

本資料は 17 年 7 月 25 日付で  
登録区分変更する。 [技術展開部技術協力課]

## 軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(IV)

### — 軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 —

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

技術資料		
開示区分	レポート No.	受領日
去	J1600 97-005	97.12.16
<p>この資料は技術管理室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です 動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室</p>		

1997 年 3 月

北海道大学大学院工学研究科  
地盤工学講座地盤解析学分野

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、限られた関係者にだけ配布するものです。従って、その取扱いには十分注意を払って下さい。なお、この資料の供覧、複製、転載、引用等には事業団の承認が必要です。また今回の配布目的以外のことには使用しないよう注意して下さい。

This document is not intended for publication. No public reference nor disclosure to the third party should be made without prior written consent of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

本資料についての問合せは下記に願います。

〒107 東京都港区赤坂1-9-13

動力炉・核燃料開発事業団

技術協力部 技術情報室

Fundamental Study on Failure and Deformation of Soft Rock Ground (IV)

—Model Test of Shallow Foundation for the Bearing Capacity of Soft Rock Ground—

Shosuke TOKI, Kinya MIURA, Migitoshi NISHIMURA\*

ABSTRACT

Soft rock ground is important as a preferable foundation ground for modern large, heavy, precise structures. In many situations soft rock grounds are chosen compared with soil ground, because of its sufficient bearing capacity for the loads applied by structures. In the case of bridges constructed in mountainous districts the foundations are frequently placed on the soft rock grounds with slopes and cuts. The basic studies on the bearing capacity of ground have been carried out exclusively on the clay and clean sand, and the bearing capacity mechanism of soft rock ground was not studied sufficiently from experimental and theoretical point of views. The aim of this study is to reveal the three dimensional bearing capacity of soft rock ground with slopes and cuts with the laboratory tests on the model circular footings on artificial soft rock grounds. The artificial soft rock grounds were made of sand, plaster, clay and water, and the repeatability of the mechanical properties of the grounds were examined to be enough for the laboratory tests.

In this study four different artificial grounds were prepared with different composites and different mechanical properties: strength and stiffness. The circular footings with different distances to cuts were loaded on the soft rock grounds. As a result of a series of laboratory model test, the significance of the mechanical properties in failure patterns and bearing capacities of the grounds were clarified.

---

\* : Geomechanics Group, Graduate School of Engineering, Hokkaido University

## 軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(IV)

### — 軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 —

土岐祥介、三浦均也、西村右敏\*

## 要 旨

近年の構造物の長大化・重量化、および丘陵・山岳地帯への構造物の建設に伴って、十分な支持力を得るために、軟岩地盤を基盤として選定することが多くなってきている。特に山岳部等で橋脚などの基礎を斜面上もしくは斜面肩近傍に設置する場合、軟岩地盤は良質な支持層として期待される。しかし、軟岩地盤の斜面上基礎の支持力に関する研究事例は少なく、3次元的な地盤内変形や破壊機構についてはまだまだ不明な点が多いのが現状である。また、軟岩といってもその成因、岩を構成する鉱物によって力学的性質および変形挙動は様々である。本研究は、室内で作成した人工軟岩地盤において、模型基礎の載荷実験を行ない、軟岩斜面地盤の支持力機構およびその破壊メカニズムを実験的に明らかにすることを目的としている。

人工軟岩は、固結材として焼石膏を用い、砂と水を混合して作製した。また、混和材としてカオリンを加えて、材料の分離を防いでいる。

本研究では配合の異なる4ケースの地盤において天端余裕幅をパラメータとし、その力学的特性、変形特性を明らかにするとともに、力学試験と支持力実験との関連性を調べ、また模型地盤内断面を観察することにより内部破壊メカニズムについての検討も行い、現行軟岩斜面地盤上の支持力評価法への適用性および問題点を明らかにしようとするものである。

---

本報告書は、北海道大学大学院工学研究科 地盤工学講座地盤解析学分野が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：060D0223

事業団担当部課室および担当者：環境技術開発推進本部

地層科学研究グループ 武田 精悦

\*：北海道大学大学院工学研究科 地盤工学講座地盤解析学分野

## 目 次

1. 在来の研究および設計法	1
1.1 傾斜地における技術的課題	1
1.2 斜面地盤上の基礎の支持による破壊	2
1.3 斜面地盤上直接基礎の支持力評価法	2
2. 人工軟岩模型地盤	5
2.1 人工軟岩の作製	5
2.2 用いた試料	5
2.3 配合条件の決定	6
2.4 一軸圧縮試験結果	6
2.5 三軸圧縮試験結果	7
2.6 人工軟岩地盤の物性	10
2.7 模型斜面地盤の作製方法	10
3. 実験概要	12
3.1 実験装置	12
3.2 実験条件	13
3.3 実験方法	13
4. 実験結果および考察	17
4.1 概要	17
4.2 力学特性の異なる水平軟岩地盤における支持力特性	17
4.2.1 荷重強度～沈下量関係	17
4.2.2 地盤変形および破壊メカニズム	18
4.3 力学特性の異なる傾斜軟岩地盤における支持力特性	20
4.3.1 荷重強度～沈下量関係	20
4.3.2 破壊メカニズム	21
4.4 天端余裕幅の異なる傾斜軟岩地盤における支持力特性	25
4.4.1 荷重強度～沈下量関係	25
4.4.2 破壊メカニズム	25
5. 実験結果と在来支持力公式および各種計算結果との比較	27
5.1 支持力公式	27
5.2 円弧すべり解析	29
5.2.1 軟岩斜面地盤上の基礎の支持力問題への分割法の適用	29
5.3 解析結果と実験結果との比較	32
6. 結 論	35
あとがき	37

# 1. 在来の研究および設計法

## 1.1 傾斜地における技術的課題

傾斜地に構造物を構築する場合、図-1.1に示すような実に様々な課題に直面する。本研究のテーマは⑤の直接基礎支持力に相当する問題である。表-1.1は、利用可能な直接基礎の支持力解を示したものである。表から帯基礎については様々な地盤条件において比較的整っている様子が分かる。しかし、均質  $c$ 、 $\phi$  など一部の地盤条件において円形、矩形などの基礎形状の3次元性を考慮した支持力解が得られているものの、まだ適用できる地盤が限られているのが実状である。また、斜面地盤上の支持力解は2次元での取り扱いしか得られていないが、傾斜地における実際の基礎形状、地形・地質条件は3次元的であり、また作用荷重条件も複雑である。本章では、斜面地盤の設計上の取り扱いを述べる。

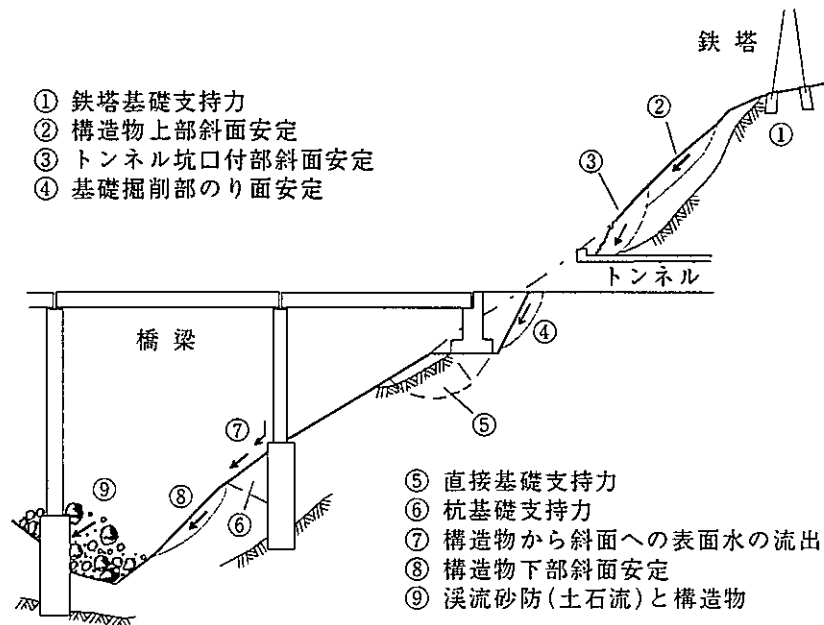


図-1.1 斜面地盤上の構造物に関する技術的課題<sup>1)</sup>

## 1.2 斜面地盤

表-1.1 利用可能な直接基礎の支持力解<sup>2)</sup>

地盤条件 地盤構成		荷重条件			帯荷重			円形荷重			矩形荷重		
		強度特性			鉛直	偏心	傾斜	鉛直	偏心	傾斜	鉛直	偏心	傾斜
水平 単層 地盤	均質 $c, \phi$	○	○	○	○	○		○	○				
	正規圧密 粘土	○	○		○			○					
	異方性 砂	○											
	異方性 粘土	○											
	異方性 正規圧密粘土	○											
水平 多層 地盤	2層均質 $c, \phi$	○											
	2層均質 粘土	○			○			○					
	2層均質 正規圧密粘土	○											
	上部砂層 下部粘土層	○											
	硬い層で挟まれた粘土	○			○			○					
3層	○												
斜面	均質 $c, \phi$	○	○										

## 上の基礎の支持による破壊

図-1.2 は、直接基礎の支持機構を模式的に示したものである。水平地盤では軸対称であるのに対し、斜面地盤では斜面側の受働抵抗部が小さい。

斜面地盤上基礎の載荷試験を行うと載荷初期の基礎は、まず、水平地盤上に設置されているものと同様に基礎直下に主働くさびを形成する。その後、破壊領域の拡大とともに基礎は斜面の存在によって斜面側にすべり線が生じ、破壊が斜面側に進行するのである。

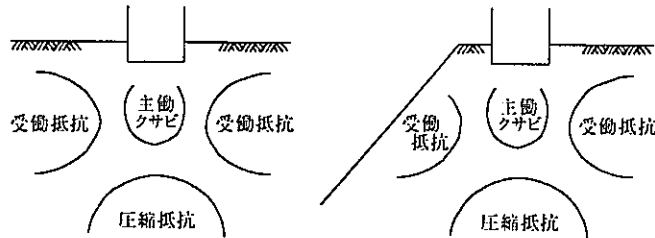


図-1.2 水平地盤および斜面地盤での支持機構

### 1.3 斜面地盤上直接基礎の支持力評価法

現在実務で利用されている斜面地盤上における支持力評価法はいくつかみられるが、ここでは主に、橋梁基礎で一般的に用いられている古典的な支持力理論の日本道路公団の算定式について述べる。

日本道路公団<sup>3)</sup>の算定式は、斜面地盤上基礎の極限支持力度を求めるために、まず水平地盤上基礎の極限支持力度を求め、そこから斜面の傾斜や前面余裕幅等の影響を低減するものである。

まず、水平地盤の極限支持力度を以下の式によって算定する。

#### 水平地盤の極限支持力度の算定

$$q_d = \alpha c N_c (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \beta \gamma B' N_\gamma (B^*)^\mu + p_0 N_q (c^*)^\lambda \quad (1)$$

ここに  $q_d$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度

$\lambda, \mu$  : 基礎の寸法効果に対する補正係数で、一般の場合  $\lambda = \mu = -0.3$

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数で道示IV7.3.1<sup>4)</sup>による。

$c$  : 地盤の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

$c^*$  :  $c^* = c / c_0$ , ただし  $1 \leq c^* \leq 10$  (tf/m<sup>2</sup>)

$c_0$  :  $c_0 = 1.0$  (tf/m<sup>2</sup>)

$B^*$  :  $B^* = B' / B_0$ , ただし、支持力係数を算出するため地盤のせん断抵抗角  $\phi$  を道示IV6.5等によりN値から推定する場合は、 $c^* = B^* = 1$ とする。

$B_0$  :  $B_0 = 1.0$  (m)

$\gamma$  : 支持地盤の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$N_c, N_\gamma, N_q$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数で水平地盤の場合は道示IV7.3.1による。

$B'$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅で  $B' = B - 2e_B$  (m)

$B$  : 基礎幅 (m)

$e_B$  : 荷重の偏心量 (m)

$p_0$  : 上載荷重 (tf/m<sup>2</sup>)

次に、以下の式によって斜面地盤の極限支持力度を算定する。

斜面地盤の極限支持力度の算定

$$q_f = \frac{q_d - q_{b0}}{R} \times \frac{b}{B'} + q_{b0} \quad (2)$$

$q_f$  : 荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で前面余裕幅を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)

$q_d$  : 式 (1) より求まる水平地盤の極限支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)

$q_{b0}$  : 斜面上の基礎において荷重端が法肩にある状態 ( $b = 0$ ) での極限鉛直支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)。基礎地盤が平坦な場合には  $q_f = q_{b0}$ 。

$$q_{b0} = \alpha c N_c (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \beta \gamma B' N_\gamma (B^*)^\mu \quad (3)$$

$R$  : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比。せん断抵抗角  $\phi$  より求める (図-1.3 参照)

$b$  : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m)

$B'$  : 有効載荷幅 (m)  $B' = B - 2e_B$

$e_B$  : 偏心距離

$N_c, N_\gamma$  : 荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角  $\phi$ , 荷重の傾斜  $\theta$ , 斜面傾斜角  $\beta$  より求まる。

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数。道示IV表-解7.3.3による。

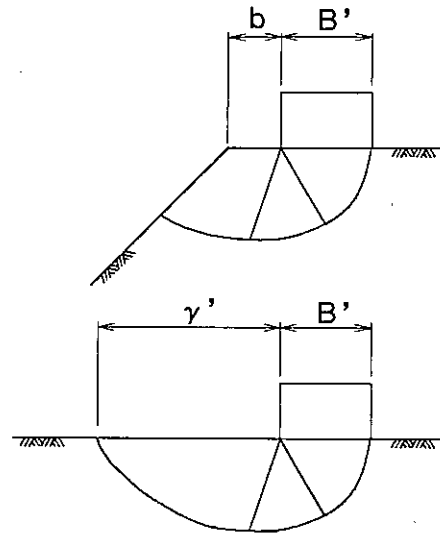
日本道路公団の支持力公式の特徴として、基礎の寸法効果に対する補正係数を用いている、斜面の影響を考慮した支持力係数を用いているという2つがあげられる。前者は、様々な支持力実験により、室内の力学試験から得られる土のせん断強度定数を用いた支持力計算値が、かなり過大になり、さらに土を均質な剛塑性体と仮定すれば、本来無次元の一定量であるべき支持力係数が基礎幅により変化し、支持力係数において寸法効果を生じることが確認されている。寸法効果の原因は、土のせん断強度定数の応力依存性、ひずみ依存性および基礎幅と土粒子との関係に依存すると考えられる。後者は、日本道路公団独自の支持力係数であり、斜面の影響を考慮してせん断抵抗角  $\phi$ , 荷重の傾斜  $\theta$ , 斜面傾斜  $\beta$  より求まる。

この他に、斜面を対象とした古典的支持力理論として、Meyerhof などの研究がある。Meyerhof<sup>5)</sup>の支持力は、

$$q = c N_{cq} + \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma q}$$

によって与えられる。支持力係数  $N_{cq}$ ,  $N_{\gamma q}$  は、 $\beta$ ,  $\phi$ ,  $D/B$  の関数として求まる。Dは、前面根入れ深さである。b/Bの値が6になると支持力は斜面傾斜角に関係なくなる。つまり、広い水平地盤上にある基礎の支持力と同じようになる。

また、極限解析法として速度場法による上界値計算がある。日下部<sup>6),7)</sup>は、可容速度場 (運動学的



$R = \gamma' / B'$   
図-1.3 Rの決定



にみて可能な破壊の形式＝無理のない破壊形式)を利用した上界計算を行っている。この式は、前面余裕幅がある時の支持力評価式としてとても有効で、大型実験結果や遠心実験および他の解析手法の結果からも支持された信頼性のある解析式である。ただ、上界値計算結果なので常に正解値より、大きい支持力値を与えるので設計上危険側の解となっている。設計に用いるには、*Kötter* 式を差分的に解くすべり線法<sup>8)</sup>による数値解(下界値)と日下部の式の上界値との間に正解値が存在するので、はさみこんだ値を用いる。

さらに、多層地盤や著しく不均質な地盤に対して実用性の高い分割法を利用した支持力計算<sup>3),7)</sup>がある。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会編：現場技術者のための土と基礎シリーズ18 傾斜地と構造物，第1章概説 pp. 1-6, 1990.
- 2) 地盤工学会編：土と基礎実用数式・図表の解説，第5章支持力 pp. 87-113, 1987.
- 3) 日本道路公団：設計要領第二集，第6編[I]橋梁下部構造，1990.
- 4) 日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1990.
- 5) Meyerhof, G. G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes, Proc. of 4th ICSMFE, Vol. 1, pp. 384-386, 1957.
- 6) 日下部治：斜面上直接基礎の支持力評価に関する計算，土と基礎，Vol. 33, No. 2, pp. 7-12, 1985.
- 7) 地盤工学会編：入門シリーズ16 支持力入門，2. 3 支持力理論は有効か，pp. 73-113, 1990.
- 8) 地盤工学会編：入門シリーズ13 土の強さと地盤の破壊入門，4. 4 すべり線法，pp. 312-331, 1987.

## 2. 人工軟岩模型地盤

### 2.1 人工軟岩の作製

岩盤を構成する岩石は、その成因や構成鉱物により力学的特性が異なるのが一般的である。本研究の目的は、このような軟岩地盤の力学的性質の相違が支持力・変形特性に及ぼす影響を明らかにすることである。粘土や砂などの堆積物が固結した堆積軟岩地盤を対象とした支持力模型実験を行うにあたり、本研究では焼石膏と砂にNSFカオリンと水を混合し、人工的に軟岩地盤を作製している<sup>1), 2)</sup>。人工軟岩の作製にあたっては、材料分離がなく、均質であることを目標とし配合を決定した。また、軟岩地盤の力学的性質の相違が支持力特性に及ぼす影響を明らかにするために力学的性質の異なる地盤の作成を試みた。

本章では、まず、人工軟岩の配合を決定し、配合の異なる人工軟岩地盤の物理的・力学的性質を明らかにするために行った一軸圧縮および三軸圧縮試験結果に基づき、軟岩地盤の要素としての強度・変形特性を示す。次に、人工軟岩斜面地盤の作製方法について述べる。

### 2.2 用いた試料

人工軟岩地盤作製に使用した試料は以下の通りである。

試料砂：幌延砂を1180 $\mu$ mで、珪砂7号を850 $\mu$ mでふるい分けし、通過分を水洗いした後、炉乾燥させたものを空気乾燥状態で使用。その物理的性質をそれぞれ表-2.1、表-2.2に、粒度分布を図-2.1に示す。

固結材：吉野石膏製工業模型用焼石膏ハイトーンKを空気乾燥状態で使用。なお焼石膏単独では、標準混水量54%、流し込み開始時間10分、凝結開始・終結時間がそれぞれ23分・45分以下、膨張率0.04%、2時間後の圧縮強さは9.8MPa (=100kgf/cm<sup>2</sup>)である。

混和材：NSFカオリンを空気乾燥状態で使用。その物理的性質を表-2.3に、粒度分布を図-2.1に示す。

水：水道水を使用。

表-2.1 幌延砂の物理的性質

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	50%粒径 $D_{50}$ (mm)	細砂分	粗砂分
		(%)	
2.70	0.36	39	61

表-2.2 珪砂7号の物理的性質

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	50%粒径 $D_{50}$ (mm)	細砂分	粗砂分
		(%)	
2.72	0.18	100	0

表-2.3 NSFカオリンの物理的性質

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $W_L$ (%)	塑性限界 $W_P$ (%)	塑性指数 $I_P$	砂分	シルト分	粘土分
				(%)		
2.77	86.7	83.9	2.8	0	8	92

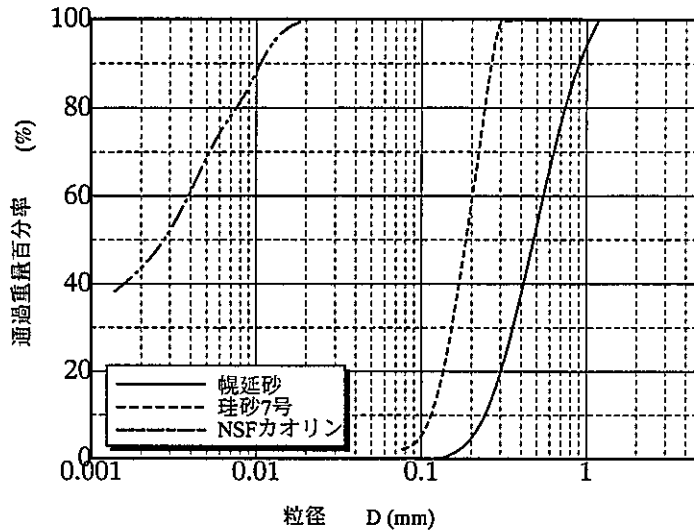


図-2.1 試料の粒径加積曲線

### 2.3 配合条件の決定

一連の配合を変化させて行った結果、配合条件によっては材料の分離が著しくなったり、強度の発現にばらつきが大きくなるなどの問題が起きる。そこで、本文には記載していないが種々の条件の下で作製した軟岩について、一軸圧縮試験を繰り返し行い供試体の均一性と剛性および強度の再現性を確認している。

支持力実験で用いる模型地盤の配合は、試料砂に珪砂7号を使用した配合比の異なる3ケースに加え、幌延砂を使用した1ケースの、計4ケースを採用した。各ケースの試料配合比を表2.4に示す。

表-2.4 人工軟岩模型地盤の配合条件

	試料名	Case-A	試料名	Case-B	Case-C	Case-D
		重量百分率 (%)		重量百分率 (%)	重量百分率 (%)	重量百分率 (%)
試料砂	幌延砂	72.8	珪砂7号	73.3	68.0	68.0
固結材	焼石膏	6.6	焼石膏	4.8	9.0	11.5
混和材	カオリン	8.0	カオリン	4.8	3.0	0.5
練混水	水	12.6	水	17.1	20.0	20.0

### 2.4 一軸圧縮試験結果

配合を決定するとともに、一軸圧縮強度 $q_u$ 、破壊ひずみ $\epsilon_u$ 、変形係数 $E_s$ 、および応力～ひずみ関係を明らかにするために行った。用いる供試体は、配合試料に水を加えて5分間練り混ぜ、内径50mm×高さ150mmの塩化ビニール管に2層に別けて流し込み、各層ごとにバイブレータで締め固めを行い、2～4時間養生後に上下両端部削り、直径50mm×高さ100mmの円柱形に整形した。一連の予備的な検討を行った結果、表-2.4に示すような4種類の配合条件を採用した。

なお、载荷は0.1%/minの一定の変位速度で試験を行った。

強度定数の求めかた

応力～ひずみ関係において $q_u/2$ 付近の接線勾配と横軸の交点を修正原点とし、破壊ひずみ $\epsilon_u$ は修正原点からのひずみ量とする。また $q_u/2$ 付近の接線勾配を変形係数 $E_s$ とする。(図-2.2参照)。

一軸圧縮試験結果を、表-2.5、図-2.3 に示す。

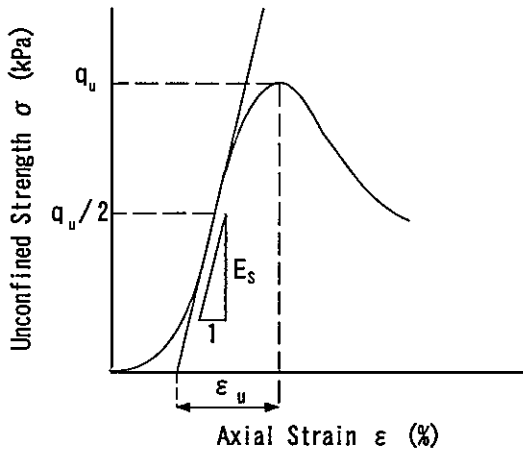


図-2.2 強度定数の求め方

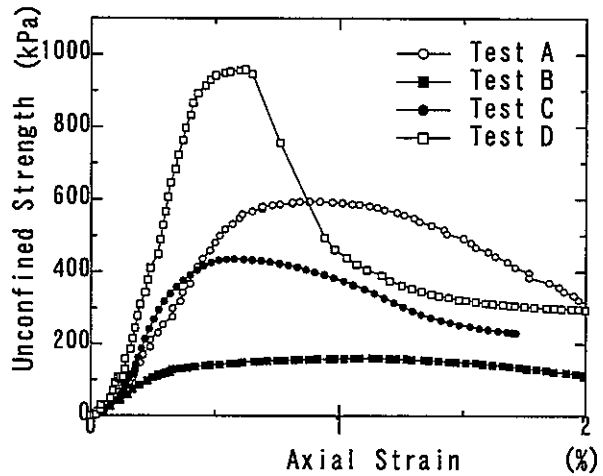


図-2.3 一軸圧縮試験による応力～ひずみ関係

表-2.5 一軸圧縮試験結果

	単位	Case-A	Case-B	Case-C	Case-D
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$	gf/cm <sup>3</sup>	2.09	1.90	2.02	2.07
乾燥単位体積重量 $\gamma_d$	gf/cm <sup>3</sup>	1.85	1.60	1.66	1.70
一軸圧縮強度 $q_u$	kPa	589.70	160.36	446.96	990.89
破壊ひずみ $\epsilon_u$	%	0.783	1.028	0.318	0.448
変形係数 $E_s$	MPa	116.8	46.4	230.1	303.8

2.5 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験(CD試験)によって、応力～変形関係に及ぼす拘束圧の影響を明らかにするとともに、粘着力 $c$ 、せん断抵抗角 $\phi$ を決定することが目的である。試験用供試体は、一軸圧縮試験と同じものを用いた。

なお、载荷は0.05%/minの一定の変位速度で試験を行った。

強度定数の求め方

縦軸に破壊時の最大主応力差の半分 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ を横軸に平均主応力 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ をとり、異なる圧密圧力のもとで得られたそれらの関係を(図-2.4参照)のようにプロットし直線で結ぶ。データが多少ばらついている時は、最小二乗法により直線近似し、その直線の傾き $m$ と切片 $f$ を求め、次式から強度定数 $c$ 、 $\phi$ を求めた。三軸圧縮試験結果を、表-2.6、図-2.5～2.9に示す。

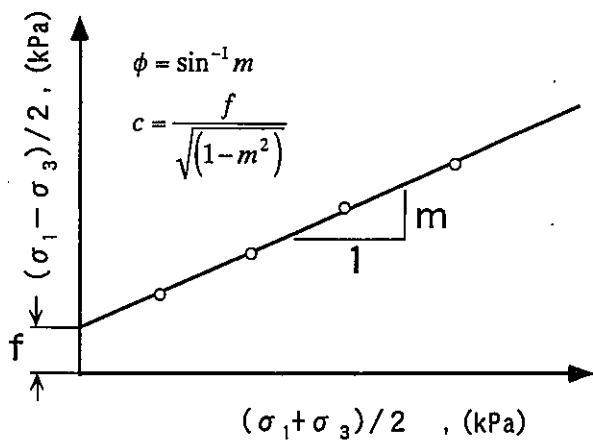


図-2.4 強度定数の求め方

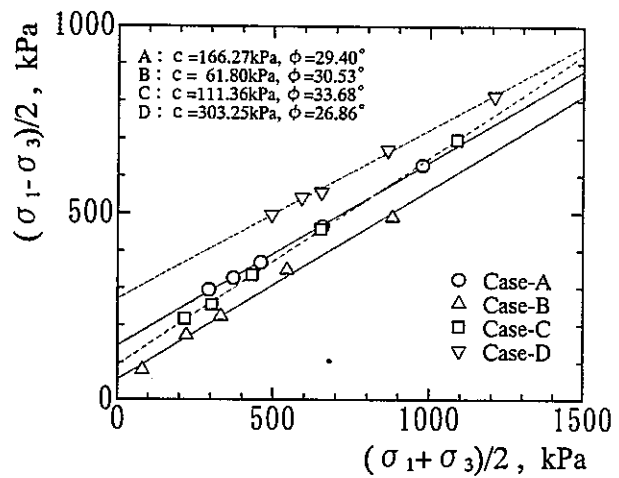


図-2.5  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  関係

表-2.6 三軸圧縮試験結果

	単位	Case-A	Case-B	Case-C	Case-D
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$	gf/cm <sup>3</sup>	2.09	1.90	2.02	2.07
乾燥単位体積重量 $\gamma_d$	gf/cm <sup>3</sup>	1.85	1.60	1.66	1.70
粘着力 c	kPa	166.27	61.80	111.36	303.25
内部摩擦力 $\phi$	deg	29.40	30.53	33.68	26.86

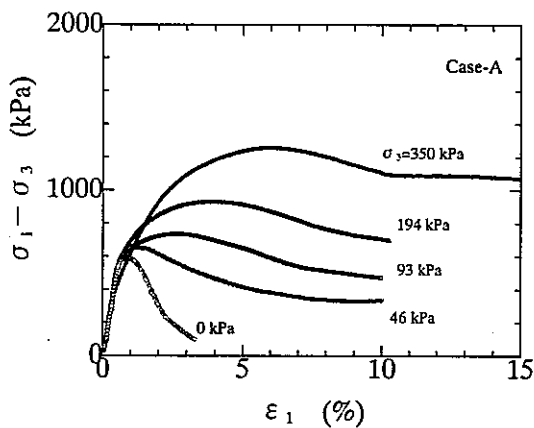


図-2.6 主応力差～軸ひずみの関係 (Case-A)

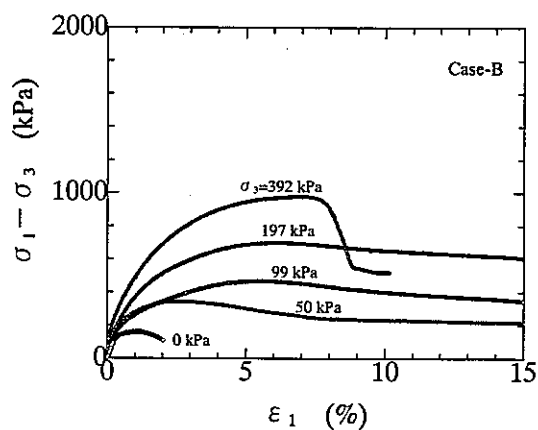


図-2.7 主応力差～軸ひずみの関係 (Case-B)

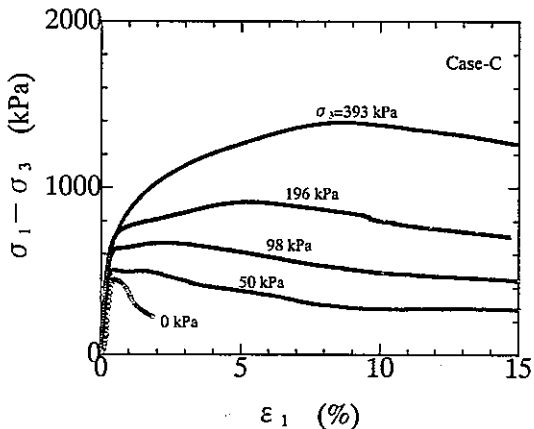


図-2.8 主応力差～軸ひずみの関係 (Case-C)

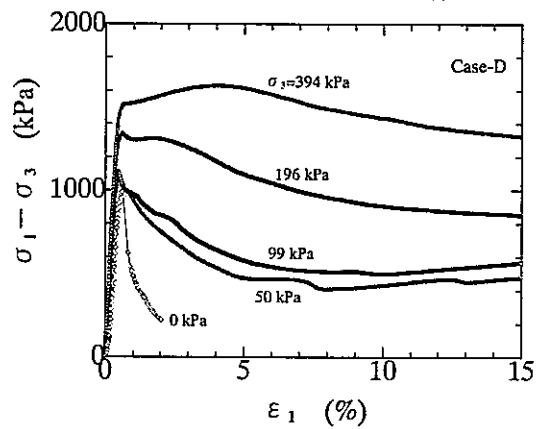


図-2.9 主応力差～軸ひずみの関係 (Case-D)

図-2.6～2.9の主応力差～軸ひずみ関係は、Case-A～Dの4ケース各々の一軸圧縮試験・三軸圧縮試験の結果をグラフにしたもので、拘束圧が0kPaと記しているものは一軸圧縮試験で、その他は拘束圧の記した三軸圧縮試験の結果である。

以下に、各々のケースにおける力学挙動の特徴を述べる。

#### Case-A (図-2.6参照)

一軸圧縮試験と拘束圧の低い三軸圧縮試験( $\sigma_3=46\text{kPa}$ )では顕著な脆性的な破壊形式が見られ、変形初期においては線形的な応力～ひずみ関係が見られるものの弾性限界を超えるとせん断応力は急激に低下している。拘束圧が大きくなると供試体は初期においても弾性的な特性を示さなくなり、破壊はより延性的で、弾性限界以降のより大きなひずみ( $\sigma_3=350\text{kPa}$ では $\varepsilon_1=5\%$ 以上)においてピークを示すようになる。このように、拘束圧が低い範囲では軟岩のセメンテーションによる効果が強く認められるが、拘束圧が大きくなるとその効果は小さくなり、変形は粒状体が示す通常の変形に近い弾塑性的な挙動に変化している。拘束圧の増加にともないセメンテーションによる構造が消失し、粒状体としての構造へ再構成されていると考えられる。

#### Case-B (図-2.7参照)

一軸圧縮試験においても初期に見られる弾性的な変形の範囲は小さく、弾性限界を超えた後に大きな変形を示し、その後せん断強度はピークに達している。他のケースと比較して分かるように、この軟岩地盤ではセメンテーションの効果が最も小さく、延性的な変形～破壊挙動を示すのが特徴である。

#### Case-C (図-2.8参照)

Case-Aに比較的近い変形～破壊挙動およびその拘束圧依存性を示している。拘束圧 $\sigma_3=98\text{kPa}$ においても明瞭な弾性限界が認められ、破壊性状は脆性的である。

#### Case-D (図-2.9参照)

この地盤はセメンテーションの効果が最も強く、変形～破壊挙動は脆性的な特性を最も強く示している。図-2.6が示すように、破壊強度は最も大きい。また、小ひずみ領域における弾性係数も最大となっている。

以上を拘束圧の影響中心にまとめると次のようである。

- (1) 主応力差の初期勾配に着目してみると、Case-A、Case-C、Case-Dの3ケースにおいて、拘束圧が変化しても初期の勾配の立ち上がりはほぼ一様であるが、Case-Bのケースだけは拘束圧の増大に伴い初期の勾配の立ち上がりも増大する傾向が見られる。これは、Case-Bは石膏の配合が一番少ないケースであることから、供試体内部で粒子間のセメンテーション結合が拘束圧の増大に伴い破壊されているためであると考えられる。
- (2) 主応力差のピーク時に着目してみると、Case-A、Case-B、Case-Cの3ケースにおいて、拘束圧の増大に伴い主応力差のピーク値およびその時の軸ひずみが増大する傾向が見られるが、Case-Dのケースだけは拘束圧の増大に伴い主応力差のピーク値は増大するがその時の軸ひずみはほとんど変わらず一定という傾向が見られる。これはCase-Dの配合は石膏が多く、カオリンが少ないケースであることから、剛性が高く圧縮性に乏しいので拘束圧の影響に依存しないためであると考えられる。また逆に、Case-A、Case-B、Case-Cの3ケースは、ピーク値の前までに供試体内部で粒子間のセメンテーション結合が徐々に破壊されつつも拘束圧によって締め付けられ供試体そのものの破壊がなかなか起こらないためであると考えられる。

- (3) 主応力差のピーク後の挙動に着目してみると、拘束圧の低下に伴い、Case-B、Case-C、Case-A、Case-Dの順に、ピーク後の主応力差勾配が急になるという傾向が見られる。これは上述の(1)、(2)とも関連して、配合による粒子間のセメンテーション結合の度合い、圧縮性の違いにより拘束圧の影響の受ける度合いが違うためであると思われる。

拘束圧の影響中心に考察してみたが、このことが水平地盤および斜面地盤上における支持力実験の支持力特性、変形特性および内部破壊メカニズムに関係してくることでありと考えられるので、4章の実験結果および考察で詳しく述べるものとする。

## 2.6 人工軟岩地盤の物性

一軸および三軸圧縮試験結果から、本報告で用いた4ケースの地盤の物性をまとめると表-2.7のようである。第5章における支持力計算はこれらの値を用いるものとする。

表-2.7 人工軟岩の力学的性質

	単位	Case-A	Case-B	Case-C	Case-D
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$	gf/cm <sup>3</sup>	2.09	1.90	2.02	2.07
乾燥単位体積重量 $\gamma_d$	gf/cm <sup>3</sup>	1.85	1.60	1.66	1.70
一軸試験結果	—	—	—	—	—
一軸圧縮強度 $q_u$	KPa	589.7	160.4	447.0	990.9
破壊ひずみ $\varepsilon_u$	%	0.783	1.028	0.318	0.448
変形係数 $E_{50}$	MPa	87.0	42.2	145.3	158.8
変形係数 $E_s$	MPa	116.8	46.4	230.1	303.8
三軸試験結果	—	—	—	—	—
粘着力 $c$	KPa	166.3	61.8	111.4	303.3
内部摩擦角 $\phi$	Deg	29.4	30.5	33.7	26.9

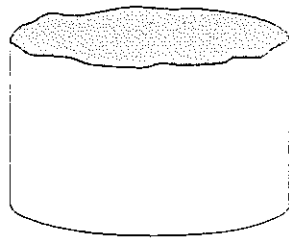
## 2.7 模型斜面地盤の作製方法

模型地盤は表-2.4の配合条件を用いて作製していく。地盤の作製には、ソイルミキサーを用いて試料の練り混ぜを行ったが、ソイルミキサーでの1回の練り混ぜ容量が約30リットルと限られているため、2回に分けて練り混ぜを行った。ただし、今回用いた焼石膏は、標準流し込み開始時間が10分、凝結開始時間が23分、終結時間が45分、もしくはそれ以下であるため、手際よく練り混ぜを行う必要があった。また、供試体の均質性を良くするために混和材としてカオリンを用いたが、そのため、模型地盤中に気泡が含まれ易くなっており、土槽に試料を投入後、バイブレータを十分にかけて気泡を最小限にする必要があった。土槽の詳細は、第3章の実験概要に記す。

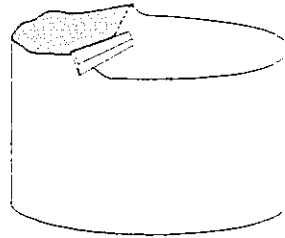
斜面地盤の作製は大きく分けると以下の手順で行った(図-2.10参照)。

- 1) 養生後、ストレートエッジを使って表面を平に削り所定の層厚の水平地盤を作製する。
- 2) 水平地盤表面に中心線と載荷位置を入れる。
- 3) 所定の角度に斜面を削り出し、斜面に中心線を入れる。

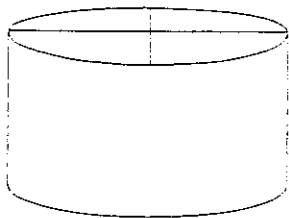
本報告では斜面傾斜角 $\beta=45^\circ$ に限定し、地盤の物性の違いが支持力および変形特性に及ぼす影響について考察している。



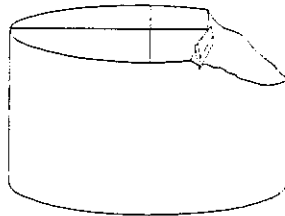
(1) 配合試料硬化後



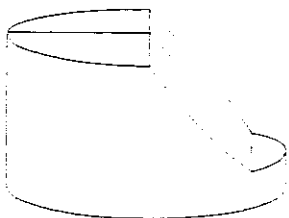
(2) ストレートエッジで所定の層厚に削る



(3) 表面に中心線を入れる



(4) 段切り部を所定の角度に削る



(5) 斜面に中心線を入れる

図-2.10 斜面地盤の作製方法

#### 参考文献

- 1) 土岐祥介, 三浦均也, 西村右敏: 軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(I), 動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書, 1994
- 2) 西村 右敏, 三浦 均也, 土岐 祥介, 谷口 基樹, 岩澤 正之: 軟岩地盤の支持力模型実験, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol. 36, pp. 129-138, 1995.



### 3. 実験概要

#### 3.1 実験装置

図-3.1 に支持力実験装置の正面図を示す。耐荷重能力は各モータ1本当たり2t(=16.613kN)で、鉛直荷重のみを行う場合4t(=39.226kN)までの荷重荷重が可能である。土槽本体は図-3.2に示すような、深さ30cm、内径38.6cmの円筒形で、二つ割りモールド鋼製型枠をボルト留めしたものである。載荷試験終了後は、モールドのボルトを外すことによって軟岩模型地盤を土槽から取り出すことができる。

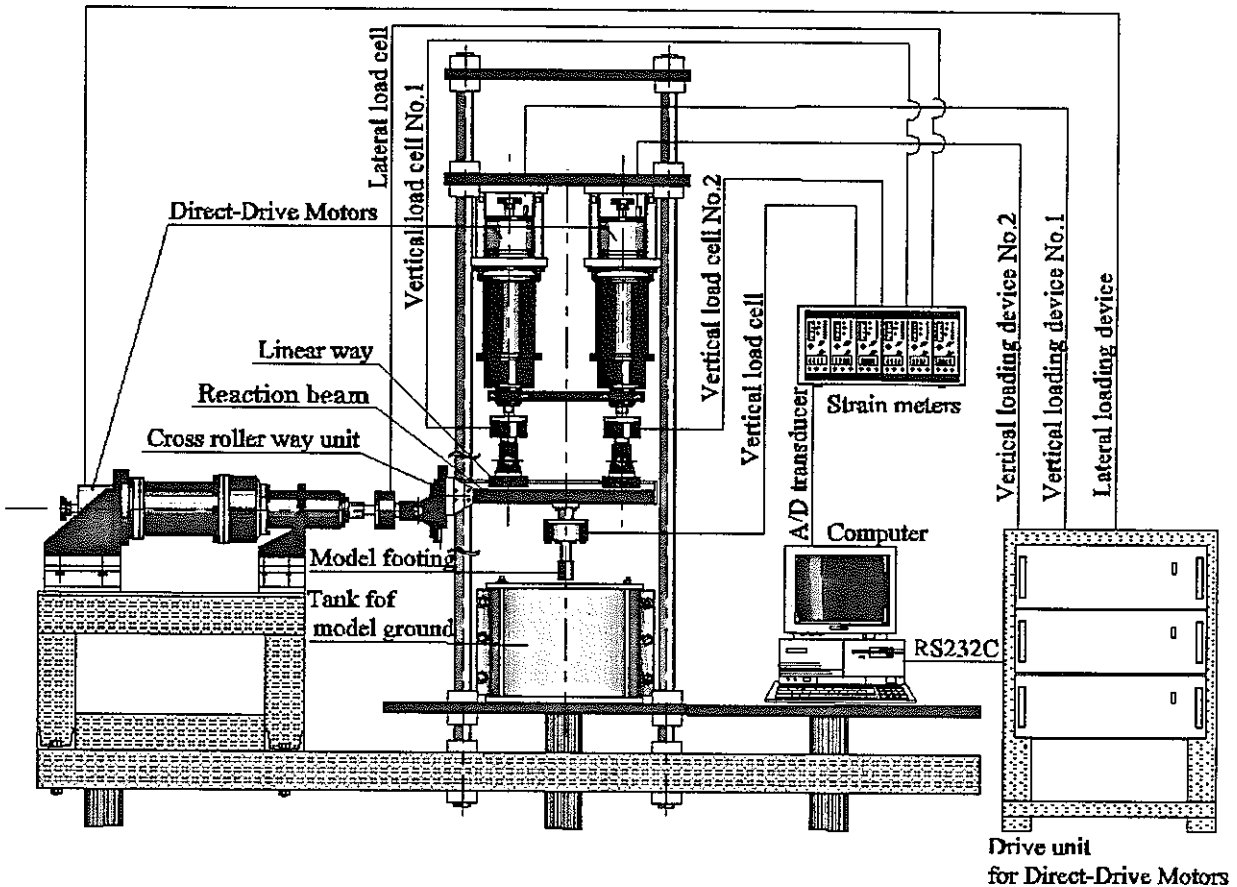


図-3.1 支持力実験装置制御・計測システム (正面図)

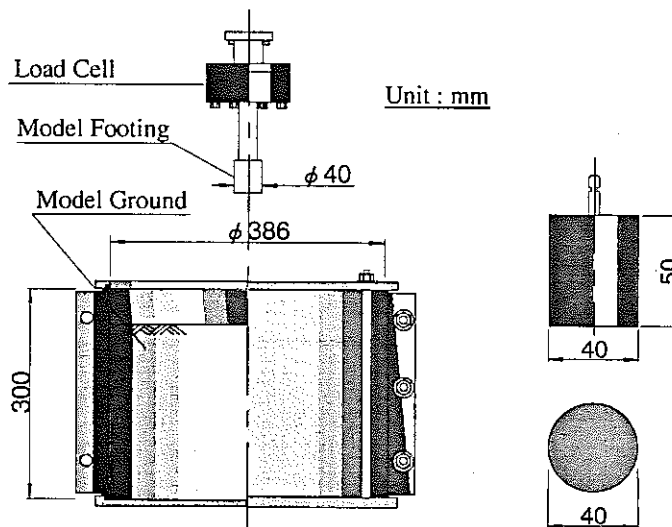


図-3.2 実験に用いた土槽およびフーチング



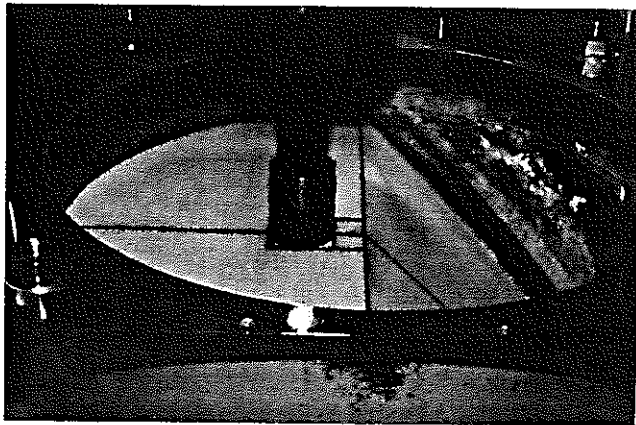


写真-3.1 荷重開始前  
Case-D地盤、 $\alpha = 0.5$ ,  $\beta = 45^\circ$

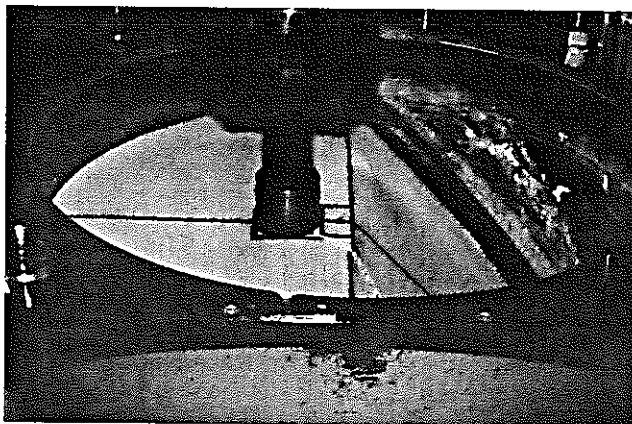


写真-3.2 荷重段階  
フーチング端から亀裂が入りはじめ、斜面にまで達している。斜面部は前面に押し出される。

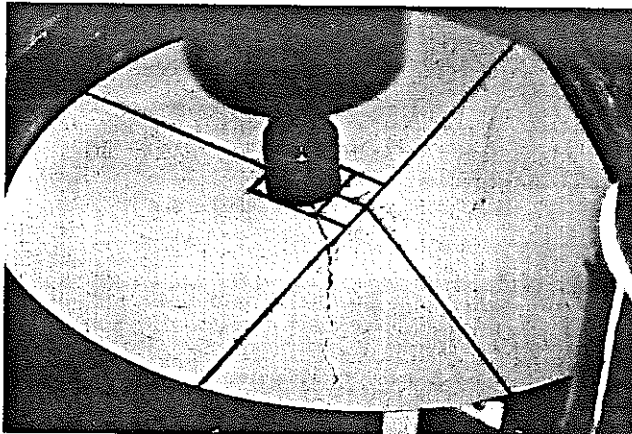


写真-3.3 荷重段階  
写真-3.2を別アングルで見たものであるが、亀裂は広範囲に渡って入っている

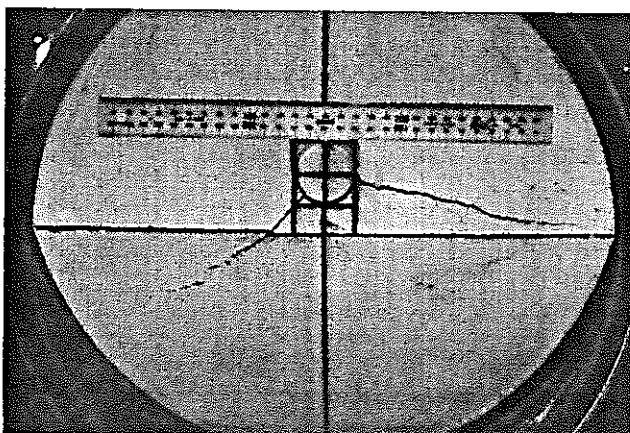


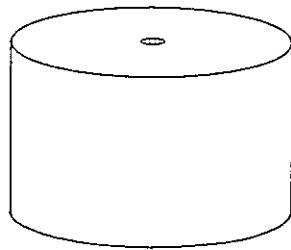
写真-3.4 荷重終了後、地盤を真上から撮影。  
斜面側に押し出されているのが分かる。



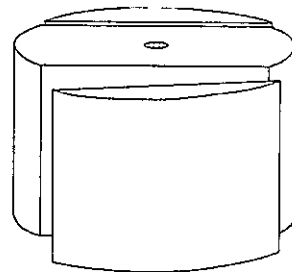
写真-3.5

終了後、土槽から地盤を取り出し両端面を削ったものである。

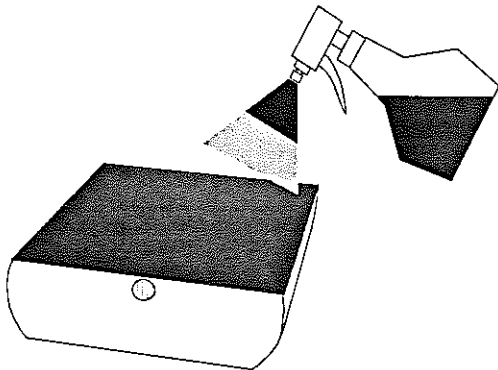
フーチング直下から、せん断面が発生しているのが見られる。



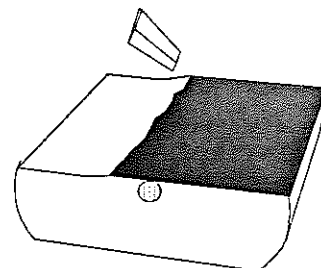
(1) 模型地盤をモールドから取り出す



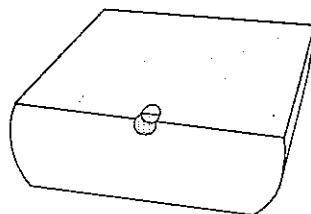
(2) 模型地盤の両端を切り取る



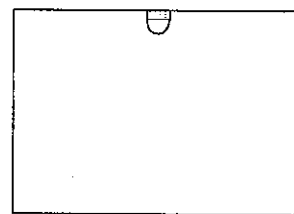
(3) 切断面にインクを吹き付ける



(4) ストレートエッジで所定の厚さ削る



(5) (3)と(4)の作業を中心まで繰り返す



(6) 模型地盤の切り出し断面

図-3.4 模型地盤の切り出し方法

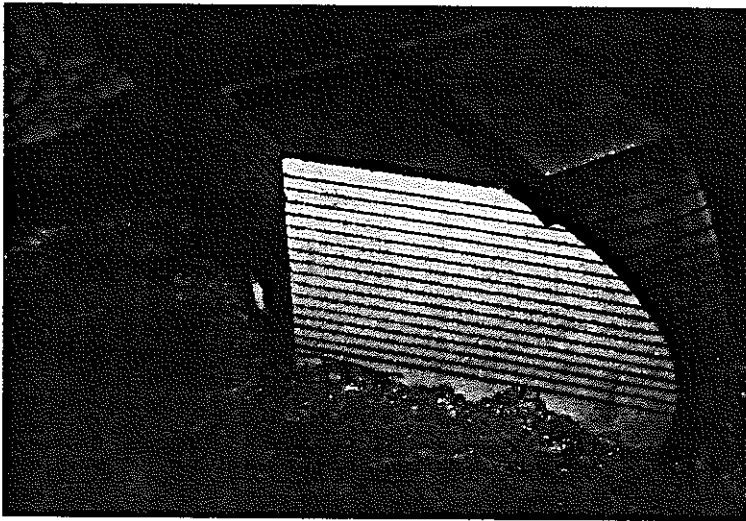


写真-3.6 観察状況

所定の厚さごとに地盤を切り出して  
写真撮影を行う。



写真-3.7 インクを吹きかけた直後

亀裂など構造が乱れている部分は  
インクが染み込みやすい。

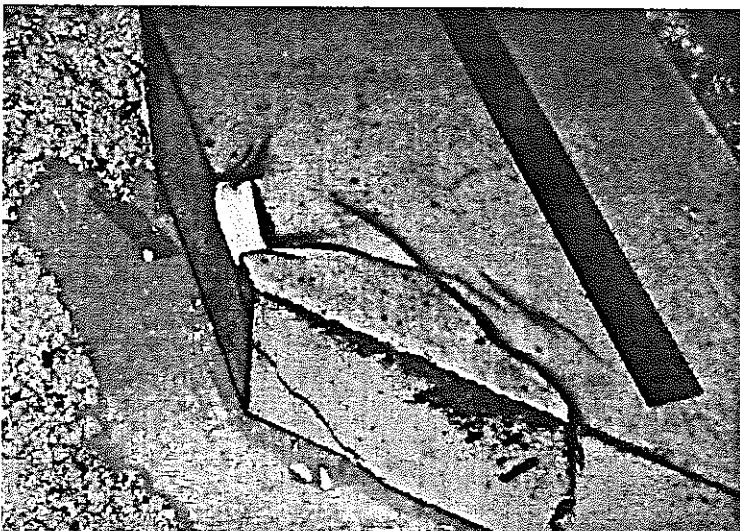


写真-3.8 削り出し直後

インクの染み込まない白い部分は、  
圧縮されている部分である。これによ  
り、載荷位置直下に圧縮領域が出来て  
いるのが分かる。すべり面も確認でき  
る。

#### 4. 実験結果および考察

##### 4.1 概要

4種類の力学的性質異なる水平地盤および傾斜地盤について、支持力特性と破壊メカニズムの考察を行う。

##### 4.2 力学特性の異なる水平軟岩地盤における支持力特性

ここでは、配合条件が異なる水平軟岩地盤の力学的性質の違いが(表-2.4参照)、荷重～沈下挙動、破壊メカニズムにどのような影響を及ぼしているのか、また支持力実験結果と力学試験結果の関連性についての考察を行う。

###### 4.2.1 荷重強度～沈下量関係

まず、配合条件の異なる水平地盤における、荷重～沈下挙動について考察する。

図-4.1は、水平地盤における荷重強度 $q$ と沈下量 $s$ の関係を示している。すべてのケースにおいて $q \sim s$ 関係には明確なピーク強度が得られないパンチング型<sup>1)</sup>の破壊形式を示している。Case-Dを除いて、B, A, Cの順に荷重～沈下曲線は非線型の傾向が強くなる。また、このような大変形時において、その強度の順列は一軸圧縮強度(表-2.7参照)と同じでなく、Case-AとCで逆転していることが分かる。

図-4.2は、基礎幅に対して10%(4mm)までの $q \sim s$ 関係を示したものである。また、図には各々の地盤における一軸圧縮強度をあわせて記している。力学試験においてセメンテーションの効果を強く示したCase-A, C, Dでは、ほぼ一軸圧縮強度に対応する荷重強度で地盤が降伏しているのが見られた。特に明瞭な地盤の降伏は、セメンテーションの効果を顕著に有するCase-CおよびDで観察された。

以上のことから、基礎の荷重～沈下関係における変形挙動は、載荷初期に見られる降伏においては一軸圧縮試験で観察されるようなセメンテーションの効果に強く依存する特性を示しているが、載荷の

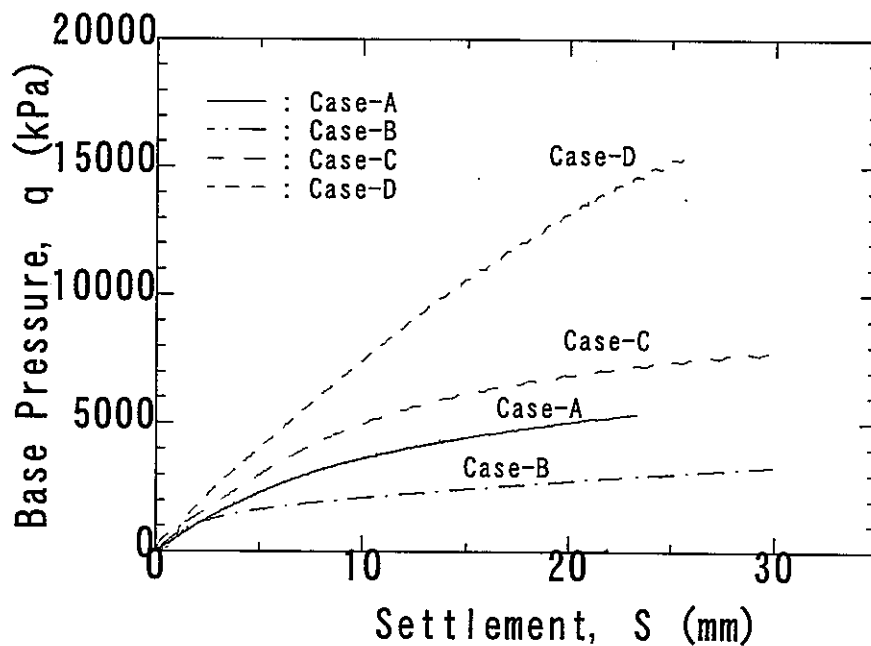


図-4.1 水平地盤における荷重強度～沈下量関係

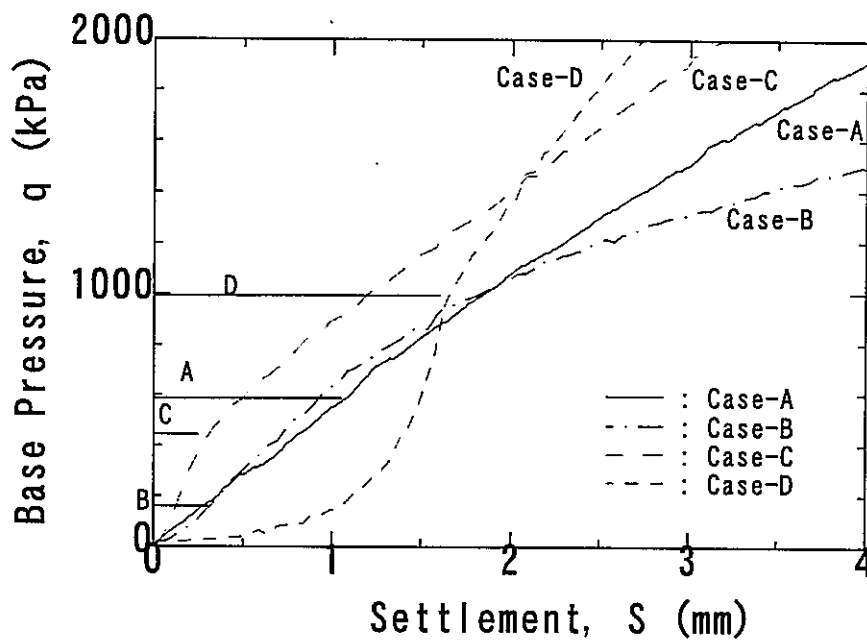


図-4.2 基礎幅に対して10% (4mm)までの荷重強度～沈下量関係

進行とともに基礎直下の拘束圧力が増大するので、拘束圧の大きい範囲の三軸圧縮試験で見られる延性的な変形－破壊特性を強く反映したものとなっていると言える。

#### 4.2.2 地盤変形および破壊のメカニズム

Case-Bを除く全てのケースにおいて、試験終了後、基礎の近傍においても地盤表面には変化はほとんど見られず、亀裂や膨れあがり等は認められなかった。Case-Bでは、フーチングから亀裂が放射状に発達し、また、フーチング周辺では地表面の沈下が観察された。写真-4.1～4.4は、各試験の載荷終了後に観察されたフーチングの中心線に沿った断面を示している。写真で軟岩の色が白く見えているのは、基礎の沈下によって地盤が局所的に圧縮して構造が密になったためにインクが染込まなかった部分、インクの色が濃くなっているのは、亀裂の発達した、または地盤の乱されて構造が緩くなった部分である。どのケースにおいてもせん断破壊面は基礎底面の端部から外側に向かって伸展するが、その先端は地表面には達せず、地盤内部にとどまっている。更に、載荷が続けられると深部に新たな破壊面が形成されていることが確認された。特に、Case-A, C, Dは典型的なパンチングせん断型の破壊性状を示している<sup>9)</sup>。Case-Bにおいても地盤内部の破壊形態は基本的にパンチングせん断型であると言える。ただし、フーチング周辺の地盤面が沈下を起こし、これによって地盤が全体的に地盤内部に引っ張り込まれようとするために、テンション亀裂が地盤表面に現われたと考えられる。このケースでは、フーチング周辺が他のケースより極端に乱されている傾向にある。

基礎直下における圧縮して密化した領域については次のようである。Case-B, Cではフーチング直下の圧縮領域は比較的小さく円錐状であることが分かる。本報告には載せていないが、これよりも小さい沈下量での切り出し断面においてもこの傾向は変わらなかった。Case-A, Dにはフーチング直下により大きな圧縮領域の存在が認められる。このようにフーチング先端の圧縮領域の形状が円錐形である場合には、載荷の進行に伴い周囲の地盤を側方向に押し退ける様に乱す傾向にあるが、圧縮領域が大きいCase-A, Dでは地盤の乱れは小さくなっている。

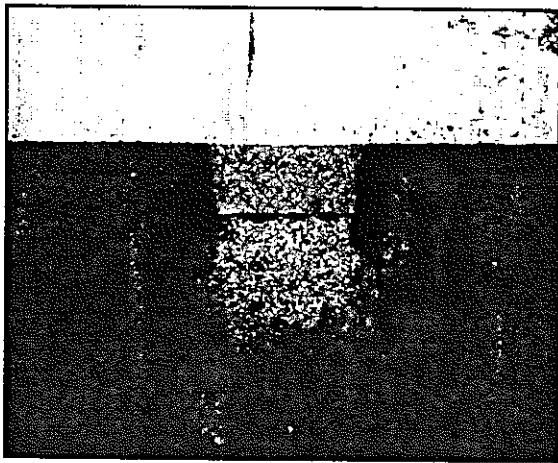


写真-4.1 Case-A地盤断面  
沈下量  $s=23\text{mm}$

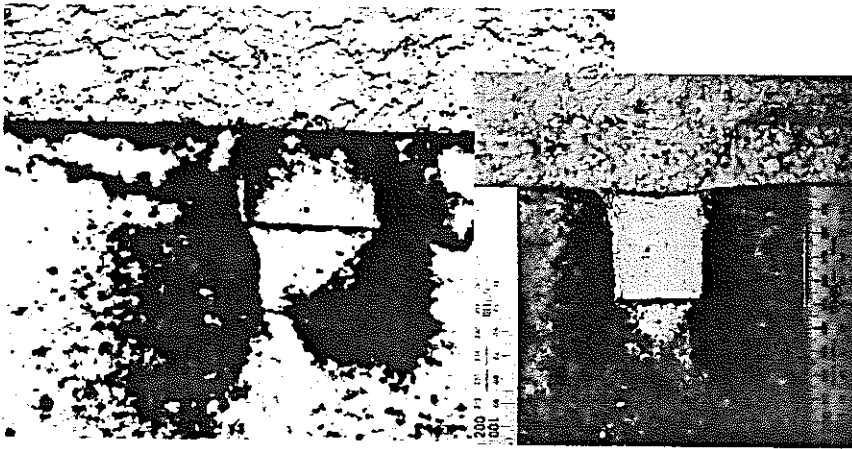


写真-4.2 Case-B地盤断面  
(a)沈下量  $s=30\text{mm}$   
(b)沈下量  $s=50\text{mm}$

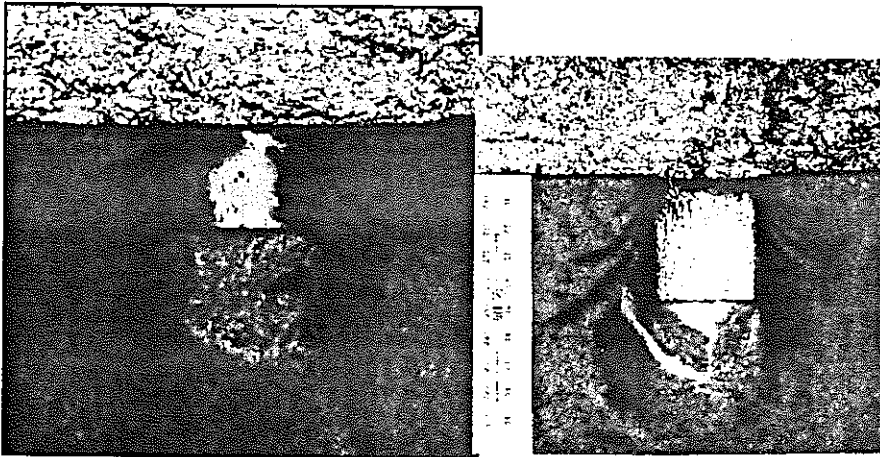


写真-4.3 Case-C地盤断面  
(a)沈下量  $s=30\text{mm}$   
(b)沈下量  $s=50\text{mm}$

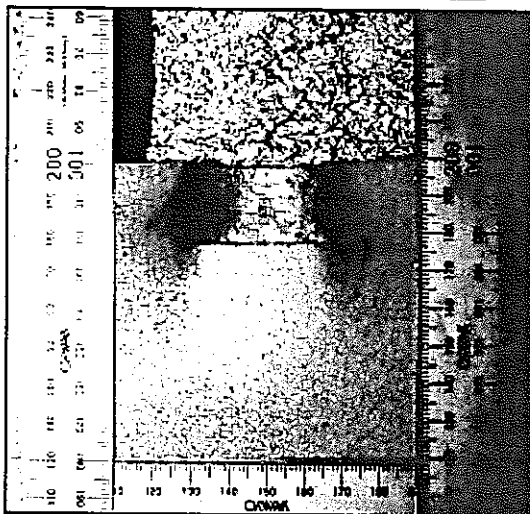


写真-4.4 Case-D地盤断面  
沈下量  $s=25\text{mm}$



#### 4.3 力学特性の異なる傾斜軟岩地盤における支持力特性

ここでは、配合条件が異なる傾斜軟岩地盤の力学的性質の違いが(表-2.4参照)、荷重～沈下挙動、破壊メカニズムにどのような影響を及ぼしているのか、また支持力実験結果と力学試験結果の関連性について考察を行う。地盤条件は斜面傾斜角を $\beta=45^\circ$ に限定し、天端余裕幅 $\alpha$ は0.0と0.5の2ケースのみ行っている。

##### 4.3.1 荷重強度～沈下量関係

図-4.3～4.6は、載荷実験で得られた各傾斜地盤ケースにおける荷重強度～沈下量関係を水平地盤とともに示している。

地盤の物性の違いにより荷重～沈下関係は、ピーク強度が明瞭に現れる脆性的な全般せん断型(Case-AおよびD)とピーク強度が明瞭に現れない延性的なパンチングせん断型(Case-BおよびC)の2種類の傾向を示している。焼石膏とカオリンの配合割合の多いCase-Bの強度は低く、ひずみは大きい延性的な荷重～沈下関係を示すのに対して、焼石膏とカオリンの配合割合の少ないCase-Dの強度は高く、ひずみは小さい脆性的な荷重～沈下関係を示している。このことは、焼石膏の配合割合が大きくなるに伴い焼石膏のセメンテーションの効果が増大し硬い地盤となり、強度は増加し脆性的になり、またカオリンの配合割合が大きくなるに伴い圧縮性に富む地盤となり、ピーク強度が現れにくく延性的になることを表している。

また、載荷初期における荷重～沈下挙動に着目してみる。焼石膏によるセメンテーションの効果が最も小さいCase-Bでは、水平地盤より斜面地盤の方が、また斜面地盤でも天端余裕幅が小さくなるにつれて載荷初期の荷重の立ち上がりが緩くなる傾向を示すのに対して、セメンテーションの効果が大きいCase-A、CおよびDでは載荷地盤の条件によらず載荷初期の荷重の立ち上がりは一定を示している。また、試料砂に幌延砂を用いたCase-Aはカオリンの配合割合が全ケースの中で最も多いが、斜面地盤ではピーク強度が明瞭に現れる全般せん断型の荷重～沈下関係を示している。これは、水の配合割合が少ないということも影響しているだろうが、カオリンの粒径に対して幌延砂の粒径が粗いために珪砂を用いたケースに比べて、カオリンによる地盤の圧縮性の影響が現れにくいのではないかとと思われる。

次に、力学試験と支持力実験の関係に着目すると、以下のようである。

図-2.6～2.9で示した三軸圧縮試験の主応力差～軸ひずみ関係において、セメンテーション効果が小さく圧縮性に富むCase-Bでは、応力の立ち上がりが緩く拘束圧の増大により初期勾配が増大し、ピーク応力時のひずみは増大し延性的な挙動を示しているが、セメンテーション効果が大きく硬いCase-Dでは急激に立ち上がり、拘束圧の増大に影響を受けずに一定で、ピーク応力時のひずみは小さく脆性的な挙動を示していた。

図-4.3～4.6に示された支持力実験の荷重～沈下曲線では、Case-Bは水平地盤より斜面地盤の方が、また斜面地盤でも天端余裕幅が小さくなるにつれて載荷初期の荷重の立ち上がりが緩くなり延性的な挙動を示すのに対して、Case-Dは地盤条件によらず初期勾配は一定で立ち上がりが急で、脆性的な挙動を示している。

このことは、焼石膏の配合割合によるセメンテーション効果の度合いが、三軸圧縮試験での初期勾配やピーク応力時のひずみ等の応力～ひずみ関係を左右し、その傾向が支持力実験での荷重～沈下関係の形態にもよく表れていることを示している。地盤条件の違いによる破壊形態の違いについては、試料の配合割合による地盤の力学的性質が大きな要因だと思われる。

以上より三軸圧縮試験の結果によって支持力実験での荷重～沈下関係を定性的に説明できると思われる。

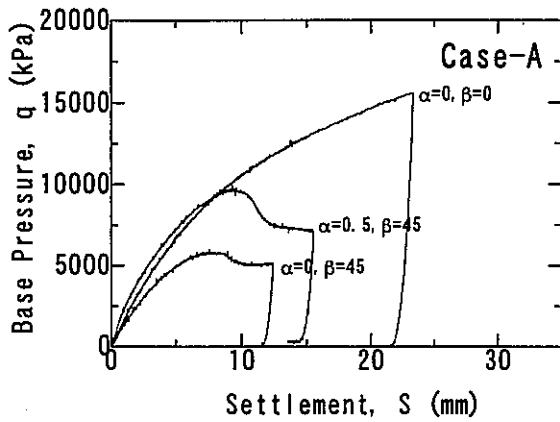


図-4.3 荷重～沈下曲線 Case-A

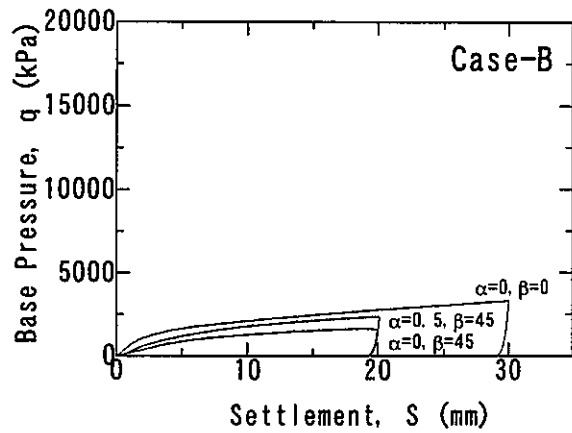


図-4.4 荷重～沈下曲線 Case-B

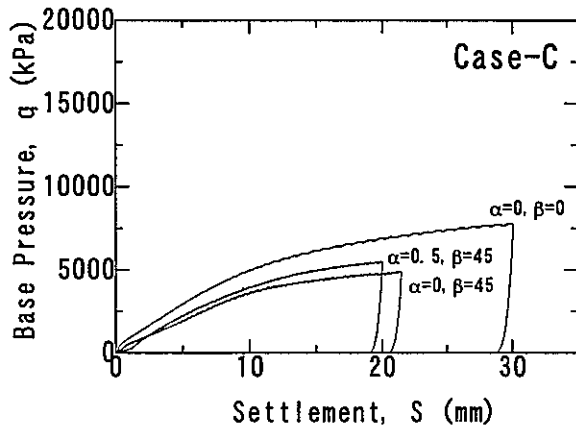


図-4.5 荷重～沈下曲線 Case-C

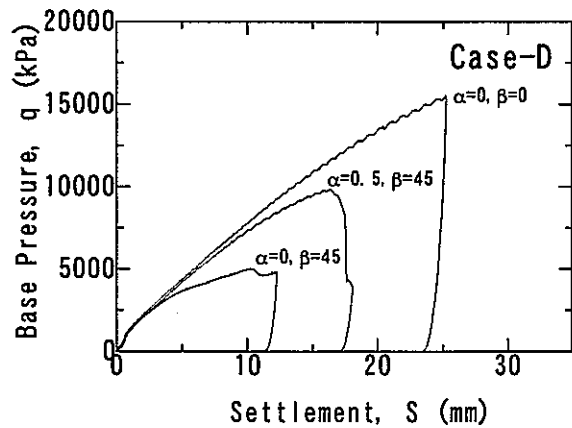


図-4.6 荷重～沈下曲線 Case-D

#### 4.3.2 破壊メカニズム

図-4.7～4.10は、地盤ケースごとに載荷実験終了後の破壊状況を平面図で示したものである。

天端余裕幅 $\alpha=0.0$ では、Case-A、Case-C、Case-Dでは大きく斜面表面が盛り上がり押し出されているが、Case-Bはせん断面が地表面に見られるものの盛り上がりはあまり見られない。

$\alpha=0.5$ では、Case-A、Case-Dではせん断面が地表面にまで達しているが、Case-B、Case-Cではフーチング周辺に亀裂が見られる程度である。本報告では詳細を記していないが、Case-AおよびD地盤については、 $\alpha=1.0$ の破壊状況についても示している。 $\alpha=0.5$ 同様明瞭な全般せん断型のせん断面が地表に達しており、その領域は広がっている。

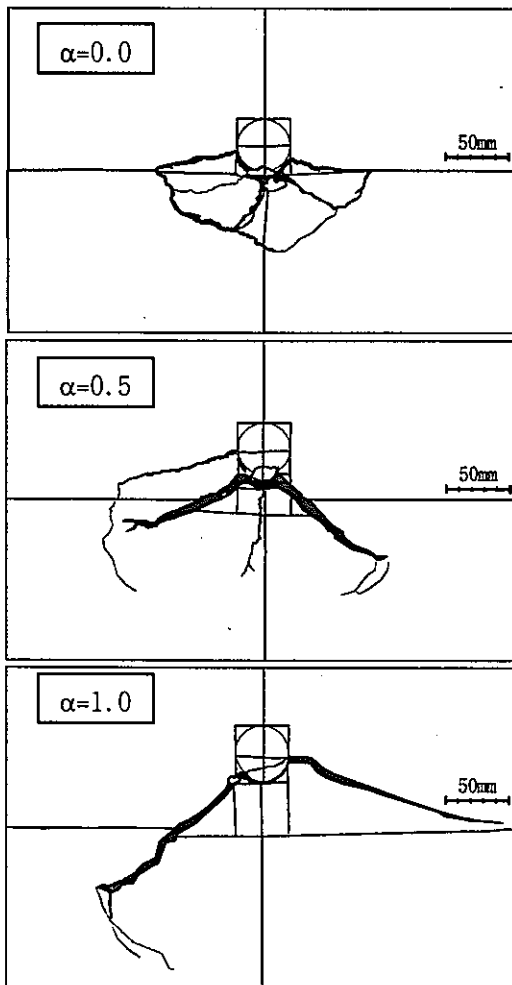


図-4.7 Case-A 地盤の破壊平面図

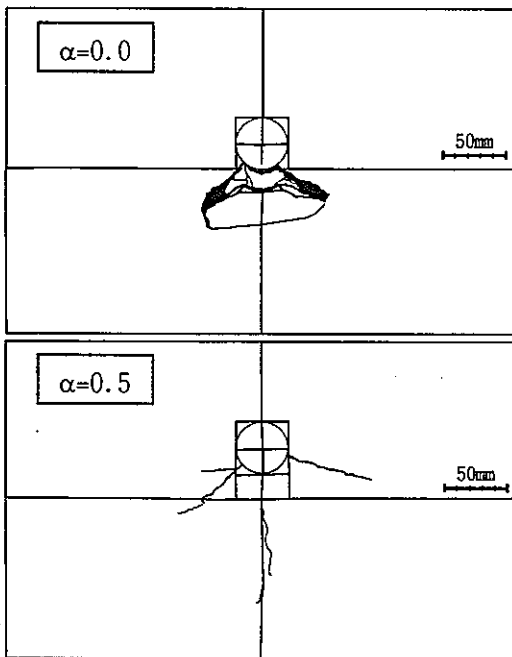


図-4.9 Case-C 地盤の破壊平面図

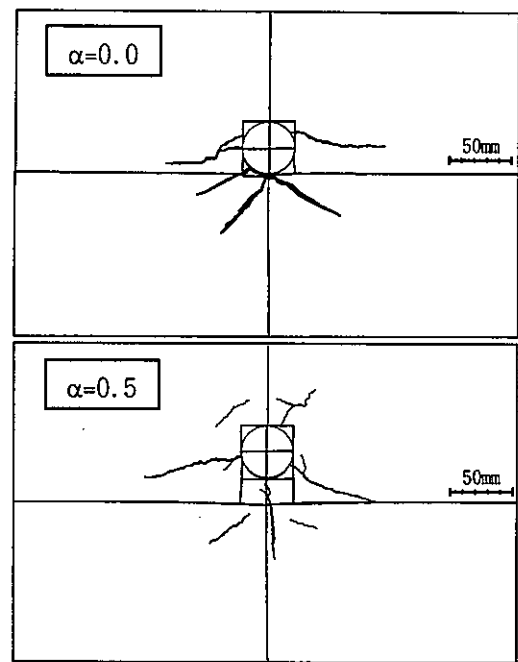


図-4.8 Case-B 地盤の破壊平面図

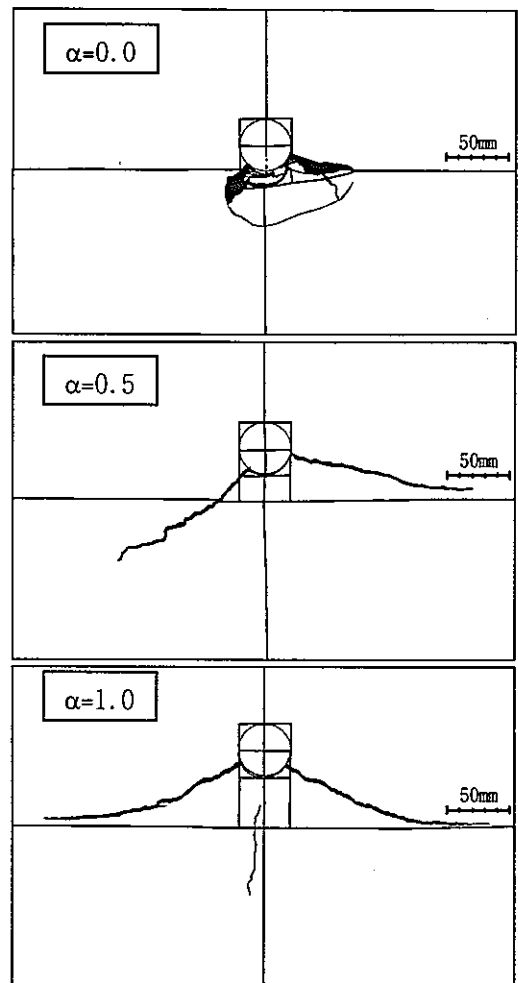


図-4.10 Case-D 地盤の破壊平面図

斜面地盤における破壊断面の例として Case-C 地盤と Case-D 地盤を写真-4.5~4.8 に示す。載荷終了後に、削り出したものであり地盤によりそれぞれ特徴的な破壊形態が見られた。

図-4.11~4.14 は、上述の観察により得られた全地盤ケースの破壊断面図を示したものである。

天端余裕幅  $\alpha = 0.0$  では、Case-A、Case-D 地盤で明瞭なせん断面が斜面地表にまで達する全般せん断型の破壊形態を示し、Case-B、Case-C 地盤でも明瞭なせん断面とは言い難いがフーチング直下にせん断面が見られる全般せん断型の破壊形態を示している。

Case-A、Case-D 地盤では天端余裕幅によらず明瞭なせん断面が斜面地表にまで達する全般せん断型の破壊形態を示しているのに対して、Case-B、Case-C 地盤では明瞭なせん断面が地表面に表れないパンチングせん断型の破壊形態を示している。

全体的に、Case-A、Case-D は焼石膏によるセメンテーション効果が大きく、地盤が硬いため急激に破壊が起こりせん断面が地表面にまで表れる全般せん断型の破壊形態を示している。この種の地盤ではすべり面の形状は天端余裕幅によらず斜面傾斜角に依存している傾向がうかがえる<sup>2),3)</sup>。しかし、Case-B、Case-C では地盤が圧縮性に富むため破壊は急激には起こらずパンチングせん断型の破壊形態を示している。これ以上天端余裕幅を増やしてもパンチング型のせん断破壊が生じるものと思われる。

詳細は各報告書に譲るが興味深いことにこのような傾向は、内田ら<sup>3),4)</sup>によって行われた盛土斜面を想定した密度の異なるマサ土地盤の載荷実験、および後藤ら<sup>5)</sup>によって行われた稲城砂を用いた地盤のすべり面形状と比較的一致している。

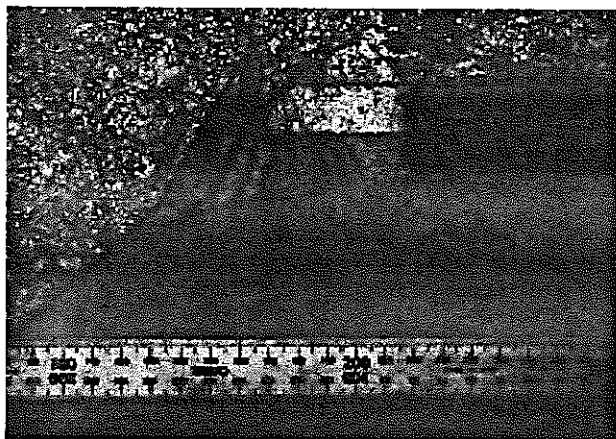


写真-4.6 Case-C ( $\alpha = 0.5, \beta = 45^\circ$ )

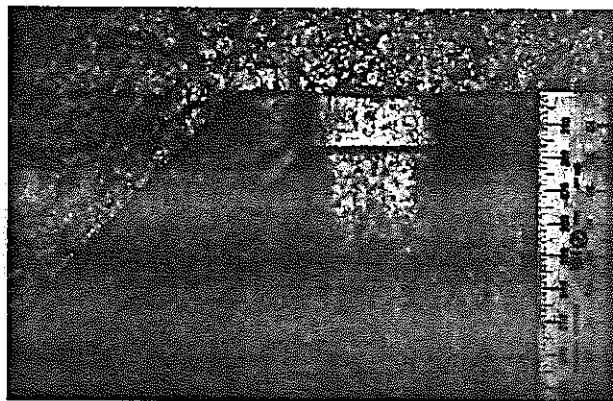


写真-4.5 Case-C ( $\alpha = 0.0, \beta = 45^\circ$ )

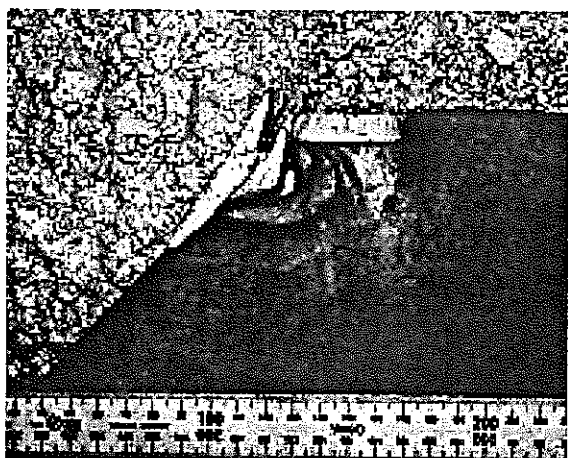


写真-4.7 Case-D ( $\alpha = 0.0, \beta = 45^\circ$ )

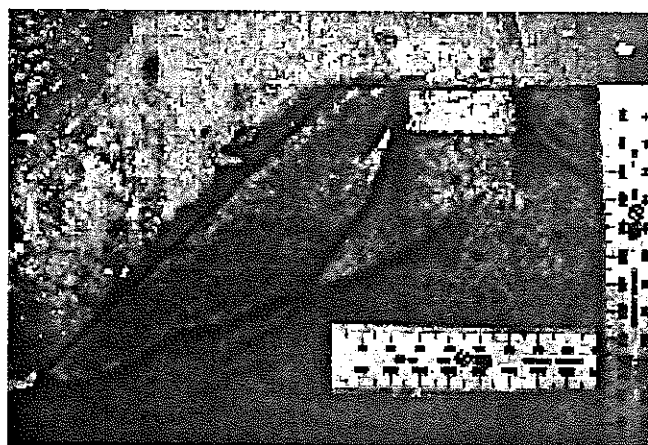


写真-4.8 Case-D ( $\alpha = 0.5, \beta = 45^\circ$ )

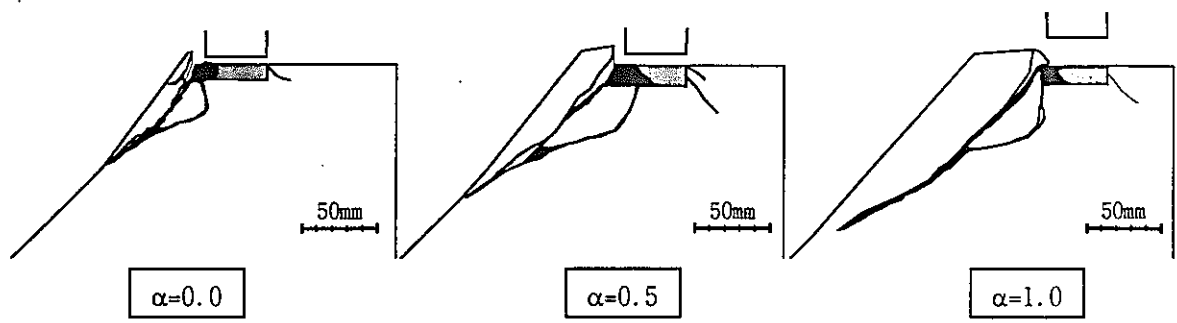


図-4.11 Case-A 地盤の破壊断面図

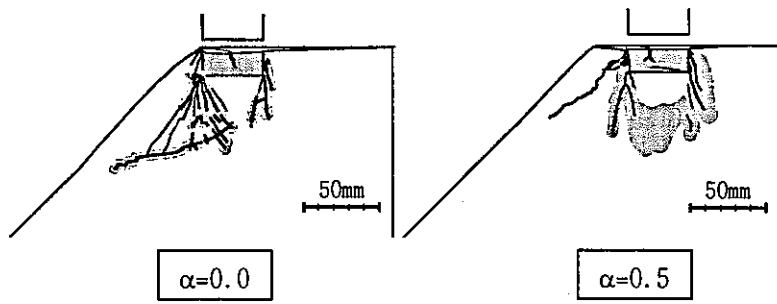


図-4.12 Case-B 地盤の破壊断面図

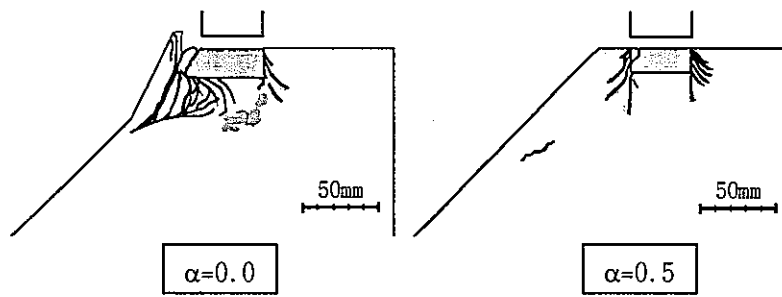


図-4.13 Case-C 地盤の破壊断面図

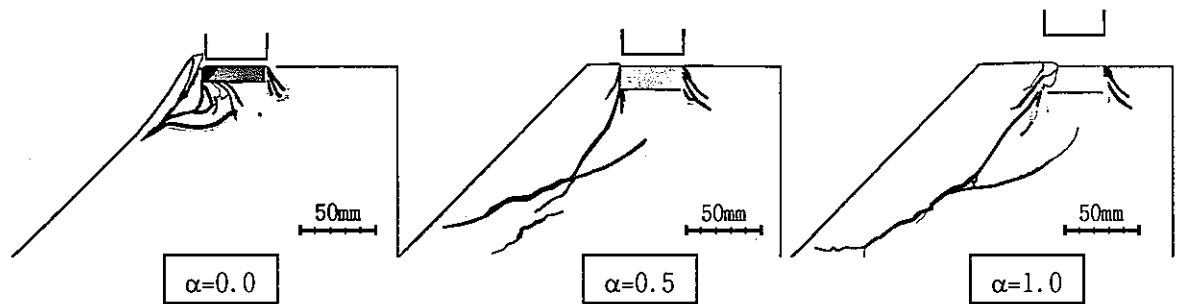


図-4.14 Case-D 地盤の破壊断面図

#### 4.4 天端余裕幅の異なる傾斜軟岩地盤における支持力特性

ここでは、天端余裕幅の違いが、荷重～沈下挙動、破壊メカニズムにどのような影響を及ぼしているか考察する。

##### 4.4.1 荷重強度～沈下量関係

前節の図-4.3～図-4.6の荷重～沈下関係では、ピーク強度が明瞭に現れる脆性的な全般せん断型およびピーク強度が明瞭に現れない延性的なパンチングせん断型の2種類の挙動が観察された。また同図より、どのケースにおいても斜面地盤より水平地盤の方が、斜面地盤においても天端余裕幅が大きくなるにつれ強度が大きくなる傾向を示している。

Case-BおよびCase-C(図-4.2および図-4.3)において、水平地盤・斜面地盤ともにピーク強度が明瞭に現れない延性的なパンチングせん断型の荷重～沈下関係を示している。それに対しCase-AおよびCase-D(図-4.1および図-4.4)においては、水平地盤ではパンチングせん断型の荷重～沈下関係であるが、斜面地盤では明瞭にピーク強度が現れる全般せん断型の荷重～沈下関係を示している。また、天端余裕幅が小さくなるにつれピーク強度は低くなり、小ひずみでピーク強度を迎えて破壊が起こる傾向を示している。

水平地盤では、フーチング全周側で均一に受働抵抗が発揮されるが、斜面地盤では斜面側の受働抵抗は水平側に比べ小さく、天端余裕幅が小さくなるにつれその傾向は顕著になる。その結果、载荷の進行に伴い荷重は受働土圧の小さい斜面側に逃れるために強度は低くなる傾向にあると推定される。また、

##### 4.4.2 破壊メカニズム

図-4.9～4.12は斜面地盤における、Case-A～Case-Dの破壊断面図である。

Case-A、Case-Dでは天端余裕幅の変化に依らず明瞭なせん断面が斜面地表にまで達する全般せん断型の破壊形態を示しているが、Case-B、Case-Cでは天端余裕幅 $\alpha=0.0$ の時、明瞭なせん断面とは言い難いがフーチング直下にせん断面の見られる全般せん断型の破壊形態を示し、 $\alpha=0.5$ の時パンチングせん断型の破壊形態を示している。

図-4.12～4.15は斜面地盤における、Case-A～Dの破壊平面図である。

Case-A、Case-Dでは、天端余裕幅の変化に依らずせん断面が地表面にまで達しているが、Case-B、Case-Cでは $\alpha=0.0$ の時はっきりとしたせん断面が地表面にまで達しているものの、 $\alpha=0.5$ の時はフーチング周辺に亀裂が見られる程度である。

斜面地盤では、 $\alpha=0.5$ の時に比べ天端余裕幅 $\alpha=0.0$ では斜面側の土被り圧は低くなり、各地盤のセメンテーション効果の大小により破壊形態が変化するのではないと思われる。

前節でも述べたが、Case-A、Case-Dは焼石膏によるセメンテーション効果が大きく、地盤が硬いため急激に破壊が起こりせん断面が地表面にまで表れる全般せん断型の破壊形態を示している。この種の地盤ではすべり面の形状は天端余裕幅によらず斜面傾斜角に依存している傾向がうかがえる<sup>2),3)</sup>。しかし、せん断面の発達範囲は天端余裕幅により大きく変化している。

Case-B、Case-Cでは地盤が圧縮性に富むため破壊は急激には起こらずパンチングせん断型の破壊形態を示している。斜面近傍では破壊形態は天端余裕幅に依存しているが、その範囲は比較的小さくパンチング型のせん断破壊に移行していくものと思われる。

## 参考文献

- 1) Vesic, A. S : Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, January, 1973, pp. 45-73.
- 2) 西村右敏, 三浦均也, 土岐祥介, 鳴海英樹 : 軟岩斜面地盤上の直接基礎の支持力模型実験 地盤工学会北海道支部技術報告集 Vol. 37, 1997, pp. 55-64.
- 3) 内田一郎, 平田登喜男 : 盛土斜面の上部載荷による破壊実験-主に法勾配の影響について-, 第 9 回地盤工学研究発表会, Vol. 1, 1974, pp. 509-512.
- 4) 内田一郎, 平田登喜男 : 盛土斜面の上部載荷による破壊について, 第 30 回土木学会年次学術講演会, Vol. 3, 1975, pp. 211-212.
- 5) 後藤哲雄, 香川和夫, 中井照夫 : 帯荷重による斜面の応力・変形とその解析(第 3 報), 第 30 回土木学会年次学術講演会, Vol. 3, 1975, pp. 213-214.

## 5. 実験結果と在来支持力公式および各種計算結果との比較

### 5.1 支持力公式

ここでは、実験結果と日本道路公団<sup>1)</sup>の極限支持力算定式における結果との比較を行う。

表-5.1~5.4 および図-5.1~5.4 は、それぞれ Case-A~Case-D の極限(最大)荷重と同じケースにおける日本道路公団の極限支持力算定式(第1章 1.3 参照)に実験条件を入れて、その値を比較したものである。また、図-5.5~5.8 は、基礎を帯基礎として計算した2次元の場合と、形状係数を用いて基礎の3次元性を考慮した場合についてのものである。どのケースにおいても天端余裕幅が大きくなるにつれ、また2次元のものより3次元の方が極限荷重は大きくなる傾向を示している。日本道路公団の式は、設計実務に用いられており、この値を現場では極限支持力値として用いているのであるが図-5.1~5.4を見ると実験値よりかなり低い強度を示しているようである。このことは設計ではかなり安全側に見積もっていると考えられ、実験の荷重~沈下曲線における最初の立ち上がりの部分に相当する。しかし、実物と模型基礎との寸法効果の影響<sup>2),3)</sup>、また、実務では地盤の亀裂の有無、そしてその入り具合、さらには風化の程度<sup>4)</sup>等なども考慮しなければならず、設計荷重として低めの荷重強度用いているからといって一概に過剰設計とは言い難い。また地盤の破壊メカニズムについて確立されたものはまだ無く、現場においては地盤の設計荷重を経験的手法によって導いている場合も少なくないのが現状である。

表-5.1 実験値と各種支持力公式値との比較 Case-A

		実験値	道路公団2次元	道路公団3次元	分割簡便法
$\alpha$	0.0	6016.8	1745.7	2269.2	1911.3
	0.5	9922.1	2111.6	2744.4	2259.2
	1.0		2477.6	3219.6	2596.0

表-5.2 実験値と各種支持力公式値との比較 Case-B

		実験値	道路公団2次元	道路公団3次元	分割簡便法
$\alpha$	0.0	1640.4	710.9	923.9	751.5
	0.5	—	850.0	1104.3	889.0
	1.0		989.2	1284.9	1021.5

表-5.3 実験値と各種支持力公式値との比較 Case-C

		実験値	道路公団2次元	道路公団3次元	分割簡便法
$\alpha$	0.0	—	1492.4	1939.5	1594.5
	0.5	—	1781.0	2314.1	1875.9
	1.0		2069.7	2688.7	2148.2

		実験値	道路公団2次元	道路公団3次元	分割簡便法
$\alpha$	0.0	5034.6	2911.1	3784.3	3086.1
	0.5	9831.0	3508.4	4560.4	3665.5
	1.0		4105.7	5336.5	4217.9

表-5.4 実験値と各種支持力公式値との比較 Case-D

なお、表中には、明確な極限支持力が得られていないものを“—”で示している。



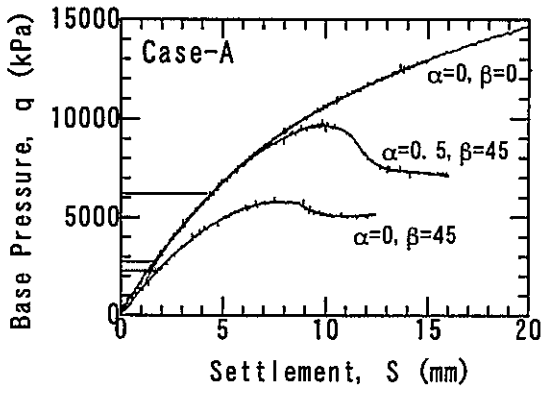


図-5.1 公団式値(3次元)と実験値の比較

Case-A

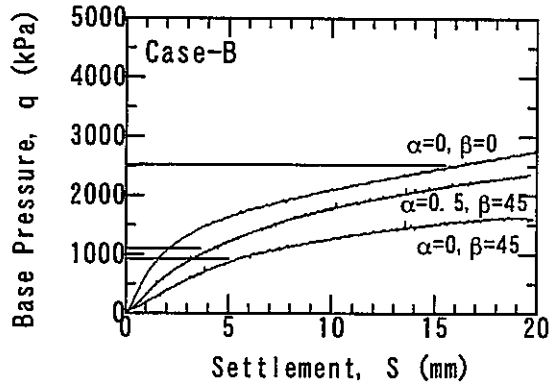


図-5.2 公団式値(3次元)と実験値の比較

Case-B

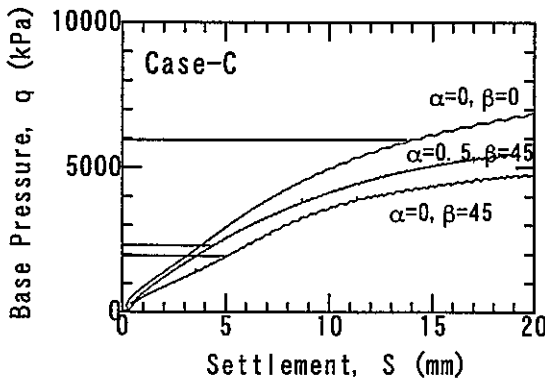


図-5.3 公団式値(3次元)と実験値の比較

Case-C

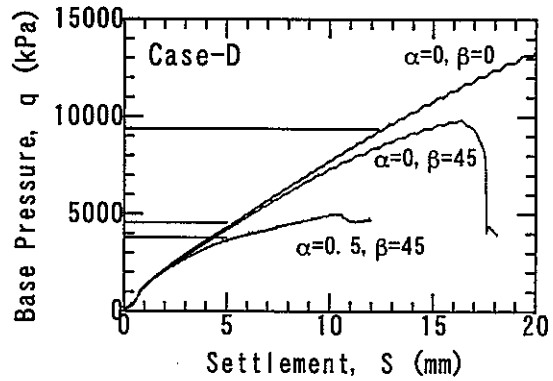


図-5.4 公団式値(3次元)と実験値の比較

Case-D

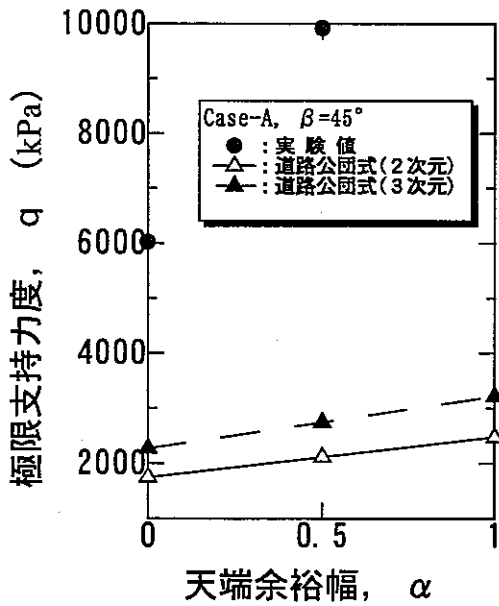


図-5.5 極限(最大)荷重と天端余裕幅

Case-A

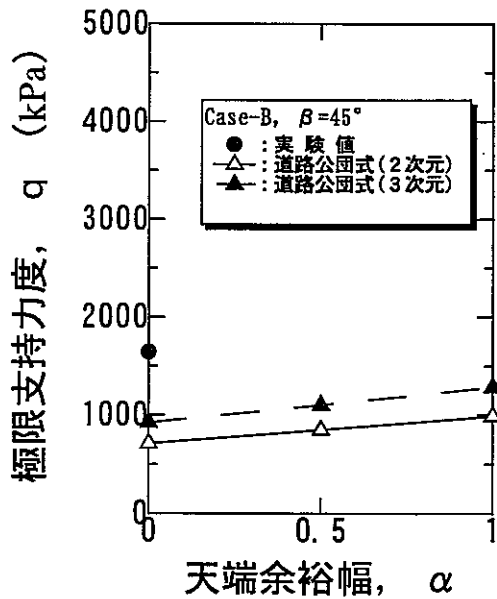


図-5.6 極限(最大)荷重と天端余裕幅

Case-B

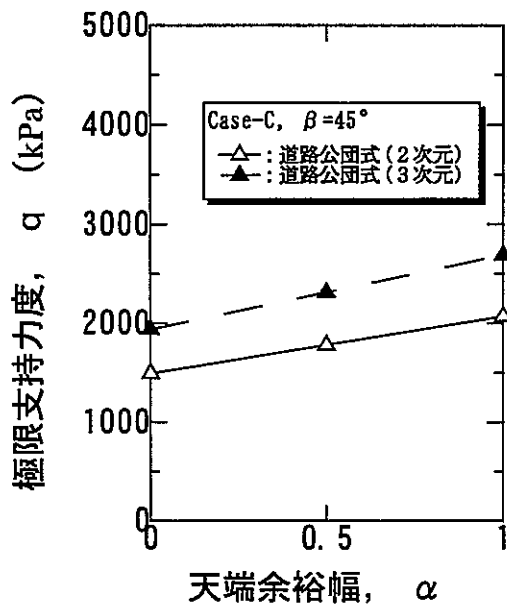


図-5.7 極限(最大)荷重と天端余裕幅  
Case-C

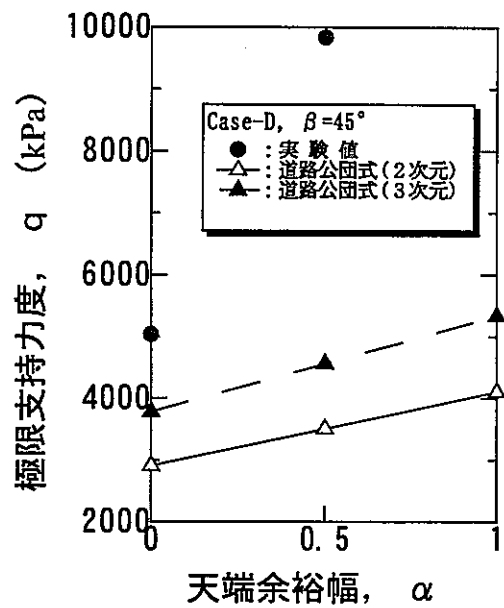


図-5.8 極限(最大)荷重と天端余裕幅  
Case-D

## 5.2 円弧すべり解析

### 5.2.1 軟岩斜面地盤上の基礎の支持力問題への分割法の適用

本研究では、図-5.9に示すすべり線を仮定し分割簡便法<sup>3)</sup>を利用した支持力解析を行った。

図-5.9は、円弧からなるすべり線の全体図である。図のように分割法を用いて、スライスに分割する。スライスの分割は $n$ 等分しスライスの幅が均等になるようにする。図-5.10には、各スライスに作用する力を示している。

本研究で用いた分割法の仮定および基本的な考え方を以下に示す。

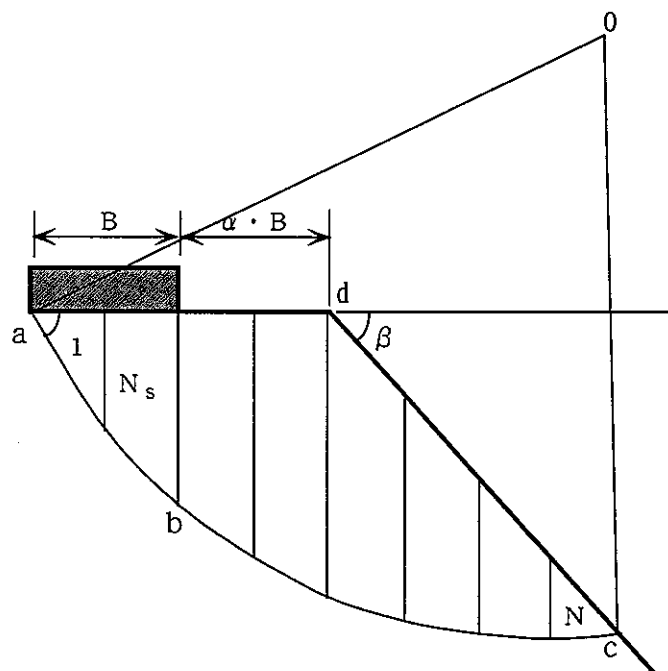


図-5.9 円弧すべり線

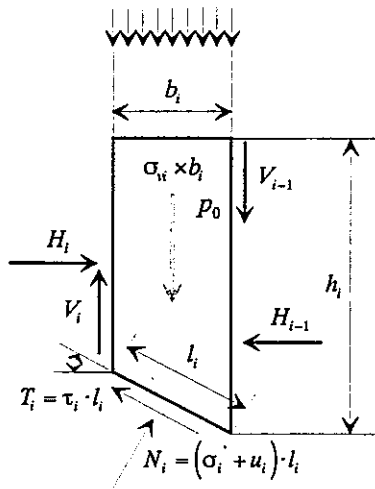


図-5.10 各スライスに作用する力

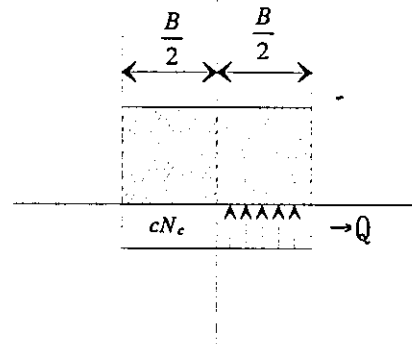


図-5.11 仮定した接地圧分布性状

(1) a bに作用する基礎荷重（支持力）Q

本研究では、人工軟岩地盤は支持力における粘着力に起因する項が卓越していると考え、図5.11に示すようにQは一様分布と仮定した。そして、a b間にある第*i*番目の分割帯片に作用する分布荷重 $q_i$ を平均分布荷重 $\bar{q} = Q/B$ の積で表した。すなわち、

$$q_i = \bar{q} \quad \dots \dots \dots (5.1)$$

(2) 各帯片のすべり線上の鉛直力  $\sigma_{vi}$

$$\sigma_{vi} = \begin{cases} \bar{q} + \gamma_t \cdot z_i & (ab\text{区間に対して}) \\ \gamma_t \cdot z_i & (bd\text{区間に対して}) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

(3) 各帯片のすべり線上のせん断抵抗  $\tau_{Bi}$

図-5.10は各スライス間にかかる力を示した図である。このとき水平方向と鉛直方向の力のつりあい、

$$\text{水平方向: } H_{i-1} - H_i - N_i \cdot \sin\alpha_i + T_i \cdot \cos\alpha_i = 0 \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

$$\text{鉛直方向: } -\sigma_{vi} \cdot b_i + N_i \cdot \cos\alpha_i + T_i \cdot \sin\alpha_i = 0 \quad \dots \dots \dots (5.4)$$

また、Coulombの破壊基準式より

$$\tau_i = \sigma_i \cdot \tan\phi' + c_i' \quad \dots \dots \dots (5.5)$$

$$\text{このとき、 } N_i = \sigma_i \cdot l_i, \quad T_i = \tau_i \cdot l_i \quad \dots \dots \dots (5.6)$$

この3式より $N_i$ 、 $T_i$ 、 $\Delta H_i$ を消去して、 $\sigma_i$ 、 $\tau_i$ を求める。

式(5.5)より

$$\sigma_i = \frac{\tau_i - c_i'}{\tan\phi'} \quad \dots \dots \dots (5.7)$$

式(5.6)を式(5.4)を代入すると

$$-\sigma_{vi} \cdot b_i + \sigma_i \cdot l_i \cdot \cos\alpha_i + \tau_i \cdot l_i \cdot \sin\alpha_i = 0$$

$$-\sigma_{vi} \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + \sigma_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + \tau_i \cdot l_i \cdot \sin \alpha_i = 0 \quad \dots \dots (5.8)$$

式(5.7)を式(5.8)に代入する。

$$-\sigma_{vi} \cdot \cos \alpha_i + \frac{\tau_i - c_i}{\tan \phi} \cdot \cos \alpha_i + \tau_i \cdot \sin \alpha_i = 0$$

$$\therefore \tau_i = \frac{c_i + \sigma_{vi} \cdot \tan \phi}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \quad \dots \dots (5.9)$$

これを式(5.7)に代入して、

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \frac{1}{\tan \phi} \cdot \left( \frac{c_i + \sigma_{vi} \cdot \tan \phi}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} - c_i \right) \\ &= \frac{1}{\tan \phi} \cdot \left\{ \frac{c_i + \sigma_{vi} \cdot \tan \phi - c_i \cdot (1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi)}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \right\} \quad \dots \dots (5.10) \\ &= \frac{\sigma_{vi} - c_i \cdot \tan \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \end{aligned}$$

また、

$$\sigma_{vi} = \bar{q} + \gamma_t \cdot z_i \quad (\text{a b 区間})$$

よって、各帯片のすべり線上のせん断抵抗は

$$\tau_i = \left\{ \frac{c_i + (\bar{q} + \gamma_t \cdot z_i) \tan \phi}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \right\} \quad (\text{ad 区間に対して}) \quad \dots \dots (5.11)$$

以上のような力による円弧の中心oに関する滑動モーメント $M_D$ と抵抗モーメント $M_R$ は、図-5.12より

$$M_D = \sum_{i=1}^N \sigma_{vi} \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R \quad \dots \dots (5.12)$$

$$M_R = \sum_{i=1}^N \tau_i \cdot l_i \cdot R \quad \dots \dots (5.13)$$

ここに、式(5.2)を式(5.12)に、(2.11)を式(5.13)に代入して、

$$\begin{aligned} M_D &= \sum_{i=1}^N \sigma_{vi} \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R \\ &= \sum_{i=1}^{N_S} (\bar{q} + \gamma_t \cdot z_i) \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R + \sum_{i=N_S+1}^N \gamma_t \cdot z_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_R &= \sum_{i=1}^N \tau_i \cdot l_i \cdot R \\ &= \sum_{i=1}^N \frac{c_i + \sigma_{vi} \tan \phi}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \cdot l_i \cdot R \\ &= \sum_{i=1}^{N_S} \frac{c_i + (\bar{q} + \gamma_t \cdot z_i) \tan \phi}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \cdot l_i \cdot R + \sum_{i=N_S+1}^N \frac{c_i + \gamma_t \cdot z_i \tan \phi}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi} \cdot l_i \cdot R \end{aligned}$$

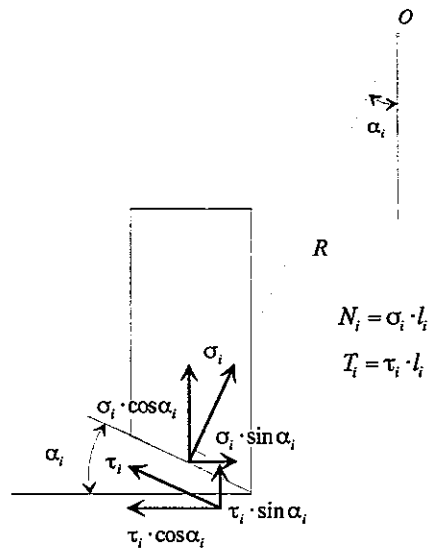


図-5.12 スライスにはたらく力

$M_D = M_R$  となるので

$$\left\{ \sum_{i=1}^{N_S} \frac{\tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} \cdot l_i \cdot R - \sum_{i=1}^{N_S} f_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R \right\} \bar{q} = \sum_{i=1}^N \gamma_i \cdot z_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R - \sum_{i=1}^N \frac{c' + \gamma_i \cdot z_i \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} \cdot l_i \cdot R$$

したがって、

$$\bar{q} = \left\{ \sum_{i=1}^N \gamma_i \cdot z_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R - \sum_{i=1}^N \frac{c' + \gamma_i \cdot z_i \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} \cdot l_i \cdot R \right\} / \left\{ \sum_{i=1}^{N_S} \frac{\tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} \cdot l_i \cdot R - \sum_{i=1}^{N_S} b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R \right\}$$

このようにして求めた平均分布荷重  $\bar{q}$  を支持力とする。以上のような計算を円弧の半径を変化させて極限支持力を求めて、その中で最小となる値をその地盤条件での極限支持力とする。

### 5.3 解析結果と実験結果との比較

円弧すべり解析には、各地盤における物理、力学試験で得られた地盤条件  $\gamma$ 、 $\phi$ 、 $c$  を代入して極限支持力を求めた。

実験および解析で得られた極限支持力と天端余裕幅の関係をまとめたのが、図-5.13、図-5.14(表-5.1~5.4)である。両結果はともに、天端余裕幅が増加するにつれて、極限支持力は増加する傾向にある。また、2次元のより3次元の方が大きな極限支持力値になる。定量的な評価は、解析値は実験値に比べて低い値が得られた。

極限支持力の数値が、実験結果と解析結果とで合わない原因は、

- ・基礎形状が解析では帯基礎として、実験では円形基礎で考えており、基礎の形状効果を考慮していない。
- ・斜面地盤は非対称性であり、また地盤破壊の3次元性を考慮していない。
- ・配合条件が同じ地盤でも前面余裕幅の違いにより、破壊形態が異なり単純にすべり線だけでは表現できない。

などが考えられる。

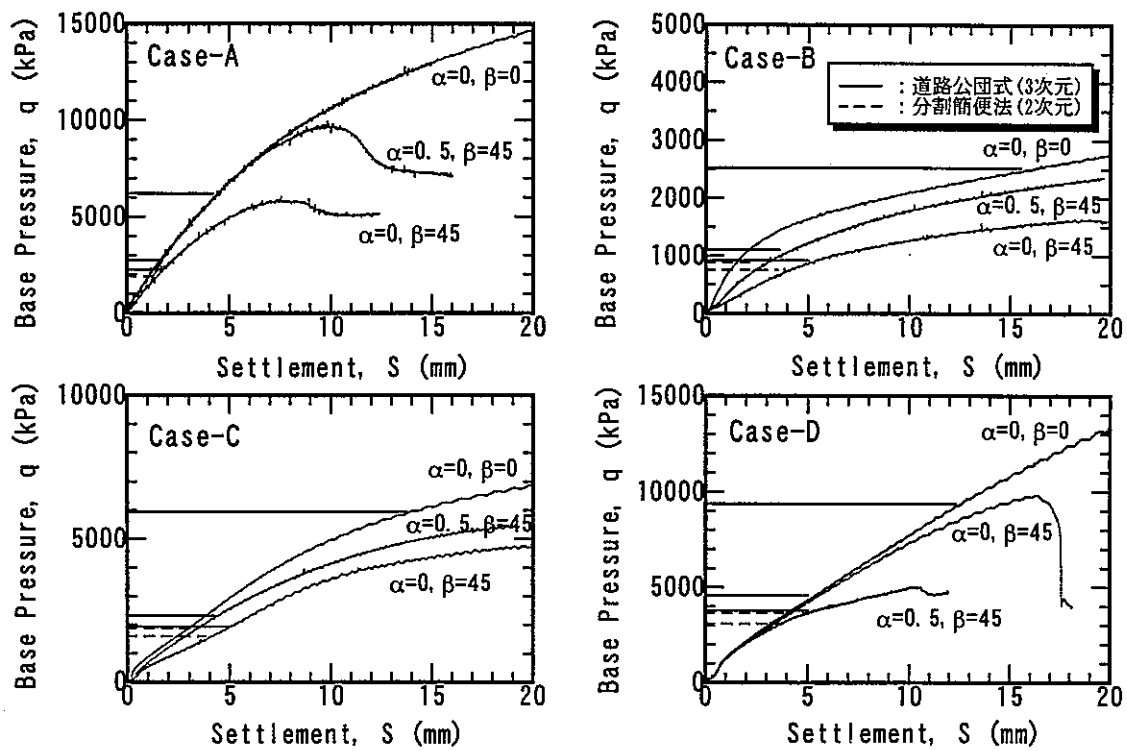


図-5.13 各地盤ケースにおける実験結果と解析結果

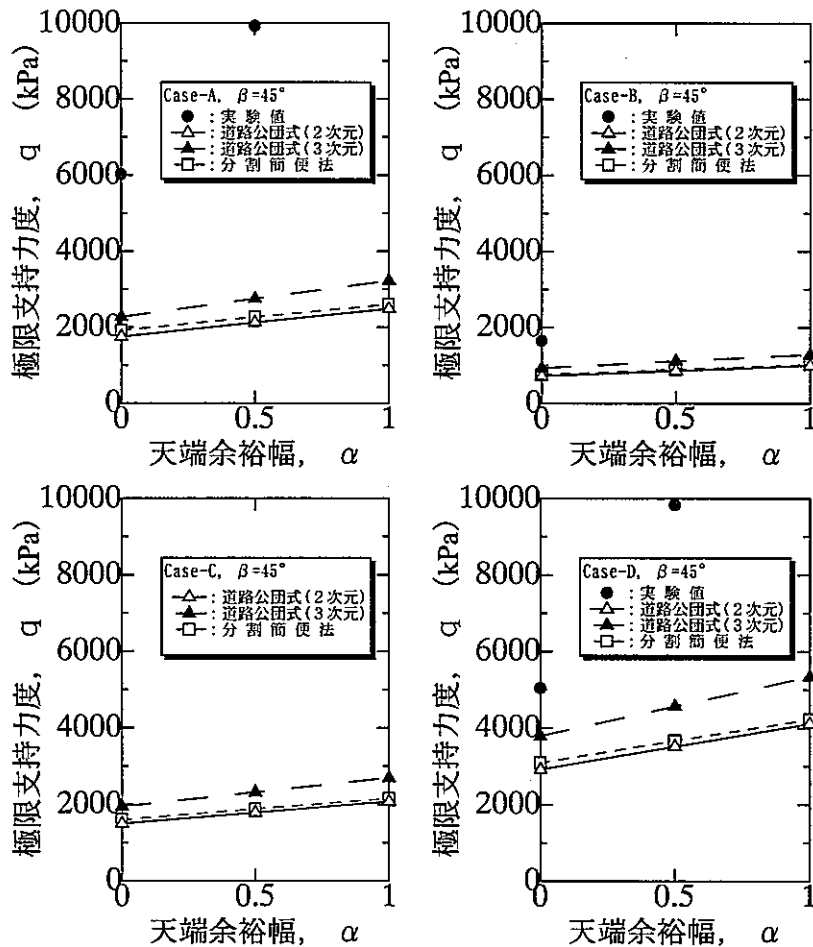


図-5.14 各地盤ケースにおける極限支持力～天端余裕幅の関係

## 参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領第二集，第6編[I]橋梁下部構造，1990.
- 2) de Beer: Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proceedings of a Symposium held at Duke University, 1965
- 3) 白石 俊多：極限支持力度の基礎寸法による変化，基礎工 第16巻，第9号，通巻182号，1988
- 4) 地盤工学会：土質基礎工学ライブラリー30「堆積軟岩の工学的性質とその応用」，1992
- 5) 例えば 地盤工学会：入門シリーズ14「斜面安定解析入門」，1989

## 6. 結 論

本研究は、人工的に作製した軟岩傾斜地盤を用いた地盤物性および傾斜地盤上での天端余裕幅を変化させることにより、実際の傾斜堆積軟岩地盤上の基礎の変形および破壊挙動を定性的に予測できるのではないかとの見通しが得られた。

以下には、結果を取りまとめて結論とする。

### I. 模型地盤の支持力挙動

- 1) 基礎の荷重における荷重～沈下挙動は、水平地盤では全てのケースでパンチングせん断破壊型の挙動を示したが、斜面地盤では配合条件の違いによるセメンテーション効果に依存し、全般せん断型とパンチングせん断型の2種類の挙動が観察された。セメンテーション効果が高いと脆性的な全般せん断型の挙動を示し、セメンテーション効果が低いと延性的なパンチング型の挙動を示した。
- 2) 配合条件が同じ地盤における極限支持力は、斜面地盤より水平地盤の方が高く、また斜面地盤においては天端余裕幅が大きくなる程増加する傾向にある。

### II. 力学試験と支持力挙動との関連性

- 1) 一軸圧縮試験で得られる破壊強度付近で、基礎の荷重～沈下挙動における降伏が見られた。
- 2) 三軸圧縮試験で得られる拘束圧の異なる初期変形係数を考慮することで、基礎の荷重初期段階での荷重～沈下挙動における拘束条件の変化を簡易的に表現できる可能性がある。
- 3) 三軸圧縮試験での高拘束圧時における応力～ひずみ関係は、パンチングせん断型の破壊を示す地盤の荷重の進行に伴い受働抵抗が大きく発揮された状態の水平地盤での荷重～沈下挙動の特性を表している。
- 4) 三軸圧縮試験での低拘束圧時における応力～ひずみ関係は、地盤の非対象性により斜面側を最小主応力とした受働抵抗の小さい斜面地盤での荷重～沈下挙動の特性を表している。
- 5) 荷重の進行に伴う基礎底面下の地盤密度の増加や地盤内の拘束条件の変化などの進行性の現象を、力学試験を用いてある程度推定できることが分かった。

### III. 模型地盤の破壊メカニズム

- 1) 本研究の配合条件では水平地盤の破壊形態は、どのケースにおいてもパンチングせん断型を示した。
- 2) 斜面地盤において配合条件の違いによって地盤の力学的性質が異なれば、同一の地盤条件(天端余裕幅)でも破壊形態は異なる。
- 3) 力学試験において比較的小さい軸ひずみでピーク強度が得られるケース又はピーク後に比較的脆性挙動を示したものは、天端余裕幅の増加に伴い大きなすべり面を有する崩壊的なせん断破壊が観察された。(Case-A、Case-D)。
- 4) 3)とは逆に力学試験において比較的大きい軸ひずみでピーク強度が得られるケース又はピーク後に比較的延性挙動を示したものは、天端余裕幅の増加に伴いすべり面の発達しないせん断破壊が観察された。(Case-B、Case-C)。



#### IV. 支持力公式および円弧すべり解析

- 1) 円弧すべり解析および(2次元)において、極限支持力の値を実験値に対して過小に評価した。これは、解析では基礎形状を帯基礎としているのに対し、実験では円形基礎を用いており、基礎形状の三次元性を考慮していないことが原因の1つであろうと考えられる。
- 2) 日本道路公団式(3次元)において基礎形状の三次元性を考慮しても、極限支持力の値を実験値に対して過小に評価した。これは、観察された地盤の破壊状況からも推察されるが斜面地盤の非対称性および地盤破壊の三次元性を十分考慮しきれていなかったことが原因であると考えられる。
- 3) 支持力公式および円弧すべり解析ではせん断面の明瞭に現れる全般せん断型の破壊形態を用いて理論構築しているため、本実験のように配合条件および天端余裕幅の変化によって地盤の破壊形態が変化するケースではうまく説明できないことが支持力値の過小評価の原因であると考えられる。

## あ が き

本研究は、傾斜軟岩地盤の支持力特性を実験的に明らかにしようとするもので、一連の研究によって初期の目的をほぼ達成し、地盤物性の異なる傾斜軟岩地盤についての破壊メカニズムについては概念的に基礎データを収集し有意な知見を得ることができた。

しかし、現実の支持力変形問題は、地盤は互層であったり、風化等の影響で地盤条件は複雑である。また、基礎の規模や形状による影響等の不明な点が多い。本研究で得られたデータを基に、このような複雑な条件を単純化した地盤モデルを用いた実験と比較することにより、層状傾斜地盤等の要因を考慮した定式化や地盤の破壊メカニズムを取り入れた解析手法の誘導に取り組むことなどが今後の課題として残されている。

本研究の成果が、傾斜軟岩地盤を支持層に選定する基礎構造物の支持力および変形問題に関する設計法の確立のための一助となれば幸いである。

本実験の遂行にあたり、北海道大学学生の鳴海英樹君には実験・データ整理に多大な協力を頂いた。そして、本研究の実施にあたっては、動力炉・核燃料開発事業団の秋山泰之、杉崎敏仁の両氏、ならびに関係者の方々に研究テーマおよび研究費の面で種々のご高配頂いた。ここに、記して深甚の謝意を表わすものである。