

# 固化処理底泥土を用いた 急勾配・高堤体ため池の補強法の事例研究

福島 伸二<sup>1</sup>・谷 茂<sup>2</sup>・北島 明<sup>3</sup>

<sup>1</sup> フェロー会員 工博 (株)フジタ 土木本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2)

<sup>2</sup> 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)

<sup>3</sup> 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)

老朽化したため池は堤体の断面不足や漏水などのために早急な改修を必要とされているが、著者らはこのような場合の堤体改修法として池内に堆積した底泥土を固化処理して築堤土として有効活用できる砕・転圧盛土工法を開発してきた。本報告は、この工法を急勾配かつ高堤体のため池の補強と漏水防止のための傾斜遮水ゾーンの築造に適用した事例を紹介するもので、特に急勾配かつ堤高の大きい堤体の補強を既設堤体との剛性差を少なくするためにゾーニングした傾斜遮水ゾーンを築造したこと、底泥土の固化処理のための室内配合試験結果、実際に築造した傾斜遮水ゾーンの強度・遮水性の確認調査と既設堤体との応力～変形特性の比較調査の結果について報告する。

**Key Words :** old earth dam, mud soil, cement-stabilized soil, sloping core zone, strengthening of embankment, zoning, slope stability, strength, permeability, renewal of embankment

## 1. まえがき

一般に、ため池は築造年代が古く、老朽化による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いるが、所要の強度と遮水性を有する築堤土を近傍で入手できない例が多い。一方、このようなため池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。著者らは

この除去すべき底泥土をそのため池の堤体改修用の築堤土として有効活用して、堤体改修と底泥土の除去処分を同時に達成できる砕・転圧盛土工法を開発してきた<sup>1)3)</sup>。この工法は底泥土をセメント系固化材によりある日数 $t_{ts}$ (初期固化日数)まで固化させた後に規定の最大粒径 $D_{max}$ で解砕してから、通常の築堤土と同様に撒出し・敷均してから転圧して築堤するものである。この工法では、底泥土を単に固化処理した状態を初期固化土、これを解

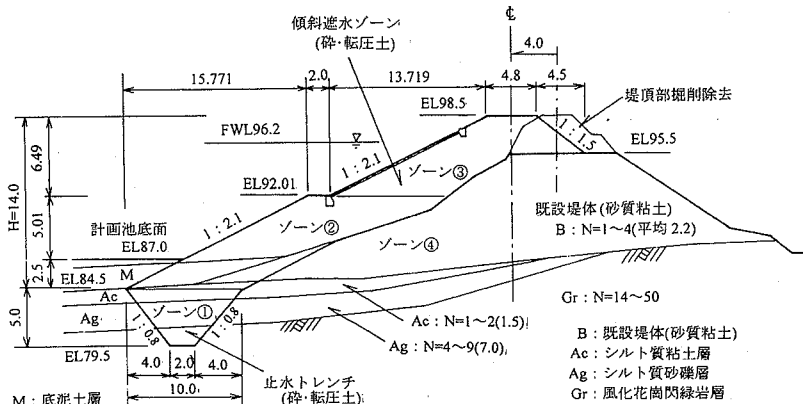


図-1 堤体の標準横断面図 (傾斜遮水ゾーン①②③による堤体の補強と漏水防止)

表-1 北谷池の補強前後の堤体諸元

堤体諸元	補強前	補強後
堤体形式	均一型	傾斜遮水ゾーン型
堤高 (m)	約12.0	14.0
堤長 (m)	116.0	120.0
堤体積 (m <sup>3</sup> )	25500	36000
貯水量 (m <sup>3</sup> )	125000	127000
砕・転圧土 築堤量 (m <sup>3</sup> )	—	15000
法面勾配	1:平均1.6(上流) 1:平均1.5(下流)	1:2.1(上流) 1:平均1.8(下流)
構造物 の改修	—	洪水吐工 底樋・斜樋工 張ブロック工

砕して通常の築堤土と同様に転圧したものを砕・転圧土と称するが、解砕・転圧後の養生日数を  $t_{cc}$  とおくと、初期固化から解砕・転圧した後の全体の養生日数は  $t_{ts} + t_{cc}$  となる<sup>1), 2)</sup>。

本報告では、この工法をため池としては急勾配かつ堤高  $H=14m$  と大きい北谷池（三重県松阪市内）の堤体の補強と漏水防止に適用し、堤体安定性が得られる強度と遮水性を有するように固化処理した底泥土により築造した事例を紹介する。特に傾斜遮水ゾーンを急勾配でも既設堤体との剛性差の影響を少なく堤体補強できるように強度ゾーニングして築造したこと、底泥土だけでは全築堤土量に不足したために池敷掘削土を加えて混合泥土として使用したこと、掘削発生土に粒度変動があっても所定の強度と遮水性が確保できるように粒度調整を行ったこと、さらに築造した傾斜遮水ゾーンの強度・遮水性の確認と既設堤体部との応力～変形特性の比較調査の結果について報告するものである。

## 2. 北谷池堤体補強工事

### (1) 補強工事概要

北谷池は築年代不明で、老朽化や波浪等による堤体の断面変形により地震時の安定性が確保されなくなっていた。また、堤体法尻や底樋周囲からの漏水により貯水能力が低下している、底樋や洪水吐の破損が著しい、そして底泥土が厚く堆積していることなどから、堤体の補強と漏水対策、施設の改修の必要性が高まっていた。そこで、底樋や洪水吐等の構造物の全面改修と、堤体の補強と漏水対策のための傾斜遮水ゾーンを砕・転圧盛土工法により築造して補強することになった。補強後の堤体標準横断面を図-1に、補強前・後の堤体諸元を表-1にそれぞれ示す。なお、傾斜遮水ゾーンの表層部には法面の植栽、砕・転圧土の乾・湿繰返しによる劣化や高アルカリ水の溶出の防止のために、堤体表面の垂直方向に既設

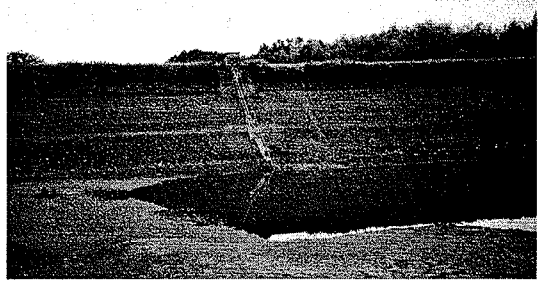


写真-1 補強前の堤体の状況

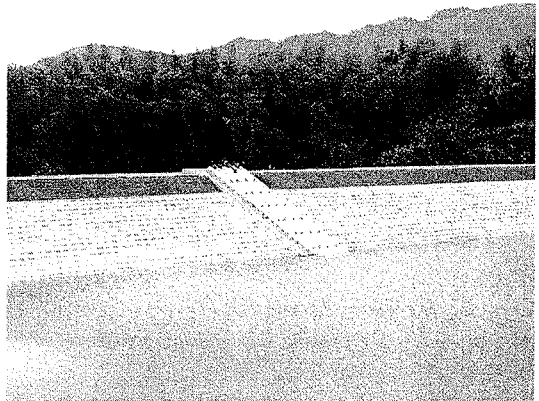


写真-2 補強後の堤体の状況

堤体等の掘削土を用いて厚層 30cm で覆土を施した。

補強工事は「その1工事」と「その2工事」の2期に分けて実施されたが、「その1工事」では底樋の改築と小段位置までの傾斜遮水ゾーン約9000m<sup>3</sup>の築堤と斜樋の築造を、「その2工事」では残りの斜樋の築造、傾斜遮水ゾーン約6000m<sup>3</sup>の築堤、張ブロックと洪水吐の築造を行った。補強前の堤体の状況を写真-1に、補強後の堤体の状況を写真-2にそれぞれ示す。

### (2) 砕・転圧盛土工法の採用理由

北谷池の既設堤体は堤高 12m を超えており、また写真-1からわかるように波浪侵食により断面変形が著しく、ため池としては急勾配な状態にあった。このため、入手可能な所要の遮水性を有する通常の築堤土（購入土）により、堤体の安定性と遮水性を確保できる傾斜遮水ゾーンを築造するには堤高  $H=14m$ 、かつ法面勾配を 1:3.0 以上のゆるい勾配にしなければならなかった。このため購入土による堤体補強では大量の築堤土を必要とし、貯水容量の大幅な減少を招くなど現実的な補強が不可能であ

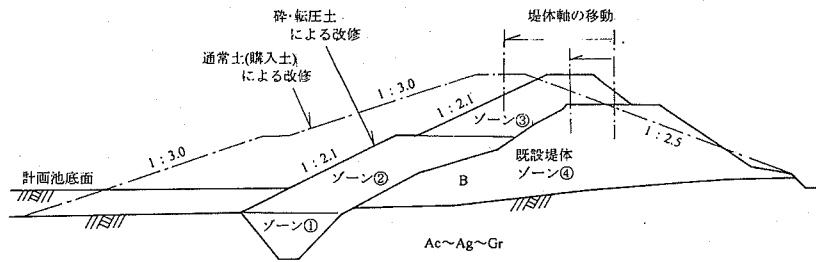


図-2 北谷池における砕・転圧盛土工法採用による効果

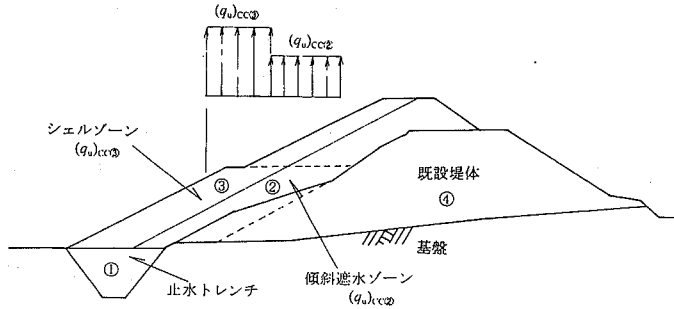


図-3 強度の傾斜ゾーニング (遮水ゾーン②とシェルゾーン③で強度差をつけて築造)

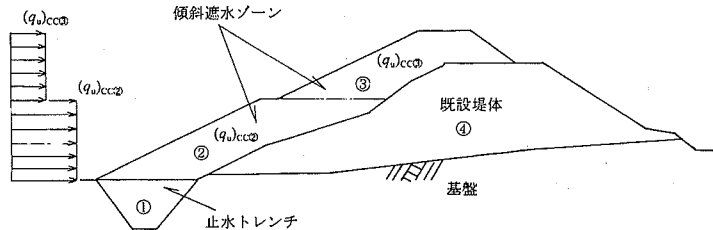


図-4 強度の水平ゾーニング (遮水ゾーンを下層②と上層③で強度差をつけて築造)

った。また、傾斜遮水ゾーン根入れ部にあたる止水トレレンチの掘削により大量の底泥土が発生するが、この底泥土の土捨て場も確保できなかつた。以上の理由から、北谷池では場外処分が困難な底泥土を固化処理して、急勾配で堤体補強ができる強度と所要の遮水性を有する築堤土を人工的に製造できる砕・転圧盛土工法を採用することになった。その結果、以下のような効果が生じた。

- (1) 所要の強度を有する遮水用築堤土を人工的に製造できるので、図-2に概念的に示すように、より急勾配法面で補強でき、築堤土量や貯水容量減少を大幅に少なくできた(勾配を1:3.0以上→1:2.1にすることで40%以上の土量を削減)。
- (2) 築堤土はすべて池内の底泥土や掘削土を原料としているので、土取り場や土捨て場が不要になった。
- (3) 土砂廃棄のための搬出や購入土の搬入がなく、近隣への交通障害等による環境への負荷が少ない。

(4) 以上の結果として、環境面にも優れ、経済的な堤体補強が可能になった。

### (3) 傾斜遮水ゾーンのゾーニングと安定計算

貯水容量の減少や築堤土量を少なくして堤体補強するには、許容範囲内で急勾配法面の傾斜遮水ゾーンを高強度の砕・転圧土により築造する必要がある。しかし、新設の傾斜遮水ゾーンを単に堤体安定性が確保できるだけの理由から高強度の砕・転圧土で築造してしまうと、新設堤体部と既設堤体部との間で強度の相違が著しくなり、地震時の大きな変形に対してクラックが生じやすいなど新設・既設堤体部間の密着性にとって好ましくない。また既設堤体が  $N=1\sim 4$  で強度的に優れているわけではないことも考慮しなければならない。そこで、このような堤体安定性を確保しながら、かつ隣接の既設堤体部との極端な剛性差が生じないようにするには、傾斜遮水ゾーン

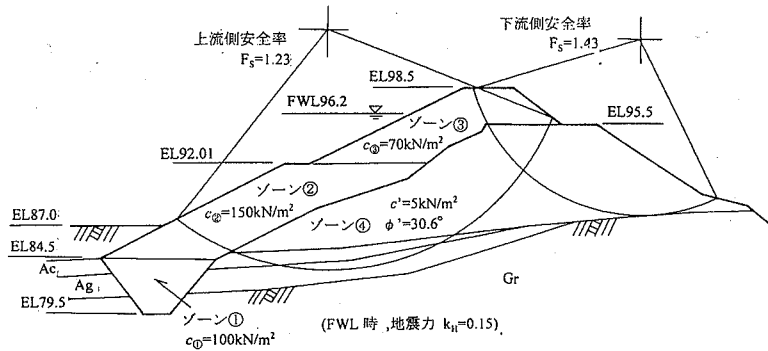


図-6 堤体の安定計算により決めた各ゾーンの目標強度

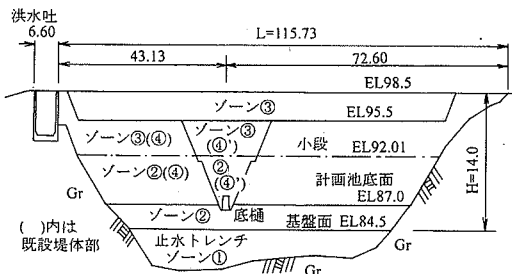


図-5 堤体の縦断面図

を強度ゾーニングすることが有効である。このゾーニングには図-3に示すような傾斜ゾーニング、あるいは図-4に示すような水平ゾーニングが考えられる。傾斜ゾーニングはあたかもロックフィルダムのように既設堤体側に遮水ゾーン、その外側に堤体の安定化機能を受け持つシェルゾーンとし、かつ強度を既設堤体→遮水ゾーン→シェルゾーンへと高くなるように、あるいは各ゾーンを後述する水平ゾーニングの場合と同じ理由から上層ほど低強度に設定して築堤するもので、規模の大きい高堤体に適したゾーニングである。しかし、このゾーニングは同一築堤面で2種類の配合の砕・転圧土を並行して築堤する必要があり、ため池のように規模の小さい堤体では施工効率が悪い。これに対して水平ゾーニングは、地震時の変形が大きい堤体上層部ほど既設堤体との剛性差の影響が大きいことを考慮して、砕・転圧土の強度を傾斜遮水ゾーン上層部で低く設定する方法である。北谷池のゾーニングでは、同一築堤面では1種類の配合の砕・転圧土で施工でき、規模の小さい堤体工事に適した水平ゾーニングを採用することにし、以下のように行った。

傾斜遮水ゾーンの築造は、堤体軸を貯水池側に2m移動させ、上流側法面を「ため池整備」<sup>4)</sup>に規定された堤高H=10~15mの範囲で許容される最急勾配である1:2.1にして行い、堤頂部は下流側法面の平均勾配を緩くするためにその一部を掘削除去することにした。傾斜遮水ゾーンは止水トレンチのゾーン①、小段下層部のゾーン②、

小段上層部のゾーン③としてゾーニングし、既設・新設堤体間の剛性差の影響を少なくするために、小段の上下のゾーン②と③で目標強度を変えた。つまり、地震時変形が大きく剛性差の影響が大きく現れる小段上層部のゾーン③は低強度ゾーン、剛性差による影響の少ない小段下層部のゾーン②は主に堤体の安定化に寄与するように高強度ゾーンとした。このように傾斜遮水ゾーンは下層ほど幅広になるので、ここを高強度の砕・転圧土で築堤すると堤体の安定性確保に効果的である。なお、既設堤体部は、図-5の堤体縦断面図の( )内に示すように、ゾーン④とした(底樋改築のためのV字掘削・再築堤部はゾーン④として区別)。

このような強度ゾーニング①~③における目標強度は堤体の安定計算により決めたが、その結果を図-6に示す。砕・転圧土の強度パラメータは後述のように内部摩擦角φを無視して粘着力cだけを考慮するものとした。ゾーン①の粘着力 $c_0$ は、安定計算によりすべり面がAc層(N=1~2)やAg層(N=4~9であるが $c'=0\text{kN/m}^2$ )のような弱層部を通過しないように決めたが、これは $c_0 \geq 100\text{kN/m}^2$ となった。また、小段上層部の低強度ゾーン③の強度を砕・転圧土のトラфикаビリティ確保に必要な強度レベルの $c_0=70\text{kN/m}^2$ に設定すると、小段下層部の高強度ゾーン②の強度は堤体安全率 $F_5 \geq 1.2$ を確保するために $c_0 \geq 150\text{kN/m}^2$ となった。ゾーン②と③の強度をこのように設定したことにより、下流側法面の安全率は $F_5=1.43$ になった。

### 3. 室内配合試験

北谷池では、池内に堆積した底泥土のうち利用可能な量が約5000 $\text{m}^3$ と想定されたが、この底泥土だけでは計画の全築堤土量の約15000 $\text{m}^3$ に不足する。そこで、ここでは止水トレンチ部の掘削土、あるいは池敷の凸凹面を整地するために掘削する土砂等(風化した花崗閃緑岩が主体)を加えて混合泥土として利用することにした。この

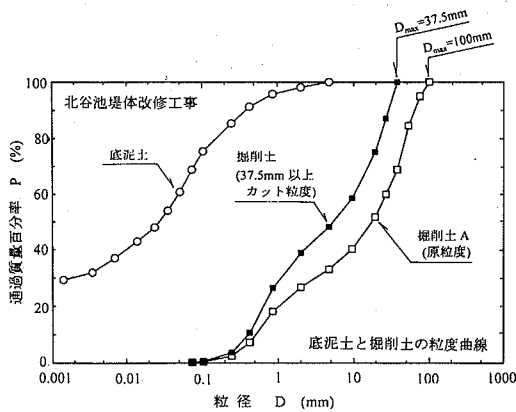


図-7 底泥土と掘削土の配合試験時の粒度曲線

ように本工法による堤体改修では、すべての築堤土を池内から調達するので、池側に傾斜遮水ゾーンを築造しても貯水容量の減少は全くない。

室内配合試験は、底泥土と掘削土からなる混合泥土を固化処理して目標とする強度の砕・転圧土を合理的に製造するために、底泥土と掘削土の混合比  $n_v$ 、固化材添加量  $\Delta W_c$ 、養生日数  $t (=t_s+t_{cc})$  や含水比  $w$  を変えて固化処理した初期固化土と砕・転圧土の強度に及ぼすこれらの要因の影響を調べるために実施した。

### (1) 底泥土と掘削土

図-7に配合試験に使用した底泥土と掘削土（「その1工事」のA材）の粒度曲線をそれぞれ示す。底泥土は細粒分含有率  $F_c \approx 70\%$  程度、コンシステンシー特性が液性限界  $w_L \approx 81\%$ ・塑性限界  $w_p \approx 57\%$ （塑性指数  $I_p \approx 24$ ）であり、貯水をなくした状態での含水比が  $w_n \approx 110\%$  でドロドロした流動状態にある。掘削土は池内の左岸側の池敷部の出張った部分の整地のために掘削した花崗閃緑岩が風化して土砂化したもの（A材）で、最大粒径  $D_{max} = 100\text{mm}$ 、均等係数  $U_c \approx 44$  と比較的粒度分布がよいが、 $F_c \approx 4\%$  でほとんど細粒分のない砂・礫分からなり、 $w_n \approx 19\%$  である。なお、室内配合試験で使用した掘削土は、供試体寸法の関係から原粒度のままでは試験不能なため、37.5mm以上の粗粒子分を除いたカット粒度試料とした。

北谷池では底泥土に掘削土を一定割合で加えた混合泥土を固化処理して築堤土とするものであるが、その時の混合割合は堤体に必要とされる室内試験による遮水性基準値： $k_{lab} \leq 1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$  を満足するように決めることにした。混合割合は湿潤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

$$n_v = V_{mud} / V_{cut} \quad (1a)$$

で表示した（体積混合比）。しかし、室内配合試験では、体積比よりも質量比による表示の方が試料の準備に便利なので、底泥土と掘削土の湿潤状態での質量比  $n_w$

$$n_w = W_{mud} / W_{cut} = n_v \cdot (\rho_{tcut} / \rho_{tmud}) \quad (1b)$$

による表示を用いた。なお、 $W_{mud}$  と  $\rho_{tmud}$  は底泥土の湿潤状態での質量と密度であり、また  $W_{cut}$  と  $\rho_{tcut}$  は掘削土の湿潤状態での質量と密度である。

### (2) 混合泥土の基準含水比 ( $w_{mix,0}$ ) の設定

底泥土の含水比  $w_{mud}$  や掘削土の含水比  $w_{cut}$  は堆積場所等により大きく変化し、これらを混合した混合泥土の含水比  $w_{mix}$  も変化する。試験では、底泥土は貯水をなくした状態にある池敷から採取したときの含水比  $w_n \approx 110\%$  を基準含水比 ( $w_{mud,0}$ ) とし、掘削土は含水比の変動が比較的少ないことから採取時の含水状態をそのまま  $w_n \approx 19\%$  を ( $w_{cut,0}$ ) とした。そして、混合泥土の基準含水比 ( $w_{mix,0}$ ) は、それぞれの基準含水比にある底泥土と掘削土を混合した時の含水状態とした。

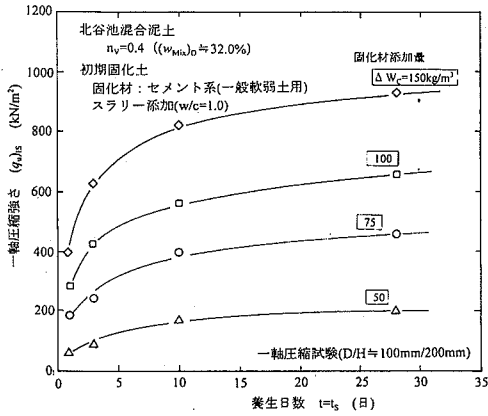
### (3) 初期固化土と砕・転圧土の供試体の作製方法

固化材は高含水粘性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。混合泥土と固化材の混合は以下のように行った。まず、混合泥土は所定の  $n_v$  ( $n_w$ ) に相当する底泥土  $W_{mud}$  と掘削土  $W_{cut}$  を計量して、小型ミキサーで混合して準備した。固化材添加量は、実施工に便利のように混合泥土の  $1\text{m}^3$  当りの質量  $\Delta W_c$  ( $\text{kg/m}^3$ ) として表示し、質量  $W$  の混合泥土の初期固化に必要な固化材量  $W_c$  は混合泥土の密度  $\rho_{tmix}$  から算定した ( $W_c = W \cdot (\Delta W_c / \rho_{tmix})$ )。  $\rho_{tmix}$  は、底泥土の密度  $\rho_{tmud}$  をヘドロや泥土における  $\rho_t \sim w$  関係<sup>3)</sup>により推定して  $\rho_{tmud} = 1.40\text{g/cm}^3$  ( $w_{mud,0} = 110\%$ ) とし、掘削土の密度  $\rho_{tcut}$  を  $\rho_{tcut} = 1.95\text{g/cm}^3$  ( $w_{cut,0} = 19\%$ ) として

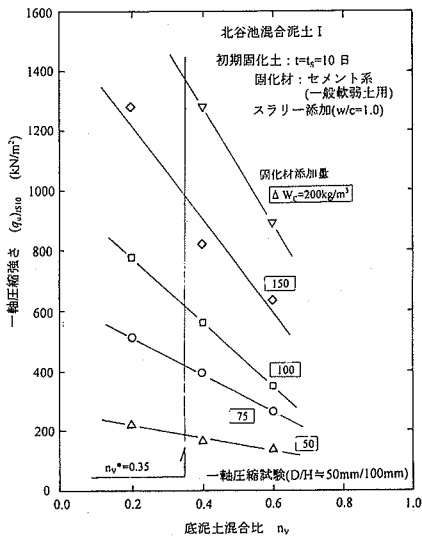
$$\rho_{tmix} = (\rho_{tcut} + \rho_{tmud} \cdot n_v) / (1 + n_v) \quad (2)$$

から算定した。混合泥土と固化材は準備した混合泥土に水・固化材比  $w/c = 1.0$  のスラリー状態にした固化材を加えて小型ミキサーで2分間混合して、まだ固まらない混合泥土を準備した。

初期固化土の供試体は、まだ固まらない状態の混合土を直径  $D$  と高さ  $H$  が  $D/H = 100\text{mm}/200\text{mm}$  の二つ割りの成型モールド内に気泡が残らないように詰めて作製した。また、砕・転圧土の供試体は所定期間  $t_s$  だけ養生した初期固化土をストレートエッジにより直径約  $20\text{mm}$  程度になるように解砕し、 $D/H = 100\text{mm}/200\text{mm}$  モールド内に5層に分けて、質量  $2.5\text{kg}$  のランマーにより突固め試験 JIS



図一八 初期固化土の $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係



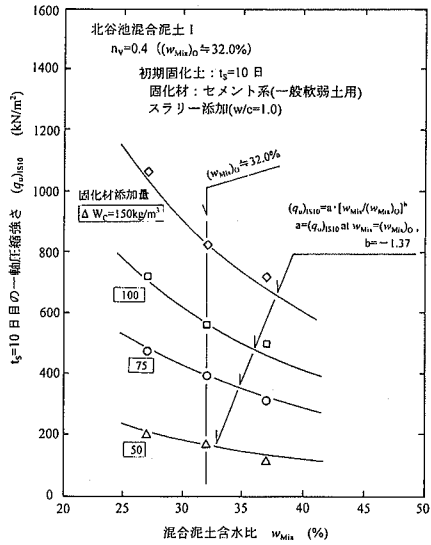
図一九 初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim n_v$ 関係

A1210のA法と同じ締固めエネルギー $E_c=550\text{kJ/m}^3$ で突き固めて作製した。

#### (4) 初期固化土と砕・転圧土の強度特性

図一八には  $n_v=0.4$  の混合泥土 ( $w_{Mix,0}=32\%$ ) を  $\Delta W_c$  を変えて固化処理した初期固化土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$  の養生日数  $t_s$  に伴う発現傾向を示す。図一九には以上のような混合泥土の  $n_v$  を変えた試験から求めた  $t_s=10$  日目の強度 $(q_u)_{IS10}$  と  $n_v$  の関係を示す。これより、同じ  $\Delta W_c$  でも  $n_v$  が大きく、底泥土の多い混合泥土による初期固化土ほど強度が小さくなるのがわかる。

図一一〇には混合泥土からなる $(q_u)_{IS10}$  に及ぼす含水比  $w_{Mix}$  の影響を調べるために、 $w_{Mix}=(w_{Mix,0})=32\%$ にある  $n_v=0.40$  の混合泥土に加水あるいは乾燥させて含水調整し



図一〇 初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$ 関係

てから初期固化した  $t_s=10$  日目の強度 $(q_u)_{IS10}$  と  $w_{Mix}$  の関係を示す。この図には次の指数関数式

$$(q_u)_{IS10} = a \cdot [w_{Mix} / (w_{Mix,0})]^b \quad (b = -1.37) \quad (3)$$

により近似した $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$ 関係を曲線で示すが、比較的良好な関係にあることがわかる。このことは、 $(q_u)_{IS10}$  を  $w_{Mix}=(w_{Mix,0})$  時の強度  $a$  により、 $w_{Mix}$  を  $(w_{Mix,0})$  により正規化すると、 $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  関係が両対数グラフ上で  $n_v$  や  $\Delta W_c$  によらず直線となることを意味している<sup>3)</sup>。したがって、上式を利用して  $w_{Mix}=(w_{Mix,0})$  における強度 $(q_u)_{IS10}$  を求めれば  $(q_u)_{IS10}$  に及ぼす  $w_{Mix}$  の影響を考慮することができる。

次に、 $\Delta W_c=75\text{kg/m}^3$  で固化処理した  $n_v=0.40$  の混合泥土 ( $w_{Mix,0}=32\%$ ) からなる初期固化土の $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係 (●印) と、これを  $t_s=1, 3, 5$  日目に解砕・転圧した砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t$  ( $t=t_s+t_{CC}$ ) 関係 (□, ○, ◇印) の比較を図一11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砕・転圧した直後  $t_{CC}=0$  日目の砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC0}$  (後述する施工機械のトラフィカビリティに関係する強度) を示している。そして、初期固化土の砕・転圧による強度低下の程度を  $t_s+t_{CC}=28$  日での初期固化土と砕・転圧土の強度比

$$R = (q_u)_{CC} / (q_u)_{IS} \quad (4)$$

により定義して  $R$  と  $t_s$  の関係を求めたのが図一12である。この図から、砕・転圧土の $(q_u)_{CC}$  は初期固化土の状態での $(q_u)_{IS}$  より低下するが、その程度は  $t_s$  により異なり、 $t_s$  が長いほど砕・転圧後の強度低下が著しくなることがわ

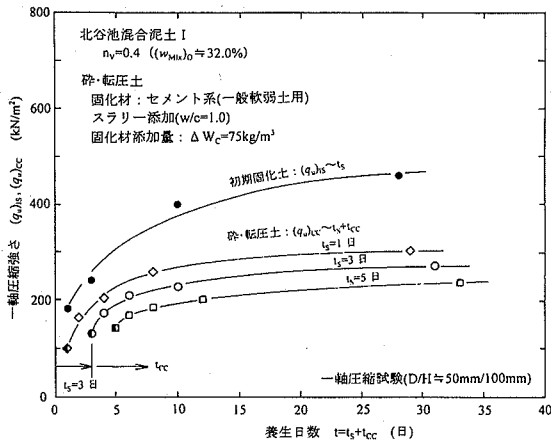


図-1 11 砕・転圧強度( $q_u$ )<sub>CC</sub>に及ぼす  $t_s$  の影響

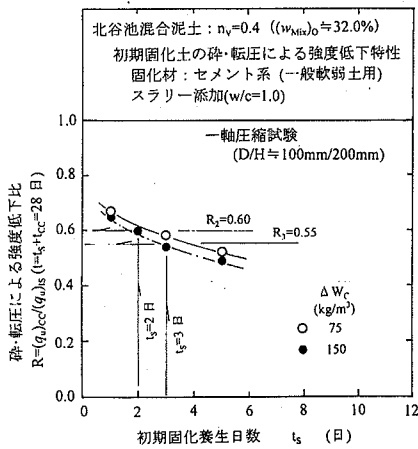


図-1 12 砕・転圧による強度低下に及ぼす  $t_s$  の影響

かる(特に  $t_s=3$  日付近までの低下が著しい)。このことは砕・転圧土により築造する堤体の強度を設定する時には砕・転圧後の  $t_{CC}$  の他に  $t_s$  の影響も考慮しなければならないことを示している<sup>1)</sup>。そこで、ここでは施工性や固化効率を考慮して、砕・転圧による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を期待できる  $t_s=3$  日とし、強度低下比として図-1 2より  $R_3=0.55$  を採用することにした。

### (5) 砕・転圧土の遮水特性

固化処理した混合泥土 ( $w_{mix} = (w_{mix})_0$ ) からなる砕・転圧土の遮水性を調べるために、等方圧密応力  $\sigma_c$  を加えた状態の透水係数  $k_{TC}$  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)<sup>1)</sup>を実施した。図-1 3には  $n_v$  を変えた混合泥土を  $\Delta W_c = 75\text{kg/m}^3$  で固化処理して製造し

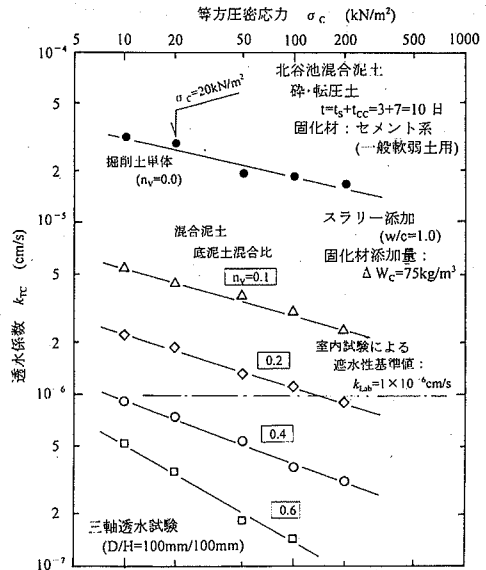


図-1 13  $n_v$  を変えた砕・転圧土の  $k_{STC} \sim \sigma_c$  関係

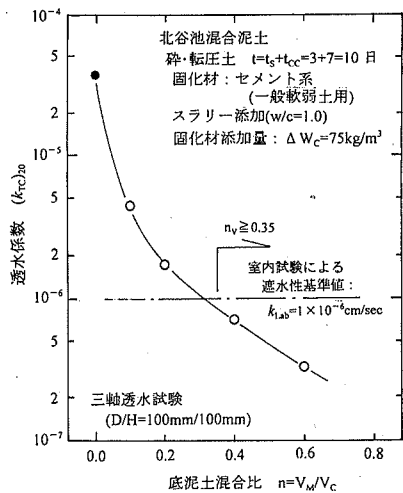


図-1 14 砕・転圧土の( $k_{STC}$ )<sub>20</sub>  $\sim n_v$  関係

た砕・転圧土( $t=t_s+t_{CC}=3+7=10$  日)の  $\sigma_c \sim k_{TC}$  関係を示す。図から、混合泥土からなる砕・転圧土の  $k_{TC}$  は  $n_v$  により影響を受け、 $n_v$  が大きく底泥土量が多いほど急激に低下することがわかる。そこで、このような試験から得られた  $\sigma_c \sim k_{TC}$  関係から読み取った圧力レベル  $\sigma_c = 20\text{kN/m}^2$  における値( $k_{TC}$ )<sub>20</sub> と  $n_v$  の関係を図-1 4に示す(この  $\sigma_c$  は堤体内 1m 深さ位置の土要素が受ける土被り圧に相当する値として選択)。図から、遮水性基準値  $k_{lab} = 1 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$  を満足する  $n_v$  は  $n_v \geq 0.35$  ( $(w_{mix})_0 = 30.7\%$ ) となるので、実施工での混合比を  $n_v^* = 0.35$  に設定した。

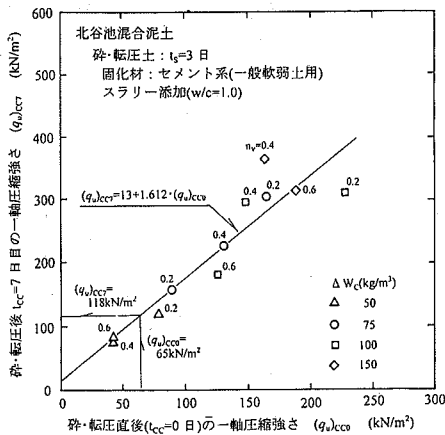


図-15 砕・転圧土の $(q_w)_{CC7} \sim (q_w)_{CC0}$ 関係

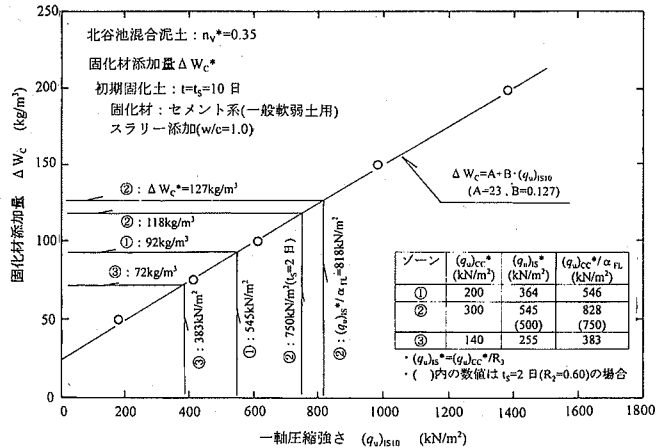


図-16 現場での固化材添加量 $\Delta W_c^*$ の決定

設定した  $n_v^*$  に相当する底泥土量  $V_{Mud}$  は、築堤土量  $V$  とすると式(1)と  $V = V_{Mud} + V_{air}$  から、 $V_{Mud} = V \cdot n_v^* / (1 + n_v^*)$  となる。砕・転圧土による堤体の改修に必要な築堤土量は  $V = \text{約 } 15000 \text{ m}^3$  と見積もられており、これに必要な底泥土量  $V_{Mud}$  は上式から  $V_{Mud} = 15000 \times 0.35 / (1 + 0.35) \approx 3900 \text{ m}^3$  となる。底泥土の堆積量は約  $5000 \text{ m}^3$  と推定されており、上述の  $n_v^*$  であれば施工中のロス分や見積り誤差を考慮しても十分な量がある。一方、底泥土を完全に除去してしまうと底泥土層がこれまで果たしてきた自然の遮水層がなくなってしまう、漏水が生じないとも限らない。そこで、改修に使用した底泥土のうちの残りは、自然ブランケットとして堤体付近の池敷に敷き均すものとした。

#### 4. 固化材添加量の決定

##### (1) 目標強度の決定

本工法では、初期固化土あるいは砕・転圧土は粘着力成分の卓越した強度特性をしていること<sup>1), 2)</sup>を考慮して、その強度パラメータは内部摩擦角  $\phi$  を無視した粘着力  $c$  のみで表示することにする。また、その強度は一般の土質改良工での取扱い<sup>3)</sup>にならって一軸圧縮強さ  $q_u$  で表示し、この  $c$  と  $q_u$  の関係

$$c = q_u / 2 \quad (5)$$

とおくことにする。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  $t=10$  日以降急激に緩やかになる<sup>1)</sup>。そこで、本工法における目標強度  $(q_w)_{CC}^*$  は、強度増加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  $t=t_5=10$  日目の強度  $(q_w)_{S10}$ 、砕・転圧土では  $t_5=3$  日の

場合には砕・転圧後  $t_{CC}=7$  日目 ( $t_{CC}=t-t_5=10-3=7$ ) の強度  $(q_w)_{CC7}$  で設定することとしている<sup>3)</sup>。そして、 $(q_w)_{CC}^*$  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必要な砕・転圧土部の強度  $(q_w)_{CCStability}$  と施工機械のトラフィカビリティに必要な強度  $(q_w)_{CCTrafficability}$  を比較して、大きい方で決定される。

$(q_w)_{CCTrafficability}$  は、この工法が初期固化土を解砕後に直ちに撤出し・敷均し・転圧することで築堤するものであるため、砕・転圧当日  $t_{CC}=0$  日目の強度  $(q_w)_{CC0}$  から目標強度設定日まで、 $t_5=3$  日であれば  $t_{CC}=7$  日目までに発現される強度  $(q_w)_{CC7}$  となる。 $(q_w)_{CC0}$  は、「ため池整備」<sup>6)</sup>に規定されているため池の堤体基礎地盤で必要な機械施工が可能な地耐力 (コーン指数  $q_c=490 \text{ kN/m}^2$  が目安) を満足しなければならぬとすると、 $q_u \sim q_c$  変換式 ( $q_u = q_c / 7.5$ )<sup>3)</sup> より  $(q_w)_{CC0} = q_c / 7.5 = 65 \text{ kN/m}^2$  となる。したがって、 $(q_w)_{CC}^*$  は、図-11に示したような  $n_v$  や  $\Delta W_c$  を変えた混合泥土による砕・転圧土 ( $t_5=3$  日) の配合試験から求まる図-15に示す  $(q_w)_{CC7} \sim (q_w)_{CC0}$  関係から  $(q_w)_{CCTrafficability} = 118 \text{ kN/m}^2$  となる。北谷池での  $(q_w)_{CC}^*$  は、 $(q_w)_{CCTrafficability}$  が安定計算による必要とされる強度のうち最低の強度ゾーン③の  $(q_w)_{CCStability} = 2 \cdot c_{\text{③}} = 140 \text{ kN/m}^2$  より小さいので、各ゾーンの  $(q_w)_{CCStability}$  から決められた。

##### (2) 各ゾーンにおける固化材添加量

固化材添加量  $\Delta W_c$  は傾斜遮水ゾーン内のゾーン①～③の砕・転圧土の  $(q_w)_{CC}^*$  に対してそれぞれ決めた。 $(q_w)_{CC}^*$  は初期固化強度で表示すると、図-12に示した砕・転圧による  $t_5=3$  日に相当する強度低下比  $R_3=0.55$  より、 $(q_w)_{S10}^* = (q_w)_{CC}^* / R_3$  となる。この  $(q_w)_{S10}^*$  を現場で達成するのに必要な  $\Delta W_c = \Delta W_c^*$  は室内試験と実施工間の混合条件の相違を補正するための現場/室内強度比  $\alpha_{FL}$  を考慮して決める。この  $\alpha_{FL}$  は固化材の均一な混合が可能なトレンチャー混



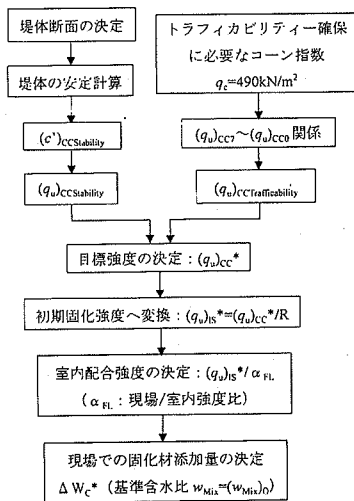


図-17  $(q_w)_{CC}^*$  と  $\Delta W_C^*$  の決定までの手順

合法 (スラリー添加) を想定すれば  $\alpha_{FL}=1/1.5$  (これまでの実績値)<sup>2), 3)</sup> となる。したがって、現場で  $(q_w)_{IS}^*$  を確保するのに必要な室内配合強度は  $(q_w)_{IS}^* / \alpha_{FL}$  になる。

$\Delta W_C^*$  は、配合試験から求めた図-9の混合泥土  $n_V^*=0.35$  ( $w_{Mix}=(w_{Mix})_0=30.7\%$ ) に相当する  $(q_w)_{IS10} \sim \Delta W_C$  関係を図-16に示すように直線近似した

$$\Delta W_C = 23 + 0.127 \cdot (q_w)_{IS10} \quad (6a)$$

に、室内配合強度  $(q_w)_{IS10} = (q_w)_{IS}^* / \alpha_{FL} = 388 \sim 818 \text{ kN/m}^2$  を代入して得られる。以上述べた  $(q_w)_{CC}^*$  と  $(q_w)_{IS}^*$  の決定から、 $\Delta W_C^*$  を決定するまでの一連の手順を図-17に示す。

この  $\Delta W_C^*$  はあくまで  $w_{Mix}=(w_{Mix})_0$  における値である。

$(q_w)_{IS10}$  は図-10に示したように  $w_{Mix}$  の影響を受けるので、混合泥土の固化前の  $w_{Mix}$  が基準の  $(w_{Mix})_0=30.7\%$  と異なる場合には、 $\Delta W_C^*$  は  $(w_{Mix})_0$  との差に応じて式(3)と次(6a)を組合した

$$\Delta W_C = 23 + 0.127 \cdot (q_w)_{IS10} \cdot [w_{Mix} / (w_{Mix})_0]^{1.37} \quad (6b)$$

により加減する<sup>8)</sup>。上式の  $[w_{Mix} / (w_{Mix})_0]^{1.37}$  の項は図-10に示した  $(q_w)_{IS10}$  に及ぼす  $w_{Mix}$  の影響を近似した式(3)に係するものである。

### (3) 初期固化養生日数 $t_s$ を変更した施工

本工法において、初期固化養生日数  $t_s$  を標準の  $t_s=3$  日とするのは築堤時の施工機械のトラフィカビリティを確保するのに必要とされる強度発現まで固化させるためである。したがって、 $(q_w)_{CC}^*$  が高い場合の  $t_s$  はトラフィカビリティを確保できるのであれば標準の  $t_s=3$  日よりも

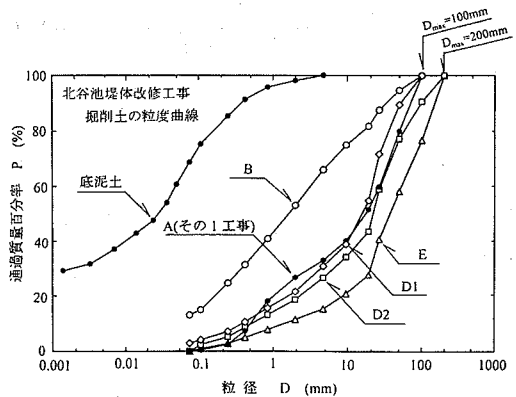


図-18 掘削土の粒度曲線

短くして、解砕・転圧後の再固化強度の伸びを大きくすることができる。短い  $t_s$  は初期固化土の解砕・転圧後の再固化時の強度低下を少なくすることができ、これに応じて  $(q_w)_{CC}^*$  を確保するために必要な  $\Delta W_C$  を節約できるうえ、 $\Delta W_C$  が少ないことによる強度のバラツキの少ない、より均一性の高い堤体の築造が可能である。そこで、「その2工事」の高強度  $(q_w)_{CC}^*=300 \text{ kN/m}^2$  のゾーン②の  $V=9000 \sim 9700 \text{ m}^3$  までの築堤部は  $t_s=2$  日とした砕・転圧土を用いて築堤した。  $t_s=2$  日の場合の強度低下比  $R_2$  は図-12に示した  $R \sim t_s$  関係図からわかるように  $R_2=0.60$  となる。したがって、初期固化状態での  $(q_w)_{IS}^* (= (q_w)_{CC}^* / R_2)$  が図-16の表中の( )内に示した値となり、 $\Delta W_C^*$  は  $t_s=3$  日の場合より約  $10 \text{ kg/m}^3$  ほど節約できることになる。

## 5. 掘削土の粒度が変動時の粒度調整基準

掘削土は発生場所により粒度が変化するが、工事前の配合試験で使用した A 材と比較して粗粒分の多い掘削土では、混合泥土を固化処理して製造した砕・転圧土の遮水性が低下する、強度が高くなるなどの影響を及ぼし、前述の室内配合試験の結果が有効でなくなる。掘削土のうち、「その1工事」では同一箇所だけから掘削した A 材のみを使用できたため粒度変動は少なかったが、「その2工事」では数箇所からの掘削発生土を使用するため粒度の変動が予想された。そこで、「その2工事」の開始前に使用予定の B, C, D, E の各掘削土による規定の混合比  $n_V^*$  の混合泥土からなる初期固化土と砕・転圧土の配合試験を追加実施し、各掘削土の粒径が砕・転圧土の遮水性に及ぼす影響を調べた (C 材は工事に使用しなかったため試験データは省略)。

図-18には掘削予定箇所から採取した掘削土 B 材、D1 材、D2 材、E 材の粒度曲線を、「その1工事」で使

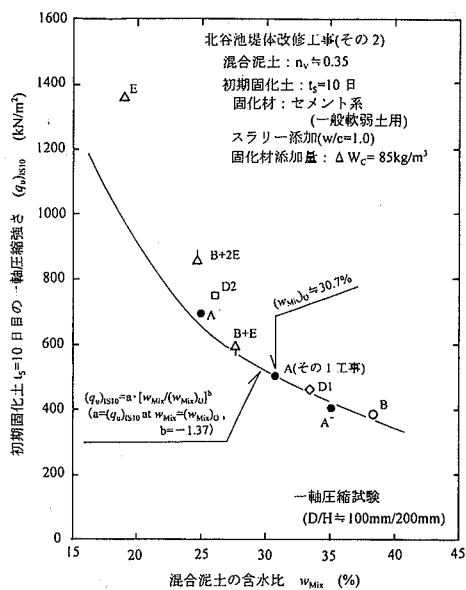


図-19 掘削土・粒度調整土の $(q_u)_{IS10} \sim$ 含水比  $w_{Mix}$  関係

用したA材の粒度曲線と比較して示す。図-19には、これらの掘削土による規定の $n_v=0.35$ の混合泥土からなる初期固化土の一軸圧縮試験から得られた $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  関係を示す。図中には $w_{Mix}=(w_{Mix})_0$ にあるA材による混合泥土に加水して湿润側に含水調整したA<sup>+</sup>、あるいは乾燥して乾燥側に含水調整したA<sup>-</sup>材からなる初期固化土のデータも示してある(●印)。この図から、B材、D1材やD2材の $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  関係は式(3)により想定されるA材の $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  関係に沿って変化し、含水比 $w$ を測定しさえすれば強度が推定できそうであるが、粒度がA材よりかなり粗粒側になるE材ではA材の $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  関係より高強度になっている。そこで、E材のようなA材よりも粗粒側の粒度曲線になる掘削土では、最も細粒側の粒度曲線のB材を体積比でB:E=1:1(B+E材)、あるいは1:2(B+2E材)のように混合して、図-20に示す粒度曲線のように細粒側に粒度調整して使用することにした。これらの粒度調整土B+E材とB+2E材による混合泥土からなる初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  関係を図-19に示したが、A材より近い細粒分の多いB+E材はA材による混合泥土の初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w_{Mix}$  曲線に近い関係にある。各掘削土からなる混合泥土から製造した砕・転圧土の遮水性に及ぼす粒度の影響を調べるために、各掘削土や粒度調整土による混合泥土からなる砕・転圧土の透水試験から求めた $(k_{TC})_{20}$ と平均粒径 $D_{50}$ の関係を図-21に示す。これより、 $(k_{TC})_{20}$ は $D_{50}$ が大きくなるほど大きくなるが、 $D_{50}$ がA材と同程度以下 $D_{50} \leq 18\text{mm}$ の掘削土からなる砕・転圧土は遮水性の基準値 $k_{lab} \leq 1 \times 10^{-6}\text{cm/s}$

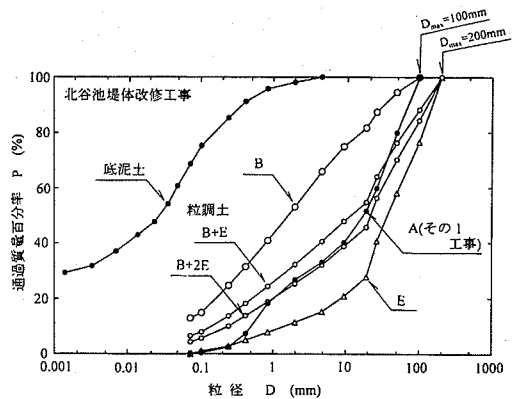


図-20 B材・E材の粒度調整土の粒度曲線

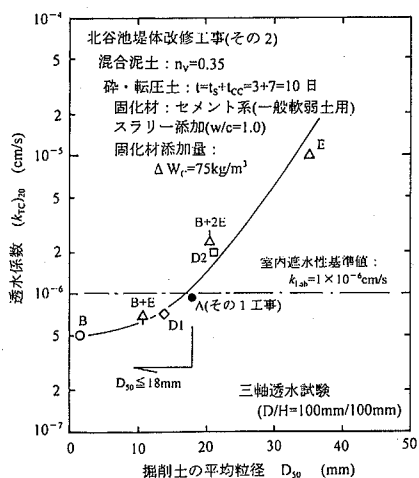


図-21 掘削土・粒度調整土の $(k_{TC})_{20} \sim$ 平均粒径  $D_{50}$  関係

を満足することがわかる。そこで、使用する掘削土はその発生箇所が変わった場合、あるいは同一箇所の掘削土量約 $1000\text{m}^3$ 毎に粒度試験を実施し、最大粒径 $D_{max}$ と $D_{50}$ がA材と同程度以下であることを確認した。そして、この条件に合わない場合には $D=100\text{mm}$ 以上の粒径をカットし、 $D_{50} \leq 18\text{mm}$ になるように最も細粒の粒度のB材を混合して粒度調整して使用するものとした。本工法では、以上に示したように、例えば砕・転圧土の原材料である混合泥土が変化しても、築堤に使用する砕・転圧土の強度・遮水性が所要の値になるように品質を確保することが重要である。

## 6. 砕・転圧盛土工法による傾斜遮水ゾーン築造法

堤体補強工事は、準備工事として貯水をなくしてから、

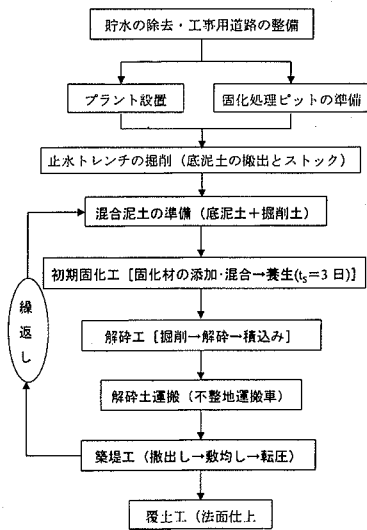


図-22 傾斜遮水ゾーン築造の施工手順

工事用道路を整備した後、堤体のほぼ中央部をV字掘削してから底樋を築造し、これと並行して止水トレンチの掘削や固化処理ピットの造成を行い、傾斜遮水ゾーンの築造を行った。傾斜遮水ゾーンは、図-22のフロー図に示すように、混合泥土の固化処理ピット内での混合泥土の初期固化、初期固化土の解砕、そして築堤の各工程を繰り返すことにより築造した（ゾーン①→②→③）。底樋を築造したV字開削部はこれと並行して、そこを掘削した堤体土で1層毎（約30cm）に再築堤（ゾーン④）した。そして、斜樋は傾斜遮水ゾーンが所定位置まで築造されるのを待ちながら段階的に築造した。

混合泥土の初期固化は、掘削土と底泥土の混合比 $n_v$ の管理が容易なことから、図-23に概念的に示すような固化処理ピットで行った。つまり、 $n_v$ の管理は掘削土の層厚 $H_{Cu}$ と底泥土の層厚 $H_{Md}$ の比が設定した混合比 $n_v^* = H_{Md}/H_{Cu}$ になるように固化処理ピット内に投入することで簡単にできる。固化処理ピットは主に止水トレンチのうちの基礎地盤Ag層あるいはGr層の掘削発生土により造成した。ピット数は図-23に示したように当日初期固化、1日目養生、2日目養生、3日目解砕の4個とし、ピット1個の大きさは1日の固化処理土量約250 $m^3$ に相当する幅約4.5m×深さ約2.5m×長さ約25mとした。

初期固化工程は、固化処理ピット内に投入された掘削土と底泥土に所定のセメント系固化材を添加して、これらを均一に混合して養生期間 $t_0=3$ 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型攪拌混合機により、プラントから圧送されたスラリー化した固化材（水・固化材比 $w/c=1.0$ ）をトレンチャー攪拌部の先端から一定流量で混合泥土中に吐出させな

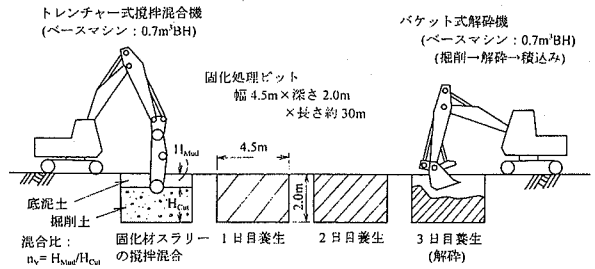


図-23 固化処理ピット内での初期固化と養生

がら攪拌して行った。

解砕工程は $t_0=3$ 日間だけ経過した初期固化土をバケット式解砕機<sup>2), 8)</sup>により掘削して規定の $D_{max}$ で解砕しながら積込みを行うものである。この解砕機は0.7 $m^3$ 級バックホウをベースマシンとし、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を押土プレートにより格子から押出して解砕を行うものである（解砕能力は約30~40 $m^3$ /時間）。格子間隔は $D_{max}$ の大きさ（200mm, 100mm, 50mm）に応じて200mm×200mmの格子バケットに鋼棒を現場溶接して100mm×100mm, 100mm×50mmの3種類を設定できる。

築堤工程では、固化処理ピットから運搬されてきた規定の $D_{max}$ の解砕土をバックホウにより層厚 $\Delta=30$ cm程度に撤出してからブルドーザで敷均し、転圧機械で規定の回数だけ転圧して、傾斜遮水ゾーンを1層毎に築造してゆく工程である。この時の $D_{max}$ と転圧条件は、3種類の $D_{max}$ による解砕土をバックホウにより約30cm層厚で撤出し、15t級ブルドーザで敷均してから、入手可能な転圧機械で転圧して試験盛土を築造し、 $D_{max}$ 、転圧機械による試験盛土面の転圧回数 $N=4, 6, 8$ 回毎の強度と透水係数の変化を調べ、所要の強度や遮水性を達成できた $D_{max}=100$ mm、転圧回数 $N=8$ 回に決定した。使用した転圧機械は「その1工事」では10t級ロードローラ、「その2工事」では13t級振動ローラ（無振動で使用）であった。

## 7. 築造した傾斜遮水ゾーンの強度・遮水性調査

### (1) 一軸圧縮試験による強度確認

図-24には、築造した傾斜遮水ゾーンの強度を確認するために、 $\Delta V=1000\sim 2000$  $m^3$ 毎に採取した砕・転圧土の不攪乱コア供試体（採取方法は参考文献2）を参照）について目標強度設定日の $t=t_0+t_{cc}=10$ 日目に実施した一軸圧縮試験から求めた強度 $(q_{dCC7})$ と累積築堤土量 $V$ の関係を示す。図中の記号(○, ●)は平均値を示し、また○印は $t_0=3$ 日とした場合の強度 $(q_{dCC7})$ 、●印は $t_0=2$

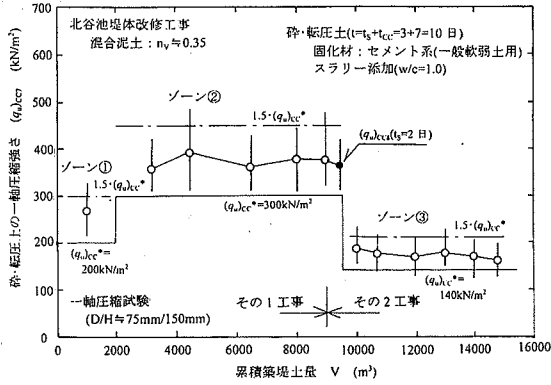


図-24 築堤中の砕・転圧土の $(q_{c})_{cc} \sim V$ 関係

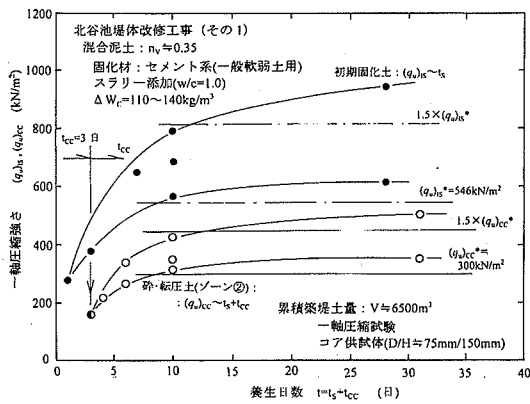


図-25 ゾーン②の $(q_{c})_{cc} \sim t (=t_s+t_{cc})$ 関係 (その1工事,  $t_s=3$ 日,  $V=6500\text{m}^3$ 築堤時)

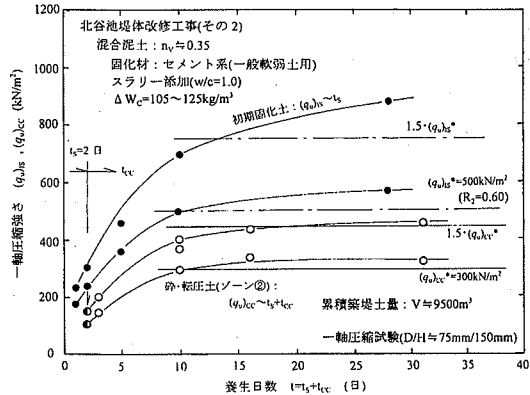


図-26 ゾーン②の $(q_{c})_{cc} \sim t (=t_s+t_{cc})$ 関係 (その2工事,  $t_s=2$ 日,  $V=9500\text{m}^3$ 築堤時)

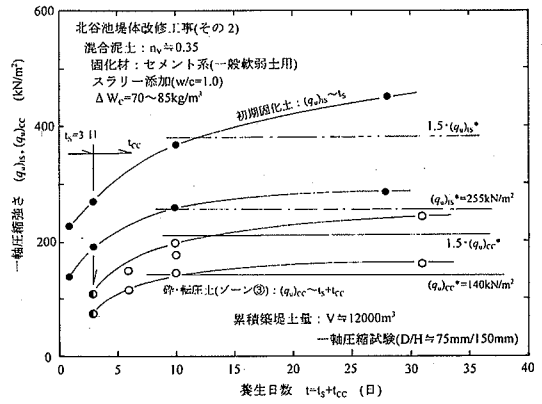


図-27 ゾーン③の $(q_{c})_{cc} \sim t (=t_s+t_{cc})$ 関係 (その2工事,  $t_s=3$ 日,  $V=12000\text{m}^3$ 築堤時)

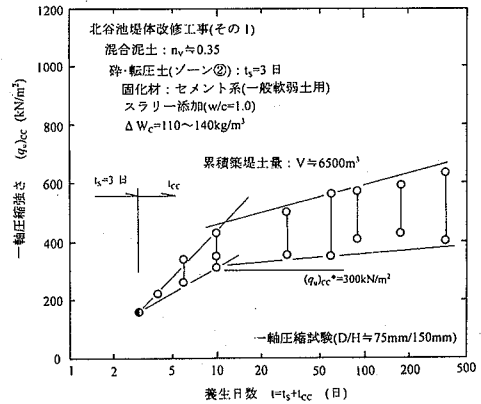


図-28 ゾーン②の $(q_{c})_{cc} \sim \log_{10}(t_s+t_{cc})$ 関係 (その1工事,  $t_s=3$ 日,  $V=6500\text{m}^3$ 築堤時)

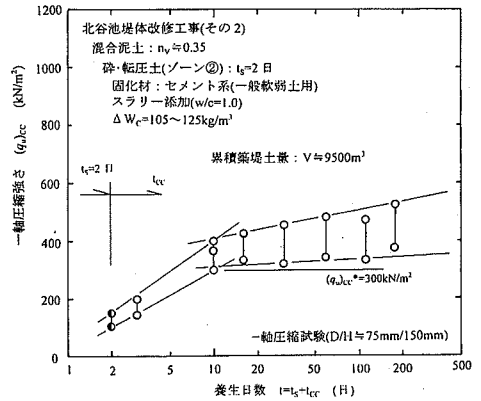


図-29 ゾーン②の $(q_{c})_{cc} \sim \log_{10}(t_s+t_{cc})$ 関係 (その2工事,  $t_s=2$ 日,  $V=9500\text{m}^3$ 築堤時)

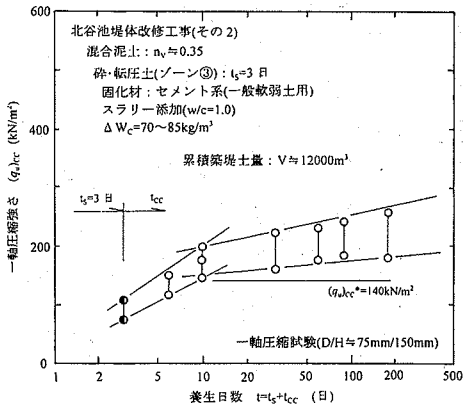


図-30 ゾーン③の $(q_w)_{cc} \sim \log_{10}(t_s + t_{cc})$  関係 (その2工事,  $t_s=3$ 日,  $V=12000\text{m}^3$  築堤時)

日とした場合の強度 $(q_w)_{ccs}$ を示す。縦線の上・下端は試験値の最大値・最小値をそれぞれ示している。さらに図中には $(q_w)_{cc}^*$ の上・下限値の範囲 $(1.0 \sim 1.5) \cdot (q_w)_{cc}^*$ も示してある。上限値の設定は砕・転圧土による新堤部が必要以上の強度にならないようにするためである。これより、各築堤段階での強度 $(q_w)_{cc}$ あるいは $(q_w)_{ccs}$ の平均値は $(q_w)_{cc}^*$ の限界値を満足しているものの最大・最小値がこれを外れる場合もみられる。この最大・最小値の問題は固化材スラリーの混合ムラや、混合泥土の $n_v$ や $w_{\text{Mix}}$ のバラツキに起因するものと考えられ、平均値が $(q_w)_{cc}^*$ を満足しており、この傾斜遮水ゾーンは全体的に所要の強度範囲にあるものと判断できる。

次に、図-25、図-26、そして図-27には、初期固化土と砕・転圧土の養生期間 $t$ による強度発現状態を確認するために、ゾーン②の $V=6500\text{m}^3$  (その1工事,  $t_s=3$ 日)と $V=9500\text{m}^3$  (その2工事,  $t_s=2$ 日)まで築堤した各段階、そしてゾーン③の $V=12000\text{m}^3$  (その2工事,  $t_s=3$ 日)まで築堤した段階で大量に採取したコア供試体の一軸圧縮試験から求めた約1ヶ月までの初期固化土の $(q_w)_{cc} \sim t$ 関係(●印)と、砕・転圧土の $(q_w)_{cc} \sim t (=t_s + t_{cc})$ 関係(○印)をそれぞれ示す。図から、 $(q_w)_{cs}$ と $(q_w)_{cc}$ は配合試験の場合と同様に $t$ とともに増加してゆくが、 $t=t_s+t_{cc}=10$ 日目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、初期固化土の強度のバラツキ範囲は大きい、砕・転圧土ではそれがおおよそ1/2以下まで小さくなっており、固化処理土であっても単に初期固化させただけの場合と比較して、砕・転圧土とすることで強度のバラツキがより小さい均質な堤体を築造できることがわかる。

また、図-28、図-29そして図-30には、さらに半年間あるいは1年間までの砕・転圧土の長期の強度発現特性を調べるために、ゾーン②の $V=6500\text{m}^3$ と、ゾ

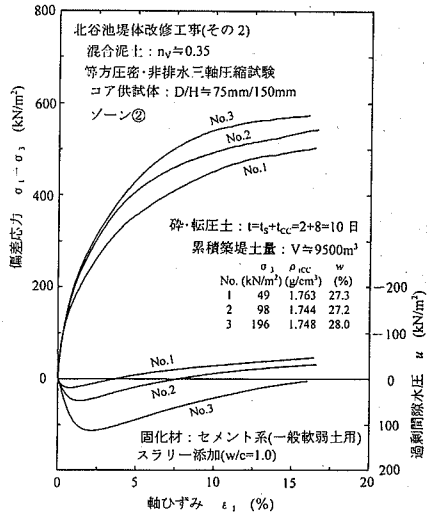


図-31 砕・転圧土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$  関係 (ゾーン②,  $V=9500\text{m}^3$ )

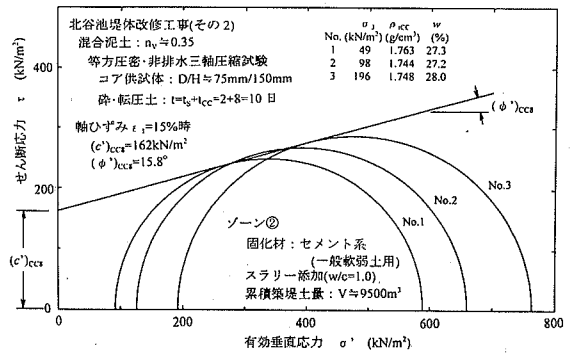


図-32 砕・転圧土のMohrの応力円と強度パラメータ (ゾーン②,  $V=9500\text{m}^3$ )

ン②の $V=9500\text{m}^3$ まで築堤時、そしてゾーン③の $V=12000\text{m}^3$ まで築堤時に採取した砕・転圧土のコア供試体の $(q_w)_{cc} \sim t (=t_s + t_{cc})$ 関係(片対数グラフ)をそれぞれ示す。これらの図から、強度発現は長期的にみても $t=10$ 日程度まで大きく、その後の増加傾向は急激に低下することがわかる。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-31には、ゾーン②を $V=9500\text{m}^3$ まで築堤した時に築堤面から不攪乱状態で採取した砕・転圧土のコア供試体( $D/H=75\text{mm}/150\text{mm}$ ,  $t=t_s+t_{cc}=2+8=10$ 日)の $\sigma_3=49, 98, 196\text{kN/m}^2$ で実施した等方圧密・非排水三軸圧縮試験から得られた偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u$ と軸ひず

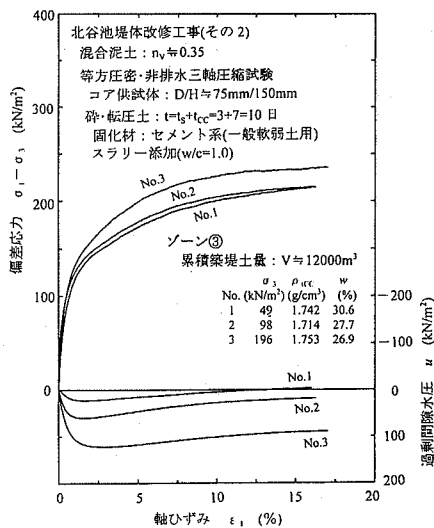


図-3 3 砕・転圧土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \varepsilon_1$  関係 (ゾーン③,  $V \approx 12000\text{m}^3$ )

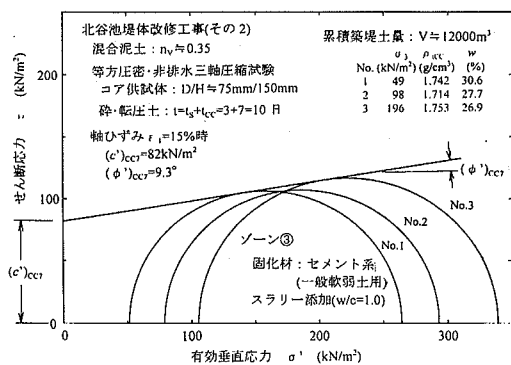


図-3 4 砕・転圧土の Mohr の応力円と強度パラメータ (ゾーン③,  $V \approx 12000\text{m}^3$ )

み  $\varepsilon_1$  の関係を示す。図-3 2には、これらの応力~ひずみ曲線の  $\varepsilon_1=15\%$  時の偏差応力値  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$  と過剰間隙水圧値  $u_{15}$  による Mohr の有効応力円の包絡線を直線近似した有効応力表示の強度パラメータ  $((c')_{cc8}, (\phi')_{cc8})$  を示す。また、図-3 3と図-3 4には  $V \approx 12000\text{m}^3$  まで築堤した段階でのゾーン③ () の  $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \varepsilon_1$  関係と  $((c')_{cc7}, (\phi')_{cc7})$  をそれぞれ示す。

砕・転圧土には最大粒径 100mm 程度の粗粒子が混入する可能性のある掘削土を含む混合泥土を使用しているが、これまで採取した寸法  $D/H \approx 75\text{mm}/150\text{mm}$  のコア供試体では必ずしも正確な応力~ひずみ特性や強度パラメータが得られないことが考えられる。そこで、可能な限り粗粒子を含んだ状態で試験ができるように  $V \approx 12000\text{m}^3$  ま



写真-3  $D/H=200\text{mm}/400\text{mm}$  コア供試体の採取

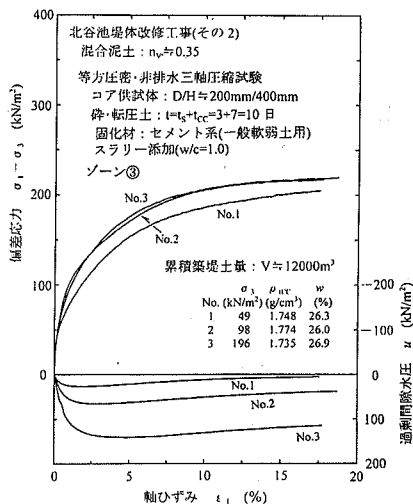


図-3 5 砕・転圧土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \varepsilon_1$  関係 (ゾーン③,  $D/H \approx 200\text{mm}/400\text{mm}$ ,  $V \approx 12000\text{m}^3$ )

で築堤した直後のまだ固まらない状態にあるゾーン③の築堤面から、写真-3に示すように、内径  $D=200\text{mm}$ 、高さ  $H=400\text{mm}$ 、肉厚  $t=3\text{mm}$  の鋼製の2つ割り円筒内にちようど収まるように削り出してコア供試体を採取した。図-3 5と図-3 6にはこのコア供試体の三軸圧縮試験から得られた  $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \varepsilon_1$  関係と  $((c')_{cc7}, (\phi')_{cc7})$  をそれぞれ示す。

図-3 3と図-3 5の応力~ひずみ曲線を比較すると、供試体寸法による相違は少なく、 $D/H \approx 75\text{mm}/150\text{mm}$  のコア供試体により十分精度のよいデータが得られるものと考えられる。これらの図から、砕・転圧土の応力~ひずみ曲線は強度レベルに関係なく明確な最大値が現れることなく通常の築堤土に近いひずみ硬化型の応力~ひずみ挙動をしていることがわかる。また、強度パラメータは  $(\phi')_{cc}$  が小さく、 $(c_w)_{cc}$  が卓越した強度特性にあることが

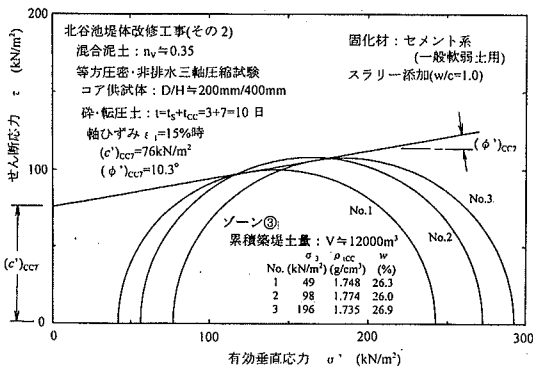


図-3-6 砕・転圧土のMohrの応力円と強度パラメータ  
(ゾーン③, D/H≒200mm/400mm, V≒12000m³)

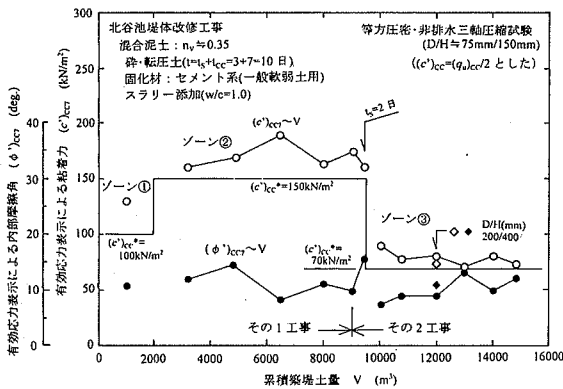


図-3-7 強度パラメータ  $(c')_{ccr}$ ,  $(\phi')_{ccr} \sim V$  関係

わかる。このような各築堤過程で採取したコア供試体への強度パラメータ $\sim V$ 関係を図-3-7に示す。図中の◇印と◆印は  $D/H \approx 200\text{mm}/400\text{mm}$  のコア供試体によるデータを示す。この図から、各ゾーンの $(c')_{ccr}$ あるいは $(c')_{ccs}$ はそれぞれの目標とする $c_{cc}^* = (q)_{cc}^*/2$ を有していることがわかる。また、 $(\phi')_{ccr}$ あるいは $(\phi')_{ccs}$ は比較的小さく、 $(q)_{cc}^*$ の設定レベルに関係なく $8 \sim 15^\circ$ の範囲にあることがわかる。

次に、砕・転圧土の時間経過  $t = t_s + t_{cc}$  による応力 $\sim$ ひずみ特性(変形性)の変化を調べるために、 $V \approx 9500\text{m}^3$  (ゾーン②)まで、あるいは $V \approx 12000\text{m}^3$  (ゾーン③)まで築堤した段階に採取したコア供試体の $\sigma_3 = 98\text{kN/m}^2$ で実施した三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の約半年間までの時間経過による変化を図-3-8と図-3-9にそれぞれ示す。これらより、応力は $(q)_{cc}^*$ のレベルに関係なく養生期間  $t$  の経過によりやや増加の傾向にあるものの、応力 $\sim$ ひずみ曲線の形状は明確な最大値が現れない通常の築堤土に近いひずみ硬化型であり、砕・転圧土に

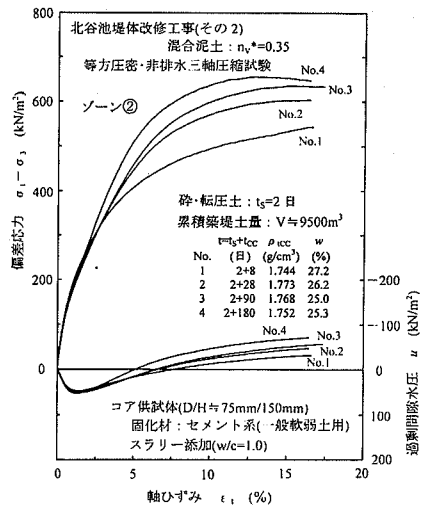


図-3-8 時間経過による砕・転圧土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の変化(ゾーン②,  $V \approx 9500\text{m}^3$ )

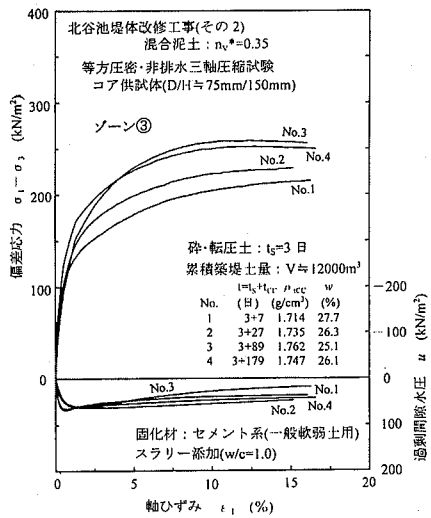


図-3-9 時間経過による砕・転圧土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の変化(ゾーン③,  $V \approx 12000\text{m}^3$ )

よる傾斜遮水ゾーンが既設堤体との間に局所的な変形集中やクラックを生じにくい状態にあることがわかる。また $u$ も $t$ の経過に関係なく類似の $u \sim \epsilon_1$ 挙動をしており、せん断によるダイレーション特性にも大きな相違がないことを示している。

### (3) 室内・現場透水試験による遮水性確認

砕・転圧土により築造された堤体の遮水性は $\Delta V \approx$ 約 $1000 \sim 2000\text{m}^3$ 築堤毎の各築堤面から採取したコア供試体( $D/H \approx 75\text{mm}/100\text{mm}$ )の三軸セルを用いた透水試験から

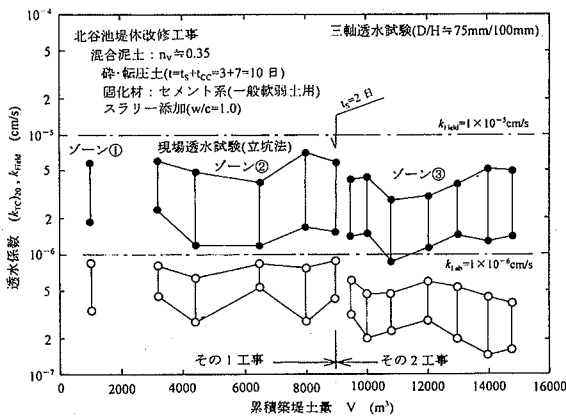


図-4 0 砕・転圧土の築堤過程における透水係数

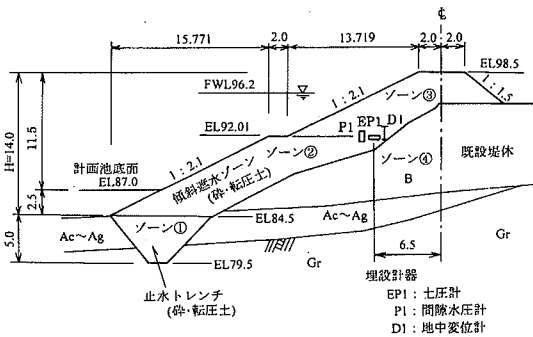


図-4 1 土圧計・間隙水圧計・地中変位計の埋設位置

求めた $(k_{TC})_{20}$ と、各築堤面での現場透水試験(立坑法 JGS1316 に準じる)から求めた $k_{Field}$ により確認したが、 $(k_{TC})_{20} \cdot k_{Field} \sim V$  関係を図-4 0 に示す。図中の○、●印はそれぞれ $(k_{TC})_{20}$ 、 $k_{Field}$ の最大・最小値の範囲を示している。この図から、各ゾーンは異なる $(q_w)_{CC}^*$ レベルにあるが、 $(k_{TC})_{20}$ は室内試験による遮水性基準値 $k_{lab} \leq 1 \times 10^{-6}$  cm/sec、 $k_{Field}$ は現場試験による遮水性基準値 $k_{Field} \leq 1 \times 10^{-5}$  cm/sec をそれぞれ満足しており、築造した傾斜遮水ゾーンが所要の遮水性を有していることがわかる。また、ゾーン③の透水係数はゾーン②の透水係数に比較して、余裕をもって遮水性基準値を満足しているが、これはゾーン③の $(q_w)_{CC}^*$ が低く、解砕土が転圧時により細かく潰れやすく、通水間隙が小さくなりやすいためと考えられる。

#### (4) 新設堤体部の挙動観測

砕・転圧土で築造した堤体の施工中と施工後の土被り圧 $\sigma_v$ 、間隙水圧 $u$ 、そして圧縮ひずみ $\varepsilon_v$ を測定するために、図-4 1 に示すように堤体内の底樋設置断面から右岸側に4m、ダム軸から6.5m上流側のゾーン②と③の

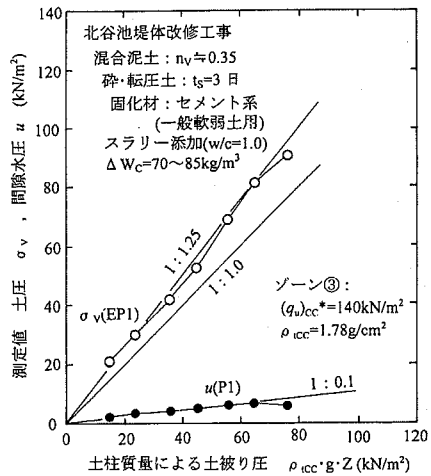


図-4 2 ゾーン③内で測定した $\sigma_v \cdot u \sim \rho_{CC} \cdot g \cdot Z$ 関係

境界面 EL.92.0m 位置に土圧計 EP1、間隙水圧計 P1、地中変位計 D1 をそれぞれ埋設した。図-4 2 には築堤中(土被り深さ Z)に測定した EP1 位置の $\sigma_v$ と P1 位置の $u$ に対する土柱質量から算定した土被り圧 $\rho_{CC} \cdot g \cdot Z$  ( $\rho_{CC}$ : 砕・転圧土の湿潤密度、Z: 土被り深さ)の関係を示す。これより、 $\sigma_v$ は通常の築堤土と同様に土被り Z とともに増加し、かつ土柱質量算定値よりもやや大きい、傾向的に比較的良い一致をしていることがわかる。また、 $u$ は築堤に伴う発生は小さく、土柱質量に対して一割程度であり( $u/(\rho_{CC} \cdot g \cdot Z) \leq 0.1$ )、築堤に伴って非常に大きな過剰間隙水圧が発生し、場合によっては築堤速度を遅くする必要のある通常のコア土(特に高塑性・高含水の粘性質土のようなもの)との相違を示している。これは、砕・転圧土には時間経過による強度発現 $\Delta(q_w)_{CC}$ があるが、この $\Delta(q_w)_{CC}$ が築堤後による土被り圧増加 $\Delta\sigma_v$ より大きく、 $u$ が発生しにくいためと思われる。このことから、砕・転圧土の築堤では通常のコア土のように築堤中に発生する $u$ の消散を待つて築堤中の堤体の安定性確保するための築堤速度の制御は必要ないことがわかる。

地中ひずみ $\varepsilon_{vm}$ は、ストローク 100mm のロッド型変位計( $\phi 48.6$ mm×ゼロストローク時長さ 700mm 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 位置に鉛直方向に埋設して測定した。測定結果によると、土被り深さが浅いため生じるひずみ $\varepsilon_v$ は後述の図-5 0 に示すように $\varepsilon_v=0.20 \sim 0.25\%$ 程度で非常に小さく、築堤終了前にひずみの進行はほぼ収束している。これは傾斜遮水ゾーン築造による土被り圧の増加 $\Delta\sigma_v$ よりも目標強度 $(q_w)_{CC}^*$ が大きく( $\Delta\sigma_v < (q_w)_{CC}^*=132$  kN/m<sup>2</sup>)、時間経過による強度発現により剛性が高くなってゆくと考えられる。



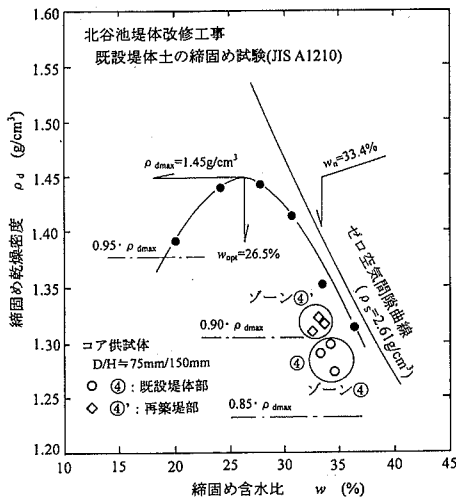


図-4-3 既設堤体土④と④'の締固め特性

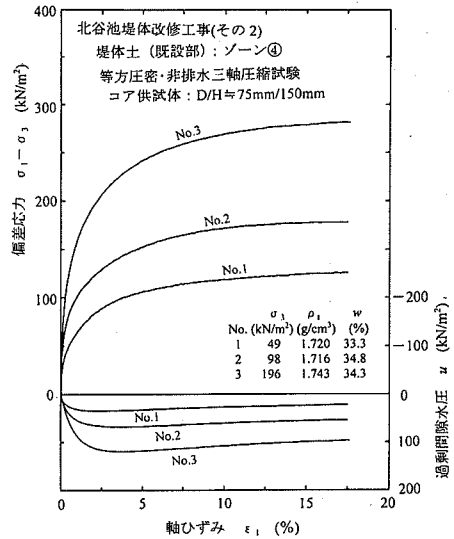


図-4-4 堤体土ゾーン④の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係

## 8. 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の比較

砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンは既設堤体法面に載るように築造されるため、両者が密着性のよい堤体となるためには砕・転圧土の強度・変形特性とともに既設堤体のそれも重要であり、両者間の極端な剛性差が少ないことが望ましい。そこで、ここでは傾斜遮水ゾーンを構成する砕・転圧土(ゾーン②と③)、既設堤体土(ゾーン④)、底樋の改築のために堤体中央部をV字掘削して再築堤した堤体土(ゾーン④')の変形特性の相違を調べた。

既設堤体は築堤時に池付近から入手してきたであろう花崗閃緑岩が風化して土砂・粘土化したものを主体にして築堤されたものと思われる。図-4-3には既設の堤体土の締固め曲線(JIS A1210による)を示すが、この堤体土は最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.45\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=26.5\%$ で、また自然含水比 $w_n=33.4\%$ で $w_{opt}$ より湿潤側にあることがわかった。図中には後述する三軸圧縮試験に使用するためにゾーン④から不攪乱状態で採取したコア供試体の密度 $\rho_d$ と締固め含水比 $w$ (○印)と、ゾーン④'の $\rho_d$ と $w$ (◇印)の関係をそれぞれ示してある。これより、ゾーン④の現況の $\rho_d$ は締固め度 $D_c(=(\rho_d/\rho_{dmax})\times 100\%)$ で表示すると $D_c=87\sim 90\%$ の範囲にあり、ややバラツキがみられる。このバラツキは、既設堤体部が築堤時から不均一な締固めであったのか、あるいは築堤後の長年月の間に受けた風化による粘土化の進行程度が堤体内の位置により微妙に異なったためと思われる。一方、再築堤部のゾーン④'は $D_c=90\%$ 以上で比較的均一な状態にあることがわかる。

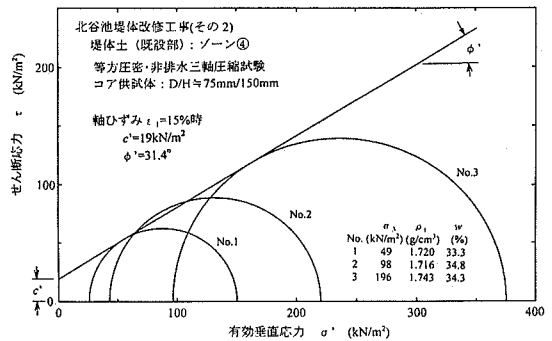


図-4-5 堤体土ゾーン④のMohrの応力円と強度パラメータ

図-4-4にはゾーン④のコア供試体の圧密・非排水三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係を示す。また、図-4-5には、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ と $u_{15}$ により描いた有効応力表示の強度パラメータ( $c'$ 、 $\phi'$ )を示す。図-4-6と図-4-7にはゾーン④'から採取したコア供試体に関する同様な関係をそれぞれ示す。これらの図から、ゾーン④の強度は築堤後長年月経過しているため長期圧密によるセメンテーション作用を受け安定化して、締固め状態がやや高い状態にあるものの築堤後わずかしかなかったゾーン④'の強度よりも優れていることがわかる。なお、図-6に示した安定計算では、ゾーン④の強度パラメータは工事前の調査により設定した $c'=5\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=30.6^\circ$ を使用した。ゾーン④と④'の実際の強度パラメータはこれを満足していることがわかる。

傾斜遮水ゾーン内のゾーン②、③の砕・転圧土( $t_{cs} + t_{cc}=10$ 日)、既設堤体部を構成するゾーン④と再築堤部

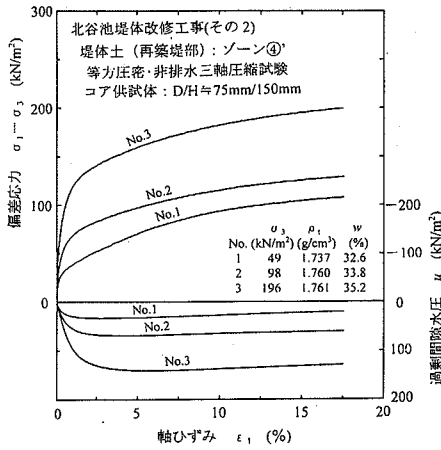


図-4 6 堤体土ゾーン④の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係

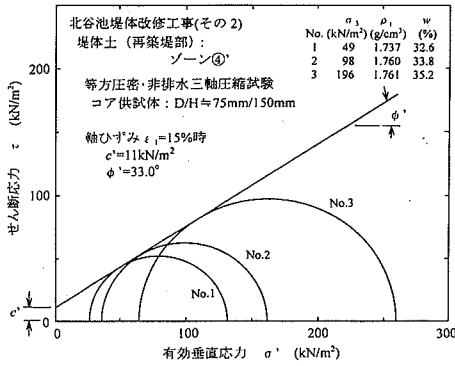


図-4 7 堤体土ゾーン④のMohrの応力円と強度パラメータ

のゾーン④'の間の変形特性の相違を調べるために、堤体の各部分から不攪乱状態で採取したコア供試体の $\sigma_3=98\text{kN/m}^2$ の三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係を図-4 8に比較してある。この図から、傾斜遮水ゾーンのうち下層部の高強度ゾーン②で発揮された $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最も高く、上層部の低強度ゾーン③での2倍以上の値になっている。しかしながら、傾斜遮水ゾーンの上・下層部で $(q_u)_{cc}^*$ を変えてゾーニングしたので、地震時変形の大きい上層部のゾーン③は既設堤体部のゾーン④、④'に非常に近い状態にあることがわかる。また、各ゾーン間の強度差があるものの、各ゾーンがひずみ硬化型の応力~ひずみ曲線となっているので、堤体はすべり面が通過する砕・転圧部(②と③)と既設堤体部(④と④')でひずみに応じて発揮される強度を単純に加算した形で抵抗して、極端な変形集中によるクラックは生じにくいものと考えられる。

次に、各ゾーン間の剛性を比較するために、各ゾーン

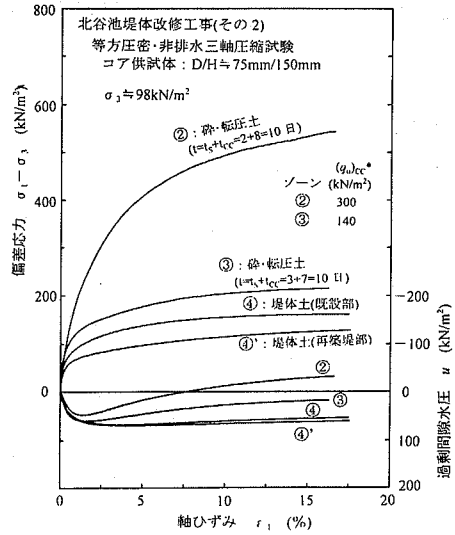


図-4 8 各ゾーン②、③、④、④'の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係

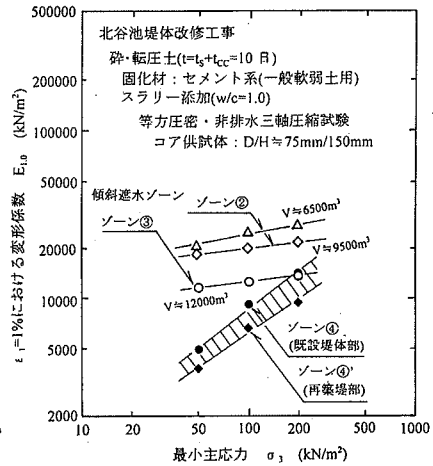


図-4 9 変形係数 $E_{10}$ と最小主応力 $\sigma_3$ との関係

の応力~ひずみ曲線の $\epsilon_1=1.0\%$ において発揮される偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ から求めた変形係数 $E_{10}$ とせん断開始時の最小主応力 $\sigma_3$ の関係を図-4 9の両対数グラフ上にプロットしてある。図から、 $E_{10} \sim \sigma_3$ 関係は砕・転圧土と堤体土のどちらも両対数上でほぼ直線で近似できるが、砕・転圧土の $E_{10}$ は応力レベルによる影響が少ないことがわかる。これは砕・転圧土の強度が固化材による固結強度による粘着力成分が卓越した特性を有しているためであり、砕・転圧土と堤体土の差は応力レベルの高い領域ほど小さくなる傾向となる。また、砕・転圧土の $E_{10}$ は堤体土より地震時変形の小さい下層の高強度のゾーン②では2~4倍程度大きい、地震時変形の大きい上層の低強度の

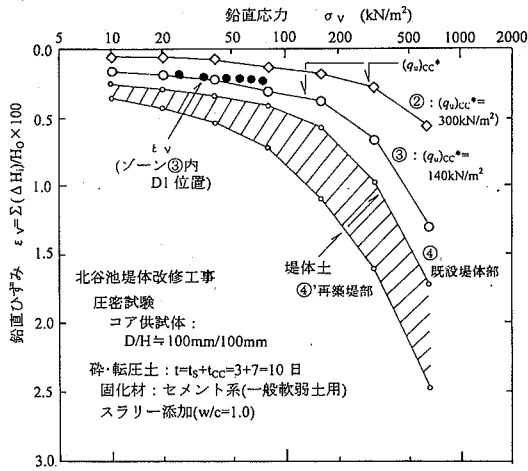


図-50 各ゾーン②, ③, ④の  $\epsilon_v \sim \sigma_v$  関係

ゾーン③では1~2倍程度の近い状態になっており、傾斜遮水ゾーンはゾーニングしたことで地震時でも既設堤体と密着性のよい状態を維持してくれるものと思われる。

北谷池では、傾斜遮水ゾーン築造により既設堤体に新たに作用する土被り圧の増加は  $\Delta \sigma_v = 80 \sim 100 \text{ kN/m}^2$  程度で過大な沈下は生じないと思われるが、この影響を調べるために砕・転圧土からなる傾斜遮水ゾーン(ゾーン②と③)と既設堤体部のゾーン(ゾーン④と④')から採取したコア供試体  $D/H=100\text{mm}/100\text{mm}$  の圧密試験(JGS 0411に準じる)を実施した。図-50には各ゾーンのコア供試体の鉛直ひずみ  $\epsilon_v \sim$  鉛直応力  $\sigma_v$  関係を示すが、図中にはゾーン③で地中変位計 D1 により測定した築堤中に伴う  $\epsilon_v$  と土柱質量による土被り圧  $\sigma_v$  の関係(●印)も示してある。図から、傾斜遮水ゾーン内の高強度ゾーン②の  $\epsilon_v$  は低強度ゾーン③の  $\epsilon_v$  (実測値とコア供試体の値もほぼ同レベルにある)に比べて1/2程度にあり、設定した  $(q_{cc})^*$  のレベルにはほぼ対応していること、傾斜遮水ゾーンは既設堤体部④や④'の1/2~1/3程度の  $\epsilon_v$  にあることがわかる。また、このような各ゾーン間における  $\epsilon_v$  の差は図-48で示された三軸圧縮試験による各ゾーンの応力~ひずみ曲線の応力差に対応しているようである。

このような既設堤体部と砕・転圧土による新設堤体部との間の剛性差がどの程度まで許容できるのかは明らかではないが、ひとつの考え方として、ロックフィルダムのコアゾーン、ロックゾーン(シェルゾーン)あるいはフィルターゾーンの相互の剛性差が参考になる。ロックフィルダムのコアゾーン、フィルターゾーン、ロックゾーンを構成する各築堤土の応力~ひずみ曲線を三軸圧縮試験により直接比較した研究として Naylor, D. J. et al. (1986)<sup>7)</sup>がある。この研究データからロック材、フィルター材、コア材の  $E_{1.0}$  を読み取り、それぞれの値を  $(E_{1.0})_{\text{Rock}}$ ,

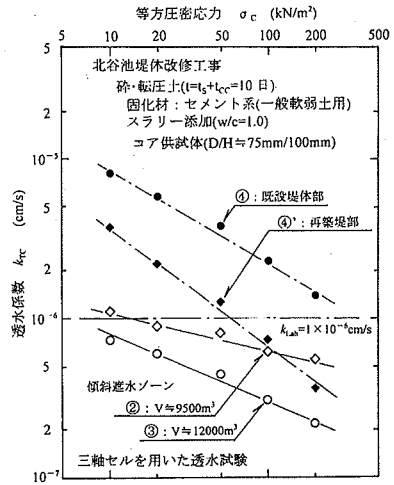


図-51 各ゾーン②, ③, ④, ④'の  $k_{TC} \sim \sigma_c$  関係

$(E_{1.0})_{\text{Filter}}$ ,  $(E_{1.0})_{\text{Core}}$  とおくと、それらの大小関係はおおよそ  $(E_{1.0})_{\text{Rock}} \approx (E_{1.0})_{\text{Filter}} \approx 2 \cdot (E_{1.0})_{\text{Core}}$  のようになっている。ロックフィルダムではこの程度の剛性差までは許容される範囲と考えてよさそうであるが、このような剛性差の影響は地震時に大きな変形を受ける堤高の大きい堤体で特に重要となる。北谷池の堤体は本格的なロックフィルダムに比較すると、堤高は低くマッシュな堤体形状にあることから、地震時でも剛体に近い挙動をし大きな変形を受けにくく、剛性差の影響はロックフィルダムに比較すると相対的に小さいものと思われる。また、傾斜遮水ゾーンと既設堤体の境界面の勾配はロックフィルダムのロックゾーンとコアゾーンの境界面の勾配に比較してかなりゆるいことなどを考えると許容できる剛性差はロックフィルダムよりもかなり余裕があるように考えられる。したがって、堤体補強のための傾斜遮水ゾーンを、砕・転圧土の強度をロックフィルダムで許容される剛性差の範囲に収まるように、かつ堤体安定性が確保できるようにそのゾーン内で変えて築造すれば、ため池よりも堤高の大きいフィルダムでも急勾配法面の築堤土量がより少ない堤体補強が可能になるものと考えられる。

図-51には各ゾーンから採取したコア供試体の  $k_{TC} \sim \sigma_c$  関係をそれぞれ示す。図から、既設堤体部(ゾーン④と④')の  $k_{TC}$  は砕・転圧土より大きくワンオーダー近い差があること、同じ堤体土であるゾーン④と④'ではゾーン④'は再築堤したことによりゾーン④よりも小さい  $k_{TC}$  になっていることがわかる。また、砕・転圧土における  $k_{TC}$  の  $\sigma_c$  依存性が既設堤体土よりも小さいのは、砕・転圧土の強度が堤体土よりも高く、 $\sigma_c$  増加による圧密による通水間隙の減少が少ないためである。既設堤体は砕・転圧土の遮水性より低い、均一型堤体であることを考

えれば、ある程度の遮水性を有していると考えられる。したがって、これまで問題となっていた堤体からの漏水は、既設堤体部の不均一性により特に大きい透水部分が連続して水みちになっていたものと思われる。

## 9. あとがき

北谷池ではため池としては堤高が大きく、通常の築堤土により堤体安定性を確保し、かつ漏水防止のための傾斜遮水ゾーンを築造するには法面勾配を1:3.0よりもゆるくしなければならず、大量の築堤土を必要とし、かつ貯水容量の大幅な減少を招くなど現実的な堤体補強が不可能であった。このため、遮水性と急勾配の堤体でも安定に必要な強度を有する築堤土を人工的に製造でき、法面を急勾配で補強できる砕・転圧盛土工法が採用されたものである。この工法の適用にあたって最も考慮したことは、単に安定計算上必要な強度の砕・転圧土で傾斜遮水ゾーンを築造するのではなく、地震時変形の影響の少ない下層部分では高強度、影響の大きい上層部分では低強度の砕・転圧土で築造し、既設堤体との極端な剛性差が生じないようにゾーニングしたことである。

傾斜遮水ゾーンをゾーニングして砕・転圧土により築造する堤体補強法は、通常の築堤土による従来の堤体補強法に比較して、高堤体であっても急勾配での補強が可能となり、築堤土量や貯水容量の減少を大幅に抑えられ、経済的である。この砕・転圧盛土工法と強度ゾーニングを組み合わせた堤体補強法は、ため池よりも堤高、規模ともに大きいフィルダムの堤体補強に効果を発揮するものであり、今後はこの工法のフィルダムへの適用、堤体の高さや規模に応じた合理的なゾーニングパターンについて

検討してゆきたいと考えている。

なお、本研究の実施にあたって多大な協力をいただいた三重県松坂地方県民局農林商工部の関係各位に深く感謝の意を表するものである。

## 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砕・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) 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.33, 2000.
- 5) (社)セメント協会編: セメント系固化工材による地盤改良マニュアル(第三版), 技報堂, 1994.
- 6) 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.
- 7) Naylor, D.J., Maranha, E.D.N., Mattar, D.Jr. and Veiga, A.A.P.: Prediction of Construction Performance of Beliche Dam, *Geotechnique*, Vol.36, No.3, pp.359-376, 1986.
- 8) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男: 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, 土木学会論文集, No.750/Ⅲ-65, pp.205-221, 2003.

(2004. 2. 12 受付)

## CASE STUDY ON REINFORCEMENT OF STEEP AND HIGH EMBANKMENT BY CEMENT-STABILIZED MUDDY SOIL IN OLD IRRIGATION DAM

Shinji FUKUSHIMA, Shigeru TANI and Akira KITAJIMA

Most of irrigation reservoir dams were mostly accumulated with a muddy soil in reservoir that caused the pollution and the shortage of reserved water. This muddy 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 muddy soil with cement stabilizer. We represent the case study of sloping core zone constructed by cement-stabilized muddy soil that applied this method to reinforce the steep and high embankment of an old small earth dam, and also shows that the sloping core zone with the zoning in strength becomes a very useful method to reinforce the steep and high embankment.