

浸透流を受ける補強盛土の崩壊機構について

Centrifugal Modeling of Geotextile reinforced Slopes subjected to Seepage Flow.

小林睦*・廣岡明彦**・永瀬英生**・清水恵助***・藤原浩幸****

Makoto KOBAYASHI, Akihiko HIRO-OKA, Hideo NAGASE, Keisuke SHIMIZU and Hiroyuki FUJIWARA

*学生会員 工修 九州工業大学大学院工学研究科博士後期課程 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**正会員 工博 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***正会員 工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

****学生会員 工学 九州工業大学大学院工学研究科博士前期課程 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

A series of centrifuge model tests were carried out to investigate effectiveness of toe drainage as countermeasure against failure of embankment and behavior of slopes reinforced with geotextile due to seepage flow, and to evaluate the contribution of reinforcement to the stability of these slopes. It was found that the toe drainage contributes for the stability of the slopes and the embankment which reinforced with toe drainage fails suddenly along a well-defined and large slip surface. In the case with reinforced with geotextiles, smaller shear deformation in the toe area of embankment and the smaller settlement at the top of embankment were observed. It indicate that the pull-out resistance of reinforcements make the slope stability increase. Especially, the embankment that installed non-woven fabrics, which has lager tensile strength, with less reinforcement spacing is highly stable in this study. The factor of safety that obtained by means of limit equilibrium could not accurately evaluate the stability of embankments which installed geotextiles. The reason is that in the stability analysis that on the basis of limit equilibrium, the deformation of embankment that is required to produce the reinforcement force of geotextile was not taken into account.

Keywords : *centrifuge model test, slope failure, reinforced slope, geotextile*

1. はじめに

我が国では、梅雨・台風期といった降雨量の多い時期において、多くの斜面が崩壊し、これにより生じた人命に関わる被害や周辺地域の経済的損失等はマスメディアで多数報道されている。これを受けて、現在までに降雨時の盛土の安定性ならびに崩壊予測に関する研究には数多くの研究者が従事している。

土構造物は、その挙動が応力レベルに依存しているために、小型模型においてはその挙動が実規模構造物と大きく異なる可能性がある。このため実験的研究には、遠心模型実験装置を用いたものが多く実施されている。例えば、杉山ら¹⁾が実施した浸透流を受ける盛土斜面の重力場崩壊実験に対し、竹村ら²⁾は、50gの遠心加速度場において、この土構造物の1/50の斜面模型を対象にした同様の崩壊実験を実施し、これにより観察されたそれぞれの挙動を比較し、遠心模型実験の有効性について検討している。また、木村ら³⁾は、豪雨時の盛土の崩壊機構を調べるために、盛土の締固め度および降雨強度をパラメータとした一連の遠心模型実験を行っている。なお、遠心力場における浸透問題に関してはGoodings⁴⁾に詳しい。

近年、盛土斜面の安定性を向上させるために、土中に補強材を敷設あるいは挿入し、土と補強材との相互作用により土塊全体の強度増加を図る補強土工法は、急速に普及している。しかしながら、このような補強土工法においては、補強材と土とが複合体として発揮する補強効果と補強材自体の力学的特性が及ぼす補強機能の相乗効果は複雑なものとなっており、設計に必要な補強材力の評価方法には未解明の点が存在する。Zornberg⁵⁾らは、ジオテキスタイルにより補強された盛土の崩壊メカニズムを調べるために、補強材の引張り強度および敷設間隔、また盛土の締固め度をパラメータに選定した一連の遠心模型実験を実施し、極限平衡法により評価された盛土の安定性と実際の挙動を比較検討している。

廣岡ら^{7), 8)}は、浸透流を受ける盛土斜面の崩壊機構に、盛土の締固め度ならびに法面勾配が及ぼす影響について調べるために一連の遠心模型実験を実施し、これら盛土斜面の崩壊は法先の小崩壊が引き金となり壊滅的な崩壊に至るという結論を得ている。また、三木ら^{9), 10)}は、法先の排水工が堤体の安定性に及ぼす効果を調べることを目的として一連の重力場浸透実験を実施し、盛土内の排水性の向上による斜面の安定性の増

表-1 試料の物理・力学特性

土粒子の比重, G_s	2.67	乾燥密度, ρ_d (g/cm^3)	1.40
有効粒径, D_{10} (mm)	0.13	締固め度 (%)	75
均等係数, U_c	14.0	透水係数,	k ($\times 10^{-3} \text{ cm/s}$)
砂分 (%)	67.5		
シルト分 (%)	25.0	初期含水比	20.9
5 μm 以下の粘土分 (%)	7.50	$w=10$ (%)	内部摩擦角 ($^\circ$)
最大乾燥密度, $\rho_{d\max}$ (g/cm^3)	1.85	飽和度	4.40
最適含水比, w_{opt} (%)	16.7	$S_r=100$ (%)	内部摩擦角 ($^\circ$)
			33.0

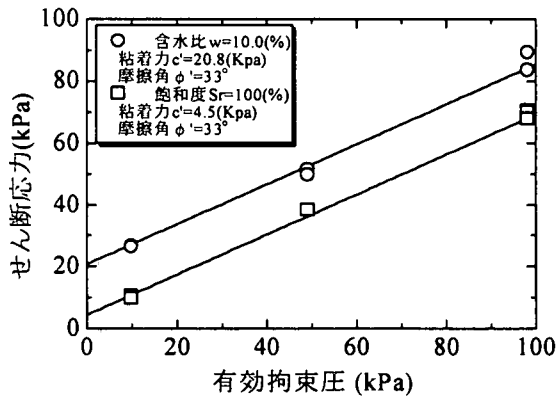


図-1 一面せん断試験結果

加を指摘している。そこで本研究においては、盛土斜面の法先に排水工を施し、これが盛土の崩壊挙動に及ぼす影響を調べるとともに、ジオテキスタイルにより補強された盛土の崩壊メカニズムの解明、および盛土の安定性の向上における補強材の役割を調べることを目的として、排水工の有無ならびに補強材の引張り強度、敷設間隔をパラメータに選定し、遠心模型実験装置を用いて、降雨時の盛土の崩壊パターンのひとつである浸透流を受ける盛土の崩壊実験を実施した。さらに、盛土の安定性を極限平衡法による安定解析で評価し、実験で観察された挙動との比較検討を行った。

2. 実験方法

2.1 試料

盛土材料として用いた試料は、九州工業大学構内で採取されたシルト質砂に豊浦砂を重量比 1:1 で混合したものであり、これは統一分類法によると SM に分類される。表-1 に試料の物理・力学特性を示す。試料の強度定数を調べるために、一面せん断試験を行い、その結果を図-1 に示す。これより、得られた内部摩擦角ならびに粘着力を表-1 に併記する。

2.2 遠心模型実験概要

表-2 に K.I.T Centrifuge の諸元を示す。模型地盤の概要は図-2, 3 に示すとおりである。模型土槽寸法は 450

表-2 K.I.T Centrifuge の諸元

回転半径 (m)	1.18
最大遠心加速度 (g)	150
許容量 ($\text{g} \cdot \text{ton}$)	27

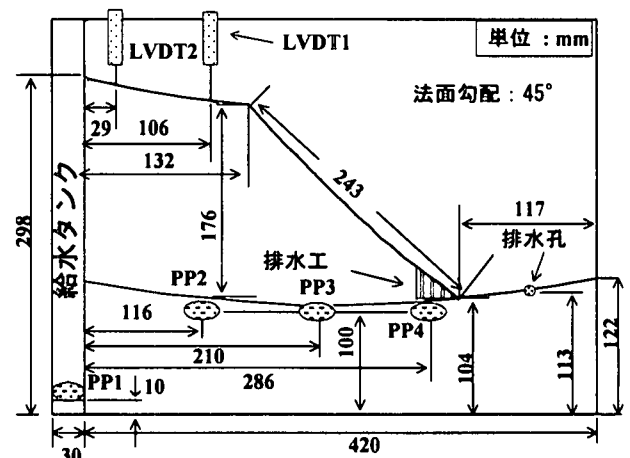


図-2 模型地盤概要

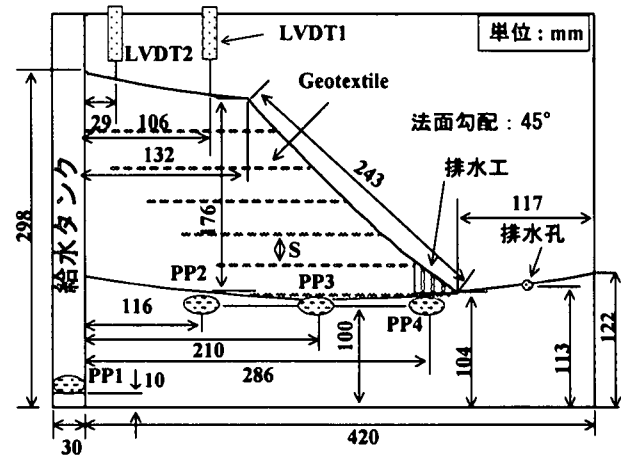


図-3 模型地盤概要(補強盛土)

$\times 150 \times 350 \text{ mm}$ であり、模型地盤の上流側には浸透流を発生させるために給水タンクを設けてある。含水比 $w=10\%$ に調整した試料を乾燥密度 $\rho_d=1.40 \text{ g}/\text{cm}^3$ になるように、ペロフラムシリンダを用いて 2cm の厚さに締

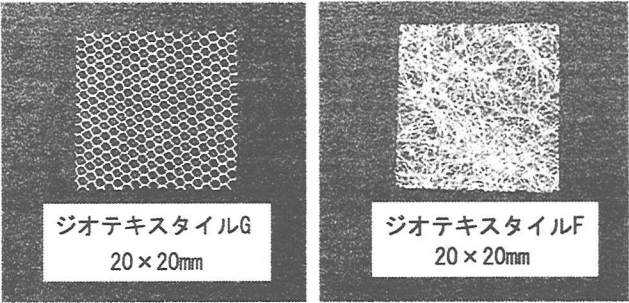


図-4 補強材

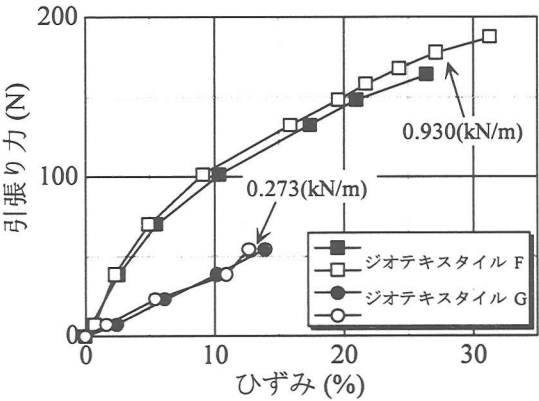


図-5 引張り試験結果

表-3 実験条件

実験コード	排水工	ジオテキスタイル	引張り強度 (kN/m)	敷設間隔 S (cm)
I45	×			
I45D	○			
S3G	○	ジオテキスタイル G	0.273	5.87 (293.5)
S6G	○		(13.7)	2.93 (146.5)
S3F	○	ジオテキスタイル F	0.930	5.87 (293.5)
S6F	○		(46.5)	2.93 (146.5)

固める。これを高さ 10cm に至るまで繰り返す、間隙水圧計をそれぞれ、法肩、斜面中央、法先部に対応させて設置する。その後、補強材を敷設しない場合は、模型地盤の高さが 30cm に至るまで、同様な締固めを繰り返す。補強材を敷設する場合には、補強材を 6 枚敷設した場合の敷設間隔に相当する 2.93cm を一層厚として前述の締固めを繰り返す、所定の高さに補強材を敷設し模型地盤を作成する。その後、型枠を用いて法面勾配 45 度の斜面を削り出して成形する。盛土表面は、遠心加速度の作用する回転半径に併せて湾曲をつけ、法先に排水工を施す場合は、図-2、3 に示すように不織布で覆った砂礫を設置する。また、シリコングリースを壁面に塗布し、模型地盤と土槽との摩擦の軽減を図るとともに、模型地盤前面には、実験中の盛土の挙動の観察を容易にするために、乾燥したカオリンパウダーを格子状に散布する。盛土天端の沈下量を測

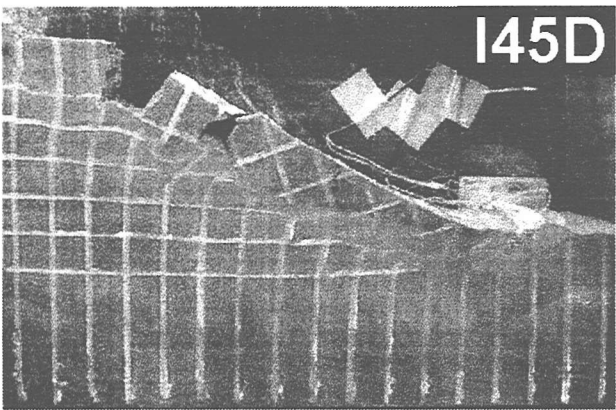


図-6 崩壊形態(I45D)

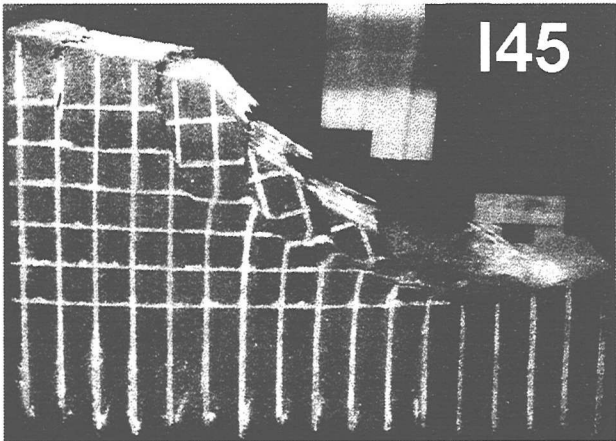


図-7 崩壊形態(I45)

定するために、盛土天端上部には差動トランス式変位計(LVDT)を 2 つ設置している。

模型地盤作成後、これを K.I.T Centrifuge のプラットフォームに搭載し、50g の遠心加速度を付与する。浸透実験において、まず模型地盤中央での水位が 10cm に至るまで、模型地盤背後に設置した給水タンク内にスリップリングを介して実験装置外部より水を供給し、基盤部を飽和させる。その後、さらにタンク内に水を供給することにより、模型盛土内に浸透流を発生させる。給水タンク内の水位の上昇速度は約 0.5mm/min とした。ここで、模型土槽背面に設けた排水孔は基盤表面の高さに一致させており、これにより模型地盤下流側の水位を規定する。浸透実験中は、カメラならびに CCD カメラによる撮影を行い、盛土の挙動を観察する。

2.3 ジオテキスタイルについて

本研究で用いた 2 種類のジオテキスタイルを図-4 に示す。これらの詳細は以下のとおりである。ジオテキスタイル G は厚さ 0.08mm のナイロン 100% のグリッド状の布であり、ジオテキスタイル F は厚さ 0.06mm、ポリエステル 100% の不織布である。なお、これらの

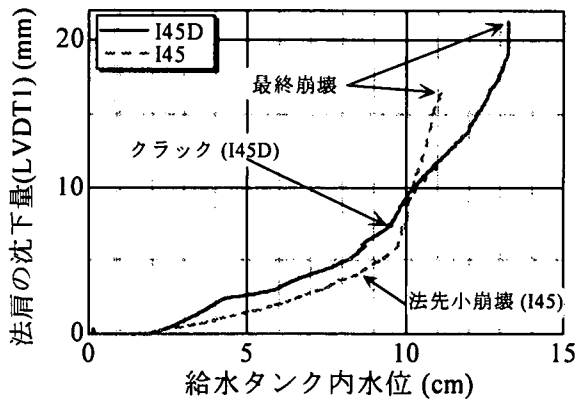


図-8 盛土天端沈下量と給水タンク内水位の関係

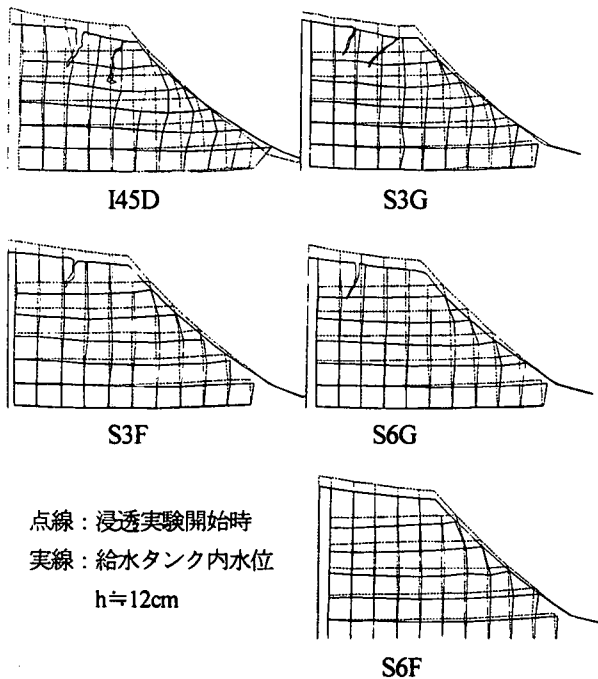


図-9 各盛土の変形メッシュ図

ジオテキスタイルの実規模換算の厚さはそれぞれ約 3, 4mm である。供試体寸法 L100×W200mm に対する引張り試験を実施し、その結果を図-5 に示す。

2.4 実験条件

表-3 に実験条件を示す。表中の引張り強度、敷設間隔の項における括弧内の値は実規模換算値である。全ての実験ケースにおいて、盛土の法面勾配は 45° であり、排水工の有無、ジオテキスタイルの種類ならびに敷設間隔を種々変化させ、計 6 ケースの浸透崩壊実験を実施した。

3. 実験結果および考察

3.1 排水工の影響について

図-6, 7 に I45D, I45 における崩壊形態を示す。法先

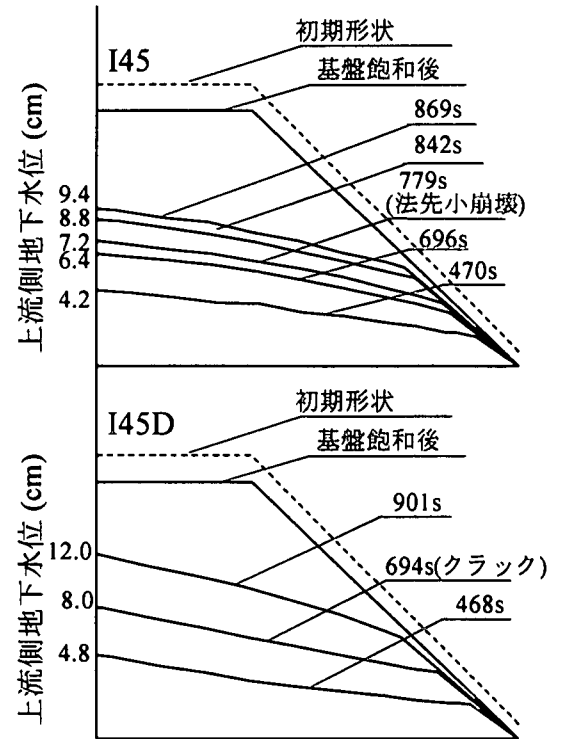


図-10 盛土内水位の変移

に排水工を施して補強した盛土 I45D に関しては、法先から盛土天端にかけての大きなすべり円弧に沿って図-6 に示すような崩壊を起こした。これに対して、無補強盛土 I45 の場合は、斜面内水位の上昇に伴い、廣岡ら^{7,8)}が指摘したように、まず法先に小崩壊が生じ、その後斜面上部に向かって小さなすべり破壊を繰り返す、図-7 に示すような壊滅的な崩壊に至った。このように両者で崩壊形態が異なるのは、斜面内水位の上昇に伴う、法先部での水位が盛土の安定性に大きく影響しているためと考えられる。すなわち、I45 においては、法先近傍での地下水位が法面に迫り、法先部において局部的なすべり破壊が生じたため、斜面部の安定性が激減し、前述のような進行性の破壊が観察されたのに対して、I45D では、法先に排水工を施すことにより法先小崩壊を抑制し、これにより、盛土の安定性が向上したため、浸透流が十分発達した後に、瞬時に全崩壊に至ったものと考えられる。また、崩壊に至るまでの盛土の沈下挙動に着目すると、図-8 に示す盛土天端の沈下量 (LVDT1) と給水タンク内水位 (PPI) との関係より、盛土内水位が低い時点においては、給水タンク内水位の上昇量に対する法肩の沈下量増分 (天端の沈下速度) が両者でほぼ等しいことから、盛土天端の沈下は浸潤領域の体積圧縮に起因するものと考えられる。その後、I45 においては、法先の小崩壊後、斜面内崩壊を繰り返したことにより、天端の沈下速度が急上昇しているのが分る。一方、排水工を施した実験ケースでは、盛土天端にクラックが観察された時点より、沈下速度が上昇しており、同時に図-9 に示す盛土の変形

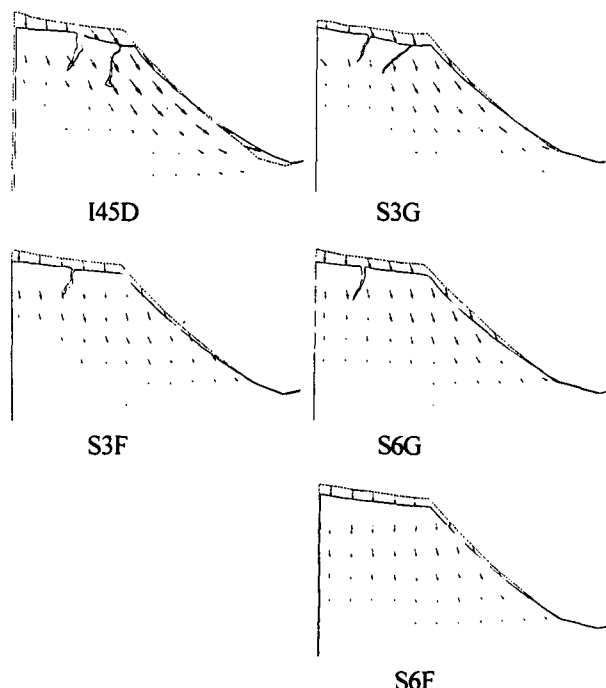


図-11 各盛土の変位ベクトル図

メッシュ図にあるように法先部にせん断ひずみの卓越する領域が形成されているのが確認された。これは、法先部の飽和度の上昇によるせん断抵抗力の低下と盛土内水位の上昇に伴う土塊重量の増加に起因するものと考えられ、これにより土塊が斜面前方に変形することで、盛土上部に引張り力が生じたため、天端にクラックが発生したと考えられる。このことから、天端沈下量の急増は、盛土の安定性が低下していることを表すものと考えられる。また図-10 に浸透実験中に撮影した写真より観察されたそれぞれの実験ケースにおける盛土内水位の変移を示し、崩壊直前時の水位を比較すると、法先に排水工を施すことで法先小崩壊が抑制されたため、より高い水位まで盛土が安定性を保持していることが窺える。このことより、浸透流を受ける盛土斜面において、法先の排水工の効果は十分に確認できる。しかしながら、両盛土の安定性が十分低下した時点での盛土の変状について比較すると、無補強盛土においては、まず法先部に崩壊が生じているのに対して、排水工を施した場合は盛土天端にクラックが発生した。また、後者の盛土が瞬時に壊滅的な崩壊に至ったことから、斜面災害は大きなものとなることが考えられる。したがって、被害を軽減するためには天端の変状に着目し、盛土の安定性が低下する時期を把握する必要があるといえよう。

3.2 補強材の敷設間隔の影響について

補強材を敷設した盛土の崩壊実験においては、上流側の水位が上限に達したにも関わらず、盛土斜面は崩壊に至らず、最終的には法先部より法面表層での侵食

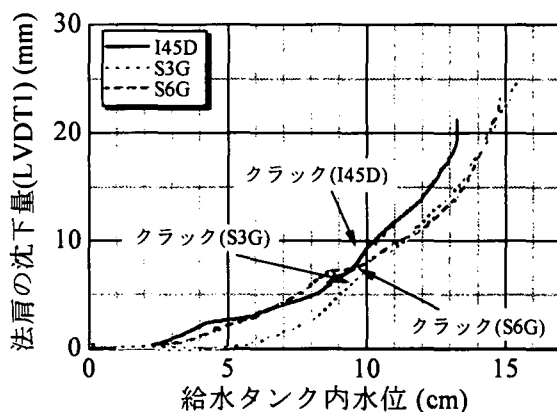


図-12 盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係 (ジオテキスタイル G)

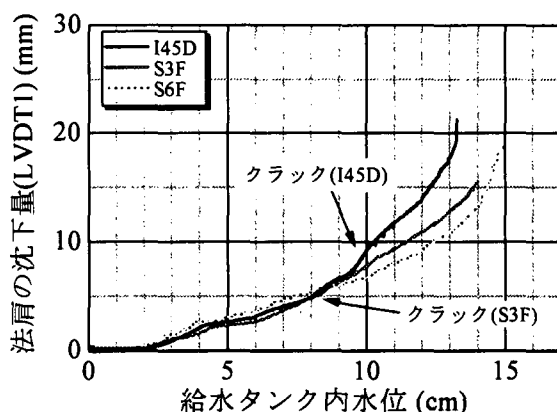


図-13 盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係 (ジオテキスタイル F)

破壊が観察された。本研究においては、間隙流体に通常の水を用いているため、侵食後の間隙流体の流出速度は浸透現象における時間スケールを適用すると実規模の 50 倍となり⁴⁾、実現象が忠実に再現されているとはいえない。したがって、補強盛土については、侵食破壊が生じる以前の挙動において検討を行う。

(1) ジオテキスタイル G を敷設した盛土について

ジオテキスタイル G を用いた実験シリーズにおいては、補強材を敷設していない I45D と最終的な崩壊形態こそ異なるが、それに至るまでの盛土の挙動は類似している。すなわち、これら補強盛土の挙動は、斜面内水位の上昇に伴い、図-9 の変形メッシュ図からも明らかなように、斜面内部から法先部近傍にかけてせん断変形が生じ、盛土天端にはクラックが発生しているのが観察された。しかしながら、給水タンク内の水位が同程度の時点における盛土の変形挙動に着目すると、浸透実験開始から盛土上流側の水位が約 12cm に至るまでの盛土の変位ベクトルを示した図-11 にあるように、補強材の敷設枚数の増加に伴い、斜面部での

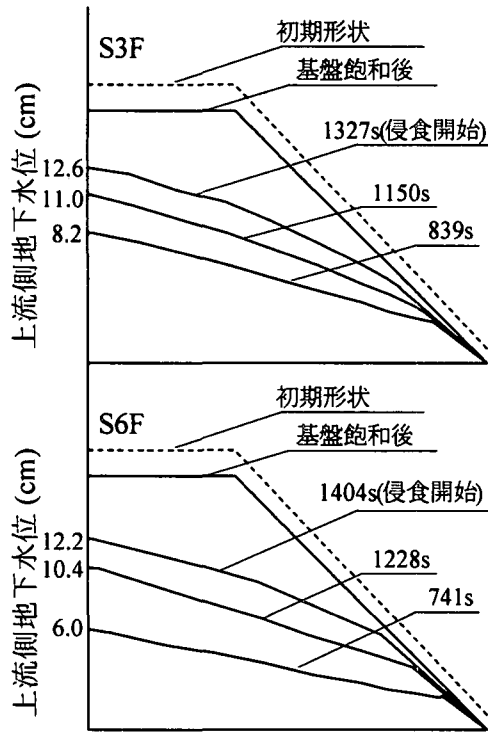


図-14 浸透実験中の盛土内水位の変移

せん断変形は抑制されているのが分る。これは、地下水位の上昇に伴う盛土の変形に対して、補強材の引張り力が抵抗力として付加されていることを示しているものと考えられる。また、図-12 に示す盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係より、I45D においては、盛土天端にクラックが発生した時点より、天端の沈下速度が上昇しているが、ジオテキスタイルを盛土内に敷設することにより、この現象が抑制されているのが分る。ただし、S3G において、浸透実験初期段階の給水タンク内水位の上昇に対する盛土天端の沈下量の上昇度が小さいのは、水の供給速度が他の実験ケースと比較して幾分速かったことによる。その後、供給速度を調整したところ、S6G と同様の沈下挙動を示した。しかしながら、図-11 より、盛土天端に発生したクラックの数が異なることから、盛土の状態は同様であるとはいえない。このことより、補強材の敷設枚数の増加による補強効果の増大は確認できる。さらに、全ての実験ケースにおいて、浸透実験終了後に模型地盤より取り出した各ジオテキスタイルを観察した結果、S3G の最上部に敷設した補強材のみに、約3.5%の残留ひずみが確認された。このことから、盛土のせん断変形の卓越、ならびに著しい盛土天端の変状により、S3G において最上部のジオテキスタイルの発揮した引張り抵抗力は、その強度に対し比較的大きいものであったことが推察される。

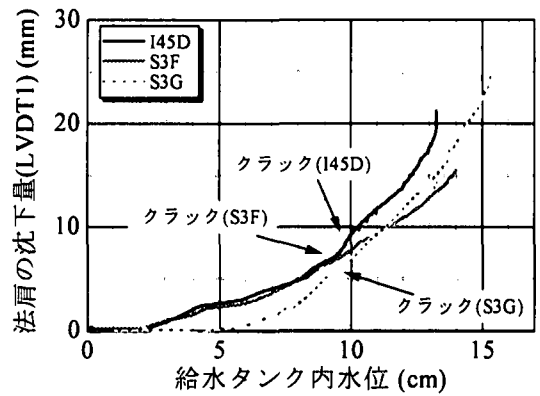


図-15 盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係 (ジオテキスタイル3枚敷設)

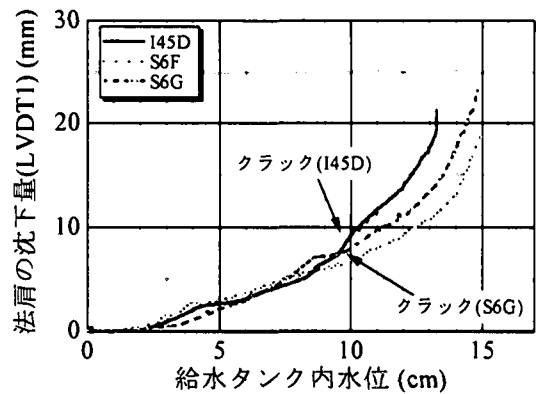


図-16 盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係 (ジオテキスタイル6枚敷設)

(2) ジオテキスタイルFを敷設した盛土について

図-9, 11 に示す変形メッシュ図ならびに変位ベクトル図より、補強材にジオテキスタイルFを用いた実験ケースにおいては、敷設枚数が盛土の挙動に及ぼす影響は容易に確認できる。すなわち、補強材の敷設枚数の増加に伴い斜面内部におけるせん断変形は抑制され、かつ盛土天端の形状は保持されていることが分る。このことから、補強材の敷設間隔を小さくしたことにより、盛土のせん断変形に対してジオテキスタイルの引張り力が抵抗するといった補強効果が十分に確認できる。また、浸透実験中の盛土天端の沈下挙動に着目すると、図-13 に示す盛土天端の沈下量と給水タンク内の水位との関係より、浸透実験初期の盛土の沈下挙動がジオテキスタイルの敷設枚数に関わらず類似しているのが分る。このように、同程度の地下水位における盛土の体積圧縮を含めた沈下挙動が同様であることは、ジオテキスタイルによる補強効果が現れていないことを示唆している。その後、給水タンク内水位が盛土高の約半分になったあたりから、異なった沈下挙動を示し始め、敷設枚数の増加が沈下量の抑制に貢献してい

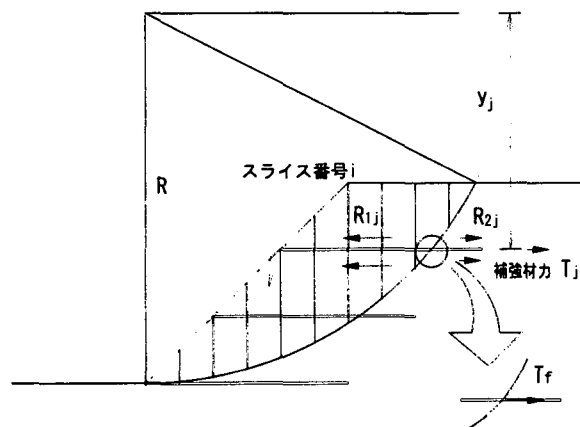


図-17 補強材力の評価方法

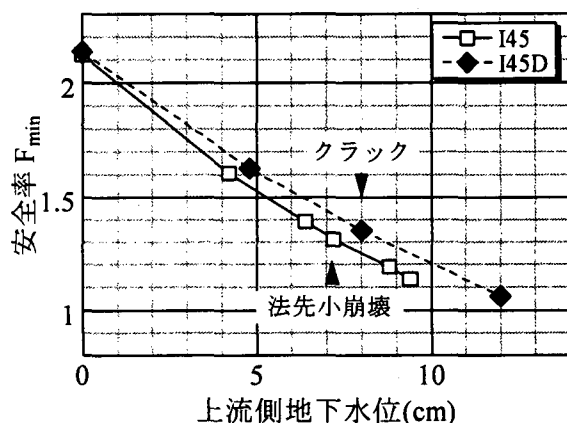


図-18 安全率と給水タンク内水位の関係

るのが分る。これらのことより、ジオテキスタイルが引張り力を補強効果として発揮するためには、ある程度の盛土の変形が必要であるといえよう。また、盛土内の地下水位の形状に着目すると、図-10, 14 に示す盛土内水位の変移より、不織布であるジオテキスタイルFを敷設した盛土においては、斜面中央部から法先部にかけての地下水位が I45D と比較して低くなっていることが分る。これは、基盤上のジオテキスタイルがドレーン材としての役割を果たし、これにより法先部の排水工が効率的に機能したため、斜面中央部から法先部にかけての地下水位の上昇が抑制されたものと考えられる。

3.3 補強材の引張り強度の影響について

(1) 敷設枚数3枚の補強盛土について

両実験ケースにおける盛土の変形挙動は、図-9, 11 に示すように、補強材の引張り強度の大きなジオテキスタイルFで、盛土天端に発生したクラック数ならびに斜面内部のせん断変形がより抑制されているのが分る。これは、ジオテキスタイルの伸びに対して発揮される引張り力および発揮し得る引張り強度が異なるために、盛土の変形抑制効果に差が生じたものと考えられる。また、盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係を図-15 に示し、盛土天端の沈下挙動に着目すると、3.2(1)で述べたように、両者の単純な比較は困難であるが、浸透実験の最終段階における沈下量はジオテキスタイルFを敷設した盛土の方が小さいことが確認できる。これは、盛土のせん断変形の発生量と発生領域の大きさが盛土天端の沈下に影響を及ぼすので、ジオテキスタイルの変形特性の違いが結果として現れたと考えられる。

(2) 敷設枚数6枚の補強盛土について

本研究において最もジオテキスタイルの敷設枚数が多い実験ケースにおいては、図-9, 11 に示す変形メッシュ図および変位ベクトル図より、補強材の引張り

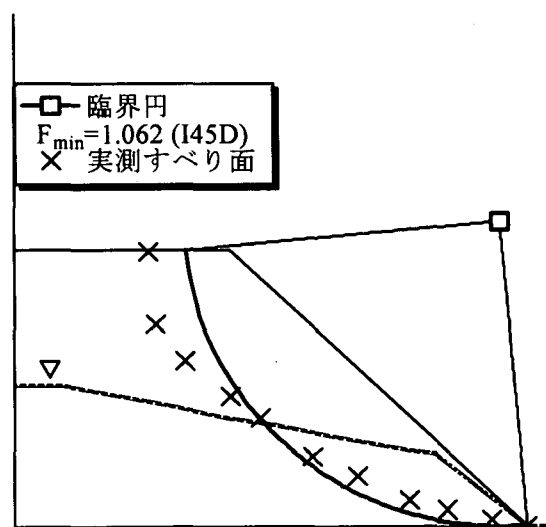


図-19 I45Dにおける臨界円と実測すべり面

強度の大きなジオテキスタイルFが盛土の変形抑制効果に大きく貢献しているのが分る。このことも、3.3(1)で述べたように、ジオテキスタイルの変形特性の違いにより生じた結果であると考えられる。また、これらの図より S6G と S3F の変形量がほぼ等しいことが分る。このように、引張り強度ならびに剛性の大きなジオテキスタイルを比較的大きな敷設間隔で盛土内に挿入した場合においても盛土の補強効果が十分に確保されることは、建設コストの削減ならびに施工性の向上を示唆しているものと考えられる。さらに、図-16 に示す盛土天端の沈下量と給水タンク内水位の関係より、ジオテキスタイルの剛性の増大に伴い、沈下量が顕著に抑制されているのが分る。このことより、補強材の変形係数が異なるために、同一の変形量に対して発揮されるジオテキスタイルの引張り抵抗力が異なることから、変形係数の大きなジオテキスタイルFを敷設した盛土の変形に対する抑制効果が大きくなったものと考えられる。

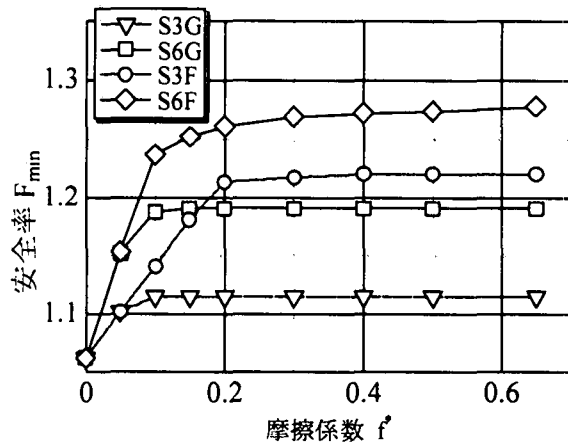


図-20 安全率と摩擦係数の関係

4. 斜面の安定解析

本節では、修正 Fellenius 法による斜面の安定計算の結果と実験により観察された盛土の挙動を比較検討する。なお、安定計算の幾何条件は、模型斜面を実規模換算したものとしている。

4.1 計算手法

図-17 に示した補強材力の評価方法に基づき、次式により安全率を算出した。

$$F_s = \frac{(\Sigma M_R + \Sigma \Delta M_R)}{\Sigma M_D} \quad (1)$$

ここで、 M_R ：土のせん断抵抗モーメント、 M_D ：すべり土塊の滑動モーメント、 ΔM_R ：補強材が発揮する抵抗モーメントである。ただし、補強材を敷設していない場合は、 $\Delta M_R=0$ である。補強材の摩擦抵抗はジオテキスタイルの両面に作用するものとし、土と補強材との摩擦係数 f を種々変化させて算出した。図-17 に示すように、補強材力の評価方法としては、まず、すべり土塊内でジオテキスタイルに作用する摩擦抵抗の和である R_{1j} 、ならびに外側において各ジオテキスタイルに作用する摩擦抵抗の和である R_{2j} をそれぞれ土被り圧より算出し、両者の最小値を求める。次に、これを補強材の引張り強度 T_f と比較し、次式に示すようにその最小値をすべりに対する抵抗力 T_j に付加するものとした。

$$F_s = \frac{\Sigma(c' + W_i' \cos \alpha_i)R + \Sigma \text{Min}[T_f, R_{1j}, R_{2j}] \cdot y_j}{\Sigma W_i \sin \alpha_i \cdot R} \quad (2)$$

ここで、 i ：スライス番号、 W ：スライス重量を表す。なお、補強材の引張り強度 T_f は表-3 中の値を用いている。計算過程においては、Dupuit の仮定に基づき、浸透実験中に撮影された写真より読み取った水面形により間隙水圧を評価している。

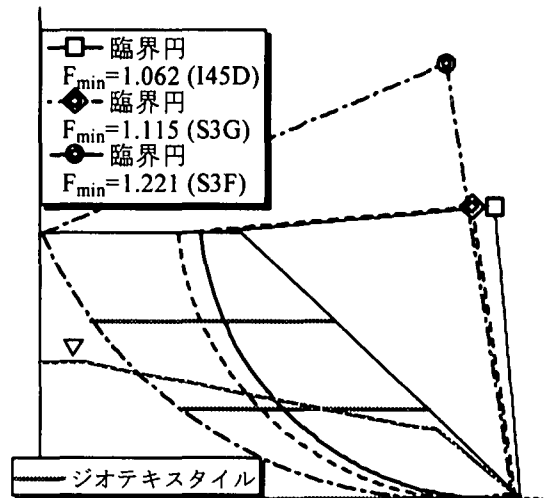


図-21 最小安全率と臨界円

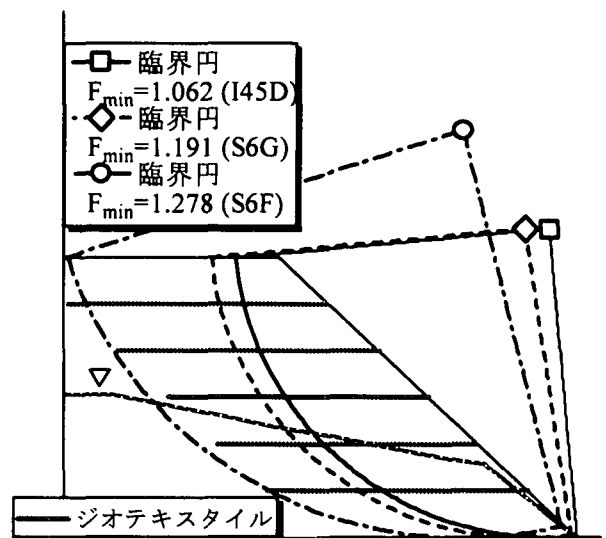


図-22 最小安全率と臨界円

4.2 計算結果

(1) 排水工の影響について

図-10 の水面形に対して安定計算を行った結果、図-18 に示すような安全率と上流側水位の関係を得た。これより、排水工の有無による安全率の大きな違いは見られない。これは、崩壊直前水位に至るまでの両者の盛土内の水面形が大きく異なることと、計算で仮定される崩壊形態が瞬時に全領域で崩壊に至るものであることに起因すると考えられる。すなわち、排水工を施していない盛土においては、法先部での局所的な崩壊が計算において考慮されていないことが反映されているものと考えられる。これに対して、排水工を施した盛土においては、図-18 に示すように、安定解析から得られた臨界円と実際のすべり面との比較すると、盛土天端にクラックが発生したことから、実測すべり面が若干深く、また水平面と成す角が小さくなっているものの、両者には比較的良好一致が見られたも

のと考えられる。このことは、この盛土が瞬時にすべり破壊を起こしたことから、崩壊メカニズムが計算での仮定と一致したことによるとものと考えられる。

(2) 補強盛土の安全率

図-20 に補強盛土の安全率 F_{min} と補強材と土との摩擦係数 f^* の関係を示す。ここで、ジオテキスタイルの補強効果のみを調べるために、計算過程における盛土内水位には I45D の崩壊直前水位を適用した。これより、摩擦係数が極めて小さい時点においては、補強盛土の安全率が補強材の引き抜き抵抗力に依存しているのが推察される。その後、S3G、S6G においては、 $f^*=0.15$ 、また S3F では、 $f^*=0.4$ を超えると安全率が一定値をとっていることから、これらの盛土の安定性が、補強材の引張り強度に依存していく様子を窺うことができる。さらに、土と補強材との見掛けの内部摩擦角 δ ($f^*=0.65$) を土の内部摩擦角 $\phi' = 33^\circ$ に一致させ、考えられる最大の引き抜き抵抗力が発揮されると仮定し、安定計算を行った結果、図-21、22 に示すような臨界円ならびに最小安全率が得られた。これらより、引張り強度の小さなジオテキスタイル G においては、臨界円が I45D とほぼ等しいことから、これらの盛土の補強効果が引張り強度に依存していることを確認することができる。

図-21 より S3G の臨界円は I45D とほぼ等しく、また安全率も 1.12、1.06 と両者に顕著な差が見られないことから、このような水面形において、この盛土の安定性は十分に低下していると推察することができる。しかしながら、崩壊実験においては、最上部の補強材に残留ひずみが観察されたものの、I45D のような壊滅的な崩壊には至らなかった。また、同様の変形挙動を示した S3F、S6G の最小安全率は、図-21、22 よりそれぞれ 1.22、1.20 となり、これらの盛土の安定性が同程度であることが推察されるが、図-9、11 より、S6F の盛土においては、特に天端のクラックが防止されたことから十分な安定性が保持されているにも関わらず、その最小安全率は 1.28 であり、前者との顕著な違いは見られない。このように、安全率が大きくなるにつれて、盛土の変形量が小さなものとなっていることは、計算過程において、補強条件の違いがある程度適切に評価されたものと考えられるが、計算された安全率が観察された盛土の変形量に対して必ずしも適当な指標とはなっていない。このことは、極限平衡法による補強盛土の安定解析において仮定している崩壊メカニズムには、ジオテキスタイルが補強効果を発現するために必要な盛土の変形が考慮されていないことから、これに追従して発揮されるジオテキスタイルの引張り力の評価が不十分であることに起因するものと考えられる。すなわち、簡易的にこの種の補強盛土の安全率を算出するために極限平衡法による安定解析を試みた

場合、補強材に期待する抵抗力とこれが発揮されるために必要な変形量との関係に、盛土との相互作用を考慮した明確な規定が存在しなければ、補強盛土の安定性の評価が不適当なものになってくることが考えられる。以上のことから、剛塑性理論に基づく安定解析において、その安全率で補強盛土の安定性を的確に評価するためには、補強材力を合理的に決定することが重要であるといえよう。

5. 結論

本研究で得られた結論を以下に列挙する。

(1) 法先部に排水工を施すことにより、盛土の安定性は向上するが、その崩壊メカニズムは瞬時に全崩壊に至るといったものであるため、斜面災害を軽減するためには、天端の変状に着目し、盛土の安定性が低下する時期を把握する必要がある。

(2) 浸透流を受ける盛土においては、補強材を盛土内に敷設することにより、地下水位上昇に伴う、盛土内のせん断変形ならびに天端の沈下を抑制できるが、この補強材が補強効果を発揮するためにはある程度の盛土の変形が必要である。

(3) 補強材の引張り強度ならびに敷設枚数の増加に伴い、浸透流を受ける補強盛土の変形抑制効果は増大する。特に、ワーカビリティの向上、ならびに建設コスト削減のために引張り強度の大きなジオテキスタイルを比較的大きな敷設間隔で挿入した場合においても、浸透時の盛土の安定性は十分に確保できるといえよう。

(4) 極限平衡法による補強盛土の安定性評価は、その結果に補強条件がある程度適切に反映されているが、ジオテキスタイルが補強効果として引張り力を発揮するために必要な盛土の変形が考慮されていないため十分なものであるとはいえない。

参考文献

- 1) Sugiyama, T., Muranishi, H., Kagawa, K., Kusano, K. and Mizushima, K.: Estimating the timings collapse of embankment slope based on experiment of large scale model, Proc. Annual Meeting JSSMFE, 2, pp2167-2168, 1993
- 2) Takemura, J., Kimura, T., Hiro-oka, A. and Muranishi, H.: Failure of embankments due to seepage flows and its countermeasure, Proc. of Centrifuge'94, Balkema, pp575-580, 1994.
- 3) Kimura, T., Takemura, J., Suemasa, N. and Hiro-oka, A.: Failure of fill due to rain fall, Proc. Centrifuge'91, Balkema, pp509-516, 1991.

- 4) Goodings, D.J.: Implication of changes in seepage flow regimes for centrifuge models, Proc. of Centrifuge'94, Balkema, pp393-398, 1994.
- 5) Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K.: Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE, pp670-683, 1998.
- 6) Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K.: Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE, pp684-698, 1998.
- 7) 廣岡明彦, 小林睦, 清水恵助: 浸透流による盛土崩壊機構に関する遠心模型実験, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集(3-A), pp406-407, 1999
- 8) Hiro-oka, A., Kobayashi, M., Nagase, H. and Shimizu, K.: Centrifugal modeling of slope failure due to seepage flow, Proc. Symp. on Recent Development of Theory and Practice in Geotechnology, pp150-157. 1999
- 9) 三木博史, 山田哲也, 藤井厚企, 野口典孝: 大型堤防を用いたのり尻ドレーンの効果に関する検討, 第51回土木学会年次学術講演会講演概要集(3-A), pp564-pp565, 1996
- 10) 三木博史, 山田哲也, 藤井厚企, 野口典孝: 大型堤防を用いたのり尻ドレーンの設計に関する検討, 第32回地盤工学研究発表会講演概要集, pp1873-1874, 1997

(2000年4月21日 受付)