

土木研究所資料

斜面下トンネルにおける縫地ボルトの 効果に関する研究報告書

昭和63年12月

建設省土木研究所
道路部トンネル研究室

Copyright ©1989 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

斜面下トンネルにおける縫地ボルトの 効果に関する研究報告書

トンネル研究室 室 長 水 谷 敏 則
研究員 真 下 英 人

要 旨

本報告書は、遠心力載荷模型実験により、土被りが小さく、地表面が傾斜した砂質地山にトンネルを掘削した場合の地山の挙動を明らかにするとともに、補助工法として使用される縫地ボルトの効果をボルトの打設方向、打設長、打設密度を変化させて調べた結果をとりまとめたものである。

本実験により、トンネル周辺地山の挙動は土被り、斜面の傾斜角の影響を大きく受けること、縫地ボルトの効果は、ボルトの打設方向、打設長、打設密度により大きく異なること等が明らかとなった。

キーワード：トンネル，土被り，斜面，縫地ボルト

目 次

1. 緒 論	1
2. 相似則について	3
3. 実験方法	8
3.1 実験概要	8
3.2 地山材料	10
3.3 地山の形状	11
3.4 ボ ル ト	11
3.5 測定項目	12
4. 実験結果および考察	14
4.1 トンネル周辺地山の挙動を調べる実験 (TEST - I)	14
4.2 縫地ボルトの効果を調べる実験 (TEST - II)	47
5. 結 論	85
謝 辞	87

1. 緒 論

山岳トンネルの建設の増加に伴い、地形的には斜面下の土被りが小さい場所に、また、地質的には崖錐、強風化層等の非常に軟質な場所に、トンネル坑口部が設置される機会が増える傾向にある。このような条件の場所にトンネルを掘削した場合には、大規模な地表面沈下、斜面変状を伴うような地山の变形が発生し易く、また、トンネルに対しても偏土圧が作用することがあるため、各種の対策工法を施しながらトンネルを掘削することが多い。

対策工法は、表-1.1に示すようにその使用目的に応じて幾つかに分類されるが、近年、特に採用される機会が増えている工法の1つに縫地ボルト工法（垂直縫地工）が挙げられる。これは、地質条件の悪い斜面下にトンネルを掘削する場合、図-1.1に示すように地山に地表面から通常はD25～32のボルト（鉄筋）を1.5～3m²当たり1本の割合で打設する工法であり、一般に地表面沈下、斜面崩壊、偏土圧の抑制あるいはトンネル切羽の安定化に効果があると考えられている。

しかし、その効果のメカニズムについては斜面下にトンネルを掘削した場合の地山挙動が十分に把握されていないこともあって未解明な点が多く、地山条件によっては目的とする効果が得られなかったり、合理的な使用になっていない場合が少なくないと思われる。

表-1.1 坑口部施工時に予想される現象と対策工法¹⁾

対 策 \ 予想される現象	地すべり	斜面崩壊	地表沈下	偏土圧	切羽天端崩壊	地耐力不足	湧水	備 考
垂 直 縫 地 工	◎	◎	◎	◎	○			掘削前
先 受 工		◎	◎		◎			掘削中
鏡止（ボルト・吹付け）工			○		○			〃
一時閉合（仮インバート）			◎	◎		◎		〃
法 面 吹 付 け 工		◎						掘削前
法 面 補 強 ボ ル ト		◎						〃
薬液注入工（地表から）		○	○	○	○		○	掘削前、掘削中
〃 （坑内から）			○		○	○		掘削中
水 抜 き（坑外から）	◎	○			○		○	掘削前
抑 え 盛 土	◎	○		◎				〃
抑 止 杭	◎			○				〃
パ イ プ ル ー フ 工		○	◎	○	○			〃

◎ 有効な工法

○ 場合により有効な工法

したがって、縫地ボルトの効果を有効に発揮させるためには、まず、地質状態が悪い斜面下にトンネルを掘削した場合のトンネル周辺地山の挙動を十分に把握し、その地山挙動に対して縫地ボルトがどのような効果を及ぼすかを明らかにすることが重要となる。

本研究では、以上のような観点から地質状態が悪い斜面下にトンネルを掘削す

る場合の縫地ボルトの効果を明らかにすることを目的とし、以下に述べる2種類の模型実験（TEST-I, II）を行った。

まず、TEST-Iでは地質状態が悪く、土被りが小さい斜面下にトンネルを掘削した場合のトンネル周辺の地山の挙動を、土被り、斜面の傾斜角を変化させて調べ、トンネル掘削に伴って地山に発生する現象を明らかにした。次に、TEST-IIではTEST-Iにより明らかになった現象に対する縫地ボルトの効果をボルトの打設方向、打設長、打設密度を変化させて調べ、また、その効果のメカニズムについて検討を加えた。

なお、今回の一連の研究では地山条件として土被りが比較的小さい場合を対象としている。一般にトンネル掘削に伴って発生する現象を支配する力は自重であり、特に、本研究のように土被りが小さい場合については自重効果をいかに模型実験で考慮するかが重要となる。そこで、本研究では自重効果を考慮することが可能で相似則が満足される模型実験として遠心力载荷模型実験を行うこととした。

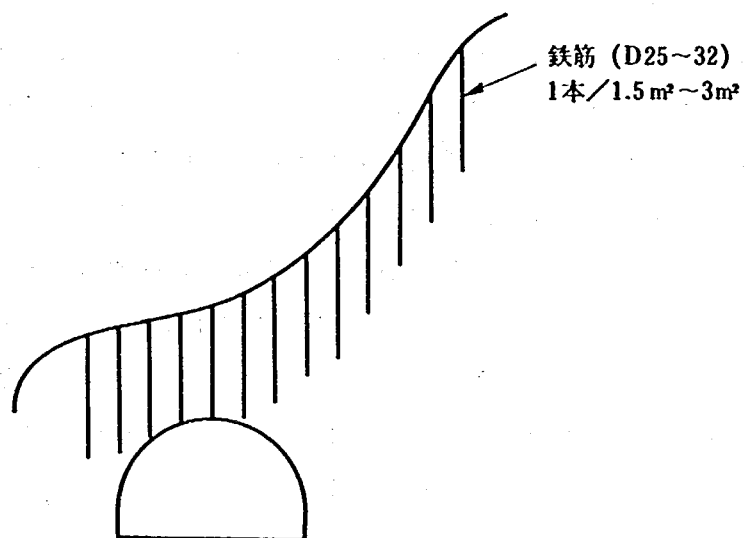


図-1.1 縫地ボルト工法

2. 相似則について

本研究においては1.緒論で述べたように、縫地ボルトの効果を明らかにすることを目的とした遠心力载荷模型実験を行っている。土構造物を対象とする模型実験を行うにあたっては、実験結果の取り扱いに関して考え方は2つに別れる。その第1は相似則を全く考慮しないで、模型実験を1つの小さな現場として捕える考え方である。すなわち、模型実験に現れた現象を何らかの解析手法、例えばある数値解析モデルを用いて説明することができたならば、その数値解析モデルを実際の現場へ当てはめることにより、現場で発生する現象が予測できるとする考え方である。第2は、相似則が十分に満足された模型実験でなければ定性的な情報は得られても現場に対して有用となる定量的情報は得られないため、相似則を十分に吟味した模型実験を行ない、実験結果を直接現場へ適用する考え方である。

ところで、地盤を対象とした解析手法としては近年有限要素法を初めとする各種の数値解析手法の開発が目ざましく、トンネルの分野への適用例も数多く報告されている。しかし、数値解析手法の多くは連続体の力学を基本としており、本研究の実験結果に見られるようなトンネルの掘削に伴うすべり面の発生をシミュレートすることは現段階では難しい状態にある。さらに、本研究のように地山に打設されたボルトの効果を数値解析手法により検討するにはボルトと地山間の境界条件の設定方法にも問題が多く残されている。そこで、本研究では模型実験から得られる結果が直接現場へ適用できるように、相似則を考慮した模型実験を行うこととした。

相似則の導き方についてはこれまで多くの研究が報告されているが、土構造物を対象とした代表的なものとしてはRocha²⁾、Roscoe³⁾の研究が挙げられる。

Rocha、Roscoeの研究においては、まず、模型と実物（現場）の長さの縮尺は $1/\lambda$ とし、さらに模型に用いられる材料の応力～ひずみ関係は、実物の応力～ひずみ関係と相似であり、応力およびひずみはすべて次式に示すように $1/\alpha$ 、 $1/\beta$ に縮尺されているという仮定を設けている（図-2.1参照）。

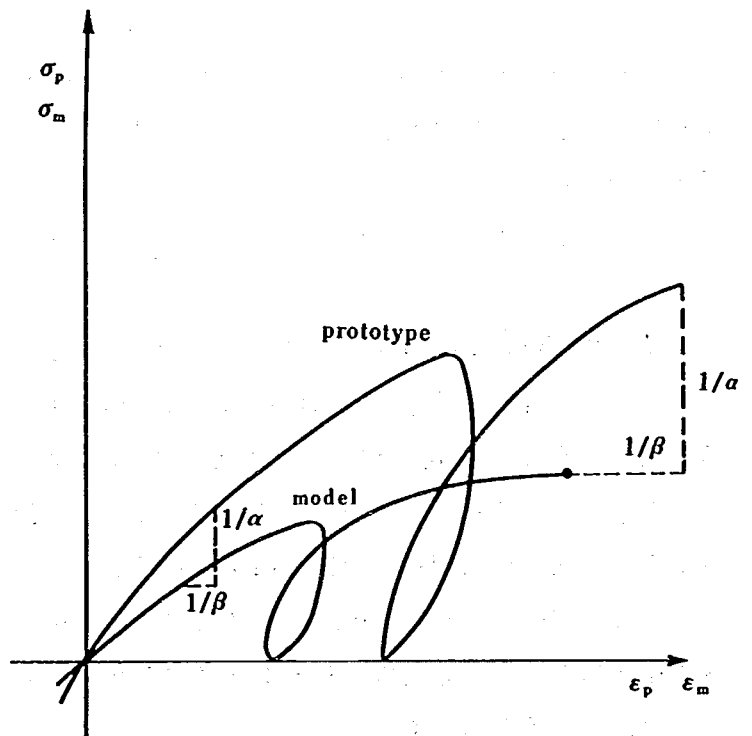


図-2.1 模型および実物の応力～ひずみ関係

$$\begin{aligned}
1/\lambda &= \ell_m / \ell_p & \ell &: \text{代表長} \\
1/\alpha &= \sigma_m / \sigma_p & \sigma &: \text{応力} \dots\dots\dots (2.1) \\
1/\beta &= \epsilon_m / \epsilon_p & \epsilon &: \text{ひずみ}
\end{aligned}$$

ただし、上式では実物の諸量に添字p、模型の諸量に添字mを付けて区別しており、以降の各式においても同様の取り扱いを行うものとした。

また、式(2.1)によれば荷重Fおよび変位 δ が満足しなければならない条件は、

$$\begin{aligned}
F_m &= (1/\lambda^2 \alpha) F_p \dots\dots\dots (2.2) \\
\delta_m &= (1/\lambda \beta) \delta_p
\end{aligned}$$

となり、これらは模型に対する荷重、変位の境界条件となる。

上記の仮定に基づいて模型と実物に作用する浮力、重力を比較すれば、模型の地山材料が満足しなければならない条件として以下が得られる。

- ① $n_m = n_p$ n : 間隙率
- ② $\rho = \rho_s = \rho_f$ ρ, ρ_s, ρ_f : 実物と模型における土、土粒子、間隙流体の単位体積重量
の各比率 ($r_p/r_m, r_{sp}/r_{sm}, r_{fp}/r_{fm}$)
- ③ $\alpha = \lambda \rho$

ただし、以上の3条件は間隙水の移動の影響を無視できる場合のものであり、圧密現象などのように間隙水の移動の影響が無視できない場合には、さらに透水係数 k の比率 μ に関して次の条件④が加わる。

$$\begin{aligned}
\text{④ } \mu &= k_p / k_m = \lambda^2 \beta / \alpha \tau = \lambda \beta / \rho \tau & k &: \text{透水係数} \\
& & \tau &: \text{時間} t \text{ の比率 } (t_p/t_m)
\end{aligned}$$

以上がRocha, Roscoeによって導かれた土構造物を対象にした模型実験を行なう場合に必要となる相似条件であるが、実際にこれらを適用しようとした場合には条件③ $\alpha = \lambda \rho$ が障害となる。何故ならば一般に模型実験を行う場合には模型の縮尺として λ は数10～数100のオーダーのものを採用することが多い。これに対して、実物の土と類似の特性を示しながら単位体積重量が極端に大きい模型材料を探し出すことは難しく、結果的には $\rho \approx 1$ とならざるを得ない。したがって、式③により応力の比 $\alpha = \lambda$ となり、模型の地山材料としてその強度が実物の強度に比べて極端に低いものが要求されることになるが、現実にはこのような材料を見つけ出すことは非常に困難となるからである。

ただし、唯一の例外として粘着力のない砂質地盤が対象となる場合には、ひずみの縮尺 β をうまく選ぶことにより、模型の地山材料に実物の土を用いることは可能になるといわれている。そこで、この砂質地盤が対象となる場合には実物の土を模型実験に使用することが可能になることの意味について、三軸圧縮試験結果を例に採り上げ、検討を加えてみる。

まず、拘束圧 σ_1 (地盤の初期応力に相当)を σ_{1m}, σ_{1p} (ただし、 $\sigma_{1p}/\sigma_{1m} = \lambda$ に設定する)と変化させた三軸圧縮試験を考える。砂質土の場合は破壊包絡線として図-2.2に示されるような粘着力 $c = 0$ 、内部摩擦角 ϕ のMohr-Coulombの規準式が得られる。ただし、実際に破

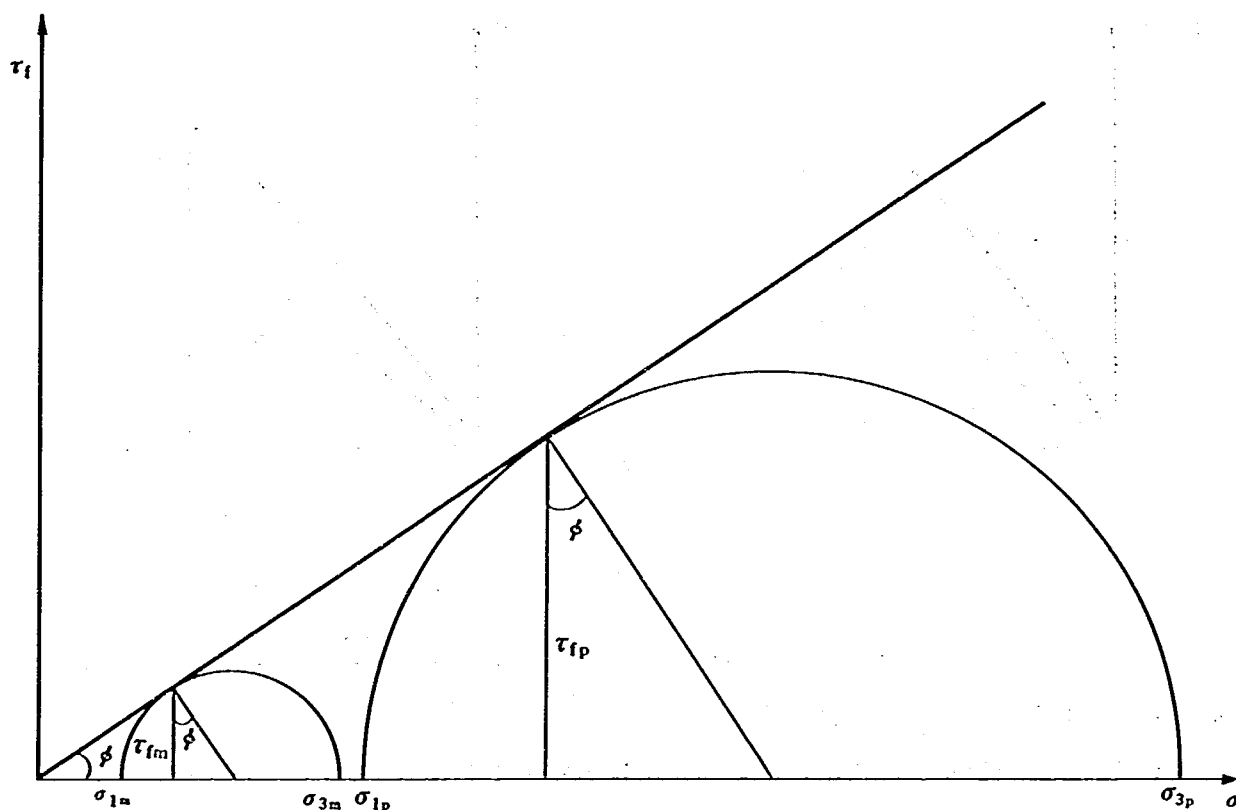


図- 2. 2 Mohr-Coulomb の規準式

破壊包絡線がMohr-Coulombの規準式で近似できるのはゆる詰めめの砂の場合に限られており、密詰めめの砂の場合の破壊包絡線は曲線となってMohr-Coulombの規準式の近似は難しいと言われている。

破壊包絡線がMohr-Coulombの規準式で近似できる場合には潜在すべり面のせん断強度 τ_f は、拘束圧 σ_1 を用いて

$$\tau_f = \sigma_1 \cos \phi \cdot \sin \phi / (1 - \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

で表されるから、 $\tau_{fm} / \tau_{fp} = \sigma_{1m} / \sigma_{1p} = 1 / \lambda$ となり、応力に関する相似則 $\alpha = \lambda$ は破壊時の強度についても満足されることになる。

次に、ひずみの縮尺 β について検討を加えてみる。三軸圧縮試験から得られる応力～ひずみ曲線としては図- 2. 3 に示す 2 通りのものが考えられる。ただし、(a) 図では破壊時の圧縮ひずみ ϵ_{cr} は、 σ_{1p} と σ_{1m} とではほぼ同一の値を示し、また、任意の圧縮ひずみ ϵ が生じているときの軸差応力 $q (= \sigma_3 - \sigma_1)$ の比 q_p / q_m もほぼ一定で λ となっている。一方、(b) 図では破壊時の圧縮ひずみ ϵ_{cr} は、 σ_{1p} と σ_{1m} とでは異なり、また、任意の圧縮ひずみ ϵ が生じている時の軸差応力 q の比 q_p / q_m も ϵ の値により異なる。(a) 図のような応力～ひずみ曲線が得られる砂質土については明らかに $\beta = 1$ であり、このような特性を示す実物の土を模型実験に使用したならば、模型実験に発生しているひずみは、実物に発生するひずみと同じであると解釈できる。しかし、実物の土が (a) 図のような特性を示すことは少なく、むしろ (b) 図に近い特性を示す場合

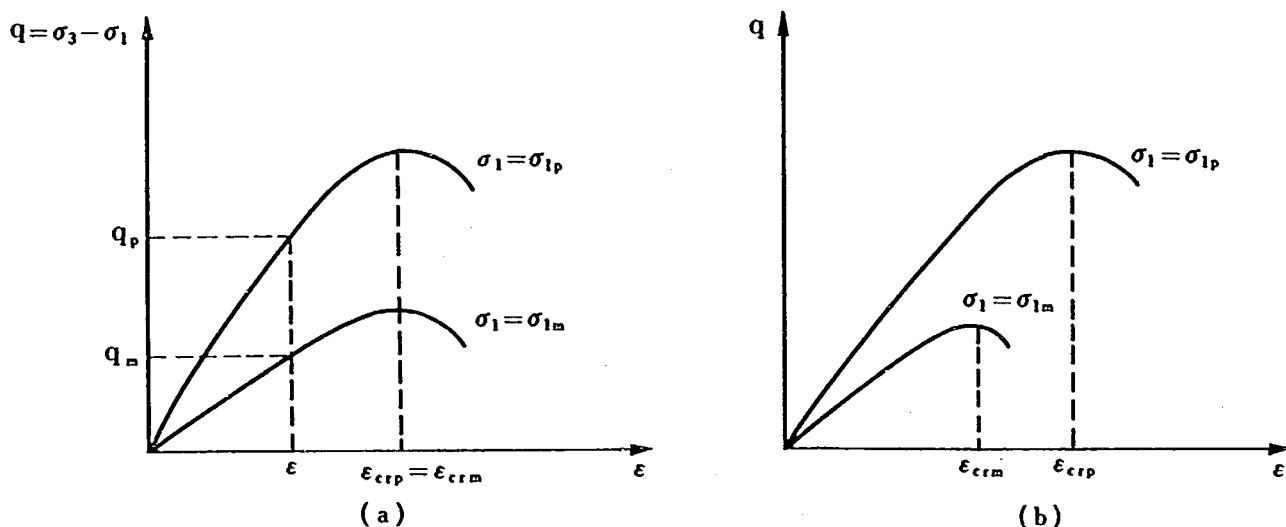


図-2.3 応力～ひずみ関係（三軸圧縮試験結果）

の方が多。この場合には、 $\beta \neq 1$ となるが、 β の値をうまく選べれば模型実験結果から現場に発生するひずみを求めることは理論上可能となる。

以上が、砂質地盤が実験対象となる場合には実物の土を模型実験に使用することは可能であると言われている理由である。しかし、前述したように破壊時の強度が相似条件を満足するのは破壊包絡線が Mohr-Coulomb の規準式で近似できる場合に限られる。また、実物の土が $\beta = 1$ の特性を示すことは少なく、多くの土の場合には β の選択に困難を伴うとともに、 $\beta \neq 1$ の場合には厳密には幾何学的相似条件は満足されず、大変形下での適用は無理となる。すなわち、砂質地盤が対象となる場合には実物の土をそのまま使用した模型実験が可能であると言っても、現実には多くの制約条件が伴い、すべての砂質土が無条件に使用できるわけではない。また、本研究のようにボルトを地盤に打設する場合には、ボルトの相似性の問題も生じてくる。

そこで、もう一度 Rocha, Roscoe によって得られた相似条件について考えてみる。

土構造物を対象にした模型実験を行う場合に、相似則を満足させるのに障害となる相似条件は前述したように③ $\alpha = \lambda \rho$ である。これは、単位体積重量 γ の比 $\rho = \gamma_p / \gamma_m$ は通常の状態ではそれほど大きく変化させることはできないためであるが、模型の加速度を変化させることができるならば $\alpha = \lambda \rho$ を満足させることは容易に可能となる。

周知のように単位体積重量の比 ρ は次式で与えられる。

$$\rho = \gamma_p / \gamma_m = m_p \times a_p / m_m \times a_m \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに m : 密度

a : 加速度

式 (2.4) からわかるように、模型の加速度 a_m を変化させることができるならば実物と模型の土が同一であっても ρ の値を大きく変化させることができる。すなわち、実物と模型の土は同一であるから密度の比 $m_p / m_m = 1$ となるが、模型の加速度 a_m を実物の重力加速度 $a_p (= 1g)$ の n 倍の ng まで高めることができるならば $\rho = 1/n$ とすることは可能となる。ここで、 n の値とし

て長さの縮尺 λ を採用すれば、先ほどの相似条件③は $\alpha = 1$ となる。これは、模型と実物とで発生している応力の状態は全く等しいことを意味するものであり、粘着力が存在する場合でも模型に実物と同一の土を使用することが可能となる。また、模型と実物とで発生している応力は同じで、しかも同一の土を使用しているのであるから、発生しているひずみも模型と実物とでは同一、すなわち $\beta = 1$ となり、大変形下においても幾何学的相似条件は満足されることになる。相似条件④については、同一の材料を同一の応力状態で使用するため、Darcy 則の適合する範囲内では $\mu = k_p / k_m = 1$ であり、 $\alpha = \beta = 1$ であるから結果的に $\tau = t_p / t_m = \lambda^2$ と決定され、模型内の時間は実物に比べて非常に早くなる。さらに、ボルトを地盤に打設する場合も、幾何学的相似条件が満足されれば、実物と同じ材質のものを模型に使用することによりボルトに発生する応力、ひずみは模型と実物とでは同一になり相似条件は満足されることになる。

したがって、模型の加速度を変化させることができるならば土構造物が対象となる場合でも相似条件を満足した模型実験を行うことは可能であり、本研究ではその手段として遠心力載荷装置を使用することとした。しかし、遠心力載荷実験も模型実験であることには変わりなく、実験結果を解釈するにあたっては以下に掲げるような模型実験共通の問題点あるいは遠心力載荷実験固有の問題点が残されていることを認識する必要がある。

- (1) 模型実験と実物の土の粒子の大きさは同じであるため、土の粒子の土構造物に対する相対的大きさは、模型実験の方が大きく、破壊した場合の変形の一様性が実物と模型では異なる。
- (2) 模型地盤と実物地盤は厳密には同一にならない。
- (3) 遠心加速度は半径方向に作用し、しかも回転中心からの距離に比例して増大する。
- (4) 実験時間が短縮されるため、例えば非圧密条件や非排水条件を想定した場合でも、圧密、排水が進んでしまう。
- (5) 動的な問題では運動する物体にコリオリの力が働く。

3. 実験方法

3.1 実験概要

模型実験を行なう場合には、現場で発生する現象をどのようにシミュレートするかが重要となる。

一般に、トンネル掘削は、図-3.1に示すように初期状態において掘削予定断面(トンネル)の内壁に作用していた内圧 P_0 。(掘削される領域の土塊の反力)が、掘削によって P まで減少し、同時にトンネル周辺の地山が δ だけ変位するという現象として促えることができる。ただし、掘削後の内圧 P の値は、素掘りトンネルの場合はゼロとなり、吹付コンクリートやロックボルト等の支保を施す場合にはその内圧効果により、ある有限の値を示す。したがって、トンネル掘削を模型実験でシミュレートするには、内壁に初期地山応力に相当するだけの圧力が作用する円孔を地山中に設けておき、内壁に作用する圧力を減少させると同時に円孔を収縮させれば良いことになる。

本研究では以上のことを考慮して、模型実験のトンネルに水が充填されて膨張したゴムチューブを使用し、ゴムチューブの水を抜くことによってゴムチューブを収縮させ、トンネル掘削をシミュレートすることとした。

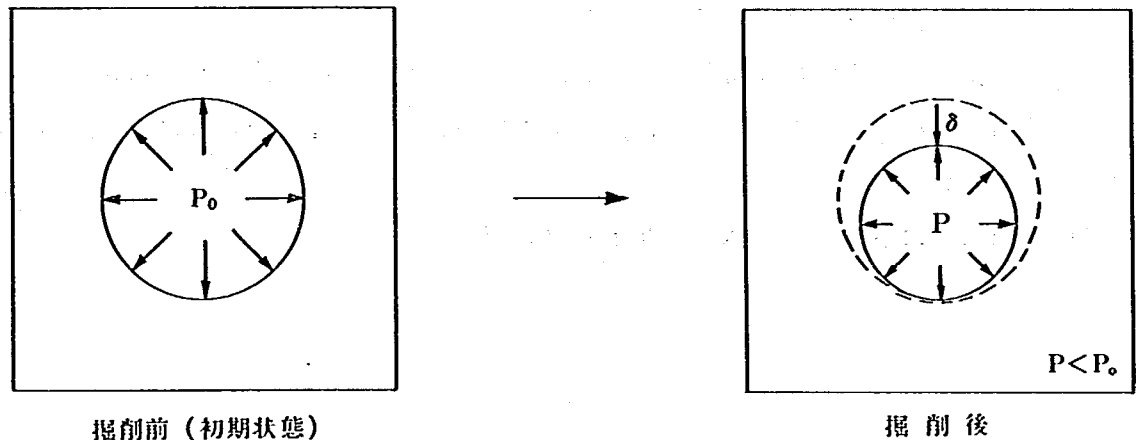


図-3.1 トンネル掘削の概念

実験装置の概要を図-3.2 および写真-3.1 に示すが、実験には幅 50 cm, 高さ 40 cm, 奥行き 12.8 cm で前面が透明なアクリル板から成る試験容器と厚さ 0.2 mm のゴムチューブを用いることとした。

実験は、土被りが小さい斜面下にトンネルを掘削した場合のトンネル周辺地山の挙動を調べる実験 (TEST - I) と縫地ボルトの効果を調べる実験 (TEST - II) の 2 通りのものを行っているが、いずれも図-3.3 に示した手順に従って行った。すなわち、水が充填されて外径が 5 cm

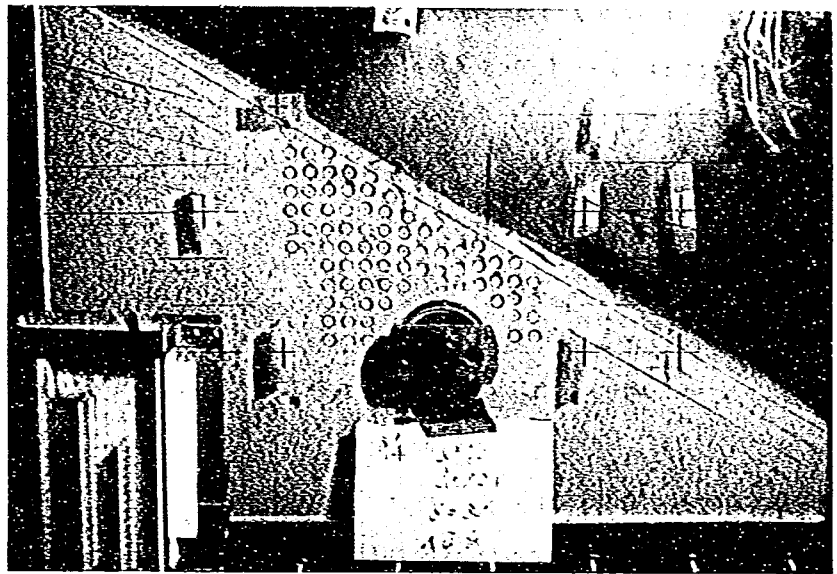


写真-3.1 実験装置概要

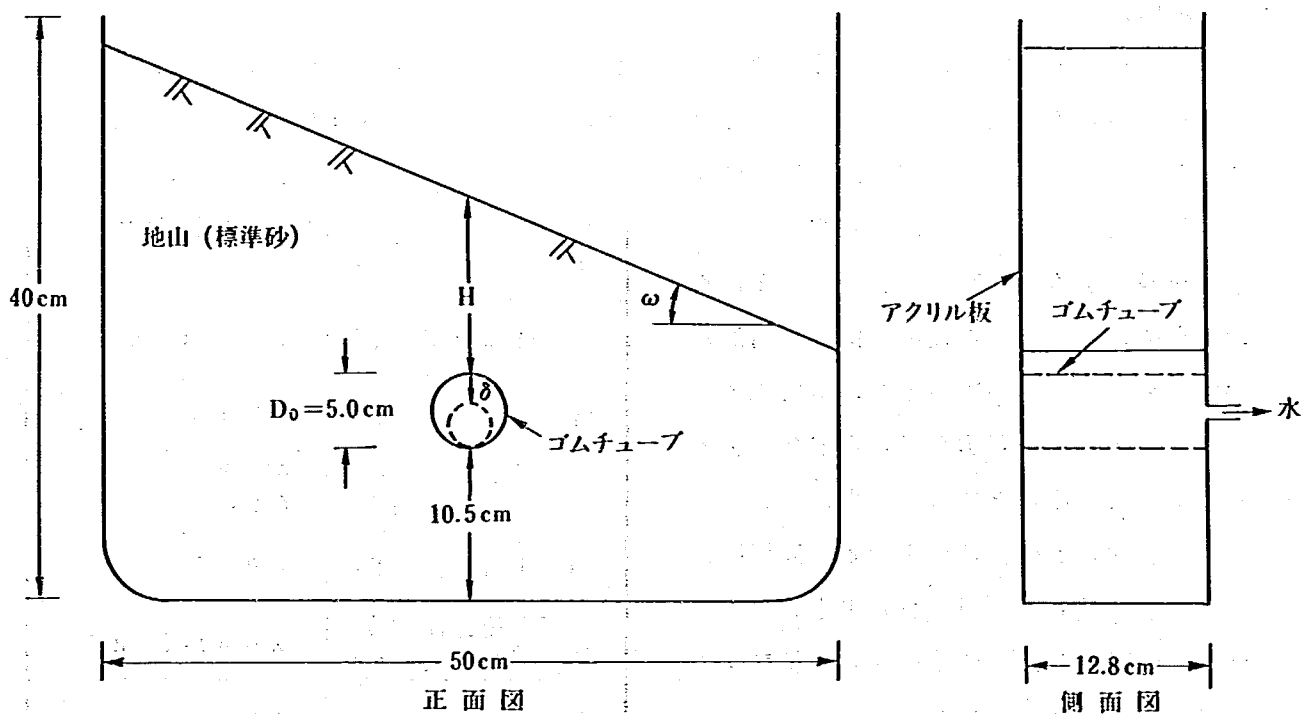


図-3.2 実験装置概要図

まで膨張したゴムチューブ（膨張前の外径はTEST-Iでは3.6 cm, TEST-IIでは4 cm）を地山作製時に予め地山中に埋め込んで置き, 地山作製終了後, 試験容器を遠心力载荷装置に設置して所定の遠心加速度 $N_g (= 80 g)$ まで遠心载荷し, ゴムチューブ内の水を抜き出すことによりゴムチューブ（トンネル）を収縮させた。なお, ゴムチューブの先端にはソレノイドバルブが取り付けられており, ゴムチューブ内の水圧は地山から作用する土圧によって大きくなるため, ソレノイドバルブを

電氣的に開くことにより水が抜き出る仕組みとなっている。また, 抜き出た水は砂箱に取り付けたメスシリンダーに導かれており, 水の排出量をソレノイドバルブの開閉により制御した。

3.2 地山材料

地山の材料としては, 地質条件の悪い場合を想定して気乾状態にある豊浦標準砂を使用し, ホッパーから落下高さを一定にして自然落下させ, 所定の形状の地山を作製した。地山の作製にあたっては, そのつど容器内面に乾性フッ素潤滑剤を吹きつけて, 砂と容器面との摩擦を軽減するよう努めた。表-3.1はこのようなして作製した模型地山の平均的な物性値を示したものであるが, 本研究で対象となる地山は粘着力がほとんどない土砂地山に相当することになる。また, 図-3.4は表-3.1の物性値を示す豊浦標準砂の三軸圧縮試験から得られた主応力差～軸ひずみの関係および体積ひずみ～軸ひずみの関係を示したものである。

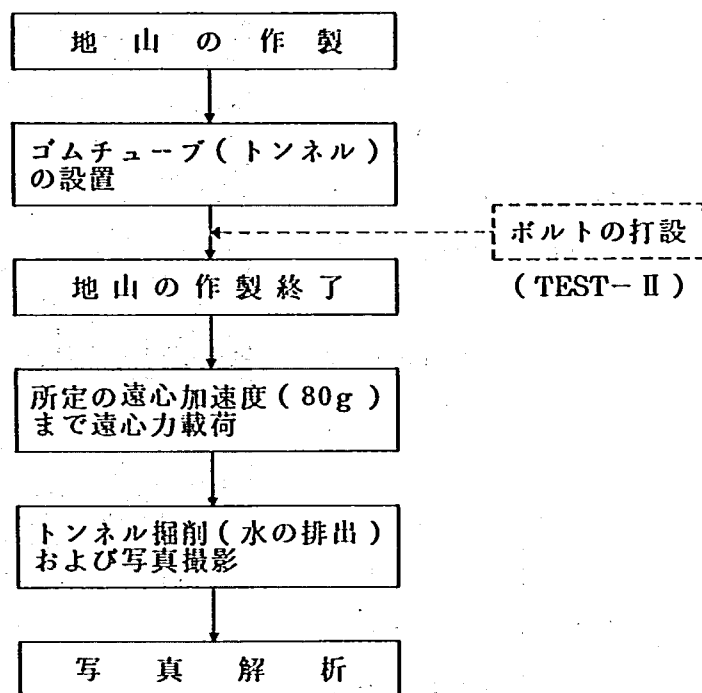


図-3.3 実験の手順

表-3.1 模型地山の物性値

比重 G_s	2.643
単位体積重量 γ	1.57 gf/cm ³
含水比 w	0.07%
間隙比 e (n)	0.68 (40.5%)
相対密度 D_r	79.8%
(三軸圧縮試験) 粘着力 C_d	0.03 kgf/cm ²
内部摩擦角 ϕ_d	36.6°

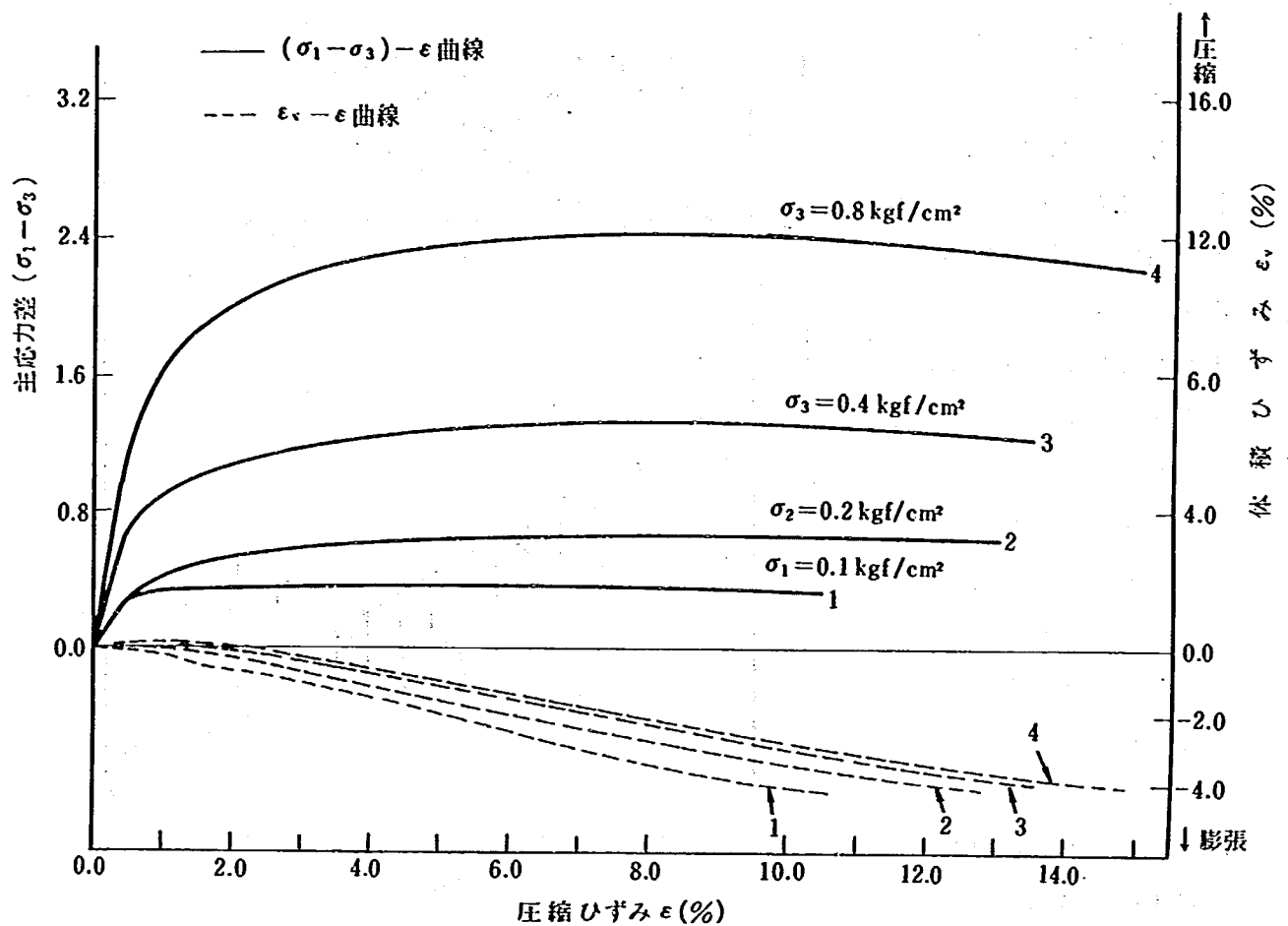


図-3.4 地山材料の三軸圧縮試験結果

3.3 地山の形状

TEST-Iの地山形状は、図-3.1に示したクラウンから地表面までの距離（土被り） H と掘削前のトンネル外径 D_0 との比 H/D_0 （土被り比）および斜面の傾斜角 ω を、 $H/D_0 = 0.5, 1, 1.5$ 、 $\omega = 0, 15, 30^\circ$ とそれぞれ変化させ、さらに $H/D_0 = 2$ 、 $\omega = 30^\circ$ のケースを加えた。

TEST-IIの地山形状は、TEST-Iの結果を踏まえ、地山の挙動に斜面の影響が顕著に現れる土被り比 $H/D_0 = 1$ 、傾斜角 $\omega = 30^\circ$ の斜面とした。

3.4 ボルト

TEST-IIにおいては、ボルトとして $\phi 0.4$ mmの針金（ $EI = 0.264 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、 $EA = 2639 \text{ kgf}$ ）の表面にエポキシ系樹脂により砂を付着させたものを使用した。ただし、一部のケースについては、ボルトに曲げ剛性が非常に大きい厚さ0.1 mm、幅2 mmのアルミ板（ $EI = 4.78 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、 $EA = 1434 \text{ kgf}$ ）の表面に同様の処置を施したものも使用した。遠心加速度80 gの状態にある $\phi 0.4$ mmの針金を原型に換算すると $\phi 32$ mmの鉄筋に相当することになるが、通常はD 25～32の異形棒鋼を現場で使用しており、実験に使用したボルトは現場で使用されているボルトの中でも比較的剛な部類に属することになる。

ボルトは、図-3.5に示すようなボルトの長さ L を $L=5, 10$ cm, 打設角度 θ を $\theta=30^\circ, 90^\circ, 120^\circ$, 打設間隔 d を $d=1.25, 2.5$ cmとそれぞれ変化させて、地山作製時に同時に埋め込んだ。ただし、トンネル軸方向の打設間隔は 2.0 cmで一定とした。したがって、ボルトの打設密度を原型に換算すると、 $d=1.25$ cmの場合は 1 本/ 1.6 m^2 , $d=2.5$ cmの場合は 1 本/ 3.2 m^2 となるが、現場では通常 1 本/ $1.5 \sim 3$ m^2 の密度で打設されており、実験に用いた2種類の密度はそれぞれ現場で採用される密度の中の最大値と最小値に近い値となる。

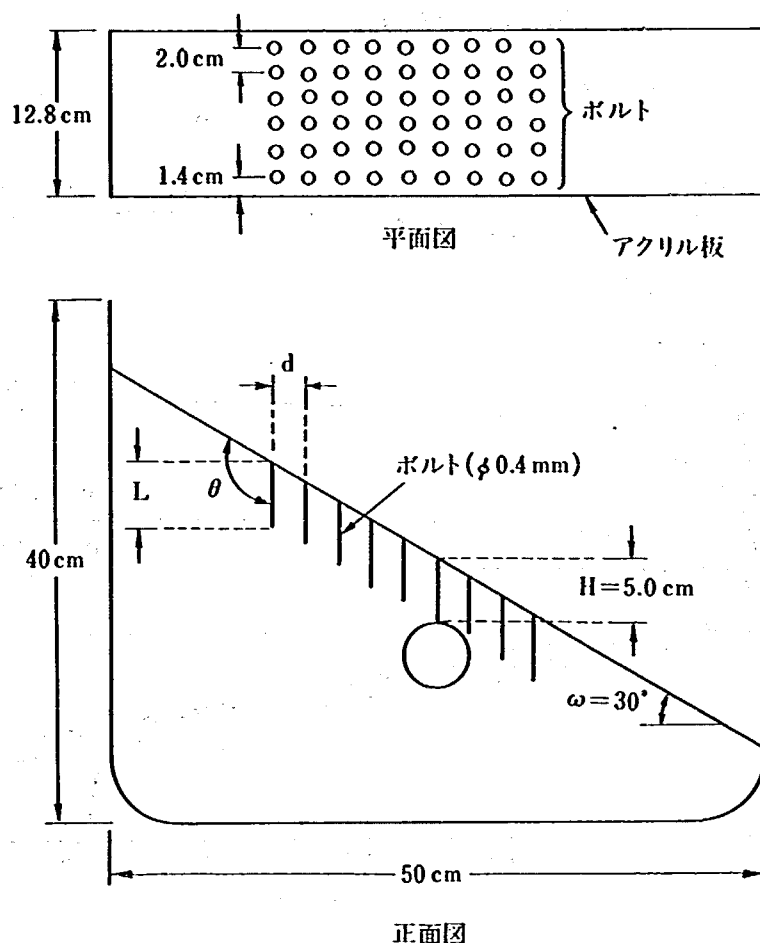


図-3.5 縫地ボルトの配置図

3.5 測定項目

1) トンネルの変形量

トンネルの変形量 δ は、トンネルがほぼ一様に変形することが確認されているため、抜き出した水の排出量 ΔV から次式により求めた。

$$\delta = D_0 - \left(\sqrt{\frac{4 \times (V_0 - \Delta V)}{\ell \times \pi}} + 2t \right) \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 D_0 : 初期外径 (= 5 cm)

V_0 : 初期の水の体積

ℓ : トンネル長 (= 12.8 cm)

t : ゴムチューブの厚さ (= 0.02 cm)

2) 地山の変位量

地山作製時に地山中にターゲットを埋め込んでおき、各トソネル変形段階におけるターゲットを写真に撮り、ターゲットの変位量を写真から求めた。写真から変位を求めるに当っては写真測量における単写真を用いた測定方法(偏歪の修正方法)を利用して、デジタイザー(グラフテック K.K 製 KD 4030)およびマイクロコンピュータ(PC-9801 E)により写真上での変位を実変位に換算して求めた。なお、ターゲットは、写真3.2に示すような直径5 mmのセルロイド板の中央に直

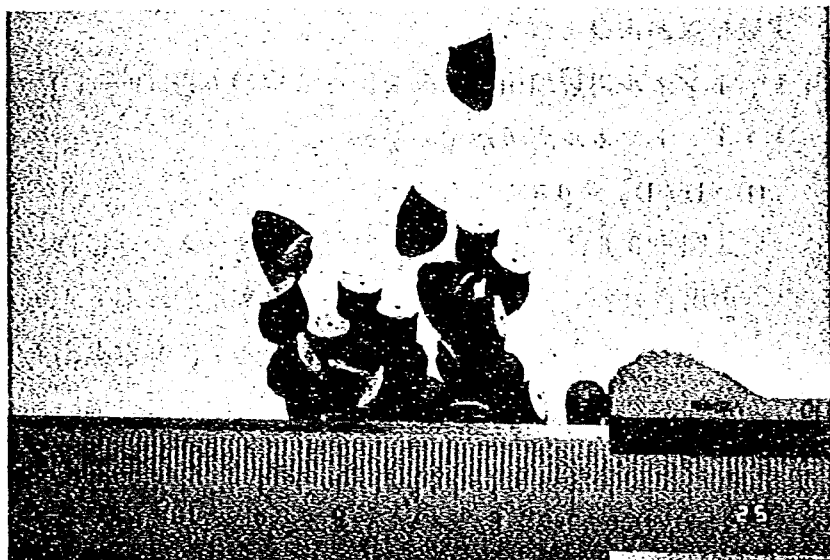


写真-3.2 ターゲット

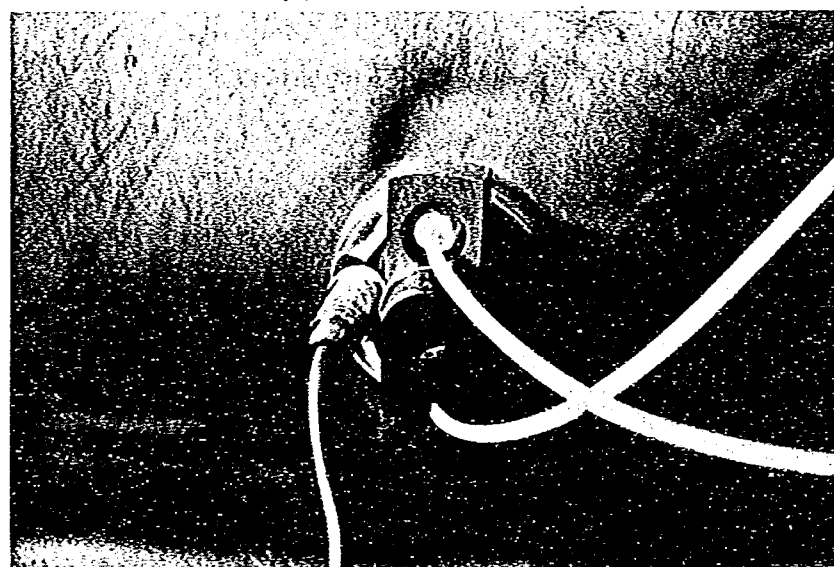


写真-3.3 圧力変換器取付状況

径1 mmの黒点をつけたもので、セルロイド板の裏面には、アラルダイト系接着剤をまぶした円錐状の試料砂を貼りつけて模型地山との一体化を図った。

3) 水圧

ゴムチューブ内の水に発生する圧力を圧力変換器(共和電業K.K.製PGM-2KC)により測定した。圧力変換器は、写真-3.3に示すようにゴムチューブを固定する治具に圧力変換器用の孔を設けて方り付けた。

4. 実験結果および考察

4.1 トンネル周辺地山の挙動を調べる実験 (TEST - I)

4.1.1 トンネル周辺地山の挙動

(1) $H/D_0 = 0.5$ の場合

図-3.6は、土被り H と掘削前のトンネル外径 D_0 との比(土被り比)が $H/D_0 = 0.5$ の場合の各実験ケースにおけるトンネル変形率 ϵ とトンネル周辺地山に発生する変位分布との関係を示したものであり、図-3.7は測定点(ターゲット)により形成される三角形要素内でのひずみが一定であるとの仮定のもとで図-3.6の変位分布から求めた主ひずみの方向と大きさを示したものである。ここで、トンネル変形率 ϵ は前式(3.1)により水の排出量からトンネルの変形量 δ を求め、掘削前のトンネル外径 $D_0 (= 5 \text{ cm})$ で無次元化した値である。

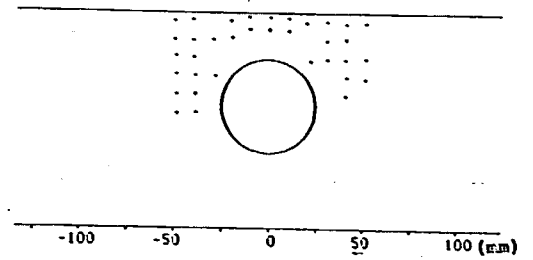
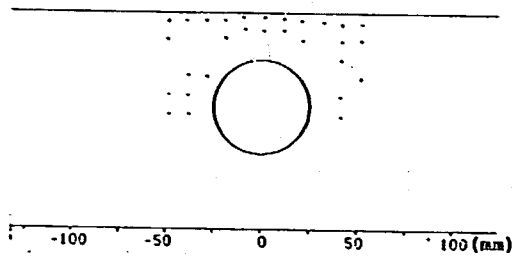
トンネル掘削に伴って発生する変位領域は、地表面が水平な場合にはトンネル直上のしかもトンネル径よりも小さい範囲に限定されているが、地表面が傾斜することにより、トンネルより山側の領域にも変位が発生するようになり、山側の変位領域の大きさは地表面の傾斜角が大きくなるに伴って拡大して行く傾向が認められる。また、変位ベクトルの方向も、地表面が水平な場合には鉛直に向いていたものが地表面の傾斜に伴ってすべて山側から谷側へ向かう方向に変化して行くのが認められ、特に、地表面付近に発生する変位ベクトルほどその傾向が著しい。

主ひずみ分布については、地表面が水平な場合は測定点が少ないこともあって明確な特徴は認められないが、地表面が傾斜した場合には、トンネル山側と谷側にひずみの集中した領域がトンネル変形量の増大に伴って現れるようになり、その形状はトンネルから地表面にまで達する2本の傾斜した帯状となる。これらひずみの集中した領域においては、地山が破壊してすべりが発生しているものと考えられ、変位の不連続面(以下すべり面と呼ぶ)となる。したがって、2本の帯状領域に囲まれた部分の土塊がトンネル方向に動き出すことによりトンネル(ゴムチューブ)に土圧が作用することになり、特に、地表面が傾斜した場合の土圧の作用方向はトンネル山側から谷側へ向かう方向となって、偏土圧がトンネルに作用することになる。

25mm

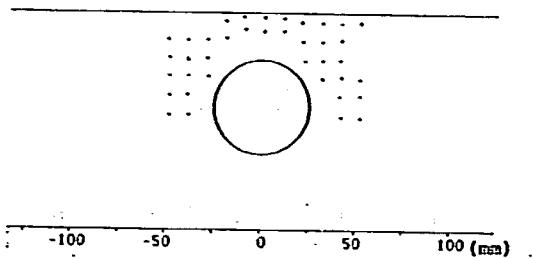
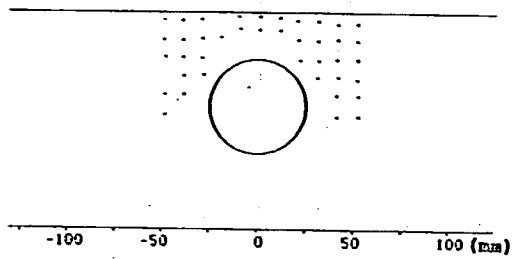
$\epsilon = 1.4\%$

$\epsilon = 5.0\%$



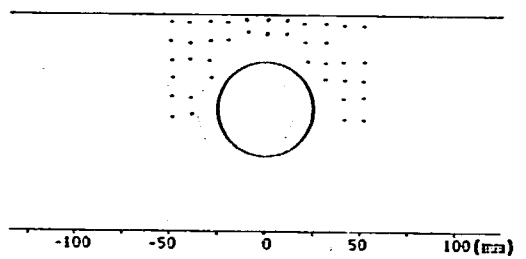
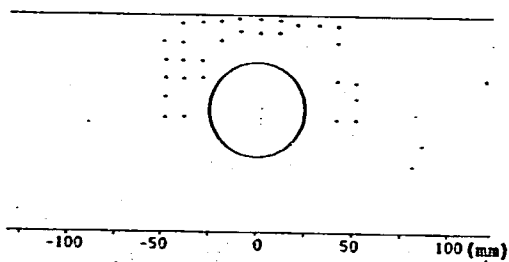
$\epsilon = 2.2\%$

$\epsilon = 6.2\%$



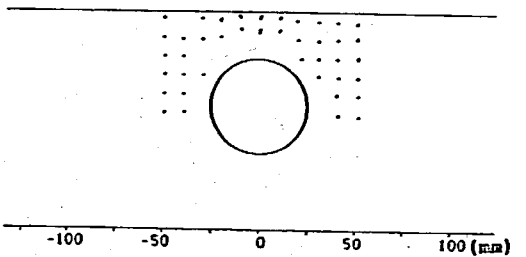
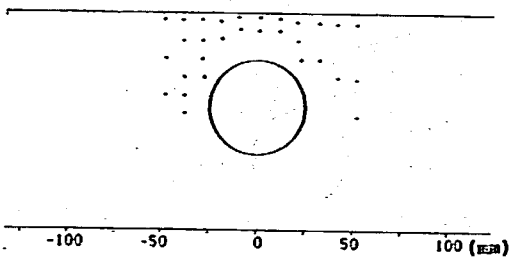
$\epsilon = 3.4\%$

$\epsilon = 7.2\%$



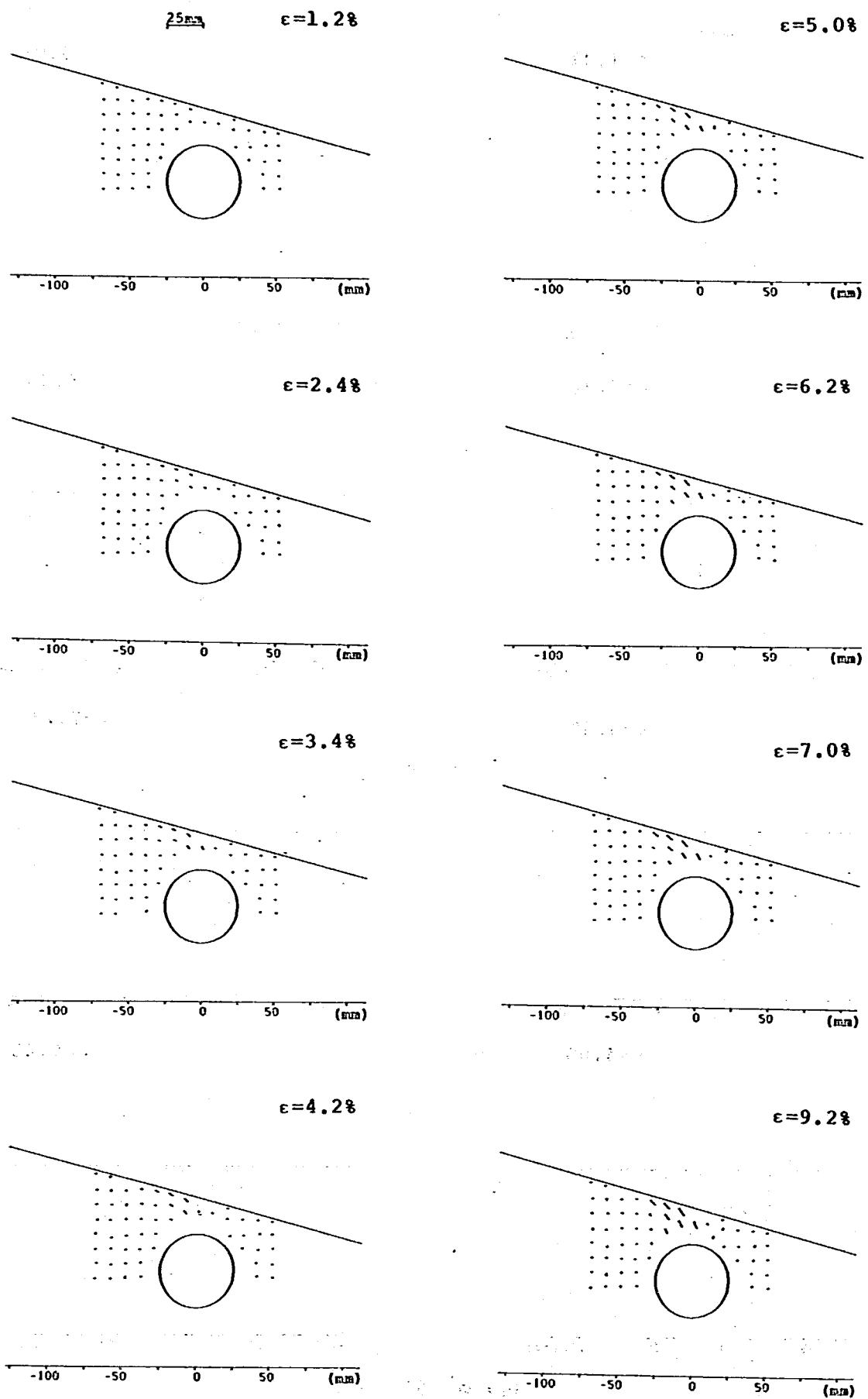
$\epsilon = 4.0\%$

$\epsilon = 9.0\%$



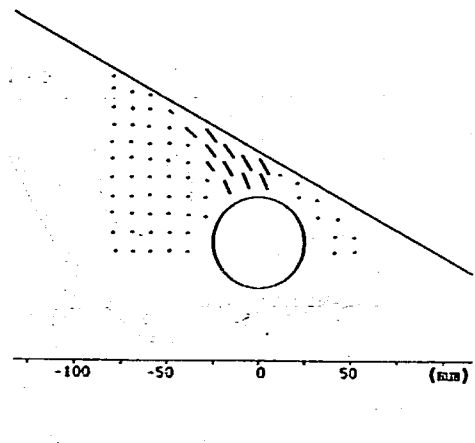
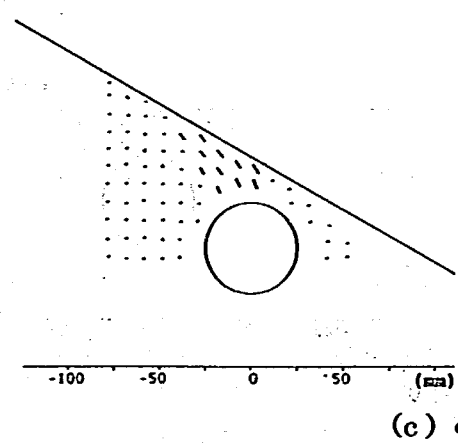
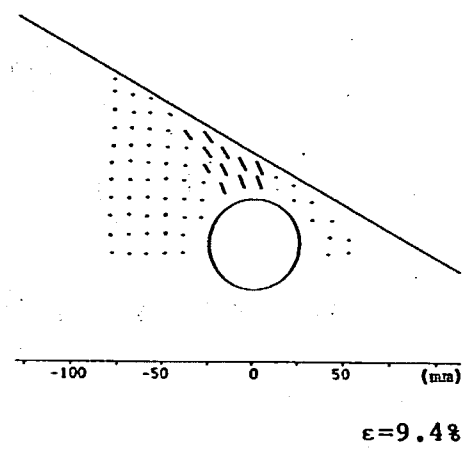
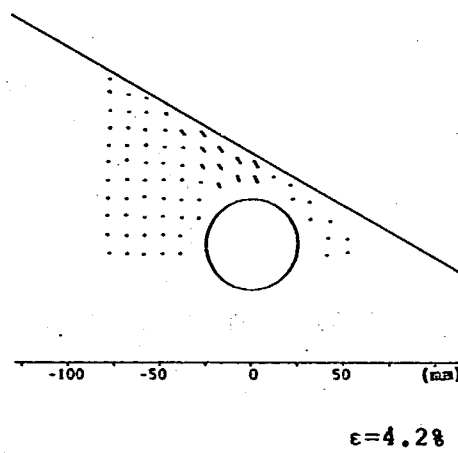
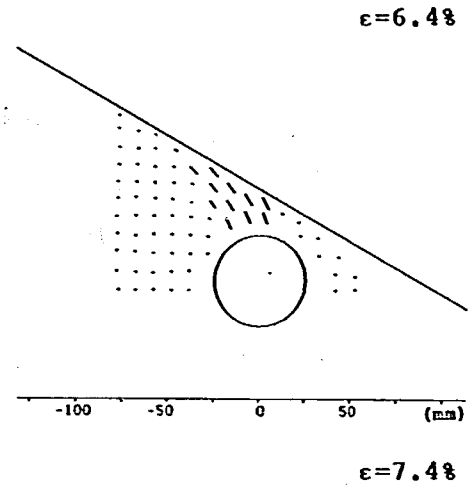
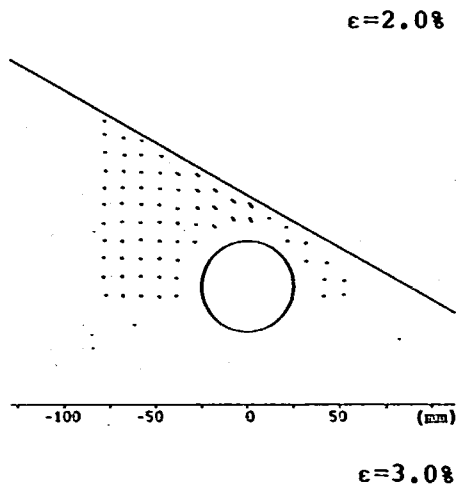
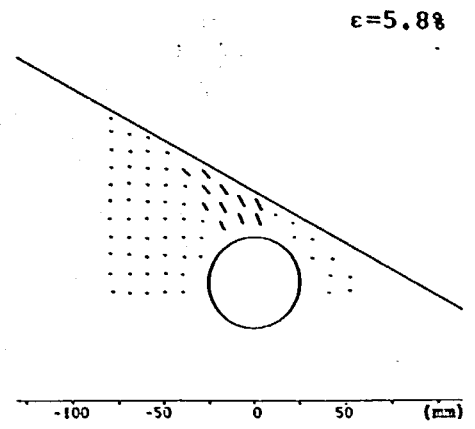
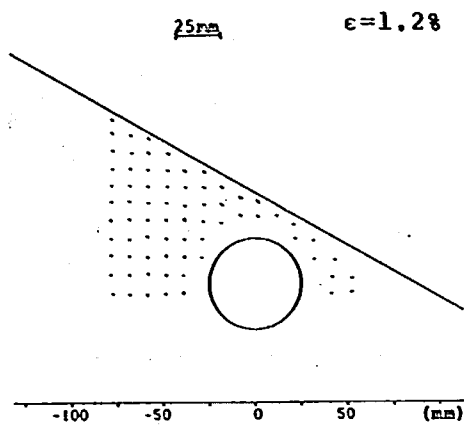
(a) $\omega = 0^\circ$

図-3.6(1) $H/D_0 = 0.5$ の場合の変位分布



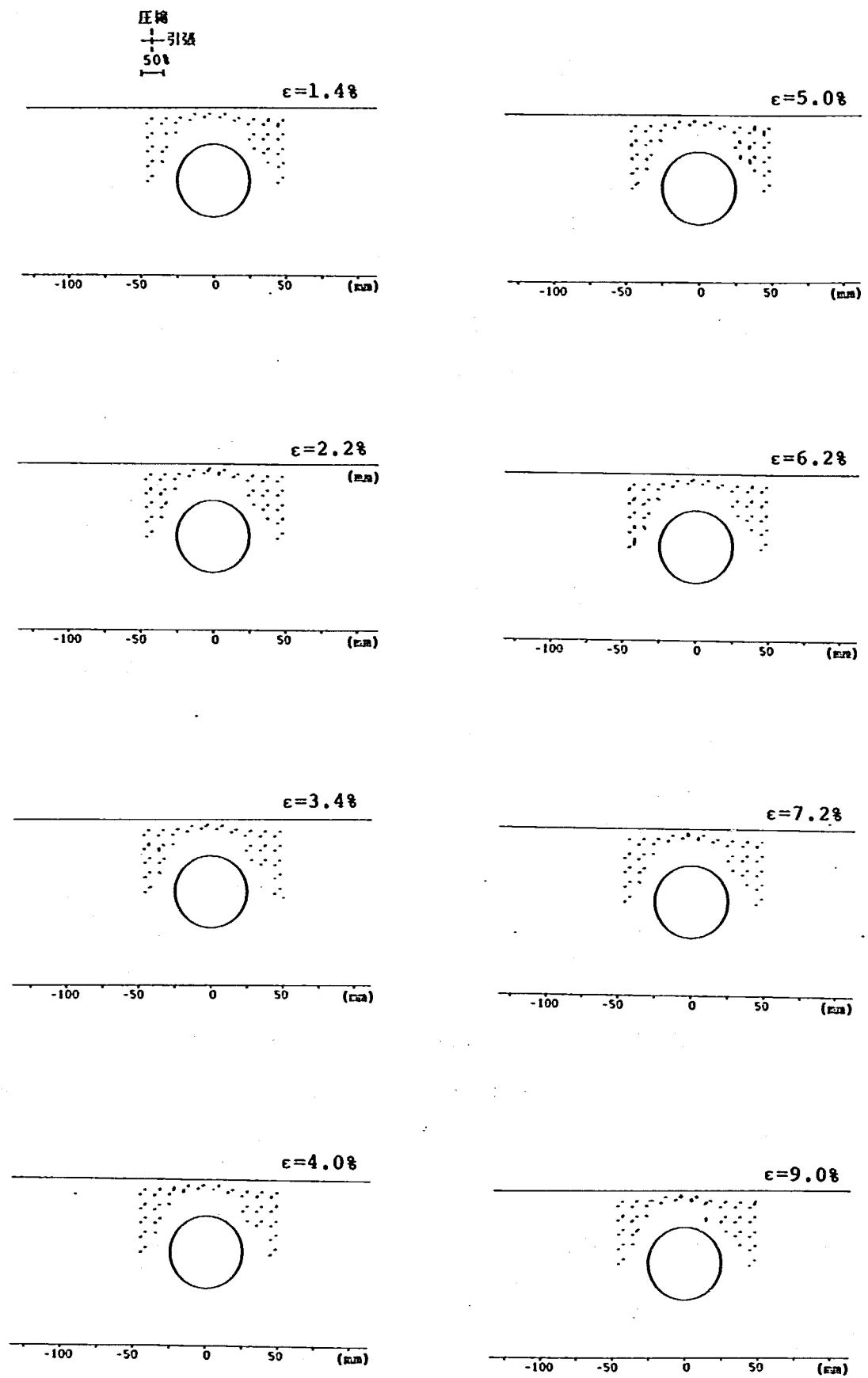
(b) $\omega = 15^\circ$

図-3.6(2) $H/D_0 = 0.5$ の場合の変位分布



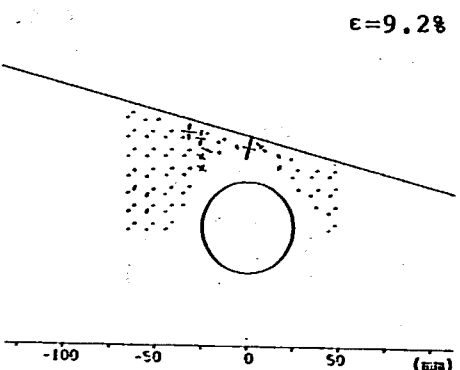
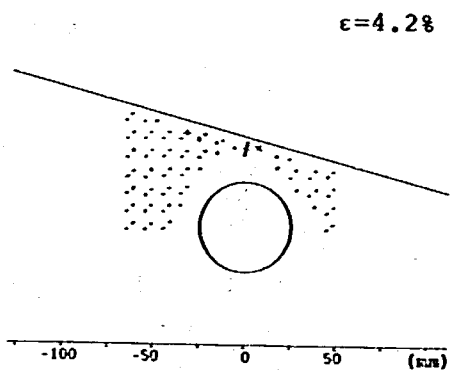
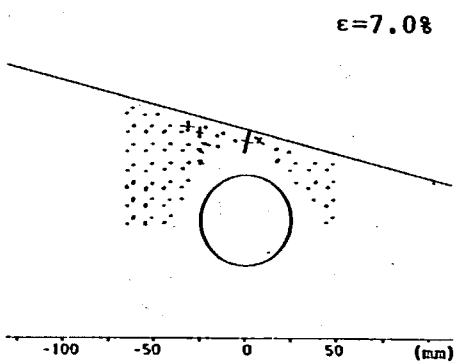
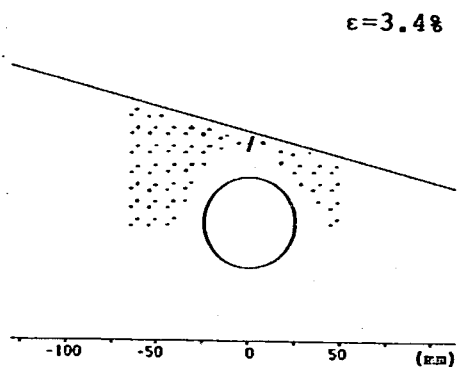
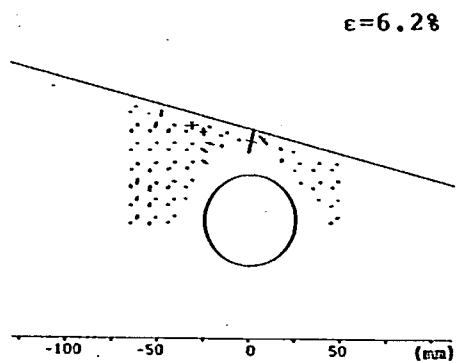
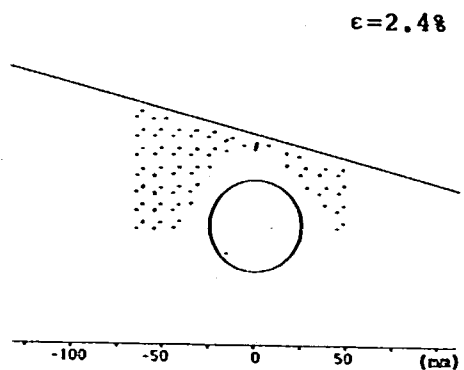
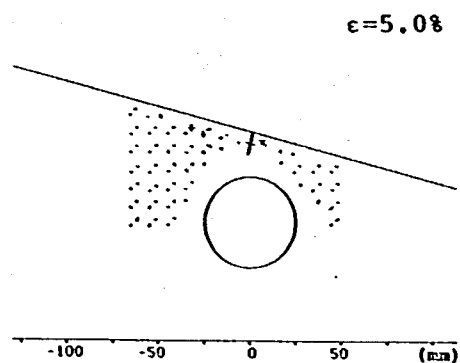
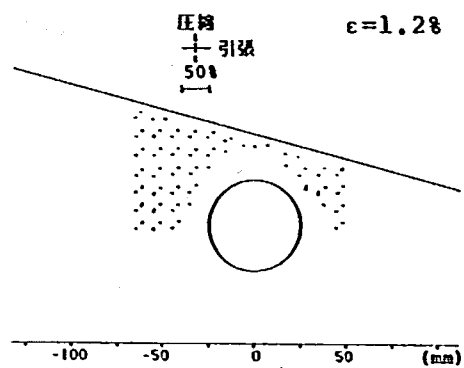
(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.6(3) $H/D_0 = 0.5$ の場合の変位分布



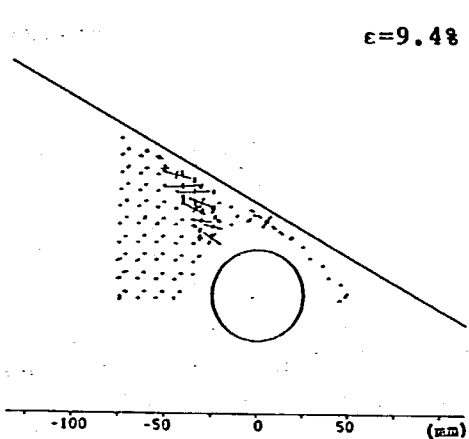
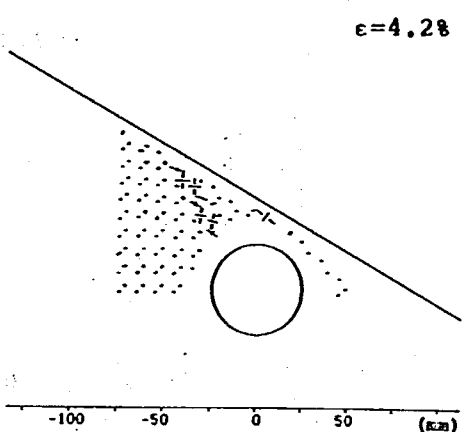
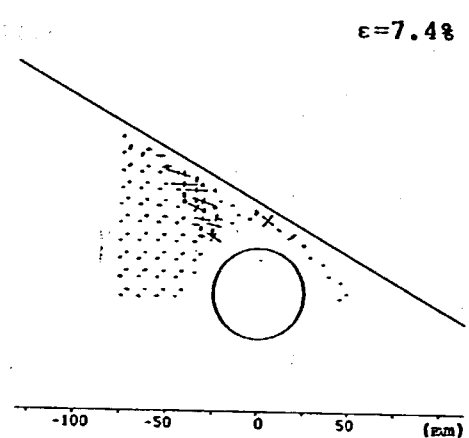
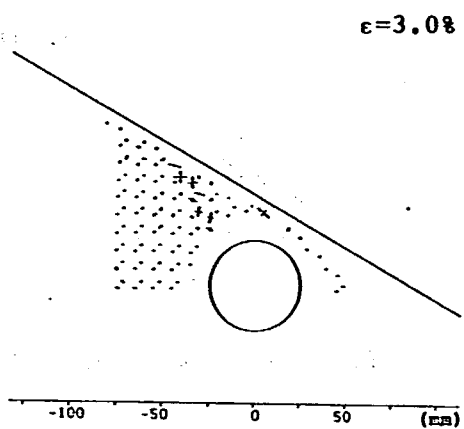
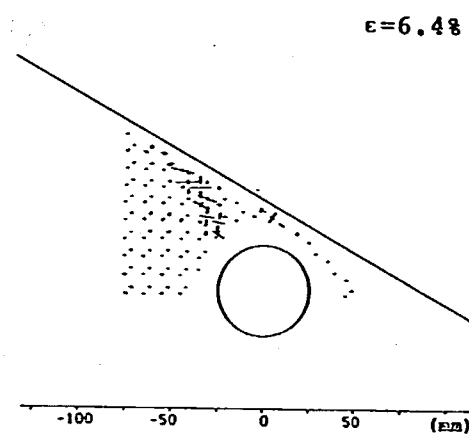
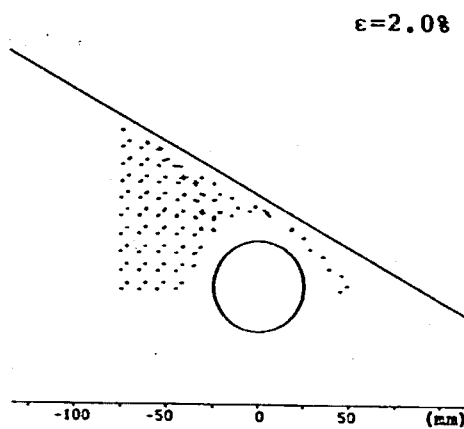
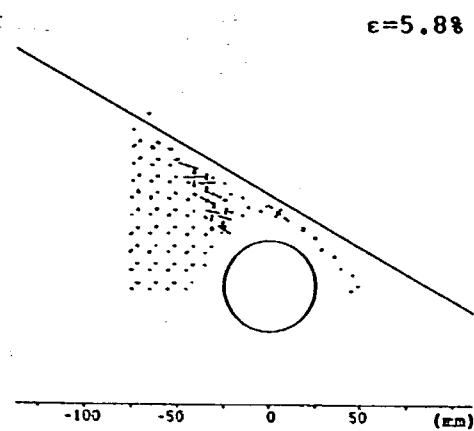
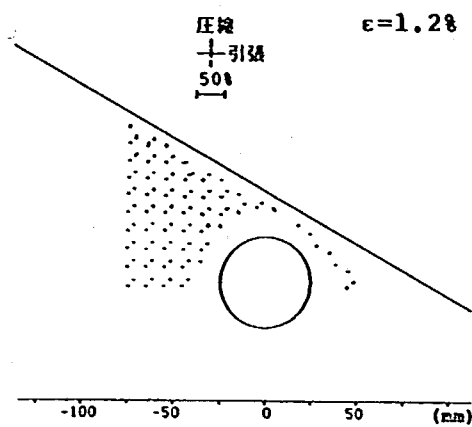
(a) $\omega = 0^\circ$

図-3.7(1) $H/D_0 = 0.5$ の場合の主ひずみ分布



(b) $\omega = 15^\circ$

図-3.7(2) $H/D_0 = 0.5$ の場合の主ひずみ分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.7(3) $H/D_0 = 0.5$ の場合の主ひずみ分布

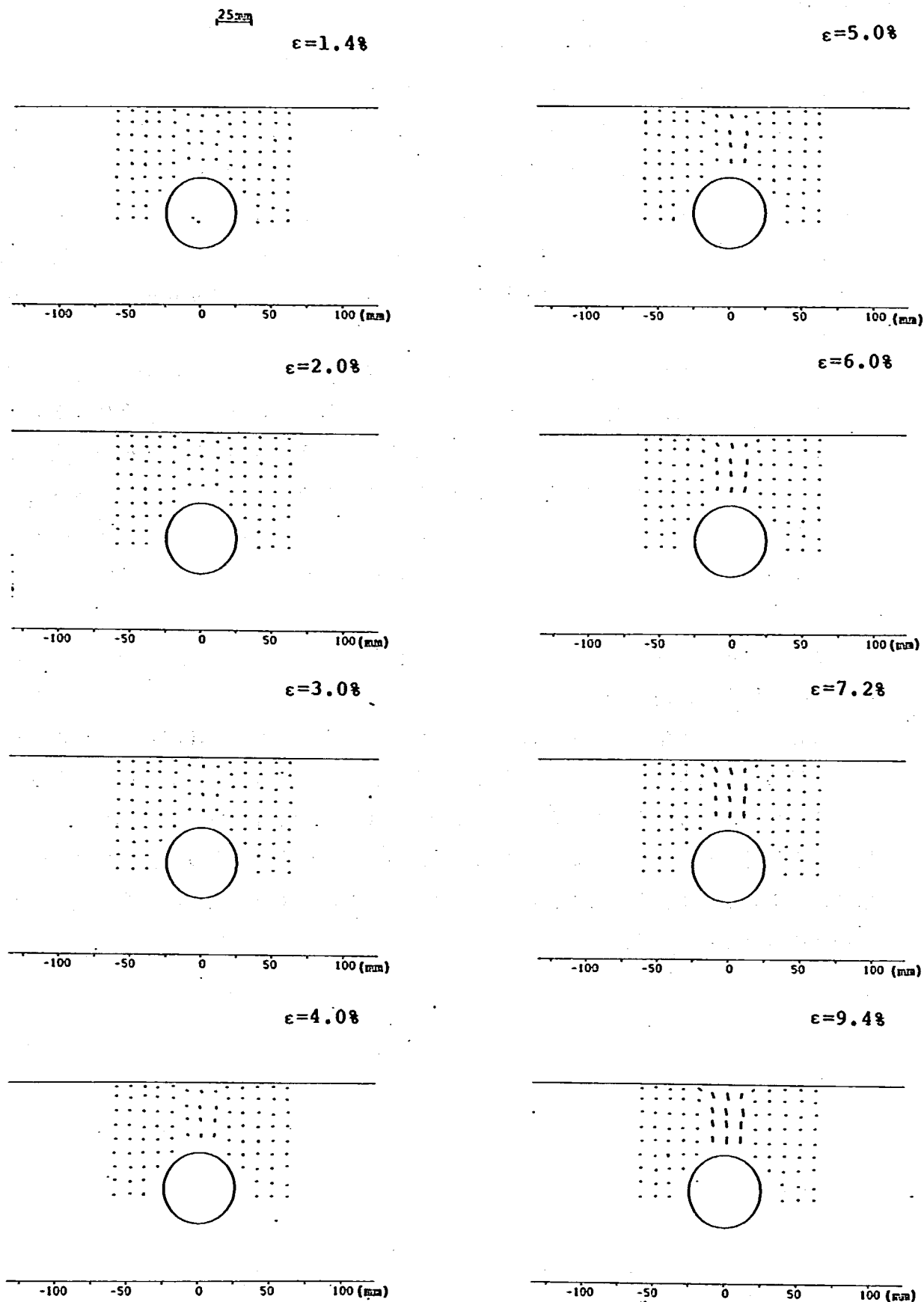
(2) $H/D_0 = 1$ の場合

図-3.8, 3.9 は $H/D_0 = 1$ の各実験ケースにおけるトンネル掘削に伴って発生する変位分布、主ひずみ分布をそれぞれ示したものである。

地表面が水平な場合に発生する変位領域は、 $H/D_0 = 0.5$ の場合と同様にトンネル直上部に限定されているが、地表面付近においては $H/D_0 = 0.5$ の場合よりも若干広い範囲にまで変位が発生しているのが認められる。また、主ひずみ分布には、トンネル変形量の増大とともにトンネル両側壁付近からほぼ鉛直に伸びた直線状のひずみの集中領域が発生するのが認められており、トンネルに対してほぼ鉛直方向に土圧が作用しているものと思われる。

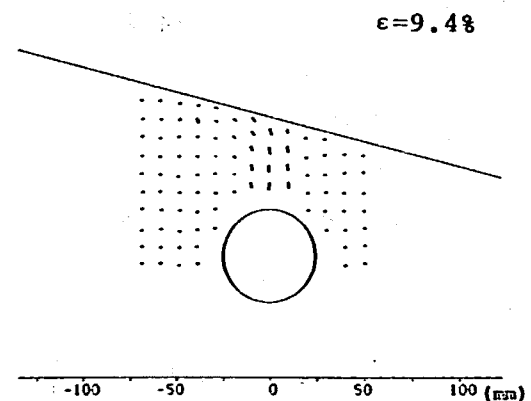
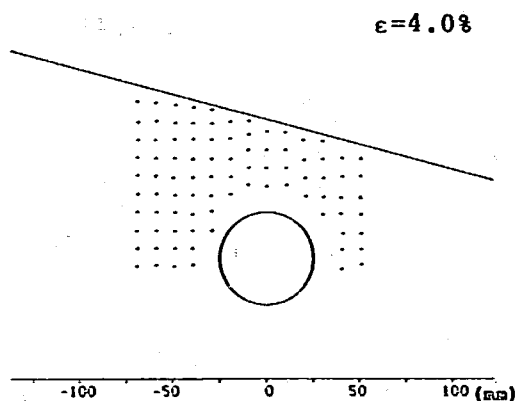
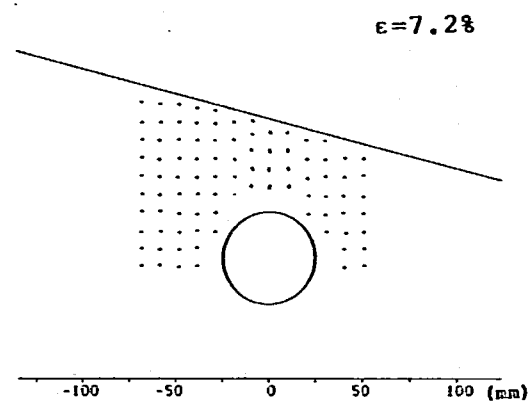
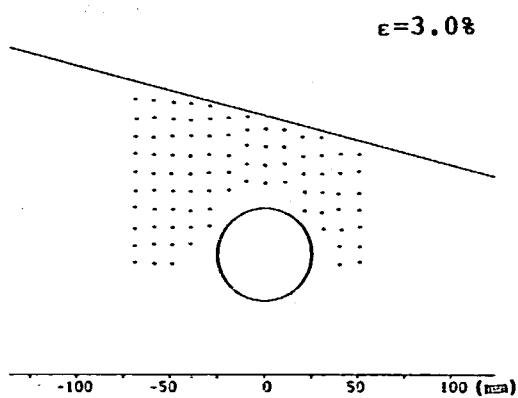
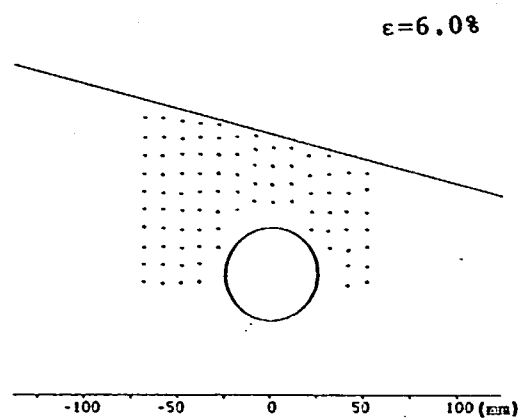
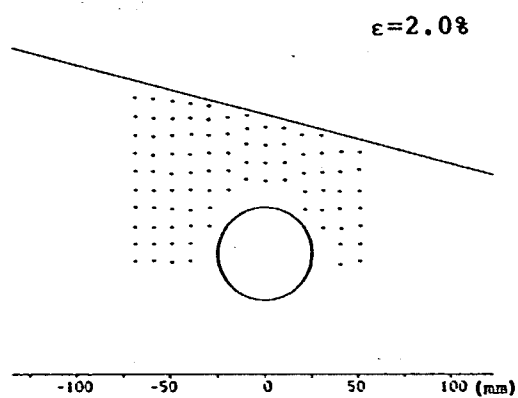
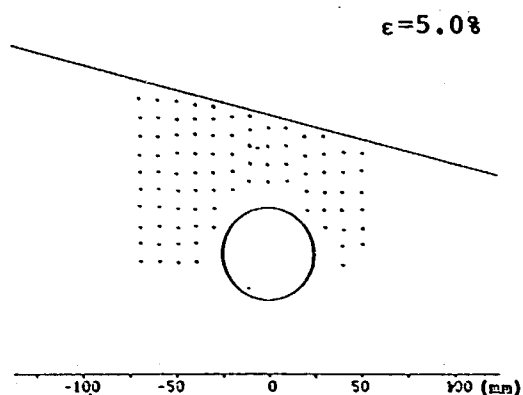
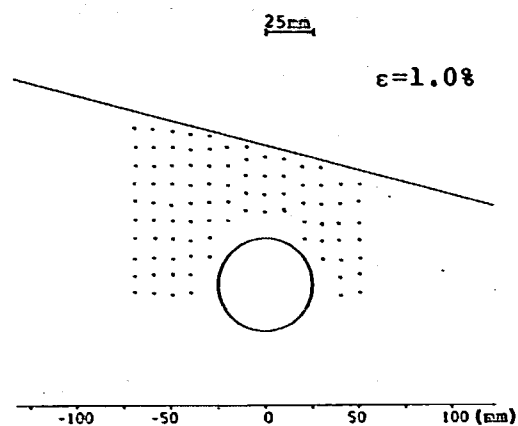
地表面が傾斜した場合には、 $H/D_0 = 0.5$ の場合と同様にトンネル山側の変位領域が傾斜角の増大とともに拡大していく傾向が認められ、特に、 $\omega = 30^\circ$ の場合にはトンネル山側側壁よりも $1 D_0$ 程度山側の地表面付近にまでトンネル掘削に伴う変位が発生している。また、変位ベクトルの方向も、地表面が傾斜することにより次第に山側から谷側へ向かう方向へと変化しており、 $\omega = 15^\circ$ の場合は地表面付近における変位ベクトルの方向が、また、 $\omega = 30^\circ$ の場合は全変位ベクトルの方向がそれぞれ山側から谷側へ向いたものとなっている。

主ひずみ分布に現れるひずみの集中領域の形状も $H/D_0 = 0.5$ の場合と同様に、地表面が水平な場合には鉛直方向の帯状となっていたものが、地表面が傾斜することにより山側から谷側へ向かう傾斜した帯状に変化するのが認められており、 $H/D_0 = 1$ の場合も地表面が傾斜した場合にはトンネルに過大な変形を許すとトンネルに偏土圧が作用することになる。なお、土被り比が非常に小さい $H/D_0 = 0.5$ の場合には明らかではなかったが、図-3.9 に見られるように、地表面が傾斜した地山に発生する2本の帯状のひずみの集中領域は、トンネル山側よりも谷側に先に現れ、しかも、ひずみの大きさも谷側の方が大きいのが特徴となっている。



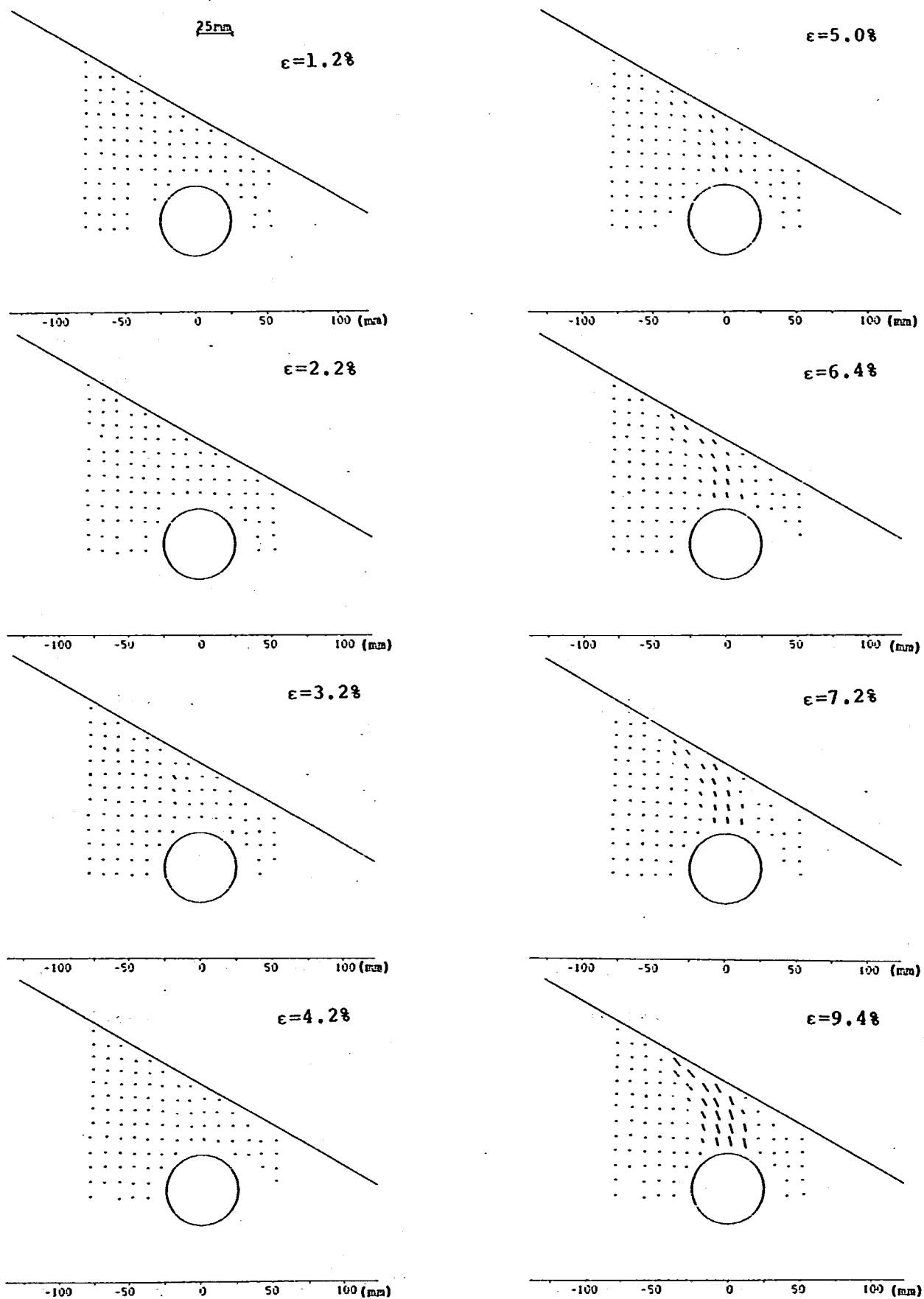
(a) $\omega = 0^\circ$

図-3.8(1) $H/D_0 = 1$ の場合の変位分布



(b) $\omega = 15^\circ$

図-3.8(2) $H/D_0 = 1$ の場合の変位分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.8(3) $H/D_0 = 1$ の場合の変位分布

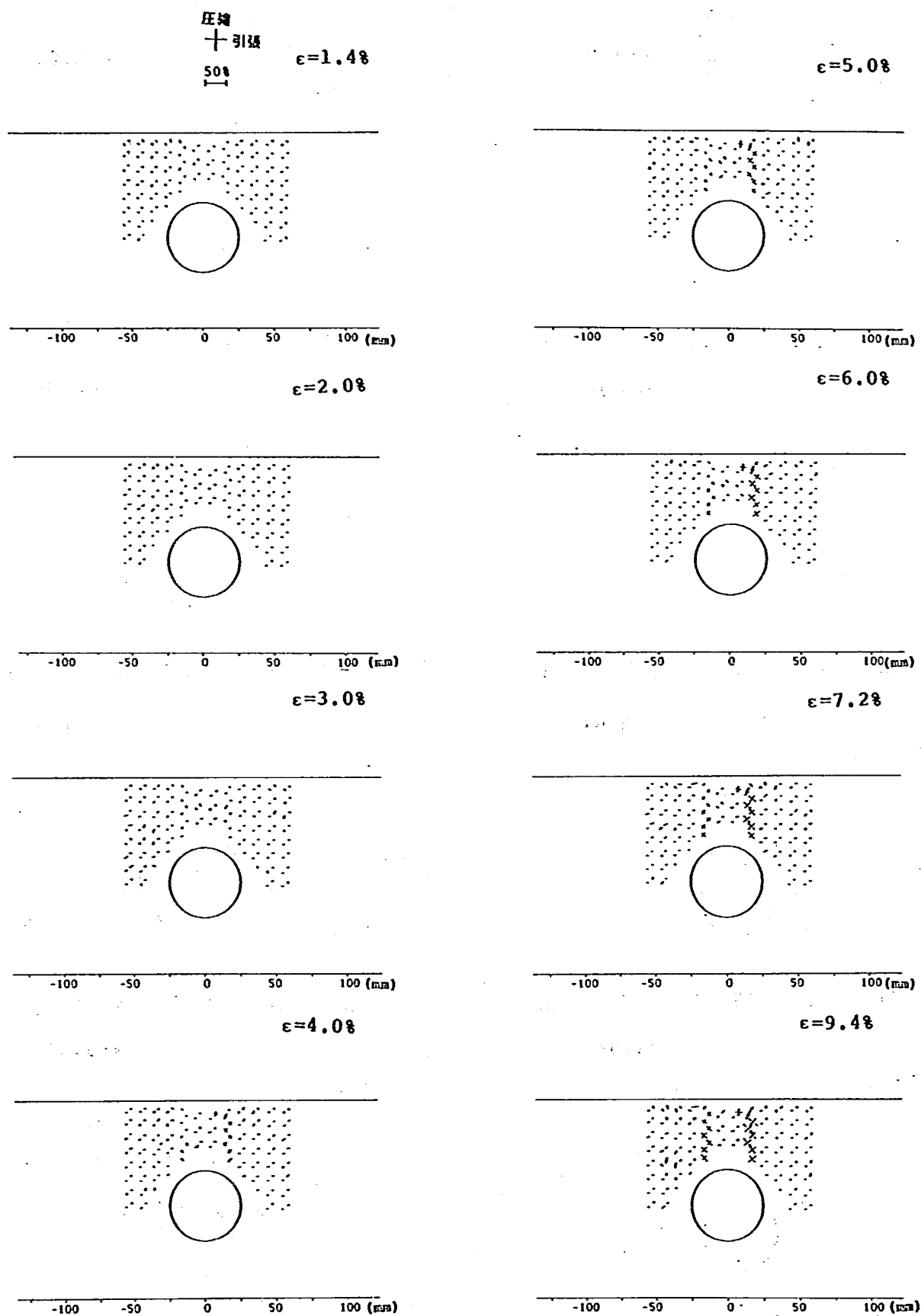


図-3.9(1) $H/D_0 = 1$ の場合の主ひずみ分布

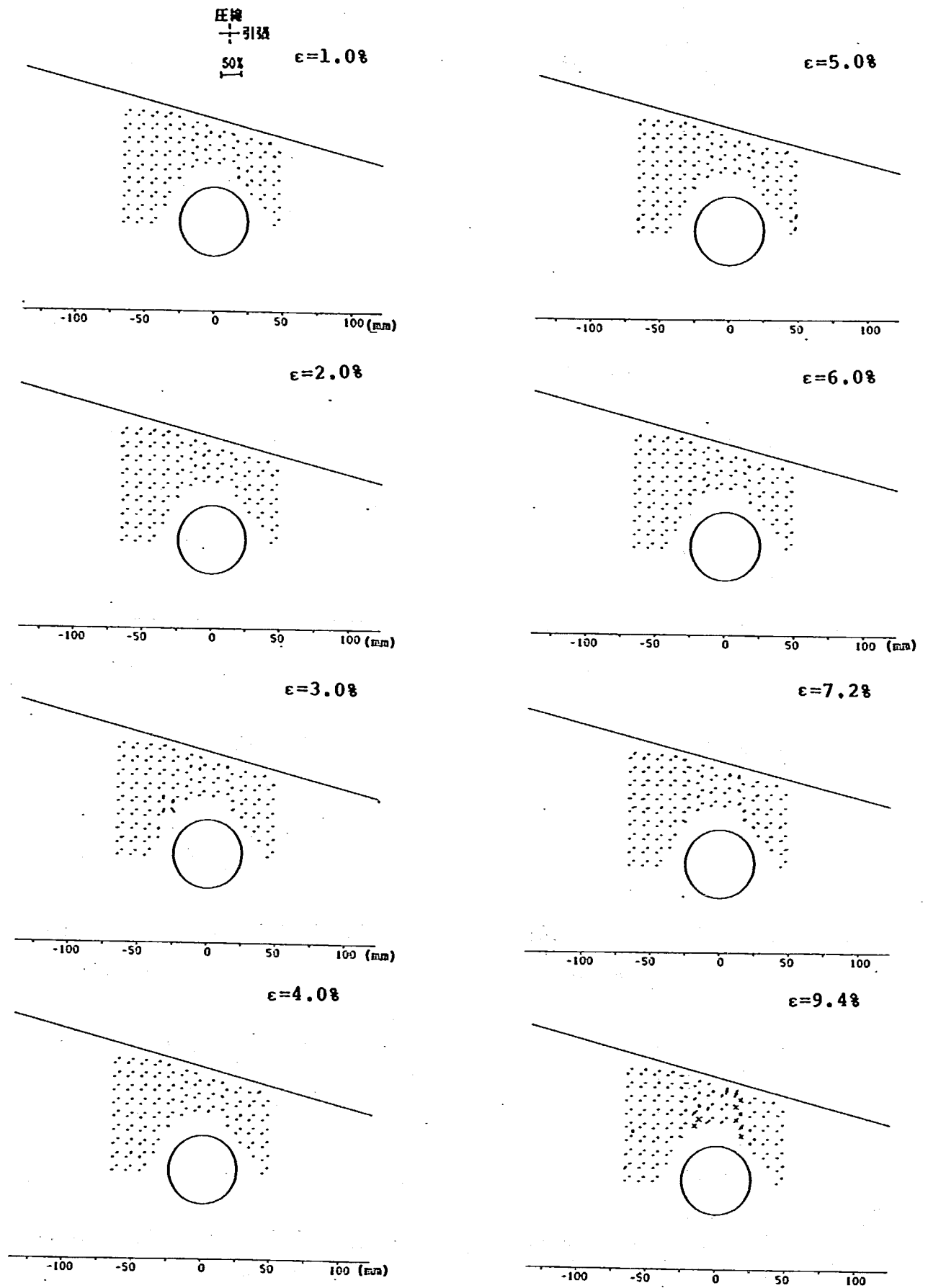
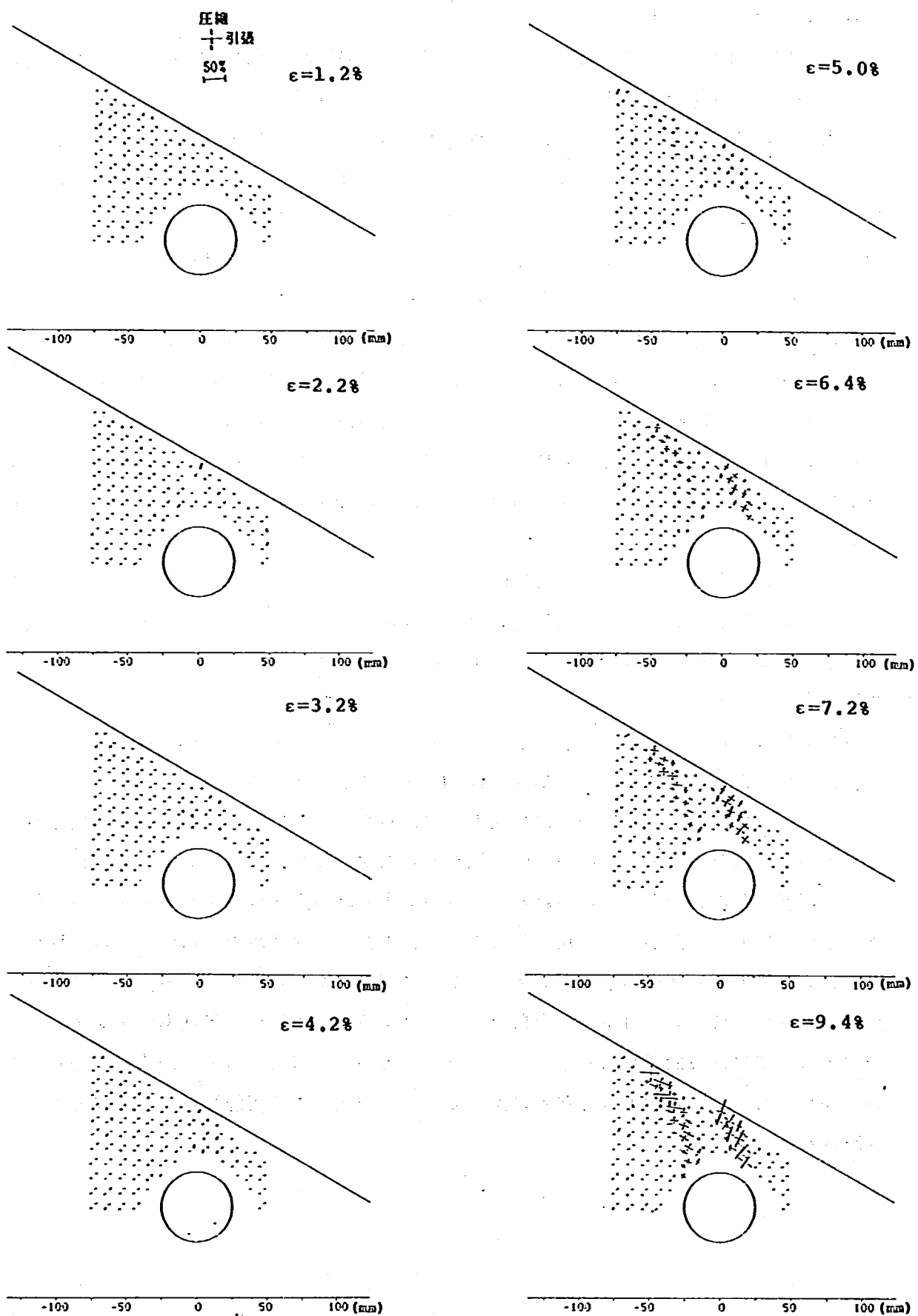


図-3.9(2) $H/D_0 = 1$ の場合の主ひずみ分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.9(3) $H/D_0 = 1$ の場合の主ひずみ分布

(3) $H/D_0 = 1.5$, 2 の場合

図-3.10~3.13 はそれぞれ $H/D_0 = 1.5$, 2 の各実験ケースにおけるトンネル掘削に伴って発生する変位分布, 主ひずみ分布を示したものである。

地表面が水平な場合に発生する変位領域および変位ベクトルの方向は, いずれも $H/D_0 = 0.5$, 1 の場合との間に明確な変化は認められず, トンネル直上領域の地山が鉛直方向に変位しているのが特徴となっている。したがって, 主ひずみ分布には, $H/D_0 = 0.5$, 1 の場合と同様にトンネル変形量の増大とともに, トンネル両側壁付近からほぼ鉛直に伸びる帯状のひずみの集中領域の発生が認められる。

地表面が傾斜している場合には, トンネル山側の地表面付近には $H/D_0 = 0.5$, 1 の場合よりもさらに広範囲にわたって変位領域が発生するようになり, 特に, $H/D_0 = 2$, $\omega = 30^\circ$ の場合にはトンネル山側側壁よりも $1.5 D_0$ 以上山側の領域にもトンネル掘削に伴う変位が発生しているのが認められる。したがって, 地表面が傾斜している場合には, 土被りが大きくなるに伴いトンネル山側の地表面付近に発生する変位領域が拡大する傾向にあると言える。

なお, 変位ベクトルの方向については, 地表面付近では山側から谷側へ向かっているが, $\omega = 30^\circ$ の場合でもトンネル直上付近においては水平の場合と同様に鉛直に向かっており, トンネル直上付近における地山の挙動は土被りが大きくなるに伴い地表面が傾斜することの影響を受けにくいと言える。

主ひずみ分布については, 地表面が傾斜することによりひずみの集中領域の形状に変化が認められるようになるが, その傾向は $H/D_0 = 0.5$, 1 の場合とは大きく異なる。すなわち, $H/D_0 = 0.5$, 1 の場合には, 地表面が傾斜することによりトンネルの山側と谷側に2本の傾斜した帯状のひずみの集中領域が現れたが, $H/D_0 = 1.5$, 2 の場合には, 地表面が傾斜した場合でも谷側に現れるひずみの集中領域の形状はトンネルから地表面付近までは比較的鉛直に向かった形状となっている。また, トンネル山側については, $H/D_0 = 2$ の場合は $\varepsilon = 9.2$ %程度のトンネル変形段階でもあまり明確なひずみの集中領域は発生しておらず, $H/D_0 = 1.5$ の場合に発生するひずみの集中領域の形状も, トンネルから地中半ばまでは比較的鉛直に向かった形状となっている。したがって, 地表面が傾斜している場合でも, 土被りが大きくなるに伴って偏土圧が発生する可能性は小さくなるものと判断される。

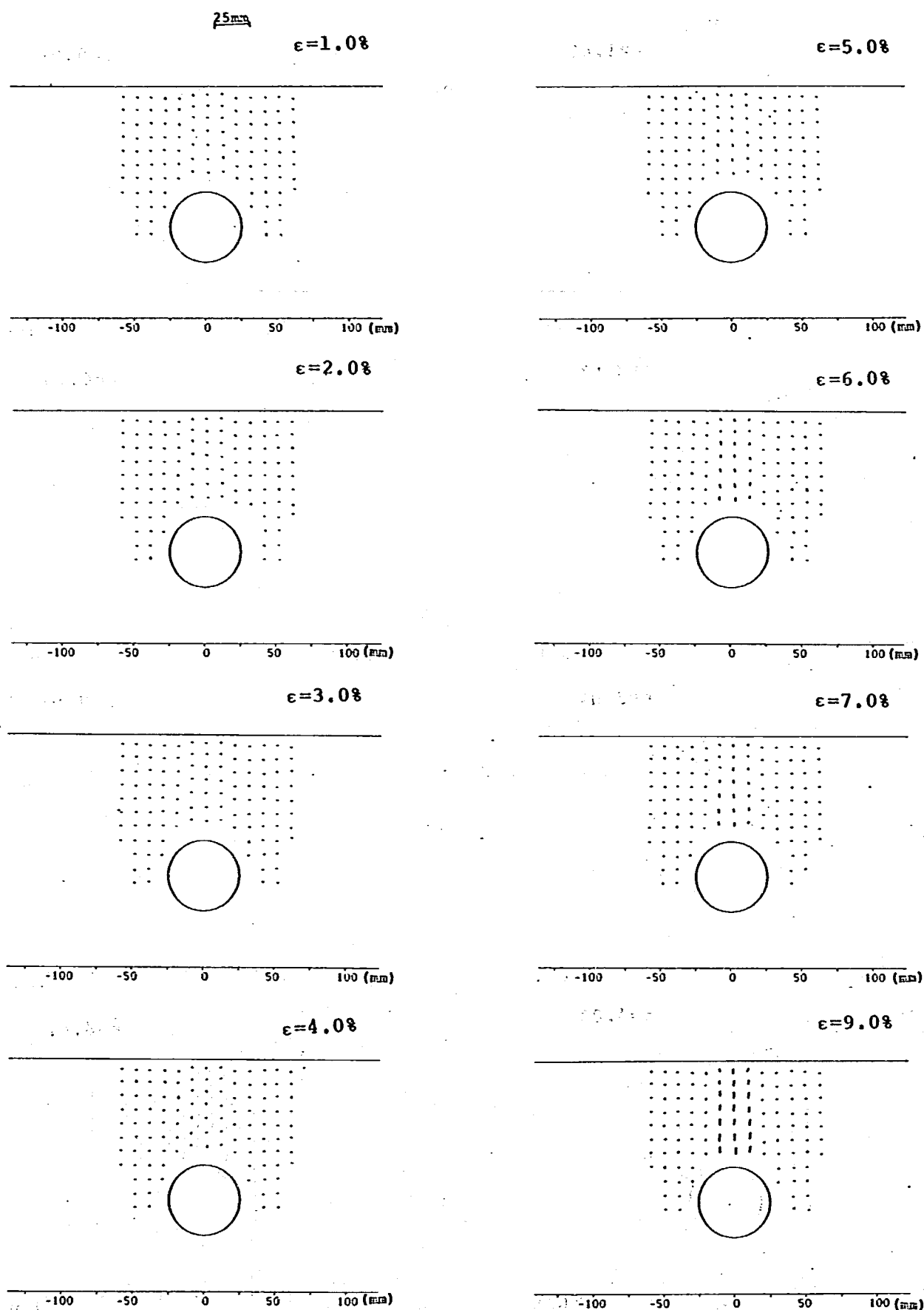


図-3.10(1) $H/D_0 = 1.5$ の場合の変位分布

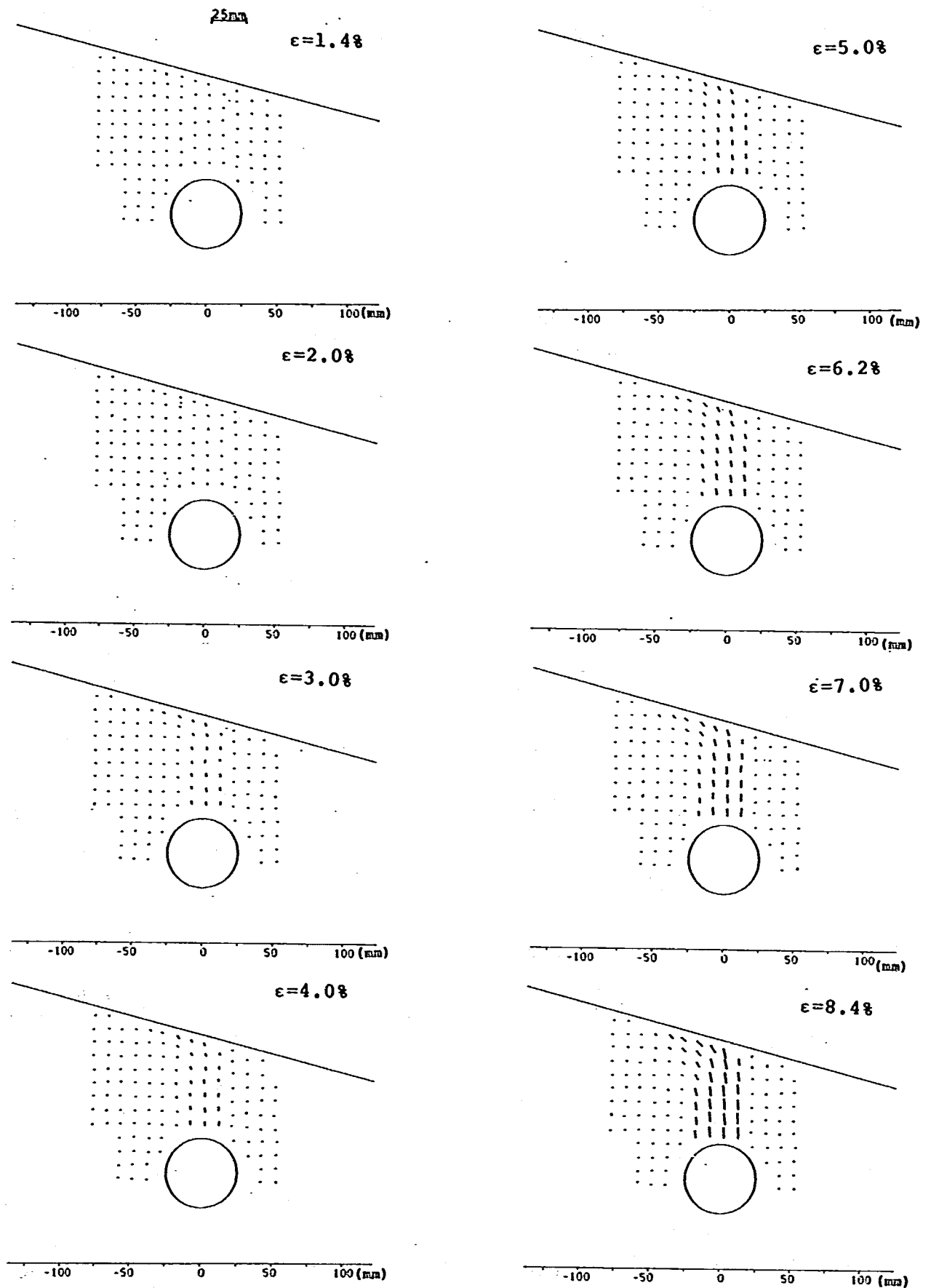
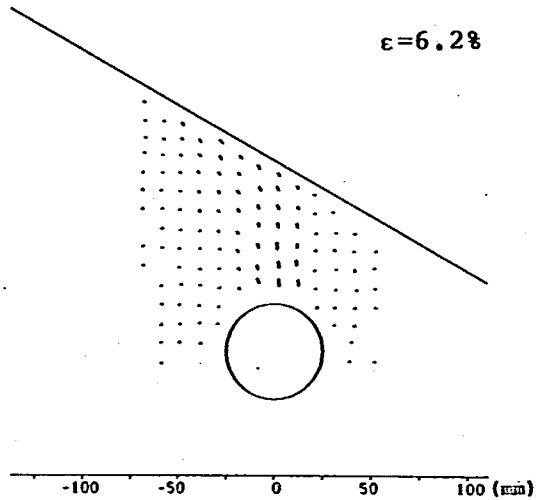
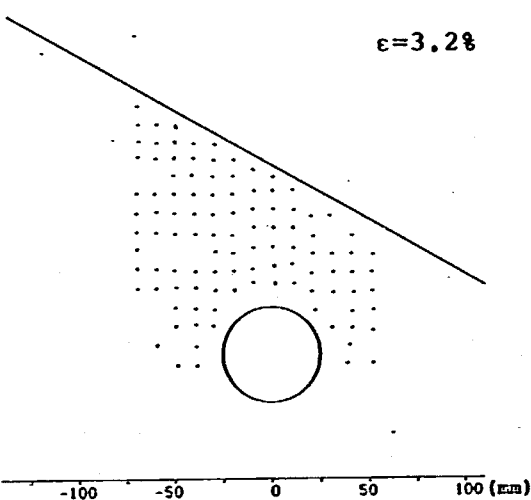
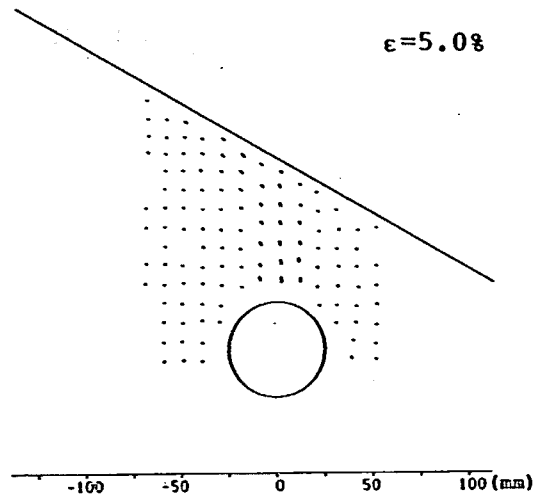
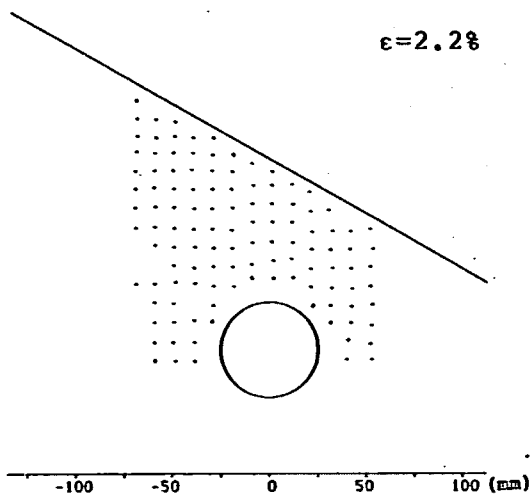
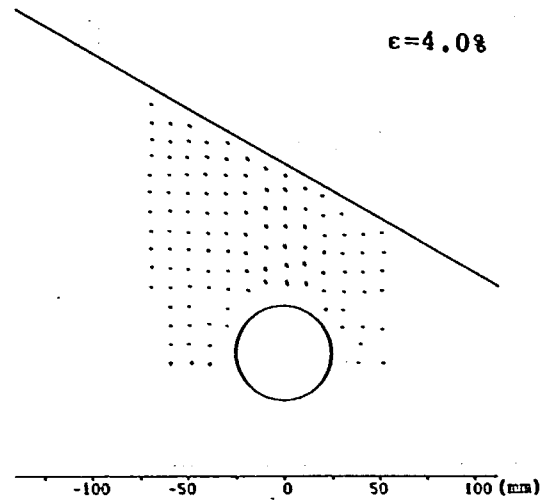
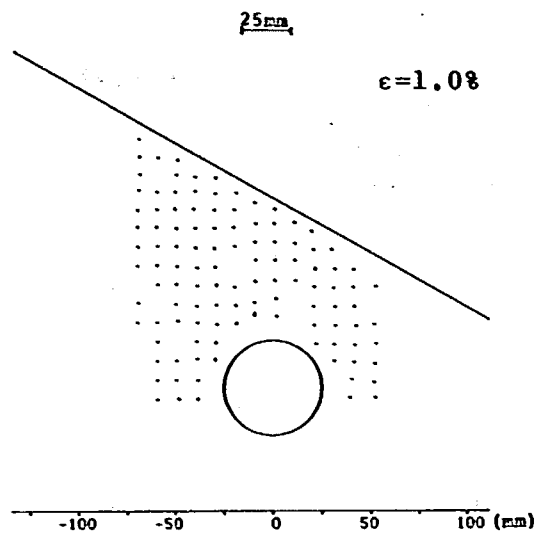
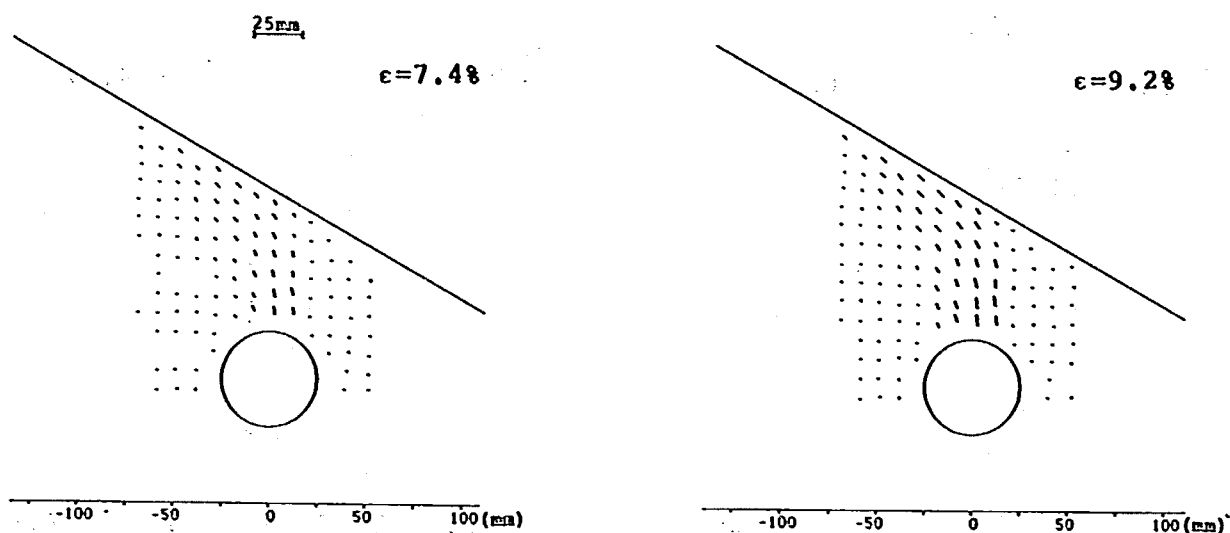


図-3.10(2) $H/D_0 = 1.5$ の場合の変位分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.10(3) $H/D_0 = 1.5$ の場合の変位分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.10(4) $H/D_0 = 1.5$ の場合の変位分布

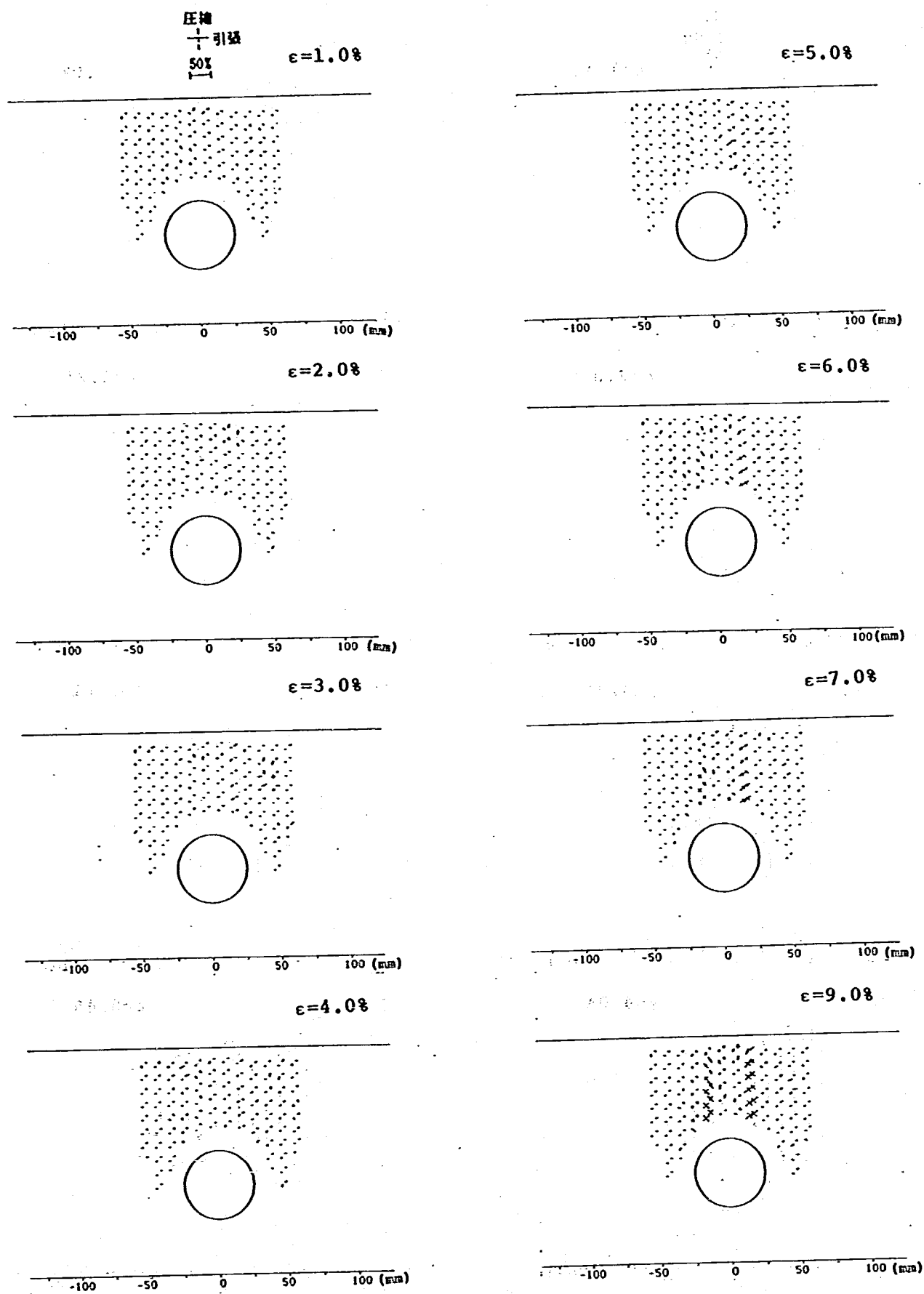
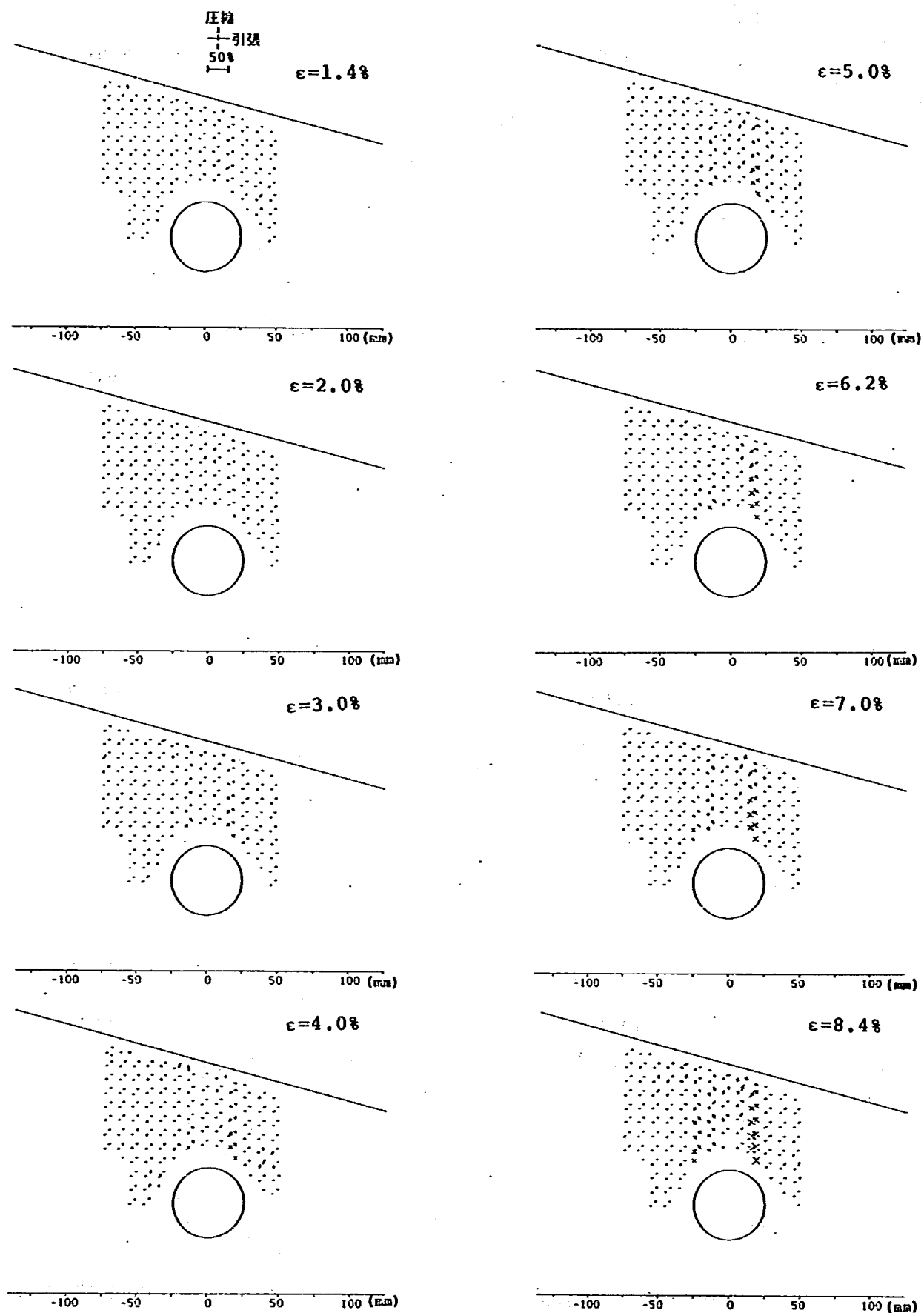
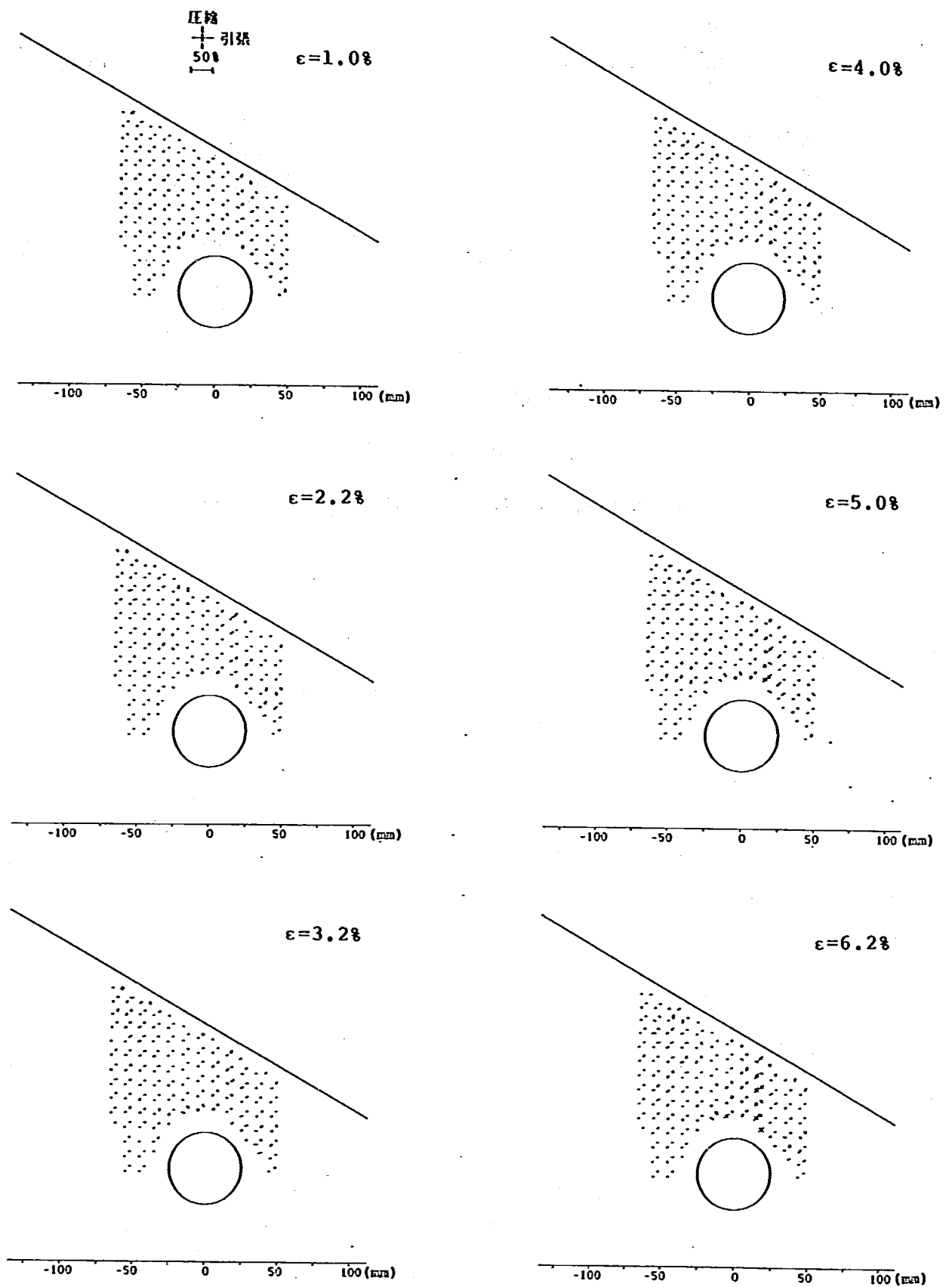


図-3.11(1) $H/D_0 = 1.5$ の場合の主ひずみ分布



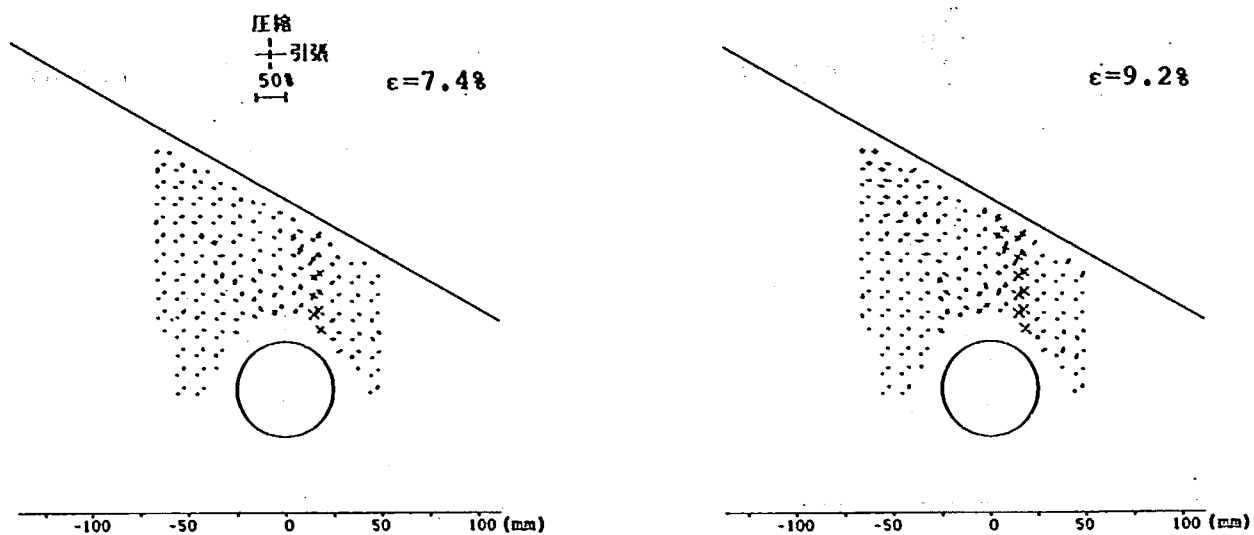
(b) $\omega = 15^\circ$

図-3.11(2) $H/D_0 = 1.5$ の場合の主ひずみ分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.11(3) $H/D_0 = 1.5$ の場合の主ひずみ分布



(c) $\omega = 30^\circ$

図-3.11(4) $H/D_0 = 1.5$ の場合の主ひずみ分布

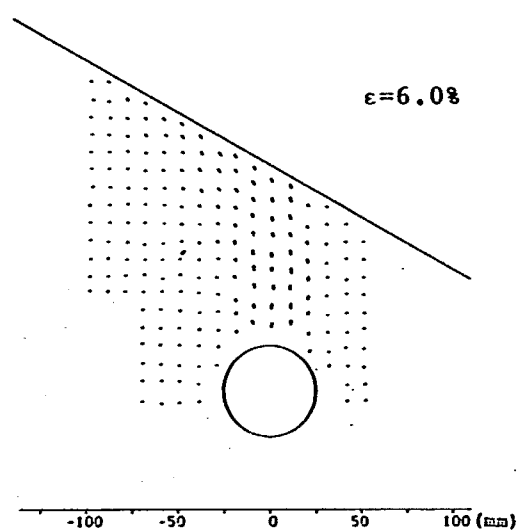
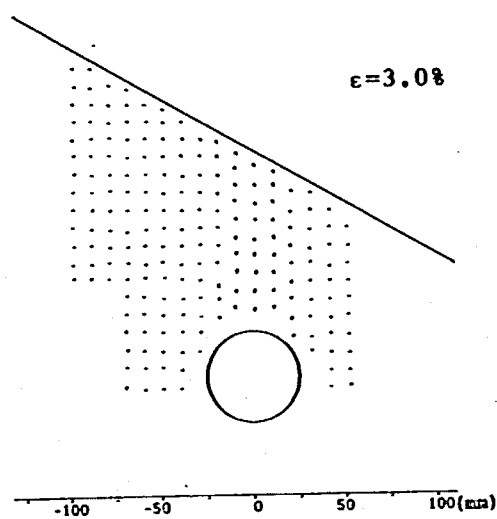
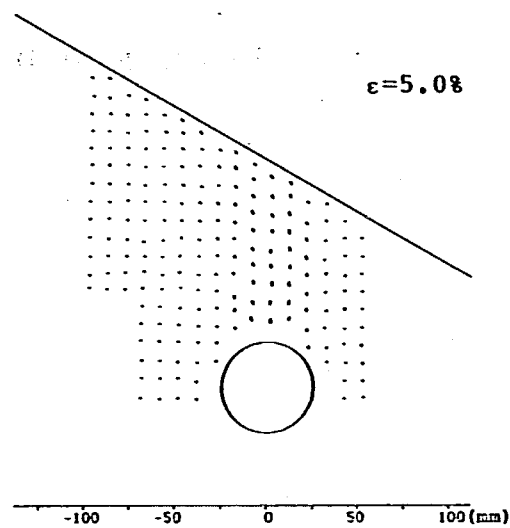
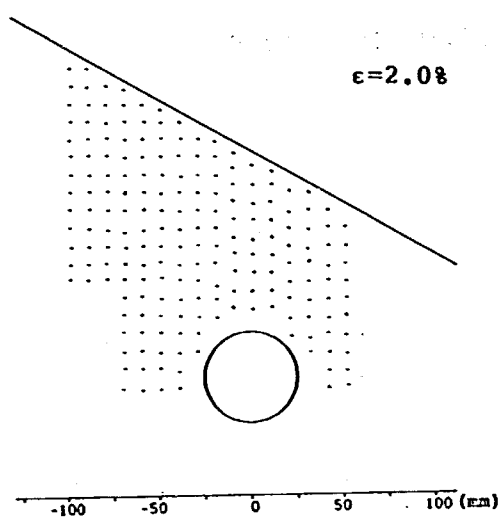
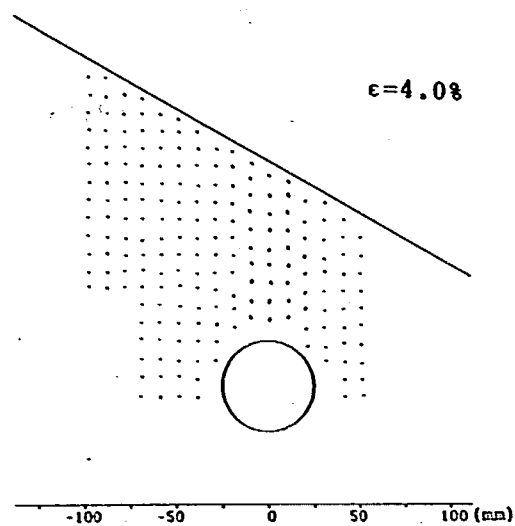
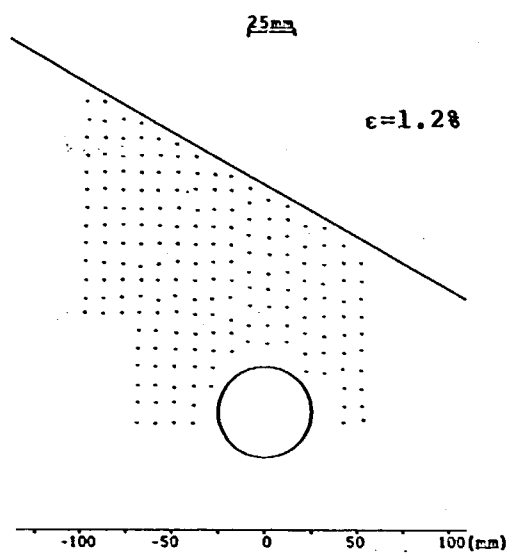


図-3.12(1) $H/D_0 = 2$, $\omega = 30^\circ$ の場合の変位分布

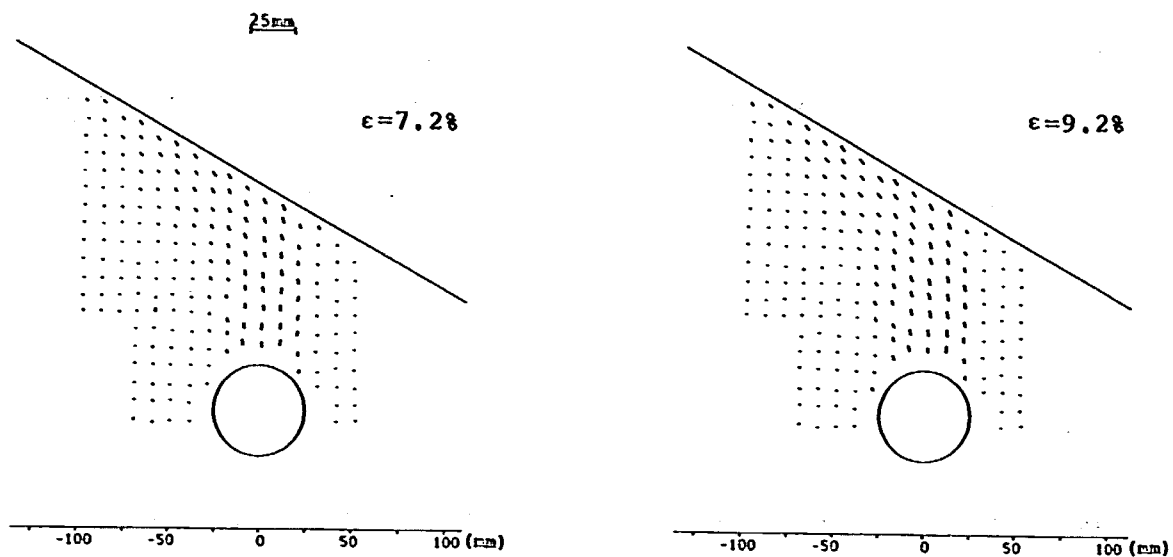


図- 3. 12 (2) $H/D_0 = 2$, $\omega = 30^\circ$ の場合の変位分布

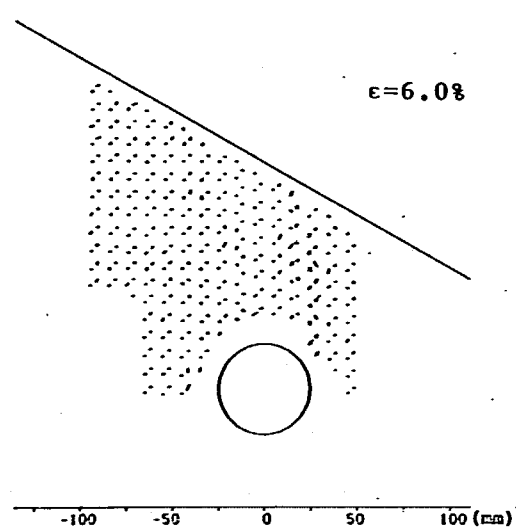
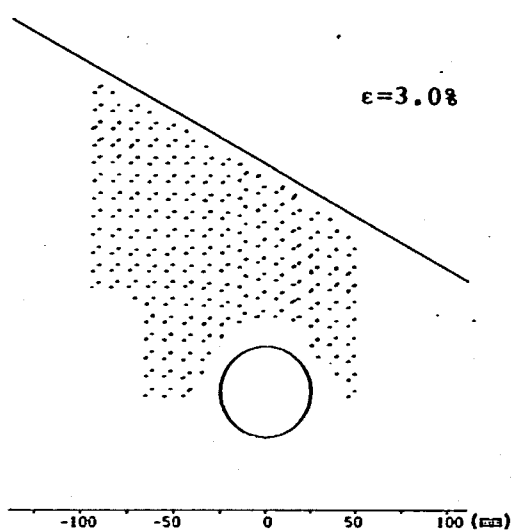
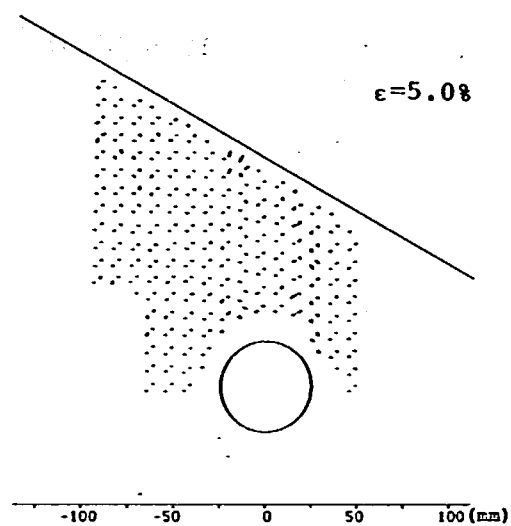
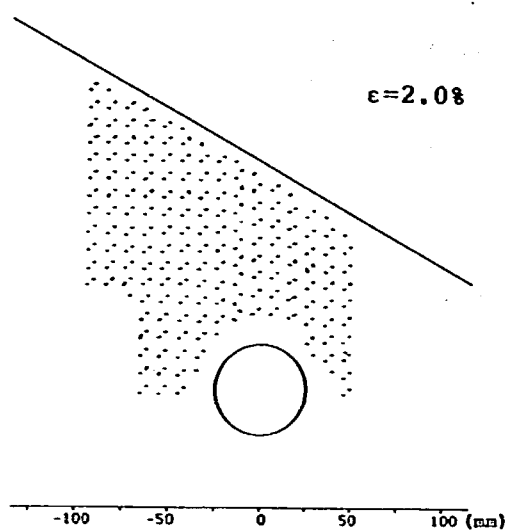
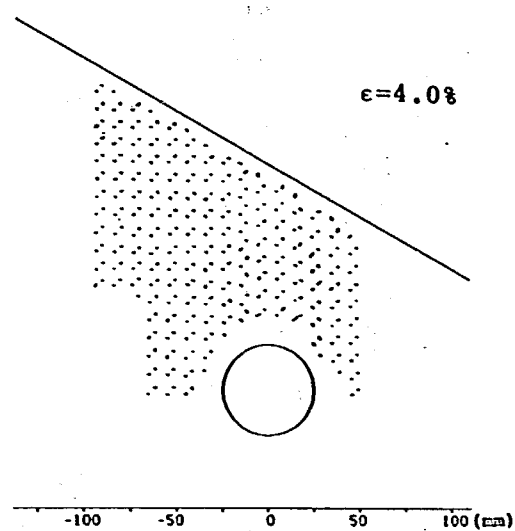
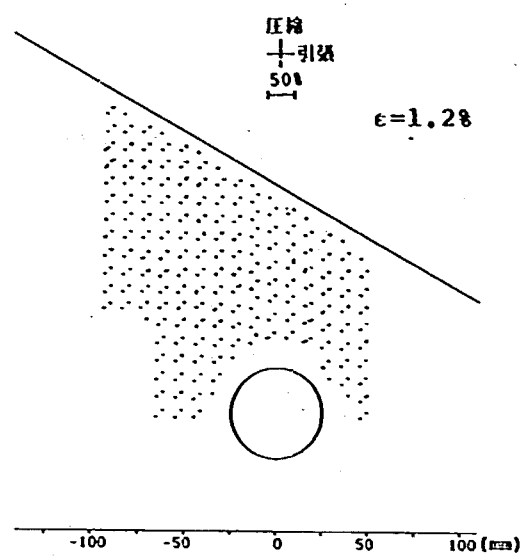


図-3.13(1) $H/D_0 = 2$, $\omega = 30^\circ$ の場合の主ひずみ分布

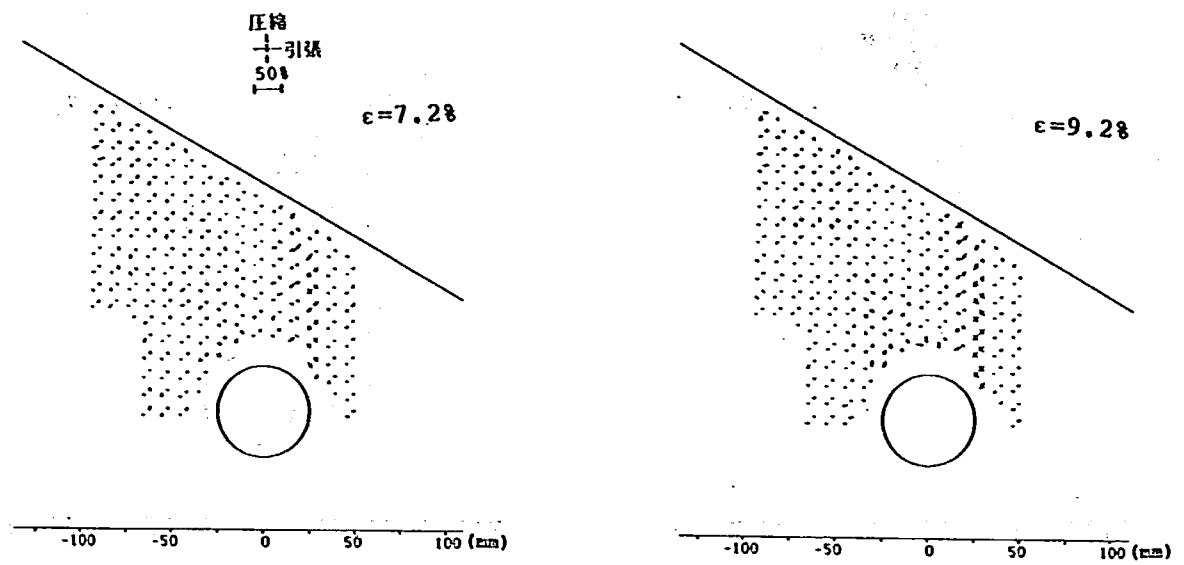


図-3.13(2) $H/D_0 = 2$, $\omega = 30^\circ$ の場合の主ひずみ分布

以上のように、土被りが小さく、地表面が斜面した砂質地山にトンネルを掘削した場合のトンネル周辺地山の挙動は、わずかな土被りの差によって大きく異なり、土被りが大きくなるに伴ってトンネル山側に発生する変位領域は拡大していく傾向にある。

しかし、トンネルの安定性の面からは土被りが大きい程、トンネルに過大な変形を許しても偏土圧が発生する可能性は小さくなり、今回の実験結果によれば土被り比 H/D_0 が1.5程度以上あれば地表面が傾斜してもトンネルに偏土圧は作用しないことになる。

なお、斜面下にトンネルを掘削した場合のトンネル周辺地山の挙動については別途1gの重力場での実験⁴⁾も行っており、今回の実験で得られた以上の結果は定性的には1gの重力場における実験結果と一致している。

4. 1. 2 トンネル変形率とトンネルに作用する土圧との関係

図-3.14は、TEST-1から得られた各実験ケースにおけるトンネル変形率 ϵ とトンネル(ゴムチューブ)に作用する土圧 P_c との関係を示したものである。ただし、トンネルに作用す土圧 P_c は以下の方法により求めた。

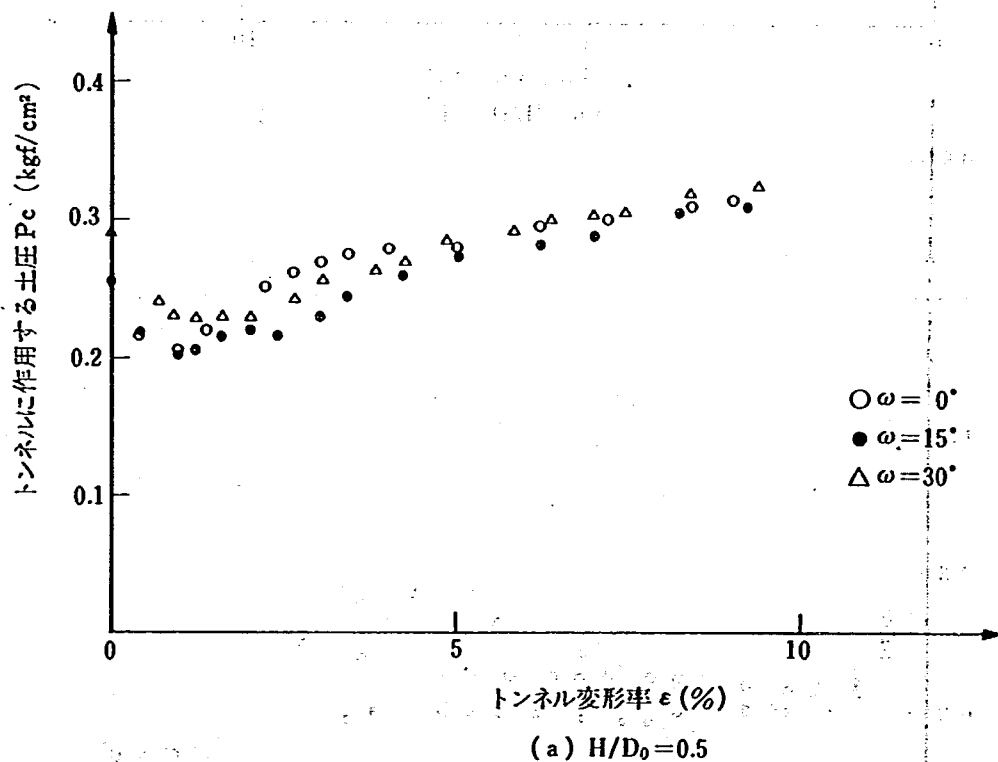


図-3.14(1) トンネルに作用する土圧とトンネル変形率との関係

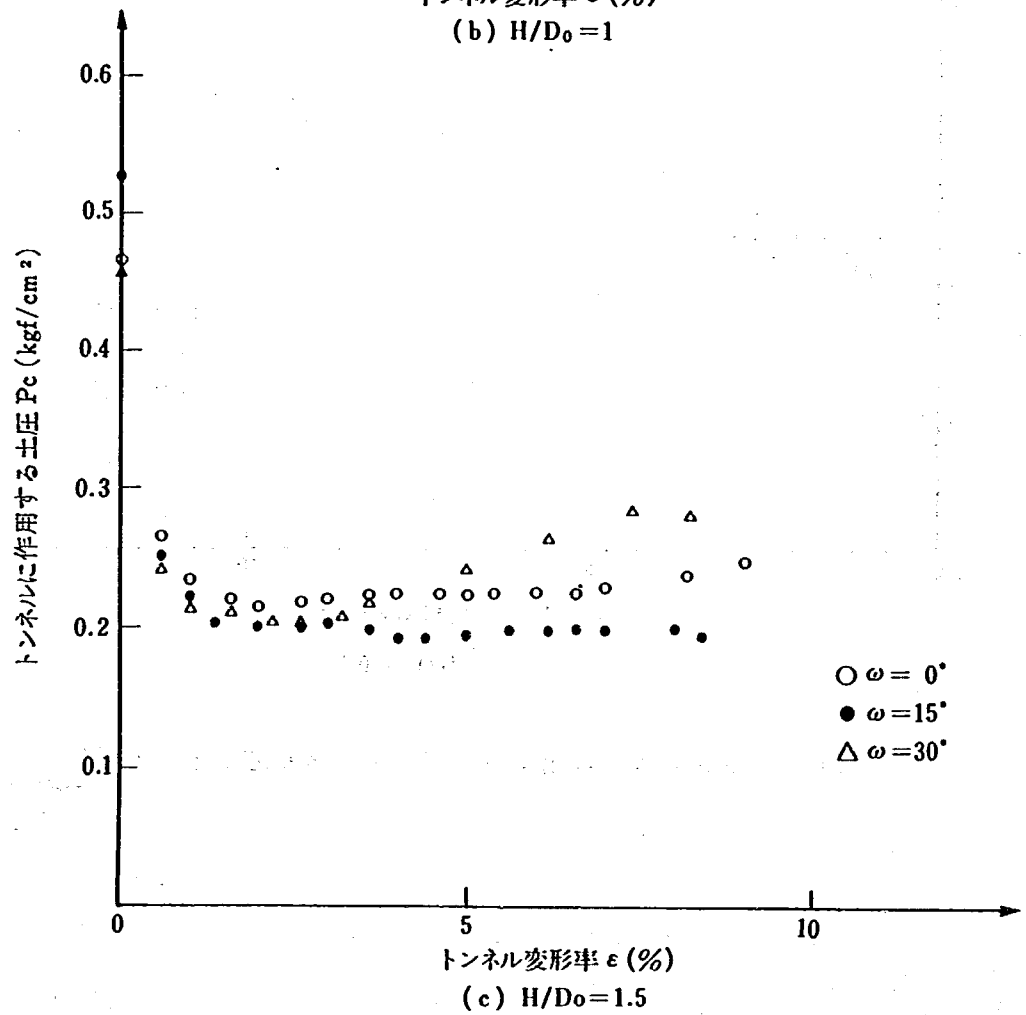
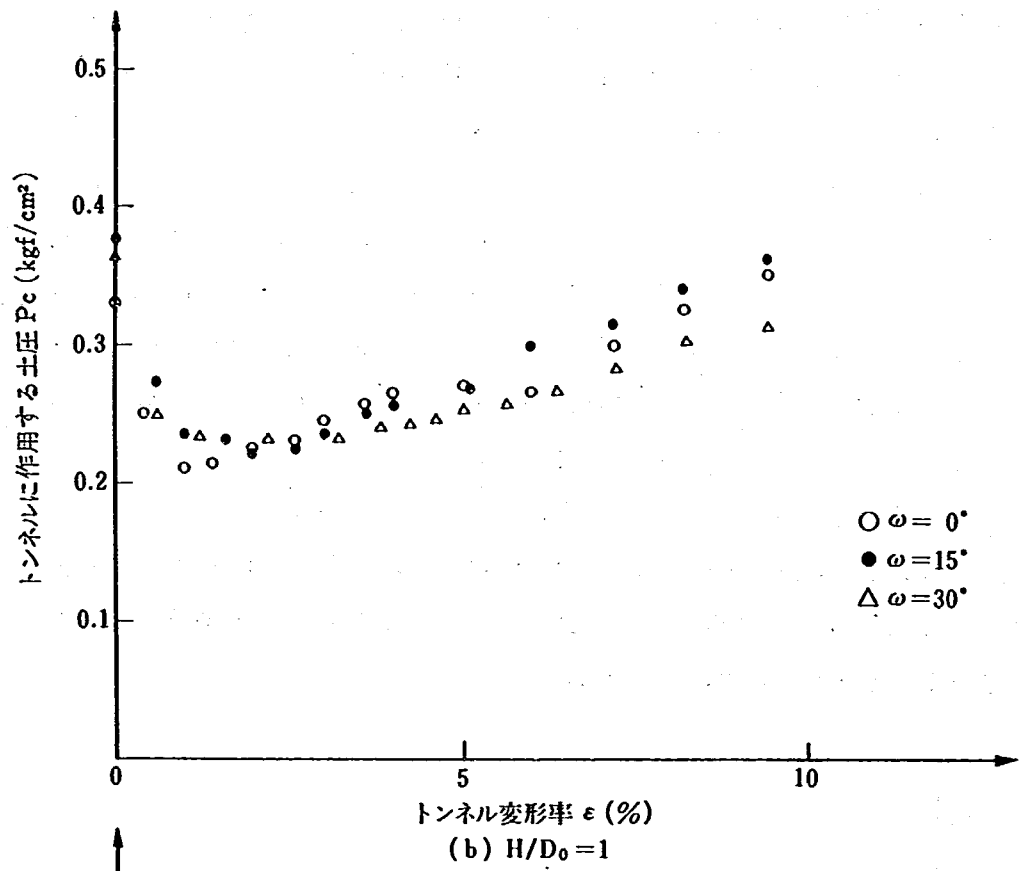
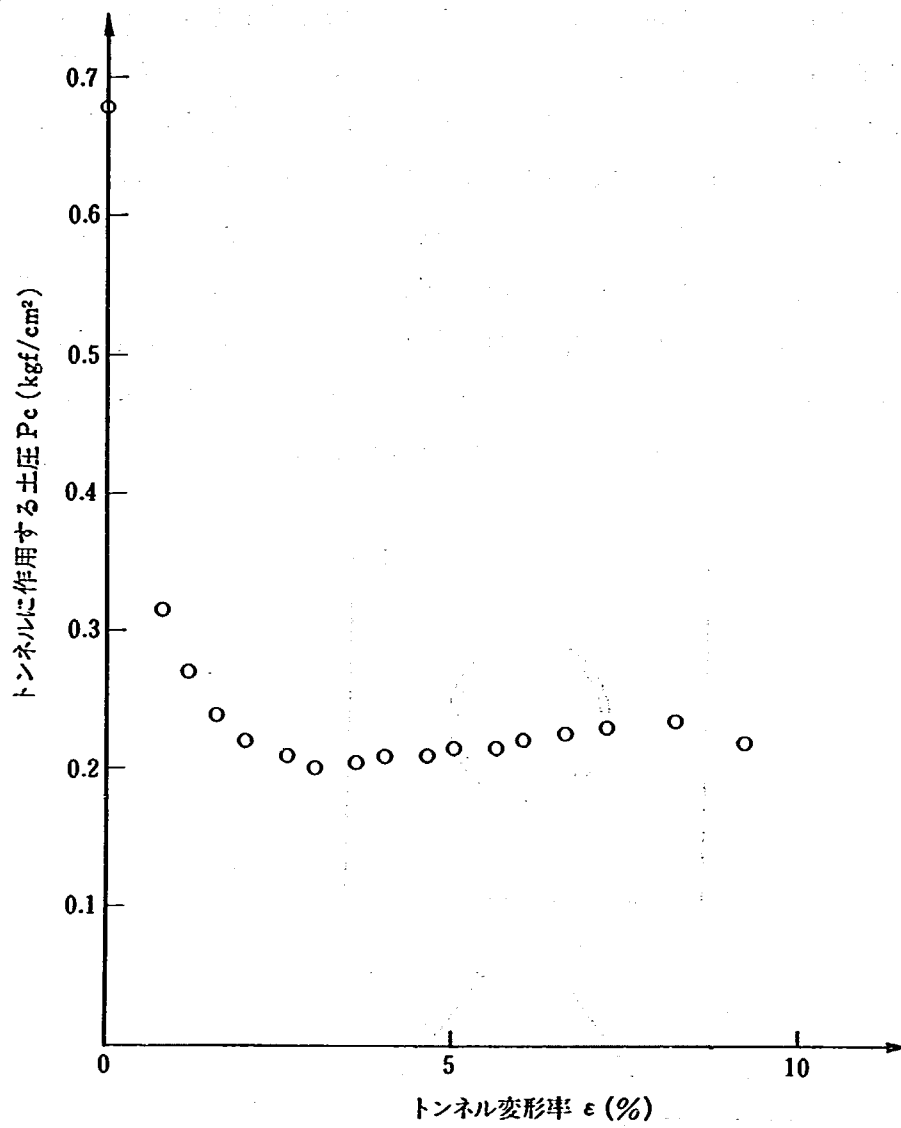


図-3.14(2) トンネルに作用する土圧とトンネル変形率との関係



(d) $H/D_0 = 2$

図-3.14(3) トンネルに作用する土圧とトンネル変形率との関係

今回の実験では、トンネル内の水に発生する圧力 P_w が圧力変換器により求まるが、ゴムチューブを薄肉円筒と考えるならば、 P_w は図-3.15に示すように計測位置における静水圧 $Nh r_w$ (N :遠心加速度と重力加速度との比, r_w :水の単位体積重量), 膨張したゴムチューブの張力 σ_θ に釣り合うための圧力 P_E およびトンネルに作用する土圧 P_c の和と考えることができる。ここで、 P_E については80 gの加速度場におけるトンネル(ゴムチューブ)内の水の体積 V_w と P_E との関係が1 gにおける V_w と P_E との関係と同一であると考えられるため、1 gの重力場における V_w と P_E との関係を示す曲線を用いて、各変形段階のトンネル内の水の体積から P_E が求められる。また、 $Nh r_w$ についてはトンネルはほぼ真円を保ちながら変形するため、トンネル外径と圧力変換器の設置位置との関係から計算により求められる。

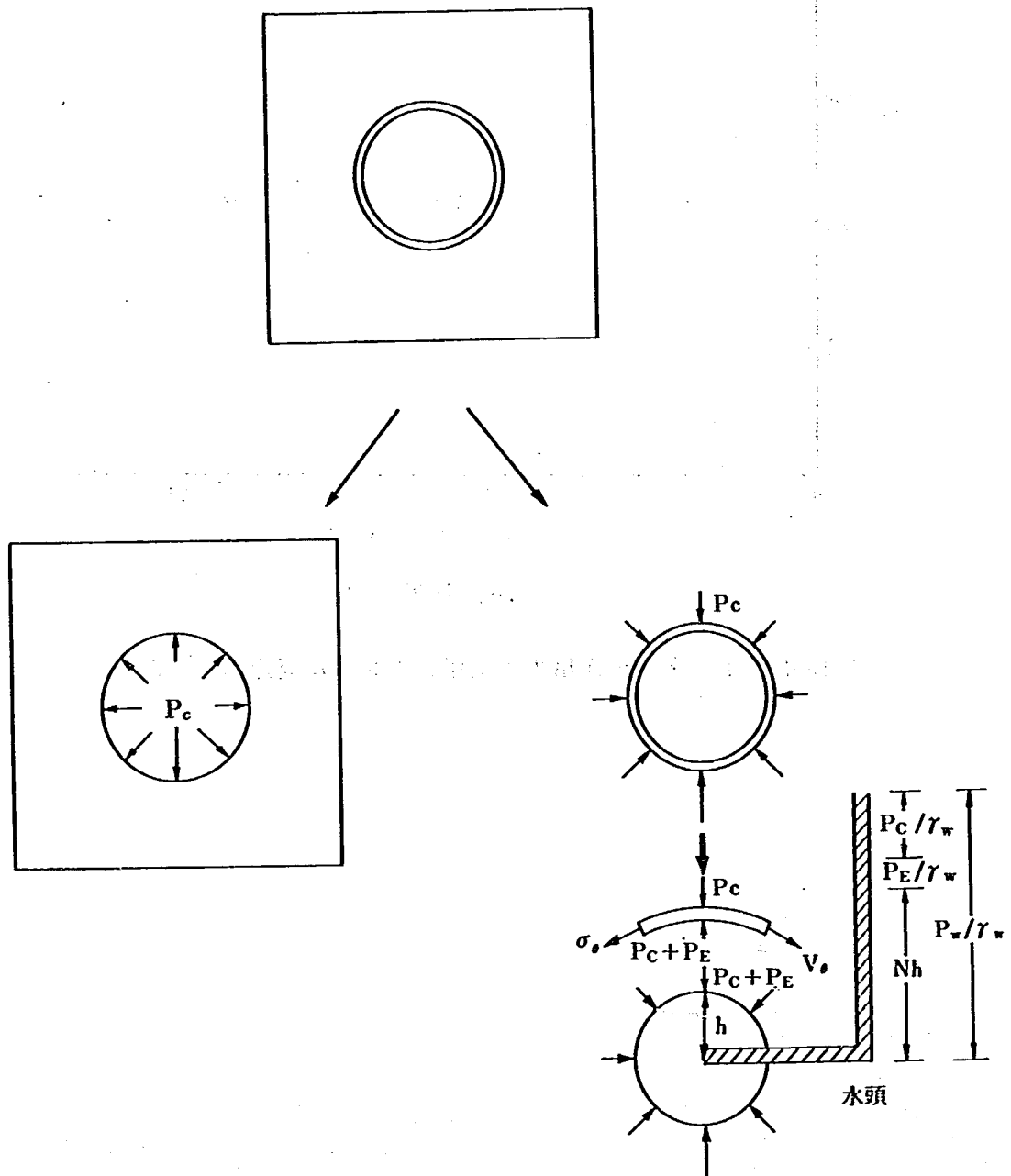


図-3.15 圧力変換器から得られる水圧 P_w

そこで、このようにして求まる P_E , $Nh r_w$ を P_w から差し引いた値をトンネルに作用する土圧 P_c と考えた。

ただし、トンネルに作用する土圧は一樣ではなく、以上の方法により求まる P_c はトンネルに作用する土圧の一種の平均値と考えられるため、 P_c の絶対値としての評価については今後の検討を要する。

図からわかるように、トンネルに作用する土圧 P_c とトンネル変形率 ϵ との関係は、土被り、斜面の傾斜角に関係なく比較的似た傾向を示す。すなわち、トンネルにわずかな変形を許すことにより P_c は初期状態の値から急激に減少して極小値を示し、その後変形量の増大に伴っては徐々に増加あるいは一定値を示すようになる。したがって、これをトンネルの設計・施工の面から考えてみると、トンネルにわずかな変形を許してトンネルに作用する土圧が極小値を示す変形段階で支保に土圧が作用するように支保を建て込めば合理的な設計・施工ができることになる。このような考えは、現在、山岳トンネル工法の主流となっている NATM の基本概念にもなっており、上述したようなトンネルに作用する土圧とトンネル変形量との関係を示す曲線はトンネルの理論として従来より知られている Fenner-Pacher 曲線に相当するものと考えられる。

以上のように、トンネルを掘削した場合の、トンネル変形量とトンネルに作用する土圧との間にはトンネルを掘削する上で非常に重要となる関係があり、とりわけ、土圧が極小値を示すときのトンネル変形率 ϵ_c の値は、支保を建込むタイミングあるいは施工管理を行う場合のトンネルの許容変形量を決定する上での、また、極小値を示す時の土圧の値は支保の規模を決定する上でのそれぞれ重要因子となる。そこで、土被りおよび地表面の傾斜角に着目して $P_c \sim \epsilon$ 曲線の特徴について詳細な検討を加えると、以下のような知見が得られる。

トンネルに作用する土圧 P_c が極小値を示す時のトンネル変形率 ϵ_c の値は図-3.14 によれば、 $H/D_0 = 0.5$ の場合は $\epsilon_c = 1 \sim 2\%$ 、 $H/D_0 = 1$ の場合は $\epsilon_c = 2\%$ 、 $H/D_0 = 1.5$ の場合は $\epsilon_c = 2 \sim 3\%$ となっており、土被りが大きくなるに伴い ϵ_c の値もわずかであるが増加する傾向が認められる。ただし、土被りが同一である場合には、地表面の傾斜角の違いによる ϵ_c の差は明確には認められない。

ところで、平面ひずみ状態では、半径 r の円形トンネルの内壁が u だけ一様に等変位した場合、トンネル内壁周囲の地山には円周方向に $\epsilon_\theta = u/r$ の最大主ひずみが発生することになる。したがって、前述のトンネル変形率 ϵ はトンネル内壁周囲に発生する円周方向の主ひずみ値の近似値とみなすことができる。三軸圧縮試験結果によれば地山のダイレイタンス特性は模型実験の拘束圧がトンネル周辺の地山応力 ($0.4 \sim 0.8 \text{ kgf/cm}^2$) に相当する領域では軸ひずみが2%程度の時に圧縮から膨張に転じており、トンネルに作用する土圧が最小値を示すときのトンネル変形率 ϵ_c の値は、地山のダイレイタンス特性と密接な関係があるように思われるが、詳細な検討は今後の課題となる。

トンネルに作用する土圧が極小値を示す時の値については、土被り、地表面の傾斜角に関係なくほぼ同一の値 ($\approx 0.2 \text{ kgf/cm}^2$) を示している。したがって、土圧が極小値を示す時点でトンネルの支保を建込むことが可能ならば、本研究で対象としたような土被り比が比較的小さい場合には必要とする支保部材の耐荷力は地質条件によって決まり、地形条件の影響はあまり受けないことになる。

極小値を示した後の土圧の増加傾向については土被りによってかなりの差が認められる。

$H/D_0 = 0.5$ の場合は、土圧は極小値をした後、急激に増加しており、 $\epsilon = 5$ %程度で初期状態とほぼ等しい土圧がトンネルに作用するようになる。したがって、支保を建込む時期がわずかでも遅れると支保には過大な力が作用することになり、支保の建込み時期については細心の注意を払う必要がある。

$H/D_0 = 1$ の場合は、トンネルに作用する土圧が極小値を示した後の増加傾向は $H/D_0 = 0.5$ の場合より緩やかなものとなっており、トンネル変形率 ϵ が 10 %近くになり初期状態とほぼ同等の土圧が作用するようになる。したがって、 $H/D_0 = 0.5$ の場合に比較して支保の建込み時期に若干の幅をもたせることができるが、トンネルに過大な変形を許した場合には、土被りが大きいだけそれだけ大きな土圧がトンネルに作用することになる。

$H/D_0 = 1.5$ および $H/D_0 = 2$ の場合は、トンネルに作用する土圧が極小値を示した後の増加量は非常にわずかであり、ほとんど増加が見られないケースも認められる。したがって、トンネルに作用する土圧が極小値を示した時点で支保を建込むという観点からは、土被りが大きい程支保の建込み時期に幅を持たせることができ、特に今回実験を行った地山条件では土被り比が $H/D_0 = 1.5$ 程度あればトンネルに過大な変形を許した段階で支保を建込んでもトンネルに作用する土圧は比較的小さく抑えられると言える。

4.2 縫地ボルトの効果を調べる実験 (TEST-II)

TEST-Iの実験結果によれば、土被りが小さい斜面下にトンネルを掘削した場合には、トンネルより山側には広範囲にわたる地中変位領域が発生するとともに、トンネルに過大な変形を許すと、トンネル近傍の谷側と山側に2つの傾斜したすべり面が発生してトンネルに偏土圧が作用することが明らかとなった。

そこで、TEST-IIではこのような地山の挙動が顕著に現れる土被り比 $H/D_0 = 1$ 、傾斜角 $\omega = 30^\circ$ の地山形状の実験ケースに対して、長さ、打設間隔、打設方向を変化させて地表面からボルトを打設し、地山の挙動に及ぼすボルトの効果を調べることにした。

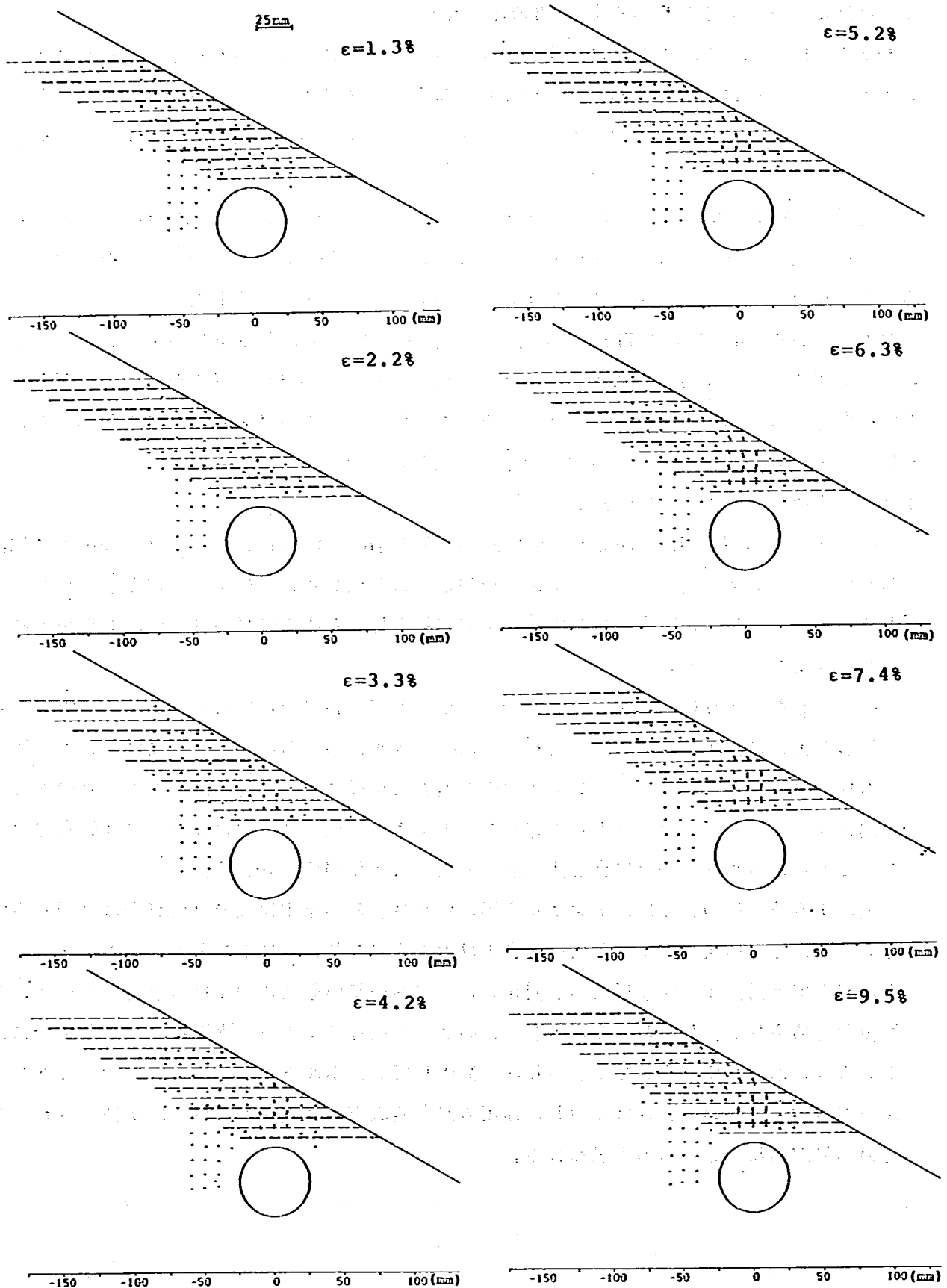
なお、TEST-IIの場合もTEST-Iと同様、各実験ケースともトンネル(ゴムチューブ)内の水の圧力を測定することによりトンネルに作用する土圧の評価を試みたが、今回対象とした実験条件では、ボルトの有無に起因する有意な土圧の変化を認めることができなかったため、縫地ボルトの効果をトンネル周辺地山の挙動の面から検討することとした。

4.2.1 水平に打設($\theta = 30^\circ$)した場合

図-3.16は、長さ $L = 10\text{ cm}$ のボルトを打設間隔 $d = 1.25\text{ cm}$ で水平($\theta = 30^\circ$)に打設した場合のトンネル変形に伴うトンネル周辺地山の変位分布、主ひずみ分布を示したものである。ボルトの長さ、密度に関しては、今回実験を行った中では長い方のボルトを密に打設した条件となっている。

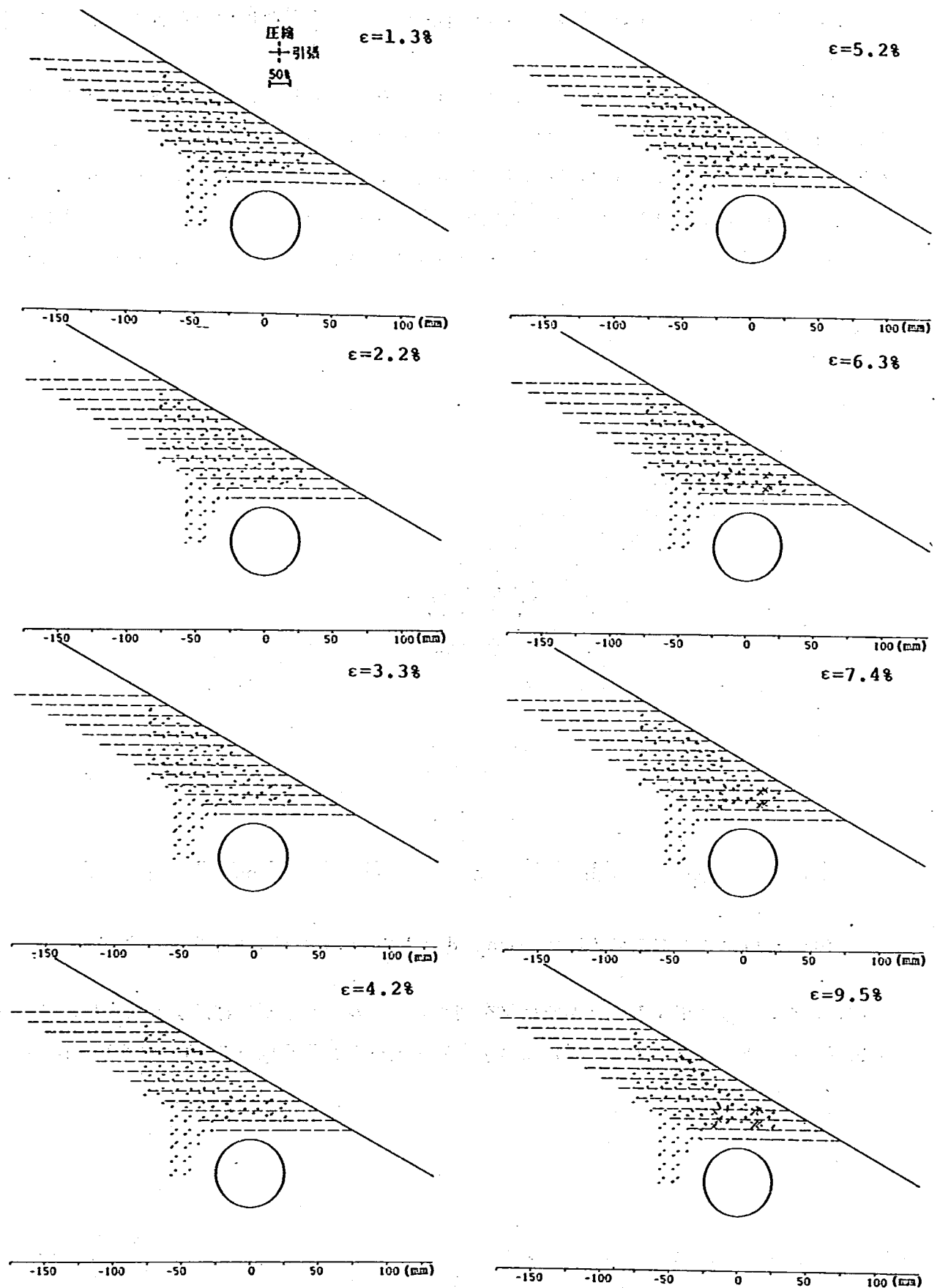
図からわかるように、本ケースの場合は、ボルトが無い場合に比較してトンネル山側の変位領域が大幅に減少するのが認められ、特にトンネル近傍における変位領域はトンネル径よりも狭い範囲となり、また、トンネル山側の地表面付近における変位領域も山側側壁までの範囲となっている。変位ベクトルの方向も、トンネル山側の地表面付近を除けば鉛直方向となっており、ボルトが無い場合と比較すると大きな変化が認められる。

主ひずみ分布については、トンネル変形に伴うひずみの集中領域の発生がやはり認められるものの、その形状はボルトが無い場合とは大きく異なり、特にトンネル山側の形状はトンネル直上では鉛直に向かう形状へと変化し、ひずみの集中領域に囲まれる土塊の大きさにも減少が認められる。したがって、本ケースのような条件でボルトを水平に打設した場合には、トンネルに過大な変形を許してすべり面が発生しても、ボルトが無い場合に比較してトンネルに作用する土圧の大きさは減少し、作用方向も鉛直方向に変化して偏土圧が抑制されるなどの効果が期待できるものと思われる。



(a) 変位分布

図-3.16(1) 水平打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) の地山の挙動



(b) 主ひずみ分布

図-3.16(2) 水平打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) の地山の挙動

なお、実験後の観察によれば、図-3.17に示すような残留曲げ変形が各ボルトに認められている。

一般に、ボルトの効果としては、ボルトの引張抵抗により地山の強度を増加させる考え方とボルトのせん断抵抗により地山の強度を増加させる考え方に大別されるが、水平に打設した場合にはボルトにこのような残留曲げ変形が認められること、明確な効果が現れる変形段階ではすべり面で地山間にかなりの相対変位が発生すること等から、このケースではボルトのせん断抵抗が主として発揮され、トンネル周辺地山の挙動が変化したものと考えられる。

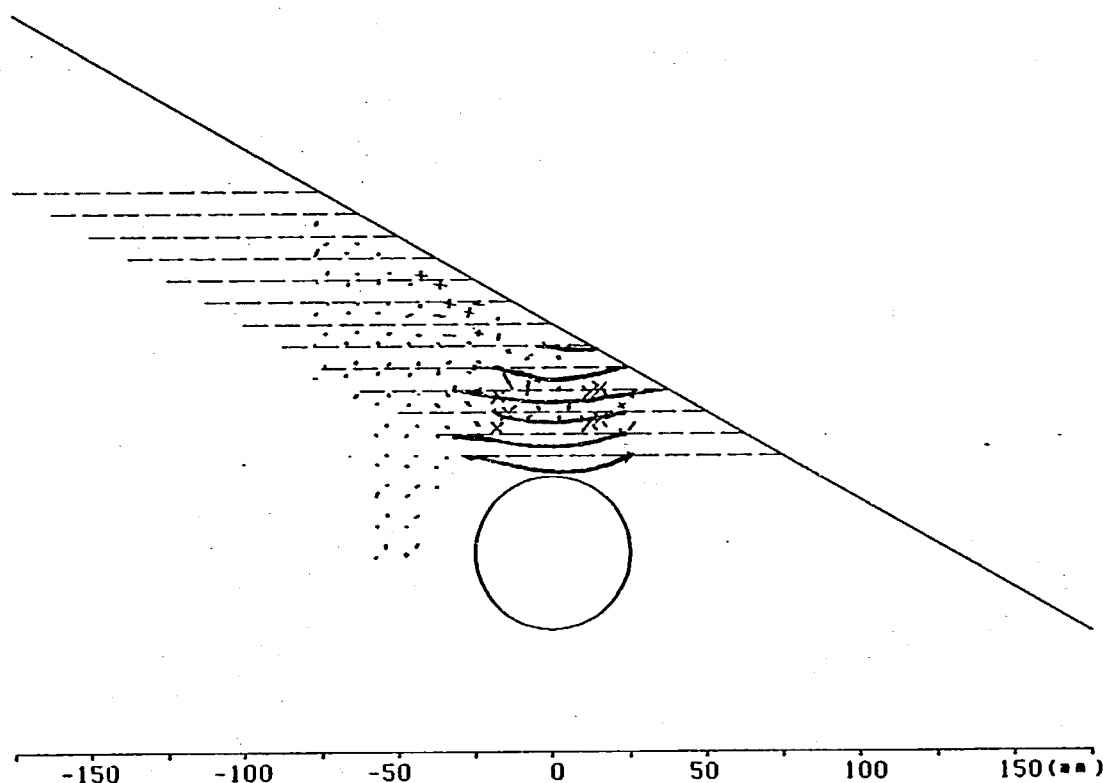
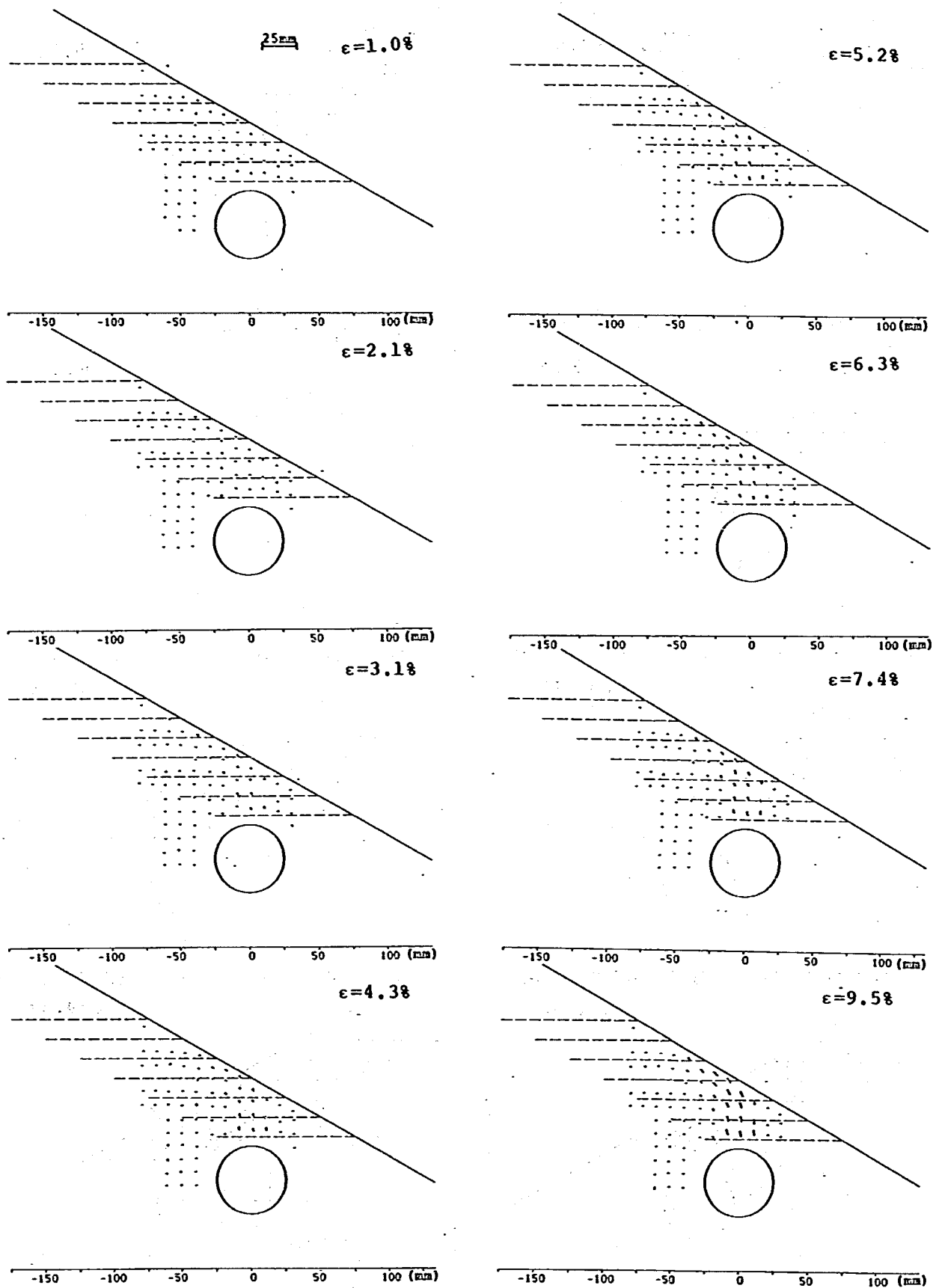


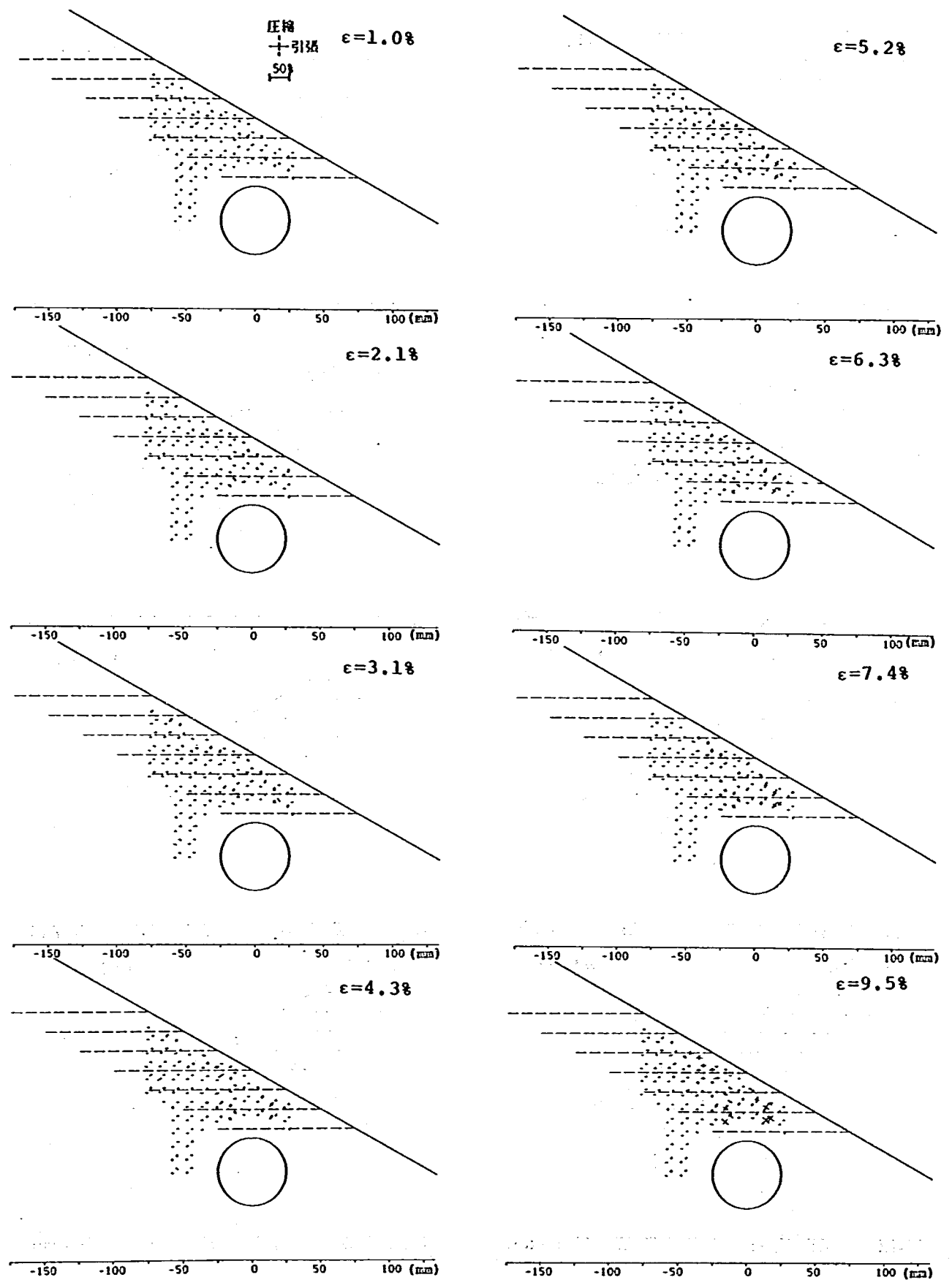
図-3.17 水平打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) のボルトの変形概念図

次に、このようにボルトのせん断抵抗を期待してボルトを水平に打設する場合に、ボルトの密度、ボルトの長さがその効果に及ぼす影響を調べた結果を図-3.18～3.20に示す。



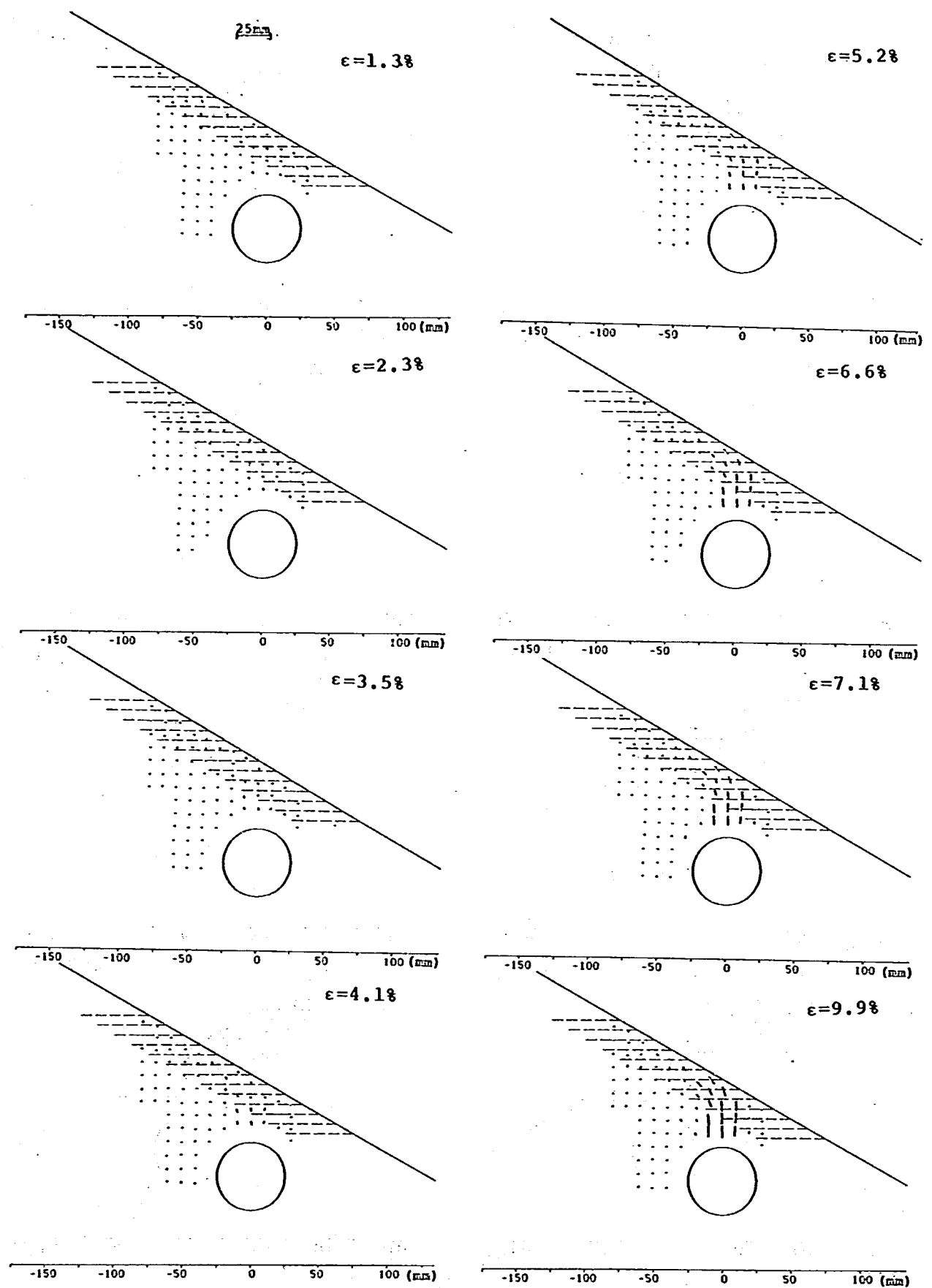
(a) 変位分布

図-3.18(1) 水平打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$) の地山の挙動



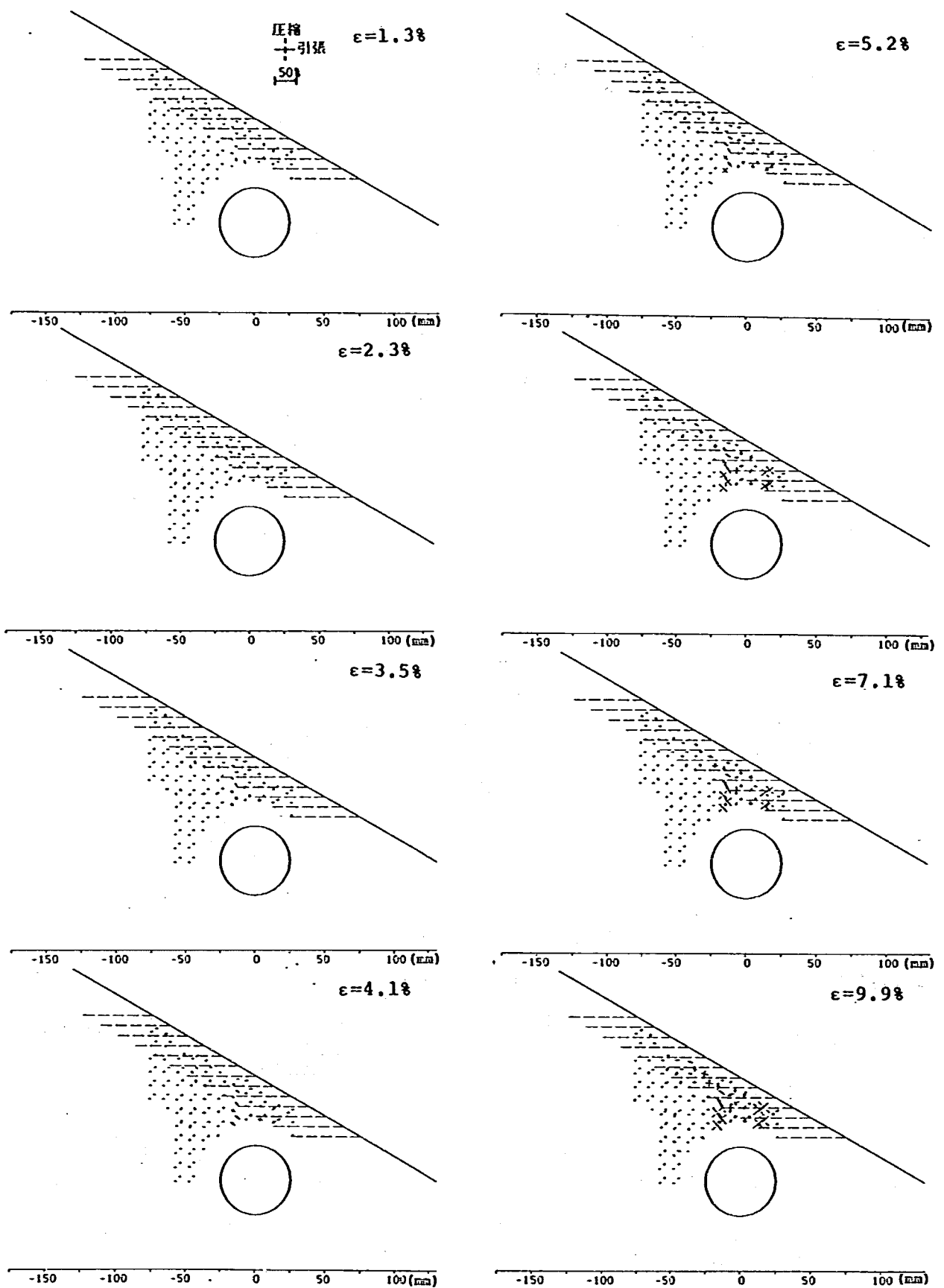
(b) 主ひずみ分布

図-3.18(2) 水平打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 2.5\text{ cm}$) の地山の挙動



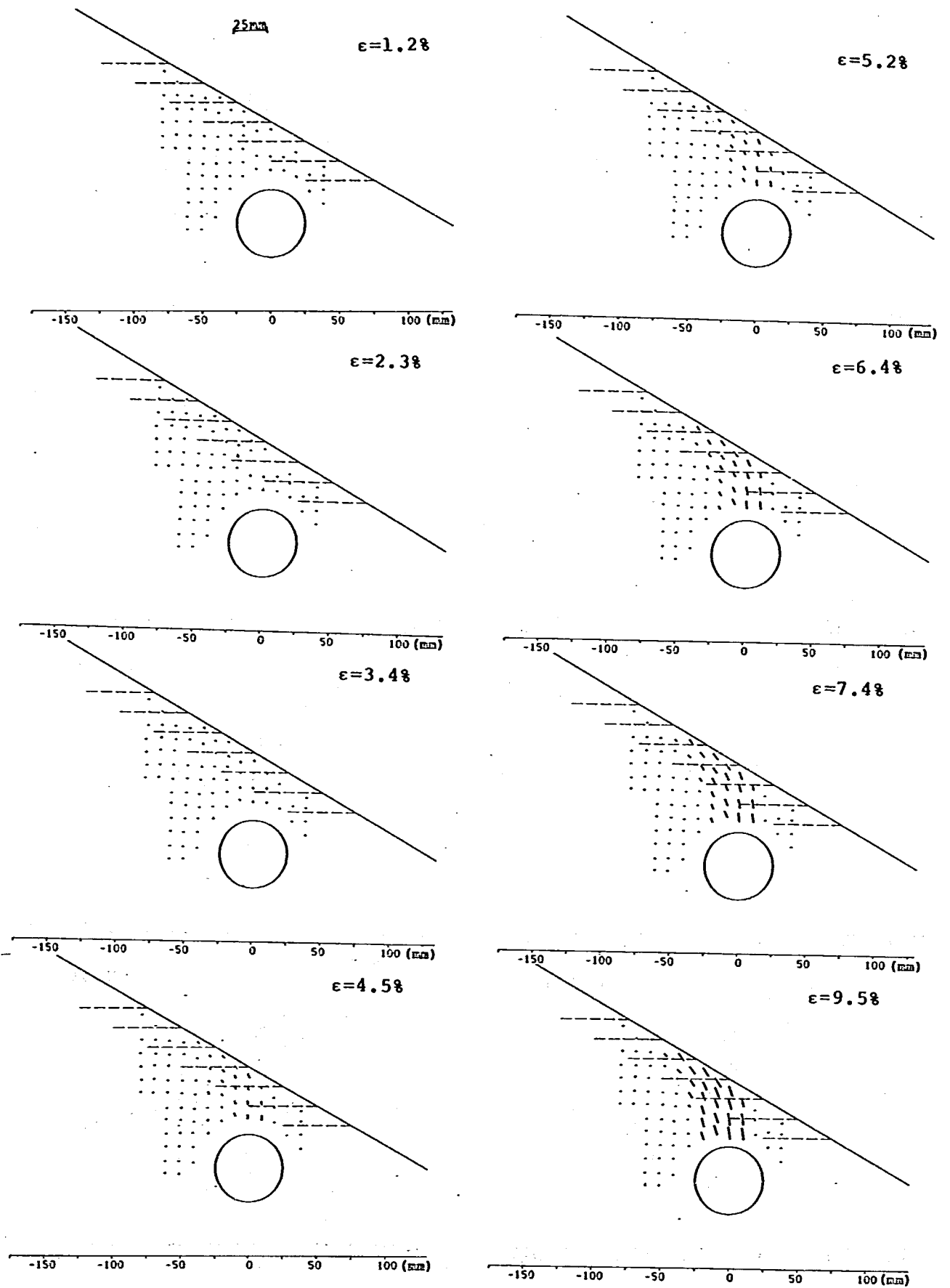
(a) 変位分布

図-3.19(1) 水平打設時 ($L = 5\text{ cm}$, $d = 1.25\text{ cm}$) の地山の挙動



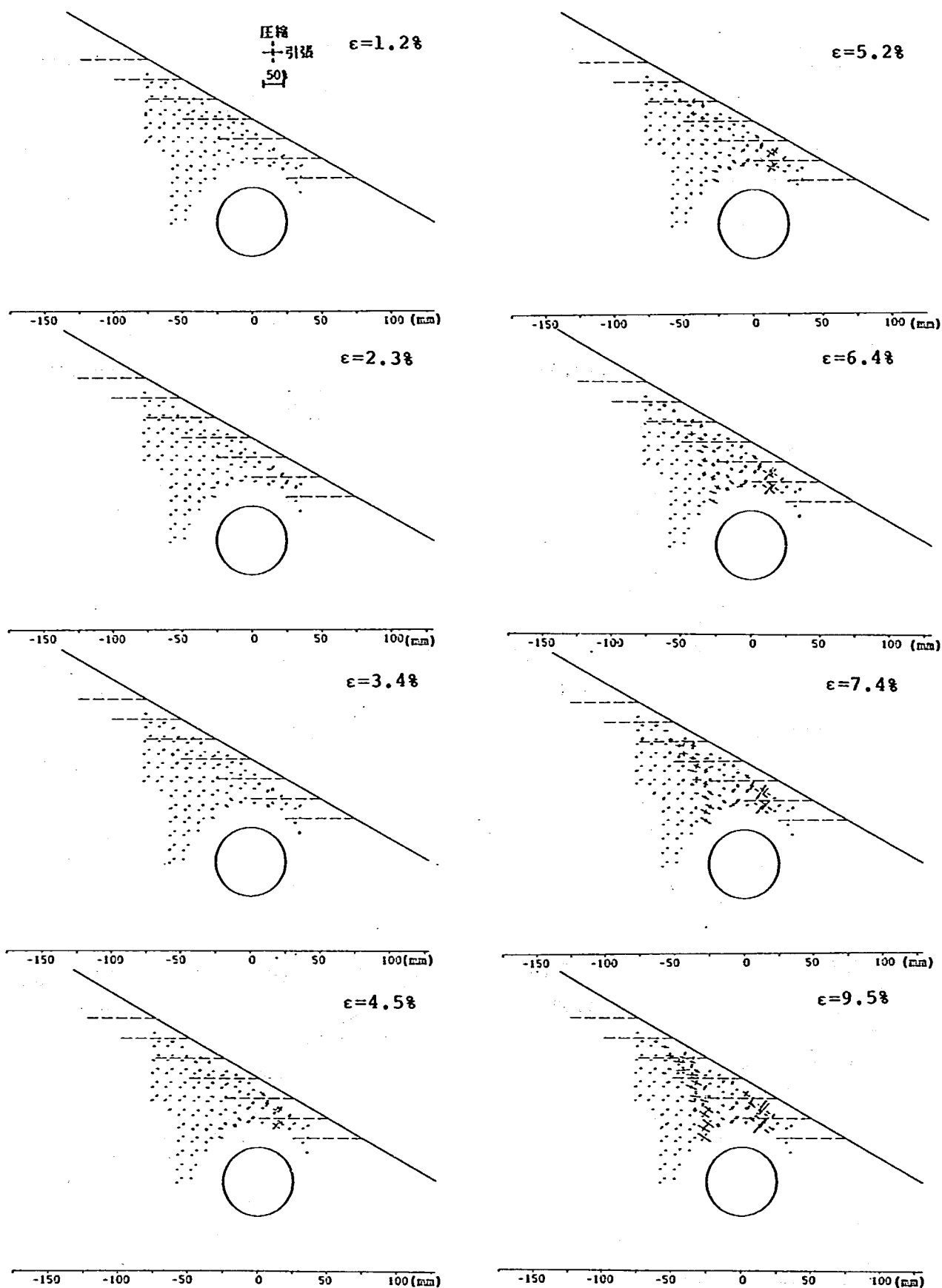
(b) 主ひずみ分布

図-3.19(2) 水平打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) の地山の挙動



(a) 変位分布

図-3.20(1) 水平打設時 ($L=5\text{ cm}$, $d=2.5\text{ cm}$) の地山の挙動



(b) 主ひずみ分布

図-3.20(2) 水平打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$) の地山の挙動

ボルトに長さ $L = 10\text{ cm}$ のものを使用する場合には、図-3.18からわかるように打設間隔が $d = 2.5\text{ cm}$ となった場合でも、 $d = 1.25\text{ cm}$ の場合と同様の効果が認められる。すなわち、トンネルより山側の変位領域が大幅に減少するとともに大部分の変位ベクトルの方向はボルトが無い場合に比較すると鉛直方向に変化している。また、トンネルの変形に伴い発生する山側のすべり面はトンネル直上では鉛直に向いた形状に変化しており、偏土圧の抑制効果が認められる。なお、実験終了後の観察によれば、本ケースでは図-3.21に示すような残留曲げ変形が各ボルトに認められた。

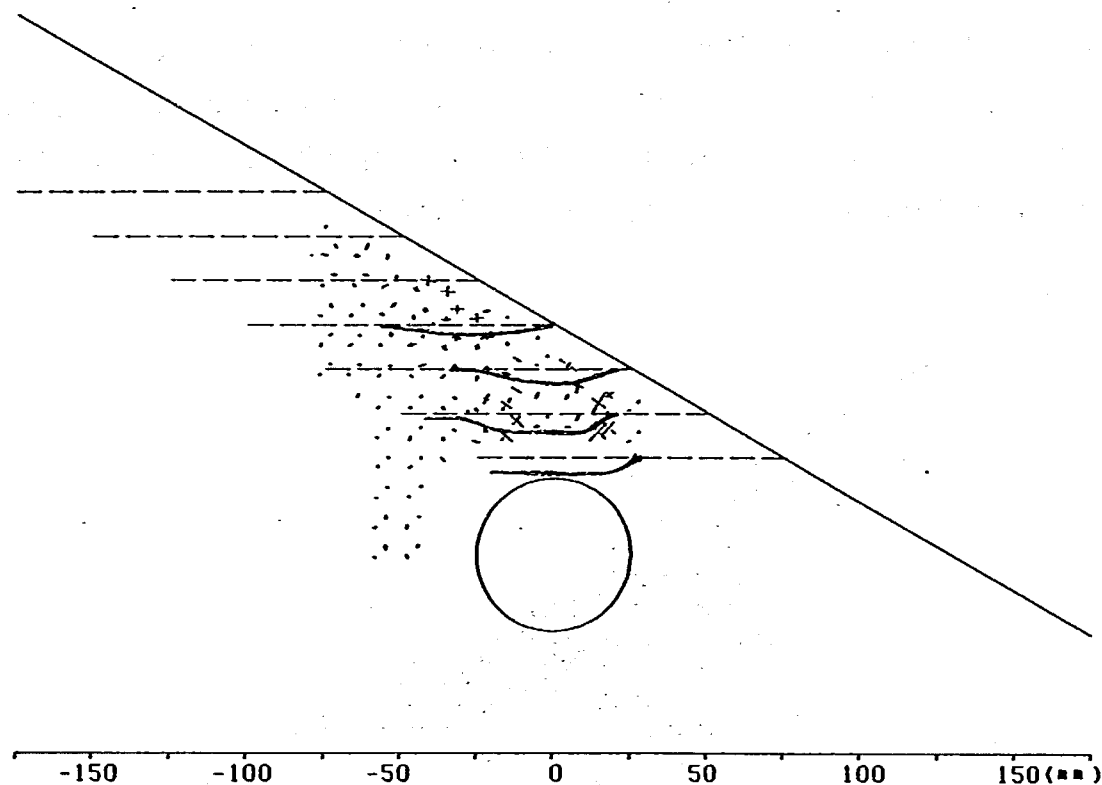


図-3.21 水平打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 2.5\text{ cm}$) のボルトの変形概念図

ボルトに長さ $L = 5\text{ cm}$ のものを使用した場合の効果は、図-3.19, 20に見られるように打設密度によって大きく異なったものとなる。

打設間隔が $d = 1.25\text{ cm}$ の場合は、変位分布についてはトンネルより山側の変位領域が減少してトンネル直上における変位ベクトルの方向が鉛直方向に変化しており、また、主ひずみ分布についてはボルトの長さ $L = 10\text{ cm}$ の場合よりも明確にひずみの集中領域が発生しているものの、ボルトが無い場合と比較するとその形状は偏土圧の発生が抑制される方向に変化する等、ボルトによる効果が認められる。これに対して打設間隔が $d = 2.5\text{ cm}$ の場合は、変位分布、主ひずみ分布ともにボルトが無い場合との明確な差は認められない。

図-3.22, 23は実験終了後の観察から得られたボルトの残留曲げ変形の状態を示したものであるが、これらの図から判断する限り、ボルトの長さが $L = 5\text{ cm}$ の場合はトンネル周

辺部に打設されるボルトはトンネル山側に発生するすべり面に対してはボルトの長さが不十分なため、打設密度にかかわらずボルトのせん断抵抗はあまり期待できない。しかし、トンネル直上の地表面近くに打設されるボルトについてはトンネル山側のすべりに対して効果が発揮できる配置となっており、打設密度が密な場合にはそれだけ大きなせん断抵抗が発揮されて効果が現れるようになるものと考えられる。

以上のことを総合すると、ボルトを水平に打設した場合は地山に発生するすべりに対してボルトのせん断抵抗が発揮される方向となっているが、効果が十分に発揮されるためにはすべり面に対して十分な長さをとることが必要となる。ボルトの打設密度に関しては、ボルトの長さが十分な場合はボルトの打設密度をむやみに大きくしてもその効果の向上は期待できない。しかし、ボルトに短いものを使用した場合の効果は打設密度によって大きく異なり、トンネル直上の地表面付近の領域に数多くのボルトを打設すれば、短いボルトを使用した場合でも地山全体のすべりをある程度抑制することは可能となる。

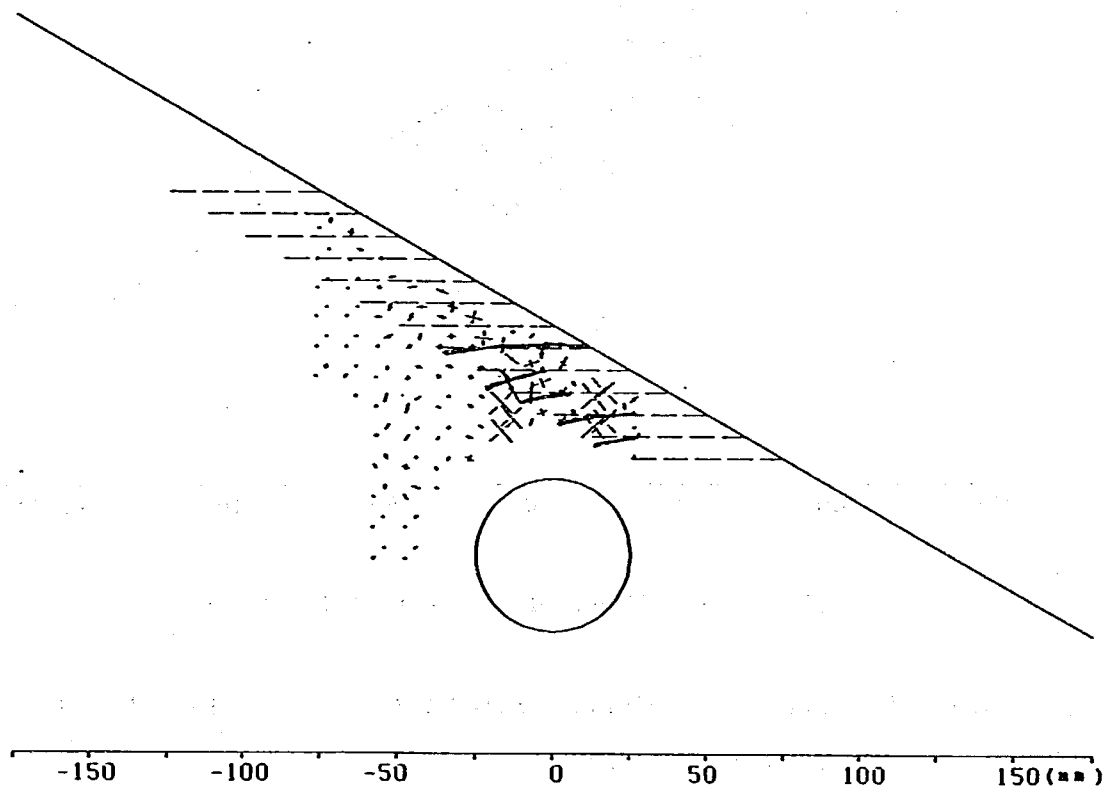


図-3.22 水平打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) のボルトの変形概念図

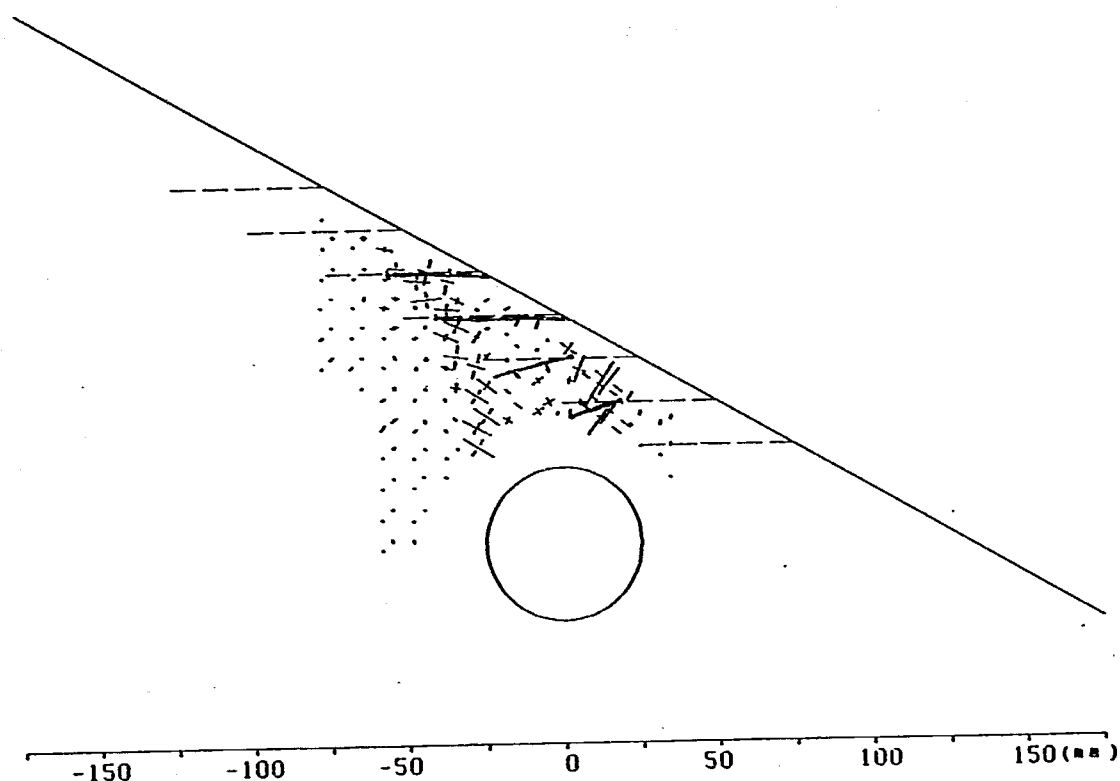
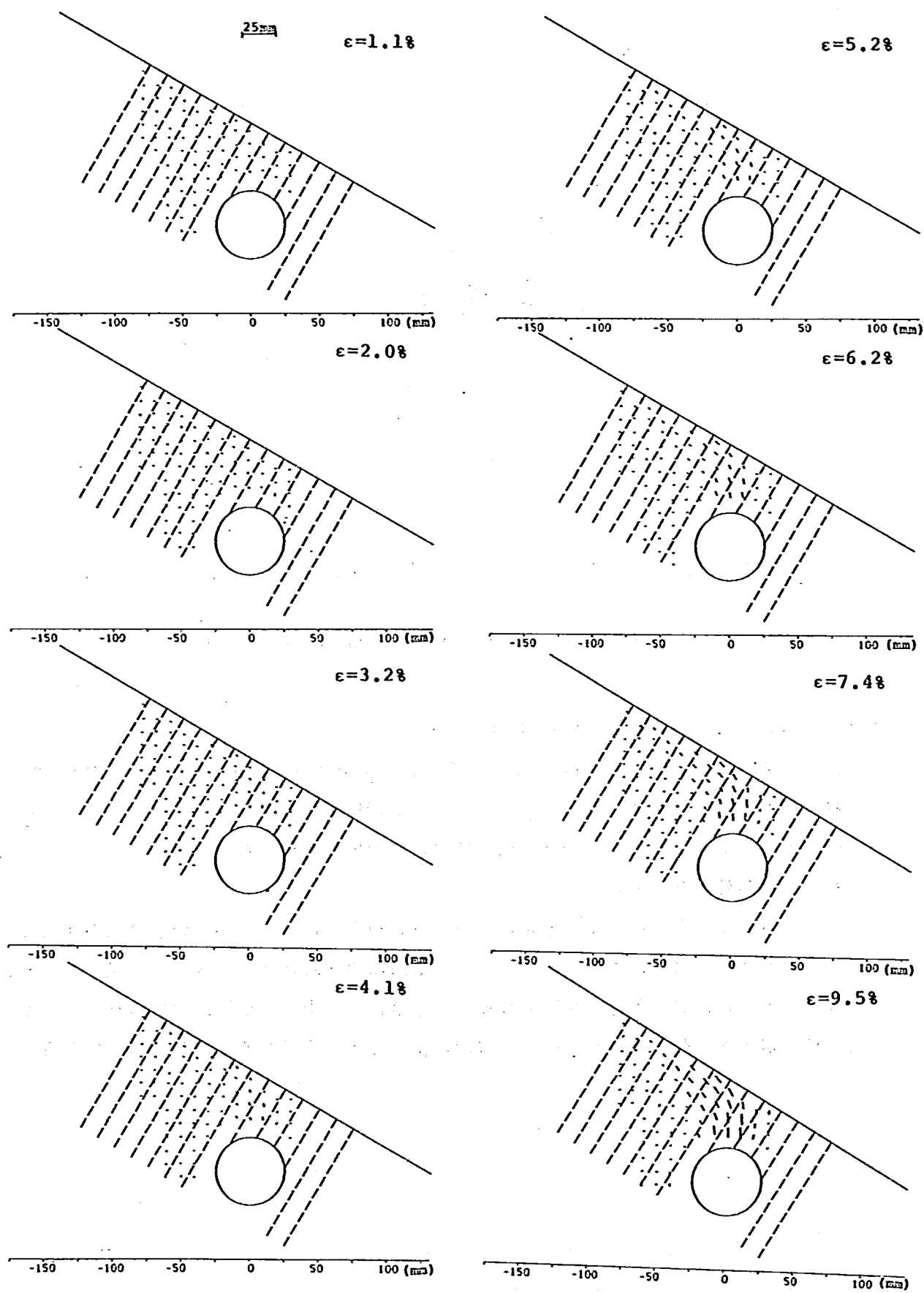


図- 3. 23 水平打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$) のボルトの変形概念図

4. 2. 2 地表面に垂直に打設 ($\theta = 90^\circ$) した場合

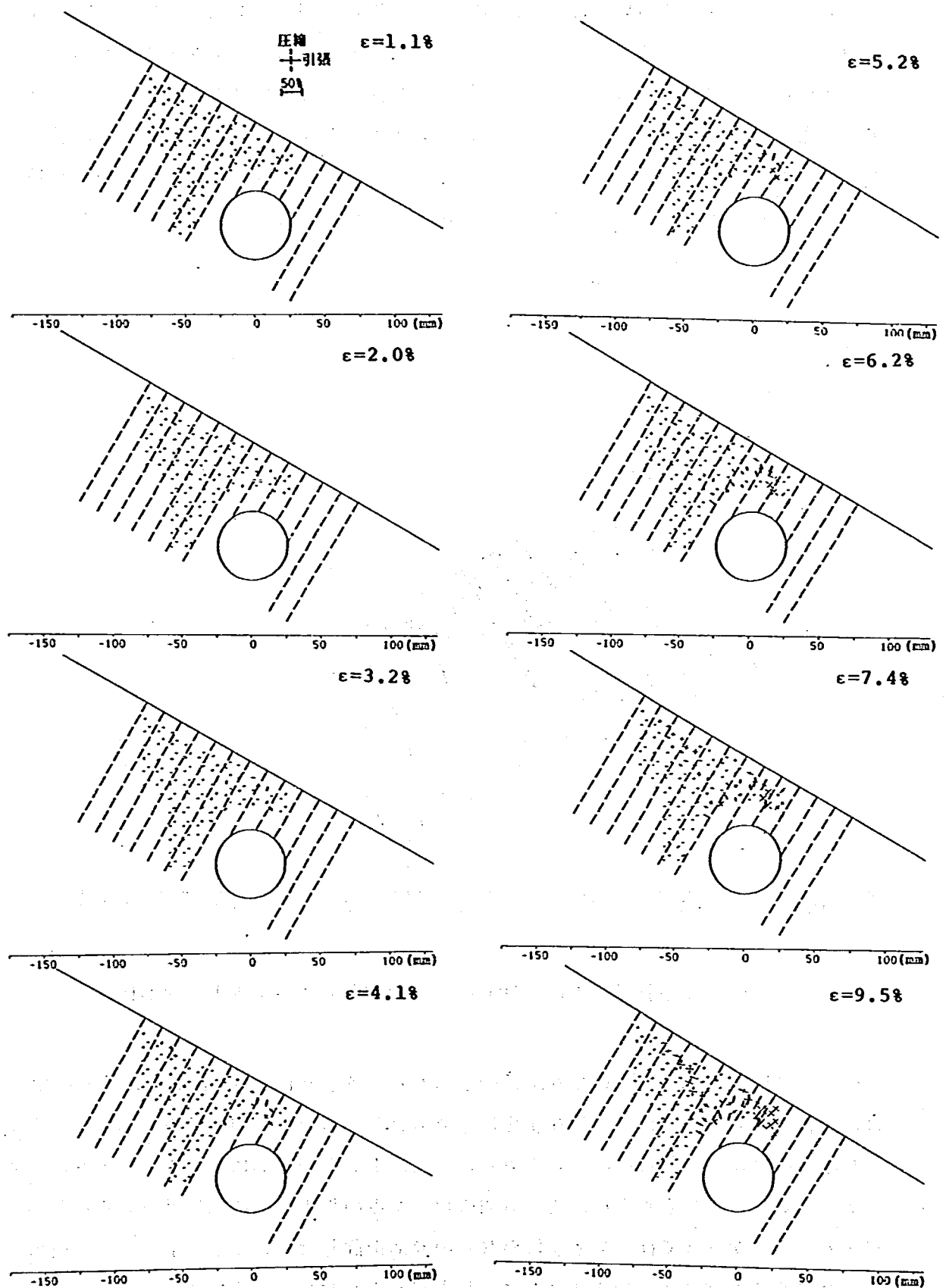
図- 3. 24 は、長さ $L = 10 \text{ cm}$ のボルトを打設間隔 $d = 1.25 \text{ cm}$ で地表面に垂直 ($\theta = 90^\circ$) に打設した場合のトンネル変形に伴うトンネル周辺地山の変位分布、主ひずみ分布を示したものである。ボルトの長さ、密度に関しては、今回実験を行った中では長い方のボルトを密に打設した条件となっている。

図からもわかるように、変位分布、主ひずみ分布ともにボルトが無い場合との比較では明確な変化が認められず、本ケースはボルトの効果はほとんど期待できない結果となっている。前述したように、同一条件で水平に打設した場合には、十分な効果が認められていることから、縫地ボルトの効果はボルトの打設方向によって大きく異なることが明らかである。



(a) 変位分布

図-3.24(1) 垂直打設時 ($L=10\text{ cm}$, $d=1.25\text{ cm}$) の地山の挙動



(b) 主ひずみ分布

図-3.24(2) 垂直打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) の地山の挙動

ただし、実験終了後の観察によれば本ケースの場合も図-3.25に示すような残留曲げ変形が一部のボルトに認められており、ボルトの打設方向としてはトンネルの変形に伴って発生するすべりに対してある程度のせん断抵抗は発揮される方向になっているものと考えられる。そこで、本ケースについてはボルトにさらに大きなせん断抵抗を期待する実験として、曲げ剛性が非常に大きいボルト、すなわち原型に換算すると通常の約2倍の径($\phi 66\text{ mm}$)を有する棒鋼に相当する曲げ剛性を持つアルミ板をボルトとして使用した実験を行い、曲げ剛性の影響を調べた。

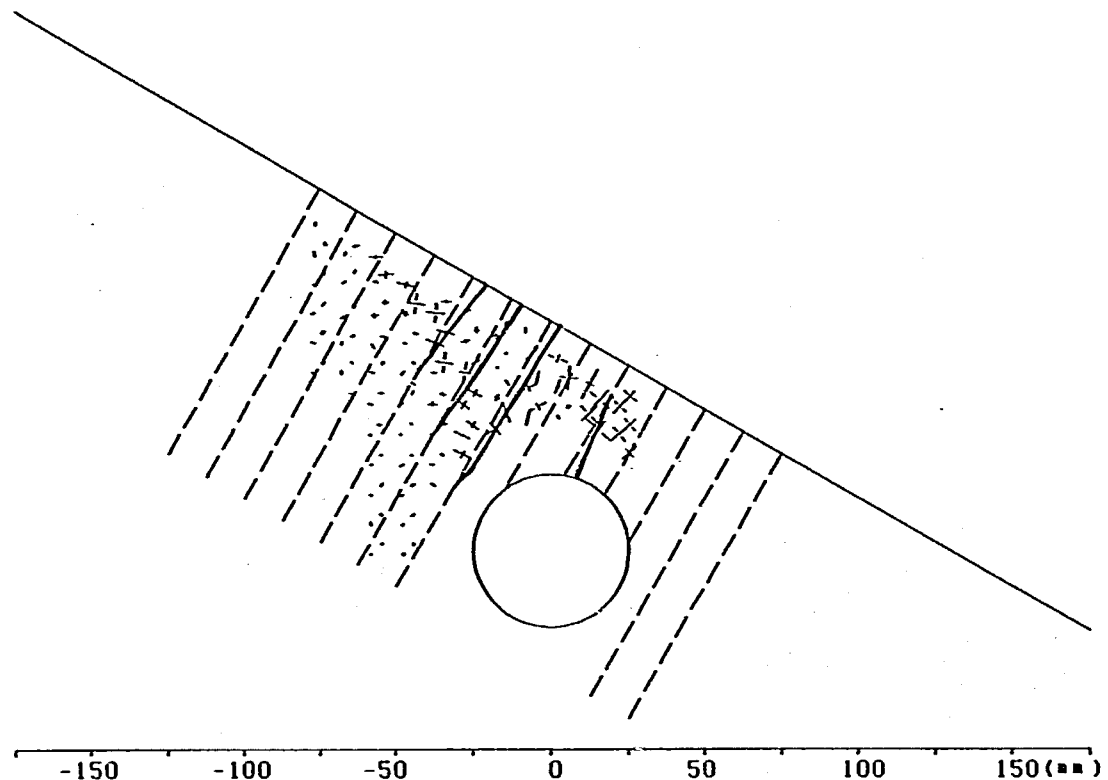
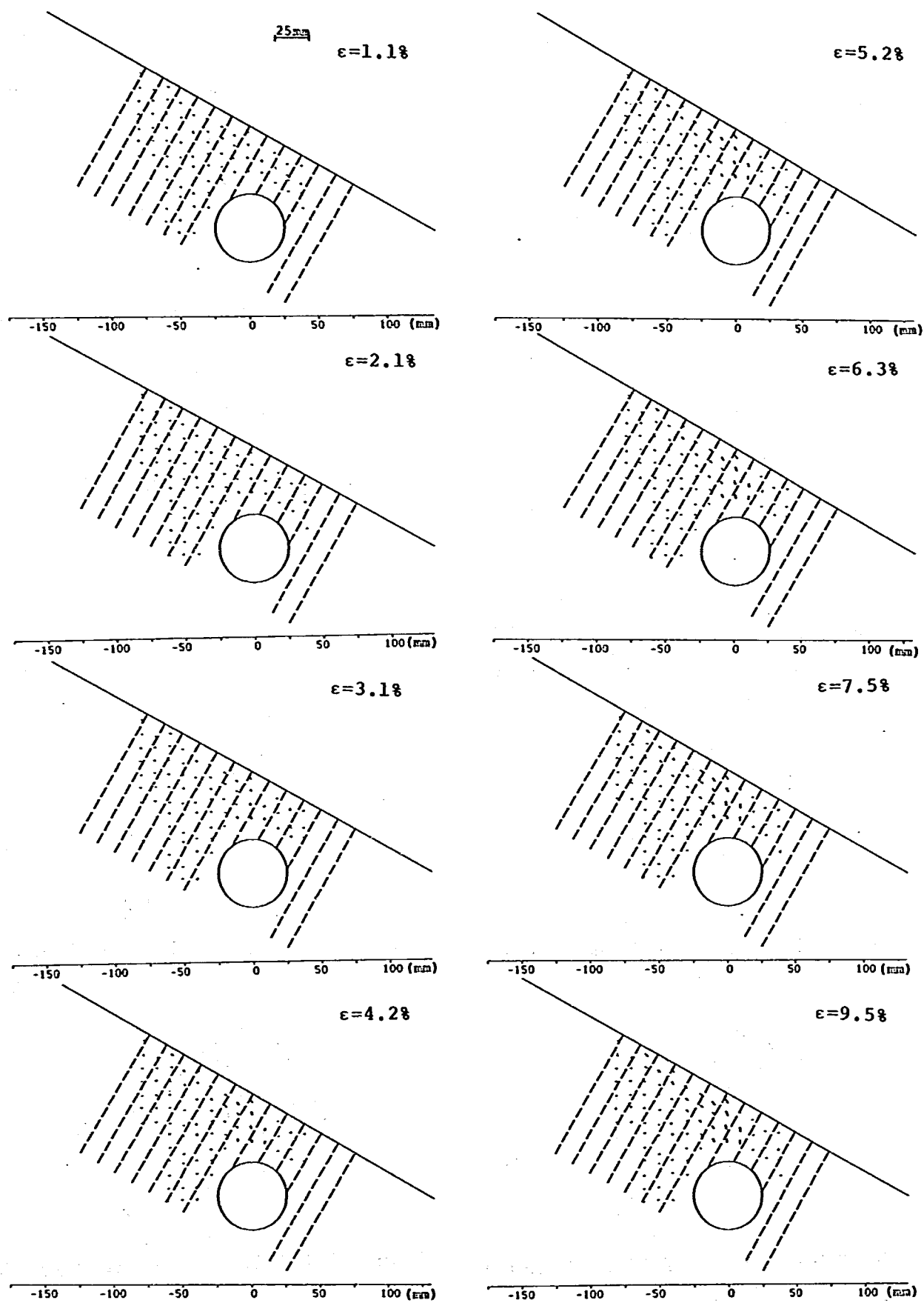


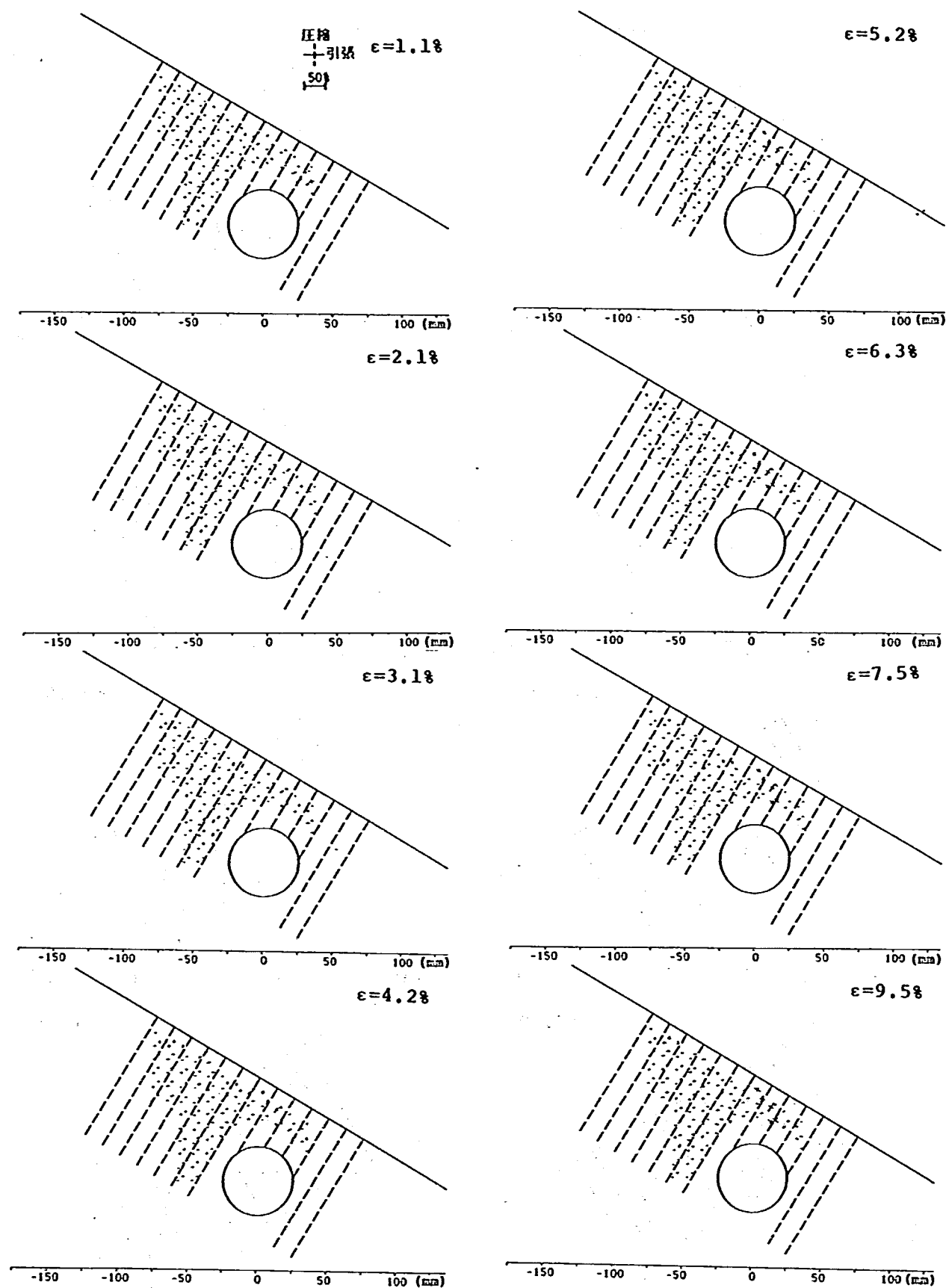
図-3.25 垂直打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 1.25\text{ cm}$) のボルトの変形概念図

図-3.26は、その結果であるが、図からもわかるように $\phi 0.4\text{ mm}$ の針金を使用した場合と比較して変位領域には明確な変化は認められないものの、同一量の変形をトンネルに許した場合の地山の変位量は減少しており、また、トンネル山側に発生するひずみは分散されて $\epsilon = 9.5\%$ のトンネル変形段階でも明確なひずみの集中領域の発生は認められない。したがって、このケースではトンネルにかなりの変形を許した場合でも、トンネル周辺の地山にすべりは発生しにくく、偏土圧に対する抑制効果が期待できるものと判断される。



(a) 変位分布

図-3.26(1) 垂直打設時 ($L=10\text{ cm}$, $d=1.25\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



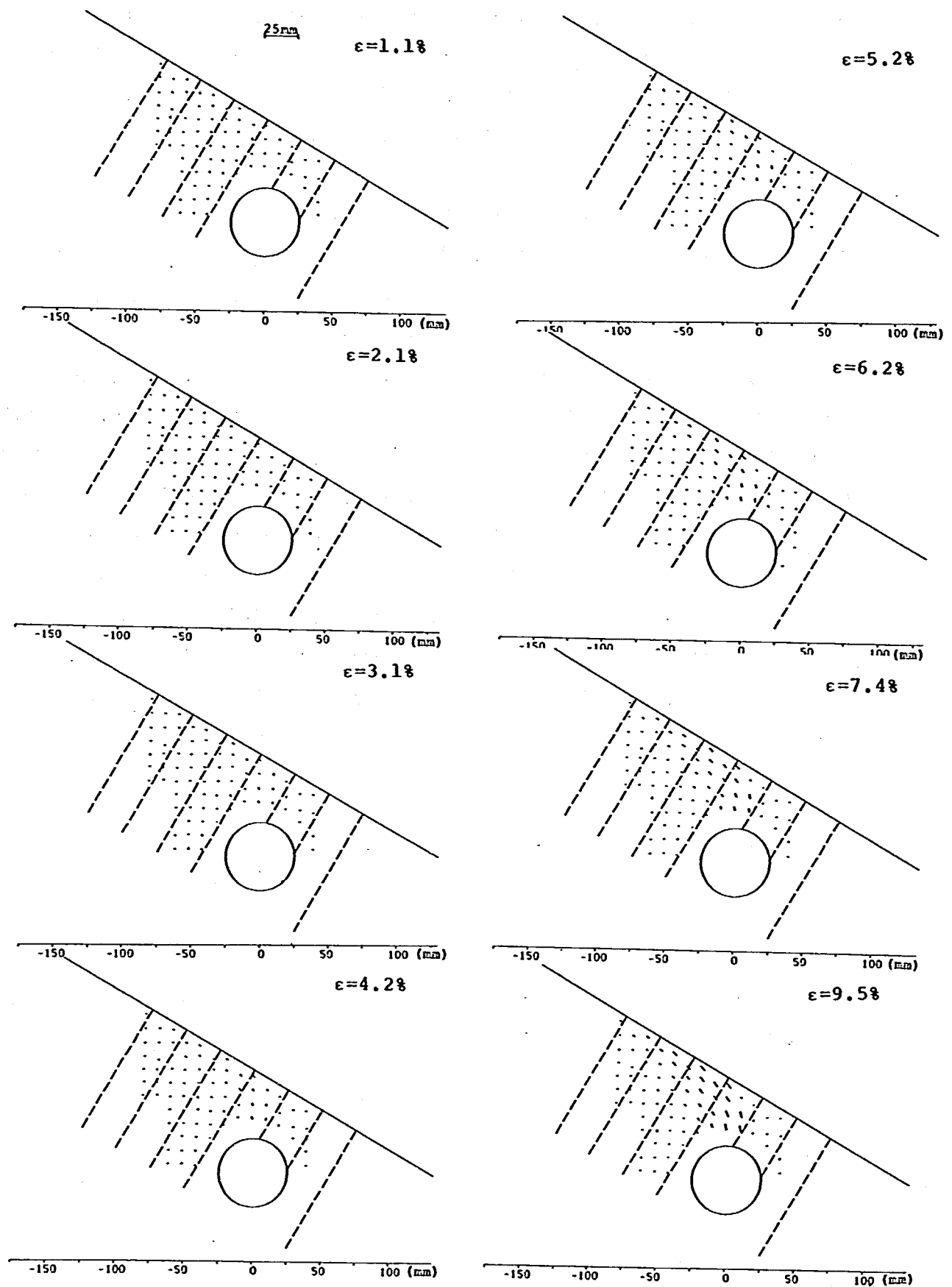
(b) 主ひずみ分布

図-3.26(2) 垂直打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 1.25\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動

以上のように、ボルトに曲げ剛性の大きいものを使用した場合には、地表面に垂直に打設する場合でもボルトにある程度の効果が期待できるが、ボルトを有効に活用するにはボルトの長さ、打設間隔の影響を把握しておく必要がある。そこで、ボルトに同一の剛性を持つアルミ板を使用してボルトの長さ、打設間隔の影響を調べるための実験を行い、その結果を図-3.27～3.29に示した。

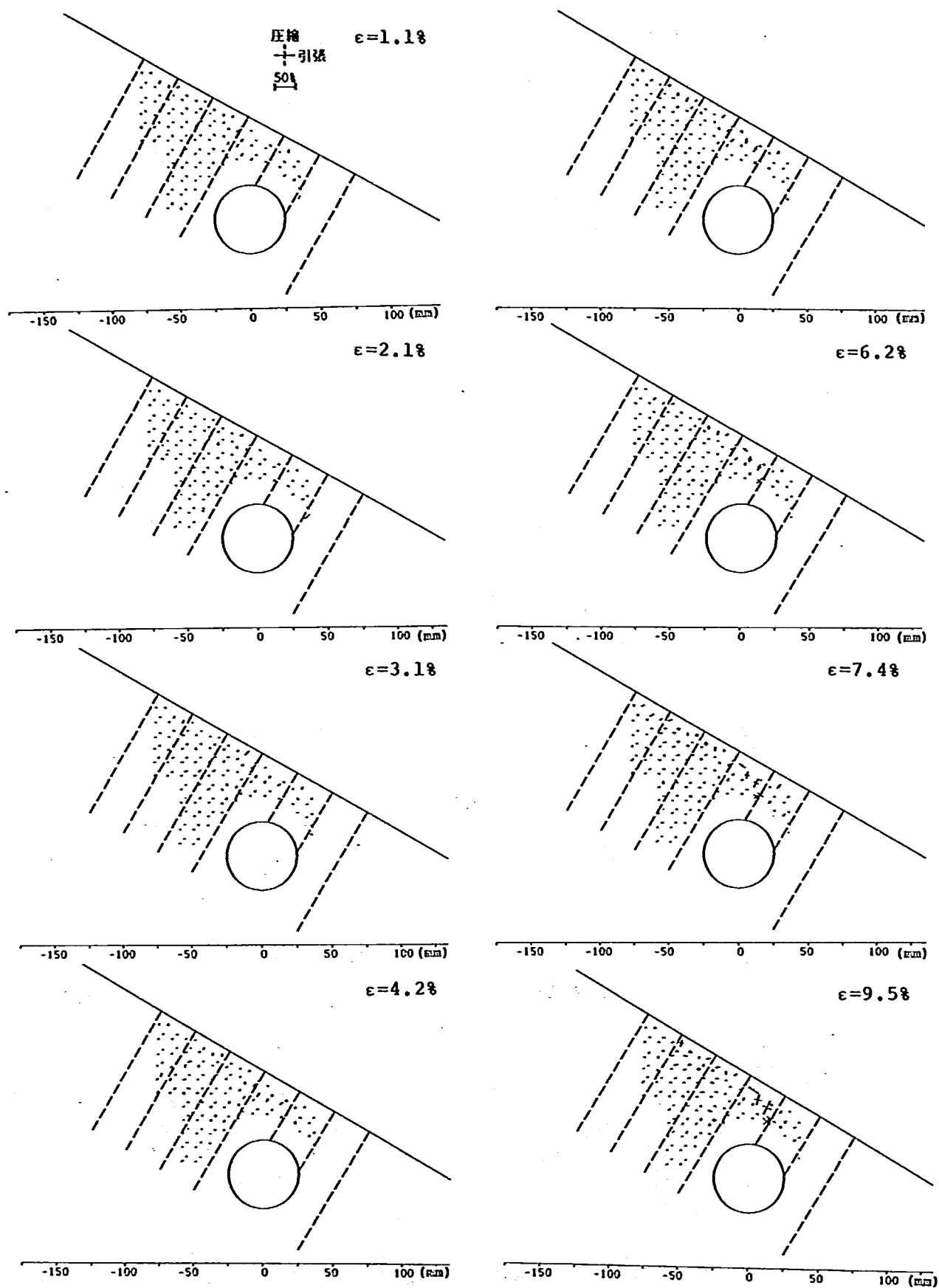
これらの図から判断する限り、長さ $L = 10$ cm のボルトを間隔 $d = 2.5$ cm で打設した場合、あるいは $L = 5$ cm のボルトを $d = 1.25$ cm で打設した場合はともにボルトが無い場合に比較してトンネルに $\epsilon = 9.5$ % の大変形を許した段階でもトンネル山側に発生するひずみは比較的分散されており、すべりに対する抑制効果はある程度期待できるものと考えられる。これに対して $L = 5$ cm のボルトを $d = 2.5$ cm で打設した場合は、各トンネル変形段階における変位分布および主ひずみ分布はボルトが無い場合と明確な変化は認められず、効果はほとんど期待できない結果となっている。したがって、曲げ剛性の大きいボルトを地表面に垂直に打設する場合も、ボルトが効果を発揮するには一定以上の長さ、密度を有することが必要であり、ボルトの長さ、打設密度に関しては十分な注意を払わなければならない。

なお、必要とするボルトの長さに関しては図-3.27と図-3.29との比較から判断する限り、少なくともトンネルの変形に伴って発生が予想されるすべり面より下側の静止している地山領域に十分な根入れ長を有していることが、一つの境界値になるように思われる。ただし、図-3.28に見られるように、ボルト長の不足分はボルト密度を大きくすることによって補えるケースもある。



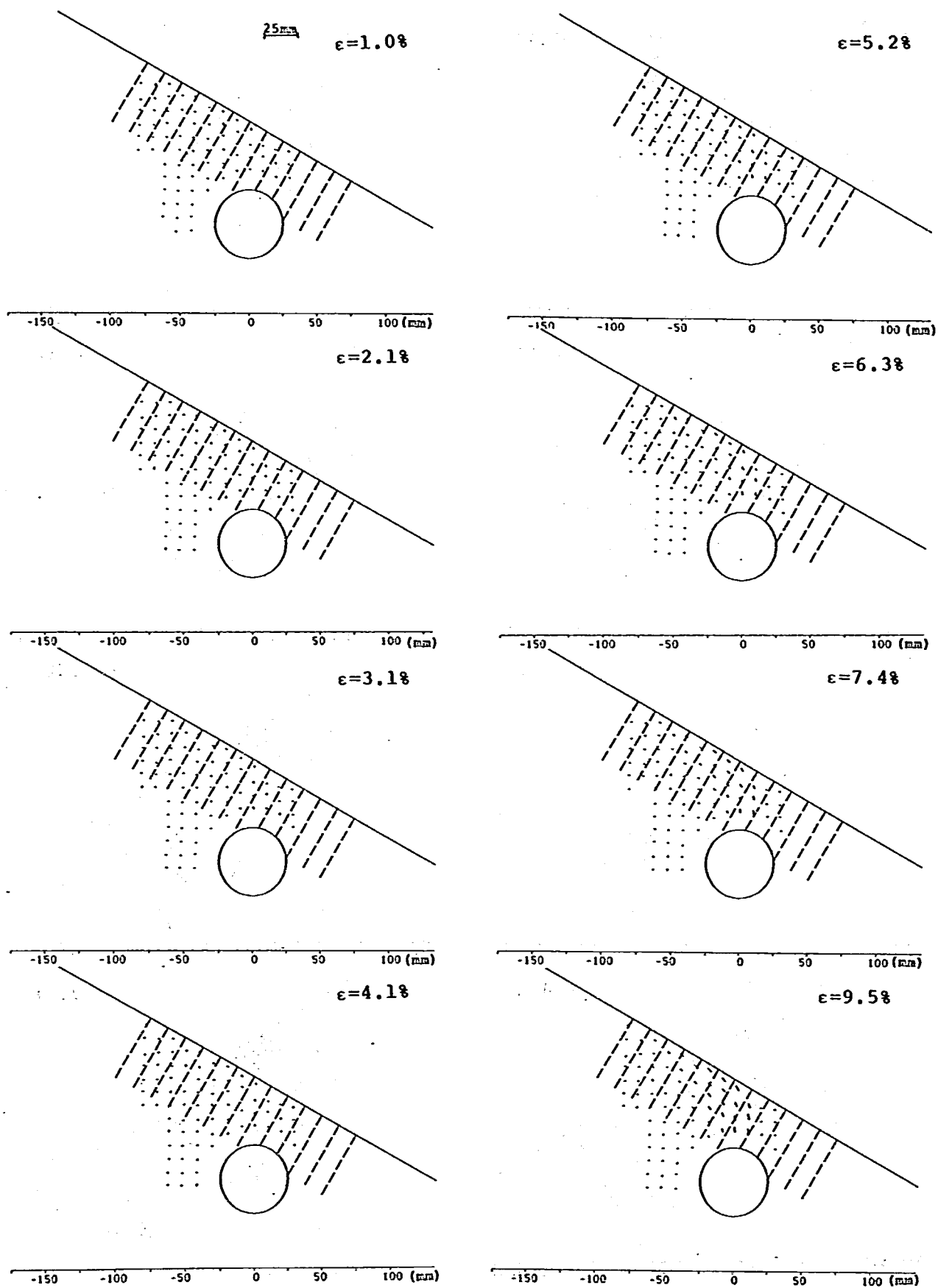
(a) 変位分布

図-3.27(1) 垂直打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 2.5\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



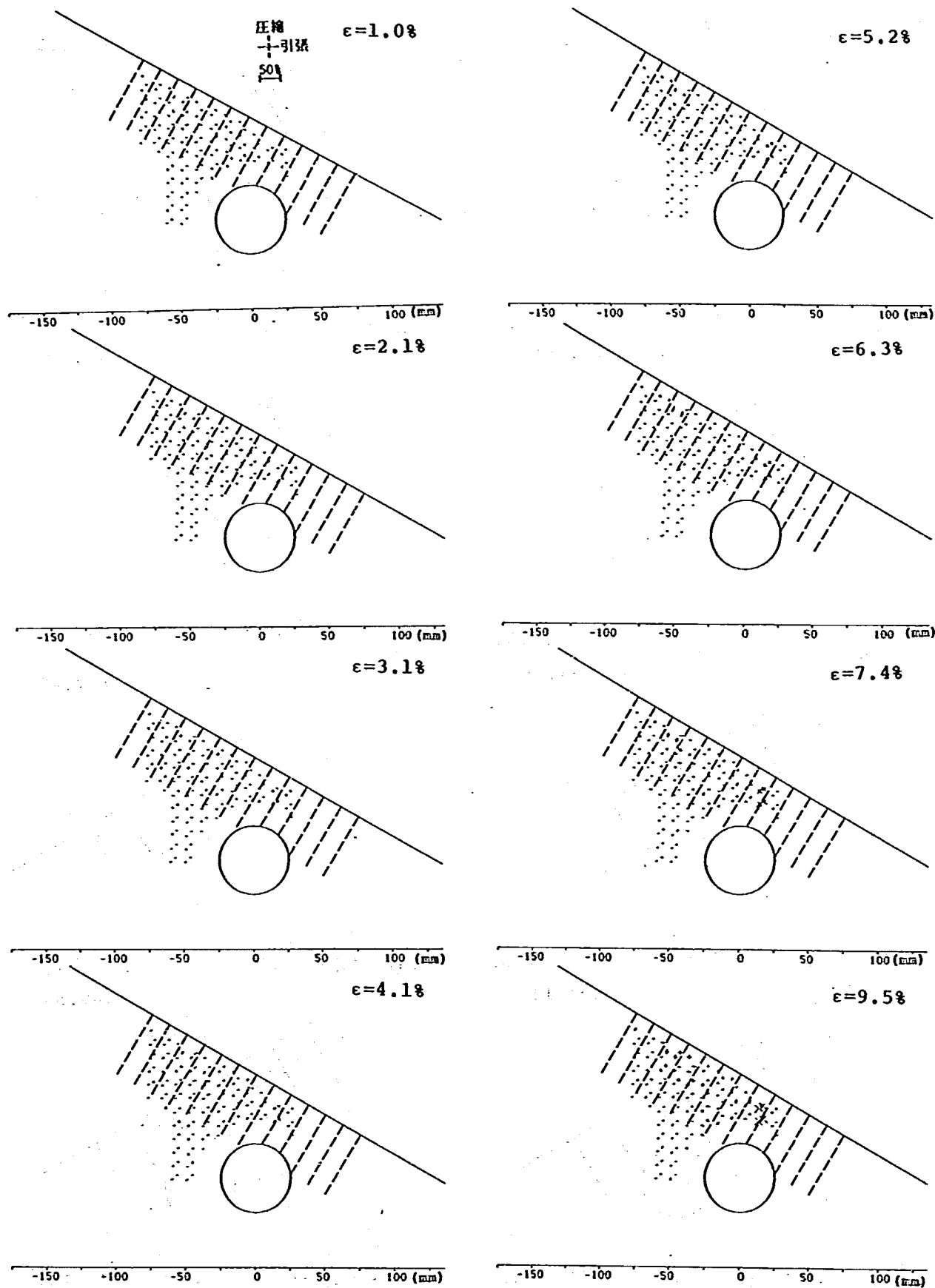
(b) 主ひずみ分布

図-3.27(2) 垂直打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 2.5\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



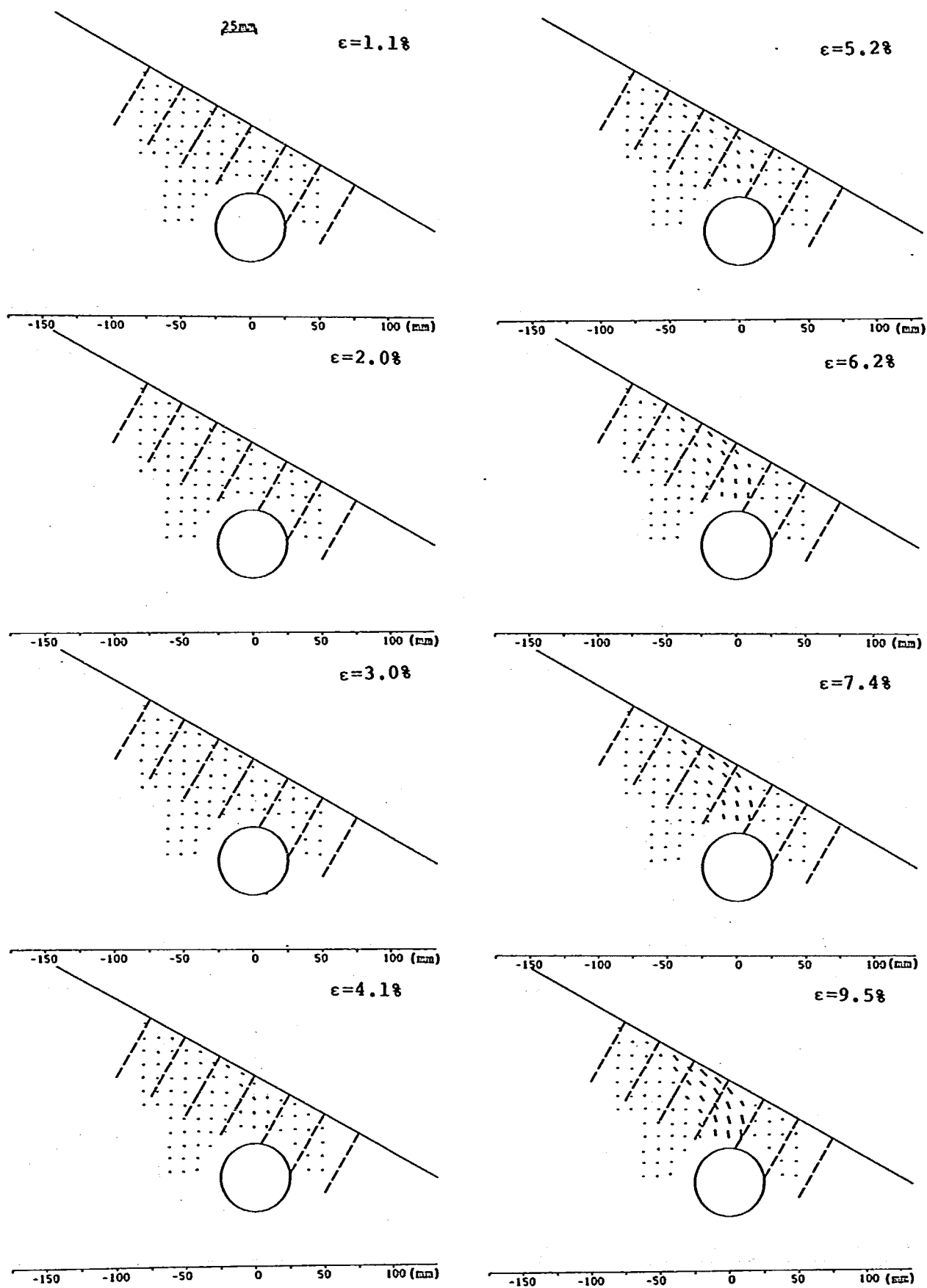
(a) 変位分布

図-3.28(1) 垂直打設時 ($L=5\text{ cm}$, $d=1.25\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



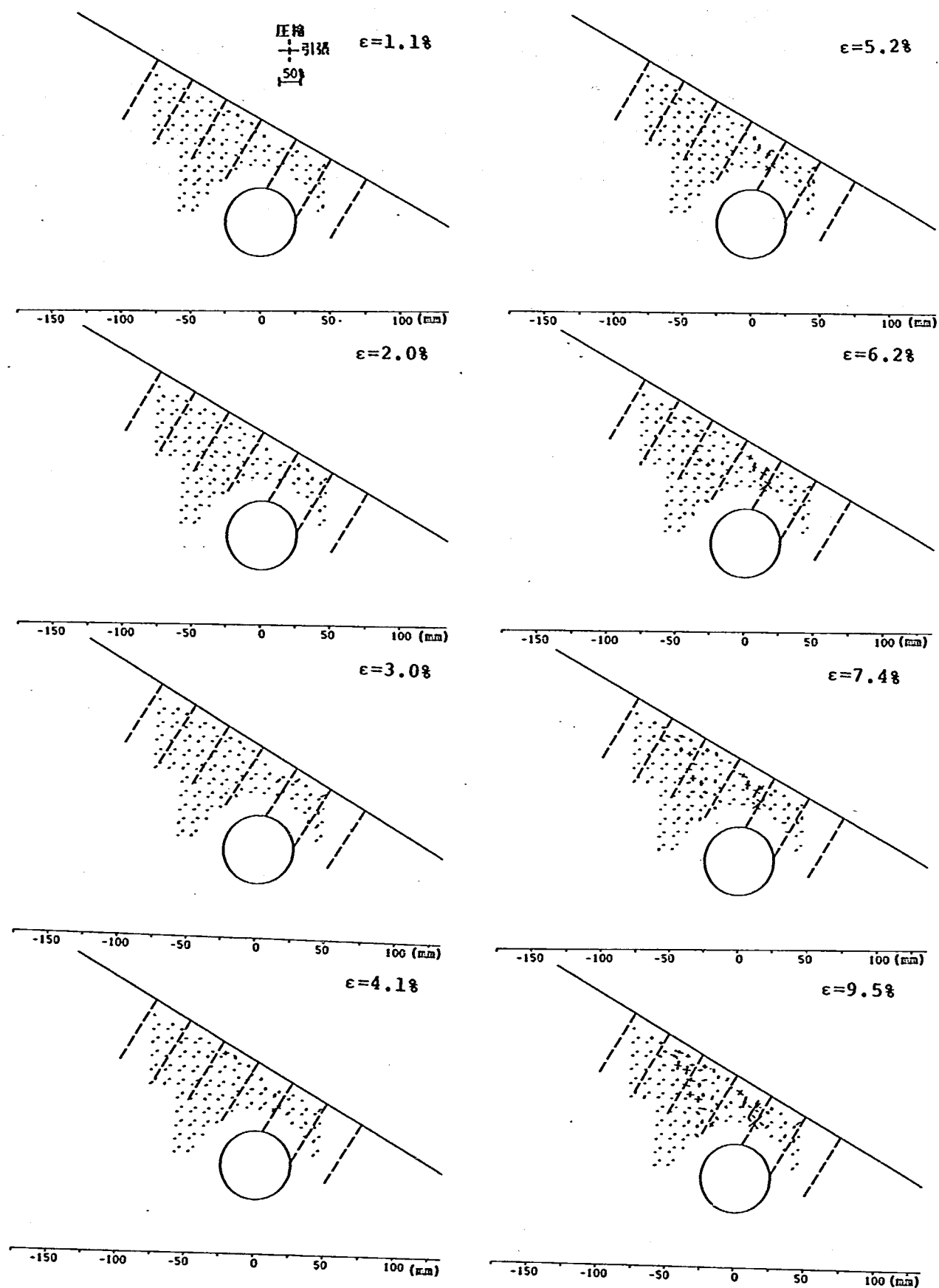
(b) 主ひずみ分布

図-3.28(2) 垂直打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



(a) 変位分布

図-3.29(1) 垂直打設時 ($L = 5\text{ cm}$, $d = 2.5\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動

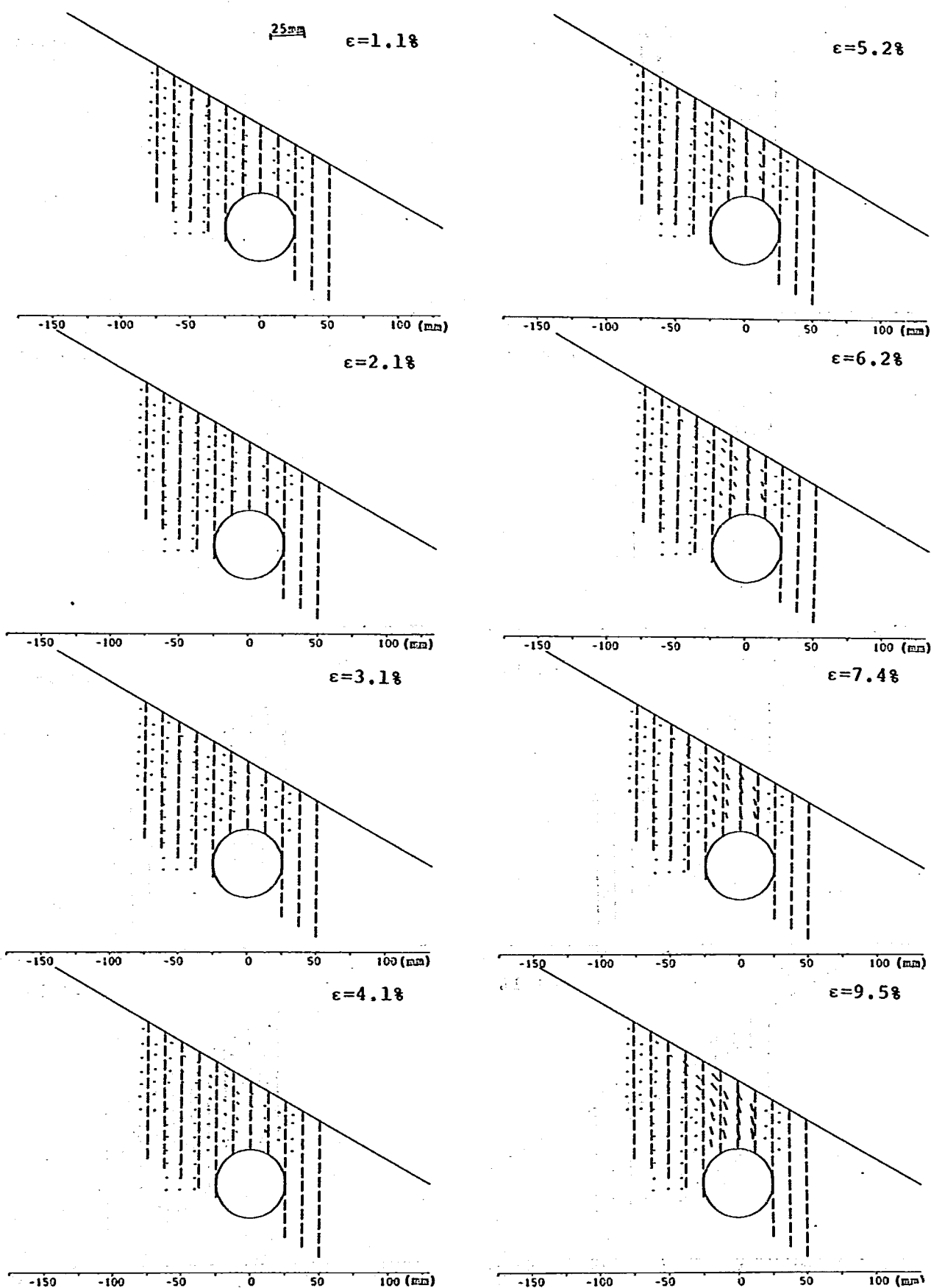


(b) 主ひずみ分布

図-3.29(2) 垂直打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動

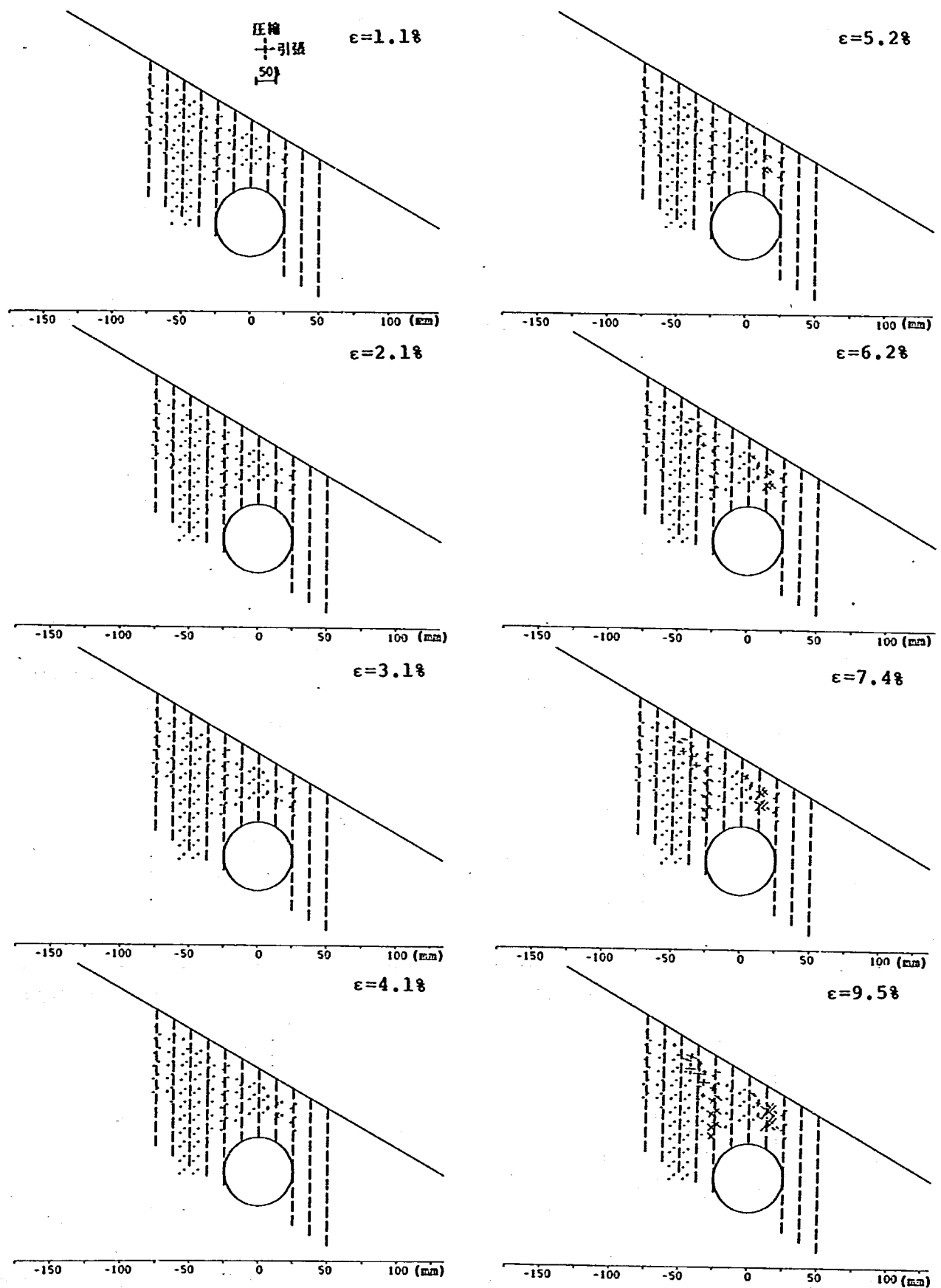
4.2.3 鉛直に打設 ($\theta = 120^\circ$) した場合

図-3.30は、長さ $L = 10\text{ cm}$ のボルトを打設間隔 $d = 1.25\text{ cm}$ で鉛直 ($\theta = 120^\circ$) に打設した場合のトンネル変形に伴うトンネル周辺地山の変位分布、主ひずみ分布を示したものである。ボルトの長さ、打設密度に関しては今回実験を行った中では長い方のボルトを密に打設した条件となっている。また、本ケースの打設方向は、トンネル建設現場で坑口対策として縫地ボルトを使用する場合、現在のところ比較的多く用いられている方向となっている。



(a) 変位分布

図-3.30(1) 鉛直打設時 ($L=10\text{ cm}$, $d=1.25\text{ cm}$) の地山の挙動



(b) 主ひずみ分布

図-3.30(2) 鉛直打設時 ($L = 10\text{cm}$, $d = 1.25\text{cm}$) の地山の挙動

しかし、図からもわかるように本ケースの場合は、各トンネル変形段階における変位分布および主ひずみ分布にはボルトが無い場合と比較しても明確な変化は認められず、すべりに対するボルトの効果はほとんど期待できない結果となっている。また、実験終了後の目視観察でも明確な残留変形が認められたボルトは図-3.31に示すような1本のみであり、本ケースのような打設方向はトンネルの変形に伴って発生するすべりに対してボルトのせん断抵抗がほとんど発揮できない方向になっているものと判断される。

前述したように、現在のところ、トンネル建設現場では縫地ボルトを鉛直に打設する場合が多く、その設計の考え方の1つとして、ボルトのせん断抵抗により地山のすべりを抑制しようとするものがある。すべりの方向は地山の地形条件によって異なり、また、発揮されるせん断抵抗の大きさも地質条件によって異なるため一概に結論付けることはできないが、少なくとも今回の実験結果から判断する限り、粘着力がほとんどない斜面形状の砂質地山にトンネルを掘削する場合、トンネルの変形に伴って発生するすべりを鉛直方向に打設した縫地ボルトで抑制することは難しいものと考えられる。

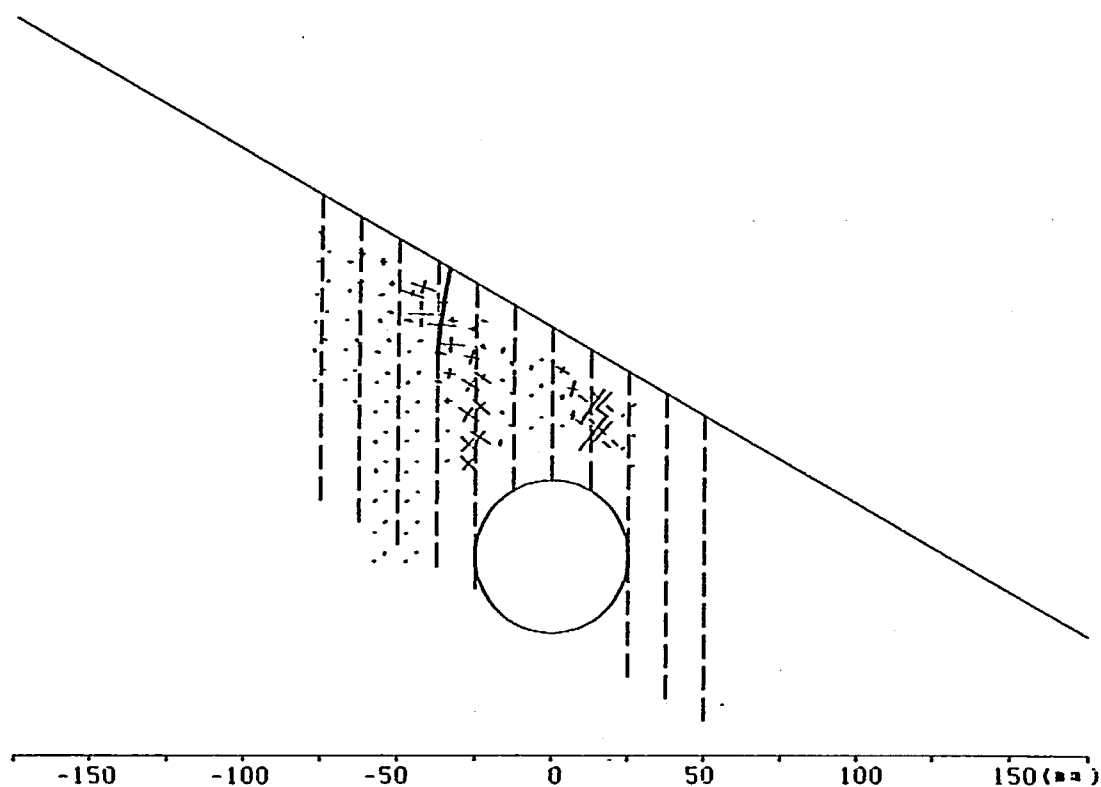
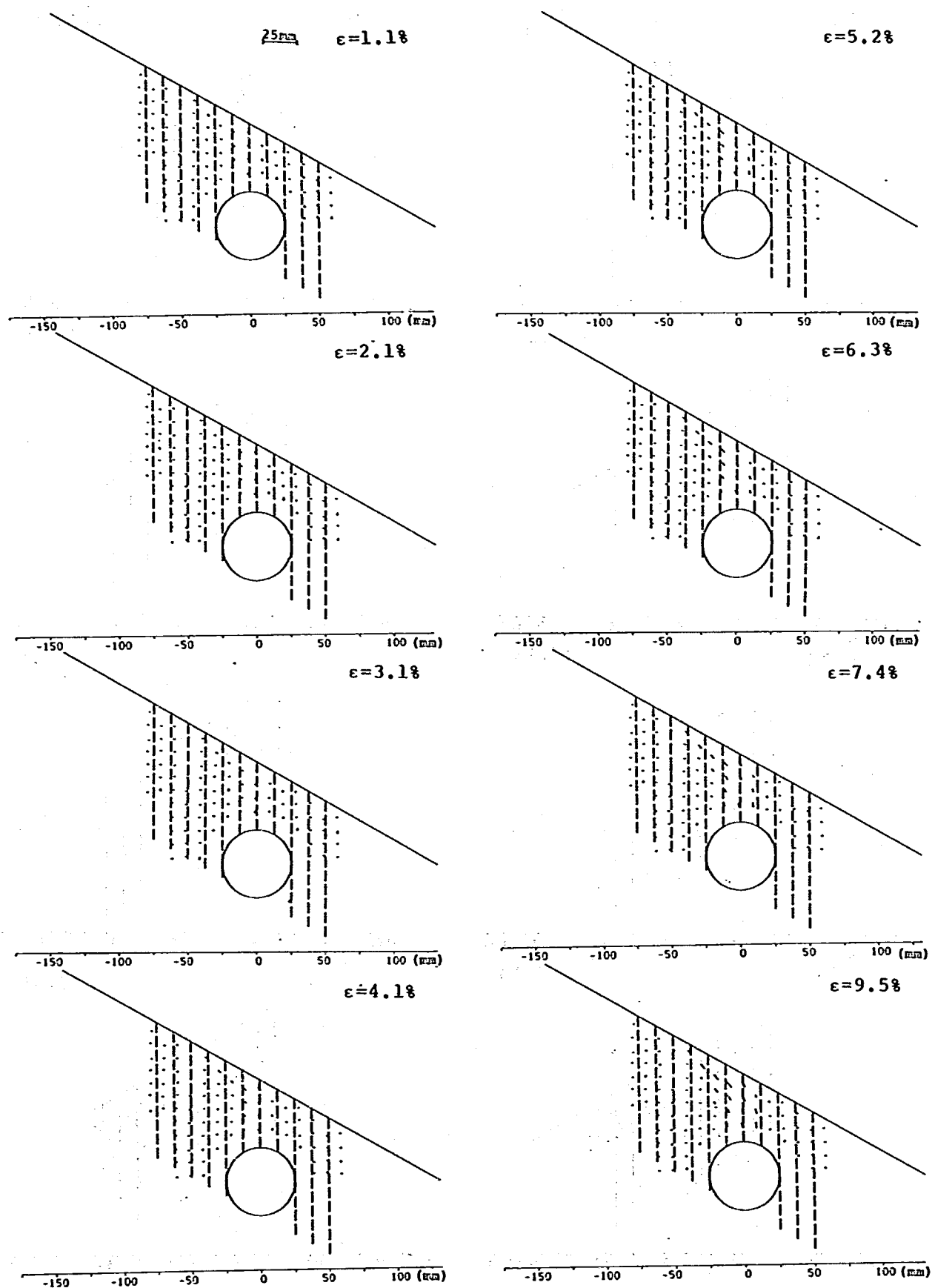


図-3.31 鉛直打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$) のボルトの変形概念図

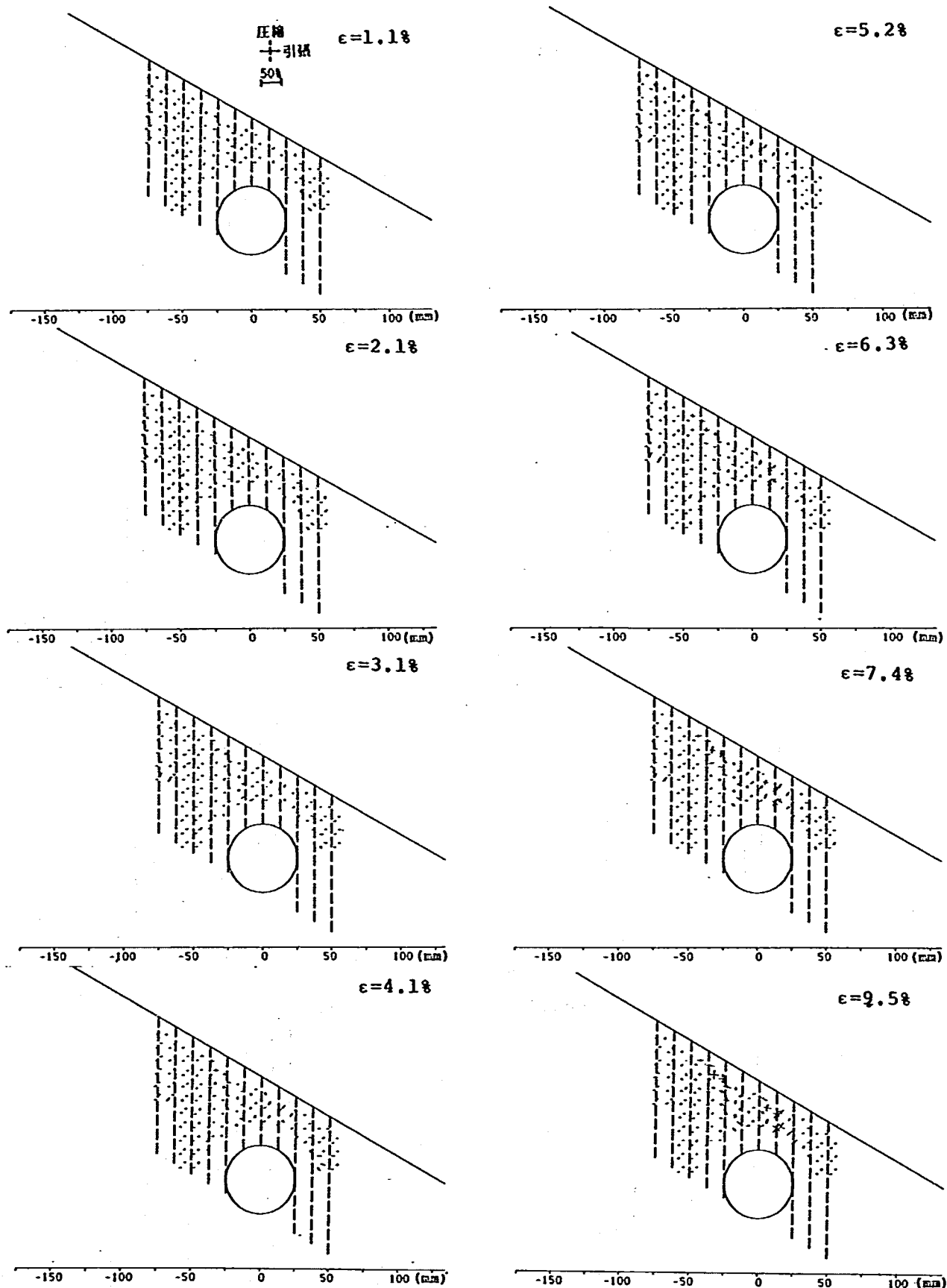
なお、鉛直に打設した場合についても地表面に垂直に打設した場合と同様に、ボルトに曲げ剛性の大きいアルミ板を使用して、曲げ剛性あるいはボルトの長さ、打設密度がボルトの効果に及ぼす影響を調べる実験を行っており、その結果を図－3.32～3.35に示す。

これらの図からわかるように、ボルトを鉛直に打設した場合は地表面に垂直に打設した場合とは大きく異なり、ボルトに曲げ剛性の大きいものを使用した場合でもあまり明確な効果は現れず、また、長さおよび密度に関する打設パターンの違いによる効果の差も認められない。これは、前述したように鉛直に打設した場合のボルトの方向は、トンネル変形に伴って発生するすべりに対してせん断抵抗が有効に発揮されない方向となっているため、ボルトの曲げ剛性が大きくなっても効果の向上が期待できないためと考えられる。



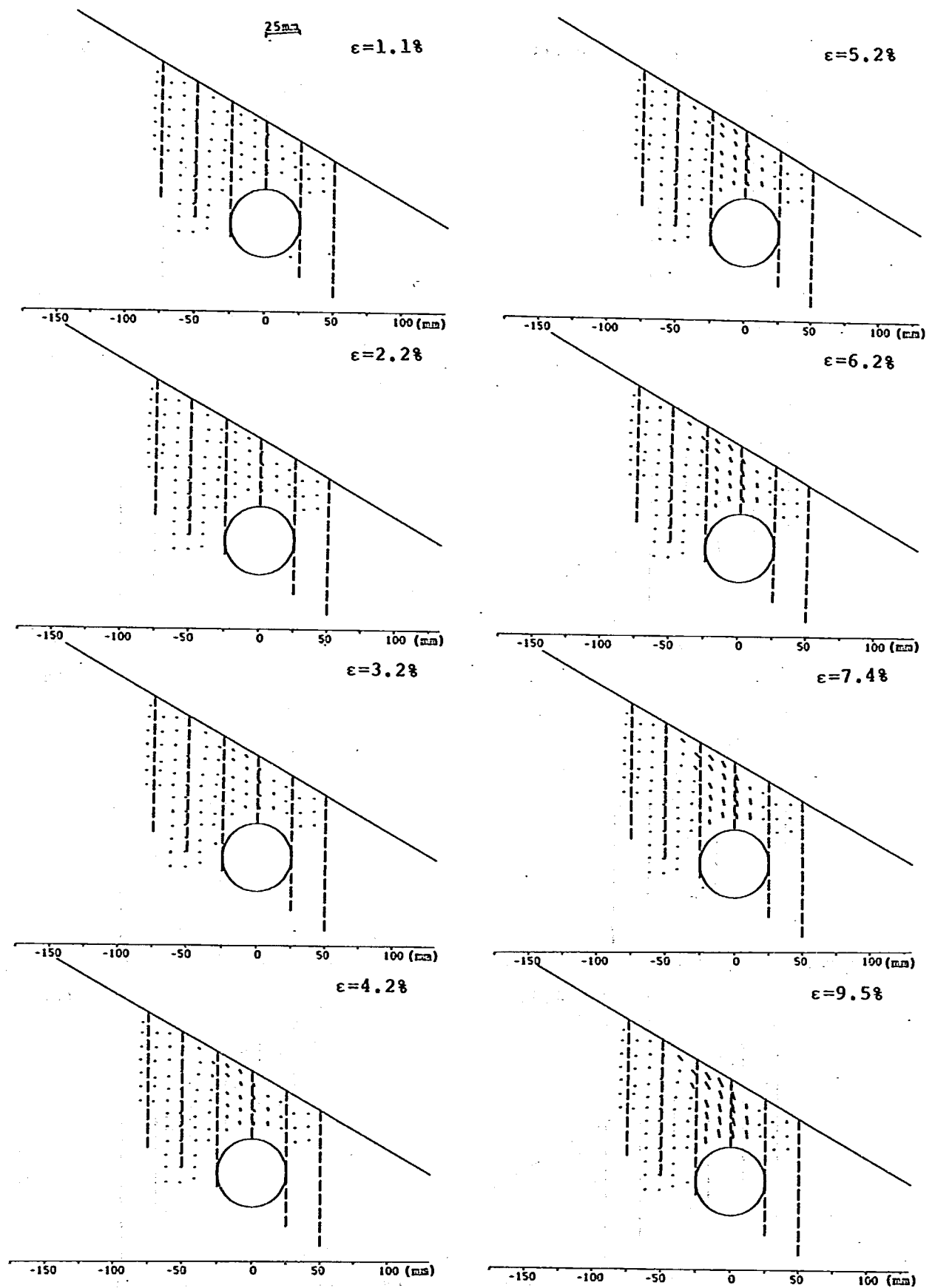
(a) 変位分布

図-3.32(1) 鉛直打設時 ($L = 10\text{ cm}$, $d = 1.25\text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



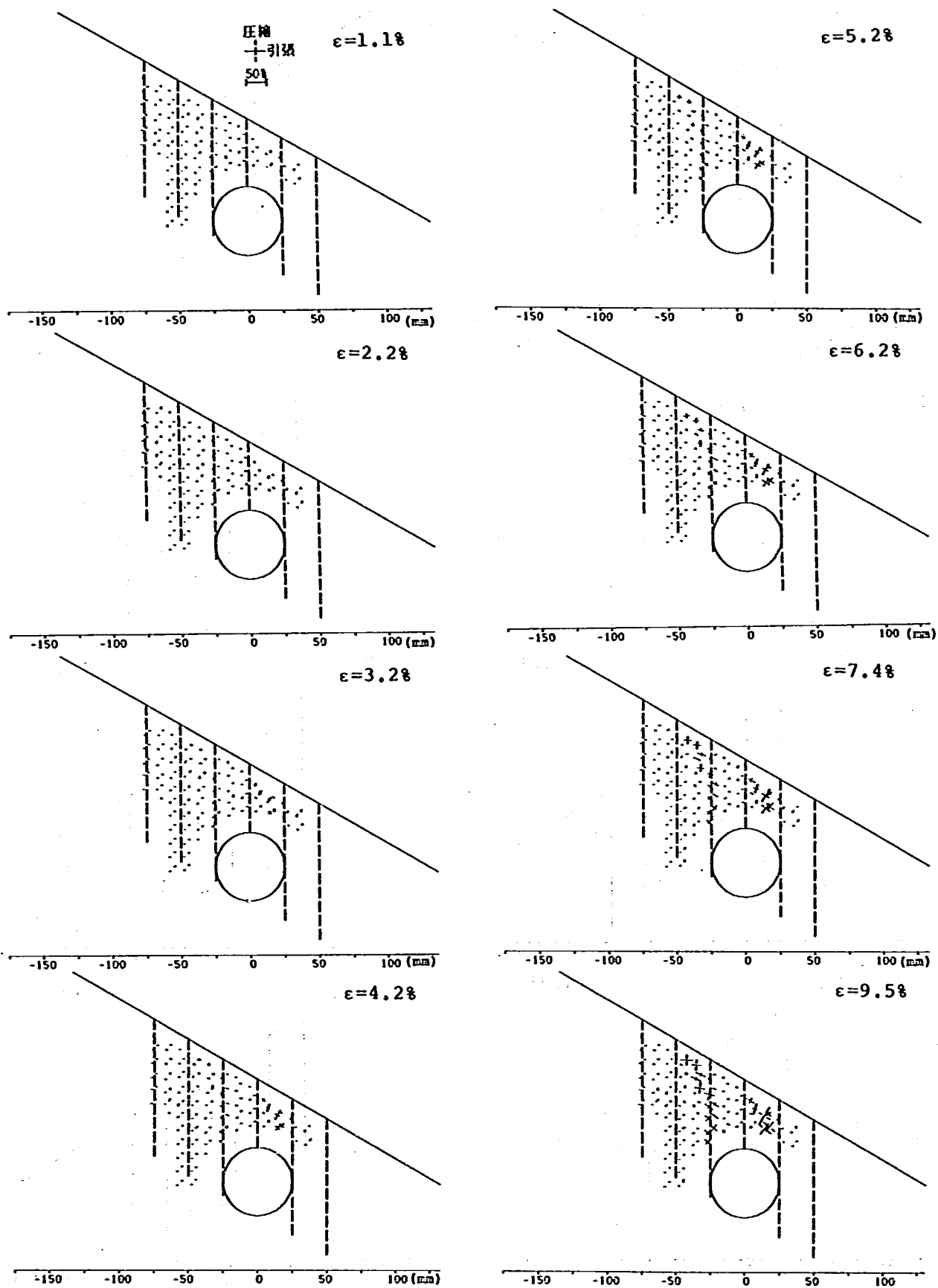
(b) 主ひずみ分布

図-3.32(2) 鉛直打設時 ($L = 10\text{cm}$, $d = 1.25\text{cm}$, 剛性大) の地山の挙動



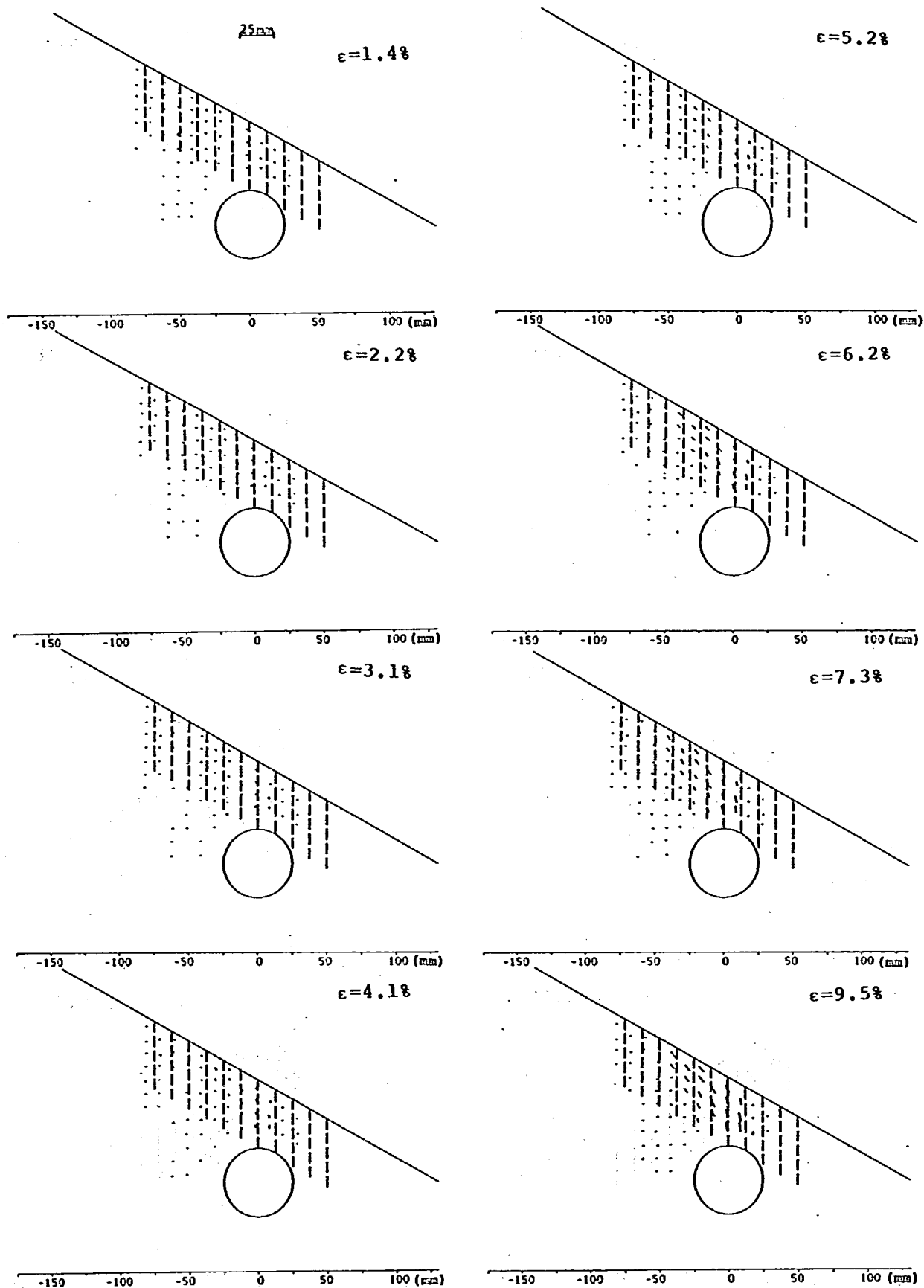
(a) 変位分布

図 - 3.33 (1) 鉛直打設時 ($L = 10 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



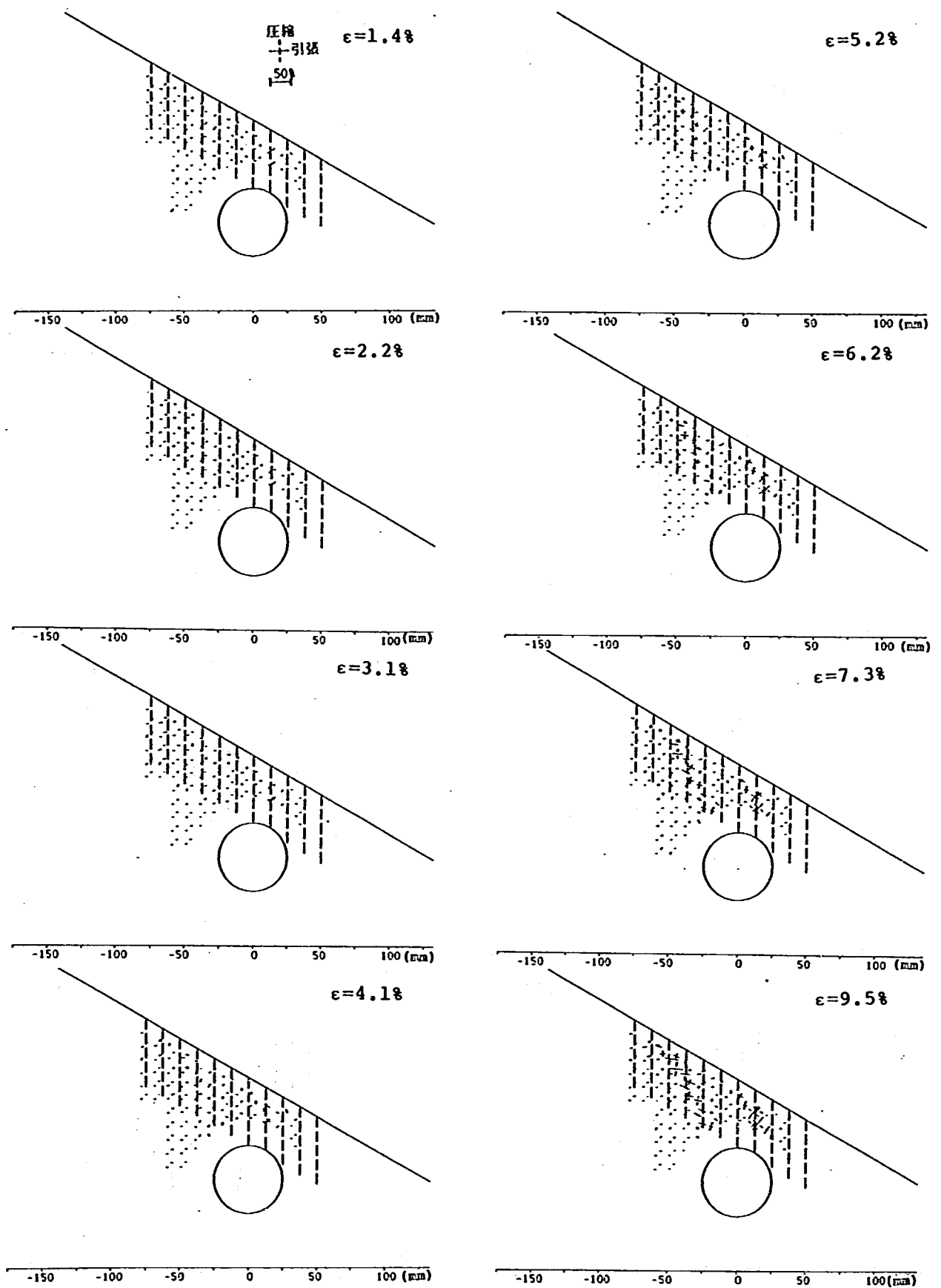
(b) 主ひずみ分布

図-3.33(2) 鉛直打設時 ($L = 10\text{cm}$, $d = 2.5\text{cm}$, 剛性大) の地山の挙動



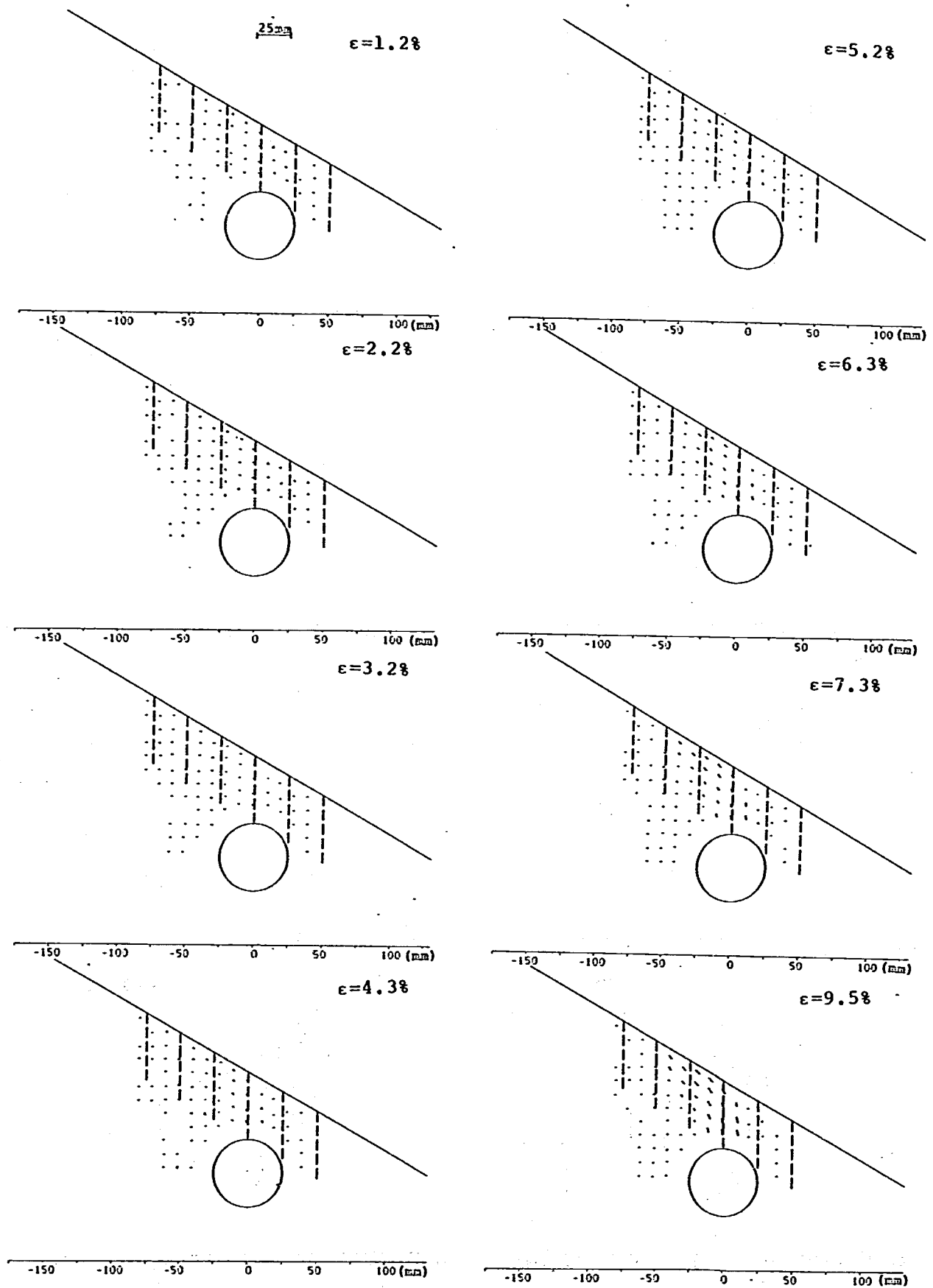
(a) 変位分布

図-3.34(1) 鉛直打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



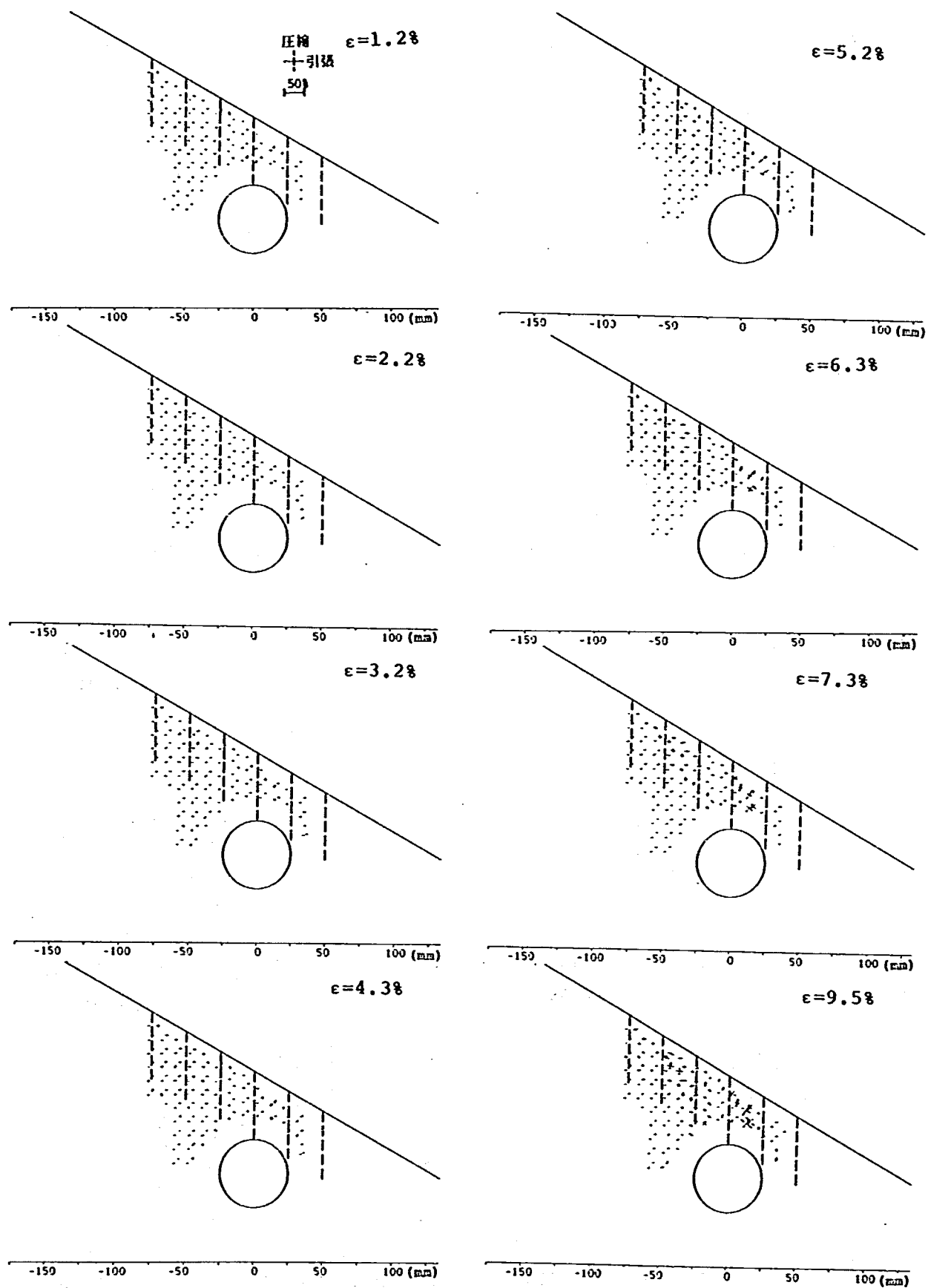
(b) 主ひずみ分布

図-3.34(2) 鉛直打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 1.25 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



(a) 変位分布

図-3.35(1) 鉛直打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動



(b) 主ひずみ分布

図-3.35(2) 鉛直打設時 ($L = 5 \text{ cm}$, $d = 2.5 \text{ cm}$, 剛性大) の地山の挙動

5. 結 論

本研究では、トンネル坑口部のように土被りが小さく、地質状態も悪い斜面下にトンネルを掘削する場合に補助工法として採用される縫地ボルトの効果を調べる目的で、地山材料に粘着力がほとんどない気乾状態の標準砂を用いて2種類の模型実験を行った。

まず、TEST-Iでは、土被りが小さい斜面下にトンネルを掘削した場合のトンネル周辺地山の挙動を調べる目的で、斜面の傾斜角および土被りを変化させた実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 土被りが小さい斜面形状の砂質地山にトンネルを掘削した場合には、トンネルより谷側の領域にはほとんど変位が発生せず、トンネルより山側に広範囲にわたる変位領域が現れる。
- 2) 土被りが小さい斜面形状の砂質地山にトンネルを掘削した場合、トンネルに変形を許して行くとトンネルの山側と谷側にすべり面が発生し、これらすべり面の形状は、土被り比 H/D_0 （ H ：トンネルクラウンから地表面までの鉛直方向の距離、 D_0 ：掘削前のトンネル外径）=1以下で斜面の傾斜角 $\omega=30^\circ$ 程度の場合には、地表面まで到達する傾斜形状となり、すべり面に囲まれた領域の土塊がトンネルに対して偏土圧となって作用することになる。
- 3) 土被りが小さい砂質地山にトンネルを掘削した場合のトンネル変形率 ϵ （ $=\delta/D_0$ 、 δ ：トンネル変形量）とトンネルに作用する土圧 P_c との関係は、トンネルにわずかな変形を許すことにより荷重は急激に減少して $\epsilon=1\sim3$ 多程度の時に極小値を示し、その後、徐々に増加あるいは一定値になるという傾向を示す。斜面の傾斜角が $P_c\sim\epsilon$ 関係に及ぼす影響については明確に認められないが、土被りが大きくなるに伴って P_c が極小値を示す変形率 ϵ_c の値はわずかながら増加し、また、極小値を示した後の P_c の増加量は小さくなる。ただし、土圧が極小値を示した時の P_c の絶対値は土被りに関係なく、ほぼ一定である。

次に、TEST-IIではTEST-Iから得られた結果を踏まえ、土被り比 $H/D_0=1$ 、斜面の傾斜角 $\omega=30^\circ$ の砂質地山を対象に、縫地ボルトがトンネル掘削に伴って発生する変位領域、すべり面に対してどのような効果を発揮するかをボルトの長さ、打設密度、打設方向を変化させて調べた。その結果、以下の知見が得られた。

- 4) ボルトを水平に打設した場合には、トンネルの変形に伴って山側に発生する変位領域が減少する。また、すべり面の形状も変化して、トンネルに作用する土圧の減少および作用方向の変化等の効果（偏土圧の抑制）が期待できる。

ボルトが効果を発揮するには一定の長さ、打設密度を有することが必要となるが、長さについては発生するすべり面に対して十分な根入れ深さを有していることが望ましい。打設密度については、現在現場で採用されている範囲（ $1.5\sim3\text{ m}^2$ に1本）で十分な効果が認められた。

なお、水平方向に打設した場合の効果のメカニズムについては、すべり面におけるボルトのせん断抵抗により、地山の挙動が抑制されたものと考えられる。

- 5) ボルトを地表面に垂直に打設した場合には、ボルトに通常用いられている $\phi 32\text{ mm}$ 程度の鉄筋を使用する限りにおいて、有効な効果は認められない。しかし、ボルトに通常の径の約2倍

程度の鉄筋に相当する曲げ剛性を持つものを使用した場合には、トンネル山側に発生するすべりに対してかなりの抑制効果が期待できる。ただし、この場合にもボルトの効果はボルトの長さ、打設密度によって大きく異なり、特に、ボルトの長さについてはすべり面に対して十分な根入れ長を有していることが望ましい。

なお、地表面に垂直に打設した場合も、ボルトのせん断抵抗によるすべりの抑制効果が現れたものと考えられる。

- 6) ボルトを鉛直に打設した場合には、ボルトの曲げ剛性を大きくしても、また、ボルトの長さ、打設密度を変化させても有意な効果は認められなかった。したがって、今回実験対象としたような粘着力がない砂質地山においては、トンネルの変形に伴って発生する地山のすべりを鉛直方向に打設したボルトによって抑制することは極めて難しいものと判断される。

以上を総合すると、土被りが小さい斜面形状の砂質地山にトンネルを掘削した場合には、トンネルに過大な変形を許すと地山にすべりが発生してトンネルに偏土圧が作用することになるが、このような地山の挙動を地表面から打設したボルトにより抑制しようとする場合には、ボルトを水平に打設するのが最も効果的であるものと考えられる。

ただし、今回の実験は地質状態、地形状態が非常に限られた場合について行ったものであり、ボルトの効果についてもトンネルに過大な変形を許した場合に発生する地山の変形に対する抑制効果の面から検討を加えたものである。したがって、地質条件、地形条件、トンネルの変形状態等が異なれば期待できるボルトの効果も異なるものと考えられる。施工性等を考えれば、現場では現在のところボルトを鉛直に打設する場合が多く、その設計の考え方としてはボルトのせん断抵抗によりトンネルの掘削に伴って地山に発生するすべりを抑制する考え方の他、ボルトの引張抵抗により地山の強度を増加させて、切羽の自立を図ったり周辺地山のゆるみを防止させる考え方もあるように思われる。これらの点も含めて、今後、地質条件が異なった場合やトンネルの変形レベルが小さい段階でのボルトの効果について、検討を加えて行きたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説（案）昭和63年
- 2) Rocha, M: The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models, Proc. 4th ICSMFE, vol. 1, PP 183 - 188
- 3) Roscoe, K.H.: Soils and Model Tests, Journal of Strain Analysis, vol. 3, PP 57~64, 1968
- 4) 水谷敏則, 真下英人, 石村利明: 「斜面下におけるトンネル掘削に関する実験報告書」土木研究所資料第2692号, 昭和63年12月

謝

辞

本報告書の作成に当り、模型実験に多大な御協力をいただきました土木研究所トンネル研究室石村利明氏に深甚の謝意を表します。

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料第2697号

昭和 63 年 12 月

水谷 敏則 真下 英人

キーワード：トンネル，土被り，斜面，縫地ボルト

要 旨 本報告書は，遠心力載荷試験により，土被りが小さく，地表面が傾斜した砂質地山にトンネルを掘削した場合の地山の挙動を明らかにするとともに，補助工法として使用される縫地ボルトの効果をボルトの打設方向，打設長，打設密度を変化させて調べた結果をとりまとめたものである。

本実験により，トンネル周辺地山の挙動は土被り，斜面の傾斜角の影響を大きく受けること，縫地ボルトの効果は，ボルトの打設方向，打設長，打設密度により大きく異なること等が明らかとなった。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

トンネル研究室 御中

No. 67

No. 67

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2697号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印