

# 成層軟岩地盤の3次元変形と破壊特性に関する研究(Ⅱ)

## － 成層軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験と数値解析 －

(核燃料サイクル開発機構 委託研究成果報告書)

1999 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

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松4番地49

核燃料サイクル開発機構

技術展開部 技術協力課

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to:

Technical Cooperation Section,

Technology Management Division,

4-49 Muramatsu, Naka-gun, Ibaraki 319-1194, Japan

©核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute) 1999

## 成層軟岩地盤の3次元変形と破壊特性に関する研究(Ⅱ)

## - 成層軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 -

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おり, これに伴い軟岩の力学的性質の研究は, 十分ではないにしてもかなり蓄積されてきている. しかし, 軟岩地盤の支持力を扱った研究は少なく, 3次元的地盤変形や破壊機構については未だ不明な点が多いのが現状である. また, 軟岩地盤の工学的挙動はその生成過程や構成物質によって多種多様で, 実際の地盤は, 多層であったり層が傾斜している場合が多く, 支持力の評価は更に複雑で困難である.

前年度は, 模型地盤を作製し載荷実験を行うことにより, 地質不連続面を有する二層軟岩地盤の支持機構を明らかにし, 基礎データを収集した. 本報告はこれらを踏まえて, 軟岩地盤の三次元的破壊現象をとりまとめ, 現行の支持力算定法の軟岩地盤への適用性を検討する. また, 傾斜軟岩地盤に対してBishopの分割法を修正した3次元支持力算定法を提案する.

---

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核燃料開発サイクル機構の委託により実施した研究の成果である.

契約番号: 090D0278

事業団担当部課室および担当者: 2000年レポートチーム

研究調整グループ 塩崎 正人

\*: 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. 概 要 .....	1
2. 在来の研究および設計法 .....	2
2.1 水平地盤の支持力評価法 .....	2
2.1.1 単層水平地盤 .....	2
2.1.2 二層水平地盤 .....	3
2.2 傾斜地盤の支持力評価法 .....	4
2.2.1 単層傾斜地盤 .....	4
2.2.2 二層傾斜地盤 .....	5
2.3 軟岩地盤の支持力評価法 .....	5
3. 支持力模型実験結果と各種支持力計算結果との比較 .....	7
3.1 支持力模型実験の概要 .....	7
3.2 水平地盤における実験結果と計算結果の比較 .....	8
3.2.1 単層水平地盤 .....	8
3.2.2 二層水平地盤 .....	11
3.3 傾斜地盤における実験結果と計算結果の比較 .....	16
3.3.1 単層傾斜地盤 .....	16
3.3.2 二層傾斜地盤 .....	28
4. 結 論 .....	31
あとがき .....	32

## 1. 概要

当研究室では、過去に物性の異なる人工軟岩試料を用いた支持力実験を行い、水平地盤および傾斜地盤の破壊メカニズムを明らかにしてきた<sup>1)</sup>。また昨年度は、二層水平地盤および二層傾斜地盤の単純なモデルを想定した支持力実験を行い、その基本的な破壊メカニズムを観察した<sup>2)</sup>。本年度は、これまでに得られたデータを基に、支持力算定法の適用に関する検討を行う。

支持力を検討する際の実務や過去の研究に研究において、帯基礎については様々な地盤条件について比較的整った支持力解が存在する<sup>3)</sup>。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 次元性であり、また作用荷重条件も複雑である。

基礎形状、地盤の形状の 3 次元性や成層状態を有する場合の支持力の予測については不明な点が多いのが現状である。

本報告では、まず模型実験で得られた水平地盤のデータを基に在来支持力評価法を検討する。

次に傾斜地盤に関して検討する。特に傾斜地盤は地盤形状、基礎形状が 3 次元性であり、在来の評価法に 3 次元性を取り入れた解析手法<sup>4)</sup>を提案している。

## 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)～(IV)，核燃料開発サイクル機構，1994～1997.
- 2) 土岐祥介・三浦均也・西村右敏：成層軟岩地盤の3次元変形と破壊特性に関する研究(I)，核燃料開発サイクル機構，1998.
- 3) 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.
- 4) Migitoshi NISHIMURA, Kinya MIURA: Bearing Capacity of Footing on Sloped Soft Rock Ground and Its Numerical Calculation., 2<sup>nd</sup> International Symposium on Hard Soils and Soft Rocks, 1998, Napoli.

## 2. 在来の研究および設計法

現在、実務において利用されている支持力理論はいずれも均質な性質を持つ水平な単一の層からなる地盤についてのものである。実務で用いられている支持力計算法は、Terzaghi(図-2.1)による剛塑性解を拡張したものが一般的である<sup>1),2),3)</sup>。しかし、この計算が適用される地盤は、密または硬い全般せん断型の破壊形態の場合に限定される。また、ゆるい砂や軟らかい土に対してTerzaghiは、塑性域での粘着力 $c_f=2c/3$ と仮定して局所せん断の支持力としているが、この方法は過小な支持力を与える傾向があるとの指摘がある<sup>4)</sup>。

さらに、現実に基礎を建設する地盤は、単一の層であることは少なく、なんらかの形でいくつかの層が重なっている。層が傾斜していたり、地表面そのものが傾斜しているところに基礎を計画することもありうる。そうした地盤の形状、成層状態に対しての支持力の予測については不明な点が多い。特に基礎寸法が大きくなればすべる領域も大きくなるので、地盤の多層性や近くの斜面の影響を受けやすく、直接基礎の支持力予測は地盤の多層性が考慮されなければならない。

以下に、代表的な支持力評価法について述べる。

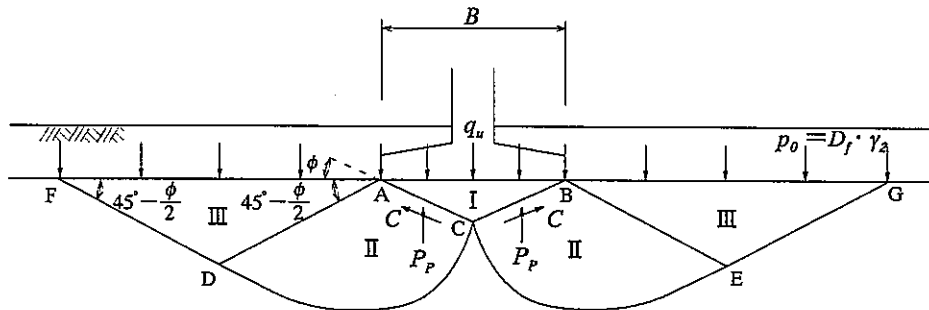


図-2.1 Terzaghi の仮定した破壊メカニズム

### 2.1 水平地盤の支持力評価法

#### 2.1.1 単層水平地盤

わが国の直接基礎に関する設計基準は、主にTerzaghi系の剛塑性論による支持力算出法を用いている。この支持力理論は、金属塑性理論の研究成果を拡張したという側面が強く、これが現在の支持力理論の発展と、ある意味で限界の源となっている。日下部ら<sup>5)</sup>によると、金属塑性理論を支持力理論に拡張する際、以下の3点に注意が必要である事が指摘されている。

1) 金属は一般に延性材料で剛塑性挙動の近似性は高いが、橋梁基礎の支持層になり得る岩盤や密な地盤では、脆性挙動やひずみ軟化特性が見られる。

2) 金属材料は拘束応力の大小によって破壊強度が変化しないが、粒状体材料は拘束圧によって破壊強度が著しく変化し、その変化割合は必ずしも線形的ではない。

3) 金属材料は破壊強度に比べて材料の自重応力が無視し得るが、土質基礎材料では自重応力は無視し得ず、基礎の支持力において材料の自重が重要な寄与をする。

図-2.2は、金属を等方・均質な剛塑

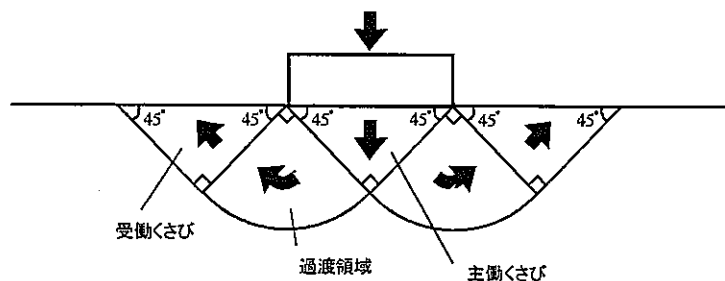


図-2.2 金属の表面支圧の破壊メカニズム

性体と仮定したときの帯状剛体の表面支持圧を与える破壊メカニズムである。剛体下部に底角 $45^\circ$ の主働くさびが形成され、 $90^\circ$ の中心角を有する円弧(過渡領域)を左右に押し出し、それが同じく底角 $45^\circ$ の受働くさびを上方に押し上げるというものである。一方写真-2.1は模型砂地盤上の帯基礎の支持力実験によって観察された破壊メカニズムである<sup>6)</sup>。

主働くさび、過渡領域、受働領域の形成が確認され、砂のような粒状体でも基本的に金属とほぼ同様な破壊メカニズムが発生していることがわかる。

図-2.3(a)-(c)は、地盤の破壊形態を示したものである。上述の破壊メカニズムが現れるのは、図-2.3(a)の場合で、緩いまたは軟らかい地盤では支持力理論の適用に限界が生じる。このように直接基礎の支持力は、地盤がどの破壊形態を生じるか判断し算出しなければならない。しかし、緩い砂地盤はもとより、密な砂地盤でも極限支持圧から求まる許容支持圧を考えると沈下が過大となる場合があるとの指摘<sup>9)</sup>があり、その面からの検討も地盤の支持力を考える上で重要である。

### 2.1.2 二層水平地盤

良質な支持層の厚さが基礎幅に比べ十分でない場合、支持力が弱い下層地盤の影響を受ける可能性がある。地盤を半無限弾性体と仮定した場合、地表面荷重によって発生する地盤中

の応力は Boussinesq の解によって算定することができる。これによると、円形分布荷重が作用した場合では、基礎の直径に相当する深さにおける位置での鉛直応力は地表面分布荷重の 30%以下となり、直径の 2 倍の深さでは 10%以下に低下する。一般に基礎の沈下を考えた場合、基礎幅の 2 倍程度を応力の影響範囲をととして土の圧縮を考慮すればさほど問題はないようである。

しかし、支持層の厚さがこの影響範囲よりも薄い場合は、支持力評価は地盤の多層性を考慮しなければならない。また、多層地盤の支持力問題では、ある弱層が全体の支持力を支配するのか、あるいは層状地盤全体の破壊によるのか、破壊のメカニズムを把握する必要がある。

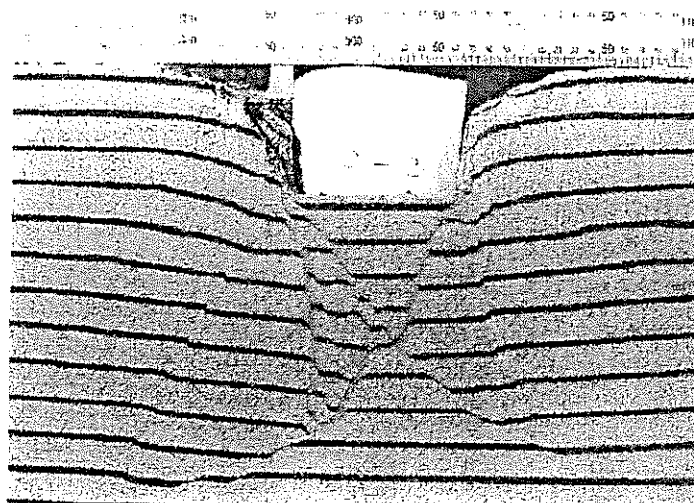


写真-2.1 模型砂地盤上の帯基礎の破壊メカニズム  
幅10cm,奥行き40cmの模型基礎を、密に詰めた砂地盤上で鉛直載荷

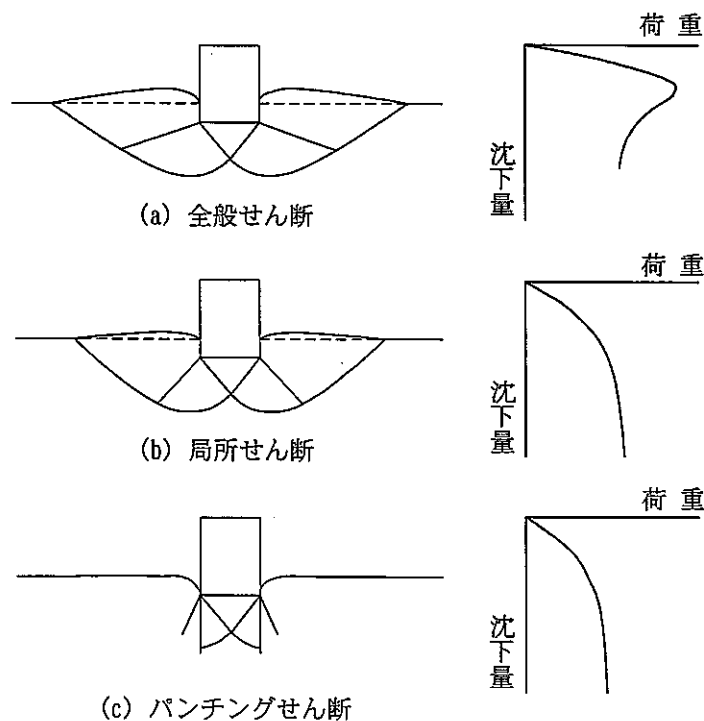


図-2.3 地盤の破壊形態と荷重-沈下量関係

層ごとに極端に強度や変形特性が変わらなければ、全体でのすべり破壊が生じて、単一層での破壊形式(図-2.3(a)-(c))と大差ないものが現れる。しかし層ごとの強度や変形特性が大きくなるとその壊れ方も単一層の破壊形式とは異なってくる。この破壊モードは、地盤条件や基礎の荷重条件によって無限に存在しうるようになる。しかし現実の基礎の破壊は、そのなかでもせいぜい二層地盤での分散破壊とパンチ破壊および絞り出し破壊の3つ(図-2.4(a)-(c))を考えれば対処できるような<sup>9)</sup>。

分散破壊(図-2.4(a))は、砂地盤の下に粘土層があるような条件下でおきる。すなわち砂地盤での支持力が十分あると砂地盤では破壊しない。しかし、砂地盤は基礎荷重を地盤の中に伝播させる役割をしていて、下にある粘土地盤の表面に荷重が加わる。すると今度は粘土地盤での破壊問題になり、伝播してきた荷重に対して支持力が小さければ粘土地盤が破壊する。

パンチ破壊(図-2.4(b))は、同じく砂層の下に粘土層が存在する場合に生じる。ただ砂層が薄く十分荷重を分散する役目をしないで、砂層が基礎の直下からパンチされると同時に粘土層に貫入する形式である。

絞り出し破壊(図-2.4(c))は、粘土層が硬い層に挟まれている場合に生じる。載荷幅が上層厚に比べ、かなり大きければ、破壊のモードは粘性土の左右への塑性流動を伴う絞り出しとなる。

このように複数の地層を有する水平地盤において、地盤条件が軸対称である水平地盤における直接基礎の支持機構は、実験あるいは理論的に、ある程度整理されてきている<sup>8),9),10)</sup>。

多層地盤の支持力問題は理論的に取り扱うことが難しく、荷重分散を考えた各層ごとの支持力値と、複数の層を通るすべり面を用いた支持力値の両方を求め、最小値を持って層状地盤の支持力とするなど、実務上便宜的に用いている。

水平地盤では、山口の方法<sup>4)</sup>を基本とした砂質土と粘性土の二層地盤における荷重分散を考えた評価法は、鉄道構造物<sup>2)</sup>、港湾施設<sup>11)</sup>などに採用されている。また、支持力に影響を与える地盤が3層以上になると理論的取り扱いが困難となり、複数の層を有する地盤の帯状基礎の支持力値は、分割法を用いた計算やFEMなどの数値解析的方法に頼らざるを得ない<sup>12)</sup>。

実務では、小泉、山口<sup>13)</sup>によって提案された円弧部と直線部からなる複合すべり面を用いた分割法の適用例が増加しつつあるようである<sup>14)</sup>。

## 2.2 傾斜地盤の支持力評価法

### 2.2.1 単層傾斜地盤

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存在する。斜面上の直接基礎の場合は、支持力計算値と実験値との適合性がよくなるといわれる<sup>5)</sup>。それによると、斜面の影響により主応力の回転が少なくなること、地盤の自重項である $N_r$ が小さくなることなどにより、「2.1 水平地盤」で挙げた理論と実際の不一致の原因による影響が緩和されるためである。しかし、適用できる地盤は、極端なひずみ軟化特性を示さないものに限られるようである。

わが国の基準でもっとも代表的なものに日本道路公団<sup>15)</sup>の算定式がある。同式は、斜面地盤上基礎

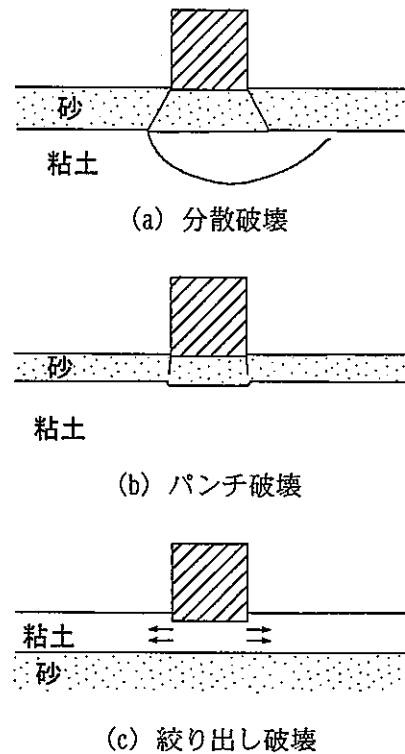


図-2.4 二層地盤の破壊モード



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。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 $\theta$ 、そして斜面傾斜 $\beta$ 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<sup>(6)</sup>などの研究がある。Meyerhofの支持力係数 $N_{cq}$ 、 $N_{rq}$ は、 $\beta$ 、 $\phi$ 、 $D/B$ の関数として求まる ( $D$ :前面根入れ深さ、 $B$ :基礎幅)。また、 $b/B$ の値が6になると支持力は斜面傾斜角に関係なくなる ( $b$ :天端余裕幅)。つまり、広い水平地盤上にある基礎の支持力と同じ扱いになる。

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>(7),(8)</sup>は、可容速度場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、Kotter式を差分的に解くすべり線法<sup>(9)</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。

## 2.2.2 二層傾斜地盤

斜面側の受働抵抗部が小さい斜面地盤では、複数の地層を有する支持機構はさらに複雑なものとなり、未だ破壊メカニズムの検証に程遠いのが現状である。斜面地盤では、水平地盤と同様に理論的適用が困難であり、日本道路公団設計要領<sup>(5)</sup>では、分割法による支持力値算出を認めている。また、港湾基準<sup>(1)</sup>では、捨て石マウンドを有する二層系構造地盤において、室内模型実験、現地実験ならびに既存の防波堤などの安定性を総合的に解析し、Bishop法による円形すべり計算が現象をうまく再現できるとし、Bishop法を支持力の検討の標準としている。傾斜地盤の支持力評価法も、水平地盤と同様に分割法やFEMなどに頼らざるを得ない状況である<sup>(20)</sup>。また、斜面側の受働抵抗部が小さい斜面地盤では、層傾斜が斜面にさしている差し目か、層傾斜が斜面と同じような流れ目であるかによって安定性を経験的に評価しているようである。

## 2.3 軟岩地盤の支持力の支持力評価法

近年、構造物の長大化、重量化に伴い、支持基盤として軟岩地盤を選定することが多くなってきている。これに伴い軟岩の力学的性質の研究は、十分ではないにしてもかなり蓄積されてきている<sup>(21),(22)</sup>。しかし、軟岩地盤の支持力を扱った研究は多くない。

軟岩の物性を考慮して水平軟岩地盤の支持力特性を調べたものに吉中ら<sup>(23)</sup>の研究がある。その中から既往の調査・研究成果からまとめた軟岩の支持力特性の特徴を引用すると以下のようである。

1. 荷重増大に伴い載荷板下の地盤に放射状あるいはリング状の亀裂が発生し最大荷重に至る。したがって破壊形式は載荷板のめり込み(Punching)の様相を呈し、岩体中に特別な弱面がない限り塑性体に見られるようなすべり線の発生はない。

2. 硬い岩石からなる地盤とは異なり支持特性(変形・強度)と地盤材料の物性との結びつきが強い。たとえば一軸圧縮強度のおよそ3~5倍になるものが多い。

3. 載荷板の下に顕著な弱面(層)があれば支持特性はそれに著しく支配される。

また、これらの特徴を有する軟岩地盤の支持特性とその物性の関連付けは、必ずしも十分ではないとの指摘もある。

支持力の推定は、剛塑性理論に基づき算出されているが、砂岩や凝灰岩のような均質な岩盤、石灰岩やチャートのような硬軟不均質な岩盤、頁岩や粘板岩のように亀裂の発達した岩盤、さらに、泥岩や土丹のように粘着力の卓越した岩盤など、従来の支持力公式を適用しがたいものばかりである<sup>22)</sup>。

実務の面では、岡原ら<sup>24)</sup>は岩盤を対象とした橋梁基礎の支持力推定法を提案している。岩盤の支持力を力学定数間の相関から一軸圧縮強度を目安として示しており、これがもととなって道路橋示方書<sup>1)</sup>の許容支持力度の推定表が作成されている。支持地盤としての不確実さなどを考慮し、安全をみて低めの許容支持力度が設定されているが、道路橋の設計においてその簡便さから広く用いられている。

しかし水平地盤に限っても、軟岩地盤の工学的挙動はその生成過程や構成物質により多種多様で、支持力の評価には未だ不明な点が多い。また、前節で述べた地盤の多層性を考慮した研究は皆無に等しいのが現状である。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書，下部構造編，1998.7.
- 2) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物・抗土圧構造物，1989.10.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.1.
- 4) 山口柏樹：土質力学(全改訂)，第9章 支持力，技報堂出版，pp.253-294，1994.
- 5) 日下部治，前田良刀：基礎工，直接基礎の支持力理論と留意点，総合土木研究所，pp.15-24，1988.9.
- 6) 谷和夫：砂地盤上の浅い基礎の支持力機構，東京大学修士論文，1986.3.
- 7) 地盤工学会編：入門シリーズ16 支持力入門，第2章，pp.39-116，1990.
- 8) 神田政幸，岡村未対，未政直晃，木村孟：粘土地盤中に存在する砂層の支持力，第26回土質工学研究発表会講演集，地盤工学会，pp.1267-1268，1991.
- 9) 岡村未対，竹村次朗，神田政幸，木村孟：軟弱粘土層に挟まれた砂層の支持力特性につて，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，pp.922-923，1991.
- 10) 三橋郁雄，笹田彰：偏心傾斜荷重に対する二層系地盤の支持力についての検討，運輸省港湾技術研究所資料，No.254，1977.
- 11) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説 改訂版(上巻)，第5編 第2章 浅い基礎の支持力，日本港湾協会，pp.333-344，1989.
- 12) 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.
- 13) 今泉繁良，山口柏樹：分割法による地盤の支持力計算法，土質工学会論文報告集，Vol.26，No.2，pp.143-149，1986.
- 14) 地盤工学会：新・土と基礎の設計計算演習，第4章直接基礎 pp.89-112，1992.
- 15) 日本道路公団：設計要領第二集，第6編 [I] 橋梁下部構造 4.直接基礎，pp.6.57-6.74，1990.
- 16) Meyerhof, G.G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes, Proc. of 4th ICSMFE, Vol.1, pp.384-386, 1957.
- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 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3章 3.4.2直接基礎構造物，pp.140-157，1990.
- 21) 地盤工学会編：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用，地盤工学会，1979.
- 22) 地盤工学会編：堆積軟岩の工学的性質とその応用，地盤工学会，1993.
- 23) 吉中龍之進・西牧 均：軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析，土木学会論文報告集，第304号，pp.113-128，1980.
- 24) 岡原美知夫，小幡宏，森浩樹，津川優司：岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究，土木研究所試料，第2512号，1987.

### 3. 支持力模型実験結果と各種支持力計算結果との比較

わが国の設計基準<sup>1), 2), 3)</sup>で用いられている支持力計算法は, Terzaghi<sup>4)</sup>による剛塑性解を拡張したものが一般的である。

しかし, この計算が適用される地盤は, 密または硬い全般せん断型の破壊形態の場合に限定されている。局所せん断型の破壊形態に対して支持力係数を低減させるものもあるが, この方法は過小な支持力を与える傾向があるとの指摘<sup>5)</sup>があり不明な点も多い。

一般に直接基礎が設置される地盤は, 比較的良好な地盤であり, 密な砂地盤や硬い土などに対して支持力理論はよい対応が見られているようである。しかし, セメンテーションを有する比較的緩い砂, 火山性堆積物, および正規圧密粘土, さらに, 固結度の低い岩や風化を受けた岩などに対しては不明な点が多い。本研究で対象としている地盤は圧縮性の卓越した軟岩地盤を想定している。軟岩地盤は, 大きな粘着力とせん断抵抗角とは言いがたいセメンテーション効果を有しており, 粘土や砂などの土質材料を対象としてきた既往の研究と異なる。当研究室では, 物性の異なる軟岩地盤を人工的に作製し, その材料特性が支持力および破壊メカニズムにおよぼす影響を明らかにしてきた<sup>6), 7)</sup>。

本節は, このような地盤での現行支持力算定法の水平地盤および傾斜地盤への適用性について支持力実験で得られた結果をもとに検討する。また, 傾斜地盤では2次元から3次元に拡張した分割法を提案し, その問題点を明らかにする。

#### 3.1 支持力模型実験の概要

実験に用いた人工軟岩の一軸および三軸圧縮試験結果(応力-ひずみ関係)を図-3.1に示す。また, Material-A~Eの力学的性質を表-3.1に示す。試料の配合および作製等の詳細については, 文献<sup>6), 7)</sup>を参照されたい。

支持力模型実験に用いた基礎は, 直径 $B=40\text{mm}$ の円形で底面は滑らかで, 载荷ロッドに固定され回転を許さないものである。焼石膏との反応に使用されず, 地盤(主に混和材のカオリン)に含まれる水分の排水を許すため, 载荷速度は $0.1\text{mm/min}$ で行った。これによって観察された破壊形態は, 水平単層地盤では地盤物性によらずパンチングせん断型, 傾斜単層地盤では地盤物性によって全般せん断型とパンチングせん断型の2種類の形態であった。

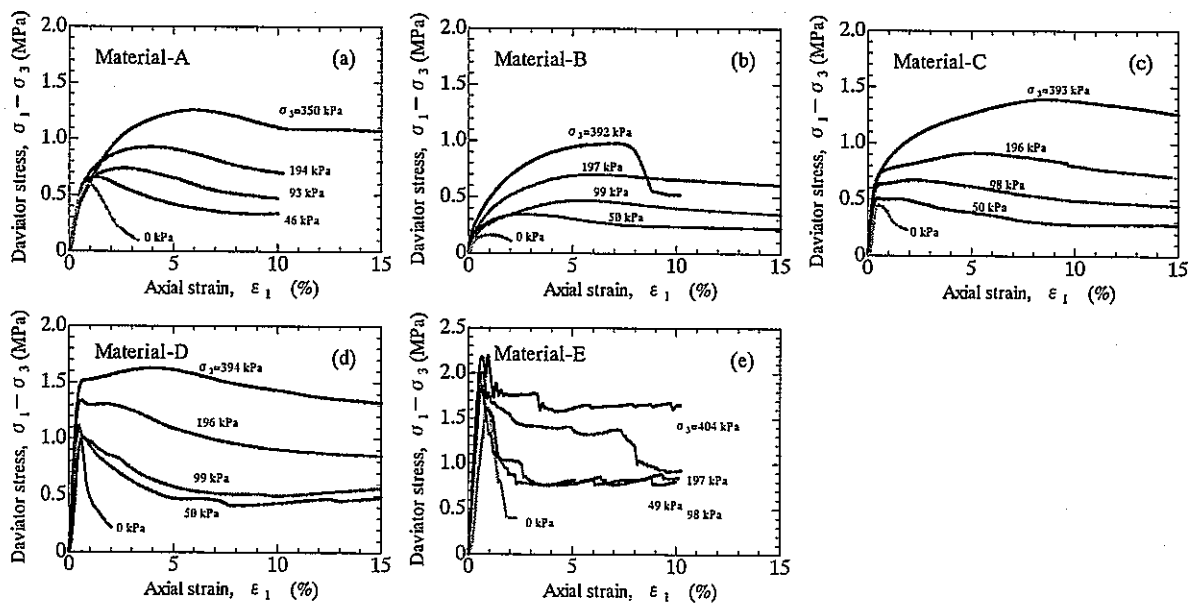


図-3.1 一軸および三軸圧縮試験より得られた応力-ひずみ関係

表-3.1 人工軟岩の力学的性質

		単位	A	B	C	D	E
湿潤単位体積重量	$\gamma_t$	kN/cm <sup>3</sup>	20.50	18.63	19.81	20.30	19.52
乾燥単位体積重量	$\gamma_d$	kN/cm <sup>3</sup>	18.14	15.69	16.28	16.67	15.59
一軸試験結果							
一軸圧縮強度	$q_u$	kPa	589.7	160.4	447.0	990.9	1618.2
破壊ひずみ	$\varepsilon_u$	%	0.783	1.028	0.318	0.448	0.775
変形係数	$E_s$	MPa	116.8	46.4	230.1	303.8	320.5
	$G_s / q_u$	—	76.2	111.3	198.0	117.9	76.2
三軸試験結果							
粘着力	$c$	kPa	166.3	61.8	111.4	303.3	663.2
内部摩擦角	$\phi$	deg	29.4	30.5	33.7	26.9	19.4

### 3.2 水平地盤における実験結果と計算結果の比較

#### 3.2.1 単層水平地盤

実験で得られた各地盤材料の荷重強度-沈下量関係( $q-S$ 関係)を図-3.1(a)-(e)に示す。単層水平地盤の $q-S$ 関係では、すべてのケースでひずみ硬化型の挙動であった。石膏による固結は、粘着力成分として現れるようである。 $q-S$ 関係において、 $c$ が大きい地盤ほど、荷重の進行に伴う最大曲率後の強度増加割合( $\Delta q/\Delta S$ )が大きく現れている。また、全地盤ケースでひずみ硬化型の挙動を示している。

荷重試験終了後の破壊形態は、すべてのケースにおいてパンチングせん断型の破壊であった。破壊形態の一例としてMaterial-Aの試験終了後の地表面形状を写真-3.1に、その切り出し断面を写真-3.2示す。観察断面から、粘着成分が卓越しておりすべり面が地盤表面に到達できないためであると考えられる。また、基礎と荷重ロッドは剛結されており、荷重の作用方向は鉛直下方で偏心が許されない軸対

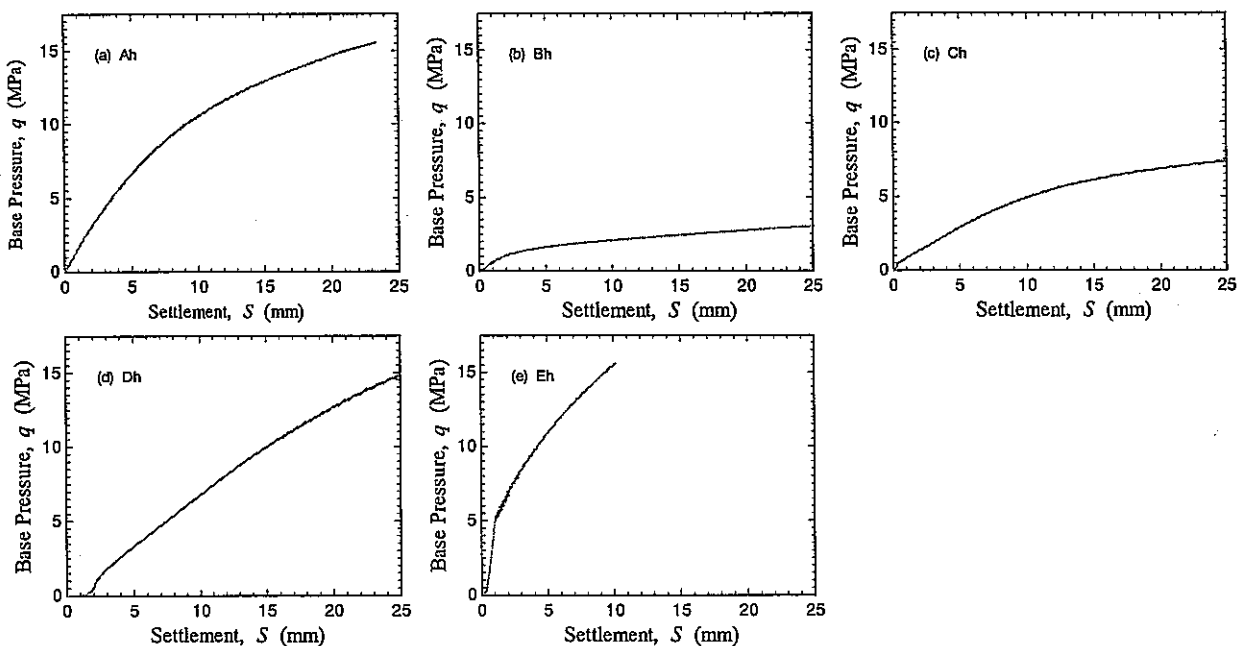


図-3.1(a)-(e) 単層水平地盤の荷重強度-沈下量関係

称の構造も大きな一因であると考えられる。地盤が不均質で、基礎の回転が許される構造の場合、すべ

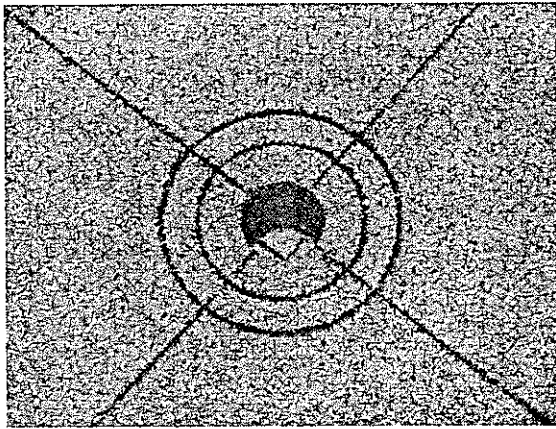


写真-3.1 試験終了後の地表面形状  
(Material-A)

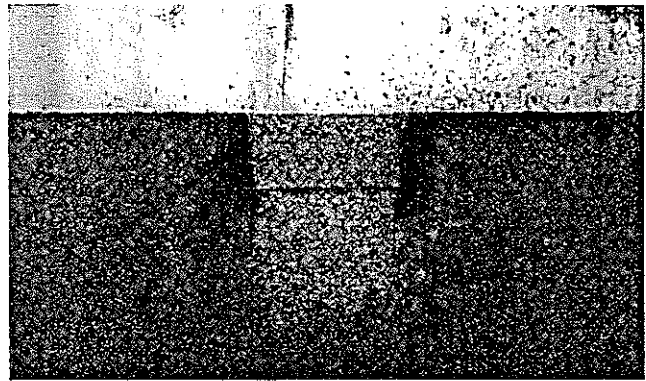


写真-3.2 試験終了後の地盤内切り出し断面  
(Material-A)

り面は地盤の弱い方に現れることが考えられる。また、基礎の回転が許されない構造でも傾斜荷重が基礎に作用した場合、すべり面は浅い位置に生じ全般せん断型の破壊形態に移行していた可能性も考えられる。

次に、支持力理論式およびわが国の代表的な設計基準により求めた極限支持力度と実験結果を比較する。用いた支持力理論式は、Terzaghi<sup>7)</sup>の全般せん断破壊時の式(1)と局所せん断破壊時の式(2)、基礎形状の効果として理論的背景があり現在のところ最も妥当だと考えられる<sup>8)</sup>Vesic<sup>9)</sup>の式(3)の3式である。また、設計基準式は、建造物設計基準(JR)<sup>2)</sup>の地盤が粘性土( $c$ のみを考慮)の場合の式(4)と砂質土(ここでは $N_r$ のみを考慮)の場合の式(5)、道路橋示方書<sup>1)</sup>の式(6)を用いて算出した。計算には、表-3.1の土質定数を用いた。

Terzaghi の極限支持力(全般せん断破壊)

$$Q_u = A(1.3cN_c + qN_q + 0.3 \gamma BN_r) \quad (1)$$

Terzaghi の極限支持力(局所せん断破壊)

$$Q_u = A(0.867cN_c + qN_q + 0.3 \gamma BN_r) \quad (2)$$

Vesic の極限支持力

$$Q_u = A(S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \gamma B N_r / 2) \quad (3)$$

ここで、 $S_c, S_q, S_\gamma$  : 形状係数

建造物設計基準(JR) (許容支持力:  $Q_a = Q / F_s + \gamma_e 2D_f A'$ )

粘性土

$$Q = A'(6.1I_c c) \quad (4)$$

砂質土

$$Q = A'(0.3I_\gamma B_e \gamma_{e1} N_r \gamma + I_q \gamma_e 2D_f (N_q - 1)) \quad (5)$$

ここで、 $I_c, I_q, I_r$  : 傾斜荷重に対する補正係数 = 1 (鉛直載荷時)

道路橋示方書 (許容支持力:  $Q_a = Q_u / F_s$ )

$$Q_u = A'(\alpha \kappa_c N_c + \kappa_q N_q + \gamma_1 \beta B_e N_r / 2) \quad (6)$$

表-3.2-3.6には、上述の支持力式から算出した極限支持力度を示している。

全般せん断を仮定した理論式に比べ、設計基準式の極限支持力度は、かなり低めの値であることが分かる。また、道路に比べ鉄道は低い支持力値を設定しており、大量輸送手段を担う鉄道の建造物への設計思想が伺える。

全体の傾向として、全般せん断型の破壊を前提としたTerzaghi, Vesicおよび道路橋示方書の極限支持力値は、高い値が得られている。図-3.1(a)-(e)の荷重強度-沈下量関係とあわせて考えると、変形を考慮した場合にTerzaghiの局所せん断の極限支持力度は、実験値に対してよい対応を示しているようである。道路橋示方書の極限支持力度は、常時安全率 $F_s$ を1/3とすることで、全地盤ケースで弾性変形領域内に収まり、基礎の沈下に対して有効な許容支持力が得られるようである。

表-3.2 Terzaghi の極限支持力度(全般せん断破壊) 表-3.3 Terzaghi の極限支持力度(局所せん断破壊)

Material	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$q$ (MPa)
A	35.40	20.97	17.36	7.6484
B	38.78	23.87	20.89	3.1380
C	50.36	34.36	34.99	7.3606
D	29.00	15.73	11.42	11.4380
E	17.00	7.30	3.30	14.6546
砂	196.22	204.19	407.11	0.3593

Material	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$q$ (MPa)
A	18.41	7.92	4.01	2.6503
B	19.51	8.67	4.61	1.0502
C	23.30	11.37	6.95	2.2667
D	16.20	6.40	2.80	4.2595
E	11.50	3.70	1.06	6.6110
砂	55.73	39.48	41.70	0.0368

表-3.4 Vesic の極限支持力度

Material	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$S_c$	$S_q$	$S_r$	$q$ (MPa)
A	28.74	17.20	20.51	1.598	1.563	0.6	7.6642
B	31.37	19.48	24.13	1.620	1.589	0.6	3.1956
C	41.06	28.39	39.20	1.691	1.666	0.6	7.8573
D	23.77	13.06	14.26	1.549	1.507	0.6	11.1931
E	14.29	6.03	4.95	1.422	1.352	0.6	13.4794
砂	154.09	161.12	336.94	2.045	2.039	0.6	0.5948

表-3.5 建造物設計基準の極限支持力度 (粘性土, 砂質土)

Material	$N_r$	$N_q$	粘土 $q$ (MPa)	砂 $q$ (MPa)
A	5.90	10.80	1.011	0.015
B	7.50	12.60	0.377	0.017
C	16.50	20.50	0.682	0.041
D	4.10	8.70	1.848	0.010
E	1.80	5.60	4.044	0.004
砂	150.00	85.00	0.000	0.274

表-3.6 道路橋示方書の極限支持力度

Material	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$q$ (MPa)
A	28.74	17.20	14.00	6.227
B	31.37	19.48	15.00	2.553
C	41.06	28.39	30.00	6.039
D	23.77	13.06	10.00	9.387
E	14.29	6.03	2.90	12.318
砂	154.09	161.12	100.00	0.177

### 3.2.2 二層水平地盤

二層地盤は、Material-CとEの組み合わせで図-3.2(a)-(c)に示す3つの地盤で荷重実験を行った。実験で得られた各地盤条件の荷重強度-沈下量関係( $q$ - $S$ 関係)を図-3.3(a)-(e)に示す。

上層がEで下層がCのEC地盤(図-3.2(a), (c))の $q$ - $S$ 関係は、荷重初期でE地盤(図-3.2(e))と同じ立ち上がりを示し、降伏後はC地盤の挙動に移行している様子が示されている。上層がCで下層がEのCE地盤(図-3.2(d))の $q$ - $S$ 関係は、荷重初期でC地盤(図-3.2(d))と同じ立ち上がりを示すが、沈下量3mm程度(基礎幅の約7%)からE地盤の挙動に移行していく様子が示されている。

荷重試験終了後の地盤表面の破壊形態は、EC地盤では地盤表面に変状は見られないパンチングせん断型で、CE地盤では地盤表面に亀裂と盛り上がりが見られる全般せん断型であった。試験終了後の切り出し断面を写真-3.3~3.5に示す。写真-3.3, 3.4からEC地盤では、荷重初期は押し抜かれるよう

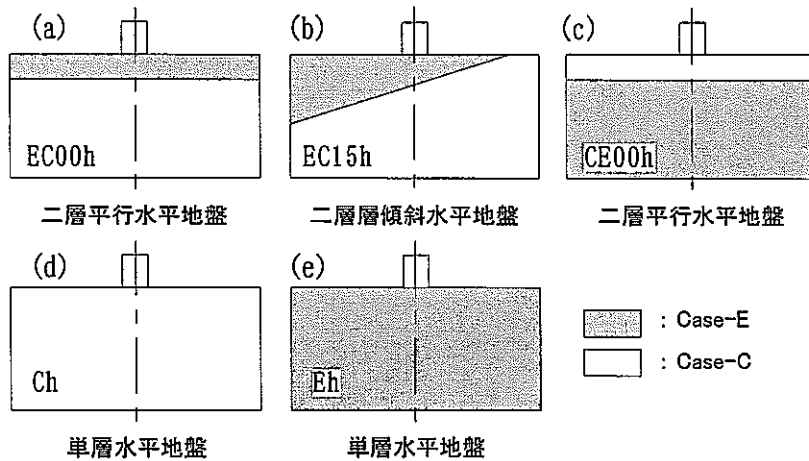


図-3.2 模型地盤の一覧

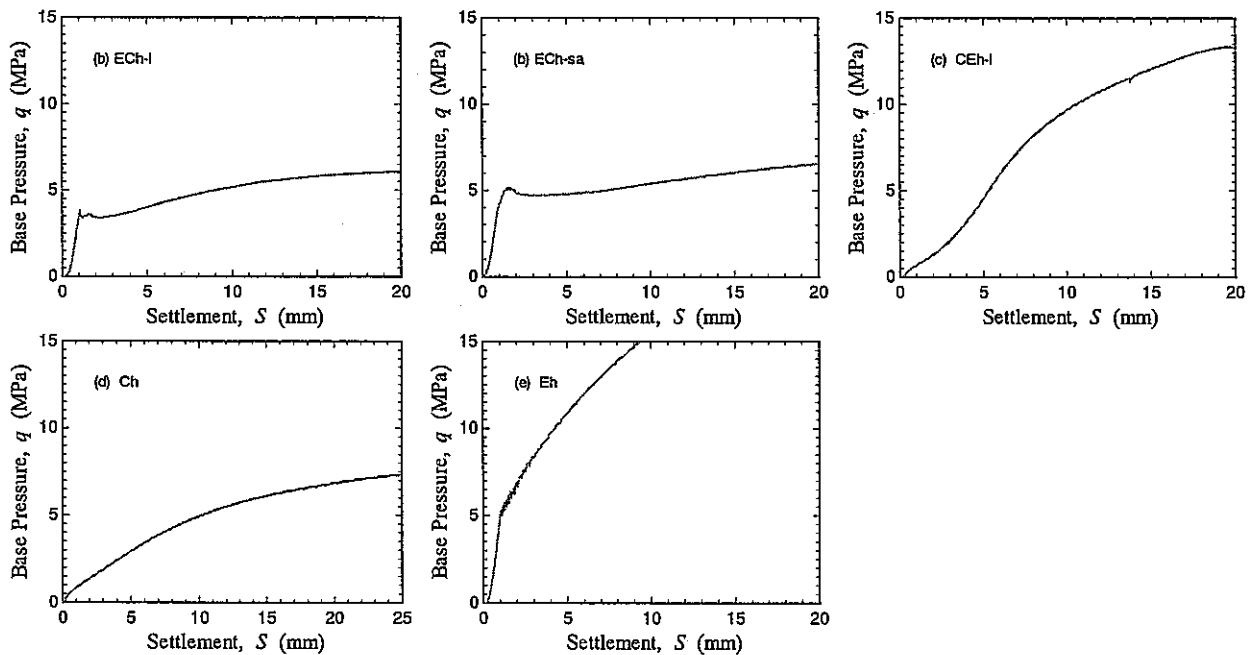


図-3.3(a)-(e) 二層および単層水平地盤の荷重強度-沈下量関係

なパンチングせん断であるが、亀裂の発達具合から荷重が分散されて下層に伝達されている様子が観察される。写真-3.5からCE地盤では、荷重初期は押し抜かれるようなパンチングせん断であるが、下層地盤が硬いために荷重の進行に伴う体積変化を下方では吸収できず、側方へ押し出され全般せん断型の破壊形態を示したことが観察された。基礎と荷重ロッドは剛結されており、荷重の作用方向は鉛直下方で偏心が許されない軸対称条件が、 $q-s$ 関係(図-3.2(d))でひずみ軟化せずにE地盤の挙動に移行していくものであると考えられる。

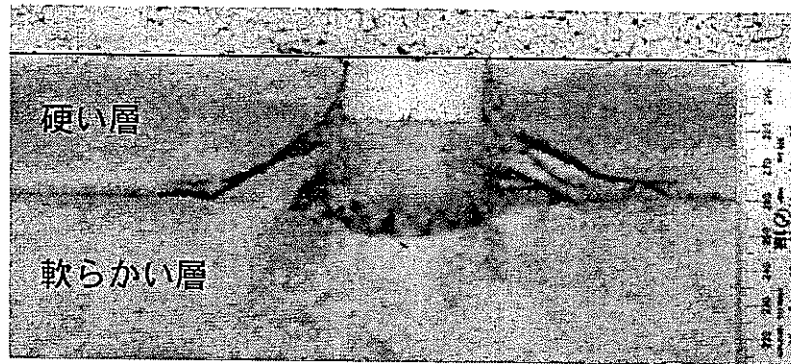


写真-3.3 試験終了後の地盤内切り出し断面(上層 Material-E, 下層 Material-C)



写真-3.4 試験終了後の地盤内切り出し断面(上層 Material-E, 下層 Material-C)

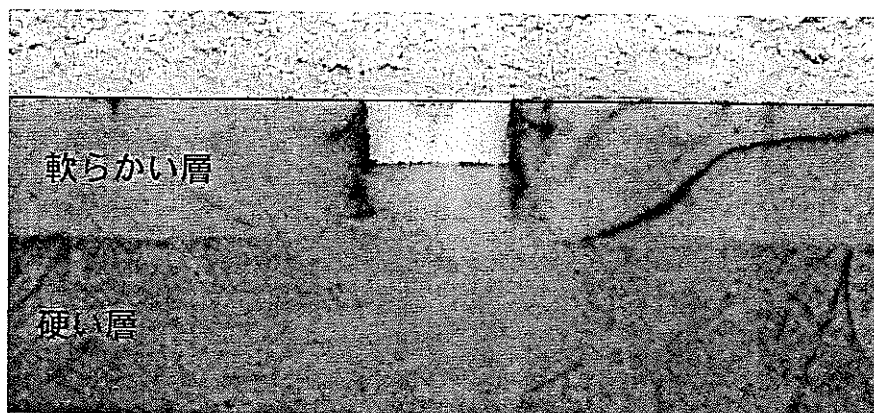


写真-3.5 試験終了後の地盤内切り出し断面(上層 Material-C, 下層 Material-E)



次に、理論式およびわが国の設計基準と実験結果との比較を行う。多層地盤の支持力問題は、破壊メカニズムの把握が必要となってくるが、一般的な形で理論的に取り扱うのは難しい。したがって、荷重分散を考えた各単一層ごとの支持力値と、複数の層を通るすべり面による支持力値の両方を求め、最小値をもってその層状地盤の支持力とするのが一般的なようである<sup>9)</sup>。ここで対象としている2つの層にわたるすべり面を用いた支持力理論は、帯状基礎を対象にいくつか存在するものの<sup>5),10)</sup>、仮定される破壊メカニズムの検証に不備を持つものが多いようである。3層以上になると理論的取り扱いが困難で、現在のところ分割法を用いての計算に頼らざるを得ない状況にある。現行の設計法で地盤の多層性を考慮したものは、荷重分散を考えた建造物設計基準(JR)<sup>2)</sup>のみである。

多層地盤の破壊モードは、地盤条件によって無限に存在しうることになる。しかし現実の基礎の破壊は、そのなかでもせいぜい二層地盤での分散破壊とパンチ破壊および絞り出し破壊の3つ(図-2.4(a)-(c))を考えれば対処できるようである<sup>11)</sup>。以下に、それぞれの破壊仮定の概略を示す。

図-3.4に分散破壊の概念を示す。

砂地盤の下に粘土層があるような条件下で、基礎幅 $B$ が $H$ に比べて小さければ破壊は砂層中で生じるが、 $B$ が大きいと破壊域は粘土層に到達する。この破壊モードは、载荷重砂層中を分散して粘土層に広がり、この荷重で粘土地盤の破壊が起こるといえるものである。実務では、上層または下層の支持力度の小さい方を地盤の支持力としている。

上層と下層部での力のつり合いは次式で表わせる。

$$Q + BH = R_2 + 2S_1 \quad (1)$$

摩擦力 $S_1$ は $(P_0 K_0 H / 2) \tan \phi$ と表わせる。

ここで、 $P_0$ はb-b面の土被り圧( $\gamma H$ )、 $K_0$ は静止土圧係数、 $R_2$ は下層からの反力である。

次に荷重分散幅 $B'$ に対する下層の極限支持力度 $q_f$ は

$$q_f = cN_c + P_0 N_q + \gamma B' N_r / 2 \quad (2)$$

であるので、 $R = q_f B'$ となる。

式(1)で $Q = q_c B$ とすると

$$Q = q_f B' + 2(P_0 K_0 H / 2) \tan \phi - BH \quad (3)$$

で表わせ、下層の破壊に着目した極限支持力を求めることができる。

$K_0 = 1 - \sin \phi$ とし、実験に用いた人口軟岩は粘着成分が卓越しておりこれを考慮すると、 $S = c + (P_0 K_0 H / 2) \tan \phi$ とあらわすことができる。

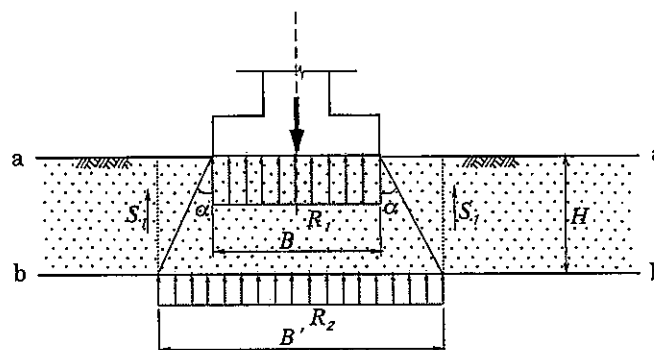


図-3.4 分散破壊

図-3.5 にパンチ破壊の概念を示す。これは上層が押し抜かれると同時に下層がせん断する破壊モードである。砂層が薄く十分荷重を分散する役目をしないで、砂層が基礎の直下からパンチされると同時に粘土層に貫入する形式である。等分布載荷時には端面で約  $0.3(Q/B)$  の平均鉛直圧差が生じるため、パンチ面上の摩擦抵抗  $S_p$  は次式で表わせる。

$$S_p = (0.3(Q/B) + P_v) K_p H \tan \phi \quad (4)$$

ここで、 $P_v$  はパンチ面上の平均鉛直土被り圧、 $K_p$  は Rankin の受働土圧係数である。(1) 式の  $S_1$  を  $S_p$  に変えればパンチング破壊時の  $Q$  が求められる。

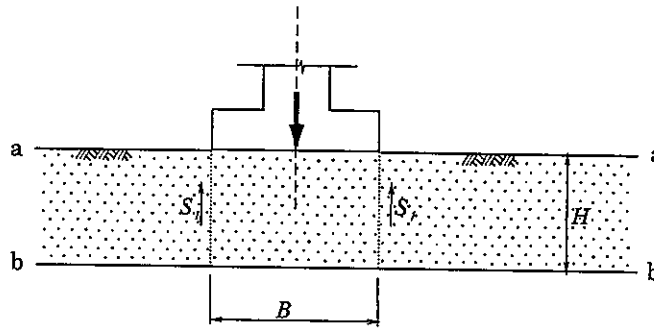


図-3.5 パンチ破壊

図-3.6 に絞り出し破壊の概念である。載荷幅が上層厚に比べ、かなり大きければ、破壊のモードは粘性土の左右への塑性流動を伴う絞り出しとなるという考えである。

$S_x$  は  $y$  方向に変化せず、また上下端面でのせん断抵抗としては非排水せん断強さが働くものとする。 $X, x + \Delta x$  間の土柱に働く力のつり合いは次式のようなになる。

$$H d\sigma_x / dx + 2c = 0 \quad (5)$$

これを端面  $x = B/2$  で  $\sigma_x = 2c$  の条件のもとに解くと

$$\sigma_x = 2c + cB/H - 2cx/H \quad (6)$$

となる。 $\sigma_y$  を基礎幅  $B$  の半分の区間の平均が絞り出し破壊圧と考えられる。

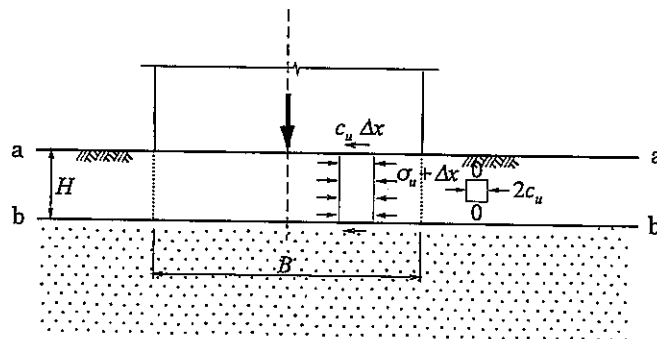


図-3.6 絞り出し破壊

本研究の載荷終了後の観察断面(写真-3.3~3.5)からは、上層が硬く下層が軟らかい EC 地盤では分散破壊が、上層が軟らかく下層が硬い CE 地盤では全般せん断破壊が観察された。地盤材料が違うため厳密な意味では全く異なるが、EC 地盤は、砂-粘性土系(上層が硬く下層が軟らかい)の分散破壊である程度説明できそうである。しかし、上層の支持力その層厚に依存しているようであるが、下層地盤の

支持力は上層破壊後に発揮されるためその算定にあたっては、変位量を考慮しなければならないようである(図-3.3(a), (b)参照)。

CE 地盤では、最終的に全般せん断型の破壊現象が観察されたが、これは、下層地盤が硬いためまず基礎直下で体積の収縮が起こり、さらに载荷が進行すると体積変化を基礎直下では吸収しきれず、変形が側方あるいは地盤表面に向かって進行したためであり、このことから、CE 地盤においても、パンチ破壊および絞り出し破壊が適用できそうである。

### 3.3 傾斜地盤における実験値と計算値の比較

#### 3.3.1 単層傾斜地盤

実験で得られた各地盤材料の荷重強度-沈下量関係( $q-S$ 関係)を図-3.7(a)-(e)に示す。図には比較のため単層水平地盤の挙動も併せて示している。単層傾斜地盤の $q-S$ 関係では、Material-B,Cの2ケースでひずみ硬化型の挙動であった。他のケースは全般せん断型のひずみ軟化挙動を示した。地盤の物性によってそれぞれ特徴のある挙動を示している。

Material-AおよびD地盤の $q-S$ 関係(図-3.7(a), (d))は、天端余裕幅 $\beta=0.0$ では荷重初期から水平地盤を下回る挙動を示している。しかし、 $\beta=0.5, 1.0$ の天端余裕幅を有する地盤は水平地盤と同じ曲線上をたどり明瞭なピーク荷重を迎えた後に急激な強度低下を示し残留荷重に移行している。

Material-BおよびC地盤(図-3.7(b), (c))では、ピーク荷重を迎えることのない局所せん断またはパンチングせん断型の挙動を示している。また、荷重初期からそれぞれ独立した曲線となっており、斜面の影響が顕著に現れている。

Material-D地盤(図-3.7(d))は、最もセメンテーションの顕著な地盤であり急激な立ち上がりを見せている。荷重試験は $\beta=0.0$ のみしか行っていないが、初期の立ち上がりから急激に折れ曲がりその後ピークを迎える形となっている。

水平地盤ではすべてのケースにおいてパンチングせん断型の破壊であったが、傾斜地盤では、Material-BおよびC地盤はパンチングせん断型、Material-AおよびD地盤は全般せん断型の破壊形態であった。通常、傾斜地盤上基礎の破壊形態において、すべり面は拘束条件の低い方に現れることが考えられる。しかし、Material-BおよびC地盤では、圧縮性が卓越しているためにパンチングせん断型の破壊が見られたようである。

このように、セメンテーションの弱い地盤は荷重初期から斜面の影響を強く受けている。これに対して、セメンテーションの強い地盤はその固結力によって荷重初期には水平地盤と同様の挙動を示している。さらに、荷重の進行による応力レベルの増大とともに軸対称の水平地盤に比べて受働領域の小さい斜面の影響を受け、ピーク強度が現れているものと考えられる。

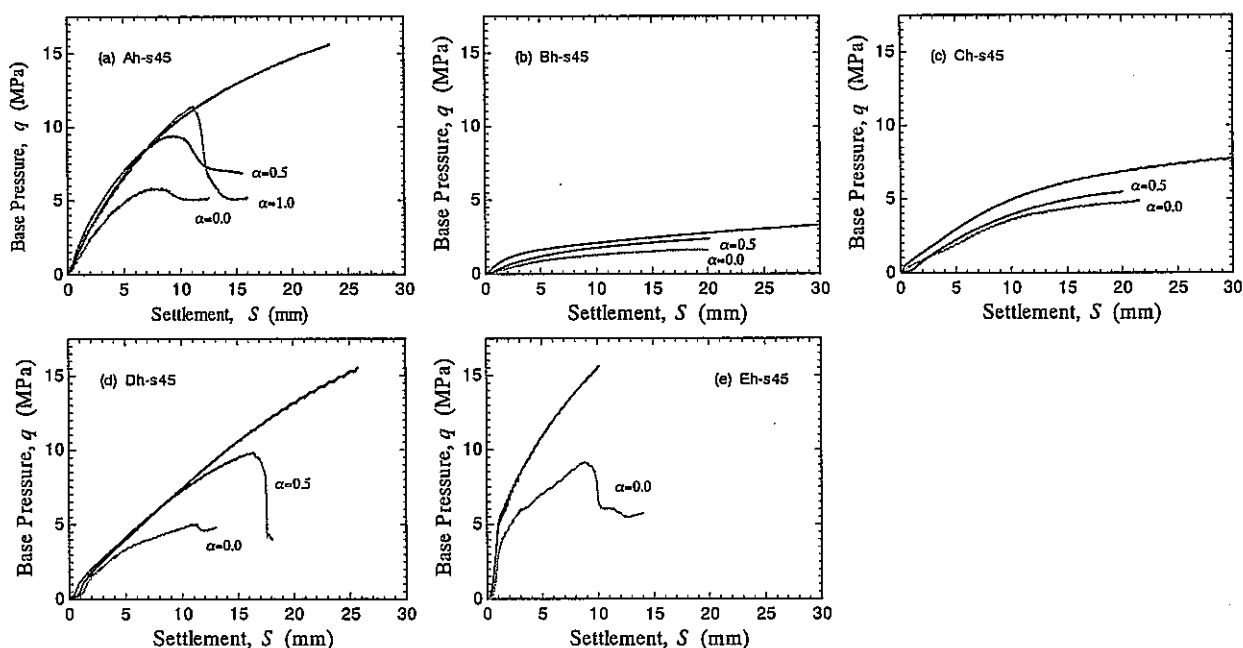


図-3.7 (a)-(e) 単層傾斜地盤の荷重強度-沈下量関係

Material-Aにおける試験終了後の観察された破壊平面を図-3.8, に示す. 図から, 地盤破壊は斜面に向かって左右対称に3次元的な破壊形態を示していることが分かる. 図-3.9は, 観察された破壊断面を示したものである. 図-3.10および図-3.11は, 図-3.9を基に天端余裕幅および斜面傾斜角ごとにすべり面をプロットしたものである. 図から, すべり面の形状は斜面傾斜角に依存していることがわかる.

図-3.12は $\beta=45^\circ$ の物性の異なる傾斜地盤における破壊平面状況を示したものである. 図-3.13は, 観察された破壊断面を示している. Case-Dの観察断面ではCase-Aと同様, 天端余裕幅によらず明瞭なせん断破壊面が形成され, 斜面前面の受働領域はせん断破壊面の発達によって押し出される格好になっている. Case-BおよびCにおける $\alpha=0.5$ のケースでは, 両者とも水平地盤と同様なパンチングせん断型の破壊形態であった. しかし,  $\alpha=0.0$ におけるCase-Bの断面では, せん断破壊面は斜面表面には達しないものの斜面側の地盤はかなり乱されている様子が観察された. また, 同じ $\alpha=0.0$ のケースでもCase-Cでは, 全般せん断型の破壊形態が観察された. ただし, この場合においても, フーチング直下の圧縮領域が斜面側から徐々に剥離するように斜面前面に押し出されるような形で進行し, 明瞭な受働領域が形成されなかったために, 荷重~沈下関係(図-3.7(c))ではパンチングせん断型の挙動を示したと考えられる.

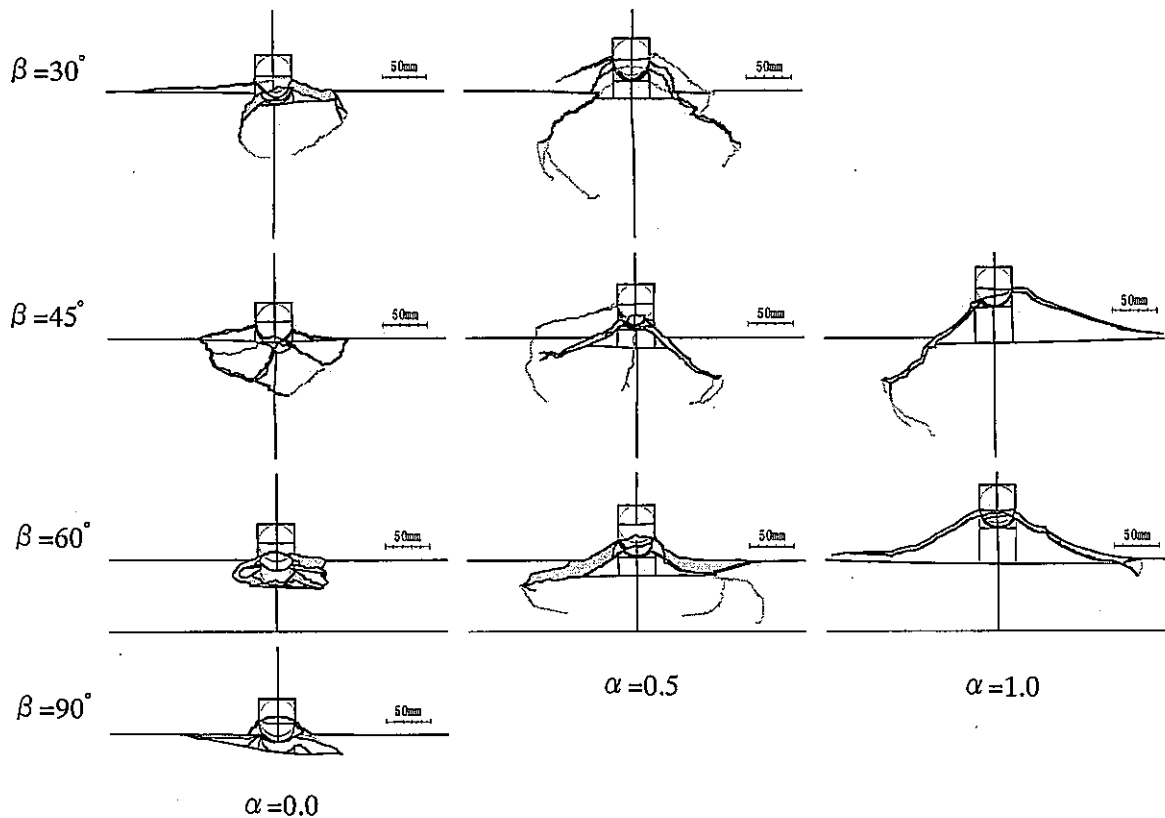


図-3.8 A地盤における試験終了後の破壊状況(平面図)

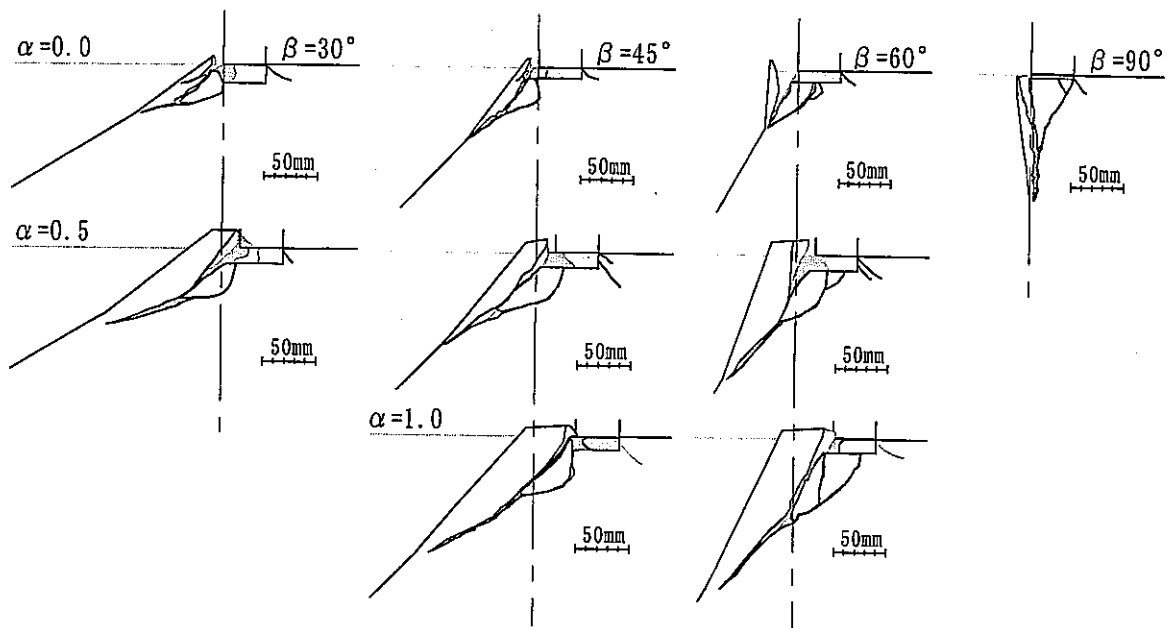


図-3.9 A地盤における試験終了後の破壊状況(断面図)

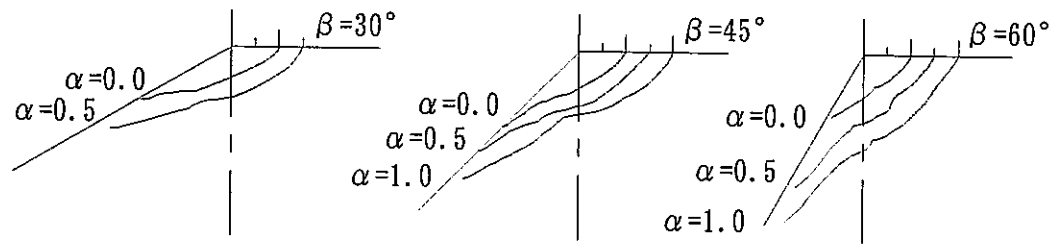


図-3.10 A地盤における天端余裕幅とすべり面形状

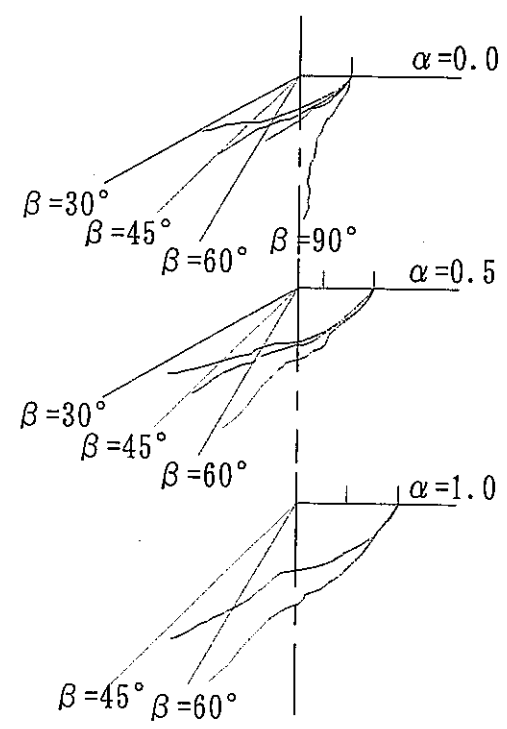


図-3 A地盤における斜面傾斜角とすべり面形状

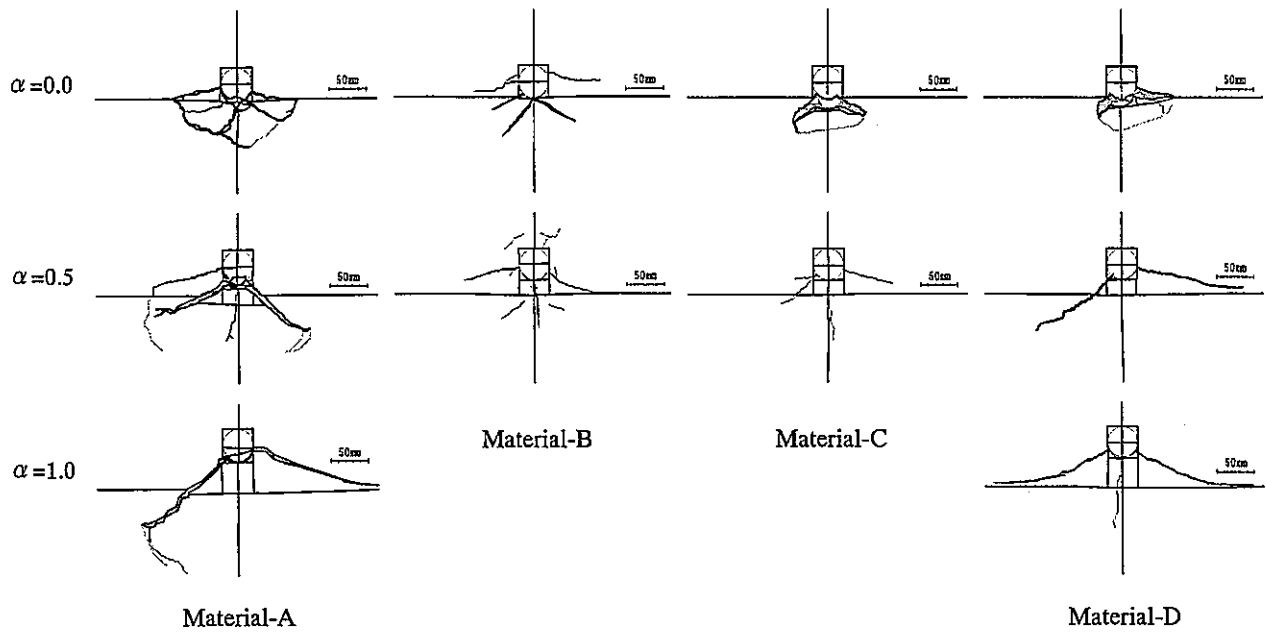


図-3.12  $\beta=45^\circ$  の物性の異なる傾斜地盤の破壊状況 (平面図)

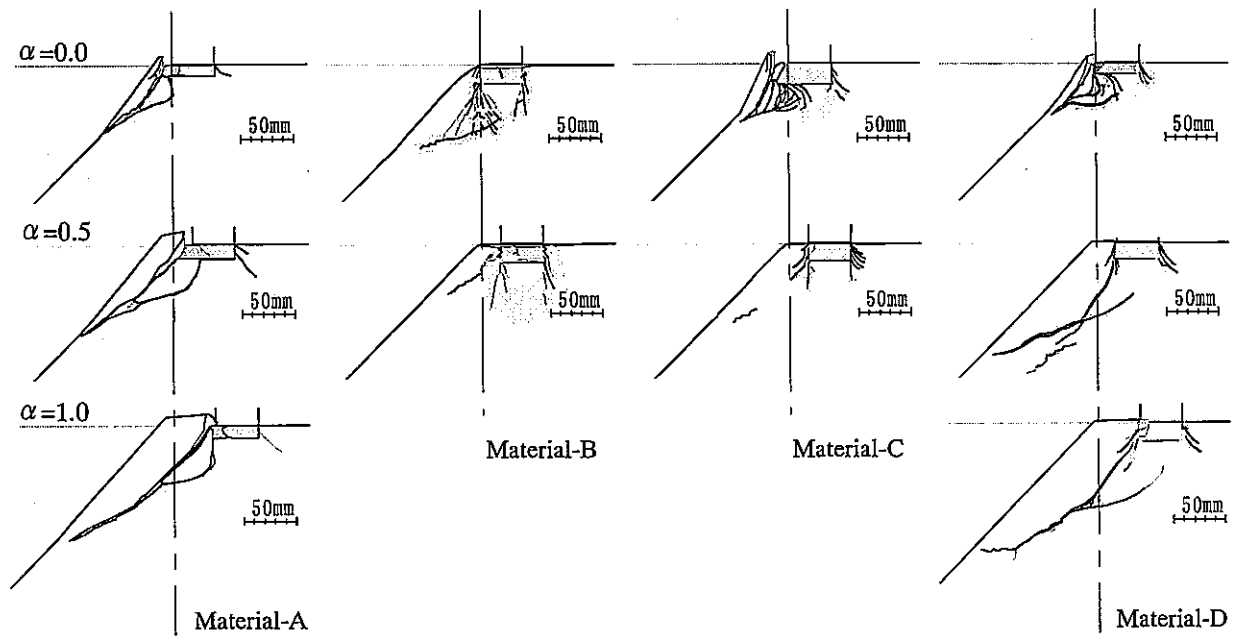


図-3.12  $\beta=45^\circ$  の物性の異なる傾斜地盤の破壊状況 (断面図)

本研究では、スライス間力を考慮した2次元簡易 Bishop の分割法を支持力算定用に改良し計算を行った。この時、極限支持力は、円弧すべり面のせん断抵抗力がすべり面全体にわたって発揮される時 ( $F_s=1.0$ ) の付加荷重とする。

図. 3.13 は、斜面形状と円弧からなるすべり線の全体図を模式的に示したものである。図のように分割法を用いて、 $n$ 等分のスライスに分割する。この時、スライス幅はすべて均等になるようにする。

本研究では、作用荷重方向は鉛直とし、また、支持力における粘着力に関する成分が卓越していると考え、 $Q$ は一様分布であると仮定した。

また、Bishop が採用した安全率  $F_s$  は、次式で示されるように、斜面が安定に必要なせん断力  $T$  に対する土が発揮可能なせん断力  $S$  で

$$F_s = S / T \quad (1)$$

である。ここで、破壊時の付加荷重  $\bar{q}$  を知りたいので、 $F_s=1.0$  とすると  $S=T$  となる。

以上の計算を円弧の半径  $R$  を変化させて平均分布荷重  $\bar{q}$  を算出し、その中で最小となる  $\bar{q}$  値をその地盤条件での極限支持力とする。

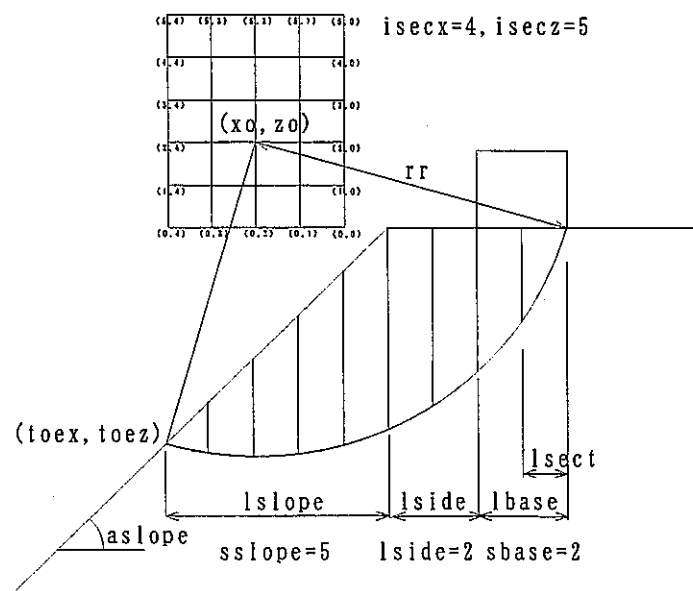


図. 3.13 は、斜面形状と円弧からなるすべり線

図-3.14 は計算によって得られた A 地盤のすべり面形状を示したものである。断面のみに着目すると、 $\beta$  が大きくなるほど、観察されたせん断破壊面とすべり面形状が一致する傾向にある。しかし、計算値は実験値を下回る結果となり、この傾向は  $\beta$  が小さいほど顕著なものですべり面の大きさと逆の傾向である。これは、ここでは図示していないが、地盤表面の亀裂および内部のせん断破壊面の観察形状から、 $\beta$  が小さい地盤ほどせん断破壊面のまわりこみは小さいが、逆に奥行き方向に大きな面領域を形成し、結果的に受働面領域が増大し、支持力値が増したものであると考察される。



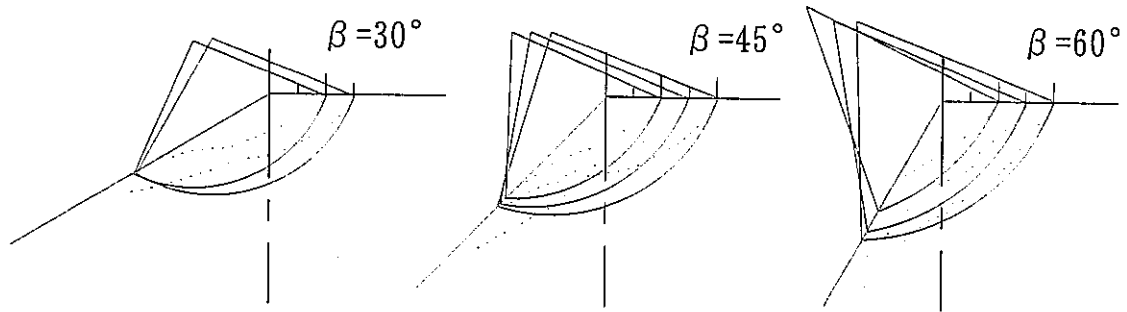


図-3.14 A地盤における分割法によるすべり面形状

以上より、全般せん断型の破壊形態を示すものについては、せん断破壊面領域を適切に評価し、分割法を3次元に拡張することで対処できそうである。しかし、パンチング型の破壊形態を示した地盤では、分割法による計算は破壊メカニズムの違いからその対処には問題が残る。

次に、Bishopの分割法を3次元に拡張した支持力計算法の概要を述べる。観察された破壊形態を表現するために基礎直下は円弧すべり面から対数らせんすべり面とした(図-3.15参照)。また、両端部には球体面をすりよせた。仮定した分割柱に働く力を図-3.16に示す。基礎底面の反力分布が不明なため、三角形と正方形の2種類を仮定し計算を行った。それにより得られた結果を表-3.1および表-3.2に示す。

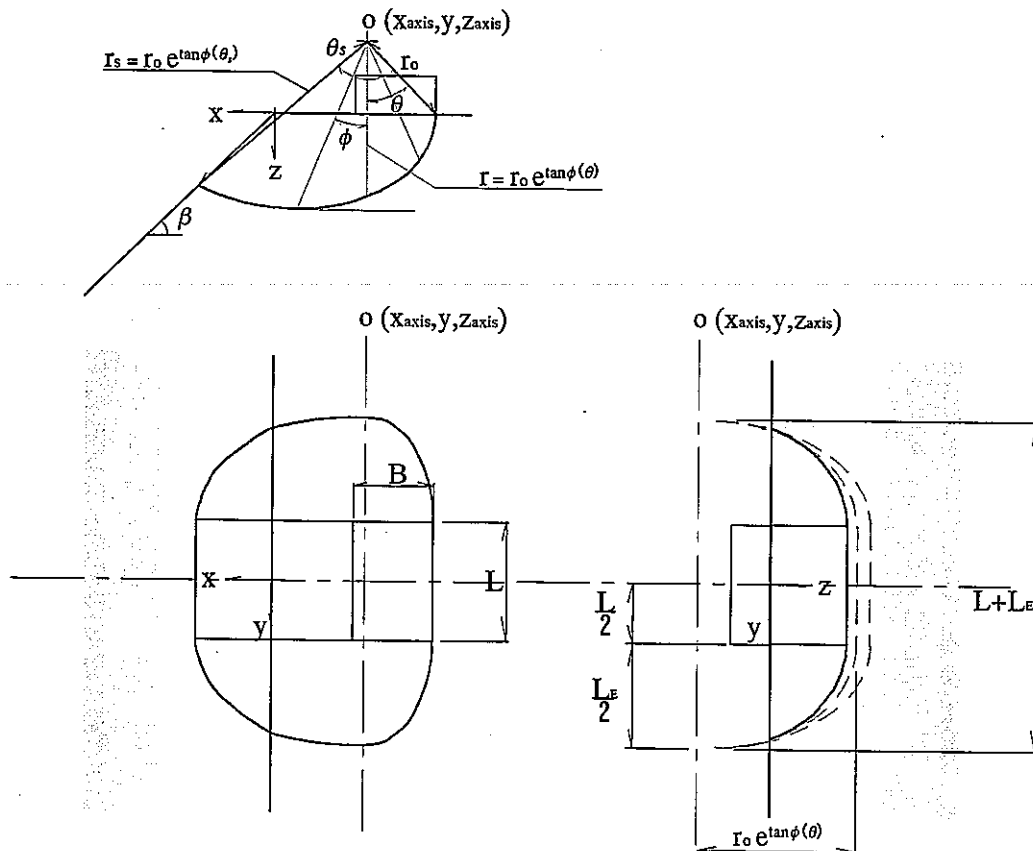


図-3.15 斜面形状と対数らせんからなるすべり線

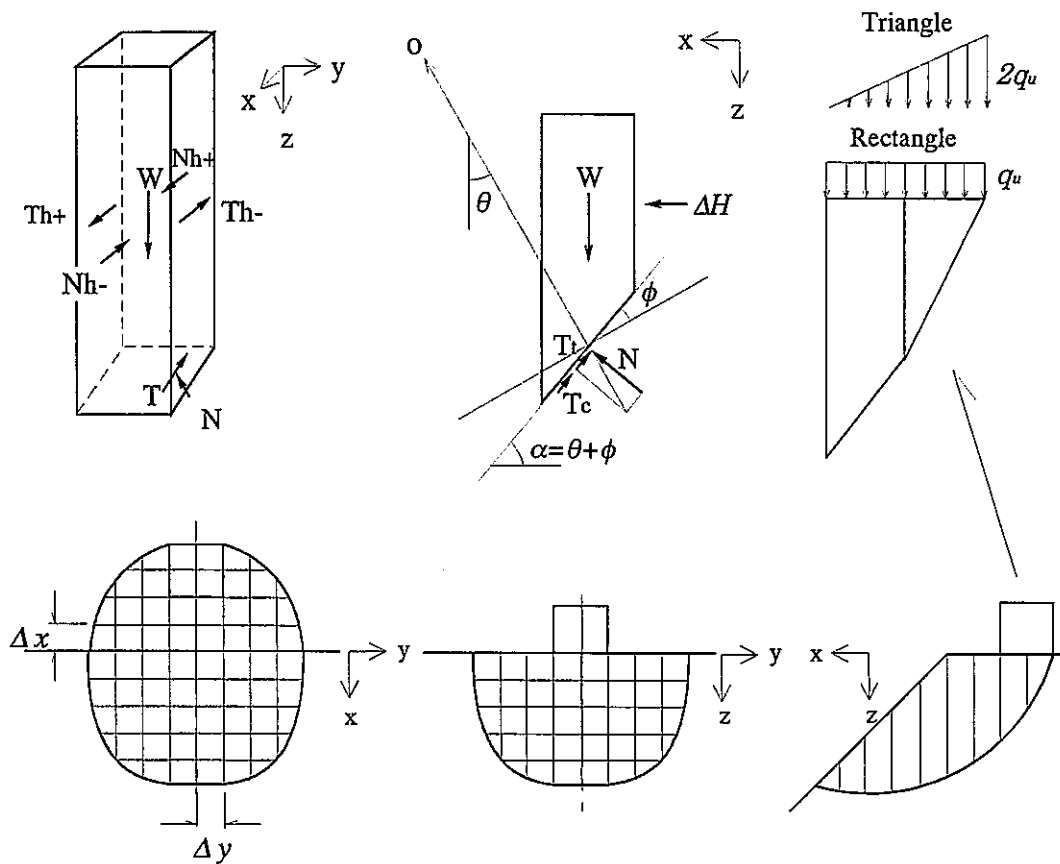


図-3.16 分割柱に作用する力

表-3.1 は、A 地盤において天端余裕幅 $\alpha$ および斜面傾斜角 $\beta$ を変化させて計算した結果である。表中の  $bl$  は、基礎幅に対する破壊領域の  $y$  軸方向の広がりである。 $bl$  が大きくなるに従い支持力度も増加傾向にある。また、基礎底面の反力分布形状が、長方形より三角形の方が支持力は小さい傾向にある。本研究におけるスライス間力の仮定ならびに粘着力の卓越した軟岩地盤において、支持力の算出には 3 次元破壊現象の影響を適切に評価し、破壊領域および反力分布形状を考慮しなければならないことが分かる。

図-3.17 は、斜面傾斜角が異なる A 地盤の計算結果を示したものである。同図 (a) は 天端余裕幅 $\alpha=0.0$ 、(b) は  $\alpha=0.5$  および (c) は  $\alpha=1.0$  における極限支持力度である。図には、2 次元の計算結果もあわせて示している。図から、全般せん断型の破壊形態を示した A 地盤では、天端余裕幅によらず、3 次元で計算した支持力度は実験値とよい一致を示していることが分かる。2 次元で計算した値は支持力を過小評価しており、3 次元で破壊現象をとらえる重要性が示された。

表-3.1 斜面傾斜角および天端余裕幅の異なる3次元分割法による計算結果(A地盤)

Material=A																									
(Mpa)	β=30					β=45					β=60					β=75					β=90				
	bl=1.0																								
	長方形						三角形																		
α, β	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90					
0.0	10.402	7.374	4.678	3.487	2.809	8.793	6.371	4.130	2.889	2.201	8.793	6.371	4.130	2.889	2.201	8.793	6.371	4.130	2.889	2.201					
0.5	11.044	8.349	5.892	4.571	4.174	9.246	7.143	5.168	3.826	3.270	9.246	7.143	5.168	3.826	3.270	9.246	7.143	5.168	3.826	3.270					
1.0	11.575	9.203	6.986	5.762	4.934	9.690	7.948	6.100	4.823	3.991	9.690	7.948	6.100	4.823	3.991	9.690	7.948	6.100	4.823	3.991					
1.5	12.041	9.977	7.995	6.829	6.605	10.098	8.591	6.969	5.717	5.264	10.098	8.591	6.969	5.717	5.264	10.098	8.591	6.969	5.717	5.264					
2.0	12.495	10.763	8.963	7.730	7.680	10.455	9.183	7.789	6.531	6.120	10.455	9.183	7.789	6.531	6.120	10.455	9.183	7.789	6.531	6.120					
2.5	12.907	11.504	9.867	8.749	8.761	10.779	9.771	8.532	7.391	7.085	10.779	9.771	8.532	7.391	7.085	10.779	9.771	8.532	7.391	7.085					
Material=A																									
(Mpa)	β=30					β=45					β=60					β=75					β=90				
	bl=2.0																								
	長方形						三角形																		
α, β	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90					
0.0	15.066	10.448	6.210	4.919	4.079	12.737	9.034	5.533	4.076	3.196	12.737	9.034	5.533	4.076	3.196	12.737	9.034	5.533	4.076	3.196					
0.5	16.726	12.022	8.251	6.585	6.105	13.447	10.306	7.319	5.512	4.783	13.447	10.306	7.319	5.512	4.783	13.447	10.306	7.319	5.512	4.783					
1.0	16.892	13.353	9.978	8.166	7.046	14.115	11.512	8.813	6.899	5.698	14.115	11.512	8.813	6.899	5.698	14.115	11.512	8.813	6.899	5.698					
1.5	17.659	14.571	11.572	9.993	9.463	14.774	12.546	10.137	8.365	7.541	14.774	12.546	10.137	8.365	7.541	14.774	12.546	10.137	8.365	7.541					
2.0	18.326	15.786	13.095	11.344	11.312	15.330	13.438	11.406	9.583	9.014	15.330	13.438	11.406	9.583	9.014	15.330	13.438	11.406	9.583	9.014					
2.5	18.956	16.881	14.487	12.896	12.667	15.828	14.348	12.549	10.895	10.244	15.828	14.348	12.549	10.895	10.244	15.828	14.348	12.549	10.895	10.244					
Material=A																									
(Mpa)	β=30					β=45					β=60					β=75					β=90				
	bl=3.0																								
	長方形						三角形																		
α, β	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90	30	45	60	75	90					
0.0	19.233	12.908	7.607	6.290	5.340	16.298	11.355	6.778	5.212	4.184	16.298	11.355	6.778	5.212	4.184	16.298	11.355	6.778	5.212	4.184					
0.5	20.572	15.321	10.251	8.484	7.985	17.277	13.210	9.170	7.102	6.257	17.277	13.210	9.170	7.102	6.257	17.277	13.210	9.170	7.102	6.257					
1.0	21.695	17.162	12.749	10.479	9.232	18.193	14.814	11.310	8.852	7.466	18.193	14.814	11.310	8.852	7.466	18.193	14.814	11.310	8.852	7.466					
1.5	22.711	18.780	14.915	13.060	12.376	19.046	16.206	13.140	10.933	9.862	19.046	16.206	13.140	10.933	9.862	19.046	16.206	13.140	10.933	9.862					
2.0	23.595	20.395	16.926	14.547	14.922	19.773	17.403	14.835	12.391	11.891	19.773	17.403	14.835	12.391	11.891	19.773	17.403	14.835	12.391	11.891					
2.5	24.457	21.843	18.793	16.601	16.435	20.429	18.584	16.345	14.141	13.291	20.429	18.584	16.345	14.141	13.291	20.429	18.584	16.345	14.141	13.291					

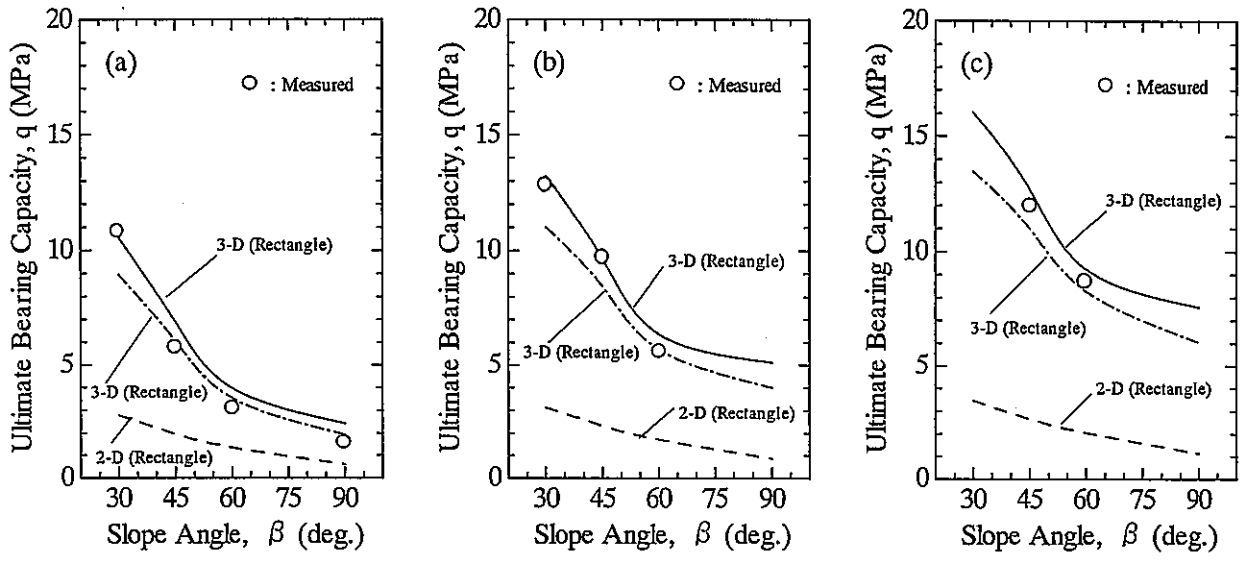


図-3.17 A地盤における計算結果; (a)  $\alpha=0.0$ , (b)  $\alpha=0.5$ , (c)  $\alpha=1.0$ .

表-3.2 は、物性の異なる斜面傾斜角度 $\beta=45^\circ$ 地盤において、天端余裕幅を変化させて計算した結果を示したものである。

図-3.18 は、天端余裕幅が異なる斜面傾斜角 $45^\circ$ 地盤における計算結果を示したもので、同図(a)はA地盤、(b)はD地盤の極限支持力度である。図には2次元の計算結果もあわせて示している。図から、支持力実験において全般せん断型の破壊形態を示したA地盤およびD地盤では、3次元の計算値と実験値が比較的よい一致を示している傾向が分かる。図-3.17(b)の天端余裕幅 $\alpha=0.0$ で計算値が実験値に対して高い値を示しているが、これは、実験における破壊領域が小さかったためであると考えられる(図-3.12, 3.13 参照)。

これに対して、図には示していないが、明瞭な極限支持力の現れなかったBおよびC地盤では、計算値は実験で得られた荷重～沈下量関係を大きく上回る傾向が見られ、3次元の計算値よりも2次元の計算値の方が比較的一致している傾向にある。

計算結果はその仮定条件から、全般せん断型の破壊形態を示す地盤にはすべり面を想定した分割法は有効な手段であるが、バンチングせん断型の破壊形態を示す地盤への分割法の適用性の限界を示している。バンチングせん断型の破壊形態は、破壊の広がりが少ないため(図-3.12, 3.13 参照)、3次元の計算よりも単位奥行きあたりの支持力を得る2次元の計算と一致しているものと考えられる。

表-3.2 物性の異なる軟岩地盤における3次元分割法による計算結果

Material=A				$\beta=45$		
(Mpa)	$\beta=45$	bl=2.0	bl=3.0	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0
長方形			三角形			
$\alpha, b$	1	2	3	1	2	3
0.0	7.374	10.448	12.908	6.371	9.034	11.355
0.5	8.349	12.022	15.321	7.143	10.306	13.210
1.0	9.203	13.353	17.162	7.948	11.512	14.814
1.5	9.977	14.571	18.780	8.591	12.546	16.206
2.0	10.763	15.786	20.395	9.183	13.438	17.403
2.5	11.504	16.881	21.843	9.771	14.348	18.584

Material=B				$\beta=45$		
(Mpa)	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0
$\alpha, b$	1	2	3	1	2	3
0.0	2.979	4.237	5.275	2.580	3.676	4.621
0.5	3.361	4.859	6.188	2.900	4.193	5.351
1.0	3.701	5.398	6.919	3.212	4.670	5.999
1.5	4.024	5.883	7.569	3.473	5.077	6.533
2.0	4.336	6.390	8.233	3.706	5.460	7.051
2.5	4.647	6.852	8.836	3.945	5.838	7.534

Material=C				$\beta=45$		
(Mpa)	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0
$\alpha, \beta$	1	2	3	1	2	3
0.0	6.878	9.972	12.453	5.974	8.660	10.905
0.5	7.726	11.298	14.317	6.652	9.759	12.404
1.0	8.480	12.517	15.925	7.313	10.792	13.774
1.5	9.231	13.678	17.435	7.948	11.783	15.066
2.0	9.810	14.592	18.707	8.455	12.570	16.125
2.5	10.524	15.689	20.112	8.980	13.390	17.211

Material=D				$\beta=45$		
(Mpa)	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0
$\alpha, b$	1	2	3	1	2	3
0.0	11.301	15.894	19.436	9.691	13.778	17.119
0.5	12.875	18.404	23.389	11.002	15.828	20.244
1.0	14.229	20.577	26.476	12.083	17.496	22.556
1.5	15.467	22.440	29.039	13.227	19.221	24.873
2.0	16.653	24.223	31.440	14.097	20.535	26.649
2.5	17.700	25.832	33.568	14.931	21.815	28.332

Material=E				$\beta=45$		
(Mpa)	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0	bl=1.0	bl=2.0	bl=3.0
$\alpha, \beta$	1	2	3	1	2	3
0.0	15.002	20.455	25.589	12.698	17.901	22.645
0.5	17.390	24.923	31.440	14.640	21.207	27.166
1.0	19.342	28.279	36.130	16.187	23.680	30.587
1.5	21.118	30.922	39.834	17.529	25.677	33.223
2.0	22.557	33.065	42.737	18.579	27.225	35.346
2.5	23.795	34.853	45.028	19.384	28.322	36.737

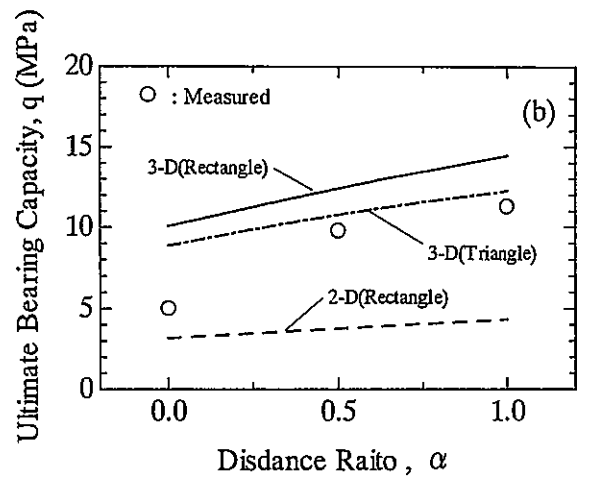
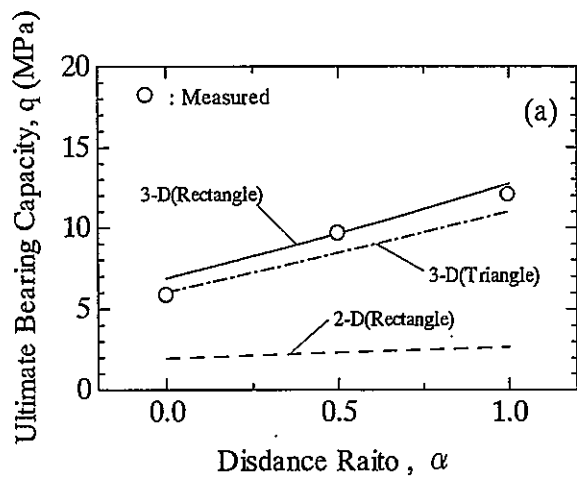


図-3.18 斜面傾斜角  $45^\circ$  地盤の計算結果 ; (a)A 地盤, (b)D 地盤

### 3.3.2 二層傾斜地盤

二層地盤との比較のために単層地盤の荷重強度～沈下量関係を図-3.19 に示す。同一地盤形状で比較すると水平地盤では初期の立ち上がりはかなり異なっており、E地盤の剛性の高さが顕著に表れているが、非線形挙動を示し始めるとC地盤とほぼ平行な荷重増加に移行している。

同一地盤ケースで斜面の有無について着目するとC地盤は荷重初期から挙動に差が現れるのに対し、E地盤では初期の挙動はほぼ同じである。このことから地盤剛性の小さな地盤では荷重初期段階から斜面の影響を敏感に受けまた荷重の進行に伴い延性的な挙動を示すのに対して、地盤剛性の大きな地盤では斜面の影響を地盤自体の剛性が受け持ち水平地盤と同様に振る舞うが、荷重の進行に伴い終局状態では急激な脆性破壊に至っている。

図-3.20 は二層地盤と単層地盤をあわせて示したものである。全体的な傾向として全ての二層地盤は荷重初期ではE地盤の挙動を示し、ピーク後にほぼ平行にC地盤の挙動に移行している様子が観察された。

図-3.20 の荷重初期部分に着目すると、二層地盤のピーク強度は流れ盤、平行、受け盤の順で観察された。

図-3.21 は二層傾斜地盤について水平地盤とあわせて示したものである。水平地盤はひずみ硬化しているが、傾斜地盤では流れ盤、受け盤ともにほぼ一定の強度で変形が進行している様子が観察された。

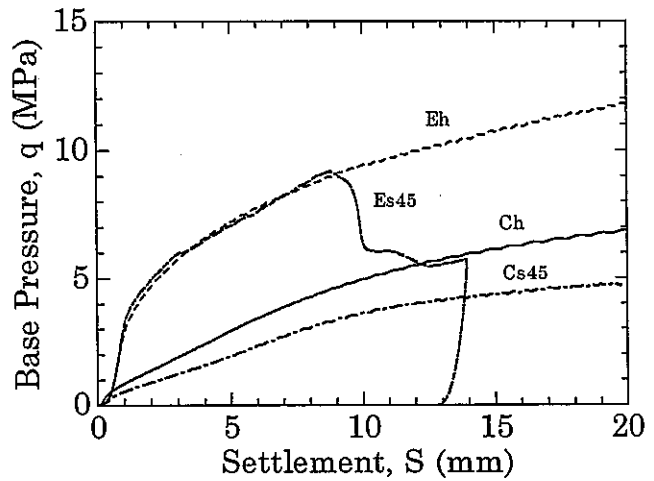


図-3.19 単層地盤の荷重強度～沈下量関係

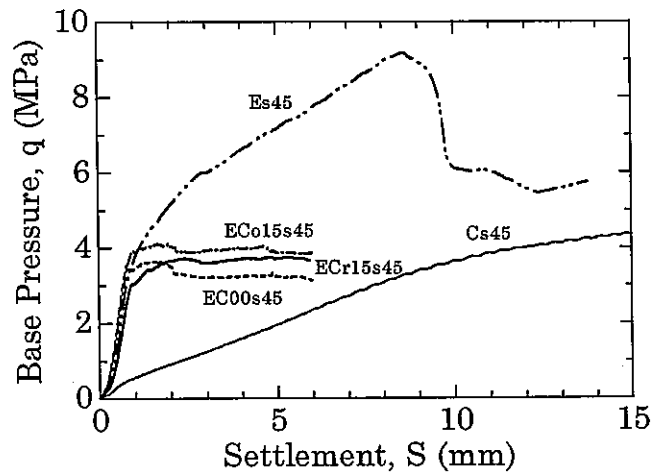


図-3.20 傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係

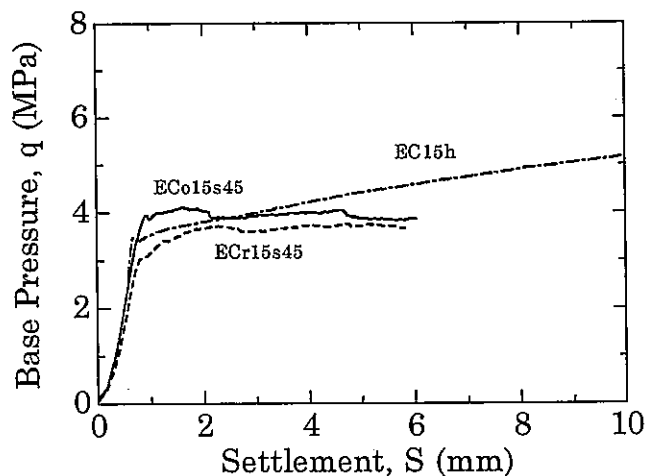


図-3.21 二層傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係



図-3.22 は試験終了後の単層地盤の破壊性状である。両者とも斜面前面が押し出されるような破壊形態が観察されたが、図-3.19 に示した C 地盤の荷重～沈下量関係では明瞭なピークが見られなかった。

図-3.23 は二層地盤の破壊性状である。平行および受け盤は、流れ盤にくらべて広い範囲で影響が現れている。

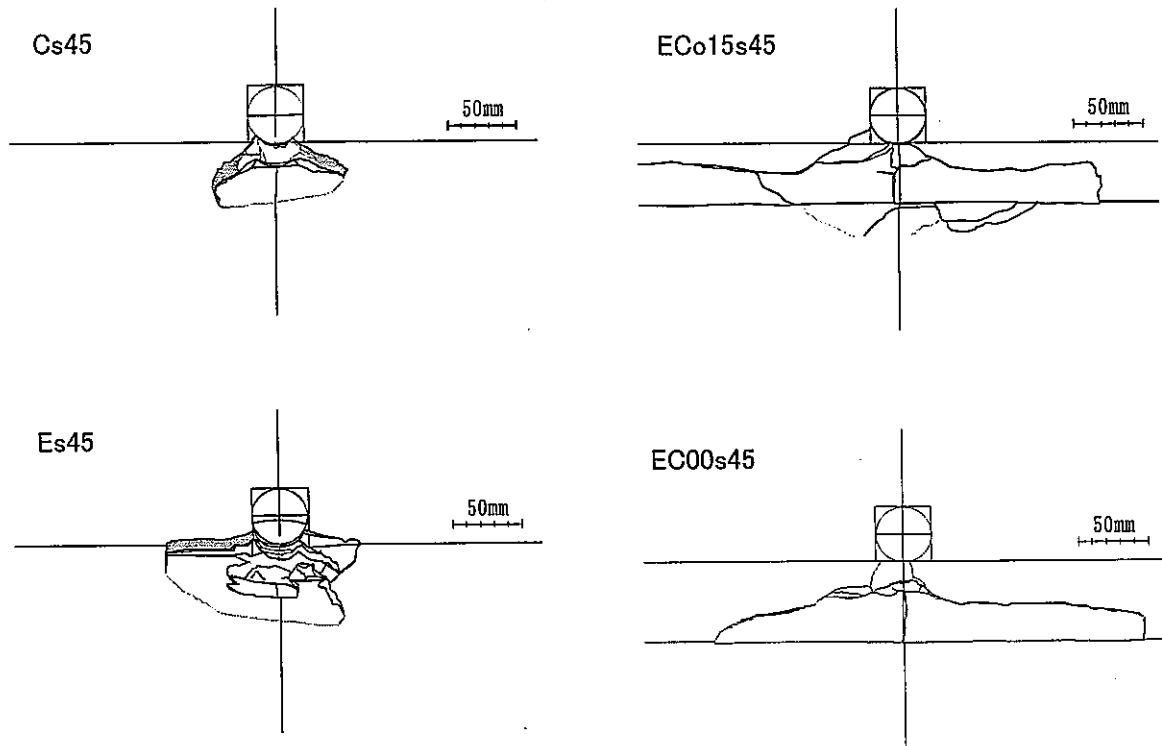


図-3.22 単層地盤の破壊状況

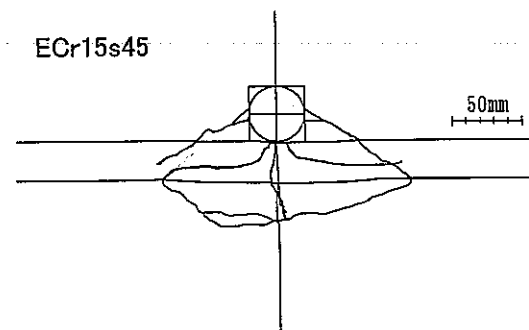


図-3.23 二層地盤の破壊状況

図-3.24 は単一傾斜地盤の破壊状況である。C 地盤は斜面前面が徐々に剥離するような形で破壊が進

行したことがうかがえる。この為、図-3.19 に示した荷重強度～沈下量関係では、ピーク強度の見られない挙動を示したものと思われる。これに対し、E 地盤では荷重強度～沈下量関係と同様、明瞭なすべり面が観察される全般せん断型の破壊形態が観察された。

図-3.25 は二層傾斜地盤の破壊状況である。写真 3.3～3.5 に示した二層水平地盤と比較すると、層平行地盤では斜面側の地盤に乱れが生じているものの、層に直交するように载荷応力が作用していることが観察された。

破壊形態は、流れ盤では、フーチング直下の圧縮領域は斜面側の地盤を押し出すように働くが、層境界が弱面となり斜面側受働部が層境界に沿うような形で押し出されて破壊に至っている。また、受け盤では、斜面側受働部では EC 地盤が一体となってすべり面が発達している。

このように、実験で観察された破壊形態は、すべり面を仮定する分割法ではうまく表現されない。

実務における分割法の利用では、弱層に沿って破壊が進行する場合と地盤全体にすべり面が発達する場合を想定するが本研究では、その両者が複合して破壊に至っている様子が観察された。今後、これらの破壊形態を考慮した計算手法の確立が望まれる。

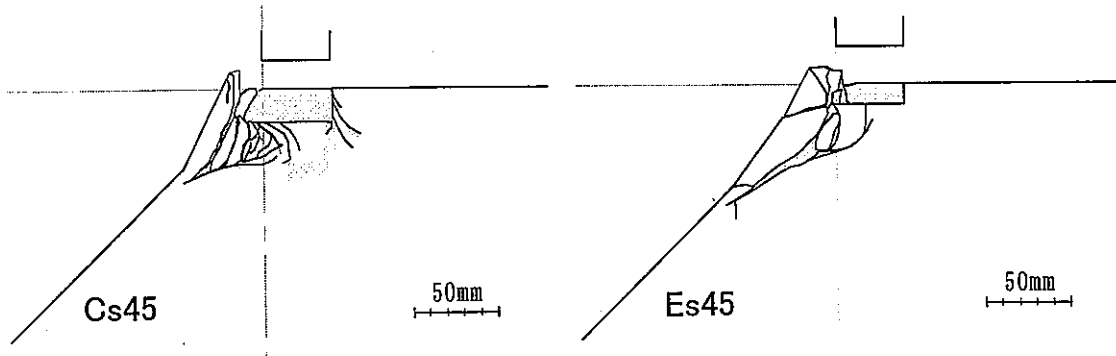


図-3.24 単一傾斜地盤の地盤内部の破壊状況

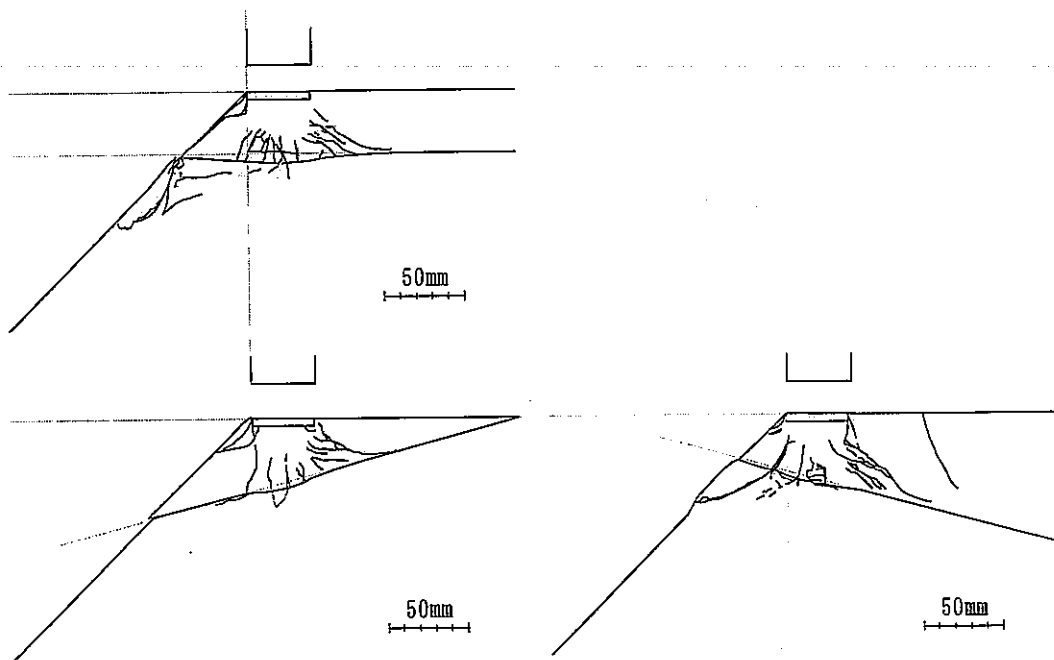


図-3.25 二層傾斜地盤の破壊状況

#### 4. 結 論

傾斜地盤に対して2次元および3次元分割簡便法による支持力計算を行った結果を以下に示す。

- 1) 全般せん断型の破壊形態を示す地盤は、分割法を3次元に拡張してせん断破壊領域を適切に評価することにより対処できる。  
パンチング型の破壊形態を示した地盤では、分割法による計算は破壊メカニズムの違いからその対処には問題が残る。
- 2) 3次元支持力計算の結果、基礎底面の反力分布形状が、長方形より三角形の方が支持力は小さい傾向にある。支持力の算出には3次元破壊現象の影響を適切に評価し、破壊領域および反力分布形状を考慮しなければならない。
- 3) 全般せん断型の破壊形態を示した地盤では、天端余裕幅によらず、3次元で計算した支持力度は実験値とよい一致を示している。2次元で計算した値は支持力を過小評価しており、3次元で破壊現象をとらえる重要性が示された。
- 4) 明瞭な極限支持力の現れなかった地盤では、計算値は実験で得られた荷重～沈下量関係を大きく上回る傾向が見られ、3次元の計算値よりも2次元の計算値の方が比較的一致している傾向にある。計算結果はその仮定条件から、全般せん断型の破壊形態を示す地盤にはすべり面を想定した分割法は有効な手段であるが、パンチングせん断型の破壊形態を示す地盤への分割法の適用には限界がある。
- 5) 2層傾斜地盤での観察では、分割法の仮定する破壊面とはその破壊形態が異なり、弱層に沿って破壊が進行する場合と地盤全体にすべり面が発達する場合の両者が複合して破壊に至っている様子が観察された。今後、これらの破壊形態を考慮した計算手法の確立が課題である。

## あ と が き

傾斜地盤上直接基礎の支持力算定に、3次元に拡張した分割簡便法を提案し、前年度までの実験データと比較することにより適用性を確認することができた。しかし、二層傾斜地盤は、破壊メカニズムが複雑で、分割簡便法では適切に表現できなかった。

今後の課題として、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残されている。

本研究の成果が、傾斜軟岩地盤および成層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を確立するための一助となれば幸いである。

本実験の遂行にあたり、北海道工業大学の土岐祥介教授に貴重なご意見、ご指導を頂いた。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塩崎 正人氏、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。