

砕・転圧盛土工法による谷田大池堤体改修工事事例

北島 明 福島伸二^{*1}

土佐内優介

概 要

谷田大池は、大井川用水農業水利事業(1947～1968)により大井川用水網が整備されたため灌漑用貯水池の役割を終えていたが、同事業において調整池として活用することになり、現行基準「ため池整備」に適合するように耐震補強と漏水防止を目的とした堤体改修を行うことになった。しかし、谷田大池では築堤土をダムサイト周辺で入手できなかったことや工事に伴う掘削発生土の処分地が確保できなかったため、築堤土に池内の底泥土を利用できる砕・転圧盛土工法^{1),2)}が採用されることになった。谷田大池の砕・転圧盛土工法は、底泥土に工事に伴う掘削土のうち覆土と仮設工事に使用した残りを加えて混合泥土として使用することで掘削土の場外処分を無くした。本稿は、谷田大池における砕・転圧盛土工法による堤体の耐震補強と漏水防止のための堤体ゾーニングの概要を報告するものである。

Report on repair of the YATA-OHIKE-dam using muddy soil mixed with cement

Abstract

Most old fill type dam reservoirs have accumulated muddy soil in the base of the reservoir, causing pollution and the loss of reservoir capacity. This muddy soil generally has a high-water-content and comprises very soft clayey soil. We have developed a new type method to repair damaged embankments by using cement mixed with this muddy soil. In this paper, we report on the repair of the YATA-OHIKE-dam using cement-mixed muddy soil.

キーワード：アースダム、老朽化、底泥土、堤体改修、リニューアル

*1 建設本部 土木エンジニアリングセンター

§1. はじめに

谷田大池は 1895 年(M28)に築造された灌漑用ため池で、確認されているところでは 1944 年の東南海地震(M7.9)により堤体上流側の一部崩壊や底樋周囲からの漏水などの被害を受けたため 1953～1956年に堤体と底樋の部分改修が、さらに 1978～82年に堤体上流側の前刃金工法による改修、洪水吐・斜樋・底樋の全面改築が実施されていた(ダム便覧には堤高 H=16.0m のフィルダムとして登録されている)。谷田大池は、大井川用水農業水利事業(1947～1968)により大井川用水網が整備されたため灌漑用貯水池の役割を終えていたが、同事業において調整池として活用することになり、現行基準「ため池整備」に適合するように耐震補強と漏水防止を目的とした堤体改修を行うことになった。

しかし、谷田大池では堤体改修に必要な築堤土をダムサイト周辺地域で入手できなかったことや工事に伴う掘削発生土の処分地が確保できないことから、築堤土に池内の底泥土を利用できる砕・転圧盛土工法^{1) 2)}が採用されることになった。谷田大池の砕・転圧盛土工法は底泥土に掘削発生土のうちランダムゾーン築造や仮設工事に使用した残りを加えて混合泥土として使用して場外処分を無くすことを目指した。

本稿は、谷田大池における堤体の耐震補強と漏水防止のための砕・転圧盛土工法によるゾーンニングと、それを築造するための設計・施工法を報告するものである。

§2. 改修時の堤体ゾーンニング

谷田大池の基礎地盤は強風化泥岩層 WMcs と泥岩層 Mcs から構成され、WMcs 層が粘土化により軟弱化してお

り、その下の Mcs 層が堅硬で十分な支持力と止水性を有している。既設堤体は、地震力を水平震度係数 $k_H=0.15$ 与えた条件における安定計算では、安全率が $F_s=0.92(<1.20)$ となり、地震時の安定性が確保されていないことが明らかになった。そこで、堤体の耐震補強のために、コアトレンチを Mcs 層まで掘り込んだ傾斜コアゾーンによる堤体ゾーンニングが検討された。通常の築堤土による堤体ゾーンニングは、使用する築堤土が有している強度に応じて、 $F_s \geq 1.20$ を満足するように堤体の形状や勾配が決められる。これに対して、砕・転圧盛土工法による堤体ゾーンニングは、築堤土となる砕・転圧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、予め決めた堤体ゾーンニングの安定計算により $F_s \geq 1.20$ を満足するために必要な砕・転圧土ゾーンの強度を逆算により求められる。谷田大池の堤体ゾーンニングは、堤頂部が道路として利用されているため堤体軸を移動できないうえ、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図 2 に示す断面に決定した。すなわち、堤体上流側は、Mcs 層まで掘り込んだコアトレンチ I と遮水機能に必要な幅を確保したコアゾーン II を砕・転圧土により築造し、その外側に既設堤体からの掘削土を流用処分するためにランダムゾーン III を築造するものとした。堤頂部は地震時に生じる可能性のある局部的なすべり破壊を防ぐことと下流側の堤体安定化のために、約 3m までを掘削除去して砕・転圧土により築造しなおすことにした。なお、コアトレンチ幅は、基礎地盤にせん断抵抗を効果的に付加できるようにコアゾーン底面幅より拡大させ 8m とした。

安定計算は、砕・転圧土によるコアゾーン I・II とランダムゾーン VI の強度パラメータ(c'_{cc} 、 ϕ'_{cc})のうち、 ϕ'_{cc} を室内配合試験で得られた値に余裕をみた $\phi'_{cc}=14.5^\circ$ と一定にして c'_{cc} をパラメトリックに変えて実施し、 $F_s=1.20$

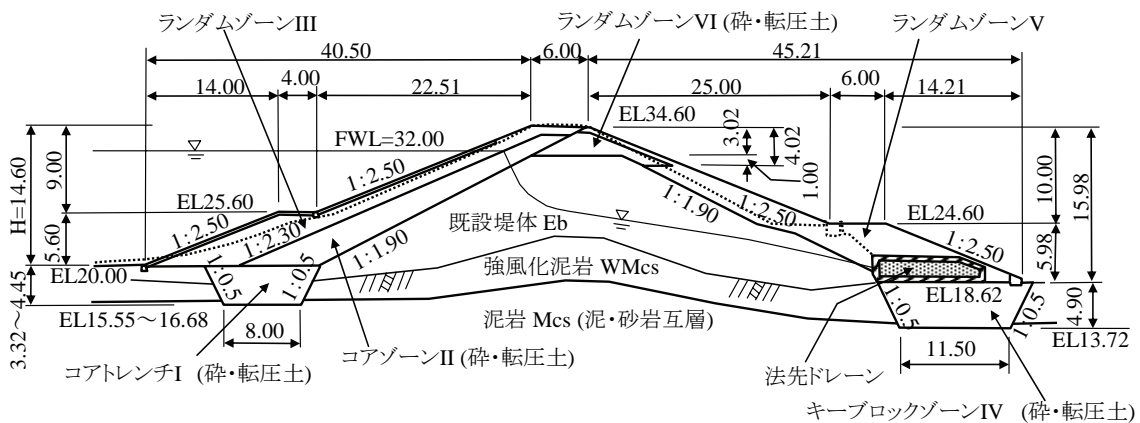


図 1 谷田大池の改修後堤体の標準断面

表 1 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(小段付) | 1 : 2.5(小段付) |
| | 下流 | 1 : 1.8 | 1 : 2.5 |
| その他の改修 | | — | 洪水吐・斜樋 |



写真 1 改修工事実施前の堤体上流側の状況



写真 2 改修工事実施後の堤体上流側の状況

を確保できる目標強度として

$$(c)_{cc}^* = 103 \text{ kN/m}^2$$

と決定した。

堤体下流側は、WMcs 層にせん断抵抗を付加するために既設堤体の外側に掘削発生土によりランダムゾーンを押え盛土的に腹付けし、すべり面が WMsc 層を通らないようにその下の Msc 層まで掘削して砕・転圧土によるキープブロックレンチ IV を配置することにした。キープブロックレンチ IV の幅は、砕・転圧土ゾーンの強度レベルをゾーン I・II・VI と同じ $(c)_{cc}^* = 103 \text{ kN/m}^2$ にして実施した安定計算から $F_s = 1.20$ が達成できる値として決定した。

以上のように決定された堤体ゾーニングでの全築堤土はゾーン I・II・IV・VI の砕・転圧土 12,800m³とゾーン III・V の築堤土 14,800m³とを合わせた 27,600m³になった。表 1 には改修前・後の堤体仕様を示す。また、写真 1 は工事開始直前における堤体上流側の堤体状況を、写真 2 はほぼ同じ方向からみた改修後の堤体の状況をそれぞれ示す。

§ 3. 室内配合試験

3.1 初期固化土の強度特性

谷田大池では、既設堤体とコアトレンチやキープブロックトレンチなどからの掘削土の場外処分をなくすため、ランダムゾーン III・V の築造や仮設工事に使用した残りのすべてを底泥土に加えて混合泥土として使用した。そのため底泥土と掘削土の混合割合は、実施工での管理に便利な底泥土の体積 V_{Md} に対する掘削土の体積 V_{Eb} の比で表示すると

$$n_v = V_{Eb} / V_{Md} = 0.50$$

になった。

基本底泥土とした $n_v = 0.50$ の混合泥土の初期固化強度に及ぼす w の影響を調べるために、 w を $w_0 = 61.2\%$ と、これを乾燥して $w = 47.5\%$ に、あるいは加水して $w = 72.5\%$ に含水調整した混合泥土による初期固化土の一軸圧縮試験を実施した。図 3 に試験から得られた $(q_w)_{IS10} \sim w$ 関係を ΔM_c 毎に示す。 $(q_w)_{IS10} \sim w$ 関係は $(q_w)_{IS10}$ を $w = w_0$ 時の強度 a により、 w を w_0 によりそれぞれ正規化すると、底泥土の種類や ΔM_c に関係なく指数関数

$$(q_w)_{IS10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (b = -1.37)$$

によりほぼ近似できることがわかっている^{1) 2)}。図中の曲線は上式によるものであり良い再現性を有していることがわかる。

図 4 に $(q_w)_{IS10}$ に及ぼす粒度の影響を調べるために、 $n_v = 0.25, 0.50, 1.00$ と変えた混合泥土を $\Delta M_c = 100, 150, 200, 250 \text{ kg/m}^3$ により $t = t_s = 10$ 日目で固化させた初期固化土の一軸圧縮試験から得られた $(q_w)_{IS10}$ と F_c の関係を示す。図の縦軸は、 $(q_w)_{IS10}$ に及ぼす含水比の影響を取り除くために、上式の含水比項 $(w/w_0)^b$ により正規化した

$$(q_w)_{IS10} / (w/w_0)^b$$

としてある。図から、 $(q_w)_{IS10}$ は ΔM_c が同じであれば F_c が減少すると、すなわち粗粒分が増加すると、高くなることがわかる。 $(q_w)_{IS10}$ に及ぼす F_c の影響は、 w - F_c モデルにより w の影響を取り除いて考えると、指数関数

$$(q_w)_{IS10} = c \cdot (F_c / F_{co})^d$$

により近似できることがわかっている²⁾。ここで、 c は ΔM_c により決まる基本底泥土 (w_0, F_{co}) の $(q_w)_{IS10}$ の値、 d は

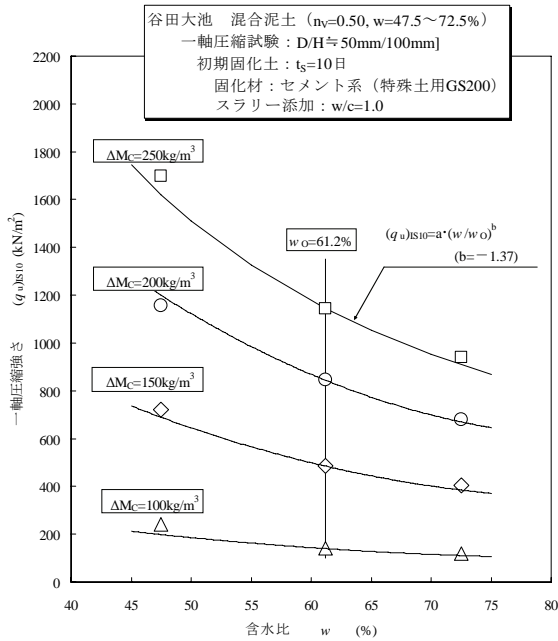


図2 初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係

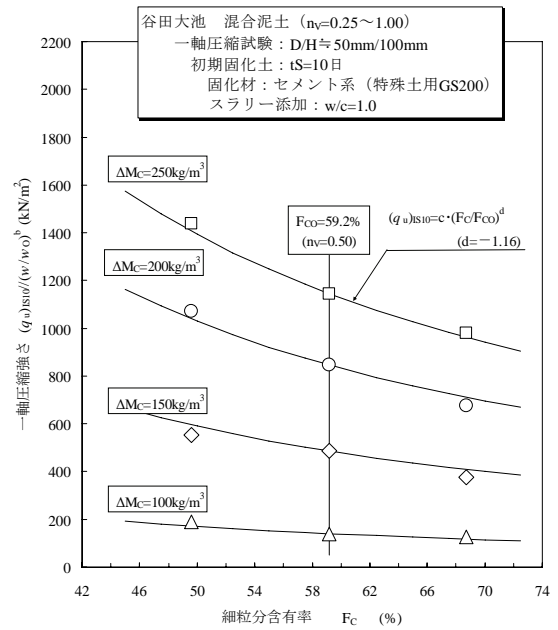


図3 初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim F_c$ 関係

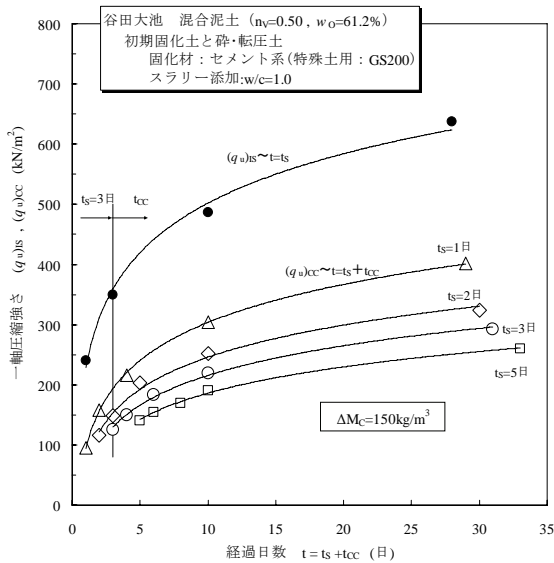


図4 砕・転圧強度 $(q_u)_{CC}$ に及ぼす t_s の影響

ΔM_c によらない係数である。図4には $d = -1.16$ とした上式による曲線を示しており、上式により $(q_u)_{IS10} / (w/w_0)^b \sim F_c$ 関係をうまく近似できることがわかる。

3.2 砕・転圧土の強度特性

1) 初期固化日数の影響

図5は $n_v = 0.50$ の混合泥土の $\Delta M_c = 200 \text{ kg/m}^3$ による初期固化土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ と経過日数 $t = t_s$ の関係と、初期固化土を $t_s = 1, 2, 3, 5$ 日目に砕・転圧した砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}$ と経過日数 $t (= t_s + t_{cc})$ の関係を比較したものである。ここで、 $(q_u)_{CC}$ の下添数字CCは砕・転圧土であることを、また下添数字がある場合には砕・転圧後の

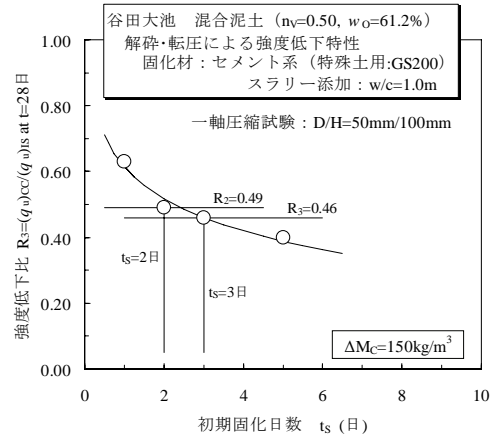


図5 砕・転圧による強度低下に及ぼす t_s の影響

経過日数 $t_{cc} (= 10 - t_s)$ 日目の強度であることを示している。図における初期固化土を砕・転圧した直後の $t_{cc} = 0$ 日目における砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC0}$ は築堤時の転圧機械のトラフィカビリティーに関する強度である。図から、砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ は初期固化土状態における強度 $(q_u)_{IS}$ よりも小さく、 t_s による影響が大きいことがわかる。また、 $(q_u)_{CC0}$ は t_s が短い方が低いものの、砕・転圧直後に発揮される $(q_u)_{CC0}$ からの再固化での強度増加が大きいことがわかる。このことは、 t_s が短く初期固化時に発揮された強度が低いほど砕・転圧土状態における固化発現余力が残っており、再固化における強度増加が大きくなるためと考えられる。以上のことから、砕・転圧土の目標強度を設定する時には $t = t_s$ の影響を考慮しなければならないことがわかる。

実施工における t_s は、築堤時の転圧機械のトラフィカビ

ティーを確保するために必要な強度レベルにほぼ達する $t_s=3$ 日を標準とし、目標強度レベルや施工性を考慮して適切な t_s を選択する。

t_s を変えた砕・転圧土の強度特性を調べるために、全経過日数 $t=t_s+t_{cc}=28$ 日目における初期固化土の解砕・転圧による強度低下の比を

$$R=(q_w)_{cc}/(q_w)_{ts}$$

で定義する^{1), 2)}。図 6 には図 5 に示した $(q_w)_{cc} \sim t$ ($=t_s+t_{cc}$) 関係と $(q_w)_{ts} \sim t_s$ 関係から読み取った R と t_s の関係を示す。図から、初期固化土の解砕・転圧による強度低下は $t_s=3$ 日までが著しく、標準の $t_s=3$ 日の場合には

$$t_s=3 \text{ 日} : R_3=0.46$$

であることがわかる。

§4. 砕・転圧盛土工法の施工

4.1 仮設・準備工事

谷田大池の堤体改修工事は図 6 に示す施工フローに従って実施し、仮設工事と準備工事の後、砕・転圧盛土工法による築堤を開始した。

仮設工事は、先ず右岸側アバットから池敷内に連絡する管理用道路を築造の後、工事用道路や固化ピットヤードの造成、プラントヤードの整地とプラント設置を行った。写真 3 に設置したスラリープラントの状況を示す。準備工事は仮設工事とほぼ並行して既設堤体とコアトレンチ、キープロケットレンチの掘削をそれぞれ行った。

4.2 砕・転圧盛土工法の施工工程

固化ピット内での底泥土と掘削土を加え合わせた混合泥土の初期固化、初期固化土の $t_s=2$ 日目あるいは 3 日目の解砕、そして築堤の各工程を繰り返すことにより一層毎にコアゾーン I・II、ランダムゾーン IV・VI の築堤を行った。

1) 初期固化工程

初期固化工程は混合泥土の準備、混合泥土の w_T と F_C の測定、混合泥土を目標強度に初期固化するために必要な ΔM_C の算定、初期固化機によりピット内に ΔM_C に相当する固化材スラリーを添加・混合して $t_s=2$ あるいは 3 日だけ初期固化させる工程である。

混合泥土は固化ピット内に底泥土、掘削土の順で $n_v=0.5$ と同じ層厚比 $n_v=Z_{Eh}/Z_{Md}$ になるように準備した。混合泥土の w_T と F_C の測定は午前・午後の 2 回、初期固化範囲の固化ピット中央部で初期固化機を空回転させて底泥土と掘削土を攪拌して均一な混合泥土状態にしてから試料約 1.5kg を採取して行った。固化ピット内の混合泥土 (w 、 F_C) に添加すべき ΔM_C は、基本底泥土 ($w_0=61.2\%$ 、 $F_{C0}=59.2\%$)

に対して決められた ΔM_C^* を w と F_C により補正して求めた。写真 4 に初期固化機によるピット内の混合泥土と固化材スラリーの混合状況を示す。

2) 解砕工程

解砕工程は固化ピット内で $t_s=2$ 日間あるいは 3 日間だけ固化させた初期固化土をバケット式解砕機により掘削して規定の D_{max} で解砕しながら不整地運搬車に積込みを行うものである(初期固化土を解砕した状態を解砕土という)。解砕機は山積み 0.8m³ 級バックホウをベースマシンとして、アタッチメントである最大力 200kN の押土プレートを装着した格子バケットにより、掘削した初期固化土の解砕と積込みを行うものである(解砕能力は約 50m³/時間)。格子間隔は

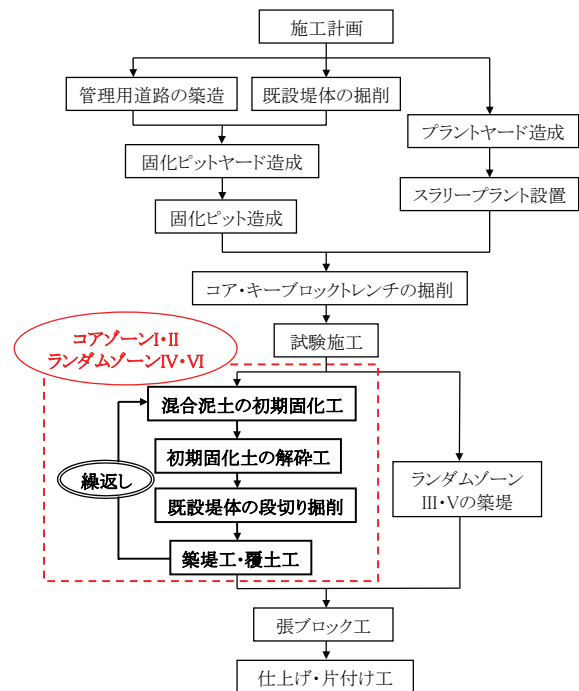


図 6 谷田大池の施工フロー図



写真 3 固化材のスラリープラント (24m³/hr.型)



写真4 混合泥土の初期固化状況



写真5 初期固化土の掘削・解砕・積込み状況



写真6 解砕土の振動ローラによる転圧状況

D_{max} の大きさ 200、100、50mm の 3 種類を設定することが可能であるが、谷田谷池では $D_{max}=200\text{mm}$ に設定した。写真5に初期固化土のバケット式解砕機による掘削・解砕・積込み状況を示す。

3) 築堤工程

築堤工程は運搬されてきた解砕土をバックホウで一層毎に撒出し、ブルドーザで一定層厚 $\Delta H=35\text{cm}$ 程度に敷均しをしてから、写真6に示すように、20トンの級振動ローラ(機械質量約11トン)により規定の $N=8$ 回だけ転圧して砕・転圧土ゾーンⅠ・Ⅱ・Ⅳ・Ⅵを築堤する工程である。転圧回数 $N=8$ 回は試験施工を実施して目標とする強度と遮水性の砕・転圧土を準備できる値として決定した。

§5. おわりに

砕・転圧盛土工法は農林水産省官民連携新技術研究開発事業の共同研究により、老朽化したため池やフィルダムの効率的な堤体改修を目指して開発されたもので、池内の底泥土を固化改良して築堤土として有効活用して、底泥土の除去処分と堤体改修を両立させたものである。砕・転圧盛土工法は底泥土を固化処理して遮水性を確保しつつ所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できることから急勾配法面での堤体改修が可能で、貯水容量の減少もないなど経済的な改修が期待できる。

谷田大池の砕・転圧盛土工法では、池内の底泥土に既設堤体やコアトレンチ等からの掘削発生土を加えて混合泥土として使用したことにより、底泥土の除去処分だけでなく、工事に伴う掘削発生土の場外処分を無くしたことで経済面だけでなく環境面でも優れた効果が得られた。

参考文献

- 1) (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、一砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修一、設計・施工・積算指針(案)、2006。
- 2) (社)農業農村整備情報総合センター：砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修、一堆積土・発生土を有効利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)、2009。

ひとこと

砕・転圧盛土工法によるフィルダムの改修事例は谷田大池で3箇所目となり、今年度は次のステップである掘り込み式堤体への適用を模索するとともに、マートン、スタンリッジの両助っ人の来期の残留を心から祈りたいと思います。



北島 明