

既設アースダム耐震強化における補強土の導入 ～村山下貯水池堤体強化工事～

東京都水道局 梶川 洋史・村山 眞・佐々木 史朗

1. はじめに

東京都水道局では、阪神・淡路大震災を契機に水道施設の耐震性向上を重要施策に位置付け、既設水道施設の耐震強化工事を進めている。このうち、東京都西部の狭山丘陵に所有する3つの貯水池は、都民使用量の約一週間分を貯水することができ、また東京都心部に自然流下によって原水を供給できるため、震災対策上極めて重要な施設に位置付けている。これら3貯水池について、耐震性の調査を行ったところ、阪神・淡路大震災（兵庫県南部地震）と同規模の



写真-1 村山下貯水池全景

地震動 (M=8クラス) に対して、変形・沈下を生じ、堤体内部に損傷を受けることが判明した。また、堤体下流直下まで市街化が進行していることもあり、地域住民の生命・財産を守り、施設の万全を期すために、平成9年より貯水池の堤体の耐震強化工事に着手している。現在は、平成14年に竣工した山口貯水池に引き続き、平成15年2月より村山下貯水池の堤体強化工事を施工中である。

本稿では、村山下貯水池堤体強化工事において実施しているジオテキスタイル補強土による強化盛土について報告する。

2. 村山下貯水池の概要

村山下貯水池（東京都東大和市、東村山市）は、大正5年から昭和2年にかけて築造された有効貯水量 1,184 万 m³ の水道専用貯水池で、その堤体は、堤高 32.6m、堤頂長 587m を有する我が国でも有数のアースダムである。隣接する村山上・山口貯水池と連携して、多摩川の小作・羽村両取水堰から取水した水を貯留し、東村山・境・朝霞・三園の4つの浄水場へ自然流下により原水を送水している。

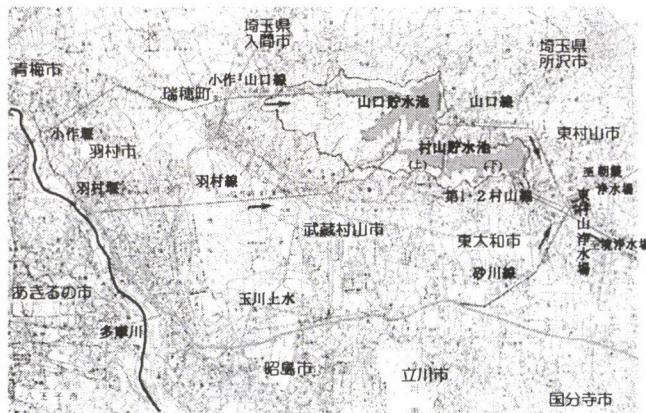


図-1 村山下貯水池原水系統図

3. 堤体強化工法とジオテキスタイル採用の経緯

1) 既設堤体

既設堤体は、断面中央部の心壁、上下流両側のさや土、下流側抑え盛土、上流側つま先部及び心壁下部の止水コンクリートで構成されている。なお、下流側の抑え盛土は、堤体のすべりを抑え込むためのおもりとして設置されたと考えられ、心壁やさや土のように入念に締め固められた様子は見受けられない。

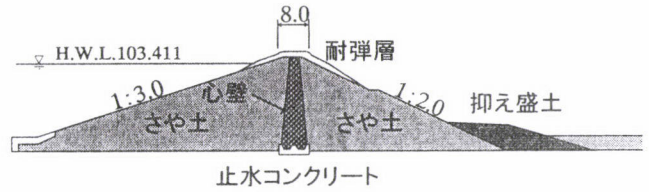


図-2 既設堤体断面図

2) 強化工法

堤体強化工法の選定にあたり、学識経験者からなる「村山下貯水池堤体強化技術検討委員会」（委員長：片山恒雄（独）防災科学技術研究所理事長）が組織された。強化堤体は、現堤体敷範囲内での施工とし、経済性や施工性等の比較検討や、強化盛土材料の設計値等を考慮した結果、図-3に示す断面に決定した。水平及び傾斜ドレーンを設け堤体内水位の低下を図るとともに、堤体下流側を盛土により増厚強化し、加速度の大きくなる堤頂部分にはセメント安定処理土を施す計画とした。

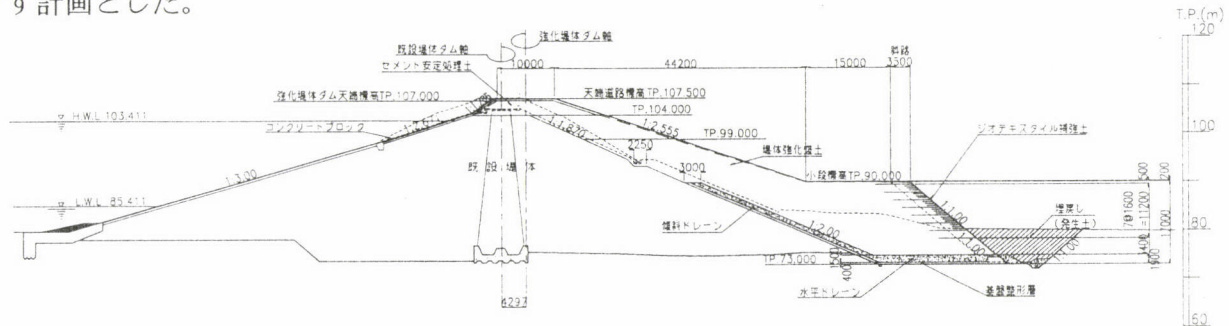


図-3 強化堤体標準断面図

3) 強化盛土材料

強化盛土材料は、試験盛土の結果から既設堤体さや土及び既設抑え盛土の掘削材である粘性土と購入砕石、購入砕砂を同体積比で混合したものを使用することとした。調整した強化盛土材料の最大粒径は150mm、細粒分含有率は15~30%である。転圧は1層あたり20cm仕上げ、10t級振動ローラーによる8回転圧とする。目標締固め度はD値95%以上、乾燥密度で1.85g/cm³以上とした。

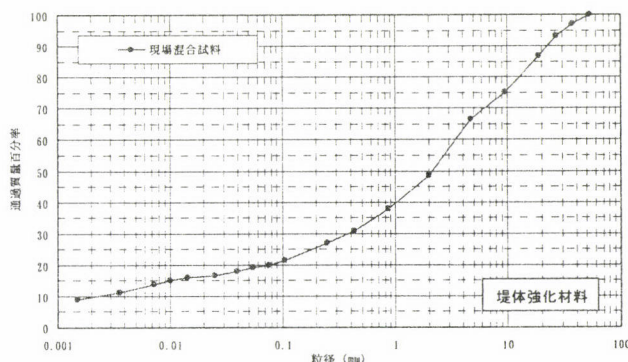


図-4 強化盛土材料の粒度試験結果

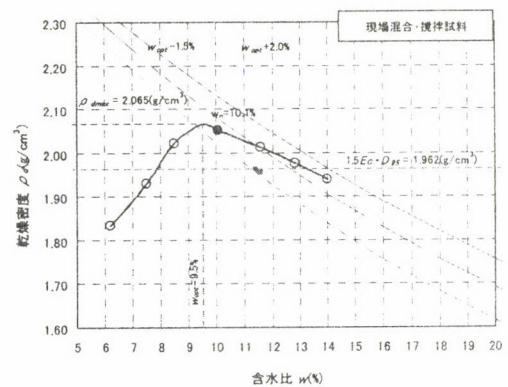


図-5 強化盛土材料の締固め試験結果

4) ジオテキスタイルの採用

強化盛土下部において、隣接する狭山公園の敷地を確保するために、法勾配を1:1の急勾配とする必要が生じた。調べた範囲では、ジオテキスタイルをダム本体に適用した事例はなかったが、使用する箇所が貯水池内ではないため直接堤体の遮水性に影響しない部位であることや、万が一の場合に補修可能であることから当該部をジオテキスタイル補強土にて施工することとした。

4. 配置検討

1) 設計条件

ジオテキスタイル補強土の設計に用いる材料の設計値、目標安全率等は、強化盛土材料の圧密試験、三軸圧縮試験等の結果により、以下のとおりとした。

- ① 圧 密 係 数 $C_v=3,000\text{cm}^2/\text{d}$
- ② 強化盛土材料設計値 表1のとおり
- ③ 補強材料設計強度 21.6,30,36kN/m
- ④ 設計水平震度及び目標安全率 表2のとおり

2) 配置形状のタイプ分け

法面には管理用の斜路（腹付道路）を設置することになっており、斜路の設置高さによってすべり安全率が異なることから、斜路の形状を考慮して強化盛土を図-7のような4つのタイプに区分してジオグリッドの配置を定めることとした。

3) 埋戻土の扱い

ジオテキスタイル補強土による盛土部分は、公園としての整備を予定しているため基盤（T.P.73.0m）より7m（T.P.80.0m）程度まで埋戻を行う。公園整備後の大規模な再掘削は考え難いことや他ダムでの実績から、適切に埋戻土の品質管理を行うことを前提に自重のみを考慮した設計を行うこととした。

埋戻土の設計値を表3に示す。ブルド

表-1 強化盛土材料設計値

検討ケース・条件		設計値	備考
盛立直後 (非圧密非排水)	C_{uu} (kgf/cm ²)	0.29	UU試験結果による飽和強度
	ϕ_{uu} (°)	0.0	
圧密による強度増加を考慮 (圧密後非排水)	C_{cu} (kgf/cm ²)	(0.4)	CU試験結果による飽和強度 Ccuは計算に用いない
	ϕ_{cu} (°)	23.0	
完成後常時 (圧密後排水)	C' (kgf/cm ²)	0.0	CU試験結果による不飽和強度
	ϕ' (°)	36.0	
完成後地震時 (圧密後非排水)	C_{cu} (kgf/cm ²)	3.4	CU試験結果による不飽和強度
	ϕ_{cu} (°)	42.0	

表-2 設計水平震度と目標安全率

計算ケース	施工中	完成後	
		常時	地震時
設計水平震度	—	—	0.2
すべりに対する目標安全率	1.1	1.2	1.2
ジオグリッドの引抜に対する安全率	2.0	2.0	1.2
備考	ジオテキスタイルマニュアルによる	堤体安定計算条件による(基本は「河川管理施設等構造令」による)	

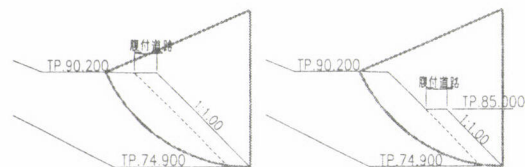


図-6 斜路断面図

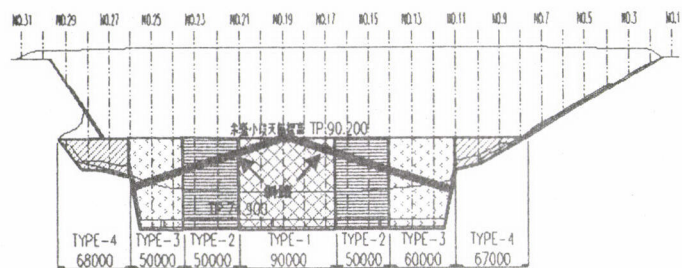


図-7 ジオグリッド配置形状のタイプ分け

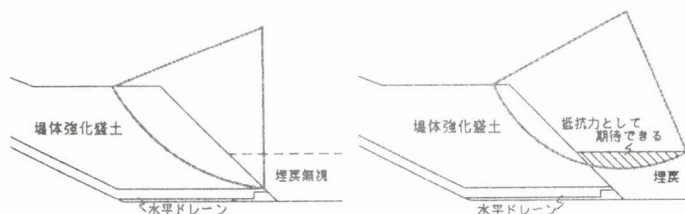


図-8 埋戻土の扱いによる最大抑止力円弧

表-3 埋戻土の設計値

		設計値	備考
湿潤密度	ρ_s (g/cm ³)	1.20	
せん断強度	c (kgf/cm ²)	0.0	安全側を考慮して無視
	ϕ (°)	0.0	

一ザによる敷均し・締固めでは地山密度以上への締固めは期待できないと考えられ、埋戻土の設計密度は当該地域に分布する代表的な粘性土である多摩ロームの地山密度の最低値 1.3 程度以下が妥当であると考えられる。また、埋戻土は、品質にばらつきを有する材料であり、施工方法によって品質を均等にする事は不可能であることから、安全側の設計値とするために埋戻土の密度は 1.2 とした。

4) 検討結果

i) 盛立期間中に圧密する可能性

盛立中の法面の安定性を確認するため、強化盛土材料について、圧密（圧密度 90%）に要する時間と盛立に要する時間を比較した。その結果、盛立期間（約 475 日）内に圧密が完了（約 330 日）するため、排水を目的とした補強材は必要ないことが判明した。

ii) 施工中（無補強時）の安定性検討

施工中（無補強時）の補強材の必要性を確認するため、圧密後非排水強度を用いたすべり安定性の検討を行った。安全上最も厳しくなる TYPE-1 においても、安全率は 1.36 となり、目標安全率の 1.1 を満足するため、施工中の安定性確保を目的とした補強材は不要とした。

iii) 完成後（常時）の安定性検討及び補強材の配置検討

完成後の堤体について、圧密後排水強度を用いてすべり安定性を検討した。この結果、いずれの TYPE においても目標安全率の 1.2 を下回ったため、補強材の配置が必要となった。補強領域は、図-9 のように埋戻を考慮した状態で最大抑止力を示す円弧により定義することとし、T.P.78.0m~T.P.90.0m の範囲とした。

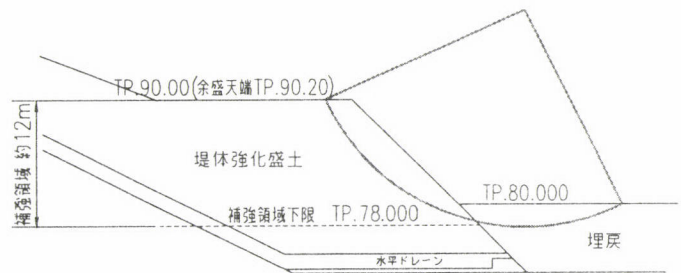


図-9 補強領域の決定（最大抑止力円弧による）

なお、土とジオテキスタイルとの摩擦特性係数は、盛土材料の設計定数から設定する方法とし「ジオテキスタイル補強土を用いた補強土の設計・施工マニュアル」に示される砂質土または粘性土の値（ $\alpha 1=0.5$ 、 $\alpha 2=1.0$ ）を採用した。

補強材としては、引張に対しての補強のみで良いことからジオグリッドを配置することとした。主補強材（L=7.0m）の配置間隔は強化

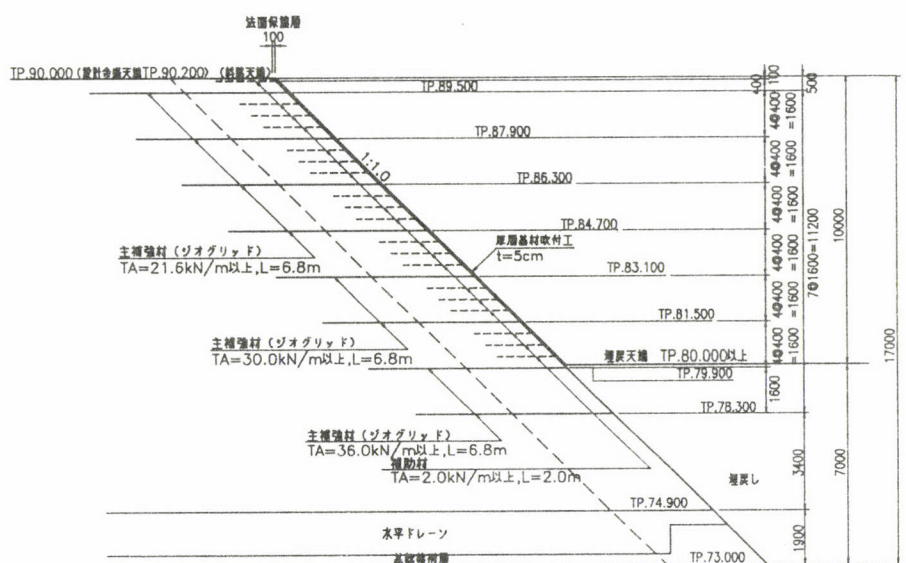


図-10 ジオグリッド配置（TYPE-1）

盛土が1層あたり20cmの施工となること及び施設の重要性を鑑みて1.6m間隔とし、盛土下部には強度の大きなジオグリッドを配置することとした。また、法面近傍の局所的安定性を確保するため、補助材(L=2.0m)を40cm間隔で配置することとした。法表面は、法面緑化、ジオグリッドの劣化防止等のために厚層基材(t=5cm)を吹き付けることとした。図-10にTYPE-1における配置を示す。

iv) 完成後(地震時)の安定性検討

決定したジオグリッドの配置に対し、地震時安定性を検討した。安全上最も厳しくなるTYPE-1において1.2を満足することを確認した。

5. 引抜試験

施工にあたり、ジオグリッドと強化盛土材料との摩擦特性係数を確認するために引抜試験を行った。試験条件を表4に示す。

表-4 引抜試験条件

項目	内容
試験機	土中引抜試験機 [幅40cm×長さ100cm×高さ40cm(上下20cm)]
試料土	強化盛土材料 (強化盛土材料仮置場にて採取)
使用ジオグリッド	20kN/m品 (製品基準強度 36.0kN/m, 設計引張り強さ 21.6kN/m) 65kN/m品 (製品基準強度 112.0kN/m, 設計引張り強さ 67.0kN/m)
土槽内敷設長	1.0m
締め固め方法と状態	上下の土槽内に所定の密度になるように試料土をランマーで突き固めながら充填する。 目標乾燥密度*: $\rho_d = 1.924\text{g/cm}^3$ (含水比: 自然含水比, $\omega_n = 11\%$ 程度) ※最大乾燥密度 $\rho_{dmax} \times 95\%$
鉛直応力	20kN/m品: $\sigma_v = 5, 10, 15, 50, 70\text{ kPa}$ 65kN/m品: $\sigma_v = 10, 20, 30, 50, 70\text{ kPa}$
引抜速度	1mm/min

試験に用いた強化盛土材料は、基本物性、締め固め特性とも設計値に近いものであり、含水比も実施工において発生する含水比条件を包含した現実的な試験条件であると判断された。試験対象は20、65kN/mの2種類とし、鉛直応力は5水準とした。

引抜試験は、試験機の土槽内に所定の方法で試料土を突き固めながら充填し、ジオグリッドを土槽20cmの高さに敷設する。鉛直応力

(荷重)は、ラバーメンブレン(ゴム膜)を介して空気圧により均等に載荷し、所定の鉛直応力を載荷した後、引抜試験を行う。試験中、適切な頻度で引抜変位量と引抜抵抗力の測定を行った。

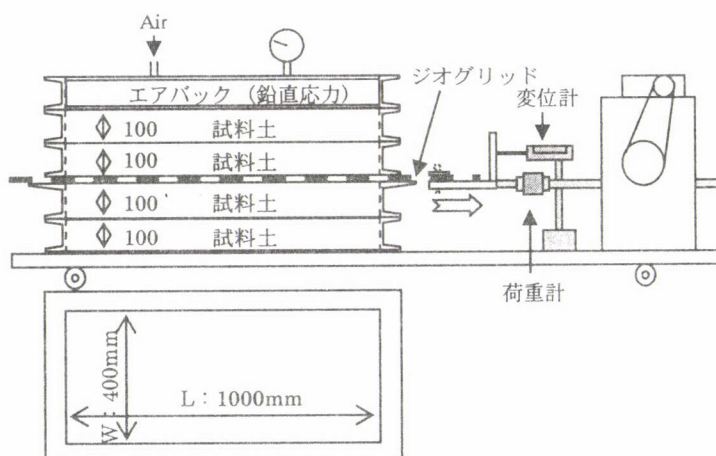


図-11 引抜試験装置

試験は変位量が 100mm に達するまで行い、最大引抜抵抗力は変位量 100mm に達するまでの最大値とするが、引抜抵抗力が漸増を続ける場合には変位量 100mm のときの引抜抵抗力を最大引抜抵抗力とする。

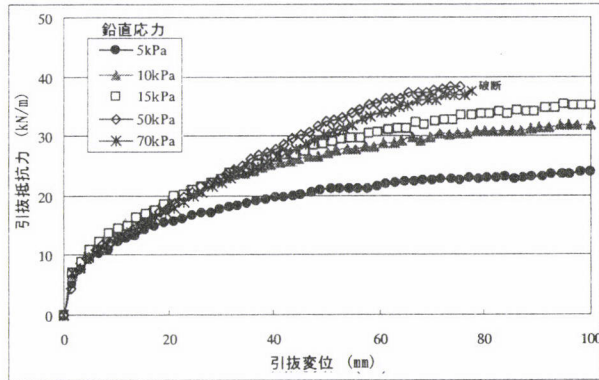


図-12 引抜変位-引抜抵抗力(20kN/m品)

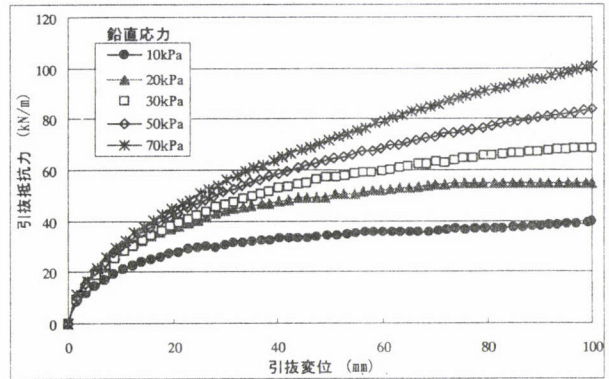


図-13 引抜変位-引抜抵抗力(65kN/m品)

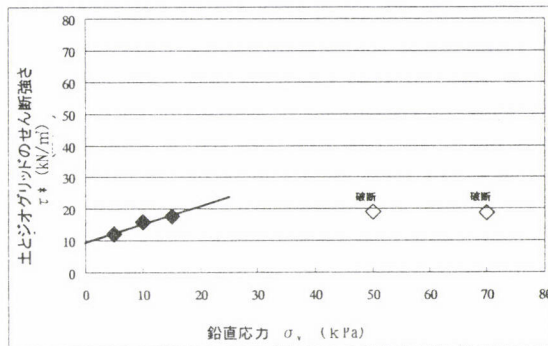


図-14 鉛直応力-土との摩擦抵抗(20kN/m品)

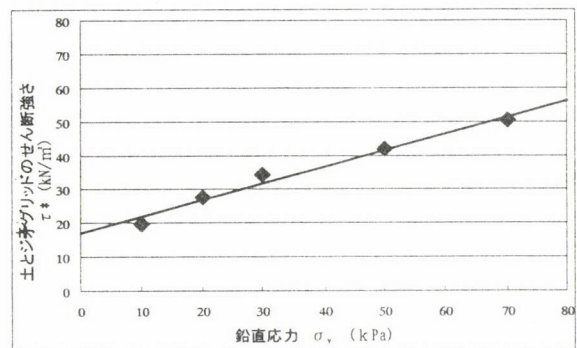


図-15 鉛直応力-土との摩擦抵抗(65kN/m品)

引抜変位と引抜抵抗力の関係を図-12、13に、(1)式より求めた土とジオテキスタイルのせん断強さ (τ^*) を図-14、15に示す。図及び(2)式より得られる土とジオグリッドの摩擦特性を表-5に示す。試験で得られた摩擦特性を用いて敷設長の照査を行ったところ、設計における敷設長での安全性が確認された。

$$\tau^* = \frac{T_{p-\max}}{2 \cdot L_p} \quad \dots (1) \text{式}$$

ここで、

τ^* : 土とジオテキスタイルのせん断強さ (kN/m²)

$T_{p-\max}$: 最大引抜抵抗力 (kN/m)

L_p : 引抜試験機内の敷設長 (=1.0m)

$$\tau^* = c^* + \sigma_v \tan \phi^* \quad \dots (2) \text{式}$$

ここで、

τ^* : 土とジオテキスタイルのせん断強さ (kN/m²)

c^* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m²)

σ_v : 土とジオテキスタイルの接触面での鉛直応力 (kPa)

ϕ^* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

表-5 土とジオグリッドの摩擦特性

	土とジオグリッドの見かけの粘着力 c^* (kN/m ²)	土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角 ϕ^* (°)
20kN/m品	9.5	29.8
65kN/m品	16.8	26.4
設計値	0.0	36.0

6. 現在の進捗及び今後の予定

村山下貯水池堤体強化事業は平成15年2月から平成21年3月を予定している。そのうち、ジオテキスタイル補強土の施工は平成17年9月から平成18年6月を予定しており、現在は、T.P.84.0m付近を施工中である（平成18年1月現在）。

7. おわりに

ジオテキスタイルは、土中においての長期の耐久性が確認されているが、堤体本体のような超長期の供用期間に対する耐久性は未確認のところであり、材料の耐久性を監視していく必要がある。また、ジオグリッドの伸び率は約10%程度であり、堤体と同程度かやや大きい。このことから、変形追従性に問題はないと考えられるが、実挙動については、今後定期的に監視を行い、地震時の挙動データ等を蓄積していくことが重要と考えられる。

今回の報告が、今後の参考になれば幸いである。

末筆ではあるが、今回の堤体強化工法の検討にあたり、村山下貯水池堤体強化委員会委員各氏（片山恒雄、國生剛治、龍岡文夫、濱田政則、山口嘉一 敬称略）に多大なご協力をいただいた。深く感謝を表したい。

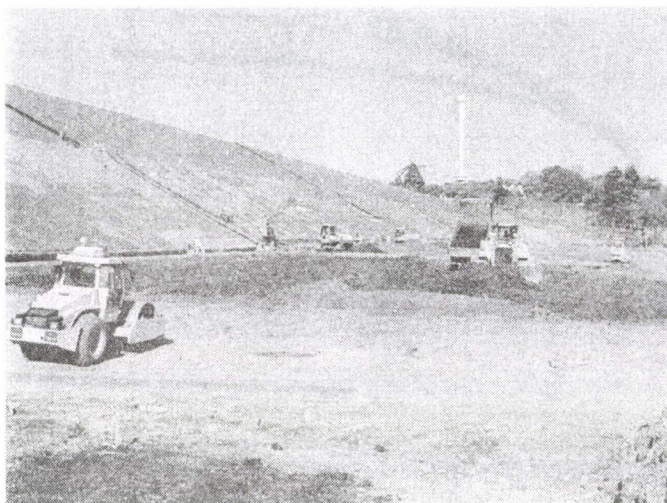


写真-2 堤体強化工事施工状況

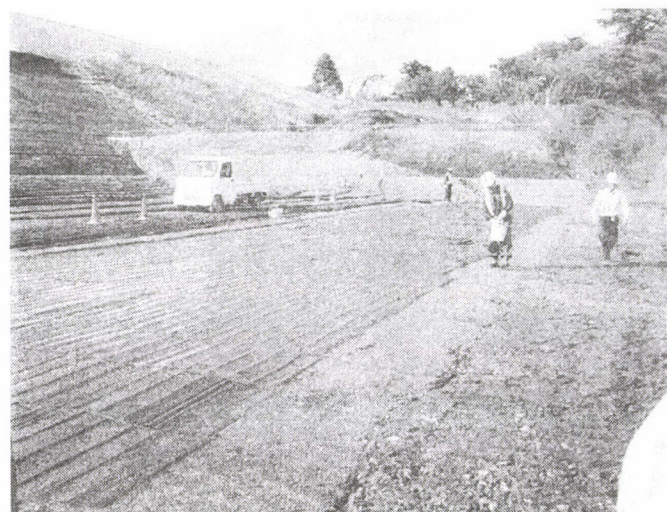


写真-3 ジョグリッド敷設状況

参考文献

(財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版 平成12年2月

村山下貯水池技術検討委員会：村山下貯水池堤体強化技術検討委員会報告書 平成14年9月

大成・西松・飛鳥建設共同企業体：試験報告書 平成17年5月