Behavior of Prototype Steep Slope Embankment having Soil-walls Reinforced by Continuous Threads

Katsuyuki Kutara, Public Works Research Institute, Ministry of Construction

Hiroshi Miki, Public Works Research Institute, Ministry of Construction

Shigekazu Horiya, Kumagai Gumi Co., Ltd

Hideo Ishizaki, Kumagai Gumi Co., Ltd

Youichi Takano, Kumagai Gumi Co., Ltd

Hirokazu Fujiki, Kumagai Gumi Co., Ltd

Abstract

Large-scale model tests were carried out under artificial heavy rain conditions to study the behavior of 5m high steep slope embankments having soil-walls reinforced by continuous threads. The erodability of the soil-walls and the stability of the embankments were examined.

According to the test results, it was concluded that the soil-walls reinforced by continuous threads are highly resistant to erosion due to rain and that the stability of the embankment having soil-walls can be analyzed using circular slip method if soil-walls are thin, or conventional design method for concrete retaining walls if soil-walls are thick enough.

和文概要

連続長繊維を使った補強土を用いて擁壁を築造し盛土補強を行う工法について、高さ5mの実物大模型盛土を使って降雨実験を行い、降雨条件下における補強盛土の挙動を調べた。本研究では、補強土壁壁面の浸食状況を調べるとともに、補強盛土の安定解析を行って、降雨時における補強盛土の安定性について検討してみた。

実験の結果、補強土壁は降雨による浸食に対して十分に抵抗することが明らかになった。また補強土壁を用いた盛土の安定性の評価は、補強土壁の厚みが薄い場合には円弧すべり法を用いて行い、また壁厚が十分大きい場合には通常のコンクリート製もたれ擁壁としての安定計算手法を用いるのが妥当であるという結果が得られた。

連続長繊維を用いた補強土壁で補強された大型模型盛土の降雨実験

建設省土木研究所

久楽 勝行 三木 博史

(株)熊谷組

堀家 茂一 石崎 英夫

同 上

高野 洋一 ○藤木 広一

1. まえがき

ジオテキスタイルに関する技術が進むなかで、連続長繊維を砂質土の中に混入してできあがる補強土を使って、盛土や切土の法面上に補強土壁あるいは補強土層を築造し、盛土や切土の安定をはかる工法が開発され、施工例も増えてきている。同工法は砂の中に繊維を混入して補強土を作成するため、日本のように雨の多い地域では、砂の流出等の問題を含め、降雨時における補強盛土の安定性が問題になる。

そこで今回の実験では、大型土槽内に盛土を行って、法面部に補強土壁を築造し、人工降雨を与えて、補強土壁壁面の浸食状況、盛土および壁体内における降雨の浸透状況を把握するとともに、壁体の挙動を測定した。またこれらの測定結果と盛土の安定計算結果を比較して、補強土壁を用いた盛土の安定性について検討した。盛土の築造過程における壁体の挙動に関する測定結果についても合わせて報告する。

2. 実験方法

2-1 実験条件

実験では図1に示すように、大型土槽（縦20m、横20m、深さ6m）の中に、高さ1mの基礎地盤を造成した後、高さ5m、法勾配1:0.4の盛土を築造し、盛土法面に連続長繊維を用いた補強土を使って、厚さの異なる2種類の擁壁（以後補強土壁と呼ぶ）を構築した。ケース1では補強土壁の天端幅、根入れ幅ともに0.5mであり、ケース2では天端幅が0.5m、根入れ幅は1.0mである。補強土壁の根入れ深さは両ケースともに0.5mとした。また盛土の幅は両ケースともに10mとし、両盛土間は合板で縁切りをした。降雨強度は30mm/hrを目安とした。

2-2 実験材料

基礎地盤材料は、本研究所敷地内に発生する関東ロームを生石灰系固化材で安定処理したものをを用いた。盛土材料は茨城県稲敷郡江戸崎地内に分布する山砂である。また補強土を構成する砂は、千葉県君津市箕輪地内に分布する山砂を使用し、繊維はポリエステル100%のマルチフィラメント糸を使用した。これらの材料の諸特性および補強土の力学的特性を表1-1と表1-2に示した。

2-3 模型盛土の築造方法

基礎地盤は関東ロームと生石灰系固化材をバックホウによって均一に混合し、振動ローラーを用いて締固めて形成した。盛土の築造はバックホウおよび人力により、一層の仕上がり厚さが25cm程度になるように巻出し、プレートランマーで2回転圧した。また補強土壁の築造は小規模の補強土施工システムを用いて原位置で砂と繊維を混入した後、厚さ約25cmごとにプレートランマーで2回転圧した。なお補強土の製作面は、水平に対して約15度傾斜させるものとし、補強土壁と背面の盛土の築造は、背面の盛土を数層先行させながら並行して行った。

2-4 計測項目

降雨条件のもとで実施した計測項目および計測機器の配置図はそれぞれ表2、図1に示すとおりである。また盛土の築造過程においては、盛土および補強土壁の密度と含水比の測定の他に、補強土壁内お

表1-1 盛土材の物理特性

土粒子比重	Gs	2.707
粒度特性	礫分	2 (%)
	砂分	68 (%)
	シルト分	28 (%)
	粘土分	2 (%)
	最大粒径	4.76 (mm)
	均等係数 U_c	15.8
	曲率係数 $U_{c'}$	1.0
締め特性	最適含水比 W_{opt}	24.2 (%)
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.520 (t/m^3)
	透水係数 k	$1.54 \times 10^{-5} \text{ *1 (cm/sec)}$
強度特性	ρ_d	1.216 (t/m^3)
	ρ_t	1.581 (t/m^3)
	C_{co}	1.3 (t/m^2)
	Φ_{co}	21.2 (度)
	ρ_d	1.216 (t/m^3)
	ρ_t	1.767 (t/m^3)
	C_{co}	0.2 (t/m^2)
	Φ_{co}	18.8 (度)

*1 $\rho_d = 1.216 t/m^3$ のときの値

表1-2 補強土の物理特性

(a) 土質材料の物理特性

土粒子比重	Gs	2.709
粒度特性	礫分	1 (%)
	砂分	98 (%)
	シルト分	1 (%)
	粘土分	0 (%)
	最大粒径	4.76 (mm)
	均等係数 U_c	2.1
	曲率係数 $U_{c'}$	1.0
締め特性	最適含水比 W_{opt}	20.1 (%)
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.511 (t/m^3)

(b) 繊維材料の物理特性

繊維の太さ	146.6 (μ)
引張り強度	4.44 (gf/φ)
伸び率	36.4 (%)
フィラメント数	30 (本)
組成	ポリエステル 100%

(注) 日本化学繊維協会測定値(JIS1013)

(c) 補強土の物理特性

透水係数	$2.14 \times 10^{-2} \text{ *1 (cm/sec)}$
強度特性	みかけの粘着 C $2.5 \sim 5.3 \text{ *2 (t/m}^2\text{)}$
	せん断抵抗角 Φ 35 *3 (度)

*1 繊維混入率 0.19%、 $\rho_d = 1.386 t/m^3$ のときの値*2 一面せん断試験結果
繊維混入率 0.20%、 $\rho_d = 1.436 t/m^3$ 、含水比 19.9%
補強土の製作面とせん断面の交差角が、 $0^\circ \sim 30^\circ$ のときの値(強度に関する異方性が存在する)*3 三軸圧縮試験結果
繊維混入率 0.19%、 $\rho_d = 1.429 t/m^3$ 、 $\rho_d = 1.905 t/m^3$ のときの値

表2 計測項目一覧表

計測項目	記号	計測位置数			備考
		ケース1	ケース2	合計	
壁の変位量	○	5	5	10	壁の水平・垂直変位の測定
盛土天端の沈下量	▽	4	4	8	レベルとスタッフによる測定
盛土内の地下水位	□	4	4	8	
盛土内の飽和度	■	3	3	6	R1挿入型水分計による測定
盛土内のサクション	●	3	3	6	テンシオメーターによる測定
壁内の土圧	■	4	6	10	
壁背面の土圧	■	3	3	6	
壁面のエロージョン(1)		1	1	2	壁の法先に設けた測定溝に流出する砂量の測定
壁面のエロージョン(2)		2	2	4	断面測定機による壁面の移動量の測定
盛土および壁面の変状観察					盛土や壁面の変状、浸食およびクラックの発生状況の観察
盛土法肩排水溝からの排水量		1	1	2	盛土法肩に設けた排水溝からの排水量の測定
壁面からの流下水量		1	1	2	壁面のエロージョン測定溝への流下水量の測定
壁内排水管からの排水量		1	1	2	壁内に埋設した排水管からの排水量の測定
降雨量		4	4	8	雨量計による測定および降雨装置の送水量の測定

(注) ◇は断面測定機による壁面変位測定のためのパネル位置

図1 実験ケースおよび計測計器の配置図

よび補強土壁背面に作用する土圧を測定した。

3. 実験結果

3-1 盛土築造過程

(1) 盛土の密度・含水比

築造完了後の模型盛土は、補強土壁背面の盛土については、平均含水比30.3%、平均締固め度79.4%、平均飽和度66.0%であった。補強土壁については、平均含水比17.8%、平均締固め度95.3%、平均飽和度54.7%であり、平均繊維混入比（砂の乾燥重量に対する繊維重量）は、0.20%であった。また基礎地盤の一軸圧縮強度は 2.0 kgf/cm^2 （7日強度）以上であった。

(2) 補強土壁内および補強土壁背面の土圧

補強土壁内の鉛直方向土圧と盛土築造高の関係および補強土壁内の鉛直方向土圧の分布を、ケース2を例にとって示すと、

図2 補強土壁内の土圧の経時変化図（ケース2）

それぞれ図2、図3のようになる。図2より、補強土壁内に作用する土圧は盛土の築造とともに増加し、また図3より、特に補強土壁の下部では、法面側に作用する土圧は背面側に作用する土圧よりも大きく、その大きさは、盛土の築造完了時において約 2 kgf/cm^2 に達していることが認められた。ケース1についても同様の傾向が得られた。これらの結果は、補強土壁が擁壁として機能することを示すものと考えられる。また補強土壁背面の土圧は、補強土壁内の土圧に較べるとかなり小さく、盛土の築造完了時において、ケース1では最大約 0.02 kgf/cm^2 、ケース2では最大約 0.14 kgf/cm^2 となった。

図3 補強土壁内の土圧の分布図（ケース2）

3-2 降雨実験過程

(1) 実験経過の概要

降雨は計測に必要な時間を除いてほぼ連続して与えた。累積雨量が198mmに達した時点でケース1の盛土が崩壊した。さらに降雨を与え続けた後、累積雨量が460mmに達した時点から盛土の背面水位を段

階的に基礎地盤上 4.1mまで上昇させた。最終的に累積雨量が1029mmに達した時点においてもケース2の盛土は崩壊には至らず、比較的安定していた。実験中に行った雨量計による雨量検定の結果および降雨装置の送水量の測定結果によると、実験中の平均降雨強度は 30.5mm/hrであった。

(2) 盛土内の飽和度および地下水位

図4-1にケース1における崩壊直前の盛土内の飽和度分布と変状の発生状況および崩壊後の盛土のスケッチを示した。また図4-2にケース2における盛土内の飽和度分布の推移および実験終了時における地下水位の位置を示した。これらの図を見ると、補強土壁の背面の領域の飽和度の上がり方が遅いことが注目される。これは補強土壁上に降る降雨のうち、壁面を直接流れ落ちる降雨の比率が大きいことを間接的に示すものと思われる。

図4-1 盛土内の飽和度の分布図
および崩壊後のスケッチ (ケース1)

図4-2 盛土内の飽和度の分布
および地下水位の位置図 (ケース2)

(3) 盛土内のサクション

ケース1では、盛土の中段の高さで補強土壁の背面より 1.5 m位置におけるサクションが上昇の気配を示した直後に盛土が崩壊した。ケース2では、補強土壁の背面より 1.5m位置におけるサクションが、降雨開始から約14時間経過後に急激に小さくなり、これより約4時間遅れて0.75m位置、2.25m位置におけるサクションもほぼ零になった。いずれのケースにおいても、サクションが減少する位置の順番は、盛土内の飽和度の測定結果と比較すると良く符合すると言えよう。

(4) 盛土および補強土壁の変形と変状観察

ケース1では、基礎地盤上 1.0～1.2mの高さにおいて、補強土壁がはらみ出すと同時に段差が発生し、これがしだいに大きくなって崩壊に至った。また盛土天端には法肩より2～3mの位置に、法肩に平行にクラックが発生し、法肩より1mの位置における盛土天端の沈下が進行した。これらの測定結果および観察結果より、ケース1では、基本的には、盛土天端のクラック位置と盛土の法先を通過するような円弧に沿って、潜在すべり面が存在したと推定される。一方ケース2では、補強土壁の中段部が若干はらみ出し、盛土天端にも数本のクラックが発生しているのが認められたものの、盛土は崩壊には至らなかった。また盛土天端の沈下はほぼ一様であり、実験終了時における盛土天端の沈下量は、ほぼ25cmに達した。

(5) 補強土壁内および補強土背面の土圧

実験終了時におけるケース2の補強土壁内の土圧を図3の中に示した。この図に示すように、降雨実験開始時と較べると、補強土壁の法面側に作用する土圧はさらに増加し、逆に背面側に作用する土圧は減少している。これらの測定結果は、降雨による荷重増加とともに、補強土壁が転倒に対する抵抗を強めたことを示すものと思われる。ケース1についても、盛土の崩壊時において同様の傾向が得られた。なお補強土壁背面の土圧については、その値が小さいためか、降雨による顕著な傾向を得ることはできなかった。

(6) 補強土壁壁面のエロージョン

補強土壁の法先に設けた測定溝に流出する砂量の測定結果より、壁面の砂の平均流出厚さを算出した結果を図5に示した。この図から、補強土壁壁面のエロージョンは、降雨開始直後には早い速度で進行するが、時間の経過とともにその速度は低下することが伺われる。しかし累積降雨量が600mmの時点では、エロージョンは、完全に停止するには至らず、わずかながらも進

図5 補強土壁壁面のエロージョンの経時変化図

行した。したがって、実施工においては、施工後の壁面に植生工を施すなどの対策が望ましいと考えられる。またエロージョンの進行の速度は壁面の勾配にも影響を受けることが明らかになった。同時刻におけるケース1とケース2における補強土壁壁面の砂の平均流出厚さを比較すると、その大きさは、壁面の勾配が1:0.4であるケース1では壁面の勾配が1:0.5であるケース2の約半分となった。

4. 安定解析

連続長繊維を用いた補強土壁で補強された盛土の安定に関する検討項目として、補強土壁を盛土の一土質材料とみなしたときの通常の円弧すべり法による検討に加えて、補強土壁を擁壁とみなしたときの転倒に対する検討および補強土壁の内的せん断破壊に対する検討を行った。これらの安定計算においては、降雨による盛土の飽和度の上昇に伴い、盛土材と補強土壁材料の単位体積重量が増加し、盛土材の強度が低下するものとした。盛土材の強度は土中のサクシヨンの測定結果より、飽和度が80%を上回る頃から急激に小さくなることから、土質試験結果をもとに、せん断抵抗角 ϕ は一定値として粘着力 c のみが低下するものとした。安定計算に用いた盛土材および補強土壁材料の物性値および計算結果をそれぞれ表3と表4に示した。

表4に示すように、ケース1では、盛土内の飽和度分布の測定結果をもとに算出した盛土崩壊時における盛土の安全率は、通常の円弧すべり法によると0.99となった。このとき盛土崩壊時における補強土壁の転倒に対する安全率は、補強土壁の変形を考慮しない場合は1.10となるが、計測結果によると補強土壁は盛土崩壊前に大きな変形を生じていることから、これを考慮した場合の安全率は0.96となった。また補強土壁の内的せん断破壊に対する安全率は1.35であった。これらの結果より、ケース1のように補強土壁の厚みが薄く、盛土の変形に応じて補強土壁も変形すると考えられる場合には、補強土壁を盛

土の一土質材料とみなしたときの通常の円弧すべり法により補強盛土の安定性の評価を行うのが妥当であると思われる。

一方でケース2では、実験終了時における盛土の安全率は、通常の円弧すべり法によると

0.99となっが、実際には盛土は崩壊せずに安定していた。これは、計測結果をみると補強土壁の下部には大きな土圧が作用していたことから、補強土壁部のせん断抵抗が、円弧すべり法による評価よりも大きいと考えられ、これを考慮した場合の安全率は1.22となった。またこのとき補強土壁の転倒および内的せん断破壊に対する安全率はそれぞれ1.34、1.63となった。したがってケース2のように補強土壁の壁厚が比較的大きく、擁壁として安定していて、盛土の変形に対してもある程度抵抗でき

ると考えられる場合には、通常の円弧すべり法による補強盛土の安定性の評価は幾分過小であると考えられ、通常のもたれ擁壁としての安定計算を行ってよいものと思われる。ただし、どの程度以上の壁厚なら擁壁としての一体的な挙動を示すかという点については、今後さらに検討を加えていく必要がある。

5. まとめ

連続長繊維を用いた補強土壁で補強された盛土の降雨における安定性を、大型模型を使った降雨実験によって調べてみた。その結果、盛土の築造および降雨による荷重増加に対して、補強土壁は擁壁として抵抗すること、今回の実験のように補強土壁背面に直接に間隙水圧が作用しない場合においては、累積雨量が1,000mmに達する連続降雨に対しても補強土壁は十分に安定であることが明らかになった。また実験結果と安定解析結果を比較して検討した結果、連続長繊維を用いた補強土壁で補強された盛土の安定性の評価は、補強土壁の厚みが薄い場合は通常の円弧すべり法を用いて行い、また補強土壁の壁厚が比較的大きい場合には、通常のもたれ擁壁としての安定計算手法を用いるのが妥当であるとの結果が得られたが、壁厚の境界については今後さらに検討を加えていく必要がある。さらに、補強土壁背面に直接に間隙水圧が作用する場合についても検討・対策を行った上で、連続長繊維を用いた補強盛土の合理的な設計法を提案していく予定である。

表3 盛土の安定計算に用いた物性値

	築造完了時 Sr=65%(平均)	降雨開始後		
		Sr<80%	80% ≤ Sr < 100%	Sr=100%(地下水位以下)
盛土材料				
ρ_d (t/m ³)	1.22	1.22	1.22	1.22
ρ_t (t/m ³)	1.58	1.60	1.68	1.77
C (t/m ²)	1.3	0.9	0.3	0.2
ϕ (度)	20	20	20	20
補強土壁材料				
ρ_d (t/m ³)	1.44	1.44		
ρ_t (t/m ³)	1.69	1.81		
C (t/m ²)	3.7 *1	3.7 *1		
ϕ (度)	35	35		

*1 補強土の製作面とせん断面との交差角が15° のときのみかけの粘着力 (試験値)

表4 盛土の安定計算結果

(a) 円弧すべり法による盛土の安全率

	築造完了時	ケース1 盛土崩壊時	実験終了時	盛土内の全領域の飽和度が80%以上の時 *1	盛土内の全領域の飽和度が100%の時 *2
ケース1	1.40 (1.62)	0.99 (1.22)	—	0.79	—
ケース2	1.61 (1.85)	1.21 (1.45)	0.99 (1.22)	1.02 (1.25)	0.73

(b) 補強土壁の転倒に対する安全率

	築造完了時	ケース1 盛土崩壊時	実験終了時	盛土内の全領域の飽和度が80%以上の時 *1	盛土内の全領域の飽和度が100%の時 *2
ケース1	3.66	1.10 [0.96]	—	0.74	—
ケース2	6.60	1.98	1.34	1.34	1.13

(c) 補強土壁の内的せん断破壊に対する安全率

	築造完了時	ケース1 盛土崩壊時	実験終了時	盛土内の全領域の飽和度が80%以上の時 *1	盛土内の全領域の飽和度が100%の時 *2
ケース1	2.14	1.35	—	0.93	—
ケース2	2.69	2.28	1.63	1.63	1.44

*1 参考値。但し地下水位は考慮せず。

*2 参考値。但し地下水位は考慮。

() 内の数字は補強土壁内に作用する土圧を考慮したときの安全率

[] 内の数字は補強土壁の変形を考慮したときの安全率