

老朽化フィルダムにおける固化処理した底泥土を用いた堤体改修の設計法

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2019-03-22 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 谷, 茂, 福島, 伸二, 北島, 明, 西本, 浩司 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24514/00002129

老朽化フィルダムにおける固化処理した
底泥土を用いた堤体改修の設計法

谷 茂*・福島伸二**・北島 明**・西本浩司**

目 次

I 緒言	1	2 堤体の安定性に必要な強度と 固化材添加量の決定	9
II 砕・転圧盛土工法の概要	2	3 トラフィカビリティーの確保に必要な 強度と固化材添加量の決定	10
III 砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修法	2	4 現場での固化材添加量と官強度値の決定	10
1 粒度による底泥土の使い分け	2	5 ため池における設計法との比較	11
2 固化処理した底泥土(砕・転圧土)の破壊基準	2	VII 砕・転圧盛土工法の施工法	12
3 強度ゾーニングによる堤体築造	3	VIII 築造した傾斜遮水ゾーンの強度特性の確認	13
IV 西大谷ダム堤体補強工事の事例	4	1 一軸圧縮試験による強度確認	13
1 堤体の補強と漏水防止計画の概要	4	2 三軸圧縮試験による強度パラメータの確認	14
2 堤体のゾーニング	4	IX 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の比較	15
V 室内配合試験	5	X 結 言	18
1 底泥土の粒度特性	5	参考文献	18
2 初期固化土と砕・転圧土の強度特性	5	Summary	19
3 三軸圧縮試験による強度・変形特性	7		
VI フィルダムにおける砕・転圧盛土工法の設計法	8		
1 新しい設計法の提案	8		

I 緒 言

国内には明治以前に築造された堤高 15m 以上のフィルダムは約 400 箇所あるとされているが¹⁾、その多くは老朽化が進み堤体の安定性不足や漏水等により早急な改修を必要とされている。しかし、最近ではダム近傍で堤体安定に必要な強度と貯水機能を満足する遮水性を有する築堤土を入手することが難しく、改修が計画的に進まない状況にある。一方、このようなダムの貯水池内には貯水量低下や水質悪化の原因となる底泥土などが堆積し除去処分が必要となっている。この状況はため池(堤高 $H < 15\text{m}$)の場合と同様であるが、堤体規模が大きく改修に大量の築堤土を必要とするフィルダムの方がより深刻である。

筆者らは、これまでに、ため池を対象に池内に堆積した底泥土を固化処理して築堤土に有効活用し、堤体の補強や漏水防止のための傾斜遮水ゾーンを築造する砕・転圧盛土工法を開発し^{2)~5)}、数箇所のため池の改修に適用

してきた^{6)~8)}。本工法は堤体改修と底泥土の除去処分を同時に達成できること、所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できるので急勾配法面での改修ができるなどの利点を有している。

老朽化したフィルダムは堤高 $H=30\text{m}$ 未満の比較的小規模なものが大部分であり、ため池と同じように均一型かあるいはこれに近い堤体構造をしており、ため池で採用される改修法がそのまま適用できるものと考えられる。筆者らは本工法をフィルダムの堤体改修に適用するために、固化処理した底泥土による新設堤体と既設堤体との間に極端な強度や変形性の差が生じないように堤体構造(ゾーニングパターン)を提案してきた^{9) 10)}。しかしながら、本工法の設計法は堤高の小さいため池を対象としたため、堤体安定に必要な固化処理底泥土の強度として内部摩擦角 ϕ' を無視して粘着力 c' だけを考慮した強度パラメータ導入法や、 c' と一軸圧縮強さ q_u の関係を $c'=q_u/2$ としているなど、フィルダムのような堤高の大きい堤体に適用するには土質力学的に不合理な面がある。

そこで、本論文ではフィルダムの堤体補強を行う場合を想定し、堤体安定に必要な固化処理底泥土の強度として三軸圧縮試験による (c', ϕ') だけを使用する新しい設計法を提案し、その適用法を実際の事例を通して説明するものである。

* 造構部上席研究官

** 株式会社 フジタ

平成 18 年 1 月 18 日受理

キーワード：フィルダム、堤体補強、底泥土、固化処理土
傾斜コアゾーン、ゾーニング、設計法

II 砕・転圧盛土工法の概要^{2)~5)}

砕・転圧盛土工法は、Fig.1 に概念的に示すように、ため池やフィルダムの堤体改修と池内の底泥土の除去処分を同時に達成するために、底泥土を所要の強度と遮水性を有する築堤土になるようにセメント系固化材により土質改良することで製造して堤体の補強や漏水防止のための築堤を行うものである。この築堤は一定期間 t_s だけ固化させた底泥土（これを初期固化土という）を規定の最大粒径 D_{max} で解砕して、さらにこれを通常の築堤土と同様に均一に撒出し、一定層厚に敷均してから転圧して1層毎に行うものである（これを砕・転圧土という）。

砕・転圧土は初期固化期間 t_s と解砕・転圧後の期間 t_{cc} を合わせた $t = t_s + t_{cc}$ が全養生期間になるが、 t_s は解砕・転圧後の再固化強度に影響する。また D_{max} は遮水性と強度の両方に影響し、 D_{max} の大きい砕・転圧土ほど強度が大きく、透水係数も大きくなる。このため、砕・転圧土により所要の強度と遮水性を有する堤体を築造するには t_s や D_{max} を適切に管理することが必要であり、この点が一般の土質改良工法と異なる点である。

従来、単なる底泥土の固化処理（ここでいう初期固化土）は強度を固化材添加量 ΔW_c の加減により容易に制御できるが、通常の築堤土に比較して破壊ひずみが小さく脆性的なひずみ軟化型の応力～ひずみ特性にあるため、既設堤体との間の極端な強度や変形性の相違に起因するクラックが生じやすく貯水用の堤体には使用できなかった。砕・転圧盛土工法は、固化処理土を築堤土として使用する場合の問題を、初期固化させた底泥土を固化途中に解砕して通常の築堤土と同様に転圧して築堤すると、再固化時の応力～ひずみ特性が通常の築堤土に近いひずみ硬化型になる性質を利用して既設堤体との密着性（なじみ）を良くしたものである。

III. 砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修法

フィルダム堤体の改修を砕・転圧盛土工法により行うには、以下に示すようなため池堤体に比較した場合の相違点を考慮しなければならない^{9), 10)}。

1 粒度による底泥土の使い分け

フィルダムではため池に比較して貯水池内に堆積している土砂の粒度が池内の場所で大きく異なる場合が多い。ため池は一般に平地に設けられ、流入河川が小規模で勾配も緩く、また貯水池も小さいことが多い。このため、池内に堆積する底泥土がほとんどシルト・粘土のような細粒分からなる高含水比土となることが多く、強度を含水比だけで管理することが可能である。一方、フィルダムでは貯水池が大きく、中山間地のような傾斜地に設けられ、流入する河川の水量が多く勾配も急なことが多い。このため、洪水時には貯水池内に砂礫のような粗

粒土砂が流れ込むこともあり、堆積する底泥土は池内の位置により異なり、河川流入部に近い場所では砂礫等の粗粒分を多く含む低含水比土になりやすいが、堤体に近い場所では砂礫分が流れ込みにくく細粒分の多い高含水比土になりやすい。したがって、フィルダムでは粗粒から細粒までの広範囲な粒度と含水比をもつ底泥土を使用することになり、固化処理時の強度管理には含水比だけでなく粒度の影響も考慮すること、また粗粒分の多い底泥土ほど少ない固化材で高強度を達成できるものの、遮水性を確保しにくくなることに注意しなければならない。

そこで、本工法によりフィルダムの堤体を改修するには、Fig.2 に概念的に示すように、堤体を急勾配法面でも安定化できる強度を要する堤体部（シェルゾーン）と貯水機能を果たすための遮水性を要する堤体部（コアゾーン）とにゾーニングして築造するものとする。つまり、河川流入部付近にある粗粒分を多く含む底泥土はシェルゾーン築堤のための強度主体の砕・転圧土として、また堤体に近い細粒分の多い底泥土はコアゾーン築堤のために強度よりも遮水性を重視した砕・転圧土とするなど底泥土の粒度により使い分けることを基本とする。

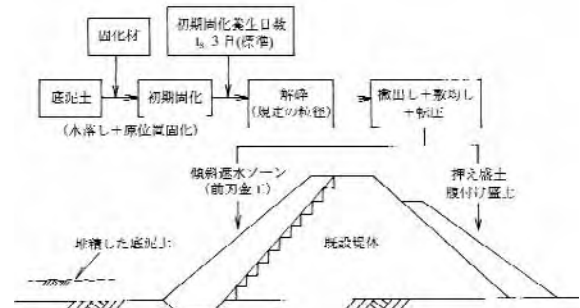


Fig.1 砕・転圧盛土工法の概念図

Conceptual diagram of embankment method using cement-mixed muddy soil

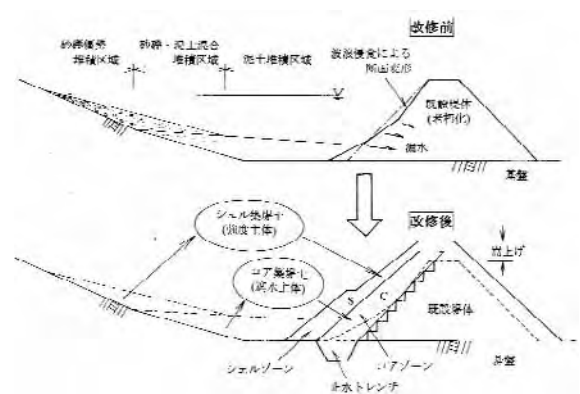


Fig.2 フィルダム堤体改修の基本形式

Basic type in repairing of fill-dam embankment using cement-mixed muddy soil

2 固化処理した底泥土（砕・転圧土）の破壊規準

砕・転圧土のような固化処理土の強度は、通常の築堤土のように密度や土粒子間のかみ合わせによるものでは

なく固化材による化学的な固結強度が主要な役割をしており、強度パラメータはその固結強度により規定されることになる。つまり、砕・転圧土の強度は低応力レベルでは粘着力成分 c' が卓越し内部摩擦角 ϕ' は小さいが、応力レベルが固結強度を超えその固結構造が降伏あるいは破壊するように高くなり、**Fig.3**に概念的に示す σ'_{IP} （後述する固結構造降伏応力）を超えると、 c' 成分が低下し ϕ' 成分が卓越した摩擦性材料に変質し、破壊規準は σ'_{IP} を境に傾きの異なる2本の直線からなるバイリニア型として扱う方が合理的になる¹¹⁾。

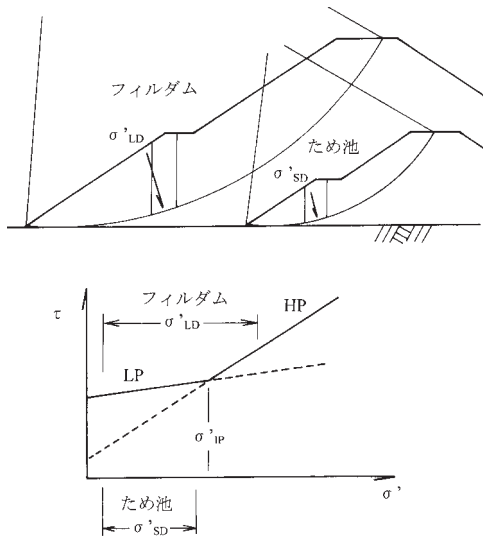


Fig.3 フィルダムとため池における安定計算で対象となる応力領域の比較

Comparison of stress range in slope analysis between fill-dam and small earth dam

ため池は規模が小さく、安定計算で対象となるすべり面上での応力領域 σ'_{SD} が上述の固結構造を破壊するような応力レベル σ'_{IP} より低い範囲($\sigma'_{SD} \leq \sigma'_{IP}$)にあることが多いので、砕・転圧土の強度は通常の土質改良工と同じ扱い¹²⁾にならって ϕ' を無視して c' だけを考慮することが可能であった^{4), 5)}。これに対して、フィルダムではため池に比較して規模が大きく、**Fig.3**に概念的に示したように、堤体内を通るすべり面での応力領域 σ'_{LD} が σ'_{IP} を超える範囲($\sigma'_{LD} > \sigma'_{IP}$)まで高くなることもあり、この場合の破壊規準は $\sigma' \leq \sigma'_{IP}$ (LP)だけでなく $\sigma' > \sigma'_{IP}$ (HP)の領域も含めてバイリニア型破壊規準として ϕ' の影響を考慮すべきである。このためフィルダムで使用する砕・転圧土はため池の場合よりも広範囲な応力領域での強度パラメータが必要とされる。

3 強度ゾーニングによる堤体築造

フィルダムはため池よりも規模が大きいことから、一般に堤体安定に必要な砕・転圧土の強度を高いレベルに設定しなければならない。このため、砕・転圧土による新設堤体部と既設堤体部との間に生じる極端な強度や変

形性の相違に起因した影響を緩和するための対策が必要となってくる。この方法として、新設堤体部と既設堤体部との間で強度や変形性が急変しないように強度ゾーニング、すなわち**Fig.4**に示す水平強度ゾーニングや、**Fig.5**に示す傾斜強度ゾーニングをして築堤することが考えられ、これらは堤高Hに応じて以下のように使い分けられよう。

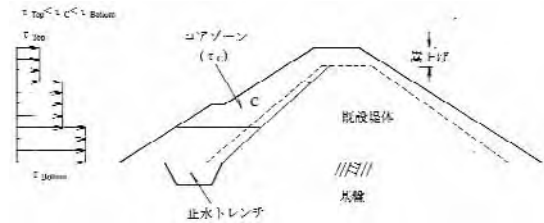


Fig.4 水平強度ゾーニング (15m \leq H<20m)

Horizontal zoning in low embankment (15m \leq H<20m)

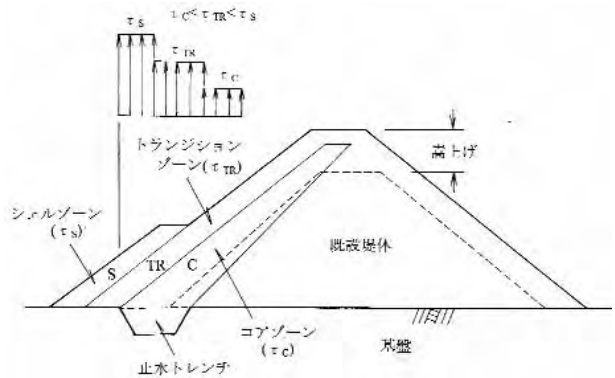


Fig.5 傾斜強度ゾーニング (20m \leq H<30m)

Slope zoning in high embankment (20m \leq H<30m)

a) 堤高が小さい場合 (15m \leq H<20mが目安)

水平ゾーニングは、**Fig.4**に示すように、砕・転圧土部をコアゾーンだけにして、その中の強度を堤体の高さ方向に段階的に変化させるもので、堤体下層部ほど堤体安定上有利なように高強度レベルの砕・転圧土により、地震時に堤体が大きな変形して極端な強度や変形性の相違の影響が大きい堤体上層部ほど低強度レベルの砕・転圧土により築造するものである。また、このゾーニングはコアゾーンとシェルゾーンに分けて傾斜ゾーンとする**Fig.2**に示したような基本形と異なるが、堤高がこの範囲の堤体では堤体安定に必要な強度がそれほど高くなく、遮水性を満足させつつ強度も確保できると考えられる。そして、このゾーニングは同一築堤面において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ているといえる。

なお、この水平強度ゾーニングの考えかたは貯水容量の減少を抑えるために急勾配法面にする必要性があった三重県にある北谷池の堤体改修工事⁸⁾において採用されている。

b) 堤高が大きい場合 (20m \leq H<30mが目安)

堤高がさらに大きい堤体では、急勾配で堤体を安定さ

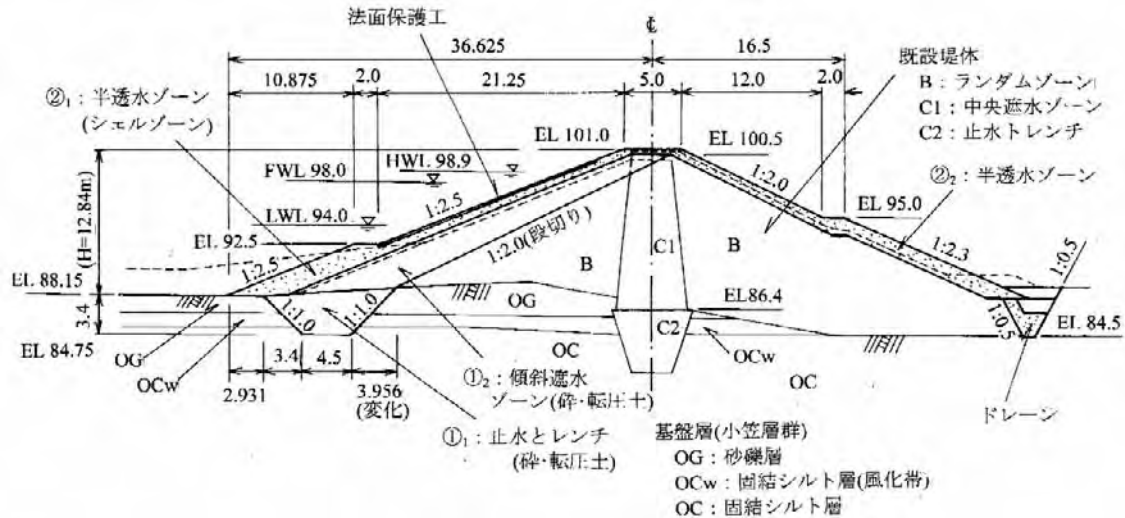


Fig.6 西大谷ダム堤体の計画標準断面 (傾斜遮水ゾーンによる堤体補強と漏水防止)

Cross section of Nishi-ohya dam adopting embankment reinforcement and leakage prevention by cement-mixed muddy soil

せるために砕・転圧土の強度レベルが高くなるので、遮水性を満足させながら強度を確保することが難しい。このため、堤体改修は堤体を、Fig.5 に示すように、あたかもロックフィルダムのコアゾーン、フィルター、ロックゾーンのように段階的に強度レベルを高めて傾斜ゾーンニングすることが考えられる。コアゾーンは強度よりも遮水性を満足するように細粒底泥土から製造した低強度の砕・転圧土により、シェルゾーンは遮水性よりも強度を重視した粗粒底泥土から製造した高強度の砕・転圧土により、そしてこれらの間に緩衝ゾーンとして両者の中間の強度をもつトランジションゾーンによりそれぞれ築造するものとする。こうすることで、既設堤体からコアゾーンさらにはシェルゾーンへと強度が高くなるが、極端な強度と変形性の相違を少なくすることができる。

IV 西大谷ダム堤体補強工事の事例

1 堤体の補強と漏水防止計画の概要

西大谷ダムは1959年に静岡県西部の洪積台地の丘陵地に築造された洪水調節用防災ダムである。このダムは築造以来40年以上経過し、老朽化により堤体が漏水等により地震時の安定性が不足していただけでなく、貯水池内には堤体付近のシルト・粘土分のような細粒分の多い底泥土から河川流入部付近の礫質土までの約41,000m³ (底泥土約25,000m³)が堆積し、貯水容量の不足により効率的な洪水調節機能が低下していた。また、取水トンネルの損傷や洪水吐の通水能力が不足するなど全面的な改修が必要とされていた。そこで、堤体の耐震補強と漏水防止のための傾斜遮水ゾーンの築造、さらに洪水吐の全面改築と取水トンネルの補修を行うことになった。

しかしながら、このダムでは堤体の安定性確保に必要な強度と貯水のための遮水性を満足する築堤土が近傍で入手できなかったこと、また池内の底泥土の処分地も確

保できなかったため、堤体補強と底泥土の除去処分が同時に可能な砕・転圧盛土工法を採用することになった。

2 堤体のゾーンニング

西大谷ダムはダム便覧¹³⁾に登録されたダムであるが、堤高が15mをわずかに下回っていること、堤体構造が中心コア型ではあるがコアゾーン(C1, C2)とランダムゾーン(B)では同じような築堤土からなり、ほとんど均一型であることから、ため池で採用される傾斜遮水ゾーンによる堤体補強と漏水防止ができるとして土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁴⁾に準拠して改修することにした。

改修後の堤体構造は上記指針に規定された傾斜遮水ゾーン型堤体の標準寸法表における堤高H=10~15mの範囲に入り、かつ池内に堆積した底泥土や、既設堤体からの掘削発生土や池上流側の河川流入部付近に堆積した礫質土を可能な限り堤体工事に使用して場内処分できるように決めた。つまり、堤体はFig.6に示す標準断面のようにFig.5に示した傾斜強度ゾーンニングとし、コアゾーンは遮水性の高い固結シルト層(OC)を約50cmまで掘り下げた位置から止水トレンチ①₁と傾斜遮水ゾーン①₂として固化処理した底泥土による砕・転圧土により築堤したが、その外側のシェルゾーンは半透水ゾーン②₁として既設堤体土や池上流部の礫質土によりそれぞれ築造した。また、下流側法面は降雨によるガリ侵食などにより断面不足となっていたので、上流側法面と同様に半透水ゾーン②₂として築造し、さらに浸潤面が法面途中に現れないように法尻部にドレーンを設けた。コアゾーンや上・下流のシェルゾーン②₁, ②₂はFig.2に示した基本形のように砕・転圧土だけにせず、半透水ゾーンとして既設堤体からの掘削発生土や池上流側礫質土で築造したのは以下の理由による。それは利用できる底泥土量が傾斜遮水ゾーンでほぼ使い切ってしまうこと、

シェルゾーンには既設堤体の掘削発生土を流用でき、また池上流側の礫質土も第Ⅷ章で後述するように既設堤体土とほぼ同様な粒度と締固め特性を有しシェルゾーンに利用できたからである。したがって、シェルゾーンは強度制御が可能な砕・転圧土ではなく堤体掘削土や上流側礫質土を使用したため比較的緩い勾配になった。

西大谷ダム堤体の補強工事実施前・後の仕様を Table 1 に示す。また、堤体補強工事の開始直前の状況を Photo.1 に、補強工事終了してほぼ満水位状態まで貯水した状況を Photo.2 にそれぞれ示す。

Table 1 西大谷ダムの補強前後の堤体仕様
Specification of Nishi-ohya dam embankment

堤体仕様	補強前	補強後
堤体形式	中央遮水ゾーン型	傾斜遮水ゾーン型
堤高(m)	14.1 (ダム便覧では15.1)	14.6
堤長(m)	188.0	188.0
堤体積(m ³)	77,000	87,000
貯水量(m ³)	289,000	316,000
砕・転圧土築堤量(m ³)	—	約21,000
流用土築堤量(m ³)	—	約11,000
法面勾配	上流 1:2.5(小段なし) 下流 1:2.0	1:2.5(小段あり) 1:2.1~2.3
その他の改修	—	取水トンネルの補修、 洪水吐の改築



Photo.1 補強工事実施前の堤体の状況

Condition of embankment before reinforcement work



Photo.2 補強工事実施後の堤体の状況

Condition of embankment after reinforcement work

V 室内配合試験

1 底泥土の粒度特性

砕・転圧盛土工法により築堤土として使用した底泥土は堤体から上流に約 100m (左岸側では 150m) までの広さ約 20,000m² (層厚 0.5~1.6m で平均約 0.9m) に堆積した底泥土 I₀₃ と、この区域より上流の右岸側に堆積した底泥土 I₀₃ よりもやや粗粒の底泥土 II₀₃ である。配合試験はこれら 2 種類の底泥土について実施したが、試験結果は使用量の 8 割以上を占める底泥土 I₀₃ の試験結果のみを示す。底泥土は堤体改修工事の開始直前に採取し、混入していた枯れ葉や木片などの異物を 9.5mm フルイに通過させて取り除いてから配合試験に使用した。

底泥土の粒度曲線は Fig.7 に示すが、底泥土 I₀₃ は細粒分含有量 F_C が約 90% 以上であったが、底泥土 II₀₃ は F_C ≒ 40% と底泥土 I₀₃ よりも細粒分が少なくかなり粗粒側にあった。また、池上流側の河川流入部には第Ⅷ章で後述する Fig.27 に示すように礫質土が堆積している。

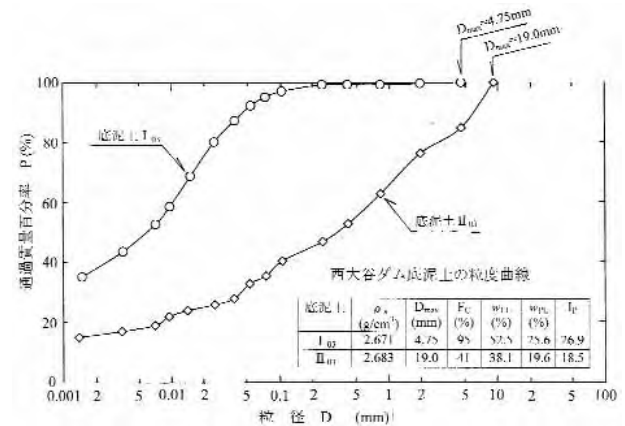


Fig.7 配合試験に使用した底泥土の粒度曲線

Gradation curves of muddy soil used in this test program

このように池内には底泥土から砂礫土まで粒度の大きく異なる土砂が堆積していることがわかる。配合試験時の底泥土の含水比は実施工で想定される値を基準含水比 w_0 とするが、底樋の補修や洪水吐の改築のための工事期間中約 2 年間池を空にしたことから、実施工においてもこの状態に近いように考えられたので、採取時の w_n をそのまま $w_0=w_n$ とした (底泥土 I₀₃ は $w_n \div 72\%$ 、底泥土 II₀₃ は $w_n \div 32\%$)。なお、実施工での底泥土 I₀₃ と底泥土 II₀₃ の区別は堆積位置だけでなく w と F_C を確認することで判断した。

2 初期固化土と砕・転圧土の強度特性

固化材は底泥土のような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。固化材添加量は底泥土の湿潤状態での密度 ρ_t に対する質量 ΔW_c (kg/m³) で表示する。底泥土の ρ_t はヘドロや泥土について整理された $\rho_t \sim w$ 関係¹⁵⁾ を利用して推定し、

底泥土 I₀₃ では $w=w_0$ において $\rho_{t1}=1.57\text{g/cm}^3$ とした。底泥土への固化材の添加は実施工と同じ水・固化材比 $w/c=1.0$ のスラリー状態にして加え、初期固化土や砕・転圧土の供試体はこれまでの本工法の基礎的研究²⁾で採用した方法により作製した。

底泥土 I₀₃ の初期固化土の養生日数 $t=t_s=10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ (添字の IS は初期固化土であること、10 は $t=10$ 日目の強度であることを表す) に及ぼす ΔW_c と w の影響を調べるために、Fig.8 に ΔW_c を $\Delta W_c=75, 100, 150, 200\text{kg/m}^3$ と変え、 w を $w_0=72\%$ とこれを中心に乾燥あるいは加水して $w=60\%, 90\%$ の 3 種類に含水調整した底泥土の試験から得られた $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係を示す。

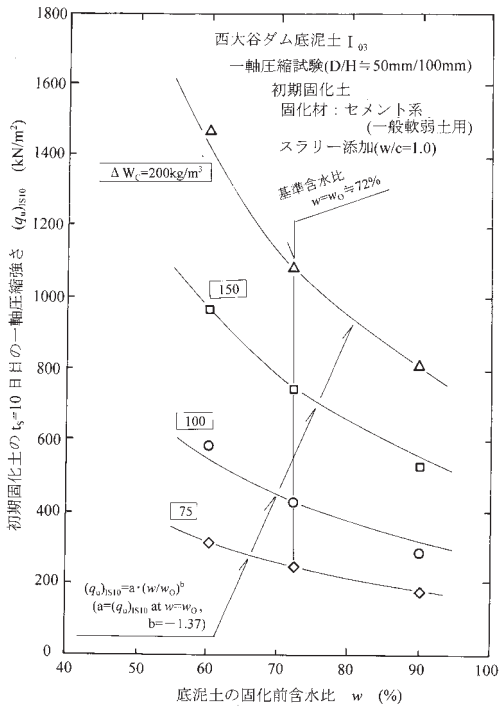


Fig.8 底泥土 I₀₃ による初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係
Relation between $(q_u)_{IS10}$ and w of initial-stabilized soil

$(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係は $(q_u)_{IS10}$ を $w=w_0$ 時の強度 a により、 w を w_0 により正規化して両対数グラフ上にプロットすると、底泥土の種類や ΔW_c によらず直線

$$(q_u)_{IS10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (b = -1.37) \quad (1)$$

によりほぼ近似できることがわかっている⁴⁾。図中の曲線は上式によるものであるが、比較的良好な近似となっている。施工中における固化処理した底泥土の強度に及ぼす w の影響は式 (1) により考慮し、固化前の w と w_0 の差に応じて第 6 章で後述する式 (9) により ΔW_c を加減した。

次に、砕・転圧土の強度特性を知るために、底泥土 I₀₃ ($w=w_0$) の $\Delta W_c=100\text{kg/m}^3$ による初期固化土の $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係 (●印) と、この初期固化土を $t_s=1, 3, 5, 7$ 日目にそれぞれ砕・転圧した砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t$

($=t_s+t_{CC}$) 関係 (◇, ○, □, △印) を比較した結果を Fig.9 に示す (添字の CC は砕・転圧土であることを表す)。図中の左半分黒塗りの記号は初期固化土を砕・転圧した直後 $t_{CC}=0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ を示すが、これは築堤面上の施工機械のトラフィカビリティーに関する強度で、 t_s が短いほど低くなる。図から、砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ は初期固化状態の値 $(q_u)_{IS}$ よりも小さく、 t_s による影響が大きいことがわかり、 t_s が短い方が砕・転圧直後の強度 $(q_u)_{CC0}$ は低いものの再固化強度が高いことがわかる。このことは初期固化土からの砕・転圧による強度低下程度を Fig.10 に示す $t=t_s+t_{CC}=28$ 日目における強度比

$$R = (q_u)_{CC} / (q_u)_{IS} \quad (t=28 \text{ 日}) \quad (2)$$

により定義した R と t_s の関係からわかる。

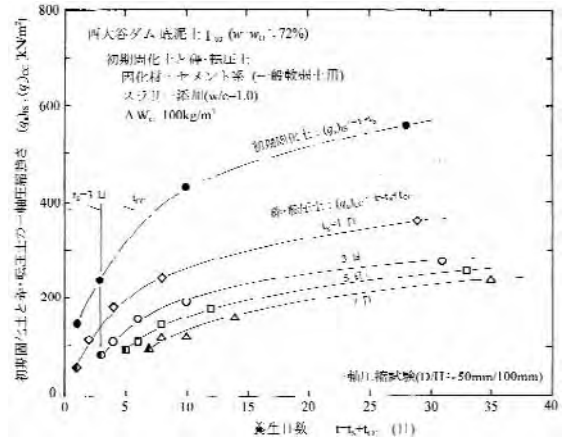


Fig.9 底泥土 I₀₃ の砕・転圧強度 $(q_u)_{CC}$ に及ぼす t_s の影響
Effect of t_s on strength $(q_u)_{CC}$ of crushed and compacted soil

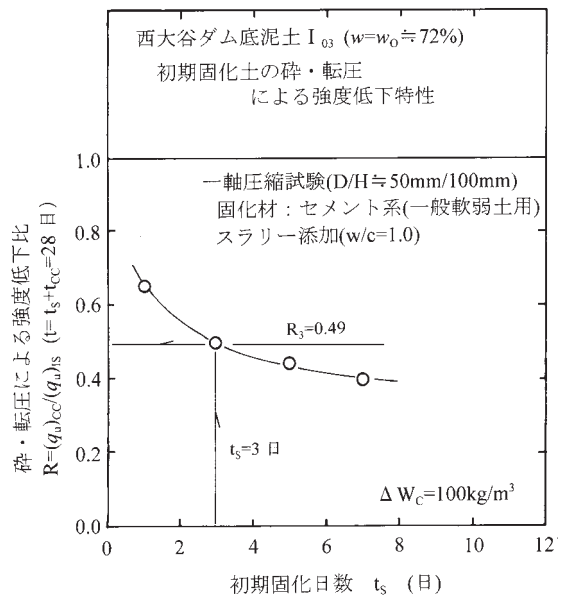


Fig.10 砕・転圧による強度低下に及ぼす t_s の影響
Effect of t_s on strength reduction by crushed and compacted process of initial stabilized soil

したがって、底泥土を砕・転圧土として使用するには初期固化時の t_s を適切に選択しなければならない。 t_s が短いと初期固化土の解砕・転圧による強度低下が少なく固化効率が良いが、 $(q_u)_{CC0}$ が低くトラフィカビリティーの確保が難しく施工性に問題がある。一方、 t_s が長くなると $(q_u)_{CC0}$ が高く施工性も良いが、初期固化土の解砕・転圧による強度低下が著しく、同じ強度を確保するのに ΔW_c が増えるなど固化効率が悪い。そこで、本工法では施工性や固化効率を考え、強度低下傾向が鈍くなりはじめ、かつある程度のトラフィカビリティーが期待できる $t_s=3$ 日を標準とした^{4),5)}。この $t_s=3$ 日に対応する底泥土 I_{03} の強度低下比 R_3 は、**Fig.10** から $R_3 \approx 0.49$ となる。

3 三軸圧縮試験による強度・変形特性

Fig.11 には、 $\Delta W_c=100\text{kg/m}^3$ で固化させた底泥土 I_{03} からなる砕・転圧土 ($t=t_s+t_{cc}=3+7=10$ 日) について圧密応力範囲 $\sigma_{3c}=25\sim 392\text{kN/m}^2$ で 5 段階の σ_{3c} において実施した圧密・非排水三軸圧縮試験による偏差応力 q ($=(\sigma_1-\sigma_3)$)、過剰間隙水圧 u と軸ひずみ ϵ_1 の関係を示す。図中には固結強度の指標である一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}$ の値を示してある。この図から、応力～ひずみ曲線は σ_{3c} の値により異なり、これがある値よりも低い領域では σ_{3c} による q の相違が小さいが、ある値より高くなると σ_{3c} の値に応じて q が増加することがわかる。

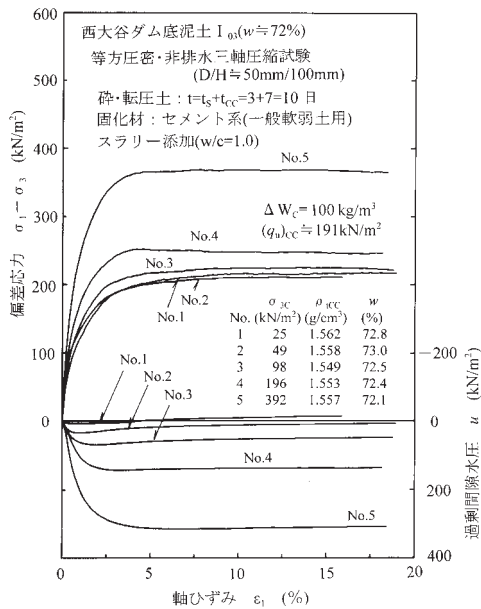


Fig.11 各応力レベル σ_{3c} における応力～ひずみ関係

Stress and strain curves in various confining stress σ_{3c} by triaxial compression test

そこで、 σ_{3c} が応力～ひずみ曲線に及ぼす影響を固結強度 $(q_u)_{CC}$ に関連させて調べるために、 ΔW_c を変えた砕・転圧土による応力～ひずみ曲線から求めたピーク値 $q_{max}=(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (q_{max} が現れない場合には $\epsilon_1=15\%$ 時の偏差応力値 $q_{15}=(\sigma_1-\sigma_3)_{15}$) と σ_{3c} を $(q_u)_{CC}$ により正規化した $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3c}/(q_u)_{CC}$ 関係を **Fig.12** に示す。図か

ら、この関係は ΔW_c によらず傾きの異なる 2 本の直線で近似でき、その交点での σ_{3c} の値を $(\sigma_{3c})_{IP}$ とおくと、 $\sigma_{3c}=(\sigma_{3c})_{IP}$ を境に q_{max} と σ_{3c} の関係が異なることがわかる。これは前述したある σ_{3c} の値を境に応力～ひずみ曲線が σ_{3c} から受ける影響程度が異なっていたことと対応しており、 $\sigma_{3c} \leq (\sigma_{3c})_{IP}$ 領域での強度はそれが有している固結構造の強度により決まり σ_{3c} の影響は少ないが、 σ_{3c} が $(\sigma_{3c})_{IP}$ を超えると固結構造が降伏し、発揮される強度 q は内部摩擦角 ϕ' にも関係するようになり、この σ_{3c} に応じた値を発揮するためと考えられる。このことから、 $(\sigma_{3c})_{IP}$ を固結構造の降伏応力と称することができ、 $(\sigma_{3c})_{IP}$ の値は $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3c}/(q_u)_{CC}$ 関係の 2 直線の交点から求めることができ、砕・転圧土の $(q_u)_{CC}$ の値に深く関係している。

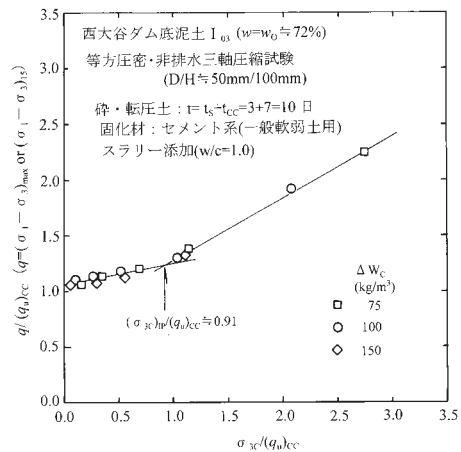


Fig.12 $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3c}/(q_u)_{CC}$ 関係

Relation between $q/(q_u)_{CC}$ and $\sigma_{3c}/(q_u)_{CC}$ in triaxial compression test

以上からわかるように、応力～ひずみ曲線は固結強度に、つまり試験時の σ_{3c} に深く関係するので、強度パラメータは σ_{3c} 影響を考慮して求めなければならない。

Fig.13 には **Fig.11** に示した砕・転圧土の $q=q_{max}$ (あるいは q_{15}) 時における有効応力表示での Mohr の応力円を示す。図には、既述の $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3c}/(q_u)_{CC}$ 関係を近似した 2 直線の交点より求めた $(\sigma_{3c})_{IP}$ の値から、 $\sigma_{3c} \leq (\sigma_{3c})_{IP}$ の低応力領域 (LP) にある Mohr の応力円 (No.1～No.3) と、 $\sigma_{3c} > (\sigma_{3c})_{IP}$ の高応力領域 (HP) にある Mohr の応力円 (No.4～No.5) のそれぞれについて Mohr-Coulomb の破壊規準を考えたバイリニア型破壊規準から強度パラメータを求めたもので、LP 領域では $((c')_{CC}^{LP}, (\phi')_{CC}^{LP})$ 、HP 領域では $((c')_{CC}^{HP}, (\phi')_{CC}^{HP})$ のようにそれぞれ表示した。また、**Fig.3** に概念的に示したすべり面上の有効応力表示での固結構造降伏応力 σ'_{IP} は **Fig.13** に示した Mohr の応力円図の LP 側破壊規準線と HP 側破壊規準線との交点になる。図から、砕・転圧土の強度パラメータは σ_{3c} の影響を考慮せずに Mohr-Coulomb 型の 1 本の破壊規準線から求めると、 σ_{3c} の影響を受けにくい LP 領域では c' を過小評価してしまい、逆に σ_{3c} の影響を受ける HP 領域では ϕ' を過小

評価してしまうことがわかる。**Fig.14**には以上のように求めた強度パラメータと ΔW_c の関係を示すが、図から以下のことがわかる。 $(c')_{cc}^{LP}$ 、 $(c')_{cc}^{HP}$ はそれぞれ ΔW_c に比例して増加し、ほぼ直線で近似できる。

$$\Delta W_c = \alpha + \beta \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (3a)$$

$$\Delta W_c = \alpha' + \beta' \cdot (c')_{cc}^{HP} \quad (3b)$$

一方、 $(\phi')_{cc}^{LP}$ 、 $(\phi')_{cc}^{HP}$ は ΔW_c によらずほぼ一定となっているが、これは砕・転圧土が強度成分のうち多くの部分を固結強度に依存しているためである。

また、**Fig.15**は σ'_{ip} と $(c')_{cc}^{LP}$ の関係を示すが、両者間には直線関係が認められ

$$\sigma'_{ip} \doteq 1.55 \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (4)$$

で近似できる。図中の●印は後述する実施工で採取したコア供

試体の試験から得られた**Fig.25**の点を示す。

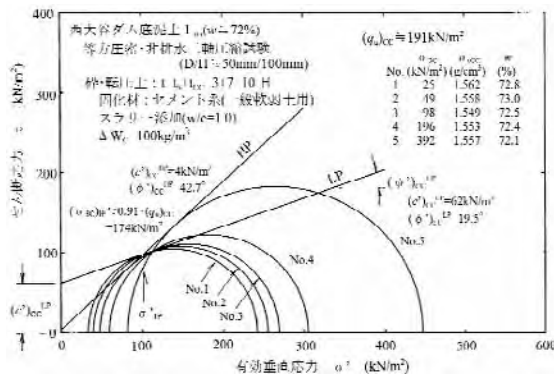


Fig.13 応力レベル σ_{3c} の影響を考慮した強度パラメータ

Strength parameters of crushed and compacted soil considering effect of confining stress

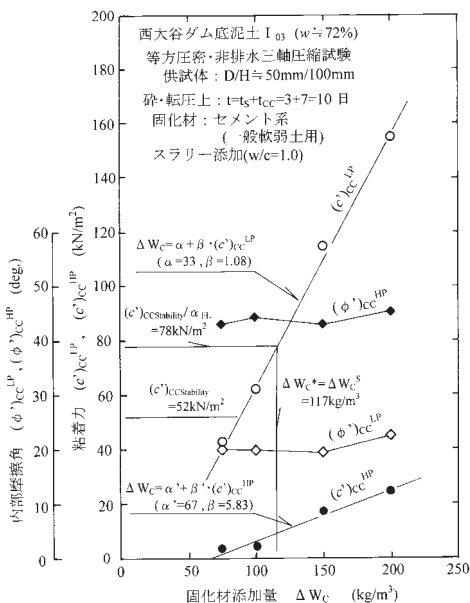


Fig.14 砕・転圧土の強度パラメータと ΔW_c の関係

Relation between strength parameters and ΔW_c of crushed and compacted soil

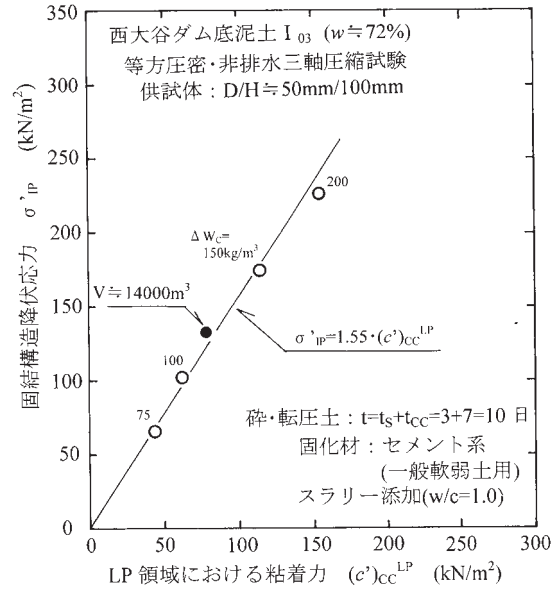


Fig.15 固結構造降伏応力 σ'_{ip} と粘着力 $(c')_{cc}^{LP}$ の関係
Relation between yield cementing stress σ'_{ip} and $(c')_{cc}^{LP}$

VI フィルダムにおける砕・転圧盛土工法の設計法

1 新しい設計法の提案

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 とともに増加してゆくが、その傾向は**Fig.9**に示したように1週間程度までに急増し $t=10$ 日以降急激に鈍化してくる²⁾。そこで、本工法における目標強度は増加傾向が急減し始める $t=10$ 日目の値で、つまり初期固化土では固化材を添加・混合してから $t=ts=10$ 日目の強度で、砕・転圧土では $t=10$ 日から解砕・転圧までの初期固化日数 t_s を差し引いた解砕・転圧後からの日数 t_{cc} 、 $t_s=3$ 日の場合には $t_{cc}=t-t_s=10-3=7$ 日目の強度により設定することとしている^{4),5)}。

Fig.16にフィルダムにおける目標強度の設定とこれを現場で達成するための固化材添加量 $\Delta W_c = \Delta W_c^*$ を決定するまでの手順(これをLD設計法という)を示すが、これは左右二つの手順から構成される。左側の手順では、安定計算により求まる堤体全体が所要の安全率 $F_s \geq 1.2$ を満足して安定するのに必要な砕・転圧土部の強度を求めるもので、三軸圧縮試験による強度パラメータ $((c')_{cc}$ 、 $(\phi')_{cc})$ により設定される (c') 、 (ϕ') の添字CCは砕・転圧土であることを表す)。右側の手順では、築堤時における転圧ローラなどの施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要な強度を求めるもので、一軸圧縮強さ $(q_u)_{cc}$ により与えられる。このように、2種類の強度がそれぞれ意味の異なるもので設定されるため、両者を直接比較することができない。そこで、現場で必要とされる ΔW_c^* は、堤体安定に必要な強度を現場で達成できる ΔW_c^S とトラフィカビリティの確保に必要な強度を現場で達成できる ΔW_c^T を比較して、大きい方の値となり、これに対応する強度が最終的に求める

べき目標強度になる。次に、以上の具体的な手順を西大谷ダムの堤体と底泥土の配合試験結果を例に説明する。

$$\Delta W_c^* = [\Delta W_c^S, \Delta W_c^T]_{\max} \quad (5)$$

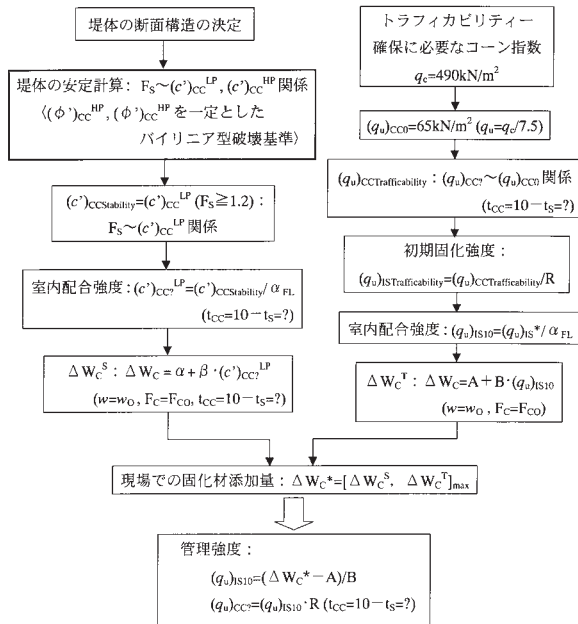


Fig.16 フィルダムにおける目標強度の設定と固化材添加量の決定までの手順図 (LD設計法)

Process to determine design strength and cement amount in repairing of large fill-dam

2 堤体の安定性に必要な強度と固化材添加量の決定

Fig.6 に示した堤体の計画断面について堤体安定に必要な砕・転圧土の強度は Fig.16 の左側の手順に沿って求められるが、これは砕・転圧土の強度パラメータをパラメトリックに変えて安定計算を行い、堤体の安全率 F_s と強度パラメータの関係を求め、 $F_s \geq 1.20$ に相当する値を逆算するものである。砕・転圧土の破壊規準はバイリニア型となるが、これを表示する強度パラメータは Fig.15 に示したように ΔW_c と比例関係にある $(c')_{cc}^{LP}$ 、 $(c')_{cc}^{HP}$ のみをパラメトリックに変え、 ΔW_c の影響の少ない $(\phi')_{cc}^{LP}$ と $(\phi')_{cc}^{HP}$ は計算の簡単化のために一定値として与えるものとする。 $(c')_{cc}^{HP}$ の値はパラメトリックに変えた $(c')_{cc}^{LP}$ と式 (3a) と式 (3b) から得られる $(c')_{cc}^{LP}$ との関係式

$$(c')_{cc}^{HP} = (\alpha - \alpha') / \beta' + (\beta / \beta') \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (6)$$

により与えるものとする。また、 σ'_{IP} は $(c')_{cc}^{LP}$ に関係させて式 (4) により与えるものとする。

西大谷ダムの安定計算は常時満水位 FWL 時に、この地域で想定される地震力 (震度係数 $kH=0.18$) を加えた条件で行ったが、得られた F_s と $(c')_{cc}^{LP}$ の関係を Fig.17 に示す。 $(\phi')_{cc}^{LP}$ と $(\phi')_{cc}^{HP}$ は一定値として Fig.14 に示

した値に余裕をみた $(\phi')_{cc}^{LP}=10^\circ$ 、 $(\phi')_{cc}^{HP}=30^\circ$ とした。また、既設堤体や堤体基礎地盤の土質パラメータは事前の土質調査から求めた値あるいは推定した値を使用した。図から以下のことがわかる。 $(c')_{cc}^{LP}$ の値により破壊モードが異なり、 $(c')_{cc}^{LP} \leq 40\text{kN/m}^2$ の領域ではすべり面が傾斜遮水ゾーン内を長く通る破壊モード [A] であるのに対して、 $(c')_{cc}^{LP} > 40\text{kN/m}^2$ ではすべり面が傾斜遮水ゾーン内を最短になるような破壊モード [B] になっており、 F_s への $(c')_{cc}^{LP}$ の影響が少なくなる。

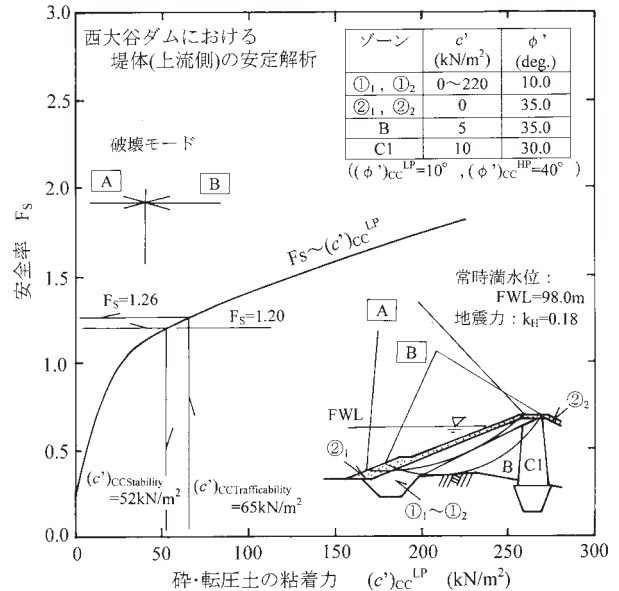


Fig.17 安全率 F_s と砕・転圧土の粘着力 $(c')_{cc}$ の関係

Relation between safety factor F_s and internal cohesion $(c')_{cc}$ of crushed and compacted soil

堤体安定に必要な強度 $(c')_{cc}^{Stability}$ は $F_s \geq 1.20$ を満足する $(c')_{cc}^{LP}$ であるが、これを図から読み取ると

$$(c')_{cc}^{Stability} = (c')_{cc}^{LP} = 52\text{kN/m}^2$$

となる ($(c')_{cc}^{HP}$ は式 (6) より $(c')_{cc}^{HP} = 4\text{kN/m}^2$)。 $(c')_{cc}^{Stability}$ に対応する σ'_{IP} は Fig.15 あるいは式 (4) から $\sigma'_{IP} \cong 80\text{kN/m}^2$ となる。なお、安定計算上のすべり面が通過する部分の応力レベル σ' は法面勾配が 1 : 2.5 と比較的緩く土被り深さが最大でも 5m 程度なのでおおよそ $\sigma' \leq 76\text{kN/m}^2$ と $\sigma' \leq \sigma'_{IP}$ であったため、安定計算に関係する強度パラメータは LP 領域における値のみが対象となった。

次に、 $(c')_{cc}^{Stability}$ を現場で達成するのに必要な ΔW_c^S は室内配合試験と実施工との間の混合条件の相違等を補正するために現場/室内強度比 α_{FL} により強度割増をした室内配合強度

$$(c')_{cc}^{Stability} / \alpha_{FL} = 52 \times 1.5 = 78\text{kN/m}^2$$

に相当する値となるが、これは Fig.14 の $(c')_{cc}^{LP} \sim \Delta W_c$

関係を近似した式 (3a) に上の値を代入して

$$\Delta W_c^S = 117 \text{kg/m}^3$$

と求められる。 α_{FL} は固化材の混合にトレンチャー型攪拌混合機 (スラリー添加) を使用することを想定して $\alpha_{FL} = 1/1.5$ (これまでの実績値³⁾) とした。

3 トラフィカビリティーの確保に必要な強度と 固化材添加量の決定

築堤中における施工機械のトラフィカビリティーの確保に必要なとされる強度は Fig.16 の右側の手順に沿ってため池における方法⁴⁾と同様に算定される。本工法では初期固化土を $t=t_s$ 日目に解砕・転圧してから、直ちに撒出し→敷均し→転圧をして築堤するので、トラフィカビリティーの確保に必要な強度が Fig.9 に示した解砕・転圧の当日 $t_{cc}=0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ となる。 $(q_u)_{CC0}$ は「ため池整備」¹⁶⁾に規定されているため池の堤体基礎地盤で要求される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ないとすると、コーン指数 q_c と一軸圧縮強さ q_u の関係式 ($q_u=q_c/7.5$)⁴⁾から

$$(q_u)_{CC0} = q_c/7.5 = 65 \text{kN/m}^2 \quad (7)$$

となる。したがって、トラフィカビリティー確保に必要なとされる目標強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ は $(q_u)_{CC0}$ が目標強度設定日の $t=10$ 日から解砕・転圧日 $t_s=3$ 日を差し引いた $t_{cc}=t-t_s=7$ 日目までに発揮される $(q_u)_{CC7}$ となるから、 ΔW_c を変えて実施した $t_s=3$ 日の砕・転圧土の配合試験から得られる Fig.18 の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係より

$$(q_u)_{CCTrafficability} = 143 \text{kN/m}^2$$

と推定される。 $(q_u)_{CCTrafficability}$ は式 (2) から $t_s=3$ 日に相当する強度低下比 $R_3=0.49$ を用いて初期固化土の強度

$$(q_u)_{ISTrafficability} = (q_u)_{CCTrafficability}/R_3 = 292 \text{kN/m}^2$$

に変換される。 $(q_u)_{ISTrafficability}$ を現場で達成するのに必要な ΔW_c^T は、 $(c')_{CCStability}$ の場合と同様に α_{FL} を考慮することで強度割増をした室内配合強度

$$(q_u)_{ISTrafficability}/\alpha_{FL} = 438 \text{kN/m}^2$$

を Fig.19 の $w=w_0$ における $\Delta W_c \sim (q_u)_{IS10}$ 関係を近似した直線式の $(q_u)_{IS10}$ に

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

に代入すれば

$$\Delta W_c^T = 103 \text{kg/m}^3$$

のように求められる。

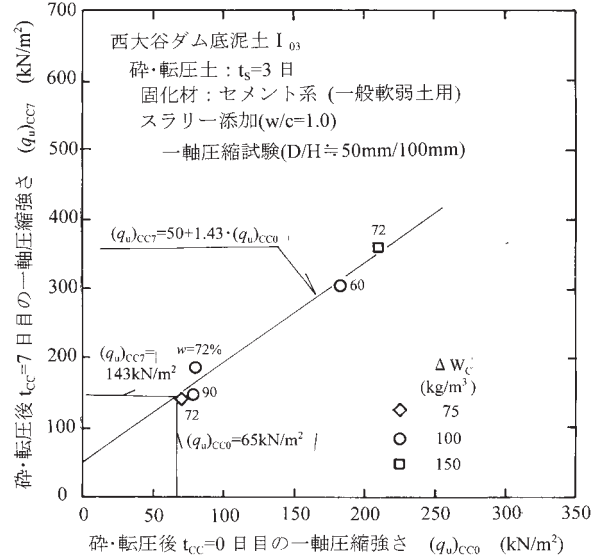


Fig.18 底泥土 I₀₃ による砕・転圧土の $(q_u)_{CC7}$ と $(q_u)_{CC0}$ の関係
Relation between $(q_u)_{CC7}$ and $(q_u)_{CC0}$ in crushed and compacted soil

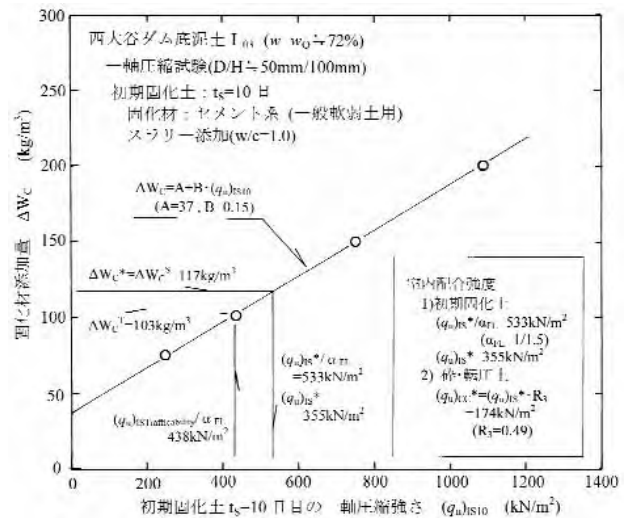


Fig.19 底泥土 I₀₃ の ΔW_c と $(q_u)_{IS10}$ の関係

Relation between ΔW_c and $(q_u)_{IS10}$ in initial stabilized soil

4 現場での固化材添加量と管理強度値の決定

現場での ΔW_c^* は式 (5) から堤体安定性に必要な ΔW_c^S とトラフィカビリティー確保に必要な ΔW_c^T を比較して大きい方の値であるので、上述した (2) 節と (3) 節の結果から

$$\Delta W_c^* = \Delta W_c^S = 117 \text{kg/m}^3$$

となる。よって、 $\Delta W_c^* = \Delta W_c^S$ に対応する目標とする強度

パラメータは $(c')_{CC}^{LP}=52\text{kN/m}^2$, $(c')_{CC}^{HP}=4\text{kN/m}^2$ となる。
 なお、もし ΔW_C^* が ΔW_C^T となった場合には、 ΔW_C^T の値を式 (3a) と式 (3b) に代入すれば、これに対応する $(c')_{CC}^{LP}$ と $(c')_{CC}^{HP}$ が得られる。

現場での強度の管理は三軸圧縮試験による強度パラメータにより行うことは時間とコストがかかりすぎるため一軸圧縮強さをインデックスとして行うものとする。したがって、管理すべき強度 $(q_u)_{IS}^*$ は式 (8) を $(q_u)_{IS10}$ について整理した

$$(q_u)_{IS10}=(\Delta W_C^S - A)/B \quad (8')$$

に $\Delta W_C^*=\Delta W_C^S$ を代入すれば $(q_u)_{IS10}=(q_u)_{IS}^*/\alpha_{FL}=533\text{kN/m}^2$ が得られるから、 α_{FL} より

$$(q_u)_{IS}^*=533 \times \alpha_{FL}=355\text{kN/m}^2$$

となる。これは式 (2) から碎・転圧土状態での強度に変換すると

$$(q_u)_{CC}^*=(q_u)_{IS}^* \times R_3=174\text{kN/m}^2$$

になる。

フィルダムの場合でも現場での強度の管理値は上述の $(q_u)_{IS}^*$ あるいは $(q_u)_{CC}^*$ のように一軸圧縮強さで行うが、この値を確保できれば、Fig.19 の $(q_u)_{IS10} \sim \Delta W_C$ 関係と Fig.14 の $(c')_{CC}^{LP} \sim \Delta W_C$ 関係から

$$(q_u)_{IS}^* (= (q_u)_{CC}^*/R_3) \Rightarrow \Delta W_C^S \Rightarrow (c')_{CC}^{LP}$$

のように ΔW_C を介した $(q_u)_{IS}^* (= (q_u)_{CC}^*/R_3)$ と $(c')_{CC}^{LP}$ の関係から堤体安定に必要な強度パラメータを確保できることになる。

なお、 ΔW_C^* は、底泥土の w_0 に対して設定されているので、固化前含水比 w が w_0 と差がある場合にはその差に応じて加減しなければならないが、これは式 (1) と式 (8) を組み合わせた

$$\Delta W_C=A+B \cdot [(q_u)_{IS}^*/\alpha_{FL}] \cdot (w/w_0)^{-b} \quad (9)$$

を利用しておこなった^{4),5)}。

5 ため池における設計法との比較

ため池の場合における目標強度と、これを現場で達成するのに必要な ΔW_C を決定するまでの手順⁵⁾は Fig.20 のように示される(これを SD 設計法という)。図からわかるように、フィルダムとため池における設計法の大きな相違はフィルダムでは堤体安定に必要なとされる強度の算定に一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}$ を使用していないことである。

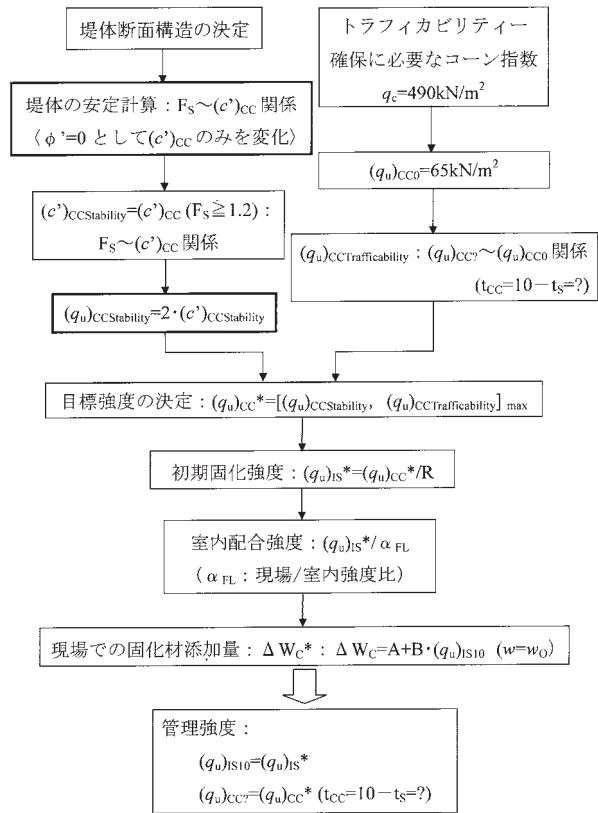


Fig.20 ため池における目標強度の設定と固化材添加量の決定までの手順図 (SD設計法)

Process to determine design strength and cement amount in repairing of small earth dam

ため池における堤体安定に必要な強度は Fig.20 の左側の手順に沿って以下のように設定される^{4),5)}。この場合の碎・転圧土の強度は一般の土質改良工での取扱い¹²⁾と同様に一軸圧縮強さ q_u により表示し、また強度パラメータは内部摩擦角 ϕ' を無視して (ϕ' を考慮する場合もある)、粘着力 c' だけを考慮しこれと $(q_u)_{CC}$ との間に

$$(c')_{CC}=(q_u)_{CC}/2 \quad (10)$$

の関係が単純に成り立つものとしている。したがって、堤体安定に必要な強度 $(c')_{CCStability}$ は $\phi'=10^\circ$ (この例では Fig.4 に示したように $(\phi')_{CC}^{LP} \cong 20^\circ$ が発揮されていたので、これを無視せずに余裕をみた値として 10° だけを考慮した) として $F_S \geq 1.20$ を満足する $(c')_{CC}$ を逆算すると記述した (2) 節と同様に $(c')_{CCStability}=52\text{kN/m}^2$ となるので

$$(q_u)_{CCStability}=2 \times (c')_{CCStability}=104\text{kN/m}^2$$

となる。これに対して、トラフィカビリティーの確保に必要な強度はため池においても (3) 節のフィルダムの場合と同じであるから $(q_u)_{CCTrafficability}=143\text{kN/m}^2$ となる。したがって、目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ は $(q_u)_{CCStability}$ と $(q_u)_{CCTrafficability}$ を比較すると後者の方が大きいので

$$(q_u)_{CC}^*=(q_u)_{CCTrafficability}=143\text{kN/m}^2$$

となる。 $(q_u)_{cc}^*$ を現場で達成するのに必要とされる ΔW_c^* は (3) 節の ΔW_c^T と同じで

$$\Delta W_c^* = 103 \text{ kg/m}^3$$

となる。

以上のように、同じ堤体改修であるが、**Fig.18** のフィルダム版の LD 設計法と **Fig.20** のため池版の SD 設計法とでは $(q_u)_{cc}^*$ と ΔW_c^* の値に

LD 設計法： $(q_u)_{cc}^* = 174 \text{ kN/m}^2$, $\Delta W_c^* = 117 \text{ kg/m}^3$

SD 設計法： $(q_u)_{cc}^* = 143 \text{ kN/m}^2$, $\Delta W_c^* = 103 \text{ kg/m}^3$

のような差が生じる。このような差は堤高 H が小さく堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{cc\text{Stability}}$ が低い場合には小さく実用的には問題とならないが、堤高の大きい堤体のように $(q_u)_{cc\text{Stability}}$ の値が高くなると無視できなくなる。この原因は堤体安定に必要な強度 $(c')_{cc}$ を $(q_u)_{cc}$ との間に式 (10) のような関係を使用しているためで、この関係は土質力学的な合理性はなく **図-21** に示す砕・転圧土の $(c')_{cc}^{LP}$ と $(q_u)_{cc}$ の関係 (横線は $(q_u)_{cc}$ の試験値の範囲を、○印は平均値をそれぞれ示す) からわかるように強度レベルが高くなるほど成立たなくなるためである。

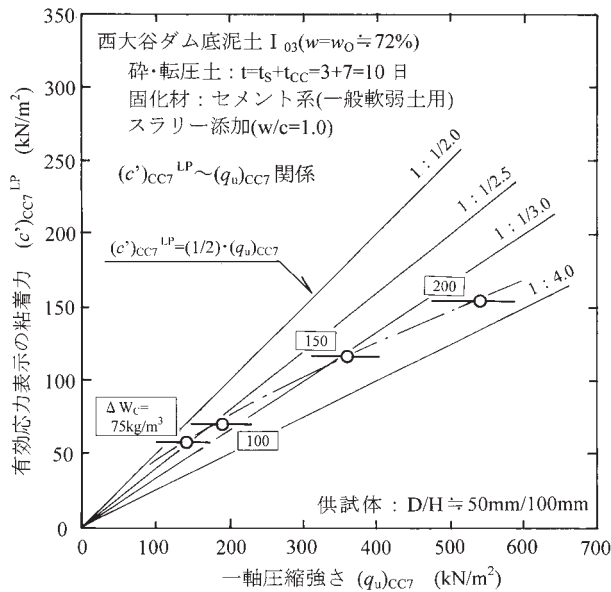


Fig.21 砕・転圧土の $(c')_{cc}^{LP}$ と $(q_u)_{cc}$ の関係

Relation between $(c')_{cc}^{LP}$ and $(q_u)_{cc}$ in crushed and compacted soil

本事例の堤体改修の基本計画が「ため池整備」14) によりなされたため、砕・転圧盛土工法の適用に当たっても $(q_u)_{cc}^*$ と ΔW_c^* は SD 設計法による値を採用することになった。したがって、施工中には LD 設計法で設定された堤体安定に必要な強度パラメータが確保されていることを築堤面から採取した砕・転圧土のコア供試体を採取し三軸圧縮試験により確認し、またこれと平行して既設堤体が有する強度特性の調査も行い、砕・転圧土との比較も行うことにした。

VII 砕・転圧盛土工法の施工法

西大谷ダムは、先ず仮排水路、工事用道路や固化処理ピットの造成やプラントヤードの整地などの仮設工事と、これに並行して既設堤体と止水トレンチの掘削などの準備工事を行ってから、底泥土の初期固化、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止水とトレンチ①₁ と傾斜遮水ゾーン①₂ の築造を一層毎に行った。

止水トレンチは既設堤体の前縁部に沿って掘削したが、この掘削により発生した底泥土は池上流部に設けた仮置きヤードに一旦ストックしておいてから使用した。固化処理ピットは同一深さで底泥土の初期固化を効率よく行うために、当日初期固化分、1日目養生分、2日目養生分、3日目解砕分、底泥土投入分の5個とした。ピット1個の大きさは1日の固化処理量約 270m³ に相当する幅 4.5m × 深さ 2.5m × 長さ約 25m とした。

初期固化工程は、固化ピット内に投入された底泥土にセメント系固化材を添加して、これらを均一に混合して $t_s = 3$ 日だけ初期固化させる工程である。固化材の底泥土への添加と混合はトレンチャー型攪拌混合機により行うが、これはスラリー化した固化材 (水・固化材比 $w/c = 1.0$) をトレンチャー先端部から一定流量で底泥土中に吐出させて添加しながら攪拌して混合を行うものである。**Photo.3** にはトレンチャー式攪拌混合機による初期固化状況を示す。



Photo.3 底泥土の初期固化状況 (トレンチャー式攪拌混合機)

Initial stabilization of muddy soil by trencher type mixing machine

解砕工程は期間 t_s だけ経過した初期固化土をバケツト式解砕機により掘削して規定の D_{max} で解砕しながら不整地運搬車に積込みを行うものである。この解砕機は **Photo.4** に示すような 0.7m³ 級バックホウの格子バケツトに最大力 200kN の押土プレートを装着し、格子バケツトで掘削した初期固化土を押土プレートにより格子間から押出して解砕・積込みを行うものである (解砕能力は約 50m³/時間)。格子間隔は D_{max} の大きさ 200, 100, 50mm の 3 種類を設定することが可能である。



Photo.4 解砕バケット (スケルトンバケット+押土板)
Bucket type crusher (skeleton bucket with pushing plate)

西大谷ダムでは D_{max} を 100mm に規定したが、これは以下の理由による。底泥土として池中央部上流側に堆積したやや粗粒分を含む底泥土 II_{03} も使用することになるので、確実な遮水性を確保するために中位の最大粒径とするためである。また底泥土中には洪水時に流れ込んだ転石が多く、100mm 以上の石を除去するためにバケット式解砕機を転用できるからである。Photo.5 にはバケット式解砕機による初期固化土の解砕・積込み状況を示す。



Photo.5 初期固化土の解砕・積込み状況 (バケット式解砕機)
Crushing of initial-stabilized soil by bucket type crusher

築堤工程では、固化処理ピットから運土されてきた解砕土をバックホウで撒出し、ブルドーザで一定層厚 $\Delta H = 30 \sim 35\text{cm}$ 程度になるように敷均しをしてから、振動ローラにより転圧して傾斜遮水ゾーンを1層毎に築造する工程である。Photo.6 に転圧状況を示す。ここで、解砕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。

西大谷ダムでの転圧回数は試験盛土を実施して、 $D_{max}=100\text{mm}$ の解砕土を撒出し厚 $\Delta=25\text{cm}$ の試験盛土を 0.7m^3 級バックホウ (撒出し用)、11t 級ブルドーザ (敷均し用) と 10t 級振動ローラを用いて行い、所要の強度と遮水性を達成できる回数 $N=6$ 回を決定した。



Photo.6 振動ローラによる転圧状況
Compacting by vibratory compacting roller

Ⅷ 築造した傾斜遮水ゾーンの強度特性の確認

1 一軸圧縮試験による強度確認

Fig.22 には築造した傾斜遮水ゾーンの強度を確認するために、 $\Delta V \approx 1500\text{m}^3$ 毎に築堤面から3本以上のコア供試体 ($D/H \approx 75\text{mm}/150\text{mm}$) を不攪乱状態で採取し、目標強度の設定日 $t = t_s + t_{cc} = 10$ 日に相当する $t_{cc} = 10 - 3 = 7$ 日目に実施した一軸圧縮試験から求めた強度 $(q_u)_{cc7}$ と累積築堤土量 V の関係を示す。図中の○印は複数供試体から得られた $(q_u)_{cc7}$ の平均値を示し、縦線の上・下端は最大・最小値の範囲をそれぞれ示している。さらには、図中には目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ の上・下限値の範囲 $(1.0 \sim 1/\alpha_{FL}) \cdot (q_u)_{cc}^*$ を示してある。上限値の設定は砕・転圧土による新設堤体部が必要以上の強度になり、既設堤体間との間に極端な強度や変形性の相違が生じないようにするためである。図から、各築堤段階での $(q_u)_{cc7}$ は最大・最小値は、上・下限値の範囲を外れる例もあるが、その平均値は上・下限値の範囲内にあり、またLD設計法による設定された管理強度値 $(q_u)_{cc}^* = 174\text{kN/m}^2$ に近い値であり、傾斜遮水ゾーンが全体的に所要の強度範囲にあるものと判断できる。

次に、Fig.23 には、初期固化土と砕・転圧土の約1ヶ月までの経過期間 t による強度発現状態を確認するために、 $V \approx 10500\text{m}^3$ まで築堤した段階で固化処理ヤードの初期固化土地盤と砕・転圧土からなる築堤面からそれぞれの採取したコア供試体の一軸圧縮試験から求めた初期固化土の $(q_u)_{cc} \sim t = t_s$ 関係 (●印) と砕・転圧土の $(q_u)_{cc} \sim t (=t_s + t_{cc})$ 関係 (○印) をそれぞれ示す。図から、 $(q_u)_{is}$ と $(q_u)_{cc}$ は配合試験結果と同様に t とともに増加してゆくが、 $t = t_s + t_{cc} = 10$ 日目を境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 $(q_u)_{is}$

のバラツキ範囲は大きいですが、砕・転圧土の強度 ($q_u)_{CC}$ のバラツキ範囲は ($q_u)_{IS}$ の場合のおおよそ半分程度まで小さくなっている。このような強度バラツキは固化材スラリーの混合ムラや底泥土の w の変動などに起因していると考えられるが、本工法は固化処理土を使用しているものの、単に初期固化させた場合よりも、砕・転圧土としたことで強度のバラツキがより小さい堤体を築造できることが理解できよう。

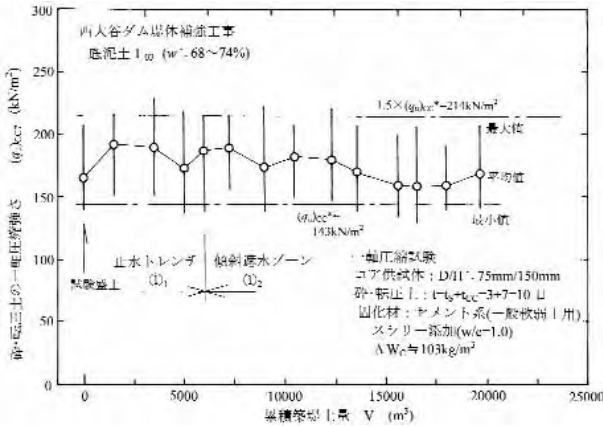


Fig.22 築堤中における砕・転圧土の強度 ($q_u)_{CC7}$

Strength ($q_u)_{CC7}$ of crushed and compacted soil under embankment

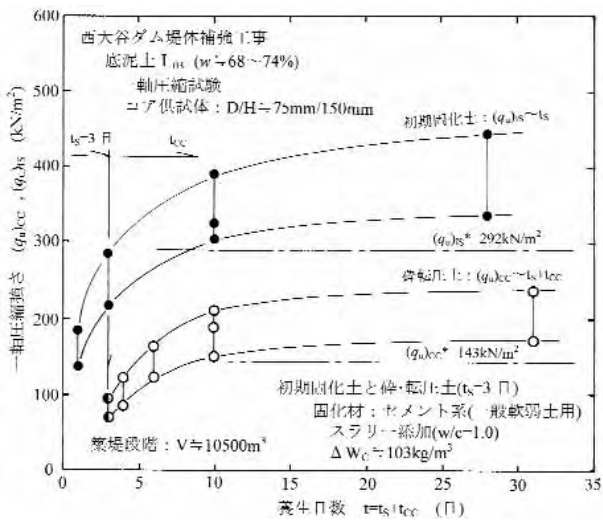


Fig.23 ($q_u)_{IS}$, ($q_u)_{CC}$ と $t (=t_s+t_{CC})$ の関係 ($V=10\,500\text{m}^3$)

Strength ($q_u)_{IS}$ and ($q_u)_{CC}$ as curing time $t (=t_s+t_{CC})$

2 三軸圧縮試験による強度パラメータの確認

Fig.24 には、 $V=14\,000\text{m}^3$ までの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 ($t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日) の応力範囲 $\sigma_{3C}=25\sim392\text{kN/m}^2$ において5段階の σ_{3C} で実施した非排水三軸圧縮試験から得られた $(\sigma_1-\sigma_3)$, $u\sim\varepsilon_1$ 関係を示す。また、Fig.25 には $(\sigma_1-\sigma_3)\sim\varepsilon_1$ 曲線の $\varepsilon_1=15\%$ 時の偏差応力値 $(\sigma_1-\sigma_3)_{15}$ と u_{15} による Mohr の有効応力円をバイリニア型の破壊規準で近似した時の強度パラメータ、つまり $\sigma' \leq$

σ'_{IP} の LP 領域での $((c')_{CC}^{LP}, (\phi')_{CC}^{LP})$ と $\sigma' > \sigma'_{IP}$ の HP 領域での $((c')_{CC}^{HP}, (\phi')_{CC}^{HP})$ を示す。これらの図から、砕・転圧土の応力~ひずみ曲線は配合試験により得られた Fig.11 と Fig.13 と同様に応力レベルに関係なく明確なピーク応力値が現れることなく通常の築堤土に近いひずみ硬化型であり、また強度パラメータは LP 領域では $(\phi')_{CC}^{LP}$ が小さく、 $(c')_{CC}^{LP}$ が卓越した強度状態にあることがわかる。このような築堤中に採取したコア供試体の $((c')_{CC}^{LP}, (\phi')_{CC}^{LP}) \sim V$ 関係を Fig.26 に示す。図から、各築堤段階における $(c')_{CC}^{LP}$ あるいは $(\phi')_{CC}^{LP}$ は LD 設計法により設定された堤体安定に必要な値 $(c')_{CC}^{LP}=52\text{kN/m}^2$, $(\phi')_{CC}^{LP}=10^\circ$ を満足していることがわかる。

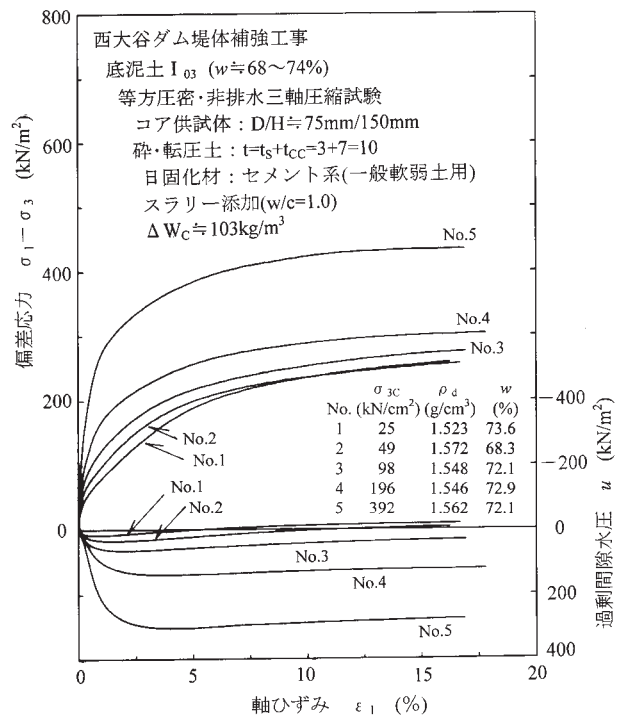


Fig.24 砕・転圧土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \varepsilon_1$ 関係 ($V=14\,000\text{m}^3$)

Stress and strain relations of crushed and compacted soil

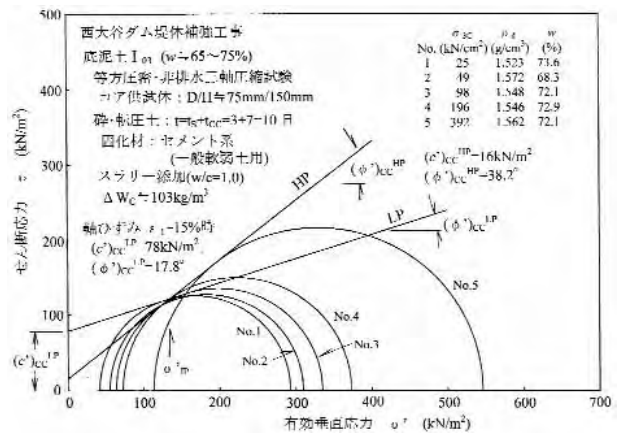


Fig.25 砕・転圧土の強度パラメータ ($V=14\,000\text{m}^3$)

Strength parameters of crushed and compacted soil

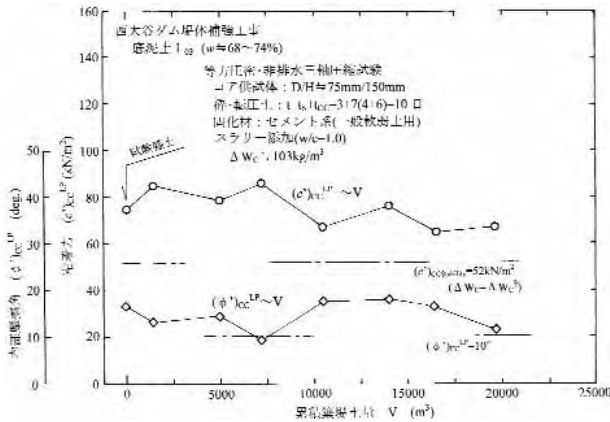


Fig.26 築堤中における強度パラメータ $(c'_{cc})^{LP}$, $(\phi'_{cc})^{LP}$

Strength parameters of crushed and compacted soil under embankment

Ⅹ 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段切り掘削した既設堤体法面に載るように築造され、さらにその外側には既設堤体からの掘削発生土や池上流側からの礫質土による半透水ゾーンで覆われるが、これらが互いに密着して一体とした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及び半透水ゾーンのそれも重要であり、これらの中で極端な強度や変形性の相違が少ないことが望ましい。そこで、本章では砕・転圧土により築造された傾斜遮水ゾーン①₂と既設堤体土 B との間の強度・変形特性の相違を調べた。

既設堤体部 B における上流側法面の堤体土の粒度曲線を Fig.27 に示す。図中には半透水ゾーンに使用した河川流入部付近に堆積していた上流側礫質土の粒度曲線も示す。これらの堤体土と上流側礫質土はよく似たような粒度にあるが、後者の方がやや粗粒側にある。また、Fig.28 にはこれらの既設堤体土と上流礫質土の締めめ試験 (JIS A1210) から得られた締めめ曲線をそれぞれ示すが、既設堤体土は最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1865\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=13.6\%$ で、また自然含水比 $w_n=14\%$ で w_{opt} よりやや湿潤側にあることがわかる。また、上流側礫質土は既設堤体土よりもやや粗粒側にあり、 ρ_{dmax} も大きく半透水ゾーンの築堤土として同等以上の特性にあることがわかる。

既設堤体部の強度・変形特性を三軸圧縮試験により調べるために、コア供試体を Fig.29 に示す位置 (EL は標高を表す) から不攪乱状態で採取した。コア供試体は既設堤体土の最大粒径 ($D_{max}=53\text{mm}$) の大きさを考慮して $D/H=200\text{mm}/400\text{mm}$ の大型コア供試体を肉厚 $t=3\text{mm}$ の鋼板からなる内径 $\phi 200\text{mm} \times$ 長さ 400mm の二つ割りモールド内に納まるように削り出して採取した。Photo.7 には削出しにより採取中のコア供試体の状況を示す。

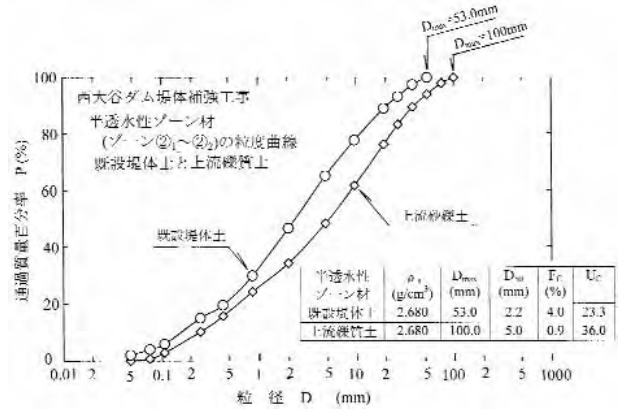


Fig.27 半透水ゾーンに使用した既設堤体土と上流側礫質土の粒度曲線

Gradation curves of existing embankment soil and semi-permeable soil (sandy-gravelly soil deposited at upstream area)

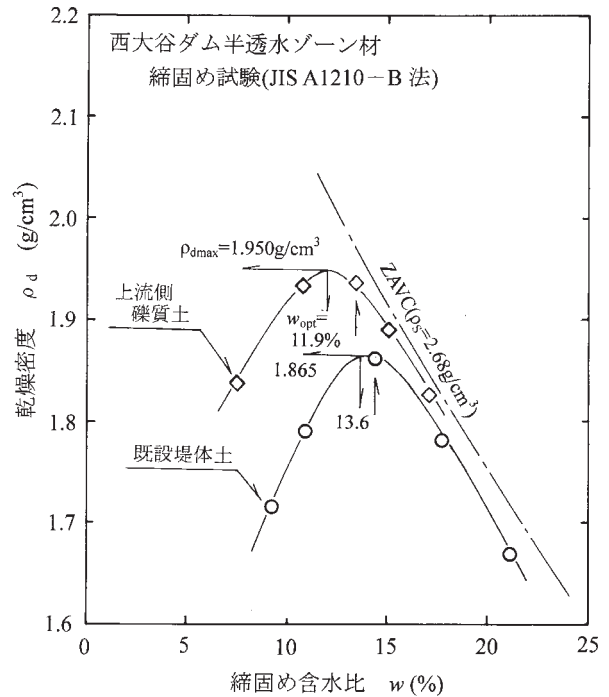


Fig.28 半透水ゾーンに使用した既設堤体土と上流側礫質土の締めめ特性

Compaction curves of embankment soil in semi-permeable zone

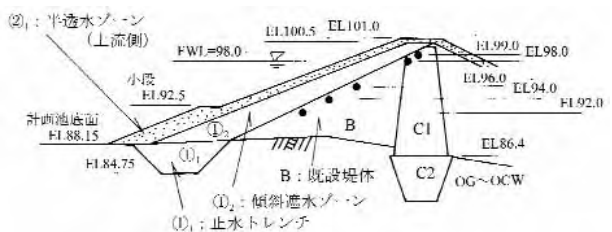


Fig.29 既設堤体部 B における不攪乱コア供試体の採取位置
Sampling position of undisturbed specimen in zone B of existing Embankment

Fig.30 は既設堤体の大型コア供試体(採取位置 EL96m)の非排水三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $u \sim \epsilon_1$ 関係を示す。図中にはコア供試体の密度 ρ_d を示すが、既設堤体は上述した締固め試験による既設堤体土の ρ_{dmax} から判断すると締固め度 DC $(= (\rho_d / \rho_{dmax}) \times 100\%)$ が DC=93~97% の範囲にあり、40 年以上前の施工を考えるとバラツキがあるものの高い締固め度の状態にあることがわかる。Fig.31 には Fig.30 の $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ と u_{15} から求めた有効応力表示の強度パラメータ (c', ϕ') を示す。また、Fig.32 はこのような試験を既設堤体の各位置のコア供試体について実施して求めた (c', ϕ') と採取位置 EL の関係を示す。図から、Fig.17 に示した安定計算に用いた既設堤体 B と C1 の強度パラメータは $c'_{Design} = 5 \sim 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi'_{Design} = 30 \sim 35^\circ$ としたが、実際の値はこれより高く平均的な値として $c' = 15 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 38^\circ$ が期待できることがわかる。

既設堤体内のコア供試体の採取位置による相違を調べるために、Fig.33 に既設堤体各位置から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 $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $u \sim \epsilon_1$ 関係の比較を示す。これから、既設堤体の応力~ひずみ曲線には堤体位置によりかなりの相違があり、同一軸ひずみで発揮される応力に最大・最小で 2 倍程度の相違があることがわかる。このような差は築堤当時の材料あるいは締固め程度の相違か、長年の固結化の進行程度にも関係しているように考えられる。次に、これらの既設堤体部と新設の傾斜遮水ゾーンの砕・転圧土 ($t = t_s + t_{cc} = 10$ 日) との間の強度・変形特性の相違を調べるために $V \approx 14,000 \text{ m}^3$ 築堤時の築堤面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 $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $u \sim \epsilon_1$ 関係を Fig.33 に加えた比較を Fig.34 に示す。コア供試体のデータのうち $t_{cc} = 7$ 日の砕・転圧土 a は Fig.24 に示したうちの $\sigma_3 = 98 \text{ kN/m}^2$ のデータで、また $t_{cc} = 181$ 日の砕・転圧土 b は $t_{cc} = 7$ 日のコア供試体と同時期に採取してから固化がほぼ収束するまで放置したものである。図から、傾斜遮水ゾーンは既設堤体部の範囲内にあり、これよりもバラツキが少なく、低強度側の既設堤体土に近い応力~ひずみ挙動を示していることがわかる。砕・転圧土は Fig.32 において見てきたようなバラツキがあるので、堤体全体では両者ともにほぼ似たようなバラツキ範囲にあるものと思われる。そして、砕・転圧土と既設堤体土はともに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・転圧部と既設堤体部と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が生じにくいものと考えられる。

次に、同一位置 EL=96.0m における砕・転圧土からなる遮水ゾーン①₂ と既設堤体土 B との間の変形性を比較するために、①₂ と B の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$ 曲線の $\epsilon_1 = 1.0\%$ において発揮される $(\sigma_1 - \sigma_3)_{1.0}$ から求めた変形係数



Photo.7 既設堤体部 B からの大型コア供試体の採取状況
Sampling of undisturbed large-size specimen from zone B

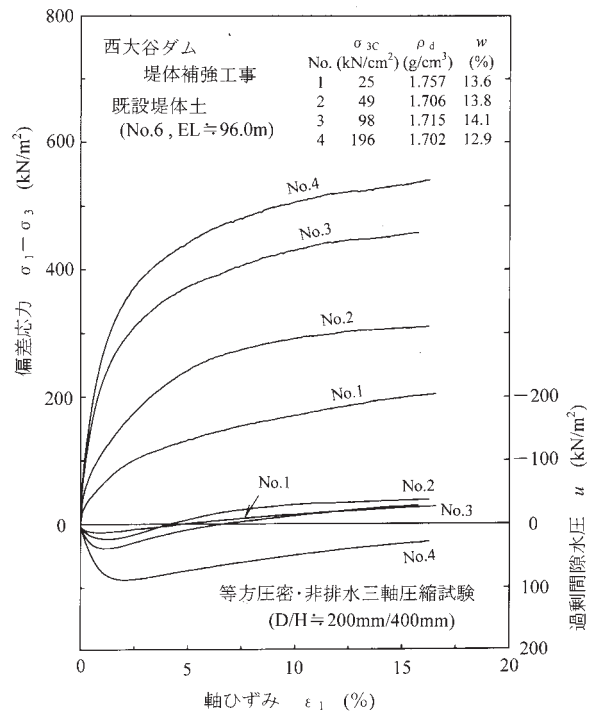


Fig.30 既設堤体土 (EL96.0m) の応力~ひずみ関係
Stress and strain curves of existing embankment (EL96.0m)

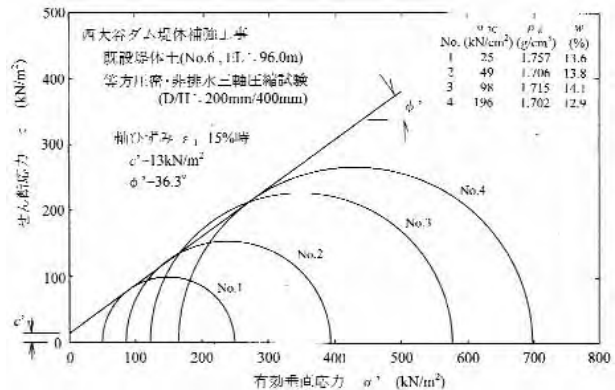


Fig.31 既設堤体土 (EL96.0m) の強度パラメータ (c', ϕ')
Strength parameters of existing embankment (EL96.0m)

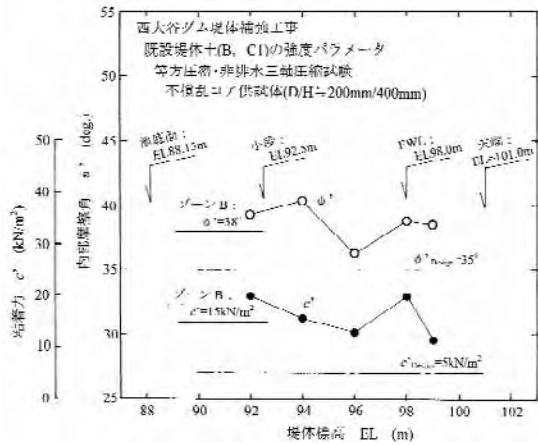


Fig.32 既設堤体土の強度パラメータと堤体位置 (EL) の関係
Strength parameters of existing embankment

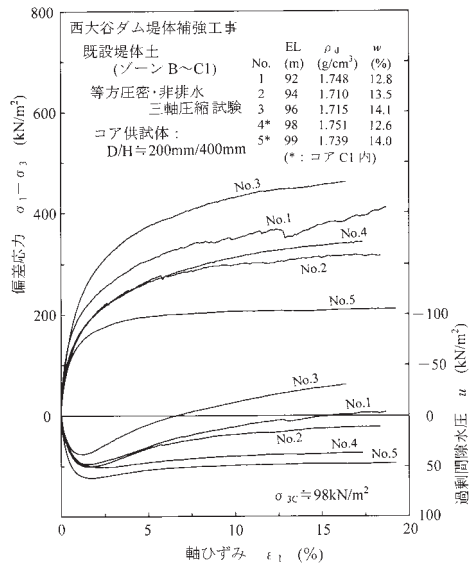


Fig.33 既設堤体土の応力～ひずみ関係の堤体位置 (EL92～96m) における相違
Comparison of stress and strain curves of existing embankment

$$E_{1.0} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{1.0} / (\epsilon_1 / 100) \quad (11)$$

と σ_{3C} の関係を Fig.35 の両対数グラフ上にプロットしてある。

図から、 $E_{1.0} \sim \sigma_{3C}$ 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 $E_{1.0}$ 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化学的な固結強度による粘着力成分の卓越した特性を有しているためと考えられる。また、砕・転圧土と堤体土の $E_{1.0}$ の差は応力レベルの低い領域では砕・転圧土が大きいですが、応力領域が高くなるとこの傾向が逆転し、既設堤体土の変形性が大きくなる。しかし、両者間の変形係数の差は小さく、傾斜遮水ゾーン内の土被りはせいぜい 5m 程度であるから (応力レベルは最大でも約 76kN/m²)、この範囲では両者はほとんど同レベルの変形性にあるといえる。

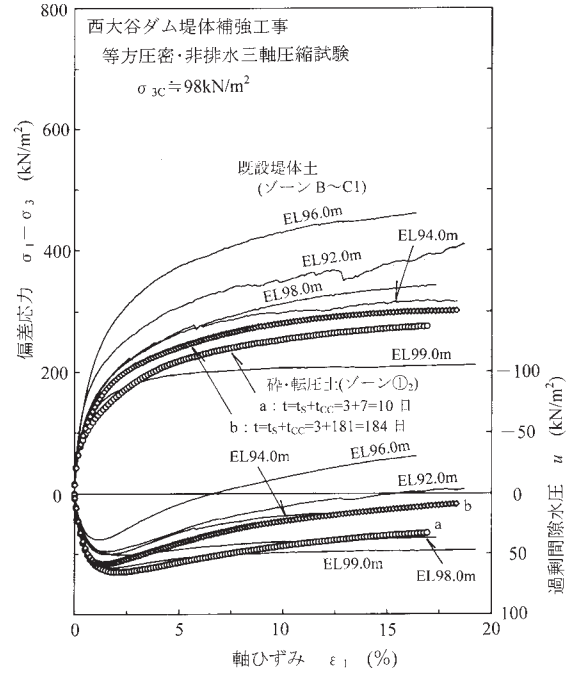


Fig.34 砕・転圧土 ($V=14000\text{m}^3$) と既設堤体土 (EL92～96m) における $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の比較
Comparison stress and strain curve between crushed and compacted soil and existing embankment

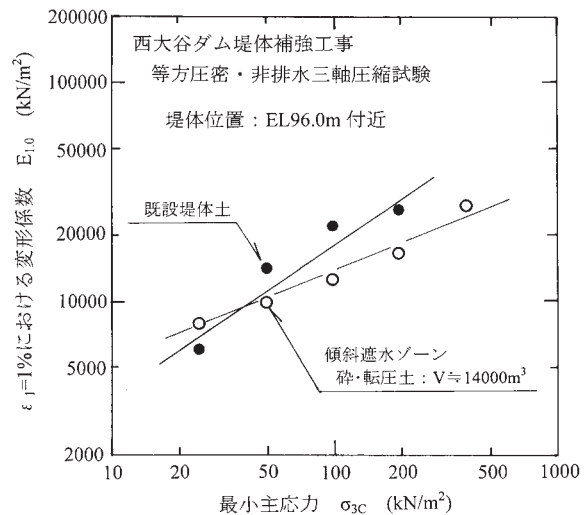


Fig.35 砕・転圧土と堤体土の $E_{1.0} \sim \sigma_{3C}$ 関係の比較 (EL96.0m 付近)
Comparison of stiffness between crushed and compacted soil and existing embankment

ため池における既設堤体は一般にフィルダムの既設堤体に比べると低強度の状態にあり、砕・転圧土部の変形性は既設堤体部よりも高い状態にある例が多い (その差は2倍程度かそれ以上のこともある)^{7), 8)}。これまで、ため池では既設堤体土に比較して砕・転圧土の強度が高くなり過ぎないように注意していたが、西大谷ダムでは堤体が強度的に優れているので、既設堤体土に対する砕・転圧土の変形性の相違を気にする必要がないことがわかる。このことは、堤高の大きいフィルダムでは堤体安定

のためにしっかりした築堤土により築造されており、砕・転圧土と既設堤体土の間の強度や変形性の相違が少なく、砕・転圧土が既設堤体の改修に使用する築堤土としてため池の場合よりも相性が良いことを示唆していると言えよう。

X 結 言

砕・転圧盛土工法は老朽化ため池における堤体改修法として開発されたもので、近傍で所要の強度と遮水性を有する築堤土を入手できない場合でも、貯水池内の底泥土を築堤土として有効活用して、底泥土の除去処分と堤体改修を同時に可能にしたものである。本工法は底泥土を固化処理して遮水性を確保しつつ所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できることから急勾配法面での堤体改修を可能にし、ため池より規模の大きい堤高15m超のフィルダムの堤体改修に適用すれば通常の築堤土を用いる場合に比較してより経済的な改修が期待できる。しかしながら、ため池における砕・転圧盛土工法の設計法では、堤体安定に必要な固化処理底泥土の目標強度は粘着力 c' と一軸圧縮強さ q_u の関係を $c'=q_u/2$ としているなど、フィルダムのように堤高の大きい堤体に適用するには土質力学的に不合理な面があった。

本論文では、フィルダムの堤体改修における固化処理底泥土の堤体安定に必要な強度を設定するための新しい設計法 (LD 設計法) を提案したもので、これは三軸圧縮試験による強度パラメータ (c', ϕ') に及ぼす応力レベルの影響を考慮するためのバイリニア型破壊規準による強度パラメータを採用したこと、従来の設計法 (SD 設計法) における問題点である堤体安定に必要な強度レベルが高くなるほど土質力学的な不合理性が増す砕・転圧土の (c')_{cc} と (q_u)_{cc} の関係式: (c')_{cc}=(q_u)_{cc}/2 を使用せずに、堤高の大きさに関係なく、通常土によるフィルダム堤体の安定計算法との整合をとれるようにしたものである。

ここでは LD 設計法の西大谷ダムへの適用事例を示したが、LD 設計法による強度パラメータが従来の SD 設計法で設定した目標強度と固化材添加量でも達成されたことが確認できた。このことは、本事例がフィルダムとしては堤高が低く、堤体の法面勾配も緩いため、堤体安定に必要な砕・転圧土の強度レベルが低く、(c')_{cc}=(q_u)_{cc}/2 がほぼ成立つ範囲にあること、また現場室内/強度比 α_{FL} により強度割増をして実施工での混合がうまくできていたことなどが理由と考えられる。今後、さらに堤高の大きい、あるいは急勾配法面の堤体をもつフィルダムへの適用実績を重ねながら問題点を改良して、より合理的な設計法を確立してゆくつもりである。

最後に、本研究を実施するあたり現場試験の実施やコア供試体の採取などに多大な支援をいただいた静岡県中遠農林事務所の関係者諸氏に謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 谷 茂：溜池の話あれこれ，農業土木学会誌，Vol.57, No.12, pp.2-4, 1989.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 谷 茂，福島伸二，北島 明，酒巻克之：砕・転圧盛土工法設計・施工法について，農業工学研究所技報，第202号，pp.141-182, 2004.
- 6) 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.
- 7) 福島伸二，北島 明，谷 茂，石黒和男：固化処理底泥土により築造した傾斜遮水ゾーンによる老朽ため池堤体の漏水対策事例，土木学会論文集，No.764/Ⅲ-67, pp.341-357, 2004.
- 8) 福島伸二，谷 茂，北島 明：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，土木学会論文集，No.771/Ⅲ-68, pp.289-308, 2004.
- 9) 谷 茂，福島伸二，北島 明，廣田 修，西本浩司：老朽化フィルダムにおける底泥土を活用したフィルダム堤体改修工法，ARIC情報，No.75, pp.88-98, 2004.
- 10) 谷 茂，福島伸二，北島 明：固化処理底泥土を活用したフィルダム堤体改修方法，ダム工学，Vol.14, No.3, pp.177-188, 2004.
- 11) 福島伸二，谷 茂，北島 明：固化処理底泥土からなる築堤土の非排水強度特性，土木学会論文集 (投稿中)
- 12) (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 (第三版)，技報堂，1994.
- 13) (財)日本ダム協会ホームページ：ダム便覧2004，<http://www.soc.nii.ac.jp/jdf/Dambinran/binran/TopIndex.html>.
- 14) 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，2000.
- 15) 嘉門雅史：ヘドロの工学的性質について，土と基礎，Vol.26, No.1, pp.19-24, 1978.
- 16) 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.

Design Method to Reinforce Old Fill-dam Embankment Using Cement-mixed Muddy Soil

Shigeru TANI, Shinji FUKUSHIMA, Akira KITAJIMA and Kohji NISHIMOTO

Summary

Most of old fill-dams were mostly accumulated with the muddy soil that caused the water pollution and the loss of water capacity. In order to make efficient use of the muddy soil as the embankment soil for reinforcing the damaged embankment, we have developed a new method to repair the old small earth dam embankment by means of the cement-stabilized muddy soil. This repairing method is applicable to the reinforcement of the fill-dam embankment ($H \geq 15\text{m}$) larger than the small earth dam embankment ($H < 15\text{m}$).

In this paper, we propose the design method to reinforce the old fill-dam embankment by constructing the sloping core and shell zones by cement-mixed muddy soil. The strength parameters (c' , ϕ') by tri-axial compression test is adopted to evaluate the stability of the reinforced embankment slope that compose of the existing embankment and sloping zones constructed by cement-mixed muddy soil in this design method.