

図・本館

信頼性解析に基づく斜面および深礎基礎の 設計法に関する研究

金沢大学図書
和 1030395

昭和 63 年 10 月

鈴木 壽

報告番号	乙第	3529	号
------	----	------	---

STUDY ON DESIGN METHODS OF SLOPES AND CAISSON TYPE PILE
BASED ON RELIABILITY ANALYSIS

by
Hisashi SUZUKI

ABSTRACT

The safety factor method is used in the present designs of soil structures and foundations. The values of safety factor in those design are given through many engineer's experiences. The variations of external force such as wind load and soil strengths and the accuracy of design formulation must be covered with the safety factors. Reliability-based design related to soil structure has recently developed as a new design method that can evaluate quantitatively those uncertainties based on theories of probability and statistics. This method receives much attention as a more reasonable design. However, it is difficult to use reliability-based design to the practical designs. This is because many past researches aimed at the establishment of the methodology in general. Therefore, the purpose of the present study is to develop the practical reliability-based design method taking account of the peculiarity in each design.

The subject of the present study is the problems related to embankment on saturated clay layer and slope which consists of saturated clay, cut slope which consists of partially saturated soils and caisson type pile for transmission line tower. These structures belong to "lifeline" in the broad sense. The mechanical properties of them are discussed on the basis of the proto-type experiments and laboratory tests. The accurate slope stability analysis and the simplified bearing capacity formula for design are proposed. These results are incorporated into the developed practical reliability-based design method.

This thesis consists of the following chapters;

Chapter 1 : The aim of this thesis is presented and the past researches related to this thesis are summarized.

Chapter 2 : The proto-type and model tests, and actual case records of slope failure during rainfall are shown to simplify the mechanism of these

structures in later chapters.

Chapter 3 : The statistical properties of soil, rock parameters and wind load are summarized from the results of past investigations and new soil explorations in the present study.

Chapter 4 : The procedures of reliability-based design related to embankment on saturated clay layer and slope which consists saturated clay are described in detail. In the former the construction methods of changing slope gradient, counterweight fill, sand compaction pile and sand drain can be taken account of easily to apply to the present design. In the latter new stability charts present to obtain the accurate failure mode of slope. These results of optimizations are compared with the results of the conventional safety factor method.

Chapter 5 : The procedure of reliability-based design of slope which consists of partially saturated soils is described. As well as Chapter 4, specifications in safety factor method are examined by the results of the optimizations. The new method for predicting slope failure during rainfall are also developed based on actual case records of cut slopes along Chuo Expressway. The method can evaluate not only both the reduction of soil strength along slip surface and the increase of self weight of slope due to seepage but also some other factors such as rainfall intensity, antecedent precipitation, vegetation, slope protection, weathering and spring water.

Chapter 6 : The simplified bearing capacity formula of caisson type pile for transmission line tower are established from the results of proto-type tests shown in Chapter 2. They are incorporated into the reliability-based design. The developed design method in this chapter can evaluate not only the probability of failure but also the probability which the displacement of foundation will exceed the allowable displacement.

Chapter 7 : The conclusions in the thesis are summarized.

目 次

第1章 序論

1.1	研究目的および対象構造物	1
1.2	従来の研究との関連	5
1.3	論文の内容と構成	8
参考文献		9

第2章 斜面および深礎基礎の変形と破壊の実態

2.1	概説	13
2.2	飽和粘性土地盤の破壊	13
2.2.1	模型実験の結果	13
2.2.2	現場破壊事例	15
2.3	不飽和土斜面の破壊	16
2.3.1	模型実験の結果	16
2.3.2	中央道のり面崩壊の実態調査	19
2.4	深礎基礎の変形および破壊	19
2.4.1	引揚げ載荷実験	19
2.4.2	水平載荷実験	20
2.5	結論	22
参考文献		23

第3章 地盤諸係数および風荷重の統計的性質

3.1	概説	25
3.2	地盤諸係数の統計的性質	26
3.2.1	飽和土の地盤諸係数	26
3.2.2	不飽和土の地盤諸係数	29
3.2.3	岩石および岩盤の強度係数	34
3.2.4	設計用地盤諸係数	36
3.3	風荷重の統計的性質	37
3.3.1	風荷重の算定法	37
3.3.2	信頼性設計のための基礎設計荷重算定法	39
3.4	結論	41
参考文献		41

第4章	飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の信頼性設計	
4.1	概説	43
4.2	安定解析法	44
4.2.1	従来の研究の概観	44
4.2.2	飽和粘土地盤上の盛土および粘土斜面	50
4.2.3	締固め砂杭による改良地盤	56
4.3	信頼性設計の方法	58
4.3.1	破壊確率の定式化	58
4.3.2	評価関数	61
4.4	実務設計のための数値計算と図表化	64
4.4.1	最適設計例	64
4.4.2	現行設計法との比較	73
4.4.3	図表を用いた計算例	74
4.5	結論	85
	参考文献	86
第5章	不飽和土斜面の信頼性設計および既存斜面の安定性評価	
5.1	概説	88
5.2	安定解析法	90
5.2.1	常態時の斜面安定解析法	90
5.2.2	降雨時の斜面安定解析法	100
5.3	新設の不飽和土斜面の信頼性設計	104
5.3.1	破壊確率の定式化	104
5.3.2	評価関数	107
5.3.3	最適設計例と現行設計法との比較	108
	(1) 最適設計例	108
	(2) 現行設計法との比較	111
5.4	降雨時の既存斜面の安定性評価	116
5.4.1	飽和度の変化に伴う不飽和土の強度特性	116
	(1) 実験に用いた試料	117
	(2) 不飽和土用三軸圧縮試験機	122
	(3) 試験方法	122
	(4) 試験結果	123
	(5) 考察	127
5.4.2	中央道のり面の事例解析	129

(1) 現場から採取した土の水分特性曲線	130
(2) 事例解析結果	132
5.4.3 事例解析に基づく斜面の安定性診断法	137
(1) 降雨時の斜面安定解析法の単純化	138
(2) 崩壊事例の逆解析法	139
(3) 破壊確率の定式化	140
(4) 数値計算例	143
5.5 結論	146
参考文献	147

第6章 深礎基礎の信頼性設計

6.1 概説	150
6.2 深礎基礎の現行設計法	153
6.3 安定解析法	155
6.3.1 極限支持力の算定法	155
(1) 極限引揚げ支持力	155
(2) 極限圧縮支持力	156
(3) 複合荷重下の極限支持力	157
6.3.2 極限支持力式の精度	158
(1) 極限引揚げ支持力	158
(2) 極限圧縮支持力	159
6.3.3 荷重～変位関係の算定法	160
(1) 水平荷重～変位関係	161
(2) 引揚げ荷重～変位関係	163
(3) 圧縮荷重～変位関係	164
(4) 各荷重～変位関係式の精度	164
6.3.4 設計用支持力式の検討	168
6.4 信頼性設計の方法	170
6.4.1 破壊の定義	170
6.4.2 極限支持力の確率モデル	171
6.4.3 荷重～変位関係の確率モデル	176
6.4.4 破壊確率の算定	179
6.4.5 設計の評価関数	179
6.5 実務設計のための数値計算	180
6.5.1 設計条件	180

6.5.2 最適設計例	182
6.6 結論	185
参考文献	185
第7章 結論	187
謝辞	190

第1章 序論

1.1 研究目的および対象構造物

現行の土構造物に関する設計は主に安全率法によって行われている。この方法は多くの技術者の英知の結集であると共に、今なお実務設計を支えている優れた設計法である。しかし、個々の設計問題に対する安全率の値の設定は、多分に技術者の経験に基づいて行われているのが実状である。安全率でカバーすべき要因としては、外力、強度の不確実性と設計式自身の精度などがあるが、近年ではこれらの要因を設計の中に直接的に導入し、より合理的で説得力のある新しい設計法、すなわち信頼性設計法の研究が進められるようになった。この設計法の特徴は、上述した要因から生じる不確実性を確率および統計学に基づいた信頼性理論によって定量的に評価することは勿論のこと、単に力学的な側面だけでなく、経済的な側面も含めた最適化が実施できることにある。この信頼性設計は近年の土木構造物の大型化と共に、従来の安全率法よりもコンセンサスを得易い設計法として注目されている。しかし、これまでの信頼性設計に関する研究の中心は方法論の確立にあり、具体的な構造物の設計に係わる特殊性も考慮した詳細な研究はあまり見受けられない。そこで、本研究では実務設計を念頭に置いた信頼性設計法の開発を目的としている。

信頼性設計を実施するには、大きく分けて三つの作業項目がある。まず、第一番目の作業項目は、対象とする構造物の安定性を評価する力学計算であり、そのためには個々の設計問題に対する設計式が必要である。次に、外力、強度および設計式自身の精度を定量的に評価するための確率および統計計算が必要であり、構造物の安定性は破壊確率などの指標で表現される。このリスク評価、すなわち破壊確率を算定することを、本論文では信頼性解析と呼ぶ。そして、もう一つの作業項目は数多くの設計代替案の中から最適設計案を選出することであり、これは意思決定の問題に属する。したがって、信頼性設計という用語を使う場合には、最適設計案を選出することを含めており、破壊確率を算定するまでの信頼性解析とは区別する。

具体的に対象とする問題は、①飽和粘性土地盤上の盛土および粘土斜面、②不飽和土からなる盛土および切取り斜面、③送電用鉄塔基礎、である。これらの構造物における共通点は、①と②が道路に建設された場合を考えれば、いずれも広い意味でのライフラインに属することである。このライフライン(lifeline)という言葉は、1971年のサンフェルナンド地震のころ、米国UCLAのデューク教授が使い始めたもので、市民生活を支える電気・ガス・水道などの供給システム、さらに広い意味では、交通や通信のシステムを言うときとされている¹⁾。すなわち、ある一箇所の斜面が崩壊すればその道路を経由する交通は遮断され、また、ある一箇所の送電用鉄塔基礎が破壊すれば発電所からの電力の供給は遮断され、

将来的には、すべてのライフラインに対して信頼性設計が適用されるべきであるが、本研究では、研究の対象を上記の中でも特に重要な以下の構造物に限定する。すなわち、①と②に対しては、軟弱地盤上あるいは山岳地を通過する高速道路の盛土と切り取り斜面、③に対しては、100万ボルト級の超々高圧(UHV)送電用鉄塔基礎として用いられる深礎基礎とする。①および②の土構造物は別として、UHV送電用鉄塔に用いられる深礎基礎は、極めて重要な構造物であるにもかかわらず一般的にはよく知られていない面があるので、以下に簡単な説明を加える。

この基礎は、直径3～4m、長さ5～25m 程度の形状で、橋梁の基礎として広く用いられている深礎杭と同じ形式の基礎である。送電用鉄塔に対する風荷重はあらゆる方向から作用するので、4脚の基礎には、鉄塔本体を伝達して、引揚げ、圧縮および水平荷重などが複雑に作用する。特に、送電用鉄塔基礎には、かなり大きな引揚げ荷重が作用し、この荷重が基礎体形状を決定する際の支配的な要因となる場合が多い。したがって、引揚げ荷重に対する抵抗力を高めるために、基礎体の底部に 50cm程度の拡幅部を設けた基礎体(拡底基礎と呼ぶ)が多用される。

本研究では上記に示した①～③の対象構造物に対する独自の信頼性設計法をそれぞれ第4、5、6章で開発する。ただし、第5章の不飽和土斜面では建設時よりもむしろ降雨時に崩壊する例が多いので、既存斜面の安定性評価として降雨時の斜面崩壊予知法の開発も行っている。

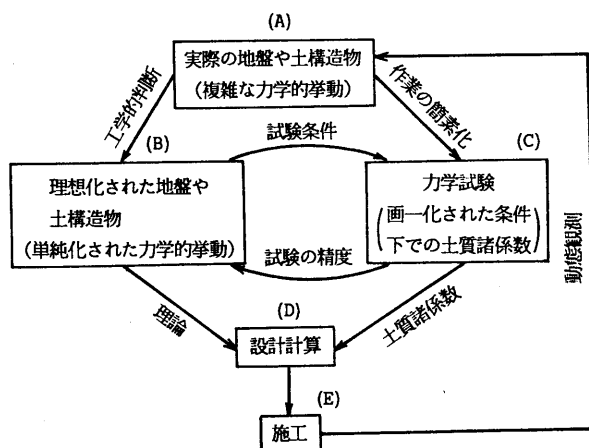
図-1.1 実際現象と設計および力学試験との関係²⁾

図-1.1は、松尾が示した設計のプロセス²⁾である。本研究の内容をより明確にするために、このフローチャートに従って具体的な内容を説明する。

まず、(A)で示される斜面および深礎基礎の力学的挙動は、非常に複雑である。そこで、第2章では、これらの構造物の破壊の実態を過去の現場崩壊事例、模型実験などから把握している。特に、降雨時の斜面崩壊に関しては中央道で発生した切土斜面の現地調査を実際に行い、また、深礎基礎に関しては東京電力で実施された大型現場実験に主体的に参画した。また、降雨時の斜面安定問題を解明するためには、不飽和土の力学的性質の把握が不可欠であり、第5章では、新たに開発した不飽和土用三軸圧縮試験機を用いた数多くの実験を実施した。この(A)は、実際の構造物の挙動を土質力学的な観点から考察する部分である。

図中の(A)→(B)および(A)→(C)のプロセスは、実務設計を実施する上で特に重要な部分である。本研究では、提案する解析法を実務設計あるいは実施工にまで発展させることを目指しているので、(D)および(E)に至る過程で発生する諸問題も考慮しながら議論を進めている。特に、このプロセスで新たに得られたものは、第5章の一次元不飽和浸透流の支配方程式の解析解を用いた降雨時の斜面安定解析法と第6章の深礎基礎の設計用支持力式である。前者の場合では、降雨時の斜面の安定性の劣化という非常に複雑な現象を、降雨の発生→斜面内への浸透→自重の増加およびすべり線に沿うせん断強度の低下→斜面崩壊という因果関係として捉え、その骨格構造のみを表現するような単純化された解析的方法を開発している。また、後者の場合では、第2章で示す大型現場実験の変形および破壊の実態を把握することから、基礎が完全に抜け上がってしまう場合の極限支持力とそれに至るまでの変位を算定するための支持力式を提案している。これらの支持力式の定式化も、大型現場実験結果の考察から得られた単純化、すなわち、極限状態では円筒形のすべり面で破壊し、荷重～変位関係は簡単な指数関数に従うという単純化によって成功している。これらの単純化された設計式は、(B)→(D)、(C)→(D)および(D)→(E)のプロセスを考慮して開発されたものである。

上記の単純化は、設計において極めて重要な役割を果たす。それは、(B)および(C)で得られた力学モデルと土質諸係数が、そのまま設計計算に導入されねばならないからである。(B)の力学モデルおよび(C)の土質調査は可能な限り精緻であり、かつ詳細であるべきである。しかし、それらを厳密に追及するあまりに、計算が非常に複雑になったり、費用が膨大になったりして、実務設計に対応できないならば、提案する方法論の工学的意義は乏しい。さらに、(C)で得られる土質諸係数が相当にばらつくことも考えれば、実務設計に導入すべき力学モデルと土質調査法は、上記の制約条件も考慮した上でバランス良く決定されるべきである。すなわち、設計結果に大きく影響を与える要因を把握しながら、(A)→(B)のプロセスを考えるのであり、これは、いわゆる『工学的判断』と言われるも

のに相当する。(B)に示す『単純化』とは、決して『粗く』ではなく、『設計結果に影響を及ぼす要因以外はすべて排除した簡便な』ということを意味する。この単純化は、(A)における非常に複雑な力学的挙動を正確に把握して、初めて実行し得るものである。

信頼性解析は、(B)→(D)および(C)→(D)のプロセスにおいて、極めて有力な手法である。それは、設計および予知問題で考慮すべき最も困難な点、すなわち土質諸係数のばらつきと解析法の精度(解析誤差)の両方を、科学的な方法で評価できるからである。例えば、降雨時の斜面の崩壊現象は、単に土質力学的な側面だけでは崩壊事例を説明できないので、上述した解析の方法に降雨浸透による不飽和土の強度低下を表すパラメータを導入し、この λ と降雨特性、のり面保護、植生、風化および湧水との関連をベイズ線形回帰モデルで定量化した。このような手法を取れば、降雨時の斜面崩壊という非常に複雑な現象のリスクを、単純化された安定解析法の精度を含めて、このパラメータ λ の予測分布のみで評価することができる。また、深礎基礎の力学モデルは、極限支持力が『円筒形のすべり面を仮定した』せん断法で、また、荷重～変位関係が『大型現場実験から帰納的な方法で求めた』指数関数式をとという単純化された方法で計算されるので、この場合も当然設計式自身の解析誤差は存在する。しかし、信頼性理論によれば、解析法の精度を大型現場実験結果と対比して、不確定要因を定量化できる。さらに、土質諸係数がばらつくこと、あるいは外力としての風荷重がばらつくことも考慮できるので、図-1.1のプロセスに存在する不確実性をすべて定量化した解析が可能となる。具体的には、鉄塔基礎が完全に抜け上がる確率(破壊確率)とか、許容変位量を超える確率(損傷確率)などを求める。

さらに、信頼性設計では、これらの破壊確率を用いて、合理的に盛土、切土断面および深礎基礎の形状を決定することができる。これは意思決定の問題であり、設計の対象とする構造物に即した評価関数の設定と期待総費用最小化基準により実施される。ただし、信頼性設計は新しい設計法であるために、採択された最適設計結果と現行設計結果との比較を常に行う必要がある。

以上のように、信頼性設計を実施するには、構造物の破壊の実態の把握、単純化された設計式の確立、破壊確率の算定および意思決定の問題などの数多くの検討項目があることが分かる。

本研究では、①～③の対象構造物に対して 上記のプロセスを詳細に検討することから、以下のような成果を得た。

- 1) 軟弱地盤上の盛土および粘土斜面に対しては、極座標表示による 新しい破壊確率算定法を用いた信頼性設計法を開発し、その最適設計結果と 現行の安全率法との比較を行った。その結果、最適設計案が有する最適安全率は現行設計安全率1.2~1.3と近い値となった。このことは現行設計安全率を正当化する有力な裏付けとなる。

2) 不飽和土斜面に対しても、1)と 同様な信頼性設計法を開発し、現行設計法と比較した。その結果、盛土の現行設計規準は 最適設計結果をすべて安全側に包括するが、切土の場合ではより詳細な設計規準が必要であることを指摘した。

3) 降雨時の斜面崩壊予知法を 中央道の崩壊事例に基づいて開発した。この予知法は、土質工学では通常取り扱われない 降雨特性、のり面保護、植生、風化および湧水などの影響も考慮することができ、かつ詳細な入力データがない場合でも 高精度の崩壊予知ができるという実用性を有している。

4) UHV 送電用鉄塔基礎に用いられる深礎基礎の信頼性設計法を 開発した。この解析では、引揚げ、圧縮、水平方向 に対する基礎の破壊ばかりでなく、それに至る変位のリスク評価も可能であり、現実の鉄塔の損傷事例に即したものとなっている。

なお、本研究で開発された信頼性設計法はいずれも実務設計へと適用可能であり、土質工学の発展に寄与できるものと考えられる。

1.2 従来の研究との関連

本研究と従来の研究との関連を、1.1 で分類した対象構造別に述べると、以下のようである。

1.2.1 飽和粘性土地盤上の盛土および粘土斜面

土質工学における信頼性設計の研究は、1960年代に、まず飽和粘性土地盤における土構造物に対して行われた。Hooper and Butler³⁾、Lumb⁴⁾、Wu and Kraft⁵⁾、Meyrehof⁶⁾、松尾⁷⁾は、初期の代表的な研究を行った。これらは、主に土質の統計的な性質に関するもので、現在の土構造物に関する信頼性設計の基礎となっている。

次いで、1970年代になると、上記の研究成果を踏まえて、軟弱地盤上の盛土の破壊に関する信頼性設計の手法が、Wuら^{8), 9)}、松尾・黒田^{10), 11)}によって提案された。また、沈下問題に関する方法論も、Vanmarcke¹²⁾や松尾・浅岡¹³⁾の研究で 示された。これらの研究が、施工前の事前設計の方法論に関するものであったのに対して、施工中の情報に基づいて積極的に設計変更しようとする新しい設計法が、松尾・浅岡^{14), 15)}、松尾・川村^{16), 17)}

の研究によって発表された。これらの研究は、これまでの土構造物に対する設計理念を大きく変革するもので、今日の情報化施工の基礎的な方法論を形成している。本研究の第4章では、上記の研究で提案された信頼性設計の方法論をさらに精緻化し、実務設計への適用を行っている。軟弱地盤上の盛土では、設計代替案として、盛土の斜面勾配の変化、押え盛土の建設、締固め砂杭による粘土地盤の改良およびサンドドレーン工法を併用した多段階載荷による各工法を検討した^{18) 19)}。そして、実務設計への利便を図るために、破壊確率の算定方法も新たに開発し、それを簡単に求めるための図表も作成した¹⁸⁾。また、信頼性設計による最適設計結果と現行設計との比較も行い、提案する方法論の妥当性も検討している²⁰⁾。すなわち、従来の研究では『信頼性設計の方法論の確立』を目指していたのに対して、本研究の第4章で示す飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の信頼性設計では、現行設計との詳細な比較より『実務設計への適用段階』へと発展させている。

1.2.2 不飽和土斜面の信頼性設計および既存斜面の安定性評価

本研究の第5章の不飽和土斜面については、新設斜面の信頼性設計法の他に、降雨時における既存斜面の安定性評価法も提案している。

不飽和土の新設斜面に対する信頼性設計には、松尾・黒田の研究²¹⁾がある。これは、不飽和土の統計的性質に関する基礎的なデータを与えるものであり、不飽和土斜面の信頼性設計の基礎を形成している。そして、さらに、松尾・黒田は、不飽和土からなる切土および盛土の信頼性設計の手法²²⁾を提案しており、破壊確率と費用との関連から、道路に切盛土を建設する場合の力学的な信頼度分析と、設計信頼度決定のための経済的評価モデルを示している。しかし、これらはいずれも『信頼性設計の方法論の確立』を目指した過渡期における研究なので、強度の位置的な相関性も考慮した破壊確率の算定方法などの細部における議論には触れていない。したがって、本研究の第5章の新設斜面の信頼性設計では、この点も考慮したより完成度の高い信頼性設計を実施する。

また、降雨時の既存斜面の安定性評価に関しては、土質工学以外の分野でも活発に研究が行われおり、その数も多い。したがって、ここでは土質工学の分野で、しかも本研究と密接な関係のある研究についてのみ説明する。

これまでの斜面崩壊予知法の中でも、斎藤の方法^{23) 24)}は実用性も高く著名である。しかし、この方法は、主に粘性土斜面で地表面のクリープ変形が発生する場合の崩壊予知に適用が限定される。最近では、この粘土斜面のクリープ変形量に着目したより精緻な方法論を、川村が提案している²⁵⁾。一方、小川らは、地下水の変動と斜面崩壊とに関する調査から、斜面崩壊予知法に対する地下水位の変動の重要性を述べている²⁶⁾。これらは、いずれにしても現場での計測を前提としており、崩壊の危険が非常に高く、しかも管理が

重点的に行われるべき斜面に対する崩壊予知法であると位置付けられる。

飽和－不飽和浸透解析と斜面安定解析法という土質工学的な計算手法を用いた降雨時の斜面崩壊予知法は、松尾・上野の一連の研究^{27)~29)}によって提案された。この一連の研究では、斜面内の土のせん断強度の空間的なばらつきを評価して、降雨時の斜面の安定性を表わす破壊確率を求めている。斜面崩壊発生時期は、破壊確率の低下速度が急激に上昇する時点として予測している。これらの研究で提案された斜面崩壊予知法は、降雨時における地盤内の強度の不確実性あるいは数値解析に必要とされる初期条件(例えば 地盤内の初期飽和度の分布など)の把握の困難さなどを考慮した極めて優れたものである。しかし、実際への適用に対しては、この解析に必要な降雨パターンを事前に予測することが現実には極めて難しいこと、また、裸地の斜面しか適用できないなどの点に関する問題が残されている。同様な予知法は 八木・矢田部らの研究^{30)~32)}においても提案されている。彼らの研究では、特に、降雨時の斜面の崩壊機構、すなわち降雨浸透による斜面内の過剰間隙水圧の発生が、斜面崩壊の発生時期の予知に重要であるという極めて興味深い結論が得られている。しかし、この場合でも、実用的な斜面崩壊予知法の確立という観点からすれば、上記の問題点は依然として残される。したがって、本研究の第5章の降雨時の既存斜面の安定性評価では、これらの点を踏まえた 実用的な斜面崩壊予知法を提案する。すなわち、ここで提案する斜面崩壊予知法は、単に土質力学的な考察に基づく降雨時の斜面安定解析³³⁾であるばかりなく、降雨特性、植生、のり面保護、湧水および風化の影響を考慮することも可能な予知法である³⁴⁾。

1. 2. 3 深礎基礎の信頼性設計

深礎基礎の信頼性設計に関する研究は、皆無であると言っても過言ではない。深礎基礎の力学的挙動に関する研究は、主として道路公団³⁵⁾および各電力会社^{36), 37)}で行われており、宇都らが示した水平荷重～変位関係の研究³⁸⁾もあるが、引揚げ、圧縮および水平方向に対する荷重～変位関係と極限支持力の算定法を系統的に取り扱った例は見当たらない。したがって、本研究の第6章の深礎基礎の信頼性設計では、これらを考慮したより実務的な深礎基礎の設計用支持力を提案し³⁶⁾、信頼性設計へと発展させている。

送電用鉄塔基礎の信頼性設計法に関する研究は、松尾・上野³⁷⁾によって行われている。この研究で取り扱われている基礎は、逆T字型基礎と呼ばれ、比較的小型の(27.5万ボルトを中心とした)送電用鉄塔基礎に使用されているものである。この研究の最大の特徴は、外力である風荷重の生起確率も考慮した信頼性設計が実施できる点である。しかし、第6章で取り上げる深礎基礎では基礎形式が異なるばかりでなく、その規模も不連続に大型化されるので、この研究成果をそのまま外挿することはできない。

1.3 論文の内容と構成

本論文は、斜面および深礎基礎に関する信頼性設計の手法を詳述したものであり、以下のような構成となっている。

第2章では、模型実験結果および現場崩壊事例を示す。第4、5、6章で用いる力学特性は、すべてこの章における実験結果が根拠となっている。飽和粘性土地盤上の盛土および斜面に関しては、三笠ら^{38~40)}あるいは山口ら⁴¹⁾が示した遠心力模型実験結果を中心として、安定解析には円弧すべり面法を用いてもよいと結論付けている。また、不飽和土斜面に関しても、模型実験結果と中央道における斜面崩壊事例から、円弧すべり面法の妥当性を述べる。さらに、深礎基礎に対しては、東京電力および道路公団が実施した現場大型実験結果と小型模型実験結果から、深礎基礎の設計で考慮すべき破壊メカニズムを明らかにして、第6章での設計用支持力式の定式化のための重要なデータを整理する。第3章では、信頼性設計の入力パラメータのばらつき、すなわち地盤諸係数および風荷重の統計的性質を整理する。地盤諸係数の統計的性質については、本研究で新たに追加した送電線路における実験データを中心にしてまとめ、第4章以降の最適設計例に用いる設計値を決定する。また、深礎基礎における外力は主に風荷重であり、この風荷重が鉄塔上部構造に作用した場合の鉄塔基礎に作用する荷重(基礎荷重)の算定方法も示す。周知のように、風荷重は非常に変動性が高いので、当然これから算定される基礎荷重もかなり大きなばらつきを持っている。したがって、ここでは、この基礎荷重の確率モデルも提案する。

第4章では、飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の信頼性設計について述べる。まず最初に、信頼性設計に用いるための斜面安定解析法を示す。第2章の検討結果に基づいて、斜面の破壊面の形状は円弧すべりとする。また、実用的な信頼性設計に供するために、この章では、①盛土の斜面勾配を変化させる場合、②押え盛土を併用する場合、③粘土地盤を締固め砂杭で改良する場合および④粘土地盤をサンドドレーン工法によって処理した上で盛土を多段階で築造する場合などを設計対象としている。それらの安定性を容易に評価できる簡便法の提案も行っている。次に、これらの安定解析法を用いた破壊確率の算定法を示す。さらに、最新の積算資料に基づいた評価関数を用いて、①～④の各工法ごとの最適設計結果は勿論のこと、これらを含めた場合の最適設計結果も示す。そして、この最適設計結果を現行設計法による結果と比較して、飽和粘土地盤上の盛土に関する現行設計規準がかなり妥当であることを検証する。この章の最後では、設計のための図表化を行っており、簡単な計算例を示す。

第5章では、不飽和土斜面の信頼性設計および既存斜面の安定性評価について議論する。前者では、常態時の新設斜面の安定問題を、また後者の問題では、降雨時の斜面安定問題を中心として議論する。新設斜面の信頼性設計では、第4章と同様にして、まずこの解析に導入すべき斜面安定解析法を新たに定式化し、この安定解析法に基づいた破壊確率の算

定法を誘導する。この場合の確率変数は、不飽和土の強度係数、すなわち c 、 ϕ の2つの変数である。さらに、最新の積算資料に基づいた費用関数を用いて、最適斜面勾配決定に関する信頼性設計を実施し、現行設計法と比較する。一方、後者では、まず、降雨浸透による不飽和土のサクシヨンの変化を考慮した降雨時の斜面安定解析法を、有限要素法による飽和一不飽和浸透解析と円弧すべり面法とに基づいて定式化する。そして、この解析法の降雨時斜面崩壊予知法に対する適用性を検討するために、中央道における斜面崩壊に対する事例解析を実施する。それには、崩壊現場から採取した不飽和土の浸透および強度特性を知る必要があり、それらに関する詳細な室内実験を実施する。特に、不飽和土の強度特性については、三軸圧縮試験における排気および排水条件によって得られる強度がかなり異なるので、これらの試験条件をいくつか設定した実験を詳細に実施する。そして、得られた強度係数の値を入力パラメータとした数多くの事例解析から、降雨時の斜面安定解析法に用いるべき試験法について言及する。この章の最後では、降雨→斜面内への不飽和浸透現象および斜面の自重の増加→すべり面に沿うせん断抵抗力の低下→斜面崩壊という土質工学的な因果関係を正確にかつ簡便に評価できる『単純化』された降雨時の斜面安定解析法を提案し、それに加えて植生、湧水、風化およびのり面保護の影響も定量的に評価した実用的な斜面崩壊予知法を開発する。

第6章では、深礎基礎の信頼性設計法を提示する。まず、深礎基礎の設計用支持力式を提案する。具体的には、第2章の議論から、完全に基礎が破壊する極限支持力と、その極限状態に至るまでの荷重～変位関係を定式化する。なお、送電用鉄塔には、引揚げ、圧縮および水平荷重が作用するので、これらをすべて考慮できる支持力式とする。次に、深礎基礎の信頼性設計の方法を示す。送電用鉄塔では、基礎の許容変位量を超えることによる鉄塔上部構造物の大規模な損傷がしばしば発生するので、破壊確率としては、鉄塔が完全に倒壊する確率(破壊確率)だけでなく、許容変位量を超える確率(損傷確率)も考える。さらに、送電線に関する最新の積算資料に基づいた費用関数を用いて、深礎基礎の最適設計を実施する。そして、現行設計法から得られた基礎体形状と最適設計結果との比較を行う。

第7章では、本研究で得られた研究成果を要約して、結論とする。

参考文献

- 1) 自然災害科学総合研究班：地震と災害－研究成果普及版－，pp.155-167, 1982.
- 2) 松尾稔：地盤工学 一信頼性設計の理念と実際－，技報堂出版，pp.7-12, 1984.
- 3) Hooper, J.A. and Butler, F.G.: Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, *Geotechnique*, Vol.16, pp.282-304, 1966.

- 4) Lumb,P.: The Variability of Natural Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.3, pp.74-97, 1966.
- 5) Wu,T.H.and Kraft,L.M.: The Probability of Foundation Safety, Proc. ASCE, Vol.98, SM5, pp.213-231, 1967.
- 6) Meyerhof,G.G.: Safety Factors in Soil Mechanics, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.4, pp.349-355, 1970.
- 7) 松尾稔・黒田勝彦：盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究，土木学会論文報告集，No.196，pp.75-86，1971.
- 8) Wu,T.H.and Kraft,L.M.: Safety Analysis of Slope, Proc. ASCE, SM2, pp.609-630, 1970.
- 9) Wu,T.H., Thayer,W.B.and Lin,S.S.: Stability of Embankment on Clay, Proc. ASCE, GT9, pp.913-932, 1975.
- 10) Matsuo,M.and Kuroda,K.: Probabilistic Approach to Design of Embankments, Soils and Foundations, Vol.14, No.2, pp.1-17, 1974.
- 11) Matsuo,M.and Kuroda,K.: Economical Evaluation of Embankment Design, Soils and Foundations, Vol.15, No.2, pp.31-46, 1975.
- 12) Vanmarcke,E.M.and Fulcihan,N.F.: Probabilistic Prediction of Levee Settlement, Proc. 2nd ICASP, pp.175-190, 1975.
- 13) 松尾稔・浅岡顕：沈下予測に関する統計的考察，土木学会論文報告集，No.225，pp.63-74，1974.
- 14) 松尾稔・浅岡顕：多段載荷による盛土の最適設計に関する研究，土木学会論文報告集，No.241，pp.35-47，1975.
- 15) Matsuo,M.and Asaoka,A.: Dynamic Design Philosophy of Soils Based on the Bayesian Reliability Prediction, Soils and Foundations, Vol.18, No.4, pp.1-17, 1978.
- 16) 松尾稔・川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究，土木学会論文報告集，No.241，pp.81-91，1975.
- 17) Matsuo,M.and Kawamura,K.: Study on Reliability Based Design of Deep Excavation of Cohesive Soil, Soils and Foundations, Vol.20, No.1, 1980.
- 18) Matsuo,M.and Suzuki,H.: Use of Charts for Reliability-based Design of Embankment on Saturated Clay Layer, Soils and Foundations, Vol.23, No.3, pp.13-26, 1983.
- 19) Matsuo,M.and Suzuki,H.: Study on Reliability-based Design of Improvement of Clay Layer by Sand Compaction Piles, Vol.23, No.3, pp.112-122, 1983.
- 20) Matsuo,M.and Suzuki,H.: Examination on Safety Factors in Specifications,

Proc. of 11th ICSMFE, San Francisco, pp.831-834, 1985.

- 21) 松尾稔・黒田勝彦：不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察，土木学会論文報告集，No. 208，pp. 65-75，1972.
- 22) 松尾稔・黒田勝彦：切盛土の安定に関する信頼度分析，土木学会論文報告集，No. 212，pp. 51-64，1973.
- 23) Saito,M.: Forecasting the Time of Occurrence of a Slope Failure, Proc. of 6th ICSMFE, Montreal, Vol.2, pp.537-541, 1965.
- 24) 斎藤迪孝：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究，鉄道技術研究報告書，No. 626. pp. 1-52, 1967.
- 25) Kawamura,K.: Methodology for Landslide Prediction, Proc. of 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.3, pp.1155-1158, 1985.
- 26) Ogawa,S.,Ikeda,T.,Kamei,T.and Wada,T.: Field Investigation on Seasonal Variations of the Groundwater Level and Pore Water Pressure in Landslide Areas, Soils and Foundations, Vol.27, No.1, pp.50-60, 1987.
- 27) 松尾稔・上野誠：破壊確率を用いた自然斜面の崩壊予知に関する研究，土木学会論文報告集，No. 281，pp. 65-74，1979.
- 28) Matsuo,M.and Ueno,M.: Prediction of Slope Slide by Probability of Failure, Proc. of the 3rd ICASP, Vol.2, pp.449-458, 1979.
- 29) Matsuo,M.and Ueno,M.: Mechanical Significance of Probability of Failure as an Index for Prediction of Slope Failure, Soils and Foundations, Vol.21, No.2, pp.19-34, 1981.
- 30) 八木則男・矢田部龍一・山本浩司：雨水浸透による斜面崩壊，土木学会論文報告集，No. 330，pp. 107-114，1983.
- 31) 矢田部龍一・八木則男・榎明潔：降雨による砂質斜面の崩壊発生時期の予知法に対する検討，土木学会論文報告集，No. 376. pp. 297-305，1986.
- 32) Yagi,N.and Yatabe,R.: Prediction Method of Slope Failure in Sandy Soil due to Rainfall, Proc. of Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Kyoto, Vol.1, pp.217-220, 1987.
- 33) Matsuo,M.and Suzuki,H,: Case study on Slope Stability during Rainfall, Natural Disaster Science, (投稿中)
- 34) Suzuki,H.and Matsuo,M.: Procedure of Slope Failure Prediction during Rainfall Based on the Back Analysis of Actual Case Records, Soils and Foundations, No.28, Vol.3, pp.51-63, 1988.
- 35) 高速道路調査会：斜面上の深礎ぐいに関する調査研究報告書，1983.
- 36) 日向泰山・奥山一夫：送電線鉄塔基礎に適用する深礎基礎の設計と施工，基礎工，Vo

1. 14, No. 6, pp. 44-49, 1986.

- 37) 竹内幹雄・岡田章：地盤のせん断弾性定数を用いた斜面の深礎基礎の水平挙動予測手法，基礎工，Vol. 14, No. 6, pp. 50-56, 1986.
- 38) Uto, K., Maeda, H., Yoshii, Y., Takeuchi, M., Kinoshita, K. and Koga, A.: Horizontal Behavior of Pier Foundations in a Shearing Type Ground Model, Proc. of 5th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., pp. 781-788, Nagoya, 1985.
- 39) Matuo, M. and Suzuki, H.: Bearing Capacity for Design of Caisson Pile, Proc. of the 8th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Kyoto, Vol. 1, pp. 397-400, 1987.
- 40) 松尾稔・上野誠：構造物の耐用期間内に生起する外力の不確実性を考慮した信性設計法，土木学会論文報告集，No. 289, pp. 89-98, 1979.
- 41) Mikasa, M., Mochizuki, A., Sumino, Y.: A Study on Stability of Clay Slope by Centrifuge, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 121-124, 1977.
- 42) 三笠正人・高田直俊・望月秋利：遠心力を利用した土構造物の模型実験，土と基礎，Vol. 28, No. 5, pp. 15-23, 1980.
- 43) Mikasa, M., Mochizuki, A.: Centrifuge Model Tests of Sensitive Clay Slopes, Proc. 4th South-East Asian Conf. on Soil Mech., pp. 5-19~5-25, 1975.
- 44) 山口柏樹・木村孟・藤井齊昭・清宮理：遠心力載荷装置による斜面安定実験(第1報)，第6回土質工学研究発表会講演集，pp. 475-478, 1971.

第2章 斜面および深礎基礎の変形と破壊の実態

2.1 概説

序論でも述べたように、斜面および深礎基礎の信頼性設計に導入すべき設計式を確立するためには、これらの構造物の複雑な力学的挙動を単純化しなければならない。そこで、本章では、本研究で対象とする構造物の変形と破壊の実態を文献、崩壊事例および現場実験などから調べる。まず、飽和粘性土地盤上の盛土および斜面に対しては、遠心力載荷実験および過去の崩壊事例から全応力法による円弧すべり面法の有用性を示す。また、不飽和土斜面については、主に中央道切土のり面の崩壊事例から、崩壊時の降雨特性、斜面保護状態および崩壊すべり面の規模・形態を分析する。この事実は第5章で提案する降雨時の斜面崩壊予知法と深く関連している。そして、本章の最後では、道路公団および東京電力が実施した深礎基礎の大型現場実験結果を示し、基礎が完全に引き抜ける場合の極限状態では、円筒形のすべり面が発生することを明らかにする。ただし、第6章で深礎基礎の設計用支持力式の妥当性を詳細に検討するので、荷重～変位関係はその実験事実を示すだけとする。

2.2 飽和粘性土地盤の破壊

2.2.1 模型実験の結果

一般に、土質工学の設計で対象とする構造物(盛土、斜面および基礎など)の規模は大きい。したがって、実規模大の実験を実施すると、膨大な経費を必要とするので、大型現場実験の代用として、小型模型実験が実施されることが多い。また、実規模大の現場実験が実施可能な場合でも、設計上考慮すべきパラメータを種々変化させて数多くの実験を行う必要のある場合には、通常模型実験が採用される¹⁾。模型実験の中でも、自重による応力場が実物と同レベルとなる遠心力模型実験は、斜面の破壊メカニズムを解明するために有益であり、飽和粘性土斜面に対してもいくつか実施されている。

三笠・高田・望月は、均質な飽和粘性土斜面に対する遠心力模型実験を実施し、この場合、円弧すべり破壊するという結果を得ている^{2), 3)}。実験に用いられた試料は、大阪南港埋立粘土のスラリーを再圧密したもので、一軸圧縮強度は 3.4 tf/m^2 、鋭敏比は 4 である。また、斜面の高さおよび勾配は、それぞれ 7cm、 45° である。粘着力からなる斜面では、遠心力装置の回転数の増加によって、斜面を破壊することができる。この実験では、加速度

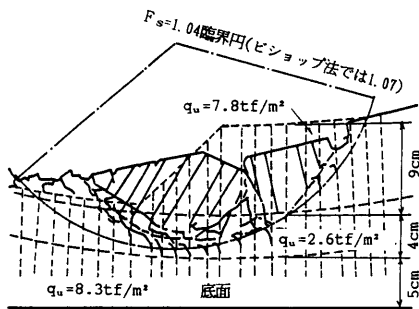
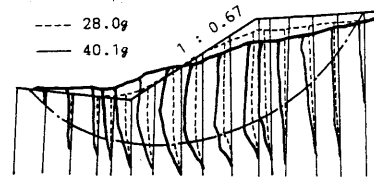
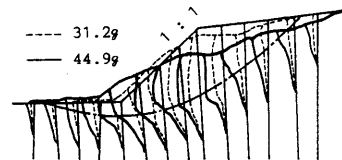


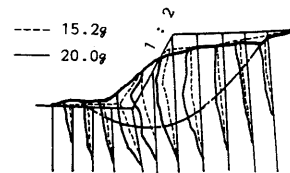
図-2.1 遠心力模型実験による飽和粘土斜面の破壊³⁾
(三笠らによる)



(a) 斜面勾配34°の場合



(b) 斜面勾配45°の場合



(c) 斜面勾配63°の場合

図-2.2 遠心力模型実験による飽和粘土斜面の破壊⁵⁾
(山口らによる)

が124gのときに破壊しており、主動すべり面を延長して描いた破壊円は、一般全応力法の計算で求められる臨界円にはほぼ一致するとしている。

さらに、三笠・望月は、カオリンに石膏を加えて固めた超鋭敏な人工粘土斜面に対する遠心力模型実験も実施している⁴⁾。図-2.1は、弱層の中にはさんだ3層地盤の破壊の様子を示したものである。実験に用いられた斜面の形状は、高さが8cmで、勾配が45°のもので、加速度が129gのときに弱層の下部を通るすべり円で底部破壊をしている。なお、弱層と同一の材料で均一に作った斜面の場合には破壊面はのり先を通る円弧すべりであったという結果も得ている。

また、山口・木村・藤井・清宮は、東京湾の沖積粘土を試料として、同様な遠心力模型実験を実施している⁵⁾。斜面の形状は、高さを7cmと一定とし、勾配は90°、63°、45°、34°、27°と5種類変化させている。図-2.2(a), (b), (c)は、それぞれ斜面勾配が34°、45°、63°における斜面の破壊状況と仮想すべり面を示している。図から分かるように、斜面勾配が緩くなるに従って、すべり面の形状はいわゆる底部破壊へと進行している。この傾向は、第4章で述べるTaylorの安定図表に見られる破壊形態と同様である。なお、この仮想すべり面は、圧密非排水三軸試験と小型ベーン試験から得られたせん断強度を用いた簡便分割法によって求められており、この場合も全応力解析法の有用性が示されている。

2.2.2 現場破壊事例

いくつかの粘土斜面の崩壊事例が、安定解析法とそれに用いる強度の決定法の妥当性を検証するために報告されている。それらの崩壊事例は長期安定と短期安定問題に関するものに分類される。しかし、本研究では掘削粘土斜面などの長期安定問題に関する信頼性設計は取り扱わないので、短期安定問題の崩壊事例についてのみ示す。

Laddは、過圧密粘土の形成過程を三軸圧縮試験で再現することに基づいた SHANSEP法を提案し、この方法で得られた強度を用いた短期安定解析で実際の地盤の破壊が良く説明できることを示している⁶⁾。また、別の非排水強度決定法である 修正Bjerrum法を用いた安定解析法による崩壊事例は半沢らの一連の研究で示されている^{7~9)}。両者の強度決定法の違いを端的に示せば、SHANSEP法では圧密降伏応力 p_c よりも大きい K_0 圧密を行い、その後現場のOCRに等しい圧力で K_0 膨張させてせん断試験を行うのに対して、修正Bjerrum法では現場の土被り圧で K_0 圧密した後にせん断試験をすれば良いということである。半沢らは、堆積後に、二次圧密、セメンテーション、乾燥応力などの年代効果を受けたaged粘土では修正Bjerrum法で、また、そのような年代効果を受けていないyoung粘土では SHANSEP法で非排水強度を求めることを主張している。

さて、図-2.3は半沢らが示した飽和粘性土地盤上の盛土の崩壊事例と 修正Bjerrum法による安定解析結果を示している¹⁰⁾。(a)はプレロード用の盛土で、プレロード期間を短縮するためにかなり低い安全率で設計されたが、完成直後長さ200mにわたってすべり破壊を

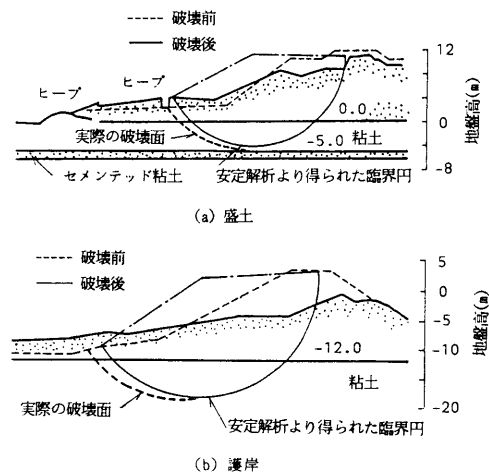


図-2.3 軟弱地盤上の盛土の破壊¹⁰⁾
(半沢らによる)

起こした。図中の破線は破壊前の盛土の形状、実線は破壊後の様子を示している。また、この場合の修正Bjerrum法とSHANSEP法を用いた安定解析から得られた安全率の値は、それぞれ0.97~1.02と0.69~0.72と計算されており、SHANSEP法ではかなり安全率が小さくなっている。この結果は、aged粘土ではSHANSEP法ではなく修正Bjerrum法を用いるべきであるという筆者らの主張を裏付けている。また、図に示すように、この方法を取ればすべり面も良く一致することが分かる。同図(b)は、泥岩塊により施工された護岸の完成直後の破壊と修正Bjerrum法による安定解析結果を示している。この場合も、彼らの提案する方法によれば、計算された安全率は0.91~1.03となっており、実際の破壊現象が良く説明されている。さらに、この崩壊事例に対しては、一軸圧縮強度 q_u を用いた安定解析も行われており、計算される安全率が1.02~1.11と報告されている。この値は、通常の設計安全率1.2~1.3を満たしていないので、崩壊事例をある程度説明していると言える。しかし、別の事例では、安定した状態にある盛土であるにもかかわらず、 q_u を用いた安定解析では安全率が0.60程度と非常に小さくなっており、非排水強度としては q_u だけでは不十分であることも示している。

以上のように、飽和粘性土地盤における短期安定問題では安定解析法だけでなく非排水強度の取り方が非常に大切であることが分かる。しかし、SHANSEP法あるいは修正Bjerrum法であっても、現実の地盤の破壊を常に忠実に説明できるとは言い難い。その理由はいくつか考えられるが、以下に示す点も重要である。

- 1) 両手法とも不攪乱試料の三軸試験を前提としているが、サンプリングなどに起因する乱れなどで、必ずしも原地盤の強度を推定できないこと。
- 2) 我々が知り得るのは単に地盤のエレメントの強度であり、原地盤の強度は常に不確定であること。

すなわち、上記に示した解析結果もこれらの不確定性下で生じた確率現象の一部であるとも解釈できる。しかし、いずれにしても円弧すべり面法に基づく全応力解析で実地盤の破壊を説明できるという上記の報告は、信頼性設計の安定解析に全応力解析法を用いるべきことを示唆している。ここでは、ほんの一部の結果しか示さないが、このような経験は実際の現場では非常に多いことを付記しておく。

2.3 不飽和土斜面の破壊

2.3.1 模型実験の破壊

不飽和土斜面に関する模型実験は、主に、降雨浸透に関するものが行われている。久楽らは、河川水位上昇と降雨とを同時に考慮した場合の堤体の安定性を検討するために、大

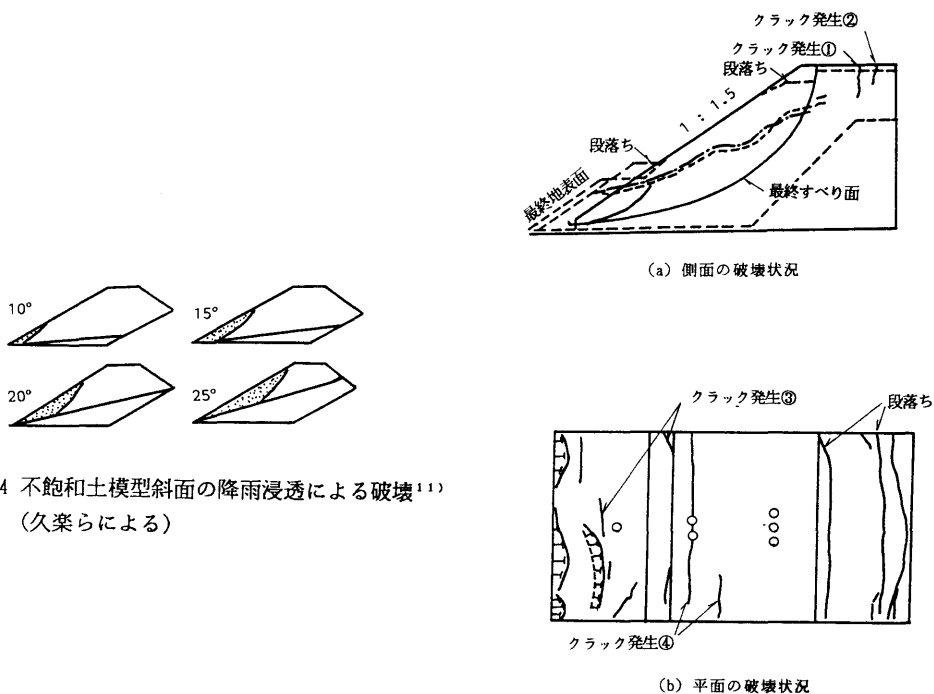


図-2.4 不飽和土模型斜面の降雨浸透による破壊¹¹⁾
(久楽らによる)

図-2.5 不飽和土模型斜面の降雨浸透による破壊¹³⁾
(森野・草野による)

型模型盛土を用いた浸透実験を実施している^{11), 12)}。実験土槽は深さ4m、面積27×27(m²)のコンクリート製のピットで、上部に降雨発生装置が取り付けられている。実験は、基盤の傾斜の異なる4種類(10°, 15°, 20°, 25°)の盛土によって行われ、約26時間にわたって全降雨量440mm、平均降雨強度 18mm/hの降雨が加えられた。なお、盛土材料は千葉県浅間山の山砂である。図-2.4は、不飽和土模型斜面におけるのり面の崩壊を示している。基盤の傾斜角が 10°, 15°, 20°, 25°となるに従って、崩壊の規模が大きくなる傾向にある。しかし、いずれのすべり面も円弧で近似できる。

また、森野・草野は、鉄道線路の切取り斜面崩壊の早期検知手法を確立する目的で、降雨時の斜面崩壊に関する模型実験を行っている¹³⁾。盛土材料は、東京稲城地区の山砂で、盛土の形状は、高さ12cm、勾配約40°である。降雨強度は 20mm/hで、実験中一定としている。図-2.5は、この実験で得られた崩壊すべり面を示している。図に示すように、破壊は総雨量が増加する過程で2度生じているが、いずれの破壊も円弧すべりで説明できる。

2.3.2 中央道のり面崩壊の実態調査^{14), 15)}

前項で、不飽和土斜面の模型実験における崩壊すべり面を示したが、ここでは、実際の斜面の崩壊を示す。不飽和土斜面の崩壊例は、非常に広範囲に存在するので、第5章で用いる中央道の斜面崩壊事例に限定して、その特徴を述べる。しかし、中央道は、日本の山岳地を通過する典型的な高速道路なので、その他の高速道路についても同様な傾向があると考えられる。

図-2.6は、中央道の斜面崩壊を種々の要因別に分析したものである¹⁶⁾。まず(a)に示すように、崩壊の原因はほとんど降雨であり、建設時の切土によるものは僅か6%程度しかない。このことは、高速道路の切り取り斜面では降雨時の斜面の安定性を検討することが、極めて重要であることを示している。

次に、(b)は 斜面崩壊の形態を分析したものである。崩壊斜面におけるすべり面の 50%以上は深さ1m未満の浅いすべりであり、比較的大きな崩壊においてさえ、その深さは高々1~2m 程度であることが分かる。すなわち、すべり土量の大小は、すべり深さではなく、崩壊の面的な広がり依存していると言える。第5章で詳述するが、これらの崩壊すべり面の具体的な形状は、図-5.28に示している。この図からも、不飽和土斜面の破壊面は、円弧すべりで十分説明できる。

また(c)は、崩壊時の降雨特性を示している。斜面崩壊は、無降雨が3時間以上続いた後の連続雨量が100~200mmの場合に、また、その連続雨量の間の最大時間雨量が20~40mmの場合に、集中している。なお、(d)は 崩壊時の斜面保護工であるが、崩壊は植生の場合に圧倒的に多く発生している。

上記の結果から、第5章の既存斜面の安定性評価では、不飽和土斜面の崩壊が降雨時に多いこと、崩壊すべり面は浅いが円弧で十分近似できること、崩壊した斜面ののり面保護は植生が圧倒的に多いことなどを考慮して議論を進めるべきである。

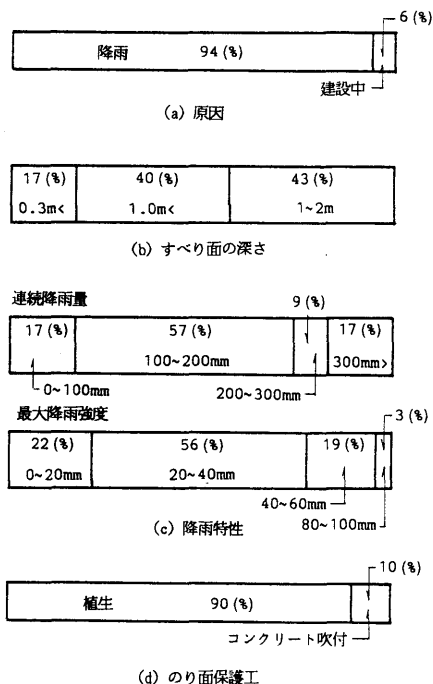


図-2.6 中央道のり面の斜面崩壊の実態

2.4 深礎基礎の変形および破壊

各官公庁や各電力会社では、深礎基礎の力学的な特性を解明するために、いくつかの大型現場実験を実施している¹⁷⁾。例えば、東京電力では送電用鉄塔基礎^{18~21)}、また、道路公団では橋梁基礎^{22~24)}を主たる対象構造物としており、前者では、大型引揚げ²¹⁾および水平載荷実験^{18~20)}を、また後者では、大型水平載荷実験¹⁷⁾を実施している。さらに、東京電力では、この大型現場実験の他に、根入れ長さ、地層構成、地表面傾斜角、斜め荷重などの影響を調べるために、小型模型実験も実施している²¹⁾。

そこで、本節では、これらの実験結果の中でも、第6章の深礎基礎の設計用支持力式の確立のために用いた大型現場実験結果を示す。

2.4.1 引揚げ載荷実験²¹⁾

図-2.7に、引揚げ実験の概要を示す。深礎基礎を対象として実施された大型現場実験には、長岡と児玉の2地点のものがある。

長岡では引揚げ実験が水平地盤(Test A-1)と傾斜地盤(Test A-2)とで実施された。地盤は水平、傾斜の両方とも上層の4.0～6.0mまでは、砂混じりシルトからなっており、N値は15～50である。また、その下層は固結シルトでN値は50以上となっている。各層の変形係数は、それぞれ300kgf/cm²と1800kgf/cm²であり、これらの値は平板載荷試験から得られたものである。基礎体は両ケースとも、直径が1.5m、根入れ深さが6.0mである。

一方、児玉では、水平地盤で、基礎体の根入れ深さを4.0m(Test B-1)と6.0m(Test B-2)とした。この現場の地盤は、風化した緑色片岩と硬質な緑色片岩との互層で構成されており、変形係数はそれぞれ2000および7000kgf/cm²で、基礎体の直径は、両ケースとも1.5mである。

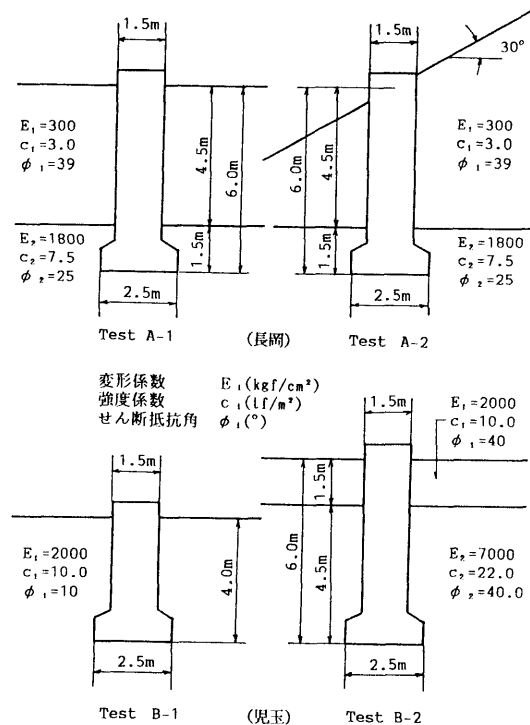


図-2.7 大型現場引揚げ実験の概要

図-2.8は、長岡における基礎の荷重～変位関係を示している。基礎が完全に崩壊したときの極限支持力は、水平地盤であるTest A-1で、450tf、傾斜地盤であるTest A-2で、400

tfであった。また、図-2.9は兎玉での実験における荷重～変位関係で、(a)は、Test B-1、(b)は、Test B-2の場合を示している。図から、根入れ長さ D_f が大きくなると、支持力が大きくなると同時に、変位の絶対量も大きくなることが分かる。

また、図-2.7のTest A-1の崩壊時における地盤面の様子は、図-2.10に示している。図に示すように、まず最初に基礎体周面にクラックが発生し、その後基礎体を中心として放射状にクラックが発展していることが分かる。特に、(e)の450tf载荷時のクラックは、基礎体よりも少し大きめの同心円内で発生している。このことは、深礎基礎の引揚げに対する破壊面が円筒形のすべり面で近似できることを示している。なお、引揚げに対する極限支持力式および荷重～変位関係式の提案と精度の検討は第6章で行われる。

2.4.2 水平载荷実験

図-2.11(a)は、長岡¹⁹⁾(Test C)と今市¹⁷⁾(Test D)の2地点での水平载荷試験の概要を示している。Test Cの長岡における地盤は細砂層とシルト層の互層地盤でN値は上層で15～30、下層で50以上である。図中に示した変形係数の値は、平板载荷試験から求められている。基礎体の直径は3.0m、根入れ長さは10mである。なお、この試験の荷重～変位関係は図-2.12に示して

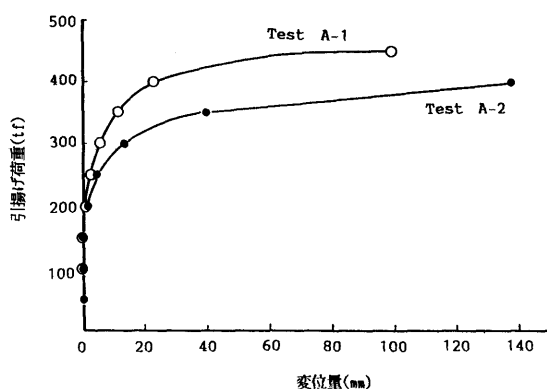


図-2.8 現場引揚げ実験における荷重～変位関係(長岡)¹²⁾

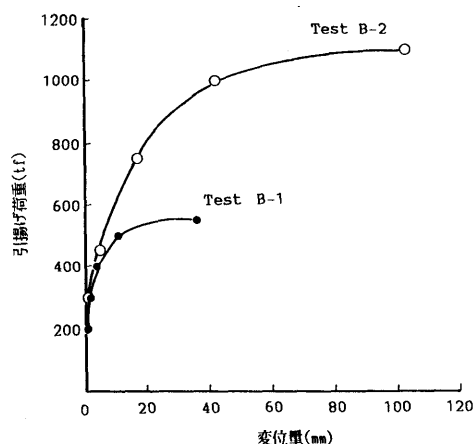


図-2.9 現場引揚げ実験における荷重～変位関係(兎玉)¹²⁾

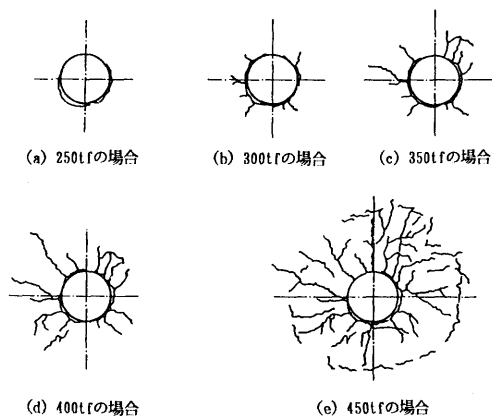


図-2.10 クラックの発生状況(長岡 Test A-1)¹²⁾

いる。

一方、Test Dの今市における地盤は、火山砕屑岩とローム層から構成されており、上層はN値が10未満、下層はN値が15～50となっている。今市における変形係数も平板载荷試験から得られたものである。基礎体の直径は3.0m、根入れ深さは10.0mである。図-2.13は、この試験から得られた荷重～変位関係を示している。

また、図-2.11(b)は、赤城での2つの水平载荷試験¹⁷⁾(Test E, F)の概要を示している。この現場の地盤は、上層の深さ5.0mまではN値が10以下の粘土質細砂で、その下層はN値が10～50の細砂層である。変形係数は、上記と同様に、平板载荷試験から求められているが、同図(a)の場合と比較するとかなり小さい値となっている。これらの試験における荷重～変位関係は、それぞれ図-2.14、図-2.15に示されている。なお、水平荷重～変位関係の提案と精度の検討は第6章で行われる。

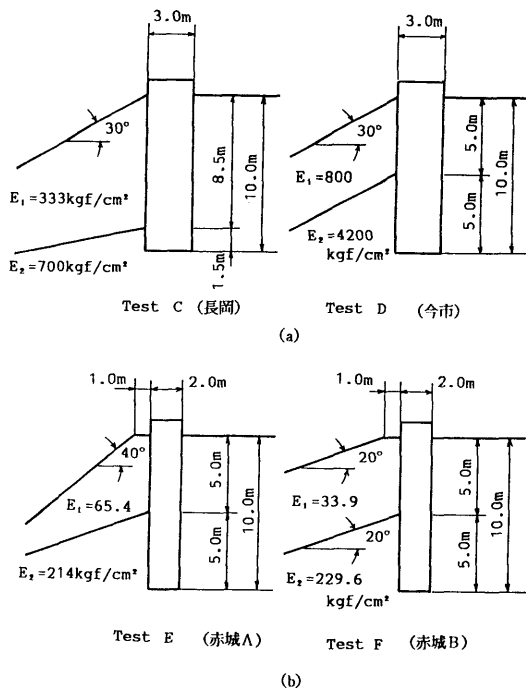


図-2.11 大型現場水平载荷実験の概要

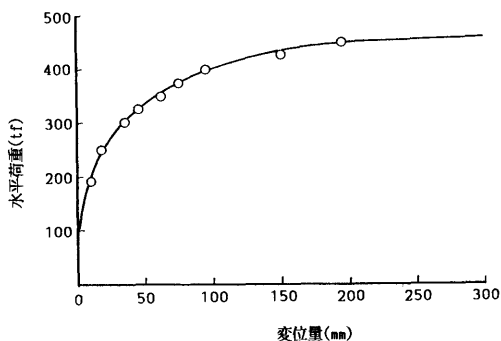


図-2.12 現場水平载荷試験における荷重～変位関係
(長岡 Test C)¹²⁾

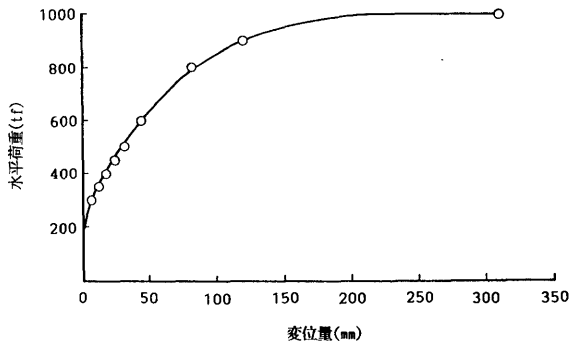


図-2.13 現場水平载荷試験における荷重～変位関係
(今市 Test D)¹²⁾

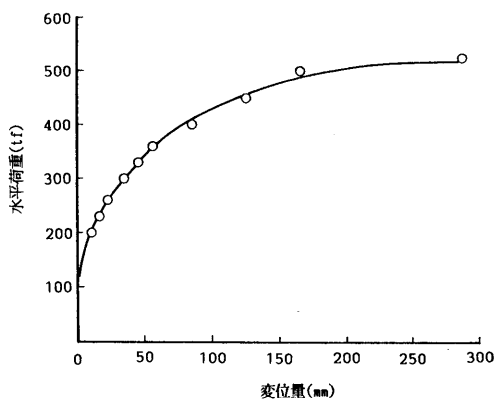


図-2.14 現場水平載荷試験における荷重～変位関係
(赤城A Test E)¹⁷⁾

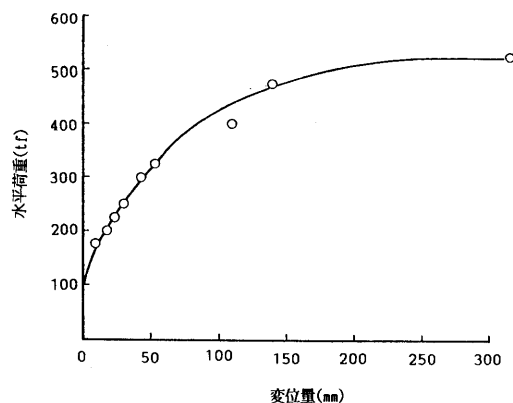


図-2.15 現場水平載荷試験における荷重～変位関係
(赤城B Test F)¹⁷⁾

2.5 結論

本章は、飽和粘性土地盤上の盛土および斜面、不飽和土斜面および深礎基礎の変形と破壊の実態を既往の研究成果および現場実験から調べたものであり、以下のような結論が得られた。

- 1) 飽和粘性土地盤に対しては、過去に行われた遠心力模型実験結果と現場での盛土および掘削斜面の崩壊事例の結果から、信頼性設計の安定解析法としては、円弧すべり面に基づく全応力解析法を用いるべきことを示した。
- 2) 不飽和土斜面に対しては、重力場での模型実験結果と中央道に建設された切土斜面の崩壊事例の再整理から、斜面崩壊は、降雨時の切土斜面に多く、崩壊の規模は深さよりも面的な広がり支配されることが、また、これらの崩壊斜面の破壊面はかなり浅いすべり面であることが明らかとされた。また、模型実験の結果からは、降雨の増加と共に、進行性破壊が生じる傾向にあるが、いずれも破壊面の形状は円弧で近似できる。
- 3) 道路公団および東京電力が実施した深礎基礎の大型現場実験を示し、その変形および破壊の実態を調べた。その結果、引揚げ荷重に対する破壊は、円筒形のすべり面となることが明らかとされた。

参考文献

- 1) 山口柏樹：模型実験結果の解釈と信頼性，土と基礎，Vol. 28, No. 5, pp. 3-7, 1980.
- 2) Mikasa, M., Mochizuki, A., Sumino, Y.: A Study on Stability of Clay Slope by Centrifuge, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 121-124, 1977.
- 3) 三笠正人・高田直俊・望月秋利：遠心力を利用した土構造物の模型実験，土と基礎，Vol. 28, No. 5, pp. 15-23, 1980.
- 4) Mikasa, M., Mochizuki, A.: Centrifugal Model Tests of Sensitive Clay Slopes, Proc. 4th South-East Asian Conf. on Soil Mech., pp. 5-19~5-25, 1975.
- 5) 山口柏樹・木村孟・藤井斉昭・清宮理：遠心力載荷装置による斜面安定実験(第1報)，第6回土質工学研究発表会講演集，pp. 475-478, 1971.
- 6) Ladd, C.C. and Foott, R.: New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786, 1974.
- 7) Hanzawa, H., Matsuno, T., and Tsuji, K.: Undrain Strength and Stability Analysis of Iragi Soft Clays, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 1-14, 1979.
- 8) Hanzawa, H., Matsuda, E., Suzuki, K. and Kishida, T.: Stability Analysis and Field Behavior of Earth Fills on an Alluvial Marine Clay, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 37-51, 1980.
- 9) Hanzawa, H., Kishida, T. and Matsuda, E.: Stability Analysis with the Effective Stress Method for Embankments Constructed on Alluvial Marine Clay, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 3, pp. 32-46, 1982.
- 10) 半沢秀郎・岸田隆生：非排水強度決定法が安全率に及ぼす影響，土と基礎，Vol. 30, No. 9, pp. 15-22, 1982.
- 11) 久楽勝行・斎藤義章・石塚広史：大型盛土による浸透模型実験，土と基礎，Vol. 28, No. 5, pp. 33-38, 1980.
- 12) 久楽勝行・石塚広史：雨水の浸透と盛土の安定性，土と基礎，Vol. 30, No. 9, pp. 37-43, 1982.
- 13) 森野亮宏・草野国重：切取りのり面崩壊の早期検知手法に関する模型実験，土と基礎，Vol. 33, No. 12, pp. 9-14, 1985.
- 14) 財団法人 高速道路技術センター：名古屋管理局のり面等防災検討，報告書，pp. 48-53, 1986.
- 15) 財団法人 高速道路技術センター：名古屋管理局のり面等防災検討，報告書，pp. 26-51, 1987.
- 16) Matsuo, M. and Suzuki, H.: Case Study of Slope Stability during Rainfall, Natural Disaster Science, (投稿中)

- 17) 高速道路調査会：斜面上の深礎ぐいに関する調査研究報告書，1983.
- 18) 日向泰山・奥山一夫：送電線鉄塔基礎に適用する深礎基礎の設計と施工，基礎工，Vol. 14, No. 6, pp. 44-49, 1986.
- 19) 竹内幹雄・岡田章：地盤のせん断弾性定数を用いた斜面の深礎基礎の水平挙動予測手法，基礎工，Vol. 14, No. 6, pp. 50-56, 1986.
- 20) Uto, K., Maeda, H., Yoshii, Y., Takeuchi, M., Kinoshita, K. and Koga, A.: Horizontal Behavior of Pier Foundations in a shearing Type Ground Model, Proc. of 5th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., pp. 781-788, Nagoya, 1985.
- 21) 東京電力株式会社：送電用鉄塔基礎の信頼性設計に関する研究—送電用鉄塔基礎の信頼性設計研究委員会—，報告書，pp. 143-201, 1985.
- 22) 石橋忠・縦山好幸：斜面上構造物基礎の現状と問題点—日本道路公団の場合—，土と基礎，Vol. 33, No. 2, pp. 19-26, 1985.
- 23) 下村真弘・縦山好幸：深礎杭，基礎工，Vol. 14, No. 7, pp. 47-56, 1986.
- 24) 前田良刀：斜面上深礎基礎の設計法，Vol. 14, No. 6, pp. 5-13, 1986.

第3章 地盤諸係数および風荷重の統計的性質

3.1 概説

あらゆる工学問題において、対象とする材料定数がばらつくことは知られている。土質工学で対象とする土は、制御可能な人工材料ではなく“自然物”であるので、そのばらつきを考慮することは極めて重要である。また、送電用鉄塔に作用する風荷重も、非常に不確定な“自然物”であることは言うまでもない。すなわち、我々が土木構造物を設計し、施工するという行為はこの不確定な自然の“ふるまい”を少しでも知って、それに対処すべき安全な構造物を構築することに外ならない。そこで、本章では、本研究で対象とする構造物の信頼性設計を実施するのに不可欠な地盤諸係数および風荷重の統計的性質について述べる。

地盤諸係数のばらつきの原因には、①土が本来的に有する不均質さの他に、②サンプリング技術、試料の運搬と保管、試験装置や試験法、試験技術などの差に起因する土質試験結果の変動がある。この中で、①は、土が土粒子、水、空気の三相混合体で、かつ極めて不連続な粒状体であることに起因しており、設計上避けることのできないばらつきである。これに対し、②のばらつきについては、サンプリング、試験方法などの改良によって制御できるものである。これらのばらつきの要因分析および制御については、松尾・正垣による一連の研究^{1~3)}で行われている。②のばらつきは、上記の技術の向上などによって、除去されるべきであるが、実際問題として、これを完全に除去することは極めて難しい。したがって、①、②を含めて結果的に生じるデータのばらつきに基づいて、地盤諸係数の統計的性質を主に文献調査とUHV送電線ルートの土質調査からまとめる。

まず最初に、飽和粘性土の地盤諸係数の統計的性質について述べる。ここでは、地盤の統計的性質を記述する3つのパラメータ、すなわち、平均値、分散、自己相関関数について説明する。これらの諸量は不飽和土の強度係数についても同様に適用する。そして、飽和粘性土によく見られる非排水せん断強度の分布特性のタイプを示す。この分類は、第4章での信頼性設計の理論展開に大きく関連する。なお、これらの分布の実例はこれまでも数多く報告されているので、ここでは省略する。また、飽和粘性土の単位体積重量の統計的性質についても整理する。次に、不飽和土の地盤諸係数の統計的性質について述べる。

この場合は、粘性土と砂質土に分け、それらの c 、 ϕ および単位体積重量の確率分布の実例を示す。なお、不飽和土の自己相関関数については、第6章でN値の地盤内分布を利用した推定法を詳述するので、本章では触れない。また、岩石および岩盤の強度係数の統計的性質に関しても同様に述べる。

ここで地盤諸係数の統計的性質を示す目的は、第4章以降の信頼性設計に用いる地盤の

入力データを把握することにある。すなわち、実態に即した入力データを用いることによって、単なる数値計算ではなく、説得力のある結果が得られるものとする。特に、本研究では、信頼性設計結果と現行設計結果とを比較するので、このことは極めて重要な意味を持つ。

一方、風荷重については、その統計的性質を一般的に議論するわけではない。すなわち、議論の対象を、第6章の送電用鉄塔基礎の信頼性設計法に用いる風荷重に限定する。具体的には、送電用支持物設計標準 (JEC-127-1979)⁴⁾の風荷重算定法で、特に考慮すべきパラメータを抽出し、その確率モデルを提示する。なお、本章で示す地盤諸係数のデータおよび風荷重に関するデータ・計算結果は、筆者が幹事として関与した送電用鉄塔基礎の信頼性設計研究委員会でもとめたものであり、以下ではその報告書⁵⁾を引くという形で議論を進めて行く。

3.2 地盤諸係数の統計的性質⁵⁾

3.2.1 飽和土の地盤諸係数

飽和土の地盤諸係数(主に、非排水せん断強度 c_u 、単位体積重量 γ_t)は、第4章の飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の設計あるいは信頼性設計に必要なもので、これまでの研究成果に新たな考察を加えながら、その統計的性質について取りまとめる。

(1) 非排水せん断強度

地盤諸係数の統計的性質は、平均、分散、自己相関関数の3つのパラメータで表わされるので、まず、それらの諸量の定義を述べる。地盤は三次元空間であるから、得られた地盤諸係数、例えば非排水せん断強度は、厳密には空間の位置で規定される確率変数として定義されねばならない。しかし、ここで取り扱う盛土あるいは斜面では、二次元問題なので、 c_u の三次元的な分布は必要としない。また、飽和粘性土地盤の水平方向に対する強度の相関性はかなり高いので、結局 c_u の平均と分散は、次式のような深さ z に対する関数として表わす。

$$\begin{aligned}\mu(z) &= \frac{1}{A_z} \int_{A_z} c_u(x, y, z) dx dy \\ \sigma^2(z) &= \frac{1}{A_z} \int_{A_z} [c_u(x, y, z) - \mu(z)]^2 dx dy\end{aligned}\tag{3.1}$$

ここに、 A_z は対象とする平面領域を $c_u(x, y, z)$ は 三次元空間における任意点での確率変

数であることを示している。

次に、 c_u の深さ方向に対する確率過程を考慮するために、自己相関関数を定義する。式(3.1)の仮定から、 c_u を深さ方向のみの確率過程 $c_u(z)$ とすると、 z と $(z+\Delta z)$ における c_u の自己相関関数は次式で定義される。

$$r(\Delta z) = \frac{1}{\sigma(z)\sigma(z+\Delta z)} \int [c_u(z) - \mu(z)][c_u(z+\Delta z) - \mu(z+\Delta z)] dz dz' \quad (3.2)$$

松尾は、式(3.2)で定義される自己相関を c_u の実測値を用いて実際に求め、次式で良く近似できることを示している⁶⁾。

$$r(\Delta z) = \exp\left(-\frac{|\Delta z|}{\ell}\right) \quad (3.3)$$

ここに、 ℓ は自己相関距離である。この式は Δz の増加と共に、 c_u の相関性が低くなることを示している。ばらつきの程度を表わす指標としては、式(3.1)に示した分散の他に、標準偏差を平均値で割った変動係数が用いられる。

$$V_{c_u(z)} = \frac{\sigma(z)}{\mu(z)} \quad (3.4)$$

この変動係数は無次元量であるため、平均および分散が異なる2つの分布のばらつきの係数を直接比較することができる。飽和粘性土の非排水せん断強度 c_u の深さ方向に対する分布特性はよく知られており、 c_u は一般的に次式で表わされる⁷⁾。

$$\begin{aligned} c_u(z) &= \mu(z) + \sigma(z)u(z) \\ &= (\bar{c}_0 + kz) + (\sigma_0 + \kappa z)u(z) \end{aligned} \quad (3.5)$$

ここに、 c_0 および σ_0 は、それぞれ $z=0$ における非排水せん断強度の平均、標準偏差であり、また、 k 、 κ は、それぞれそれらの深さ方向に対する増加勾配である。また、 $u(z)$ は規準化された正規確率変数である。さらに、 c_u の分布特性は、図-3.1に模式的に示すような3つのタイプに分類できる⁸⁾。これらの分布は式(3.5)の k および κ に、以下の条件を課せば容易に表現できる。

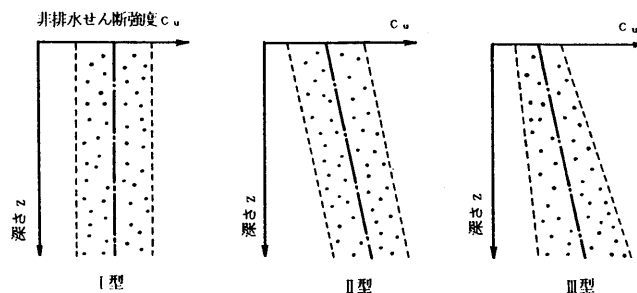


図-3.1 非排水せん断強度 c_u の分布特性

- I 型 : $k = \kappa = 0$
 II 型 : $k \neq 0$ かつ $\kappa = 0$
 III 型 : $k \neq 0$ かつ $\kappa \neq 0$

c_u の分布については数多く調べられており、それらの変動係数 $(\sigma_u + \kappa z) / (c_u + k z)$ の値は 0.2~0.4 の比較的狭い範囲にあることが確かめられている。また、式(3.3)の係数 $A (=1/\ell)$ は、0.7~1.6(1/m)の範囲にあることが報告されている。

(2) 単位体積重量

図-3.2(a), (b)は、木更津港の飽和粘性土層の γ_s の分布を調べたものである。(a)は深さ

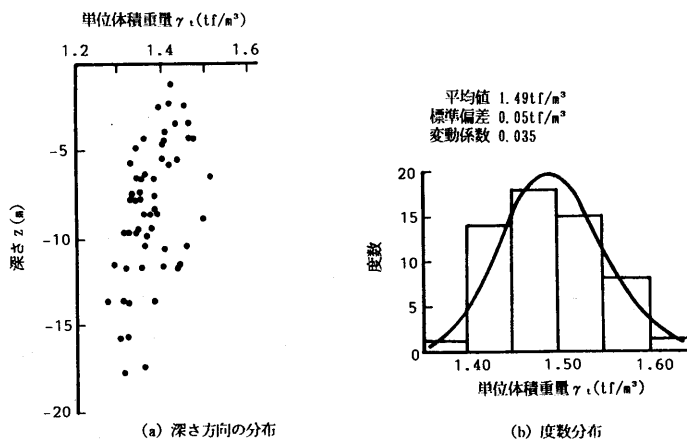


図-3.2 飽和粘性土の γ_s の分布³⁾

方向の分布で、 γ_t の平均値は深さに対して不変であることが分かる。また、(b)はこれらのデータを頻度分布として整理したものである。図に示すように、 γ_t の分布は正規分布に従う。しかし、その変動係数は0.035と非常に小さい。その他の飽和粘性土地盤に対する γ_t の分布においても、変動係数は0.01~0.04の範囲にあり、 c_u のばらつきと比べると γ_t のばらつきは非常に小さいと言える。これらの結果は、第4章の 飽和粘性土斜面の信頼性設計において、 γ_t を確率変数でなく確定値として与える根拠となっている。

3.2.2 不飽和土の地盤諸係数

不飽和土の地盤諸係数(主に、強度係数 c 、 ϕ および単位体積重量 γ)は、第5章の新設不飽和土斜面の信頼性設計に用いるので、以下にその統計的性質について述べる。

(1) 強度係数 c 、 ϕ

不飽和土の強度係数の統計的性質については、これまでもいくつか調べられている。ここでは、筆者が直接整理を行った送電用鉄塔の既設線路の土質データ⁵⁾を中心として議論する。

(a) 粘性土の場合

図-3.3(a), (b)は、不飽和土に対する非圧密、非排水三軸圧縮試験(UU試験)から得ら

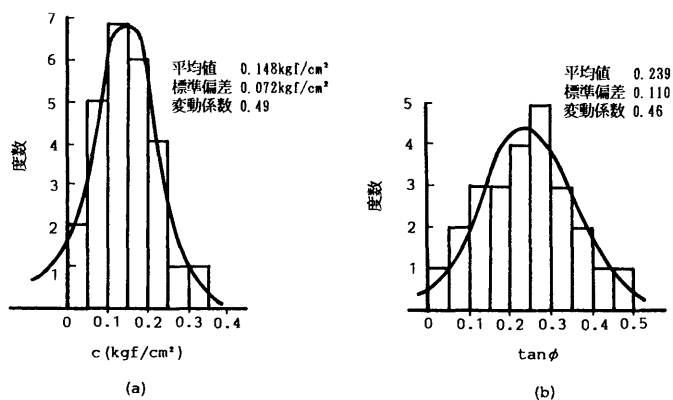


図-3.3 非圧密・非排水せん断試験による強度係数の分布⁵⁾

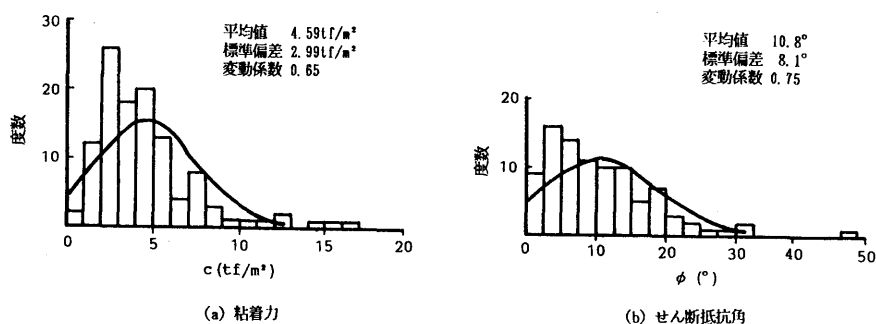


図-3.4 粘性土の c , ϕ の分布

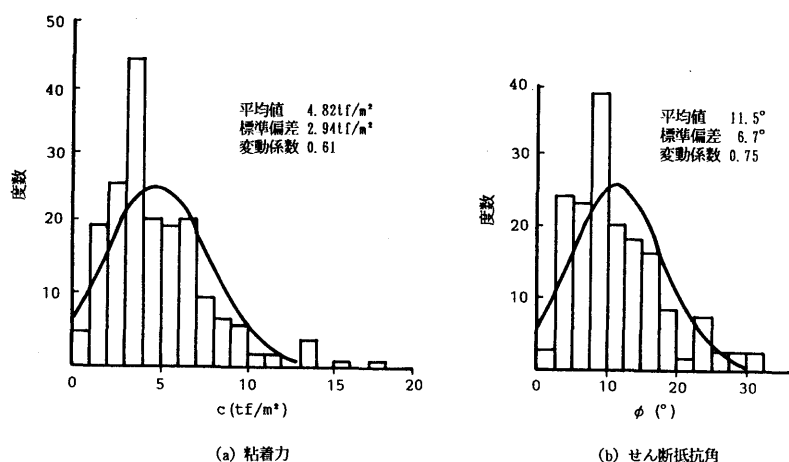


図-3.5 粘性土(通称ローム)の c , ϕ の分布

れた強度係数 ($c, \tan \phi$) を整理したものである⁸⁾。これらのデータの土質は、シルト、砂質シルト、粘土質シルト、シルト質砂であり、拘束圧、飽和度などは異なっている。この図から、 c および ϕ は正規分布に従っており、変動係数はそれぞれ 0.49 および 0.46 となっている。また、図-3.4、図-3.5 は、それぞれ粘性土とローム土の粘着力 c およびせん断抵抗角 ϕ の頻度分布を示したものである⁹⁾。これらのデータにおける不飽和土の強度係数も正規分布で近似できる。この場合の c および ϕ の変動係数は、それぞれ (0.65, 0.61) および (0.75, 0.58) となっている。以上の結果から、不飽和粘性土の強度係数は正規分布に従うという第5および6章の信頼性設計を実施する上で重要な結論が得られる。ただし、変動係数が上記のように非常に大きいのは、多地点から得られた試験結果をまとめているので、かなり広範な土質を含んでいるからである。しかし、実設計では、1地点での強度係数のばらつき、すなわち1種類の土質の試験結果における変動係数が必要である。この場合の c および ϕ の変動係数はそれぞれ (0.2~0.4) および (0.05~0.1) であることが確かめら

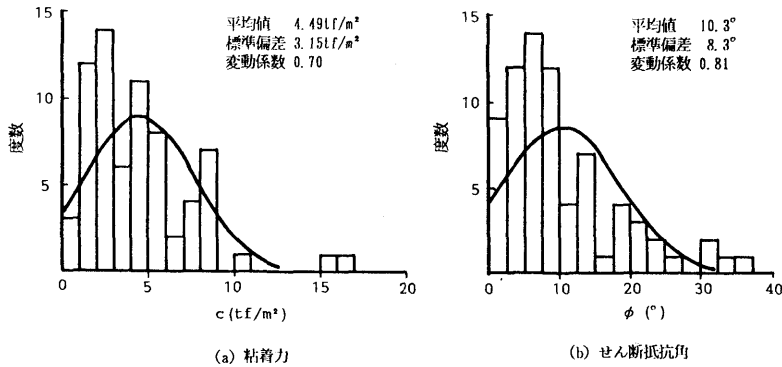


図-3.6 シルトの c, ϕ の分布

れており⁸⁾、本研究の第5、6章の信頼性設計でもこの値を用いる。

また、図-3.6は、不飽和シルトの粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ の度数分布を示している。この場合も粘性土の場合と同様に、変動係数の値は大きいが、強度係数 c, ϕ は正規分布で近似できると言える。

松尾・黒田は、不飽和粘性土の粘着力 c と $\tan \phi$ の相関を数多くのデータから調べており、彼らは、含水比を一定にすると、それらの間にかなり強い負の相関性があることを確かめている¹⁰⁾。しかし、通常現場では含水比が位置的に非常に広範にばらつくので、自然地山における c と $\tan \phi$ の相関はないと結論づけてよい。送電用鉄塔の既設線路にお

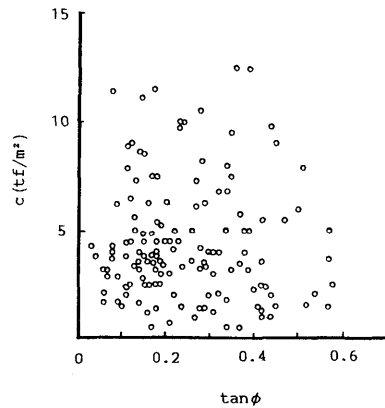


図-3.7 粘性土(通称ローム)の c と $\tan \phi$ との関係

けるローム土のデータ⁵⁾を用いてこの関係を整理したのが、図-3.7である。この図からも、 c と $\tan \phi$ は無相関と考えることが分かる。この結果は、第5章において、破壊確率の算定式の c と $\tan \phi$ の相関関数 ρ を 0 とする根拠となる。

(b) 砂質土の場合

第6章で取り上げる送電鉄塔が通過する地点ではまさ土地盤が多いためここでは砂質土を砂礫とまさ土に分けて、それらの統計的性質を述べる。砂礫には一般に大きな粒径の礫が混入しているため、特殊な試験機を用いる以外には、サンプリングした試料をそのままの状態で行うことはできない。したがって、以下には、礫分を取り除いた砂についての試験結果も含めていることを付記しておく。

図-3.8は、N値が0～20の範囲の地盤から採取された砂の排水三軸圧縮試験から得られた $\tan \phi_a$ の度数分布を示している。図中にある $\tan \phi_a = 0.752$ の値を内部摩擦角に直すと約 37° である。また、これらのデータは、非常に広範な密度に対する試験結果であるが、 $\tan \phi_a$ の変動係数が 0.15 程度とかなり小さな値であるのは注目に値する。これらの結果は、礫分が取り除かれた砂についての試験結果であり、砂に礫分が混入するとせん断抵抗角が大きくなることは、周知のことである。

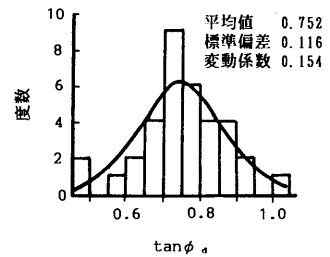


図-3.8 砂の排水三軸圧縮試験による ϕ の分布⁹⁾

図-3.9は、送電用鉄塔の既設線路のデータ⁵⁾を示している。現場では、図-3.8に示すようなきれいな砂だけでなく、必ず細粒分が含まれているので、粘着力 c も有する。次に図-3.10は まさ土に関する粘着力 c およびせん断抵抗角 ϕ の頻度分布を示している。これらの図から、砂礫の場合の強度係数も正規分布に従うという結果が得られる。砂礫の例(図-3.9)と同様に、多地点からのデータであるので c に関する変動係数は 0.71、 ϕ に関する変動係数は 0.23と、かなりばらつきが大きい。しかし、設計では 1 地点での強度係数のばらつきが必要であり、変動係数はもう少し小さい値となる。

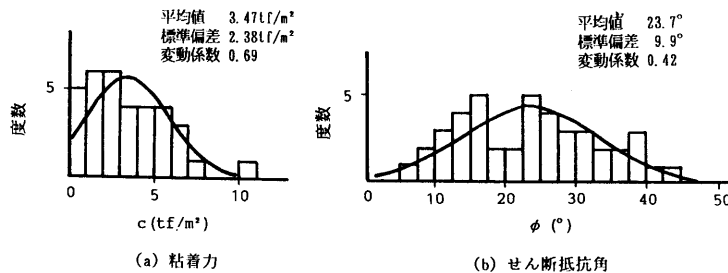


図-3.9 砂礫の c 、 ϕ の分布

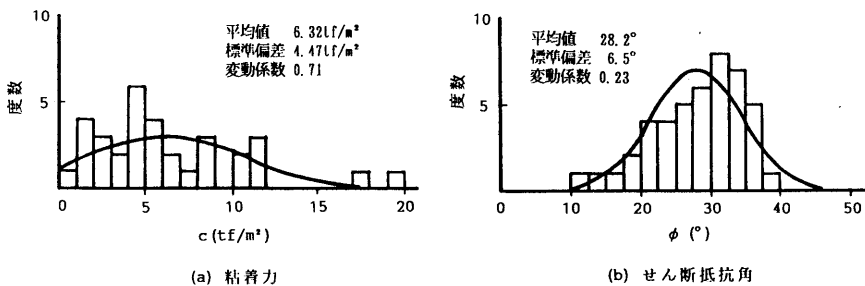


図-3.10 まさ土の c 、 ϕ の分布

また、図-3.11は、図-3.10における c と ϕ の相関を調べたものである。この図から、粘性土の場合と同様に、 c と $\tan\phi$ は無相関であると言える。このことは、第5、6章における破壊確率の算定で、砂質土についても c と $\tan\phi$ の相関係数 ρ を0とする根拠としている。 ρ は通常負の値を有するので、 $\rho=0$ とするのは破壊確率を大きく算定することになる。いずれにしても、信頼性設計を実施する上で最も重要な点は、 c と ϕ がある確率分布に従うことであり、上記のように、すべて正規分布に従うという結果は、今後の理論展開に非常に有益である。

(2) 単位体積重量

図-3.12(a), (b)は、松尾・黒田が不飽和土の γ_t を粘土とシルトに分けて頻度分布としてまとめたものである。図から分かるように、正規分布に従うが、変動係数は0.1前後と小さい値となっている¹⁰⁾。

図-3.13は、栗原・野田が示した道路用盛土の γ_t の分布である¹¹⁾。この場合は、図-3.12に示したような自然の地盤ではなく、人工的に築造された高速道路用盛土のもので、 γ_t の平均値は 2.16 tf/m^3 と高いが、そのばらつきは、0.049と非常に小さくなっている。これらのデータは、同一地点で得られたものでなく、数多くの異なった地点での γ_t の測定結果を整理したものであるが、それらの変動係数は0.1以下となっている。したがって、第4章の軟弱地盤の盛土の信頼性設計では c_u の変動係数が0.3前後であるのに対し、上記のように盛土材料の γ_t の変動係数は1オーダー程度小さいので、 γ_t を確定値としても破壊確率にはほとんど影響を及ぼさない。また、深礎基礎の場合では、外力の

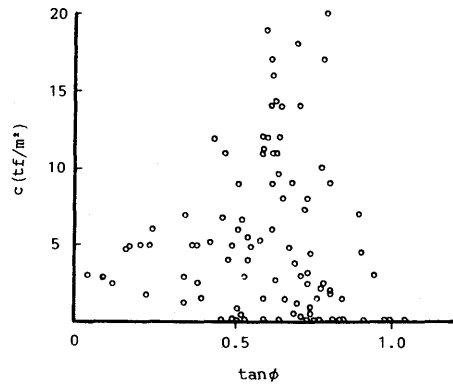
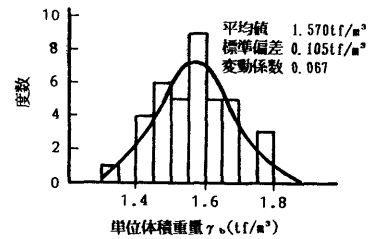
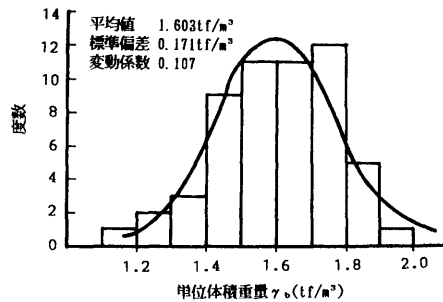


図-3.11 まさ土の c と $\tan\phi$ との相関



(a) 粘土



(b) シルト

図-3.12 不飽和土の γ_t の分布¹⁰⁾

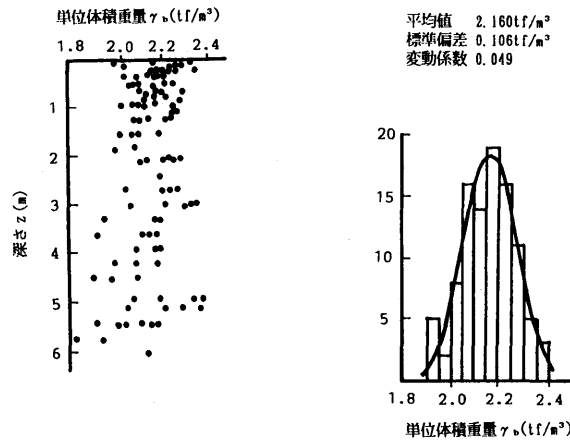


図-3.13 道路用盛土の γ_s の分布(栗原による)¹¹⁾

変動のほとんどは風荷重によるもので、この程度の γ_s の変動では破壊確率の計算にはほとんど影響を及ぼさない。なお、道路用盛土などの人工的に締め固められた場合には、 γ_s の平均値は2.0 tf/m³前後、その他の自然地盤では、1.6～1.8 tf/m³程度と見積もれば十分である。

3.2.3 岩石および岩盤の強度係数

現在東京電力で計画されているUHV送電線でも例外ではないが、今後日本で建設されるUHV送電線は、その電圧の大きさから人家の少ない山岳地域を通過せざるを得ない。したがって、深礎基礎の設計では軟岩などの岩盤を対象とするケースが多いので、以下では岩石および岩盤の強度係数の統計的性質について整理する。なお、設計としては、岩盤の強度係数を必要とするが、試験の規模が大きくなるので、経済上、多数の岩盤試験を実施するのは困難である。それゆえに、岩石試験から、岩盤の力学特性を把握しようとする試みが、各方面で行なわれている。

伊藤らは、多数の一軸圧縮試験の結果を岩種、岩級別に整理し、いずれもほぼ正規分布で近似できることを示している¹²⁾。また、同一地点から採取した泥岩および砂岩についての三軸圧縮試験のデータも整理しており、破壊時の主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)_rと変形係数 E_{s0} は、共に正規分布することを示している。さらに、それらの拘束圧によるばらつきの影響も調べており、低拘束圧になるほどばらつきが大きくなる傾向にあることも見出している。この場合も、すべて正規分布で近似でき、泥岩の($\sigma_1 - \sigma_3$)_rおよび変形係数の変動係数は0.25～0.35、0.35～0.40の範囲である。また、砂岩の場合では、それらは0.30～0.45、0.40～0.50の範囲にある。

槽谷のデータを松尾・板橋が再整理した結果¹³⁾を図-3.14～図-3.16に示す。これらの

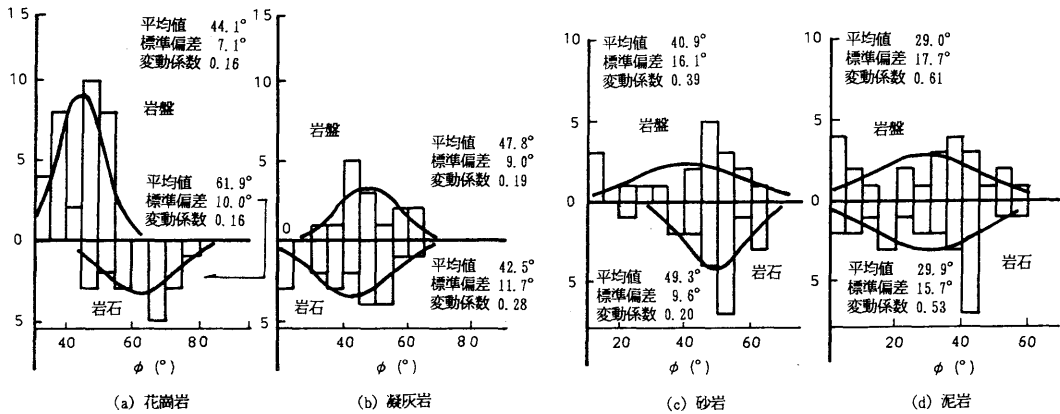


図-3.15 岩石と岩盤試験の ϕ の分布(松尾・板橋による)¹³⁾

図は、岩石試験と岩盤試験との比較を行なった貴重なデータである。データは岩種別に整理されており、粘着力 c およびせん断抵抗角 ϕ はほぼ正規分布に従うと考えてよい。また、一般に岩盤の亀裂が強度に大きく影響するといわれており、図-3.14および図-3.15の(a)に示すように、花崗岩では亀裂の影響で岩石試験の強度の方が岩盤試験のそれよりも大きくなっている。一方、同図(d)の泥岩については、他の岩盤に比べ、亀裂の影響が少ないことから、両試験法による差はほとんど見られない。

次に、強度の値については、まず、岩盤に関する粘着力 c についてみると、同図(a), (b)の花崗岩および凝灰岩では、 $c = 200 \text{ tf/m}^2$ 、同図(c), (d)の砂岩および泥岩でも $c = 150 \sim 200 \text{ tf/m}^2$ 程度であることが分かる。また、せん断抵抗角 ϕ の平均値は $\phi = 40 \sim 50^\circ$ 程度であり、 ϕ の変動係数は、多地点データであるが、0.2程度とかなりばらつきが小さい。

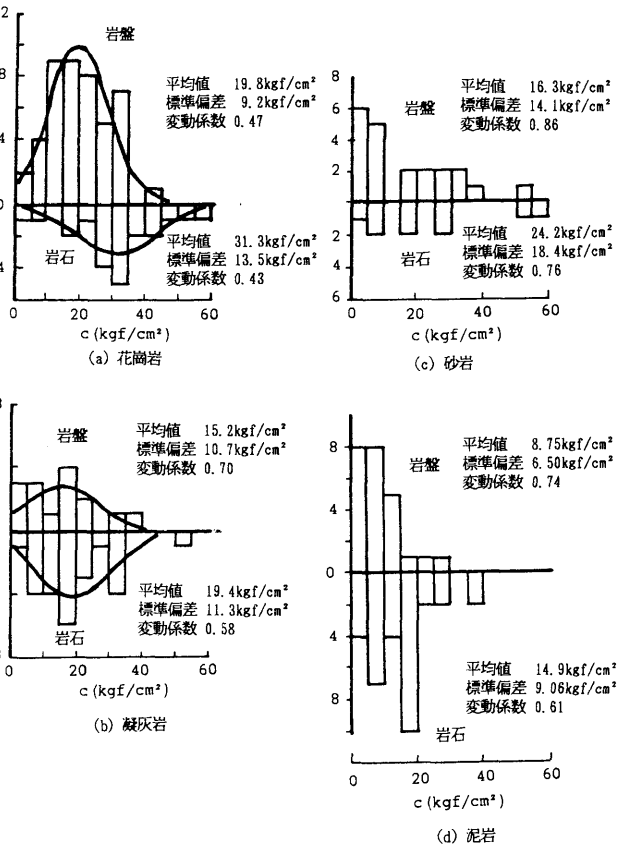


図-3.14 岩石と岩盤試験の c の分布(松尾・板橋による)¹³⁾

これらの岩石および岩盤の強度係数に関する統計的性質は、第6章の深礎基礎の信頼性設計に用いる。

3.2.4 設計用地盤諸係数

本節で述べた地盤諸係数の統計的性質から、第4章以降の信頼性設計に用いるべき設計値をまとめると、以下のようである。

(i) 飽和粘性土地盤上の盛土および斜面 盛土材料の単位体積重量 γ_t は、3.2.2の議論から確定値とする。非排水せん断強度 c_u は、3.2.1(1)の議論から変動係数が0.2~0.4の範囲にある正規分布とする。なお、 c_u の平均値は、個々の設計問題に応じて設定する。

(ii) 不飽和土斜面 不飽和土からなる盛土および切取り斜面の単位体積重量 γ_t も、3.2.2(2)の議論から確定値とする。不飽和土の強度係数に関しては、3.2.2(1)の議論から c は変動係数が0.2~0.4の範囲にある正規分布とし、 ϕ は変動係数が0.05~0.1の範囲にある正規分布とする。なお、 c および ϕ の平均値は個々の設計問題に応じて設定する。

(iii) 深礎基礎 深礎基礎の場合は、不飽和土だけでなく 軟岩などの岩盤も設計対象となるので、3.2.2および3.2.3の議論に基づいて、設計用地盤諸係数を表3-1のように求めた。一般には、三軸圧縮試験を数多く実施するのは困難なので、N値との関係も示している。また、本節では取り上げなかったが、第6章では深礎基礎の変形問題も考慮するので、その計算に必要な変形係数の統計的性質も示している。この深礎基礎の設計用地盤諸係数を決定するには、本節で挙げたデータだけでは不十分であるが、文献5)を作成する際にその他の膨大なデータを参照していることを付記しておく。

表-3.1 土質および岩盤の設計用諸係数の一覧⁵⁾

分類	中分類	小分類 (N値)	粘着力 c (tf/m ²)		せん断抵抗角 ϕ (°)		単位体積重量 γ (tf/m ³)	変形係数 E (kgf/cm ²)	
			平均値	変動係数	平均値	変動係数		平均値	変動係数
土	表土	10未満	---	---	---	---	1.4	---	---
	砂礫	10~30	3	0.4	35	0.15	1.6	500	0.5
		30~50	5	0.4	40	0.15	1.8	600	0.5
	マサ土	10~30	3	0.4	30	0.15	1.6	500	0.5
		30~50	5	0.4	35	0.15	1.8	600	0.5
	粘性土	10~20	5	0.4	15	0.15	1.6	300	0.5
		20~30	7	0.4	20	0.15	1.6	400	0.5
		30~50	10	0.4	25	0.15	1.6	500	0.5
	シルト	10~20	4	0.4	20	0.15	1.6	300	0.5
		20~30	6	0.4	25	0.15	1.6	400	0.5
		30~50	8	0.4	30	0.15	1.6	500	0.5
	岩	堆積岩	D級	30	0.3	40	0.15	1.9	5000
火成岩		D級	30	0.5	35	0.20	2.0	5000	0.6
		C ₁ 級	50	0.5	40	0.20	2.1	10000	0.6
		C ₂ 級	70	0.5	45	0.20	2.4	30000	0.6
		C ₃ 級	100	0.5	50	0.20	2.6	80000	0.6

3.3 風荷重の統計的性質

本節は第6章の深礎基礎の信頼性設計の外力、すなわち鉄塔基礎に作用する荷重の算定法を示す。ここでの成果は、東京電力で行われた『送電用鉄塔基礎の信頼性設計研究委員会』によるものであり、筆者はその主要委員として主体的にこの風荷重の統計的性質に関する研究に関与し、その委員会の報告書⁵⁾を取りまとめた。したがって、以下の記述はその報告書⁵⁾を引用するという形で議論を進めて行く。

送電用鉄塔に加わる荷重には、①鉄塔・架渉線・がいし・架線金具等の重量、②架渉線張力、③鉄塔・架渉線・がいし・架渉金具等に加わる風・氷雪荷重・および地震荷重、などがある。①の鉄塔や架渉線等の重量は、作用荷重の中でも死荷重に分類され、また、②の架渉線張力については、設計張力を人工的に作用させるので、風荷重に比べるとそのばらつきは無視できる。したがって、①と②の荷重は確定量として取り扱う。③の中でも、氷雪荷重についてはかなり変動要因が大きく、この荷重が主原因だったと思われる鉄塔の崩壊事例も報告されている。したがって、氷雪荷重についても、確率統計解析に基づく再現期待値などによって評価すべきである。しかし、現在全国にわたる系統立った着氷雪観測記録は少なく、未観測地点の着氷雪量を推定する技法も各方面で種々研究が行われている段階である⁴⁾ので、本研究の深礎基礎の信頼性設計では、外力として風荷重のみとし、氷雪荷重は考慮しないものとする。

以上の理由から、本章では風荷重のみを検討する。すなわち、基礎に作用する荷重は、鉄塔重量等の死荷重および変動幅の小さい架渉線張力を固定荷重として、風荷重のみを確率変量とする。

本節の最終的な目標は、この風荷重に対する確率モデルを作成し、基礎に作用する荷重の分布を決定することである。なお、表-3.2は、風荷重以外の固定荷重（鉄塔・架渉線・がいし・架渉線金具等の重量が作用する死荷重および架渉線張力荷重）の代表的な値を、50万Vおよび100万V(UHV)送電用鉄塔について示したものである。

表-3.2 送電用鉄塔の代表的な固定荷重

電圧	重量 (tf)		
	鉄塔	電線	がいし等
50万V	95	33	8
100万V	220	74	13

3.3.1 風荷重の算定法

送電用支持物設計標準⁴⁾に定められている風荷重算定法は、現在のところ鉄塔に関しては最も権威あるものであり、他にこれに代わる方法を用いる根拠が見当たらないので、本研究ではこの方法に従って風荷重を算定する。

この算定法の概略を簡単なフローチャートで示すと 図-3.16となる。この図に従って、

設計用風荷重の算定法を示すと以下のである。

まず最初に、②の設計用速度圧 q を次式によって算定する。

$$q = q_0 \alpha \beta \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.6)$$

ここに、 α 、 β は、それぞれ⑦の上空通増係数および⑥の構造規模による低減係数であり、次式によって与えられる。

$$\alpha = \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1/n} \quad (3.7)$$

$$\beta = \frac{80G^2 + (S - 80)}{G^2 S} \quad (3.8)$$

ここに、 h_0 および h は、それぞれ規準高さ(=10m)、地上高さ(m)であり、 n は地表面粗度によって決まる値である。また、 S は鉄塔間の径間長(m)であり、 G は平均風速に対する瞬間風速の比で表わされる突風率である。さらに、 q_0 は風荷重による速度圧であり、次式で与えられる。

$$q_0 = \frac{1}{2} \rho (G V_{10})^2 \quad (3.9)$$

ここに、 V_{10} は10分間平均風速(m/s)で、設計で規準となる風速である。通常地上から10mの高さで測定された風速を基にして算定される。また、 ρ は空気密度($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)である。

以上のように、式(3.6)の設計用速度圧 q が求められれば、②の風荷重は次式で計算できる。

$$p = C q A \quad (3.10)$$

ここに、 C は風力係数で、風荷重による鉄塔骨組み部材の空気抵抗の割合を表す係数であり、部材の断面形状が四角形の場合が最も大きく、円形の場合が最も小さい。なお、 A は受風面積(m^2)である。また、式(3.6)の速度圧は鉄塔の斜め方向から作用する。 x 、 y 方向の分力は次式で求められる。

$$\begin{aligned} p_x &= n_x p \\ p_y &= n_y p \end{aligned} \quad (3.11)$$

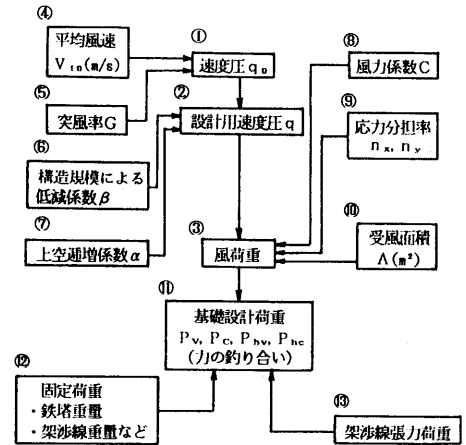


図-3.16 基礎設計荷重の算定手順

ここに、 n_x および n_y は、それぞれ斜風による x 、 y 方向への応力分担率である。式(3.11)で示す x および y 方向の風荷重を鉄塔の各節点に作用させれば、⑩の力の釣り合い関係から、引揚げ、圧縮および水平方向の基礎設計荷重 (P_v , P_c , P_h)を算定することができる。

さらに、⑩に含まれる不平均張力 ΔT は、鉄塔両側の径間長の差 および水平角度によって生じる風圧の差によって生じるものであり、次式で与えられる。

$$\Delta T = \varepsilon T_0 \qquad (\text{kgf}) \qquad (3.12)$$

ここに、 T_0 および ε は、それぞれ架渉線の張力、不平均張力率である。 式(3.12)で表される不平均張力 ΔT は、⑫に示される固定荷重と共に、⑩の基礎設計荷重に加算される。

3.3.2 信頼性設計のための基礎設計荷重算定法

当委員会では、図-3.16に示した①～⑨の各パラメータの確率モデルが、いくつかの実測データに基づいて検討され、結果的に 表-3.3のようにまとめられた。表には、各パラメータの分布形状が示されている。したがって、基礎設計荷重の確率分布は、図-3.16の計算手順に上記の確率変数を考慮すれば求められる。しかし、これらのパラメータをすべて考慮した数値シミュレーション には膨大な計算が必要となるので、実用的にはより簡便な方法が必要となる。そこで、ここでは以下の2つの計算方法を比較する。

表-3.3 風荷重に影響を及ぼす因子

変数	分布形状
突風率 G	正規分布
上空逋増係数 α	対数正規分布
構造規模による低減係数 β	正規分布
風力係数 C	一様分布
応力分担率 n_x, n_y	一様分布

- 1) 厳密計算 表-3.3 に示す因子をすべて確率変数とし、モンテカルロシミュレーションによって、基礎設計荷重の確率分布を求める方法
- 2) 簡便計算 (b)で 詳しく述べるが、表-3.3の因子の中で特に影響を及ぼす因子(結果的には突風率 G ，上空逋増係数 α の係数 n および架渉線風圧の低減係数 β)のみを確率変数とし、モンテカルロシミュレーション によって、基礎設計荷重の確率分布を求める方法

(a) 基礎設計荷重の厳密計算

まず、最初に、表-3.3の不確定要因をすべて確率変数と考慮した厳密計算を行う。試算に用いた鉄塔の高さは110mである。図-3.17は その圧縮および引揚げ力の計算値の分布を

示している。図から分かるように、圧縮・引揚げ力の両荷重とも、鉄塔基礎設計荷重の分布形状は、対数正規分布となる。なお、これらの対数正規分布は、正規分布で十分近似できる。

(b) 基礎設計荷重の簡便計算

表-3.3の各因子が基礎設計荷重に与える影響を調べるために感度分析を行った。その分析の方法は以下の通りである。すなわち、感度分析を行う因子以外のパラメータを一定とおき、正規分布に従う因子に対しては、 $-3\sigma \sim +3\sigma$ まで変化させた時の基礎設計荷重の増減を、また、一様分布に従う因子はその全分布幅に対する基礎設計荷重の増減量を与えた。ただし、構造規模による低減率 β については、式の形から突風率 G を含んでいるので、 β 、 G の両因子を同時に変化させて感度分析を行った。

図-3.18は、圧縮方向の基礎設計荷重に対する感度分析の結果である。ここに、感度は、それぞれの条件に対する計算値を基礎設計荷重の平均値で無次元化したものである。この図から、感度の高い因子は突風率 G 、上空通増係数 α の係数 n で、感度の低い因子は架渉線風圧の低減係数 β 、応力分担率 n_x 、 n_y および風力係数 C である。しかしながら、 β の感度には、径間長、架渉線の水平・鉛直角度等の影響もあるので、結果的に設計で用いる確率変数は、突風率 G 、上空通増係数 α の係数 n 、架渉線風圧の低減係数 β の3つとする。他の因子は、基礎設計荷重の90%信頼限界値で一定量とした。

図-3.17の厳密計算の結果と上記の簡便法の計算した場合を比較すると表-3.4となる。同表に見られるように、平均値および標準偏差の両方共に、簡便法による基礎設計荷重の方が10%程度大となっている。これは設計上安全側であるので、信頼性設計には、実用上の便宜も考慮して、確率変数を G 、 β 、

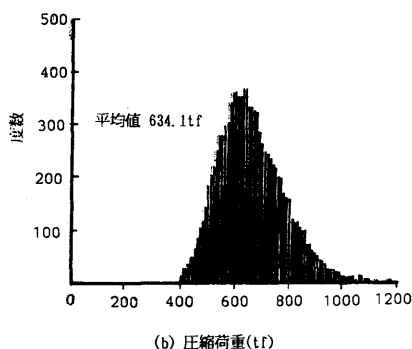
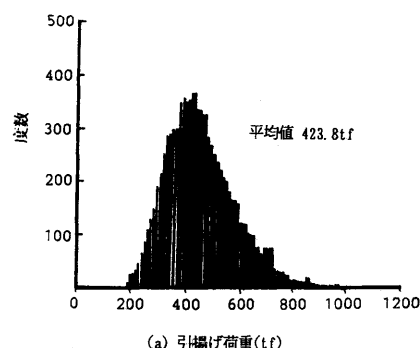


図-3.17 基礎設計荷重の分布

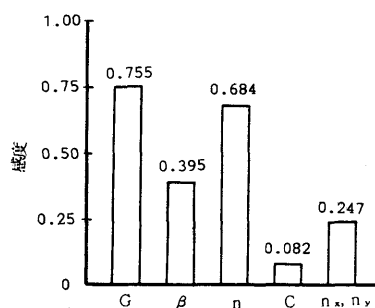


図-3.18 各因子の感度分析結果

表-3.4 厳密計算と簡便計算の比較

計算方法	引揚げ荷重 P_v		圧縮荷重 P_c	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
厳密計算①	450	124	650	128
簡便計算②	533	134	743	136
②/①	1.19	1.08	1.13	1.07

単位(tf)

n の 3 因子に限定した簡便法を用いる。

3.4 結論

本章では、斜面および U H V 鉄塔の深礎基礎の信頼性設計を実施するために必要な地盤諸係数と風荷重の統計的性質について述べた。得られた成果を要約すると、以下のである。

- 1) 飽和粘性土の非排水せん断強度 c_u の分布特性を説明し、その表現方法も示した。また、過去のデータから、飽和土の単位体積重量は確定量として取り扱えることを示した。
- 2) 不飽和土の地盤諸係数の統計的性質を、粘性土の場合と 砂質土の場合とに分けて述べた。この場合も、強度係数 c , $\tan\phi$ は正規分布となることを確かめた。さらに、軟岩に対する地盤諸係数の統計的性質も調べ、第 6 章 で示す深礎基礎の信頼性設計のための設計定数をまとめた。
- 3) 深礎基礎の信頼性設計に用いる風荷重の統計的性質を、送電用支持物設計標準 における風荷重の算定法に従って述べた。また、この算定法に必要な各パラメータの感度分析を行い、突風率 G , 構造規模の低減係数 β および上空遁増係数 α の係数 n を確率変数とした簡便法の有用性を示した。

参考文献

- 1) 松尾稔・正垣孝晴： q_u 値に影響する数種のかく乱要因の分析，土質工学会論文報告集、Vol. 24, No. 3, pp. 139-150, 1984.
- 2) 松尾稔・正垣孝晴：各種要因の q_u への影響度に関する実験的研究，土質工学会論文報告集、Vol. 26, No. 2, pp. 121-132, 1986.
- 3) Matsuo, M. and Shogaki, T.: Effects of Plasticity and Sample Disturbance on Statistical Properties of Undrained Shear Strength, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, pp. 14-24, 1988.
- 4) 電気学会 電気規格調査会標準規格：送電用支持物設計標準 JEC-127, pp. 19-77, 1979
- 5) 東京電力株式会社：送電用鉄塔基礎の信頼性設計に関する研究－送電用鉄塔基礎の信

- 頼性設計研究委員会一，報告書，pp.72-142，1985.
- 6) Matsuo,M.and Asaoka,A.: Probability Models of Undrained Strength of Marine Clay Layer, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.53-68, 1977.
 - 7) Matsuo,M.and Suzuki,H.: Use of Charts for Reliability-based Design of Embankment on Saturated Clay Layer, Soils and Foundations, Vol.23, No.3, pp.13-26, 1983.
 - 8) 松尾稔：地盤工学－信頼性設計の理念と実際－，技報堂出版，pp.55-107，1984.
 - 9) Matsuo,M.: Reliability in Embankment Design, MIT Department of Civil Engineering Research Report, R76-33, pp.1-203, 1972.
 - 10) 松尾稔・黒田勝彦：不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察，土木学会論文報告集，No.208，pp.65-75，1972.
 - 11) 栗原則夫・野田稔：盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究への討議，土木学会論文報告集，No.207，pp.107-109，1972.
 - 12) 伊藤洋・北原義治・野崎隆司：地盤物性値のバラツキの実態とその一考察，第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.139-144，1984.
 - 13) 松尾稔・板橋一雄：岩盤および岩石強度係数の統計的性質，土木学会中部支部発表講演概要集，第3部，pp.218-219，1984.

第4章 飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の信頼性設計

4.1 概説

本章では、飽和した軟弱粘土層上に、所定の高さの盛土を急速に建設する場合と飽和粘土斜面のすべり破壊に関する信頼性設計の手法を具体的に述べる。この種の問題は、各種港湾工事、道路、鉄道用盛土その他において、頻繁に遭遇する設計問題である。

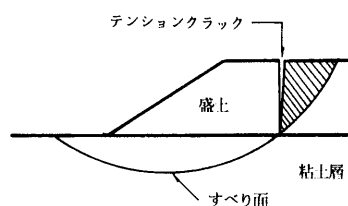


図-4.1 軟弱地盤上の盛土の破壊

第3章の議論から、破壊は円弧すべり面に沿って生ずるものとする。安定計算法としては円弧すべり面法を用いるが、軟弱地盤上の盛土の破壊については図-4.1のような破壊形態、すなわち盛土部分には鉛直方向のテンションクラックが生じるとし、その部分におけるせん断抵抗を期待しないものとする。一般に粘土地盤上に盛土を施工すると、粘土層の沈下により盛土内には水平方向の引張り応力が発生し、き裂を誘発しやすい。このため、この種の問題では盛土内に全面的に鉛直の引張りき裂が発達したものと仮定して安定解析を進めることが多い¹⁾。

この仮定を設けると、盛土内のすべり線に沿うせん断抵抗と図中の斜線部の土塊が転倒モーメントに寄与することを考慮しないので、テンションクラックの深さや、盛土材料の強度係数を問題にする必要がなくなり、信頼性設計への適用も容易になる。

4.2 では、まず既往の斜面安定解析法を概観する。ここで取り上げる斜面安定解析法は均質な飽和粘土からなる単純斜面(押え盛土を含む)で、かつ間隙水圧を考慮する必要がない場合に限定する。これらの仮定の中でも、単純斜面の仮定に対しては、分割法などの計算方法を用いれば、不規則な斜面に対しても適用可能ではある。しかし、一般に軟弱地盤に築造される盛土および斜面では単純斜面で近似できることが多いので、できる限り数値解析は避け解析的な方法で解くことに務めた。この方針が、軟弱地盤上の盛土および斜面の信頼性設計のための図表化へと結びついた。また、間隙水圧を考慮しないことに対しては、第3章でも述べたように、飽和粘土の強度特性の中でも統計量として十分なデータが蓄積されているのは非排水強度のみであり、地盤内の間隙水圧分布を確率論的に把握することは、現場計測器の設置の制限もあって、現段階では事実上不可能である。

本研究では、斜面安定解析法として、Fellenius²⁾、Taylor³⁾、Janbu⁴⁾の研究を取り上げ、その概要を簡単に述べる。安定解析法には他に、間隙水圧を考慮し有効応力で限界平衡を論ずるBishop⁵⁾、Morgenstern-Price⁶⁾、Sarma⁷⁾ およびSpencer法⁵⁾などの方法があるが、軟弱地盤上の盛土の破壊は主に急速破壊であること、また間隙水圧の統計的性質が不明であること、などから信頼性設計では全応力を用いるので、ここではこれらの解析法

の記述はしない。なお、盛土については上述した盛土の破壊形態の単純化によって、中瀬が示した解析的方法⁹⁾の取り扱いが可能となった。

次に、上記の点を踏まえて、信頼性設計に用いるべき安定解析法を軟弱地盤上の盛土および掘削斜面に対して定式化する。まず、飽和粘性土地盤上の盛土の安定解析法では、中瀬の方法⁹⁾をさらに拡張して、押え盛土を用いた場合の安定解析を可能とする。一方、飽和粘土斜面の安定解析法では 4.2.1 で指摘した問題点を補うための方法を示す。これらの盛土および粘土斜面の安定解析に関する成果はすべて安定図表として整理することができる。また、軟弱地盤上の盛土の設計代替案としてよく用いられる締固め砂杭の安定解析法を簡単にまとめ、その効果を容易に評価するための安全率算定式も示す。4.3 では、上記に示した各安定解析法に対する破壊確率の算定方法を詳述し、軟弱地盤上の盛土および粘土斜面に対する設計代替案の費用を算定するための評価関数を示す。さらに 4.4 では、具体的な最適設計例を示し、現行設計法との比較を行う。そして、本章の最後では図表を用いた計算例も示し、信頼性設計を実施するための利便を計った。

4.2 安定解析法

4.2.1 従来の研究の概観

概説でも述べたように、ここでは主に粘土斜面に対する安定解析法について述べる。本論に入る前に、まず、従来の研究で得られたすべりの形態による分類を示す。

単純斜面のすべりはその破壊形態によって『底部破壊』、『斜面先破壊』

および『斜面内破壊』の3つに分類される。そして、通常図-4.2のような図から概略以下のような説明が加えられている。

図中の (a) の『底部破壊』は、粘着力が小さく比較的斜面勾配の緩やかな場合に生じやすく、すべり面が基盤に接するようなケースである。(b) の『斜面先破壊』は、比較的急な斜面に発生するもので、すべり面の下端が斜面先を通る。また、(c) に示される『斜面内破壊』は、基盤が極めて浅い位置に存在するために、すべり面がそれより下方に広がることができず、すべり面の下端が斜面内に現れる場合である。しかし、本章で開発する信頼性設計法ではすべり線に沿う土の位置的なばらつきを考慮するので、これだけの破壊形態の分類では不十分である。例えば、斜面先円であっても基盤に接する『底部破壊』の場

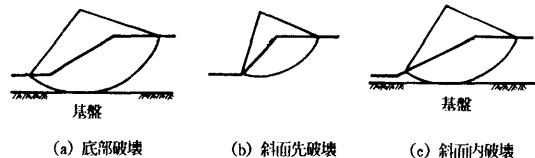


図-4.2 すべりの形態

合も存在するし、斜面内部に基盤がある場合には、『斜面先円』とか『斜面内円』になる。さらに、斜面の中央鉛直線上にすべり円弧の中心がくる『中点円』は必ずしも『底部破壊』の場合だけではないだろうという疑問から、粘着力からなる単純斜面の破壊形態を詳細に調べた。その計算方法は 4.2.2 で詳述することとして、ここでは結果として得られた新しい分類法を示す。

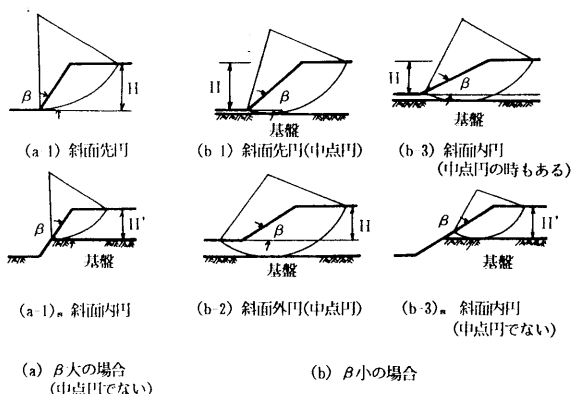


図-4.3 新しいすべりの形態の分類

図-4.3 は、そのすべり形態を示したものである。図に示すように、斜面の

勾配 β の大小により二つの場合に大きく分類し、その中で小分類を考える。ここで“ β の大小”と曖昧な表現としているのは、後の 図-4.8 に示すようにすべり形態が変わる β の境界値が基盤の深さにより異なるからである。詳細に調べると、その境界値の下限と上限はそれぞれ $\beta \approx 44^\circ$ と $\beta \approx 54^\circ$ であるが、Taylorの安定図表では $\beta \approx 53^\circ$ とされている。

(i) β が大きい場合： この場合のすべり面は、斜面下の基盤の存在に無関係な斜面先円 (a-1) か、斜面内に基盤がある場合の斜面内円 (a-1)_sのいずれかとなる。円弧の中心が斜面の中央鉛直線上にあるすべり円弧を“中点円”と呼ぶと、上記のすべり面は中点円とはならない。(a-1)_sは (a-1) の特殊なケースであり、斜面高さを図中の H' とするならば、安定計算は (a-1)の場合と同様に取扱える。

(ii) β が小さい場合： この場合のすべり面は、必ず基盤に接する。発生すべきすべり形態は図に示す4種類である。その中でも斜面先円 (b-1) と斜面外円(すべり面の先端が斜面外に発生するすべり円弧をここでは『斜面外円』と呼ぶこととする。)(b-1)は中点円となる。斜面内円(b-3)は、基盤の深さによって中点円となる場合もある。(b-3)_sは、(a-1)_sの場合と同様に斜面高さを H' とすれば、(b-3)の場合に一致する。計算上考慮すべきすべり形態はこの4ケースであり、例えば基盤に接しないすべりなどは発生しない。

(1) Felleniusの解析²⁾

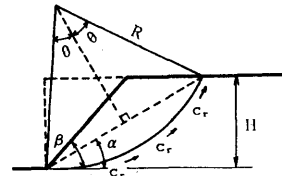
粘着力 c のみからなる土質で構成された単純斜面の安定問題を、最初に解析的に記述したのは Felleniusである。彼が取扱ったすべりは、斜面先破壊のみで、基盤などの存在は考えていなかった。すなわち β の大小に関係なく図-4.3の (a-1) だけである。

図-4.4に示す各記号を用いて、幾何学的なつり合い条件から次式が得られる。ただし、 γ は土の単位体積重量である。

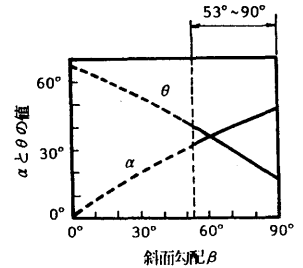
$$c_r = \frac{1}{4} \gamma H f(\alpha, \beta, \theta)$$

$$f(\alpha, \beta, \theta) = \frac{2\sin^2\theta \sin^2\alpha}{\theta} \left(\cot\theta \cot\alpha - \cot\theta \cot\beta + \cot\beta \cot\alpha - \frac{2}{3} \cot^2\beta + \frac{1}{3} \right) \quad (4.1)$$

仮想的な斜面先すべり面は無数に描ける。上式の c_r は、これらそれぞれのすべり面に対し、安全率が 1.0 になるような粘着力である。この意味で c_r は無数に想定されるわけであるが、これらの中で最大のものだけが力学的意義を有するから、 $c_{r(max)}$ を与えるすべり面を臨界円とした。臨界円の位置は、斜面傾角 β を定数として $\partial c_r / \partial \alpha = 0, \partial c_r / \partial \theta = 0$ の条件を満す解として求



(a) 幾何学的表示



(b) $\beta \sim (\alpha, \theta)$ の関係

図-4.4 Felleniusの解析²⁾

められる。Felleniusは種々の β に対して (α, θ) の組を求め、その結果を図-4.4(b) のように整理した。図から分かるように、 β が与えられると (α, θ) の組（すなわち臨界円の位置）が決定され、これらの値を式(4.1)に代入すれば $c_{r(max)}$ が求められる。

$c_{r(max)}$ が決定されれば、最小安全率 G_{min} は次式から求められる。

$$G_{min} = \frac{c}{c_{r(max)}} \quad (4.2)$$

ここに、 c は設計対象としている斜面の非排水強度である。Felleniusは 安定数 (stability number) N_n や安定係数 (stability factor) N_s を定義していないが、後に Taylor, Terzaghi, Janbu などの解析と比較するので、 N_n, N_s および 最小安全率 G_{min} を以下に示しておく。

$$\begin{aligned} N_n &= \frac{c_{r(max)}}{\gamma H} \\ N_s &= \frac{1}{N_n} = \frac{\gamma H}{c_{r(max)}} \\ G_{min} &= \frac{c}{c_{r(max)}} = \frac{c}{\gamma H N_n} = \frac{c N_s}{\gamma H} \end{aligned} \quad (4.3)$$

(2) Taylorの解析³⁾

Taylorは Felleniusの解析が斜面先破壊の特殊なすべりであることから、より一般的な議論を行った。

Taylorは 図-4.5 に示す記号を用いて安定数 N_{ni} を次式のように定義した。

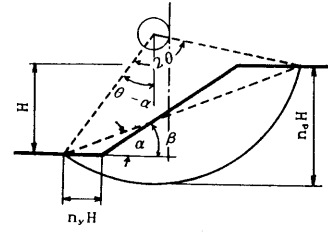


図-4.5 Taylorの解析³⁾

$$N_{ni} = \frac{c}{G \gamma H} = \frac{\sin^2 \alpha \sin^2 \theta}{2\theta} \left[\frac{1-2\cot^2 \beta}{3} + \cot \alpha \cot \theta + \cot \beta (\cot \alpha - \cot \theta) \right] \quad (4.4)$$

ここに、 $G = c/c_r$ であり、安全率を示している。また、 α 、 β 、 θ 、 H は、それぞれ水平面と円弧の弦のなす角度、斜面勾配、円弧の中心角の1/2および斜面高さである。この式は Felleniusの解析と同様に斜面先円についてのもの（図-4.3の(a-1)）である。したがって、式(4.4)はFelleniusの式(4.1)と一致し、臨界円に対する α 、 β 、 θ の関係は図-4.4(b)から求められる。この意味で、Felleniusの結果はTaylorの結果の一部に含まれる。

次に、Taylorは斜面先円ではなく、図-4.5に示すようなすべり形態を考えた。彼は、この場合に最小安全率を与える円が「中点円」になることを確かめた上で安定数 N_{ni} を次式のように求めた。

$$N_{ni} = \frac{c}{G \gamma H} = \frac{\sin^2 \alpha \sin^2 \theta}{2\theta} \left[\frac{1-2\cot^2 \beta}{3} + \cot \alpha \cot \theta + \cot \beta (\cot \alpha - \cot \theta) + 2n_x^2 \right] \quad (4.5)$$

$$n_x = \frac{1}{2} (\cot \alpha - \cot \theta - \cot \beta)$$

ここに、 $G = c/c_r$ である。さて、Taylorは“斜面の粘着力 c が一様かつ無限深さまで不変であることは地層の形成過程を考えると非現実的である”という観点から、深さ係数 n_d をパラメータに導入して、いわゆる基盤に接する“底部破壊”を考えた。図-4.5の表示に従い、 n_d を α と θ で表すと以下ようになる。

$$n_d = \frac{1}{2} (\operatorname{cosec} \alpha \operatorname{cosec} \theta - \cot \alpha \cot \theta + 1) \quad (4.6)$$

また、式(4.6)を書き変えると次式となる。

$$\operatorname{cosec} \alpha = (2n_a - 1) \operatorname{cosec} \theta + 2\sqrt{n_a^2 - n_a} \cot \theta \quad (4.7)$$

底部破壊を生じる場合の計算は以下のようにする。まず n_a を与件として、式(4.7)を満たす α と θ の関係を求める。 β は与件値だから、この関係を斜面先円(図-4.3の(b-1))の場合には式(4.4)に、また斜面外円(図-4.3の(b-2))の場合には式(4.5)に代入して、 $(\partial N_{ni} / \partial \theta) = 0$ から最大の安定数 N_n とそれに対応する α 、 θ を求める。

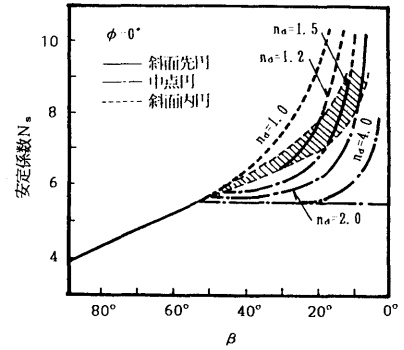


図-4.6 Taylorの安定図表³⁾

Taylorは、式(4.4)、式(4.5) および式(4.7)を用いて各種の検討を行ない、それらの計算結果を整理した図表を作成している。しかし、彼の計算結果によると、種々の疑問や不明確な点が残る。図-4.6はTerzaghiが Taylorの計算結果を再整理した安定図表である。図からわかるように、 $\beta < 53^\circ$ の範囲ではいかなる破壊形態のすべりが生ずるかを特定できない場合が生じる。例えば斜面先円については“図の斜線部の領域”というような曖昧な表現しかされていないし、また 斜面内破壊についても、正確に計算されているとは言い難い。後述するが、信頼性設計ではすべり面に沿う強度の位置的なばらつきを評価する必要があるので、すべり面の位置を決定することは極めて重要である。したがって、Taylorの安定図表を修正する必要があるが生じる。

(3) Janbuの解析⁴⁾

結果的には信頼性設計に用いないという理由により、できるだけ簡単な紹介にとどめた。Janbuは直交座標を用い、図-4.7に示すような無次元量を用いて 安全率の定式化を試みており、安全率 G は抵抗モーメント M_r と転倒モーメント M_o の比(M_r/M_o)で定義される。

図-4.8は、Janbuの安定図表である。図の(a)から安定係数、すなわち最小の安全率 G_{min}

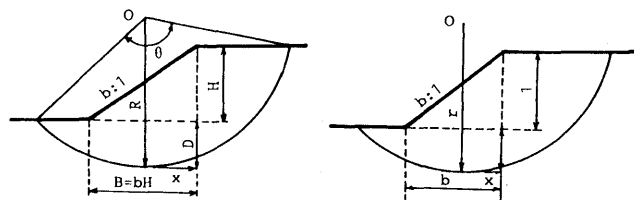


図-4.7 Janbuの解析⁴⁾

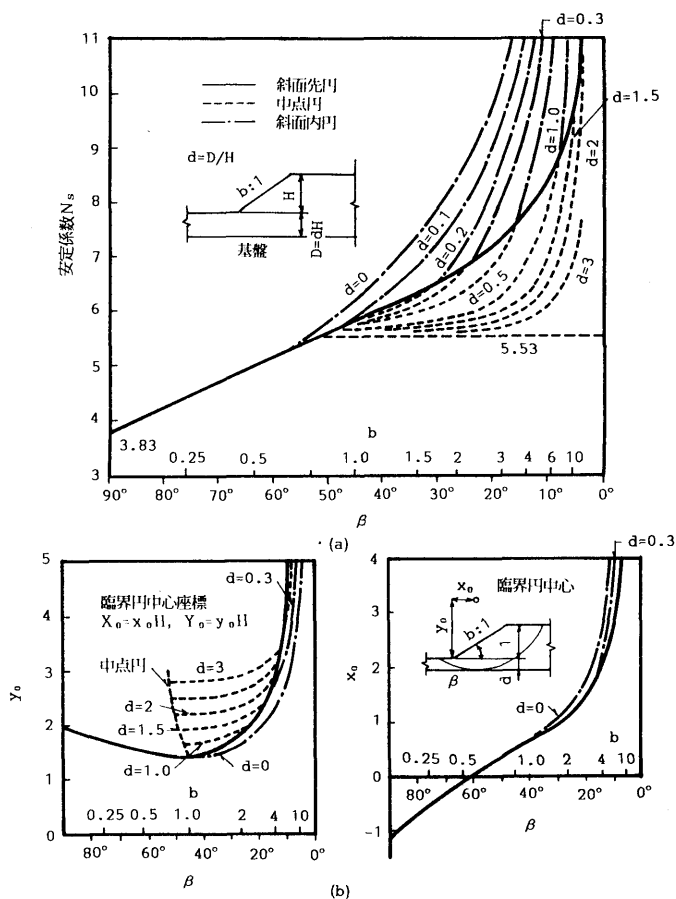


図-4.8 Janbuの安定図表⁴⁾

が、また (b) から臨界円の位置が求められる。図-4.6 と図-4.8 の比較からわかるように、 $(d+1)$ が n_a に相当する。Janbu は図-4.8(a) における実線を斜面先円 (toe circles) 破線を底部円 (base circles)、一点鎖線を斜面内円 (slope circles) としているが、ここではすべて 図-4.3 の新しい分類に従っており、図中の表示も書き直した。図からわかるように、 $\beta < 53^\circ$ 領域において、Taylor の安定図表では斜線で表されていた斜面先円の部分が明確一つの実線で示されており、斜面内円についてもかなり詳細な計算が加えられている。さらに、臨界円についても Taylor のように試行計算を要求することなく求めることができる。この意味で、Janbu による 図-4.8 は、Taylor の安定図表を大幅に改良したものといえる。

以上のように、Taylor と Janbu の方法とを比較すれば、Janbu の方法の方が優れている。しかし、本研究では Taylor の方法を修正した厳密な方法を提案しており、この提案法と Janbu 法とを比較すれば、提案法の方が厳密であり、かつ信頼性設計への適用が容易である。したがって、粘土斜面に関する信頼性設計には 4.2.2(2) で提案する安定解析法を用いる。

4.2.2 飽和粘性土地盤上の盛土および粘土斜面

(1) 飽和粘性土地盤上の盛土

中央安全率 \bar{G} を具体的に定式化する前に、図-4.1のテンションクラックを仮定するので、この安定解析に設けている2,3の仮定について説明する。4.1の概説でも述べたように、図に示す盛土の斜面部分のすべり抵抗と転倒モーメントは考慮しない。図-4.9は押え盛土を含む盛土斜面を示したものである。図からわかるように、この仮定を設ければ、盛土部分は単なる荷重項として作用しているに過ぎない。押え盛土の形状は種々考えられるが、施工の容易さなどから実設計では、押え盛土部の斜面の勾配は盛土本体のそれと同じとされる場合が多いので、ここでもその場合の安定解析法を示す。もちろん、勾配が異なる場合についても安全率の算定式は簡単に誘導することができる。また、押え盛土の高さについては、図-4.9の係数 m によって任意の高さの押え盛土を考慮することができるが、長尾・松尾・黒田の研究^{10), 11)}において $m=0.5$ の場合が力学的にも経済的にも有利であるとされているので、ここでも $m=0.5$ の場合を中心にして議論する。中央安全率 \bar{G} についての簡単なケースは、中瀬によって与えられているが、ここではより汎用性の高い、すなわち押え盛土を建設した場合の安定解析も実施できる新たな定式化を行う。なお、以下では、地盤の平均的な物性値を用いた平均転倒モーメント \bar{M}_o と平均抵抗モーメント \bar{M}_R を求め、その比として中央安全率 \bar{G} を定義する。

(a) 転倒モーメント \bar{M}_o ¹²⁾

図-4.9に示した各記号を用いてすべり円弧の中心 O のまわりの転倒モーメント \bar{M}_o を求めると次式のようなになる。ただし、 q は盛土の平均単位体積重量を γ_b としたときの $q = \gamma_b H$ である。

$$\begin{aligned} \bar{M}_o = & \frac{q(n+1)}{2} (L_x - x + y + b)(L_x + x - y + b) \\ & + \frac{qx}{6} (2x - 3y - 3b) - \frac{bm_q}{2} (2y - mx - b) \end{aligned} \quad (4.8)$$

上式において右辺最後の項、 $-(2y - mx - b)bm_q/2$ は押え盛土の効果を表している。したがって、押え盛土が有効となるためには、次式の条件を満足せねばならない。

$$2y - mx - b > 0 \quad (4.9)$$

(b) 抵抗モーメント \bar{M}_R

図-4.9 に示すように、盛土本体には引張亀裂のためせん断抵抗が働かないとしているので粘土層中のすべり面に沿う非排水強度 c_u による抵抗モーメントを考えれば良い。粘土地盤層の強度は第3章の 3.2.1(1) で述べたⅡ型、Ⅲ型の平均値関数を用いる。

$$\bar{c}_u(z) = \bar{c}_0 + kz \quad (4.10)$$

なお、式(4.10)を用いて、 \bar{M}_R を求めると次式となる。ただし、Ⅰ型の場合は上式で $k = 0$ とすれば良い。

$$\bar{M}_R = \int_{-\theta}^{\theta} (\bar{c}_0 + kz) R^2 d\theta = 2k(L_x)^3 f(\theta, \frac{\bar{c}_0}{kL_x}) \quad (4.11)$$

ここに

$$f(\theta, \frac{\bar{c}_0}{kL_x}) = \frac{\theta}{\sin^2 \theta} \left(\frac{\bar{c}_0}{kL_x} + \frac{1}{\theta} \cot \theta \right) \quad (4.12)$$

である。

(c) 中央安全率 $\bar{G}^{(2)}$

(i) 基盤（硬い層）がない場合

式(4.8)からわかるように、 \bar{M}_0 は y に関して上に凸の2次関数であるから、 \bar{M}_0 の最大値は次の条件式から求められる。なお、ここでいう基盤とは『岩盤』とか『非常に硬い層』だけでなく、上層の粘土層と比較すると地盤の強度不連続的に上昇する層のことも含める。

$$\frac{\partial \bar{M}_0}{\partial y} = 0 \quad (4.13)$$

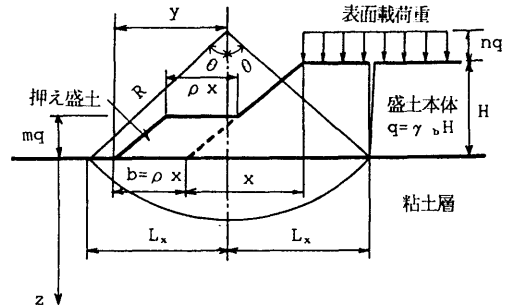


図-4.9 盛土断面の諸元

式(4.13)を具体的に計算すると次式となる。

$$y = \frac{1}{1+n} \left[x \left(m + \frac{1}{2} \right) b(n-m+1) \right] \quad (4.14)$$

式(4.14)を式(4.8)に代入すると、水平方向に対する最大抵抗モーメント $\overline{M}_{0(\max)}|_y$ が次式のように得られる。なお、記号 $(\max)|_y$ は、水平位置 y 線上において \overline{M}_0 が最大となることを表している。

$$\overline{M}_{0(\max)}|_y = qx^2(c_1 t^2 - c_2 \rho^2 - c_3 \rho - c_4) \quad (4.15)$$

ここに、 $c_1 \sim c_4$ は次のような関係がある。

$$\begin{aligned} c_1 &= (n+1)/2, \quad c_2 = (n-m+1)/2 \\ c_3 &= m(2n-m-mn+1)/2, \quad c_4 = (4n+1)/\{24(n+1)\} \end{aligned} \quad (4.16)$$

ただし

$$L_x = x t \quad (4.17)$$

である。

次に、抵抗モーメントを求める。ある鉛直線上に中心を有し、かつ弦の長さ(図-4.9の $2L_x$)が同一であるような多くのすべり円弧を考える。これら同一弦を有するすべり円のうちで抵抗モーメントが最小値 $\overline{M}_{R(\min)}|_\theta$ をとる条件は次式で与えられる。なお、 $(\min)|_\theta$ は θ に関して最小化することを意味している。

$$\frac{\partial f}{\partial \theta} = 0 \quad (4.18)$$

式(4.12)を用いて、式(4.18)を具体的に計算すると以下のようになる。

$$\frac{\overline{c}_0}{kL_x} = \frac{3(\sin \theta - \theta \cos \theta) - \theta \sin \theta \tan \theta}{(\sin \theta + \theta \cos \theta) \tan \theta - 3\theta \sin \theta} \quad (4.19)$$

式(4.19)を式(4.11)に代入すれば、 $\overline{M}_{R(\min)}|_\theta$ は変数 L_x の関数として表わされる。したがって、中央安全率 $G|_{(y, \theta)}$ は次式で定義できる。

$$\overline{G}|_{(y, \theta)} = \frac{\overline{M}_{R(\min)}|_\theta}{\overline{M}_{0(\max)}|_y} \quad (4.20)$$

また、上式は式(4.11, (4.15)を用いて次式のように書き表わせる。

$$\left(-\frac{q}{\bar{c}_0}\right) \bar{G}|_{(y, \theta)} = \frac{2t^3}{(c_1 t^2 - c_2 \rho^2 - c_3 \rho - c_4)} \left(-\frac{kx}{\bar{c}_0}\right) \times \left(\frac{\bar{c}_0}{ktx} + \frac{1}{\theta} - \cot \theta\right) \left(-\frac{\theta}{\sin^2 \theta}\right) \quad (4.21)$$

式(4.21)を t (すなわち L_x) で微分すれば、最小安全率円となるための条件式が得られる。

$$t^2 = \frac{(c_2 \rho^2 + c_3 \rho + c_4)}{2c_1 \left(\frac{1}{\theta} - \cot \theta\right)} \left[4\left(\frac{\bar{c}_0}{ktx}\right) + 6\left(\frac{1}{\theta} - \cot \theta\right)\right] \quad (4.22)$$

この関係式と式(4.19)とを満足する (t, θ) の組を定め、これらを式(4.21)に代入すれば、最小中央安全率は $(q \bar{G} / \bar{c}_0)$ の項として決定される。

(ii) 基盤(硬い層)がある場合

(i) では軟弱な粘土層が無限にある場合を考えた。しかし、実際には、軟弱粘土層厚が有限である場合が多い。このような基盤が存在するケースでは、すべり面がこの硬い層に接する場合も生じる。そこで、軟弱粘土層の厚さを D とし、これに接するすべり円弧を考える。図-4.9 から (L_x, θ, D) の間には次の関係がある。

$$L_x = \frac{D \sin \theta}{1 - \cos \theta} \quad (4.23)$$

上式を式(4.21)に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left(-\frac{q}{\bar{c}_0}\right) \bar{G}|_{(y, \theta)} \\ &= 2\left(\frac{kD}{\bar{c}_0}\right)^3 \frac{\left(\frac{\bar{c}_0}{kD}\right) \theta (1 - \cos \theta) + \sin \theta - \theta \cos \theta}{c_1 \left(\frac{kD}{\bar{c}_0}\right)^2 \sin \theta (1 - \cos \theta) - \left(\frac{kx}{\bar{c}_0}\right)^2 (1 - \cos \theta)^3 (c_2 \rho^2 + c_3 \rho + c_4)} \end{aligned} \quad (4.24)$$

上式を θ で微分すれば $(q \bar{G} / \bar{c}_0)$ の最小値を与える条件式が求められる。

$$\left(\frac{kx}{\bar{c}_0}\right)^2 = \frac{1}{2(c_2\rho^2 + c_3\rho + c_4)(1-\cos\theta)^2} \left(\frac{kD}{\bar{c}_0}\right)^2$$

$$\frac{\left(\frac{\bar{c}_0}{kD}\right)(1-\cos\theta)(2\theta\cos\theta - \sin\theta) + 2\cos\theta(\sin\theta - \theta\cos\theta) + \frac{\sin^2\theta(\sin\theta - \theta)}{1-\cos\theta}}{\left(\frac{\bar{c}_0}{kD}\right)\left(2\theta - \frac{1-\cos\theta}{\sin\theta}\right) + \frac{3(\sin\theta - \theta\cos\theta)}{1-\cos\theta} - \theta} \quad (4.25)$$

式(4.25)から、 θ が決定できるので、その値を式(4.24)に代入すれば、 $(q\bar{G}/\bar{c}_0)$ の最小値を決定できる。また、 c_u 分布がI型の場合の安全率は式(4.24)を変形した次式において、

$$\left(\frac{q}{\bar{c}_0}\right)\bar{G}|_{(y,\theta)} = \frac{2\theta(1-\cos\theta) + \left(\frac{kD}{\bar{c}_0}\right)(\sin\theta - \theta\cos\theta)}{c_1\sin^2\theta - \left(\frac{x}{D}\right)^2(1-\cos\theta)^2(c_2\rho^2 + c_3\rho + c_4)} \quad (4.26)$$

$k=0$ とおけば、求められる。

$$\left(\frac{q}{\bar{c}_0}\right)\bar{G}|_{(y,\theta)} = \frac{2\theta(1-\cos\theta)}{c_1\sin^2\theta - \left(\frac{x}{D}\right)^2(1-\cos\theta)^3(c_2\rho^2 + c_3\rho + c_4)} \quad (4.27)$$

さらに、上式を θ で微分すれば、 $(q\bar{G}/\bar{c}_0)$ の最小値を求めるための条件式が得られる。

$$\left(\frac{x}{D}\right) = \frac{c_1\sin\theta(2\theta\cos\theta - \sin\theta)}{(c_2\rho^2 + c_3\rho + c_4)(1-\cos\theta)[2\theta\sin\theta - (1-\cos\theta)]} \quad (4.28)$$

式(4.28)から θ を定め、これを式(4.27)に用いれば最小安全率は容易に求められる。

(2) 粘土斜面

粘土斜面の安定計算法は基本的には、Taylorの式を用いる。しかし、斜面内円については、Taylorの定式化だけでは不十分なので、新たな修正を行っている。Janbuの方法では円弧の中心を求める際に近似式を用いているのに対し、Taylorの方法では定式化そのものが厳密であるので、ここではTaylorの式を計算機によって正確に求めるという方法を採用する。

(i) (a-1) の場合 斜面勾配 β を与件値として、 α 、 θ を変数とする式(4.4)から最大の N_{ni} を求めて安定数 N_n とした。

(ii) (b-1) の場合 $n_d > 1.0$ の範囲で n_d を与件値として、式(4.7)から α と θ の関係を求め、この関係を式(4.4)に代入した。さらに、 β を与件値として N_{ni} を計算し、その最大値 N_n を求めた。

(iii) (b-2) の場合 式(4.5)と式(4.7)を用い、上記(b-1)の場合と同様な計算を行った。

(iv) (b-3) の場合 このケースについては、式(4.7)が $n_d \leq 1$ の範囲で定義できないので、Taylorの方法では安定数 N_n を求めることができない。したがって、ここでは、図-4.10 に示す幾何学的な条件から次式が成立する。

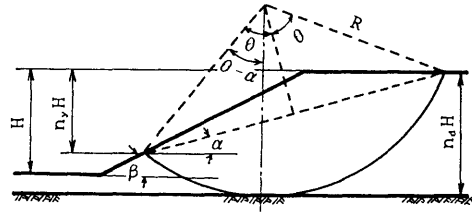


図-4.10 斜面内円の解析

$$R(1 - \cos \theta') = (n_d - n_v)H$$

$$R = \frac{n_v H}{2 \sin \alpha \sin \theta} \quad (4.29)$$

$$\theta' = \theta - \alpha$$

図中の n_v は式(4.29)の関係から次式となる。

$$n_v = \frac{n_d}{1 + \frac{1 - \cos(\theta - \alpha)}{2 \sin \alpha \sin \theta}} \quad (4.30)$$

式(4.4)において、斜面高さを $n_v H$ とするならば、斜面内円に対する N_{ni} の式が得られる。

$$\begin{aligned} N_{ni} &= \frac{c}{G \gamma n_v H} \\ &= \frac{\sin^2 \alpha \sin^2 \theta}{2 n_v \theta} \left[\frac{1 - 2 \cot^2 \beta}{3} + \cot \alpha \cot \theta + \cot \beta (\cot \alpha - \cot \theta) \right] \end{aligned} \quad (4.4a)$$

したがって、式(4.29), (4.4a)から斜面内円に対する安定数 N_n が求められる。ただし、 $0 < n_y < 1$ である。また、(a-1)sおよび(b-3)sは H の代わりに、 H' を斜面高さ $n_d=1.0$ として同様な計算を行えば、それらの安定数 N_n が求められる。

なお、中央安全率 \bar{G} は安定数 N_n を用いて次式で求められる。

$$\bar{G} = \frac{\bar{c}_u}{\gamma H N_n} = \frac{N_s \bar{c}_u}{\gamma H} \quad (4.31)$$

ここに、 \bar{c}_u および N_s はそれぞれ非排水強度の平均値と安定係数である。

4.2.3 締固め砂杭による改良地盤¹⁴⁾

軟弱粘土層上に盛土を建設する場合、盛土斜面の緩勾配化や押え盛土のほかに、粘性土地盤を砂杭で改良する工法、すなわちサンドトレイン(SD)工法、およびサンドコンパクション(SCP)工法がしばしば用いられる。前者の工法では緩い砂杭でしかも砂置換率 a_s が高々2~3%程度であるので、すべり破壊に対しては地盤全体が粘土層であるとする安定解析で十分近似できる。しかし、後者の工法では陸上の工事で普通 $a_s=10\sim30\%$ 、海上では $a_s=40\sim70\%$ にも達する上に、砂杭がかなり短い間隔で打設されるので、載荷重によって砂杭上にかかなりの応力集中が生じる。したがって、SCP工法では砂杭部分のせん断強度も考慮する必要がある、通常以下に示すような安定解析法が用いられている。

砂杭の平面な配置としては、図-4.11(a)に示す正方形配置のほかに、三角形に配置されることもある。この図で、 A は砂杭1本当りの影響圏面積、また、 A_s 、 A_c はそれぞれ A 内における砂杭および粘土部分の実質断面積である。ゆえに、これらには以下の関係が成立する。

$$\begin{aligned} A &= A_s + A_c \\ a_s &= \frac{A_s}{A} \end{aligned} \quad (4.32)$$

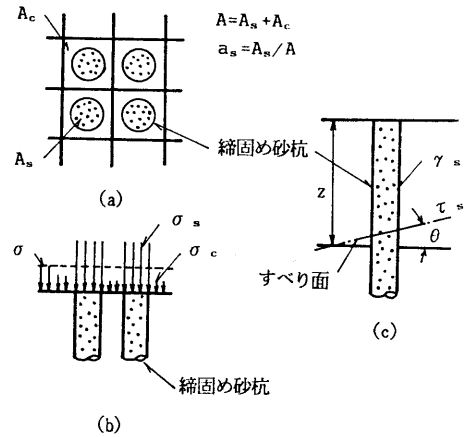


図-4.11 複合地盤における安定計算

ここに、 a_s は砂置換率である。複合地盤では粘土部分と砂杭部分とで圧縮性にかなりの差があるので、地表部での接地圧分布が問題となる。すなわち、図-4.11(b)に示すような砂杭部分への応力集中が生ずる。この応力の集中の程度は次式の応力分担比 n で表される。

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (4.33)$$

ここに、 σ_c および σ_s はそれぞれ粘性土、砂杭に対する鉛直応力である。また、地盤内の平均鉛直応力を σ とすると次式が成立するので、

$$\sigma A = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c \quad (4.34)$$

式(4.34)と式(4.32)の a_s を用いれば、 σ_s および σ_c はそれぞれ次式で表される。なお、地盤内の平均鉛直応力は、通常的设计で用いられる半無限弾性地盤に対する Boussinesq 解から求める。地盤内の応力そのものを確認することはできないが、実際に計測された地盤の変形などから、経験上、Boussinesq 解で十分近似できることが知られている。

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{1+(n-1)a_s}, \quad \sigma_c = \frac{\sigma}{1+(n-1)a_s} \quad (4.35)$$

すべり破壊は、複合地盤全体として、同一の円弧で、同時に生ずると考える。この場合、粘土部分の平均的なせん断抵抗は深さ z において

$$\bar{c}_u(z) = (1-a_s)(\bar{c}_0 + kz) \quad (4.36)$$

である。また 図-4.11 の深さ z におけるすべり角 θ を用いると、砂杭部分の平均せん断抵抗は、次式で計算できる。

$$\bar{\tau}_s = \left[\frac{n\sigma}{(n-1)a_s + 1} + \gamma_s z \right] \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (4.37)$$

式(4.36)と式(4.37)から、深さ z における複合地盤のせん断抵抗 τ_{sc} は次のように表わされる。

$$\bar{\tau}_{sc} = (1-a_s)(\bar{c}_0 + kz) + \left[\frac{n\sigma}{(n-1)a_s + 1} + \gamma_s z \right] \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (4.38)$$

ここに、 γ_s と ϕ_s は、それぞれ砂杭の単位体積重量と内部摩擦角である。

式(4.38)を用いて通常の円弧すべり計算を行えば、複合地盤の安定解析ができる。なお、具体的な計算は図-4.1と同様なテンションクラックを仮定して行なった。

4.3 信頼性設計の方法

4.3.1 破壊確率の定式化

(1) 盛土の場合¹²⁾

4.2 では軟弱地盤上の盛土および斜面に関する安定解析法について述べたので、ここではそれらの解析から得られる安全率の確率論的な表現を示し、各設計代替案に対する破壊確率の算定方法について詳述する。以下では、主に c_u の分布特性がⅢ型の場合の破壊確率算定法を考えるが、Ⅰ型、Ⅱ型については、その特殊なケースとして容易に誘導できる。

4.2 で述べたように、安全率 G をすべり円弧中心のまわりの抵抗モーメント M_R と転倒モーメント M_o との比で定義する。

$$G = \frac{M_R}{M_o} = \frac{R \int_L c_u(z) dL}{s L R} = \frac{\int_L c_u(z) dL}{s L} \quad (4.39)$$

ここに、 R 、 L はそれぞれすべり円弧の半径、すべり円弧の長さである。また s は等価なせん断応力であり、 γ_b を盛土の単位体積重量とすると次のように書ける。

$$s = \frac{M_o}{L R} = f(R, L) \gamma_b \quad (4.40)$$

$f(R, L)$ は R と L の関数であり、盛土の形状とすべり円弧が決まれば一意的に決まる量である。粘土層の非排水強度 $c_u(z)$ は正規分布に従う確率変数であるから、式(4.39)の $c_u(z)$ の積分値も正規確率変数となる。また $c_u(z)$ のすべり線に沿う位置的なばらつきを評価するために、その自己相関関数をすべり線に沿って積分する必要がある。この計算を実施するには、図-4.12に示す極座標表示が便利である。深さ z は原地盤面から下方にとると、すべり面上の任意の2点 (z, z') は、図-4.12の関係から次式で表される。

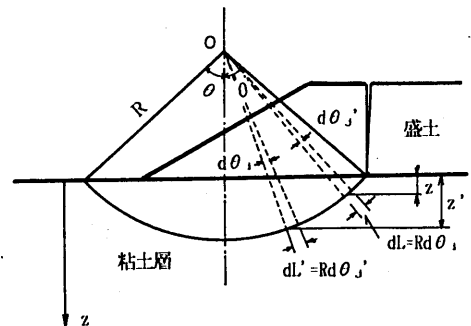


図-4.12 破壊確率の計算のための極座標表示

$$\begin{aligned}
z &= R [\cos(\sum_i d\theta) - \cos\theta] \\
z' &= R [\cos(\sum_j d\theta) - \cos\theta]
\end{aligned} \tag{4.41}$$

また、式(4.39)の $\int_L c_u(z) dL$ の平均値と共分散は次式から得られる。

$$\begin{aligned}
E[\int_L c_u(z) dL] &= \int_L E[c_u(z)] dL \\
&= R \int_{-\theta}^{\theta} [\bar{c}_0 + k\{R \cos(\sum d\theta_i) - \cos\theta\}] d\theta \\
&= 2R [\bar{c}_0 \theta + k(R \sin\theta - \theta \cos\theta)] \\
E[\{\int_L c_u(z) dL - \mu(z)L\} \{\int_L c_u(z') dL - \mu(z')L\}] & \\
&= R^2 \int_{-\theta}^{\theta} \int_{-\theta}^{\theta} (\sigma_0 + \kappa z)(\sigma_0 + \kappa z') r(\Delta z) d\theta d\theta' \\
&= R^2 \int_{-\theta}^{\theta} \int_{-\theta}^{\theta} (\sigma_0 + \kappa z)(\sigma_0 + \kappa z') \exp(-A_c |\Delta z|) d\theta d\theta'
\end{aligned} \tag{4.42}$$

ただし、 $|\Delta z| = |z - z'|$ である。

したがって、式(4.39)の安全率 G は次のように書ける。

$$G = \frac{\int_L \mu(z) dL + \int_L \sigma(z) u(z) dL}{f(R, L) \gamma_b L} \tag{4.43}$$

ここに、 $u(z)$ は $N(0, 1^2)$ 型の正規変数である。

ところで、第3章でも述べたように、単位体積重量 γ_b のばらつきは、 c_u に比べると通常1オーダー小さいので γ_b は確定値であると見なし得る。式(4.40)に示すように、 s はすべり円弧と γ_b の関数なので、すべり円弧さえ決まれば s は一定値 a となる。

$$s = a \tag{4.44}$$

ここに、 a は設計者の行動(action)を示しており、具体的には想定する設計代替案に必要な等価せん断応力を意味している。さて、式(4.44)を式(4.43)に用いると次式が得られる。

$$G = \frac{\int_{-\theta}^{\theta} \mu(z) R d\theta}{2aR\theta} + \frac{\int_{-\theta}^{\theta} \sigma(z) \mu(z) R dL}{2aR\theta} = \bar{G} + \varepsilon \tag{4.45}$$

上式で \bar{G} は中央安全率である。

$$\overline{G} = \frac{\int_{-\theta}^{\theta} \mu(z) d\theta}{a\theta} \quad (4.46)$$

一方、式(4.45)の第2項の ε は土質(この場合は c_u)のばらつきに起因した正規確率変数である。

$$\varepsilon = \frac{\int_{-\theta}^{\theta} \sigma(z) \mu(z) R d\theta}{2aR\theta} \quad (4.47)$$

上式の平均値は0で、その分散 σ_{ε}^2 は次式で表わせる。

$$\begin{aligned} \sigma_{\varepsilon}^2 &= \left[\frac{\int_{-\theta}^{\theta} \sigma(z) \mu(z) R d\theta}{2aR\theta} \right]^2 \\ &= \frac{(\overline{G})^2 \int_{-\theta}^{\theta} \int_{-\theta}^{\theta} (\sigma_0 + \kappa z)(\sigma_0 + \kappa z') \exp(-A|\Delta z|) d\theta d\theta'}{4[\overline{c}_0\theta + \kappa(R\sin\theta - \theta\cos\theta)]^2} \\ &= \frac{(\overline{G})^2}{\lambda} \end{aligned} \quad (4.48)$$

ここに、

$$\lambda = \frac{4[\overline{c}_0\theta + \kappa(R\sin\theta - \theta\cos\theta)]^2}{\int_{-\theta}^{\theta} \int_{-\theta}^{\theta} (\sigma_0 + \kappa z)(\sigma_0 + \kappa z') \exp(-A|\Delta z|) d\theta d\theta'} \quad (4.49)$$

c_u の分布特性がⅠ型やⅡ型の場合には 式(4.48) および(4.49)は次のように簡単になる。まず、Ⅱ型の場合には、標準偏差が深さに無関係に一定であるから、 $\kappa=0$ と置くと次式が得られる。

$$\begin{aligned} \sigma_{\varepsilon}^2 &= \frac{(\overline{G})^2}{\lambda_{(\kappa=0)}} \\ \lambda_{(\kappa=0)} &= \frac{4[\overline{c}_0\theta + \kappa(R\sin\theta - \theta\cos\theta)]^2}{\sigma_0^2 \int_{-\theta}^{\theta} \int_{-\theta}^{\theta} \exp(-A|\Delta z|) d\theta d\theta'} \end{aligned} \quad (4.50)$$

さらに、Ⅰ型の場合には $\kappa = \kappa = 0$ と置くと次のようになる。

$$\sigma_{\varepsilon}^2 = \frac{(\mu/a)^2(\sigma/\mu)^2}{\delta} = \frac{(\bar{G})^2(V_{cu})^2}{\delta} \quad (4.51)$$

$$\delta = \frac{4\theta^2}{\int_{-\theta-\theta}^{\theta+\theta} \int_{-\theta-\theta}^{\theta+\theta} \exp(-A|\Delta z|) d\theta d\theta'}$$

また、真の安全率Fを設計法のもつ誤差e(-0.1~0.1)と上記の \bar{G} および ε を用いて表わすと、 $F=\bar{G}+\varepsilon+e$ となるので破壊確率は次式で計算できる。

$$P_F = \int_{-0.1}^{0.1} \frac{1}{(0.1)-(-0.1)} \int_{-\infty}^{1-\bar{G}-e} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\varepsilon}} \exp\left\{-\frac{\varepsilon^2}{2\sigma_{\varepsilon}^2}\right\} d\varepsilon de \quad (4.52)$$

(2) 粘土斜面¹³⁾

粘土斜面の場合においても、破壊確率の定式化は全く同様である。ただし、この場合では、盛土の場合のようなテンションクラックと仮定しないで、斜面内部のすべりも記述できるように、式(4.41)の z , z' を次式のように書き改めると、式(4.51)の δ に対応する δ^* は次式となる。

$$z = R[\cos\{0.5\pi - (\theta + \alpha) + \Sigma d\theta_i\} - \cos(\theta + \alpha)]$$

$$z' = R[\cos\{0.5\pi - (\theta + \alpha) + \Sigma d\theta_{j'}\} - \cos(\theta + \alpha)]$$

$$\delta^* = \frac{4\theta^2}{\int_{-(\theta+\alpha)}^{\theta+\alpha} \int_{-(\theta+\alpha)}^{\theta+\alpha} r(\tau) d\theta d\theta'} \quad (4.53)$$

上式で求められる z , z' を用いれば、盛土の場合と同じようにして安全率の分布が求められる。4.4.1(6)の粘土斜面の信頼性設計では c_u の I 型の分布しか考えないので、式(4.53)の δ^* を式(4.52)代入すれば破壊確率が求められる。

4.3.2 評価関数

(1) 斜面勾配を変化させる場合

飽和粘性土地盤上に4車線の道路用盛土を急速に建設する場合を考える。ここでは、盛土の天端幅と高さはすでに上位計画で決定されており、盛土斜面の勾配を決定する設計問題とする。すなわち、斜面勾配を緩やかにすれば力学的な安定度は高くなるが、その反面費用が大きくなる。このような状況下で最適な斜面勾配を決定しようとするものである。損失関数としては、盛土の長手方向 1m に対する次の費用関数を用いる。この損失関数は

統計的決定理論から誘導されてもの^{15, 16)}で広く一般に認められている。なお、 B 、 B_1 および H は 図-4.13に示している。

$$C_T = C_C + P_F C_F \quad (4.54)$$

ここに

$$\begin{aligned} C_C &= (B+2B_1)c_a + H(B+B_1)c_b \\ C_F &= C_C' + C_R \end{aligned} \quad (4.55)$$

上式(4.55)において、 c_a は用地費、 c_b は土工費、 C_C' は盛土の再建費（初期の構造物と全く同じものを築造する場合は、 $C_C' = C_C$ 。さらに安全性の高い構造物とする場合には $C_C' > C_C$ 。）であり、 C_R には破壊後の調査費や整地費、さらに直接および間接的な補償費などが含まれる。

式(4.54)の C_T が最小になる設計案を最適案とする。また、以下の計算例においては、表-4.1に示す各費用を用いる。これらの値は、高速道路建設の積算資料に基づいて定めた値である。

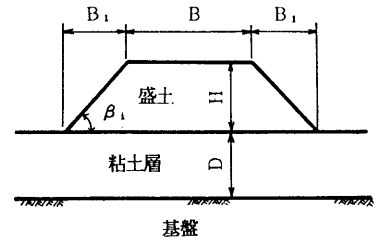


図-4.13 単純盛土の断面図

表-4.1 計算に用いた費用

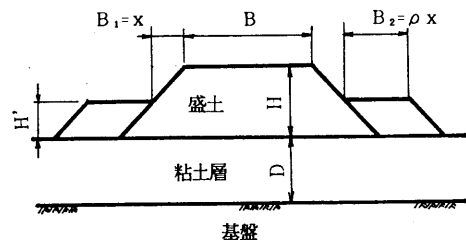
H (m)	C_u (千円/m)	その他
4	2000	$c_a = 6$ (千円/m ²)
6	3000	$c_b = 2.5$ (千円/m ³)
8	4000	$C_C' = C_C$ (千円/m)
10	5000	

(2) 押え盛土を施工する場合

図-4.14 は盛土本体と押え盛土の配置を示している。押え盛土の規模決定といっても、それには押え盛土の幅と高さの2つの決定問題がある。しかし、ここでは4.2.2(1)で説明した理由により $m=0.5$ の場合、押え盛土高さが本体盛土の $1/2$ である場合についてのみ検討する。また、押え盛土の斜面勾配は本体盛土のそれと同じとする。損失関数としては、図-4.14 押え盛土を施工した場合の断面図式(4.54)を用いる。図-4.14の関係から、押え盛土に対する C_C 、 C_F は次式となる。

$$\begin{aligned} C_C &= [(B+2B_1)c_a + H(B+B_1)c_b] + 2B_2(c_a + c_b H') \\ C_F &= C_C' + C_R \end{aligned} \quad (4.56)$$

式(4.56)の第1項は本体盛土に要する費用で式(4.55)と同じであり、第2項が 押え盛土に



要する費用である。費用単価としては表4-1の各値を用いる。

(3) サンドドレーン工法で地盤を改良する場合

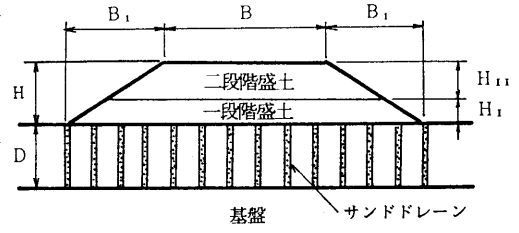


図-4.15はサンドドレーンを打設した段階的盛土工法を示したものである。この場合の損失関数を式(4.54)と同様に書くと以下ようになる。

図-4.15 サンドドレーン工法における盛土の断面図

$$\begin{aligned} C_T &= C_{TI} + C_{TII} \\ C_{TI} &= C_{CI} + P_{FI} C_{FI}' \\ C_{TII} &= (1 - P_{FI})(C_{CII} + P_{FII} C_{FII}) \end{aligned} \quad (4.57)$$

ここに、添字I, IIはそれぞれ第1、第2段階目の盛土を意味しており、 C_{TI} および C_{TII} はそれぞれ第1段階目、第2段階目の盛土の施工に要する期待費用である。 $P_{FI} = 0$ であるならば、式(4.57)は次式となる。

$$C_T = C_{CI} + (C_{CII} + P_{FII} C_{FII}) \quad (4.58)$$

ここに、 C_{CI} 、 C_{CII} はそれぞれ第1、第2段階盛土の施工に要する初期建設費用であり、 C_{FII} は第2段階盛土時に破壊が生じた場合の損失費である。 $P_{FI} = 1$ と置くと、式(4.57)から次式が得られる。

$$C_T = C_{CI} + C_{FI}' \quad (4.59)$$

式(4.59)の C_T には、第1段階目の盛土を建設する費用(C_{CI})の他に 次式に示す損失費を見込まねばならない。

$$C_{FI}' = (C_{CI}' + C_{RI}) + (C_{CII} + P_{FII} C_{FII}) \quad (4.60)$$

ここに、右辺第1項は第1段階目の盛土に対する損失費で、 C_{CI}' は第1段階盛土を再建するための直接的費用(通常 $C' \leq C_{CI}$)であり、 C_{RI} は第1段階盛土の破壊損失費(再調査費、整地費、補償費等)である。ここで改めて

$$C_{FI} = (C_{CI}' + C_{RI}) \quad (4.61)$$

と書き、式(4.60)、(4.61)を式(4.57)に代入すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} C_T &= C_{TI} + C_{TII} \\ &= (C_{CI} + P_{FI} C_{FI}) + (C_{CII} + P_{FII} C_{FII}) \end{aligned} \quad (4.62)$$

(4) 締固め砂杭で地盤を改良する場合

費用関数としては式(4.54)を用いる。各費用項目の C_c 、 C_F は式(4.55)に締固め砂杭の打設に要する費用を加えればよい。 c_a 、 c_b 、 C_c' 、 C_R の値は表-4.1と同じ値を用い、直径70cmの締固め砂杭の費用は1m当たり3,450円とする。表-4.2は a_s の変化による砂杭打設費用をまとめたものである。

表-4.2 締固め砂杭打設の費用

a_s	C_{CP} (千円/m)	a_s	C_{CP} (千円/m)	a_s	C_{CP} (千円/m)
0.02	71.9	0.12	432.3	0.22	795.2
0.04	144.1	0.14	502.8	0.24	859.1
0.06	216.4	0.16	576.7	0.26	930.9
0.08	288.9	0.18	649.9	0.28	1012.2
0.10	360.6	0.20	717.2	0.30	1084.9

4.4 実務設計のための数値計算と図表化

4.4.1 最適設計例

(1) 単純盛土

図-4.16 および 図-4.17は それぞれ c_u の分布型がⅠ型、Ⅱ型である場合の設計条件を示している。 c_u の平均値およびその統計的性質は図中に示されている。表-4.3、4.4はそれぞれ図-4.16、4.17の設計条件に対する数値計算結果を示したものである。通常的设计では何割勾配という言い方をされるが、ここでの計算では 斜面勾配をすべて角度($^{\circ}$)で表している。設計代替案としては、 $\beta_1=15^{\circ}\sim 45^{\circ}$ の間を 2.5° ずつ変化させた単純盛土とした。なお、表には最適設計案付近である $\beta_1=30^{\circ}$ までの結果を記載している。これらの表から、 C_T が最小となる最適設計案は両ケースとも $\beta_{opt}=17.5^{\circ}$ である。地盤の強度が低く、か

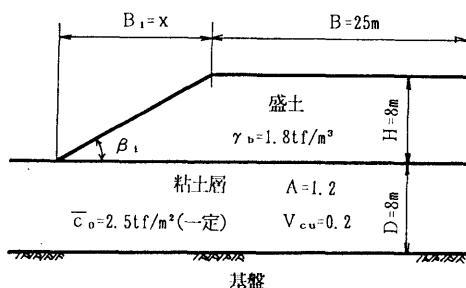


図-4.16 単純盛土の設計条件(Ⅰ型)

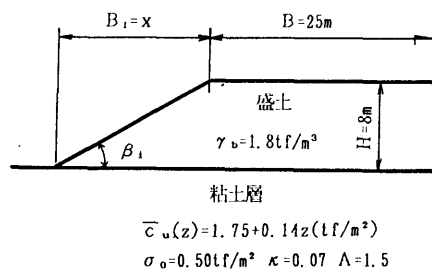


図-4.17 単純盛土の設計条件(Ⅱ型)

表-4.3 数値計算結果(単純盛土、Ⅰ型)

$\beta_1(^{\circ})$	\bar{G}	$P_F(\%)$	$C_c(\text{千円/m})$	$C_F(\text{千円/m})$	$C_T(\text{千円/m})$
15.0	1.372	0.3	1606.8	5606.8	1623.6
17.5	1.267	2.2	1462.8	5462.8	1583.0
20.0	1.194	6.2	1354.0	5354.0	1685.9
22.5	1.137	12.5	1267.6	5267.6	1926.1
25.0	1.109	16.9	1200.4	5200.4	2079.3
27.5	1.076	24.5	1142.8	5142.8	2402.8
30.0	1.059	28.5	1094.8	5094.8	2546.8

表-4.4 数値計算結果(単純盛土、Ⅲ型)

$\beta_1(^{\circ})$	\bar{G}	$P_F(\%)$	$C_c(\text{千円/m})$	$C_F(\text{千円/m})$	$C_T(\text{千円/m})$
15.0	1.325	0.5	1606.8	5606.8	1634.8
17.5	1.246	2.6	1462.8	5462.8	1604.8
20.0	1.180	8.3	1354.0	5354.0	1798.4
22.5	1.146	13.5	1267.6	5267.6	1978.7
25.0	1.102	20.0	1200.4	5200.4	2240.5
27.5	1.072	28.0	1142.8	5142.8	2582.8
30.0	1.045	35.1	1094.8	5094.8	28831.1

つ地盤改良処理あるいは押え盛土をしていないのでかなり穏やかな斜面勾配が最適解となっている。また、この最適設計案に対する中央安全率 G は1.25前後と、従来の安全率法による設計と近い関係にあることは興味深い。

(2) 押え盛土を施工する場合

図-4.18 および 図-4.19は それぞれ c_u の分布がⅠ型、Ⅲ型の粘土地盤における押え盛土の設計条件を示している。先に示した(1)の斜面勾配決定問題との対比を可能とするために、本体盛土の大きさと地盤条件は図-4.16および図-4.17と全く同一とした。また、盛土斜面の勾配と押え盛土の規模を同時に決定する問題ではなく、本体盛土の斜面勾配は高速道路用盛土でよく実施される 32.5° の場合に固定し、設計代替案としては押え盛土の規模だけとした。さら

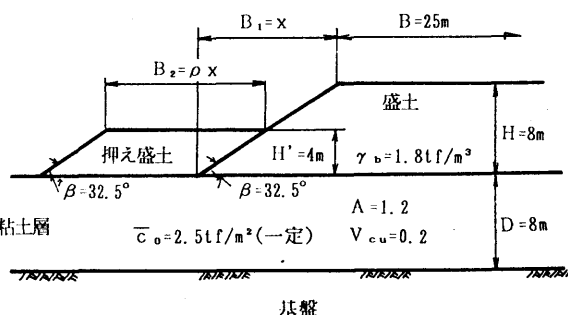


図-4.18 押え盛土を施工する場合の設計条件(Ⅰ型)

に問題を簡単に するために、押え盛土の高さを本体盛土の高さHの 半分であるとし、押え盛土幅のみを 決定する問題とした。なお、押え盛土の斜面勾配は本体盛土と同じとする。表-4. 5 および 表-4. 6はそれぞれ図-4. 18、図-4. 19 に対応する数値計算結果を まとめたものである。最適計算結果に 対する中央安全率 \bar{G} は1. 3前後、また破壊確率は1% 前後であり、(1)の場合と同様に安全率法と近い関係にあることが分る。

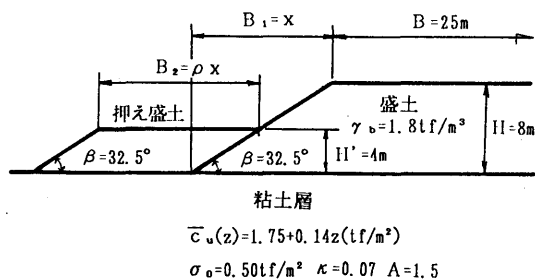


図-4. 19 押え盛土を施工する場合の設計条件(Ⅲ型)

表-4. 5 数値計算結果(押え盛土、Ⅰ型)

ρ	$\rho x (\text{m})$	\bar{G}	$P_F(\%)$	$C_c(\text{千円/m})$	$C_F(\text{千円/m})$	$C_T(\text{千円/m})$
0.0	0.0	1.042	35.0	1053.2	5053.2	2821.8
0.2	2.5	1.094	20.1	1133.8	5133.8	2165.7
0.4	5.0	1.167	8.8	1214.5	5214.5	1673.4
0.6	7.5	1.252	2.6	1295.1	5295.1	1432.8
0.8	10.0	1.342	0.8	1375.8	5375.8	1418.8
1.0	12.6	1.458	0.1	1456.4	5456.4	1461.9
1.2	15.1	1.563	0.04	1537.0	5537.0	1539.2

表-4. 6 数値計算結果(押え盛土、Ⅲ型)

ρ	$\rho x (\text{m})$	λ	\bar{G}	$P_F(\%)$	$C_c(\text{千円/m})$	$C_F(\text{千円/m})$	$C_T(\text{千円/m})$
0.0	0.0	70.0	1.022	43.0	1053.2	5053.2	3226.1
0.2	2.5	89.0	1.086	24.0	1133.8	5133.8	2365.9
0.4	5.0	99.0	1.150	11.3	1214.5	5214.5	1803.7
0.6	7.5	112.5	1.224	4.0	1295.1	5295.1	1506.9
0.8	10.0	129.0	1.295	1.2	1375.8	5375.8	1440.3
1.0	12.6	144.2	1.359	0.5	1456.4	5456.4	1483.6
1.2	15.1	160.8	1.429	0.2	1537.0	5537.0	1548.1

(3) サンドドレーン工法で地盤を改良する場合

図-4. 20は サンドドレーン打設による2段階載荷工法の設計条件を示したものである。この場合も、(2)と同様に、完成盛土高さは8m、斜面勾配は32. 5°に限定している。図中の H_1 は第1段階目の盛土高さであり、その底部には50cm厚程度の排水用サンドマットが

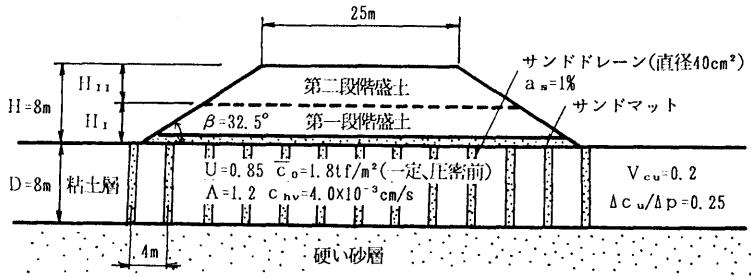


図-4.20 2段階载荷工法の設計条件

表-4.7 数値計算結果(2段階载荷工法、I型)

H_1 (m)	\bar{G}_I	P_{FI} (%)	\bar{G}_{II}	P_{FII} (%)	$C_{CI}+C_{CII}$ (千円/m)	C_{FI} (千円/m)	C_{FII} (千円/m)	C_T (千円/m)
4.00	1.405	0.1	1.094	20.1	1085.7	2570.7	5085.7	2110.5
4.25	1.327	1.0	1.113	17.5	1085.7	2724.0	5085.7	2002.9
4.50	1.258	2.5	1.131	12.2	1085.7	2877.9	5085.7	1778.1
4.75	1.196	5.7	1.148	10.0	1085.7	3032.5	5085.7	1767.1
5.00	1.140	11.5	1.163	8.2	1085.7	3138.5	5085.7	1863.6
5.25	1.090	21.5	1.181	7.0	1085.7	3342.7	5085.7	2160.4
5.50	1.044	33.5	1.197	6.0	1085.7	3498.5	5085.7	2562.8
5.75	1.003	47.5	1.212	4.5	1085.7	3655.0	5085.7	3050.7
6.00	0.967	63.2	1.221	3.2	1085.7	3811.8	5085.7	3657.5

敷かれている。また、軟弱粘土層の厚さは 8mとし、この層に直径 40cmのサンドドレーン用の砂杭が 4mピッチで打設されている場合を考える。このときの砂置換率 a_s は 1% である。軟弱粘土層の強度は平均非排水強度 c_u が 1.8tf/m^2 の I 型とする。また $(\Delta c_u / \Delta p)$ は、一般の粘土地盤でよく見られる 0.25 の値を採用した。次に圧密係数は鉛直方向の c_v の値を参考にして、 $c_{vn} = 4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ を設定した。以上の条件から、第 1 段階盛土による平均圧密度が 0.85 となるまでの圧密時間(工期)は約 6 か月となる。これらの盛土地盤および施工条件は実際問題としてよく遭遇するものである。設計代替案である第 1 段階盛土高さ H_1 は、最初 1m 間隔で変化させたが、最適解の近傍では 25cm 間隔で変化させて計算の精度を高めた。表-4.7 はこれらの計算結果をまとめたものである。表からわかるように、最適案は第 1 段階に 4.75m の盛土を構築し、約 6 か月後に残りの 3.25m を盛立てる設計案が採択された。この最適案に対する P_{FI} 、 P_{FII} が先の (1)、(2) の計算結果と比べるとやや大きい。これは、第 1 段階盛土による圧密放置期間を 6 か月としたこと、また、必ず 2 段階载荷工法を取ることの制約条件に起因すると考えられる。

(4) 締固め砂杭工法で地盤を改良する場合

図-4.21 は締固め砂杭による最適設計のための設計条件を示している。図に示すように粘土層の厚さ、斜面勾配、盛土高さはそれぞれ8m, 32.5°, 8mとした。そして、この粘土層を直径70cmの締固め砂杭で改良するとし、最適な地盤の改良規模、すなわち最適砂置換率 a_{sopt} を決定する問題とした。飽和粘性土地盤の非排水強度はⅠ型とⅢ型の場合を想定した。前者の場合は、これまでに示した $c_u = 1.5, 1.8, 2.0 \text{ tf/m}^2$ の3通りで、 A, V_c などの値は(1)と同じとした。また、後者の場合も $c_u = 1.0, 1.5 \text{ tf/m}^2$ とし、 k および A の値は(2)と同じ値を用いた。ただし、 (σ_o, κ) の値は、 $\bar{c}_o = 1.0, 1.5 \text{ tf/m}^2$ に対し、それぞれ $(0.25, 0.04), (0.04, 0.05)$ とした。これらの値を用いれば、各深度における変動係数の値が約 $(0.2 \sim 0.25)$ となる。これらの数値はすべて第3章における議論に基づいて決めている。また、盛土の単位体積重量はこれまでと同様に 1.8 tf/m^3 の確定値としている。なお、 a_s の変化は実施工の実績を考慮して2%おきとする。

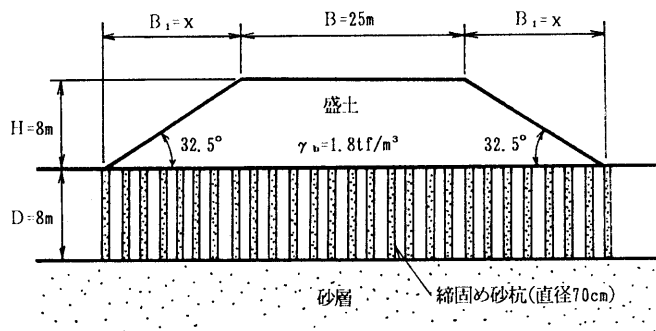


図-4.21 異種工法を含む場合の設計条件

図-4.22 はⅠ型の場合の計算結果を $(C_T \sim P_F)$ 関係として整理したものである。初期建設費 C_c には、式(4.55)に砂杭打設費用 C_{CP} (表-4.2) が加えられている。なお、計算は $a_s = (0.1 \sim 0.4)$ の範囲で行なった。採択される最適砂置換率 a_{sopt} は0.2および0.28、また、そのときの最適安全率 \bar{G}_{opt} および最適破壊確率 $P_{F\text{opt}}$ はそれぞれ1.23, 4%前後の値となっている。

図-4.23は図-4.22と同様な整理をⅢ型の場合について行なったものである。この場合も、 a_{sopt} は0.14 および0.26、また、 \bar{G}_{opt} および $P_{F\text{opt}}$ はそれぞれ1.25, 3%前後となっている。

以上のように、4.2.3で示した安定解析法をそのまま信頼性設計に導入できるが、これは常に大型計算機による数値解析が必要である。したがって、斜面勾配を変化させる場合、押え盛土を施工する場合などのように、簡単な図表(4.4.3(1), (3))を用いて設計を実施することはできない。したがって、4.4.3(2)では締固め砂杭の効果を線形回帰モデルで評価

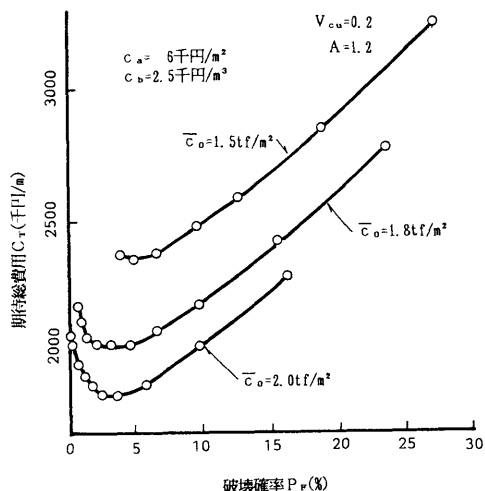


図-4.22 $C_T \sim P_F$ 関係 (I 型)

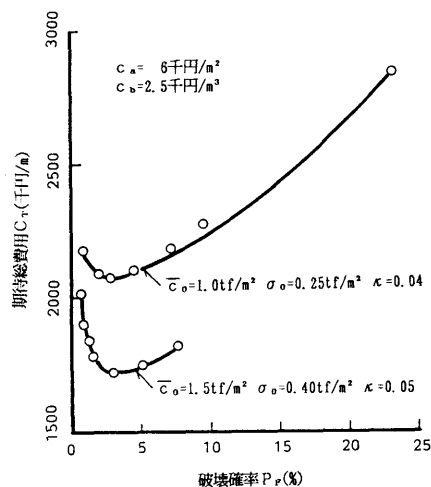


図-4.23 $C_T \sim P_F$ 関係 (III 型)

できる簡便法を提案する。そして、ここで示した計算(厳密法)結果と比較し、簡便法の妥当性についても検討する。

(5) 異種工法も含めた最適設計例

これまでの(1)~(4)の最適設計例には、盛土の斜面勾配、押え盛土、サンドドレーンを併用した段階載荷工法、締固め砂杭で地盤を改良する工法を採用した場合の計算を示してきた。しかし、実際の設計問題では、これらの異種工法を含んだ設計代替案の中から最適設計案を選ぶ必要がある。したがって、ここではこの問題に関する数値計算結果を示す。

具体的な最適設計案決定の手順としては、まず先に示した方法で各工法内での最適設計案を決定する。例えば、斜面勾配の変化だけで対処しようとする場合にはその最適勾配を、また、押え盛土あるいは締固め砂杭に対してはそれらの最適規模を個別に決定する。このようにして求められた最適案をさらに比較し、その中で期待総費用が最小になるものを最終的な最適設計案とする。ただし、締固め砂杭工法を採用する場合は比較的工期を急ぐ場合なので、段階載荷工法との併用は考えない。また、これらと押え盛土との併用は実施工であり得るが、ここでは各工法の特性を調べることを目標としているので、これらの併用も考えない。

設計条件はこれまでと同様に、盛土は高さが 8m、天端幅が 25m 高速道路用盛土とし、粘土層の厚さは 8m とする。費用関数や各費用項目の単価も同じであるが用地費の c_a だけは 6 千円/㎡ のほかに、15 千円/㎡、20 千円/㎡ の場合も想定した。また粘土層の非排水強度の分布特性は I 型とし、 $\bar{c}_o = 1.8 \text{ tf/㎡}$ と 2.5 tf/㎡ の 2 ケースとした。両ケースとも $A = 1.2$,

$V_{cu}=0.2$ である。異種工法は斜面勾配変化、押え盛土、段階载荷、締固め砂杭のそれぞれの工法を単独で用いたものとする。

まず、 $\bar{c}_o=1.8\text{tf/m}^2$ の場合の計算結果を示す。この場合、斜面勾配変化だけによる各設計代替案は安全率が非常に小さくなって、最適設計案として選出されないのここではその記述を省略する。

図-4.24は c_a が6千円/ m^2 の計算結果である。計算結果の具体的な数表は省略しているが、最適押え盛土幅 B_{opt} 、最適砂置換率 a_{sopt} はそれぞれ20.1m, 0.2となっている。また、そのときの \bar{G}_{opt} 、 P_{Fopt} はそれぞれ(1.3%, 1.5%), (1.24%, 3.2%)となっており、通常行われている施工例から見ても妥当な値である。さて、2段階载荷工法の最適化計算の結果はすでに表-4.7に示した。この場合、第1, 第2段階でそれぞれ4.75mおよび3.25mを盛立てるのが最適であり、そのときの \bar{G}_{opt} と P_{Fopt} はそれぞれ(1.15~1.2)および(6%~10%)程度であった。図-4.24に示す段階载荷はこの表-4.7の結果に基づいている。ただし、図中のプロットは第1段階盛土のときの P_{FI} に対

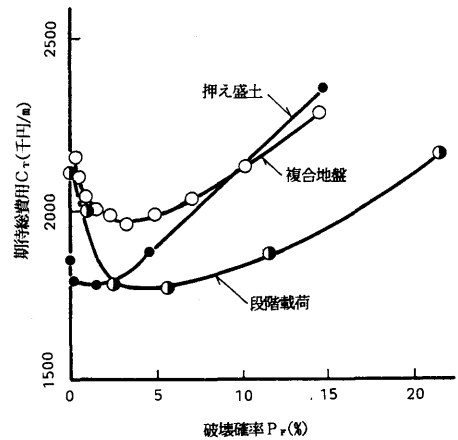


図-4.24 異種工法間の最適化
($c_a=6$ 千円/ m^2 , $\bar{c}_o=1.8\text{tf/m}^2$)

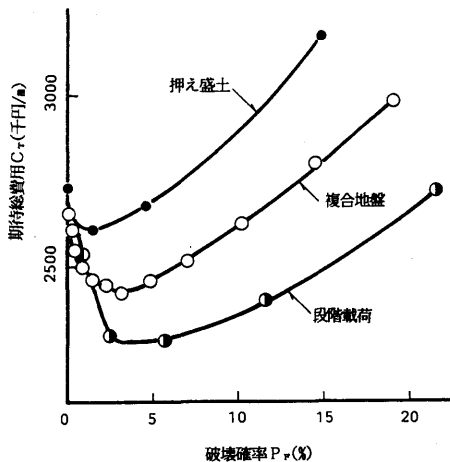


図-4.25 異種工法間の最適化
($c_a=15$ 千円/ m^2 , $\bar{c}_o=1.8\text{tf/m}^2$)

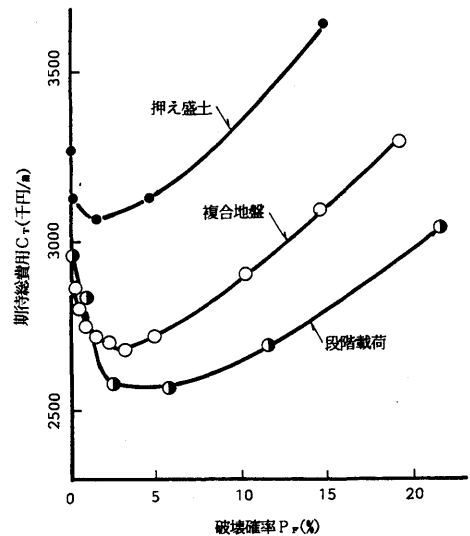


図-4.26 異種工法間の最適化
($c_a=20$ 千円/ m^2 , $\bar{c}_o=1.8\text{tf/m}^2$)

しての C_T の値である。図-4.24からわかるように、これら3つの工法では2段階载荷工法が最も有利である。しかし、これはあくまでも工期が約6か月であるという場合の結果であって、工期に制約がある(段階载荷工法が選択できない)場合には押え盛土が最適となる。同様の計算を $c_a=15$ 千円/㎡および $c_a=20$ 千円/㎡に対する結果が図-4.25および図-4.26である。いずれの場合も2段階载荷工法が最適として選ばれる。ここで注意すべき点は $c_a=6$ 千円/㎡の例では工期に余裕がない場合には、押え盛土工法が有利であったのに対し、用地費を高くすると複合地盤による方法が有利になっていることである。これらは単に力学計算だけでは判断できず、信頼性設計による利点の1つと考えられる。なお、この計算でいずれの場合も2段階载荷工法が採択されたのは、施工期間の金利負担を考えなかったことが考えられ、実務と照らし合わせるとやや非現実的な例となっているからである。次に $\bar{c}_0=2.5\text{tf}/\text{m}^2$ の場合を示す。この場合には、斜面勾配を変化させるだけの工法も検討している。図-4.27~4.29は図-4.24~4.26と同様な($C_T \sim P_F$)関係を示したものである。 $c_a=6$ 千円/㎡の場合の図-4.27では押え盛土工法が、また用地費が高くなる図-4.28, 図-4.29では複合地盤工法が最適工法として選ばれる。なお、一般に

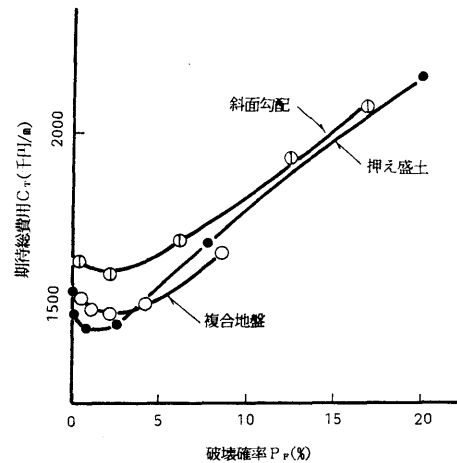


図-4.27 異種工法間の最適化
($c_a=6$ 千円/㎡, $\bar{c}_0=2.5\text{tf}/\text{m}^2$)

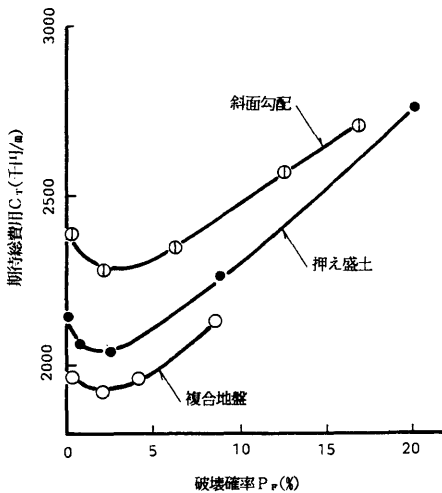


図-4.28 異種工法間の最適化
($c_a=15$ 千円/㎡, $\bar{c}_0=2.5\text{tf}/\text{m}^2$)

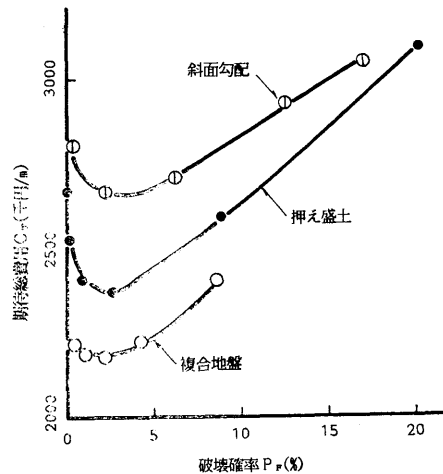


図-4.29 異種工法間の最適化
($c_a=20$ 千円/㎡, $\bar{c}_0=2.5\text{tf}/\text{m}^2$)

は詳細な盛土断面の設計に入る前に、工期買収できる土地の幅などの制限あるいは地盤の地質学的な条件などによって、大局的な工法の採択がされる。したがって、最適設計はこの大局的な採択が行われた範疇で行われるべきであり、ここで示した計算ではこの条件を無視しているため少し非現実的な結果となったことを付記しておく。

(6) 粘土斜面の最適設計

飽和粘土斜面を切取る場合の最適な切土斜面勾配を決定する問題を考える。具体的な諸条件は 図-4.30に示している。式(4.54)における C_c は切取る土量に比例させ、 C_F は C_c の3倍と考えた。ただし、切取り土量 1m^3 当たりの費用は1,000円とした。設計代替案は切取斜面勾配 β_i を $15^\circ \sim 40^\circ$ まで 2.5° ずつ変化させたものを想定した。表-4.8はその数値計算例を整理したものである。この表から C_T が最小となる代替案は $\beta = 27.5^\circ$ の場合であり、そのときの G_{opt} および P_{Fopt} はそれぞれ1,21, 2.0%となっている。

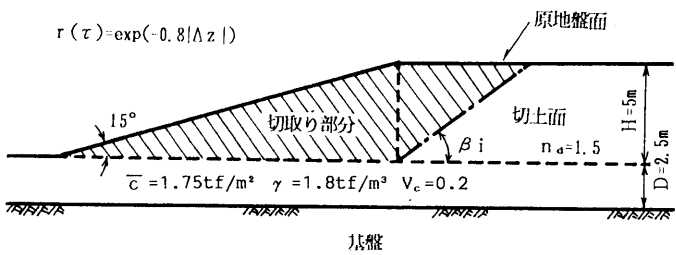


図-4.30 粘土斜面の設計条件

表-4.8 粘土斜面の最適設計例

$\beta_i (^\circ)$	\bar{G}	$P_F(\%)$	$C_c(\text{千円/m})$	$C_F(\text{千円/m})$	$C_T(\text{千円/m})$
15.0	1.51	0.01	93.3	280.0	93.4
17.5	1.40	0.01	86.3	258.9	86.3
20.0	1.33	0.1	81.0	243.0	81.3
22.5	1.28	0.7	76.8	230.5	78.5
25.0	1.24	1.6	73.5	220.4	77.0
27.5	1.21	2.0	70.7	212.0	74.9
30.0	1.19	3.9	68.3	204.9	76.4
32.5	1.17	6.5	66.3	198.8	79.2
35.0	1.16	7.8	64.5	193.5	79.7
37.5	1.14	10.4	62.9	188.8	82.5
40.0	1.13	12.3	61.5	184.6	84.2

4.4.2 現行設計法との比較

4.4.1 の各種の数値計算例からわかるように、本章で提案した信頼性設計の手法から決定される最適設計結果は現行設計法における設計規準に比較的近いものであった。そこで、ここではこれらの関係をもう少し系統的に調べる。なお、ここでは斜面勾配を変化させる場合、および押え盛土を施工する場合、締固め砂杭で地盤を改良する場合の3つの工法を取り上げるが、現実問題としてはそれらの組み合わせも生じる。これらの費用関数は4.4.1で示したものと同一である。

図-4.31は c_u の分布特性がⅠ型とⅢ型の場合について、信頼性設計結果と現行設計法とを比較したものである。図中の (a) はⅠ型の場合であり、工法としては斜面勾配の変化のみを考えた。この場合中央安全率は c_u の平均値 \bar{c}_0 を用いて \bar{c}_0/s で表わせるので、図のように縦軸に s 、横軸に \bar{c}_0 を取れば、設計安全率は傾きが1.25の直線と与えられる。図中のプロットは c_u の変動係数 V_{cu} が0.2と0.3の場合の最適設計結果に対応する \bar{G}_{opt} を示している。横軸の \bar{c}_0 は想定した地盤の強度で、図に示すように種々異なる地盤に対して \bar{G}_{opt} は1.25に近い値となっている。

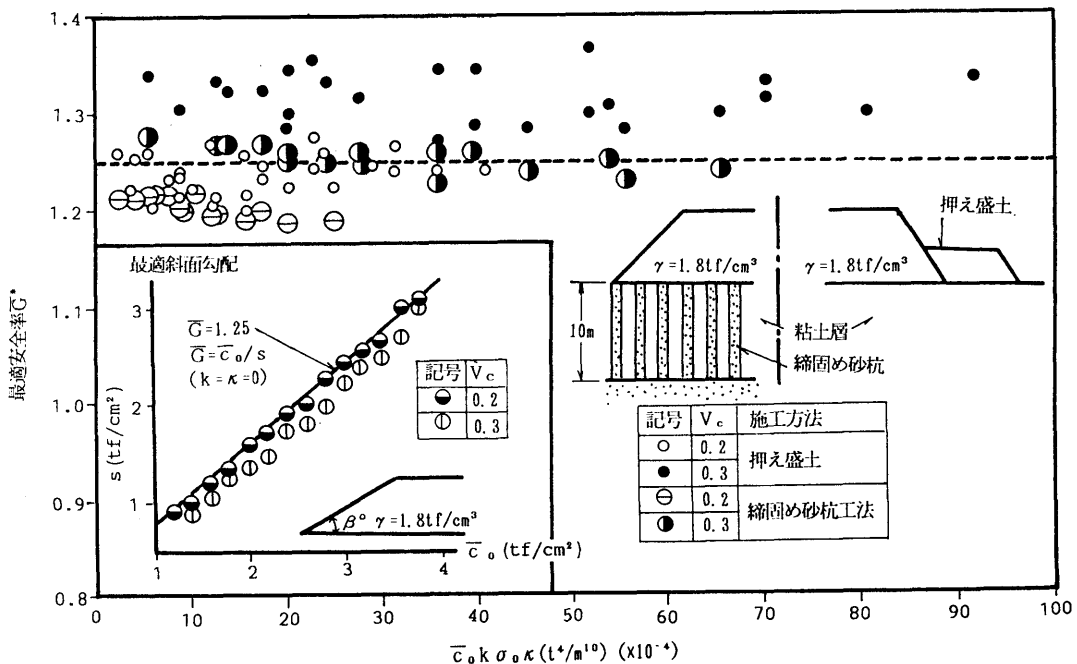


図-4.31 飽和粘性土地盤上の盛土に関する信頼性設計結果と現行設計法

また(b)は c_u の分布特性がⅢ型の場合の結果で、工法は押え盛土と締固め砂杭を考えた。この場合は、(a)のように中央安全率が s に対する \bar{c}_0 の比として定義されないで、図には地盤の強度の分布を表わすパラメータ $(\bar{c}_0, k\sigma_0, \kappa)$ に対する \bar{G}_{opt} の値を示した。 $(\bar{c}_0, k\sigma_0, \kappa)$ の値が大きくなると共に地盤の強度およびばらつきは共に大きくなる傾向にあるので、ここでは地盤の強度の分布特性を示す指標としている。ただし、 $(\bar{c}_0, k\sigma_0, \kappa)$ の値は c_u の変動係数 V_{cu} が深さ方向に対して0.2あるいは0.3で一定となるような条件下で変化させた。図からわかるように、各設計代替案の \bar{G}_{opt} はいずれの場合も現行設計法の設計安全率である1.25付近にプロットされている。

以上のように、 c_u の分布特性と期待総費用が最小という評価基準を導入した信頼性設計法から得られる最適設計案が種々異なる設計条件にもかかわらず、現行設計基準と極めて良い一致を示していることは興味深い。また、現行設計安全率1.25という値はこれまでの数知れぬ設計を通して技術者が経験的に定めてきたものであり、両者が一致したことは、ここで示した信頼性設計法の妥当性のみならず、現行設計法の正当性も実証している。

4.4.3 図表を用いた計算例

4.4.2 で示したような最適設計は大型計算機あるいはマイクロコンピュータがあれば4.2および4.3で示した定式化に従って比較的容易に計算できる。しかし、本設計に入る前に簡単な試算をしたり、各現場で設計のチェックをしたりするときには、設計用の図表があると非常に便利である。そこで、本項ではこれまでに定式化してきた安定解析法および破壊確率算定法をできるだけ簡単な図表に整理し、それらを用いた計算例を示す。これらの図表は実務設計を容易にするばかりではなく、信頼性設計の手順も明確にすることができる。

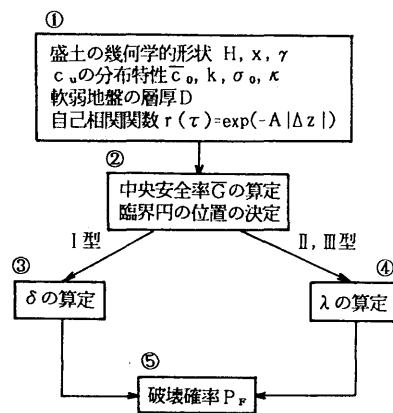


図-4.32 破壊確率の算定手順

(1) 斜面勾配を変化させる場合および押え盛土を施工する場合¹²⁾

斜面勾配を変化させる場合と押え盛土を施工する場合とは、全く同じ図表を用いて破壊確率を計算できるので、この両者をまとめて説明する。図-4.32 は図表を用いた破壊確率算定法の手順を示したものである。図中の①は入力データで盛土の幾何学的形状、 c_u の分布特性、軟弱地盤の層厚、自己相関関数を与えている。②では①の条件下での円弧すべり

面法による安定解析から、中央安全率 \bar{G} と臨界円の位置を定める。次に、③、④では自己相関関数とすべり円弧に係わるパラメータ、 δ (Ⅰ型)、 λ (Ⅱ、Ⅲ型)を c_u の分布特性に従って求める。そして、⑤で $P_F \sim \bar{G} \sim \delta$ (or λ)関係から P_F を算定する。以上の手順はすべて図表によって求めることが可能である。

(a) Ⅰ型の場合

設計対象を 図-4.16を参照にしてまとめると、以下のようである。

盛土の幾何学的形状： $H = 6\text{m}$, $x = 12.5\text{m}$, $\gamma = 1.8\text{tf/m}^3$

c_u の分布特性： $\bar{c}_0 = 2.078\text{tf/m}^2$, $\sigma_0 = 0.5\text{tf/m}^2$

軟弱地盤の層厚： $D = 10\text{m}$

自己相関関数： $r(\Delta z) = \exp(-0.826|\Delta z|)$

次に、上記の条件における中央安全率 \bar{G} を図-4.33(a)、また臨界円の位置(中心角 θ°)を同図(b)から求める。これらの図表は式(4.21)および式(4.22)から計算されたものである。この図の ρ は押え盛土幅(ρx)を表すパラメータであるので、単純斜面の盛土では $\rho = 0$ とする。当然のことながら押え盛土であるならば、 $\rho > 0$ とすればよい。

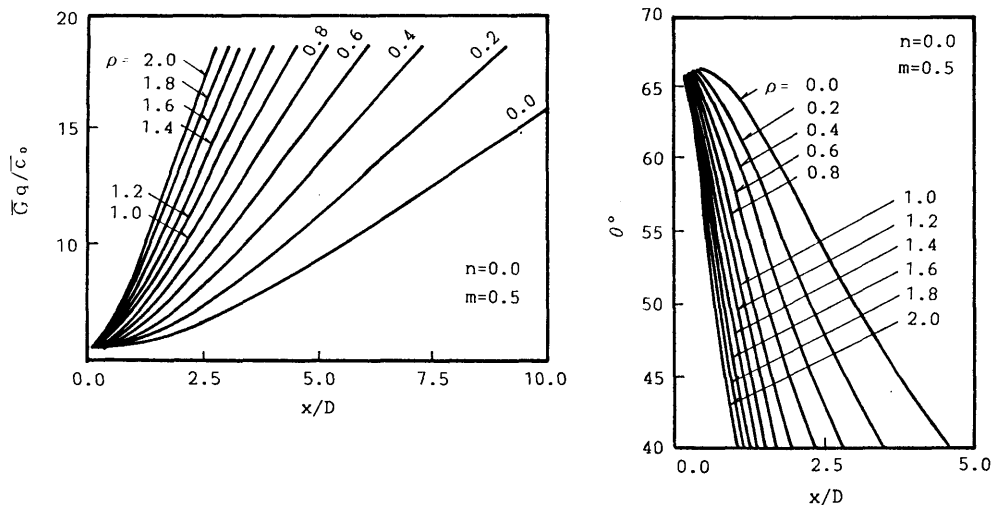


図-4.33 安定図表と中心角 θ を求める図

(a)より $x/D = 12.5/10 = 1.25$

$$\overline{G}q/\overline{c}_0 = (\overline{G}H)/\overline{c}_0 = 5.825$$

$$\therefore \overline{G} = (5.825 \times 2.078)/(1.8 \times 6) = 1.121$$

(b)より $x/D = 1.25$ $\theta = 62.9^\circ$

また、 $L_x = R \sin \theta = D \sin \theta / (1 - \cos \theta)$

$$= (10 \times \sin 62.9^\circ) / (1 - \cos 62.9^\circ) = 16.35 \text{m}$$

となり、 L_x 、 θ が与えられる。次にすべり面に沿う c_u の位置的なばらつきは式(4.43)で計算できるが、 L_x 、 θ がわかっているので、図-4.34から δ を簡単に読み取ることができる。なお、 $A = 0.826$ としているので $\delta = 4(A = 0.8)$ の値よりはわずかに大きい値($\delta = 4.22$)となっている。そして、この場合は変動係数 $V_c \doteq 0.24$ であるから、図-4.35(a)($V_c = 0.2$)と(b)($V_c = 0.3$)の場合を参照して、 $\overline{G} = 1.121$ 、 $\delta = 4.22$ に対応する P_F を求める。結果的に $P_F \doteq 19.2\%$ となる。

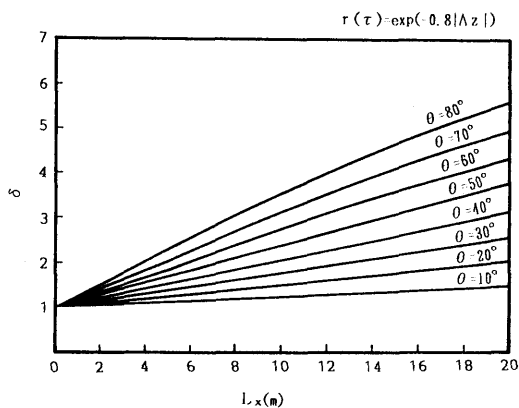


図-4.34 δ を求める図

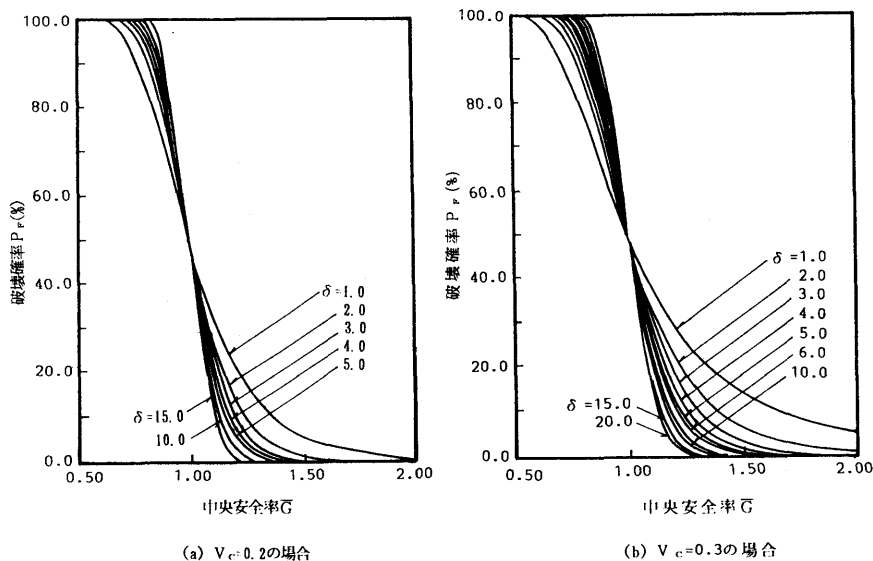


図-4.35 破壊確率を求める図

(b) Ⅲ型の場合

同様な計算を今度は c_u の分布特性がⅢ型の場合について示す。図-4.36はその設計条件を示している。この条件は図-4.17と全く同じものである。(a)と同様に入力データをまとめると以下のようなものである。

盛土の幾何学的形状：

$$H = 8\text{m}, x = 17.2\text{m}, \gamma = 1.8\text{tf/m}^3$$

c_u の分布特性：

$$\bar{c}_0 = 1.75\text{tf/m}^2, \sigma_0 = 0.5\text{tf/m}^2$$

$$k = 0.14\text{tf/m}^3, \kappa = 0.07\text{tf/m}^3$$

自己相関関数：

$$r(\Delta z) = \exp(-1.5|\Delta z|)$$

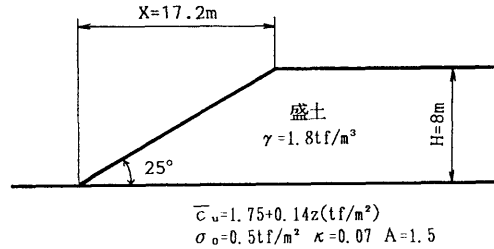


図-4.36 設計条件

である。中央安全率 G の値と臨界円の位置は式(4.19), (4.21), (4.22)の関係から得られた図-4.37 から求めることができる。

$$(a) \text{より } kx/\bar{c}_0 = 0.14 \times 17.2 / 1.75 \doteq 1.38$$

$$\text{この場合も単純斜面だから } \rho = 0.0 \text{ とすると、 } \bar{G}q/\bar{c}_0 = 9.07$$

$$\therefore \bar{G} = (9.07 \times 1.75) / (1.8 \times 8) \doteq 1.102$$

$$(a) \text{より } kx/\bar{c}_0 = 1.38 \text{ で } t = 0.84$$

$$(c) \text{より } kx/\bar{c}_0 = 1.38 \text{ で } \theta = 57.0^\circ$$

$L_x = x$, $t = 17.2 \times 0.84 = 14.45\text{m}$ であるから、図-4.38から $\lambda = 86.0$ となる。この図-4.38は式(4.49)の関係を図化したものである。さらに \bar{G} , λ が求められているので、図-4.39から破壊確率 $P_F = 20.0\%$ と求められる。

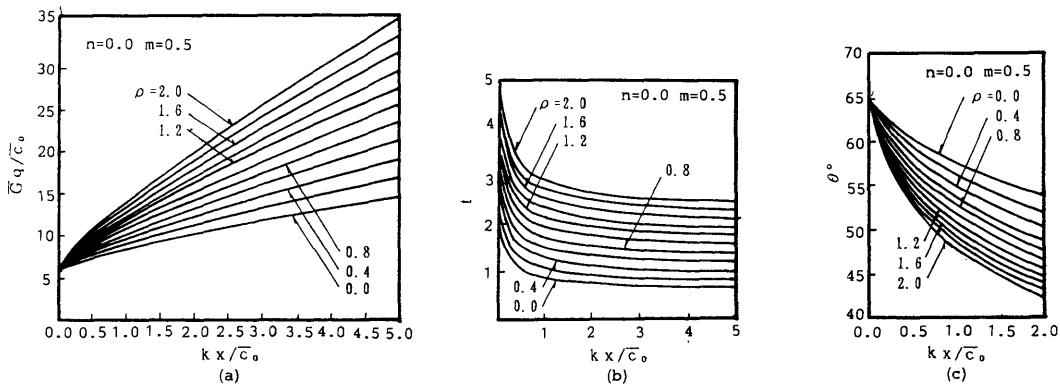


図-4.37 安定図表と臨界円を求める図

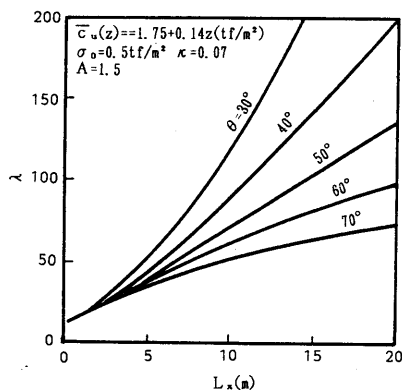


図-4.38 λを求める図

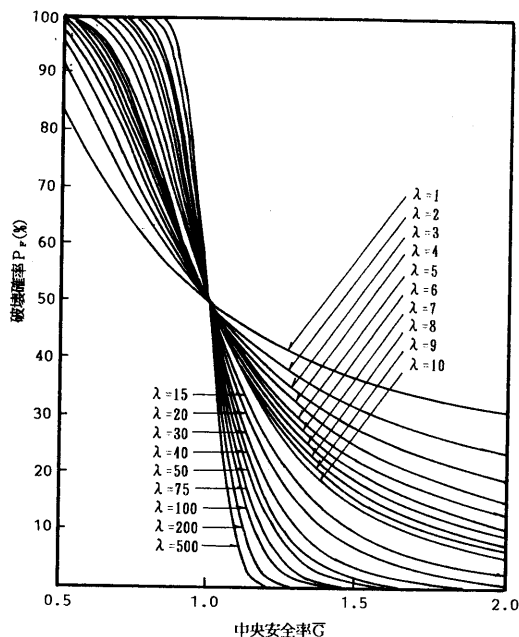


図-4.39 破壊確率を求める図

(2) 締固め砂杭工法¹³⁾

4.2.3 で説明したように複合地盤の力学的特性は非常に複雑であるから、その安全率を簡単に推定できる式を求める。押え盛土のような理論的な展開はできないので、4.2.3で示した安定解析法による数多く数値計算を行い、その結果を用いた重回帰分析から安全率の推定式を求める。

安定解析も特に実際の設計問題で遭遇しそうな範囲に限って計算を行った。表-4.9はその計算範囲、つまり推定式を用いる場合には適用範囲を示している。盛土高さは(5~10)m、斜面勾配は $x/H = 1.0 \sim 2.5$ の範囲とした。また、地盤改良幅も本来ならば種々想定できるが、最も施工実績の高い盛土直下の部分、すなわち盛土ののり尻内の領域とする。砂置換率 a_s は(0.1~0.4)の範囲とし、

応力分担率 n は数多くの実測データに基づいて $n=3$ としている¹⁷⁾。なお、砂杭の内部摩擦角 ϕ は 30° とする。粘土層の非排水強度 c_u は $c_o = 0.2 \sim 2.0$ (tf/m²)、 $k = 0.03 \sim 0.18$ で軟弱粘性土地盤で一般によく現れるケースの範囲で計算した。さらに、推定すべき中央安全率 \bar{G} の値も最適設計案として選ばれる

表-4.9 複合地盤における中央安全率の推定式の適用範囲

(a) 下層に基盤がない場合

盛土高さ H (m)	x/H	$\bar{c}_o (\text{l/m}^2)$	$k (\text{l/m}^3)$	a_s	\bar{G}
5~10	1.00~2.50	0.20~2.00	0.03~0.18	0.10~0.40	1.00~1.50

(b) 下層に基盤がある場合

H (m)	x/H	$\bar{c}_o (\text{l/m}^2)$	$k (\text{l/m}^3)$	a_s	D (m)	\bar{G}
5	1.00~2.50	0.20~2.00	0.03~0.18	0.10~0.40	4.0~5.0	1.00~1.50
6					4.0~8.0	
7					4.0~10.0	
8					6.0~10.0	
9					6.0~14.0	
10					6.0~18.0	

付近、つまり(1~1.5)の範囲として推定精度を高める努力をした。

(a) 基盤がない場合の安全率の推定式

締め固め砂杭の効果を含めた盛土の中央安全率 \bar{G} は次のような線形回帰式で表すこととする。

$$\bar{G} = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_4 X_4 + \beta_5 X_5 \quad (4.63)$$

ここに、 $X_1=(x/H)$ 、 $X_2=c_0$ 、 $X_3=k$ 、 $X_4=a_s$ 、 $X_5=D$ であり $\beta_0 \sim \beta_5$ は偏回帰係数である。この式(4.63)は説明変数としてDが入っているので、当然基盤のある場合に対する推定式である。しかし、軟弱層厚が大きくて、すべり面の最深部が硬い層に達しない場合もある。このときには式(4.63)の右辺最終項 $\beta_5 X_5$ は考慮する必要がないから

$$\bar{G} = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_4 X_4 \quad (4.64)$$

となる。表-4.10はこの基盤がない場合に対する偏回帰係数 $\beta_0 \sim \beta_4$ の値を示したものである。これらの値を式(4.64)に代入すれば中央安全率 \bar{G} を求めることができる。具体的な数値計算を実施する前に、この回帰式の精度を チェックしておく。図-4.40は残差の幅が最も大きかった盛土高さ $H=9m$ の場合の残差の頻度分布図である。この図から残差がおおむね ± 0.05 に入っていることがわかる。

(b) 基盤がある場合の安全率の推定式

次に基盤がある場合について述べる。この場合には、中央安全率 \bar{G} の推定式は式(4.63)を用いる。表-4.11は 表-4.10 と同様な偏回帰係数を示している。また図-4.41 は推定式の精度を調べたものである。残差の幅が最も大きかった $H=7m$ の場合で

表-4.10 推定式における回帰係数
(基盤がある場合)

H(m)	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4
5	-0.104	0.164	0.625	1.891	1.781
6	-0.055	0.223	0.501	1.747	1.154
7	0.020	0.173	0.406	2.014	1.117
8	-0.096	0.218	0.371	2.083	1.296
9	-0.210	0.229	0.337	2.375	1.456
10	-0.099	0.210	0.299	2.058	1.320

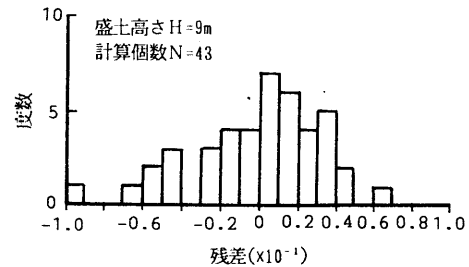


図-4.40 残差の分布(基盤がない場合)

表-4.11 推定式における回帰係数
(基盤がない場合)

H(m)	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
5	-0.030	0.205	0.636	1.444	1.768	-0.025
6	0.048	0.277	0.526	1.361	1.412	-0.035
7	0.038	0.287	0.435	1.593	1.424	-0.034
8	-0.122	0.274	0.395	1.756	1.408	-0.008
9	-0.119	0.263	0.326	1.996	1.695	-0.013
10	-0.007	0.289	0.321	1.488	1.511	-0.023

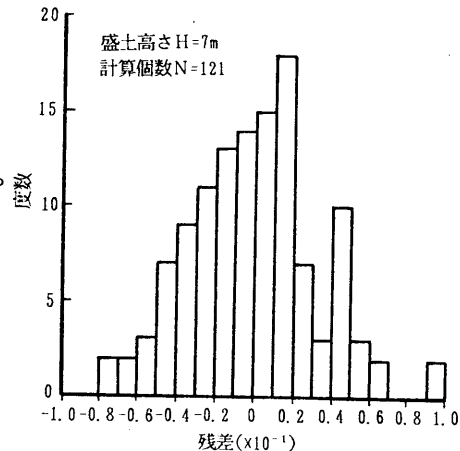


図-4.41 残差の分布(基盤がある場合)

も、図-4.40とはほぼ同程度の精度となっており、工学的な見地から、設計に十分耐え得るものとする。

(c) 最適設計例

信頼性設計ではすべり面に沿う強度の位置的なばらつきも評価するので、複合地盤に対する正確なすべり面の位置を決定する必要がある。しかし、これには4.4.1に示した安定解析法(厳密法)から求めなければならない。そこで、ここでは安全率は式(4.63)あるいは式(6.64)で求め、すべり面は地盤全体を粘土である場合と同じとする簡便法を提案し、その有用性を示す。したがって、簡便法によるすべり面の位置は(1)で説明した図表を用いて求めることができる。

以下に4.4.1で示した厳密法による計算結果と比較して、最適設計結果を示す。図-4.42は粘土の非排水強度がⅠ型の場合に対する信頼性設計結果を($C_T \sim P_F$)関係で整理したものである。図中には 図-4.22で示した厳密法による結果も記載している。これらの結果から、まず強調すべきことは最適設計案が簡便法と厳密法とでほとんど変わらない点である。さらに、図-4.43は図-4.23に対応するⅢ型の場合の結果を先の例と同様に厳密法も含めて整理したものである。この場合でも簡便法と厳密法で a_s の最適解が2%異なるだけであり、簡便法が工学的に十分有用であるという結論が導かれる。このことは、すべり面を決定する際に飽和粘土地盤を仮定しても、十分な精度を有することの証明ともなっている。したがって、すべり面の位置は(1)の方法を用いて求めればよく、具体的な最適設計の計算は

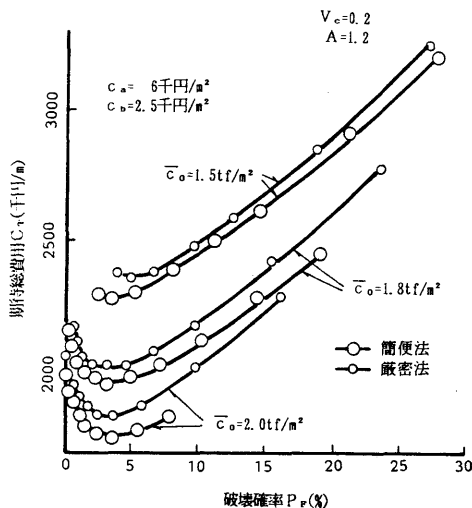


図-4.42 簡便法と厳密法との比較(Ⅰ型)

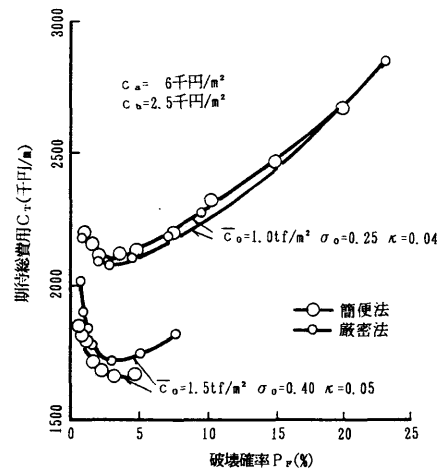


図-4.43 簡便法と厳密法との比較(Ⅲ型)

表-4.12 複合地盤の数値計算結果(I型, $\bar{c}_0=1.5\text{tf/m}^2$)

a_n	\bar{c}_1	\bar{c}_2	λ_1	λ_2	$P_{F1}(\%)$	$P_{F2}(\%)$	$C_{C1}=C_{C2}$ (千円/m)	$C_{F1}=C_{F2}$ (千円/m)	C_{T1} (千円/m)	C_{T2} (千円/m)
0.20	1.168	1.184	143.0	110.0	7.4	7.1	1770.4	5770.4	2197.4	2180.1
0.22	1.194	1.214	143.0	110.0	4.8	4.4	1848.0	5848.0	2128.7	2105.3
0.24	1.220	1.241	143.0	126.0	3.5	2.8	1912.3	5912.3	2119.2	2077.8
0.26	1.246	1.267	143.0	126.0	2.1	2.0	1984.1	5984.1	2109.8	2103.8
0.28	1.272	1.291	143.0	126.0	1.5	1.5	2065.4	6065.4	2156.4	2156.4
0.30	1.298	1.313	143.0	139.0	0.9	0.8	2138.4	6138.4	2193.7	2187.5

表-4.13 複合地盤の数値計算結果(I型, $\bar{c}_0=1.0\text{tf/m}^2$)

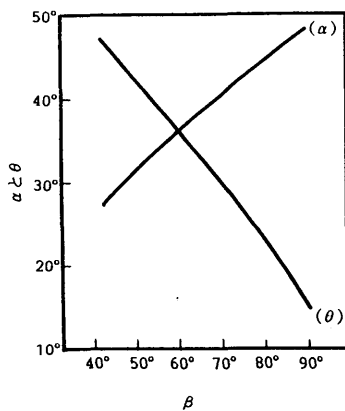
a_n	\bar{c}_1	\bar{c}_2	λ_1	λ_2	$P_{F1}(\%)$	$P_{F2}(\%)$	$C_{C1}=C_{C2}$ (千円/m)	$C_{F1}=C_{F2}$ (千円/m)	C_{T1} (千円/m)	C_{T2} (千円/m)
0.10	1.224	1.198	101.0	89.0	4.7	7.5	1413.8	5413.8	1668.2	1819.8
0.12	1.250	1.239	101.0	89.0	3.2	5.0	1485.5	5485.5	1661.0	1759.8
0.14	1.275	1.278	101.0	89.0	2.3	3.0	1556.0	5556.0	1683.8	1722.7
0.16	1.301	1.314	101.0	72.0	1.6	2.7	1629.0	5629.0	1719.1	1781.0
0.18	1.327	1.347	101.0	72.0	1.2	2.1	1730.1	5730.1	1798.9	1850.4
0.20	1.353	1.375	101.0	77.0	0.8	1.3	1770.4	5770.4	1816.6	1845.4

表-4.12(I型、 $c_0=1.5\text{tf/m}^2$ の場合)、表-4.13(Ⅲ型、 $\bar{c}_0=1.0\text{tf/m}^2$, $\sigma_0=0.25$, $\kappa=0.04$ の場合)のようにまとめておくと便利である。

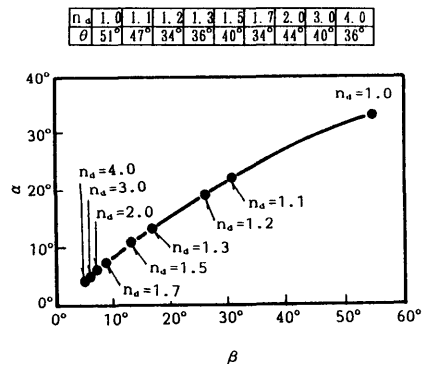
(3) 粘土斜面

図表を用いた計算例の最後として、粘土斜面の破壊の問題を取り上げる。この問題に対しては4.2.1で従来の研究に対する詳細な検討を加え、4.2.2ではそれらを踏まえて修正すべき計算方法について議論した。そこで、ここではそれらの計算結果を安定図表としてまとめ、信頼性設計に適用する。

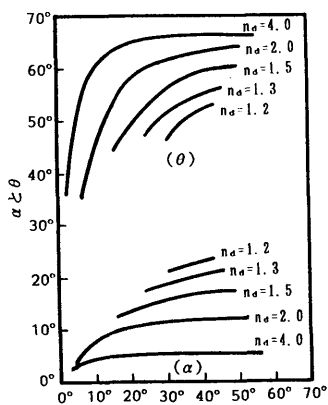
図-4.44は 図-4.3で分類したすべり形態(a-1)、(b-1)および(b-2)における臨界円の位置を求めるためのものである。図に示すように β が与えられれば、いずれの場合も (α, θ) あるいは n_x が一義的に決定できる。また、図-4.45は (b-3)の臨界円の位置を決定するためのものであり、この場合も β さえ与えられれば (α, θ) および n_y が容易に決定できる。また、図-4.46は4.2.2で示した計算方法に従って詳細に計算した結果を安定図表としてまとめたものである。図からわかるように、Taylorの安定図表のようなすべり形態におけるあいまいな点はなく、すべての β の範囲に対して(a-1)～(b-3)の破壊形態は一義的に決定できる。図表の読み取りを容易にするために、 $\beta=35^\circ\sim55^\circ$ の図の部分の拡大図を 図-4.47に示しておいた。次に破壊確率の計算には式(4.53)の δ^* を求める必要があるので、 δ^* を 図-4.48 のように図化しておくことは実務設計に極めて有用である。これらの図はすべり



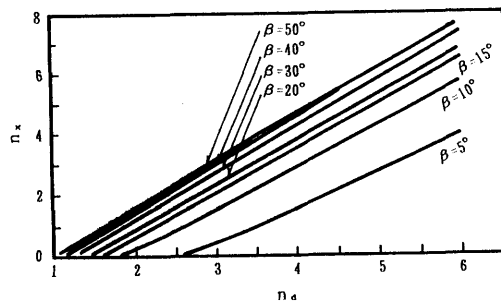
(a) (a-1)の (α, θ) を求める図



(b) (b-1)の (α, θ) を求める図

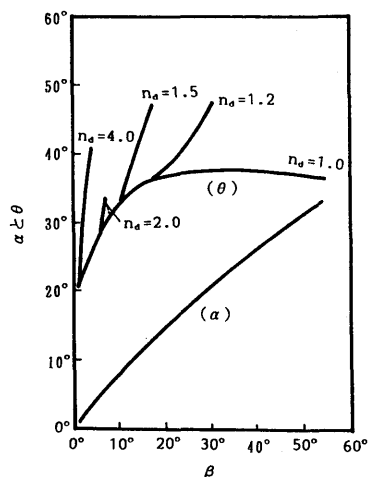


(c) (b-2)の (α, θ) を求める図

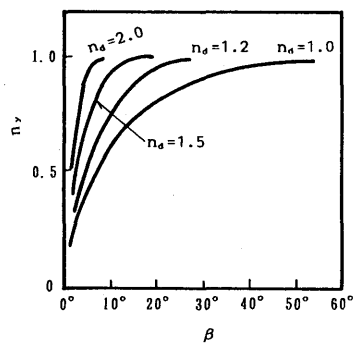


(d) (b-2)の n_s を求める図

図-4.44 臨界円の位置を求める図表(1)



(e) (b 3)の (α, θ) を求める図



(f) (b 3)の n_y を求める図

図-4.45 臨界円の位置を求める図表(2)

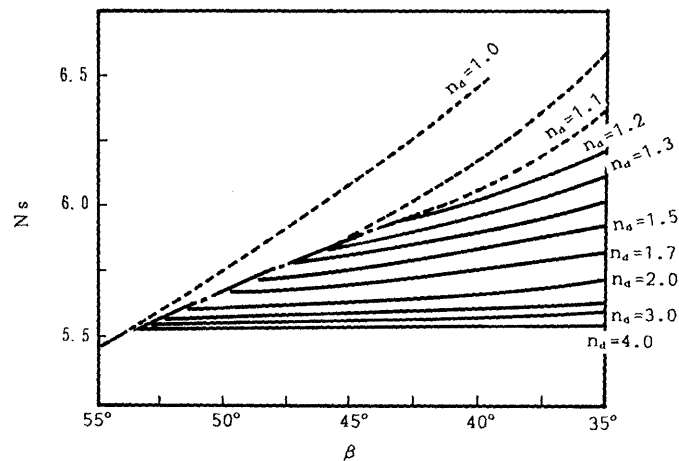


図-4.47 新しい安定図表の詳細図

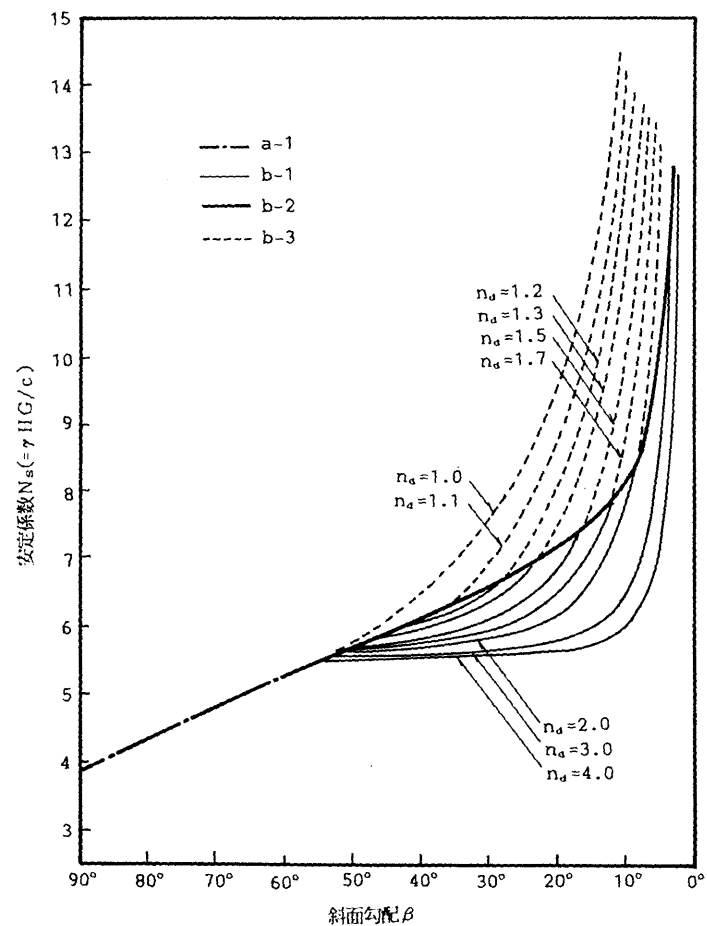


図-4.46 新しい安定図表

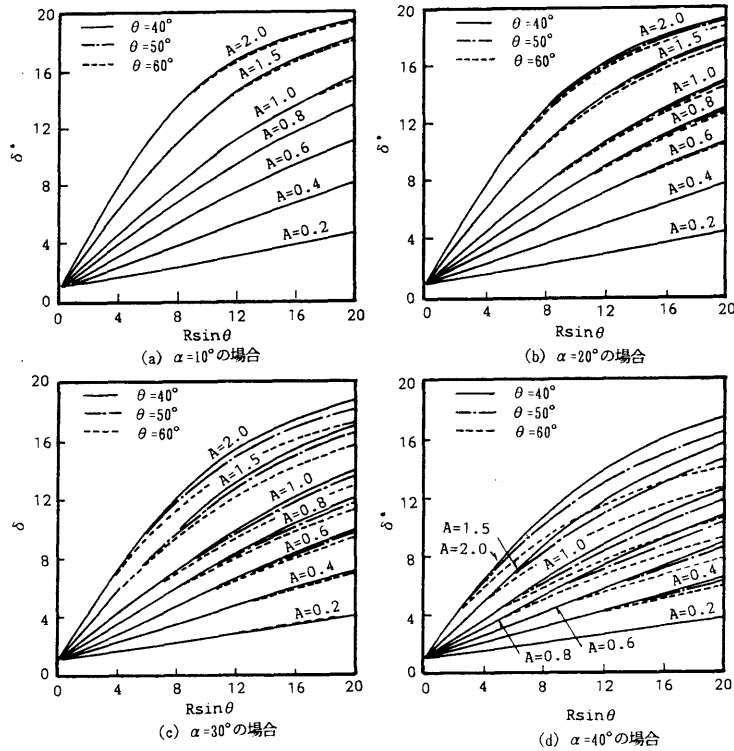


図-4.48 δ^* を求める図

面の位置と自己相関係数をパラメータとしているので、図-4.44 あるいは図-4.45 で臨界円の位置さえ決定すれば、 δ^* を求めることができる。さらに、図-4.35で $\delta = \delta^*$ とすれば破壊確率は容易に読取ることができる。

図-4.30 で示した設計問題の各設計代替案に対する破壊確率をこれらの図表を用いて計算した結果が表-4.14である。この図に示すように、各パラメータを計算しておくると便利である。

表-4.14 図表による破壊確率の計算

$\beta_1(^{\circ})$	$\alpha(^{\circ})$	$\theta(^{\circ})$	n_y or n_x	$R(m)$	$R\sin\theta(m)$	δ^*	N_s	\bar{G}	$P_F(\%)$
15.0	12.0	43.0	*0.998	8.8	6.0	5.3	7.75	1.51	0.01
17.5	13.1	46.5	*1.000	14.6	10.6	8.3	7.21	1.40	0.01
20.0	13.9	49.0	0.200	13.8	10.4	8.2	6.83	1.33	0.1
22.5	14.7	51.5	0.250	12.6	9.9	7.8	6.57	1.28	0.7
25.0	15.2	53.0	0.330	11.9	9.5	7.5	6.37	1.24	1.6
27.5	15.7	54.5	0.400	11.4	9.2	7.4	6.22	1.21	2.0
30.0	16.2	56.0	0.450	10.8	9.0	7.1	6.11	1.19	3.9
32.5	16.6	59.0	0.480	10.4	8.8	7.0	6.02	1.17	6.5
35.0	16.9	58.0	0.520	10.1	8.6	6.9	5.94	1.16	7.8
37.5	16.9	58.0	0.590	10.1	8.6	6.9	5.88	1.14	10.4
40.0	17.2	59.0	0.670	9.9	8.5	6.7	5.83	1.13	12.3

(注) *は n_y の場合を示す。

4.5 結論

本章では、信頼性設計の方法を飽和粘性土地盤の盛土および斜面の工学問題に適用することを試みた。信頼性設計の適用例として、最初にこの問題を選んだのは、土質工学の中でもこの分野が力学的に精緻と考えたからである。しかし、本章を顧みるとその適用は容易ではなかった。それは、力学モデルを精緻にするだけでは不十分で、かつ簡便でなければならないという制約条件がついているからである。したがって、本章では単に信頼性設計の手法を飽和粘性土地盤上の盛土および斜面問題に適用しただけでなく、もう一度飽和粘性土地盤に関する力学問題を熟考し、この単純化を行ったのである。

本章で得られた結論を要約すると以下のようである。

- 1) 粘着力のみからなる飽和粘性土斜面の安定解析法に対する Fellenius, Taylor および Janbuの方法の特徴を述べた。さらに、それらの方法が有する欠点を指摘し、新たな安定図表を作成した。この図表を用いれば、すべての斜面勾配に対して すべりの破壊形態が一義的に決定できる。そして、この図表が すべり面に沿う非排水強度の位置的なばらつきを評価しなければならない信頼性設計にとって非常に有用であることを示した。
- 2) 飽和粘性土地盤上の盛土では、斜面勾配を変化させる場合、単純盛土、押え盛土、サンドドレーンによる２段階載荷工法および締固め砂杭工法を設計代替案として考えた。そして、安定解析法については飽和粘性土地盤の単純盛土の解析的方法である中瀬の方法を押え盛土にまで適用可能な算定式とし、締固め砂杭による地盤改良の効果は線形回復モデルによる安全率の推定式で評価できるようにした。これらによって、上記の各種工法が信頼性設計に容易に導入できるようになった。
- 3) 第３章で整理した非排水強度 c_u の分布特性（Ⅰ型～Ⅲ型）に応じて破壊確率を極座標系で系統的に定式化し、すべり円弧に沿う c_u の位置的なばらつきを正確に評価できるものとした。また、これらを簡単に求める図表も作成し、これらの図表を用いた計算例も示した。
- 4) 斜面勾配の変化のみによる 単純盛土、押え盛土工法、サンドドレーンによる２段階載荷工法、締固め砂杭による地盤改良工法 および粘土斜面勾配の個々の問題に対する最適設計例を詳細に示し、それらの最適解が 有する最適安全率は現行設計規準における設計安全率1.25と非常に近い値となった。このことは 軟弱地盤上の盛土に関する従来の安全率法の比較的妥当な設計法であることを実証した。しかし、個々の設計問題には固有の最適安全率が存在することも明らかであり、プロジェクトが巨大化する現在においては

信頼性設計が不可欠であることも分かる。また、上記に示した異種工法を含めた最適設計例も示し、この場合の信頼性設計の有用性を実証した。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，pp.223-343，1982.
- 2) Fellenius,W.: Calculation of the Stability of Earth Dams, Trans. 2nd Congress on Large Dams, Vol.4, pp.445-462, 1936.
- 3) Taylor, D.W.: Stability of Slopes, Jour. Boston Soc. Civil Eng., Vol.26, pp.337-386, 1937.
- 4) Janbu,N.: Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters, Harvard Soil Mech. Series, No.46, pp.1-81, 1954.
- 5) Bishop, A.W.: The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17, 1955
- 6) Morgenstern,N.and Price,V.E.: The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Geotechnique, Vol.15, No.1, pp.79-93, 1965.
- 7) Sarma,S.K.: Stability Analysis of Embankments and Slopes, Geotechnique, Vol.23, No.3, pp.423-433, 1973.
- 8) Spencer,E.: A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-slice Forces, Geotechnique, Vol.17, No.1, pp.11-26, 1967.
- 9) Nakase,A.: Stability of Low Embankment on Cohesive Soil Stratum, Soils and Foundations, Vol.10, No.4, pp.39-64, 1970.
- 10) 長尾義三・松尾稔・黒田勝彦：盛土の設計安全率に関する研究，土木学会論文報告集、No.203, pp.71-85, 1972.
- 11) Matsuo,M.and Kuroda,K.: Economical Evaluation of Embankment Design, Soils and Foundations, Vol.15, No.2, pp.31-46, 1975.
- 12) Matsuo,M.and Suzuki,H.: Use of Charts for Reliability-based Design of Embankment on Saturated Clay Layer, Soils and Foundations, Vol.23, No.3, pp.13-26, 1983.
- 13) 松尾稔・鈴木壽：粘着力のみからなる単純斜面の安定図表，土と基礎，Vol.30, No.9, pp.51-57, 1982.
- 14) Matsuo,M.and Suzuki,H.: Study on Reliability-based Design of Improvement of Clay Layer by Sand Compaction Piles, Soils and Foundations, Vol.23, No.3, pp.112-122, 1983.

- 15) Matsuo,M.and Asaoka,A.: A Statistical Study on a Conventional "Safety Factor Method", Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.75-90, 1976
- 16) 松尾稔・浅岡顕：沈下予測に関する統計的考察，土木学会論文報告集，No. 225，pp. 63-74，1974.
- 17) 平尾寿雄・松尾稔：締固め砂杭の打設による海底隆起地盤の活用に関する研究，土木学会論文集，No. 364，Ⅲ-4，1985.

第5章 不飽和土斜面の信頼性設計および既存斜面の安定性評価

5.1 概説

前章では、飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の破壊に関する信頼性設計法を示した。そして、軟弱地盤上の盛土に対する現行設計(設計安全率1.2~1.3)とこの信頼性設計による最適設計結果との比較を行ない、両者に非常に良い対応関係があることを見出した。

本章では、その他の重要な問題として、不飽和土からなる盛土斜面および切取り斜面の設計問題を、信頼性設計の観点から考える。

不飽和土斜面の安定問題は、一般道路、宅地造成などの建設現場で、常に遭遇する問題であるが、それは、近年、急速なピッチで建設が進められている山岳地域での高速道路で、特に、重要である。この場合には、盛土および切取り斜面の建設時の崩壊よりも、供用後の降雨に起因する崩壊の方が圧倒的に多く、降雨時の斜面の安定性を考慮する必要がある。

したがって、ここでは不飽和土斜面の安定問題を、①盛土および切土建設時の設計問題と②既存斜面の降雨時の安定性評価、の2つに分けて議論を進める。①については、第4章と同様な議論で、特に不飽和土の強度パラメータ c 、 ϕ が2変数であることに着目して、その信頼性解析を確立する。また、②については高速道路の既存斜面の維持、管理に関する研究項目なので、第5章とは全く異なった新しい議論が必要である。高速道路の切取り斜面の現行設計においても不飽和土の強度係数を小さく見積るなどして、供用後の斜面の安定性を考慮しているはずである。しかし、事前設計で予期せぬ降雨などが発生した場合には、時々刻々と変化する斜面の安定性を評価する必要がある。この予知法の必要性は、いずれも梅雨末期の集中豪雨による大災害である昭和57年7月の長崎地方の土砂災害、昭和60年7月の長野市地附山の南東斜面の地すべり、あるいは昭和61年7月の鹿児島市内での各地の崖崩れなどの事例からも明らかである。これらの斜面崩壊では建物の被害のみならず、数多くの死者および行方不明者を出した。

このように、集中豪雨時の斜面安定問題は社会的にも非常に重要な問題であり、これまでも数多くの分野で、活発な研究が行なわれてきた。その中でも土質工学の分野では、飽和-不飽和浸透解析を用いた降雨時の斜面安定解析法が、降雨時の斜面の安定性を評価するための計算手法としてしばしば用いられる^{1~6)}。これらの解析法では、①飽和および不飽和透水係数と水分保持曲線、②地盤内の初期飽和度 S_{ro} 、③飽和度の変化に伴う不飽和土の強度特性、④降雨強度など、の入力パラメータを正確に把握する必要がある。しかし、実際問題として、崩壊を予知すべき個々の斜面に対してこれら入力パラメータを精度良く求めることはできない。例えば、③はこの問題に含まれる研究項目の中でも、特に、不飽和土の力学的性質に関するものであり、土質力学において非常に重要である。しかしながら、その力学的特性は勿論のこと、安定解析法に用いるべき強度係数の決定法にも統

一的な見解がみられない。

そこで、本研究では、この解析法の斜面崩壊予知への適用性を検討する。まず、過去に崩壊した履歴のある斜面から採取した不飽和土を用いた三軸圧縮試験を、各試験条件（①排気・排水、②排気・非排水、③非排気・非排水）別に実施し、各条件による強度係数の差異を明らかにする⁷⁾。そして、これらの強度係数を用いた事例解析を実施することから、入力パラメータを得るために実施すべき試験法について議論する。そして、さらに通常の土質工学では評価しにくい植生、のり面保護の状態、湧水の有無等の影響も考慮できる斜面崩壊予知法を過去の崩壊事例に基づいて開発する⁸⁾。

本章では、まず最初に、不飽和土斜面に対する安定解析法について説明する。本研究では、安定解析法を事前設計に用いるための常態時の安定解析法⁹⁾と斜面崩壊予知法に用いるべき降雨時の斜面安定解析法⁷⁾とに分ける。常態時の斜面安定解析法の場合では、第5章と同様に、図表による信頼性設計を念頭に置いているので、分割法などの数値計算によらず安全率をできるだけ解析的な記述となるようにした。この種の解析で有名なものにc- ϕ 系土質材料に対するJanbuの方法¹⁰⁾があるが、ここで示される解析手法はJanbuの方法よりもかなり厳密である。安全率の算定式が定式化されれば、クーロンの破壊基準がcと ϕ の2つの確率変数の一次式で表されるので、不飽和土斜面の破壊確率も容易に定式化できる。そして、この新設不飽和土斜面の信頼性設計法の妥当性を検討するために、山岳地を通過する高速道路の盛土および切取り斜面に対するいくつかの最適設計例を示すと共に、道路公団の現行設計規準と比較する。

一方、降雨時の斜面安定解析法の場合では、降雨浸透による斜面の安定性の低下も考慮するので、その斜面内の飽和度の変化を把握するために不飽和浸透解析が必要となる。本研究で用いる降雨時の斜面安定解析法の特色は、この飽和-不飽和浸透解析から計算される毛管ポテンシャル（サクション）に対応する不飽和土の強度を正確に評価している点である⁷⁾。単に安定解析法だけに着目すれば、間隙水圧を考慮し、有効応力で限界平衡を論ずるようなBishop¹¹⁾、Morgenstern-Price¹²⁾、Sarma¹³⁾ およびSpencer法¹⁴⁾の方が厳密であり、理論的にも正しい。しかし、不飽和土の有効応力が定義されないのは勿論のこと、この浸透解析に必要な境界条件および初期条件が降雨時の斜面の安定性評価に大きく影響するので、斜面安定解析法だけを厳密にしてもあまり意味がない。それに、結果的に計算される安全率の絶対値で斜面崩壊を予知するのではなく、その時間的な変化に着目した崩壊予知法を検討する⁷⁾ので、斜面安定解析法としては簡便分割法で充分である。

本研究では、もう一つの全く新しいアプローチによる降雨時の斜面崩壊予知法を提案している⁸⁾。この方法では、通常の土質工学では評価されない植生、のり面保護の状態、湧水の有無等の要因が降雨時の斜面安定性に与える影響を定量的に評価することができ、上述した降雨時の斜面安定解析法の解析領域を大幅に広げたものと考えられる。

5.2 安定解析法

5.2.1 常態時の斜面安定解析法

(1) Taylor¹⁵⁾およびJanbu¹⁰⁾の解析

不飽和土斜面の信頼性設計のための安定解析法を定式化する前に、この問題に対する従来の研究を整理する。 $c-\phi$ 系土質材料からなる斜面の安定性に関しては、これまでも数多くの研究成果が挙げられている。本章でも、第4章と同様に、常態時には信頼性設計の図表化を試みるので、その中でも解析的方法の代表であるTaylorおよびJanbuの研究のみを取り上げる。しかし、これらの解析法は信頼性設計にそのまま導入できないので、その不備な点を明確にし、修正する。

Taylorは摩擦円法に基づき図-5.2(a)に示すパラメータを用いて、 $c-\phi$ 系土質材料からなる単純斜面の安定解析を定式化した。図-5.1および図-5.2(b)はTaylorの解析結果に基づきTerzaghiが安定図表としてまとめたものである。また、これらの図表で $\phi=0$ とすると、先に示した図-4.6に一致する。図-5.1の縦軸は安定係数、横軸は斜面勾配であり図中の各曲線は内部摩擦角 ϕ に対して描かれている。この図では、一見斜面勾配 β に対して一義的に安定係数が決定できるように錯覚するが、摩擦円法では粘着抵抗と摩擦抵抗の各々に対して安全率 F_c 、 F_ϕ を定義しているので、せん断強さに関する安全率 F_s を求めるためには、 $F_c=F_\phi$ となるまで試行計算を行なわねばならない。すなわち、図-5.3の1～5のプロットをあらかじめ求めておいて、それらのプロットを結ぶ曲線と45°の勾配を持つ直線との交点が、求めるべき安全率 F_s となる。Taylorの解析は不飽和土斜面の安定解析

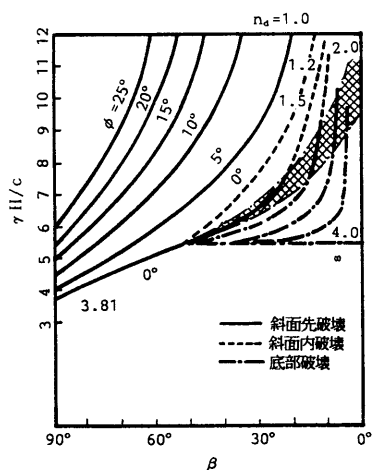


図-5.1 Taylorの安定図表
(安定係数を求める図)¹⁵⁾

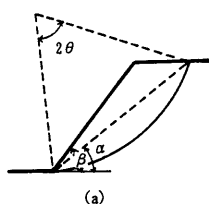
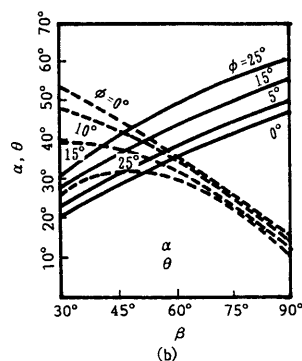


図-5.2 Taylorの安定図表(α , θ を求める図)¹⁵⁾



を解析的に取扱ったものとして、非常にすぐれたものであるが当時には電子計算機がなかったので、彼の提案式を十分に解析できなかったのは当然のことである。しかし、本研究で示す信頼性設計では強度の位置的なばらつきを考慮するので、破壊確率の算定には安全率の値は勿論のこと、すべり面の位置の決定が大きく影響する。したがって、上記のような近似計算であるTaylorの解析法を、そのまま不飽和土斜面の信頼性設計に適用することはできない。

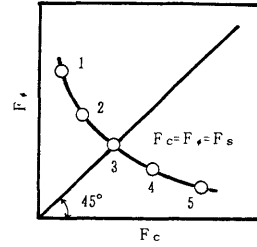


図-5.3 摩擦円法による安全率決定法

Janbuの安定解析を簡単に説明すると以下のようである。

Janbuは、図-5.4の関係から、起動モーメント M_0 と抵抗モーメント M_r を次式のように表わしている。

$$M_0 = \int_A^B \gamma z x dx \quad (5.1)$$

$$M_r = \int_A^B s R^2 d\alpha \quad (5.2)$$

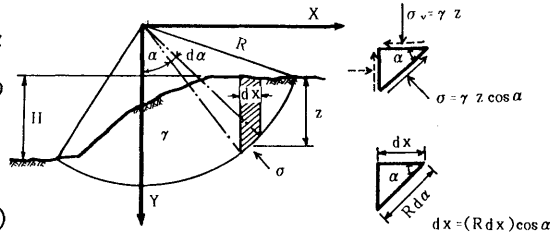


図-5.4 Janbuの安定解析における諸元¹⁰⁾

安全率 F_s は M_0 に対する M_r の比で定義しているので、次式となる。

$$F_r = \frac{M_r}{M_0} \quad (5.3)$$

図-5.4に従って式(5.2)のせん断力 s を書き表わすと、次式となる。

$$s = c + (\gamma z \cos^2 \alpha) \tan \phi \quad (5.4)$$

上式を式(5.2)に代入すると、 M_r は次のように書ける。

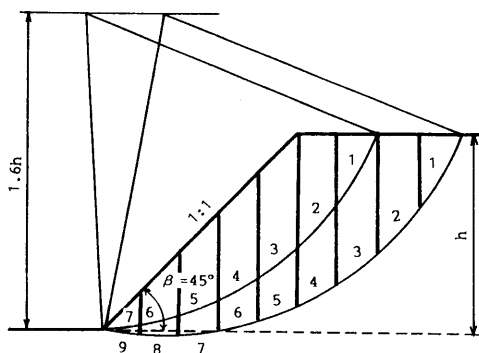
$$M_r = \theta c R^2 + \tan \phi \int_A^B \gamma z (R \cos \alpha) (\cos \alpha R d\alpha) \quad (5.5)$$

また、 $R \cos \alpha = Y$ および $\cos \alpha (R d\alpha) = dx$ の関係を上式に代入すれば、次式が誘導できる。

$$M_r = \theta c R^2 + \gamma \tan \phi \int_A^B \gamma z dx \quad (5.6)$$

$$F_r = \frac{\theta c R^2}{\gamma \int_A^B x z dx} + \left(-\frac{\int_A^B \gamma z dx}{\int_A^B x z dx} \right) \tan \phi \quad (5.7)$$
$$N_{rc} = \frac{\theta H R^2}{\int_A x z dx}, \quad N_{rf} = \frac{\int_A^B y z dx}{\int_A^B x z dx} \quad (5.8)$$
$$F_r = N_{rc} \frac{c}{\gamma H} + N_{rt} \tan \phi = N_r \frac{c}{\gamma H} \quad (5.9)$$

彼はそれらの解析結果をまとめて、図-5.6のような安定図表に整理した。Janbuの解析では、Taylorの解析のようにcと ϕ 成分を別々に取り扱っていないので、この図の(a)で斜面勾配 β さえ与えれば、安定係数 N_r は容易に求められる。しかし、前述したように、本研究の信頼性設計ではすべり線に沿う強度の位置的なばらつきを評価するので、正確な安全率の算定は勿論のこと、正確なすべり線の位置を決定する必要がある。したがって、以下



- 92 -

に、信頼性設計に用いる斜面安定解析法を、第4章と同様な極座標系を用いて厳密に定式化する。

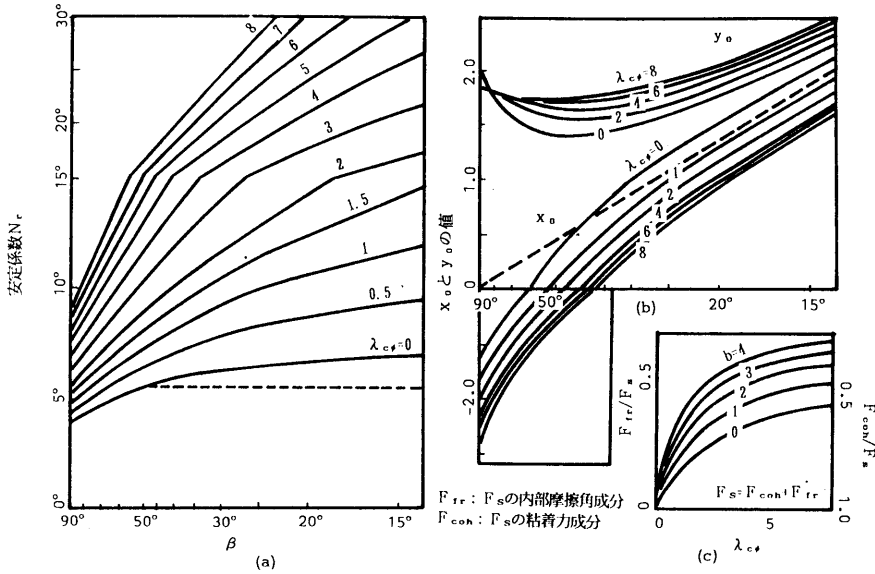


図-5.6 Janbuの安定図表¹⁰⁾

(2) 信頼性設計に用いる安定解析法⁹⁾

(a) 盛土の場合

図-5.7および図-5.8は、切り取り斜面の断面形状とその安定解析法を模式的に示したものである。この図における β_0 、 β_1 および H_s はそれぞれ地山の勾配、基盤の勾配および切土する前の地山の表面から基盤までの水平距離を示している。今、盛土の場合を考えるので、その形状は単純斜面とする。したがって β_0 、 $\beta_1 = 0$ とし、 H_s は考えない。

図-5.7(a)より、起動モーメント M_0 と抵抗モーメント M_R を求めると次式となる。

$$M_0 = \int_A^B \gamma z_i L_x dx \quad (5.10)$$

$$M_R = \int_{-(\theta + \alpha)}^{\theta + \alpha} s z R^2 d\phi \quad (5.11)$$

式(5.10)、式(5.11)を用いて安全率 G を定義すると次式となる。

$$G = \frac{M_R}{M_0} \quad (5.12)$$

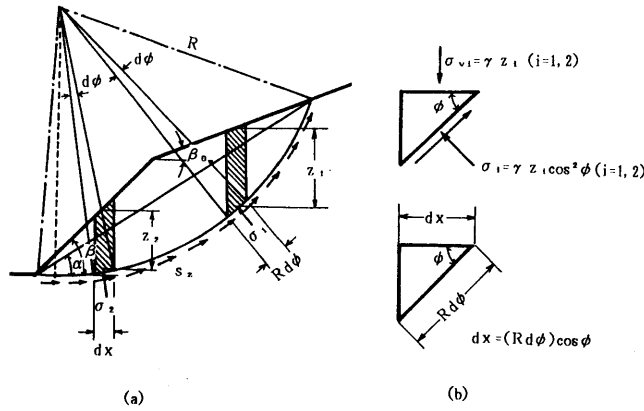


図-5.7 不飽和土斜面の安定解析法

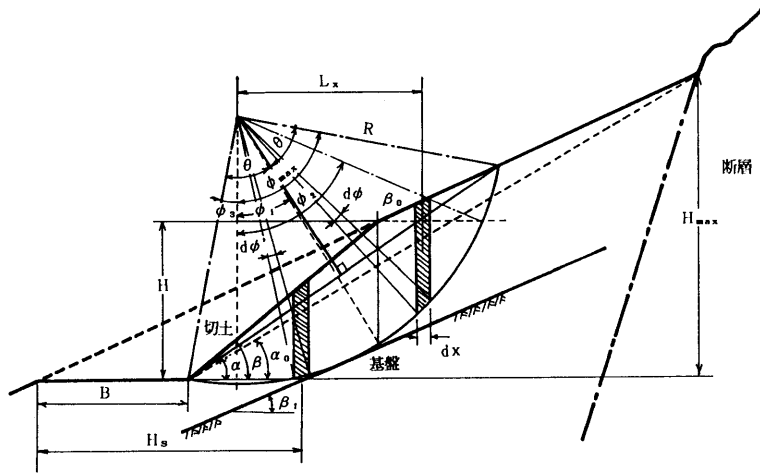


図-5.8 不飽和土斜面の幾何学的形状と諸元

さらに、安定解析および信頼性解析を厳密に記述するために、図-5.8に示す極座標系を用いる。斜面の幾何学的形状から以下の関係が成立する。ただし、 $\phi_2 = \theta + \alpha$ 、 $\phi = \theta - \alpha$ と置く。

$$\phi_1 = \arcsin(2\sin\alpha \sin\theta \cot\beta - \sin\phi_3) \quad (5.13)$$

$$R = \frac{H}{2\sin\alpha \sin\theta} \quad (5.14)$$

$$z_1 = R (\cos\phi - \cos\phi_2) \quad (5.15)$$

$$z_2 = R (\cos\phi + \tan\beta \sin\phi + \tan\beta \sin\phi_3 - \cos\phi_2 - 2\sin\alpha \sin\theta) \quad (5.16)$$

$$L_x = R \sin\phi \quad (5.17)$$

式(5.13)～式(5.17)を用いて式(5.10)の M_0 を計算すると次式となる。ここで、図-5.7(b)

から、 $dx=(R d\phi)\cos\phi$ の関係を考慮する。

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \int_{\psi_1}^{\psi_2} \gamma z_1 L dx + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \gamma z_2 L dx \\
 &= \int_{\psi_1}^{\psi_2} \gamma z_1 R \cos\phi d\phi + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \gamma z_1 R \cos\phi d\phi \\
 &= \frac{\gamma R^3}{12} f(\alpha, \theta | H, \beta)
 \end{aligned} \tag{5.18}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 f(\alpha, \theta | H, \beta) &= [3\cos\phi_2(\cos 2\phi_2 - \cos 2\phi_1) + (3\cos\phi_3 + \cos 3\phi_3 - 3\cos\phi_2 \\
 &\quad - \cos 3\phi_2) + 3(2\sin\alpha \sin\theta + \cos\phi_2 - \tan\beta \sin\phi_3)(\cos 2\phi_1 - \cos 2\phi_3) \\
 &\quad + \tan\beta \{3(\sin\phi_1 + \sin\phi_3) - (\sin 3\phi_1 + \sin 3\phi_3)\}]
 \end{aligned} \tag{5.19}$$

同様にして、式(5.11)の抵抗モーメント M_R を書き改める。ただし、この場合図-5.7(b)に示すように、任意すべり面上での鉛直有効土被り圧 σ_{vi} は γz_i ($i=1, 2$)で表されるので、すべり面に垂直な応力 σ_i は γz_i ($i=1, 2$)となる。また、 s_z はクーロンの破壊基準より $s_z = c + \sigma_i \tan\phi$ であるので、 M_R は次式となる。

$$\begin{aligned}
 M_R &= \int_{-\psi_3}^{\psi_2} (c + \sigma_i \tan\phi) R^2 d\phi \\
 &= \int_{-\psi_3}^{\psi_2} c R^2 d\phi + \int_{\psi_1}^{\psi_2} \sigma_1 \tan\phi d\phi + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \sigma_2 \tan\phi R^2 d\phi
 \end{aligned} \tag{5.20}$$

ここに、

$$\sigma_1 = \gamma \cos^2\phi z_1 = \gamma R \cos^2\phi (\cos\phi - \cos\phi_2) \tag{5.21}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \gamma \cos^2\phi z_2 \\
 &= \gamma R \cos^2\phi (\cos\phi + \tan\beta \sin\phi + \tan\beta \sin\phi_3 - \cos\phi_2 - 2\sin\alpha \sin\theta)
 \end{aligned} \tag{5.22}$$

の関係があるので、式(5.20)は次式となる。

$$M_R = 2c R^2 \theta + \frac{\gamma R^3 \tan\phi}{12} g(\alpha, \theta | H, \beta) \tag{5.23}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 g(\alpha, \theta | H, \beta) &= 9(\sin\phi_3 - \sin\phi_1) + \sin 3\phi_2 - \sin 3\phi_1 - 3\cos\phi_2 \{2(\phi_2 - \phi_1) \\
 &\quad + (\sin 2\phi_2 - \sin 2\phi_1) \{-9(\sin\phi_1 + \sin\phi_3) + \sin 3\phi_1 + \sin 3\phi_3 \\
 &\quad + \tan\beta \{3(\cos\phi_3 - \cos\phi_1) + \cos 3\phi_3 - \cos 3\phi_1\} + 3(\tan\beta \sin\phi_3 \\
 &\quad - \cos\phi_2 - 2\sin\alpha \sin\theta) \{2(\phi_1 + \phi_3) + \sin 2\phi_1 + \sin 2\phi_3\}
 \end{aligned} \tag{5.24}$$

式(5.19). 式(5.24)の $f(\alpha, \theta | H, \beta)$, $g(\alpha, \theta | H, \beta)$ は盛土の形状を表すパラメータ H , β が与えられれば、図-5.8の α , θ だけの関数となる。したがって、これらの式を次のように書き改める。

$$\begin{aligned} f(\alpha, \theta | H, \beta) &= f(\alpha, \theta) \\ g(\alpha, \theta | H, \beta) &= g(\alpha, \theta) \end{aligned} \quad (5.25)$$

式(5.25)を用いて、式(5.18), 式(5.23)の M_0 , M_R を書き改めると次式となる。

$$M_0 = \frac{\gamma R^3}{12} f(\alpha, \theta) \quad (5.26)$$

$$M_R = 2cR^2\theta + \frac{\gamma R^3 \tan \phi}{12} g(\alpha, \theta) \quad (5.27)$$

したがって、式(5.12)の安全率 G は次式となる。

$$G = \frac{48\theta \sin \alpha \sin \theta}{f(\alpha, \theta)} \frac{c}{\gamma H} + \frac{g(\alpha, \theta)}{f(\alpha, \theta)} \tan \phi \quad (5.28)$$

式(5.28)において、最小安全率 G_{min} は $\partial G / \partial \alpha = 0$, $\partial G / \partial \theta = 0$ の条件を満たす (α, θ) の組 (α^*, θ^*) を式(5.28)に代入することによって得られる。

$$\begin{aligned} G_{min} &= \frac{48\theta^* \sin \alpha \sin \theta}{f(\alpha^*, \theta^*)} \frac{c}{\gamma H} + \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \tan \phi \\ &= (N_{rc} + \lambda_{c\phi} N_{rf}) \frac{c}{\gamma H} \\ &= N_r \frac{c}{\gamma H} \end{aligned} \quad (5.29)$$

ここに、

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c} \quad (5.30)$$

である。

式(5.30)において (α^*, θ^*) さえ求められれば、安定数 N_r は斜面勾配 β と $\lambda_{c\phi}$ によって一義的に決定される。したがって、 N_r および (α^*, θ^*) はそれぞれ $\lambda_{c\phi}$, β をパラメータとして図-5.9(a), (b)のように整理される。

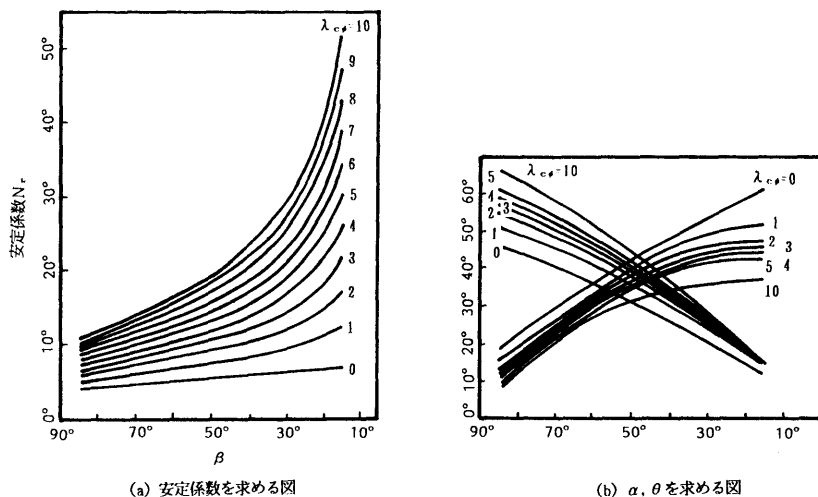


図-5.9 不飽和土斜面に対する新しい安定図表

(b) 切土の場合

切土の場合の安定解析法も(a)の盛土の場合と同様に定式化できる。図-5.8より 起動モーメント M_0 と抵抗モーメント M_R を求めると、切土の場合も式(5.10), 式(5.11)と同様に記述できる。また、安全率 G も式(5.12)で定義される。しかし、切土の幾何学的な形状から、式(5.13)～式(5.17)は次のように書き改められる。ただし、 $\phi_{\max} = \theta + \alpha$, $\phi_3 = \theta - \alpha$ と置く。

$$\phi_1 = \arcsin \left[\frac{(2\sin\alpha \sin\theta - \tan\beta_0 \sin\phi_{\max}) / \tan\beta - \sin\phi_3}{(1 - \tan\beta_0 / \tan\beta)} \right] \quad (5.31)$$

$$\phi_2 = \arccos \{ \cos\phi_3 - 2\sin\alpha \sin\theta + \tan\beta_0 (\sin\phi_{\max} - \sin\phi_1) \} \quad (5.32)$$

$$R = \frac{B \tan\alpha \tan\beta_0 / (\tan\alpha - \tan\beta_0)}{2\sin\alpha \sin\theta} \quad (5.33)$$

$$L_x = R \sin\phi \quad (5.34)$$

$$z_1 = R \{ (\sin\phi - \sin\phi_1) \tan\beta_0 + \cos\phi - \cos\phi_2 \} \quad (5.35)$$

$$z_2 = R (\cos\phi + \tan\beta \sin\phi + \tan\beta \sin\phi_3 - \cos\phi_2 - 2\sin\alpha \sin\theta) \quad (5.36)$$

なお、図-5.8に示すように、式(5.33)の B は実際に切土した部分の水平距離である。同

図の幾何学的条件から、式(5.31)～式(5.36)の関係には以下の制約条件が課せられる。

条件① $\beta > \alpha > \alpha_0$

$$\text{ただし、} \alpha_0 = \arctan\left(\frac{H_{\max} \tan \beta_0}{H_{\max} - B \tan \beta_0}\right) \quad (5.37)$$

条件② $\beta > \beta_0$ (5.38)

条件③ (5.39)

$$R \leq |\tan \beta_1 (B + R \sin \phi_3) - R \cos \phi_3 - H_s \tan \beta_1| / \sqrt{\tan^2 \beta_1 + 1}$$

式(5.37)の H_{\max} はすべり円弧が存在し得る限界高さである。すなわち、図-5.8 に示すように、一般の地山では地表面の急変する所、あるいは断層が存在するので、すべり円弧が斜面上方に向かって無限に広がるとするのは非現実的である。したがって、本解析ではこの H_{\max} を導入する。

①～③の条件下で、式(5.31)～式(5.36)を用いて 式(5.10)の起動モーメント M_0 を書き改めると次式となる。

$$\begin{aligned} M_0 &= \int_{\psi_1}^{\psi_{\max}} \gamma z_1 L dx + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \gamma z_2 L dx \\ &= \int_{\psi_1}^{\psi_{\max}} \gamma z_1 R \cos \phi d\phi + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \gamma z_2 R \cos \phi d\phi \\ &= \int_{\psi_1}^{\psi_{\max}} \gamma R \{(\sin \phi - \sin \phi_1) \tan \beta_0 + \cos \phi - \cos \phi_2\} R \cos \phi d\phi \\ &\quad + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \gamma R (\cos \phi + \tan \beta \sin \phi + \tan \beta \sin \phi_3 - \cos \phi_2 - 2 \sin \alpha \sin \theta) R \cos \phi d\phi \\ &= \frac{\gamma R^3}{12} f(\alpha, \theta | H_s, H, \beta_0, \beta) \end{aligned} \quad (5.40)$$

ここに、

$$\begin{aligned} f(\alpha, \theta | H_s, H, \beta_0, \beta) &= [\tan \beta_0 \{6(\sin \phi_{\max} - \sin \phi_1) + 2(\sin 3\phi_1 - \sin 3\phi_{\max})\} + 3(\cos \phi_3 \\ &\quad - \cos \phi_{\max}) + \cos 3\phi_3 - \cos 3\phi_{\max} + 3(\tan \beta_0 \sin \phi_1 + \cos \phi_2) \\ &\quad (\cos 2\phi_{\max} - \cos 2\phi_1) + 3(2 \sin \alpha \sin \theta + \cos \phi_2 - \tan \beta \sin \phi_3) \\ &\quad (\cos 2\phi_1 - \cos 2\phi_3) + \tan \beta \{3(\sin \phi_1 + \sin \phi_3) - \sin 3\phi_1 - \sin 3\phi_3\}] \end{aligned} \quad (5.41)$$

式(5.11)の抵抗モーメント M_R を盛土の場合と同様にして求めると次式となる。

$$\begin{aligned} M_R &= \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}} (c + \sigma_1 \tan \phi) R^2 d\phi \quad (i=1, 2) \\ &= \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}} c R^2 d\phi + \int_{\psi_1}^{\psi_{\max}} \sigma_1 \tan \phi R^2 d\phi + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \sigma_2 \tan \phi R^2 d\phi \end{aligned} \quad (5.42)$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \gamma \cos^2 \phi_1 \\ &= \gamma R \cos^2 \phi \{(\sin \phi - \sin \phi_1) \tan \beta_0 + \cos \phi - \cos \phi_2\}\end{aligned}\quad (5.43)$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \gamma \cos^2 \phi_2 \\ &= \gamma R \cos^2 \phi (\cos \phi + \tan \beta \sin \phi + \tan \beta \sin \phi_3 - \cos \phi_2 - 2 \sin \alpha \sin \theta)\end{aligned}\quad (5.44)$$

の関係があるので、式(5.42)は次式となる。

$$\begin{aligned}M_R &= \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}} c R^2 d\phi + \int_{\psi_1}^{\psi_{\max}} \gamma R \cos^2 \phi \{(\sin \phi - \sin \phi_1) \tan \beta_0 + \cos \phi \\ &\quad - \cos \phi_2\} \tan \phi R^2 d\phi + \int_{-\psi_3}^{\psi_1} \gamma R \cos^2 \phi (\cos \phi + \tan \beta \sin \phi + \tan \beta \sin \phi_3 \\ &\quad - \cos \phi_2 - 2 \sin \alpha \sin \theta) \tan \phi R^2 d\phi \\ &= c R^2 (\phi_{\max} + \phi_3) + \frac{\gamma R^3 \tan \phi}{12} g(\alpha, \theta | H_s, H, \beta_0, \beta)\end{aligned}\quad (5.45)$$

ここに、

$$\begin{aligned}g(\alpha, \theta | H_s, H, \beta_0, \beta) &= \tan \beta_0 \{4(\cos \phi_1 - \cos \phi_{\max}) + \cos 3\phi_1 - \cos 3\phi_{\max}\} + 9(\sin \phi_{\max} - \sin \phi_1) \\ &\quad + \sin 3\phi_{\max} - \sin 3\phi_1 + 3(\tan \beta_0 \sin \phi_1 + \cos \phi_2) \\ &\quad (2\phi_1 - 2\phi_{\max} + \sin 2\phi_1 - \sin 2\phi_{\max}) + 9(\sin \phi_1 + \sin \phi_3) + \sin 3\phi_1 + \sin 3\phi_3 \\ &\quad + \tan \beta \{3(\cos \phi_3 - \cos \phi_1) + \cos 3\phi_3 - \cos 3\phi_1\} + 3(\tan \beta \sin \phi_3 - \cos \phi_2 \\ &\quad - 2 \sin \alpha \sin \theta)(2\phi_1 + 2\phi_3 + \sin 2\phi_1 + \sin 2\phi_3)\end{aligned}\quad (5.46)$$

式(5.41)および式(5.46)の $f(\cdot)$, $g(\cdot)$ を次式のように簡略化する。

$$\begin{aligned}f(\alpha, \theta | H_s, H, \beta_0, \beta) &= f(\alpha, \theta) \\ g(\alpha, \theta | H_s, H, \beta_0, \beta) &= g(\alpha, \theta)\end{aligned}\quad (5.47)$$

式(5.47)を用いて M_0 , M_R を書き表すと次式となる。

$$M_0 = \frac{\gamma R^3}{12} f(\alpha, \theta)\quad (5.48)$$

$$M_R = c R^2 (\phi_{\max} + \phi_3) + \frac{\gamma R^3 \tan \phi}{12} g(\alpha, \theta)\quad (5.49)$$

したがって、式(5.12)の安全率 G は次式となる。

$$G = \frac{M_R}{M_0}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{12c(\phi_{\max} + \phi_3)}{\gamma R f(\alpha, \theta)} + \frac{g(\alpha, \theta)}{f(\alpha, \theta)} \tan \phi \\
&= \frac{24(\phi_{\max} + \phi_3) \sin \alpha \sin \theta}{f(\alpha, \theta)} \frac{c}{\gamma H} + \frac{g(\alpha, \theta)}{f(\alpha, \theta)} \tan \phi
\end{aligned} \tag{5.50}$$

盛土の場合と同様に、最小安全率 G_{\min} は $\partial G / \partial \alpha = 0$, $\partial G / \partial \theta = 0$ を満たす (α, θ) の組 (α^*, θ^*) を式(5.50)に代入すれば求められる。

$$\begin{aligned}
G_{\min} &= \frac{24(\phi_{\max}^* + \phi_3^*) \sin \alpha^* \sin \theta^*}{f(\alpha^*, \theta^*)} \frac{c}{\gamma H} + \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \\
&= (N_{rc} + \lambda_{c\phi} N_{rf}) \frac{c}{\gamma H} \\
&= N_r \frac{c}{\gamma H}
\end{aligned} \tag{5.51}$$

ここに、

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c} \tag{5.52}$$

5.2.2 降雨時の斜面安定解析法

(1) 浸透解析法の概観

対象とする地盤の浸透状態から浸透解析法を分類すると、①飽和、②不飽和、③飽和—不飽和の3つに分けられ、解析手法としては理論解析法と数値解析法の2つがある。1960年頃までは電子計算機が十分発達していなかったため、主に理論解析が行われていた。この理論解析では上記の①～③の基礎方程式、すなわち偏微分方程式の境界値・初期値問題を取り扱うことになるが、解析の技法としてはGreen関数、Laplace変換、等角写像などが用いられた。しかし、この方法では均質な地層で、かつ極めて簡単な境界条件に対する問題しか解くことができなかった。そこで近年の電子計算機の発達と共に、差分法、有限要素法および境界要素法などの数値解析法が数多く行われるようになり、不均質地盤および複雑な境界条件に対しても解析可能となった。これらの数値解析法は理論解析法の解析領域を大幅に拡大しており、工学上極めて有用である。

①の飽和浸透の支配方程式はLaplaceの方程式で、その簡単な境界値・初期値問題の解はよく知られていた。浸透解析に最初に有限要素法が適用されたのはこの問題であり、その

研究はZienkiewiczら¹⁶⁾によって発表されている。その後、定常の自由水面を持つ浸透問題¹⁷⁾、さらに非定常浸透流¹⁸⁾、そして2次元解析から3次元解析¹⁹⁾へと拡張されていった。

また、②の不飽和浸透解析では、浸透の基礎方程式を体積含水率 θ のみの関数で表したKluteの拡散方程式²⁰⁾を用いて、数多くの研究がなされてきた。その中でも、理論解析では一次元鉛直および水平問題に対するPhilip²¹⁾とYoung²²⁾が、また数値解析では差分法を用いた二次元浸透問題に対するRubinの研究²³⁾が著名である。②のKluteの拡散方程式では、飽和領域の浸透流を説明できないので、不飽和領域のみを対象とした解析に終わっている。そこで、Freezeは浸透の基礎方程式を圧力水頭 ϕ のみの関数で表して、③の飽和一不飽和浸透解析が可能な方程式を提案し、さらに、彼はこの提案式による三次元の飽和一不飽和浸透解析を差分法によって行った²⁴⁾。また、有限要素法による数値解析は、1973年のNeumanによる研究²⁵⁾以来、数多くの研究成果が発表されている²⁶⁾。

飽和一不飽和浸透に関しては、石油化学の分野で開発された混相流の理論に基づいた二相流の浸透解析がある²⁷⁾。この方法は、不飽和浸透を水と空気との流れで評価したものであり、Freezeらの浸透の基礎方程式では無視されていた空気の圧力も考慮している。この浸透解析はBrustkernらによって行われた²⁸⁾。

降雨時の斜面安定問題では降雨の浸透によって飽和領域と不飽和領域が現れるので、飽和一不飽和浸透解析が必要となる。したがって、降雨時の斜面安定解析法に用いるべき浸透の基礎方程式はFreezeらによるもの、あるいはBrustkernらによる二相流の浸透解析のいずれかである。後者の方法では、間隙空気が閉鎖される状態での浸透現象にも適用可能であるが、本研究で調べた斜面崩壊の大部分は表層付近で生じており、このような場合には間隙空気が浸透水と容易に置換されるので、通常用いられているFreezeの支配方程式で十分であると考えられる。

(2) 飽和一不飽和浸透流の基礎方程式²⁶⁾

赤井らはFreezeが示した飽和一不飽和浸透流の基礎方程式を有限要素解析に適用するために、以下のような定式化を行っている。

飽和一不飽和状態の土中を運動する水に対する連続の式は次式で表される。

$$-\operatorname{div} \rho \vec{v} = \frac{\partial}{\partial t}(\rho \theta) \quad (5.53)$$

ここに、 ρ 、 v 、 θ はそれぞれ水の密度、流速、体積含水率である。

一方、土中の水の運動を規定する運動方程式としては、透水係数 K が体積含水率 θ もしくは毛管ポテンシャル ϕ の関数と仮定したDarcyの方程式で表される。

$$v = -K(\theta)\nabla h \quad (5.54)$$

$$h = \phi + x_3 \quad (5.55)$$

ここに、 $K(\theta)$ 、 h 、 ϕ および x_3 はそれぞれ3次の透水係数テンソル、全水頭、圧力水頭（不飽和状態では毛管ポテンシャル）および位置水頭である。式(5.53)に式(5.54)および式(5.55)を代入すると、飽和—不飽和領域の浸透流の基礎方程式となる。

$$\operatorname{div} \rho K(\theta)\nabla h = \frac{\partial}{\partial t}(\rho \theta) \quad (5.56)$$

式(5.56)において水の密度 ρ が空間と時間に対して不変であると仮定すると次式を得る。

$$\operatorname{div} K(\theta)\nabla h = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (5.57)$$

式(5.57)が、Richardsのポテンシャル方程式である。また、この式に次式の関係を代入し、

$$\frac{\partial \phi}{\partial x_i} = \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial x_i} \quad (5.58)$$

さらに、直行座標系に書き換え、テンソル表示すると次式となる。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} [D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x_i} + K_{i3}(\theta)] \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (5.59)$$

この式(5.59)は、Kluteによって誘導された拡散方程式である²⁰⁾。ここで $D(\theta)$ は水分拡散係数であり、次式で書き表される。

$$D(\theta) = K_{i3}(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \quad (5.60)$$

式中の $\partial \phi / \partial \theta$ は図-5.10に示す水分保持曲線の体積含水率 θ の増分に対する圧力水頭 ϕ の変化を示している。図-5.10より明らかなように、飽和状態の θ は間隙率 n と等しくなり変化しないので、Kluteの拡散方程式は飽和領域の浸透流の支配方程式として用いることができない。一方、体積含水率 θ は土

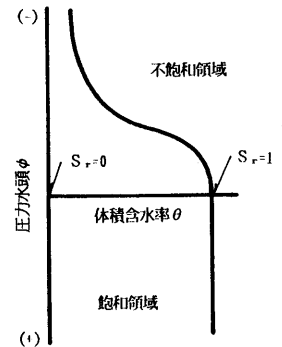


図-5.10 水分保持曲線

の間隙率 n と飽和度 S_r の積 ($\theta = n S_r$) で表されるので、式(5.57)とこの関係から、独立変数が圧力水頭 ϕ のみの方程式に変換できる。

$$\begin{aligned}\operatorname{div} K(\phi) \nabla(\phi + x_3) &= \frac{d\theta}{d\phi} \frac{\partial \phi}{\partial t} \\ &= \frac{d}{d\phi} (n S_r) \frac{\partial \phi}{\partial t} \\ &= \left[S_r \frac{dn}{d\phi} + n \frac{dS_r}{d\phi} \right] \frac{\partial \phi}{\partial t}\end{aligned}\quad (5.61)$$

式(5.61)で、不飽和領域においては、圧力水頭変化による間隙率の変化が生じないものと仮定すると、式(5.61)は次の支配方程式となる。

$$\operatorname{div} K(\theta) \nabla(\phi + x_3) = (c(\phi) + \alpha S_s) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (5.62)$$

ここに、不飽和領域では $\alpha = 0$ 、飽和領域では $\alpha = 1$ であり、 $S_s = \partial n / \partial \phi$ は比貯留係数、 $C(\phi) = \partial \theta / \partial \phi$ は比水分容量である。図-5.10に示すように、飽和領域では $C(\phi) = 0$ であり、明らかに式(5.62)は飽和—不飽和領域の浸透流を支配する方程式である。

(3) 安全率の計算方法⁷⁾

これまでは、主に日本を縦断する高速道路が臨海地域に建設されたので、土質工学における実務的な問題としては、盛土および掘削による軟弱地盤の安定の問題が重要であった。しかし、近年急速な勢いで日本を横断する高速道路が山岳地に建設されつつあり、この場合では不飽和土斜面の諸問題が重要となる。一般に、山岳地域の地山の地下水位は比較的深いので、降雨の侵入による地下水の上昇は少なく、浸潤領域は地表面から広がる傾向にある。

そのために、降雨時の斜面崩壊は地下水位以下の深いすべりとはならず、地表付近の比較的浅いすべりとなることが多い。このような場合には崩壊部分が不飽和土となっており、サクションが斜面の安定性に大きく影響している。後述するように、本研究で調べ

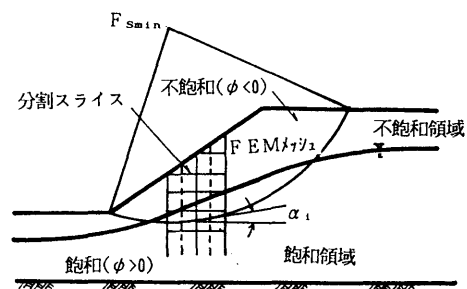


図-5.11 降雨時の斜面安定解析法

た中央自動車道に建設された切取り斜面でも、地盤内の地下水位の上昇によって間隙水圧が上昇し、斜面崩壊が発生するケースはほとんど見られず、サクシヨンの減少による崩壊が圧倒的に多かった。したがって、ここではサクシヨン(水分状態)の影響を考慮した斜面安定解析を用いる。なお、極めて稀なケースではあるが、降雨の浸透によって地下水位が上昇し、過剰間隙水圧が発生して斜面が崩壊することもある。この場合の斜面安定解析では、飽和土に対する排水試験から求めた強度 c_d, ϕ_d を用いるべきである。図-5.11は降雨による浸透を考慮した斜面安定解析法を模式的に示したものである。図に示すように、降雨浸透が進むと飽和領域と不飽和領域が現れ、これらの領域は圧力水頭 ϕ の正負によって判定される。降雨時の斜面の安全率は簡便分割法に従って次式で表わされる。

$$F_s = \frac{\sum \{c(S_{ri}) \Delta l_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \tan \phi(S_{ri})\}}{\sum \Delta W_i \sin \alpha_i} \quad (5.63)$$

ここに、 S_r は式(5.63)を用いた有限要素解析から計算される飽和度である。 ΔW_i は図-5.11に示す分割スライスの自重であり、浸透解析から得られた任意時刻の S_r の値を用いて計算される。また、 $c(S_r)$ および $\phi(S_r)$ は飽和度によって変化する不飽和土の強度係数であり、式(5.62)から任意時間の地盤内の飽和度 S_r の分布が求められるので、降雨浸透による不飽和土の強度係数の変化を評価することができる。これらの具体的な値は不飽和土三軸圧縮試験から直接求めるが、その排気・排水条件などの試験条件については5.4.1で詳述する。

5.3 新設の不飽和土斜面の信頼性設計

5.3.1 破壊確率の定式化⁹⁾

(1) 盛土の場合

5.2.1で示した安定解析法に基づいて盛土の破壊確率を定式化すると以下のようである。

第3章でも述べたように、単位体積重量 γ は非常にばらつきが小さいので、最小安全率 G_{min} を与えるすべり面の位置 (α^*, θ^*) が決まれば、式(5.18), (5.40)の起動モーメント M_0 は確定量となる。したがって、式(5.12)の定義より、安全率は c と ϕ の2つの確率変数を持つ関数として表される。

$$G = \frac{48\theta^* \sin\alpha^* \sin\theta^*}{f(\alpha^*, \theta^*)} \frac{c}{\gamma H} + \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \tan\phi \quad (5.64)$$

また、 \bar{c} , $\bar{\phi}$ は確率変数 c , ϕ の平均値である。次に、 (α^*, θ^*) で与えられるすべり面に沿った c , $\tan\phi$ の位置的なばらつきを考慮するために、飽和粘性土地盤と同様に、それぞれの自己相関関数 $r_c(\tau)$, $r_{\tan\phi}(\tau)$ を次式のように仮定する。

$$\begin{aligned} r_c(\tau) &= \exp(-A_c |z_i - z_i'|) \\ r_{\tan\phi}(\tau) &= \exp(-A_{\tan\phi} |z_i - z_i'|) \end{aligned} \quad (5.65)$$

ここに、 A_c , $A_{\tan\phi}$ は自己相関関数の係数である。また、安全率 G の粘着力および内部摩擦角成分の分散をそれぞれ σ_{GC}^2 , $\sigma_{G\tan\phi}^2$ とすれば、それらは次式で書き表される。

$$\sigma_{GC}^2 = \sigma_c^2 \int_{-\psi_3}^{\psi_2^*} \int_{-\psi_3}^{\psi_2^*} \exp\left(\frac{-A_c H |l_i - l_i'|}{2 \sin\alpha^* \sin\theta^*}\right) d\phi d\phi' \quad (i = 1, 2) \quad (5.66)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{G\tan\phi}^2 &= \sigma_{\tan\phi}^2 \int_{-\psi_3}^{\psi_2^*} \int_{-\psi_3}^{\psi_2^*} \exp\left(\frac{-A_{\tan\phi} H |l_i - l_i'|}{2 \sin\alpha^* \sin\theta^*}\right) l_i l_i' \cos^2\phi \cos^2\phi' d\phi d\phi' \\ &\quad (i = 1, 2) \end{aligned} \quad (5.67)$$

ここに、

$$l_i = \begin{cases} l_1 = \cos\phi - \cos\phi_2 \quad (-\phi_1^* \leq \phi \leq \phi_2^* \text{ のとき}) \\ l_2 = \cos\phi + \tan\beta \sin\phi + \tan\beta \sin\phi_3^* - \cos\phi_2^* - 2\sin\alpha^* \sin\theta^* \\ \quad (-\phi_3^* \leq \phi \leq \phi_1^* \text{ のとき}) \end{cases} \quad (5.68)$$

式(5.66)および式(5.67)の σ_c^2 , $\sigma_{\tan\phi}^2$ は実際の土質調査のデータから得られる強度係数 c , $\tan\phi$ の分散である。また、式(5.64)からわかるように、確率変数 G は2つの確率変数 c および $\tan\phi$ の1次式で表わされるので、安全率 G の分散 σ_G^2 はこれらの変数間の相関係数を ρ として次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_G^2 &= \left\{ \frac{48\theta^* \sin\alpha^* \sin\theta^*}{\gamma H f(\alpha^*, \theta^*)} \right\}^2 \sigma_{GC}^2 + \left\{ \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \right\}^2 \sigma_{\tan\phi}^2 \\ &\quad + \frac{2\rho}{\gamma H} \frac{48\theta^* \sin\alpha^* \sin\theta^* g(\alpha^*, \theta^*)}{f^2(\alpha^*, \theta^*)} \sigma_{GC} \sigma_{\tan\phi} \end{aligned} \quad (5.69)$$

また、松尾・黒田の研究によれば、自然斜面では c と $\tan\phi$ との相関はないとしてもよいとされているので、これらの変数は独立とする。したがって、式(5.69)で $\rho = 0$ とおけば次式が得られる。

$$\sigma_G^2 = \left\{ \frac{48\theta^* \sin\alpha^* \sin\theta^*}{\gamma H f(\alpha^*, \theta^*)} \right\}^2 \sigma_{GC}^2 + \left\{ \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \right\}^2 \sigma_{\tan\phi}^2 \quad (5.70)$$

安定解析の方法は、第4章で示した盛土の場合と同様であるから、設計法自身が有する解析誤差は-0.1~0.1の一様分布を適用する。したがって、破壊確率 P_F は安全率 G の平均値(式(5.64))と分散(式(5.69))を用いて次式から計算できる。

$$P_F = \int_{-0.1}^{0.1} \frac{1}{(0.1)-(-0.1)} \int_{-\infty}^{1-\bar{G}-e} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_G} \exp\left\{-\frac{G^2}{2\sigma_G^2}\right\} dG de \quad (5.71)$$

(2) 切土の場合

切土についても(1)の盛土の場合と同様にして、破壊確率を定式化することができる。

式(5.12)の安全率の定義と式(5.40)の起動モーメントおよび式(5.45)の抵抗モーメントから、中央安全率 G は次式で表される。

$$G = \frac{24(\phi_{\max}^* + \phi_3^*) \sin \alpha^* \sin \theta^*}{f(\alpha^*, \theta^*)} \frac{c}{\gamma H} + \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \tan \phi \quad (5.72)$$

ここに、

$$l_i = \begin{cases} (\phi_1^* \leq \phi \leq \phi_{\max}^* \text{ のとき}) \\ l_1 = (\sin \phi - \sin \phi_1^*) \tan \beta_0 + \cos \phi - \cos \phi_2^* \\ (-\phi_3^* \leq \phi \leq \phi_1^* \text{ のとき}) \\ l_2 = \cos \phi + \tan \beta \sin \phi + \tan \beta \sin \phi_3^* - \cos \phi_2^* - 2 \sin \alpha^* \sin \theta^* \end{cases} \quad (5.73)$$

式(5.65)と同様な自己相関関数を用いれば、安全率 G の粘着力および内部摩擦成分の分散 σ_{GC}^2 および $\sigma_{G \tan \phi}^2$ はそれぞれ次式となる。

$$\sigma_{GC}^2 = \sigma_c^2 \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}^*} \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}^*} \exp\left(\frac{-A_c H |l_i - l_i'|}{2 \sin \alpha^* \sin \theta^*}\right) d\phi d\phi' \quad (i = 1, 2) \quad (5.74)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{G \tan \phi}^2 &= \sigma_{\tan \phi}^2 \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}^*} \int_{-\psi_3}^{\psi_{\max}^*} \exp\left(\frac{-A_{\tan \phi} H |l_i - l_i'|}{2 \sin \alpha^* \sin \theta^*}\right) l_i l_i' \cos^2 \phi \cos^2 \phi' d\phi d\phi' \\ &\quad (i = 1, 2) \end{aligned} \quad (5.75)$$

また、式(5.70)に対応する安全率 G の分散は次式で得られる。

$$\sigma_G^2 = \left\{ \frac{24(\phi_{\max}^* + \phi_3^*) \sin \alpha^* \sin \theta^*}{\gamma H f(\alpha^*, \theta^*)} \right\} \sigma_{GC}^2 + \left\{ \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \right\} \sigma_{G \tan \phi}^2 \quad (5.76)$$

安全率の平均値と分散はそれぞれ式(5.72)と式(5.76)で与えられるので、これらを式(5.

71)に代入すれば、切土の場合の破壊確率が求められる。

5.3.2 評価関数⁹⁾

(1) 盛土の場合

図-5.12を参照して、初期建設費 C_c および破壊損失費 C_F を具体的に示すと次式となる。

$$\begin{aligned} C_c &= (B + 2B_1)c_a + H(B + B_1)c_b \\ C_F &= C_c' + C_R \end{aligned} \quad (5.77)$$

ここに、 c_a は用地費、 c_b は土工費であり、 C_c' は盛土の再建費、 C_R は盛土の破壊による補償費である。本解析では第4章の盛土建設の場合を参考にして、 $C_c' = C_c$ 、 $C_R = 4000$ (千円/m)、 $c_a = 6$ (千円/m²)、 $c_b = 2.5$ (千円/m³)とする。

(2) 切土の場合

切土の初期建設費は図-5.13に示す諸元を用いると次式で表わされる。

$$C_c = (B + H/\tan\beta)c_a + \frac{1}{2}BHc_b + (H/\sin\beta)c_k \quad (5.78)$$

ここに、 β 、 H 、および B はそれぞれ斜面勾配、斜面高さ、切取り部分の水平面の長さである。また、 c_a 、 c_b 、 c_k はそれぞれ用地費、土工費、コンクリート吹き付けに要する費用で $c_a = 6$ (千円/m²)、 $c_b = 0.6$ (千円/m³)、 $c_k = 7.5$ (千円/m²)とする。また、図-5.13に示す崩壊すべり面が発生した場合には、まず擁壁を建設し、崩壊部の斜面を埋め戻す。さらに、のり面の保護と安定性を高めるためにコンクリート吹付と押え盛土を建設するとするならば、破壊損失費 C_F は次式で書き表せる。

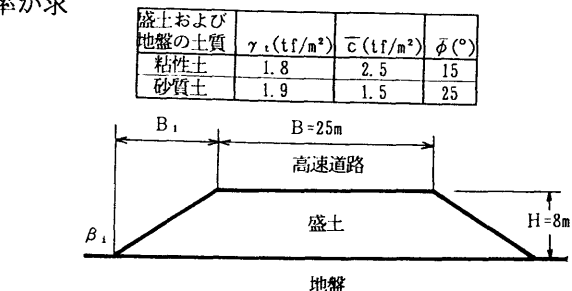


図-5.12 盛土の設計断面

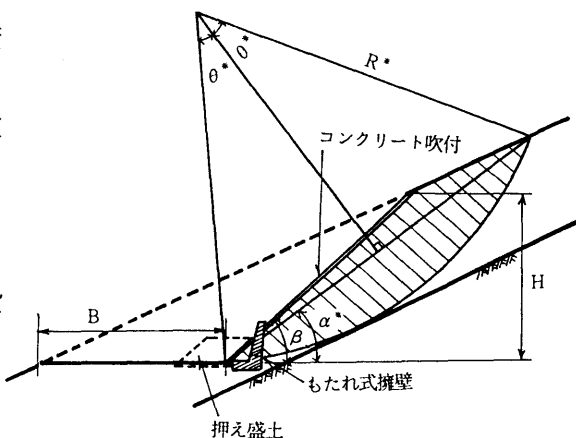


図-5.13 切取り斜面の費用関数に用いる諸元

$$C_F = \{H R^* \sin \theta^* \sin(\beta - \alpha^*) / \sin \beta + R^{*2} (\theta^* - \sin \theta^* \cos \theta^*)\} c_b' + (H / \sin \beta) c_k + C_R \quad (5.79)$$

ここに、 α^* 、 θ^* 、 R^* は最小安全率円を表わすパラメータである。 c_b' および C_R はそれぞれ埋め戻しと破壊に伴う補償費であり、 $c_b' = 2.5$ (千円/ m^3)、 $C_R = 500H$ (千円/ m)とする。

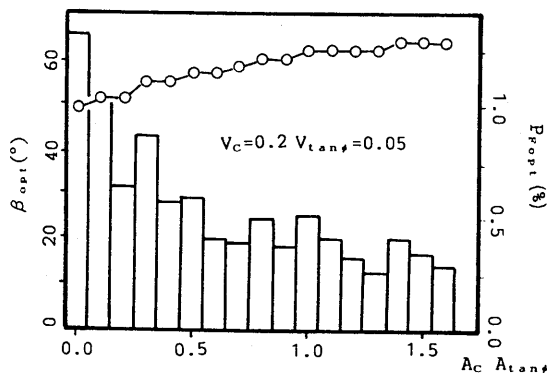
5.3.3 最適設計例と現行設計法との比較

(1) 最適設計例⁹⁾

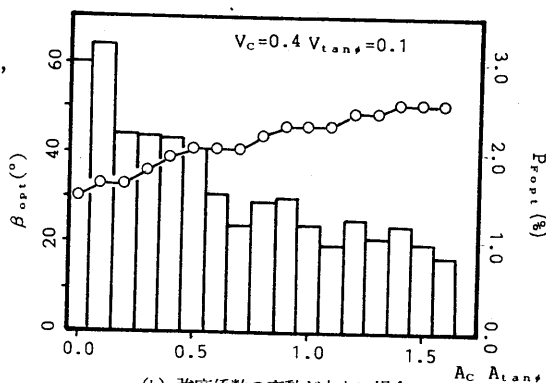
(a) 盛土の場合

計算に用いた設計条件は図-5.12に示す盛土とした。この場合幅員25mの高速道路を考慮しており、盛土高さは8mとする。盛土および地盤の強度係数と単位体積重量は同図の表に示している。これらの値は道路公団が盛土建設において標準的に用いる設計定数である。

図-5.14は不飽和粘性土で建設された盛土に対する信頼性設計結果を示したものである。(a)、(b)はそれぞれ c 、 ϕ の強度係数の変動が小さい場合と大きい場合で、($V_c = 0.2$, $V_{\tan \phi} = 0.05$)および($V_c = 0.4$, $V_{\tan \phi} = 0.1$)とした。第4章の議論から、不飽和粘性土の変動は、この範囲を考えれば十分である。また、自己相関係数 A_c 、 $A_{\tan \phi}$ は通常の土質で考えられる範囲、すなわち0.0~1.6の範囲で0.1ごとに変化させた。ただし、 A_c と $A_{\tan \phi}$ の値は常に同じとした。図のプロットと棒グラフは、それぞれ信頼性設計から得られた最適斜面勾配 β_{opt} とそれに対応する最適破壊確率 P_{Fopt} を設定した自己相関関数の係



(a) 強度係数の変動が小さい場合

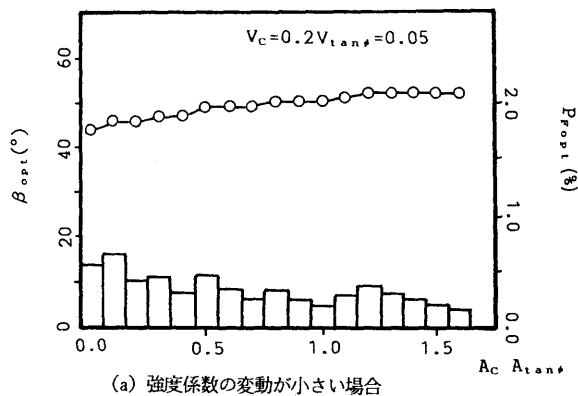


(b) 強度係数の変動が大きい場合

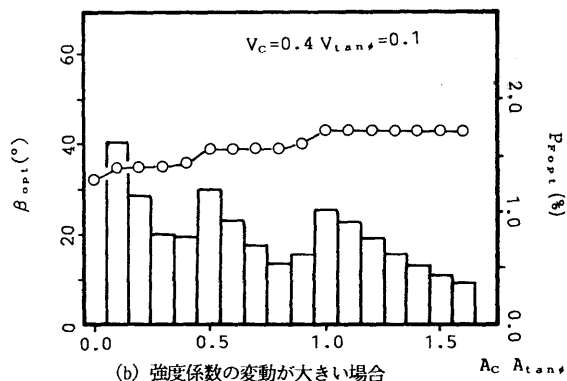
図-5.14 盛土の最適設計例(粘性土の場合)

数に対して示している。図から分かるように自己相関関数の係数の値が大きくなるほど β_{opt} は大きくなり P_{Fopt} は小さくなる傾向にある。そして、その傾向は強度係数の変動の大きい場合ほど顕著である。最適斜面勾配 β_{opt} の範囲は(a)で $50^{\circ} \sim 65^{\circ}$ 、(b)で $30^{\circ} \sim 50^{\circ}$ となっており、強度係数の変動が大きい場合にはかなり安全側の最適案となることが分かる。また、最適破壊確率 P_{Fopt} の値は(a)で $0.25\% \sim 1.25\%$ 、(b)で $0.8\% \sim 3.0\%$ となっており盛土の破壊確率として通常考えられる値である。

図-5.15は図-5.14と同様の信頼性設計結果を不飽和砂質土からなる盛土に対して示したものである。この場合の (β_{opt}, P_{Fopt}) の値は(a), (b)それぞれに対して $(45^{\circ} \sim 50^{\circ}, 0.15\% \sim 0.5\%)$ および $(32^{\circ} \sim 40^{\circ}, 0.4\% \sim 1.6\%)$ となっている。また、これらの結果を粘性土の場合と比較すると、いずれの値もかなり小さくなっていることが分かる。



(a) 強度係数の変動が小さい場合



(b) 強度係数の変動が大きい場合

図-5.15 盛土の最適設計例(砂質土の場合)

(b) 切土の場合

切土の場合は実際の崩壊事例を設計条件とする。

図-5.16は中央自動車道の諏訪地区(善光寺山)における切取り斜面の断面を示している。図に示すように、切土前の地山の平均勾配 β_0 は 25° であり、地表面下数メートルにわたり崩積土が堆積している。その下層は比較的硬い岩盤上に風化凝灰岩が存在しており、この岩盤の平均勾配は約 27° である。高速道路が建設された標高から上方31.2mの所には、断層が存在している。したがって、以下の解析ではすべり円弧がこの断層よりも上方には広がらないとする。また、すべり円弧は基盤に接するものとする。

図中の表には風化凝灰岩の土質諸係数を示している。また、自己相関関数の係数 A_c および $A_{tan \phi}$ の値は0.0と1.0の場合を考えた。第6章でも示すように、強風化軟岩の自己相関関数はこの範囲を考えれば十分である。

当初施工	切土高さ 26(m)
された切土	切土勾配 41.1(°)
押え盛土 (対策工法)	高さ 3.2(m) 幅 9.0(m)
土質係数	$\bar{c} = 5(\text{tf/m}^2)$ $\phi = 25(^{\circ})$ $\gamma_t = 1.5(\text{tf/m}^3)$

自己相関関数 $r(\tau) = \exp(-1.0|\Delta z|)$

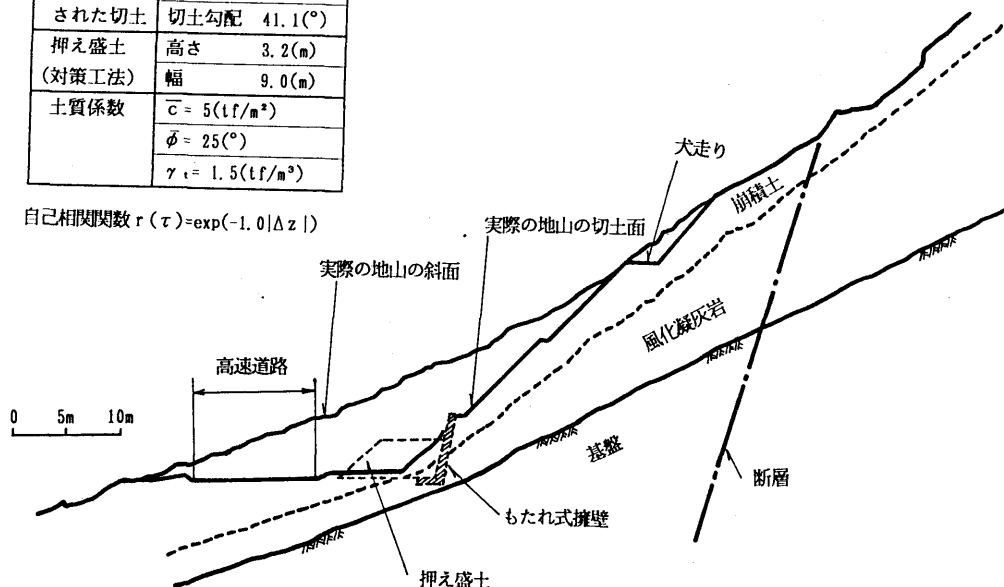


図-5.16 中央自動車道の諏訪地区(善光寺山)における切土の設計断面

この現場では図-5.16にも示すように、当初四つの小段を有する高さ26m（切土勾配41.1°）の切土が施工されたが、施工直後すべりの兆候が現れたので、図中の点線で示すような幅9.0m、高さ3.2mの押え盛土が対策工法として施工された。

以下に、この事例に対する信頼性設計を行なう。

式(5.79)の破壊損失費 C_F には、押え盛土の費用（51.2千円/m）も含める。表-5.1は当初実施された切土を信頼性設計で再検討をした結果である。表中のNo. 1, 2では A_c , $A_{tan\phi}$ を1.0とし、No. 3, 4では A_c , $A_{tan\phi}$ を0.0としている。さらに、No. 1, 3はばらつきの小さい場合 ($V_c=0.2$, $V_{tan\phi}=0.05$) で、No. 2, 4 はばらつきの大きい場合 ($V_c=0.4$, $V_{tan\phi}=0.1$) である。表から分かるように、最適切土勾配 β_{opt} は37.7°～39.4°となっており、当初

表-5.1 信頼性設計による切土の再検討

No.	V_c	$V_{tan\phi}$	A_c	$A_{tan\phi}$	$H_{opt}(m)$	$\beta_{opt}(^{\circ})$	\bar{C}_{opt}	$P_{Fopt}(\%)$	$C_{Topt}(千円/m)$
1	0.2	0.05	1.0	1.0	28.0	39.4	1.233	0.88	920.0
2	0.4	0.10	1.0	1.0	29.0	38.7	1.377	2.38	975.9
3	0.2	0.05	0.0	0.0	29.0	38.7	1.377	2.58	978.4
4	0.4	0.10	0.0	0.0	30.5	37.7	1.702	5.87	1074.2

(注) H_{opt} : 最適切土高さ β_{opt} : 最適切土勾配

表-5.2 信頼性設計による押え盛土の再検討

No.	V_c	$V_{\tan\phi}$	A_c	$A_{\tan\phi}$	$H'_{opt}(m)$	G_{opt}	$P_{Fopt}(\%)$	$C_{Topt}(千円/m)$
1	0.2	0.05	1.0	1.0	2.6	1.111	8.49	1266.5
2	0.4	0.10	1.0	1.0	2.8	1.111	19.47	1719.2
3	0.2	0.05	0.0	0.0	2.8	1.111	20.06	1743.6
4	0.4	0.10	0.0	0.0	2.0	1.110	32.65	2257.8

(注) H'_{opt} : 最適押え盛土高さ

施工された切土勾配 41.1° より若干ゆるい勾配となっている。さらに、No. 1, 2あるいはNo. 3, 4の比較からばらつきが小さいほど、また、No. 1, 3あるいはNo. 2, 4の比較から A_c , $A_{\tan\phi}$ の値が大きいほど β_{opt} の値は小さくなっている。

また、表-5.2は対策工法である押え盛土の規模を同様の手法で再検討した結果である。図-5.16からわかるように、高速道路の幅員部分が隣接しているため、押え盛土の幅は9.0mに限定される。したがって、この場合は最適押え盛土高さ H'_{opt} を決定する問題となる。表に示すように、計算された H'_{opt} は2.0m～2.8mとなっており、現在の押え盛土(高さ3.2m)よりもやや低い高さとなっている。すなわち、実施工の方が多少安全側となっている。これは、切取り斜面が一度すべり出したので、安全側の対策工法が取られたものと考えられる。

(2) 現行設計法との比較⁹⁾

(a) 盛土の場合

表-5.3は道路公団の盛土に関する現行設計規準を示している。表に示すように、盛土のり面勾配は盛土材料と盛土高さに対して一義的に決められている。盛土高さは0m～6m, 6m～15mのように段階的に区切られており、一見すると非常に粗い設計規準である。

以下に、この現行設計法と信頼性設計による最適設計案との比較をする。

図-5.17および図-5.18は不飽和粘性土からなる盛土に対する最適斜面勾配 β_{opt} と現行設計規準で与えられている斜面勾配とを比較したものである。前者は強度係数の変動が小さい場合($V_c = 0.2$, $V_{\tan\phi} = 0.05$)で、後者はそれが大きい場合($V_c = 0.4$, $V_{\tan\phi} = 0.1$)である。また、各図の(a), (b)はそれぞれ

表-5.3 現行設計法における盛土のり面勾配

盛土材料	盛土高さ(m)	勾配
粒度分布の良い砂	0 ～ 6	1 : 1.5
礫および礫混じり砂	6 ～ 15	1 : 1.8
粒度分布の悪い砂	0 ～ 10	1 : 1.8
岩塊・ずり	0 ～ 10	1 : 1.5
	10 ～ 20	1 : 1.8
砂質土・硬い粘性土・硬い粘土 (洪積層の粘性土・粘土など) 軟らかい粘性土 (関東ロームなど)	0 ～ 6	1 : 1.5
	6 ～ 10	1 : 1.8
	0 ～ 6	1 : 1.8

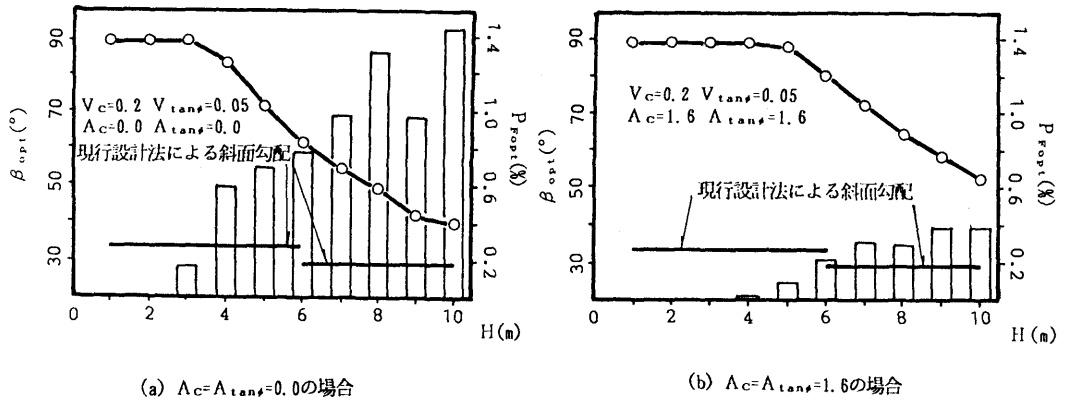


図-5.17 最適斜面勾配と現行設計標準との比較(粘性土、強度係数の変動:小の場合)

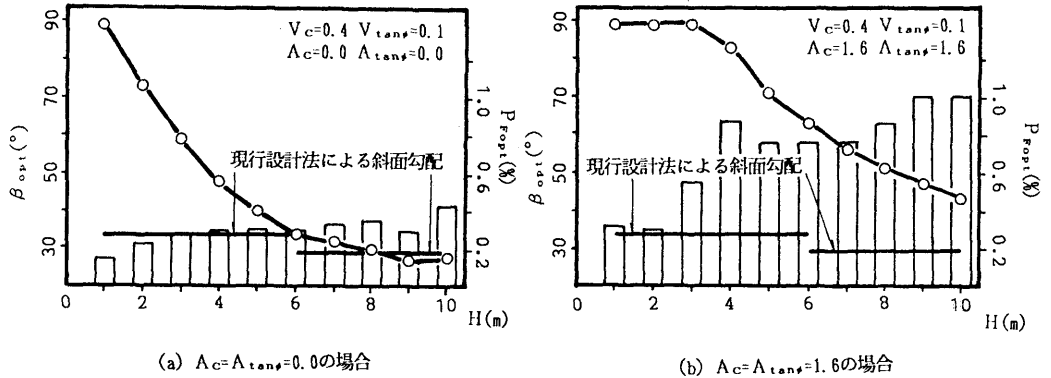


図-5.18 最適斜面勾配と現行設計標準との比較(粘性土、強度係数の変動:大の場合)

自己相関関数の係数が考え得る両極端の値、すなわち $A_c = A_{tan\phi} = 0.0$, $A_c = A_{tan\phi} = 1.6$ の場合である。したがって、通常の最適設計案はこれらの範囲に存在する。盛土高さは1m～10mの範囲で1mごとに変化させた。図の整理方法は横軸が盛土高さHである以外は、すべて図-5.14および図-5.15と同じである。これらの図から分かるように、盛土高さHが低いときには β_{opt} はかなり大きい、Hが高くなるにつれてその値は現行設計法による斜面勾配に近づく傾向にある。また、この傾向は強度のばらつきが大きく、 A_c , $A_{tan\phi}$ の値が小さいほど顕著である。図-5.18(a)は信頼性設計における設計条件が最も厳しい場合である。この場合でHが8m以上になると、信頼性設計結果と現行設計法の斜面勾配がほぼ一致するが、それ以外はすべて安全側の最適設計案となっている。

図-5.19(a), (b)はそれぞれ図-5.17および図-5.18の最適設計結果を最適安全率 G_{opt} で整理し、現行設計安全率と比較したものである。この現行設計安全率とは表-5.3に示す規準を安全率に換算したもので、図にはそれらの値を△印で示している。図中の○印は(a)に、また、●印は(b)に対応する最適安全率であり、それらに囲まれる斜線部は最適設計案が存在する範囲を表している。これらの図から、信頼性設計のような非常に詳細な数理意志決定法によれば、かなり経済的な設計ができることが分かる。しかし、現行設計法では信頼性設計結果をすべて安全側に包括していることから通常の実務設計における概略設計を行う場合には妥当な設計規準であると言える。

図-5.20および図-5.21はそれぞれ図-5.17および図-5.18と同様な結果を不飽和砂質土からなる盛土に対して示したものである。粘性土の場合と同様に現行設計法による斜面勾配は信頼性設計による最適斜面勾配 β_{opt} よりかな

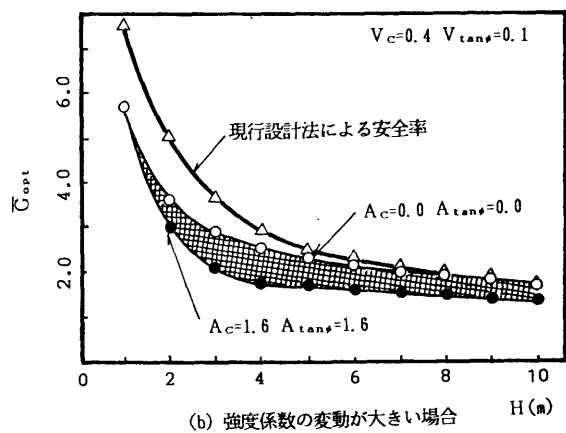
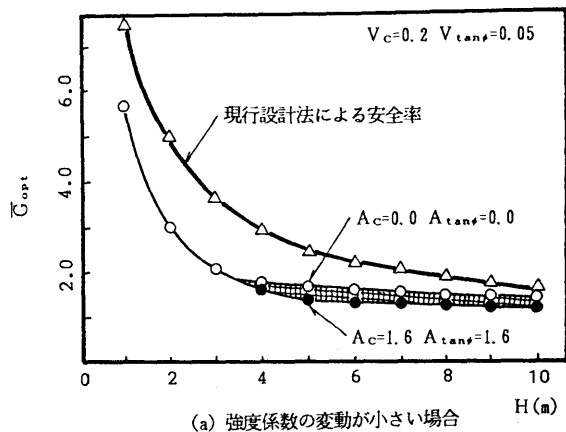


図-5.19 最適安全率と現行設計安全率との比較
(粘性土の場合)

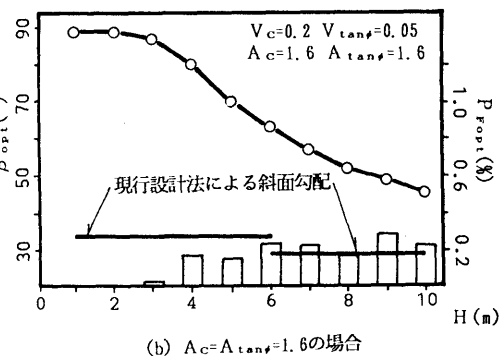
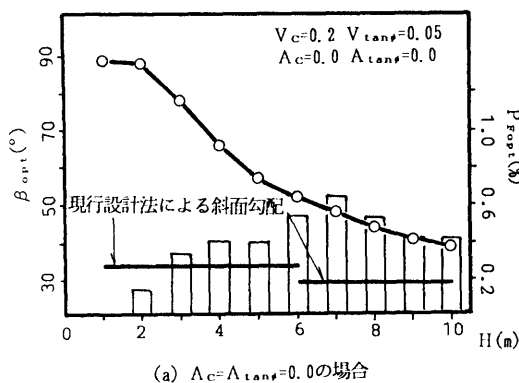


図-5.20 最適斜面勾配と現行設計規準との比較(砂質土、強度係数の変動:小の場合)

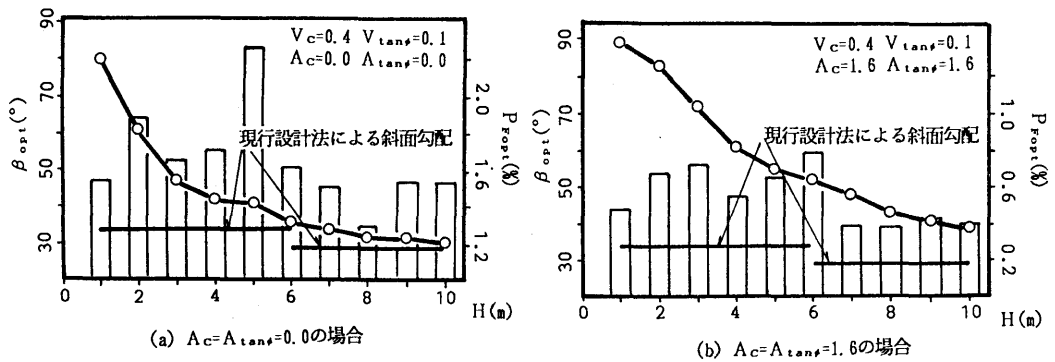


図-5.21 最適斜面勾配と現行設計標準との比較(砂質土、強度係数の変動:大の場合)

り小さく、安全側となっている。また図-5.22は図-5.19と同様な整理を砂質土の場合について行ったものである。この図からも、現行設計標準はかなり安全側であることが分かる。

(b) 切土の場合

具体的な計算結果を示す前に、切土に対する現行設計法を簡単に述べる。表-5.4は道路公団が用いている切土の現行設計標準である。先に述べた盛土の現行設計標準(表-5.3)と同様に、切土のり面勾配は地山の土質および岩質と切土高さ H によって与えられる。しかし、切土の場合には自然地盤が設計の対象となるので、盛土の場合と比べると土質材料、地下水位、地層状態などの非常に複雑で不確定な要因を考慮しなければならない。したがって、その現行設計標準も切土のり面勾配を確定的に与えるのではなく、例えば、硬岩では1:0.3~1:0.8、軟岩では1:0.5~1:1.2などのように、非常に曖昧な標準となっている。

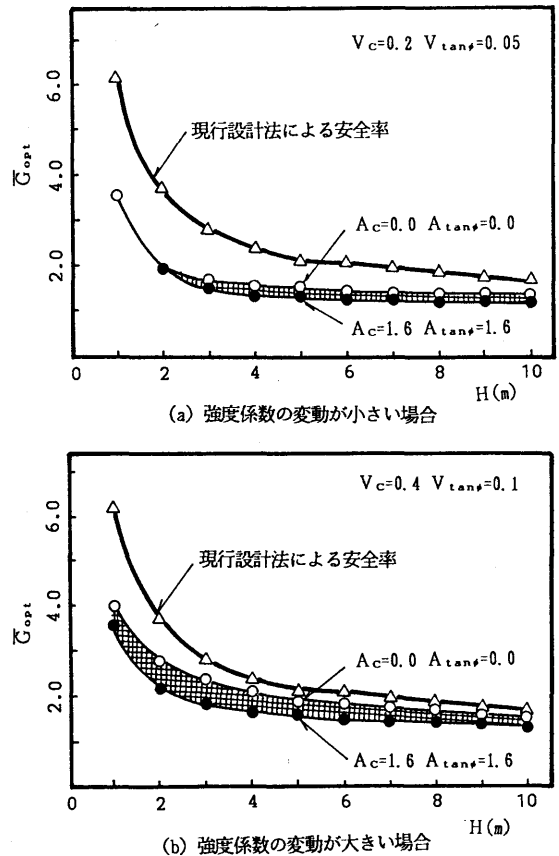


図-5.22 現行設計安全率と最適安全率の比較(砂質土の場合)

表-5.4 現行設計法による切土のり面勾配

地山の土質		切土高さ	勾配
硬岩			1：0.3～1：0.8
軟岩			1：0.5～1：1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1：1.5～
砂質土	密実なもの	5(m)以下	1：0.8～1：1.0
		5～10(m)	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの	5(m)以下	1：1.0～1：1.2
		5～10(m)	1：1.2～1：1.5
砂利または岩塊まじり砂質土	密実なもの、または粒度分布のよいもの	10(m)以下	1：0.8～1：1.0
		10～15(m)	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10(m)以下	1：1.0～1：1.2
		10～15(m)	1：1.2～1：1.5
粘性土		0～10(m)	1：0.8～1：1.2
岩塊または玉石混じり粘性土		5(m)以下	1：1.0～1：1.2
		5～10(m)	1：1.2～1：1.5

図-5.23は粘性土層を有する地山に対する最適切土勾配 β_{opt} と現行設計規準とを比較したものである。この粘土層の強度は道路公団が通常の設計で用いている値 $c=1.0(\text{tf/m}^2)$ 、 $\phi=30^\circ$ とした。また、自己相関関数の係数 A_c 、 $A_{\tan\phi}$ は軟岩が著しく風化したことを考慮して共に0.5とし、 c と $\tan\phi$ の変動係数 V_c 、 $V_{\tan\phi}$ は最もばらつきが大きい場合、すなわち、それぞれ0.4と0.1としている。なお、図中の斜線部は現行設計法で取り得る設計代替案の範囲を示している。図に示すように信頼性設計による最適切土勾配 β_{opt} は切土高さ H が8.5m以上で現行設計規準と一致する。しかし切土高さが8.5mよりも低い場合には現行設計規準はかなり安全側にあることが分かる。

図-5.24は砂質層の場合で、地盤強度は現行設計規準で用いている値、すなわち $c=2.0(\text{tf/m}^2)$ 、 $\phi=25^\circ$ とした。また、 A_c 、 $A_{\tan\phi}$ 、 V_c 、 $V_{\tan\phi}$ の値もすべて図-5.23と同じにしている。図から分かるように、この場合も $H=8.5\text{m}$ 程度で現行設計規準による切土勾配とほぼ一致しており、土質の差によらず現行設計規準は安全側であると言える。

さらに、図-5.25は風化があまり進行していない

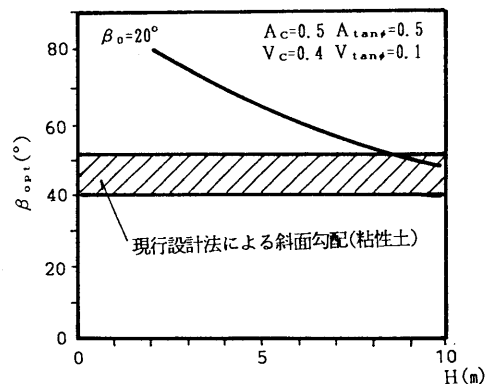


図-5.23 切土の信頼性設計結果 (粘性土の場合)

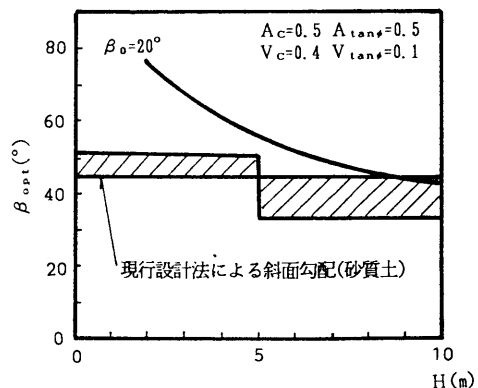


図-5.24 切土の信頼性設計結果 (砂質土の場合)

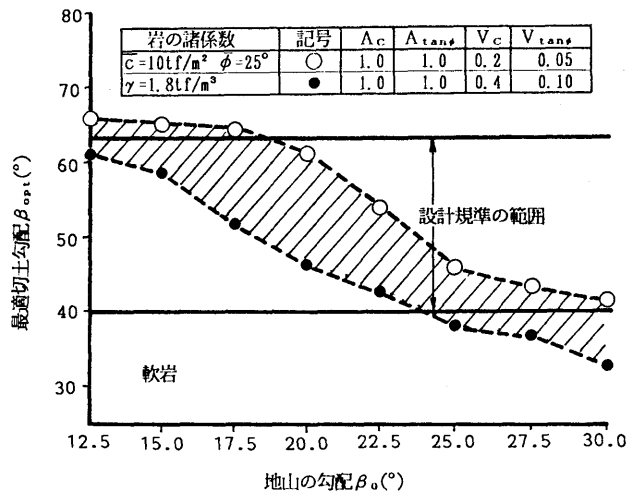


図-5.25 切土の信頼性設計結果(軟岩の場合)

軟岩の場合の計算結果を自然地山の勾配 β_0 に対して示したものである。この場合現行設計規準によるのり面勾配は1:0.5～1:1.2とかなり広範囲となっている。図の○印は強度の変動が最も小さいと考えられる場合の結果で、●印はそれが最も大きいと考えられる場合の結果であり、斜線部は最適切土勾配が存在する範囲を示している。図から、この場合の現行設計規準はあまりにも曖昧であり、より詳細な設計規準が必要であると言える。

5.4 降雨時の既存斜面の安定性評価

5.4.1 飽和度の変化に伴う不飽和土の強度特性⁷⁾

第2章でも述べたように、高速道路における切取り斜面では降雨による崩壊が圧倒的に多い。また、住居地区が隣接するような斜面でも集中豪雨時に崩壊が発生しており、時には人命をも失うような大災害となる。このように降雨時の斜面崩壊は大惨事となる可能性が高いので、社会的にも極めて重要な問題である。

土質工学の分野でも、これまでにこの問題に対していくつかの研究が行なわれており、斜面崩壊予知法の提案も行われている^{1～6)}。それらに用いられている降雨時の斜面安定解析法は、差分法あるいは有限要素法などによる飽和－不飽和浸透解析と円弧すべり解析とを結合したものであり、地盤の浸透特性、降雨強度、複雑な地層構成および境界条件を考慮できる比較的汎用性の高い計算手法である。しかし、これらの解析法を実際の斜面崩壊問題に適用する際には、①透水係数および水分保持曲線、②初期飽和度 S_{ro} 、③飽和度の

変化に伴う不飽和土の強度特性、④降雨強度などが正確に把握されていなければならず、その精度が解析結果に非常に大きく影響を与える。特に、③は不飽和土の力学的性質に関する重要な項目であるが、降雨時斜面安定解析法に入力すべき強度係数を決定するための試験方法も規準化されていない。

そこで、本節では 5.2.2 で示した降雨時の斜面安定解析法を用いた斜面崩壊予知法を開発するために、崩壊履歴のある斜面から採取した不飽和土試料に対する三軸圧縮試験を実施し、飽和度の変化に伴う不飽和土の強度特性を明らかにする。さらに、不飽和土用三軸圧縮試験の 3 つの異なる排気・排水条件から得られた強度係数の差異を明らかにし、降雨時の斜面安定解析法に用いるべき強度試験法について議論する。また、各試験条件から得られた強度係数を用いた事例解析も実施し、FEM による飽和—不飽和浸透解析を用いた降雨時の斜面安定解析法の斜面崩壊予知法に対する適用性の検討を行う。

(1) 実験に用いた試料

(a) 崩壊現場の実態調査

実際に調査を行った地点は図-5.26 に示す 7 現場で、各現場では現地踏査などの観察のほか、①透水試験用不攪乱試料のサンプリング、②物理、力学試験用攪乱試料のサンプリングを行った。また、図-5.27 は各現場における間隙比 e_0 と飽和度 S_{r0} を示したものである。この図から、間隙比は大きくばらついており、 $0.8 < e_0 < 2.0$ 、飽和度は $30 < S_{r0} < 70\%$ の範囲となっていることが分かる。

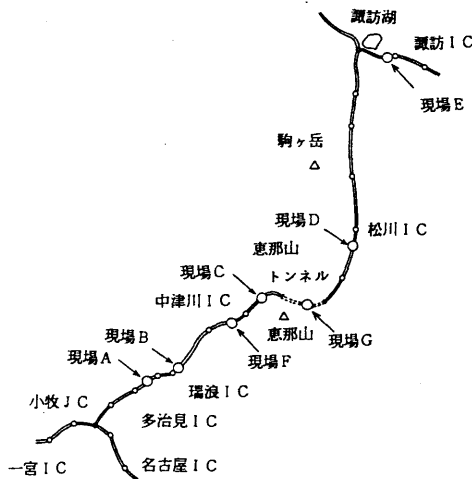


図-5.26 調査地点

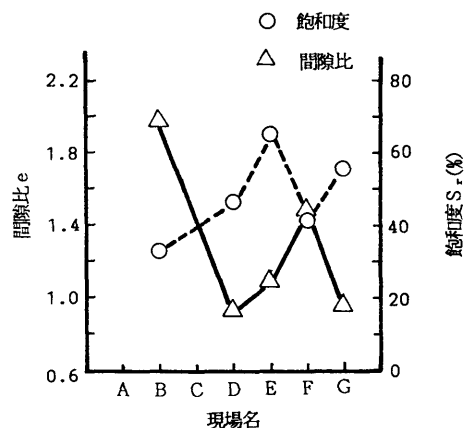


図-5.27 各現場における間隙比と飽和度

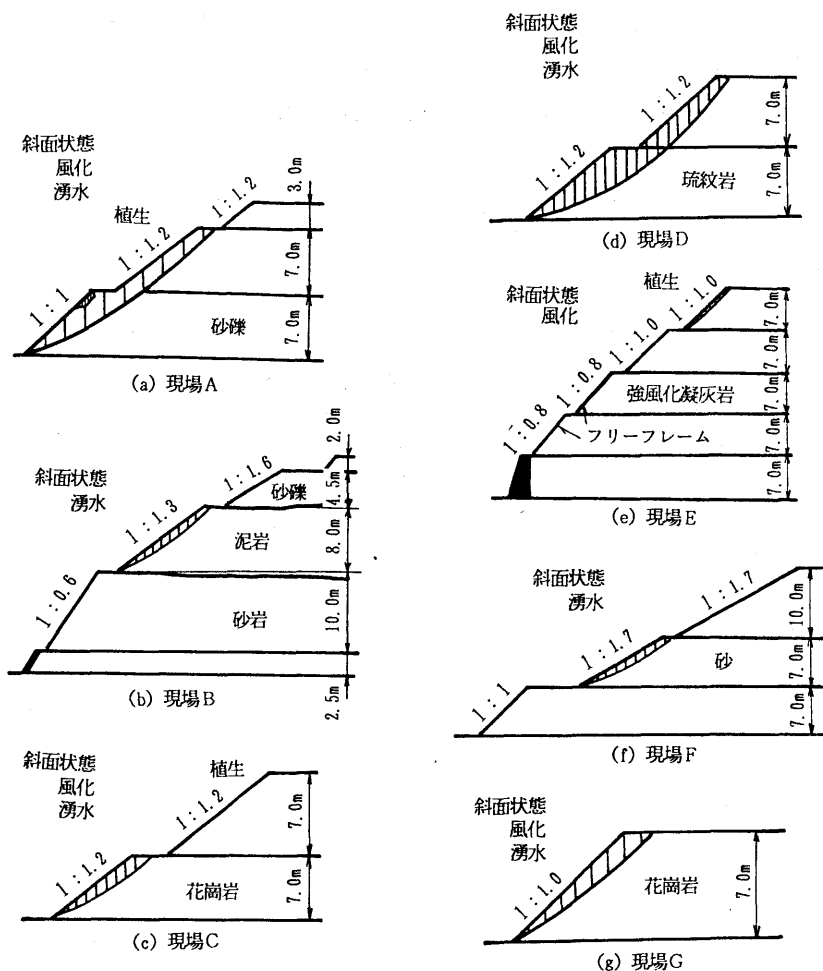


図-5.28 調査した崩壊斜面の断面形状とすべり面の位置

図-5.28(a)～(g)は 調査を行った現場における斜面の断面形状と崩壊時のすべり面の位置を示している。このすべり面の位置は崩壊直後の道路公団の調査によってスケッチされたものである²⁹⁾。図から分かるように、崩壊はすべて地表面付近の浅い所で生じている。また、図に示す土質名は切土調査^{30), 31)}で与えられているものである。これらは『岩』と分類されるものが多いが、実際に現地調査をしたところによるとかなり風化され土砂化されていることが確認された。図中に示されている風化および湧水は切土調査で特にそれらの程度が高い(風化では強風化以上、湧水では常時しみ出し以上)場合を示している。崩壊した斜面の勾配は1:1.0～1:1.7の範囲である。また、のり面の保護工はすべて植生であった。これらの各現場における崩壊履歴を整理したものが表-5.5である。表には崩壊日時、崩壊規模および崩壊時の降雨量も示している^{30), 31)}。

表-5.5 過去の崩壊履歴

現場名	発生年月日時	規模(m ³)	原因	連続降雨(mm)	2週間雨量(mm)
A	S.49.4.7 9:00	3	降雨	183	11
	S.60.7.2 13:30	200	降雨	3	377
B	S.55.8.27 3:00	34	降雨	125	178
C	S.60.7.1 3:47	20	降雨	224	333
D	S.60.7.14 17:45	2000	降雨	20	267
E	S.57.7.31	15	降雨	11	216
	S.60.6.30 17:30	40	降雨	103	203
F	S.60.7.2 13:40	158	降雨	16	490
G	S.58.5.16 13:30	14	降雨	88	84
	S.58.5.17 00:00	25	降雨	156	84
	S.58.5.16 13:30	18	降雨	88	84
	S.58.5.17 17:00	12	降雨	156	84
	S.58.9.28 18:00	193	降雨	254	102

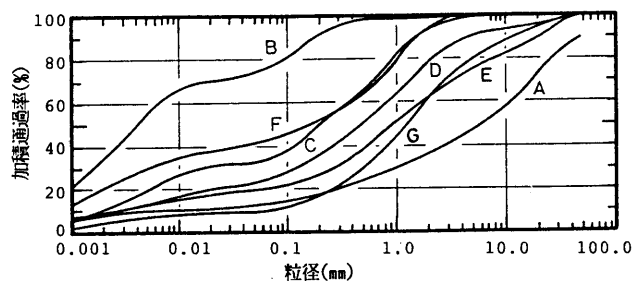
(b) 物理試験結果

崩壊現場から採取した土の分類を行うために、含水量試験、比重試験、粒度試験および液性限界・塑性限界試験を行った。表-5.6はその物理試験結果を整理したものである。各現場の土の比重は現場Bが2.51である以外は、ほぼ2.6～2.7の範囲内にある。液性限界 w_L は現場Bでおよそ70%と高い値であり、その他の現場では30%～45%の値となっている。また、塑性限界 w_P は現場Fで61.7%と高い値以外は25%～40%の範囲にある。その結果、塑性指数 I_P が20を越えるのは現場Bのみである。図-5.29(a)は各現場の粒径加積曲線でありいずれも比較的粒度の良い土であることが分かる

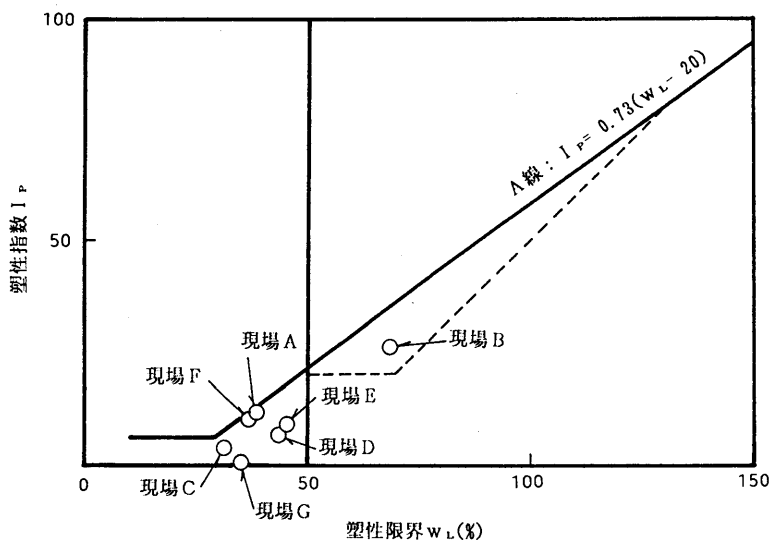
これらの試験結果から崩壊現場から採取した土を分類すると、現場C、D、Eはシルト質砂(SM)、現場Fは粘土質砂(SC)、現場Gは粘土混じり砂(S-C)であり、これらはすべて

表-5.6 現場採取土の物理試験結果

現場名	自然含水比(%)	比重	液塑性限界(%)			粒度(%)				土の種類
			w_L	w_P	I_P	礫分	砂分	シルト分	粘土分	
A	18.8	2.635	38.6	27.3	11.3	64.5	27.2	1.0	7.5	G-C
B	26.0	2.515	69.0	43.6	25.4	0.0	31.5	14.0	54.5	CH
C	16.1	2.642	30.4	25.8	4.6	4.5	60.0	18.0	17.5	SM
D	16.5	2.642	43.8	36.6	7.2	20.5	61.5	6.5	11.5	SM
E	26.3	2.692	45.4	36.3	9.1	37.5	47.5	3.5	11.5	SM
F	23.4	2.625	37.2	27.1	10.1	5.0	60.0	7.0	28.0	SC
H	20.4	2.640	44.7	--	--	38.0	54.5	1.5	6.0	S-M



(a) 粒径加積曲線



(b) 日本統一土質分類の塑性図

図-5.29 現場採取土の粒径加積曲線と塑性図

砂質土である。また、残りの現場AおよびBはそれぞれ粘土混じり礫(G-C)，粘土(CH)である。なお、各現場の細粒分の土質分類は図-5.29(b)の塑性図から行った。

(c) 透水およびpF試験結果

表-5.7は 各現場の土試料に対する 飽和透水係数 k_{sat} を示したものである。表から、粘性土地盤である現場A，Bでは $k_{sat} = (2.6 \sim 3.2) \times 10^{-5} (\text{cm/s})$ と小さく、粘性混じり砂である現場Gでは $k_{sat} = 9.8 \times 10^{-4} (\text{cm/s})$ と大きい。また、粘土質砂である現場C，D，E，Fでは $(5.3 \sim 5.9) \times 10^{-5} (\text{cm/s})$ の範囲の値となっており、表-5.6に示す土の分類と高い相関がある結果となっている。

表-5.7 現場採取土の飽和透水係数

現場名	飽和透水係数 k_{sat} (cm/sec)
A	2.61×10^{-5}
B	3.23×10^{-5}
C	5.29×10^{-5}
D	8.87×10^{-4}
E	5.73×10^{-5}
F	5.86×10^{-5}
G	9.76×10^{-4}

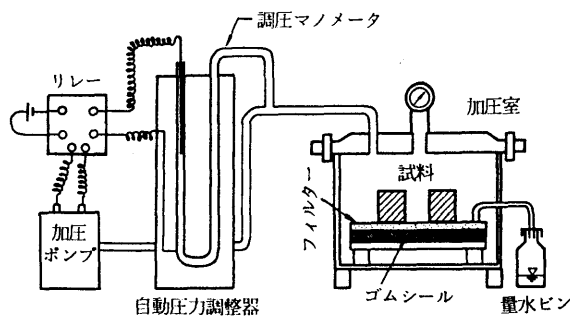


図-5.30 加压板法の試験装置

次にpF試験の結果を示す。pF試験としては pF値に応じて加压板法と土柱法を併用した。図-5.30は 加压板法の試験装置を示したものである。この装置では試料の排水を促すために加压室内の土試料に圧力を与えるようになっており、試料との境界には素焼板を用いている。これは加压法の一つであり、土に任意の水圧を加え、水圧の低い自由水側に脱水させてpF値を求める試験である。また、図-5.31は吸引法の試験の一つである土柱法の試験装置を示している。この方法は試料にある一定の負力（吸引圧）を与えて水分を吸引させ試料内の水分との平衡を測ることにより、pF値を求めるものである。図-5.32はpF試験結果を示したものであり、図には加压板法と土柱法との区別も示している。各現場のpF値は、体積含水率 θ が25%~35%の付近から急激に上昇している。なお、加压板法はpF値が小さい範囲では精度が悪いので、この場合には土柱法を用いている。

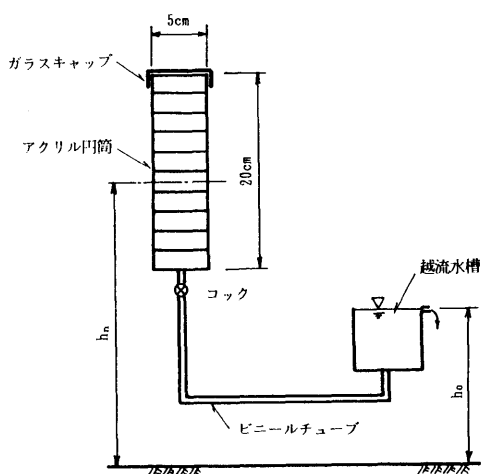


図-5.31 土柱法の試験装置

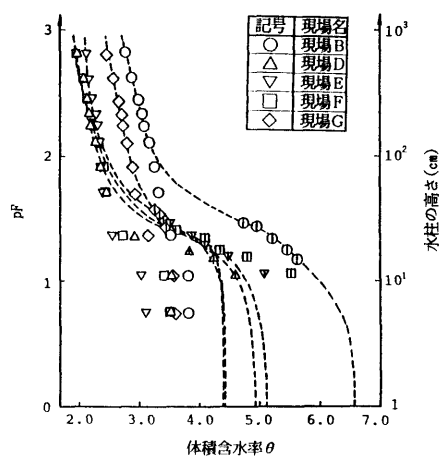


図-5.32 pF試験結果

(2) 不飽和土用三軸圧縮試験機

図-5.33は 不飽和土用三軸圧縮試験機の構造を簡単に示したものである。測定項目は軸荷重、軸変位、排水・排気量、間隙水圧および間隙空気圧であり、これらの諸量はすべてマイクロコンピュータで自動的に計測され、記録される。間隙水の出入りは圧力室内の下部加压板にはめ込まれたセラミックディスクを通じて、また、間隙空氣の出入りは供試体上部のポリフロンフィルターを通して行なわれる。このセラミックディスクのエアリーバリュー(間隙空氣圧と間隙水圧の差)は 2.0kgf/cm^2 で、この値を越えない限り空氣の通過は阻止され、供試体底部のセラミックからは水だけしか通過しない。また、ポリフロンフィルターは水を弾く性質があり、水の通過は阻止され、空氣だけが通過できるものである。したがって、供試体の上部および下部からは、それぞれ空氣および水だけが排出(吸収)され、その体積変化は図に示したビューレットで測定することができる。なお、空氣はかなり小さな圧力でも圧縮されるので、正確な排気量を測定するためには常に大氣圧下とする必要がある。したがって、これら2本の排気量測定用ビューレットの水面は試験中常に同一の高さとした。不飽和土の三軸試験では、特に排水量と排気量を正確に測定することは極めて困難であるが、この試験機を用いて上記の操作を行えば排水・排気量の測定は勿論のこと、それらの条件を正確に制御した三軸試験が可能となる。

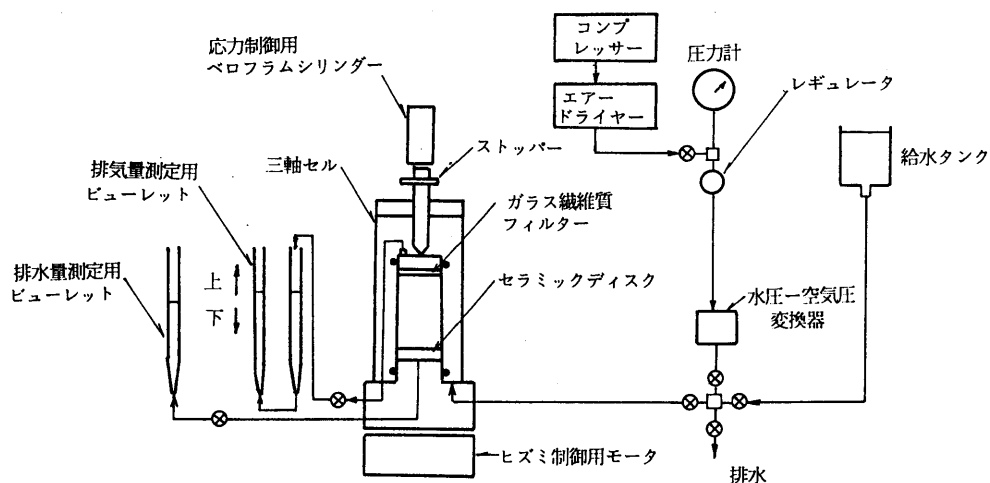


図-5.33 不飽和土用三軸圧縮試験装置

(3) 試験方法⁷⁾

試験に用いた土試料は 現場B, F, Gから採取した攪乱試料であり、供試体は直径5cm 高さ10cmのモールド内で5層に分けて突固めることにより作成した。ただし、これらの供

試体の初期条件(初期飽和度 S_{r0})は図-5.27の各現場における飽和度の値と同じにした。

ここで実施した試験の種類をまとめると以下のようである。

①排気・排水試験 この試験条件では圧密およびせん断過程中的の供試体内の水および空気の入りは自由とする。不飽和土の有効応力については未解決であるが、排気・排水条件にすることにより最も有効応力状態に近い試験に相当する。不飽和供試体を完全に平衡状態とするために、圧密時間は24時間、軸ひずみ速度は0.05%/minとした。測定項目は等方圧密過程における吸・排水量、吸・排気量で、せん断過程中にはさらに軸荷重、軸変位も測定した。側圧は0.2, 0.35, 0.5, 1.0, 2.0 kgf/cm²の5ケースとし、それらの値は以下の各試験でもすべて同じとした。

②排気・非排水試験 この試験では非排水条件でせん断させるが、その間空気の入りを自由にする。この試験は別名含水比一定試験と呼ばれ、等方圧密時およびせん断過程中的も含水比は変わらない。排気・非排水条件での圧密時間は約24時間で、その間の排気量と間隙水圧を測定した。そして、軸ひずみ速度0.15%/minで非排水せん断し、その時に発生する間隙水圧も測定した。

③非排気・非排水試験 この試験は飽和土の非排水せん断試験に相当し、せん断中の水および空気の入りを完全に遮断する。この試験での等方圧密は非排気・非排水条件とした。また、圧密時間は 間隙水圧および間隙空気圧の変動が落ち着いた時点までとした。軸ひずみ速度は0.15%/minで、せん断過程中的の間隙水圧、間隙空気圧も測定した。

以上の試験法ではすべて全応力の整理により強度係数を求めた。なお、実際には野外での実測データが少ないので正確な議論ができないが、土壌物理学の方面では雨滴が離散的であることから降雨侵入時の土壌空気圧は大気圧とするので、非排気条件より排気条件とする方が適切である。また、不飽和土の透水係数は極めて小さいこと、斜面の崩壊が比較的急速に生じることから非排水条件になると考えられる。したがって、②の排気・非排水試験が現場条件に最も近いと言える。

(4) 試験結果

(a) 排気・排水試験結果

(1)でも述べたように、実際に崩壊現場から採取した土はA～Gの7種類であるが、その中でも、典型的な粘性土と砂質土である現場BとGの試料について 詳細な実験を行った。この2種類の土の力学的性質を把握しておけば、表5.6からその他の現場の土も同様な粘性土と砂質土に分類されるので、これらと同じ強度を用いても良いと考えられる。なお、現場Bの初期飽和度 S_{r0} は35%であり、また現場Gでは S_{r0} =60%である。

図-5.34(a), (b)はそれぞれ現場BおよびGの各側圧に対する応力～ひずみ関係を整理し

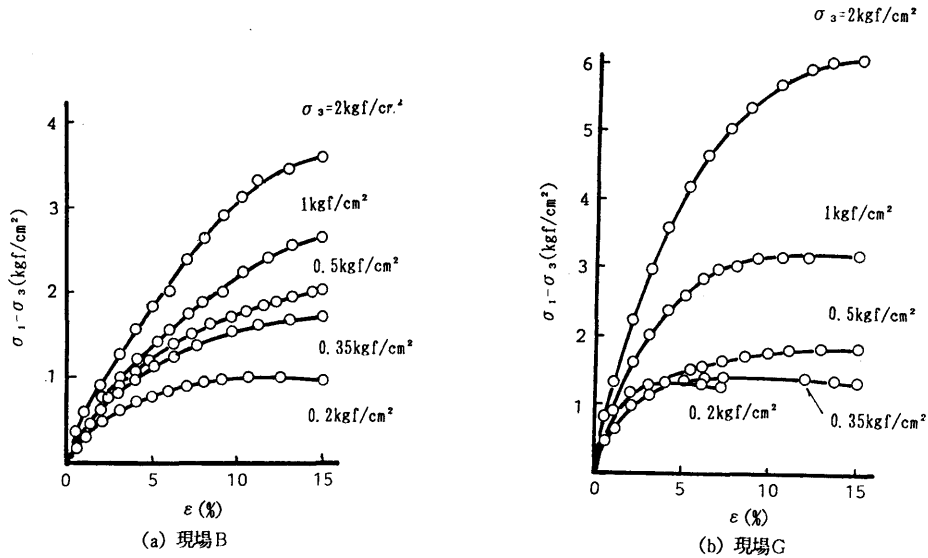


図-5.34 応力～ひずみ関係

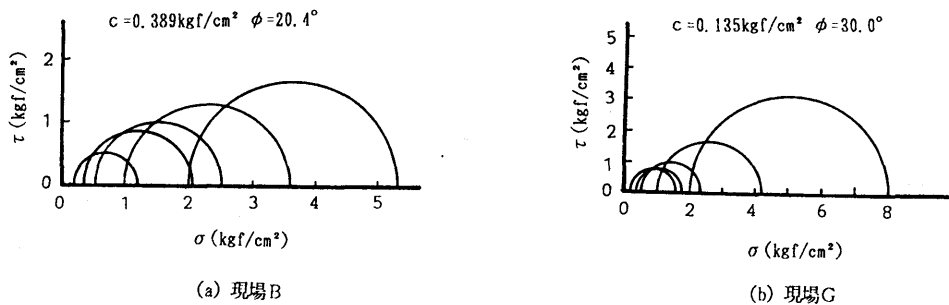


図-5.35 モールの応力円

たものである。図から分かるように、ほとんどの場合ピーク強度は持たず、ひずみレベルが15%であっても強度は上昇する傾向にある。この傾向は側圧が大きい時に顕著である。したがって、不飽和土の強度をユニークに決定することはできない。このひずみレベルに対する詳しい議論は5.4.2(3)で述べることにするが、結果的にはひずみが15%に相応する強度を用いて十分である。

図-5.35は図-5.34の $\varepsilon=15\%$ に対応するモールの応力円を描いたものである。得られた強度係数 c ， ϕ は典型的な粘性土および砂質土に対する値を示している。

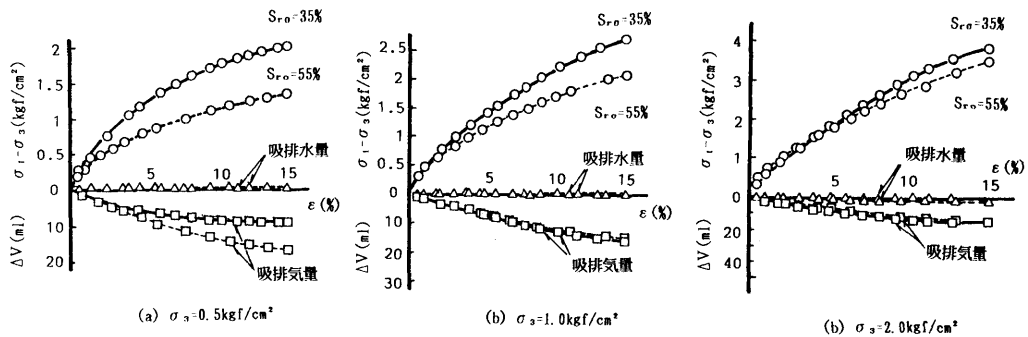


図-5.37 応力～ひずみ関係および体積変化の飽和度による影響(現場B)

図-5.36は現場Bの土試料で、飽和度 S_r を現場で計測した値よりも少し上昇させ、 $S_r=55(\%)$ とした場合の応力～ひずみ関係を示している。図-5.34(a)と比較すると、全体的に強度が低下する傾向にある。しかし、ひずみの増加と共に徐々に強度が上昇し、ひずみが15%を超えてもピーク強度を持たない傾向は図-5.34(a)と同様である。また、図-5.37(a), (b), (c)はそれぞれ図-5.36における側圧 $\sigma_3 = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ での応力～ひずみ関係、吸・排水量および吸・排気量を示したものである。図に示すように、飽和度が上昇すると強度が低下することが明らかである。また、いずれの場合も吸・排水量はほとんどなく、排気はひずみの増加と共に進行している。その量は $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ のときを除けば飽和度に関係なくほぼ等しい。図-5.38は図-5.36における $\varepsilon = 15\%$ のときの強度に対するモールの応力円を描いたものである。この図から $c = 0.167 \text{ kgf/cm}^2$ および $\phi = 23.2^\circ$ と強度係数が求まり、図-5.35の強度係数の値と比較すると含水比の増加により粘着力成分の強度係数が著しく低下していることが分かる。

次に供試体が完全に飽和した状態に対する強度係数を求めるために、 $S_r=70\%$ 程度の試料を所定の間隙比で突固めた供試体を浸潤させた。 $S_r=85\%$ 付

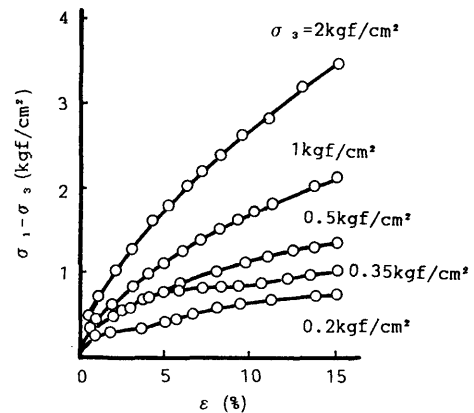


図-5.36 応力～ひずみ関係
(現場B、 $S_r=55\%$ の場合)

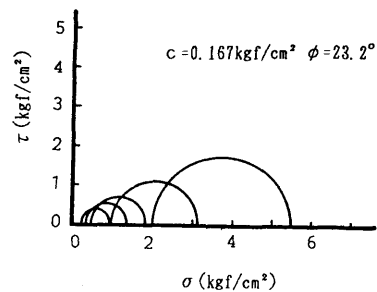


図-5.38 モールの応力円
(現場B、 $S_r=55\%$ の場合)

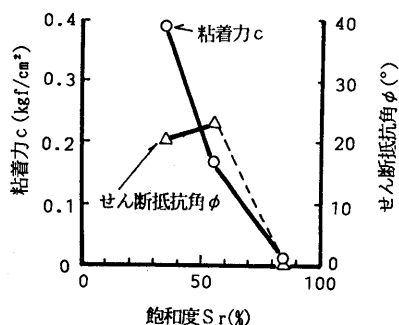


図-5.39 飽和度に対する
強度係数の変化(現場B)

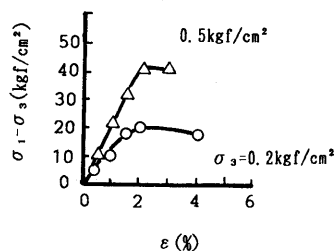


図-5.40 応力～ひずみ関係
(現場G、飽和状態)

近で急激な体積減少(一般にコラプス現象と呼ばれている)が生じた。このコラプス発生時の強度は非常に小さく、 $c = 0.012 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 0^\circ$ であった。これら一連の試験から得られた c 、 ϕ の値を S_r に対して整理すると図-5.39となる。図から分かるように、 c は S_r の増加と共に急激に減少している。また、 ϕ は $S_r = 60\%$ 程度まではあまり変化しないが、 $S_r = 85\%$ ではほとんど 0 となっている。詳細なデータは示さないが、同様な試験を現場Gの土試料に対しても行った。図-5.40は 飽和状態における応力～ひずみ関係を示している。この場合、現場の土は砂質土であるから、現場Bの土のようなコラプスは発生しなかった。この図と図-5.34(b)を比較すると、飽和状態での強度はかなり小さい。また、不飽和状態における応力～ひずみ関係とは異なり、ピーク強度を持つことが分かる。図-5.41はこのピーク強度に対するモール円を描いたものであり、 $c = 0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 15.5^\circ$ と強度係数が求められる。これら現場Gに関する試験結果を S_r に対して整理すると図-5.42となる。この場合も粘着力 c の減少は著しいことが分かる。

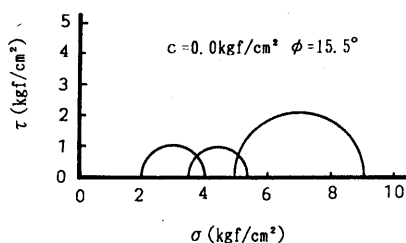


図-5.41 モールの応力円
(現場G、飽和状態)

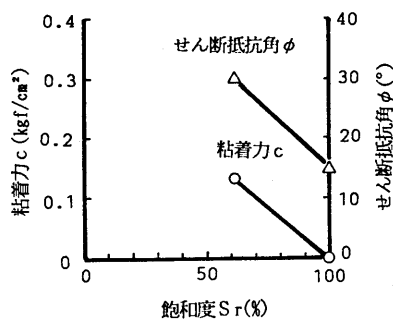
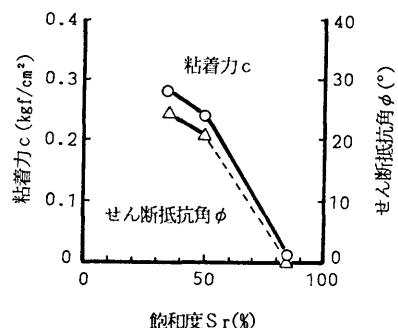


図-5.42 飽和度に対する強度係数の
変化(現場G、飽和状態)

(b) 排気・非排水試験結果

試験を行ったのは現場Bの土試料のみである。(a)と同様に、飽和度 S_r を変化させた一

連の試験結果を整理すると図-5.43となる。図から分かるように、飽和度の上昇に伴って c 、 ϕ が低下している。なお、(a)の $S_r=85\%$ では排気・排水試験の場合と同様にコラプス現象が生じており、 ϕ の減少は(a)と同様な考察が考えられる。すなわち、この $S_r=85\%$ 付近の強度はコラプス現象が生じているため、 ϕ はほとんど値を持たない状態となっている。



(c) 非排気・非排水試験結果

図-5.43 飽和度に対する強度係数の変化(現場B)

試験に用いた試料は現場BおよびGの2現場から採取した土であり、これら一連の結果を S_r に対して整理すると図-5.44となる。図の(a), (b)はそれぞれ現場Bおよび現場Gに対するものである。いずれも、 S_r の増加と共に強度係数が低下する傾向にある。その傾向は粘性土である現場Bの土に対して顕著である。

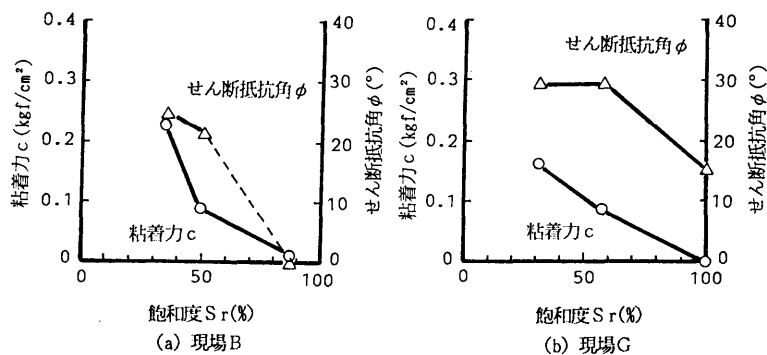


図-5.44 飽和度に対する強度係数の変化

(5) 考察

以上数多くの実験を実施してきたが、ここでは本項のまとめとしてこれらの実験結果の考察を行う。ただし、図-5.42および図-5.44(b)の結果から分かるように、現場Bと現場Gの飽和度による強度係数の相違は、現場Gの試料では飽和状態でもコラプスが生じないという点のみである。したがって、以下では現場Bの試験結果についてのみ考察する。

図-5.45(a), (b)はそれぞれ各試験条件(①排気・排水、②排気・非排水、③非排気・非排水)の c および ϕ を S_r に対して整理したものである。図に示すように、 ϕ に関しては $S_r=85\%$ 付近のコラプス時の強度しかないので明確な判断はできないが、これまでの研究に基

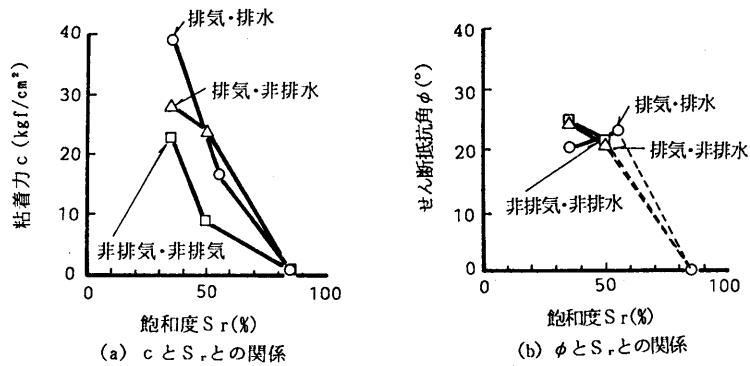


図-5.45 試験条件別の強度係数の比較(現場B、 $\varepsilon = 15\%$)

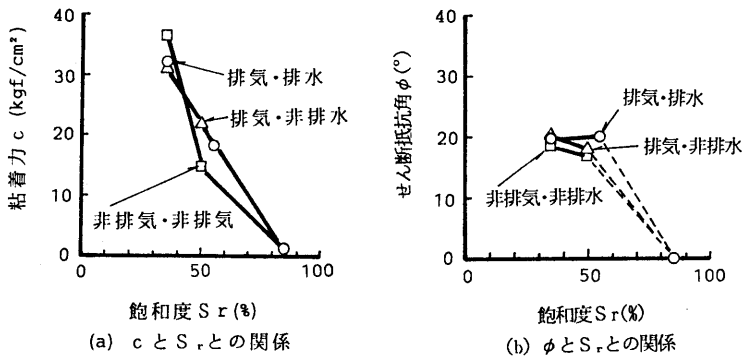


図-5.46 試験条件別の強度係数の比較(現場B、 $\varepsilon = 10\%$)

づくところのコラプス時まではむしろ一定であるとした方が良い。また、①および②の条件では、 c は $S_r = 35\%$ の場合を除いて強度係数 c 、 ϕ 共に同様な低下を示している。しかし、③の条件ではかなり顕著な低下が見られる。飽和状態で c と ϕ の両方が急激に低下しているのは浸潤時にコラプス現象が生じたためである。

これらの結果から、排气・排水強度と排气・非排水強度は高飽和度領域では比較的良好に一致すると言える。非排气・非排水強度が他の2つの場合と著しく異なるのはこの条件では空気が閉じ込められ、間隙水圧が発生するためだと考えられる。図-5.28で示したような浅い崩壊すべり面に対しては非排气条件とは考えられない。図-5.46は図-5.45と同様な整理を $\varepsilon = 10\%$ の強度を用いて整理したものである。図に示すように、上記の条件別の強度低下の傾向は図-5.45と同じである。

上記の試験結果から、排气・排水あるいは排气・非排水試験と非排气・非排水試験とを比較すると、後者の方がかなり小さい強度係数を与えると結論付けられる。また、これら

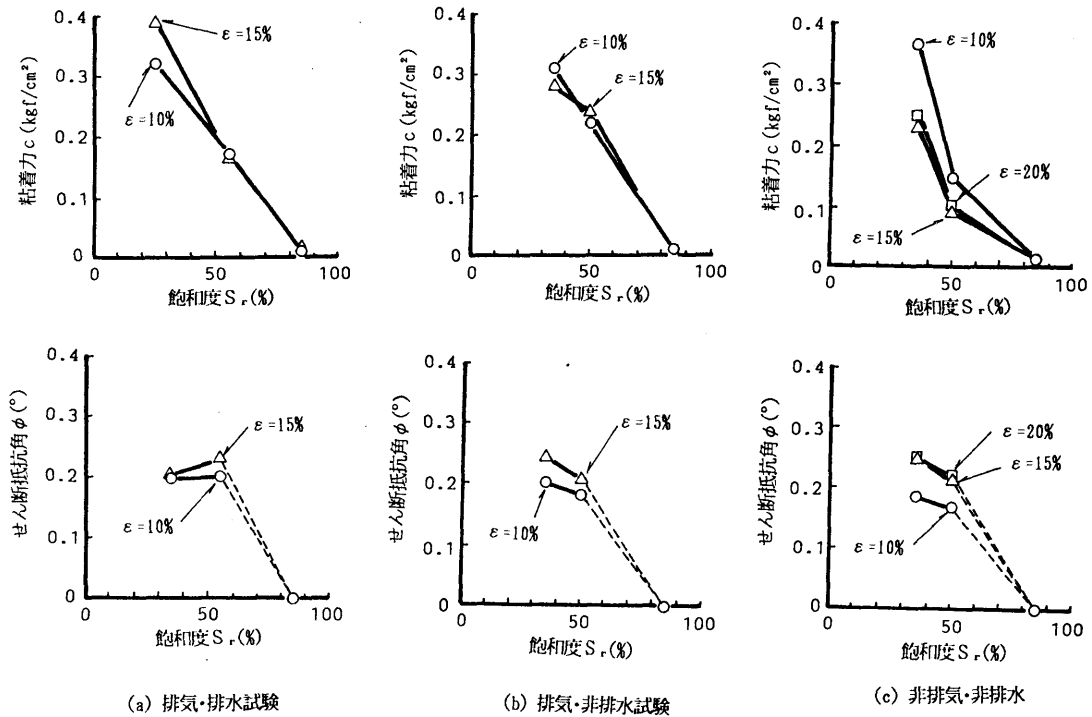


図-5.47 ひずみレベルによる不飽和土の強度差(現場B)

の強度差が、降雨時の斜面安定解析結果にどの程度影響するかは5.4.2で詳述するが、この場合も非排气・非排水試験はかなり斜面の安定性を低く見積もる傾向にある。

次に、不飽和土の強度を決定する際のひずみレベルについて考察する。図-5.47(a), (b), (c)はそれぞれ①, ②, ③の各試験条件の c , ϕ の低下を $\epsilon = 10\%$ と 15% で比較したものである。これらの図から分かるように、非排气・非排水条件である場合を除けばひずみレベルによる強度の低下は比較的少ない。また、これらの差が降雨時の斜面の安定性に与える影響については、5.4.2で詳述するがひずみレベルが 10% 以上であればあまり降雨時の斜面の安定性には影響しないようである。

5.4.2 中央道のり面の事例解析⁷⁾

前項で求めた不飽和土の強度特性を用いて中央道のり面の事例解析を行う。本項の主たる目的は、これら詳細な実験結果を用いて、式(5.63)に示す安定解析法の斜面崩壊予知法への検討を行うことにある。ここでは、安全率の絶対値を用いて予知する方法の他に、安全率の単位時間当たりの低下の割合、すなわち安全率の低下速度に着目した評価方法につ

いても検討する。さらに、前項でも触れたが、これらの事例解析結果から降雨時の斜面安定解析法に用いるべき不飽和土の強度係数について議論する。

(1) 現場から採取した土の水分特性曲線

飽和—不飽和浸透解析を実施するには、不飽和土の浸透特性を表わす水分保持曲線と不飽和透水係数が必要である。一般に水分保持曲線に比べて、不飽和透水係数を実験的に得ることは非常に難しい。例えば、本研究においても水分保持曲線は各現場から採取した土に対して、加圧板法と土柱法を併用したpF試験から求めた。pF試験ではpFの範囲で適切な試験法を選べば、かなり広範囲にわたって水分特性曲線を実験的に求めることができる。これらの試験法はほぼ標準化されている。これに対して、不飽和透水係数は実験自体が非常に難しくその装置もかなり複雑である。したがって、実験から不飽和透水係数を直接求めることは非常に困難である。それゆえに、水分保持曲線を利用した精度の高い推定式が提案されている。

以下では、図-5.32に示したpF試験結果を用いて各現場に即した不飽和透水係数を推定する。

Van-Genuchten³²⁾は水分保持特性から不飽和透水係数を推定する方法を提案しており、西垣ら³³⁾はこの手法が日本の土にも比較的良く適用できることを示している。Van-Genuchtenは水分保持曲線が次式でよく近似できることを提案している。

$$S_e = \left\{ \frac{1}{1 + (\alpha \phi)^n} \right\}^{1-1/n} \quad (5.80)$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (5.81)$$

ここに、 S_e 、 ϕ 、 θ_s 、 θ_r はそれぞれ有効飽和度(effective saturation)、圧力水頭、飽和体積含水率(saturated water content) および残留体積含水率(residual water content)である。それらの物理的な意味は図-5.48に示している。式(5.80)における係数 α 、 n 、 θ_r の推定値($\hat{\alpha}$ 、 \hat{n} 、 $\hat{\theta}_r$)の決定は、pF試験結果から得られるN個の実測データを用いて次式の誤差関数を最小化すればよい。

$$\begin{aligned} \text{minimize} \\ S &= \sum_{i=1}^n (\theta_i - \hat{\theta}_i)^2 \\ &= \sum_{i=1}^n \left[\theta_i - \left\{ \hat{\theta}_r + (\theta_s - \hat{\theta}_r) \left(\frac{1}{1 - (\hat{\alpha} \phi)^{\hat{n}}} \right)^{1-1/\hat{n}} \right\} \right]^2 \end{aligned} \quad (5.82)$$

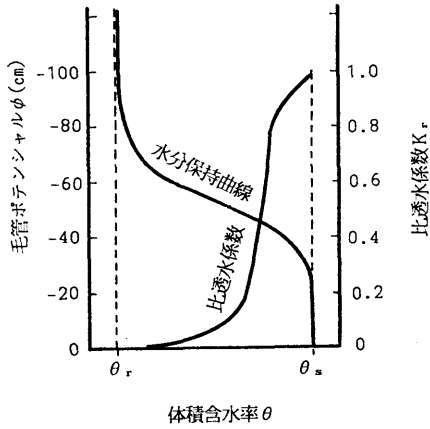


図-5.48 不飽和状態の浸透特性

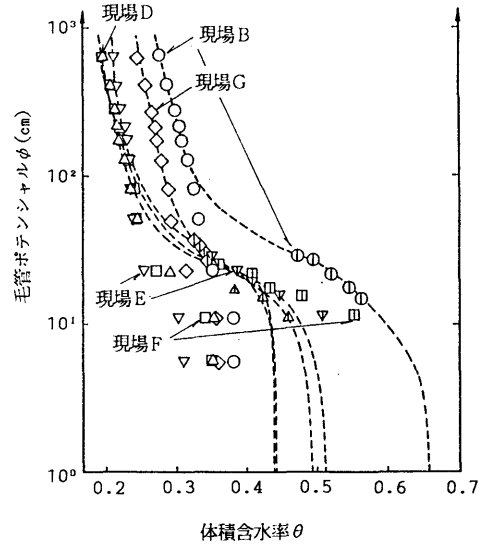


図-5.49 pF試験結果と推定された水分保持曲線

図-5.49は、図-5.28に示した崩壊現場における土に対して、式(5.82)から得られた計算値と実測値とを共に比較したものである。表-5.8は推定値 θ_r , α , n および θ_s , k_s の値を整理したものである。図から分かるように、計算値は実測値を比較的良好に説明している。また Mualem³⁴⁾ は 水分保持曲線を用いて 比透水係数(k_r)を推定する方法として次式を導いている。

$$K_r = S_e^{1/2} \left\{ \int_0^{S_e} \frac{1}{\phi(x)} / \int_0^1 \frac{1}{\phi(x)} dx \right\}^2 \quad (5.83)$$

Van-Genuchten³²⁾ は式(5.80), (5.81), (5.83)の関係から不飽和透水係数を推定する方法を提案している。この方法を 式(5.82)に示す推定値 θ_r , α , n を用いて不飽和透水係数を求めると次式となる。

$$\begin{aligned} K &= K_{sat} S_e^{1/2} [1 - (1 - S_e^{1/\hat{m}})^{\hat{m}}]^2 \\ &= K_{sat} \left(\frac{\theta - \hat{\theta}_r}{\theta_s - \hat{\theta}_r} \right)^{1/2} \left[1 - \left\{ 1 - \left(\frac{\theta - \hat{\theta}_r}{\theta_s - \hat{\theta}_r} \right)^{1/\hat{m}} \right\}^{\hat{m}} \right]^2 \end{aligned} \quad (5.84)$$

$$\hat{m} = 1 - 1/\hat{n} \quad (5.85)$$

図-5.50は現場から採取した土のpF試験結果と、それらのデータを用いたVan-Genuchten法によって推定された比透水係数(不飽和透水係数)の値を示している。なお、図には事例解

表-5.8 Van Geunchten法から推定された
パラメータの値

現場名	θ_s	θ_r	$\hat{\alpha}$	\hat{n}
A	0.415	0.1730	0.1703	1.5215
B	0.660	0.2135	0.0846	1.5932
C	0.398	0.1601	0.1622	1.4178
D	0.440	0.1372	0.1703	1.5215
E	0.511	0.1983	0.0450	2.3493
F	0.443	0.1731	0.1758	1.5110
H	0.493	0.1886	0.2670	1.3441

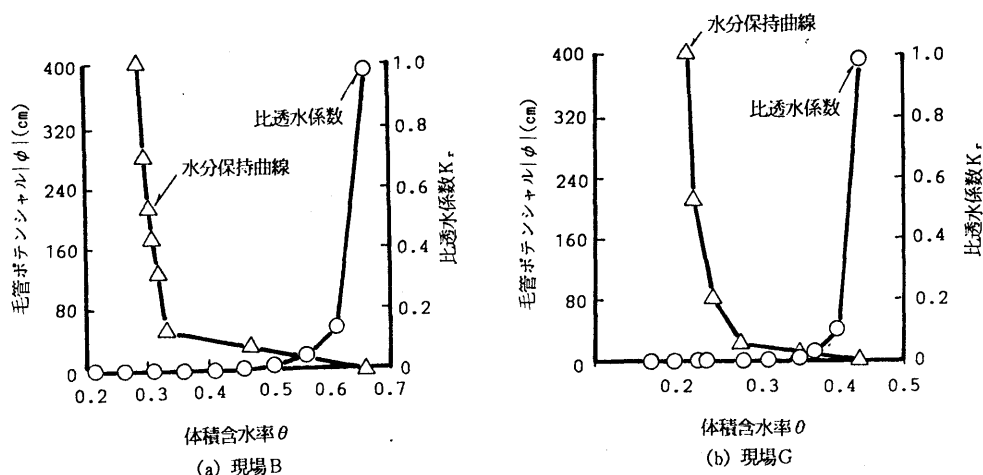


図-5.50 pF試験結果と比透水係数の推定値

析を詳細に行う現場BおよびGのデータのみを示している。以下の解析では、すべてこれらの図に示した不飽和土の浸透特性が用いられている。

(2) 事例解析結果

5.2.2で述べた降雨時の斜面安定解析には入力すべきパラメータが数多くある。5.4.1で詳述した不飽和土の強度特性もその中の重要なパラメータであるが、その他にも不飽和土斜面内の初期飽和度 S_{r0} 、飽和透水係数 k_{sat} および不飽和透水係数 k なども降雨時の斜面の安定性に大きく影響を与える要因である。

そこで、実際の崩壊に基づいた事例解析を通して、これらの要因が降雨時の斜面安定に及ぼす影響を定量的に評価する。さらに、実用的な斜面崩壊予知法ではこれらのパラメータにあまり依存しない解析法が望ましいので、安全率の低下速度に着目した方法についても検討する。

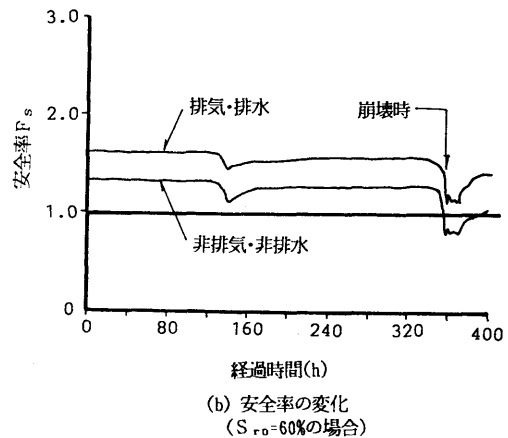
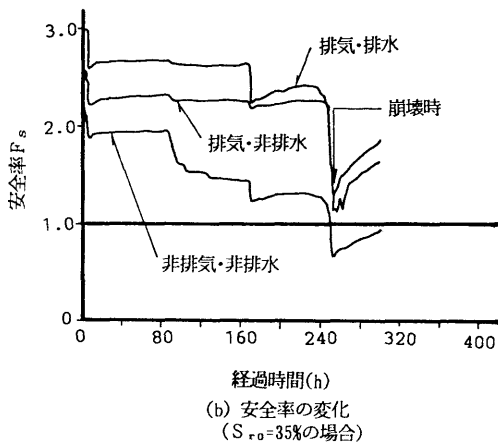
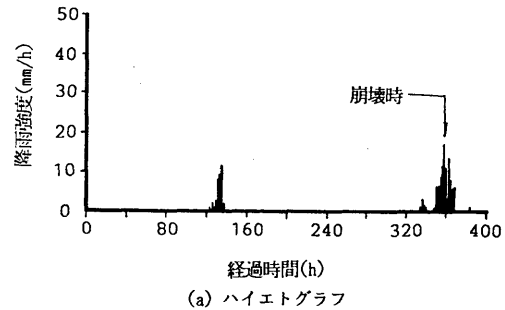
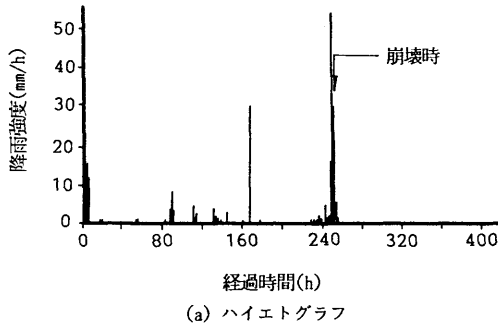


図-5.51 FEMによる事例解析結果
(現場B、試験条件による強度特性の影響)

図-5.52 FEMによる事例解析結果
(現場G、試験条件による強度特性の影響)

(a) 安全率の計算値

(i) 不飽和土の強度特性の影響 図-5.51(a), (b)はそれぞれ現場Bにおける斜面崩壊時のハイエットグラフと5.2.2で示した降雨時の斜面安定解析法による安全率の計算値を示したものである。なお、計算に用いた不飽和土の強度特性および浸透特性は、それぞれ図-5.45および図-5.50(a)に示している。図から分かるように、各試験条件別の強度係数によって安全率の計算値はかなり異なるが、崩壊時(経過時間 $t = 250\text{h}$)付近ではいずれの場合も安全率の値が急激に減少している。各試験条件別の安全率の値は①排気・排水、②排気・非排水、③非排気・非排水の条件順に小さくなっており、特に③の場合は、他の2ケースに比べてかなり小さな値となっている。

また、図-5.52は図-5.51と同様な結果を現場Gについて示したものである。この場合も安全率の絶対値は①と③の試験条件では異なるが、崩壊時に安全率の値が急激に減少する

傾向は同じである。ここで注意すべきは、これらの結果ではいずれも20mm/h以上の強い降雨強度の直後に斜面崩壊が発生している点である。すなわち、この崩壊パターンの場合では、安全率の計算値は三軸圧縮試験の排気・排水条件による強度差にかかわらず崩壊時に急激に低下する傾向がある。

(ii) 斜面内の初期飽和度 S_{r0} の影響 図-5.53は図-5.51(b)の条件で、初期飽和度のみを現場での計測値よりも大きな $S_{r0}=50\%$ とした場合の計算結果である。この両方の図を比較すると $S_{r0}=50\%$ とした場合の安全率の方がかなり小さな値を示しており、その傾向は①～③の条件にかかわらず同じである。この結果は、初期飽和度の推定精度によって、計算される安全率の絶対値の精度が大きく影響されることを示している。

地盤内の初期飽和度の分布を知るには、崩壊の予知をすべき斜面に対して水分状態を計測するための装置が設置されねばならない。したがって、この斜面安定解析法は特に崩壊の危険性の高い斜面とか重点的に管理することが要求される重要斜面について用いられるべきであり、その他の一般斜面では 5.4.3で提案する斜面崩壊予測法を用いるべきである。

(iii) 透水係数の影響 次に透水係数 k_{sat} の影響を示す。式(5.84)でも示したように、不飽和透水係数は k_{sat} から求められるので、 k_{sat} の影響を調べることは極めて重要である。境界条件としては、現場調査の結果からのり尻を排水条件としている。なお、表-5.6から現場Fは砂質土と分類されるので、不飽和土の強度特性と浸透特性は現場Gと同じものを用いた。図-5.

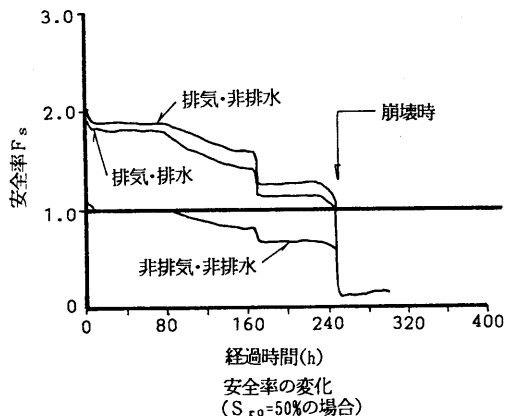
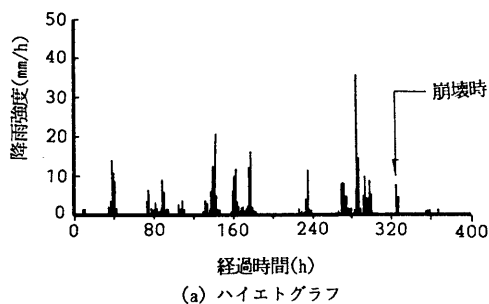


図-5.53 FEMによる事例解析結果
(現場B、初期飽和度の影響)



(a) ハイエトグラフ

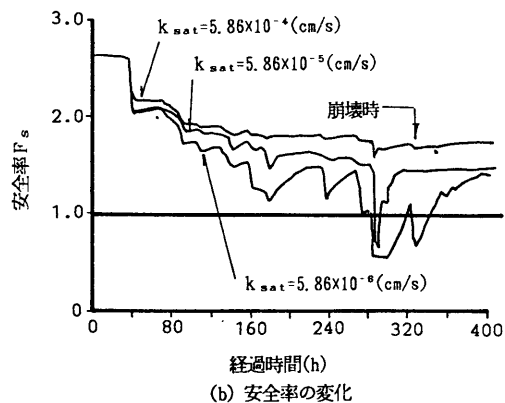


図-5.54 FEMによる事例解析結果
(現場F、飽和透水係数の影響)

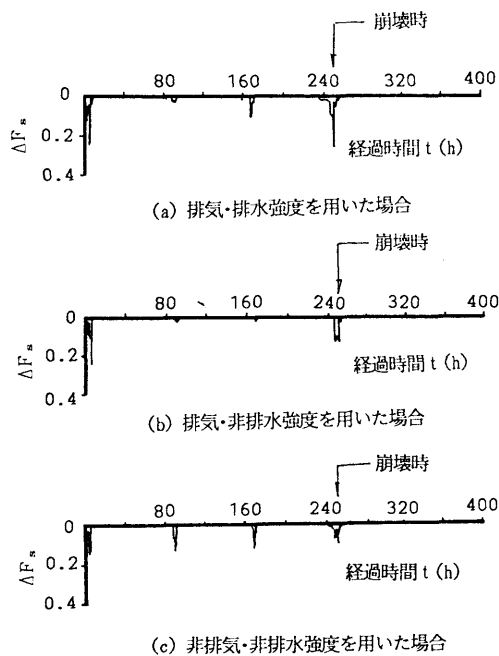


図-5.55 安全率の時間的変化
(現場B、図-6.52に対応)

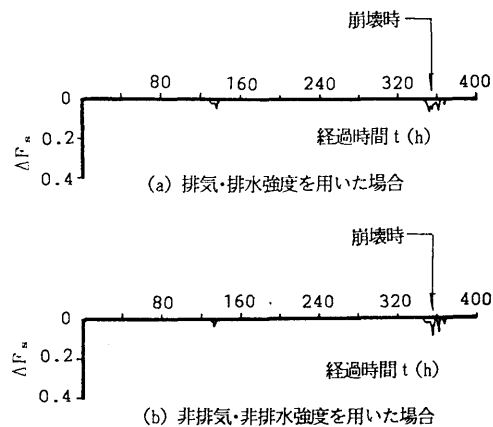


図-5.56 安全率の時間的変化
(現場G、図-6.53に対応)

54は現場Fにおけるハイトグラフと安全率値の絶対値の変化を示したものである。図に示すように、 k_{sat} によって安全率の値は大きく影響されることがわかる。

(b) 安全率の低下速度

(i) 試験条件による強度特性の影響 図-5.55は図-5.52(b)の結果を安全率の減少の割合としてプロットしたものである。安全率減少の割合 $\Delta F_s ((F_{si} - F_{si-1}) / \Delta t : \Delta t = 1h)$ は1時間当たりの安全率の減少の割合を示している。①～③のいずれの試験条件の場合も ΔF_s は崩壊時に負の値があったことがわかる。なお、経過時間が10時間までのときに ΔF_s はかなり大きな値を取るところがあるが、これは図-5.51(b)に示すように安全率の絶対値が2.0以上の場合の変動であるから、工学的には無視し得る。また、図-5.56は同様な整理を現場Gに対して行ったものである。 ΔF_s の変動は先の現場Bの場合と比べると比較的少ないが、崩壊時には ΔF_s は最も大きな値を有していたことが確認される。

(ii) 斜面内の初期飽和度の影響 図-5. 57は図-5. 53の計算結果を 上記と同様な方法で整理したものである。この場合も三軸圧縮試験の排気・排水条件にかかわらず ΔF_s が発生しており、その傾向は図-5. 56よりも著しいことが分かる。

(c) 考察

5. 4. 1(5)では不飽和土の三軸圧縮試験結果のみから、降雨時の斜面安定解析法に用いるべき不飽和土の強度に関する考察を行なった。ここでは、それらの考察を踏まえた上で、上記の結果に対する考察を加える。

図-5. 51(b), 図-5. 52(b)および図-5. 53などの結果から、不飽和土の三軸圧縮試験における排気・排水の条件別による強度差は安全率の計算値にかなり大きく影響する。図-5. 28で示した崩壊事例からも分かるように、崩壊すべり面が浅いことと崩壊が急速に進行していることなどから、不飽和土三軸試験としては排気・非排水条件で行うべきと考えられる。上記の安全率の計算値からこの試験条件による場合が最も現象を良く説明していることが分かる。また、不飽和土の有効応力状態に最も近いと考えられる排気・排水条件では、この結果よりも少し安全側の計算結果を与えることが明らかとなった。さらに、非排気・非排水条件の場合では実際現象よりもかなり安全性を低く見積りすぎる傾向にあるので試験法としては適切でないことが分かる。

不飽和土の強度に対してもう一つ考慮すべき重要な検討項目がある。それ

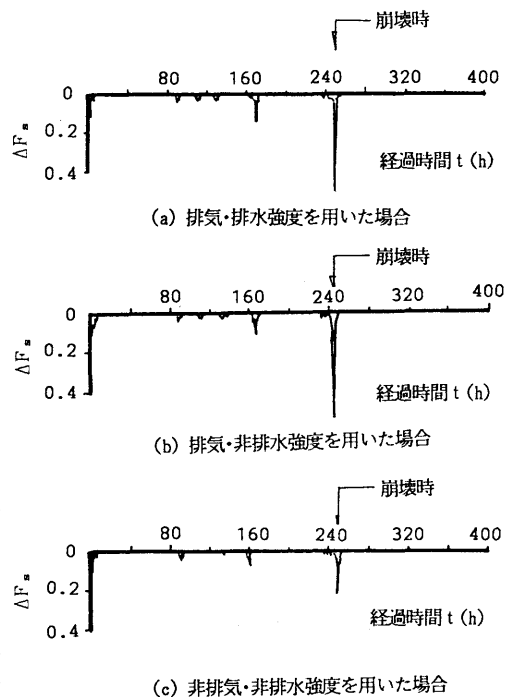


図-5. 57 安全率の時間的变化
(現場B、図-6. 54に対応)

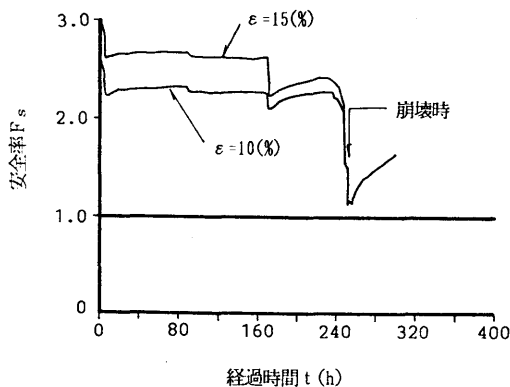


図-5. 58 安全率の時間的变化(ひずみレベルの影響、
現場B、排気・排水強度を用いた場合)

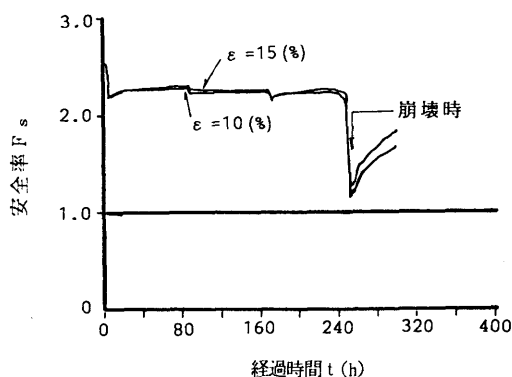


図-5.59 安全率の時間的变化(ひずみレベルの影響、
現場B、排気・非排水強度を用いた場合)

は図-5.34および図-5.36に示すように、一般に不飽和土の応力～ひずみ関係ではピーク強度を持たないことが多いので、どのひずみレベルで不飽和土の強度を決定するのかという点である。図-5.58は現場Bの排気・排水強度を用いてこの検討を行ったものである。図から分かるように、ひずみレベルが10%、15%の両ケースとも安全率の値は崩壊時にほとんど一致している。また、図-5.59は同様な検討を排気・非排水強度を用いて行ったものである。やはりこの場合もひずみレベルによる安全率の値の差はなく、ひずみレベルに依存されない結果を示している。

5.4.3 事例解析に基づく斜面の安定性診断法⁸⁾

前項では5.2.2で示した降雨時の安定解析法の斜面崩壊予知法に対する適用性を検討した。その結果、この解析法から計算される安全率の値は、入力すべきパラメータ(飽和度の変化に伴う不飽和土の強度特性、地盤内の初期飽和度分布、飽和透水係数など)に大きく依存することが明らかにされた。この斜面安定解析法が有効であるのは、これらのパラメータが非常に正確に求められるような場合である。すなわち、特定の斜面に着目し、その現場における上記の諸係数を種々の調査から正確に把握した場合には、非常に有用な方法である。言い換えれば、安全率の絶対値で降雨時の斜面の安定性を評価することは非常に困難である。松尾・上野もこの点を指摘しており、彼らの崩壊予知法では破壊確率の上昇速度に着目することでこの問題に対処している。本研究では、安全率の低下速度($-\Delta F_s$)に着目した方法を提案し、その妥当性を検討した。この方法であれば、入力パラメータが多少不

正確であっても崩壊発生時を説明することが可能である。しかし、前項で示した解析結果によれば、この手法は、非常に強い降雨強度の直後の斜面崩壊パターンの場合にしか適用できない。また、図-5.28に示した各現場の崩壊斜面ではのり面保護が植生でかつ湧水あるいは風化が存在している。

そこで、本項では上記の点を踏まえたより実用的な降雨時の斜面崩壊予知法を開発する。まず最初に、この予知法に用いる降雨時の斜面安定解析法について説明し、それを用いた斜面崩壊事例の逆解析法を示す。この逆解析は飽和度の上昇に伴う不飽和土の強度の低下を表す新しいパラメータλの導入によって可能となる。そして、このλは降雨時の斜面安定解析法では説明できない要因(のり面保護、降雨強度、先行降雨、湧水、風化)を用いたベイズ線形回帰モデルから推定される。さらに、ベイズの方法を用いてこのλの推定誤差を予測分布として定式化し、破壊確率の計算を行う。そして、本項の最後では新たに開発した斜面崩壊予知法による計算例を示す。

(1) 降雨時の斜面安定解析法の単純化

(2)では新たに提案する予知法の基礎である逆解析を実施するが、それに用いる崩壊事例では、5.2.2で示したような降雨時の斜面安定解析法を行うだけの詳細な実験データは蓄積されていない。そこで、これら詳細なデータがない場合にも適用できる斜面崩壊予知法を開発する目的で、ここではまず、降雨時の斜面崩壊を土質力学的な観点から見たときの因果関係、すなわち、降雨→斜面内への浸透→自重の増加→すべり線に沿うせん断強度の低下、のみを考慮した解析法を誘導する。この方法は、数値解析ではなく偏微分方程式の解析解を用いているので、以下では解析的方法と呼ぶことにする。

斜面内の浸透現象は一次元の不飽和浸透流に従うとする。また、透水係数および比水分容量Cは一定と仮定すると、式(5.61)は次式のように単純化される。

$$C \frac{\partial \phi}{\partial t} = K \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \quad (5.86)$$

境界条件としては、表面($z=0$)が飽和含水状態($\phi=0$)とし、基層($z=h$)では不透水($\partial \phi / \partial z = 0$)であるとする。初期条件としては、地盤内で圧力水頭が一様であると仮定し、 $\phi = \phi_0$ とする。これらの条件の下で式(5.86)を解くと次式となる。

$$\begin{aligned} \phi(z, t) &= \sum_{m=0}^{\infty} \frac{4\phi_0}{2m+1} \exp\left\{-\frac{K}{C} \left(\frac{2m+1}{2} \frac{\pi}{h}\right)^2 t\right\} \sin\left(\frac{2m+1}{2} \frac{\pi}{h} z\right) \end{aligned} \quad (5.87)$$

$C = d\theta / d\phi$ および $\theta = n S_r$ の関係より、深さ z 、時刻 t における飽和度 $S_r(z, t)$ は次式で

与えられる。

$$S_r(z, t) = \frac{C}{n} \phi(z, t) + 1 \quad (5.88)$$

上式の $S_r(z, t)$ は斜面の自重の増加とすべり線に沿う強度低下の計算に用いられる。また単位体積重量は次式で表されるので、

$$\gamma(z, t) = \{(1-n)G_s + nS_r(z, t)\} \gamma_w \quad (5.89)$$

この式を $z=0$ から $z=z$ まで積分することによってすべり線上に作用する時刻 t 、深さ z の鉛直圧を求めることができる。

$$W(z, t) = \left\{ \{(1-n)G_s + n\} z + 2\phi_0 C \sum_{m=0}^{\infty} \frac{4h}{\{(2m+1)\pi\}^2} \exp\left\{-\frac{K}{C} \left(\frac{2m+1}{2} \frac{\pi}{h}\right)^2 t\right\} \left\{1 - \cos\left(\frac{2m+1}{2} \frac{\pi}{h} z\right)\right\} \right\} \gamma_w \ell \quad (5.90)$$

ここに、 ℓ は図に示す各スライスのすべり線の長さである。

以上により、地盤内の任意点における飽和度 $S_r(z, t)$ と単位体積重量 $\gamma(z, t)$ が求められる。したがって、飽和度の上昇による強度係数の低下を評価し、簡便分割法で安全率 F_s を求めると次式となる。

$$F_s(t) = \frac{1}{\sum W(z, t) \sin \alpha} \sum [c(S_r(z, t)) \ell + W(z, t) \cos \alpha \tan \phi] \quad (5.91)$$

5.4.1の議論から、飽和度の変化による強度係数の変化は粘着力の項 $S_r(z, t)$ のみで評価し、 ϕ は定数とする。

(2) 崩壊事例の逆解析法

図-5.60は降雨時の斜面崩壊事例に対する逆解析法を示したものである。一般に各現場ごとの強度係数(c, ϕ)や浸透に関するパラメータ(透水係数、比水分容量、初期飽和度など)を求めることはできないので、図-5.35の室内実験の結果を参考にして、この逆解析には表-5.9に示す係数値を用いた。

降雨時の斜面の安定性を式(5.63)における粘着力のみで表すことにする。

$$c(S_r(z, t)) = c_0 \exp(-\lambda S_r(z, t)) \quad , \quad \lambda > 0 \quad (5.92)$$

ここに、 c_0 および λ は崩壊事例の逆解析から求められる係数値である。この場合、式(5.92)は通常土質力学で用いられる粘着力を意味するのではなく、降雨時の斜面の安定性を評価する劣化関数を意味する。

表-5.9 逆解析に用いたパラメータの値

入力パラメータ	数値
飽和透水係数 k_{sat}	1.0×10^{-4} (m/s)
比水分容量 C	0.8 (m ⁻¹)
間隙率 n	0.4
初期飽和度 S_{ro}	50 (%)
強度係数	c_0 3.0 (tf/m ²)
	ϕ 30 (°)
比重 G_s	2.65

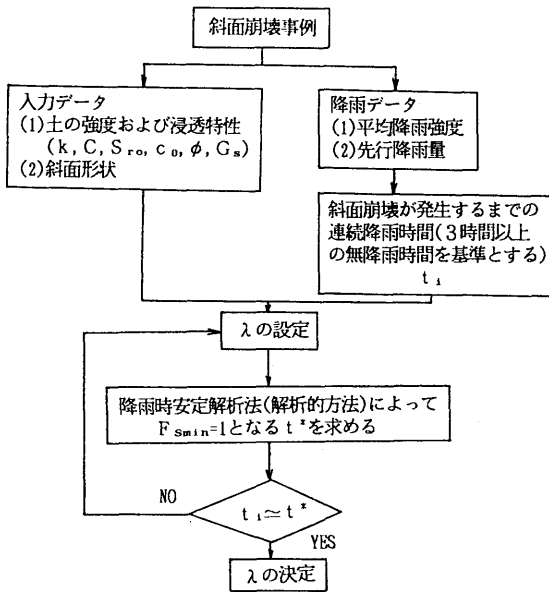


図-5.60 崩壊事例の逆解析法

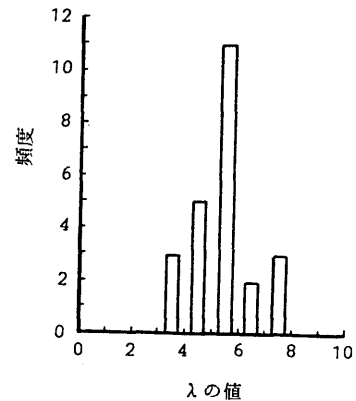


図-5.61 逆算λの頻度分布

具体的な逆解析法の手順は、まず、表-5.9に示す各パラメータの値を入力データとし、式(5.92)のλ値をを設定する。次に、この設定したλの値に対して解析的方法により $F_{min}=1$ となる t^* を求める。さらに、この t^* と t_1 (3時間以上の無降雨があった時点から 崩壊に至るまでの連続降雨時間) とが一致するかを判定する。もし一致しなければλを設定し直し、 $t_1 = t^*$ となるまで計算を繰り返す。なお、 t_1 の決定に際しては、式(5.93)に示す線形回帰式の精度を高めるために試行錯誤的に決定した。

図-5.61は崩壊事例から逆算されたλ₁の頻度を示したものである。λの値は3~8の値をとっており、5~6の値が最も多くなっている。

(3) 破壊確率の定式化

上記の崩壊事例から逆算されたλには、降雨→斜面内の不飽和浸透現象→斜面の安定性の劣化という因果関係のみならず、土質工学では通常扱われない植生、のり面保護工、湧水の有無などの要因の影響も含まれている。したがって、逆算された数多くのλに対し

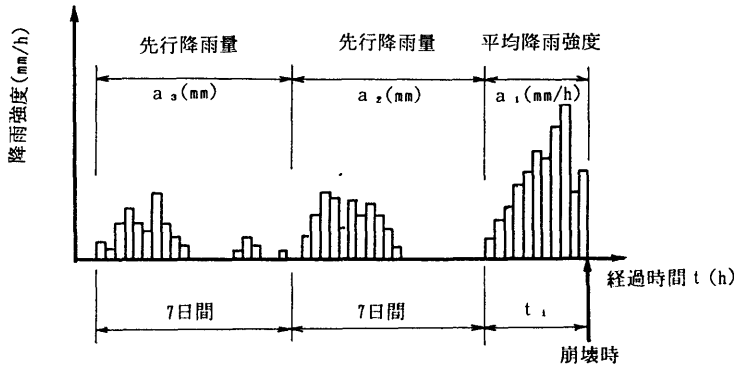


図-5.62 降雨に関する予測変数

て、これらの要因がどの程度降雨時の斜面の安定性に影響しているかを統計解析を用いて定量的に評価すれば、土の物理的な側面から見た降雨時の斜面安定性の評価のみならず、一般に非常に複雑な実斜面の崩壊事例に即た解析が可能となる。

(2)で示した解析的方法では考慮できない要因を $a_1 \sim a_6$ とし、 λ がこれらの線形回帰モデルで表されるとするならば次式が成立する。

$$\lambda = \theta_0 + \sum_{i=1}^n \theta_i a_i + \varepsilon \quad (5.93)$$

ここに、 $\theta_0 \sim \theta_6$ は回帰係数であり、 a_1, a_2, a_3 は降雨に関する予測変数で、その詳細は図-5.62に示している。また、 a_4, a_5, a_6 はダミー変数で、それぞれコンクリート吹付およびのり枠の有無(1: 無、0: 有)、風化の程度(1: かなり進行している場合、0: あまり進行していない場合)、湧水(1: 有、0: 無)である。

以下に式(5.93)の予測分布をベイズの定理を用いた線形回帰モデルによって求める。 λ の確率モデルは次式に従うものとする。

$$P(\lambda | a, \theta_0, \dots, \theta_6, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}(\lambda - \theta_0 - \theta_1 a_1 - \dots - \theta_6 a_6)^2\right\} \quad (5.94)$$

ここに、 $\theta_0 \sim \theta_6$ は回帰係数であり、 σ は未知変数である。 λ および \mathbf{A} を次式のように書き表わす。

$$\lambda^t = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n) \quad (5.95)$$

$$\mathbf{A} = \begin{Bmatrix} a_{11}^t \\ a_{21}^t \\ \vdots \\ a_{n1}^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & a_{11} & a_{12} & \dots & a_{16} \\ 1 & a_{21} & a_{22} & \dots & a_{26} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{n6} \end{Bmatrix} \quad (5.96)$$

ここに、 n は斜面崩壊事例の数であり、(2)の逆解析で得られた各事例のデータは $(\lambda_1, a_{11}, \dots, a_{1n})$ で与えられる。したがって、未知変数に対する尤度関数は式(5.94)から次式のように表わせる。

$$P(\lambda | a_1, a_2, \dots, a_n, \theta, \sigma^2) = \prod_{i=1}^n \text{Eq. (94)}$$

$$= (2\pi\sigma^2)^{-n/2} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^n (\lambda_1 - \theta_0 - \theta_1 a_{11} - \dots - \theta_6 a_{i6})^2\right\}$$

$$= (2\pi\sigma^2)^{-1/2} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2} (\lambda - A\theta)^t (\lambda - A\theta)\right\} \quad (5.97)$$

表-5.10

崩壊事例から得られた回帰係数の値

$\hat{\theta}_0$	6.331×10^{-1}
$\hat{\theta}_1$	1.452×10^{-1}
$\hat{\theta}_2$	1.193×10^{-2}
$\hat{\theta}_3$	5.913×10^{-2}
$\hat{\theta}_4$	1.917
$\hat{\theta}_5$	6.865×10^{-1}
$\hat{\theta}_6$	1.034

ここに、 $\theta^t = (\theta_0, \dots, \theta_6)$ である。

ここで、 θ および σ^2 に関する事前分布を $p(\theta, \sigma^2)$ とすると、その事後分布は次式で表される。

$$P(\theta, \sigma^2 | \lambda, A) \propto P(\lambda | A, \theta, \sigma^2) P(\theta, \sigma^2) \quad (5.98)$$

λ と A のデータが得られれば、上式によって θ と σ^2 に関する結合密度関数が与えられる。無情報事前分布を用いると、

$$P(\theta, \sigma^2) = P(\theta) P(\sigma^2) \propto (\sigma^2)^{-1} \quad (5.99)$$

式(5.99)は次式となる。

$$P(\theta, \sigma^2 | \lambda, A) \propto (\sigma^2)^{-n/2-1} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2} (\lambda - A\theta)^t (\lambda - A\theta)\right\} \quad (5.100)$$

$\hat{\theta}$ と S^2 を次式のように定義すると、

$$\hat{\theta} = (A^t A)^{-1} A^t \lambda$$

$$S^2 = (\lambda - A\hat{\theta})^t (\lambda - A\hat{\theta}) \quad (5.101)$$

式(5.100)は次式のように書き換えることができる。

$$P(\theta, \sigma^2 | \lambda, A) \propto (\sigma^2)^{-n/2-1} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2} [S^2 + (\theta - \hat{\theta})^t A^t A (\theta - \hat{\theta})]\right\} \quad (5.102)$$

式(5.102)に示すように、 θ の点推定値は次式で与えられる。

$$\theta = \hat{\theta} \quad (5.103)$$

表-5.10は(2)の方法による逆解析結果(ケース数24)から得られた $\hat{\theta}$ の値を示している。この表から、 $\theta_4 \sim \theta_6$ の要因は式(5.93)の λ にかかなり大きく影響していることがわかる。

次に、 λ_{n+1} の予測分布を考える。つまり、 n 個のデータ $(a_1, \lambda_1), (a_2, \lambda_2), \dots, (a_n, \lambda_n)$ を観測した後に、 $n+1$ 番目の観測値 $a_{n+1}=(a_{n+1,1}, a_{n+1,2}, \dots, a_{n+1,n})$ に基づいて、 λ を予測することを考える。 λ_{n+1} の予測分布は $p(\lambda_{n+1}|a_{n+1}, \theta, \sigma^2)$ を (θ, σ^2) の事後密度によって平均することによって得られる。すなわち、

$$P(\lambda_{n+1}|a_{n+1}) = \int \int P(\lambda_{n+1}|a_{n+1}, \theta, \sigma^2) P(\theta, \sigma^2|\lambda, A) d\theta d\sigma^2 \quad (5.104)$$

ここに、 $p(\theta, \sigma^2|\lambda, A)$ は式(5.102)で表わされ、一方 $p(\lambda_{n+1}|a_{n+1}, \theta, \sigma^2)$ は次のように書ける。

$$P(\lambda_{n+1}|a_{n+1}, \theta_0, \dots, \theta_s, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}(\lambda_{n+1}-\theta_0-\theta_1 a_{n+1,1}-\dots-\theta_s a_{n+1,s})^2\right\} \quad (5.105)$$

式(5.104)は崩壊予知をすべき新しい現場での λ の予測分布を表わしているので、式(5.104)に式(5.102)と式(5.105)を代入すると次式が得られる。

$$P(\lambda_{n+1}|a^t, \lambda, A) \propto \left\{S^2 + \frac{(\lambda_{n+1}-a^t \hat{\theta})^2}{1+a^t A^{-1} a_{n+1}}\right\}^{-(v+1)/2} \quad (5.106)$$

したがって、 t 時間後に安全率が1となるような λ を λ_F とすれば t 時間後の破壊確率は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} P_r(t) &= \text{Probability}[\lambda_{n+1} > \lambda_r(t)] \\ &= \int_{\lambda_r}^{\infty} P(\lambda_{n+1}|a^t, \lambda, A) d\lambda_{n+1} \end{aligned} \quad (5.107)$$

(4) 数値計算例

ここでは、(3)で開発した豪雨時の斜面安定診断評価法を用いた数値計算例を示す。

まず最初に、のり面保護の影響と湧水および風化の影響を示すための数値計算を行う。計算に用いた斜面は高さ7m、勾配45°の単純斜面であり、ハイトグラフは図-5.63に示すものとした。図-5.64(a)、(b)はのり面保護の影響を調べたものである。(a)は先行降雨量 a_2 が50mmで比較的小さい場合、(b)は a_2 が150mmとかなり多い場合で、その他の条件

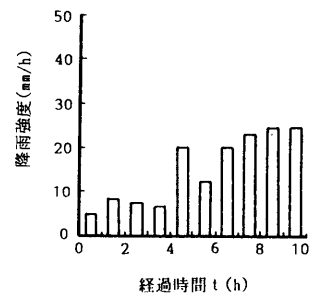


図-5.63 数値計算に用いたハイトグラフ

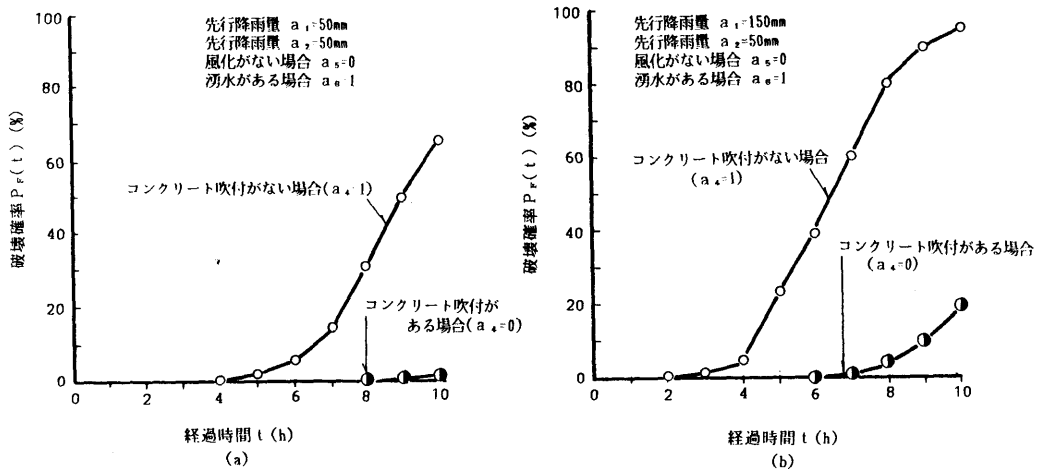


図-5.64 提案法による数値計算結果(のり面保護の影響)

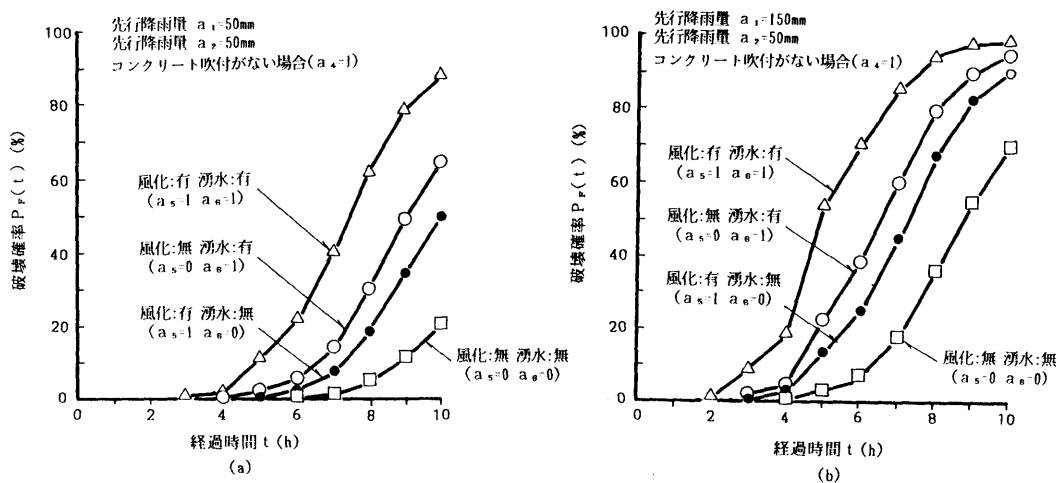


図-5.65 提案法による数値計算結果(風化および湧水の影響)

はすべて同一とした。いずれの場合も、コンクリート吹付のある場合の方がかなり安全であることがわかる。また、(a)と(b)を比較すると(b)の方が相対的に危険となり、先行降雨量 a_2 の影響も適確に評価している。

次に、図-5.65(a), (b)は $a_2=50\text{mm}$ および $a_2=150\text{mm}$ とした場合の湧水と風化の影響を調べたものである。計算に用いた斜面およびハイトグラフは図-5.64と同一である。計算は湧水および風化の有無の組み合わせで計4ケース行っている。ただし、のり面保護は、植生

の場合に限定している。図からわかるように、湧水および風化の存在が降雨時斜面の安定性に大きく影響している。さらに、(a)と(b)の比較からこの場合の先行降雨量 a_2 の影響も定量的に評価されている。

次に、実際に斜面が崩壊した現場Bの事例解析を行う。

斜面の形状および崩壊規模は図-5. 28(b)に示しており、ハイトグラフおよびFEMによる飽和ー不飽和浸透解析を用いた安定解析法による事例解析結果は図-5. 51に示している。この斜面が崩壊した時点での先行降雨量 a_2 および a_3 は92mm, 94mmであり、湧水は存在していたが、風化はあまり進行していなかった。また、この斜面は崩壊後にコンクリート吹付が施され、現在供用されている。

図-5. 66は提案した斜面崩壊予知法による計算結果である。図に示すように、過去の崩壊斜面では崩壊時の3時間前から急激に破壊確率が上昇しており、崩壊時には破壊確率が約70%と高い値を示していたことがわかる。一方、コンクリート吹付を施された現在供用されている斜面では、崩壊時刻でも破壊確率は4%程度しか上昇していない。この結果は、もし崩壊したときとまったく同じ降雨があったとしても崩壊の危険性は4%程度まで減少されることを意味しており、コンクリート吹付を施工することによってかなり安全になることが分かる。

この提案法に必要な入力パラメータは表-5. 9に示した各値のみであり、FEM解析のように入力パラメータによって計算結果が大きく影響されることはない。さらに、のり面保護、先行降雨量、湧水および風化などの影響も考慮できることも考え合わせれば、より実用的な崩壊予知法であると言える。

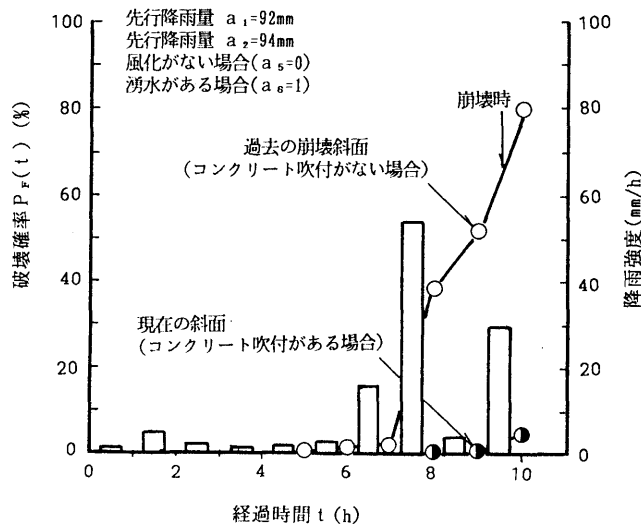


図-5. 66 提案法による事例解析結果

5.5 結論

本章では、不飽和土斜面に対する信頼性設計法と主に降雨時を対象とした既存斜面の安定性の評価方法について述べた。本章で得られた成果を要約すると以下のものである。

- 1) まず、信頼性設計に用いるための常態時の斜面安定解析法を定式化した。この安定解析法に基づいて、 c 、 ϕ の2つの確率変数を考慮した破壊確率の定式化を行ない、中央道のり面の善光寺付近における切取り斜面の事例解析を実施した。その結果、ここで示す不飽和土斜面の信頼性設計によれば、過去の斜面崩壊の発生を説明する計算結果を示すだけでなく、崩壊前に採択すべき最適設計案を適確に指摘した。また、崩壊後の対策工法である押え盛土の検討も行った。さらに、数多くの信頼性設計による最適設計案と道路公団の設計規準とを比較した。盛土の場合の現行設計規準は信頼性設計結果をすべて包含するかなり安全側の規準であることが判明した。しかし、切取り斜面の現行設計規準に対しては、より詳細な設計規準の必要性を指摘した。
- 2) 飽和一不飽和浸透解析を用いて降雨時の斜面安定解析法を定式化した。この際、斜面内の浸透によるサクシヨンの減少を考慮した安定解析法とした。
- 3) 2)の解析に必要な入力データを得るために、中央道の崩壊斜面から採取した土試料を用いて、その強度特性および浸透特性を調べるための室内実験を実施した。特に、飽和度の上昇に伴う不飽和土の強度の低下を詳細に調べるために、不飽和土用三軸圧縮試験を各試験条件別（①排気・排水、②排気・非排水、③非排気・非排水）条件下で実施し、これらの試験条件による強度低下の差も明らかとした。また、これらの試験で共通な傾向は、せん断抵抗角 ϕ よりも粘着力 c の方が顕著に飽和度の上昇に伴って強度が減少することである。また、①、③から得られる強度にはあまり差がないことも判明した。
- 4) 3)で得られた不飽和土の強度特性とpF試験から得られた水分保持曲線およびVan-Genuchten法から推定した不飽和透水係数を用いて中央道のり面の崩壊現場に対する事例解析を行なった。その結果、降雨時の斜面安定解析法に用いるべき強度試験法としては、排気・非排水条件とすべきこと、ひずみレベルによる不飽和土の強度差は解析結果にあまり影響しないことなどが明らかとなった。また、この解析法は入力パラメータによって結果が大きく左右されるので、崩壊の危険性の高い斜面あるいは重点的に管理すべき重要斜面に対して用いるべきである。
- 5) 4)の解析法ではのり面保護、風化、湧水などの影響を考慮することができないので、崩壊

事例に基づいて それらの要因の影響を評価できる豪雨時の斜面崩壊予知法をベイズ線形回帰モデルに基づいて開発した。そして、この方法による数値計算例と事例解析を示し、その有効性を明らかにした。

参考文献

- 1) 松尾稔・上野誠：破壊確率を用いた斜面の崩壊予知に関する研究、土木学会論文報告集、No. 281, pp. 65-74, 1979.
- 2) Matsuo, M. and Ueno, M.: Prediction of Slope Slide by Probability of Failure, Proc. of the 3rd ICASP, Vol.2, pp.449-458, 1979.
- 3) Matsuo, M. and Ueno, M.: Mechanical Significance of Probability of Failure as an Index for Prediction of Slope Failure, Soils and Foundations, Vol.21, No.2, pp.19-34, 1981.
- 4) 八木則男・矢田部龍一・山本浩司：雨水浸透による斜面崩壊，土木学会論文報告集，No. 330, pp. 107-114, 1983.
- 5) 矢田部龍一・八木則男・榎明潔：降雨による砂質斜面の崩壊発生時期の予知法に関する検討，土木学会論文報告集，No. 376, pp. 297-305, 1986.
- 6) Yagi, N. and Yatabe, R.: Prediction Method of Slope Failure in Sandy Soil due to Rainfall. Proc. of Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Kyoto, Vol.1, pp.217-220, 1987.
- 7) Matsuo, M. and Suzuki, H.: Case Study of Slope Stability during Rainfall, Natural Disaster Science, (投稿中)
- 8) Suzuki, H. and Matsuo, M.: Procedure of Slope Failure Prediction during Rainfall Based on the Back Analysis of Actual Case Record, Soils and Foundations, No.28, Vol.3, pp.51-63, 1988.
- 9) Matsuo, M. and Suzuki, H.: Examination on Safety Factors in Specifications, Proc. of 11th ICSMFE, San Francisco, pp.831-834, 1985.
- 10) Janbu, N.: Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters, Harvard Soil Mech. Series, No.46, pp.1-81, 1954.
- 11) Bishop, A.W: The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17, 1955.
- 12) Morgenstern, N. and Price, V.E.: The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Geotechnique, Vol.15, No.1, pp.79-93, 1965.
- 13) Sarma, S.K.: Stability Analysis of Embankments and Slope, Geotechnique,

- Vol.23, No.3, pp.423-433, 1973.
- 14) Spencer, E.: A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces, *Geotechnique*, Vol.17, No.1, pp.11-26, 1967.
 - 15) Taylor, D.W.: Stability of Earth Slopes, *Journal Boston Society of Civil Engineers*, Vol.26, pp.337-386, 1937.
 - 16) Zienkiewicz, O.C. and Cheung, Y.K.: Finite Elements in the Solution of Field Problem, *the Engineer*, Sept., No.24, pp.507-510, 1965.
 - 17) Taylor, R.L. and Broun, C.B.: Darcy Flow Solutions with a Free Surface. *Proc. ASCE*, Vol.43, MY2, pp.25-33, 1967.
 - 18) Javandel, I. and Witherspoon, P.A.: A Method of Analyzing Transient Fluid Flow in Multilayered Aquifers, *Water Resources Research*, Vol.5, No.4, pp.856-869, 1969.
 - 19) France, P.W.: Finite Element Analysis of Two-and-Three-dimensional Unconfined Seepage Problem, *Finite Elements in Water Resources*, edited by Gray, W.G. et al., Pentech Press, London, pp.2.71-2.85, 1952.
 - 20) Klute, A.: A Numerical Method for Solving the Flow Equation for Water in Unsaturated Materials, *Soil Sci.*, 73, pp.105-106, 1952.
 - 21) Philip, J.R.: The Theory of Infiltration ; 1, The Infiltration Equation and its Solution, *Soil Sci.*, 83, pp.345-357, 1957.
 - 22) Young, E.G.: Moisture Profiles during Vertical Infiltration, *Soil Sci.*, 84, pp.283-290, 1957.
 - 23) Rubin, J.: Theoretical Analysis of Two-Dimensional, Transient Flow of Water in Unsaturated Soil, *Soil Sci. Soc. Am. Jour.* Vol.32(5), pp.607-615, 1964.
 - 24) Freeze, R.A.: Three-Dimensional Transient Saturated-Unsaturated Flow in a Groundwater Basin, *Water Resources Research*, Vol.7(2), pp.374-366, 1971.
 - 25) Neuman, S.P.: Saturated Unsaturated Seepage by Finite Elements, *Proc. ASCE*, Vol.99, pp.2233-2250, 1973.
 - 26) 赤井浩一・大西有三・西垣誠: 有限要素法による飽和一不飽和浸透流れの解析, *土木学会論文報告集*, No. 246, pp. 87-96, 1977.
 - 27) Muskat, M.: *Physical Principles of Oil Production*, McGraw Hill (New York), 1949.
 - 28) Brustkern, R.L. and H.J. Morel-Seytoux: Analytical Treatment of Two-Phase Infiltration, *Proc. of ASCE*, Vol.96, No. HY-12, pp.2535-2548, 1970.
 - 29) 日本道路公団名古屋管理局: 中央自動車道のり面管理手法研究災害報告書(復刻版), 1986.

- 30) 財団法人 高速道路技術センター:名古屋管理局のり面等防災検討, 報告書, pp. 48-53, 1987.
- 31) 財団法人 高速道路技術センター:名古屋管理局のり面等防災検討, 報告書, pp. 26-51, 1987.
- 32) Van Genuchten, M.Th: A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil, Soil. Sci. Soc. Am. Jour. Vol.144, pp.892-898, 1980.
- 33) 西垣誠・楠見和紀: 不飽和土の浸透特性に関する考察, 不飽和土の工学的性質の現状シンポジウム発表論文集, pp. 179-186, 1987.
- 34) Mualem, Y.: A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, Water Resources Research, Vol.12, pp.513-522, 1976.

第6章 深礎基礎の信頼性設計

6.1 概説

土質工学問題に対する信頼性設計の具体的な適用例として、深礎基礎の信頼性設計を取り上げる。

本章で取り上げる深礎基礎とは、ピア基礎または深礎杭と呼ばれるもの、および使用目的に応じてそれらの形状を底部で拡幅した基礎を意味する。深礎基礎は、非常に大きな支持力や剛性を必要とする橋台および超大型鉄塔基礎などにすでに広く用いられており、今後益々その建設件数は増加する傾向にある。特に、送電関係では、電力需要の増大、発電所の遠隔地化などによって、100万ボルト級の超々高圧(UHV)鉄塔が要請されており、すでに1988年から送電用鉄塔の基礎として深礎基礎の建設が始められている。さらに、UHV鉄塔のほとんどが山岳地に建設されるので、その基礎形式のほとんどは深礎基礎である。このような現況から、深礎基礎の支持力特性の解明とUHV鉄塔用の合理的な設計法の確立が望まれている。

深礎基礎の支持力に関しては、道路公団・建設省および各電力会社¹⁾を中心にして研究が進められ、その水平荷重～変位関係式などが提案されているが、各機関で実施された最近の現場大型実験の結果とそれらの提案式による計算結果とを比較すると、それらは設計上かなり安全側に片寄りすぎている。送電用鉄塔基礎では水平支持力と同時に引揚げ支持力の評価が基礎の規模決定に大きな影響を及ぼすが、この深礎基礎の引揚げ支持力に関する研究は、これまで十分になされていなかった。また、設計法そのものに関しても、従来から行われてきた許容応力度法ではなく、地盤物性値や風荷重などの不確実性を取り入れた信頼性設計の導入が要請されている。なお、本章では、主に送電用鉄塔基礎としての深礎基礎を対象にして議論を進めるが、得られた成果は他の構造物(例えば、橋梁)の基礎の場合にも勿論適用できる。

送電用鉄塔基礎に係わる力学問題では、鉛直引揚げおよび水平載荷実験における荷重とは異なる荷重を取り扱う。したがって、本章の研究内容を具体的に提示する前に、鉄塔基礎に作用する荷重条件について若干の説明を加えておきたい。

東京電力(株)では深礎基礎の力学的な挙動を把握し、合理的な設計式を開発するためにいくつかの大型現場実験と多数の小型模型実験が実施されてきた。また、道路公団でも深礎杭を対象として水平載荷実験が行われており、いくつかの貴重な研究成果が挙げられている。これらの現場実験における載荷条件は、図-6.1(a)に示すような鉛直方向のみあるいは水平方向のみの荷重を与えるというものであった。このような大規模な実験においてはまず第一に単純な条件下での基礎の力学的な挙動の解明を目指すのは当然である。しかし、実際の鉄塔基礎には(b)に示すような複合荷重が作用している、この種の荷重に対しては

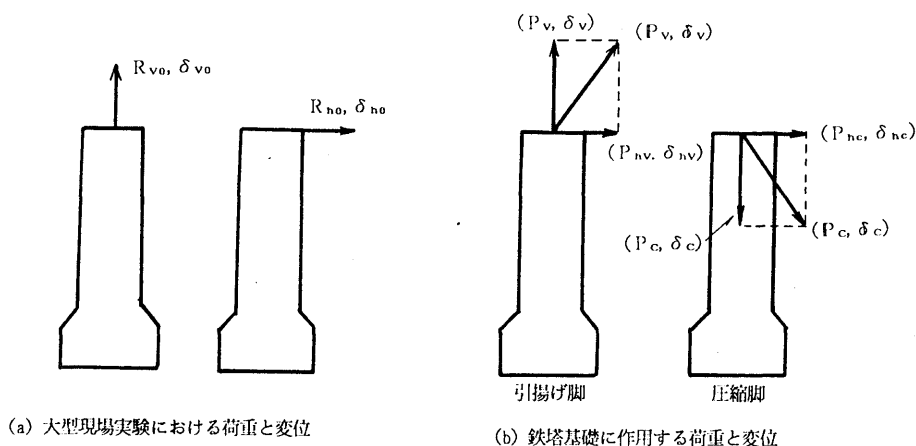


図-6.1 基礎に作用する荷重

1/50程度のスケールの小型模型実験が一部実施されているに過ぎず、未だ理論的、解析的な解釈がなされていない。ここでは深礎基礎の信頼性設計を確立すると共に、この斜め荷重に対する基礎の力学的挙動を直接的に評価できる支持力式の開発も行う。以後、上記の斜め荷重に対する種々の力学現象を 図-6.1(a)に示す純鉛直引揚げ荷重および純水平荷重を基本として議論していくので、それらを表現する用語を明確に定義しておく。

まず、図-6.1(b)の斜め荷重は鉛直および水平方向成分に分けて考えられるので、複合荷重と呼ぶことにし、記号としては引揚げおよび圧縮荷重に対して、それぞれ P_v 、 P_c を用いる。ただし、これらは鉛直方向と水平方向の成分があるのでその成分を引揚げに対しては (P_v, P_{hv}) また圧縮に対しては (P_c, P_{hc}) と表示する。また、これらの荷重に対する変位もそれぞれ同様に (δ_v, δ_{hv}) および (δ_c, δ_{hc}) と表現する。一方、(a)の大型現場実験の鉛直方向あるいは水平方向のみの荷重はそれぞれ P_{vo} (鉛直引揚げ荷重)、 P_{ho} (水平荷重)とし、変位も同様に $(\delta_{vo}, \delta_{ho})$ とする。さらに、許容変位量を考慮して地盤の耐力を意味する場合を「支持力」とし、極限の破壊状態に対する支持力のみを意味する場合には「極限支持力」を用いる。したがって、図-6.1(a)における極限支持力は R_{vo} (極限鉛直引揚げ支持力)と R_{ho} (極限水平支持力)である。一方、同図(b)の複合荷重下での引揚げおよび圧縮の極限支持力は、その鉛直方向を成分 R_v 、 R_c と水平方向成分 R_{hv} 、 R_{hc} に分けて記述する。

さて、図-6.2は本章で述べる送電用鉄塔基礎の信頼性設計の手順を示したものである。図には、各研究項目がどの節で述べられるのかを明示している。このフロチャートに従って、各節の内容を簡単に説明しておく。なお、信頼性設計に用いるべき地盤諸係数および鉄塔基礎に作用する荷重の分布特性は、すでに第4章で決められている。

まず、6.3.1では深礎基礎の極限支持力の算定方法について述べる。基本となる極限支持

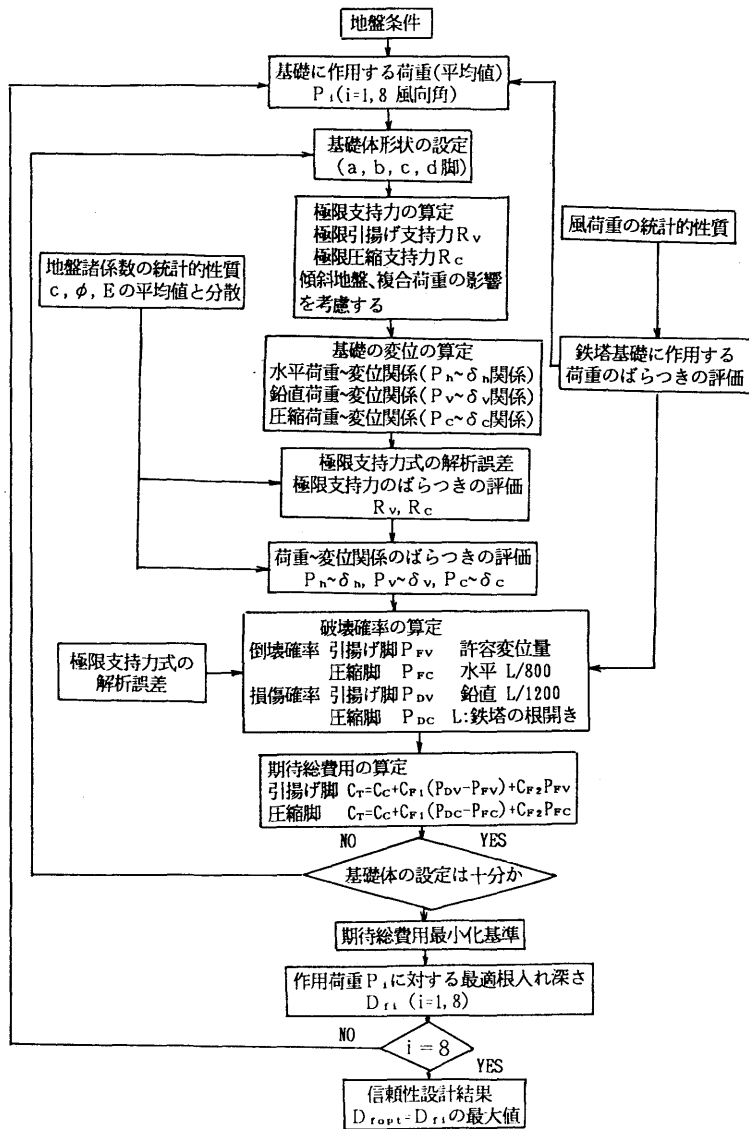


図-6.2 送電用铁塔基礎の信頼性設計の手順

力式は水平地盤における引揚げおよび圧縮支持力式で、複合荷重および傾斜地盤に対する影響はFEM解析の数値シミュレーションによって得られた低減率で評価する。なお、水平支持力は複合荷重の水平成分として求める。

6.3.2 では、基礎の完全な破壊ではなく、その極限状態に至るまでの過程、すなわち水平、鉛直、圧縮荷重～変位関係について述べる。FEMなどの数値解析から深礎基礎の荷重～変位関係を求める場合には、基礎体形状および傾斜地盤などから3次元問題とすべきで

あり、また、基礎と地盤面との相互作用などを考慮すべきである。しかし、ここでは深礎基礎の荷重～変位関係を大型現場実験および小型模型実験の結果から帰納的に求めるので、これらの問題点を回避できる。さらに、この荷重～変位関係式を用いれば、図-6.1で示した複合荷重下における各変位量(δ_1 , δ_c , δ_{vn} , δ_{cn})を求めることができる。以上で、深礎基礎の設計用支持力式が得られた。

6.4ではその信頼性設計の方法について述べる。まず、6.4.1では破壊の定義を行なう。現実には、鉄塔が完全に倒壊するような事例は非常に少ないので、基礎の完全な破壊の他に許容変位量(水平 $L/800$, 引揚げおよび圧縮 $L/1200$, L は鉄塔の脚間の長さであり、『根開き』と言われる。)を越える破壊モードも設定した。そして、6.4.2および6.4.3ではそれぞれ極限支持力および荷重～変位関係の確率モデルを示し、6.4.4では6.4.1の定義に従って破壊確率の算定方法を示す。そして、本章の最後では期待総費用最小化基準による深礎基礎の最適設計例を実施し、現行設計法との比較も行なう。

6.2 深礎基礎の現行設計法²⁾

深礎基礎は直径が3～4m、根入れ深さが数m～25m程度の形状を有しており、基礎体の底部の拡幅部の有無によって 拡底基礎と無拡幅基礎とに分けられる。図-6.3は深礎基礎の現行設計法の フロチャートである。図に示すように、現行設計法ではこれら2種類の基礎形式を選択できるようになっている。この基礎体底部の拡幅は主に引揚げ支持力を高めるために 設けられている。現行設計法では鉄塔基礎に作用する荷重が以下に示す水平、引揚げおよび圧縮支持力式の すべての許容支持力値以下であるという条件で、設計案が採択される。なお、水平支持力に対しては許容変位量も設けられている。

(1) 水平支持力

水平支持力の計算は、極限支持力の計算と変位量の計算とに分けられる。基礎体の

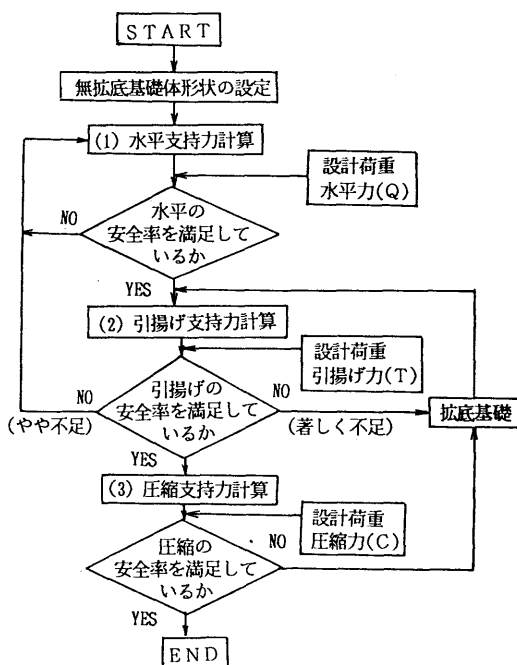


図-6.3 現行設計法の手順

水平方向の安定は、次式により算定される安全率(F_H)を確保することによって得られる。

$$F_H \geq \frac{Q_u}{1.5Q} \quad (F_H: \text{常時} \geq 2, \text{異常時} \geq 1.33) \quad (6.1)$$

ここに、

Q_u : 極限水平支持力 (tf)

図-6.4において、塑性領域が基礎体の長さの 2/3にまで達したとき、または弾性領域が基礎体径と同一の長さになったときを極限とし、この内で小さい方の支持力値を極限水平支持力と言う。

Q : 鉄塔から基礎に作用する水平力 (tf)
変位は極限水平支持力を求めた状態における基礎体上端部の変位量が、常時 $\leq 10\text{mm}$ 、異常時 $\leq 15\text{mm}$ であることを確かめる。

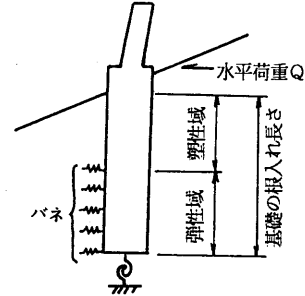


図-6.4 現行設計法の水平支持力算定法

(2) 引揚げ支持力

引揚げ支持力は図-6.4の弾性域内における基礎体側面のせん断抵抗力によるものとし、以下に示す所要安全率(F_T)を確保しなければならない。

$$F_T \geq \frac{Q_{Ty}}{T} \quad (F_T: \text{常時} \geq 2, \text{異常時} \geq 1.33)$$

$$Q_{Ty} = \frac{1}{1.5} \left(\sum_{i=0}^n \tau_i l_i \right) U + W_c + W_s \quad (6.2)$$

$$\tau_0 = c_1 + 0.5 \gamma_1 \left(D + \frac{l_0}{2} \right) \tan \phi$$

ここに、

Q_{Ty} : 降伏引揚げ支持力 (tf)

T : 鉄塔から基礎に作用する引揚げ力 (tf)

l_0 : 土砂層の厚さ (m)

$\tau_{1 \sim n}$: 極限せん断抵抗力 (tf/m²)

$l_{1 \sim n}$: 各層厚 (m)

U : 基礎体部の周長、または拡底部の周長 (m)

W_c : 基礎体の重量 (tf)

W_s : 埋戻し土の重量 (tf)

τ_0 : 土砂層の極限せん断抵抗力 (tf/m²)

c_1 : 土砂層の粘着力 (tf/m²)

ϕ_1 : 土砂層の内部摩擦角 (°)

γ_1 : 土砂層の単位体積重量 (tf/m³)

(3) 圧縮支持力

圧縮支持力は基礎体底部地盤の支持力によるものとし、以下に示す安全率(F_c)を確保しなければならない。

$$F_c \geq \frac{Q_{cy}}{P_c} \quad (F_c: \text{常時} \geq 2, \text{異常時} \geq 1.33)$$

$$Q_{cy} = \left(1 - \frac{i-10}{75}\right) \{ \alpha c_1 N_c + \beta \gamma_1 B' N_r + \gamma_2 D_f (N_q - 1) \} \frac{\pi}{4} B'^2 \quad (6.3)$$

ここに、

Q_{cy} : 降伏圧縮支持力 (tf)

P_c : 基礎体底部に作用する圧縮力 (tf)

$$P_c = C + W_c + W_s$$

C : 鉄塔から基礎に作用する圧縮力 (tf)

W_c : 基礎体重量 (tf)

W_s : 拡底部直上の土塊重量 (tf)

A : 基礎体部底面積 (m²)

D : 基礎体の直径 (m)

α : 基礎底面の形状係数 (円形 $\alpha = 1.3$)

β : 基礎底面の形状係数 (円形 $\beta = 1.3$)

i : 地盤傾斜角

N_c, N_r, N_s : 基礎底面の支持力係数

6.3 安定解析法³⁾

6.3.1 極限支持力の算定法

(1) 極限引揚げ支持力

極限引揚げ支持力算定法は現行設計法と同様にせん断法とする。せん断法はすべり面を

円筒形に仮定した非常に簡便な方法であり、その他にもすべり面を対数らせんあるいは円弧で仮定した方法も考えられるが、第3章で示した大型現場引揚げ試験あるいはFEM解析による3次元数値シミュレーションなどの結果から、せん断法が現在のところ最も精度が良いと結論づけられている。

図-6.5はせん断法による算定法を示したもので、設計地盤面は地表面と基礎体の交点を通る水平面とする。極限引揚げ支持力 R_{vo} は基礎体の重量 W_s および円筒形のすべり線に沿うせん断抵抗力 T の和として表される。

$$R_{vo} = W_c + W_s + T \quad (6.4)$$

$$T = \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (c_i + K \sigma_i \tan \phi_i) \quad (6.5)$$

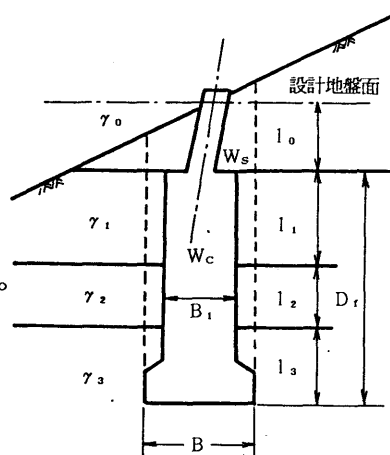


図-6.5 せん断法に用いる諸元

ここに、

K : 土圧係数

c_i : i 層の粘着力 (tf/m^2)

σ_i : 設計地盤面を基準にしたときの i 層の中央における土被り圧 (tf/m^2)

ϕ_i : i 層の内部摩擦角

l_i : i 層の層厚 (m)

n : 層数

式(6.5)における土圧係数 K は、沖積層ではプレシオメータなどの現位置試験で直接測定できるが、UHV 送電ルートで対象となる山岳地では容易に測定できない。ゆえに、以下の解析では慣用的な方法に従って $K=1.0$ とする。

(2) 極限圧縮支持力

深礎基礎の極限圧縮支持力 R_{co} は 先端支持力 R'_{co} と周面摩擦力 R_{cf} との和として表される。

$$R_{co} = R'_{co} + R_{cf} \quad (6.6)$$

式(6.6)の先端支持力は、Terzaghiの式を多くの鉄塔基礎に対する実験によって修正を加えられた現行設計法と同じ式(6.3)を用いる。式(6.3)を式(6.6)に代入すると、周面摩擦力 R_{cf} も考慮した極限圧縮支持力 R_{co} の算定式が得られる。

$$R_{c0} = R_{c0}' + \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (c_i + K \sigma_i \tan \phi_i) \quad (6.7)$$

(3) 複合荷重下の極限支持力

図-6.6は 実際の鉄塔基礎に作用する 複合荷重Pを示している。基礎に作用する水平力 P_{hv} は複合荷重Pの水平分力と考えるので、荷重比 θ_v は次式のように定義できる。

$$\theta_v = \frac{P_{hv}}{P_v} \quad (6.8)$$

また、圧縮脚についても図-6.6と同様な関係が成立するとし、圧縮方向に対する荷重比 θ_c も式(6.8)と同様に次式で定義する。

$$\theta_c = \frac{P_{hc}}{P_c} \quad (6.9)$$

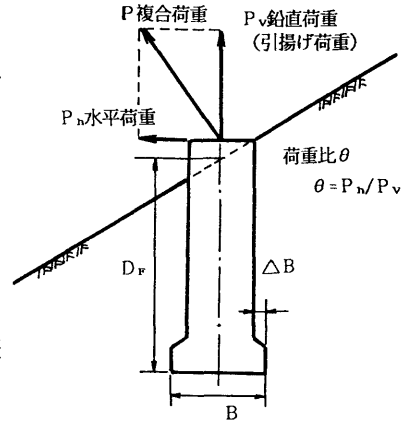


図-6.6 鉄塔に作用する荷重

さらに、鉄塔基礎が完全に破壊する極限状態を考えれば、式(6.8)，式(6.9)から次式が成立する。

$$\theta_v = \frac{R_{hv}}{R_v} \quad (6.10. a)$$

$$\theta_c = \frac{R_{hc}}{R_c} \quad (6.10. b)$$

したがって、極限水平支持力は、引揚げおよび圧縮脚に対してそれぞれ次式で求められる。

$$R_{hv} = \theta_v R_v \quad (6.11. a)$$

$$R_{hc} = \theta_c R_c \quad (6.11. b)$$

なお、複合荷重下における極限引揚げ支持力 R_v は次式で算定できる。

$$R_v = R_{v0}(1-f_1/100)(1-f_2/100) \quad (6.12)$$

ここに、 f_1 、 f_2 はそれぞれ数多くのFEM数値シミュレーションから得られた傾斜地盤および水平力に関する低減率であり、次式で表される。

$$f_1 = a_0 + a_2 x_2 + a_4 x_2^2 + a_5 x_1 x_2 \quad (6.13)$$

$$f_2 = b_0 + b_3 x_2 x_3 + b_6 x_1 x_2 x_3 + b_9 x_1^2 x_2 x_3 + b_{10} x_1 x_2^2 x_3 \quad (6.14)$$

ここに、 $x_1 = (D_r/B)/5.0$ 、 $x_2 = i/40.0$ 、 $x_3 = \min(\theta, 10.0)$ であり、各変数の定義域は、 $0.0 \leq x_3 \leq 1.0$ である。表-6.1は式(6.13)および式(6.14)における各回帰係数の値を示している。

表-6.1 回帰係数の値

地盤傾斜低減率		水平荷重低減率	
a_2	13.32	b_3	43.64
a_4	12.38	b_6	-79.24
a_5	-13.83	b_9	32.94
a_6	5.476×10^{-1}	b_{10}	16.91
		b_0	3.124×10^{-2}

6.3.2 極限支持力式の精度

(1) 極限引揚げ支持力式

図-6.7は第2章で示した大型現場試験と小型模型引揚げ実験の実測データから、せん断法の精度を調べたものである。支持力式の精度は次式のような無次元化された誤差で評価した。

$$e_{RV} = 1 - \frac{R_v}{R_{vc}} \quad (6.15)$$

ここに、 R_v 、 R_{vc} はそれぞれ実験から得られた値と式(6.4)で計算された値である。図から分かるように、 e_{RV} の値は-0.49~0.37の範囲でばらついており、 e_{RV} の平均値・標準偏差はそれぞれ0.059、0.241である。また、図-6.8、

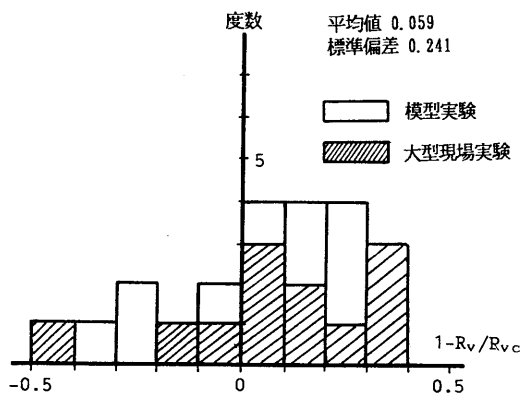


図-6.7 せん断法の誤差分布

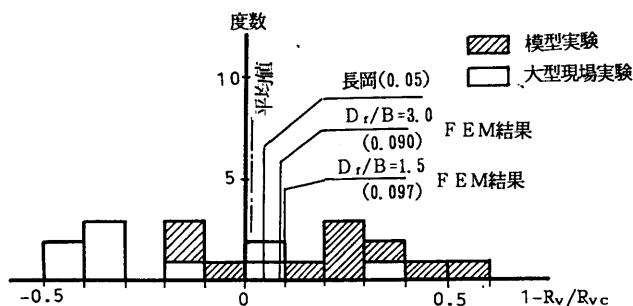


図-6.8 せん断法の誤差分布(拡底基礎の場合)

図-6.9はこの誤差分布をそれぞれ拡底基礎と無拡底基礎に分けて整理したものである。また、図には3次元FEM解析による数値計算結果も示している。このFEMによる数値解析とせん断法との誤差は10%以内であり、せん断法自身が有する解析誤差は比較的小さい。 e_{RV} の分布にはこの解析誤差による誤差の他に強度定数 c や単位体積重量 γ などのばらつきなどが含まれている。図-6.7の誤差分布は

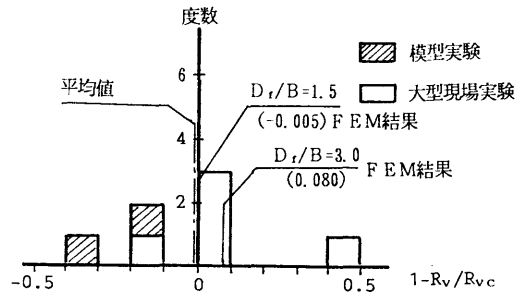


図-6.9 せん断法の誤差分布(無拡底基礎の場合)

これらの要因をすべて含んだものでありその結果として、図に示すような大きなばらつきとなっている。したがって、極限支持力式の精度を表すには、地盤諸係数のばらつきを差引いた変動係数でなければならない。地盤諸係数のばらつきによる極限支持力のばらつき評価法は6.4.2(2)(a)で示すが、結果的に引揚げ支持力の解析誤差を示すと変動係数で0.15となり、工学的に十分な精度を有していると言える。

(2) 極限圧縮支持力

図-6.10は第3章で示した大型現場圧縮試験結果から、極限圧縮支持力式の精度を調べたものである。支持力式の精度は(1)の場合と同様な無次元化された誤差 e_{RC} で評価する。図から分かるように、 e_{RC} の値は $-0.54 \sim 0.63$ の範囲でばらついており、 e_{RC} の平均値・標準偏差はそれぞれ -0.008 、 0.333 である。ただし、大型現場圧縮試験ではN値および一軸圧縮強度 q_u しかえられていない場合が多いので、粘性土地盤では q_u から c を推定し砂質地盤では大崎の式($\phi = 20N + 15$)から ϕ を推定した。図-6.10のばらつきには設計式

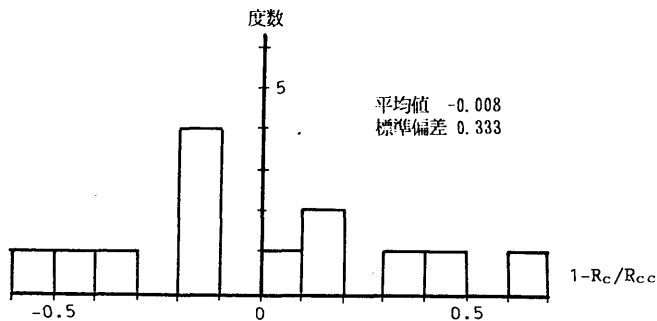


図-6.10 圧縮支持力式の誤差分布

そのものの誤差の他に、上記の推定誤差も含まれている。したがって、そのばらつきはかなり大きくなっているが、6.5.1の極限引揚げ支持力式と同様な計算を行うと、極限圧縮支持力式の解析誤差の変動係数は0.2となる。図-6.7, 図-6.10に示されているように、 e_{RV} , e_{RC} の平均値がほとんど0であることは注目に値する。すなわち、式(6.4), 式(6.6)が R_v , R_c の平均値関数となっている。なお、6.4.4の破壊確率の算定においては、 e_{RV} , e_{RC} を正規分布としている。

6.3.3 荷重～変位関係の算定法³⁾

深礎基礎の荷重～変位関係は概説でも述べたように、地盤と基礎体の境界面における摩擦あるいは純粋な3次元問題であることなどから、その力学的挙動を正確に把握することは非常に難しい。特に、FEMによる数値解析では、その力学的なモデル化、入力パラメータなどによって計算結果は大きく影響を受ける。したがって、ここではこれまでとは全く異なった方法、すなわち第2章で示した大型現場載荷試験データを用いた帰納的な方法により、深礎基礎の荷重～変位関係を求める。

図-6.11は第2章で示した東京電力および道路公団が実施した大型現場水平および引揚げ載荷試験結果を、各極限支持力に対する無次元量として整理したものである。図に示すように、いずれの荷重～変位関係も指数関数で良く近似できることが分かる。なお、ここではデータを示さないが、圧縮荷重～変位関係も同様な指数関数を用いれば精度良く近似できる。したがって、深礎基礎の引揚げ、水平および圧縮荷重～変位関係のすべてを次式の指数関数式で表わすこととする。

$$y_i = 1.0 - \exp(-B_i x_i) \quad (i=h, v, c) \quad (6.16)$$

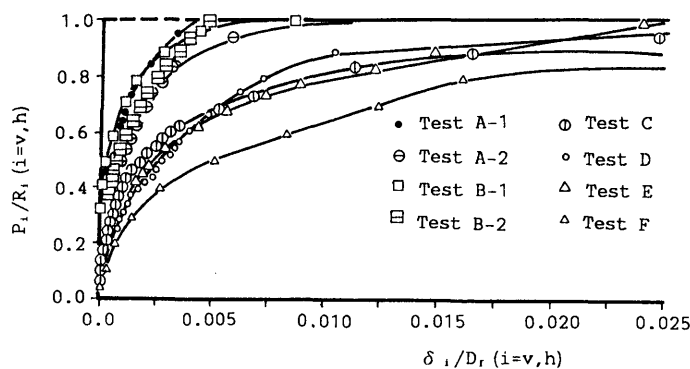


図-6.11 大型現場実験における荷重～変位関係

ここに、 y_i は極限支持力 R_i に対する荷重比(P_i/R_i)であり、 x_i は変位 δ_i と根入れ深さ D_r の比(δ_i/D_r)で、いずれも無次元量である。上式で、 $x=0$ における dy/dx を求めると次式となる。

$$\left. \frac{dy_i}{dx_i} \right|_{x_i=0} = B_i \quad (6.17)$$

この式は $\delta_i=0$ における $P_i \sim \delta_i$ 関係の接線勾配が B_i であることを意味している。式(6.16)の $P_i \sim \delta_i$ 関係は B_i を求めさえすればユニークに決定できる。したがって、以下に B_i の具体的な算定法を示し、大型現場実験の実測データに基づいた実用的な深礎基礎の荷重～変位関係の評価法を示す。

(1) 水平荷重～変位関係

まず、水平荷重～変位関係における B_n の算定法について示す。図-6.12は地盤を弾性バネ、基礎体を剛体とした場合の B_n 算定用モデルを示しており、基礎体の水平方向の挙動を、図-6.12に示すような剛体的な回転で表す。このモデルの妥当性は第2章に示した大型現場水平載荷実験における力学的挙動から明らかとなっている。したがって、杭頭での変位を δ_n とすると、基礎体底部から距離 z における変位 $\delta_n(z)$ は次式で表される。

$$\delta_n(z) = \frac{z}{D_r} \delta_n \quad (6.18)$$

地盤はバネモデルとした弾性体と仮定しているので、 z における反力 $P_n(z)$ は次式で得られる。

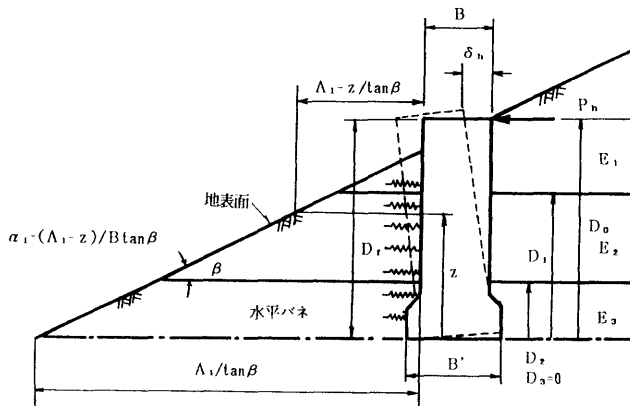


図-6.12 B_n の算定法

$$P(z) = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} K_{HS} \delta_h(z) \cos \theta \frac{B}{2} d\theta = K_{HS} \delta(z) B \quad (6.19)$$

ここに、 K_{HS} は傾斜地盤を考慮した地盤のバネ定数であり、次式を用いる。なお、この式は数多くの模型実験結果から得られたものであり、一般に妥当であると認められている。

$$K_{HS} = (0.3 \log \alpha_i + 0.7) K_H \quad (6.20)$$

ここに、 α_i は基礎前面から斜面までの水平距離と基礎体径との比を、また K_H は水平地盤における地盤反力係数(kgf/cm)を示しており、それぞれ次式から求められる。

$$\alpha_i = \frac{A_i - Z}{B \tan \beta} \quad (6.21)$$

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} = 12.8 K_{H0} B_H^{-3/4} \quad (6.22)$$

ここに、 A_i , B , β はそれぞれ基礎体有効長、基礎体径、地盤傾斜角である。また、式(6.22)には、 $K_{H0} = E_0/30$, $B_H = \sqrt{B D_f}$ の関係がある。式(6.19)を各層厚について積分すれば第*i*層における反力は次式となる。

$$P_{hi}(z) = \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} \delta_h(z) B dz \quad (6.23)$$

したがって、基礎体底面での力のモーメントを考えると次式が成立する。

$$P_h D_f = \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} \delta_h(z) B z dz \quad (6.24)$$

ここに、 $z = (D_{i-1} + D_i)/2$ で、式(6.18)を代入すれば P_h は次式で得られる。

$$P_h = \frac{\delta_h}{D_f^2} B \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} z \bar{z} dz \quad (6.25)$$

したがって、水平荷重～変位関係を示す式(6.16)中の B_h は次式で算定できる。

$$B_h = \frac{P_h}{R_h} \bigg/ \frac{\delta_h}{D_f} = \frac{\lambda_h B}{R_h D_f} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} z \bar{z} dz \quad (6.26)$$

ただし λ_h は、水平地盤反力係数を補正するための係数である。

(2) 引揚げ荷重～変位関係

次に、 B_v の算定法を示す。図-6.13のように、地盤をバネモデルによる弾性体とし、基礎体は上方に剛体的に δ_v だけ変位するものとする。この力学的モデルの妥当性は第2章の大型現場引揚げ実験の地中変位の実測データから明らかにされている。また通常、せん断バネ係数 K_s と鉛直地盤反力係数 K_v との間には次式の関係がある。

$$K_s = \lambda_v K_v \quad (6.27)$$

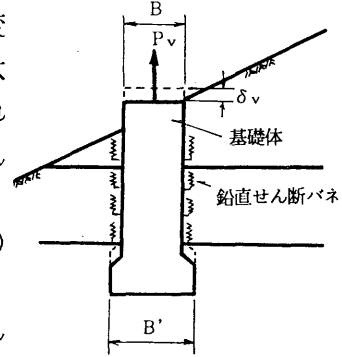


図-6.13 B_v の算定法

図-6.13に示すように、傾斜地盤の影響を考慮するために、 B_v のバネ係数を谷側と山側とに2分して求める。谷側のバネ係数 K_{ss} は斜面による係数の低減を考慮するが、山側のバネ定数 K_s に関しては斜面による低減は考えない。したがって、式(6.19)に相当する点 z における $P_v(z)$ は次式となる。ただし、 $K_{vs} = K_{hs}$ 、 $K_v = K_h$ とする。

$$\begin{aligned} P_v(z) &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} K_{ss} \delta_v \frac{B}{2} d\theta + \int_{\pi/2}^{-\pi/2} K_s \delta_v \frac{B}{2} d\theta \\ &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \lambda_v K_{hs} \delta_v \frac{B}{2} d\theta + \int_{\pi/2}^{-\pi/2} \lambda_v K_h \delta_h \frac{B}{2} d\theta \\ &= \frac{\pi \lambda_v K_{hs} B}{2} \delta_v + \frac{\pi \lambda_v K_h B}{2} \delta_v \\ &= \frac{\pi \lambda_v B}{2} \delta_v (K_{hs} + K_h) \end{aligned} \quad (6.28)$$

したがって、第 i 層における反力は次式となる。

$$P_{iv}(z) = \int_{D_i}^{D_{i-1}} \frac{\pi \lambda_v B}{2} (K_{hs} + K_h) \delta_v dz \quad (6.29)$$

また、鉛直方向の力のつり合いを考えれば P_v は次式で表される。

$$P_v = \frac{\pi \lambda_v B}{2} \delta_v \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{hs} + K_h) dz \quad (6.30)$$

したがって、引揚げ荷重～変位関係を示す式中の B_v は次式で算定できる。

$$B_v = \frac{P_v}{R_v} \bigg/ \frac{\delta_v}{D_f} = \frac{\pi \lambda_v B D_f}{2 R_v} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{hs} + K_h) dz \quad (6.31)$$

(3) 圧縮荷重～変位関係

最後に B_c の算定法を示す。圧縮方向に対する係数 B_c も図-6.14のように、圧縮荷重 P_c は鉛直せん断バネと基礎体底面での鉛直バネとの和で表される。

$$P_c = \frac{\pi \lambda_v B}{2} \delta_c \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i+1}-1} (K_{Hs} + K_H) dz + \frac{\pi B'^2}{4} K_H \delta_c \quad (6.32)$$

したがって、 B_c は次式で算定できる。

$$\begin{aligned} B_c &= \frac{P_c}{R_c} \bigg/ \frac{\delta_c}{D_f} \\ &= \frac{D_f}{R_c \delta_c} \left(-\frac{\pi \lambda_c B}{2} \delta_c \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i+1}-1} (K_{Hs} + K_H) dz + \frac{\pi B'^2}{4} K_H \delta_c \right) \\ &= \frac{\pi D_f}{4 R_c} (2 \lambda_c B \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i+1}-1} (K_{Hs} + K_H) dz + B'^2 K_H) \end{aligned} \quad (6.33)$$

(4) 各極限支持力式の精度

式(6.22)の弾性領域内の水平バネ定数 $K_h (= K_v)$ は、掘削孔を利用した水平および鉛直方向の平板载荷試験によって求めることができる。しかし、極限状態に至るまでの塑性領域も含めた水平および鉛直せん断バネ定数はこの原位置試験から求めることはできない。したがってここでは、式(6.26)，式(6.31)，式(6.33)中の λ_h ， λ_v ， λ_c を過去に実施された各種大型現場実験データから逆算することによって、荷重～変位関係を推定することとする。

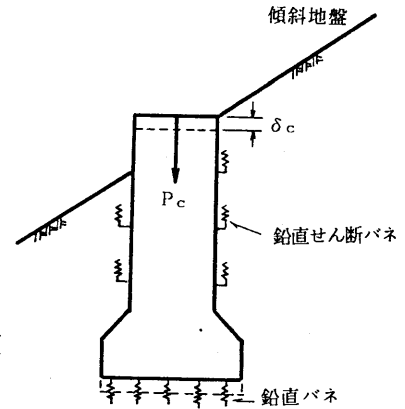


図-6.14 B_c の算定法

(a) 逆算 λ_i の求め方

図-6.15は逆算 λ_i の算定法を具体的に示したものである。まず、図中(a)のように実測データを縦軸 P_i/R_i ，横軸 δ_i/D_f として整理する。そして、図中(b)のように式(6.16)を用いた非線形回帰分析を行い、 B_i を決定する。一方、式(6.26)，式(6.31)，式(6.33)により B_i をある仮定された λ_i のもとで算定し、 $B^* = B_i$ の判断を行う。もし、 $B^* \neq B_i$ ならば、この計算を $B^* = B_i$ になるまで繰り返して λ_i を求める。ここで、決定された λ_i を逆算 λ_i と呼ぶことにする。

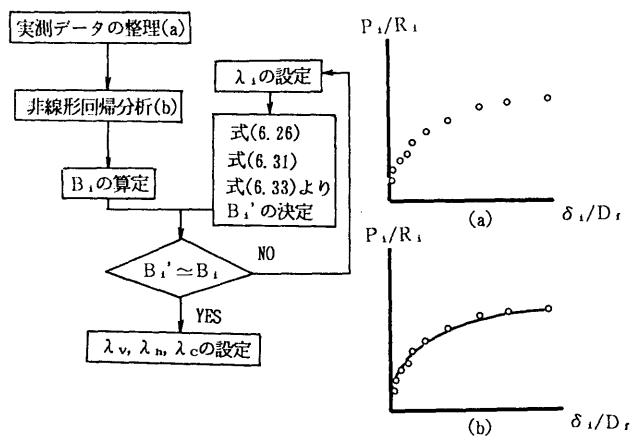


図-6.15 逆算 λ_1 求め方

(b) 逆算 λ_n の計算結果

表-6.2は図-6.16に示す大型現場水平載荷試験の実測データから逆算 λ_1 を求めた結果である。長岡の実験では λ_n が多少小さくなっているが、現時点では $\lambda_n = 1$ として良いと考えられる。長岡のケースを除けば $\lambda_n \approx 1$ であると言える。

表-6.2 逆算 λ_n の値

現場名	長岡	今市	赤城A	赤城B
逆算 λ_n	0.408	0.796	1.01	1.03

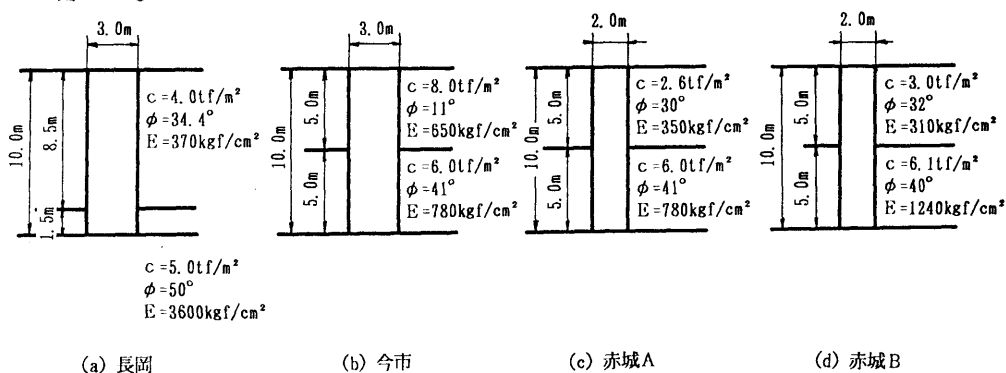


図-6.16 大型現場水平載荷試験の概要

(c) 逆算 λ_v の計算結果

図-6.18は図-6.17に示す大型現場引揚げ試験と表-6.3に示す小型模型引揚げ実験の実測データから逆算 λ_v を求めた結果である。図のように、逆算 λ_v の値は0.02~0.31の範囲で

ばらついている。 λ_v の変動係数が0.6以上と、かなり大きな値となっているのは、ここで逆算された λ_v の分布には、変形係数の推定誤差と式(6.31)自身の解析誤差が含まれているためである。図には、大型現場引揚げ試験と小型模型引揚げ試験との区別をしており、それぞれの平均値・標準偏差および変動係数の値は、前者では0.117, 0.072, 0.62, 後者では0.161, 0.107, 0.665である。なお、6.4の破壊確率の算定においては、逆算 λ_v の分布は正規分布とする。

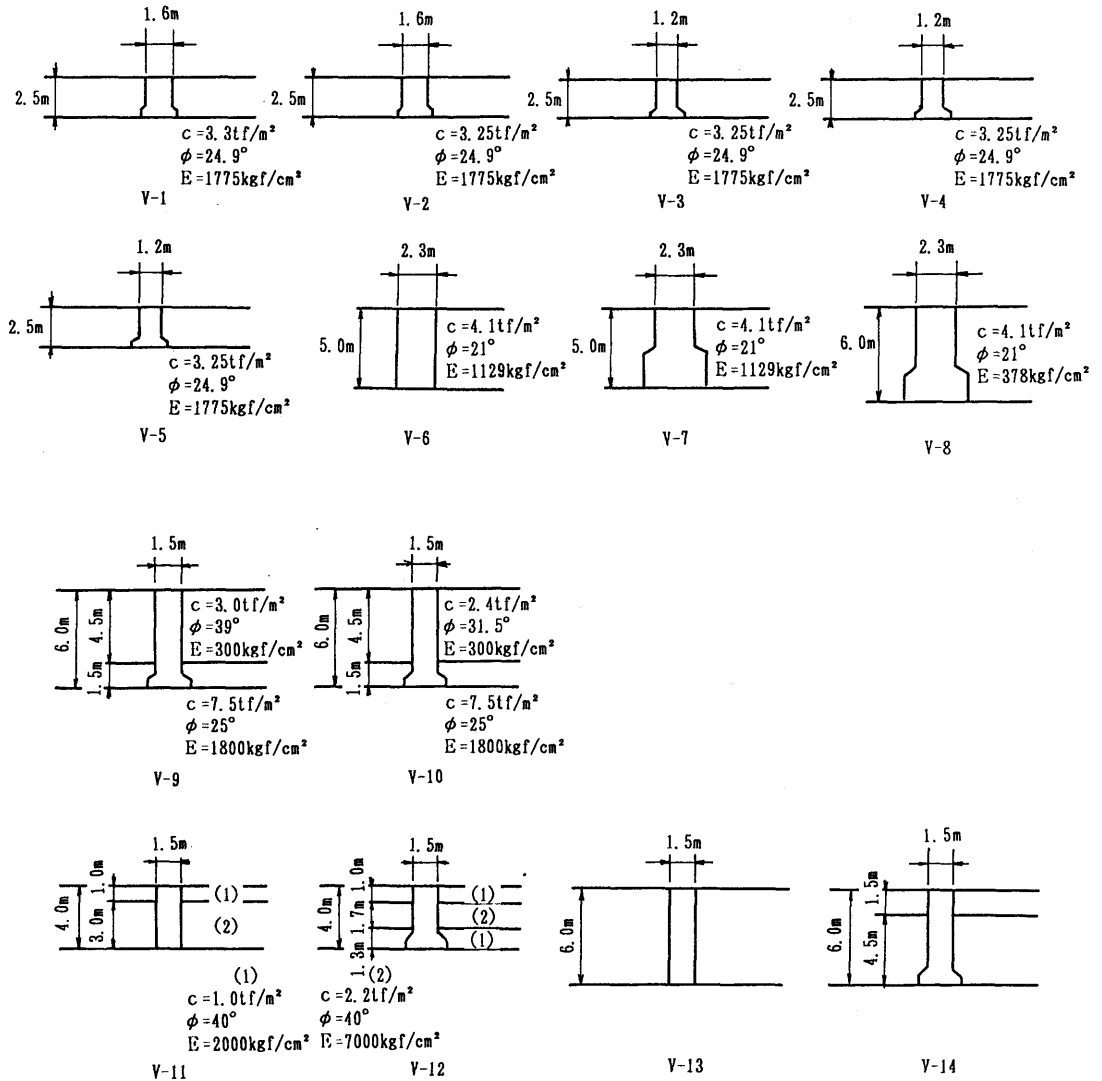


図-6.17 大型現場引揚げ試験の概要

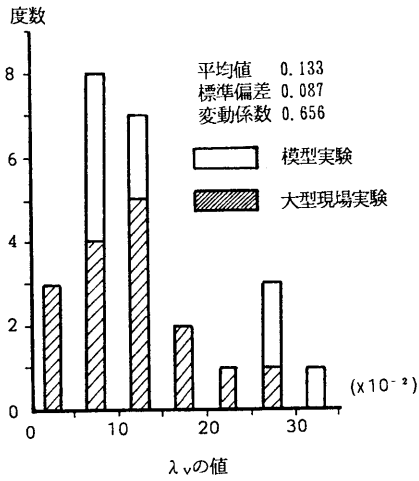


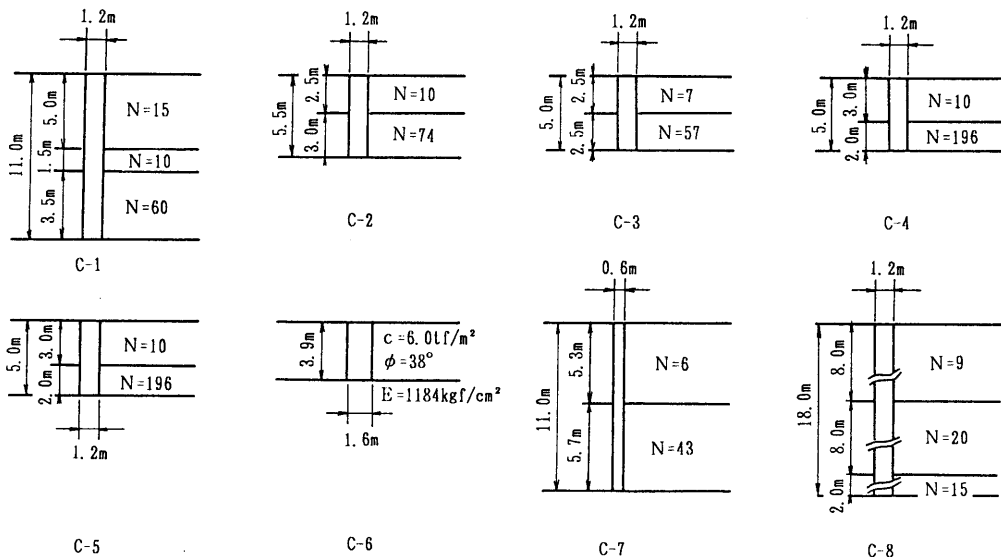
図-6.18 逆算 λ_v の分布

表-6.3 小型模型引揚げ実験

D_r/B	D_i/D_r	i°	試験の種類
3.0	0.0	0.0	
3.0	0.0 0.5 0.75 1.00	0.0	
1.5	0.0	0 15 30 50	

(d) 逆算 λ_c の計算結果

図-6.20は図-6.19に示す大型現場圧縮試験の実測データから逆算 λ_c を求めた結果である。図-6.19のC-12～C-14およびC-15～C-17はそれぞれ東京電力で実施された木更津と小千谷における大型現場圧縮載荷試験であり、これらの現場における変形係数は平板載荷試験から求められている。しかし、その他の載荷試験ではN値しか得られていないので、このような場合には変形係数を $E=16N$ の関係から推定した。ここにNは各層内のN値の平均値である。図-6.20に示すように逆算 λ_c の値は0.02～0.36の範囲で大きくばらついてい



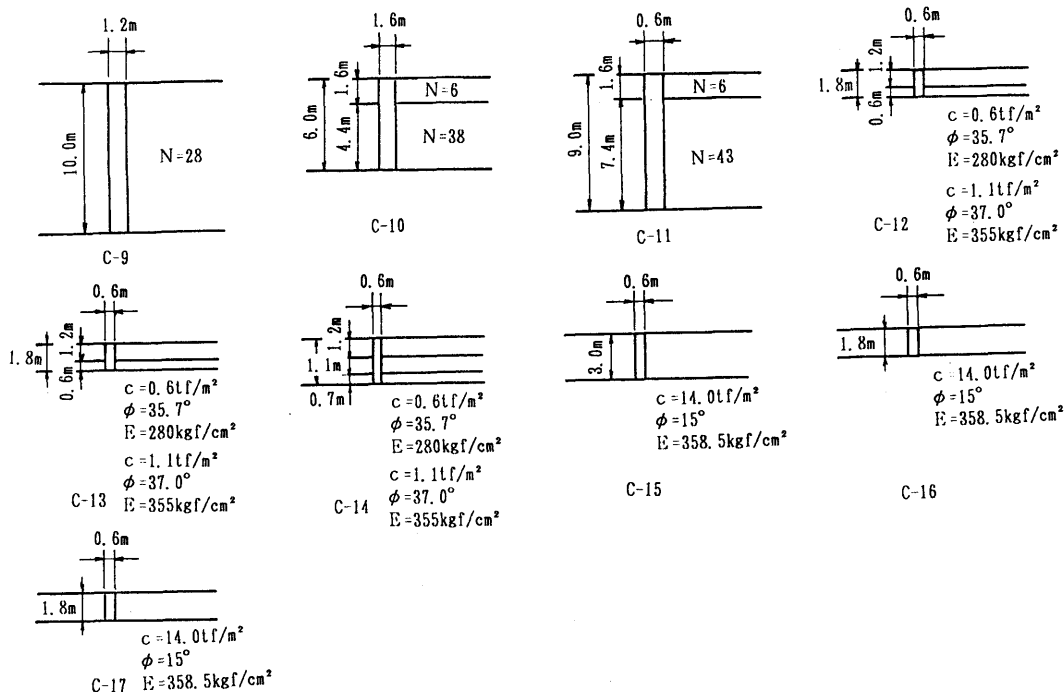


図-6.19 大型現場圧縮載荷試験の概要

る。 λ_c の平均値、標準偏差、変動係数はそれぞれ 0.164, 0.117, 0.714である。図-6.18の逆算 λ_v の分布と比較すると、逆算 λ_c の分布のばらつきの方が大きい。これは λ_v の算定では、すべての現場における変形係数を平板載荷試験 または三軸試験から直接的に求めているのに対し、 λ_c の算定では、変形係数を $E=16\text{N}$ の関係から間接的に推定しているためである。なお、逆算 λ_c の分布は λ_v の場合と同様に正規分布とする。

6.3.4 設計用支持力式の検討

最後に、本節で提案した深礎基礎の設計用支持力式の計算値と現場実験の実測データとの比較を行う。解析の対象とした現場実験は、それぞれ図-2.7で示した長岡、児玉における引揚げ実験と図-2.11で示した長岡、今市における水平載荷試験である。

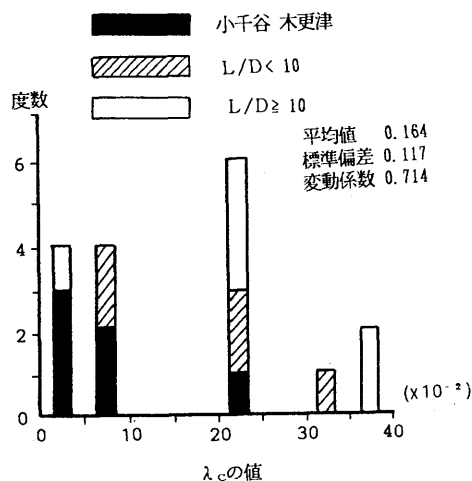


図-6.20 逆算 λ_c の分布

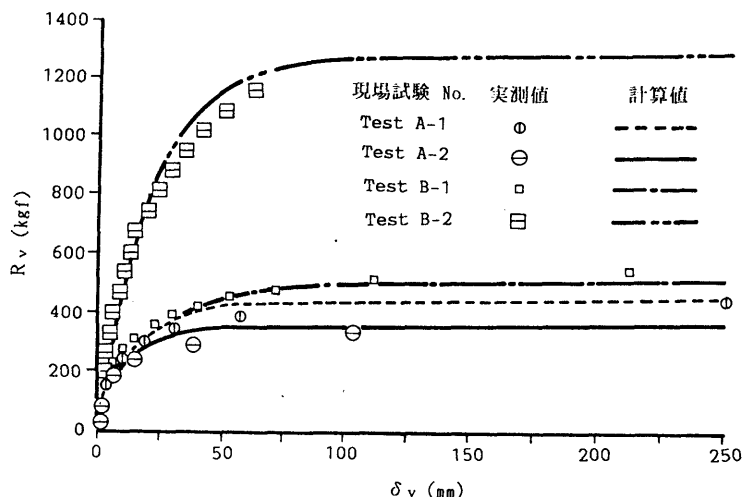


図-6.21 新しい支持力式と実測値との比較(引揚げ支持力の場合)

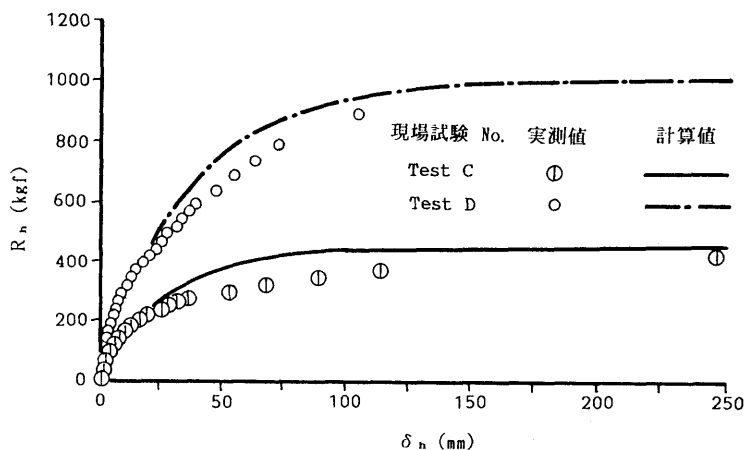


図-6.22 新しい支持力式と実測値との比較(水平支持力の場合)

図-6.21は引揚げ支持力に関する検討を行ったものである。まず、各現場実験の極限引揚げ支持力を式(6.4)のせん断法を用いて計算すると、図-2.7のTest A-1 ~ Test B-2 それぞれに対して、438.6tf, 357.5tf, 500.4tfおよび1277.8tfであり、現場実験から得られた各値、450tf, 400tf, 540tfおよび1200tfと非常に近い値となっている。なお、Test B-2の極限引揚げ支持力は、式(6.13)の傾斜地盤の低減率を考慮して求めた。次に、式(6.31)の B_v を図-2.7に従って求め、上記の極限支持力値とこの B_v を式(6.16)に代入すれば、極限状態に至るまでの荷重～変位関係を算定することができる。ただし、以下の計算では B_v を算定する際の λ_v を図-6.18の平均値($\lambda_v=0.133$)とした。図-6.21に示すように、提案法による荷重～変位関係は弾性領域にある初期の変位のみならず、基礎が完全に抜け上がってしま

う極限状態における実測値までかなりよく説明していることが分かる。深礎基礎の極めて複雑な力学的挙動を式(6.16)の単純化された荷重～変位関係式で容易に評価できることは注目に値する。また、図-6.22は同様な検討を水平載荷試験に対して行ったものである。図から分かるように、この場合も式(6.16)による計算値は実測値をよく説明している。なお、計算に用いた極限水平支持力の値は各現場実験で得られたものとし、式(6.26)の B_n は $\lambda_n=1$ とした。

6.4 信頼性設計の方法

6.3.1および6.3.2では、それぞれ深礎基礎の極限支持力算定法と荷重～変位関係の定式化を行ない、さらに大型現場実験データの比較からこれらの各支持力式の精度を確かめた。すなわち、極限支持力に関しては図-6.7、図-6.10に示す誤差分布が、また、荷重～変位関係については図-6.18、図-6.20のような λ_v および λ_c の分布の存在が確認された。このことは、これらの力学量を確定論的でなく、確率論的に取り扱うべきことを示唆している。さらに、鉄塔に作用する風荷重も確率変量であることを考え合わせれば、送電用鉄塔基礎の設計には、信頼性設計の導入が必要と考えられる。そこで、本節では、深礎基礎の信頼性設計を詳述する。まず、送電用鉄塔基礎として考慮すべき破壊の定義を示す。そして、地盤諸係数のばらつきと支持力式の解析誤差を考慮した極限支持力および荷重～変位関係の確率モデルから破壊確率の定式化を行う。

6.4.1 破壊の定義

ここで示す信頼性設計の大きな特色としては次のことが挙げられる。それは単に基礎が破壊する確率 P_{Fv} (あるいは P_{Fc})のみを取扱うだけでなく、基礎の変位による上部構造への損傷を与える確率 P_{Dv} (あるいは P_{Dc})を評価している点である。つまり、鉄塔上部構造物から要請される許容変位量を超える確率を算定し、最適設計手法の中に組み込んでいる点である。なお、これらの破壊確率は、引揚げ、圧縮および水平方向に対してそれぞれ異なるので、次式のような定義をする。

$$P_{Fv} = P_{rob}(P_v > R_v) \quad (6.34)$$

$$P_{Fc} = P_{rob}(P_c > R_c) \quad (6.35)$$

$$P_{Dv}' = P_{rob}(\delta_v > \delta_{va} = L/1200) \quad (6.36)$$

$$P_{DHV} = P_{rob}(\delta_{hv} > \delta_{hva} = L/800) \quad (6.37)$$

$$P_{Dc}' = P_{rob}(\delta_c > \delta_{ca} = L/1200) \quad (6.38)$$

$$P_{DHC} = P_{rob}(\delta_{hc} > \delta_{hca} = L/800) \quad (6.39)$$

ここに、 P_{FV} 、 P_{FC} はそれぞれ引揚げ脚および圧縮脚の基礎が完全に破壊する確率(倒壊確率と呼ぶ)である。また、 $P_{DV'}$ 、 P_{DhV} は引揚げ変位量およびその水平方向変位量が、それぞれの許容変位量を越える確率であり、 $P_{DC'}$ 、 P_{DHC} は圧縮方向に対する同様な確率である。以後、これらの許容変位量を超過する確率を総称して損傷確率と呼ぶ。なお、 L は鉄塔の根開きである。鉄塔基礎の変位が上部構造に損傷を与えないための限界変位量、すなわち、許容変位量(δ_{va} 、 δ_{hva} 、 δ_{ca} 、 δ_{hca})は、ここでは鉛直および水平方向に対してそれぞれ $L/1200$ 、 $L/800$ であり、これらの値は電気学会の定める現行設計法²⁾で用いられている値である。この許容変位量以下であれば、上部構造物に損傷は生じないと確認されている。 P_v と P_h の相関性を無視すれば、鉄塔基礎の変位が上部構造に損傷を与える確率は、引揚げおよび圧縮荷重に対してそれぞれ次式で与えられる。

$$P_{DV}^* = P_{DV'} + P_{DhV} - P_{DV'} P_{DhV} \quad (6.40)$$

$$P_{DC}^* = P_{DC'} + P_{DHC} - P_{DC'} P_{DHC} \quad (6.41)$$

また、6.3で示した荷重～変位関係は破壊状態において変位が無限大と定義されるので、鉄塔倒壊時の基礎の変位は、必ずこの許容変位量(δ_{va} 、 δ_{hva} 、 δ_{ca} 、 δ_{hca})を越えるはずである。したがって、 P_{FV} 、 P_{FC} はそれぞれ P_{DV} 、 P_{DC} の部分集合と考えられ、純粋な変位だけで鉄塔上部構造物に損傷を与える確率は次式で表わされる。

$$P_{DV} = P_{DV}^* - P_{FV} \quad (6.42)$$

$$P_{DC} = P_{DC}^* - P_{FC} \quad (6.43)$$

6.4.2 極限支持力の確率モデル

深礎基礎の信頼性設計を実施するには、上述したように、引揚げ、圧縮および水平方向に対する極限支持力および変位量を確率変量として評価しなければならない。それらの確率論的な取り扱い方を述べる前に、その全体的な手順を述べておく。

図-6.23は送電用鉄塔基礎の信頼性設計に必要な各支持力のばらつき評価のための手順を示したものである。極限支持力および荷重～変位関係を確率論的に取り扱うには、①地盤諸係数の統計的性質の把握、②①の諸量の確率過程の評価および、③各支持力式の解析誤差の3つの項目を考慮する必要がある。①については、個々の建設現場で、統計量として十分な土質調査を実施することはできないので、既往の試験データを整理することに

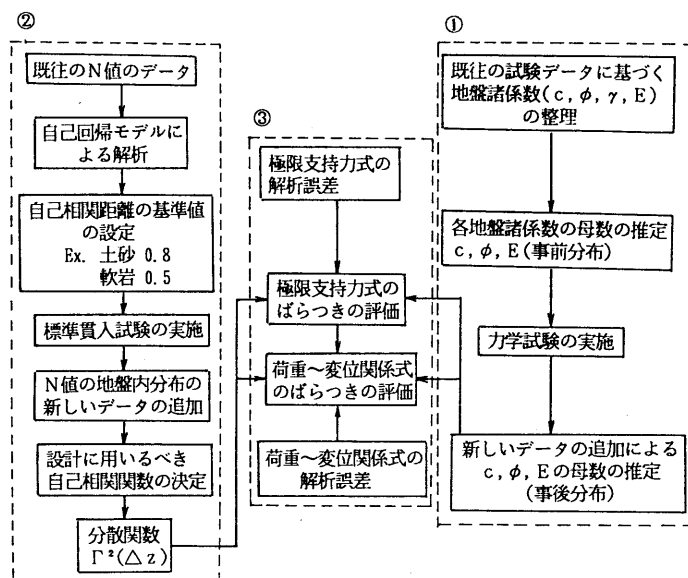


図-6.23 信頼性設計のための各支持力のばらつきの評価法

よって各土質および各岩種別の c , ϕ , E の平均値と分散(標準偏差)を求める。しかし、ここで推定された地盤諸係数の母数は、個々の現場における統計的性質を反映していないので、それらは信頼性設計を行う際の事前分布と位置付ける。この事前分布の設定は、すでに第2章で行われており、深礎基礎の信頼性設計用地盤諸係数の一覧表を与えている。各現場の土に対して実施された試験データは新しい情報として取り入れられ、事後分布が求められる。②では個々の地盤における地盤諸係数(c , ϕ , E)の深さ方向に対する確率過程を考慮する。これらの確率過程はN値の深さ方向に対する連続的なデータを用いて評価する。この場合も既存のN値のデータから、自己相関距離の規準値を土の種類別にあらかじめ決めておく。そして、個々の現場のN値のデータから直接算定される自己相関距離とこの規準値とを対比して、信頼性設計に用いる地盤諸係数のばらつきを決定する。この過程で、自己相関距離が算定されるので、層厚さえ与えればVanmarckeの方法⁴⁾から、分散関数 $\Gamma(\Delta z)$ を容易に求めることができる。具体的な算定法は後述する。

(1) 自己回帰モデルによるN値の地盤内分布の算定法

N値の深さ方向に対するデータが定常状態にある場合は、次の一階の自己回帰モデルが成立する。

$$u_i = \alpha_0 + \alpha_1 u_{i-1} + \varepsilon_i \quad (6.44)$$

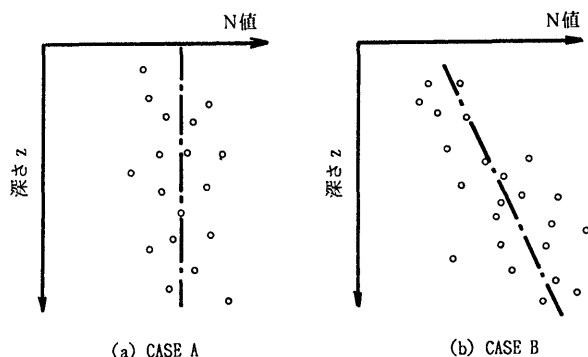


図-6.24 N値の深さ方向への分布特性

一般に、N値の深さ方向に対する分布特性としては、図-6.24(a), (b)のように2つのタイプに分けられる。CASE-AではN値の平均値 $E[N_A(z)]$ は、深さ方向に対して一定であり、CASE-Bではそれが線形的に増加している。なお、変動係数は深さによらず一定としている。したがって、式(6.44)の u_i はCASE-AおよびCASE-Bに対してそれぞれ $u_i = N_i$, $u_i = N_i/z_i$ と表現するならば、それらの平均値と分散は次式で表される。

CASE-A

$$E[N_A(z)] = \frac{\alpha_0}{1-\alpha_1}$$

$$\text{Var.}[N_A(z)] = \frac{S^2}{1-\alpha_1^2}$$

CASE-B

$$E[N_B(z)] = \frac{\alpha_0}{1-\alpha_1} z$$

$$\text{Var.}[N_B(z)] = \frac{S^2}{1-\alpha_1^2} z^2$$

(6.45)

ここに

$$\alpha_0 = \frac{\sum u_{i-1}^2 \sum u_i - \sum u_{i-1} u_i \sum u_{i-1}}{n \sum u_{i-1}^2 - (\sum u_{i-1})^2}, \quad S^2 = \frac{1}{n-2} \sum (u_i - \alpha_0 - \alpha_1 u_{i-1})^2$$

$$\alpha_1 = \frac{n \sum u_{i-1} u_i - \sum u_{i-1} \sum u_i}{n \sum u_{i-1}^2 - (\sum u_{i-1})^2}$$

また、自己相関係数 $r(\Delta z)$ は、CASE-AおよびCASE-Bに対してそれぞれ次式によって求められる。

$$r(\Delta z) = e^{-\Delta z / l}$$

$$l = \frac{-\Delta z}{\ln \alpha_1} \quad (>0) \quad (6.46)$$

次に、 $u_i = u_{N+1-j}$ と書き換えて、データ $u_1 (= u_N)$, $u_2 (= u_{N-1})$, \dots , $u_n (= u_1)$

に対して最小二乗法を用いて

$$u_i = \beta_0 + \beta_1 u_{j-1} + \varepsilon_j \quad (j=n-i, i=0, 1, \dots, n) \quad (6.47)$$

にあてはめて

$$\alpha_0 \sim \beta_0, -1 < \alpha_1 \sim \beta_1 < 1 \quad (6.48)$$

が成り立つ時に定常性が確認される。自己回帰モデルを適用する際には上記のような定常性の確認が不可欠である。また、Vanmarckeが提案した分散関数は、式(6.46)から得られた自己相関距離 ℓ を用いて次式で与えられる。

$$P_i^2(\Delta z_i) = 2\left(\frac{l_i}{\Delta z_i}\right)^2 \left(-\frac{\Delta z_i}{l_i} - 1 + e^{-\Delta z_i/l_i}\right) \quad (6.49)$$

ここに、添字 i は各層を示している。

東京電力のUHVルートで予備調査されたときのN値のデータを用いて、この自己相関距離 ℓ を具体的に求めた。計算に用いたデータは全部で35ケースであったが、その内で定常性が得られたものは28ケースであった。図-6.25(a), (b)はそれぞれ地盤を軟岩と土砂地盤とにおいて、計算された自己相関距離 ℓ の頻度分布を示している。図からわかるように、軟岩地盤では ℓ は0.1~1.9mの範囲にあり、特に $\ell=0.1\sim0.5$ mの値が多い。このように ℓ の値が広範囲にあるのは、軟岩と分類されても比較的堅いものから、土砂に近い軟らかいものまで、かなり高範囲の軟岩が存在するからである。また ℓ がかなり小さく計算されるのは、軟岩地盤ではN値の深さ方向に対する相関性が低いので当然の結果である。一方、土砂地盤の自己相関距離は、図-6.25(b)に示すように、 $\ell=0.1\sim0.9$ mの値で均等に分布する。松尾らによると沖積層粘土層の非排水断強度 c_u の自己相関距離 ℓ は0.63~1.43mの範囲にあるとしており、この値と図-6.25(b)の土砂の場合の ℓ の値とを比較すると、今回の計算値の方がわずかに小さな値を示している。これは

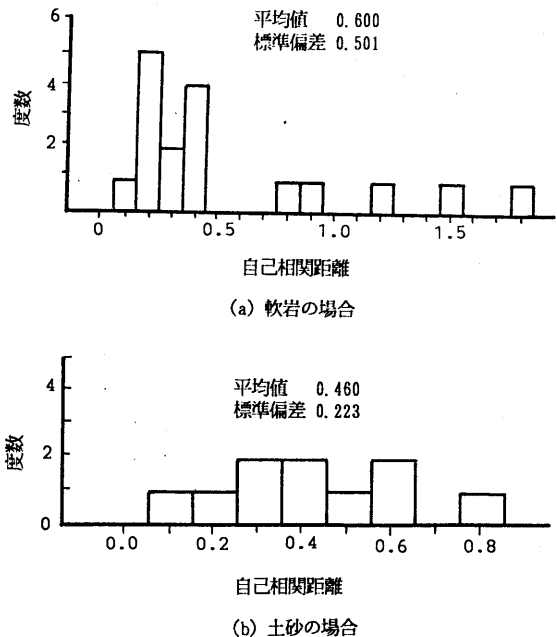


図-6.25 計算された自己相関距離の頻度分布

N値と c_u との地盤諸係数の相違も考えられる。今回の計算では山岳地への地盤を対象としているので、海成粘土などに比べると自己相関距離 ℓ の値が小さいという結果は納得できる。いずれにしても、両者の値が比較的近い値であることは、N値の地盤内分布で各地盤諸係数の確率過程を推定することは妥当であることを裏付けている。なお、軟岩地盤の場合で自己相関距離が、0.83～1.86にあるのは強風化された地盤での計算値である。以上のことを踏まえて、信頼性設計に用いる自己相関距離は、土砂地盤で $\ell=0.8\text{m}$ 、軟岩地盤で $\ell=0.5\text{m}$ とする。ただし、軟岩地盤でも風化度が激しく土砂に近い状態のものは、土砂地盤と同等の自己相関距離をとるものとする。

(2) 極限支持力のばらつき

(a) 極限引揚げ支持力

式(6.41)の極限引揚げ支持力算定式において、第4章で述べたように c 、 ϕ は正規確率変数とみなせるので、 R_{vo} の平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[R_{vo}] = W_c + W_s + \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (E[c_i] + K \sigma_i E[\tan \phi_i]) \quad (6.50)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[R_{vo}] = & \sum_{i=1}^n \{ (l_i \pi B_i')^2 P_i^2(\Delta z_i) \text{Var}[c_i] \\ & + (l_i \pi B' K \sigma_i)^2 P_i^2(\Delta z_i) \text{Var}[\tan \phi_i] \} \end{aligned} \quad (6.51)$$

ここで、 $P_i^2(\Delta z_i)$ は式(6.49)の分散関数である。したがって、複合荷重下における極限引揚げ支持力 R_v の変動係数 V_{rv} は次式で与えられる。

$$V_{rv}^2 = \{ \sqrt{\text{Var}[R_{vo}]} / E[R_{vo}] \}^2 + V_{rv'}^2 \quad (6.52)$$

ここに、 $V_{rv'}$ はせん断法の解析誤差の変動係数であり、6.3の議論により0.15とする。

(b) 極限圧縮支持力

極限圧縮支持力は、式(6.6)に示すように、先端支持力 R_{co}' と周面摩擦力 R_{cf} との和で表わされる。支持力係数 N_c 、 N_r 、 N_q を確定値であるとすれば、 R_{co} は粘着力 c のみの確率変数となる。また、式(6.7)に示すように、 R_{cf} はせん断法による R_{vo} のばらつきと全く同様であるので、 R_{co} の平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[R_{c0}] = \left(1 - \frac{i-10}{75}\right) \left\{ \alpha E[c_i] N_c + \beta \gamma_1 B' N_r + \gamma_2 D_f (N_q - 1) \right\} - \frac{\pi}{4} B'^2 + \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (E[c_i] + K \sigma_i E[\tan \phi_i]) \quad (6.53)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[R_{c0}] = & \left(1 - \frac{i-10}{75}\right)^2 \alpha^2 \left(-\frac{\pi}{4} B_1^2\right)^2 N_c^2 P_i^2 (\Delta z_i) \text{Var}[c_i] \\ & + \sum_{i=1}^n \{(l_i \pi B')^2 P_i^2 (\Delta z_i) \text{Var}[c_i] \\ & + (l_i \pi B' K \sigma_i)^2 P_i^2 (\Delta z_i) \text{Var}[\tan \phi_i]\} \end{aligned} \quad (6.54)$$

したがって、(a)と同様に V_{RC} は次式で与えられる。

$$V_{RC}^2 = \{\sqrt{\text{Var}[R_{c0}]} / E[R_{c0}]\}^2 + V_{RC}'^2 \quad (6.55)$$

ここに、 V_{RC}' は 極限圧縮支持力式の解析誤差の変動係数であるが、6.3で示したように $V_{RC}' = 0.2$ とする。

6.4.3 荷重～変位関係の確率モデル

(1) 引揚げ変位量のばらつき

式(6.16)を δ_v について整理すると次式となる。

$$\delta_v = -\frac{D_f}{B_v} \ln\left(1.0 - \frac{P_v}{R_v}\right) \quad (6.56)$$

上式において、 R_v 、 P_v はそれぞれ極限引揚げ支持力と引揚げ荷重であるので、共に確率変数である。 B_v は 式(6.31)に示すように、確率変数 λ_v によって表される。したがって、 δ_v は複数の確率変数の関数として与えられるので、以下のように平均値と分散を求めることができる。 δ_v を e_{RV} 、 P_v 、 λ_v の平均値のまわりでテーラー級数に展開すると次式が与えられる。

$$\begin{aligned} \delta_v = & \delta_v(E[e_{RV}] \cdot E[P_v] \cdot E[\lambda_v]) + (e_{RV} - E[e_{RV}]) \frac{\partial \delta_v}{\partial e_{RV}} \\ & + (\lambda_v - E[\lambda_v]) \frac{\partial \delta_v}{\partial \lambda_v} + (P_v - E[P_v]) \frac{\partial \delta_v}{\partial P_v} + \dots \end{aligned} \quad (6.57)$$

ただし、偏微係数は $E[e_{RV}]$ 、 $E[P_v]$ 、 $E[\lambda_v]$ における値とする。式(6.57)において級数を一次の項で打ち切り、一次近似の平均と分散をとれば次式となる。

$$E[\delta_v] = -\frac{D_f}{B_v(E[\lambda_v])} \ln\left\{1.0 - \frac{E[P_v]}{R_v(E[e_{rv}])}\right\} \quad (6.58)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[\delta_v] = & \left(\frac{\partial \delta_v}{\partial e_{rv}}\right)^2 \text{Var}[e_{rv}] + \left(\frac{\partial \delta_v}{\partial P_v}\right)^2 \text{Var}[P_v] \\ & + \left(\frac{\partial \delta_v}{\partial \lambda_v}\right)^2 \text{Var}[\lambda_v] \end{aligned} \quad (6.59)$$

さらに、各偏微係数を計算すると次式となる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \delta_v}{\partial e_{rv}} = & \frac{1}{(1-E[e_{rv}])A} \\ & \times \left[\ln\left\{1.0 - \frac{E[P_v]}{(1-E[e_{rv}])R_{cv}}\right\} - \frac{E[P_v]}{(1-E[e_{rv}])R_{cv}-E[P_v]} \right] \end{aligned} \quad (6.60)$$

$$\frac{\partial \delta_v}{\partial P_v} = \frac{1}{A\lambda_v\{1-E[e_{rv}]R_{cv}-E[P_v]\}} \quad (6.61)$$

$$\frac{\partial \delta_v}{\partial \lambda_v} = \frac{1}{A \cdot E[\lambda_v]^2} \ln\left\{1.0 - \frac{E[P_v]}{(1-E[e_{rv}])R_{cv}}\right\} \quad (6.62)$$

ここに、A は式から得られる係数であり、次式のように表される。

$$A = \frac{\pi B}{2R_v} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i+1}} (K_{HS} + K_H) dz \quad (6.63)$$

(2) 圧縮変位量のばらつき

(1)と同様にして、 δ_c の平均と分散は次式で与えられる。

$$E[\delta_c] = -\frac{D_f}{B_c(E[\lambda_c])} \ln\left\{1.0 - \frac{E[P_c]}{R_c(E[e_{rc}])}\right\} \quad (6.64)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[\delta_c] = & \left(\frac{\partial \delta_c}{\partial e_{rc}}\right)^2 \text{Var}[e_{rc}] + \left(\frac{\partial \delta_c}{\partial P_c}\right)^2 \text{Var}[P_c] \\ & + \left(\frac{\partial \delta_c}{\partial \lambda_c}\right)^2 \text{Var}[\lambda_c] \end{aligned} \quad (6.65)$$

ここに、各偏微係数は次式となる。

$$\frac{\partial \delta_c}{\partial e_{Rc}} = \frac{1}{(1-E[e_{Rc}])A'} \times \left[\ln\{1.0 - \frac{E[P_c]}{(1-E[e_{Rc}])R_{cc}}\} - \frac{E[P_c]}{(1-E[e_{Rc}])R_{cc}-E[P_c]} \right] \quad (6.66)$$

$$\frac{\partial \delta_c}{\partial P_c} = \frac{1}{A' \cdot \lambda_v \{(1-E[e_{Rc}])R_{cc}-E[P_c]\}} \quad (6.67)$$

$$\frac{\partial \delta_c}{\partial \lambda_c} = \frac{1}{A' \cdot E[\lambda_c]^2} \ln\{1.0 - \frac{E[P_c]}{(1-E[e_{Rc}])R_{cc}}\} \quad (6.68)$$

ただし、 A' は式(6.33)から得られる係数であり、次式のように表される。

$$A' = \frac{\pi B}{2R_c} \left\{ \sum_{D_i} \int^{D_i-1} (K_{Hs} + K_H) dz + B'^2 K_H \right\} \quad (6.69)$$

(3) 水平変位量のばらつき

(1), (2)と同様にして、引揚げ方向を $i=v$ 、圧縮方向を $i=c$ とするならば、 δ_{hi} の平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[\delta_{hi}] = \frac{D_f}{B_{hi}(E[\lambda_{hi}])} \ln\{1.0 - \frac{E[P_{hi}]}{R_{hi}(E[e_{Rhi}])}\} \quad (6.70)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[\delta_{hi}] = & \left(\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial e_{Rhi}} \right)^2 \text{Var}[e_{Rhi}] + \left(\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial P_{hi}} \right)^2 \text{Var}[P_{hi}] \\ & + \left(\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial \lambda_{hi}} \right)^2 \text{Var}[\lambda_{hi}] \end{aligned} \quad (6.71)$$

ここに、各偏微係数は次式である。

$$\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial e_{Rhi}} = \frac{1}{E[\lambda_{hi}] \cdot A''} \times \left[\ln\{1.0 - \frac{E[P_{hi}]}{(1-E[e_{Rhi}])\theta_i R_{ci}}\} - \frac{\theta_i E[P_{hi}]}{(1-E[e_{Rhi}])\theta_i R_{ci}-E[P_{hi}]} \right] \quad (6.72)$$

$$\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial P_{hi}} = \frac{D_f(1-E[e_{Rhi}])}{A'' \cdot E[\lambda_{hi}] \{(1-E[e_{Rhi}])\theta_i R_{ci}-E[P_{hi}]\}} \quad (6.73)$$

$$\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial \lambda_{hi}} = \frac{D_f(1-E[e_{Rhi}])}{A'' \cdot E[\lambda_{hi}]^2} \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_{hi}]}{(1-E[e_{Rhi}])\theta_i R_{chi}} \right\} \quad (6.74)$$

ただし、 A'' は式(6.26)から得られる係数であり、次式で表される。

$$A'' = \frac{B}{\theta_i R_{ci} D_f} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_i-1} K_{HS} Z \bar{z} dz \quad (6.75)$$

6.4.4 破壊確率の算定

以上で、 R_v 、 R_c 、 δ_v 、 δ_c 、 δ_{hv} 、 δ_{hc} の平均値と分散が求められたので、これらの確率変量を正規分布とするならば、式(6.34)～式(6.38)で定義した破壊確率は、次式で求められる。

$$P_{Fi} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(\text{Var}[R_i] + \text{Var}[P_i])} \times \int_0^\infty \exp\left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{z - (E[P_i] - E[R_i])}{\sqrt{\text{Var}[R_i] + \text{Var}[P_i]}} \right\}^2\right] dz \quad (6.76)$$

$$P_{Di} = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \text{Var}[\delta_i]} \int_{\delta_{ia}}^\infty \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\delta_i - E[\delta_i]}{\sqrt{\text{Var}[\delta_i]}} \right)^2\right] d\delta_i \quad (6.77)$$

$$P_{DHi} = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \text{Var}[\delta_{hi}]} \int_{\delta_{hia}}^\infty \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\delta_{hi} - E[\delta_{hi}]}{\sqrt{\text{Var}[\delta_{hi}]}} \right)^2\right] d\delta_{hi} \quad (6.78)$$

6.4.5 設計の評価関数

鉄塔基礎の変位による損失も考慮するので、評価関数は第4，5章とは異なった次式を用いる。

$$C_T = C_c + \{C_{F1}(P_D - P_F) + C_{F2}P_F\} \quad (6.79)$$

ここに、

$$C_{F1} = \alpha C_c \quad (6.80)$$

$$C_{F2} = \beta C_c$$

であり、各記号の意味するところは以下のとおりである。すなわち、

C_c ：構造物(鉄塔上・下部構造や電線等の付帯設備)の初期建設費

C_{F1} ：基礎が抜け上るような完全な破壊には至らないが、基礎の変位が許容規準値以上

になったために、鉄塔上部構造に生ずる直接的な損失費(補修費など)

C_{F2} : 基礎の抜け上りなどによつて鉄塔本体が倒壊した場合の直接的な損失費(鉄塔上・下部構造その他の撤去費や再建費)

P_D : 基礎の変位の許容規準値を超える確率

P_F : 基礎の抜け上りなどによつて基礎が完全に破壊する確率

α と β : C_{F1} および C_{F2} を C_e を規準にして測る係数であるが、鉄塔上・下部構造とその付帯設備等の直接的な損失費のみをカバーする係数

以上の説明からわかるように、式(6.80)の C_r は、建設した鉄塔が損傷を受ける可能性も考慮した時の期待損失費を表している。最適設計はこの C_e が最小になる場合の解として与えられる。

6.5 実務設計のための数値計算

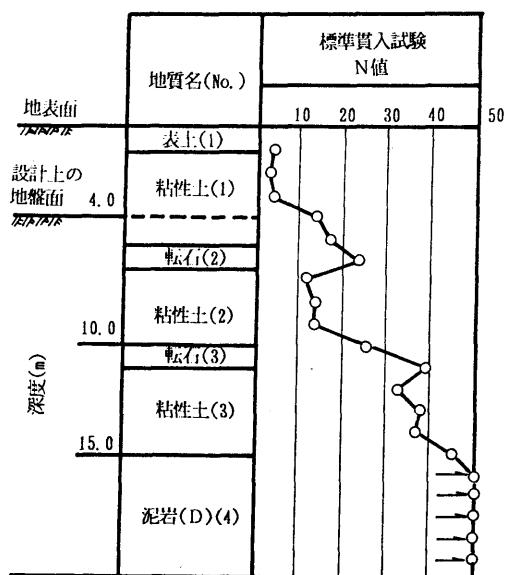
6.5.1 設計条件

(1) 風荷重および地盤条件

風荷重の統計的性質については、第3章で種々の検討を行ない、信頼性設計用の風荷重モデルおよび基礎に作用する荷重の算定法を提案した。つまり、送電用鉄塔基礎に作用する荷重は、①鉄塔・架渉線・がいし・架線金具などの重量、②架渉線張力、③鉄塔・架渉線・がいし・架線金具などに加わる風荷重であるが、このうち①および②は確定量とし、③のみを確定変量として取り扱った。風荷重の基準となる設計風速は、現行設計法で考えている50年間再現期間の10分間平均風速 $V_{10} = 40\text{m/s}$ とした。基礎に作用する荷重分布の手順は図-3.16に示している。

設計のための地盤条件はUHVルートを想定して、表-6.4(a)、(b)に示す2ケースとした。(a)は地表面から15.0m程度粘土層(通称ローム)が存在する比較的条件の悪い地盤で、(b)はD級以上の岩で構成されるような良好な地

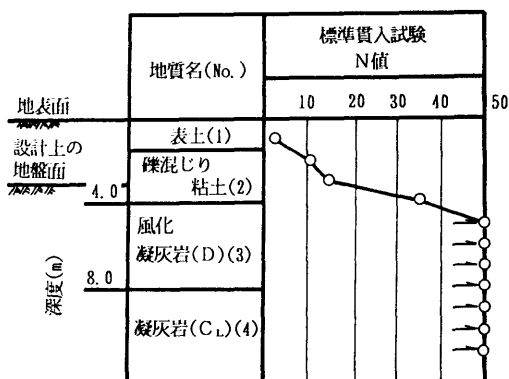
表-6.4(a) 設計条件(地盤傾斜角25°)



地質名 No.	地盤諸係数									
	現行設計法				信頼性設計法					
	γ (tf/m^3)	c (tf/m^2)	ϕ ($^\circ$)	E_o (kgf/cm^2)	γ (tf/m ³)	c (tf/m ²)	ϕ (°)	E_o (kgf/cm ²)	平均値	変動係数
(1)	1.4	---	---	---	1.4	---	---	---	---	---
(2)	1.5	4.0	10	200	1.6	5.0	0.4	15	0.15	500
(3)	1.6	5.0	10	400	1.6	10.0	0.4	25	0.15	500
(4)	2.0	6.0	30	800	1.9	30.0	0.5	40	0.20	5000

盤の場合である。また、両ケースとも基盤が存在する場合とし、(a)はD級、(b)はC_L級の岩盤を想定した。これらの地盤はUHVルートの前備調査から得られた柱状図を基にして作成したものである。これらの表で現行設計法で用いる地盤諸係数の値は、通常の設計で用いられているもので、第3章で議論した実際の地盤が有する諸係数よりもやや安全側の値となっている。一方、信頼性設計に用いる地盤諸係数は、表-3.12の値をそのまま用いている。表からわかるように、現行設計法では設計式に安全率を考慮するのみならず、地盤諸係数にもかなりの安全率を設けている。

表-6.4(b) 設計条件(地盤傾斜角30°)



地質名 No.	地盤諸係数									
	現行設計法				信頼性設計法					
	γ (tf/m^3)	c (tf/m^2)	ϕ ($^\circ$)	E_o (kgf/cm^2)	γ (tf/m ³)	c (tf/m ²)	ϕ (°)	E_o (kgf/cm ²)	平均値	変動係数
(1)	1.4	---	---	---	1.4	---	---	---	---	---
(2)	1.5	4.0	10	200	1.6	5.0	0.4	15	0.15	300
(3)	2.0	6.0	30	800	2.0	30.0	0.5	35	0.20	5000
(4)	2.1	11.0	35	2500	2.1	50.0	0.5	40	0.20	10000

(2) 評価関数

式(6.79), 式(6.80)に従って説明すると、以下のようなものである。初期建設費C₀については、多くのUHV送電用鉄塔建設において予想されるヘリコプター輸送の場合を想定し、最新の積算試料を参考にして設定した。その概略を表-6.5に示す。表からわかるように、鉄塔上・下部構造および電線やがいし等の材料費や施工費はもちろん、建設に伴う諸々の間接費がこれに含まれている。 α と β については、送電技術者の経験と意見を参考にして、 $\alpha = 0.6$, $\beta = 2.5$ と設定した。 α には主として鉄塔上部構造を修復する場合が、また、 β には損傷

鉄塔は勿論、その前後の鉄塔も含めて修復や再建を行う場合が配慮されている。

表-6.5 鉄塔建設に係わる各種費用

資材費		328193 (千円/1基)
コンクリート打設費		39 (千円/㎡)
掘削費	岩盤	36 (千円/㎡)
	土砂	12 (千円/㎡)
残土排出費		7 (千円/㎡)
支保工		15 (千円/㎡)
拡底部支保工		47 (千円/㎡)
鉄塔組上げ費		200964 (千円/1基)
用地費		33012 (千円/1基)
調査設計費、樹木費		122539 (千円/1基)
へり運搬費		124710 (千円/1基)

6.5.2 最適設計例

深礎基礎の設計変数としては、基礎体の直径と根入れ長さが考えられるが、問題を単純化するために、ここでは基礎体直径を3mと固定した場合の最適根入れ深さ D_{root} を決定する問題とした。表-6.6(a)は粘性土地盤の場合における最適設計結果であり、各脚に対する各風向角別の最適根入れ深さ D_{root} の値を示している。設計としては、各脚ごとに実施されるので、各風向角に対する D_{root} が最も大きな値となる場合を、その脚の設計案とすべきである。したがって、a, b, c および d 脚の D_{root} はそれぞれ13m (圧縮)、12.5m (引揚げ)、12.5m (引揚げ) および13.0m (圧縮) となる。また、5.2で示した現行設計法による D_r は圧縮、引揚げ共に13.0mとなっており引揚げ脚に対しては安全側であることがわかる。また、最も D_{root} が大となる $\theta = 60^\circ$ のb脚における R_v , δ_v および δ_{nv} の平均値と標準偏差は表-6.7(a)に示している。 D_r の増大と共に諸量が小さくなる傾向があり、特に、地盤が粘質土からD級岩盤に変化する $D_r = 13.0\text{m} \sim 13.5\text{m}$ の所で不連続的に変化することが確認される。なお、表-6.8(a)はそのときの P_{rv} (倒壊確率), P_{rd} (損傷確率), C_c (初期建設費:千円), C_T (期待総費用:千円)の値を示したものであり、計算値はいずれも常識的な値となっている。また、上記の3つの表における(b)はD級岩盤における最適設計結果である。この場合、最も D_r が大きくなる場合でも $D_{root} = 5.5\text{m}$ であり、現行設計結果の7.0mに比較するとかなり小さくなっている。すなわち、現行設計法では、土砂地盤よりもD級岩以上の地盤に建設される深礎基礎に対して、高い安全率を考えていると言える。なお、表-6.7(b)および表-6.8(b)

表-6.6 最適設計結果

(a) 粘性土の場合 現行設計結果 $D_r = 13.0(\text{m})$

脚 風向角(°)	a	b	c	d
0	*6.5	*8.5	9.0	11.5
60	11.5	*12.5	*8.0	13.0
90	13.0	*12.0	*12.0	13.0
120	13.0	*8.0	*12.5	11.5
180	10.0	9.5	*7.5	*7.0
240	5.5	10.0	5.5	*7.5
270	*5.5	7.0	7.0	*5.5
300	*7.5	5.5	10.0	5.5

(注) *は引揚げ脚を示す。

単位(m)

(b) D級岩盤の場合 現行設計結果 $D_r = 7.0(\text{m})$

脚 風向角(°)	a	b	c	d
0	*4.5	*4.5	2.5	3.5
60	3.0	*5.5	*5.5	4.5
90	4.0	*5.5	*5.5	4.0
120	4.5	*5.0	*5.5	3.0
180	3.0	3.0	*4.5	*4.5
240	2.0	3.0	2.0	*4.5
270	*4.0	2.5	2.5	*4.0
300	*4.5	2.0	3.0	2.0

(注) *は引揚げ脚を示す。

単位(m)

は $\theta = 60^\circ$ の b 脚における結果を示している。

表-6.7 R_v , δ_v , δ_{hv} の平均値と標準偏差

(a) 粘性土の場合(表6.4(a)) b 脚 風向角 $\theta = 60^\circ$

極限引揚げ支持力 $R_v(\text{tf})$		引揚げ変位 $\delta_v(\text{mm})$		水平変位 $\delta_{hv}(\text{mm})$	
平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
685.8	140.3	24.09	25.14	20.46	9.40
751.8	150.9	20.01	20.99	17.42	7.39
866.0	166.1	16.56	16.74	13.80	5.37
983.3	186.2	14.13	13.96	11.52	4.23
1103.5	208.3	12.31	11.97	9.96	3.52
1226.7	230.9	10.88	10.46	8.81	3.02
1353.0	253.5	9.72	9.26	7.94	2.66
1482.3	276.1	8.77	8.30	7.25	2.39
1614.6	298.5	7.97	7.50	6.70	2.17
1749.9	320.9	7.29	6.83	6.23	2.00
1888.4	343.2	6.70	6.25	5.84	1.86
2029.8	365.5	6.19	5.76	5.51	1.74
2365.7	420.0	5.30	4.90	5.13	1.59
2710.8	491.9	4.53	4.17	4.80	1.47
3062.8	564.9	3.88	3.56	4.50	1.37
3421.7	635.8	3.34	3.05	4.22	1.27
3787.4	704.4	2.89	2.63	3.96	1.19
4160.0	771.3	2.51	2.29	3.71	1.11
4539.4	836.7	2.20	2.01	3.46	1.03
4925.7	901.2	1.95	1.77	3.24	0.96
5318.8	965.1	1.73	1.57	3.02	0.89
5718.6	1028.4	1.55	1.40	2.82	0.83

(b) D級岩の場合(表-6.4(b)) b 脚 風向角 $\theta = 60^\circ$

極限引揚げ支持力 $R_v(\text{tf})$		引揚げ変位 $\delta_v(\text{mm})$		水平変位 $\delta_{hv}(\text{mm})$	
平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
536.9	197.8	30.11	40.08	43.54	30.41
745.6	267.3	13.37	14.06	16.19	6.91
960.4	329.6	8.27	8.20	9.01	3.34
1181.1	387.0	5.80	5.60	5.94	2.06
1408.0	441.2	4.36	4.14	4.33	1.44
1640.9	493.1	3.44	3.23	3.36	1.09
1879.9	543.5	2.80	2.61	2.72	0.86
2248.0	605.3	2.23	2.06	2.07	0.64
2625.2	690.5	1.82	1.67	1.67	0.51
3010.8	779.7	1.51	1.38	1.40	0.42
3404.9	867.5	1.27	1.17	1.20	0.36
3807.4	953.0	1.09	1.00	1.05	0.31
4218.3	1036.4	0.95	0.86	0.93	0.28

表-6.8 P_{FV} , P_{DV} , C_c および C_T の値

(a) 粘性土の場合(表-6.4(a)) b脚 風向角 $\theta = 60(^{\circ})$

根入れ長さ $D_r(m)$	倒壊確率 $P_{FV}(\%)$	損傷確率 $P_{DV}(\%)$	初期建設費 $C_c(\text{千円})$	期待総費用 $C_T(\text{千円})$
5.5	8.94×10^{-2}	7.75×10^{-1}	235451	384984
6.0	5.07×10^{-2}	6.80×10^{-1}	235952	354895
6.5	1.74×10^{-2}	5.48×10^{-1}	236453	322083
7.0	6.46×10^{-3}	4.66×10^{-1}	236955	306177
7.5	2.61×10^{-3}	3.99×10^{-1}	237456	295495
8.0	1.13×10^{-3}	3.34×10^{-1}	237957	286123
8.5	5.12×10^{-4}	2.71×10^{-1}	238458	277491
9.0	2.43×10^{-4}	2.13×10^{-1}	238959	269661
9.5	1.19×10^{-4}	1.62×10^{-1}	239460	262797
10.0	6.02×10^{-5}	1.18×10^{-1}	239961	257038
10.5	3.12×10^{-5}	8.30×10^{-2}	240462	252449
11.0	1.66×10^{-5}	5.56×10^{-2}	240963	249006
11.5	4.88×10^{-6}	2.00×10^{-2}	241549	244444
12.0	3.51×10^{-6}	4.65×10^{-3}	242135	242813
12.5	2.73×10^{-6}	6.18×10^{-4}	242721	242812
13.0	2.00×10^{-6}	4.02×10^{-5}	243307	243314
13.5	1.39×10^{-6}	1.39×10^{-6}	243893	243894
14.0	9.37×10^{-7}	9.37×10^{-7}	244479	244479
14.5	6.18×10^{-7}	6.18×10^{-7}	245064	245064
15.0	4.05×10^{-7}	4.05×10^{-7}	245651	245651
15.5	2.64×10^{-7}	2.64×10^{-7}	246237	246237
16.0	1.72×10^{-7}	1.72×10^{-7}	246822	246823

(b) D級岩の場合(表-6.4(b)) b脚 風向角 $\theta = 60(^{\circ})$

根入れ長さ $D_r(m)$	倒壊確率 $P_{FV}(\%)$	損傷確率 $P_{DV}(\%)$	初期建設費 $C_c(\text{千円})$	期待総費用 $C_T(\text{千円})$
2.0	3.46×10^{-1}	9.11×10^{-1}	231941	511013
2.5	1.51×10^{-1}	5.33×10^{-1}	232527	373399
3.0	6.96×10^{-2}	1.93×10^{-1}	233113	290998
3.5	3.40×10^{-2}	4.36×10^{-2}	233699	254894
4.0	1.72×10^{-2}	1.72×10^{-2}	234285	244388
4.5	9.05×10^{-3}	9.05×10^{-3}	234871	240183
5.0	4.87×10^{-3}	4.87×10^{-3}	235457	238324
5.5	1.70×10^{-3}	1.70×10^{-3}	236042	237048
6.0	9.18×10^{-4}	9.18×10^{-4}	236628	237171
6.5	5.64×10^{-4}	5.64×10^{-4}	237214	237549
7.0	3.59×10^{-4}	3.59×10^{-4}	237800	238013
7.5	2.30×10^{-4}	2.30×10^{-4}	238386	238523
8.0	1.48×10^{-4}	1.48×10^{-4}	238972	239060

6.6 結論

本章では、送電用鉄塔基礎として用いられる深礎基礎の設計法に信頼性理論の導入を試みたもので、以下のような成果が得られた。

- 1) まず、最初に深礎基礎の極限支持力算定法を 大型現場実験および F E M 解析などから検討し、極限引揚げ支持力算定法としてはせん断法が、また極限圧縮支持力算定法としては現行設計法の先端支持力式に せん断法と同様な周面摩擦力の項を加えた式が最も適切であることを確かめた。そして、さらに、これまで実施された大型現場実験結果との比較を行ない、これらの極限支持力算定式の精度を明らかにした。
- 2) また、極限支持力だけでなく 破壊に至るまでの荷重～変位関係式を確立した。これらは、大型現場実験の結果を利用して帰納的に求めたもので、初期の弾性勾配と(1)で得られた極限支持力をパラメータとした指数関数で 非常に複雑な深礎基礎の挙動を精度良く推定できる。また、これらの荷重～変位関係の精度を 大型現場実験から逆算される λ_v 、 λ_c 、 λ_n の各パラメータで評価し、 λ_v および λ_c についてはその分布を求めた。なお、これらの極限支持力 および荷重～変位関係は鉛直方向のみの荷重でなく水平力も加わった場合、すなわち複合荷重下での支持力も評価できる。
- 3) これらの成果に基づいて深礎基礎の信頼性設計法を提案した。この手法の特色は、鉄塔基礎が完全に破壊してしまうときの確率 P_F の他に、基礎の変位が許容変位量を越えて上部構造に何らかの損傷を与える確率 P_D を導入している点である。
- 4) 3) で確立した信頼性設計の手法を用いて、実際の U H V ルートの地盤として頻繁にありそうな 2 つのモデル地盤ケースを設定して、最適設計を実施した。その結果、現行設計法による設計案と比較すると、少し小さい基礎が最適設計案となった。

参考文献

- 1) Uto, K., Maeda, H., Yoshi, Y., Takeuchi, M., Kinoshita, K. and Koga, A.: Horizontal Behavior of Pier Foundations in a Shearing Type Ground Method, Proc. 5th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., pp.781-788, Nagoya.
- 2) 電気学会 電気規格調査会標準規格：送電用支持物設計標準 JEC-127, pp.19-77.
- 3) Matsuo, M. and Suzuki, H.: Bearing Capacity for Design of Caisson Pile, Proc.

8th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Kyoto,
Vol.1, pp.397-400, 1987.

- 4) Vanmarcke, E.: Random Fields, The MIT Press, pp.184-233, 1983.
- 5) 東京電力株式会社：送電用鉄塔基礎の信頼性設計に関する研究—送電用鉄塔基礎の信頼性設計研究委員会—報告書、pp. 281-317, 1985.

第7章 結論

本論文は、斜面および深礎基礎に関する信頼性設計の手法を詳述したものであり、以下のような結論が得られた。

第2章では、飽和粘性土地盤上の盛土および斜面、不飽和土斜面および深礎基礎の変形と破壊の実態を調べた。第4、5、6章で用いた力学特性はすべてこの章における実験結果を根拠とした。飽和粘性土地盤上の盛土および斜面に関しては、過去に行われた遠心力模型実験結果と現場での掘削斜面の崩壊事例の結果から、短期あるいは長期安定問題にかかわらず、崩壊すべり面は円弧すべり面で近似できることが明らかとなった。また、不飽和土斜面に関しては、模型実験結果と中央道における斜面崩壊事例から、斜面崩壊は降雨時の切土斜面に多く、崩壊の規模は深さよりも面的な広がり支配されること、また、これらの斜面崩壊は浅いすべり面ではあるが、その破壊面は円弧で十分近似できることが明らかとなった。さらに、深礎基礎に対しては、現場大型実験と小型模型実験に関する文献調査を中心に、その変形および破壊形態を調べた。その結果、引揚げ荷重に対する破壊は円筒形のすべり面となること、また、引揚げおよび水平荷重～変位関係は簡単な指数関数で近似できることが明らかとなった。

第3章では、信頼性設計の入力パラメータのばらつき、すなわち地盤諸係数および風荷重の統計的性質について述べた。地盤諸係数の統計的性質については、飽和粘性土の非排水せん断強度 c_u の分布特性を説明し、その表現方法も示した。また、過去のデータから飽和土の単位体積重量は確定値として取り扱えることを示した。不飽和土の地盤諸係数に関しては、粘性土と砂質土の場合とに分けて調べ、強度係数 c 、 $\tan\phi$ は正規分布となることを確かめた。さらに、軟岩に対する地盤諸係数の統計的性質も調べ、第6章の深礎基礎の信頼性設計のための設計定数をまとめた。深礎基礎の設計における外力は主に風荷重であり、この風荷重が鉄塔上部構造に作用した場合の鉄塔基礎に作用する荷重(基礎荷重)の算定方法も示した。また、この算定法に必要な各パラメータの感度分析を行い、突風率 G 、構造規模の低減係数 β および上空通増係数 α の係数 n を確率変数とした信頼性設計のための簡便な基礎設計荷重算定法を提案し、その有用性も示した。

第4章では、飽和粘性土地盤上の盛土および斜面の信頼性設計について述べた。まず最初に、粘着力のみからなる飽和粘性土斜面の安定解析法である Fellenius, Taylor および Janbu の方法の特徴を述べた。さらにそれらの解析法が有する欠点を指摘し、より厳密な新しい安定図表を作成した。この図表を用いれば、すべての斜面勾配に対してすべりの破壊形態が一義的に決定できる。そして、この図表がすべり面に沿う非排水せん断強度の位置的なばらつきを評価しなければならない信頼性設計にとって非常に有用であることを示した。また、飽和粘性土地盤上の盛土では、①盛土の斜面勾配を変化させる場合、②押え盛土を併用する場合、③粘土地盤を締固め砂杭で改良する場合および④粘土地盤をサンドド

レーン工法によって処理した上で盛土を多段階で築造する場合などを設計代替案として考慮した。そして、安定解析法については飽和粘性土地盤上の単純盛土に対する解析的方法である中瀬の方法を押え盛土の安定性評価にまで適用可能な算定式とし、締固め砂杭による地盤改良の効果は線形回帰モデルによる安全率の推定式で評価できる簡便法を提案した。これらによって、上記の各種工法が信頼性設計に容易に導入できるようになった。そして、第3章で整理した非排水せん断強度 c_u の分布特性（Ⅰ型～Ⅲ型）に応じて破壊確率を極座標系で系統的に定式化し、すべり円弧に沿う c_u の位置的なばらつきを正確に評価できるものとした。また、これらを簡単に求める図表も作成し、これらの図表を用いた計算例も示した。さらに、最新の積算資料に基づいた評価関数を用いて、①～④の各工法ごとの最適設計結果は勿論のこと、これらを含めた場合の最適設計結果も示した。そして、この最適設計結果を現行設計法による結果と比較して、飽和粘土地盤上の盛土に関する現行設計規準がかなり妥当であることを実証した。

第5章では、不飽和土斜面に対する信頼性設計法と主に降雨時を対象とした既存斜面の安定性の評価方法について述べた。新設斜面の信頼性設計では、第4章と同様にして、まずこの解析に導入すべき斜面安定解析法を新たに定式化し、この安定解析法に基づいて c 、 ϕ の2つの確率変数を考慮した破壊確率の算定法を定式化した。さらに、最新の積算資料に基づいた費用関数を用いて、中央道のり面の善光寺付近における切取り斜面の事例解析を実施した。その結果によれば、過去の斜面崩壊の発生を説明できる計算結果を示すだけでなく、崩壊時に採択すべき最適設計案を適確に指摘した。また、崩壊後の対策工法である押え盛土の検討も行った。さらに、数多くの信頼性設計による最適設計案と道路公団の設計規準とを比較した。その結果、盛土の場合の現行設計規準はここで計算した信頼性設計結果をすべて包含するかなり安全側の規準であることが判明した。しかし、切取り斜面の現行設計規準に対しては、より詳細な設計規準の必要性を指摘した。一方、既存斜面の安定性評価法では、まず、降雨浸透による不飽和土のサクシヨンの変化を考慮した降雨時の斜面安定解析法を有限要素法による飽和－不飽和浸透解析と円弧すべり面法とに基づいて定式化した。そして、この解析法の降雨時斜面崩壊予知法に対する適用性を検討するために、中央道における斜面崩壊に対する事例解析を実施した。それには、崩壊現場から採取した不飽和土の浸透および強度特性を知る必要があり、それらに関する詳細な室内実験を実施した。特に、不飽和土の強度特性については、三軸圧縮試験における排気および排水条件によって得られる強度がかなり異なるので、これらの試験条件を①排気・排水、②排気・非排水および③非排気・非排水とした詳細な実験を実施した。これらの試験では排気・排水条件にかかわらず、せん断抵抗角 ϕ よりも粘着力 c の方が飽和度の上昇に伴って顕著に強度が減少する傾向が見られた。また、①および③から得られる強度にはあまり差がないことも判明した。そして、上記で得られた不飽和土の強度係数とpF試験から得られた水分保持曲線および Van-Genuchten法から推定した不飽和透水係数を用いて中央道のり

面の崩壊現場に対する事例解析を行った。その結果、降雨時の斜面安定解析法に用いるべき強度試験法としては、排気・排水条件とすべきこと、ひずみレベルによる不飽和土の強度差は解析結果にあまり影響しないことなども明らかとした。また、この解析法は詳細な入力パラメータを必要とするので、崩壊の危険性の高い斜面あるいは重点的に管理すべき重要斜面に対して用いるべきことも指摘した。さらに、この降雨時の斜面安定解析法では、のり面保護、風化、湧水などの影響を考慮することができないので、崩壊事例に基づいてそれらの要因の影響を評価できる豪雨時の斜面崩壊予知法をベイズ線形回帰モデルに基づいて開発した。そして、この方法による数値計算例と事例解析を示し、その有用性を明らかにした。

第6章では、深礎基礎の信頼性設計法を提示した。まず、深礎基礎の設計用支持力式を提案した。具体的には、第2章の議論から、完全に基礎が破壊する極限支持力とその極限状態に至るまでの荷重～変位関係を定式化した。なお、送電用鉄塔には、引揚げ、圧縮および水平荷重が作用するので、これらをすべて考慮できる支持力式とした。次に、深礎基礎の信頼性設計の方法を示した。送電用鉄塔では基礎の許容変位量を超えることによる鉄塔上部構造物の大規模な損傷がしばしば発生するので、破壊確率としては鉄塔が完全に倒壊する確率(破壊確率)だけでなく、許容変位量を超える確率(損傷確率)も考えた。さらに、送電線に関する最新の積算資料に基づいた費用関数を用いて、深礎基礎の最適設計を実施した。その結果、現行設計法による設計案と比較すると少し小さい基礎が最適設計案となった。

謝 辞

本論文は、筆者が名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期に在学中および同大学工学部土圧研究施設の助手に在職中の研究成果をまとめたものであります。この間、名古屋大学松尾稔教授には、筆者の研究者への道を開いて頂いたのをはじめとして、本論文のテーマおよび懇切丁寧なご指導とご鞭撻を賜りました。深く感謝の意を表します。先生の公私にわたるご教示は生涯忘れ得ぬものであります。名古屋大学浅岡顕教授には、本研究に関する具体的なご指導は勿論のこと、常日頃筆者を暖かく励まして頂きました。特に、筆者が第5章の『既存斜面の安定性評価』の部分で行き詰まっていた際に、先生の適切なご助言を頂いたときには大変勇気づけられました。深く感謝の意を表します。また、名古屋大学植下協教授には、本論文をまとめるにあたり貴重なご教示を賜りました。厚くお礼を申し上げます。

本研究遂行には、名古屋大学高木不折教授、名城大学板橋一雄講師、石川工業専門高等学校出村禧典教授、名城大学堀内孝英教授、金沢工業大学川村国夫教授および名古屋大学工学部松尾研究室の諸兄と関係各位のご協力、ご助言を賜りました。また、東京電力送変電建設本部の方々には貴重な資料をご提供頂いたばかりでなく、送電用鉄塔基礎の信頼性設計に関する研究会で数多くのご討議、ご助言を頂きました。厚くお礼を申し上げます。日本道路公団名古屋管理局の各位には実験に用いた土試料の採取および資料収集に関しまして多大なるご尽力を頂きました。名古屋大学大塚悟助手、竹内栄喜技官には、松尾研究室で大変お世話になりました。ここに、感謝の意を表します。

さらに、名古屋工業大学松岡元教授、中井照夫助教授には、三軸試験に関する貴重なご教示を賜りました。また、本論文を作成する際に数々の便宜を賜りました徳島大学山上拓男教授に深く感謝の意を表します。

最後に、修士論文および卒業論文などで筆者と共同研究をして頂きました松尾研究室の諸氏に厚くお礼を申し上げる次第であります。