

ジオテキスタイルによる堤防耐震対策とその効果確認計測

The Remedial Measure by Geotextiles for a River Dike against Soil Liquefaction
and Field Observation for its Effectiveness during an Earthquake

金山義延
阿部知之
荒瀬義則
嘉松寿夫

Yoshinobu KANAYAMA
Tomoyuki ABE
Yosinori ARASE
Hisao KAMATSU

(建設省中国地方建設局出雲工事事務所)
(応用地質株式会社)
(応用地質株式会社)
(応用地質株式会社)

地震時の液状化に伴う堤防の沈下を軽減する耐震対策として、ジオテキスタイルを用いて盛土を補強する工法を採用した。このジオテキスタイルによる耐震対策は、比較的新しい試みであり、確立された設計法がないのが現状である。本報文では、ジオテキスタイルを用いた耐震設計の1つの考え方を報告するとともに、ジオテキスタイルを敷設した堤防における地震時の挙動観測例について報告する。

キーワード：液状化、ジオテキスタイル、地震観測

1 はじめに

1997年1月17日、淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の兵庫県南部地震が発生し、神戸市を中心に壊滅的大震災となった。この大震災では、砂地盤の液状化現象による構造物の被害が各地で発生し、「液状化」という用語が世間一般にも知られるようになったことは記憶に新しい。

本報文は、この液状化現象に対する堤防耐震対策として採用した盛土補強工法と、その効果確認のための挙動観測について報告するものである。

2 調査地の地盤

耐震対策の検討範囲は堤防縦断方向に約700m

であり、調査ボーリング位置は図-1に示すとおりである。

2.1 地質特性

1) 地質分布

当地の地質構成は図-2に示すとおりである。地表より新生代第四紀沖積世の上部砂層(Us)が層厚10m程度で厚く分布しており、この砂層下位には沖積世の上部粘土層(Uc)、洪積世の下部砂層(Ls)、下部粘土層(Lc)、最下部層(Lm)が分布する地質構成となっている。このうち、地震時に液状化する危険性が高い地層は、上部砂層(Us)である。

なお、地下水位は地表面付近で確認されている。

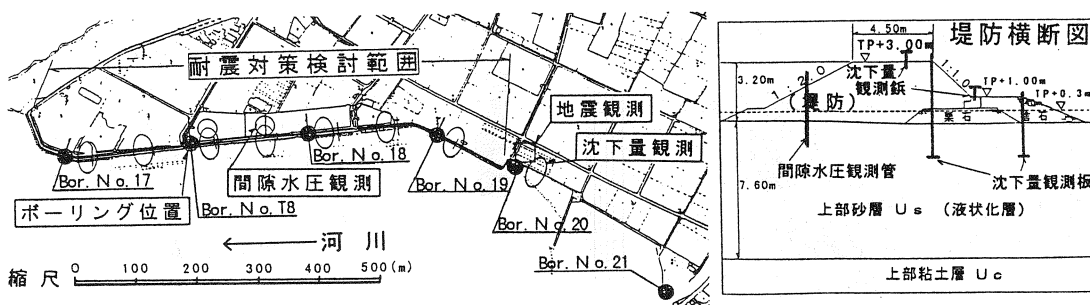


図-1 調査位置、観測位置図

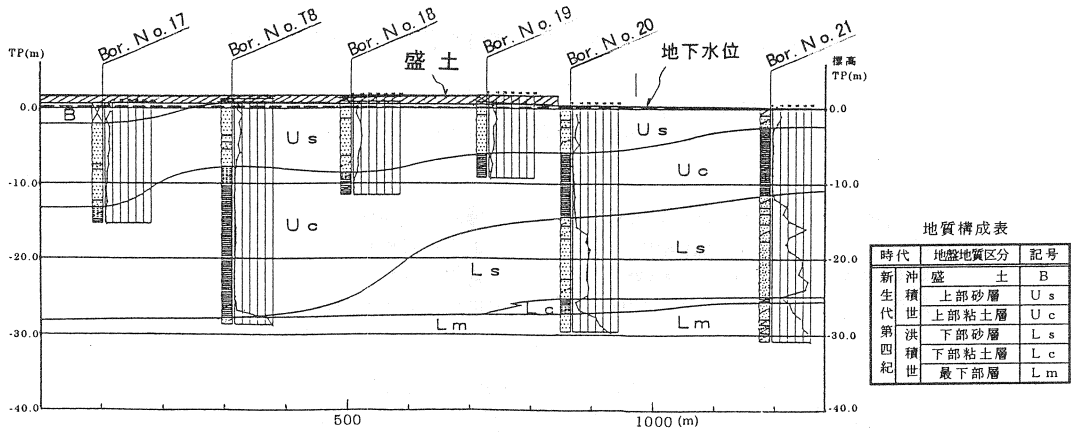


図-2 地質縦断面図

2)地盤特性

沖積世の上部砂層 (U s) の地盤特性について以下に示す。

①N値分布

N値の頻度分布は図-3に示すとおりである。

N=1~11 の範囲でばらつくが、平均N値は $\bar{N}=6$ を示しており、全体的に緩い砂といえる。

②粒度組成

粒径加積曲線を図-4に示す。

均等係数 $U_c = 3 \sim 15$ 、曲率係数 $U_c' = 1.3 \sim$

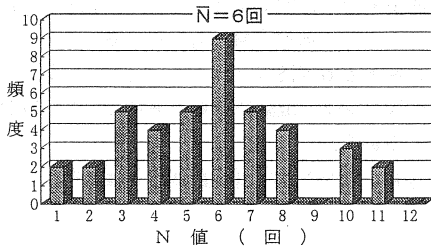


図-3 U_s 層のN値頻度分布

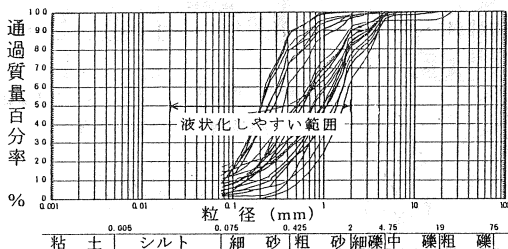


図-4 U_s 層の粒径加積曲線

1.7、50%粒径 $D_{50} = 0.2 \sim 1.7 \text{ mm}$ を示し、比較的粒径が均一な中砂～粗砂であるといえる。また、細粒分含有率はいずれも $F_c < 20\%$ を示し、細礫分の混入は 30%未満である。

2.2 液状化の判定

上記の地盤特性からも明らかなように、沖積世の上部砂層 (U s) は、地震時に液状化する危険性が極めて高いと考えられる。道路橋示方書の液状化の判定手法 (旧基準)¹⁾ に基づき、液状化抵抗率 (F_L) を求めた一例を図-5に示す。図-5によると、沖積世の上部砂層 (U s) では、いずれの深度においても $F_L \leq 1.0$ を示しており、地震時に液状化する危険性があると判断された。

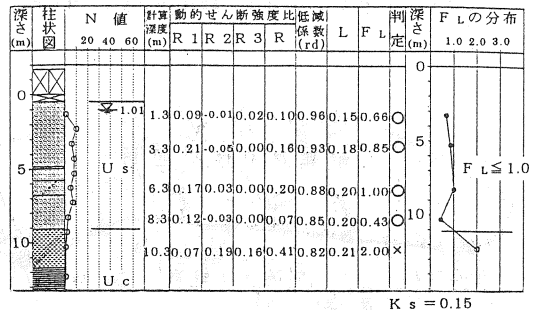


図-5 液状化判定一覧

3 耐震対策

耐震対策工法は、堤外側に鋼矢板（Ⅱ型、排水機能付）、堤内側は押え盛土（水路の埋め立て）を行うこととした（図-6 参照）。ただし、当地区では十分な耐震対策の緊急性が低い点と、ジオテキスタイルのみでも沈下後の堤防高が朔望平均満潮位+1.0mを確保できる可能性があることから、当面は新設堤防内にジオテキスタイルのみを施工するものとした。

現在、ジオテキスタイルを敷設した堤防は完成しており、ここでは、ジオテキスタイルを用いた盛土補強の設計の考え方について述べる。

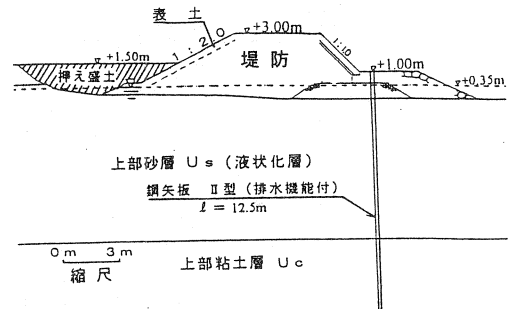


図-6 対震対策工法

3.1 ジオテキスタイルによる補強原理

過去の震災事例によると、液状化時には地盤が支持力を失い、盛土がいくつかのブロックに分割され、地盤中にめり込むように沈下する状況が把握されている²⁾。

従って、盛土がブロック状に分割されることを防ぐことが出来れば、許容沈下の範囲内に押さえることが可能となる。

ジオテキスタイルによる補強原理は、上記のような考え方に基づき、ジオテキスタイルを盛土内に敷設して盛土を補強することにより、地震時の液状化に伴う堤防の沈下を軽減することである^{3)~6)}（図-7 参照）。

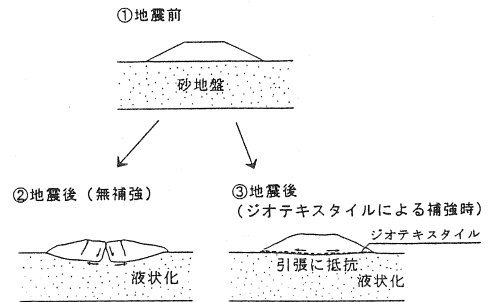


図-7 対震対策としてのジオテキスタイルの考え方

表-1 解析手法及び結果一覧表

番号	手法	図番号	概要	必要抑止力 (tf/m)		設計必要 抑止力 (tf/m)
				堤内	堤外	
①	複合すべり法 (直線+円弧)	図-8	複合すべりにより必要抑止力を求める ・天端の中央で破壊 ・地盤の残留強度= $0.1 \sigma_v' \eta$	6.64	5.98	6.7 ↓ 安全率 1.2 考慮 ↓ 8.1
②	複合すべり法 (直線+直線)	図-9	複合すべりにより必要抑止力を求める ・天端の中央で破壊 ・地盤の残留強度= $0.1 \sigma_v' \eta$	4.35	4.09	
③	土圧 バランス 法	図-10	土圧のバランスにより必要抑止力を求める ・主働土圧のみ作用 ・地盤の残留強度= $0.1 \sigma_v' \eta$	1.78	1.73	
④	有限要素法 (FEM)	図-11	断面二次元線形弾性モデルによりジオテキスタイル敷設位置の最大引張応力を求める ・液状化時の変形係数は、常時の 1/10 とする	5.39		

3.2 ジオテキスタイルの設計

1) 解析手法及び結果

堤防の支持地盤が液状化したときに、盛土の崩壊をくい止めるために必要な抑止力を表-1 に示す4つの手法により求めた（目標安全率=1.0）。ただし、複合すべりは天端中央と法肩（すべりの規模が大きい側）において必要抑止力の算出を行った。

表-1 の手法のうち抑止力が最大となるのは、①複合すべり（直線+円弧）であり、算定抑止力は $6.64 \approx 6.7 \text{ tf/m}$ である。

ただし、上記の解析手法は確立されたものでないため、安全率を 1.2 程度見込むものとし、設計上の必要抑止力は $6.7 \text{ tf/m} \times 1.2 = 8.1 \text{ tf/m}$ とした。

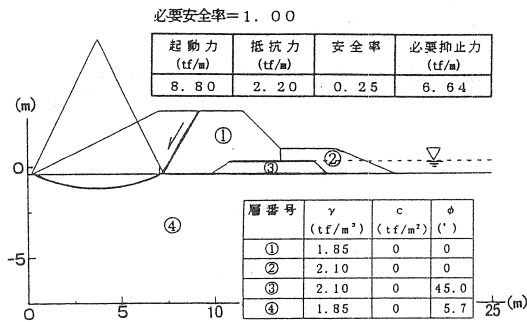


図-8 必要抑止力の算出 (①複合すべり法)

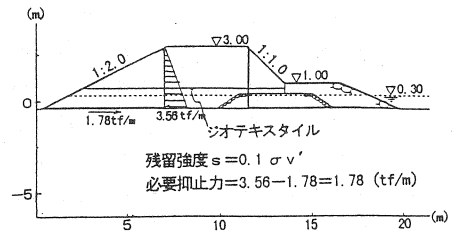


図-10 必要抑止力の算出 (③土圧バランス法)

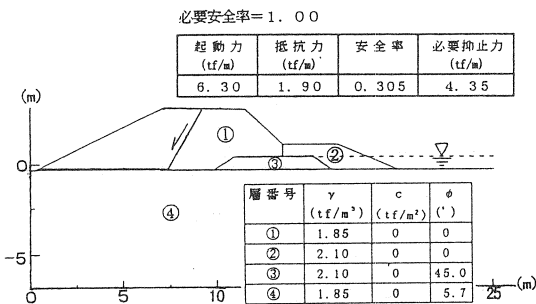


図-9 必要抑止力の算出 (②複合すべり法)

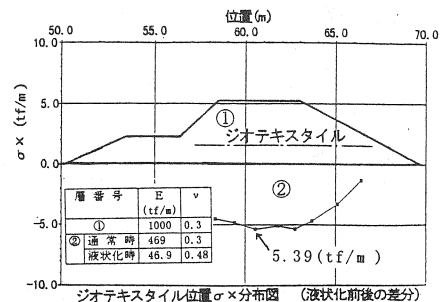


図-11 必要抑止力の算出 (④有限要素法)

2) ジオテキスタイルの仕様の決定

① ジオテキスタイルの種類

盛土補強の目的からジオグリッドを選定した。

② ジオテキスタイルのタイプ

崩壊時の荷重のかかり方が必ずしも1方向とは限らないため、二軸延伸タイプとした。

③ ジオテキスタイルの枚数

各ジオグリッドに均等な力が作用することとし、
 $8.1 \text{ tf/m} \div 2.7 \text{ tf/m}$ (材料の最大引張基準強度) $= 3$ (枚) とした。

④ ジオテキスタイルの敷設長

ジオテキスタイルは、盛土下部全面に敷設することとした。ただし、浸透防止のため、ジオテキスタイルの端部は法面から30cm離れた。

また、上記の敷設長さについて定着長の確認を以下のとおり行った。

ジオテキスタイルの定着長 Le は、土のせん断強度から以下の式で計算した。

$$Le = \frac{F_s \cdot T_A}{2 (\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan \phi)}$$

ここに、

T_A : ジオテキスタイルの引張基準力
 (2.7 tf/m²)

Le : ジオテキスタイルの定着長 (m)

F_s : 引抜き抵抗に関する安全率
 (通常 $F_s=2.0$)

α_1, α_2 : 盛土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数 (砂質土より $\alpha_1=0, \alpha_2=1.0$ とする)

σ_v : ジオテキスタイル敷設位置での鉛直荷重
 (1.85 tf/m³ $\times$ 2.0m)

c : 盛土の粘着力 (0.0 tf/m²)

ϕ : 盛土の内部摩擦角 (30度)

$$Le = \frac{2.0 \times 2.7}{2 (1.0 \times 1.85 \times 2.0 \times \tan 30^\circ)} = 1.26 \text{ m}$$

従って、ジオテキスタイルは破壊面の両側に1.3m以上の定着長があればよく、法面からの主働崩壊を考えても、破壊面から1.3mの定着長は十分確保される。

⑤ ジオテキスタイルの配置

ジオテキスタイルは、盛土の破壊形態や引抜きを考えると、できるだけ盛土の下部に配置するのが望ましい。ただし、盛土内の浸透に対する配慮から、外水が常時侵入する栗石部より上方に 30cm 程度の離れをとり、水平に敷設するものとした。敷設間隔は、最小限の撒き出し層厚である 30 cm 程度とした。

①～⑤を整理して図-12 に示した。

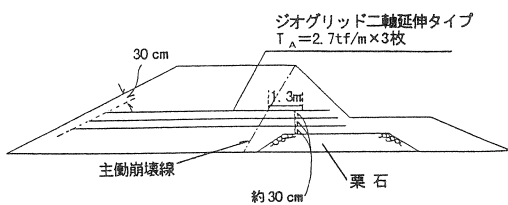


図-12 ジオテキスタイルによる対策工

参考までにジオテキスタイルの施工状況を写真-1 に示す。

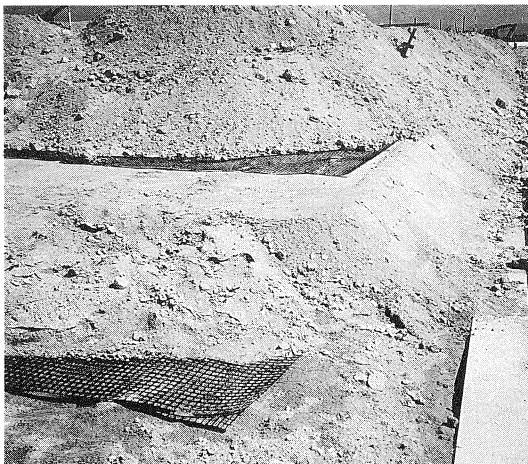


写真-1

4 地震時堤防挙動の観測

4.1 観測項目

ジオテキスタイルを用いた耐震対策の施工事例は極めて少ない。このため、その効果を確認することを目的として、当地での地震の規模、上部砂層（Us）中に発生する間隙水圧、地震後の堤防沈下量からなる一連の挙動観測を実施している。

観測計器の設置位置は図-1 に示したとおりであり、以下に数量を示す。

- ①沈下量観測……………8断面×4箇所
- ②間隙水圧観測……………2箇所
- ③地震観測（地表）……1箇所

今回使用した強震計は、三成分の地震計を内蔵した処理器と時刻を記録するG.P.Sにより構成されている（図-13 参照）。

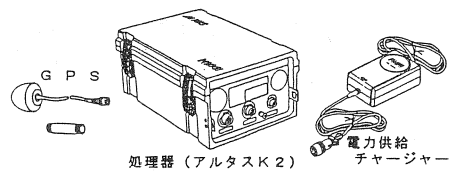


図-13 地震計機器

4.2 観測記録例

1997年6月25日に、山口県北西部を震源とする地震（M 5.9）が発生した。このとき、当地で観測された地震波形（地表）は図-14 に示すとおりであり、南北成分で 17.4Gal の加速度を記録した。

なお、今回の地震はその規模が小さく、上部砂層の間隙水圧上昇及び堤防の沈下は認められず、現在のところジオテキスタイルの効果を確認するまでには至っていない。

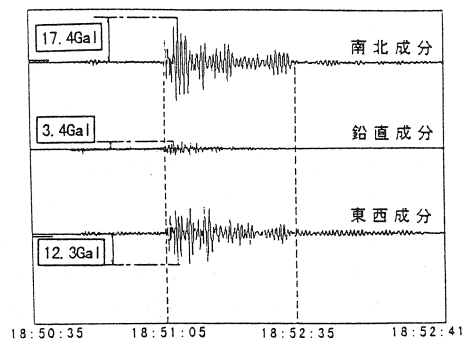


図-14 地震波形

5 あとがき

ジオテキスタイルの耐震効果については、いくつかの実験成果が報告されている^{3)~6)}。今回のように、実際にジオテキスタイルを敷設した堤防の地震時挙動が観測されれば、耐震効果の確認のみならず、今後この工法の設計体系の確立に大きく寄与するものと考ええる。

なお、本報文は土質工学セミナー広島地域が取り組んでいる「液状化による被害予測と対策」に関連して、今年度のセミナー報告会におけるポスターセッションで発表した内容を取りまとめたものである。

ジオテキスタイルを用いた耐震設計ならびに地震時の挙動観測に関しては、広島大学の佐々木康教授に御指導いただいた。ここに記して深く謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書，同解説 V 対震設計編，pp34~62，1990
- 2) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー38 地盤の側方流動，pp179~181，1994.
- 3) 古賀泰之・谷口栄一・森下義・鷲田修三：ジオテキスタイルによる補強盛土の振動台実験，第21回土質工学研究発表会 講演集，pp.861~864，1986.
- 4) 二木幹夫・南坂貴彦：高強度繊維網（ポリマーグリッド）を用いた補強砂地盤における大型液状化実験，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.2223~2226，1988.
- 5) 古賀泰之・伊藤良広・古関潤一・森下義・鷲田修三・谷口栄一：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書土木研究資料，No.2769，1989.
- 6) 松尾修・古関潤一・島津多賀夫・藤井照久・福田直三・田尻宣夫：液状化発生時のジオテキスタイル補強盛土モデルの沈下低減効果に関する地震応答解析，第9回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp.38~46，1994
- 7) kenji Ishihara : EVALUATION OF RESIDUAL STRENGTH OF SANDY SOILS, Proceedings of X III ICSMFE 1994 New Delhi India Vol5, pp175~181, 1994