

固化処理した底泥土により築造した 均一型堤体盛土の強度・遮水特性

福島伸二¹・北島 明²・谷 茂³・石黒和男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 正会員 (株)フジタ 土木本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-25-2)

老朽ため池は早急な改修が必要とされていても、改修に使用する強度や遮水性に適した築堤土が池近傍で入手しにくくなっている例が増えている。このような状況を解決するために、今まで廃棄していた池内にある底泥土をセメント系固化材により所要の強度と遮水性を満足するように築堤土に改良して、底泥土の除去と堤体改修を同時に可能とする碎・転圧盛土工法を開発してきた。ここではこの工法をある老朽ため池の堤体拡張工事に適用して均一型の堤体を築造した事例を紹介するとともに、そこで築造した堤体の強度特性と遮水性を確認するための調査結果を報告する。

Key Words : old earth dam, irrigation reservoir, mud soil, cement-stabilized soil, crushed and compacted soil, strength, permeability, renewal of embankment

1. はじめに

一般に、ため池は小規模であるが、築造年代も古く老朽化により堤体の断面不足や漏水等により早急な改修が必要とされており、また池内には貯水容量の低下や水質悪化の原因となる底泥土が厚く堆積し、その除去処分を必要とされている場合が多い。しかし、最近では堤体改修に使用する強度や遮水性に優れた築堤土をダム近傍で確保しにくくなっている。そこで、著者らはこれまでに池内の底泥土を固化処理して築堤土として有効活用でき、底泥土の除去処分と堤体改修を同時に可能にする碎・転圧盛土工法を開発してきた^{1)~3)}。

この工法は、セメント系固化材を添加・混合して一定期間 t_s だけ固化させた底泥土（初期固化土）を、規定の最大粒径 D_{max} で解碎し、通常土の場合と同様に、一定の層厚で撒出して敷均した後に転圧して（碎・転圧土）、既設堤体の漏水対策としての傾斜遮水ゾーン（前刃金工）、堤体補強のための押え・腹付け盛土等を築造するものである。この碎・転圧土の養生期間 t は初期固化期間 t_s と解碎・転圧後の養生期間 t_{cc} とを合わせた $t=t_s+t_{cc}$ であるが、この t_s は碎・転圧土の再固化強度に、また解碎時の D_{max} はその遮水性に影響する。このため、この工法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、固化材添加量 ΔW_c だけでなく、 t_s や D_{max} を管理することが通常の固化処理工と異

なるところである。なお、初期固化させた底泥土をある D_{max} で解碎してから築堤するのは、こうすることで固化処理土の変形性を通常土に近くして、既設堤体や周辺地盤との密着性（なじみ）を良くするためである。

ここでは、この工法があるため池の堤体拡張工事に適用した事例を紹介し、そこで実施した固化処理土の目標強度の設定法、室内配合試験による固化材添加量 ΔW_c の決定法、底泥土の含水比の変動による ΔW_c の補正法や築堤時の施工手順の説明、そして実際に築造した堤体の強度特性と遮水性を調査した結果について報告する。

2. 三重県寺家池堤体改修工事

(1) 改修工事の全体計画

この工事は、貯水容量を現在の灌漑用約 17,000m³に洪水調節用約 120,000m³を付加させるため、旧池周辺を掘削拡張し、主堤体部を旧堤体より 30m 程度下流側に移動させて皿池状の堤体を新規に築造するものである（旧堤体は一部に残るのみ）。新堤体は、図-1に標準断面を示すように、 $H=4\sim 6m$ と堤高が低いが、基礎地盤に一部軟弱部があることや、掘削土の場外処分量を少なくするために底幅を広くとれる均一型としてある。全体土工量は堤体盛土が約 36,000m³、池拡張のための掘削土量（主に洪積砂層から

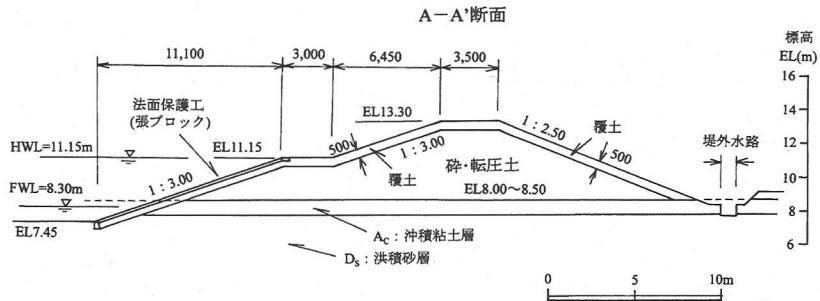


図-1 新堤体の標準断面図（A-A'断面）

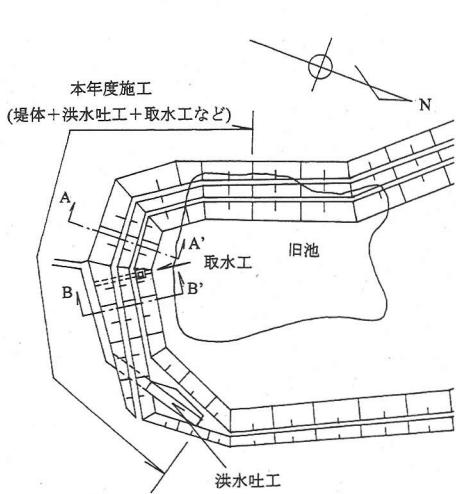


図-2 新池の平面図（下流側の約半分相当）

なる)が約110,000m³である。

なお、工事は4~9月間に漬潤期間を設けるため2期に分かれ、今回の第1期工事は堤体盛土約18,000m³(碎・転圧土約15,000m³、覆土約3,000m³)の築造である。

新池の下流側の約半分に相当する平面図を図-2に示すが、貯水容量を敷地の許容範囲内で最大限にするため敷地境界に沿った左右非対称な平面形状をしている。この新堤体(天端標高EL13.0m)は、右岸側が原地盤高EL10.9~11.9mであるため盛土堤体により、左岸側は原地盤高がEL13.0~13.5mであるため掘込み型の切土堤体から構成される。また、碎・転圧土で築造した堤体表層部は、碎・転圧盛土部の侵食・劣化防止と植生の基盤層として、法面垂直方向に厚さ約50cmの覆土を設けた。写真-1に第1期工事完了後の新堤体の一部を示す。

なお、堤体基礎部には砂層があるが、周辺地下水位が高いため、池内に周辺から水が浸透してくることを想定している。しかし、周辺掘削により地下水位が全体的に変化し、地下水が浸透してなくなることも想定され、主堤体部に



写真-1 築造した新堤体の一部

は将来プランケット等の遮水工を設ける必要が生じることもあることを付記しておく。

(2) 底泥土と掘削土による築堤用土計画

旧池内とその上流の湿地帯には高含水比で超軟弱な底泥土約5,500m³(底泥土I)が、池周辺掘削部の田圃には軟弱な基盤粘土約2,500m³(底泥土II)が堆積していると見積もらっている。本事例では、軟弱土である底泥土の処分地がないこと、遮水性を満足する築堤土が必要量を確保できなかったことから、場外へ土捨て処分しにくい底泥土を固化処理して築堤土として有効活用できる碎・転圧盛土工法を採用したものである。

この工法は池内に堆積した底泥土のみを固化処理して築堤土として活用することが基本であるが、ここでは底泥土のみでは堤体盛土量に不足するため、底泥土に池拡張ために旧池周辺を掘削した発生土を加えた混合泥土として利用した。そこで、以下のような用土計画のもとで堤体改修を行った。

- (1) 場外土捨て処分しにくい軟弱な底泥土はすべて固化処理して築堤土として活用する。
- (2) 底泥土の推定堆積量は池内と田圃で合せて約8,000m³

であり、底泥土のみでは新規堤体の碎・転圧土による盛土量約30,000m³(覆土約6,000m³)に不足する。そこで、底泥土に掘削土を加えて混合泥土として泥土量を増やして利用する。この時の混合比は、混合土による碎・転圧土が所要の遮水性を満足していること、底泥土を築堤工事で全量処理できることの両面から決める。

- (3) 混合泥土として使用する以外の掘削土は、場外処分とする。

3. 目標強度の設定

初期固化土あるいは碎・転圧土の強度は一般の土質改良工の取扱い⁴⁾にならって一軸圧縮強さ q_u で表示するが、これと強度パラメータの関係は粘着力 c により

$$c = q_u / 2 \quad (1)$$

で表示する。一般にセメント系固化材により固化処理した底泥土の強度は養生日数 t とともに発現するが、その傾向は $t=10$ 日以降急激に低下していく¹⁾。そこで、本工法における目標強度 $(q_u)_{CC^*}$ は、強度発現傾向が急減し始める $t=10$ 日目で、つまり初期固化土では固化材の添加・混合後 $t=t_s=10$ 日目の強度 $(q_u)_{CC10}$ 、碎・転圧土では $t_s=3$ 日の場合には碎・転圧後 $t_{CC}=7$ 日目の強度 $(q_u)_{CC7}$ ($t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日)で設定している³⁾。

$(q_u)_{CC^*}$ は、堤体全体が所定の安全率 F_s^* を満足して安定であるために碎・転圧土部に必要な粘着力 $c_{Stability}$ (安定計算により算定) から変換した $(q_u)_{CCStability} (=2 \cdot c_{Stability})$ と、築堤時の施工機械のトラフィカビリティーに必要な目標強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ から検討し、これらのうち大きい値とする。

本事例での堤体安定に必要な強度は、安定計算によると堤高が低く、勾配が緩い均一型堤体のため、 $(q_u)_{CCStability}=35kN/m^2$ となる(乾・湿繰返し履歴による強度劣化に対する割増¹⁾も含む)。

一方、碎・転圧土を築堤する時の施工機械のトラフィカビリティーに必要な強度は、初期固化土を碎・転圧した直後の $t_{CC}=0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ である(4章の図-8)。 $(q_u)_{CC0}$ は、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 $q_c=490kN/m^2$ が目安)⁵⁾を満足しなければならないとすると、 $q_u \sim q_c$ 変換式 $(q_u=q_c/7.5)$ ³⁾より $(q_u)_{CC0}=65kN/m^2$ となる。したがって、 $(q_u)_{CCTrafficability}$ は、築堤時の $(q_u)_{CC0}$ から固化が進み目標強度の設定日である $t_{CC}=7$ 日までに発揮される $(q_u)_{CC7}$ となるので、配合試験により求められる $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係(後述の図-10)から、 $(q_u)_{CCTrafficability}=118kN/m^2$ となる。

以上より、 $(q_u)_{CCStability}$ より $(q_u)_{CCTrafficability}$ が大きいので、 $(q_u)_{CC^*}$ は $(q_u)_{CC^*}=(q_u)_{CCTrafficability}=118kN/m^2$ となる。これを初

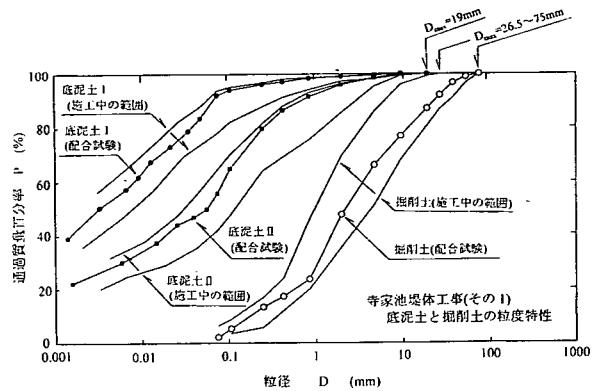


図-3 底泥土I、底泥土IIと掘削土の粒度曲線

期固化時の強度 $(q_u)_{IS^*}$ で表示すると、4章で後述する強度低下比 $R_3=0.3$ (図-9)より $(q_u)_{IS^*}=(q_u)_{CC^*}/R_3=393kN/m^2$ となる。

4. 混合泥土の室内配合試験

(1) 底泥土と掘削土からなる混合泥土の表示

本事例で対象となる底泥土I(●印)、底泥土II(■印)そして掘削土(○印)の配合試験時の粒度曲線をそれぞれ図-3に示す。図中には施工中に調べた二つの底泥土と掘削土の粒度曲線の範囲もそれぞれ示してある。底泥土Iは液性限界 $w_L=109\%$ 、塑性限界 $w_p=38\%$ 、細粒分含有率 $F_C=92\%$ であるのに対して、底泥土IIは $w_L=63\%$ 、 $w_p=33\%$ 、 $F_C=56\%$ であり、底泥土Iの方がより細粒側かつ高含水比状態にある。また掘削土は $D_{max}=53mm$ 、 $F_C=4\%$ 、 $U_C=21$ で、ほとんど砂と礫分からなっている。

ここでは、底泥土Iと底泥土IIのそれぞれに掘削土を一定割合で合わせた混合泥土を固化処理して築堤土とするにしたが、その混合割合は湿润状態での掘削土の体積 V_{Cut} に対する底泥土の体積 V_{Mud} の比

$$n_V = V_{Mud}/V_{Cut} \quad (2)$$

で表示した(体積混合比)。しかし、室内試験では体積比表示よりも質量比表示の方が便利なので、配合試験での試料の準備には質量混合比

$$n_M = W_{Mud}/W_{Cut} = n_V \cdot (\rho_{Cut}/\rho_{Mud}) \quad (3)$$

を使用した。ここで ρ_{Cut} (= W_{Cut}/V_{Cut})と ρ_{Mud} (= W_{Mud}/V_{Mud})はそれぞれ掘削土と底泥土の湿潤密度である。

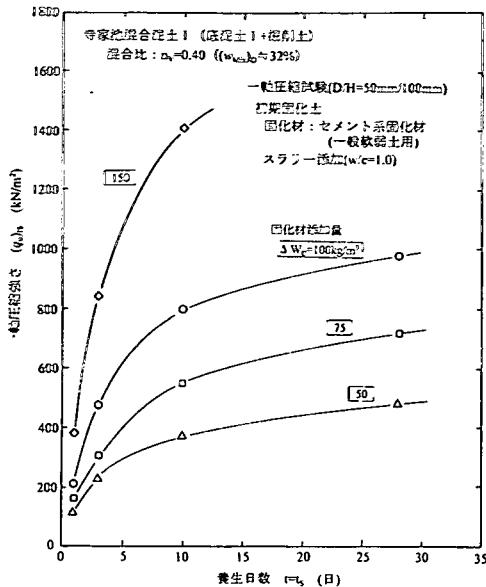


図-4 混合泥土I ($n_v=0.40$) の $(q_w)_{IS}$ ～ t_s 関係

(2) 混合泥土の基準含水比(w_{Mix})₀の設定

配合試験は、混合泥土の固化処理強度に関する固化材添加量 ΔW_c 、養生日数 t ($=t_s+t_{CC}$) や含水比 w_{Mix} などの影響を調べ、目標とする強度 $(q_w)_{IS}^*$ あるいは $(q_w)_{CC}^*$ を現場で達成するのに必要な固化材添加量 ΔW_c^* を決定するために実施される。しかしながら、底泥土の含水比は堆積場所等により大きく変化するため、配合試験で使用する混合泥土の w_{Mix} は実施工で想定される含水状態、つまり基準含水比(w_{Mix})₀が基本となる。

ここでは混合泥土が対象なので、底泥土I、底泥土IIと掘削土のそれぞれに基準含水比が必要となる。底泥土Iは池内に堆積し、含水比の変動が大きいので、池の水落しをして含水比の低下が少なくなった時の含水状態(w_{MudI})₀≈120%に設定した。これに対して、底泥土IIと掘削土は含水比の変動が比較的少ないため、採取時の含水状態としそれぞれ底泥土IIは(w_{MudII})₀≈48%に、掘削土は(w_{Cut})₀≈19%とした。

(3) 使用した固化材とその添加方法

固化材は高含水比土の固化処理に適したセメント系固化材（一般軟弱土用）を使用したが、その理由はこの固化材が底泥土を固化処理した時の強度発現が養生初期から大きく、 $t_s=3$ 日目に解砕して、即築堤しなければならない碎・転圧盛土工法に適した特性を有しているからである¹⁾。

固化材添加量は、実施工時に便利なように、湿潤状態にある単位体積 $V=1m^3$ の底泥土に対して添加すべき単位固化材質量 $\Delta W_c(kg/m^3)$ として表示する。所定の ΔW_c を添加

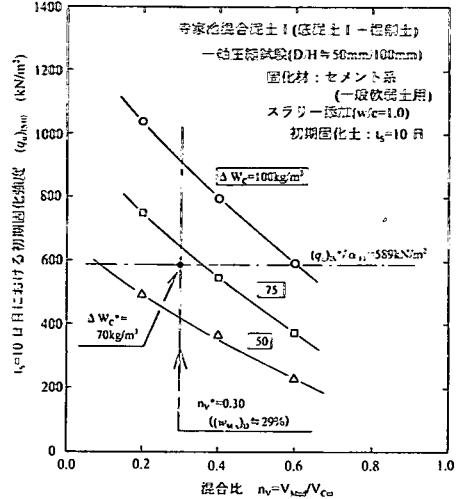


図-5 混合泥土Iの $(q_w)_{IS10}$ ～ n_v 関係

w_{Mix} の管理が非常に重要となる。この $(q_w)_{IS10}$ ～ w_{Mix} 関係は、された固化処理土の供試体を準備するには、質量 W の混合泥土の固化処理に必要な固化材量 W_c を算定しなければならず、これには混合泥土の湿潤状態での密度 ρ_{Mix} を必要とする ($W_c=W \cdot (\Delta W_c / \rho_{Mix})$)。混合比 n_v の混合泥土の ρ_{Mix} は、底泥土Iあるいは底泥土IIと掘削土の基準含水比時の密度をヘドロや泥土における ρ_i ～ w 関係⁴⁾を利用して推定すると、底泥土Iでは $\rho_{Mud}=1.45g/cm^3$ 、底泥土IIでは $\rho_{Mud}=1.75g/cm^3$ 、掘削土では $\rho_{Cut}=1.95g/cm^3$ として

$$\rho_{Mix}=(\rho_{Cut}+\rho_{Mud} \cdot n_v)/(1+n_v) \quad (4)$$

により推定した。

なお、混合泥土への固化材の添加は水・固化材比 $w/c=1.0$ でスラリー化して加えた。また、固化処理土の供試体はこれまでの本工法の基礎的研究^{1), 2)}で採用した方法により作製した。なお、掘削土は、最大粒径 $D_{max}=75mm$ であるため、配合試験に使用する供試体寸法に比較して大き過ぎるので9.5mm フルイを通過させたカット粒度試料として使用した。

(4) 初期固化土の強度特性

初期固化した混合泥土の強度 $(q_w)_{IS}$ に及ぼす ΔW_c と養生日数 t ($=t_s$) の影響を調べるために実施した混合比 $n_v=0.40$ の混合泥土Iの一軸圧縮試験の結果の一例を図-4に示す。このような試験を混合泥土Iと混合泥土IIのそれぞれについて ΔW_c 、 n_v 、 t を段階的に変えて実施し、 ΔW_c をパラメータにして $t_s=10$ 日目における強度 $(q_w)_{IS10}$ と n_v の関係を整理したのが図-5と図-6である。図中には後述する現場での固化材添加量 ΔW_c^* を示してある。これらの図

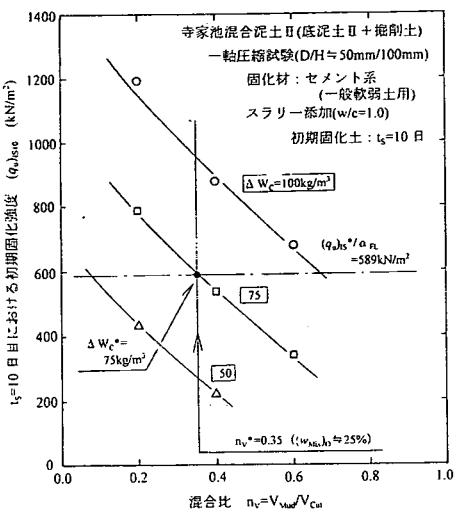


図-6 混合泥土IIの $(q_u)_{IS10}$ ～ n_v 関係

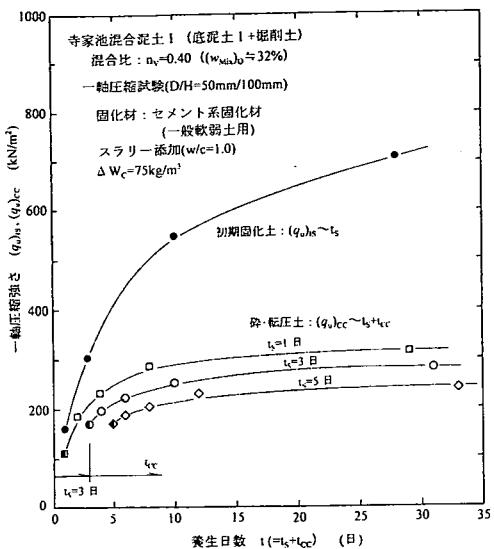


図-8 混合泥土I ($n_v=0.40$) の $(q_u)_{CC}$ ～ t 関係

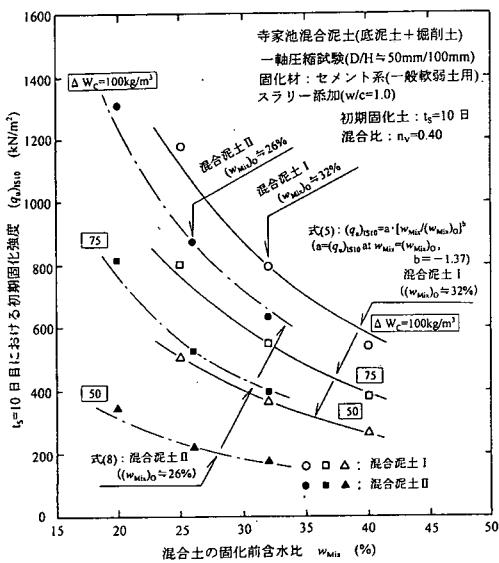


図-7 混合泥土IとIIの $(q_u)_{IS10}$ ～ w_{Mix} 関係 ($n_v=0.40$)

から、 $(q_u)_{IS10}$ は n_v により大きな影響を受け、同じ ΔW_c でも n_v が小さいほど大きくなり、現場で目標強度を確保するにはこの n_v の管理が重要なことが理解できよう。

次に、固化処理した混合泥土の $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす w_{Mix} の影響を調べるために、 w_{Mix} を $(w_{Mix})_0$ から加水あるいは乾燥させることで含水調整した $n_v=0.40$ の混合泥土Iと混合泥土IIに関する試験を実施し、得られた $(q_u)_{IS10}$ ～ w_{Mix} 関係を図-7に示す。これより、 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす w_{Mix} の影響は w_{Mix} の低い領域にほど大きく、そしてこの傾向は ΔW_c が多いほど顕著であることがわかる。このことから、 w_{Mix} が変動し

やすい底泥土のような高含水比土の固化処理にはい、 w_{Mix} の管理が重要なことがわかる。この $(q_u)_{IS10}$ ～ w_{Mix} 関係は $(q_u)_{IS10}$ を $w_{Mix}=(w_{Mix})_0$ 時の強度 a により、 w_{Mix} を $(w_{Mix})_0$ により正規化して両対数グラフ上にプロットするとほぼ直線になるため、底泥土の種類や ΔW_c などによらず曲線

$$(q_u)_{IS10}=a \cdot [w_{Mix}/(w_{Mix})_0]^b \quad (b=-1.37) \quad (5)$$

で近似できることがわかっている³⁾。したがって、 $w_{Mix}=(w_{Mix})_0$ における強度 $(q_u)_{IS10}$ を求めれば、上式の関係を利用して $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす w_{Mix} の影響を考慮することができる。なお、図中の曲線は式(5)によるもので、多少の差はあるものの比較的良い近似を与えることがわかる。

(5) 碎・転圧土の強度特性

$\Delta W_c=75\text{kg}/\text{m}^3$ で固化処理した混合泥土Iの初期固化土の $(q_u)_s \sim t_s$ 関係 (●印) と、 $t_s=1, 3, 7$ 日目に解碎・転圧した碎・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t$ ($t=t_s+t_{CC}$) 関係 (□, ○, △印) を図-8に示す。図中の左半分を黒塗りにした記号は初期固化土を碎・転圧した直後 $t_{CC}=0$ 日目の碎・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ (3章で述べた築堤中の施工機械のトラフィカビリティーに関する強度) を示している。初期固化土の碎・転圧による強度低下の程度を $t=28$ 日での両者の強度比

$$R=(q_u)_{CC}/(q_u)_s \quad (t=28 \text{日}) \quad (6)$$

により定義し、混合泥土Iと混合泥土IIにおける R と t_s の関係を求めたのが図-9である。この図から碎・転圧土

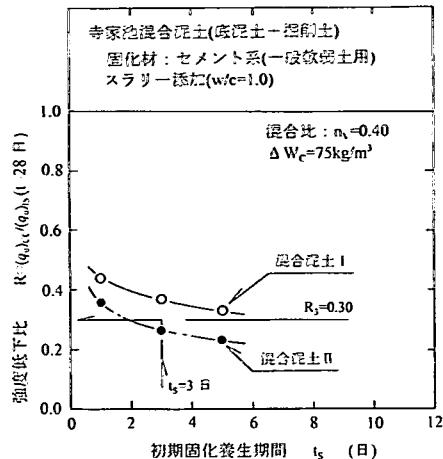


図-9 混合泥土 I と II ($n_v=0.40$) の $R \sim t_s$ 関係

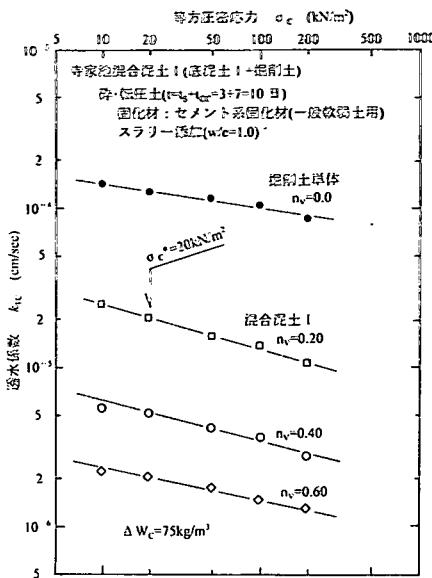


図-11 混合泥土 I の $k_{TC} \sim n_v \sim \sigma_c$ 関係

のトラフィカビリティーに必要な強度(q_u)_{CC trafficability}を求めるのに必要であるが、この関係を図-10に示す。なお、プロットした記号脇の数値は n_v の値を示している。

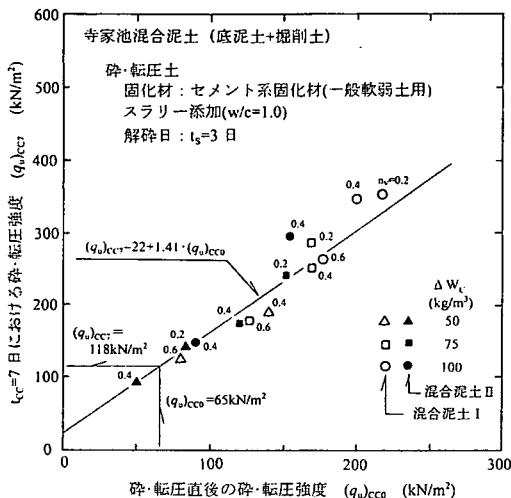


図-10 トラフィカビリティー確保に必要な強度を求めるための $(q_u)_CC \sim (q_u)_CC$ 関係

の $(q_u)_CC$ は初期固化土状態での $(q_u)_0$ より低下するが、その程度は t_s により異なり、 t_s が長いほど碎・転圧後の強度低下が著しくなることがわかり、これは碎・転圧土により構築する堤体の強度を設定する時に t_s の影響を考慮する必要を示している¹⁾。そこで、ここでは、施工性や固化効率を考慮して、強度低下傾向が少なくなり、かつある程度のトラフィカビリティーを期待できる $t_s=3$ 日とし、強度低下比として $R_j=0.3$ を採用した。

各種の ΔW_c , n_v に関する $t_s=3$ 日目に碎・転圧した供試体の碎・転圧直後の $(q_u)_CC0$ とこれが目標強度設定日の $t_{CC}=7$ 日目までに増加した $(q_u)_CC7$ の関係は、3章で述べた施工機械

(6) 碎・転圧土の遮水性による混合比 n_v の決定
固化処理した混合泥土 I と混合泥土 II による碎・転圧土の遮水特性を調べるために、等方圧密応力 σ_c を加えた条件下での透水係数 k_{TC} を求めることができる三軸セルを用いた透水試験（変水位型）¹⁾を実施した。

図-11には混合比 n_v を変えた混合泥土 I を $\Delta W_c=75\text{kg}/\text{m}^3$ で固化処理した碎・転圧土($t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日)の $\sigma_c \sim k_{TC}$ 関係の例を示す。このように ΔW_c や n_v を各種変えた試験から、圧力レベル $\sigma_c^*=20\text{kN}/\text{m}^2$ における値 (k_{TC})₂₀ と n_v の関係を図-12に示す。なお、この $\sigma_c^*=20\text{kN}/\text{m}^2$ は堤体の計画満水位 HWL=11.15m 位置より上位にある堤体の平均土被り圧に近い応力レベルとして選定したものである。これらの図から、混合泥土の k_{TC} は n_v や ΔW_c により影響を受け、 n_v が大きい（底泥土量が多い）ほど、 ΔW_c が多いほど低下する傾向にあるが、特に底泥土量の影響が大きいことがわかる。そして、室内試験による遮水性基準値 $k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$ （均一型堤体）を満足する混合比は、底泥土により相違し、

混合泥土 I : $n_v^* \geq 0.30$ ($(w_{Mix})_0 = 29\%$)

混合泥土 II : $n_v^* \geq 0.35$ ($(w_{Mix})_0 = 25\%$)

となり、高含水比で細粒分量の多く底泥土 I の方が小さい。

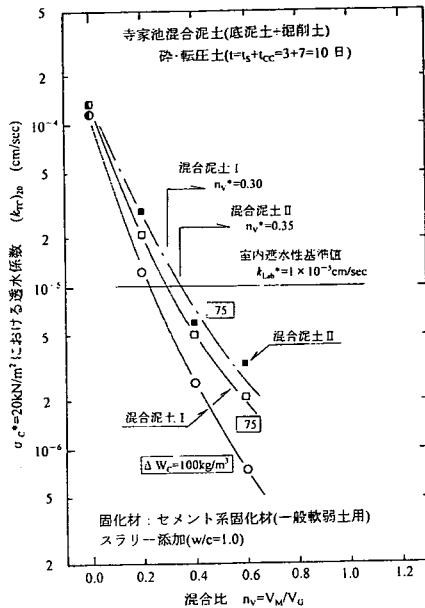


図-12 混合泥土の $(k_{TC})_{20}$ に及ぼす n_v の影響

設定した n_v^* に相当する V_{Mud} から製造できる築堤土量Vは、式(2)より

$$V = V_{Mud} + V_{Cut} = V_{Mud} \cdot (1+n_v^*)/n_v^* \quad (7)$$

となるので、底泥土Iと底泥土IIの堆積量 $V_{Mud\,I}=5,500\text{m}^3$ 、 $V_{Mud\,II}=2,500\text{m}^3$ から

$$\begin{aligned} V &= 5,500 \times (1+0.30)/0.30 \quad (\text{底泥土I}) \\ &+ 2,500 \times (1+0.35)/0.35 \quad (\text{底泥土II}) \\ &\approx 33,400\text{m}^3 \end{aligned}$$

となる。この土量は、必要とする碎・転圧土による堤体盛土量 $V=\text{約 } 30,000\text{m}^3$ に施工中のロス分や見積りの誤差分を含めた土量になり、上述の n_v^* であれば底泥土全量を場外処分することなく場内で使い切ることができる。なお、今回の第1期工事では、池内の底泥土Iは約 $2,500\text{m}^3$ 、田園部の底泥土IIは約 $1,100\text{m}^3$ を使用した。

(7) 現場での固化材添加量 ΔW_c^* の決定

式(2)の目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔW_c^* は、固化材の室内試験における混合条件と現場での混合条件の相違を補正するための現場/室内強度比 $a_{FL}=1/1.5$ （トレンチャーワーク式攪拌混合機での実績²⁾）を考慮した室内配合強度が $(q_u)_{IS}^*/a_{FL}=393 \times 1.5=589\text{kN/m}^2$ となるから、図-5と図-6の $(q_u)_{IS} \sim n_v$ 関係から、 n_v^* に相当する ΔW_c を読み取ると、

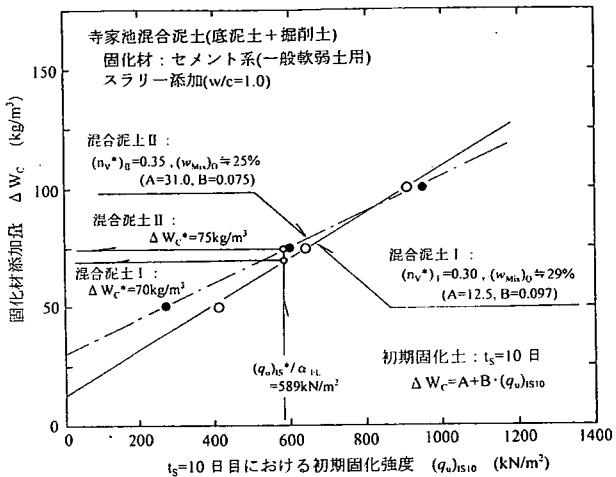


図-13 混合泥土の $\Delta W_c \sim (q_u)_{IS}$ 関係

底泥土I : $\Delta W_c^*=70\text{kg/m}^3$ ($n_v^*=0.30$)

底泥土II : $\Delta W_c^*=75\text{kg/m}^3$ ($n_v^*=0.35$)

となる。これらの ΔW_c^* は、各混合泥土の $(w_{Mix})_0$ に対して設定されているので、混合泥土の固化前含水比 w_{Mix} が $(w_{Mix})_0$ と差がある場合でも $(q_u)_{CC}^*/a_{FL}$ を達成できるように w_{Mix} に応じて ΔW_c^* を加減しなければならない。この場合の ΔW_c^* の加減は式(5)を利用して以下のように行った。

図-13には図-5から読み取った底泥土Iの $n_v^*=0.30$ に相当する $\Delta W_c \sim (q_u)_{IS10}$ 関係(○印)と、図-6から読み取った底泥土IIの $n_v^*=0.35$ に相当する $\Delta W_c \sim (q_u)_{IS10}$ 関係(●印)を示す。これらは直線

$$\Delta W_c = A + B \cdot (q_u)_{IS10} \quad (8)$$

により近似できるが、この関係はあくまで $w_{Mix}=(w_{Mix})_0$ のものである。 $(q_u)_{IS10}$ は、図-7に示したように、 w_{Mix} や ΔW_c の影響を受け、これらの $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix} \sim \Delta W_c$ 関係は概念的に図-14のように示される。つまり、この図で $(q_u)_{IS10} \sim \Delta W_c$ 関係は図-13に相当し、また $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$ 関係は図-7に相当することになる。 $(q_u)_{IS}^*/a_{FL}$ は $w_{Mix}=(w_{Mix})_0$ 時に ΔW_c^* により達成できるが、この時の $((q_u)_{IS}^*, (w_{Mix})_0)$ 点は図-14における ΔW_c^* に対応する $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$ 曲線上にあり、式(5)における $(q_u)_{IS10}$ の値が $a=(q_u)_{IS}^*/a_{FL}$ となる。一方、 w_{Mix} が $(w_{Mix})_0$ より湿润側の w_{Mix}' にある時に $(q_u)_{IS}^*/a_{FL}$ を達成できる $\Delta W_c'$ は、 $w_{Mix}=w_{Mix}'$ 時にちょうど $(q_u)_{IS}^*/a_{FL}$ を通る $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$ 曲線上の $(w_{Mix})_0$ における $(q_u)_{IS10}$ の値 a' が式(5)により

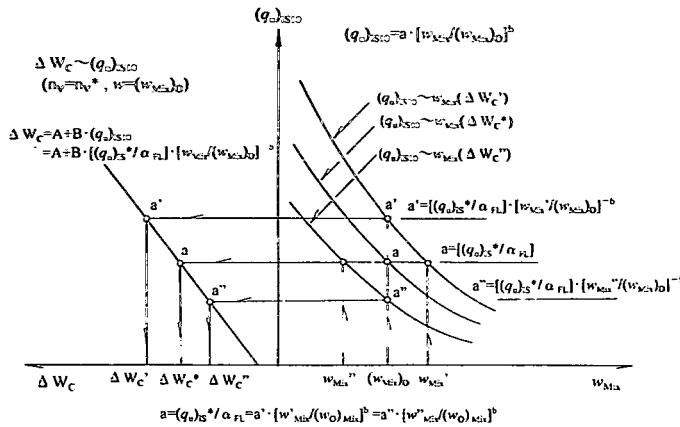


図-14 $(q_w)_{IS10} \sim w_{Mix} - \Delta W_C$ 関係の概念図

$$a' = [(q_w)_{IS10}^* / \alpha_{FL}] \cdot [w_{Mix}' / (w_{Mix})_0]^{-b} \quad (9)$$

となるので、これを式(8)に代入した

$$\Delta W_C' = A + B \cdot [(q_w)_{IS10}^* / \alpha_{FL}] \cdot [w_{Mix}' / (w_{Mix})_0]^{-b} \quad (10)$$

から求められる。 w_{Mix} が $(w_{Mix})_0$ より乾燥側の w_{Mix}' にある場合に $(q_w)_{IS10}^* / \alpha_{FL}$ を達成できる $\Delta W_C'$ は同様に図中にあるように求めることができる。したがって、底泥土の固化前含水比 w_{Mix} が $w_{Mix}' \neq (w_{Mix})_0$ の場合に、 $(q_w)_{IS10}^* / \alpha_{FL}$ を達成できる ΔW_C は w_{Mix} の値を式(10)に代入すれば算定することができる。

5. 碎・転圧盛土工法による堤体築造

本事例における堤体は、図-15のフロー図に示すように、固化処理ピットの準備やプラントの設置を済ませてから、混合泥土の初期固化工程、初期固化土の解碎工程、そして築堤工程の順序で築造した。

初期固化工程は、混合泥土をセメント系固化材の添加・混合により $t_s=3$ 日だけ初期固化させる工程である。固化材の混合泥土への添加・混合は、トレンチャーワーク型攪拌混合機により、スラリー化した固化材（水・固化材比 $w/c=1.0$ ）をトレンチャーワーク先端部から一定流量 ΔQ (ΔW_C により異なり大体 $80 \sim 100 \text{ l}/\text{min}$ の範囲) で混合泥土中に吐出させながら攪拌して行った。混合泥土は、混合比 n_v の管理に便利なように、図-16に示すような固化処理ピットを当日初期固化分、1日目養生分、2日目養生分、3日目解碎分の4個設け、掘削搬出した掘削土と底泥土I（あるいは底泥土II）を層厚比が所定の n_v^* になるようにピット内に投入して準備した。固化処理ピット1個の大きさは1日の固化処

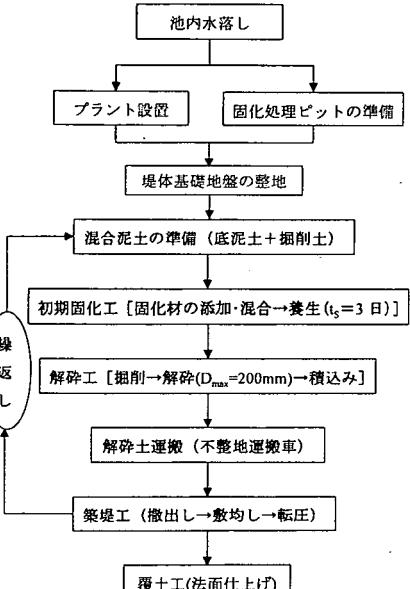


図-15 施工手順（初期固化→解碎→築堤）

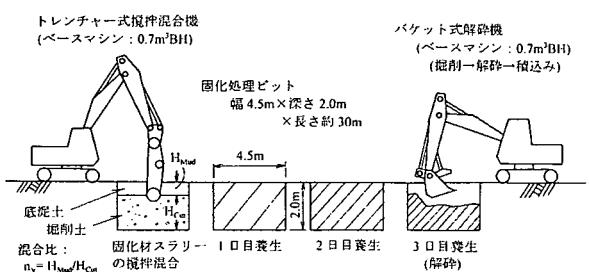
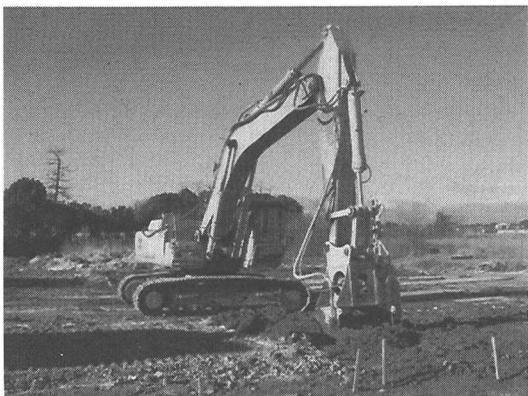


図-16 固化処理ピット



理量約 250m^3 に相当する幅約 4.5m ×深さ約 2.0m ×長さ約 30m とした。トレンチャーハンマー式攪拌混合機による初期固化状況を写真-2に示す。なお、施工中の各底泥土と掘削土の粒度曲線の範囲を図-3に示したが、これより施工中の粒度は配合試験時と大きな相違はなかったことがわかる。

初期固化土の解碎工程はバケット式解碎機により $t_s=3$ 日目の初期固化土を掘削し所定の最大粒径 D_{\max} で解碎する工程である。この解碎機は、 0.7m^3 の格子バケットに装着した最大力約 200kN の押土プレートにより掘削した初期固化土を格子間から押出して解碎し、不整地運搬車に積込みを行うものである（解碎能力は約 $30\sim40\text{m}^3/\text{時間}$ ）。格子間隔は D_{\max} の大きさ（ 200mm , 100mm , 50mm ）に応じて格子への鋼棒の現場溶接により $200\text{mm}\times200\text{mm}$, $100\text{mm}\times100\text{mm}$, $100\text{mm}\times50\text{mm}$ の3種類を設定することが可能である。

実施工での D_{\max} と転圧条件は、使用予定の 0.7m^3 級バッカホウ（撒出し用）と 11t 級ブルドーザ（敷均し・転圧用）を用いて、3種類の D_{\max} による解碎土による試験盛土を築

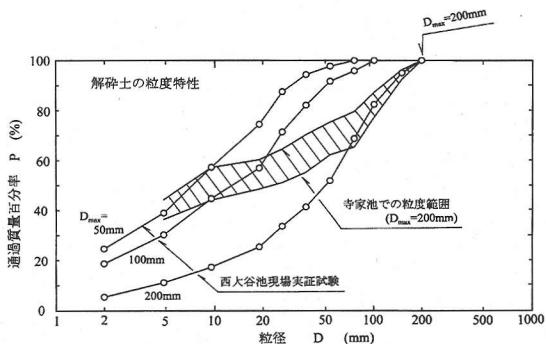


図-17 施工中に調べた解碎土の粒度曲線

造し、所要の強度や遮水性を達成できた撒出し厚約 35cm , $D_{\max}=200\text{mm}$, 転圧回数 $N=6$ 回に決定した。写真-3にはバケット式解碎機による初期固化土の解碎・積込み状況を示す。図-17には施工中に調べた解碎土の粒度曲線の範囲を斜線で示すが（解碎後十分固化させてからしたフリイ分け試験により求めた）、解碎土は粗粒から細粒までの粒子を含む粒度分布の良い状態にあることがわかる。また、今回の解碎土は、現場実証試験（図中の○印）でのものに比較して、より細粒側の粒径になっているが、これは運搬車の待ち時間を利用した予備解碎によるものと思われる。

築堤工程では、固化処理ピットから運土されてきた解碎土をバックホウで均一に撒出し、 11t 級ブルドーザで一定層厚 $\Delta=35\text{cm}$ 程度になるように敷均してから $N=6$ 回転圧して堤体を築造する工程である。ここで、解碎土の撒出しにバックホウを使用するのは均一な堤体築造のために粒径の大きい粒子が偏在しないように、かつ一定の層厚になるようにするためである。また転圧にブルドーザを使用したのは、車輪系の転圧機械よりもキャタピラーの方がトラフィカビリティを確保しやすいためである。

6. 施工管理試験とその結果

（1）混合泥土の固化前含水比管理

現場での固化材添加量 ΔW_c^* は、混合泥土の基準含水比 $(w_{\text{Mix}})_0$ に対して設定しているので、初期固化を行うピット内の混合泥土の固化前含水比 w_{Mix} を測定し（午前・午後の2回）、この w_{Mix} と $(w_{\text{Mix}})_0$ の差に応じて4章（7）で述べた方法により ΔW_c^* の加減をした。なお、混合泥土の w_{Mix} 測定は、底泥土と掘削土を均一に混合した状態での平均的な値を求めるために、トレンチャーハンマーにより固化材スラリーの吐出をしないで計画深さまで攪拌混合してから行った。

施工中に測定された混合泥土の含水比の変化幅は、混合泥土Iが $w_{\text{Mix}}=(w_{\text{Mix}})_0-4\% \sim (w_{\text{Mix}})_0+11\% (\Delta W_c=60\sim100$

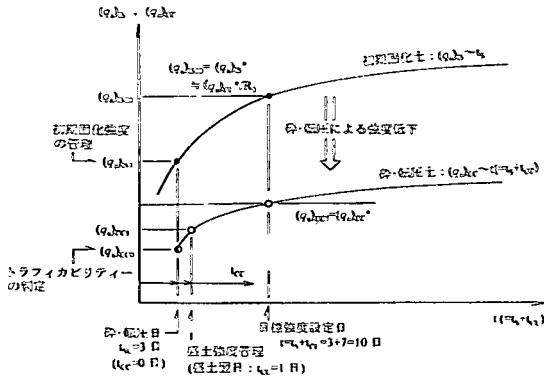


図-18 強度管理の基本的考え方

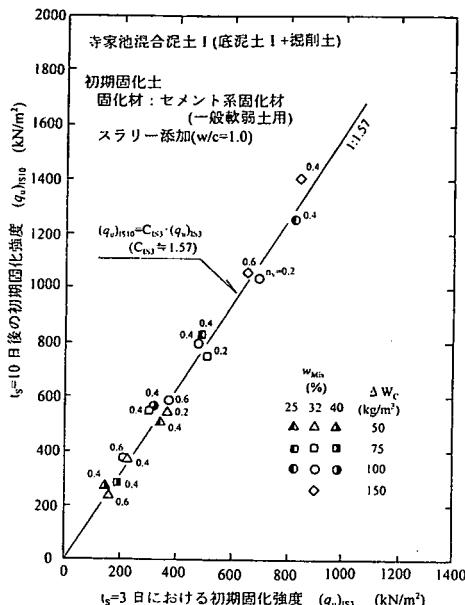


図-19 混合泥土Iの $(q_u)_{IS10}$ ～ $(q_u)_{IS}$ 関係

kg/m^3 であるのに対して、混合泥土IIでは $w_{Mix} = (w_{Mix})_0 - 2\%$ $\sim (w_{Mix})_0 + 5\%$ ($\Delta W_c = 70 \sim 90 kg/m^3$) であり、原土状態での含水比が高い池内の底泥土を起源とする混合泥土Iの方が含水比の変化幅が大きかった。

(2) 堤体盛土の強度管理

碎・転圧土は、締固め度を高めて強度や遮水性が確保される一般の築堤土の場合と異なり、 $t_s = 3$ 日の初期固化土が粗粒から細粒までの広範囲に分布するように解砕され、各粒子が均一に混合するように撒き出され、さらに転圧により各粒子が隙間のないように潰れてからの再固化の強度

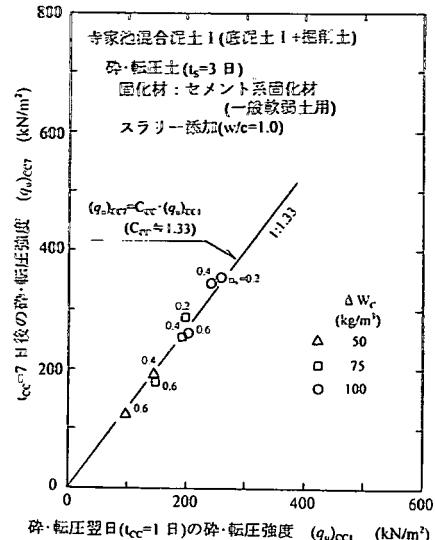


図-20 混合泥土Iの $(q_u)_{CC7}$ ～ $(q_u)_{CC1}$ 関係

発現によるものである。このため、本工法における強度管理は密度による間接管理ではなく、強度を直接管理することとし、その基本的な考え方を図-18に概念的に示す。つまり、初期固化土では、解砕当日の $t_s = 3$ 日目の強度 $(q_u)_{IS3}$ を測定し、室内配合試験から求められた図-19に示すような ΔW_c 、 w_{Mix} によらない $(q_u)_{IS10} \sim (q_u)_{IS3}$ 関係（混合泥土Iの例）

$$(q_u)_{IS10} = C_{IS} \cdot (q_u)_{IS3} \quad (11)$$

混合泥土I : $C_{IS} \approx 1.57$

混合泥土II : $C_{IS} \approx 1.45$

より、 $t_s = 10$ 日での強度 $(q_u)_{IS10}$ を推定し $(q_u)_{IS}^*$ を満足していることを確認した。また碎・転圧土では、解砕・転圧の翌日 $t_{CC} = 1$ 日目の強度 $(q_u)_{CC1}$ ($t = t_s + t_{CC} = 3 + 1 = 4$ 日) を測定し、予め室内配合試験により求めた図-20に示すような $(q_u)_{CC7}$ ～ $(q_u)_{CC1}$ 関係（混合泥土Iの例）

$$(q_u)_{CC7} = C_{CC} \cdot (q_u)_{CC1} \quad (12)$$

混合泥土I : $C_{CC} \approx 1.33$

混合泥土II : $C_{CC} \approx 1.22$

より、 $t_{CC} = 7$ 日の強度 $(q_u)_{CC7}$ を推定して $(q_u)_{CC}^*$ を満足していることを確認した。

これらの強度試験は、固化処理ピット面から採取した初期固化土のコア供試体、あるいは堤体から不搅乱状態で採取した碎・転圧土のコア供試体の一軸圧縮試験を一定土量 $V \approx 1,500 m^3$ 築堤毎に行うこととした。

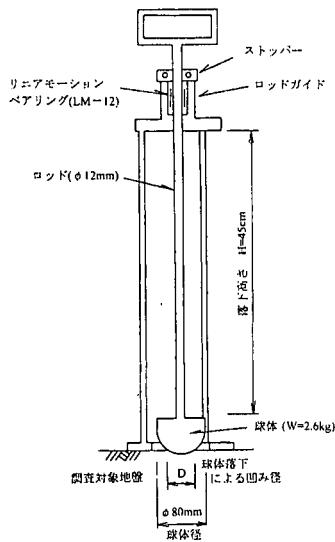


図-21 採用した球体落下試験

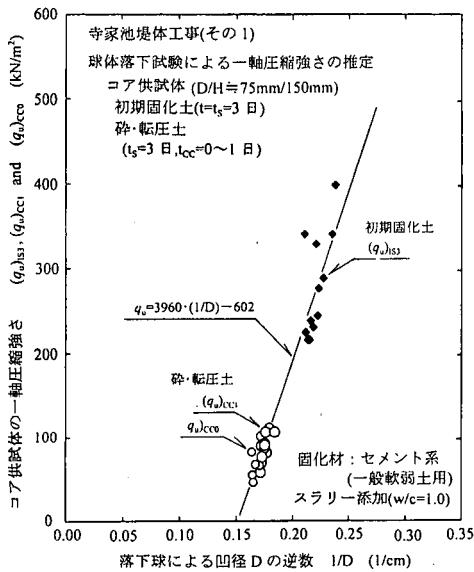


図-22 球体落下試験による強度推定関係

一方、強度の日常管理試験は多数の試験が簡単にできる現場強度試験により行った。現場強度試験は図-21に示す球体落下試験を採用したが、これは築堤面に球体（直径80mm/質量W=2.6kg）を高さH=45cmで落とした時に生じた凹みの直径Dの逆数1/Dと $(q_u)_{IS}$ あるいは $(q_u)_{CC}$ との関係を示す図-22から現場強度を推定するものである³⁾。図中の直線は室内配合試験によるデータを近似したもので、今回の施工管理試験におけるコア供試体による強度 $(q_u)_{IS3}$ （◆印）、 $(q_u)_{CC1}$ （○印）、 $(q_u)_{CC0}$ （○印）～1/D関係を

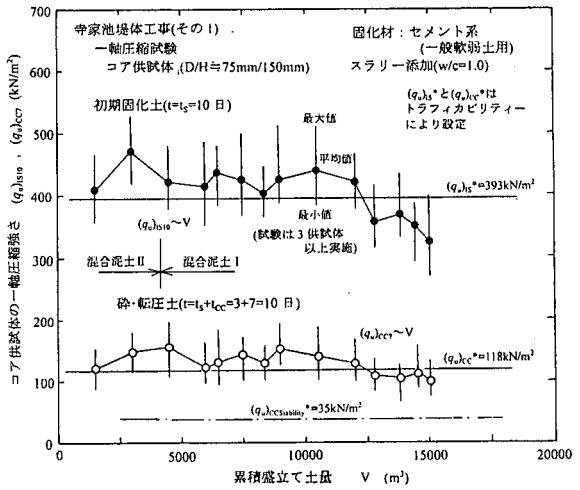


図-23 コア供試体の $(q_u)_{IS3}$, $(q_u)_{CC1} \sim V$ 関係

プロットしてあるが、比較的良い相関を示していることがわかる。

図-23にはほぼ $V=1,000 \sim 1,500 m^3$ 每に実施した初期固化土と碎・転圧土の不搅乱コア供試体の一軸圧縮試験から目標強度設定日の $t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日目に直接求めた $(q_u)_{IS3}$, $(q_u)_{CC1} \sim V$ 関係を示す。記号は平均値を、縦線は試験値の最大・最小値の範囲を示している。図から、初期固化土の強度のバラツキ範囲は大きいが、碎・転圧土ではその範囲はおよそ 1/2 ～ 1/3 程度まで小さくなっていることがわかる。このようなバラツキは固化材スラリーの混合ムラや、混合比や含水比のバラツキ等による混合泥土の相違に起因するものと考えられるが、固化処理土であっても碎・転圧土とすることで強度のバラツキがより小さい堤体を築造できるものといえよう。また、トラフィカビリティにより設定された $(q_u)_{IS3}^*$ や $(q_u)_{CC1}^*$ を満足していない場合も見られたが、施工機械のトラフィカビリティが確保され、かつ堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{CC\text{stability}}$ を満足していれば問題ないとし、必要以上の強度とならないよう ΔW_C の変更は行わなかった。このような取扱いは、堤体安定に必要な強度を超える碎・転圧土は既設堤体とのなじみを悪くする原因になり、また堤体の均一性を損なうからである。いずれにせよ、このように築堤面での施工機械の複数回の走行でもトラフィカビリティが確保できたのは、混合泥土としたため絶対的に含水比が低いため軟弱化しなかつたためと考えられる。

（3）堤体盛土の遮水性管理

遮水性の管理は、築造された堤体が遮水性基準値： $k \leq 1 \times 10^{-4} cm/sec$ （均一型堤体）を満足していることを確認するために行い、一定土量 $V \approx 1,500 m^3$ 築堤毎に実施する現場透水試験(立坑法 JGS 1316 に準じる)と、不搅乱状態で採

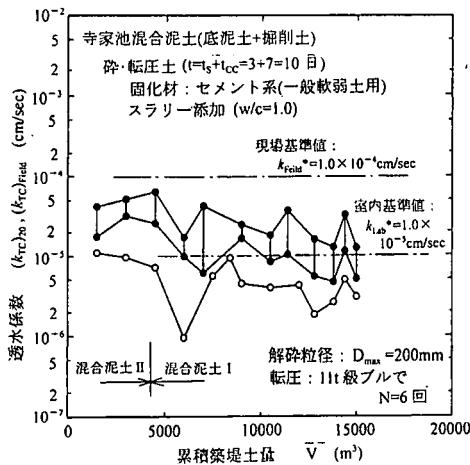


図-24 k_{Field} , $(k_{\text{TC}})_{20} \sim V$ 関係

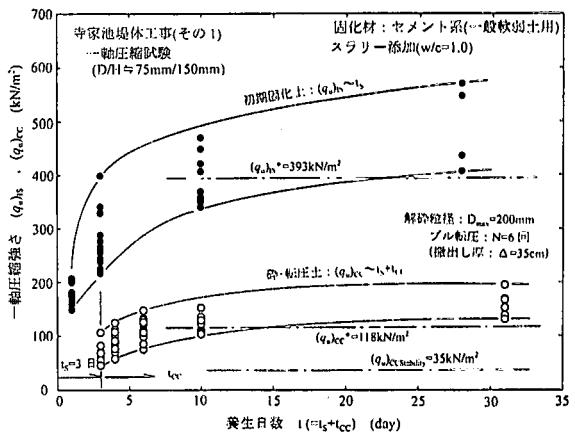


図-26 コア供試体の $(q_u)_IS$, $(q_u)_CC \sim t$ 関係

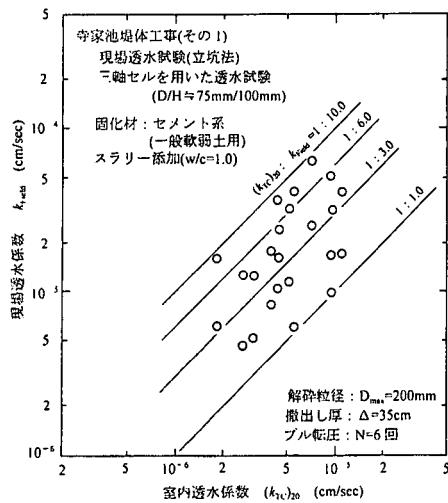


図-25 現場試験 k_{Field} と室内試験 $(k_{\text{TC}})_{20}$ の比較

取した砕・転圧土のコア供試体($D/H \approx 75\text{mm}/100\text{mm}$)の三軸セルを用いた透水試験¹⁾により直接確認した。

図-24には、遮水性を確認するために実施した現場透水試験による k_{Field} (●印: 最大～最小値) と、三軸透水試験による $\sigma_c = 20\text{kN}/\text{m}^2$ における $(k_{\text{TC}})_{20}$ (○印) との累積築堤土量 V との関係をそれぞれ示す。この図から、 k_{Field} は基準値をかなりの余裕をもって満足しているのに対して、 $(k_{\text{TC}})_{20}$ は基準値を満足しているものの、基準値ギリギリのデータもみられる。これは、室内試験による基準値が現場試験による基準値の $1/10$ であることを想定して設定されており、より厳しい条件になっているためと思われる。図-25には $(k_{\text{TC}})_{20}$ と k_{Field} を比較した結果を示すが、両者の差は最大で $1/10$ 、最小でほぼ同等で、平均ではほぼ $1/3$ 程

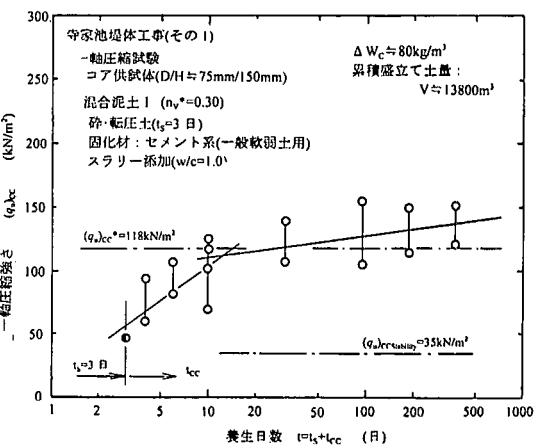


図-27 コア供試体の $(q_u)_CC \sim t$ 関係
($V \approx 13,800\text{m}^3$ 築堤時)

程度であることからわかるように、室内試験により遮水性を設定しておけば現場ではほぼ基準値を満足できるようである。

7. 堤体の強度・沈下特性

ここでは、施工管理試験と同様な方法で堤体から採取したコア供試体を用いた一軸圧縮試験、三軸圧縮試験や圧密試験を実施し、堤体の強度・沈下特性を調べた結果について述べる。

(1) 一軸圧縮試験による強度特性

図-26には、初期固化土の $(q_u)_IS$ や砕・転圧土の $(q_u)_CC$ の養生期間 t による強度発現状態を知るために、 $V \approx 1,500$

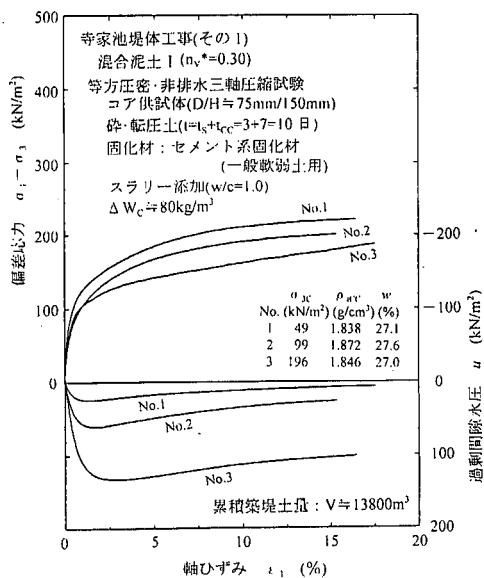


図-28 コア供試体の($\sigma_1 - \sigma_3$), $u \sim \epsilon_1$ 関係の例
($V = 13,800\text{m}^3$ 築堤時)

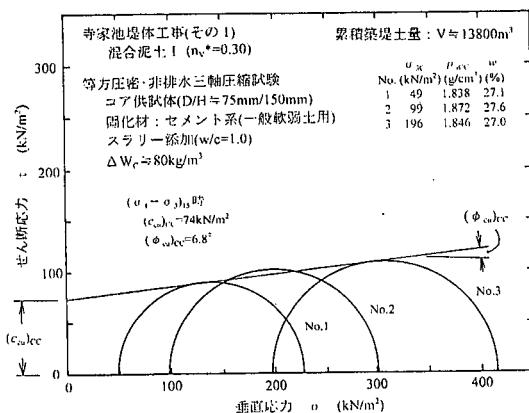


図-29 コア供試体の(c_{au})_{CC}, (ϕ_{au})_{CC} の例
($V = 13,800\text{m}^3$ 築堤時)

m^3 每の施工管理試験時に追加採取したコア供試体について実施した一軸圧縮試験から求めた約 1 ヶ月までの(q_u)_{IS}, (q_u)_{CC}~ t ($t=t_s+t_{CC}$) 関係を示す。図から、(q_u)_{IS} や (q_u)_{CC} は t とともに増加してゆくが、 $t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日以降に増加傾向が急激に低下してくることがわかる。また、6章で前述したように、強度のバラツキ範囲は初期固化土の方が大きいが、砕・転圧土になるとその範囲はおおよそ 1/3 程度まで小さく、より均一な状態にあることがわかる。

さらに、長期にわたる強度発現特性を詳細に調べるために

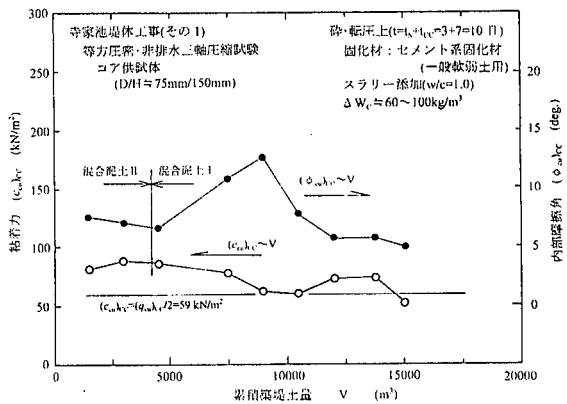


図-30 (c_{au})_{CC}, (ϕ_{au})_{CC}~ V 関係

に、図-27 に $V=13,800\text{m}^3$ 築堤時に採取した不搅乱コア供試体の一軸圧縮試験から求めた(q_u)_{CC}~ t ($=t_s+t_{CC}$) 関係を片対数グラフにプロットした。この図から、強度発現傾向は、 $t=10\sim 15$ 日程度まで大きいが、その後に急激に少なくなり、3ヶ月程度で強度増加がほぼ収束することがわかる。また、この強度発現傾向は $t=10$ 日付近で交差する傾きの異なる 2 本の直線で近似できることがわかる。

(2) 三軸圧縮試験による強度特性

図-28 には $V=13,800\text{m}^3$ 時に採取したコア供試体 ($t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日) の $\sigma_3=49, 98, 196\text{kN/m}^2$ の等方圧密・非排水三軸圧縮試験から得られた偏差応力($\sigma_1 - \sigma_3$), 過剰間隙水圧 u ~軸ひずみ ϵ_1 関係を示す。また、図-29 には、これらの応力~ひずみ曲線から読み取った $\epsilon_1=15\%$ 時の偏差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)₁₅により描いた Mohr の応力円と、これらを直線近似した包絡線から求めた強度パラメータ ($(c_{au})_{CC}$, $(\phi_{au})_{CC}$) を示す。これより強度成分は内部摩擦角(ϕ_{au})_{CC} が小さく、ほとんど粘着力(c_{au})_{CC} からなることがわかる。このようにして求めた各築堤段階毎の強度パラメータを累積築堤土量 V に対してプロットしたのが図-30 である。ここで築造した堤体の強度パラメータはおおよそ $(c_{au})_{CC}=50\sim 90\text{kN/m}^2$, $(\phi_{au})_{CC}=5\sim 13^\circ$ の範囲にあることがわかる。砕・転圧土の強度成分は図からわかるように内部摩擦角が小さく、主に粘着力により構成されていることがわかる。本工法では、安定計算により算定する目標強度は内部摩擦角を無視して粘着力のみで設定しているが、このような取扱いをしても、堤高の小さいため池の堤体では潜在すべり面位置での拘束圧レベルは低く、内部摩擦角による堤体安定への貢献度は相対的に小さいので、さほど不経済とならないことがわかる。

次に、砕・転圧土により築造した堤体の時間経過 $t=t_s+t_{CC}$ による変形性の変化を調べるために、 $V=13,800\text{m}^3$ 時に採取したコア供試体の三軸圧縮試験により求めた($\sigma_1 - \sigma_3$)

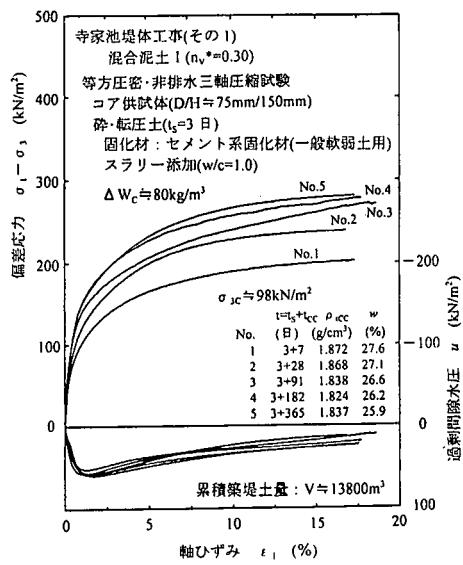


図-3-1 コア供試体の $(\sigma_1 - \sigma_0)$, $u \sim \epsilon_1$ 関係の時間経過による変化 ($V \approx 13,800 \text{m}^3$ 築堤時)

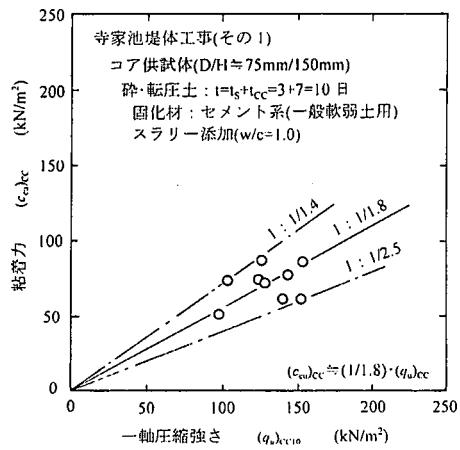


図-3-2 コア供試体の $(c_a)_{CC} \sim (q_u)_{CC}$ 関係

$u \sim \epsilon_1$ 関係の時間経過 t による変化を図-3-1 に示す。これより、 t により強度は増加してゆく傾向はあるが、応力～ひずみ曲線は明確な最大値が現れることなく一般の築堤土に近いひずみ硬化型であり、この碎・転圧土による堤体は旧堤体や基礎地盤と極端な剛性の相違を生じにくく密着性（なじみ）の良い状態にあると言えよう。また、 u も t によらず同じような $u \sim \epsilon_1$ 挙動をしており、変形性に大きな相違がないことを示している。以上のことは、せん断後の供試体破壊状況の観察により、変形が局部的に集中して明確なすべり面が生じるような破壊モードがないこ

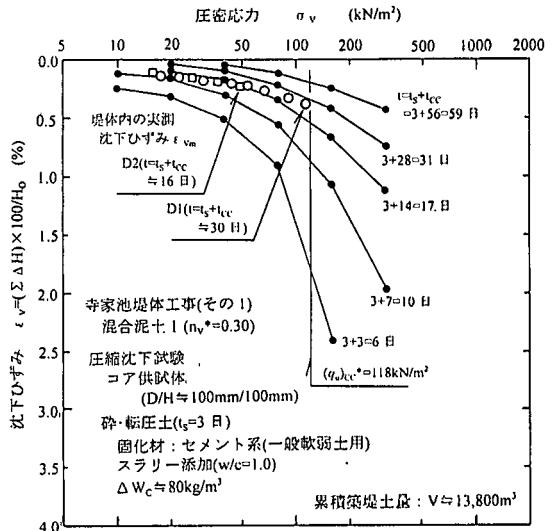


図-3-3 コア供試体の $\epsilon_v \sim \sigma_v$ 関係

($V \approx 13,800 \text{m}^3$ 築堤時)

とからも確認できた。このように碎・転圧土が周辺地盤と同様のひずみ硬化型の応力～ひずみ曲線となっていることから、碎・転圧土に周辺地盤との強度差があつても碎・転圧土部にクラックが生じるようではなく、局部的な変形集中が逐次的に発達して形成されたすべり面上で発揮される強度は、すべり面に沿った碎・転圧土や旧堤体などの各部分に応じて発揮される強度の加算された値になるものと考えられる。

図-3-2には、図-3-0で示した $(c_a)_{CC}$ と、これらと同じ築堤時に採取したコア供試体の $(q_u)_{CC}$ の平均値との関係を示す。図から、実際に築造された堤体の両者の関係はバラツキが見られ、 $(c_a)_{CC} = (1/1.4 \sim 1/2.5) \cdot (q_u)_{CC}$ (平均的には $(c_a)_{CC} \approx (1/1.8) \cdot (q_u)_{CC}$) にあるが、堤体安定に必要な強度パラメータ $(c_a)_{CC}$ を式(1)により $(q_u)_{CC}$ に変換しても過小評価することはないことがわかる。

(3) 圧密試験による沈下特性

堤体の沈下特性を調べるために、 $V \approx 13,800 \text{m}^3$ 時点の堤体面から採取したコア供試体 ($D/H \approx 100\text{mm}/100\text{mm}$) を、養生日数 t ($= t_s + t_{CC}$) を変えて土の段階載荷による圧密試験法 (JIS A1217) に準じた圧縮沈下試験を実施した。試験から得られた t の異なるコア供試体の沈下ひずみ ϵ_v ～応力 σ_v 関係を図-3-3 に示す。図中には8章で後述する地中ひずみの実測値 ϵ_{Vm} (D1: ○印, D2: □印) も示してある。図から、 ϵ_v は σ_v がほぼ $(q_u)_{CC}^*$ を超えるレベルになると急増する傾向が見られるが、この傾向は t の経過とともに少なくなってくることがわかる。これは、 $(q_u)_{CC}$ が図-2-7 に示したように t とともに増加するため、生じる

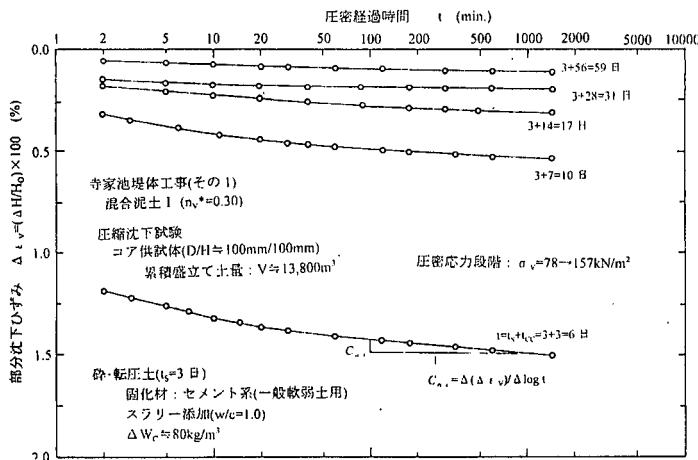


図-3 4 $\sigma_v=78 \rightarrow 157\text{kN/m}^2$ における $\Delta\epsilon_v \sim t$ の関係 ($V \approx 13,800\text{m}^3$ 築堤時)

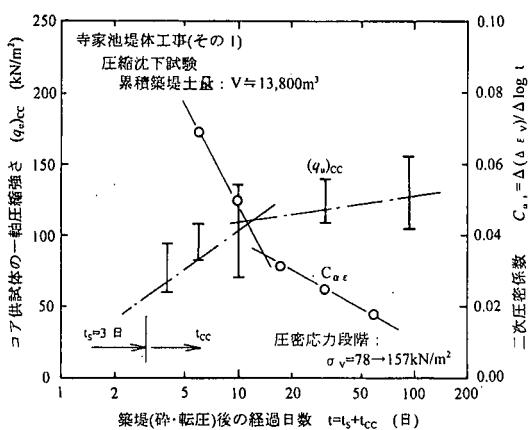


図-3 5 $C_{a,t} \sim t$ 関係 ($V \approx 13,800\text{m}^3$ 築堤時)

ϵ_v には σ_v の大きさだけでなく強度発現に要する時間 t も影響していることがわかる。

以上の試験のうちで、応力レベル σ_v が $(q_u)_{CC}^*$ に近い $\sigma_v=78 \rightarrow 157\text{kN/m}^2$ における $\Delta\epsilon_v$ と圧密経過時間 t ($=t_s+t_{CC}$) の関係を片対数グラフ上にプロットした関係を図-3 4 に示す。これより、 t の多い供試体ほど強度増加が進み、長期的なクリープ沈下、つまり直線部分の傾きである二次圧密係数 $C_{a,t}$ ($=\Delta(\Delta\epsilon_v)/\Delta\log t$) が小さくなることがわかる。この $C_{a,t}$ と $t=t_s+t_{CC}$ の関係を片対数グラフにプロットしたのが図-3 5 であり、図中には図-2 7 の $(q_u)_{CC} \sim t=t_s+t_{CC}$ 関係も示してあるが、 $C_{a,t}$ は $(q_u)_{CC}$ に対応して変化し、 $(q_u)_{CC}$ の発現とともにともに急激に低下してゆくことがわかる。碎・転圧土により堤体を築造してゆくと、堤体は築堤に伴って増加する土被り圧 σ_v により圧縮沈下が生じるが、この沈下により堤体の安定や遮水性に有害な影響

があつてはならない。特に、堤高が大きい堤体では、 σ_v が高くなり碎・転圧土の強度を超えるようになると、碎・転圧土の固化構造の破壊を伴うような過大な沈下が生じる可能性がある。したがって、このような沈下を防止するための $(q_u)_{CC}^*$ は、築堤による最大土被り圧 σ_{vmax} ($=\rho_{ICC} \cdot g \cdot Z_{max}$) より大きく

$$(q_u)_{CC}^* \geq \rho_{ICC} \cdot g \cdot Z_{max} \quad (13)$$

とする必要があろう。また、築堤時に固化構造の破壊が生じないようにするには、築堤速度による土被り圧増加量 $\Delta\sigma_v$ よりも強度発現量 $\Delta(q_u)_{CC}$ が大きくなればならない。本事例では、以下に示すように $\Delta\sigma_v > \Delta(q_u)_{CC}$ にあり問題はなかつたことがわかる。築堤速度を1日あたり1層 $\Delta Z \approx 30\text{cm}$ とすると、 $\Delta\sigma_v = \rho_{ICC} \cdot g \cdot \Delta Z = 1.82 \times 9.8 \times 0.3 \approx 5.4\text{kN/m}^2$ (配合試験による $\rho_{ICC} = 1.82\text{t/m}^3$ とした) である。また、目標強度設定日 $t=10$ 日までの1日当たりの $\Delta(q_u)_{CC}$ は図-2 7 から約 7kN/m^2 である。

8. 堤体の挙動計測

碎・転圧土で築造した堤体と通常土による堤体との相違を確認するためや、今後の同種の工事に役立たせるために、施工中あるいは施工後の土被り圧 σ_v 、間隙水圧 u 、そして地中沈下ひずみ ϵ_v を図-3 6 に示す堤体の各位置に3種類(土圧計、間隙水圧計、地中変位計)の計器を埋設して測定した。

図-3 7 には築堤(土被り深さ Z)に伴う土圧計 $E1$ と $E2$ で測定した土圧 σ_{vn} と土柱質量 $\rho_{ICC} \cdot g \cdot Z$ から算定した土被り圧の関係を示す。測定値 σ_{vn} は算定値とやや差がみ

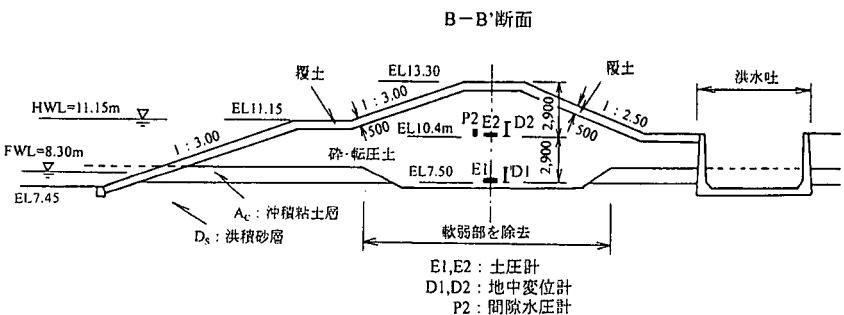


図-3 6 計測器の堤体内埋設位置 (B~B'断面)

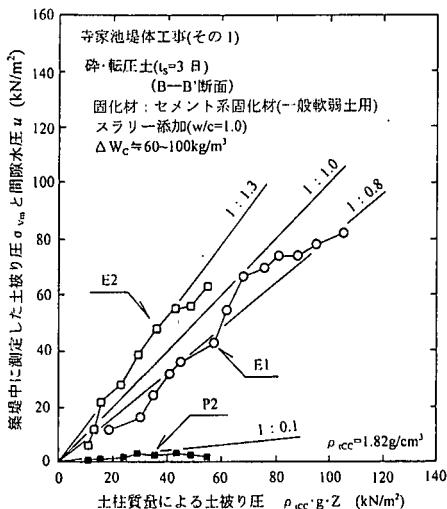


図-3 7 築堤中の測定土圧 σ_{vm} と土柱質量 $\rho_{cc} \cdot g \cdot Z$ の関係 (B~B'断面)

られるが ($\sigma_{vm}/(\rho_{cc} \cdot g \cdot Z) = 0.8 \sim 1.3$)、比較的近い値にあり、碎・転圧土でも一般的な築堤土と同様に築堤に伴って σ_v が増加することを示している。このことは碎・転圧土による堤体がほぼ均一な固化状態にあることを示してよい。

地中沈下ひずみ ϵ_{vm} は、ストローク 100mm のロッド型変位計 ($\phi 48.6\text{mm} \times \text{ゼロストローク時全長 } 700\text{mm}$ の両端に等辺山形鋼からなる測定板を固定したもの) を D1 位置と D2 位置にそれぞれ埋設して測定した。測定した築堤に伴う堤体内的 ϵ_{vm} と $\rho_{cc} \cdot g \cdot Z$ の関係を 7 章の図-3 3 にプロットし、コア供試体($D/H = 100\text{mm}/100\text{mm}$)の圧縮沈下試験による $\sigma_v \sim \epsilon_v$ 関係と比較した。図から、実測の ϵ_{vm} ～ σ_v 関係は最終的にコア供試体の $t = t_s + t_{cc} = 16 \sim 30$ 日での $\epsilon_v \sim \sigma_v$ 関係に近い位置にあることがわかる。このことは、D1 位置での築堤終了は計器埋設後 $t = 30$ 日、D2 では $t = 16$ 日であり、この時点での堤体強度は、目標値まで発現しているはずであり、実際の堤体に生じた沈下ひずみは固化構造の破壊を伴うようなものではないと思われる。

堤体内的築堤中の過剰間隙水圧 u の発生特性を調べるた

めに、堤体内的 P2 位置で間隙水圧を測定した。測定結果によると、築堤に伴う u の発生はほとんどなく、築堤中に大きな u が発生しやすい一般のコア土（特に高塑性・高含水比粘性質土）の場合との相違を示している。これは、碎・転圧土では時間経過による強度発現 $\Delta(q_{cc})$ をするが、この $\Delta(q_{cc})$ は築堤による土被り圧増加量 $\Delta \sigma_v$ よりも大きく、 u が発生しにくいためと考えられる。いずれにせよ、碎・転圧土の築堤では u の発生がわずかなため、一般的のコア土の場合に行う堤体安定性の低下を招くような過大な u の発生を防止するための築堤速度の制御は必要としない。

9. おわりに

本論文は、固化処理した底泥土を築堤土とする碎・転圧盛土工法を適用したあるため池の堤体拡張工事の紹介と、そこで築造した堤体の強度や遮水性の確認調査の結果を報告したものである。

- (1) 碎・転圧盛土工法は池内に堆積した底泥土のみを固化処理して築堤土として活用することが基本であるが、ここでは底泥土のみでは堤体盛土量に不足するため、底泥土に池拡張のために旧池周辺を掘削した発生土を加えた混合泥土として利用することにした。
- (2) 場外へ土捨て処分しにくい底泥土はすべて掘削土を加えた混合泥土として固化処理して築堤土とした。この時の底泥土と掘削土との混合割合は、湿润状態での掘削土の体積 V_{Cut} に対する底泥土の体積 V_{Mud} の比 $n_V = V_{Mud}/V_{Cut}$ で表示し、混合土による碎・転圧土が遮水性を満足していること、底泥土を築堤工事で全量処理できることの両面から設定した。
- (3) この混合比 n_V は築堤土である碎・転圧土の強度や透水係数に大きな影響を及ぼすため、施工中における n_V の管理は重要であり、本事例では固化処理ピットに搬入する底泥土と掘削土の層厚で管理した。
- (4) 固化処理した底泥土の強度(q_{uh10})は、 w_{Mix} により影響を受け、 w_{Mix} が低いほど大きくなり、かつこの傾向は ΔW_c が多いほど顕著である。このため、 w_{Mix} が変動しや

すい底泥土の固化処理には w_{Mix} の管理が重要で、目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ を現場で確保するには w_{Mix} により固化材添加量 ΔW_C を加減しなければならない。

- (5) $(q_u)_{IS}^*$ を現場で達成するための固化材添加量 ΔW_C^* は基準含水比 $w_{Mix} = (w_{Mix})_0$ において設定し、 $\Delta W_C \sim (q_u)_{IS10}$ 関係を直線近似式

$$\Delta W_C = A + B \cdot (q_u)_{IS10}$$

に目標配合強度 $(q_u)_{IS}^*/\alpha_{FL}$ を代入して求めた。また、 w_{Mix} が $(w_{Mix})_0$ と異なる場合の ΔW_C は、 w_{Mix} を次式に代入して

$$\Delta W_C = A + B \cdot [(q_u)_{IS}^*/\alpha_{FL}] \cdot [w_{Mix}/(w_{Mix})_0]^{-b}$$

から算定した ($b = -1.37$)。

- (6) 固化処理した混合泥土を用いた碎・転圧盛土工法により築造された堤体は、採取したコア供試体の各種試験から、所定の目標強度と遮水性を満足していたこと、かつ比較的均一な状態にあることが確認できた。
- (7) 堤体に築堤中に生じる沈下ひずみ ϵ_V は土被り圧 σ_V の大きさだけでなく碎・転圧土の強度発現速度も影響するが、築堤速度より強度発現速度が大きく、かつ目標強度が土被り圧よりも大きければ固化構造の破壊を伴うような沈下ひずみは生じない。
- (8) 碎・転圧土の堤体築造では、一般的コア土の築堤中にみられるような過剰間隙水圧 u の発生はない。これは、碎・転圧土は強度発現をするが、これが築堤による土被り増加より大きく u が発生しにくいものと思われる。このことから、碎・転圧土の築堤では一般的コア土の築堤のように築堤中に発生する u により堤体の安定性が低下しないよう築堤速度の制御を必要としない。

本事例は、堤体型式が均一型であったため築堤スペー

スが広くとれ、混合泥土としたため含水比が低く築堤面での施工機械のトラフィカビリティーが確保しやすかったことなどから施工が比較的容易で、碎・転圧盛土工法による初めての堤体改修工事であったにもかかわらず大過なく施工を終えることができた。今後は、この碎・転圧盛土工法を一般的な老朽ため池の堤体改修法である傾斜遮水ゾーンや嵩上げ盛土のような堤体築造への適用を推進し、施工実績を蓄積することで施工方法の経済性や適用性の高めてゆく予定である。

なお、碎・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「ため池改修工事の効率化」により開発されたものであることを付記するとともに、本研究の実施にあたって三重県北勢県民局農林商工部の関係者による多大な協力に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 福島伸二、石黒和男、北島 明、池田康博、酒巻克之、谷 茂：固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究、土木学会論文集、No.666/III-53, pp.99-116, 2000.
- 2) 福島伸二、石黒和男、北島 明、谷 茂、池田康博、酒巻克之：固化処理したため池底泥土の堤体盛土材への適用性確認のための現場実証試験、土木学会論文集、No.680/III-55, pp.269-284, 2001.
- 3) 福島伸二、北島 明、谷 茂、石黒和男：固化処理した底泥土を碎・転圧した築堤土の目標強度設定・配合試験法と施工管理法の提案、土木学会論文集、No.715/III-60, pp.165-178, 2002.
- 4) (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.
- 5) 農林水産省構造改善局建設部設計課：土地改良事業設計指針「ため池整備」、農業土木学会、p.21, 2000.

(2002. 8. 22 受付)

STRENGTH AND PERMEABILITY CHARACTERISTICS OF SMALL DAM EMBANKMENT CONSTRUCTED BY CEMENT-STABILIZED MUDDY SOIL

Shinji FUKUSHIMA, Akira KITAJIMA, Shigeru TANI and Kazuo ISHIGURO

Most of irrigation reservoir dams in Japan were damaged by a secular change because they were constructed over one hundred years ago. Such dams were mostly accumulated with a mud soil. This mud soil generally is high-water-content and very soft clayey soil. In order to make efficient use of such a problematic soil as embankment soil, we have developed a new type method to repair the damaged embankment by means of the stabilized mud soil with cement stabilizer. This paper describes an example of repairing work of the reservoir dam embankment that applied this method for the first time. It also represents the results investigated the strength and permeability characteristics of the embankment.