

## 砂質地山に打設された地すべり抑止杭の数値解析

### ANALYSIS OF LANDSLIDE STABILIZING PILES INSTALLED IN SANDY GROUND

足立 紀尚・木村 亮・多田 智

By *Toshihisa ADACHI, Makoto KIMURA and Satoshi TADA*

#### Synopsis

Walls of piles have often been used as a stabilizing device for landslides. Since the issue of how to stabilize the effect of landslides by the piles is an important one, a series of two-dimensional laboratory model tests have been carried out to help elucidate the preventive mechanism of these piles. In this study, the results of elastic-perfect-plastic finite element analyses, and elastic finite element analyses including joint elements are compared with those of model tests, taking notice of the deformed condition of the ground surrounding the piles and of the lateral earth pressure acting on the piles.

#### 1. はじめに

わが国は世界でも有数の地すべり発生国であり、地すべり危険地帯が数多く指定されている。地すべりは一旦発生すると人命の損失、建造物の倒壊など大きな被害をもたらす。地すべりをいかに防止するかは重要な課題である。一般に、地すべり防止対策工として、抑制工とともに地すべり抑止杭による抑止工法が、多くの地すべり地帯に適用されている。Fig. 1に示すように地すべり抑止杭は、地すべり斜面頭部の引張り領域、末端部の圧縮領域というように、施工位置によりその挙動が大きく異なる。地すべり抑止杭の挙動を明らかにするためには、地盤の特性および杭の特性をそれぞれ個別に扱うだけでは不十分で、地盤と杭の相互作用を詳しく検討しなければならない。

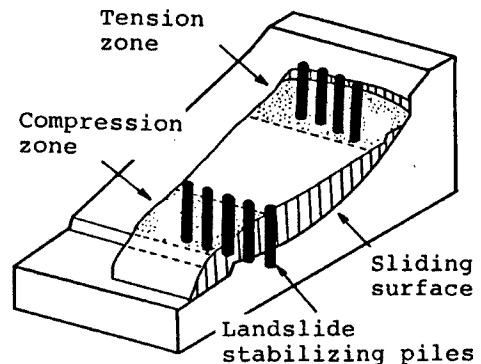


Fig. 1. Landslide stabilizing piles.

一方、現時点の地すべり抑止杭の設計においては、斜面の安全率を杭で増加させるという考えに基づき、それを評価する方法として次式が用いられている。

$$F + \Delta F = \frac{\Sigma cL + \Sigma(N - U) \tan \phi + P}{\Sigma T} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、各記号は

F: 現状の斜面の安全率, c: すべり面の粘着力, L: すべり面の長さ, N: すべり面に作用する垂直力,  
U: すべり面の間隙水圧,  $\phi$ : すべり面の内部摩擦角, P: 抑止杭による抑止力, T: すべり面のせん断力,

$\Delta F$ : 現状から増加させるべき安全率, を示す。

地すべり抑止力の算定法は以下のようである。

- 1) 斜面がすべりだしたときの安全率を1以下とし,  $c$ と $\phi$ を逆算する。ここで上式において $c$ ,  $\phi$ の両方は同時に逆算できないので,  $c$ はすべり面の深さから推定する。
- 2) 安全率を $\Delta F$ だけ高めるために必要な抑止力 $P$ を計算する。
- 3) 杭の許容せん断力 $S$ により, 必要な杭本数を $P/S$ として決定し, 1本当りの杭が抑止しなければならぬ必要抑止力を基に杭の断面を設計する。

ここでは杭と地盤の相互作用による, 杭体に作用する土圧の算定は必要でなく, 安全率を所定の値まで上げるために, 杭に負担させる必要抑止力を求めているにすぎない。

以上から, 地すべり抑止杭の抑止機構を解明するためには, まず群杭と地盤の相互作用を実験的に明確に把握し, さらに数値解析手法でそれらをつなぐ必要がある。そこで, 筆者らはまず始めに, 深さ方向の影響を無視した2次元室内模型実験により, 砂質地山の引張り領域に打設された, 地すべり抑止杭の抑止機構の解明を試みた<sup>1)2)3)</sup>, 本論文は, 得られた実験事実を定量的にシミュレートできる数値解析モデルの確立を図るため, 異なるモデルを用いて検討したものである。

## 2. 地すべり抑止杭の2次元模型実験の概要

筆者らは, 地盤材料にアルミ棒積層体を用い, 地すべり現象を全面が一様に降下する降下床で表現した2次元模型実験装置で簡単な実験を行い, 地すべり抑止杭の抑止機構の解明を実施した。詳細は文献1)2)3)に譲るが, その概要を説明する。

**Fig. 2** は本実験で取扱った地すべり抑止杭のモデルを示している。まず地すべり抑止杭が施工されたのち, 地すべり土塊の変形パターンを単純化して考える。すなわち, 杭体を境にして地すべり土塊を土塊1, 土塊2に分け, 初めに土塊1がすべり出し, それとともに土塊2が移動して杭体に荷重が作用する場合を想定する。つまり土塊1は引張り領域となり, 引張り領域に打設した地すべり抑止杭の抑止機構の解明に焦点を絞り, 図のハッチ部の平面部分だけの挙動を考えた実験を実施し, 杭体周辺地盤の変形挙動と杭に作用する土圧を計測した。この場合杭体に作用する土圧の深度分布の変化は考慮しておらず, 2次元的な杭体周辺のすべり現象のみに注目している。

実験は **Fig. 3** に示すように, 縦80 cm, 横100 cmで底板が一様に最大50 mm降下する降下床を用いて行った。地盤は砂質地盤を想定し, 直径3.0 mmと1.6 mm, 長さ5 cmのアルミ棒を重量比2:3で混合した積層体 (単位体積重量 $\gamma = 2.10 \text{ gf/cm}^3$ , 内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ , 粘着力 $c = 0 \text{ kgf/cm}^2$ ) で表現した。従来の模型実験では傾斜地盤に杭を建て込み, なんらかの方法で地盤を側方に流動させている。それに対し, 本実験では積層体下部が **Fig. 2** の土塊1, 上部が土塊2に相当し, 土塊を約 $90^\circ$ 回転させて, 底部が一様に降下する降下床の降下により流動を生じさせ, 現象を調べていることに特徴がある。またひずみゲージを用いてモデル杭自身に簡易土圧計の機能をもたせ, 杭に作用する土圧を測定した。実験のパラメータは **Fig. 3** に示すように杭間隔 $s$ ,  $b$ , 杭形状, 杭剛性, 杭配置, 地すべり作用外力 $z$ である。

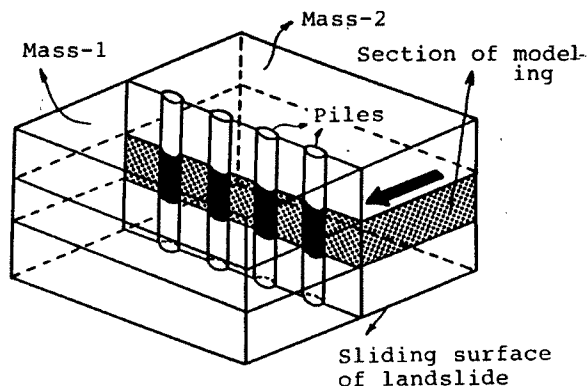


Fig. 2. Modeling of landslide stabilizing piles.

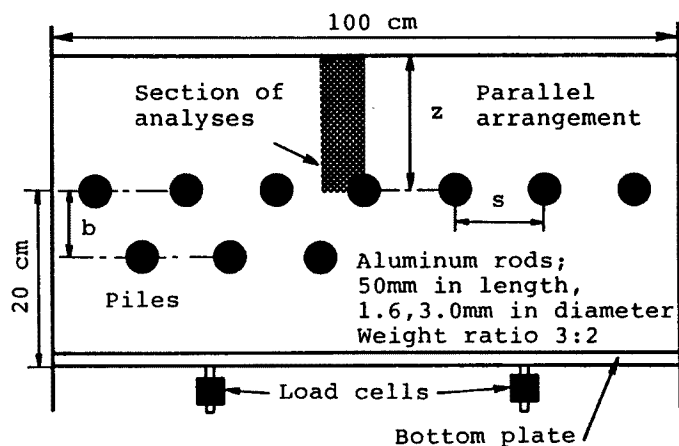


Fig. 3. Sketch of experimental apparatus and parameters.

また、地盤に標点を埋込み、写真撮影を行って地盤の動きを測定した。

本実験より得られた知見をまとめると以下のようになる。

- 1) 地すべり土塊の引張り領域に打設した並列群杭は、杭前面のアーチ効果によりすべりを抑止する。しかし、杭中心間隔が  $8.0d$  以上になるとアーチ効果は認められず、単杭と同一の挙動をする。
- 2) 杭前面のアーチの有無が降下量によって決まるため、杭体に作用する荷重は降下床の降下により変化する。
- 3) 円形断面杭には方形断面杭よりも  $0 \sim 15\%$  程度小さな荷重が作用するが、円形断面杭でも杭周辺地盤の側方流動を阻止すれば、抑止効果は大きくなる。
- 4) 杭剛性による杭に作用する荷重の違いは、降下量の小さいときにのみ見られ、杭剛性が大きいほど作用荷重は大きい。
- 5) 千鳥杭は、2段階のアーチ効果が期待でき杭間のすり抜けを防ぎ抑止効果は大きい、前列杭と後列杭との間隔によりその効果は異なる。
- 6) 水平方向の拘束圧の大小によりアーチ形状には違いが生じるが、2つのアーチを仮定することで実験結果を十分説明できる。また千鳥杭は、前列杭と後列杭との間隔によってそのアーチ形状は異なる。

### 3. 弾完全塑性有限要素解析による2次元模型実験のシミュレーション

本章では、砂質地盤に打設された地すべり抑止杭の2次元模型実験結果を、定量的にシミュレートできる数値解析手法について検討する。模型実験によると、降下床の降下とともに地盤は初めは弾性的に挙動すると考えられるが、その後、杭の存在により杭間にすべり線部、つまりアーチが形成され、地盤に塑性域が発生する。しかし、弾性解析では、このアーチの影響および塑性域の影響を考慮することができないので、地盤を弾完全塑性的挙動を示す材料と仮定して、弾完全塑性有限要素解析を行った。

#### 3.1 弾完全塑性有限要素解析による解析手法

地盤に地すべりが発生すると、その進行につれて地盤は複雑な挙動をしながら最終的に破壊に達する。地すべり発生初期から地盤の崩壊に至るまでの地盤の挙動を一貫して取り扱うとする場合、弾性論や極限解析法は無効である。有限要素法に非線形の応力～ひずみ関係を組み込めばこのような計算も可能に見える。

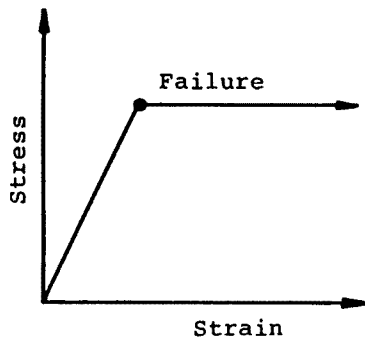


Fig. 4. Stress-strain relation on elastic-perfect-plastic FEM analysis.

るが、計算手法自体の持つ問題点のために、有限要素法は破壊状態の計算には不向きであるとされていた。しかし、計算方法に特別な工夫を施すことによって、地盤が破壊するまでの挙動を有限要素法により追跡することが可能となることが示され、これによる安定計算を行った例も報告されている<sup>4)</sup>。そこで本章では、破壊規準として Drucker-Prager による拡張ミーゼス規準を用いて、弾完全塑性有限要素法 (LACSAR<sup>4)</sup>) により地すべり抑止杭の抑止機構に関する計算を行い、杭に作用する土圧、杭周辺地盤の破壊域の広がりおよび地盤の応力変化について検討した。

一般に有限要素法を用いれば複雑な構成関係を組み込んで応力と変形とを同時に計算することができる。しかし、Fig. 4のような応力～ひずみ関係を用いる場合、応力～ひずみ関係が水平な完全塑性部分では、応力とひずみが一意的に対応していないために、有限要素解析は不向きとされてきた。このため通常はこの区間でもある程度の剛性をもたせて計算を行っているが、たとえば盛土載荷の計算を行うと、どこまで盛り立てても破壊しないという結果となる。このように有限要素法では地盤の極限支持力の問題には不向きであるが、Zienkiewicz & Cormeau<sup>5)</sup> の提案する手法を用いれば、完全塑性部分で安定した解を得ることができ、Fig. 4中のOABC全過程を取扱うことができる。

Zienkiewicz & Cormeau<sup>5)</sup> は、ひずみ硬化を起こさない降伏関数として破壊規準を用い、これを越える過剰応力は粘塑性計算を繰り返すことによって、他の要素に再配分し、破壊規準に忠実な弾塑性計算を行った。このとき、粘塑性計算は仮想的な時間のもとで繰り返されるものと考え、具体的に得られる定常状態を連ねることで完全塑性部分を表現できる。したがって、計算途中では常に応力とひずみは1対1に対応しており、このうち過剰応力がレクラゼーションとクリープにより減少し、ゼロになる(完全塑性状態に対応する応力に達する)まで繰り返し計算するわけである。

解析対象は、前章で示した模型実験のなかで、アルミ棒載荷高さ  $z = 25$  cm、杭剛性小、方形断面杭、並列配置のケースで、杭中心間隔  $s$  をパラメータとした。解析領域は Fig. 5に示すように対称性を考慮して杭を含む杭中心間隔の半分 (Fig. 3参照) を取っている。境界条件は、側面は  $x$  方向固定、 $y$  方向自由とし、底面は  $x$ 、 $y$  方向ともに固定としている。降下床の降下は、メッシュ底面の黒丸の節点に、降

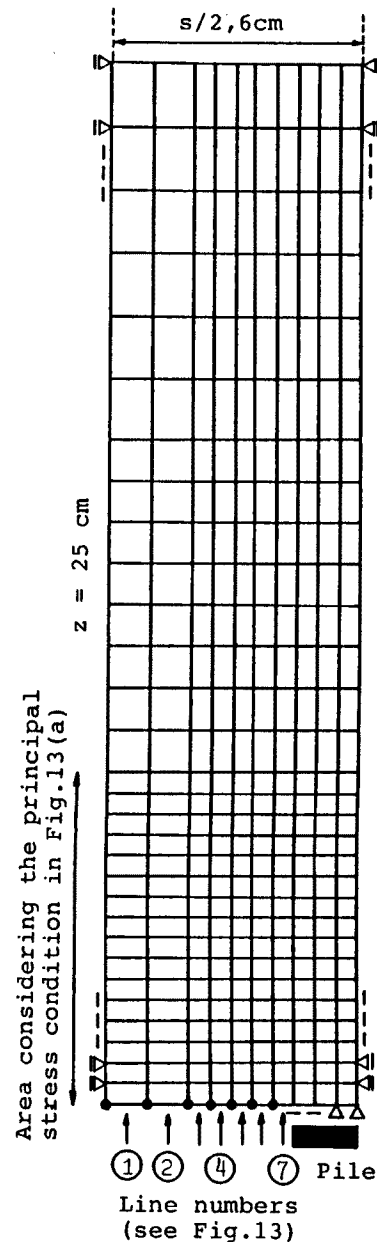


Fig. 5. Finite element mesh.

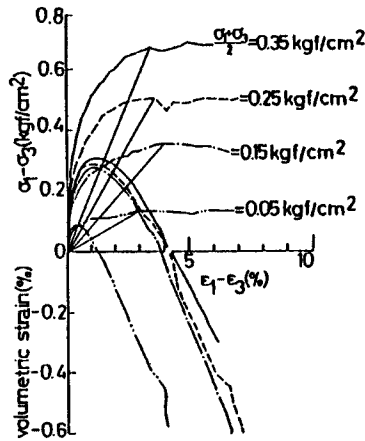


Fig. 6. Stress-strain relation on an assemblage of aluminum rods.

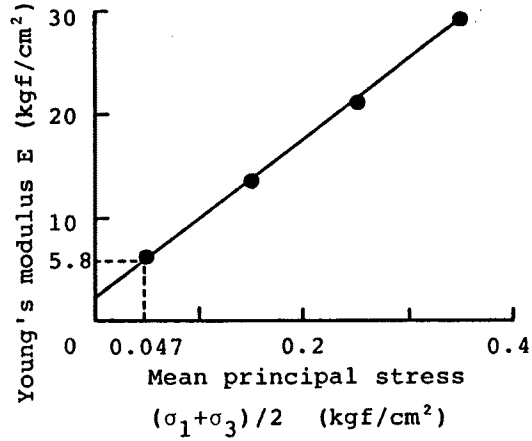


Fig. 7. Relation between Young's modulus and mean stress.

Table 1. Material parameters used in the analysis

Unit weight $\gamma$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	0.0021
Young's modulus E (kgf/cm <sup>2</sup> )	5.0
Poisson's ratio $\nu$	0.33
Cohesive strength c (kgf/cm <sup>2</sup> )	0
Internal friction angle $\phi$ (°)	30
$K_0$ value	0.8

下床と杭の相対変位を強制変位として与えることにより表現した。

まず、この解析を行うにあたり地盤の材料定数および境界条件を決定する必要がある。Yashimaら<sup>6)</sup>は実験に用いたアルミ棒積層体について2軸試験を行い、Fig. 6のような応力～ひずみ関係を得ている。そこで各拘束圧での応力～ひずみ関係のピーク時で割線を引き、その勾配からヤング率Eを算定した。その計算から得られたEと拘束圧  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  との関係を図示したのがFig. 7である。模型実験における拘束圧はおよそ0.047 kgf/cm<sup>2</sup>と推定されるので、この拘束圧に対するEは図から5.8 kgf/cm<sup>2</sup>となる。また、静止土圧係数  $K_0$  は、実験において側方に取り付けられた土圧計から測定された結果より、 $K_0 = 0.8$ とした。以上解析に用いる材料定数、境界条件をまとめてTable 1に示す。

### 3.2 解析結果および考察

#### (1) 杭中心間隔と塑性領域に関する検討

Fig. 8に杭中心間隔  $s = 4.0d$  の場合の、降下床の降下量  $\delta$  と杭に作用する荷重  $H$  に対する実験結果と解析結果を比較した図を示す。この図から、解析は実験をかなり定量的に表していると考えられる。ただし、降下初期において、実験では荷重の立ち上がり方が上に凸になっているのに対し、解析においては下に凸になっている。

次に、同じケースについて、降下床の降下にとも

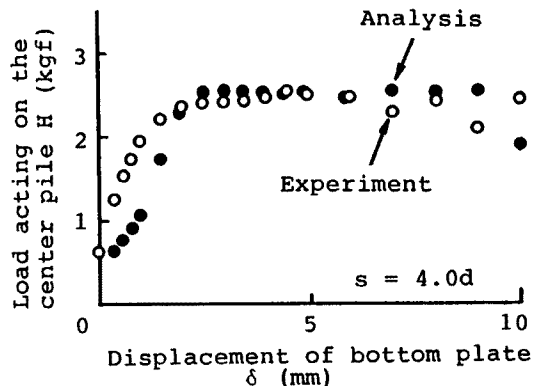


Fig. 8. Relation between load acting on central pile and displacement of bottom plate. ( $s = 4.0d$ )

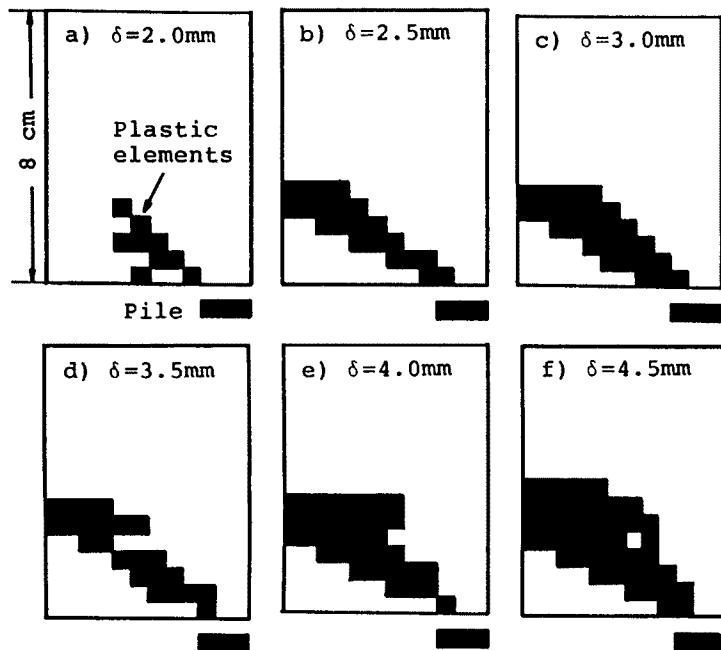


Fig. 9. State of the plastic zone's development ( $s=4.0d$ ).

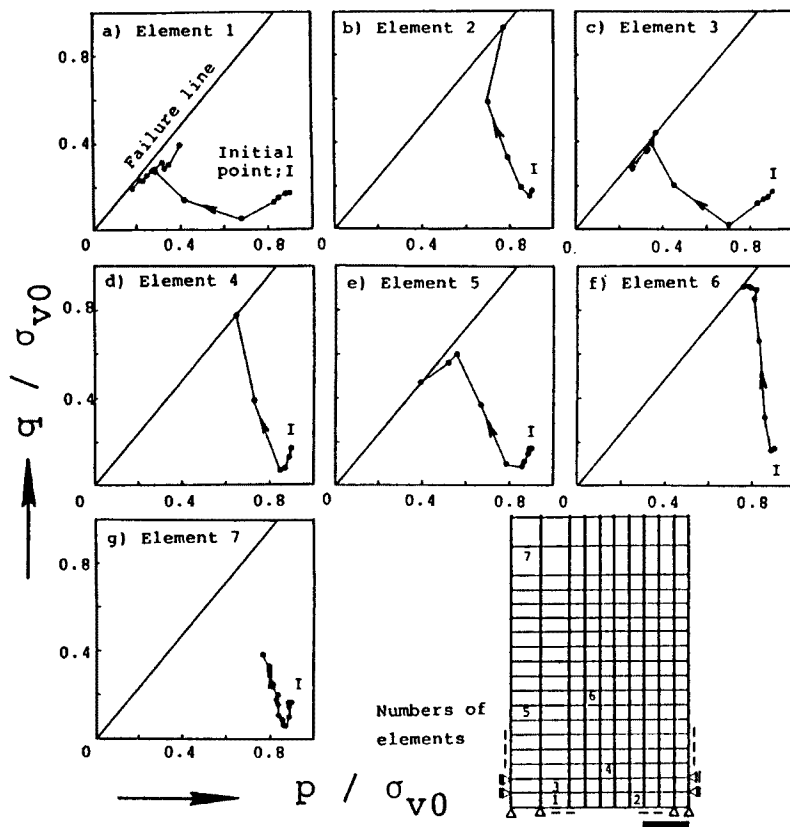


Fig. 10. Stress passes around the pile ( $s=4.0d$ ).

なう塑性領域の発達状況について示したのが Fig. 9 である。図から、塑性領域の発達はずり杭左端上部の要素から始まり、降下量が增大するにつれて水平軸から約  $30^\circ$  の方向に階段状に進んでいき、最終的に解析領域境界に達する。その後は上方の要素に徐々に広がっていくことが分かる。

各要素の応力経路を示したのが Fig. 10 である。この図は、縦軸に  $q$  を、横軸に  $p$  をそれぞれ初期の鉛直応力  $\sigma_0$  で正規化したものとしており、各要素には以下のような特徴がある。

- 1) 要素 1, 3 (塑性領域の下に位置する要素): 両要素とも  $p/\sigma_0$  が減少し除荷され、要素 3 は最終的に破壊に達する。これらの要素は降下床の降下とともに下方に引きずられ、引張りを受ける。
- 2) 要素 2, 4, 5 (最初に塑性状態に入った要素): 初期は  $q/\sigma_0$  はやや減少するが、その後急激にせん断が進行し、降下量が小さい間にせん断破壊する。
- 3) 要素 6 (2段階目の塑性領域にある要素):  $q/\sigma_0$  の減少はほとんど見られず、初めからせん断が進行し、破壊に達する。
- 4) 要素 7 (塑性領域の上に位置する要素):  $p/\sigma_0$  がほぼ一定の状態ですら徐々にせん断が進行する。

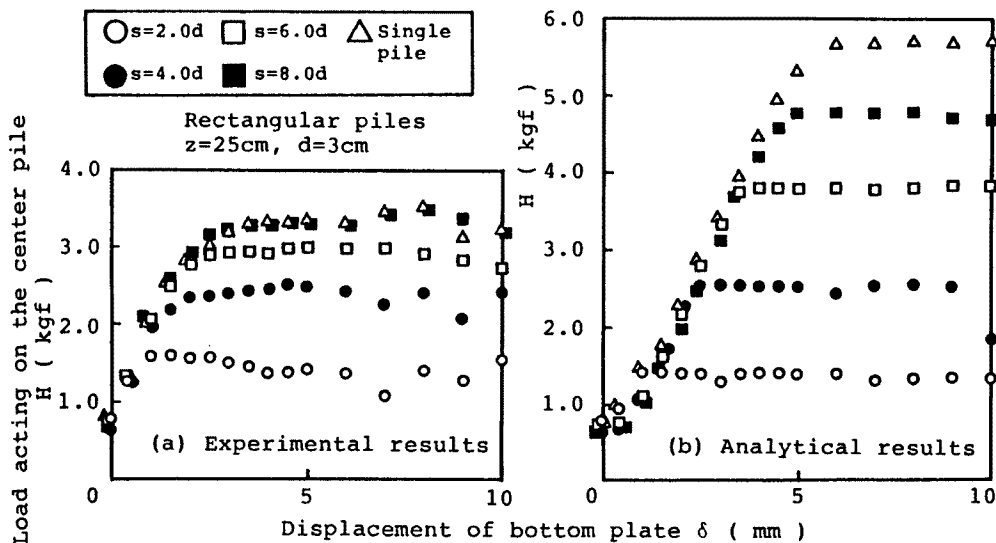


Fig. 11. Relation between load acting on central pile and displacement of bottom plate.  
 (a) experimental results, (b) analytical results

このように塑性領域ではせん断で破壊に達していることが分かる。Fig. 11は、杭間隔をパラメータにして杭作用荷重  $H$  と降下量  $\delta$  の関係を示した図で、(a) は実験結果、(b) は解析結果である。両図を比較すると、 $s = 4.0d$  を境界として、杭間隔が大きくなればなるほど解析結果が実験結果を上回った値をとる。その違いは、ピーク時において25%~60%程度となっている。また、実験、解析ともに杭間隔が大きくなるほど杭に作用する荷重は大きくなっている。しかし実験では  $s = 8.0d$  と単杭とはほぼ同じ値をとっているのに対し、解析では明らかに単杭 ( $s = 10.0d$  として計算) の方が大きな値をとっている。さらに実験においては荷重がピークに達する降下量がどの杭間隔でも2mm~5mm程度と一定しているのに対し、解析においては杭間隔が大きくなるほどピークに達するのが遅くなる傾向がみられる。ここで各杭間隔の塑性領域の発達には杭間隔に関係なく、まず杭左端上部の要素から塑性領域に達し、降下が進むにつれ水平軸から約30°の方向に広がっていき、先に述べた  $s = 4.0d$  のケースと同じ結果であった。

(2) 杭前面のアーチ効果

塑性領域と実験で得られたアーチ領域との関係について考察する。解析における塑性領域は、弾性域つまり応力状態が破壊規準に満たない、まだ強度を発揮できる状態から、応力状態が破壊規準を満足し、せん断強度を最大限に発揮している状態 (Fig. 10 参照) になった領域である。したがって、実験におけるアーチ作用がせん断によると仮定すると、解析における塑性領域にアーチが形成されていると考えられる。実験では水平軸から約60°の角度にアーチが形成されていたが、解析における塑性領域は水平軸から約30°の方向へ広がっていき、実験におけるアーチよりも立ち上がりの角度が小さくなっている。また解析では、杭間隔が大きくなるほど完全な塑性領域の形成が遅れるために、杭に作用する荷重がピークに達するのが遅れるものと考えられる。実験におけるアーチは、杭間の粒子が杭の存在をキャッチし、その情報を次々と上方にある粒子に伝達することにより形成される。杭間隔が広がる ( $s = 8.0d$ ) とその情報を伝達することができなくなり、アーチは形成されない。しかし、解析の場合  $s = 8.0d$  および単杭 ( $s = 10.0d$ ) でも、塑性領域の広がりを見るとアーチは形成されるという結果になった。

次に、見方を変えて  $s = 4.0d$  の場合の塑性領域の拡大の様子と、主応力、主ひずみ状態を併記した図を Fig. 12 に示す。この図から、主応力および主ひずみの卓越する要素は塑性領域よりも上方に位置し、さらにアーチ状に並んでいることがわかる。そこで、有限要素メッシュの鉛直方向に連続する要素の応力

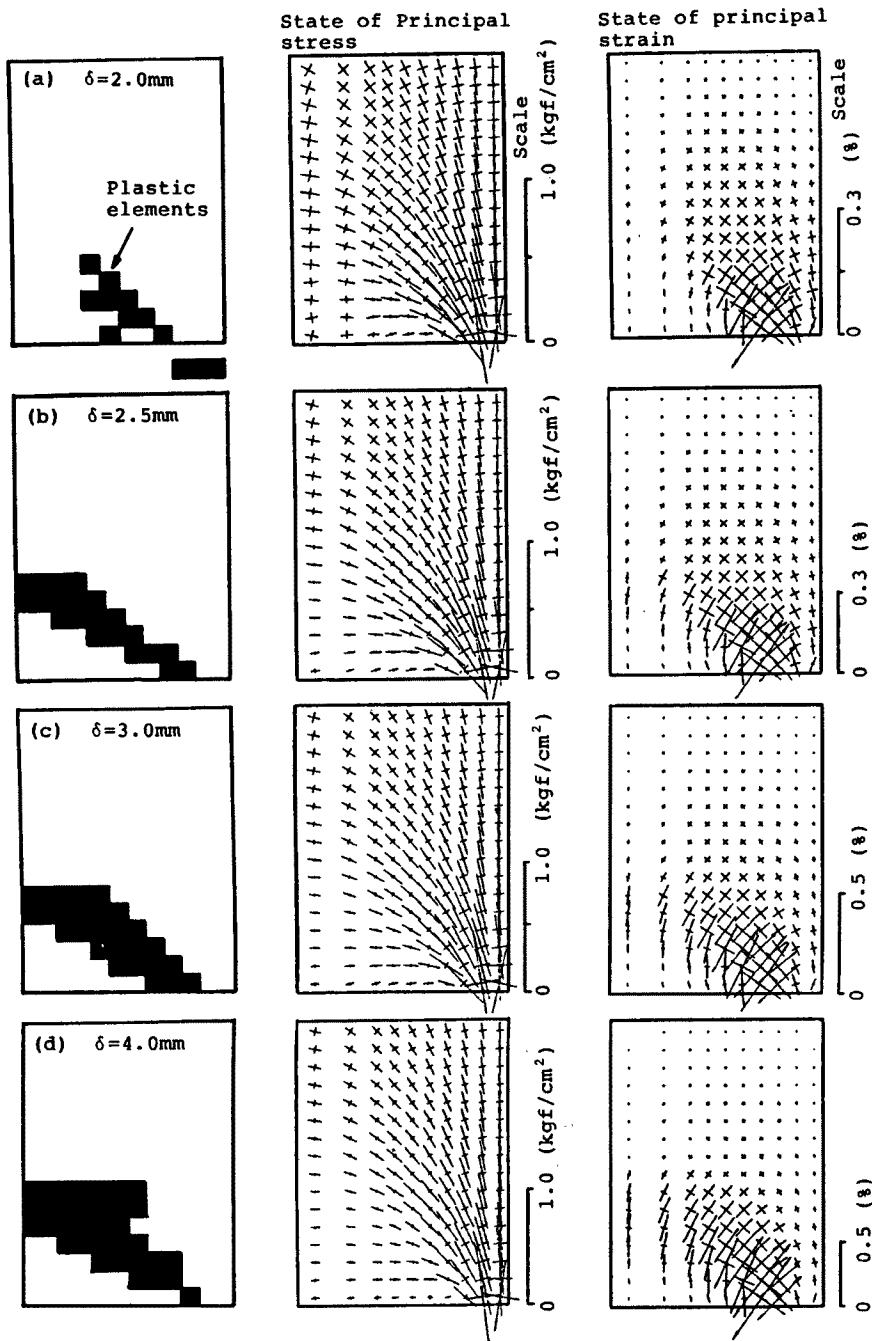


Fig. 12. State of plastic zone's development and principal stress and strain (s=4.0d).

状態が、塑性領域の完全に発達した時点 ( $\delta = 3 \text{ mm}$ ) でどのようなになっているかを調べた。杭中心間隔  $s = 4.0 \text{ d}$  に対する結果を Fig. 13 に示す。図 (a) は縦軸に最大主応力  $\sigma_1$ 、横軸に最小主応力  $\sigma_3$  をとって、Fig. 5 に示す各列の要素の応力状態を上から順番にプロットしたものである。図中○印は各列の要素の中で最も最大主応力  $\sigma_1$  が大きな要素を示しており、●印は塑性状態にある要素を示している。この図をもとに最大主応力  $\sigma_1$  が最大値をとる要素と塑性領域を示した図が図 (b) である。図中実線は実験におけ



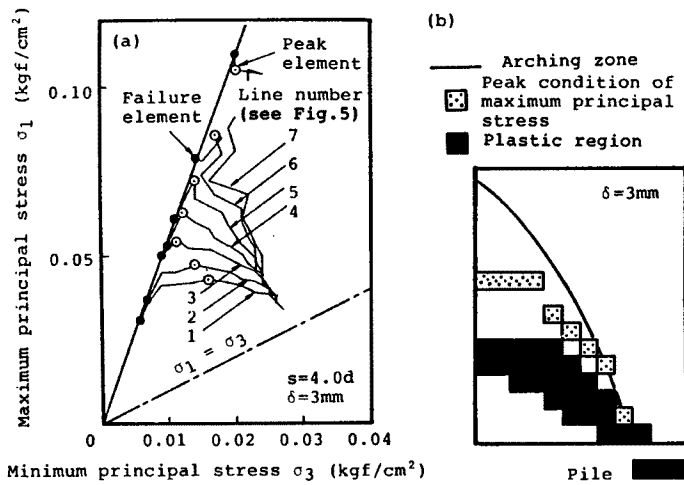


Fig. 13. Principal stress condition when the load acting on the pile reaches a peak condition ( $s=4.0d, \delta=3.0mm$ ).

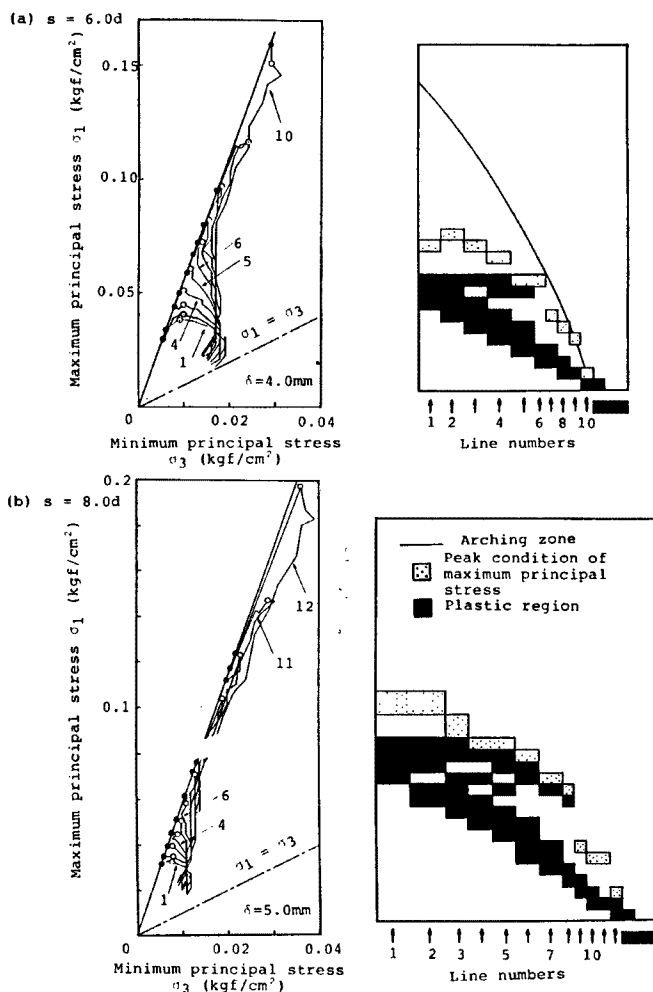


Fig. 14. Principal stress condition (a)  $s=6.0d$ , (b)  $s=8.0d$ .

るアーチである。図より、これらの要素は塑性領域に上方に位置し、実験で得られたアーチ領域と一致していることがわかる。つまり、実験によるアーチ作用はせん断によるものではなく、軸力による圧縮領域と考えられる。これらの結果は、石のブロックがアーチ橋などを形成する場合に、軸力で荷重を支持している現象と一致している。

同様な手法により、 $s=6.0d, 8.0d$ の場合の各要素の応力状態、各杭間隔の塑性領域および最大主応力  $\sigma_1$  が最大となる要素を Fig. 14 に示す。 $s=4.0d$  の場合も含めて各図を比較すると、塑性領域が完全に発達した時点でも、杭間隔が小さい ( $s=4.0d$ ) 場合、各列の最上部の要素の応力状態 (図中実線の出発部分) は最小主応力  $\sigma_3$  が比較的大きく、 $\sigma_1$  はあまり変わらず  $\sigma_3$  が減少して破壊線に達している。それに対し、杭間隔が大きくなる ( $s=8.0d$ ) と  $\sigma_3$  があまり変化せず  $\sigma_1$  が増加して破壊に達している。つまり、杭間隔が大きくなるほど応力状態は破壊線に近づき、それに沿うようにのびていく。したがって、見かけ上はまだ弾性域にある要素であっても、実は非常に危険な状態にあると言える。また  $s=8.0d$  の場合、最大主応力  $\sigma_1$  が最大となる要素が塑性領域のすぐ上に位置し、 $s=4.0d$  の場合とは異なり、軸力によるアーチ作用は期待できないと考えられる。このように、応力の面から考えると  $s=8.0d$  ではアーチ効果はないと結論できる。

(3) 杭前面のひずみと変位状態

模型実験では杭前面のアルミ棒積層体に標点を埋め込み、四角形状 (Fig. 15 参照) に分割しアルミ棒の変位から各要素のひずみを内挿している<sup>2)</sup>。そこでその結果を用いて、実験と解析の杭前面のひずみ状態について比較し

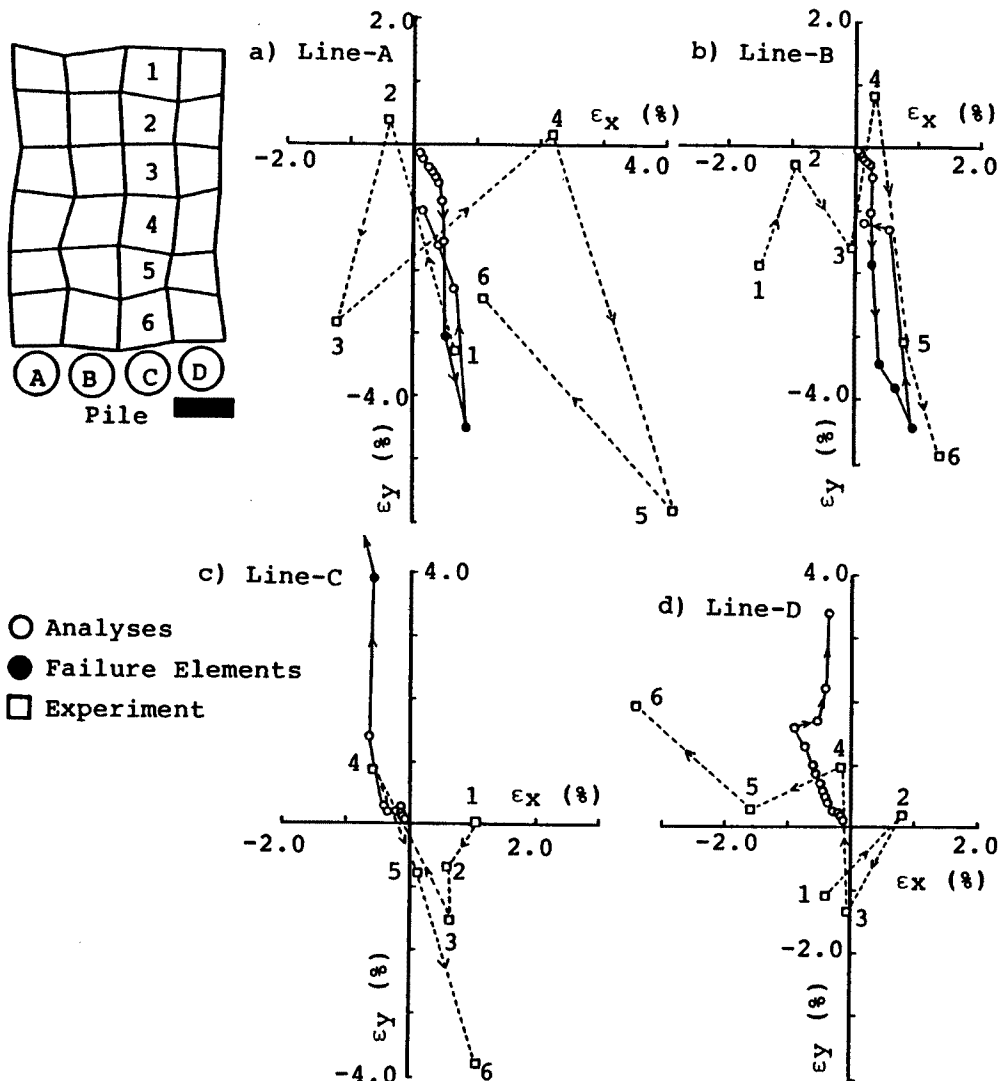


Fig. 15. Strain condition around the pile. ( $s=4.0d$ )

た。実験における鉛直に連続する要素と、それに対応する解析の各要素のひずみ状態を比較したものが Fig. 15 であり、縦軸に鉛直方向のひずみ  $\epsilon_y$ 、横軸に水平方向のひずみ  $\epsilon_x$  をとって、各要素列の上から順に要素のひずみ状態をプロットしている。Fig. 15 の line-A~D がそれぞれ図(a)~(d)に対応しており、各図から以下のことが読みとれる。

- 1) line-1, 2 の場合：解析では各要素は、鉛直方向に引き伸ばされて、水平方向に圧縮される。実験の各要素はばらつきがあるものの、傾向は解析結果と一致している。
- 2) line-3 の場合：解析結果は、鉛直方向圧縮、水平方向引張りであるが、実験結果は全く逆の鉛直方向引張り、水平方向圧縮である。
- 3) line-4 の場合：実験、解析ともに鉛直方向圧縮、水平方向引張りで、杭によって降下を抑えられている。

最後に、実験と解析の地盤の変形状態を比べてみる。Fig. 16 は実験における杭周辺地盤の鉛直方向の等変位線(実線)と、解析における等変位線(点線)を比較している。これらの図を見るとわかるように、実験の方が解析に比べかなり大きく変位している。実験に用いた地盤はアルミ棒積層体であり、厳密には

連続体とは言えない。つまり、アルミ棒積層体は1本1本ばらばらなものであり、連続体と比べると同じ強制変位を与えてもかなり大きく変位できる。また解析では、塑性ひずみの計算に Drucker-Prager 型の降伏規準と、関連流動則を仮定しているため、塑性領域ではせん断にともない、常に体積ひずみが増大する結果となる。実際のアルミ棒積層体は、いわば「ゆるづめの砂」の実験に対応し、せん断によるダイレイタンス挙動が定性的に大きく異なっている可能性がある。以上より、今後は非関連流動則を用いて解析を行う必要がある。

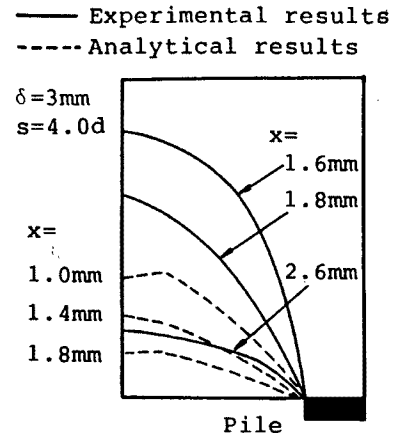


Fig. 16. Vertical equi-displacement lines. ( $s=4.0d$ ,  $\delta=3.0\text{mm}$ )

#### 4. ジョイント要素を配置した弾性有限要素解析

前章の弾完全塑性解析では、杭前面に形成されるアーチ（不連続変位挙動）を、最大主応力 $\sigma_1$ の最大値をとる要素から推定すると、ほぼ実験で得られたアーチと一致するという結果を得た。足立ら<sup>7)</sup>は材料物性をより直接的に解析に導入でき、さらに有限要素法の枠内で扱えることなどの理由により、Goodman ら<sup>9)</sup>のジョイント要素を取り入れた要素境界すべりモデル (IESM) を開発した。本章においてはこのモデルを用いて解析を行い、その結果を示し考察を加える。

##### 4.1 解析手法

解析に用いるモデルは、2次元平面ひずみ問題として扱った IESM である。ここで IESM に用いるジョイント要素について概説する。

通常の要素において定義されるひずみに相当するものとして、ジョイント要素では、ジョイントの中心で定義されるジョイント変位  $u$ ,  $v$  を考える。そして、ジョイント要素に作用する垂直およびせん断力  $\sigma_n$ ,  $\tau$  を、単位面積当りの全垂直力および全せん断力と定義する。ジョイント要素は弾完全塑性的挙動を示すものと仮定する。垂直方向に関するジョイント要素の構成関係は、垂直ひずみが負（はく離）の場合応力は伝達されず、正（接触）の場合は応力とひずみがばね定数  $k_n$  をもつ線形関係として与える。せん断方向に関しては、作用せん断力の絶対値  $|\tau|$  が降伏応力  $|\tau_y|$  に達するとすべりが生じ、それ以下であるとせん断ばね係数  $k_s$  をもつ線形弾性体として挙動する。垂直方向にはく離が生ずるときは、当然せん断応力も伝達されない。降伏応力  $\tau_y$  は接触状態 ( $\sigma_n \geq 0$ ) においては Mohr-Coulomb の降伏規準 ( $c = 0 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\phi = 30^\circ$ ) を適用し、はく離状態 ( $\sigma_n < 0$ ) においてはゼロとした。ばね定数  $k_n$ ,  $k_s$  はジョイント要素の垂直およびせん断方向の弾性変形に対する係数であるが、ジョイントは論理上厚さのない面で、変位量はゼロであるべきことから、極めて大きな値を用いることが望ましい。しかし、極端に大きな値とすると数値解析上桁落ち、あるいは収束が困難になるなどの不都合がある。そこで、ここでは四角形、三角形要素のヤング率  $E$  の 10 倍程度となるような  $k_n$ ,  $k_s$  を用いた<sup>7)</sup>。

ジョイント要素を用いた弾性有限要素解析ではジョイント要素の配置、つまり有限要素分割そのものが解析結果に影響を与える。そこで本研究では2通りの有限要素分割によって解析を行った。その有限要素メッシュを Fig. 17 に示す。杭間隔は Case 1, 2 ともに  $s = 4.0d$  である。Case 1 は、杭周辺の応力状態が連続フーチング基礎の底面付近の応力状態に類似していると考え、フーチング基礎の支持力問題を解く場合の特性曲線に準じている。Case 2 は、実験結果および前節の解析より、杭間にアーチが形成されることが判明しているため、村山の解析<sup>9)</sup>を参考にし、アーチ形状を対数らせん線と仮定して要素分割を行ったものである。なお Case 1, 2 ともに三角形、四角形要素の周囲にジョイント要素を配置している。

4.2 解析結果および考察

実験と解析における杭に作用する荷重と、降下量の関係を比較したものが Fig. 18 である。図より Case 1, 2ともに解析では実験よりも大きい荷重が作用する。しかし、どちらのケースも荷重がピークに達したのちは一定値をとる傾向を示しており、定性的には実験結果をうまくシミュレートしていると考えられる。

次に Fig. 19 (a) (b) にそれぞれ Case 1, 2 のジョイント要素の塑性化状態を示す。図中実線がすべりを起こしている要素で、点線がはく離している要素である。Case 1 の場合、まず杭左端直上の要素から塑性化し、降下量が大きくなるにつれ放射状にすべりが生じる。そして、それにつられるようにして対数ら線部分のジョイントにすべりが生じる。ここで、対数ら線部分のジョイント要素は杭左端部を中心として反時計回りにすべりを起こし、下方に降下する傾向がみられる。Case 2 も Case 1 と同様に杭左端部を起点としてジョイント要素にすべりおよびはく離が生じ、降下量が大きくなると塑性化したジョイント要素がアーチ状に広がっていく。降下量  $\delta = 4.0$  mm 時のジョイント要素の状態に注目すると、杭左端部の A 点を起点とした対数ら線部分を境として、それよりも左側の部分ではかなりはく離が生じている。つまり、この部分は降下床の降下とともに下方へ移動しており、それよりも上部にある領域は、AB 部分にアーチが形成されるために、降下が阻止されていると考えられる。なお、 $\delta = 4.0$  mm 時に Fig. 18 より杭体に作用する荷重は一定になっており、荷重の傾向と上記結果は一致している。

Case 1, Case 2 のジョイント要素の塑性化状態を比較すると、Case 1 より Case 2 のほうが実験結果に近い変形モードをとっている。これは、Case 2 はジョイント要素を実験結果にもとづいて配置しているためであり、妥当な結果である。そこで、変形モードが実験結果に近い Case 2 について、杭に作用する荷重がピークに達した時点 ( $\delta =$

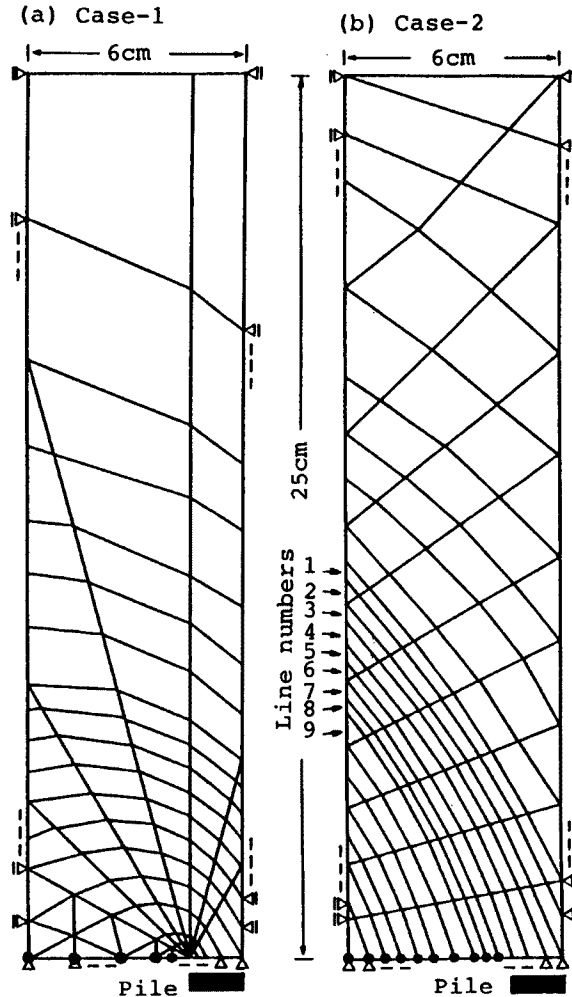


Fig. 17. Finite element meshes. (a) case-1, (b) case-2

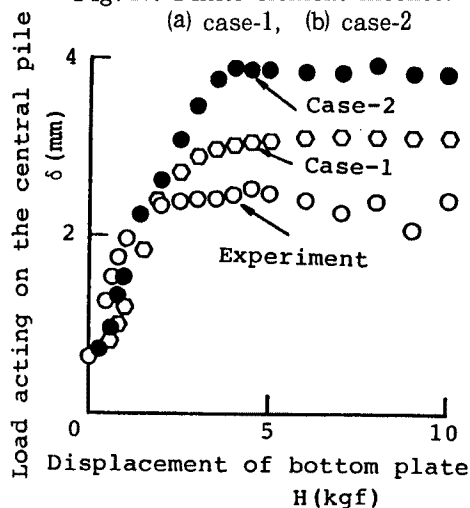


Fig. 18. Relation between load acting on the pile and displacement of bottom plate ( $s=4.0d$ ).

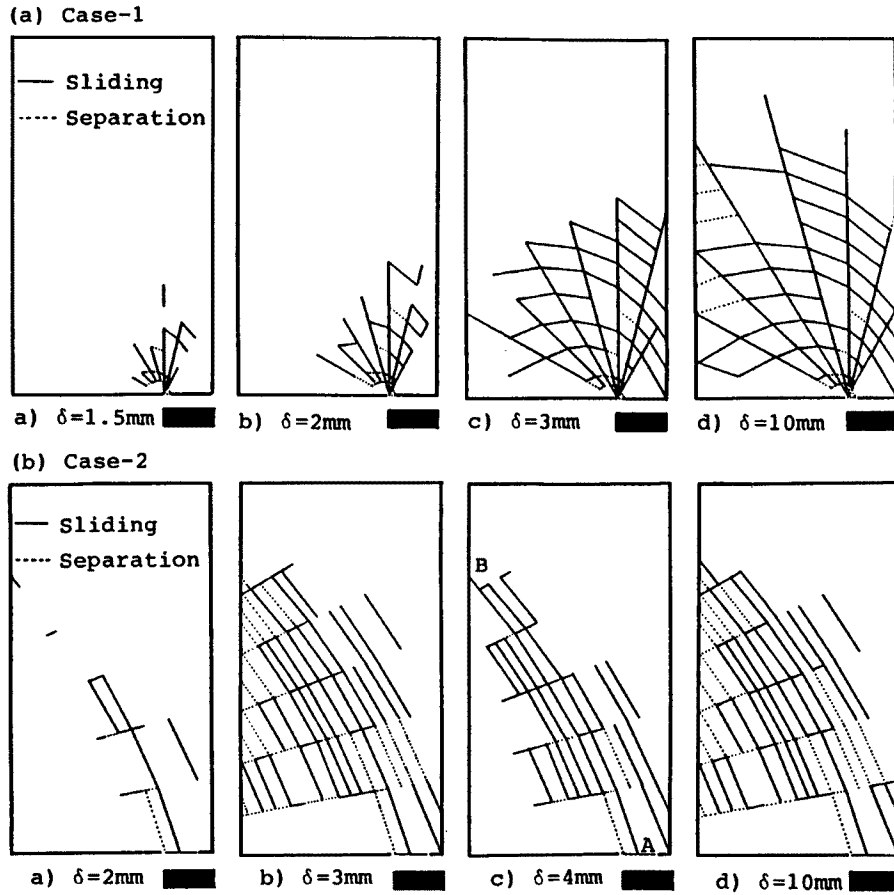


Fig. 19. State of sliding and separation for joint elements.  
(a) case-1, (b) case-2

4.0 mm) の、アーチ部分付近の四角形および三角形要素列 (Fig. 17 (b) 参照) のひずみ状態を示したのが Fig. 20 である。図より要素列 1~4 は鉛直方向圧縮, 水平方向引張りとなっている。しかし, 要素列 5~9 は逆に鉛直方向引張り, 水平方向圧縮となる。したがって, 要素列 4 および 5 の境界付近に変形モードの逆転があると考えられる。つまり, この部分にアーチが形成されると推定できる。アーチよりも上に位置する要素は下方への移動を阻止されるために鉛直方向に圧縮され, アーチよりも下にある要素は降下するために鉛直方向引張りとなる。特に要素列 6~9 はひずみ量が他の要素列に比べて小さく, ジョイント要素のはく離によって降下床とともに一様に降下していると考えられる。

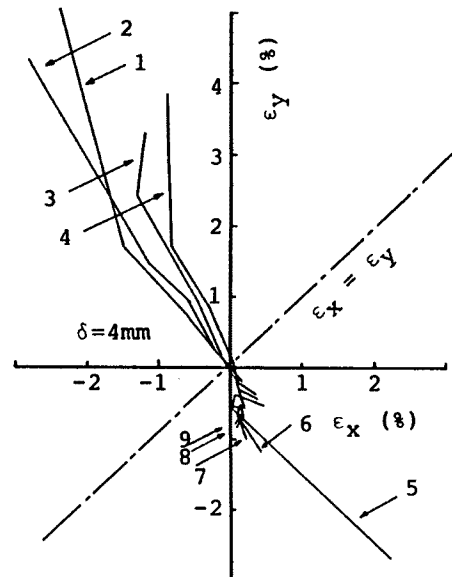


Fig. 20. Strain condition around arching.

## 5. 結 論

本研究では, 地すべり抑止杭の抑止機構に関する 2 次元模

型実験の結果を、定量的にシミュレートできる数値解析手法の検討を行った。地盤の塑性化を考慮するために、弾完全塑性的な応力～ひずみ関係を組み込んだ、弾完全塑性有限要素解析法により模型実験のシミュレートを行い、以下のような知見を得た。

- 1) 杭に作用する荷重については、実験で得られた結果を概ね表現できるが、杭間隔が大きくなるほど解析結果は荷重を大きく見積る傾向にある。
- 2) 杭周辺地盤の塑性領域（せん断により破壊）の発達状況より、実験からは得られなかった地盤の破壊部分を推定できる。
- 3) アーチ作用の位置を、解析における塑性領域と見なすと実験よりも小さいアーチとなるが、最大主応力 $\sigma_1$ の最大値をとる要素から推定すると実験で得られたアーチと一致する。
- 4) 各要素の応力状態やひずみ状態についても実験結果をうまく表現でき、杭間隔が6.0dを越えるときアーチ作用は期待できないと判定できる。
- 5) 解析と実験の地盤変位量は一致しないが、これは地盤のダイレイタンス特性の相違によると考えられる。

続いて、実験結果をもとにジョイント要素を配置した弾性有限要素解析を行った。2種類の要素分割を行い解析した結果、以下の知見を得た。

- 6) 杭に作用する荷重については、ある程度実験結果を定量的に説明し得るか、要素分割の仕方に影響を受ける。
- 7) 実験結果にもとづく要素分割を行うと、実験におけるアーチ作用を表現できる。

本研究は、実際は3次元問題である地すべり抑止杭の抑止機構を、2次元にモデル化して現象を簡略化したものである。したがって、上述した結果をそのまま実際の現象に当てはめることはできない。実大実験の実施および3次元に拡張した数値解析手法の開発など、実際の地すべり抑止杭の挙動の定量的検証については今後の課題としたい。

#### 参考文献

- 1) 足立紀尚・木村 亮・多田 智：地すべり抑止杭の水平抵抗に関する実験的研究，京大防災研年報，第30号B-2，1987，pp.167-189
- 2) 足立紀尚・木村 亮・多田 智・宮本和男：地すべり抑止杭の抑止機構に関する研究，京大防災研年報，第31号B-2，1988，pp.161-175
- 3) 足立紀尚・木村 亮・多田 智：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察，土木学会論文集，第400号，1988，pp.243-252
- 4) 飯塚 敦・良峰 徹・太田秀樹・畠昭次郎：極限支持力と地盤内応力変化の有限要素解析，土木学会論文集，第382号，1987，pp.255-263
- 5) Zienkiwicz, O. C. & Cormeau, I. C.: Viscoplasticity and creep in elastic soils-A unified numerical solution approach, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 8, 1974, pp. 821-845
- 6) Yashima, A., Shibata, T. & Sekiguchi, H.: Soil Movements Associated with Tunneling and Their Effects on an Adjacent Pile Foundation, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol. 35, Part 4, No. 316, 1985 p. 135
- 7) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・上野 洋：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究，土木学会論文集，第385号，1985，pp.129-136
- 8) Goodman, R. E. & St. John, C.: Finite Element Analysis for Discontinuous Rocks, Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C. S. and Christian, J. T., Eds., McGraw-Hill, New York, 1977, pp. 148-175
- 9) 村山朔郎：砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧，京大防災研年報，第11号，1968，pp.123-138.