて、北北西-南南東方向に連続性の良い数条の尾根と、その間に幅1~2km毎に広がる平坦面が交互に分布する。断層によって形成された琉球石灰岩の尾根は、一般に東側が急崖、西側が緩く傾斜した平坦面をなし、図-3に示す断面図のような階段状のケスタ地形を呈している。

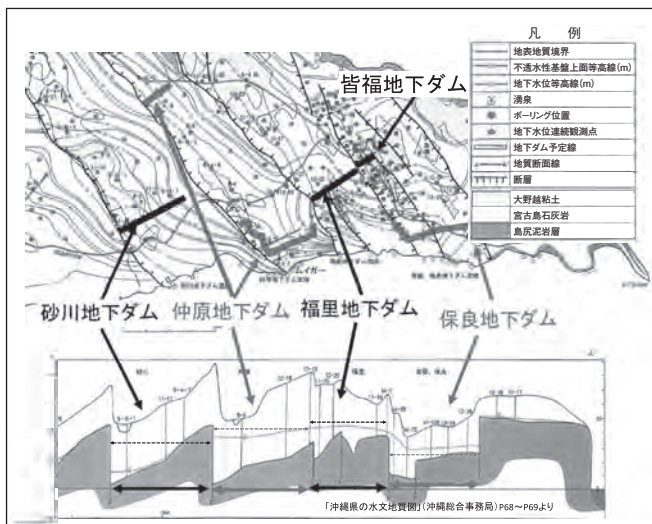


図-3 宮古島南東部の地質形状と断面図

このような地形的な特徴により宮古島の地下では図-4のように地下水盆が形成されており、特に南東部においては地下谷を締め切るだけで経済的に地下ダムを建設することができるため、宮古島の地形は地下ダムに非常に適した特長を持つと言える。さらに、地下ダム貯留には豊富な水の供給が必要であるが、宮古島の年間平均降水量は2,042mmと豊富であり、また、琉球石灰岩は浸透性が高く、降雨の約40%が地下水となるため、こちらも地下ダムに適した条件を備えている。



図-4 宮古島の地下水盆

一方で、表層には透水性の悪い大野越粘土層で覆われた箇所があり、現況でも地下水位が高く、閉鎖流域となっている地区が存在する。このような地区は、地下ダムを施工した場合における地下水位上昇量と上昇する範囲を予測して、地下ダム堤体の施工に先んじて、地下水面を一定の高さより上昇させないように排水施設を設置するなどの対策を実施する必要がある。

### 4. 仲原地下ダム流域の長南地区について

仲原地下ダム流域の上流に位置する「^{ながなん}長南地区」は、図-5のように、大野越粘土層で地表が覆われており、地形的にも自然の凹地となっているため、昔から湛水被害に悩まされてきた地域である。昭和63年4

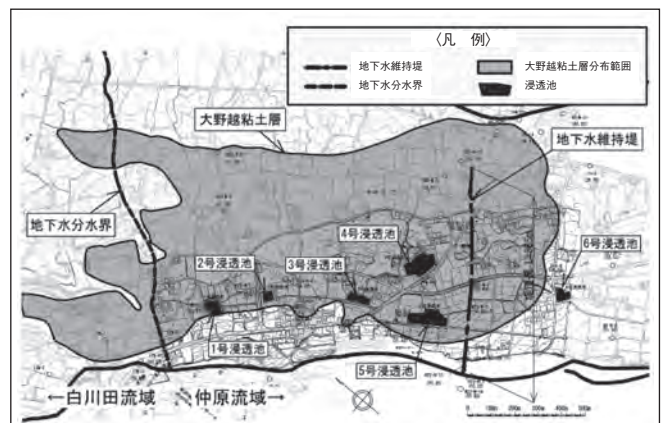


図-5 長南地区の平面図

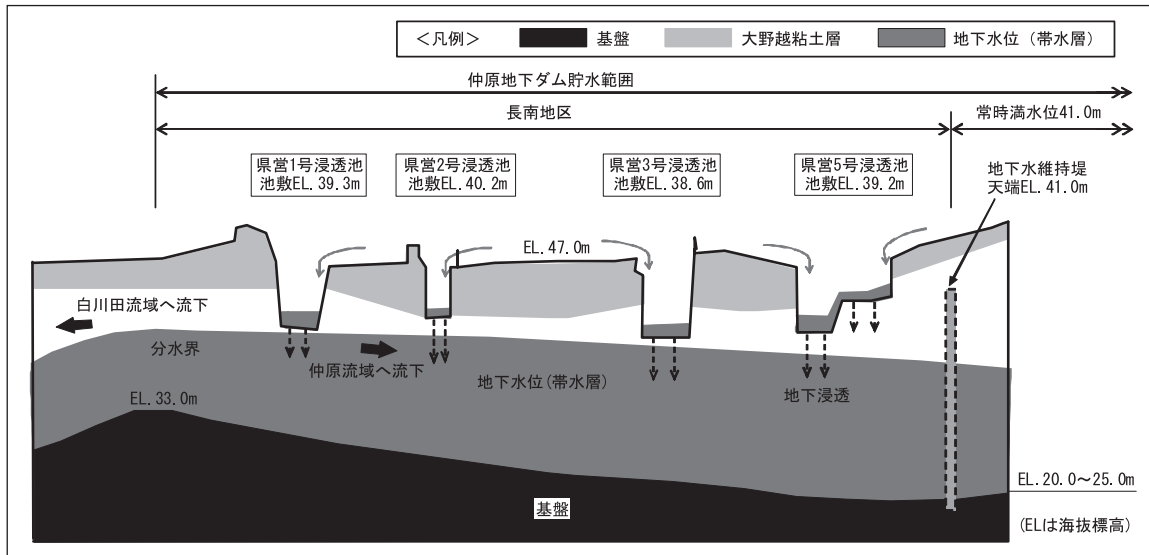


図-6 地下水挙動概念図(現況)

月には283mm/日の集中豪雨により1ヶ月間以上にわたる湛水被害が生じたことがあった。その後、県営土地改良事業(H8~H14)によって整備された6基の浸透池(受益面積332ha, 総貯水量74,950m³)により、排水状況は改善されている。

長南地区の上流側には地下水分水界があり、分水界を超えた地域は白川田流域という上水水源である。長南地区における現況の地下水挙動の概念図を図-6に示す。降雨は大野越粘土層の表面を流れて浸透池に集まり、浸透池の底面から琉球石灰岩の帯水層へと地下浸透する。長南地区の地表標高はEL47m程度、浸透池底面標高はEL39m程度、不透水性の基盤標高はEL20~25m程度であり、地下水は水位勾配に従って、分水界(EL33m程度)を境として仲原地下ダム方面と上水水源である白川田流域方面へとそれぞれ流下する。

長南地区は平坦な宮古島の分水界付近に位置しており、沿岸から4km程度の距離があるにも関わらず標高がそれほど高くないことから、地下水の動水勾配は小さい。長南地区における現況の日平均地下水位の最頻値は、図-7に示すとおりEL36m~EL37m(浸透

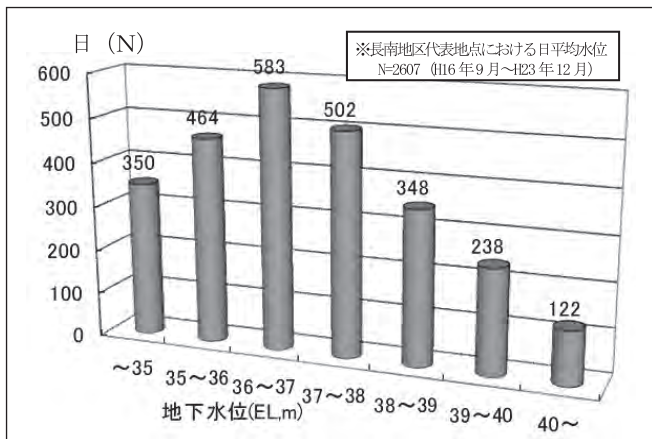


図-7 長南地区の日平均地下水位の頻度分布

池底面標高-2m~-3m程度)となっており、長南地区は地下ダム施工前でも地下水位が高い地域である。

浸透池による地表排水は、河川等への排水のように流域外へ排水する場合と異なり、流域内の帯水層への地下浸透による排水であるため、地下水位が高い場合は、浸透池の浸透能力が確保されなくなるおそれがある。このため、貯留モデルと水理モデルという2つの解析モデルを使って、この地域における仲原地下ダム施工後の地下水位変動の予測や、湛水被害発生防止のために必要な設計排水量等を解析した。

### 5. 貯留モデルと水理モデル

貯留モデルと水理モデルは、実際の地形、基盤線、降雨量、透水係数等を入力することにより、降雨の地下浸透量、地表流出量及び地下水流動量の経時的变化を定量的に再現することができる解析モデルである。

貯留モデルによる仲原地下ダム流域の模式図は、図-8に示すとおり、流域の地形を、基盤等高線、地下

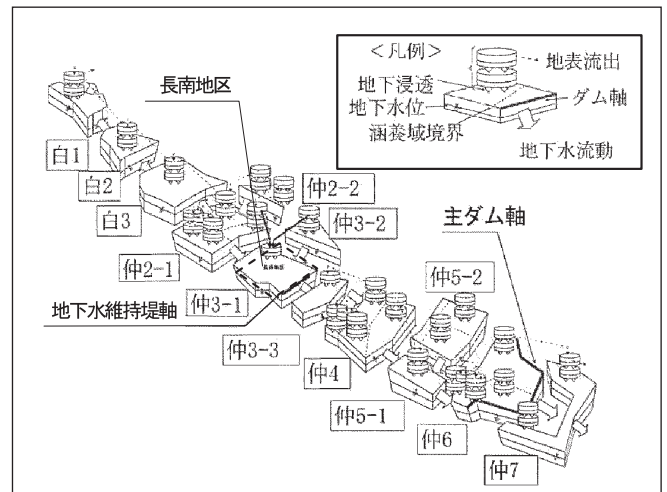


図-8 貯留モデルによる仲原地下ダム流域



ダム位置及び地下水分布等を基本に、分割した13ブロックの地表系タンクと地下水系タンクで表現したものである。地表系タンクの水は鉛直方向に地下浸透することにより地下水系タンクへ涵養され、また、地表の最上段からあふれた水が下流側タンクに流入することで地表水の流動が表現される。地下水系タンクについては、上下流タンクの水位差からダルシーの法則より、地下水の側方流動が表現される。貯留モデルは取り扱うデータ数が少ないことが特長であり、地下ダムの水収支計算を何度もトライアル計算する場合などに利点がある。

一方、精密な地下水の挙動を再現するために、仲原地下ダム流域を有限個の要素に分割した解析手法（FEM）による水理モデルを採用した。要素の分割の際は図-9のとおり、水頭変化が大きな箇所や、排水対策の施工によって地下水流動の詳細評価が必要となる範囲については、要素を細かく分割して、仲原地下ダム流域に9,503個の要素を設定した。仲原流域における貯留モデルと水理モデルによる実測値との相関係数は概ね0.73~0.90であり、それぞれ高い精度で地下水の挙動を予測することができると言える。

長南地区において、現況で既往最高地下水位となる降雨があった場合（昭和63年4月、日雨量283mm）

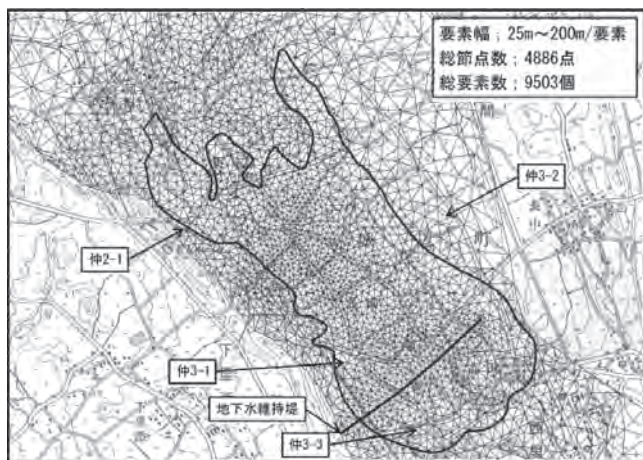


図-9 水理モデルによる仲原地下ダム流域（長南地区）

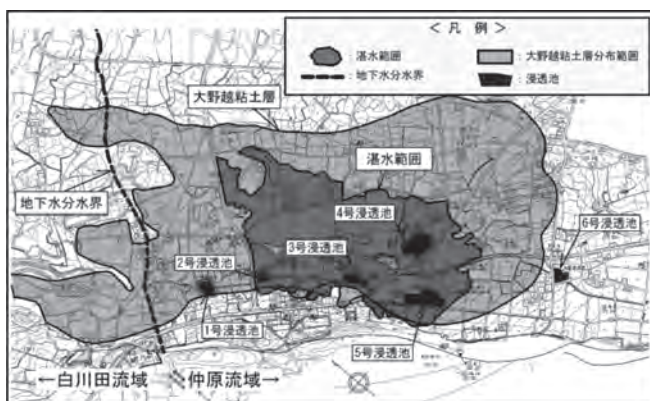


図-10 長南地区の既往最高地下水位（昭和63年4月）における湛水範囲の結果（再現）

をこれらのモデルにより再現したところ、降雨の前から地下水位がEL44m（GL-3m）以上と浸透池の底面より高い状態であり、浸透池の浸透能力が十分確保されなかったことから、降雨後には45haの範囲において最大水深2.7mの地表湛水が生じ、湛水が全て解消するためには約1ヶ月半を要するとの再現結果となった（図-10）。これは、昭和63年の豪雨による実際の湛水範囲、深さ、期間とほぼ一致する。

## 6. 計画排水量の決定

長南地区における排水対策に必要な計画排水量を設定するに当たって、基本的な考え方は次の通りとした。

①地下水位が既往最高となる一連の降雨時であっても地下水位がGL-3mより高くないようにすること。

②ただし、現況でもGL-3m以上の水位となる部分については、地下ダム施工後も地下水位が現況よりも高くない排水量であること。

前述の2つの解析モデルを用いて、現況において既往最高地下水位となる一連の降雨を再現した結果、上記

①、②の条件を満足するためには、2箇所の集水井を

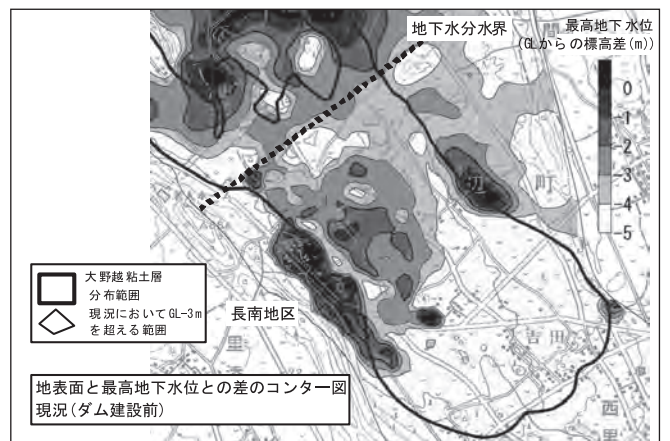


図-11 モデルによる既往最高地下水位の解析結果 長南地区ダムなし現況再現

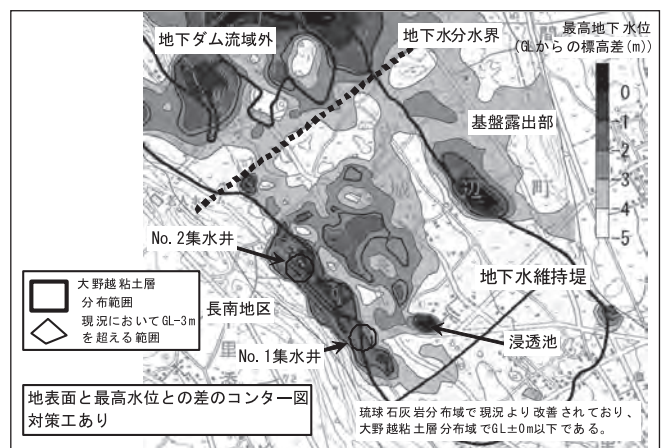


図-12 モデルによる既往最高地下水位の解析結果 長南地区ダムあり高水対策あり(0.64m³/s)整備後



配置して $0.64\text{m}^3/\text{s}$ の排水を行えば十分であるとの結果が得られた(図-11, 図-12)。これに安全率1.2を見込んで, 長南地区排水対策の設計排水量は $0.80\text{m}^3/\text{s}$ とした。

### 7. 排水対策後の長南地区

2箇所排水能力 $0.80\text{m}^3/\text{s}$ の集水井は, 図-13に示すとおり長南地区における基盤凹地に整備する計画となっている。

長南地区における排水対策の集水井の詳細を図-14に示す。水抜きボーリング( $\phi 100$ )の延長と本数は, 各々の集水井が $0.40\text{m}^3/\text{s}$ の水を集めることができるように現場透水試験結果から設定している。帯水層から集水井へ集水された水は排水トンネルを通じて, 自然流下により既設排水路(宮原排水路)に接続され, 白川田方面の外海へ排出される。長南地区における排水対策施工後の地下水挙動の概念図を図-15に示す。長南地区は地下水維持堤により貯水池内の常時満水位 $41\text{m}$ となる範囲と縁切りされており, 地下水位を低い状態に維持することができる。2つの集水井による $0.80\text{m}^3/\text{s}$ の排水により, 長南地区の地下水位を通常時において $\text{EL}39\text{m}$ 以下に下げしておくことにより, 浸透池の浸透能力を阻害するような高い地下水位を回避することができ, 浸透池の排水能力を確保することができる。

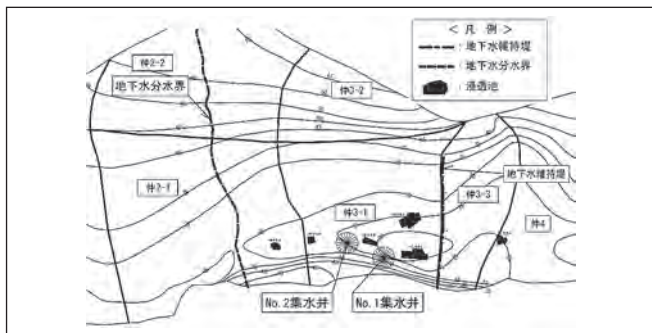


図-13 長南地区における集水井位置と基盤コンター

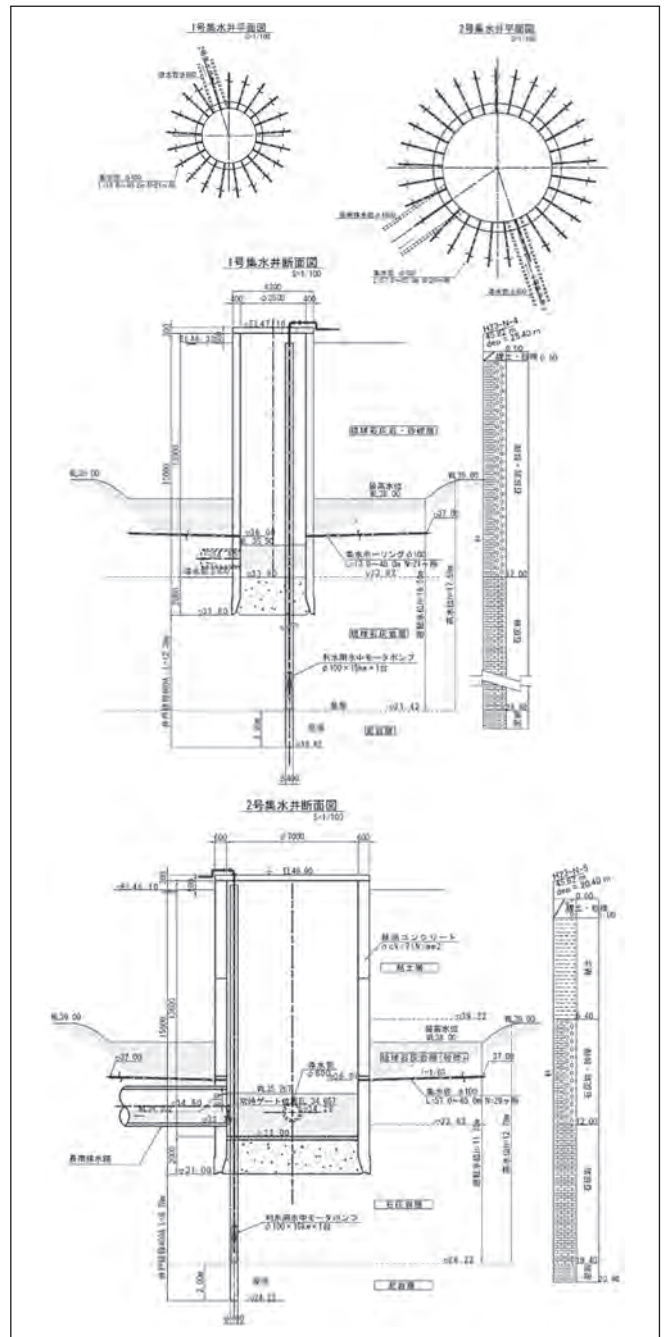


図-14 1号・2号集水井の平面縦断面図

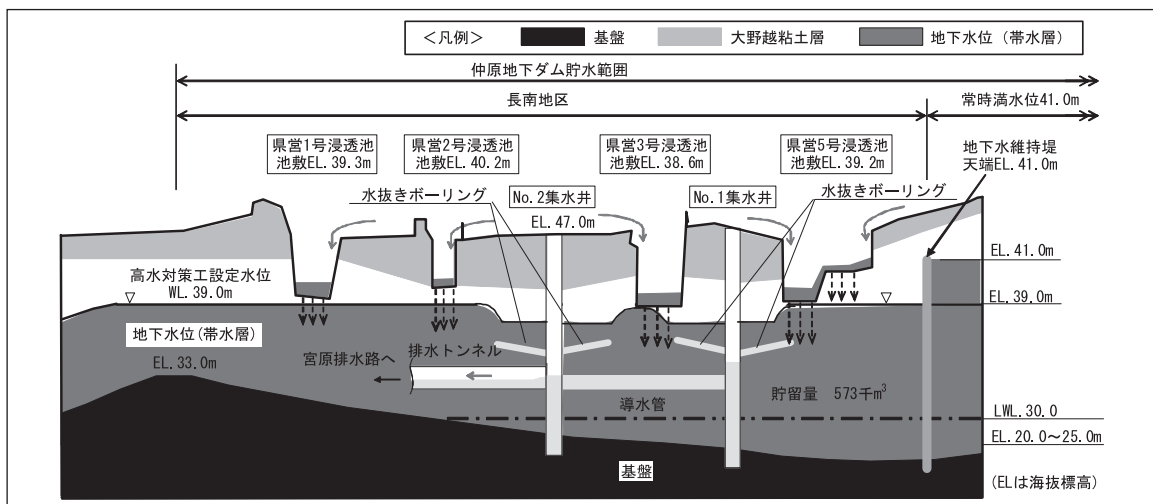


図-15 地下水挙動概念図(高水対策後)

仲原地下ダム及び長南地区排水対策整備後における、既往最高地下水位での降雨（S63年4月、日雨量283mm）を再現したところ、図-16に示すとおり、湛水は出現する可能性はあるが、湛水期間が1日以内と大幅改善されるという予測となった。

また、長南地区は周辺地形並びに基盤形状が凹地となっており、清水である地下水が相当量集まる予測となっているため、排水するのみでなく、利水にも活用することを計画している。全体の水源運用計画の中では、なるべく長南地区の地下水を先使いして常時地下水位を低下させることで、排水対策に関して安全側とすることができる。

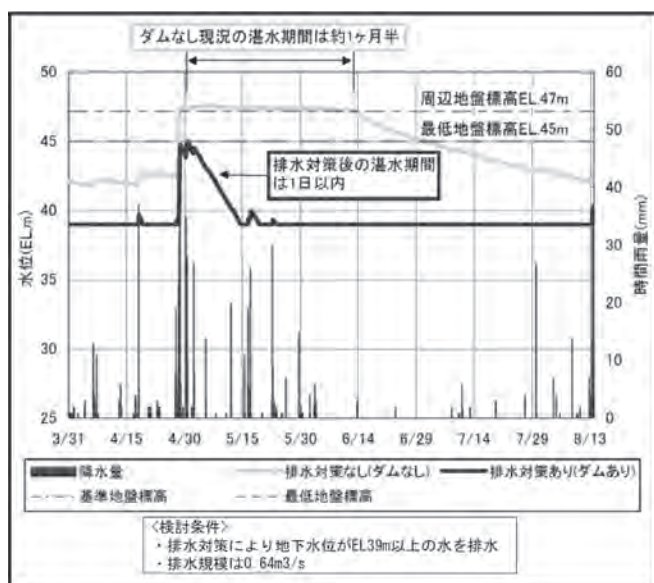


図-16 既往最高地下水位（S63年4月）降雨時の地下水位の比較（排水対策あり・なし）

## 8. 終わりに

本検討に関しては、今後の留意事項は以下のとおりと考えている。

- ①浸透池は目詰まりを起こしやすいことがダム委員会等で指摘されており、集水井による地下水排水対策が整備された後も、浸透池による地表排水能力が低下した場合は湛水被害への懸念が残るため、関係機関と連携して浸透池が適切に維持管理されるようにすることが必要である。
- ②貯留モデルと水理モデルは、実際の地下水挙動を高い精度で予測することができるが、モデルによるシミュレーションは万全ではないため、今後も地下水の挙動を監視しながら、排水対策の検証を行うことが必要である。

以上の点に留意しながら、平成28年度までに長南地区の排水対策を完成させ、長南地区から地下水の取水を開始することにより、本事業の事業効果を一部でも発現させ、本地域農業の更なる進展に貢献して行きたいと考えている。

## 【参考文献】

- ・地下ダム計画・設計技術指針（第3次案）,農林水産省構造改善局計画部資源課（平成5年11月）

# 茨城県稲敷市周辺の農地の歴史について

大塚 秀樹*  
(Hideki Ootsuka)

## 目 次

1. はじめに .....	64	4. 戦後 .....	65
2. 明治時代以前 .....	64	5. 東日本大震災で液状化現象 .....	65
3. 明治時代から昭和初期 .....	64	6. おわりに .....	66

### 1. はじめに

平成23年3月11日に発生した東日本大震災によって、稲敷市内の利根川に近接した水田や農業用施設で液状化現象に伴う被害が見られた(写真-1)。この周辺で特に被害が大きかったのは利根川の旧河道であった。このことは、旧河道と被害の位置を重ねることで一目瞭然であった¹⁾(図-1)。そこで、この周辺の農地開拓と河川改修の歴史をまとめてみたいと思う。



写真-1 液状化した水田



図-1 旧河道と液状化の位置関係¹⁾  
(一部筆者による加筆あり)

### 2. 明治時代以前

この地域がはじめて開拓されたのは、天正18年(1590年)から行われた俗に言う「十六島開拓」と言われている。この開拓は寛永15年(1638年)までわたり千町歩以上が切り開かれたが、周辺にはまだ沼や湿地が多く点在していたそうである(図-2)。



図-2 十六島周辺図(明治20年頃)

また、利根川の東遷が同時期の文禄3年(1594年)から承応3年(1654年)にわたって四度にわたって行われた。この工事によりそれまで江戸川に流れ、東京湾に注いでいた利根川が、銚子の河口に注ぐ現在の利根川のほぼ原型になった。これにより、流路が長くなり、支線となった鬼怒川、小貝川などからの流出土が加わることによって、河川が持つ沖積作用が強化された結果として、利根川の河床上昇や水位が恒常的に高くなったと言われている。

寛文2年(1662年)には利根川の放水路として新利根川の開削が始まり四年後に利根川とつながった。しかし、後年、下流域での洪水の増加などが理由により利根川からの流入は止められた。なお、現在も新利根川は存在している。

### 3. 明治時代から昭和初期

明治期以降において、利根川下流域の治水上の最大

*茨城県農林水産部農地局農村計画課  
(Tel. 029-301-4150)



の課題は利根川・小貝川の洪水を防ぐことであった。そのため、明治33年（1900年）から利根川の大改修工事がはじまり、銚子の河口から佐原までの築堤工事や屈曲部の直線化工事が行われた。明治40年（1907年）からは、2期工事として佐原から取手までの築堤工事や直線化工事が行われた。現存する横利根川の閘門もこの工事によるものであり、利根川の大改修工事は昭和5年（1930年）に完成した。

この時期の土地改良事業としては、大正14年から昭和13年（1938年）に新利根川沿岸農業水利改良事業や十角樋農業水利事業などが行われ、排水路の掘削なども行われたが、霞ヶ浦近辺では、堤防も低いままで恒常的に湛水状態のような水田であった。

#### 4. 戦後

この地域は昭和10年、13年、16年と立て続けに大洪水に見舞われた。そのため湛水排除を目的として、昭和21年に国営新利根川農業水利事業が全国で最初の国営事業として採択となり、新利根川および霞ヶ浦の堤防設置、用排水幹線水路及び用排水機場整備が行われた。また、利根川の浚渫事業が同時期に行われ、放砂によって耕地が広がった。霞ヶ浦の堤防設置は大規模な干拓事業を可能とし、その結果として耕地面積が広がった。この地域では、昭和30年代には区画整理が盛んに行われ、40年代には水田の用水にパイプラインを導入し、全国的にも先駆的に取り組む地域でもあった。さらに、56年度には既設の国営施設が更新時期を迎えたことで、整備水準の向上をも目指し新たに国営新利根川沿岸農業水利事業、59年には付帯県営かん排事業が着工された。

当初の国営事業が始まる前の周辺の状況については、新利根川土地改良区50年史から引用であるが、国営新利根川農業水利事業の初代所長 佐倉俊夫氏の文章を借りると『私の第一印象は終始忘れることができないものがあった。それは何と荒れ果てた土地だろうということであった。こんな土地は日本広しといえども他に見たことがなかったからである。新利根川の堤防をあるいてみたが、草は背丈にも達しており、歩くのも困難であり、陸地をみれば、あし藪の中に数本の道路らしきものがあるが、田圃は一面の水。日本にもまだこんなところがあったのかと感心すると同時に、ここは土地改良すればうんと効果があがると強く印象づけられた。』また、『このように淡水状態の中、寒さにうなりながら、そして腰まで水につかりながら測量をし…』と続いている。実際に当時は満足な道路がなく江間（えんま）と呼ばれるクリーク（小水路）を利用して水田に行き来していた（写真-2）。また、足こぎの水車を用いて江間などから水田に用水を引き入れているような状況であった。



写真-2 水田との往來のために江間を利用

国営事業をはじめとする様々な土地改良事業により、区画整理がされ用排水の整備された水田に生まれ変わった（図-3）。



図-3 国営新利根川農業水利事業計画一般平面図

#### 5. 東日本大震災で液状化現象

東日本大震災によって発生した液状化現象が広範囲にわたって発生したのは、現在の稲敷市六角から西代周辺である。この周辺は明治40年（1907年）から、佐原から取手までの改修工事が行われた地域であり、屈曲部の直線化という目的から現在の千葉県香取市の野間谷原が半島状に突き出た部分が左岸に取り残されるような形で主流敷が掘られた（図-4）。

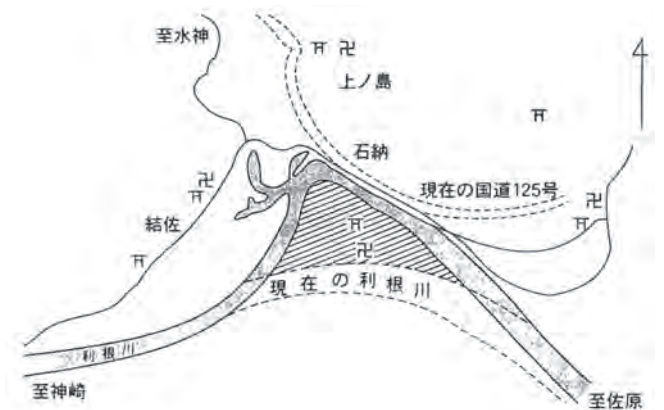


図-4 明治36～39年の迅速図を基にした現在の利根川の位置と旧河道の関係

この直線化工事によってこれまでの河道は廃川と  
なって残された。昭和27年頃までは新しい利根川の堤  
防下に造られた樋門を通じて利根川の水が取り入れ  
られ用水などとして利用されていた。この廃川も昭  
和27年頃からは利根川からの浚渫土砂を利用して埋  
め立てられ、放砂後は農地として利用された。浅野ら  
(2012)²⁾によると、今回の液状化現象が甚大だった  
のは表層から4～8m程度までのN値が1～2程度が  
続く、浚渫による埋め立て地盤となっている地域であ  
る。この浚渫によって埋め立てられた地域での被害が  
大きかった。もちろん、当時は食料増産の時代であ  
り、廃川となった旧河道を農地として利用したことは  
非難されることではない。また、この地域に限らず戦  
後に、ため池などを埋め立て造成された水田でも同様  
に液状化現象が見られた。

## 6. おわりに

今回の地震をきっかけに、利根川下流の農地の歴史  
を振り返ることとなり、約60年前までは農業のみなら  
ず近代的な生活が困難な地域であったことと、現在の  
生活があることは先人たちの苦労や土地改良事業のお  
かげであることを再認識させられた。

なお、今回の執筆にあたり新利根川土地改良区50年  
史を参考にさせていただいた。この50年史には土地改  
良区が設立されてからの歴史だけでなく、土地改良区  
周辺の有史以前からの地形状況から、江戸時代から始  
まった開拓と河川改修まで、地域と農業の変遷が詳し  
く記されている。このように立派な記念誌をまとめた  
土地改良区の皆様に敬意を表し結びとする。

## 参考文献

- 1) 若杉晃介ら(2012)：東北地方太平洋沖地震によ  
る水田面の起伏(不陸)、亀裂、液状化に関する  
復旧対策技術、農村工学研究所技報、213、53-  
62
- 2) 浅野勇ら(2012)：東北地方太平洋沖地震による  
利根川下流沿岸域の用排水路等の被害と特徴、農  
村工学研究所技報、213、145-174

# エクセルとGISアプリケーションを用いた ため池群の防災改修の最適優先順位付け手法

常 住 直 人*  
(Naoto TSUNESUMI)

## 目 次

1. はじめに	67	5. 費用推計	72
2. 構成と概要	67	6. 改修の優先順位付け	72
3. 事前準備とデータ作成（ユーザ入力部）	68	7. おわりに	73
4. 被災額推計（改修効果推計）	70		

### 1. はじめに

農業水利施設は大抵の場合、ダム－頭首工－用排水路…というように施設系として機能する。これら施設系の維持管理では、施設系全体にかかるライフサイクルコスト（費用）を極力抑えつつ、施設“系”としての機能（効果）を高レベルに保つことが重要である。

施設系のライフサイクルコストは、比較的低廉な維持管理費・補修費など経常的費用と、多額で一時的に係る改修・更新費用に大別出来る。後者が多額になるのは、災害など異常時に備えて施設が強化されるからである。日本では豪雨、地震の頻度が高いので、災害リスクに抗する巨額な改修費用（防災費用）を、各施設に如何に適切に配分するかが、施設系の機能を効率的かつ持続的に保つうえで重要となる。このためには、施設系の中で被災確率が高く、ボトルネックになるところ、すなわち被災時の系全体へのダメージが大きくなる場所で、かつ改修費用が小さいところ、つまり、防災改修の費用対効果が高いところから、それに応じたウェイトをかけた最適防災改修計画を立案することが重要と考えられる。

筆者らは、このような見地から、これまで、ため池群防災改修のための最適優先順位付け手法を開発した。

ため池は老朽化し、危険なものが多い反面、予算上の制約や所有形態（私有など）による改修要望の低さのため、改修がなかなか進んでない。したがって、要改修総数は依然多く、必ずしもネットワーク化した水利施設でないものの、改修の優先順位付けの必要性は高い。その際、改修の費用対効果が高く、かつそれが

確実に見込まれるものから改修していけば（所有者の不同意により、改修に手間取る可能性が高いため池は、その分、費用を割り増す等により費用対効果を補正）、予算制約があっても、事業当初から確実に高い改修効果を維持出来る。本報文では、以上の方針により構築された優先順位付け手法につき、その具体的活用法を提示する。

### 2. 構成と概要

図－1に、最適優先順位付け手法の全体構成を示す。本手法は、ユーザ入力部と、各ため池の改修効果額の推計部（図－1(1)）、各ため池の改修費用額の推計部（図－1(2)）、そして、それら各ため池の費用対効果から改修優先順位を求める最適改修優先順位導出部（図－1(3)）の4パーツから成る。

優先順位付けは個別ため池の詳細改修計画前に行うので、その時点では予算・労力・データに制約がある。また、多数のため池を一度に扱うのでそのままでは作業量が膨大になる。そこで、本手法では、優先順位に誤差を生じない範囲で、データの絞り込みや、処理の省力化・簡略化を図っている。

ここで、図－1(1)の改修効果額とは、防災改修の場合、改修により被災を無くす効果を持つから、未改修でのため池決壊被災額と同一である。なお、図－1では洪水被災についてのみ記しているが、地震被災についても全く同様に処理出来る。ただ、地震については、現況での堤体被災確率年や、現況、改修後の地震決壊確率年が明らかでないので、現状では本手法に組み込めない。

一方、図－1(2)の改修総額には、洪水吐の他、堤体の改修費、維持管理費等もライフサイクルコスト全般を含む。これは、洪水吐単独で改修されることがないからである。したがって、現状では、地震に対する防

*（独）農業・食品産業技術総合研究機構  
農村工学研究所 (Tel. 029-838-7564)



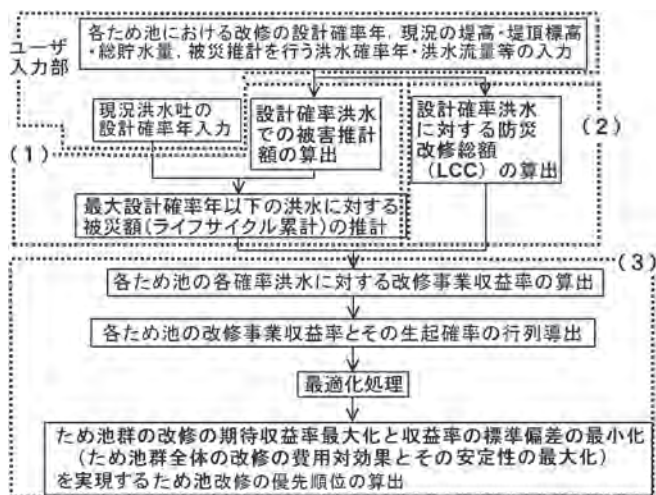


図-1 最適優先順位付け手法の全体構成

災改修効果が含まれないにも関わらず、堤体改修費用が見込まれるため、防災改修の費用対効果（事業収益率は低めに算出されている。

また、図-1(3)の最適優先順位付けの規準は、1.に記したように、防災改修の事業収益率が高く、それがより確実に見込まれるものからだが、この場合の事業収益率は、現行の事業評価基準¹⁾の総費用総便益比率と基本的に同義である。すなわち、総費用総便益比率を変形して得られる内部収益率であり、これは、つまり、ため池のライフサイクル期間に投じられる防災改修費用と、そこから得られる防災改修効果により、ライフサイクル期間を通じて見込まれる「事業の複利回り（物価上昇を差し引かない名目年利）」である。これは、費用、効果の中に防災関係以外のものを組み込んでも同様に求められるので、本手法には防災改修以外の改修、効果も組み込める。

さて、上記の事業収益率は、防災改修で対象としている災害が、必ず起こるわけではない確率的事象であることから、実際は不安定なものである。事業実施で必ず得られるわけではなく、その後の気象や震災次第である。したがって、その不安定性（標準偏差）が極力小さいもの、つまり、より確実に収益率が見込まれるものから改修していくのが望ましい。具体的には、（事業収益率）／（事業収益率の標準偏差）が最大のため池のうち、最も事業収益率の高いため池から改修の優先順位付けをしていくことになる。現行の、改修設計確率年が一律（200年確率災害を対象）なため池防災改修の場合、このような順位付けを行えば、（ため池群全体の事業収益率）／（同標準偏差）も高く保たれることが知られている²⁾。

なお、この優先順位は、各ため池下流域の利用状況やため池改修工法の変化など、中長期の状況変化により変わっていく。よって、5～10年程度の一定期間毎に優先順位の見直しを行うほうが良い。

この他、優先順位に影響を及ぼす要因として、物価変動、所得変動、資産価格変動等がある。これらは概して都市近郊で大きく変動するから、いつ優先順位付けを行ったかが、優先順位に影響を及ぼす可能性がある。しかし、これらは変化率は異なるものの（一般に資産価格の変動率は大きい）、概ね連動して変化するうえ、景気変動に合わせて上下動する。したがって、それらの影響は、直近の景気中立的な時（潜在成長率に即した物価上昇率の時で、現状では物価上昇率1～2%の時）を基準に優先順位付けすることで、中長期的には相殺される。

### 3. 事前準備とデータ作成（ユーザ入力部）

入力データは、防災改修効果を推計するためのものと、防災改修費用を推計するためのものに分かれる。

#### (1)被災推計アプリ等のインストール

本手法では、被災額を現行の事業評価基準に即して推計³⁾するが、より省力的に推計すべく、オリジナルのGISアプリケーション（Java版、独自GISエンジンでwindowsXP上で作動。以下、「被災推計アプリ」）を試作した。

被災推計アプリ導入のためのハードウェア条件はwindowsXP、ArcView ver.9.2に準拠しており、通常のノートPCの能力があれば十分である。被災推計アプリ導入のためには、事前にPCにJava及びデータベースソフトPostgreSQLのインストールと、PostgreSQLへの地図データベースの組み込みを行う必要がある。その後、アプリ本体をインストールする。これらの作業は、初回の優先順位付け時のみで済む。

#### (2)防災改修効果推計のためのデータ入力

各ため池の被災推計用に、以下のため池データを、所定様式のエクセルシートに記して、被災推計アプリをインストールしたPCに保存する。これらのデータのほとんどは、農村振興地理情報システム（農水省農村振興局）から引き出せるが、⑦、⑧については必要に応じ現地調査を行う。ただし、優先順位付けに用いるデータであるから、概略値で良い。これらデータ作成作業は、基本的に初回の優先順位付け時のみ行うが、⑧の修正は、2回目以降の優先順位付け時にも必要に応じ行う。

- ①ため池No.、ため池堤体・ため池の位置（ため池堤体位置は堤体中央やや下流など決壊起点付近で貯水池に入らない地点の緯度経度。ため池位置はため池貯水池の中央付近の緯度経度）
- ②現況の堤高・堤頂標高・総貯水量
- ③現況確率年（現況の洪水吐で堤体決壊を来さず放流可能な最大洪水の超過確率年）
- ④洪水流量（被災推計する洪水の流量）

- ⑤洪水超過確率年（被災推計する洪水の超過確率年）
- ⑥決壊有無（上記洪水時の当該ダムの決壊有無。決壊有りて1，決壊無しで0。決壊無しでは決壊流量，決壊水量は発生せず，洪水流量しか流れない）
- ⑦当該ため池下流の決壊被災域での道路等による平均凸部高さ（0.5～2m）（ため池下流の決壊被災域の水田周囲道路等の田面からの高さの平均値。これは決壊氾濫の水田貯留時の平均貯水深さでもある。被災推計アプリではこのような水田もしくは凸部道路による貯水域や窪地域に氾濫水量が溜まりきること，氾濫終息としている。詳細は，文献3），p.306を参照のこと）
- ⑧当該ため池に特異な定数データ（下記3）の定数データのうち，当該ため池下流域で，被災推計するため池群の平均値とかなりずれ，優先順位付けに影響しそうなものについては，ここで入力する。入力されていれば，当該ため池の被災推計については，ここでの入力データが優先使用され，そうでなければ，3）のデフォルトデータが使用される）

上記のうち，④～⑥は，各ため池で被災額推計を行う災害ケースを設定するデータである（最大確率200年⁴⁾）。200確率洪水を想定最大とする場合，洪水被災では，④～⑥に各ため池につき2ケースのみ設定すれば良い（洪水流量0，洪水超過確率年0，決壊有り，洪水流量が200年確率洪水流量，洪水超過確率年200，決壊有りの2ケース）。地震被災では，洪水がないので，④～⑥は洪水流量0，洪水超過確率年0，決壊有りとなり，これは洪水被災の推計ケースと重複するので推計不要である。

### (3)定数データの修正・更新

被災推計アプリには，被災推計のための定数データ³⁾がプロパティファイルとして組み込まれている。これらは，デフォルトでは，優先順位付けに影響しない範囲で処理を簡略化するため，全国平均値を設定しており，この値で一律に被災推計を行うこととしている。

これら定数データのデフォルト設定や改訂は，基本的には，システム提供側（担当行政部局を想定）で一括して行うことを想定している。

定数データには，被災最低水深（m），購入耕土単価（千円/m³），土砂搬出単価（千円/m³），公共建物平均価格（円/戸），農家納屋平均価格（円/戸），家屋平均単価（円/m²），事業所平均単価（円/m²），家屋平均床面積（m²/戸），事業所平均床面積（m²/戸），家財評価額（円/世帯），世帯労働単価（円/戸/日），農地内農家納屋密度（戸/m²），農漁家倉庫・納屋の

償却資産評価額（円/戸），農漁家倉庫・納屋の在庫資産評価額（円/戸），事業所従業者数1人当たり償却資産評価額（千円/人），事業所従業者数1人当たり在庫資産評価額（千円/人），一事業所当たり平均従業者数（人/箇所），事業所従業者数1人一日当たり付加価値額（千円/人/日），公務評価額（千円/人），公共建物平均職員数（人/箇所），一家屋当たり人数，平均賃金（千円。全年齢込み，男女込みの平均年収），平均年齢，家庭の代替活動単価（千円/戸）に関する支出消費費用換算係数（現時点換算係数），事業所の応急対策費用（浸水別支出負担単価（千円/箇所））に関する支出消費費用換算係数（現時点換算係数），平均余命が含まれる。

上記定数データは，ユーザが扱うため池群によっては，全国平均よりもかなり外れた値となる場合もある。それが優先順位に影響し得るならば（人的被災額に係る部分は被災総額への影響が大きい），該当する定数データをユーザ側で修正する必要がある。具体的には，被災推計アプリ添付のプロパティエディタを用いて，プロパティファイル内の定数データを修正する。事後，それらの定数データが大きく変動した場合も，各回の優先順位付け時にユーザ側で更新する必要がある。

### (4) GISデータの組み込み

被災推計を行うため池とその下流域（広めに見込んだため池決壊時被災域）の標高，地目，公共施設位置のGISデータをPCに組み込む。使用GISデータは表-1に示すとおりである。いずれも基本的に数値地図を用いるが，数値地図がないエリアではGISMAPを用いる。PC内に両方が組み込まれている場合，被災推計アプリのデフォルトでは数値地図を優先使用している。

表-1 被災推計に用いるGISデータとその仕様

		メッシュ	フォーマット	測地系	座標系
地目	数値地図25000(地名・公共施設)	全国	CSV	世界測地系	経緯度
	①数値地図5000(土地利用)	首都圏・中京圏・近畿圏	XML	世界測地系	平面直角座標系
	②GISMAP Texture(地目GIS、北海道地図)	全国(二次メッシュ)	Shape	世界測地系	経緯度
標高	①数値地図2mメッシュ標高(中越)	中越地区	テキスト形式	世界測地系	平面直角座標系
	②GISMAP Terrain(標高GISデータ、北海道地図)	全国(二次メッシュ)	HGF	世界測地系	経緯度

GISデータのうち，数値地図2mメッシュ標高，GISMAPはPC内の所定フォルダにコピーするだけで組み込み完了である。一方，数値地図25,000（地名・公共施設），数値地図5,000（土地利用）は被災推計に使用しないデータも多く含んでいるため，必要データだけを抜き取り，データベースソフト（PostgreSQL）の地図データベースに組み込む。

上記のうち，標高データの組み込み作業は，基本的



に初回の優先順位付け時のみで済む。一方、地目データの更新作業は、必要に応じ2回目以降の優先順位付け時にも行う。標高データも、地形の大きな変化があれば、2回目以降の優先順位付け時に適宜更新する。なお、システム提供側の作業になるが、表-1で扱うデータは、より精細なものに適宜変更すべきである(特にGISMAP)。

#### (5)防災改修費用推計の為のデータ入力

防災改修費用推計はエクセルでの作業になる。各ため池につき、エクセルシートに次のデータを入力する-①現況の堤高、②現況の堤頂長さ、③改修の設計洪水流量、④改修時の仮排水流量、⑤改修後の計画取水量。

上記データのうち、①、③は、(2)の②、④と同一である。このデータ入力作業は、特段の変更がない限り、初回の優先順位付け時のみ行えば良い。

### 4. 被災額推計(改修効果推計)

被災額推計は、現行の事業評価基準³⁾に即した方法で行い、処理を省力化するため、被災推計アプリを用いることを想定している。被災額推計の手順は図-2に示すとおりである。図-2のうち、「各部の湛水位算出」より上が氾濫推計、それより下が推計湛水深に基づく被災額推計である。氾濫推計も事業評価基準³⁾に即し、マニング式により簡略に行う。すなわち、た

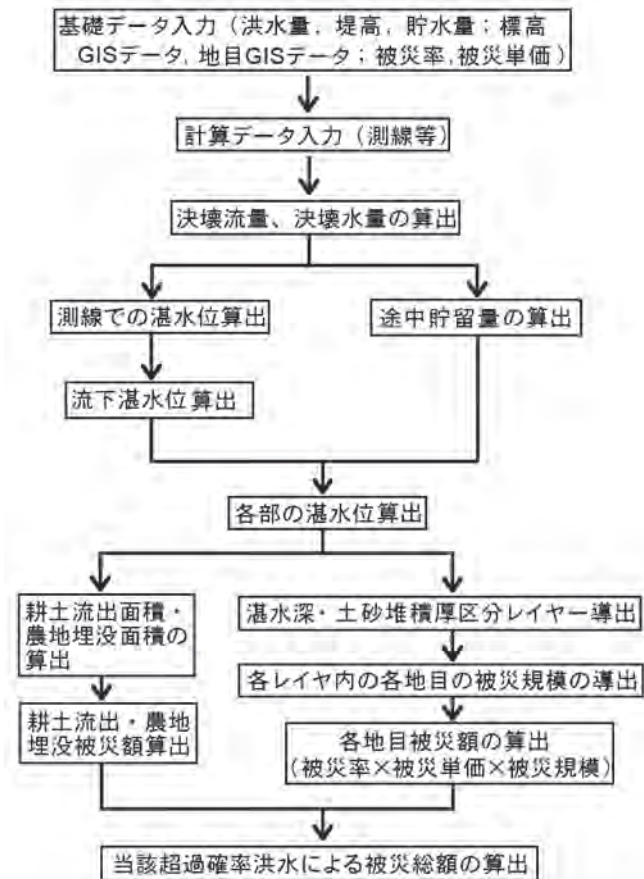


図-2 被災額推計の流れ

め池下流にマニング式の計算測線を幾つか設定し、測線での湛水深が被災湛水深未満になったところ、もしくは氾濫水量が下流の水田・窪地など貯留域に溜まりきったところまでを湛水域として、測線間の内挿により各部の湛水深を求める。

この湛水深分布から、決壊による耕土流出域、土石埋没域、農地埋没域が求まり、土石埋没域と耕土流出量、堤体決壊体積から土砂堆積厚が求まる。次に、湛水深と土砂堆積厚の組み合わせより被災率を求めつつ、各被災率エリア(レイヤー)に入る各地目(農地域・宅地域・事業所域(商工業地)・公共建物)及び家屋内の人の被災規模(面積もしくは数)を特定する。以上より各地目の被災額は下式のようになる。

$$(\text{被災額}) = (\text{被災率}) \times (\text{被災単価}) \times (\text{被災規模 (数もしくは面積)})$$

なお、人命の被災単価は、交通事故賠償額の算出式と同様、被災者の将来純所得総計の現在価値換算額に基づき算定している。これは、被害者と賠償受け取り者が異なるので、国際的には特異な賠償法である。また、天災による人的被害補償をどの程度すべきか、賠償責任があるかは、事故前の管理水準や判例の積み重ねにより変化しうる。本手法での人命被災額は概ねその最大相当を与えている。

以上より各地目の被災額、人的被災額を合計し、農地被災額(耕土流出・農地埋没)、公共土木施設被災額を合わせると被災総額が求まる。すなわち、3.(2)④~⑥で設定した確率洪水での洪水被災額が求まる。この際、農地被災額(耕土流出・農地埋没)は耕土流出面積、農地埋没面積、土砂堆積厚等から求め、公共土木施設被災額は一般資産被害額(家屋・家財・事業資産等の被害額)から概算される。

なお、地震被災額は、洪水流量がゼロになる以外、上記と同様に推計出来る。これにより任意確率地震での地震決壊被災総額が求まる。

以下、被災推計アプリでの作業を順を追って説明する。

#### (1)準備作業

マニング計算の準備として、各ため池につき、窪地の入力、計算測線(横断面)の入力、地目の修正を行う。

氾濫推計では、氾濫は、水田等や窪地に氾濫水量が溜まりきることによって終息としている³⁾。しかし、窪地域は多重化している場合もあるなど、その自動探索、自動判別処理は難しい。したがって、本アプリでは、ユーザ(もしくはシステム提供側)が、最外周の窪地域を事前設定するようにしている。また、マニング計算では氾濫下流に所々、計算測線を設定するが、それもユーザが事前設定する必要がある。さらに、地目データとして、GISMAP Texture(表-1)を用いた場合、宅地域と事業所域(商工業地)が未分離になるので、そ



れをユーザ側（もしくはシステム提供側）で事前分類する作業も必要である。

以上の作業は、初回の優先順位付け時に行うが、地目に関しては必要に応じ2回目以降の優先順位付け時にも行う。これらの作業は、アプリ画面上で、窪地輪郭線の入力、測線中心点・端点の入力、(宅地域・事業所域未分離の)建物域への分割線入力・地目指定により、マウスで簡便に行える(図-3)。

### (2) 氾濫推計と被災額推計

上記準備が整ったため池につき、氾濫推計と被災額推計の一連の処理を行う。

処理はまず、3.(2)でデータ入力したエクセルシート

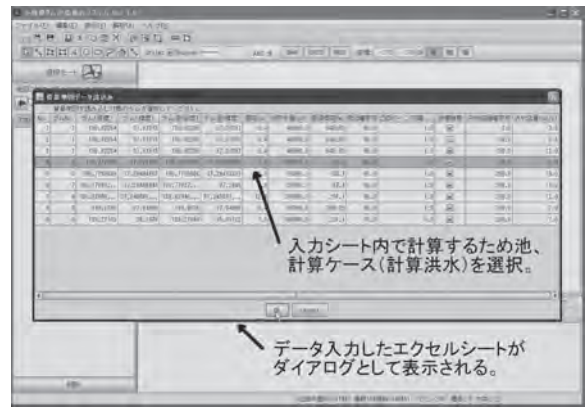


図-4 データ読み込みと計算ケース選択

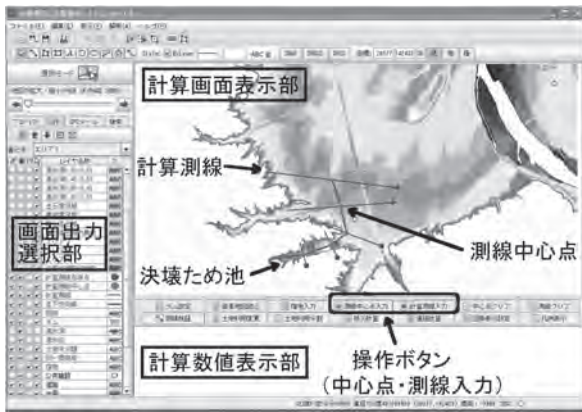
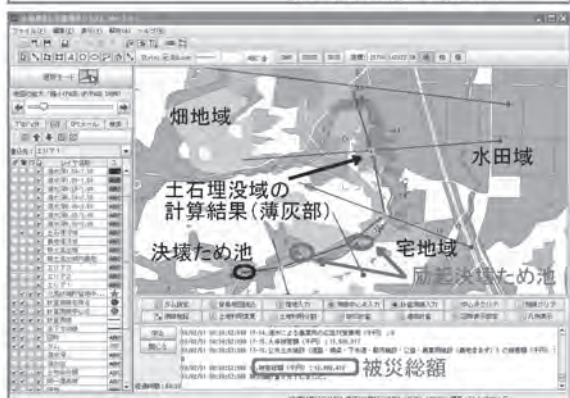
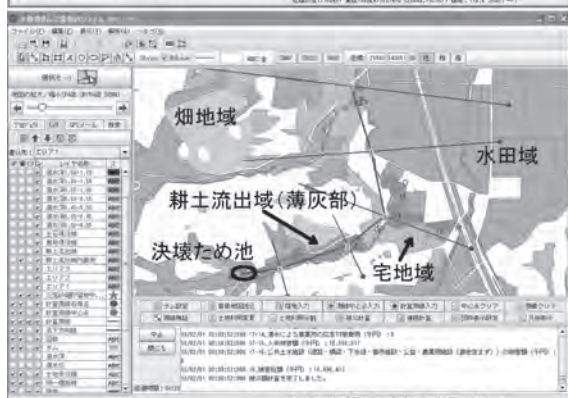
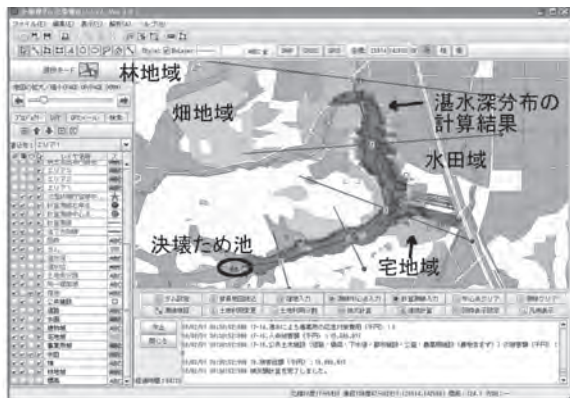
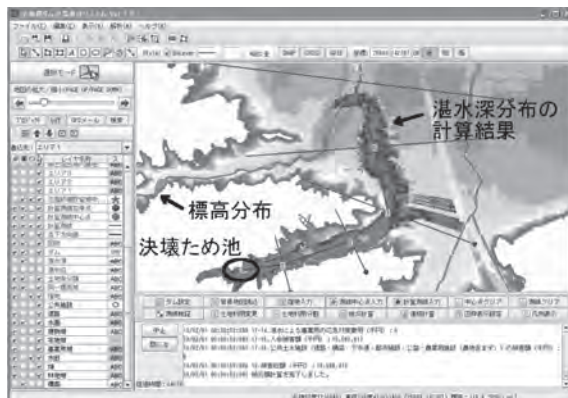


図-3 計算測線等の入力



図-5 計算開始と途中入力



(左上：背景が標高の湛水深分布計算結果，右上：同左 背景は地目，左下：耕土流出域の計算結果，右下：土石埋没域の計算結果)

図-6 処理結果の表示

をアプリ上に読み込み、そのシート上で、計算ため池、計算ケース（計算洪水流量、計算洪水確率年、決壊有無）の選択を行う（図-4）。ついで、計算開始ボタンを押すと、選択したため池付近の背景地図が表示され、自動計算が始まる（図-5）。その後、マンシング式による氾濫推計中に、計算測線間のマンシング粗度係数等を問うダイアログが幾つか立ち上がる（図-5）。それらのダイアログに入力を行えば、被災額推計までの一連の作業が終了し、処理結果（図-6）はアプリ上で画面出力、数値出力として、それぞれ計算画面表示部、計算数値表示部（図-3）に表示される。同時に処理結果（被災総額、励起決壊ため池 No.）は入力エクセルシートが当該計算ケース行に追記される。なお、計算画面表示部の表示は、画面出力選択部（図-3）で多様に切り替えられる（図-6）。

## 5. 費用推計

改修費用に含まれるものは洪水吐、堤体、取水設備（仮排水工含む）、仮設工である。改修費用の推計はエクセル上での作業になる。具体的には、3.(5)の改修費用推計のためのデータを入力したエクセルシート上で、推計式により、各ため池の改修費用推計値を算出する。この推計式は基本的にシステム提供側から提示されるものである（図-7）。これにより、（200年確率洪水流量に1.2倍した）ため池計画洪水量⁴⁾に対する改修費用を求める。

推計式は改修工法の変化、多様化や部材単価・工事単価のコスト変化に応じて適宜改訂していく必要がある。この際、コストについては景気変動で上下動しつつ、中長期的に右肩上がりになっていくので、直近の景気中立局面でのコストを基準に、景気循環の1サイクル期間程度（約10年）で改訂していけば良いだろう。これら改訂作業もシステム提供側で行うべきことである。

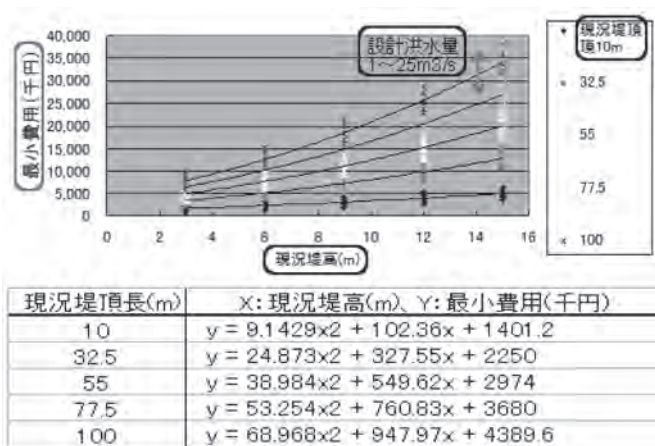


図-7 ため池諸元と最小改修費用（上）および最小改修費用推計式（下）

## 6. 改修の優先順位付け

筆者らの研究結果より、改修を200年確率洪水に対し行う場合、ため池群全体の改修事業収益率を（災害生起確率も考慮し）安定的に高く保つには、次のように改修の優先順位を付ければ良いことが分かっている⁴⁾ - i) 各ため池の改修事業収益率とその標準偏差を求める, ii) 各ため池の改修事業のシャープレシオ (= (収益率) ÷ (標準偏差)) を算出する, iii) シャープレシオの大きい順に高位とする, iv) シャープレシオが同一なため池では事業収益率の大きいため池を高位とする。

以上の優先順位付け処理もエクセルシート上での作業になる。その際、各ため池の改修事業収益率と標準偏差、シャープレシオを求める手順は次のとおりである。

a. 改修効果額  $B_j$  の算出: 4. で求めた洪水無しでの決壊被災額を0年確率洪水とし、それと200年確率洪水での決壊被災額より、各超過確率年洪水 ( $j$ 年確率) に対する決壊被災額を線形補間から求める。(改修効果額  $B_j$ ) = (超過確率  $j$ 年洪水に対する改修前被災額) - (超過確率  $j$ 年洪水に対する改修後被災額), なので,  $B_j$  は現況確率年以下や設計確率年超では0になり、現況確率年超~設計確率年（ここでは200年）では決壊被災額と同値になる（図-8）。

なお、現況での地震決壊確率が分かるならば、地震についても改修効果が算出でき、それと洪水に対する改修効果を足し合わせたものが  $B_j$  となる。

また、親子ため池等による励起決壊に対する  $B_j$  の算出は図-9のように行う。

b. 各超過確率年洪水 ( $j$ 年確率) に対する年当たり改修効果額  $Y_j$  の算出:  $Y_j = B_j \times F_j$ 。  $F_j$  は各超

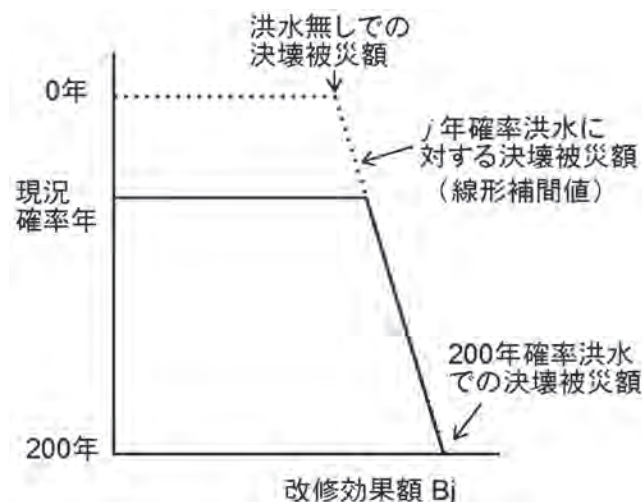


図-8 改修効果額  $B_j$  の算出



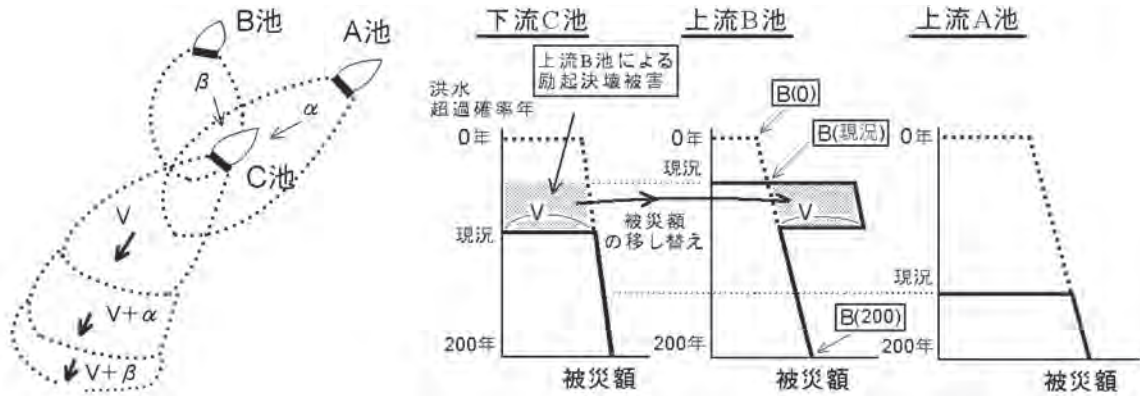


図-9 励起決壊における被災額の処理

過確率の生起確率換算値で、文献3), p.323の簡便式から求まる値である。ここでは超過確率200年(現状の想定最大超過確率年)までの $F_j$ 総和が1になるように $F_j$ を補正する。

- c. 改修費以外のコスト設定: 改修する堤体, 洪水吐, 取水設備に関する維持管理費, 補修費, 廃棄費の現時点推計値とそれらのコストがかかる年を設定する。
- d. ライフサイクル期間 $T$ 内の各年 $i$ にかかる費用 $C_i$ の算出: ここでは洪水吐, 堤体, 取水設備など改修工種の耐用年数のうち, 最大の年数(ため池改修では堤体の80年が最大)をため池のライフサイクル期間 $T$ とする。上記c.と5.で求めた改修費用からため池のライフサイクル期間にかかる各年の費用 $C_i$ を求める(図-10)。

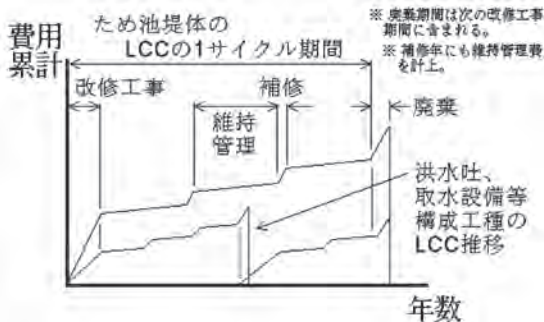


図-10 ライフサイクル期間の費用例

- e. 各超過確率年洪水( $j$ 年確率)に対する改修事業収益率 $R_j$ の算出:  $R_j$ は現行の土地改良事業の効果算定に即した内部収益率(文献1), p.17)として, 下式の両辺が一致する値として算出される( $Y_j$ が0の場合は $R_j$ も0とする)。

$$\frac{Y_j \cdot (1+R_j / 100)^{-t} \cdot \{1 - (1+R_j / 100)^{-T}\}}{\{(1+R_j / 100) - 1\}} = \frac{F_j}{K} \cdot \sum_{i=0}^{T-1} \frac{C_i}{(1+R_j / 100)^i}$$

上式で,  $Y_j$ : 上記b.で求めた各超過確率年洪水( $j$ 年確率)に対する年当たり改修効果額,  $t$ : 当初の全面改修工事期間の年数(ため池では3年程度),

$T$ : ため池のLCCの1サイクル期間(80年),  $F_j$ : b.で求めた各超過確率の生起確率換算値,  $K$ : 現況確率年超~設計確率年以下における $F_j$ の総和。

- f. 改修事業収益率 $E$ の算出: 下式より算出する。

$$E = \sum_{j=1}^{200} \frac{R_j}{M}$$

上式で,  $\sum R_j$ : 上記e.で求めた $R_j$ の1~200年(現状の想定最大超過確率年)までの全ての超過確率年洪水での総和,  $M$ : 200年(現状の想定最大超過確率年)。

- g. 改修事業収益率の標準偏差 $\sigma$ の算出: 下式より算出する。

$$\sigma = \left\{ \frac{\sum_{j=1}^{200} (R_j - E)^2}{M-1} \right\}^{0.5}$$

- h. シャープレシオ $E/\sigma$ の算出

## 7. おわりに

ため池群の防災改修を効果的, 効率的に行うための最適優先順位付け手法について紹介した。この実用化には行政部局のデータが不可欠で, 特に定数データは行政部局の協力無しには確定しえない。この点も含め, 今後更なるブラッシュアップを行えばと思う。

## 参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局: 新たな土地改良の効果算定マニュアル, 大成出版社, pp. 17-18&29-77, 2007
- 2) 常住直人・高木強治: 小規模ダムの防災改修におけるMVMの適用性について, ダム工学21(2), 117-121, 2011
- 3) 農林水産省農村振興局: 新たな土地改良の効果算定マニュアル, 大成出版社, pp. 267-406, 2007
- 4) 農林水産省農村振興局: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業土木学会, pp. 29-31, 2006



## 1. 会員の募集

水と土の発行は皆様の年会費によってまかなわれています。今後とも事業地区の技術情報の交流を図るためには会員の確保が重要となっています。会員の皆様には職場の同僚の方々に農業土木技術研究会の成り立ちや「水と土」をPRしていただき、会員の勧誘をお願いいたします。平成24年度の年会費は2,300円です。なお、別紙のPR版を作成しましたので会員の勧誘に活用いただければ幸いです。

## 2. 報文投稿の募集

「水と土」は会員の皆様からの報文投稿によって支えられています。報文は以下のように様々なテーマが考えられますので、これを参考に皆様が担当されている事業地区の状況を報文にまとめて投稿いただくようお願いいたします。併せて巻末の投稿規定も参照して下さい。

- ① 事業地区の段階は、企画、調査、計画、設計、施工、管理に分けられるので、構造物の施工の有無に関わらず、コスト縮減、創意工夫、新技術導入、環境配慮などの視点から取りまとめた報文
- ② ダム、トンネル、橋梁、揚排水機場等の大規模工事や長期にわたる債務負担行為工事等について、調査、計画、設計、施工の各段階での検討や実績を取りまとめた報文
- ③ 農村工学研究所や県試験場などへの依頼研究の成果について取りまとめた報文(研究依頼先との連名による)
- ④ 土地改良技術事務所、調査管理事務所が対応している技術検討や現場支援業務について取りまとめた報文(当該機関との連名による)
- ⑤ 海外派遣から帰任した職員の派遣先でのプロジェクト等について技術的見地から取りまとめた報文
- ⑥ 建設会社、コンサルタント等の会員について、普及性のある事例や技術検討について取りまとめた報文

# 農業土木技術研究会 会員の募集

## 1. 発足40周年を迎えた「農業土木技術研究会」

本研究会は、全国の農業土木技術者の自主的な研究会です。その歴史は、昭和28年の「コンクリートダム研究会」にまでさかのぼり、事業の展開方向に即して変遷してきました。現在の「農業土木技術研究会」としても、平成21年度には発足40周年を迎えた歴史ある研究会です。

### 〈農業土木技術研究会の変遷〉

- 昭和28年 「コンクリートダム研究会」の発足：会誌「コンクリートダム」の発刊
- 昭和31年 フィルダムを含めて「ダム研究会」に拡大：会誌「土とコンクリート」に変更
- 昭和36年 「水路研究会」の発足：会誌「水路」の発刊
- 昭和45年 両研究会の合併  
「農業土木技術研究会」の発足：会誌「水と土」の発刊

## 2. 技術力向上に資する「農業土木技術研究会」

本研究会は、時代のニーズを反映した事業の円滑な推進に必要な技術力の向上のため、農業農村整備事業の計画・設計・施工事例や技術的検討内容などの現場技術情報の発信と交流を一貫して展開しています。

研究会では、現場の技術報文を中心とした会誌「水と土」を年間3回発行し会員の皆様にお届けしています。また、時代に即した技術的な情報を提供する研修会も開催しています。

## 3. 会員が支える「農業土木技術研究会」

本研究会の活動は、皆様の年会費によってまかなわれています。

21世紀を迎え農業・農村の位置付けがますます重要になっている今日、本研究会に入会いただき、その振興の基礎となる「農業土木技術」に根ざした研究会の活動を支えて頂ければ幸いです。会費は2,300円です（会費は51年度より据置）。

入会の手続きは、研究会へ直接又は各職場の連絡員に会費を添えて申し込んで下さい。

申し込み様式は以下を参考にして下さい。

### 入会申し込み

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏名： _____

職場・所属： _____

職場住所（会誌送付先）：〒 _____

電話番号： _____

問い合わせ先：農業土木技術研究会  
〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館内 TEL 03 (3436) 1960  
FAX 03 (3578) 7176





# 投稿規定

1. 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること。

〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内, 農業土木技術研究会

2. 「投稿票」

- ① 表題
- ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
- ③ 氏名 (フリガナおよびローマ字表記), 勤務先と勤務先の電話番号, 職名
- ④ 連絡先 (TEL), (E-mail)
- ⑤ 別刷希望数
- ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- ⑦ 対象施設 (報文の対象となっている主な施設を記入: ダム, トンネル, 橋梁, 用排水機場, 開水路, 管水路等)
- ⑧ キーワード (報文の内容を表すキーワードを記入: 維持管理, コスト縮減, 施工管理, 環境配慮, 機能診断等)

3. 1回の原稿の長さは原則として写真・図・表を含め18,000字程度 (ワープロで作成の場合, A4版8枚程度) までとする。なお, 写真・図・表はヨコ8.5cm×タテ6cm大を288字分として計算すること。

4. 原稿はワープロで作成し, 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語辞典に準じられたい。数字はアラビア数字 (3単位ごとにカンマ (,) を入れる) を使用のこと。

5. ワープロで作成した原稿データについては, プリントアウトした原稿 (写真・図・表入り) とともにCDデータ等にて提出すること。

写真・図・表の画像データは, 原稿データとは別に添付すること。なお, 図・表については白黒印刷においても判読できるように極力配慮しておくこと。

※データと違いがないかをプリントアウトした原稿で必ず確認すること。

6. 写真・図・表は本文中の挿入個所を明確に指定しておくこと。

7. 原図の大きさは特に制限はないが, B4版ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。

8. 文字は明確に書き, 特に数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと。

たとえば,

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O (オー) と 0 (ゼロ)                      a (エー) と  $\alpha$  (アルファ)

r (アール) と  $\gamma$  (ガンマ)                k (ケイ) と  $\kappa$  (カップ)

w (ダブルユー) と  $\omega$  (オメガ)        x (エックス) と  $\chi$  (カイ)

l (イチ) と 1 (エル)                      g (ジー) と q (キュー)

E (イー) と  $\varepsilon$  (イプシロン)        v (バイ) と  $\nu$  (ウプロシン)

など

9. 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと。

10. 数表とそれをグラフにしたものとの並載せはさげ, どちらかにすること。

11. 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『 』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は, 番号を付し, 末尾に原著者名: 原著論文表題, 雑誌名, 巻: 頁~頁. 年号, 又は“引用者氏名, 年・号より引用”と明示すること。

12. 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること。

13. 掲載の分は稿料を呈す。

14. 別刷は, 実費を著者が負担する。

FAX 宛先：農業土木技術研究会 03 - 3578 - 7176

★「水と土」をより充実したものとするため、下記様式であなたのご意見をお寄せ頂ければ幸いです。

1. 本号（167号）で興味をもたれた報文について記載下さい

(1) 報文タイトル：_____

(2) 興味を持たれた具体的内容  
_____  
_____  
_____

2. 本号の編集についてご意見をお聞かせ下さい

_____  
_____

3. とりあげて欲しいテーマなど本誌に対するご意見やご要望をお書き下さい

_____  
_____

所属：_____ 氏名：_____

## 編集後記

私事ではありますが、今年の4月から係長になりました。私の係には、係員（社会人一年目）がいます。私が直接の上司ということになります。

自分が就職した4年前のことを思い出してみます。非常に忙しい部署ではありましたが、係長からは、素早い判断での確かな指示をいただき、教育的な視点からのご指導もいただきました（後になって分かったことですが）。私にとって、係長はとても頼れる存在でした。

今、係員の目から見て、私はどう映っているでしょうか。彼に、学ぶべきものを発信し、受け止めてもらえているでしょうか。なかなか胸を張って「できている」とは言えないのが現状です。

農業農村工学の世界は、先達のご苦勞により、大変大きな広がりを持って技術体系を築いてきました。後輩への技術の伝承が途切れることなく行われてきた証

でもあります。本研究会と本誌は、「農業土木に関する技術の研究開発資料の収集および普及活動をおこない、もって、会員相互の資質向上をはかることを目的」としてしています。私自身、日常の業務に追われ、得た知識を他者に伝えるというところまでなかなかできていませんが、勤務年数を重ねるに従い、後輩に知識を伝えていく責任も重くなってくると思います。できることからで良いので、知識の伝承を心がけていきたいと思っています。

（農村振興局整備部農地資源課農地・水保全管理室 中島）

## 水と土 第167号

発行所 〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内

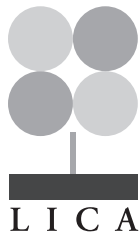
印刷所 〒161-8558 東京都新宿区下落合2-6-22

農業土木技術研究会

TEL 03(3436)1960 振替口座 00180-5-2891

一世印刷株式会社

TEL 03(3952)5651



大地に刻む農の文化

# 社団法人 土地改良建設協会

*Land Improvement Construction Association of Japan*

会 長 中 村 満 義

専務理事 松 本 政 嗣

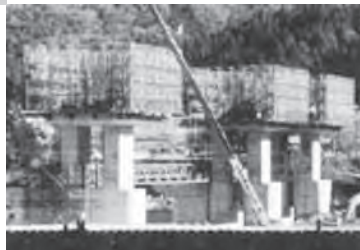


土地改良事業  
の推進



土地改良事業の  
建設工事に関する  
広報活動

工事施工技術に  
関する  
調査研究



公共事業の  
円滑な実施  
に関する  
調査研究



〒105-0004 東京都港区新橋 5-34-4 (農業土木会館)

TEL 03-3434-5961 FAX 03-3434-1006

<http://www.dokaikyo.or.jp/>



# ダイプラハウエル管[®] (高耐圧ポリエチレン管)

**信頼性の高い、本埋設管として様々な公的機関で認可されています。**

## 規 格

日本工業規格 耐圧ポリエチレンリブ管 (JIS K 6780)  
 下水道協会規格 下水道用リブ付ポリエチレン管 (JSWAS K-15)

## NETIS

国土交通省 新技術登録 (NETIS CB-980025-V) カルバート工  
 (NETIS CB-980024-A) 柔構造樋管

22年度・23年度 準推奨技術 新技術活用システム検討会議 (国土交通省)  
 「ダイプラハウエル管による道路下カルバート工の設計・施工方法」

## 道路基準

日本道路協会 道路土工 カルバート工指針  
 日本道路公団 設計要領第二集カルバート編  
 農林水産省 土地改良事業計画設計基準 (農道)  
 林野庁(日本林道協会) 林道必携 技術編

## 電気技術規定

J E S C 水力発電設備の樹脂管 (一般市販管) 技術規定

## 農業用水のパイプラインに！

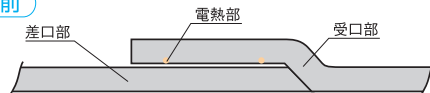
### 管路の一体化による継手部の信頼性！

EF継手は電熱線の通電により溶融し、受口、差口を一体化させ、万全の気密性を保持できます。

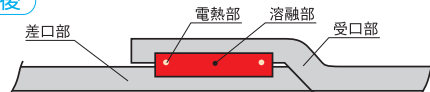
常用使用圧力	0.50 MPa
--------	----------

## EF継手(エレクトロフュージョン)

### 通電前



### 通電後



内圧用ダイプラハウエル管



## 農道下横断管に！

耐圧強度が大きく、  
 高盛土下に  
 埋設可能！

カルバート工  
 として  
 実績豊富！



## ため池の底樋に！

柔軟性に優れ、  
 地盤沈下にも  
 対応！

柔構造樋管  
 として  
 実績豊富！



ダイプラハウエル管

## 大日本プラスチック株式会社

本 社：〒530-0001 大阪市北区梅田3-1-3(ノースゲートビルディング16階)  
 TEL.06-6453-9285 FAX.06-6453-9300  
 東京支社：〒108-6030 東京都港区港南2-15-1(品川インターシティA棟30階)  
 TEL.03-5463-8501 FAX.03-5463-1120

<http://www.daipla.co.jp>

札幌(営) 011-221-3053 仙台(営) 022-223-0761  
 東京(営) 03-5463-8501 名古屋(営) 052-933-7575  
 大阪(営) 06-6453-9285 広島(営) 082-221-9921  
 福岡(営) 092-721-5166 鹿児島(営) 099-227-1577