

既設堤体土を活用した老朽ため池堤体改修法 に関する現場実証試験

福島 伸二¹・北島 明²・谷 茂³・廣田 修⁴・澄川 薫⁴

¹ フェロー会員 工博 (株)フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

² 正会員 工修 (株)フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

³ 正会員 農博 独立行政法人 農業工学研究所 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-2)

⁴ (株)フジタ 土木本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-25-2)

築造年代の古い老朽化したため池は、漏水や堤体破損等に対する早急な改修を必要とされている例が多いが、その改修に必要な強度や遮水性に適した築堤土を池近傍から入手しにくくなっており、計画的な改修を難しくしている。著者らは、既設堤体土を活用した築堤土の現地調達を行うために、これまでに既設堤体土に貯水池内に堆積した底泥土を混合して遮水性を改良した粒度調整土の築堤土を用いた老朽ため池堤体の改修法の可能性について室内試験により確認してきた。ここでは室内試験の成果を実施工レベルで確認するために実施した現場実証試験の結果を報告する。

Key Words : old small earth dam, leakage control, impervious soil, existing embankment soil, mud soil, mechanical stabilization, sloping core zone

1. まえがき

築造年代の古いため池は一般に老朽化により漏水や堤体破損等に対する早急な改修が必要な例が多い。漏水が問題となる堤体では、図-1に概念的に示すように、堤体の前法面を段切り掘削した部分に傾斜遮水ゾーン(前刃金工)を築造することが多い。この改修方法は、既設堤体への影響も少なく土工量が少なくすむ、基礎部からの漏水対策としてのブランケット工と接続しやすいなど、ため池に多い均一型アースダムに適しているからであろう。この改修のためには場外から築堤土を大量に搬入し、かつ傾斜遮水ゾーン築造のための既設堤体部の段切りや止水トレンチの掘削による発生土の場外処分を行う必要がある。しかしながら、最近では適切な築堤土をため池近くで大量に確保しにくくなっていること、例えば築堤土を必要量確保できたとしても、掘削土搬出と購入土搬入のための大型ダンプが池周辺の交通・環境事情を悪化させるなど近隣住民の理解を得にくい状況にある。これは、搬入・搬出土量が多いほど深刻な問題であり、単に経済的に割安であったとしても解決しにくいものと考えられる。つまり、早急な改修実施のためには、必要な築堤土を池外部ではなく現地で調達しなくてはならな

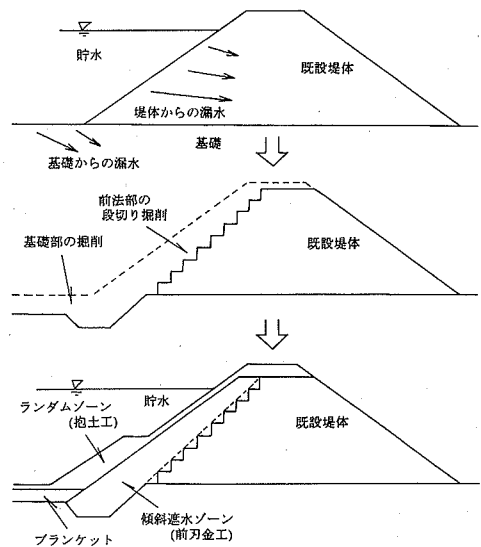


図-1 老朽ため池における傾斜コアゾーンによる漏水対策

くなってきている。

そこで、著者らはこれまでに、漏水が問題となっているため池堤体の改修に必要な築堤土を現地調達するため

に、その既設堤体土の遮水性不足の原因である細粒分含有量の少ないことを底泥土混合により補った粒度調整土を利用することを検討してきた。そして、あるため池の遮水性を満足していない築堤土に、その池の底泥土を混合した粒度調整土の締めめ特性や透水・強度特性を室内試験により調べ、堤体の漏水防止工（傾斜遮水ゾーン）を築造するための粒度調整土の適用性を確認してきた¹⁾。ここでは、この粒度調整土に関する室内試験結果を実施レベルで検証するために、既設堤体土と底泥土の粒度調整を3種類の混合機械により行い、それらの混合性能を粒度調整土の強度・透水特性から調べた結果について報告する。

2. 既設堤体土を活用した築堤土の現地調達法

(1) 既設堤体土の底泥土混合による遮水性改良

築堤土の現地調達法の一方法として、漏水対策として既設堤体の前法部を掘削して傾斜遮水ゾーンを築造することを前提に、通常は土捨て処分する掘削により発生した既設堤体土の有効活用を考える。既設堤体土はこれまでに貯水機能を果たしてきたので、その遮水性が不足していたとしても、ほんのわずかな細粒分の不足によるものと考えられる。そこで、既設堤体土の細粒分の不足を池内に堆積した底泥土を混合して補充してやれば、その遮水性を改良でき、築堤土の現地調達が可能となる。

これまで、筆者らは既設堤体の貯水池側の前法面部を段切り掘削して発生する堤体土に、池内に堆積した底泥土を混合した粒度調整土を遮水用築堤土に活用するために築堤土の現地調達法を検討してきた¹⁾。これによると、堤体土の遮水性不足はわずかの底泥土を均一に混合すれば、その粒度調整土は十分な遮水性を有し遮水用築堤土として適用可能なことを確認した。一方、既設堤体土は、貯水をなくしても堤体内の水が抜けにくいため高含水比状態になっていることが多い。このため、これにわずかであっても底泥土を混合した粒度調整土は軟弱化してしまい、築堤施工に必要な強度や堤体安定に必要とされる強度が満たないことが多いが、この対策にはセメント添加による土質改良法が効果的であることがわかった。既設堤体土の遮水性が不足する場合における粒度調整用底泥土の混合割合の決定やセメント改良の有無の検討は図-2に示すフロー図¹⁾にしたがって行うものとする。

(2) 築堤土の現地調達の基本的な施工手順

堤体土の遮水性を底泥土混合により改良した粒度調整土の施工は図-3にフロー図で示すような手順が基本と考えられる。先ず、準備工として、既設堤体土の段切りを行い、傾斜遮水ゾーンの根入れ部に相当する止水ト

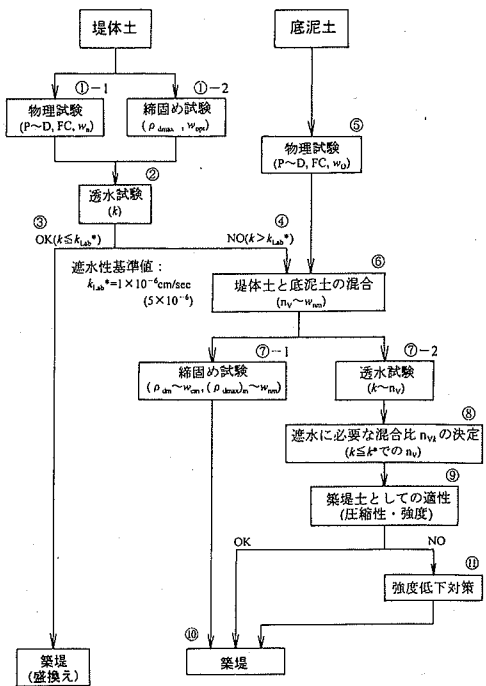


図-2 既設堤体土と底泥土の混合比 n_v の決定¹⁾

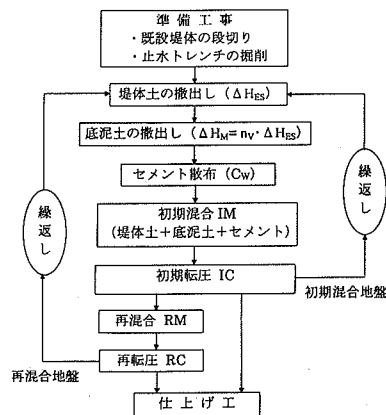


図-3 既設堤体土を活用した築堤土の現地調達の施工手順

ンチ部の掘削を行う。そして、築堤は既設堤体部の段切りにより発生した堤体土を傾斜遮水ゾーン築造部に所定の層厚 ΔH_{ES} で1層分撤き出し、その上に底泥土を遮水性改良に必要な層厚 ΔH_M 量だけ一様に撤き出し、さらに底泥土混合による軟弱化対策が必要な場合にはセメントを規定の添加量だけ散布してから、スタビライザのような混合機械により均一に初期混合 (IM) してから、初期転圧 (IC) して行う。この時に重要なことは、セメントを添加した築堤地盤が既設堤体との間に極端な剛性差

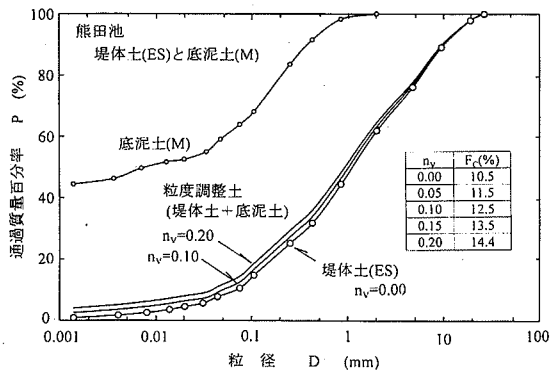


図-4 使用した堤体土, 底泥土, 粒度調整土($n_v=0.1 \sim 0.2$)の粒度曲線

によりクラックが生じる可能性がある場合には, さらに翌日に再度の混合 (RM) と転圧 (RC) を行った後の再固化状態での強度を利用するものとする. この再固化土とする理由は, 初期混合してから転圧しただけの状態での強度より低くなるものの, その変形性がセメント改良前の堤体土単体に類似したものになり, クラックが生じにくくなるからである.

3. 使用した堤体土と底泥土

(1) 堤体土と底泥土の物理特性

実証試験は香川県さぬき市内にある改修工事中の熊田池の池敷で実施したが, その既設堤体土と底泥土の粒度曲線は図-4にそれぞれ示してある. 堤体土は既設堤体の段切り掘削により発生したもので, 自然含水比 $w_{ESn}=17.7\%$ で後述する最適含水比 w_{opt} より湿潤側にあり, 細粒分含有率 $F_c=10\%$ で十分な遮水性を確保するには細粒分がやや不足している. 底泥土は貯水のない状態の池敷 (堤体法尻から約 30m 離れた位置) から採取し, 含水比を池敷内 4 箇所の平均値 $w_{MO}=125\%$ に調整した.

堤体土 (ES) と底泥土 (M) の混合比は, ここでは堤体土の体積 V_{ES} に対する底泥土の体積 V_M の比として

$$n_v = V_M / V_{ES} = (\rho_{ES} / \rho_{EM}) \cdot (W_M / W_{ES}) \quad (1)$$

により表示する. ここで W_{ES} と ρ_{ES} は堤体土の質量と湿潤密度であり, また W_M と ρ_{EM} は底泥土の質量と湿潤密度である. なお, 試験で使用する粒度調整土の供試体を準備するには ρ_{ES} と ρ_{EM} の値が必要であるが, ρ_{ES} は後述する堤体土単体の締固め試験結果から推定した締固め度 $D_c=90\%$ に相当する値 $\rho_{ES}=1.89 \text{ g/cm}^3$ とし, ρ_{EM} は泥土等の高含水比土の湿潤密度 ρ_i ~ 含水比 w 関係²⁾から推定

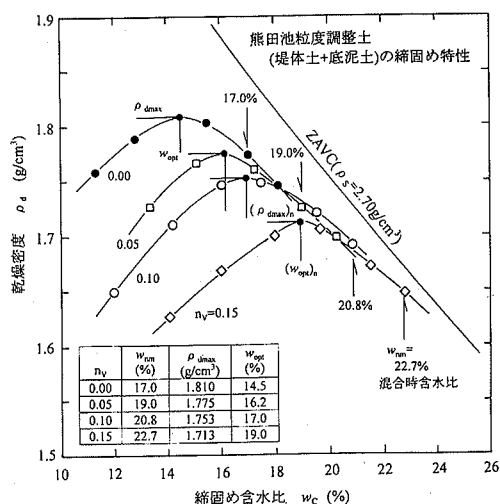


図-5 堤体土と粒度調整土の締固め曲線

した $w_{MO}=125\%$ に相当する値 $\rho_{EM}=1.37 \text{ g/cm}^3$ とした.

(2) 堤体土と粒度調整土の締固め特性

粒度調整土は, 所定の n_v になるように計量した堤体土と底泥土を, 小型ミキサーにより 2 分間攪拌混合して準備した. これらの n_v を変えて底泥土を混合した粒度調整土の代表的なものとして $n_v=0.10, 0.20$ の粒度曲線を既出の図-4に示してある. 粒度調整土の含水比は, 堤体土のそれと区別するために, すべて添字 m を付けて w_{nm} により表示し, これに応じて w_{opt} は $(w_{opt})_m$, ρ_{dmax} は $(\rho_{dmax})_m$ によりそれぞれ表示した.

自然含水比 $w_{ESn}=17.0\%$ にある堤体土の突固め試験 (JIS A1210, A-c 法) から求めた乾燥密度 $\rho_d \sim w_c$ の関係 (●印) を図-5に示す. この図には堤体土に底泥土を $n_v=0.05 \sim 0.20$ の範囲内で変えて混合した粒度調整土の締固め試験から求めた $\rho_d \sim w_c$ 関係のうち $n_v=0.05, 0.10, 0.15$ のデータのみ (□, ○, ◇印) をそれぞれ示す. この図から, 粒度調整土の $\rho_d \sim w_c$ 曲線は n_v の増加に伴ってゼロ空気間隙線 (ZAVC) に沿って右下方に移動し, $(\rho_{dmax})_m$ が減少し, $(w_{opt})_m$ が増加することがわかる. これらの $(\rho_{dmax})_m$, $(w_{opt})_m \sim w_{nm}$ 関係は, 図-6に示すように, w_{nm} に対して直線的に変化するの

$$(\rho_{dmax})_m = c1 + c2 \cdot w_{nm} \quad (2a)$$

$$w_{opt} = c3 + c4 \cdot w_{nm} \quad (2b)$$

のようにほぼ直線で近似できる. そして, この例では堤体土のもともとの w_{ESn} が w_{opt} より湿潤側 ($w_{ESn} > w_{opt}$) にあるため粒度調整土の w_{nm} は $(w_{opt})_m$ より常に湿潤側に

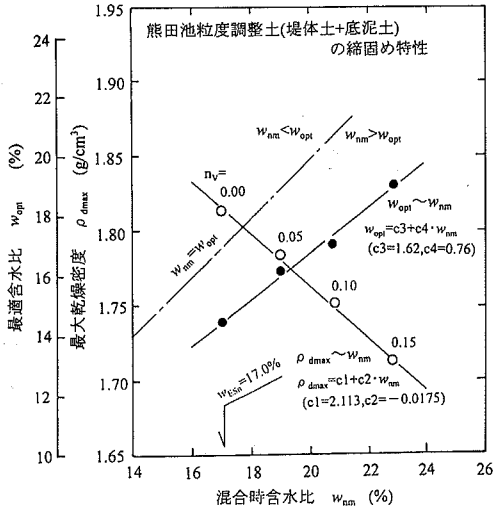


図-6 粒度調整土の $(\rho_{dmax})_m$, $(w_{opt})_m \sim w_{nm}$ 関係

なってしまうことがわかる。

実施工では、ある一定の n_v で堤体土に底泥土を混合して粒度調整しても、ある程度のバラツキがどうしても生じてしまう。そのため n_v のバラツキに応じて $(\rho_{dmax})_m$ の値が変動することになり、締固め試験により求めた粒度調整土の $(\rho_{dmax})_m$ は築堤中の締固め度 D_c の管理に役に立たないことになる。このような場合の D_c を求めるために図-5の関係が利用できる。つまり、母材である堤体土の w_{ESn} が一定であるとすれば、 n_v のバラツキは粒度調整土の w_{nm} の変化となって現れるから、その時の $(\rho_{dmax})_m$ は、粒度調整土を築堤した時に現場で測定した w_{nm} と、予め求めておいた理想的な混合条件での $(\rho_{dmax})_m \sim w_{nm}$ 関係から推定できる。そこで、築堤中の D_c は、この w_{nm} により n_v のバラツキを考慮した $(\rho_{dmax})_m$ を式(2a)より推定し、これと築堤中に測定した ρ_{dm} から

$$D_c = [\rho_{dm} / (\rho_{dmax})_m] \cdot 100 \quad (3)$$

により管理することができる。

4. 底泥土混合量決定のための室内配合試験

堤体土に底泥土を混合した粒度調整土の透水特性を調べるために、明確な応力条件下での透水係数を調べることができる三軸セルを用いた透水試験(変水位型)³⁾を実施した。供試体はすべて $D/H=100\text{mm}/100\text{mm}$ の二つ割りモールド内で、高さ12cmまでを3層に分けて(層厚約40mm)、2.5kgランマーにより $w=w_{ESn}$ 時に堤体土単体を $D_c=90\%$ に締固めることができる締固めエネルギー

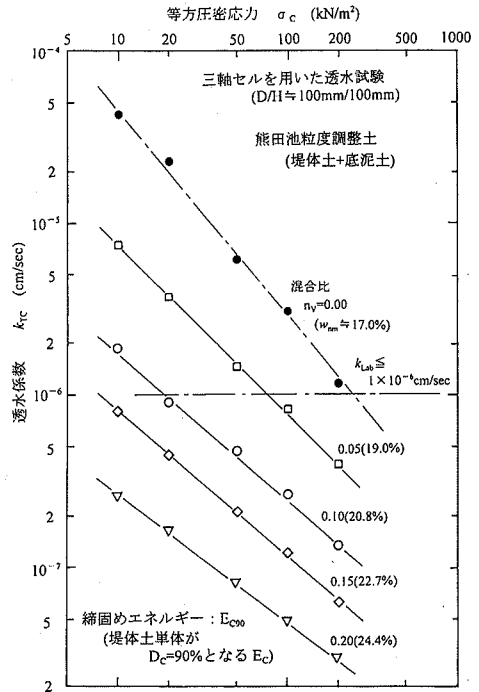


図-7 粒度調整土の $k_{TC} \sim n_v \sim \sigma_c$ 関係 ($w_{ESn} > w_{opt}$)

E_{C90} で突固め、上端部の余盛分をカットして準備した。なお、ここで実施した一軸圧縮試験のうちランマーで突き固めて作製した供試体 $D/H=50\text{mm}/100\text{mm}$ を用いた試験はすべて上記の E_{C90} になるように、ランマーの重量や突固め回数を変えて締固め試験での層厚に合わせた約35~40mm層厚で突き固めて準備した。

図-7には、 $w=w_{ESn}$ にある堤体土に n_v を変えて底泥土を混合した粒度調整土の透水試験から得られた $\sigma_c \sim k_{TC}$ 関係を示す。この図から、粒度調整土の k_{TC} は n_v が増加すると大幅に低下すること、つまり底泥土が $n_v=0.10$ 程度の少量だけを混合すると1オーダー程度まで低下してしまうことがわかる。このことは図-8に示す応力レベル $\sigma_c=20\text{kN/m}^2$ (この値は堤高10m程度の小規模ダムの漏水対策として築造された傾斜遮水ゾーン内の平均的な応力レベルとして想定したもの)における $(k_{TC})_{20}$ と n_v の関係からよくわかる。この堤体と底泥土の組み合わせでは、室内試験によるコア材の遮水性基準値 $k_{Lab}^* \leq 1.0 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ を満足させるには、底泥土混合量を $n_v \geq 0.10$ とすれば十分な遮水性を確保できることがわかる。ただし、もともとの堤体土は $w_{ESn} > w_{opt}$ の状態にあるので、これに高含水比な底泥土を混合した粒度調整土は軟弱化しやすく、堤体の安定に必要とされる強度だけでなく、築堤中の施工機械のトラフィカビリティを確保することさえ難しくなることもある。このよ

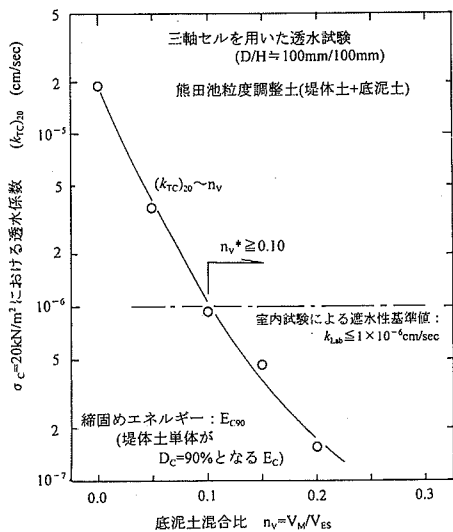


図-8 粒度調整土の $(k_{TC})_{50} \sim n_v$ 関係

うな場合の対策については次章で述べる。

5. 粒度調整土の軟弱化防止対策であるセメント改良のための室内配合試験

(1) トラフィカビリティーの改良

ここで対象とした粒度調整土は、わずかであっても高含水比状態の超軟弱な底泥土を混合したものであるため、堤体土単体よりも軟弱化し、この粒度調整土により築造した堤体の安定性が確保できないだけでなく、築堤中に使用する施工機械のトラフィカビリティーですら確保できないことが懸念される。そこで、粒度調整土のトラフィカビリティー特性を判定するために、堤体土に n_v を変えて底泥土を混合した粒度調整土をモールド内で突き固めて作製した供試体の「縮固めた土のコーン指数試験 (JIS A1228)」を実施した。この試験から求めたコーン指数 $q_c \sim n_v$ 関係を図-9に示すが、これより底泥土混合量が $n_v > 0.1$ の粒度調整土ではブルドーザを走行させる時のトラフィカビリティーの目安⁴⁾となる $q_c = 300 \sim 500 \text{ kN/m}^2$ が確保できない可能性があることがわかる。このような堤体土の粒度調整による軟弱化が問題となる時の対策として、セメント等の固化材を添加した土質改良法が考えられる。実施工では粒度調整土のセメント改良はセメントの添加・混合後に直ちに転圧するので、転圧時のトラフィカビリティーが問題になる。そこで、以下にセメント添加・混合してから縮固めた直後のトラフィカビリティーの改良効果について調べた結果を述べる。セメント添加量はすべて粒度調整土 1 m^3 当たりの

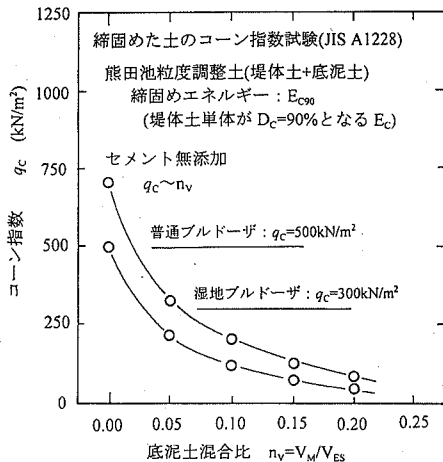


図-9 粒度調整土のトラフィカビリティーの変化 (コーン指数 $q_c \sim n_v$ 関係)

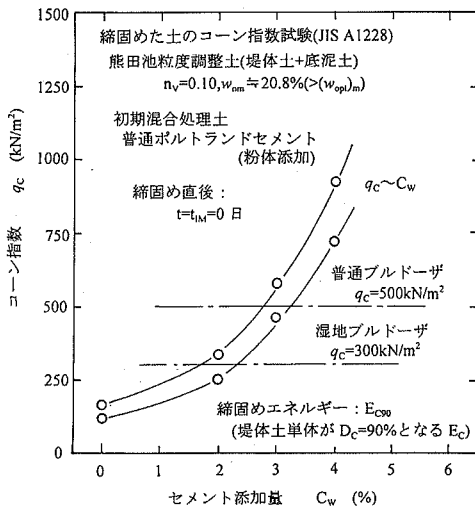


図-10 セメント添加して縮固めた直後の粒度調整土($n_v = 0.10$)の $q_c \sim C_w$ 関係

セメント質量 ΔW_c と粒度調整土の湿潤密度 ρ_{om} から湿潤添加率

$$C_w = (\Delta W_c / \rho_{om}) \times 100 \quad (4)$$

で表示する。なお、粒度調整土の湿潤密度 ρ_{om} は次式で推定するものとする。

$$\rho_{om} = (\rho_{ES} + n_v \cdot \rho_{EM}) / (1 + n_v) \quad (5)$$

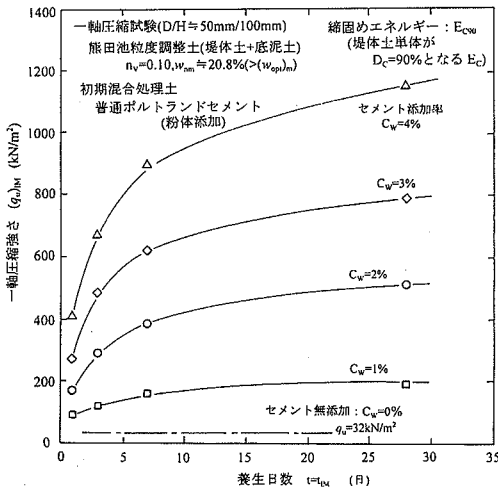


図-1 1 セメント改良した粒度調整土($n_v=0.10$)の強度 $(q_c)_{IM}$ ～養生日数 t_{IM} 関係

図-1 0には、堤体土に遮水性の確保に必要な $n_v=0.10$ 相当の底泥土を混合した粒度調整土を C_w を変えてセメント改良した供試体の $q_c \sim C_w$ 関係を示す。供試体は $n_v=0.10$ に相当する堤体土と底泥土に普通ポルトランドセメントを粉体状態で添加し、ミキサーで2分間攪拌混合し、締め固めエネルギー E_{C90} で突固めて作製した。これより q_c はセメント添加により増加するが、この場合には $C_w > 2\%$ 以上になると急増しトラフィカビリティが大幅に改良されることがわかる。

(2) セメント改良した粒度調整土の強度特性

図-1 1には、粒度調整土をセメント改良した時の強度特性を調べるために、 C_w を変えてセメント改良した $n_v=0.10$ の粒度調整土の一軸圧縮強さ $(q_c)_{IM}$ と養生日数 t_{IM} の関係を示す。図中の $(q_c)_{IM}$ あるいは t_{IM} における添字 IM はセメントを混合して締め固めた状態にある初期混合処理土であることを表している。なお、図中にはセメントを添加していない粒度調整土単体の強度 $q_u=32\text{kN/m}^2$ を横線で示してある。セメント改良による粒度調整土の強度増加特性を調べるために、この図から $t_{IM}=28$ 日目の強度 $(q_c)_{IM28}$ を読み取り、 C_w に対してプロットした関係(●印)を図-1 2に示す。図から、 $(q_c)_{IM28}$ は C_w によりほぼ比例的に増加しており、両者の関係はほぼ直線で近似できることがわかる。

粒度調整土にセメントを添加して混合しただけの初期混合処理土は築堤土として剛性が高くなりすぎ既設堤体との剛性差が大きく、地震時に既設堤体の変形に追従できずにクラックが生じないようにしなければならない。この判断は既設堤体の強度変形特性との相対的な

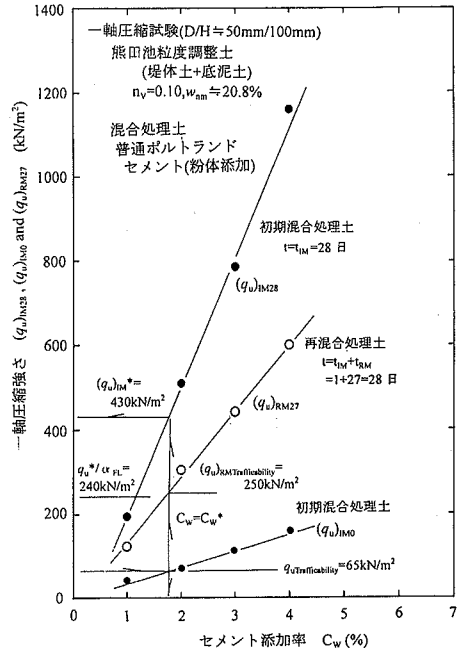


図-1 2 セメント改良した粒度調整土($n_v=0.10$)の $(q_u)_{IM28}$ 、 $(q_u)_{RM28}$ 、 $(q_u)_{IM0} \sim C_w$ 関係

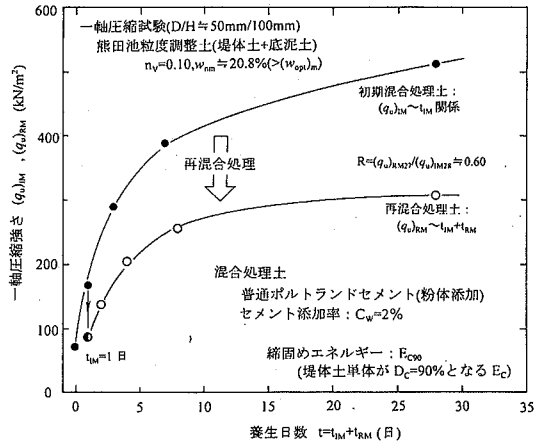


図-1 3 セメント改良した粒度調整土($n_v=0.10$)の $(q_u)_{IM}$ 、 $(q_u)_{RM} \sim$ 養生日数 $t (=t_{IM}+t_{RM})$ 関係

関係に依存するが、ここではおおよその目安として初期混合処理土の強度が既設堤体の倍以上になった場合とし、このような場合には初期混合固化状態をさらに再混合により破壊してから、再度混合してから締め固めた再固化した状態での強度を利用することを考える。例えば、図-1 3には $n_v=0.10$ の粒度調整土にセメント $C_w=2\%$ を添加して混合・締め固めをした初期混合土を、その翌日の $t_{IM}=1$ 日目に再混合して締め固めた時の再固化強度 $(q_c)_{RM}$ と養生日数 $t (=t_{IM}+t_{RM})$ の関係を示す。ここで $(q_c)_{RM}$ と

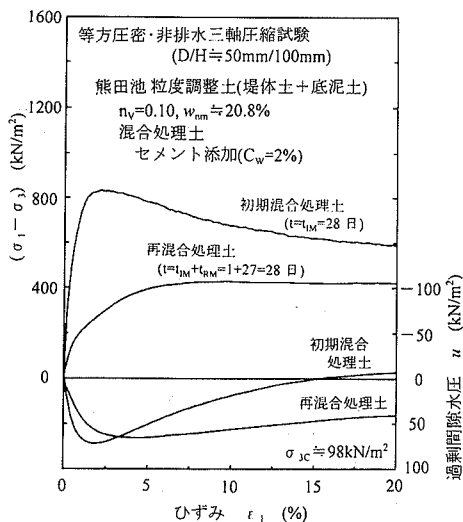


図-1-14 セメント改良した粒度調整土($n_v=0.10$)の初期混合土と再混合土の応力～ひずみ特性の比較

t_{RM} のRMは再混合・再締固めさせた状態にある再混合処理土であることを表している。初期混合土を再混合することで初期固化構造を一旦破壊してから締固めて再固化させた状態での強度(q_c) $_{RM}$ は初期固化処理土状態のおおよそ半分、つまり $t_{IM}+t_{RM}=1+27=28$ 日目の強度比で見るとほぼ $R=(q_c)_{RM27}/(q_c)_{IM28} \approx 0.52$ になっていることがわかる。また、図-1-2には C_w を変えて実施したこのような試験から求めた(q_c) $_{RM27} \sim C_w$ 関係も示したが、両者の関係もほぼ直線で近似できることがわかる。

図-1-4にはセメント改良 ($C_w=2\%$) した粒度調整土 ($n_v=0.10$) の初期混合処理土と再混合処理土の非排水三軸圧縮試験による応力～ひずみ特性を比較してある。図から、再混合処理土は初期混合処理土に比較して同一軸ひずみにおける偏差応力が小さいが、最大値 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に達した以降の応力低下がなく、固化処理土であっても再混合により大変形時でも局所的な変形集中やクラックが生じにくいひずみ硬化型の応力～ひずみ特性になることがわかる。しかし、通常の土質改良土に比較して $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に達した以降の応力低下が顕著でないのはセメント添加量が少ないためと思われる。

(3) 目標強度の設定法

堤体土に底泥土を混合した時の軟弱化対策を行う場合には図-3に示したように、まず堤体土を所定の撤出し層厚 ΔH_{ES} で一層分を撤き出し、その上に底泥土を混合比 n_v に相当する層厚

$$\Delta H_M = n_v \cdot \Delta H_{ES} \quad (6)$$

で撤き出し、さらに目標強度を達成するのに必要なセメントを散布してから、スタビライザー等により均一に混合させることになる。この時の重要なことは、スタビライザー等により混合してから、転圧するときの転圧機械のトラフィカビリティが確保されなければならないことである。これに必要な強度は初期混合当日の $t_{IM}=0$ 日目の $(q_c)_{IM0}$ であり、図-1-2にはこの $(q_c)_{IM0} \sim C_w$ 関係も●印により示した。したがって、目標強度は初期混合処理後の転圧に使用する施工機械のトラフィカビリティに必要な強度 $q_{uTrafficability}$ から設定される。ここでは、これをため池の堤体基礎地盤で要求される機械施工が可能な支持力 (コーン指数 $q_c=490\text{kN/m}^2$ が目安⁵⁾) を満足しなければならないとすると、この q_c と q_u の関係を $q_u=q_c/7.5$ (洪積粘土と沖積粘土の平均)⁴⁾ とすれば $q_{uTrafficability} = (q_u)_{IM0} = 65\text{kN/m}^2$ とおくことができる。この $(q_u)_{IM0}$ は、図-1-2に示したように、最終的には築堤時の $(q_u)_{IM0}$ から固化が進み目標強度の設定日である $t_{IM}=28$ 日目までに発揮される $(q_u)_{IM28}=430\text{kN/m}^2$ となるので、これが初期混合処理時の目標強度 $(q_u)_{IM}^*$ になる。ただし、この $(q_u)_{IM}^*$ が堤体全体の安定計算により粒度調整土で築造する傾斜遮水ゾーンに必要な強度 $(q_u)_{Stability}$ を現場で達成するための現場・室内強度比 α_{FL} を考慮して求められた室内配合強度 $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL}$ を満足していることが必要である。一方、この $(q_u)_{IM}^*$ が $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL}$ を大きく上回り、新設した傾斜遮水ゾーンと既設堤体との間で極端な剛性の相違が生じる可能性がある場合には以下のような対策が必要である。つまり、この極端な剛性差を抑制するために、初期のセメント混合 (IM)・転圧 (IC) の翌日に再混合 (RM) して初期混合時の固化構造時の強度 $(q_u)_{RM1}$ を破壊してから、再転圧 (RC) した時の $t_{IM}+t_{RM}=1+27=28$ 日目の再混合強度 $(q_u)_{RM27}$ を利用して抑えることにする。この時の $(q_u)_{RM27}$ が $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL}$ より大きければ問題ない。しかし、これが $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL}$ より小さい場合には、再混合を行わず、初期混合だけの強度を目標強度とすべきである。つまり、

① $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL} < (q_u)_{RM27}$ の場合

初期混合処理と再混合処理の2度行って築堤するものとし、再混合時の目標強度は $(q_u)_{RM27}=250\text{kN/m}^2$ であり、これを達成するための初期混合時の目標強度は $(q_u)_{IM}^* = (q_u)_{IM28}=430\text{kN/m}^2$ となる。

② $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL} > (q_u)_{RM27}$ の場合

再混合強度では不足する場合で、築堤は初期混合状態で行うものとし、その時の目標とする強度は $(q_u)_{IM28}=430\text{kN/m}^2$ となる。

ここでは、ため池堤体の安定に必要な強度を、仮に $(q_u)_{Stability}=120\text{kN/m}^2$ (堤高 $H=10\text{m}$ 程度のため池堤体の安定に必要な粘着力がおおよそ $c_{Stability}=60\text{kN/m}^2$ であることから) とすると、室内配合試験と現場混合のセメントの

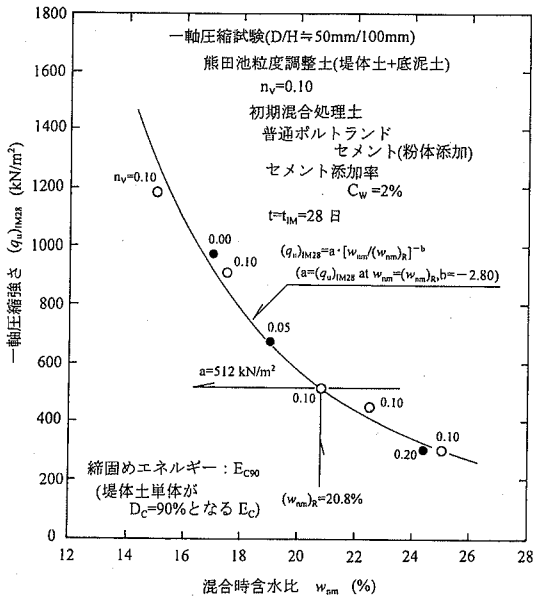


図-15 粒度調整土($n_v=0.10$)の $(q_u)_{IM28} \sim w_{mR}$ 関係

混合条件の相違を補正するための現場・室内強度比 α_{FL} を $1/\alpha_{FL}=2.0$ とおくと $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL}=240\text{kN/m}^2$ になる。したがって、これは①の $(q_u)_{Stability}/\alpha_{FL} < (q_u)_{RM27}$ の場合に相当するので、現場実証試験では再混合処理を行うものとした。

(4) セメント添加量の決定

上述した目標強度 $(q_u)_{IM}^*$ を現場で達成するためのセメント添加量 C_w は配合試験時の含水比 $w_{nm}=(w_{nm})_R$ が基準になり、これを実施工時の混合前の堤体土や底泥土の含水比により補正しなければならない。

まず、基準含水比 $w_{nm}=(w_{nm})_R$ における $C_w=C_w^*$ は、図-12のセメントを添加した粒度調整土 ($n_v=0.10$) の $(q_u)_{IM28} \sim C_w$ 関係を

$$C_w = A + B \cdot (q_u)_{IM28} \quad (7)$$

で近似した直線式に $(q_u)_{IM28}=(q_u)_{IM}^*=430\text{kN/m}^2$ を代入して得られる (この例の C_w^* は $w_{ESi}=17\%$ の堤体土に $w_{MO}=125\%$ の底泥土を $n_v=0.10$ で混合した時の粒度調整土の含水比 $w_{nm}=(w_{nm})_R=20.8\%$ を基準にした時の値)。

堤体土の含水比 w_{ES} は堤体位置や落水後の放置期間により、底泥土の含水比 w_M は落水後の放置期間や堆積位置・深さなどにより変動するため、堤体土に底泥土を混合した粒度調整土の含水比 w_{nm} もこれに応じて変動する。このため、セメント添加量 C_w は、目標強度を確保し、あるいは必要以上の高い強度にならないように基準含水

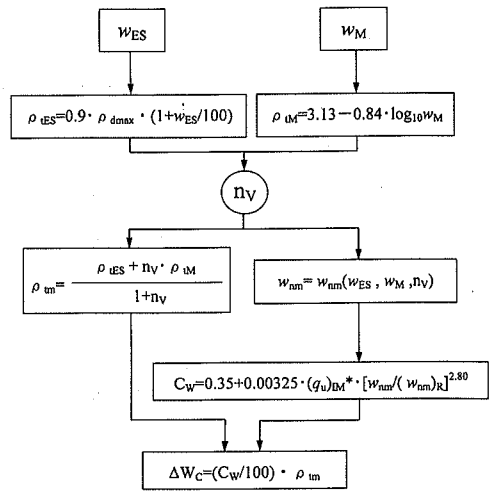


図-16 セメント添加量 ΔW_c の決定手順

比 $(w_{nm})_R$ と w_{nm} との差に応じて $w_{nm}=(w_{nm})_R$ における基準セメント量 C_w^* を加減しなければならない。これは、以下のように行うものとする。

$n_v=0.10$ の底泥土を混合した粒度調整土を加水あるいは乾燥させることで w_{nm} を調整したもの(○印)と、 w_{nm} が異なるように $n_v=0.00, 0.05, 0.10$ と変えた粒度調整土(●印)をそれぞれ $C_w=2\%$ のセメントにより混合処理した場合の強度 $(q_u)_{IM28}$ と w_{nm} の関係を図-15にそれぞれ示す。このような含水比の異なる粒度調整土の $(q_u)_{IM28}$ と w_{IM28} の関係は n_v (底泥土の混合量)によらず一本の曲線関係上にあり、この曲線は $(q_u)_{IM28}$ を基準とする含水比 $w_{nm}=(w_{nm})_R$ 時の強度 a により、また w_{nm} を $(w_{nm})_R$ により正規化した

$$(q_u)_{IM28} = a \cdot [w_{nm} / (w_{nm})_R]^b \quad (b = -2.80) \quad (8)$$

のような指数関数によりほぼ近似できることがわかる。

したがって、 $w_{nm}=(w_{nm})_R$ における強度 $a=(q_u)_{IM28}$ を求めれば、上式の関係を利用して $(q_u)_{IM28}$ に及ぼす w_{nm} の影響を考慮することができる。つまり、前述の $C_w \sim (q_u)_{IM28}$ 関係を近似した式(7)と上式を組み合わせ

$$C_w = A + B \cdot a = A + B \cdot (q_u)_{IM28} \cdot [w_{nm} / (w_{nm})_R]^b \quad (9)$$

により、粒度調整土の w_{nm} と基準とする $(w_{nm})_R$ との差に応じて C_w^* を加減する。

粒度調整土の w_{nm} は、堤体土の w_{ES} 、底泥土の w_M 、これらの混合比 n_v に関係し、粒度調整してから測定するには施工手順上迅速性に欠けるので次式により算定するものとする。

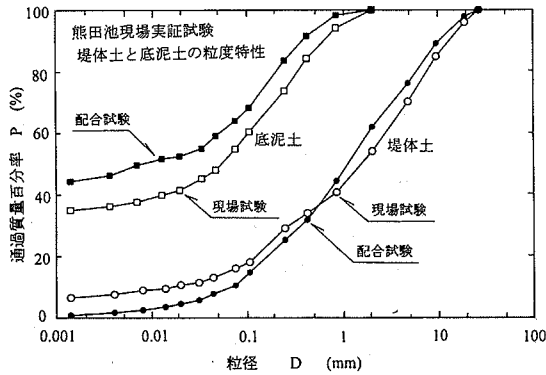


図-17 現場実証試験と室内配合試験に使用した堤体土と底泥土の粒度曲線の比較

$$w_{nm} = (w_1 + w_2)100/w_3 \quad (10)$$

$$w_1 = (w_{ES}/100) \cdot (1 + w_M/100)$$

$$w_2 = (\rho_{IM}/\rho_{ES}) \cdot n_V \cdot (w_M/100) \cdot (1 + w_{ES}/100)$$

$$w_3 = (1 + w_M/100) + (\rho_{IM}/\rho_{ES}) \cdot n_V \cdot (1 + w_{ES}/100)$$

ここで、 ρ_{ES} は堤体土の締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax} の90%相当の湿潤密度

$$\rho_{ES} = 0.9 \cdot \rho_{dmax} \cdot (1 + w_{ES}/100) \quad (11)$$

とする。また ρ_{IM} は高含水比土の湿潤密度 ρ_t ~ 含水比 w 関係²⁾を片対数式で近似した

$$\rho_{IM} = 3.13 - 0.85 \cdot \log_{10} w_M \quad (12)$$

により算定するものとする。

以上述べてきたセメント添加率 C_w を決定するまでの流れを図-16に示す。

6. 現場実証試験

現場実証試験は、図-3に示した施工手順に従って、実施工で採用可能と思われる施工機械（混合機械は3種類を選択）を使用し

- (1)室内配合試験で設定した堤体土と底泥土の混合比 n_V をもつ粒度調整土を現場で製造したときの各混合機械の混合性能と効率の確認
- (2)既設堤体土の底泥土混合による軟弱化対策であるセメント改良の効果や室内配合試験結果により確立したセメント添加量決定法の適用性の確認
- (3)実証試験で施工したセメント改良した粒度調整土の

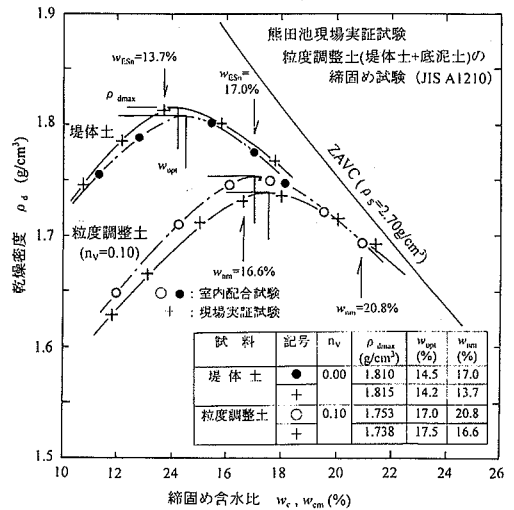


図-18 現場実証試験と室内配合試験に使用した堤体土と粒度調整土の締固め曲線の比較

強度と遮水性の調査を行うことを目的に実施した。

(1) 現場実証試験と室内配合試験で使用した堤体土と底泥土の比較

図-17には現場実証試験に使用した試料（堤体土：○印、底泥土：□印）が室内配合試験（●印、■印）に使用したものと同一であることを確認するために、実証試験の後に実施した粒度試験の結果を示す。また、図-18には堤体土と、堤体土に $n_V=0.1$ で底泥土を混合した粒度調整土の締固め曲線をそれぞれ示す。これらより、試料は粒度曲線と締固め曲線ともに類似した形状にあり、ほぼ同一の材料とみなせる。ただし、実証試験で使用した堤体土は堤体から掘削して一ヶ月程度試験ヤード脇に仮置きしておいたため、堤体堆積状態の含水比からやや乾燥してしまい、現場での含水比が $w_{ESn}=13.7\%$ と最適含水比よりも乾燥側になった。また底泥土の含水比も室内配合試験に使用したものよりやや低く $w_0=120\%$ であった。このため、底泥土を混合した状態の含水比 w_{nm} も最適含水比よりもやや乾燥側にある。

次に、図-19には現場実証試験と室内配合試験における粒度調整土の $(k_{TC})_{20} \sim n_V$ 関係を示すが、同一の n_V でも現場実証試験の粒度調整土の $(k_{TC})_{20}$ がわずかであるが大きいことがわかる。これは現場実証試験の堤体土がやや高い含水比状態にあるためではないかと思われる。このことと、後述するように実施工では底泥土の堤体土への撤出しをバックホウのバケットを計量容器代わりにして行うことになるが、底泥土の撤出し管理をきめ細かい制御ができないことを考慮して、 n_V は現場実証試験に

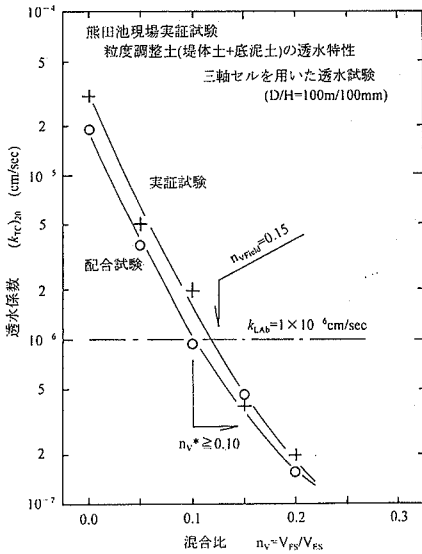


図-19 現場実証試験と室内配合試験での 粒度調整土の $(k_{TC})_{50} \sim n_v$ 関係

おける施工では安全側に5割増しの値 $n_v = n_{v,field} = 0.15$ を目標とした。したがって、底泥土の撤出し層厚 ΔH_M は後述するように、堤体土の撤出し層厚 $\Delta H_{ES} = 0.3 \sim 0.6$ m に応じて式(6)より $\Delta H_M = n_{v,field} \cdot \Delta H_{ES} = 0.15 \times (0.3 \sim 0.6) = 0.045 \sim 0.09$ m を目安とする。

(2) 現場実証試験でのセメント添加量の決定

現場実証試験でのセメント添加量 C_W は図-16の手順にしたがって決める。まず、堤体土の密度 ρ_{ES} は締め試験による最大乾燥密度 $\rho_{d,max} = 1.810 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w_{ES} = 13.7\%$ と式(11)より $\rho_{ES} = 0.9 \cdot \rho_{d,max} \cdot (1 + w_{ES}/100) = 1.852 \text{ g/cm}^3$ となる。また、底泥土の ρ_{EM} は含水比 $w_M = 120\%$ と式(12)から $\rho_{EM} = 3.13 - 0.84 \cdot \log_{10} w_M = 1.383 \text{ g/cm}^3$ となる。また、 $n_v = 0.10$ の粒度調整土の含水比 w_{nm} は式(10)と、堤体土の ρ_{ES} と w_{ES} 、底泥土の ρ_{EM} と w_M から、 $\rho_{nm} = (\rho_{ES} + n_v \cdot \rho_{EM}) / (1 + n_v) = 1.809 \text{ g/cm}^3$ 、 $w_{nm} = 17.6\%$ となる。したがって、 $w_{nm} = 17.6\%$ におけるセメント添加率 C_W は、目標強度 $(q_u)_{M28} = 430 \text{ kN/m}^2$ と式(9)から $C_W = 0.35 + 0.00325 \cdot (q_u)_{M28} \cdot (w_{nm}/20.8)^{2.80} = 1.23\%$ となるので、セメント添加量は式(4)より $\Delta W_C = (C_W/100) \cdot \rho_{nm} = 23 \text{ kg/m}^3$ となる。

セメント添加量には現場で均一な混合を達成するための最小添加量があり、これがおおよそ 50 kg/m^3 とされているが²⁾、上記の値はこれを下回っている。ここでは、第5章(2)節で前述したように既設堤体部との剛性差を少なくするにはセメント添加量を少なくすることが重要であるため、セメント改良した粒度調整土で築造した傾斜遮水ゾーンと既設堤体の間で極端な剛性差が生

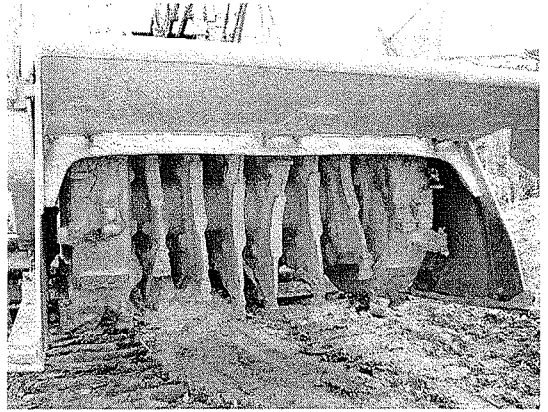


写真-1 使用したスタビライザーの攪拌翼部 (S)

じないようにすることを最優先し、添加量が少ない場合には混合回数を増やすなどして均一な混合によりこのことを達成するものとする。

セメントの堤体土への添加は 25 kg 詰めの袋から人力による粉体状態での直接散布とし、その区画割の散布面積 A は以下のように決めた。 $\Delta W_C = 23 \text{ kg/m}^3$ とするためのセメント1袋当りの混合可能な堤体土の体積 V は $V = W_C / \Delta W_C = 25/23 = 1.09 \text{ m}^3$ であるから、 A は粒度調整土の層厚 ΔH が $\Delta H = \Delta H_{ES} + \Delta H_M = \Delta H_{ES} \cdot (1 + n_v) = 0.33 \sim 0.66 \text{ m}$ となるから、 $A = V / \Delta H = 1.09 / (0.33 \sim 0.66) = 3.30 \sim 1.65 \text{ m}^2$ となる。すなわち、セメントは堤体土の撤出し層厚が $\Delta H_{ES} = 0.3 \text{ m}$ の場合には 3.3 m^2 に、 $\Delta H_{ES} = 0.6 \text{ m}$ の場合には 1.65 m^2 にセメント1袋を配置し開封後レーキ等で均一に敷均して散布することにした。

(3) 使用した混合機械

実証試験で採用した混合機械は、実施工において堤体土と底泥土を混合するのに適用可能性の高いものの中から以下の3種類を選択したが、いずれも回転型の攪拌翼による混合機構を有している。

①スタビライザー (S)

この機械は写真-1に示すように軟弱地盤でも自走可能なクローラ式で大型の回転型攪拌翼により混合するもので、攪拌幅約 2 m 、深さ 70 cm まで連続的な攪拌混合が可能で、混合の均一性に優れており約 $300 \sim 400 \text{ m}^3/\text{h}$ の混合能力を有している。

②バックホウ・スタビライザー (BH-S)

この機械は写真-2に示すようにバックホウのバケットを①のスタビライザーに近い攪拌機構を小型化したスタビライザー装置と交換したもので、攪拌幅は約 1.4 m 、深さは約 32 cm である。混合攪拌はスタビライザー一部を水平に移動させて行うもので、ある程度連続的な混合が可能で約 $50 \sim 80 \text{ m}^3/\text{h}$ の混合能力を有し小規模な工事に

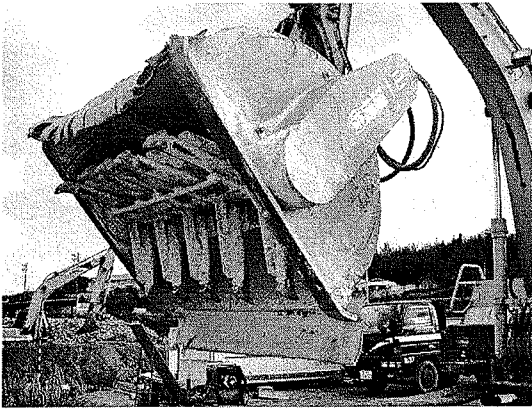


写真-2 使用したバックホウ・スタビライザー (BH-S)

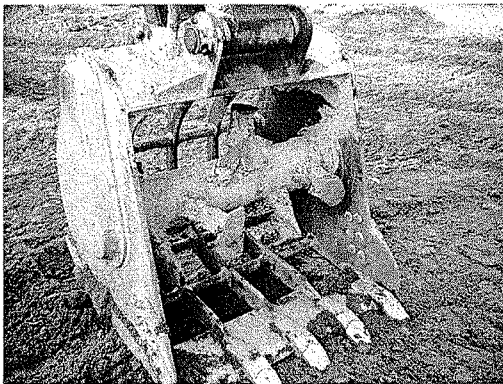


写真-3 使用したバケット・ミキシング (BH-M)

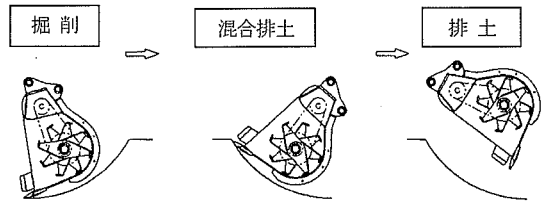


図-20 バケット・ミキシング (BH-M) 7)

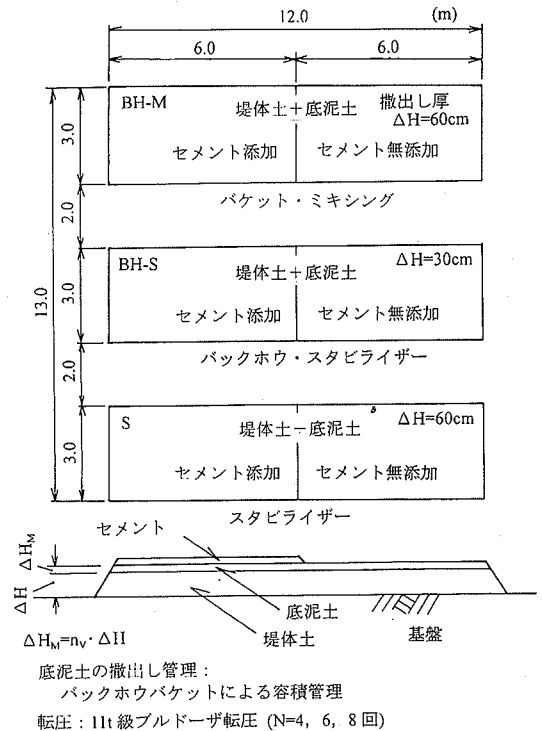


図-21 試験ヤードの概要

適している。

③バケット・ミキシング (BH-M)

この機械は写真-3に示すようにバックホウのスケルトンバケット内に回転翼を装着したもので、攪拌幅は約1mで②とほぼ同じであるが、深さが約70cmである。混合機構は、図-20に示すように、スポット的に掘削して混合排土するもので、混合が不連続的になるので混合ムラが生じやすいようであるが、小規模な工事に適しており最大約50m³/hの混合能力がある。

以上の混合機械のうち、①は大規模な工事を想定した場合の機械として選択したもの、②と③は小規模な工事を想定した場合の混合機械として選択したものである。

(4) 試験ヤードの概要

試験ヤードは、図-21に示すように、混合機械の種類に応じてS (スタビライザー)、BH-S (バックホウ・スタビライザー) そしてBH-M (バケット・ミキシング) の3列の区画を設け、さらにこれらを

- (a)セメント添加地盤：堤体土+底泥土+セメント
 - (b)セメント無添加地盤：堤体土+底泥土
- の2つに分け、合計6種類の区画からなる。また、これら3列の区画は、使用した混合機械の混合性能に合わせて、堤体土の撤出し層厚ΔHをそれぞれS列とBH-M列はΔH=60cm、BH-S列はΔH=30cmとした。

堤体土は各列の所定の撤出し層厚ΔH_{ES}で撤き出し、底泥土はΔH_{ES}に応じて規定の現場での混合比n_{vField}になるようにバックホウのバケットを容器にして層厚ΔH_M=n_{vField}・ΔH_{ES}≒5~9cmを目安に撤き出した。写真-4にバケットを計量容器にした底泥土の撤出し状況を示す。そして、各列の半分のセメント添加部分だけに規定の添加率C_wに相当する量のセメントを上述べたよう



写真-4 バケットによる底泥土の撒出し状況



写真-7 バックホウ・スタビライザーによる混合状況



写真-5 セメントの粉体散布の状況



写真-8 バケット・ミキシングによる混合状況



写真-6 スタビライザーによる混合状況

に 25kg 詰め袋による粉体状態で散布した。写真-5には人力によるセメント散布状況を示す。

各列の堤体土、底泥土とセメント、あるいは堤体土と

底泥土を、指定の混合機械により初期混合 (IM) した。スタビライザーによる混合状況を写真-6に、バックホウ・スタビライザーによる混合状況を写真-7に、またバケット・ミキシングによる混合状況を写真-8にそれぞれ示す。これらの混合は前述したようにセメント添加量が少ないので、均一な混合状態とするために2度行った。これらの混合作業の後にセメント無添加地盤でもトラフィカビリティーを確保しやすい 11t 級ブルドーザにより初期転圧 (IC) した。なお、セメント添加をした区画はセメント改良土の高強度化を抑制するために、翌日 ($t_M=1$ 日)に前日と同様に、再度混合 (RM) することで初期混合固化状態を破壊してから、再転圧 (RC) した。

7. 粒度調整地盤での各種調査結果

粒度調整土地盤のブルドーザ転圧による密度 ρ_d や強度 (トラフィカビリティー) の変化を調べるために、ス

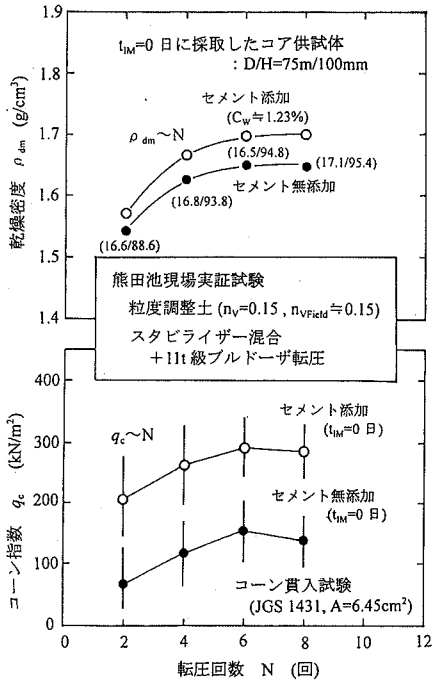


図-2-2 スタビライザー混合粒度調整地盤の転圧回数 N による密度 ρ_d とコーン指数 q_c の変化

スタビライザーにより混合したセメント無添加地盤とセメント添加地盤の初期混合後 ($t_{im}=0$ 日) に 11t 級ブルドーザによる転圧回数 N による ρ_d とコーン指数 q_c の変化をそれぞれ調べた結果を図-2-2 に示している。なお、施工中の締固め程度の管理は、以下に示すようにセメント無添加地盤とセメント添加地盤とで分けて行った。

セメント無添加地盤の締固め程度の管理は、通常の土工事と同様に ρ_{dm} の測定による締固め度 D_c を求めて行ったが、この D_c は ρ_{dm} と、これと同時に測定した w_{nm} により後述する図-2-3 に示す ($\rho_{dmax,m} \sim w_{nm}$) 式から推定した ($\rho_{dmax,m}$) により算定した。この時の w_{nm} と D_c の値は図-2-2 の記号脇に (w_{nm}/D_c) により示してある。なお、これらの ρ_{dm} と w_{nm} の測定は地盤面から深さ約 10cm 位置からコアカッター法 (JGS 1613) に準じた方法で採取した 3 本のコア供試体 ($D/H=75\text{mm}/100\text{mm}$) の平均値から求めた値である。そして、図-2-3 には現場実証試験で使った堤体土に $n_v=0.10$ の底泥土を混合した粒度調整土の ($\rho_{dmax,m}$)、($w_{opt,m}$) と w_{nm} の関係 (図-1-8 のうちの + 印で示した現場実証試験料のデータ) を第 2 章 (2) 節で述べた式 (2a) と式 (2b) で近似した直線関係をそれぞれ示すが、図-6 に示した室内配合試験で使った試料と違って、もとの堤体土の w_{ESn} が w_{opt} より乾燥側 ($w_{ESn} < w_{opt}$) にあるため粒度調整土の w_{nm} は ($w_{opt,m}$) より常に乾燥側になっていることに注意してほしい。

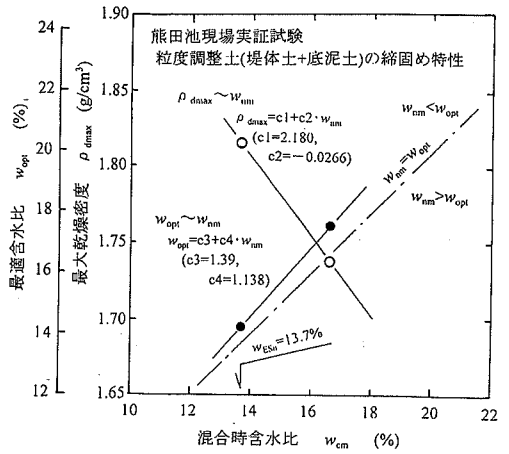


図-2-3 現場実証試験で使った堤体土と粒度調整土の ($\rho_{dmax,m}$)、($w_{opt,m} \sim w_{nm}$) 関係

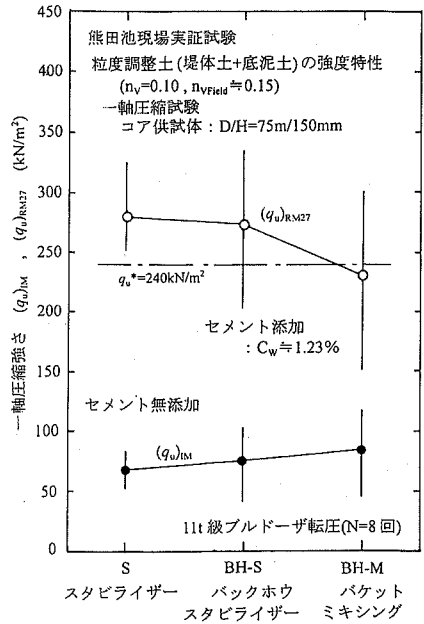


図-2-4 3種類の粒度調整土地盤の強度の比較

セメント添加地盤での締固め程度の管理はコーン指数 q_c 測定による直接管理を行うものとした。この時の q_c は同一区画内で測定した 8 点の平均値を記号により、最大・最小値の範囲を縦線によりそれぞれ図-2-2 に示した。図から、初期転圧時の q_c の値がセメント添加地盤でさえも普通ブルドーザのトラフィカビリティーの目安値である $q_c=300\text{kN/m}^2$ を下回っており、転圧機械のトラフィカビリティーには注意が必要になることがわかる。

図-2-2 から、転圧回数の増加に伴いセメント無添加

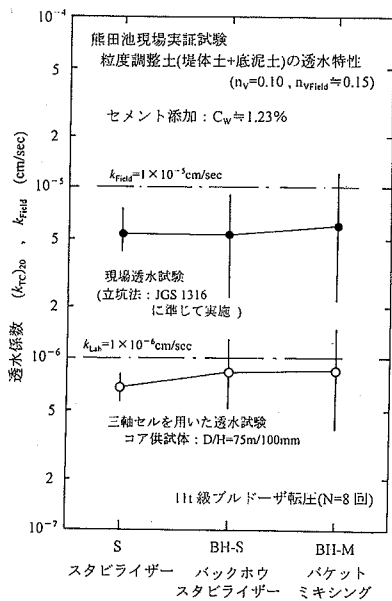


図-25 3種類のセメント添加した粒度調整土地盤の透水係数の比較

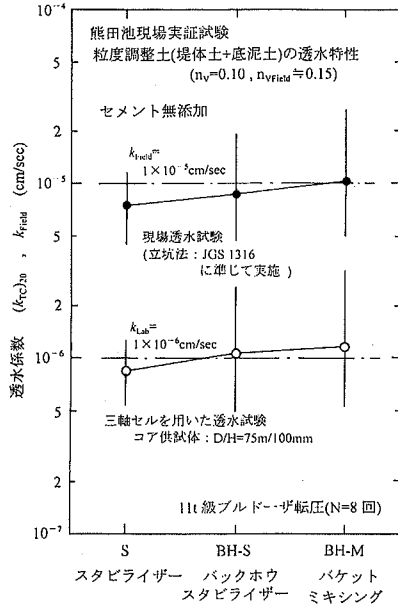


図-26 3種類のセメント無添加の粒度調整土地盤の透水係数の比較

地盤の ρ_{dm} やセメント添加地盤の q_c が増加するが、これらの ρ_{dm} や q_c は明らかに $N=6\sim 8$ 回で頭打ちあるいはやや低下するなど過転圧状態になることがわかる。そこで、ここでは、転圧地盤での各種調査はすべて転圧回数 $N=8$ 回目において実施することにした。

3種類の混合機械で粒度調整した地盤の強度を調べるために、 $N=8$ 回転圧した各区画の地盤面から採取したコア供試体 ($D/H=75\text{mm}/150\text{mm}$) の一軸圧縮試験から求めたセメント添加地盤の強度 (q_{uRM27}) と、セメント無添加地盤の強度 (q_{uIM}) を求め、混合機械による強度の比較をした結果を図-24に示す。図中の記号は3本のコア供試体の平均値と、縦線は最大・最小値の範囲を示している。この図から、セメント添加地盤での強度はスタビライザーが最も大きく、目標強度も満足し、さらに最大・最小値のバラツキ範囲も小さいが、これは面的に連続的な混合が可能なためと思われる。これに対して、バックホウ・スタビライザー、バケット・ミキシングでは、平均値は目標強度をほぼ満足しているが、強度のバラツキ範囲が大きく、最小値が目標強度を下回っている。セメント無添加地盤でも同様に最大・最小値のバラツキ範囲がスタビライザー、バックホウ・スタビライザー、バケット・ミキシングの順に大きくなることがわかる。バラツキ範囲が大きいことは混合ムラが大きく均一な混合ができていないことを意味することから、混合性能はスタビライザーが最も優れ、バックホウ・スタビライザー、バケット・ミキシングの順に低くなることわかる。ま

た、施工効率は各機械ともに表示された性能の土量をほぼ混合できることから、スタビライザーが格段に優れており、他の2機種はこれにほぼ同じレベルにあった。

次に、3種類の粒度調整土地盤の遮水性を確認するために、各区画地盤面で実施した現場透水試験 (立坑法: JGS1316 に準じて実施) による透水係数 k_{Field} と、地盤面から採取したコア供試体 ($D/H=75\text{mm}/100\text{mm}$) の三軸セルを用いた透水試験による ($k_{TC}20$) をそれぞれ求めた。セメント添加した粒度調整地盤の結果を図-25に、セメント無添加の場合を図-26にそれぞれ示す (既設埴体土単体の室内試験による透水係数は図-8から $(k_{TC}20) \approx 2 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ である)。これらの図中の記号は平均値 (3本の供試体) と、縦線は最大・最小値の範囲を示している。また、図中には一般的な現場試験による遮水性基準値 $k_{Field}=1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と室内試験による基準値 $k_{Lab}=1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ もそれぞれ示す。締固め土は透水性に異質性があり、締固め面に平行な方向の透水係数が大きい。このため、締固め面に平行方向の透水性の影響を強く受けやすい現場試験による透水係数は締固めた面に対して直交方向に透水させる室内試験による値よりも大きくなることから、室内試験の基準値は現場試験の値に対して余裕をみて一桁小さい値で設定されるのが一般的である⁸⁾。これらの図から以下のことがわかる。セメント添加地盤での透水係数 ($k_{TC}20$) と k_{Field} は、その平均値はスタビライザー混合地盤が最も小さいが、3種類の混合機械による相違は少ない。また、 $(k_{TC}20)$ と k_{Field} の最大・最

粒度調整土(堤体土+底泥土)の強度・透水特性
セメント添加: $C_w = 1.23\%$

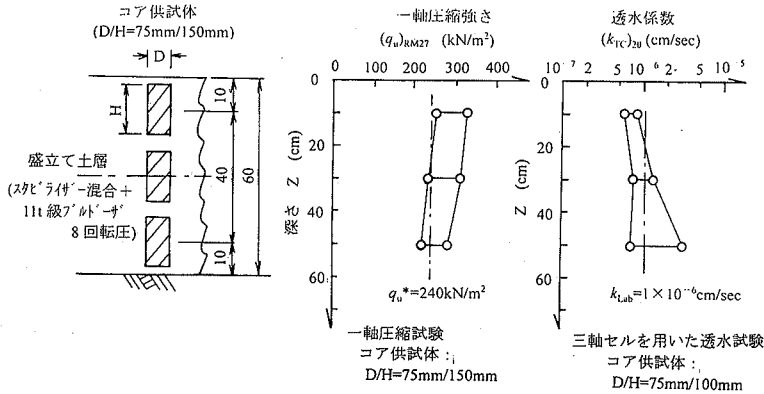


図-27 粒度調整土地盤の深さ方向の強度と透水係数(スタビライザー混合地盤)

小値のバラツキ範囲はスタビライザーが最も小さく、バックホウ・スタビライザー、バケット・ミキシングでは大きいことがわかる。セメント無添加地盤でも同様の傾向にある。 $(k_{TC})_{20}$ と k_{field} のバラツキ範囲が大きいことは混合ムラが大きく均一な混合ができていないことから、強度の場合と同様に混合性能はスタビライザーが最も優れ、バックホウ・スタビライザー、バケット・ミキシングの順に低くなるのがわかる。

この現場実証試験では混合機械で撒出し層厚を変えたが、層厚 $\Delta H = 60\text{cm}$ で施工したスタビライザー混合地盤の深さ方向の強度 $(q_u)_{RM27}$ と透水係数 $(k_{TC})_{20}$ について調べた結果を図-27に示す。これは、深さ位置が表面から10cm、30cm、50cmの3箇所から採取したコア供試体の $(q_u)_{RM27}$ と $(k_{TC})_{20}$ を示したものである。この図から、 $(q_u)_{RM27}$ や $(k_{TC})_{20}$ は平均値が深さ方向に目標値を満足しているが、下層部ほどバラツキの範囲が大きく均一性に問題があることがわかる。これは、下層ほど混合機械の攪拌翼による攪拌が十分に行われにくく、やや混合ムラが生じやすいこと、あるいは転圧時に転圧力が届きにくいことなどが原因と思われる。したがって、混合機械の性能表示上の混合深さをそのまま撒出し層厚にした築堤施工は、撒出し・転圧の施工効率が良いが、均一な堤体築造のためには問題があるようであり、性能表示上の混合深さより小さくした施工とすべきであろう。

8. あとがき

老朽ため池の漏水対策工事では築堤土が入手困難な状況にあるが、本報告は既設堤体土に底泥土を混合した

粒度調整土の築堤土としての適用性を実施レベルで確認するために、既設堤体土と底泥土の現場混合の基本的な施工手順を再現した現場実証試験を実施し、以下の結論を得た。

- (1) 遮水性の不足する既設堤体土は、適切な混合機械により室内配合試験により設定された量の底泥土を均一に混合して粒度調整すれば、実施レベルでも十分な遮水性を確保できる。
- (2) 現場での既設堤体土+底泥土(+セメント)の混合性能はスタビライザーが混合の均一性、混合効率において最も優れている。これは一定深さの地盤を連続的に混合ができるためと思われる。バックホウ・スタビライザーやバケット・ミキシングの混合性能はスタビライザーに比較すると均一性や混合効率に劣るが、これら両者間にはその差はほとんどない。
- (3) このため、実施工では規模に関係なくスタビライザーの使用が望ましい。小規模工事においてスタビライザーが大きすぎて採用しにくい場合にはこの機械と同様の一定深さの連続的混合が可能な機械(例えば農耕トラクターによる薄層撒出しと多数回混合)の選択が望ましい。
- (4) 堤体土に遮水性改良のために底泥土を混合すると軟弱化し、堤体安定に必要な強度や施工機械のトラフィカビリティーを確保できない場合の対策として、セメント添加による土質改良法を検討した。その際のセメント添加量は、施工機械のトラフィカビリティーや堤体安定に必要な強度を確保でき、かつ既設堤体部との極端な剛性差が生じないように、室内配合試験による決定法を提案した。これは目標強度を確保し、かつ必要以上に高い強度にならないよ

うに、再度の混合・転圧の実施や粒度調整土の含水比を考慮するものである。

以上みてきたように、既設堤体土を活用して、これに底泥土を混合して遮水性を改良した粒度調整土を築堤土とする方法は、老朽ため池の堤体の漏水対策に必要な築堤土の現地調達を可能とするもので、築堤土の入手難を解決するための有望な方法と考えられる。

老朽化ため池の堤体は波浪侵食等により変形しており、これを段切り掘削して発生した堤体土だけでは、必要とする築堤土が計画築堤土量に不足することが想定される。しかし、この底泥土混合による遮水性改良法は、既設堤体からの掘削発生土だけで不足する場合には、遮水性に問題がある土にも適用して遮水性を改良すれば使用可能な築堤土にすることができるので、外部調達の土選択の幅を広くすることができる。また、この築堤土の外部調達量を少なく抑えるには、粒度調整土をセメント改良により強度を確保して、法面を急勾配にすることにより達成できよう。

謝辞：本研究は農林水産省官民連携新技術研究開発事業「豪雨と地震に対するため池の耐久性・遮水性向上技術の開発」の一部として実施したものであり、研究推進には農林水産省農村振興局整備部設計課の関係諸氏による協力、現場実証試験の実施には中国四国農政局香川農地

防災事業所の関係諸氏による協力があつたことを記して謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男: 堤体土に底泥土を混合した粒度調整土の遮水用築堤土への適用性, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.357-373, 2002.
- 2) (社)セメント協会編: セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第二版), 技報堂, 1994.
- 3) Fukushima, S. and Ishi-i, T.: An Experimental Study of Permeability Coefficient of Filldam Core Materials, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.32-46, 1986.
- 4) (社)日本道路協会編: 道路土工施工指針, p.47, 1986.
- 5) 農林水産省構造改善局編: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業土木学会, p.25, 2000.
- 6) 農林水産省構造改善局編: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業土木学会, p.21, 2000.
- 7) (社)日本建設機械化協会編: 日本建設機械便覧 1998 年度版, 1998.
- 8) 建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室: フィルダム遮水材料の透水係数の規格値, ダム技術, No.101, pp.59-61, 1995.

(2003. 7. 22 受付)

FIELD TEST TO CONFIRM APPLICABILITY OF PREVENTING METHOD OF LEAKAGE UTILIZING EMBANKMENT SOIL IN OLD EARTH DAM

Shinji FUKUSHIMA, Akira KITAJIMA, Shigeru TANI,
Osamu HIROTA and Kaoru SUMIKAWA

Recently, we have a very difficulty to prevent the leakage of the old earth dams because of the shortage of suitable impervious embankment soil. Authors suggested yet the preventing method of leakage of the old earth dam by utilizing the existing embankment soil of the dam. This method is the mechanical stabilization by mixing the embankment soil obtained from the existing dam that needs to prevent the leakage and the mud soil in the reservoir. This paper represents the results of field test performed to investigate the applicability this preventing method.