

土 木 研 究 所 資 料

湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査

平成6年3月

建設省土水研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1994) 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 General 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、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査

地すべり研究室 石濱 茂

要旨

本資料は、河川総合開発事業調査費の中の地すべり研究室における研究テーマ「湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査」（平成元年度～平成5年度実施）において実施した研究成果についてとりまとめたものである。

実施した内容は、アンカーが地盤に与える影響に関する模型実験、数値解析（FEM、RBSM）ならびにRBSMを用いた地すべり地におけるアンカー工の施工位置、施工範囲、プレストレス力の決定手法の検討である。

キーワード：地すべり、アンカー、模型実験、数値解析、RBSM

まえがき

本資料は、河川総合開発事業調査費の中の地すべり研究室における研究テーマ「湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査」（平成元年度～平成5年度実施）において実施した研究成果についてとりまとめたものである。

主な研究担当者は、以下のとおりである。

平成元年度・・・東京農工大学	中村浩之（元地すべり研究室）
急傾斜地崩壊研究室	網木亮介（元地すべり研究室）
地すべり研究室	吉田克美
新潟試験所	小嶋伸一（元地すべり研究室）

平成2年度・・・地すべり研究室	吉松弘行
急傾斜地崩壊研究室	網木亮介（元地すべり研究室）
地すべり研究室	石濱 茂

平成3年度・・・地すべり研究室	吉松弘行
〃	檜垣大助
〃	石濱 茂

平成4年度・・・同上

平成5年度・・・同上

平成6年3月

地すべり研究室 石濱 茂

目 次

I. 研究概要	1
II. アンカー工の模型実験	3
A. 実験目的	3
B. 実験概要	3
C. 実験方法	3
1. 実験装置	3
2. 測定項目	5
3. 実験手順	6
D. 実験結果	8
E. 実験結果の考察	9
1. 実験結果の妥当性	9
2. 載荷荷重の変化	9
3. アンカー荷重	10
4. プレストレス力の影響	11
5. 多段の影響	12
F. 実験結果のまとめ	12
III. F E Mによる解析	29
A. 解析目的	29
B. 解析手法	29
1. 解析プログラム	29
2. 解析モデル	29
3. 解析手順	31
4. 解析ケース及びパラメータ	32
C. 解析結果	32
D. 実験結果との比較	33
E. F E M解析結果のまとめ	34
IV. R B S Mによる解析	41
A. R B S Mの概要	41
B. 解析目的	41
C. 解析方法	42
1. 解析断面	42
2. アンカー諸元	42
3. アンカーのモデル化	42

4. 要素分割	43
5. 解析パラメータ	44
6. 境界条件	44
7. 解析手順	44
8. 解析ケース	44
D. 解析結果	45
1. 自重解析結果	45
2. プレストレス力を考慮した解析結果	45
3. 破壊に至るまでの解析結果	46
E. RBSM解析結果のまとめ	48
V. アンカー設計手法の検討	49
A. 研究方法	49
B. 研究結果	50
1. RBSMによるすべり面応力分布	50
2. RBSMによるすべり面安全率	51
3. RBSMによる非塑性化率	53
4. アンカー打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定法	54
5. アンカー打設角度について	55
C. 解析例	55
VI. アンカー設計手法の提案	57
A. 打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定	57
1. 地すべり断面の準備	57
2. アンカー打設角度、打設間隔の決定	57
3. スライス分割	58
4. 必要アンカー力の計算	58
5. RBSM要素分割	60
6. すべり面安全率及び非塑性化率の計算	61
7. 打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定	63
8. アンカー設計	64
B. アンカー設計手法に関するまとめ	64
参考文献	66

I. 研究概要

アンカー工法とは、高強度の鋼材をアンカー材としてボーリング孔内に挿入し、グラウト注入を行ってアンカー材を定着し、アンカー材頭部に作用した荷重を定着地盤に伝達することによって、斜面や擁壁あるいは橋梁基礎などの安定を図るものである。

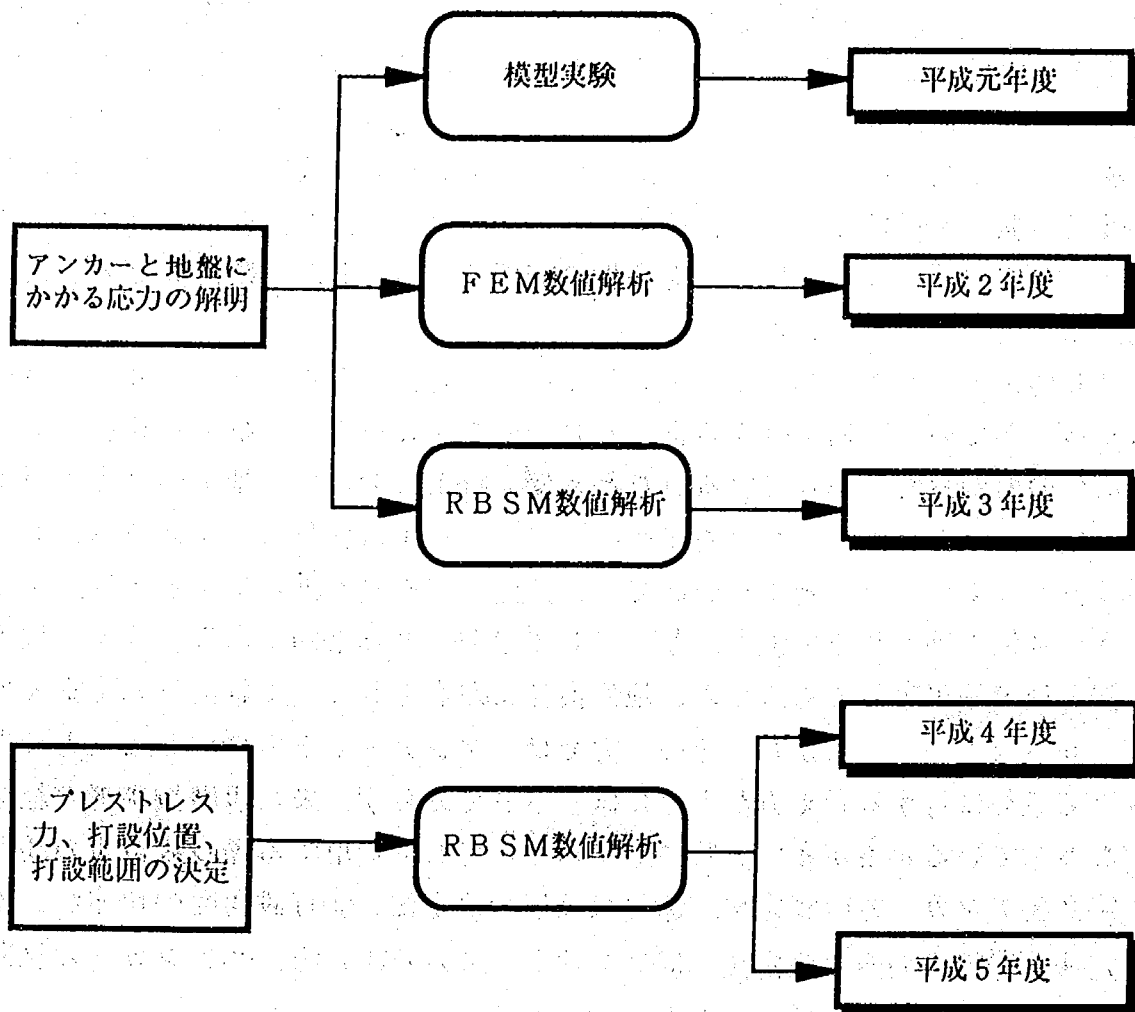
アンカー工法は、欧米各国においては古くから盛んに使用されており、設計・施工についての指針も確立されている。我が国においては、1957年に岩盤アンカーとして藤原ダムの副ダムにプレストレスを与えるために採用されたアンカーが最初であるといわれている。また、土砂地盤のアンカーとしては、1964年に本四連絡橋の地盤調査用載荷試験の反力用として使用されたのが最初であるといわれている（山門、1990）。アンカー工が導入された当初は、主として掘削工事の山留めや大型載荷試験の反力用の仮設工法として普及・発展を遂げていたが、近年では、擁壁の安定、斜面安定、地すべり防止対策、地下空洞の安定、つり橋の反力、構造物の転倒防止、浮上がり防止などの永久構造物としての利用が増大してきている。

地すべり防止工としてのアンカー工も年々その需要は増大してきており、その重要度は特に高まってきている。地すべり防止工としてのアンカー工は、杭工と比較して、その機能や経済性の面から特に優れている。たとえば、杭工においては地すべり土塊が変位しないとその抑止効果が発揮されないのに対し、アンカー工はプレストレスを与えるため地すべりが変位しなくてもその効果が発揮でき、道路土工やダム湛水に伴って移動する地すべりのように変位の許されない地すべりに対しては非常に効果的である。また、杭工に比べ小さな削孔径で施工可能であるため、地形条件に左右されにくく経済性にも富んでいるなど、その利点は大きい。しかし、その一方では、アンカーや土塊に加わる応力分布が不明であるため設計に対する考え方が十分に確立されておらず、未だ現場技術者の経験により判断がなされている事項が多い。特に地すべりに対して適用する際の設計上の問題点としては、①必要アンカー力の算定法、②打設位置の決定法、③打設角度の決定法、④打設範囲の決定法、⑤打設間隔の決定法、⑥プレストレス力の決定法、⑦アンカーの反力構造物の設計法、が確立されていないことが挙げられる。

本研究課題では、まず始めに模型実験と数値解析によりアンカーと周辺地盤に加わる応力分布を明らかにし、その次にアンカーの打設位置、打設範囲、プレストレス力の3項目について種々の検討を行い、その決定法についての提案を行った。

なお、本研究は、河川総合開発事業調査費「湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査」（平成元年度～平成5年度実施）として実施したもので、各年度ごとの研究内容を次ページに示してある。

湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査



各年度毎の研究内容

Ⅱ. アンカー工の模型実験

A. 実験目的

地すべり対策用のアンカーの問題点として、①アンカー及びアンカー周辺の地盤に作用する応力が不明である、②プレストレス力が斜面の安定度に与える影響が不明である、③実際にアンカーに与えるプレストレス力の決定法がない、④アンカーの打設位置、打設範囲、打設角度の決定法がない、⑤反力構造物の形状の決定法及び設計方法が確立されていない、などが挙げられる。この内、①と②についてはアンカーが地盤に与える影響に関する問題点で、③～⑤については、アンカーの設計に関する問題点である。

今回の実験においては、上記①②のアンカーが地盤に与える影響に関する問題点について、模型実験による解明を目的としている。特に①については多段に設置されたアンカーにかかる荷重が位置によってどのような分布をするか、また、②についてはプレストレス力によってアンカーにかかる荷重がどれだけ異なるかについての解明を目的として模型実験を実施した。

B. 実験概要

実験は、建設省土木研究所地すべり研究室所有の大型一面せん断試験装置に、盛土を行いそこにアンカーを設置して歪制御によるせん断試験を実施し、その時のせん断力、アンカーにかかる荷重、せん断面及びせん断力載荷面における土圧の測定を行った。

実験のケースは、比較の基本となるデータを得るための実験としてアンカー段数を1段、プレストレス力なしのケース1、ケース1にプレストレス力を与えその影響を見るケース2、ケース1に多段の影響を見るためアンカー段数を2段にしたケース3、ケース3にプレストレス力を与えたケース4の合計4ケースについて実施した（表－Ⅱ.1 参照）。なお、プレストレス力については、アンカー1本当たり400kgfのプレストレス力を与えた。したがって、ケース2では400kgf、ケース4では800kgfのプレストレス力を与えている。

表－Ⅱ.1 実験ケース

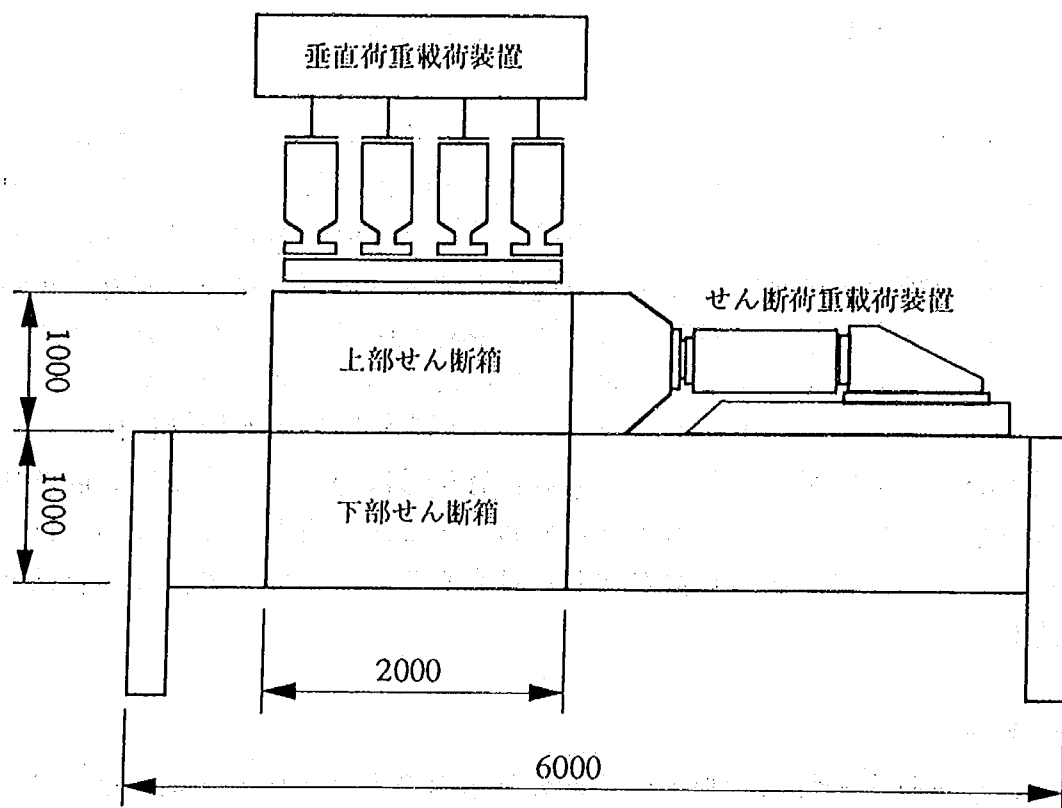
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
アンカー段数	1（上段）	1（上段）	2	2
プレストレス力	0 kgf	400 kgf	0 kgf	400 kgf×2段

C. 実験方法

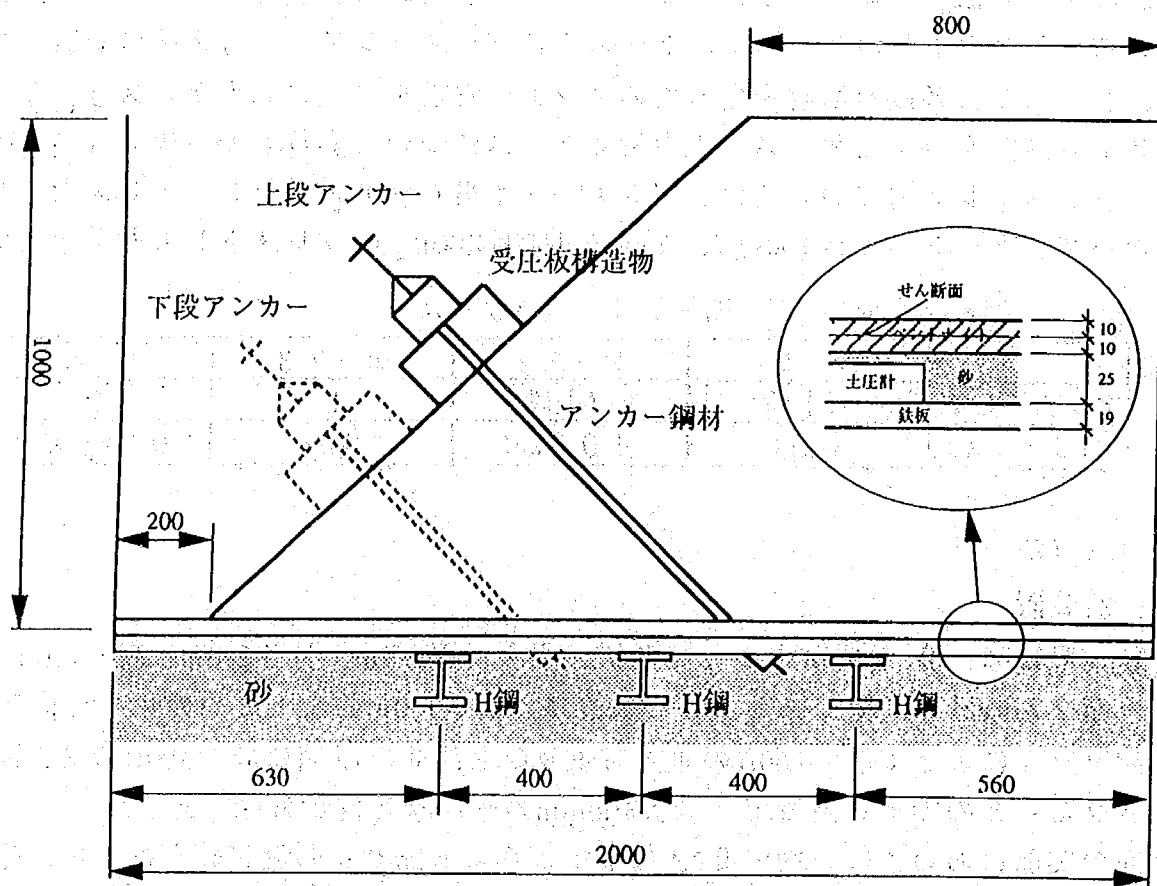
1. 実験装置

実験装置は図－Ⅱ.1に示すような形状、寸法（幅1.5m、長さ2.0m、高さ2.0m）をもつ大型一面せん断試験装置である。この装置は、高さ1.0mの上下2つのせん断箱を有し、油圧ジャッキによって最大160tfの垂直荷重及び上部せん断箱に最大300tfのせん断荷重を載荷させることのできる装置で、最大300mmのせん断変位が可能である。

今回の実験においては、図－Ⅱ.2に示すように下部せん断箱に砂を投入し、その上にアンカーと土圧計固定用の厚さ19mmの鉄板をH鋼で補強したものを溶接した。また、こ



図一Ⅱ.1 大型一面せん断試験機の模式図



図一Ⅱ.2 模型実験模式図

の鉄板の下部にはアンカー固定用のガス管及びナットを取り付けてある。

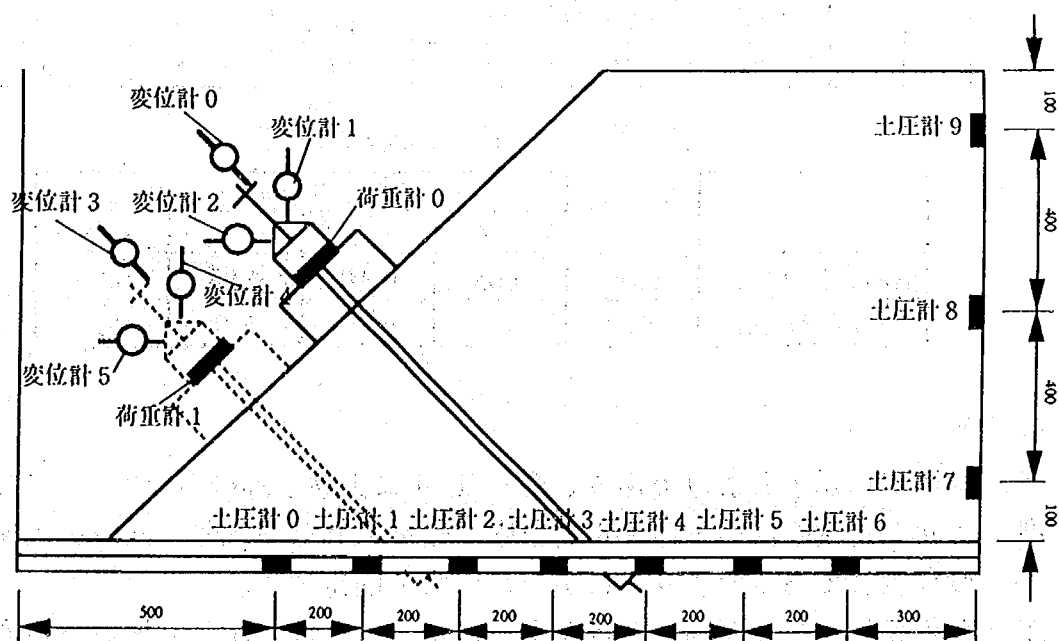
鉄板の上には砂を載せその中に土圧計を設置し、その上の上部、下部せん断箱の境界に当たる部分にすべり面としてベトナイトを約2cmの厚さで敷き、さらにその上に移動土塊としてシルト質の砂（以下、下部せん断箱や土圧計埋設用の砂と区別するため、単にシルトと呼ぶ）を入れてある。

アンカー材は直径6mmの丸形鉄筋を用い、長さは上段アンカーが全長1200mmでネジ切り部が400mm、下段アンカーが全長900mmでネジ切り部が400mmのものを使用した（下段アンカーはケース3、4において使用）。

2. 測定項目

測定を行った項目は、①アンカー荷重、②アンカー軸、水平、垂直方向の変位、③すべり面における土圧（7カ所）、④載荷板と移動土塊の間の土圧（3カ所）、⑤移動土塊の法尻、法片、上面の変位、⑥載荷ジャッキの荷重、⑦せん断箱の変位、以上7項目である。なお、変位の測定にはダイヤルゲージ、土圧の測定には土圧計、荷重の測定にはロードセルを用いており、載荷ジャッキの過重については大型一面せん断試験装置に付属の荷重計を用いた。各計測器の設置位置を図一Ⅱ.3に示す。

また、実験に使用した試験試料の物性を調べるために、移動層用のシルト及びすべり面のベトナイトの物理試験を行った。試験内容は含水量試験、密度試験、粒度試験、一面せん断試験（CU試験）の4つである。参考として、試験結果を表一Ⅱ.2～Ⅱ.5に示す。



図一Ⅱ.3 計測器配置図

表一Ⅱ.2 含水量試験結果

	シルト		ベントナイト				
	実験前	実験後	実験前	実験後	排土後		
					法尻側	中央	載荷板側
ケース1	21.6	17.8	134.2	135.9	130.5	129.6	136.9
ケース2	20.2	17.3	106.6	114.7	117.5	109.6	104.5
ケース3	19.6	18.7	104.5	103.5	96.5	97.1	104.8
ケース4	20.1	18.3	124.4	122.7	125.9	119.5	119.9

単位：％

表一Ⅱ.3 密度試験結果

	湿潤密度	乾燥密度
ケース1	1.554	1.278
ケース2	1.531	1.273
ケース3	1.598	1.337
ケース4	1.621	1.350
平均	1.576	1.310

単位：kgf/cm³

表一Ⅱ.4 粒度試験結果

粒径分布 (%)				最大粒径 (mm)	均等係数 (%)	曲率係数 (%)
礫分	砂分	シルト分	粘土分			
0	78	10	12	2.0	61.5	24.0

表一Ⅱ.5 一面せん断試験結果

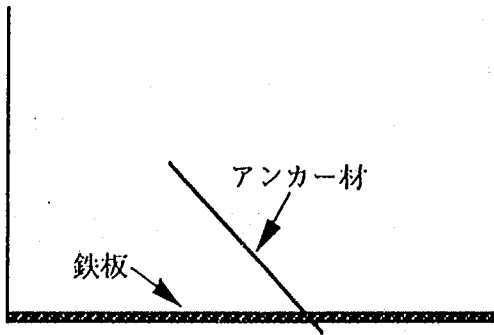
	シルト	ベントナイト			
		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
粘着力(kgf/cm ²)	0.00	0.05	0.10	0.08	0.04
内部摩擦角(deg)	38.7	5.3	5.5	5.9	6.4

3. 実験手順

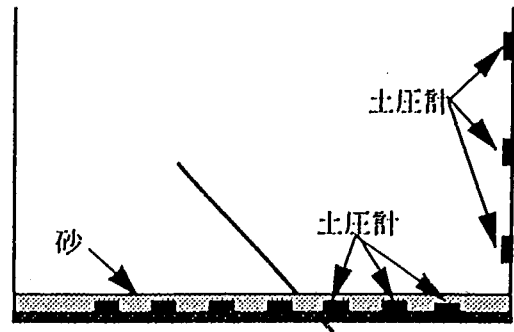
実験手順は以下に示すとおりであり、図一Ⅱ.4に実験手順の概略図を示す。

- ①大型一面せん断試験機の下部せん断箱内に砂を入れその上部に鉄板を固定する。あらかじめ設置してあったナットにアンカー材を固定する。
- ②土圧計を設置し、せん断面における土圧計については土圧計を埋設するための砂を敷設する。
- ③土圧計を埋設した砂の上に、すべり面として約2cmの厚さでベントナイトを敷設する。
- ④ベントナイト上部に移動層用のシルトを敷設する。シルトをせん断箱中に敷設する

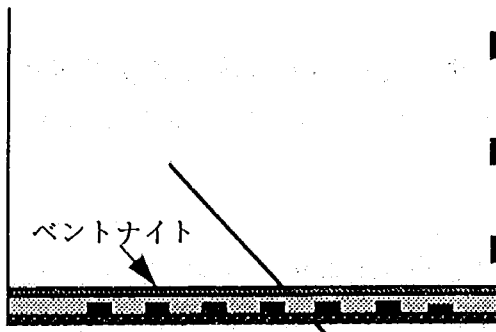
1. セン断箱に鉄板とアンカー材を設置



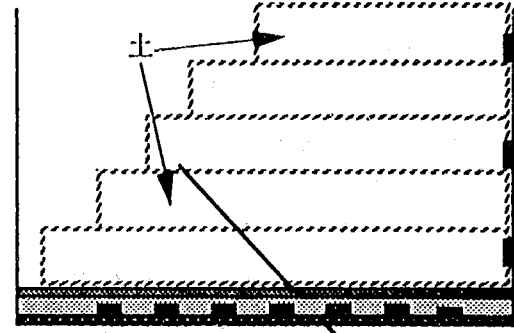
2. 土圧計設置及び砂の敷設



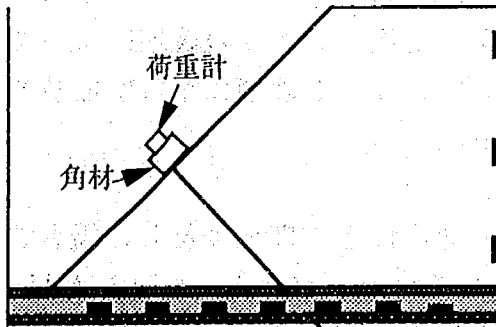
3. ベントナイトの敷設



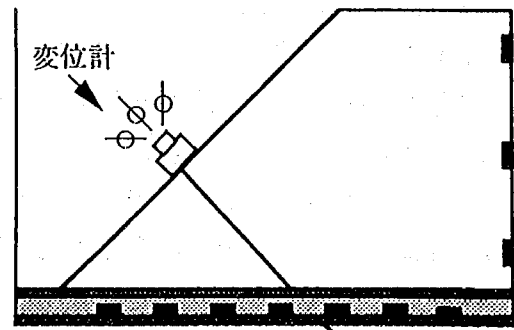
4. 移動層用シルトの敷設



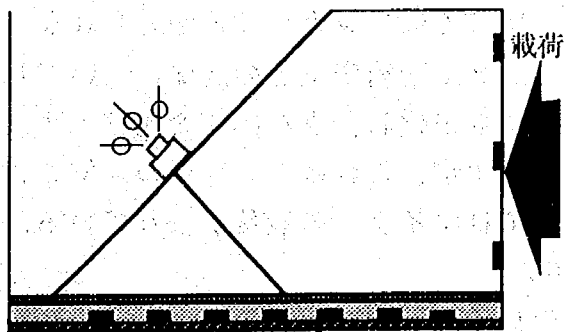
5. アンカー反力装置及び荷重計設置



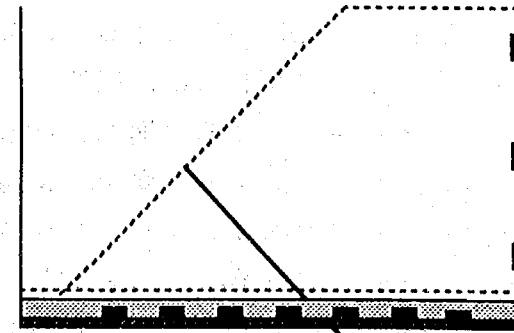
6. 変位計設置



7. セン断開始 (実験)



8. 移動層用シルト、ベントナイトの撤去



図一Ⅱ.4 実験手順

際はその重量を測定し、締固めは層厚20cmごとに重さ約10kgのランマーを50cmの高さから3回自由落下させて均一の密度となるように行う。

- ⑤シルトの法面整形を行い、アンカー反力を得るための角材及び荷重計を設置する。
- ⑥アンカー反力を得るための角材に変位計をアンカー軸、水平、垂直の3方向に設置する。
- ⑦ケース2、4のみアンカー材にプレストレス力を加え、せん断を開始する（実験開始）。せん断速度は約1mm/minとする。
- ⑧実験終了後、シルト及びベトナイトを撤去する。
- ⑨次の実験ケースを③より再び実施する。

D. 実験結果

図－Ⅱ.5～図－Ⅱ.20に、実験結果として、時間及びせん断箱の変位と各項目毎の測定結果の関係図を示す。なお、各図の横軸は全て共通で、(a)は実験時間、(b)はせん断変位をとったもので、単位は(a)がsec、(b)がmmである。

①アンカー荷重、載荷荷重（図－Ⅱ.5～Ⅱ.8）

縦軸はアンカー荷重値及び載荷荷重値を示してあり、単位はkgfである。また、アンカーが2段の場合はアンカーにかかる荷重をそれぞれ別々に記してある。

せん断を開始することによって、アンカー荷重は徐々に増加しある変位（あるいは荷重）まで達するとアンカーが破壊し、荷重値はゼロになる。また、載荷荷重はせん断開始直後は急激な増加を示すが、1度荷重値のピークが表れた後はせん断開始時よりも緩やかな増加を示し、いくつかの荷重ピークに至った後アンカーの破壊によって抵抗力を失い荷重値が低下して一定の値に落ち着く。アンカーが破壊に至る変位置や載荷荷重のピーク値は各ケースによって異なっている。

②アンカー変位（図－Ⅱ.9～Ⅱ.12）

縦軸はアンカーの変位置を示しており、垂直方向の変位は上方向へ変位した場合、水平方向の変位はせん断方向に変位した場合（図－Ⅱ.3において左側へ変位した場合）、アンカー緊張方向の変位は緊張方向へ変位した場合（図－Ⅱ.3において左上側へ変位した場合）がそれぞれプラスとなっている。単位はmmである。また、アンカーが2段の場合にはそれぞれのアンカーの変位を示してある。

時間との関係について見ると、せん断開始後しばらくはアンカー変位が見られないがその後変位が表れほぼ直線的な変化が見られる。せん断箱変位との関係について見ると、せん断箱の変位の開始に伴ってアンカー変位も変化し、直線的な変化を示す。その後両者ともアンカーが破壊に至り異常な値を示すが、これはアンカーの変位とは無関係のものである。また、ケース1と4においてはマイナスの変位が表れている。

③すべり面における土圧（図－Ⅱ.13～Ⅱ.16）

縦軸は、すべり面の土圧すなわちすべり面に作用する垂直応力を示しており、単位はkg/cm²である。

すべり面の端（載荷板近くと移動土塊の法尻近く）を除いては、せん断に伴ってすべり面土圧は増加の傾向にあり、アンカーの破壊によってその値は一旦低下する。その後は、また上昇を開始する部分やほとんど変化しない部分が表れる。また、すべり面の位置によって土圧の上昇量は異なり、アンカーに近い程上昇量は大きい。

④側面における土圧（図－Ⅱ.17～Ⅱ.20）

縦軸は、載荷板と移動土塊の間の側面土圧であり、単位は kg/cm^2 である。

せん断に伴って側面土圧は上昇を開始し、アンカーの破壊によってその値は一旦低下する。その後はあまり変化が見られない。なお、載荷板の下方では土圧が大きく、明瞭なピークが見られるが上方においては見られない。

E. 実験結果の考察

1. 実験結果の妥当性

実験結果の考察の前に、実験結果の妥当性について検討してみる。まず、各ケースごとの時間あるいはせん断箱変位と載荷荷重の関係（図－Ⅱ.5～Ⅱ.8）を見てみると、ケース2～4については荷重のピーク部が3カ所見られるのに対しケース1においては明瞭なピークは1カ所のみである。また、時間あるいは変位とアンカー荷重の関係をみるとアンカー荷重が急激に低下している

表－Ⅱ.6 アンカー破壊荷重

部分があり、この部分でアンカーが破壊に至ったわけであるが、この時のアンカーの最大荷重値を見てみると表－Ⅱ.6に示す値となり、ケース1だけが極端に小さい値となっていることが分かる。このことからケース1は明らかに他の3ケースと実験条件が異なっていることが理解できる。また、時間あるいはせん断箱変位とアンカー変位の関係（図－Ⅱ.9～Ⅱ.12）を見てみると、ケース1と4にマイナスの変位が見られ、今回の実験の条件からしてせん断時にマイナスの値が表れるのは理論的におかしい（恐らくこれらはアンカーを下部せん断箱に取り付ける際の固定が不十分であったためと考えられる）。

	上段アンカー		下段アンカー	
	荷重値(kgf)	変位量(mm)	荷重値(kgf)	変位量(mm)
ケース1	889	32		
ケース2	1345	51		
ケース3	1251	35	958	40
ケース4	1212	34	908	25

したがって今回の実験結果の検討からは完全にケース1の実験結果を除外し、ケース4については上部アンカーは問題はなく下部アンカーに問題があると判断できるため信頼のおける部分のみ検討に入れることとし、ケース2、3の2ケースを基本に検討を行うこととする。以下、断らないかぎりケース2と3に対する考察である。

2. 載荷荷重の変化

載荷荷重の3つのピークについて検討する。せん断を開始するとまず、急激な載荷荷重の増加がみられ、ある荷重値に達したところでピーク（1次ピーク）に達し、そして低下を始める。この低下にかかる時間あるいは変位量は非常に短く、直ぐにまた増加を開始す

るが、今度はせん断開始時の増加よりも緩い変化勾配を示す。その後またピーク（2次ピーク）を迎え載荷荷重は再び低下する。そして再び2次ピークまでの上昇勾配と同じ勾配で上昇を開始し、3つ目のピーク（3次ピーク）を迎える。その後はアンカーが破壊するまで複雑な変化を示し、アンカーが破壊することによって急激な低下を示し、ある一定値に落ち着く。

このことについて考察すると、まず1次ピークであるが、図-Ⅱ.6(a)の時間-アンカー荷重の変化を見てみると、載荷開始直後しばらくはアンカーに荷重が作用していない。このことは、せん断に対して抵抗しているのはアンカーではないことが分かる。つまり、アンカー以外の抵抗すなわちすべり面におけるせん断抵抗による荷重である。しかし、このすべり面のせん断抵抗だけであれば、1次ピークとアンカー荷重上昇開始時間が同じになるはずであるが、ここでは若干のずれを生じている。これは、アンカーの荷重上昇は移動土塊の変位によって生じたものであり、実際にはせん断に対してアンカーはまだ抵抗していないと推定できる。つまり、アンカーにまだ若干の緩みを持っており、この緩みがなくなって始めてアンカーがせん断に抵抗することが可能であって、これがプレストレス力を加えた時にも見られるとすることは、移動土塊を設置する際のアンカー周辺の土塊に緩みがあったものと考えられる。

次に2次ピークについてであるが、本来ならば今回の実験条件であればこの2次ピークでアンカーが降伏あるいは破壊するはずである。しかし、ここではケース2～4ともに2次ピークが明瞭に見られており、何らかの原因があるはずである。これについては反力構造物として角材を用いており、この角材が移動土塊内へ一度食い込んでそのため強度が一旦低下し、そのためにできたピークと推定される。このため、2次ピークの差は移動土塊の法面の締め固めの差によるものと考えられる。

3次ピークについては、これは当然のことながらアンカーの降伏あるいは破壊によってできたピークであり、実験ケースによってアンカーが降伏後破壊に至ったり、直接破壊したりしてケースによりアンカーの破壊形態が異なり、ここでもアンカーの設置に問題があったことが伺える。また、表-Ⅱ.6より、アンカーの破壊荷重にそれほど差がないことは、アンカーと下部せん断箱との溶接に問題があったためと推定できる。なお、載荷荷重の3次ピーク値を表-Ⅱ.7に示すが、ほぼ同じ値を示しており（ケース1は除く）、アンカーが降伏に至る点はほぼ同じであるので実験としてはここまでの範囲ならば成功しているといえる。

以上の考察を整理して、載荷荷重の変化の説明を図-Ⅱ.21に示す。

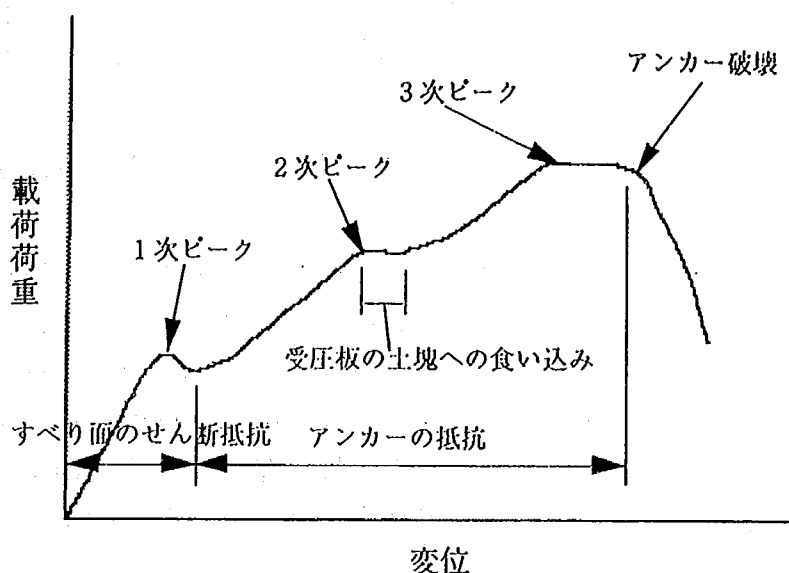
3. アンカー荷重

アンカー荷重については、アンカーに荷重が作用してから上昇を開始するがその荷重と変位の関係は線型関係ではなく非線型になっており、変位が小さいほど荷重の増加は大き

表-Ⅱ.7 3次ピーク時の載荷荷重値

	載荷荷重 (kgf)	変位量 (mm)
ケース1	3745	16.2
ケース2	4104	34.3
ケース3	4407	34.4
ケース4	4293	15.4

い。本来ならばアンカーとして鋼材を使用しているので弾性挙動を示すため、線型的な変化曲線（直線）が得られるはずであるが、ここでは最初から非線型の関係となっており、鋼材の性質とは異なっている。これについては、溶接部が非線型挙動を示すのか鋼材の弾性域が非常に狭く実験上測定できなかったのか原因が考えられるが、明確な原因については不明である。



図一Ⅱ.2 1 載荷荷重変化の模式図

4. プレストレス力の影響

ケース3とケース4の実験結果を比較すると、プレストレス力を加えることによって以下のことが言える。

- ①せん断箱の変位が小さいうちにアンカーが破壊する。
- ②載荷荷重は大きくなる。
- ③すべり面土圧が大きくなる。

それぞれについて考察する。まず①については、当然のことながらプレストレス力によりアンカーせん断前から荷重が加わっているため、破壊までの変位量は小さい。したがって、プレストレス力があるほど許容変位量は小さい。

②については、載荷荷重が大きくなるということは、プレストレス力が加わっている場合その土塊を滑らそうとする力が多く必要となるわけで、逆に滑らそうとする力が同じ場合には、プレストレス力によって抵抗が可能であるため、斜面の安定度は高くなる。また、①

表一Ⅱ.8 緊張力によるすべり面土圧の上昇量

	上昇値 (kgf/cm ²)
土圧計0	0.1272
土圧計1	0.1586
土圧計2	0.0936
土圧計3	0.0515
土圧計4	0.0311
土圧計5	0.0091
土圧計6	0.0010

のことを同時に考えると、同じ荷重を与えた時、プレストレス力によって土塊の変位を抑制することが可能である。③については、当然のことであるが、プレストレス力によりアンカー打設角度の余弦分の垂直荷重が増加するわけで、その上昇分布は表一Ⅱ.8に示すとおりであり

表一Ⅱ.9 多段によるすべり面土圧の上昇量

	1 段の場合	2 段の場合	1 段と 2 段の差
土圧計 0	0.0266	0.1272	0.1006
土圧計 1	0.0558	0.1586	0.1028
土圧計 2	0.0593	0.0936	0.0343
土圧計 3	0.0394	0.0515	0.0121
土圧計 4	0.0160	0.0311	0.0151
土圧計 5	0.0083	0.0091	0.0008
土圧計 6	0.0010	0.0010	0.0000

単位：kgf/cm²

、アンカー打設位置より下流側（移動土塊の法尻側）にその効果を発揮する。

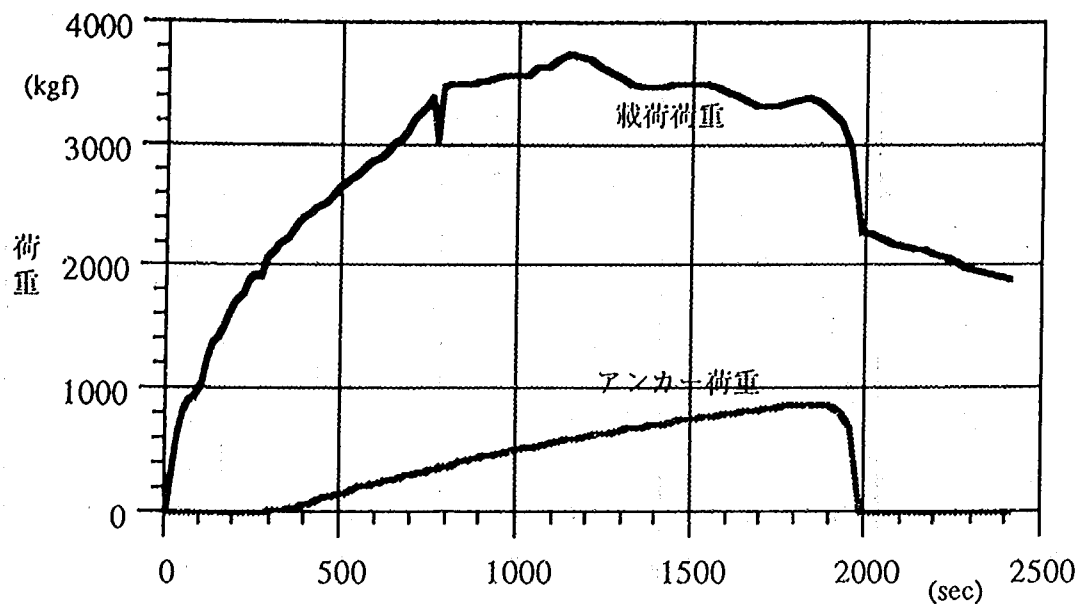
5. 多段の影響

ケース 2 と 4 の実験結果より、以下のことが言える。プレストレス力によってせん断開始前のすべり面に作用する応力は、1 段から 2 段にした場合単純に 2 倍となるはずであるが、表一Ⅱ.9を見ると、位置によっては 2 倍以上の値となっている部分があり、特に下流側（移動土塊の法尻側）でこの傾向が大きい。これは、当然のことであるが下段のアンカーの方がすべり面までの距離が短いためその効果が発揮されるためである。なお、アンカーの距離が等しい場合については、今回実験を実施していないので、この点がどうなるかについては不明である。また、本来ならば 2 段の場合のプレストレス力を 1 段の時の半分ずつ載荷して実験を実施すれば、アンカーの多段の影響が明らかになったはずであるが、ここでは実施していない。このため、今回はアンカーの多段の影響については明確な結論が得られていない。

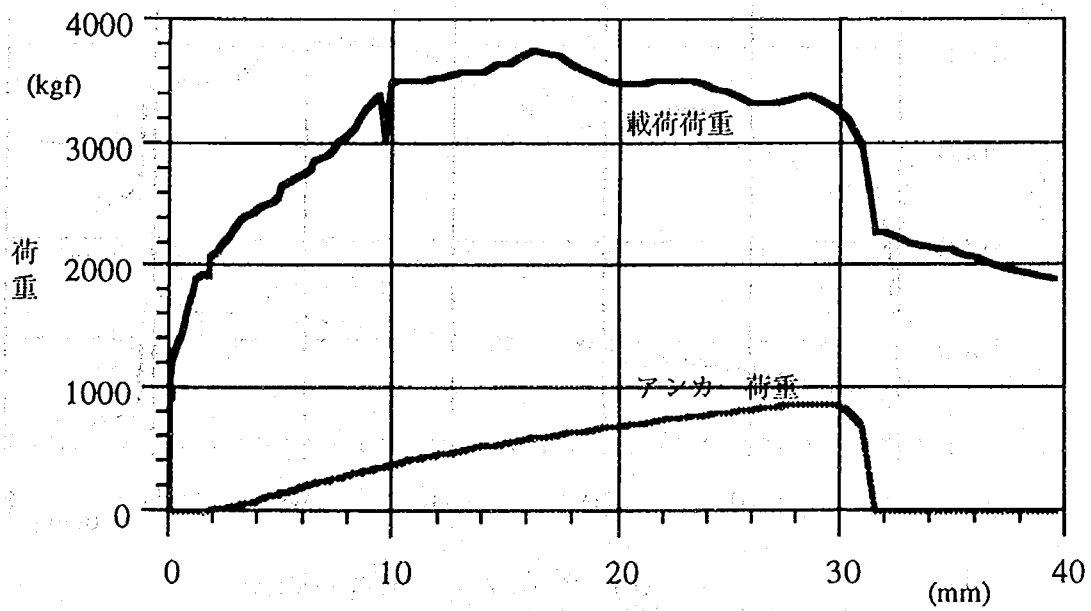
F. 実験結果のまとめ

今回の実験では、実験が十分な精度で行われなく、実験ケースの設定も不十分であったため、満足のいく結果が得られなかった。また、実験も実際の地すべりでは応力が加わることによって変位するわけで、いわゆる応力制御によるわけである。しかし、今回の実験においては歪制御による実験を行っており、アンカーを破壊させるまで実験を行うのであればこれでよいが、実際はここまでは必要ではないため、むしろアンカーのプレストレス力や多段の影響を見るのであれば、応力制御で行う方が現実的である。

したがって、ここでは実験結果の考察までに止め、実験からアンカーの挙動についての結論は述べないことにする。

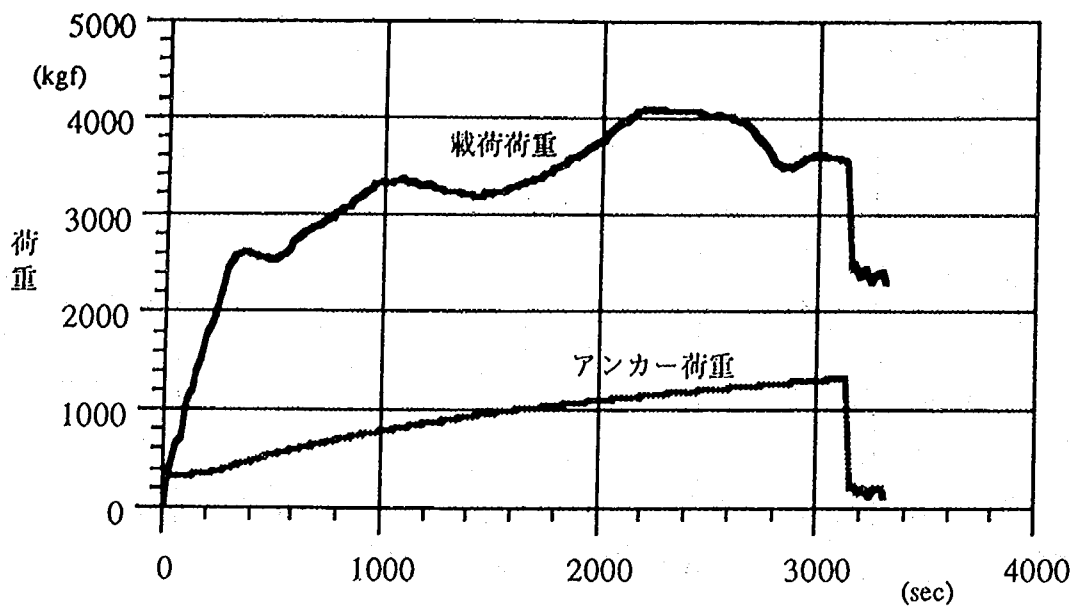


(a) 時間との関係

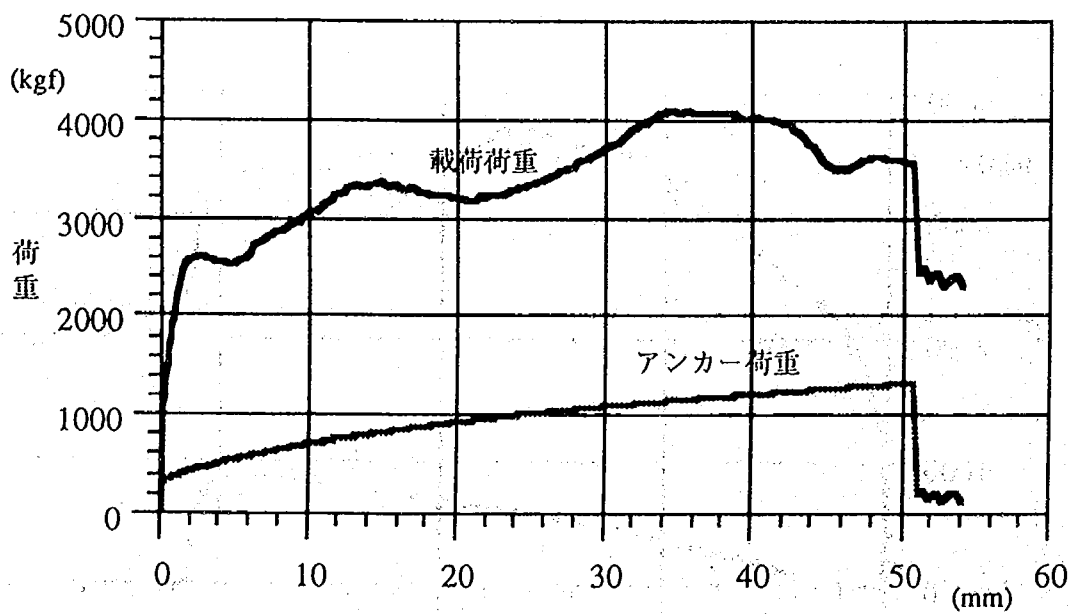


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.5 アンカー荷重と載荷荷重 (ケース1)

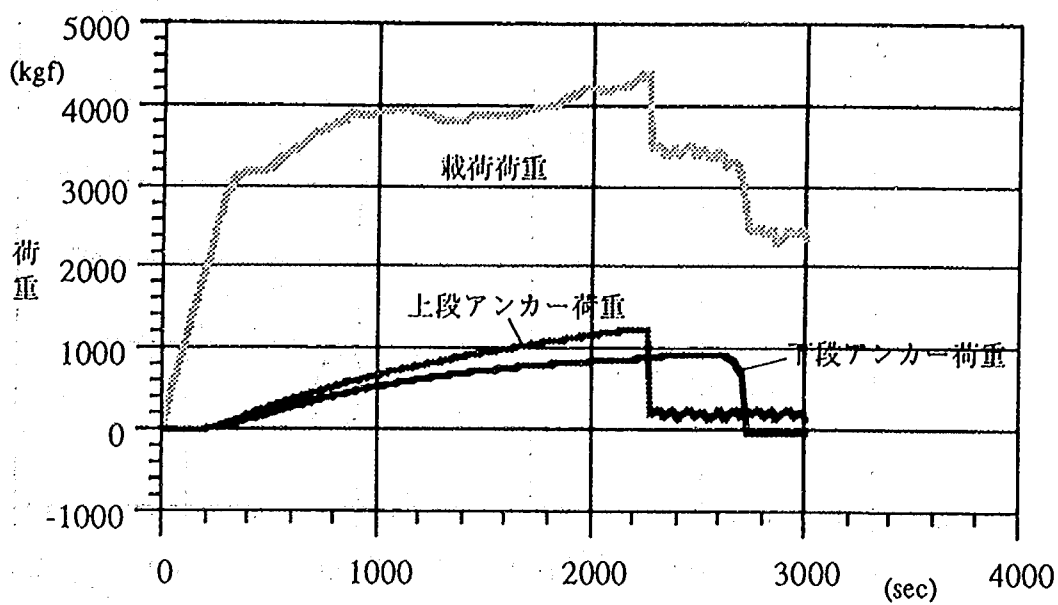


(a) 時間との関係

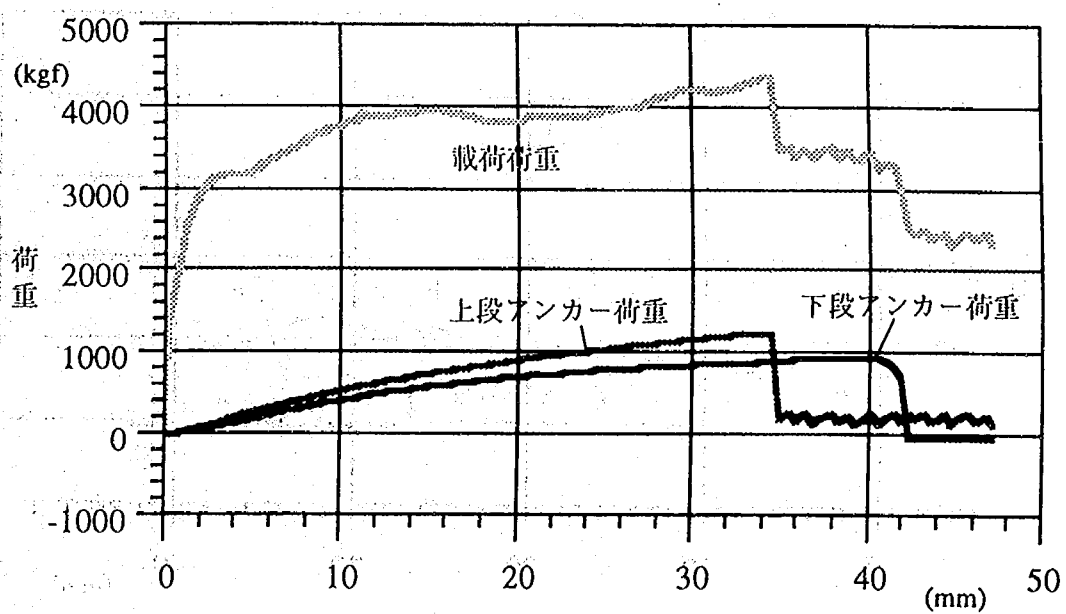


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.6 アンカー荷重と載荷荷重 (ケース 2)

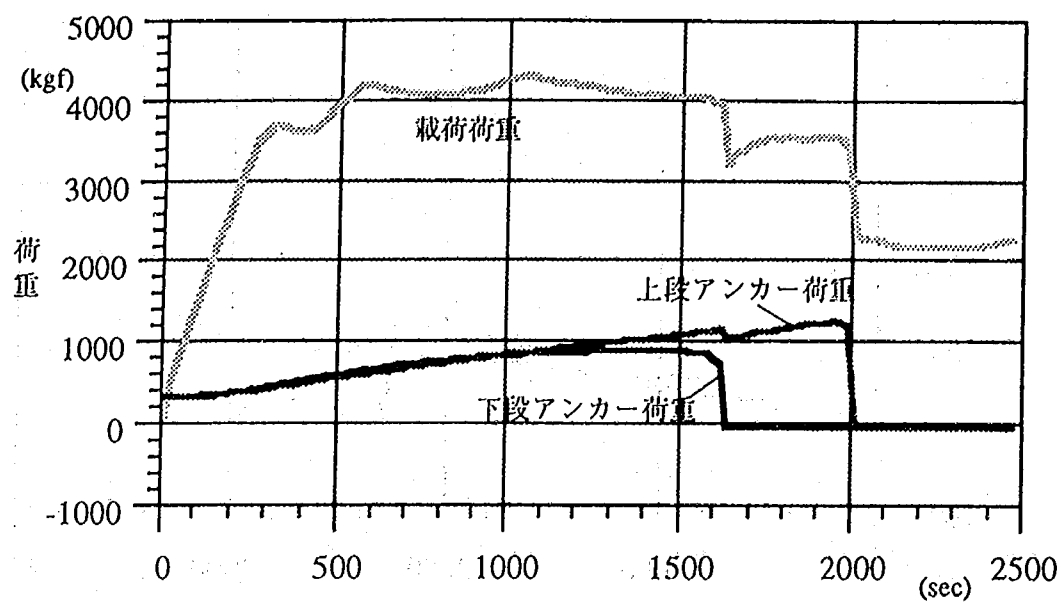


(a) 時間との関係

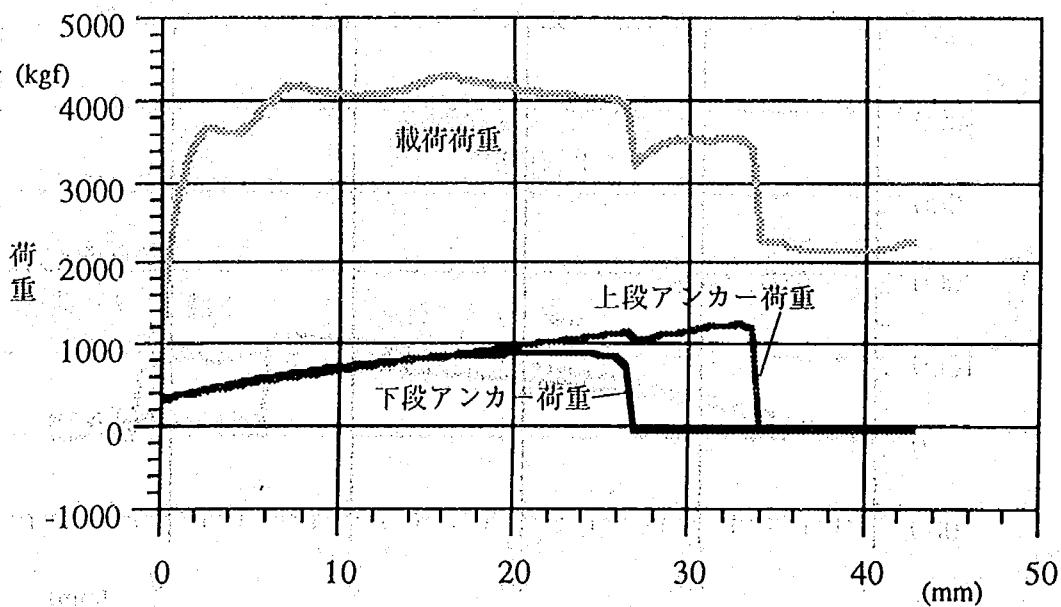


(b) セン断箱変位との関係

図一Ⅱ.7 アンカー荷重と載荷荷重 (ケース3)

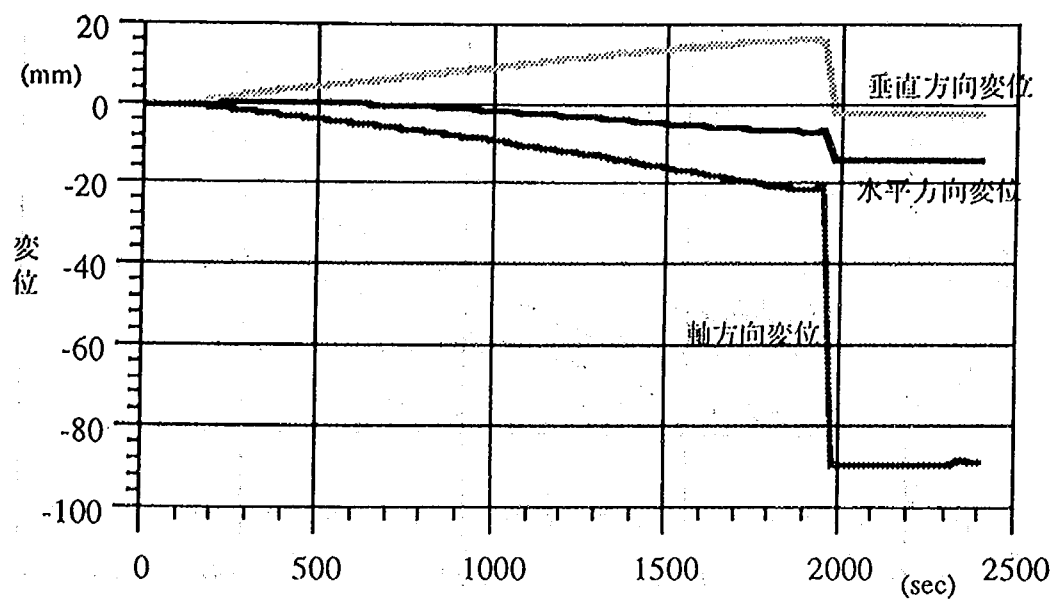


(a) 時間との関係

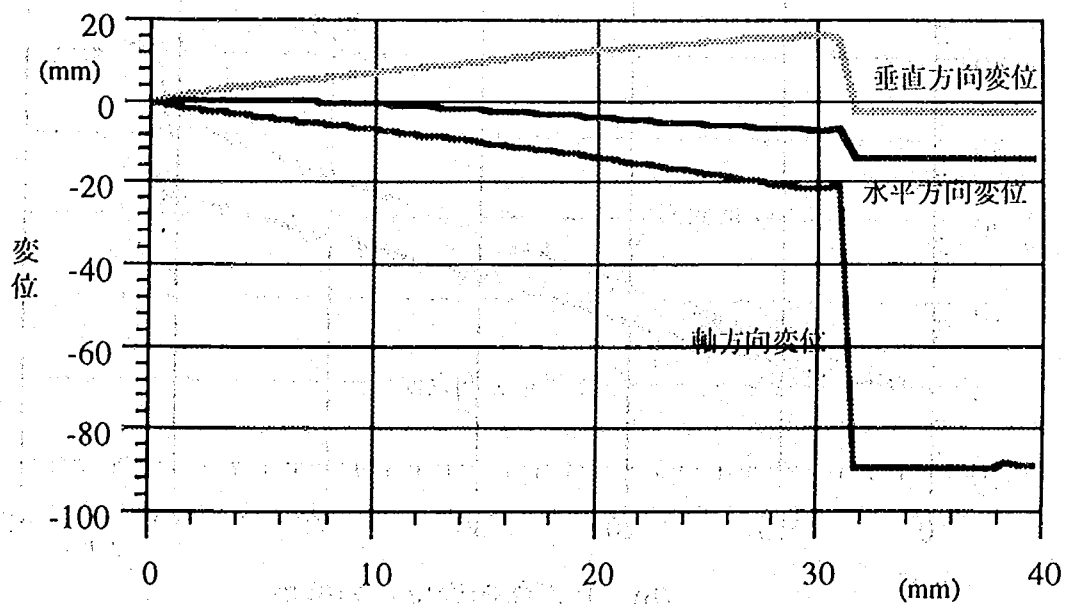


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.8 アンカー荷重と載荷荷重 (ケース4)

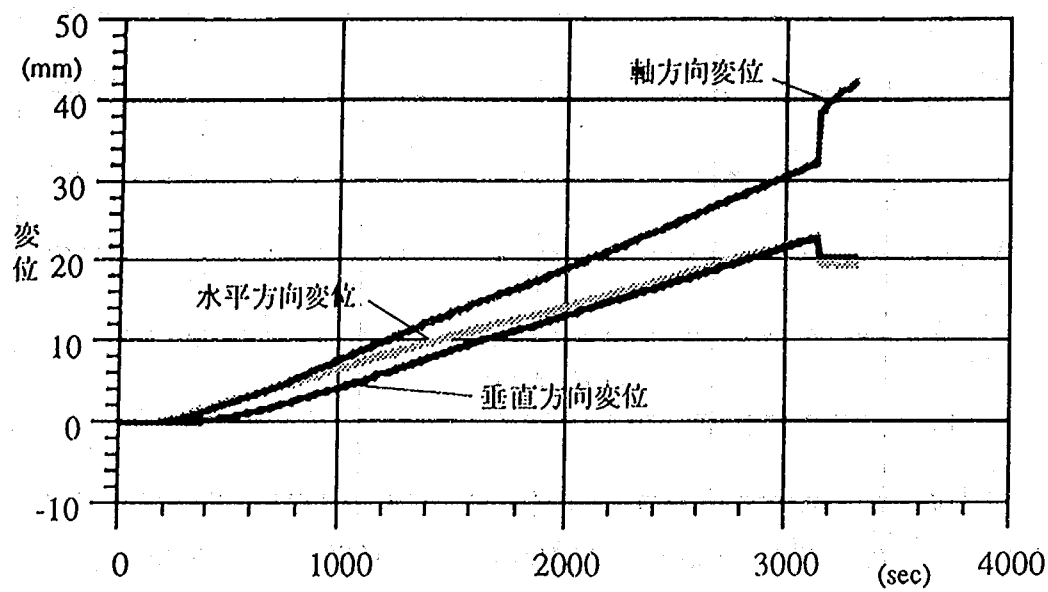


(a) 時間との関係

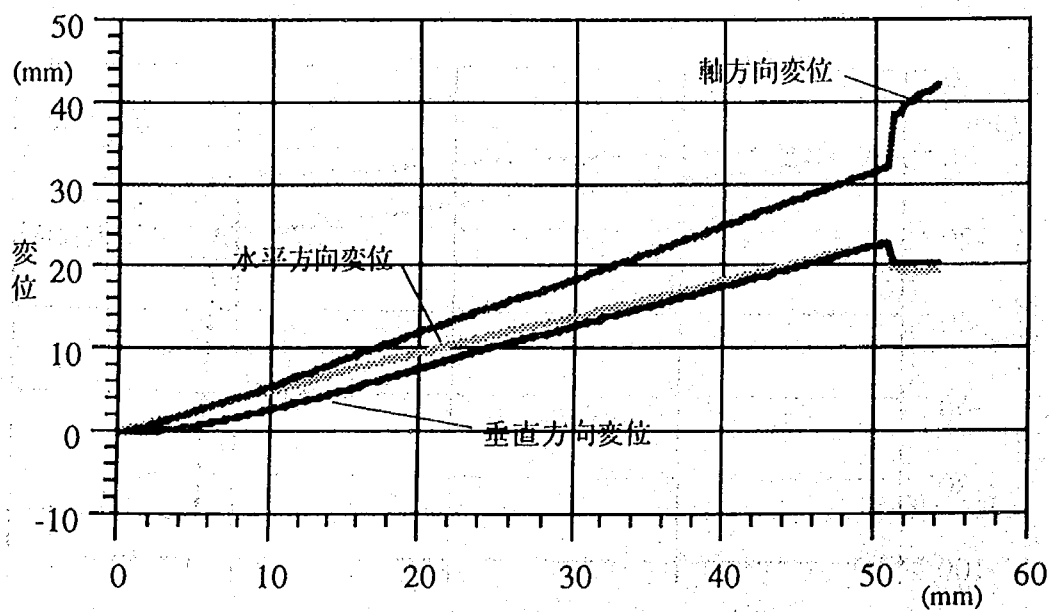


(b) セン断箱変位との関係

図一Ⅱ.9 アンカー変位 (ケース1)

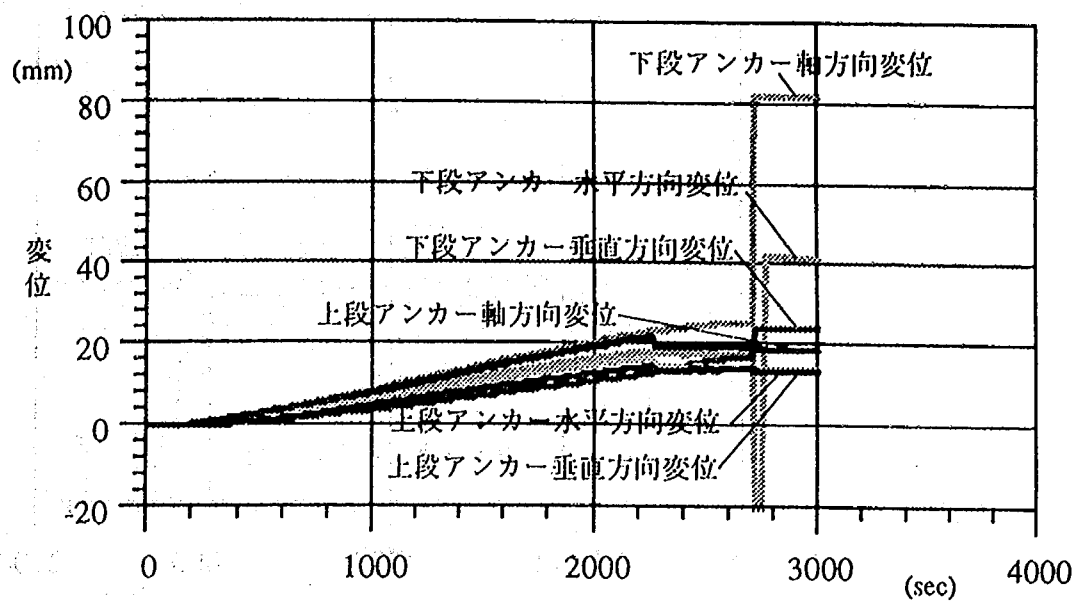


(a) 時間との関係

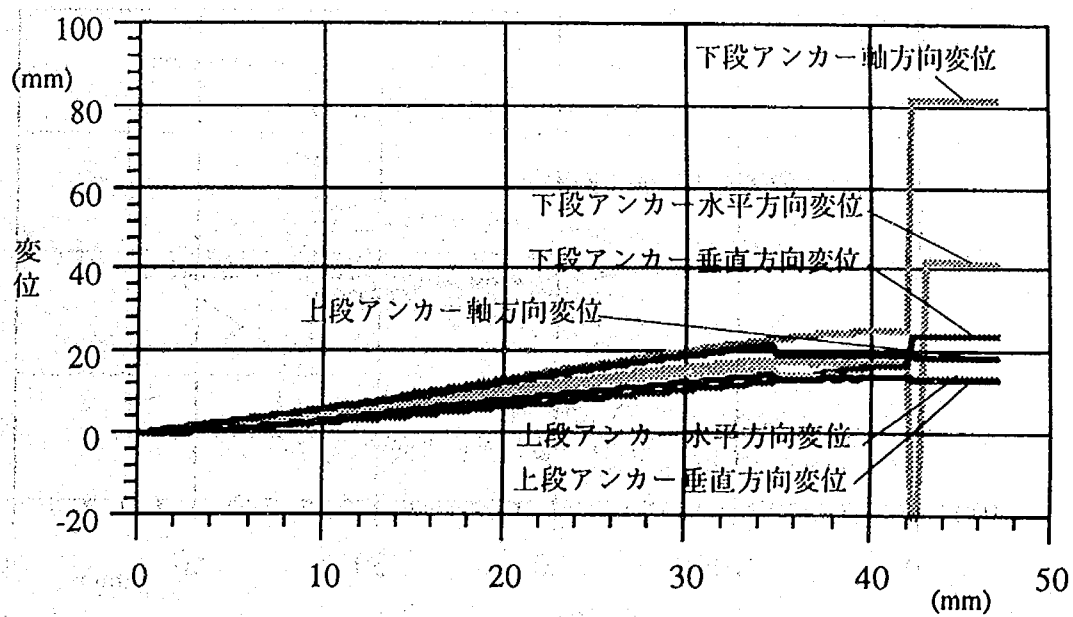


(b) セン断箱変位との関係

図-Ⅱ.10 アンカー変位 (ケース2)

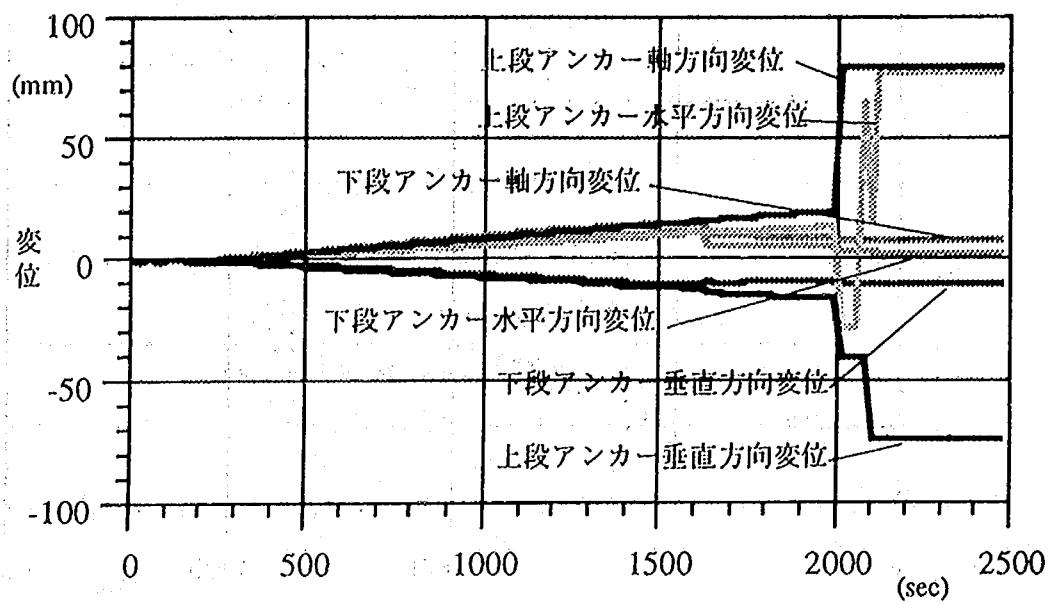


(a) 時間との関係

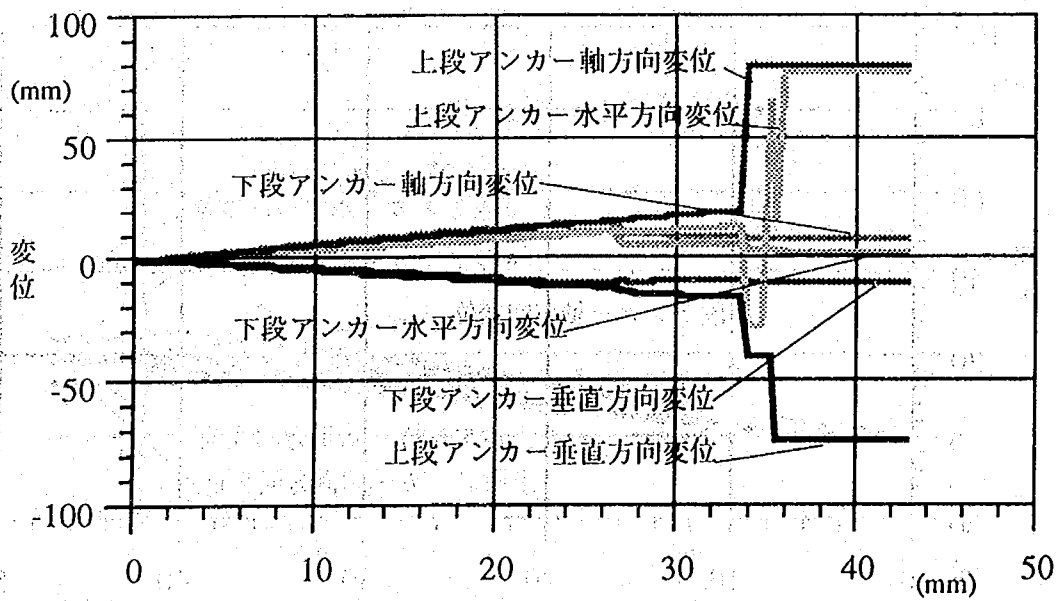


(b) せん断箱変位との関係

図-Ⅱ.11 アンカー変位 (ケース3)

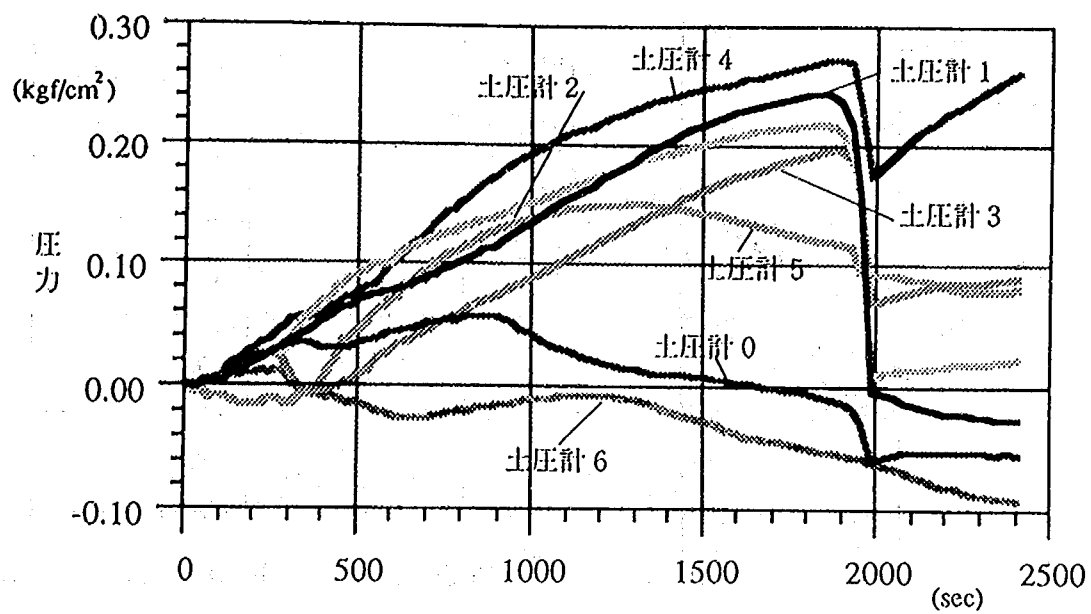


(a) 時間との関係

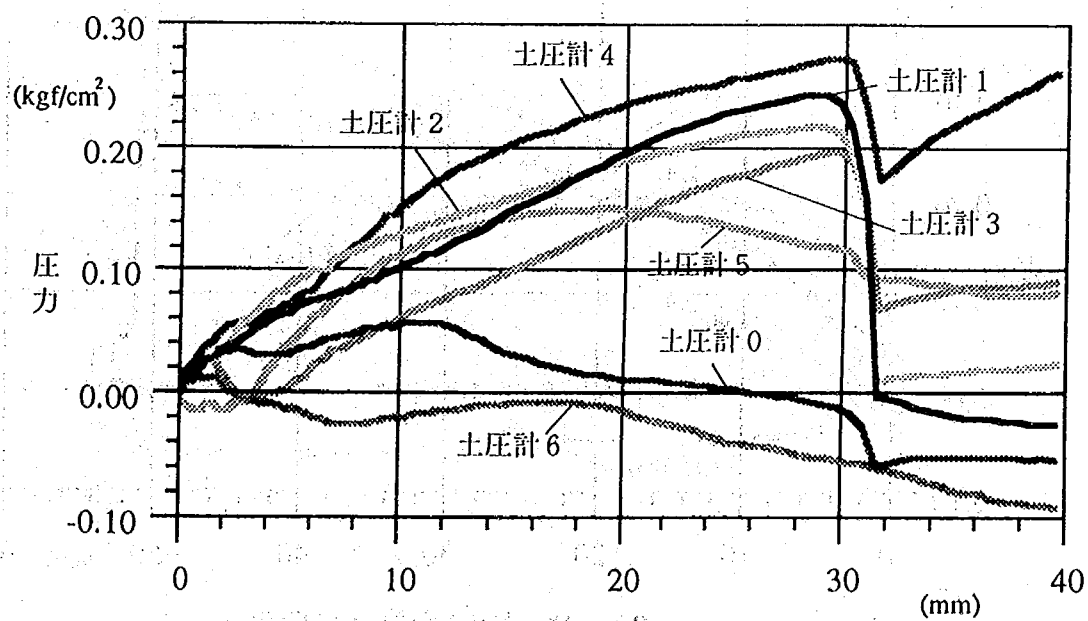


(b) セン断箱変位との関係

図一Ⅱ.12 アンカー変位 (ケース4)

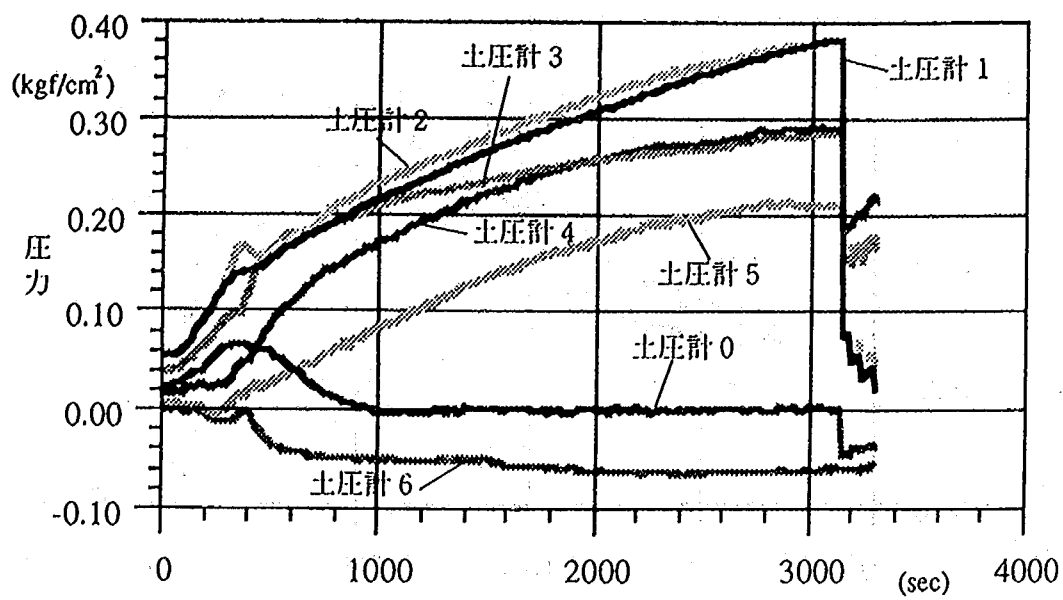


(a) 時間との関係

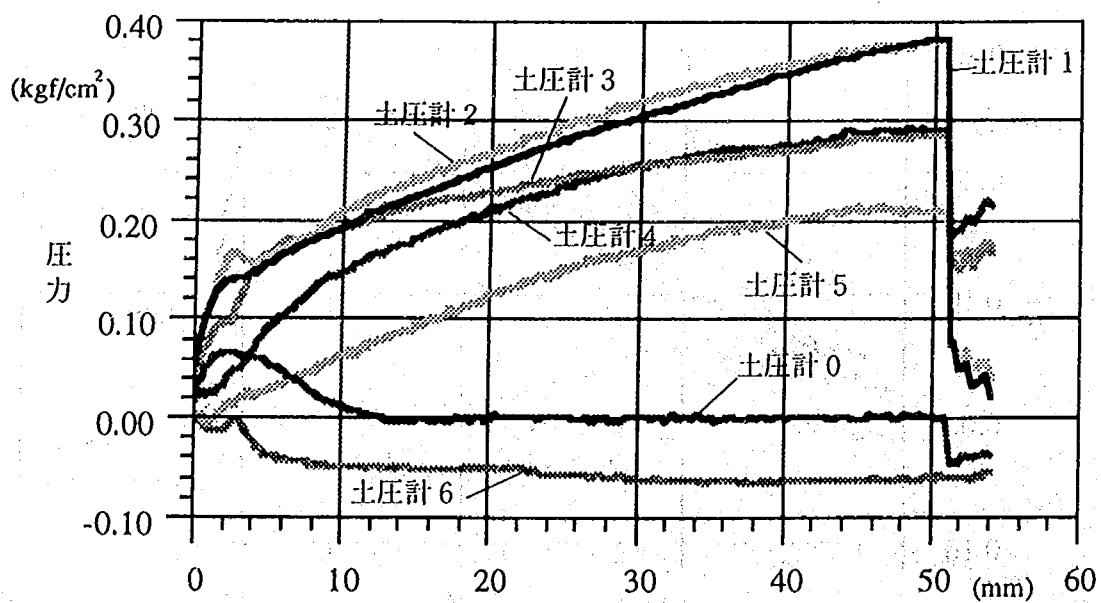


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.13 すべり面土圧 (ケース1)

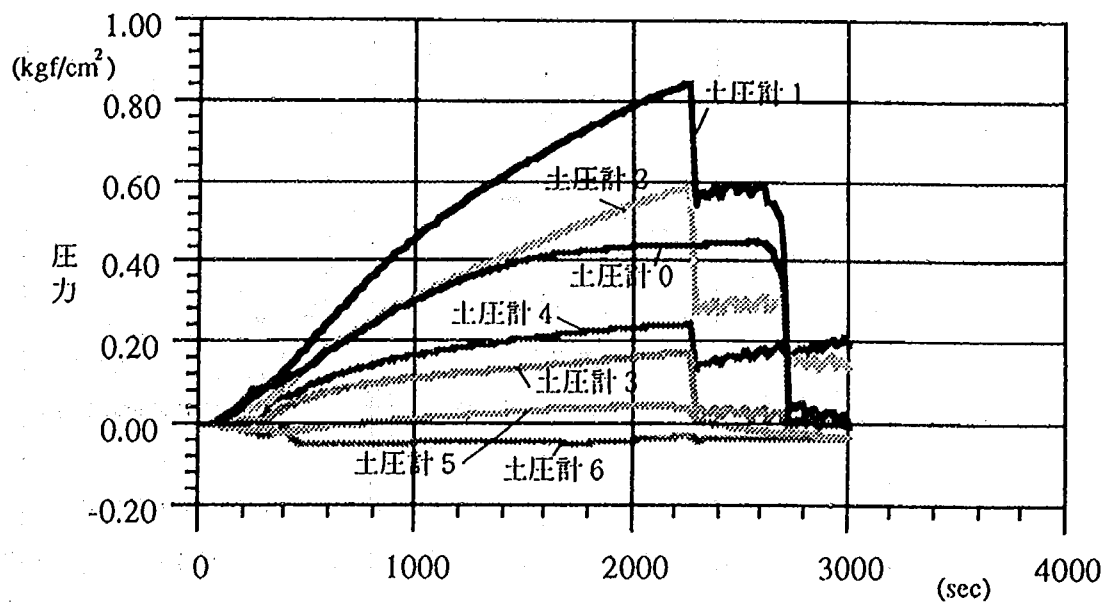


(a) 時間との関係

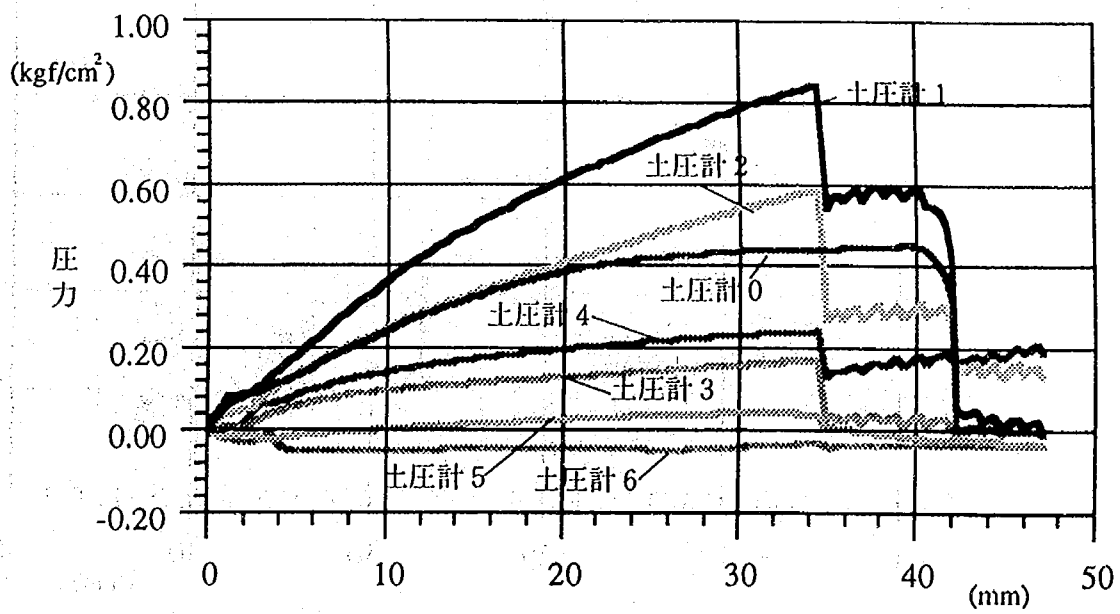


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.14 すべり面土圧 (ケース2)

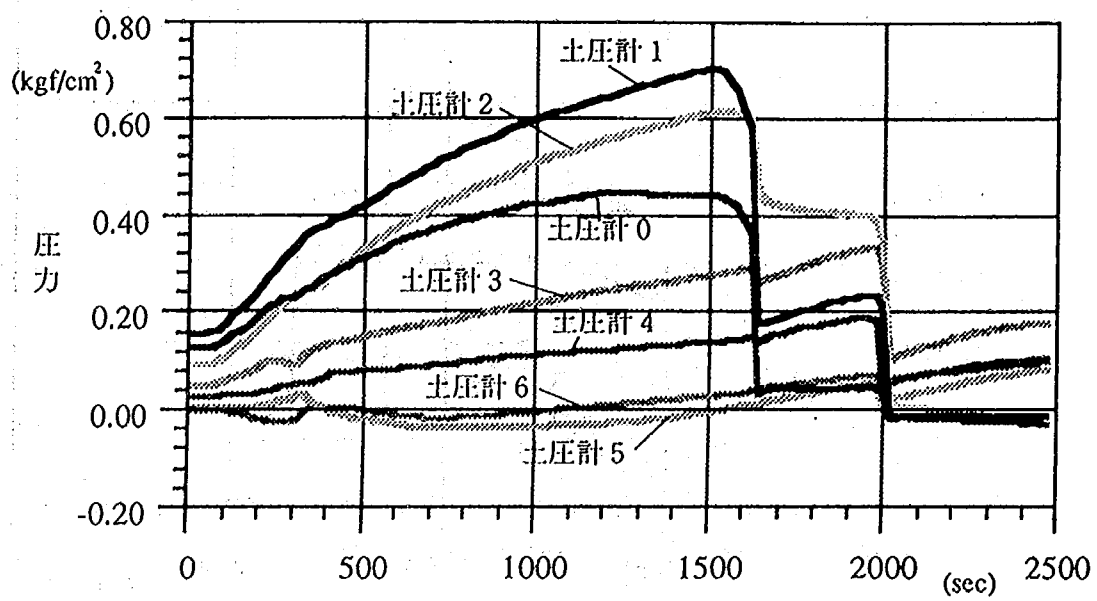


(a) 時間との関係

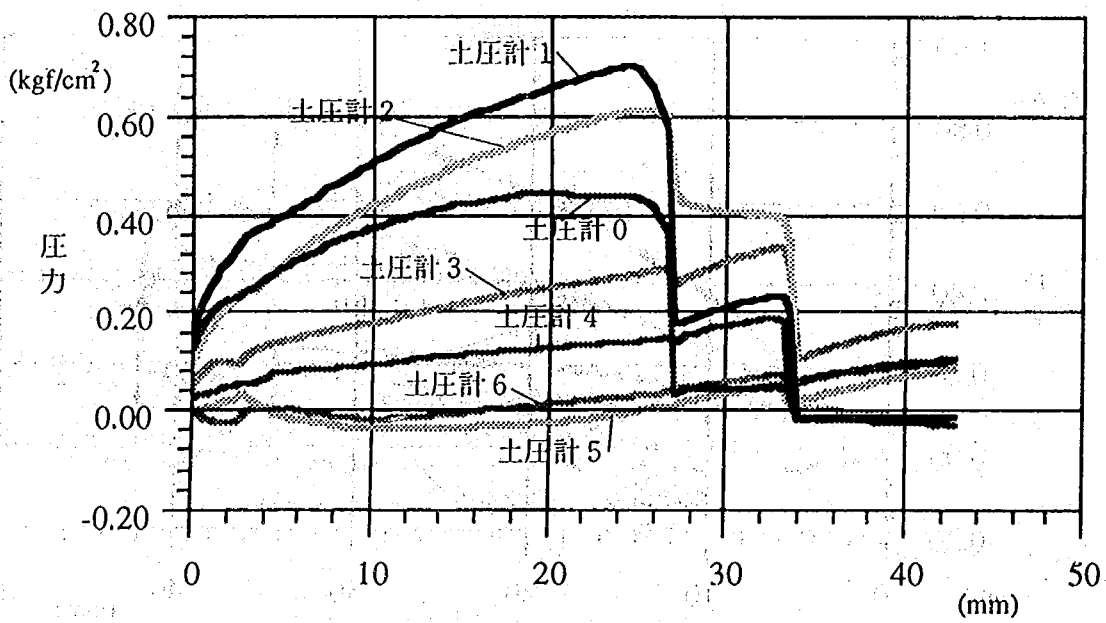


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.15 すべり面土圧 (ケース3)

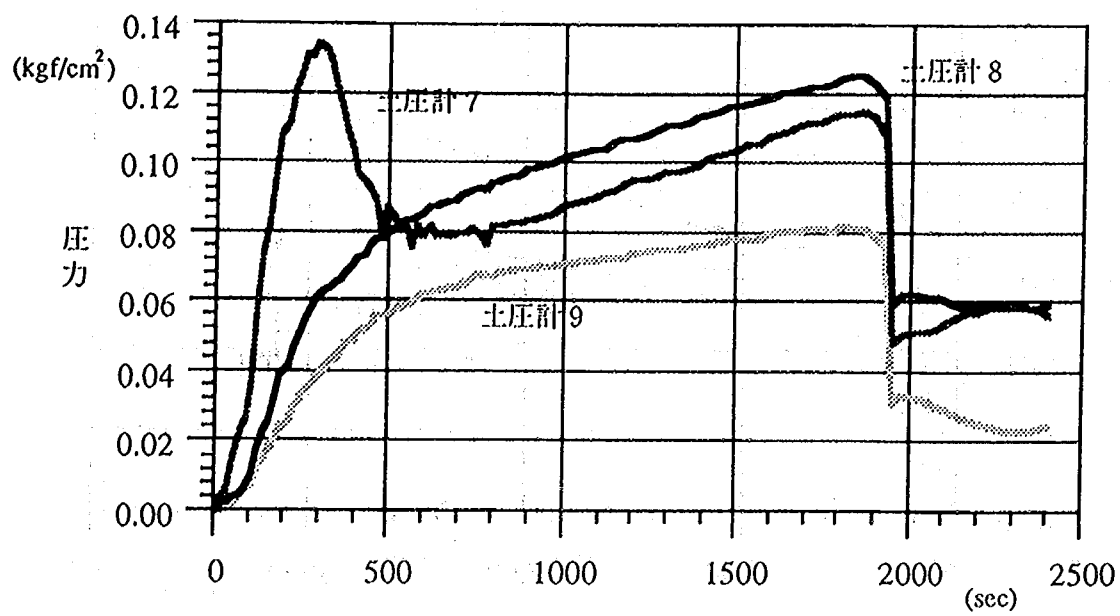


(a) 時間との関係

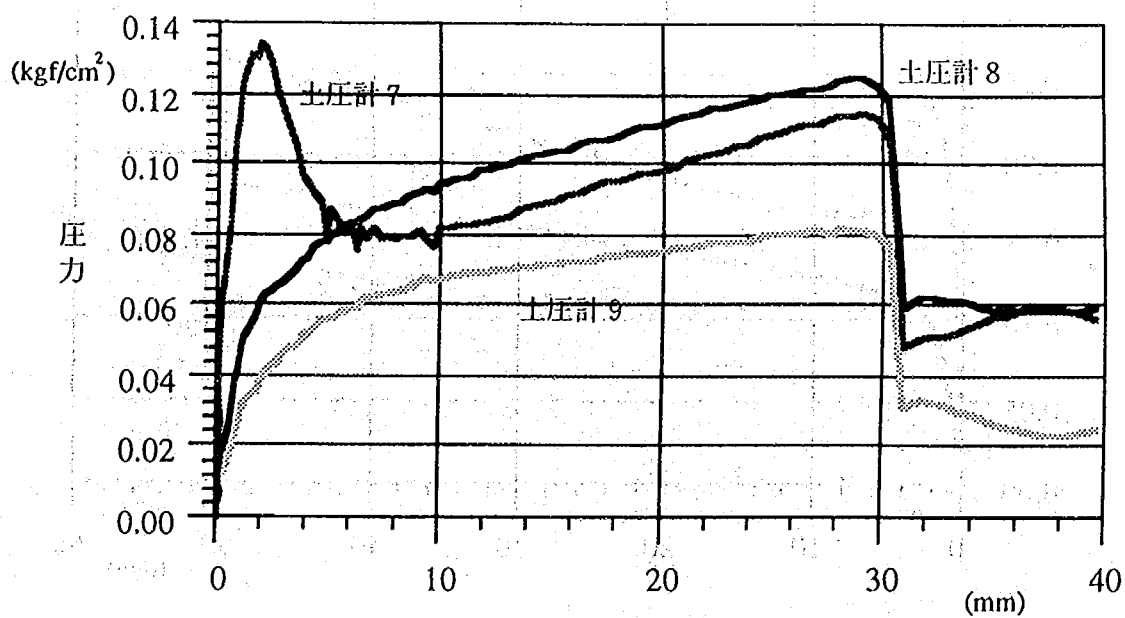


(b) セン断箱変位との関係

図一Ⅱ.16 すべり面土圧 (ケース4)

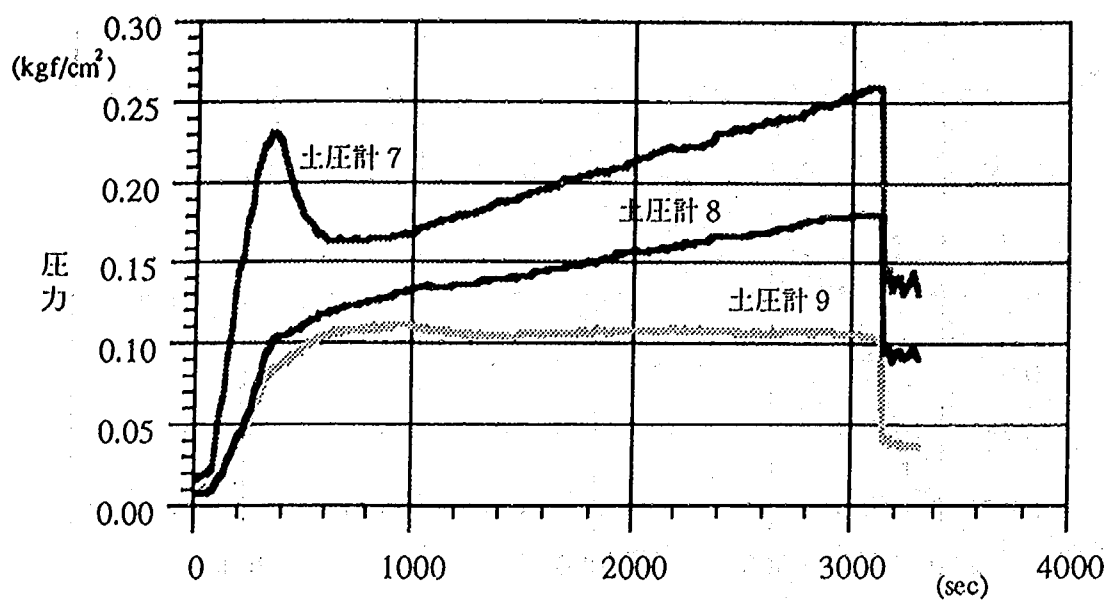


(a) 時間との関係

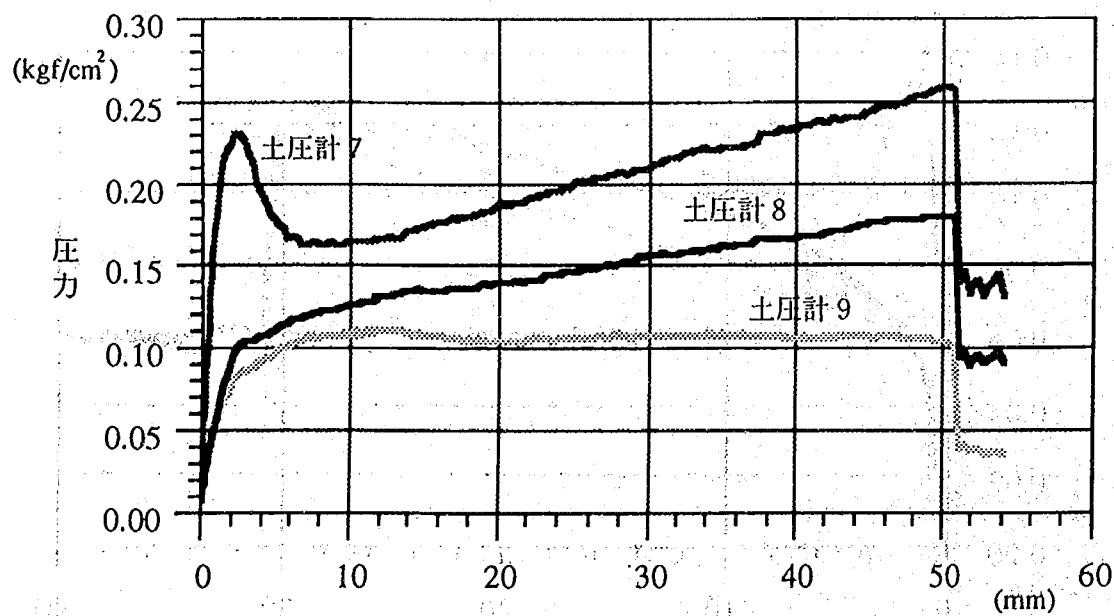


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.17 側面土圧 (ケース1)

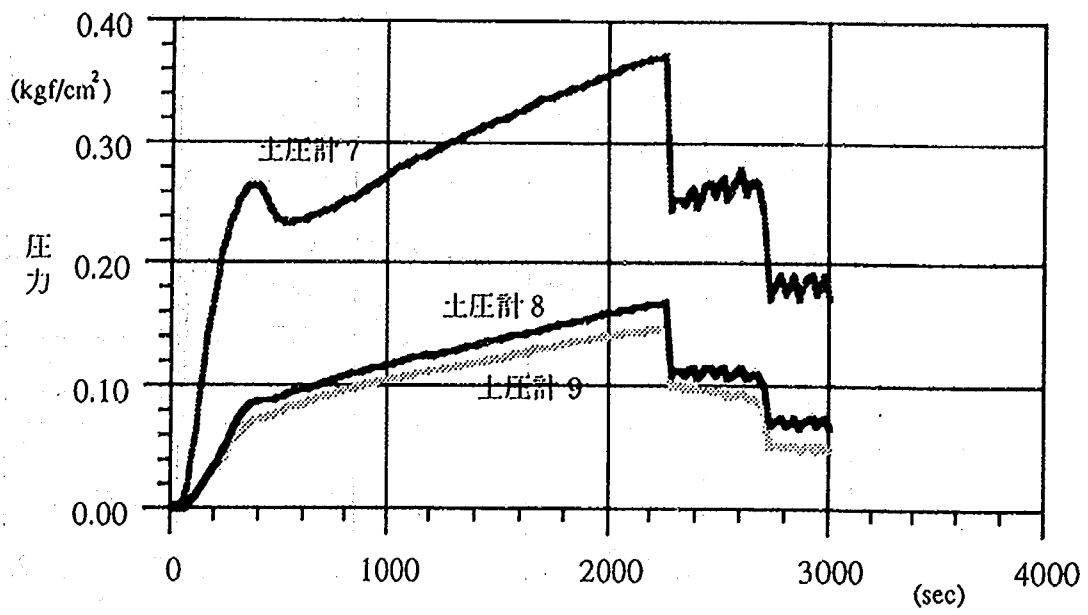


(a) 時間との関係

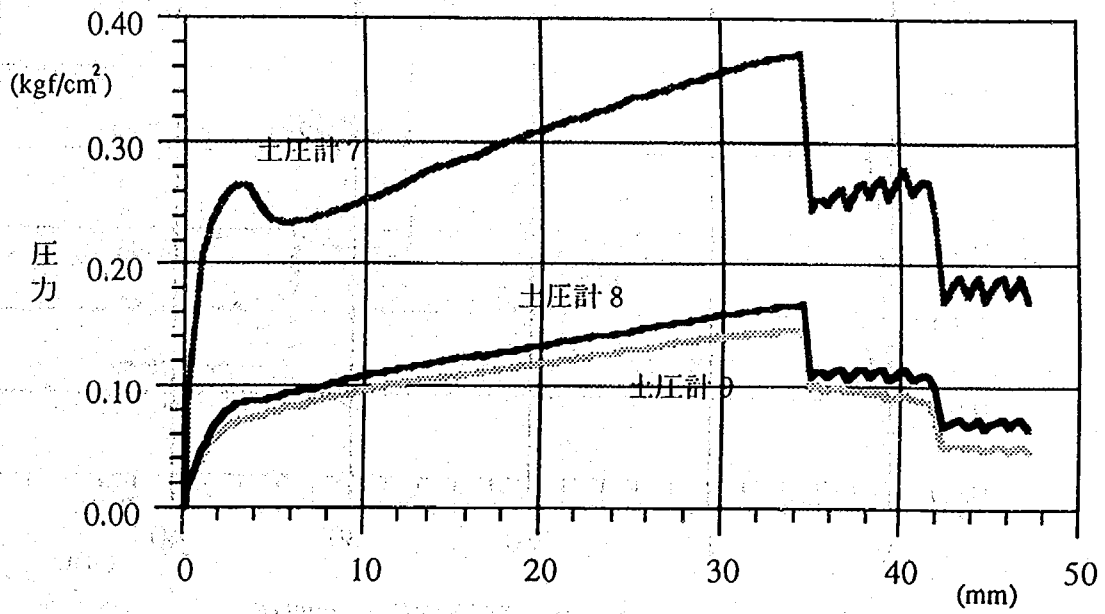


(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.18 側面土圧 (ケース2)

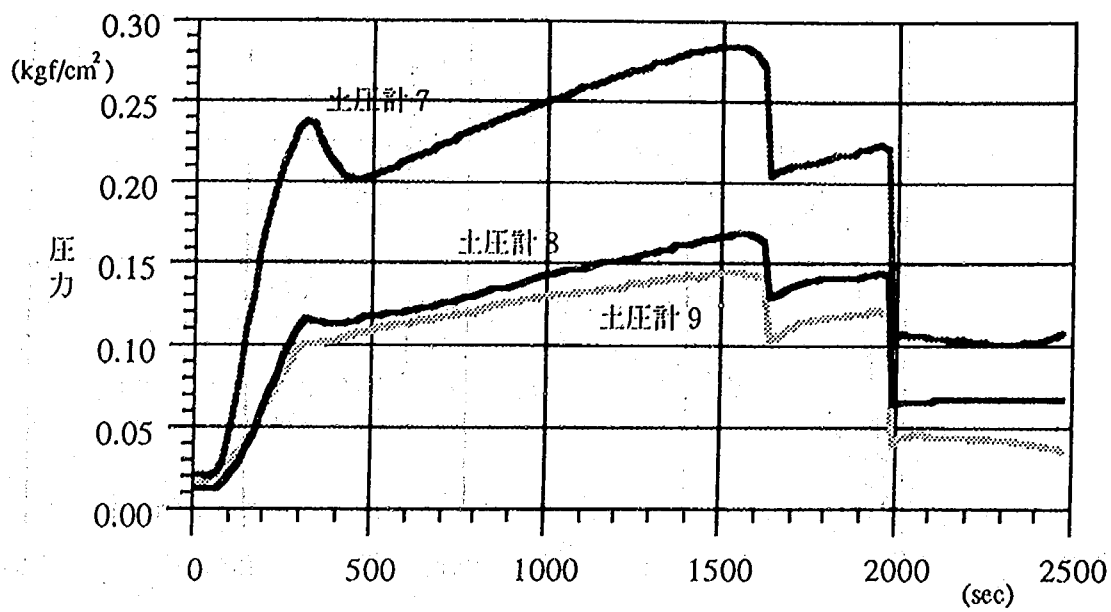


(a) 時間との関係

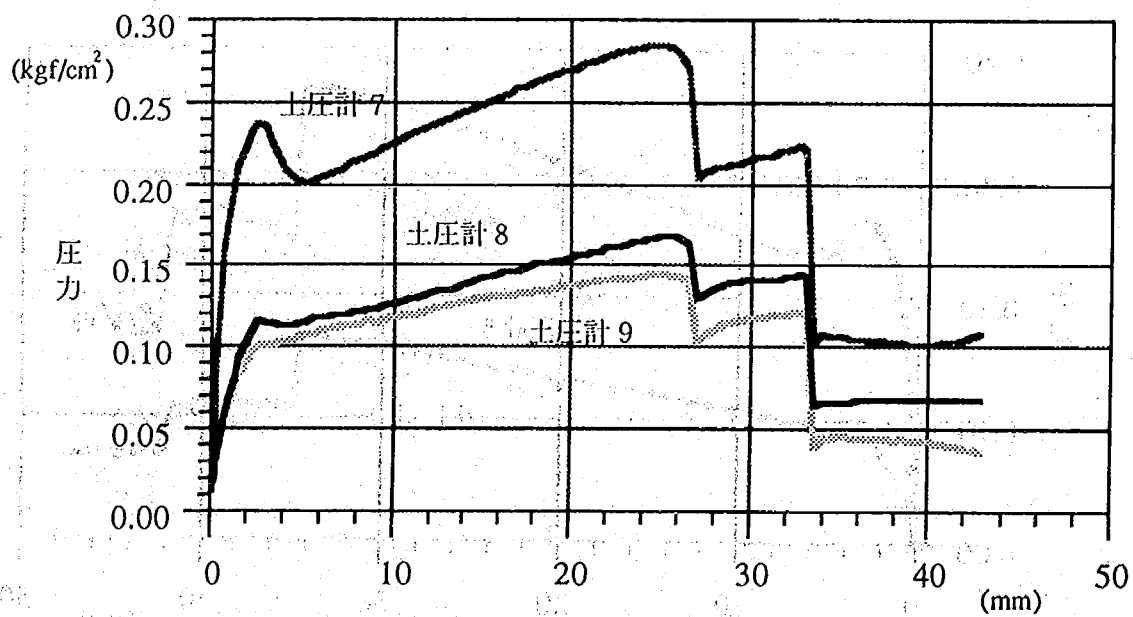


(b) せん断箱変位との関係

図-Ⅱ.19 側面土圧 (ケース 3)



(a) 時間との関係



(b) せん断箱変位との関係

図一Ⅱ.20 側面土圧 (ケース4)

Ⅲ. F E Mによる解析

A. 解析目的

F E Mによる解析の目的は、アンカーの模型実験の検証及び模型実験において不足したケースの予測のために実施した。

B. 解析手法

1. 解析プログラム

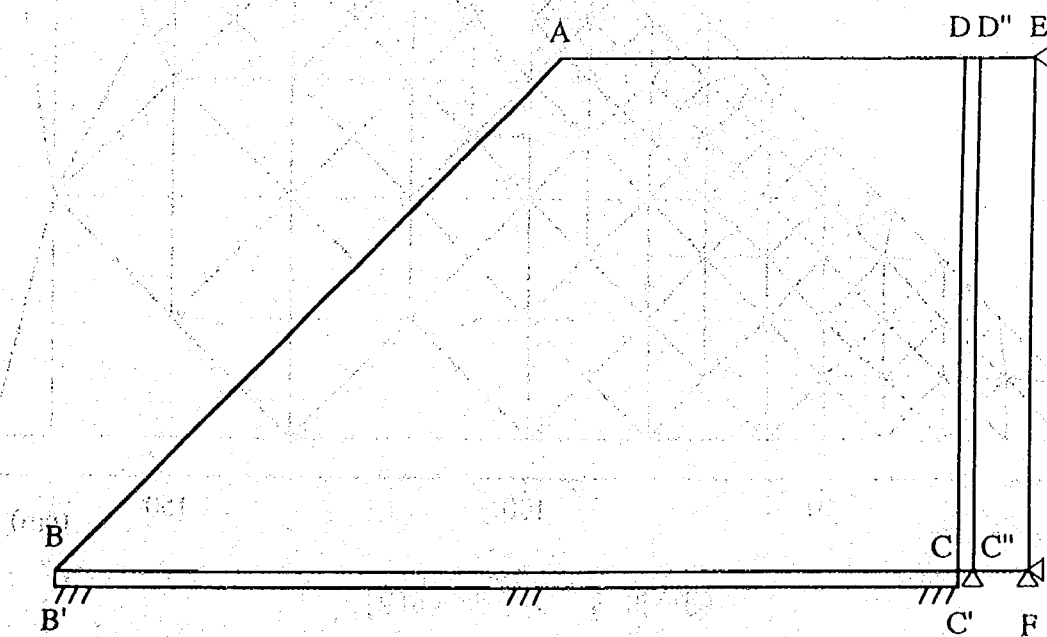
解析に使用したF E M解析プログラムは、建設省土木研究所地すべり研究室所有の斜面安定解析用のものであり、土塊を粘弾性体として取り扱うことが可能である。また、すべり面などのせん断面の塑性解析が可能のように、せん断面をグッドマンのジョイント要素として取り扱うことが可能なプログラムである。

なお、プログラムの詳細については、建設省土木研究所地すべり研究室、1982に詳しいのでそれに譲るとする。

2. 解析モデル

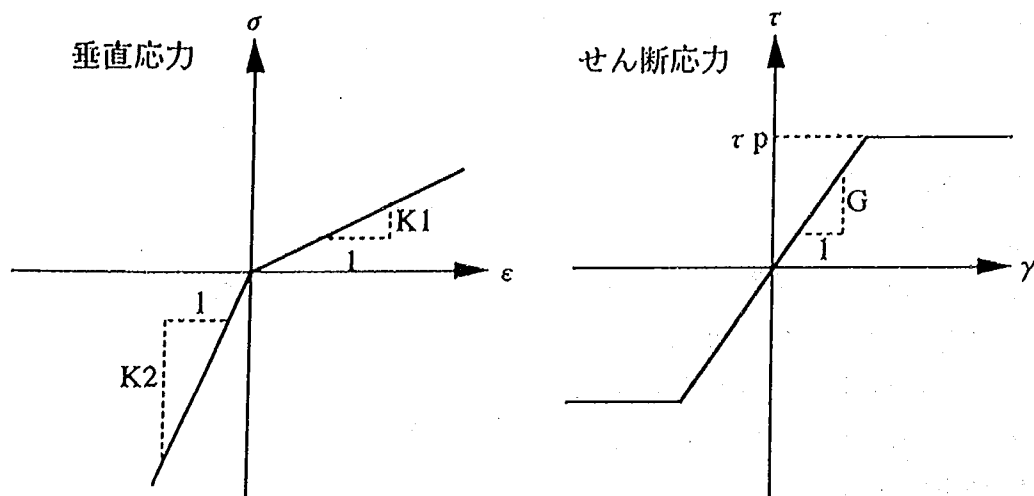
解析は、模型実験結果の検証を行うため、実験土層を図一Ⅲ.1に示すようにモデル化した。土塊を台形A B C Dとしこれを弾性体とし三角形要素の集合体とする。すべり面はB B' C C'でこれをグッドマンのジョイント要素として取り扱う。なお、B' C'は変位固定用の境界要素としてX、Y方向の変位固定とする。

また、実験では載荷荷重はせん断箱により土塊に均等に作用しているものと考え、解析では土塊よりも剛性の高い載荷板(D" C" F E)を考え、ジャッキ荷重としてE、Fにそれぞれ等しい集中荷重を与えるものとする。この載荷板と土塊の間にはジョイント要素D C C" D"を挟在させ、土塊の盛り上りを拘束しないようにする。なお、これらのジョイ

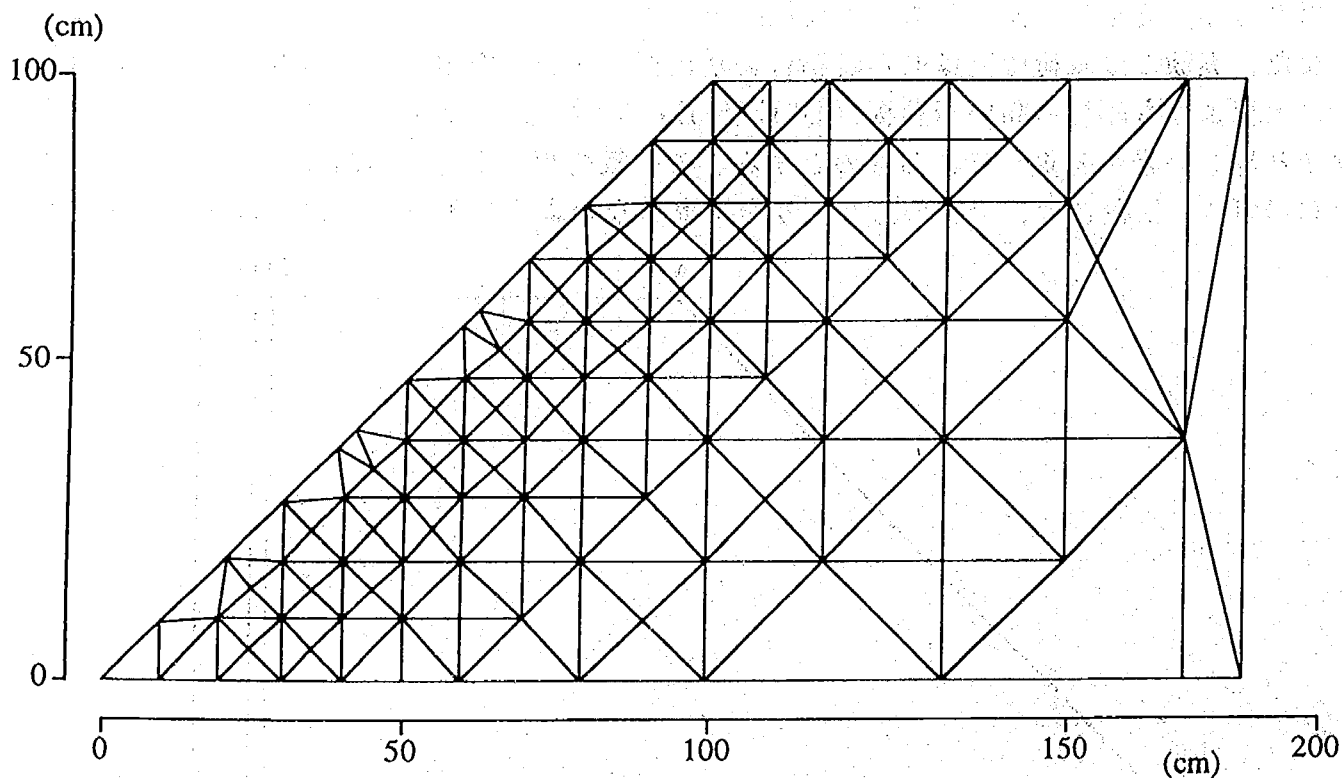


図一Ⅲ.1 FEM解析モデル

ント要素はグッドマンのジョイント要素とし、計算上は厚さ0である。グッドマンのジョイント要素の強度特性の考え方は図一Ⅲ.2に示すとおりであり、図一Ⅲ.3に解析モデル断面のメッシュ分割図を示す。



図一Ⅲ.2 ジョイント要素における強度特性



図一Ⅲ.3 メッシュ分割

3. 解析手順

今回の解析では実験結果との比較のため、以下に示す3段階の手順により解析を行った。

①土塊自重作用時の解析 (図-Ⅲ.4 (a))

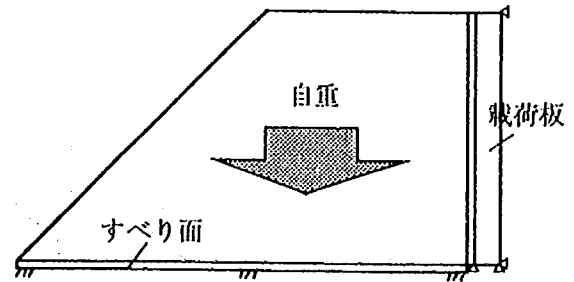
土塊自重により土塊内、すべり面に作用する応力を求める。この時の境界条件は、C点でY方向、F点でX、Y方向、E点でX方向に変位固定である。

②プレストレス力作用時の解析 (図-Ⅲ.4 (b))

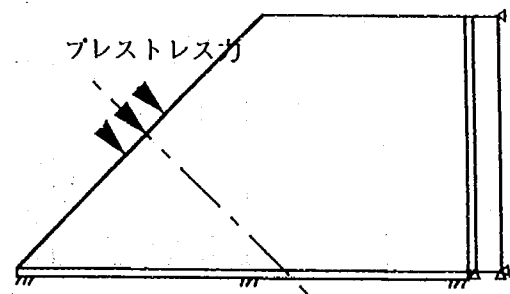
①の解析結果として得られた応力を初期応力として入力し、土塊にプレストレス力として集中荷重をアンカー作用点に与える。なお、実験ではアンカー頭部に $25 \times 25 \times 10$ cmの正方形の角材を反力構造物として使用しているため、荷重が25cm幅に分散している。したがって解析では図-Ⅲ.5に示すようにプレストレス力を3つの集中荷重としてモデル化している。なお、境界条件は①と同である。

③載荷荷重作用時の解析 (図-Ⅲ.4 (c))

②の解析結果として得られた応力を初期応力として入力し、載荷板に載荷荷重を与える。このときの境界条件は、B'、C'でX方向、C''、D''でY方向の変位固定とし、アンカーについては、アンカー作用位置に仮定の要素を考慮し、この要素をX、Y方向で変位固定とした。したがって、この仮定要素とアンカーが作用する地盤との間のバネが考慮されるため、このバネに作用する応力からアンカー荷重を求めている。



(a) 土塊自重作用時



(b) プレストレス力作用時

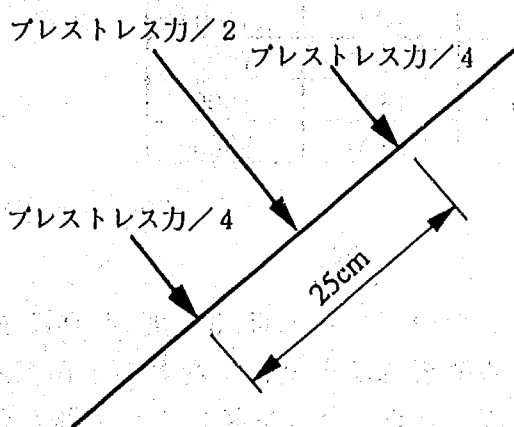
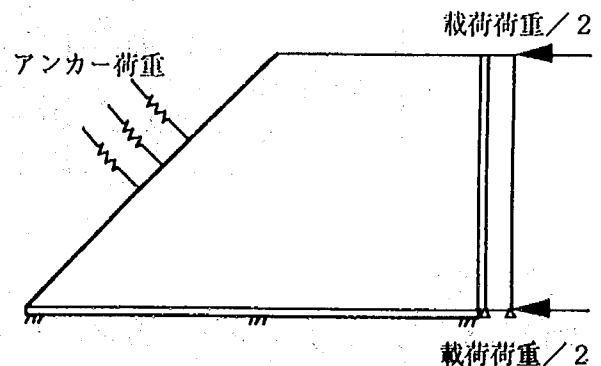


図-Ⅲ.5 プレストレス力の与え方



(c) 載荷荷重作用時

図-Ⅲ.4 解析手順

4. 解析ケース及びパラメータ

解析に用いた土質定数は、実験時の土質試験結果を参考にして決定し、また、それ以外にも実験結果との整合性を見るために設定した。表Ⅲ.1に解析パラメータについて示す。また、解析においては実験では実施できなかった条件についても検討をするため、実験ケースよりも解析ケースを増やし、表Ⅲ.2に示すケースについて解析を行った。なお、今回の解析ではアンカーの段数が3段の時も解析を行っており、3段目のアンカーの位置は実験時の上段アンカーよりもさらに1段高い位置に設定している。このため、解析結果では、アンカーの位置を上段、中段、下段と分けてあるため、実験時の上段と解析時の上段とは位置が異なっており、実験時の上段と解析時の中段が同じ位置であることに注意されたい。

表Ⅲ.1 FEM解析パラメータ

要素	物性	単位	TYPE1	TYPE2	TYPE3
土塊	粘着力	deg	0.5	0.5	0.5
	内部摩擦角	t/m ²	30.0	30.0	30.0
	ポアソン比		0.35	0.35	0.35
	弾性係数	t/m ²	150	150	1500
	単位体積重量	t/m ²	1.55	1.55	1.55
載荷板	粘着力	deg	30.0	30.0	30.0
	内部摩擦角	t/m ²	0.0	0.0	0.0
	ポアソン比		0.10	0.10	0.10
	弾性係数	t/m ²	2000000000	2000000000	2000000000
	単位体積重量	t/m ²	0.00	0.00	0.00
すべり面	粘着力	deg	0.7	0.7	0.7
	内部摩擦角	t/m ²	41.0	41.0	41.0
	G	t/m ²	50	500	500
	K1	t/m ²	50	500	500
	K2	t/m ²	50	500	500
土塊側面	粘着力	deg	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角	t/m ²	10.0	10.0	10.0
	G	t/m ²	150	1500	1500
	K1	t/m ²	150	1500	1500
	K2	t/m ²	150	1500	1500

C. 解析結果

解析により得られたアンカー荷重、土塊の変位について、表Ⅲ.3～Ⅲ.10に示す。なお、解析は2次元断面を用いて実施しているため解析幅は単位幅すなわち1mである。しかし、実験は幅1.5mで実施しており、比較を行うためには、解析によって得られた値を1.5倍する必要があるため表中には1.5倍した値を換算値として示してある。

表一Ⅲ.2 FEM解析ケース

ケース 番号	アンカー 本数	アンカー 位置	緊張力 (kgf)	土質定数	対応する 実験ケース
1-1	1	中	0	TYPE1	ケース 1
1-2	1	中	0	TYPE2	ケース 1
1-3	1	中	0	TYPE3	ケース 1
2-1	1	中	400	TYPE1	ケース 2
2-2	1	中	400	TYPE2	ケース 2
2-3	1	中	400	TYPE3	ケース 2
3-1	2	中、下	0	TYPE1	ケース 3
3-2	2	中、下	0	TYPE2	ケース 3
3-3	2	中、下	0	TYPE3	ケース 3
4-1	2	中、下	800	TYPE1	ケース 4
4-2	2	中、下	800	TYPE2	ケース 4
4-3	2	中、下	800	TYPE3	ケース 4
5-1	1	下	0	TYPE1	
5-2	1	下	0	TYPE2	
5-3	1	下	0	TYPE3	
6-1	1	下	400	TYPE1	
6-2	1	下	400	TYPE2	
6-3	1	下	400	TYPE3	
7-1	3	上、中、下	0	TYPE1	
7-2	3	上、中、下	0	TYPE2	
7-3	3	上、中、下	0	TYPE3	
8-1	3	上、中、下	1200	TYPE1	
8-2	3	上、中、下	1200	TYPE2	
8-3	3	上、中、下	1200	TYPE3	

D. 実験結果との比較

載荷荷重－変位置、アンカー荷重－変位置の実験結果と解析結果を図一Ⅲ.5～Ⅲ.7に示す。なお、比較については、解析結果が各実験ケースによってあまり差がないので、実験が成功しアンカーが多段の影響を見ることができる実験ケース3についてのみ検討することとする。

①載荷荷重－変位置の関係（図一Ⅲ.5～Ⅲ.7）

まず始めのすべり面のせん断抵抗による荷重の増加勾配であるが、解析ケース3-1、3-2では土塊の弾性係数が小さいため増加勾配が合っていない。これに対し解析ケース3-3では荷重の増加勾配がほぼ一致しており地盤の弾性係数値がほぼ合っていると考えられる。

次に1次ピーク以降であるが、この1次ピークはすべり面が全て塑性化した時に表れるものであるが、解析結果ではどのケースもはっきりと表れていない。これは、まずすべり面の粘着力、内部摩擦角の値が完全におかしいため解析では塑性する荷重値

が異なっているためと推定できる。また、すべり面が全て塑性した後に載荷荷重の低下が見られないのはグッドマンのジョイント要素の応力-変位関係に(図-Ⅲ.2)に応力の低下部を設定していないことによる。したがって今回の解析条件では載荷荷重の低下は解析することが不可能であり、このためには、すべり面が塑性するまでの解析とすべり面が塑性後アンカーの抵抗によって載荷荷重が増加する2段階に分けて解析を実施する必要があるがここでは実施されていない。このため、解析が実験条件に対して合っていないので、単純に比較することは難しいので、ここでは解析結果を示すだけに止めておくことにする。

②アンカー荷重-変位量の関係(図-Ⅲ.5~Ⅲ.7)

実験結果では、2段のアンカーとも変位を与えることによりすぐに載荷荷重の上昇が見られるが、解析結果ではすべり面や土塊の弾性係数によってその変化の仕方が異なってくる。特に解析ケース3-1においては、下段のアンカーは変位量に対して非常に小さい値ではあるがマイナスの値を示しており、アンカーがすべりに対して抵抗しているのではなく、助長する結果となっている。これは、恐らくアンカーを地表面に作用する荷重としてモデル化しているため、アンカー作用点で変位固定を行っており、本来ならば変位しているはずのアンカー頭部が変位していないため、そこで現実とは異なった荷重状態となっているためと推定される。したがって、アンカーのモデル化についても改良の必要があり、アンカーを棒要素としてすべり面より下部で固定することによりこの点について改善する必要があると考えられる。

E. FEM解析結果のまとめ

この解析では、解析のモデル化が不十分で、実験条件に合った解析が実施されておらず、また、実験も不十分な点がいくつかあったため、実験結果の検証には至っていない。このため、実験ケース以外の解析ケースに対する結果の説明及び考察は行わないこととする。

なお、今回の実験に対する解析モデルの完成には至っていないため、今後も検討が必要である。

表一Ⅲ.3 FEM解析結果 (ケース1)

ケース 1-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0		146.4		146.4	6.1
1500	0		438.6		438.6	18.1
2250	0		739.4		739.4	30.4
3000	0		1102.5		1102.5	43.8
3750	0		2003.4		2003.4	64.7

ケース 1-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0		127.8		127.8	4.9
1500	0		316.4		316.4	12.2
2250	0		544.5		544.5	20.1
3000	0		1028.0		1028.0	30.2
3750	0		1995.6		1995.6	43.9

ケース 1-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0		85.4		85.4	0.6
1500	0		257.1		257.1	1.9
2250	0		436.4		436.4	3.3
3000	0		1032.9		1032.9	5.7
3750	0		2001.3		2001.3	9.3

表一Ⅲ.4 FEM解析結果 (ケース2)

ケース 2-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	400		501.2		501.2	4.2
1500	400		793.4		793.4	16.2
2250	400		1091.3		1091.3	28.4
3000	400		1397.6		1397.6	40.8
3750	400		2001.2		2001.2	57.8

ケース 2-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	400		512.1		512.1	4.3
1500	400		699.8		699.8	11.5
2250	400		912.2		912.2	19.2
3000	400		1226.9		1226.9	28.0
3750	400		1992.9		1992.9	40.3

ケース 2-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	400		459.2		459.2	0.4
1500	400		629.6		629.6	1.7
2250	400		805.7		805.7	3.0
3000	400		1047.3		1047.3	4.6
3750	400		2000.9		2000.9	8.0

表一Ⅲ.5 FEM解析結果 (ケース3)

ケース 3-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0		144.8	-1.8	143.0	6.1
1500	0		433.4	-7.5	425.9	18.1
2250	0		733.7	-17.9	715.8	30.4
3000	0		1080.6	8.9	1089.5	43.9
3750	0		1721.3	279.6	2000.9	63.6

ケース 3-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0		114.2	35.4	149.6	4.9
1500	0		283.2	86.1	369.3	12.1
2250	0		487.1	145.8	632.9	20.0
3000	0		817.1	260.1	1077.2	29.3
3750	0		1337.3	653.1	1990.4	40.4

ケース 3-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0		74.7	23.6	98.3	0.6
1500	0		225.2	70.8	296.0	1.9
2250	0		383.4	115.8	499.2	3.2
3000	0		702.2	331.8	1034.0	5.2
3750	0		1207.8	787.4	1995.2	7.9

表一Ⅲ.6 FEM解析結果 (ケース4)

ケース 4-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	800		476.1	399.5	875.6	3.2
1500	800		764.7	394.7	1159.4	15.2
2250	800		1061.3	386.0	1447.3	27.4
3000	800		1361.9	375.5	1737.4	39.7
3750	800		1734.2	405.6	2139.8	53.7

ケース 4-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	800		493.4	429.5	922.9	4.0
1500	800		661.4	480.2	1141.6	11.2
2250	800		845.0	534.8	1379.8	18.7
3000	800		1092.3	607.5	1699.8	27.2
3750	800		1447.5	733.4	2180.9	36.8

ケース 4-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	800		439.7	413.1	852.8	0.3
1500	800		588.5	460.7	1049.2	1.6
2250	800		743.7	506.3	1250.0	2.9
3000	800		907.7	556.8	1464.5	4.2
3750	800		1229.4	765.2	1994.6	6.2

表一Ⅲ.7 FEM解析結果 (ケース5)

ケース 5-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0			81.8	81.8	6.6
1500	0			245.3	245.3	19.8
2250	0			413.9	413.9	33.8
3000	0			1033.7	1033.7	56.2
3750	0			1993.5	1993.5	84.1

ケース 5-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0			73.1	73.1	5.1
1500	0			179.6	179.6	12.6
2250	0			341.1	341.1	21.5
3000	0			1030.2	1030.2	34.9
3750	0			1993.5	1993.5	49.9

ケース 5-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0			54.3	54.3	0.7
1500	0			163.1	163.1	2.0
2250	0			281.1	281.1	3.5
3000	0			1033.1	1033.1	6.7
3750	0			1993.2	1993.2	10.4

表一Ⅲ.8 FEM解析結果 (ケース6)

ケース 6-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	400			468.9	468.9	5.5
1500	400			632.6	632.6	18.7
2250	400			800.1	800.1	32.5
3000	400			1211.0	1211.0	49.4
3750	400			1995.3	1995.3	76.5

ケース 6-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	400			468.8	468.8	4.8
1500	400			575.3	575.3	12.3
2250	400			711.9	711.9	20.7
3000	400			1070.3	1070.3	32.2
3750	400			1992.8	1992.8	47.0

ケース 6-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	400			446.1	446.1	0.6
1500	400			554.9	554.9	1.9
2250	400			666.6	666.6	3.3
3000	400			1032.0	1032.0	5.6
3750	400			1994.0	1994.0	9.3

表一Ⅲ. 9 F E M解析結果 (ケース 7)

ケース 7-1

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0	173.9	41.3	-10.1	205.1	5.4
1500	0	519.6	123.8	-30.0	613.4	15.9
2250	0	865.5	206.4	-49.8	1022.1	26.5
3000	0	1213.7	288.8	-65.0	1437.5	37.2
3750	0	1635.6	395.1	0.2	2030.9	49.5

ケース 7-2

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0	149.3	53.7	29.6	232.6	4.6
1500	0	374.4	131.0	72.0	577.4	11.2
2250	0	607.5	211.5	116.0	935.0	18.1
3000	0	893.7	314.7	169.1	1377.5	25.5
3750	0	1250.1	468.9	278.6	1997.6	33.6

ケース 7-3

載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	0	84.8	47.1	12.3	144.2	0.6
1500	0	253.7	141.0	36.9	431.6	1.8
2250	0	426.9	236.3	60.2	723.4	3.0
3000	0	625.1	348.6	105.8	1079.5	4.3
3750	0	994.1	625.7	394.1	2013.9	6.3

表一Ⅲ. 10 F E M解析結果 (ケース 8)

ケース 8-1

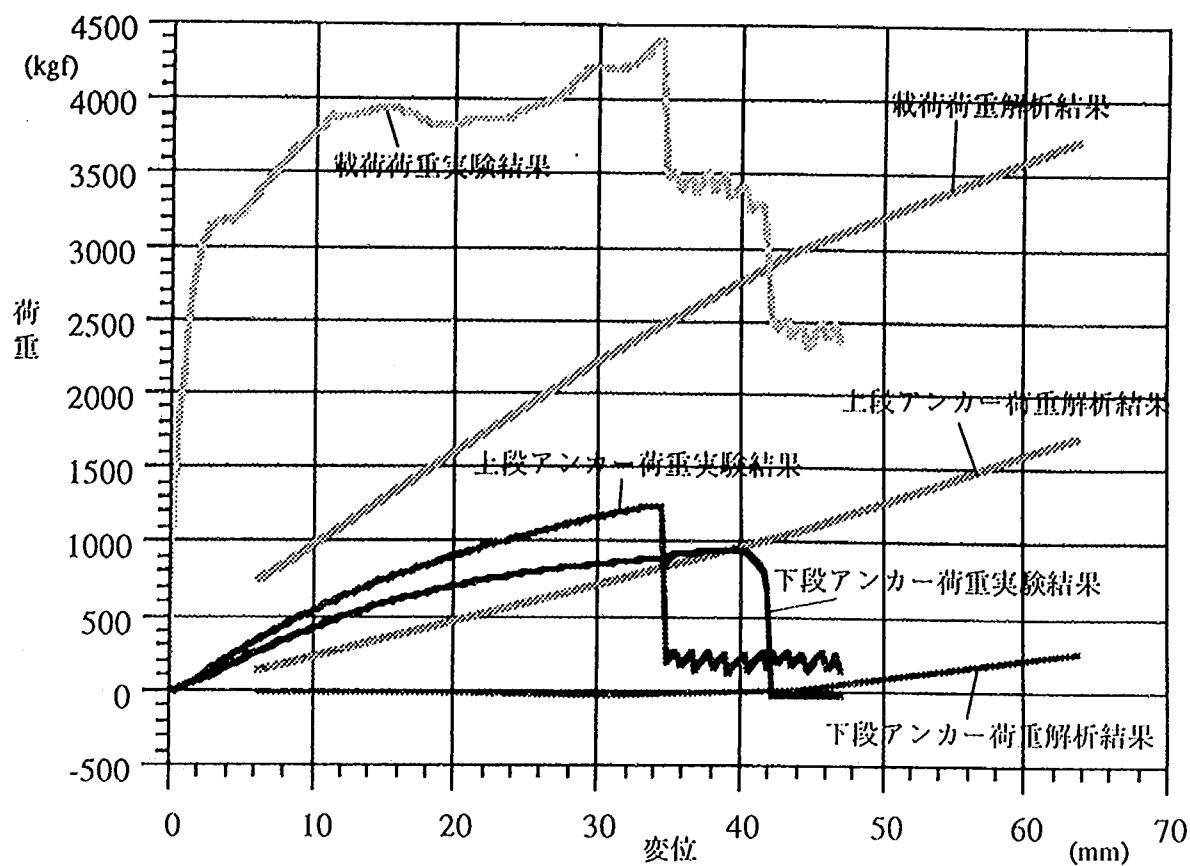
載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	1200	408.3	402.8	401.1	1212.2	2.6
1500	1200	754.1	485.3	381.3	1620.7	10.8
2250	1200	1099.8	567.8	361.5	2029.1	21.4
3000	1200	1445.7	650.4	341.7	2437.8	32.0
3750	1200	1792.4	732.9	323.3	2848.6	42.6

ケース 8-2

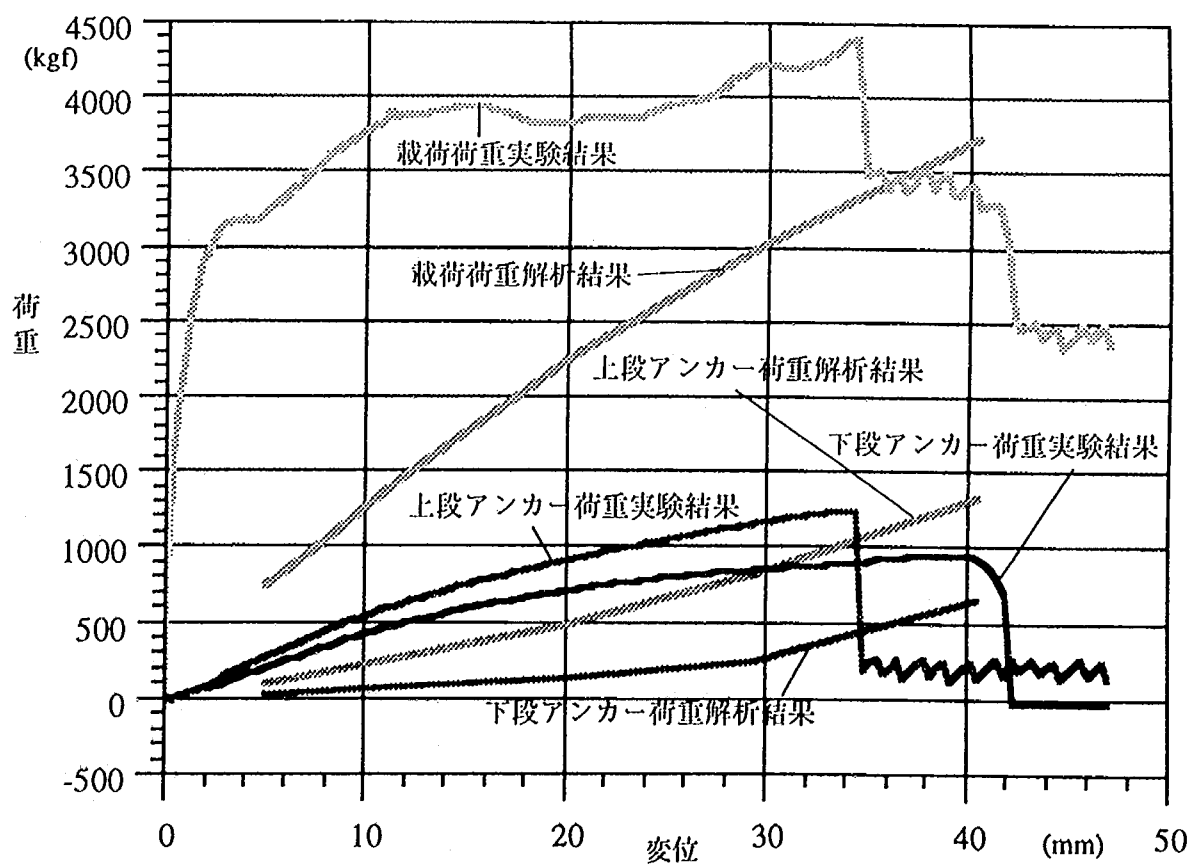
載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	1200	490.1	432.6	418.1	1340.8	2.7
1500	1200	707.6	510.0	460.7	1678.3	9.3
2250	1200	931.7	587.1	503.1	2021.9	16.0
3000	1200	1179.6	674.1	549.5	2403.2	23.0
3750	1200	1465.7	777.2	602.9	2845.8	30.4

ケース 8-3

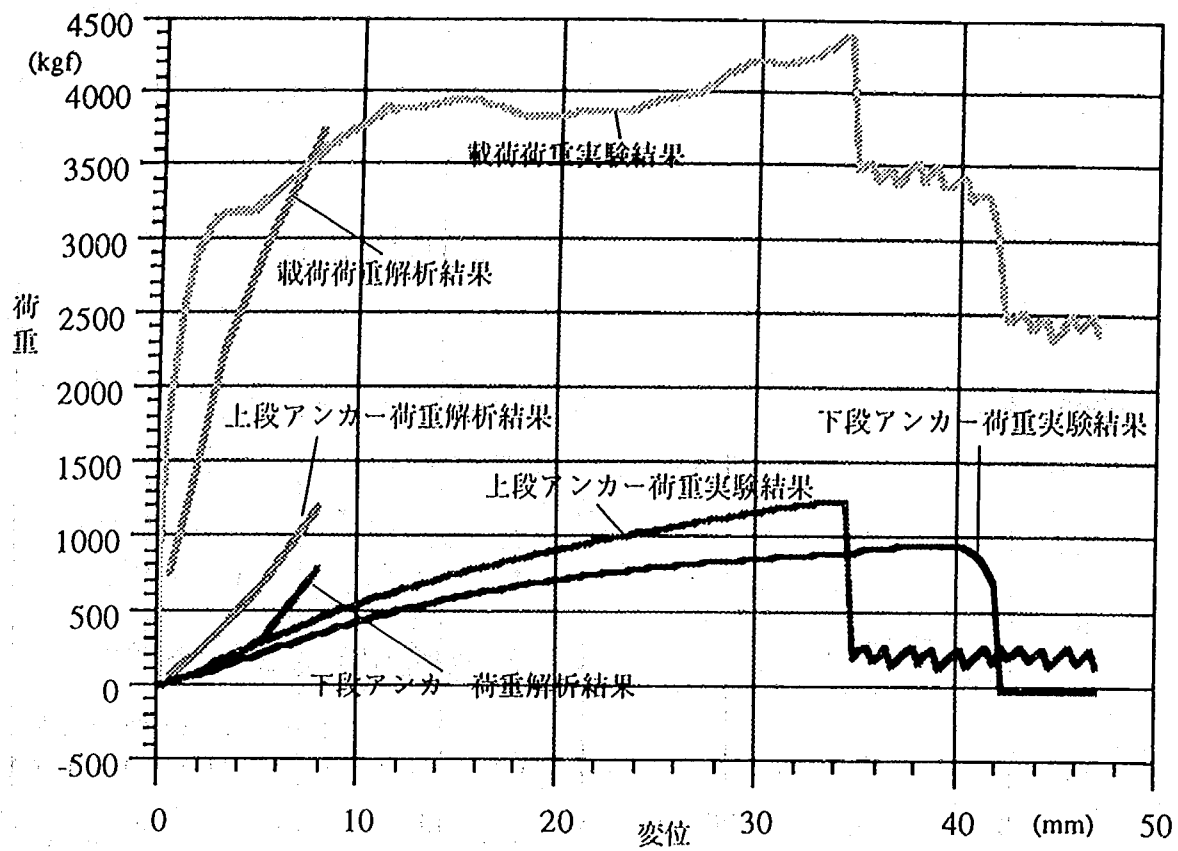
載荷荷重 (kgf)	緊張力 (kgf)	アンカー荷重 (kgf)				土塊変位 (mm)
		上段	中段	下段	合計	
750	1200	404.4	402.8	401.7	1208.9	0.0
1500	1200	573.0	496.8	426.5	1496.3	1.2
2250	1200	741.9	590.7	451.2	1783.8	2.4
3000	1200	913.1	685.4	475.1	2073.6	3.6
3750	1200	1099.8	789.0	507.0	2395.8	4.8



図一Ⅲ.5 実験結果と解析結果 (解析ケース3-1)



図一Ⅲ.6 実験結果と解析結果 (解析ケース3-2)



図一Ⅲ.7 実験結果と解析結果 (解析ケース3-3)

IV. R B S Mによる解析

A. R B S Mの概要

R B S Mは、Kawai.T, Toi.Y、1977によって考案された離散化極限解析モデルであり、このモデルの特徴として、以下にF E Mとの違いについて述べる。F E Mは微小変形の弾性論を基に定式化しているのに対し、R B S Mは斜面安定や極限支持力を扱う問題のために極限解析法の観点から定式化された数値解析モデルである。R B S MはF E Mと同様に有限要素分割を用いるが、F E Mの要素が弾性論的に挙動するのに対し、R B S Mは各要素を剛体と仮定し要素間の境界に垂直応力とせん断応力及び回転を評価するバネを考慮し、要素の変位を重心位置で表すようにして極限解析を行えるよう工夫したモデルである。特にR B S Mでは、F E Mでは特別の概念を導入しないと考慮できない引っ張りクラックの概念を取り扱うことができ、このため最終強度にいたる破壊現象を比較的容易に取り扱うことが可能である。参考として、表－IV.1にF E MとR B S Mの相違点について示す。

なお、今回解析に用いたプログラムは、川井、竹内、1990によるプログラムを梁要素やピン要素が考慮できるように改良し用いている。

表－IV.1 FEMとRBSMの相違点（川井、竹内、1990による）

	FEM	RBSM
要素形状	三角形	任意多角形
自由度設定位置	三角形の頂点	要素内の任意点（便宜上、重心点にとる）
自由度	各節点において(X,Y)方向の平行変位、2自由度	剛体運動を規定する(X,Y)方向の平行変位と剛体回転各の3自由度
要素剛性行列のサイズ	各要素毎に作成（6×6）	各要素境界辺毎に作成（6×6）
応力	要素内（ $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ）（テンソル量）	要素境界辺上（ σ_n, τ ）（ベクトル量）

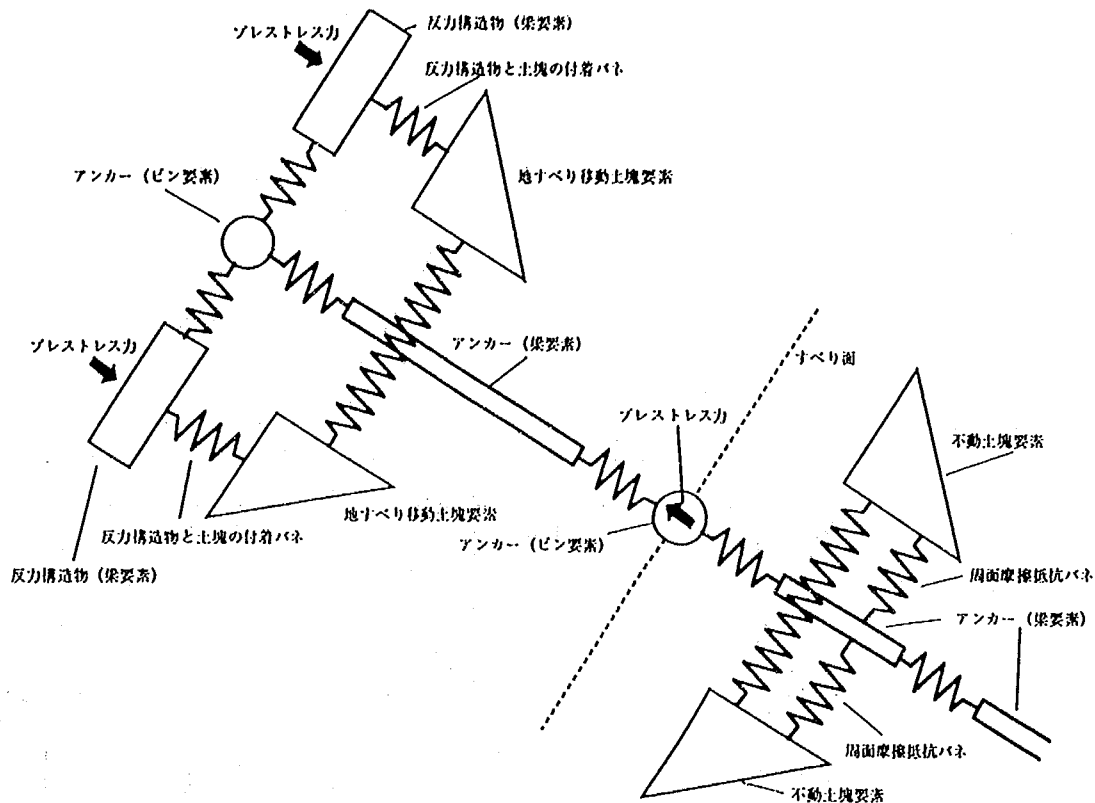
B. 解析目的

本テーマの最終目的は、アンカー設計時の問題点である①アンカー打設位置、②アンカー打設範囲、③アンカー打設角度、④プレストレス力の決定手法（以下、これらをまとめてアンカー設計手法という）の提案である。これらの問題点を解決するための手法として斜面安定解析手法を用いる方法もあるが、斜面安定解析手法では土塊内部の破壊がないという仮定に基づいて解析が行われ、しかも安定度の評価には斜面全体が安定か不安定かを表す安全率しか用いられないため、これだけでアンカーの設計に関する諸問題の解決は不可能である。したがって、別の解析手法を用いる必要があり、本研究においては、F E Mがジョイント要素を予め設定した部分でしか塑性解析が行えないのに対し、R B S Mは全体について塑性解析を行っているためアンカーの諸問題を解決するための有力な手法と考え、実際にアンカー設計時の諸問題を解決するための手法としてどのような方法がよいか

Figure 1 is a schematic diagram of a slope cross-section. The vertical axis is labeled (m) and ranges from 0 to 60. The horizontal axis is labeled (m) and ranges from 0 to 90. A straight line represents the slip surface (すべり面). A curved line represents the moving soil mass (移動土塊). A horizontal line at the bottom represents the fixed soil mass (不動土塊). A vertical line at the left represents the reaction structure (反力構造物). A diagonal line labeled アンカー (anchor) connects the reaction structure to the moving soil mass. Arrows indicate horizontal displacement and rotation fixation (横変位、回転固定) at the top and bottom of the reaction structure, and vertical and horizontal displacement and rotation fixation (縦横変位、回転固定) at the bottom of the fixed soil mass.

-42-

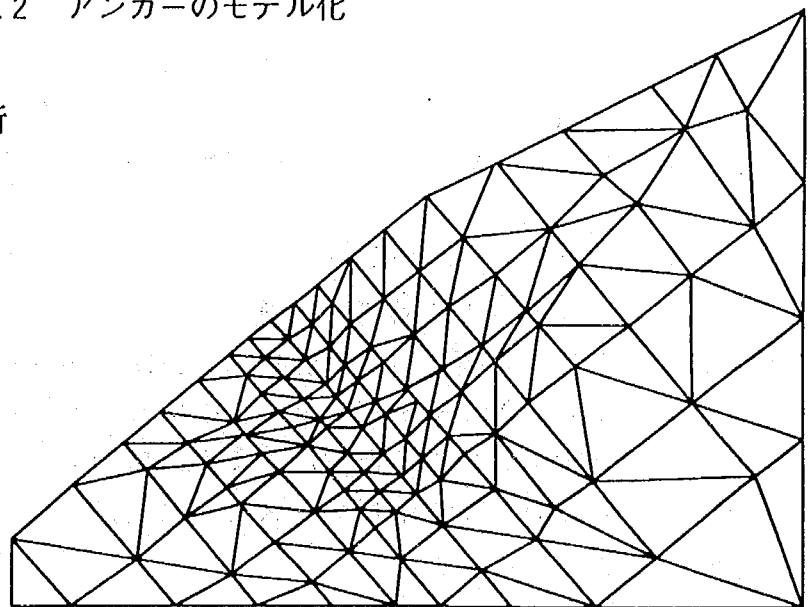
の梁要素と2つのピン要素を用い、反力構造物をアンカー地表面のピン要素と連結された梁要素、定着部をアンカーと地盤との周面摩擦抵抗に当たるバネを用いてそれぞれモデル化した。なお、解析におけるアンカーへのプレストレス力の与え方は、アンカー頭部においては2つの反力構造物にそれぞれプレストレス力の1/2をアンカー定着部方向に向かって与え、地盤中のピン要素には反力構造物とは反対方向にプレストレス力を与えるようにしている。



図一IV.2 アンカーのモデル化

4. 要素分割

解析においては、図一IV.1の断面を微少な有限要素に分割する必要がある。RBSMでは分割した要素と要素の共有辺におけるバネが塑性する（バネが塑性することにより要素と要素の共有辺が破壊線となる）と仮定していることから、解析結果として得られる破壊線は全てこの要素辺上に表れる。したがって、正しい解を得るためには、各要素の辺が正解の破壊線を含んだ形とすることが必要であ



図一IV.3 メッシュ分割図

る。しかしながら、正解の破壊線を予め知ることは不可能であるから、許される範囲内で要素分割を細かくすることがより精度の高い解を得るためには必要である。そこで要素分割に際しては次の点注意している。①アンカー工をできるだけ忠実な形で取り込めるように分割する。②移動土塊以深の岩盤においてすべりが生じる可能性は低く解の精度が変わらないと考えられるため、この部分の分割を粗くする。③アンカー周辺部では応力集中が予想されるから、細かく分割する。④地すべりのすべり面は予め分かっているため、すべり面上に破壊線が来るようにする。以上の方針に基づいて、今回の断面を図-IV.3のように分割した。なお、この断面における節点数は126、要素数は241、バネ数は342である。

5. 解析パラメータ

解析に必要なパラメータは、土塊部では、弾性係数 (E)、ポアソン比 (ϵ)、土塊の単位体積重量 (γ)、粘着力 (c)、内部摩擦角 (ϕ) である。アンカーと反力構造物 (ここでは、コンクリートとする) ではさらに、断面積 (S)、断面二次モーメント (I) が必要である。今回の解析に用いた解析パラメータを表-IV.3に示す。

表-IV.3 RBSM解析パラメータ

	弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m ³)	粘着力 (tf/m ²)	内部摩擦角 (deg)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)
移動土塊	1500	0.35	1.8	5.0	25.0		
不動土塊	15000	0.30	2.2	100.0	40.0		
すべり面	300	0.45	0.0	1.6	25.3		
アンカー	21000000	0.30	0.0	5000.0	0.0	0.001410	0.000151
反力構造物	1400000	0.25	2.3	3000.0	45.0	1.280000	0.026667
反力構造物と移動土塊	5000	0.35	1.8	5.0	25.0		
アンカーと不動土塊	5000	0.30	0.0	50.0	20.0		

6. 境界条件

境界条件としては、解析断面の底部では要素の縦、横方向の変位及び回転はないものとし、側壁部では横方向の変位及び回転がないものとして与えた (図-IV.1 参照)。なお、境界条件を与えるために底部及び側壁部に境界固定用の梁要素を設定してある。

7. 解析手順

解析においては、土塊の自重による影響とアンカー荷重による影響を同時に解析できないため、以下の手順により解析を実施した。

- ①アンカーなしの状態での自重解析 (土塊重量あり)
- ②アンカーを入れ①の解析結果を入力条件として解析 (土塊重量は解析結果に含まれるので0とする。また、自重による変位はないものとする。)
- ③プレストレス力を変え解析ケースごとに②を実施。

8. 解析ケース

解析においては、本来ならば土塊が移動するような応力が作用するように解析を進めるのが妥当であるが、今回使用した解析プログラムでは各要素に荷重を与えることによって

しか応力を与えることができないので、プレストレス力を増加させることによってこの点を取り扱った。すなわち、アンカーには土塊の移動に伴って応力が増加していくわけであり、変位を与えることによってアンカーの荷重が増加する。これを逆にアンカーの荷重を増加させることによって対処しようとするものである。しかし、厳密には土塊の変位によってアンカーへの応力のかかり方は、単純にアンカーのプレストレス力を増加させるのとは異なるが、ここではその影響は少ないものとしてこの方法をとっている。表一Ⅳ.4に解析ケースを示す。

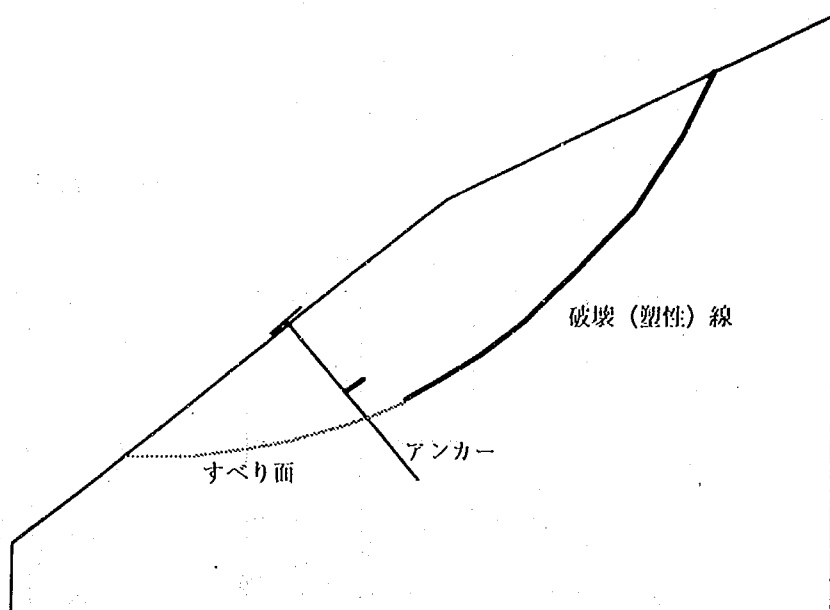
表一Ⅳ.4 RBSM解析ケース

	アンカー荷重	
	アンカーなし、自重解析	
ケース0	アンカーなし、自重解析	
ケース1	0 %	0.0 t
ケース2	25 %	27.5 t
ケース3	50 %	55.0 t
ケース4	75 %	82.5 t
ケース5	100 %	110.0 t
ケース6	破壊	2000.0 t

D. 解析結果

1. 自重解析結果

自重解析（ケース0）結果による破壊線を図一Ⅳ.5に示す。自重によって形成される破壊線は地すべりのすべり面のみで、すべり面全体の2/3程度すべり面が塑性している。このすべり面に使用した粘着力と内部摩擦角は斜面安定解析の簡便法を用いて逆算した値であるため、RBSMで臨界状態を与える値よりもやや大きな値を与えており、この結果すべり面が全て塑性し



図一Ⅳ.5 解析結果（ケース0）

ていないわけである。もう少し厳密性を重要視するのであれば、RBSM解析結果のすべり面が全て塑性するような値を設定すべきであるが、ここではアンカー周辺の土塊の応力分布について検討するため、あえてこのままの値を用いて解析を実施している。なお、土塊の変位は当然のことながら斜面上部のほうが大きい。

2. プレストレス力を考慮した解析結果

プレストレス力を与えた解析結果では、必要アンカー力の25%（27.5t）のプレストレス力を与えた段階ですべり面が全て塑性状態から弾性状態に復帰した。つまり、アンカーの緊張により土塊に垂直応力がかかり、すべり面における垂直応力も増加したため、弾性状態に復帰したもので、この断面においてはすべり面を全て復帰させるためにそれほど多くの荷重が必要でないことがわかる。プレストレス力を増加させてもこの状態は変化せず、必要アンカー力全て（プレストレス力100%、ケース5）を加えても、すべり面が弾性状態に復帰した以外は、土塊内の破壊は起こっていない。

3. 破壊に至るまでの解析結果

土塊が破壊に至るまでの解析を実施するため、アンカーに2000tのプレストレス力を与え解析を行った。この結果、アンカー力が1109.2t与えた段階で土塊内に破壊のメカニズムが形成され計算が不可能となった。その時の土塊の破壊線を図-IV.6に示す。破壊線はアンカー周辺の移動土塊内で発生しており、基盤岩内やアンカー定着部、反力構造物と土塊の接触面での破壊は起こっていない。

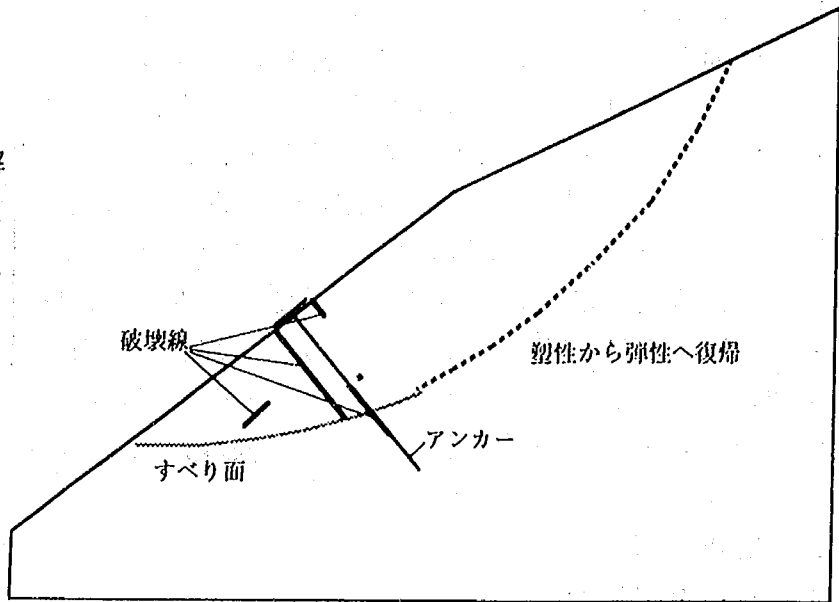


図-IV.6 解析結果（ケース6）

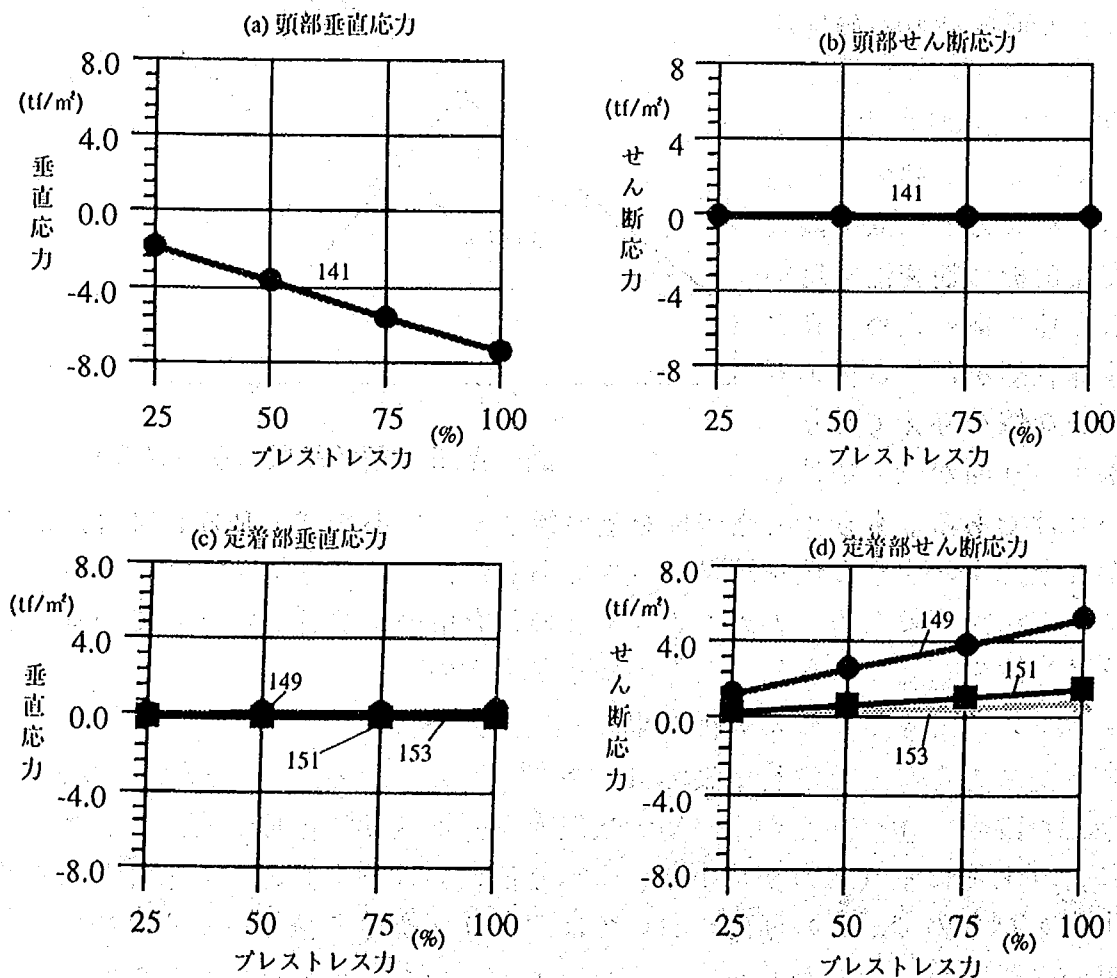
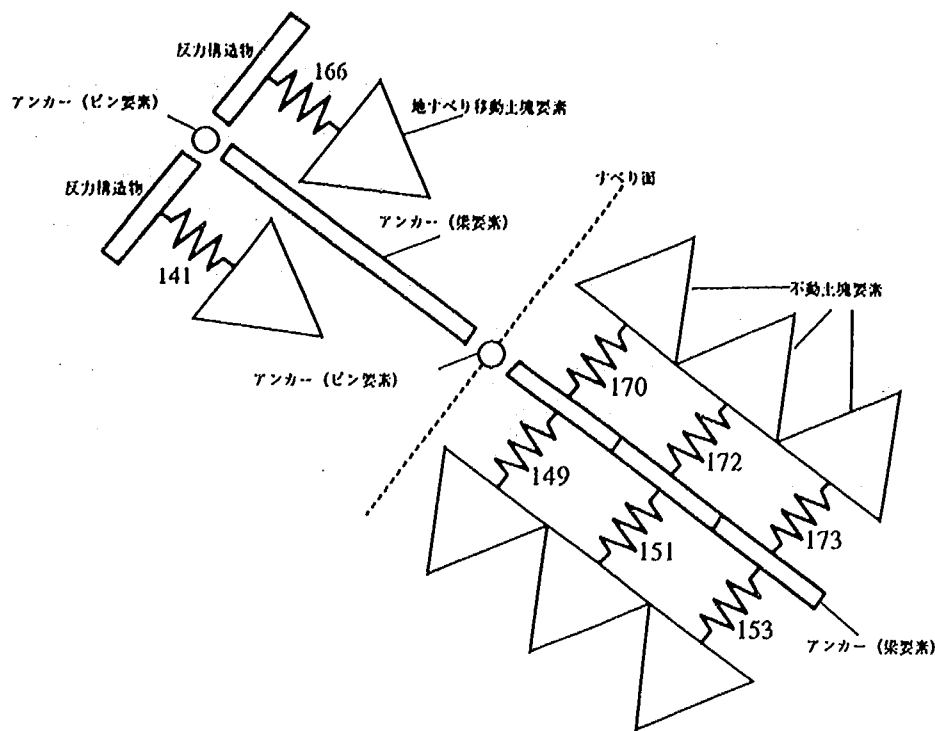


図-IV.7 アンカー頭部、定着部における応力変化



図一Ⅳ.8 バネ番号

最終的に地すべり土塊が破壊に至るまでには、今回の土質定数や断面では1109.2tと非常に大きく、必要アンカー力の約10倍の荷重が作用しないと土塊が破壊しないことになる。移動土塊の土質定数も $c = 5t/m^2$ 、 $\phi = 25deg$ と現実的な値であり、したがって、アンカーの荷重が増加しても土塊が破壊する可能性は非常に低いと考えら、破壊の可能性がある部分としては、アンカー定着部かアンカー頭部（反力構造物部と土塊の境界）である。

今回の解析においては、この2つの部分の強度をアンカー定着部では $c = 50t/m^2$ 、 $\phi = 20deg$ 、アンカー頭部では $c = 25t/m^2$ 、 $\phi = 10deg$ とかなり大きめの値を用いており、破壊には至らなかったが、解析によってその部分に作用する応力が求まるのでこれについて検討する。アンカー定着部とアンカー頭部のバネにおけるプレストレス力とせん断応力の関係を図一Ⅳ.7にそしてその時のバネの位置（番号）を図一Ⅳ.8に示す。この結果、まず反力構造物部においては当然のことながらプレストレス力により垂直応力は増加するがせん断力は増加しないため反力構造物が破壊する以外破壊はおこらない。次に定着部であるが、この部分はアンカーの緊張によりアンカー軸方向に引っ張られるためせん断応力は増加するが垂直応力は変化しないため、非常に危険な部分である。特に、解析結果ではすべり面に近い法の定着部のバネに非常に大きいせん断力が作用しほとんどこの部分の抵抗でアンカーが定着されている。そのせん断力は、プレストレス力100%の時で $5.2t/m^2$ となっており、これ以上のせん断抵抗が得られない場合にはこの部分での破壊すなわちアンカーの引き抜けを起こしてしまう。なお、ここでの抵抗値は実際に現場でアンカーの引抜き試験を行って定着長が決定されるわけで、試験方法や設計方法さえ間違わなければ問題ないと考えられる。

E. RBSM解析結果のまとめ

今回の解析により、プレストレス力を加えることにより塑性していたすべり面が弾性状態に復帰することが明らかとなった。つまり、プレストレス力によってすべり面が復帰するという事は、すべり面が抵抗を持つようになり斜面の安全率は大きくなっているわけである。この時の荷重はアンカーの位置や配置によっても異なることが予想される。この原理を利用することによって、アンカーのプレストレス力や位置、配置等の設計上の問題点の解決の可能性があるが見いだせる。

なお、解析結果の中で述べたように、移動土塊内の破壊やアンカー頭部、定着部の破壊については考慮しなくてよいと考えられるので、今後の解析においてはこの点について考慮する必要はない。

V. アンカー設計手法の検討

A. 研究方法

現在アンカー工の設計は、(1)式に示す簡便法による斜面安定解析式により行われている（社団法人日本道路協会、1986）。

$$F_s = \frac{\sum cL + \{\sum (W \cos \alpha - uL) + P \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi}{\sum W \sin \alpha - P \cos (\alpha + \theta)} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 F_s ：安全率、 W ：スライスの重量、 L ：スライス底面の長さ、 u ：スライス底面に作用する間隙水圧、 α ：スライス底面と水平方向のなす角、 c ：すべり面の粘着力、 ϕ ：すべり面の内部摩擦角、 P ：必要アンカー力、 θ ：アンカー傾角である。

この式は、図-V.1に示すようにアンカー力をスライス底辺（すべり面）の中心に集中力として作用させることにより定式化したものである。この式を用いて、図-V.2に示すような断面を持つ地すべりに対して $P=300t$ 、アンカー段数1段で、アンカーの傾角を $(\alpha + \theta) = 57.75\text{deg}$ 、 $\theta =$

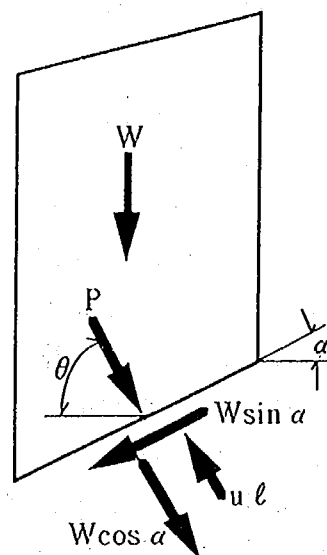


図-V.1 安定解析によるアンカー力の考え方

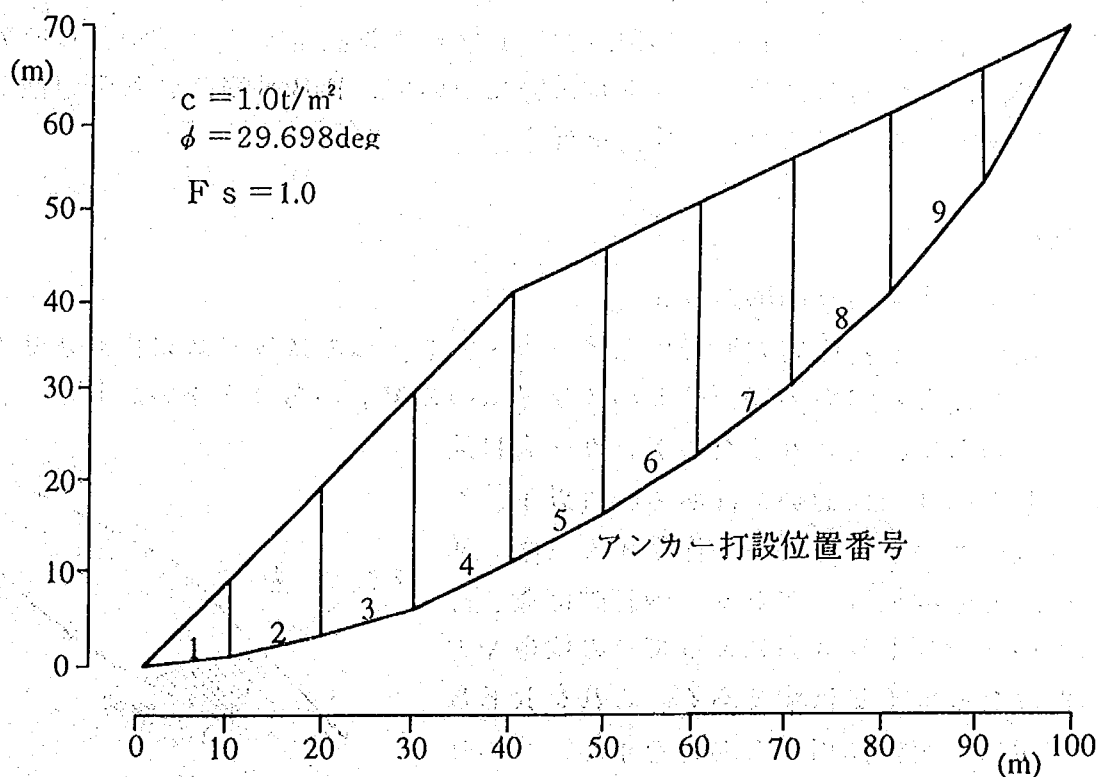


図-V.2 安定解析断面図

45.00degの2種類として、アンカー打設位置を変化させて安全率を計算すると図-V.3に示すようになる。この図から明らかのように $(\alpha + \theta) = \text{一定}$ の場合にはアンカーをどの位置に打設しても安全率は同じである。また、 $\theta = \text{一定}$ の場合については打設位置が地すべり末端に近いほど安全率が大きくなっている。これは、(1)式を見れば分るとおり $(\alpha + \theta)$ が小さければ小さいほどすべり面のせん断力が小さくなりしたがって安全率が大きくなるということである。このことから考えると、

$(\alpha + \theta)$ が最小ということはアンカーを地すべりの最末端に水平に打設するということでありこれが最も効果的ということになる。しかし、現実には地すべり地末端ではアンカーを打設した場所より上部で新たなすべりの発生などが考えられるため、地すべり地の最末端ではなく最末端よりやや上部に打設される場合が多い。

ここでは、従来の簡便法における極限斜面安定解析では決定することが難しいアンカー工の打設位置、打設範囲およびプレストレス力について、RBSMによる弾塑性地盤応力解析を用いて決定する方法について検討を行う。

B. 研究結果

1. RBSMによるすべり面応力分布

従来の簡便法による斜面安定解析ではアンカー力を1つのスライスに作用させるため、当然アンカー力による応力の増分はそのスライスのみでしかありえない。しかし、実際のアンカーは地表面に打設されるためアンカー力は地盤内を分散しすべり面においてはある幅（以下、これを応力分散域という）を持って作用する（図-V.4）。この応力分散域は、アンカーの打設位置、打設範囲あるいプレストレス力によってその位置や大きさが当然異なってくるはずである。これをRBSMを用いてすべり面に作用する応力を求め、すべり面におけ応力増分値（アンカー打設後のすべり面応力からアンカー打設前のすべり面応力を差し引いた

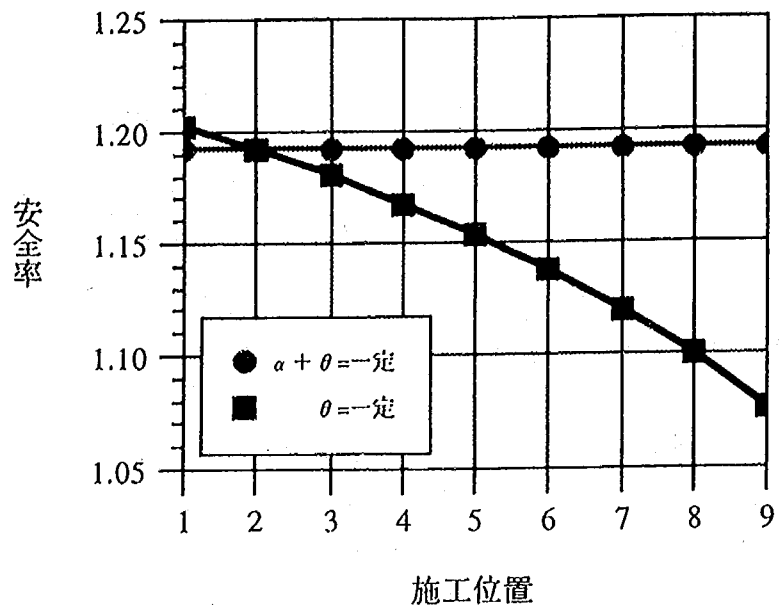


図-V.3 安定解析による安全率

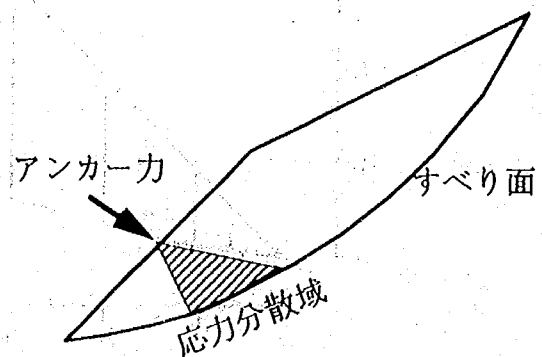


図-V.4 応力分散域

値) とすべり面位置およびアンカーの打設位置の関係を検討するため、解析条件として図-V.2の断面について図-V.5に示すように要素分割し、 $P=300t$ 、 $\theta=45.0\text{deg}$ 、アンカー1段でアンカー位置を変化させて解析を実施した。また、境界条件としてはすべり面より下で変位、回転とも無いものとした。図-V.6にその解析結果を示す。

その結果、すべり面における垂直応力増分値は地すべりの上端あるいは下端にアンカーを打設した場合は垂直応力増分値は大きいが応力分散域は狭くなっており、反対に地すべりの中央部にアンカーを打設した場合は垂直応力増分値は小さく応力分散域は広がっている。また、すべり面におけるせん断応力増分値については、最末端にアンカーを打設した場合はせん断応力値は減少し応力分散域は狭く、中央部に打設した場合はせん断応力値の減少は少ないが応力分散域は広がっている。しかし、ある位置よりもアンカーが上部に打設されるとせん断力は減少せず反対に増加する傾向が見られアンカーを打設した方が不安定になるという現象が見られる。

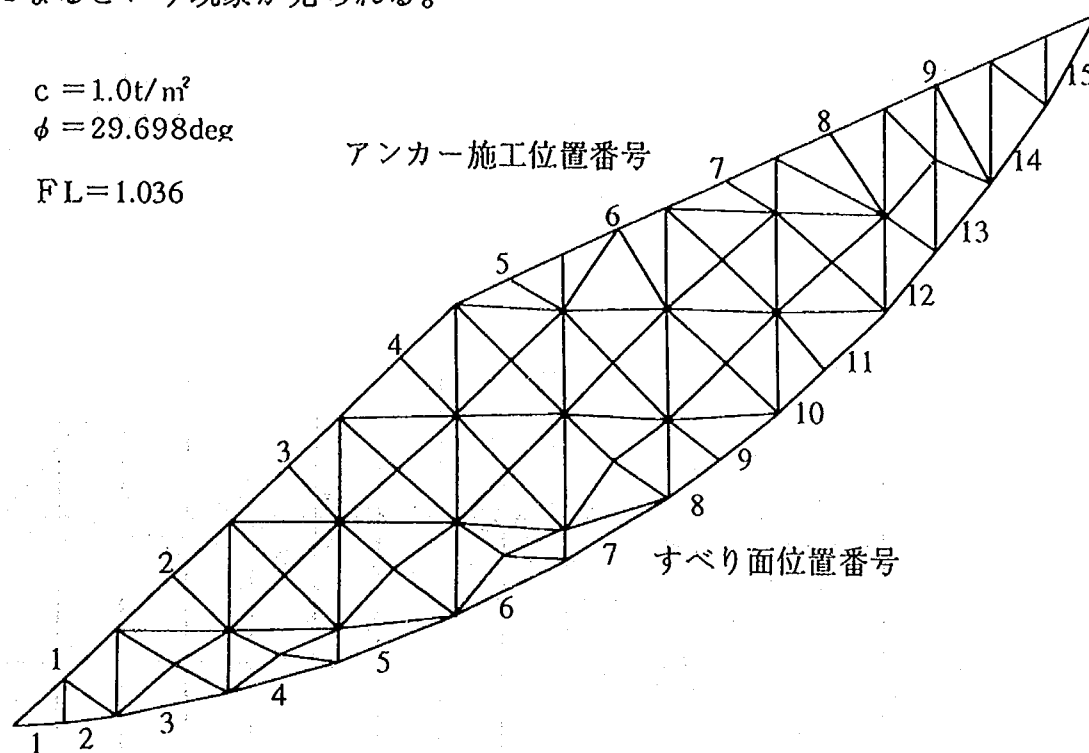


図-V.5 RBSM要素分割

2. RBSMによるすべり面安全率

次に、応力増分値や応力分散域がどのような時（アンカー打設位置がどの場所の時）に最も斜面の安定度が高いかどうか検討するため、すべり面安全率を計算しアンカー打設位置との関係について表したものを図-V.7に示す。なお、すべり面安全率については(2)式によって定義する。

$$Fr = \frac{\Sigma(c + \sigma \tan \phi)L}{\Sigma \tau L} \dots \dots (2)$$

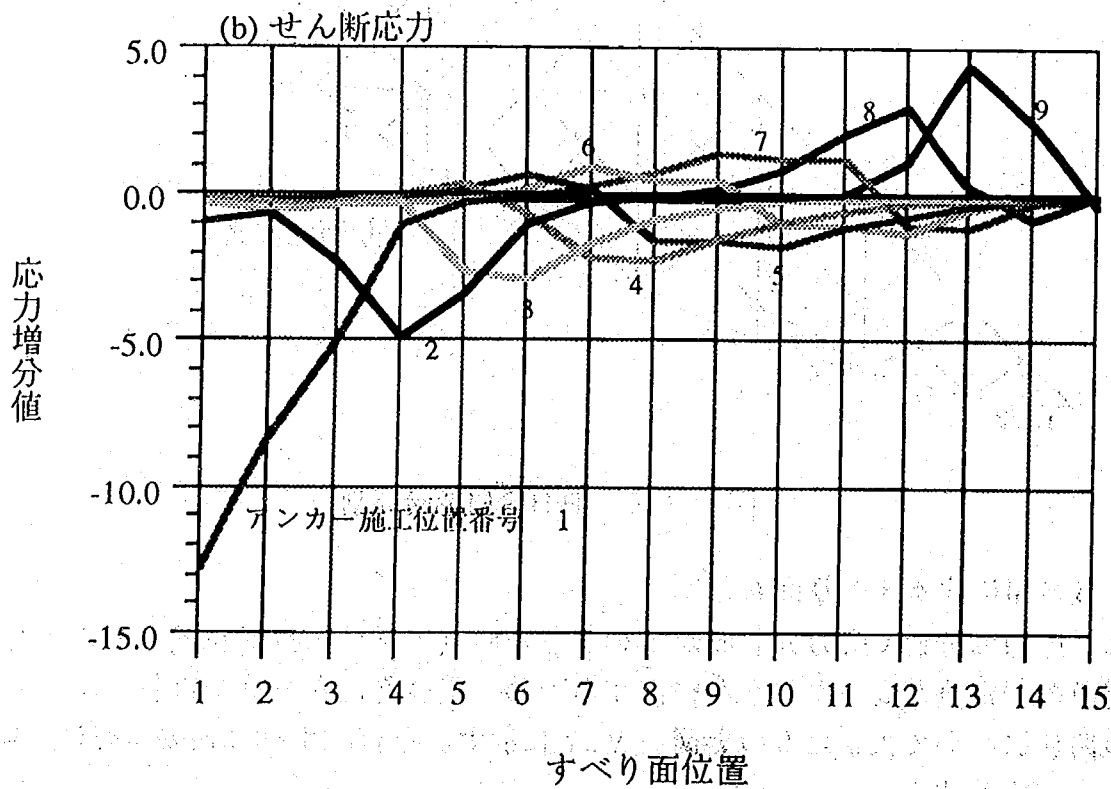
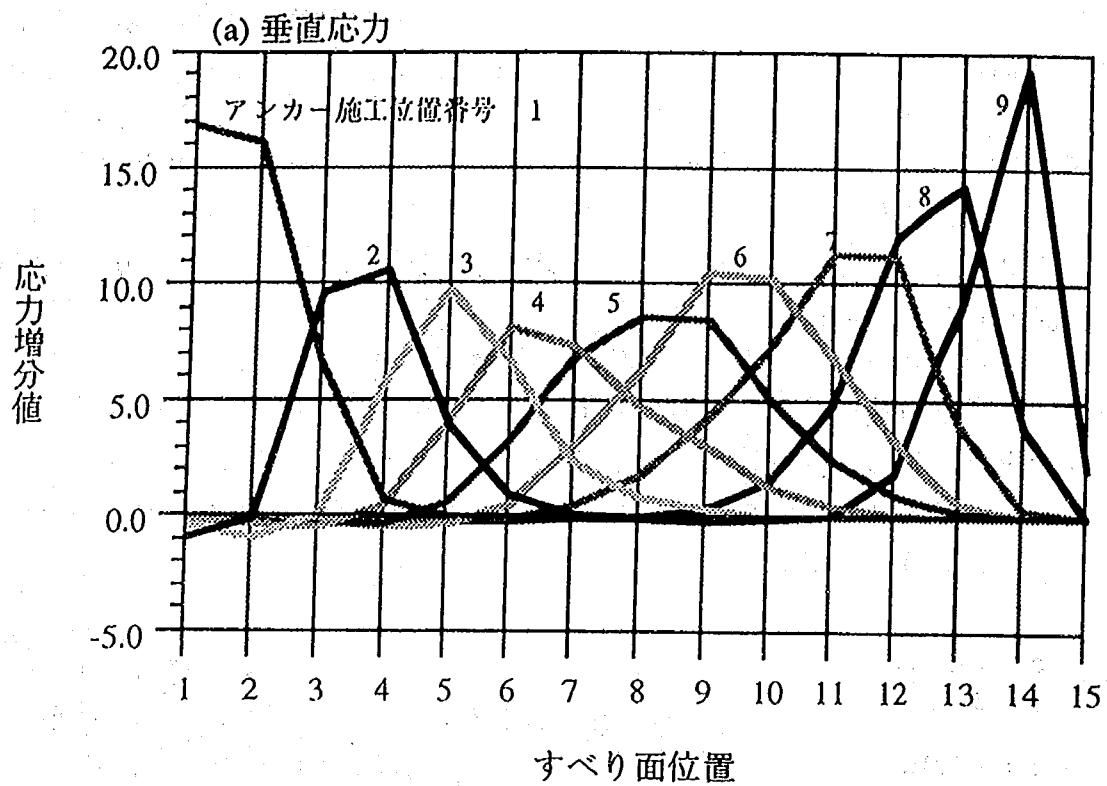


図-V.6 すべり面における応力増分

ここで、 F_r ：すべり面安全率、 σ ：すべり面要素における垂直応力、 τ ：すべり面要素におけるせん断応力、 c ：すべり面における粘着力、 ϕ ：すべり面における内部摩擦角、 L ：すべり面要素長である。

この結果、すべり面安全率は従来の斜面安定解析と同様に最末端での打設時にすべり面安全率が最大となった。この理由としては、すべり面勾配が緩いと垂直応力が大きくなってもせん断応力はほとんど変化せず、結局その部分での安定度が極端に大きくなるためであり、したがっ

て地すべり末端の最も勾配の緩いところにアンカーを打設することによりその効果が大きくなり、斜面全体の安定度が増すわけである。つまり、斜面の安定度はアンカーを地すべりの最末端に打設することが、斜面全体の安定度から考えると最も効果的であるというわけである。

3. RB SMによる非塑性化率

先にも述べたように、現実にはアンカーはアンカー打設位置より上部で新たなすべりの発生する可能性があるため、最末端に打設されることは少ない。したがって、斜面の安定度だけでアンカーの打設位置を決定することには限界がある。そこで、アンカー打設前に塑性化していたすべり面がアンカーを打設することによってどのようなになったかについて、すべり面における非塑性化率を定義し、これによって検討を実施する。なお、非塑性化率は(3)式によって定義する。

$$F_L = \frac{\sum \alpha L}{\sum L} \dots \dots (3)$$

ただし、 F_L ：非塑性化率、 L ：すべり面要素長、 α ：塑性状態（塑性時 $\alpha = 0$ 、弾性時 $\alpha = 1$ ）である。

非塑性化率とは(3)式から分かるようにすべり面における土が弾性状態（塑性していない状態）になっている部分が全体のどのくらいになっているか表す値で、すべり面における土が全て塑性化している場合には0、全て弾性状態の時は1となる。ここで、アンカー打設によって非塑性化率がどのように変化するかについて見てみると、まずアンカーを打設する前の地すべりではかなりの範囲ですべり面が塑性化しており非塑性化率は小さくなっている（図-V.8(a)）。次にアンカーを打設することによってアンカー力が斜面に作

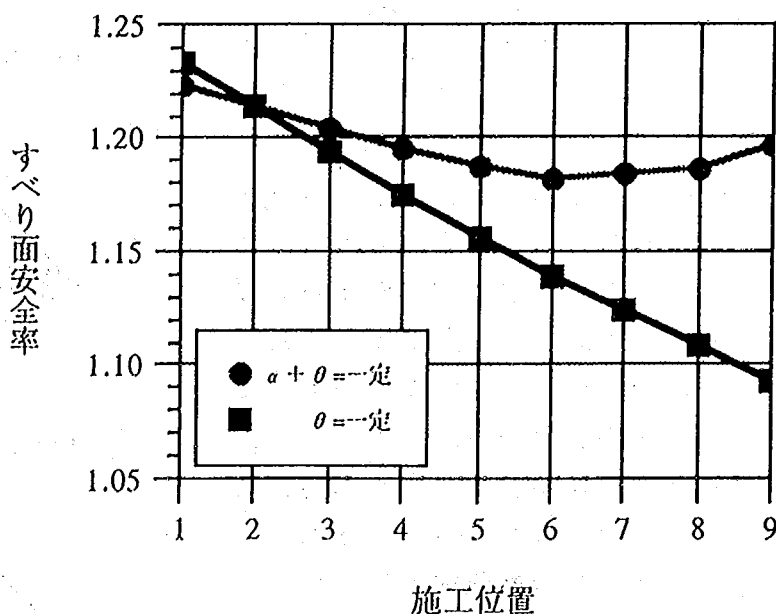


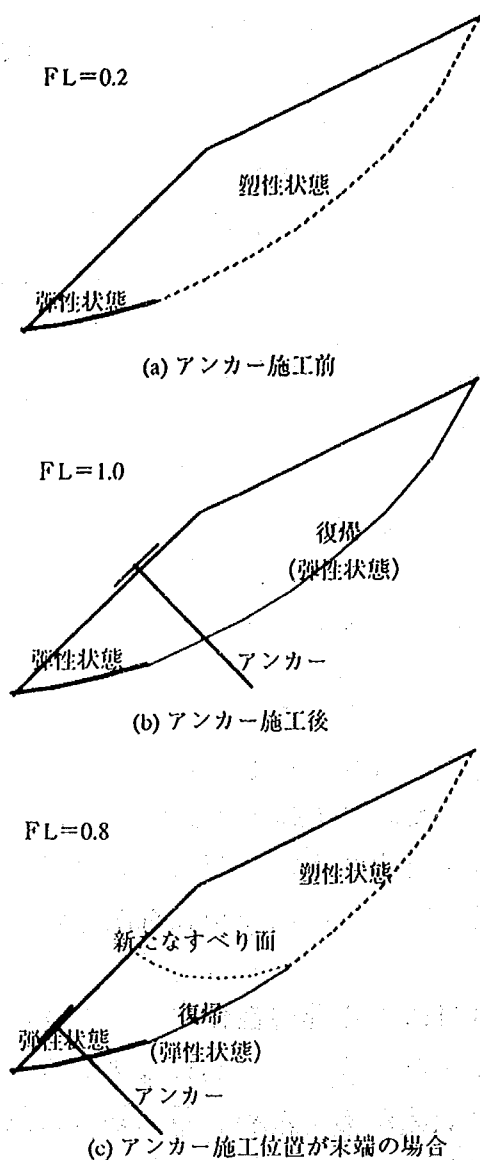
図-V.7 すべり面安全率

用した結果、すべり面での垂直応力が上昇しすべり面が塑性状態から弾性状態へと復帰し非塑性化率が大きくなる（図-V.8(b)）。この値はアンカーの打設位置や打設範囲及びプレストレス力によって異なってくるものと考えられる。この時非塑性化率が小さい場合というのは地すべり上部ではまだすべり面が塑性化した部分が残っている状態で、その部分から地すべり土塊内へ新たなすべりが発生する可能性が考えられるわけである（図-V.8(c)）。

すべり面の非塑性化率とアンカー打設位置の関係を図-V.9に示す。この結果、アンカーがある位置より上部に打設されると非塑性化率は1.0となり、すべり面は全て弾性状態に復帰していることが分る。つまり、ある位置より上部にアンカーを打設することによりすべり面が全て弾性状態に復帰するわけで、これによってアンカー打設位置よりも上部で新たなすべりの発生する可能性が無くなるものと考えられる。

4. アンカー打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定法

前述のことから考えると、最適な打設位置、打設範囲というのは、斜面の安全率が大きくかつ非塑性化率が1.0となる場所ということになる。したがって、応力解析によりすべり面安全率と非塑性化率を求めることによって、その位置を決定することが可能である。また、すべり面安全率と非塑性化率はアンカーの打設範囲によっても影響されるので、アンカーの打設位置、打設範囲をいくつか変化させすべり面安全率と非塑性化率を計算することにより決定することができる。さらに、プレストレス力については地すべり地の場合地すべりが変位するときにアンカーの効果が発揮されればよいわけで、常に大きな力を加えておくことはアンカーや地盤の耐久性の面から見て危険である。したがってアンカーの緊張力はなるべく小さな力の方がよいという考えから、プレストレス力が最小、非塑性化率が1.0、すべり面安全率が最大という条件によって決定することが可能であると考えられる。



5. アンカー打設角度について

アンカーの打設角度については、アンカーの打設角度を変化させてすべり面安全率と非塑性化率を計算した結果を図-V.10に示すが、この図よりアンカーの打設角度が小さいほどすべり面安全率が大きく非塑性化率も大きくなっているのが分かる。このことは、斜面の安定だけで考えた場合には、アンカー打設角度が小さければ小さいほど安定度は高くなるということになる。しかし現実には①アンカーの打設角度が小さいとアンカー長が長くなり不経済になる、②アンカー長が長いとアンカーの施工性が悪い、③アンカー打設角度が小さいと定着部においてグラウト材がブリージングをおこし均質に固まりにくい、④斜面勾配とアンカー打設角度が異なると反力構造物と地表面土塊の間にせん断力が働きそこでの破壊が考えられるなどの問題点があり、実際は、これら点を考慮して経験的に決定されている。なお、今回の研究ではこの解決法についてはこれ以上の検討を実施していないため今後さらに検討の必要性がある。

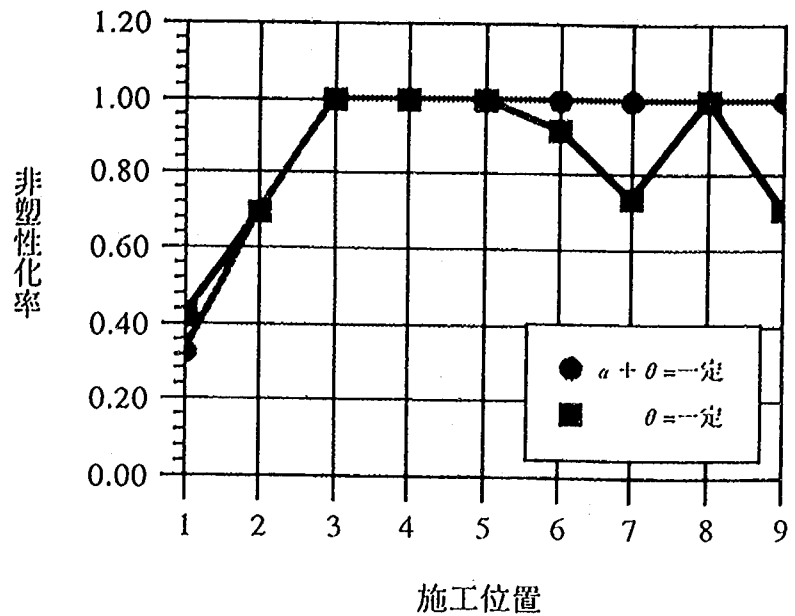


図-V.9 非塑性化率

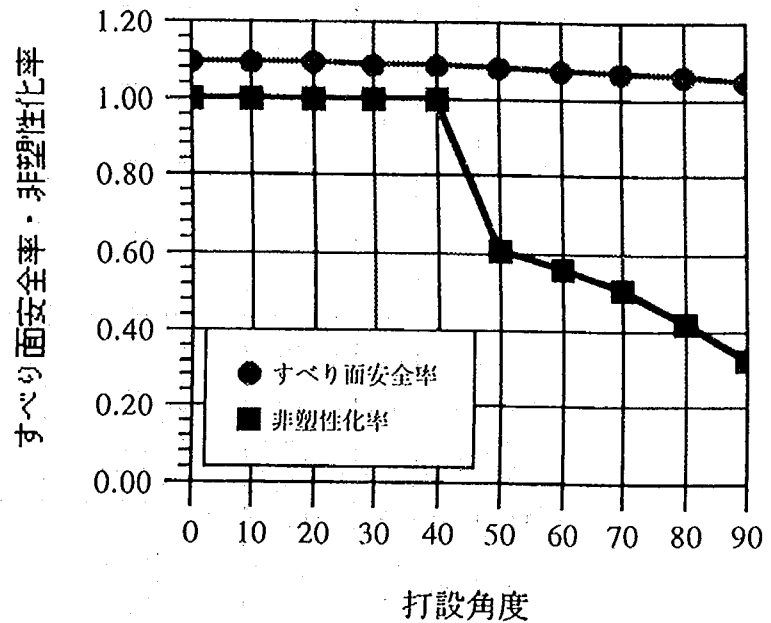


図-V.10 アンカー打設角度の影響

C. 解析例

以上の考えを検証するために、図-V.5の断面を用いて最適なアンカー打設位置、打設範囲、プレストレス力を決定するために解析を行った結果を表-V.1に示す。この表からわかるように、非塑性化率はプレストレス力が大きくなるほど大きくなっており、プレストレス力が20%までは全て1.0を下回っているが30%を越えるといくつかのケースにおいて非塑性化率が1.0となっている。そこで非塑性化率が1.0かつプレストレス力最小の条件を満足するケースとして

はケース23とケース26の2つが挙げられる。そしてこの2つのすべり面安全率を比較するとケース26の方がすべり面安全率 1.07565と高くなっており、このケースを満足するようにアンカーを打設することが最も適していると判断できる。

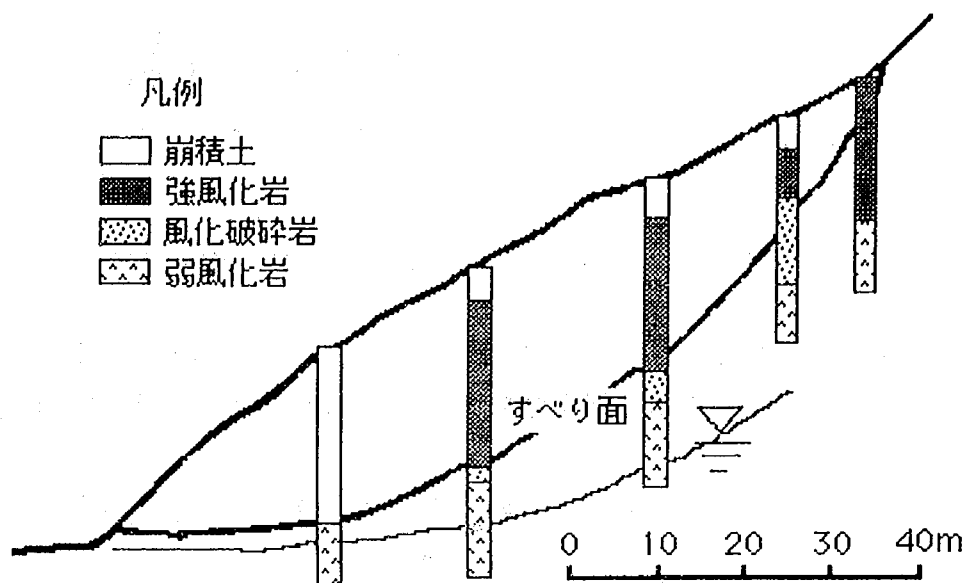
表-V.1 解析結果

ケース	純円	位置	打設角度	プレストレス力	すべり面安全率	非塑性化率
1	3	1	50.0	10.0	1.05182	0.55742
2	3	2	50.0	10.0	1.05013	0.71861
3	3	3	50.0	10.0	1.04842	0.77904
4	3	4	50.0	10.0	1.04673	0.84453
5	4	1	50.0	10.0	1.05098	0.71861
6	4	2	50.0	10.0	1.04925	0.77904
7	4	3	50.0	10.0	1.04757	0.84453
8	5	1	50.0	10.0	1.05011	0.77904
9	5	2	50.0	10.0	1.04840	0.84453
10	6	1	50.0	10.0	1.04923	0.84453
11	3	1	50.0	20.0	1.06764	0.60850
12	3	2	50.0	20.0	1.06419	0.71861
13	3	3	50.0	20.0	1.06070	0.92750
14	3	4	50.0	20.0	1.05728	0.84453
15	4	1	50.0	20.0	1.06590	0.71861
16	4	2	50.0	20.0	1.06240	0.92750
17	4	3	50.0	20.0	1.05895	0.84453
18	5	1	50.0	20.0	1.06412	0.92750
19	5	2	50.0	20.0	1.06064	0.84453
20	6	1	50.0	20.0	1.06235	0.84453
21	3	1	50.0	30.0	1.08366	0.60850
22	3	2	50.0	30.0	1.07837	0.86201
23	3	3	50.0	30.0	1.07306	1.00000
24	3	4	50.0	30.0	1.06786	0.84453
25	4	1	50.0	30.0	1.08101	0.86201
26	4	2	50.0	30.0	1.07565	1.00000
27	4	3	50.0	30.0	1.07040	0.84453
28	5	1	50.0	30.0	1.07829	0.92750
29	5	2	50.0	30.0	1.07298	0.84453
30	6	1	50.0	30.0	1.07558	0.84453
31	3	1	50.0	50.0	1.11636	0.71861
32	3	2	50.0	50.0	1.10715	1.00000
33	3	3	50.0	50.0	1.09798	1.00000
34	3	4	50.0	50.0	1.08908	0.92750
35	4	1	50.0	50.0	1.11173	1.00000
36	4	2	50.0	50.0	1.10244	1.00000
37	4	3	50.0	50.0	1.09343	0.92750
38	5	1	50.0	50.0	1.10701	1.00000
39	5	2	50.0	50.0	1.09784	0.92750
40	6	1	50.0	50.0	1.10234	0.92750
41	3	1	50.0	100.0	1.20212	0.80158
42	3	2	50.0	100.0	1.18151	1.00000
43	3	3	50.0	100.0	1.16151	1.00000
44	3	4	50.0	100.0	1.14259	1.00000
45	4	1	50.0	100.0	1.19172	1.00000
46	4	2	50.0	100.0	1.17123	1.00000
47	4	3	50.0	100.0	1.15184	1.00000
48	5	1	50.0	100.0	1.18128	1.00000
49	5	2	50.0	100.0	1.16135	1.00000
50	6	1	50.0	100.0	1.17112	1.00000

Ⅵ. アンカー設計手法の提案

A. 打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定

ここでは、今回提案するアンカーの打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定手法の具体的方法について事例計算により説明する。なお、計算に使用した地すべりの断面は図－Ⅵ.1に示すものである。



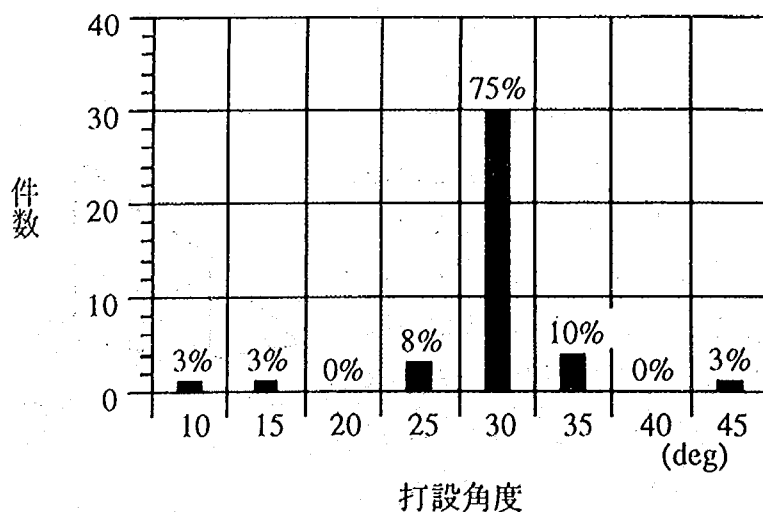
図－Ⅵ.1 地すべり縦断面図

1. 地すべり断面の準備

地すべりはアンカー工により対策を行うことの決定しているもので、既にすべり面や地下水位の位置がボーリング調査等により明らかになっているものである。この地すべりについて縦断面図を用意し、この縦断面を用いて安定解析、RBSMによる解析を実施する。ここでは、図－Ⅵ.1に示す断面がそれに当たる。

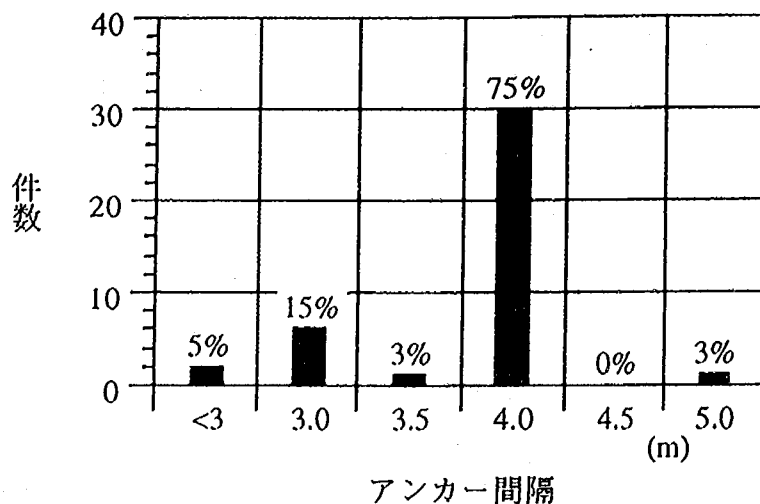
2. アンカー打設角度、打設間隔の決定

アンカー打設角度については、すべり面勾配とのなす角度が小さければ小さい程斜面の安定が高くなることはⅤ章で述べた通りであるが、実際には斜面の安定度よりも経済性や施工性の面からアンカ



図－Ⅵ.2 打設角度の施工実態

一打設角度を決定している場合が多い。したがってアンカー打設角度については、斜面の安定度よりも施工する地盤の地盤条件や施工条件に合わせて決定するのが妥当である。なお、参考として、湛水に伴う地すべりの場合、アンカーの打設角度は図一VI.2に示すような施工実態となっている。



図一VI.3 縦断方向のアンカー打設間隔の施工実態

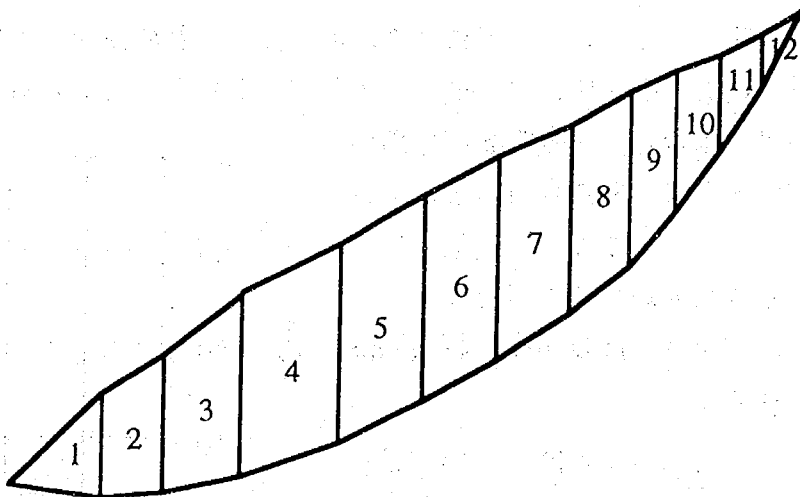
アンカーの間隔については、これは使用する反力構造物の形状、寸法によって決定されているのが現状で、これについても施工する地盤の地

盤条件、施工条件に合わせて使用する反力構造物を決定し、それに合わせて決定するのが妥当である。参考として、図一VI.3に湛水に伴う地すべりの場合のアンカー縦断方向間隔の施工実態について示す。

なお、今回の例では、アンカー打設角度を30deg、アンカーの縦断方向の間隔を3mとして計算を実施した。

3. スライス分割

通常安定解析におけるスライス分割には定まった方法はなく、一般には地表面やすべり面の勾配変換点から垂線をおろし、あとはスライス幅がほぼ同じになるように分割している。しかし、アンカーの打設位置、打設範囲を決定する時には、必要アンカー力を計算する際に使用する安定解析式がすべり面にアンカー力が作用することを前提として計算しており、RBSMを用いて解析を行う時にはアンカー力は地表面に作用するため、アンカー作用位置が異ならないようにスライス分割にも若干のテクニックが必要となる。具体的には、図一VI.5のスライス分割手順に従ってスライス分割を行うことによりこの問題に対処する。



図一VI.4 スライス分割図

図一VI.4に今回の例のスライス分割図を示す。

4. 必要アンカー力の計算

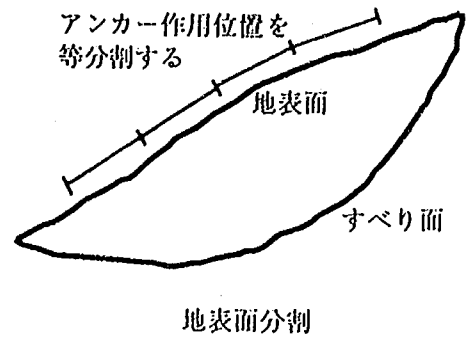
スライス分割方法

A

地表面を斜距離に対して（アンカー作用長が同じになるように）均等に分割する。

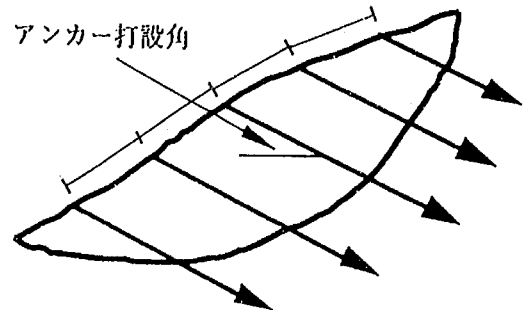
斜距離の長さはアンカー縦断方向間隔の整数倍とする。これによって1分割当りのアンカー本数が決定される。なお、1分割当りのアンカー本数が少なければ少ない程、精度の高い計算が可能となる。

分割の開始あるいは終了点は断面の始点あるいは終点に合わせる必要はなく、アンカー施工可能な範囲の始点から終点までで分割すればよい。



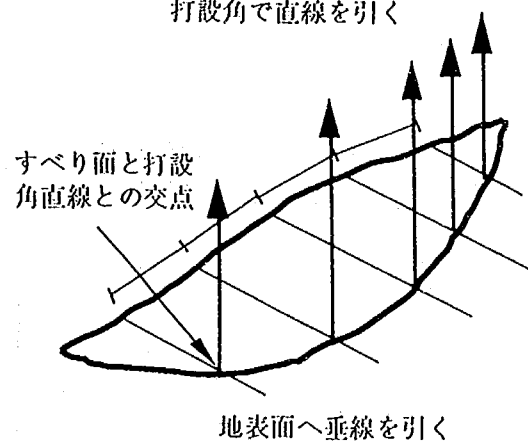
B

Aで分割した地表面の点から、アンカー打設角の角度ですべり面方向へ直線を矢印線のように引く。



C

すべり面とBで引いた直線との交点から、垂直に地表面に向かって直線を矢印線のように引く。

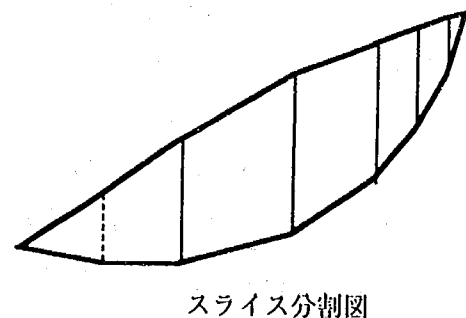


D

Cで引いた鉛直線をスライス分割線とする。

また、アンカー施工範囲外で1つのスライスが大き過ぎる場合は、図中の点線のようにさらにスライスを細分割してもよい。ただし、アンカー施工範囲におけるスライスの細分割は、行ってもよいが応力解析をする際に作用させるアンカー荷重を、分割する前のスライスに対する荷重に直す必要がある。細分化しないと安全率が大きく異なる以外はなるべく分割しない方がよい。

なお、地表面の小さな凹凸については、アンカー施工時に整形されるため、スライス分割線間を直線で結んでも問題ない。



図一VI.5 スライス分割手順

必要アンカー力については、V章(1)式に示すような簡便法を用いた式を利用して計算を行っている。そして、アンカー力を引き止め効果のみとして考える場合には分子の $P\sin(\alpha + \theta)$ の項を、締め付け効果のみとして考える場合には分母の $P\cos(\alpha + \theta)$ の項を無視し、両方とも考える場合には(1)式をそのまま使用して、必要アンカー力の計算を行っている。

式から分かるように、必要アンカー力は各スライスの底面の勾配が異なるため、打設位置によって異なる。したがって、計画安全率に対する必要アンカー力は、アンカー打設位置と打設範囲毎にそれぞれ計算しその値を用い

表一VI.1 必要アンカー力

てRBSMにより解析を行い打設位置、打設範囲を決定していく必要がある。なお、本来ならば、一つの値を用いて最適な打設位置、打設範囲を決定するのが妥当であるが、その場合その値と打設位置、打設範囲を用いて安全率を計算しても計画安全率とはならないためこのような方法を用いている。

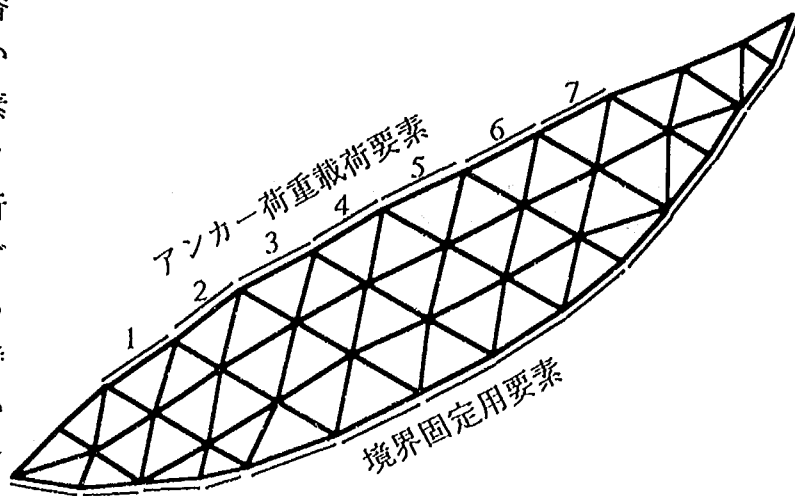
ここでは、計画安全率を1.2とし、締め付け効果、引き止め効果の両方を考慮して、(1)式により必要アンカー力を計算した。そして、現実には施工不可能な抑止力を与える打設位置、打設範囲のものを除外（ここでは、1段当りの必要アンカー力が30t/m以下及び450t/m以上のものを除外）し、表一VI.1に示す位置、段数、アンカー力を用いて最適打設位置、打設範囲を決定するための解析を行った。

5. RBSM要素分割

VI.3でも述べたが、必要アンカー力を求める時のアンカー力の作用位置と打設位置、打設範囲決定時のアンカー作用位置が異なるため、RBSMの要素分割に際しても若干のテクニックが必要となる。RBSM要素分割手順を図一VI.6に示す。また、今回の断面のRBSM要素分割図を図一VI.7に示す。

ケース 番号	アンカー 段数	スライス 位置	1段当り必要 アンカー力	全アンカー力
1	1	4	220.39	220.39
2	1	5	245.71	245.71
3	1	6	250.90	250.90
4	1	7	269.29	269.29
5	1	8	304.19	304.19
6	1	9	409.08	409.08
7	1	10	416.40	416.40
8	2	4	116.18	232.36
9	2	5	124.14	248.28
10	2	6	129.88	259.77
11	2	7	142.84	285.68
12	2	8	174.46	348.92
13	2	9	206.36	412.71
14	2	10	231.48	462.95
15	3	4	79.41	238.23
16	3	5	84.97	254.91
17	3	6	91.02	273.06
18	3	7	105.87	317.61
19	3	8	122.95	368.85
20	3	9	147.83	443.49
21	3	10	177.86	533.57
22	4	4	61.33	245.30
23	4	5	66.42	265.67
24	4	6	74.45	297.82
25	4	7	84.41	337.64
26	4	8	99.48	397.93
27	4	9	123.96	495.85
28	5	4	51.04	255.18
29	5	5	57.14	285.70
30	5	6	63.16	315.80
31	5	7	72.65	363.23
32	5	8	88.07	440.36
33	6	4	45.38	272.25
34	6	5	50.25	301.47
35	6	6	56.33	338.01
36	6	7	66.37	398.20
37	7	4	40.92	286.42
38	7	5	45.83	320.79
39	7	6	52.48	367.39
40	8	4	37.94	303.51
41	8	5	43.25	345.97
42	9	4	36.15	325.37

なお、RBSM要素分割時の節点番号の付け方については特に問題はないが、要素番号を付ける際には隣接要素間の番号差が大きくなるとマトリックスのバンド幅が大きくなるため、解析時間が多く必要となったり解析プログラムのメモリ不足による異常が表れることがあるので注意が必要である。特に地すべり断面内の三角形要素については問題ないが、境界要素番号を付ける時には三角形要素と境界要素との番号差が大きくなることがあるので注意が必要である。



図一VI.6 RBSM要素分割図

表一VI.2 浮き上がりの解析結果

ケース 番号	アンカー 段数	スライス 位置	打設 角度	载荷 アンカー力	すべり面 安全率	非塑性化率	すべり面 垂直応力
1	1	1	30.0	220.389	1.19180	0.82034	上昇
2	1	2	30.0	245.713	1.19562	0.87895	上昇
3	1	3	30.0	250.898	1.18431	1.00000	上昇
4	1	4	30.0	269.290	1.18633	1.00000	上昇
5	1	5	30.0	304.188	1.19168	0.92993	低下
6	1	6	30.0	409.080	1.22130	0.92993	低下
7	1	7	30.0	416.404	1.18301	0.86699	低下
8	2	1	30.0	116.182	1.19362	0.87895	上昇
9	2	2	30.0	124.139	1.18999	1.00000	上昇
10	2	3	30.0	129.884	1.18529	1.00000	上昇
11	2	4	30.0	142.839	1.18885	1.00000	上昇
12	2	5	30.0	174.461	1.20438	0.92993	低下
13	2	6	30.0	206.355	1.20199	0.92993	低下
14	3	1	30.0	79.410	1.19063	0.87895	上昇
15	3	2	30.0	84.969	1.18882	1.00000	上昇
16	3	3	30.0	91.020	1.18722	1.00000	上昇
17	3	4	30.0	105.871	1.19734	1.00000	上昇
18	3	5	30.0	122.949	1.19789	0.92993	低下
19	4	1	30.0	61.326	1.18964	1.00000	上昇
20	4	2	30.0	66.417	1.18945	1.00000	上昇
21	4	3	30.0	74.454	1.19352	1.00000	上昇
22	4	4	30.0	84.410	1.19433	0.92993	低下
23	5	1	30.0	51.037	1.18999	1.00000	上昇
24	5	2	30.0	57.140	1.19400	1.00000	上昇
25	5	3	30.0	63.161	1.19185	1.00000	上昇
26	6	1	30.0	45.376	1.19356	1.00000	上昇
27	6	2	30.0	50.245	1.19260	1.00000	上昇
28	7	1	30.0	40.917	1.19246	1.00000	上昇

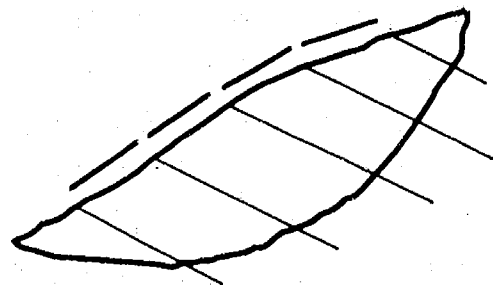
6. すべり面安全率及び非塑性化率の計算

VI.4 及びVI.5 で作成したアンカー力データ、RBSM要素分割データを用いて、すべり面安

RBSM要素分割方法

A

スライス分割時の地表面分割線に沿って、荷重載荷用境界要素を作成する。

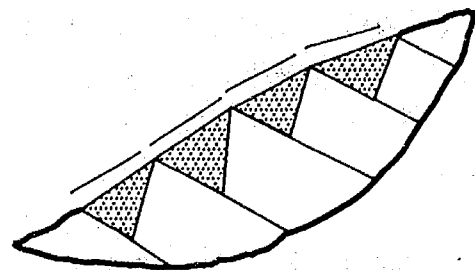


荷重載荷要素作成

B

荷重載荷用境界要素に隣接する三角形要素を作成する。

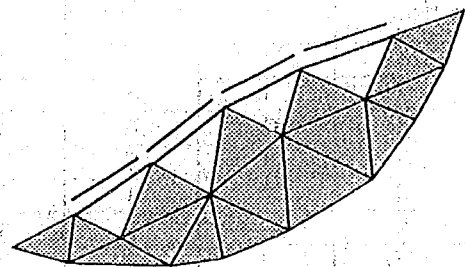
三角形要素は、地表面とアンカー打設角ですべり面方向に引いた直線を2辺とする三角形とする。三角形はなるべく正三角形に近い方がよい。



荷重載荷要素隣接三角形要素作成

C

残りの三角形要素は、自由に作成する。ただし、要素の大きさはBで作成したものとなるべく同じ大きさとし、また、正三角形に近い形とするのがよい。

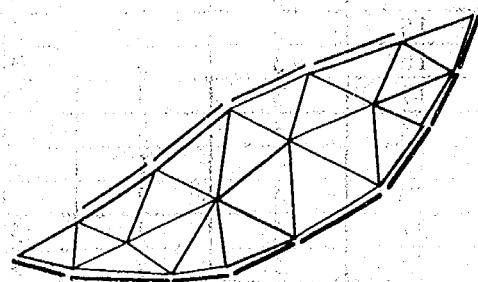


残りの三角形要素作成

D

すべり面に、すべり面に隣接する三角形要素に沿って、変位、回転固定用の境界要素を作成する。

後は、要素番号、接点番号をつけてデータを作成する。



境界固定用境界要素作成

図一VI.6 RBSM分割手順

全率及び非塑性化率の計算を行うわけであるが、その前に、アンカー施工による地すべり末端部の浮き上がりについて検討を行っておく必要がある。この理由として、実際に地すべり斜面にアンカーを施工する場合、あまり斜面上部に施工すると末端部で土塊が浮き上がる可能性が出てくるので施工されることは少ないためである。ここでは、アンカー施工によるすべり面の垂直応力変化をRBSMにより解析を行い、地すべり末端部のすべり面における垂直応力が減少する場合には土塊の浮き上がりと判断して、このようになる位置よりも斜面上部にはアンカーを施工しないものとする。そして、解析範囲をこの位置よりも下部に設定してすべり面安全率および非塑性化率の計算を行う。なお、今回の解析では下から4段目より上では地すべり末端部での浮き上がり（すべり面垂直応力が低下）が想定されるので、解析範囲を1～3段とした（表－Ⅵ.2 参照）。

7. 打設位置、打設範囲、プレストレス力の決定

表－Ⅵ.3 に各打設位置、打設範囲（段数）、プレストレス力に対するすべり面安全率、非塑性化率の値を示す。この表の値を基に図－Ⅵ.9 に示す方法

表－Ⅵ.3 RBSM解析結果

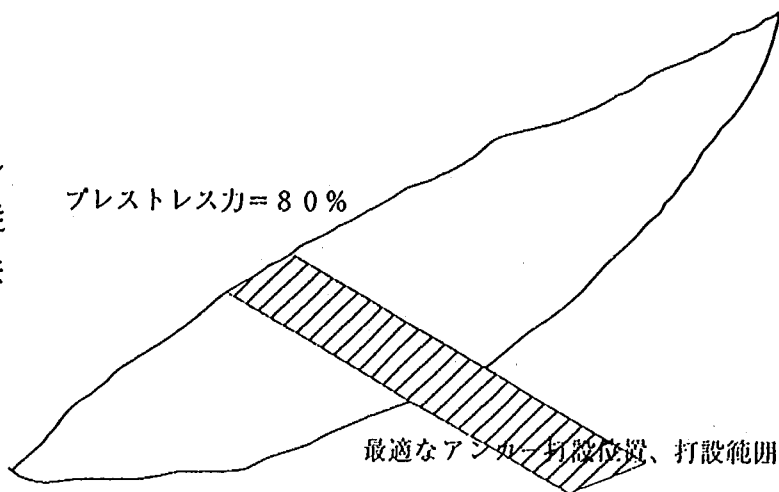
ケース 番号	アンカー 段数	載荷 位置	プレスト レス力	すべり面 安全率	非塑性化率
1	1	1	20.0	1.03472	0.51677
2	1	2	20.0	1.03568	0.54771
3	1	3	20.0	1.03402	0.57943
4	2	1	20.0	1.03517	0.60036
5	2	2	20.0	1.03486	0.61736
6	3	1	20.0	1.03481	0.61065
7	1	1	30.0	1.05270	0.60036
8	1	2	30.0	1.05411	0.68031
9	1	3	30.0	1.05152	0.62921
10	2	1	30.0	1.05337	0.68072
11	2	2	30.0	1.05283	0.68732
12	3	1	30.0	1.05278	0.75038
13	1	1	40.0	1.07112	0.60036
14	1	2	40.0	1.07296	0.75026
15	1	3	40.0	1.06937	0.68783
16	2	1	40.0	1.07200	0.75038
17	2	2	40.0	1.07118	0.80888
18	3	1	40.0	1.07116	0.82034
19	1	1	50.0	1.09000	0.68072
20	1	2	50.0	1.09224	0.82034
21	1	3	50.0	1.08758	0.80888
22	2	1	50.0	1.09106	0.82034
23	2	2	50.0	1.08993	0.80888
24	3	1	50.0	1.08995	0.82034
25	1	1	60.0	1.10934	0.68072
26	1	2	60.0	1.11197	0.87895
27	1	3	60.0	1.10615	0.80888
28	2	1	60.0	1.11059	0.82034
29	2	2	60.0	1.10907	0.87895
30	3	1	60.0	1.10917	0.87895
31	1	1	70.0	1.12917	0.75038
32	1	2	70.0	1.13215	0.87895
33	1	3	70.0	1.12509	0.87895
34	2	1	70.0	1.13059	0.82034
35	2	2	70.0	1.12864	0.87895
36	3	1	70.0	1.12883	0.87895
37	1	1	80.0	1.14951	0.75038
38	1	2	80.0	1.15281	0.87895
39	1	3	80.0	1.14443	1.00000
40	2	1	80.0	1.15108	0.87895
41	2	2	80.0	1.14864	0.87895
42	3	1	80.0	1.14895	0.87895
43	1	1	90.0	1.17038	0.82034
44	1	2	90.0	1.17396	0.87895
45	1	3	90.0	1.16416	1.00000
46	2	1	90.0	1.17208	0.87895
47	2	2	90.0	1.16908	1.00000
48	3	1	90.0	1.16955	0.87895

によってそれぞれの項目を決定する。

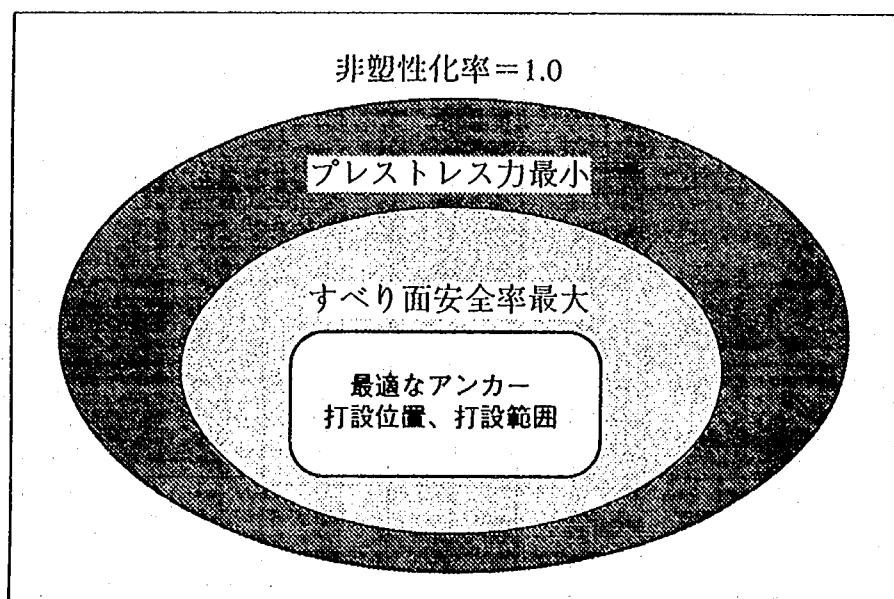
なお、今回の解析例における最適なアンカー打設位置、打設範囲、プレストレス力は図一Ⅵ.8に示すとおりとなった。

8. アンカー設計

Ⅵ.1 からⅥ.7 までの手順により、アンカーの打設位置、打設範囲、プレストレス力が決定されるので、後は従来行われてきているアンカーの設計法（たとえば、財団法人砂防・地すべり技術センター、1987、グランドアンカー設計・施工基準、同解説編集委員会、1991 など）に従って、アンカー材の断面やアンカー長等を決定していけばよい。



図一Ⅵ.8 最適なアンカー打設位置、打設範囲



図一Ⅵ.9 最適なアンカー打設位置、打設範囲決定法

B. アンカー設計手法に関するまとめ

以上の手順を用いることにより、今まで経験的に決定されてきたアンカーの打設位置、打設範囲、プレストレス力を決定することが可能となる。ただし、ここで得られた最適なアンカー打設位置、打設範囲については、地すべりブロック内の縦断方向のどの位置においてもアンカーが施工可能であるという前提条件のもとで行われており、実際には、道路やトンネルの存在あるいは土塊の状況等により打設位置や打設範囲がおのずと限定される場合もあるが、その時も解析対象範囲を限定することによってより最適な設計が行えるものと考えられる。

なお、今回の決定手法については、安定解析とRBSMの両方を用いているが、これは現在

の必要アンカー力算定に安定解析を用いているためこの方法を維持、優先させるためにとった手段であり、現実には必要アンカー力の算定についてもRBSMを用いた方がより精度の高い結果が得られるものと考えられる。最後に、アンカー設計手順について整理したものを図-VI.10に示す。

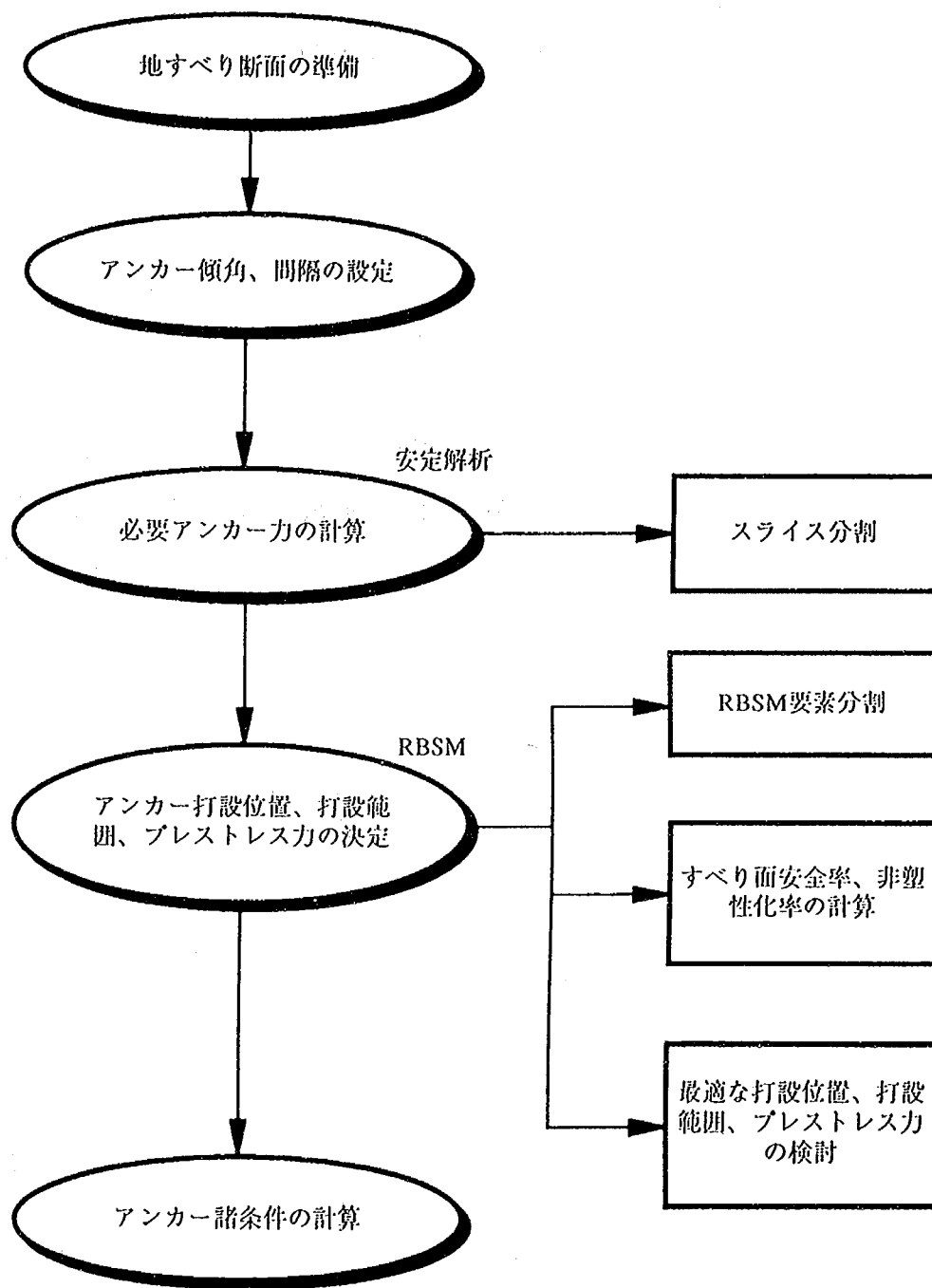


図-VI.10 アンカー設計手順

参考文献

グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説編集委員会（１９９１）グラウンドアンカー設計・施工例、土質工学会、p.102-124

川井忠彦・竹内則雄（１９９０）コンピュータによる極限解析法シリーズ離散化極限解析プログラミング、倍風館

Kawai,T., Toi,Y.（１９７７）*A new element in discrete analysis of plane strain problem.*
J. of Seisan Kenkyu. Inst. of Ind. Science, Univ. of Tokyo, 29-4, p.204-207

建設省土木研究所地すべり研究室（１９８２）すべり面の土質力学的特性を勘案した地すべり斜面安定計算手法、土木研究所資料、１７６０号

社団法人日本道路協会（１９８６）道路土工のり面工・斜面安定工指針、p.300-302

社団法人日本河川協会（１９７６）河川砂防技術基準（案）計画編、山海堂、p.195-196

山門明雄（１９９０）グラウンドアンカーの発展の経緯と提案、土と基礎、38-5、p.5-8

財団法人砂防・地すべり技術センター（１９８７）砂防・地すべり設計実例、山海堂、p.231-276

あ と が き

本研究課題の最終目標は、アンカー設計手法の提案であり、一応今回アンカー設計手法として、①打設位置、②打設範囲、③プレストレス力の決定方法に関する提案を行ったわけである。しかし、ここで提案した手法についてはまだ検討不十分な点も残されており、まだ十分なものとなっていないことを最後に付け加えておく。特に、Ⅵ. Bで述べたように、必要アンカー力の求め方に関しては従来使用されている簡便法による斜面安定解析手法を用いることは大きな問題であり、直接RBSMの解析結果を用いるなどして改善する必要がある。

最後に、RBSMのプログラムの改良、使用方法、アンカーのモデル化に関しては、日特建設（株）中山守人氏（元地すべり研究室部外研究員）、アンカー設計、施工実態に関しては、地すべり研究室部外研究員向享氏（日特建設（株））、FEMの解析に関しては、日特建設（株）奥田公也氏（元地すべり研究室部外研究員）の3氏には多大なる御協力を得たことを心より感謝申し上げます。また、本研究テーマに携わった地すべり研究の皆様にも感謝申し上げます。

湛水地すべり地におけるアンカー工の ISSN 0386-5878
設計に関する調査

土木研究所資料第3244号
平成6年3月(1994)
砂防部地すべり研究室
石濱 茂

要旨

本資料は、河川総合開発事業調査費の中の地すべり研究室における研究テーマ「湛水地すべり地におけるアンカー工の設計に関する調査」(平成元年度～平成5年度実施)において実施した研究成果についてとりまとめたものである。

実施した内容は、アンカーが地盤に与える影響に関する模型実験、数値解析(FEM、RBSM)ならびにRBSMを用いた地すべり地におけるアンカー工の施工位置、施工範囲、プレストレス力の決定手法の検討である。

キーワード：地すべり、アンカー、模型実験、数値解析、RBSM

郵便はがき

305-□□

60円切手
をはって下
さい。

建設省土木研究所

砂防部地すべり研究室御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 3244 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 3244 号

○