法政大学学術機関リポジトリ
HOSEI UNIVERSITY REPOSITORY

PDF issue: 2025-06-01

三次元斜面安定問題に対する新しい解析法の提案

塚田, 剛 / TSUKADA, Tsuyoshi

(発行年 / Year)
2005-03-24
(学位授与年月日 / Date of Granted)
2005-03-24
(学位名 / Degree Name)
修士(工学)
(学位授与機関 / Degree Grantor)
法政大学 (Hosei University)

2004 年度　修士論文

三次元斜面安定問題に対する新しい解析法の提案

DEVELOPMENT OF NEW NUMERICAL METHOD FOR THREE-DIMENSIONAL SLOPE STABILITY PROBLEMS

法政大学大学院　工学研究科
建設工学専攻　修士課程
03R5110　塚田 剛
（指導教員：竹内 則雄教授）

概要

三次元斜面安定問題に対する新しい解析法の提案

03R5110　塚田 剛

従来、斜面安定問題を検討する際、分割法による２次元斜面安定解析が広く用いられてきたが、近年のコンピュータの発展に伴い、３次元斜面安定解析を行うケースも増えてきた。しかし、これまでの方法では、すべり面の形状、位置などの空間的情報の特定が大きな問題となっている。安定解析においても３次元の効果が考慮されてこなかったことや計算量の多さが課題となっている。

そこで本研究では、すべり面形状として楕円体を導入し、簡易的にすべり面の位置座標を求める方法を提案する。また、計算を簡略化するため、すべり面周辺部のカラム柱の有無が解の精度に与える影響を検証する。最後に、すべり面形状の違いによる３次元効果を検討した。

その結果、３次元効果はすべり面の形状に依存することを確認できた。また、すべり面周辺部の影響を省くことによって、計算を簡略化できた。

Abstract

DEVELOPMENT OF NEW NUMERICAL METHOD FOR THREE-DIMENSIONAL SLOPE STABILITY PROBLEMS

03R5110 Tsuyoshi TSUKADA

Although the two-dimensional slope stability analysis by the slice method has been widely used, the number of case where three-dimensional slope stability analysis is performed has also increased with development of computer.

However, by the traditional method, specification of geometric information of configurations and location of slip surface has been a big problem. Also in stability analysis, it has been a subject that the three-dimensional effects are not taken into consideration or that there are many amounts of calculation.

In this paper, an ellipsoid is applied as configurations of slip surface, and the method of calculating for location of slip surface is proposed. Moreover, in order to simplify analysis, the accuracy of the solution by the edge grids of slip surface is verified. Finally, the three-dimensional effects by the difference in configurations of slip surface are examined.

As a result, it turned out that it depended for 3-dimensional effects on the configuration of slip surface. Moreover, analysis was simplified by the edge grids of slip surface.

目　　　次

第１章　序論

１．１　研究の背景と目的

我が国は、複雑で脆弱な地質にあり、加えて湿潤地帯にあるため豪雨が多発し、斜面災害（地すべり・崩壊）による被害が毎年のように発生している。また、1995 年の阪神・淡路大震災や 2004 年の新潟中越地震の例を取るまでもなく、地震の度に甚大な斜面災害が発生している。自然斜面でひとたび山崩れや地すべりが起きれば、その被害は物的にも人的にも多大であり、社会にとってもその影響はきわめて大きいものである。この観点から、斜面災害の実態の解明や発生の予測、およびその対策は、国民の生命・財産を守るという意味で重要な意義をもつ。

斜面が破壊することによる被害を防止するためには、設計時点において安全性の検討を十分行い、また自然斜面については現況の斜面の安全性を的確に予測をすることが重要である。そして必要に応じて断面変更や破壊防止工など、適切な処置を施して安全性の確保に努めていかなければならない。それと同時に斜面の設計する立場にある側からすれば、安全な範囲内で、経済的な断面を得ることを最も要求されることであり、斜面安定設計を行う上では安全性と経済性の調和は常に重要な問題であるといえる。

斜面安定の問題は、土構造物のせん断破壊を論ずる問題の一部であるが、取扱い上は土圧や支持力の議論とも相違はない。形式上に土圧や支持力の問題と考えられる場合でも、想定される破壊状況によっては斜面安定解析の手法が有効に利用されている。例えば、盛土や切土の前面に擁壁を配置した場合、背面土の小規模なすべりを想定すれば土圧の問題に帰着するが、擁壁下部を通る深いすべりに対しては擁壁を含む斜面全体の安定を検討しなければならない。また、軟弱地盤上に建設される盛土や石油タンクなどの構造物の安定は、載荷幅や地盤厚、土質などの条件によっては、支持力理論を適用するかわりに円形すべり面を仮定した斜面安定の計算手法を応用して評価することも少なくない。土質構造物の安全性の評価に際し斜面安定解析の占める位置はきわめて重要である。これは土のせん断強さや間隙水圧の評価の仕方に依存するところが大きいため、安定性の検討に当たっては土質力学の知識を十分活用する必要がある。

土質力学の分野において斜面の安定性を検討する場合にあっては、簡便法や Bishop 法などの分割法による、２次元の極限平衡法での評価が主流であった。これは、調査

解析に比べ、防止工工事が主眼であったため、簡易的な解析方法で事足りたためである。しかし、現在では処理能力の高いコンピュータの発達したことや、斜面の破壊現象の場は複雑な地質、地形の場で起こることが多いことから、これまでの簡便な解析が時代の要求に十分に応えることができなくなっており、２次元の解析よりも高度な３次元斜面安定解析が注目されるようになってきている。これは従来の２次元斜面安定解析よりも、より現実の問題に近い３次元斜面を想定した安定解析を行えば、すべり斜面内のより正確な安全率を知ることができると考えられるからである。

３次元で解析を行う場合、安定解析法としては、分割法を３次元に拡張した Hovland 法や、それを修正した方法が用いられている。またこれらの方法ではカラム柱ごとに安全率を求めることができるため、斜面全体について局所的な安全率の分布を知ることができるのである。このように局所的な安全率の分布を知ることができれば、斜面の設計では適当な箇所に効果的な安全対策ができるため、工事も効率よく行え、経済性という問題においても重要な効果が期待できるのである。

しかし、実際に３次元安定解析を用いる際には、それを安易に適用できない問題をもっている。斜面安定解析では、すべり面地形のより正確な情報の取得がその計算結果の精度を左右することになる。すべり面には楕円形の円弧すべり面や、直線と円弧面を併せ持つ複合すべり面など様々な形をもつ場合があり、３次元の斜面では２次元の場合よりも、それに奥行きの要素の情報が加わるため、その形状は複雑に変動する。そのため３次元上の地形ではその情報量はかなり多くなってしまい、また安全率を求めるための計算量も多く作業が繁雑になってしまうため、実際には２次元の問題の延長として、単純に３次元安定解析を用いることができないのである。つまり、従来の方法では、すべり面の形状、位置などの空間的情報の特定が大きな問題となっており、安定解析においても３次元の効果が考慮されてこなかったことや計算量の多さが課題となっている。

そこで本研究では、すべり面形状として楕円体を適用し、簡易的に位置座標を求める方法を提案する。また、位置情報を取得し、安定解析を行う際、計算の簡略化・効率化の問題となる縁辺部の影響について考察していく。斜面を分割する際、すべり面の周辺部にあるカラム柱の水平断面部にできる図形（三角形、台形、五角形）の有無によって解の精度にどの程度影響を与えるか検証する。最後に、３次元安定解析がもたらす効果を評価する。楕円体パラメータを変化させることによって、様々なすべり面を考え、形状の違いによってどのような３次元の効果・影響が出てくるかを検討する。

１．２　本論文の構成と内容

本研究の内容の解説は、３次元安定斜面解析を行う際に必要になる、すべり面の地形情報を取得するための解析方法と、3次元の効果の比較・検討を中心に行っていく。次ページからはそれに基づいた内容に沿って構成している。

２章では、斜面崩壊の種類の分類と発生する原因を調べた。斜面安定解析法の歴史とともに、代表的な２次元的な解析法と、３次元の解析法としては修正ホフランド法についてまとめた。最後にRBSMの理論を簡単にまとめた。

３章では、すべり面を楕円体として捉えたときの位置座標の特定方法を説明する。

４章では、特定された３次元すべり面の地形情報から、実際にHovland法とRBSMを用いて３次元斜面安定解析を行い、全体安全率、局所安全率、斜面の動きを求める。また、計算の効率化について言及する。

５章では、３次元効果について検証していく。すべり面の軸の長さやすべり面の深さなどをパラメータとして、様々なすべり面の形状を想定し、その際、どの程度の３次元効果がみられるかを考察していく。

６章では、結論として本研究で得られた成果を総括する。

第２章　斜面安定解析法

2.1　斜面崩壊の実態

2.1.1　崩壊の規模と特性

崩壊はその規模において著しく大きいものから極めて小さいものまである。崩壊規模の差異は崩壊発生のメカニズムにおいても大きく異なると同時に、地形変化や下流河川に与える影響においても大きく異なる。表 2.2.1 では、規模の異なる諸特性をとりまとめた。

巨大崩壊と大規模崩壊は地質構造や地質特性（弱線等）に大きく支配され、地殻内部からの岩石の変質作用に起因していることがわかる。また巨大崩壊、大規模崩壊は崩壊物質が下流の谷を埋積する。崩壊地脚部の崩壊堆積物と下流の埋積土砂が崩壊後長く下流河川に流失し、河川の様相を崩壊後一変する。一方、小規模崩壊は表層崩壊や豪雨型山崩れと呼ばれるもので、斜面表層の風化層、とくに表層の土壌層が崩壊するもので台風時や梅雨期の豪雨時に多数発生する。

斜面の規模は斜面の岩体や土層の性質により決まるが、その最大規模は深層崩壊でも、また表層崩壊でも斜面の規模（斜面長または斜面起伏）により決定される。斜面規模はその地域の山体規模（山体の起伏）に規定されて決まる。この意味で大崩壊は大起伏の山地に、小崩壊は小起伏の山地に発生すると一般に考えることができる。

表 2.1.1　崩壊の規模による分類と特性

分類（呼称）	巨大崩壊	地すべり性崩壊	山崩れ
■規模（m^3）	10^9～10^7	10^6～10^4	10^3～10^1
■崩壊物質	基岩	基岩と表土	表土
■崩壊のメカニズム			
①誘因となる力の種類	体積力のみ	体積力が卓越	面積力が卓越
②誘因の働き方	均一	特定の場所に集中	均一
③抵抗力を決めるもの	地質的分離面	風化作用の不均一	風化帯の性質
④構造による規制	よりマクロな構造	地質的弱線	風化分帯
■崩壊地の地質的特性	脆弱な岩石の	ジョイントの発達	風化しやすい岩石

	火山地帯や非常に破砕された水成岩地帯	した岩石で、とくに風化粘土を含むところ	の斜面
■崩壊発生の直接原因	多くの場合不明。基岩中の水が関与している可能性が強い	地下水の増大に原因しているところが多い	豪雨、地震、その他の自然と人為の両作用
■崩壊の位置と斜面変形への影響	谷頭のみならず、尾根、大山嶺にも起こる。崩壊の結果新しい谷が刻まれ、その後、小崩壊や落石が崩壊跡地内で引き続き起こる		主として谷頭や渓岸に起こり、斜面変形に与える影響は小さい
■崩壊物質の下流への影響	非常に大規模に谷を埋積し、下流の遠くまで達する	谷を埋積し、かなり下流まで達する	崩壊斜面の脚部の崖上に推積する
■崩壊後の下流河川への土砂流出	２次堆積物の流出が激しく、河川はいわゆる活動性河川に変わる		崩壊発生後数年にして下流への土砂流出はおさまる。河川は本来休眠性河川である
■人為との関係	関係は殆どない	ダムの湛水、大規模掘削による誘発されることがある	森林の伐採、斜面の切り取りにより誘発される

地すべりと斜面崩壊の差異について述べる。日本においては、斜面崩壊（山崩れに人工斜面の崩壊を加えたものと考えている）と地すべりが分けて考えられている。山崩れの中で割合緩やかな斜面で発生し、その運動が極めて緩慢で、また継続的なものを“地すべり”と呼んでいる。表 2.1.2 は一般的な地すべり、崩壊の分類である。

表 2.1.2　地すべりと崩壊の相違点

	地すべり	崩壊
１）地質	特定の地質または地質構造のところに多く発生する。	地質との関連は少ない。

2）土質	主として粘性土をすべり面として活動する。	砂質土（マサ、シラス等）の中でも多く起こる。
3）地形	5°～20°の緩傾斜面に発生し、特に上部に台地状の地形を持つ場合が多い。	20°以上の急傾斜地に多く発生する。
4）活動状況	継続性、再発性	突発性
5）移動速度	0.01mm/day～10mm/dayのものが多く、一般に速度は小さい。	10mm/day以上で速度は極めて大きい。
6）土塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い。	土塊は攪乱される。
7）誘因	地下水による影響が大きい。	降雨に影響される。
8）規模	1～100haで規模が大きい。	規模が小さい。
9）徴候	発生前に亀裂の発生、陥没、隆起、地下水の変動等が生じる。	徴候の発生が少なく、突発的に滑落してしまう。

2.1.2　斜面崩壊の発生に関係する要因

山地が国土の３分の２を占めている日本では、台風や前線に伴う集中豪雨により毎年のようにどこかで崩壊が発生し、ときにはその崩土が土石流となって流下し、人命を奪うなどの大きな災害につながる場合も少なくない。このような崩壊の発生は、山地が本来もっている侵食に対する抵抗性と、それに作用する外力との関係で決まってくる。前者を素因、後者を誘因といい、素因には地形、地質、土壌、植生などが含まれ、誘因には豪雨、地震、人為などがあげられる。

同じような豪雨、地震などの誘因が作用したときに、どこの山地でも同一の反応を示すのではなく、地域、地点によってその反応はまちまちであり、崩壊の多発する地域もあれば少ない地域もある。すなわち、山地では外力に対する反応がそれぞれ異なり、崩壊を引き起こそうとする誘因に対してそれに抵抗する素因とのバランスで現象が決められ、素因と誘因との相対的な力関係によって規制される。

豪雨、地震などの誘因については崩壊発生との関連で非常に重要であり、決定的な要因になる場合も多いが、誘因の発生時期、規模などを予知することは難しいと考えられる。

地すべり現象の発達を伴う斜面の安定破壊は、次の３つの条件における要因の作用に左右される。

① せん断力あるいは滑動モーメントの増加条件

② 抵抗力あるいは抵抗モーメントの減少条件

③ およびこれらの要因が同時に発生する条件

具体的な要因として、①に関しては、斜面に築造される土木構造物などによって現れるせん断力、斜面を支えている土塊の損傷、あるいは地層自体の重量増加、斜面傾斜の増大、地震現象などと関係している。

②に関しては、斜面を構成している岩層のせん断抵抗の低下、斜面周辺の掘削作業などによる押さえ土塊の体積と重さの減少などで引き起こされる。

これら①～③の変化を引き起こす要因は実に多様であるが、それらのうち最も重要な要因は次のようなものである。

① 風化過程

② 雨および地下水

③ 斜面周辺の貯水池および水路の水

④ 人間の生産活動

⑤ 地震現象

■風化過程

まず、①風化過程は、一般的には地層のせん断抵抗を低下させ、特にその構造的粘着力の低下をもたらし、斜面の安定破壊に本質的な役割をもっている。これらの過程は、しばしば亀裂形成を伴っている。同様な型の現象は、構成している土のクリープ出現による斜面の長期の緩慢な変形と関連して生ずる。

■地表水および地下水の影響

②の斜面への地表水および地下水の影響は、最も重要であり、特に地下水の影響は大きい。地滑り土塊の安定度に対するこれらの水の影響は、次の形で現れる。:

a）以前、地下水位より上にあった土塊の余分な湿潤および弱化

b）圧力水の土層への浮揚作用とそれに伴う垂直有効応力（土の骨格への圧力）の減少および土に働く摩擦抵抗力の弱化

c）土塊の亀裂を満たしそれを働くせん断力を増加させる水の静水圧

d）土塊に浸透する地下水流の強い流出作用（動水圧あるいは浸透力）

e）下位層の砂の流出

土塊を被い、わずかに湿潤している土は、降雨および生活用水によって、表面から過剰に飽和させられる。同時に、下からも地すべり土塊の下にある滞水層（例えば、基盤岩との接触面）から、ある水頭をもつ水の上昇運動によって、斜面のもっと高い位

置へ水が給水されることもある。雪解け水あるいは秋季の強い降雨などの地層に対する豊富な給水によって、地下水位あるいは水頭の急速な上昇は、ここでは大きな意義をもっている。

上昇水流による大きな動水勾配や地層に対する浮力が存在する場合、被覆層の水による浮上が、とくに容易に起こる。土塊の安定度を評価するすべての場合に、飽和粘性土の過剰な湿潤は、見かけの荷重（例えば、地層の自重）が減少側に変化するときにだけ起こりうることを忘れてはならない。

地下水の浮揚圧力は、この意味でも重要な意義をもっている。すべっている層の厚さに等しい水頭をもつ上昇浸透流が地すべり層の基盤にあるとき、すなわち１に等しい上向きの水頭勾配が存在するとき、水の浮揚力によってその安全率は、ほぼ 1/2 になることを考慮する必要がある。すべっている層の厚さの２倍にまで接触領域の水頭が上昇すると、その安全率はある条件下ではゼロまで低下する。地すべりに関係するような不安定な斜面において、ふつうに見られる安定度は、極限平衡状態に近いので、このような水頭上昇は極めて危険である。

地すべり土塊内で斜面に沿って下方へ浸透する地下水の動水圧あるいは浸透力は、同じ意味で影響力をもっている。地すべり斜面の安定度は、通常、地下水位の人為的な低下によって向上し、地下水位の上昇によって低下する。

降雨は被覆層を飽和させ、その重さを増加させ、特に間隙水が自由な砂質土およびそれに類似する土からなる被覆層では、斜面の安定度を低下させる。

■斜面周辺の貯水池および水路の水

③斜面周辺の貯水池および水路の水によって悪い影響が生ずることがある。このような水によって斜面基部の洗掘および侵食、あるいは水位上昇による斜面の水浸が可能となる。斜面内の粘性土の弱化に関するこの過程において、例えば貯水池の湛水による地下水位の上昇などは、特別に重要である。斜面の水位が急速に低下すると、土を浮揚している浮力が低下し、同時に起こる地下水の急速な流出（動水圧あるいは浸透力の発生）による水位低下に起因する土層の重量増加が原因になって複雑な条件が出現する。これらの要因は、地すべり斜面の安定度を急激に低下させることがある。

■人間の生産活動

④人間の生産活動は、しばしば斜面の過剰な湿潤化をもたらす（散水、生活用水の廃棄等）。開拓（地層へ降雨が浸透しやすくなる条件）や斜面上の樹木の伐採（根系による結合の弱化）は、地すべり斜面の安定度の低下を引き起こす。一定の条件では、運輸（振動）も斜面に悪い影響を与える。

土木工事は、しばしば斜面の切り取り（掘削）や斜面への荷重増加（構造物や排土

の重量）に関係している。例えば、鉄道、道路の建設に伴う斜面の切り取り、盛土、捨土などは斜面内の応力を変化させ、また切り取りによるせん断抵抗の低下あるいは盛土の荷重の増加によるすべりだす力の増大などによって地すべりが発生する。このように切り取り、盛土は地すべり的素因のない斜面でも不安定にする要素であるが、地すべり地の裾を切り取ったり、地すべり地の上部に盛土を行って地すべりを誘発した事例はかなりある。

トンネルの掘削によって地すべりを誘発することもあるが、その事例は少ない。ただし地すべり地にトンネルを掘削し、覆工完了後何年かたって地すべりが発生し、トンネルを崩壊した事例はいくつかある。

■地震現象

⑤地震現象は、斜面へ慣性力を作用させ（せん断力の増加)、斜面を構成する地層のせん断抵抗を低下させる（飽和状態にある砂の流動状態への移行、構造的粘着力の弱化等)。

建設の実際において、多くの地すべり防止対策が作成された。これらの対策（人口斜面の整地、擁壁、山上の排水溝、排水坑道等）は、技術者によく知られている。

地すべり防止の主な困難は、対策の立案にあるのではなく、それぞれの具体的な場合に、技術的および経済的適応性の範囲で、与えられた斜面の安定確保にもっとも有効な方法を選択することにある。地すべり防止の数々の方法の効果は、局地的な状況、地すべりの可能な形態と性格、および斜面での工事条件によって決まる。

地震時の斜面安定計算に関する考え方も基本的には平時におけるそれと変わらない。地震力を考慮しない安定計算では、すべりを起こそうとする力として重力のみを考えるが、地震時の場合にはそのほかに加速度も考慮に入れる必要がある。地震時には上下動と水平動が同時に作用するのであるが、安定解析には水平加速度αのみが考慮される場合が多い。地震時における斜面の安定性は、３つの要素、すなわち静的安全率、地震加速度および土の強さ低下率に依存されている。

2.2　斜面解析の歴史

2.2.1　斜面破壊

斜面を形成する土塊の内部には、重力の作用により、水平地盤より大きなせん断応力が斜面を滑動させる方向に存在している。斜面内のせん断応力の分布は一様でなく、平衡状態においても斜面先に集中する傾向がある。したがって多くの場合、すべりの初期段階では、まず斜面先部分において強度的な飽和状態（限界平衡状態）が起こり局部的な破壊が生じやすくなる。斜面際が局部的に破壊すれば、それまでの平衡が失

われるから、次にその隣接部分が応力集中の影響を受けて限界状態に陥ることになる。このようにして局部的な土の破壊が斜面先部分から上部へ順次伝播されていった結果、最終的に一つの曲面、あるいは厚さを持った曲面群に沿って斜面を形成する土塊全体が滑動を起こし、斜面が崩壊することになる。この曲面をすべり面、断面でみた曲線をすべり線と呼ぶ。斜面を滑動させようとする力は上に述べた重力以外に、地震時の慣性力や浸透による透水力、更に上載荷重などが主なものとしてあげられる。これらの外力は、いずれも斜面内のせん断応力を増加させて斜面を破壊に至らしめる性質の力である。これに対し、施工時に盛土内に蓄積される過剰間隙水圧や水位急降時に斜面内に残留する間隙水圧などは、土構造物のせん断抵抗を低下させる方面から斜面破壊を促す性質の力である。したがって斜面の破壊や安定の問題は、斜面内に発生するせん断応力と土のせん断強さとの平均的なバランスに着目しながら、自重を含めた外力や間隙水圧など、斜面全体に作用する力の総合的なバランスを論ずる問題と考えることができる。そして先に述べたように、土圧や支持力の問題は土塊のすべりをこのような力のバランスでとらえる意味で斜面安定問題と軌を一つにしている。

2.2.2　すべりの形態

破壊した斜面を調査する場合を除き、斜面設計時の安定計算は限界状態以前の安定な土塊を対象とするから、すべり面の位置や形は本来不明である。このため斜面内のどの位置に、どのような形のすべり面が現れるかを把握しておくことは、特に斜面の不均質性が著しい場合に重要な問題となる。

斜面の破壊を塑性平衡の考えで議論すると、大略的には図 2.2.1 のように斜面天端付近に主働域（Ⅰ）、斜面先付近に受働域（Ⅲ）が形成され、その間に過渡域（Ⅱ）が生ずるものとみられている。しかし斜面は境界面の形状が複雑なため理論的にすべり面を定めることが難しく、塑性平衡の立場で議論するにしても解を定めるにためには円弧や対数らせんのすべり面を仮定せざるをえない。

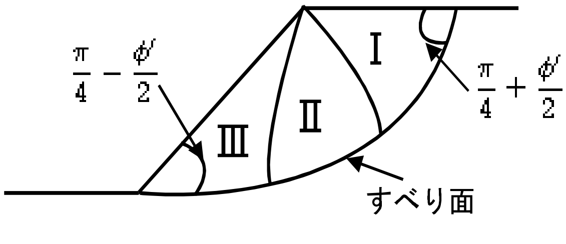
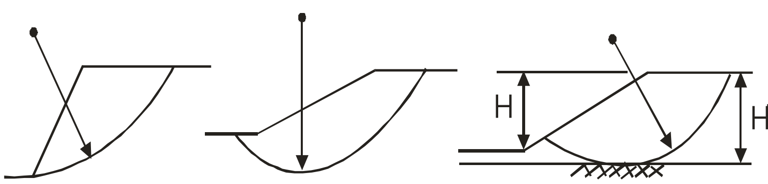


図 2.2.1 斜面内の塑性域



(a)斜面先破壊　　(b)底部破壊　　(c)斜面内破壊

図 2.2.2 円形すべり面の位置の代表的形式

土質が均一で、かつ斜面形状が比較的単純な場合のすべり面形状は円形とみなせることが多く、その代表的な形式を模式的に示すと図 2.2.2 のようになる。先に述べたように斜面先部分には釣合い状態でも応力集中が起こりやすい。また、この部分では土かぶり圧が小さいから、摩擦成分によるせん断抵抗があまり期待できない。このため砂質度からなる急な斜面には浅いすべりが斜面先から発生し、斜面先破壊の形式をとりやすい。これに対し粘着力が大きい緩い斜面では、せん断強さの深さ方向の増加がせん断応力の増加より小さいから、破壊面は斜面先より前方を通り、かつ深い位置に現れ、底部破壊の形式をとる。単純斜面では円の中心を通る鉛直線が斜面の中心を通るので、この円を中点円ともいう。また、せん断強さの大きい硬質層（例えば岩盤など）が比較的浅い位置にあると底部破壊のすべり面の位置はこの層の深さに規定される。そして、硬質層がさらに浅くなるとすべり面の先端が斜面内に現れ、斜面内破壊の形式をとる。

斜面の土質が不均一な場合、すべり面はせん断抵抗の小さい部分に広く現れる傾向があるから破壊面の形状は、円形とはなり難い。例えば、図 2.2.3 に示す傾斜コア型のダムなどでは、すべり面のほとんどがコア部を通過することなどが考えられ、その形状は単一な円弧でなく曲率の異なる幾つかの曲線の組合せで与えられる。また、基礎地盤に軟弱層があるときは、均一堤体でもすべり面は軟弱層を大きく貫く曲線となる可能性がある。このような幾つかの曲線または直線で構成されるすべり面を複合すべり面という。

図 2.2.3 複合すべり面

2.2.3　安定計算

2.2.2 で述べたように、斜面の安定計算はすべり面に沿った平均的なせん断応力とせん断強さを比較することにあり、外部的にはすべり土塊に作用する外力の平衡を論ずることでもある。現に破壊した斜面の調査において安定計算を行うことは、とりもなおさず、土塊に作用する外力や斜面形状などの因子とせん断抵抗に関する因子（c、ϕ、間隙水圧など）との関係を求めることにほかならない。すなわち、観測されたすべり面に沿って斜面が限界平衡状態（安全率$Fs=1$）にあるとして、すべりに関する諸因子間の関係を釣合いより定めて破壊のメカニズムを明らかにするのである。そして、この結果から諸因子間の定量的な関係が与えられ滑動の可能性が確認されれば、過剰外力の除去、押さえ盛土やアースアンカーの設置、あるいは間隙水圧の減殺などの具体的な方策を施すことによって斜面の安定が確保できることになる。

一方、斜面設計時の安定計算では限界平衡以前の安定した斜面が対象になる。すな

わち土の応力−ひずみ曲線上で考えれば斜面内の応力が平均的に降伏応力以下の状態にあるときを考えている。このような応力状態にある斜面に対して組成並行の立場から安定性を論ずる場合は、安定した斜面を仮想的な限界平衡状態（仮想限界状態）に至らしめ、釣合いより諸因子の関係を定めるのである。仮想限界状態に至らしめる方法は安全率の定義によって異なるが、一般には土のせん断強さを低下させる方法がとられる。つまり土の強度定数c、ϕを安全率F_sを用いて低減させて$c_m = c/F_s$、$tan\phi_m = tan\phi/F_s$とし、このc_m、ϕ_mで斜面は限界平衡にあると仮定する。安定した斜面ではすべり面の位置や形状が確定しないから、安定計算を行う場合は潜在的なすべり面（仮想すべり面）を幾つか描き、それぞれについてc_m、ϕ_mで限界平衡を検討してF_sを求める。そしてF_sが最小となる（またはc_m、ϕ_mがc、ϕに最も近い）面が最も危険なすべり面であり、そのときのF_sの値が斜面の安全性の尺度になる。F_sが最小となるすべり面を最危険面または限界面という。

ひとつの斜面でも荷重状況が変われば安全性も変化する。したがって、荷重状況の変化があらかじめ想定される斜面を設計する場合は、それぞれの状況について安定計算を行い安全性の確保に努めなければならない。フィルダムの例では通常、ｉ）盛土完成直後、ⅱ）部分貯水時、ⅲ）水位急降時、ⅳ）満水時（定常浸透時）などの状況を考え、さらに地震時の検討も付加される。これらは貯水圧の変化や間隙水圧による土の強度の変化に基づいて分類されている。また、フィルダムの場合は上下流部において荷重条件や構築材料の種類が異なり、したがって斜面勾配も異なるから、その状況に応じて両斜面の安定性を調べなければならない。

荷重状況の変化は必ず予測できるものだけとは限らない。例えば、盛土や切取り工事によって地山の地下水の流れが変化し、斜面内の間隙水圧分布が長年月にわたって変化する場合などは、設計前の地質調査を十分行わない限り正確な判断が困難である。また小規模な工事ほど調査が不十分で、この点を見逃しやすいから十分な注意が望まれる。いずれにしても斜面設計においては、設計時に予測した条件が将来危険側に変化しないように築堤材料や各種の設備に対する適切な配慮が必要となる。

（１）解析法の発展

安定解析法の発展の歴史は古く、それは土質力学の歴史そのものであるといえる。また、その解析法の多くが円形すべり面を対象に議論されているため、今日の一般分割法に至るまでの発展について、円形すべり面解析法を主としてまとめてみた。

現在の安定計算法の主幹である、円形すべり面による解析法は、1916 年にスウェーデンの岸壁で起こった斜面破壊について、Petterson（ピーターソン）や Hultin（ハルティン）が円形すべり面を仮定して安定計算をしたことから始まる。彼らは土のせん断抵抗を摩擦成分だけで表したが、Fellenius（フェレニウス）は後にこれを改良し、

粘着力の概念を初めて導入して今日一般に用いられているせん断強さに関する安全率を提案した。この方法は 1930 年代の初めからスウェーデン法として世界的に多く用いられるようになった。

今日、簡便法とか USBR（米国開拓局）法と呼ばれている分割法は、このスウェーデン法を歴史的由来としており、Fellenius の方法に間隙水圧の影響を取り入れたものである。また、Fellenius は 1918 年に$\Phi_u = 0$解析法を初めて紹介したが、これは 1948 年に Skempton（スケンプトン）の研究発表を契機として広く利用されるようになった。

Fellenius の分割法では分割帯片の底面に働く摩擦反力の方向を定めるために摩擦円の考え方が用いられていた。しかし今日の摩擦円法を体系づけたのは Taylor（テイラー）であり、彼は図解法として用いられていた摩擦円法に解析的議論を加えて安定図表を作成した。摩擦円法は均一斜面を対象としているため、その適用性にはおのずから限界があるが、分割法を行う前の予備設計として有効であると同時に、斜面安定問題の特質を与える点でも貢献しており、一般分割法に至る前段として分割法に影響を与えている。

一般分割法としては初めて、Bishop（ビショップ）は 1955 年に分割片側面に働く不静定内力を考慮し、かつ間隙水圧を考慮して有効応力で限界平衡を論ずる解析法を発表した。これは不静定内力を無視した簡便法では一般に安全率が過小評価され設計が不経済になることや、長期安定を問題とする場合は間隙水圧を考えた有効応力解析法のほうが合理的であることを指摘するものであった。Bishop は厳密な解法と同時に、計算の簡略化のため帯片側面の鉛直せん断力は釣合うとした簡易計算法も示した。そして、アースダムを例として厳密法と簡易法を比較したとき、安全率の差が 1%以内であることから実用上は簡易方が使用できるとしている。

Bishop についで 1965 年、Morgenstern－Price（モーゲンスターン・プライス）は任意形状のすべり面に対して適用できる解析法として Bishop 法より更に一般的な分割法を提案した。この方法は地表面やすべり面の形状、帯片に働く土圧や着力点位置などを任意の関数形で与えることができ、また側面土圧を有効応力と間隙水圧に分離できるなど、一般分割法のなかでも合理性の高いものである。しかし反面、実用的には計算が繁雑であり、設計計算などに用いるには問題がある。この点は後に Sarma（サーマ）によって改良が試みられている。

最後に Spenser（スペンサー）は分割片の両側面に働く不静定内力の合ベクトルの向きにある制限を設け円形すべり面に関する安定解析を論じた。また、彼は限界円の位置を与える図表も作成したのであるが、これは Taylor の摩擦円法による研究結果をより一般化し、かつ精密にしたものとして注目される。

一般分割法は斜面の内部応力を考慮してすべり面上のせん断応力やせん断抵抗を評価し安定性を調べる方法であるから合理性は最も高い。しかし、今日でもまだ土の応

力ーひずみ関係について、十分な解析法が確立していないため、正確な不静定内力の評価に至っていない。したがって、一般分割法は不静定問題を実用的にいかに克服するかという点に問題が帰着する。この意味では、斜面内の間隙水圧挙動について現場観測資料や室内実験結果の精度が向上したことや、有限要素法や弾性論の適用によって内部応力の評価も可能になったこと、更にコンピュータの発達によって複雑な繰り返し計算が容易になったことなどは、一般分割法の発展とその利用に大きな寄与を与えるものである。

2.3　二次元の円形すべり面に関する分割法

（１）分割法と静定化

摩擦円法は均一土質で単純な形状をした斜面に対しては有効であるが、複雑な形状を成し土質が不均一で、しかも間隙水圧があるような一般の斜面に対しては分割法が優れている。加えて分割法は限界面が円に限らない場合の安定計算にも適用できるため土圧や支持力問題への応用も可能であり、また幅広い内容の計算を短時間で行うためのコンピュータの利用上の面でも多くの利点を有している。

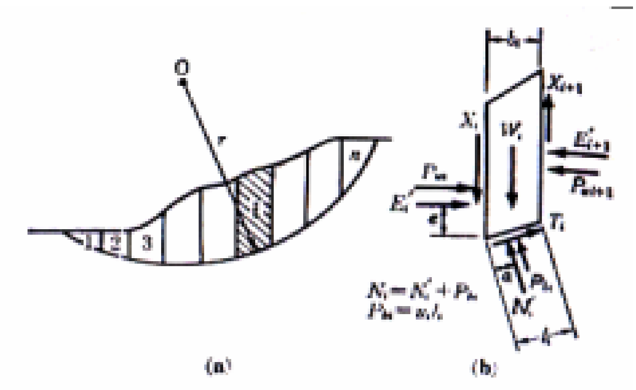


図 2.3.1　分割帯片に働く力

分割法では仮想すべり土塊を図2.3.1のように鉛直線で区切り数個の帯片に分割する。そして各帯片では底面(すべり面)にs/Fsのせん断応力が働くものとして帯片に働く力の釣合い、ならびに全体としての力およびモーメントの釣合いを考えて安全率Fsを求める。例えば一つの帯片を取り出すと（図（ｂ））、これには帯片重量W_i，底面の垂直力N_i，せん断力T_iおよび水圧P_{bi}，側面の断面力X_i，E_i'（純土圧），水圧P_{wi}などが働く。ここで仮想限界状態を考えれば底面に働くせん断力T_iは低下強度s/Fsに対応する力に等しいため次式を得られる。

$$T_i = \frac{c_i' l_i + N_i' tan\phi_i'}{F_s} \tag{2.3.1}$$

ここにN_i'は底面の有効垂直力であり、間隙水圧u_iが既知なら$N_i' = N_i \cdot u_i \cdot l_i$で与えられる。

いま分割数をnとし、上式のFsが各帯片に共通で、一つのすべり面について一つ定まるものとすると、力の釣合いに関する未知量はN_i'がn個、断面力X_i, E_i'が各$n-1$個、そしてFsが１個の計$3n-1$個である。またモーメントに関する未知量はN_i'の作用位置aがn個、E_i'の作用位置eが$n-1$個で計$2n-1$個となり、上と合わせれば未知量の数は合計$5n-2$になる。これに対し関係式の数は式（2.3.1）がn個、各帯片の力およびモーメントの釣合い式が$3n$個で合計$4n$個あり、結局（$n-2$）個の未知量が残る不静定問題になる。静定化するためには二つの方法が考えられる。一つは土の応力－ひずみ関係を用いることであり、これによって唯一の正解が定まる。しかし、我々は今日でも正確な不静定内力の評価に成功していないため、この方法は現状では実際的ではない。他は静定化するために何らかの仮定を設け、別に$n-2$個の条件を付与する方法である。この方法では不静定問題を実用的にいかに克服するかが問題であり、その取り扱い方の相違によって様々な分割法が考えられる。そして、この場合は唯一の正解というより、解析法の相違や不静定内力の取り方によって解がある程度の幅をもって分布することになる。

本項では円形すべり面に関する分割法を述べる。まず簡便分割法では各帯片の側面に働く断面力の合力が底面に平行であると仮定して静定化する。すなわち仮想すべり面上の直応力に寄与するものは帯片重量のみを考えればよいとするのであるが、これが近似的であることは斜面内の応力分布から見て明らかである。簡便法に対して精密に不静定内力を考慮した分割法を一般分割法というが、これには Bishop, Morgenstern-Price, Spencer らの方法が代表的であり、ここでは Bishop の方法について論ずる。一般的には不静定内力を無視した簡便法による安全率は一般分割法に比べて過小になり、設計が安全側すぎる傾向にある。

（２）簡便分割法

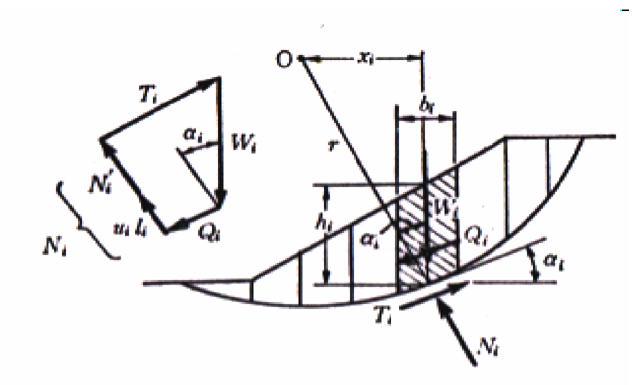


図 2.3.2 簡便分割法

図 2.3.2 に示すように、仮定した円弧すべり面で囲まれる槌の部分を適当な幅の帯片に分割し、そのi番目のものに着目する。図 2.3.1 のように、帯片の両側面では隣接帯片との間で互いに不静定内力を及ぼしあうが、いま断面力X_i, E_i', P_{wi}を合力の形にしてZ_iとすると、この帯片には２力Z_i, Z_{i+1}が働くから、差引きの断面力はこれらのベクトルの和Q_iになる。簡便法ではこの合力Q_iが各帯片の底面に平行であると仮定する。この条件は分割数ｎの数だけあるが、すべてのZ_iのベクトルの和は０であるから（$\Sigma Z_i=0$)、独立な条件の数は$n-2$個と

なり静定化される。さて各帯片に働く力は重力W_i，すべり面上の全垂直力N_iおよびせん断力T_i，そして上記のQ_iである。すべり面上のせん断応力τ_iは、そこで発揮される強度s_iと$\tau_i = s_i/F_s$で結ばれるから式（2.3.2）が成り立ち、次の通りになる

$$T_i = \tau_i l_i = \frac{s_i}{F_i} l_i = \frac{l_i(c_i' + \sigma_i' tan\phi_i')}{F_s} \tag{2.3.2}$$

ここにc_i'，ϕ_i'は有効応力に関する土の強度定数であり、ここでは斜面の不均一性を考え帯片ごとに異なるとしている。またσ_i'はすべり面上の有効直応力である。上式はすべり面方向の力の釣合い式であるが、垂直方向については上記の仮定からQ_iの値によらず

$$\sigma_i' l_i = N_i' = N_i - u_i \cdot l_i = W_i cos\alpha_i - u_i \cdot l_i \tag{2.3.3}$$

が成り立ちN_i'が確定する。ここにu_iはすべり面上の間隙水圧である。両式を組み合わせると

$$T_i = \frac{l_i}{F_s}[c_i' + (\frac{W_i cos\alpha_i}{l_i} - u_i) tan\phi_i'] \tag{2.3.4}$$

となる。全体の力の釣合いが満たされていることは明らかである。ここでモーメントの釣り合い式を作るために中心 0 に関する外力のモーメントを考えると

$$\Sigma W_i \cdot x_i = r\Sigma W_i sin\alpha_i = r\Sigma T_i \tag{2.3.5}$$

を得る。ただしX_iは点 0 の右側へ測るとき正、α_iは水平より反時計回りに測るとき正とする。式（2.3.4)、(2.3.5）よりT_iを消去すれば最終的に

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W_i sin\alpha_i}\Sigma[c_i' l_i + (W_i cos\alpha_i - u_i l_i) tan\phi_i'] \tag{2.3.6}$$

これが簡便分割法における安全率のc'，ϕ'表示式である。

$\Phi_u = 0$法では$s_i = c_{ui}$，$T_i = c_{ui} \cdot l_i / Fs$である。これは不静定内力に関係ない形であり、しかも間隙水圧も含まれない。このとき式（2.3.5）より安全率は

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W_i sin\alpha_i}\Sigma c_{ui} l_i \tag{2.3.7}$$

上式は式（2.3.6）で$c_i' = c_{ui}$，$\phi_i' = 0$としても導ける。

以上の議論においてQ_iがFsに含まれない。またたからといって$Q_i = 0$としてはならない。もし$Q_i = 0$なら図 2.3.2 より$T_i = W_i sin\alpha_i$であり、式（2.3.6）は

$$F_s = \frac{l_i}{W_i sin\alpha_i}[c_i' + (\frac{W_i cos\alpha_i}{l_i} - u_i)tan\phi'] \tag{2.3.8}$$

となって右辺は各帯片について一様でない。つまり、この場合はFsは各帯片について共通ではなく、帯片ごとに異なる値をとるのである。したがって式（2.3.4）は正確にはQ_iの値にかかわらず帯片の安全率Fsiで

$$F_{si}T_i = l_i\{c_i' + (\frac{W_i cos\alpha_i}{l_i} - u_i)tan\phi_i'\} \tag{2.3.9}$$

と書くことができる。そして$Q_i \neq 0$の場合はすべて帯片のFsiが土塊全体のFsに等しいと考えることによって式（2.3.6）が導かれる。$Q_i = 0$の場合は上式において$T_i = W_i sin\alpha_i$として全帯片について総和は

$$\Sigma F_{si} W_i sin\alpha_i = \Sigma l_i \times \{c_i' + (\frac{W_i sin\alpha_i}{l_i} - u_i)tan\phi_i'\} \tag{2.3.10}$$

更に平均の安全率Fsとして

$$\Sigma F_{si} W_i sin\alpha_i = F_s \Sigma W_i sin\alpha_i \tag{2.3.11}$$

を導入すれば式（2.3.6）が得られる。ただし、このFsは一種の重み付き平均値であって厳密な意味では帯片の安全率と一致しない。

ところで式（2.3.5）において$\Sigma W_i \cdot x_i$は斜面の滑動モーメントM_D，$r\Sigma s_i \cdot l_i/Fs$は底面のせん断抵抗モーメントM_Rの$1/Fs$倍だから

$$F_s = \frac{M_R}{M_D}(= F_m) \tag{2.3.12}$$

となる。ここでFmはモーメントに関する安全率である。すなわち円弧すべり面において$\Phi=0$法または内力を無視する簡便c'，ϕ'法で計算すると$Fs=Fm$となる。

部分水中時の斜面に式（2.3.8）を用い、W_iに全重量（水面上でγ_t，下でγ_{sat}）、u_iに静水圧γ_t･h_{wi}（h_{wi}は水深）をとって安定計算を行うと、特に深いすべりにおいて底面の有効垂直力N_i'が負になる帯片が現れ誤差が大きくなりやすい。この場合は Bishop が提案しているように水面下では水中重量γ'を用い有効重量で考えるほうが精度的に優れている。

すなわち、水面上の土重量を$W1_i$（γ_t）、下の有効重量を$W2_i'$（γ'）とすれば、N_i'は式（2.3.3）を経ず直接$N_i'=(W1_i+W2_i')cos\alpha_i$で求まり常に正となって誤差が小さくなる。この場合は滑動モーメント項$\Sigma W_i sin\alpha_i$も有効重量で計算する。式（2.3.3）でN_i'を計算する場合は$u_i=\gamma_w\cdot h_{wi}cos2\alpha_i$とすれば上と同じ$N_i'$が得られる。

（３）Bishop の一般分割法

図 2.3.3 は一つの仮想すべり面に考えた幅bの帯片に働くすべての力を示す。X_i，E_iは側面の不静定せん断力および垂直力であり、表面荷重があればそれを含むものである。しばしば用いた論法より（以下、X，E以外の添字iを略す）

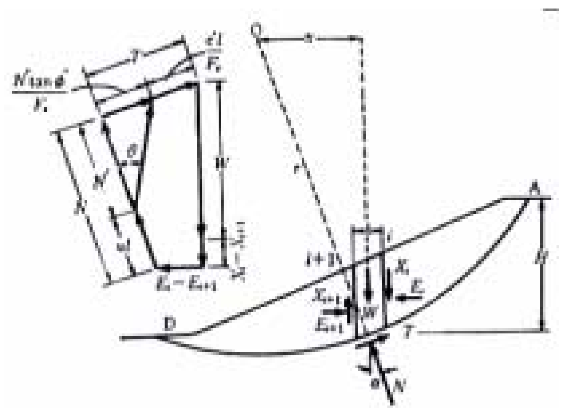


図 2.3.3 分割帯片に働く力(Bishop 法)

$$T=\{c'l+(N-ul)tan\phi'\}/F_s \tag{2.3.13}$$

点 0 に関する外力のモーメント釣合い式は式（2.3.5）で与えられるから、これに上式のTを入れると

$$F_s=\frac{l}{\Sigma W_i sin\alpha_i}\Sigma[c'l+(N-ul)tan\phi'] \tag{2.3.14}$$

帯片の力の釣合い式は半径方向成分に着目して

$$N=(W_i+X_i-X_{i+1})cos\alpha-(E_i-E_{i+1})sin\alpha \tag{2.3.15}$$

これを式（2.3.14）へ代入すると

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W_i sin\alpha_i}\Sigma[c'l + (Wcos\alpha - ul)tan\phi' \\ +tan\phi'\{(X_i - X_{i+1})cos\alpha - (E_i - E_{i+1})sin\alpha\}] \tag{2.3.16}$$

表面荷重がなければ全体としての内力は釣合いは、

$$\Sigma(X_i - X_{i+1}) = 0 \qquad \Sigma(E_i - E_{i+1}) = 0$$

である。しかし全帯片を通じてϕ'，αが一定でない限り式（2.3.16）のX_i，E_iの項は消えない。そこで式（2.3.16）の第３項を０と仮定しても大きな誤差はないと考えるのが前記の簡便法であり、このときX_i，E_iの合力は帯片底面に平行（水平と$tan\alpha$傾く）で垂直応力は土かぶり重量のみで与えられることが明らかになる。

厳密解を求めるためには式（2.3.14）に戻る。式中の有効力を$N - ul = N'$とし鉛直方向の釣合いを調べると

$$N' = \frac{W + X_i - X_{i+1} - l\{ucos\alpha + (c'/F_s)sin\alpha\}}{cos\alpha + (l/F_s)tan\phi' sin\alpha} \tag{2.3.17}$$

これを式（2.3.14）に代入すると安全率を求める関係式を得る。

$$F_s = \frac{l}{\Sigma W sin\alpha}\Sigma[\frac{c'lcos\alpha + (W + X_i - X_{i+1} - ulcos\alpha)tan\phi'}{cos\alpha + \frac{tan\phi' \cdot sin\alpha}{F_s}}] \tag{2.3.18}$$

未知力X_iの値が適当に仮定されれば上式を逐次近似的に解くことによりFsが知れる。表面に外力がない場合は$\Sigma(X_i - X_{i+1}) = 0$の条件を満たすように選ばなければならない。しかし$X_i$と対をなす$E_i$も$\Sigma(E_i - E_{i+1}) = 0$の条件を満足することから、上に選んだ$X_i$にはもう一つの条件が課されることになる。これを求めるために式（2.3.18）の[ ]をmと書くと、これが$T \cdot Fs$に等しくなることは今までの解析過程から明らかである。したがって$T = m/Fs$となるから、帯片底面に平行方向の力の釣合い式

$$T = (W + X_i - X_{i+1})sin\alpha + (E_i - E_{i+1})cos\alpha \tag{2.3.19}$$

より$\Sigma(E_i - E_{i+1}) = 0$の条件を作ると

$$\Sigma[(m/F_s sec\alpha)-(W+X_i-X_{i+1})tan\alpha]=0 \qquad (2.3.20)$$

を得る。上式はX_iに課される所求のもう一つの条件にほかならい。

実際の計算は次のように行う。$\Sigma(X_i-X_{i+1})=0$を満たすようにX_iを適当に仮定して式（2.3.18）よりFsを求める。このFsと初めに仮定したX_iが式（2.3.20）を満足すればよいが、もし満足されなければ新しいX_iを仮定しなおして計算を繰り返す。X_iにはいろいろな組合せがあるから、条件を満たすX_iを定めるというより、条件が満たされるようにX_iを調整するといったほうがよい。

以上の計算は実際にはたいへん面倒であるが、X_iのいろいろな値の組に対してFsの受ける影響は小さく、標準の条件に対し、ばらつきはたかだか 4～5%である。したがって式（2.3.20）で$\Sigma(X_i-X_{i+1})=0$としても実用上差し支えなく、このとき

$$F_s=\frac{l}{\Sigma W sin\alpha}\Sigma[\frac{c'lcos\alpha+(W-ulcos\alpha)tan\phi'}{m_a}]$$

$$m_a=cos\alpha[1+\frac{tan\phi'\cdot tan\alpha}{F_s}] \qquad (2.3.21)$$

となる。この式からFsを直接算出することは難しいが、幾つかのFsを仮定して左右両辺の値が等しくなるまで繰り返し計算すれば、その値は比較的容易に決定できる。式（2.3.18）を Bishop の厳密法というのに対し、式（2.3.21）は Bishop の簡便法と呼ばれることがある。

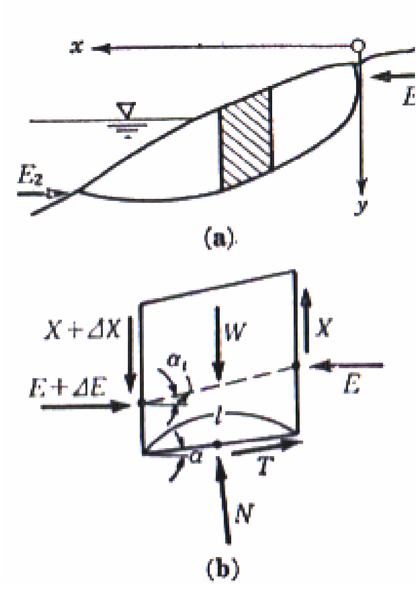


図 2.4.1 任意形状すべり面

2.4　複合すべり面の解析

（１）Janbu（ヤンブー）の任意すべり面に対する分割

複合すべり面は普通、幾つかの円弧や直線を結んだ形のすべり面を称するが、これは Morgenstern らのいう任意形状すべり面の特別なものである。したがって複合すべり面に対しても Morgenstern らの計算方法が原理的には適用しうるわけであるが、計算法は複雑である。本項では、Morgenstern-Price 法より平易な Janbu の任意形状すべり面に対する一般分割法を述べる。次に実用的で簡便な計算法として

修正スウェーデン法を述べる。

Janbu は Bishop 法と同様な考えを任意すべり面にも拡張した。図 2.4.1 において帯片iの鉛直、水平方向の力の釣合い式は

$$W + \Delta X = Tsin\alpha + Ncos\alpha \tag{2.4.1}$$

$$\Delta E = -Tcos\alpha + Nsin\alpha \tag{2.4.2}$$

表面荷重がなければ土塊全体の力の釣合いから

$$\Sigma\Delta X = 0,\ \Sigma\Delta E = E_2 - E_1 \tag{2.4.3}$$

でなければならない。ここにE_1, E_2は両端面での水平力である。一般に$E_2 = 0$であるが、天端近くでは引っ張り亀裂が発生しやすく、亀裂内の水圧により$E_1 \neq 0$となることがある。式（2.4.2）からNを消去し、更に式（2.4.3）の関係からΔEを消去すると

$$E_l + \Sigma[W + \Delta X]tan\phi = \Delta Tsec\alpha \tag{2.4.4}$$

しかるに$T = \{c'l + (N - ul)tan\phi'\}/Fs$であるから、これと式（2.4.2）の第 1 式からNを消去して

$$T = \frac{c'lcos\alpha + (W + \Delta X - ulcos\alpha)tan\phi'}{n_\alpha F_s sec\alpha} \tag{2.4.5}$$

ここに$n_\alpha = cos^2\alpha(1 + tan\alpha \cdot tan\phi'/F_s)$である。ゆえに式（2.4.4)、(2.4.5）より Fs を求めれば

$$F_s = \frac{l}{E_i + \Sigma(W + \Delta X)tan\alpha} \Sigma\left(\frac{l}{n_\alpha}\right)[c'lcos\alpha + (W + \Delta X - ulcos\alpha)tan\phi'] = \frac{\Sigma A}{E_i + \Sigma B} \tag{2.4.6}$$

を得る。一方、各帯片において底面の中点におけるモーメントの釣合いを考えると

$$X = -tan\alpha_t \cdot E \tag{2.4.7}$$

ここに$tan\alpha_t$は推力線の勾配である。いま右端よりxの位置のEおよびXをE_x，X_xとおくと$E_x=\sum^{x}\Delta E$であるから、式（2.4.2)、(2.4.6）より

$$X_x=-tan\alpha_t\sum^{x}(B-A/F_s) \tag{2.4.8}$$

となる。上式が各帯片におけるXおよびΔXを与える式である。このように、はじめ未知数がE，X，N，T，Fsの 5 個であったのに対し、式（2.4.6)、(2.4.8）の 2 式を導くことにより未知数はXとFsの 2 個となり方程式の数と一致して解くことができる。

実際の計算は次のように行う。まず第 0 次近似としてΔXを仮定すると式（2.4.6）は

$$F_{so}=\frac{\Sigma(1/n_\alpha)[c'lcos\alpha+(W-ulcos\alpha)tan\phi']}{E_l+\Sigma Wtan\alpha} \tag{2.4.9}$$

となる。右辺のn_αのなかにもFsが入っている。このため初期値として$n_\alpha=1$として計算したF_{so}をF'_{so}とし、これを改めてn_αに入れてF_{so}を計算する。第 0 次近似のF_{so}は安全側で厳密解と 5～8%の違いしかない。次に各帯片で底面から 1/3 あるいはそれより少し上の点を推力線と仮定して$tan\alpha_t$を求める。この値と第 0 次近似で得られたA, B, Fsの値を式（2.4.8）に入れると各帯片のXおよびΔXが定まる。したがって第 1 次近似の安全率F_{sl}は以上の諸量を式（2.4.6）に入れて求められる。F_{sl}の値は厳密解と 1～1.5%の差である。更に厳密な解を求めようとするならば以上の計算過程を繰り返し行って第 2 次近似以降を求めればよい。

（２）修正スウェーデン法

修正スウェーデン法は一般すべり面を対象として安全率を図式的に求める方法であり、始め円弧すべり面について Fellenius により考案された図解法の発展である。この方法では各分割片について力およびモーメントの釣合い条件を満足するような安全率を図式的に試算するのであって Morgenstern らの解析法と対比さるべきものである。

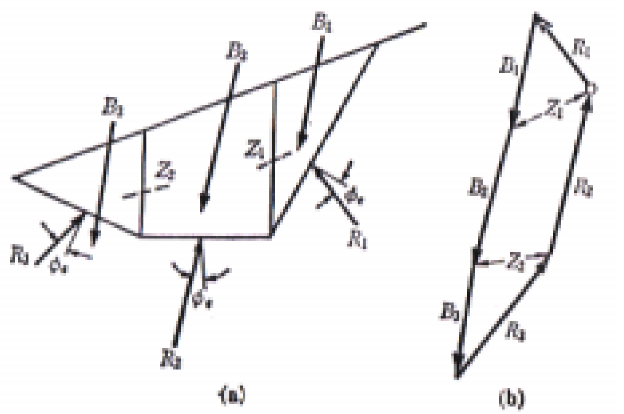


図 2.4.2 修正スウェーデン法

仮想すべり面上で適当に低下されたせん断応力（s/F_s）で限界平衡状態にあるものとすると、帯片底面（長さ１）には$c_e = c'l/F_s$で表される粘着抵抗および法線と$\phi_e = \phi'/F_s$をなす方向に底面反力Rが働く。図 2.4.2 よりF_sを仮定するとc_e，ϕ_eは既知である。図の帯片において重量W、間隙水圧合力U、側面土圧（Z_{i-1}，Z_i），c_e，Rのすべての力のベクトルは閉じなければならない。W，U，c_eは既知の力であり、これらの合ベクトルをBとおく。側面土圧の作用方向が合理的に仮定されうるなら端の大変より始めて逐次Z，Rが求められることは明らかである。一例を図 2.4.3 に示してある。安全率の仮定値が合理的ならば力のベクトルは閉じるはずであるが、過大であるとR_3の作用方向はベクトルB_3と交わる傾向があり、逆に過小であるとB_3の延長線上で交わる傾向が出て力の多角形が閉合しない。上記のことを勘案して力の多角形が閉合するまで安全率の試算を繰り返す。なお、Zの方向を仮定するには堤体内の応力分布が参考になるが、一般的にいえばZの表面付近では斜面に平行になり、中心に近いほど表面より深くなるほど水平に近づく傾向がある。

以上の議論では力の釣合いのみに着目し、モーメントの釣合いを考慮していない。このため次の吟味を行う。土中に引張りが生じないためにはR，Zの着力点は各作用面のミドル・サード内でなければならない。これには、まずR_1を作用面のミドル・サード内の適当な位置に選び、Z_1，Z_2，…の順に作図して得られる力が各作用面のミドル・サード内に入ることが確かめられればよい。もしどこかでこの条件が満たされなければR_1の位置を変えて作業を繰り返す。どのように調整しても不可能であれば前段に行った力の多角形の閉合照査において仮定したZの方向を変えて試算を改めて行う。

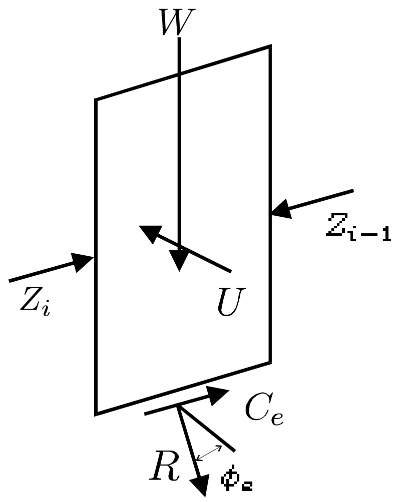


図 2.4.3 帯片に働く力

2.5　三次元斜面安定解析法

（１）Hovland 法

2.2、2.3 の項において、各種分割法による２次元斜面安定解析法について述べてきた。すべり面の形を決定するにあたり、従来法的な２次元斜面安定解析法では、設計上の計算が簡単である等の便利な点も数多く存在するが、適用の限界が生ずることもある。すべり面の形状や位置は地盤の不均質性に大きく影響されるから、安全率と同程度あるいはそれ以上の精度ですべり面を予測するのはかなり困難である。もし、新しい解析法を開発できれば斜面を安全にかつ経済的に施工することができるものと考えられ

る。一般的に、３次元斜面安定解析を実施した場合、地すべりの層厚の薄くなる側部においての解析精度が上がり、全体抑止力が主断面解析に比較して一般に低減され、対策工費が縮減できる事例が多い。そこでここでは、３次元斜面安定解析法の例として、分割法を３次元に拡張した修正ホフランド法について述べていく。

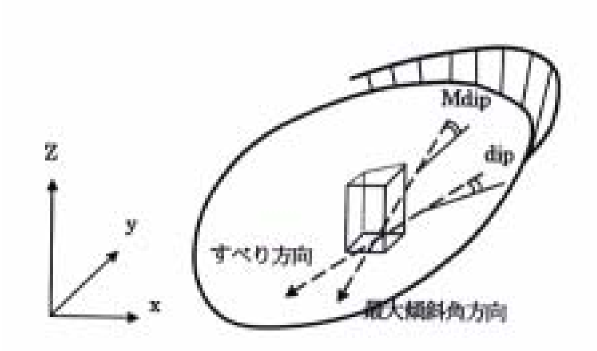


図 2.5.1 メッシュ状に分割された四角形

図 2.5.1 のように、任意に与えられた座標値をもとに、すべり範囲をメッシュ状に区切りx、y座標を決定し、この区切られてできるコラム柱の各層をz座標とおく。さらに、カラム柱の座標値をもとに滑動力、抵抗力を積分し安全率を算出する。

すべり面傾斜は、任意に与えられた指定方向と四角形の面の法線ベクトルとのなす角の補角をとることによって求められる。任意に与えられた 4 点によるメッシュの四角形は正方形であるので、最大傾斜角方向は高さ（z軸方向）の最も大きい点から小さい点を結んだベクトルから求められる。計算式は以下の通り。アルゴリズムは吉松氏の「修正ホフランド法」に準拠している（ただし三角柱ではない)。

$$F_s = \frac{tan\phi \cdot (N - N_e - U) + C \cdot A}{T + T_e} = \frac{R}{D} \qquad (2.5.1)$$

ここに、

Fs： 安全率

T：すべり面（地塊柱底面）に作用するセン断応力（$= W \cdot sin(dip)$） ：tf

N：すべり面に作用する垂直応力 （$= W \cdot sin(Mdip)$） ：tf

T_e：すべり面に作用する地震時のセン断応力（$= W \cdot K_h \cdot cos(dip)$） ：$tf$

N_e：すべり面に作用する地震時の垂直応力 （$= W \cdot K_h \cdot sin(Mdip)$） ：$tf$

U：すべり面に作用する間隙水圧 （※基準水面より上） ：tf

A：すべり面の面積 ：m^2

C：すべり面の粘着力 ：tf/m^2

ϕ：すべり面の内部摩擦力 ：$°$

W：地塊柱重量 （$W = A_b \cdot h_1 \cdot \gamma_t + A_b \cdot h_2 \cdot \gamma_w$） ：$t$

A_b： 地塊柱の水平面の面積 ：m^2

h_1：基準水面より上位の地塊柱高さ ：m

h_2：基準水面より下位の地塊柱高さ ：m

γ_t：単位体積重量 ：tf/m^2

γ_w：水中重量（概ね$\gamma_t - 1.0$〜0.9）　：tf/m^2

dip　：すべり面におけるすべり方向での傾斜角　：°

$Mdip$：すべり面における最大傾斜角　：°

K_h：地震係数（水平震度）

R　：すべり面における抵抗力　：tf

D　：すべり面における滑動力　：tf

また、すべり面の面積Aと地塊柱の面積A_bは以下のようにして求められる。

$$A_b = \Delta x \cdot \Delta y \quad 、\quad A = A_b / cos(Mdip)$$

以上より、安全率を求めるために必要となる各成分を算出しdip, $Mdip$を求める。そして式（2.5.1）より、カラム柱ごとにすべり面における抵抗力とすべり面における滑動力を求め、ΣRとΣDから安全率Fsを算出する。

また、最小の安全率を得るために様々な角度αから計算を行う。それについての計算方向（α）は地すべりの頭部から末端方向に向かって、X_{max}側方向が$\alpha < 0$（マイナス）、X_{min}側方向が$\alpha > 0$（プラス）とする（図 2.5.2）。つまりこの場合は、解析方向＝270° において$\alpha = 0°$とみなすことができる。

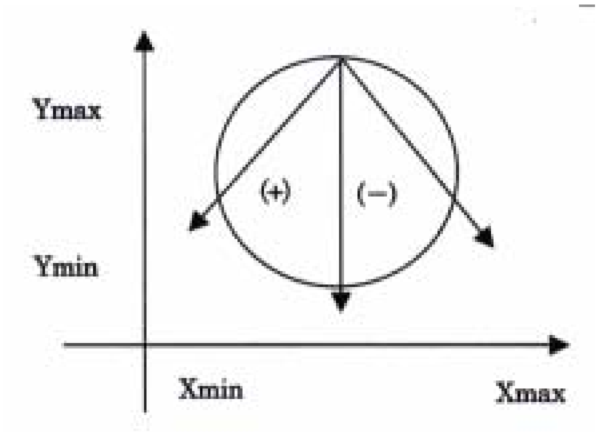


図 2.5.2　解析方向

2.6　極限離散化解析（RBSM）

従来の極限解析法を利用し、構造物を剛塑性体に近似して解析的に崩壊加重を求めようとすると、境界の速度条件に適合する塑性流れ場を見つけ出すことに多大な労力が必要となる。実際の構造物などのように複雑なものになると、このような可容速度場を見出す事が困難となり、多くの場合、数値解析手法にたよらざるを得ない。

一方、航空機構造技術者によって開発され、コンピュータの発達に伴って驚異的進歩を遂げてきた有限要素法は、今日、構造解析の手法として不動の地位を確保するに至った。近年、有限要素法は構造解析に対する利用に限定されることなく、流体解析や地盤の応力解析など、幅広い分野においても利用されるようになってきた。

このような現状において川井は塑性変形や破壊の本質は滑りにあるという概念から離散化解析の一つである RBSM(Right-Bodies-Model)別名「川井モデル」を開発した。

本節ではRBSMを理解するため図2.6.1に示すような極端に理想化された剛体-ばね系を考える。この例は、2つの剛体が1本のばねに結合され、単純に一軸引張を受けた場合のモデルである。剛体は変形しない代わりにばねが伸び、このばねにエネルギーが蓄えられる。この概念を二次元、三次元へと拡張し、ばねの種類も単純に引張、圧縮に対するもののみならず、すべりなどのせん断に抵抗するようなばねを導入したモデルがRBSMである。つまり要素自身を剛体であると仮定し、要素境界辺上分布したばねの仕事を用いて集中化されたエネルギーを評価する方法である。

以上の理由から、RBSMは要素内応力を考えていないが、崩壊機構条件と要素境界上の表面力に関するつりあい条件を満足しているため、崩壊に関する上限を与える。したがって、RBSMは一般化された離散化極限解析用のモデルであると位置付ける事ができる。

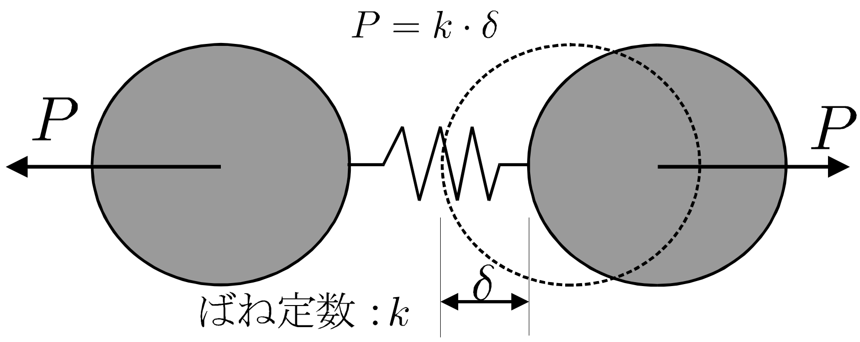


図 2.6.1　剛体-ばね系

また、RBSMは当初、都井により金属構造物の解析に適応し多くの成果を上げた。その後、竹内により地盤解析に適応され、さらに上田によって鉄筋コンクリートの解析に適応されている。

ここでは、有限要素法における定ひずみ(3節点三角要素)を取り上げ、RBSMとの相違点の比較を行う。

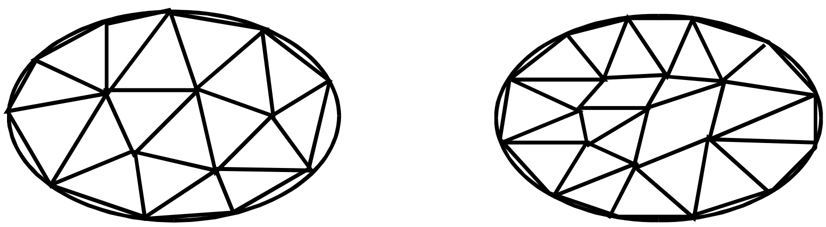
(1)要素形状

要素形状に関する相違点を表2.6.1に示す。有限要素法では解析領域有限な要素(定ひずみの場合は三角形要素)に分割する。一方RBSMにおいても、有限要素法と同様、要素に分割しなければならない。この観点からすると、RBSMも有限要素法も同じ領域型解析法の一つと言える。ただし、RBSMでは要素内変形を無視し、各要素境界辺上に関する釣り合いを考えているため、有限要素法の三角形要素に対してRBSMでは要素分割形状をどのように行っても構わない。

表 2.6.1　　FEM と RBSM の相違点

	FEM	RBSM
要素形状	三角形	任意多角形
自由設定位置	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 3 自由度

図 2.6.2 は有限要素法と RBSM の要素分割に関する相違を示したものである。(a)が有限要素法の場合、(b)が RBSM の場合での要素分割例であるが、図からも理解できるように RBSM では任意多角形利用しても差し支えない。しかし、実際には RBSM の場合でも計算精度上あまりにも偏平的な三角形や多角形、あるいは凹角形の使用は避けた方が賢明である。



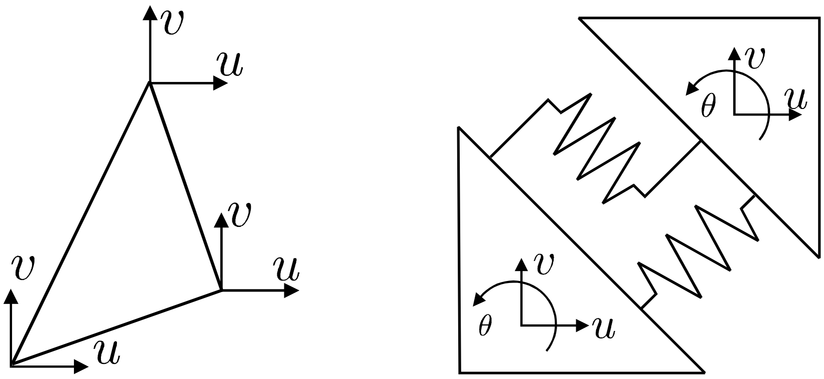
（a）FEM（定ひずみ要素）　　　　　　（b）RBSM

図 2.6.2　要素分割

(2)自由度設定位置

有限要素法における定ひずみ要素の場合、図 2.6.3(a)に示すよう、三角形の各頂点に自由度を設定する。一方 RBSM では各要素の変形を無視して剛体として考える。剛体の運動はその剛体内の任意位置に自由度を設定する事で規定することができる。この剛体運動から要素の位置関係を調べ、各要素間に蓄えられるエネルギーを評価する。

しかし、各要素の自由度設定位置がまちまちに設けられているのではプログラミング上都合が悪いため、通常は図 2.6.3(b)に示すような各要素の重心(図心)に自由度を設ける事が多い。



(a) FEM（定ひずみ要素）　　　(b) RBSM

図 2.6.3　自由度とその設定位置

(3)自由度

有限要素法の定ひずみ要素では三角形の各頂点に自由度を設定し、各々の節点にxy方向の平行変位(u,v)の 2 自由度を考える。

一方、RBSM では剛体運動を規定するxy方向の平行変位(u,v)と剛体回転角(θ)の 3 自由度を剛体要素内の任意点に設ける。どちらの方法を用いても、変位量を未知数とし、求められた変位量から有限要素法の場合は要素内応力を、また、RBSM の場合は要素間の表面力を計算するため、変位形のモデルとして位置付ける事ができる。

(4)要素剛性行列のサイズ

有限要素法の定ひずみ要素では三角形の各頂点にxy方向の変位自由度(u,v)を設定しているため、各要素毎に

2(各接点の自由度数)×3(要素構成接点数) = 6

の自由度が存在する。したがって、要素剛性行列のサイズは(6×6)となる。

一方、RBSM では、2 つの剛板に蓄えられているエネルギーから要素剛性行列を求める。今、各要素自由度が 3 であり、ばねに関する要素数が 2 であるため、各要素境界辺毎、すなわち、各ばねに対し

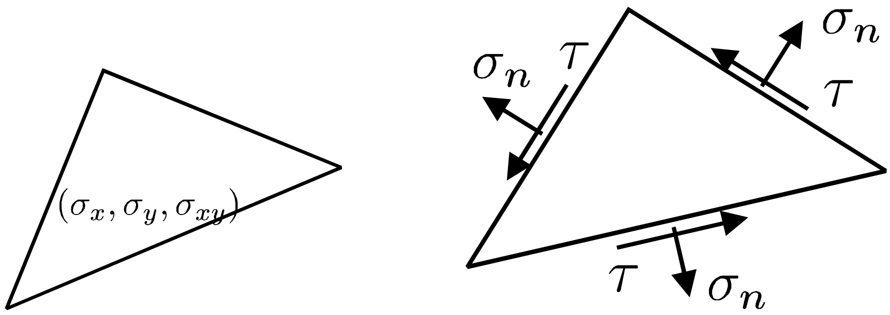
3(各要素の自由度数)×2(ばねの構成要素数) = 6

の自由度が設定される。このことから、要素剛性行列サイズは(6×6)となり、有限要素法の定ひずむみと同じ行列サイズとなる。

(5)応力

有限要素法における定ひずみ要素では節点における変位から各要素毎にその要素内の応力$(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy})$を計算する。

一方、RBSM では図 2.6.4 示すように要素境界辺上における単位面積あたりの表面力(σ_n, γ)を求める。有限要素法の応力はテンソル量であり RBSM の表面力はベクトル量である。この相違により、非線形解析に多少の違いが生じる。



（a）FEM（定ひずみ要素）　　（b）RBSM

図 2.6.4　応力と表面力

上述したものをはじめ､RBSM と有限要素法については様々な相違点が見受けられる。すなわちRBSMの地盤工学への適用は極限解析手法の新しい局面を生む可能性を秘めていると言え、今後の発展に大きな期待が寄せられている。

2.7　まとめ

本章では斜面崩壊の実態と斜面解析法の発展の流れ、そこで考案されてきた２次元と３次元の斜面解析法の概要、そして RBSM の理論を示してきた。コンピュータの発達により、従来から用いられている２次元の斜面安定解析から、より現実の問題に近い３次元の斜面解析へと利用が進む流れにある。しかし現在の段階では、３次元斜面解析を行う際の、その地形の確かな情報の取得までの工程が繁雑である。検討の対象になる地形表面については、航空機からデジタイザーなどの機器を用いて、３次元の位置情報を一括に取得することが可能である。肝心のすべり面については、その対象が地中にあることや、すべり面の外形の特定の問題から、地形表面のような工程で情報を取得することができないため、その情報の取得方法については、まだ確立されたものがないという状況である。

次章では３次元地形に潜在するすべり面について、その位置座標を特定するための方法を提案していく。

第３章　すべり面形状の決定方法

3.1　はじめに

３次元斜面安定解析をするときには、すべり面の形状、位置などの空間的情報の特定が大きな課題となっている。

ここでは、簡易的にすべり面の形状、位置座標を求める方法を提案する。すべり面の形状としては、実際に起こる斜面崩壊に近い形と考えられる楕円体を用いる。楕円体と斜面との交差する部分の座標を求めていく。

3.2 節では、楕円体の導入方法を述べる。

3.3 節では、中間点座標の求め方を述べ、すべり面図を示す。

3.4 節では、本章をまとめる。

3.2　楕円体の導入方法

分割法による解析方法では､図 3.2.1 のように、３次元斜面をカラム柱の集まりで表し、極限平衡法を適用して各カラム柱のすべり面上の安全率を求める。

まず、すべり面の位置座標を取得する必要がある。本研究では、３次元上のすべり面の形状として楕円体を導入する。検討する地形の範囲についてメッシュ状に区切り、x、y座標を決定し、さらに各格子の各層にz座標を与えることによってカラム柱が形成される。検討する地形を図 3.2.2、図 3.2.3 に示す。図 3.2.2 は研究対象の斜面全体図を示しており、図 3.2.3 は$X-Z$平面上でのすべり面の様子を示している。X軸方向の長さを 60m､斜面角度を 30°とし､Z軸方向の高さは、34.64m となっている。Y軸方向の長さは、楕円体のy軸中心y_0が斜面中央になるようにプログラム上で設定した。

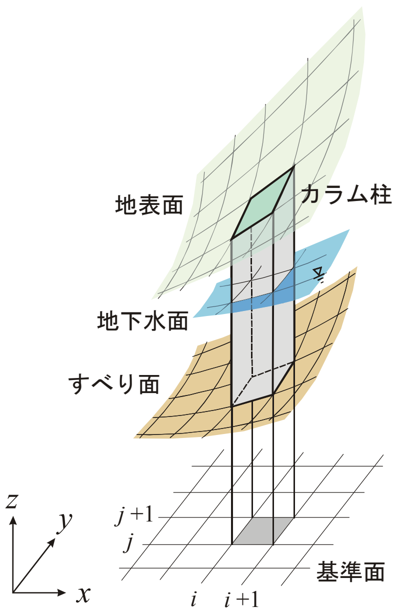


図 3.2.1　カラム柱

楕円体と検討斜面が交差する部分をすべり面として考え、すべり面の座標を求めていく。

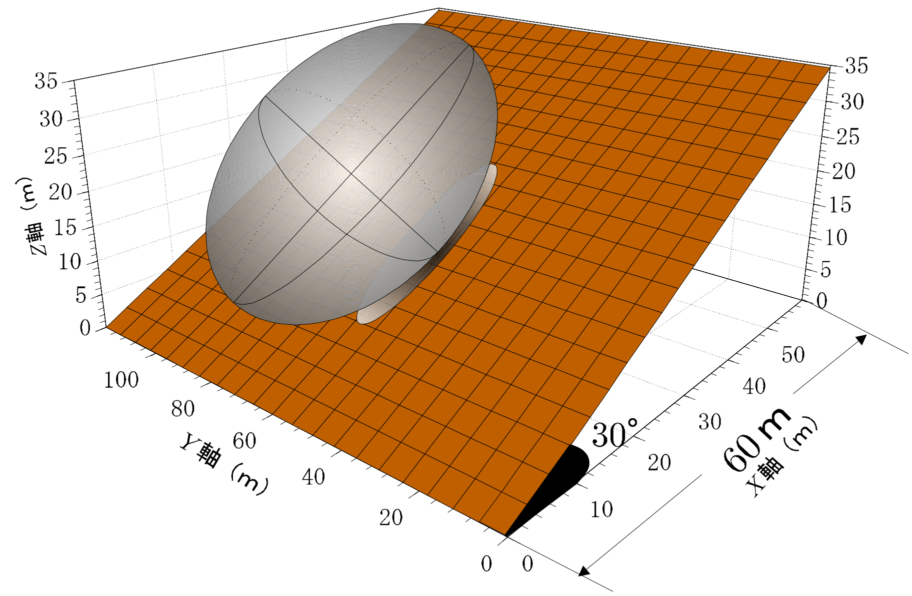


図 3.2.2　検討対象地形

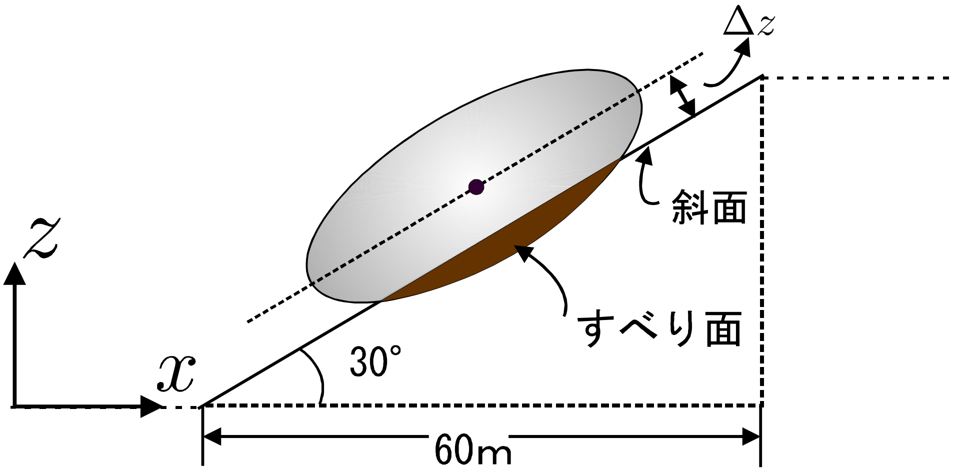


図 3.2.3　$X-Z$平面での楕円体すべり面概念図

楕円体の式は、中心を(x_0, y_0, z_0)とすると、以下のように式（3.2.1）で示される。

$$\{\frac{(x-x_0)}{a}\}^2+\{\frac{(y-y_0)}{b}\}^2+\{\frac{(z-z_0)}{c}\}^2=1 \tag{3.2.1}$$

式（3.2.1）において、a、b、cはそれぞれX、Y、Z軸の主軸の長さの半径を示している。この楕円体を解析対象とする地形と平行にして、楕円体と接触する地中のすべり面の位置座標を求めていく。楕円体を自由に斜面と平行移動させるようにするため、x_0を入力し、平行にした楕円体の中心線と斜面との距離Δzを代入することで、自動的にz_0

を求まるようにし、自由に中心を変化させせることができるようにプログラムを作成した。

まず、楕円体を平行にするために、座標変換を行う。X、Z軸を角度θ（斜面角度と同様=30°）回転させせることにより、斜面と楕円体を平行にする。座標の変換には、以下の式（3.2.2）を用いる。

$$\begin{Bmatrix} x' \\ z' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} cos\theta & -sin\theta \\ sin\theta & cos\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ z \end{Bmatrix} \tag{3.2.2}$$

ここで、x'、z'は変換後の座標の位置を示している。

座標変換した後の楕円体の方程式は（3.2.3）のように示される。

$$\{\frac{(x'-x_0)}{a}\}^2 + \{\frac{(y-y_0)}{b}\}^2 + \{\frac{(z'-z_0)}{c}\}^2 = 1 \tag{3.2.3}$$

式（3.2.2）を式（3.2.3）に適用し、以下の式（3.2.4）を得る。

$$\{\frac{((xcos\theta - zsin\theta) - x_0)}{a}\}^2 + \{\frac{(y-y_0)}{b}\}^2 + \{\frac{((xsin\theta + zcos\theta) - z_0)}{c}\}^2 = 1 \tag{3.2.4}$$

式（3.2.4）を用いて、斜面と平行にした楕円体と検討する地形との接触部分をすべり面として考え、すべり面座標を求めていく。式（3.2.4）において、x,yは格子点上の座標として扱うことができるので、未知数となっているものはzのみとなる。

式（3.2.4）をzについて解くと、式（3.2.5）を得る。

$$z = \frac{(A-B)}{C} \tag{3.2.5}$$

ただし、A、B、Cについては

$$A = b^2c^2(-x_0 + xcos\theta)sin\theta + a^2b^2cos\theta(z_0 - xsin\theta)$$
$$B_1 = 2b^2xx_0cos\theta^3 - b^2x^2cos\theta^4 + b^2x_0(-z_0 + xsin\theta)sin2\theta$$
$$B_2 = cos\theta^2\{-b^2x_0^2 + a^2(b+y-y_0)(b-y+y_0) + 2b^2xsin\theta(z_0 - xsin\theta)\}$$
$$B_3 = -sin\theta^2\{c^2(y-y_0)^2 + b^2(-c^2+z_0^2) + b^2xsin\theta(-2z_0 + xsin\theta)\}$$
$$B = \sqrt{\{a^2b^2c^2(B_1+B_2+B_3)\}}$$

$$C = b^2(a^2 cos\theta^2 + a^2 cos\theta^2)$$

とする。

x、yは格子点上の座標値が入るので、楕円の内側のすべての格子点上のすべり面z座標が式（3.2.5）により求まる。しかし、楕円がすべて格子点上にくるわけではない。すべり面の輪郭を知るためには、格子点と同様に、すべり面の要素をもつ中間点の位置座標についても求める必要がある。次節で格子線上にあるすべり面z座標を求められるようにする。

3.3　中間点の座標の計算方法

■中間点の処理の仕方

①y座標が既知である場合の中間点のすべり面座標の算出

ここまでの処理で、図 3.3.1 に示すような場合、P_1のような格子点上の座標は式（3.2.5）で求めることができる。しかし、すべり面の形状や分割の仕方によって格子点の間を通り、中間点をもつ場合がある。ここからは中間点の座標の求め方を示す。

中間点の座標を求める場合は、２つの格子点間に直線式を立てる。図 3.3.2 に格子点間の直線の状態を示す。X軸上に格子点があり、y座標が既知である場合、その中間点を挟む格子点座標を$P_1(x_1, y, z_1)$、$P_2(x_2, y, z_2)$とする。

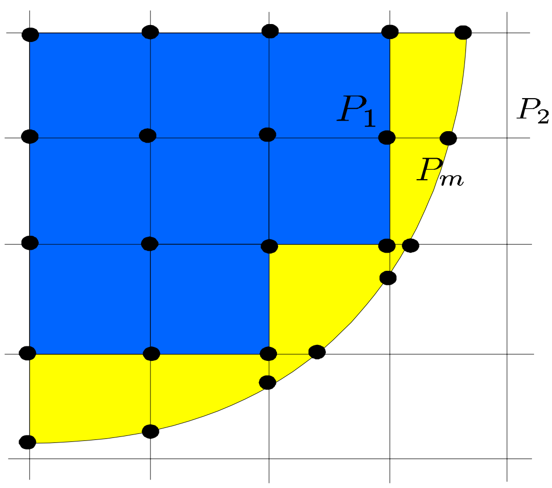


図 3.3.1　$X-Y$平面の格子（y座標が既知）

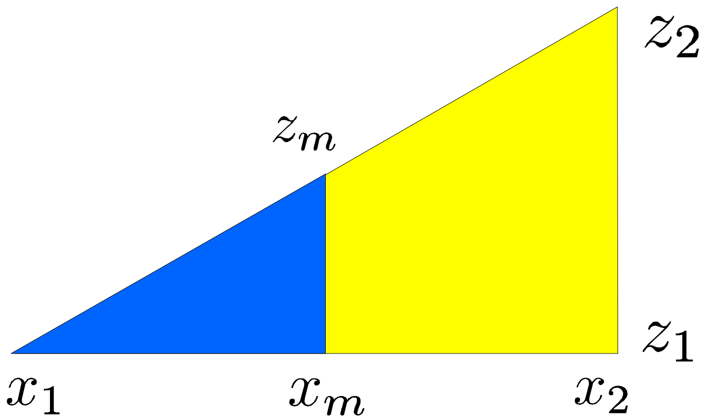


図 3.3.2　格子点間の直線

まず、中間点をもつ場合は、楕円の内側の格子点と直線で結ぶ。中間点をX軸の格子上でもつ場合は式（3.3.1）で示される。

$$z_m = L \cdot x_m + m \qquad (3.3.1)$$

ただし、

$$L = \frac{(z_2 - z_1)}{(x_2 - x_1)} \text{、} \qquad m = z_1 - L \cdot x_1$$

とする。これは起伏があるという情報を式（3.3.1）中に反映させ、地表面に起伏がある場合でも計算手法に汎用性をもたせるための処理である。

式（3.2.5）を$z = z_m$、$x = x_m$と置き換えて、式（3.3.1）と連立させて、x_mついて解く。

$$x_m = \frac{A - \sqrt{2}B}{C} \qquad (3.3.2)$$

ただし、A、B、Cについては

$$A_1 = -b^2\{a^2 + c^2 + (a-c)(a+c)cos2\theta\}$$

$$A_2 = (a^2 + c^2)Lm - 2(c^2x_0 + a^2Lz_0)cos\theta + (a-c)(a+c)Lmcos2\theta$$

$$A_3 = 2\{c^2Lx_0 - a^2z_0 + (a-c)(a+c)mcos\theta\}sin\theta$$

$$A = A_1(A_2 + A_3)$$

$$B_1 = a^2b^2c^2\{a^2 + c^2 + (a-c)(a+c)cos2\theta\}^2$$

$$
\begin{aligned}
B_2 = &-c^2(1+L^2)(y-y_0)^2 + a^2(1+L^2)(b+y-y_0)(b-y+y_0) \\
&+b^2\{c^2(1+L^2) - 2m^2 - (1+L^2)(x_0^2+z_0^2)\} \\
&+4b^2m\{(-Lx_0+z_0)cos\theta - (x_0+Lz_0)sin\theta\}
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
B_3 = &[(-1+L^2)\{-b^2(c^2+x_0^2) + c^2(y-y_0)^2 + a^2(b+y-y_0)(b-y+y_0)\} \\
&+4b^2Lx_0z_0 + b^2(-1+L^2)z_0^2]cos2\theta
\end{aligned}
$$

$$B_4 = 2[c^2L(y-y_0)^2 + a^2L(b+y-y_0)(b-y+y_0) - b^2\{c^2L + (Lx_0-z_0)(x_0+Lz_0)\}]sin2\theta$$

$$B = \sqrt{}\{B_1(B_2+B_3+B_4)\}$$

$$C = \ \ 4b^2(a^2cos\theta^2 + c^2sin\theta^2)\{(c^2+a^2L^2)cos\theta^2 + (a^2+c^2L^2)sin\theta^2 + (a-c)(a+c)Lsin2\theta\}$$

となる。

これらの式（3.3.2）を用いることにより、X軸上の中間点座標は算出される。ここで算出されたx_mを式（3.3.1）に代入して、中間点のz_m座標を求める。

②x座標が既知である場合の中間点のすべり面座標の算出

中間点がY軸の格子上で存在し、x座標が既知である場合も、同様の方法を用いる。すなわち、格子点間で直線の式を立て、そこから中間点の座標を算出する。$X-Y$平面の格子点間の様子を図 3.3.3 に、格子点間の直線を図 3.3.4 に示す。

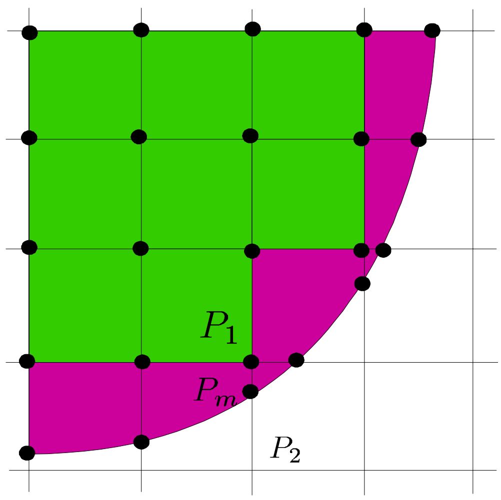


図 3.3.3　$X-Y$平面の格子（x座標が既知）

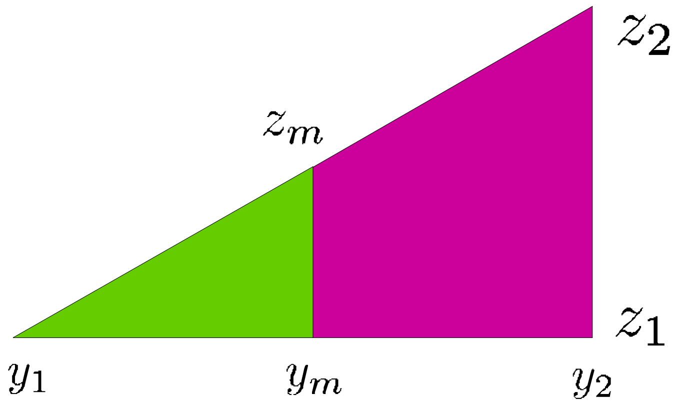


図 3.3.4　格子点間の直線

$$z_m = L \cdot y_m + m \tag{3.3.3}$$

ただし、

$$L = \frac{(z_2 - z_1)}{(y_2 - y_1)} 、 \quad m = z_1 - L \cdot y_1$$

とする。こちらも起伏があるという情報を式（3.3.3）中に反映させ、地表面に起伏がある場合でも計算手法に汎用性をもたせるための処理である。

式（3.2.5）を$z = z_m$、$y = y_m$と置き換えて、式（3.3.3）と連立させて、y_mついて解く。

$$y_m = \frac{(A-B)}{C} \tag{3.3.4}$$

ただし、A、B、Cについては

$$A = -(a^2cos\theta^2 + c^2sin\theta^2)[-a^2c^2y_0 + b^2L\{a^2mcos\theta^2 + c^2sin\theta(x_0 + msin\theta)$$
$$+cos\theta(-a^2z_0 + (a-c)(a+c)xsin\theta)\}]$$

$$B_1 = -a^2b^2c^2\{a^2 + c^2 + (a-c)(a+c)cos2\theta\}^2$$

$$B_2 = c^2\{x^2 + 2x_0^2 + (m + Ly_0)^2\} + b^2L^2(-c^2 + 2x^2 + x_0^2 + z_0^2)$$

$$B_3 = a^2\{-2c^2 - b^2L^2 + x^2 + (m + Ly_0)^2 + 2z_0^2\} - 4\{(c^2 + b^2L^2)xx_0 + a^2(m + Ly_0)z_0\}cos\theta$$

$$B_4 = [-c^2(m - x + Ly_0)(m + x + Ly_0)$$
$$+a^2\{-b^2L^2 + (m - x + Ly_0)(m + x + Ly_0)\} + b^2L^2(c^2 + x_0^2 - z_0^2)]cos2\theta$$

$$B_5 = 4\{c^2x_0(m + Ly_0) - (a^2 + b^2L^2)xz_0\}sin\theta$$
$$+2\{(a-c)(a+c)x(m + Ly_0) + b^2L^2x_0z_0\}sin2\theta$$

$B_6 = \sqrt{\{B_1(B_2 + B_3 + B_4 + B_5)\}}$

$B = \frac{1}{2\sqrt{2}} B_6$

$C = \ (a^2 cos\theta^2 + c^2 sin\theta^2)\{a^2 c^2 + b^2 L^2 (a^2 cos\theta^2 + c^2 sin\theta^2)\}$

となる。

これらの式（3.3.4）を用いることにより、Y軸上の中間点座標y_mは算出される。ここで算出されたy_mを式（3.3.3）に代入して、中間点のz_m座標を求める。

以上までの手順で得られた方法を昨年までの研究成果であるすべり面の位置座標を取得するプログラムに適用する。得られるすべり面の形状を以下に示し、次章からの３次元斜面安定解析に利用していく。

すべり面鳥瞰図を図 3.3.5 に、$X-Z$平面上でのすべり面（側面図）を図 3.3.6 に、$Y-Z$平面上でのすべり面（断面図）を図 3.3.7 に示す。

楕円体の中心座標は$(x_0, y_0, z_0) = (15, 60, 25.98)$で、軸の径は$(a, b, c) = (20, 40, 20)$とする。

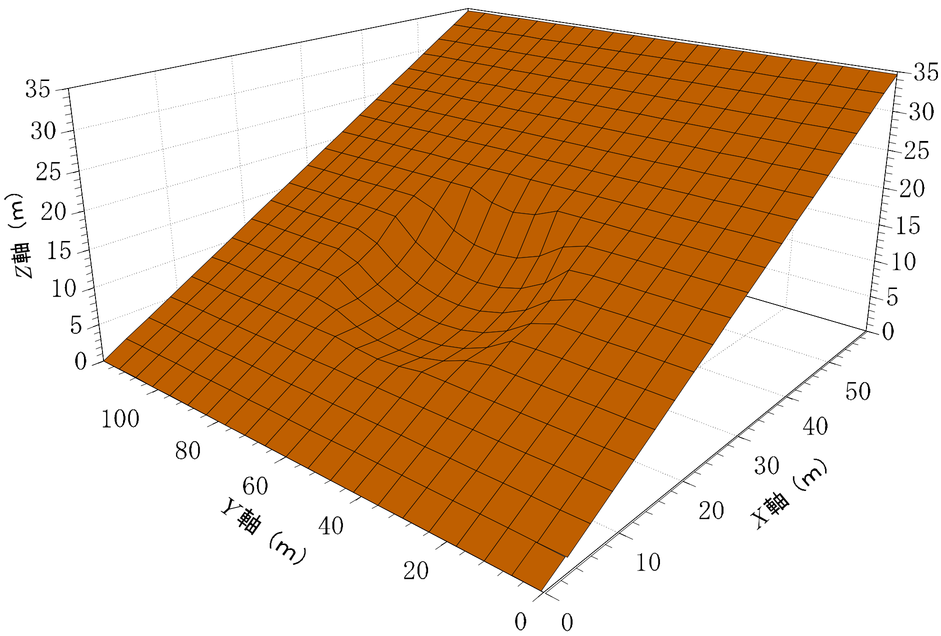


図 3.3.5　楕円体状すべり面の鳥瞰図

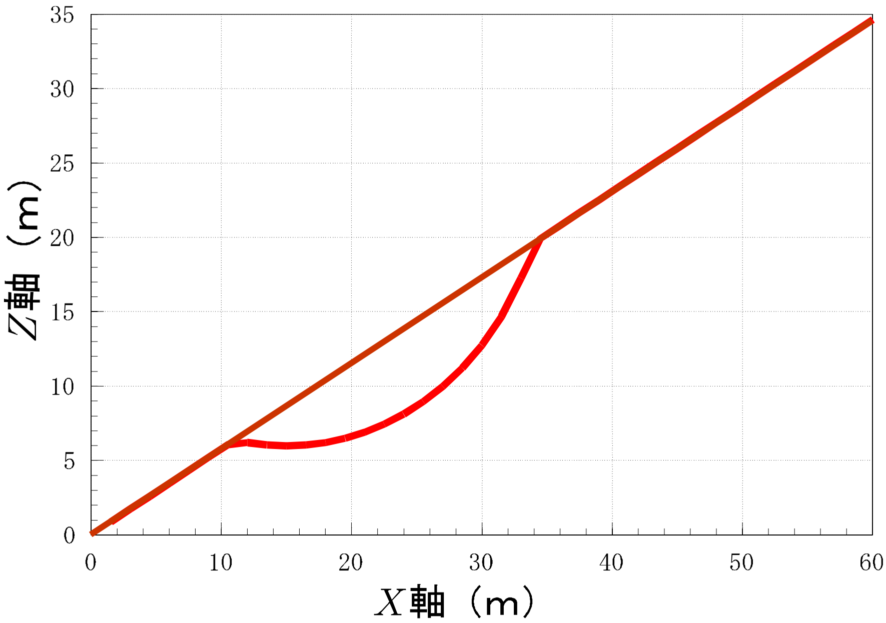


図 3.3.6　$X-Z$平面上でのすべり面

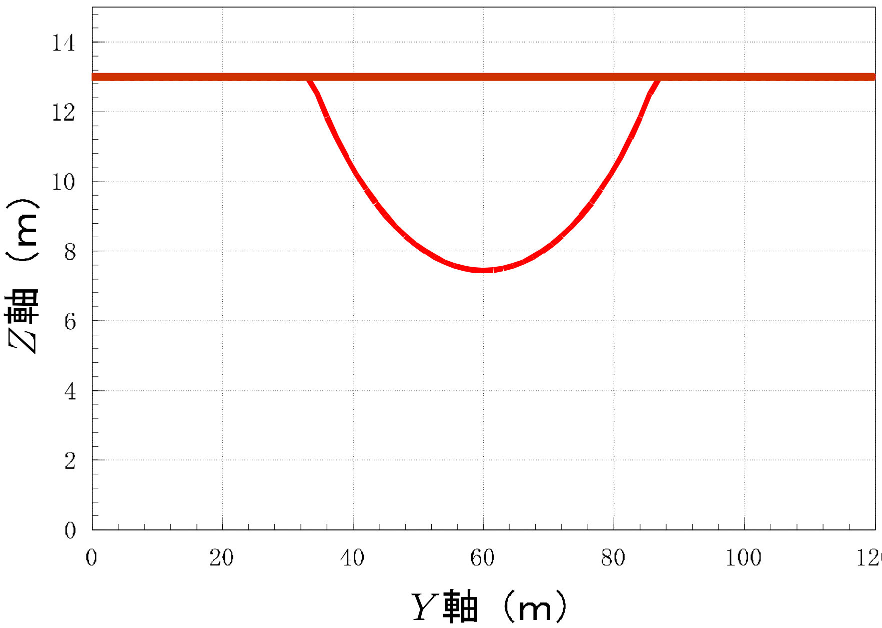


図 3.3.7　　$Y-Z$平面上でのすべり面

このように、楕円体形状のすべり面を鳥瞰図、側面図、断面図として図示することができる。

3.4　まとめ

本章では、簡易的にすべり面の形状、位置座標を求める方法を提案した。すべり面の形状として、実際の斜面崩壊の形に近いものと考えられている楕円体形状を想定した。検討する斜面をもつ地形の範囲全体をメッシュ状に区切り、x,y方向の座標より決定される格子と、$X-Y$平面に表される楕円形状のすべり面とで、その形を決定し、その格子ごとに、格子内にあるすべり面のz座標を求めた。この方法によりすべり面全体の形状を推定することができ、またその位置座標を数値情報として取得できた。また、格子点の座標だけでなく、中間点の座標も求めることができる。すべり面として楕円体を用いたが、楕円体の中心座標や軸の径の長さを変化させることで、斜面長さ、斜面広がり幅、すべり面深さなどのすべり面の大きさを様々な形状に変えられる。簡易的にすべり面形状とそのすべり面位置情報を正確に取得できるプログラムとなった。

次章から、得られた位置情報を用いて、斜面安定問題を解いていく。

第４章　３次元斜面安定解析

4.1　はじめに

これまでの方法により、楕円体をすべり面の位置座標を取得するプログラムに導入し、位置座標を取得できることが確認できた。これらの位置情報を安定解析法に用いて、地すべり体の安定性を評価していく。

本研究では解析手法として、Hovland 法と RBSM を用いる。ここで、斜面安定問題に適用した方法を述べる。また、前章で述べた位置情報を安定解析法に利用して、斜面の安定性を評価していく。

しかし、三次元の解析を行う際には、位置情報量の多さが問題となってくる。ここではまず、計算の簡略化・効率化を計るため、縁辺部の影響について考慮していく。

4.2 節では、本研究で用いた Hovland 法と RBSM を説明する。

4.3 節では、縁辺部のカラム柱の有無で解の精度を比較し、計算の効率化を計った。

4.4 節では、Hovland 法と RBSM で３次元安定解析を行い、分割数と安全率の関係と局所安全率やカラム柱の変位分布図を示す。

4.5 節では、本章のまとめをする。

4.2　Hovland 法と RBSM

4.2.1　Hovland 法による安全率の算出

すべり面の位置座標を求めたら、それらの各カラム柱の座標値をもとに、安全率を算出する。Hovland 法における斜面安定解析では、図 4.2.1 に示すように、様々なすべり方向を仮定し、式（4.2.1）で示す安全率を求める。

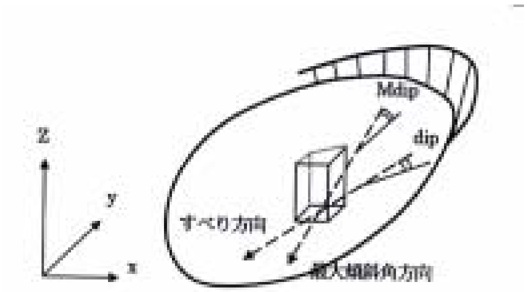


図 4.2.1　斜面安定解析のカラム柱

$$F_s = \frac{tan\phi \cdot (N - U) + C \cdot A}{T} = \frac{R}{D} \qquad (4.2.1)$$

ここで、Uは間隙水圧、Aはすべり面の面積、Cは粘着力、ϕは内部摩擦角である。式（4.2.1）の分子は、滑りに対する抵抗力を、また分母は滑動力を表している。すべり

面が$z=z(x,y)$と表すことができるなら、法線ベクトル$\mathbf{n}$は

$$\mathbf{n}=\frac{1}{\sqrt{1+(\frac{\partial z}{\partial x})^2+(\frac{\partial z}{\partial y})^2}}(-\frac{\partial z}{\partial x}\mathbf{i}-\frac{\partial z}{\partial y}\mathbf{j}+\mathbf{k}) \tag{4.2.2}$$

となる。ここで、$\partial z/\partial x$と$\partial z/\partial y$は面のxおよびy方向の勾配を表しており、$\mathbf{i}$、$\mathbf{j}$、$\mathbf{k}$はx、y、z軸に関する基底ベクトルである。このとき、すべり面上に働く垂直力Nはカラム柱の重さ（$\mathbf{W}=W\mathbf{k}$）と法線ベクトルとの内積によって以下のように求めることができる。

$$N=\mathbf{W}\cdot\mathbf{n}=\frac{W}{\sqrt{1+(\frac{\partial z}{\partial x})^2+(\frac{\partial z}{\partial y})^2}} \tag{4.2.3}$$

一方、仮定したすべり方向$\mathbf{s}$は、$\mathbf{s}=cos\theta\cdot\mathbf{i}+sin\theta\cdot\mathbf{j}$と表すことができる。したがって、すべり方向のせん断力Tは、法線ベクトルとの内積とカラム柱の重さWにより次のように計算することができる。

$$T=W(\mathbf{n}\cdot\mathbf{s}) \tag{4.2.4}$$

式（4.2.1）で安全率を求める際、垂直応力はすべり方向にかかわらず、式（4.2.3）によって求め、せん断力はすべり方向に応じて式（4.2.4）から計算する。

4.2.2 双一次アイソパラメトリック四辺形要素によるすべり面の定義

すべり面の式$z=z(x,y)$が、求められれば、幾何学的な関係からすべり面に働く力を求めることができる。本研究では、すべり面の傾きについては、双一次アイソパラメトリック四辺形要素を用いて定義する。図 4.2.2 はこの要素の座標変換の関係を示したもので、自然座標系と物理座標系の間に次の関係が成立している。

$$x(\xi,\eta)=\sum_{\alpha=1}^{4}N_\alpha(\xi,\eta)x_\alpha \quad , \quad y(\xi,\eta)=\sum_{\alpha=1}^{4}N_\alpha(\xi,\eta)y_\alpha \tag{4.2.5}$$

$$N_1(\xi,\eta)=\frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta), \quad N_2(\xi,\eta)=\frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta),$$

$$N_3(\xi,\eta)=\frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta), \quad N_4(\xi,\eta)=\frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)$$

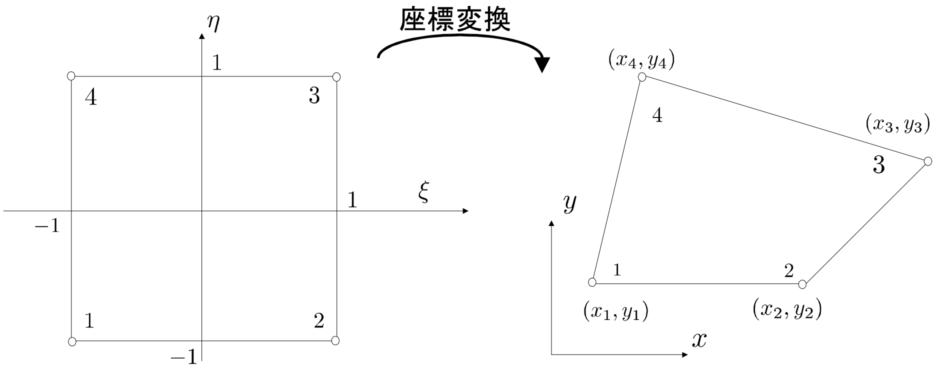


図 4.2.2　双一次アイソパラメトリック四辺形要素

ここで、N_αは形状関数である。アイソパラメトリック要素では座標変換と同じ形状関数を用いて物理量を補間する。ここでは、物理量としてz座標を考える。

$$z(x,y)=z(x(\xi,\eta),y(\xi,\eta))=\sum_{\alpha=1}^{4}N_\alpha(\xi,\eta)z_\alpha \tag{4.2.6}$$

式（4.2.6）のように考え、面の式を定義する。このとき面傾きは

$$\left\{\begin{array}{c}\frac{\partial z}{\partial x}\\ \frac{\partial z}{\partial y}\end{array}\right\}=\left[\begin{array}{cc}\frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x}\\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y}\end{array}\right]\left\{\begin{array}{c}\frac{\partial z}{\partial \xi}\\ \frac{\partial z}{\partial \eta}\end{array}\right\}=\mathbf{J}^{-1}\left\{\begin{array}{c}\frac{\partial z}{\partial \xi}\\ \frac{\partial z}{\partial \eta}\end{array}\right\} \tag{4.2.7}$$

と計算することができる。ここで、$\mathbf{J}$はヤコビアン行列である。この式（4.2.5）～（4.2.7）を式（4.2.2）～（4.2.4）に代入すれば矩形領域での面の法線ベクトル等を求めることができる。

4.2.3　RBSM によるモデル化

Hovland 法などの分割法による方法では、三次元斜面をカラム柱の集まりで表し、極限平衡法を適用して各カラム柱のすべり面上の安全率を求めた。この方法では、すべり方向を一方向に仮定し、斜面の全体安全率を求めていたが、現実のすべり挙動では、斜面内のすべてが同じ方向に移動しているわけではなく、最大勾配方向に移動するものでもない。

いま、3 次元斜面をカラム柱で分割したとき、カラム柱相互の作用力を考慮すれば、個々のカラム柱ですべり易い方向に移動するはずである。このカラムを RBSM の三次元要素と考えて要素間に考えられるエネルギーを評価し、剛性行列を誘導して離散化極限解析を行えば、すべり面上の表面力が求められるため、これを用いて安全率を求め

ることが可能となり、変位ベクトルを求めることも可能となる。斜面の変形解析を行うのであれば、地層や地下水面等を考慮してこのカラム柱をさらに分割し、適切な地盤定数を入力する必要がある。しかし、この方法では、解析時間がかかることはもちろんのこと、適切な地盤定数や地層状態の調査等の処理のため簡便性が失われる。ここでは、分割法と同程度の簡便さで解析を行うことを目的とするため、カラム柱を１つの要素と考え、図 4.2.3 のように自由度を考える。RBSM では回転自由度を考慮するのが一般的であるが、ここではカラム柱の変形を無視し、カラム柱の並進運動のみを取り上げるという考え方から、回転変位は考慮しない。

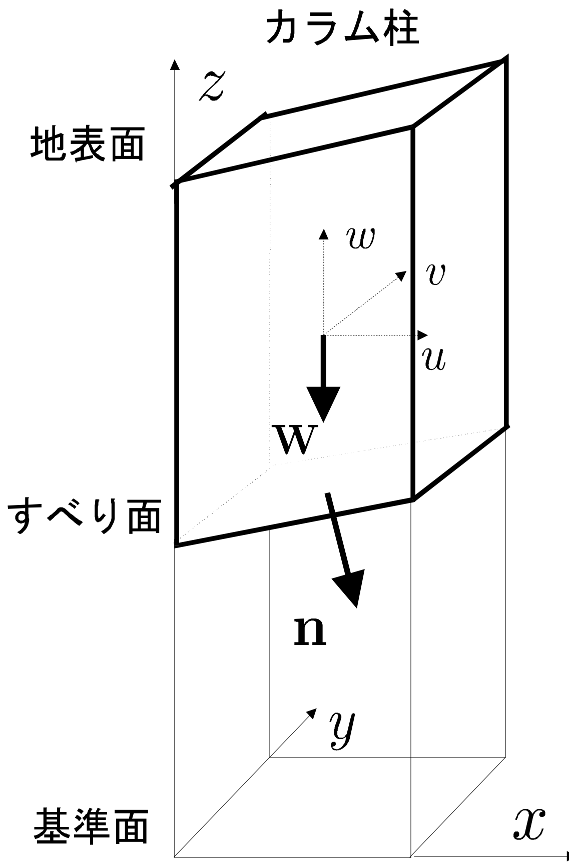


図 4.2.3　カラム柱の自由度

■RBSM の定式化

(1) カラム柱側面

RBSM では、２要素間の相対変位を用いて、要素間に蓄えられるエネルギーを評価し、剛性行列を誘導する。本手法では、分割法と同じ考え方に基づき要素分割を行うため隣接要素関係は単純になる。図 4.2.4 はx方向の隣接要素関係を示した図で、この場合、相対変位δは次のように求めることができる。

$$\delta = \mathbf{B_X} \cdot \mathbf{u} \tag{4.2.8}$$

$$\delta = \left\{ \begin{array}{ccc} \delta_n & \delta_{sx} & \delta_{sy} \end{array} \right\}^T \qquad \mathbf{u} = \left\{ \begin{array}{ccc|ccc} u_I & v_I & w_I & u_{II} & v_{II} & w_{II} \end{array} \right\}^T$$

$$\mathbf{B_X} = \left[\begin{array}{ccc|ccc} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & -1 \end{array} \right]$$

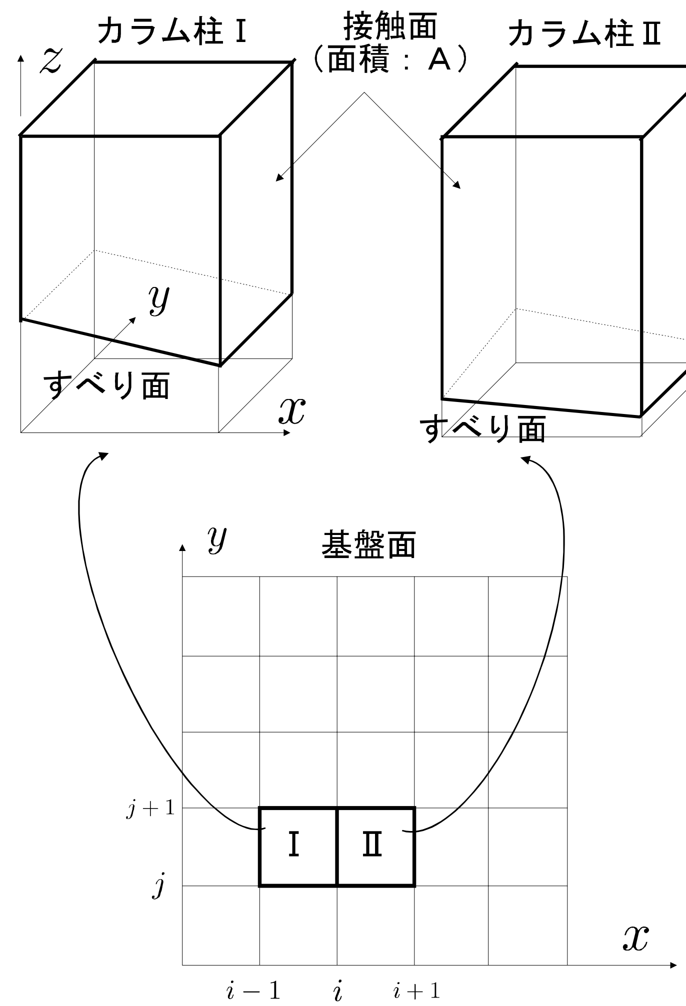


図 4.2.4　カラム柱間の接触面（x方向）

同様にして、図 4.2.5 に示すようなy方向の隣接要素における相対変位を求めると次のようになる。

$$\delta = \mathbf{B_y} \cdot \mathbf{u} \tag{4.2.9}$$

$$\mathbf{B_y} = \left[\begin{array}{ccc|ccc} 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{array} \right]$$

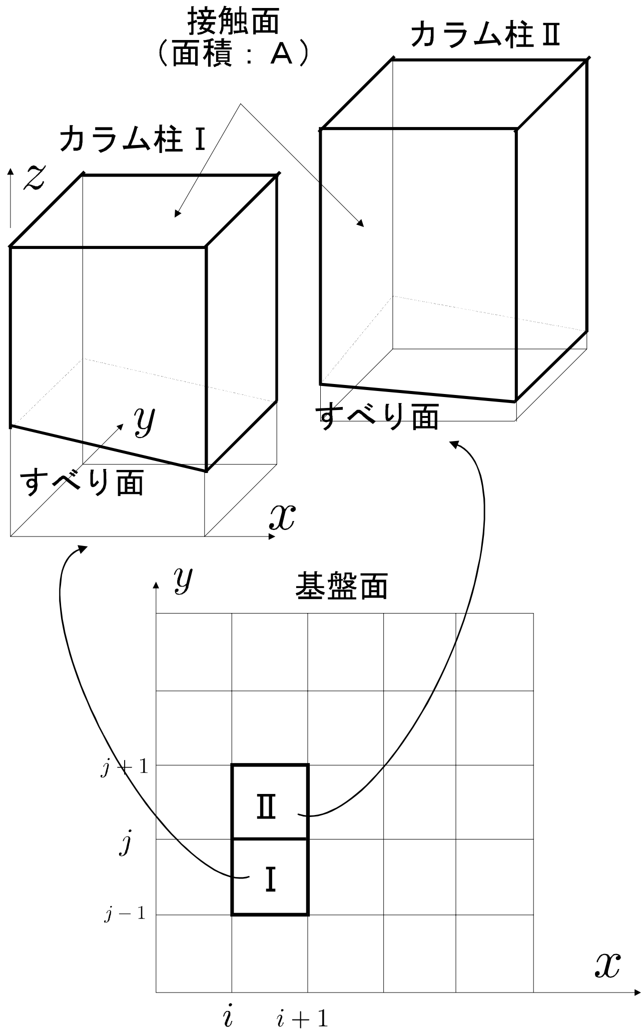


図 4.2.5　カラム柱の接触面（y方向）

一方、カラム柱側面間の表面力σは、以下のようにペナルテイ関数λを用いて求める。

$$\sigma = \mathbf{D_{side}} \cdot \delta \tag{4.2.10}$$

$$\sigma = \left\{ \begin{array}{ccc} \sigma_n & \tau_{sx} & \tau_{sy} \end{array} \right\}^T \qquad \mathbf{D_{side}} = \begin{bmatrix} \lambda & 0 & 0 \\ 0 & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix}$$

したがって、カラム柱側面に蓄えられたエネルギーは次のようになる。

$$V_{side} = \frac{1}{2}\mathbf{u}^T \int_A \mathbf{B}_x^T \mathbf{D}_{side} \mathbf{B}_x dA \mathbf{u} + \frac{1}{2}\mathbf{u}^T \int_A \mathbf{B}_y^T \mathbf{D}_{side} \mathbf{B}_y dA \mathbf{u}$$

(2) すべり面

図 4.2.6 に示すように、あるカラム柱におけるすべり面が

$$z = z(x,y) \tag{4.2.11}$$

で与えられるものとする。このとき、法線ベクトルは次のように表すことができる。

$$\mathbf{n} = \frac{1}{\sqrt{1+(\frac{\partial z}{\partial x})^2+(\frac{\partial z}{\partial y})^2}}(-\frac{\partial z}{\partial x}\mathbf{i}-\frac{\partial z}{\partial y}\mathbf{j}+\mathbf{k}) \tag{4.2.12}$$

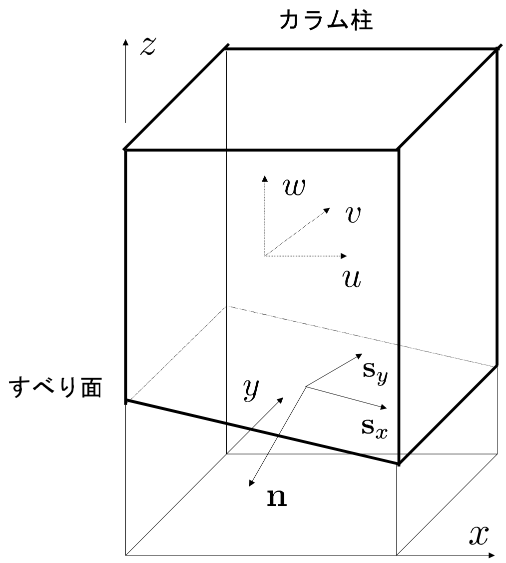


図 4.2.6　すべり面の法線ベクトル

同様にして、xおよびy方向の接線ベクトルを求めると次のようになる。

$$s_x = \frac{1}{\sqrt{1+(\frac{\partial z}{\partial x})^2}}(\mathbf{i}+\frac{\partial z}{\partial x}\mathbf{k})$$

$$s_y = \frac{1}{\sqrt{1+(\frac{\partial z}{\partial y})^2}}(\mathbf{j}+\frac{\partial z}{\partial y}\mathbf{k}) \tag{4.2.13}$$

ここで、カラム柱の変位ベクトルは

$$\mathbf{u} = u\mathbf{i}+v\mathbf{j}+w\mathbf{k} \tag{4.2.14}$$

で与えられる。このとき、基盤部の動きはないものと仮定してすべり面上の相対変位を求めると

$$
\begin{aligned}
&\delta_{\mathbf{n}} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{n} \\
&\delta_{\mathbf{sx}} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{s_x} \\
&\delta_{\mathbf{sy}} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{s_y}
\end{aligned}
\tag{4.2.15}
$$

となる。したがって、以下の関係が得られる。

$$
\delta = \mathbf{B} \cdot \mathbf{u} \tag{4.2.16}
$$

$$
\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -(\frac{\partial z}{\partial x})/L & -(\frac{\partial z}{\partial y})/L & 1/L \\ 1/L_x & 0 & (\frac{\partial z}{\partial x})/L_x \\ 0 & 1/L_y & (\frac{\partial z}{\partial y})/L_y \end{bmatrix}
$$

$$
L = \sqrt{1 + (\frac{\partial z}{\partial x})^2 + (\frac{\partial z}{\partial y})^2}
$$

$$
L_x = \sqrt{1 + (\frac{\partial z}{\partial x})^2}
$$

$$
L_y = \sqrt{1 + (\frac{\partial z}{\partial y})^2}
$$

いま、すべり面上の相対変位と表面力の関係を

$$
\sigma = \mathbf{D} \cdot \delta \quad 、\quad \mathbf{D} = \begin{bmatrix} \lambda_n & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_{sx} & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_{sy} \end{bmatrix} \tag{4.2.17}
$$

とすれば、すべり面上のエネルギーは

$$
V_{slip} = \frac{1}{2}\mathbf{u}^T \int_A \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA \mathbf{u} \tag{4.2.18}
$$

と評価される。したがって、系全体のエネルギーは次のようになる。

$$V = V_{side} + V_{slip} \tag{4.2.19}$$

以上の関係から剛性行列を誘導することで、RBSM による三次元離散化解析が可能となる。

(3) 斜面全体の安全率

RBSM による離散化解析を行うと、各カラム柱のすべり面上において、図 4.2.7 に示す表面力が求められる。この表面力を用いて、式（4.2.20）で示す安全率を求める。

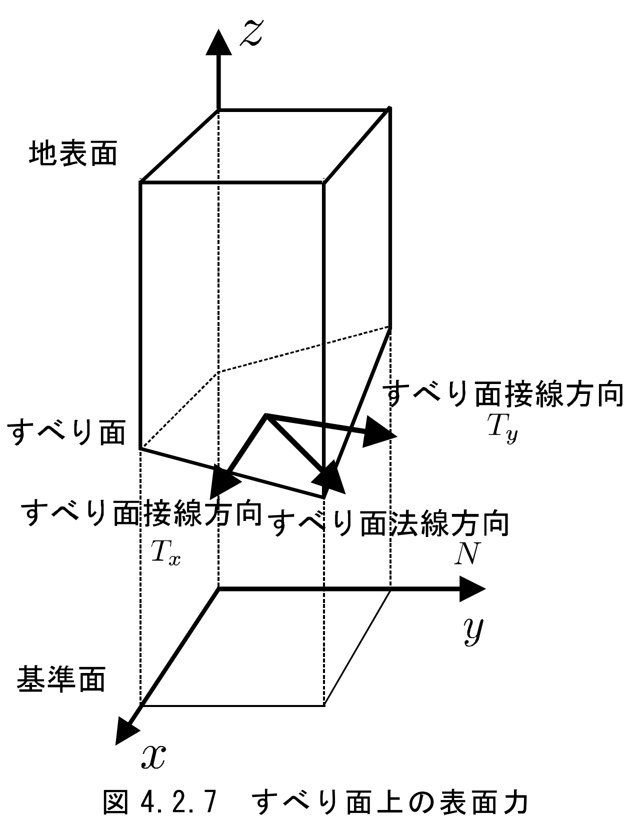


図 4.2.7　すべり面上の表面力

$$F_s = \frac{\Sigma\{tan\phi \cdot (N-U) + C \cdot A\}}{\Sigma T} = \frac{R}{D} \tag{4.2.20}$$

ただし、

$$\Sigma T = \sqrt{(\Sigma T_x)^2 + (\Sigma T_y)^2}$$

である。ϕは地盤の内部摩擦角、Cは粘着力、Uは間隙水圧、Aはすべり面の面積を表している。式(4.2.20)の分子は、滑りに対する抵抗力を、また分母は滑動力を表している。

4.3　計算方法の効率化

4.3.1 縁辺部の計算を省く方法

これまで述べてきた位置情報の取得方法を利用し、安定解析を行う。３次元問題を扱う場合、位置情報の多さから計算量が増大することが問題となる。分割法では分割数を細かくすることによって、解の精度を向上させることができるが、ここでは計算の効率化を計るため、縁辺部が解の精度にどの程度影響を与えるかを検証する。カラム柱の水平断面が三角形、台形、もしくは五角形の形状をもつ周辺部の計算の有無を比較する。

図 4.3.1 は、$X-Y$平面上の格子点の様子を示したものである。$P_1(x_1, y_1, z_1)$、$P_2(x_2, y_2, z_2)$は格子点上の座標を、P_mは楕円が格子点の間を通り、中間点を持つときの座標を示している。このように位置座標を取得する際には、楕円の内側に４つの格子点が存在して、四角形を形成する場合（図 4.3.1 の赤色の部分）と、格子点間に中間点をもち、三角形や台形、五角形を形成する場合（図 4.3.1 の水色の部分）とがある。このように地すべりブロックの縁辺部では、グリッドによる$X-Y$平面上での四角形要素が必ずしも当てはまらずに、三角形、台形、もしくは五角形の形状が生じる。中間点をもつ場合には、解析の精度の面から見ると良い結果を得ることができるが、効率化という面では解析が複雑になることが問題となる。

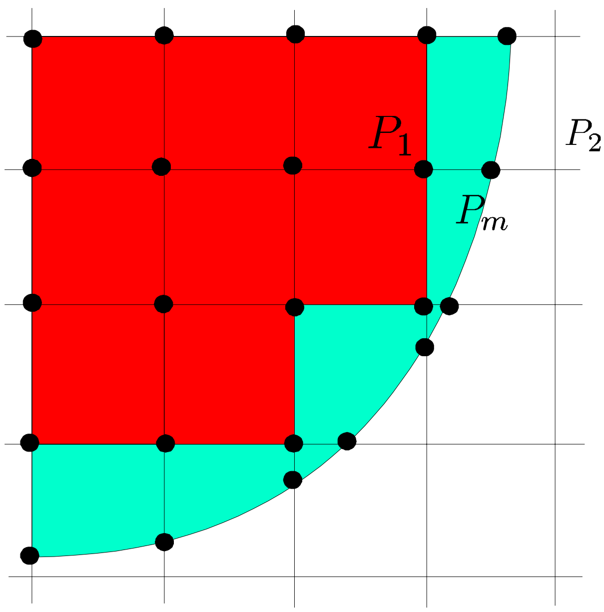


図 4.3.1　$X-Y$平面の格子

CASE 1 として、中間点を考慮してすべての多角形を計算する場合と、CASE2 として、楕円の内側にすべての格子点が含まれている四角形のみを計算した場合の２パターンで Hovland 法による安定解析を行い、その結果を比較・考察した。表 4.3.1 に中間点の考慮の仕方についてまとめた。

表 4.3.1　中間点の考慮の仕方

CASE 名	中間点考慮の仕方	安定解析に用いるカラム柱の $X-Y$ 平面上での多角形の形
CASE1	考慮する	すべての多角形（三角形、台形、五角形含む）
CASE2	考慮しない	四角形（正方形）

4.3.2 球状すべり面の場合

図 4.3.2 は、すべり面を球として考えた場合の分割数と安全率の関係を示したものである。球体の中心座標は、$(x_0, y_0, z_0) = (10, 60, 23.09)$ とし、半径 $R = 20m$ となっている。解析に用いた材料定数は、湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 1.8tf/m^3$、粘着力 $c = 1.0tf/m^2$、内部摩擦角 $\phi = 20$ 度である。

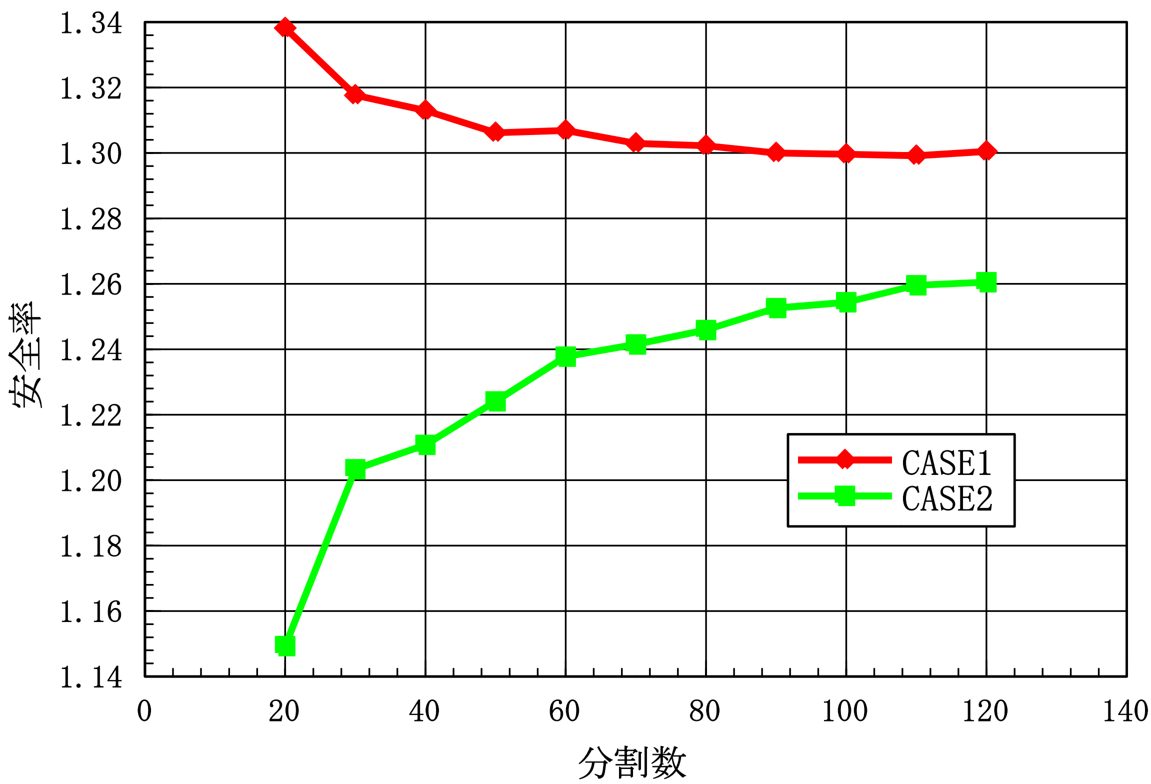


図 4.3.2　球の分割数と安全率の関係

CASE 1 では安全率 Fs=1.30、CASE 2 では Fs=1.26 で収束し、その差は 0.04 程度であった。分割数が少なければ誤差が互いに大きいが、分割数が 80 程度ならば CASE 2 の方法でも安全率はそれほど変わらず、十分な精度の解が得られることが証明された。このように球状すべり面の場合、分割数を多くとることによって、両ケースの解は近似し、実用上十分な精度を有し、計算量も削減できる。

4.3.3 楕円形状すべり面の場合

続いて、楕円体の場合の分割数と安全率の関係を見てみる。図 4.3.3 が楕円体と分割数と安全率の関係を示したものである。

楕円体の中心座標は$(x_0, y_0, z_0) = (10, 60, 28.87)$、軸径$(a, b, c) = (15, 40, 15)$としてある。解析に用いた材料定数は、湿潤単位体積重量$\gamma_t = 1.8tf/m^3$、粘着力$c = 1.0tf/m^2$、内部摩擦角$\phi = 20$度である。

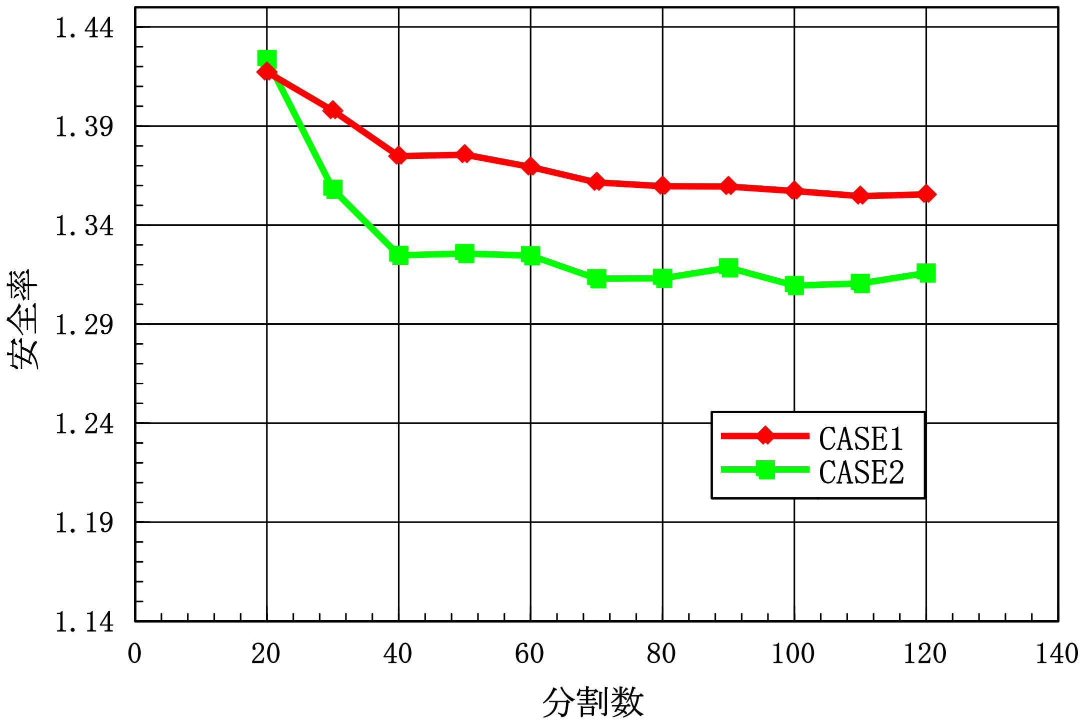


図 4.3.3　分割数と安全率の関係（楕円形状すべり面）

楕円体の CASE1 と CASE2 を比較すると分割数を変化させていっても、ほぼ同じ挙動を示し、大きな違いは見られなかった。CASE1 と CASE2 の両者の差は 40 分割程度ではぼ同等となった。最終的に両者は、CASE 1 では安全率 Fs=1.36、CASE 2 では Fs=1.32 で収束し、両者の差は球の場合と同等の 0.04 程度で収束した。楕円体の場合は、分割数による影響がそれほど現れなかった。

球状すべり面の場合と比較すると、中間点を考慮しない場合（CASE2）については、異なる挙動を示した。これは球と楕円体の形状の違いが影響しているものと思われる。$X-Y$平面上で楕円の形状をもつ場合は、球の場合と比較して、中間点が多くなる。分割数が少ない場合では、CASE2 では計算されないカラム柱が多くなるので誤差が大きくなるはずなので、解の精度に問題があると思われる。分割数を多くとることで、球状すべり面と同じように収束することが確認できた。

このようにすべり面の形状が球の場合でも楕円体の場合でも、CASE1 と CASE2 の両者の解は分割数を多くとることによって近似する。よって、球状すべり面の場合と同様に、端部の計算を省いても実用上十分な精度を有し、計算量も削減できることがわかった。

4.4　3次元斜面安定解析

第3章で得られた地形位置情報を利用し、Hovland 法・RBSM の両解析法を用いて、安定解析を行うことで全体安全率と局所的な安全率分布を得ることができる。また、分割法では、分割を細かくすることによって精度を向上させることができるので、安全率と分割数の関係を示す。さらに、RBSM では変位モードが得られるので、カラム柱毎の変位分布を示す。

4.4.1 すべり面を球状として捉えた場合

すべり面を球として考えた場合のすべり面鳥瞰図、変位分布図、局所安全率図、安全率と分割数の関係を以下に示す。球体の中心座標は、$(x_0, y_0, z_0) = (10, 60, 23.09)$とし、半径$R = 20m$としている。解析に用いた材料定数は、湿潤単位体積重量$\gamma_t = 1.8tf/m^3$、粘着力$c = 1.0tf/m^2$、内部摩擦角$\phi = 20$度である。

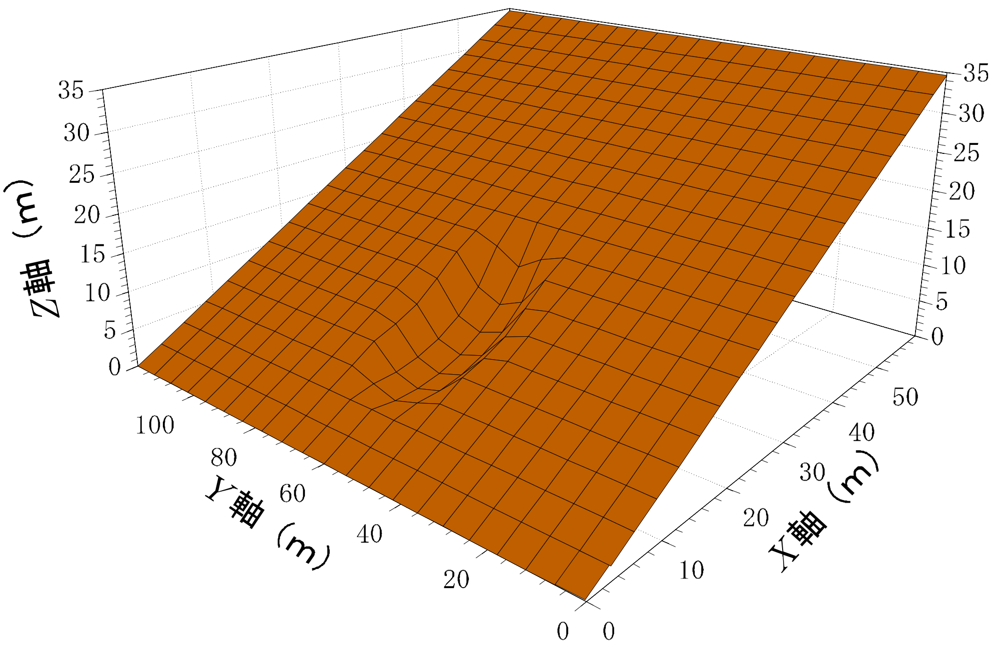


図 4.4.1　球状すべり面鳥瞰図

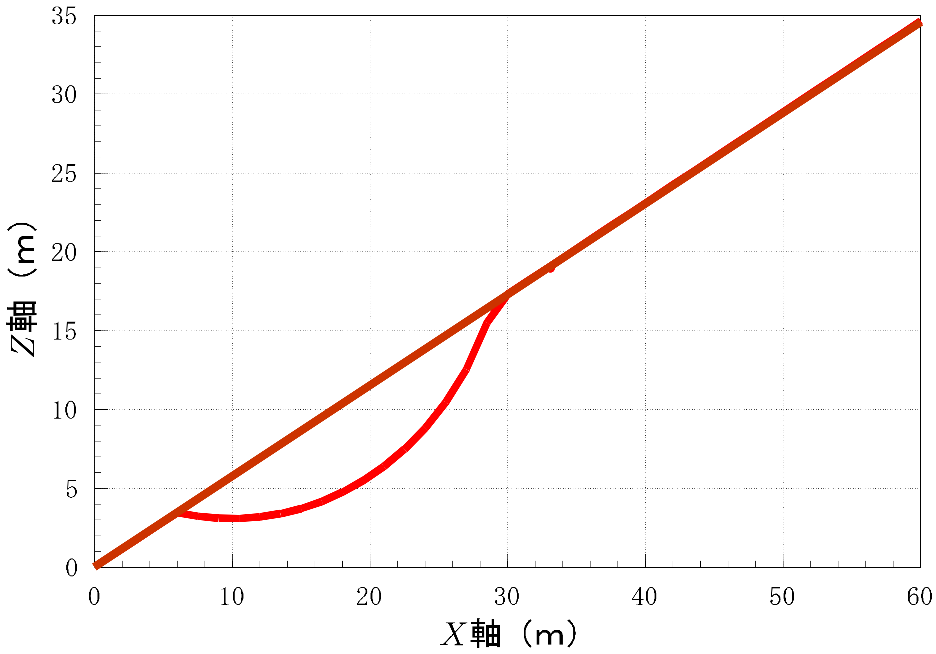


図 4.4.2　$X-Z$平面上でのすべり面

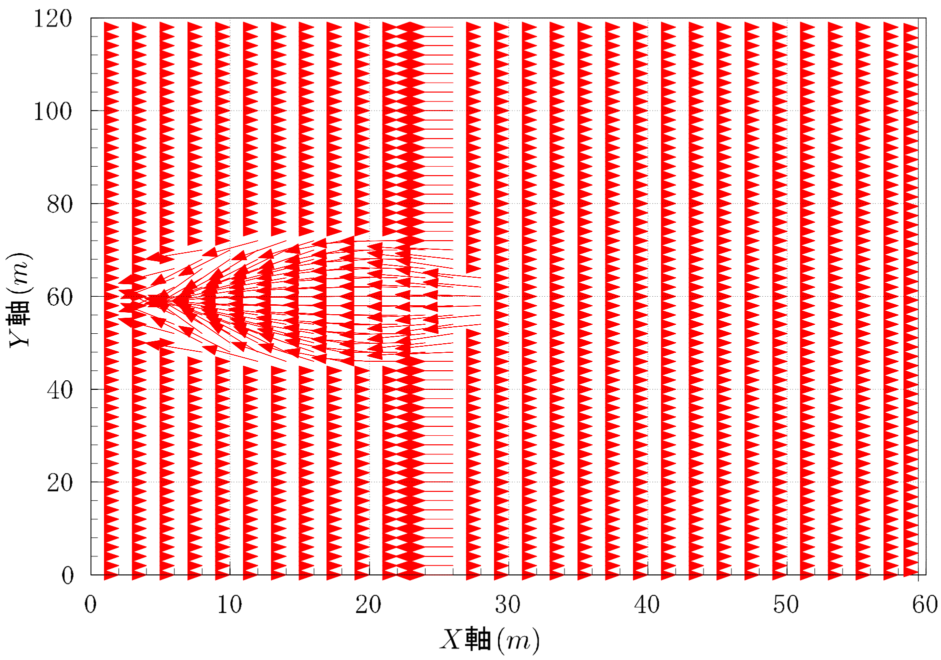


図 4.4.3　カラム柱の変位分布（球状すべり面）

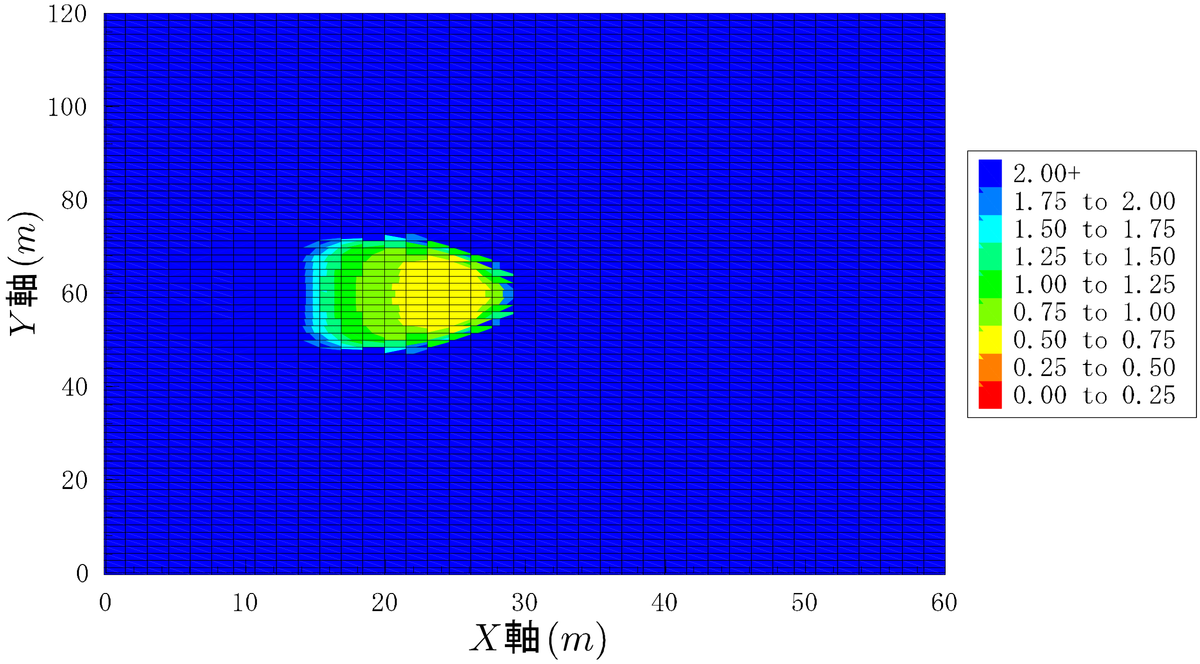


図 4.4.4　局所安全率（Hovland 法）

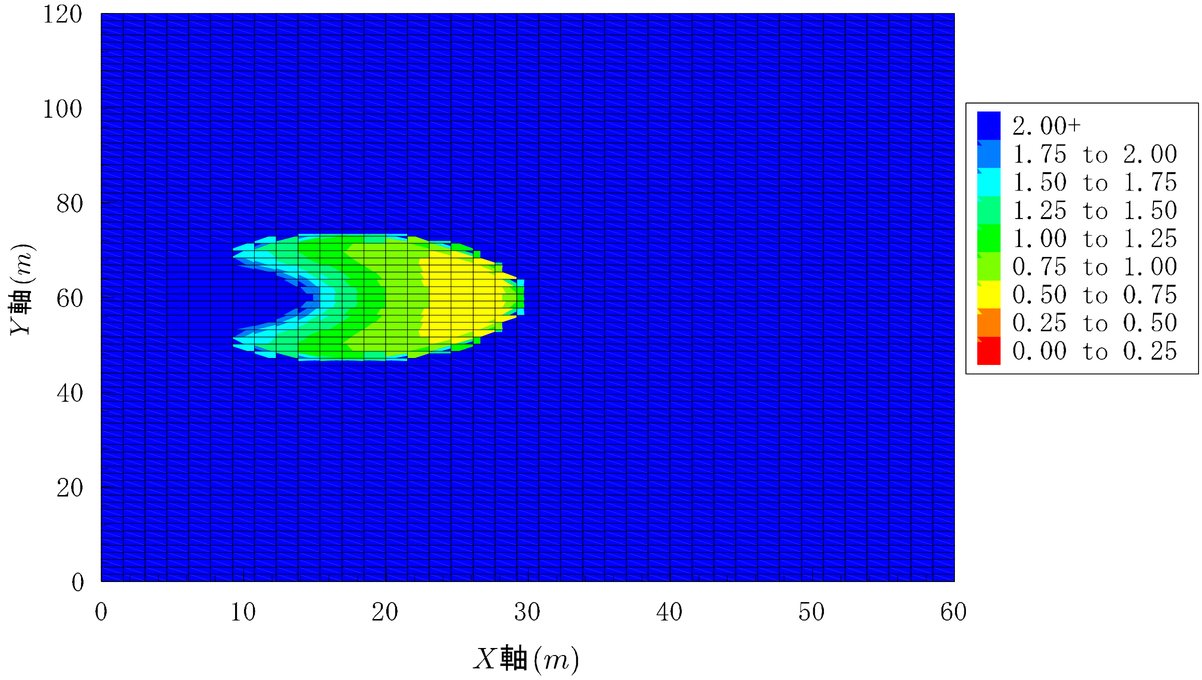


図 4.4.5　局所安全率（RBSM）

表 4.4.1　分割数と安全率の関係（球状）

分割数	Hovland 法	RBSM
20	1.3382	1.5828
30	1.3102	1.8344
40	1.3129	1.5531
50	1.3062	1.5508
60	1.3014	1.6716
70	1.3029	1.5226
80	1.3022	1.6151
90	1.2991	1.6005
100	1.2996	1.5043
110	1.2992	1.5760
120	1.2990	1.4947

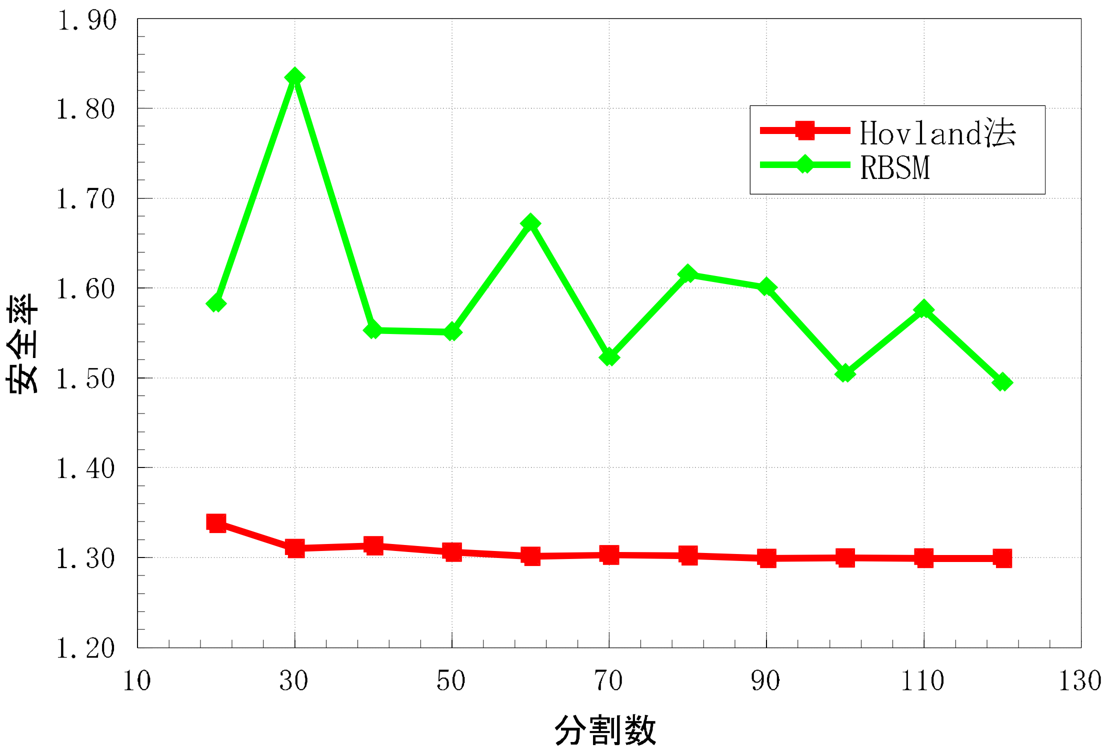


図 4.4.6　球状すべり面の分割数と安全率の関係（Hovland 法と RBSM の比較）

RBSM の解析は、縁辺部を除外して計算を行っているので、Hovland 法より分割数による変動が多少大きく見られる。局所安全率については、すべり面先端にすべりが集

中したため、先端が分かれたような安全率分布を示したと考えられる。Hovland 法とRBSM の解析値の差は 0.20 程度となった。

4.4.2 すべり面を楕円体形状として捉えた場合

すべり面を楕円体として考えた場合のすべり面鳥瞰図、変位分布図、安全率と分割数の関係を以下に示す。楕円体の中心座標は、$(x_0, y_0, z_0) = (10, 60, 23.09)$とし、楕円体の軸半径$(a, b, c) = (20, 40, 20)$となっている。解析に用いた材料定数は、湿潤単位体積重量$\gamma_t = 1.8tf/m^3$、粘着力$c = 1.0tf/m^2$、内部摩擦角$\phi = 20$度である。

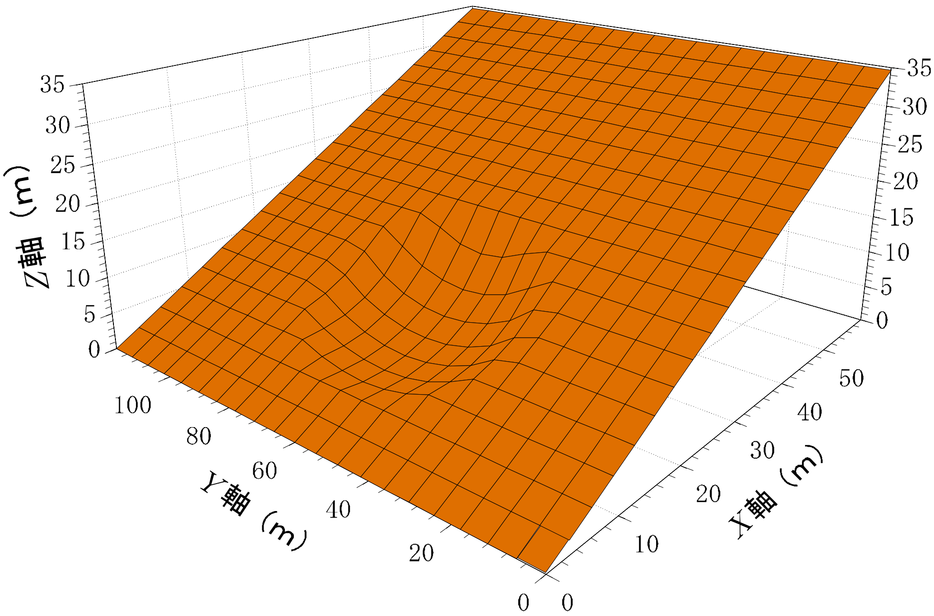


図 4.4.7　すべり面の鳥瞰図(楕円体形状)

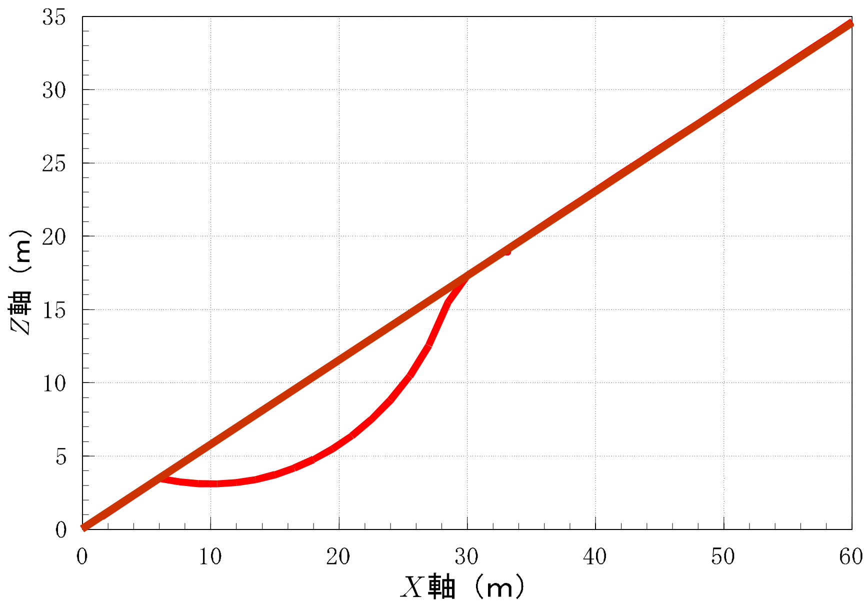


図 4.4.8　$X-Z$平面すべり面（側面図）

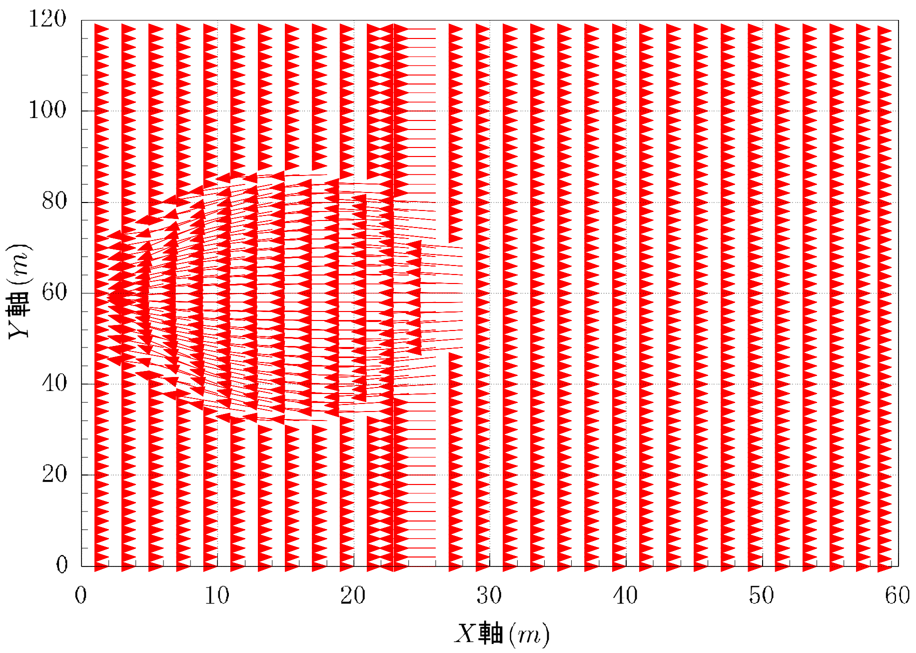


図 4.4.9　カラム柱の変位分布（楕円体形状すべり面）

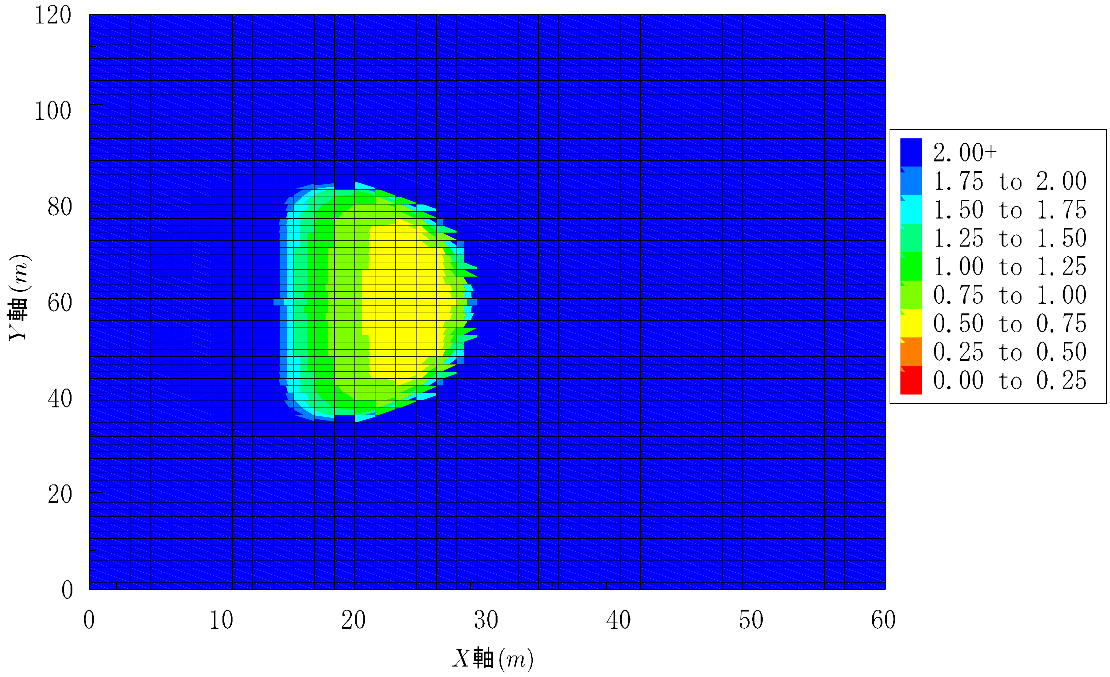


図 4.4.10　局所安全率（Hovland 法）

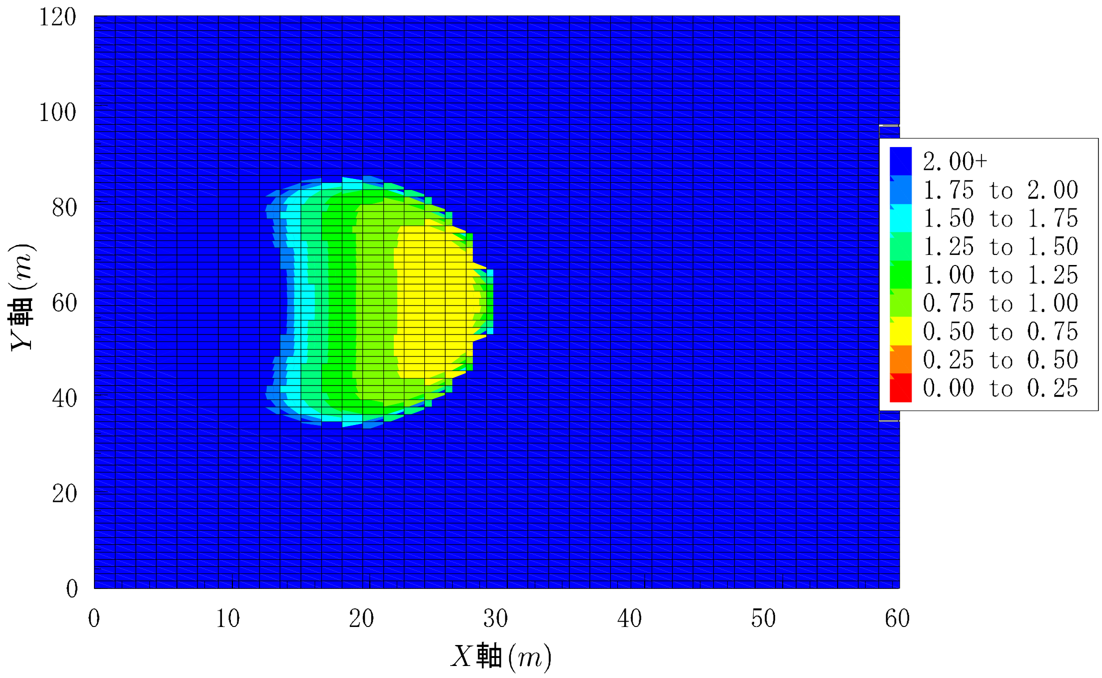


図 4.4.11　局所安全率（RBSM）

表 4.4.2　分割数と安全率の関係（楕円体形状）

分割数	Hovland 法	RBSM
20	1.2802	1.4792
30	1.2688	1.5760
40	1.2642	1.4571
50	1.2577	1.4521
60	1.2568	1.4894
70	1.2563	1.4276
80	1.2558	1.4634
90	1.2536	1.4534
100	1.2551	1.4150
110	1.2549	1.4411
120	1.2542	1.4065

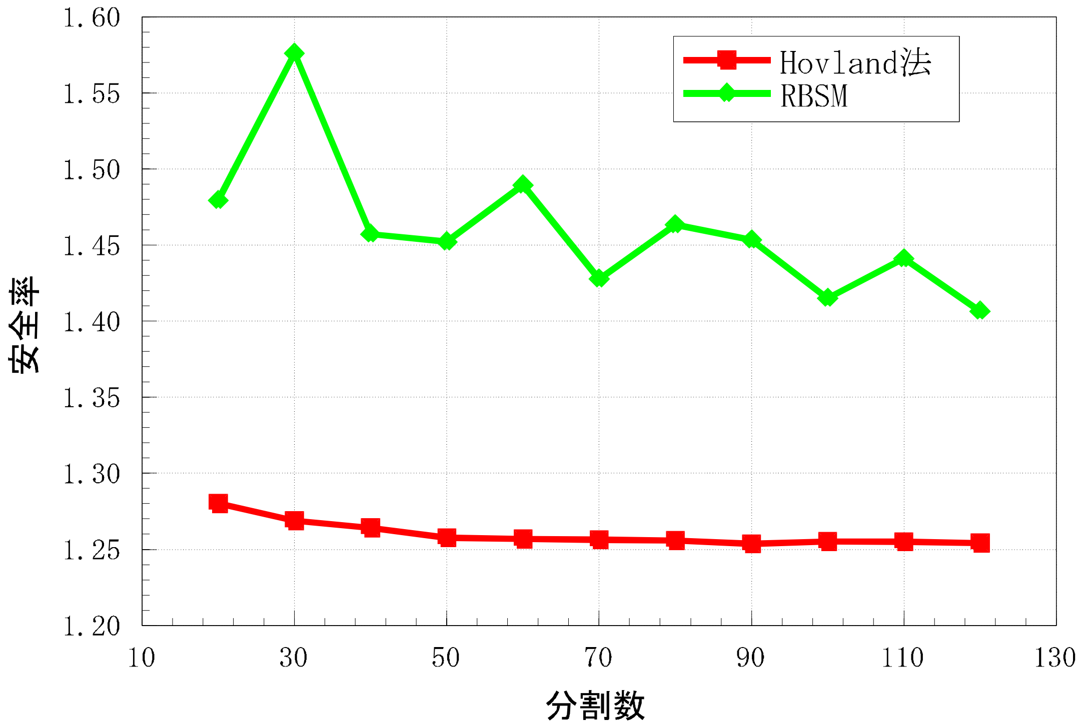


図 4.4.12　分割数と安全率の関係（すべり面楕円体形状）

楕円体形状の場合も球状すべり面と同様に、RBSM の解析は、縁辺部を除外して計算を行っているので、Hovland 法より分割数による変動が多少大きく見られる。Hovland 法と RBSM の差は最終的に 0.15 程度となった。

4.5 まとめ

本章では、Hovland 法と RBSM の解析法の概要を示し、前章で得られた地形情報を利用して、３次元斜面安定解析を行った。

地形情報の多さから計算量が多くなるという問題点を解消するため、縁辺部の考慮の方法を考えた。すべり土塊をグリッド状に区切った$X-Y$平面では、水平断面が正方形や三角形、台形、五角形（周辺部）の形状をもつが、本研究では Hovland 法による解析ですべての多角形を考慮する場合（縁辺部を考慮）と正方形のみ考慮する場合との安全率を比較した。

球状すべり面の場合には、分割数が少ないと解の差が大きいが、80 分割程度の分割数をとると、両解析法の解の差が 0.04 程度となった。楕円体状すべり面の場合には、分割数の変化による解の差が小さく、影響が現れなかった。よって、すべり面形状にかかわらず、分割数を十分にとれば、端部の計算を省いても解の精度は良く、計算量も削減でき、実用的な解の精度が得られることが証明された。

また、本研究では安定解析法として、Hovland 法と RBSM を用いた。Hovland 法ではすべり方向を一定としているため、斜面全体の動きを知ることができない。この問題点を解決するため、RBSM を用いることで、カラム柱毎の動きを示した。各解析法による分割数と安全率の関係を示し、RBSM の方が Hovland 法よりも高い安全率を示すという解の特性が得られた。球形状の場合は約 1.15～1.30、楕円体形状の場合は 1.15～1.25 程度、Hovland 法よりも RBSM の方が高い値を示していた。RBSM は与えられた要素分割に対して上界値を与える解析法なので、このような特性を示すものと考えられる。

さらに各カラム柱の局所的な安全率のコンターをプロットし、３次元解析を行うとこのような面的な広がりから安全対策が行えるという利点を示した。

第５章　３次元効果の検討

5.1　はじめに

従来、斜面安定解析には２次元の極限平衡法のみの評価が主流であった。これは、調査解析に比べ、防止工工事に主だったため、簡易的な解析方法で十分であったためである。したがって、３次元効果はあまり考慮されてこなかった。

本章では、すべり面の形状に注目し、３次元効果によって、斜面の安定性がどのように変化していくかを考察していく。様々なすべり面を考え、３次元にすることでどのような効果が現れるかを評価する。

5.3 節では、３次元効果を生じる原因を述べる。

5.3 節では、すべり面斜面方向長さとすべり面高さの比に注目し、それらの変化が３次元効果にどのように影響してくるかを考察する。

5.4 節では、すべり面深さに注目し、３次元効果にどのように影響してくるかを考察する。

5.5 節では、３次元効果が最小安全率をもつすべり面に与える影響を考察する。

5.6 節では、本章をまとめる。

5.2　３次元効果が生じる原因

一般的に、実際に斜面安定解析を行うと、２次元解析の安全率F_2に比べ、３次元解析の安全率F_3の方が安全率が大きくなる。これは、２次元斜面から奥行き方向（Y軸）に情報を与え、３次元で解析をすることによって、側方の影響が現れるからである。しかし、すべり面の変化が安定性にどのように影響をあたえるかが考慮されてこなかった。

３次元効果を検証していくが、検証に用いるパラメータを図 5.2.1 に示すように、斜面長さをL、斜面とすべり面の最大垂直深さをd、すべり面高さをHとした。また、図 5.2.2 のように、楕円体形状のすべり面の斜面広がり幅方向長さをWとした。

解析に用いた材料定数は、湿潤単位体積重量$\gamma_t = 1.8tf/m^3$、粘着力$c = 1.0tf/m^2$、内部摩擦角$\phi = 20$度である。

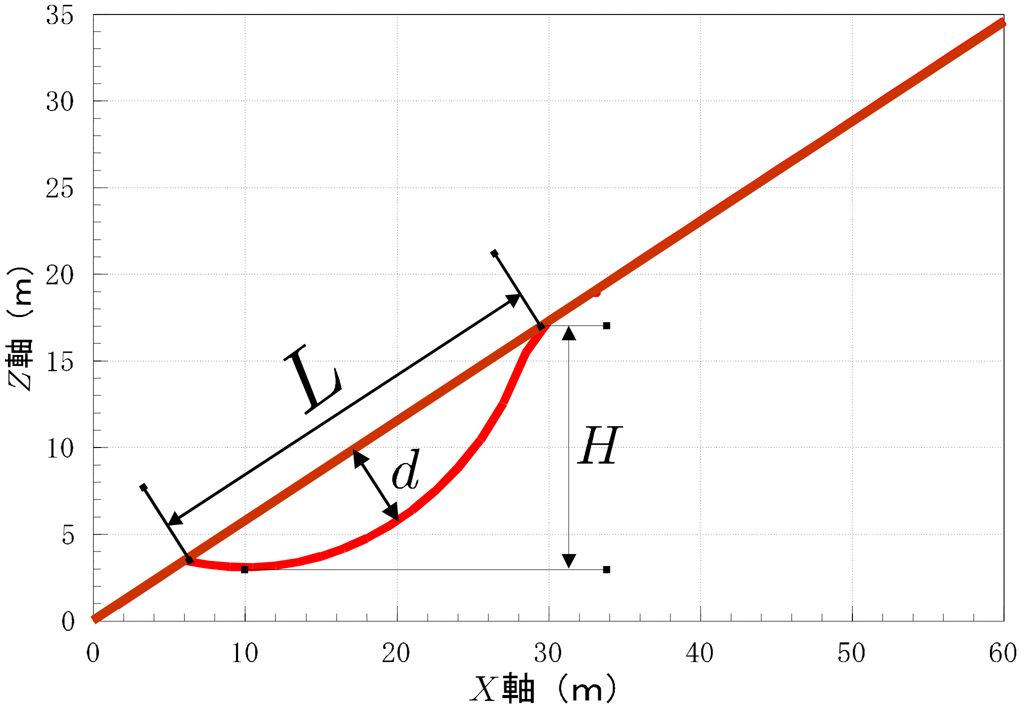


図 5.2.1　すべり面側面図（$X-Z$平面）

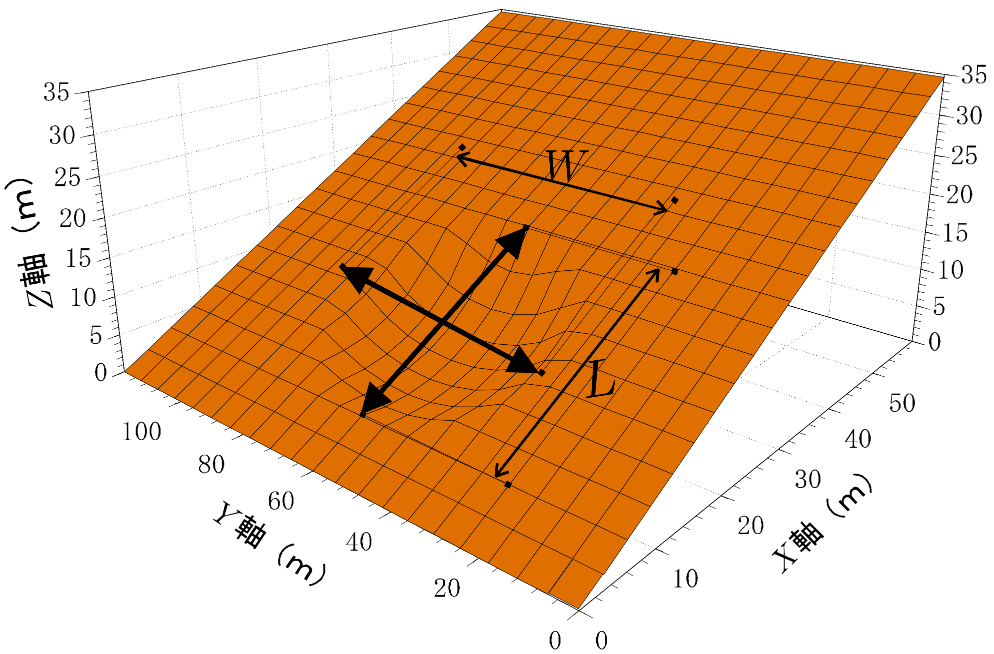


図 5.2.2　すべり面鳥瞰図

まず、楕円体の中心座標(x_0, y_0, z_0)と軸径(a, b, c)をパラメータとして、楕円体の形状を変化させる。$X-Z$平面でのすべり面形状を決定した後、斜面広がり幅方向長さWに影響を与えるbを大きくしていくことで、３次元効果を検証していく。楕円体の中心座標は、$(x_0, y_0, z_0) = (10, 60, 23.09)$とし、楕円体の軸半径$(a, b, c) = (20, b, 20)$となっている。

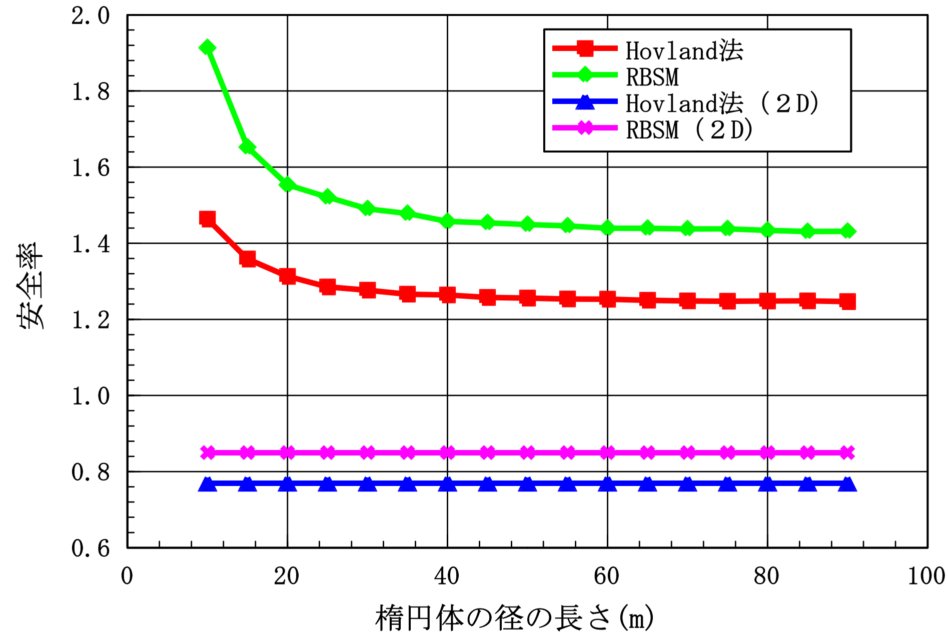


図 5.2.3　楕円体の径と安全率関係

RBSM と Hovland 法の両解析法とも、bを大きくしていくと、安全率が減少していき、ある一定値をとると、収束していく。解析結果として、２次元値、３次元値ともに安全率は RBSM(剛体ばねモデル)＞Hovland 法(接点法)となるそれぞれの特性を満たした値が得られた。

また、３次元解が２次元解を上回るという妥当な結果が得られた。本解析のケースでは、Hovland 法においては 0.5 以上、RBSM においては 0.6 以上、３次元値が２次元値を上回っていた。３次元の効果が無視できないほど大きなものであることがわかる。この原因として、２次元にはない部分の効果、つまり側面部の効果が働いたと考えるのが一般的である。設計や安定解析を行う際、３次元効果を検証することは重要な要素となる。以下に、すべり面に関するパラメータ、W、L、H、dを用いてすべり面形状変化による３次元効果を検証していく。

5.3　L/H の相違による３次元の効果の比較

すべり面の軸の長さ比W/Lをパラメータとし、軸長さ比の変化による３次元効果を検証していく。すべり面の軸の長さ比W/Lと２次元解析値と３次元解析値の比F_3/F_2を用いる。F_3/F_2の割合が３次元効果の大きさを現す。

5.3.1　L/H の相違の解析 CASE

すべり面深さが一定にしたときの斜面長さとすべり面高さの比L/Hに注目する。

L/Hの大きさの相違により、３次元解析安全率F_3、２次元解析安全率F_2を用いて、安全率比を算出し、３次元効果を検証していく。行った解析の CASE を表 5.3.1 に示す。図 5.3.1～図 5.3.4 に各L/Hにおける３次元効果の結果を示した。

表 5.3.1　L/H変化による解析 CASE

d(m)	3.95			
L(m)	13.86	24.25	31.18	34.64
H(m)	9.22	13.90	17.32	18.31
L/H	①1.50	②1.74	③1.80	④1.89

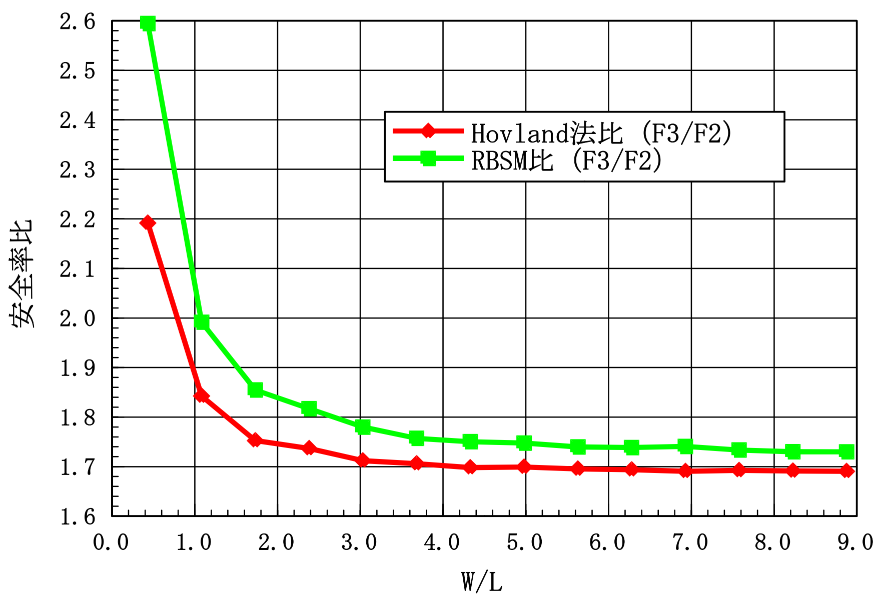


図 5.3.1　軸長さ比と安全率の関係（①$L/H = 1.50$）

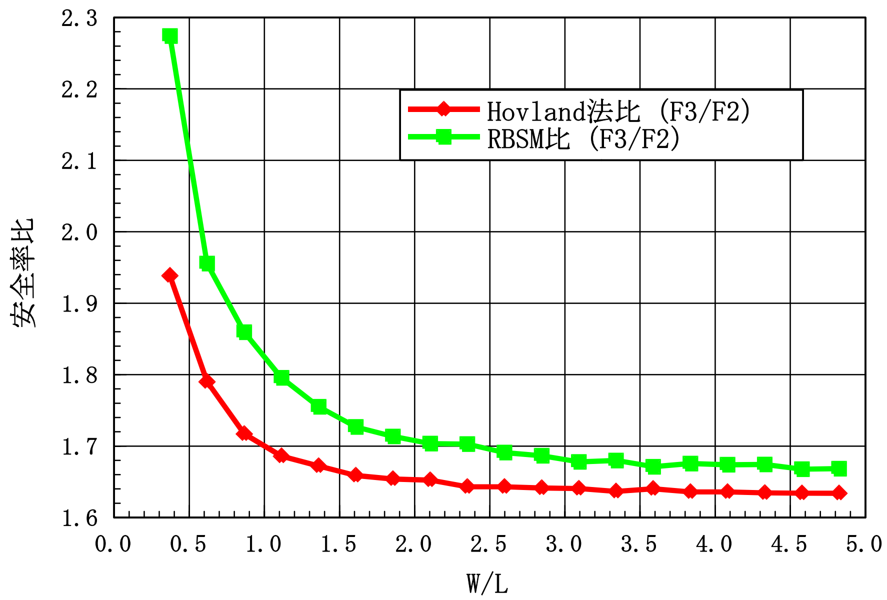


図 5.3.2　軸長さ比と安全率の関係（② $L/H = 1.74$）

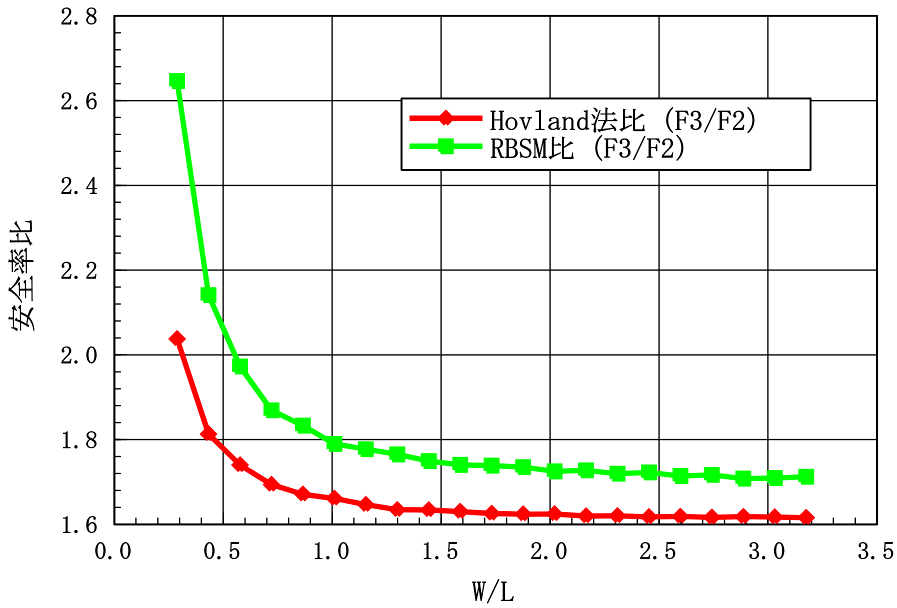


図 5.3.3　軸長さ比と安全率の関係（③ $L/H = 1.80$）

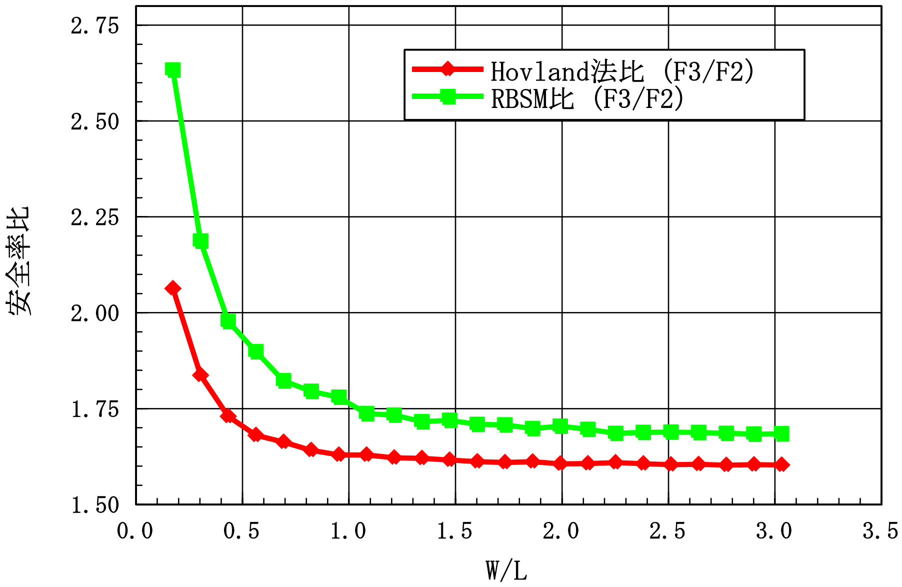


図 5.3.4　軸長さ比と安全率の関係（④$L/H=1.89$）

5.3.2　L/H の相違による 3 次元効果の考察

■ L/H の相違による 3 次元効果の比較

L/H の相違によって、３次元効果にどのような関係が現れるのか考察していく。表 5.3.2 に $W/L=1$ のときの L/H と安全率比の関係、図 5.3.5 にその関係を図示したものを示す。表 5.3.3 に $W/L=3$ のときの L/H と安全率比の関係、図 5.3.6 にその関係を図示したものを示す。

表 5.3.2　L/H と安全率比の関係（$W/L=1$）

L/H	Hovland 法比（F_3/F_2）	RBSM 比（F_3/F_2）
①1.50	1.8424	1.9914
②1.74	1.6858	1.7955
③1.80	1.6610	1.7897
④1.89	1.6289	1.7796

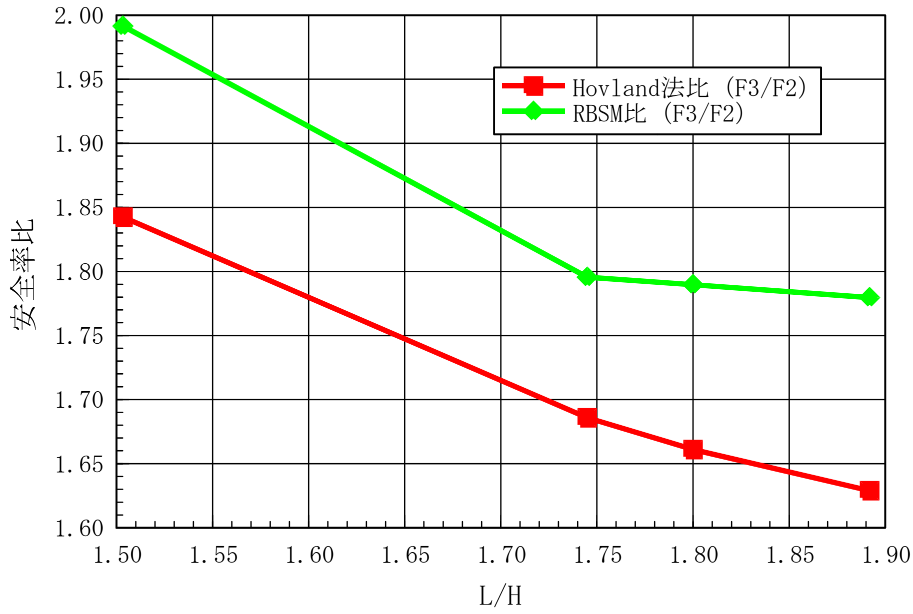


図 5.3.5　L/H と安全率比の関係（$W/L=1$）

表 5.3.3　L/H と安全率比の関係（$W/L=3$）

L/H	Hovland 法比（F_3/F_2）	RBSM 比（F_3/F_2）
①1.50	1.7119	1.7798
②1.74	1.6405	1.6778
③1.80	1.6170	1.6865
④1.89	1.6027	1.6843

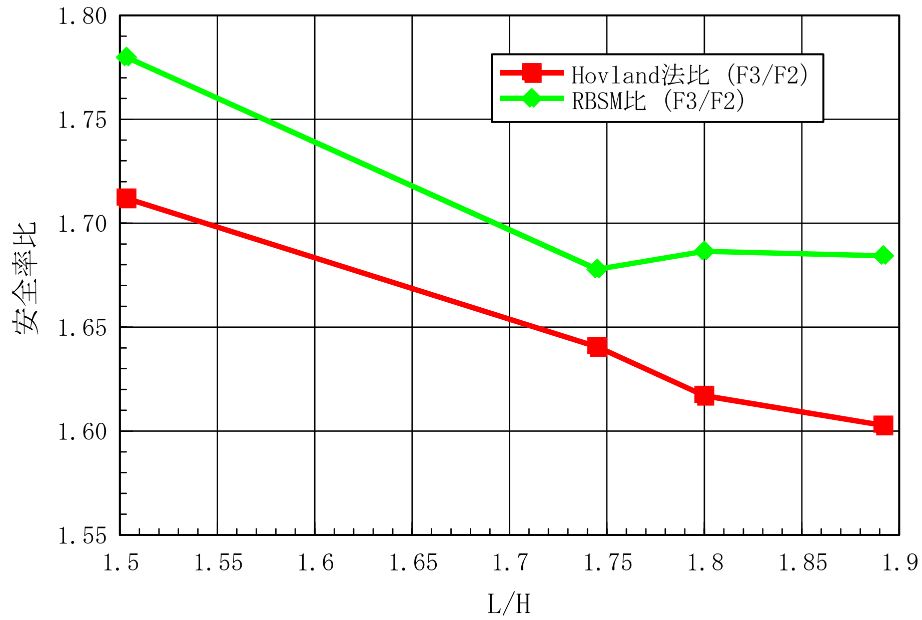


図 5.3.6　L/H と安全率比の関係（$W/L=3$）

続いて、3 次元効果との収束ポイントの関連を示す。安全率比の変化率が 1%以下となったら収束したと見なした。表 5.3.4 に収束したときの W/L の値とそのときの安全率比 F_3/F_2 を示す。図 5.3.7 に収束ポイントの変化、図 5.3.8 に収束時の安全率比を示した。

表 5.3.4　L/H 推移による収束ポイントとその安全率比

	Hovland 法		RBSM	
L/H	W/L	安全率比（F_3/F_2）	W/L	安全率比（F_3/F_2）
1.50	3.6806	1.7060	4.3301	1.7503
1.74	1.3609	1.6721	1.8558	1.7134
1.80	1.0104	1.6610	1.5877	1.7403
1.89	0.9526	1.6289	1.2124	1.7327

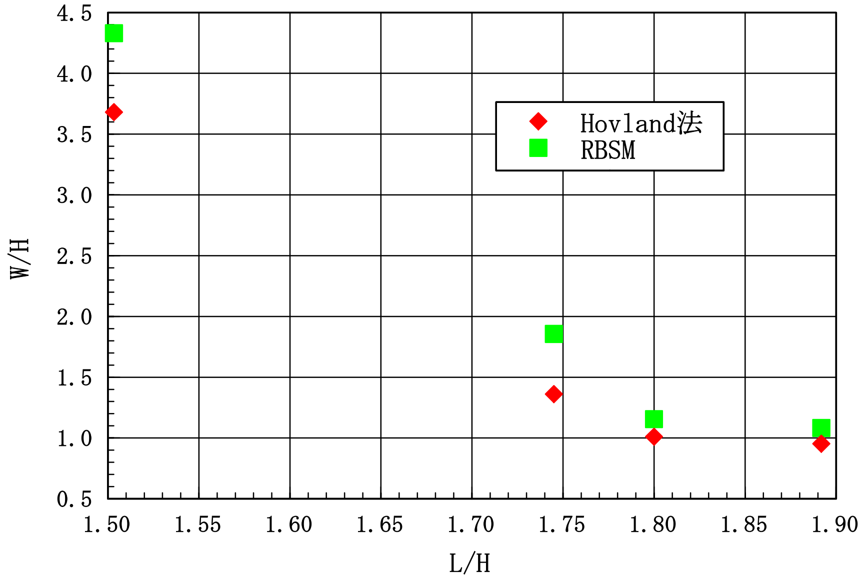


図 5.3.7　L/H 推移による収束ポイントの変化

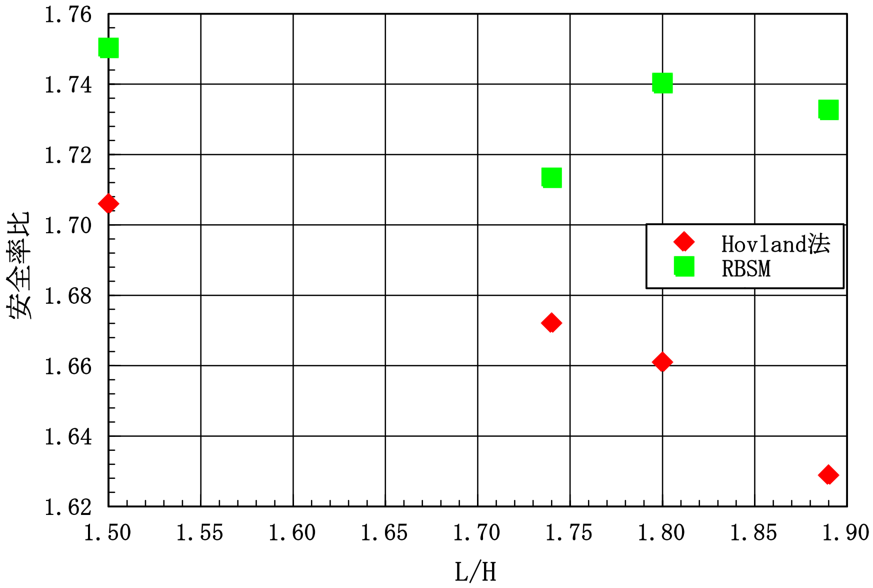


図 5.3.8　L/H 推移による安全率比変化（収束時）

■L/H の相違による３次元効果の考察

L/H を固定して、斜面長さ L とすべり面深さを一定にしたまま、斜面広がり幅 W を広げていくことで３次元効果を検討していった。まず、軸の長さ比 W/L をパラメータとして、安全率比 F_3/F_2 との関係を検証する。その解析の結果を図 5.3.1～図 5.3.4 に示した。

２次元解析と３次元解析の値の比 F_3/F_2 とすべり面の軸の長さ比 W/L の関係図から、W がある一定値を越えると、RBSM と Hovland 法の両解析法とも、３次元効果が収束す

る傾向を示す。L/Hの CASE に関わりなく、2次元値と一致することはなかった。F_3/F_2が1を下回ることがないので、側方効果が斜面の安定性を増加させていることがわかる。すべり面深さを一定にしたとき、LがWより大きいすべり面において（$W/L \leq 1$のとき）は、とくに強く3次元効果が現れる。つまり、W/Lが小さい（斜面広がり幅Wが狭く、斜面長さLが大きいすべり面）ほど、3次元効果が大きい。これは、Wを大きくしていくと、すべり面がよりフラットな形状に近づいていき、側方の影響が弱くなっていくため、3次元効果が弱まると考えられる。

その中でもすべり面の斜面方向長さとすべり面高さの比L/Hが小さい場合の方が安全率比が高く、3次元効果が強く現れ、斜面の安定性を増大させている傾向が見られる。これは、L/Hが小さいほうが側方の力として拘束圧を受けやすいためであると考えられる。

$W/L = 1$の場合として図 5.3.5、$W/L = 3$の場合として図 5.3.6 にL/Hと3次元効果の関係を示した。解析法別に3次元効果を比較してみると、RBSM の方がより3次元効果の影響が現れやすいことがわかった。L/Hがどの CASE の場合でも RBSM においては、$W/L = 1$のとき、1.78～2.00 程度の3次元効果が得られる。Hovland 法では、1.63～1.84 程度の3次元効果が得られる。

また、L/Hと3次元効果の関係において、収束ポイントに注目した。図 5.3.7 にL/Hの推移による収束ポイントの変化、図 5.3.8 にL/Hの推移安全率比の変化を示した。L/Hが小さい方が収束していくポイントが遅く（W/Lが大きい場合に収束)、収束時の3次元効果の影響も大きい。L/Hが大きいと収束するのが早いが、安全率比についてはそれほど変化がない。収束時の安全率比は、RBSM の場合は 1.70～1.75 程度、Hovland 法の場合は 1.62～1.71 程度で推移していた。 L/Hが収束時に及ぼす影響の変化は小さいことがわかる。ただし、3次元効果自身は非常に大きいため、斜面安定解析を行う際には、注意が必要となる。

5.4 すべり面深さ推移による3次元効果

5.4.1 すべり面深さ推移による解析 CASE

図 5.4.1 に示すように、斜面長さLを固定し、すべり面深さdを変えていき、すべり面の深さ変化が3次元効果にどのような影響を与えるかを調べていく。3次元解析安全率F_3、2次元解析安全率F_2を用いて、安全率比を算出し、3次元効果を検証していく。行った解析の CASE を表 5.4.1 に示す。図 5.4.2～図 5.4.6 に各d推移における3次元効果の解析結果を示す。

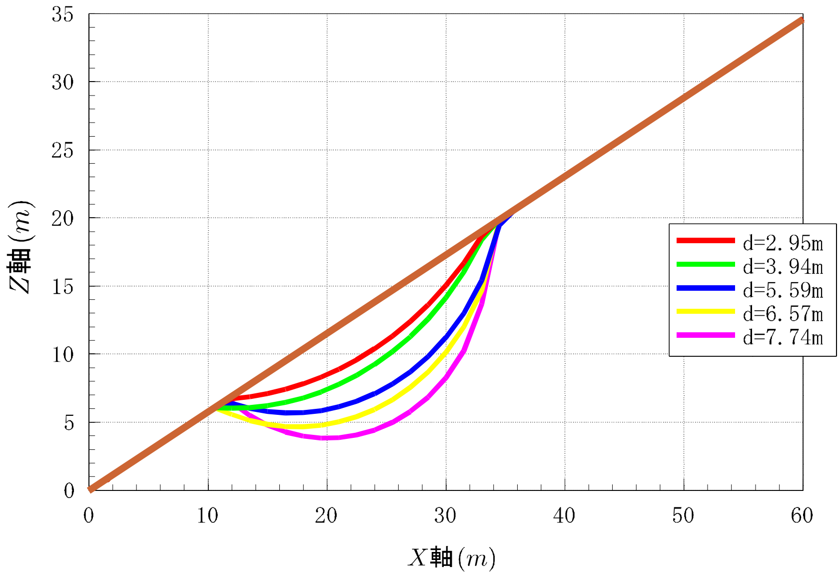


図 5.4.1　すべり面変化概略図（$X-Z$平面）

表 5.4.1　すべり面深さ推移による解析 CASE

L(m)	24.25				
d(m)	①2.95	②3.94	③5.59	④6.57	⑤7.74
H(m)	13.21	13.90	15.11	15.26	16.09

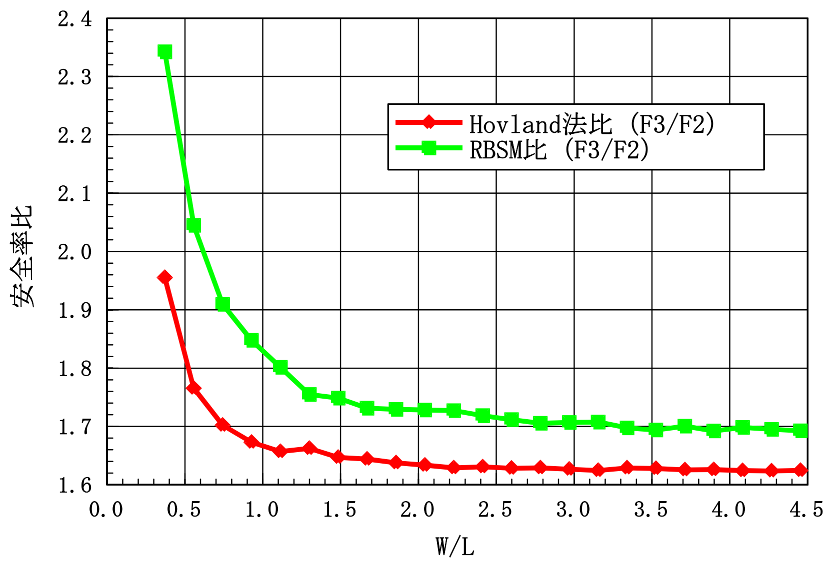


図 5.4.2　軸長さ比と安全率の関係（①$d=2.95m$）

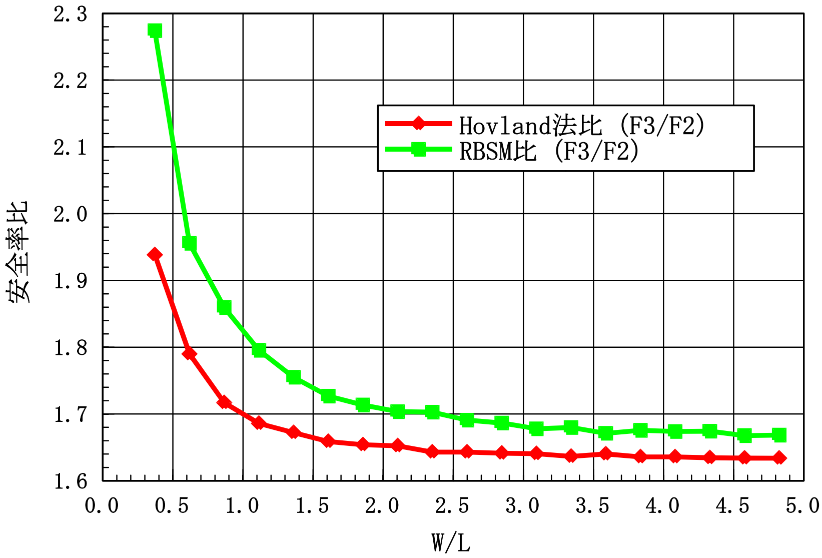


図 5.4.3　軸長さ比と安全率の関係（②$d = 3.94m$）

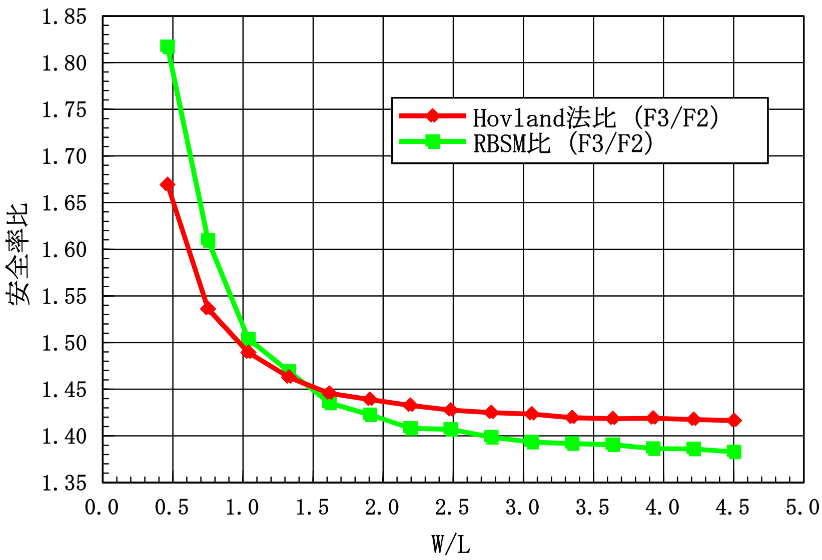


図 5.4.4　軸長さ比と安全率の関係（③$d = 5.59m$）

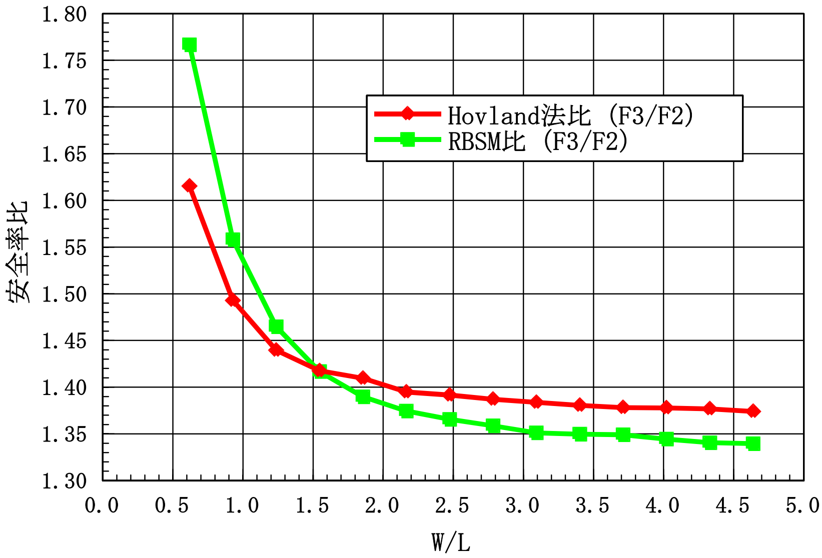


図 5.4.5　軸長さ比と安全率の関係（④$d = 6.57m$）

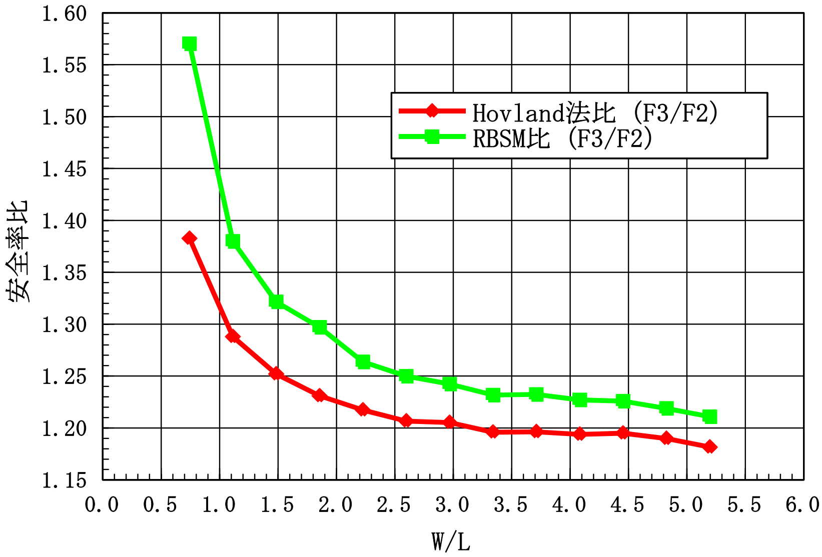


図 5.4.6　軸長さ比と安全率の関係（⑤$d = 7.74m$）

5.4.2　すべり面深さ推移による３次元効果の考察

■すべり面深さ推移による３次元効果の比較

すべり面深さ変化dによる３次元効果をまとめる。すべり面幅とすべり面斜面長さの比$W/L = 1$、$W/L = 3$の場合のすべり面深さと安全率比の関係をまとめる。表 5.4.2 に$W/L = 1$のときのすべり面深さdと安全率比の関係、図 5.4.7 にその関係を図示したものを示す。表 5.4.3 に$W/L = 3$のときのすべり面深さdと安全率比の関係、図 5.4.8 にその関係を図示したものを示す。

表 5.4.2　すべり面深さと安全率比 ($W/L=1$)

すべり面深さ d(m)	Hovland 法比 (F_3/F_2)	RBSM 比 (F_3/F_2)
①2.95	1.6729	1.8477
②3.94	1.6858	1.7955
③5.59	1.4893	1.5038
④6.57	1.4928	1.5579
⑤7.74	1.2879	1.3797

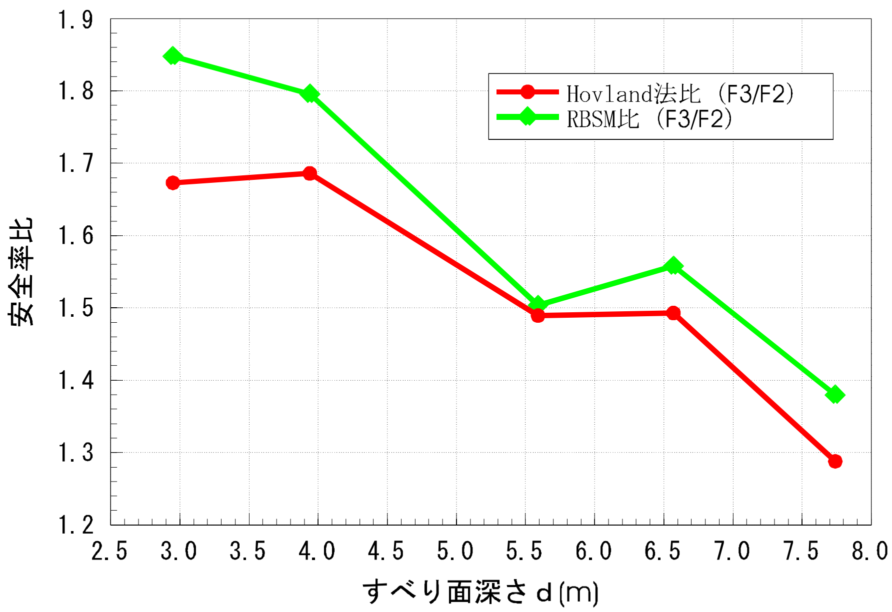


図 5.4.7　すべり面深さと安全率比の関係 ($W/L=1$)

表 5.4.3　すべり面深さと安全率比 ($W/L=3$)

すべり面深さ d(m)	Hovland 法比 (F_3/F_2)	RBSM 比 (F_3/F_2)
①2.95	1.6266	1.7067
②3.94	1.6405	1.6778
③5.59	1.4233	1.3934
④6.57	1.3837	1.3511
⑤7.74	1.2052	1.2423

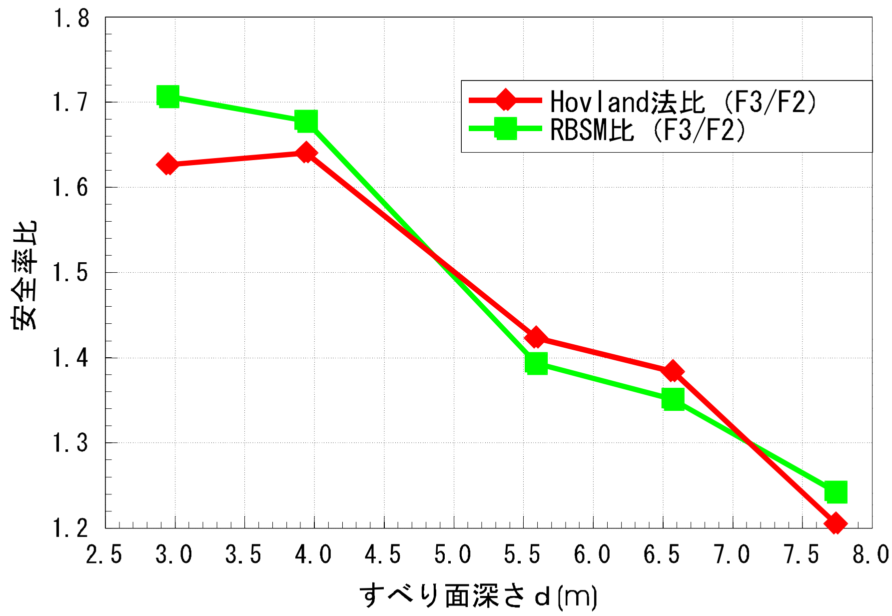


図 5.4.8　すべり面深さと安全率比の関係($W/L = 3$)

続いて、3 次元効果の収束ポイントとの関連を示す。安全率比の変化率が 1%以下となったら収束したと見なした。表 5.4.4 に収束したときの W/L の値とそのときの安全率比 F_3/F_2 を示す。図 5.4.9 に収束ポイントの変化、図 5.4.10 に収束時の安全率比を示した。

表 5.4.4　すべり面深さ変化による収束ポイントとその安全率比

	Hovland 法		RBSM	
すべり面深さ(m)	W/L	安全率比(F_3/F_2)	W/L	安全率比(F_3/F_2)
2.95	1.1135	1.6569	1.4846	1.7486
3.94	1.3609	1.6721	1.8558	1.7134
5.59	1.9053	1.4389	2.1939	1.4081
6.57	2.4744	1.3915	2.4744	1.3655
7.74	2.5981	1.2066	2.9692	1.2423

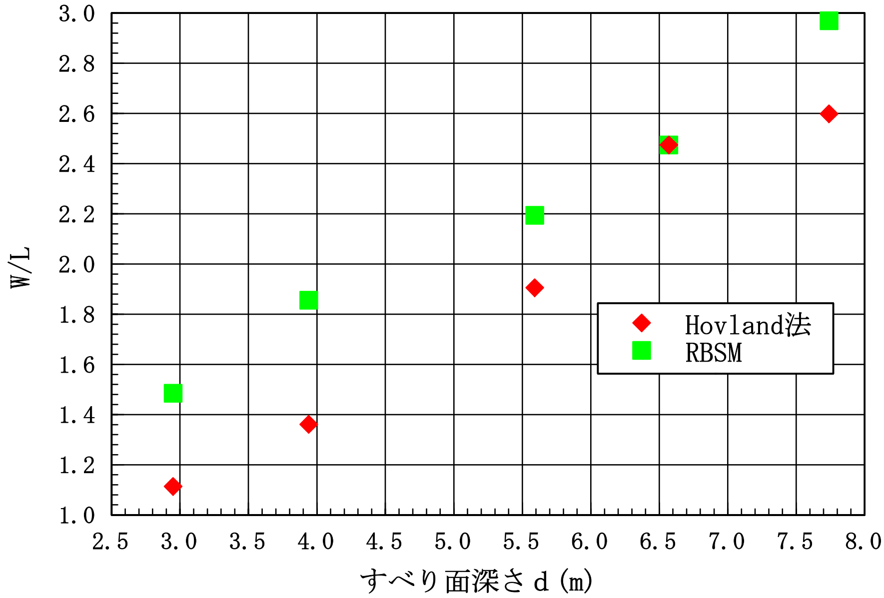


図 5.4.9 すべり面深さd推移による収束ポイントの変化

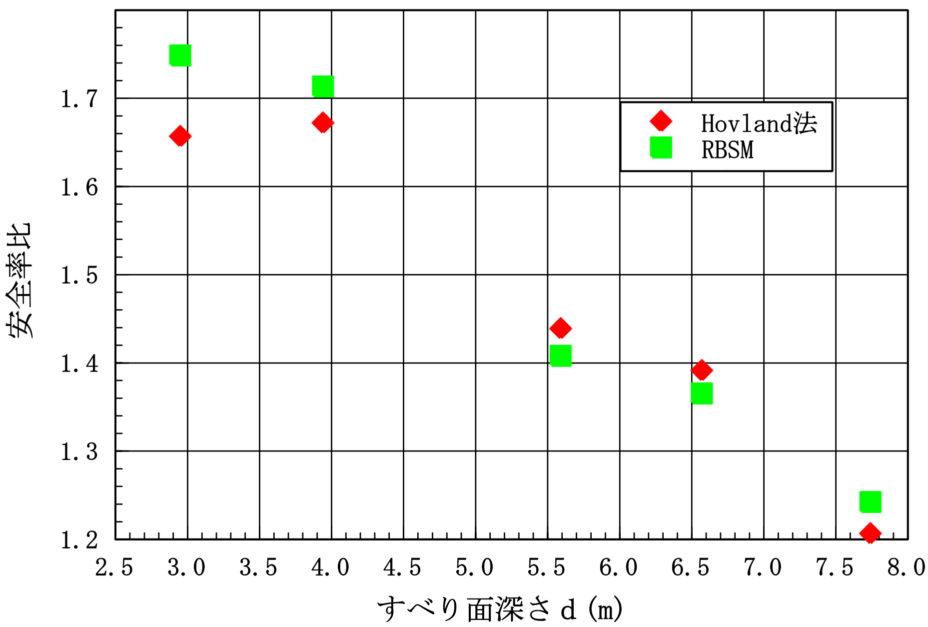


図 5.4.10 すべり面深さd推移による安全率比（収束時）

■すべり面深さ推移による３次元効果の考察

すべり面深さdを５つの CASE を考え、そこから斜面広がり幅方向の長さWを大きくしていくことで、３次元効果を検討していった。まず、軸の長さ比W/Lをパラメータとして、安全率比F_3/F_2との関係を検証する。その解析の結果を図 5.4.2～図 5.4.6 に示した。

$W/L=1$の場合として図 5.4.7、$W/L=3$の場合として図 5.4.8 にすべり面の深さと３次元効果の関係を示した。すべり面が浅い（dが小さい）方が３次元効果が強く現れやすいことがわかった。すべり面が深い（dが大きい）方が、より２次元解析の値に近づいていく。すべり面の深さによって３次元効果の割合が、$W/L=1$のときには Hovland 法で 1.29～1.67 程度で、RBSM で 1.38～1.85 程度の範囲で推移する。$W/L=3$のときには Hovland 法で 1.21～1.63 程度で、RBSM で 1.24～1.71 程度の範囲で推移することとなった。深さの CASE に関わりなく、２次元値とは一致せず、安全率比F_3/F_2が１を下回ることがなく、側方効果は斜面の安定性を増加させていることがわかる。

すべり面の深さが３次元効果に影響を与えていき、浅いほど３次元効果が強く現れ、深いほど３次元効果が弱まることがわかる。すべり面深さの変化により、３次元効果は大きく異なる。ただし、すべり面深さが大きい方が安全率自体は高い。これは自重が拘束圧を弱めるためである。すべり面が深くなることで地すべり土塊の拘束力に対して土塊の重量が増し、拘束力の影響が及ばなくなったためと考えられる。

また、RBSM の方が Hovland 法よりも顕著に３次元効果が現れることがわかる。ただし、すべり面の深さが浅い方が３次元効果が強く現れるにもかかわらず、Hovland 法においては、安全率比にあまり変化がみられない。例えば、$d=2.95m$の場合、$W/L=1$のとき$F_3/F_2=1.67$、$W/L=3$のとき$F_3/F_2=1.63$と 0.04 程度しか差がない。これは、Hovland 法と RBSM いう解析法の違いが大きく影響しているためだと考えられる。RBSM は自重の大きさが３次元効果に大きく作用しているためである。

すべり面深さdと３次元効果の関係において、収束ポイントに注目する。図 5.4.9 にdの推移による収束ポイントの変化、図 5.4.10 にdの推移による安全率比の変化を示した。Hovland 法と RBSM の両解析法ともdが深くなると収束ポイントの指標となるW/Lの値が大きくなる。つまり、すべり面が深ければ深いほど、３次元効果が強く影響を及ぼすWの範囲が大きい。さらに、すべり面深さと安全率比に注目してみると、安全率比の推移は RBSM の場合は 1.25～1.75 程度、Hovland 法の場合は 1.20～1.70 程度となった。すべり面深さの影響によって、３次元効果も大きく変化するので、解析の際には注意が必要となる。

5.5　最小安全率をもつすべり面

■最小安全率をもつすべり面位置の算出

楕円体中心座標から徐々に楕円体の回転径（a,c）を伸ばしていき、最小の安全率をもつすべり面を算出していく。また、斜面広がり幅方向Wに影響を与える楕円体の径bを変化させることで、３次元効果が最小安全率とそのすべり面位置に与える影響を考察する。

楕円体の中心座標は、$(x_0, y_0, z_0) = (17, 60, 27.14)$としてある。また、$L$はすべり面斜面方向長さを示している。

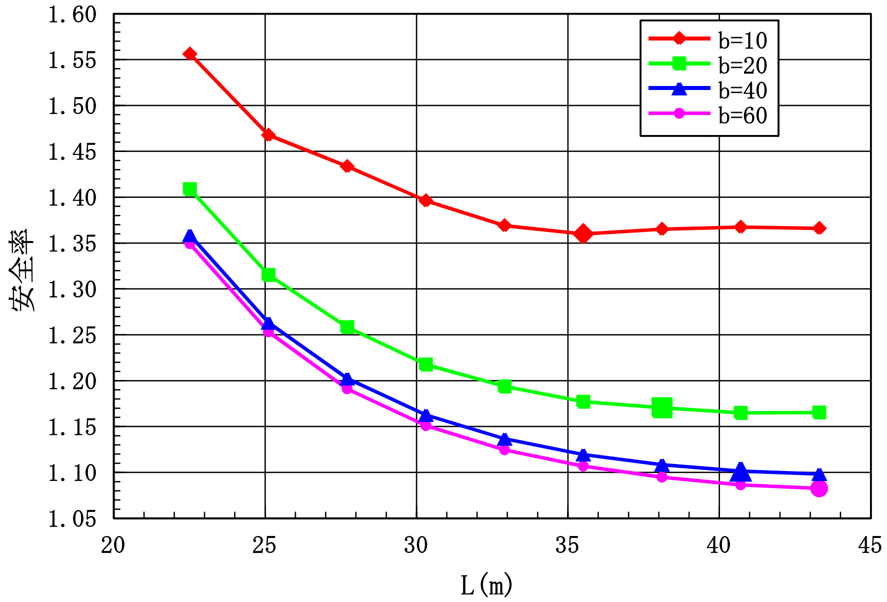


図 5.5.1　最小安全率をもつすべり面位置の決定（Hovland 法）

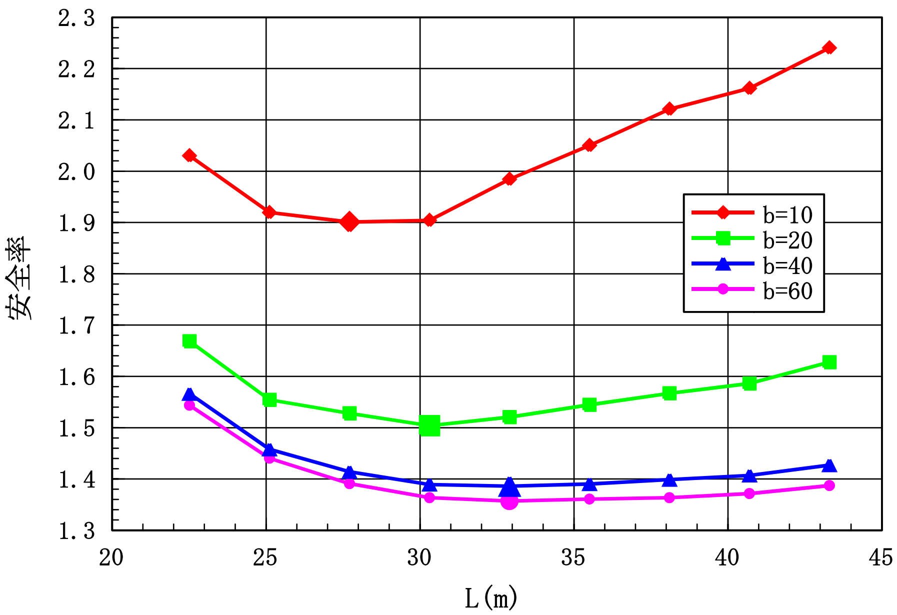


図 5.5.2　最小安全率をもつすべり面位置の決定（RBSM）

表 5.5.1　各解析法の最小安全率とそのすべり面形状（$b = 10$）

b=10	Hovland 法(2D)	RBSM(2D)	Hovland 法	RBSM
L(m)	32.91	25.11	35.51	27.71
W(m)	1.00	1.00	15.75	13.50
安全率	0.7317	0.8955	1.3599	1.9008

表 5.5.2　各解析法の最小安全率とそのすべり面形状（$b = 20$）

b=20	Hovland 法(2D)	RBSM(2D)	Hovland 法	RBSM
L(m)	32.91	25.11	38.11	30.31
W(m)	1.00	1.00	33.00	28.50
安全率	0.7317	0.8955	1.1705	1.5039

表 5.5.3　各解析法の最小安全率とそのすべり面形状（$b = 40$）

b=40	Hovland 法(2D)	RBSM(2D)	Hovland 法	RBSM
L(m)	32.91	25.11	40.70	32.91
W(m)	1.00	1.00	69.00	60.00
安全率	0.7317	0.8955	1.1014	1.3858

表 5.5.4　各解析法の最小安全率とそのすべり面形状（$b = 60$）

b=60	Hovland 法(2D)	RBSM(2D)	Hovland 法	RBSM
L(m)	32.91	25.11	43.30	32.91
W(m)	1.00	1.00	108.00	90.00
安全率	0.7317	0.8955	1.0825	1.3568

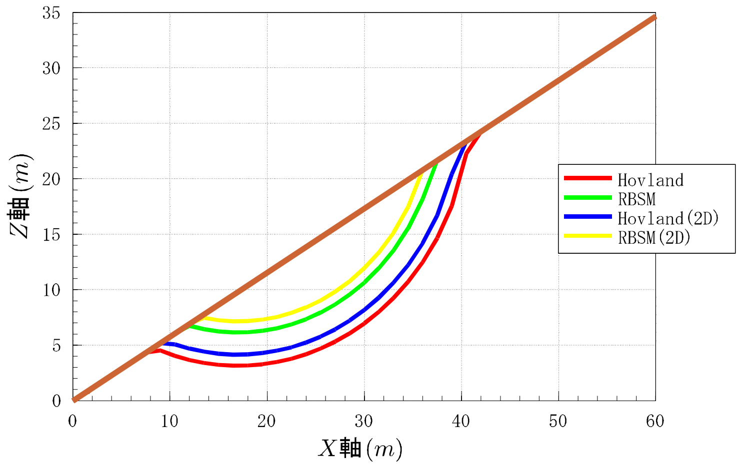


図 5.5.3　最小安全率をもつすべり面分布（$b=10$）

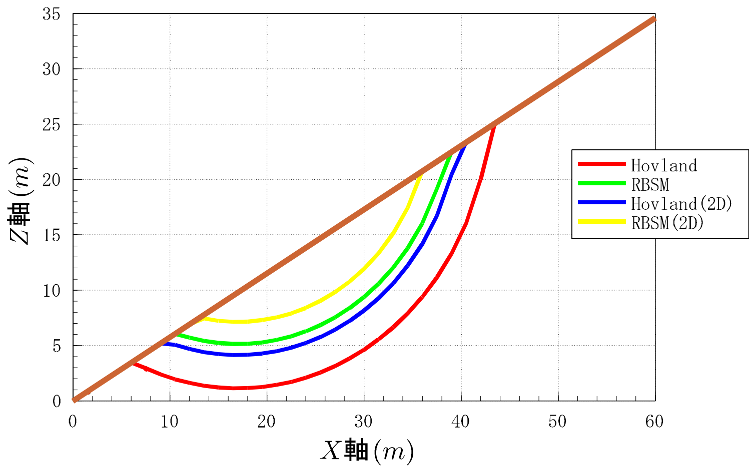


図 5.5.4　最小安全率をもつすべり面分布（$b=20$）

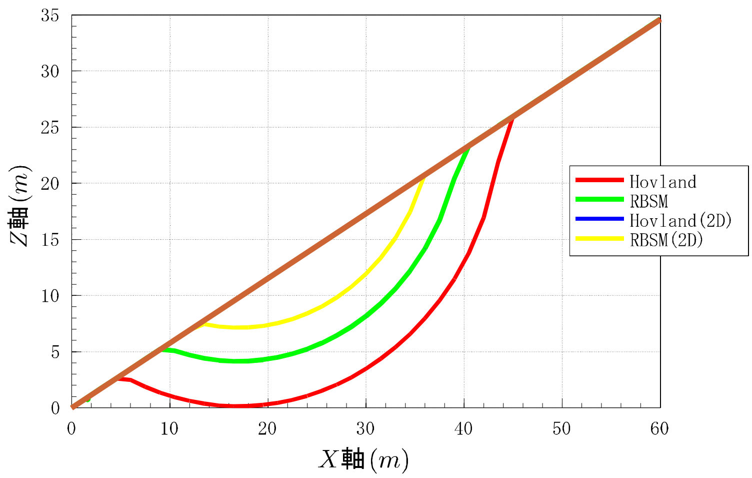


図 5.5.5　最小安全率をもつすべり面分布（$b=40$）

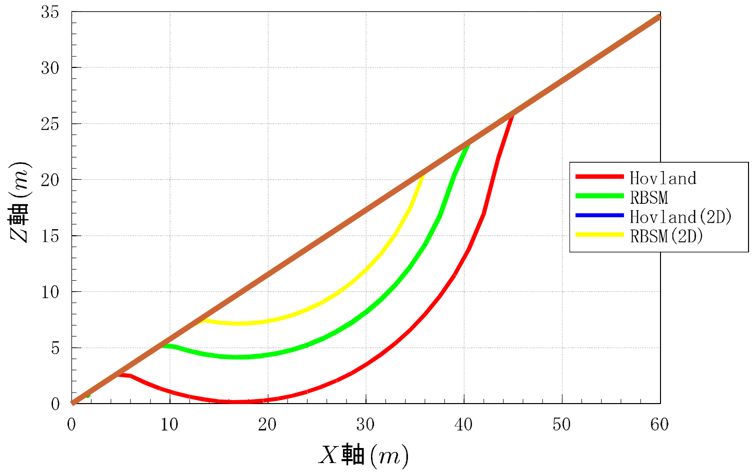


図 5.5.6　最小安全率をもつすべり面分布（$b=60$）

図 5.5.5 と図 5.5.6 においては、RBSM と Hovland 法（2D）で求められたすべり面位置が重なる。

■すべり面位置に対する考察

２次元解析と３次元解析で、最小安全率をもつすべり面位置の特定をした。すべり面の大きさは、RBSM(2D)、RBSM、Hovland 法(2D)、Hovland 法の順で大きくなっている。解析法ごとに比較してみると、Hovland 法も RBSM も２次元解析で得られたすべり面よりも大きなすべり面をもつ。RBSM はすべり面を小さく見積もり、Hovland 法はすべり面を大きく見積もる傾向がある。２次元、３次元の解析法の比較でも、Hovland 法、RBSM の解析法比較でも、最小安全率をもつすべり面位置にも変化が出ることを確認できた。

5.6　まとめ

本章では、すべり面形状の斜面長さL、斜面広がり幅方向長さW、深さd、高さHをパラメータ化することで、その推移による３次元効果の影響を検証してきた。２次元解析よりも３次元解析の方が、安全率が高くなるのは、３次元効果（側方効果）により、斜面の安定性を助長するからである。

まず、軸の長さ比W/Lをパラメータとして、安全率比F_3/F_2との関係を検証した。W/Lが小さい（斜面広がり幅Wが狭く、斜面長さLが大きいすべり面）ほど、３次元効果が大きい。これは、Wを大きくしていくと、すべり面がよりフラットな形状に近づいていき、側方の影響が弱くなっていくため、３次元効果が弱まると考えられる。

L/Hの相違によって、３次元効果にどのような関係が現れるのか検証していった。

L/Hが小さい場合の方が安全率比が高く、３次元効果が強く影響し、斜面の安定性を増大させている傾向が見られる。

続いて、すべり面深さと３次元効果の関係を検証していった。すべり面の深さが３次元効果に影響を与えていき、浅いほど３次元効果が強く現れ、深いほど３次元効果が弱まることがわかる。すべり面深さの変化により、３次元効果は大きく異なる。ただし、すべり面深さが大きい方が安全率自体は高い。これは自重が拘束圧を弱めるためであると考えられる。

最後に、２次元解析と３次元解析で、最小安全率をもつすべり面位置の特定をした。すべり面の大きさは、RBSM(2D)、RBSM、Hovland法(2D)、Hovland法の順で大きくなっている。解析法によってもすべり面位置に大きく違いがでるが、３次元効果の影響を反映した結果となった。

本研究の３次元効果の検討により、３次元効果は無視できないほど安全率に影響を与えることがわかる。これにより３次元解析の有効性を確認できた。

第６章　結論

6.1　本研究で得られた成果

本研究では、すべり面形状として楕円体を導入し、簡易的にすべり面の位置座標を求める方法を提案した。また、安定解析を行う際、計算の簡略化・効率化の問題となる縁辺部の影響について考察した。斜面を分割する際、すべり面の周辺部にあるカラム柱の水平断面部にできる図形（三角形、台形、五角形）の有無によって解の精度にどの程度影響を与えるか検証した。最後に３次元安定解析がもたらす効果を検討してきた。楕円体パラメータを変化させることによって、様々なすべり面を考え、形状の違いによる３次元効果を評価した。

第２章では、斜面崩壊の実態と斜面解析法の発展の流れ、そこで考案されてきた２次元と３次元の斜面解析法の概要、そして RBSM の理論を示してきた。

第３章では、すべり面の形状とその位置情報を求めてきた。すべり面として楕円体を導入し、プログラムに適用できるようにした。これよりすべり面全体の形状を推定することができ、またその位置座標を数値情報として取得できた。また、格子点の座標だけでなく、中間点の座標も求めることができ、正確なすべり面情報を取得できるようになった。

第４章では、前章で得られた地形情報を利用して、３次元斜面安定解析を行った。まず、地形情報の多さから計算量が多くなるという問題点を解消するため、縁辺部の考慮の方法を考えた。Hovland 法による解析ですべての多角形を考慮する場合（縁辺部を考慮）と正方形のみ考慮する場合との安全率を比較した。球状すべり面の場合には、分割数が少ないと解の差が大きいが、楕円体状すべり面の場合には、分割数の変化による影響が小さかった。よって、すべり面形状にかかわらず、分割数を十分にとれば、端部の計算を省いても解の精度は良く、計算量も削減でき、実用的な解の精度が得られることが証明された。また、安定解析法として Hovland 法と RBSM を用いたが、これらにより、局所的な安全率の分布状況やカラム柱の変位分布を図示でき、３次元安定解析の利点を示した。

第５章では、３次元効果について検討した。すべり面に関するパラメータとして、斜面広がり幅方向長さW、斜面方向長さL、すべり面高さH、すべり面深さdを用いてすべり面形状の変化による３次元効果を検証していく。

まず、軸の長さ比W/Lをパラメータとして、安全率比F_3/F_2との関係を検証する。

$W/L \leq 1$のときは、とくに強く３次元効果が現れる。これは、Wを大きくしていくと、すべり面がよりフラットな形状に近づいていき、側方の影響が弱くなっていくため、３次元効果が弱まると考えられる。

続いて、L/Hの相違による３次元効果を検証していった。L/Hが小さい方が収束していくポイントが遅く（W/Lが大きい場合に収束）、３次元効果の影響も大きい。L/Hが大きいと収束するのが早いが、安全率比についてはそれほど変化がない。収束時の安全率比は、RBSM の場合は 1.70～1.75 程度、Hovland 法の場合は 1.62～1.71 程度で推移していた。L/Hが収束時に及ぼす影響の変化は小さいことがわかった。

次に、すべり面深さ推移による３次元効果を検証していった。すべり面の深さが、浅いほど３次元効果が強く現れ、深いほど３次元効果が弱まることがわかった。すべり面深さの変化により、３次元効果は大きく異なる。ただし、すべり面深さが大きい方が安全率自体は高い。これは自重が拘束圧を弱めるためである。すべり面が深くなることで地すべり土塊の拘束力に対して土塊の重量が増し、拘束力の影響が及ばなくなったためと考えられる。

最後に、３次元効果によって最小安全率をもつすべり面の位置がどのように変化していくかを考察した。すべり面の大きさは、RBSM(2D)、RBSM、Hovland 法(2D)、Hovland 法の順で大きくなっている。解析法によってもすべり面位置に大きく違いがでるが、３次元効果の影響を反映した結果となった。

本研究によって、すべり面形状を楕円体とした場合の位置情報を簡易的に算出できるプログラムを作ることができた。続いて位置情報を用いて、３次元斜面安定問題を解析する際、計算を簡略化するため、すべり面周辺部のカラム柱の有無が解の精度に与える影響を検証した。分割数を十分にとれば、実用的な解の精度が得られることが証明された。最後に、３次元効果を検討した。３次元効果は無視できないほど斜面の安定性に影響を与えることがわかった。３次元解析の有効性を証明できた。

6.2 今後の課題

本研究では、均一な地形・均質な地質場を想定したが、より実際の地盤に近い形での解析が望まれる。実斜面の崩壊においても３次元効果を無視できないケースが多いと思われるので、今後多くの崩壊例の収集と検討が必要となる。さらに、斜面安定問題に大きく影響を与える地下水の影響を考慮することが大きな課題と言える。より合理的で、簡便な解析手法を構築することが重要である。

参考文献

1） 藤原明敏：地すべり調査を解析 改訂版，理工図書株式会社，pp.116-125，1994

2） 申潤値：新版 地すべり工学，山海堂，pp2-93，2001

3） 小橋澄治：土木工学基礎叢書９ 斜面安定，鹿島出版会，pp.58-74，1975

4） 土質工学会編 土質工学ハンドブック，土質工学会，pp.223-294，1991

5） 地方特定道路整備調査設計三次元安定解析，日本工営株式会社，（有）アドバンテクノロジー，pp.2-9，pp.10-14，2001

6） 大木裕久：鋼・コンクリートの合成構造におけるシアコネクタのせん断伝達機構に関する研究,pp.19-40，1998

7） 竹内則雄：地盤力学における離散化極限解析，株式会社 培風館，pp.103-110，1991

8） 竹内則雄，濱崎英作，草深守人：計算工学講演会文集 Vol.8，有限要素法を用いた簡易斜面安定解析，計算工学会，2003

9） 松永貴博：すべり面に有限要素法を適用した三次元簡易斜面安定解析法の開発，pp.1-52，2002

10） 山中伸一郎：三次元斜面安定解析のための球状すべり面の作成法について，pp.1-51，2004

11） 磯田浩，鈴木賢次郎：図学入門　コンピュータ・グラフィックスの基礎，東京大学出版，pp.134-155，1986

12） 大村あつし：Excel2000 VBA〔基礎編〕，株式会社技術評論社，pp.184-198，pp.240-278，1999

13） 土屋和人:EXCEL VBA パーフェクトマスター,株式会社秀和システム，pp.102-128，2001

14） 田島太郎：コンピュータ図学，株式会社コロナ社，pp132-143,1972

15） 鵜飼恵三ほか：簡便分割法による斜面の三次元安定解析，土木学会論文集，第376号/Ⅲ－6，pp.267-276，1986

16） 菊沢正裕：斜面安定における三次元効果，土木学会論文集，第412号/Ⅲ－12，pp.187-190，1989

17） 鵜飼恵三ほか：分割法の三次元斜面安定解析への拡張，第１回計算力学シンポジウム集，日本科学技術連盟，pp.261-266，1987

18） 鵜飼恵三:分割法による斜面の三次元安定性の検討,土と基礎,Vol.36-5,No.1788，pp.19-23，1988

19） 今泉繁良ほか:一般分割法による斜面の安定解析,土と基礎，Vol.36-5,No.1794， pp.55-60, 1988

20) 鵜飼恵三ほか：斜面の三次元安定性，土木学会第41回年次学術講演会，Ⅲ-314，pp.627-628，1986

21) Dov Leshchinsky.and Rafael Baker：Three-dimensional Slope Stability: End Effects，SOILS AND FOUNDATIONS，Vol.26，No.4，pp.98-110，1986

22) H.John Hovland：Three-dimensional Slope Stability Analysis Method，JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION，Vol.103，No.GT9，pp.971-986，1977

23) Chen,R.H. and Chameau,J.L：Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes,Geotechique,32,No.1,pp32-40,1983

謝辞

本研究を進めるにあたり、竹内則雄教授には、御多忙にも関わらず終始丁寧な御指導を頂きました。本論文を仕上げ、提出することができましたのは、先生の御指導の賜であると感謝し、ここに深く御礼申し上げます。

草深守人教授や法政大学大学院博士課程の大木裕久氏には、多くの御助言を頂き、感謝しております。また、地盤工学研究室に所属するすべての方々に深く感謝致します。

最後に、本論文を作成するにあたり、参考文献に挙げた数多くの研究を参考にさせて頂きました。引用および転載させて頂いた著者の方々には心より厚く御礼申し上げます。

付録

すべり面の斜面方向長さをL、すべり面の斜面広がり幅方向長さをW、斜面とすべり面の最大垂直深さをd、すべり面高さをHとした。

解析に用いた材料定数は、湿潤単位体積重量$\gamma_t = 1.8tf/m^3$、粘着力$c = 1.0tf/m^2$、内部摩擦角$\phi = 20$度である。

表１　楕円体パラメータと２次元安全率（L/H =1.50）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a (m)	c (m)	L/H	Hovland 法	RBSM
11	60	11.89	9	9	1.50	0.9496	1.1751

表２　W/L 変化による安全率と３次元効果（L/H =1.50）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
5	0.4330	2.0810	3.0486	2.1915	2.5943
10	1.0825	1.7495	2.3401	1.8424	1.9914
15	1.7321	1.6642	2.1794	1.7526	1.8546
20	2.3816	1.6489	2.1350	1.7365	1.8169
25	3.0311	1.6256	2.0915	1.7119	1.7798
30	3.6806	1.6200	2.0646	1.7060	1.7570
35	4.3301	1.6124	2.0568	1.6980	1.7503
40	4.9796	1.6135	2.0535	1.6991	1.7475
45	5.6292	1.6098	2.0443	1.6953	1.7397
50	6.2787	1.6083	2.0430	1.6937	1.7385
55	6.9282	1.6054	2.0455	1.6906	1.7407
60	7.5777	1.6069	2.0370	1.6922	1.7335
65	8.2272	1.6061	2.0328	1.6913	1.7299
70	8.8768	1.6053	2.0326	1.6906	1.7297
75	9.5263	1.5938	2.0109	1.6784	1.7113

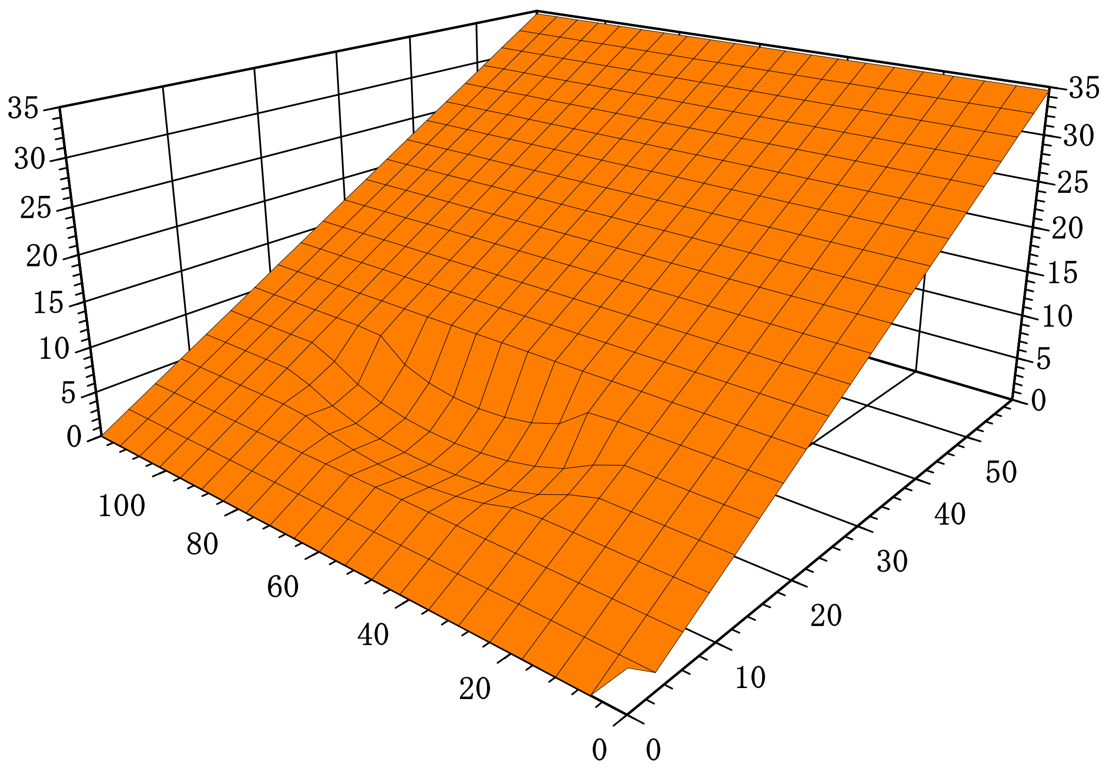


図１　すべり面鳥瞰図（L/H=1.50）

図２　すべり面側面図（L/H=1.50）

表３　楕円体パラメータと２次元安全率（L/H =1.74）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a (m)	c (m)	L/H	Hovland 法	RBSM
12	60	30.02	24	24	1.74	0.8001	0.8679

表４　W/L 変化による安全率と３次元効果（L/H =1.74）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.3712	1.5510	1.9735	1.9385	2.2740
15	0.6186	1.4322	1.6971	1.7900	1.9555
20	0.8660	1.3738	1.6137	1.7170	1.8594
25	1.1135	1.3489	1.5582	1.6858	1.7955
30	1.3609	1.3378	1.5231	1.6721	1.7550
35	1.6083	1.3271	1.4987	1.6587	1.7268
40	1.8558	1.3233	1.4870	1.6539	1.7134
45	2.1032	1.3220	1.4784	1.6523	1.7035
50	2.3506	1.3145	1.4778	1.6429	1.7028
55	2.5981	1.3145	1.4674	1.6429	1.6909
60	2.8455	1.3132	1.4636	1.6412	1.6865
65	3.0929	1.3126	1.4561	1.6405	1.6778
70	3.3404	1.3094	1.4578	1.6365	1.6798
75	3.5878	1.3124	1.4502	1.6402	1.6710
80	3.8353	1.3088	1.4541	1.6358	1.6755
85	4.0827	1.3088	1.4526	1.6358	1.6738
90	4.3301	1.3078	1.4530	1.6345	1.6742
95	4.5776	1.3074	1.4473	1.6340	1.6676
100	4.8250	1.3073	1.4478	1.6339	1.6683

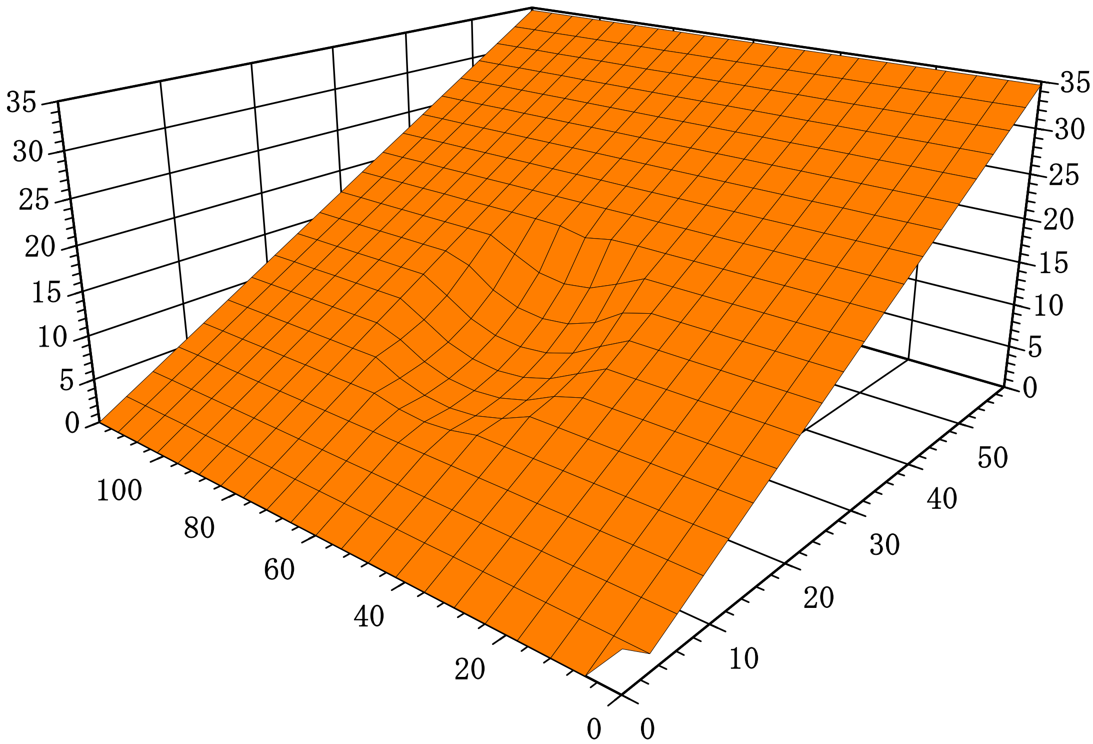


図３　すべり面鳥瞰図（L/H=1.74）

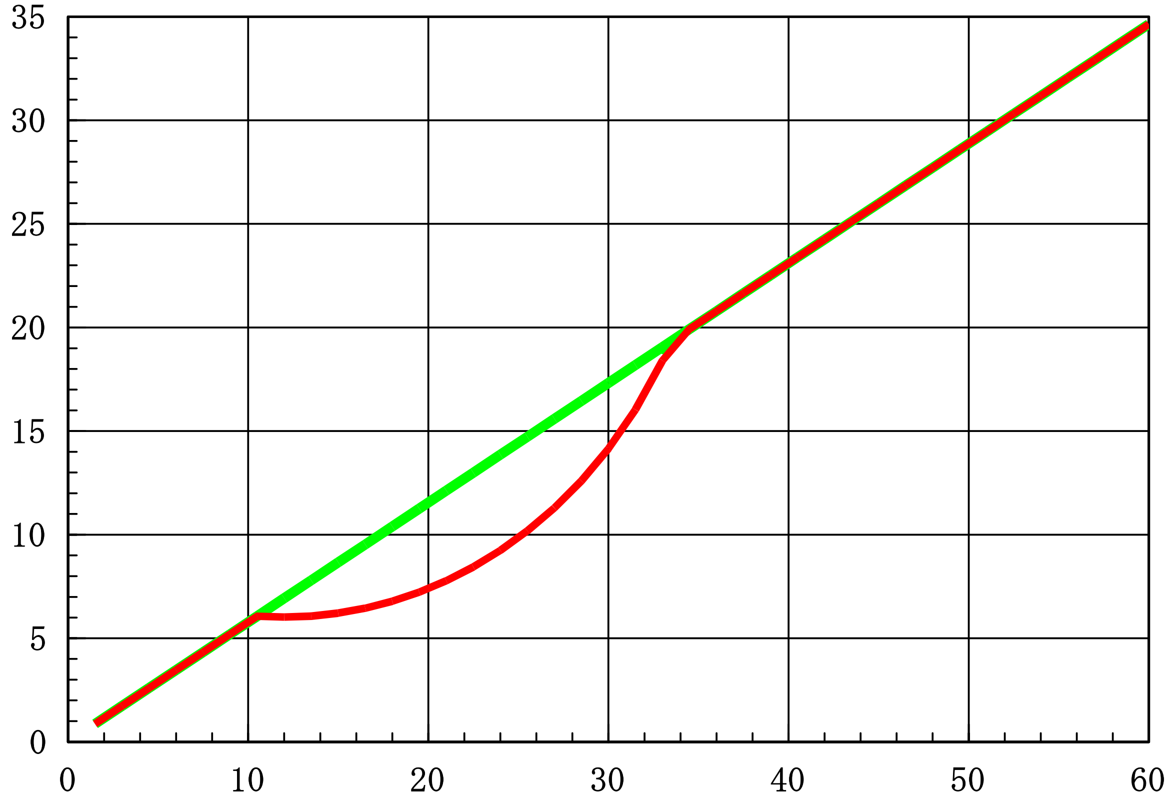


図４　すべり面側面図（L/H=1.74）

表５　楕円体パラメータと２次元安全率（L/H =1.80）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a (m)	c (m)	L/H	Hovland 法	RBSM
20	60	47.34	35	35	1.80	0.7842	0.8001

表６　W/L 変化による安全率と３次元効果（L/H =1.80）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.2887	1.5979	2.1171	2.0377	2.6461
15	0.4330	1.4218	1.7128	1.8131	2.1408
20	0.5774	1.3642	1.5781	1.7398	1.9725
25	0.7217	1.3282	1.4952	1.6937	1.8689
30	0.8660	1.3101	1.4664	1.6707	1.8329
35	1.0104	1.3025	1.4319	1.6610	1.7897
40	1.1547	1.2911	1.4219	1.6464	1.7772
45	1.2990	1.2815	1.4121	1.6342	1.7649
50	1.4434	1.2812	1.3993	1.6339	1.7490
55	1.5877	1.2781	1.3924	1.6299	1.7403
60	1.7321	1.2747	1.3909	1.6256	1.7385
65	1.8764	1.2733	1.3881	1.6238	1.7350
70	2.0207	1.2737	1.3801	1.6243	1.7250
75	2.1651	1.2699	1.3822	1.6195	1.7275
80	2.3094	1.2702	1.3757	1.6198	1.7194
85	2.4537	1.2683	1.3780	1.6174	1.7223
90	2.5981	1.2692	1.3712	1.6185	1.7138
95	2.7424	1.2674	1.3735	1.6163	1.7167
100	2.8868	1.2688	1.3663	1.6181	1.7078
105	3.0311	1.2680	1.3675	1.6170	1.7092
110	3.1754	1.2668	1.3698	1.6155	1.7121

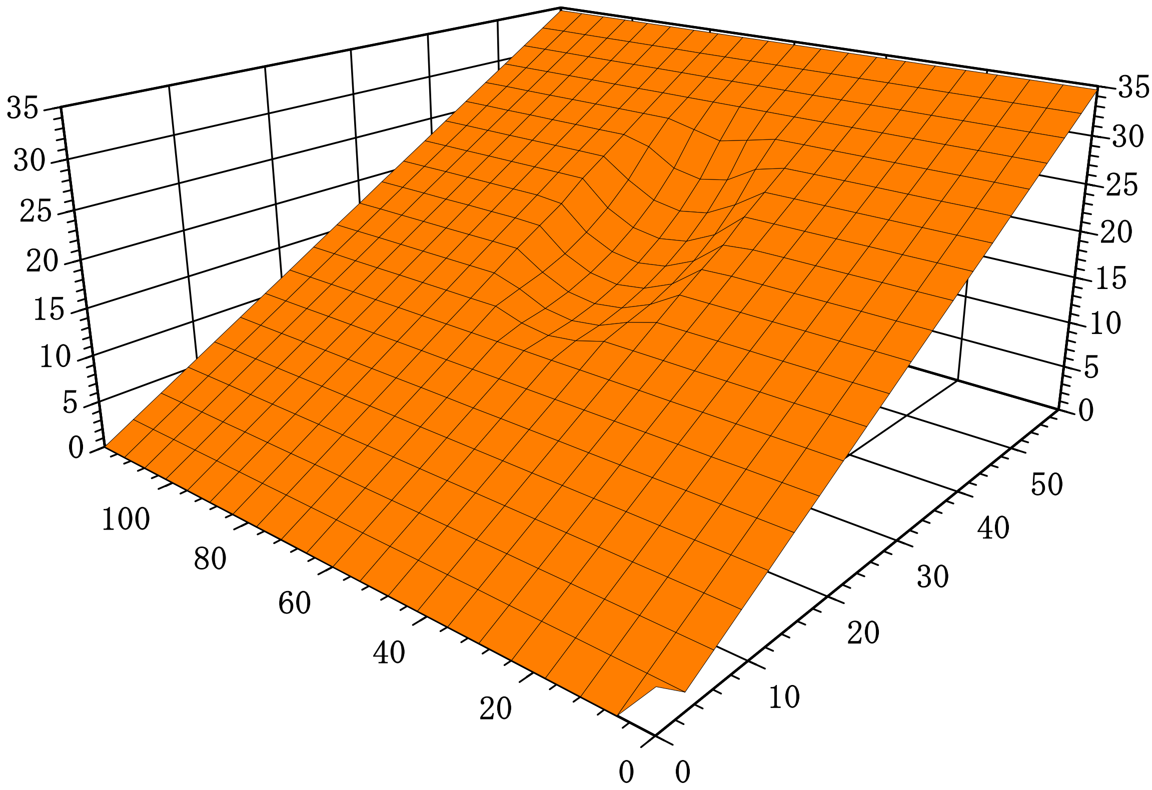


図５　すべり面鳥瞰図（L/H=1.80）

図６　すべり面側面図（L/H=1.80）

表７　楕円体パラメータと２次元安全率（L/H =1.89）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a (m)	c (m)	L/H	Hovland 法	RBSM
19.2	60	53.23	40.5	40.5	1.89	0.7832	0.8013

表８　W/L 変化による安全率と３次元効果（L/H =1.89）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.1732	1.6157	2.1101	2.0629	2.6332
15	0.3031	1.4388	1.7522	1.8371	2.1866
20	0.4330	1.3546	1.5843	1.7296	1.9771
25	0.5629	1.3161	1.5216	1.6804	1.8988
30	0.6928	1.3022	1.4603	1.6627	1.8224
35	0.8227	1.2854	1.4382	1.6412	1.7948
40	0.9526	1.2757	1.4261	1.6289	1.7796
45	1.0825	1.2758	1.3917	1.6290	1.7368
50	1.2124	1.2702	1.3885	1.6218	1.7327
55	1.3423	1.2689	1.3750	1.6201	1.7159
60	1.4722	1.2656	1.3777	1.6159	1.7192
65	1.6021	1.2622	1.3693	1.6116	1.7087
70	1.7321	1.2604	1.3682	1.6093	1.7075
75	1.8620	1.2620	1.3606	1.6114	1.6979
80	1.9919	1.2576	1.3656	1.6058	1.7042
85	2.1218	1.2582	1.3590	1.6065	1.6959
90	2.2517	1.2602	1.3506	1.6091	1.6854
95	2.3816	1.2579	1.3526	1.6061	1.6879
100	2.5115	1.2559	1.3530	1.6036	1.6885
105	2.6414	1.2567	1.3523	1.6045	1.6876
110	2.7713	1.2552	1.3505	1.6026	1.6853
115	2.9012	1.2561	1.3489	1.6038	1.6834
120	3.0311	1.2552	1.3497	1.6027	1.6843

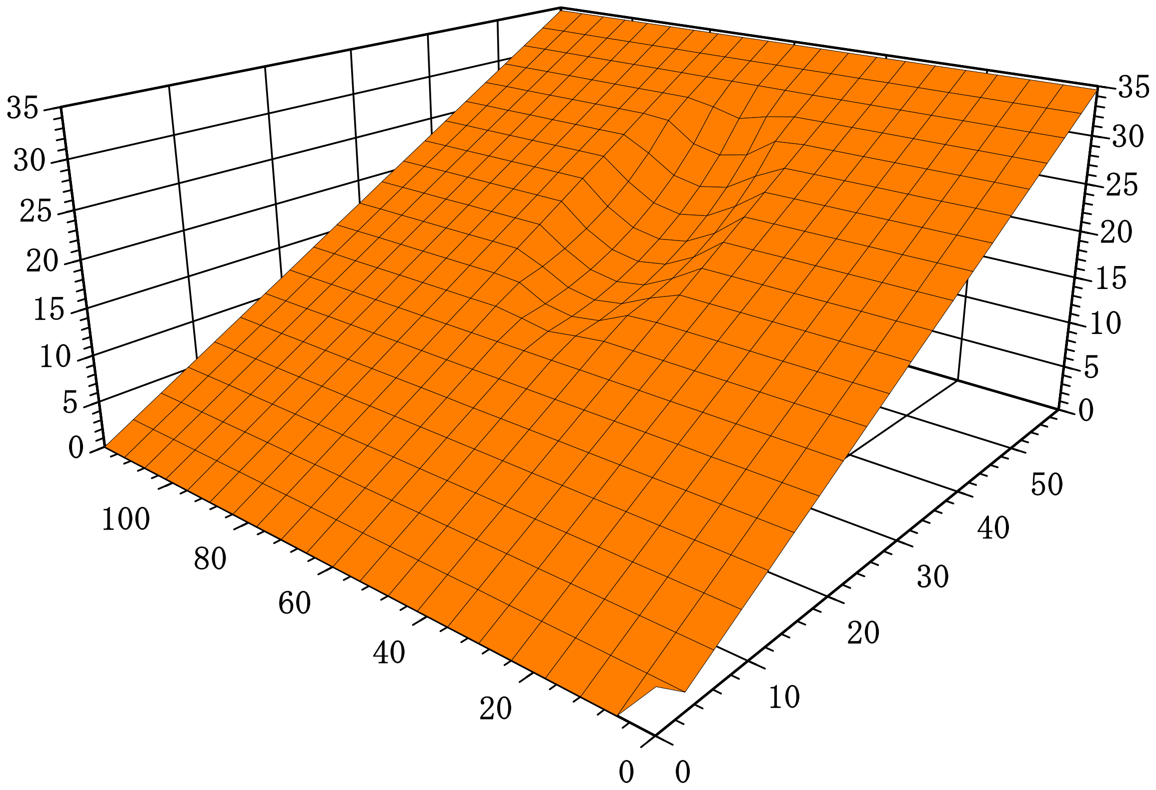


図７　すべり面鳥瞰図（L/H=1.89）

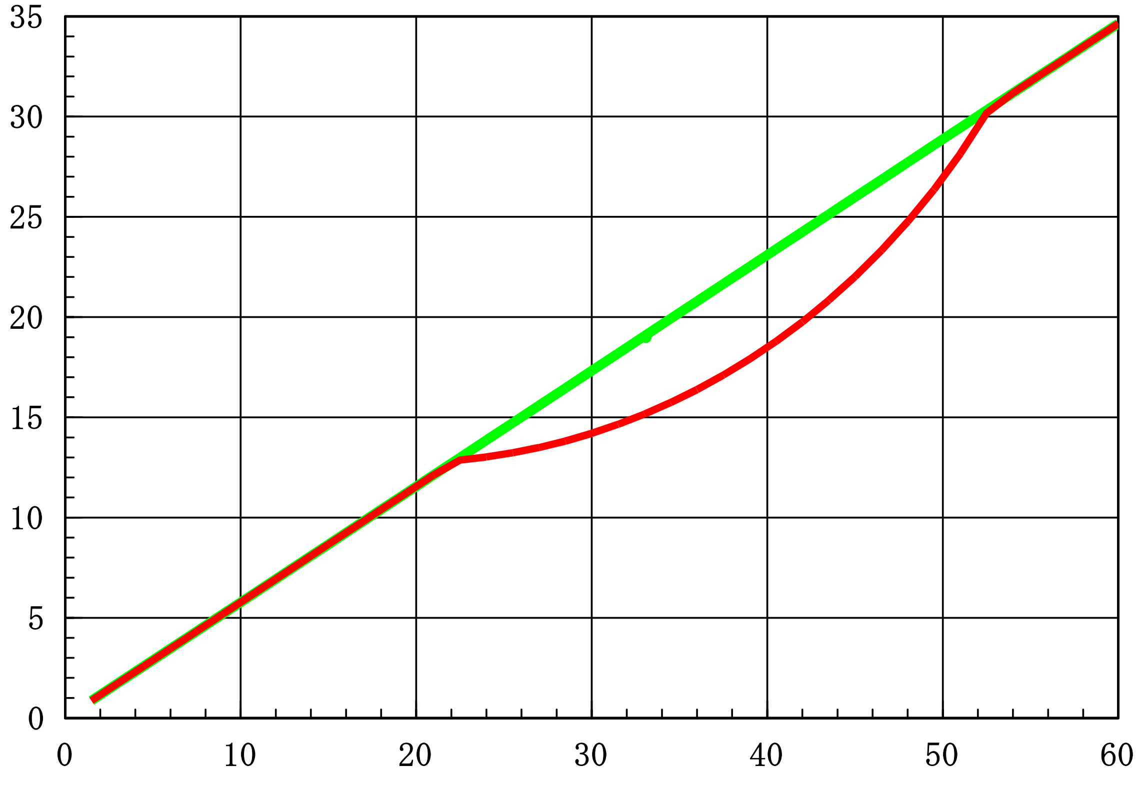


図８　すべり面側面図（L/H=1.89）

表 9　楕円体パラメータと２次元安全率（d=2.95m）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a(m)	c(m)	すべり面深さ d(m)	Hovland 法	RBSM
10	60	34.64	28	28	2.95	0.8994	0.9454

表 10　W/L 変化による安全率と３次元効果（d=2.95m）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.3712	1.7586	2.2143	1.9552	2.3423
15	0.5567	1.5879	1.9329	1.7655	2.0446
20	0.7423	1.5308	1.8051	1.7020	1.9094
25	0.9279	1.5047	1.7468	1.6729	1.8477
30	1.1135	1.4903	1.7029	1.6569	1.8013
35	1.2990	1.4951	1.6590	1.6623	1.7548
40	1.4846	1.4813	1.6531	1.6469	1.7486
45	1.6702	1.4787	1.6368	1.6440	1.7313
50	1.8558	1.4729	1.6348	1.6376	1.7292
55	2.0413	1.4692	1.6337	1.6335	1.7281
60	2.2269	1.4651	1.6329	1.6289	1.7272
65	2.4125	1.4666	1.6246	1.6306	1.7184
70	2.5981	1.4645	1.6181	1.6282	1.7116
75	2.7837	1.4652	1.6122	1.6290	1.7053
80	2.9692	1.4630	1.6135	1.6266	1.7067
85	3.1548	1.4611	1.6142	1.6244	1.7074
90	3.3404	1.4650	1.6048	1.6288	1.6975
95	3.5260	1.4642	1.6013	1.6279	1.6938
100	3.7115	1.4620	1.6076	1.6255	1.7005
105	3.8971	1.4624	1.5997	1.6259	1.6921
110	4.0827	1.4608	1.6055	1.6242	1.6983
115	4.2683	1.4603	1.6025	1.6235	1.6951
120	4.4538	1.4611	1.5999	1.6245	1.6924

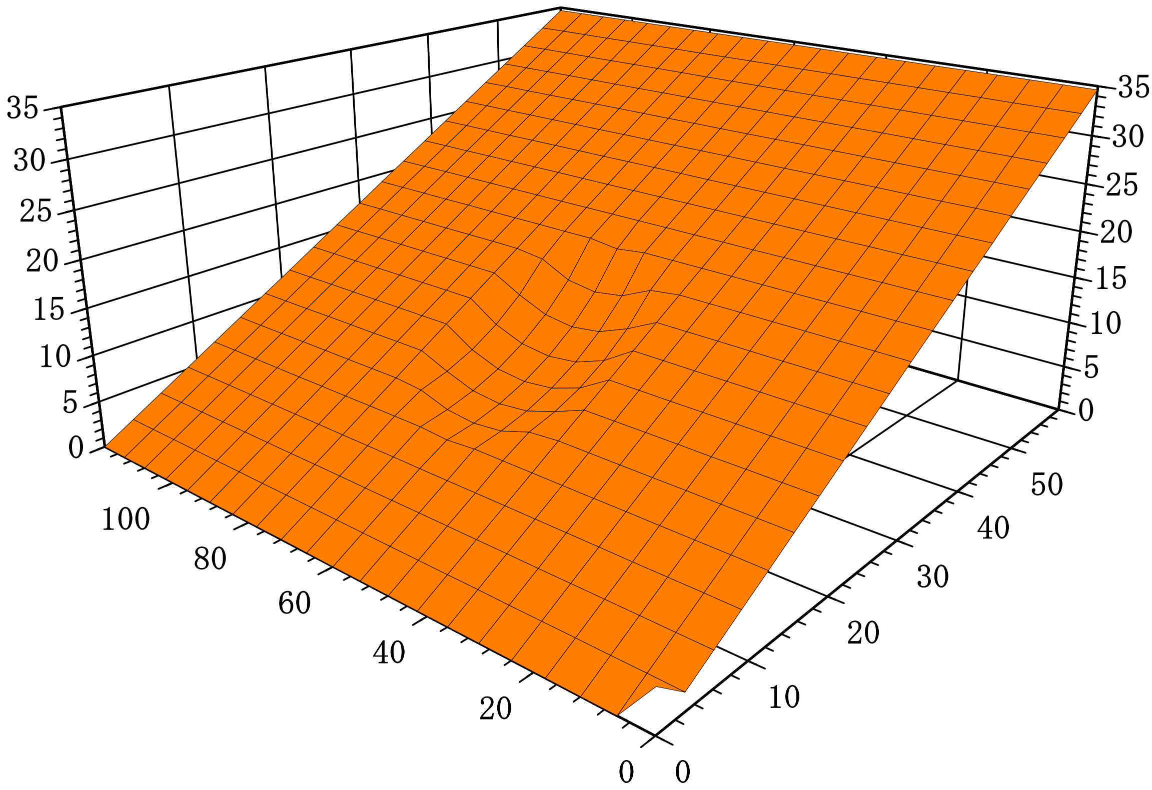


図 9　すべり面鳥瞰図（d＝2.95m）

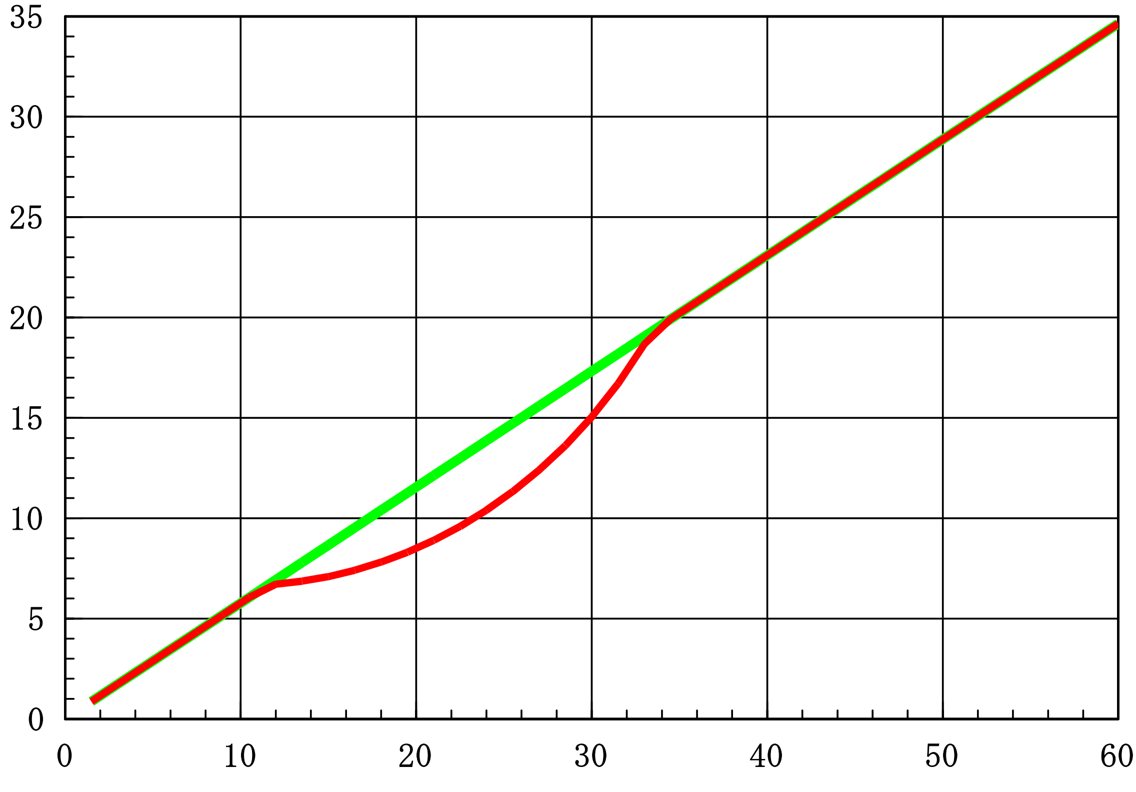


図 10　すべり面側面図（d＝2.95m）

表 11　楕円体パラメータと２次元安全率（d=3.94m）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a(m)	c(m)	すべり面深さ d(m)	Hovland 法	RBSM
12	60	30.02	24	24	3.94	0.8001	0.8679

表 12　W/L 変化による安全率と３次元効果（d=3.94m）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.3712	1.5510	1.9735	1.9385	2.2740
15	0.6186	1.4322	1.6971	1.7900	1.9555
20	0.8660	1.3738	1.6137	1.7170	1.8594
25	1.1135	1.3489	1.5582	1.6858	1.7955
30	1.3609	1.3378	1.5231	1.6721	1.7550
35	1.6083	1.3271	1.4987	1.6587	1.7268
40	1.8558	1.3233	1.4870	1.6539	1.7134
45	2.1032	1.3220	1.4784	1.6523	1.7035
50	2.3506	1.3145	1.4778	1.6429	1.7028
55	2.5981	1.3145	1.4674	1.6429	1.6909
60	2.8455	1.3132	1.4636	1.6412	1.6865
65	3.0929	1.3126	1.4561	1.6405	1.6778
70	3.3404	1.3094	1.4578	1.6365	1.6798
75	3.5878	1.3124	1.4502	1.6402	1.6710
80	3.8353	1.3088	1.4541	1.6358	1.6755
85	4.0827	1.3088	1.4526	1.6358	1.6738
90	4.3301	1.3078	1.4530	1.6345	1.6742
95	4.5776	1.3074	1.4473	1.6340	1.6676
100	4.8250	1.3073	1.4478	1.6339	1.6683

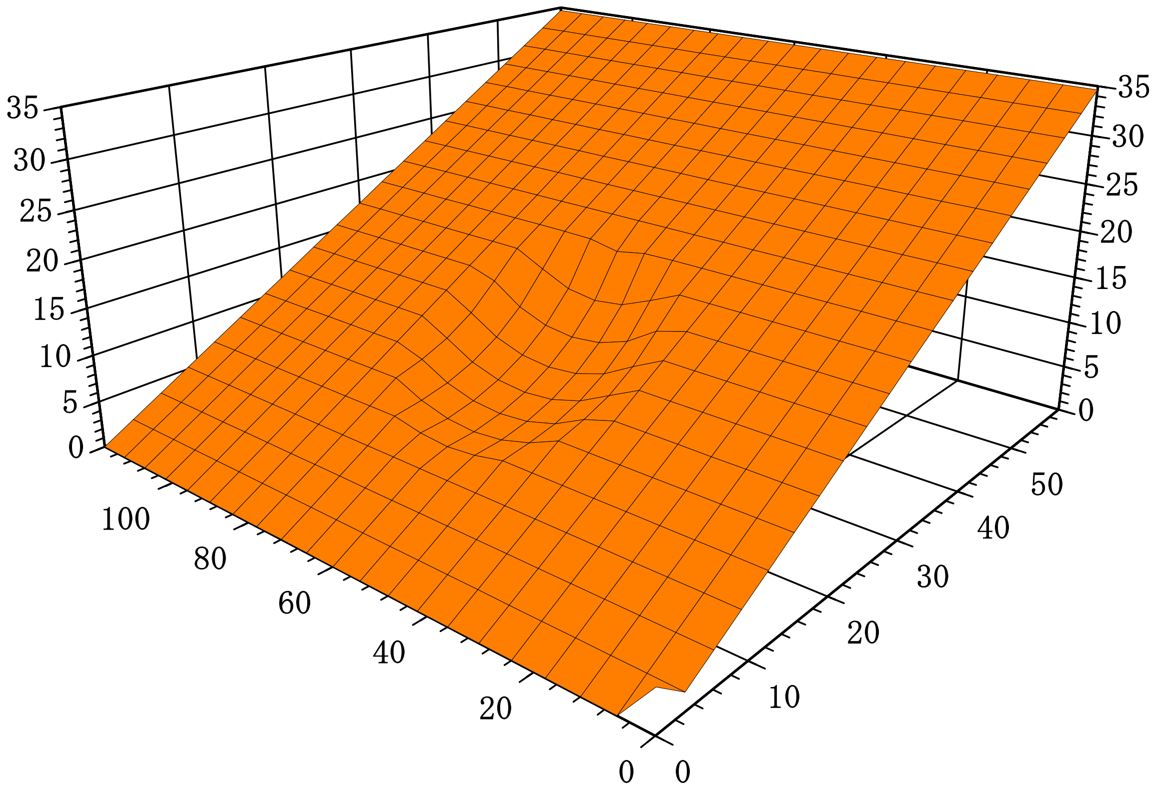


図 11　すべり面鳥瞰図（d＝3.94m）

図 12　すべり面側面図（d＝3.94m）

表 13　楕円体パラメータと２次元安全率（d=5.59m）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a(m)	c(m)	すべり面深さ d(m)	Hovland 法	RBSM
17	60	23.67	18	18	5.59	0.8671	1.0654

表 14　W/L 変化による安全率と３次元効果（d=5.59m）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.4619	1.4474	1.9357	1.6692	1.8169
15	0.7506	1.3321	1.7147	1.5361	1.6095
20	1.0392	1.2914	1.6021	1.4893	1.5038
25	1.3279	1.2684	1.5650	1.4627	1.4690
30	1.6166	1.2534	1.5291	1.4455	1.4353
35	1.9053	1.2477	1.5156	1.4389	1.4226
40	2.1939	1.2423	1.5001	1.4326	1.4081
45	2.4826	1.2379	1.4990	1.4276	1.4070
50	2.7713	1.2356	1.4899	1.4249	1.3985
55	3.0600	1.2342	1.4844	1.4233	1.3934
60	3.3486	1.2310	1.4827	1.4195	1.3917
65	3.6373	1.2299	1.4814	1.4184	1.3905
70	3.9260	1.2304	1.4770	1.4189	1.3863
75	4.2147	1.2292	1.4766	1.4175	1.3860
80	4.5033	1.2282	1.4732	1.4164	1.3828

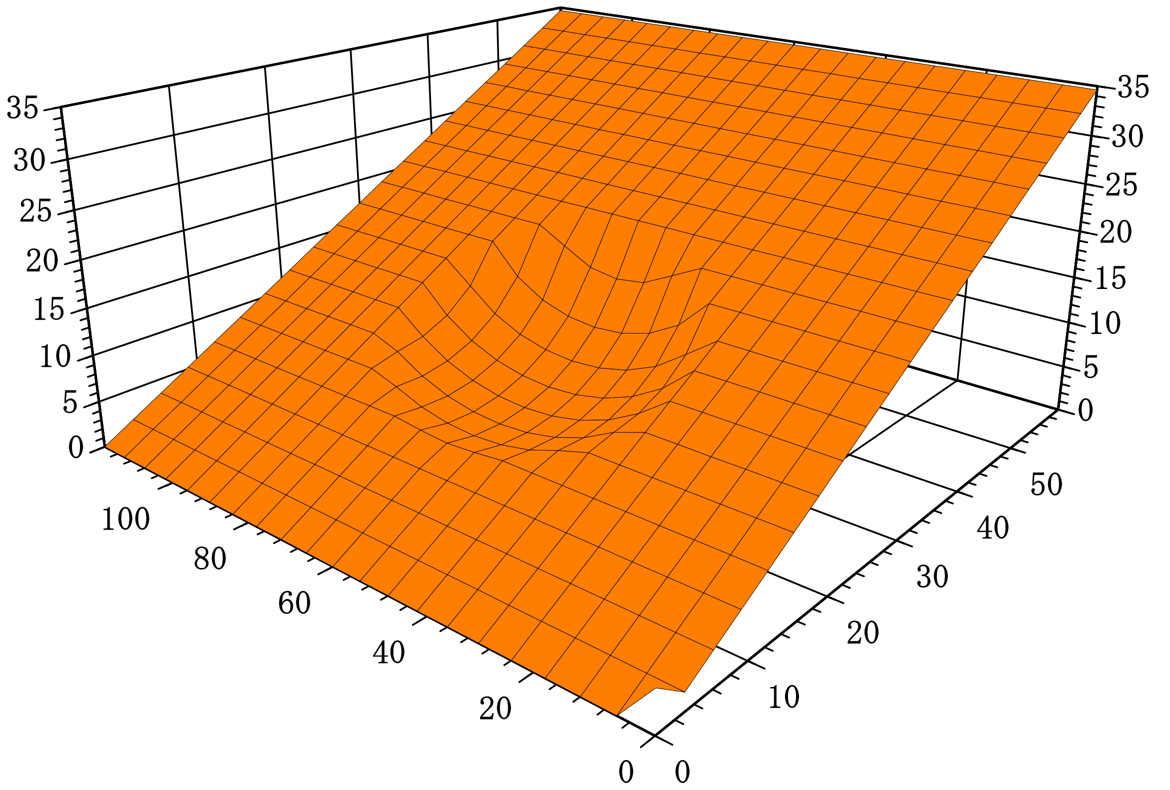


図 13　すべり面鳥瞰図（d＝5.59m）

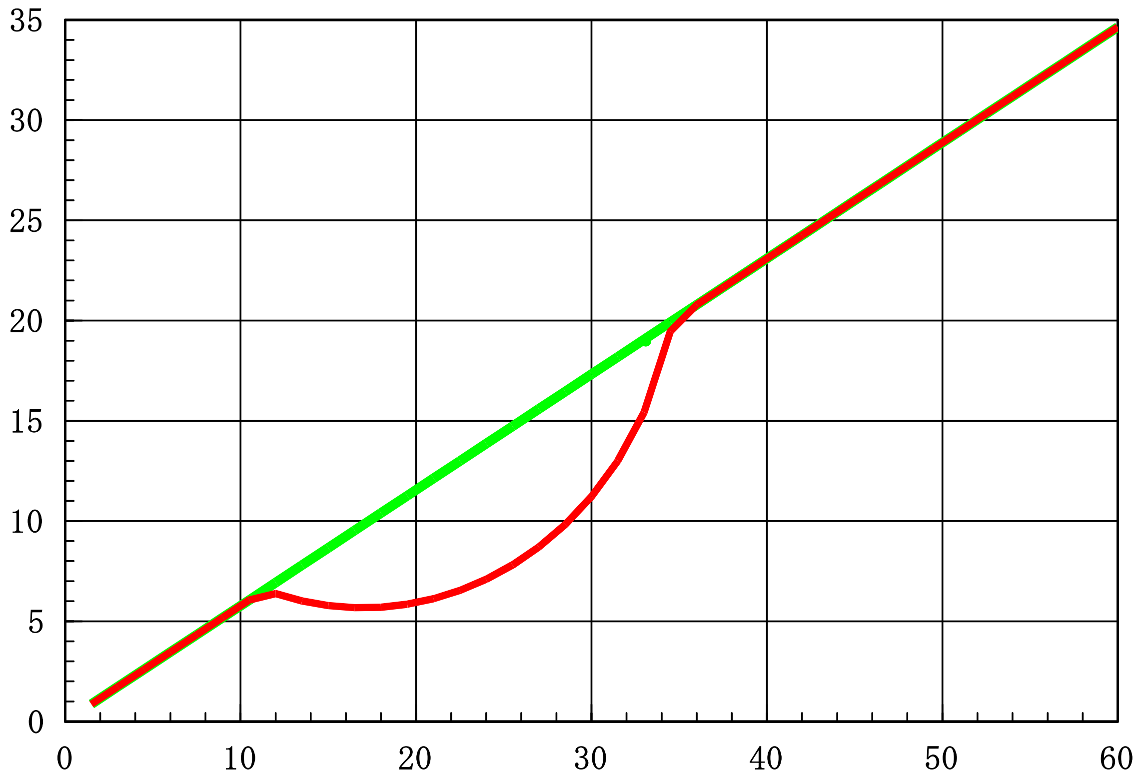


図 14　すべり面側面図（d＝5.59m）

表 15　楕円体パラメータと２次元安全率（d=6.57m）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a(m)	c(m)	すべり面深さ d(m)	Hovland 法	RBSM
17.5	60	21.65	17	17	6.57	0.8956	1.1474

表 16　W/L 変化による安全率と３次元効果（d=6.57m）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.6186	1.4467	2.0271	1.6153	1.7666
15	0.9279	1.3369	1.7876	1.4928	1.5579
20	1.2372	1.2892	1.6806	1.4395	1.4647
25	1.5465	1.2696	1.6256	1.4176	1.4167
30	1.8558	1.2624	1.5946	1.4095	1.3897
35	2.1651	1.2492	1.5771	1.3948	1.3744
40	2.4744	1.2462	1.5668	1.3915	1.3655
45	2.7837	1.2422	1.5589	1.3870	1.3586
50	3.0929	1.2393	1.5503	1.3837	1.3511
55	3.4022	1.2364	1.5488	1.3805	1.3497
60	3.7115	1.2343	1.5480	1.3782	1.3491
65	4.0208	1.2340	1.5427	1.3778	1.3444
70	4.3301	1.2330	1.5383	1.3768	1.3406
75	4.6394	1.2305	1.5370	1.3740	1.3395

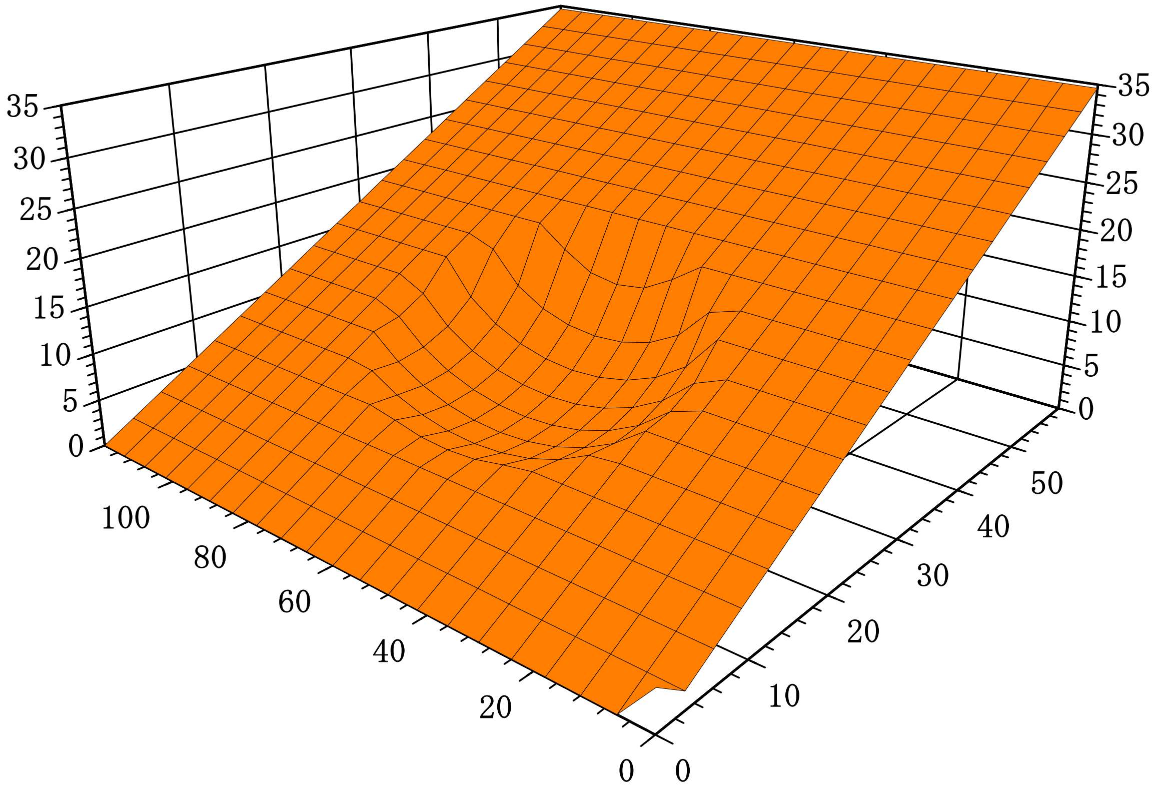


図 15　すべり面鳥瞰図（d＝6.57m）

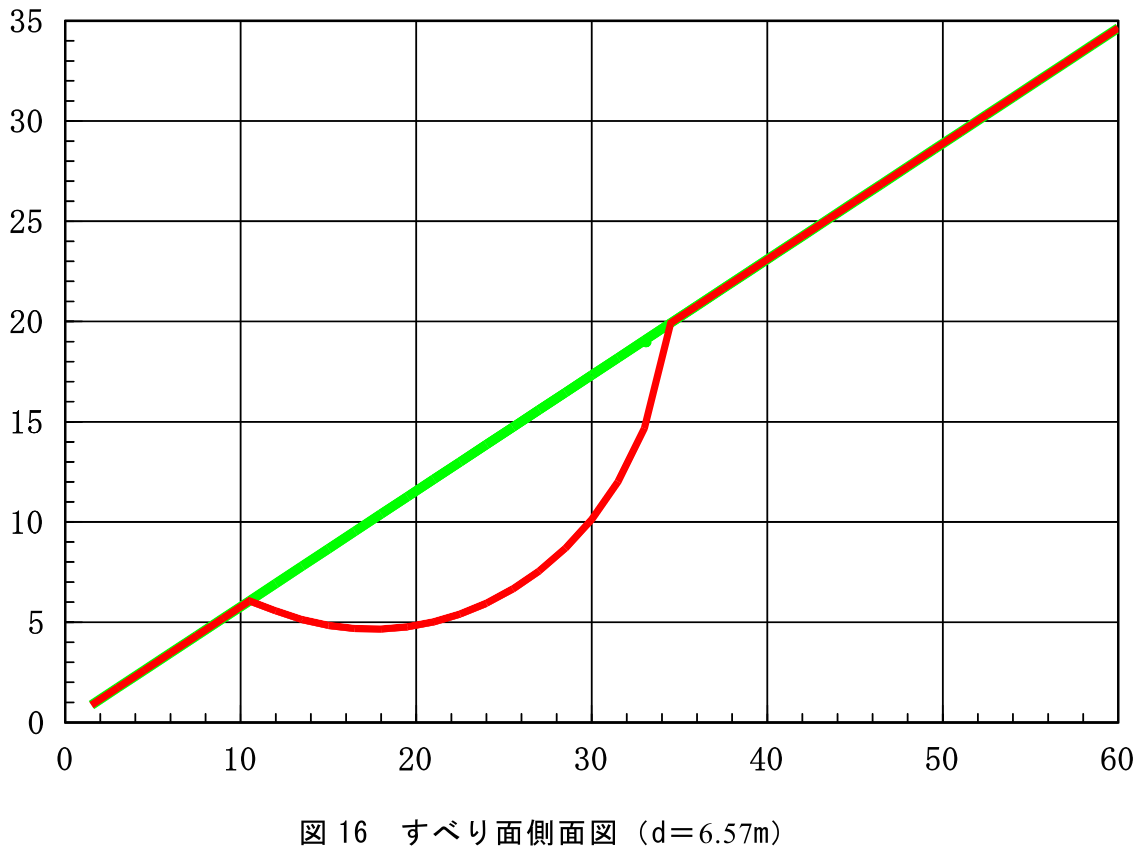


図 16　すべり面側面図（d＝6.57m）

表 17　楕円体パラメータと２次元安全率（d=7.74m）

楕円の中心座標			楕円体の径			２次元 F2	
X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)	a(m)	c(m)	すべり面深さ d(m)	Hovland 法	RBSM
20	60	17.32	13.5	13.5	7.74	1.1917	1.6721

表 18　W/L 変化による安全率と３次元効果（d=7.74m）

楕円体径		安全率		安全率比（F3/F2）	
b (m)	W/L	Hovland 法	RBSM	Hovland 法比	RBSM 比
10	0.7423	1.6477	2.6257	1.3826	1.5703
15	1.1135	1.5348	2.3070	1.2879	1.3797
20	1.4846	1.4920	2.2098	1.2520	1.3215
25	1.8558	1.4668	2.1688	1.2309	1.2970
30	2.2269	1.4505	2.1130	1.2172	1.2636
35	2.5981	1.4378	2.0898	1.2066	1.2498
40	2.9692	1.4363	2.0773	1.2052	1.2423
45	3.3404	1.4252	2.0596	1.1959	1.2317
50	3.7115	1.4257	2.0606	1.1963	1.2323
55	4.0827	1.4226	2.0518	1.1938	1.2270
60	4.4538	1.4241	2.0497	1.1950	1.2258
65	4.8250	1.4179	2.0381	1.1898	1.2188
70	5.1962	1.4080	2.0246	1.1815	1.2108

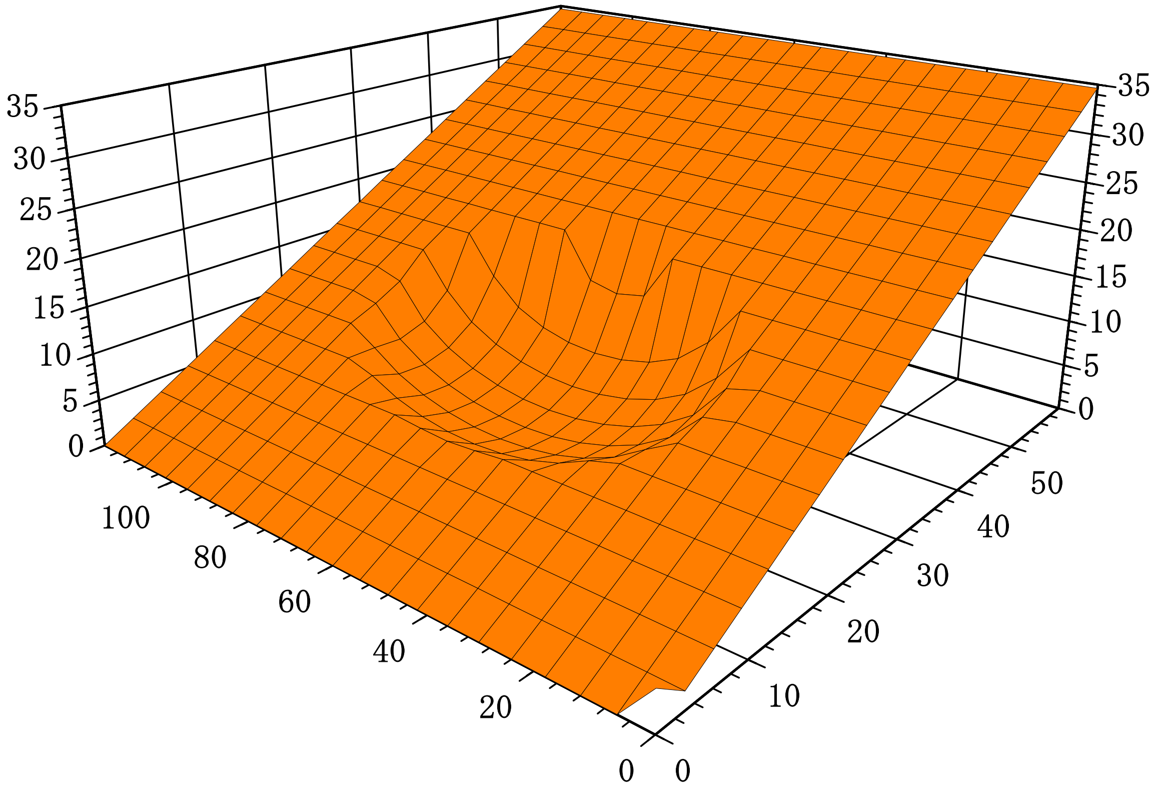


図 17　すべり面鳥瞰図（d＝7.74m）

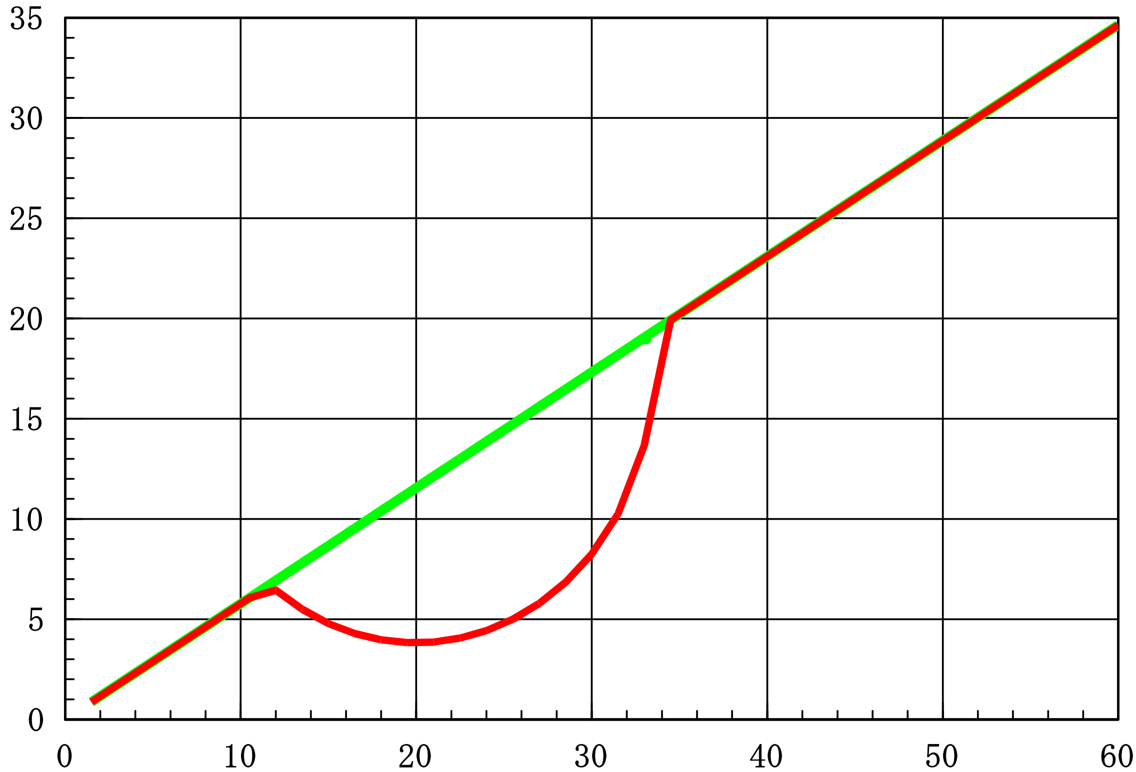


図 18　すべり面側面図（d＝7.74m）