

土 木 研 究 所 資 料

補強盛土の耐震性に関する実験報告書

昭和63年 2 月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

Copyright © 1987 fiscal year by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means nor transmitted nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

補強盛土の耐震性に関する実験報告書

動土質研究室	室長	古賀泰之
	研究員	伊藤良弘
		島津多賀夫
		鷺田修三

要 旨

不織布，ネット，鉄筋によって補強された傾斜地盤上の盛土の耐震効果について模型振動実験を行った。その結果，不織布よりネットのような剛性の高い補強材を敷設し，さらに補強材を地山に固定したり，のり面で折返し巻込みを行った方が耐震効果があることがわかった。

また，補強盛土の安定計算法を検討するために，震度法円弧すべり面法に基づいた安全率計算式を種々作成し，補強材張力の考え方を変えながら模型振動実験との対比を行った。その結果，土塊のすべりに伴う補強材張力を適切に評価することにより，補強盛土の安定・不安定を評価できることがわかった。また，それをもとにした補強盛土の耐震設計法の骨格を示した。

キーワード：盛土，耐震，補強盛土，模型実験，安定解析

補強盛土の耐震性に関する実験報告書

目 次

1. まえがき	1
2. 本実験の全体研究計画における位置づけ	2
3. 実験目的	3
4. 実験方法と実験条件	4
4.1 実験装置	4
(1) 振動台	4
(2) 土 槽	4
4.2 実験模型	4
(1) 実験模型の概要	4
(2) 地山及び盛土材料	6
(3) 補強材	6
(4) 実験模型の作成	9
4.3 加振条件及び測定方法	11
(1) 加振条件	11
(2) 測定方法	13
5. 実験結果および考察	14
5.1 実験結果	14
(1) 加振条件と盛土の被害状況の概要	14
(2) 時刻歴	23
(3) 加速度分布	24
(4) ジオテキスタイルの引張力分布	29
(5) 盛土の被害状況と補強条件の関係	31
(6) 加振加速度～盛土天端沈下量関係	32
5.2 実験結果のまとめ	33
6. 実験結果の解析	34
6.1 解析の目的	34
6.2 解析方法（安定計算方法）	34
(1) 安定計算を行うべき項目	34
(2) 安定計算式	37
(3) 補強材張力の算定法について	42
(4) 安定計算式のまとめ	44

6.3	安定計算の内容	45
6.4	安定計算の結果	47
(1)	各種安全率計算式による結果	47
(2)	安全率計算結果と実験結果の対比	58
(3)	安定計算のまとめ	61
7.	補強盛土の耐震設計法の骨格	62
8.	あとがき	63
9.	参考文献	64

付 録

1. ジオテキスタイル補強盛土の地震時安定計算法	65
1.1 従来の研究	65
(1) 安定計算法の範囲	65
(2) 既往の安定計算法	65
1.2 補強土斜面の安定計算法の誘導	70
(1) 基本式	70
(2) Fellenius 法の場合	71
(3) 簡便Bishop 法の場合	71
1.3 安全率計算式の適用	72
(1) 安全率計算式の考え方	72
(2) すべり変形と力（モーメント）及び安全率の関係	74
(3) 各種安全率計算式とその評価	80
(4) 安全率計算プログラムの概要	87
(5) 計算例と考察	89
1.4 盛土と土留めの区分	94
2. 盛土材の粘着力の推定	97
2.1 試験方法	97
(1) 三軸圧縮試験	97
(2) 地盤の鉛直自立高さから求める方法	98
2.2 三軸試験結果	99
(1) 締固め三軸供試体試験	99
(2) 不攪乱採取供試体試験	101
2.3 鉛直自立高試験結果	102
2.4 まとめ	104
3. 参考文献	105

1. ま え が き

盛土の耐震性は、盛土本体及び地盤の特性に大きく影響される。このうち、盛土本体の耐震性を高めるためには、盛土のり面を緩くすることや、擁壁などでのり面を抑えることなどが考えられる。一方、近年盛土内部にジオテキスタイル¹⁾と呼ばれる土木用繊維材料を敷設して盛土を補強する工法が行われるようになってきた。このジオテキスタイルで補強した盛土はのり面勾配を急にすることも可能なことから用地が少なく済み、工費も安くなる可能性があり、耐震性に優れていれば有力な耐震補強工法となる。そこで、このジオテキスタイルを敷設した傾斜地盤上の盛土の耐震性を確かめるために、模型振動台実験を行い、また、実験結果を定量的に解析するため、いくつかの模型について安定計算も行ったので、ここにその結果を報告する。

2. 本実験の全体研究計画における位置づけ

本実験は、地震時における道路盛土区間の信頼性を高めるために実施している「道路盛土の耐震性向上に関する研究」（総合題目）の一部を成すものである。この研究の全体計画は、図 2.1 に示すとおりである。従来より、地震時に盛土区間が多く被害を受けている。この被害には、盛土の建設されている地盤条件が大きく影響すること分かってきており、特に被害が多く、また、被害が大きくなりがちなものは、平地における軟弱地盤上の盛土及び急勾配に傾斜した地山上の盛土（これは片切・片盛となることも多い）である。

本実験は、このうち、山岳部の傾斜地盤上の盛土を対象として、その耐震性安定解析法の確立並びに主として新設盛土の耐震対策工法として、最近多方面で研究の行われているジオテキスタイルによる補強盛土を取り上げ、その耐震性効果の把握及びその耐震性安定解析法の確立を目的としたものである。

本報告は、傾斜地盤上の補強盛土の振動台実験のうち昭和60, 61年度に実施した分をまとめたものであり、実験結果をふまえて安定計算も行った。それにより、設計法の方角を考察した。

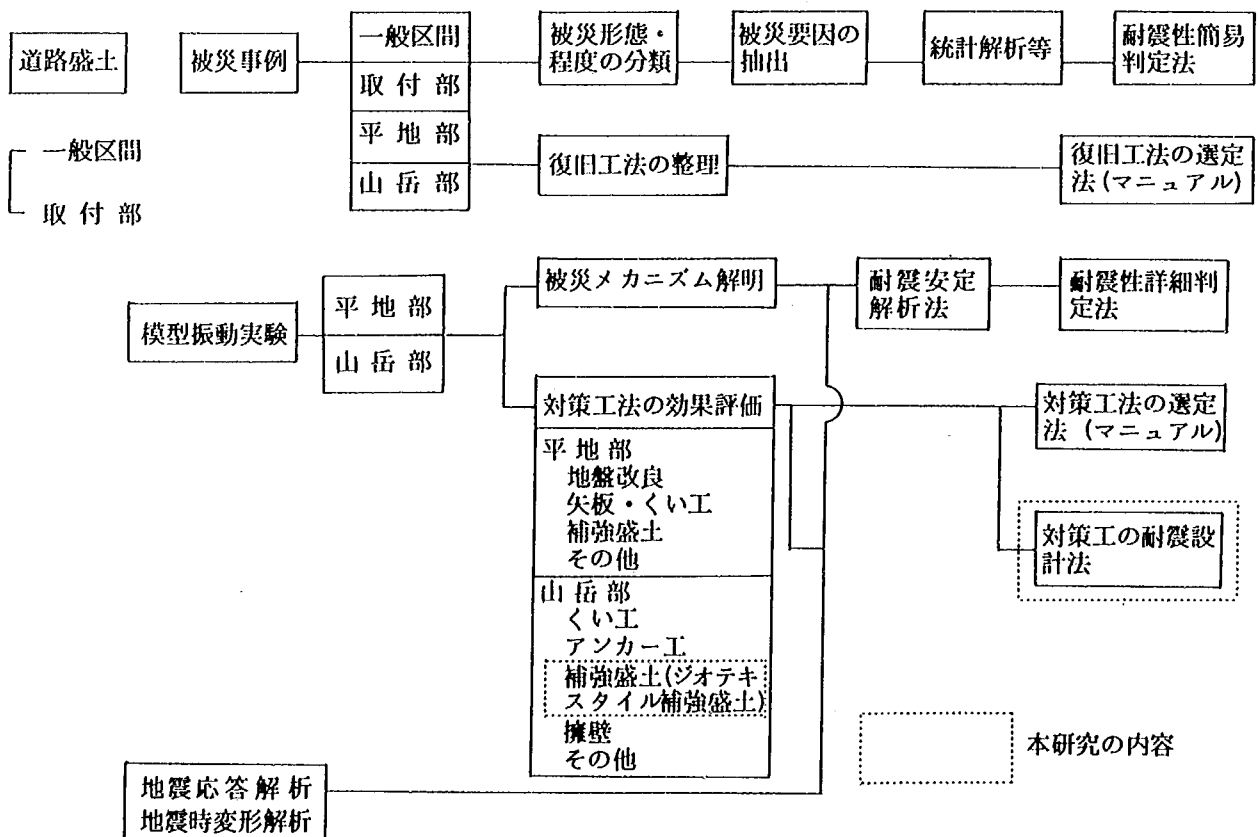


図 2.1 道路盛土の耐震性向上に関する研究計画

3. 実 験 目 的

今回報告する振動台実験の目的は、以下のような場合の耐震効果を把握することと、耐震安定解析に用いる基礎データを得ることである。

- ① ジオテキスタイルを敷設する効果
- ② 地山に段切りがあるときの効果
- ③ ジオテキスタイルを地山に固定する効果
- ④ ジオテキスタイルの材質(剛性)の効果
- ⑤ 盛土のり勾配の緩急による効果
- ⑥ ジオテキスタイルの枚数による効果
- ⑦ のり面のジオテキスタイル巻込みの効果
- ⑧ 布状補強材と棒状補強材の効果

次に、これらの実験の結果を定量的に評価することのできる簡易な解析法を考えることにより、補強盛土の耐震設計法の試案を作成することを目的とする。

4. 実験方法と実験条件

4. 1 実験装置

(1) 振動台

本実験は、土木研究所のダム耐震実験施設にある4m×4mの振動台を用いた。この振動台の主な諸元を表4.1に示す。¹⁾

表4.1 振動台仕様

諸 元	仕 様
振 動 台 寸 法	4 m × 4 m (自重 13.5 tf, 鋼板溶接箱構造)
最 大 載 荷 重 量	40 tf
最 大 変 位 振 巾	水平方向±100mm, 鉛直方向±50mm
最 大 加 速 度	水平方向±980 cm/sec ² , 鉛直方向±980 cm/sec ²
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式
加 振 波 形	正弦波, 三角波, 矩形波, 任意波形
加 振 方 向	水平一軸, 鉛直一軸, 水平鉛直二軸
最大転倒モーメント	ピッチング 70 tfm (18tf 載荷時) ローリング 70 tfm (23tf 載荷時)
最大回転モーメント	ヨーイング 20 tfm (23tf 載荷時)
加 振 器	水 平 方 向 59 tf (29.5tf × 2 台) 鉛 直 方 向 109.2tf (27.3tf × 4 台)
振 動 数 範 囲	起振可能周波数 100 Hz 追従可能周波数 水平 0.1 ~ 20 Hz 鉛直 0.1 ~ 25 Hz 正弦波制御可能周波数 水平 0.1 ~ 35 Hz 鉛直 0.1 ~ 50 Hz

(2) 土槽

本実験に用いた土槽は、内寸法が長さ8m×高さ2m×奥行き1mの鋼製のものである。長手方向の一方の側面（正面）は透明アクリル板でできており、地盤・盛土の状況が観察できる。

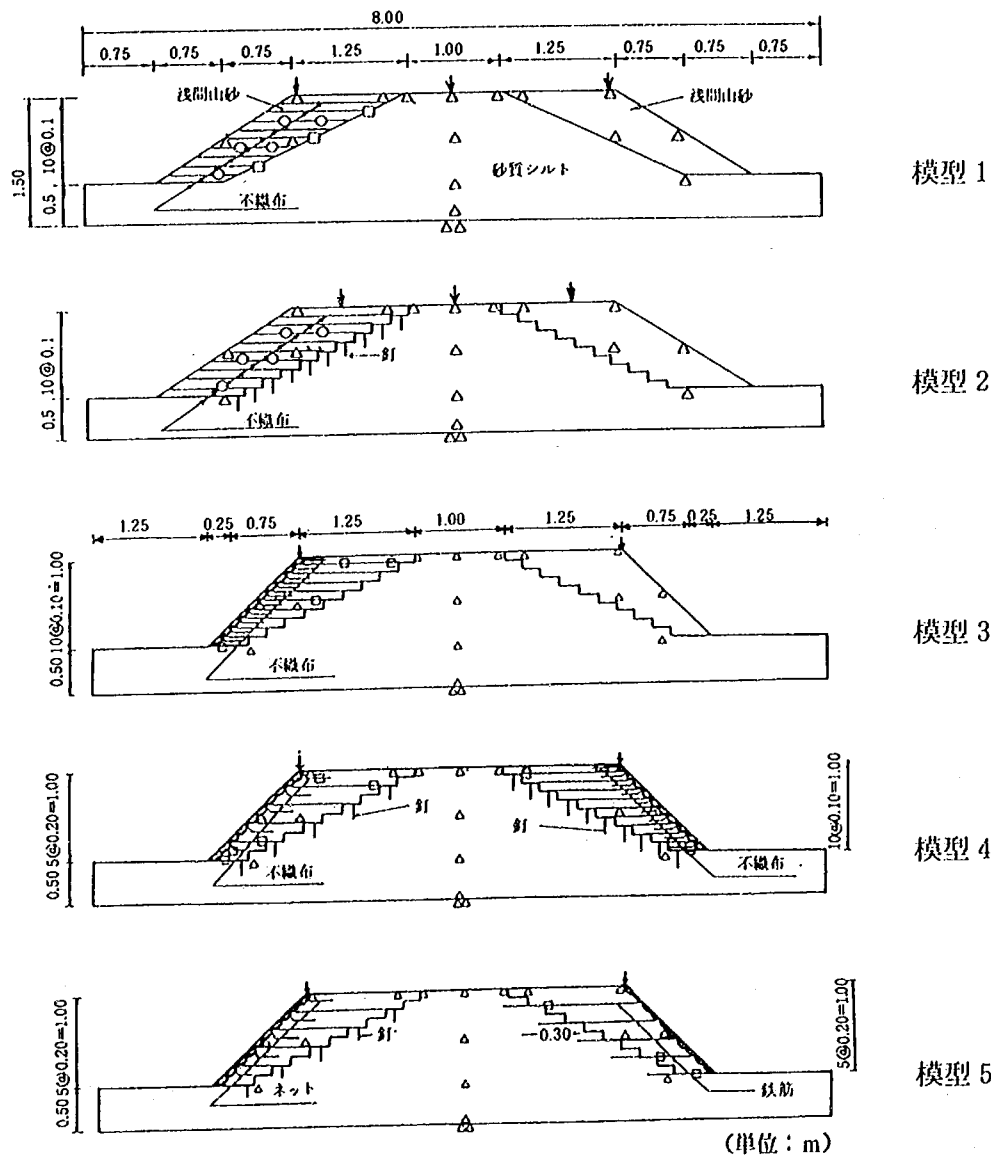
4. 2 実験模型

(1) 実験模型の概要

実験模型は1つの模型の両側ののり面を一般に異なった条件で作り、1つの模型で2ケースの条件の実験を行った。模型及び各ケースの概要は図4.1、表4.2に示すようにこれまでに5模型10ケースの実験を行っている。各ケースでは、のり面勾配、地山の段切りの有無、補強材の種類・敷設間隔、補強材の地山への固定の有無、のり面保護等の条件を変えている。

表 4.2 実験盛土の概要

ケース	模 型	のり面の勾配	補強材の種類	補強材の敷設間隔	地山の段切りの有無	補強材の地山への固定方法	巻込みの有無	のり面の土の有無
A	1	右 1 : 1.5	—	—	無	—	—	無
B		左 "	不織布	10cmごと	"	固定せず	無	"
C	2	右 "	—	—	有	—	—	"
D		左 "	不織布	10cmごと	"	釘により固定	無	"
E	3	右 1 : 1.0	—	—	"	—	—	"
F		左 "	不織布	10cmごと	"	固定せず	有	有
G	4	右 "	"	"	"	釘により固定	"	"
H		左 "	"	20cmごと	"	"	"	"
I	5	右 "	鉄筋	水平方向10cmごと 鉛直方向20cmごと	"	鉄筋を地山に 30cm挿入	—	"
J		左 "	ネット	20cmごと	"	釘により固定	有	"



△ 土のう △ 加速度計 □ 引張応力計 ↓ 変位計
 ○ ジオテキスタイルの変位計

図 4.1 模型の形状

(2) 地山及び盛土材料

実験では、傾斜地盤上の盛土を対象としているため地山部分と盛土部分に異なった材料を用いた。地山部分はよく締固められかつ加振に対して安定であるように砂質シルト、盛土部分には浅間山砂を用いた。砂質シルト、浅間山砂の物性値を表 4.3 に示す。

表 4.3 地盤及び盛土材の特性

試験名		試料名	浅間山砂	砂質シルト
物理試験	粒度試験	レキ分(%)	0.0	0.0
		砂分(%)	97.62	47.0
		シルト分(%)	2.38	31.0
		粘土分(%)	—	22.0
		最大粒径(mm)	2.0	2.0
		均等係数	1.75	—
		曲率係数	1.16	—
	日本統一分類		SP	ML
	比重 G _S		2.721	2.700
	自然含水比(%) w		—	19.0
力学試験	試験条件		CU	C U
	粘着力(kgf/cm ²) c		0.21	0.0
	せん断抵抗角(°) φ		33.5	29° 04'
60 % 粒 径 (mm)		0.27	—	
50 % 粒 径 (mm)		0.25	—	
30 % 粒 径 (mm)		0.22	—	
10 % 粒 径 (mm)		0.16	—	
e _{max}		1.034	—	
e _{min}		0.640	—	

(3) 補強材

実験で用いた補強材は、不織布、ネット、鉄筋の3種類である。

1) 補強材の剛性の選定の考え方

模型の補強材の選定にあたっては、次式で表される補強率 $R^{2)}$ を、想定した実物と模型で合わせようとした。ただし、補強材のポアソン比 $\nu = 0$ としている。

$$R = \frac{-\bar{\epsilon}_{3R} \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、

$\bar{\epsilon}_{3R}$: 補強土中の平均的な水平方向の伸びひずみ ($\bar{\epsilon}_{3R} < 0$) , E : 補強材のヤング率, t : 補強材の厚さ, σ_{30} : 水平方向の拘束圧, ΔH : 補強材の間隔

この補強率は、あるひずみ基準における無補強土に対する補強土の強度増加率を表す。補強材の物性を表 4.4 に示す。

表 4.4 補強材の概要

補強材	材 質	形 状	引張強度 T_y 1 mあたり (t)	引張剛性 $E \cdot t$ 1 mあたり (t/m)
不織布	ナイロン 70 % ポリエステル 30 %	厚 さ : 0.217 mm	0.0063 *	0.122 **
ネット	ポリエチレン 100 %	目合い : 2.5 mm × 2.5 mm	0.144 *	2.88 *
鉄 筋	ピアノ線	径 : 3.5 mm	16.4 ***	1920 ****

* : 5%ひずみ時

*** : JIS G3522による

** : 15%ひずみ時

**** : 道路橋示方書, 共通編 (PC 鋼線)

模型の縮尺を $1/7$, 模型と実物の ϵ_{3R} が等しいと仮定すると

$$(\sigma_{30})_m = \frac{1}{7} \cdot (\sigma_{30})_p$$

$$(\Delta H)_m = \frac{1}{7} \cdot (\Delta H)_p$$

$$\frac{(R)_m}{(R)_p} = \frac{\left(\frac{E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_m}{\left(\frac{E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_p} = 49 \cdot \frac{(E \cdot t)_m}{(E \cdot t)_p} = 1$$

$$\therefore \frac{(E \cdot t)_m}{(E \cdot t)_p} = \frac{1}{49} \quad (\text{添字の } m \text{ は模型, } p \text{ は実物を示す})$$

となり, 模型の補強材の引張剛性 ($E \cdot t$) を実物の $1/49$ にすればよい。表 4.5 に実験で用いた補強材と想定した実物の補強材の比較を示す。なお, 鉄筋については, 自然斜面の補強工法³⁾を参考にしており, 模型が実物の $1/7$ と考えれば, 実際ののり面では, $\phi 25$ の鉄筋を鉛直方向 140 cm, 水平方向 70 cm の間隔 (壁面 1.1 m^2 に 1 本) で配置していることになる。

表 4.5 模型と実物の補強材の定数

模 型		実 物		$(E \cdot t)_m$
補強材	引 張 剛 性 $E \cdot t$ (kgf/cm)	引 張 剛 性 $E \cdot t$ (kgf/cm)	形 状	$(E \cdot t)_p$
不織布	1.22	61.6	厚さ 3.08mm	$1/50.5$
ネット	28.7	1076	目合い 110mm×22mm	$1/37.5$

2) 補強材の材料試験法

ここで, 不織布のヤング率, 材料強度の求め方は以下のとおりである。

図 4.2 に示すように三軸圧縮試験機を用いており, 不織布を円筒状になるように縫い合わせ, ペDESTAL にセットした。不織布は両面テープとバンドを用いてペDESTAL に固定し, 上下のペDESTAL の間には同径のモールドをセットし, 試験中に不織布が半径方向になるべく縮まないようにした。各試験における応力～ひずみの関係図を図 4.3 に, 試験に用いた不織布の大きさと各ひずみにおける引張強度, ピークひずみ, ヤング率の結果を表 4.6 に示す。

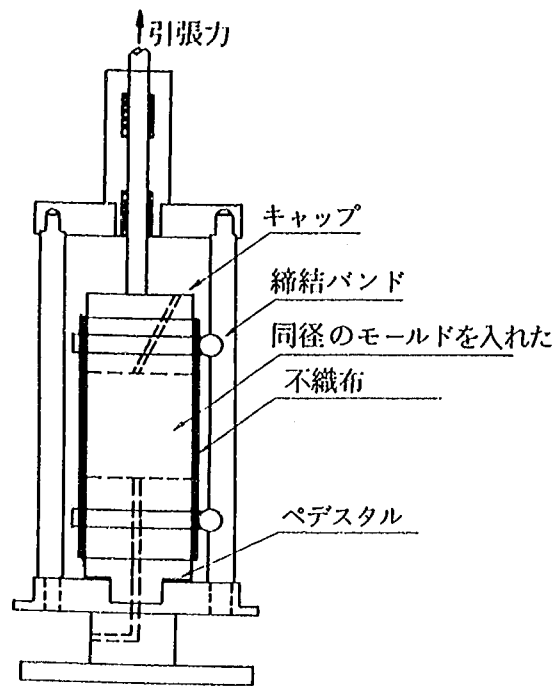


図 4.2 補強材の引張試験

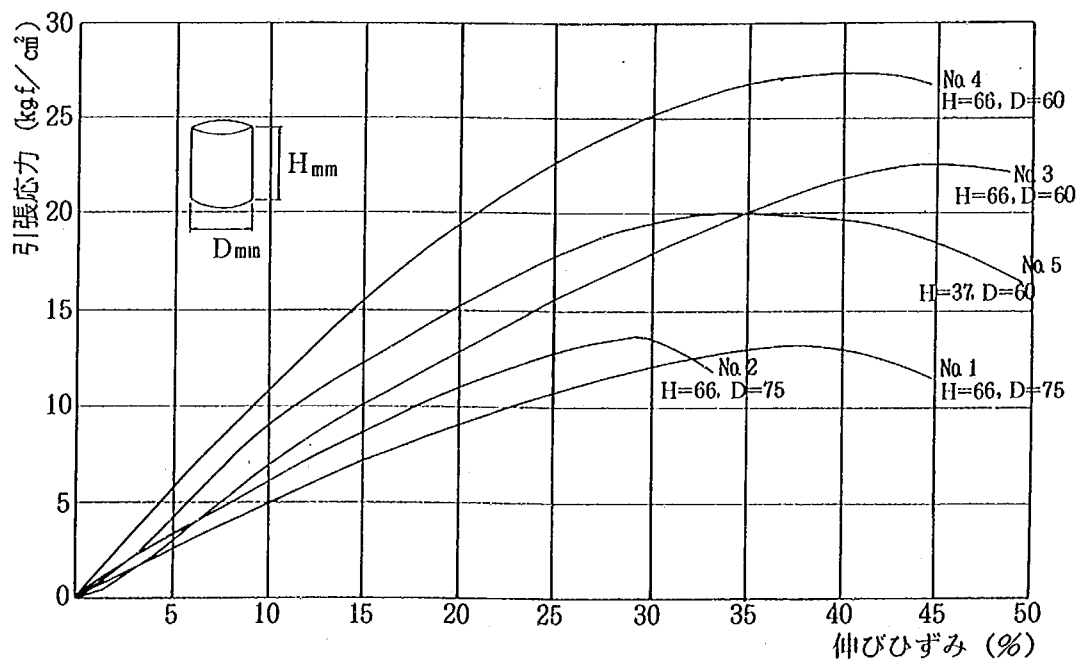


図 4.3 不織布の引張試験の結果

表 4.6 不織布の引張試験結果 (引張強度, ピークひずみ, ヤング率)

No	直径D (mm)	高さH (mm)	引 張 強 度 (kgf/cm)				ピーク ひずみ ϵ_y (%)	ヤ ン グ 率 (kgf/cm)		
			σ_5 (5%ひ ずみ時)	σ_{10} (10%ひ ずみ時)	σ_{15} (15%ひ ずみ時)	σ_y (ピークひ ずみ時)		E_5 (5%ひ ずみ)	E_{10} (10%ひ ずみ)	E_{15} (15%ひ ずみ)
1	75	66	2.6	5.0	7.1	13.2	38	52	50	47.3
2	75	66	3.2	6.0	8.6	13.6	29	64	60	57.3
3	60	66	2.8	6.7	10.0	22.7	46	56	67	66.7
4	60	66	5.5	10.6	15.2	27.2	41	110	106	101.3
5	60	37	4.2	9.0	12.5	20.2	34	84	90	83.3
計 算 採用値	(75)	(66)	2.9	5.5	7.9	13.4	34	58	55	56.2

これらの結果から, 引張強度, ピークひずみともかなりばらつきがあることがわかる。これは, モールドと不織布の摩擦, 引張中のモールドがないところでの半径方向の収縮などが原因と考えられる。ここで以下の安定計算等に用いる材料の強度は, 試験のうちで小さい値になった直径75mm, 高さ66mmの供試体で行った結果を平均して用いた。

ネットの引張強度, 引張剛性はメーカーで実施した結果を用いた。試験は20cm×5cmの試験片を長手方向に引張ったものであり, 5回の試験結果のデータがある。表 4.7 にネットの引張試験結果を示す。計算には, 5回の試験結果を平均した引張強度, 引張剛性を用いている。

表 4.7 ネットの引張試験結果

(引張力, ピークひずみ, 引張剛性)(メーカー試験値)

No	引 張 力 (kgf) (5cmあたり)			ピークひずみ ϵ_y (%)	引 張 剛 性 $E \cdot t$ (kgf/cm)	
	T_5 (5%ひずみ時)	T_{10} (10%ひずみ時)	T_y (ピークひずみ時)		$E_5 \cdot t$ (5%ひずみ時)	$E_{10} \cdot t$ (10%ひずみ時)
1	7.52	9.90	13.96	25.5	30.1	19.8
2	6.49	8.61	13.51	31.0	26.0	17.2
3	7.13	9.46	14.21	33.0	28.5	18.9
4	8.12	10.40	14.65	28.5	32.5	20.8
5	6.63	8.61	13.32	30.5	26.5	17.2
平 均	7.18	9.40	13.93	29.7	28.8	18.8

(4) 実験模型の作成

模型は長さ8m×高さ2m×奥行き1mの鋼製土槽の中に作成した。地山部の砂質シルトは, 加振に対して安定であるように1層25cmでまきだし, 木ダコで十分に締固めて用いた。盛土部は気乾状態の浅間山砂を用いており, 1層の厚さを10cmでまきだし, 相対密度が50%程度になるように足

踏みで締固めた。地山及び盛土の密度及び含水比を測定するために地山では6～8点、盛土では片側の盛土につき4深度で1点ずつサンプリングを行った。密度及び含水比の結果については表4.8にまとめている。盛土において、補強材に用いた不織布、ネットを地山に固定した場合には固定する部分を粘着テープで補強したのち、釘（約15cm）を奥行き1mあたり20本用いて固定した。鉄筋は地山に30cm押込んで固定した。不織布、ネットの巻込み長は敷設間隔にかかわらず30cmとした。

表 4.8 模型の密度、相対密度、含水比

模 型	ケース	密度 ρ (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)	含水比 w (%)
1	A	1.67 (1.66～1.69)	55.8 (50.7～63.7)	11.34 (10.84～11.68)
	B	1.67 (1.64～1.69)	56.0 (46.5～60.1)	11.30 (10.58～12.10)
2	C	1.64 (1.60～1.73)	52.7 (42.8～64.6)	10.07 (7.99～10.92)
	D	1.63 (1.61～1.65)	52.6 (46.9～56.8)	9.42 (7.99～10.92)
3	E	1.59 (1.55～1.63)	46.8 (34.6～57.9)	8.09 (7.65～8.54)
	F	1.57 (1.55～1.65)	42.1 (33.9～63.0)	7.80 (7.15～8.38)
4	G	1.58 (1.51～1.66)	50.6 (30.1～71.5)	6.54 (6.08～6.91)
	H	1.55 (1.49～1.63)	42.4 (27.1～63.6)	6.35 (4.95～6.94)
5	I	1.57 (1.55～1.62)	47.9 (42.8～59.5)	6.48 (6.01～7.48)
	J	1.55 (1.52～1.60)	42.8 (32.7～56.9)	6.26 (5.55～6.93)

上段は平均値
下段()内はデータの範囲

4. 3 加振条件及び測定方法

(1) 加振条件

実験は表 4.9 に示す加振条件で行った。加振は小さな加速度から行い、1 回の加振ごとに振動台を停止させ、被害の有無、状況を確認した。

表 4.9 加振条件

振 動 数	4 Hz				
加 振 時 間	10 sec				
加 振 加 速 度 (gal)					
目 標 値	模 型 番 号				
	1	2	3	4	5
20	—	—	20	20	20
25	25	25	—	—	—
100	123	122	90	91	92
200	—	—	189	198	198
250	248	245	242	310	285
400	395	400	355	373	380
500	—	—	490	495	493
600	580	590	610	618	610
700	—	700	720	725	703
800	—	—	813	820	815
850	850	840	—	—	—

なお、このときの加振加速度の上限は、次のような考えから定めた。

補強盛土が、無補強盛土に比して安定であることを見るためには、少なくとも無補強盛土が破壊する段階まで加振をしなければならない。そのために、無補強時の盛土がどの位の加振で不安定となるかを、図 4.4 のようなすべりに対して概略検討した。

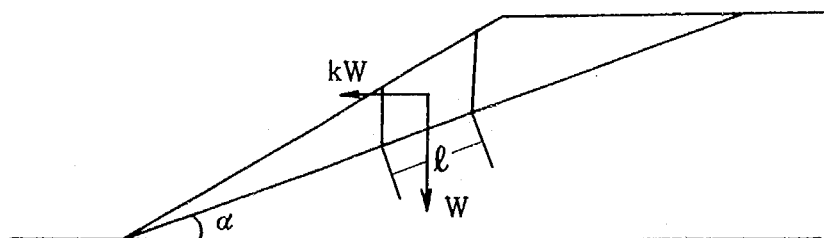


図 4.4 直線すべりによる盛土の安定検討

このときの安全率 F_s は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{\sum \{ c\ell + (W \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha) \tan \phi \}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + kW \cdot \cos \alpha)} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、盛土材の ϕ は通常値として 35° 、 r は 1.5 tf/m^2 とした。 c は次のように考えた。この盛土材について、可能な最大直立壁高さ H_{cr} を考える。

通常 H_{cr} は次式で与えられる。

$$H_{cr} = \frac{4c}{r} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (4.3)$$

そして、この盛土材の場合、 H_{cr} は経験的に 1 m 程度と推定されたから、これから

$$\begin{aligned} c &= \frac{r H_{cr}}{4} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \frac{1.5 \times 1.0}{4} \tan \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \doteq 0.20 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

と算定した。

(4.2) 式から、 $\alpha = \text{const}$ 、 $c = \text{const}$ 、 $\phi = \text{const}$ 、 $F_s = 1$ として限界震度 k を算定すると

$$k = \frac{c \sum \ell + (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) \sum W}{(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) \sum W} \dots\dots\dots (4.4)$$

模型の場合、図-4.5 のようなすべり土塊を考えて、 $\alpha = 20^\circ$ 、 $\sum W \doteq 0.92 \text{ tf}$ 、 $\sum \ell = 2.9 \text{ m}$ 、 $c = 0.20 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 35^\circ$ とすると、(4.4) から

$$k = \frac{0.20 \times 2.9 + (\cos 20^\circ \times \tan 35^\circ - \sin 20^\circ) \times 0.92}{(\cos 20^\circ + \sin 20^\circ \times \tan 35^\circ) \times 0.92} \doteq 0.80$$

実際には、地山傾斜に沿ってすべることを考えれば、もう少し k は小さくなるであろうから、実験前には 800 gal 程度まで加振することを予定した。

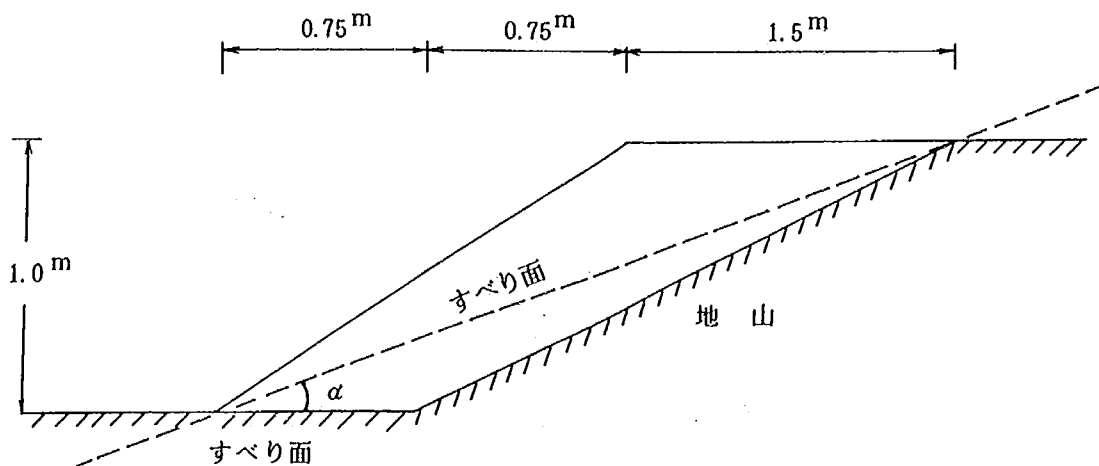


図 4.5 直線すべりによる盛土の安定検討条件

(2) 測定方法

計測は加速度、盛土の沈下量、不織布・鉄筋のひずみ、不織布の変位量を測定するために計測器を図 4.1 に示す位置に設置した。各計測器の仕様は表 4.10 のとおりである。

表 4.10 計測器仕様

計 測 器 名	容 量	仕 様
加速度計	1G, 2G	ひずみゲージ型
変位計(天端用)	±10mm	インダクタンス型
変位計(ジオテキスタイル用)	25mm	ひずみゲージ型(カンチレバー式)
張力計(ジオテキスタイル用)	—	ひずみゲージをプラスチックに貼る。2ゲージ法
張力計(鉄筋用)	—	ひずみゲージを直接鉄筋に貼る。2ゲージ法

この中で、不織布のひずみ計は1枚長さ30cm、幅4cm、厚さ1mmのプラスチック板を図4.6のように加工した後、長さ1mになるように組み合わせ、その中間部分にひずみケージを両面に貼りつけたものである。これにより、不織布の一部を全幅1mにわたって置き換えたようになり、プラスチック板に均等に力が作用すると思われる。加工した後のプラスチック板の引張剛性は約 1000μ (0.1%)のひずみ時で1mあたり14~21t/mであった。また、盛土及び地山の表面には標点を設けて水平、鉛直の変位量をスケールにより測定した。さらに、盛土の変形をみるために模型の正面に着色した砂によりメッシュを設け加振中に写真撮影を行った。

測定記録はデジタルデータレコーダに収納され実験後に電算機で再生図化した。

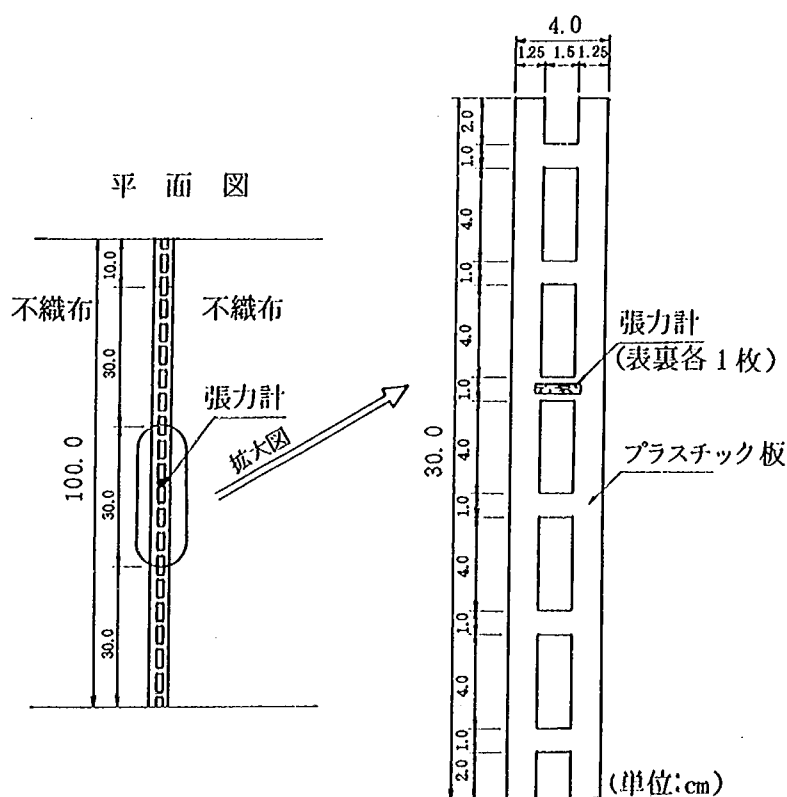


図 4.6 ジオテキスタイルの張力計設置状況図

5. 実験結果及び考察

5. 1 実験結果

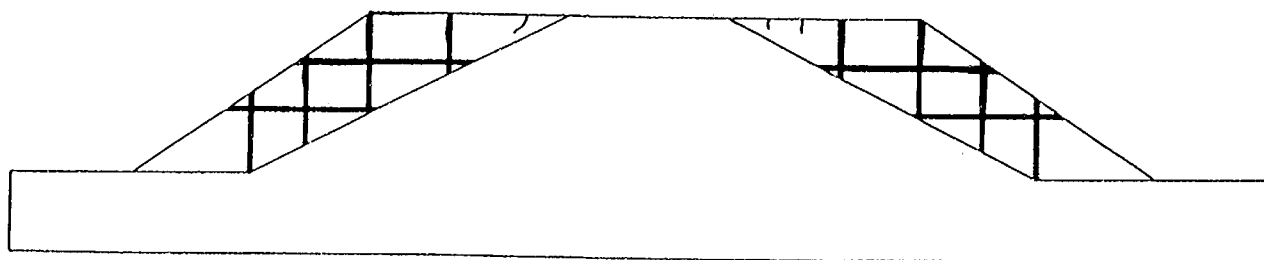
(1) 加振条件と盛土の被害状況の概要

実験結果として各模型について全加振終了後の盛土の変形(外形及びメッシュのずれ)を図 5. 1 に示す。このように大加速度で加振すると、盛土はあるすべり面に沿ってすべり出すと同時に天端が沈下した。このような図によって各々の盛土の被害状況が分り、各々の盛土の被害程度の比較が可能となる。表 5. 1 に各加振に対する盛土の被害状況をまとめる。

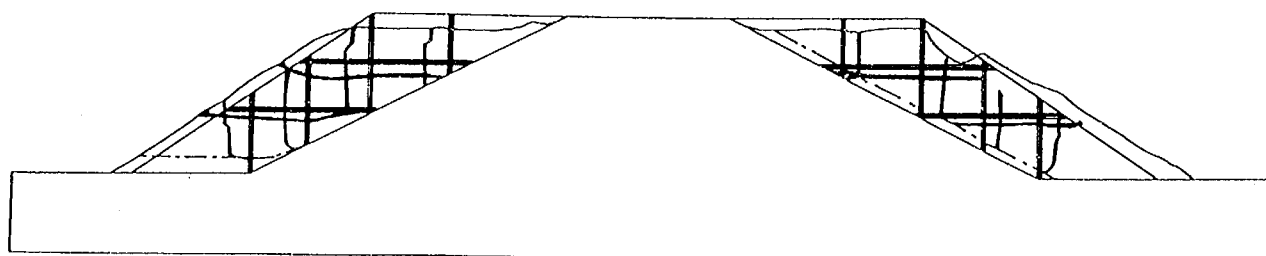
また、写真 5. 1 ～ 5. 7 に加振後の盛土の状況の例を示す。

- 15 -

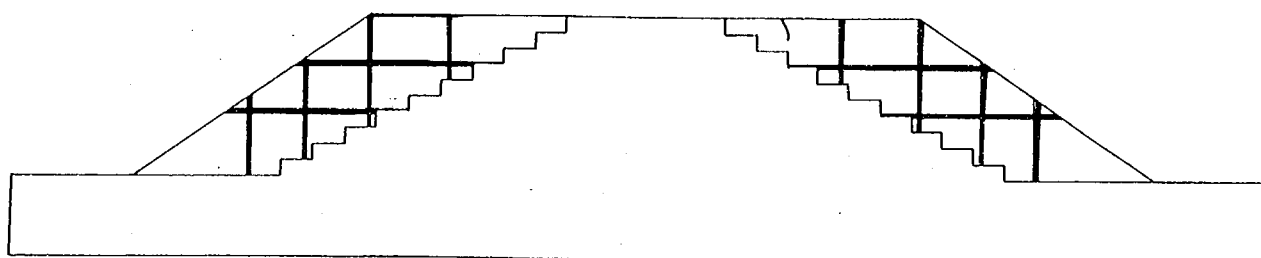
ケース	構 型	補 強 材	400 gal	500 gal	600 gal	700 gal	850 gal
A	右	補強材なし	変化なし	-	注冊で10cm程度の沈下。天端には、約1cmのクラックが発生した。縦メッシュが2cmほど変位した。横メッシュはほとんど変化しなかった。	580	盛土はのり厚で大きく崩壊した。天端は10cm程度沈下している。地山近くはすべり面がみられ、これによって縦横のメッシュが切られずれている。縦メッシュは盛土外側に15cm、横メッシュは10cm程度変位した。
B	左	不織布10枚 土のうなし (段切なし)					
C	右	補強材なし	変化なし	-	のり厚が0.7cm沈下した。天端には約1cmのクラックが発生。縦メッシュは盛土外側に1cm、横メッシュは下側で0.5cm、上側で1cm沈下している。	580	天端において、地山から約15cmの位置に段差を生じた。また、天端ののり面に複数のヘアークラックがある。縦メッシュは盛土外側で3cm、横メッシュは上側で2cm下側で1cm沈下している。
D	左	不織布10枚 (固定) 土のうなし (段切あり)					
E	右	補強材なし	355galで天端にクラックが発生する。	注冊の沈下量は15cm程度。天端には0.5~1.0cmのクラックが発生。縦メッシュが7~15cm盛土外側へ変位し、横メッシュが下側で2cm、上側で1cmの沈下が見られる。	490	盛土が注冊より崩れる。天端には注冊から60cm沈下し1cmの段差が生じる。縦メッシュが1~2cm盛土外側へ変位し、上の横メッシュは3cm程度沈下している。	すべり面が2ヶ所発生している。盛土の崩壊が激しく、天端にもクラックが激しく発生する。縦メッシュがすべり面に沿ってずれており、横メッシュは4cm程度沈下している。
F	左	不織布10枚 土のう巻き込み	同上	注冊で2cm程度の沈下が見られ、天端には1~2cmのヘアークラックが生じている。縦メッシュが1cm盛土外側へ変位し、横メッシュは1cm程度沈下している。	490	注冊にクラックが激しく、地山と盛土の境界に2~5cmのヘアークラックが生じている。1段目の不織布にシワが生ずる。縦メッシュのズレが1cm以上になる。横メッシュは2cm程度沈下している。	天端クラックが非常に多くなり、盛土と地山の境界での段差が大きくなる。縦メッシュのズレ具合からすべり面が想定される。横メッシュは3cm程度沈下する。
G	右	不織布10枚 (固定) 土のう巻き込み	373galで盛土天端にヘアークラックが発生する。	注冊が崩れる。天端には2~3本のクラックが発生する。縦メッシュは変位は見られないが、横メッシュ(上側)は真中で5~10cmの沈下が生じる。	495	盛土天端にクラックが生じ、地山の境界と注冊で盛土の崩壊が見られる。1段目の不織布が引張られており、縦メッシュがずれている。横メッシュ(上側)が1cm以上沈下している。	地山との境界と注冊での崩壊が激しく、天端全体にクラックが生じる。真中の縦メッシュが天端から40cmの位置でずれ、横メッシュは上側で4cm程度、下側で1cm程度の沈下が目立つ。
H	左	不織布5枚 (固定) 土のう巻き込み	373galで盛土天端にヘアークラックが発生するが、不織布10枚より多い。	盛土天端で崩壊を起し、天端は2cm程度沈下する。盛土天端で1cmのクラック発生。縦メッシュが1cm盛土外側に変位する。横メッシュも1cm程度沈下する。	495	盛土天端がバラバラになり、天端から20cmの位置までクラックが生じている。縦メッシュのズレが2cm以上になり曲がっている。横メッシュも上側で2cm程度沈下している。	盛土天端はバラバラで、天端の下沈量は5cm程度である。盛土と地山の段差の部分で縦メッシュが曲がり始める。横メッシュも5cm以上沈下して曲がり始める。
I	右	ネット5枚 (固定) 土のう巻き込み	380galで盛土天端にクラックが発生し、一番上のネットの色き込み部分にクラックが生じている。注冊で3cmのヘアークラックが見られる。	盛土天端全体にクラックが生じて注冊が崩壊し、一番上のネットの色き込み部分にクラックが生じている。縦メッシュ(真中)が1cm程度変位し、横メッシュは5~10cm程度沈下している。	493	注冊が崩れ、1番上の土のうがずれ、天端から深さ15cmの位置までクラックが生じる。縦メッシュは地山側の真中で1cm程度変位している。横メッシュも1cm程度沈下している。	盛土天端がバラバラとなり、盛土と地山の境界でヘアークラックが生じた所もバラバラとなる。縦メッシュは1~2cm程度変位し、横メッシュは1~2cm程度沈下して曲がっている。
J	左	決着50本 (10本/5段) 土のう	盛土天端に5cmのヘアークラックが発生している。	盛土天端のクラックが大きくなり、注冊が崩れ出す。	493	土のうが落ち斜面が崩れる。盛土天端は1cm程度沈下し、注冊の崩壊が目立つ。縦メッシュに大きい変位は見られないが、横メッシュは上側で1~2cmの沈下が生じる。	注冊から25cmの所より盛土の崩壊が進む。天端より12cm程度の所で縦メッシュが切れているように見える。横メッシュは地山と盛土の境界で変位が少ないが、盛土内側で1~2cm沈下した。
							盛土天端はバラバラで、注冊から40~50cmあたりで崩壊が進む。全体的に2~5cm沈下している。真中の縦メッシュは天端から35cmでずれ、真中の横メッシュは40cmの所で地山側に切れる。右側の縦メッシュは上側15cm程度切れる。横メッシュは土山側で2cm以上沈下し曲がっている。下側は1cm程度沈下している。



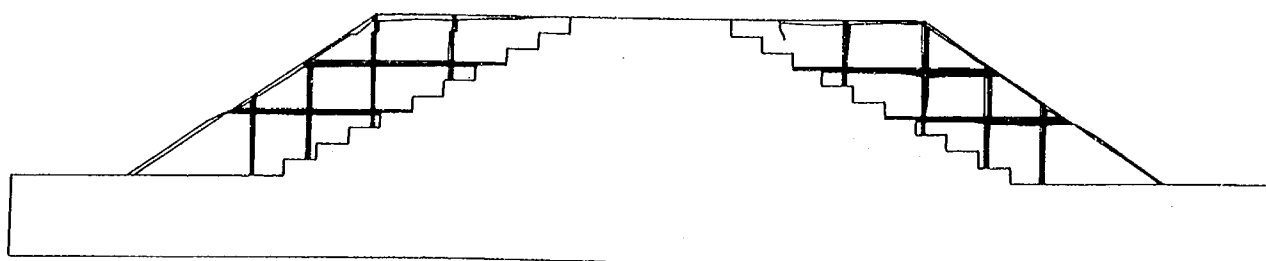
(a) 模型1 600gal



(b) 模型1 850gal

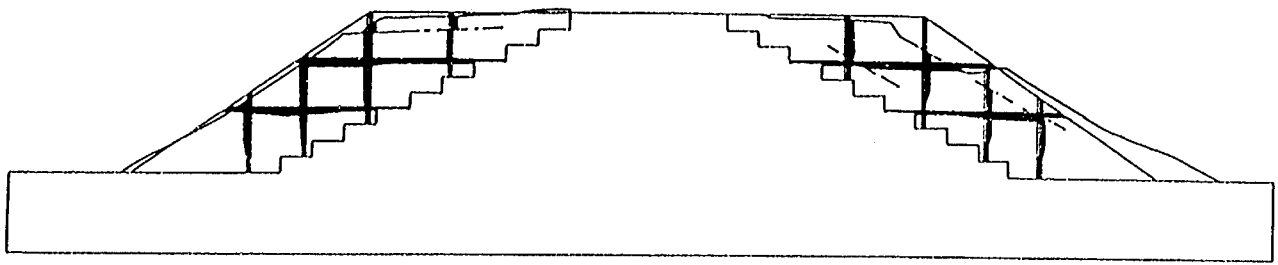


(c) 模型2 600gal

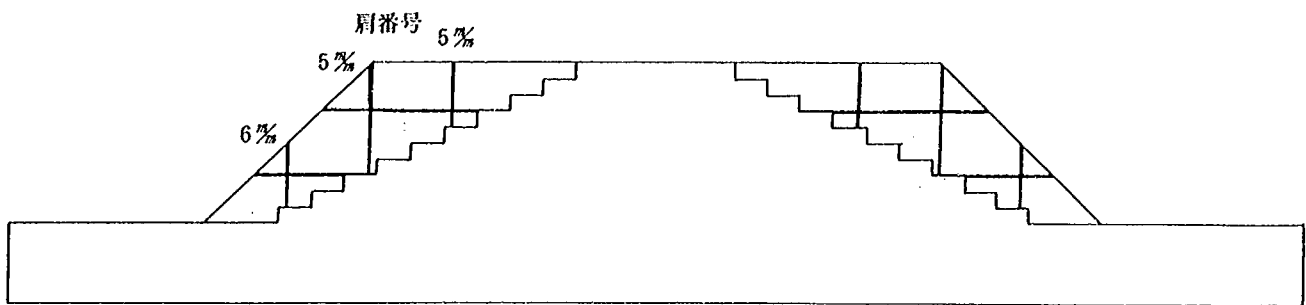


(d) 模型2 700gal

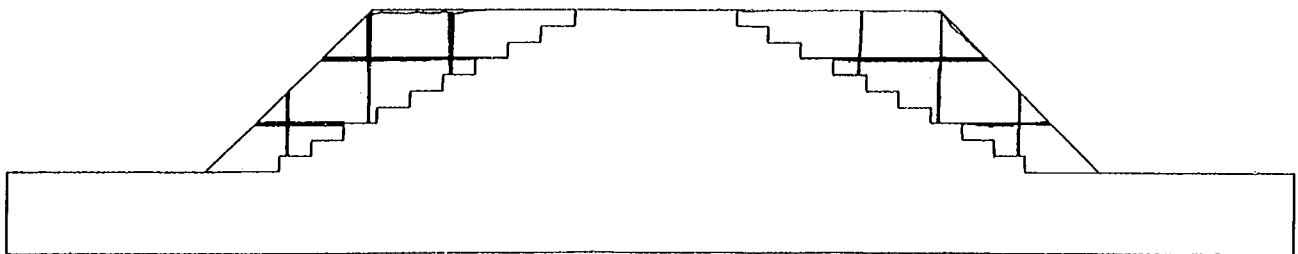
図5.1 加振後の変形



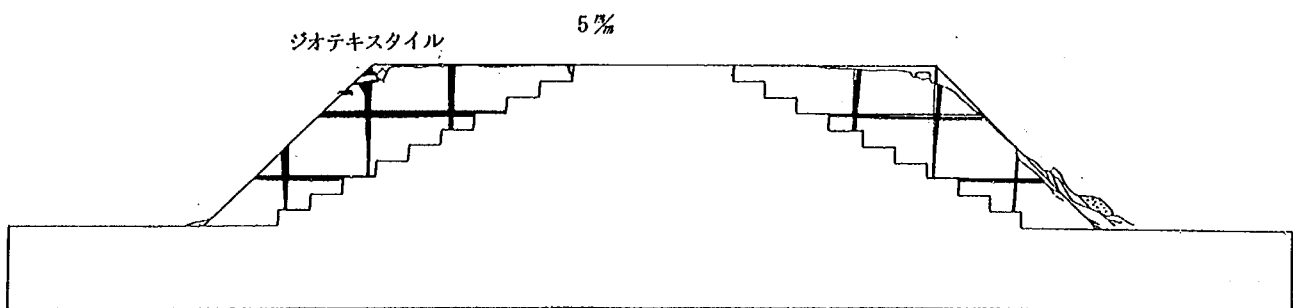
(e) 模型 2 850gal



(f) 模型 3 400gal

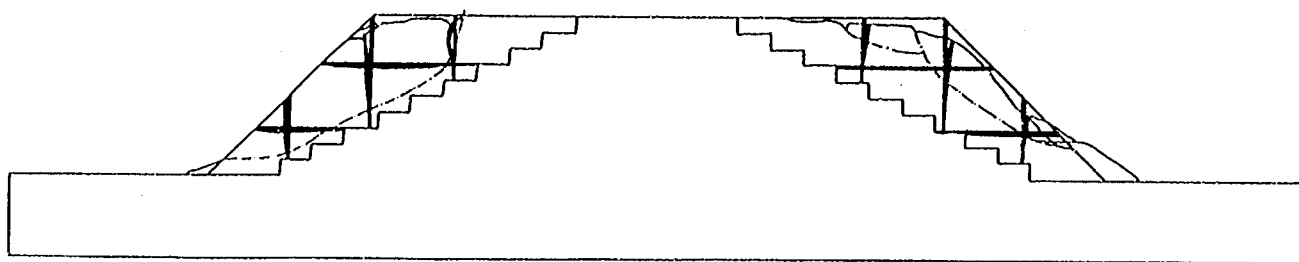


(g) 模型 3 500gal

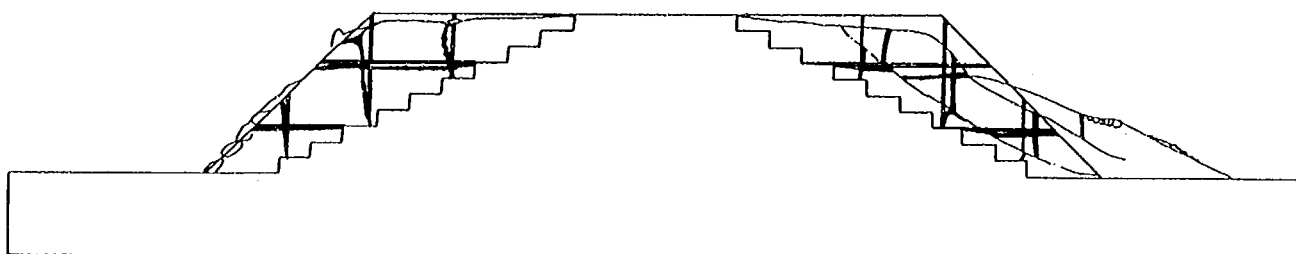


(h) 模型 3 600gal

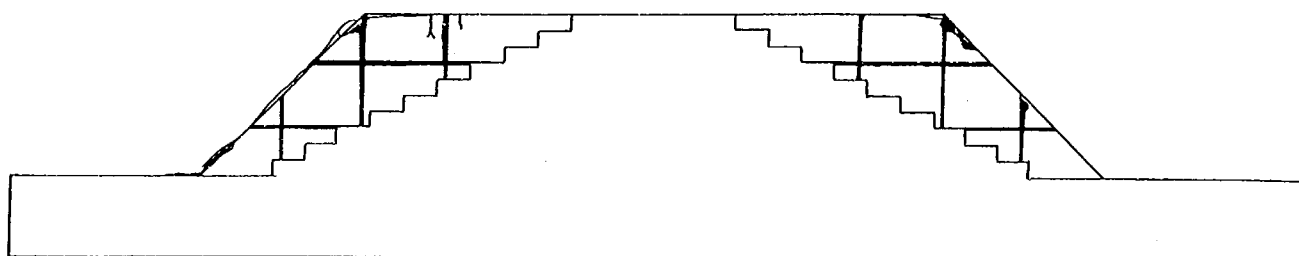
図 5.1 加振後の変形



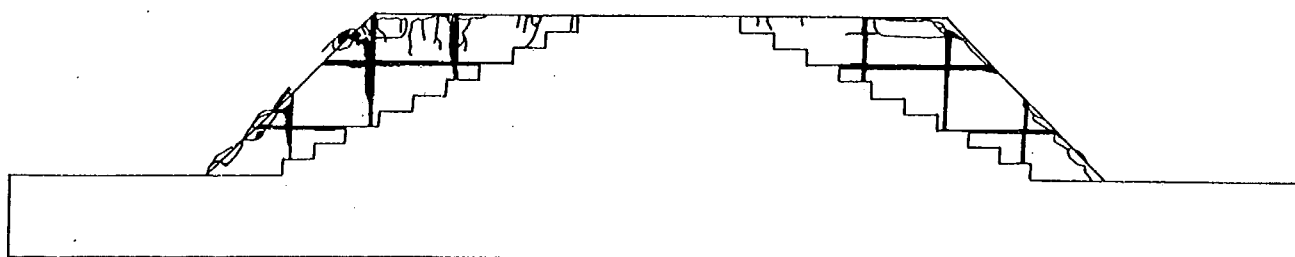
(i) 模型3 700 gal



(j) 模型3 800 gal

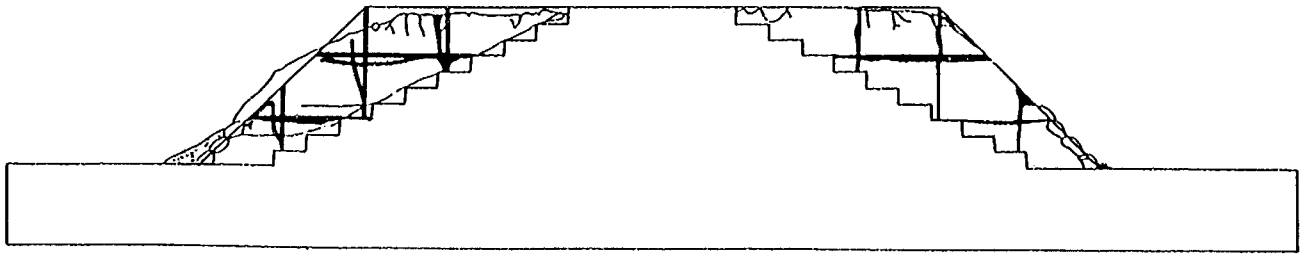


(k) 模型4 500 gal

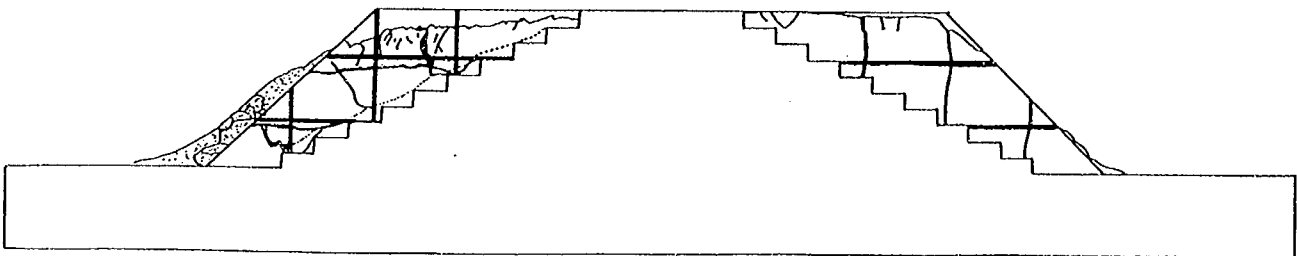


(l) 模型4 600 gal

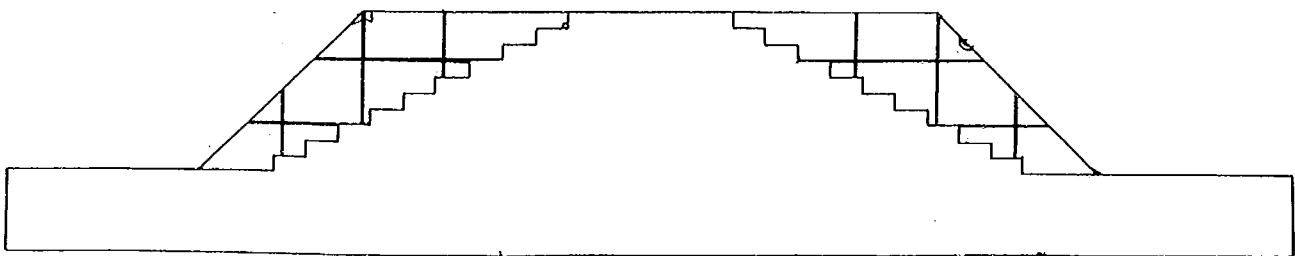
図 5.1 加振後の変形



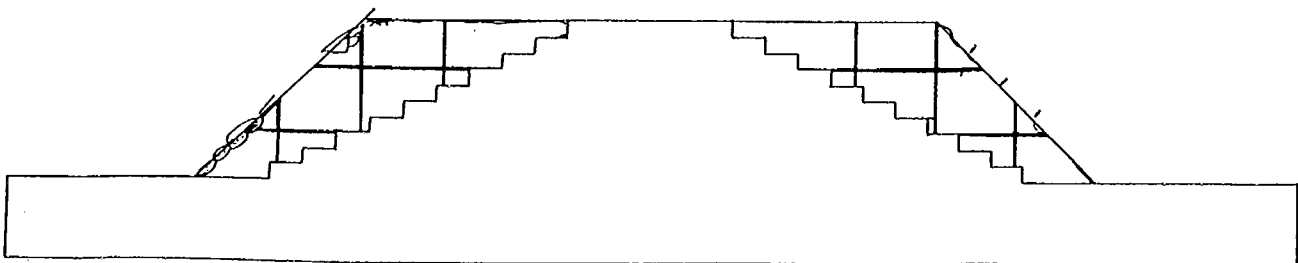
(m) 模型 4 700 gal



(n) 模型 4 800 gal

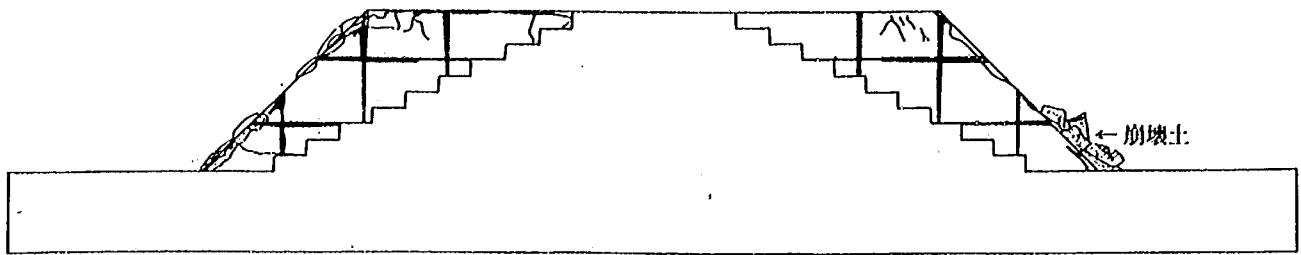


(o) 模型 5 400 gal

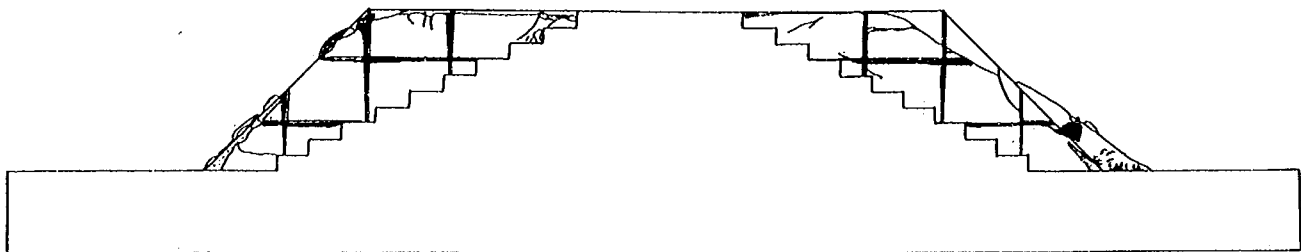


(p) 模型 5 500 gal

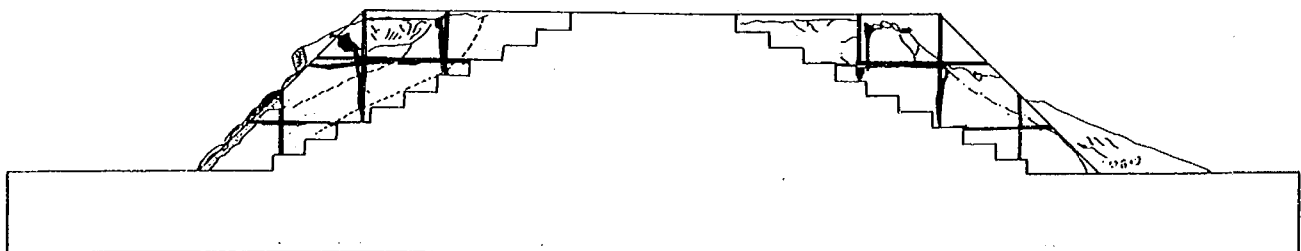
図 5.1 加振後の変形



(q) 模型 5 600 gal



(r) 模型 5 700 gal



(s) 模型 5 800 gal

図 5.1 加振後の変形

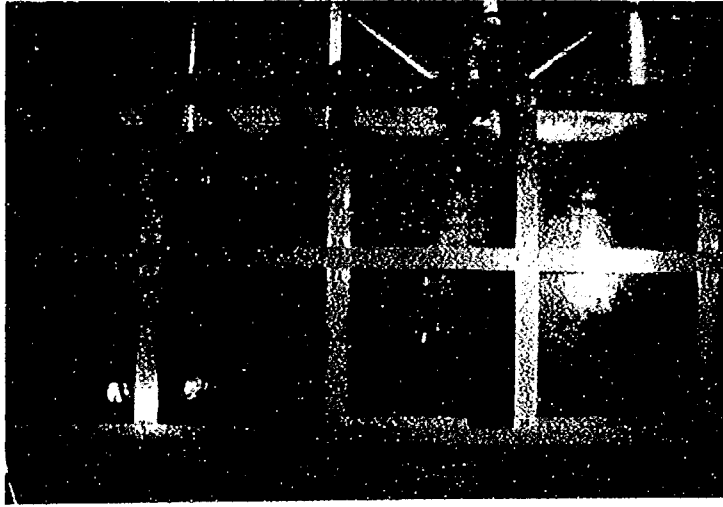


写真 5.1 ケースA (模型 1) 850gal 加振後

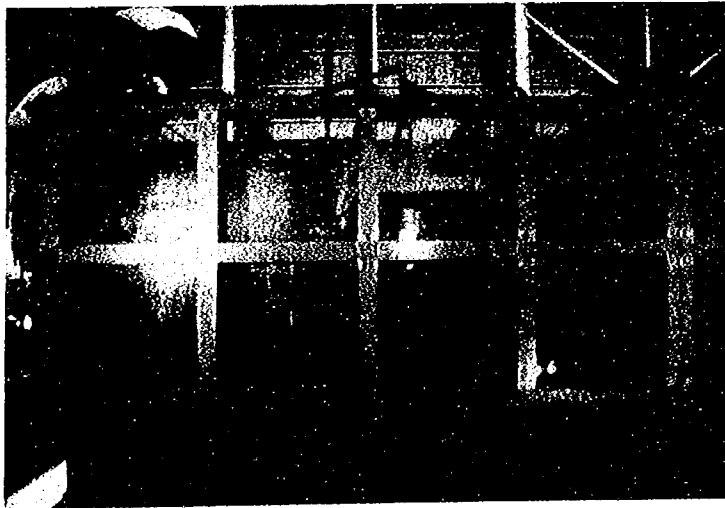
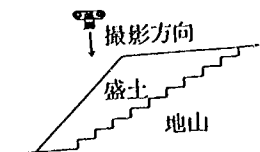


写真 5.2 ケースB (模型 1) 850gal 加振後



写真 5.3 ケース 3 (模型 3) 800gal 加振後



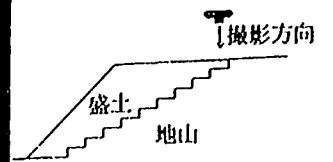
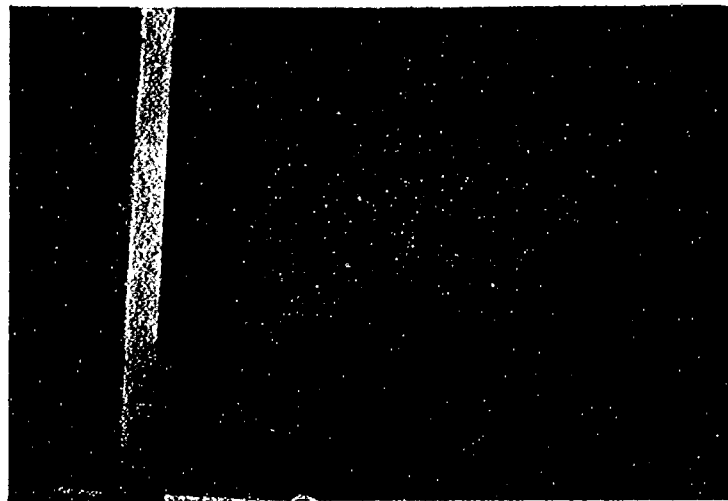


写真 5.4 ケースH (模型 4) 600gal 加振後

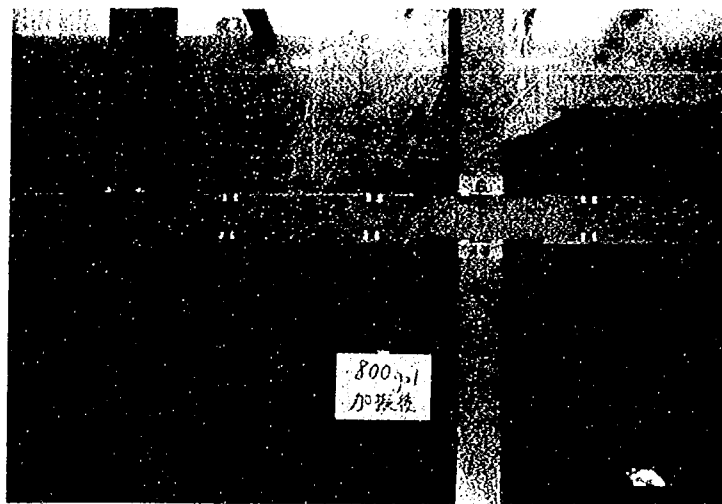
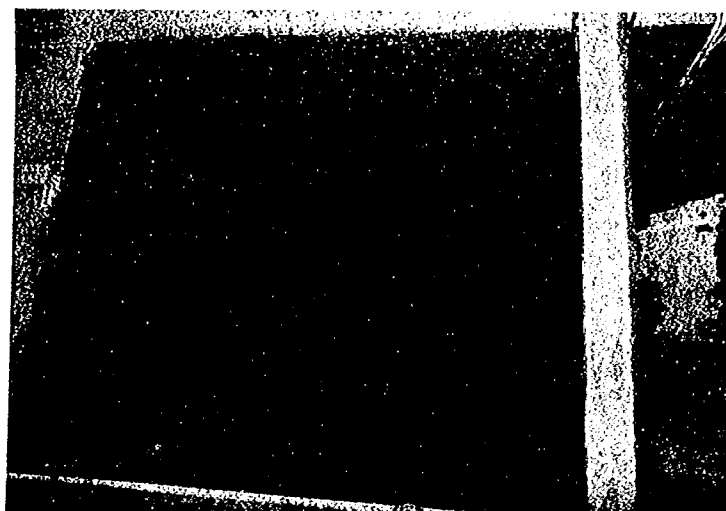


写真 5.5 ケースH (模型 4) 800gal 加振後
(土のうが落下)



撮影方向は写真
5.4 と同じ

写真 5.6 ケースH (模型 4) 800gal 加振後
(落下した土のう)



写真 5.7 ケース I, J (模型 5) 800gal 加振後

(2) 時刻歴

1) 加速度時刻歴

図 5.2 に加速度の時刻歴の例を示す。全体的に定常加振に対してほぼ定常な応答を示しているが、特に大加振のときに表層部では、やや加速度がずれるものや、やや減少するものが見られる (図 5.2 (b) の A-11, A-16)。これは、土塊の部分的なすべり出しと、加速度計の傾斜によるものと考えられる。

2) 変位時刻歴

図 5.3 に時刻歴の例を示す。変位計は、のり肩に設置したために、盛土全体の鉛直変位を代表したものとはいえないが、のり肩の変位の様子を表している。

のり肩が破壊に至るまでの鉛直変位の推移は、加振のある段階まで徐々に沈下していくが、破壊し始めるとほぼ瞬間的に変形していくことを時刻歴が示している。また、変位計のストロークの関係で、ケース E, H, I, J はオーバースケールしているが、その後も、累積変位や、オーバースケールしていないケース F の結果から、加振中は変形が続いていると考えられる。

3) ジオテキスタイル引張力の時刻歴

図 5.4 にジオテキスタイルの引張力の時刻歴の例を示す。加速度が大きくなるに従って振幅が大きくなっていくことがわかる。また 100 gal の加振時に正負の振幅が出ていることから既に盛立て中にジオテキスタイルに引張力が働いていると考えられる。

ところで、加振前と加振後では、同じ値を示していないが、これは、加振によって盛土が変形し、ジオテキスタイルにかかる引張力が変化したためと考えられる。また、加振中の引張力の推移は、ほとんどが、T-3 の 500gal の時刻歴に代表されるように徐々に引張力が増しているが、一部には、T-7 の 600, 700 gal のように違ったパターンのものもある。これは、盛土の変形状況の違いによるものと思われる。

ところで、この引張力から、ジオテキスタイルのひずみの概略値を求めてみる。ジオテキスタイルの応力～ひずみ関係を直線と仮定すると、ジオテキスタイルのひずみ ϵ は(5.1)式のように表わされる。

$$\epsilon (\%) = \frac{T}{E \cdot A} \times 100 \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 ϵ : ジオテキスタイルのひずみ (%)

T : ジオテキスタイルの引張力

A : ジオテキスタイルの断面積

E : ジオテキスタイルのヤング率

さらに、(5.1)式は、

$$\epsilon (\%) = \frac{T}{E \cdot t \cdot \ell} \times 100 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 t : ジオテキスタイルの厚さ

ℓ : 模型の奥行方向の長さ

と書き換えられる。

今回使用したジオテキスタイル(不織布)の物性は、表 4.4, 4.6 に示すとおりであり、模型の奥行き方向の長さは 1 m であるので、この値を用いると(5.2)式は、

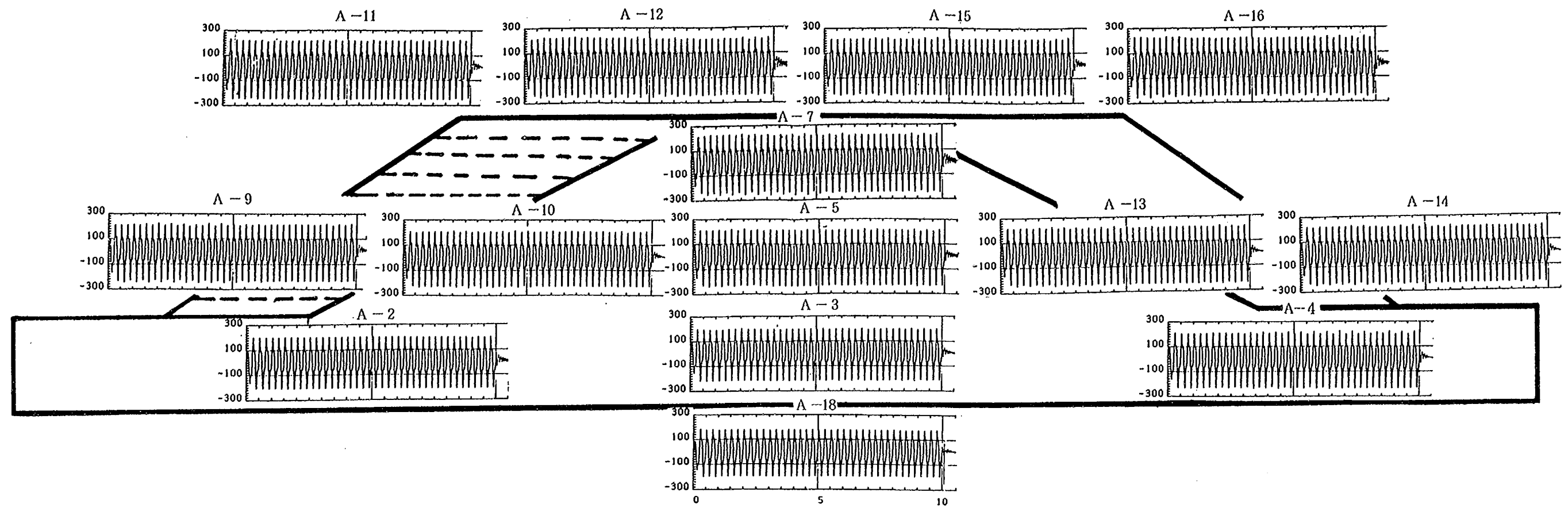
$$\epsilon = \frac{T}{56200 \times 0.0217 \times 100} \times 100 = 0.000820 T \quad \dots\dots (5.3)$$

となる。

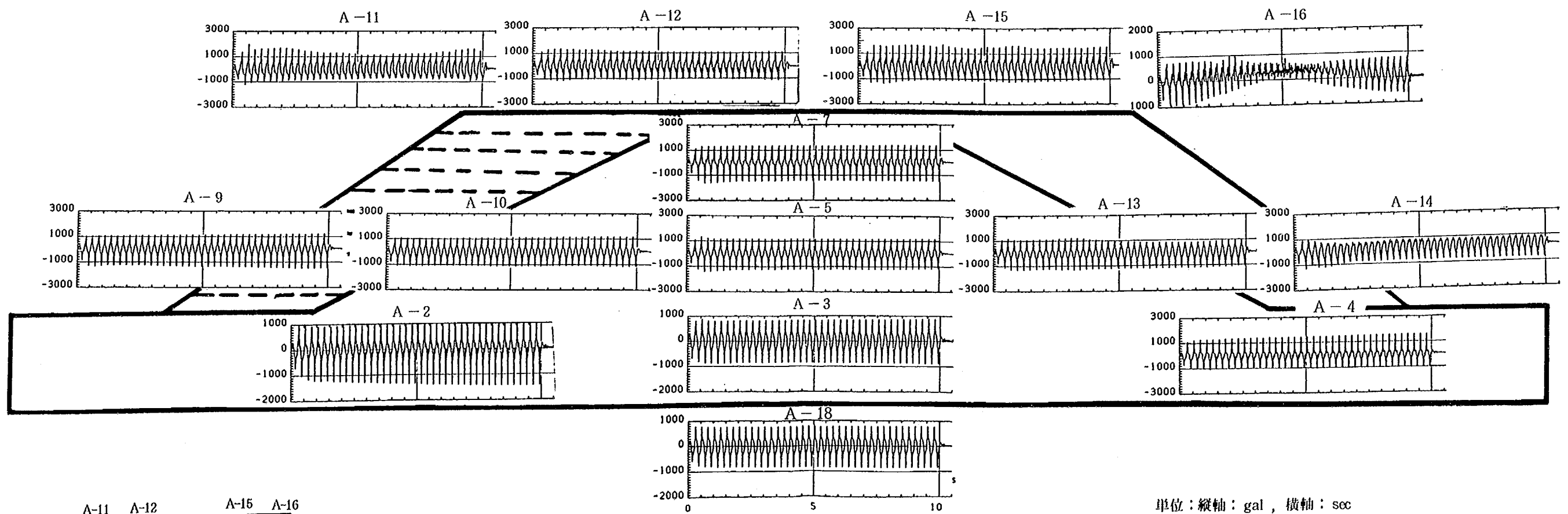
(5.3)式を用いて、ジオテキスタイルのひずみを求めてみると、ケースF(模型3)での最大値を示すT-4において、両振幅では最大9%、累積では8%となった。しかし、土中で拘束された状態でのヤング率は、今回用いた三軸圧縮試験機で得られたヤング率より大きいと考えられ、さらに、ジオテキスタイルの応力～ひずみ関係は直線ではなく、今回のように15%ひずみ時のヤング率を用いたことと考え合わせると、実際にはもう少し小さなひずみであることが考えられる。

(3) 加速度分布

図 5.5 に、加速度および加速度倍率の鉛直分布を示す。全体に鉛直方向にほぼ直線的な分布をしているが、大加振時には、全般に盛土上層部の加速度の増幅倍率が低下しつつある。これは、大加振時には盛土上層部では、土被りが小さいだけせん断抵抗が小さく、加振による大きなせん断応力を伝達し切れない状態になることによるものと考えられる。

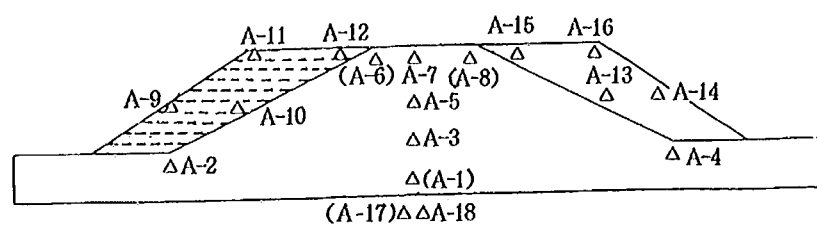


(a) 200 gal



(b) 800 gal

単位：縦軸：gal，横軸：sec



加速度計位置図

() はこの図に用いなかったもの

図 5.2 加速度の時刻歴の例 (ケース E, F)

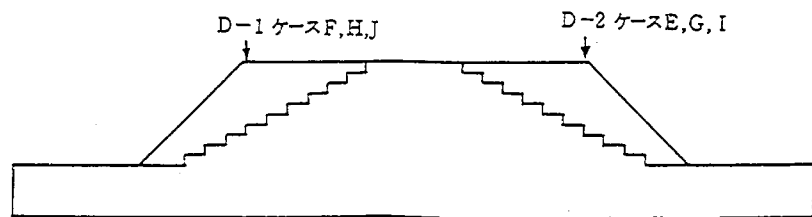
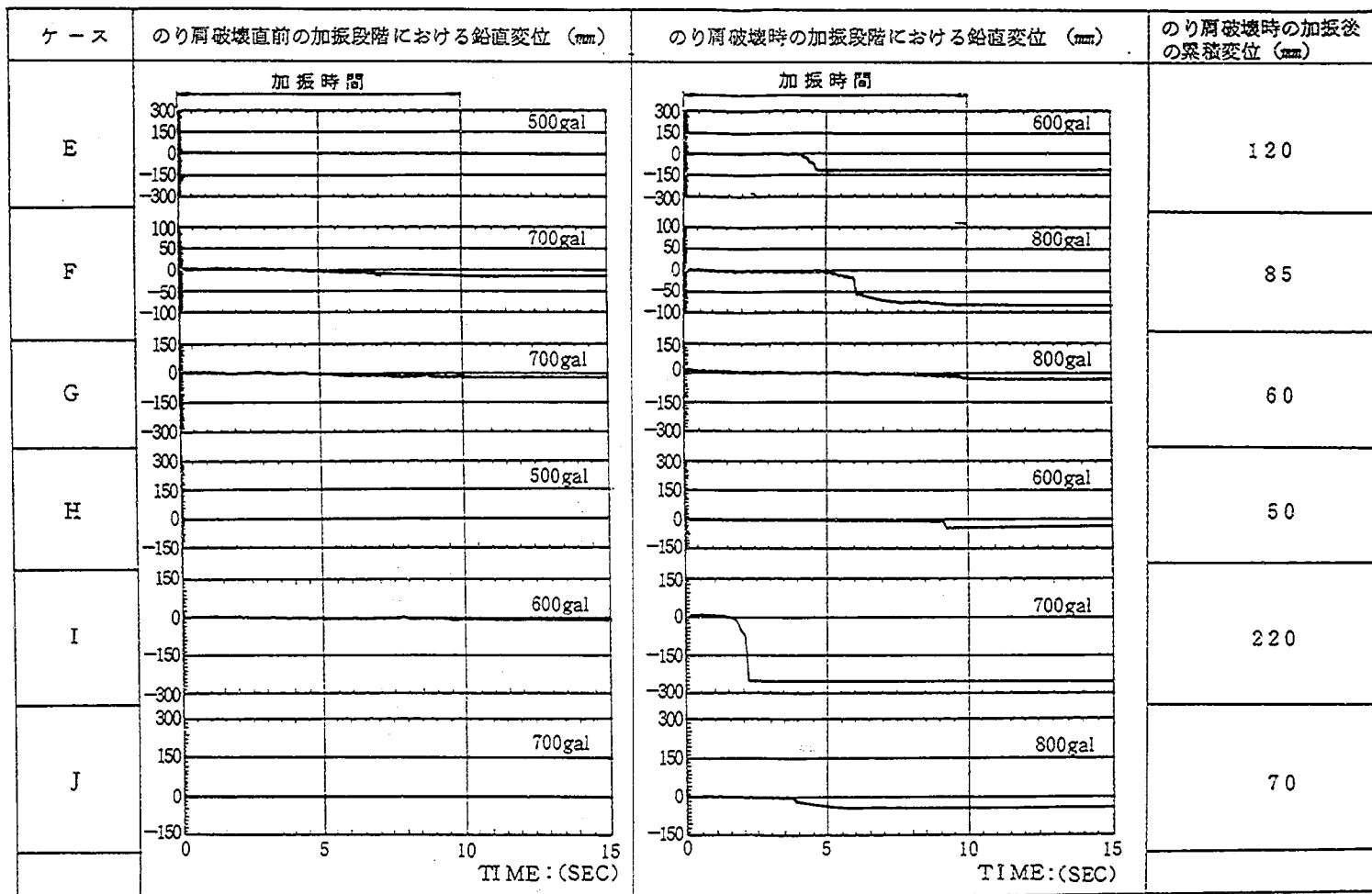


図 5.3 鉛直変位の時刻歴の例

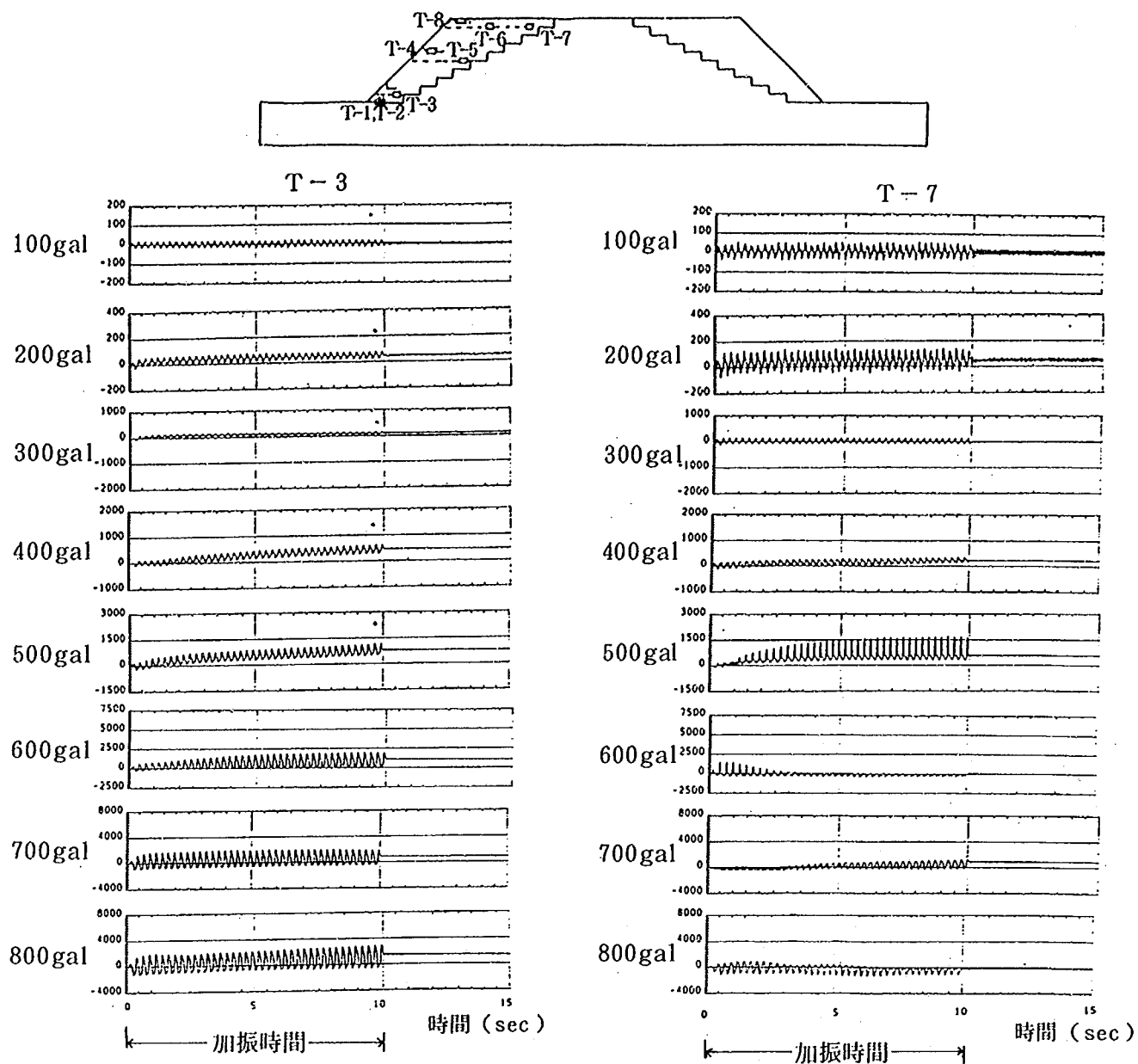


図 5.4 ジオテキスタイルの引張力の時刻歴の例

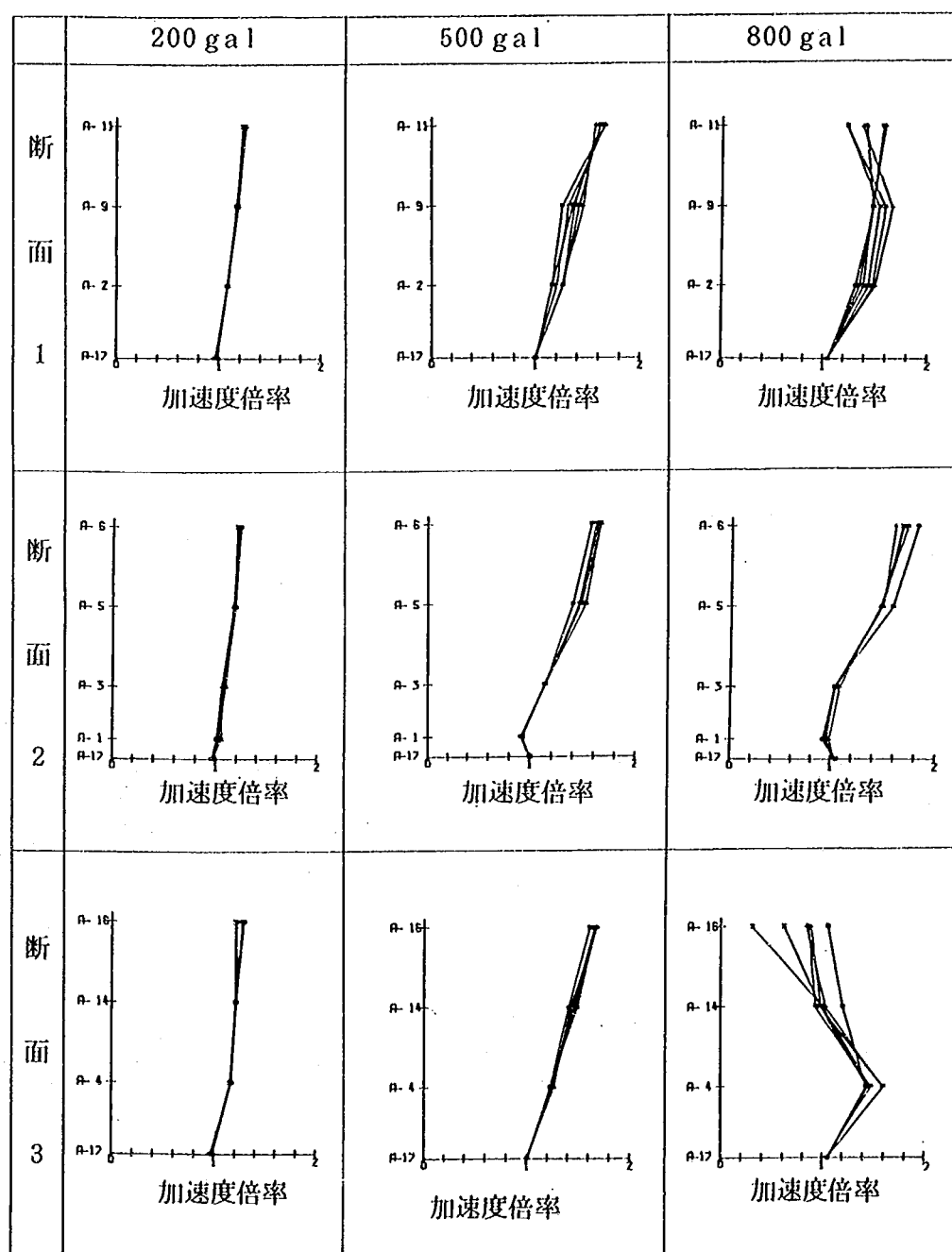
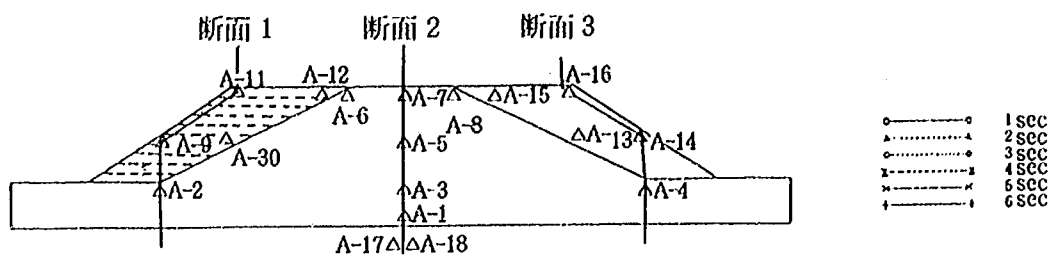


图 5.5 加速度分布 (模型 3)

(4) ジオテキスタイルの引張力分布

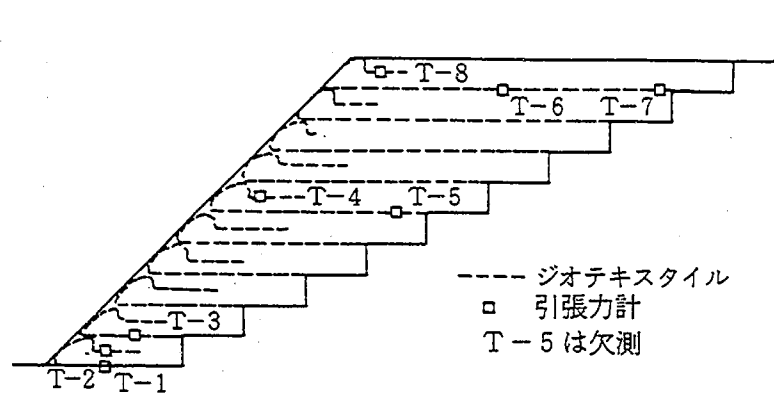
図 5.6 にジオテキスタイルの引張力の分布の一例を示す。また、表 5.2 に各加振加速度における引張力の値を示す。図中b) 及びc) は、加振加速度が小さいときの定常的な引張力の両振幅を示したものである。加振加速度がb) に比較してc) が大きいと、引張力も大きくなっているが、各点での引張力の分布の特徴は変わらない。(そして、T-6 がT-7,8 に比較して大きいことは、ジオテキスタイルの張力が土のひずみによって生じることとを示していると考えられる。) また、T-4 が大きいのは、土のうの運動のためと考えられる。

図中 d) は、800 gal 加振後の変形と 800 gal までの引張力の累積の分布について示したものである。T-4,8 は、ジオテキスタイルの折返し部分にあるため、土のうに引張られ引張力が大きいと考えられる。また、T-1,3 は、盛土がはらみ出そうとするのを抑止するため、引張力が大きくなっていると考えられる。この様に、盛土の変形とジオテキスタイルの引張力は、対応すると思われる。

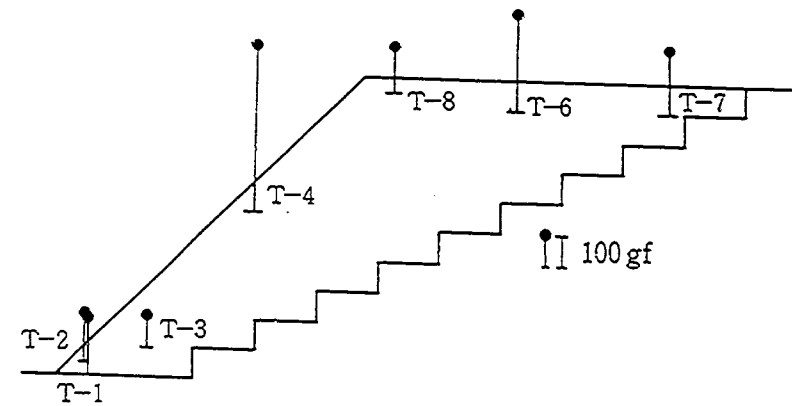
表 5.2 ジオテキスタイルの引張力

張 力 計 加 速 度 (gal)		T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7	T-8
100	振幅 (gf)	91	72	46	227	—	150	64	103
	累積 (gf)	0	0	0	0	—	0	0	0
200	振幅 (gf)	194	159	107	547	—	320	188	154
	累積 (gf)	30	75	45	60	—	60	50	30
300	振幅 (gf)	320	130	114	973	—	405	195	194
	累積 (gf)	30	275	145	260	—	360	50	80
400	振幅 (gf)	470	341	324	1800	—	632	210	276
	累積 (gf)	50	355	645	260	—	660	270	130
500	振幅 (gf)	535	438	535	2578	—	1191	1265	316
	累積 (gf)	300	505	1375	810	—	1360	820	280
600	振幅 (gf)	1189	595	1730	6480	—	1081	1730	541
	累積 (gf)	650	505	2375	1310	—	1360	820	530
700	振幅 (gf)	1362	324	2270	8302	—	1622	1362	1751
	累積 (gf)	1300	505	3175	1710	—	1360	1670	530
800	振幅 (gf)	2076	908	3503	9730	—	1881	1816	3503
	累積 (gf)	2200	505	4525	4310	—	1360	1470	130

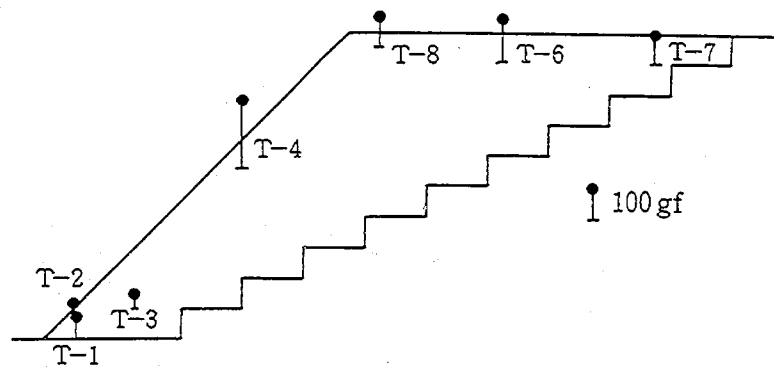
注 T-5 は欠測



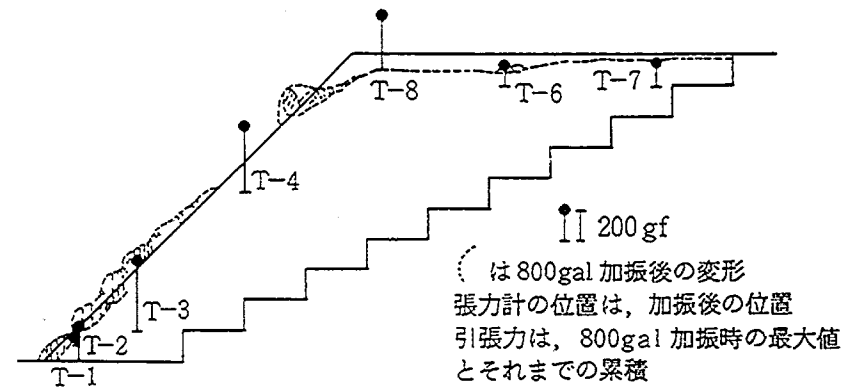
a) 引張力計の位置



c) 200galにおける引張力の両振幅



b) 100gal 加振における引張力の両振幅



d) 800gal までの引張力の累積

図 5.6 ジオテキスタイルの引張力分布

(5) 盛土の被害状況と補強条件との関係

以上のような結果からまとめた各々の盛土の被害状況は次のとおりである。

1) 無補強のケース A, C, E では沈下量も大きく、相対的に大きなすべりを生じた。

地山に段切りをしていないケース A は、850 gal 加振により地山と盛土の境界ではほぼ直線状にすべりを生じており、盛土全体が一様に沈下している。また、ケース A は表層付近でもさらにすべり崩壊を生じている。

段切りをしているケース C は、ケース A のように一様に盛土が沈下するようなことはなかったが、やはり 850 gal の加振によりケース A より浅いところではほぼ円弧状にすべり線がみられた。また、表層付近でもすべり崩壊が生じた。

ケース E は、ケース C とのり面勾配が異なるがほぼ同様なすべりを生じた。ケース E では 700 gal 加振により表層の浅いすべりが生じ、さらに 800 gal 加振ではより深いすべりが円弧状に生じているのが観察された。

2) 不織布を10枚敷設したケース B, D, F, G では、以下のような性状が見られた。

地山に段切りも固定しなかったケース B では、850 gal 加振により地山と盛土の境界及び下から2層目の不織布部に沿ってすべりを生じ、天端は一様に沈下した。この状況はメッシュの状況から明確に観察できた。

段切りを行ったケース D, F, G の中で、不織布を地山に固定しのり面に巻込みを行わなかったケース D では、天端のり肩付近に小さな崩壊がみられ、盛土が全体的に多少沈下している。

地山に固定せずに巻込みを行ったケース F は、不織布を固定しているものより全体的に変形が大きかったが、他のもののようにすべり線があまり明確ではなく、せん断変形のような破壊状況であった。

不織布を地山に固定し、のり面に巻込みを行ったケース G は、ケース D とほぼ同様な変形であるがのり面に土のうがあったため、のり肩の崩壊は小さかった。また、不織布を地山に固定したケース D, G についてのみ最上段の土塊が地山側に移動するような傾向がみられた。したがって地山境界付近では盛土が盛り上がるような状況もあった。

3) 不織布 5 枚を敷設したケース H では、地山境界付近ですべりを生じ、最上段の不織布は 700 gal 加振により巻込み部分が引抜けた。800 gal 加振ではのり面の巻込みが引抜けた部分から盛土の崩壊が進行し、原形をとどめぬほど大きく破壊した。

4) 鉄筋で補強したケース I では、のり面の土のうを鉄筋と連結していなかったため、600 gal 加振により上部の土のうがすべり落ち、砂は鉄筋の間を抜け浅い盛土の崩壊が生じた。700 gal, 800 gal の加振においても、盛土の破壊は進行したが、他のケースに比べて盛土の深いすべりはあまりなかった。したがって、鉄筋で補強する場合、今回程度の補強密度では、のり面保護工と鉄筋を連結させる必要があることがわかった。

5) ネットを 5 枚敷設したケース J では、600 gal, 700 gal の加振により上部の土のうがずれ始めたことにより天端にクラックが目立ち始めた。さらに、800 gal 加振により最上部の土のうは

移動したが、巻込み部のネットは完全には引抜けなかった。しかし、盛土内には、浅いすべりと深いすべりがメッシュのずれにより確認された。

(6) 加振加速度～盛土天端沈下量関係

次に、これらの盛土の被害状況を定量的に比較するために盛土のり肩に設置した変位計と盛土天端の標点から求めた沈下の結果を述べる。

表 5.3 は加振後に盛土天端にあるすべての標点の沈下量を平均したものであり、図 5.7 はそのようにして求めた累積沈下量と加振加速度の関係を示したものである。

表 5.3 天端の平均沈下量

加振加速度* (gal)	天 端 平 均 沈 下 量 (cm)									
	ケース A	ケース B	ケース C	ケース D	ケース E	ケース F	ケース G	ケース H	ケース I	ケース J
400未満	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
400	0	0	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0.3	0.4	0.3
500	—	—	—	—	0.3	0.6	0.3	0.9	0.6	0.7
600	0.9	1.0	0.7	0.5	4.7	1.6	0.7	3.3	0.9	1.9
700	—	—	1.6	1.0	5.3	2.3	1.1	4.7	10.5	3.3
800	—	—	—	—	11.3	4.9	1.6	11.5	14.3	4.3
850	10.4	9.2	14.5	3.1	—	—	—	—	—	—

* 実際の加速度は、表 4.9 参照

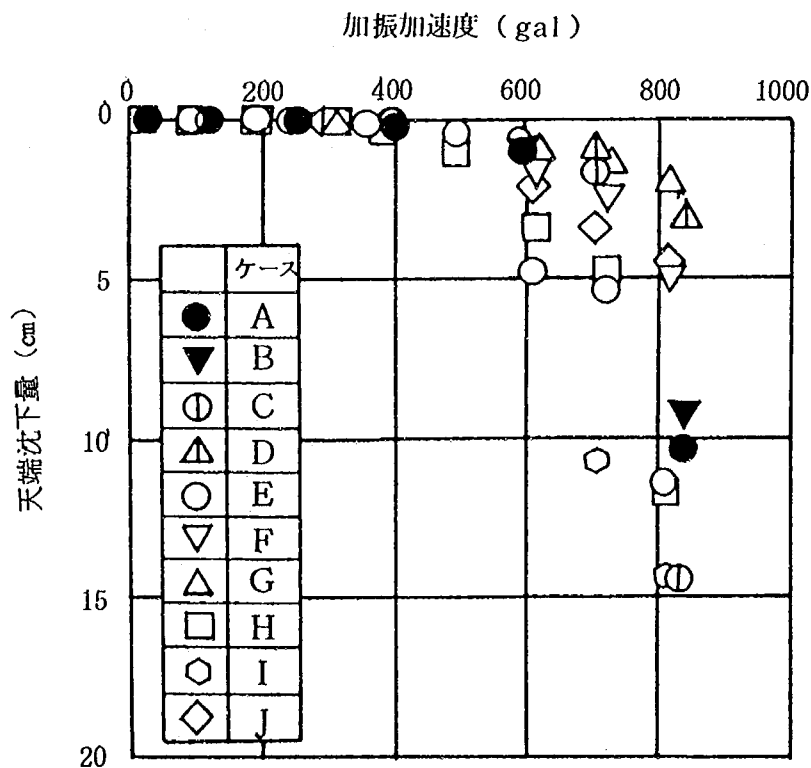


図 5.7 加振加速度と天端沈下量の関係

これらの結果から、400gal 程度の加振まではどの盛土においてもほとんど沈下がなく 500gal 以上の加振から盛土の沈下量に差がでてくることがわかる。600gal 程度の加振ではのり面勾配が急な無補強の盛土（ケースE）が最も沈下量が大きかった。しかし、700gal 加振後では鉄筋で補強した盛土（ケースI）が最も沈下量が大きくなった。これは、のり面部分のすべりが大きかったためである。さらに、800gal 程度の加振後の沈下量を見るとほぼ2つのグループに分けられるようである。累積沈下量 5 cm 以下の比較的沈下量が小さかったものは地山に段切りを行って不織布10枚で補強した盛土（ケースD, F, G）とネットで補強した盛土（ケースJ）の4ケースであり、その他の無補強の盛土（ケースA, C, E）や不織布で補強したが地山に段切りをしていなかった盛土（ケースB）、不織布5枚で補強した盛土（ケースH）、鉄筋で補強した盛土（ケースI）は沈下量は大きかった。すべてのケース中で最も沈下量の小さかった盛土は地山に段切りを行い不織布10枚を地山に固定して補強した盛土（ケースG）であった。

5. 2 実験結果のまとめ

今回の実験結果からつぎのことが言える。

- 1) 補強材を敷設または挿入した盛土は無補強の盛土に比べ沈下量は少ない。
- 2) 不織布の敷設間隔を狭くした盛土の方が沈下量は少ない。
- 3) 同じ敷設間隔であれば、不織布を敷設した盛土より、剛性の高いネットを敷設した盛土の方が沈下量は少ない。
- 4) 不織布を地山に固定した盛土と固定しない盛土を比較した場合には、固定した盛土の方が沈下量、盛土の変形のいずれも小さい。また、地山に段切りを行わず、かつ、地山に不織布を固定しない場合には、不織布に沿ってすべることがある。
- 5) 不織布、ネットをのり面で折返して巻込みを行った場合、巻込みを行わなかった盛土に比べ、変形が小さく、巻込み長が同一であれば、下段より上載圧の小さい上段の方が抜けやすい。
- 6) 鉄筋の挿入は盛土本体の沈下量を少なくする効果は認められるが、のり面保護を行わない場合には、のり面が崩壊するため、補強効果は小さい。したがって、鉄筋で補強する場合には、のり面保護工と鉄筋を連結させなければ効果的ではない。

6. 実験結果の解析と考察

6. 1 解析の目的

前章までに述べた模型振動実験結果から、適切にのり面処理を施した補強盛土は、振動に対して無補強盛土よりも安定性が高いことが見出された。しかし、このことは、ある程度は実験に先立って予想されたことであり、さらに、盛土の寸法・形状や、補強材の材料・敷設法の異なる現物に対しても有効であるかどうか、言い換えれば、現実の盛土に対して有効であるような補強材はどのように設計すればよいかに答えるためには、まず、この実験結果を説明し得る一般的な解析法を組立て、それを現物に適用することを考えていく必要がある。本章では、このような目的に対して有効な解析法を提案することを試みる。

6. 2 解析方法（安定計算方法）

(1) 安定検討を行うべき項目

ジオテキスタイルにより補強された盛土について行うべき安定検討項目は表 6. 1 のように分類することができる¹⁾。ここに、全体安定検討とは補強盛土全体としての外力と抵抗のそれぞれの合力から安定検討を行うものであり、部分安定検討とは個々の補強材または、土の局部に作用する力と抵抗から各部分での安定検討を行うものである。一方、外的安定とは補強領域の外側を通る破壊形態の安定検討を行うものであり、内的安定とは補強領域を切る破壊形態の安定検討を行うものである。

表 6. 1 補強土の安定解析法の概要¹⁾

I - 全体安定検討	I - A	補強領域を剛体と見なす外的安定検討	内的安定検討
	I - B	補強領域を剛体とみなさず、補強領域の内部にもすべり面が通過しうるとして全体の安定性の検討	
II - 部分安定検討	II - A	個々の補強材に作用する力を補強材周辺の部分的な力のつりあいから求め、個々の補強材の安定性の検討	
	II - B	土の局所的な大変形や破壊に対する検討	

このように補強土の安定解析に多くの検討項目があるのは、補強土が土と補強材の複合体であることにより、その破壊モードが多種にわたることによる。

さらに、補強盛土は、その適用対象から、(狭義の)盛土と土留とに分けられることがある。この両者の分類は厳密には難しいものであるが、概略的には、盛土はのり面勾配が一般に緩かで、特にのり面に安定のための構造的な壁体を必要としないもの、土留はのり面が急勾配（多くの場合は直）で、一般にのり面安定のための壁体が設けられるものと考えることができよう。ただし、実際には急勾配の盛土でありながらのり面に壁体を設けずに補強材の巻込み等により盛土の安定を保つものもあり、上

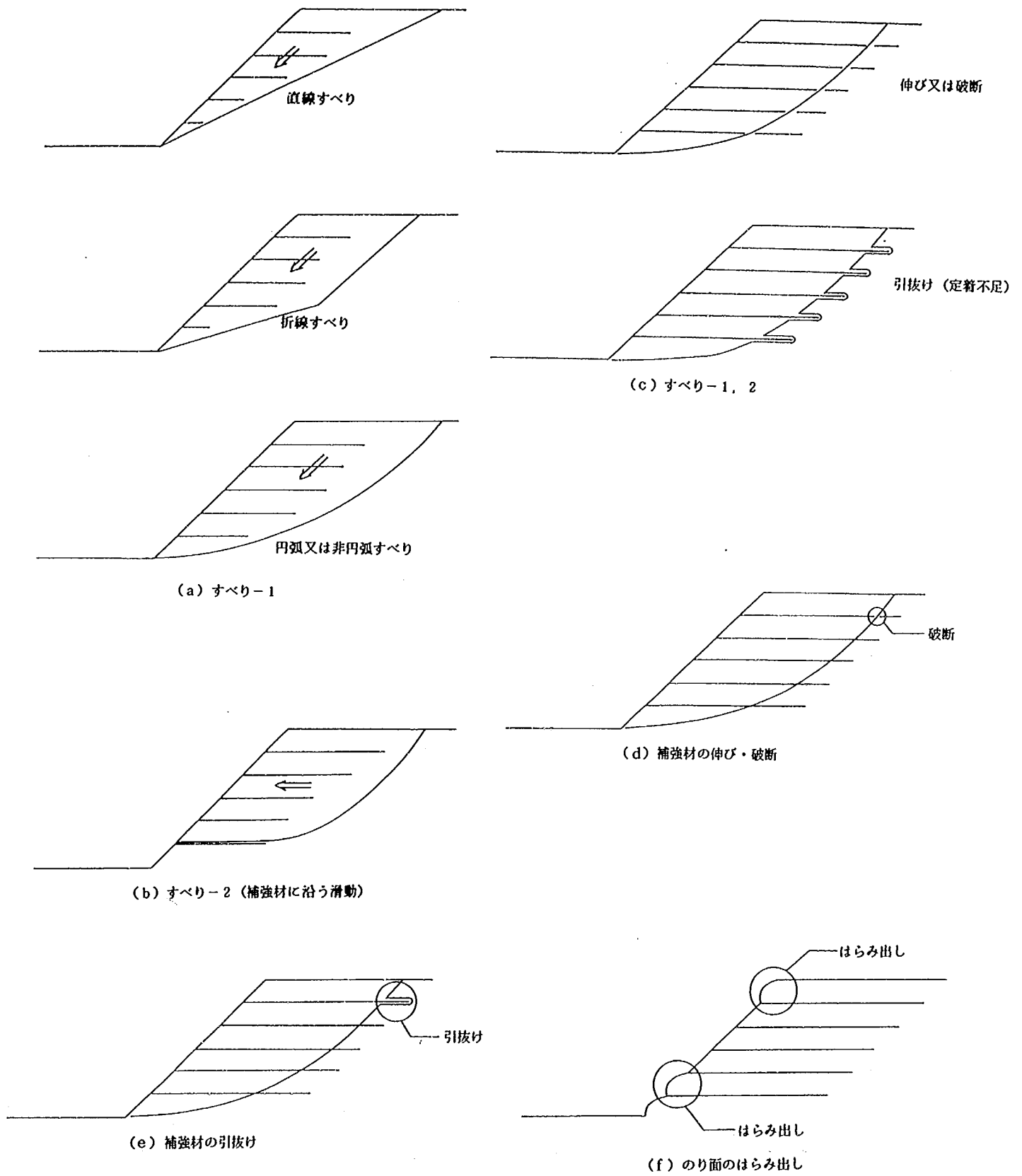


図 6.1 補強盛土の破壊形態

表 6.2 補強盛土の安定検討項目と破壊形態

安定検討項目		生じ得る破壊形態
全 体	外 的	・すべり－1（直線，折線，円弧，非円弧）（図a）
		・すべり－2（滑動）（部分的に補強材に沿うすべり）（図b）
	内 的	・すべり－1（同上）（補強材の伸び，破断，引抜けによる）（図c）
		・すべり－2（滑動）（すべり－1に含まれると見ることできる）（図c）
部 分	補強材	・破断（引張）（図d） ・引抜け（図e）
	土	・のり面からのはらみ出し（前面）の定着不足又はのり面部材のたわみ性過大）（図f）

図a～fは図6.1による

のような定義では，盛土か土留か，どちらに分類されるのか判然としないものもある。

いずれにしても，補強盛土を，盛土と土留とに区分することの意義は，次のような点にある。

- ① 生じ得る破壊モードが異なる。
- ② ①により，それぞれについて安定検討を行うべき項目が異なる。
- ③ ②を反映して，それぞれの安定度を表すのに適した安全率式が異なる。

ここで，盛土と土留の区分の一般論を論ずることはせずに，今回実験を行った補強盛土について，必要な安定解析の項目を選定する。そのために，生じ得る破壊モードを考えると，表6.2，図6.1のようになる。すなわち，

- ① 全体外的安定として，すべり（－1，－2）安定解析を行う
- ② 全体内的安定は，補強材を横切るすべり安定解析であり，これは必須である。ただし，実験の多くでは，補強材が地山に固定されており，これは補強材の定着が十分であるとした場合であることと，一般に定着力は比較的わずかの定着長によって大きな定着力を与えるから，ここでは，すべりに対する補強材の効果を，定着が十分なものとして補強材の引張力として考慮する。
- ③ 補強材の部分安定には，各補強材に作用する力を知ることが必要であり，これにより，補強材の破断，引抜けを生ずるか否かのチェックが行われる。このように各補強材に発揮される力は，また逆に，②で述べた全体内的安定に対しても必要な事項である。これを算定する解析も必要である。
- ④ 土の部分安定としてのはらみ出しは，大加振時の最上層においてのみ生じたので，このようなのり面勾配，土の種類では安定上余り重要な検討項目ではないと考えられる。土の強度がもっと小さく（粘性土の場合等），のり面勾配が急な場合には，のり先部でそのようなはらみ出しの生ずる可能性は大きいわけであるが，この解析は今後の検討課題とする。

以上のことから、現時点で行う解析は、全体（外的、内的）安定を、すべり面安定解析で行うものとした。理由は、今後設計手法へ発展させていくためには、通常の盛土の解析法とも整合した簡便な方法が望まれることによる。このとき、補強材に生ずる力を合理的に算定することも課題の一つである。

(2) 安定計算式

今回の実験結果を定量的に解析する手法を検討するため、通常斜面安定解析によく用いられる円弧すべり面解析の簡便法（修正 Fellenius 法）を補強材がすべり面と交差する場合に拡張した次式を基本として安全率計算式を導き安定計算を行った。これは、前述した全体安定検討に相当する。

$$F_s = \frac{\sum R [c\ell + \{ (W - ub) \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha + T \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \cdot \tan \phi]}{\sum [R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot kW - R \cdot T \cdot \cos (\alpha + \theta)]} \quad (6.1)$$

ここに、

R : すべりの半径, c : 土の粘着力, ℓ : スライス円弧の長さ, W : スライスの自重,

u : 間隙水圧, b : スライスの幅, k : 水平震度, α, θ : 図 6.2 に示す角度,

T : 補強材に働く張力, ϕ : 土の内部摩擦角, y : スライス重心までの距離

この式の誘導は、付録 1 に述べられている。

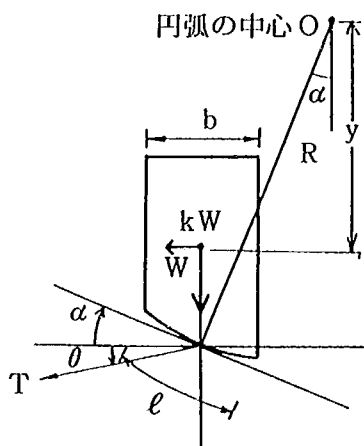


図 6.2 円弧すべり計算のためのスライス

(6.1) 式は、盛土内に間隙水圧が存在する一般的な形で表したが、今回の実験では地下水位は存在しなかったもので、以降では、間隙水圧項は省略する。

この式はすべり面を切る補強材の引張力がすべり土塊を締め付ける効果とすべろうとするのを引き止める効果を考慮したものである。

なお、実験盛土においては、補強材の一部によって土のうを含めてのり面の巻込みが行われていた。巻込まれた補強材は、ある程度はのり面を覆う壁体としての役割を果たしている。これは、この巻込

みがないままで加振を行ったとすると、のり面浅層の砂が容易にはらみ、こぼれ出したであろうことから明らかである。このように、補強材の巻き込みは表 6.1 の II -B の土の部分安定に寄与するものと考えられる。

(6.1) 式中の分子、分母の T は安全率の誘導過程において厳密には少し異なった意味合いを持つ。分子の T は土質定数 c 、 ϕ と同様に補強土の強度を求めるために想定する状態での張力であり、すべり土塊がつりあっている現状での値、あるいは、破壊状態での値のどちらとも考えることが可能である。一方、分母の T はすべり土塊がつりあうための力として考えるもので、分子のように破壊状態を想定して求めるものではない。なお、補強材の引張力は、補強材を拘束する周辺の土の変形によって生ずる補強材の引張ひずみから定まるものである。具体的な安全率計算に対して未だ確立された方式はないが、土塊のすべり変形がすべり面に沿って生ずるものとするれば、次のようないくつかの式が考えられる。

1) 補強盛土が破壊状態にあるときの補強材張力を用いて、抵抗モーメント及び滑動モーメントを算定し安全率 F_s を計算する方法。 F_s は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c\ell + \{ W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum \{ R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot kW - R \cdot T_f \cdot \cos (\alpha + \theta) \}} \quad (6.2)$$

ここに、

c 、 ϕ : 補強土が破壊状態のときの土の粘着力、内部摩擦角

(補強土の破壊状態は、土の破壊時ひずみ以上のひずみで定義されるであろうから、そのときは、これらは、通常の粘着力と内部摩擦角に等しい)

T_f : 補強土が破壊状態のときの補強材張力

この式は、土塊が破壊状態にあるときの、抵抗モーメントと滑動モーメントの比で表した安全率である。

本式は、破壊状態の補強材力 T_f が与えられれば安全率が計算され、計算は簡単で最も実用的であると考えられる。

ただし、与えられた外力に対して、土塊は必ずしも破壊状態になく、破壊状態は、作用外力、例えば震度が十分大きいことによって達し得るものである。したがって、剛性の大きい補強材について、強制的に補強盛土の破壊時補強材力 T_f を用いた場合、(6.2) 式の分母 (滑動モーメントを表わす) は、負になり、安全率としても負になる可能性がある。この結果は、補強盛土が与えられた外力に対してそのような破壊状態には至らず安定していることを意味しているが、少なくとも通常の安全率の評価法には直接適合しない。

2) 1) のように、一定作用外力に対して、一般には達しない破壊状態の補強材張力 T_f を用いた安全率式には、簡便である一方、若干不合理な点があることを考慮すると、次には土塊がつりあい状態にあるときの動員された抵抗モーメントと滑動モーメントを用いることが考えられる。ただし、土塊のつりあい時には、この両モーメントは、等しく、両モーメントの比である安全率は常に 1 となるから

この安全率自体では、安定・不安定の評価基準として用いられない。したがって、この抵抗モーメント、さらには元に戻って土の強度の動員度から、安全率を求める方法が考えられる。このことを数式表現すると以下のようなものである。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \}}{\sum \{ R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot kW - R \cdot T_b \cdot \cos (\alpha + \theta) \}} = 1 \quad (6.3)$$

ここに、

c_m : 動員された土の粘着力 $= c / F_s$, ϕ_m : 動員された土の内部摩擦角, $\tan \phi_m = \tan \phi / F_s$

T_b : 土塊がつりあい状態にあるときの補強材の張力, 他の記号は, (6.1) 式と同じ。

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad (6.4)$$

(6.3) 式は、土塊がつりあい状態にあるときの動員された抵抗モーメントと滑動モーメントの比で表した安全率である。土塊がつりあう状態では両モーメントは等しく、(6.3) 式による安全率 F_s は 1.0 となり、上述したように、安定・不安定の判定指標とならない。

(6.4) 式において、土の強度が完全に動員されないで安定状態にあり、 $c_m < c$, $\tan \phi_m < \tan \phi$ のときは、 $F_s > 1$ となるが、土の強度が動員され、 $c_m = c$, $\tan \phi_m = \tan \phi$ のときは、 $F_s = 1$ となり、この場合にも、 F_s は (6.3) 式と同じく、安定・不安定の判断指標とならない。

したがって、(6.3) 式の利用の方法として、つりあい時のせん断ひずみの大きさ r_b , あるいは、それに対応する補強材張力 T_b を利用することが考えられる。

3) 2) の方法においては、つりあいひずみが求まるが、安全率は安定・不安定に対して適切な指標とならないことを受けて、2) の結果の別の利用法を考える。

一つは、補強土の破壊状態時の補強材張力を用いて抵抗モーメントを求め、一方、滑動モーメントは、つりあい時の補強材張力を用いて、安全率を算定するものである。数式では、次のように表される。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum \{ R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot kW - R \cdot T_f \cdot \cos (\alpha + \theta) \}} \quad (6.5)$$

この式は、土塊が破壊状態にあるときの抵抗モーメントと、土塊がつりあい状態にあるときの滑動モーメントの比で表した安全率である。この滑動モーメントは、2) により求まるものである。

本式によれば、震度 k が大きくなることにより、滑動モーメントが増加し F_s が減少し、 $F_s \geq 1$ により従来の安全率と同様に安定性の評価指標とすることができる。

4) 3) に引続いて、2) の結果の利用法としてつりあいひずみ r_b を直接的に評価する次式も考えられる。

$$F_s = \frac{r_f}{r_b} \quad (6.6)$$

ここに、

r_f : 補強土が破壊状態のときの土のせん断ひずみ

r_b : 土塊がつりあい状態にあるときの土のせん断ひずみ

この式は、2)の方法においては常に $F_s = 1$ となり、 F_s のみからは、安定・不安定の評価ができないことに対して、つりあい時のせん断ひずみ r_b と破壊基準ひずみ r_f との比較によって、補強盛土の安定度を評価するものである。

5) 安定限界となる限界震度と作用震度の比較から安全率を評価することも考えられる。

$$F_s = \frac{k_c}{k} \quad (6.7)$$

ここに、

k_c : F_s が1となるときの限界震度、この場合、 F_s が1となる限界状態は、補強土が破壊状態にあるときであり、具体的には(6.2)式による F_s が1となるときの k として求まる。

本式は、常時 $k = 0$ の状態に対しては用いることができない。

6) 安定を保つのに必要なモーメントと補強盛土が破壊時に発揮可能なモーメントとを比較して安全率を評価することが考えられる。

$$F_s = \frac{M_{avail}}{M_{req}} \quad (6.8)$$

ここに、

M_{req} : 無補強盛土がつりあうために必要なモーメントであり、滑動モーメントと抵抗モーメントの差として次式で与えられる。

$$M_{req} = \sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot kW) - R \sum \{ c\ell + (W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha) \tan \phi \} \quad (6.8a)$$

この $M_{req} > 0$ のときに、補強が必要となる。

M_{avail} : 補強盛土が破壊時に発揮可能なモーメントであり、次式で与えられる。

$$M_{avail} = R \sum T_f \cdot \{ \sin (\alpha + \theta) \cdot \tan \phi + \cos (\alpha + \theta) \} \quad (6.8b)$$

7) 各種安全率計算式の関係

図 6.3, 6.4 は、各種の安全率 F_s 計算式の間関係を説明するために、すべり層におけるせん断ひずみとモーメントの変化及びそれに対応する安全率 F_s の変化を示したものである。

図 6.3, 6.4 は、補強土の降伏ひずみ r_y (土のみの場合の破壊ひずみ) における(6.2)式による安全率 $F_s(r_y)$ と1との大小によって場合を分けている。

図 6.3 は、 $F_s(r_y) > 1$ の場合、図 6.4 は $F_s(r_y) < 1$ の場合である。両図において、 r_b は、両モーメントがつりあい、 $F_s = 1$ となるせん断ひずみを表す。

各ひずみにおけるモーメントを、下記のように表す。

	つりあい ひずみ r_b	破壊 ひずみ r_f
滑動モーメント	MD_b	MD_f
抵抗モーメント	MR_b	MR_f

このとき、上述した各種の安全率式は次のように表される。

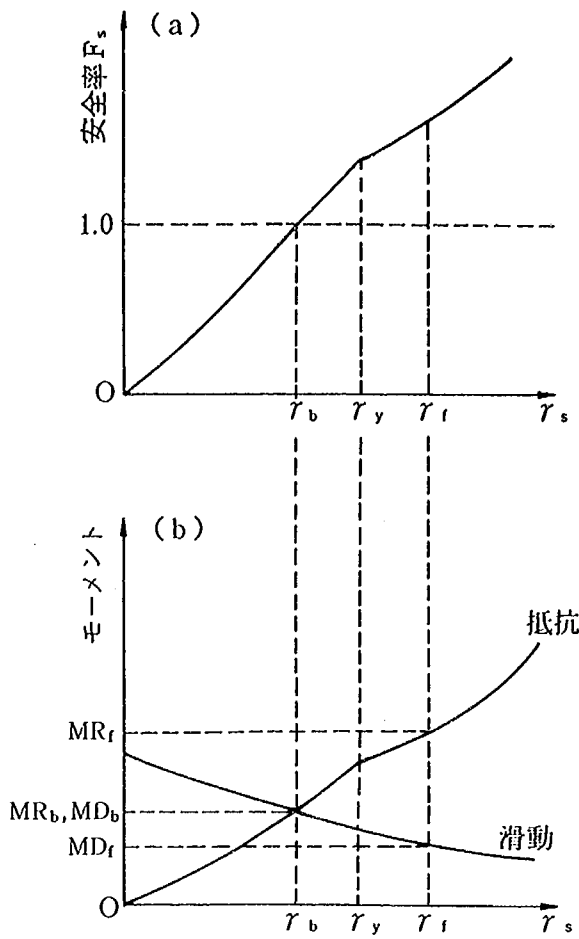


図 6.3 すべり層のせん断ひずみと安全率、
モーメントの関係
($F_s(r_y) > 1$ のとき)

$$\textcircled{1} \quad (6.2) \text{ 式の } F_s = \frac{MR_f}{MD_f}$$

$$\textcircled{2} \quad (6.3) \text{ 式の } F_s = \frac{MR_b}{MD_b} = 1.0$$

$$\textcircled{3} \quad (6.4) \text{ 式の } F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m}$$

$$\textcircled{4} \quad (6.5) \text{ 式の } F_s = \frac{MR_f}{MD_b}$$

$$\textcircled{5} \quad (6.6) \text{ 式の } F_s = \frac{r_f}{r_b}$$

ここに,

$$MR_b = \begin{cases} R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \} & (6.14) \\ & (\text{図 6.3 のとき}) \end{cases}$$

$$MR_b = \begin{cases} R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \} & (6.15) \\ & (\text{図 6.4 のとき}) \end{cases}$$

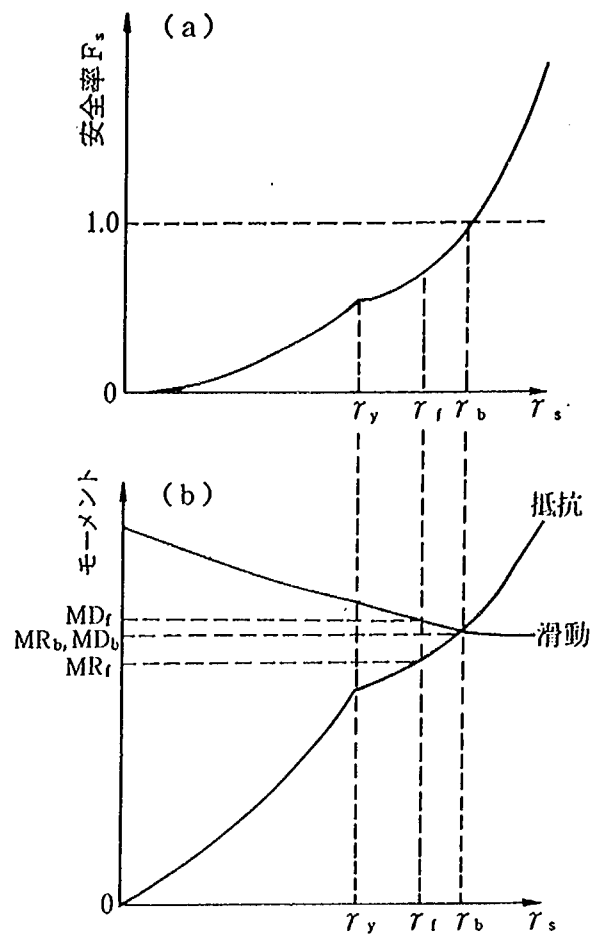


図 6.4 すべり層のせん断ひずみと安全率、
モーメントの関係
($F_s(r_y) < 1$ のとき)

$$(6.9)$$

$$(6.10)$$

$$(6.11)$$

$$(6.12)$$

$$(6.13)$$

$$MD_b = \sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W y) - R \sum T_b \cdot \cos (\alpha + \theta) \quad (6.16)$$

$$MR_f = R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \} \quad (6.17)$$

$$MD_f = \sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W y) - R \sum T_f \cdot \cos (\alpha + \theta) \quad (6.18)$$

である。

上記の内、(6.10)式の結果はそれ自体では $F_s = 1.0$ を与えるのみで盛土の安定性の評価に直接用いられないが、以下のように3通りの利用の仕方がある。

(i) (6.10)式から求まる MD_b を式(6.12)に用いて F_s を求める。

(ii) (6.10)式が成立つ MR_b における c_m , $\tan \phi_m$ ((6.14)式参照)を求め、(6.11)式に用いて F_s を求める。

(iii) (6.10)式が成立つ r_b を(6.13)式に用いて F_s を求める。

なお、 c_m , $\tan \phi_m$ について次のような仮定を用いることにより、(6.14)式は以下のように書換えられる。

$0 < r_b < r_y$ のとき (図 6.3 の条件)

$$c_m = c \cdot \frac{r_b}{r_y}, \quad \tan \phi_m = \tan \phi \cdot \frac{r_b}{r_y} \quad (6.19)$$

と仮定すると、(6.14)式は

$$MR_b = R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \cdot \tan \phi \} \cdot \frac{r_b}{r_y} \quad (6.14')$$

となる。(6.19)式の仮定は

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} = \frac{r_y}{r_b} \quad (6.19')$$

と書換えられるから、この仮定は、 $0 < r_b < r_y$ のときには、(6.13)式に類似した F_s と相当する。ただし、 r_b と比較される基準ひずみとして、(6.19')式では r_y 、(6.13)式では r_f が採用されていることに留意する必要がある。一般には $r_y < r_f$ であるが、特に $r_f = r_y$ のとき、両式による F_s は一致する。

また、(6.2)式と(6.5)式、すなわち(6.9)式と(6.12)式の間係を考察する。(6.9)式と(6.12)式の違いは、それぞれの分母の MD_b の違いにある。

$r_b < r_f$ のとき、 $T_b < T_f$ であるから、式(6.16)、(6.18)から、 $MD_b > MD_f$ となる。

$r_b > r_f$ のとき、同様にして、 $MD_b < MD_f$ となる。

したがって、 F_s に関しては、以下ようになる。

$r_b < r_f$ のとき、(6.2)式の $F_s >$ (6.5)式の F_s

$r_b > r_f$ のとき、(6.2)式の $F_s <$ (6.5)式の F_s

さらに、特に、 $r_b = r_f$ のとき、 $MD_b = MR_b$ から、 $MD_f = MR_f$ となり、(6.2)式の $F_s =$ (6.5)式の $F_s = 1$ となる。

(3) 補強材張力の算定法について

安全率計算式に必要な補強材張力 T_f または T_b の算定法として以下のものが考えられる。

1) 補強材の使用限界時のひずみ ϵ_f を想定し、それに対する補強材引張力 T_f を求める。

この方法の場合、補強材のひずみ状態が盛土のどのような変形状態と対応するかは別途検討することになる。

2) 補強盛土の使用限界時の変形状態を想定し、それに整合する補強材引張力 T_f を求める。

このような方法として、土及び補強材を適切にモデル化した有限要素解析が合理的と考えられるが、一般にはかなり面倒なことから、安定計算をすべり安定計算で行うことを考えれば、補強材張力自体も、それと類似した、または、同程度の容易な方法で求めることが望ましい。このために、補強盛土のすべり変形について、各補強材の伸びひずみと土の部分のせん断ひずみの間に整合性をもたせた次のような簡便な方法を考えた。この考え方は、補強盛土の使用限界以外の一般的な状態に対しても適用できる。この場合、以下に述べるような仮定を用いた（図 6.5 参照）。

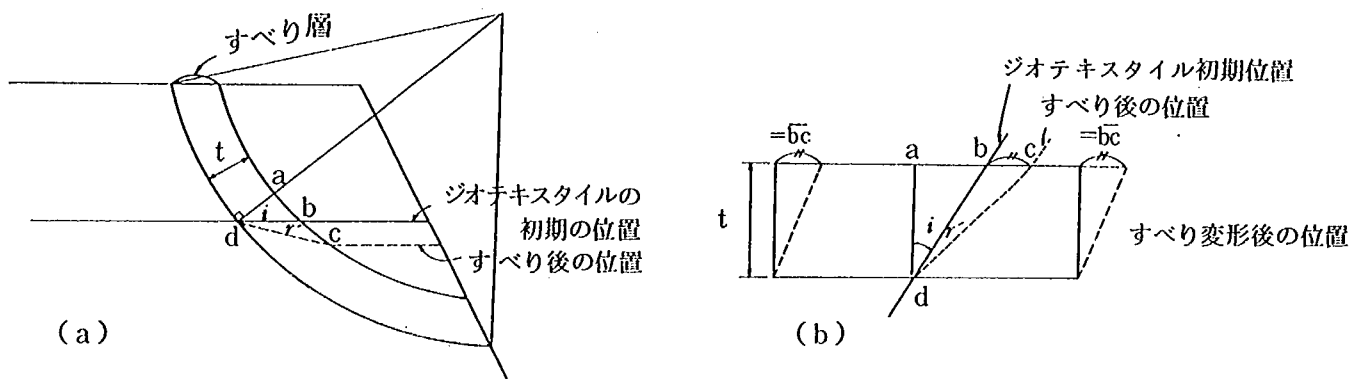


図 6.5 補強材の伸びひずみと土のせん断ひずみの関係

- ① 土のすべり面はある一定の厚さをもつ一定せん断ひずみの層（すべり層）とする。
- ② 補強材は土と一体となって動き、土から引抜けない。
- ③ 補強材はすべり層における土のせん断変形に伴って伸びひずみが発生し、そのひずみに応じて引張力が作用するものとする。

土のせん断ひずみを r とすると、

$$r = \frac{\overline{bc}}{t} = \frac{\overline{ac} - \overline{ab}}{t} = \tan(i + r') - \tan i \quad (6.20)$$

補強材の伸びひずみ ϵ_g は以下のものである。

$$\epsilon_g = \frac{\overline{cd} - \overline{bd}}{\overline{bd}} = \frac{\cos i - \cos(i + r')}{\cos(i + r')} \quad (6.21)$$

ここに、

i : 補強材とすべり面の直角からなす角、

r' : 補正した土のせん断ひずみ（すべり層の r とは一般に異なる）

④ 補強材の材料強度は十分大きく、土塊のすべりは必ず補強材の伸びで抑えられるものとする。

(6.21) 式の r' は (6.20) 式から求まる。(6.20) 式から、 r' は i 、 r の関数であり、(6.21) 式に代入することにより、 ϵ_g は i 、 r の関数となり、補強材の伸びひずみは、すべり面のせん断ひずみのみならず、補強材の敷設方向とすべり面の間の角度にも依存し、補強材張力の発揮される度合は、各補強材ごとに变化することになる。

(4) 安定計算式のまとめ

ここで、(1)に述べた各種の安全率計算式の意味を再度簡略にまとめる。この場合、(3)で述べた補強材張力算定法についても考慮する。

1) 補強盛土の安定計算法として最も簡単なものは、補強土の破壊限界に対応する補強材ひずみに基づく補強材張力 T_f を用いた(6.3)式である。

この場合、補強材ひずみを仮定する (各補強材について一定値とするのが最も容易) 場合と、補強土のすべり変形に整合するように補強材ひずみを算定する (例えば、(3)で述べた方法) 場合とがある。

この方法は、簡便ではあるが、次のような不合理な点もある。

例えば、 $F_s = 1.2$ と計算されたとすると、本来これはすべり面に沿う土のせん断力が土のせん断抵抗に対して $1/1.2$ だけ動員されていることを意味するが、ここでは、破壊限界ひずみの設定によっては、土はせん断抵抗を完全に発揮する状態にあるかもしれない。

また、破壊ひずみ r_f は与えられた一定の荷重条件に対して必ずしも達する状態ではなく、補強材の引張剛性が大きい場合には、かなり大きい引張力が相当し、(6.3)式の分母が負になり、安全率としても負になるということもある。

2) 次に、現実の荷重状態に対して補強盛土中に生ずる力のつりあい状態を求め、それに対応する形で安全率を定義する(6.2)式には次のような特徴がある。

(a) (3)で述べたような補強材張力算定法を用いることにより、補強材の伸びひずみ、土塊のすべりひずみが計算される。したがって、土の強度が完全に発揮される極限状態に対して、盛土がどの程度近づいているかを評価することができる。

このことは、のり面勾配の急な補強盛土や土留壁において、土塊の強度が完全に発揮されるという仮定により、土圧論に基づいた設計が現実に行われていることを考え合わせると、そのような方法の適用範囲を見出すためにも用い得ると考えられる。

(b) 土がその強度を完全に発揮するような状態では、荷重と抵抗とがつりあうように補強材張力が発生することを表しており、したがって、 $F_s = 1$ となる。この考え方は、想定している力のつりあいからすれば合理的であるが、その一方、従来の安全率式は $F_s \geq 1$ により、安定・不安定を判定してきたことを考えると、従来の評価尺度にはなじまない。

(c) (b)の後段の欠点を補うために、(6.4)、(6.5)、(6.6)、(6.7)式のような安全率を導入することも考えられる。

(d) 以上の方法の計算の流れは次のように分類される。

- (6.2)式において破壊時の補強材張力 T_f を用いる。

$$\begin{cases} \epsilon_f \text{ を仮定して } T_f \text{ を求める。} \\ r_f \text{ を仮定して } \epsilon_f, T_f \text{ を求める。} \end{cases}$$

。(6.3)式からつりあい時の補強材張力 T_b 及びせん断ひずみ r_b を求め、他式に用いる。

$$\begin{cases} (6.7) \text{ 式による。} \\ (6.8) \text{ 式による。} \end{cases}$$

以上のように安全率計算式には様々な形のものがありうるが、補強盛土の安全率計算式として次のような条件が満たされることが望ましいと考えられる。

①無補強時と連続性がある。

②常時と地震時に連続性がある。

③ $F_s = 1$ が安定・不安定のいき値となる。

①により、無補強状態で安全率が小さい(例えば円弧すべりで $F_s=0.9$)ものを、補強盛土にすることによって安全率をある値まで増加させる(例えば $F_s = 1.3$)ときに、無補強状態との比較あるいは他工法との比較が容易であることになる。

また、このような観点からすると、(6.7)式は②の条件から、(6.8)式は①の条件から適当ではないことになる。しかし、一方、上述の条件①②に固執しなければ、両式もまた、安定性の評価手法になり得ることになり、今後の検討の対象となる。

次項以降において、これらの安全率計算式を模型実験へ適用し、それらの適用性の検討を行う。

6.3 安定計算の内容

ここでは、まず先に示した多種の安全率計算式の特徴を全体的に把握するために、模型振動実験の特定のケース(ケースG, H, J)を対象に全計算式を用いて表6.3のような条件の安全率計算を行った。ここで、対象盛土は、不織布10段を敷設したケースG、不織布5段を敷設したケースH及びネット5段を敷設したケースJである。

盛土はすべて補強材を地山に固定させているため引抜きによる破壊は考慮せず、水平震度は盛土内に設置した加速度計の測定値を用いた。盛土材の内部摩擦角 ϕ は三軸試験結果から 33.5° 、粘着力 c は模型と同じ含水比に作成した地盤の直立のり面の自立高さ試験結果を参考に $0.3tf/nf$ を用いた(付録2参照)。

補強材の引張剛性は表6.4のとおりである。

計算に用いた加速度は、実験において実測された値を基に高さ方向に分布を考慮したものであり、表6.5のようにまとめられる。また、この安定計算結果に基づいて、各種安全率計算式相互の関係の比較考察を行った。

次に、模型振動実験を行った他の盛土のケースも含めて、安全率計算式を一部に限定して計算を行い、その結果と実験によって得られた盛土の被害(ここでは、天端の累積沈下量をその代表値とする)とを比較することにより、安定計算結果の有用性を考察した。実施した安定計算条件は、表6.6に示すとおりである。同表中の一部のケースは、表6.3におけるものと同一である。

表 6.3 安定計算ケース一覧（その 1）

計 算 ケース	モデル	補 強 材		補強材の物性値		安 全 率 の 計 算 方 法				備 考
		種 類	数	引張剛性 $C_2(\text{l/m})$ $T=C_2 \times \varepsilon$	引張強さ $T(\text{l/m})$	計算式	補強材に働く引張力の 決め方	土のピーク せん断ひずみ $r_y(\%)$	補強土のピーク せん断ひずみ $r_f(\%)$	
1	G	不織布	10		0.0063	(6.2)	補強材引張ひずみ ε_f			
2	H	不織布	5		0.0063	"	を仮定 $\varepsilon_f = 5\%$			
3	J	ネット	5		0.1440	"				
4	G	不織布	10	0.1222		(6.2)	土塊せん断ひずみ r_f		8.0	
5	H	不織布	5	0.1222		"	に整合する補強材引張		8.0	
6	J	ネット	5	2.880		"	ひずみ $r_f = 8\%$		8.0	
7	G	不織布	10	0.1222		(6.3)	土塊せん断ひずみ r に	8.0	8.0	
8	H	不織布	5	0.1222		"	整合する補強材引張ひ	"	"	
9	J	ネット	5	2.880		"	ずみ	"	"	
10	G	不織布	10	0.1222		(6.5)	土塊せん断ひずみ r_f ,	8.0	8.0	
11	H	不織布	5	0.1222		"	r に整合する補強材引	"	"	
12	J	ネット	5	2.880		"	張ひずみ $r_f = 8\%$	"	"	
13	G	不織布	10	0.1222		(6.7)	土塊せん断ひずみ r_f		8.0	
14	H	不織布	5	0.1222		"	に整合する補強材引張		"	
15	J	ネット	5	2.880		"	ひずみ $r_f = 8\%$		"	
16	G	不織布	10	0.1222		(6.8)	同 上		8.0	
17	H	不織布	5	0.1222		"			"	
18	J	ネット	5	2.880		"			"	

表 6.4 補強材の引張剛性

補 強 材	引 張 剛 性 $t_f / m / \text{ひずみ}$
不 織 布	0.1222
ネ ッ ト	2.880

6.4 安定計算の結果

以下に、表 6.3 に示した安定計算の結果として、加振加速度 $a_{\max}$ と安全率 F_s 及びすべり面せん断ひずみ r 及び補強材の引張ひずみ ϵ_g との関係を述べる。

(1) 各種安全率計算式による結果

図 6.7 は、表 6.3 のケース 1～3 に対応するもので、安全率計算式として、最も簡単なものである (6.2) 式を用い、さらに単純化して破壊状態における各補強材の引張ひずみ ϵ_f が一定値 5% と仮定して補強材張力 T_f を求めて安定計算を行った結果である。この場合、 $F_s = 1$ となる限界加振加速度 $a_{\max c}$ は、モデル G では 520 gal, モデル H では 470 gal, モデル J では 740 gal であり、それぞれ $a_{\max} \leq a_{\max c}$ により $F_s \geq 1.0$ となる。

同図において、 $a_{\max}$ に対する F_s の変化は必ずしも滑らかな変化を示していないが、これは加振加速度ごとに、盛土の加速度応答分布が若干変化することにより、加振加速度の変化と盛土の荷重としての加速度の変化との関係が一様でないためである。

図 6.8 は、表 6.3 のケース 4～6 に対応するものであり、安全率計算式として (6.2) 式を用いることは、上述の場合と同じであるが、補強材引張力 T_f を求めるときに、補強土のせん断破壊基準と整合するような補強材引張ひずみを用いる点が異なっている。この場合のせん断破壊基準 r_f は、8%を用いた。これに対応する補強材の伸びひずみは 2.1～4.1%となる。

したがって、この場合の安全率の結果は、補強材の引張ひずみを 5%と一定にした上述の場合より若干小さ目になるが、全体的な性状は図 6.7 とほとんど同じである。

この場合、 $F_s = 1$ となる $a_{\max c}$ は、モデル G では 512 gal, モデル H では 456 gal, モデル J では 686 gal であり、それぞれ $a_{\max} \leq a_{\max c}$ により $F_s \geq 1.0$ となる。

各モデルについて、最小安全率を与える円弧の位置を図 6.9 に示す。不織布を用いたモデル G, H と震度が大きくなるにつれ補強材を切る円弧が大きくなるが、ネットを用いたモデル J では、不織布の場合よりも円弧は小さ目である。特に 0 gal のときは、ネットを切らないのり肩を切るすべり円弧が最小の安全率を与える。

図 6.10 は、表 1 のケース 7～9 に対応するもので、安全率計算式として (6.4) 式を用いた場合の結果である。同図 a) において、モデル G では、 $a_{\max c} \approx 600$ gal, モデル H では $a_{\max c} \approx 500$ gal, モデル J では、 $a_{\max c} \approx 700$ gal であり、それぞれ $a_{\max} < a_{\max c}$ において $F_s > 1.0$, $a_{\max} \geq a_{\max c}$ において $F_s = 1.0$ となる。図 6.11 は前図に対応する計算におけるひずみを表したものである。同図 b) から、どの場合も、 $a_{\max} = a_{\max c}$ において $r = r_f = 8\%$ となる。不織布の場合は

a) ケース A

加振加速度(gal) 層番号	395	580	850
10	0.54	0.88	1.02
9	0.53	0.87	1.02
8	0.52	0.85	1.01
7	0.51	0.83	1.01
6	0.50	0.81	1.00
5	0.48	0.80	0.99
4	0.48	0.79	0.96
3	0.47	0.77	0.93
2	0.46	0.76	0.91
1	0.45	0.75	0.88
0	0.42	0.67	0.85

b) ケース B

加振加速度(gal) 層番号	395	580	850
10	0.55	0.88	1.01
9	0.54	0.86	1.00
8	0.53	0.84	0.98
7	0.52	0.82	0.96
6	0.52	0.80	0.94
5	0.50	0.78	0.93
4	0.49	0.76	0.91
3	0.48	0.74	0.89
2	0.47	0.72	0.87
1	0.45	0.70	0.86
0	0.42	0.64	0.84

c) ケース C

加振加速度(gal) 層番号	400	590	700	840
10	0.56	0.84	1.06	1.31
9	0.55	0.82	1.03	1.26
8	0.54	0.81	1.01	1.21
7	0.53	0.79	0.99	1.15
6	0.52	0.78	0.97	1.10
5	0.51	0.76	0.95	1.07
4	0.50	0.75	0.93	1.05
3	0.49	0.74	0.91	1.04
2	0.48	0.73	0.89	1.02
1	0.47	0.71	0.87	1.00
0	0.43	0.65	0.78	0.92

d) ケース D

加振加速度(gal) 層番号	400	590	700	840
10	0.58	0.84	0.99	1.26
9	0.57	0.83	0.99	1.23
8	0.56	0.82	0.99	1.21
7	0.55	0.81	0.98	1.19
6	0.54	0.80	0.98	1.17
5	0.53	0.79	0.96	1.14
4	0.51	0.77	0.93	1.10
3	0.49	0.75	0.90	1.06
2	0.48	0.73	0.87	1.02
1	0.46	0.72	0.84	0.98
0	0.43	0.65	0.77	0.90

e) ケース E

加振加速度(gal) 層番号	490	610	720
10	0.80	0.96	1.39
9	0.78	0.94	1.33
8	0.76	0.92	1.26
7	0.75	0.90	1.19
6	0.73	0.88	1.12
5	0.71	0.86	1.07
4	0.69	0.84	1.04
3	0.67	0.82	1.02
2	0.65	0.80	0.99
1	0.63	0.78	0.96
0	0.56	0.70	0.85

f) ケース F

加振加速度(gal) 層番号	490	610	720
10	0.81	0.99	1.32
9	0.78	0.96	1.25
8	0.74	0.94	1.18
7	0.70	0.91	1.12
6	0.66	0.89	1.05
5	0.64	0.86	1.00
4	0.62	0.83	0.97
3	0.61	0.80	0.94
2	0.60	0.77	0.91
1	0.58	0.74	0.88
0	0.54	0.68	0.82

g) ケース G

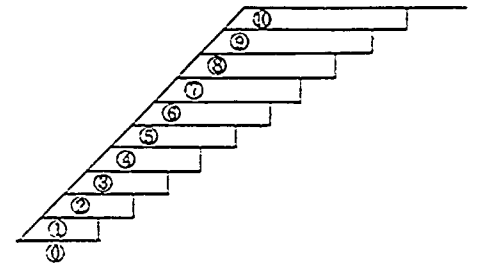
加振加速度(gal) 層番号	91	198	310	373	495	618	728
10	0.11	0.24	0.37	0.66	0.79	1.07	1.09
9	0.11	0.24	0.37	0.64	0.75	1.03	1.07
8	0.11	0.24	0.37	0.61	0.72	1.00	1.04
7	0.11	0.24	0.36	0.59	0.68	0.96	1.02
6	0.11	0.24	0.36	0.57	0.64	0.92	0.99
5	0.11	0.23	0.35	0.55	0.62	0.89	0.98
4	0.11	0.23	0.35	0.53	0.62	0.88	0.97
3	0.11	0.23	0.35	0.50	0.62	0.86	0.96
2	0.11	0.22	0.34	0.48	0.62	0.84	0.95
1	0.11	0.22	0.34	0.46	0.62	0.83	0.94
0	0.10	0.21	0.31	0.41	0.56	0.74	0.85

h) ケース H

加振加速度(gal) 層番号	91	198	310	373	495	618	728
10	0.10	0.24	0.38	0.71	0.82	1.02	1.44
9	0.10	0.24	0.37	0.68	0.79	1.00	1.37
8	0.10	0.24	0.37	0.64	0.77	0.98	1.29
7	0.10	0.24	0.36	0.61	0.75	0.96	1.22
6	0.10	0.24	0.36	0.57	0.73	0.94	1.14
5	0.10	0.23	0.36	0.54	0.71	0.92	1.09
4	0.10	0.23	0.35	0.52	0.69	0.90	1.07
3	0.10	0.23	0.35	0.49	0.67	0.87	1.04
2	0.10	0.22	0.34	0.47	0.65	0.85	1.02
1	0.10	0.22	0.34	0.44	0.63	0.82	0.99
0	0.10	0.21	0.31	0.40	0.56	0.74	0.87

i) ケース J

加振加速度(gal) 層番号	92	198	285	380	493	610	703	815
10	0.11	0.25	0.40	0.67	0.78	0.96	1.29	1.66
9	0.11	0.25	0.39	0.64	0.75	0.95	1.27	1.58
8	0.11	0.24	0.39	0.61	0.73	0.93	1.24	1.49
7	0.11	0.24	0.38	0.58	0.70	0.91	1.22	1.41
6	0.11	0.24	0.38	0.56	0.68	0.90	1.20	1.32
5	0.11	0.24	0.37	0.53	0.66	0.88	1.17	1.28
4	0.11	0.24	0.36	0.52	0.65	0.86	1.14	1.27
3	0.11	0.23	0.36	0.50	0.64	0.84	1.11	1.26
2	0.11	0.23	0.35	0.49	0.63	0.82	1.08	1.25
1	0.11	0.23	0.34	0.47	0.62	0.80	1.05	1.24
0	0.10	0.22	0.32	0.43	0.56	0.73	0.87	1.04



層番号の付けかた

表 6.5 計算用水平震度 K_h 一覧表

表 6.6 安定計算ケース一覧 (その2)

計 算 ケース	モデル	補 強 材		補強材の物性値		安 全 率 の 計 算 方 法				備 考
		種 類	数	引張剛性 $C_2(\text{l/m})$ $T=C_2 \times \epsilon$	引張強さ $T(\text{l/m})$	計算式	補強材に働く引張力の 決め方	土のピーク せん断ひずみ $r_y(\%)$	補強土のピーク せん断ひずみ $r_f(\%)$	
19	A	無補強								
20	C	無補強								
21	D	不織布	10		0.0063	(6.2)	ϵ_f を仮定, $\epsilon_f = 5\%$			
22	D	"	"	0.1222		(6.2)	r_f と整合する ϵ_f		8.0	
23	D	"	"	0.1222		(6.5)	r_f, r と整合する ϵ_f, ϵ		8.0	
24	E	無補強								
1	G	不織布	10		0.0063	(6.2)	ϵ_f を仮定, $\epsilon_f = 5\%$			
4	G	"	"	0.1222		(6.2)	r_f と整合する ϵ_f		8.0	
10	G	"	"	0.1222		(6.5)	r_f, r と整合する ϵ_f, ϵ		8.0	
2	H	不織布	5		0.0063	(6.2)				
5	H	"	"	0.1222		(6.2)				
11	H	"	"	0.1222		(6.5)				
3	J	ネット	5		0.1440	(6.2)	ϵ_f を仮定, $\epsilon_f = 5\%$			
6	J	"	"	2.880		(6.2)	r_f と整合する ϵ_f		8.0	
12	J	"	"	2.880		(6.5)	r_f, r と整合する ϵ_f, ϵ		8.0	

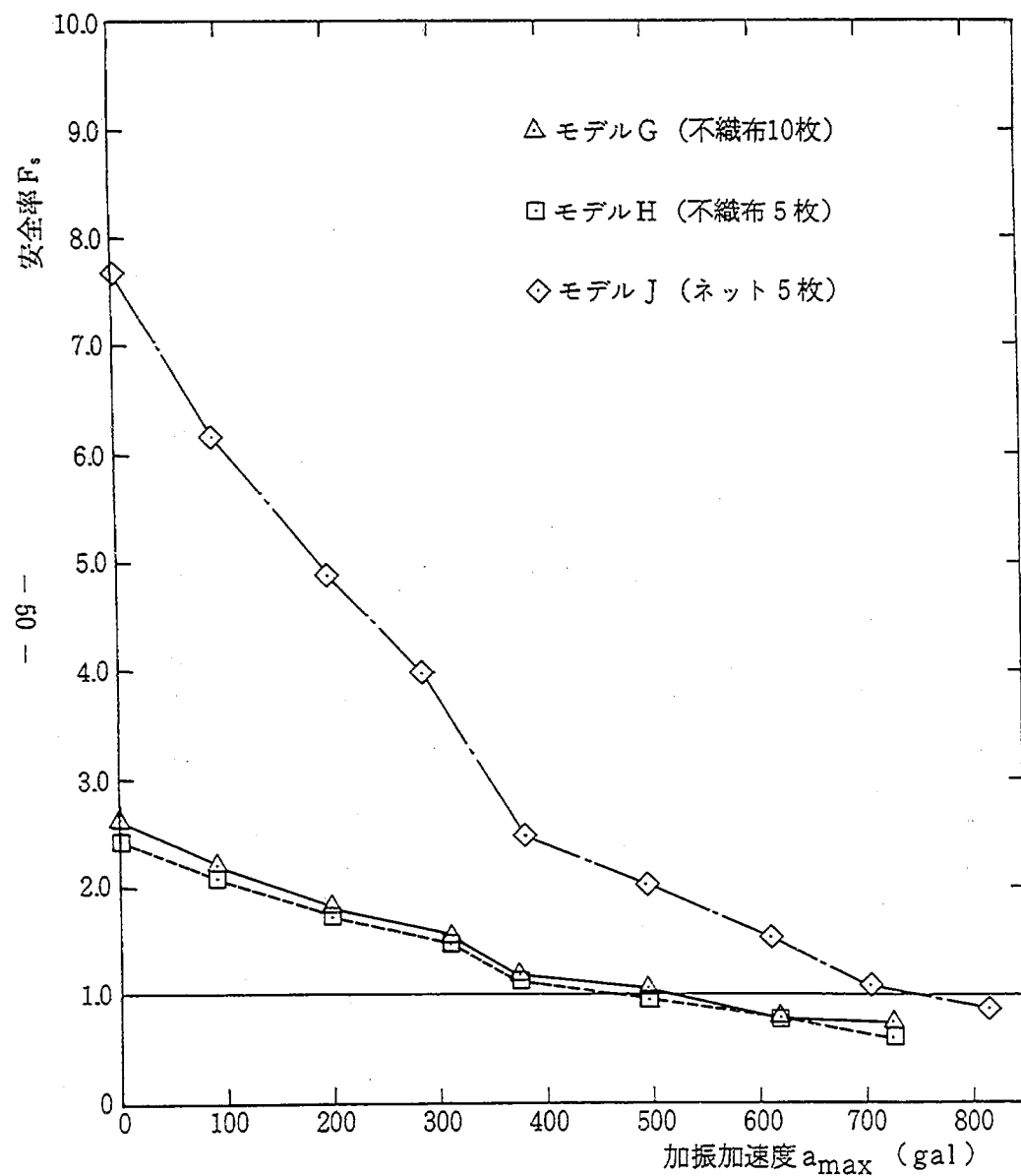


図 6.7 加振加速度と安全率の関係
 (ケース 1, 2, 3 ; 補強材引張ひずみを仮定, $\varepsilon_f = 5\%$)

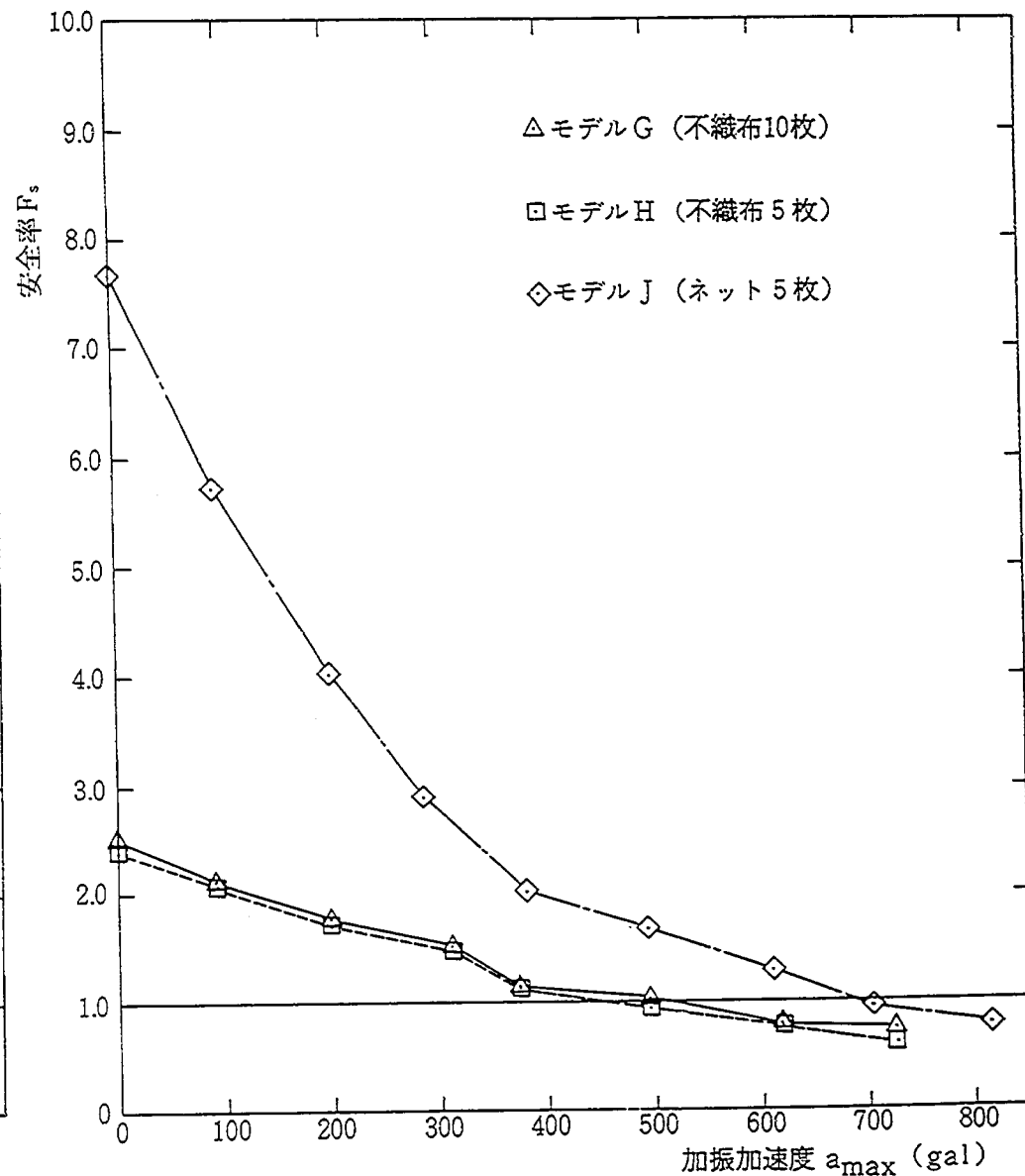
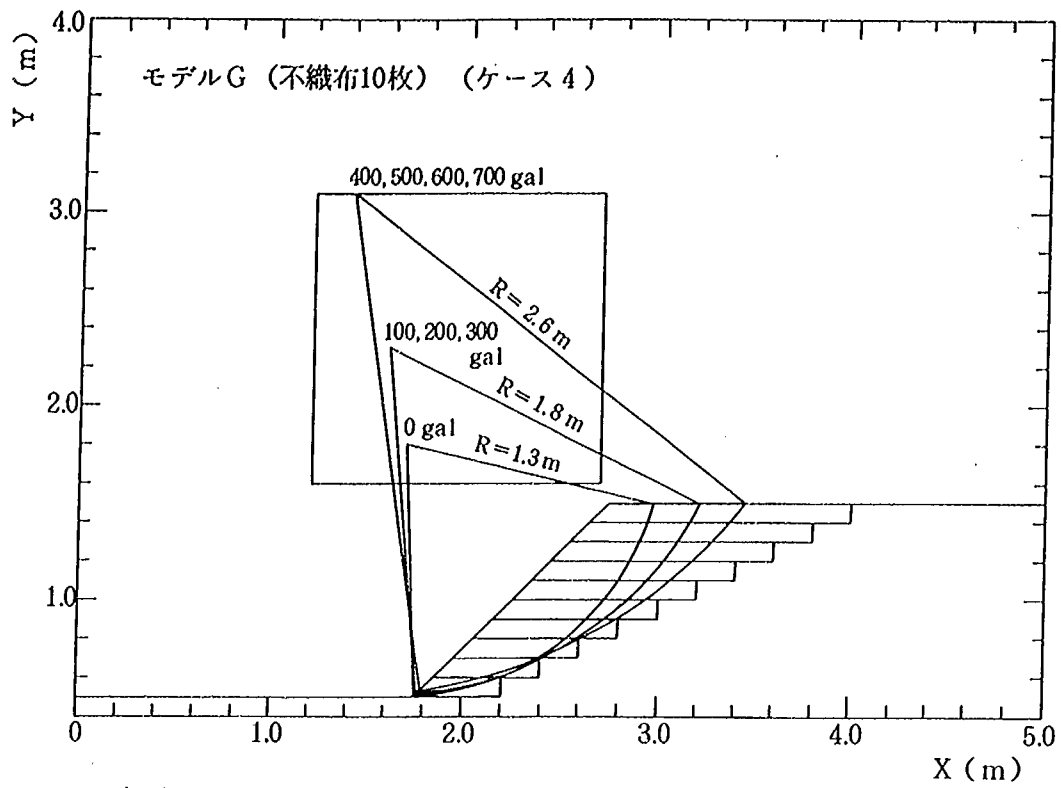
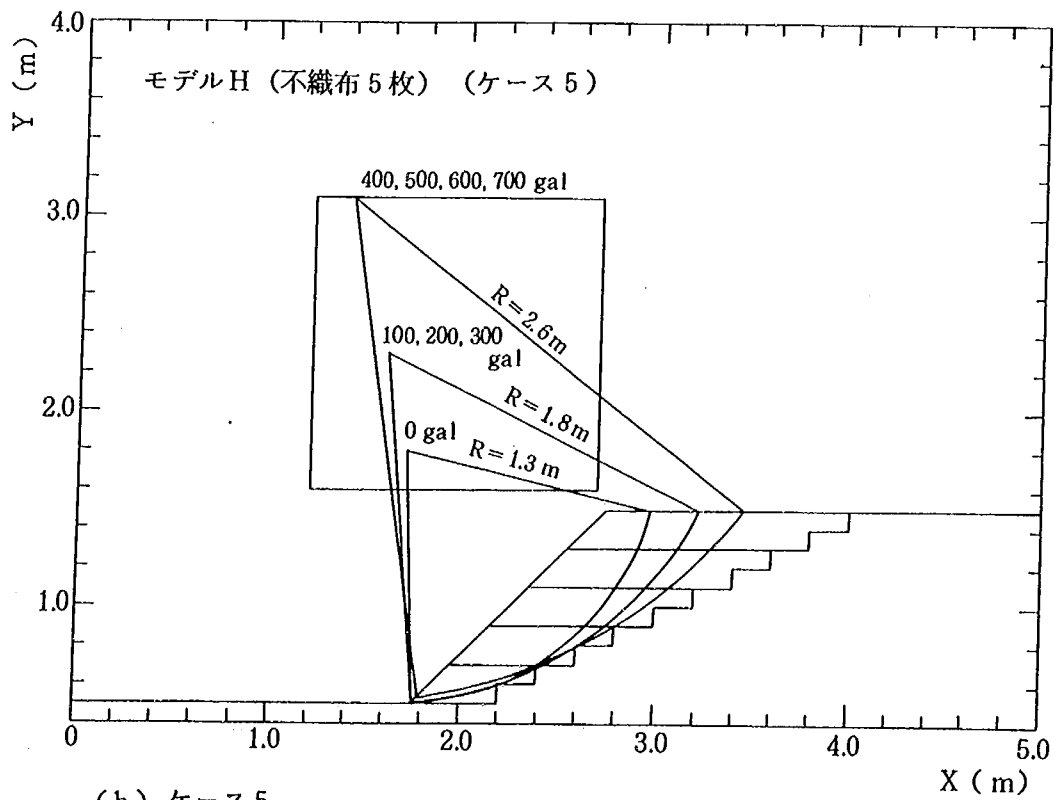


図 6.8 加振加速度と安全率の関係
 (ケース 4, 5, 6 ; 土塊せん断ひずみ τ_f に整合する補強材張力を用いた, $\tau_f = 8\%$)

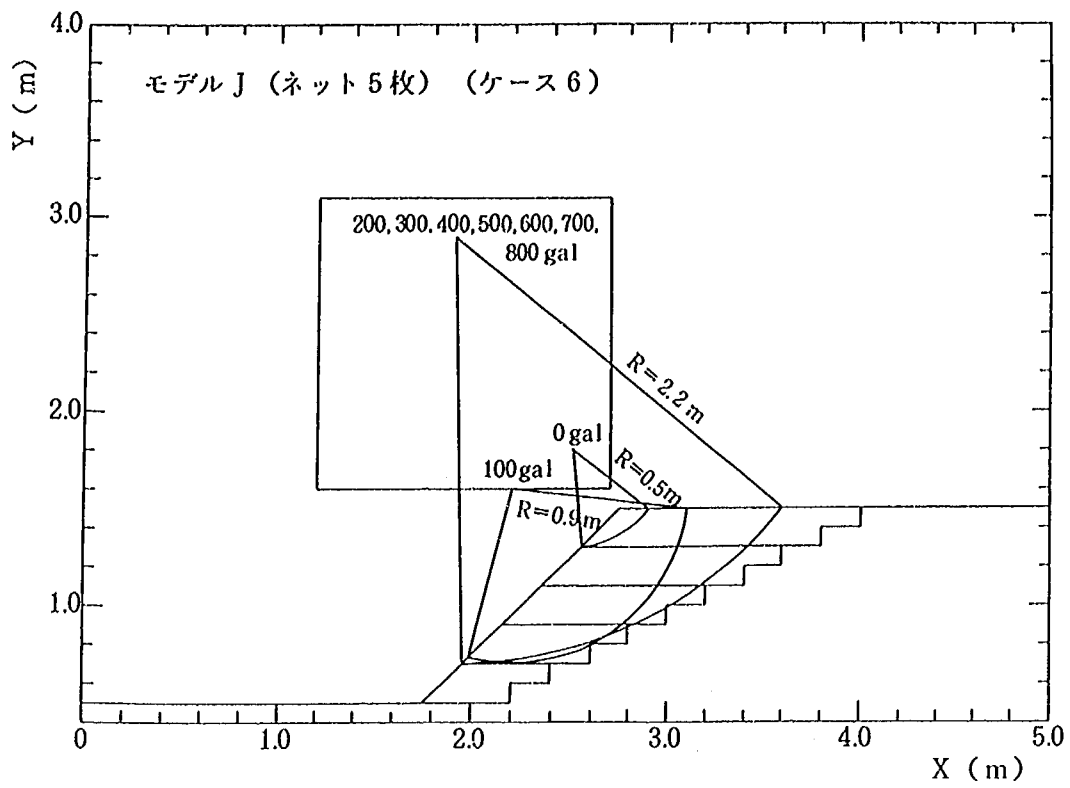


(a) ケース4



(b) ケース5

図6.9 最小安全率を与える円弧



(c) ケース 6

図 6.9 最小安全率を与える円弧

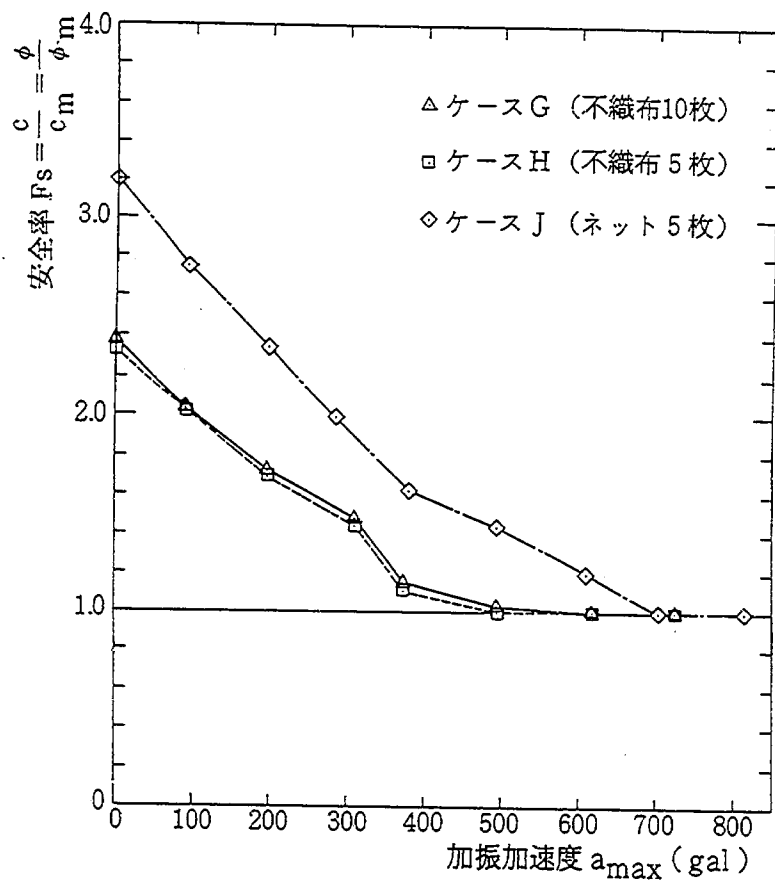


図 6.10 加振加速度と安全率の関係
(ケース 7, 8, 9 ; 動員されたせん断強度による)

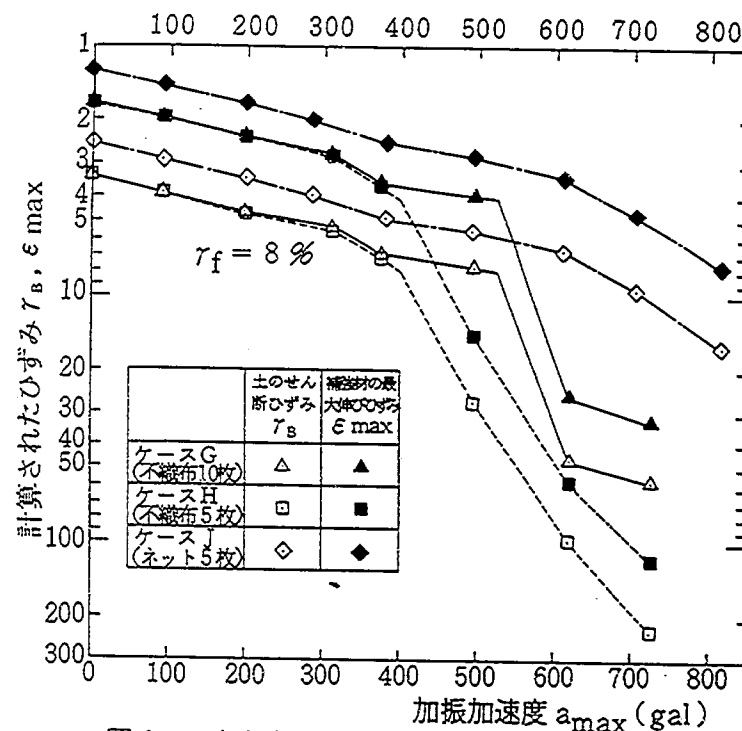


図 6.11 加振加速度とひずみの関係
(図 6.10 に対応)

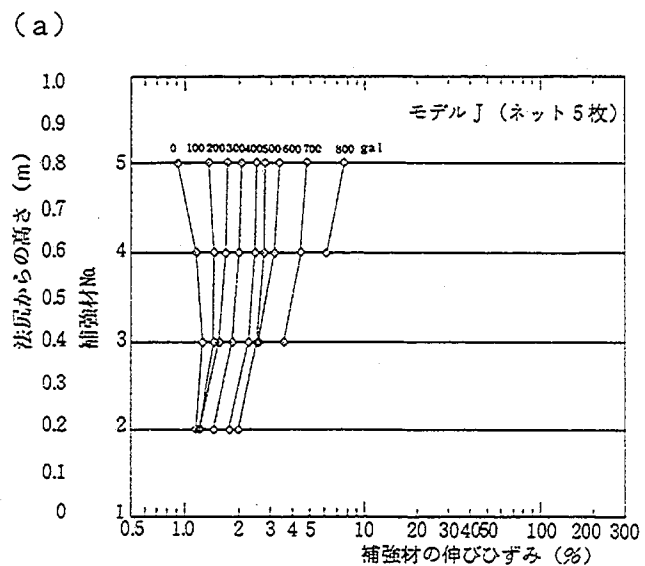
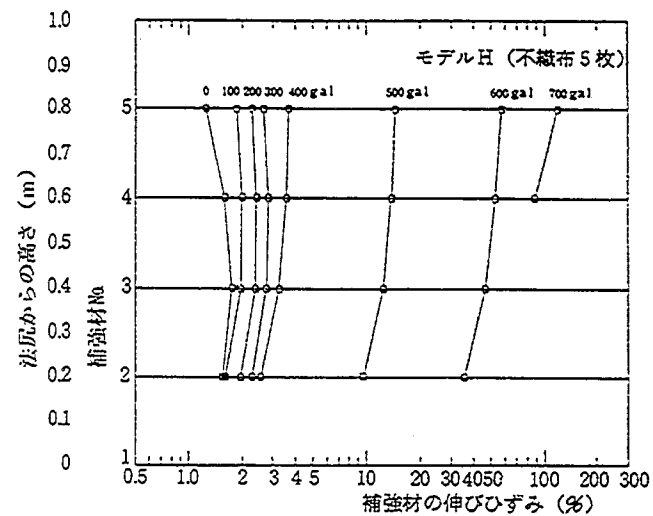
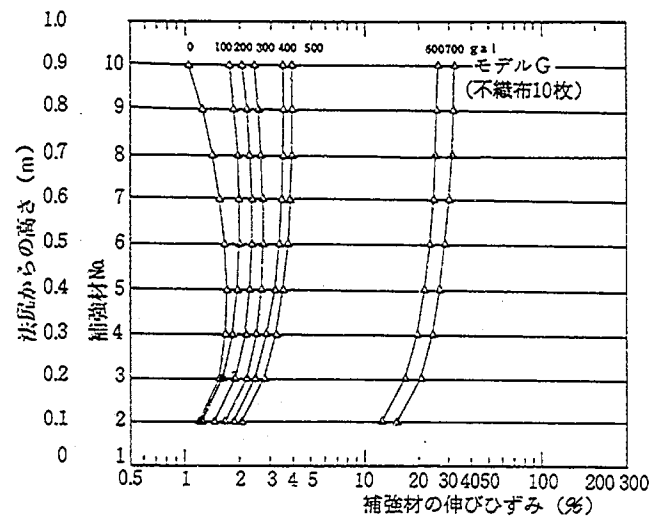


図 6.12 補強材の引張ひずみの分布

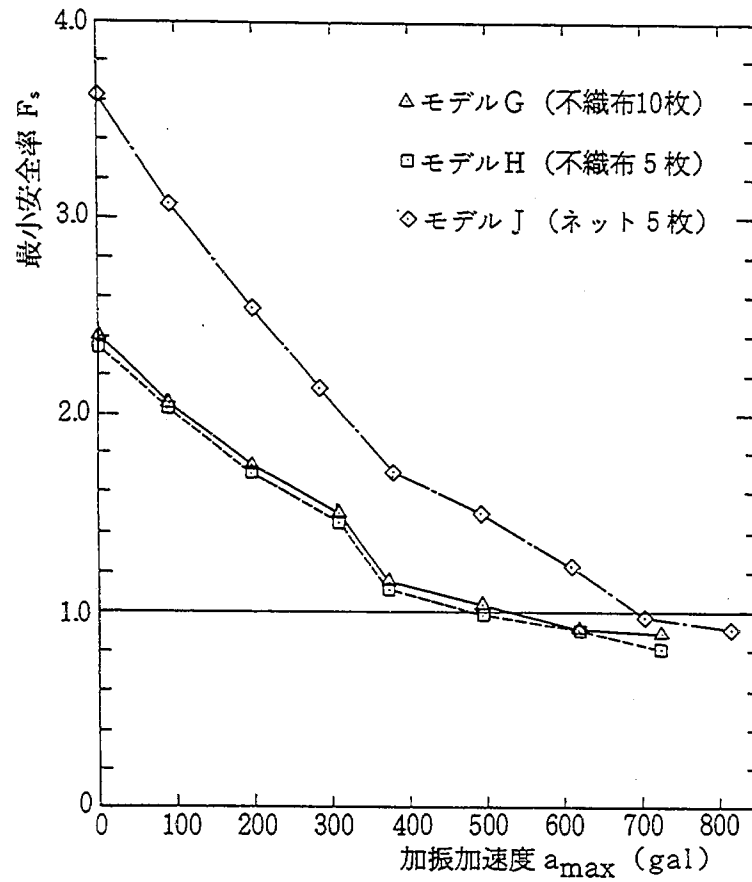


図 6.13 加振加速度と安全率の関係
(ケース10, 11, 12: 土塊せん断ひずみ τ_f , τ に整合する補強材張力 T_f , T を用いた)

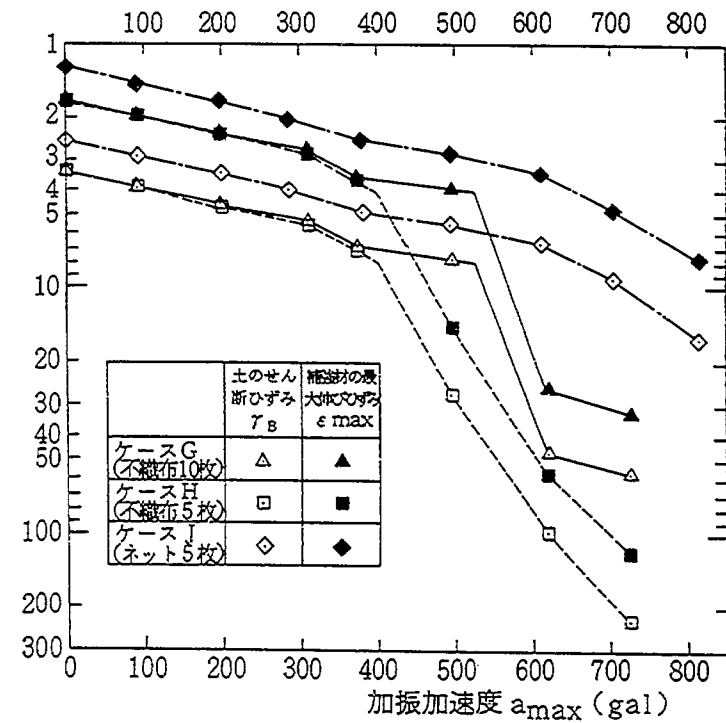


図 6.14 加振加速度とひずみの関係
(図 6.13 に対応)

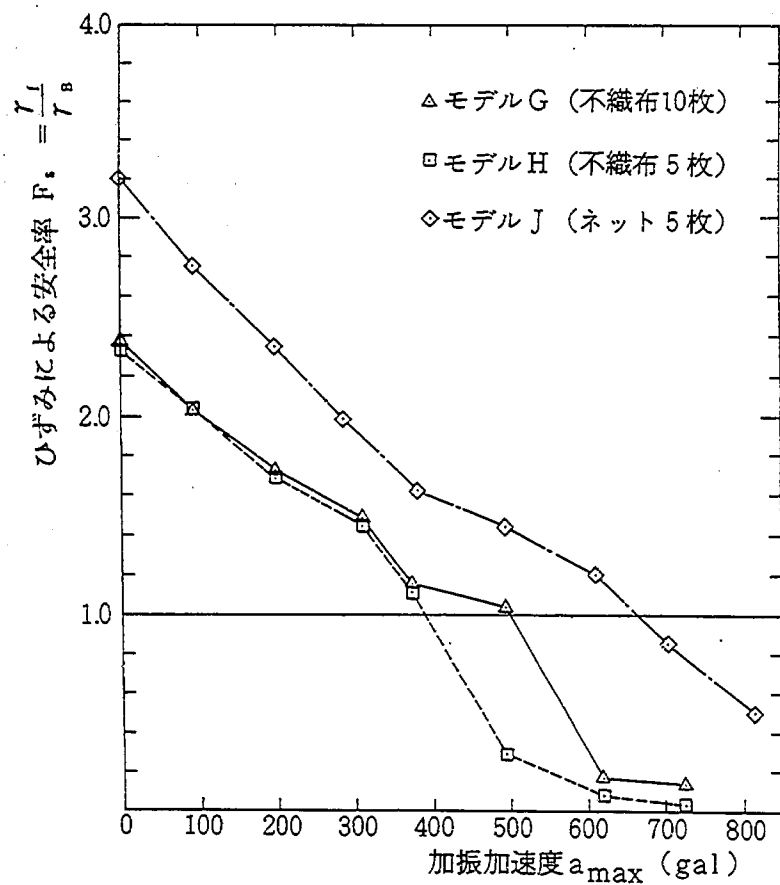


図 6.15 加振加速度と安全率の関係
(ひずみによる安全率)

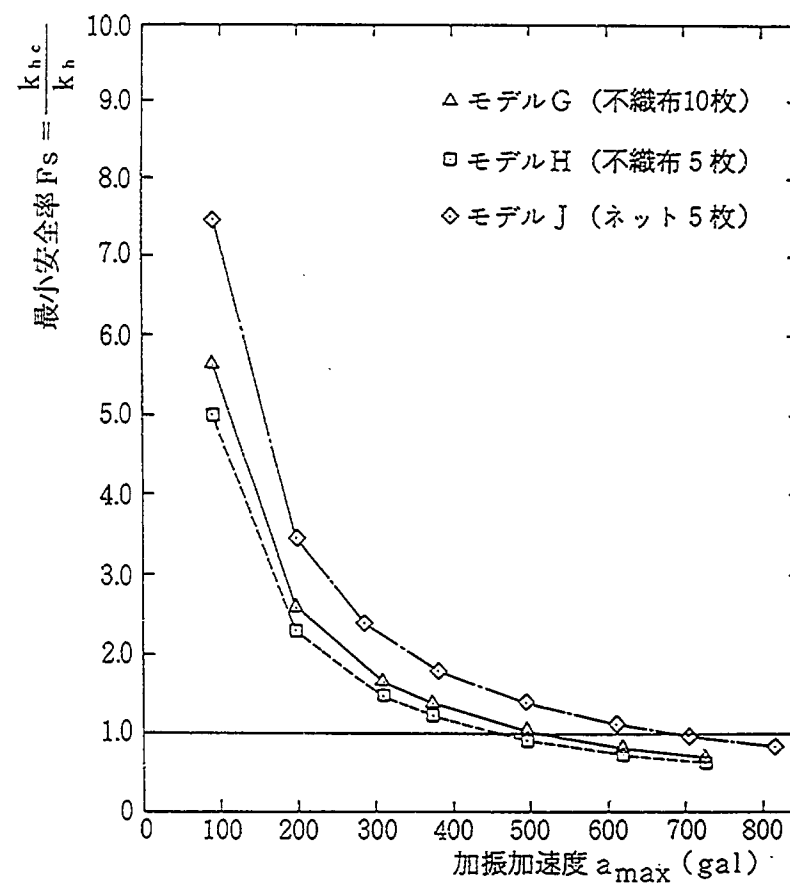


図 6.16 加振加速度と安全率の関係
(ケース13, 14, 15: 震度による安全率)

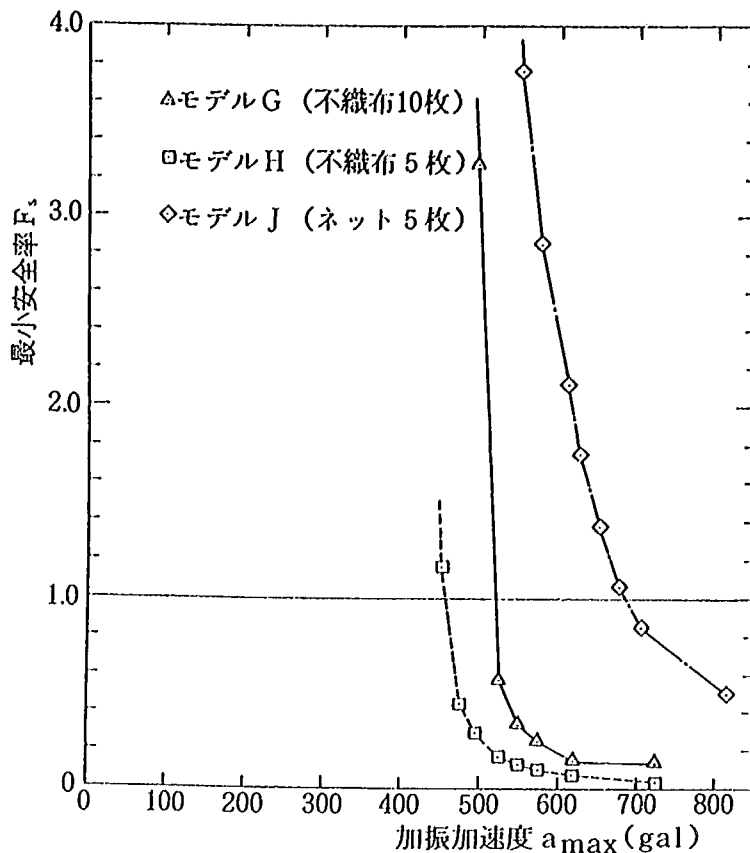


図 6.17 加振加速度と安全率の関係
(ケース16, 17, 18: M_{avil} / M_{req} による)

$a_{max} > a_{maxc}$ において、ひずみが急増する。

このように、(6.4) 式では、破壊限界以上の状態に対して、 $F_s = 1.0$ であり、この F_s だけでは、盛土の安定度の評価に用いられない。このことに対する対処法については、後述する。

図 6.12 は、各モデル・各加振加速度に対して、各補強材の伸びひずみを示したものである。

図 6.13 は、表 6.3 のケース 10～12 に対応するものであり、安全率計算式として (6.5) 式を用いた場合の結果である。図 6.14 は前図に対応する計算における土のせん断ひずみと補強材の引張ひずみを示す。これは、(6.3) 式によると土の極限状態では常に $F_s = 1$ となることを回避するものである。(6.5) 式に用いるつりあい張力は、(6.3) 式から求めるものであり、ひずみを表わす図 6.11 と図 6.14 とはほとんどの場合一致するが、各加振条件下において (6.3) 式を満たす円弧と (6.5) 式の F_s の最小値を与える円弧の位置は異なるためそれに対応してひずみも少し異なったものとなっている。この場合も、不織布のケース G, H の安全率は、前出の図 6.8 と余り変わらない。ネットのケース J の安全率は、 $F_s = 1$ の付近では余り変わらないが、加振加速度が小さい所では図 6.13 の安全率が図 6.8 に比べかなり小さい。これは、図 6.8 ((6.2) 式) の場合、実際に生じていない破壊時のひずみに対応する補強材張力を用いて求めるため滑動モーメントが過小に評価されていることを反映している。

図 6.14 のひずみの算定結果から、不織布のケース G, H の場合、加振加速度がそれぞれの限界

加速度をこえると急激にひずみが増加するが、ネットの場合には、増加特性はさほど急激ではないことが示されている。

図 6.15 は、表 6.3 のケース 7～9 に対応するもので (6.3) 式による $F_s=1$ の領域の安定状態の評価を土のすべりひずみから行う (6.6) 式によるものである。不織布によるモデル G, H の場合、限界加振加速度を越えると急激にひずみが生ずるため、安全率が急に低下している。

図 6.16 は、表 6.1 のケース 13～15 に対応するもので、図 6.8 から求めた k_{hc} を用いて、(6.7) 式から安全率を求めたものである。

図 6.8 から、 $k_{hc} = a_{maxc}/g$ は以下のように算定される。

$$\text{モデル G } k_{hc} = 512/980 = 0.522$$

$$\text{〃 H } k_{hc} = 456/980 = 0.465$$

$$\text{〃 J } k_{hc} = 686/980 = 0.700$$

この場合の安全率は、地震力についてのみ注目したものであるから、加振加速度の小さいところで急に大きくなる。

図 6.17 は、表 6.2 のケース 16～18 に対応するもので、(6.8) 式から安全率を求めたものである。この式の場合、無補強で安定していれば、 $F_s < 0$ となる。次に、無補強で不安定であり、補強が十分であれば、 $F_s > 1$ となる。さらにこの場合、補強が不十分であれば、 $0 < F_s < 1$ となる。この場合、限界加振加速度以下で安全率が急増し、通常の円弧すべりによる盛土の安全率とは異なった評価尺度が必要となる。

(2) 安全率計算結果と実験結果の対比

次に、このような安定計算結果と模型振動実験結果との対比を行う。

1) 安全率と沈下量の関係

算定された安全率 F_s と実測された累積天端沈下量 (図 5.7 参照) の関係を図 6.18～20 に示す。ここに、それぞれの F_s は前述した図 6.7, 6.8, 6.13 の方式によったものである。全体的に見て図 6.20 の関係が、補強材の種類、敷設層数、補強の有無にかかわらず、最もばらつきの少ない結果を与え、また、 $F_s=0.95 \sim 1.0$ 以下において、沈下量が急増するという妥当な結果を与える。このことから、図 6.13 の方式 ((6.5) 式) による安全率算定法が最も合理的であると推定した。

しかし、一方では、(6.5) 式による安全率は、(6.3) 式から土塊つりあい時の補強材力 T_b を求めるというステップを要し、やや煩雑である。ここで、(6.2) 式と、(6.5) 式による F_s とを比較すると、図 6.8 と図 6.13 の比較、または、両式の分母の違いからも明らかなように、 $F_s=1$ となる限界加速度より加速度が小さい範囲では、(6.2) 式の方が大きい F_s を与え、逆に限界加速度より加速度が大きい範囲では (6.2) 式の方が小さい F_s を与える。したがって、(6.5) 式に代ってより簡便な (6.2) 式によって、設計安全率を算定するときには (6.2) 式の F_s は (6.5) 式の F_s よりも大きく目に算定されることを考慮する必要がある。

さらには、(6.2) 式の場合、補強材張力 T_f を過大に評価すると (6.2) 式の分母が小さくなる、極端な場合には負になるということを回避するために、次式を近似的に用いることも考えられる。

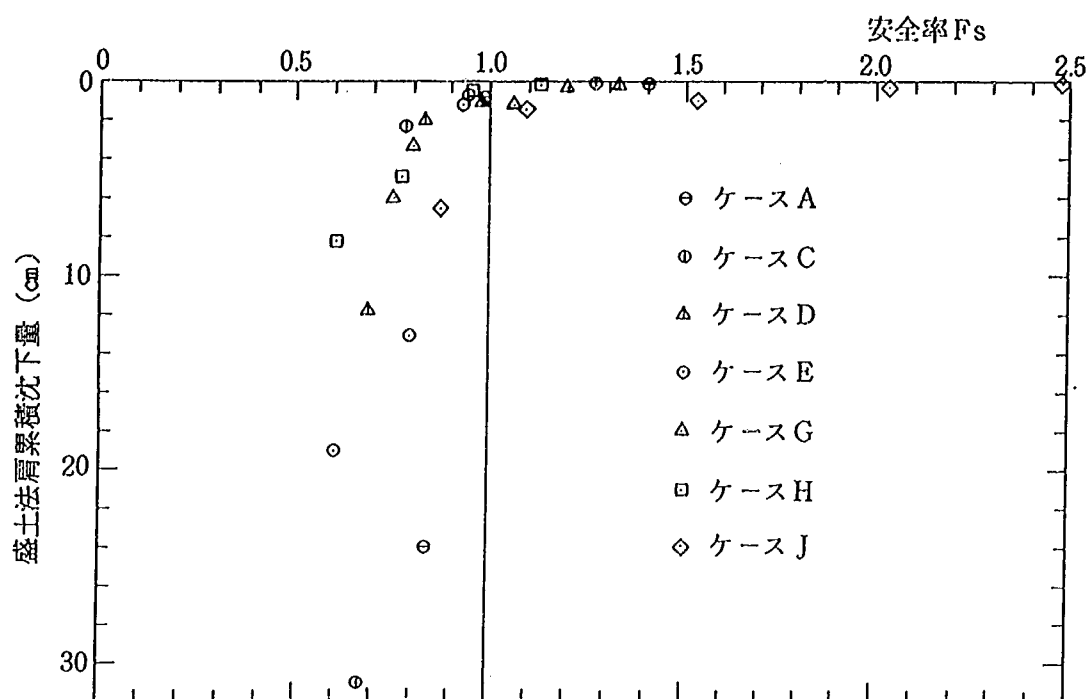


図 6.18 安全率と盛土累積沈下量の関係
(安全率は (6.2) 式による補強材引張ひずみを仮定)

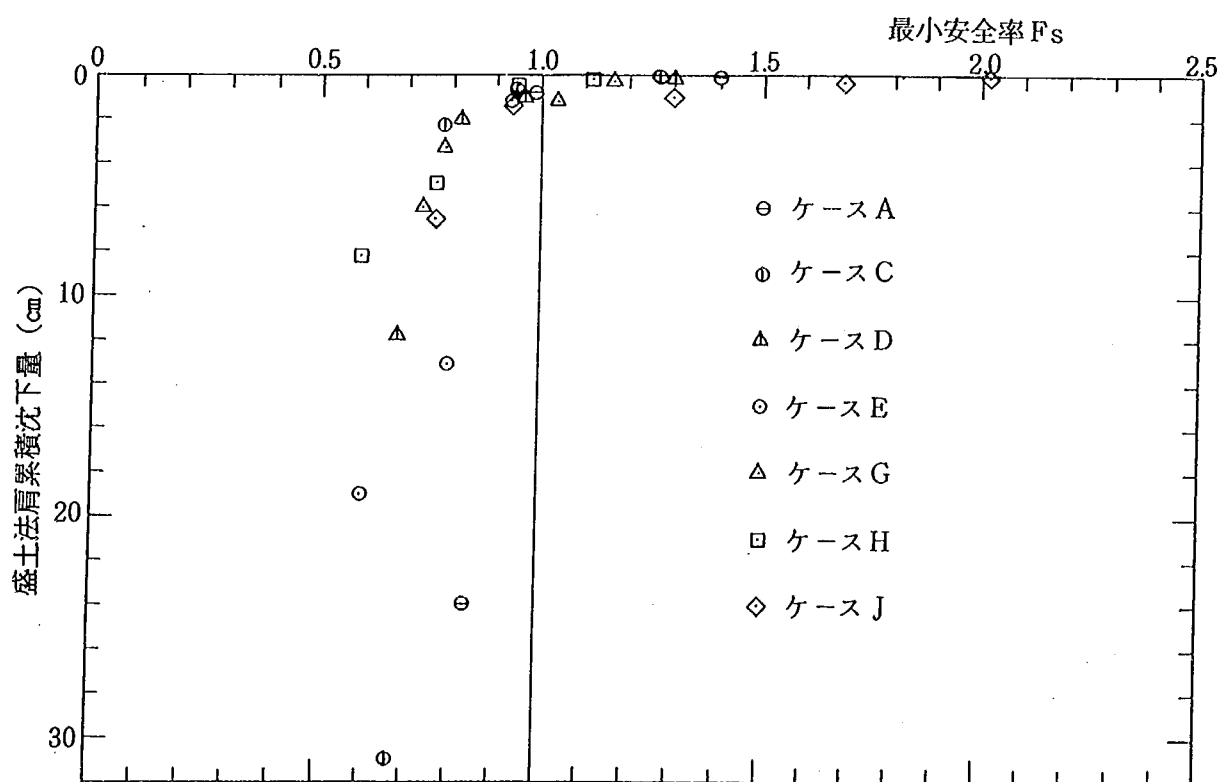


図 6.19 安全率と盛土累積沈下量の関係
(安全率は (6.2) 式による, 土塊のせん断ひずみ τ_f に整合する補強材張力)

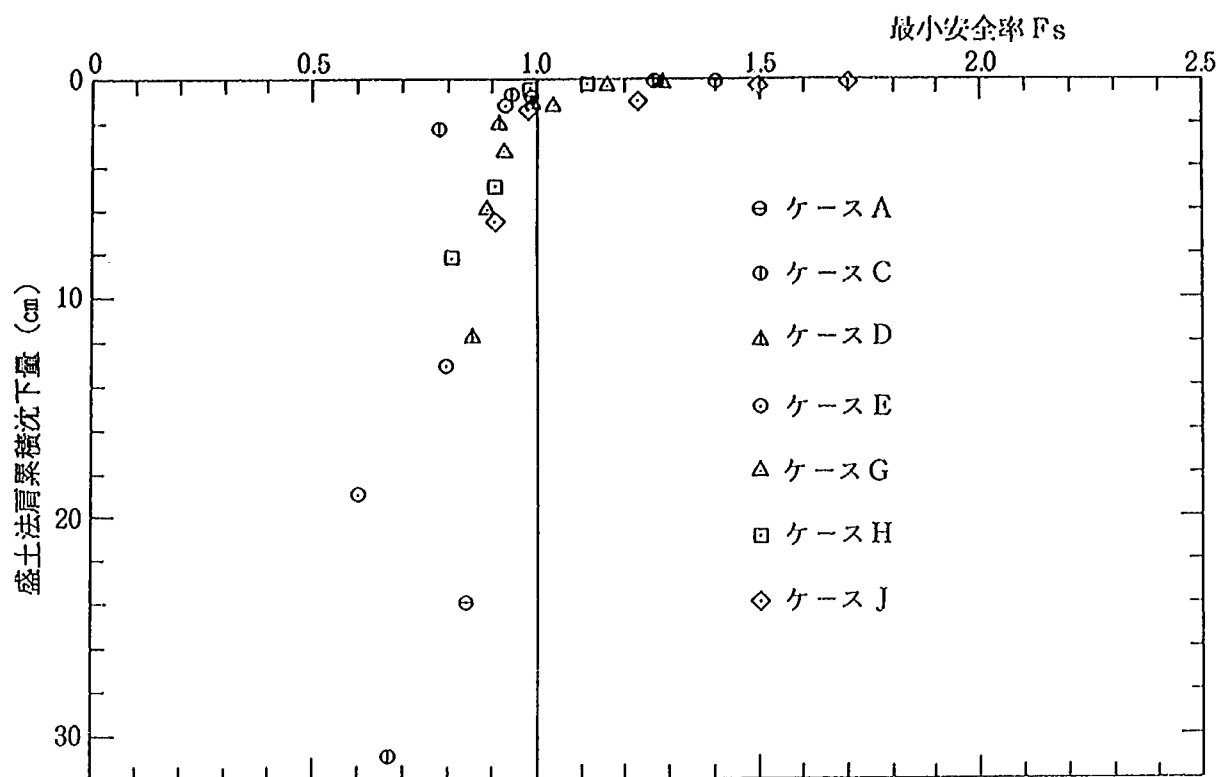


図 6.20 安全率と盛土累積沈下量の関係 (安全率は (6.5) 式による)

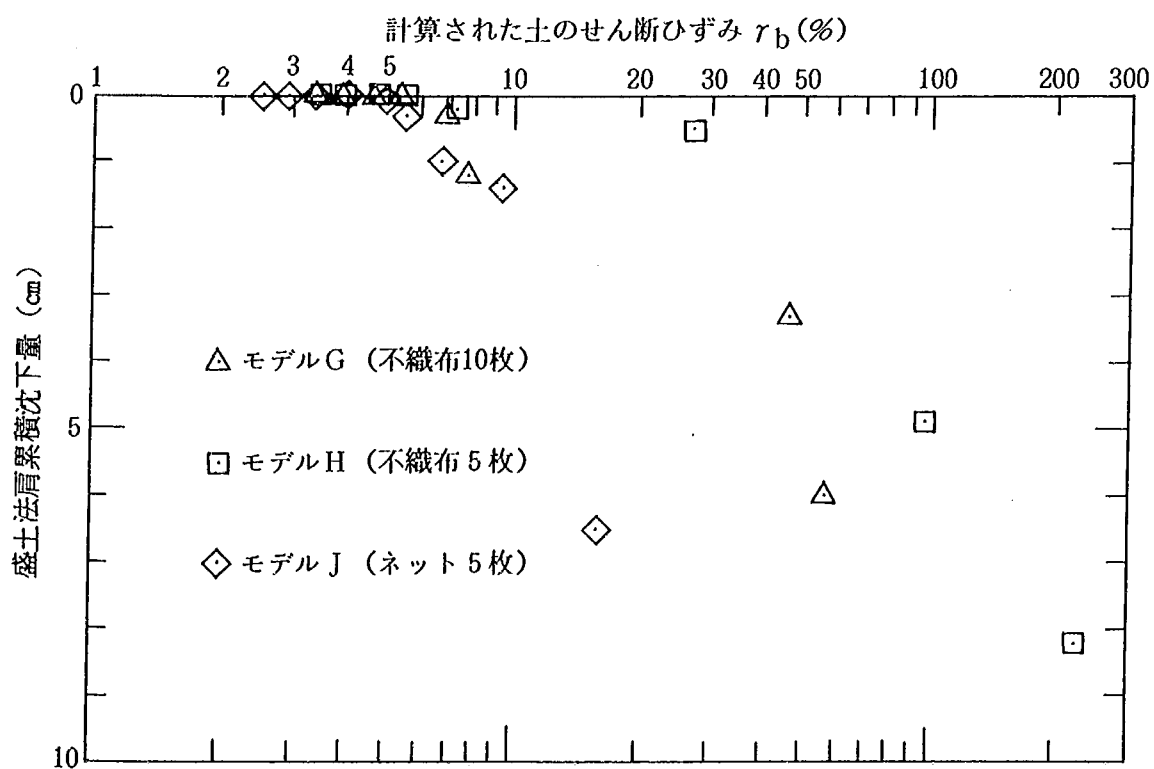


図 6.21 (6.3) 式により計算された土のせん断ひずみ r_b と盛土累積沈下量の関係

$$F_s = \frac{R \sum [c\ell + \{ W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi + T_f \cdot \cos (\alpha + \theta)]}{\sum \{ R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot kW \}} \quad (6.22)$$

2) 盛土の沈下量と計算された土のせん断ひずみの関係

さらに実験結果で得られた盛土沈下量と計算で得られた土のせん断ひずみの関係を図 6.21 に示す。ケース G, H では盛土の沈下が始まったときから土の計算ひずみ量は急激に大きくなっているが、ネットでは沈下が始まって土のひずみ量はすぐには大きくならない。これは、補強材、特に不織布の引張特性の評価、及びすべりを薄い単一層と仮定していること、盛土の崩壊時に土と補強材とが完全に密着して変形するか（特にネットの場合）等の問題があるためと考えられる。

(3) 安定計算のまとめ

上述のことをまとめると以下のようなものである。

- 1) 補強盛土の全体安定を評価するため補強材の引張強度を考慮した種々の円弧すべり計算式を導き、実験モデルの内、3 ケースを選び加振加速度と安全率の関係を算定し、その特性を考察した。
- 2) 無補強盛土の場合とも連続性のある安全率計算式として 3 通りの計算式を選び、実験結果との比較考察を行った。
- 3) 2) の結果として、全体的に実験結果とよく合致したのは盛土破壊時の補強材張力から抵抗モーメントを、そして、土塊つりあい時の補強材張力から滑動モーメントを求める (6.5) 式であった。
- 4) すべり土塊が補強材張力とつりあったときに求まる土のせん断ひずみ、補強材の伸びひずみと盛土沈下量の関係は、一義的には定まらず補強材により異なったものとなった。

7. 補強盛土の耐震設計法の骨格

前章までの内容を踏まえると、補強盛土の耐震設計法の骨格は、当面以下のとおりとなる。

当面の対象を比較的緩勾配ののり面を有する盛土に限定する。このことによって、本格的な構造の壁体の必要がないものとする。したがって、盛土の安定は、壁体による補強効果を見捨てて検討することになる。

盛土の安定に壁体部の効果を考慮すべきいわゆる土留は、別途検討する必要がある。

以下のような手順で設計を行う。

全体安定に対する設計

- (1) 無補強時に全体安定に対するすべり安全率 $F_s < F_{sa}$ となる最大のすべり面を求める。
- (2) (1)によって、補強材の敷設必要範囲が定まる。このとき、(1)の $F_s = F_{sa}$ となる最大すべり面は、無補強でも、安定しているものである。
- (3) 無補強時に全体安定に対する安全率 F_s が最小となるすべり面に対して $F_s > F_{sa}$ となるように補強材強度及び敷設間隔を定める。この段階では、ある程度の試算が必要となる。また、補強盛土に対して、すべり安全率を計算するためには、補強盛土の使用限界変形量を考慮して、補強材の許容変形を定める必要がある。
- (4) (3)に求めた補強材の配置に基づいて敷設長を(2)で求めた範囲まで延ばす。
- (5) 各すべり面に対して $F_s > F_{sa}$ とするのに必要な補強材張力 T に対して、すべり面より外の安定部での定着力が十分であることを確認する。

部分安定に対する設計

- (6) 補強材の引張変形が過大とならないかどうか（破断、引抜けを含めて）は、(3)と(5)において一応チェックされている。
- (7) 土ののり面からはらみ出し、こぼれ出しについては、のり面壁体部に接するのり面浅層部の土の安定を保つのに必要な壁体からの抑え土圧に対して、壁体部が安定であることを確認する。

8. あ と が き

今回の報告は模型振動実験と安定計算により設計計算法の方向を考慮したものである。結果的には、剛性の高い材料を敷設し、かつ地山に固定すればかなりの耐震性が得られることがわかった。

また、盛土に破壊が生ずる限界条件は補強材張力の効果を取入れた円弧すべり計算結果と良好な対応があった。しかし、実際の補強盛土の設計にあたっては、安全率計算をもう少し簡易化することが要求されよう。また、補強材の巻込みが全体安定及び部分安定（土に対して）に及ぼす効果の評価法も課題として残されている。

今後は、安定計算の簡易化とその結果の評価法の考察と合わせて、今回は考慮しなかった補強材の引抜け破壊のり面保護工の効果等も考慮した実用的な設計ルーチンの提案を行うべく考察を進める必要がある。

9. 参 考 文 献

第 1 章

- 1) 例えば, 久楽勝行: ジオテキスタイルの利用技術の開発とその動向, 昭和60年度土木研究所講演会講演集, 土木研究所資料第 2292 号, pp. 40~77, 1986. 3.

第 4 章

- 1) 例えば, 佐々木康ほか: シラス堤防の耐震性に関する検討, 土木研究所資料, 第1763号, p. 10, 1982. 2.
- 2) 龍岡文夫ほか: 不織布による粘性土盛土の補強, 土と基礎, Vol. 33, No 5, 土質工学会, pp. 15~20, 1985. 5.
- 3) 土質工学会: 補強土工法, 土質基礎工学ライブラリー 29, pp.357~368, 1986. 5.
- 4) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 5~ 98, 1979. 3.

第 6 章

- 1) 土質工学会: 補強土工法, 土質基礎工学ライブラリー 29, p. 85, 1986. 5.

1. ジオテキスタイル補強盛土の地震時安定計算法

1.1 従来の研究

ジオテキスタイル補強盛土の地震時安定計算法を提示した既往の研究はほとんど皆無に等しい。したがって、ここでは、このような計算法の考察に関連する他種の補強材も含めた補強盛土の安定計算法（基本的には常時）を整理する。補強材としては、ジオテキスタイル以外に、鋼板（テールアルメ）、鉄筋、アンカー等がある。

(1) 安定計算法の範囲

安定計算は狭義には斜面安定計算の意味に用いられる。一方、斜面勾配が直に近い急な場合の土塊の滑動に対する安定問題は、その安定を保持するための土留壁等に作用する力を求める土圧解析として扱われるのが通常である。斜面安定解析及び土圧解析は共に土塊の極限つり合い式に基づくものであり、本質的に共通する面があり、両者の適用条件の差を明確にすることは力学的に興味深くまた実用的にも重要なことであるが、本報では土圧解析には深入りをせず、基本的には斜面安定解析を取扱う。

次に、補強盛土の破壊モードには多様なものがあるが、それらを整理すると、付表-1.1¹⁾のような4種の安定検討が必要である。上述の安定解析（斜面安定解析及び土圧安定解析）は、表-1中のⅠ-全体安定解析に相当する。

付表 1.1 補強土の安定解析の検討項目¹⁾

Ⅰ-全体安定検討	Ⅰ-A	補強領域を剛体と見なす <u>外的安定検討</u>	<u>内的安定検討</u>
	Ⅰ-B	補強領域を剛体とみなさず、補強領域の内部にもすべり面が通過しうるとして全体の安定性の検討	
Ⅱ-部分安定検討	Ⅱ-A	個々の補強材に作用する力を補強材周辺の部分的な力のつりあいから求め、個々の補強材の安定性の検討	
	Ⅱ-B	土の局部的大変形や破壊に対する検討	

以下では、まずこの全体安定解析法について述べ、必要に応じてⅡ-部分安定について補促する。

(2) 既往の安定計算法

上述したように、狭義の斜面安定解析法に限定しても、既往の安定計算法は、想定すべり面の形や、安全率計算式中の抵抗力の滑動力の考え方等により、かなり多種のものがある。以下、列記する。

1) 円弧すべり面を想定するもの

従来の多くの計算法では、次式により補強土の安全率を算定している。

$$F_s = \frac{M_r + 4M_r}{M_d} \quad (\text{付 1.1})$$

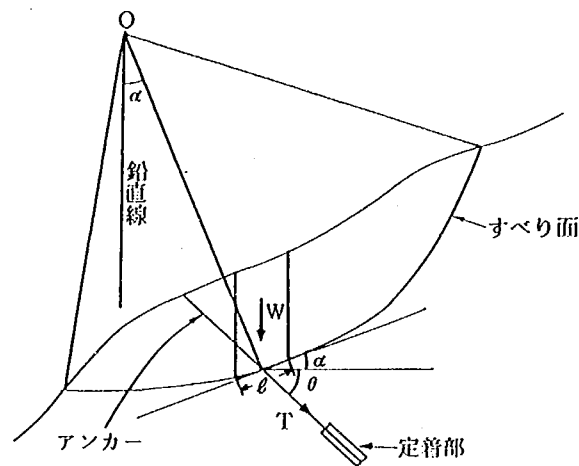
ここに、 M_r ：すべり面に沿う土の抵抗モーメント、 ΔM_r ：補強材による抵抗モーメント、 M_d ：土塊の滑動モーメント

設計上は、土だけの場合の安全率がある許容値より小さいとして、(付 1.1) 式の安全率が許容値となるために必要な補強材の抵抗モーメントを求め、その抵抗モーメントに対応する補強材張力に対して安定であるように補強材強度及び引抜け抵抗を確保することになる。

2 次元的に考えれば、アンカーや鉄筋挿入工法も安定計算式の形の上でジオテキスタイル補強土の場合と共通点がある。中村²⁾によれば、アンカー工を施した斜面の安全率は一般に次式で表される。

$$F_s = \frac{\sum [c \ell + \{W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi]}{\sum \{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos (\alpha + \theta)\}} \quad (\text{付 1.2})$$

記号については、付図 1.1 を参照。



付図 1.1

ここに、 $\tan \phi$ を媒介として安定性に寄与する分子の $T \cdot \sin (\alpha + \theta)$ の項は締付け効果と呼ばれ、滑動力を低減する役割をする分母の $T \cdot \cos (\alpha + \theta)$ は引止め効果と呼ばれる。

(付 1.2) 式は若干変形されて次式で安全率を定義することもある。

$$F_s = \frac{\sum [c \ell + (W \cdot \cos \alpha - P_b) \tan \phi + T \cdot \{\cos (\alpha + \theta) + \sin (\alpha + \theta) \tan \phi\}]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{付 1.3})$$

現実の設計においては、両方の効果のどちらに多くを期待するかによって、締付け用アンカーまたは引止め用アンカー（待受け式アンカー）と呼ばれ、それぞれ次の安全率計算式によっている³⁾。

(締付け用アンカーの場合)

$$F_s = \frac{\sum [c \ell + \{W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{付 1.4})$$

(引止め用アンカーの場合)

$$F_s = \frac{\sum (c \ell + (W \cdot \cos \alpha - P_b) \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.5})$$

または,

$$F_s = \frac{\sum (c \ell + (W \cdot \cos \alpha - P_b) \tan \phi + T \cdot \cos (\alpha + \theta))}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{付 1.6})$$

前述の(付 1.1)式は, この(付 1.4)式と同様の形であり, 逆に言えば, (付 1.1)式以外にも補強土斜面の安定計算式を検討する必要性を示唆している。

以上は, いずれも Fellenius 法的な考え方によるものであるが, 龍岡らは, Bishop法を鉄筋挿入工法斜面に適用して次のような式を提案している⁴⁾。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \times \sum \frac{c \ell \cdot \cos \alpha + W \cdot \tan \phi + T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi}{\left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}\right) \cos \alpha} \quad (\text{付 1.7})$$

ここに, α , θ は付図 1.1 と同様に定義される。

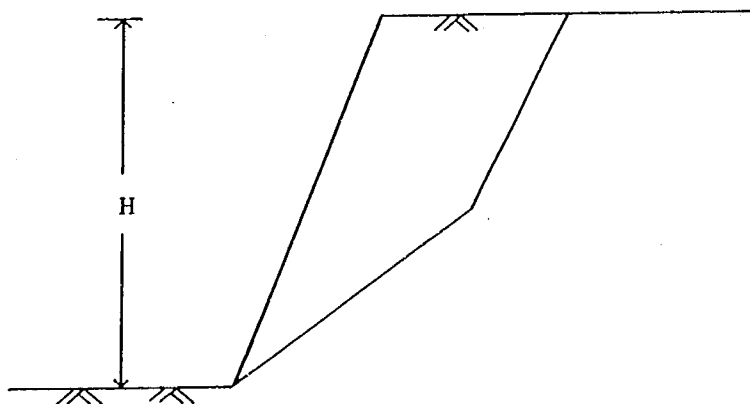
この式においては, 補強材の挿入角が水平で $\theta = 0$ とすると, 補強材の効果は現れず, このままではやや不合理であると考えられる。

2) 折線すべり面を想定するもの

Jewell らはこの方法を比較的急勾配の補強盛土に適用している⁵⁾。この方法の概要は, 以下のようである。

付図 1.2 のように 2 本の折線から成るくさび状のすべり土塊を考える。あるすべり土塊が現実には不安定とすれば, それをつりあい状態に保つためには, 水平力 T が必要である。必要力 T を無次元的に表すため次式を導入する。

$$T = K \cdot \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (\text{付 1.8})$$



付図 1.2 折線すべり

Kは土圧係数である。このKは斜面形状を単純かつ斜面を均質なものとすると算定できる。この土圧係数をすべての補強材について一定と仮定すると同時に、この土圧係数を用いた各深さの土圧を各補強材が受け持つものとして補強材の諸元を求める。

龍岡らは、Jewell らと同様の折線すべりから成るくさび状のすべり土塊を考え、次式で安全率を算定することを提案している⁹⁾。

$$F_s = \frac{T_{avail}}{T_{req}} \quad (\text{付 1.9})$$

ここに、 T_{avail} ：補強材が発揮し得る盛土単位幅当りの最大の引張り力、 T_{req} ：想定するすべり土塊の全部または一部が滑動しないために必要な補強材の引張り力。

3) 考 察

以上の安定計算法以外にもいくつかの計算法が発表されているが、特にとり上げることはしない。上記の安定計算法から以下のような疑問点が生ずる。

- ① すべり面の形は、円弧または折線いずれがよいか。
- ② 安全率計算式において補強材の効果は適切に取入れられているか。
- ③ そもそも安全率計算式はどのように導かれるべきか。
- ④ 補強材設計のために必要な個々の補強材力はどのように求めるか。

このような問題点の中で、特に折線すべりを例にとって安全率式について考察を行う。

補強土盛土の内的全体安定に対する安全率 F_s の考え方は次の二つに大別される。

- ① 通常の斜面安定的に考え、すべり面に沿うせん断力がせん断強度に対して完全に動員されていないものとして安全率 F_s を求める。ここに、 $1/F_s$ が、せん断強度の動員度を表す。
- ② すべりを考える土塊に対し土圧的に考え、すべり面に沿ってせん断強度が完全に動員されたものとして、すべり土塊の安定を保つのに不足する力を補強材で補うものとして安全率 F_s を求める。

この考えの1例が上述した(付1.9)式である。

ここで、付図1.3(a)のような補強盛土に対して折線すべりを考える。今、折点を通る鉛直面ですべり土塊を二つの部分F、Bに区分して取扱う。このようなすべりに対して上述の①、②の方法を適用するとき、各土塊のすべり面に沿うせん断強度の動員度の考え方により、付図1.3(b)(c)(d)のような三通りに分かれる。

(b)図は、F、B土塊どちらも安全率 $F_s (=1)$ の状態にあるものであり、上記の④の考え方に対応する。

数式的には次のように表される。

$$F_s = \frac{R(F) + R(B) + T_{avail}}{L(F) + L(B)} \quad (\text{付 1.10})$$

ここに、 $R(F)$ ：F土塊のせん断抵抗

$R(B)$ ：B土塊のせん断抵抗

T_{avail} ：補強材による抵抗

$L(F)$: F土塊の滑動部

$L(B)$: B土塊の滑動部

(c)図は、F、B土塊どちらも安全率 $F_s = 1$ の状態にあると考えるものである。これは、上記の②の考え方である。そして、F土塊が滑動することに主眼を置く。F土塊に作用する滑動力及び抵抗力はそれぞれ $L(F) + (L(B) - R(B))$ 、 $R(F) + T_{avail}$ である。ここで $L(B) - R(B)$ は、F、B土塊間に作用する土圧である。このとき、F土塊が安定であるために必要な力 T_{req} は

$$T_{req} = L(F) + L(B) - R(F) - R(B) \quad (\text{付 1.11})$$

で与えられる。

そして、安全率 F_s を

$$F_s = \frac{T_{avail}}{T_{req}} = \frac{T_{avail}}{L(F) + L(B) - R(F) - R(B)} \quad (\text{付 1.12})$$

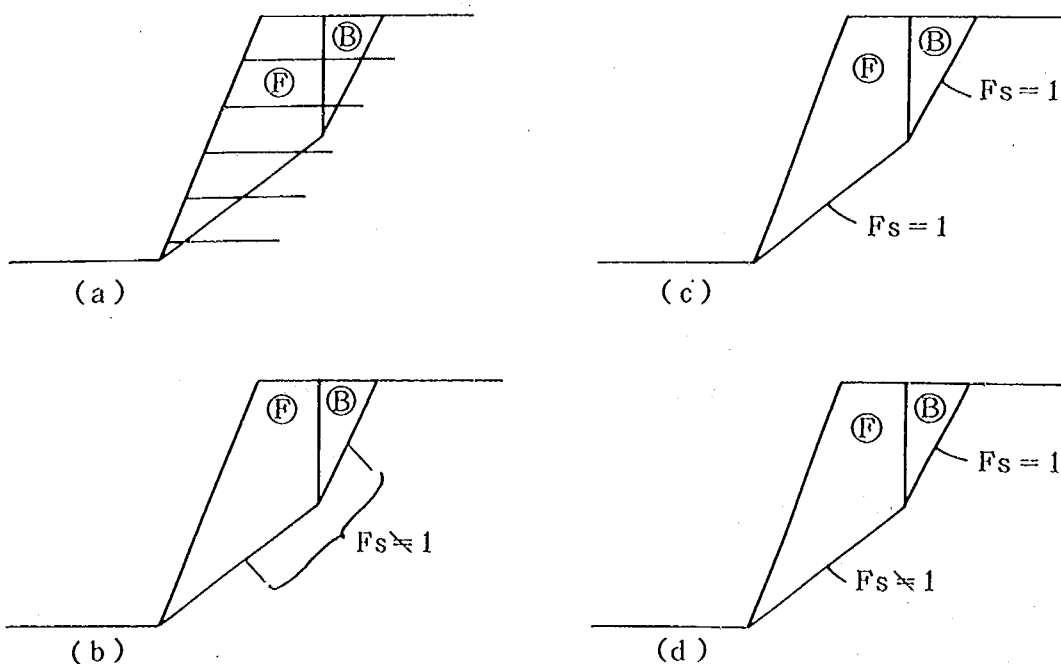
で与えるのが上述の(付 1.9)式である。

(d)図は、B土塊は $F_s = 1$ の状態、F土塊は $F_s \neq 1$ の状態にあると考えるものである。これは、上記の①②の考え方の折衷である。この場合にも、F土塊の滑動に主眼を置くと、安全率 F_s を次式で表すことができる。

$$F_s = \frac{R(F) + T_{avail}}{L(F) + L(B) - R(B)} \quad (\text{付 1.13})$$

以上に導いた(付 1.10) (付 1.12) (付 1.13) 式は、それぞれ同じ滑動力と抵抗を用いても安定限界となる $F_s = 1$ になるときは、同一の T_{avail} に対応することは明らかである。

以上のことから、(付 1.9)式による F_s の意味合いが多少明らかになったと考えられる。

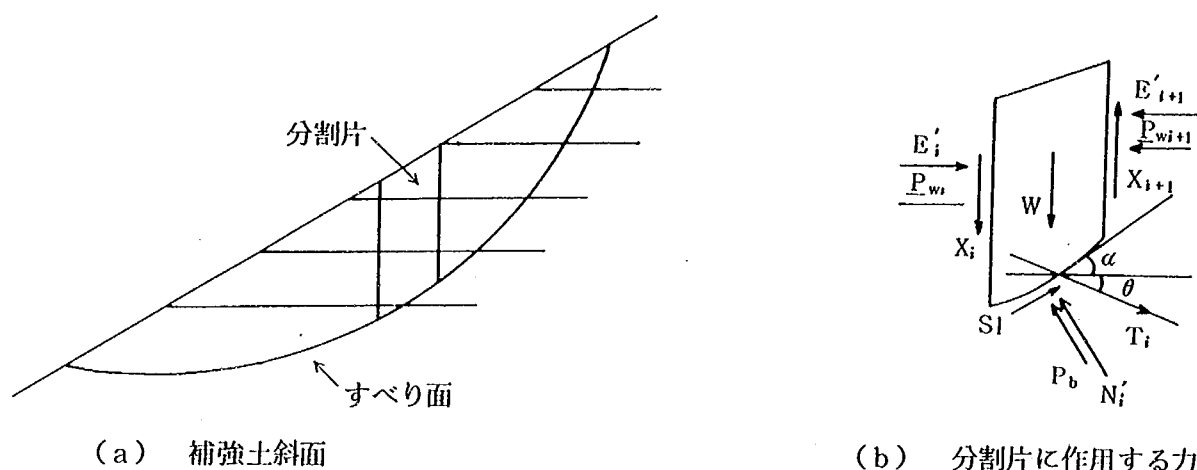


付図 1.3 折線すべりにおけるいくつかの安全率条件説明図

次節では、折線すべりに代って、通常は無補強盛土に多用される円弧すべり面について、斜面安定の考えの安全率式（上の（付 1.10）式に相当）を導く。

1.2 補強土斜面の安定計算式の誘導

付図 1.4 (a) のような補強土斜面においてすべり面に補強材が交差する場合を考える。通常の土だけの斜面の場合と同じく、複雑な斜面形状及び不均質な土性に対して容易に対応できるように分割法を用いる。



付図 1.4 補強土斜面の安定解析説明図

すべり面形状を単純な円弧として、土だけの斜面に対して多用されている（修正）Fellenius 法及び簡便 Bishop 法を上述のように補強材がある場合に拡張する。

(1) 基本式

付図 1.4 (b) に示したような個々の分割片に作用する力を用いて安全率誘導に必要な基本式を列記する。

○ 分割片の底面に垂直方向の力のつりあい

$$N' + Pb = W \cdot \cos \alpha - (X_{i+1} - X_i) \cdot \cos \alpha - (E'_{i+1} - E'_i) \cdot \sin \alpha - (P_{wi+1} - P_{wi}) \cdot \sin \alpha + T_i \cdot \sin (\alpha + \theta) \quad (\text{付 1.14})$$

○ 分割片の底面に平行方向の力のつりあい

$$S = (E'_{i+1} - E'_i) \cdot \cos \alpha + (P_{wi+1} - P_{wi}) \cdot \cos \alpha - (X_{i+1} - X_i) \cdot \sin \alpha + W \cdot \sin \alpha - T_i \cdot \cos (\alpha + \theta) \quad (\text{付 1.15})$$

○ 全土塊の鉛直方向の力のつりあい

$$\sum (S \cdot \sin \alpha + T \cdot \sin \theta + N' \cdot \cos \alpha + Pb \cdot \cos \alpha) = W \quad (\text{付 1.16})$$

○全土塊の水平方向の力のつりあい

$$\sum (S \cdot \cos \alpha + T \cdot \cos \theta - N' \cdot \sin \alpha - Pb \cdot \sin \alpha) = 0 \quad (\text{付 1.17})$$

○全土塊の円弧中心Oに関するモーメントのつりあい

$$\sum R (S + T \cdot \cos (\alpha + \theta)) = \sum W \cdot R \sin \alpha$$

これは書換えて

$$R \sum S = \sum W \cdot R \sin \alpha - \sum R \cdot T \cdot \cos (\alpha + \theta) \quad (\text{付 1.18})$$

○安全率の定義から

$$F_s \cdot S = c\ell + N' \cdot \tan \phi \quad (\text{付 1.19})$$

(2) Fellenius 法の場合

$$\left. \begin{array}{l} X_{i+1} - X_i = 0 \\ E_{i+1} - E_i = 0 \\ P_{wi+1} - P_{wi} = 0 \end{array} \right\} \quad (\text{付 1.20})$$

とにおいて

(付 1.14) 式から

$$N' = W \cdot \cos \alpha - Pb + T \cdot \sin (\alpha + \theta) \quad (\text{付 1.21})$$

(付 1.19) 式に代入すると

$$F_s \cdot S = c\ell + \{W \cdot \cos \alpha - Pb + T \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi \quad (\text{付 1.22})$$

(付 1.22) (付 1.18) 式を合わせると

$$F_s = \frac{R \sum \{c\ell + \{W \cdot \cos \alpha - Pb + T \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi\}}{\sum W \cdot R \sin \alpha - \sum R \cdot T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.23})$$

各分割片に水平地震力 $k_h W$ が作用した場合には, (付 1.23) 式は, 次式のようにになる。

$$F_s = \frac{R \sum \{c\ell + \{W \cdot \cos \alpha - Pb - k_h W \cdot \sin \alpha + T \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi\}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - \sum R \cdot T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.24})$$

ここに, y : 円弧中心から分割片重心までの距離。

(3) 簡便 Bishop 法の場合

(付 1.15) 式を $E_{i+1}' - E_i'$ について解くと,

$$E_{i+1}' - E_i' = S \cdot \sec \alpha - (P_{wi+1} - P_{wi}) + (X_{i+1} - X_i - W) \cdot \tan \alpha + T \cdot \frac{\cos (\alpha + \theta)}{\cos \alpha} \quad (\text{付 1.25})$$

(付 1.25) 式を (付 1.14) 式に代入すると,

$$N' = (W - X_{i+1} + X_i) \cdot \sec \alpha - S \cdot \tan \alpha - Pb + T \cdot \frac{\sin \theta}{\cos \alpha} \quad (\text{付 1.26})$$

(付 1.26) 式を (付 1.19) 式に代入して S について解くと,

$$S = \frac{c\ell + (W - X_{i+1} + X_i) \cdot \sec \alpha \cdot \tan \phi - Pb \cdot \tan \phi + T \cdot \frac{\sin \theta}{\cos \alpha} \cdot \tan \phi}{F_s \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s} \right)} \quad (\text{付 1.27})$$

$$N' = \frac{W - X_{i+1} + X_i - \frac{c\ell}{F_s} \cdot \sin \alpha - P_b \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \theta}{\left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}\right) \cos \alpha} \quad (\text{付 1.28})$$

ここで,

$$X_i - X_i = 0$$

と仮定して, (付 1.28) 式を (付 1.18) (付 1.19) 式と組合せると次式を得る。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha - \sum T \cdot \cos(\alpha + \theta)} \times \left\{ \sum \frac{c\ell \cos \alpha + (W - P_b \cos \alpha) \tan \phi + T \cdot \sin \theta \tan \phi}{\left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}\right) \cos \alpha} \right\} \quad (\text{付 1.29})$$

各分割片に水平地震力 $k_h W$ が作用した場合には, (付 1.29) 式は次のようになる。

$$F_s = \frac{1}{\sum (R \cdot W \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T \cdot \cos(\alpha + \theta)} \times R \left\{ \sum \frac{c\ell \cos \alpha + (W - P_b \cos \alpha) \tan \phi + T \cdot \sin \theta \tan \phi}{\left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}\right) \cos \alpha} \right\} \quad (\text{付 1.30})$$

これは, 前出の (付 1.7) 式とはやや異なった形である。

1.3 安全率計算式の適用

(1) 安全率計算式の考え方

1) 安全率計算のための土の抵抗の考え方

ここでは, 前述した Fellenius 法を実際に適用するにあたって, 様々な考え方があることを述べる。

Fellenius 法によるすべりに対する安全率 F_s は (付 1.23) または, (付 1.24) 式で与えられる。これらの式は, 補強材張力 T が与えられれば, F_s が算定できることを示している。しかし, 現実にはこの T をどのように考えるか等により, 様々な安全率計算式が導かれる。以下にその過程及びそれらの諸式の意味を述べる。

まず, (付 1.23) (付 1.24) 式の F_s が導かれた基礎式の一つとして, 安全率の定義である (付 1.19) 式を思い出すことにする。

$$F_s \cdot S = c\ell + N' \cdot \tan \phi \quad (\text{付 1.19 bis})$$

これは, 分割片底面において土に作用するせん断力 S が, 土の抵抗 $c\ell + N' \cdot \tan \phi$ に対して $1/F_s$ だけ動員されていることを表している。また, ここに用いられている強度定数 c , ϕ は, 土のせん断破壊状態の応力条件 (せん断強度) から求めたものである。したがって, せん断力 S との比較対象となるせん断抵抗は全体として, 土が破壊状態にあることを想定して求めるものであり, すべり面に作用する垂直力 N' も土の破壊状態の値を用いることになろう。Fellenius 法的な考えをすると, 土だけの場合, あるつり合い状態からせん断破壊状態に移行する場合に, 間げき水圧の変化がない限り, N' は変化をしない。一方, 補強材がある場合には, (付 1.21) 式から明らかなように, あるつりあい状態か

らせん断破壊状態に移行する過程において補強材力は一般に変化することを反映して、現在のつり合い状態とせん断破壊状態での垂直力 N' は一般に異なったものとなる。したがって、(付 1.19) 式において底面せん断力と対応するせん断抵抗の関係として、次の 2 式が考えられる。

$$F_s \cdot S = c \cdot \ell + N'_t \cdot \tan \phi \quad (\text{付 1.31})$$

$$F_s \cdot S = c \cdot \ell + N' \cdot \tan \phi \quad (\text{付 1.32})$$

ここに、 N'_t : 補強土のせん断破壊時のすべり面に対する垂直力

N' : すべり面に対する現在の垂直力

(付 1.31) 式は、強度定数 c 、 ϕ 、作用垂直力いずれも破壊時の状態に対応するものから求めたものである。

(付 1.32) 式は、強度定数 c 、 ϕ は破壊時の状態のもの、すべり面に対する垂直力は現在のつり合い状態に対応するものを用いて抵抗を求めたものである。

さらに言えば、強度定数 c 、 ϕ として動員された値として c_m 、 ϕ_m を導入すると、(付 1.32) 式は次のように書換えられる。

$$S = \frac{c}{F_s} \cdot \ell + N' \cdot \frac{\tan \phi}{F_s} = c_m \cdot \ell + N' \cdot \tan \phi_m \quad (\text{付 1.33})$$

ここに、

$$c_m = \frac{c}{F_s}, \quad \tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F_s} \quad (\text{付 1.34})$$

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad (\text{付 1.35})$$

(付 1.32) (付 1.33) 式は、同一の式を書換えたものであるが、(付 1.32) 式は、 c 、 ϕ を一定とすると、せん断力 S の増加とともに、 F_s が減少することを、(付 1.33) 式は、せん断力 S の増加につれて、 c_m 、 ϕ_m が増加することを示している。さらに言えば(付 1.32) 式では、せん断力 S と、せん断抵抗 $c\ell + N' \cdot \tan \phi$ とはつりあっていないが(その比が F_s)、(付 1.33) 式では、せん断力 S と動員されたせん断抵抗 $c_m \cdot \ell + N' \cdot \tan \phi_m$ とはつりあっていることになる。

以上に、安全率 F_s を与える基礎式であるせん断力 S とせん断抵抗の関係として 3 つの異なった関係式があり得ることを示した。すなわち、

$$F_s \cdot S = c \cdot \ell + N'_t \cdot \tan \phi \quad (\text{付 1.31 bis})$$

$$F_s \cdot S = c \cdot \ell + N' \cdot \tan \phi \quad (\text{付 1.32 bis})$$

$$S = c_m \cdot \ell + N' \cdot \tan \phi_m \quad (\text{付 1.33 bis})$$

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad (\text{付 1.34 bis})$$

2) 全体すべり安全率の表現

これらの各式に対して、外力としてのせん断力 S を与える式((付 1.15) 式)と、円弧中心に関するモーメントの総和のつりあいから、土塊の全体的なすべりに対する安全率 F_s が算定される。

具体的には、 N' に（付 1.17）式の関係を用いると、安全率 F_s には次の三つの表現法がある。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.36})$$

$$F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.37})$$

$$F_s = 1 = \frac{R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.38 a})$$

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad (\text{付 1.38 b})$$

（付 1.36）（付 1.37）（付 1.38）式のいずれにおいても、具体的に F_s を計算するためには、補強材力 T が必要である。中でも、（付 1.38 a）式は、土塊のあるすべり変形状態に対して、動員された土の強度及び補強材張力が、丁度土塊の滑動力に等しいことを示している。この（付 1.38 a）式が、（付 1.36）（付 1.37）式の F_s 計算に必要な T の算定に用いられることを後に述べる。

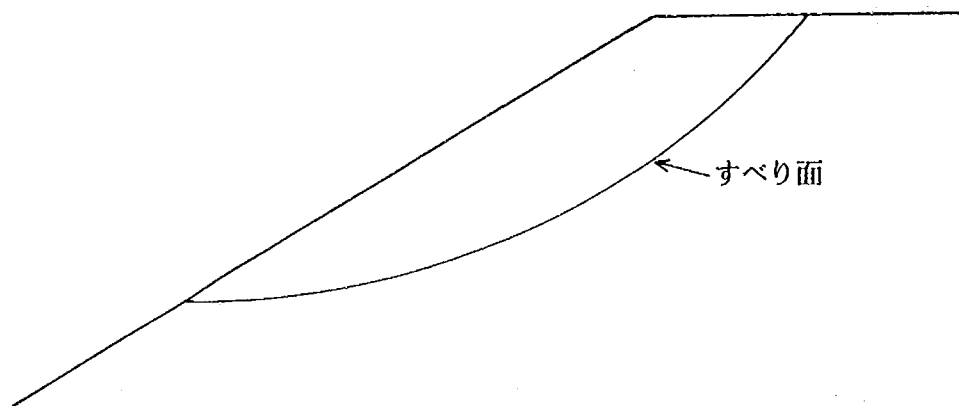
(2) すべり変形と力（モーメント）及び安全率の関係

上に導いた（付 1.36）（付 1.37）（付 1.38）式による安全率の特徴を考察する。また、各式に必要な T の求め方についても考察する。

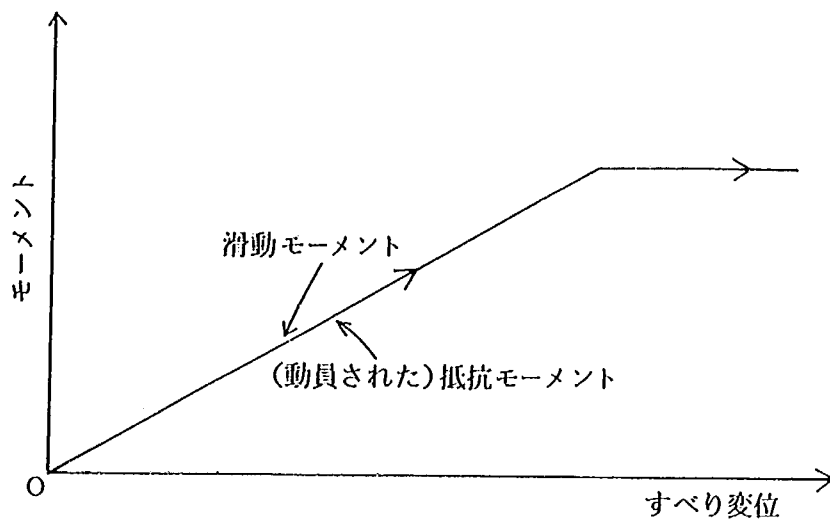
そのために、（付 1.36）（付 1.37）（付 1.38）式において安全率を算定するための滑動モーメント及び抵抗モーメントがすべり変形に対してどのように変化するかを考える。

1) すべり変形とモーメントの関係（無補強土の場合）

まず、基本に戻って、まず、付図 1.5 のような無補強のすべり土塊に滑動モーメントが作用したときのすべり変形を考える。この場合の滑動モーメントの原因は、自重の変化や地震力等の外力の付加である。これに対して、すべり面に沿う土のせん断変形に伴うせん断抵抗力（これは動員されたせん断抵抗力と呼ぶのがより正確である）による抵抗モーメントがその土塊のつりあいを保つように作用する。このとき、当然、滑動モーメントと動員された抵抗モーメントは相等しい状態ですべり変形が進行する。このとき、すべり面に沿う抵抗力には、土の強度定数から定まる上限値がある。このことを模式的に図示したものが付図 1.6 である。



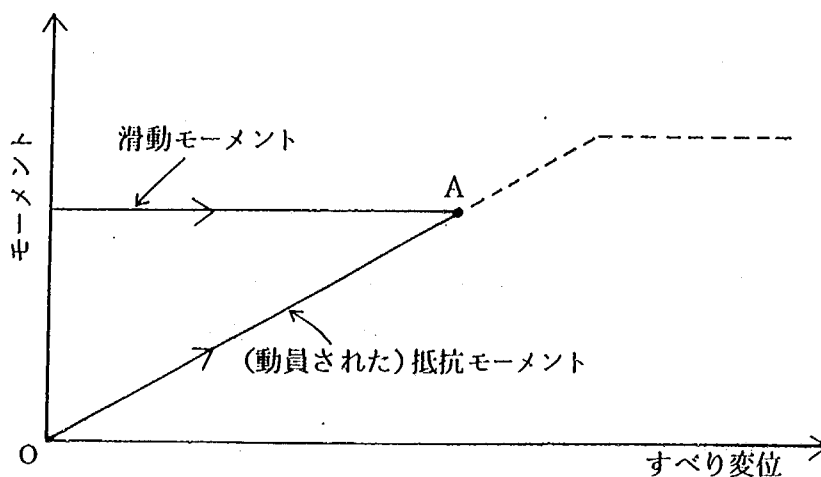
付図 1.5 無補強盛土のすべり



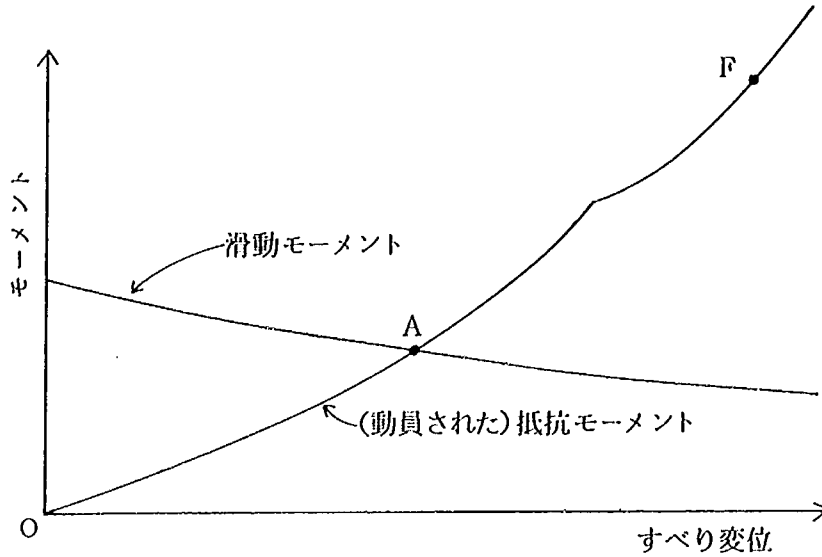
付図 1.6 無補強盛土におけるモーメントとすべり変位の関係
(滑動モーメントが漸増する場合)

付図 1.6 は、すべり土塊の自重及び震度が仮想的にゼロの状態から漸増し滑動モーメントが漸増する場合を想定したものである。

一方、この滑動モーメントが初期に瞬時に最終値に達したとすると、滑動モーメントと抵抗モーメント（すべり面に沿う動員された土のせん断力から算定される）の関係は、付図 1.6 とは少し異なり、付図 1.7 のように示される。同図において、A点は滑動モーメントと動員された抵抗モーメントがつりあう所を示し、また、破線は、さらにすべり変形が生じた場合に生ずる最大抵抗モーメントの特性を示している。



付図 1.7 無補強盛土におけるモーメントとすべり変位の関係
(滑動モーメントが瞬時に作用する場合)



付図 1.9 補強盛土におけるモーメントとすべり変位の関係

3) 安全率計算式

したがって、A点における動員された抵抗モーメントと滑動モーメントを用いて、(付 1.38a) 式により安全率を求めると、その値は当然 1.0 となる。

次に、A点における動員された抵抗モーメントが求まれば、それに基づき (付 1.38b) 式により安全率 F_s を求めることも考えられる。この場合、

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \\
 &= \frac{\sum \{c \cdot \ell + \{W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi\}}{\sum \{c_m \cdot \ell + \{W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi_m\}} \\
 &= \frac{\text{抵抗モーメント (つりあい時の補強材張力を用いて)}}{\text{動員された抵抗モーメント (" ")}} \quad (\text{付 1.41})
 \end{aligned}$$

このようにして、両モーメント (滑動モーメントとして動員された抵抗モーメント) が等しくなるところ (付図 1.9 の A 点) を求めることにより、実際に生ずるすべり変位及び補強材張力が定まることになる。

さらに、(付 1.36) 式で与えられる F_s におけるモーメントについて述べる。この場合、

$$\text{滑動モーメント} = R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos(\alpha + \theta) \quad (\text{付 1.42})$$

$$\text{抵抗モーメント} = R \sum \{c \cdot \ell + \{W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi\} \quad (\text{付 1.43})$$

である。

この場合には、抵抗モーメントは、土の破壊時の c 、 ϕ 及び補強土の破壊時の補強材張力 T_i を用いて求めており、一定値である。

滑動モーメントは、すべり土塊がつりあう所での補強材張力 T を用いることになる。これは、付図

1.9のA点として求まる。

両モーメントの比として、(付1.36)式のFsが求まる。

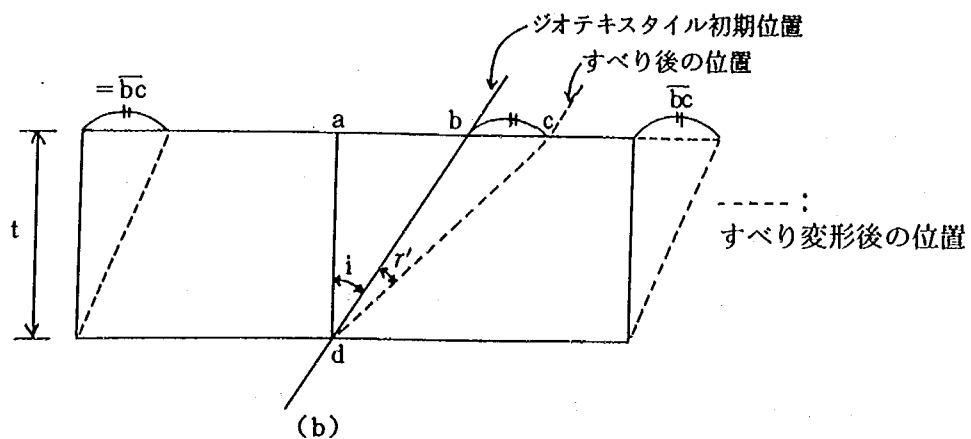
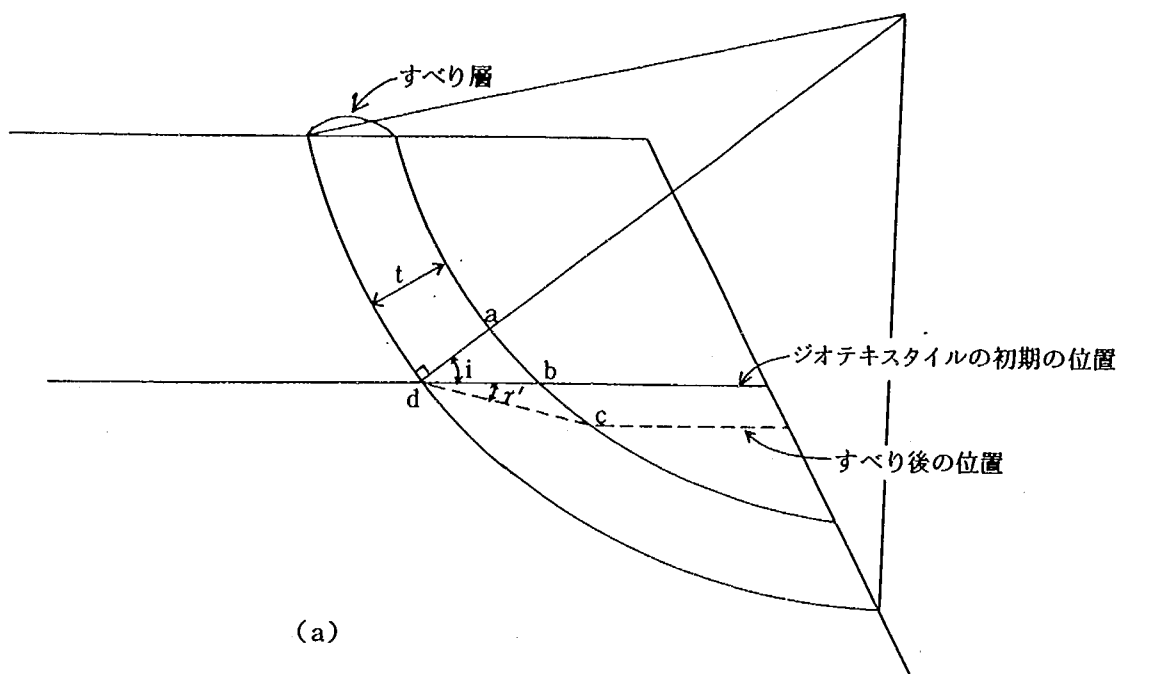
$$F_s = \frac{R \sum \{ c \cdot \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T_t \cdot \sin(\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos(\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.36 bis})$$

さらに、上に求めたつりあい時の補強材力Tを用いて、(付1.37)式のFsを求めることもできる。

4) せん断ひずみと補強材力の関係

すべり土塊のすべり変形と補強材力の関係を次のように考える。

この安定計算で考えるすべり現象を、すべり面に沿う一定厚さのすべり層が一定せん断ひずみを生じているものと見なす。



付図 1.10 すべり変形による補強材力の求め方説明図

付図 1.10(a)において、すべり層の厚さを t 、このすべり層の平均せん断ひずみを i とする。ある補強材がすべり層と交わる部分を描き出したものが付図 1.10(b)である。同図の幾何学的関係から、以下の諸式が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} \overline{ab} &= t \cdot \tan i \\ \overline{ac} &= t \cdot \tan (i + r') \\ \overline{bd} &= t / \cos i \\ \overline{cd} &= t / \cos (i + r') \end{aligned} \right\} \quad (\text{付 1.44})$$

土のせん断ひずみを r とするとき

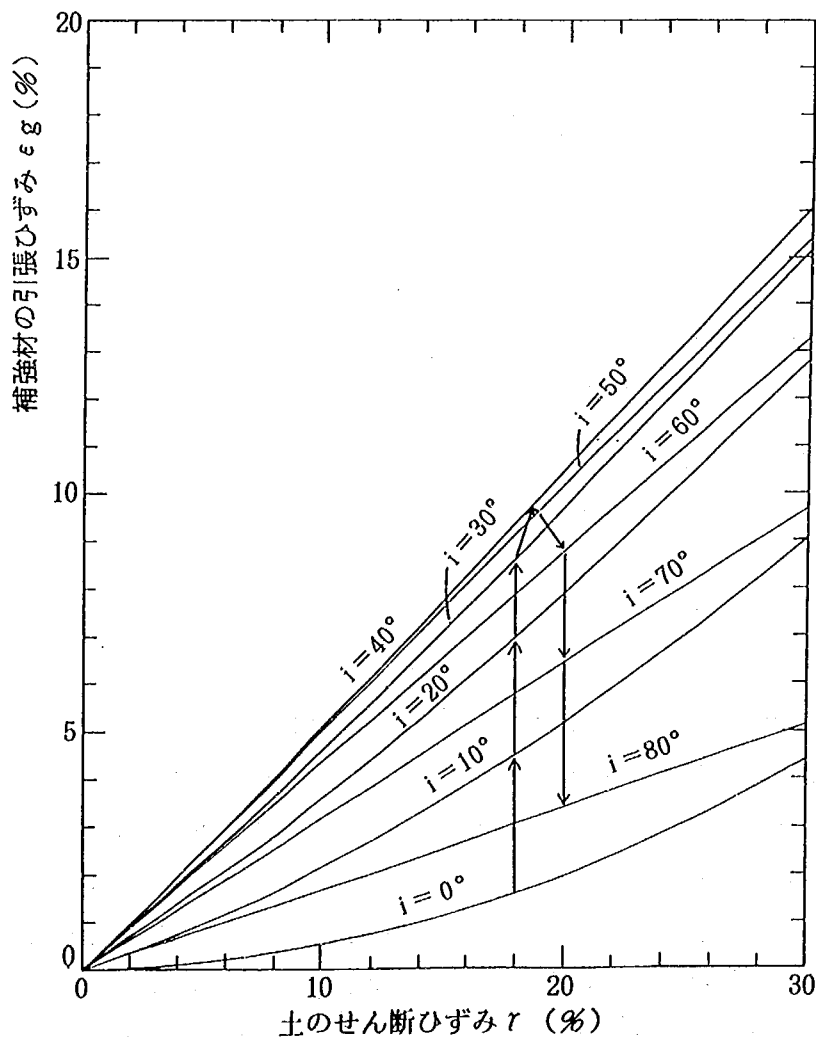
$$r = \frac{\overline{bc}}{t} = \frac{\overline{ac} - \overline{ab}}{t} = \tan (i + r') - \tan i \quad (\text{付 1.45})$$

したがって、 r' は i 、 r の関数である。

補強材の伸びひずみ ϵ_g は

$$\epsilon_g = \frac{\overline{cd} - \overline{bd}}{\overline{bd}} = \frac{\cos i - \cos (i + r')}{\cos (i + r')} \quad (\text{付 1.46})$$

ここで、(付 1.46) 式の r' は (付 1.44) 式から求まる。



付図 1.11 土のせん断ひずみと補強材の引張ひずみの関係

したがって、 ϵg は補強材敷設方向がすべり円弧の半径方向となす角 i とすべり層のせん断ひずみ r の関数となる。付図 1.11 に i をパラメータとした $\epsilon g \sim r$ 関係を示す。この図から、同一の i に対して、 r の増加とともに、 ϵg が大きくなることが分る。 i が小さいときには、 r と ϵg とは直線関係ではない。 $i = 40 \sim 50^\circ$ 付近において、 r の変化に対する ϵg の変化割合が最も大きい。

5) 安全率計算式の一般式のまとめ

以上をまとめると次のようである。

安全率計算式として、まず、次の 3 式を取上げた。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.36 bis})$$

$$F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.37 bis})$$

$$F_s = 1 = \frac{R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - P_b + T \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha - R \sum T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.38 a bis})$$

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad (\text{付 1.38 b bis})$$

ここで、(付 1.37) 式においては、土の定数としてすべり変位がある基準以上大きい破壊時の c 、 ϕ を用いている。したがって、すべり変位の小さな範囲を含めて、 T の変化を考慮した抵抗モーメントを考える場合には、この式はやや不適當で、各すべり変位に対して動員された強度定数 c_m 、 ϕ_m を用いた (付 1.38) 式の方が合理的である。すべり変位が大きくなり、 c 、 ϕ が完全に發揮された状態では、(付 1.37) 式と (付 1.38) 式は合致する。

結局、一般的には、安全率計算式としては (付 1.36) (付 1.38) 式が適切である。

(3) 各種安全率計算式とその評価

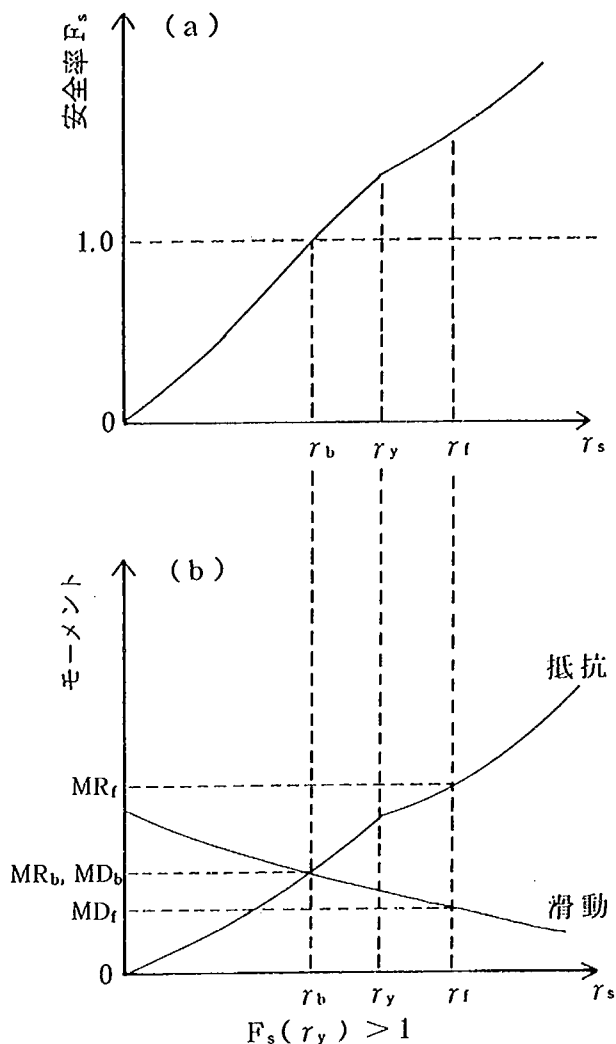
(2)において、安全率計算式が 2 通りの (付 1.36) (付 1.38) 式に大別されること、また、その内、動員された c_m 、 ϕ_m を用いる (付 1.38) 式は常に $F_s = 1$ を与えることを述べた。また、安全率算定のための滑動モーメントと抵抗モーメントがすべり変位に対して一般にどのように変化するかを述べた。

以下に、前述の 2 通りの安全率計算式に基づいて導かれるいくつかの具体的な安全率計算式を示し、それぞれの意味について考察を加える。

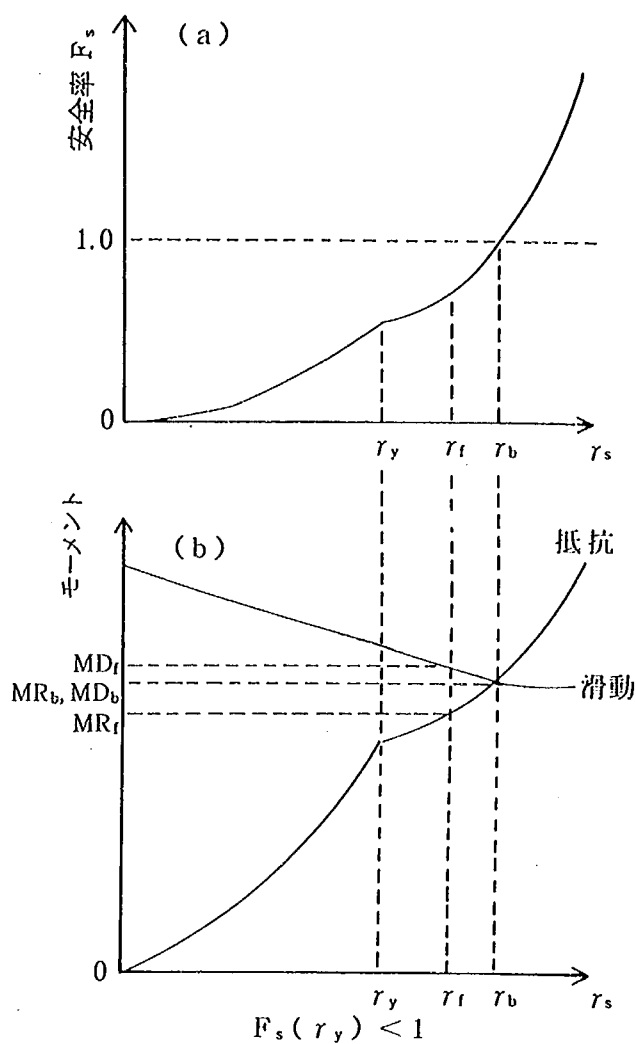
1) 補強土の破壊基準

ここで、補強土の破壊基準と補強土のせん断特性の変化を考慮するために、無補強土に対するせん断破壊基準と補強土に対するせん断破壊基準とは多少異なった限界値を用いることを考える。これは、土だけの場合は、せん断破壊基準を越えた場合には、直ちに變形が過大なものとなるのに反し、補強土においては、補強材の効果のために、土についてのせん断破壊基準を越えても、必ずしも變形が急増しない。言い換えれば、補強土の場合、実際の構造上、過大でない範囲で補強土より大き目の破壊基準を設定することが可能であろう。このような立場から、補強土の變形を対象としたとき、土のせん断破壊限界を降伏 (yield) とし、補強土のせん断破壊限界を破壊 (failure) として区別する。

前者に対して、サフィックス y を、後者に対してサフィックス f をつけることにする（後出の付図 1.12, 1.13 参照）。このことは、補強土の破壊と降状（土自体の破壊限界）とが必ずしも異なったものでなければならないということではなく、両者を同一に見なす場合もあり得る。



付図 1.12 せん断ひずみと安全率、モーメントの関係



付図 1.13 せん断ひずみと安全率、モーメントの関係

2) 各種安全率式とその相互関係

次に、以下に述べる安全率の諸式を説明するために、付図 1.12, 1.13 を準備する。これらの図は、共に付図 1.10 と同様に、すべり変位とモーメントの変化及びそれに対応する安全率 F_s の変化を示したものである。ここでは、すべり変位に代って、すべり面(層)におけるせん断ひずみ r を用いている。また、付図 1.12 は、補強土の降伏ひずみ r_y において、 $F_s \geq 1$ の場合を、付図 1.13 は、同じく r_y において $F_s < 1$ の場合を示す。補強土の降伏ひずみ r_y は土のみの破壊ひずみであり、 r_f は補強土の破壊ひずみ、 r_b は滑動モーメントと動員された抵抗モーメントとがつりあい、すなわち $F_s = 1$ となる所のせん断ひずみを表わす。付図 1.12 においては、 $r_f \leq r_y \leq r_b$ であり、付図 1.13 においては、 $r_y \leq r_f, r_b$ であるが、 r_f と r_b の間には大小関係は一定ではない（ $r_f \leq r_b$, 両方の場合がある）。

各ひずみにおけるモーメントを、下記のように表す。

	つりあい ひずみ r_b	破壊 ひずみ r_f
滑動モーメント	MD_b	MD_f
抵抗モーメント	MR_b	MR_f

ここに、

$$MR_b = \begin{cases} R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \} & \text{(付 1.47)} \\ \text{(付図-1.12のとき)} \\ R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \} & \text{(付 1.48)} \\ \text{(付図-1.13のとき)} \end{cases}$$

ここで、

$$c_m = c \cdot \frac{r_b}{r_y} \quad \tan \phi_m = \tan \phi \cdot \frac{r_b}{r_y} \quad (0 \leq \frac{r_b}{r_y} \leq 1) \quad \text{(付 1.49)}$$

と仮定すると、(付 1.47) 式は次のように書換えられる。

$$MR_b = R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \cdot \tan \phi \} \cdot \frac{r_b}{r_y} \quad \text{(付 1.47')}$$

さらに、

$$MD_b = \sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W y) - R \sum T_b \cdot \cos (\alpha + \theta) \quad \text{(付 1.50)}$$

$$MR_f = R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \} \quad \text{(付 1.51)}$$

$$MD_f = \sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_f \cdot \cos (\alpha + \theta) \quad \text{(付 1.52)}$$

なお、ここでは、水平震度 k_h を含めて記している。

安全率計算式として、以下のようなものがある。

①つりあい時のモーメントを用いた次式による。

$$Fs = \frac{MR_b}{MD_b} = 1.0 \quad \text{(付 1.53)}$$

詳細に書くと、

$$Fs = \frac{R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_b \cdot \cos (\alpha + \theta)} = 1.0 \quad \text{(付 1.54)}$$

この結果を用いて、

$$Fs = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad \text{(付 1.55)}$$

を算定する。

ここに、すべり変位 < 土の破壊基準のとき、 $c_m < c$ 、 $\phi_m < \phi$ であり、すべり変位 $\geq$ 土の破壊基準のとき、 $c_m = c$ 、 $\phi_m = \phi$ である。

いずれにしても、(付 1.53) または、(付 1.54) 式においては、分母分子の両モーメントがつ

りあい、 $F_s = 1$ となるような T_b を求めることになる。したがって (付 1.53) (付 1.54) 式による F_s そのものの値は、安定・不安定の適切な尺度とならないことは言うまでもない。

次に (付 1.55) 式及び (付 1.49) 式を用いると、

$0 \leq r_b \leq r_y$ のとき

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} = \frac{r_y}{r_b} (\geq 1) \quad (\text{付 1.56})$$

$r_b > r_y$ のとき

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} = 1 \quad (\text{付 1.57})$$

となる。したがって、安定である $0 \leq r_b \leq r_y$ においては、 $F_s \geq 1$ となるが、 $r_b > r_y$ においては、ひずみの大きさに関りなく、 $F_s = 1$ であり、この範囲においては、この F_s も、安定・不安定の適切な尺度とならない。

これらのことから、安定・不安定の判定尺度を別途定める必要がある。このために、後述するように、つりあい時のせん断ひずみ r_b の大きさを安定度の尺度としたり、また、つりあい時の T_b を用いて、別の安全率計算式に用いる等の方法が考えられる。

②破壊時の変形に対応する抵抗モーメントとつりあい時の滑動モーメントを用いた次式による。

$$F_s = \frac{MR_t}{MD_b} \quad (\text{付 1.58})$$

詳細に書くと、

$$F_s = \frac{R \sum \{ c\ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_t \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_b \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.59})$$

ここに、 T_t ：補強土の破壊ひずみに対する補強材張力。

この場合の分母の補強材作用力 T_b は、実際のせん断ひずみ r_b に対応したものである。

すなわち、① (付 1.54) 式の T_b と同じものである。

③破壊変形に対応する抵抗モーメントと滑動モーメントを用いた次式による。

$$F_s = \frac{MR_t}{MD_t} \quad (\text{付 1.60})$$

詳細に書くと、

$$F_s = \frac{R \sum \{ c\ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_t \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_t \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (\text{付 1.61})$$

これは、(付 1.36) 式において、仮想的に補強土の破壊ひずみ状態にまで変形させて考えるものである。

これは、摩擦抵抗力及び滑動抑止力とも補強土の破壊時点の補強材力 T_t を用いて安全率 F_s を計算するものであり、最も簡便である。しかし、現実には、破壊状態は作用外力、例えば震度が十分大きいことによって達し得るもので、外力がそれより小さい状態で、 T_t を用いて安全率を計算することは、例え

ば、剛性の大きい補強材の場合に、(付 1.61) 式の分母が負になり、 $F_s < 0$ となる可能性がある。このことは、外力よりも、補強土の破壊時の補強材力を考慮すると引止め力が大きく、斜面が破壊状態に到らず安定していることを意味している。

④ つりあい時のひずみと破壊基準ひずみを比較した次式による。

$$F_s = \frac{r_t}{r_b} \quad (\text{付 1.62})$$

ここに、 r_t : 補強土の破壊ひずみ、 r_b : つりあい時のひずみ

これは、①の方法においては、 $F_s = 1$ となり、 F_s のみからは、安定・不安定の評価ができないことに対して、実際に生じるひずみ r_b と補強土としての破壊基準ひずみ r_t との比較によって、補強土の安定・不安定を評価するものである。

なお、①においては、 r_b を次のように求めている。すなわち、

$F_s(r_y) \geq 1$, i.e., $0 < r_b \leq r_y$ のとき、

$$F_s(\text{①による}) = \frac{MR_b}{MD_b} = 1$$

仮定により $MR_b = MR_t \cdot \frac{r_b}{r_y}$ であるから

$$F_s \text{ ①} = \frac{MR_t}{MD_b} \cdot \frac{r_b}{r_y} = 1 \quad (\text{a})$$

したがって

$$\frac{MR_t}{MD_b} = \frac{r_y}{r_b} \quad (\text{b})$$

一方、

$$F_s \text{ ④による} = \frac{r_t}{r_b} \quad (\text{c})$$

したがって、 $r_y = r_t$ とすれば、モーメントから求めた安全率 (b) 式とひずみから求めた安全率 (c) 式は同じものとなる。

⑤ 安定限界となるとき限界震度 k_{hc} に対して、与えられた震度がどの程度余裕ある状態にあるかに注目して安全率を次式により表す。

$$F_s = \frac{k_{hc}}{k_h} \quad (\text{付 1.63})$$

ここに、 k_{hc} は③の (付 1.61) 式に対して $F_s = 1$ となる限界震度であり、次式により与えられる。

$$F_s = \frac{R \sum [c \ell + \{W \cdot \cos \alpha - k_{hc} W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi]}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_{hc} W \cdot y) - R \sum T_f \cdot \cos(\alpha + \theta)} = 1 \quad (\text{付 1.64})$$

この場合は、地震力である震度により安全率を定義しているため、震度 $k_h = 0$ のとき、 $F_s = \infty$ となり、常時安全率との連続性がない。

⑥無補強盛土に対して安定を保つために不足する（必要な）モーメント M_{req} に対して、補強土の破壊状態に発揮される補強材力 T_i によるモーメントがどの程度の余裕度を持つかに注目して安全率を次式により表す。

$$F_s = \frac{M_{avail}}{M_{req}} \quad (\text{付 1.65})$$

ここに、

$$M_{req} = \sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum \{ c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi \} \quad (\text{付 1.66})$$

ここで、 $M_{req} > 0$ のときに、補強が必要になる。

$$M_{avail} = R \sum T_i \cdot \{ \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi + \cos(\alpha + \theta) \} \quad (\text{付 1.67})$$

したがって、式（付 1.65）は次のように書換えられる。

$$F_s = \frac{R \sum T_i \cdot \{ \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi + \cos(\alpha + \theta) \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum \{ c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi \}} \quad (\text{付 1.68})$$

ここで、式（付 1.68）は、式（付 1.66）による $M_{req} > 0$ となるすべてのすべり面について計算を行う必要があることに留意しなければならない。

また、本式は無補強時の盛土安全率とは連続性がない。

3) 安全率計算式のまとめ

ここで、上に述べた各種の安全率計算式の意味を再度簡略にまとめる。この場合、(2) 4)で述べた補強材張力算定法について考慮する。

安全率計算式は次のように分類される。

$$\circ F_s = \frac{MR_t}{MD_t} \quad (\text{破壊時張力 } T_t \text{ を用いる})(A) \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_t \text{ を仮定して } T_t \text{ を求める。} \quad (a) \\ r_t \text{ を仮定して } \epsilon_t, T_t \text{ を求める。} \quad (b) \end{array} \right.$$

$$\circ F_s = \frac{MR_b}{MD_b} = 1 \quad \text{からつりあいひずみ } r_b, \text{ つりあい張力 } T_b \text{ を求める。}(B)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad \text{に用いる。} \quad (c) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_s = \frac{MR_t}{MD_b} \quad \text{に用いる。} \quad (d) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_s = \frac{r_t}{r_b} \quad \text{に用いる。} \quad (e) \end{array} \right.$$

その他の表現による。

$$\circ F_s = \frac{k_{hc}}{k_h} \quad (f)$$

$$\circ F_s = \frac{M_{avail}}{M_{req}} \quad (g)$$

①補強盛土の安定計算法として最も簡単なものは、補強土の破壊限界に対応する補強材ひずみに基づく補強材張力 T_r を用いた(A)式である。

この場合、補強材ひずみを仮定する(一定値とするのが最も容易)場合((a)式)と、補強土のすべり変形に整合するように補強材ひずみを算定する場合((b)式)とがある。

この方法は、簡便ではあるが、次のような不合理な点もある。例えば、補強土について $F_s = 1.2$ と計算されたとすると、本来これはすべり面に沿う土のせん断力が土のせん断抵抗に対して $1/1.2$ だけ動員されていることを意味するが、ここでは、破壊限界ひずみの設定によっては、土はせん断抵抗を完全に発揮する状態にあるかもしれない。このように、この方式で計算された安全率は、必ずしも、本来の安全率の定義である土のせん断抵抗とせん断力の比には等しくない。

また、破壊ひずみ ϵ_r は与えられた一定の荷重条件に対して必ずしも達する状態ではなく、補強材の引張剛性が大きい場合には、見かけ上かなり大きい引張力が発生し、(a)(b)式の分母が負になり、安全率としても負になるということもある。このような安全率は、補強盛土が安定であることを示すものであるが、従来の安全率の判断基準にはなじまない。

②次に、現実の荷重状態に対して補強盛土中に生ずる力のつりあい状態を求める(B)式には次のような特徴がある。

(i) (2)4で述べたような補強材張力算定法を用いることにより、補強材の伸びひずみ ϵ 、土塊のすべりひずみ r_b が計算される。したがって、土の強度が完全に発揮される極限状態に対して、盛土がどの程度近づいているかを評価することができる。

このことは、のり勾配の急な補強盛土や土留壁においては、土塊の強度が完全に発揮されるという仮定により、土圧論に基づいた設計が現実に行われていることを考え合わせると、そのような方法の適用範囲を見出すためにも用い得ると考えられる。

(ii) この方式では、あるすべりひずみに対して動員される土の抵抗と補強材張力が、土の滑動力に等しいことを用いているから、これらがつりあう位置のすべりひずみに対しては、(B)式自体は、常に $F_s = 1$ となる。

一方、(c)式も、 $r_b \geq r_y$ において $F_s = 1$ となる。したがって、(B)式の基本となる考え方は、想定した力のつりあいからすれば合理的であるが、その一方、従来の安全率式は、 $F_s \geq 1$ によって、安定・不安定を判定してきたことを考えると、(B)式あるいは(c)式は従来の評価尺度になじまない。

(iii) (ii)の後段の欠点を補うために、(d)(e)(f)(g)式を用いて、 F_s を表すことが考えられる。

以上のように、安全率計算式には様々な形のものが考えられるが、補強盛土の安全率計算式として次のような条件が満たされることが望ましいと考えられる。

①無補強時と連続性がある。

②常時と地震時に連続性がある。

③ $F_s = 1$ が安定・不安定のいき値となる。

このような条件からすると、①②の条件から (f) (g) 式は適当ではないことになる。また、③の条件から (c) 式も不適当となる。さらに、(e) 式も、従来の力またはモーメントの比として求めた安全率とは大分感じが異なったものとなるであろう。残るは、(a) (b) (d) 式である。(a) (b) 式は簡便であるが、先述したように不合理な面がある。(d) 式は、合理的ではあるが、 MD_b を求めるのに (B) 式を媒介とするという煩雑さがある。

(4) 安全率計算プログラムの概要

様々な安全率計算式の内、以下の主な 4 つの安全率計算式について、計算プログラムの考え方の概要を述べる。

$$1) F_s = 1 = \frac{R \sum \{ c_m \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_b \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi_m \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_b \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (a)$$

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \quad (b)$$

$$c_m = c \cdot \frac{r_b}{r_y}, \tan \phi_m = \tan \phi \cdot \frac{r_b}{r_y} \quad \text{ただし, } r_b \geq r_y \text{ のとき} \quad (c)$$

$$c_m = c, \phi_m = \phi$$

$$2) F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_f \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (d)$$

$$3) F_s = \frac{R \sum \{ c \ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_f \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (e)$$

$$4) F_s = \frac{MR_{avail}}{MR_{req}} = \frac{R \sum T_f \cdot \{ \sin (\alpha + \theta) \cdot \tan \phi + \cos (\alpha + \theta) \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum \{ c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \sin \alpha) \tan \phi \}} \quad (f)$$

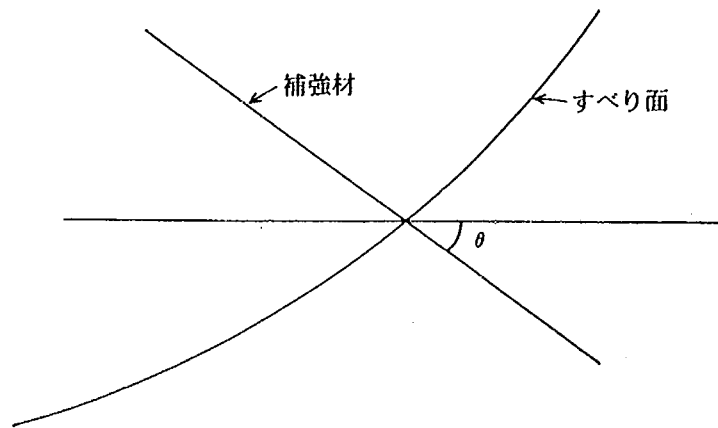
以下に順次考え方の流れを述べる。

1) の場合

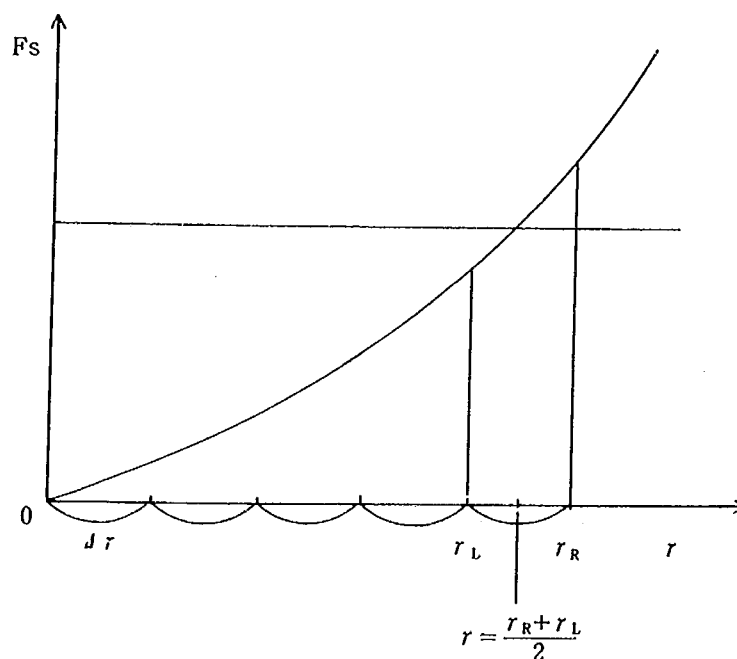
- ① すべり円弧を発生させ、補強材との交差の有無、補強材との交角 θ を求める (付図 1.14)。
- ② すべり面のせん断ひずみの初期値 r_b を 0 と仮定する。
- ③ すべり面のせん断ひずみの値 r を $r = r + \Delta r$ として次の値に進める。 Δr は、せん断ひずみの計算のためのひずみ増分 (付図 1.15)。
- ④ θ , r から、各補強材ののびひずみ ϵ を求める。
- ⑤ 各補強材の引張力 T を求める。
- ⑥ 式(c)により、 c_m , $\tan \phi_m$ を求める。
- ⑦ ⑥⑥を用いて、(a) 式の分母・分子を求め、 F_s を求める。
- ⑧ ③～⑦を繰返すとき、②③によって、 r は Δr から Δr の刻みで増加し、このとき、 F_s は 0 に近い値から、次第に増加する。

このとき、 F_s が初めて 1.0 をこえたときの r を r_R 、1 つ手前の r を r_L とする。

- ⑨ $|F_s(r=r_L) - 1.0| < 0.001$ であれば、その円弧については $r_b = r_L$
- ⑩ $|F_s(r=r_L) - 1.0| > 0.001$ であれば、新しい r を $r = \frac{r_R + r_L}{2}$ とし、③～⑦を行い、新しい F_s について $|F_s(r=r) - 1.0| \leq 0.001$ を判定し、 $|F_s(r=r) - 0.1| > 0.001$ であれば、新しい r を r_R または r_L と置き換えて、 $|F_s(r=r) - 1.0| < 0.001$ となる r が見つかるまで⑩を繰り返す。
- ⑪ ③～⑩によって、ある円弧に対する r_b を求める。
- ⑫ (c)式を用いて、(b)式の F_s を求める。
- ⑬ ①に戻り円弧を変えて、②～⑫を繰り返し、最小となる F_s を求める。



付図 1.14



付図 1.15

2) の場合

- ① すべり円弧を発生させ、補強材との交差の有無、補強材との交角 θ を求める。
- ② すべり面のせん断ひずみを r_i として、 θ と合わせて、各補強材の伸びひずみ ϵ_i を求める。
- ③ 各補強材の引張力 T_i を求める。
- ④ ③を用いて、式(d)の分子を求める。
- ⑤ 1)の①～④によって、その円弧に対する r_b を求める。
- ⑥ ⑤の r_b を用いて、式(d)の分母を求める。
- ⑦ ④⑥から式(d)の F_s を求める。
- ⑧ ①に戻り、円弧を変えて、②～⑦を繰返し、最小となる F_s を求める。

3) の場合

- ① 2)の①～④によって、(e)式の分母・分子を求め、 F_s を求める。
- ② ①に戻り、円弧を変えて、①を行い、最小となる F_s を求める。

4) の場合

- ① すべり円弧を発生させ、補強材との交差の有無、補強材との交角 θ を求める。
- ② 式(f)の分母 M_{req} を求める。
 $M_{req} \leq 0$ ならば、補強材不要。①に戻る。
 $M_{req} > 0$ ならば、次へ進む。
- ③ すべり面のせん断ひずみを r_i として、 θ と合わせて、各補強材の伸びひずみ ϵ_i を求める。
- ④ 各補強材の引張力 T_i を求める。
- ⑤ ④を用いて、式(f)の分子 M_{avail} を求める。
- ⑥ ②⑤から(f)式の F_s を求める。
- ⑦ ①に戻り、円弧を変えて、②～⑥を繰返し、最小となる F_s を求める。

(5) 計算例と考察

1) 安全率計算式の変形

先に述べた安全率計算式の中で最も簡単な式は次式と考えられた。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c\ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_i \cdot \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T_i \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (a)$$

この分母・分子の各項を土自体の項と補強材の項とに分け、上式を以下のように表す。

$$F_s = \frac{RMS + RMG}{DMS - DMG} \quad (a')$$

ここに、

$$RMS = R \sum \{ c\ell + \{ W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi$$

$$RMG = R \sum T_i \cdot \sin (\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$$

$$DMS = \sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)$$

$$DMG = R \sum T_i \cdot \cos (\alpha + \theta)$$

(a')式に対して、以下のような変形が考えられる。

$$F_s = \frac{RMS + RMG + DMG}{DMS} \quad (b)$$

これは(a)式では滑動力の減少と見ている引止め効果DMGの項を(b)式では抵抗力の増加と見ていることになる。

$$F_s = \frac{RMS + DMG}{DMS} \quad (c)$$

これは、(b)式において補強材による締付け効果を無視した場合である。

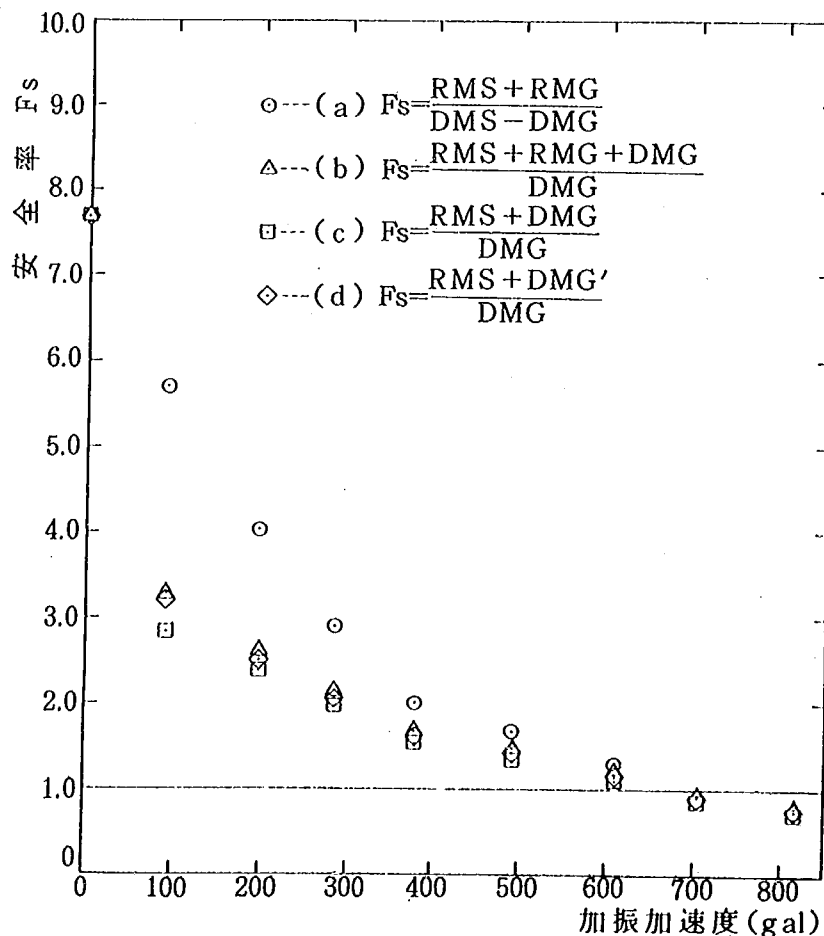
$$F_s = \frac{RMS + DMG'}{DMS} \quad (d)$$

ここに、

$$DMG' = R \sum T_i$$

このDMG'は、(c)式における引止め効果DMGに対して、補強材張力の向きがすべり円弧に沿っていると考えることに相当する。

モデルDの補強盛土の例について震度と安全率の関係を付図 1.16 に示す。この例においては、加振加速度が小さい領域で、(a)式がかなり大きい安全率を与える以外全体に余り違いの見られない結果となった。

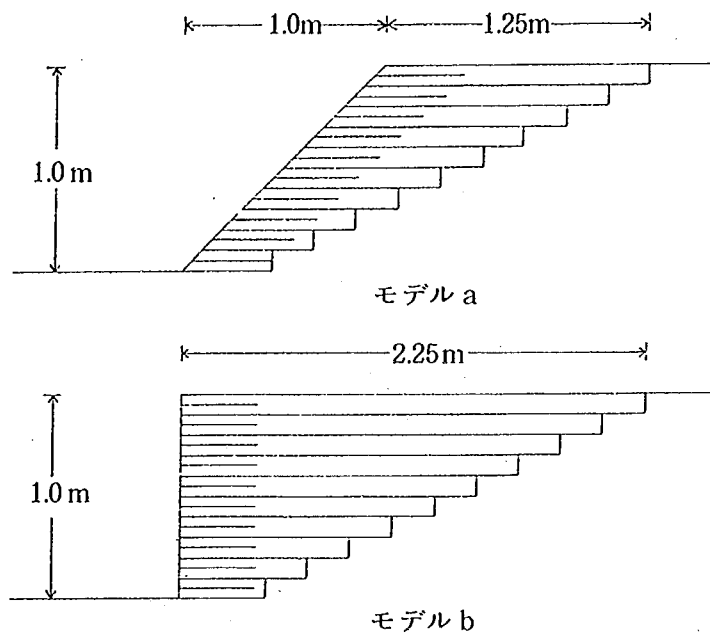


付図 1.16 各種安全率計算式による安全率

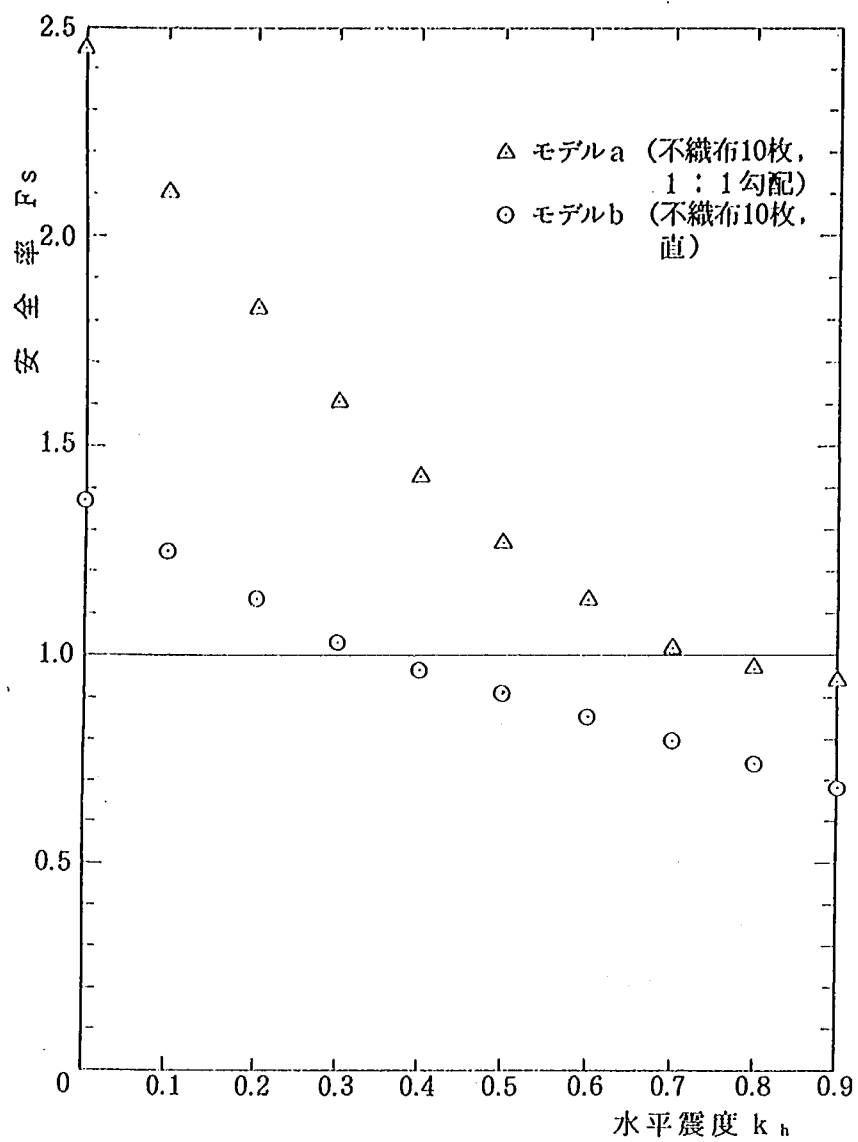
2) のり面勾配による安全率の違い

付図 1.17 の盛土の 2 例について、安全率を算定した結果を付図 1.18 に示す。盛土中短い補強材が互層に入っているのは、敷込んだ補強材をそれぞれのり面に巻込んだ条件を表したものである。最小安全率を与える円弧の例を付図 1.19 に示す。安全率は、(付 1.59) 式である。

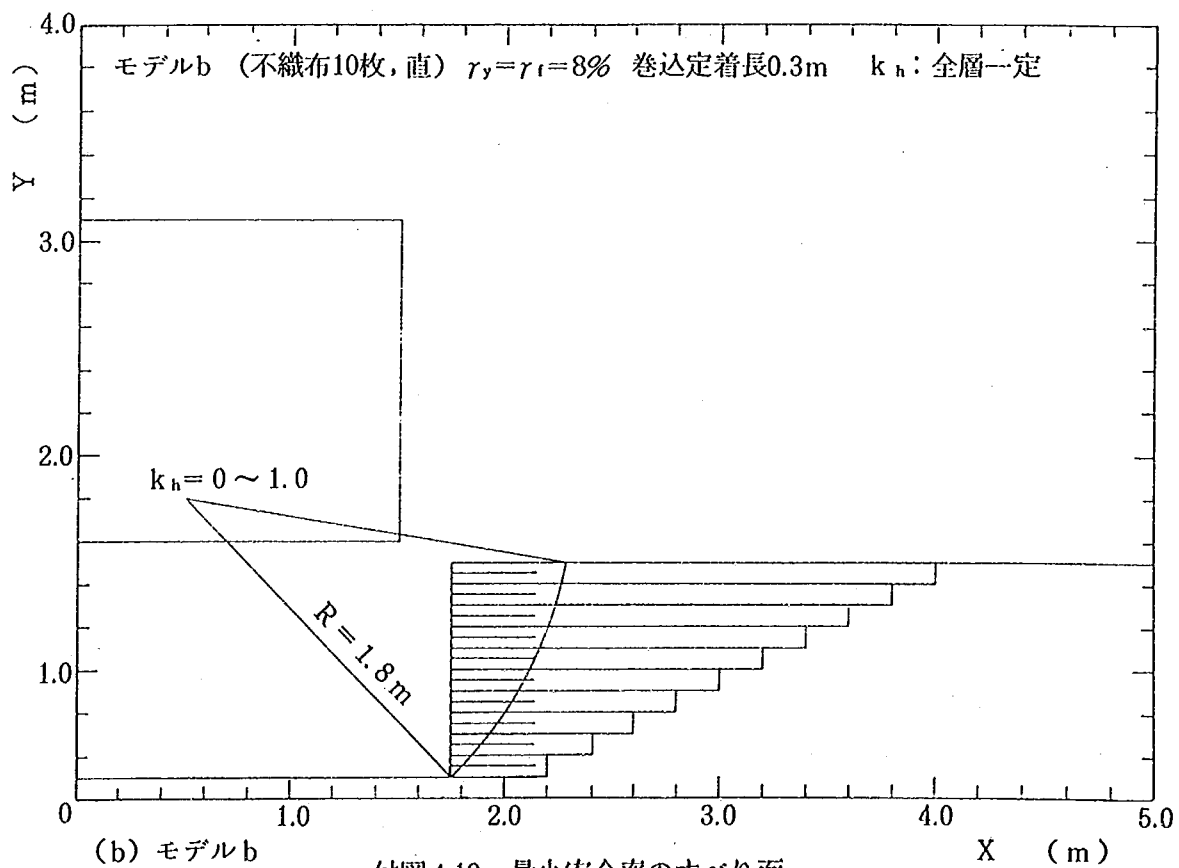
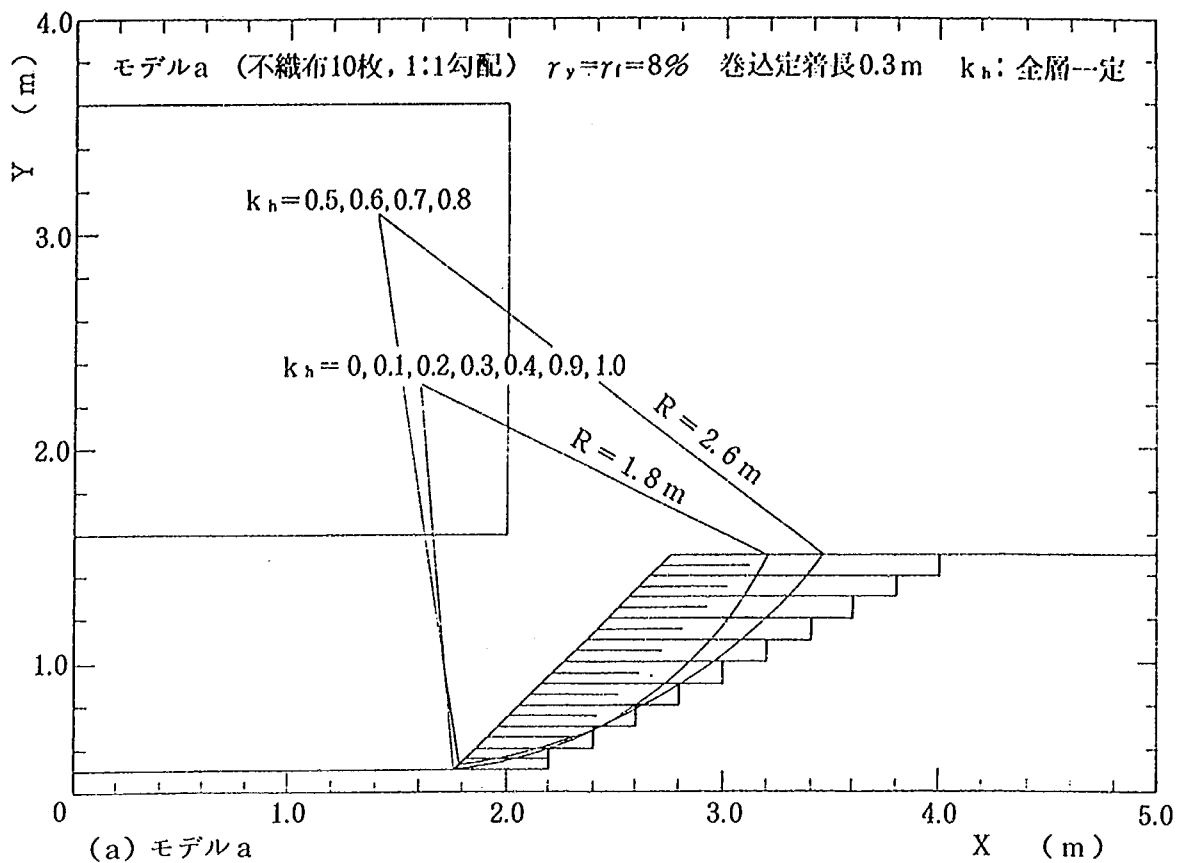
図から、のり面が直になることにより安定性がかなり低下することになる。



付図 1.17 のり面勾配による安全率の違いを見るためのモデル



付図 1.18 のり面勾配による安全率の違い



付図 1.19 最小安全率のすべり面

1.4 盛土と土留めの区分

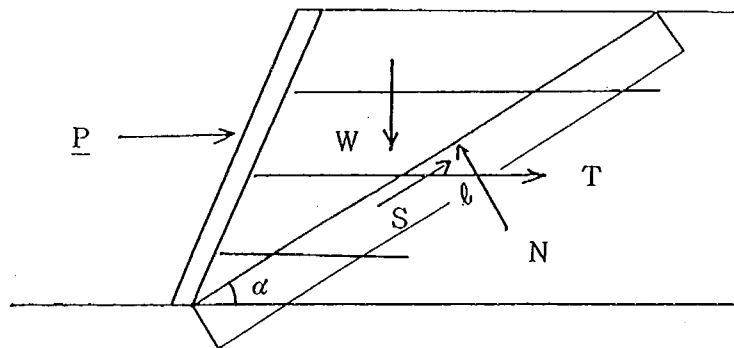
補強土盛土は、その適用対象から、（狭義の）盛土と土留めとに分けられることがある。この両者の分類は厳密には難しいものであるが、概略的には、盛土はのり面勾配が一般には緩かで、特にのり面安定のための構造的な壁体を必要としないもの、土留めはのり面が急勾配（多くの場合は直）で、一般にのり面安定のための壁体が設けられるものと考えることができよう。ここにおいて、壁体は必ずしもコンクリート製や金属製の立派なものとは限らず、例えば、補強材の巻込み等により急勾配ののり面を作る場合もあり、上のような定義では、盛土か土留めか、判然としないものもある。

盛土か土留めかを区分することの意義は、次のような点にある。

- ① 生じ得る破壊形態が異なる。
- ② ①により、それぞれについて安定検討を行うべき項目が異なる。
- ③ ②を反映して、それぞれの安定度を表すのに適した安全率式が異なる。
- ④ ③は、土塊に作用する力の状態の考え方の違いによる。盛土と土留めを区分することにより、作用力の考え方は変えることもあり得る。

したがって、これらの意義づけにつながるような盛土と土留めの区分をするための限界を見出すことと、それに引続いて、上記の①～④を具体的に示すことが必要になる。

ここで、付図 1.20 により一般に壁体のある補強盛土の力のつりあい及びその解法について考える。ここでは、簡略化のためすべり面は直線、補強材の方向は水平、壁面から盛土に作用する力は水平とする。



付図 1.20 補強盛土の力のつりあい

すべり面垂直方向の力のつりあい式：

$$N = W \cdot \cos \alpha + P \cdot \sin \alpha + T \cdot \sin \alpha \quad (a)$$

すべり面平行方向の力のつりあい式：

$$S = W \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha - T \cdot \cos \alpha \quad (b)$$

すべり面に沿う力の関係式：

$$F_s = \frac{c\ell + N \cdot \tan \phi}{S} \quad (c)$$

(a)(b)(c)式において未知数は、 N 、 S 、 T 、 P 、 F_s の5つである。このことは、実際には、すべり土塊に対して、壁面からの力 P が作用し、すべり面に沿ってはせん断強度が完全に発揮されていない($F_s > 1$)、また、 T もすべり土塊の移動と連動して変化するという複雑な状態にあることを意味する。

仮に、壁面からの力 P が既知であれば F_s を求める式は(a)(b)(c)式より次のように書かれる。

$$F_s = \frac{c\ell + (W \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi + P \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos \alpha - P \cdot \cos \alpha} \quad (d)$$

しかし、現在までのところ、 N 、 S 、 T 、 P 、 F_s の全てを未知数として、従来の極限つりあい法で解く方法は提案されていない。通常は、これらの未知数は、以下の方法のいずれかで解く。

1) 斜面安定問題として解く方法

P を無視、 T を既知とし、(a)(b)(c)式から安全率 F_s を求める。

このとき

$$F_s = \frac{c\ell + (W \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos \alpha} \quad (e)$$

である。

2) 土圧問題として解く方法

T を既知、すべり面に沿うせん断に対する安全率 $F_s = 1$ とし、 N 、 S 、 P を未知数として解き、(a)(b)(c)式から土圧 P を求める。

このとき、

$$P = \frac{-c\ell + W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) - T(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (f)$$

である。この P は、 T を既知として、すべり土塊が安定であるための土圧と見ることができる。

また、 T により土圧が減少すると考えることに相当する。

この場合には、壁面が抵抗し得る最大土圧を P とすると、安全率 F_s を次式で定義する。

$$F_s = \frac{P_t}{P} \quad (g)$$

あるいは、(f)式は、

$$P + T = \frac{-c\ell + W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (h)$$

と書かれるが、これは、すべり土塊を安定させるために必要な土圧と補強材力の和を与えるものと考えることができる。これを $(P+T)_{req}$ とおく。すなわち、

$$(P+T)_{req} = \frac{-c\ell + W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (h')$$

これに対して、壁面及び補強材が抵抗し得る最大の力の合計を考えて、 $(P+T)_{avail}$ とおく。このとき、安全率 F_s を次式で定義することも考えられる。

$$F_s = \frac{(P+T)_{avail}}{(P+T)_{req}} \quad (i)$$

龍岡らは、急勾配盛土について(i)式において $P = 0$ とした場合の次式を提案している²。

$$F_s = \frac{T_{avail}}{T_{req}} \quad (i')$$

上述した(g)(i)式において、(g)式は補強材力 T を既知として、壁体について(i)，その最大抵抗 P_r と安定を保つのに必要な土圧 P とから安全率を求めるものである。一方、(i)式は土圧 P と補強材力 T を合わせてその最大発揮可能な値 $(P+T)_{avail}$ と安定を保つのに必要な合力 $(P+T)_{req}$ とから安全率を求めるものである。

このように、補強盛土に作用する力を解く上で、斜面安定及び土圧的考え方においては、静定化して作用力を求めるためにそれぞれ極端な単純化を行って未知数をしぼり込んでいる。

したがって、前述した(狭義の)盛土と土留めとの区分は、上述した二つの方法のいずれによって作用力を求めるかにある。このとき、盛土の場合には、 P を無視するという仮定が許されることが必要であり、土留めの場合には、すべり面に沿うせん断強度が完全に発揮されているという仮定が成立することが必要である。

以上をまとめると以下のようなものである。

- ① 広義の補強盛土の安定を検討する上で、すべり土塊に作用する壁面からの土圧 P と補強材力 T とを考慮したすべり面に沿うせん断に対する安全率 F_s は(d)式で与えられる。
- ② しかし、現実には(d)式において P と T とを既知とすることは難しい。
- ③ したがって、以下では当面簡略化のために、広義の補強盛土を次の二つに区別して諸条件の考察を行う。
 - 盛土・壁面からの力 P を無視して土塊の極限つりあいを考察する場合。安全率は(e)式または(i')式で与えられる。
 - 土留め・壁面からの力 P を重視して土塊の極限つりあいを考察する場合、このときすべり面に沿って土の強度は完全に発揮されているものとする。安全率は(g)または(i)式で与えられる。

2. 盛土材の粘着力の推定

2.1 試験方法

加振によって変状を示した模型の盛土部は含水比が6～11%であり、見かけの粘着力が存在した。この見かけの粘着力は、非常に小さなものであるが、この程度の小さな寸法の模型においては、砂の強度中、内部摩擦角に起因する成分に比べ、かなり大きな割合を占める。したがって、安定解析を合理的に行うためには、かなり慎重にこの粘着力を評価する必要があると考えられたため、以下の3種の方法により推定を試みた。

(1) 三軸圧縮試験

1) 攪乱締固め試料

① 供試体の作成

振動台実験と同様な密度・含水比にするため、次のように供試体を作成した。

密度を等しくするため、相対密度、最小密度、最大密度から、 $\phi 5\text{ cm} \times h 10\text{ cm}$ の供試体に必要なだけの乾燥砂の重量を求め、乾燥砂を用意する。そして、含水比を等しくするように、加える水の量を計算し、用意した乾燥砂とよく混ぜ合わす。

ゴムスリーブ、モールドを下部ベDESTAILに設置し、モールドの中に試料を4層に分け、1層あたり20回アクリル棒で突き固めて、供試体を作成した。

その後、負圧 0.2 kgf/cm^2 で供試体を自立させ、三軸セルを組み立てた。

② 試験

次に負圧を所定の拘束圧に置きかえ、30分間排気・排水状態で等方圧密した。圧密後、載荷枠に三軸セルを設置し、毎分 0.5 mm の変位制御で載荷を行った。

③ 体積変化の測定について

不飽和砂であること、三軸セルが通常のものであることから、圧密、せん断過程での体積変化は測定を行わなかった。

④ 拘束圧について

拘束圧は、試験機の精度から、 0.5 、 1.0 、 1.5 kgf/cm^2 の3種類とした。

2) 模型地盤からの不攪乱採取試料

含水比 $w = 11.7\%$ (後述の鉛直自立高実験のケース2に相当) の砂を用いて、別の小形土槽 (寸法: 長さ $100\text{ cm} \times$ 幅 $55\text{ cm} \times$ 高さ 50 cm) に、実験地盤と同じ要領で締固め地盤を造成し、この地盤からコアサンプラーを押込んで $\phi 75\text{ mm} \times h 125\text{ mm}$ のコア試料を採取した。サンプラーは肉厚約 3 mm で、地表から刃先を押し込んで上下面を成形しシールをした上で凍結させた。

試料は、凍結した状態で整形し、三軸試験機のセル内で拘束応力を加えた状態で解凍を待ち、そのまま軸差応力を加えて圧縮する方法で試験を実施した。

試験機は通常のタイプであり、特別な装置を用意しなかったため、解凍や圧密及びせん断過程で不

飽和状態を確保することを優先させて体積変化の測定は行わなかった。

試験の目的が、実験模型条件下で見かけの粘着力を確認する点にあったため、拘束応力の大きさを装置で可能な限り低い範囲に設定する必要があった。

試験時の拘束圧は $\sigma = 0.04, 0.154, 0.330 \text{ kgf/cm}^2$ とした。この場合、極端に低い応力レベルでは、多くの誤差が入ることが予想された。そこで可能な限り、これらの誤差を除去する目的で次のような補正を行った。

① 拘束応力はブルドンゲージタイプの圧力計で計測して設定する方法を用いたが、検定を行った結果、感度は十分で変動量に対しては十分な精度があることが確認されたものの、水溜め水槽との高さの関係で絶対圧に問題のあることがわかったので、供試体中央高さを基準に、マノメーターによって各指示値の水頭圧を確認して補正した。

② 軸差応力の荷重計と、供試体の間に、ピストン、ダイヤルゲージ当て金具及び上部ペテスタルが配置されており、これらの重量が加わった状態を基準に軸差応力を測定することになっている。さらにセル圧によるピストンの押し上げ力及びダイヤルゲージの押し力が働いているが、これらの力も含めて全体として上向きの力にならない限り、同様に除外して測定が行われることになる。

そこで、各部品の重量を測定し、ダイヤルゲージの作動範囲を決めて、この範囲での平均押し力を測定するとともに、ピストン径とセル圧からピストンの押し上げ力を計算して初期応力を補正した。なお、ピストンの押し上げ力は実際には無視できる量であったし、ペデスタルはセルの水中に置かれて浮力が働くことになるがプラスチックで比重が小さいことから、この影響の補正は行わないことにした。

③ ピストンのシールによる摩擦抵抗が誤差として測定値に入る。この誤差は構造的に避けられないので、各試験の測定を終了した後も圧縮を続け、ピストンを水平に回転して荷重に有意な変化の生じないことを確認することで、有意な誤差が入っていないことを確認できたものとした。結果的に、圧縮を開始して、ピストンがシールに対して移動している状態では、セル圧が低いことも関係するようで、問題になるような固定的な誤差は認められなかった。

(2) 地盤の鉛直自立高さから求める方法

模型盛土部の含水比及び密度を参考に、長さ 1.6 m × 奥行 1.0 m × 深さ 1.5 m の鋼製土槽の中で含水比を 3 種に変えて、模型製作時とほぼ同じ締固め方法によって、模型地盤を作成し、表面から順次鉛直に掘削を行い、鉛直壁が自立する最大の高さを求め、内部摩擦角を与えることによって、粘着力を求める。

実験は以下の要領で行った（付図 2.1 参照）。

含水量の影響を調べるために異なった 3 種の含水状態で同じ実験を実施した。

土槽の底部に十分に締固めた砂をつめ込み、土槽の深さが 1.0 m（第 2 回、第 3 回では 1.2 m に変更）になるように上げ底とした。上げ底面にはビニールシートを布設して上部に造成する土層の含水比に影響が生じないようにした。

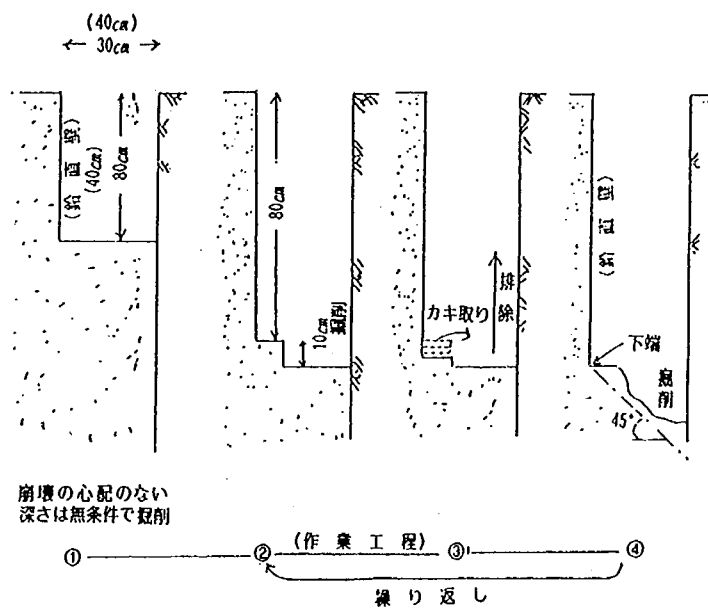
土槽に 10 層（12 層）に分けて転圧して地盤を造成した。この間に造成地盤土の密度及び含水量の測

定を行って造成地盤の状況を確認した。

土槽の一端で、鉛直壁を成形するように掘削を行い、この壁が崩壊するまで深さ（鉛直壁の高さ）を増大させる。

掘削は、鉛直壁から約 5 cm 離れた位置で 5 ～ 10 cm 単位に掘削し、壁の脇は 1 ～ 2 cm 単位で全面で一様な深さになるように仕上げ掘削する方法によった。なお、鉛直壁下端から 45° 勾配で掘削側下面に延長した面より下に入らないで、鉛直壁に十分ゆとりのある範囲については、適当に大きく掘削除去するものとした。

鉛直壁が崩壊した後、背面に十分原地表面がある場合は、崩壊による影響のないと思われる位置に改めて鉛直壁面位置を設定して、同様に掘削を行った（結果的に各ケース共 2 回、掘削ができた）。



付図 2.1 盛土材の粘着性に関する実験説明図

2.2 三軸試験結果

(1) 締固め三軸供試体試験

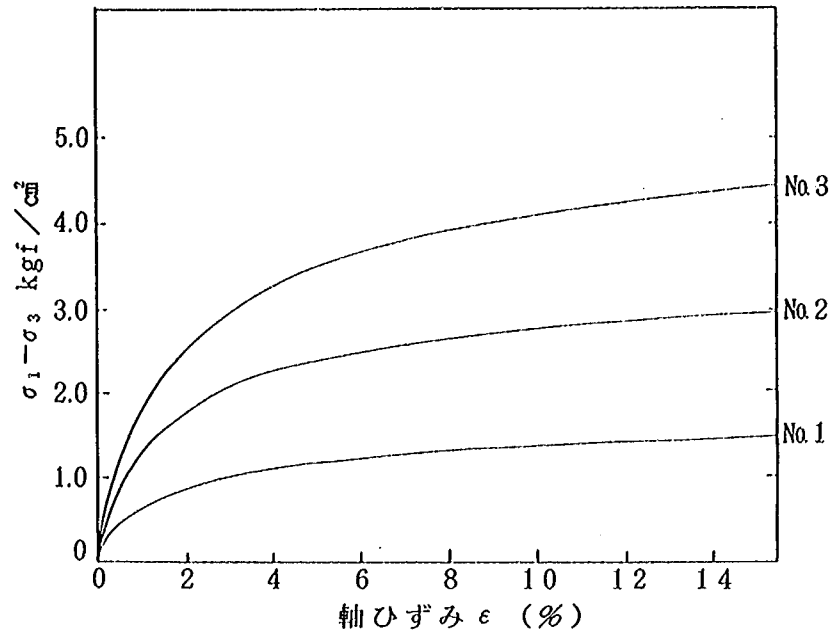
供試体の含水比・密度は付表 2.1 に示す。付図 2.2 は、圧縮ひずみと、主応力差との関係を示したものである。圧縮ひずみが 15% 以上となっても主応力差にピークが見られなかったので、圧縮ひずみ 15% の時点を破壊として、そのときの主応力差を用い整理した。その結果を付図 2.3 に示す。これから c 、 ϕ は付表 2.2 の様な結果となった。

付表 2.1 供試体の含水比・相対密度

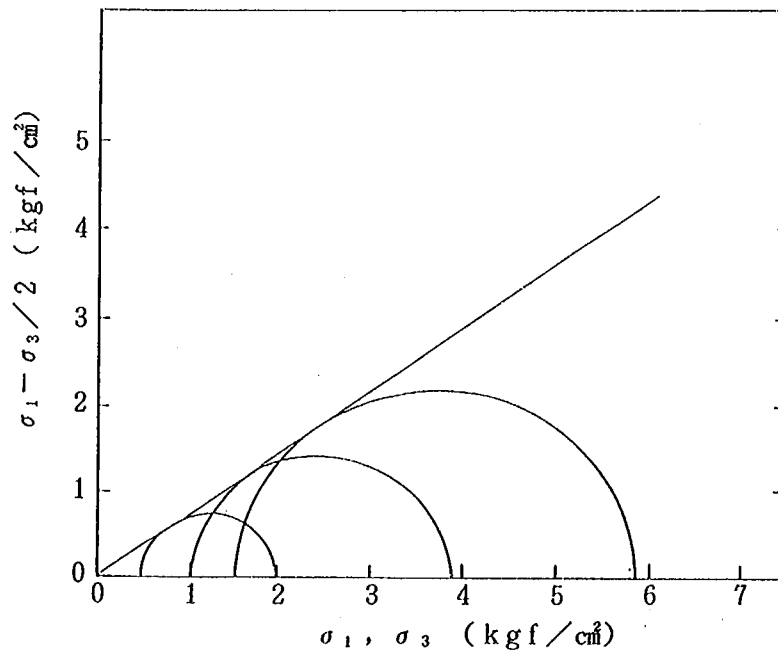
供 試 体 Na	Na 1	Na 2	Na 3
拘束圧 σ (kgf/cm ²)	0.5	1.0	1.5
含 水 比 w (%)	5.6	5.2	6.5
相対密度 D_r (%)	29.5	44.2	49.6

付表 2.2 求められた c 、 ϕ

粘着力 c	0.0075 kgf/cm ²
摩擦角 ϕ	36.4°



付図 2.2 応力ひずみ関係



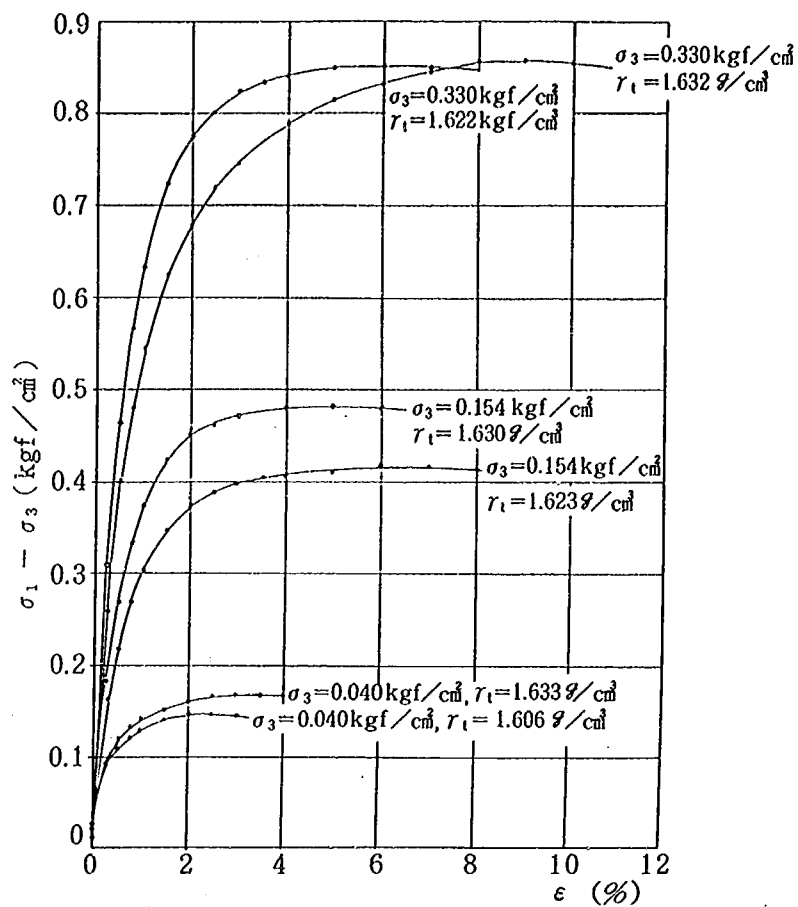
付図 2.3 モールの応力円

(2) 不攪乱採取供試体試験

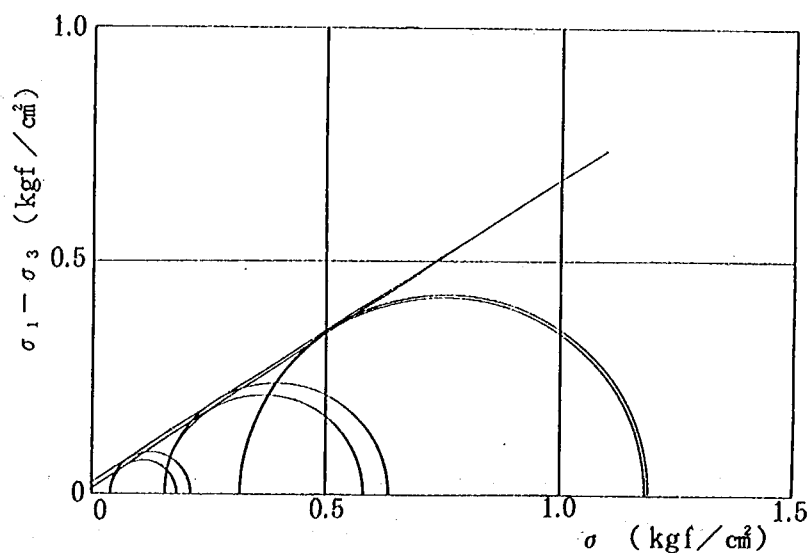
付図 2.4, 2.5 に三軸圧縮試験結果を示す。各供試体の不均質性もあり、必ずしも一定の関係になっている訳ではないが、ほぼ、次のような特性値と考えてよいようである。

$$c = 0.025 \sim 0.018 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (0.25} \sim 0.18 \text{ tf/m}^2\text{)}$$

$$\phi = 32.5 \sim 33.0^\circ$$



付図 2.4 応力ひずみ関係



付図 2.5 モールの応力円

2.3 鉛直自立高試験結果

実験により得られた限界自立高さは付表 2.3 のようにまとめられる。

付表 2.3 鉛直壁の自立性実験総括表

ケース	含水比 %	湿潤密度 ρ / cm^3	乾燥密度 ρ / cm^3	限界自立高さ		備 考
				第 1 回	第 2 回	
1	8.4	1,503	1,387	91cm	96cm	クリープ破壊の傾向
2	11.7	1,598	1,430	92cm	90cm	
3	15.1	1,668	1,447	100cm	100cm	

表中に示す含水比及び密度は地盤造成時に、土槽の長さ方向に代表的と考えられる点を決めてサンプリングを行って求めたものであり、2, 3のエラーと思われる点を除いて、一応均質と見なして良い状態の地盤が造成された。これらの平均値は表に示すように、含水比が8~15%の変化に対応して、乾燥密度も1.39~1.45 ρ / cm^3 と変化する結果となり、当初期待した含水比だけの変動に密度の変化も含まれることになった。

鉛直壁の崩落までに至る状況は、以下のようである。すなわち割合に早い段階で壁面両脇の土槽壁面に地表面が沈下することによって生じる段差が認められるが、この沈下は鉛直壁の位置で最大2~3mm程度まで掘削とともに進行する。この沈下は背後の20~30cm程度で消失する分布を示す。その後、掘削の進行とともに壁面から約40cmの位置にクラックが発生し、これが拡大した後、限界高さに至って壁面から30cm弱の位置から前の部分が崩壊する。崩壊する土塊は、土槽の両側壁の影響を受けて、中央部で最も奥行き大きい弧状のすべり面になる傾向があるが、それ程決定的なものではない。

以上の崩壊パターンは、各ケース共に共通しているが、クラックの進行や崩壊の様子から、ケース1すなわち、含水比・密度が小さい場合に比べて、ケース3すなわち含水・密度が大きくなると変型に時間依存性が目立つようになり、一種のクリープ破壊の傾向が認められるようになる。

また、発生するクラックは、テンションクラックであってせん断面とは異なっているが、せん断面については崩落の直前まで全然変化が認められない。

実験結果の限界自立高さは90~100cmであり、ケース3がやや大きいものの、3ケースを相互に対比すると有意な傾向と断定できるレベルのものでもない。そこで限界高さは今回の試験の範囲内で含水比によって影響されることが少なく、この場合に95cmで代表されるものとする。

この試験結果から以下のようにして粘着力 c を算定した。

c , ϕ を有する地盤の限界自立高 H_{cr} は、教科書等¹⁾によると、

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_1} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (a)$$

として与えられている。

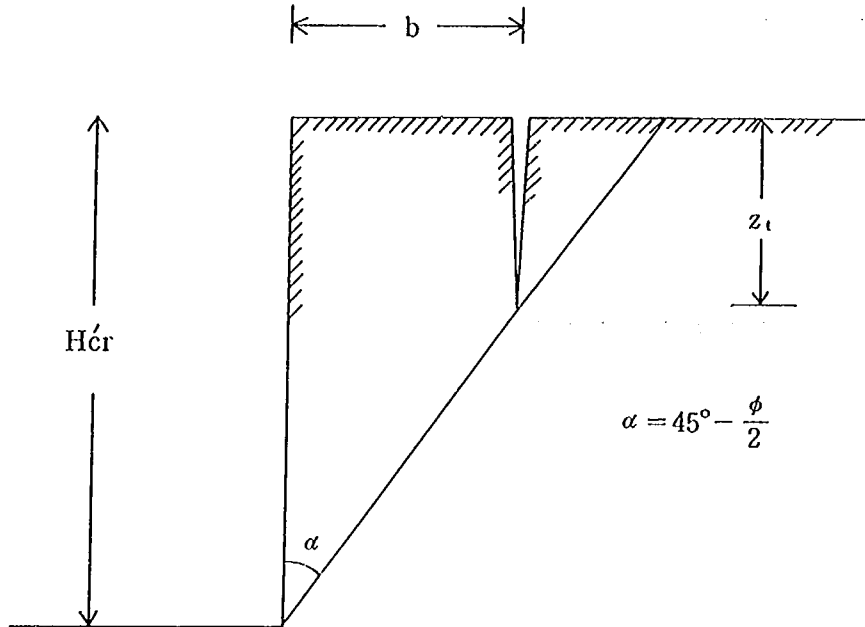
この誘導は、著書により多少表現は異なるが、一般には、 c , ϕ 地盤の Rankine 主働土圧分布から、主働土圧強度 $p_A = 0$ となる深さを粘着高 z_0 とし、深さ $2z_0$ において全主働土圧が0となるため、この深

さまで、横方向の支持なしに自立できるとしている（例えば、Terzaghi²⁾）。すなわち、

$$H_{cr} = 2z_0 = \frac{4c}{\gamma_1} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (\text{a bis})$$

となる。

一方、Coulomb 流の土塊の概限つきあいから求めた例もある（Tschebotarioff³⁾）。結果は上式と同じである。



付図 2.6 記号の説明図

なお、粘着高内においては、引張きれつが生じやすいことから、引張きれつ深さ z_1 が与えられた場合の自立高 H'_{cr} （付図 2.6 参照）は、Coulomb 流の土塊の極限つきあいを考慮して、

$$H'_{cr} = H_{cr} - z_1 = \frac{4c}{\gamma_1} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) - z_1 \quad (\text{b})$$

として求められる（Terzaghi⁴⁾、山口柏樹⁵⁾）。

Terzaghi は、実験に基づいて $z_1 \doteq H'_{cr}/2$ としている。このとき、 H'_{cr} は次式で与えられる。

$$H'_{cr} = \frac{2}{3} H_{cr} = 2.67 \frac{c}{\gamma_1} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (\text{c})$$

まとめると、付図 2.6 において、 $z_1 = 0$ とした場合に限界自立高 H_{cr} を与えるのが (a) 式であり、 $z_1 \neq 0$ とした場合に ($z_1 \doteq H'_{cr}/2$ という仮定の下に) 限界自立高 H'_{cr} を与えるのが (c) 式である。

また、付図 2.6 において、直壁面から引張きれつまでの距離 b は

$$\begin{aligned} b &= (H'_{cr} - z_1) \cdot \tan \alpha \\ &= (H'_{cr} - z_1) \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \end{aligned} \quad (\text{d})$$

となり、これから b , H_{cr}' , ϕ を与えることにより z_1 が定まる。 z_1 が定まれば、(b)式によって c が求まる。

したがって、(a)(c)(d)式において、限界自立高 H_{cr} , 引張きれつ距離及び内部摩擦角 ϕ を与えると粘着力 c を算定することができる。

実験結果を、上述の諸式に用いることにより、算定した粘着力 c は、付表 2.4 のようになる。ただし、ここでは、 $r_1 = 1.50 \text{ gf/cm}^2$, $\phi = 33^\circ$, $H_{cr}' = 95\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$ としている。

付表 2.4

式	(a)式	(c)式	(d)式
$c \text{ (tf/m}^2\text{)}$	0.19	0.289	0.204

2.4 推定粘着力

以上のような各種の推定結果から、安定計算に用いる粘着力として、 $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$ を設定した。

3 参 考 文 献

付 録 1

- 1) 土質工学会：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，p. 85，1986. 5.
- 2) 中村浩之：地すべり防止対策アンカー工の設計，土木技術資料，26-9，1984.
- 3) 日本道路協会：道路土工-のり面工・斜面安定工指針，pp. 221~219, pp. 300~302，1986. 11.
- 4) 龍岡文夫，浜田英治：鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験（X），生産研究，37-9，1985.
- 5) Jewell, R. A. et al : Design Methods for Steep Reinforced Embankments : Proc. of Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering , 1984.
- 6) 安藤裕之，龍岡文夫，山本康博：不織布で補強した粘性土盛土の安定解析，第30回土質工学シンポジウム，土質工学会，1985.

付 録 2

- 1) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂，p. 317，1984.
- 2) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., pp. 96~97.
- 3) Tshebotarioff, G. P. : チェボタリオフの土質工学（石井靖丸訳），技報堂，上巻，pp. 179~180.
- 4) 2) と同じ，p. 154.
- 5) 1) と同じ，pp. 317~318.

補強盛土の耐震性に関する
実験報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2540号

昭和63年2月

動土質研究室 室長 古賀 泰之

研究員 伊藤 良弘

島津 多賀夫

鷲田 修三

要 旨

不織布、ネット、鉄筋によって補強された傾斜地盤上の盛土の耐震効果について模型振動実験を行った。その結果、不織布よりネットのような剛性の高い補強材を敷設し、さらに補強材を地山に固定したり、のり面で折返し巻込みを行った方が耐震効果があることがわかった。

また、補強盛土の安定計算法を検討するために、震度法円弧すべり面法に基づいた、安全率計算式を種々作成し、補強材張力の考え方を変えながら模型振動実験との対比を行った。その結果、土塊のすべりに伴う補強材張力を適切に評価することにより、補強盛土の安定・不安定を評価できることがわかった。また、それをもとにした補強盛土の耐震設計法の骨格を示した。

キーワード：盛土，耐震，補強盛土，模型実験，安定解析

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部動土質研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料 第2540号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印