

土 木 研 究 所 資 料

大口径シールドトンネルの周辺地山の安定に関する
調査研究報告書

昭利 5 9 年 3 月

建設省土木研究所

道路部トンネル研究室

Copyright © 1984 Fiscalyear 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 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、本報告書の全部または一部の転載、複写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。

ま え が き

土木研究所トンネル研究室では、水底下等の道路トンネルの建設工法の一つとして、シールドトンネル工法の可能性に注目し、昭和53年度より、適用性についての研究を進めてきている。

シールドトンネルの建設件数は、近年多数にのぼっているが、大半は、中小口径のものであり、道路トンネルに匹敵する大口径のものは極めて数が少なく、道路トンネルへの適用は、関門国道トンネルの建設で一部区間にルーフシールド工法が用いられた例があるのみで、本格的なものは未だない。

道路トンネルにシールド工法を適用する場合、単に口径が大きくなるのみでなく、地上部道路からアプローチする関係から土被りをできるだけ薄くすることが必要であり、しかも地盤条件は、水底下の軟弱地盤であるなど極めて悪いものとなると予想される。

このようなことから、まず問題となるのは切端部の地山の安定であり、当研究室でもこの点を中心に調査研究を進めてきたところである。昭和53、54年では、泥水シールド工法を対象に、使用される泥水について研究を行ったが、これについては、既に土木研究所資料第1953号「泥水シールド工法に関する試験研究報告書—泥水の物性と砂層の安定性に関する試験—」により報告している。その後、昭和58年度まで、切端部に加わる土圧とその制御範囲および周辺の地山の挙動について検討を行ったほか、シールドトンネル本体の浮上りに対する安定性、および双設シールドトンネルの離隔について、実験あるいはFEM解析により検討しており、本報告書はこれらをまとめたものである。

すなわち、本報告書は、シールドトンネル工法を道路トンネルに適用する場合の周辺地盤の安定に関し、主要な問題点についての検討結果をまとめたものであり、これらの点については、定性的ではあるが、一応の判断を示したつもりである。本資料が多数の読者の目に留まり、利用され、道路トンネルへの適用に際し、合理的で信頼性の高いシールドトンネルの設計施工の参考となることを願うものである。

昭和59年3月

道路部トンネル研究室	室長	水谷敏則
企画部トンネル計画官		時枝繁
道路部トンネル研究室		石村利明
〃		平岡弘志

大口径シールドトンネルの周辺地山の安定に関する調査研究 報 告 書

目 次

第1章 は じ め に	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 本研究の目的と概要	2
第2章 シールドトンネル工法の概要	4
2.1 シールドトンネル工法の歴史	4
2.2 シールドの種類	5
2.3 最近のシールドトンネル施工の状況	8
第3章 シールドトンネル周辺地山の挙動と安定についての調査研究	10
3.1 検討の前提とする地盤条件と施工条件	10
3.2 軟弱地盤中の大口径円形トンネルの問題点について	12
3.2.1 初期地山応力について（概説）	12
3.2.2 地盤の強度と円形トンネルの内圧について（FEM解析）	14
3.2.3 トンネルの口径と土被りについて（FEM解析）	21
3.3 シールドトンネルの切端の安定性について	25
3.3.1 切端部の土圧と安定性について（概説）	25
3.3.2 シールドトンネルの切端安定実験	33
3.3.3 軟弱地盤におけるFEM切端安定解析	52
3.4 シールドトンネルの浮上り安定性について	65
3.4.1 概 説	65
3.4.2 浮力バランスについての検討	65
3.4.3 トンネル軸方向の座屈解析	69
3.5 双設シールドトンネルの離隔について	72
3.5.1 概 説	72
3.5.2 双設シールドトンネル実験	73
第4章 考察とまとめ	81
4.1 切端の安定性	81
4.2 浮上り安定性	86
4.3 最小土被り厚さ	86
4.4 双設シールドトンネルの離隔	87
第5章 お わ り に	88

添付図	91
3.2.2 関係	93
3.2.3 関係	123
3.3.2 関係	143
3.3.3 関係	163

第1章 はじめに

1.1 本研究の背景

シールドトンネル工法は、今日、都市部の鉄道、上下水道、受送電、共同溝等のトンネルの建設に多数適用されている。これは、都市部の土地利用が高度化し、地下空間を有効に利用する必要が生じてきたことが背景にあるが、平地の比較的地盤が軟弱な箇所では、トンネルを建設する工法は、シールドトンネル工法だけではなく、他に主なものとして、山岳トンネル工法（NATMなど）、沈埋トンネル工法（水底下）、開削トンネル工法がある。このうち、シールドトンネル工法は、一般的には、むしろ高価であり、適用条件さえ整えば、地中深度が大きい場合は山岳トンネル工法、小さい場合は開削トンネル工法を用いるのが経済的といえよう。しかし、山岳トンネル工法は、基本的には周辺地山自身の支保機能によってトンネル空間を支える工法であるため、地盤に相応の強度が必要であり、また、湧水の処理も難しいため、平地部の沖積層等の軟弱な地盤や、強度は十分であっても地下水位が高く、透水性の大きい地盤に対しては、實際上、適用は困難である（地盤改良のための薬液注入など大規模な補助工法の導入が必要である）。開削トンネル工法についても、地中深度が大きい場合のほか、地上からの掘削のため、地上に作業用も含めたスペースが必要であり、土地利用上の制約や環境保全上の制約がある場合には適用が困難となる。一方、シールドトンネル工法は、滞水地盤や軟弱地盤での

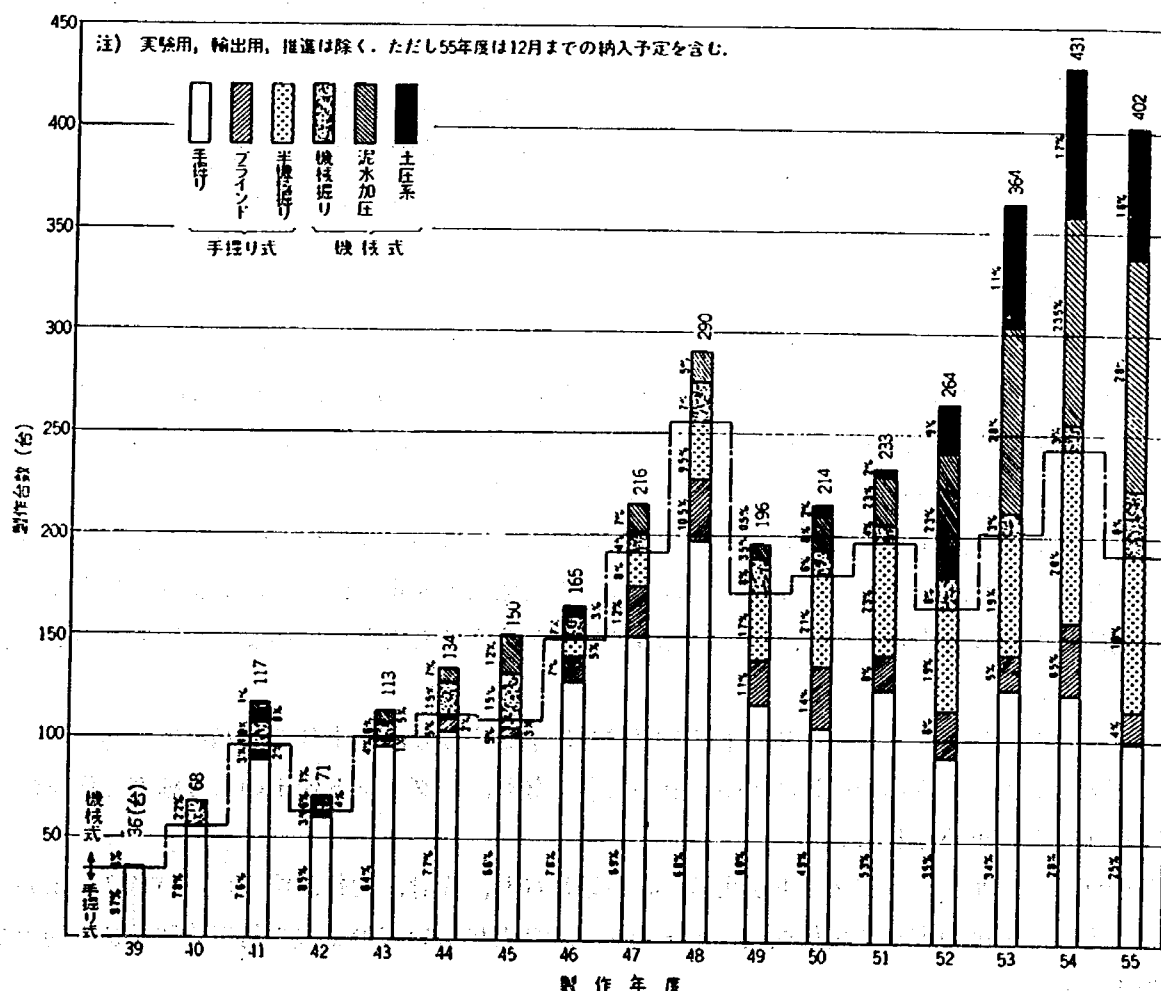


図 1.1 年度別、機種別シールド製作台数およびその割合⁽¹⁾

トンネル掘削に適し、また、多くが地中の作業となるため、地上の土地利用上、環境上の制約が少ないという利点がある。この特徴が活かせる場合にシールドトンネル工法がクローズアップしてくる訳であるが、多くの都市は地盤の軟弱な平地に位置し、その土地利用はますます高度化する傾向にあり、土地利用上、環境上の制約は一層高まる状況にあるため、シールドトンネルの建設が増加しているものと考えられる。なお、シールドトンネル工法と似た工法に、推進工法があるが、これは、一般に、小口径の比較的延長の短いトンネルの建設に利用されている。

道路トンネルに対しては、我が国では、1953～54年に関門国道トンネルの建設で、天端部の地山のみを支えるルーフシールド工法が約270mの区間で採用された例があるだけで、本格的なシールドトンネル工法が適用された例はない。これは単に建設コストやシールドトンネル技術の問題だけでなく、道路が、その機能の面から他の道路との接続や沿道との出入が極めて重要であり、また、換気や交通安全上の理由からも、平地部ではトンネル構造を極力避けてきたことがあり、やむを得ずトンネル構造とする場合も、できるだけ地上に近く、また、交差部などでの道路構造の変化への対応も容易な開削トンネル工法が主として用いられてきたことによると言えよう。この方針は、今後とも可能な限り守ったほうがよいと考えるが、土地利用がますます高度化し、土地利用上、環境上の制約が一層強まる中でトンネル構造が必要となり、また、開削トンネル工法が採用できない場合が生じることが予想されるほか、現在でも有力な水底トンネル工法として、東京湾岸道路等の水底トンネル部で沈埋トンネルの代替工法案として挙げられるなど、道路トンネルへのシールドトンネル工法の適用の可能性は極めて高くなってきている。

このため、むしろ道路トンネルへの適用にあたっての技術的諸問題やシールドトンネル工法の特徴や利点を道路トンネルの建設にいかにか活かすかという点についての調査・研究を進めることが重要であり本研究も、このような調査・研究の一環として位置付けられるものである。

1.2 本研究の目的と概要

道路トンネルにシールドトンネル工法を適用する場合、例えば2車線のトンネルであっても、直径約13m程度の掘削断面が必要となり、既往のシールドトンネルの施工例に較べて、大口径になる点に最も大きな特徴がある。大口径になることによって生ずる問題点には各種のものがあるが、そのうち主な項目は次のとおりである。

- ① 口径内の地層の変化（多層地盤など）がより大きくなるほか、同一切端内の上部と下部との間で作用する土圧や水圧の差が大きくなり、切端等の周辺地山の安定を保つことがより難しくなる。
- ② 相対的に土被りが小さくなり、切端の崩壊の恐れが高まるとともに、地表への沈下等の影響が生じ易くなる。
- ③ トンネルの掘削ボリューム当りの重量が相対的に小さくなり、浮上りの問題が生じ易い。
- ④ セグメント覆工の変形や周辺地山の変位が大きくなり、セグメント覆工のより確実で信頼性の高い設計・施工が求められる。
- ⑤ その他、シールドやセグメントが大型、大重量になり、設計、製作、施工に高い精度が求められるとともに、掘削の方法や装備機械、テールシールなどについての工夫や施工管理技術の向上など必要となる。

このほか、道路トンネルの性質上、トンネル延長の短縮および一般平面部とのアプローチの容易性

のために、できるだけ地中深度を浅くしたほうが有利である点、道路トンネルへの適用では、シールドトンネル工法が水底トンネル工法の一つであるという特徴を活かして、河川の下や、海底トンネルへの適用の可能性があるため、既往の施工例に比べ、高水位で極めて軟弱な地盤など劣悪な地盤条件に対する検討が必要である点、多車線道路では、当面、2車線トンネルが限度であるとする、2本以上のシールドトンネルの併設となり、この離隔をどこまで小さくできるかという点、その他、道路の諸設備等のために、トンネルの断面等が変化する場合の対応なども考慮しておく必要があろう。

以上の各事項を整理すると、シールドトンネル工法の道路トンネルへの適用にあたっての検討課題は次のようになる。

- (1) 大口径シールドトンネルの周辺地山の安定性の確保
- (2) 最小土被り厚
- (3) 極めて軟弱な地盤、高水位の地盤への適用性
- (4) 併設トンネルの離隔
- (5) 大口径セグメント覆工等、シールドトンネル本体工の設計手法
- (6) 適切なシールド機械
- (7) 施工管理技術
- (8) その他（部分的な拡幅工法など）

本研究は、これらの(1)～(8)の検討課題のうち、道路シールドトンネル計画を策定するうえで最も基本的な事項である(1)～(4)の項目に関する検討として位置付けられるものであるが、これらの課題は相互に関連が深く、一括すれば、シールド周辺地山の安定性に関する諸問題といえることができ、この問題に関し、本研究では、

- ① 切端の安定性の確保についての検討
- ② シールドトンネルの浮上り安定性の検討
- ③ 双設トンネルの離隔に関する検討

という3つの方向を柱としてアプローチし、模型実験やFEM数値解析による検討・分析を行った。本資料はこれらの成果をとりまとめたものである。

第2章 シールドトンネル工法の概要

2.1 シールドトンネル工法の歴史⁽²⁾⁽³⁾

シールドトンネル工法は、イギリスのマーク・ブルネル (Marc Isambard Brunel) がトンネル掘削用のシールドを初めて考案し、1818年に特許をとったことから始まり、その後、既に約160年以上が経過しているので、決して新しい工法ではない。図2.1は、ブルネルが特許をとったときの図面

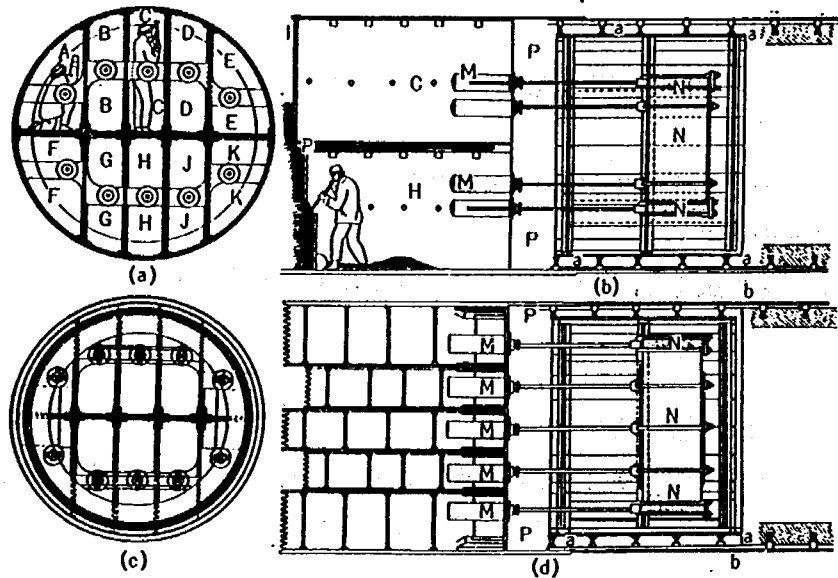


図2.1 ブルネル・シールドの特許の図面

であるが、この中には、シールドトンネル工法の基本的なしくみ、すなわち、シールドを先行させて掘削し、同時にシールド内で覆工を組立てトンネル内空の崩壊を抑えるというしくみが盛り込まれており、現在のシールド工法としきみとしては大差がない。

この工法が初めてトンネル工事に適用されたのは、1825年に着工し、1828年に一旦中止、1836年に再開し、1842年に完成したテムズトンネル (Thames Tunnel) (立坑間で約357m) においてである。テムズトンネルの計画は1798年に初めてつくられ、以前に2度トンネル建設が試みられたが、いずれもクイックサンドのために失敗している。特に、2度目のロバートバジー (Robert Vazie), のちにリチャード・トレビシック (Richard Trevithick) による試み (1802年着工) は、対岸まであと数10mのところまで達しながら断念したもので、当時の技術としては最高レベルのものであったと思われる。この2度の試みの失敗で、テムズトンネルの建設は一旦断念されていたが、そこへ登場したのがブルネルによるシールド工法を用いたトンネル建設計画である。この工法は過去のものとは切端の抑止や支保の方法が全く異なり、工事の安全性が信頼できるものであったために議会等の承認を得、再びテムズトンネルの建設に着手されることとなったものである。

この工事で用いられたシールドは、図2.1とは異なり、円形ではなく、12個の鋳鉄製の長方形型枠を組合せた矩形のものであり、総重量90t、掘削断面79m²である。この工事は順調なものではなく、数度の大規模な浸水やメタンガスの発生など数々の苦難ののち、通算約8年間 (約9年間の休止期間を除く。) という長期間と莫大な経費をかけて、ようやく約357mのトンネルが建設されている。

その後、圧気工法やブラインド工法が開発され、19世紀末から20世紀の始めにかけて、ロンドンやニューヨークなどの川沿いや河口近くの大都会において、水底トンネル工法としてかなりのシールド工法が用いられ、我が国でも1910年に国鉄折渡トンネル、その後、国鉄丹那トンネルの建設で一部導入が試みられている。しかし、本格的に採用されたのは昭和11年（1936年）に着手した国鉄の関門海底トンネルの建設であり、門司方の不良地盤に対し、下り線726m、上り線405mで使用し成功している。

道路トンネルに対しては現在まで本格的な適用の例はないが、関門国道トンネルの建設の中で、昭和28～29年（1953～54年）に下関方陸上部で約273mの区間で天端部のみを抑止する円弧状のルーフシールド工法が採用されている。

2.2 シールドの種類

シールドトンネル工法は、開削、埋戻しという開削トンネル工法、沈埋トンネル工法とは基本的に異なり、山岳トンネル工法と掘進工法という点で同じ類のものである。しかし、一般の山岳トンネル工法と異なる点は、掘削してできたトンネル内空をシールド本体と、シールド内で組立てられ、後方に押出された時点では既に十分な強度を有するセグメント等の覆工により、掘削と同時に地山を支保することができる点であり、また、場合によっては、切端に対する圧力保持も可能である。すなわち、応力の解放部があると安定保持が難しい軟弱な地山や、地下水の流出が著しいために、安定が得られない地山のトンネル建設に適した工法である。

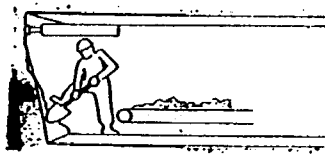
この意味で、シールド工法は、シールドの機能にその特徴がある訳であるが、基本的には、次の6つの機能を有している（（注）以下、機能が形に表わされた構造や作業の流れを機構と呼ぶことにする）。

- (1) 周面支保機構 …………… 周面地山の安定保持
- (2) 掘削機構
- (3) 切端安定機構（山留め機構）…………… 切端部地山の安定保持
- (4) 推進機構
- (5) 排土機構
- (6) セグメント組立（又は覆工）機構

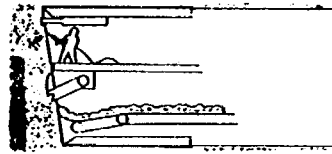
これらの機能について詳述することは、本研究報告の目的ではないので、以下にシールドの種類についてのみまとめておく。

シールドの種類は、形状、構造等各種の要素によって分類することができるが、通常用いられるのは、機能による分類である。先に述べた6つの機能のうち、(1)、(4)、(6)については、どの機種でも大差なく、また、(5)については、(2)、(3)と密接な関係を有するものであるので、シールドの特徴は、主として、(2)の掘削機構および(3)の切端安定機構に表われ、結局、これらによって分類することができる。特に後者については、地盤の性質に対応するため、種々の改良・工夫が重ねられ、最近、著しく発達してきており、各種のタイプのものがでてきている。

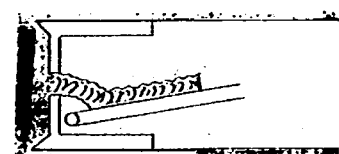
これらより、今日のシールド工法を分類すれば図2.2のようになろう。なお、同一の形式であってもメーカーによって多少構造が異なるなど、詳細な点を見れば、数多くの種類のシールドがある。



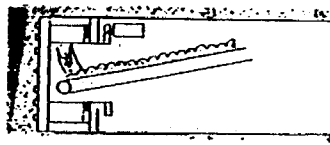
(人力(手掘))



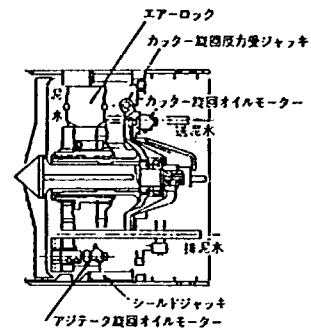
(半機械掘)



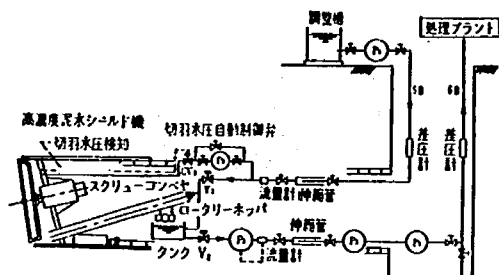
(ブラインド)



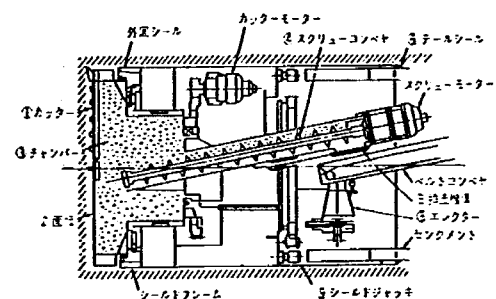
(機械掘(開放型))



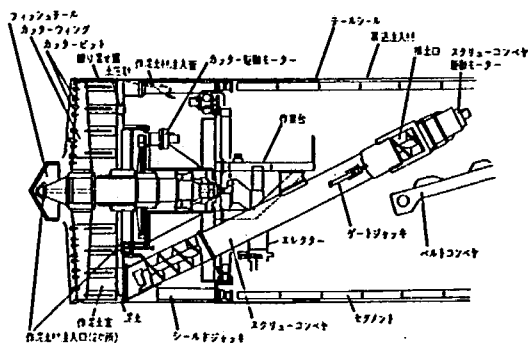
(泥水加圧式)



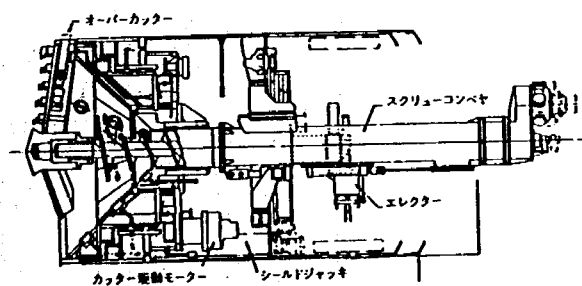
(高濃度泥水加圧式)



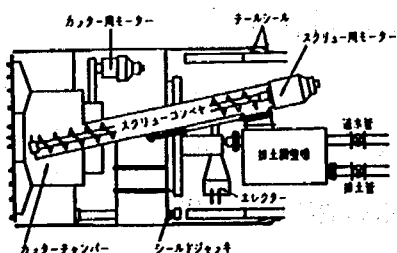
(削土加圧式)



(削土加圧式)



(メカニカルブラインド式)



(土圧バランス型加水式)

図 2.3 各種シールドの概要図

2.3 最近のシールドトンネル施工の状況⁽⁴⁾

前節で各種のシールドがあることを示したが、この節では、これらがどのように用いられているのか、特に大口径のシールドを中心に状況を見てみる。

第1章の図1.1に示すように、シールドの製作は近年増加しているところであるが、その内訳をみると、泥水加圧シールドは、昭和40年代の後半から、また、土圧系シールドは50年代に入ってから増加したものであり、歴史が浅いことがわかる。しかし、最近では、これらが占める比率は極めて高くなってきている。

図2.4は、昭和57年現在で施工が行われているシールド工事の件数の内訳を見たものである。図に示すように、泥水加圧シールドが35%、土圧系シールドが24%と合わせて約60%の多数を占めている。

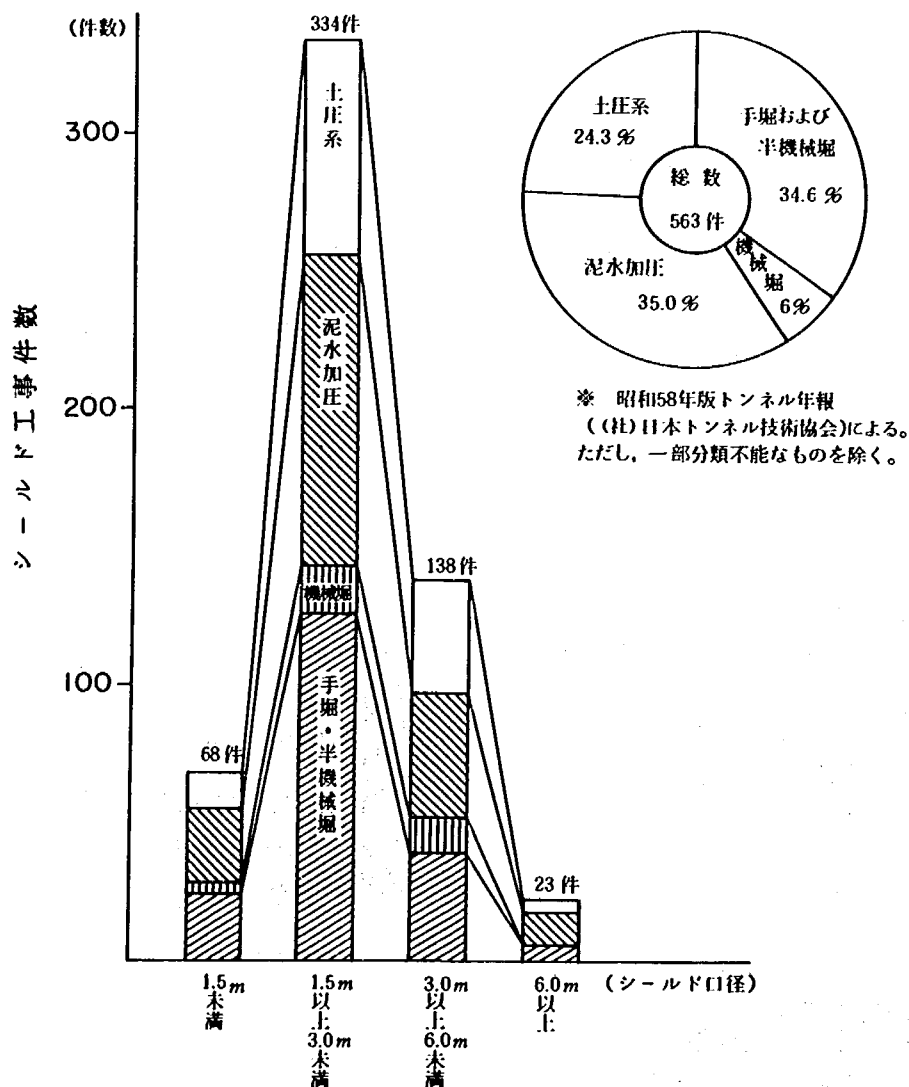


図2.4 昭和57年のシールドトンネル工事の機種別内訳⁽⁴⁾

これを口径別に見ると6.0 m以上の大口径シールドは23件、全体の約4%に過ぎず、大半は中小口径のシールドが建設されていることがわかる。

この大口径シールドトンネル23件の内訳は、泥水加圧シールド12件、土圧系シールド5件、手掘、

半機械掘りシールドが6件であり、これを、 $\phi 8.0$ m以上で見ると、全体で7件、泥水加圧シールド3件、手掘・半機械掘りシールドが4件となり、さらに、2車線の道路トンネル断面に近い、口径10 m以上のものを見ると4件すべてが手掘・半機械掘りシールドとなっている。すなわち、泥水加圧、土圧系シールドは道路トンネル断面に匹敵する大口径の施工の実績に乏しいことがわかる。ちなみに、我が国で最大の口径（セグメント外径12.66 m）を有する東北新幹線上野トンネル（建設中）は、薬液注入により地盤を改良後、圧気をかけ、開放型で掘削が行われている。

しかし、泥水加圧シールドについては、東京都の下水道工事で、セグメント外径9.5 mのものが建設中であるなど、大口径工事の事例は今後増加していくものと思われる。土圧系シールドについては、現在までのところでは、大口径工事の事例は少なく、道路トンネルへの適用という面ではやや信頼性が劣るように見えるが、その機能の点からは、泥水加圧シールドに劣るという訳ではないので、今後の動向を見守るべきであろう。

第3章 シールドトンネル周辺地山の挙動と安定についての調査研究

3.1 検討の前提とする地盤条件と施工条件

(1) 地盤条件

一般にシールドトンネルは、都市の軟弱な地盤下に建設され、地中深さでは、地表下数mから約50mの範囲が大半である。また、道路トンネルへ適用する場合には、道路トンネルでは、トンネル延長やアプローチの関係で、通常できるだけ土被りを小さくした

いところであるので、地中の深さは $\lambda = H/D$ (図3.1) が概ね

0.5～2.5の範囲が主たる対象になると思われ、すなわち、 $D = 13\text{m}$ 程度とすれば、概ね地表下6～45m程度の範囲が、検討の対象となる地盤ということになる。

また、シールドトンネル工法が道路トンネルに適用されるケースとしては、地中深度が大きい場合、土地利用上、環境上等の制約のために開削トンネル工法又は沈埋工法を適用できない場合、あるいは、水底作業の困難が大きい場合などがあると推定される。

本研究では、これらのうち、地盤等の条件が悪いもの、すなわち、大水深下の水底トンネルを想定し、切端の安定等についての検討を行っている。

水底地盤の条件については、一つの参考例として、東京湾での地盤状況などを参考に概ね下記に示す条件によって検討を進めることとした。なお海底地盤の力学特性(深さ方向の変化)の例を図3.2、3.3に示した。

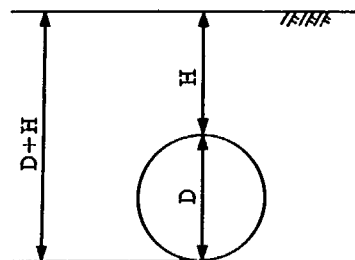


図3.1 トンネルの深さ

粘性地盤： $\left\{ \begin{array}{l} \text{飽和正規圧密土} \\ r_t = 1.3 \sim 1.8 \text{ t/m}^3 \\ q_u : \text{概ね } 5 \text{ kg}^f/\text{cm}^2 \text{ 以下} \\ \phi = 0 \sim 10^\circ \end{array} \right.$

砂質地盤： $\left\{ \begin{array}{l} \text{飽和状態} \\ r_t = 1.5 \sim 2.0 \text{ t/m}^3 \\ c = 0 \\ \phi = 30 \sim 45^\circ \end{array} \right.$

(2) シールドの選定(施工条件)

(1)で述べた地盤条件でシールドが具備すべき条件は次のようなものである。

- ① 高水压下での施工が可能であること
- ② 大口径シールドの施工が可能であること
- ③ 軟弱な粘性地盤および砂質地盤での施工が可能であること
- ④ 同一断面内で性質の異なる層があっても対応可能であること

これらにより、まず、開放型のシールドについては、極めて大規模な地盤改良や高圧気を必要とし、実際上困難であろう。またブラインドシールドについても、地層の変化への対応が難しいので

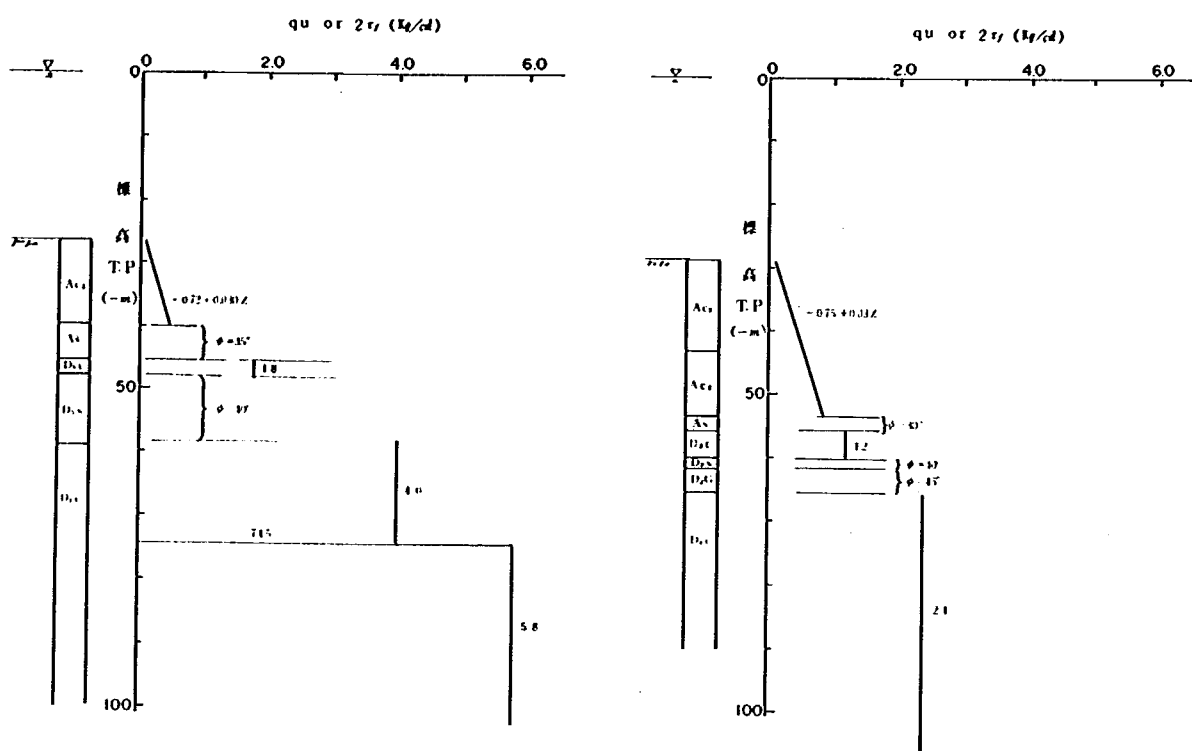


图 3.2 一轴压缩强度

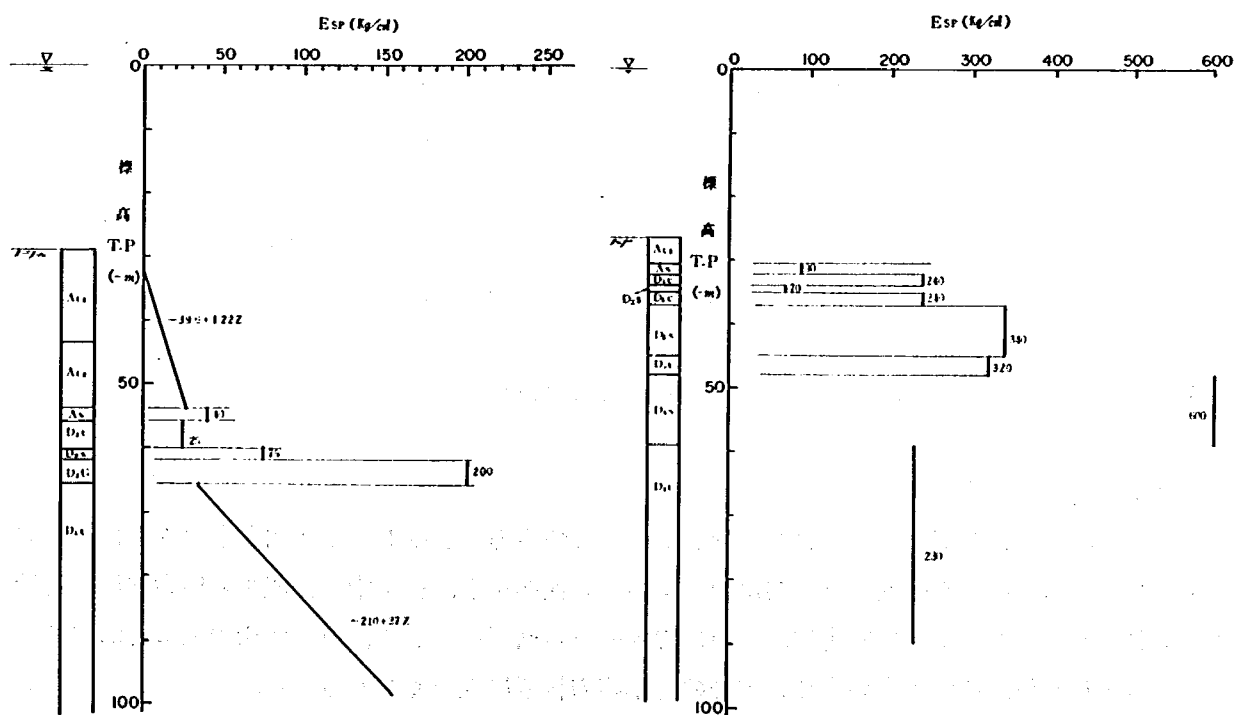


图 3.3 变形系数

除外されよう。

次に、土圧系、および泥水系シールドであるが、上記①の条件から、止水性が極めて優れ、チャンパー内の（泥）水圧が、静水圧以上に高められ、また保てるものでなければならないが、この点でメカニカルブラインド式、削土加圧式、土圧バランス型加水式は不安があり除かれよう。

残る泥水加圧式、高濃度泥水加圧式、削土加泥式は、チャンパー内の泥水（又は泥土）圧をかなり自由に高めることができる点で同じであり、切端安定のメカニズムは大差はない。また、上記の③、④の条件についても、どんな地盤にも適応性が良いとは言えないが、巨礫などが存在しない地盤であれば、施工は可能と思われる。よって、切端の安定性や掘削の機能の面からはこの3つのタイプはほぼ同等と言えよう。ただし、②の点では、やや施工実績の豊富な泥水加圧式が優れていると言える。

よって、以下の検討では、主に泥水加圧式を念頭に置いて行うが、他の2つのタイプについても、切端安定の機構はほぼ同じであるので、この検討結果が参考になろう。泥水加圧式シールド工法の概要は図3.4のとおりである。

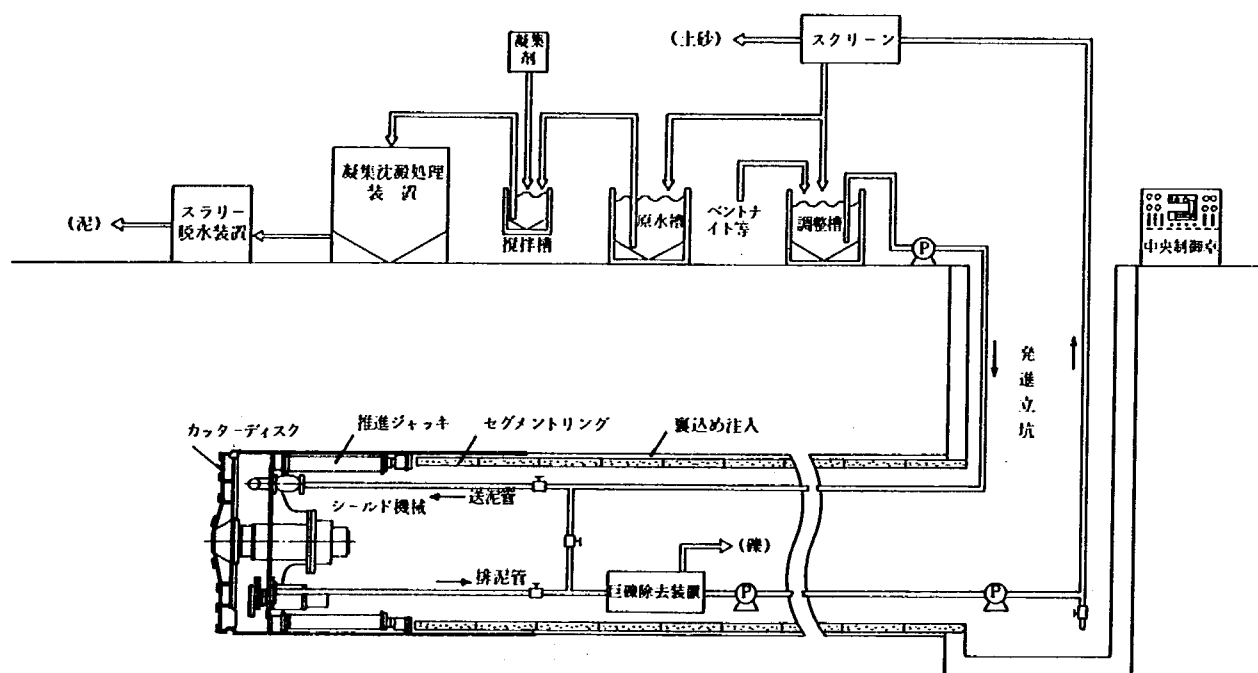


図3.4 泥水加圧式シールド工法流れ図

3.2 軟弱地盤中の大口径円形トンネルの問題点について

3.2.1 初期地山応力について（概説）

トンネルは地中を掘削して造られた空洞を地山自身の耐力およびトンネル内からの支保によって維持するものであるが、この過程で、初期の地山の応力状態から、施工中、完成後の応力状態へと地中応力が変化する。トンネルの安定は、この応力再配分の過程を通じて、周辺地山の崩壊を防ぐことによって得られるが、この応力の変化は地山の初期応力状態に大きく左右される。

水平な地盤中の初期応力状態は、地山を一様な連続体とし、表載荷重等の他の外荷重がなければ、次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} P_v &= r \cdot z \\ P_h &= \lambda P_v = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot r \cdot z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに,

P_v : 鉛直方向応力

P_h : 水平方向応力

z : 地表からの深さ

r : 地盤の単位体積重量

ν : 地盤のポアソン比

λ : 側圧係数 ($\lambda = P_v/P_h$)

また、透水性の大きい砂、礫等の地盤で、地下水の場合には、土粒子のみの平均的な接触応力、すなわち有効応力と、地下水による静水圧とを分離しておくほうがよく、次のように表わされる（ただし、地下水が地表より上にあり、かつ水圧が静水圧分布する場合）。

$$\left. \begin{aligned} P_v &= P_v' + P_w \\ &= \underbrace{(\gamma_t - \gamma_w) z}_{\text{有効応力部分 (} P_v' \text{)}} + \underbrace{\gamma_w (z + H)}_{\text{静水圧部分 (} P_w \text{)}} \\ P_h &= P_h' + P_w \\ &= \lambda' P_v' + P_w \\ &= \lambda' (\gamma_t - \gamma_w) z + \gamma_w (z + H) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに,

P_v' : 鉛直方向の有効応力

P_h' : 水平方向の有効応力

H : 水深

γ_t : 地盤の単位体積重量（飽和状態）

γ_w : 地下水の単位体積重量

λ' : 水平方向と鉛直方向の有効応力の比 ($\lambda' = P_h'/P_v'$)

シールドトンネルで対象となるような未固結又は固結度の低い地盤について、式（3.1）の側圧係数 λ を推定すると、粘性地盤については、正規圧密粘土ではポアソン比が0.5に近いので1程度（ただし、1を超えない）になるが、固結度の低い軟岩も含めて考えれば、0.8～1.0程度であろう。また、砂質地盤の場合では、砂のポアソン比を0.3～0.4と見ると、 λ は0.4～0.5となる。なお、式（3.1）に示されているような側圧係数が $\lambda = \frac{\nu}{1-\nu}$ で表わされるような地盤の状態、すなわち、均一な連続体で、鉛直方向の自重に対し、水平方向のひずみが0であり、かつ水平方向の応力はどの方向も均等であるような状態は、土質力学の概念である静止土圧の状態と同等である。よって、側圧係数を静止土圧係数 (K_0) に置換えて考えると、砂質地盤では、 K_0 は、Jáky による次式⁽⁶⁾、

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\phi \text{ は内部摩擦角}) \dots\dots\dots (3.3)$$

を用いると、 ϕ が $30^\circ \sim 40^\circ$ の場合、 K_0 は0.3～0.5となり、これらから、砂質土の側圧係数は、0.3

～0.5くらいであろう。

トンネルを掘削することにより、この初期の応力状態は変化するが、地盤が極めて軟弱であれば、トンネル周辺地山は著しく乱れ、トンネル側から圧力（内圧）を加えなければ内空断面を維持することができなくなる。この周辺地山の挙動は、地盤の強度、内圧、トンネル径およびトンネルの地中深さなどによって変化し、特に軟弱地盤ではこれを把握することはトンネル建設上、一層重要であり、また、シールドトンネル工法を計画する際の判断材料の一つにもなる。

以下の3.2.2、3.2.3は、これらの関係を調べ、軟弱地盤における大口径円形トンネルの問題点を把握するため、FEM解析により検討を行ったものである。

3.2.2 地盤の強度と円形トンネルの内圧について（FEM解析）

(1) 目的と概要

軟弱地盤中にトンネルを掘削する場合、どの程度の内圧を加えれば地山が安定するのかという点は、計画の基本となる問題の一つでありこれをFEM弾塑性解析により検討したものである。

地盤条件については、粘性地盤を対象とし、その力学的性質は、3.1を参考に一軸圧縮強度 q_u が概ね 10.0kgf/cm^2 以下、ポアソン比 ν は強度が小さい地盤ではほぼ0.5、強度が大きいもの、すなわち、 $q_u \div 5.0 \sim 10.0\text{kgf/cm}^2$ については、0.4～0.35とした。また内部摩擦角 ϕ については0を中心に考え、強度の大きいものでは、 $0 \sim 20^\circ$ の範囲で検討した。

変形係数 E については、既往の研究から一軸圧縮強度にはほぼ比例すると言われており、その一つの例として図3.5のような関係が得られている⁽⁶⁾。本解析は、特定の地盤を対象としている訳ではなく、トンネル周辺の地盤の挙動を定性的に検討することを目的としているので、右図の関係をを用いることとし、FEM解析上の一軸圧縮強度 q_u と変形係数 E を

$$E = \frac{1}{0.035} (q_u - 0.04) = 28.57 q_u - 1.14 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \cdots \cdots (3.4)$$

という関係で結びつけた。なお、図3.2、3.3に示した地盤条件とは、直接関連はないが、図中の関係式を用いると得られる値は、例えば、 $q_u \div 1.0\text{kgf/cm}^2$ 程度で、いずれも約 30kgf/cm^2 位であり、概ね一致している。

また、水圧を表載荷重として考慮することとし、表載荷重有および無の両方のケースを検討しており、有の場合の荷重としては、 2.9kgf/cm^2 としている。

以上より、地盤条件は表3.1とした。

(2) 計算モデルと解析方法

有限要素解析のための基本メッシュおよび境界条件は図3.6のとおり。土被り $H = \lambda D$ は $\lambda = 1.5$ ($D = 1,320\text{ cm}$) について行った。表載荷重 q については、0又は 2.9kgf/cm^2 である。

解析の方法は、次の手順で行った。

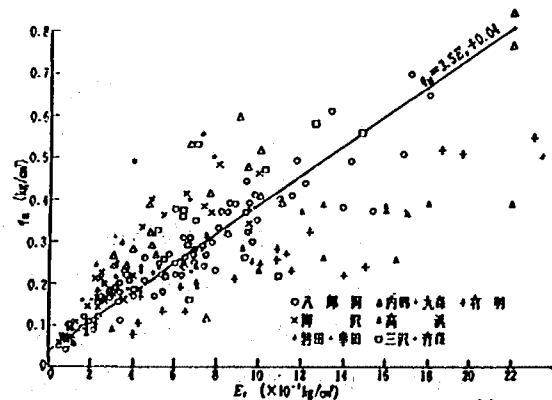


図3.5 一軸圧縮強度と変形係数⁽⁶⁾

表 3.1 地盤および荷重条件

粘着力 C (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	変形係数 E (kgf/cm ²)	単位体積重量 γ (kg/cm ³)	ポアソン比 ν	静止土圧 係数 K ₀	備考 (一軸圧縮強度 との一応の対応)
0.05	0	1.7	0.0014	0.499	1.0	$q_u = 0.1(\text{kgf/cm}^2)$
0.25	0, 10	13.1	0.0016	0.499	1.0	$q_u \div 0.5$
0.5	0, 10	27.4	0.0018	0.49	1.0	$q_u \div 1.0$
1.0	0, 10, 20	56.0	0.0018	0.49, $\left(\begin{smallmatrix} \phi=20 \\ \text{のとき} \\ 0.4 \end{smallmatrix}\right)$	1.0, $\left(\begin{smallmatrix} \phi=20 \\ \text{のとき} \\ 0.8 \end{smallmatrix}\right)$	$q_u \div 2.0$
2.5	0, 10, 20	141.7	0.0018	0.4	0.8	$q_u \div 5.0$
5.0	0, 20	284.6	0.0020	0.35	0.7	$q_u = 10.0$

- (注) ① 各ケースとも、表載荷重有および無について解析した。
 ② 静止土圧係数K₀については、初期応力状態を計算するときに用いるのみ。
 ③ 各ケースとも、一様な水平地盤とした。

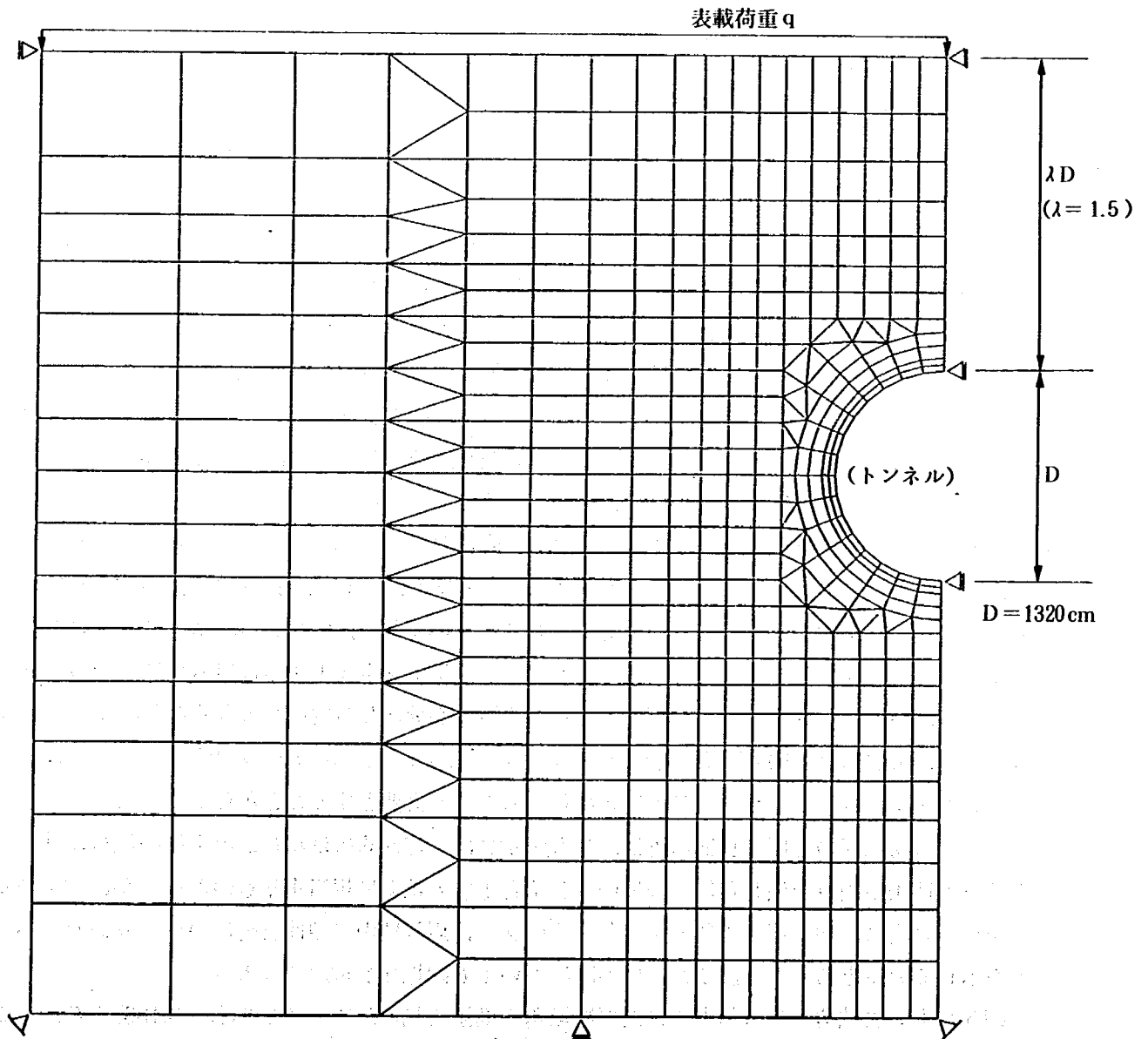


図 3.6 計算用基本メッシュ

- ① トンネルを掘削しない状態で地山の自重による初期地山応力を再現する。
- ② トンネル部を掘削すると同時に内圧 P_i を加える。内圧 P_i の大きさは、当初は、初期状態で掘削した部分の地山が受けもっていた荷重（解放荷重）とし、この荷重を内空の各節点に作用させる（初期地山応力状態が維持される。以下、これを解放荷重の定義として用いる。）。
- ③ 次に、内圧 P_i を一定の率で低減（主働土圧状態への変化）し、周辺地山の変位、ひずみ、応力状態を求める。

なお、降伏の条件としては Drucker - Prager の破壊規準を用い、塑性後の変形係数はすべて $E_T = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ とした（図 3.7 参照）。

(3) 解析結果

計算結果を添付図・図 1～14 に示した。これらは内圧の変化と周辺の地盤の挙動を表わしたものであり、一部を抜粋して掲載した。各図で(1)が変位図、(2)が水平応力の分布、(3)が鉛直応力の分布、(4)が最大せん断応力の分布である。変位図、最大せん断応力の分布図で、とした部分が塑性域である。特に強度が小さいケース、図 3～5 ($C = 0.25 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 0$) では内圧がかなり大きくても激しく塑性していることがわかる。なお、これらのうち、図 1～7 が表載荷重無のケースであり、図 8～14 が表載荷重有のケースである。

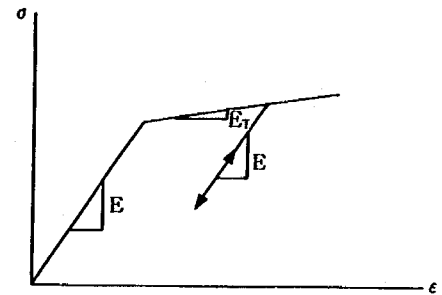


図 3.7 応力とひずみの関係

これらの結果を基に、内空変位量（トンネル中心水平押出量）に着目してまとめた図が図 3.8～3.13 である。図 3.8～3.10 は、表載荷重無、図 3.11～3.13 は表載荷重有のケースである。各図の(1)が各地山の性質毎に内圧の減少とともに変位が増加する様子を表わしている。同じく(2)は、この結果をもとにトンネル径に対し、許容される内空変位の水準を設定した場合、すなわち、変位の大きさをコントロールしようとするときに、必要となる内圧の大きさを示したものである。各図の(1)より、地山の粘着力が 1.0 kgf/cm^2 以下、また、表載荷重有のケースでは 2.5 kgf/cm^2 であっても、内圧の減少とともに、極めて大きな塑性変形をすることがわかる。

各図の(2)より、変位水準を仮に 2%（トンネル直径 $D = 1320 \text{ cm}$ に対し内空変位量約 26 cm ）を維持しようとするれば、表載荷重無、 $\phi = 0^\circ$ （図 3.8 (2)）で地山の粘着力 C が約 4 kgf/cm^2 以上（地山強度比 q_u/P_0 が約 1.6 以上）では無支保でも 2% を越えない、すなわち、湧水や施工時の振動などによる周辺地盤強度の低下等の問題がなければ、山岳トンネル工法の適用も可能ということになる。一方、粘着力が約 3 kgf/cm^2 以下になると急激に必要な内圧が大きくなり、約 2.0 kgf/cm^2 以下では、解放荷重の約 60% 以上（変位水準を 4% とすれば、20～50% 以上）を必要とし、シールドトンネル工法など、より十分な内圧が得られる工法を必要とすることがわかる。また、これらをシールドの切端部の土圧の状態に置換えて考慮すれば、定性的には切端部の土圧の減少に伴い、切端前方の地山の緩みが生じた場合の地中の変位と土圧の状態に相当するものとなるが、地山の粘着力が小さい場合、切端部の土圧の解放が、そのまま、周辺地山の塑性流動につながる恐れがあることを示していると言えよう。また、他の図についても同様な解釈ができよう。

図 3.14 は、表載荷重の有無および内部摩擦角の効果を見るために図 3.8 (2)～3.13 (2) を整理し直したものである。例えば、内空変位 4% 水準（図 3.14 (2)）では表載荷重の有無により、粘着力 C が 2

kgf/cm², $\phi = 10^\circ$ の地山では, 所要内圧が解放荷重の約20%から約50%へと上昇することがわかる。また, 図中に示しているように内部摩擦角が大きいほど地山安定効果が大きく, 内空変位水準を大きく取るほど, その相違が一層明確になる傾向にあることがわかる。ただし, 内空変位水準が小さい場合, 例えば2% (図3.14(1)) では, その差はほとんど表われない。

なお, これらの図中の「解放荷重」の定義は本節の(2)で行ったものと同じである。

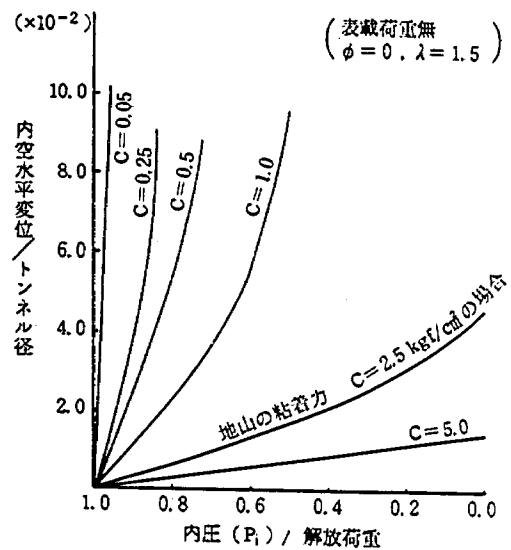


図 3.8 (1) 内空変位と内圧 ($\phi = 0^\circ$)

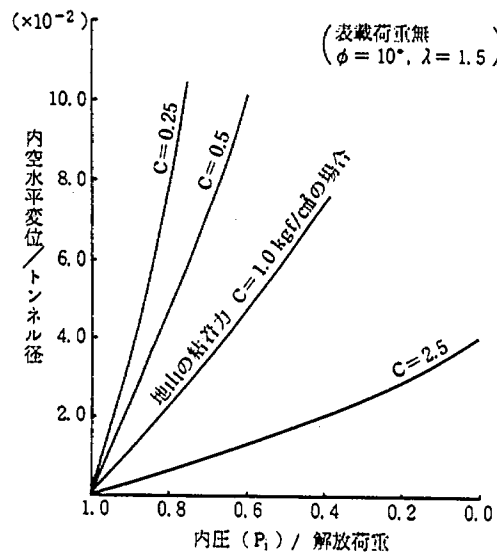


図 3.9 (1) 内空変位と内圧 ($\phi = 10^\circ$)

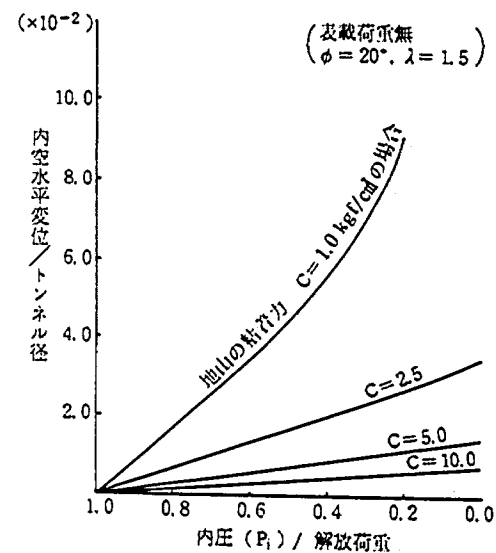


図 3.10 (1) 内空変位と内圧 ($\phi = 20^\circ$)

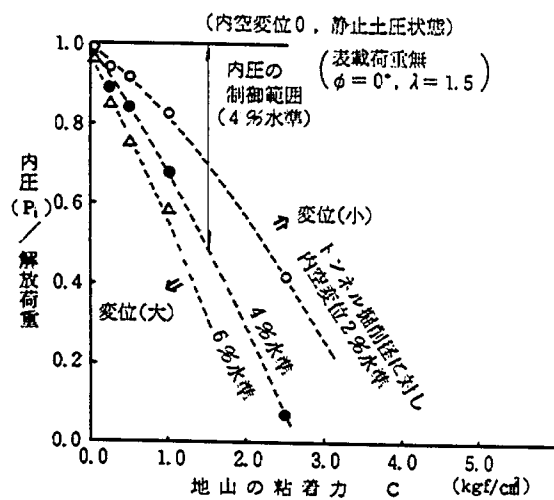


図 3.8 (2) 変位を制御するために必要な内圧 ($\phi = 0^\circ$)

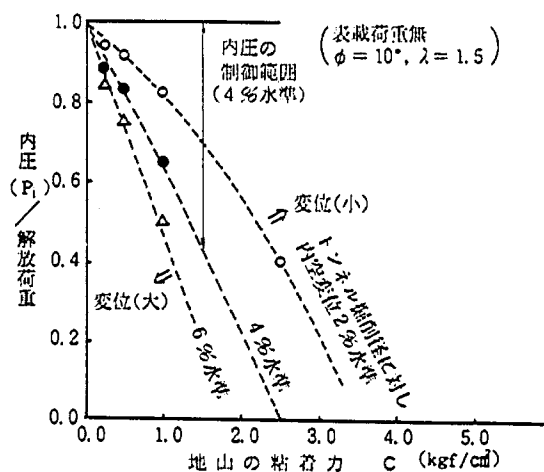


図 3.9 (2) 変位を制御するために必要な内圧 ($\phi = 10^\circ$)

(データ不足のため (2) は省略)

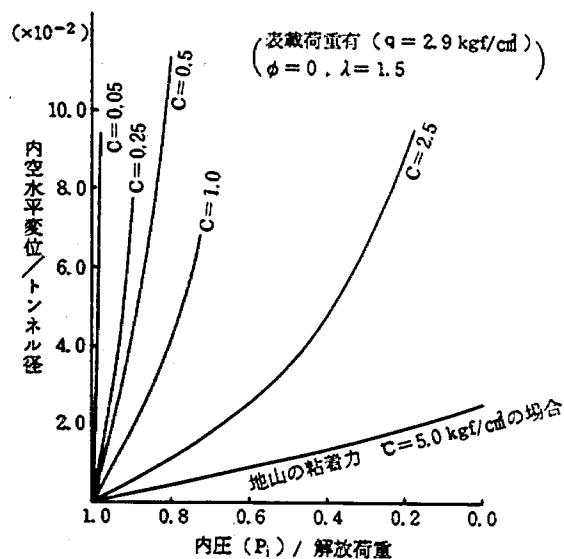


図 3.11(1) 内空変位と内圧
($\phi = 0^\circ$, 表載荷重)

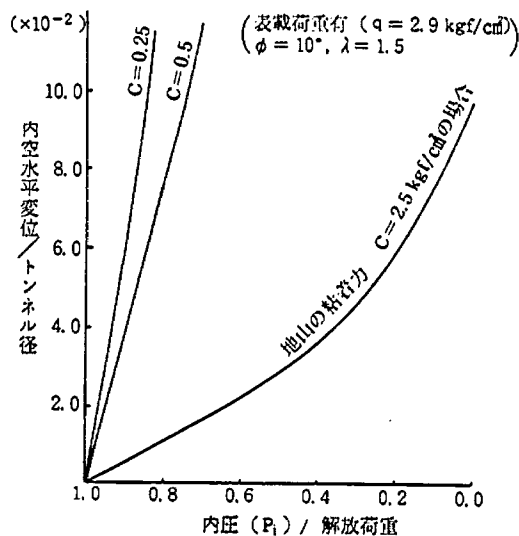


図 3.12(1) 内空変位と内圧
($\phi = 10^\circ$, 表載荷重)

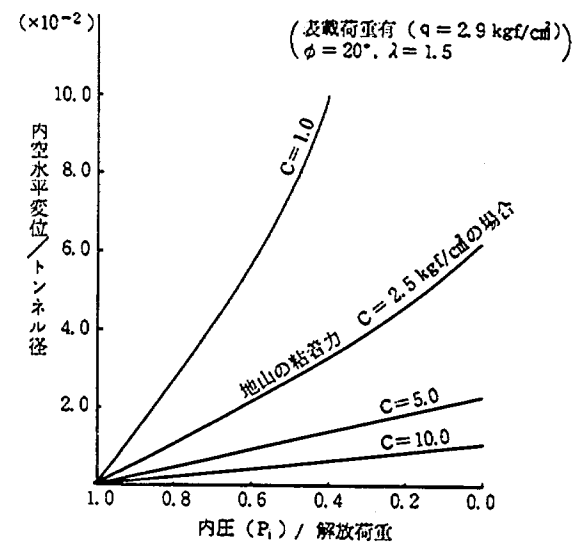


図 3.13(1) 内空変位と内圧
($\phi = 20^\circ$, 表載荷重)

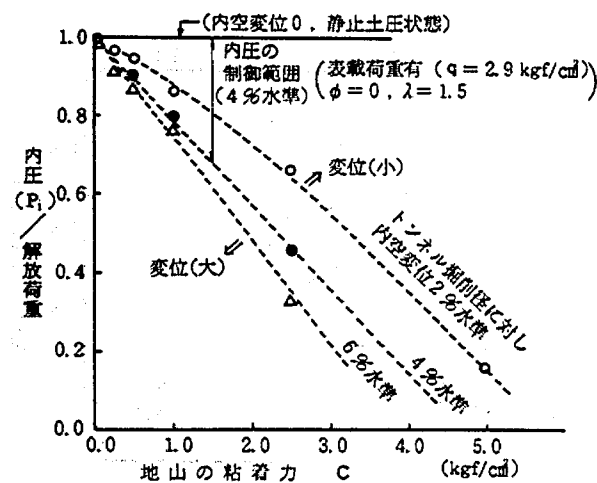


図 3.11(2) 変位を制御するために必要な内圧
($\phi = 0^\circ$, 表載荷重)

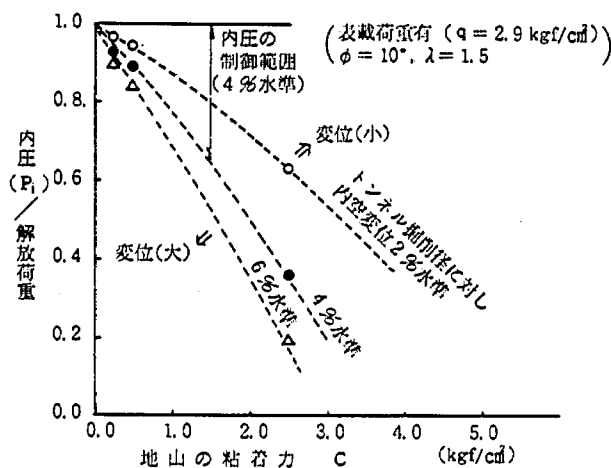


図 3.12(2) 変位を制御するために必要な内圧
($\phi = 10^\circ$, 表載荷重)

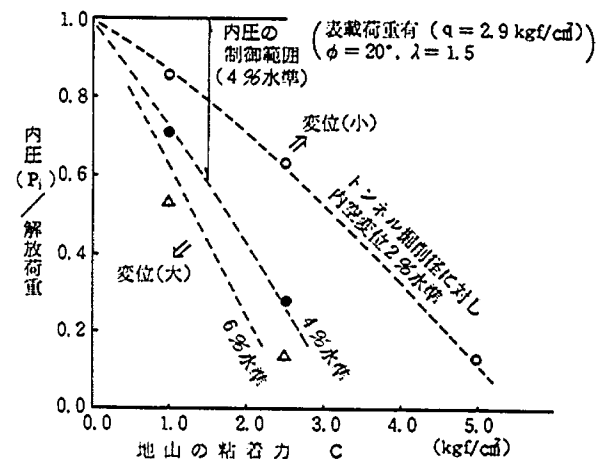


図 3.13(2) 変位を制御するために必要な内圧
($\phi = 20^\circ$, 表載荷重)

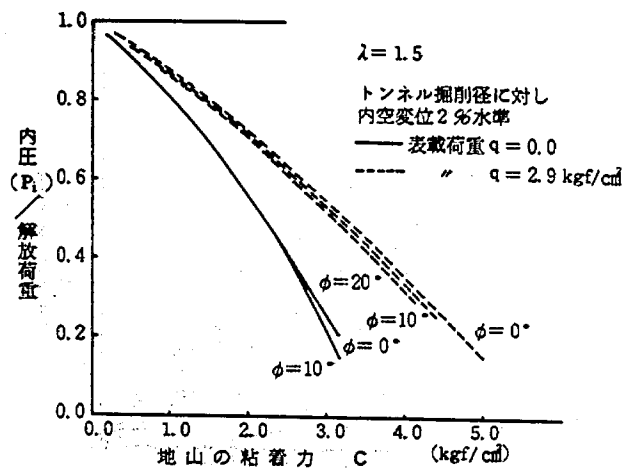


図 3.14(1) 変位を制御するために必要な内圧
(内空変位 2%水準)

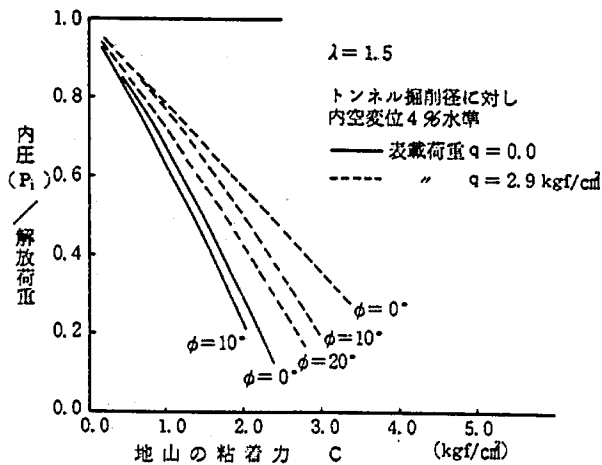


図 3.14(2) 変位を制御するために必要な内圧
(内空変位 4%水準)

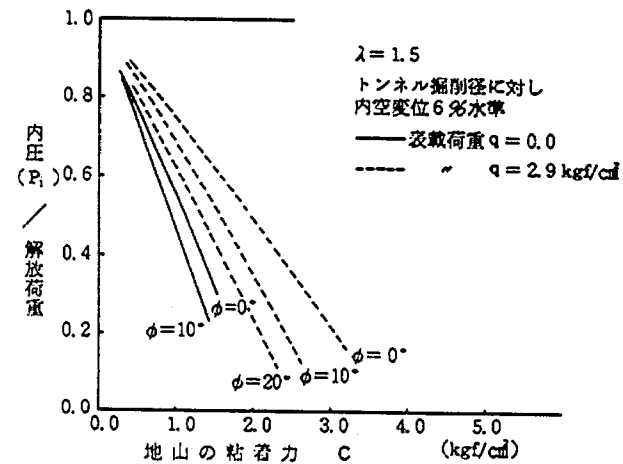


図 3.14(3) 変位を制御するために必要な内圧
(内空変位 6%水準)

3.2.3 トンネルの口径と土被りについて (FEM解析)

(1) 目的と概要

トンネルの中心深さが同じであっても、口径の違いにより、周辺地盤の安定性は変化する。よって、口径が大きくなると相対的に土被りが小さくなる点に着目し、FEM弾塑性解析を用いて、周辺地盤の安定性の変化を検討したものである。

(2) 解析の方法

地盤条件は表 3.2 に示すもの (粘性土) とし、図 3.15 に示すように、中心は同一で径の異なる 3 つのトンネル (中心深さは、いずれも 1320 cm) を掘削し、周辺地盤の挙動を見たものである (内圧は 0)。

トンネル(1) $D_1 = 1320 \text{ cm}$ ($D/Z_0 = 1.0$)

トンネル(2) $D_2 = 1120 \text{ cm}$ ($D/Z_0 = 0.85$)

トンネル(3) $D_3 = 491.4 \text{ cm}$ ($D/Z_0 = 0.37$)

(D : トンネル直径, Z_0 : トンネル中心深さ)

また、表載荷重は無および有 ($q = 2.9 \text{ kgf/cm}^2$) のそれぞれについて計算した。

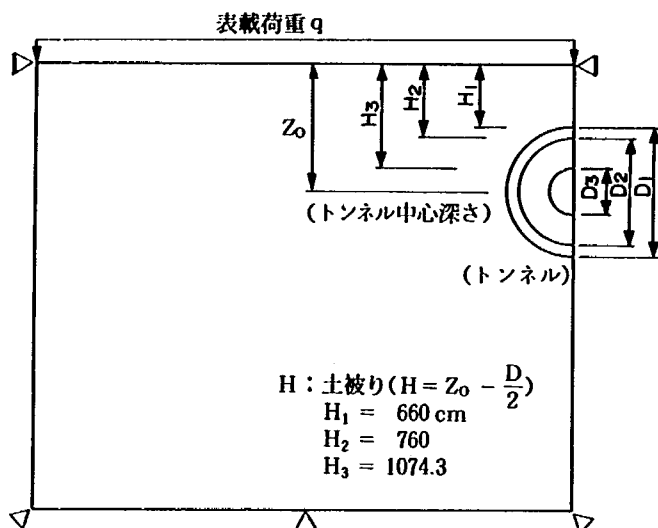


図 3.15 基本モデル

表 3.2 地盤条件

粘着力 C (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	単位体積重量 γ (kg/cm^3)	ポアソン比 ν	変形係数	
				E (kgf/cm^2)	E_T (kgf/cm^2)
5.0	20	0.0020	0.35	284.6	0.1
2.5		0.0018	0.4	141.7	
1.0				56.0	

(3) 解析の結果

解析の結果得られた変位図、水平応力の分布、鉛直応力の分布、最大せん断応力の分布、最大せん断ひずみの分布を添付図・図15~20に示す。

これらの図よりわかるように、トンネル径の相違が明瞭に表わされているのは、水平応力、せん断応力、せん断ひずみであり、しかも、トンネルの上部に特に表われている。

よって、これらのうち、トンネル上部の水平応力 (σ_x) および最大せん断応力 ($\tau_{\max}$) を取り出し、図示したのが図 3.16~3.19 である。図 3.16 より、トンネル上部で水平応力が集中していることがわかるが、トンネル径が大きくなり、相対的に土被りが小さくなると ($D/Z_0 = 1.0, 0.85$) トンネル上の、被り全体に渡って応力の上昇が見られることがわかる。特に、表載荷重 ($q = 2.9 \text{ kgf/}$

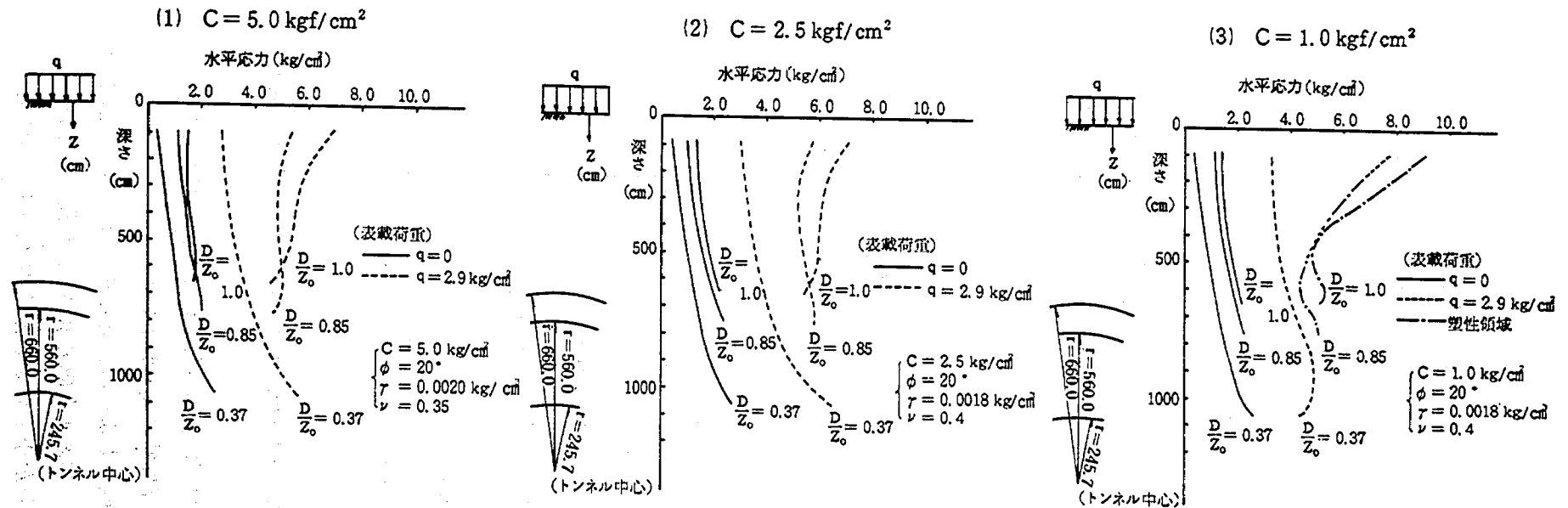


図 3.16 トンネル上 (中心) の水平応力 ($C = 5.0, 2.5, 1.0$ kgf/cm²)

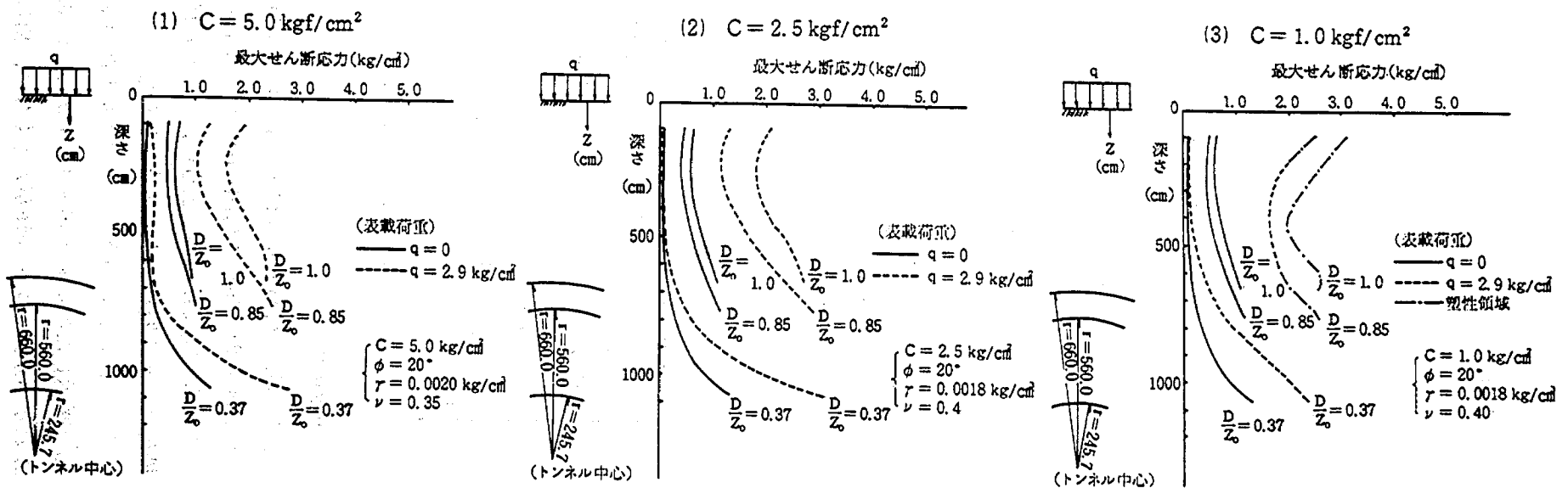
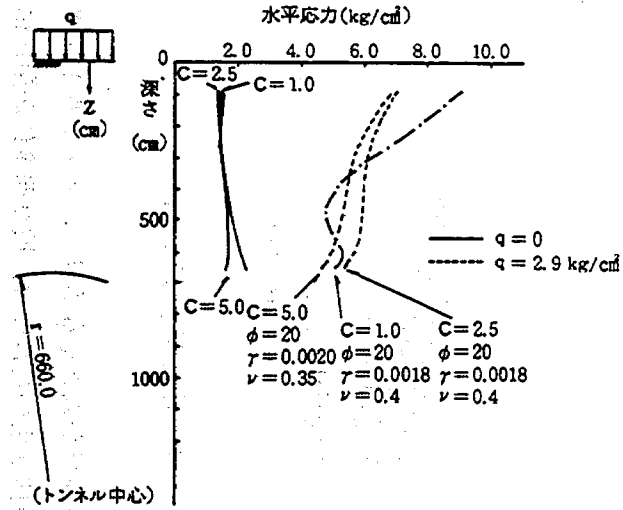
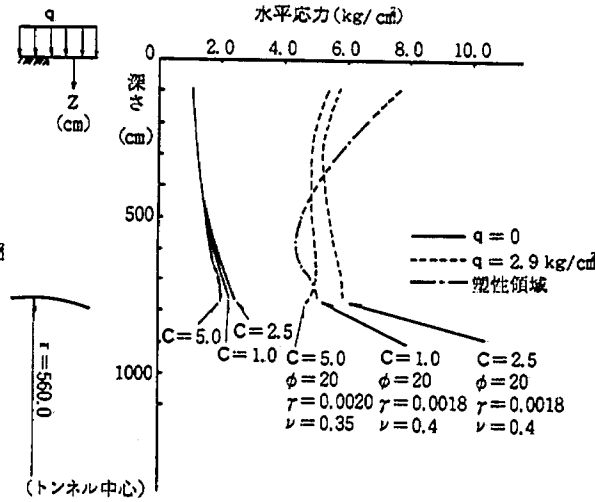
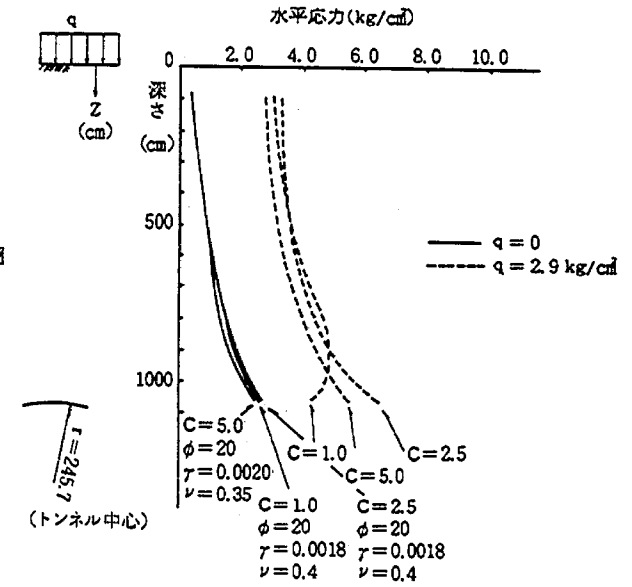
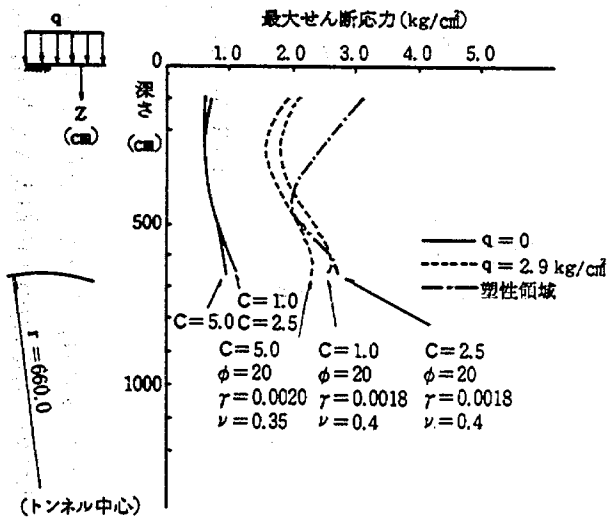
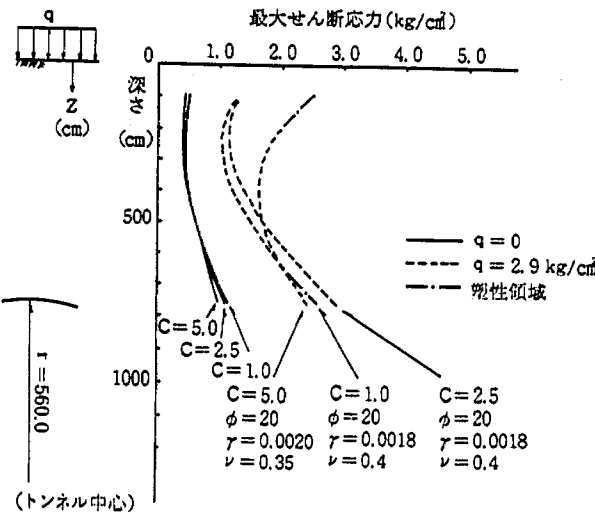
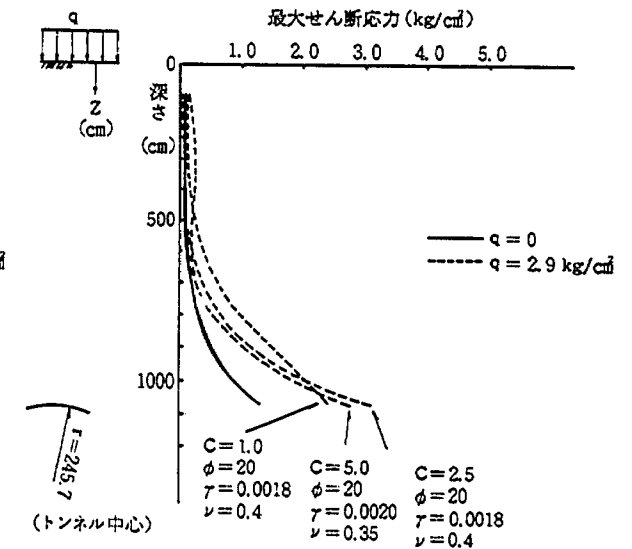


図 3.17 トンネル上 (中心) の最大せん断応力 ($C = 5.0, 2.5, 1.0$ kgf/cm²)

(1) $D=1320\text{ cm}$ ($D/Z_0 = 1.0$)(2) $D=1120\text{ cm}$ ($D/Z_0 = 0.85$)(3) $D=491.4\text{ cm}$ ($D/Z_0 = 0.37$)図 3.18 トンネル上 (中心) の水平応力 ($D/Z_0 = 1.0, 0.85, 0.37$)(1) $D=1320\text{ cm}$ ($D/Z_0 = 1.0$)(2) $D=1120\text{ cm}$ ($D/Z_0 = 0.85$)(3) $D=491.4\text{ cm}$ ($D/Z_0 = 0.37$)図 3.19 トンネル上 (中心) の最大せん断応力 ($D/Z_0 = 1.0, 0.85, 0.37$)

cm²) が加わった場合の応力の集中は著しく、トンネル径が大きいケースでは、トンネル近くよりも、むしろ、地表面での集中が著しく、 $C = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $D = 1320 \text{ cm}$ のケースでは、被り全体が塑性している (図 3.16(3))。

図 3.17 は、せん断応力であるが全体としては、水平応力と同様の傾向を示している。ただ、 $D/Z_0 = 0.37$ のケースで、表載荷重を加えたことの影響はトンネル上端付近での応力集中として表われているのみで表層部では影響がでていない点が異っている。

図 3.18 は、図 3.16 を地山の強度について比較したものである。表載荷重有のトンネル径が大きいケース ($D/Z_0 = 1.0, 0.85$) では、 $C = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ で地山の塑性や表層の応力集中が著しく、強度の影響が強く出ることがわかる。なお、 $D = 491.4 \text{ cm}$ のケースでは表載荷重有の $C = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ のケースを除いて、地山は塑性しておらず地表からトンネル上端に向かって単調に応力の増加が見られる。また、図 3.19 も同様の傾向である。

図 3.20 は、図 3.16 より求めたもので、地表面での水平応力とトンネル径の関係 (トンネル中心深さは 1320 cm) を表わしたものである。ケース数が少なく、中間部は内挿しているが、トンネル径が大きくなり、相対的に土被りが小さくなると地表の水平応力が集中してくることが明らかである。また、この図よりトンネル中心深さが約 13 m のとき、水平応力の増加が著しくなるのは、トンネル径が中心深さの $\frac{1}{2}$ 程度以上の場合と推定できよう。

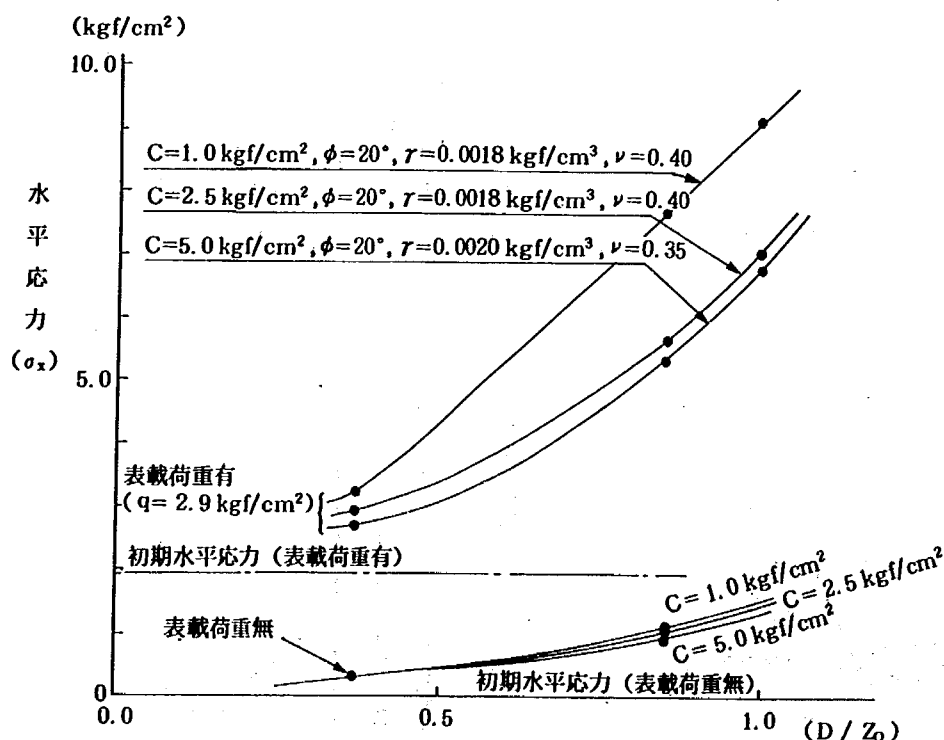


図 3.20 地表面水平応力の変化
(トンネル直上, トンネル中心深さ 1320 cm)

これらより、トンネル中心深さが一定であれば、トンネル径が大きくなるほど、トンネル上部地山での水平応力の集中が大きくなり、地盤の強度が小さい粘性土の場合には、被り部全体が塑性化する恐れがある。また、地表面における水平応力の集中が著しくなるのは、トンネル中心深さが約

13mの場合では、トンネル径が約6m以上の場合であり、また、逆に、トンネル径が13m（道路トンネル2車線相当）では、中心深さ約13m（土被り比 $\lambda=H/D=0.5$ ）では、地盤の強度やトンネル側からの内圧の大きさにより地表部への影響を十分に検討する必要がある他、補助的工法も必要となる場合もある。

3.3 シールドトンネルの切端の安定性について

3.3.1 切端部の土圧と安定性について（概説）

山岳トンネルの場合と同様にシールドトンネルにおいても切端部の地山の安定は非常に大きな問題であり、第2章2.2に示した各種のシールドも主としてこの箇所の安定の図り方にそれぞれの特徴が表われている。

切端が安定しない理由としては、

- ① 切端部水平応力の解放に伴い生ずる周辺地山の応力集中に対し、地山の強度が小さい場合
 - ② 地下水の流出や、これに伴う地山の崩落がある場合
- の2つが通常のものである。

②については、式（3.2）静水圧部分に相当する水圧等を加えバランスさせればよい。

しかし、本研究は極めて軟弱で、しかも大きな水圧が加わる場合を検討しているものであるので、切端が安定しないことはほぼ確実であり、①についての検討が中心となる。（ただし、高水位であるので、同時に地下水の流動についての対策も考慮しておく必要はある。）

切端が安定しない場合、図3.21のように、シールド側から内圧 P_i を加えてバランスを図ることとなる。すなわち、この P_i が減少していけば、切端部の地山は塑性破壊（以下、主働破壊と言う）を起こし、また、逆に増大していけば、同じく塑性破壊（以下、受働破壊と言う）が生じる。この間の P_i が、切端を安定させる範囲であり、この間に P_i を保つようにコントロールすることが必要である。この範囲の大きさは、地盤の力学的性質、土被り厚、シールド径、 P_i の性質（大きさの分布）などによって定まるが、この大きさを検討することが本節の目的である。

これに対し、検討の手法としては次のようなものが考えられる。

- 1) 土圧論から、単純なすべりを想定した検討
- 2) 土のせん断強度、すなわち、Mohr-Coulombの破壊規準等を用いた土質力学的手法による局所的せん断破壊についての検討
- 3) Bromsの判定式による検討（主として、粘性土地盤）

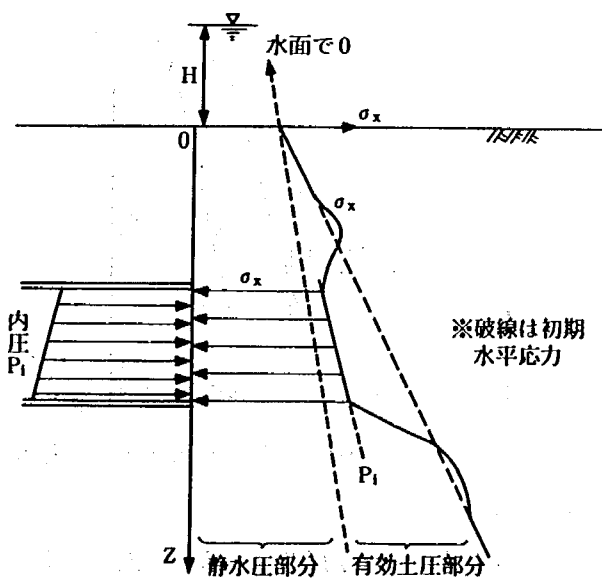


図 3.21 切端部水平土圧のバランス

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{P_2}{P_1} \right) = \frac{1}{2} (r \lambda D + 2 r_w H \pm 4 C) \lambda D \text{ (Rankine 土圧より)} \\ S = C \cdot \frac{(1+\lambda)D}{\sin \theta} \end{array} \right.$$

である。

$$\begin{aligned} \therefore P_f &= (W + P_w \mp S \sin \theta) \tan \theta \mp S \cos \theta - \left(\frac{P_2}{P_1} \right) \\ &= \left\{ \frac{1}{2} r (1+\lambda)^2 D^2 \cot \theta + r_w (1+\lambda) DH \cot \theta \mp C (1+\lambda) D \right\} \tan \theta \\ &\quad \mp C (1+\lambda) D \cot \theta - \left(\frac{P_2}{P_1} \right) \\ &= \frac{1}{2} r (1+\lambda)^2 D^2 + r_w (1+\lambda) DH \\ &\quad \mp C (1+\lambda) D (\tan \theta + \cot \theta) - \left(\frac{P_2}{P_1} \right) \dots\dots\dots (3.6) \end{aligned}$$

ここで $\frac{\partial P_f}{\partial \theta} = 0$ とすると,

$$\begin{aligned} \frac{\partial P_f}{\partial \theta} &= \mp C (1+\lambda) D \frac{\partial}{\partial \theta} (\tan \theta + \cot \theta) \\ &= \pm C (1+\lambda) D \frac{4 \cos 2\theta}{\sin^2 2\theta} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\therefore \theta = \frac{\pi}{4} \quad (0 < \theta < \frac{\pi}{2})$$

となり、主動、受働破壊とも 45° の線ですべり破壊を起こす。よって、切端の主動土圧および受働土圧は次式によって計算できる。

$\therefore$ (奥行き単位幅当り)

$$\begin{aligned} P_f &= \frac{1}{2} r (1+\lambda)^2 D^2 + r_w (1+\lambda) DH \mp 2C (1+\lambda) D \\ &\quad - \frac{1}{2} (r \lambda D + 2 r_w H \pm 4 C) \lambda D \\ &= \frac{1}{2} r D^2 (1+2\lambda) + r_w DH \mp 2CD (1+2\lambda) \dots\dots\dots (3.7) \end{aligned}$$

砂質地盤の場合には、式 (3.2) により、まず静水圧部分を除いて、有効応力部分によって解を求め、のちに、静水圧部分を加えればよい。

図 3.22 を参考にして砂の単位体積重量 (飽和状態) を r_s 、粘着力 C を 0、有効応力に対する内部摩擦角を φ' 、切端の有効土圧を P_f' とすれば、式 (3.5) の釣合は、

$$\left. \begin{array}{l} W' = N' \cos \theta \pm S \sin \theta \\ \left(\frac{P_2}{P_1} \right) + P_f' = N' \sin \theta \mp S \cos \theta \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.8)$$

$$\text{ここに, } \begin{cases} W' = \frac{1}{2} (r_t - r_w) (1 + \lambda)^2 D^2 \cot \theta \\ \left(\frac{P_2'}{P_1'} \right) = \frac{(1 \pm \sin \varphi')}{2 (1 \mp \sin \varphi')} (r_t - r_w) \lambda^2 D^2 \quad (\text{Rankine 土圧より}) \\ S = N' \tan \varphi' \\ N' : \text{すべり面に垂直な反力 (有効応力)} \end{cases}$$

となる。よって,

$$\begin{aligned} P_f' &= \frac{W' (\sin \theta \mp \cos \theta \tan \varphi')}{(\cos \theta \pm \sin \theta \tan \varphi')} - \left(\frac{P_2'}{P_1'} \right) \\ &= \frac{1}{2} (r_t - r_w) (1 + \lambda)^2 D^2 \cot \theta \tan (\theta \mp \varphi') - \left(\frac{P_2'}{P_1'} \right) \\ &= \frac{1}{2} (r_t - r_w) (1 + \lambda)^2 D^2 \left\{ 1 \mp \frac{2 \sin \varphi'}{\sin (2\theta \mp \varphi') \pm \sin \varphi'} \right\} - \left(\frac{P_2'}{P_1'} \right) \end{aligned}$$

となる。ここで, $\frac{\partial P_f'}{\partial \theta} = 0$ とおけば,

$$\begin{aligned} \frac{\partial P_f'}{\partial \theta} &= \frac{1}{2} (r_t - r_w) (1 + \lambda)^2 D^2 \frac{\partial}{\partial \theta} \left\{ 1 \mp 2 \frac{\sin \varphi'}{\sin (2\theta \mp \varphi') \pm \sin \varphi'} \right\} \\ &= \pm 2 (r_t - r_w) (1 + \lambda)^2 D^2 \frac{\sin \varphi' \cos (2\theta \mp \varphi')}{(\sin (2\theta \mp \varphi') \pm \sin \varphi')^2} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\therefore \theta = \frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi'}{2} \quad (\text{すなわち, すべり面は主働破壊のとき } \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}, \text{ また受働破壊のとき } \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2})$$

となる。よって P_f' は, 単位幅当り

$$\begin{aligned} P_f' &= \frac{1}{2} (r_t - r_w) (1 + \lambda)^2 D^2 \frac{1 \mp \sin \varphi'}{1 \pm \sin \varphi'} - \left(\frac{P_2'}{P_1'} \right) \\ &= \frac{1}{2} (r_t - r_w) D^2 \left\{ \frac{(1 + \lambda)^2 (1 \mp \sin \varphi')^2 - \lambda^2 (1 \pm \sin \varphi')^2}{1 - \sin \varphi'} \right\} \dots\dots (3.9) \end{aligned}$$

となる (上段; 主働土圧, 下段; 受働土圧)。また, 全圧力 P_f は水圧を加えて単位幅当り

$$\begin{aligned} P_f &= P_f' + P_w = \frac{1}{2} (r_t - r_w) D^2 \left\{ \frac{(1 + \lambda)^2 (1 \mp \sin \varphi')^2 - \lambda^2 (1 \pm \sin \varphi')^2}{1 - \sin \varphi'} \right\} \\ &\quad + \left\{ H + \frac{D}{2} (2\lambda + 1) \right\} D r_w \dots\dots\dots (3.10) \end{aligned}$$

となる。

以上, 式 (3.7), (3.9), (3.10) によって, 切端の主働破壊時, 受働破壊時の土圧が得られ,

この範囲が切端土圧のコントロール範囲ということになる。

(2) Mohr-Coulomb の破壊規準を用いた検討方法⁽⁶⁾

土のせん断破壊規準は、Mohr-Coulomb のものだけではないが、ここでは、最も一般的と思われるこの規準により検討する。

地山が十分な強度をもち、切端が自立し、しかも既に掘削したシールドおよびセグメント覆工周辺の地山に乱れがない場合、切端の応力の解放による応力の変化は、2次元で考慮すれば、図3.23のようになる。(ただし、これは極めて概念的な図であり、鉛直応力の変化等も無視して単純化した検討をわかりやすくするための参考図にすぎない。)

図より推定されるように、切端周辺の地山で、せん断破壊が懸念されるのは、切端面と、その上下部の水平応力集中箇所である。後者については水平応力の集中量が明らかでないので検討は難しいが切端部が弾性域内であれば、3次元の応力状態を維持するので切端縁辺部よりも先に塑性することはないと推定できる。よって問題は切端部がせん断破壊するかどうかと考えてよからう。

一方、Mohr-Coulomb のせん断破壊規準は

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{C \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \dots\dots (3.11)$$

ここに

- σ_1 : 最大主応力
- σ_3 : 最小主応力
- C : 地山の粘着力
- φ : 地山の内部摩擦角

と表わされる。

図3.23の状態では、切端部で $\sigma_3 = \sigma_x = 0$ であることは明らかである。しかし、 $\sigma_1 = \sigma_z$ については、実際には、切端部応力の開放に伴い、水平応力と同様に切端前方にドーム状の応力集中ゾーンが形成され、一方、切端前面では応力が低下するためにその大きさは、明らかではない。しかし、ここで問題となるのは、弾性範囲から塑性域へと推移する時点の応力の状態であるが、切端の上端部および下端部では、切端部応力が解放されることによって生じる鉛直応力の変化の増加ゾーンと減少ゾーンの変化点にあたり、上記による影響は大きくないと推定される。よって、切端上端部および下端部で $\sigma_1 = \sigma_z \div \sigma_{z0}$ (σ_{z0} は初期鉛直応力)とおいても大きな間違いはないだろう。

以上より、開放された切端の安定の条件は、表載荷重 q_0 がある場合、

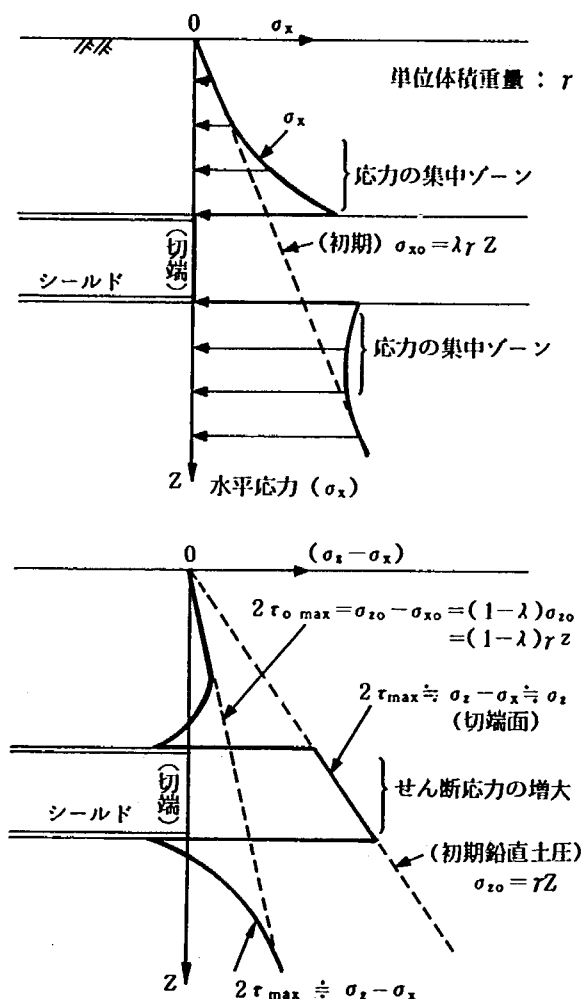


図3.23 開放された切端部の応力の概念図
(2次元で地山の強度が十分に大きく弾性範囲内である場合。 σ_z の変動を無視)

$$\therefore \frac{rZ + q_0}{2} \leq \frac{C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots\dots\dots (3.12)$$

ここに、 r は土の単位体積重量、 Z は地中深さ

ということになる。

この考え方を拡張し、内圧 P_1 が加わる図 3.21 の状態では、切端上部又は下部の主働破壊に対しては、

$$\frac{(rZ + q_0) - P_1}{2} \leq \frac{C \cos \varphi + P_1 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots\dots\dots (3.13)$$

同じく受働破壊に対しては、最大主応力 σ_1 と最小主応力 σ_3 を $\sigma_1 \div \sigma_x = P_1$ 、 $\sigma_3 \div \sigma_z = rZ + q_0$ として、

$$\frac{P_1 - (rZ + q_0)}{2} \leq \frac{C \cos \varphi + (rZ + q_0) \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots\dots\dots (3.14)$$

となる。これらより

$$\frac{(rZ + q_0)(1 - \sin \varphi) - 2C \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \leq P_1 \leq \frac{(rZ + q_0)(1 + \sin \varphi) + 2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots\dots (3.15)$$

となり、この P_1 の範囲が安定の条件ということになるが、この式は Rankine の主働および受働土圧と同じものである。なお、左項が 0 又は負であれば切端は自立することを意味する。

ただし、この条件は、Mohr-Coulomb の破壊規準の性質から考えても明らかなように、切端の局所的な破壊を検討するためのものであり、切端全体の破壊を対象としているものではない点には留意しておく必要がある。

(3) Broms らの実験式⁽⁷⁾

Broms は、粘性地盤に掘られた立坑のシートパイルの壁に孔を開けたときに、地盤がすべり破壊を起こしたことから、鉛直壁に横孔を開けた場合の安定性について検討し、Bjerrum らの理論を基に、図 3.24 のような関係を推論した。

すなわち、粘土地盤の非排水せん断強度を C_u としたとき、横孔から地盤が押し出されて破壊す

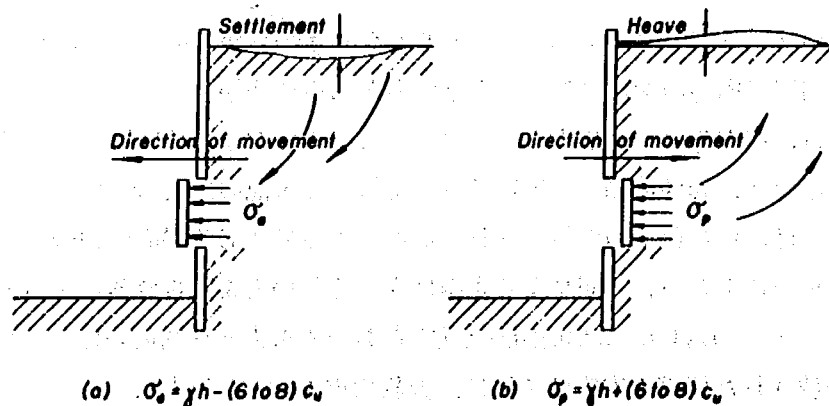


図 3.24

る場合（主働破壊）の限界土圧は、

$$\sigma_a = \gamma h - (6 \sim 8) C_u \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

であり、また、押し込まれて破壊する場合（受働破壊）の限界土圧は、

$$\sigma_p = \gamma h + (6 \sim 8) C_u \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

ということである。

この点について、図 3.25 のような装置を用い、実験により検討した結果、式（3.16）、（3.17）の係数は 6 としている。

上の 2 つの判定式は、粘性土についてのものであるが、一般に広く用いられている。

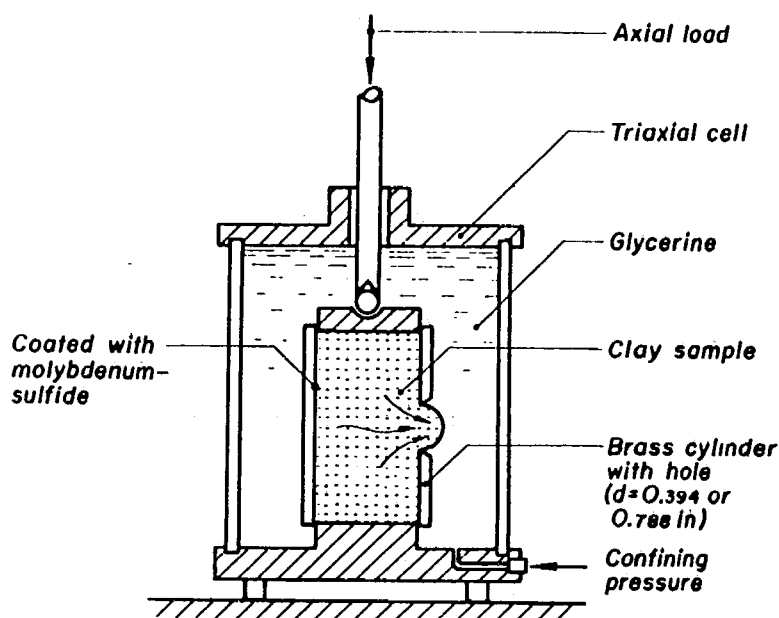


図 3.25

(4) 村山らによるシールド切端の安定条件⁽⁸⁾⁽⁹⁾

村山らは、切端部の土圧が、静止土圧より小さくなってゆく場合の安定（主働土圧状態）について検討し、安定条件を求めている。

切端が掘削された場合、その円周部に応力が集中し、この応力が、土の降伏値を上回る箇所については時とともに塑性域が拡大し、その結果、土圧はシールド外方の地盤の応力の増加へと転嫁され、ドーム状のアーチ効果によって支持されるという状況を想定している。すなわち、切端はこの塑性域の土によるゆるみ土圧に見合う内圧を加えれば安定する訳である。

ただし、3次元的な問題として、これを解析することは困難であるため、これを、2次元の水平方向に帯状の問題として検討している。図 3.26 に示すように、切端前面には、すべり線、その上部にゆるみ荷重があり、これらと切端部土圧とバランスするわけである。

図 3.27 で、すべり線 dgi は対数螺旋線で近似すれば、次式で与えられる。

$$r = r_0 \exp (\theta \cdot \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

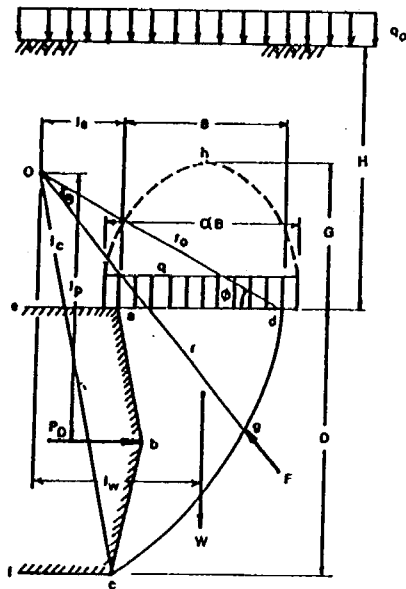


図 3. 26

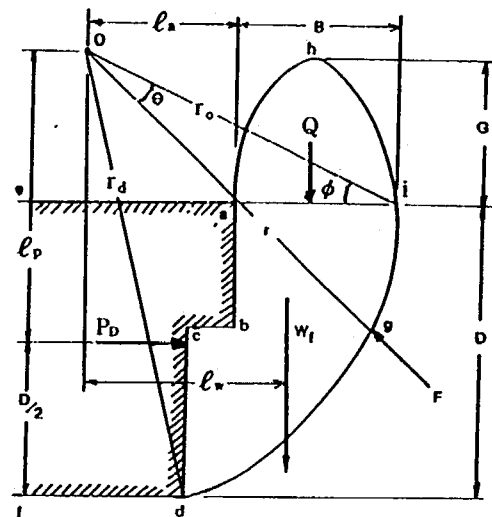


図 3. 27

鉛直分布荷重 q については, Terzaghi のゆるみ土圧により, (表載分布荷重 q_0 がある場合)

$$q = \frac{\alpha B (r - 2C/\alpha B)}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp \left\{ -2K (H/\alpha B) \tan \phi \right\} \right] + q_0 \exp \left\{ -2K (H/\alpha B) \tan \phi \right\} \dots\dots\dots (3.19)$$

ここに, B ; ai の長さ

α ; 常数 $\div 1.8$ (乾燥砂の実験より)

H ; 土被り高さ

D ; トンネル直径

ϕ ; 土の内部摩擦角

C ; 土の粘着力

r ; 土の単位体積重量

K ; 土圧係数 $\div 1$ (ただし, この K は, トンネルが掘削された場合のトンネル上部の水平土圧の集中を鉛直土圧との比で表わしているものであり, Terzaghi は実験により, トンネル横断方向の水平応力について, トンネル天端から高さ D の範囲で, $K \div 1.0 \sim 1.5$ を得ている。(筆者注))

となる。

これらについて, モーメントの釣合を考慮し, 切端の作用荷重 P_D を

$$P_D = \frac{1}{\ell_p} \left\{ W_f \cdot \ell_w + Q \left(\ell_a + \frac{B}{2} \right) - \frac{C}{2 \tan \phi} (r_d^2 - r_o^2) \right\} \dots\dots\dots (3.20)$$

ここに, $Q = q \cdot B$ である。

と求めている。なお、 P_0 の作用方向、および l_p は実験的に求める必要があるが、シールド中心に水平に作用すると近似できるとしており、これにより上式は得られている。

以上より、図 3.27 中の i 点を左右に移動させ試行錯誤により繰返し計算し、 P_0 が最大となるものが解となる。

これらの検討は、開放型の機械シールドを地下水の影響の少ない砂質地盤に適用する場合のものであるが、有効応力におきかえて考えれば、水底下の透水性の大きい砂質地盤についても適用可能であろう。

3.3.2 シールドトンネルの切端安定実験

(1) 乾燥砂による実験

① 目的

切端部の圧力の上限（受働土圧状態）、および下限（主働土圧状態）を、乾燥した砂地盤を用いて模型実験を行い検討したものである。なお、水中下の砂地盤について、乾燥砂により実験する場合には、式（3.2）で示される初期応力状態のうち、静水圧部分を除いたもの、すなわち、有効応力で考慮しているものと考えればよい。この場合、内部摩擦角が乾燥砂と水中砂で同じ（ $\phi = \phi'$ ）であれば、切端の土圧（有効応力）も、式（3.2）、（3.10）、（3.15）、（3.19）などからわかるように乾燥砂と水中砂では相似となる（粘着力および表載荷重を 0 とする）。ただし、単位体積重量は、 $(\gamma_t - \gamma_w)$ （水中の砂の重量）と γ （乾燥砂）で異なっているので、土圧を比較する場合には、このための補正が必要である。

② 実験方法

図 3.28 に示すように、実験槽内に模擬地山を形成し、さらに地山中にトンネル模型を貫入させた状態から、シールドトンネルを推進（受働実験）又は、後退（主働実験）させ、地中の応力、カッターディスク作用圧力、地表変位量等を計測したものである。

また、模擬地山は乾燥砂であり、その物性は以下のとおりである。

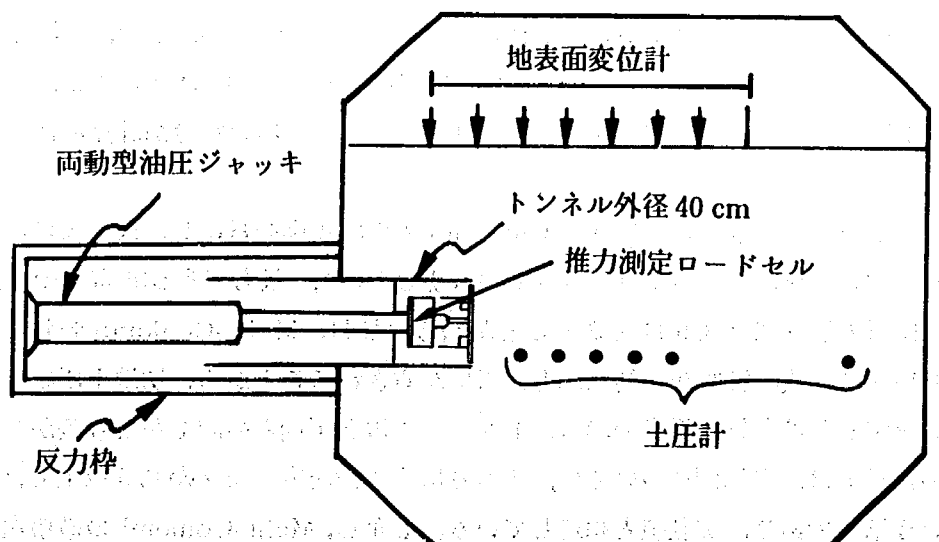


図 3.28 実験装置概要

(模擬地山材料(乾燥砂)の物性値)

- 単位体積重量: $\gamma \div 1.13 \sim 1.33 \text{ (g/cm}^3\text{)}$
- 内部摩擦角: $\phi \div 30^\circ$
- 粒径: $0.84 \sim 0.074 \text{ mm}$ (均等係数 1.5)

実験のケースは、土被り比 λ ($\lambda = H/D$, H : シールド土被り, D : シールド直径 40 cm) が 0.5, 1.0, 1.5 のそれぞれについて、受働実験(各2回), および主働実験(各2回)を行っている。

③ 実験結果

図 3.29 ~ 3.33 に実験結果をまとめた。

図 3.29 は、受働実験におけるカッターディスクに作用する土圧のシールドトンネル推進に伴う変化を図示したものである。この変化で、トンネル推進量に比較し、土圧の増分が減少してくるところを破壊位置と推定し、図中に⊗印を入れた。この位置は、土被り $\lambda = 0.5, 1.0, 1.5$ の各ケースであまり差がなく、シールド推進量が 20 ~ 30 mm の付近にある。

図 3.30 は、同様に、主働実験におけるカッターディスクに作用する土圧の変化を図示したものである。図 3.29 の場合と同様に破壊位置を図から推定し、図中に⊗印を入れた。この場合の破壊位置は、トンネルの後退量が 0.3 ~ 0.5 mm と極めて小さく、また土圧の大きさそのものも小さいため、計測等の実験上の誤差が含まれていると考えたほうがよい。

図 3.31 は、受働実験の場合の、カッターディスクの直前方(離れ 5 cm)のトンネル中心軸の地中水平土圧の変化を図示したものである。図 3.29 と同様この図からも、トンネル貫入量が、20 ~ 30 mm で土圧のカーブがねてくることから、破壊位置がこの付近にあることが推定される。

図 3.32 は、図 3.31 と同じであるが、土圧を初期鉛直応力で無次元化したものである。図より土被りの相違による傾向の違いが明確ではなく、比較的線が集まっている。なお、地山破壊時(貫入量約 20 ~ 30 mm の時点と推定される。)での土圧の増分は、初期鉛直応力の 1 ~ 2 倍と大きな土圧が生じており、さらに貫入とともに増加している。

図 3.33(1)は、図 3.29, 3.30 で示した、受働および主働時の破壊限度(カッターディスクへの作用力のコントロール範囲)を土被り比によって示した。図中でハッチをした部分が切端の安定する圧力の範囲である。また、図には、Mohr-Coulomb の破壊規準より得られる式(3.15)による土圧の大きさを受働および主働についてそれぞれ、トンネル切端中心、上端、下端での値を入れている。また、図 3.33(2)には、単純なすべりによる検討方法、式(3.9)および、村山らの方法による切端土圧、式(3.20)より得られる値(コンピュータを用いた分割計算による)を実験値とともに描いた。

これらの 3 つの方法の比較では、Mohr-Coulomb の破壊規準を基にした式(3.15)が、最も安全側であり、次いで村山らの方法(式(3.20))(主働のみ)、最も危険側になるのが、単純なすべりによる検討方法(式(3.9))であることが判る。なお、Mohr-Coulomb の破壊規準を基にした式(3.15)は、式の性質から初期応力状態に左右されることから、切端土圧の変化を切端面で一様とし仮定した場合特に受働の場合、トンネル上端と下端との間でかなり差がでている。

実験値との比較では、主働側については、すべりによる検討方法で λ が 0.5 以上では土圧が 0 でも安定という結果であり、実験値と相違している。しかし、Mohr-Coulomb の破壊規準を基にした方法および村山らの方法は、いずれも実験値とよく一致しており(ただし、値は小さい)、

特に村山らの方法による式(3.20)はほぼ完全に一致しており、少なくとも、本実験と同様のケースでは、主働側の安定限界は村山らの方法により、推定可能であると言えよう。

受働側については、単純なすべりによる式(3.9)の傾向が比較的良好に一致しているが、全体的に危険側であり、また、 $\lambda \div 1.5$ 付近以上では、大きく差が生じていく傾向が見られ、これを利用するには、安全率など十分な配慮が必要である。Mohr-Coulombの破壊規準を基にした式(3.15)を実験値と比較すればその傾きがかなり異なっており、土被りが大きい場合には安全側、小さい場合には危険側の数値を与える傾向にある。切端面全体で考慮すると、実験値は、 $\lambda=1.5$ ではトンネル下端の値付近になり、土圧のコントロールの範囲が広がるが、 $\lambda=0.5$ では、トンネル上端の値に近く、コントロールの範囲は極めて小さくなっている。

なお、水中の場合であれば、カッターディスクに作用する有効応力によって考慮する必要があるが、このため土圧のコントロール範囲は一層小さくなり、土圧のコントロール範囲をある程度以上確保するという前提にたてば、かなり大きい土被りが必要ということになる。

添付図・図 21～29 に、実験データをまとめて掲載した。

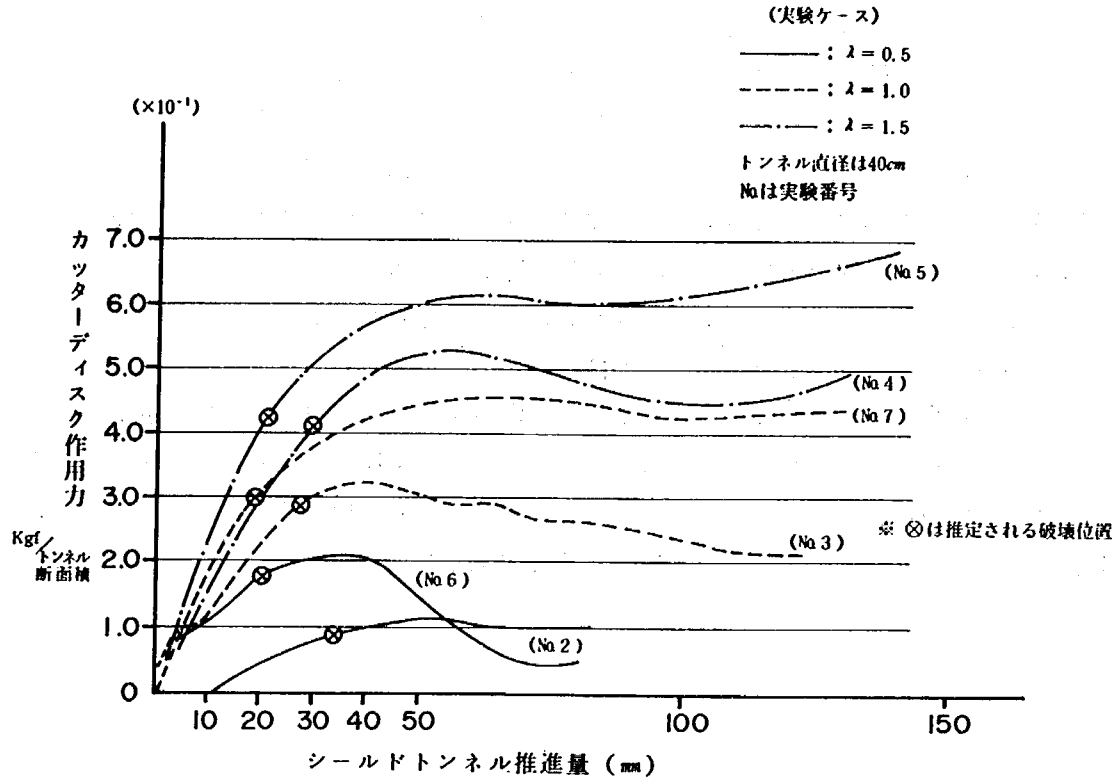


図 3.29 カッターディスク作用力 (受働実験)

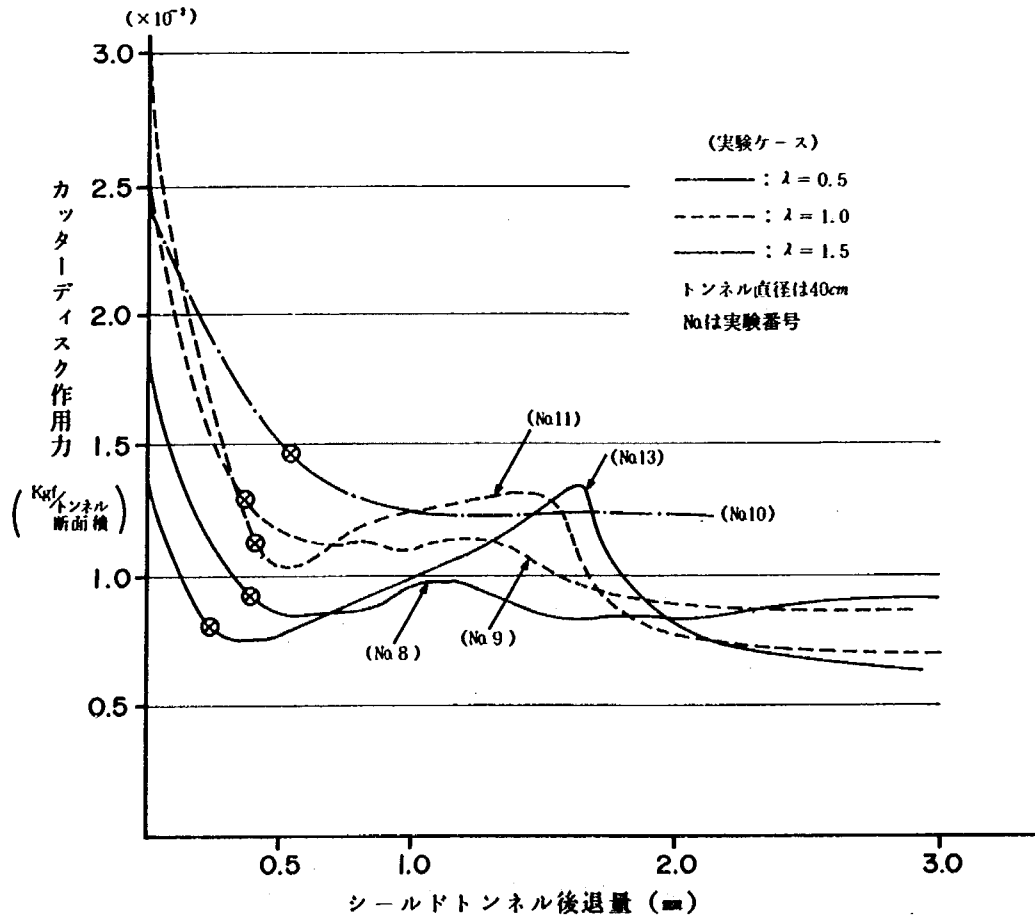


図 3.30 カッターディスク作用力 (主働実験)

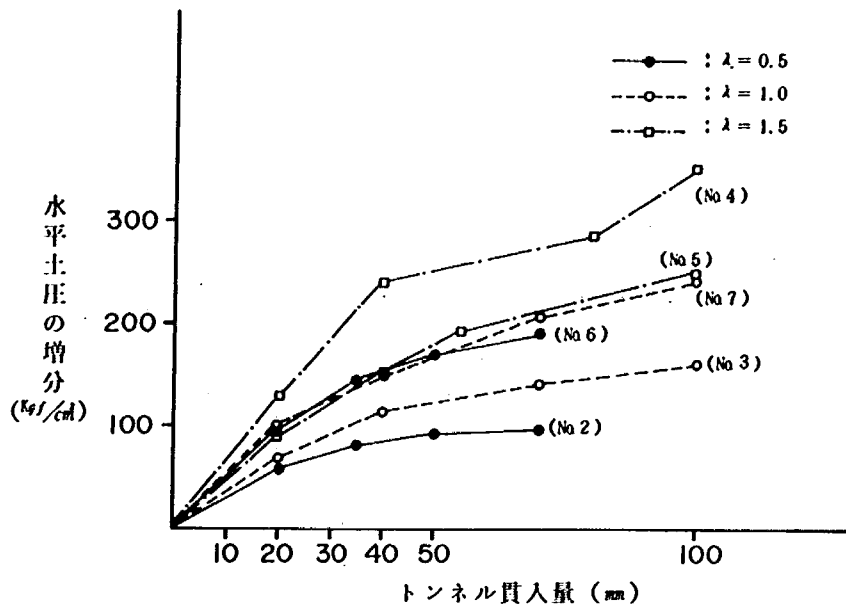


図 3.31 カッターディスク直前方(中心軸, 離れ 5 cm)の土圧の変化
(初期からの増分)(受働実験)

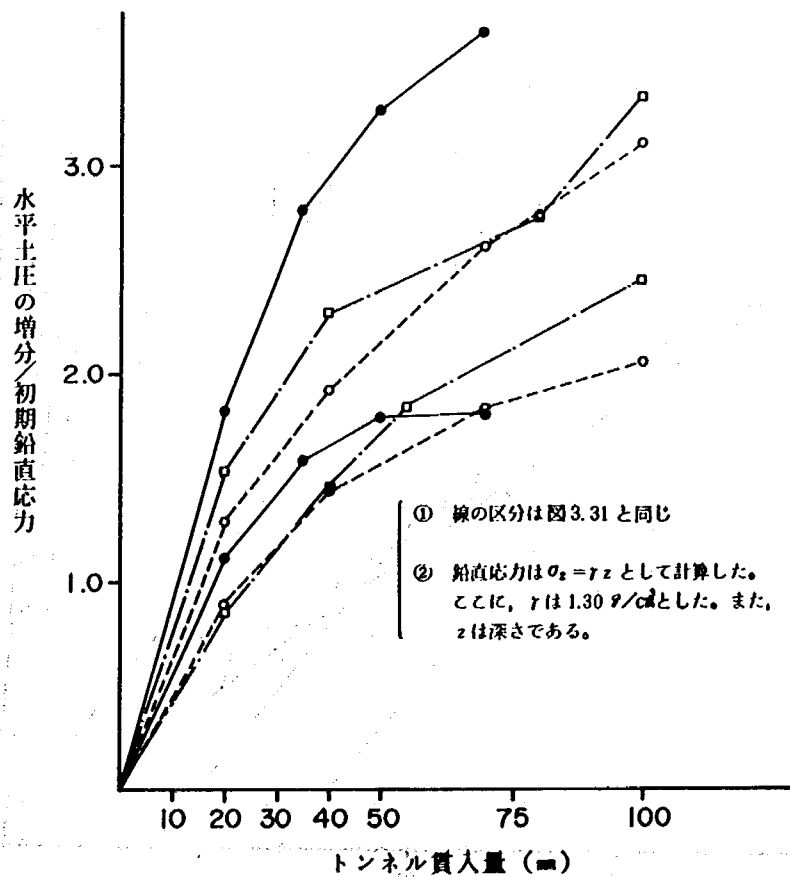


図 3.32 カッターディスク直前方(中心軸, 離れ 5 cm)の土圧の変化
(初期からの増分, 無次元量)(受働実験)

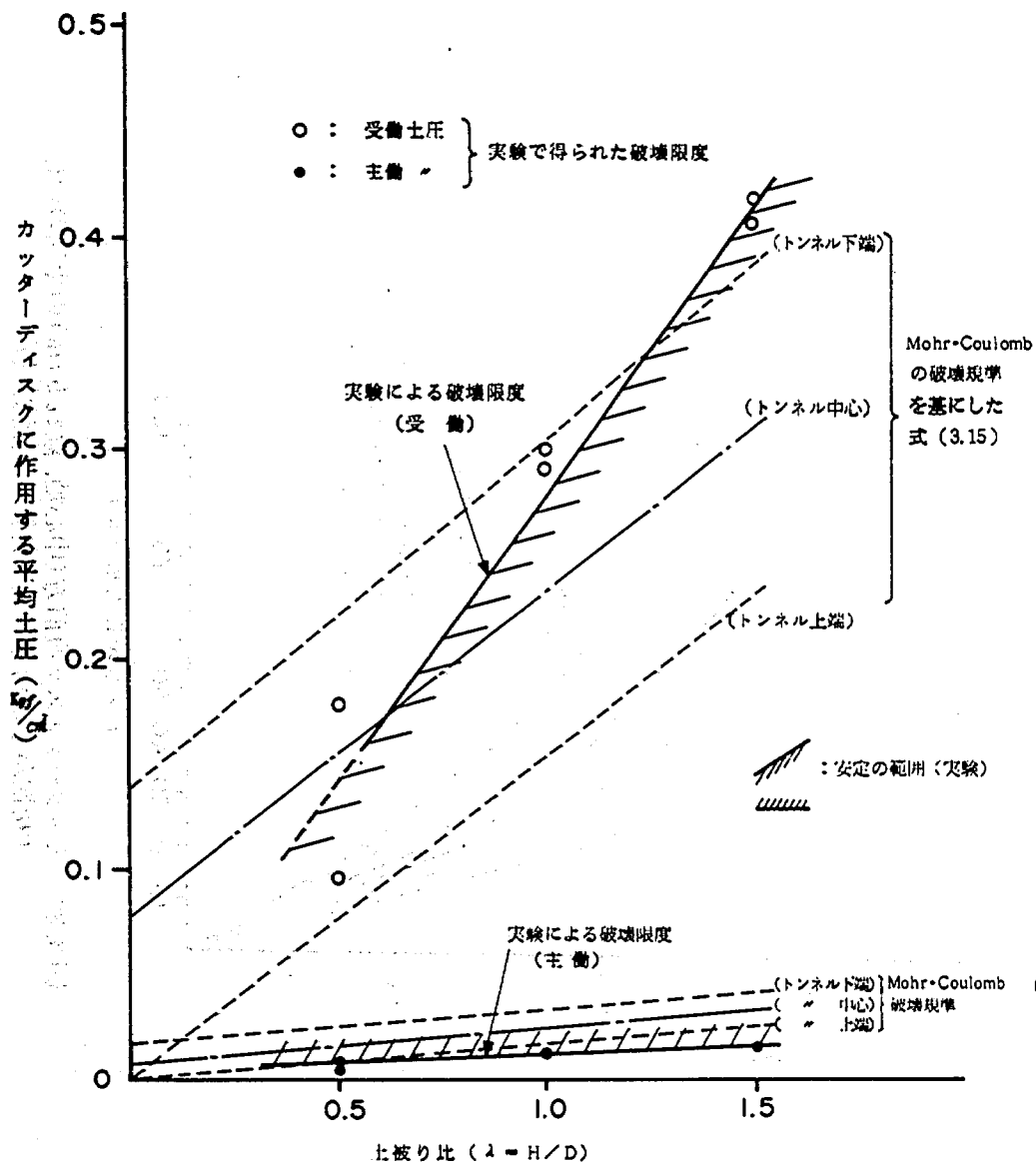


図 3.33(1) カッターディスクに作用する土圧 (安定の範囲)

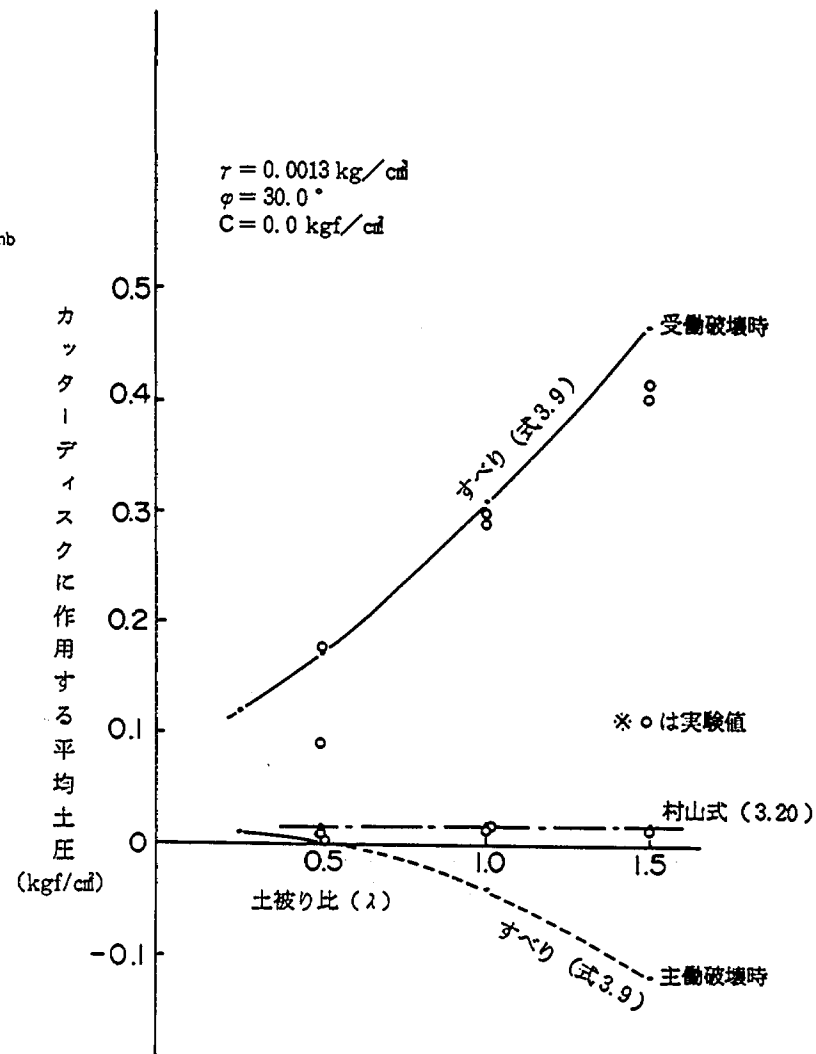


図 3.33(2) カッターディスクに作用する土圧 (安定の範囲)

(2) 飽和砂による実験

① 目的と実験方法

泥水加压シールド工法を想定し、飽和砂を模擬地山とし、シールド切端の泥水圧を増加し、最大の切端圧力の限度や破壊の状況等を調べたものである。

使用した実験装置の概要は図 3.34 に示すとおりである。

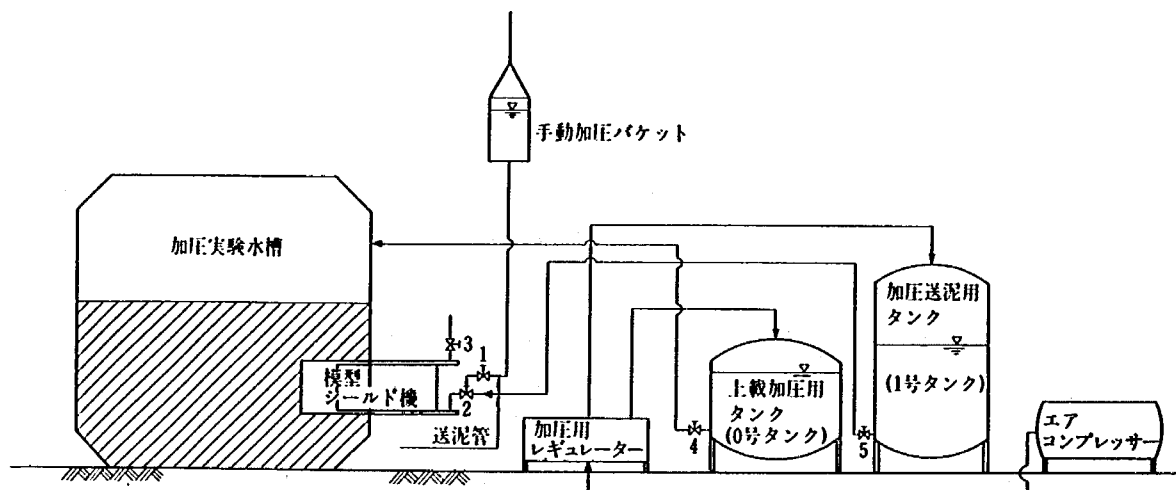
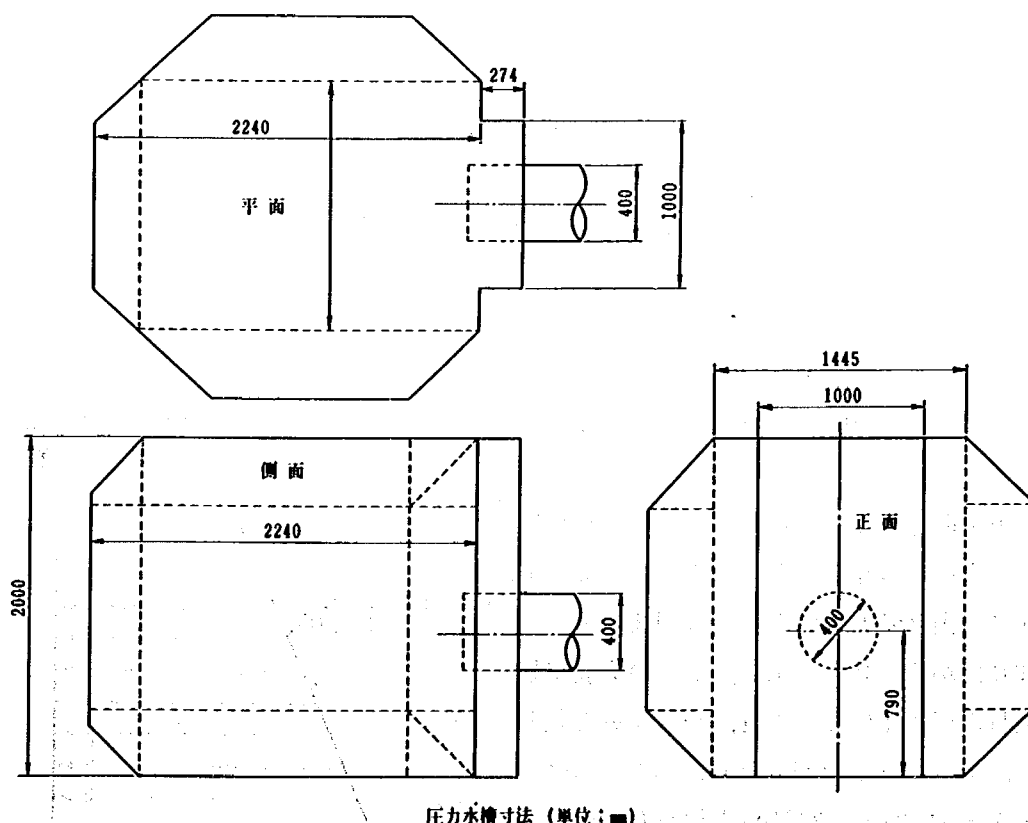


図 3.34(1) 実験装置全体概略図



圧力水槽寸法 (単位: mm)

図 3.34(2) 実験水槽

実験方法は、図 3.34(1)の実験水槽に飽和砂を入れ、シールドトンネル切端部に泥水圧を加え、地山の挙動、切端の安定性を検討した。

砂地山の物性は、

$$\begin{aligned} & \text{単位体積重量：(乾燥状態) } \gamma_d = 1.54 \sim 1.60 \text{ (g/cm}^3\text{)} \\ & \quad \quad \quad \text{(飽和状態) } \gamma_t = 1.90 \sim 2.0 \text{ (g/cm}^3\text{)} \\ & \text{内部摩擦角} \quad : \phi = 30 \sim 37^\circ \text{ (乾燥砂)} \\ & \text{粘着力} \quad : C = 0 \text{ (g/cm}^2\text{)} \\ & \text{透水係数} \quad : K = 4.0 \sim 8.5 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)} \end{aligned}$$

である。

また、使用した泥水の物性は、比重が 1.03~1.05、ファンネル粘度が約 23~28 (sec) である。実験は、土被りが $H/D = 0.5, 1.0, 1.5$ (H :土被り, D :トンネル径 40 cm) について各 1 ケース行っている。地山中の地下水位は地表面とした。

また、計測は泥水圧のほか、地中土圧、間隙水圧を測定した。

なお、この実験では、主働実験が行われていないが、これは主働状態では切端の安定状態が極めて微妙であり、実験が不可能であったものである。

② 実験結果

砂地盤であり、透水性が高いため、切端部の泥水圧を高めれば地下水の流動が生じ、粘性の高い泥水が切端部の地山中あるいは地山の表面に流入又は付着し、不透水性の泥膜を形成し、この部分で生じる動水勾配によって泥水圧が地山を押しつける圧力に変わるという機構を有することになる。⁽¹⁰⁾

地下水位は地表面にあるので、静水圧は

$$P_w = \gamma_w Z \quad (\gamma_w \text{ は地下水の単位体積重量})$$

であり、一方泥水圧 P_m は、

$$P_m = \gamma_m Z + K \quad (\gamma_m \text{ は泥水の単位体積重量, } K \text{ は常数})$$

となる。

よって、切端部での水位差

$$\begin{aligned} P_m' &= P_m - P_w = (\gamma_m - \gamma_w) Z + K \\ & \quad (K; \text{常数, 泥水圧の大きさに} \\ & \quad \text{よって定まる。)} \dots\dots\dots (3.21) \end{aligned}$$

が、地山を押しつける力となり、泥水圧を高めること、すなわち K を大きくすることによって、最終的に地山は受働破壊をする (図 3.35)。

土被り比が $\lambda = 0.5, 1.0, 1.5$ の実験で切端破壊時の泥水圧はそれぞれ、静水圧分を差し引いて、 $79 \text{ g/cm}^2, 221 \text{ g/cm}^2, 223 \text{ g/cm}^2$

(添付図・図 31~33 参照) と得られているがこれらは、シールドトンネル下端での値である

ので、泥水の単位体積重量を $\gamma_m = 1.03 \text{ g/cm}^3$,

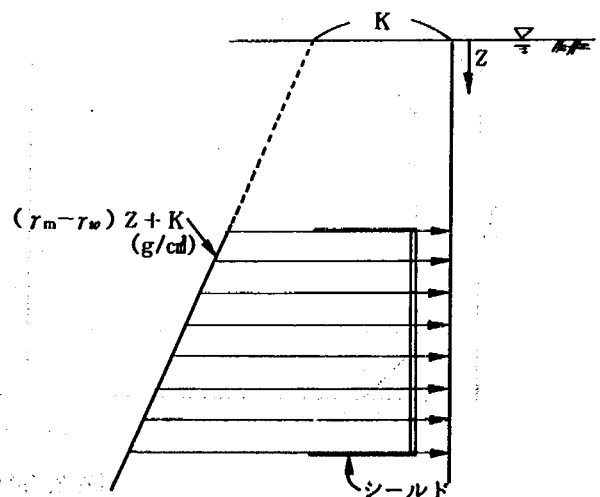


図 3.35

水の単位体積重量を $\gamma_w = 1.0 \text{ g/cm}^3$ とすれば破壊時の切端土圧の分布は次のようになる。

$$\lambda = 0.5 \text{ の場合 } P'_m = 0.03 Z + 77.2 \text{ (gf/cm}^2\text{)} \quad (Z = 20 \text{ cm} \sim 60 \text{ cm})$$

$$\lambda = 1.0 \quad " \quad P'_m = 0.03 Z + 218.6 \text{ (gf/cm}^2\text{)} \quad (Z = 40 \text{ cm} \sim 80 \text{ cm})$$

$$\lambda = 1.5 \quad " \quad P'_m = 0.03 Z + 220.0 \text{ (gf/cm}^2\text{)} \quad (Z = 60 \text{ cm} \sim 100 \text{ cm})$$

一方、初期地山応力についても、静水圧部分を除いた土圧、式(3.2)で考慮する必要があるの
で、飽和砂の単位体積重量を $\gamma_t = 1.9 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ を採用すれば、鉛直方向の地中の有効応力は、

$$P'_z = (\gamma_t - \gamma_w) Z = 0.9 Z \text{ (gf/cm}^2\text{)}$$

となる。

以上より、切端破壊時の有効な泥水圧の状況をまとめれば、次表 3.3 となる。

なお、後に示すとおり、 $\lambda = 1.0$ の実験では、泥水圧の加圧中約 140 g/cm^2 で、一旦、漏泥したが、表にはこれも加えている。

表 3.3 破壊時の泥水圧

	泥水圧 (静水圧分を除く)(gf/cm ²)			地中の鉛直有効応力 (gf/cm ²)			泥水圧/鉛直有効応力		
	シールド上端	シールド中心	シールド下端	上 端	中 心	下 端	上 端	中 心	下 端
$\lambda = 0.5$	(Z=20 cm) 77.8	(Z=40 cm) 78.4	(Z=60 cm) 79.0	18.0	36.0	54.0	4.32	2.18	1.46
$\lambda = 1.0$	(Z=40 cm) (219.8) (138.8)	(Z=60 cm) (220.4) (139.4)	(Z=80 cm) (221.0) (140.0)	36.0	54.0	72.0	(6.11) (3.86)	(4.08) (2.58)	(3.07) (1.94)
$\lambda = 1.5$	(Z=60 cm) 221.8	(Z=80 cm) 222.4	(Z=100 cm) 223.0	54.0	72.0	90.0	4.11	3.09	2.48

※ $\lambda = 1.0$ で下段は最初の漏泥時のもの (後述)

この結果を、Mohr-Coulomb の破壊規準を基にした式 (3.15) と比較した ($\phi = 30^\circ$ とした) ものが、図 3.36 である。

図中、 $\lambda = 1.0$ のケースの水平土圧 (泥水圧) がかなり大きくなっているが、この実験ケースでは、泥水の加圧中、約 140 g/cm^2 付近で一度、スキンプレートをつたわりシールド後方の実験槽の壁から漏泥を起こしたため、この箇所を踏み固めて、再度加圧し、 221 g/cm^2 の時点で破壊したという経過を有する特殊なものである (他の $\lambda = 0.5$ 、 1.5 のケースでは、いずれも切端部上の地表へと噴発しており、正常な実験である)。よって、この $\lambda = 1.0$ のケースの値を軽視すれば、図中の直線のように、受働破壊限度が得られ、土被りの小さい $\lambda = 0.5$ では、Mohr-Coulomb の破壊規準で、シールド上端のものに近づき、 $\lambda = 1.5$ では、その下端のものに近づく傾向となっており、これは、前項 (乾燥砂についての貫入実験) のものと極めて類似している。

なお、 $\lambda = 1.0$ の実験のケースで、最初に漏泥が生じた時点での泥水圧 (これは正常な噴発が生じたと仮定した場合の泥水圧より小さい値となっているはずである。) を図中に○でプロットした。これは、 $\lambda = 0.5$ と 1.5 の実験結果を結んだ推定破壊ラインのやや下側に位置しているが、ほぼ線上に乗っている。

ただし、実際のシールド工法との比較で留意すべきことは、切端部の水平土圧は、泥水圧と同

じではなく、(泥水圧) + (カッターディスクに作用する有効応力) である点である。しかし、泥水圧が大きくなれば、カッターディスクと地山に分離が生じ、カッターディスクに作用する有効応力は受働破壊時ではほぼ0、すなわち切端部の水平応力 $\approx$ 泥水圧となるとして検討した。

図3.37は図3.36を無次元化したもので、これに実験におけるシールド切端の上端、中心、下端での破壊時の応力状態を記入したものである。この図からも、式(3.15)を用いる場合には、 $\lambda = 0.5$ では中心より上、切端上端部での破壊の影響が強く、 $\lambda = 1.5$ では、中心部、さらに、これより λ が大きくなると中心よりやや下部を基準として、破壊を検討したほうがよいという推定ができる。

また、トンネル切端上部ではいずれの実験でもMohr-Coulombの破壊限度をかなり大きく上回っている。これは、局所的な破壊現象であるため全体の破壊につながらなかったためと見られるが、実際のシールド施工では、振動等も発生し、この付近の破壊に左右される可能性がある。

図3.38は、切端崩壊時のシールド軸方向の水平土圧分布を無次元化して表わしたものである。図中、 $\lambda = 1.0$ のケースで、最初の漏泥が生じた時点のものを採用すれば、 $\lambda = 0.5, 1.0, 1.5$ とも比較的集まった線となっており、しかも $\lambda = 0.5$ から $\lambda = 1.5$ と土被りの増加に伴いやや土圧(無次元化したもの)の増加の傾向が見られる。

このほか、実験結果のデータをまとめ、添付図・図30～44に示した。添付図・図31～33は、各実験ケースの切端崩壊までのシールド軸方向の水平土圧の変化を表わしたものであり、また図34～36は、同じく鉛直方向に水平土圧の変化を見たものである。これらの図より鉛直方向の土圧分は、 $\lambda = 0.5$ では立った形であるが、 $\lambda = 1.0$ では傾きが生じ、 $\lambda = 1.5$ ではトンネル部分のみに大きな土圧が生じ、しかも、上部では一部土圧が減少する(特に、 $\lambda = 1.5$ のケース)ような傾向が見られる。

添付図・図37は、切端崩壊時のチャンバー内圧力(泥水圧)の時間変動である。添付図・図38～40は、泥水圧の増加に伴う土圧の変化を見たものであるが、トンネルの上部付近で土圧の減少が見られることが注目される。これは、切端の土圧増のため、付近の地山がシールド前方に変位し、その上部ではゆるみが生じ、水平方向の土圧が減少しているためと考えられる。

添付図・図41～43は、泥水圧と間隙水圧の関係である。間隙水圧の増は全体的には少ないがNa19のみ大きな上昇をしている点が注目される。これは、Na19の間隙水圧計がシールド切端上部に位置しているが、この付近で泥膜の形成又は泥水の侵入が著しく、動水勾配の大きな帯がこの外側又はこの付近に形成され、間隙水圧が泥水圧に強く左右されたことを示しており、泥水の地盤への侵入はシールド上部で卓越するものと推定する(この点については以下に述べる)。

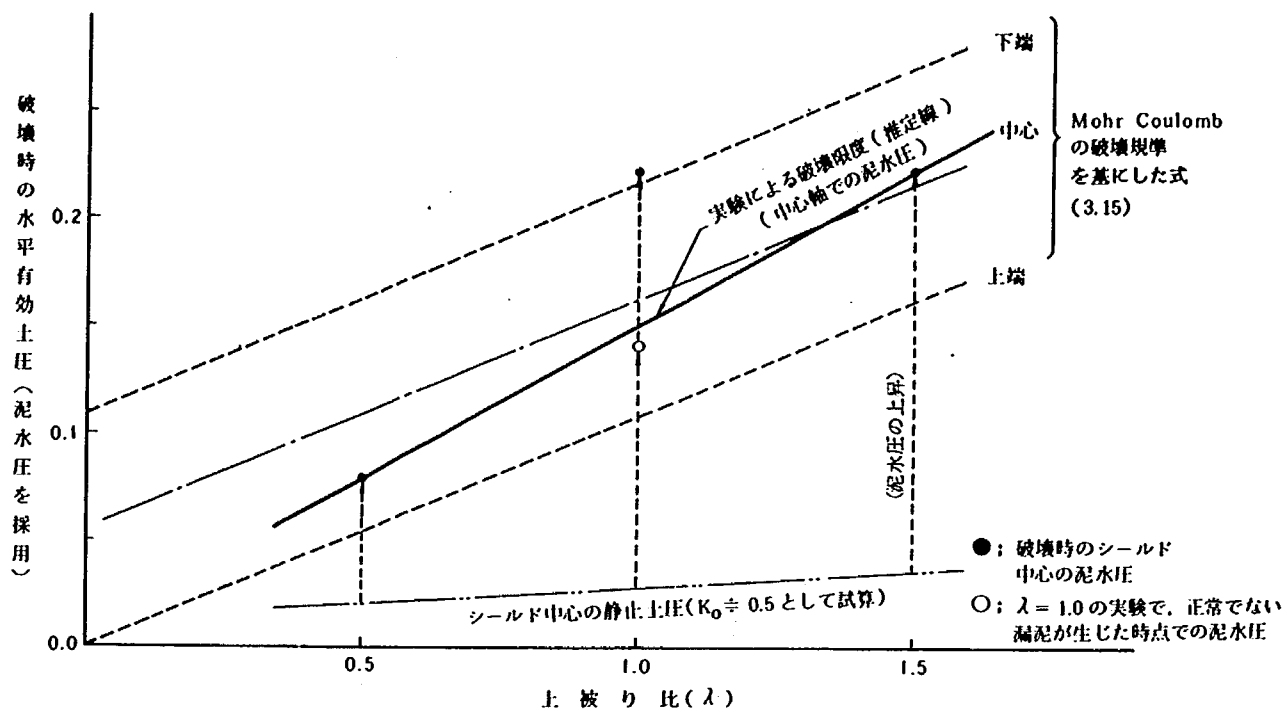


図 3.36 切端崩壊時の水平応力と Mohr - Coulomb の破壊規準

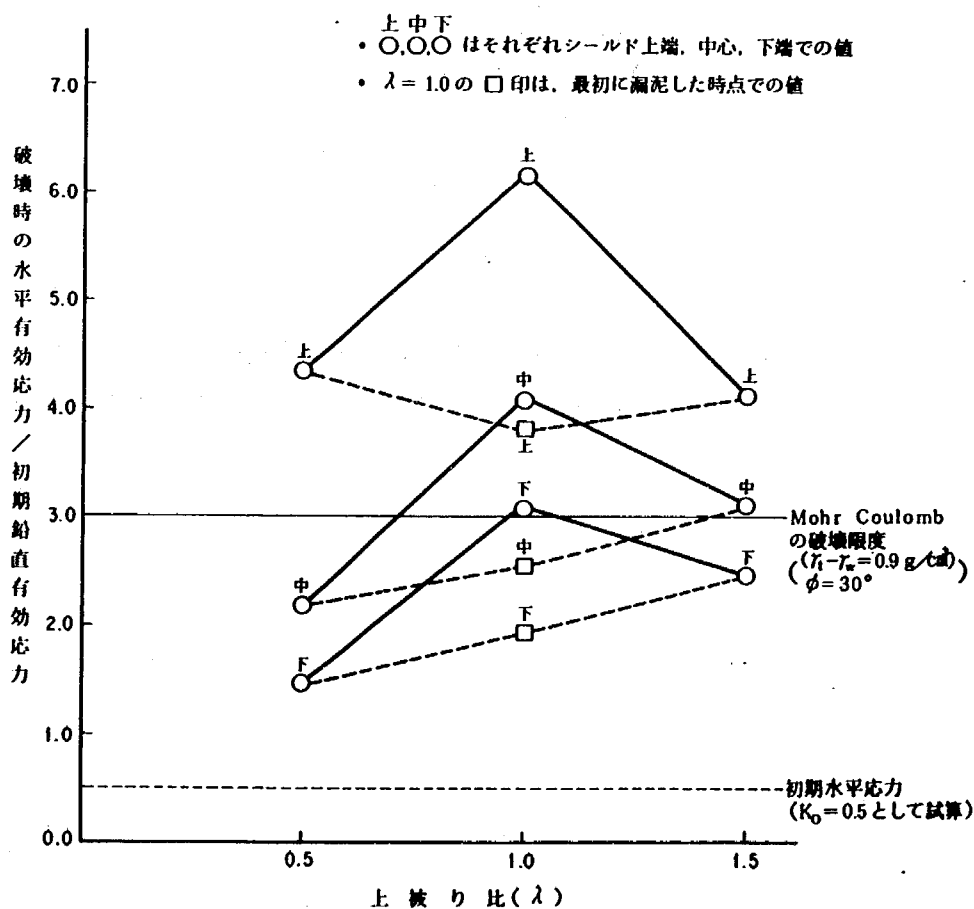


図 3.37 無次元化した破壊時の水平有効応力

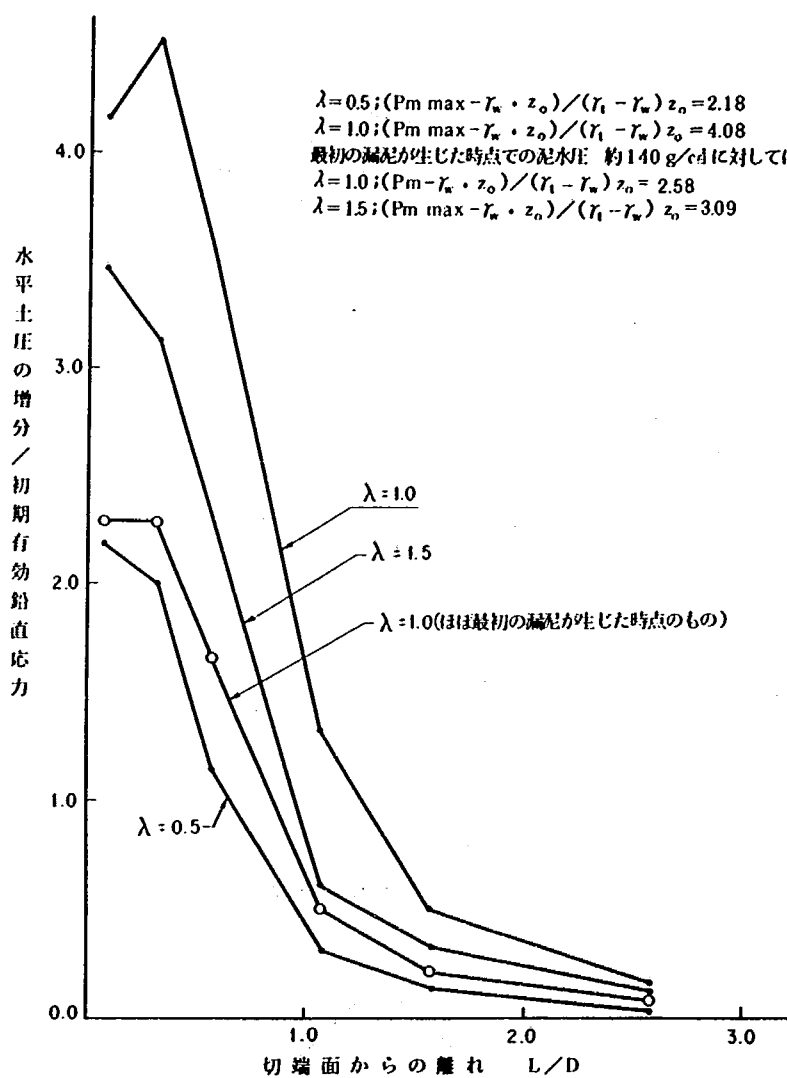


図 3.38 泥水噴発時のシールド中心軸方向の水平土圧の分布 (砂地盤)

※なお、初期からの増加分であるので、静水圧は除かれている。

③ 破壊状況についての小考察

ここで、実験における破壊時の状況について改めて以下に検討する。添付図・図 44 (写真) は、破壊後、切端部の地山をカットし、泥水の浸透の状況等を調べたものである。写真では判りにくいので、この状況を模式的に図化したのが図 3.39 である。またこの状況は、 $\lambda = 0.5, 1.5$ のケースで酷似している。なお、泥水の流路に生じている空洞は、噴発時に砂が流されたためであろう。

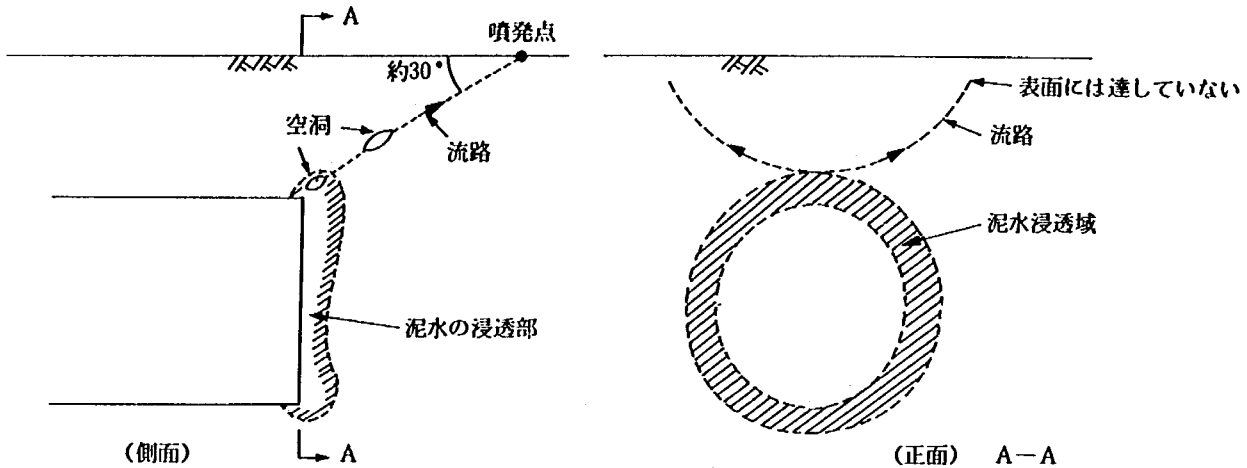


図 3.39 泥水噴発の状況

この破壊状況に関し検討すべき点は、この破壊噴発の箇所、形態および噴発の原因である。

噴発の箇所と形態については、実験の各ケースで一致 ($\lambda = 1.0$ を除く) しており、次のことが言える。まず、シールド切端の上部で泥水の浸透域が発達し、その後この付近から、切端前方上向きに、また、横断面では円弧状の泥水の連続した浸入面が生じ (地表面には達していない)、これが、シールド軸方向前方に地表に対し、約 30° ($(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$ か?) の角度で上昇し、地表の 1 点に集中する形で噴発している。

この現象の中で注目すべき点は

(A) 何故、シールド切端面の上部に泥水の浸透域の発達が著しかったのか?

(B) (A) ののち、発生したと推定される流路はどのようにして形成されたのか?

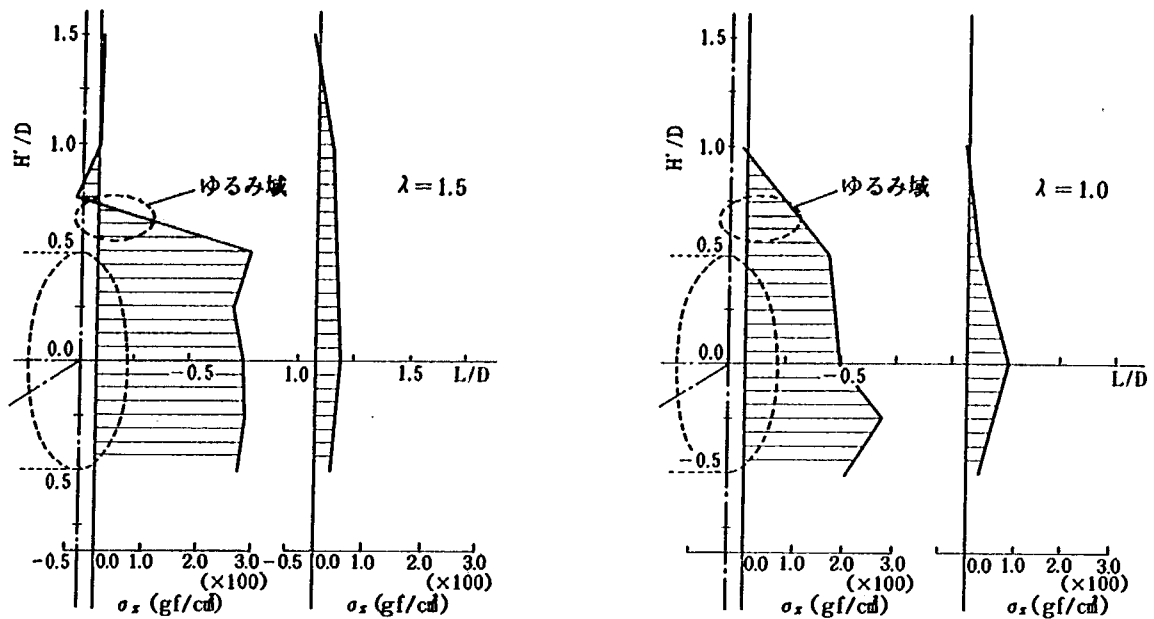
である。これを明らかにすることは、そのまま、噴発のメカニズムを解明することでもある。

まず、(A) であるが、地中の地下水による静水圧と泥水圧の差は、式 (3.21) に示すように、泥水の比重が水よりやや大きいので、多少であるが下部になる程大きく、この意味ではシールド下部のほうが浸透域が広がるのが通常であるが、実験での現象は逆になっている。その理由としては、次の①②の考え方があ

① 図 3.36, 3.37 に示すように、シールド切端上部では Mohr-Coulomb 破壊規準を基にした式 (3.15) の受働破壊限度を超えており、この部分が塑性化、泥水が浸入した (Mohr-Coulomb の規準を基にした考え方)。

② 図 3.40 および添付図・図 34~36 などと判るように、シールド切端上方で水平土圧が、泥水の加圧とともに鉛直方向に急激に変化 (上方へ減少) しており、このためこの部分にゆるんだ領域が発生し泥水が浸入した。

まず①については、泥水の浸透の著しい領域が、切端面の上部というよりも、少し上に位置



泥水発時の土圧の鉛直方向分布の概略図(砂質地盤)
(切端から $L/D = 0.075, 1.075$ の面)

図 3.40 鉛直方向の水平土圧分布

しており、この説明のみでは、不足していると考え。現象から考えれば、②のほうが、場所的に一致し、しかも、泥水が浸入しやすい状況となる点でも説明でき、正しいと思われる。しかし、これを一步進めて、水平土圧がシールド上方で何故減少するのかという点を考えると、これは、チャンバーの加圧のため、切端部が前方に変位したためと考えることができる。それでは、どの程度変位すれば、②のような現象が生じるのかということになるが、これについて得られている情報としては、図 3.36, 3.37 で示すように噴発時で、 $\lambda = 0.5$ では、切端上部で破壊限度を超えていること、 $\lambda = 1.5$ では切端中央部でも破壊限度を超えていること、および添付図・図 41 ~ 43 で示す間隙水圧の変化のうち、特に、切端面上部に位置する Na.19 のみ上昇が著しく、同じ面の下部に位置する Na.1 では、上昇の程度が小さいことである。これらから推論されることは、図 3.41 に示すように、泥水圧の上昇により、被りが小さく、変位に対する拘束が小さい切端上部が前方に変位する(下部では変位が小さい)とともにその上部にゆるみ域が生じ、泥水が浸入し、この領域が、泥水圧の上昇とともに広がったと考えられる。そして、ゆるみ域およびこれをカバーする形で形成される泥水浸透域が広がり、地山を上方および側方へ押す力が地山を破壊するのに十分になった時点で噴発を起こしたものと推定される。(シールド下部でも同様の現象が起こるが、周辺の拘束がより大きいため、ゆるみ域は小さく、先に上部から噴発するものと考えられる。)

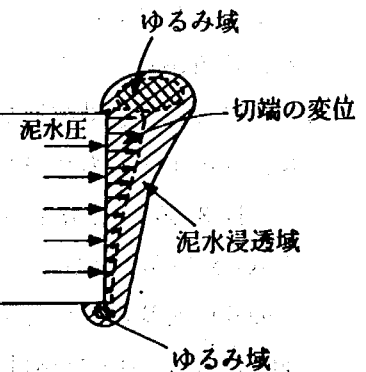


図 3.41 泥水圧の上昇によるゆるみ域の発達(推定)

すなわち、まず、最初に泥水圧による切端部地

山の前方への変位があると考えられ、 $\lambda = 0.5$ のケースでは泥水圧が切端上部で、式(3.15)による地山の破壊限度を超えた程度でかなりの変位が生じるとともに、ゆるみ領域が発生し、泥水の浸透が著しくなり、噴発に十分な圧力に達したと考えることができ、また、 $\lambda = 1.5$ のケースでは、切端の中央部まで破壊するようなところまで泥水圧が上がらなければ、噴発を生じないといえることができる。

以上より、先に述べた①の考え方は、全てが間違っている訳でなく、泥水の噴発は、①、②の複合作用により、切端上部に泥水浸透域すなわち、泥水による圧力が大きい領域が発達したためと見ることができよう。このような噴発の発生を予測する場合には、応力の面と変位(ひずみ)の両面からの検討が可能であろうが、密閉式シールドでは応力の面から考慮するのがより容易と思われ、この場合には、Mohr-Coulombの破壊規準を基にした方法も一つの目安となるものと考えてよいだろう(図3.36, 3.37参照。ただし土被りが小さい場合)。

次に、(B)の泥水の流路が生じた点についてであるが、これについては、定性的には次のように言えると思われる。すなわち、泥水浸透域が切端上部で発達してくると、上部の地山を押しあげる圧力が大きくなり、図3.42に示すように、地山が隆起するとともに、前方のやや上に地中に割裂が生じ、これが、すなわち泥水の流路となり、さらに地表へと発達していくのではないかということである(本実験では残念ながら確かめられてはいない)。

以上が、本実験での泥水、噴発のメカニズムであると考え、大半は推論であり、これらの点の解明は今後の課題となった。

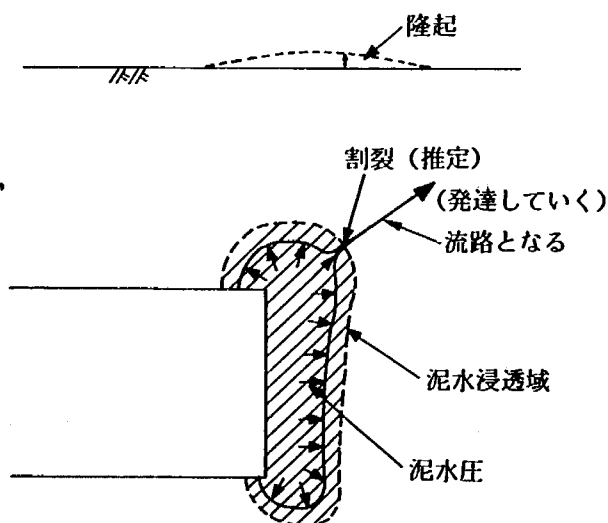


図 3.42 噴発の流路の発達(推定)

(3) 粘性土についての実験

① 目的と実験方法

この実験は、地山が粘性土の場合で、表載荷重が大きくなったとき(あるいは、地中深度を大きくしたとき)、切端の自立(チャンバー圧は0)が保てなくなり、ついには塑性破壊(主動破壊)する様子を調べたものである。

実験の方法は前項(2)飽和砂による実験と同じ実験装置(図3.34)を用いて、図3.43のように粘性土模擬地山の上に砂を敷き、その上から圧力タンクにより上載圧を加えるようにした。

カッターディスクは当初は地山作成時には、地山に密着しているが、その後静かに後退させているため、

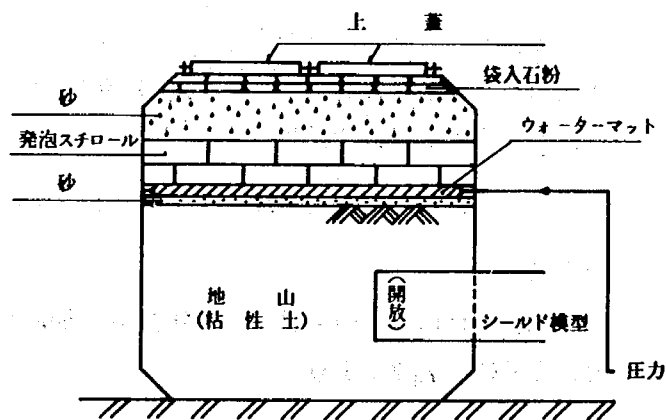


図 3.43 実験槽の状況

切端は開放されており，上載荷重の増加により，地山がシールド内に押出されてくるが，その変位量を図 3.44 に示すような方法で計測したほか，チャンバー内に無圧の泥水を充満させ，切端の押出しによる体積の減少のため，排出される泥水量を測定する方法で地山押出量（体積）も計測している。

地山に用いた粘性土は，

乾燥石粉	： 73%
ベントナイト	： 7%
水	： 20%

（いずれも重量比）

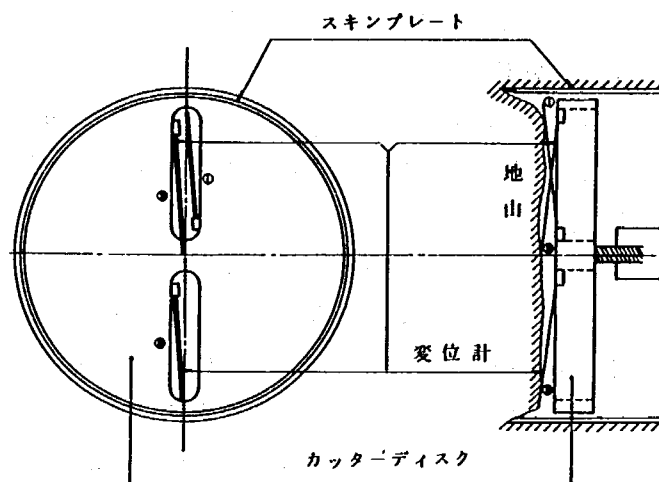


図 3.44 切端変位の計測方法

を強制練りミキサーにより練混ぜ作成し，その物性は，

単位体積重量	： $\gamma_d \div 1.86 \sim 1.94$ (g/cm ³)
粘着力	： $C \div 0.13 \sim 0.18$ (kg/cm ²)
内部摩擦角	： $\phi \div 0$
透水係数	： $K \div 3.0 \sim 5.0 \times 10^{-6}$ (cm/s)

である。

実験ケースは，土被りが， $\lambda = H/D = 0.5, 1.0, 1.5$ (D：トンネル径，40cm) のそれぞれについて各 2 ケースを行っている。

② 実験結果

本実験では，チャンバー部を無圧状態に保ち，表載荷重の増加，すなわち鉛直土圧の増加により，切端部の破壊の状況を調べているものである。

このときの Mohr-Coulomb の破壊規準を基にした判定の方法は，式 (3.15) より，内圧 P_i を 0， ϕ を 0 とし，表載荷重を q_0 とすると，安定の条件は，トンネル中心 $Z = Z_0$ で，

$$q_0 \leq 2C - \gamma_d Z_0 \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

となる。すなわち，表載荷重 q_0 が上式の状態を越えて増加すれば，切端部でせん断破壊することとなる。実験条件に合わせて， $\gamma_d \div 0.0019$ (kg/cm³)， $C \div 0.15$ (kgf/cm²)， $Z_0 = (\lambda + \frac{1}{2}) D$ とすれば，上式は，

$$q_0 \leq 0.3 - 0.076 \left(\lambda + \frac{1}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.22)'$$

となる。

また，Broms らの実験式 (3.16) も同様にして変形すれば， $\sigma_a = 0$ ， $C = C_u$ として， $q_0 \leq 6C - \gamma_d Z_0$ より

$$q_0 \leq 0.9 - 0.76 \left(\lambda + \frac{1}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.23)$$

となる。ただし、厳密には、式(3.16)は表載荷重有りの場合には適用できないが、ここでは一つの目安として拡張して考えることとする。

式(3.22)によれば、表載荷重 q_0 が0であっても、土被りが約140 cmあれば、本実験では切端破壊することとなる。

図3.45, 3.46に、表載荷重の増加に伴う切端部の水平変位(押出し)を示した。これらの図より、 $\lambda = 0.5$ の場合には、表載荷重 q_0 が $2.6 \sim 3.0 (\times r_d Z_0)$ 、 $\lambda = 1.0$ の場合には、 $2.0 \sim 2.7 (\times r_d Z_0)$ 、 $\lambda = 1.5$ の場合には、 $1.6 \sim 2.3 (\times r_d Z_0)$ 付近にそれぞれ塑性破壊箇所があると見られる。また、破壊を一つの目安として、変位量の大きさとし、この水準で安定性を判断する考え方もあり、ここでは、仮りにトンネル径の2%を採用することにして、これらを図示したものが図3.47である。図には、Mohr-Coulombの破壊規準より得られた式(3.22)'、またBromsの方法を拡張した式(3.23)によって得られる安定条件も描いている。

図より、破壊位置と比較的よく一致しているのは、Mohr-Coulombの破壊規準より求めた式(3.22)'であるが、これは土被りが大きくなると安全側になっている。また、Bromsの方法を拡張した式(3.23)は、かなり危険サイドの数値となっており、実験値を許容する変位量を大きくとれば一致してくるが、この場合にはやや危険サイドすぎる判断を与えていると考える。

ただし、後述するように、この実験では、地山の性質などの条件が実際の地盤とかなり異なっていると思われる点もあるので注意が必要であり、この実験結果は、一つの参考程度と考えたほうが無難と思われる。

なお、実験結果のデータを添付図・図45~56に示した。これらの結果について、以下に若干のコメントを加えておく。

図45~50には、シールド軸方向の水平土圧分布をまた、図51~56には、水平土圧の鉛直方向分布を示した。これらの図より、シールド切端の開放の影響が前方径の1.5倍以上まで及んでいることがわかる。また、切端付近でマイナスの値がでてるのは、地山に密着状態にあったカッターディスクを後退させ、水平応力を解放したため、初期の水平応力状態から減少したものである。なお、上載荷重の増加に比較し、水平応力の増加がいずれも極めて小さい点には留意しておく必要がある。これは、第一義的には、シールド切端が開放されている(切端で水平応力0)ためと考えるが、その他、完全な飽和土とはいえないため側圧係数が小さいと推定される点、また、実験槽壁面の摩擦なども影響しているものと推定される。これらから、この粘性土実験は、拘束がなく側圧係数がほぼ1であるような飽和粘性土地盤を対象とするような実際の施工条件とはやや異なっているので注意が必要である。

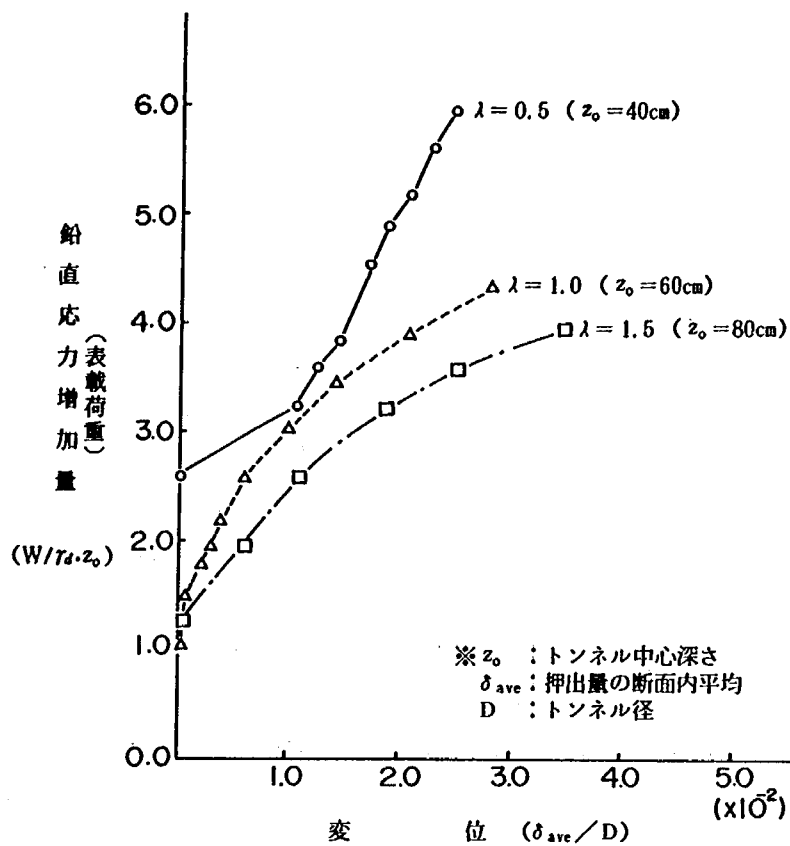


図 3.45 シールド切端面の平均変位 (押出量)

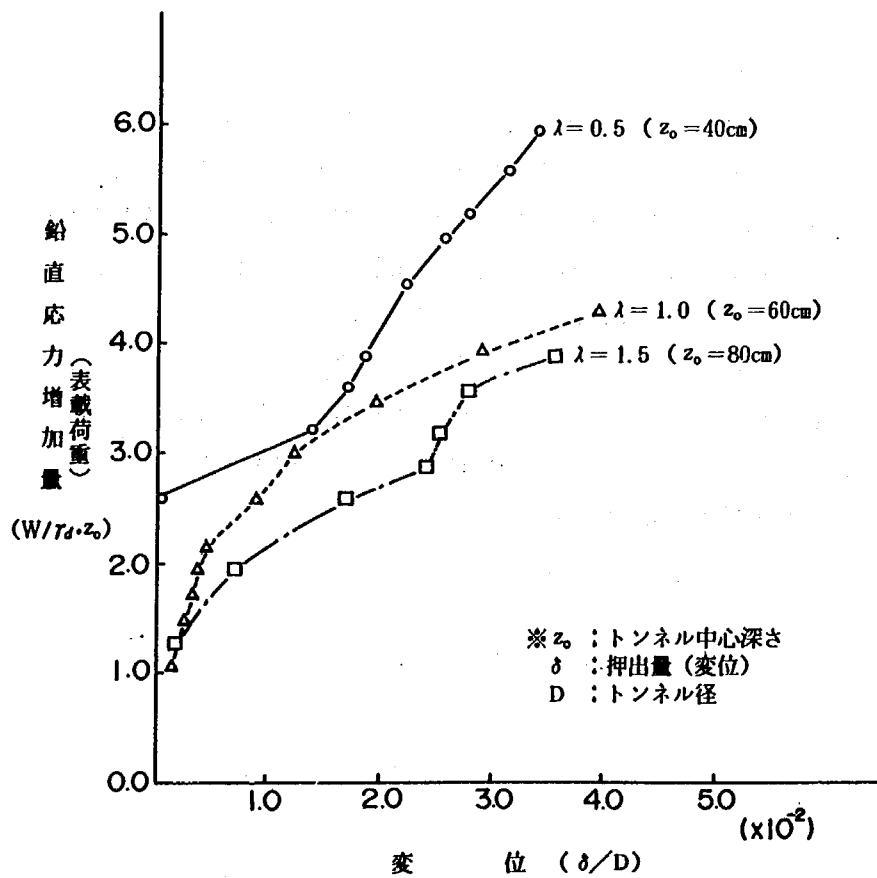


図 3.46 シールド切端中心の変位 (押出量)

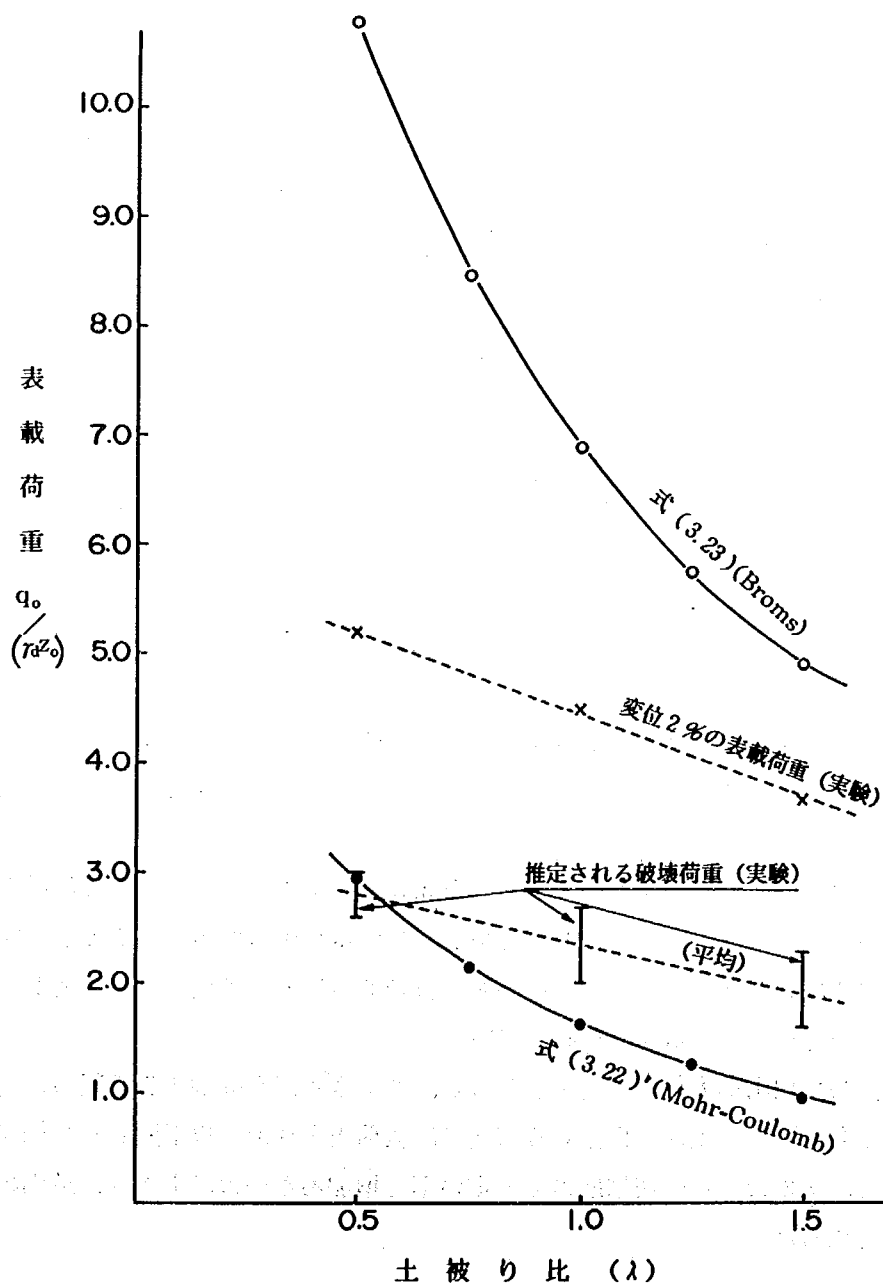


図 3.47 破壊時の表載荷重

3.3.3 軟弱地盤におけるFEM切端安定解析

(1) 均一地盤解析

① 目的および解析方法

軟弱地盤に建設される大口径シールドトンネルを想定し、切端部の安定性を調べるため、各種の地盤条件で、FEM弾塑性解析を実施した。

解析は2次元で行い、基本メッシュおよび境界条件は、図3.48のとおりである。また、塑性化の判定は、Drucker-Pragerの方法により塑性後の弾性係数は、いずれも 0.1 kgf/cm^2 である。

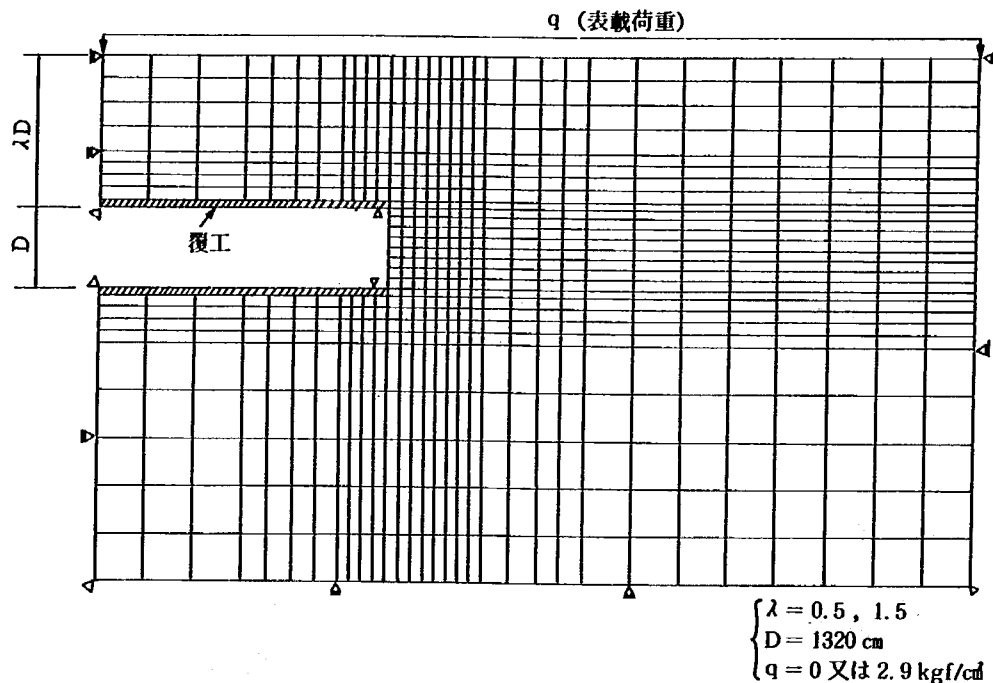


図 3.48 解析基本モデル

地盤条件は、均一な粘性地盤および砂質地盤とし、粘性地盤については、3.3.2の解析のものと同様に表3.4に示すものとし、土被り比 $\lambda = 0.5, 1.5$ のそれぞれについて、表載荷重有および無について解析を行った。

また、砂質地盤については、3.1を参考に、表3.5に示す4ケースについて解析を行った。

この砂質地盤については、水底下のものを想定しているが透水性がよいことを仮定しており、この場合、静水圧部分を除いた状態、すなわち、有効応力によって検討する必要がある、式(3.2)で、静水圧部分を除いた状態で検討している。

解析方法は、初期地山応力状態を再現したのち、トンネル部を掘削すると同時に切端に掘削された地山が受けもっていた土圧に相当する荷重（解放荷重と呼ぶ。以下同じ）を節点に集中荷重として作用させ、その後、この切端応力を一定の率で増加あるいは減少させ、地山の受働あるいは主動破壊を再現した。

表 3.4 地盤条件 (粘性地盤)

粘着力 C (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	変形係数 E (kgf/cm ²)	単位体積重量 γ (kg/cm ³)	ポアソン比 ν	静止土圧 係数 K ₀	備考 (一軸圧縮強度 との一応の対応)
0.05	0	1.7	0.0014	0.499	1.0	$q_u = 0.1$ (kgf/cm ²)
0.25	0	13.1	0.0016	0.499	1.0	$q_u \div 0.5$
0.5	0	27.4	0.0018	0.49	1.0	$q_u \div 1.0$
1.0	0	56.0	0.0018	0.49	1.0	$q_u \div 2.0$
2.5	0	141.7	0.0018	0.4	0.8	$q_u \div 5.0$

- (注) ① 各ケースとも、表載荷重有および無について解析した。
 ② 静止土圧係数K₀については、初期応力状態を計算するときに用いるのみ。

表 3.5 地盤条件 (砂質地盤)

内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C (kgf/cm ²)	単位体積重量 (飽和状態) γ_t (kg/cm ³)	変形係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	土被り比 λ
30	0.1	0.0018	35	0.3	0.5, 1.5
40	0.1	0.0020	150	0.3	0.5, 1.5

② 解析結果

(粘性地盤)

図 3.49～3.52 は、切端荷重と切端の最大変位を表わしたものである。図に示した塑性の発生状況、変位の状況から切端の安定の範囲は最大変位が概ねトンネル直径の約 2% (26.4 cm) 程度と見てよいと思われる。よって、これを判断の基準にすれば、切端が安定する切端の平均圧力 (水平応力) は表載荷重がない場合には表 3.6 (C = 0.05, 0.25, 2.5 kgf/cm² の各ケースはデータ不足のため省略)、また、表載荷重有の場合は、表 3.7 のようになる (C = 0.05 kgf/cm² のケースはデータ不足のために省略)。

表 3.6 切端の安定する圧力 (切端水平応力) の範囲 (2%変位水準, 表載荷重無, $\phi = 0$)

単位体積重量 γ (kg/cm ³)	粘着力 C (kgf/cm ²)	土被り比 λ	初期水平 応力(平均) P ₀ (kgf/cm ²)	安 定 の 範 囲 (内圧)		
				主 働(kgf/cm ²)	受 働(kgf/cm ²)	幅 (kgf/cm ²)
0.0018	1.0	0.5	2.38	$P_0 \times 0.32 = 0.76$	$P_0 \times 1.69 = 4.02$	3.26
		1.5	4.75	$P_0 \times 0.57 = 2.60$	$P_0 \times 1.43 = 6.79$	4.19
0.0018	0.5	0.5	2.38	$P_0 \times 0.60 = 1.43$	$P_0 \times 1.41 = 3.36$	1.93
		1.5	4.75	$P_0 \times 0.77 = 3.66$	$P_0 \times 1.22 = 5.80$	2.14

表 3.7 切端の安定する圧力(切端水平応力)の範囲(2%変位水準, 表載荷重: 2.9kgf/cm², $\phi=0$)

単位体積重量 γ (kg/cm ³)	粘着力 C (kgf/cm ²)	土被り比 λ	初期水平 応力(中心) P_0 (kgf/cm ²)	安 定 の 範 囲 (内圧)		
				主 働(kgf/cm ²)	受 働(kgf/cm ²)	幅 (kgf/cm ²)
0.0018	2.5	0.5	4.22	$P_0 \times 0.06 = 0.25$	$P_0 \times 1.92 = 8.10$	7.85
		1.5	6.12	$P_0 \times 0.32 = 1.96$	$P_0 \times 1.65 = 10.10$	8.14
0.0018	1.0	0.5	5.28	$P_0 \times 0.63 = 3.33$	$P_0 \times 1.38 = 7.29$	3.96
		1.5	7.65	$P_0 \times 0.73 = 5.58$	$P_0 \times 1.27 = 9.72$	4.14
0.0018	0.5	0.5	5.28	$P_0 \times 0.81 = 4.28$	$P_0 \times 1.18 = 6.23$	1.95
		1.5	7.65	$P_0 \times 0.86 = 6.58$	$P_0 \times 1.14 = 8.72$	2.14
0.0016	0.25	0.5	5.01	$P_0 \times 0.84 = 4.20$	$P_0 \times 1.16 = 5.81$	1.61
		1.5	7.12	$P_0 \times 0.88 = 6.27$	$P_0 \times 1.12 = 7.97$	1.70

これらの表より, 粘着力C ($C = q_u/2$) が小さくなると, 切端が安定する圧力の範囲が小さくなり, 0.5 kgf/cm² 以下では, 主働破壊状態の土圧と受働破壊状態の土圧までの範囲が, 概ね 2 kgf/cm² 以下となる。また, 土被りを大きくしてもこの幅はさして改善されないことがわかる。

なお, この結果については, 4.1 で他の検討手法との比較検討を行う。(計算結果の一部を添付図・図 57～68 に掲載した。)

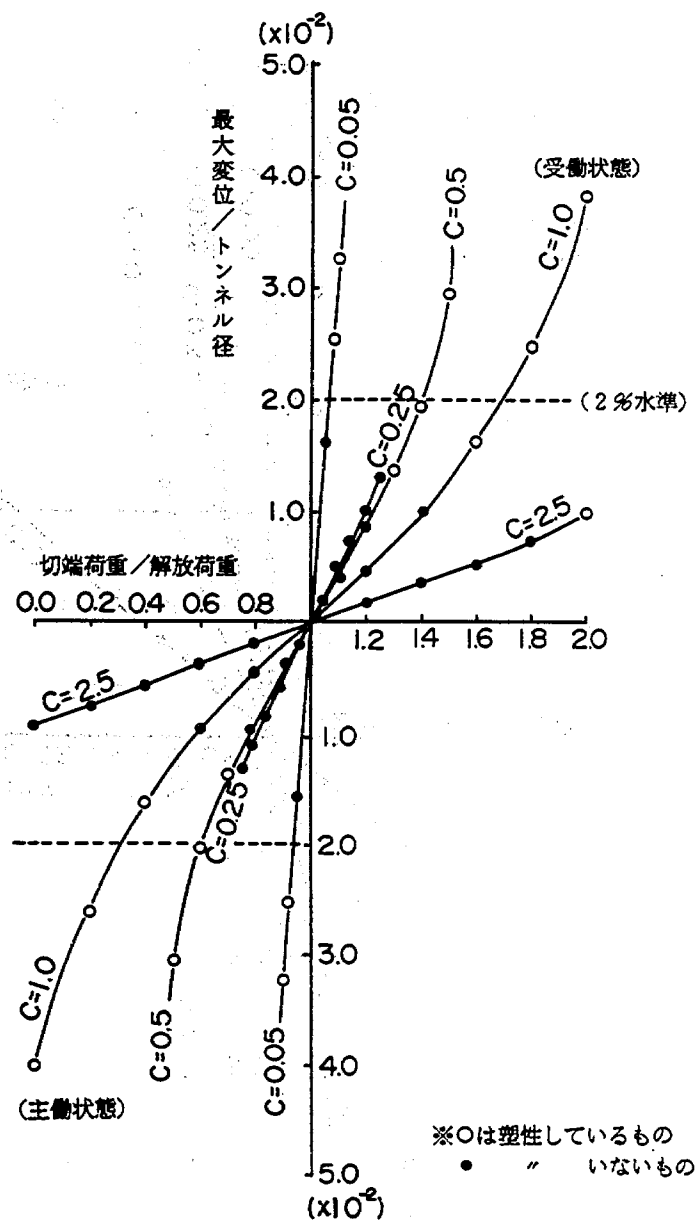


図 3.49 切端荷重と切端の最大変位
($\lambda=0.5$, 表載荷重無)($\phi=0$)

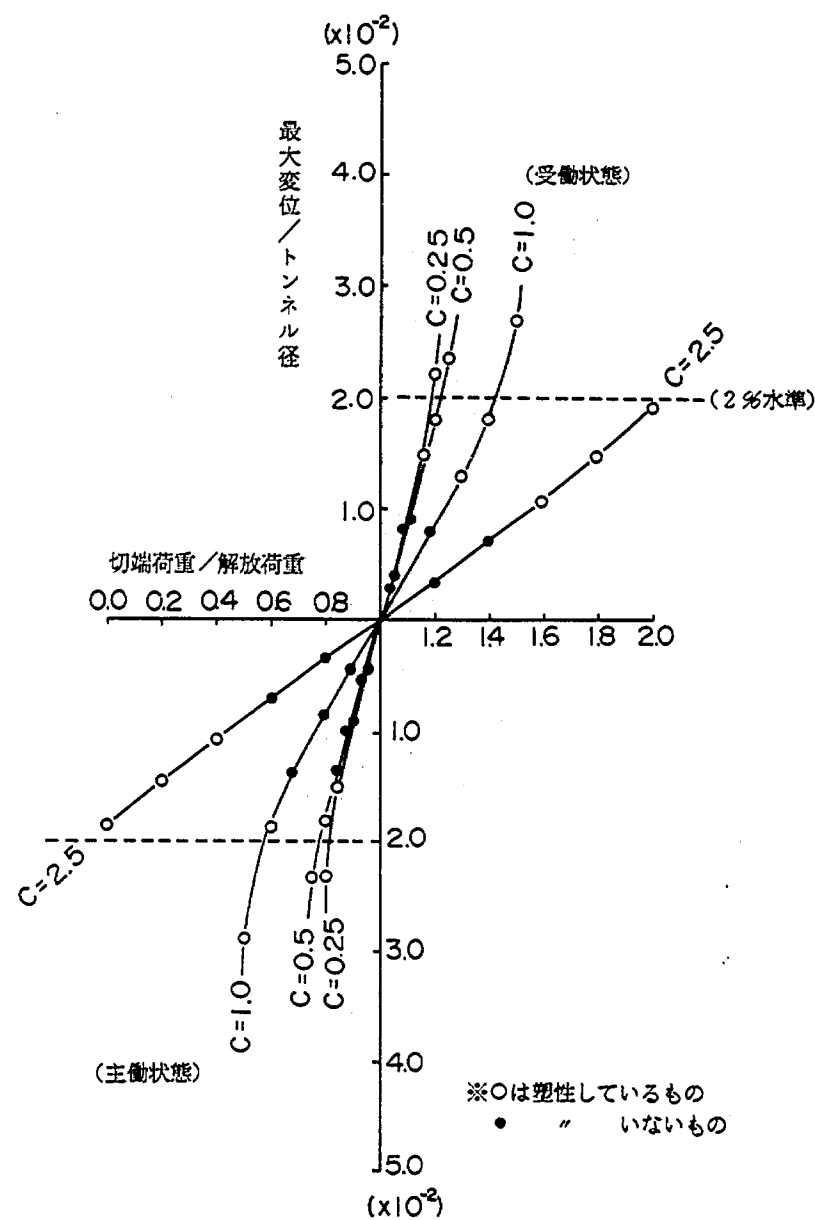


図 3.50 切端荷重と切端の最大変位
($\lambda=1.5$, 表載荷重無)($\phi=0$)

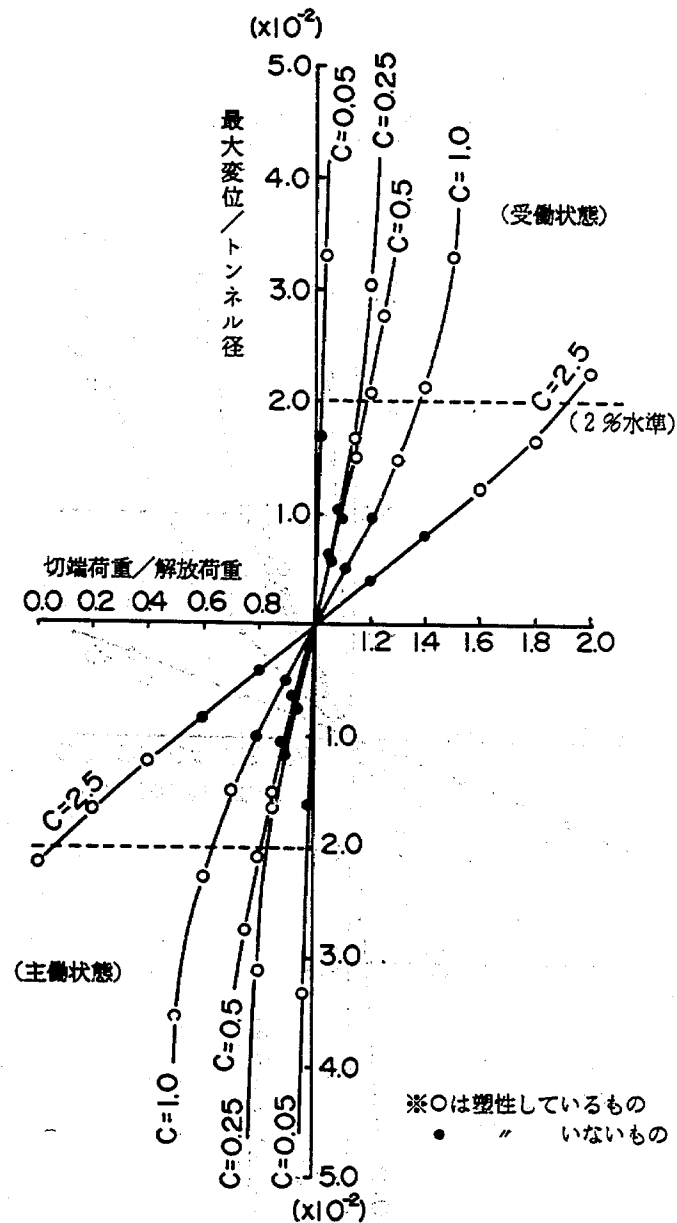


図 3.51 切端荷重と切端の最大変位
($\lambda=0.5$, 表載荷重有) ($\phi=0$)

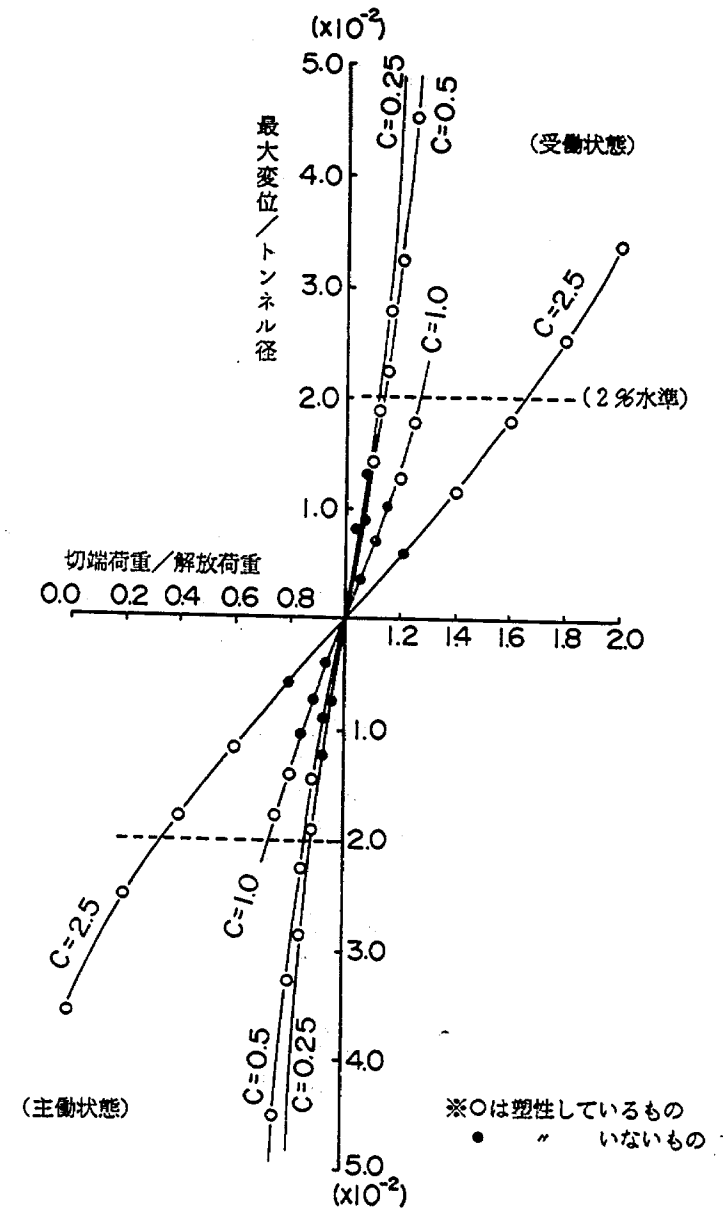


図 3.52 切端荷重と切端の最大変位
($\lambda=1.5$, 表載荷重有) ($\phi=0$)

(砂質地盤)

図 3.53 に、切端荷重の変化と切端の最大変位をまとめた。図より、全体的に塑性の発生は、切端荷重の変化に伴い、比較的早い段階で生じているが、その後の変位は、 $\phi = 30^\circ$ の主働のケースを除いて急激な変化を見せず、内圧の変化に応じて増加又は減少しており、限界となる土圧は明確ではない。このため、切端荷重のコントロール範囲を一義的に決めることは難しいが、比較的明瞭な $\lambda = 1.5$ の主働のケースについては、変位が急に大きくなる切端荷重は、 $\phi = 30^\circ$ では概ね、(解放荷重 $\times 0.4$) 程度、また $\phi = 40^\circ$ では概ね (解放荷重 $\times 0.2$) 程度と見ることができよう。他のケースでは、判断が難しいが、変位があまりに大きくなると切端が安定しているとは言難いので直径の 2% 程度の変位 (約 26 cm の押出又は押込みがある) を目安とすれば、切端が安定する内圧の範囲は表 3.8 のようになる。またこの表には、村山らの方法による式 (3.20) をコンピュータを用いて、分割計算した値を参考のため掲載している。

表 3.8 切端の安定する内圧(切端水平応力)の範囲(2%と変位水準を目安、砂質地盤)

単位体積重量 ($\gamma_t - \gamma_w$) (kg/cm ³)	内 部 摩 擦 角 ϕ'	粘 着 力 C' (kgf/cm ²)	土被り比 λ	初期水平 応力(平均) P_0 (kgf/cm ²)	安定の範囲(内圧。静水圧を除く)			村山らの 方法式(3.20)(主働) (kgf/cm ²)
					主 働 (kgf/cm ²)	受 働 (kgf/cm ²)	幅 (kgf/cm ²)	
0.0008	30	0.1	0.5	0.634	自 立	$P_0' \times 2.2 = 1.39$	—	0.10
			1.5	1.267	$P_0' \times 0.4 = 0.51$	$P_0' \times 1.72 = 2.18$	1.67	0.29
0.001	40	0.1	0.5	0.792	自 立	$P_0' \times 3.2 = 2.53$	—	0.006
			1.5	1.584	$P_0' \times 0.2 = 0.32$	大 (3.0 以上)	—	0.15

※ 初期静止土圧係数 $K_0 = 0.6$

なお、計算結果の一部を、添付図・図 69～79 に掲載した。

また、他の検討方法との比較は、4.1で行う。

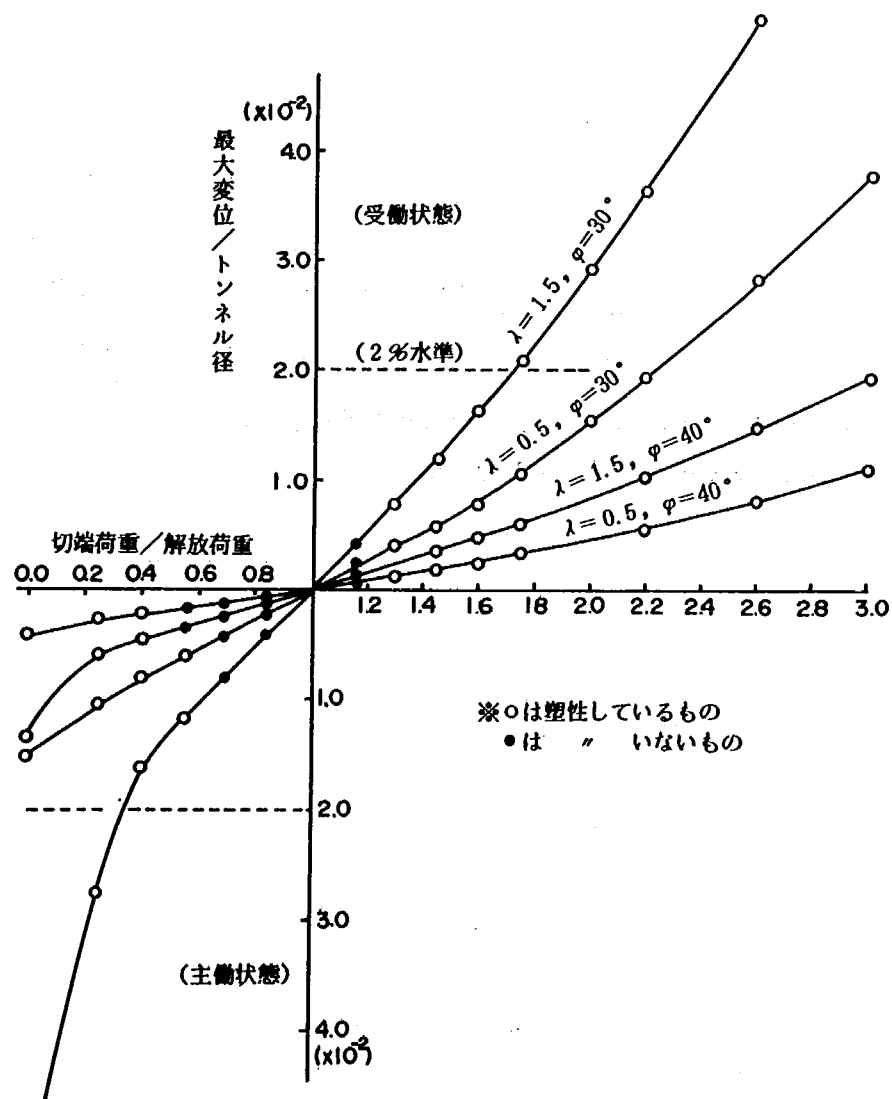


図 3.53 切端荷重と切端の最大変位 (砂質土)

(2) 多層地盤解析

① 目的及び解析方法

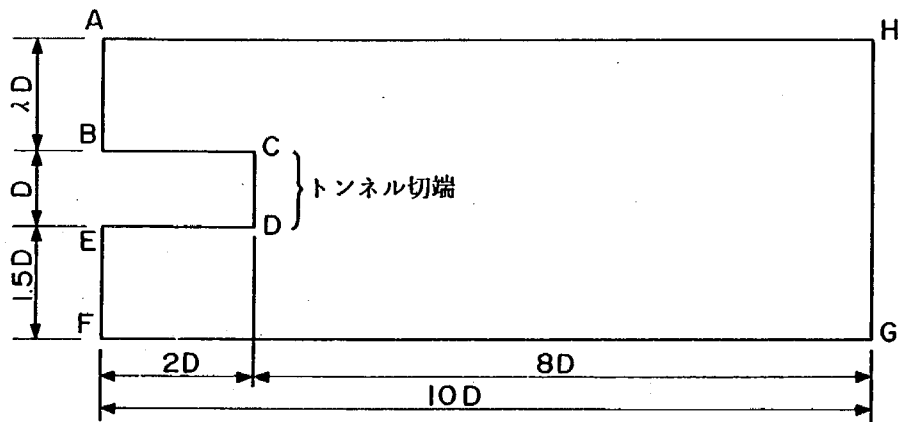
この解析は、地盤の強度が深さ方向に大きくなる粘性土地盤を想定し、弾塑性解析を行ったものである。

地盤条件は表 3.9 に示すとおりである。

解析モデルおよび境界条件は、図 3.54、表 3.10 に示すとおりである。

表 3.9 地 盤 条 件 ($\phi = 0$)

深 度	E_1 (kgf/cm ²)	E_2 (kgf/cm ²)	ν	$\rho \cdot g$ (kg/cm ³)	q_u (kgf/cm ²)
0 ~ 0.5D	4.66	0.01	0.49	0.0015	0.132
0.5D ~ 1.0D	13.98	"	"	"	0.396
1.0D ~ 1.5D	23.30	"	"	"	0.660
1.5D ~ 2.0D	32.62	"	"	"	1.188
2.0D ~ 2.5D	41.94	"	"	"	1.452
2.5D ~ 3.0D	51.26	"	"	"	1.716
3.0D ~ 3.5D	60.58	"	"	"	1.980
3.5D ~ 4.0D	69.90	"	"	"	2.240



D ; トンネル掘削外径 (13.2 m)
 λ ; 土かぶり比 (0.5, 1.0, 1.5 の 3 ケース)

図 3.54 基本解析モデル

解析方法は、(1)とほぼ同様であるが、切端圧力を泥水圧としている点が異なっており、これを図 3.55 に示すような合成荷重によって与え、図の右側の等分布荷重を増減させて、受働又は主働破壊の状況を検討した。

また、地山の単位体積重量

は、 $\gamma = 0.0015 \text{ kg/cm}^3$ 、また、上載荷重は、 $q_0 = 2.9 \text{ kgf/cm}^2$ としている。

泥水圧は図 3.55 のように、泥水の比重による圧力勾配と泥水ポンプの載荷圧を合計したものであるが、この当初の大きさは、トンネル中心位置における初期応力状態での地山の水平応力と一致させ、これを基準とした。なお、泥水の比重が約 1.58 となっており、かなり大きい点にやや問題があるが、切端の安定のため極めて高密度の泥土を用いたものと仮定すればよいと思われる。

表 3.10 解析モデルの境界条件

A - H	水圧を上載荷重として作用させる。
A - B E - F H - G	水平方向の変位のみを拘束し、鉛直方向の変位は自由とする。
F - G	鉛直、および水平方向変位を拘束
B - C D - E	鉛直、および水平方向変位を拘束
C - D	泥水圧を作用させる。

(ほぼ地山の単位体積重量と同じ)。

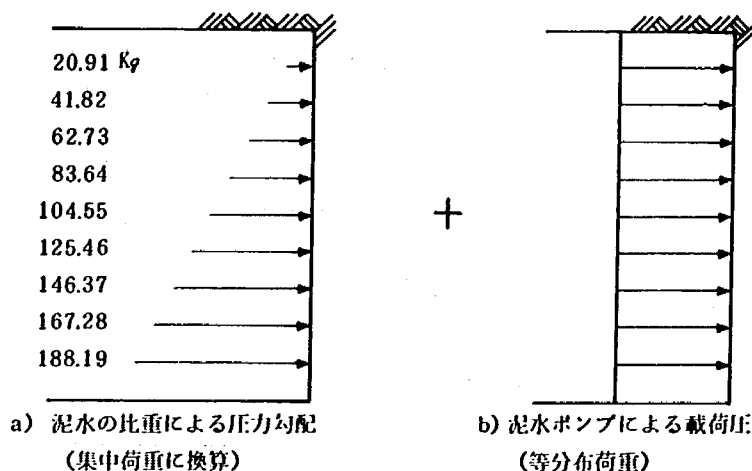


図 3.55 泥 水 圧

② 解析結果

得られた解析結果を添付図・図 80～93 に掲載した。

これらの結果より、地表変位と泥水圧の関係をまとめたものが図 3.56 である。

この図より、地表変位と土圧の関係から切端面に作用させている泥水圧を変化させることによって切端面が不安定になる泥水圧を求めると表 3.11 のようになる。この値は、一定の割合で変化する泥水圧に対して、地盤地表面の変位容積変化割合が増大を始めたときの泥水圧、あるいは、切端地盤に塑性領域が最初に発生したときの泥水圧の大きさである。

表 3.11 泥水圧のコントロール範囲

土かぶり	泥水圧の限界値 (kg)		地盤の静止土圧で無次元化したもの		静 止 土 圧 (静止土圧係数 1.0)
	下 限	上 限	下 限	上 限	
$\lambda = 0.5$	5,187	7,304	0.80	1.13	6,448
$\lambda = 1.0$	5,543	9,488	0.71	1.22	7,754
$\lambda = 1.5$	5,649	11,927	0.62	1.32	9,061

※ 上載荷重を含む

この表より、 $\lambda = 0.5$ では、極めて静止土圧に近い状態の内圧を必要とし、土かぶりが大きくなれば許容範囲が広がってはくるが、しかし、 $\lambda = 1.5$ でもかなり大きな内圧を必要とすることがわかる。

表 3.11 は、解析上の値、すなわち単位巾あたりのものであり、これを円形のシールド切端に置替えてもう少し細かく見ると次表 3.12 となる。

図 3.57(1) には、表 3.11 より切端が安定する泥水圧の範囲を示した。また、この図には、Broms の判定方法、式 (3.16) 及び (3.17)、単純なすべりによる検討、式 (3.7)、Mohr-Coulomb の破壊規準をもとに導いた、式 (3.15) の結果も合わせて記述している。ただしこの図は、多層地盤のために下限と上限値があり見にくいので、代表値のみで整理したものが図 3.57(2) である。

表 3.12 限界泥水圧時の切端の土圧の状況

		シールド切端面の泥水圧 ($\gamma_d = 0.00158 \text{ kg/cm}^3$)				地盤の初期鉛直土圧 $r = 0.0015 \text{ kg/cm}^3$			泥水圧 / 静止土圧 $k_0 = 1.0$		
		全泥水圧の 合計 (ton f)	上 端 (kg f/cm^2)	中 心 (kg f/cm^2)	下 端 (kg f/cm^2)	上端 (同左)	中心 ($^{\circ}$)	下端 ($^{\circ}$)	上端 (同左)	中心 ($^{\circ}$)	下端 ($^{\circ}$)
$\lambda = 0.5$	(主動)	5,378	2.89 (0.396)	3.93 (0.396)	4.97 (0.660)	3.89	4.88	5.87	0.74	0.81	0.85
	(受動)	7,568	4.49 (0.396)	5.53 (0.396)	6.57 (0.660)				1.15	1.13	1.12
$\lambda = 1.0$	(主動)	5,748	3.16 (0.660)	4.20 (0.660)	5.24 (1.188)	4.88	5.87	6.86	0.65	0.72	0.76
	(受動)	9,839	6.15 (0.660)	7.19 (0.660)	8.23 (1.188)				1.26	1.22	1.20
$\lambda = 1.5$	(主動)	5,857	3.14 (1.188)	4.28 (1.188)	5.32 (1.452)	5.87	6.86	7.85	0.55	0.62	0.68
	(受動)	12,371	8.00 (1.188)	9.04 (1.188)	10.08 (1.452)				1.36	1.32	1.28

() 書は q_u (一軸圧縮強度)

この図より、土被りが大きくなると、全体の傾向として安定する切端応力の範囲が広がって行くことがわかる。また、各判定方法について比較してみると、安定範囲が最も狭いのは、式 (3.15) によるものであるが、これは、局部的な破壊を判定しているものであるため、切端全体の破壊とは異なるからであろう。また、すべりによる判定が安定範囲が広い（危険側）のは、切端部のみでなく、地山全体の破壊を対象にしているためであろう。さらに Broms の判定方法による結果が最も安定の範囲が広い（危険側。ただし、 λ が約 1 以上では、すべりによる判定のほうがより危険側である。）が、これは、他の方法が、二次元的な検討によるものであるが、Broms の方法は、トンネルが円形断面を持つことを評価した、3 次元的な検討方法であるためと思われる。

以上より、Broms の判定方法を否定する材料はないが、安全側である点を考慮すれば、FEM 解を参考として切端応力（泥水圧又は泥土圧）のコントロール範囲を定めるのが良いと考える。

例えば、土被り比 $\lambda = 0.5$ のときの切端応力のコントロール範囲の幅は FEM 解によれば約 1.5 kgf/cm^2 程度である。計算上は切端の圧力を保持するのに地山材料の単位体積重量とほぼ同等の泥土（単位体積重量約 1.58 tf/m^3 ）を用いることにしているので、切端全面にわたり様な圧力のバランスをとることができるが、仮に泥水圧（比重は一般に $1.03 \sim 1.05$ 程度）を用いることとすると切端の上・下端において土圧（厳密には解放荷重）とのバランスが $\pm 0.3 \sim 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ 程度生じることは避けられない。このため、トンネル中心ではコントロール範囲が 1.5 kgf/cm^2 であっても、切端の上・下端でのバランスを考慮すると泥水圧力のコントロール範囲の余裕はほぼ $1/2$ に減じることになる。したがって、 $\lambda = 0.5$ の場合のように土被りが薄い場合には、厳密な圧力コントロールの方策を確立することが不可欠であり、さもなくば施工中の安全を確保するための地盤改良、地表面の防護等の補助手段の採用あるいは、土被りを深くするなどの検討が必要であろう。

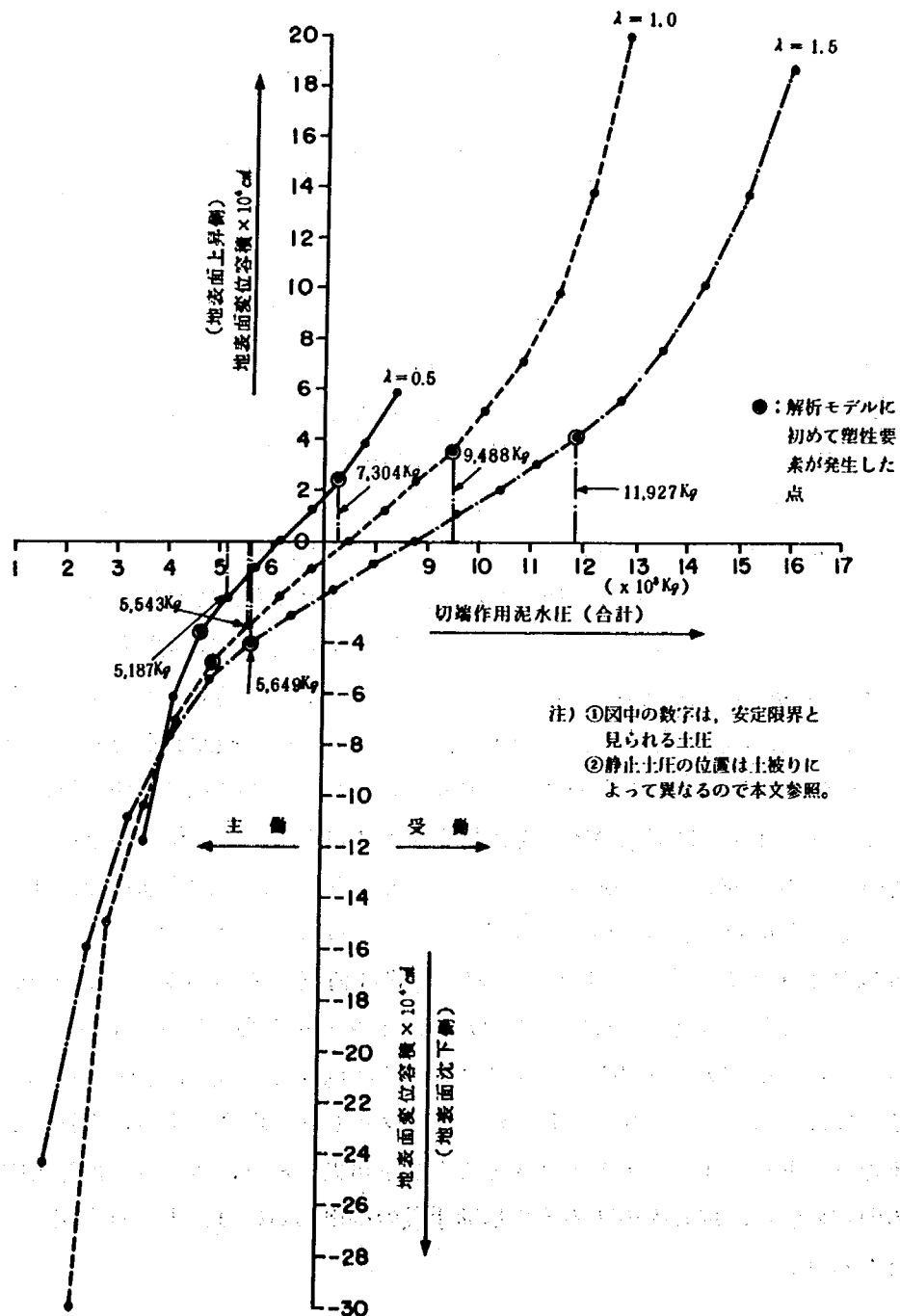
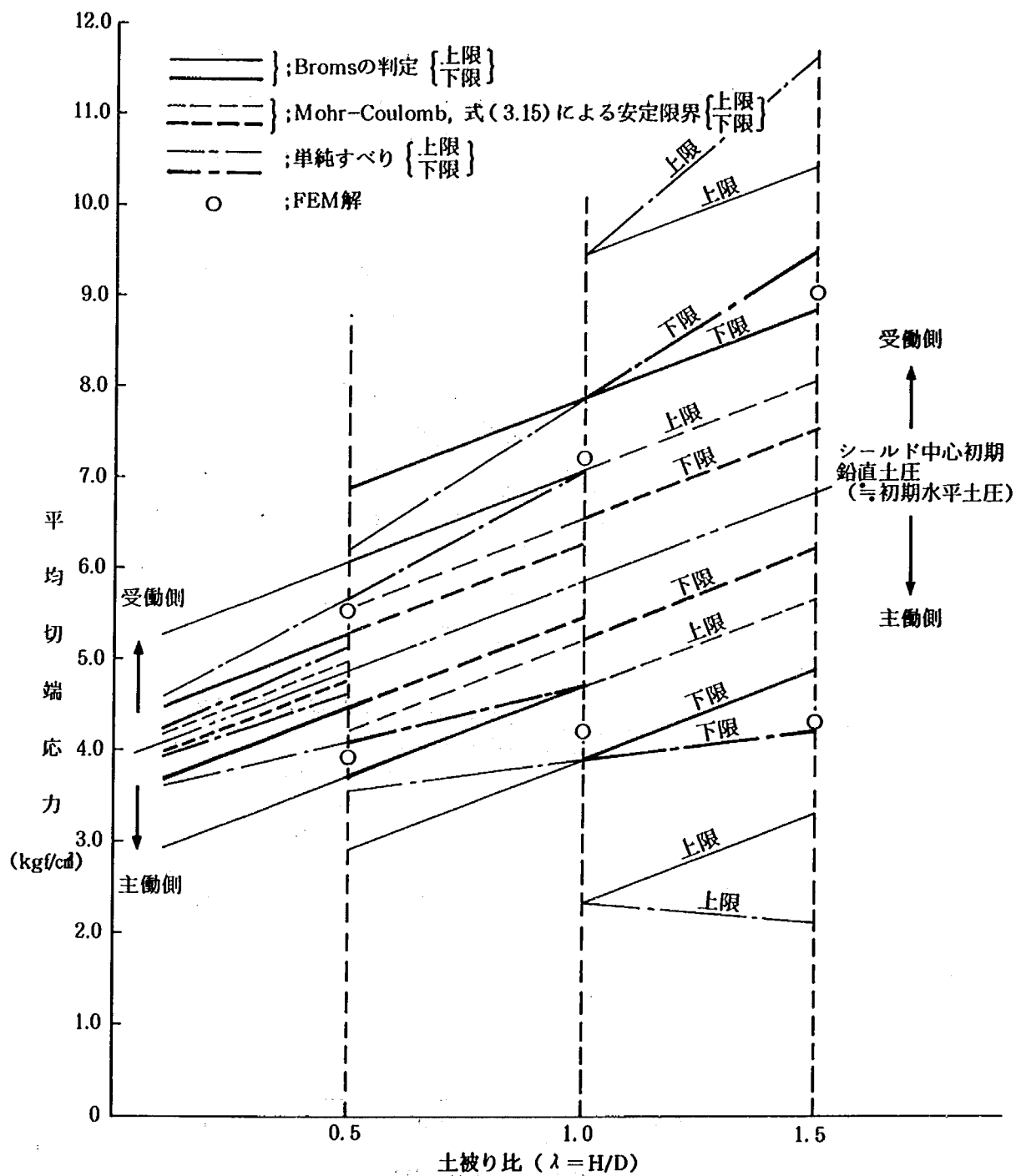


図 3.56 切端泥水圧と地表面変位容積の関係



粘着力 (kgf/cm ²)	0.066	0.198	0.330	0.594
→ 地表からの深さ				

備考：Bromsによる判定，Mohr-Coulomb式 (3.15) による安定限界，単純すべりによる判定は次のように，一様地盤として考慮した。

	下限	上限
$0 \leq \lambda \leq 0.5$ の場合	$C = 0.066$	0.198 kgf/cm^2
$0.5 \leq \lambda \leq 1.0$ "	$C = 0.198$	0.330
$1.0 \leq \lambda \leq 1.5$ "	$C = 0.330$	0.594

図3.57(1) 安定な切端応力の範囲 (粘性土多層地盤, $\phi = 0$, 表載荷重 = 2.9 kgf/cm^2)

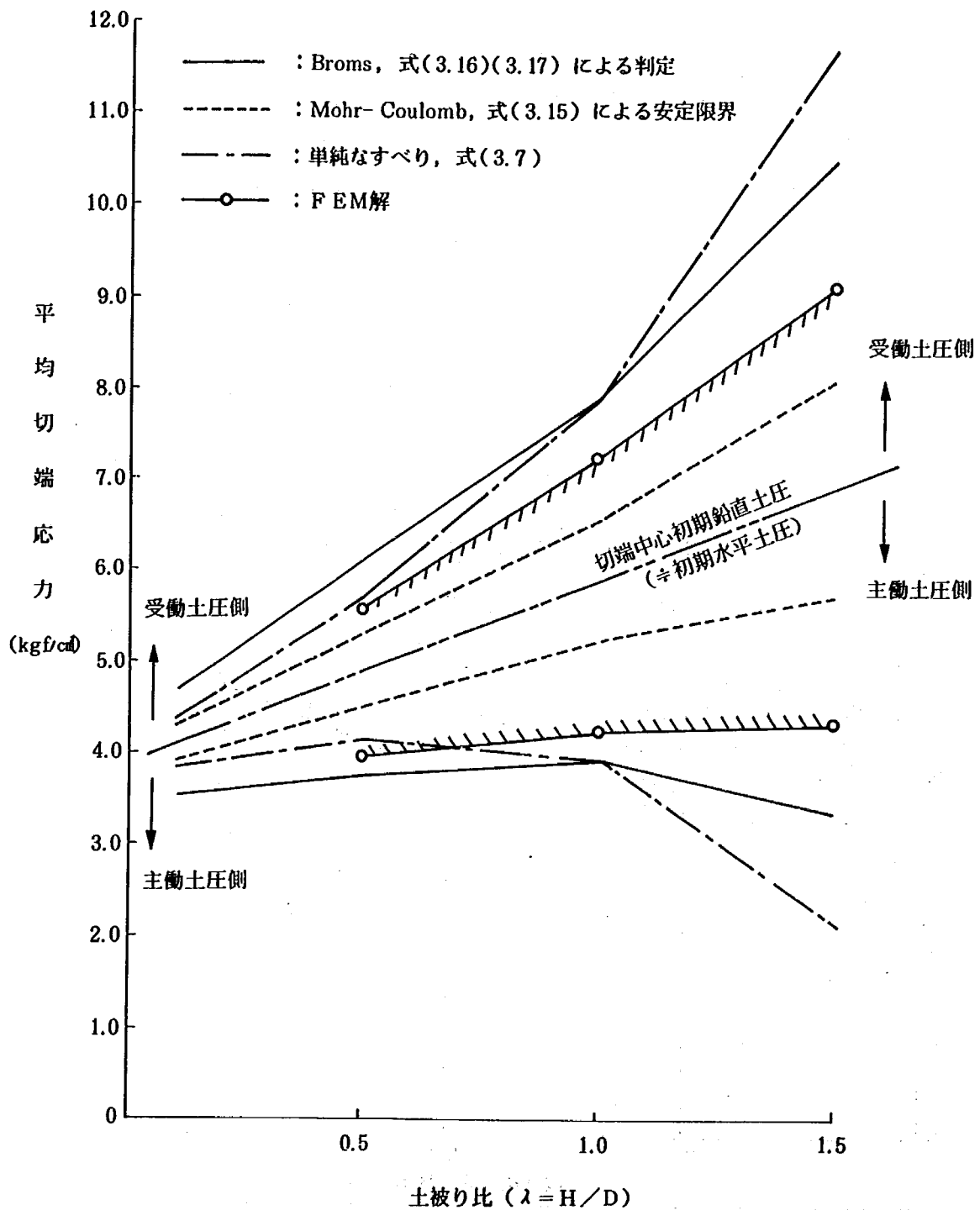


図 3.57 (2) 安定な切端応力の範囲 (代表値, 粘性土多層地盤, $\phi = 0$)
表載荷重: 2.9 kgf/cm²

3.4 シールドトンネルの浮上り安定性について

3.4.1 概 説

シールドトンネルは、セグメント覆工に囲われた地中の空洞であるので一般に全体の平均比重としては小さく、土の単位体積重量よりも、さらに地下水の単位体積重量よりも軽い。

このため地下水面以下のトンネルでは、地下水による浮力がトンネル本体に作用することにより上向きの力が生じ土被りが小さくなれば上載の地山の重量との間のバランスが問題となる。

このほか、浮上りは、浮力の問題だけではなく、シールドの地山掘進のために強大な推力を作用させており、その反力をセグメント覆工にとるため、後方の細長いトンネル本体が座屈する懸念がある。この場合、通常シールドトンネル上部で地上の反力が小さいために地表方向へ浮上りが生じることが考えられる。

これらの浮力バランスおよびシールドトンネル本体の座屈の問題について以下に検討する。

3.4.2 浮力バランスについての検討

シールド本体に作用する浮力と上載地山の自重との間のバランスについてはシールドトンネルが円筒型であるためそのメカニズムは複雑であり明らかではないが、ここでは、極めて単純化した次の2つの考え方（モデル）によって検討してみた。

すなわち、図3.58タイプIに示すように、単純な重力のバランスにせん断力が作用する場合と、土被りが小さい場合には、より実際に近いと思われる地山が隆起して破壊する同図でタイプIIのような考え方によるものである。

タイプIについてはバランスの条件は、

$$F \leq \begin{cases} W \\ W + 2S \cdots \cdots \text{せん断抵抗を考慮する場合} \cdots \cdots (3.24) \end{cases}$$

ここに

F ; シールドトンネル本体に作用する浮力による上向きの力

$$W = (r_t - r_w) D^2 \left\{ \lambda + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \right\}$$

$$S = \int_0^{\frac{D}{2}} \frac{D}{2} \frac{(2\lambda + 1)}{(C + \sigma'_x \tan \phi)} dz$$

$$= \int_0^{\frac{D}{2}} \frac{D}{2} \frac{(2\lambda + 1)}{\{ C + K(r_t - r_w) z \tan \phi \}} dz$$

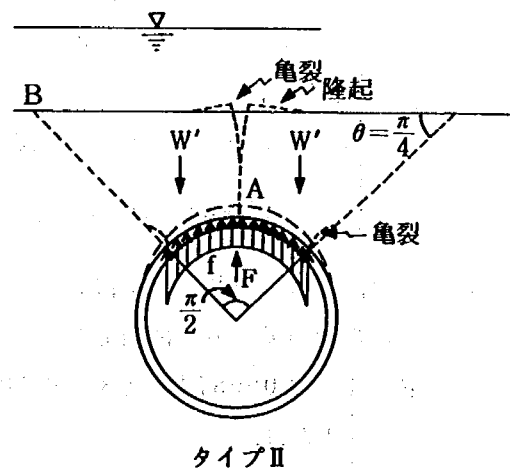
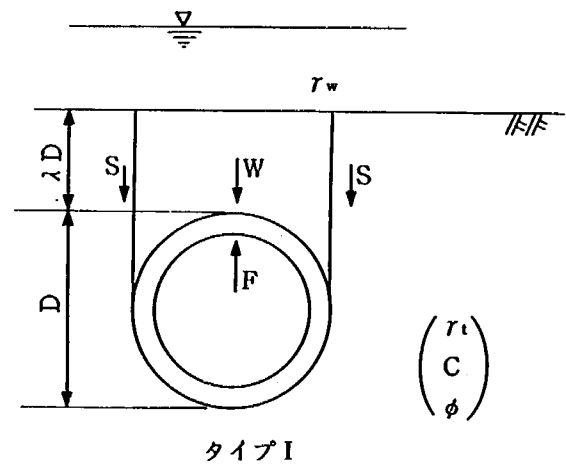


図3.58 シールドトンネルに作用する浮力と上載地山の重力バランス

$$= \frac{(2\lambda+1)DC}{2} + \frac{K}{2} (r_t - r_w) \left\{ \frac{D}{2} (2\lambda+1) \right\}^2 \tan \phi$$

(K: 側圧係数)

である。

タイプⅡについては、引張に対する抵抗を0とし単純化のために浮力による上向きの力 ($F = \Sigma f$) が鉛直方向に均等に作用すると仮定すれば、B点の周りのモーメントの均合から次のようになる。

すなわち、

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} (r_t - r_w) D^3 \left\{ \left(\lambda + \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \sin \frac{\pi}{4} \right\}^3 + (r_t - r_w) D^2 \int_0^{\frac{\pi}{4}} \left\{ \left(\lambda + \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \sin \theta \right\} \\ & \left\{ \left(\lambda + \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \cos \theta \right\} \cos \theta \frac{D}{2} d\theta - \frac{D}{2} F \left\{ \left(\lambda + \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{4} \sin \frac{\pi}{4} \right\} \\ & = \frac{1}{3} D^3 (r_t - r_w) (\lambda + 0.1465)^3 + \frac{(r_t - r_w) D^3}{2} \{ 0.7071 (\lambda + 0.5)^2 \\ & - 0.4464 (\lambda + 0.5) + 0.05387 \} - \frac{D}{2} F (\lambda + 0.3232) \\ & = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore F \leq & \left\{ \frac{2}{3} D^2 (r_t - r_w) (\lambda + 0.1465)^3 + (r_t - r_w) D^2 \{ 0.7071 (\lambda + 0.5)^2 \right. \\ & \left. - 0.4464 (\lambda + 0.5) + 0.05387 \} \right\} / (\lambda + 0.3232) \dots\dots\dots (3.25) \end{aligned}$$

が安定の範囲ということになる。

以上式 (3.24), (3.25) より, $r_t = 1.6 \text{ g/cm}^3$, $r_w = 1.03 \text{ g/cm}^3$ とすれば, 単位巾 1 cm 当り,

$$\begin{aligned} F \leq & \left\{ \begin{aligned} & 0.00057 D^2 (\lambda + 0.1073) \\ & \text{または,} \\ & 0.00057 D^2 (\lambda + 0.1073) + (2\lambda + 1) DC + \frac{0.00057 K D^2}{4} (2\lambda + 1)^2 \tan \phi \\ & \text{または,} \\ & \left\{ 0.00038 D^2 (\lambda + 0.1465)^3 + 0.00057 D^2 \{ 0.7071 (\lambda + 0.5)^2 \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - 0.4464 (\lambda + 0.5) + 0.05387 \} \right\} / (\lambda + 0.3232) \end{aligned} \right. \quad (\text{kgf}) \end{aligned}$$

となる。なお、上式のうち、上中段の2式が式 (3.24), また、下段が式 (3.25) によるものである。

よって、粘性土 ($\phi = 0$) に対しては、 $k = 1$ のとき、単位巾 1 cm 当り、

$$\begin{aligned} F \leq & \left\{ \begin{aligned} & 0.00057 D^2 (\lambda + 0.1073) \\ & \text{または,} \\ & 0.00057 D^2 (\lambda + 0.1073) + (2\lambda + 1) DC \\ & \text{または,} \\ & \left\{ 0.00038 D^2 (\lambda + 0.1465)^3 + 0.00057 D^2 \{ 0.7071 (\lambda + 0.5)^2 \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - 0.4464 (\lambda + 0.5) + 0.05387 \} \right\} / (\lambda + 0.3232) \end{aligned} \right. \quad (\text{kgf}) \end{aligned}$$

砂質土 ($C = 0$) に対しては, $K = 0.5$ とすれば, 単位巾 1 cm 当り,

$$F \leq \begin{cases} 0.00057 D^2 (\lambda + 0.1073) \\ \text{または,} \\ 0.00057 D^2 (\lambda + 0.1073) + 0.000071 D^2 (2\lambda + 1)^2 \tan \phi \\ \text{または,} \\ \left[0.00038 D^2 (\lambda + 0.1465)^3 + 0.00057 D^2 \{ 0.7071 (\lambda + 0.5)^2 \right. \\ \left. - 0.4464 (\lambda + 0.5) + 0.05387 \} \right] / (\lambda + 0.3232) \end{cases} \quad (\text{kgf})$$

となる。

以上より, $D = 1320 \text{ cm}$ とすれば, 土被り $\lambda = 0.5, 1.0, 1.5$ のそれぞれに対し, 粘性土では,

	$\lambda = 0.5$	$\lambda = 1.0$	$\lambda = 1.5$
$F \leq$	603.2	1099.7	1596.3
または,	603.2 + 2640 C	1099.7 + 3960 C	1596.3 + 5280 C
または,	596.9	1486.2	2704.8
			(kgf/cm)

また, 砂質土では,

	$\lambda = 0.5$	$\lambda = 1.0$	$\lambda = 1.5$
$F \leq$	603.2	1099.7	1596.3
または,	603.2 + 494.8 $\tan \phi$	1099.7 + 1113.4 $\tan \phi$	1596.3 + 1979.4 $\tan \phi$
または,	596.9	1486.2	2704.8
			(kgf/cm)

となる。

これらに対し, 2車線道路シールドトンネルの断面は図 3.59 のようなものであり, 単位長さ (1 cm) 当りの重量は, 表 3.13 より, 施工時, 完成時, それぞれ

$$W \div \begin{cases} 590 \\ 1130 \text{ (kgf/cm)} \end{cases}$$

であり, 一方浮力は,

$$F' \div 1409.5 \text{ (kgf/cm)}$$

であり, 全体としてトンネルに作用する上向きの力は,

$$F = F' - W \div \begin{cases} 819.5 & \dots\dots \text{施工時} \\ 279.5 \text{ (kgf/cm)} & \dots\dots \text{完成時} \end{cases}$$

となる。

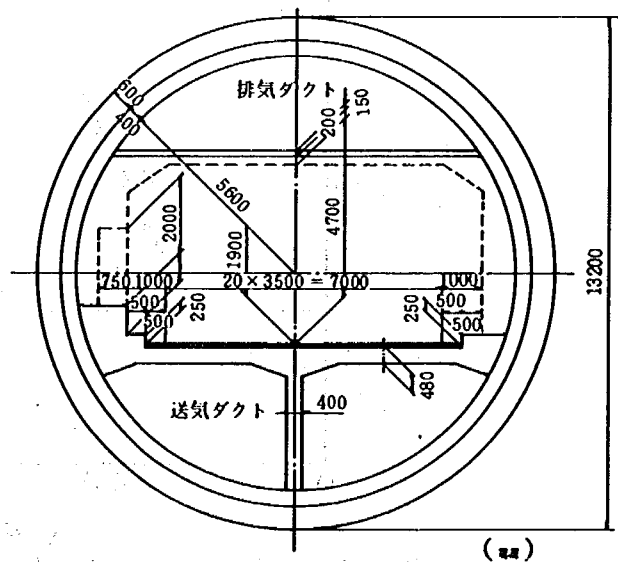


図 3.59

これらを図示したものが図 3.60
であるが、特に施工時での浮力バ
ランスが問題となる。この計算モ
デルが極めてマクロなものであり、
精度が劣る点を考慮し、安全率を
大きめにして 1.5 程度確保すると

すれば、土被りは $\lambda \approx 1.0 \sim 1.2$ 程度以上必要となる。逆にこれを確保できない場合は、施工時のシールド本体の重量を大きくする方法、地盤を改良する方法などを含めてさらに詳細に検討する必要がある。

しかし、先にも述べたように、この検討は、極めてマクロなものであり、この結果は一つ目安程度のものである。一方、浮力に対する土の抵抗力のとり方については、重要な問題であり、実施にあたっては、詳細な検討が必要である。特に、極めて軟弱な粘性土では、3.4.3 の図 3.64 でわかるように、強度や弾性係数が小さく、小さな上向きの力で大変位を生じ、さらには塑性破壊する恐れもあるので注意が必要である。

表 3.13 トンネル重量

(単位 t/m)

	完成時重量	施工時重量	備 考
セグメント	59	59	RC セグメント
二次覆工	34	—	
床 版 等	20	—	床版、舗装等
合 計	113	59	

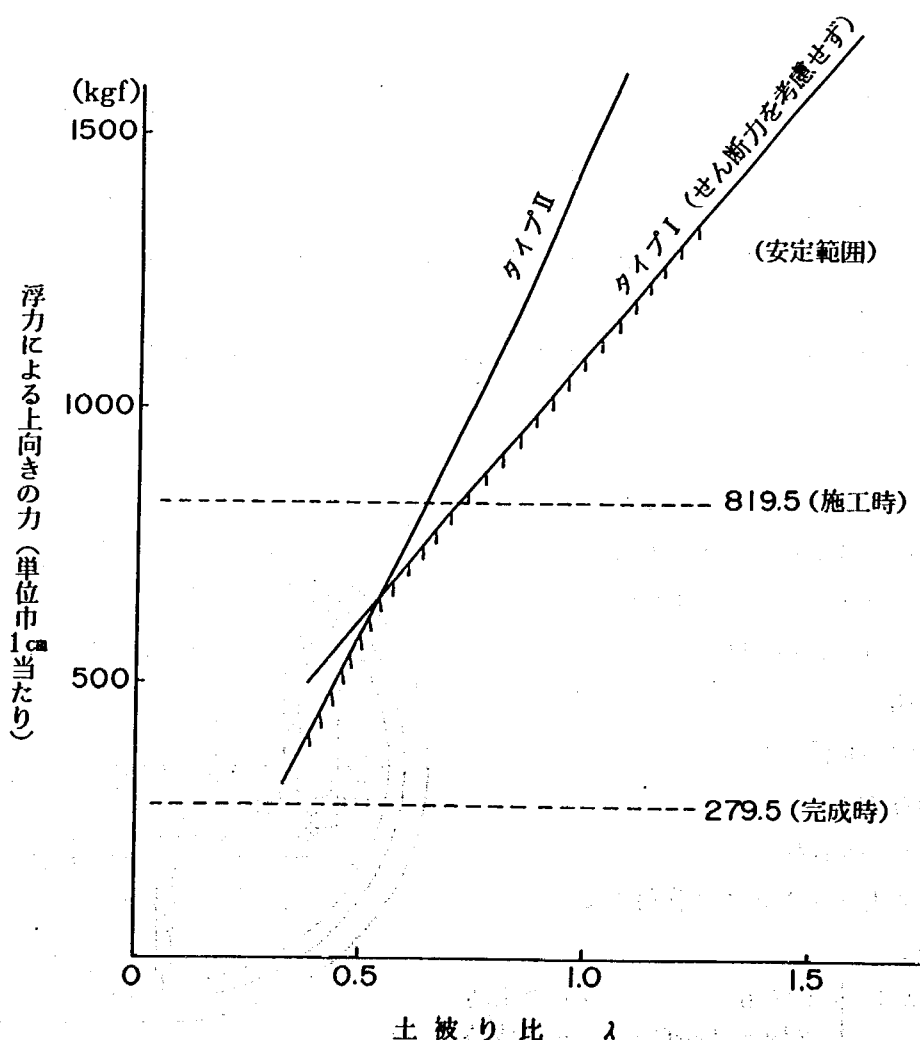


図 3.60 浮力による上向きの力と上載地山のバランス (安定範囲)
(トンネル径 $D = 1320$ cm, $\gamma_t = 1.6$ g/cm³, $\gamma_w = 1.03$ g/cm³)

3.4.3 トンネル軸方向の座屈解析

(1) 目的と解析の概要

軟弱地盤中をシールド掘進する場合、強大な推力を必要とするためにトンネル本体は、地盤の抵抗の弱い方向へ大きく変形する可能性をもつ。それは、軸力を受けたトンネル本体工の座屈不安定現象と考えられる。

この現象に関与すると考えられる要因を列举すると次のようである。

① トンネル本体工をとりまく地盤の影響

トンネル深さ

② トンネル外周と地盤の摩擦の影響

トンネルの軸方向に沿って軸力が摩擦分だけ減少してゆく

③ 推力が偏心してかかることによる偏心モーメントの影響

本解析は、特に①の影響、すなわちトンネルの深さが、どのようにトンネル本体工の座屈安定性に影響を与えるかをしらべることを目的として実施したものである。

解析方法としては、まず、第1ステップとして、トンネル本体が地盤の抵抗のもっとも弱い方向すなわち上方向へ変位しようとしたときの地盤の抵抗特性を求めた。

これは弾塑性有限要素解析によるものとし、トンネルの深さをパラメータとして平面ひずみ解析を行なう。この場合、トンネル本体は剛と仮定し、上方向に対してはトンネル下半分とそれに接触している地盤は離れるものとする。トンネル本体

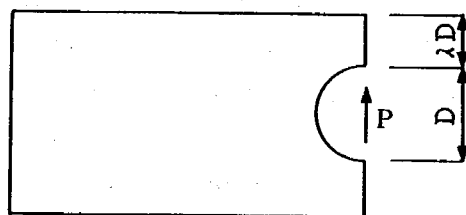


図 3.61

に上方向の力をかけ、そのときの上方変位との関係曲線を得ることが、このステップの目的である。

第2ステップとして、トンネル本体を柱とした座屈解析を行う。このときの柱はさきに求めた地盤の抵抗特性をもった非弾性バネによって、柱の長さにならって支持されている。

バネの特性を種々にかえることによって限界座屈推力がトンネル深さに受ける影響をしらべることができる。

(2) 地盤反力の検討

地盤反力（バネ定数）について、図 3.62 に示す基本メッシュにより、下記の地盤の物性値、境界条件、荷重条件の下に解析し求めた。

（地盤の物性値）

・弾性係数

E_1 10 kgf/cm²

E_2 0.01 kgf/cm²

・降伏応力

σ_y 0.3 kgf/cm²

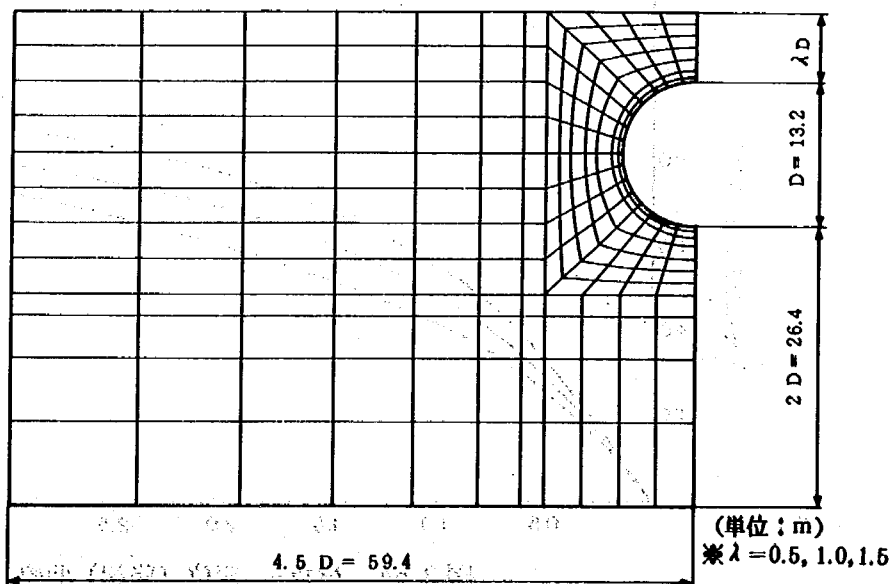


図 3.62 地盤の浮上り反力計算用有限要素メッシュ

・ポアソン比

ν 0.49

・重量密度

ρ 0.0015 kg/cm³

(境界条件) …… 図 3.63 のとおり。

・トンネル壁は完全に剛とする。

・トンネルの下半分は地盤とはなれているものとする。

(荷重条件)

トンネル本体内に上方向の荷重を漸次増加させる。この荷重 P とトンネル本体の鉛直方向変位が土被りによる抵抗特性をあらわす曲線となる。

(検討結果)

以上より、得られた、上向きの荷重と地盤の変位の関係を図 3.64, 3.65 に示す。このうち、図 3.65 の関係を以下の座屈解析で、地盤のバネ定数として用いている。

なお、図 3.64 を、前節で検討した図 3.60 と比較すると、極めて小さな上向きの荷重で大きな変位が生じる (鉛直方向の力のバランスがくずれる) 傾向がうかがわれる。すなわち、仮りに、図 3.64 で変位量 1 m 程度を目安にすれば、単位巾 (1 cm) 当り $\lambda = 0.5$ で、約 400 kgf, $\lambda = 1.0$ で約 480 kgf, $\lambda = 1.5$ で約 560 kgf の荷重でこの値に達しており、特に、 $\lambda = 1.0$, 1.5 では、図 3.60 から読み取れる値に較べ極めて小さくなっている。このことは、地山の強度が小さい場合には、単純に上載地山の重力とトンネルに作用する浮力による上向きの力とのバランスを考慮するだけでは浮上り安定を確保することはできず、地盤の物理的、力学的性質を十分に考慮した検討を要することを示している。

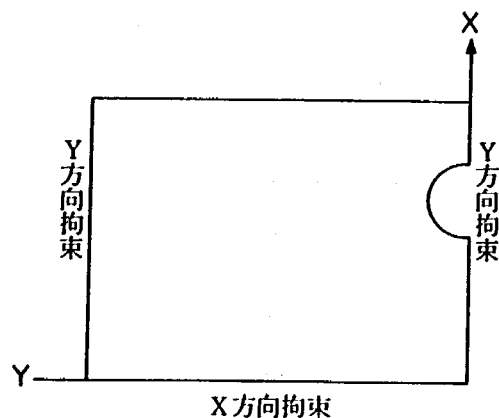


図 3.63 境界条件

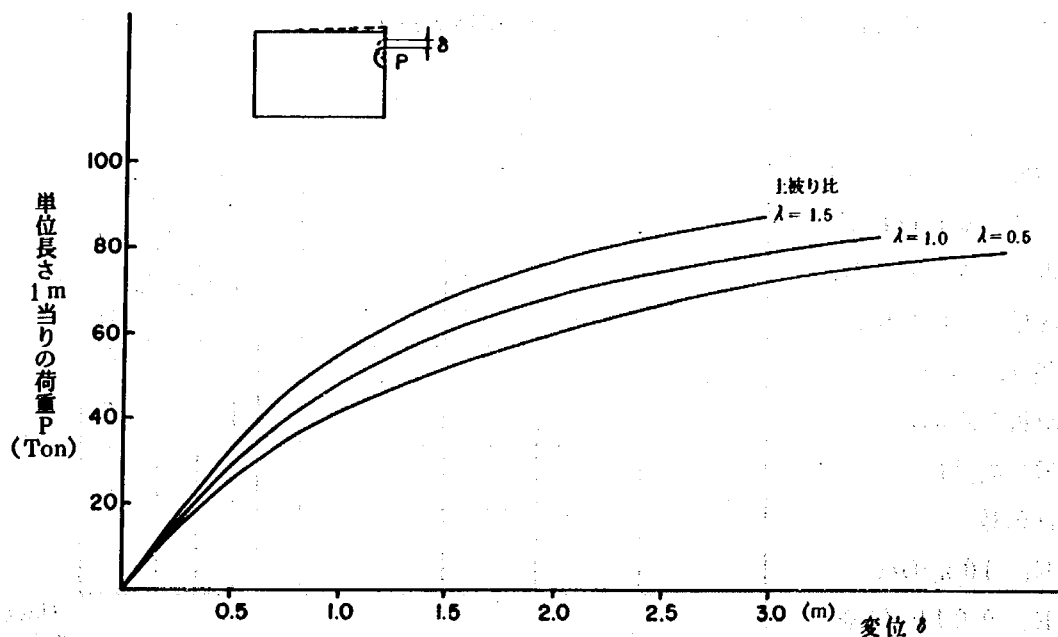


図 3.64 荷重—変位 (隆起) 曲線

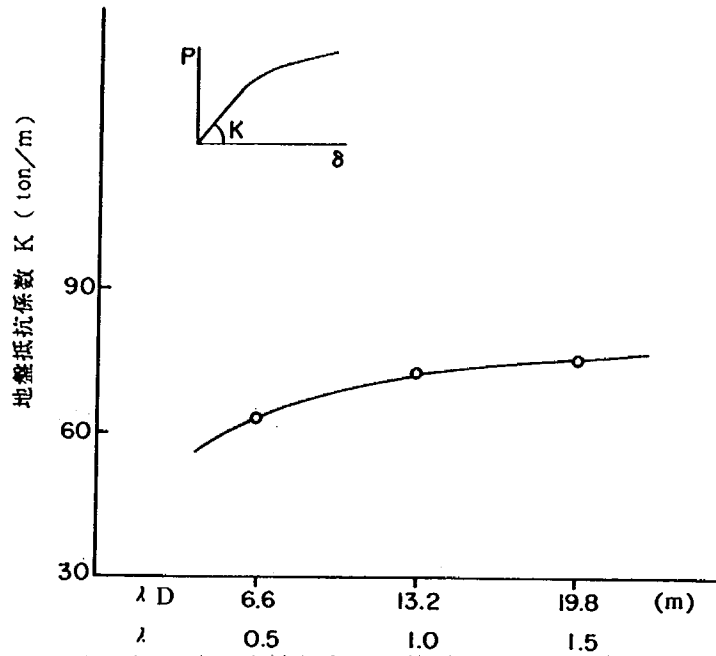


図 3.65 土被りと地盤抵抗係数との関係

(3) 座屈解析モデル

座屈解析は、トンネル本体を図 3.66 のように梁要素としてモデル化して有限要素法により行った。トンネルの長さは、400 m と設定した。この長さの設定は重要な問題であるが、十分長くしておれば結果に大きく影響することはない。なお、解析に用いたシールドトンネルの力学定数は以下のとおりである(図 3.67 参照)。

断面 2 次モーメント

$$I \quad 718 \text{ m}^4$$

断面積

$$A \quad 38.33 \text{ m}^2$$

弾性係数

$$E \quad 2.1 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$$

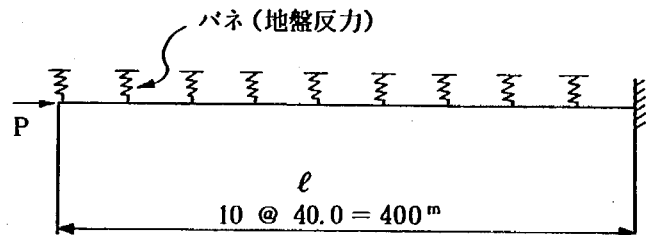


図 3.66 座屈解析モデル

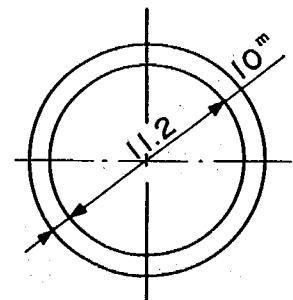


図 3.67 トンネル假定断面

(4) 安定解析の結果と考察

種々の λD に対応するバネ定数を与えたときのモデルの座屈荷重を次表 3.14 に示す。

$\lambda = 0$ は、バネ定数が 0、すなわち土被りがない場合の座屈荷重であって、オイラー座屈値と一致すべき値である。これは、 $P = \kappa \pi^2 E I / \ell^2$ (κ : 先端フリ- 0.25, 先端ピン 2.04) と表わされ、表中の()内はこの式による値である。

バネ定数と座屈荷重との関係を図 3.68, また、土被りと座屈荷重の関係を図 3.69 に示す。図中の「偏心」は、荷重を中心より 4 m 偏心させた場合の計算結果である。

先端フリーと先端ピンの場合では、土被りがない場合には当然のことながら、座屈長の比で先端ピンが大きくなるが、 λ が0.5～1.5ではおよそ1.6倍先端ピンが大きくなる。

この座屈荷重は初期座屈であって、おそらくトンネル上部に近い土が局部的に変形することによるたわみ性によって大きく影響を受けていると考えら

れる。 λ を0.5から1.5に増加させても、抵抗係数や座屈荷重がそれほど大きく影響を受けないのはそのためだと思われる。

初期座屈を起してトンネル本体が土の非線型の抵抗を受けながら、どのように挙動するかは後座屈、いわゆる Post Buckling として、大変形、非線型バネを考慮した荷重増分法によって検討する必要があるが、この研究ではそこまで至らなかった。

表 3.14 から7m程度の土被りによって座屈抵抗は、土被りがない場合の10倍程度となることがわかる。また、3.3.3で得られた各種の切端土圧（安定範囲内）に対して、偏心がなければ、図 3.69 に示す座屈荷重は十分に大きい。なお、シールドの方向修正のための推進ジャッキの操作方法等を考慮すれば、大きな偏心が生じる可能性もあり、これらについてはさらに検討が必要である。

表 3.14 座屈荷重 (ton)

λ	先端フリー	先端ピン
0	0.216×10^5 (0.235×10^5)	1.78×10^5 (1.91×10^5)
0.5	2.05×10^5	3.45×10^5
1.0	2.17×10^5	3.52×10^5
1.5	2.20×10^5	3.53×10^5

() 内理論値

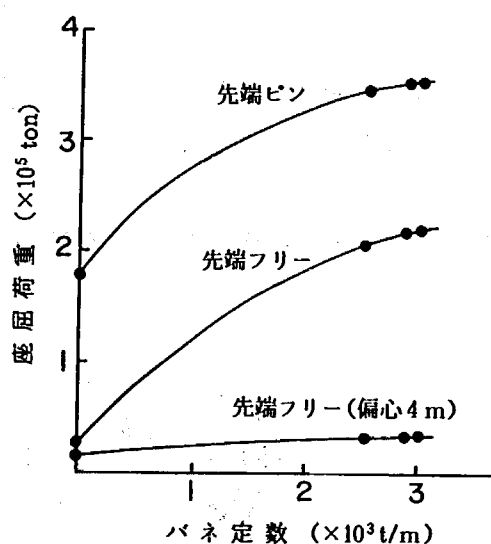


図 3.68 バネ定数と座屈荷重

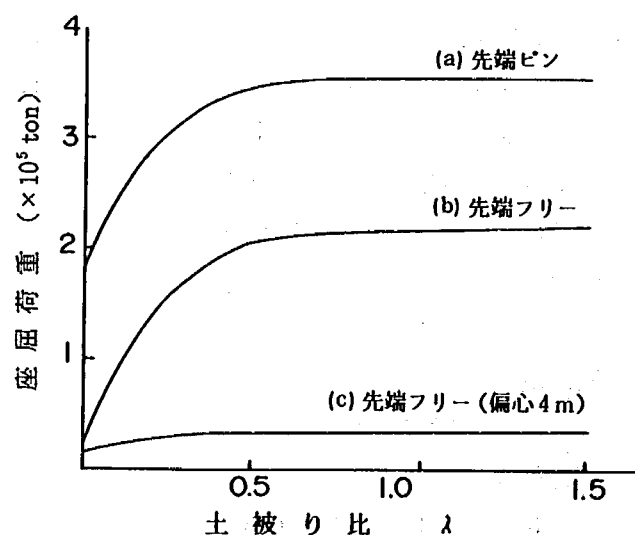


図 3.69 土被り比と座屈荷重

3.5 双設シールドトンネルの離隔について

3.5.1 概 説

シールドトンネルは、過去の実績では中小口径のものが多く、最大でも直径12m程度である。しかも、この超大口径のものについては、薬液注入などにより、十分に地盤改良が行われた上で施工されており、本研究で考慮している地盤改良を行わないで、水底下の極めて軟弱な地盤で泥水加圧シールド等の密閉型シールドで大口徑のものを建設する場合は条件が異なる。

すなわち、密閉型シールドでは、過去の実績から見れば、口径10m程度までであり、道路の2車線、口径約13mに対しては十分な検討が必要である。

一方、シールドトンネルという高コストのトンネルが建設されるような道路は、極めて重要な幹線道路と見られ、4車線以上の多数線道路であろう。

このようなことから、道路トンネルにシールドトンネル工法を適用する場合には、2車線トンネルを2本以上併設する必要が生じてくる。この場合、地上部道路との関連にもよるが、一般的には、このトンネル間の離隔をできるだけ小さくし、全体の道路巾を少なくするのが有利である。もし、仮に、切端等のシールドトンネル周辺の土圧を静止土圧の状態に保ちつつ掘削することができれば理論上は離隔をいくら小さくしても隣接するトンネルへの影響はない。

しかし、実際にはシールドトンネルの特に切端部では、地中土圧の変動や地山の乱れがあり、この離隔をあまり小さくすると、隣接するトンネルに悪影響を及ぼすこととなる。

これらの点から、以下に最小離隔について検討する。ただし、併設トンネルの離隔については、2本以上のトンネルを同時に、しかも、切端位置があまり離れていないような場合、すなわち、両トンネルが雁行するケースとトンネルが先に完成しているところへもう一本の新しいトンネルを建設する場合（これは、切端位置が十分離れている場合も同様）がある。本研究では、段階施工の可能性も考慮し、より一般的な後者について乾燥砂を用いた模型実験により検討している。

3.5.2 双設シールドトンネル実験

(1) 目的と概要

シールドトンネルでは、一般に土被りを小さくし、トンネル延長を短くしたほうがコスト的に有利であり、また、併設トンネルでは、これに加えて、できるだけ離隔を小さくしたほうが有利である。本実験は、これらの点を考慮し、土被りが薄いという条件のもとで、先行して建設されたシールドトンネル（先行トンネル）に隣接して、もう1本のシールドトンネル（後発トンネル）を建設する場合に周辺地盤の土圧や先行トンネルの覆工に加わる土圧等が、離隔の違いによりどのように変化するかを検討したものである。

シールドのタイプとしては、大口径となり、しかも水底等の高水圧、軟弱地盤下での施工となる可能性が高く、先に述べたように密閉型の泥水加圧シールド、あるいは土圧系シールドが候補となろう。これらの工法では、シールド掘進時に切端部では泥水圧の変動、土砂取込量の増減、カッターディスクの押付け圧力などにより、周辺地盤に極限的には主働あるいは受働状態の土圧が発生し、また、シールド後方では、テールボイドへの土砂流入により、主働状態の土圧が発生すると考えられる。本実験では、このような土圧の発生を図3.70に示すように断面の変化する模型トンネル（図中の後発トンネル。断面変化率は直径で5%、面積で約10%）の推進によって生ずる強制的変位で与えることとした（同図で右に推進する場合が受働土圧タイプ、左に推進する場合が主働土圧タイプである）。

また、先行トンネルについてはトンネル自身の剛性が影響するので、実験槽壁面に固定し変位を拘束したトンネル（剛体トンネル）と5cmの短身リングを模擬地山中に並べ変位を拘束しないトンネル（リングトンネル）という両極端で実験することとした。

模擬地盤は、乾燥砂を水槽中に緩詰で投入し作成した。その物性は、

単位体積重量； $\gamma \doteq 1.47 \text{ g/cm}^3$

内部摩擦角； $\phi \doteq 30^\circ$

である。

また、実験ケースは表 3.15 のとおりである。

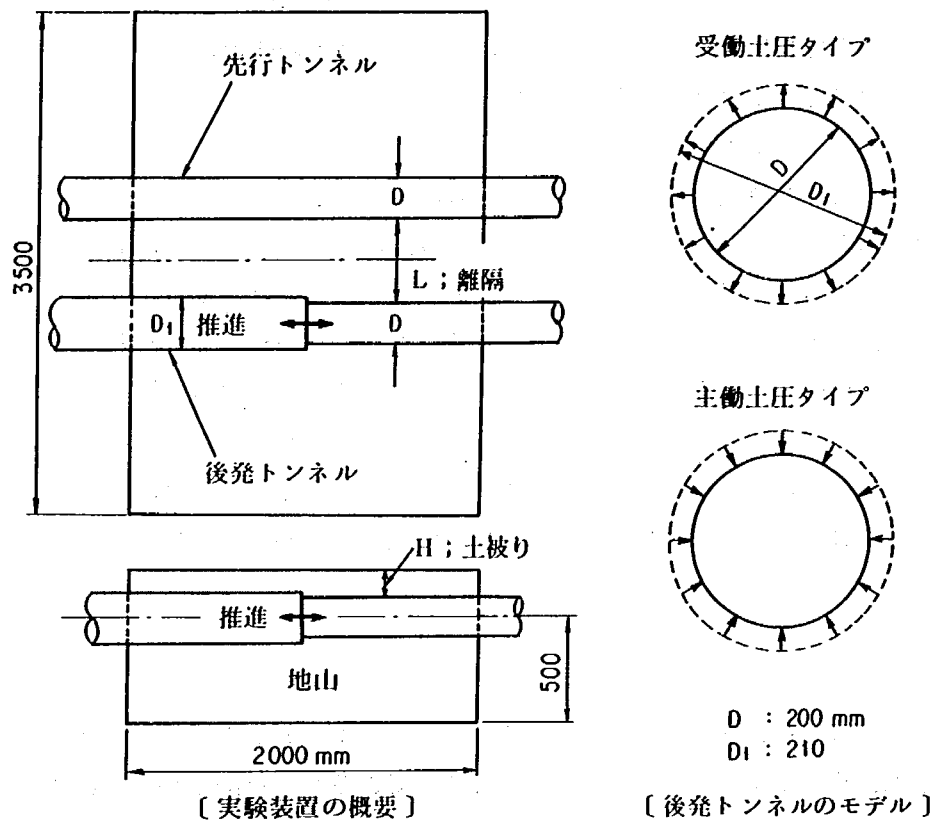


図 3.70 トンネル模型

表 3.15 実験ケース

		双 設								単設
		先行トンネルのタイプ								
		剛体トンネル				リングトンネル				
離隔(L/D)		0.25	0.5	1.0	2.0	0.25	0.5	1.0	2.0	
土被り (H/D)	0.5	○	○	—	○	○	○	—	○	○
	1.0	—	○	○	○	—	○	—	—	○

※ それぞれ受働土圧タイプ
主働土圧タイプ } 実験

(2) 実験結果

図 3.71～3.79 に実験結果を示した。図 3.71 はトンネル推進により側方（トンネル中心軸水平

面)に発生した水平土圧の最大値をプロットしたものである。受働土圧タイプの実験の場合には、トンネル端から離れるにつれて発生する土圧は小さくなるが、トンネル径の0.5倍付近では、初期鉛直土圧(計算値、以下同じ)の3倍程度となっており、逆に、1.0D以遠では小さく、さらに、1.5D以遠では十分小さいと見てよいだろう。また、主働土圧タイプの実験では、後発トンネルの推進により、切端の通過時に土圧は減少するが、その量は小さい。なお、先行トンネルが、剛体である場合とリングである場合の差および、土被りの違いによる差異は明瞭にはでない。

図3.72は、 $\lambda = 0.5$ で受働土圧タイプで先行トンネルが剛体の場合で、後発トンネルの切端が図の原点の位置にあるときの先行トンネルの覆工側面に加わる土圧の増加量をトンネル軸方向に表わしたものである。離隔が2.0Dのケースでは土圧の変化はほとんどなく、一方、0.25, 0.5Dでは大きく、0.5Dの場合、最大で初期鉛直土圧の約3倍の土圧増が生じている。

また、図3.73は、土被り(H/D)0.5と1.0において同じく先行トンネルに加わる水平土圧(受働実験)を初期鉛直土圧により無次元化して比較したものである。 $\lambda = 1.0$ のケースのほうがやや土圧(無次元量)が大きくでているが、傾向としては、上記と同様であり、離隔が0.5のときは土圧の増加が大きく、また、2.0では小さい。

図3.74は、先行トンネルに加わる水平土圧の最大値をプロットしたものであるが、土被り0.5, 1.0のどちらのケースも、離隔が1.0~1.5以上あれば土圧の増加は小さくなっている。

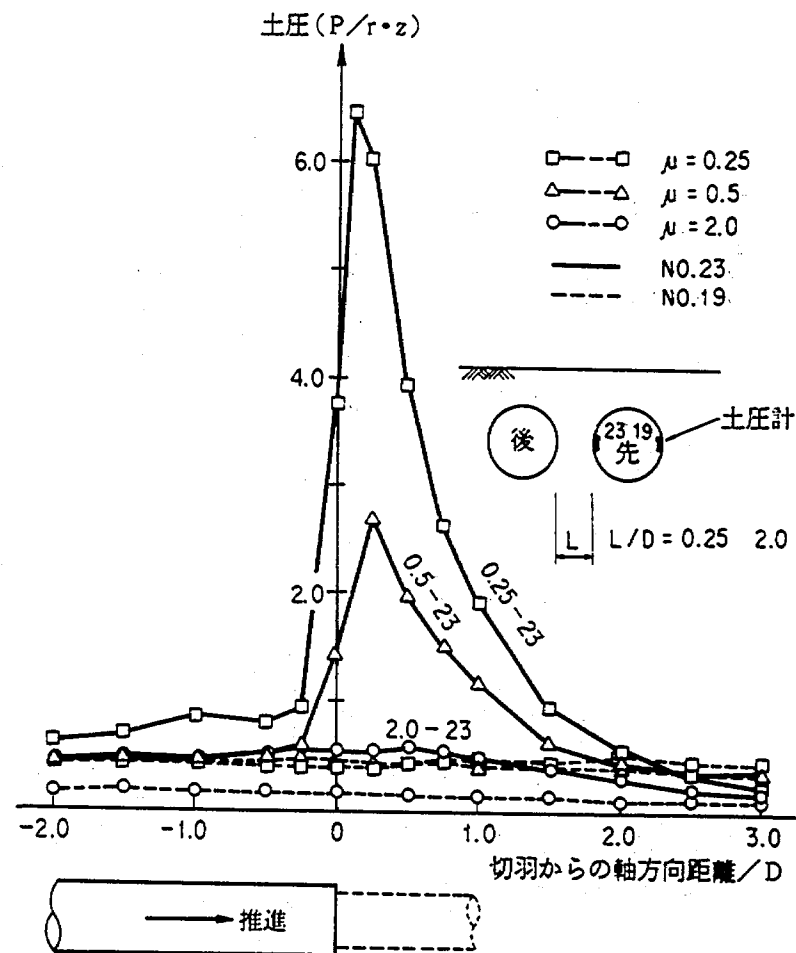
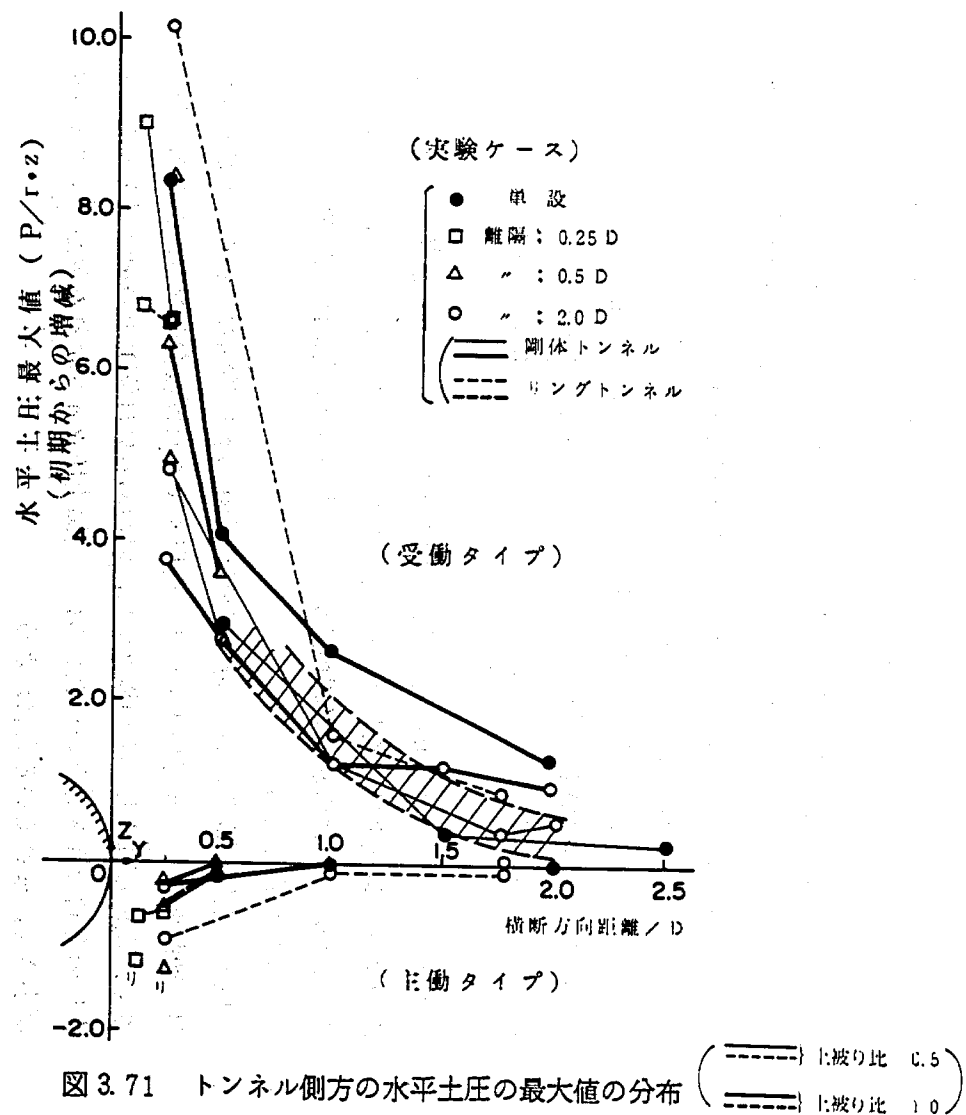
図3.75は、主働実験の場合のトンネル直上の地表沈下を表わしたものである。図より、概ね切端通過時から後方へ急激に沈下し、切端より約1.5D後方では沈下が小さまり、沈下量は各ケースで約5~8mmとなることがわかる。なお、土被りが $\lambda = 0.5$ と1.0との相違は明確には表われていない。

図3.76は、受働実験の場合のトンネル直上の地表の隆起量を表したものである。図より、切端前方約1.0D付近から変位の立ち上がりが大きくなっており、この付近に破壊線があると推定される。なお、土被りが1.0では0.5のケースよりも変位が小さくなっている。

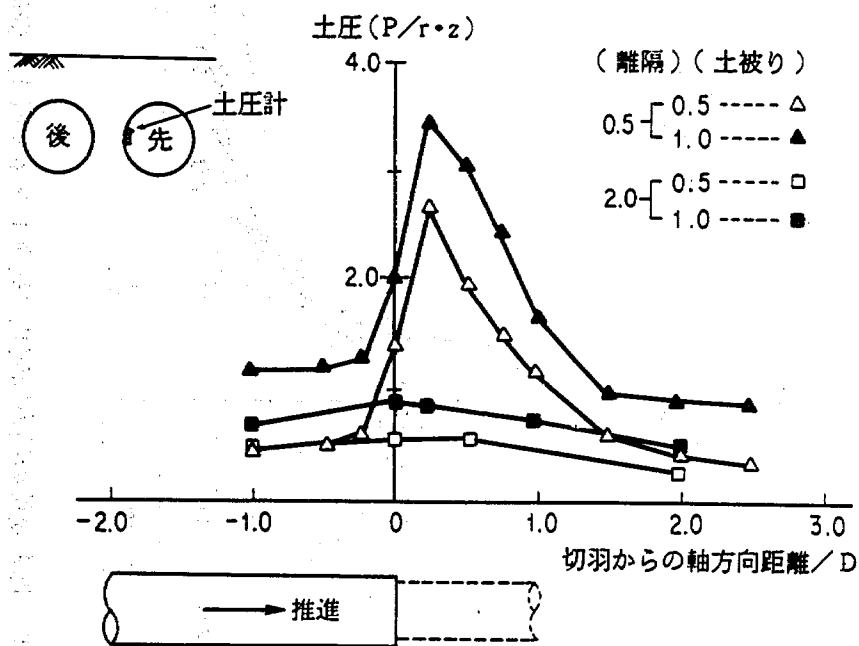
図3.77~3.79は、地表変位の最大値を後発トンネル軸を中心に横断方向に描いたものである。変位の発生は、主働土圧タイプと受働土圧タイプで、沈下と隆起で逆であり、受働土圧タイプのほうが、変位の範囲がやや広がっているが、ほぼ対象な形である。いずれも、トンネル端から1.0D以遠では小さくなっている。なお、単設と双設の差および、先行トンネルの性質の差は明瞭ではない。

土被り λ が0.5と1.0の違いは、主働タイプでは、ほとんど見られずこれは、いずれの場合も地山のゆるみが地表まで達したことを示している。また、受働では、 $\lambda = 1.0$ で隆起量が小さくなっているが、これは隆起の範囲が広がったことのほか、地山が緩結の砂であるため、砂の締まりに吸収されたためであろう。

以上、土圧の変化、および周辺地盤の変化の影響範囲などから、土被りが小さい場合、砂地盤では、離隔がトンネル径の1.0~1.5倍以上であれば後発トンネルによる先行トンネルへの影響は小さく、逆にこれより小さい場合には、構造あるいは施工上の配慮が必要となるといえよう。なお、土圧の変動の大きさという点からは、受働土圧タイプよりも主働土圧タイプの施工法のほうが変化が小さく、優れていると言えよう。



(剛体トンネル, 受働タイプ)



先行トンネルに加わる水平土圧 (土被り 0.5 と 1.0 の比較)

図 3.73 先行トンネルに加わる水平土圧 (土被り 0.5 と 1.0 の比較)

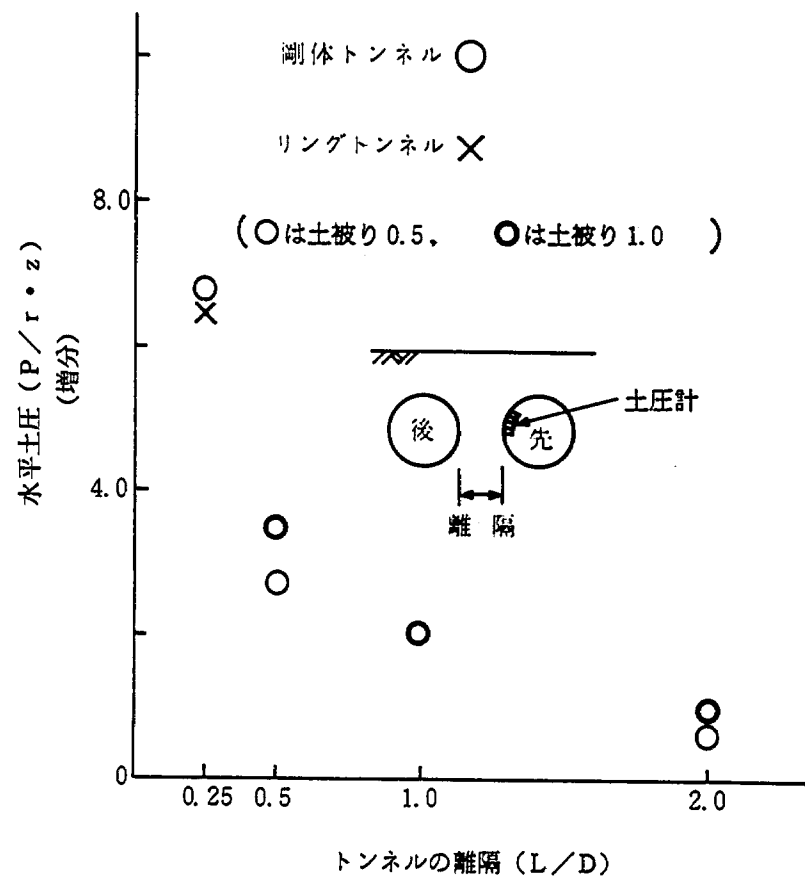


図 3.74 先行トンネルに加わる水平土圧 (離隔に伴う変化)

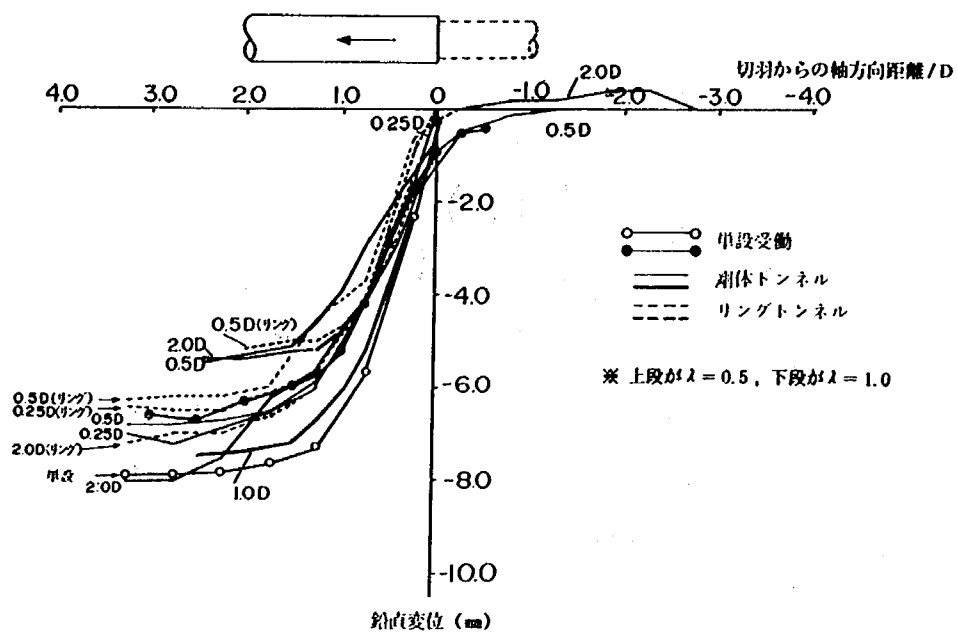


図 3.75 地表変位の軸方向変化（後発トンネル直上，主動タイプ）

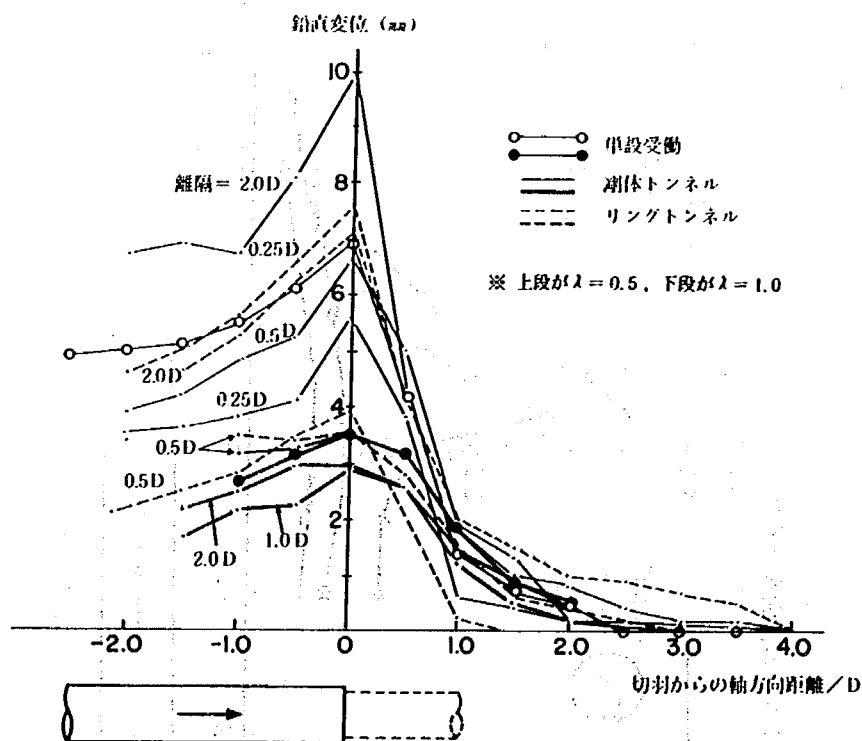


図 3.76 地表変位の軸方向変化（後発トンネル直上，受働タイプ）

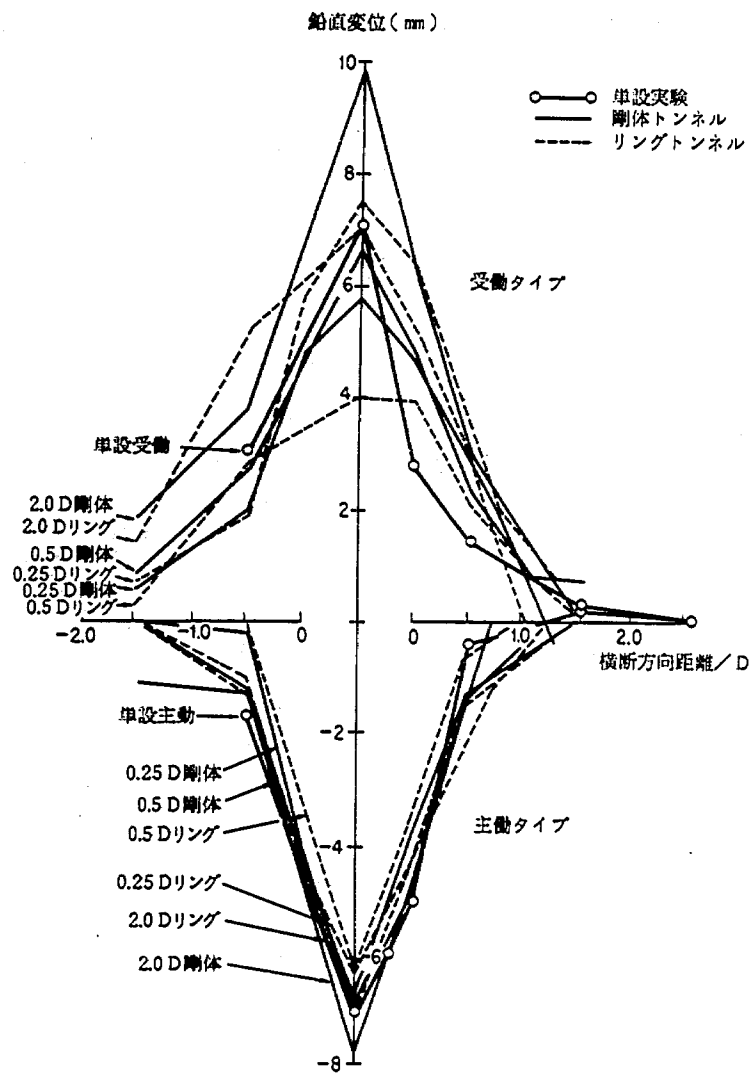


図 3.77 地表変位の最大値 (土被り; $\lambda = 0.5$)

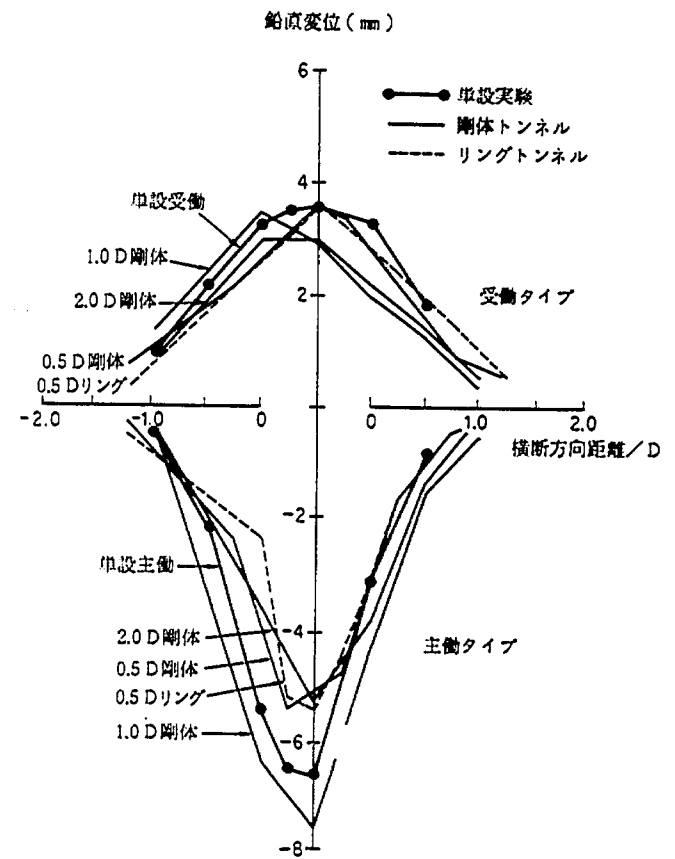


図 3.78 地表変位の最大値 (土被り; $\lambda = 1.0$)

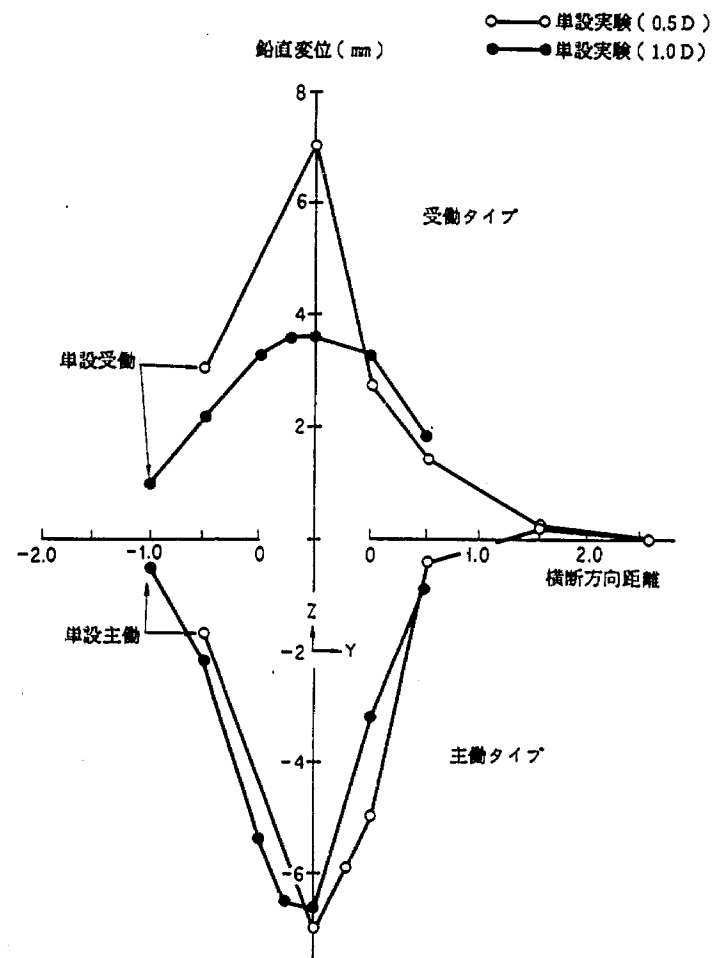


図 3.79 単設実験の地表変位の最大値の比較 (土被り $\lambda = 0.5$ と 1.0)

第4章 考察とまとめ

本研究では、シールドトンネル工法の道路トンネルへの適用可能性について、トンネル周辺地山の安定性という面から検討したものである。道路トンネルに匹敵するような大口径シールドトンネルの施工例は極めて数が少なく、しかも対象となる地盤等の条件もそれぞれ異なり、道路トンネルへの適用には種々の問題がある。このうち、周辺地盤の安定性に関しては、第1章で述べたように、技術上最も基本となると思われる問題点は、

- ① 大口径シールドトンネルの周辺地山の安定性の確保
- ② 最小土被り厚さ
- ③ 極めて軟弱な地盤、高水位の地盤への適用性
- ④ 併設トンネルの離隔

であり、これらについて安定の条件、あるいは限界が定めれば、その範囲内では他の特別な支障要因、すなわち支障物件、巨礫の存在などが無ければ周辺地盤の安定は保たれる（ただし、地盤の変形に対し、特別な制約がない場合）と判断できる。

本研究では、これらの問題に対し、水底道路トンネルへの適用可能性を考慮し、高水位下の極めて軟弱な地盤を対象として、

- (1) 切端の安定性の確保についての検討
- (2) シールドトンネルの浮上り安定性の検討
- (3) 双設トンネルの離隔に関する検討

という3つの方向からアプローチしたものであり、それぞれの検討内容とその結果について、第3章に示した。

本章では、これらの成果をもとに切端の安定性、シールド本体の浮上り安定性、最小土被り厚、双設シールドトンネルの離隔という4項目について、以下に総括する。

4.1 切端の安定性

切端の安定性については、第3章第3節で検討した。

切端部は、シールドトンネルの施工で最も安定性が問題となる箇所である。もし、地山が十分な強度を有していれば切端は自立するが、本研究で想定している条件、すなわち、高水位下の極めて軟弱な地盤を対象とした大口径シールドトンネルの建設といった条件下では、大規模な地盤改良など特別な手段を講ずることなしには、切端の自立はとても望めず、トンネル側から圧力を加えて切端の安定を図ることが必要である。本研究では、この圧力を生じさせる方法として、水圧の大きい点なども考慮し、密閉型の泥水加圧工法を適用する場合について検討している。ただし、泥水加圧シールド工法では、チャンバー圧力は、通常、静水圧 $+\alpha$ ($\alpha=0.1\sim0.2\text{ kgf/cm}^2$)、また、泥水の比重は $1.03\sim1.06$ 程度であるが、本研究では、このような実的な制約とはやや異なるが、切端部の圧力がより広い範囲でコントロールできるということを前提として検討を行っている。

切端部の安定性は、掘削前の地山が有していた土圧（水圧も含む）の代わりに、切端部にどのような圧力を加えれば、その応力再配分の過程を通じて地山が安定するのかという問題である。よって、この圧力は、地山の物理的力学的性質、シールドトンネルの形状、初期応力状態、切端圧力の分布な

どによって異なってくる。本研究では、これらについて、

(地盤の物理的力学的性質)

- ① 同一地層内では均一である。
- ② 透水性は大(砂質地盤)、および小(粘性地盤)に分けることができる。
- ③ 強度は、粘着力 C 、および内部摩擦角 ϕ で表わされ、一定である。

(シールドトンネルの形状)

- ④ 円形である。

(初期応力状態)

- ⑤ 式(3.1)又は(3.2)で表わされる。

といったことを大前提として検討しているものであり、これらのほか、詳細な点については、それぞれの箇所で前提条件を記述した。また、切端部圧力の分布については、それぞれの検討方法によって異なっているので注意が必要であるが、全体的にはマクロに平均圧力という形でまとめている。なお、透水性の大きい滞水砂質地盤では、この圧力は、静水圧部分と有効圧力部分がそれぞれバランスする必要があるのは当然であるので、静水圧部分を除いた形で検討している。

これらにより、本研究では、切端に加わる圧力、あるいはこの圧力のコントロール範囲(安定する範囲)について、FEM解析および模型実験を中心に検討したものであるが、このほか、単純なすべりによる検討(式(3.7)、(3.9))、Mohr-Coulombの破壊規準を用いた方法(式(3.15))、Bromsの判定方法(粘性地盤、式(3.16)、(3.17))、村山らの方法(砂質地盤、式(3.20))、ただし、本研究では地盤を分割してコンピューターを用いた近似計算によった。)、についても合わせて記述するとともに比較検討している。

その結果を定性的にまとめると次のようになる。

- (1) 当然のことであるが、初期の土圧状態を維持すれば、切端は安定し、この土圧を中心に圧力を下げていけば、土圧は主働土圧の状態になり、ついには破壊する。また、逆に圧力を上げていけば、土圧は受働土圧の状態になり、やはり破壊する。これらの2つの土圧の限界の間が、切端圧力のコントロール範囲である。(なお、主働土圧の場合で、圧力を0にしても安定している場合は、切端が自立することを意味する)。
- (2) 切端部土圧のコントロール範囲は、トンネルの地中深さ、および地山の力学的性質に強く左右され、地山の強度が大きくなるほど、コントロール範囲の幅が広がる。地中深さについては、コントロール範囲の中心となる初期土圧を決定するが、大きくなる程コントロール範囲の幅が広がるとは限らず、地山の強度の深さ方向の変化に左右される。
また、特にトンネル径が大きい場合では、切端土圧の分布を考慮し、切端外縁部、特に上下端の安定に留意する必要がある。
- なお、内部摩擦角は、大きいほど塑性化する領域の広がりを限定し、内空変位の増加を抑制する上で効果がある。
- (3) 図4.1に粘性地盤について、地盤が安定する切端圧力の範囲と地山の粘着力の関係(土被り比 $\lambda = 1.5$ のとき)を各方法で比較した。FEM解析による安定の範囲(変位水準をトンネル径の2%としたもの)は、Bromsの式から得られる安定の範囲よりもかなり安全側に出てきており、Mohr-Coulomb破壊規準を利用して求めた式(3.15)による安定限界とほぼ一致している。これ

は、Broms が円形のトンネルについて三次元的に実験に基づいて切端の安定を考慮しているのに対し、FEM解析およびMohr-Coulombの破壊規準をもとにした方法では2次元に近似したことによる相違、すなわち、三次元の検討と二次元の検討の相違がもっとも大きな原因と考えられ、実際の円形シールドでは、よりBromsの安定限界に近づくものと推定される。

各方法の特徴として、Bromsの方法およびMohr-Coulombの破壊規準を基に求めた方法では、地山の初期鉛直応力と地山の強度（粘着力）によって定まる（側圧係数の影響を受けない）のに対し、FEMではこれらに加えて側圧係数が考慮されている。側圧係数の影響についての検討は今後の課題であるが、定期的には3つの方法のうちでは、これを考慮できるFEMが手法として優れているといえよう。

FEM解による判定では、ここでは切端の破壊をトンネル径の2%の変位水準により判断しているが、この水準のとり方によって土圧の大きさは変化するわけであり、妥当な変位水準などの安定性を判断する方法についても、今後検討していく必要がある。なお、図4.1で、 $C = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合のFEMの解が他の解に比べ土圧が小さくなっているのは、上記のように、FEM解が側圧係数（ここでは初期静止土圧係数 K_0 、 $C = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ では $K_0 = 0.8$ ）を含めた解になっているためである。

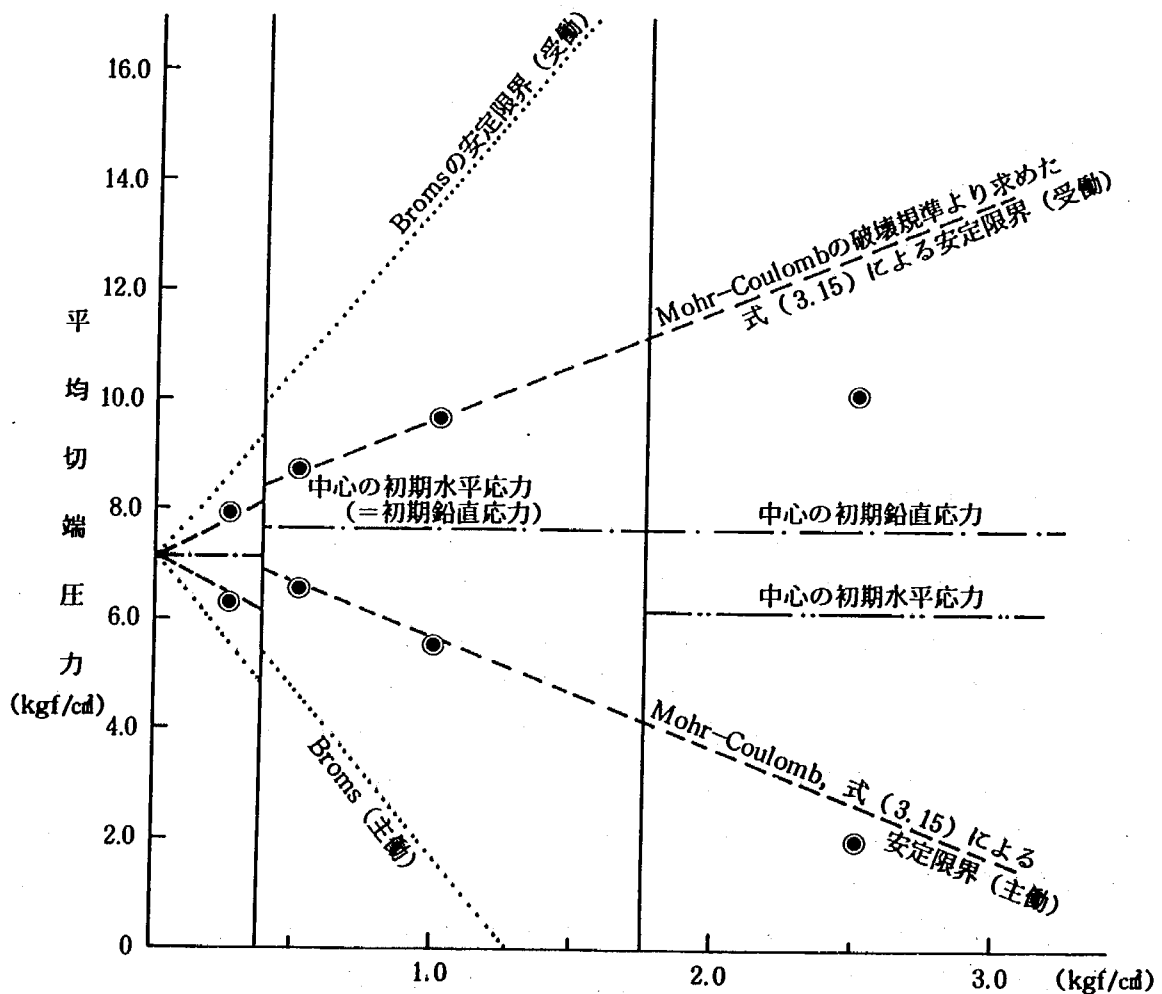
なお、Bromsの安定の限界に基づく土圧のコントロール幅は、非排水せん断強度にのみによって決定され、 $\sigma_a - \sigma_p \doteq 12 C$ （ただし、地山の粘着力 C が非排水せん断強度 C_u と等しいと仮定する。）となり、一方、Mohr-Coulombの破壊規準を基にした判定方法では同じ記号を用いれば、 $\sigma_a - \sigma_p = 4 C$ （ $\phi = 0$ とする）となり1/3のコントロール幅となっており、この相違については、主として、前述したところによるものであろう。ただし、Bromsの方法は内部摩擦角の影響を受けないが、この点については、適用できる土質条件などについてさらに検討を要すると思われる。

- (4) 砂質土で内部摩擦角 30° の場合について、実験結果を中心に各種の検討方法により切端土圧のコントロール範囲を無次元化し、一つの図にまとめたもの（ $\phi = 30^\circ$ ）が図4.2である。実験ケースが少なく、傾向も明瞭ではないので十分な判断はできないが、受働側についてはMohr-Coulombの破壊規準を基にした判定方法が、比較的实验値と一致しているように見える。ただし、この方法による判定では実験結果に比較し、土被りが $\lambda = 0.5$ では、土圧が上回る傾向（危険側）にあり、また $\lambda = 1.5$ では、下回る傾向（安全側）にあるので注意を要する。また、単純なすべりによる方法も、実験結果と比較的一致しているように見えるが、全体的に危険側であり、特に土被りが大きい場合は離れが大きく問題がある。FEMによる方法（ただし、 $C = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ ）は、やや安全側にすぎる。ただし、これは、変位水準を直径の2%とした場合のものであるので、この水準を変えることによって、一致度を高めることはできよう。また、側圧係数の影響が強く現われているが、この点についてはさらに検討が必要である。

主働側については、いずれも小さい値であり、すべりによる方法を除いて比較的良好一致していると言えよう。しいて言えば、村山らの方法（式（3.21））（ $\lambda = 1.5$ 付近）がよく一致している。なお、すべりによる判定方法は、危険側であり、値も一致しない場合が多く、単なる参考と見なしたほうがよからう。

- (5) 砂質地盤についての実験のうち、飽和砂を用いて行った切端の泥水を加圧した実験において、切端部の破壊（噴発）の形態に極めて特徴ある現象が生じた。すなわち、切端部の泥水圧が高まるこ

とによりその外周部の地盤では、ゆるみが発生し、そこへ泥水が浸透していく。さらに泥水圧が高まれば、破壊に対して抵抗の弱いトンネルの上部地山において、浸透した泥水の圧力の増加のために地盤が持ち上げられる形で噴発しているものと推定される。この破壊の形態をさらに検討すれば、実際の泥水加圧シールドの施工時における噴発のメカニズムを検討する上で参考になるのではないかと考える。(ただし、この実験は緩い砂を用いたものであり、また、泥水も比重の小さいものであるので、締った砂、および高濃度泥水など異なる条件下では、挙動が異なってくる可能性がある。)



(計算条件)

r (kgf/cm ²)	0.0016	0.0018	
ν	0.499	0.49	0.4
k_0	1.0		0.8

(備考) ●: FEM解析による安定限界 (変位 2%水準)

図 4.1 土被り比 $\lambda = 1.5$ の場合の安定条件 (粘性地盤, $\phi = 0$, 表載荷重 2.9 kgf/cm²)

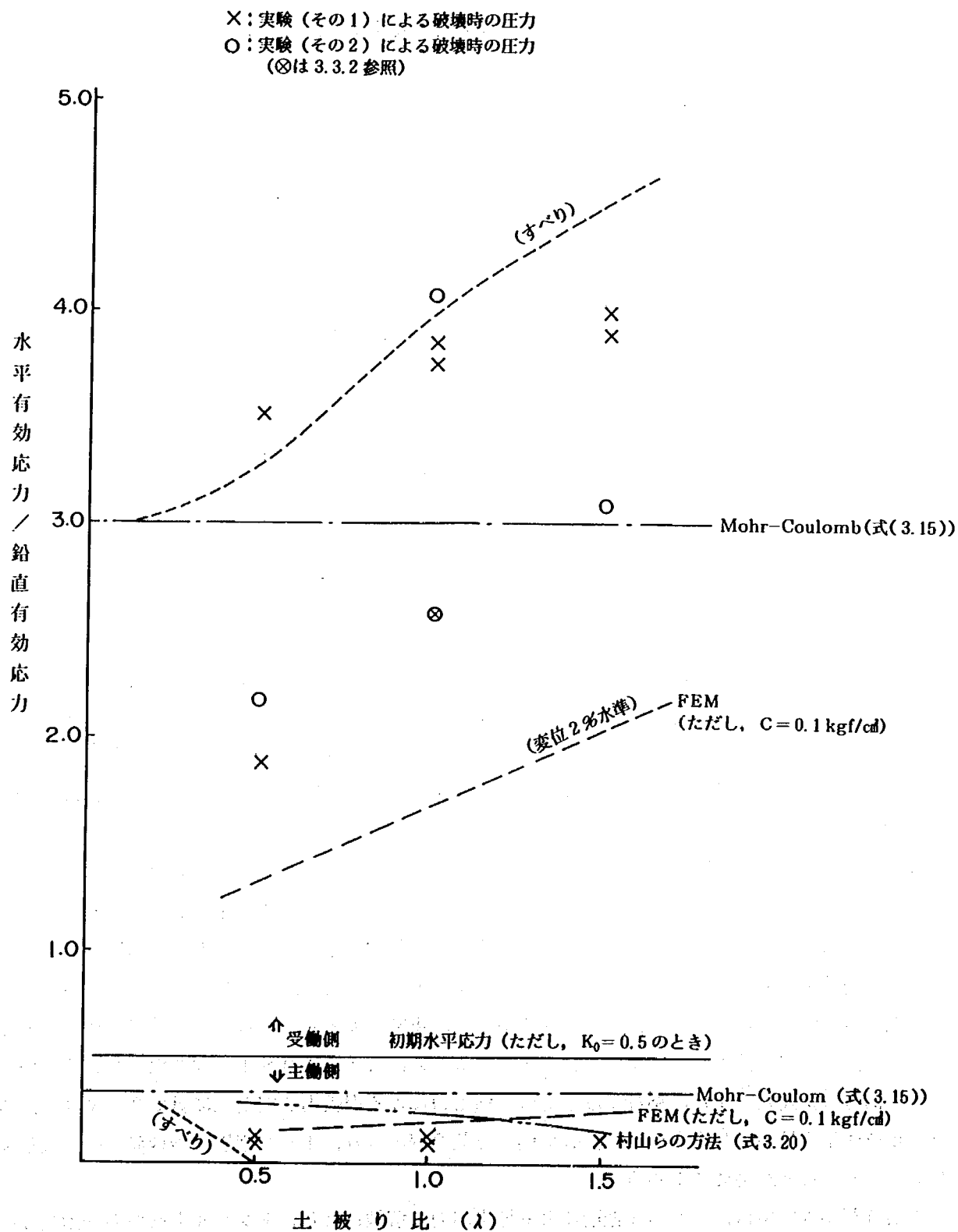


図 4.2 無次元化した切端土圧のコントロール範囲 (平均土圧)
 ($\phi = 30^\circ$, $C = 0.0$, ただし, FEMは $C = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$)

4.2 浮上り安定性

シールドトンネル本体の浮上りについては、第3章4節に述べた。浮上りは、地震時の問題もあるが、本研究では静的な問題について検討した。

最も基本的な問題は、作用する浮力と上載地山による重量のバランスであるが、道路トンネルでは口径が大きく、作用する浮力が大きくなり、十分な検討を要する極めて重要な問題となる。

本研究では、一般的な地盤条件 ($\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$ とした) および、道路トンネル断面について、問題を極めて単純化し、上載土砂の重量とのバランスについての単純なモデルによって検討した結果、施工時で最も危険な状態となり、特別な対策をしなければ安全率を1.2程度とするためには、土被り比は約 $\lambda \div 0.9$ 以上、また、問題の重要性および検討方法の精度を考慮し、さらに安全率を大きくして、1.5程度を確保するためには、 $\lambda \div 1.0 \sim 1.2$ 程度以上が必要という結果であった。なお、この問題は、単純に土被りのみでは判断できない面もあり、3.4.2でも述べたように浮上り時の地盤の挙動、極めて軟弱な地盤の場合の対策方法などについてさらに検討が必要である。

また、シールド推進の反力をとるシールドトンネル本体が、極めて大きな推力のために座屈する問題についても検討したが、 λ が0.5以上のときには土圧に偏心がなければ、座屈荷重は十分大きく安定という結果であった。しかし、シールドは蛇行修正のために偏心荷重を加える場合があり、また、推進ジャッキの操作においてもトンネル中心に反力の作用点があることは少なく、かなり偏心が生じる場合もあると思われるので、実際の設計施工にあたっては、十分な検討が必要であろう。

4.3 最小土被り厚さ

最小土被り厚さについては、主として第4節の浮上り安定性で検討したが、これは、他の節にも関連している重要な問題であるので、ここに改めてまとめておく。

- ① 切端圧力のコントロール幅という面からは、地盤の強度に強く左右され、特に、軟弱粘性土地盤で問題となるが、十分な圧力コントロール幅を確保するためには、地盤強度がある程度大きくなるまで、トンネルの地中深さを大きくすることが必要であり、施工時の泥水圧の変動、切端上下部の土圧状態なども考慮すれば、土被り比 $\lambda \div 0.5$ 程度では不足する場合もあると思われる (図3.57 参照)。
- ② 双設トンネルの離隔に関しては、乾燥砂地山について $\lambda = 0.5$ と1.0の模型実験を行ったのみであるが、 λ を0.5から1.0にした場合、鉛直土圧の増加に比較して周辺土圧がやや高まる (受働実験) けれども著しいものではなく、土被りによる相違や問題はそれほどないという結果である。
- ③ 上載地山荷重とトンネル本体に作用する浮力による上向きの力とのバランスという面については、周辺地盤の挙動についてさらに検討が必要であるが、単純なモデルによる検討の結果、特に施工時において、安全率が低下し、安全率を約1.5とするためには $\lambda \div 1.0 \sim 1.2$ 程度以上が必要という結果である (上述)。また、粘性土地盤では、粘着力による引張力を安全側に見て0とすれば、通常、単位体積重量がより小さいため、砂地盤より危険側になり、1~2割程度砂地盤での土被りより大きくすることが必要であろう。
- ④ 土被りが小さい場合、トンネル掘削による地山応力の解放により、トンネル上載部の地山全体に応力が集中し、地盤強度が小さい場合には、トンネル上端から地表面までの全部が塑性破壊する恐れがあり注意を要する。この応力の集中に対処するためには、口径の大きい道路トンネルでは土被

り比が $\lambda = 0.5$ 程度では不足する可能性がある。

- ⑥ 座屈による浮上りの問題については、土被りが $\lambda = 0.5$ 以上で、偏心が小さければほぼ問題ないという結果である。(ただし、詳細な検討にあるものではなく、特に極めて軟弱な地盤ではさらに検討が必要である。)

以上より、水底道路シールドトンネルの土被りは $\lambda = 1.0$ 程度以上とすることが望ましいと考えるが、極めてマクロな検討による結果であり、土被りを小さくする場合の対策方法なども含めて、今後さらに検討することが必要である。

4.4 双設シールドトンネルの離隔

双設トンネルの離隔については、第3章第5節で検討した。これは、乾燥砂の実験により検討を行ったものであるが、このケースでは、切端部の限界的状态すなわち、周辺地盤が受働または主働的破壊を起こすような状況について検討したものである。この結果、土被りが $\lambda = 0.5 \sim 1.0$ 、 $\phi = 30^\circ$ で概ね離隔 $1.0 \sim 1.5 D$ 以上、中心間隔で $2.0 \sim 2.5 D$ 以上離せば、ほぼ相互に影響がないことがわかった。

ただし、これは、切端部の土圧が限界的状态にある場合について相互の影響が小さいことを条件としたものであり、切端の土圧を十分にコントロールできる場合や影響を受け土圧等が増加しても、セグメントの強度を高めることで対処する場合には、もう少し離隔を縮めることが可能であろう。

粘性土地盤については、本研究では十分な検討ができなかったが、第3章2.2のFEM解析の結果から、内圧の大きさによって、周辺地盤の応力および変位の状態が大きく異なり、内圧コントロールの水準を静止土圧に近い状態に維持すれば、周辺地盤の応力、変位が小さくなる訳であるので、これを切端部に置換えて考慮すれば、切端部の土圧コントロールを高い水準(静止土圧に近い状態を意味する。ただし、地盤の性質によって同じ切端土圧でも水準が異なるので相対的なもの)に維持すれば、離隔は小さくともよいということになるが、詳細については今後の課題である。

第 5 章 お わ り に

本報告書は、土木研究所トンネル研究室において、昭和55年度から昭和58年度にかけて行った大口径シールドトンネルの周辺地山の安定性に関する調査研究結果をまとめたものである。

この一連の調査研究は、シールドトンネル工法の道路トンネルへの適用可能性について、周辺地盤の安定性という面から検討したものであるが、道路トンネル断面に相当する大口径シールドトンネルの事例は数少なく、まして本研究で想定しているような大水深下、軟弱地盤における施工例はほとんど皆無である。このため、本研究では、模型実験およびFEM解析を中心に、既往の検討手法あるいは既往の理論をもとに誘導した検討手法を用いて、主として定性的な検討を行ったものであり、この結果、切端の安定性、シールドトンネル本体の浮上り安定性については、地盤の強度特性、シールドトンネルの口径、強度、重量などに強く左右されるけれども、一般に実際の地盤の強度は地中深さが大きくなるほど増加する傾向にあるわけであり、これを考慮すればトンネルの土被りや切端の圧力を適切に選ぶことにより、周辺地盤の安定を図ることは可能であるということができよう。また、双設シールドトンネルについても実験により、どの程度の離隔を保てば安定を保つことができるのか、およその目安を得ることができた。

しかし、周辺地盤の安定性に関する問題点（検討の必要な事項）の内容は幅広く、地盤条件も様々であり、できるだけ各問題点について幅広く検討し、全体の傾向の把握、すなわち問題の全体に網をかぶせるよう努めたけれども、本研究で行った模型実験やFEM解析は、限定した条件を設定した上での数少ないケースを検討したにすぎず、検討が十分でない点も多く、反省を含めて今後の検討課題をまとめると次のようになる。

（切端の安定性について）

- ① 切端部圧力の分布の相違が切端の安定性に与える影響について、さらに検討する必要がある。
- ② 三次元によるFEM解析の実施あるいは、二次元と三次元の解析の相異点についての定量的な把握が必要である。
- ③ 模型実験の寸法効果について実際のシールドトンネル施工事例との比較検討により、確認する必要があるとともにさらに実験ケースを増していく必要があろう。また、FEM解析やその他の検討手法についても実際の施工事例での周辺地盤の挙動と比較検討し、その予測の精度や限界等をさらに明らかにしていく必要がある。
- ④ FEM解析による切端安定性の判断について、本研究では安定限界の判断のしかたとして、主にトンネル径の2%の変位を目安としたが、この妥当性あるいはよりよい方法についてさらに検討が必要である。

（トンネル本体の浮上り安定性について）

- ① トンネルに浮力が作用し、上向きの力が発生した場合の地盤の反力の発生機構について解明する必要がある。
- ② 特に、極めて軟弱な粘性地盤の場合には単に上載地山の重力とのバランスのみでは判断できないと思われるので、この場合の破壊のメカニズムなどについての検討は重要であろう。
- ③ トンネル本体の座屈安定性に関しては、地盤とトンネルとの間に作用する摩擦抵抗や粘着力について明らかにし、これを十分考慮した検討が必要である。

(双設トンネルの離隔について)

- ① 粘性地盤についての検討が必要である。
- ② 最小の離隔を実際のシールドトンネル施工時の周辺地盤の挙動を調べ、模型実験との対応性も含めて検討してゆく必要がある。また、合わせてセグメント覆工の補強や地盤改良等の補助工法を行う場合についても検討する必要がある。

このように残された課題は多いが、実際のシールドトンネルは数多く安全に建設されている訳であり、中には大口径のものも含まれている。これらの経験を生かし、少しずつ大口径シールドの施工実績を積み重ねて適用条件の拡大を図ることも有力な方法であり、特にこれらの事例においてより詳細に周辺地盤の挙動などの調査検討を行うことが極めて重要であろう。このため、充実した事例調査の実施や施工データの整備等について関係者の努力をお願いする次第である。

最後になるが、本研究は、多くの人々の御協力を得て行われた。中でも、現東京都立大学今田徹氏、現日本道路公団島田巖乃氏、現建設省宇都宮国道工事々務所木村美知秋氏の各氏は、いずれも以前土木研究所トンネル研究室に在席され、本研究にも直接携わられた方々である。ここに、本資料を一連の研究の成果として報告するとともに、深甚の謝意を表す次第である。

【参 考 文 献】

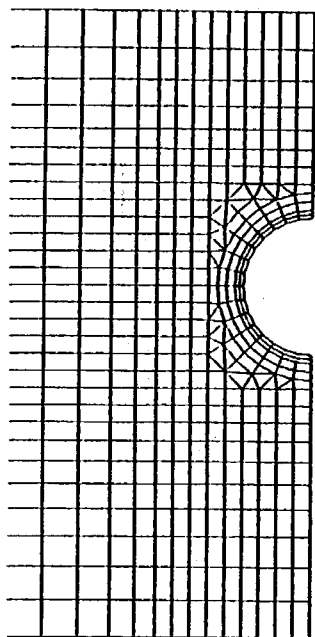
- (1) 佐々木 道 雄 “土圧系シールド工法(1)”，トンネルと地下，（社）日本トンネル技術協会，1981 No 7，p. 65 ～ p. 70
- (2) 沈埋トンネル小委員会 “沈埋トンネルの設計・施工法に関する調査報告書”，（社）土木学会昭和46年， p. 1 ～ p. 9
- (3) 柏 谷 逸 男 “水底トンネル”，鹿島研究所出版会，昭和40年， p. 17 ～ p. 29
- (4) (社)日本トンネル技術協会 “トンネル年報'83”，昭和58年5月
- (5) 最 上 武 雄 編著 “土質力学”，技報堂，1969年， p. 524 ～ p. 591
- (6) 渡 辺 進 “軟弱地盤の調査・設計・施工法”，土質基礎工学ライブラリー1，土質工学会，1966年， p. 81 ～ p. 136
- (7) Bent B. Broms, M. ASCE, and Hans Bennermark “Stability of Clay at Vertical Openings ” Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, January, 1969
- (8) 村 山 朔 郎, 遠 藤 正 明, 橋 場 友 則 “機械化シールドの掘進性能に関する土質力学的考察”，第1回土質工学研究発表会，1966年，
- (9) 村 山 朔 郎 “トンネル土圧”，第3回トンネル工学シンポジウム，（社）土木学会，1966年， p. 14 ～ p. 15
- (10) 水 谷 敏 則 ほか “泥水シールド工法に関する試験研究報告書— 泥水の物性と砂層の安定性に関する試験—”，土木研究所資料第1953号，昭和58年 3月

添 付 図

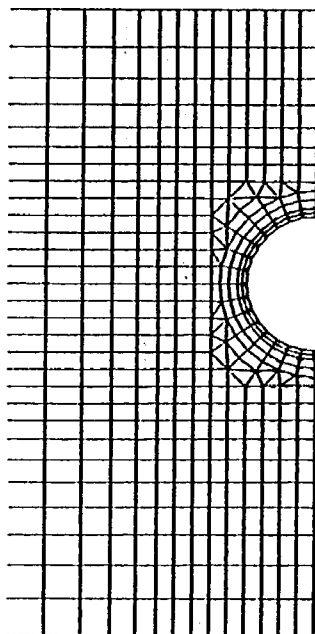
(図-1~93)

3. 2. 2 関 係

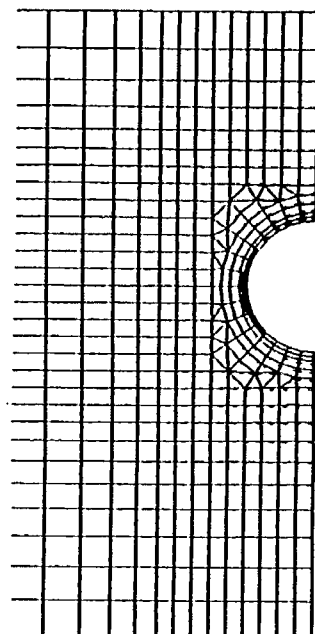
(図-1~14)



内圧(PI)=解放応力 × 0.80
MAX. DISP. 3.91
DISP. SCALE : 4.00E2

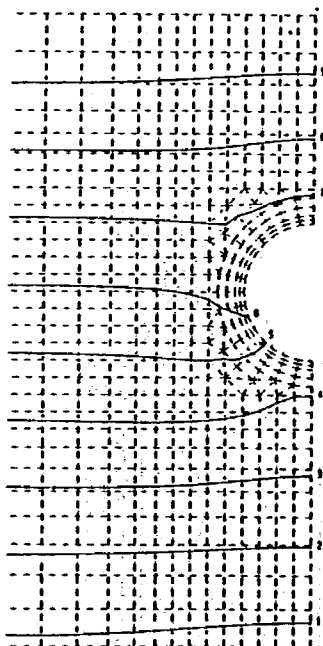


内圧(PI)=解放応力 × 0.40
MAX. DISP. 1.17E1
DISP. SCALE : 4.00E2

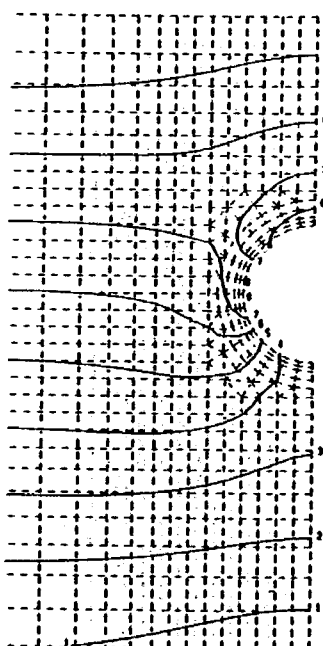


内圧(PI)=解放応力 × 0.0
MAX. DISP. 1.96E1
DISP. SCALE : 4.00E2

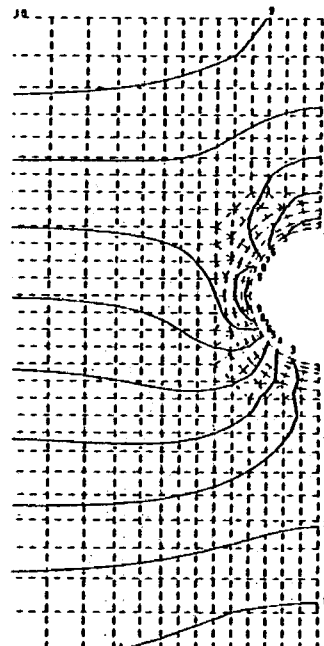
図-1 (1) 変位図 (変換両翼= 0.0 kg/cm², c=5.0kg/cm², $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0020\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(PI)=解放応力 × 0.80

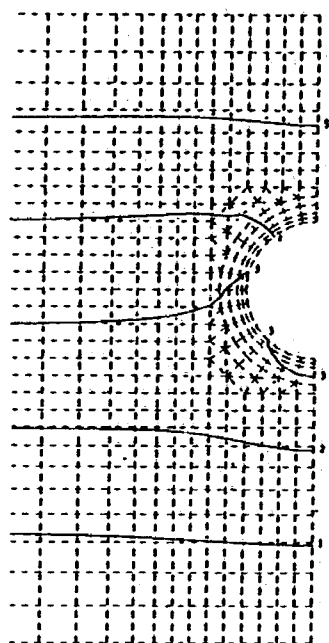


内圧(PI)=解放応力 × 0.40

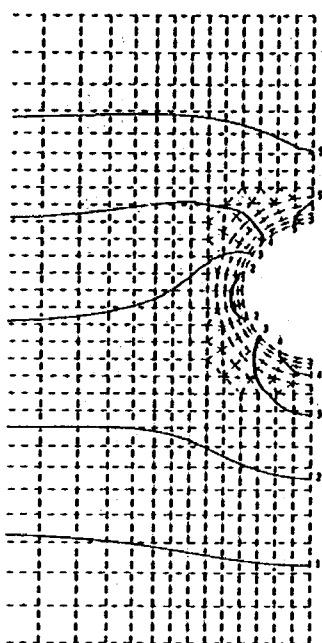


内圧(PI)=解放応力 × 0.0

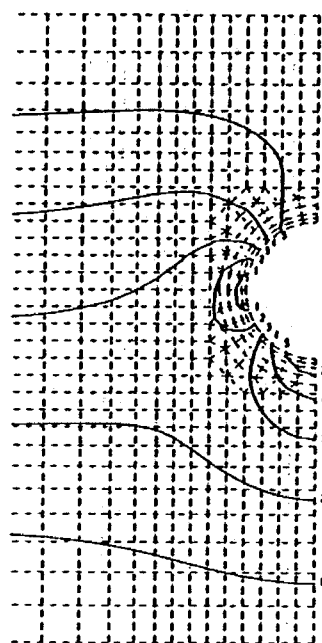
図-1 (2) 水平応力の分布 (変換両翼= 0.0 kg/cm², c=5.0kg/cm², $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0020\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.80$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.0$



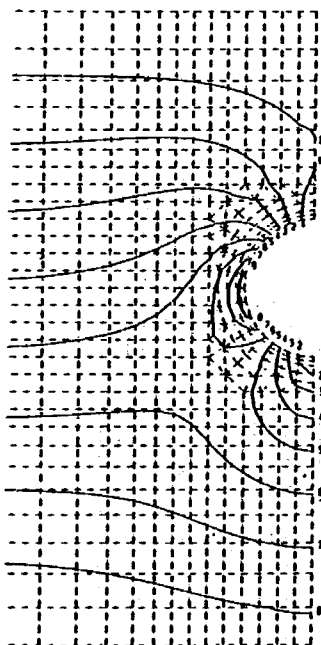
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.40$



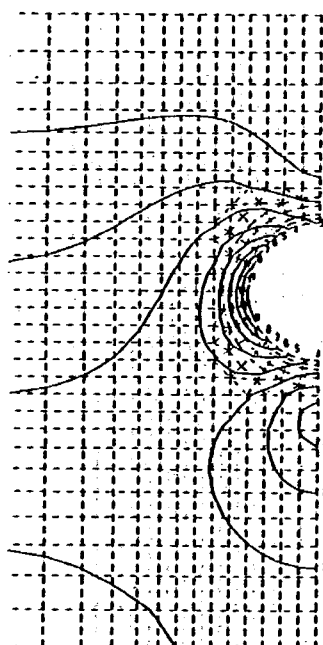
図-1 (3) 鉛直応力の分布 (表紙荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 0$, 粘性土)

$r = 0.0020 \text{ kg/cm}^2$ $\nu = 0.35$ $E = 284 \text{ kg/cm}^2$

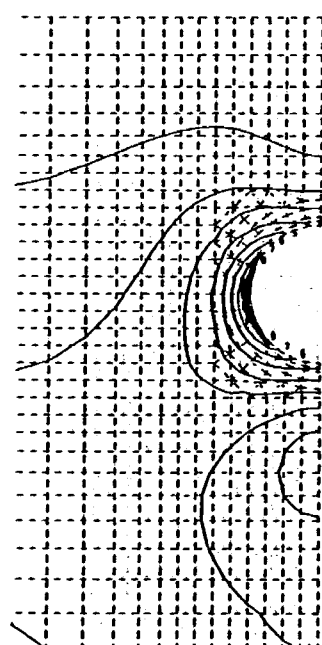
$\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.80$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.40$



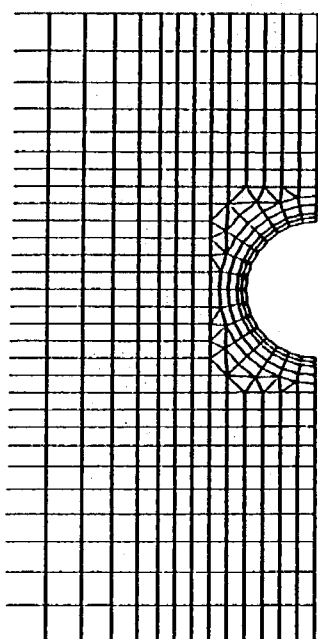
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.0$



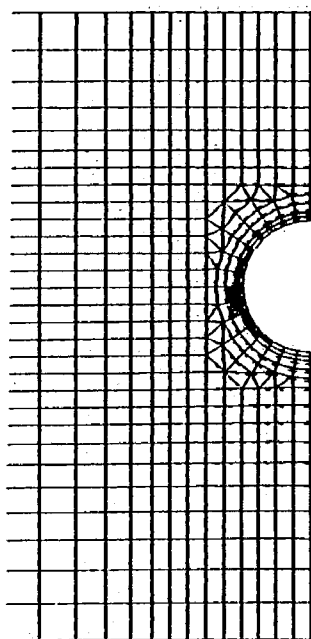
図-1 (4) 最大せん断応力の分布 (表紙荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 0$, 粘性土)

$r = 0.0020 \text{ kg/cm}^2$ $\nu = 0.35$ $E = 284 \text{ kg/cm}^2$

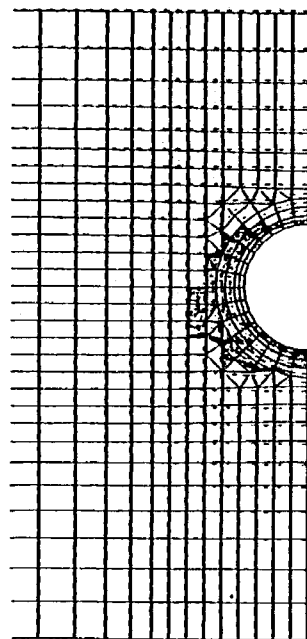
$\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.80$
 MAX. DISP 6.89
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$



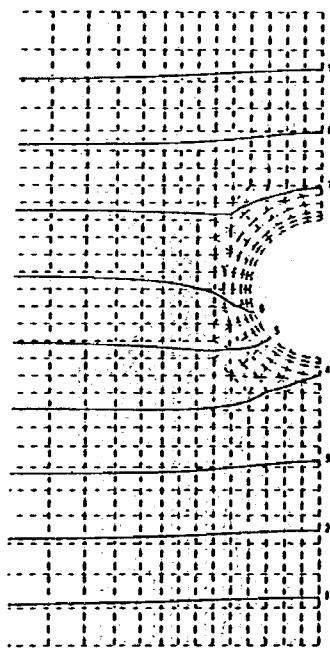
内圧(PI)=解放応力 $\times 0.40$
 MAX. DISP 2.09E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$



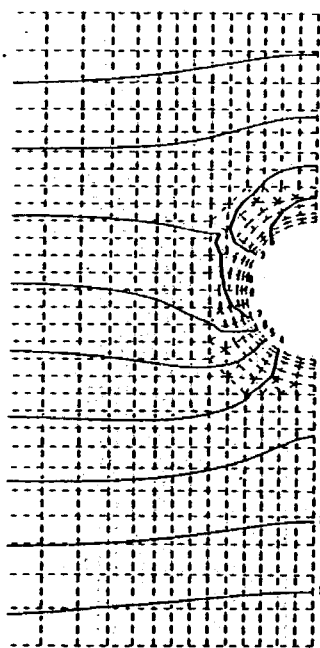
内圧(PI)=解放応力 $\times 0.0$
 MAX. DISP 3.89E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

図-2 (1) 変位図

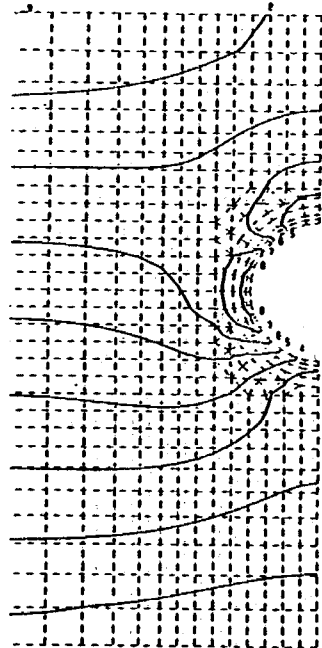
(覆被荷重=0.0 kg/cm², $c=2.5g/cm^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018g/cm^3$, $\nu=0.4$, $\xi=141.4g/cm^2$
 $\lambda=1.5$, $D=1320cm$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.80$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.40$

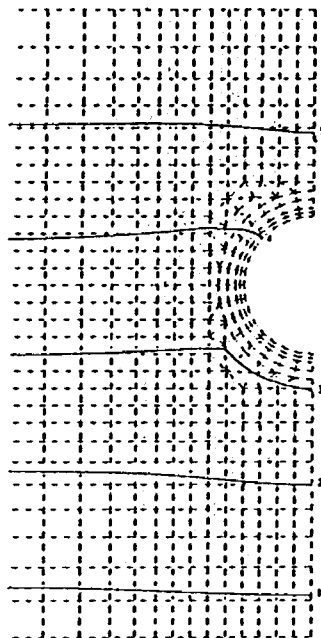


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.0$

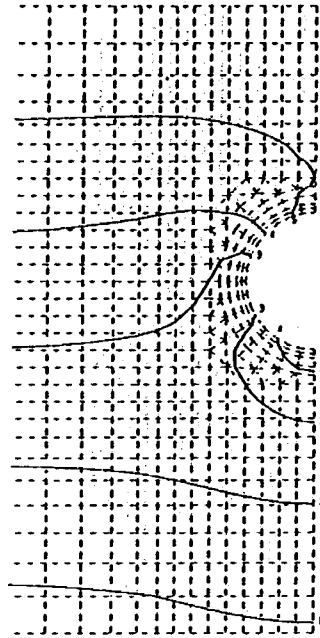
図-2 (2)

水平応力の分布 (覆被荷重=0.0 kg/cm², $c=2.5g/cm^2$, $\beta=0$, 粘性土)

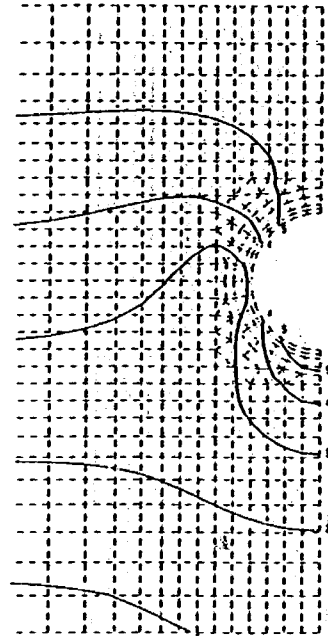
$\gamma=0.0018g/cm^3$, $\nu=0.4$, $\xi=141.4g/cm^2$
 $\lambda=1.5$, $D=1320cm$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.80$



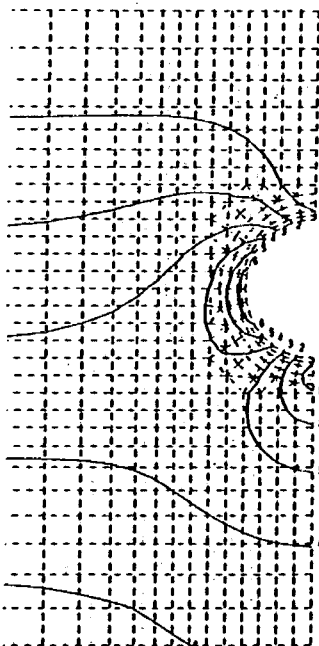
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.40$



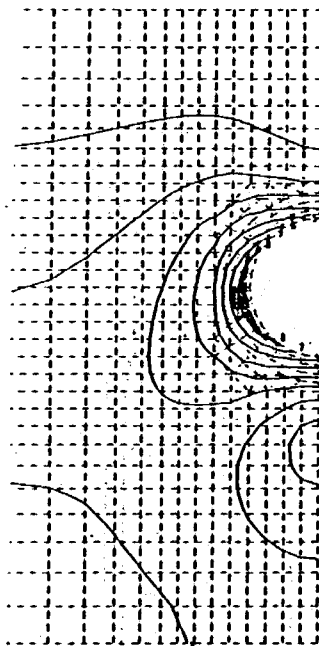
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.0$



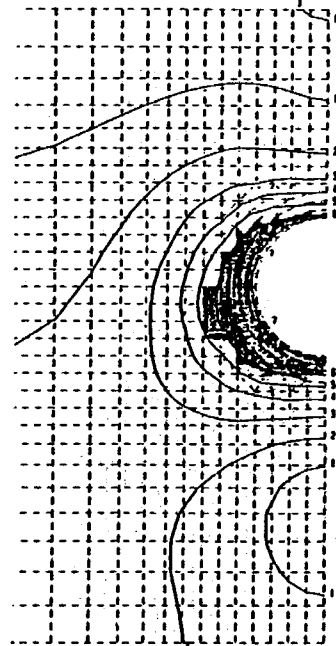
図-2(3) 鉛直応力の分布 (覆土厚=0.0 kg/cm², $c=2.5$ kg/cm², $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018$ kg/cm³, $\nu=0.4$, $\xi=141.7$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$, $D=1320$ cm



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.80$



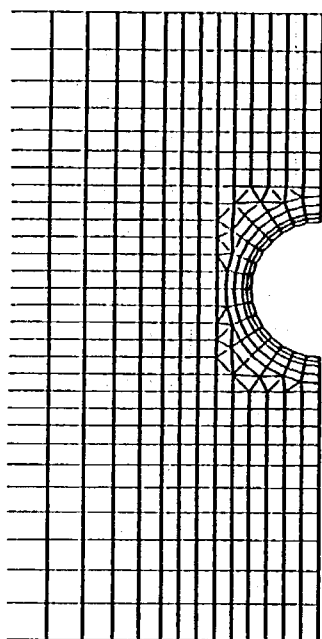
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.40$



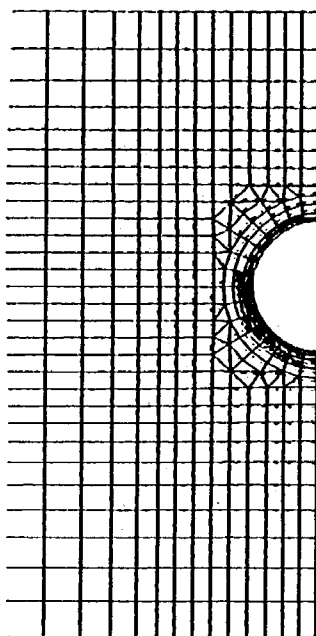
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.0$



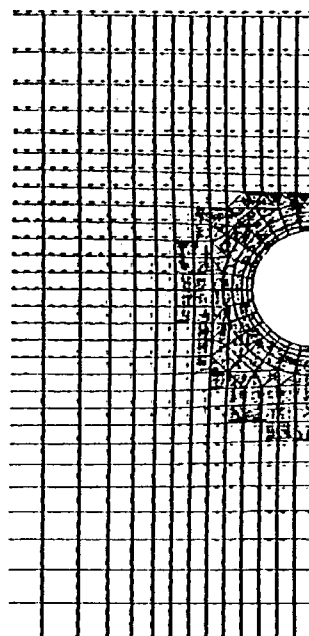
図-2(4) 最大せん断応力の分布 (覆土厚=0.0 kg/cm², $c=2.5$ kg/cm², $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018$ kg/cm³, $\nu=0.4$, $\xi=141.7$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$, $D=1320$ cm



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.90$
 MAX. DISP. 8.10
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

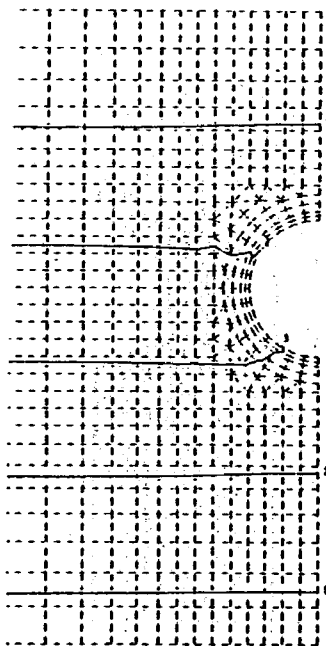


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.70$
 MAX. DISP. 2.58E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

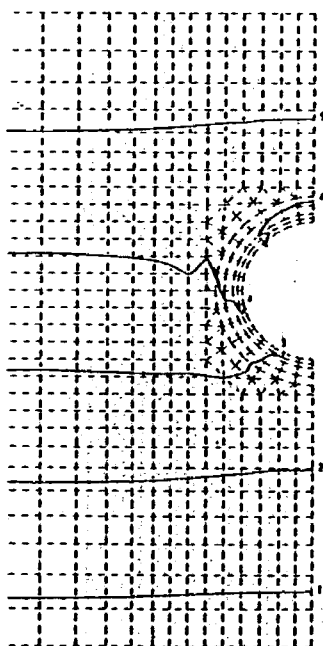


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.50$
 MAX. DISP. -5.93E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

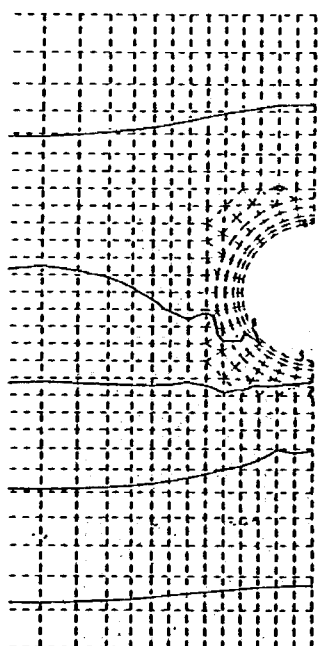
図-3 (1) 変位図 (表板荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.001 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.90$

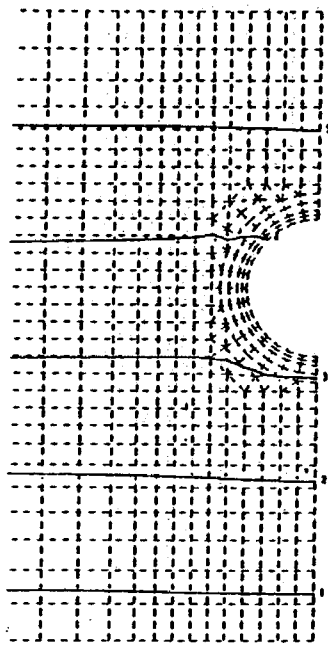


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.70$

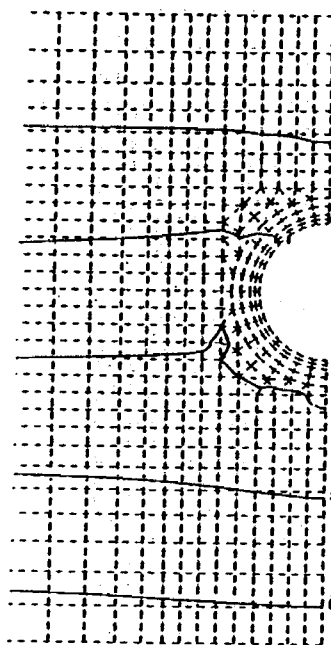


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.50$

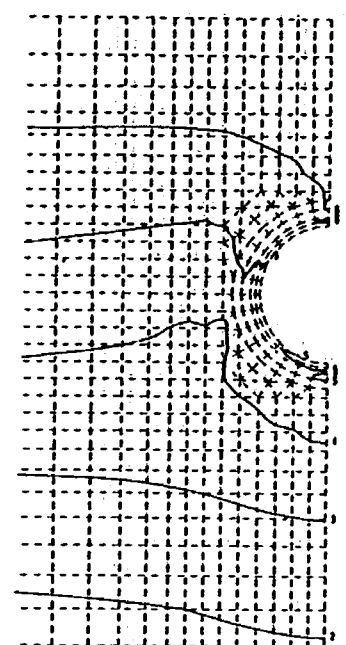
図-3 (2) 水平応力の分布 (表板荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.001 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.90$



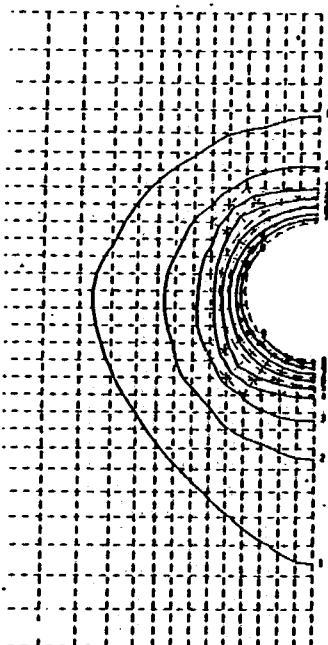
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.70$



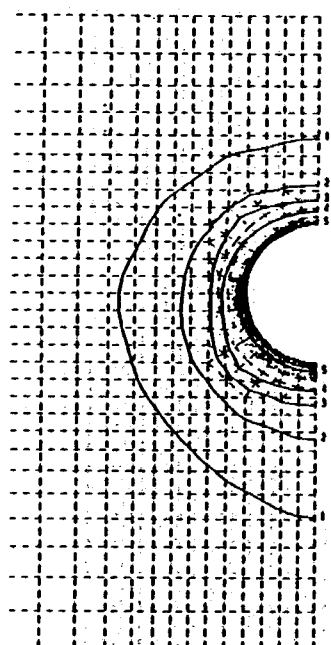
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.50$



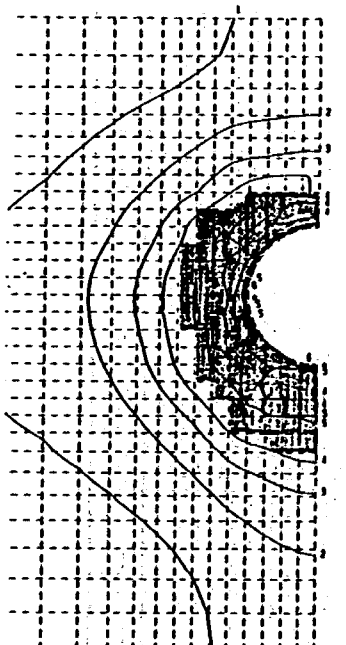
図-3 (3) 鉛直応力の分布 (実験荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.001 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.90$



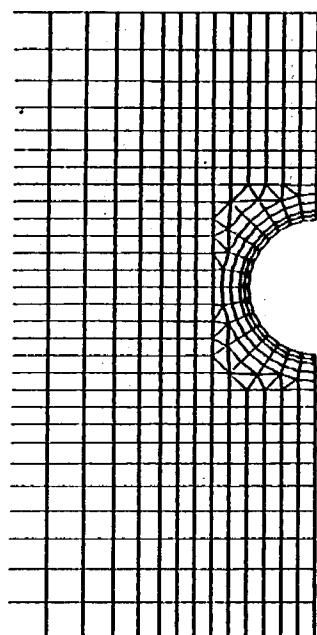
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.70$



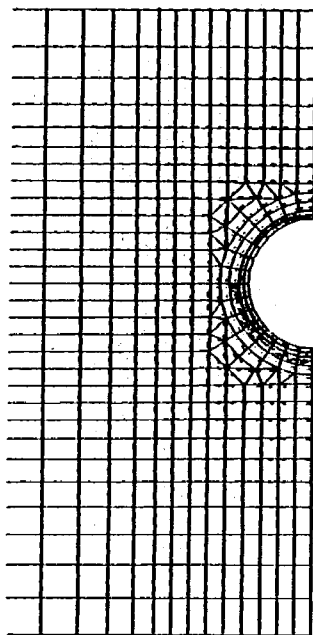
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.50$



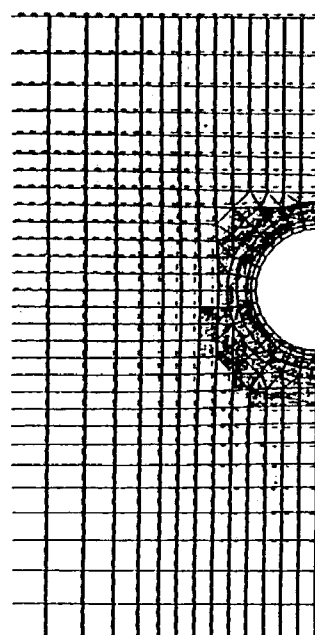
図-3 (4) 最大せん断応力の分布 (実験荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.001 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.95$
 MAX. DISP 8.28
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

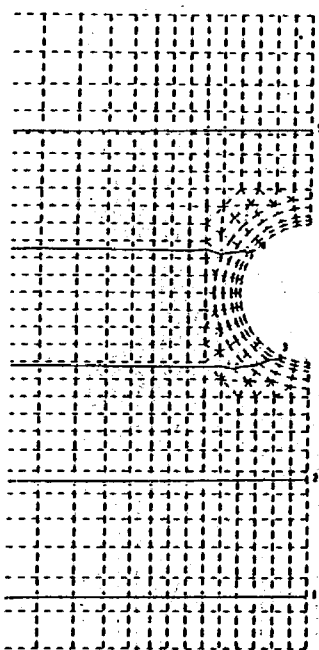


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.85$
 MAX. DISP 2.57E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

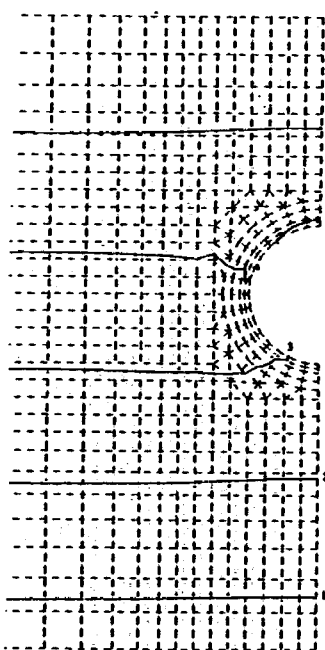


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.75$
 MAX. DISP 5.10E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

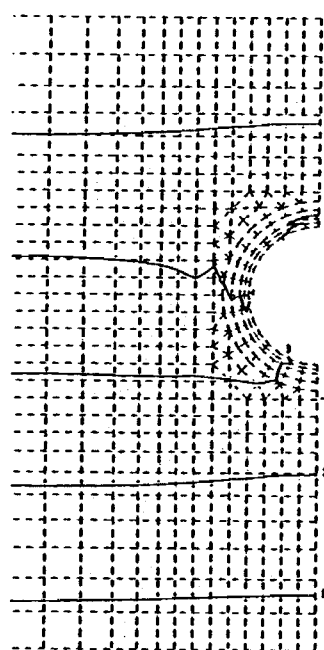
図-4 (1) 変位図 (表紙両面 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu=0.49$, $E=27.4 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$, $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.95$

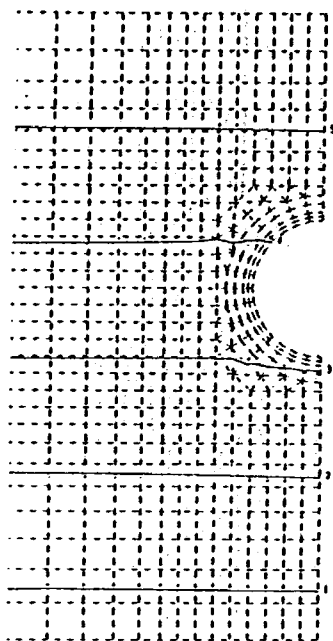


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.85$



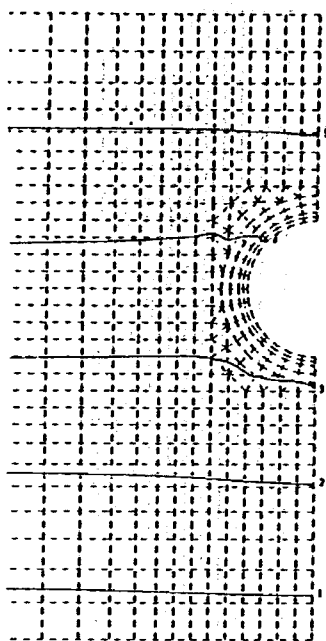
内圧(PI)=解放応力 $\times 0.75$

図-4 (2) 水平応力の分布 (表紙両面 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu=0.49$, $E=27.4 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$, $D=1320 \text{ cm}$



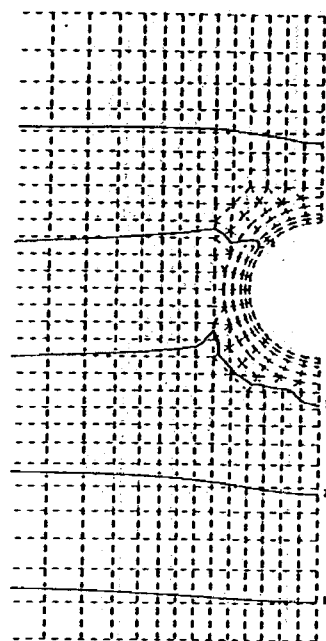
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.95$

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15
-0.20
-0.25
-0.30
-0.35
-0.40
-0.45
-0.50
-0.55
-0.60
-0.65
-0.70
-0.75
-0.80
-0.85
-0.90
-0.95
-1.00



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.85$

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15
-0.20
-0.25
-0.30
-0.35
-0.40
-0.45
-0.50
-0.55
-0.60
-0.65
-0.70
-0.75
-0.80
-0.85
-0.90
-0.95
-1.00



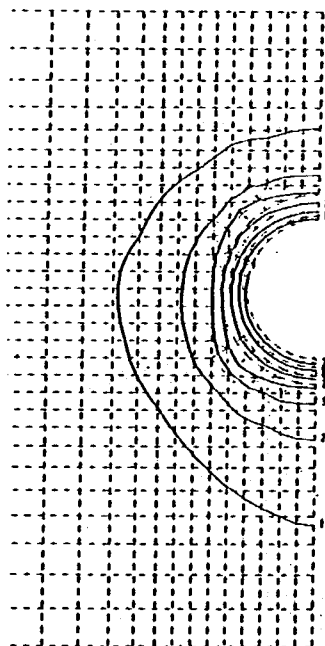
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.75$

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15
-0.20
-0.25
-0.30
-0.35
-0.40
-0.45
-0.50
-0.55
-0.60
-0.65
-0.70
-0.75
-0.80
-0.85
-0.90
-0.95
-1.00

図-4 (3) 鉛直応力の分布 (覆土荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

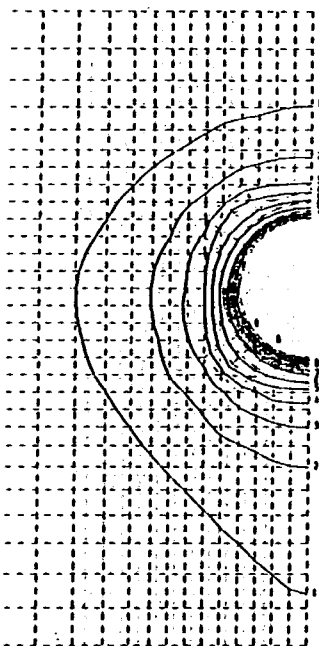
$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu=0.49$, $\epsilon=27.4 \text{ kg/cm}^2$

$\lambda=1.5$, $D=1320 \text{ cm}$



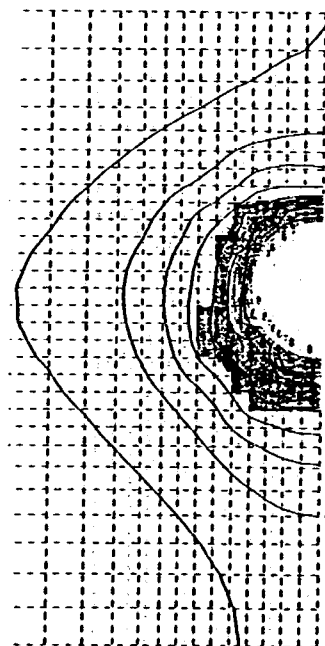
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.95$

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15
-0.20
-0.25
-0.30
-0.35
-0.40
-0.45
-0.50
-0.55
-0.60
-0.65
-0.70
-0.75
-0.80
-0.85
-0.90
-0.95
-1.00



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.85$

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15
-0.20
-0.25
-0.30
-0.35
-0.40
-0.45
-0.50
-0.55
-0.60
-0.65
-0.70
-0.75
-0.80
-0.85
-0.90
-0.95
-1.00



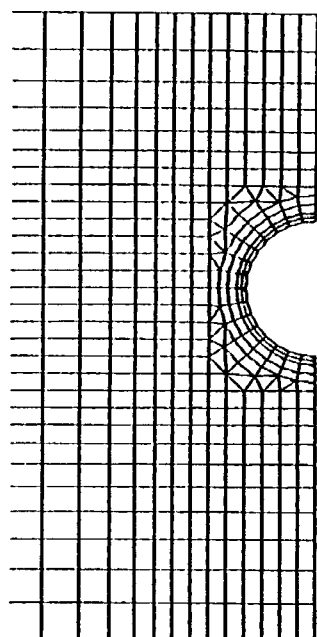
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.75$

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15
-0.20
-0.25
-0.30
-0.35
-0.40
-0.45
-0.50
-0.55
-0.60
-0.65
-0.70
-0.75
-0.80
-0.85
-0.90
-0.95
-1.00

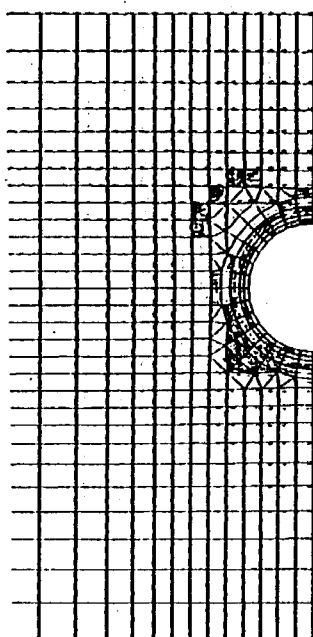
図-4 (4) 最大せん断応力の分布 (覆土荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu=0.49$, $\epsilon=27.4 \text{ kg/cm}^2$

$\lambda=1.5$, $D=1320 \text{ cm}$

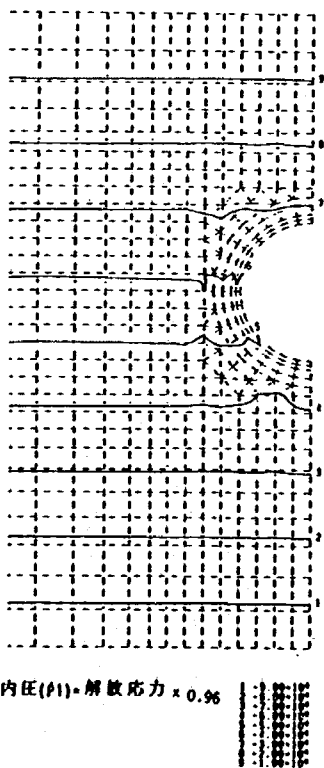


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.96$
 MAX. DISP. 9.59
 DISP. SCALE : $\longrightarrow 4.00E2$

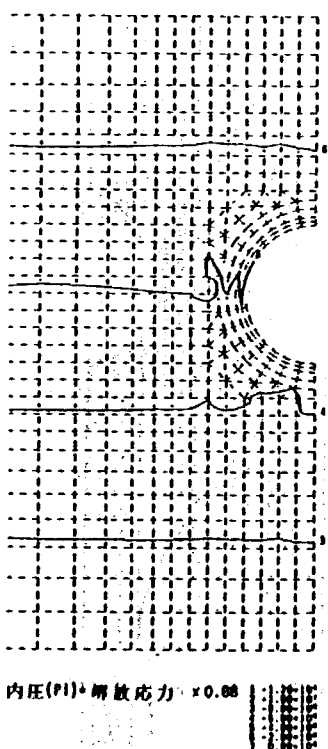


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.88$
 MAX. DISP. -3.13E1
 DISP. SCALE : $\longrightarrow 4.00E2$

図-5 (1) 変位図 (試験両面 $\gamma = 0.0 \text{ kg/cm}^3$, $c = 0.29 \text{ g/cm}^3$, $\beta = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.499$ $E = 13.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$

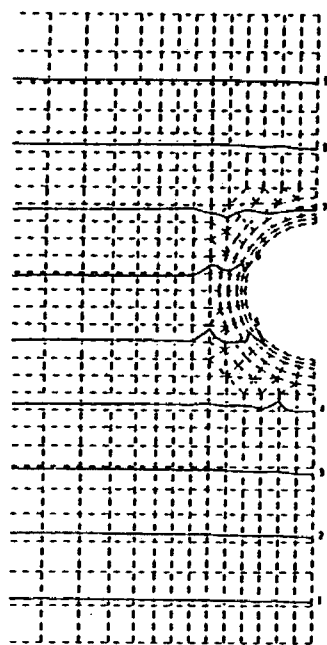


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.96$

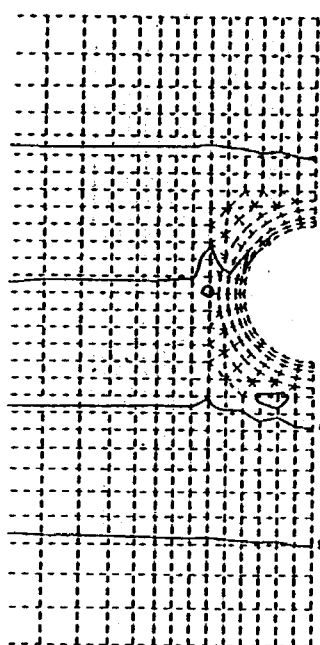


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.88$

図-5 (2) 水平応力の分布 (試験両面 $\gamma = 0.0 \text{ kg/cm}^3$, $c = 0.29 \text{ g/cm}^3$, $\beta = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.499$ $E = 13.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



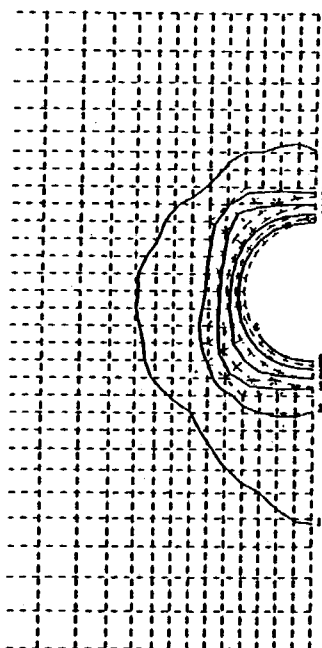
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.96$



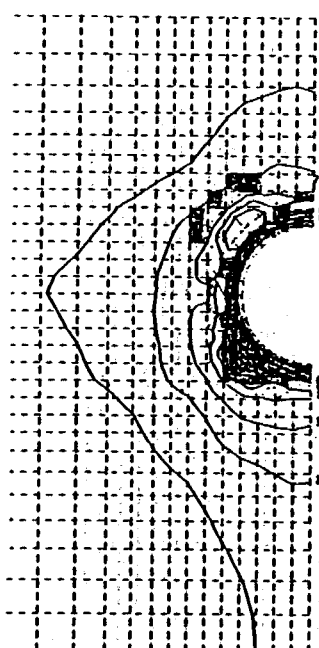
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.88$



図-5(3) 鉛直応力の分布 (表被覆重=0.0 kg/cm², $c=0.25$ kg/cm², $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0016$ kg/cm³ $\nu=0.499$ $E=13.1$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



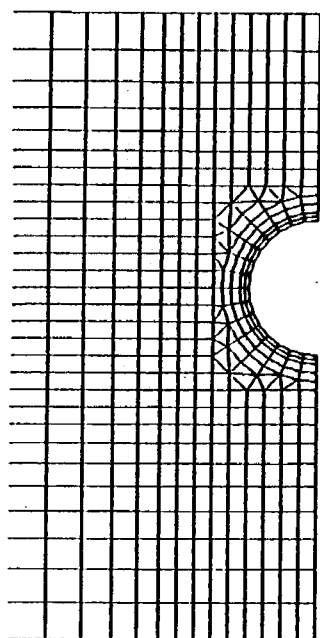
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.96$



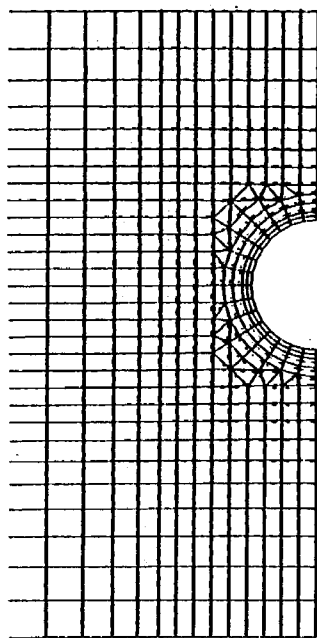
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.88$



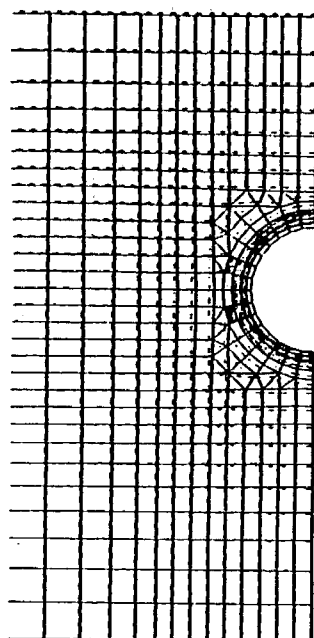
図-5(4) 最大せん断応力の分布 (表被覆重=0.0 kg/cm², $c=0.25$ kg/cm², $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0016$ kg/cm³ $\nu=0.499$ $E=13.1$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.90$
 MAX. DISP. 8.10
 DISP. SCALE: $\rightarrow 4.00E2$

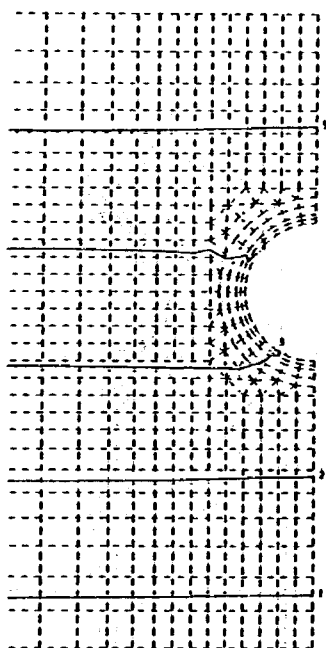


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.70$
 MAX. DISP. 2.43E1
 DISP. SCALE: $\rightarrow 4.00E2$

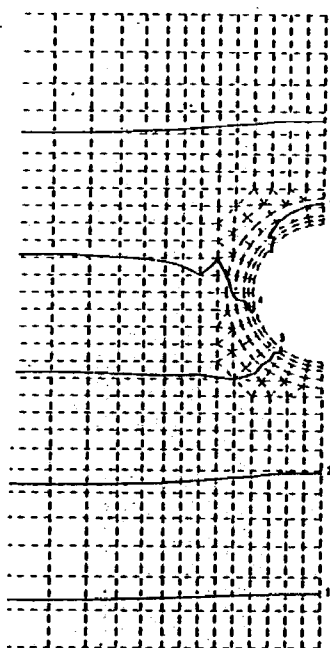


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.50$
 MAX. DISP. 4.19E1
 DISP. SCALE: $\rightarrow 4.00E2$

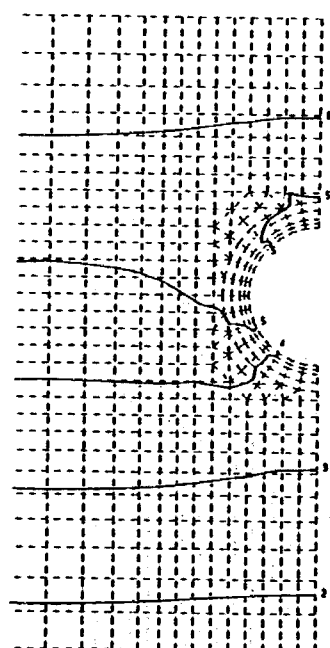
図-6 (1) 変位図 (試験荷重= 0.0 kg/cm², $c=1.0$ kg/cm², $f=10$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018$ kg/cm³ $\nu=0.49$ $E=56.0$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.90$

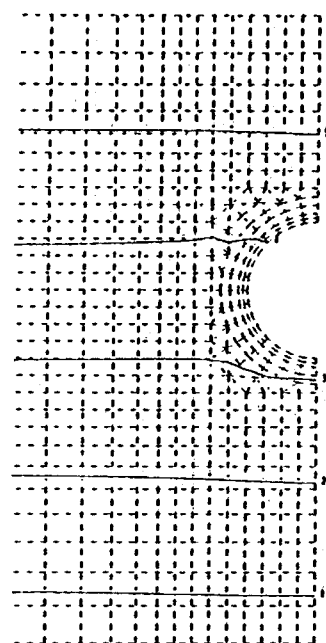


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.70$



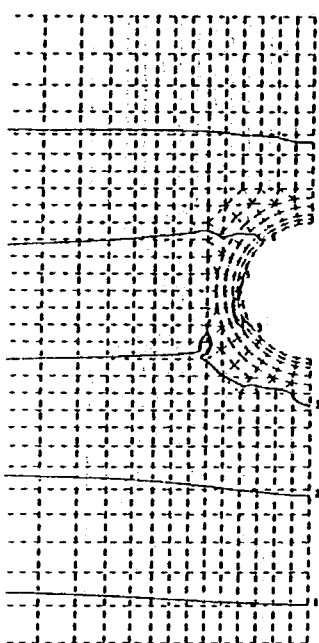
内圧(PI)=解放応力 $\times 0.50$

図-6 (2) 水平応力の分布 (試験荷重= 0.0 kg/cm², $c=1.0$ kg/cm², $f=10$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018$ kg/cm³ $\nu=0.49$ $E=56.0$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



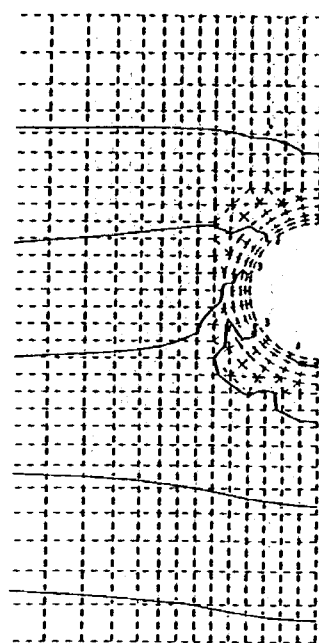
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.90$

1.00-1.00
0.90-0.90
0.80-0.80
0.70-0.70
0.60-0.60
0.50-0.50
0.40-0.40
0.30-0.30
0.20-0.20
0.10-0.10
0.00-0.00



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.70$

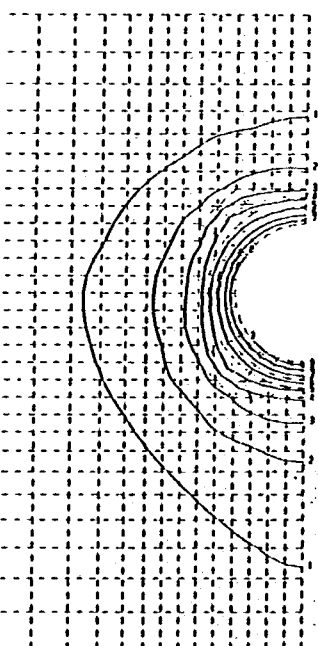
1.00-1.00
0.90-0.90
0.80-0.80
0.70-0.70
0.60-0.60
0.50-0.50
0.40-0.40
0.30-0.30
0.20-0.20
0.10-0.10
0.00-0.00



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.50$

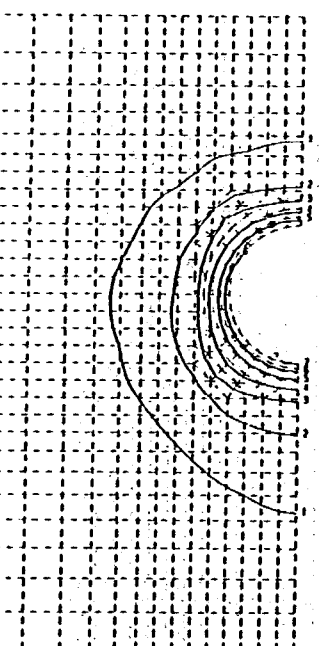
1.00-1.00
0.90-0.90
0.80-0.80
0.70-0.70
0.60-0.60
0.50-0.50
0.40-0.40
0.30-0.30
0.20-0.20
0.10-0.10
0.00-0.00

図-6 (3) 鉛直応力の分布 (表被覆重 $\gamma = 0.018 \text{ kg/cm}^3$, $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 10^\circ$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu = 0.49$, $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$, $D = 1320 \text{ cm}$



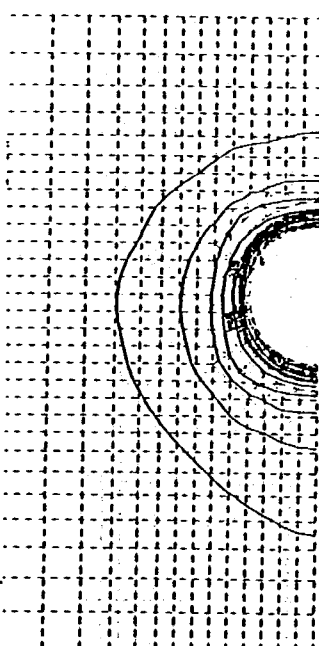
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.90$

1.00-1.00
0.90-0.90
0.80-0.80
0.70-0.70
0.60-0.60
0.50-0.50
0.40-0.40
0.30-0.30
0.20-0.20
0.10-0.10
0.00-0.00



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.70$

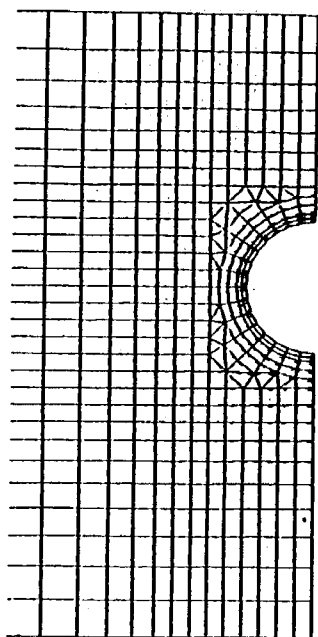
1.00-1.00
0.90-0.90
0.80-0.80
0.70-0.70
0.60-0.60
0.50-0.50
0.40-0.40
0.30-0.30
0.20-0.20
0.10-0.10
0.00-0.00



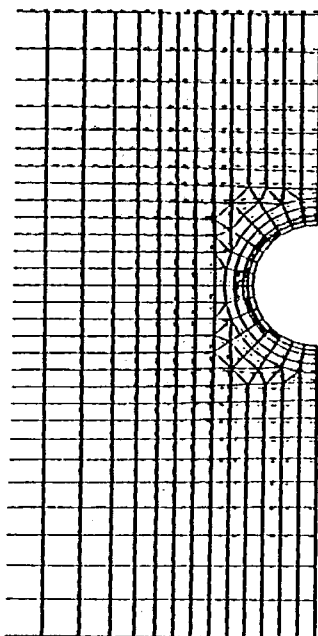
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.50$

1.00-1.00
0.90-0.90
0.80-0.80
0.70-0.70
0.60-0.60
0.50-0.50
0.40-0.40
0.30-0.30
0.20-0.20
0.10-0.10
0.00-0.00

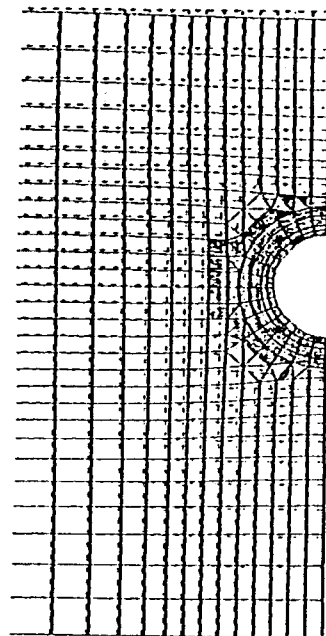
図-6 (4) 最大せん断応力の分布 (表被覆重 $\gamma = 0.018 \text{ kg/cm}^3$, $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 10^\circ$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu = 0.49$, $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$, $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.80$
 MAX. DISP 1.74E1
 DISP. SCALE : $\longrightarrow 4.00E2$

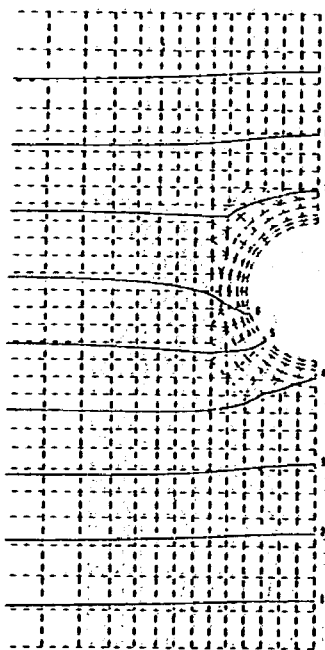


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.40$
 MAX. DISP 5.28E1
 DISP. SCALE : $\longrightarrow 4.00E2$

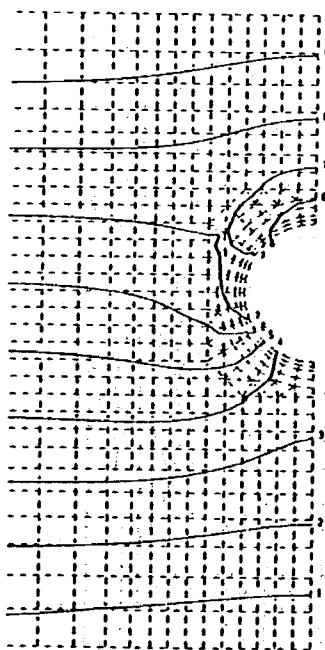


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.0$
 MAX. DISP 1.10E2
 DISP. SCALE : $\longrightarrow 4.00E2$

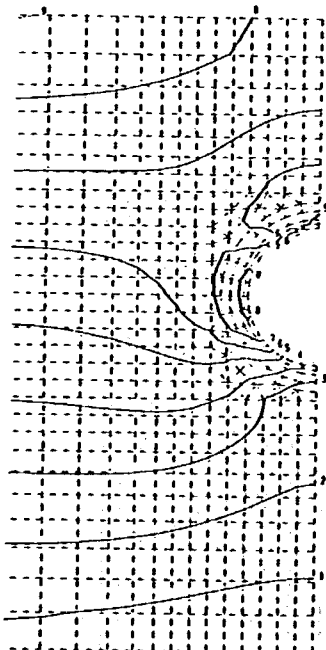
図-7(1) 変位図 (表紙両翼 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 20$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.4$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.80$

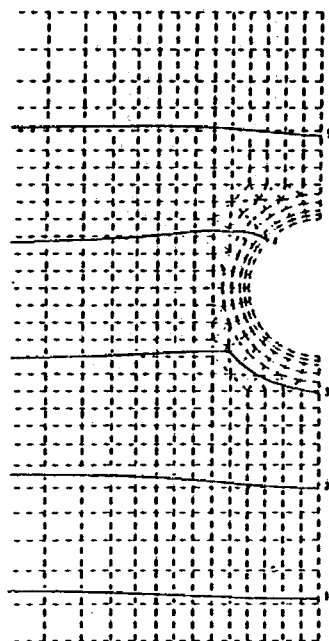


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.40$

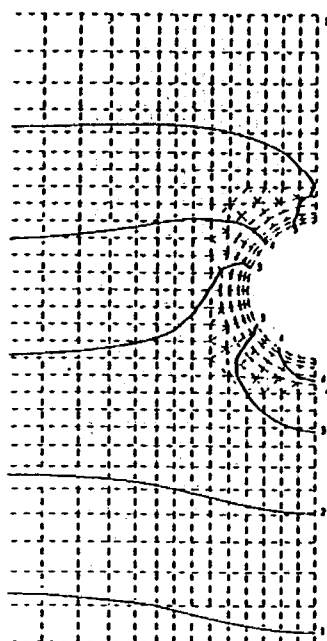


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.0$

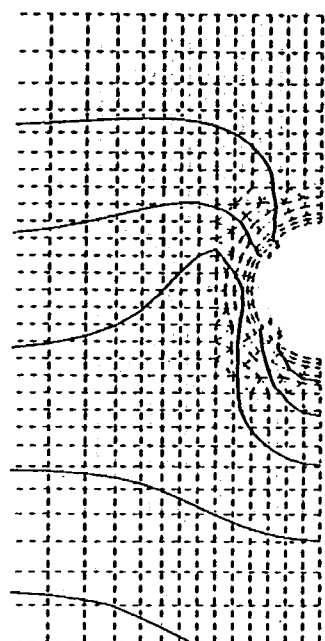
図-7(2) 水平応力の分布 (表紙両翼 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 20$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.4$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)・解放応力 $\times 0.80$

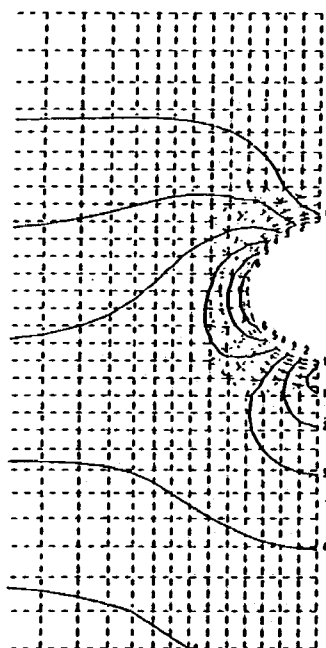


内圧(PI)・解放応力 $\times 0.40$

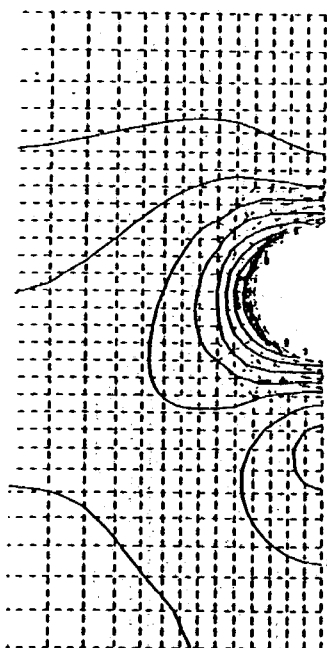


内圧(PI)・解放応力 $\times 0.0$

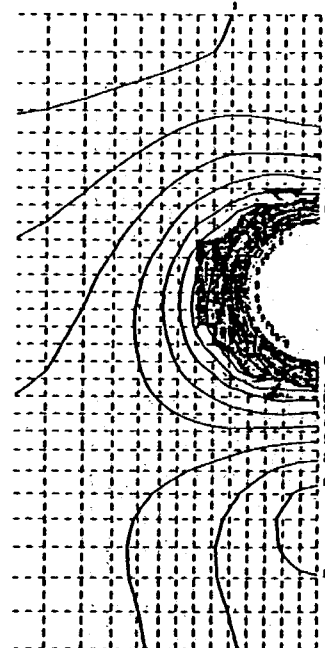
図-7 (3) 鉛直応力の分布 (敷設荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $f = 20$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.4$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)・解放応力 $\times 0.80$

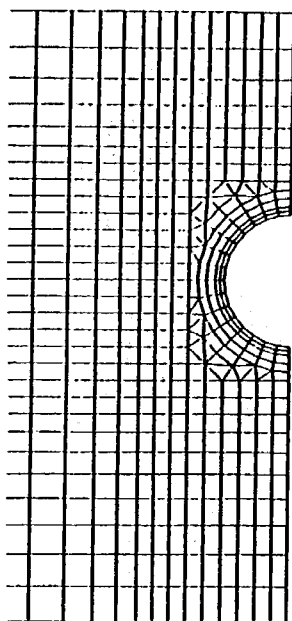


内圧(PI)・解放応力 $\times 0.40$

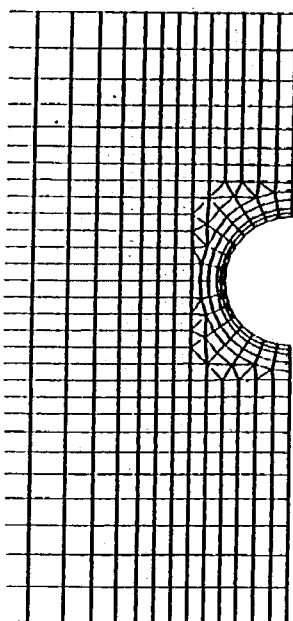


内圧(PI)・解放応力 $\times 0.0$

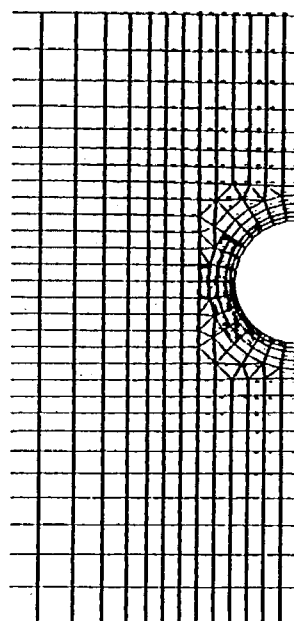
図-7 (4) 最大せん断応力の分布 (敷設荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $f = 20$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P_i)=解放応力 $\times 0.80$
 MAX. DISP -6.03
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

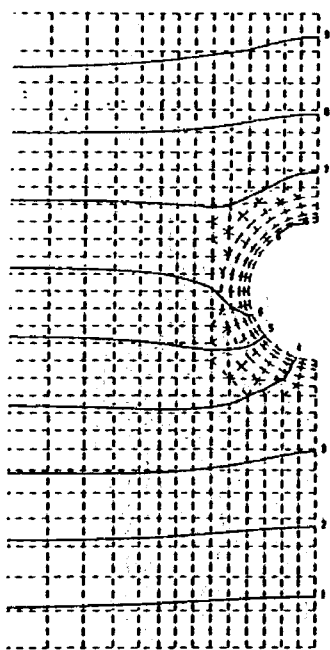


内圧(P_i)=解放応力 $\times 0.40$
 MAX. DISP -1.82E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

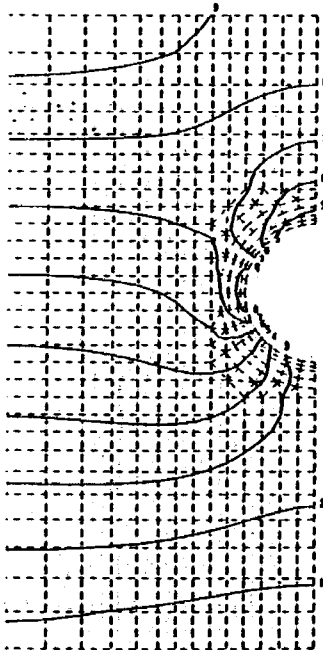


内圧(P_i)=解放応力 $\times 0.0$
 MAX. DISP -3.27E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

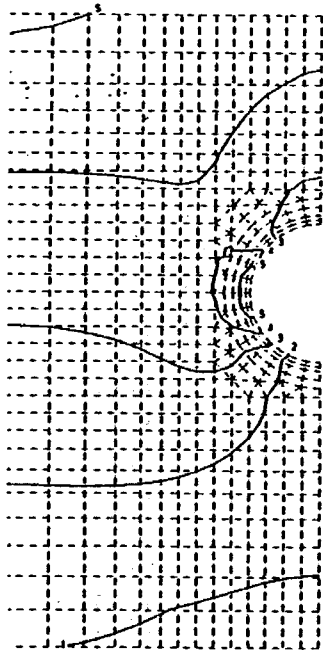
図-8 (1) 変位図 (表層荷重= 2.9 kg/cm^2 , $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0020 \text{ g/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ g/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P_i)=解放応力 $\times 0.80$

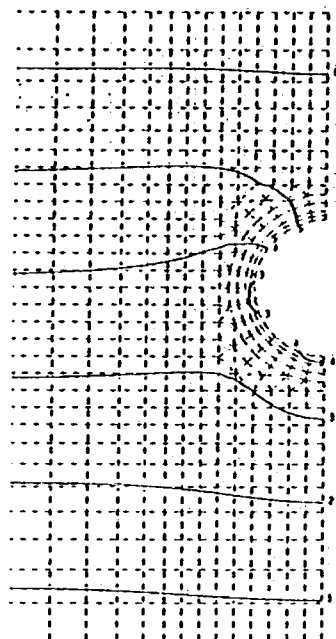


内圧(P_i)=解放応力 $\times 0.40$

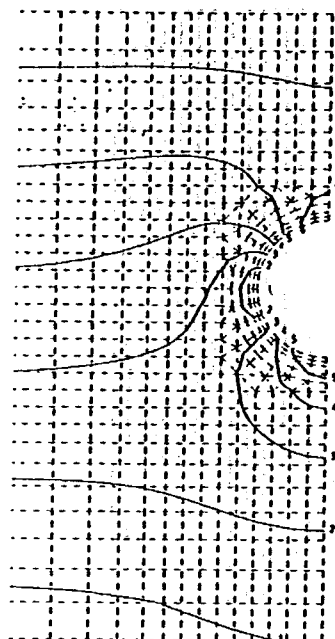


内圧(P_i)=解放応力 $\times 0.0$

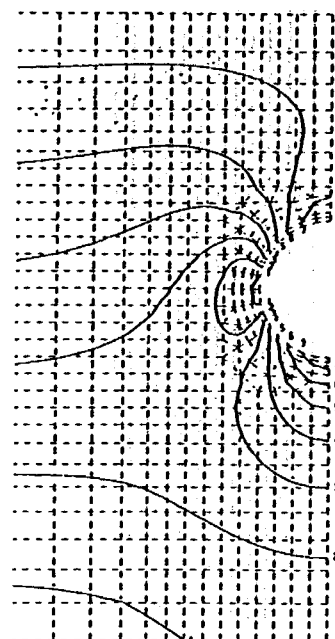
図-8 (2) 水平応力の分布 (表層荷重= 2.9 kg/cm^2 , $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0020 \text{ g/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ g/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1) = 解放応力 $\times$ 0.80

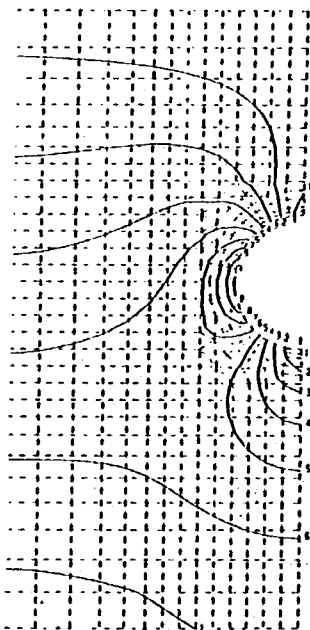


内圧(P1) = 解放応力 $\times$ 0.40

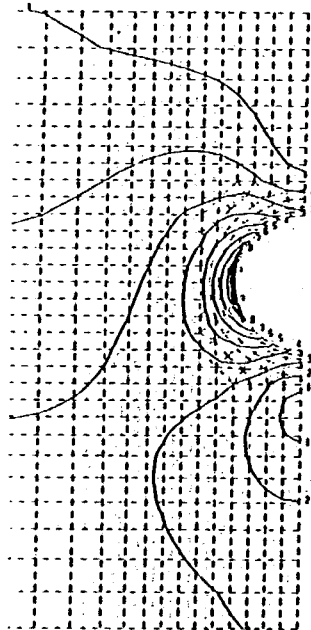


内圧(P1) = 解放応力 $\times$ 0.0

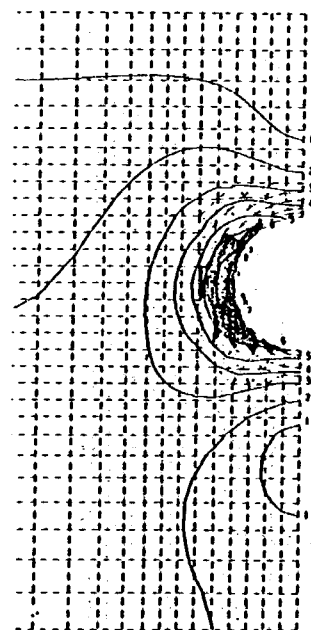
図-8(3) 鉛直応力の分布 (表紙荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0020 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.35$ $E = 284.6 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1) = 解放応力 $\times$ 0.80

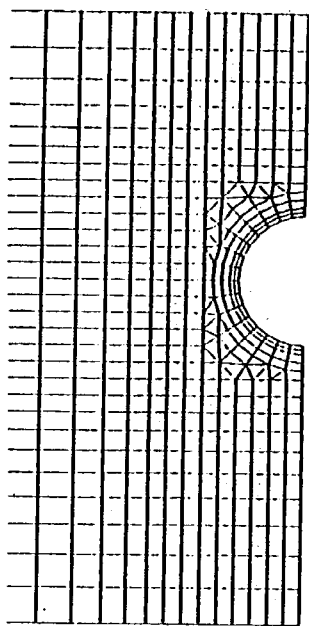


内圧(P1) = 解放応力 $\times$ 0.40

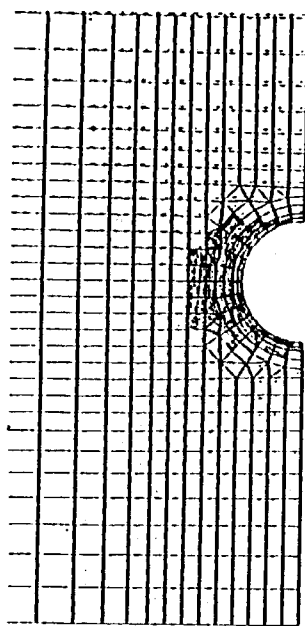


内圧(P1) = 解放応力 $\times$ 0.0

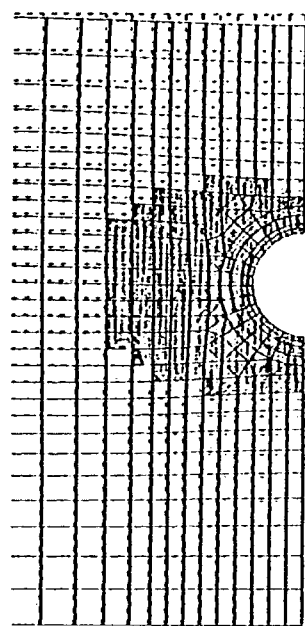
図-8(4) 最大せん断応力の分布 (表紙荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0020 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.35$ $E = 284.6 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内压(PI)=解放応力 $\times 0.80$
 MAX. DISP. -1.14E1
 DISP. SCALE : 4.00E2

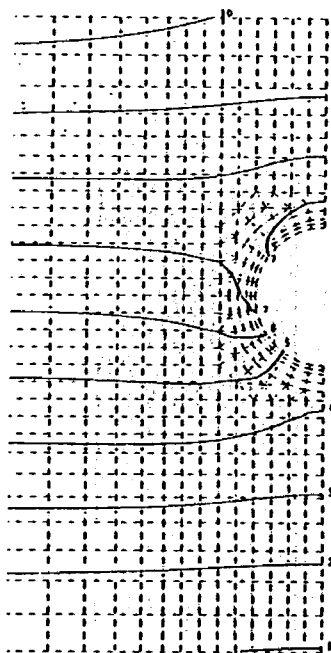


内压(PI)=解放応力 $\times 0.40$
 MAX. DISP. -4.35E1
 DISP. SCALE : 4.00E2

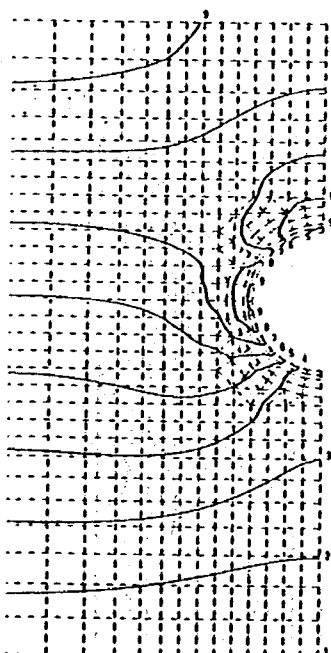


内压(PI)=解放応力 $\times 0.0$
 MAX. DISP. -1.16E2
 DISP. SCALE : 4.00E2

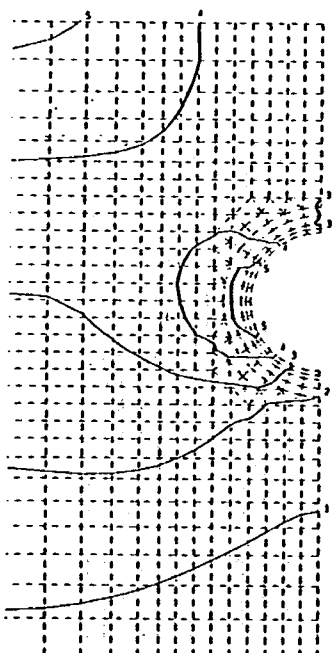
図-9(1) 変位図 (表裏両面 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu=0.4$, $E=141.2 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$, $B=1320 \text{ cm}$



内压(PI)=解放応力 $\times 0.80$

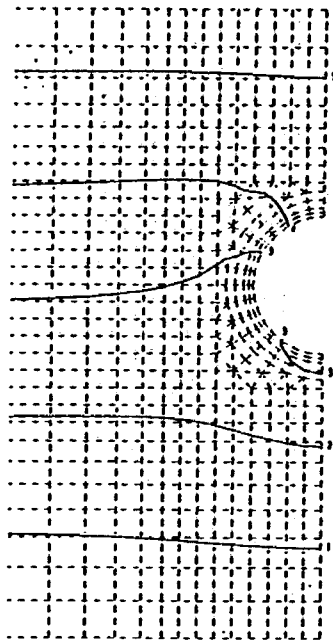


内压(PI)=解放応力 $\times 0.40$

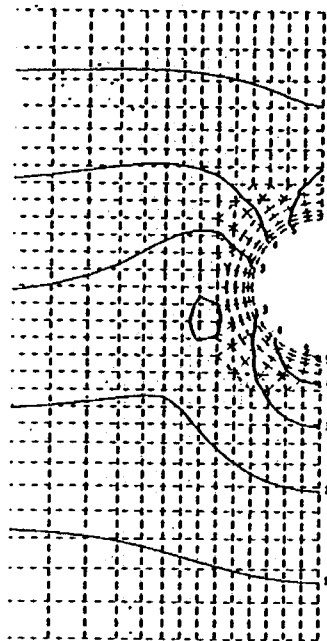


内压(PI)=解放応力 $\times 0.0$

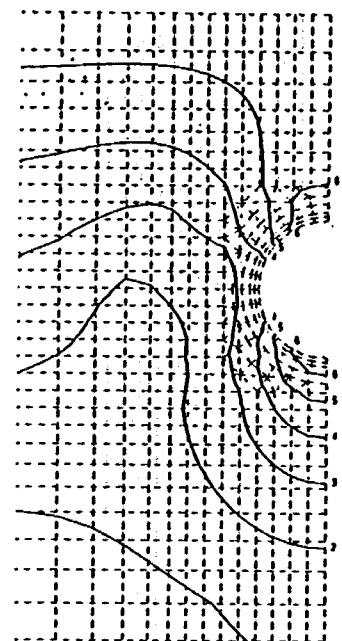
図-9(2) 水平応力の分布 (表裏両面 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu=0.4$, $E=141.2 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$, $B=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 x 0.80

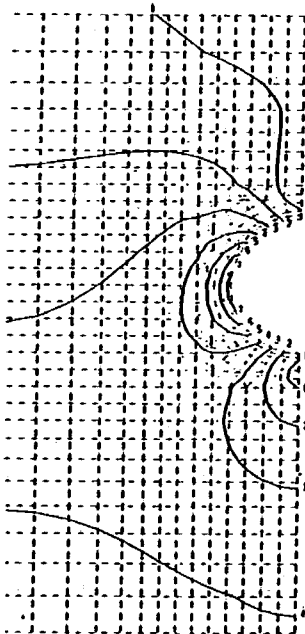


内圧(P1)・解放応力 x 0.40

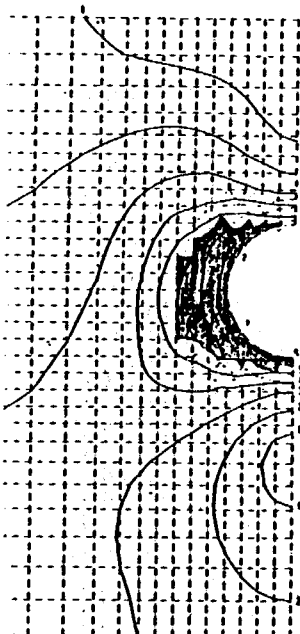


内圧(P1)・解放応力 x 0.0

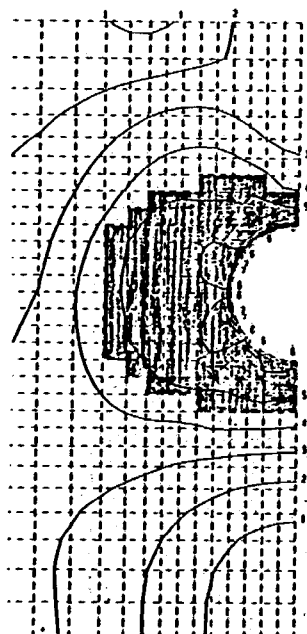
図-9(3) 鉛直応力の分布 (覆土荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu = 0.4$, $E = 141.7 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$, $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 x 0.80

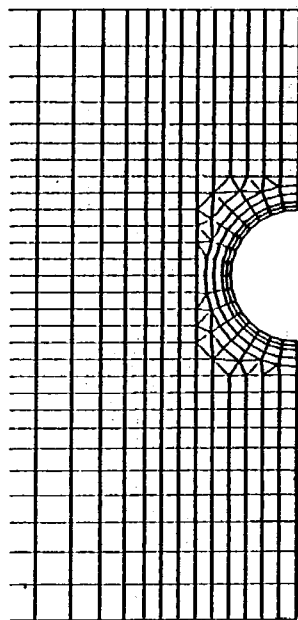


内圧(P1)・解放応力 x 0.40

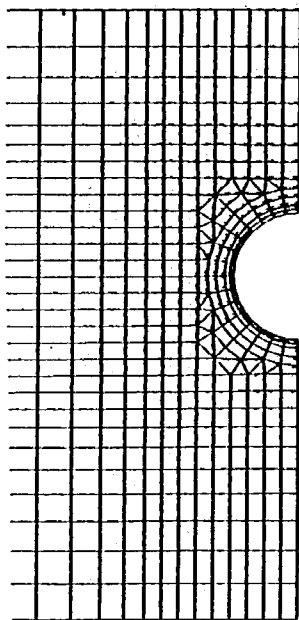


内圧(P1)・解放応力 x 0.0

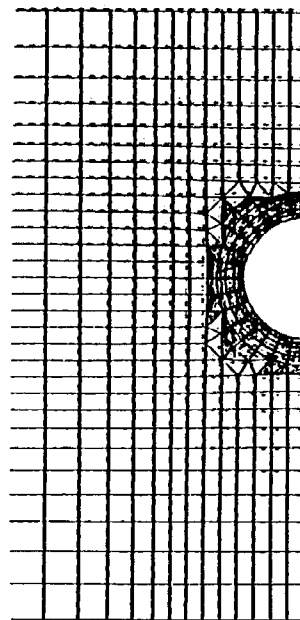
図-9(4) 最大せん断応力の分布 (覆土荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 0$, 粘性土)
 $\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$, $\nu = 0.4$, $E = 141.7 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$, $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.95$
 MAX. DISP -7.18
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

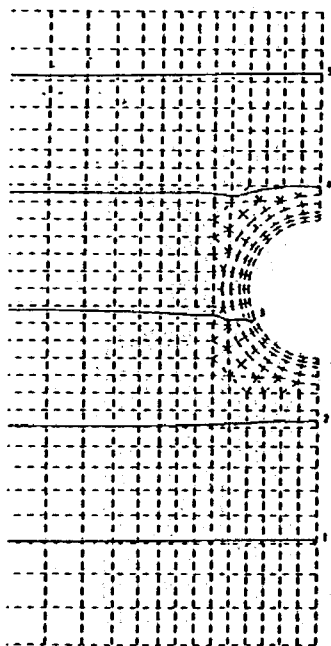


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.85$
 MAX. DISP -2.16E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

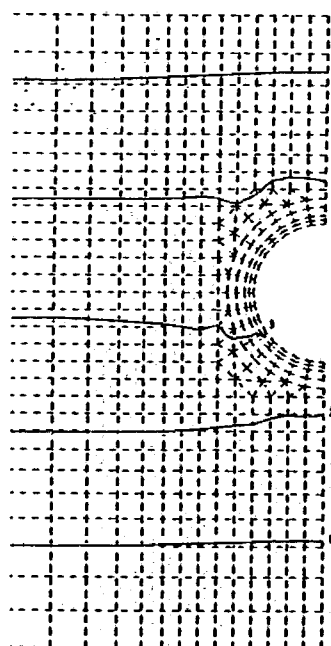


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.75$
 MAX. DISP -4.47E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

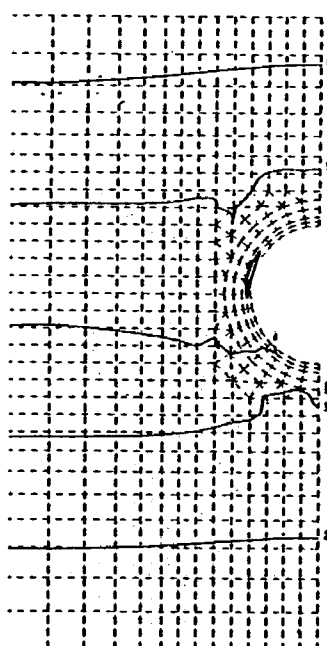
図-10 (1) 変位図 (表載荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $r=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.95$

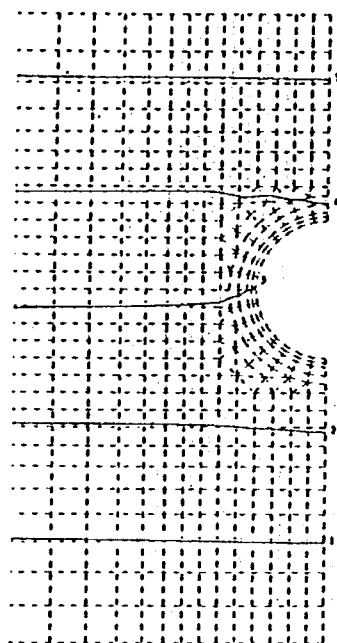


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.85$

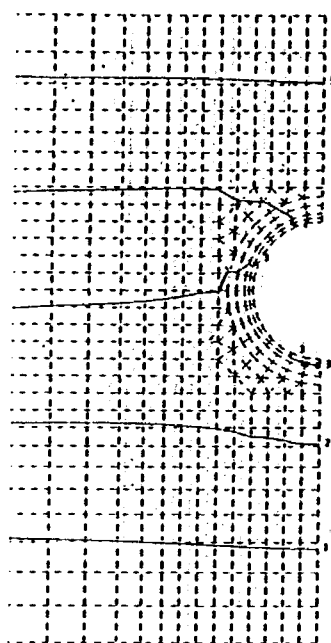


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.75$

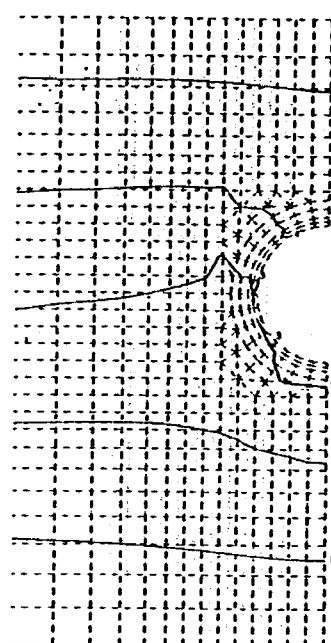
図-10 (2) 水平応力の分布 (表載荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $r=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.95$



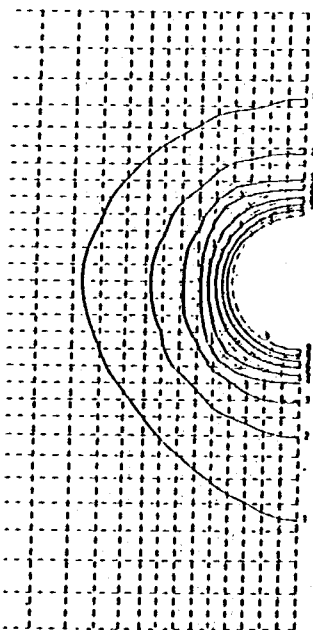
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.85$



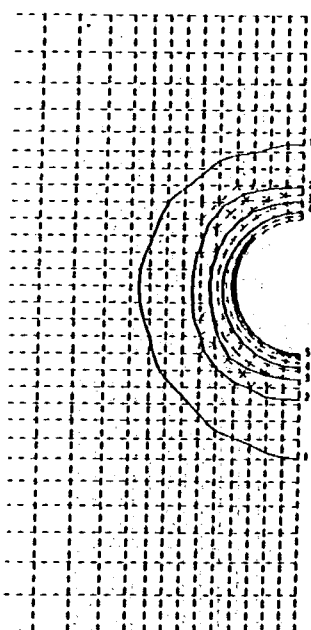
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.75$



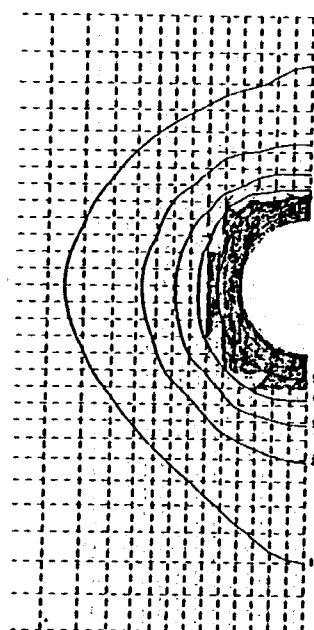
図-10 (3) 鉛直応力の分布 (表紙荷重= 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $r=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.95$



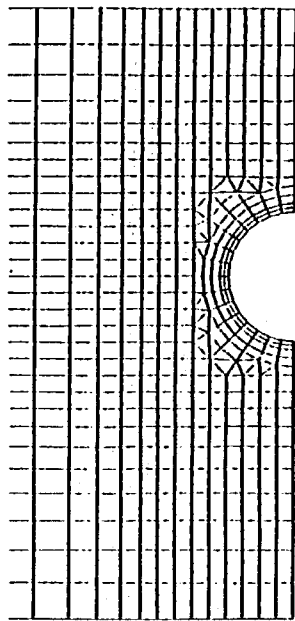
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.85$



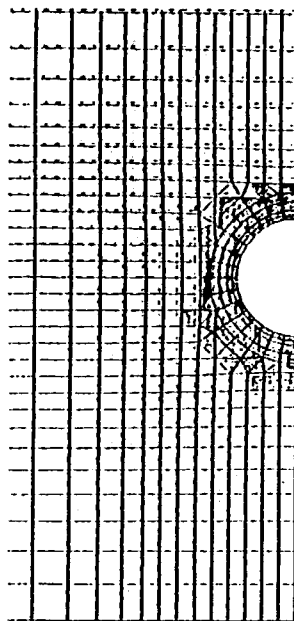
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.75$



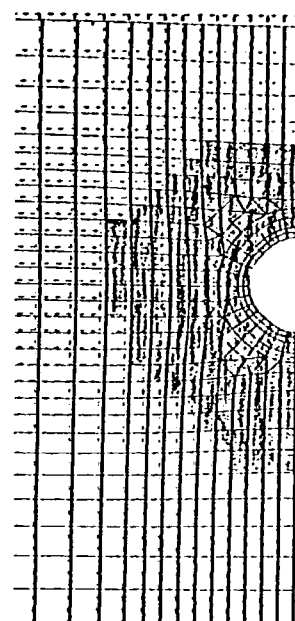
図-10 (4) 最大せん断応力の分布 (表紙荷重= 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $r=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(p1)・解放応力 × 0.95
MAX. DISP. 1.47E1
DISP. SCALE : 4.00E2



内圧(p1)・解放応力 × 0.85
MAX. DISP. 5.49E1
DISP. SCALE : 4.00E2



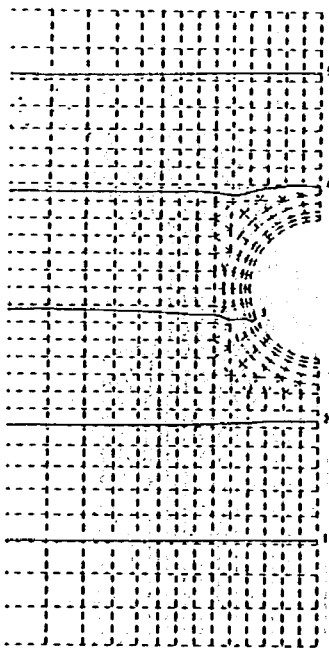
内圧(p1)・解放応力 × 0.75
MAX. DISP. 1.44E2
DISP. SCALE : 4.00E2

図-11 (1) 変位図

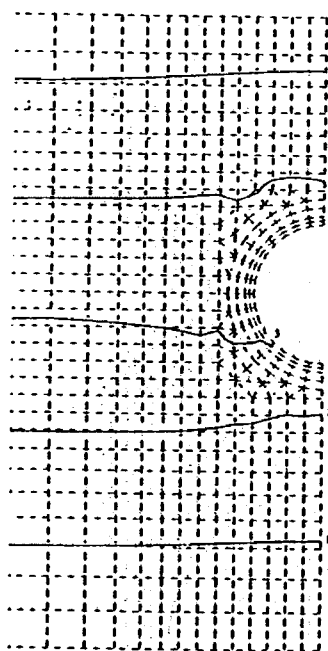
(表載荷重 = 2.9 kg/cm², c = 0.5 kg/cm², $\beta = 0$, 粘性土)

$\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 27.4 \text{ kg/cm}^2$

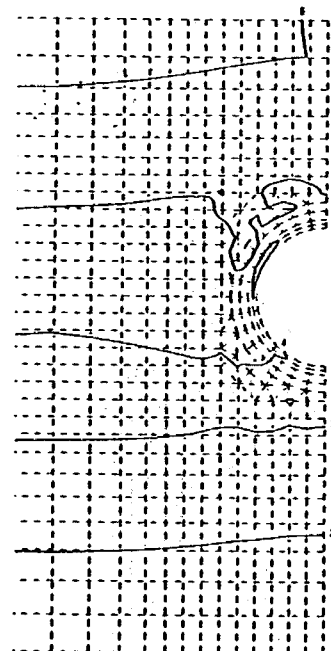
$\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(p1)・解放応力 × 0.95



内圧(p1)・解放応力 × 0.85

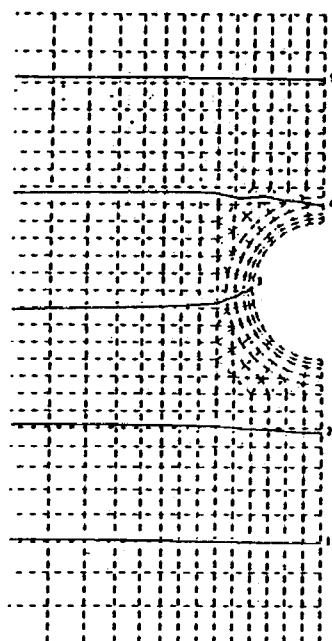


内圧(p1)・解放応力 × 0.75

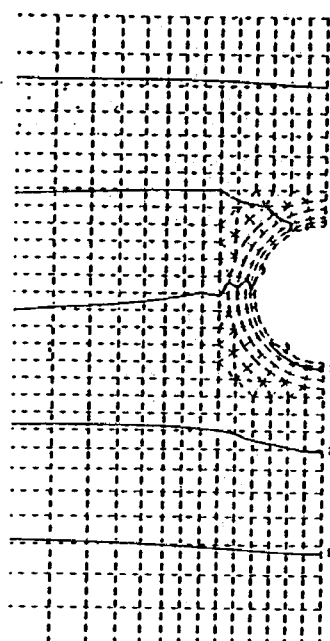
図-11 (2) 水平応力の分布 (表載荷重 = 2.9 kg/cm², c = 0.5 kg/cm², $\beta = 0$, 粘性土)

$\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 27.4 \text{ kg/cm}^2$

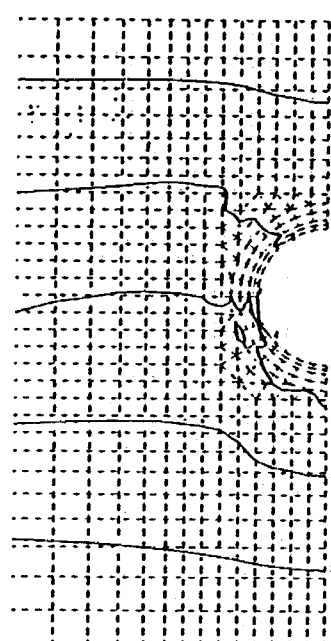
$\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.95$

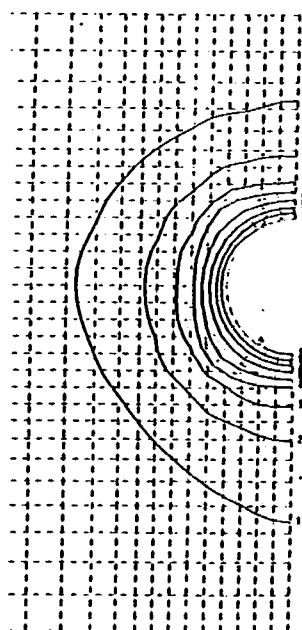


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.85$

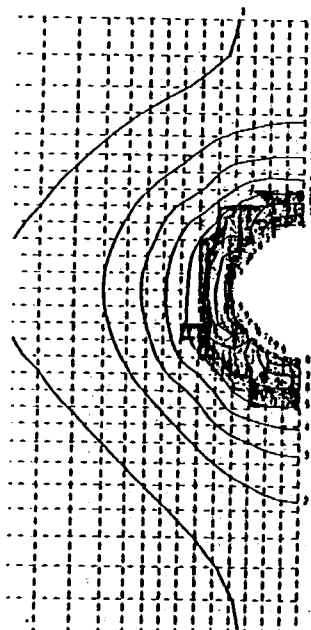


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.75$

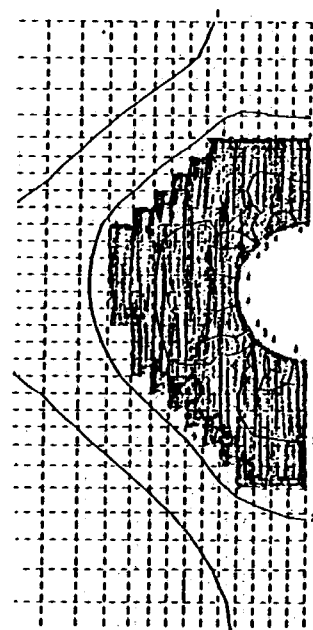
図-11(3) 鉛直応力の分布 (表層荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=27.4 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.95$

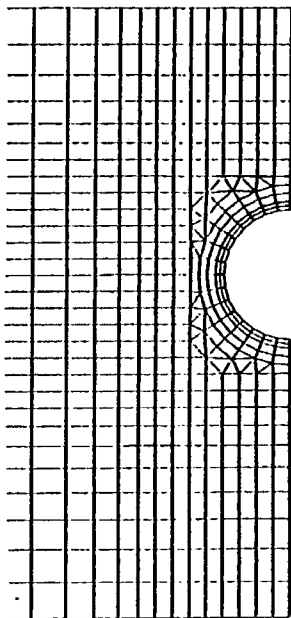


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.85$



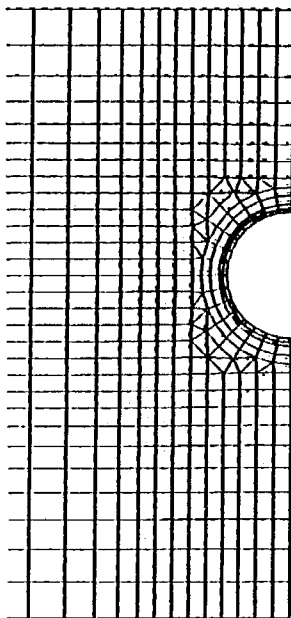
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.75$

図-11(4) 最大せん断応力の分布 (表層荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=27.4 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



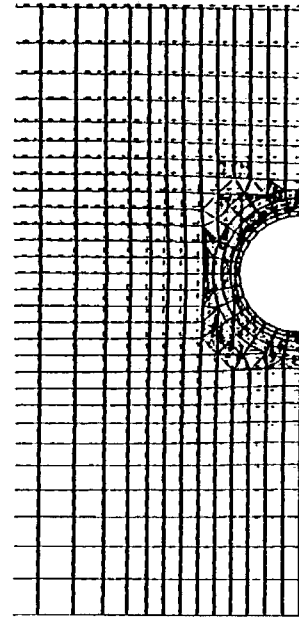
内圧(P1)=解放応力 $\times 0.98$

HAX. DISP. -8.72
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.94$

HAX. DISP. -2.66E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

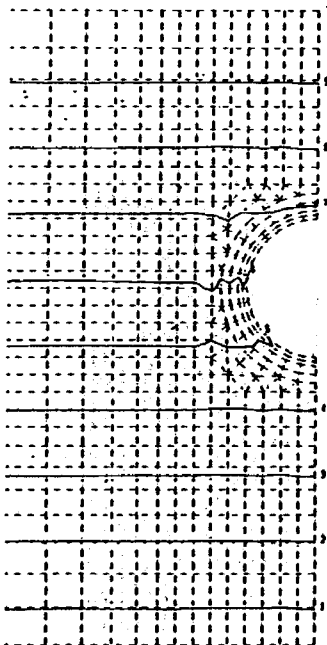


内圧(P1)=解放応力 $\times 0.90$

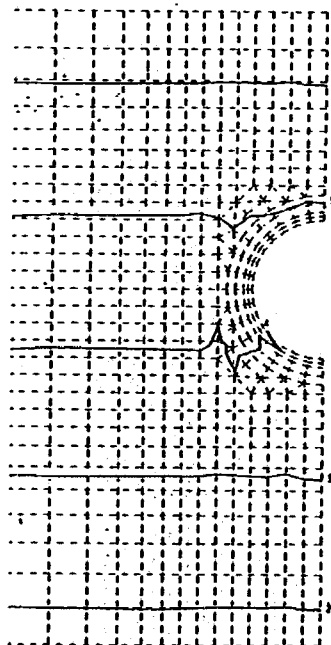
HAX. DISP. -5.94E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.00E2$

図-12(1) 変位図

(表載荷重= 2.9 kg/cm^2 , $c=0.29 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0016 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.499$ $E=13.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.98$

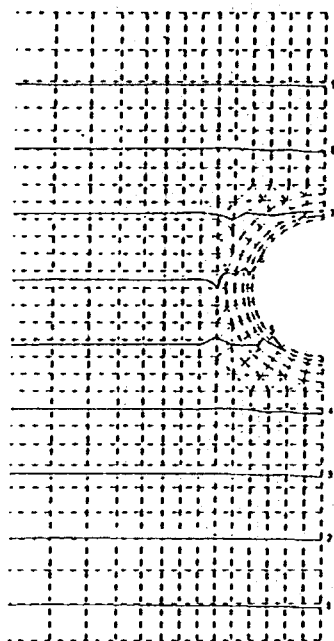


内圧(P1)=解放応力 $\times 0.94$

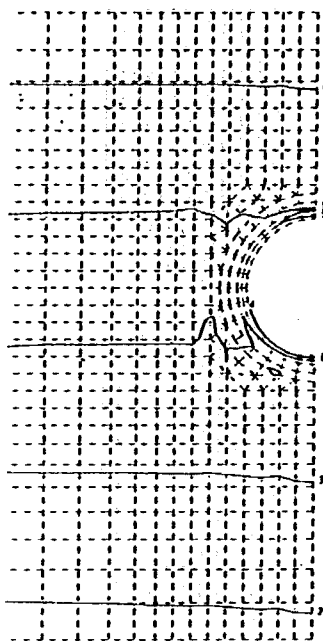
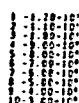


図-12(2) 水平応力の分布 (表載荷重= 2.9 kg/cm^2 , $c=0.29 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0016 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.499$ $E=13.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)-解放応力 $\times 0.98$

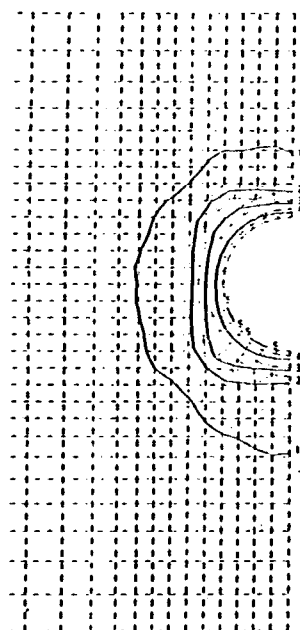


内圧(PI)-解放応力 $\times 0.94$

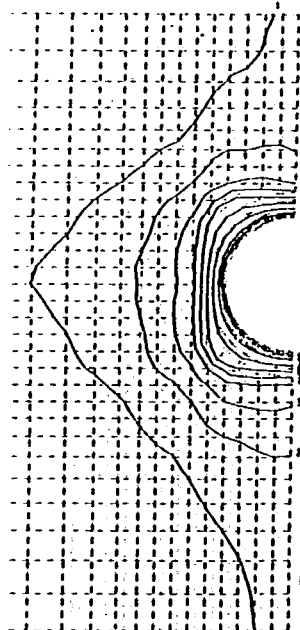


図一 12 (3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$; $c=0.25 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

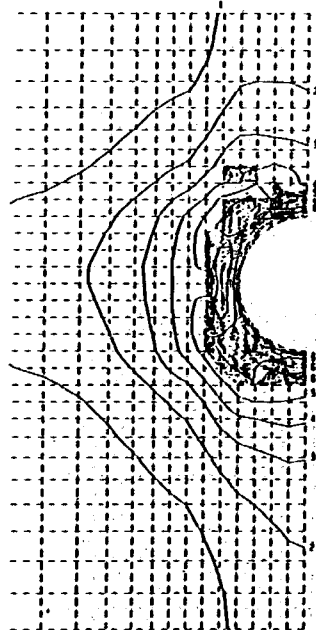
$\gamma=0.0016 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.499$ $E=13.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)-解放応力 $\times 0.98$



内圧(PI)-解放応力 $\times 0.94$

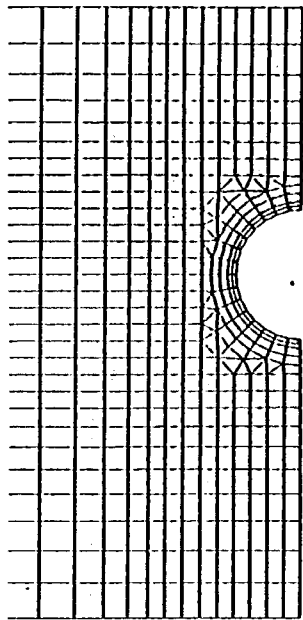


内圧(PI)-解放応力 $\times 0.90$



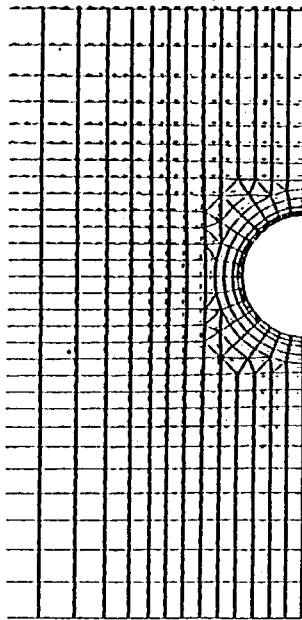
図一 12 (4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$; $c=0.25 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0016 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.499$ $E=13.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



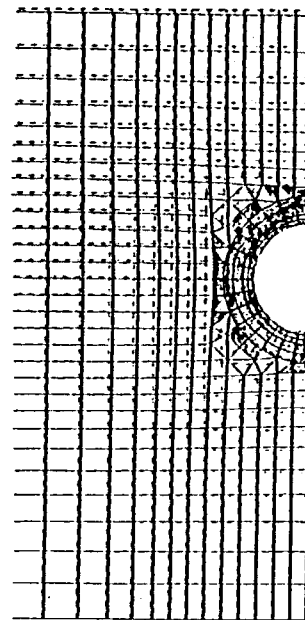
内圧(PI)=解放応力 × 0.90

HAX. DISP -1.44E1
DISP. SCALE : 4.00E2



内圧(PI)=解放応力 × 0.70

HAX. DISP -4.31E1
DISP. SCALE : 4.00E2

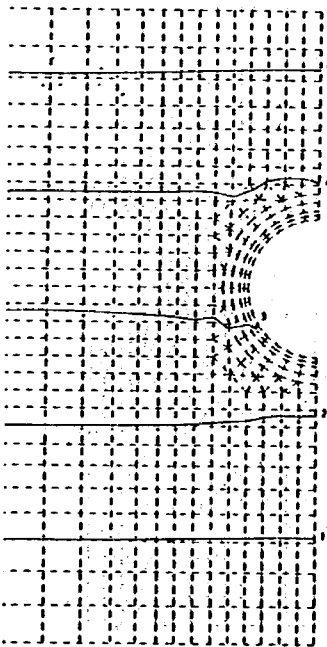


内圧(PI)=解放応力 × 0.50

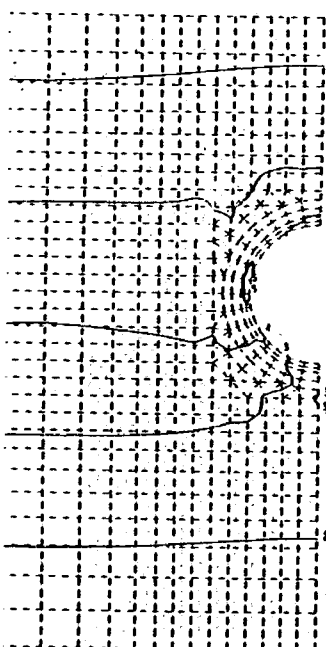
HAX. DISP -8.41E1
DISP. SCALE : 4.00E2

図-13 (1) 変位図

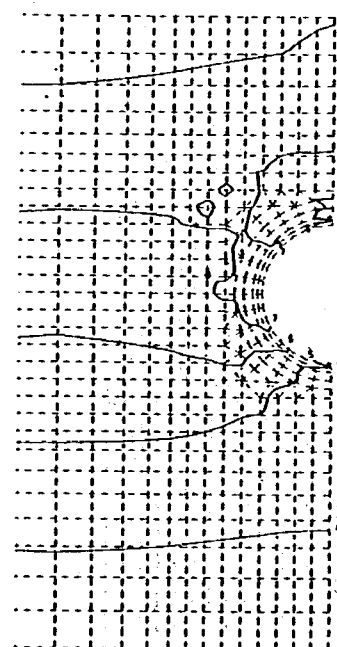
(表破両翼 = 2.9 kg/cm², c = 1.0 kg/cm², β = 10, 粘性土)
γ = 0.0018 kg/cm³ ν = 0.49 ξ = 56.0 kg/cm²
λ = 1.5 D = 1320 cm



内圧(PI)=解放応力 × 0.90



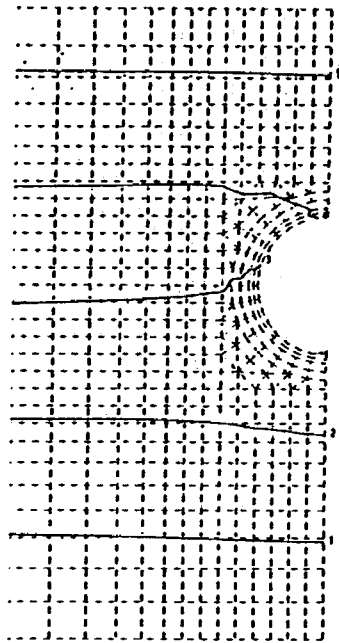
内圧(PI)=解放応力 × 0.70



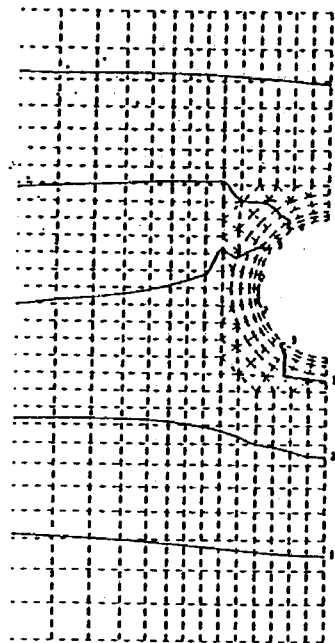
内圧(PI)=解放応力 × 0.50

図-13 (2) 水平応力の分布

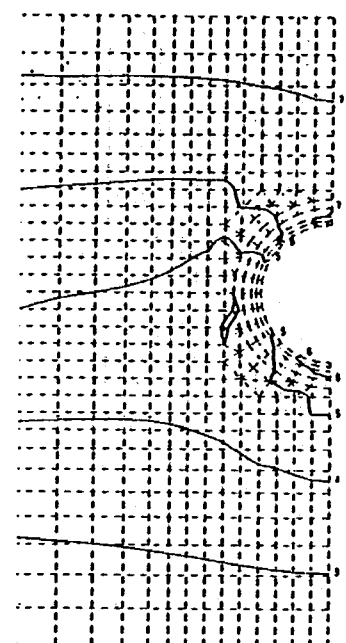
(表破両翼 = 2.9 kg/cm², c = 1.0 kg/cm², β = 10, 粘性土)
γ = 0.0018 kg/cm³ ν = 0.49 ξ = 56.0 kg/cm²
λ = 1.5 D = 1320 cm



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.90$



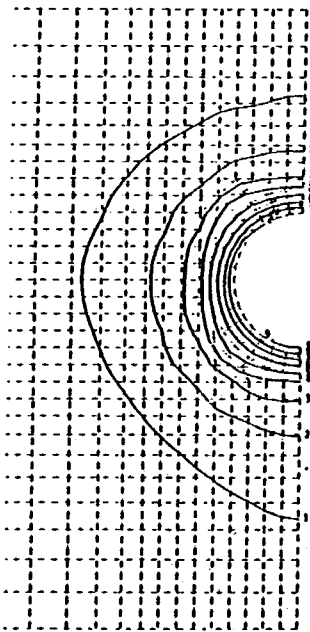
内圧(P1)=解放応力 $\times 0.70$



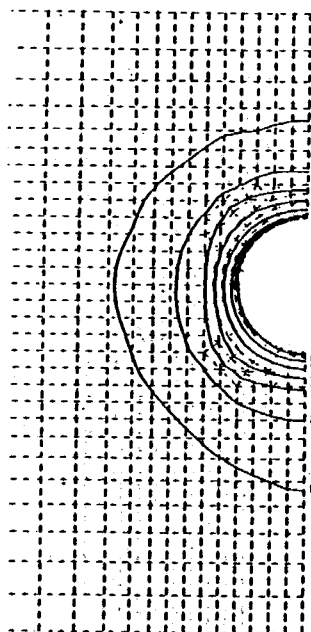
内圧(P1)=解放応力 $\times 0.50$



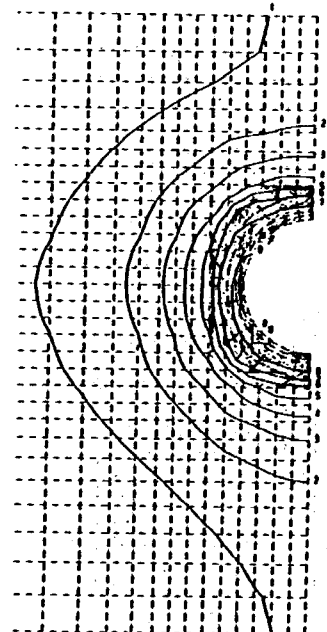
図-13 (3) 鉛直応力の分布 (表破荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=10$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.90$



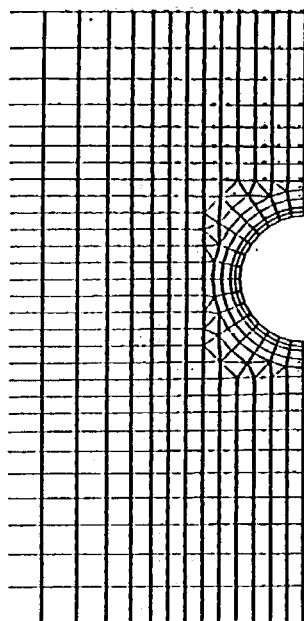
内圧(P1)=解放応力 $\times 0.70$



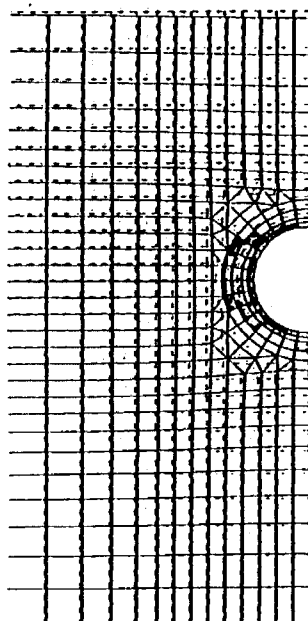
内圧(P1)=解放応力 $\times 0.50$



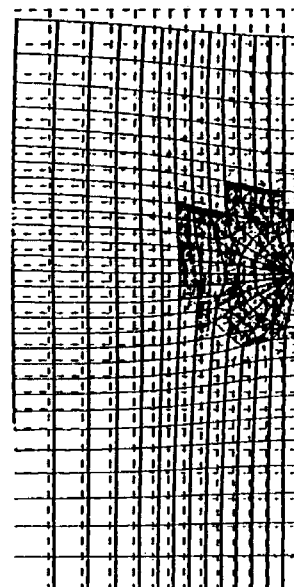
図-13 (4) 最大せん断応力の分布 (表破荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=10$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)-解放応力 $\times 0.80$
 MAX. DISP. -2.88E1
 DISP. SCALE $\longleftrightarrow$ 4.00E2

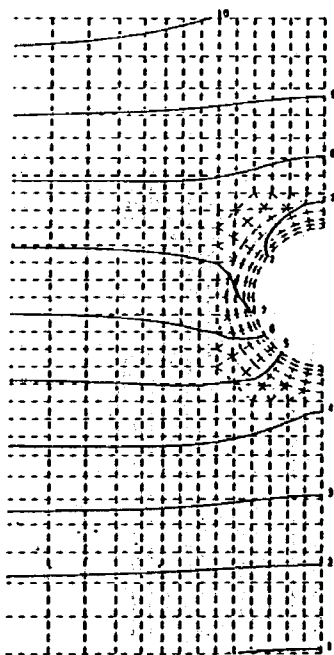


内圧(PI)-解放応力 $\times 0.40$
 MAX. DISP. -9.52E1
 DISP. SCALE $\longleftrightarrow$ 4.00E2

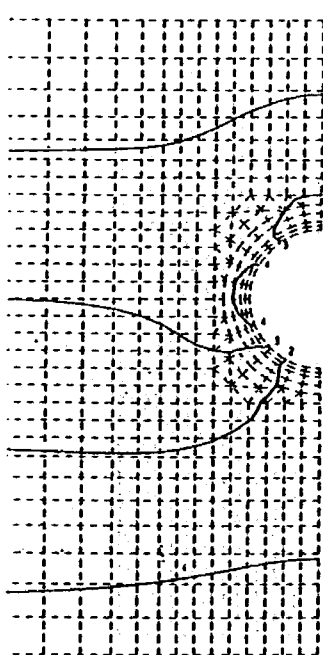


内圧(PI)-解放応力 $\times 0.0$
 MAX. DISP. 3.06E2
 DISP. SCALE $\longleftrightarrow$ 4.00E2

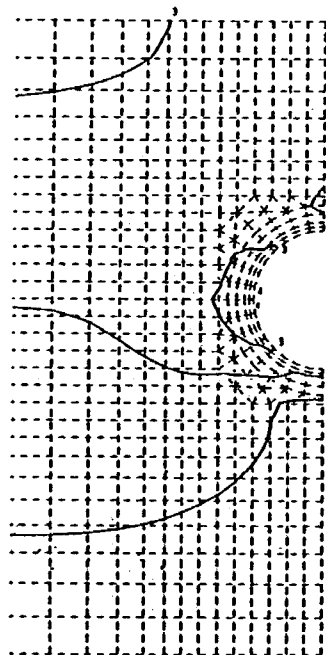
図-14 (1) 変位図 (被載荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=20$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)-解放応力 $\times 0.80$

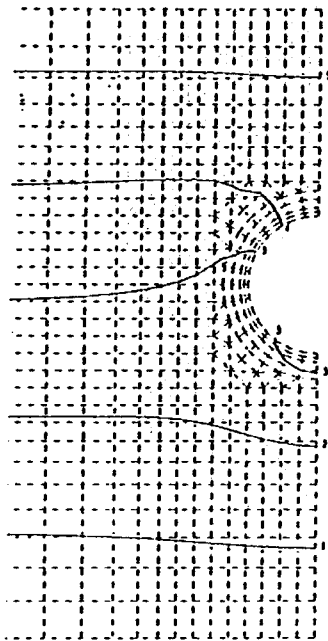


内圧(PI)-解放応力 $\times 0.40$

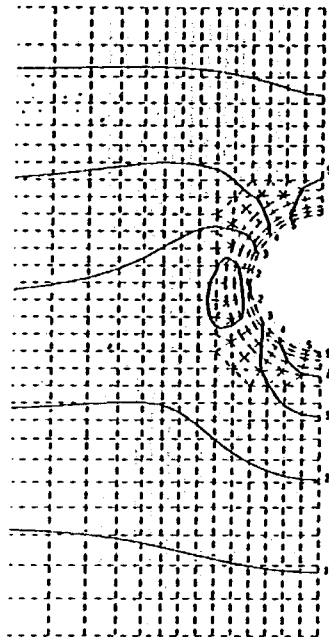


内圧(PI)-解放応力 $\times 0.0$

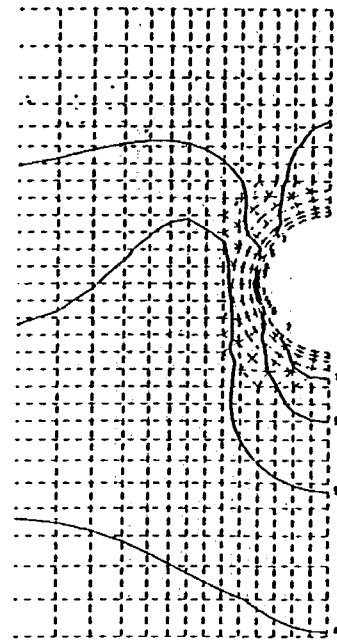
図-14 (2) 水平応力の分布 (被載荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=20$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.60$

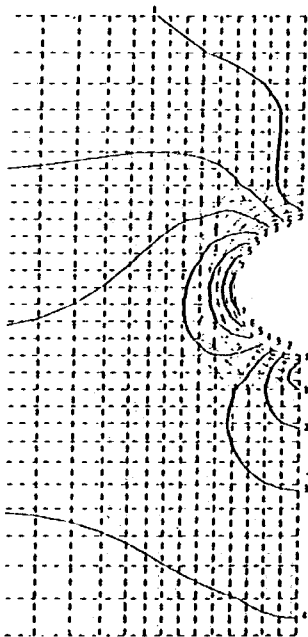


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.40$

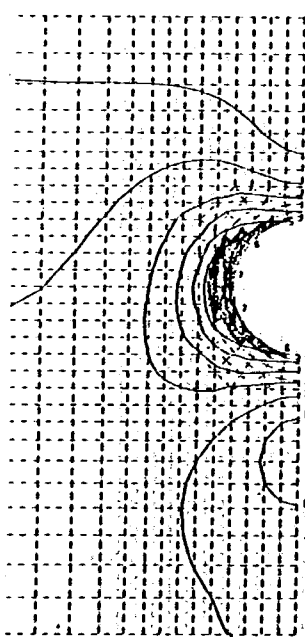


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.0$

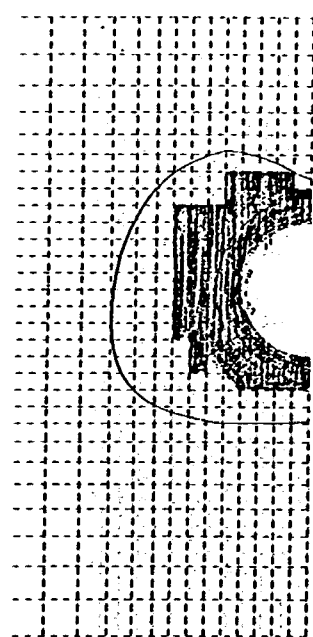
図-14(3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$; $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.60$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.40$

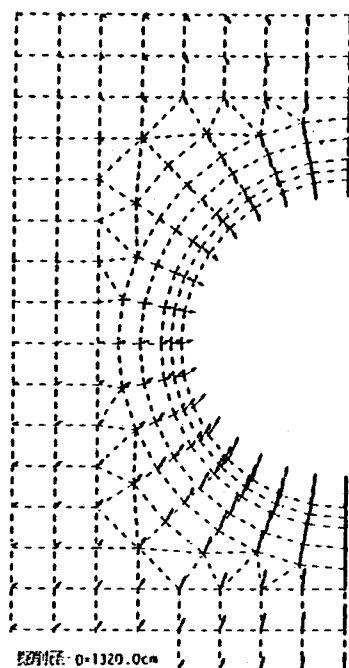


内圧(P1)・解放応力 $\times 0.0$

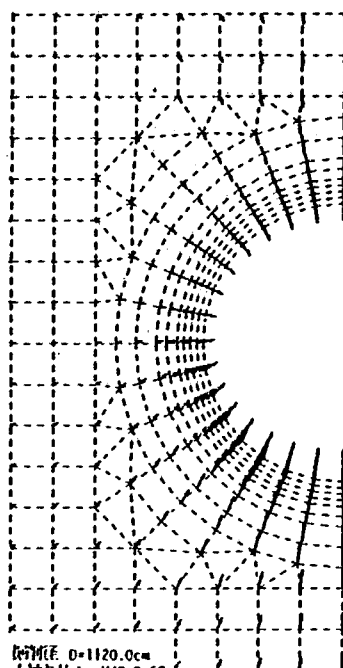
図-14(4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$; $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$

3. 2. 3 関 係

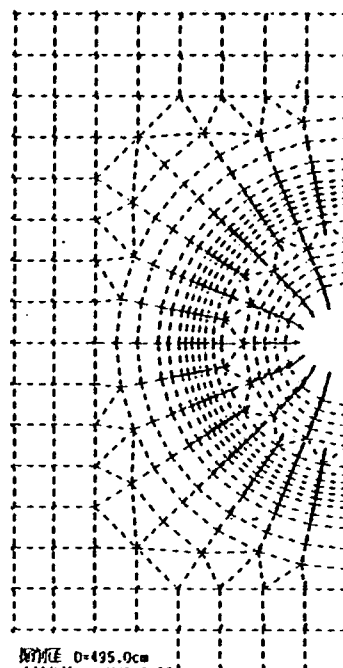
(図-15～20)



掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.5$
MAX. DISP 1.23E1 (cm)
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 2.47E1$

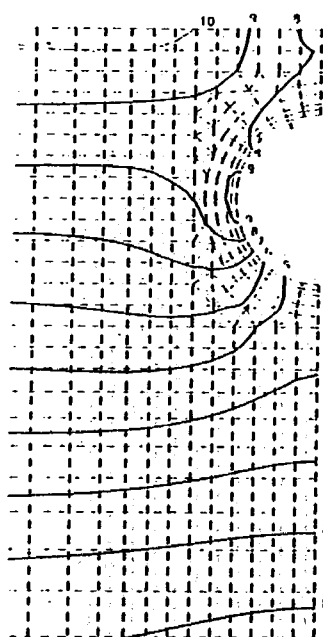


掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.68$
MAX. DISP 1.02E1 (cm)
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 2.05E1$



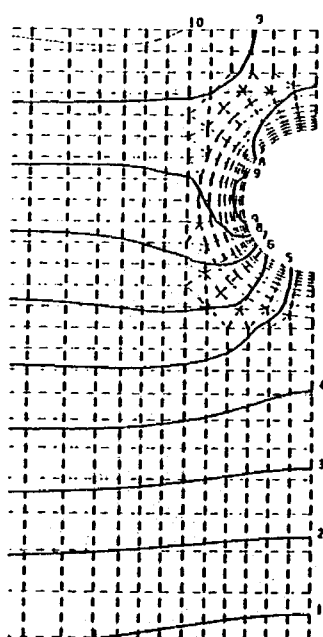
掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=2.17$
MAX. DISP 3.75 (cm)
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 7.50$

図-15 (1) 地盤の変位 (表載荷重 = 0.00 kg/cm^2 , $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0020 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ kg/cm}^2$



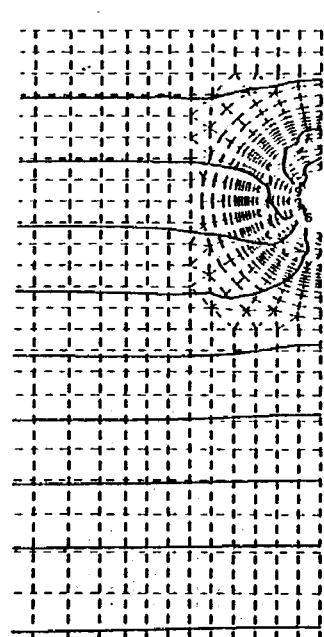
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.5$

0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.68$

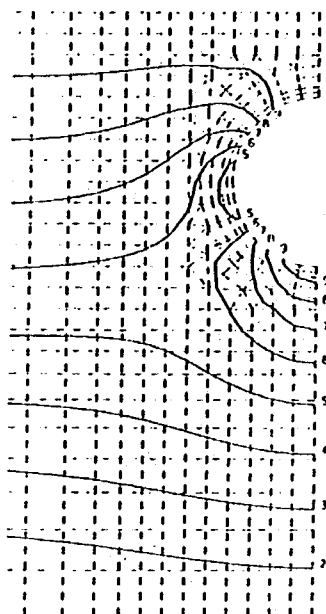
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00



掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=2.17$

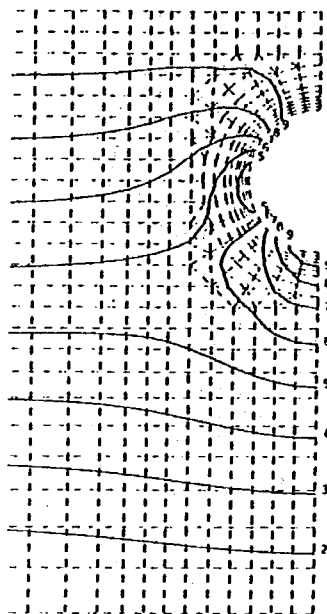
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00

図-15 (2) 水平応力の分布 (表載荷重 = 0.00 kg/cm^2 , $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0020 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ kg/cm}^2$



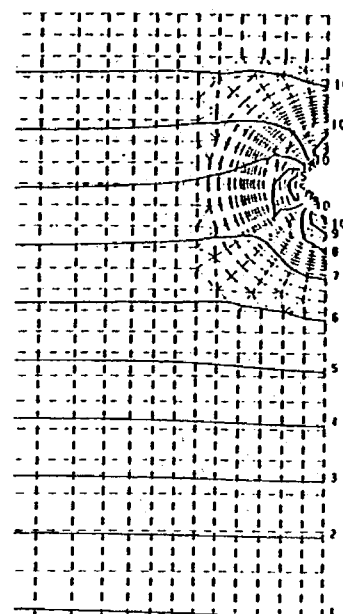
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $-9.00 \cdot 10^4$
2 $-8.00 \cdot 10^4$
3 $-7.00 \cdot 10^4$
4 $-6.00 \cdot 10^4$
5 $-5.00 \cdot 10^4$
6 $-4.00 \cdot 10^4$
7 $-3.00 \cdot 10^4$
8 $-2.00 \cdot 10^4$
9 $-1.00 \cdot 10^4$
10 $0.00 \cdot 10^4$



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

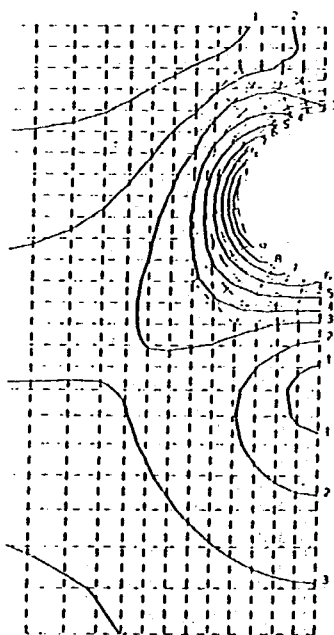
1 $-9.00 \cdot 10^4$
2 $-8.00 \cdot 10^4$
3 $-7.00 \cdot 10^4$
4 $-6.00 \cdot 10^4$
5 $-5.00 \cdot 10^4$
6 $-4.00 \cdot 10^4$
7 $-3.00 \cdot 10^4$
8 $-2.00 \cdot 10^4$
9 $-1.00 \cdot 10^4$
10 $0.00 \cdot 10^4$



掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

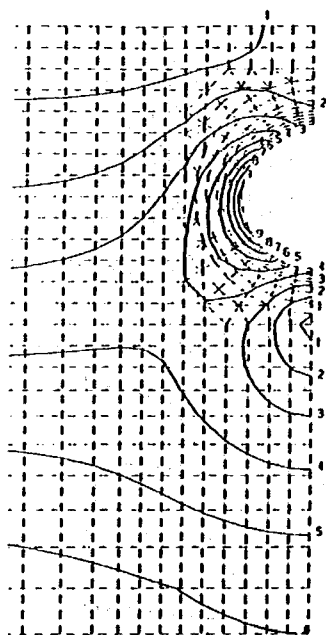
1 $-9.00 \cdot 10^4$
2 $-8.00 \cdot 10^4$
3 $-7.00 \cdot 10^4$
4 $-6.00 \cdot 10^4$
5 $-5.00 \cdot 10^4$
6 $-4.00 \cdot 10^4$
7 $-3.00 \cdot 10^4$
8 $-2.00 \cdot 10^4$
9 $-1.00 \cdot 10^4$
10 $0.00 \cdot 10^4$

図-15(3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0020 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ kg/cm}^2$



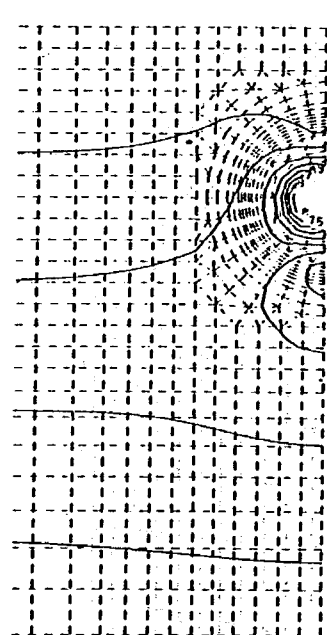
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^4$
3 $9.00 \cdot 10^4$
4 $1.20 \cdot 10^5$
5 $1.50 \cdot 10^5$
6 $1.80 \cdot 10^5$
7 $2.10 \cdot 10^5$
8 $2.40 \cdot 10^5$
9 $2.70 \cdot 10^5$
10 $3.00 \cdot 10^5$



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

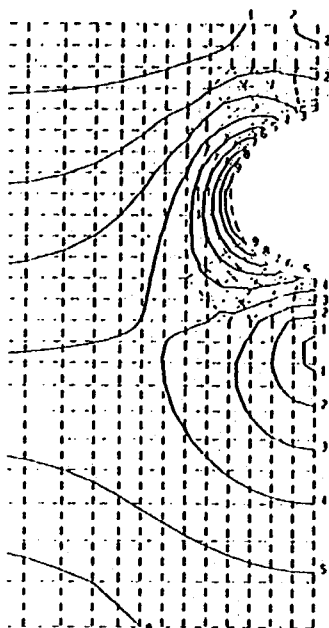
1 $2.00 \cdot 10^4$
2 $4.00 \cdot 10^4$
3 $6.00 \cdot 10^4$
4 $8.00 \cdot 10^4$
5 $1.00 \cdot 10^5$
6 $1.20 \cdot 10^5$
7 $1.40 \cdot 10^5$
8 $1.60 \cdot 10^5$
9 $1.80 \cdot 10^5$
10 $2.00 \cdot 10^5$



掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

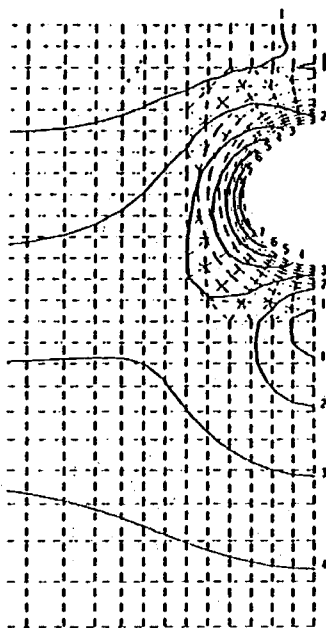
1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^4$
3 $9.00 \cdot 10^4$
4 $1.20 \cdot 10^5$
5 $1.50 \cdot 10^5$
6 $1.80 \cdot 10^5$
7 $2.10 \cdot 10^5$
8 $2.40 \cdot 10^5$
9 $2.70 \cdot 10^5$
10 $3.00 \cdot 10^5$

図-15(4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0020 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ kg/cm}^2$



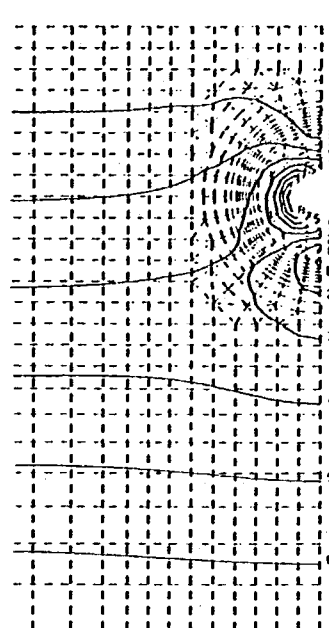
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda=H/D=0.5$

1 $3.01 \cdot 10^{-3}$
2 $5.01 \cdot 10^{-3}$
3 $9.01 \cdot 10^{-3}$
4 $1.20 \cdot 10^{-2}$
5 $1.50 \cdot 10^{-2}$
6 $1.80 \cdot 10^{-2}$
7 $2.10 \cdot 10^{-2}$
8 $2.40 \cdot 10^{-2}$
9 $2.70 \cdot 10^{-2}$
10 $3.00 \cdot 10^{-2}$



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda=H/D=0.68$

1 $4.00 \cdot 10^{-3}$
2 $6.00 \cdot 10^{-3}$
3 $1.20 \cdot 10^{-2}$
4 $1.60 \cdot 10^{-2}$
5 $2.00 \cdot 10^{-2}$
6 $2.40 \cdot 10^{-2}$
7 $2.80 \cdot 10^{-2}$



掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda=H/D=2.17$

1 $3.00 \cdot 10^{-3}$
2 $5.00 \cdot 10^{-3}$
3 $9.00 \cdot 10^{-3}$
4 $1.20 \cdot 10^{-2}$
5 $1.50 \cdot 10^{-2}$
6 $1.80 \cdot 10^{-2}$
7 $2.10 \cdot 10^{-2}$
8 $2.40 \cdot 10^{-2}$
9 $2.70 \cdot 10^{-2}$

図-15 (5) 最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\tau=0.0020 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ kg/cm}^2$

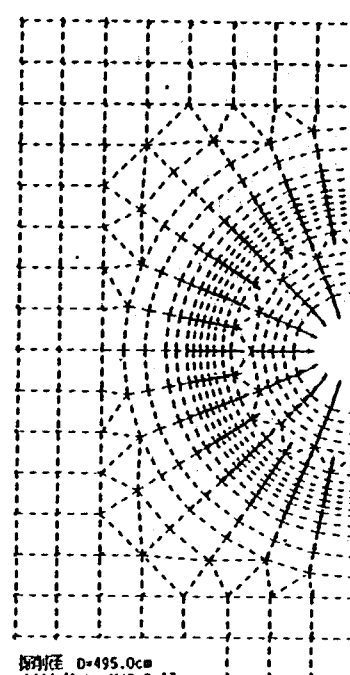
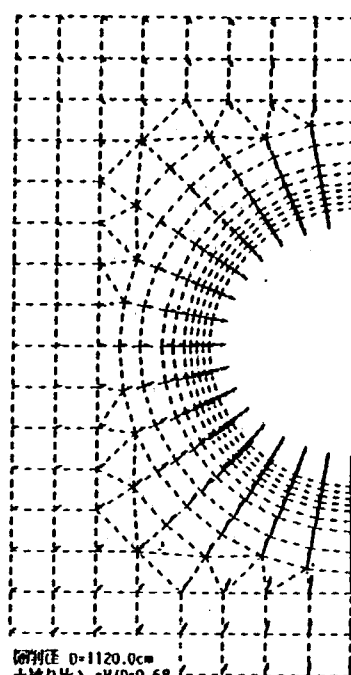
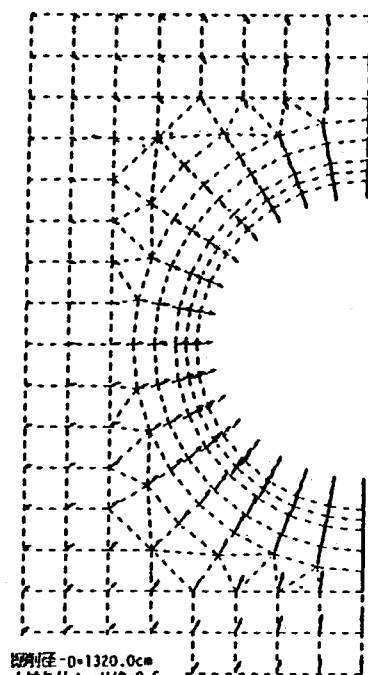


図-16 (1) 地盤の変位 (表被荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$

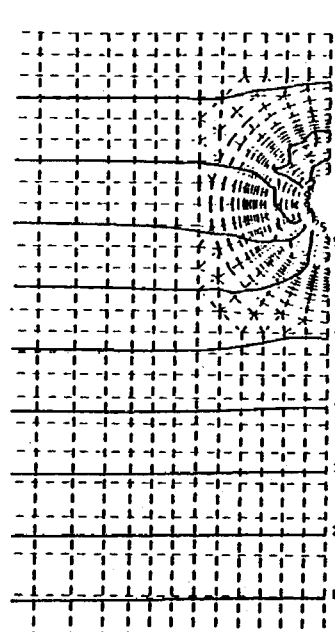
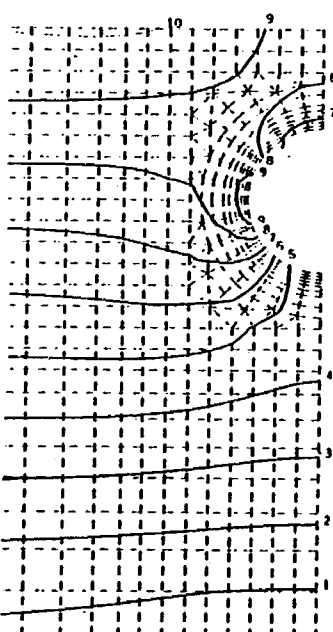
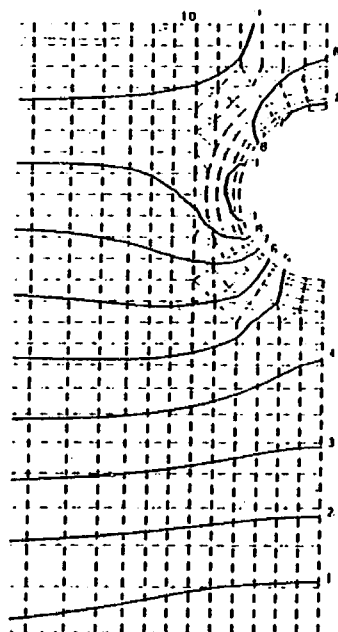
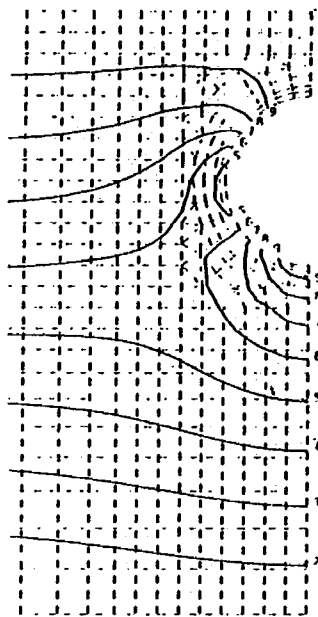
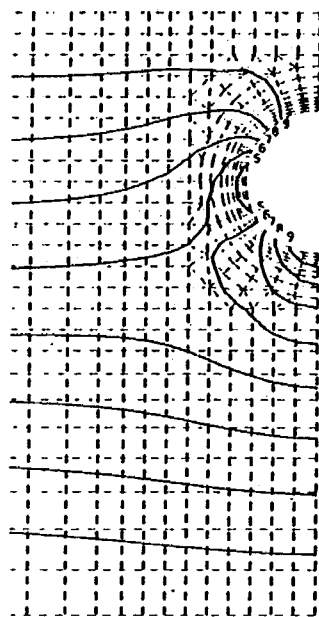


図-16 (2) 水平応力の分布 (表被荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$



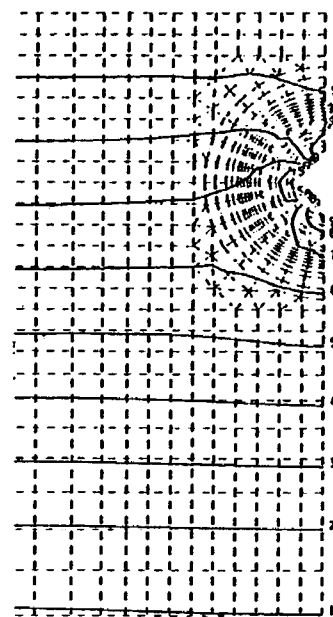
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $-8.10 \cdot 10^4$
2 $-7.20 \cdot 10^4$
3 $-6.30 \cdot 10^4$
4 $-5.40 \cdot 10^4$
5 $-4.50 \cdot 10^4$
6 $-3.60 \cdot 10^4$
7 $-2.70 \cdot 10^4$
8 $-1.80 \cdot 10^4$
9 $-9.00 \cdot 10^3$
10 $0.00 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

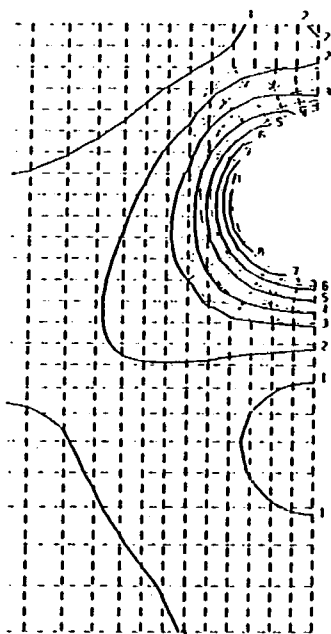
1 $-8.10 \cdot 10^4$
2 $-7.20 \cdot 10^4$
3 $-6.30 \cdot 10^4$
4 $-5.40 \cdot 10^4$
5 $-4.50 \cdot 10^4$
6 $-3.60 \cdot 10^4$
7 $-2.70 \cdot 10^4$
8 $-1.80 \cdot 10^4$
9 $-9.00 \cdot 10^3$
10 $0.00 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

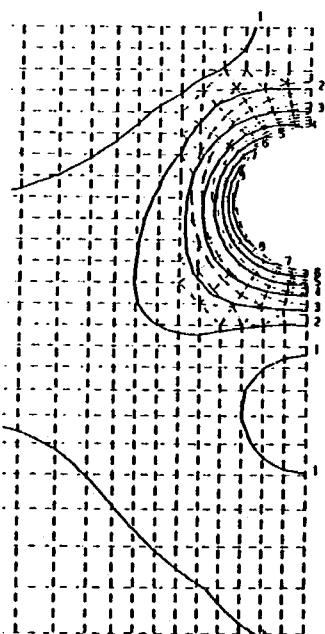
1 $-8.10 \cdot 10^4$
2 $-7.20 \cdot 10^4$
3 $-6.30 \cdot 10^4$
4 $-5.40 \cdot 10^4$
5 $-4.50 \cdot 10^4$
6 $-3.60 \cdot 10^4$
7 $-2.70 \cdot 10^4$
8 $-1.80 \cdot 10^4$
9 $-9.00 \cdot 10^3$
10 $0.00 \cdot 10^4$

図-16(3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$ 粘性土)
 $\Gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.4$ $E=141.7 \text{ kg/cm}^2$



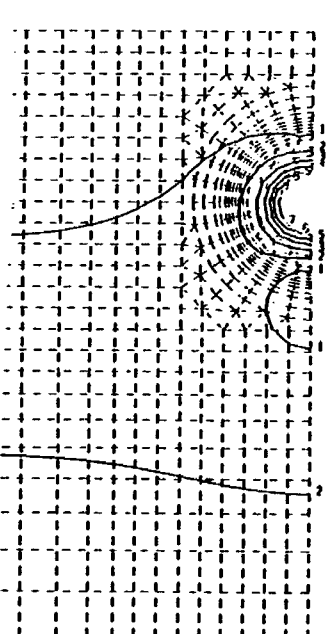
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $9.00 \cdot 10^3$
4 $1.20 \cdot 10^4$
5 $1.50 \cdot 10^4$
6 $1.80 \cdot 10^4$
7 $2.10 \cdot 10^4$
8 $2.40 \cdot 10^4$
9 $2.70 \cdot 10^4$
10 $3.00 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

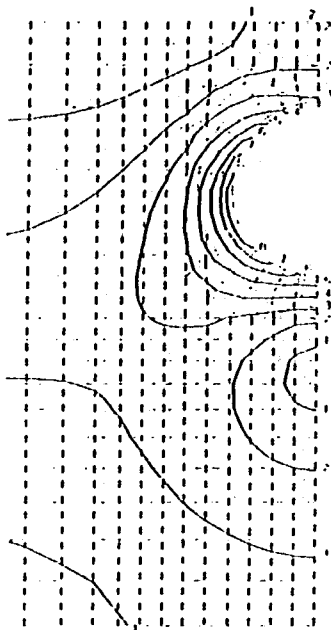
1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $9.00 \cdot 10^3$
4 $1.20 \cdot 10^4$
5 $1.50 \cdot 10^4$
6 $1.80 \cdot 10^4$
7 $2.10 \cdot 10^4$
8 $2.40 \cdot 10^4$
9 $2.70 \cdot 10^4$
10 $3.00 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

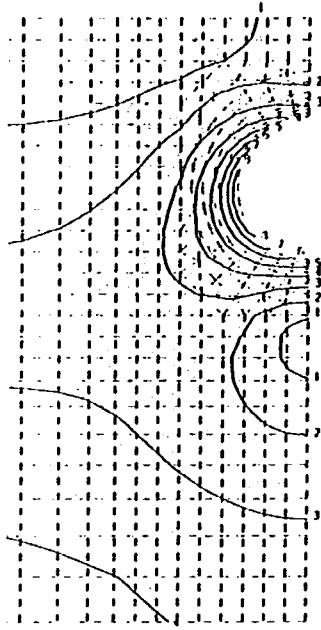
1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $9.00 \cdot 10^3$
4 $1.20 \cdot 10^4$
5 $1.50 \cdot 10^4$
6 $1.80 \cdot 10^4$
7 $2.10 \cdot 10^4$
8 $2.40 \cdot 10^4$
9 $2.70 \cdot 10^4$
10 $3.00 \cdot 10^4$

図-16(4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$ 粘性土)
 $\Gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.4$ $E=141.7 \text{ kg/cm}^2$



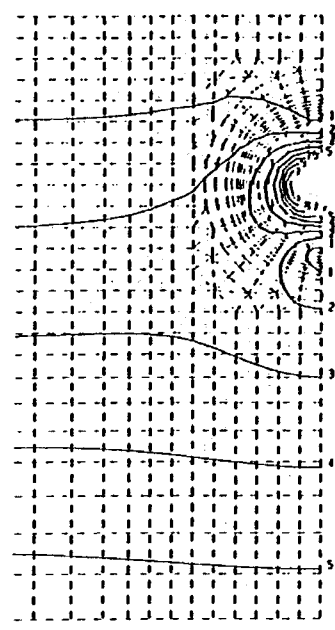
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.5$

1 6.07×10^{-3}
2 1.20×10^{-3}
3 1.89×10^{-3}
4 2.40×10^{-3}
5 3.40×10^{-3}
6 3.50×10^{-3}
7 1.29×10^{-3}
8 4.89×10^{-3}
9 5.40×10^{-3}



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.68$

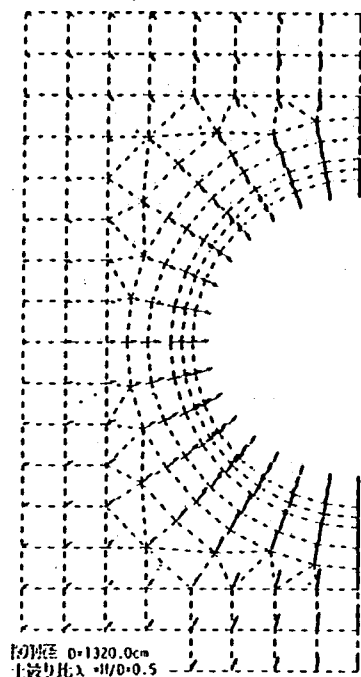
1 5.60×10^{-3}
2 1.20×10^{-3}
3 1.80×10^{-3}
4 2.43×10^{-3}
5 3.00×10^{-3}
6 3.60×10^{-3}
7 1.20×10^{-3}
8 4.80×10^{-3}
9 5.40×10^{-3}



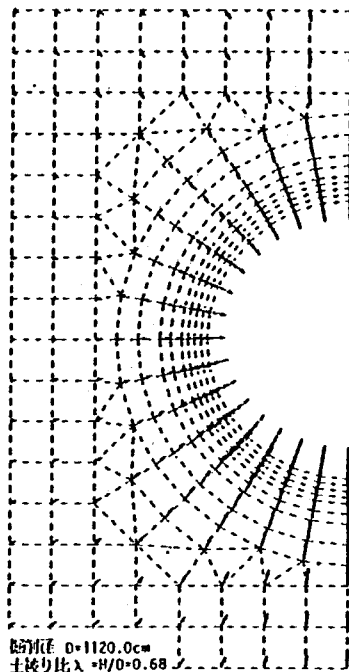
掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=2.17$

1 5.00×10^{-3}
2 1.00×10^{-3}
3 1.50×10^{-3}
4 2.00×10^{-3}
5 2.50×10^{-3}
6 3.00×10^{-3}
7 3.50×10^{-3}
8 4.00×10^{-3}
9 4.50×10^{-3}

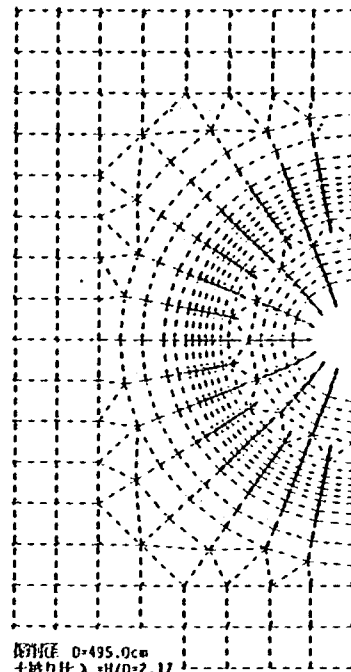
図— 16 (5) 最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.4$ $E=141.7 \text{ kg/cm}^2$



MAX. DISP 5.66E1 (cm)



MAX. DISP 4.71E1 (cm)
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 9.42E1



MAX. DISP 1.72E1 (cm)
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.45E1

図-17 (1) 地盤の変位 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$ 粘性土)

$$\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3 \quad \nu=0.4 \quad E=27.4\text{kg/cm}^2$$

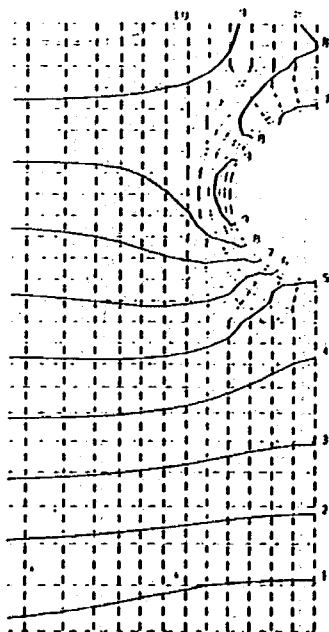


図17(2) 左: 円形基礎 \$D=1320.0\text{cm}\$
土被り比 \$\lambda = H/D=0.5\$

1 -5.20×10^0
2 -4.80×10^0
3 -4.40×10^0
4 -4.00×10^0
5 -3.60×10^0
6 -3.20×10^0
7 -2.80×10^0
8 -2.40×10^0
9 -2.00×10^0
10 0.00×10^0

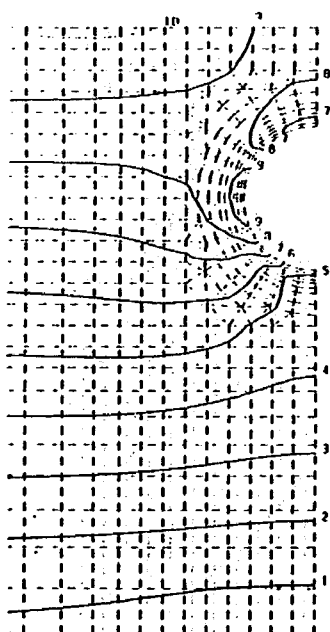


図17(2) 中: 円形基礎 \$D=1120.0\text{cm}\$
土被り比 \$\lambda = H/D=0.68\$

1 -5.20×10^0
2 -4.80×10^0
3 -4.40×10^0
4 -4.00×10^0
5 -3.60×10^0
6 -3.20×10^0
7 -2.80×10^0
8 -2.40×10^0
9 -2.00×10^0
10 0.00×10^0

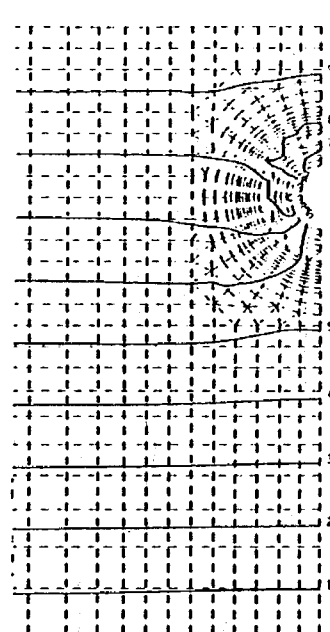
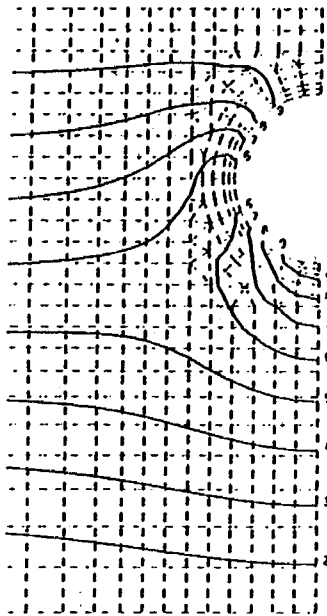


図17(2) 右: 円形基礎 \$D=495.0\text{cm}\$
土被り比 \$\lambda = H/D=2.17\$

1 -6.20×10^0
2 -5.80×10^0
3 -5.40×10^0
4 -5.00×10^0
5 -4.60×10^0
6 -4.20×10^0
7 -3.80×10^0
8 -3.40×10^0
9 -3.00×10^0
10 0.00×10^0

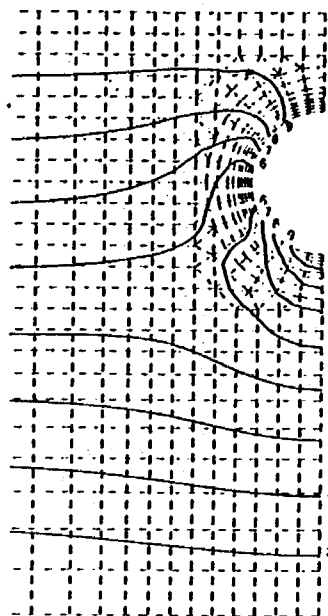
図-17 (2) 水平応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$ 粘性土)

$$\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3 \quad \nu=0.4 \quad E=27.4\text{kg/cm}^2$$



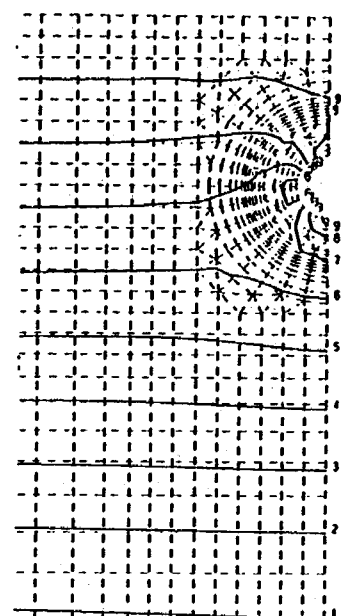
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $-8.10 \cdot 10^4$
2 $-7.20 \cdot 10^4$
3 $-6.30 \cdot 10^4$
4 $-5.40 \cdot 10^4$
5 $-4.50 \cdot 10^4$
6 $-3.60 \cdot 10^4$
7 $-2.70 \cdot 10^4$
8 $-1.80 \cdot 10^4$
9 $-9.00 \cdot 10^3$
10 $0.00 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

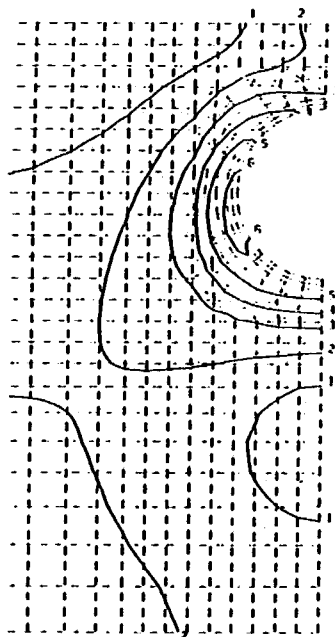
1 $-8.10 \cdot 10^4$
2 $-7.20 \cdot 10^4$
3 $-6.30 \cdot 10^4$
4 $-5.40 \cdot 10^4$
5 $-4.50 \cdot 10^4$
6 $-3.60 \cdot 10^4$
7 $-2.70 \cdot 10^4$
8 $-1.80 \cdot 10^4$
9 $-9.00 \cdot 10^3$
10 $0.00 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

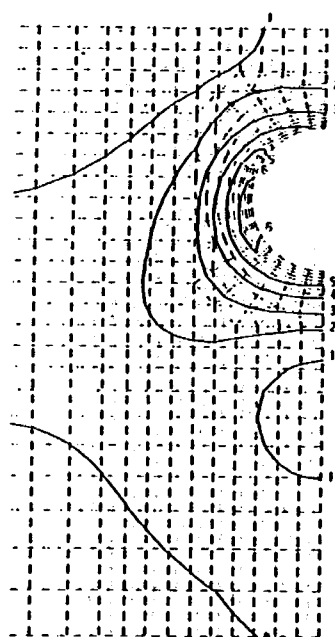
1 $-8.10 \cdot 10^4$
2 $-7.20 \cdot 10^4$
3 $-6.30 \cdot 10^4$
4 $-5.40 \cdot 10^4$
5 $-4.50 \cdot 10^4$
6 $-3.60 \cdot 10^4$
7 $-2.70 \cdot 10^4$
8 $-1.80 \cdot 10^4$
9 $-9.00 \cdot 10^3$
10 $0.00 \cdot 10^4$

図-17(3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4 \text{ kg/cm}^2$



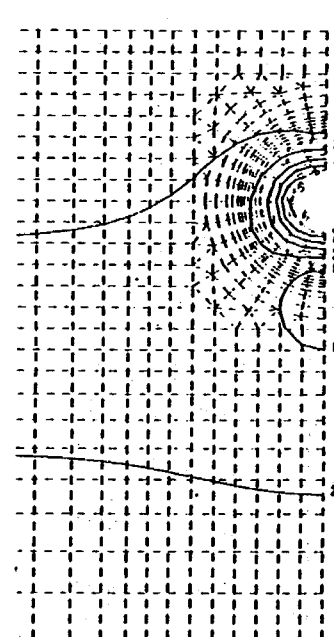
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $9.00 \cdot 10^3$
4 $1.20 \cdot 10^4$
5 $1.50 \cdot 10^4$
6 $1.80 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

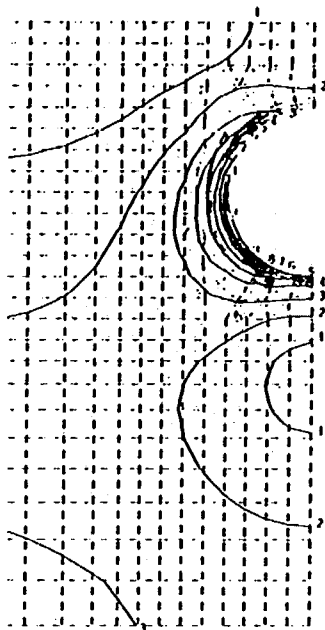
1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $9.00 \cdot 10^3$
4 $1.20 \cdot 10^4$
5 $1.50 \cdot 10^4$
6 $1.80 \cdot 10^4$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

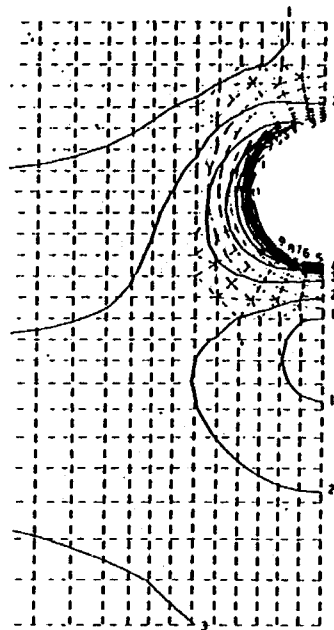
1 $3.00 \cdot 10^4$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $9.00 \cdot 10^3$
4 $1.20 \cdot 10^4$
5 $1.50 \cdot 10^4$
6 $1.80 \cdot 10^4$

図-17(4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4 \text{ kg/cm}^2$



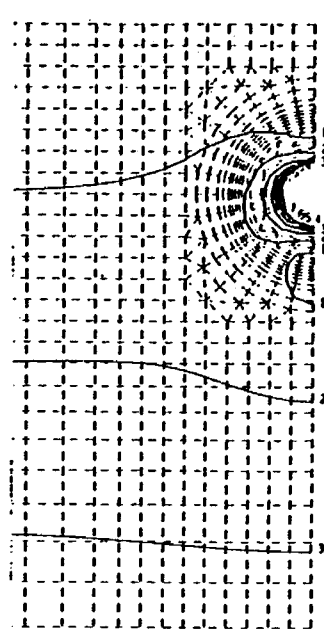
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土抵抗比 $\lambda = H/D=0.5$

1 $2.00 \cdot 10^{-2}$
2 $4.00 \cdot 10^{-2}$
3 $5.00 \cdot 10^{-2}$
4 $6.00 \cdot 10^{-2}$
5 $1.00 \cdot 10^{-1}$
6 $1.20 \cdot 10^{-1}$
7 $1.40 \cdot 10^{-1}$
8 $1.60 \cdot 10^{-1}$
9 $1.80 \cdot 10^{-1}$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土抵抗比 $\lambda = H/D=0.68$

1 $2.00 \cdot 10^{-2}$
2 $4.00 \cdot 10^{-2}$
3 $5.00 \cdot 10^{-2}$
4 $6.00 \cdot 10^{-2}$
5 $1.00 \cdot 10^{-1}$
6 $1.20 \cdot 10^{-1}$
7 $1.40 \cdot 10^{-1}$
8 $1.60 \cdot 10^{-1}$
9 $1.80 \cdot 10^{-1}$

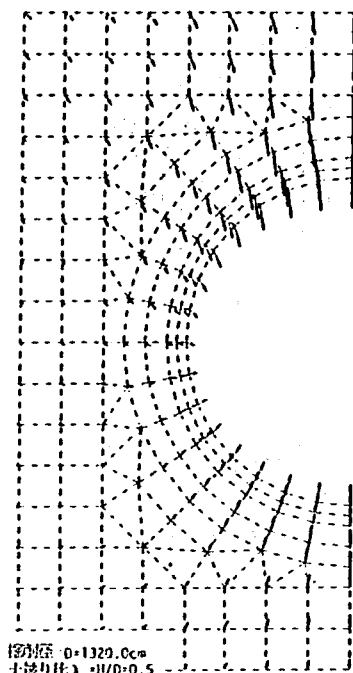


鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土抵抗比 $\lambda = H/D=2.17$

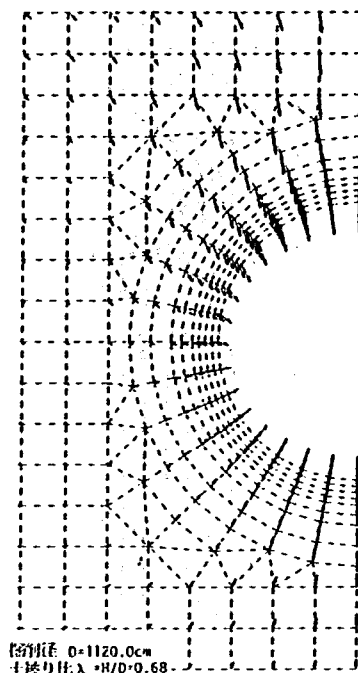
1 $2.00 \cdot 10^{-2}$
2 $4.00 \cdot 10^{-2}$
3 $5.00 \cdot 10^{-2}$
4 $6.00 \cdot 10^{-2}$
5 $1.00 \cdot 10^{-1}$
6 $1.20 \cdot 10^{-1}$
7 $1.40 \cdot 10^{-1}$

鋼は塑性域

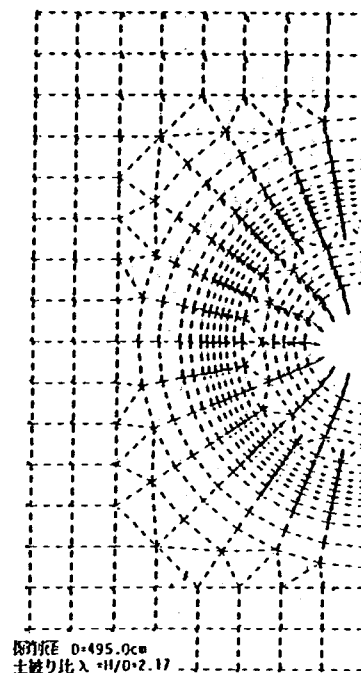
図-17 (5) 最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $= 0.00 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4\text{kg/cm}^2$



MAX. DISP. 2.88E1 (cm)
 DISP. SCALE $\longleftrightarrow 5.76\text{E1}$

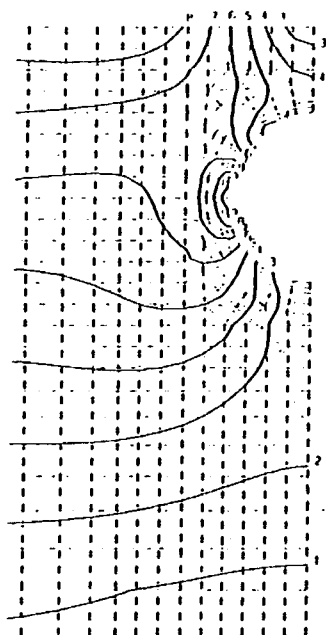


MAX. DISP. 2.16E1 (cm)
 DISP. SCALE $\longleftrightarrow 4.32\text{E1}$

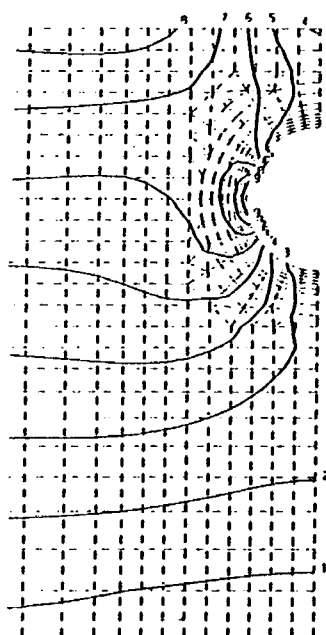


MAX. DISP. 7.43 (cm)
 DISP. SCALE $\longleftrightarrow 1.49\text{E1}$

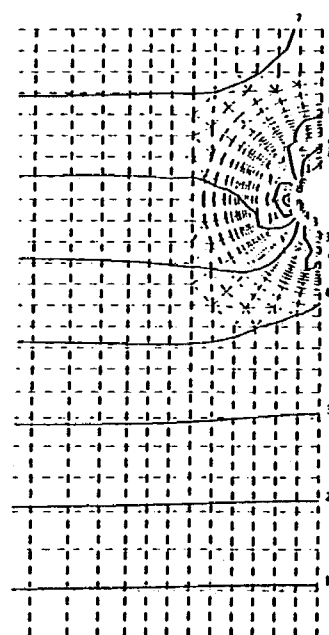
図-18 (1) 地盤の変位 (表被荷重 $= 2.9\text{ kg/cm}^2$, $c=5.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0020\text{kg/cm}^2$ $\nu=0.35$ $E=284.6\text{kg/cm}^2$



1 $-8.10 \cdot 10^4$
 2 $-7.20 \cdot 10^4$
 3 $-6.30 \cdot 10^4$
 4 $-5.40 \cdot 10^4$
 5 $-4.50 \cdot 10^4$
 6 $-3.60 \cdot 10^4$
 7 $-2.70 \cdot 10^4$
 8 $-1.80 \cdot 10^4$
 9 $-9.00 \cdot 10^3$

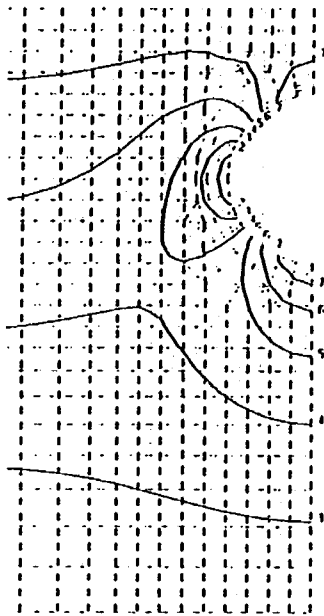


1 $-9.10 \cdot 10^4$
 2 $-8.20 \cdot 10^4$
 3 $-7.30 \cdot 10^4$
 4 $-6.40 \cdot 10^4$
 5 $-5.50 \cdot 10^4$
 6 $-4.60 \cdot 10^4$
 7 $-3.70 \cdot 10^4$
 8 $-2.80 \cdot 10^4$
 9 $-1.90 \cdot 10^4$



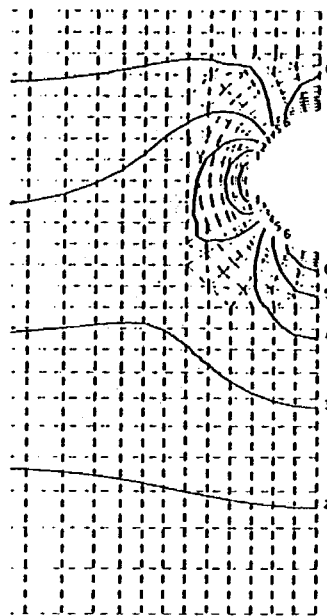
1 $-8.10 \cdot 10^4$
 2 $-7.20 \cdot 10^4$
 3 $-6.30 \cdot 10^4$
 4 $-5.40 \cdot 10^4$
 5 $-4.50 \cdot 10^4$
 6 $-3.60 \cdot 10^4$
 7 $-2.70 \cdot 10^4$
 8 $-1.80 \cdot 10^4$
 9 $-9.00 \cdot 10^3$

図-18 (2) 水平応力の分布 (表被荷重 $= 2.9\text{ kg/cm}^2$, $c=5.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0020\text{kg/cm}^2$ $\nu=0.35$ $E=284.6\text{kg/cm}^2$



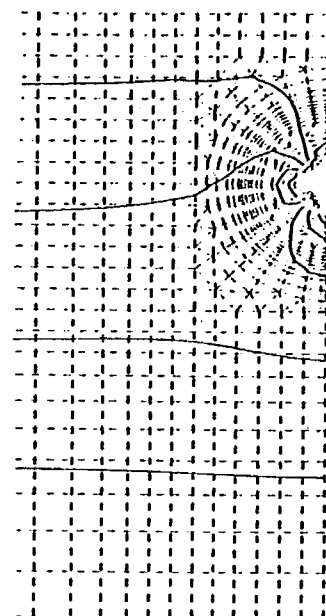
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $1.40 \cdot 10^4$
2 $1.20 \cdot 10^4$
3 $1.00 \cdot 10^4$
4 $8.00 \cdot 10^3$
5 $6.00 \cdot 10^3$
6 $4.00 \cdot 10^3$
7 $2.00 \cdot 10^3$
8 $0.00 \cdot 10^3$



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

1 $1.20 \cdot 10^4$
2 $1.00 \cdot 10^4$
3 $8.00 \cdot 10^3$
4 $6.00 \cdot 10^3$
5 $4.00 \cdot 10^3$
6 $2.00 \cdot 10^3$
7 $0.00 \cdot 10^3$

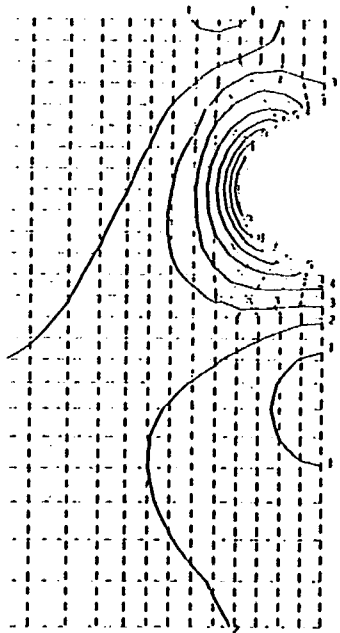


掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

1 $1.20 \cdot 10^4$
2 $1.00 \cdot 10^4$
3 $8.00 \cdot 10^3$
4 $6.00 \cdot 10^3$
5 $4.00 \cdot 10^3$
6 $2.00 \cdot 10^3$
7 $0.00 \cdot 10^3$

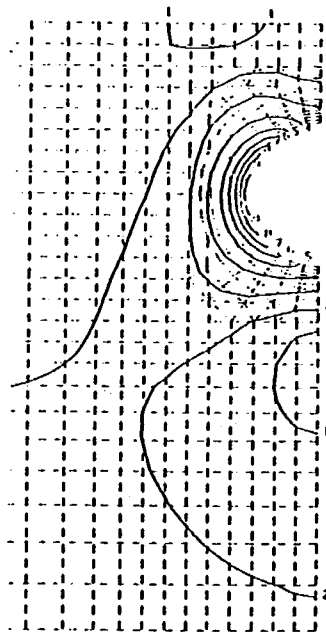
図-18 (3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=5.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)

$\gamma=0.0020\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6\text{kg/cm}^2$



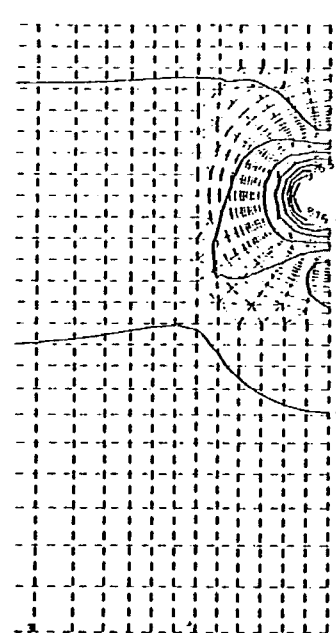
掘削径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $7.00 \cdot 10^3$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $5.00 \cdot 10^3$
4 $4.00 \cdot 10^3$
5 $3.00 \cdot 10^3$
6 $2.00 \cdot 10^3$
7 $1.00 \cdot 10^3$
8 $0.00 \cdot 10^3$



掘削径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

1 $7.00 \cdot 10^3$
2 $6.00 \cdot 10^3$
3 $5.00 \cdot 10^3$
4 $4.00 \cdot 10^3$
5 $3.00 \cdot 10^3$
6 $2.00 \cdot 10^3$
7 $1.00 \cdot 10^3$
8 $0.00 \cdot 10^3$

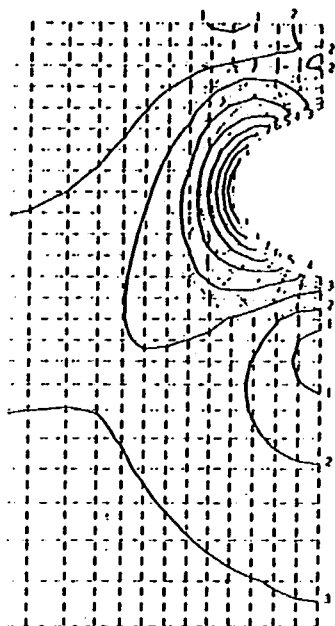


掘削径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

1 $6.00 \cdot 10^3$
2 $5.00 \cdot 10^3$
3 $4.00 \cdot 10^3$
4 $3.00 \cdot 10^3$
5 $2.00 \cdot 10^3$
6 $1.00 \cdot 10^3$
7 $0.00 \cdot 10^3$
8 $0.00 \cdot 10^3$

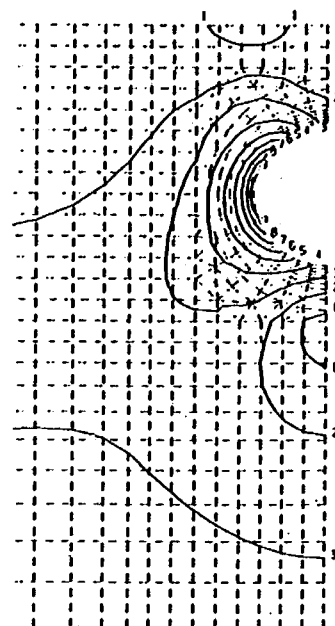
図-18 (4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=5.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)

$\gamma=0.0020\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.35$ $E=284.6\text{kg/cm}^2$



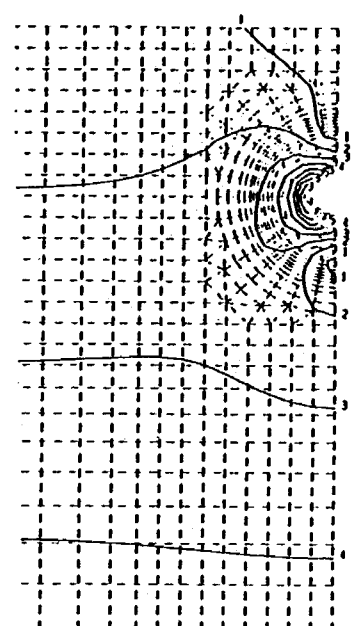
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1	7.77×10^{-3}
2	1.15×10^{-2}
3	2.19×10^{-2}
4	2.89×10^{-2}
5	3.51×10^{-2}
6	4.21×10^{-2}
7	4.91×10^{-2}
8	5.60×10^{-2}
9	6.30×10^{-2}



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

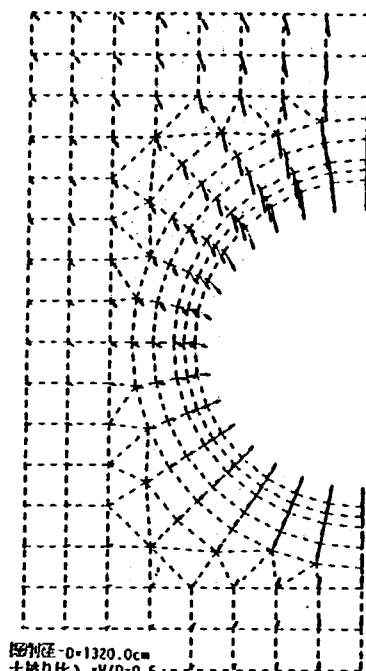
1	7.00×10^{-3}
2	1.10×10^{-2}
3	2.10×10^{-2}
4	2.80×10^{-2}
5	3.50×10^{-2}
6	4.20×10^{-2}
7	4.90×10^{-2}
8	5.60×10^{-2}
9	6.30×10^{-2}



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

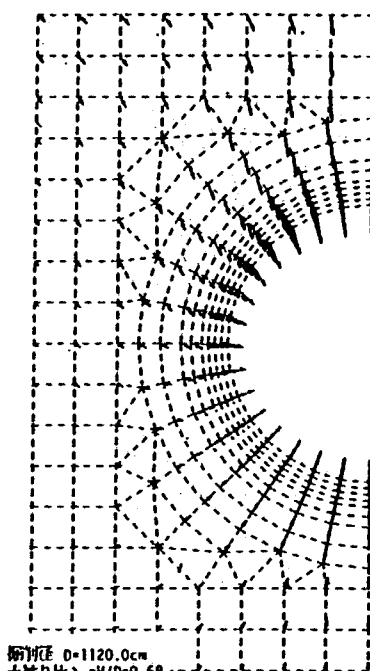
1	6.00×10^{-3}
2	1.20×10^{-2}
3	1.90×10^{-2}
4	2.40×10^{-2}
5	3.00×10^{-2}
6	3.60×10^{-2}
7	4.20×10^{-2}
8	4.80×10^{-2}
9	5.40×10^{-2}

図-18(5) 最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $\sim 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=5.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\tau=0.0020 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.35$ $E=284.6 \text{ kg/cm}^2$



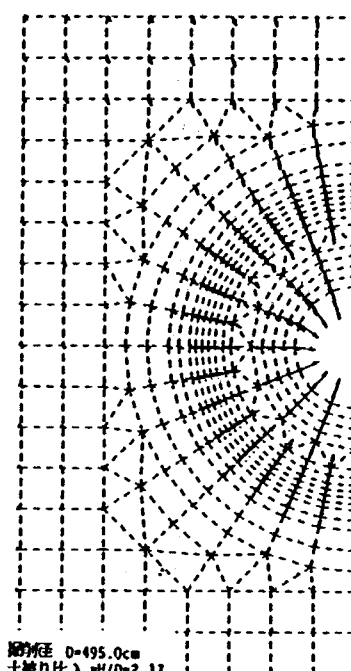
図例径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

MAX. DISP. 5.85E1 (cm)
DISP. SCALE $\longleftrightarrow 1.17\text{E2}$



図例径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

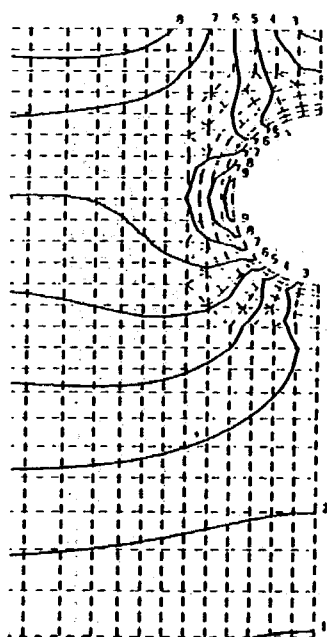
MAX. DISP. 4.34E1 (cm)
DISP. SCALE $\longleftrightarrow 8.68\text{E1}$



図例径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

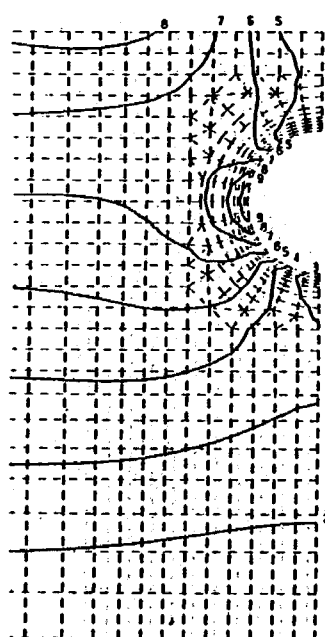
MAX. DISP. 1.44E1 (cm)
DISP. SCALE $\longleftrightarrow 2.88\text{E1}$

図-19 (1) 地盤の変位 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$



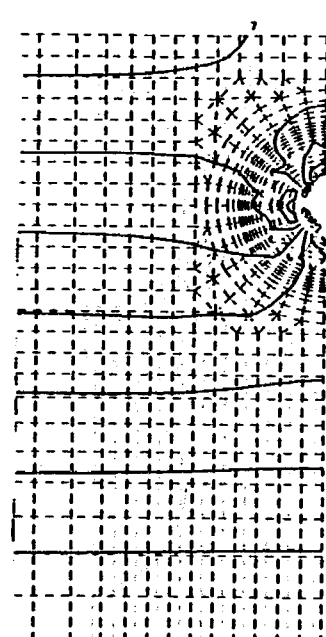
図例径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

0.00
0.01
0.02
0.03
0.04
0.05
0.06
0.07
0.08
0.09
0.10



図例径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

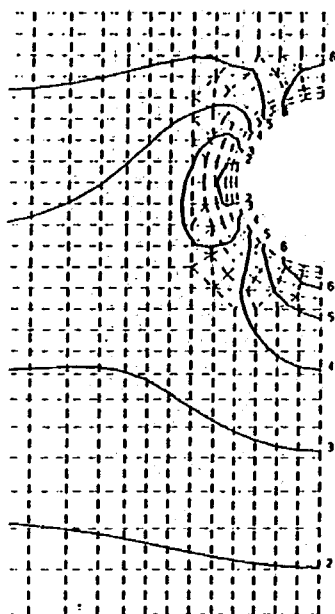
0.00
0.01
0.02
0.03
0.04
0.05
0.06
0.07
0.08
0.09
0.10



図例径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

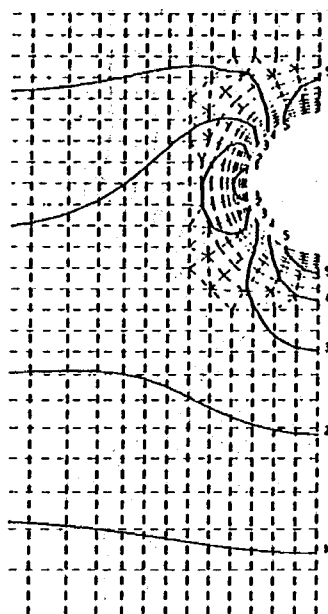
0.00
0.01
0.02
0.03
0.04
0.05
0.06
0.07
0.08
0.09
0.10

図-19 (2) 水平応力の分布 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$



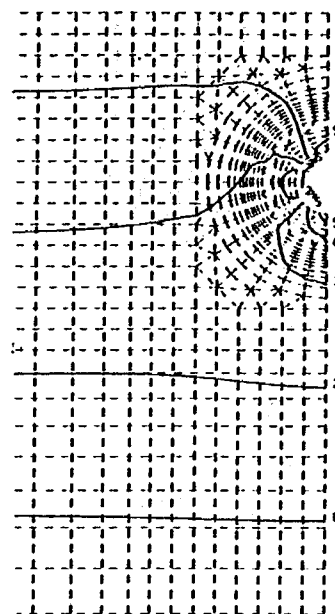
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $-1.20 \cdot 10^4$
2 $-8.00 \cdot 10^3$
3 $-6.00 \cdot 10^3$
4 $-4.00 \cdot 10^3$
5 $-2.00 \cdot 10^3$
6 $-1.00 \cdot 10^3$
7 $0.00 \cdot 10^3$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

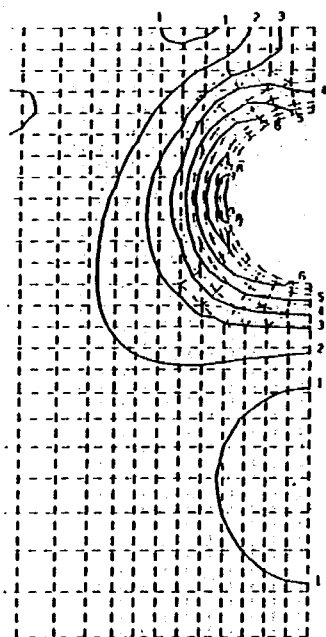
1 $-1.00 \cdot 10^4$
2 $-8.00 \cdot 10^3$
3 $-6.00 \cdot 10^3$
4 $-4.00 \cdot 10^3$
5 $-2.00 \cdot 10^3$
6 $0.00 \cdot 10^3$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

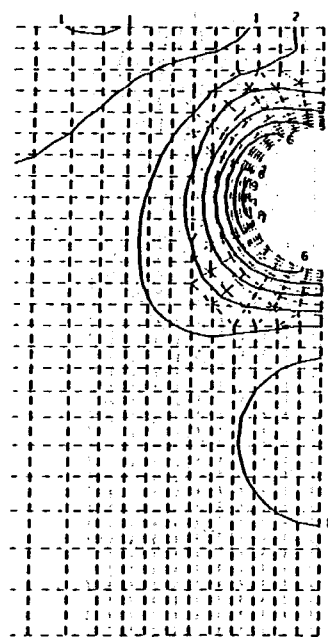
1 $-1.00 \cdot 10^4$
2 $-8.00 \cdot 10^3$
3 $-6.00 \cdot 10^3$
4 $-4.00 \cdot 10^3$
5 $-2.00 \cdot 10^3$

図-19(3) 鉛直応力の分布 (変形荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$



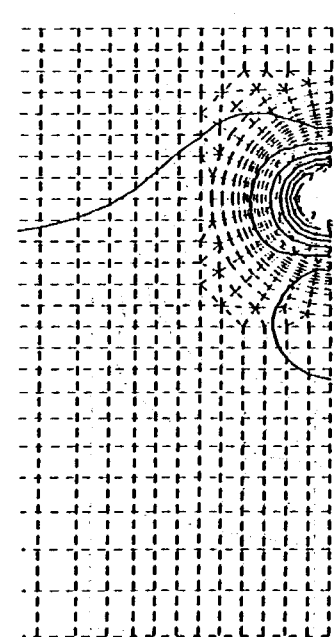
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $5.00 \cdot 10^3$
2 $4.00 \cdot 10^3$
3 $3.00 \cdot 10^3$
4 $2.00 \cdot 10^3$
5 $1.00 \cdot 10^3$
6 $0.00 \cdot 10^3$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

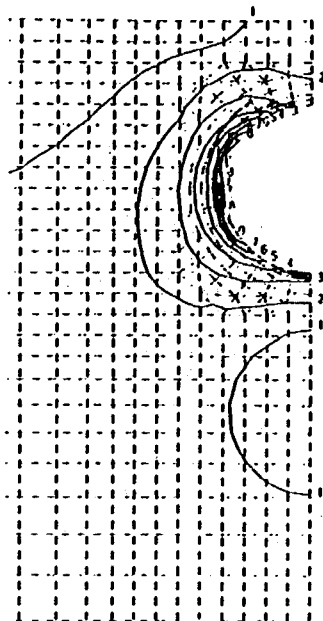
1 $5.00 \cdot 10^3$
2 $4.00 \cdot 10^3$
3 $3.00 \cdot 10^3$
4 $2.00 \cdot 10^3$
5 $1.00 \cdot 10^3$
6 $0.00 \cdot 10^3$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

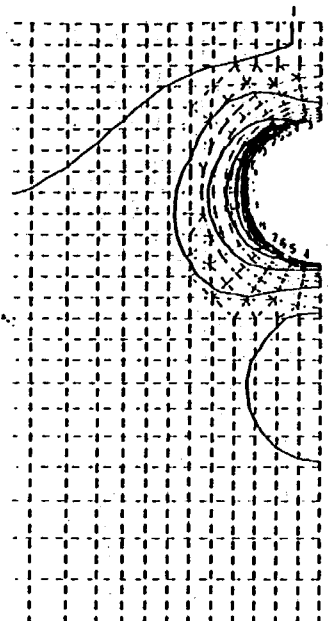
1 $5.00 \cdot 10^3$
2 $4.00 \cdot 10^3$
3 $3.00 \cdot 10^3$
4 $2.00 \cdot 10^3$
5 $1.00 \cdot 10^3$
6 $0.00 \cdot 10^3$

図-19(4) 最大せん断応力の分布 (変形荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$



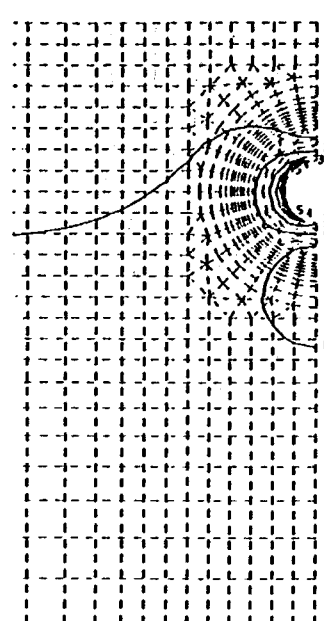
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 $2.00 \cdot 10^{-3}$
2 $4.00 \cdot 10^{-3}$
3 $6.00 \cdot 10^{-3}$
4 $8.00 \cdot 10^{-3}$
5 $1.00 \cdot 10^{-2}$
6 $1.20 \cdot 10^{-2}$
7 $1.40 \cdot 10^{-2}$
8 $1.60 \cdot 10^{-2}$
9 $1.80 \cdot 10^{-2}$



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

1 $2.00 \cdot 10^{-3}$
2 $4.00 \cdot 10^{-3}$
3 $6.00 \cdot 10^{-3}$
4 $8.00 \cdot 10^{-3}$
5 $1.00 \cdot 10^{-2}$
6 $1.20 \cdot 10^{-2}$
7 $1.40 \cdot 10^{-2}$
8 $1.60 \cdot 10^{-2}$



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

1 $2.00 \cdot 10^{-3}$
2 $4.00 \cdot 10^{-3}$
3 $6.00 \cdot 10^{-3}$
4 $8.00 \cdot 10^{-3}$
5 $1.00 \cdot 10^{-2}$

■ は塑性域

図-19 (5) 最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=2.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\Gamma=0.0018\text{kg/cm}^2$ $\nu=0.4$ $E=141.7\text{kg/cm}^2$

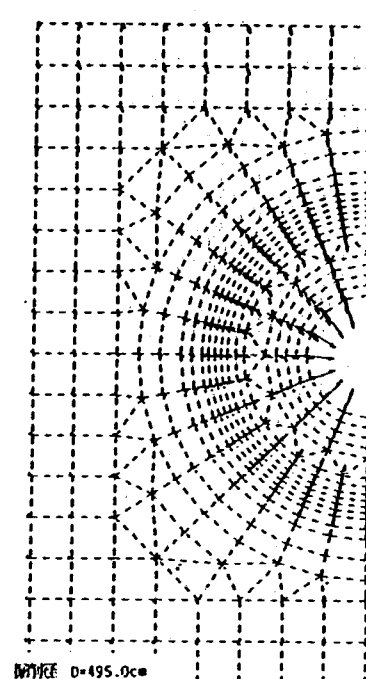
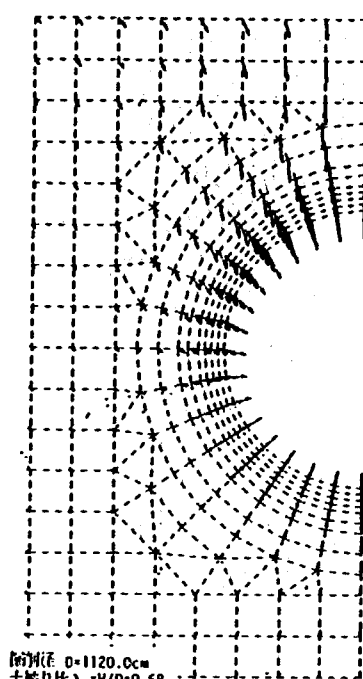
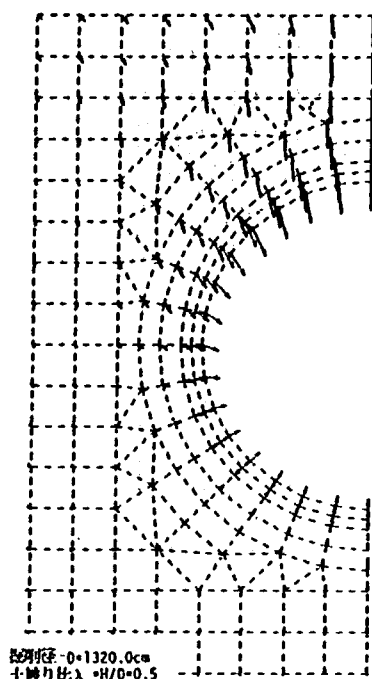


図-20 (1) 地盤の変位 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$ 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4\text{kg/cm}^2$

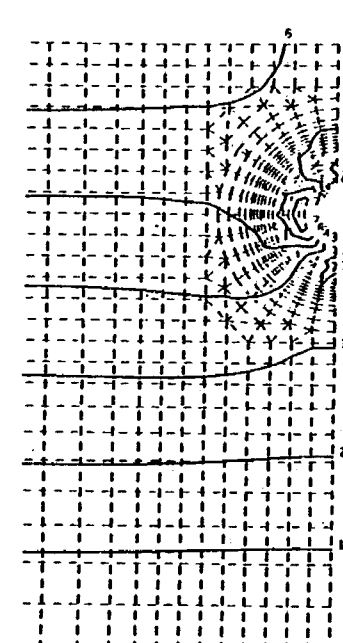
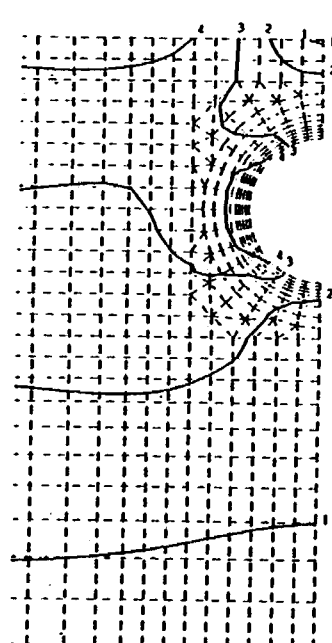
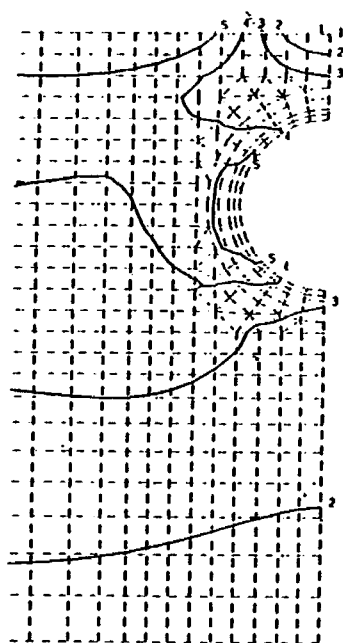
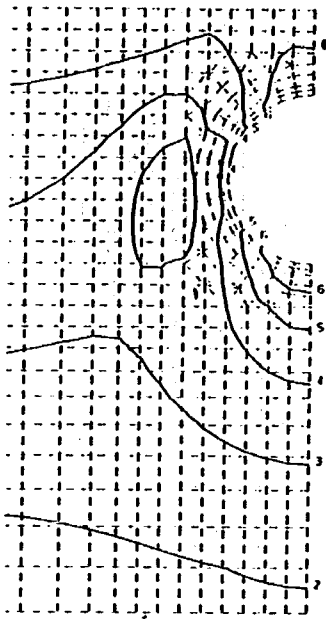
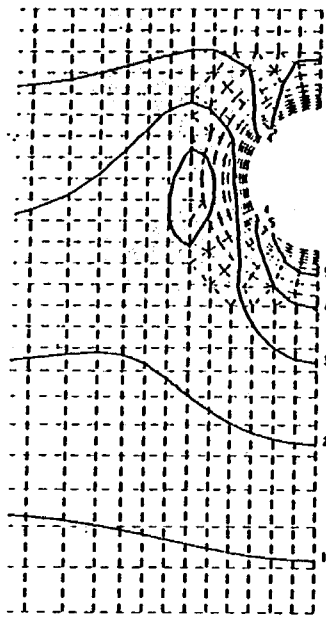


図-20 (2) 水平応力の分布 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$ 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4\text{kg/cm}^2$



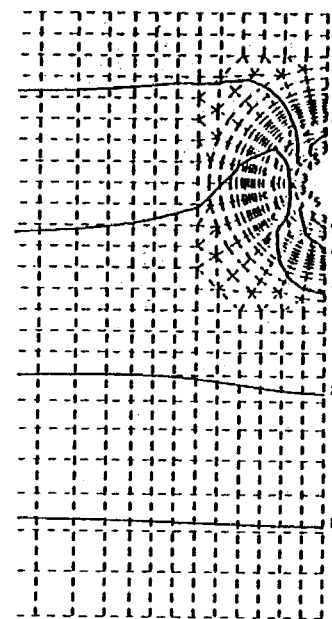
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.5$

1 -1.20×10^4
2 -1.00×10^4
3 -8.00×10^3
4 -6.00×10^3
5 -4.00×10^3
6 -2.00×10^3
7 0.00×10^3



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.68$

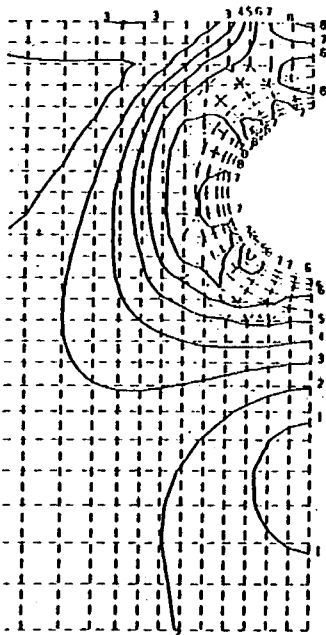
1 -1.00×10^4
2 -8.00×10^3
3 -6.00×10^3
4 -4.00×10^3
5 -2.00×10^3
6 0.00×10^3



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=2.17$

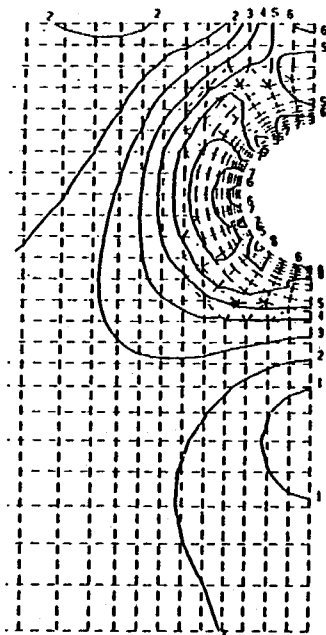
1 -1.00×10^4
2 -8.00×10^3
3 -6.00×10^3
4 -4.00×10^3
5 -2.00×10^3
6 0.00×10^3

図-20 (3) 鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4\text{kg/cm}^2$



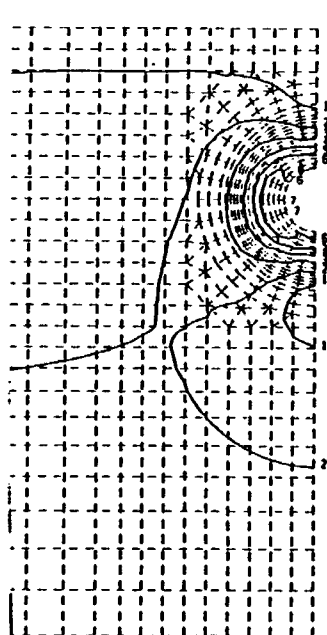
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.5$

1 4.00×10^4
2 3.20×10^4
3 2.40×10^4
4 1.60×10^4
5 8.00×10^3
6 4.00×10^3
7 2.00×10^3
8 0.00×10^3



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=0.68$

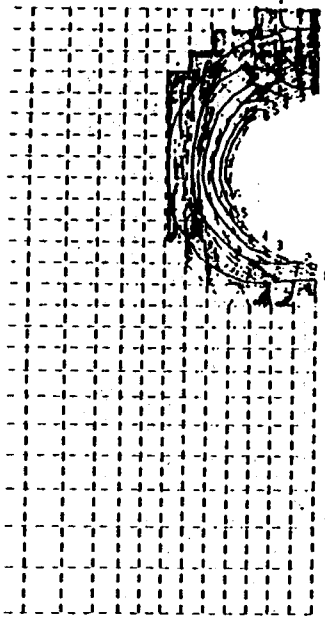
1 4.00×10^4
2 3.20×10^4
3 2.40×10^4
4 1.60×10^4
5 8.00×10^3
6 4.00×10^3
7 2.00×10^3
8 0.00×10^3



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比 $\lambda = H/D=2.17$

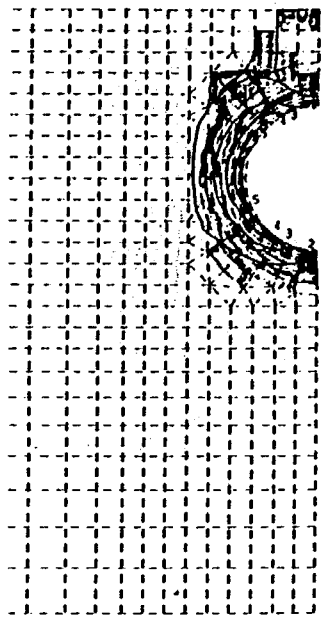
1 4.00×10^4
2 3.20×10^4
3 2.40×10^4
4 1.60×10^4
5 8.00×10^3
6 4.00×10^3
7 2.00×10^3
8 0.00×10^3

図-20 (4) 最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4\text{kg/cm}^2$



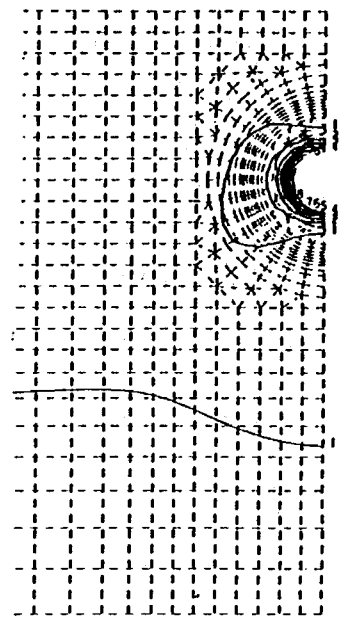
鋼管径 $D=1320.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.5$

1 2.00×10^{-1}
2 4.00×10^{-1}
3 6.00×10^{-1}
4 8.00×10^{-1}
5 1.00×10^0
6 1.20×10^0



鋼管径 $D=1120.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=0.68$

1 2.00×10^{-1}
2 4.00×10^{-1}
3 6.00×10^{-1}
4 8.00×10^{-1}
5 1.00×10^0



鋼管径 $D=495.0\text{cm}$
土被り比入 $H/D=2.17$

1 7.00×10^{-1}
2 1.40×10^0
3 2.10×10^0
4 2.80×10^0
5 3.50×10^0
6 4.20×10^0
7 4.90×10^0
8 5.60×10^0

■ は塑性域

図-20(5) 最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi=20^\circ$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.4$ $E=27.4\text{kg/cm}^2$

3. 3. 2 関 係

〔(図-21～29); (1) 乾燥砂〕
〔(図-30～44); (2) 飽和砂〕
〔(図-45～56); (3) 粘性土〕

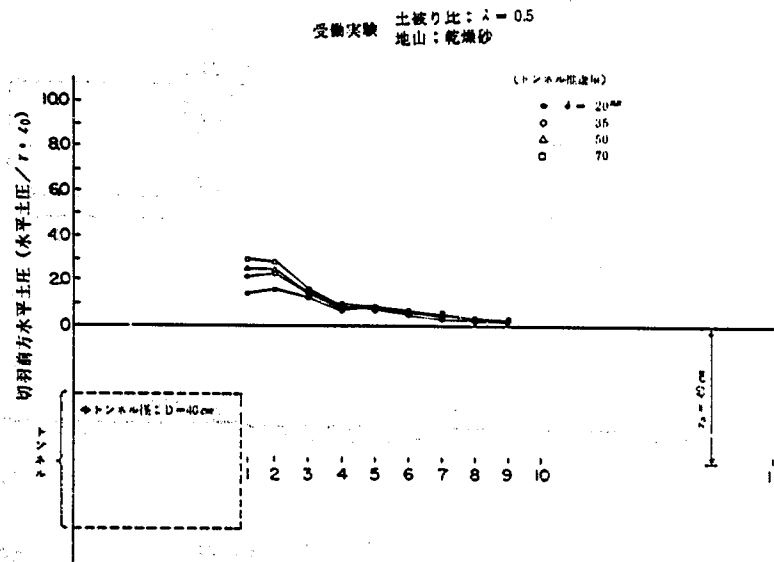


図-21 トンネル軸方向の水平土圧 (増分)

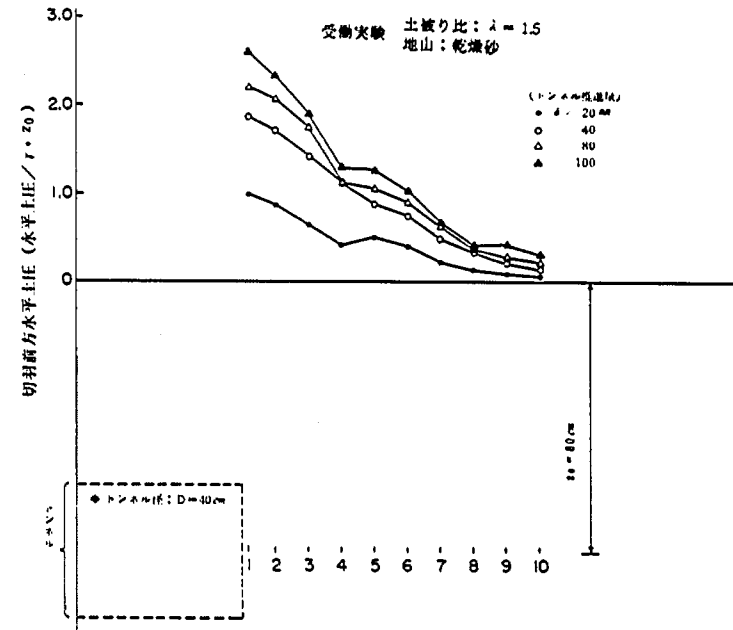


図-23 トンネル軸方向の水平土圧 (増分)

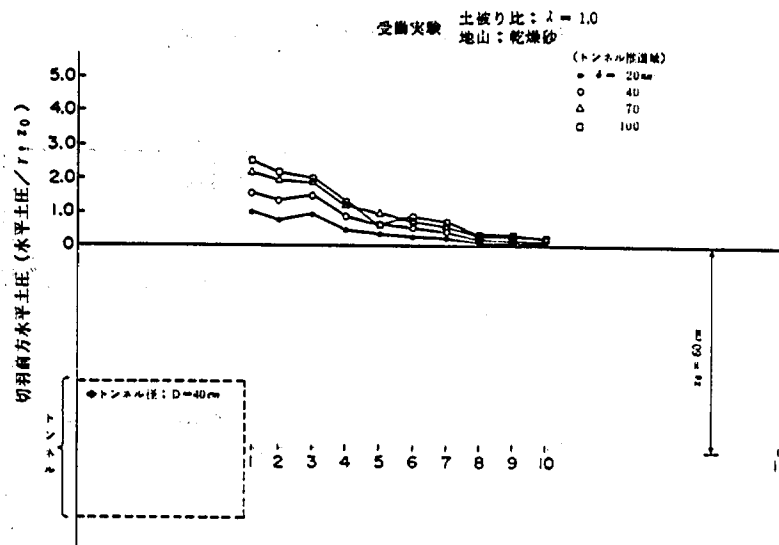


図-22 トンネル軸方向の水平土圧 (増分)

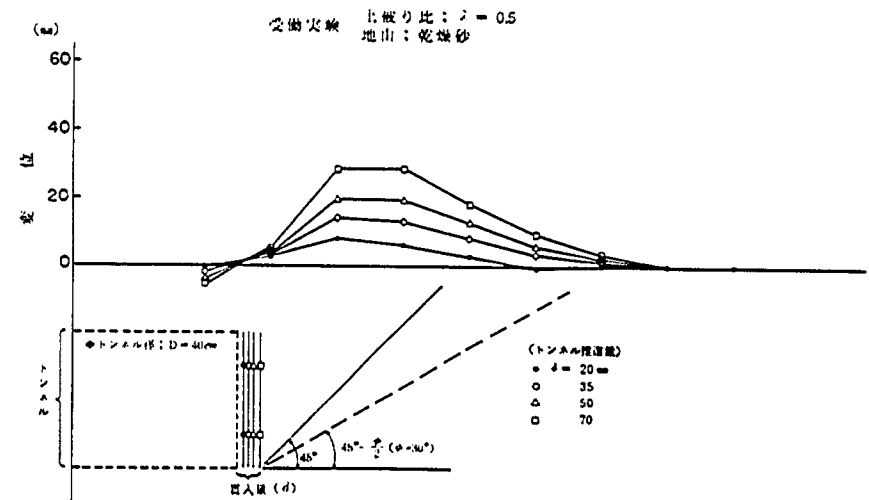


図-24 トンネル貫入実験 (地表変位)

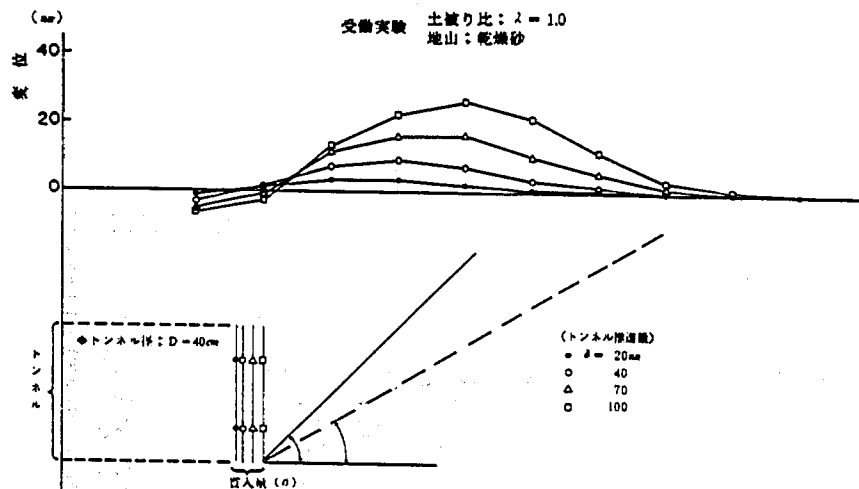


図-25 トンネル貫入実験 (地表変位)

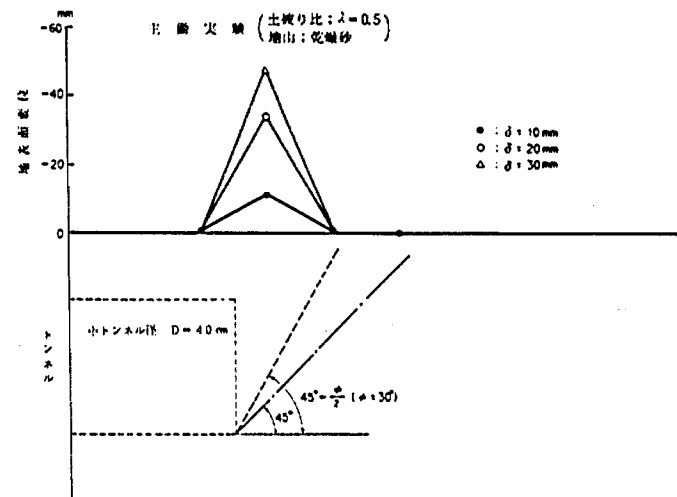


図-27 トンネル貫入実験 (地表変位)

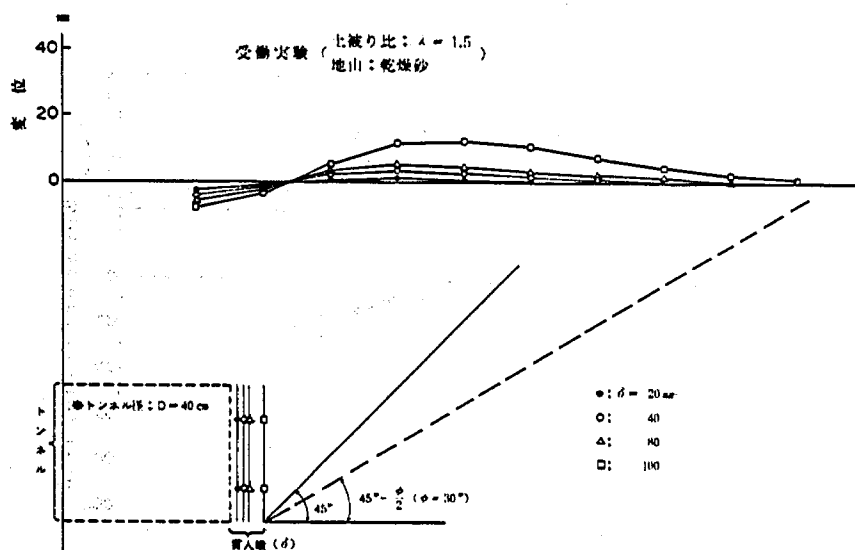


図-26 トンネル貫入実験 (地表変位)

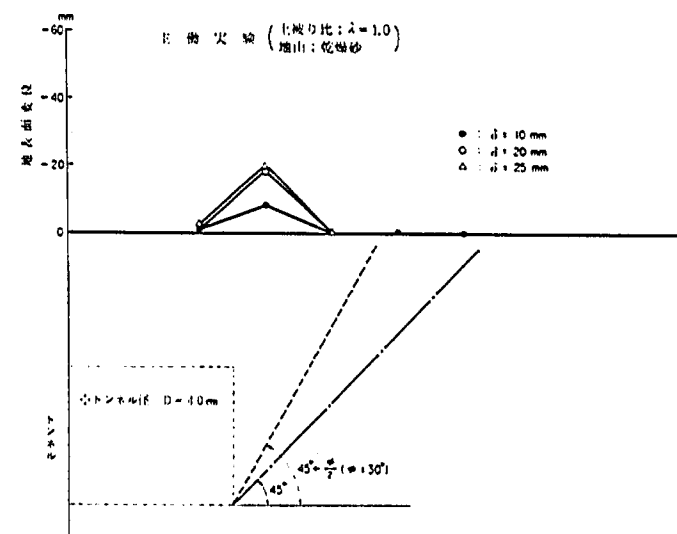


図-28 トンネル貫入実験 (地表変位)

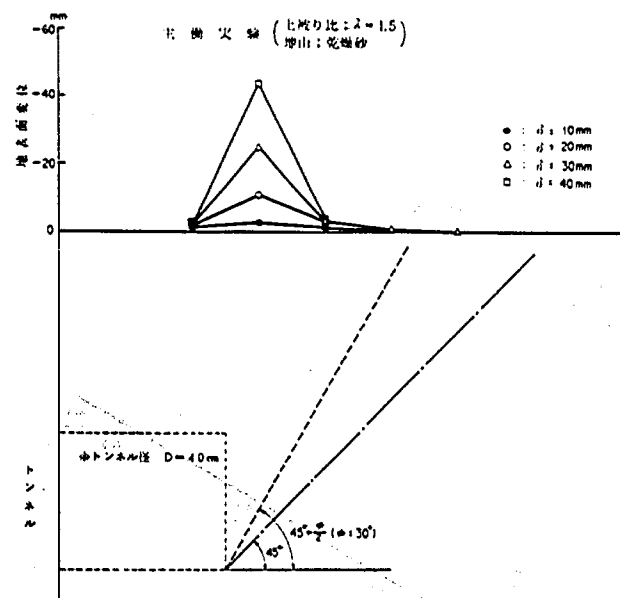


図-29 トンネル貫入実験 (地表変位)

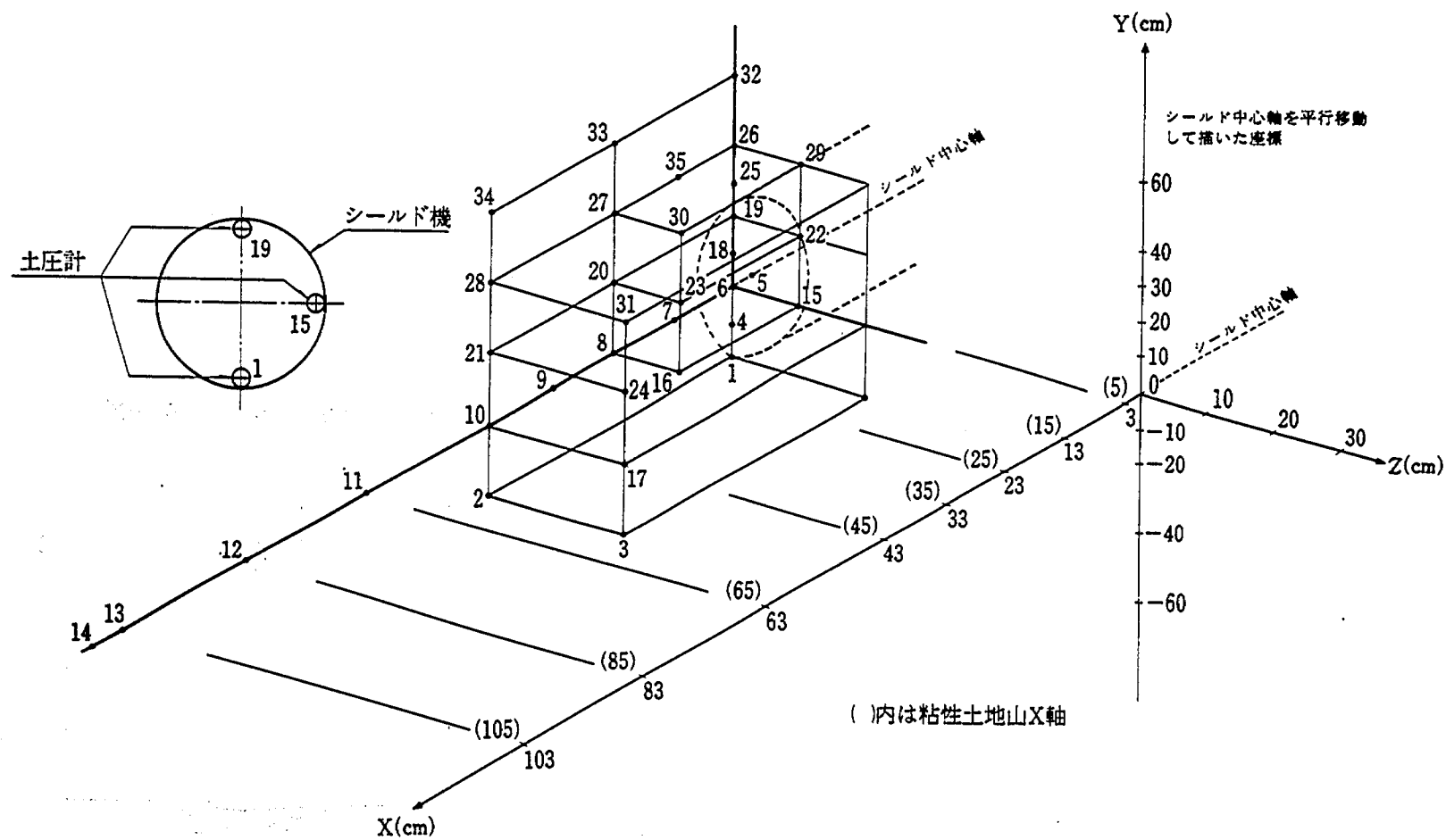


図-30 計器設置位置

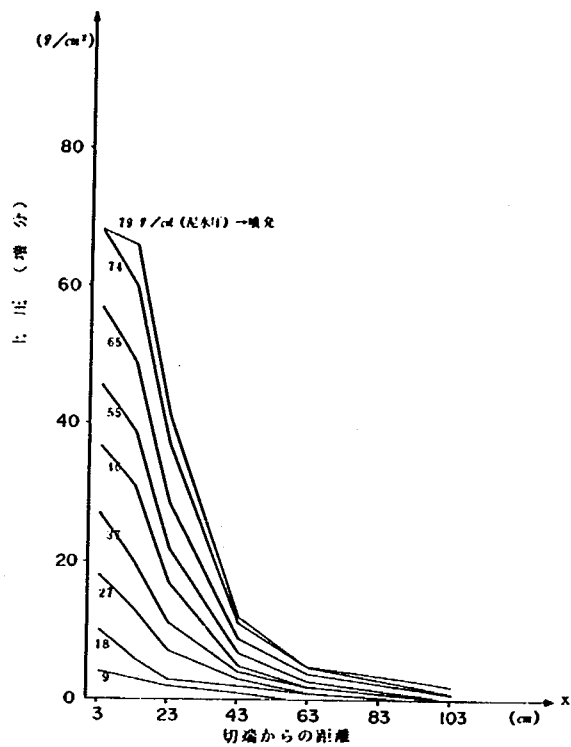


図-31 シールド軸方向土圧分布 (砂地盤 $\lambda = 0.5$) (水平土圧)

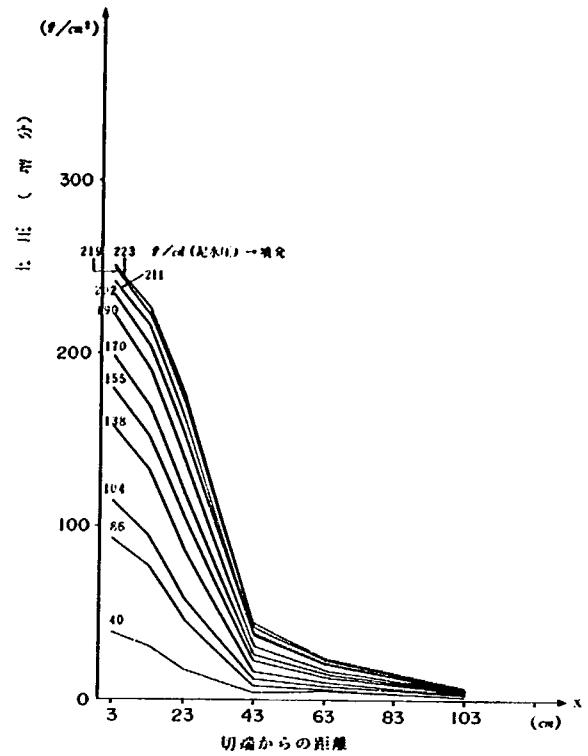


図-33 シールド軸方向土圧分布 (砂地盤 $\lambda = 1.5$) (水平土圧)

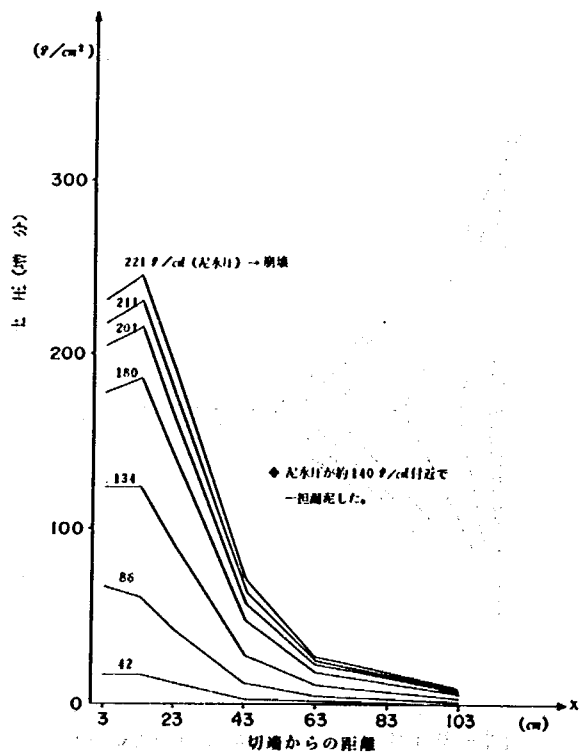


図-32 シールド軸方向土圧分布 (砂地盤 $\lambda = 1.0$) (水平土圧)

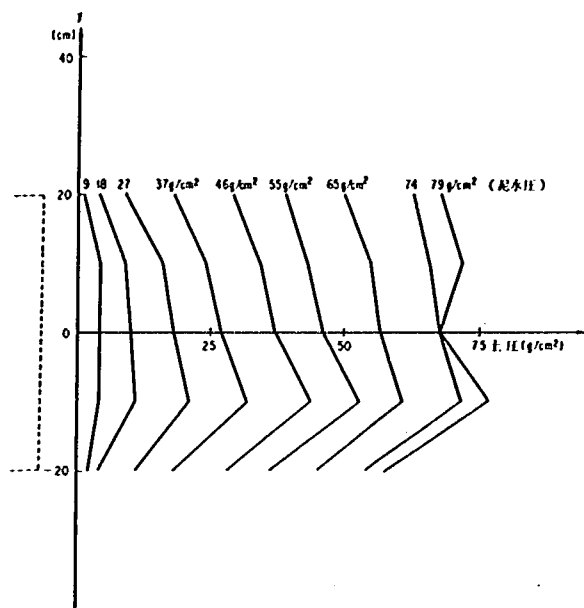
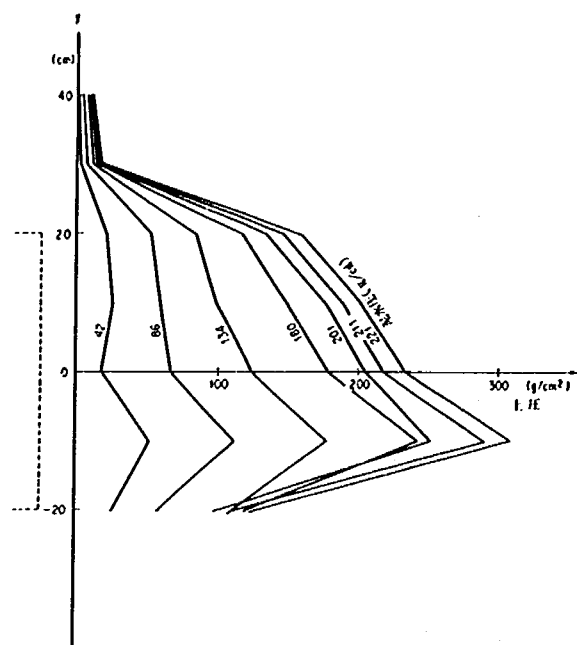


図-34 (1) シールド鉛直方向土圧分布 (砂地盤 $\lambda = 0.5$)
($x = 3, z = 0$ 軸)



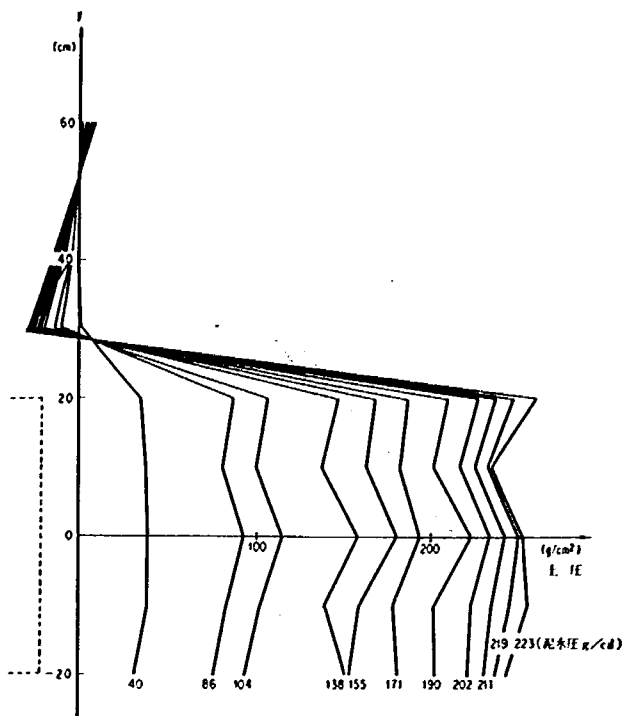


図-36 (1) シールド軸直方向土圧分布 (砂地盤 $\lambda = 1.5$)
($x=3, z=0$ 軸)

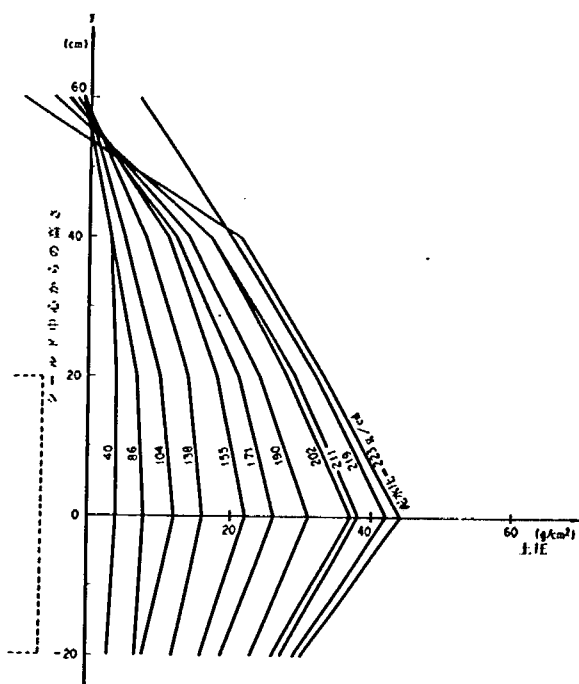


図-36 (2) シールド軸直方向土圧分布 (砂地盤 $\lambda = 1.5$)
($x=43, z=0$ 軸)

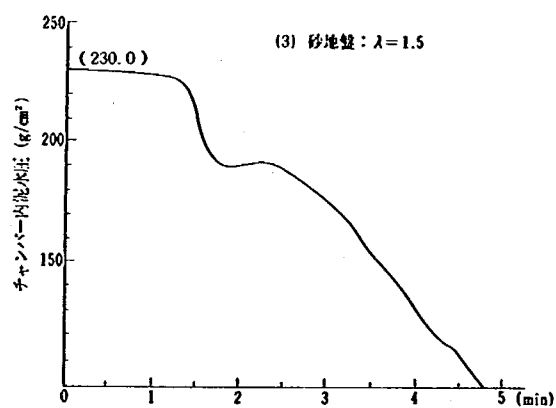
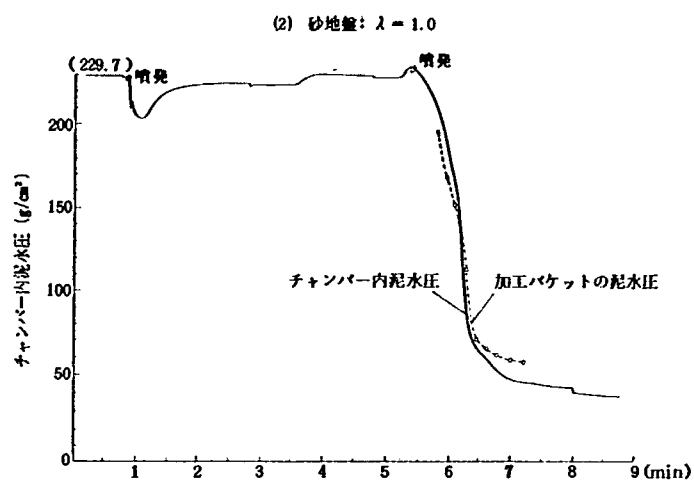
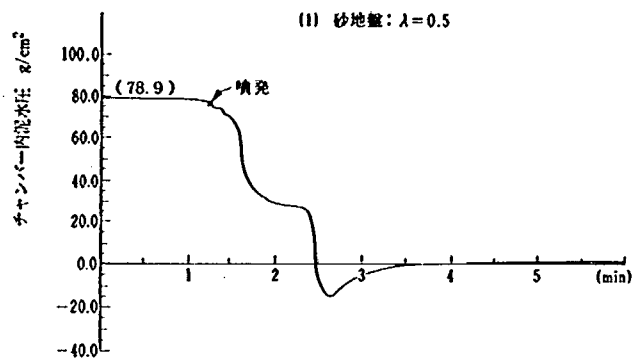


図-37 噴発時の泥水圧の変化

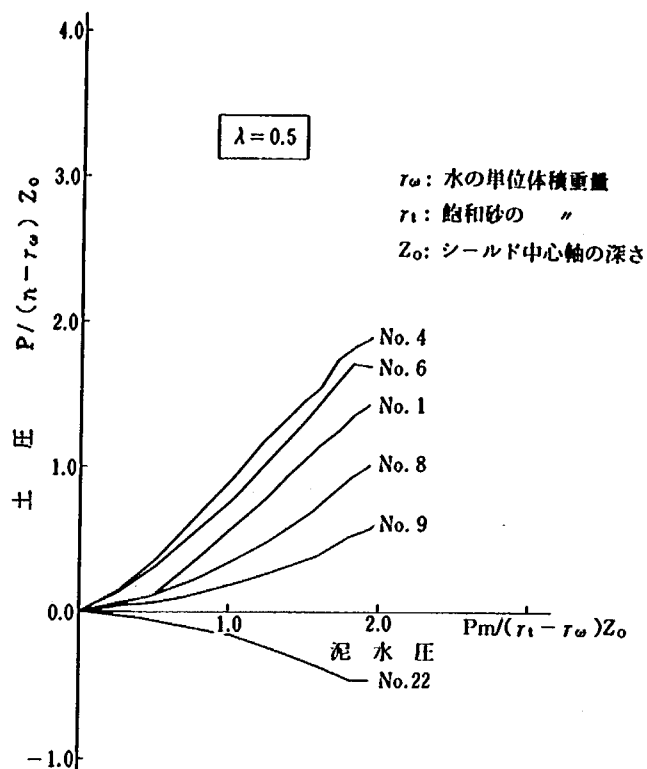


図-38 泥水圧と土圧の変化 (砂地盤)

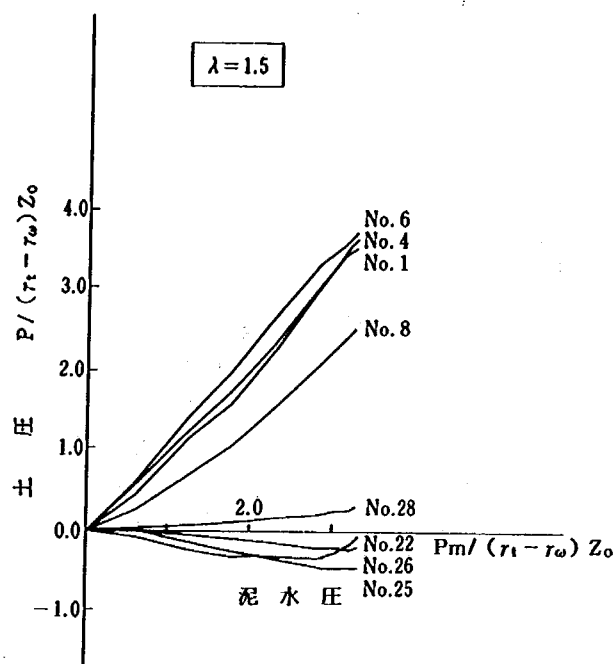


図-40 泥水圧と土圧の変化 (砂地盤)

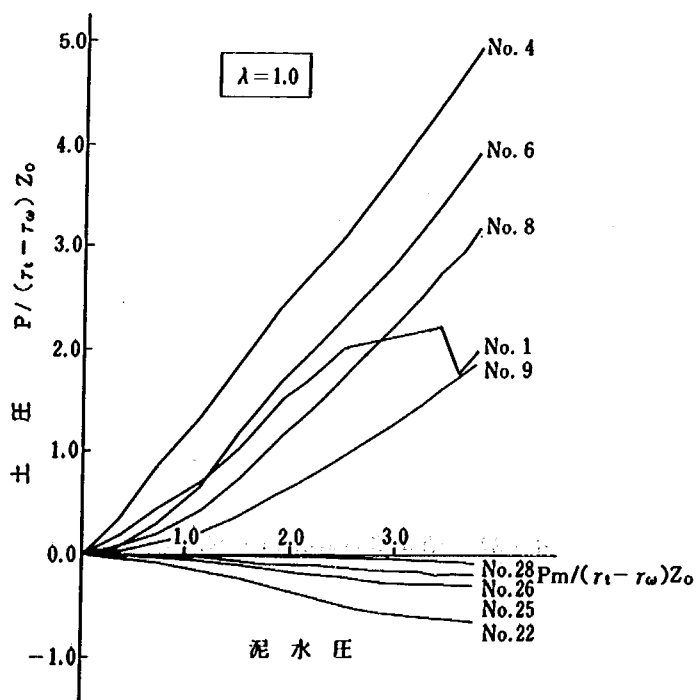


図-39 泥水圧と土圧の変化 (砂地盤)

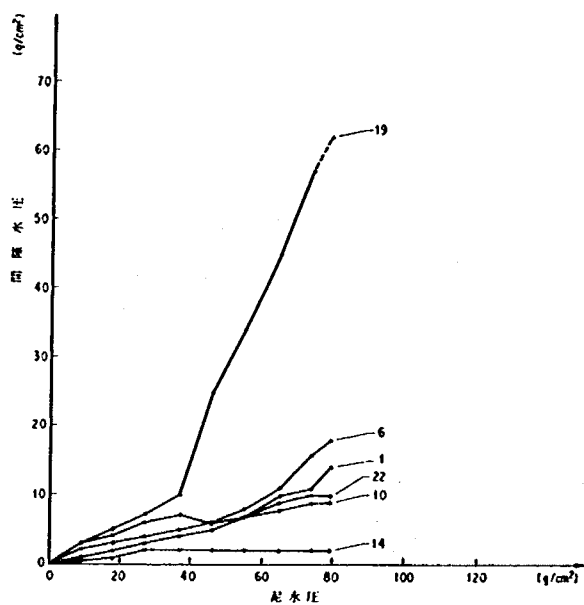


図-41 配水圧 - 間隙水圧変化 (砂地盤 $\lambda = 0.5$)

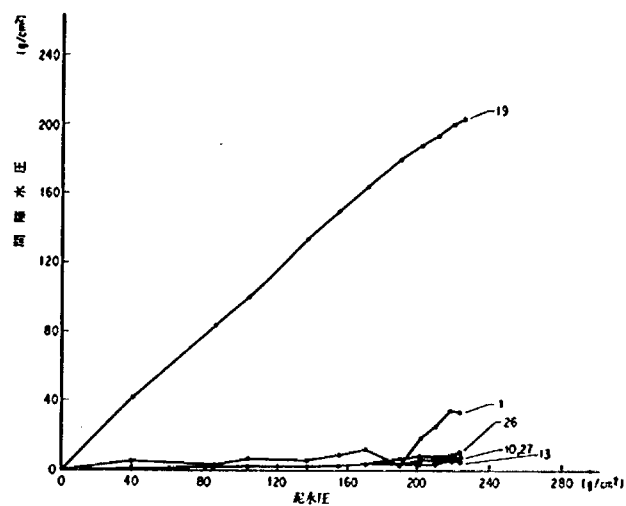


図-43 配水圧 - 間隙水圧変化 (砂地盤 $\lambda = 1.5$)

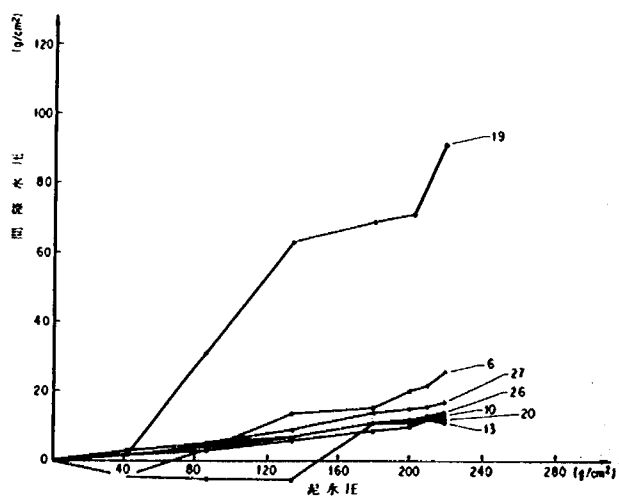
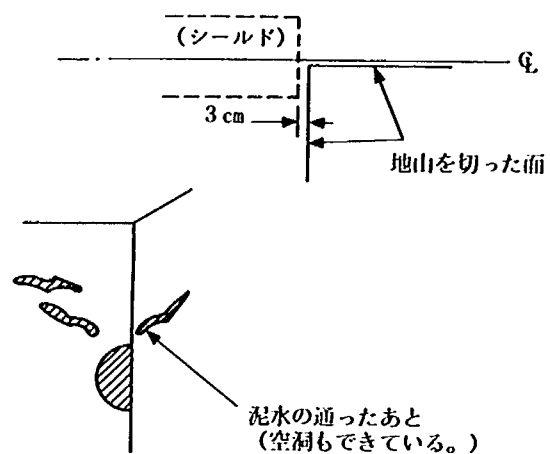
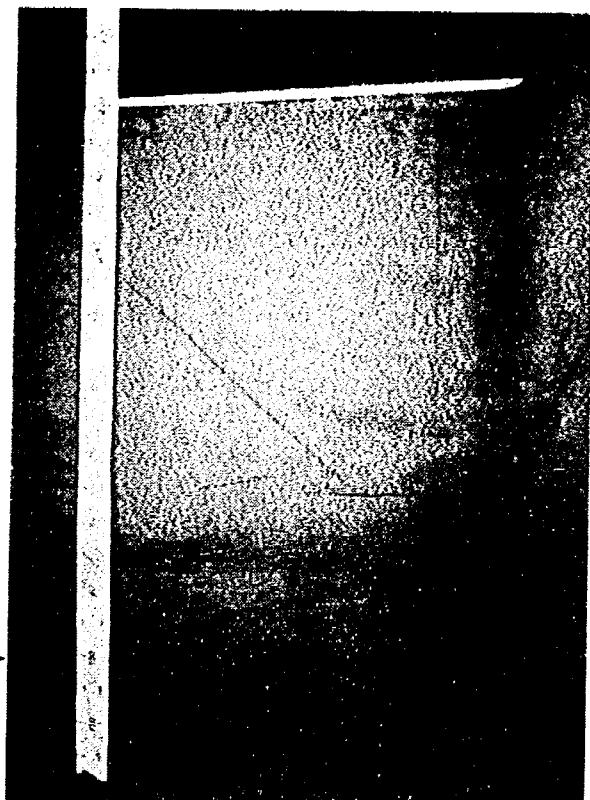


図-42 配水圧 - 間隙水圧変化 (砂地盤 $\lambda = 1.0$)

シールド中心
の深さ80cm
(地表面のス
ケールを20cm
としてある。)→
(D=40cm)



シールド中心
の深さ80cm
(地表面のス
ケールを20cm
としてある。)→
(D=40cm)

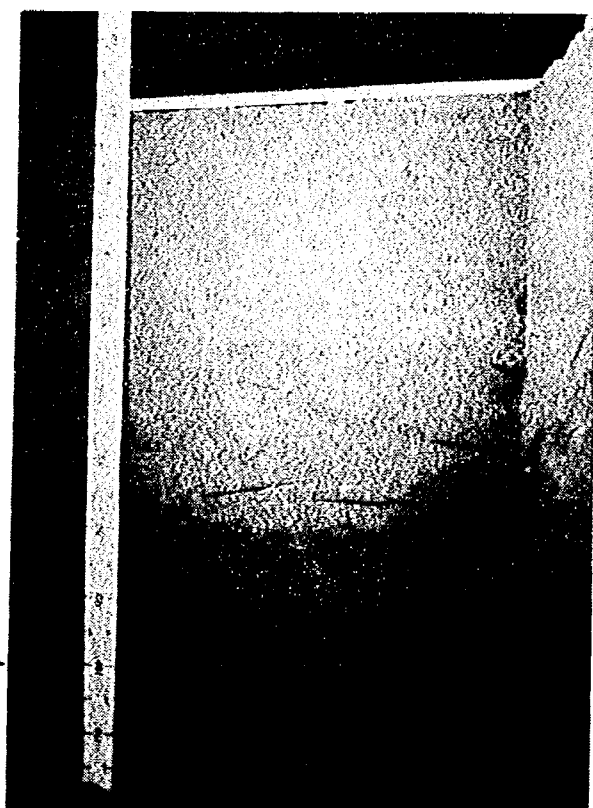
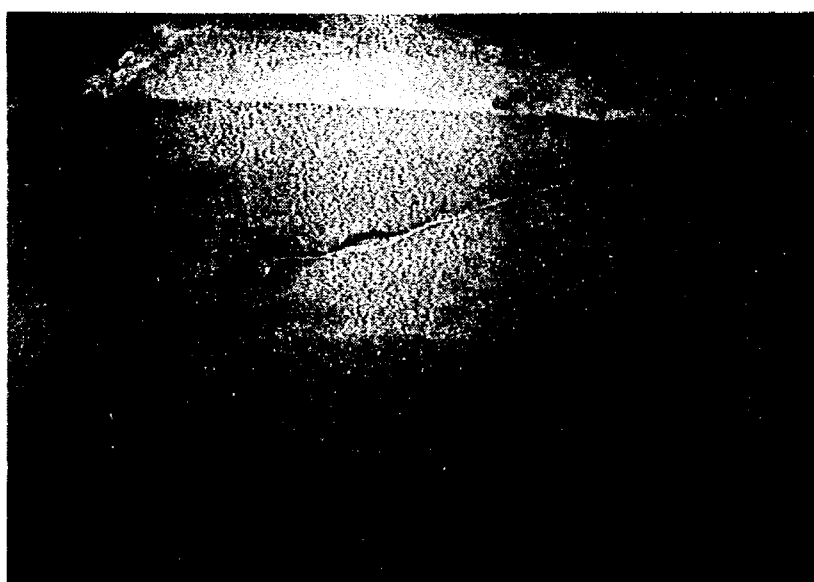
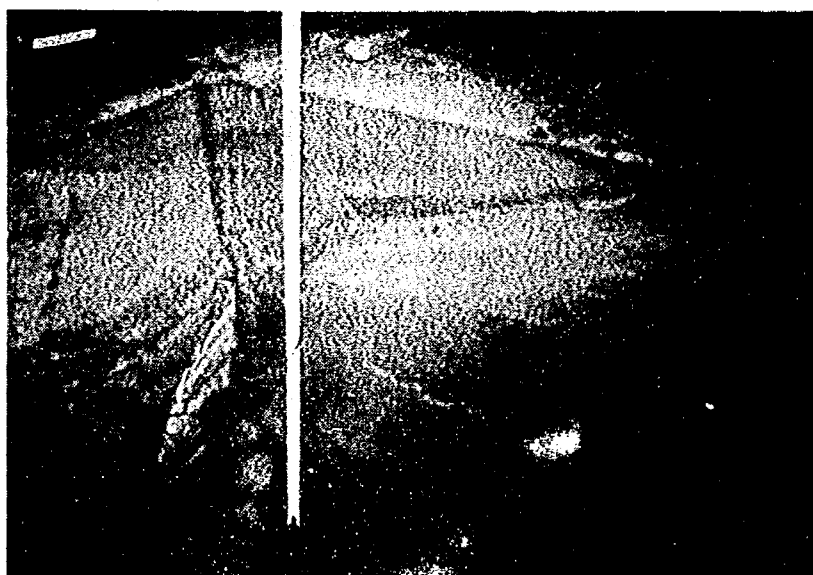
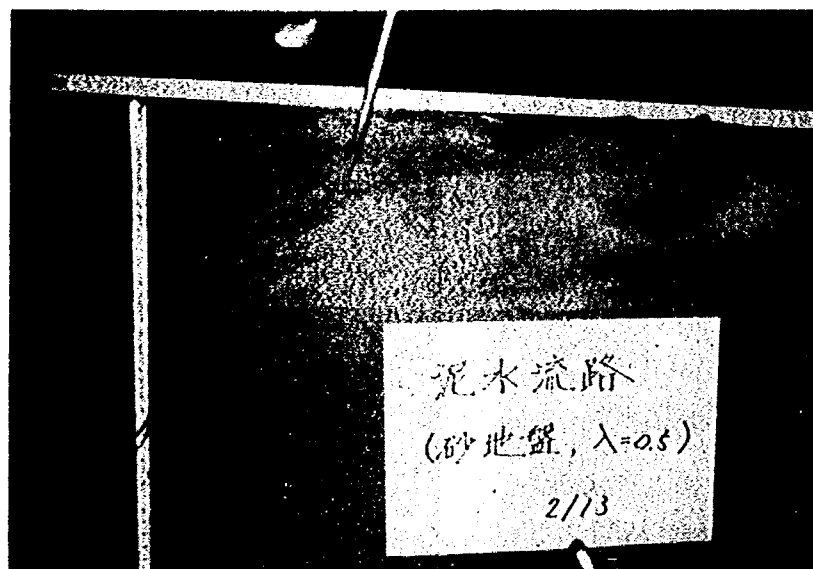
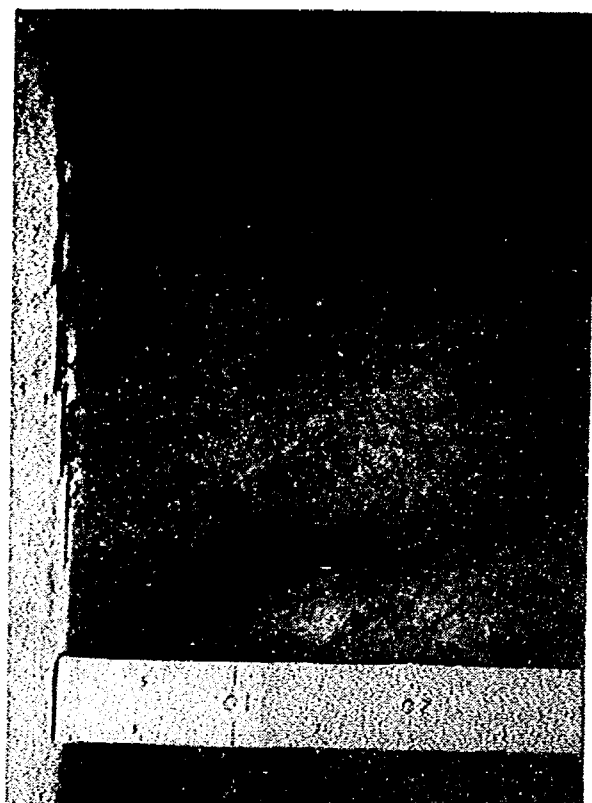


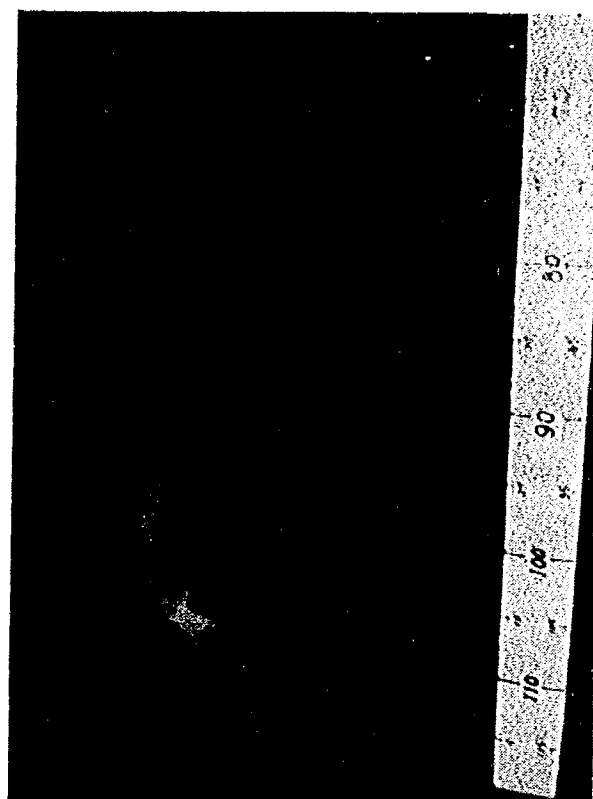
図-44 (1) (写真)



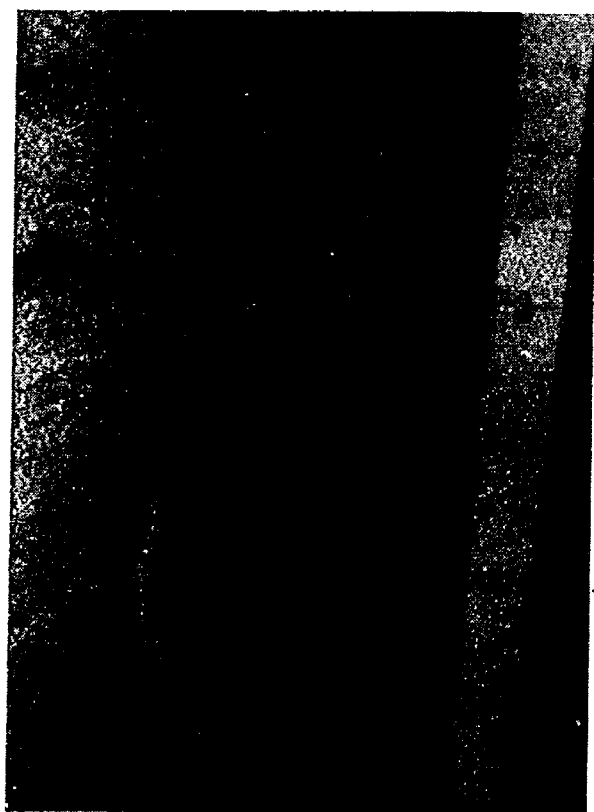
図一 44 (2) (写真)



シールド切端面の位置



シールド中
心の深さ
80cm
(地表面の
スケールを
20cmとして
ある。)
(D=40cm)



シールド中心の深さ80cm
(地表面のスケールを20cmとしてある。)
(D=40cm)

図-44 (3) (写真)

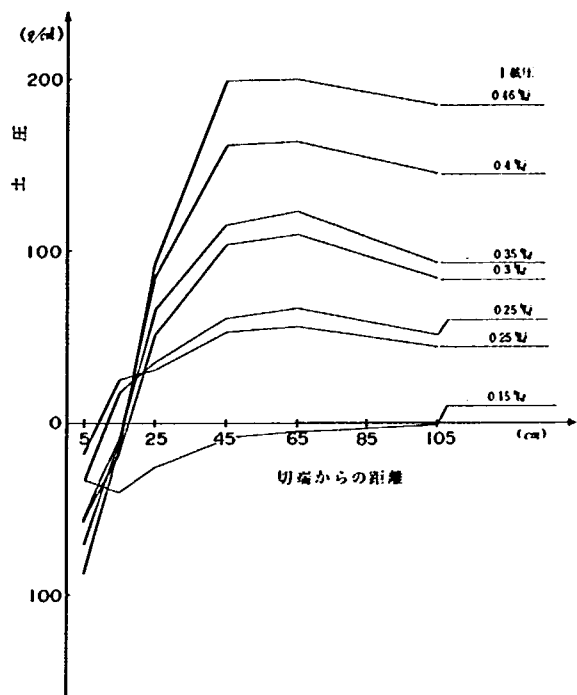


図-45 シールド軸方向土圧分布 (粘性土, $\lambda=0.5$)
(水平土圧) Run-1

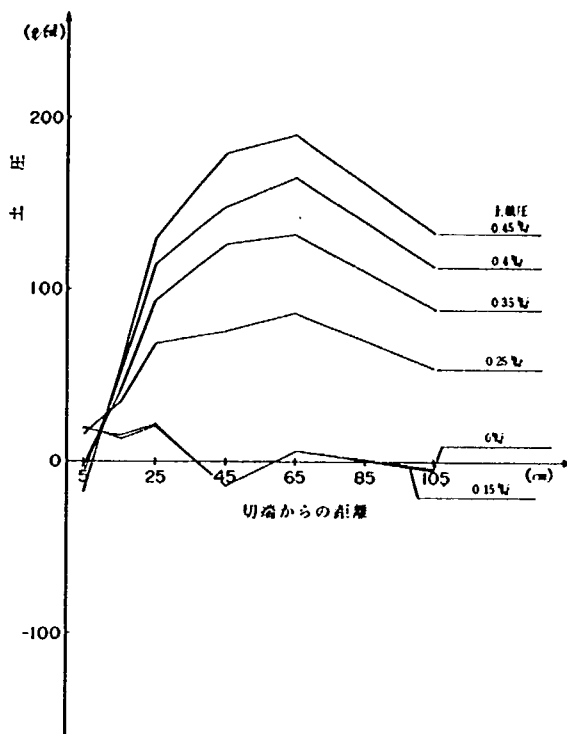


図-46 シールド軸方向土圧分布 (粘性土, $\lambda=0.5$)
(水平土圧) Run-2

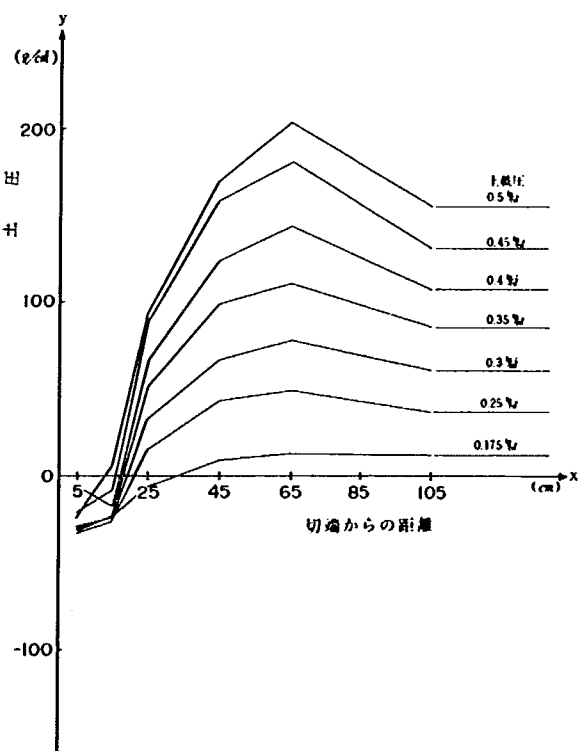


図-47 シールド軸方向土圧分布 (粘性土, $\lambda=1.0$)
(水平土圧) Run-1

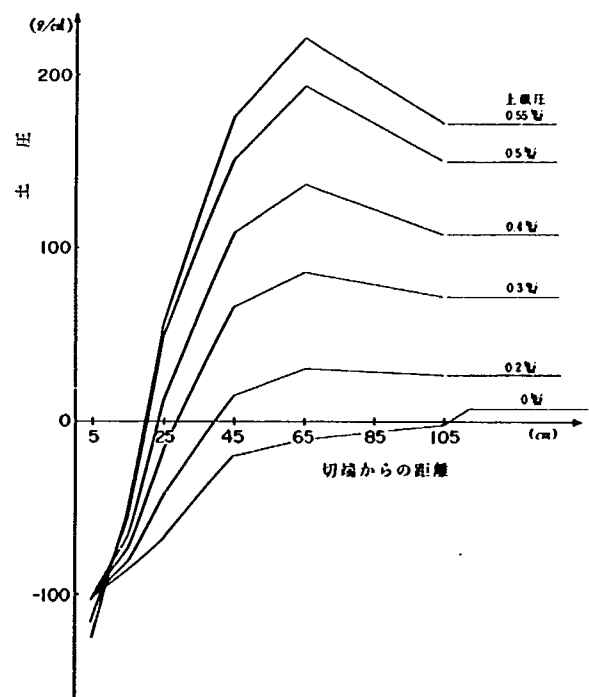


図-48 シールド軸方向土圧分布 (粘性土, $\lambda=1.0$)
(水平土圧) Run-2

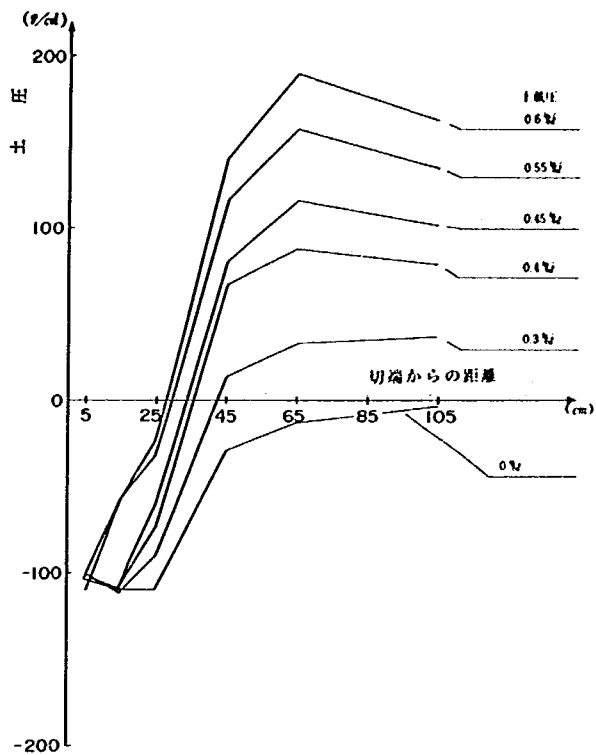


図-49 シールド軸方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.5$)
(水平土圧) Run-1

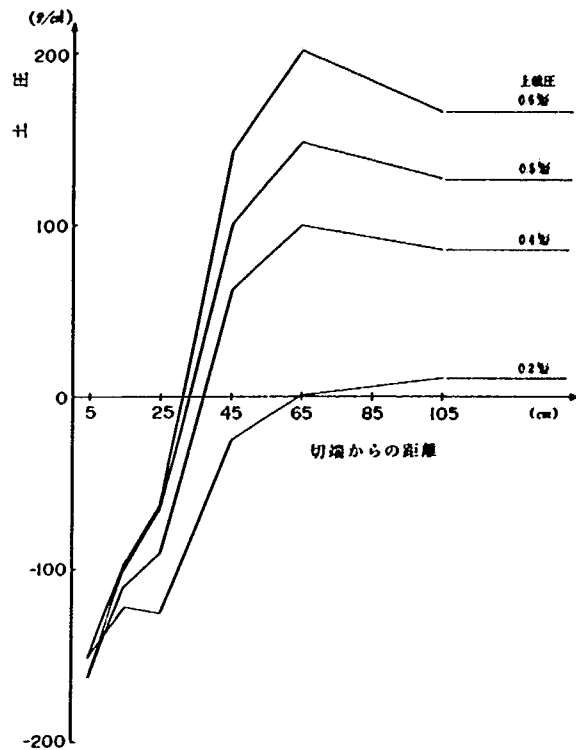


図-50 シールド軸方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.5$)
(水平土圧) RUN-2

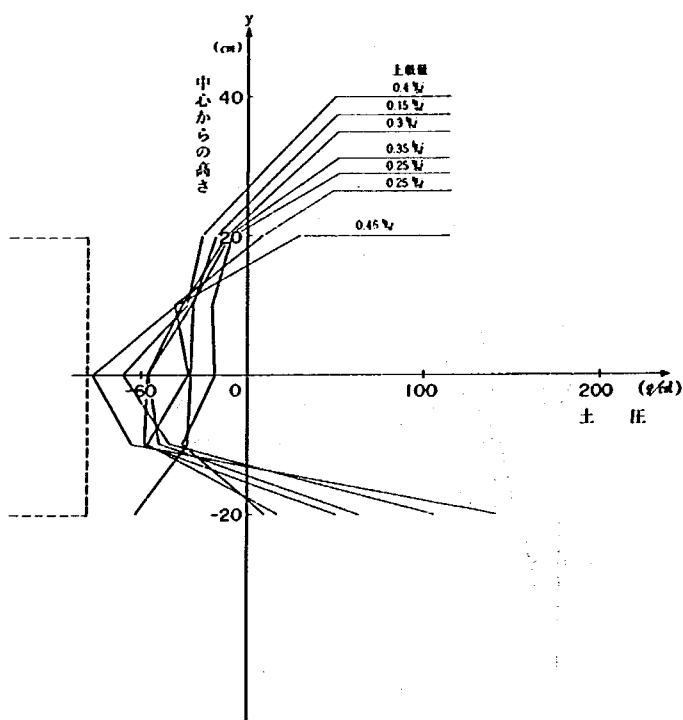


図-51 (1) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 0.5$)
Run-1 ($x = 5, z = 0$ 軸)
(水平土圧)

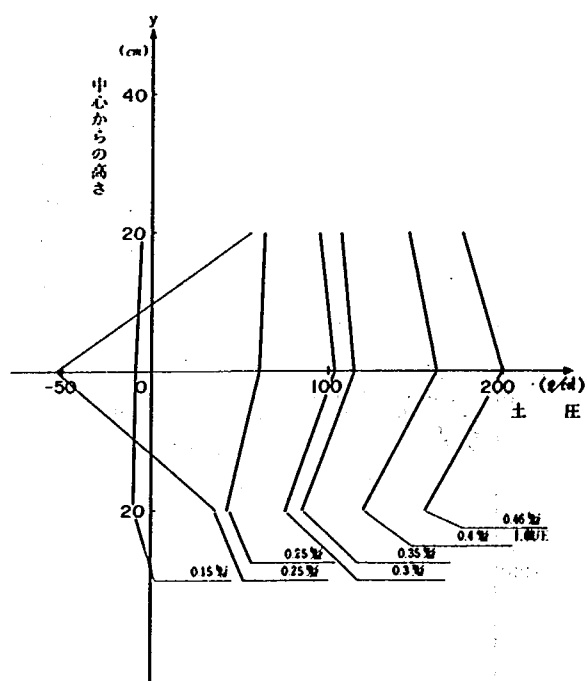


図-51 (2) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 0.5$)
Run-1 ($x = 45, z = 0$ 軸)
(水平土圧)

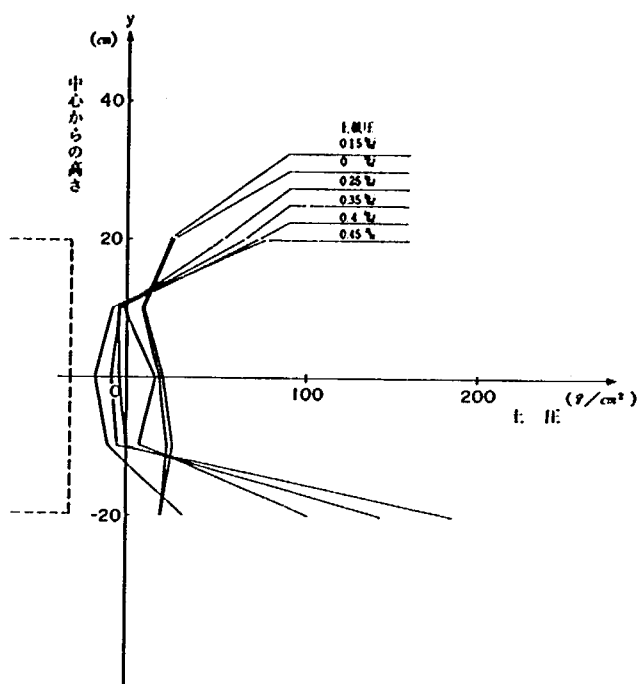


図-52 (1) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 0.5$)
Run-2 ($x=5, z=0$ 軸)
(水平土圧)

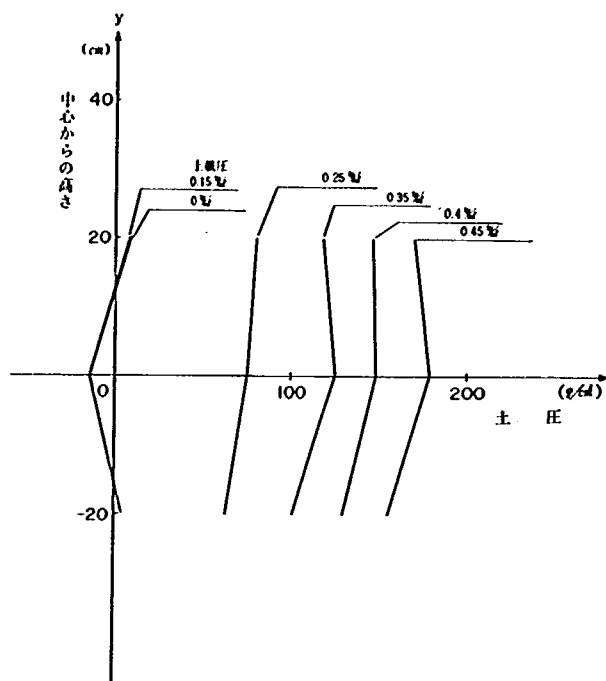


図-52 (2) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 0.5$)
Run-1 ($x=45, z=0$ 軸)
(水平土圧)

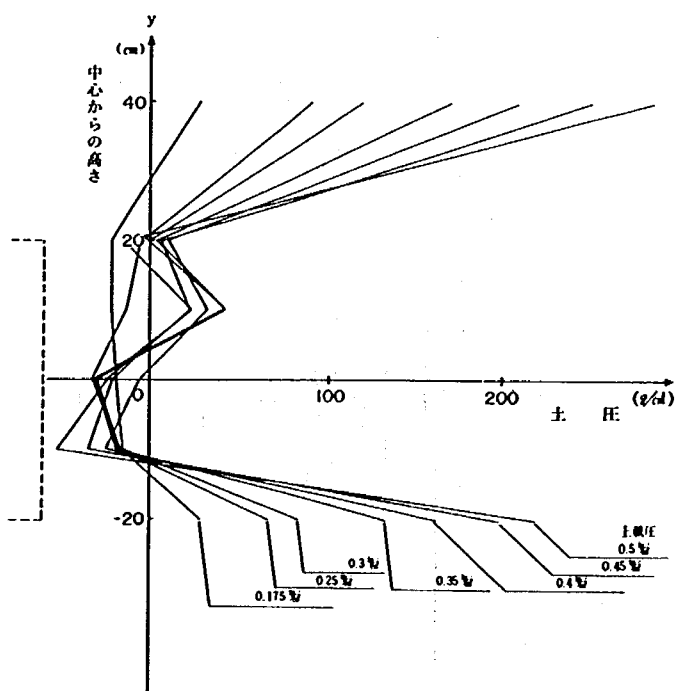


図-53 (1) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.0$)
Run-1 ($x=5, z=0$ 軸)
(水平土圧)

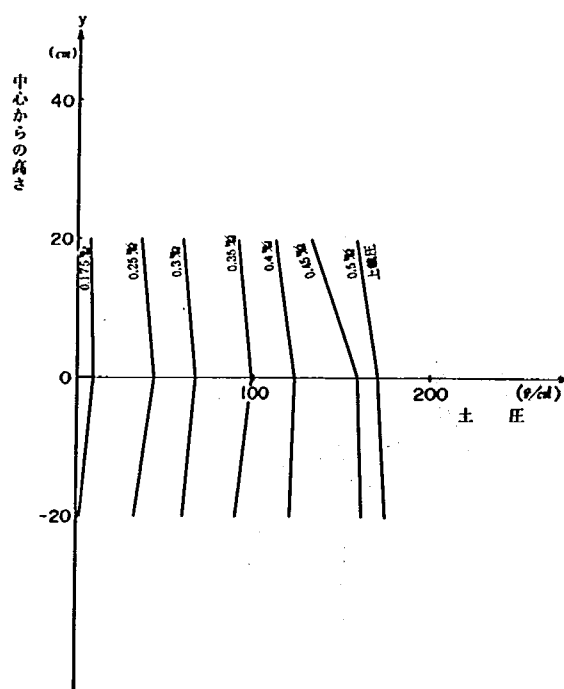


図-53 (2) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.0$)
Run-1 ($x=45, z=0$ 軸)
(水平土圧)

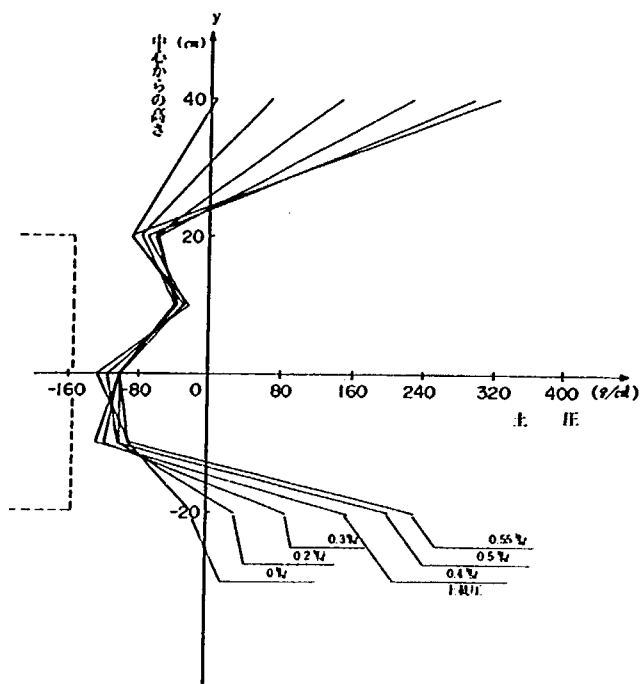


図-54 (1) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.0$)
Run-2 ($x = 5, z = 0$ 軸)
(水平土圧)

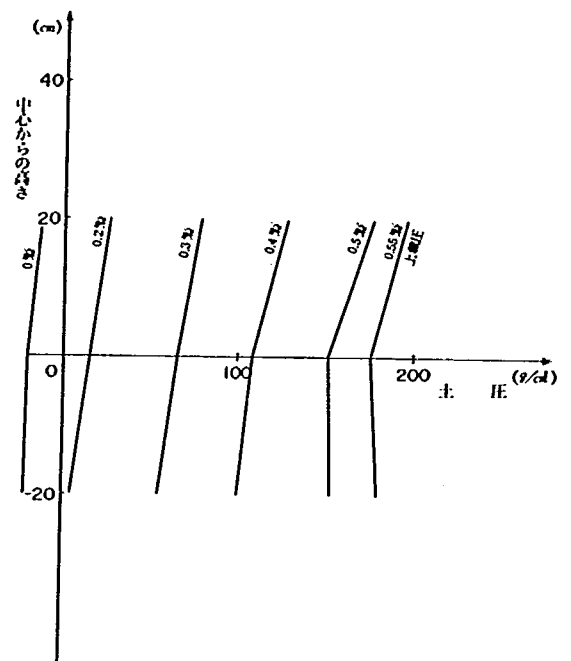


図-54 (2) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.0$)
Run-2 ($x = 45, z = 0$ 軸)
(水平土圧)

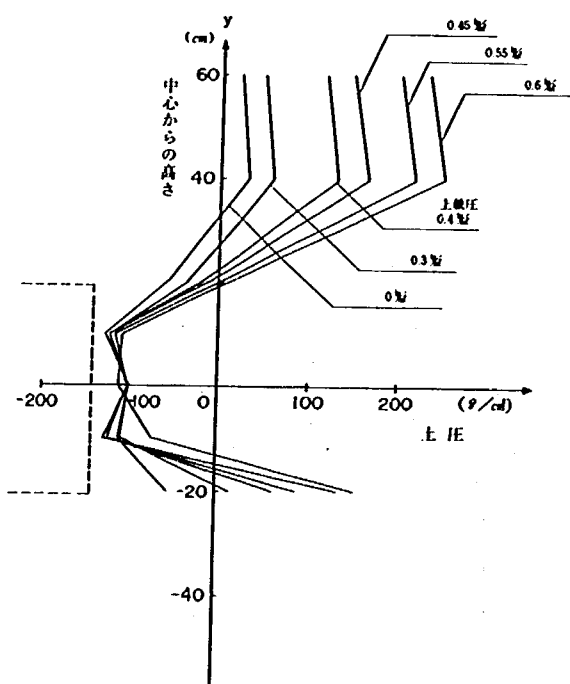


図-55 (1) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.5$)
(水平土圧) ($x = 5, z = 0$ 軸) RUN-1

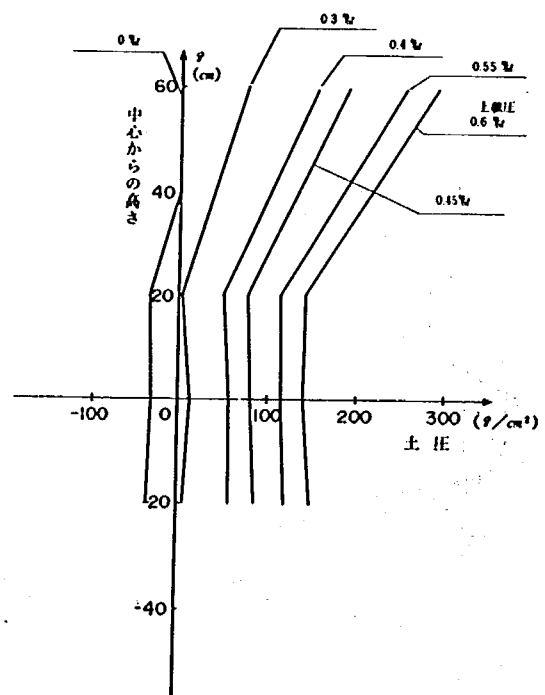


図-55 (2) シールド鉛直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.5$)
(水平土圧) ($x = 45, z = 0$ 軸) Run-1

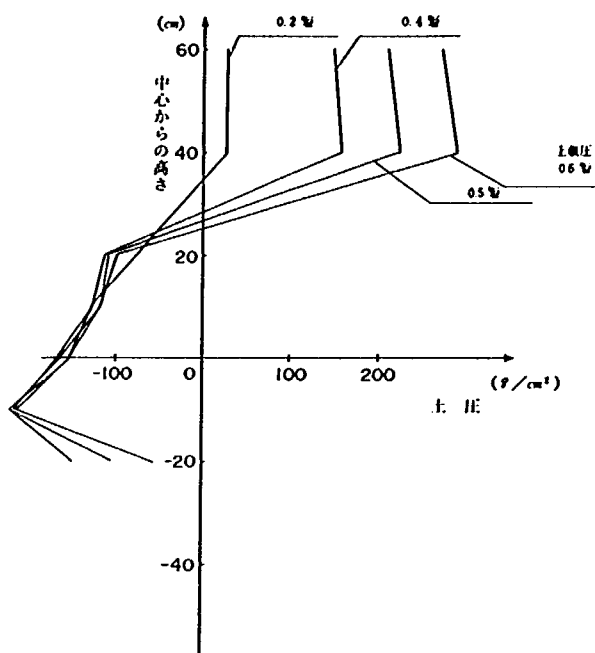


図- 56 (1) シールド軸直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.5$)
(水平土圧) ($x=5$, $z=0$ 軸) Run-2

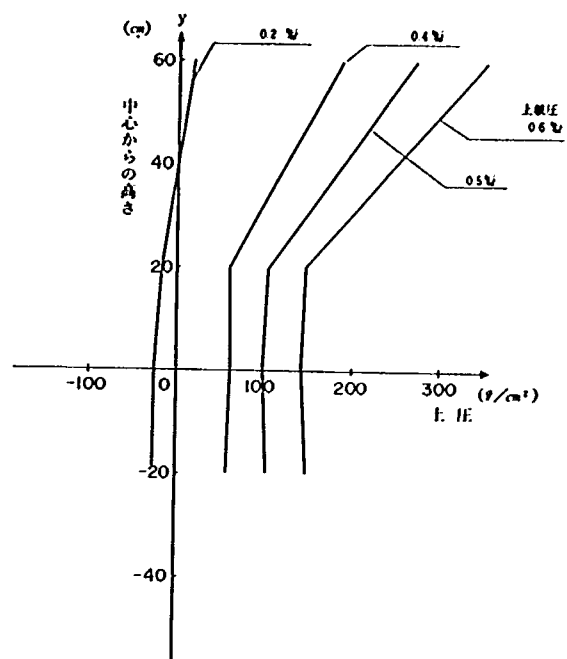


図- 56 (2) シールド軸直方向土圧分布 (粘性土, $\lambda = 1.5$)
(水平土圧) ($x=45$, $z=0$ 軸) Run-2

3. 3. 3 關 係

〔(図-57～68); (1) 均一地盤(粘性地盤)
(図-69～79); (1) 均一地盤(砂質地盤)
(図-80～93); (2) 多層地盤(粘性地盤)〕

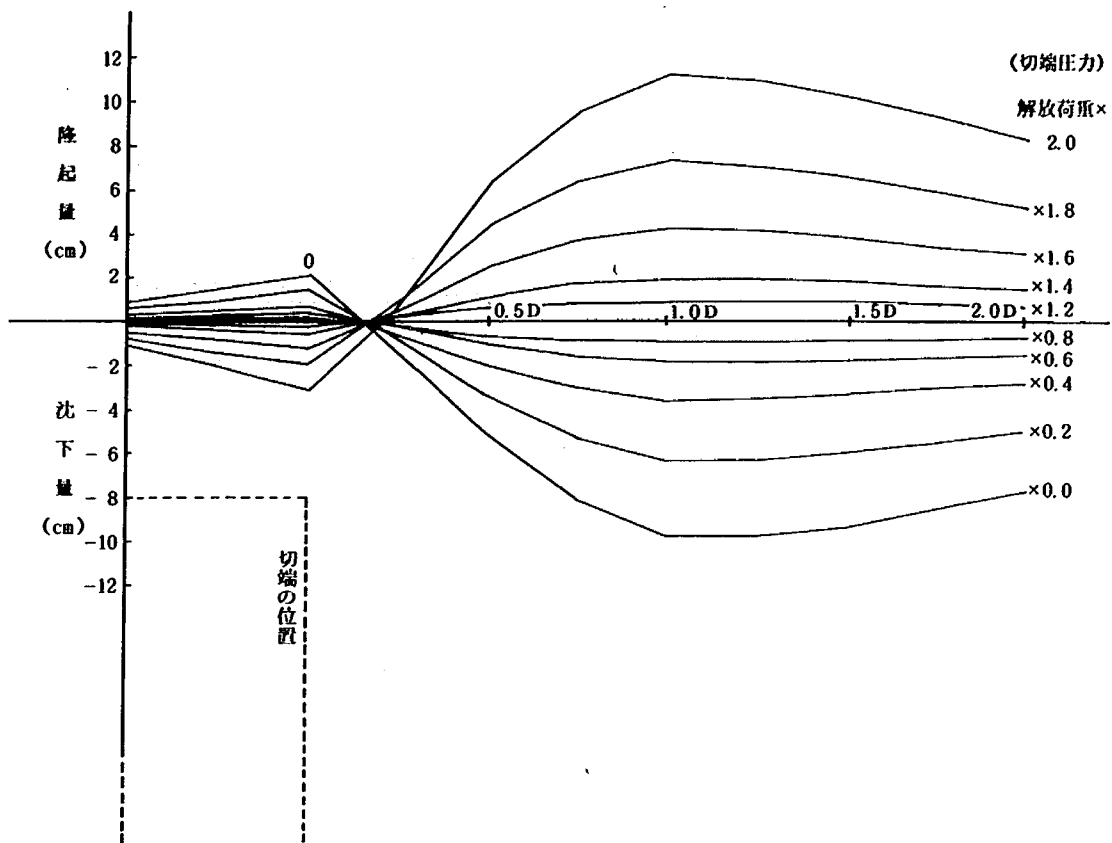


図-57 地表面の変位 ($\lambda = 0.5$, $C = 1.0$, 表載荷重無)

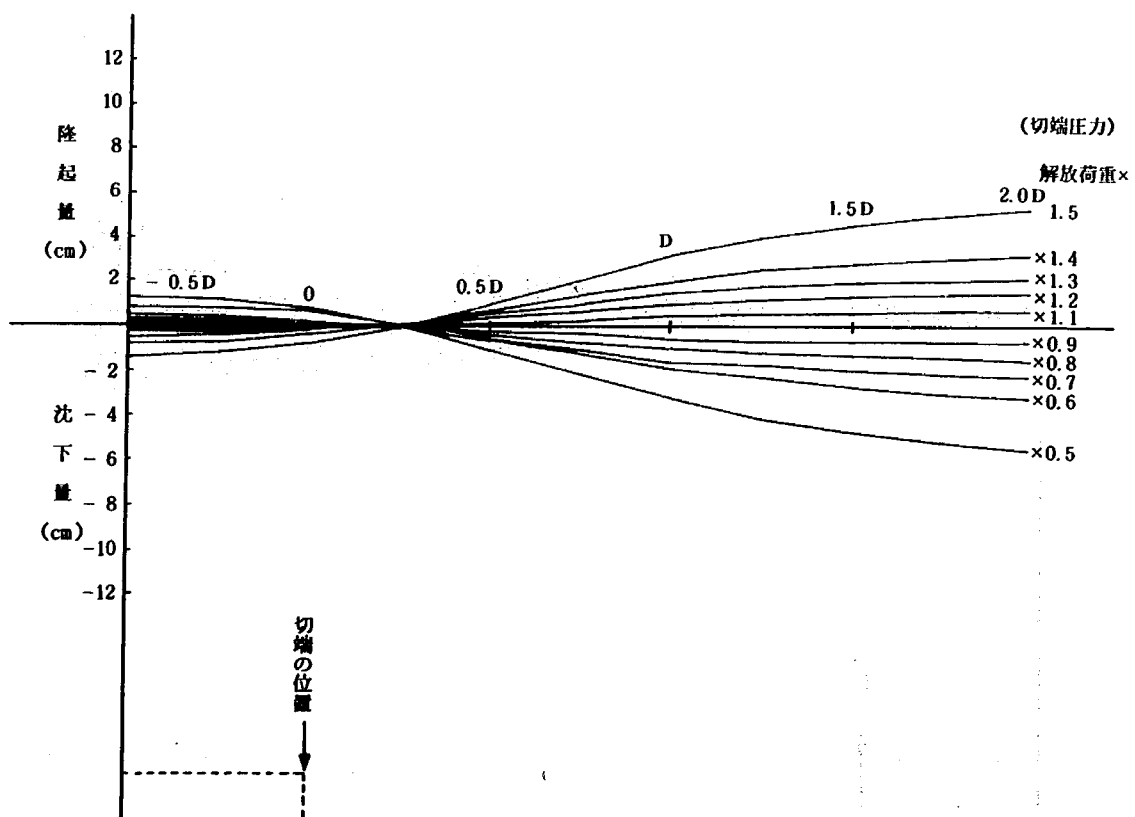


図-58 地表面の変位 ($\lambda = 1.5$, $C = 1.0$, 表載荷重無)

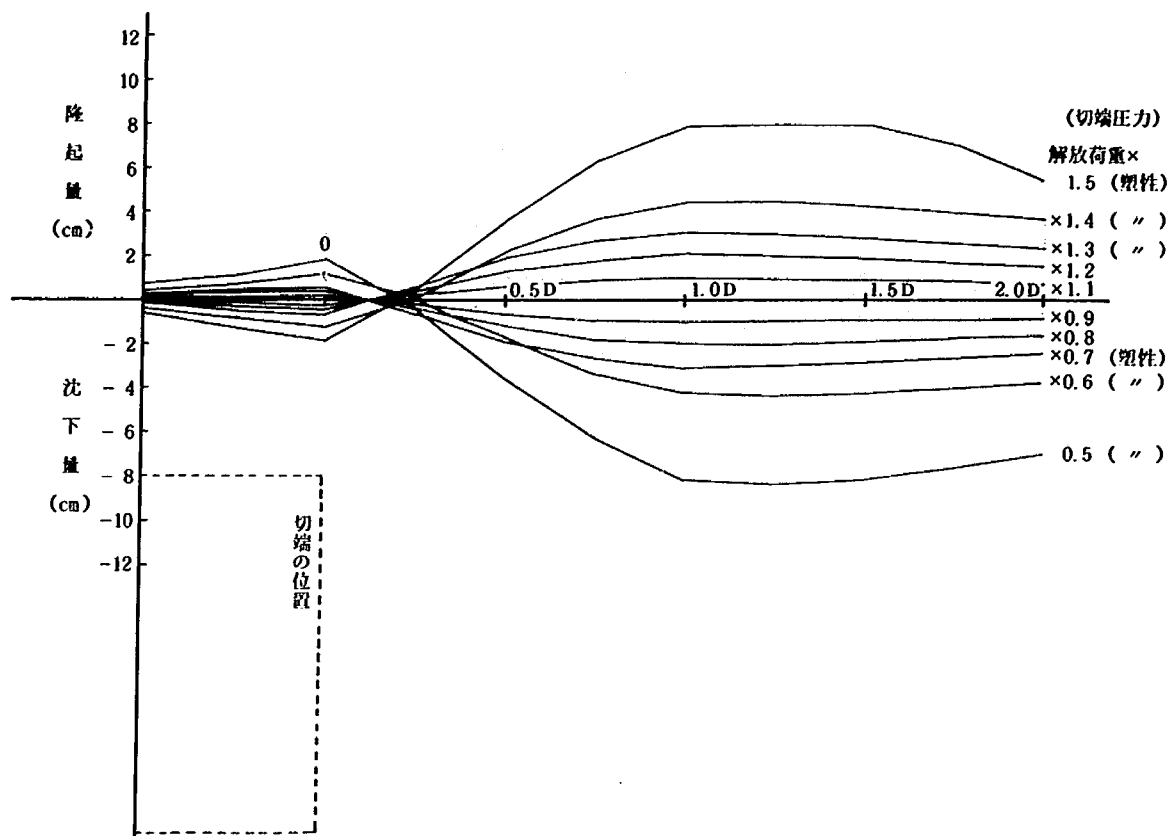


図-59 地表面の変位 ($\lambda = 0.5$, $C = 1.0$, 表載荷重有)

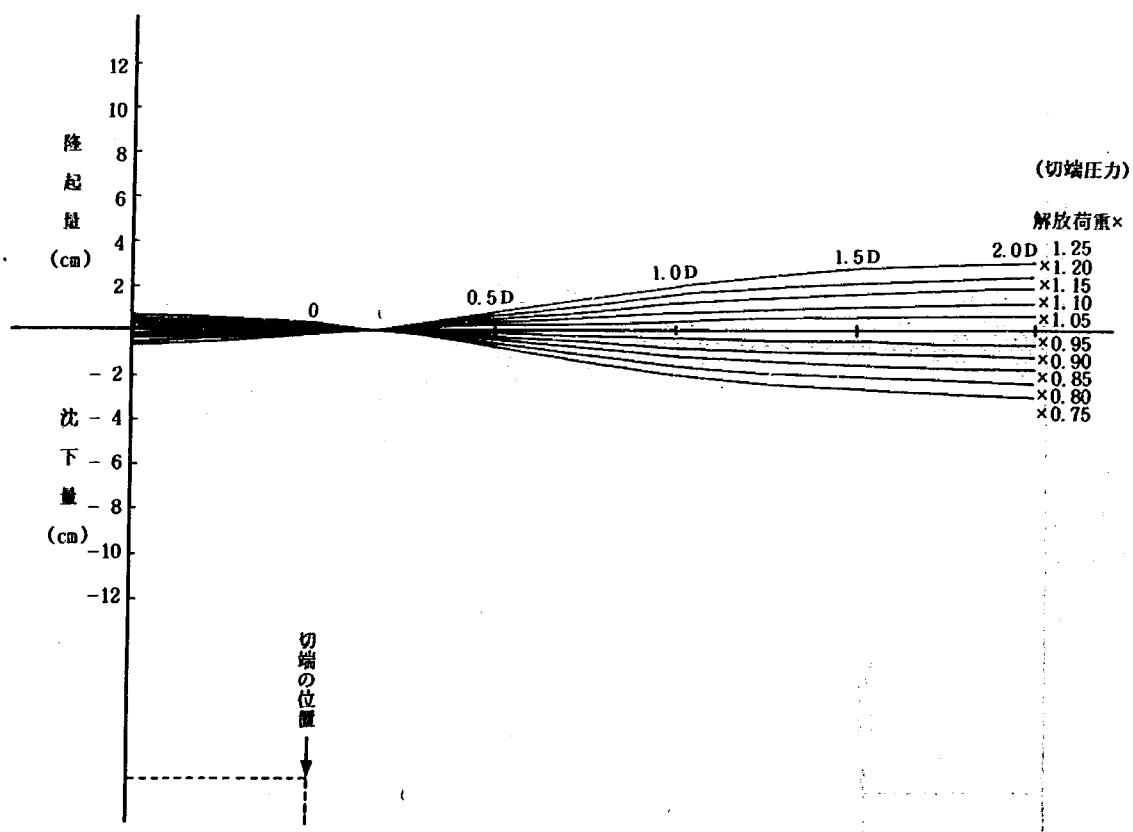
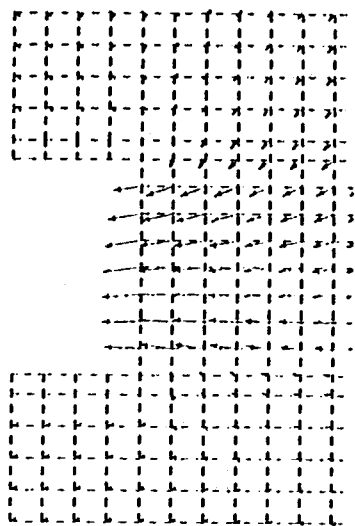
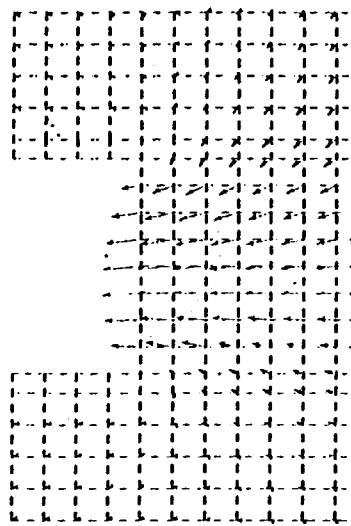


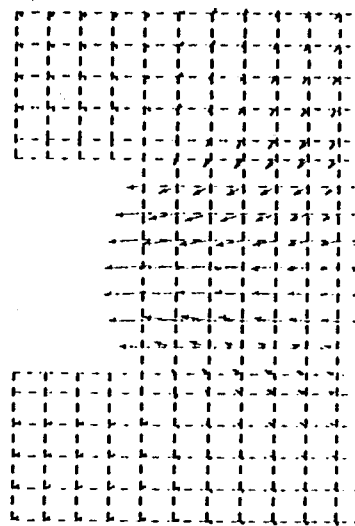
図-60 地表面の変位 ($\lambda = 1.5$, $C = 1.0$, 表載荷重有)



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.8$
 MAX. DISP. 5.05
 DISP. SCALE $\rightarrow 1.17E1$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.4$
 MAX. DISP. 2.13E1
 DISP. SCALE $\rightarrow 4.25E1$

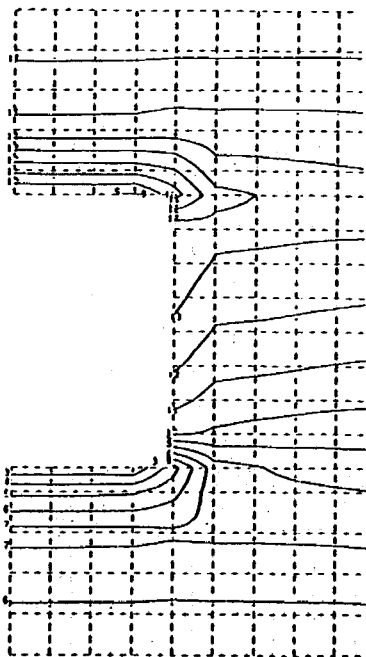


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.0$
 MAX. DISP. 5.29E1
 DISP. SCALE $\rightarrow 1.05E2$

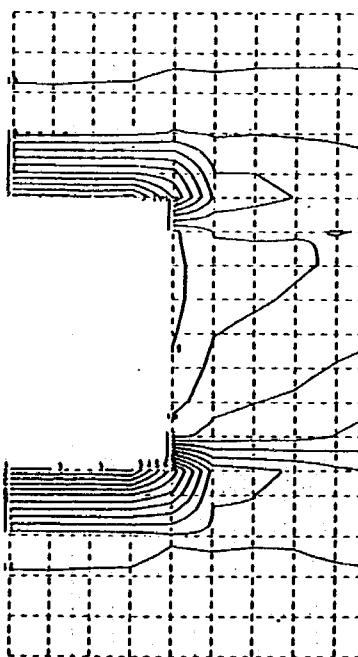
図-61(1)

地盤の変位

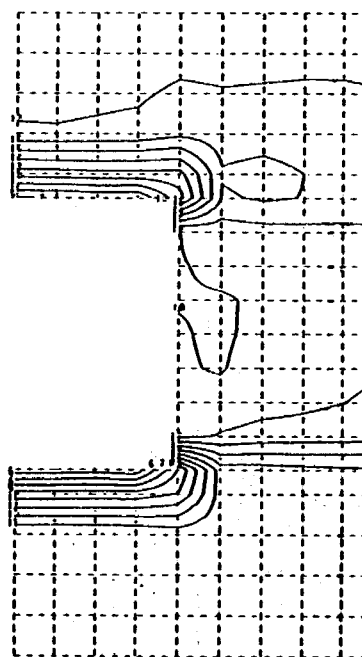
(表鏡荷重= 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.8$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.4$

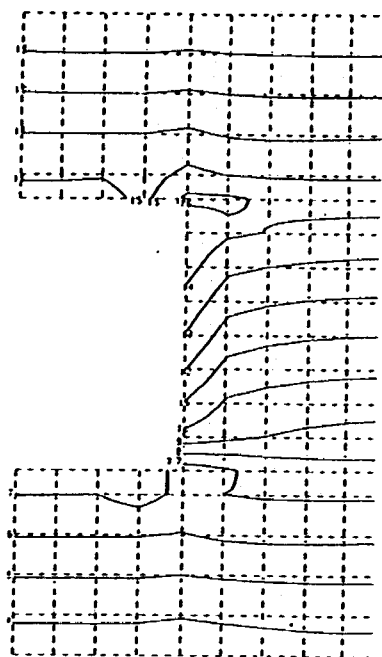


内圧(PI)=解放応力 $\times 0.0$

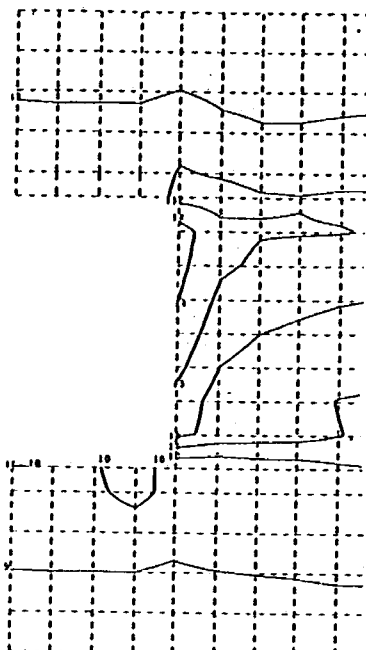
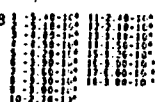
図-61(2)

水平応力の分布 (表鏡荷重= 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)

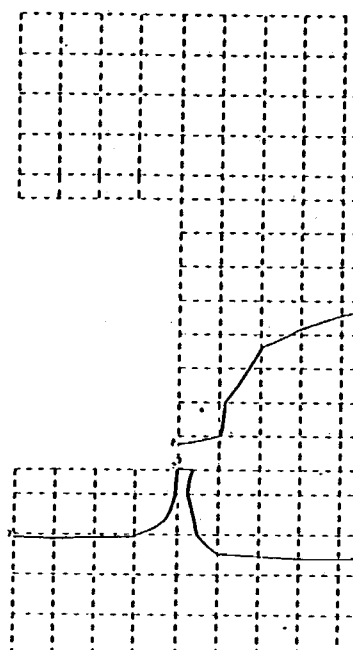
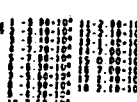
$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1) = 解放応力 $\times 0.8$



内圧(P1) = 解放応力 $\times 0.4$



内圧(P1) = 解放応力 $\times 0.0$

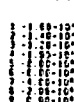
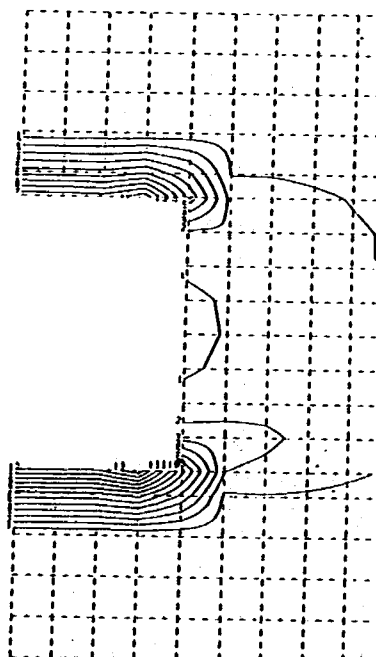


図-61 (3)

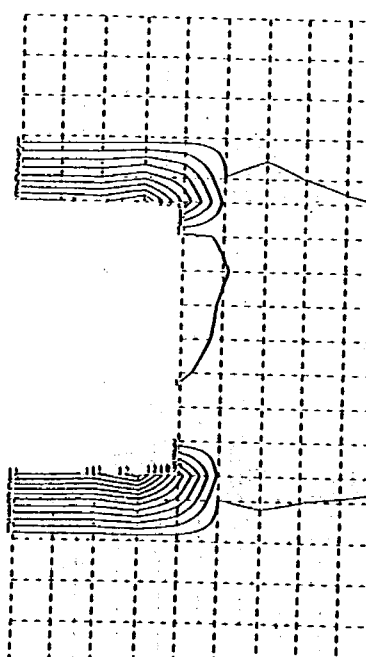
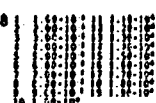
鉛直応力の分布 (表載荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)

$r=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$

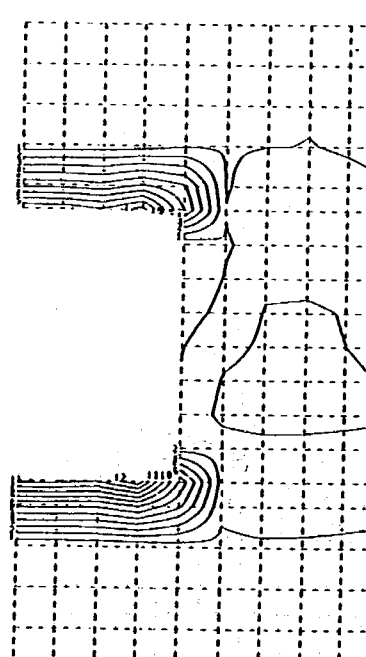
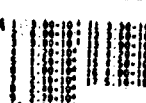
$\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1) = 解放応力 $\times 0.8$



内圧(P1) = 解放応力 $\times 0.4$



内圧(P1) = 解放応力 $\times 0.0$

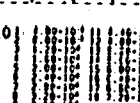
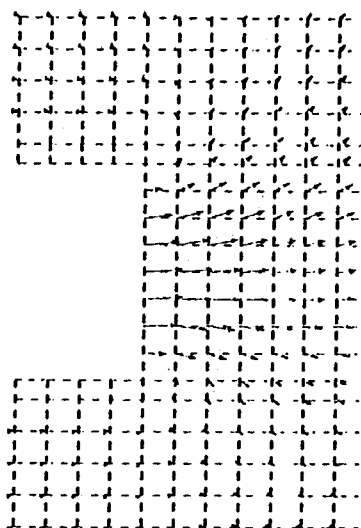


図-61 (4)

最大せん断応力の分布 (表載荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)

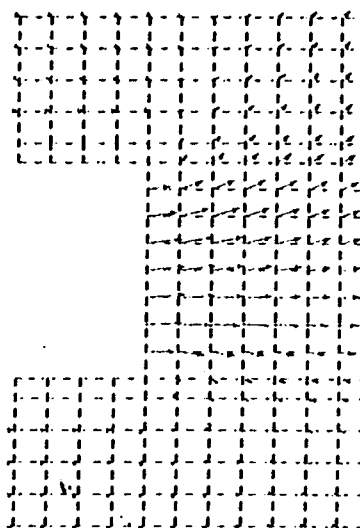
$r=0.0018 \text{ kg/cm}^2$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$

$\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



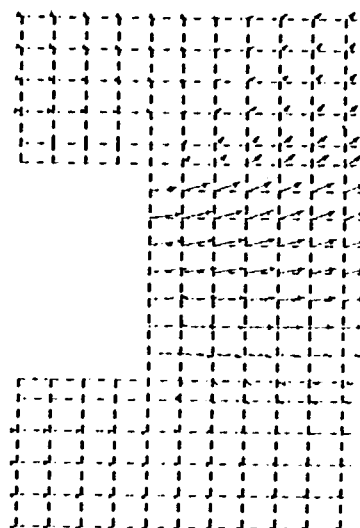
内圧(PI)=解放応力 $\times 1.2$

MAX. DISP. 5.87
DISP. SCALE: $\longleftrightarrow 1.1 \times 10^1$



内圧(PI)=解放応力 $\times 1.6$

MAX. DISP. 2.17E1
DISP. SCALE: $\longleftrightarrow 4.34E1$



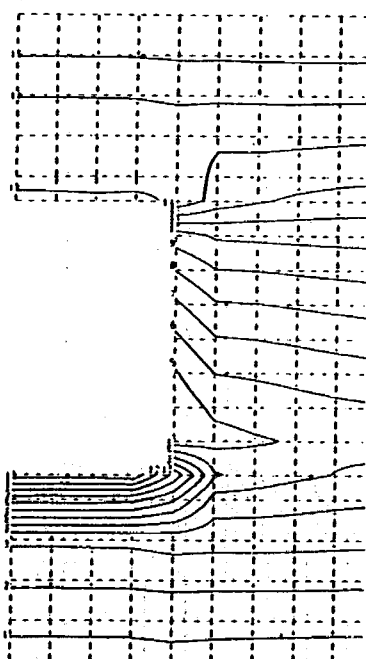
内圧(PI)=解放応力 $\times 2.0$

MAX. DISP. 5.03E1
DISP. SCALE: $\longleftrightarrow 1.01E2$

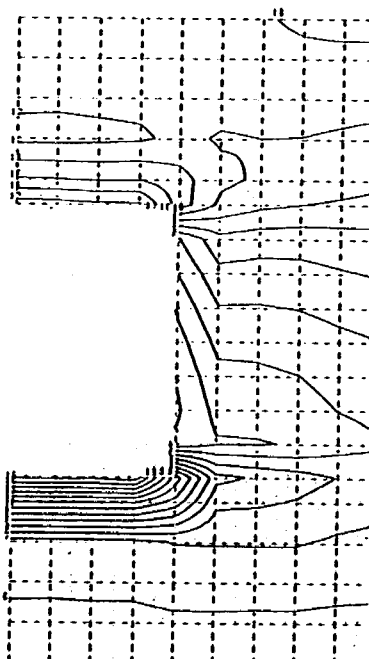
図-62 (1)

地盤の変位

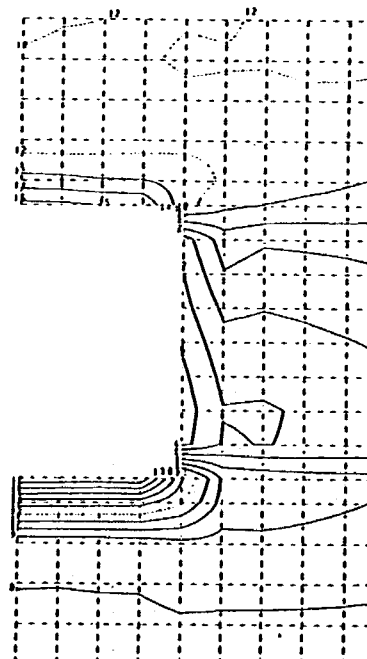
(表層荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ g/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 1.2$



内圧(PI)=解放応力 $\times 1.6$

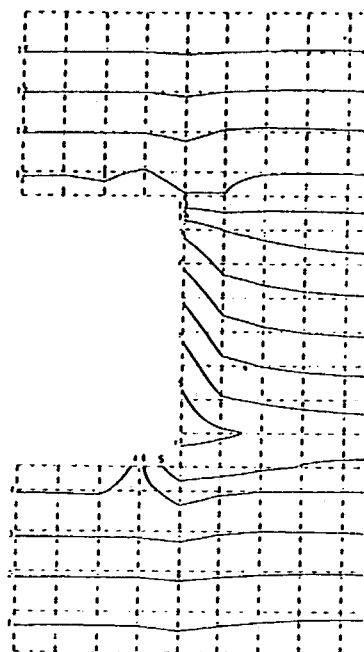


内圧(PI)=解放応力 $\times 2.0$

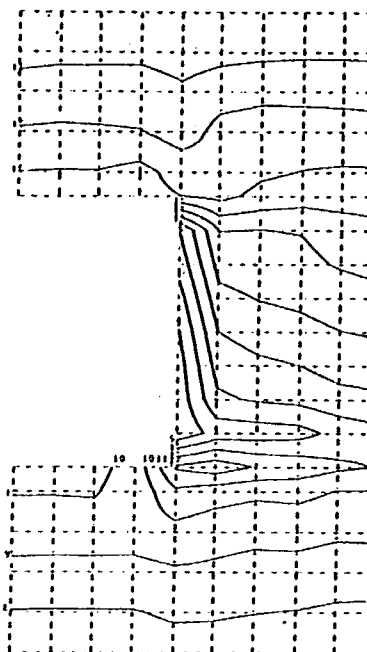
図-62 (2)

水平応力の分布 (表層荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)

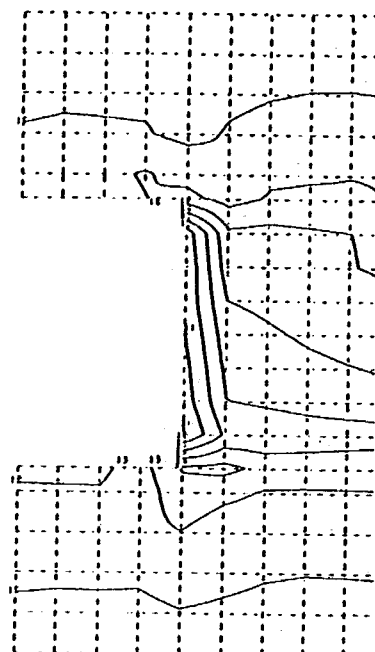
$\gamma=0.0018 \text{ g/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.2$



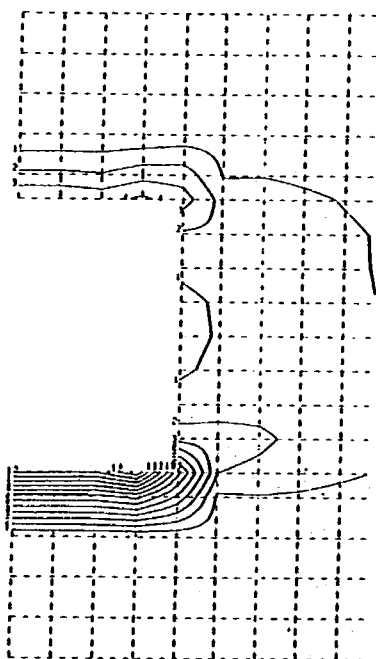
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.6$



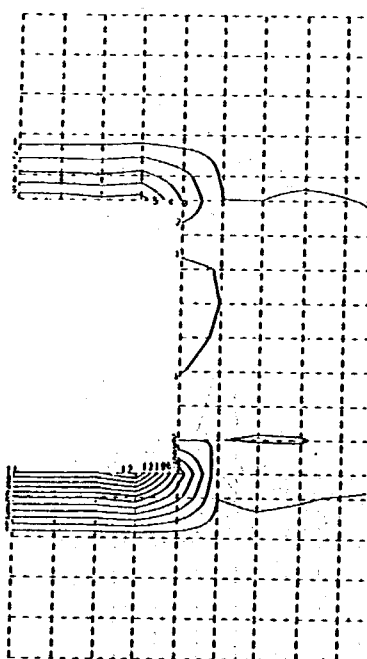
内圧(PI)・解放応力 $\times 2.0$

図-62(3)

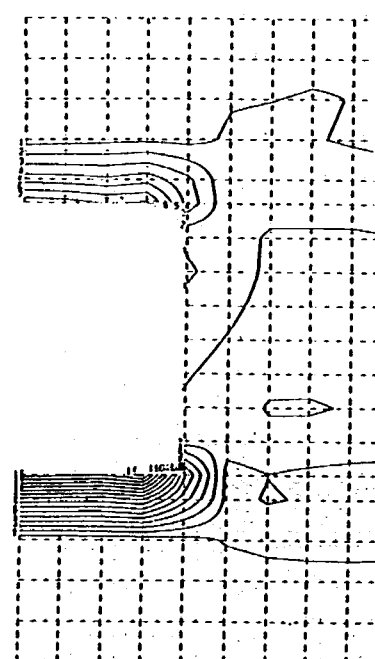
鉛直応力の分布 (表土荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.2$



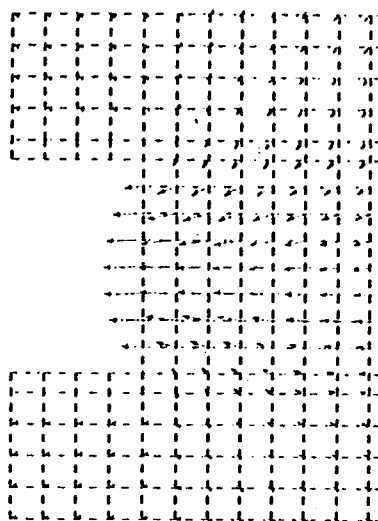
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.6$



内圧(PI)・解放応力 $\times 2.0$

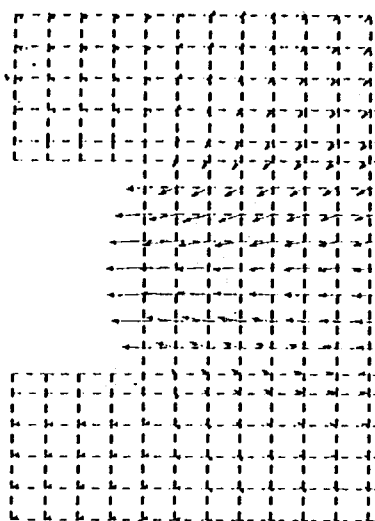
図-62(4)

最大せん断応力の分布 (表土荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



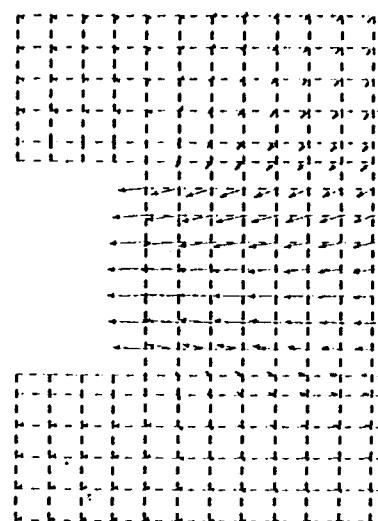
内圧(P1)・解放応力 × 0.90

MAX. DISP. 6.48
DISP. SCALE : 1.30E1



内圧(P1)・解放応力 × 0.70

MAX. DISP. 1.95E1
DISP. SCALE : 3.90E1



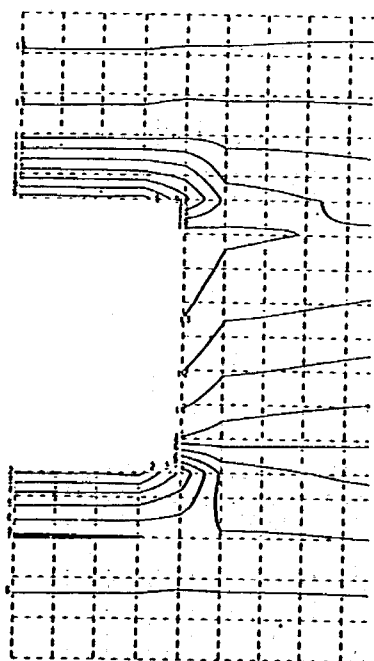
内圧(P1)・解放応力 × 0.50

MAX. DISP. 4.67E1
DISP. SCALE : 9.34E1

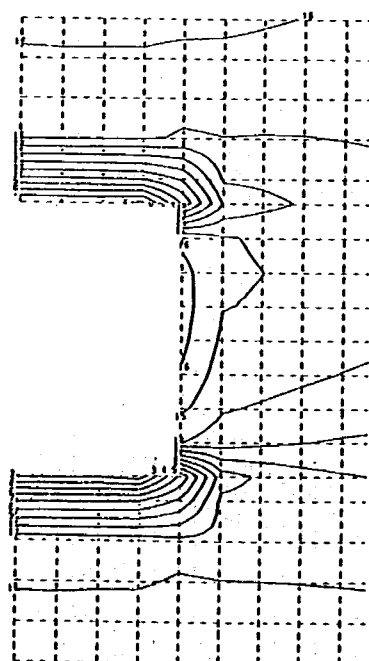
図-63 (1)

地盤の変位

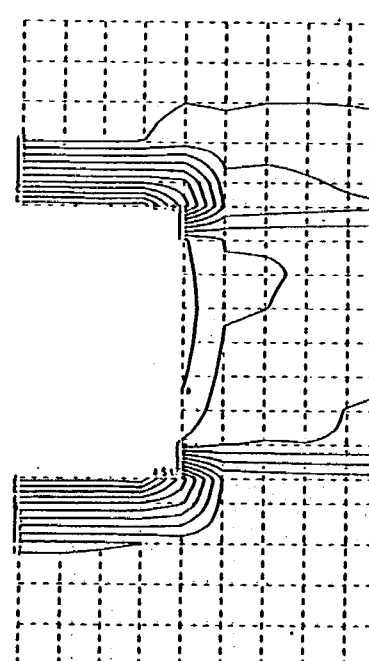
(表積荷重 $\approx 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 × 0.90



内圧(P1)・解放応力 × 0.70

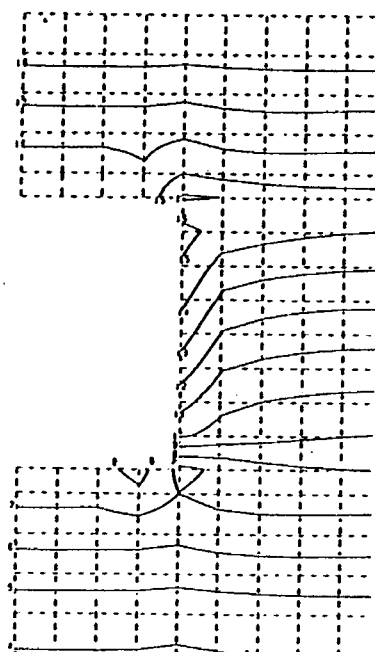


内圧(P1)・解放応力 × 0.50

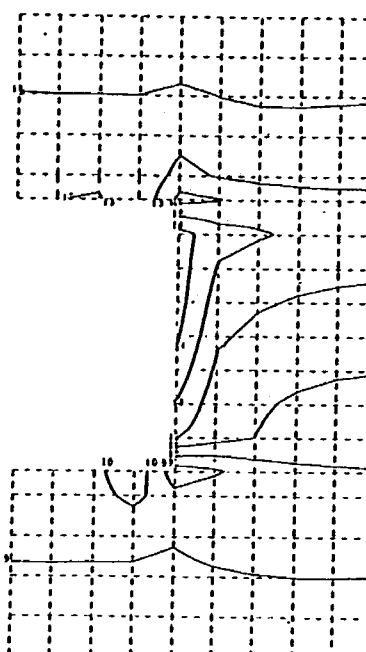
図-63 (2)

水平応力の分布 (表積荷重 $\approx 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

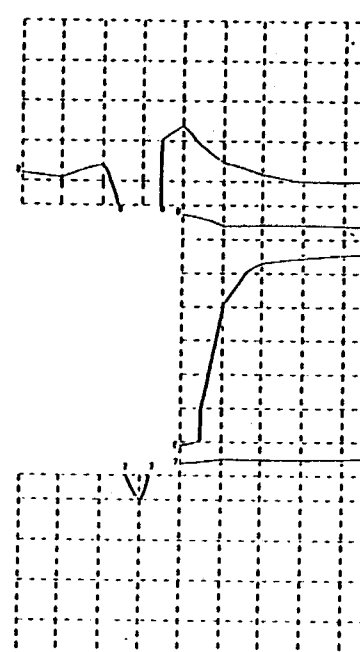
$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 = 0.90



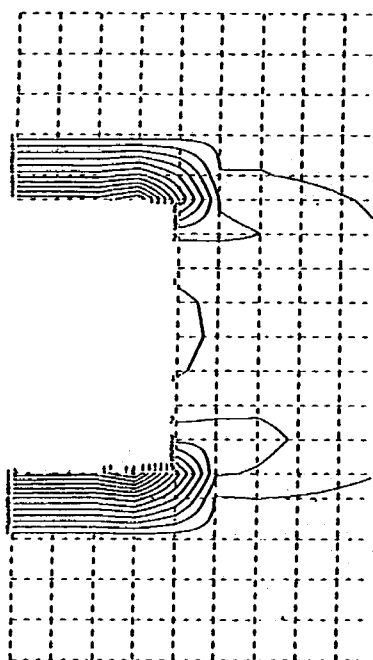
内圧(P1)・解放応力 = 0.70



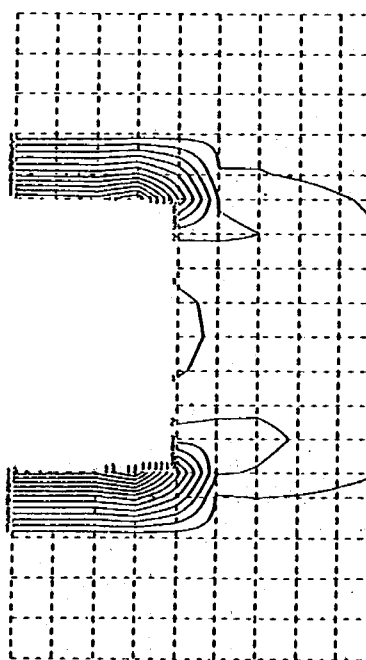
内圧(P1)・解放応力 = 0.50

図-63 (3)

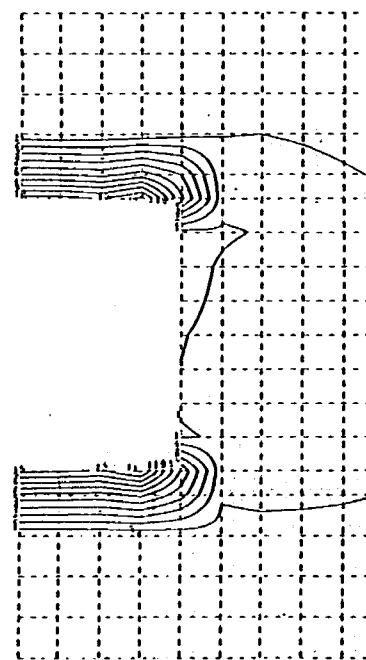
鉛直応力の分布 (表状荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 = 0.90



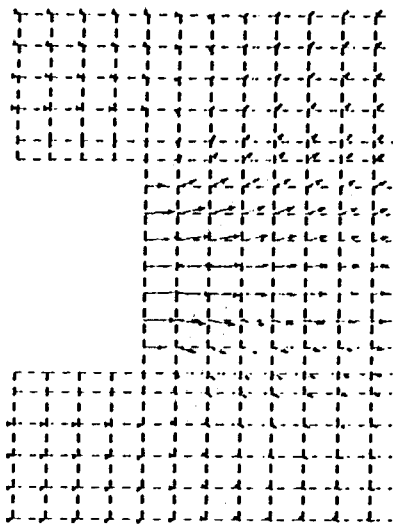
内圧(P1)・解放応力 = 0.70



内圧(P1)・解放応力 = 0.50

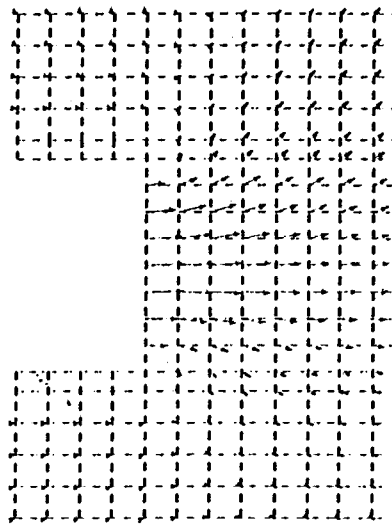
図-63 (4)

最大せん断応力の分布 (表状荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



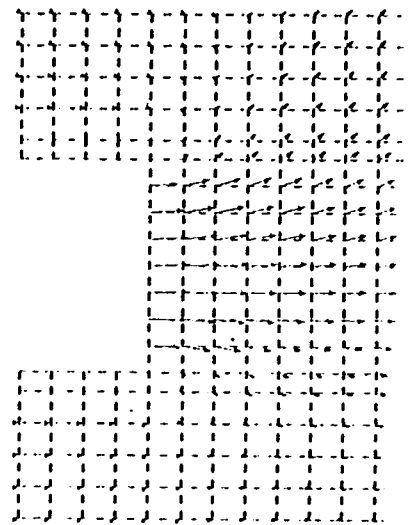
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.1$

MAX. DISP. 6.48
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 1.30E1$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.3$

MAX. DISP. 1.96E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 3.92E1$



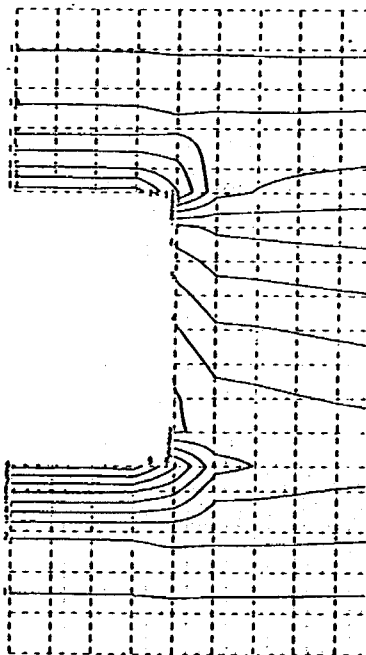
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.5$

MAX. DISP. 4.37E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 6.73E1$

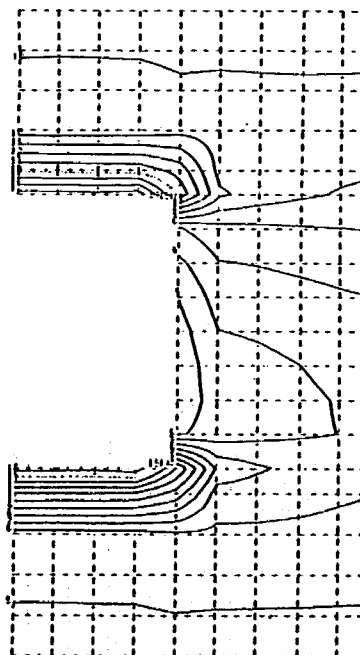
図-64 (1)

地盤の変位

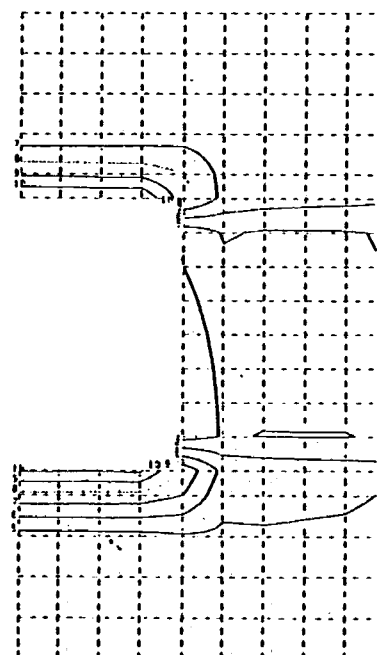
(表被荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2, c=1.0\text{kg/cm}^2, \phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.1$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.3$

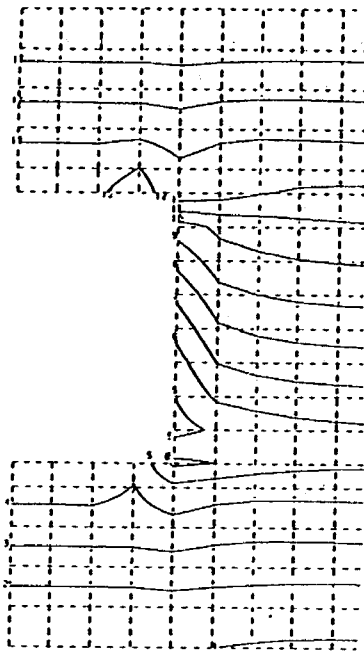


内圧(PI)・解放応力 $\times 1.5$

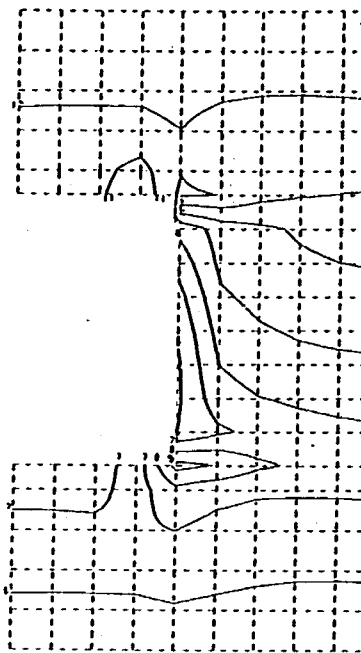
図-64 (2)

水平応力の分布 (表被荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2, c=1.0\text{kg/cm}^2, \phi=0$, 粘性土)

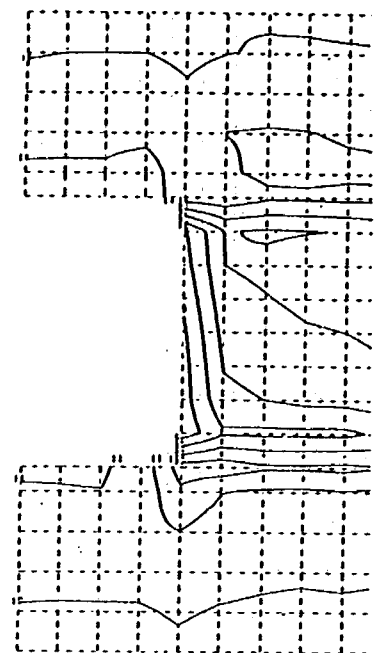
$\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(p1)・解放応力 × 1.1

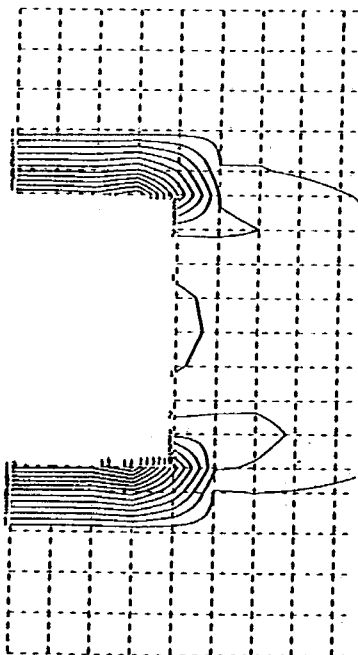


内圧(p1)・解放応力 × 1.3

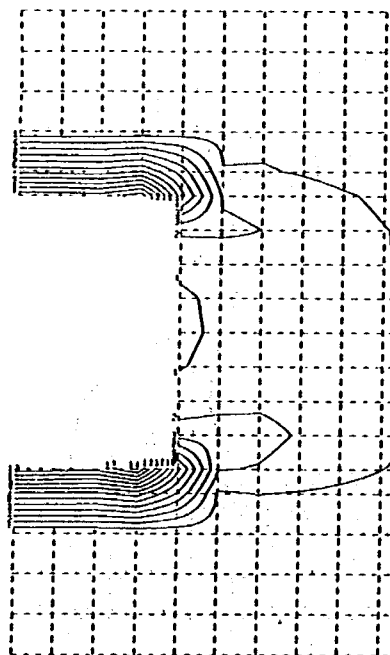


内圧(p1)・解放応力 × 1.5

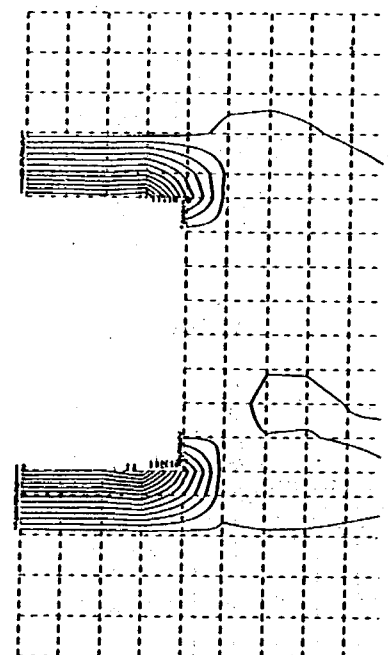
図-64(3) 鉛直応力の分布 (表積荷重=2.9 kg/cm², c=1.0kg/cm², φ=0, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(p1)・解放応力 × 1.1

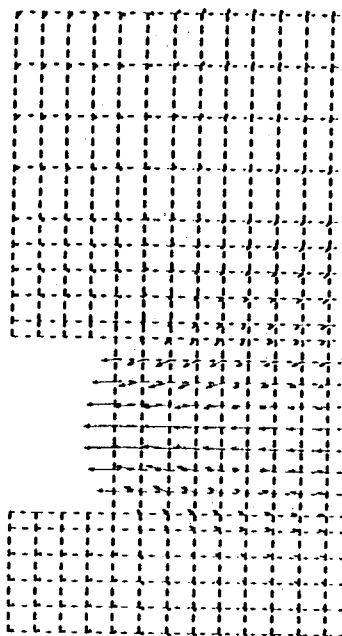


内圧(p1)・解放応力 × 1.3



内圧(p1)・解放応力 × 1.5

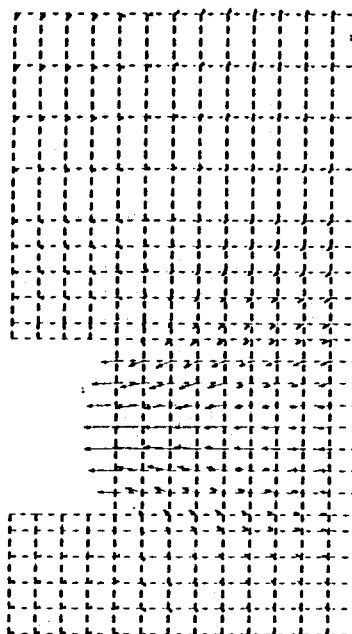
図-64(4) 最大せん断応力の分布 (表積荷重=2.9 kg/cm², c=1.0kg/cm², φ=0, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.9$

MAX. DISP 5.73

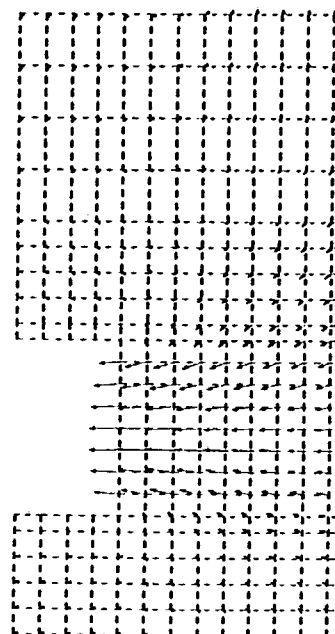
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 1.15E1$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.7$

MAX. DISP 1.72E1

DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 3.44E1$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.5$

MAX. DISP 3.80E1

DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 7.61E1$

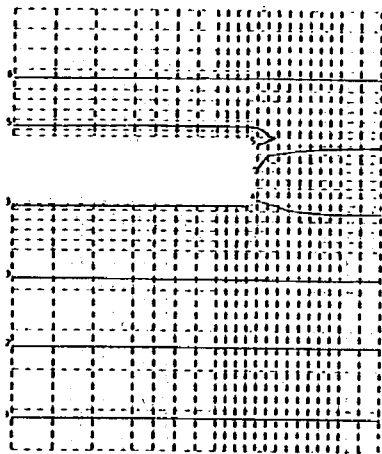
図-65 (1)

地盤の変位

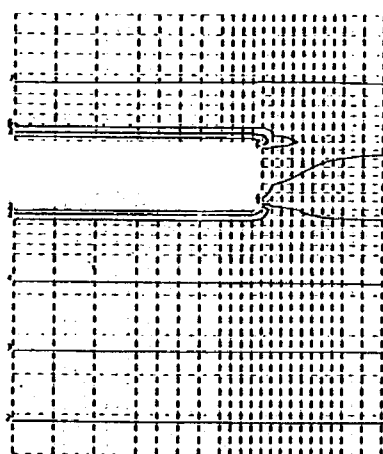
(表載荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$

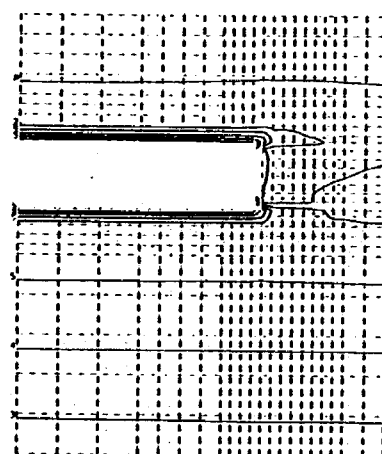
$\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.9$



内圧(PI)=解放応力 $\times 0.7$



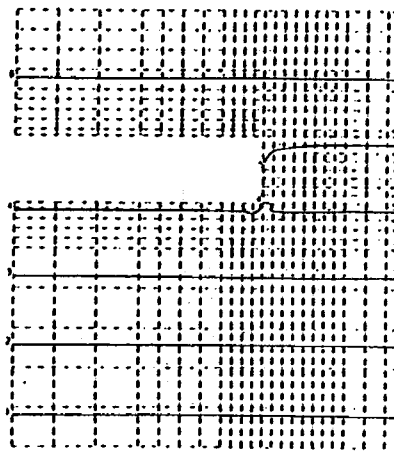
内圧(PI)=解放応力 $\times 0.5$

図-65 (2)

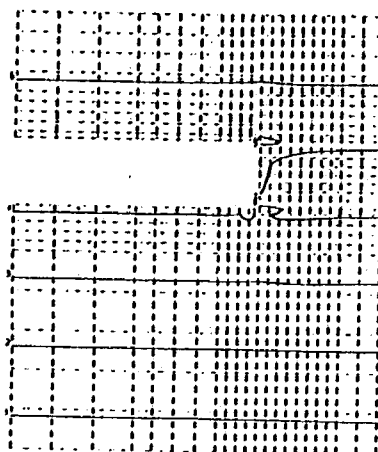
水平応力の分布 (表載荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$

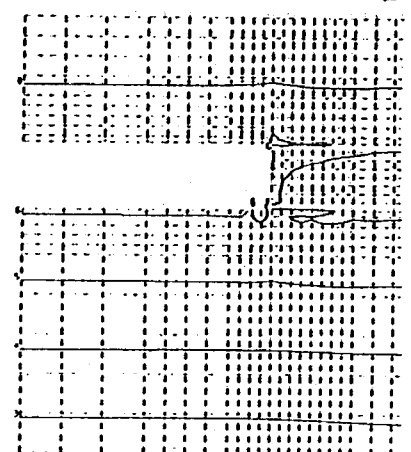
$\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(Pi)・解放応力 × 0.9



内圧(Pi)・解放応力 × 0.7



内圧(Pi)・解放応力 × 0.5

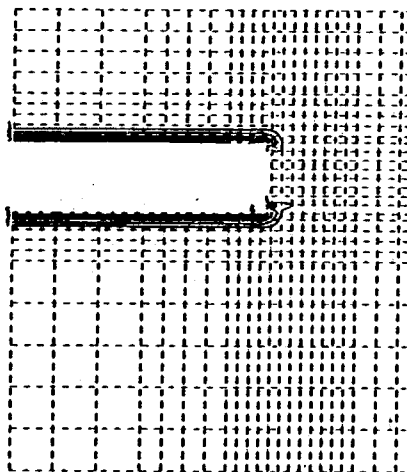


図-65 (3)

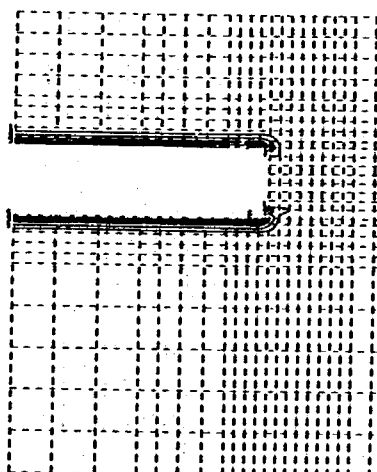
鉛直応力の分布 (表載荷重 = 0.0 kg/cm², c = 1.0 kg/cm², β = 0, 粘性土)

$\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$

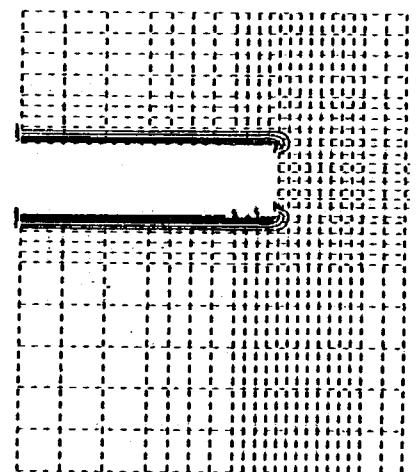
$\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(Pi)・解放応力 × 0.9



内圧(Pi)・解放応力 × 0.7



内圧(Pi)・解放応力 × 0.5



図-65 (4)

最大せん断応力の分布 (表載荷重 = 0.0 kg/cm², c = 1.0 kg/cm², β = 0, 粘性土)

$\gamma = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.49$ $E = 56.0 \text{ kg/cm}^2$

$\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$

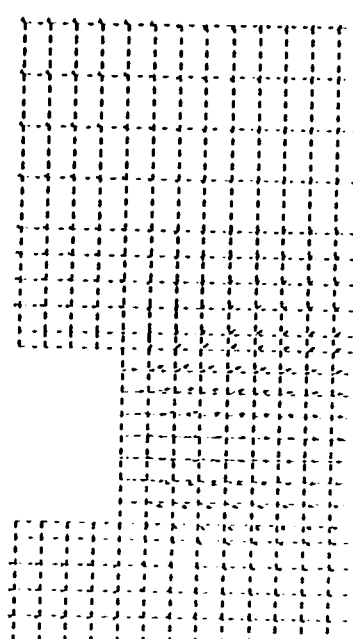
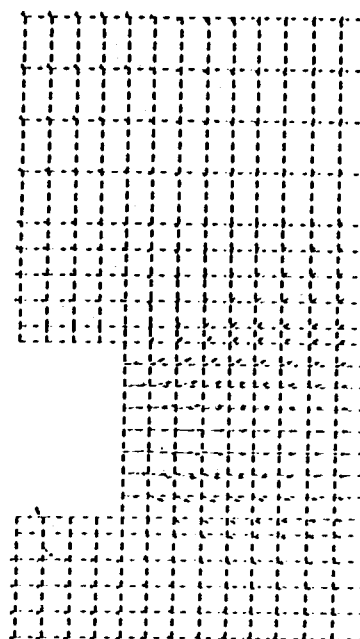
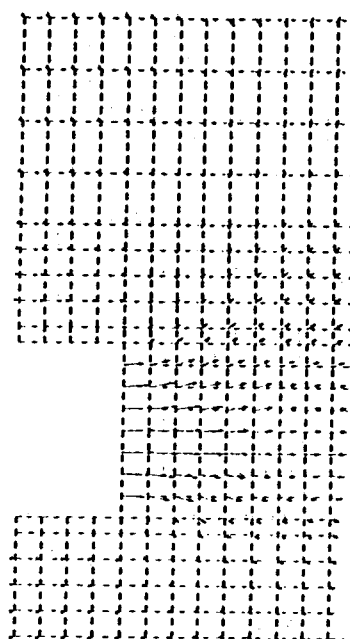
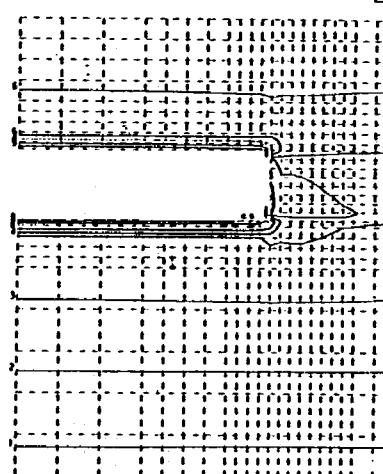
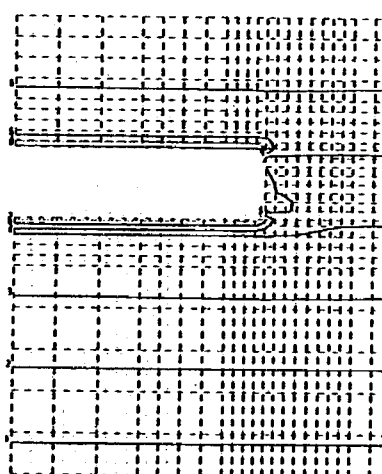
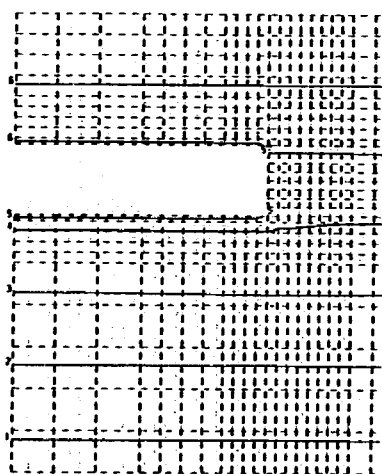


図-66 (1)

地盤の変位

(表載荷重 = 0.0 kg/cm², $c=1.0$ kg/cm², $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018$ kg/cm³ $\nu=0.49$ $E=56.0$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



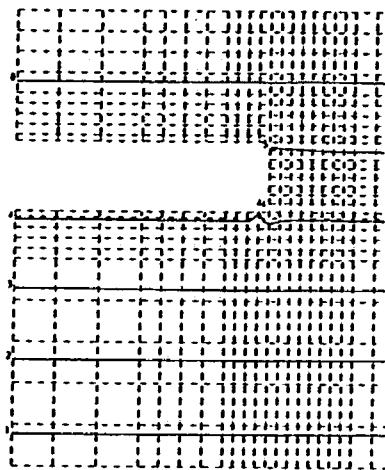
内圧(P1)・解放応力 × 1.1

内圧(P1)・解放応力 × 1.3

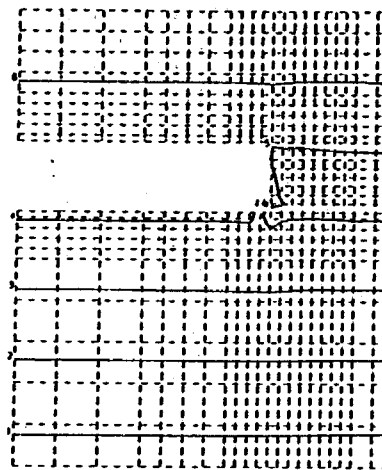
内圧(P1)・解放応力 × 1.5

図-66 (2)

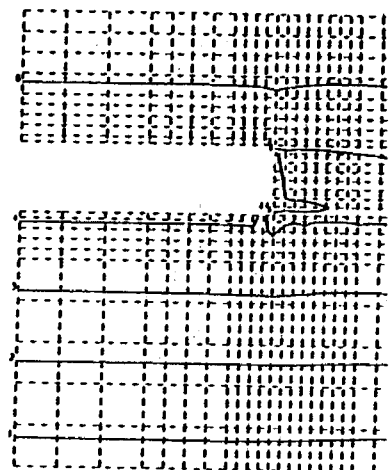
水平応力の分布 (表載荷重 = 0.0 kg/cm², $c=1.0$ kg/cm², $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018$ kg/cm³ $\nu=0.49$ $E=56.0$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.1$



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.3$

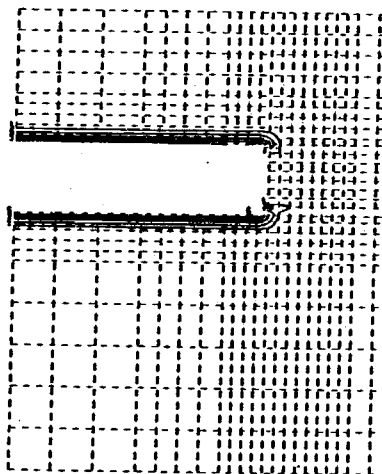


内圧(P1)・解放応力 $\times 1.5$

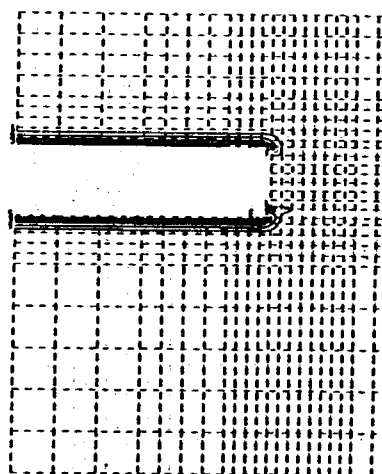


図-66 (3)

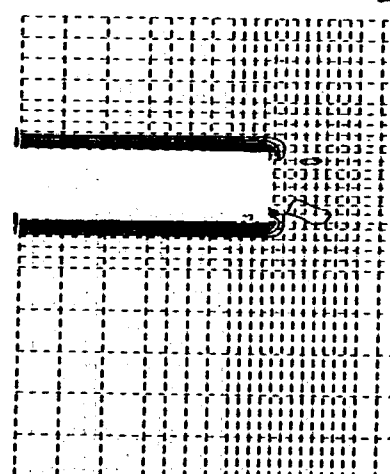
鉛直応力の分布 (表載荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.1$



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.3$

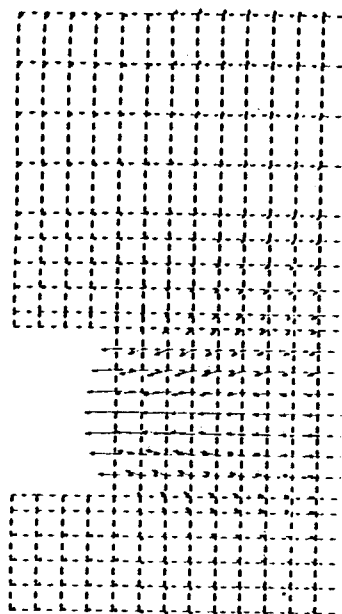


内圧(P1)・解放応力 $\times 1.5$



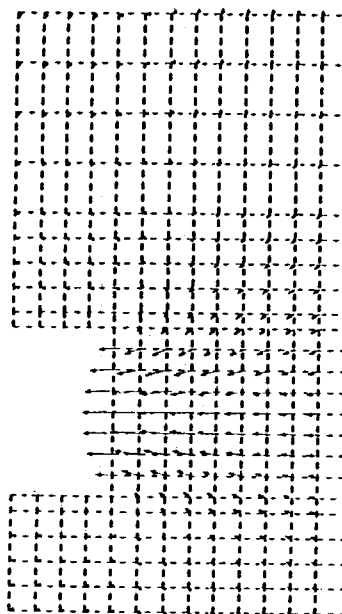
図-66 (4)

最大せん断応力の分布 (表載荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



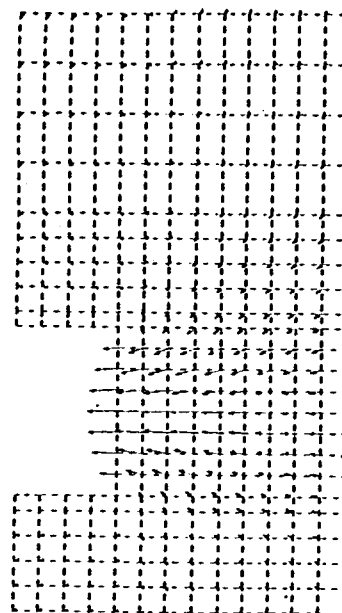
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.95$

MAX. DISP. 4.62
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 9.23$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.85$

MAX. DISP. 1.38E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 2.77E1$



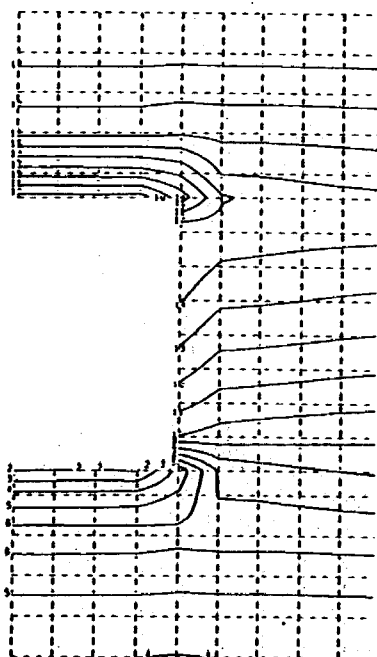
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.75$

MAX. DISP. 2.34E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 4.68E1$

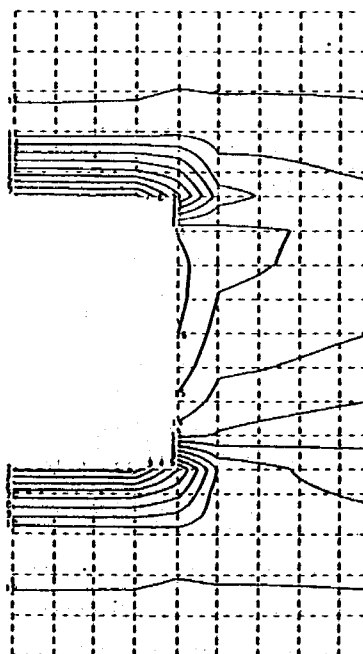
図-67 (1)

地盤の変位

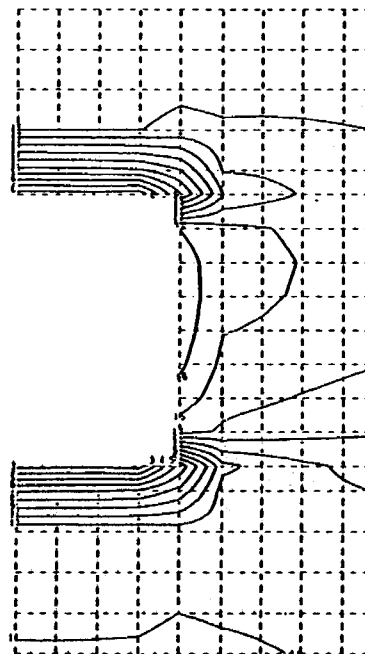
(表層荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2, c=1.0\text{kg/cm}^2, \phi=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $\epsilon=56.0\text{kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320\text{cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.95$



内圧(P1)・解放応力 $\times 0.85$



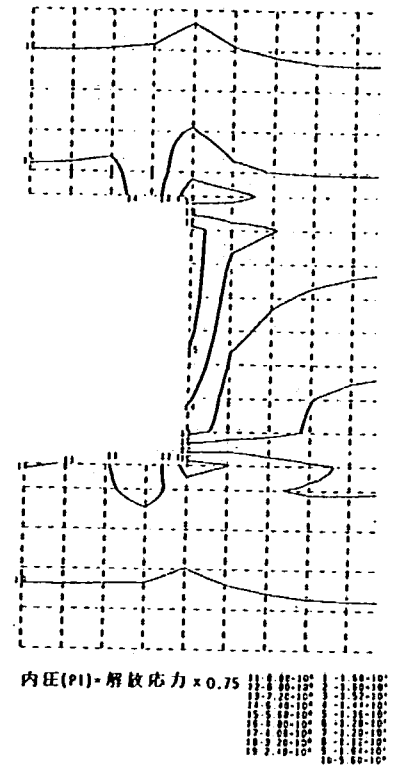
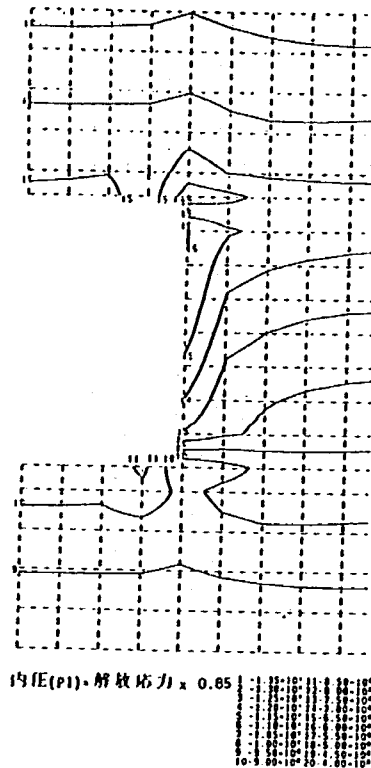
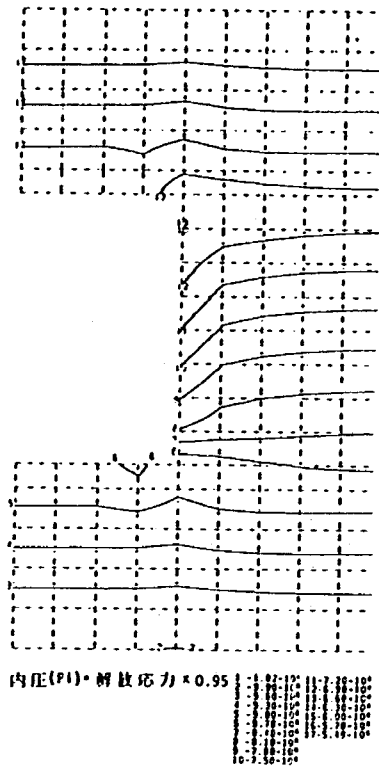
内圧(P1)・解放応力 $\times 0.75$

図-67 (2)

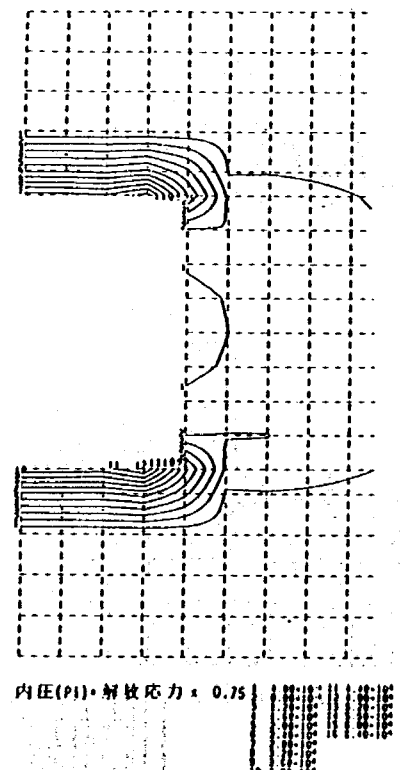
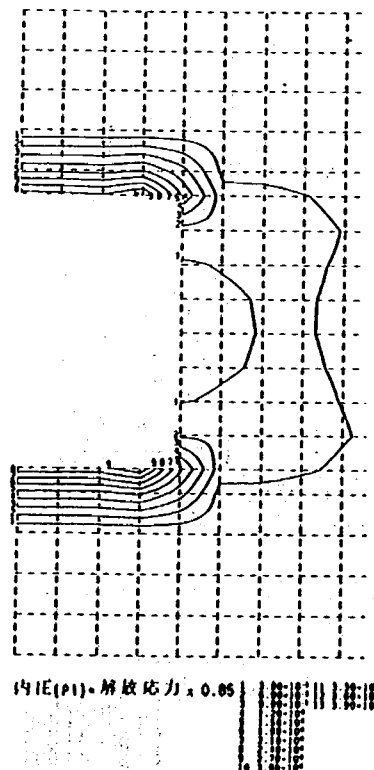
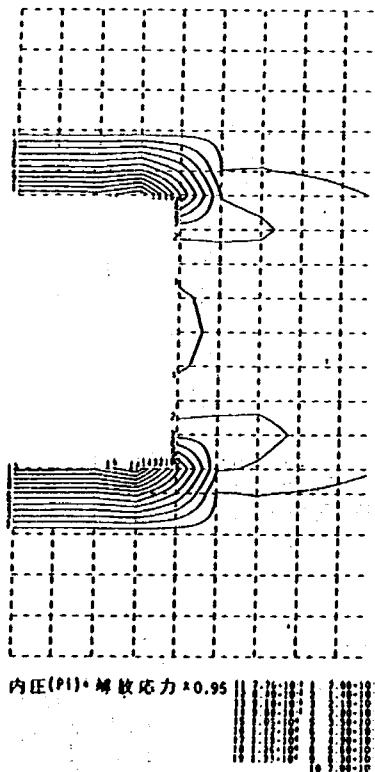
水平応力の分布 (表層荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2, c=1.0\text{kg/cm}^2, \phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0018\text{kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $\epsilon=56.0\text{kg/cm}^2$

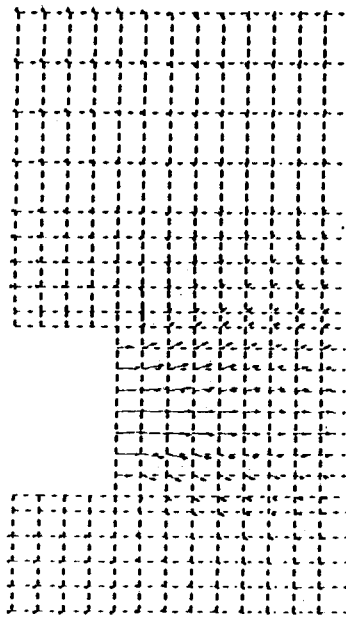
$\lambda=1.5$ $D=1320\text{cm}$



図一 67 (3) 鉛直応力の分布 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ t-g/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



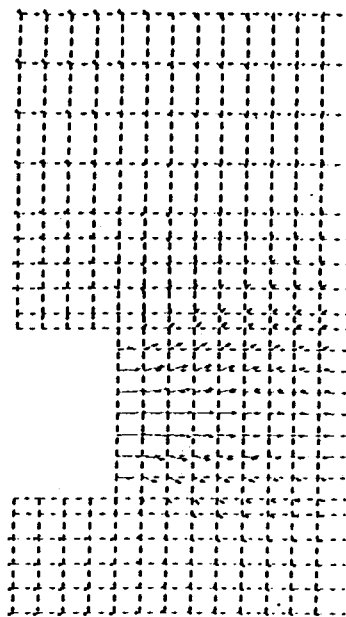
図一 67 (4) 最大せん断応力の分布 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ t-g/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.05$

MAX. DISP 4.62

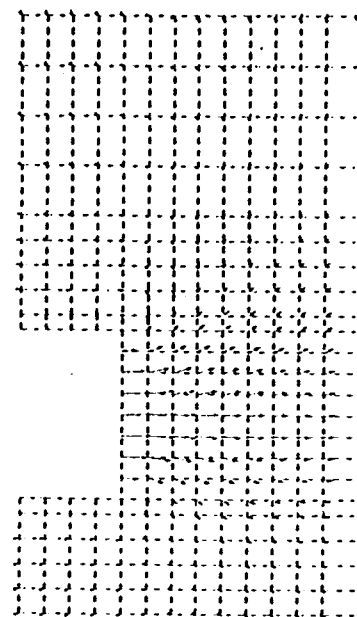
DISP. SCALE : $\rightarrow$ 4.23



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.15$

MAX. DISP 1.38E1

DISP. SCALE : $\rightarrow$ 2.71E1



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.25$

MAX. DISP 2.35E1

DISP. SCALE : $\rightarrow$ 4.69E1

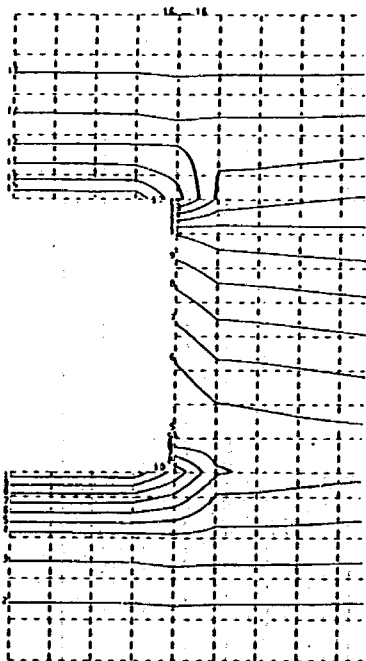
図-68 (1)

地盤の変位

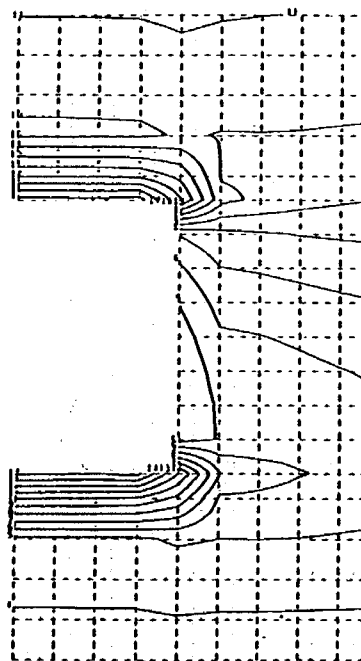
(表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$

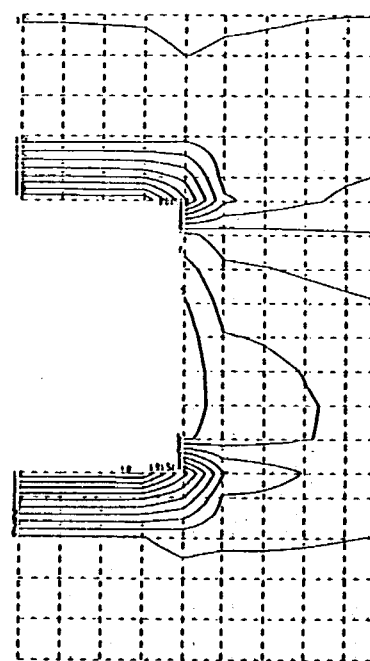
$\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.05$



内圧(P1)・解放応力 $\times 1.15$



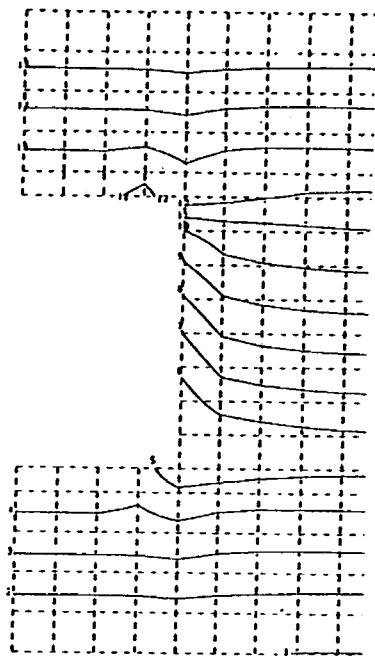
内圧(P1)・解放応力 $\times 1.25$

図-68 (2)

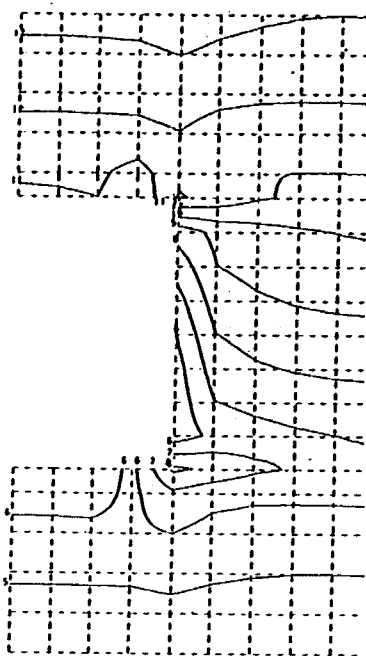
水平応力の分布 (表積荷重 $= 2.9 \text{ kg/cm}^2$, $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0$, 粘性土)

$\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$

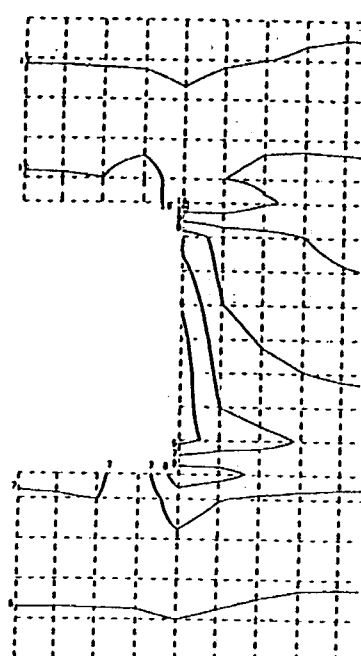
$\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 = 1.05



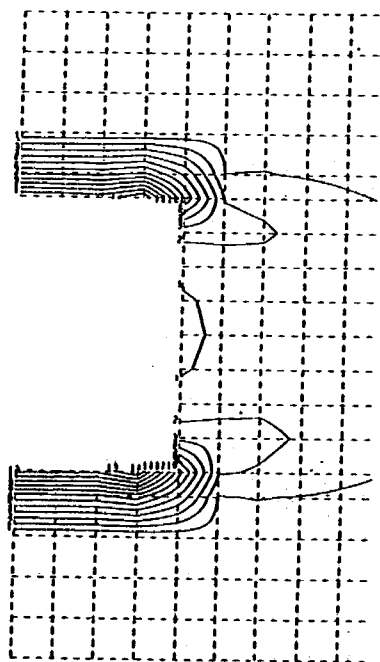
内圧(P1)・解放応力 = 1.15



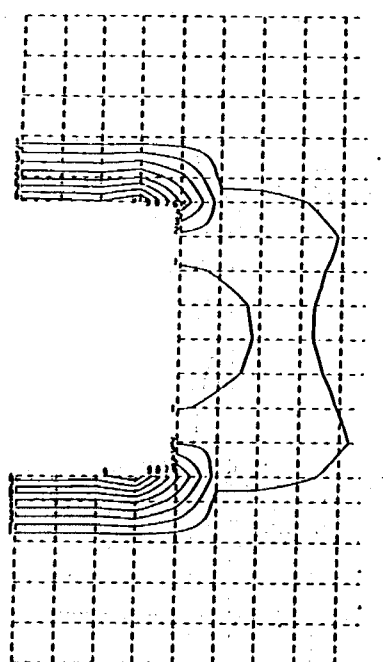
内圧(P1)・解放応力 = 1.25

図-68(3)

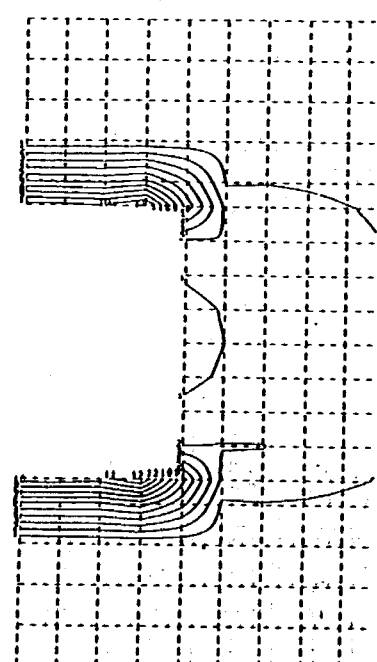
鉛直応力の分布 (表載荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)・解放応力 = 1.05



内圧(P1)・解放応力 = 1.15

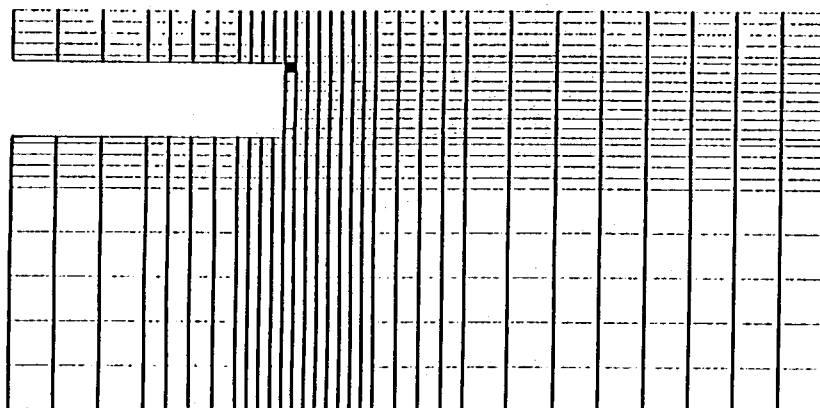


内圧(P1)・解放応力 = 1.25

図-68(4)

最大せん断応力の分布 (表載荷重 = 2.9 kg/cm^2 , $c=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0$, 粘性土)
 $\gamma=0.0018 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.49$ $E=56.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$

(砂質地盤)

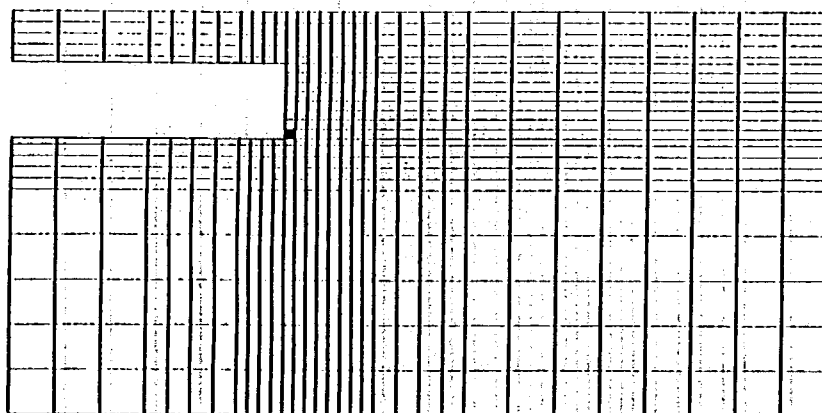


解放荷重×0.55

GEOM. SCALE : (X) 1 / 500.00 (Y) 1 / 500.00

図-69 (1) 最初の塑性域発生箇所 (主働, $\phi = 30^\circ$, $\lambda = 0.5$)

(砂質地盤)

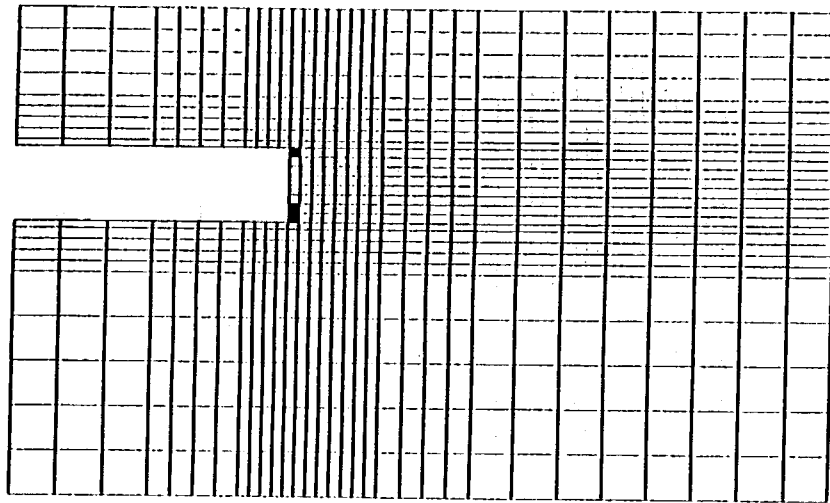


解放荷重×1.3

GEOM. SCALE : (X) 1 / 500.00 (Y) 1 / 500.00

図-69 (2) 最初の塑性域発生箇所 (受働, $\phi = 30^\circ$, $\lambda = 0.5$)

(砂質地盤)

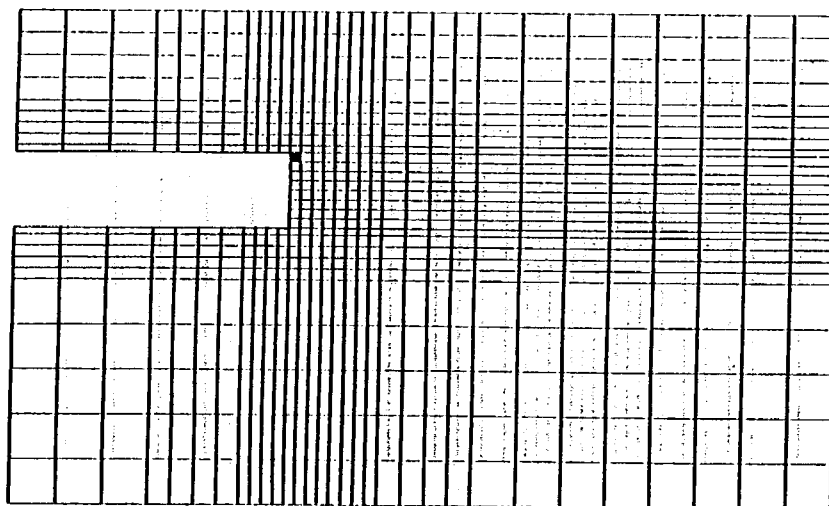


解放荷重×0.55

図-69(3) 最初の塑性域発生箇所 (主働, $\phi = 30^\circ$, $\lambda = 1.5$)

GEOM. SCALE : (X) 1 / 500.00 (Y) 1 / 500.00

(砂質地盤)



解放荷重×1.3

図-69(4) 最初の塑性域発生箇所 (受働, $\phi = 30^\circ$, $\lambda = 1.5$)

GEOM. SCALE : (X) 1 / 500.00 (Y) 1 / 500.00

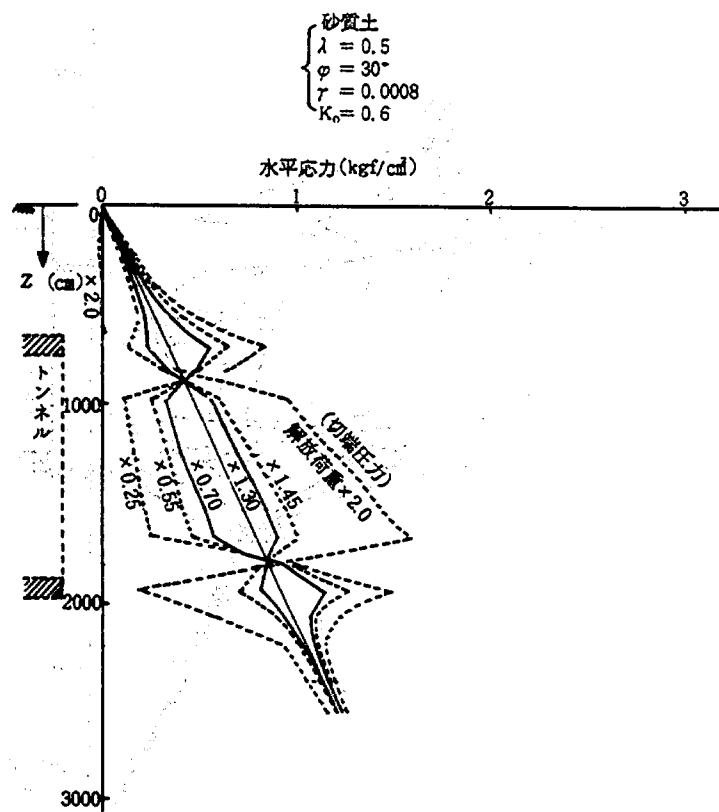


図-70 (1) 切端部の水平応力 ($\lambda = 0.5$, $\phi = 30^\circ$)

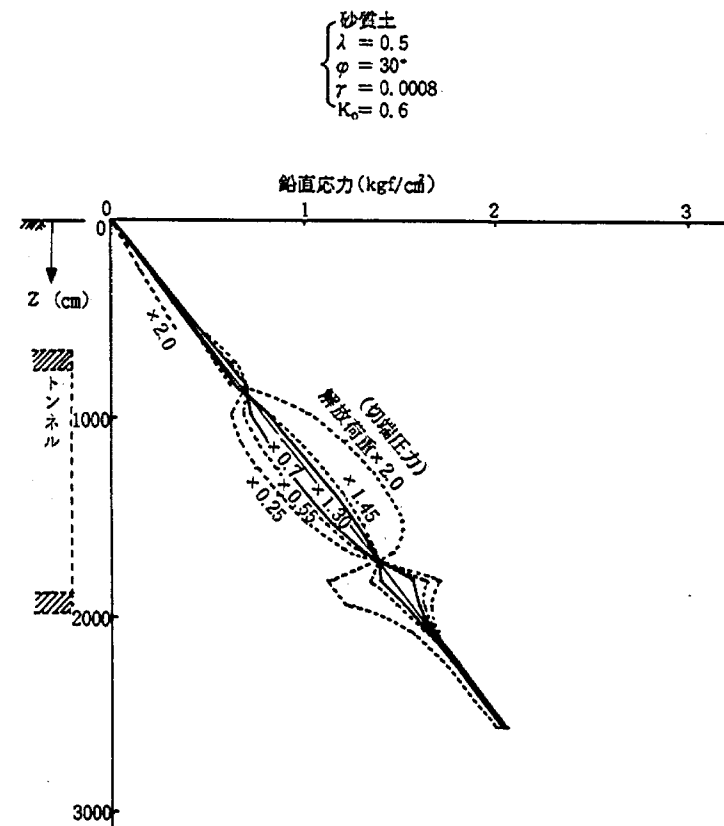


図-70 (2) 切端部の鉛直応力 ($\lambda = 0.5$, $\phi = 30^\circ$)

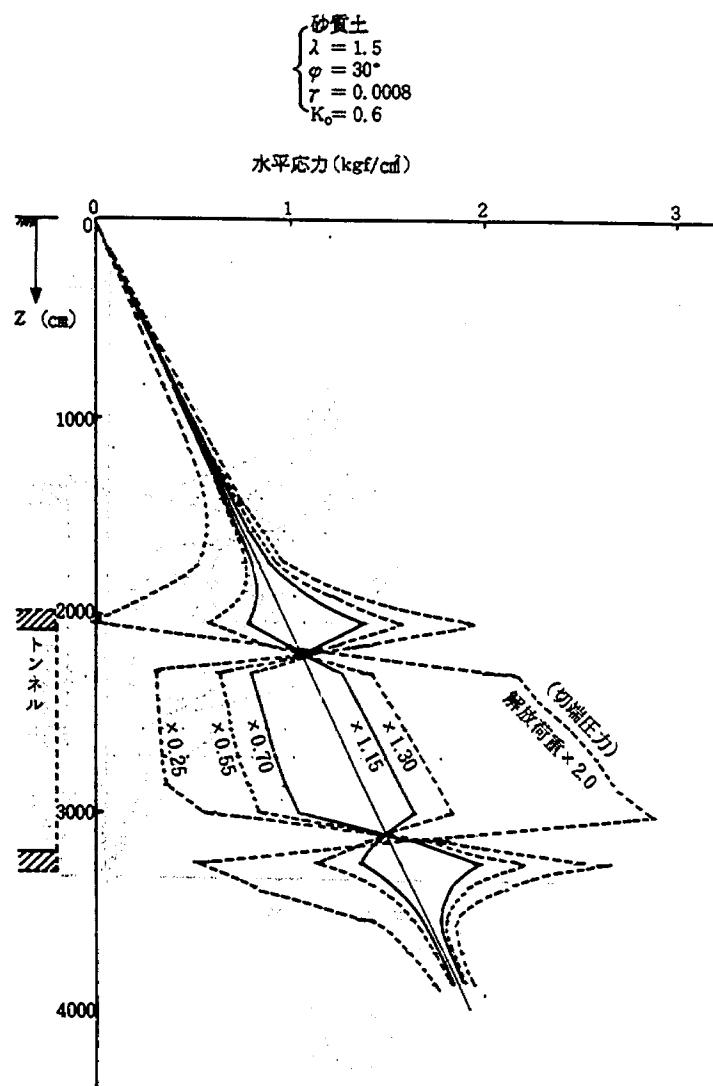


図-71 (1) 切端部の水平応力 ($\lambda = 1.5$, $\varphi = 30^\circ$)

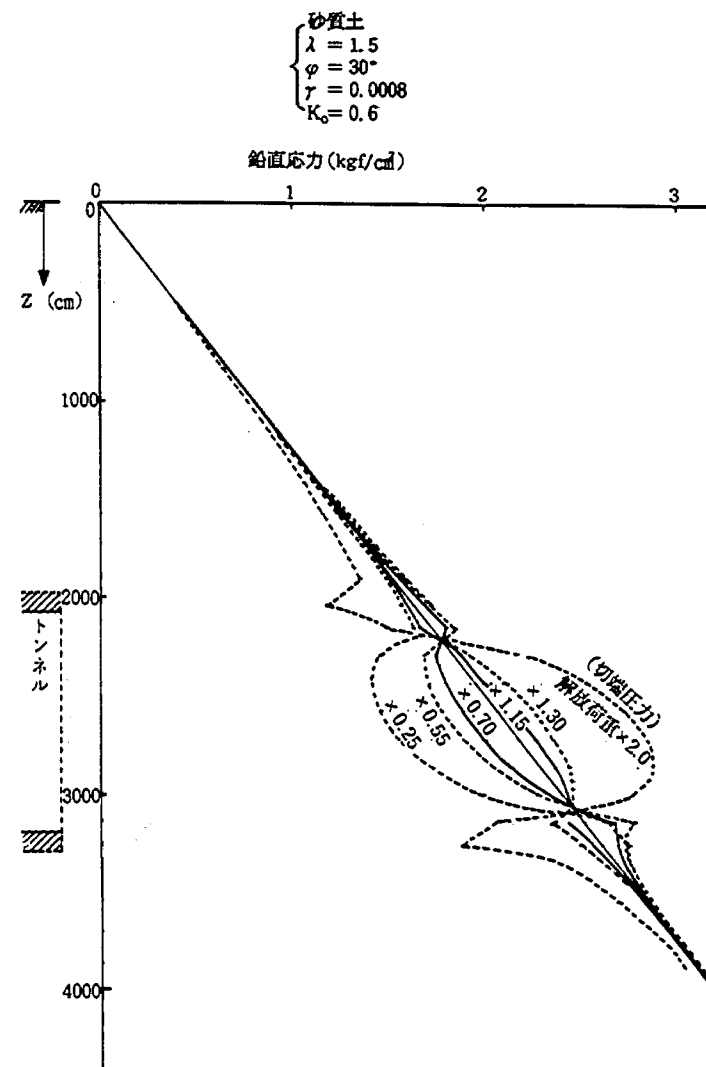


図-71 (2) 切端部の鉛直応力 ($\lambda = 1.5$, $\varphi = 30^\circ$)

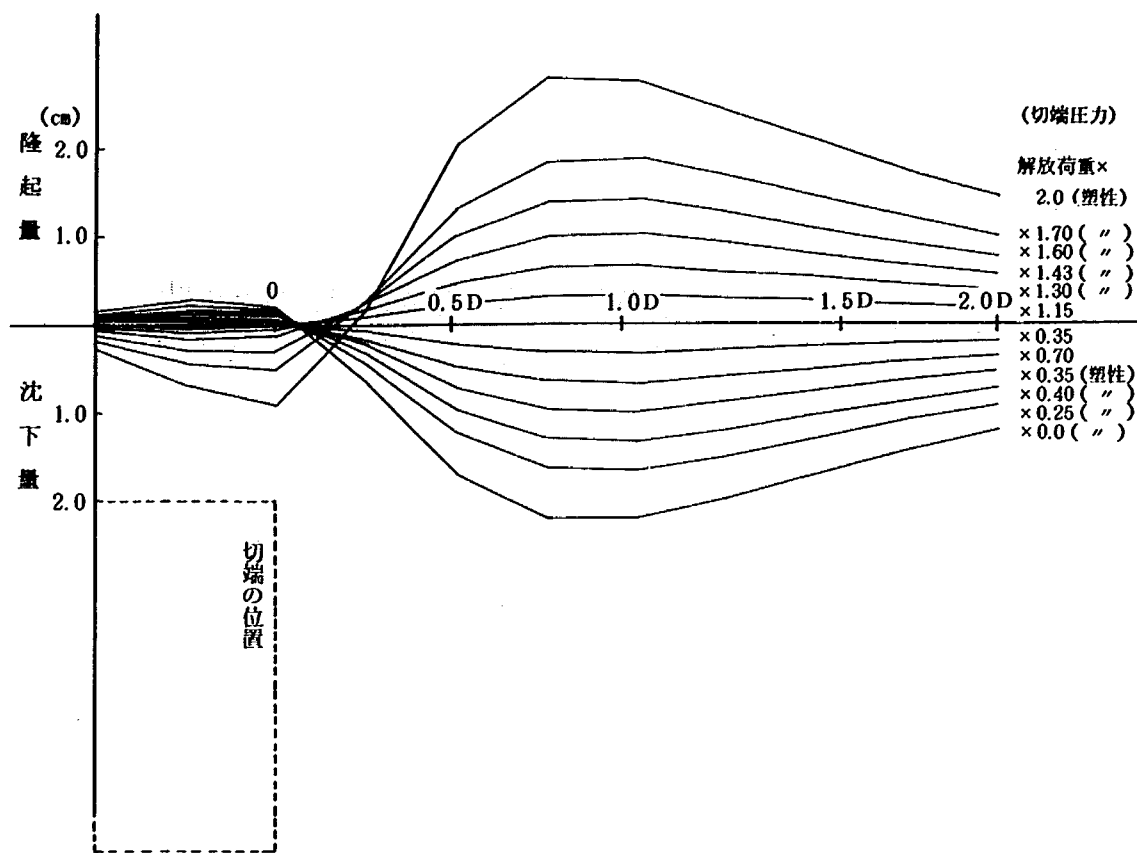


図-72 地表面の変位 (砂質土, $\lambda = 0.5$, $\varphi = 30^\circ$)

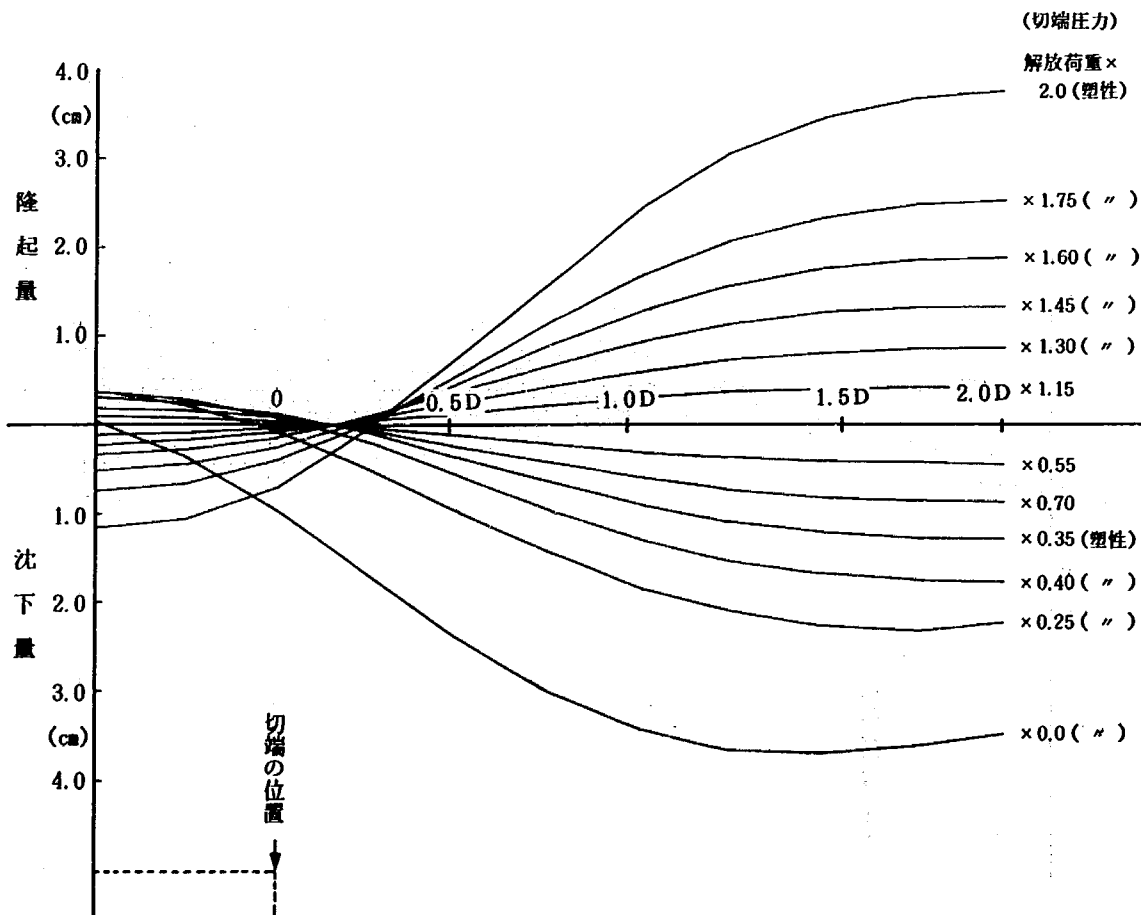


図-73 地表面の変位 (砂質土, $\lambda = 1.5$, $\varphi = 30^\circ$)

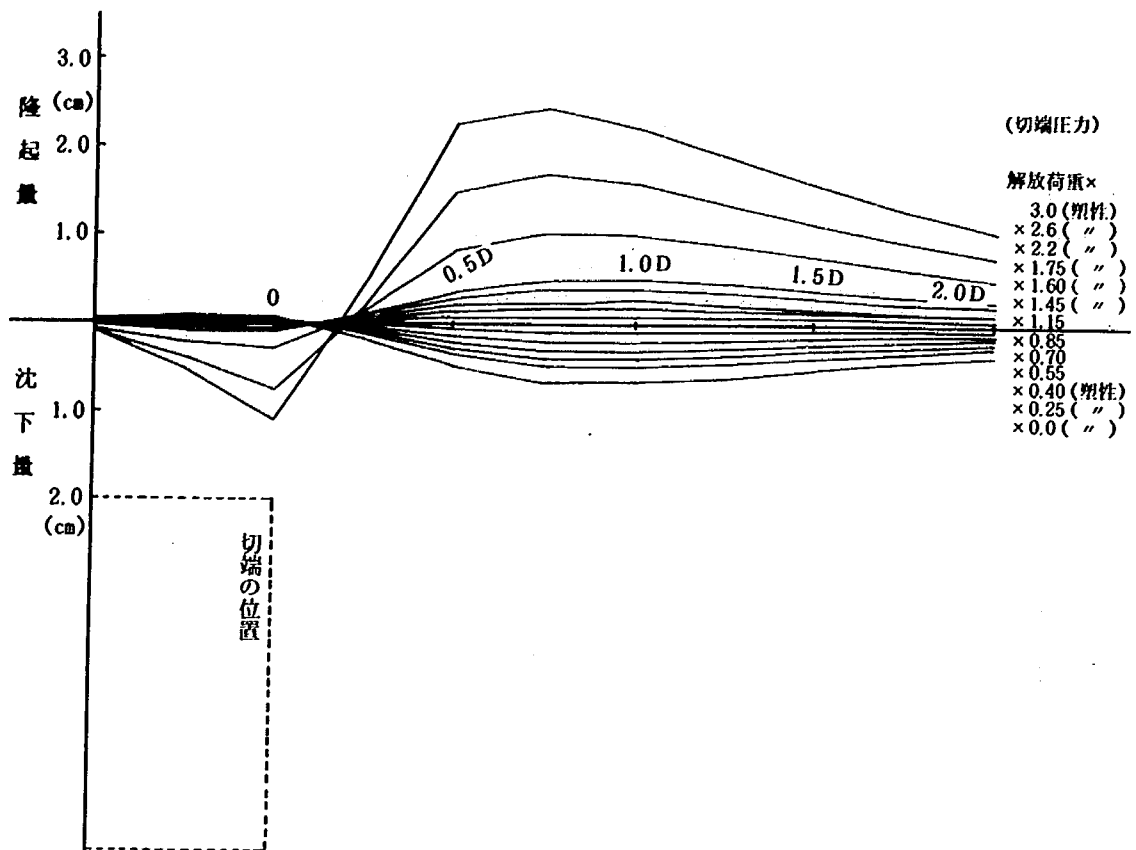


図-74 地表面の変位 (砂質土, $\lambda = 0.5$, $\varphi = 40^\circ$)

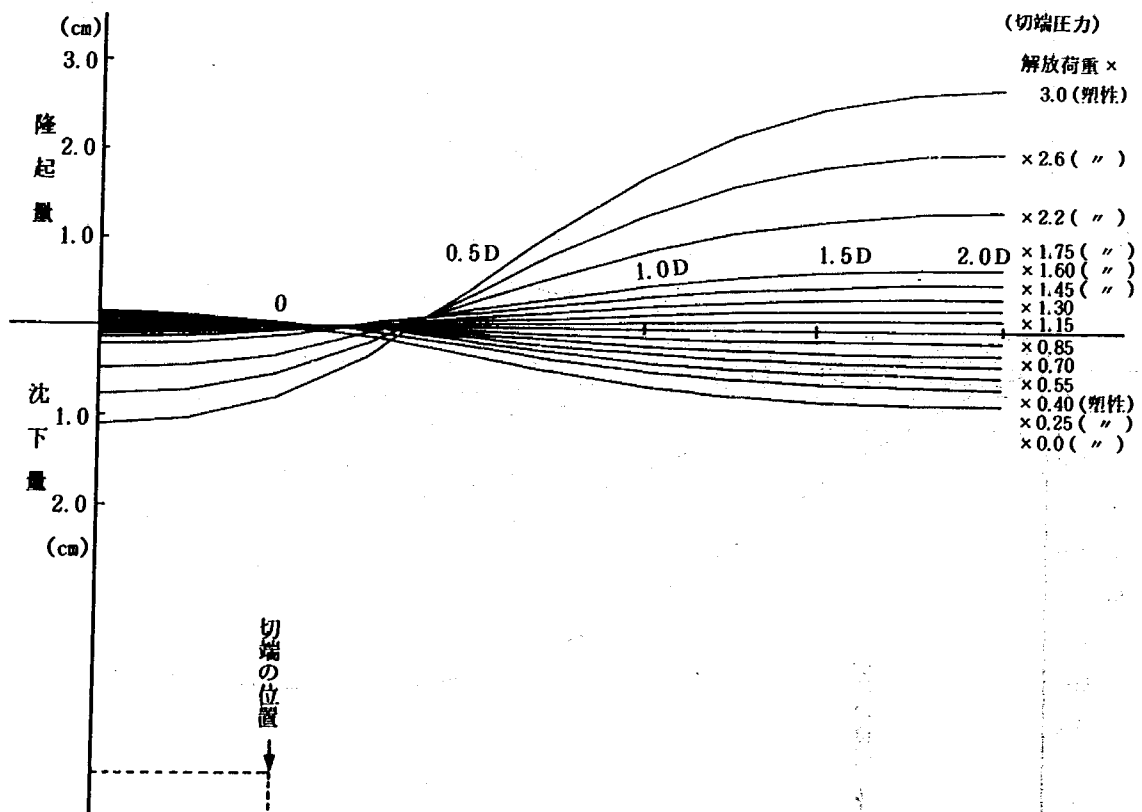
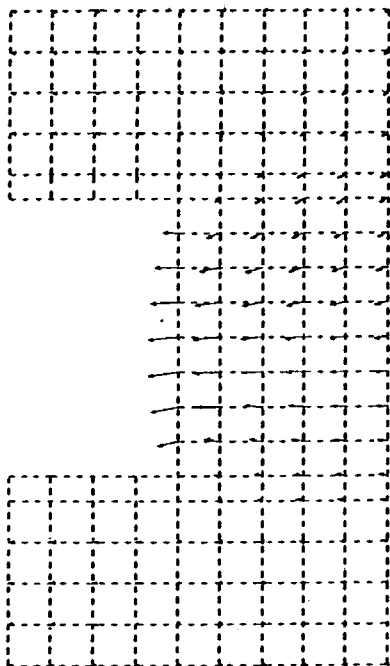
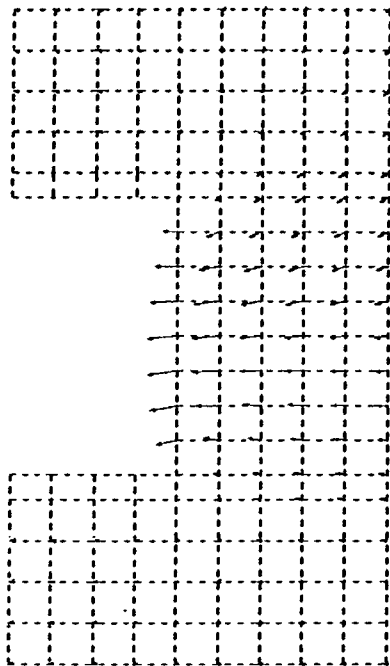


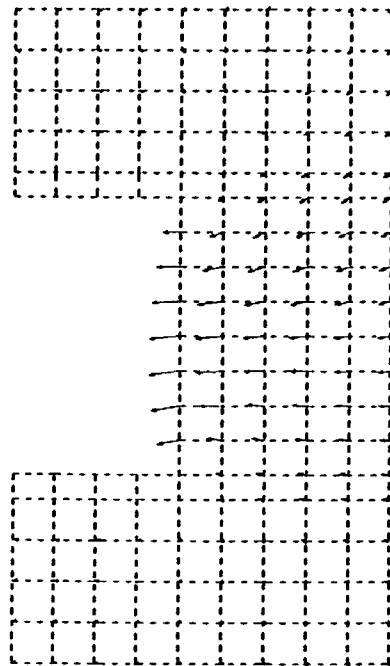
図-75 地表面の変位 (砂質土, $\lambda = 1.5$, $\varphi = 40^\circ$)



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.85$
 MAX. DISP 2.65
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.29



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.55$
 MAX. DISP 7.94
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 1.59E1



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.25$
 MAX. DISP 1.39E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.77E1

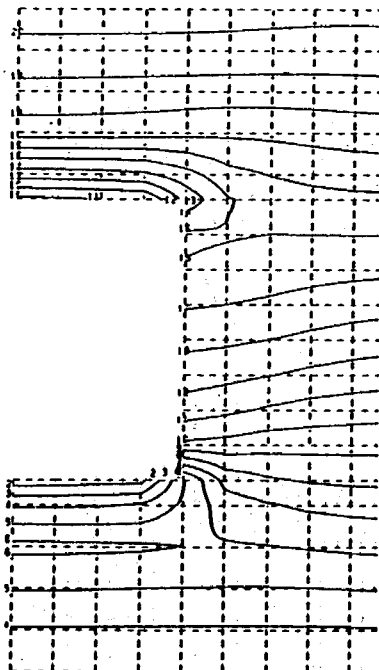
図-76 (1)

地盤の変位

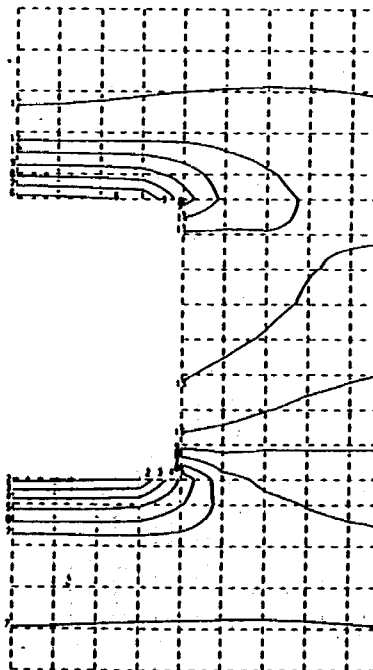
(表被荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 30^\circ$, 砂質土)

$\gamma = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.3$ $E = 35.0 \text{ kg/cm}^2$

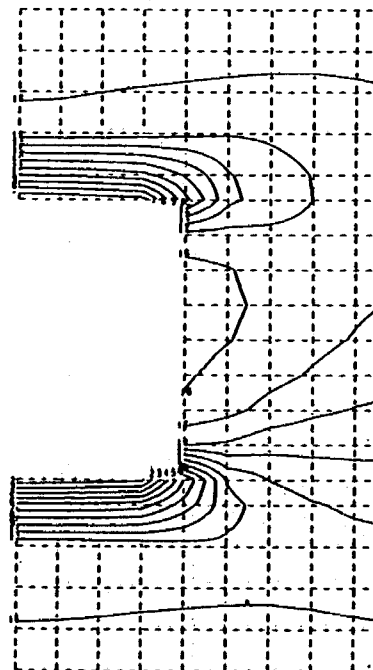
$\lambda = 0.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.85$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.55$



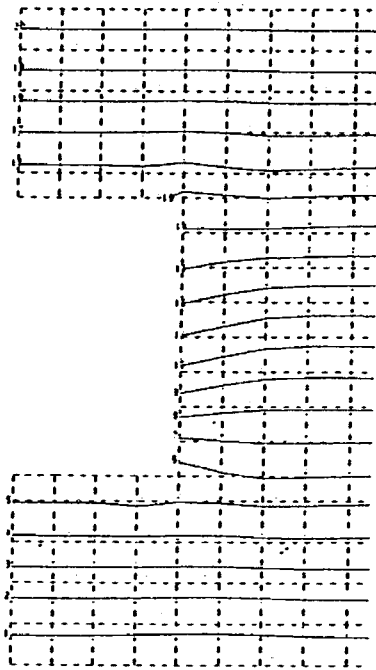
内圧(P1)-解放応力 $\times 0.25$

図-76 (2)

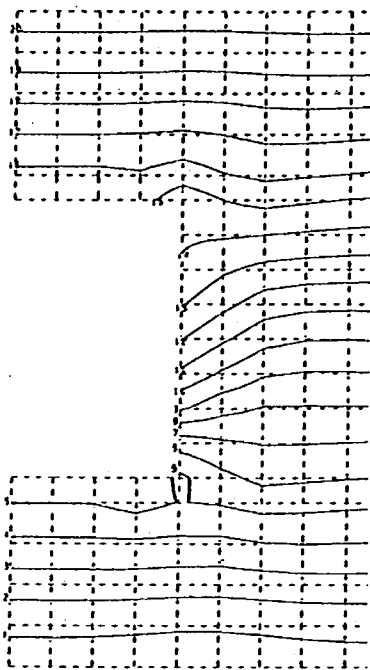
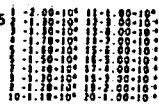
水平応力の分布 (表被荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 30^\circ$, 砂質土)

$\gamma = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.3$ $E = 35.0 \text{ kg/cm}^2$

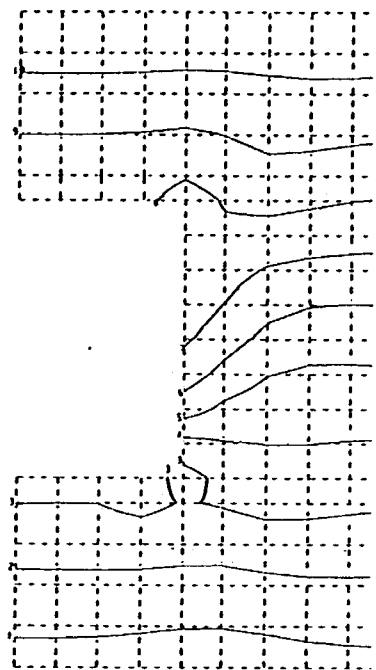
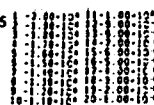
$\lambda = 0.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P_i)・解放応力 $\times 0.85$



内圧(P_i)・解放応力 $\times 0.55$



内圧(P_i)・解放応力 $\times 0.25$

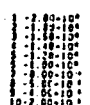
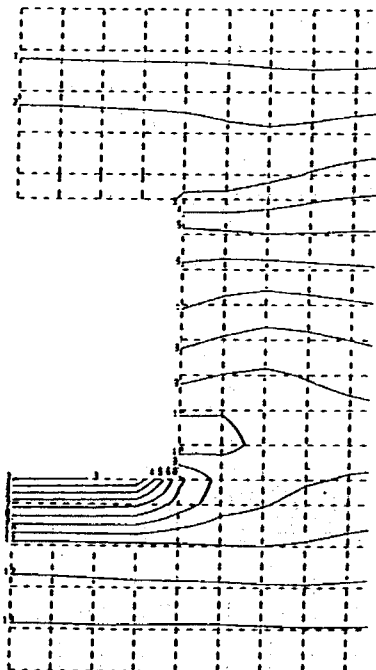
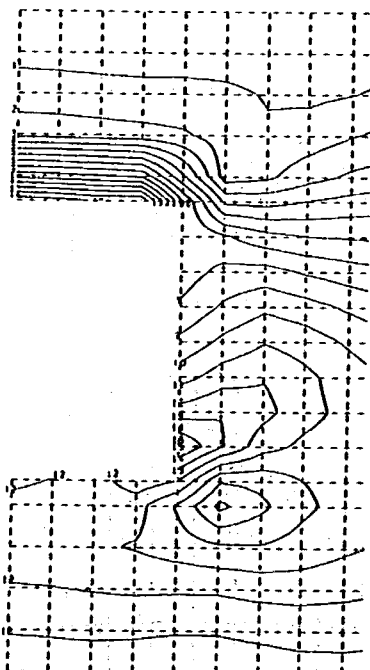
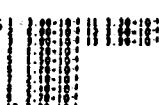


図-76(3)

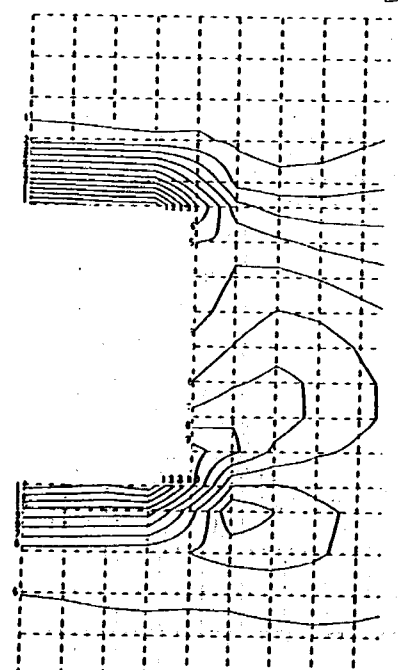
鉛直応力の分布 (表板荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 30^\circ$, 砂質土)
 $\gamma = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.3$ $E = 35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 0.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P_i)・解放応力 $\times 0.85$



内圧(P_i)・解放応力 $\times 0.55$



内圧(P_i)・解放応力 $\times 0.25$

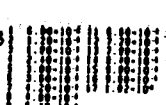
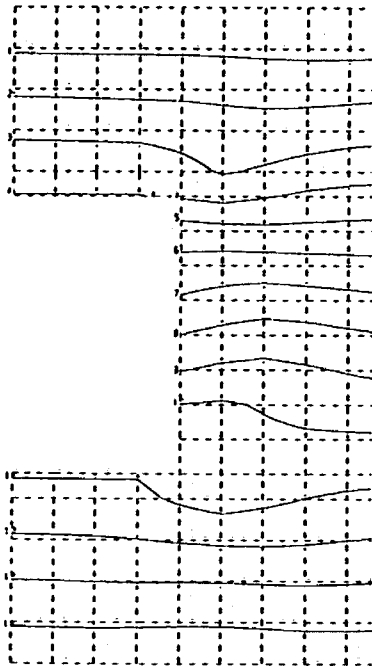
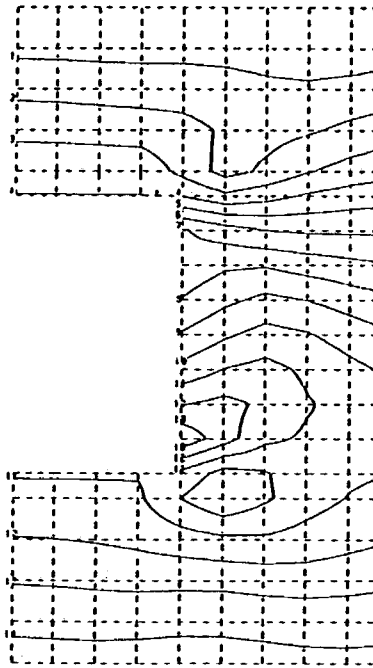
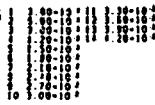


図-76(4)

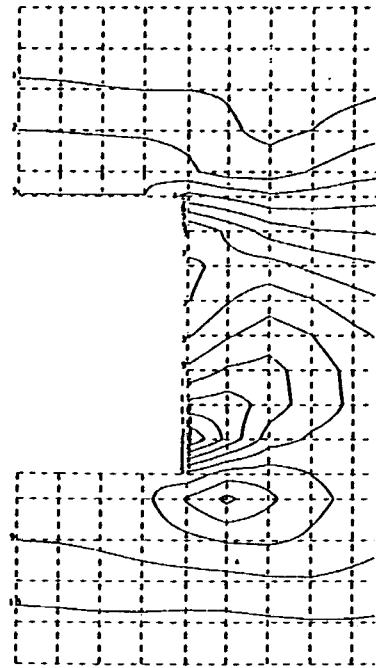
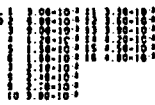
最大せん断応力の分布 (表板荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 30^\circ$, 砂質土)
 $\gamma = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.3$ $E = 35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 0.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.85$



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.55$



内圧(P1)=解放応力 $\times 0.25$

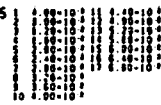


図-76(5)

最大せん断ひずみの分布 (表紙荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\phi=30^\circ$, 砂質土)

$\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²

$\lambda=0.5$ $D=1320$ cm

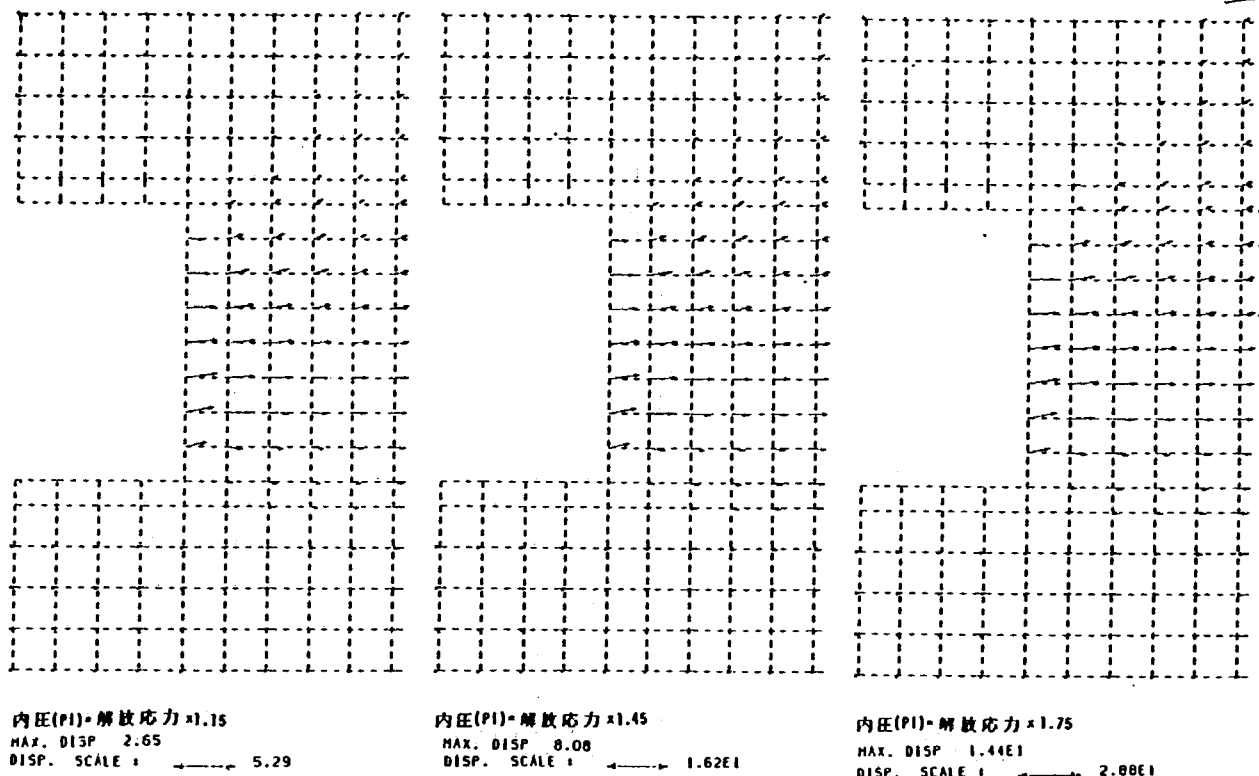


図-77 (1)

地盤の変位

(表載荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\phi=30^\circ$, 砂質土)
 $\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²
 $\lambda=0.5$ $D=1320$ cm

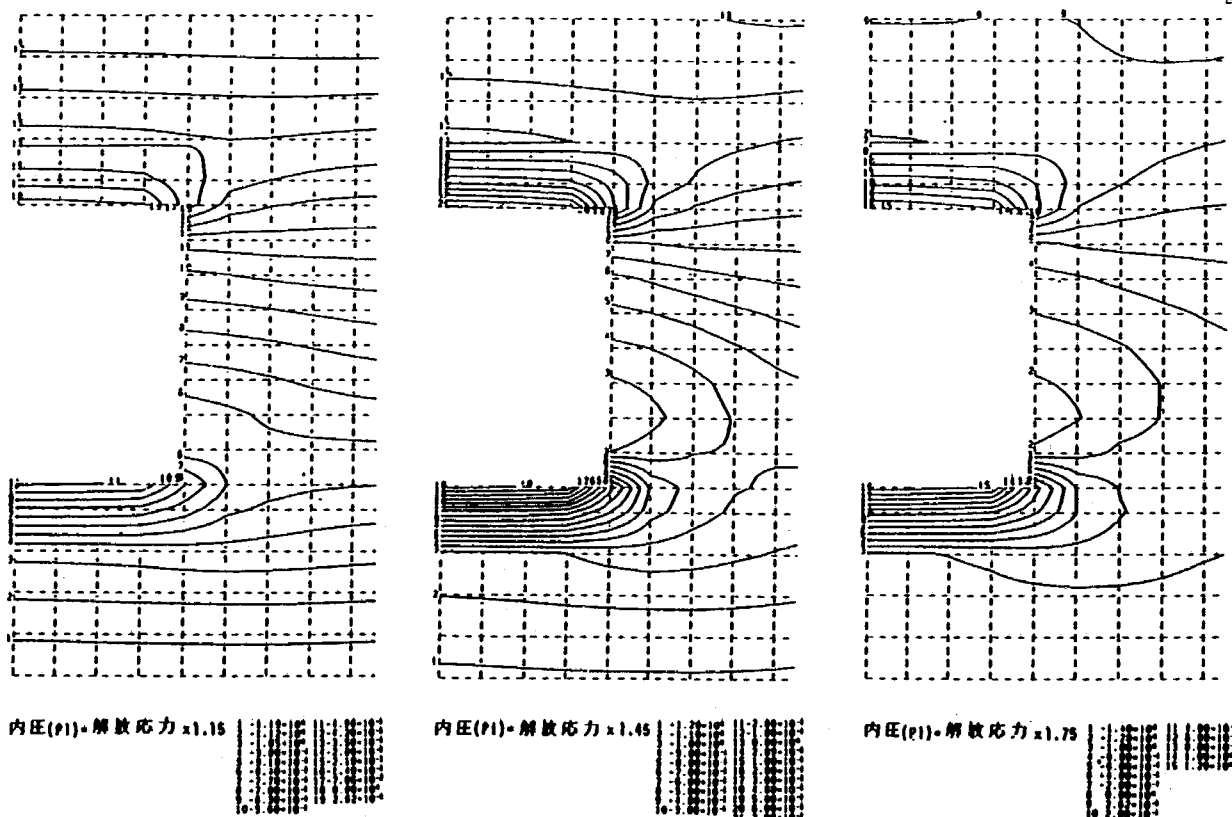
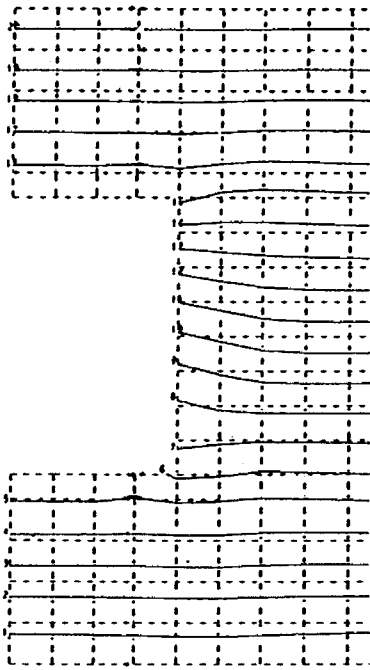
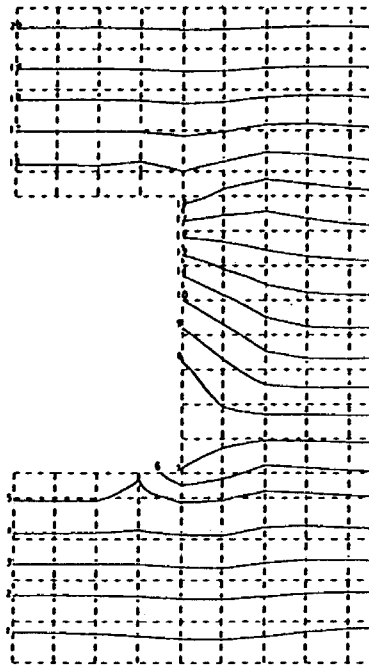


図-77 (2)

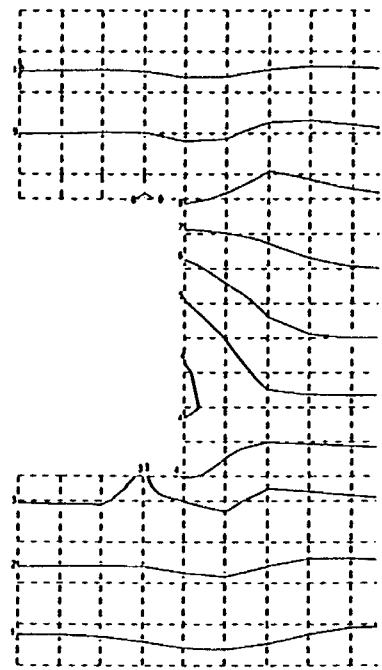
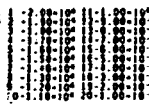
水平応力の分布 (表載荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\phi=30^\circ$, 砂質土)
 $\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²
 $\lambda=0.5$ $D=1320$ cm



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.15$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.45$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.75$

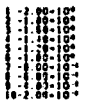
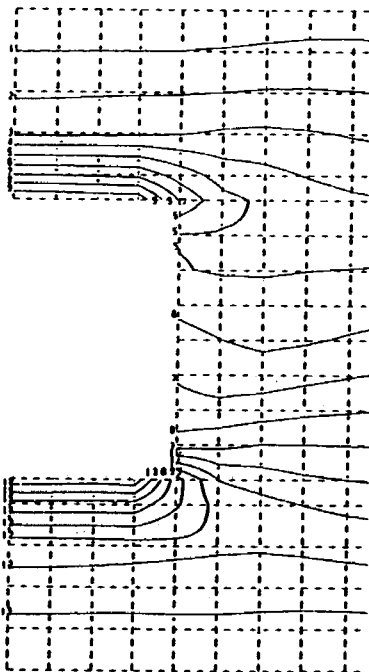


図-77 (3)

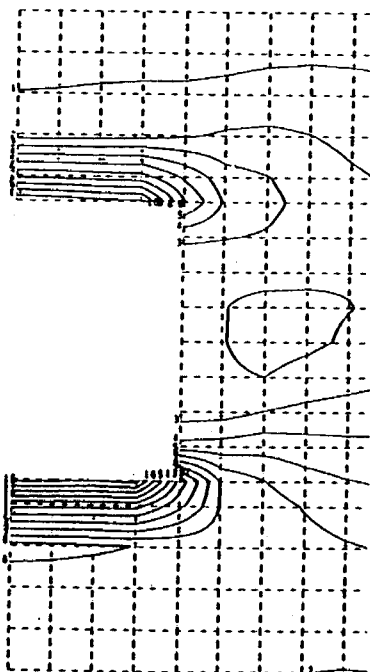
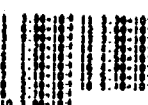
均直応力の分布 (表板荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\beta=30$, 砂質土)

$r=0.0008$ kg/cm² $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²

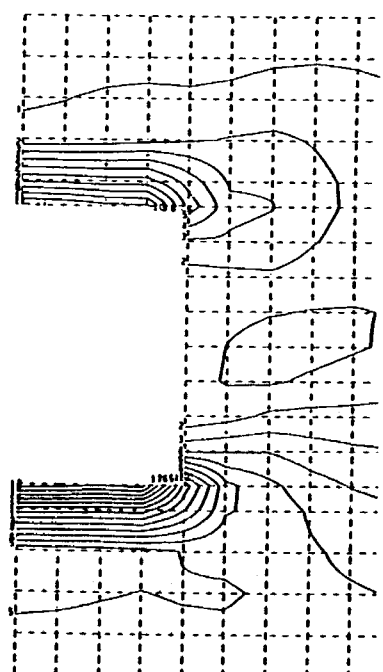
$\lambda=0.5$ $D=1320$ cm



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.15$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.45$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.75$

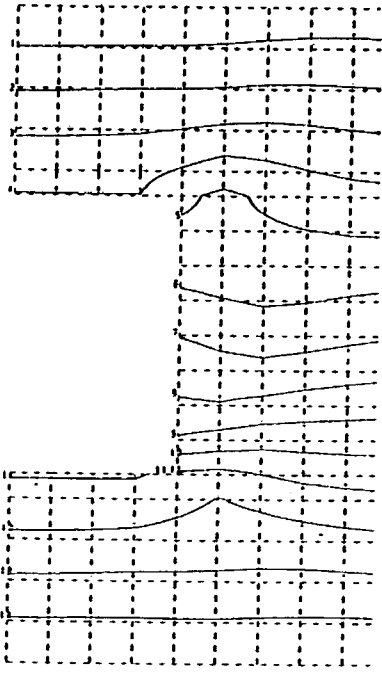


図-77 (4)

最大せん断応力の分布 (表板荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\beta=30$, 砂質土)

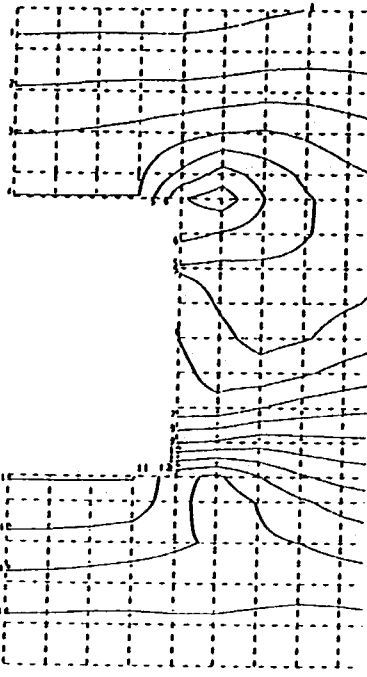
$r=0.0008$ kg/cm² $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²

$\lambda=0.5$ $D=1320$ cm



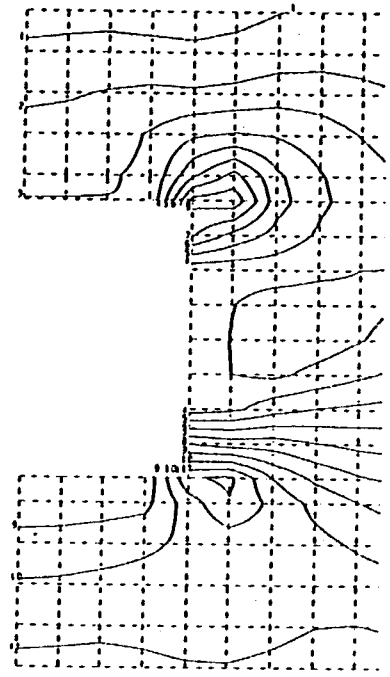
内圧(PI)-解放応力 $\times 1.15$

1.20-10	1.10-10
1.10-10	1.00-10
1.00-10	0.90-10
0.90-10	0.80-10
0.80-10	0.70-10
0.70-10	0.60-10
0.60-10	0.50-10
0.50-10	0.40-10
0.40-10	0.30-10
0.30-10	0.20-10
0.20-10	0.10-10
0.10-10	0.00-10



内圧(PI)-解放応力 $\times 1.45$

1.20-10	1.10-10
1.10-10	1.00-10
1.00-10	0.90-10
0.90-10	0.80-10
0.80-10	0.70-10
0.70-10	0.60-10
0.60-10	0.50-10
0.50-10	0.40-10
0.40-10	0.30-10
0.30-10	0.20-10
0.20-10	0.10-10
0.10-10	0.00-10

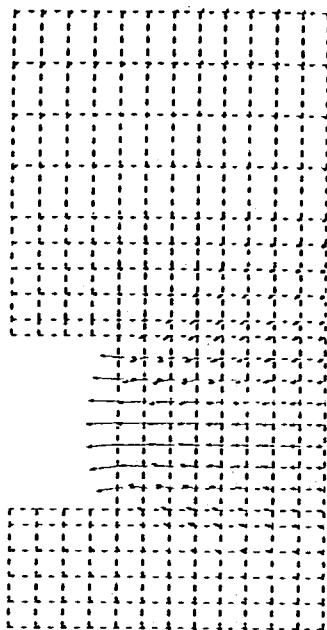


内圧(PI)-解放応力 $\times 1.75$

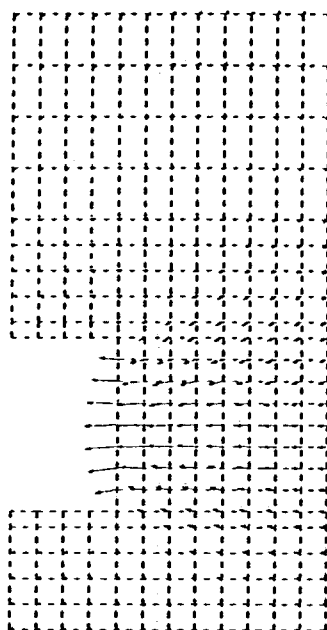
1.20-10	1.10-10
1.10-10	1.00-10
1.00-10	0.90-10
0.90-10	0.80-10
0.80-10	0.70-10
0.70-10	0.60-10
0.60-10	0.50-10
0.50-10	0.40-10
0.40-10	0.30-10
0.30-10	0.20-10
0.20-10	0.10-10
0.10-10	0.00-10

図-77 (5)

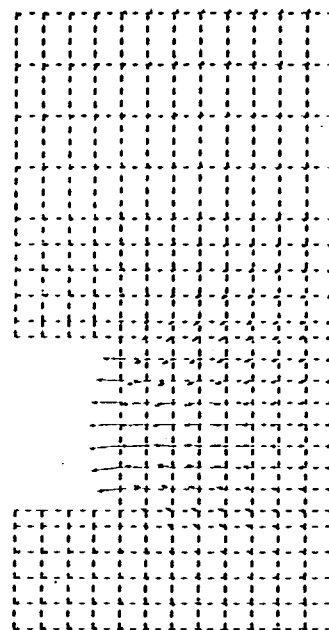
最大せん断ひずみの分布 (表積荷重 $\rightarrow 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=30$, 砂質土)
 $\gamma=0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.3$ $E=35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=0.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(Pi)・解放応力 $\times 0.85$
 MAX. DISP. 5.11
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 1.02E1$



内圧(Pi)・解放応力 $\times 0.55$
 MAX. DISP. 1.53E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 3.07E1$

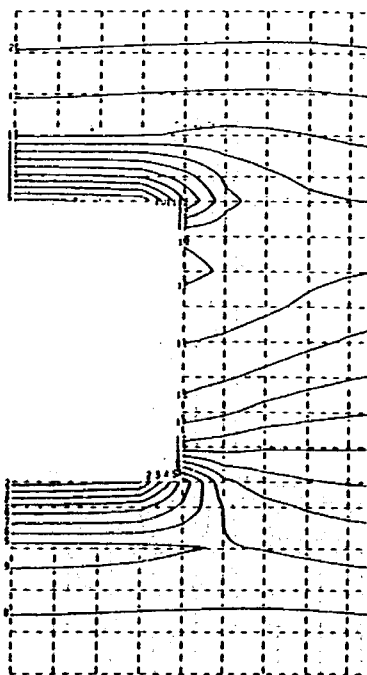


内圧(Pi)・解放応力 $\times 0.25$
 MAX. DISP. 3.34E1
 DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 6.68E1$

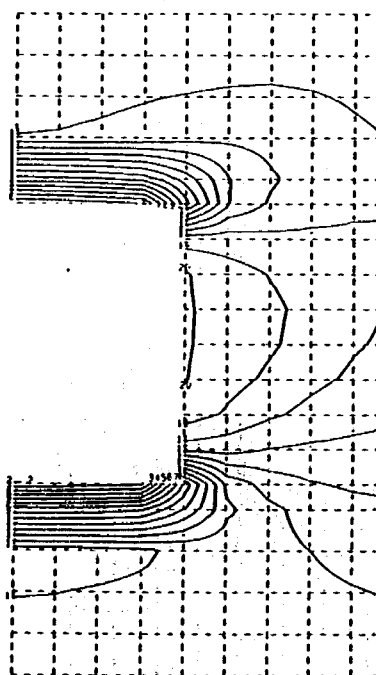
図-78 (1)

地盤の変位

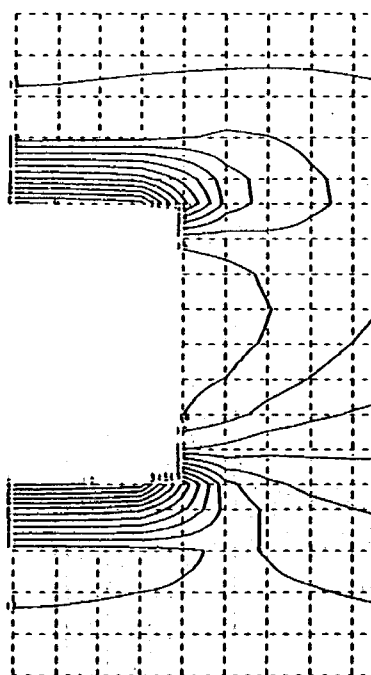
(表被荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=30$, 砂質土)
 $\gamma=0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.3$ $E=35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(Pi)・解放応力 $\times 0.85$



内圧(Pi)・解放応力 $\times 0.55$

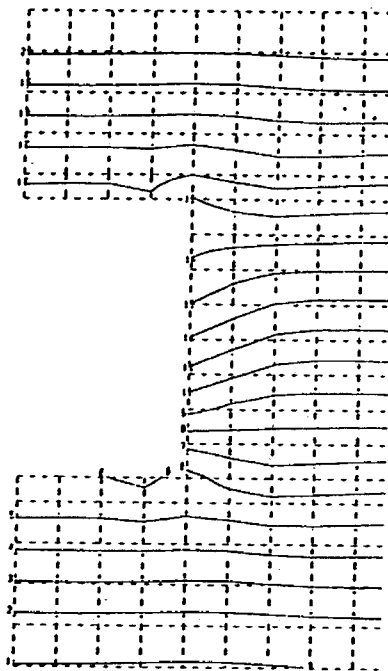


内圧(Pi)・解放応力 $\times 0.25$

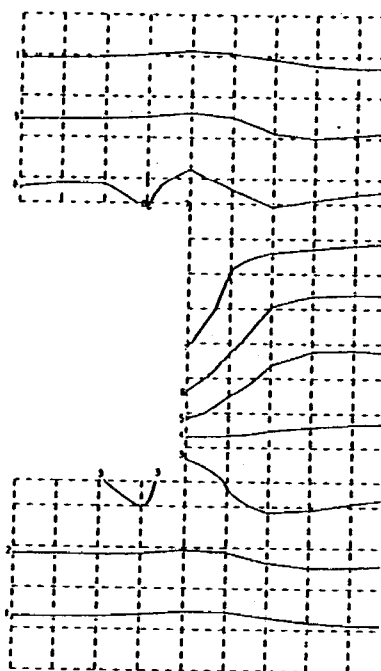
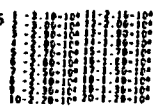
図-78 (2)

水平応力の分布 (表被荷重 = 0.0 kg/cm^2 , $c=0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=30$, 砂質土)

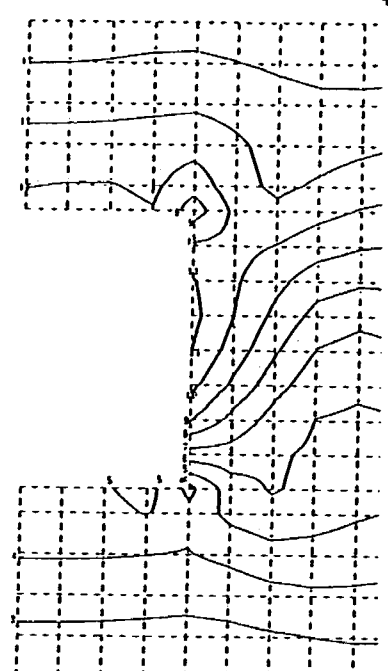
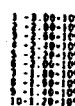
$\gamma=0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.3$ $E=35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.85$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.55$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.25$

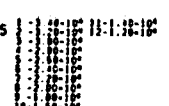
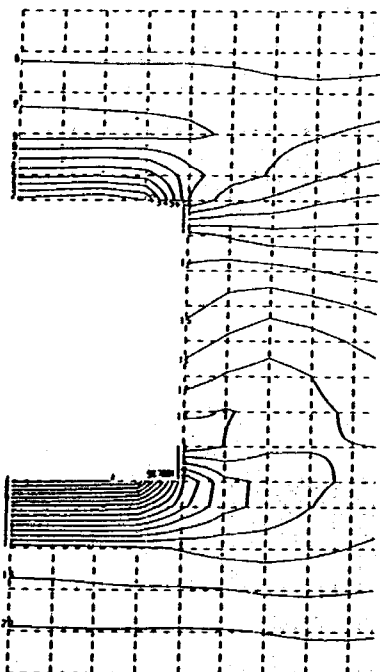


図-78 (3)

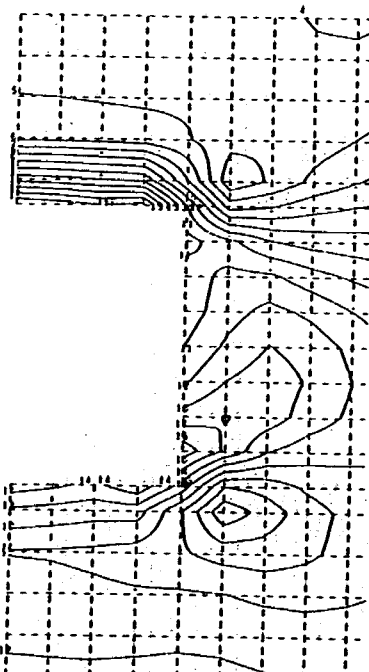
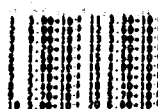
鉛直応力の分布 (表積荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\beta=30$, 砂質土)

$\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²

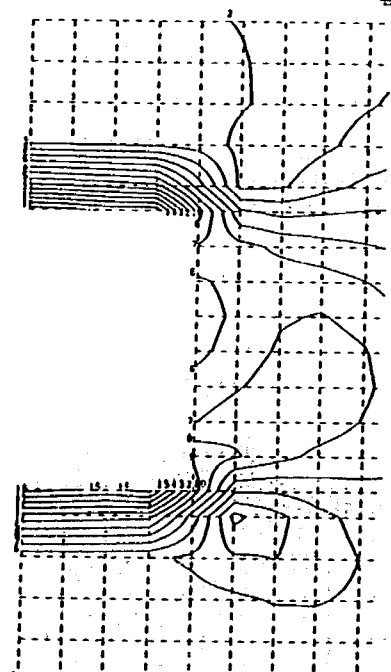
$\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.85$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.55$



内圧(P1)-解放応力 $\times 0.25$

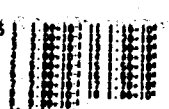
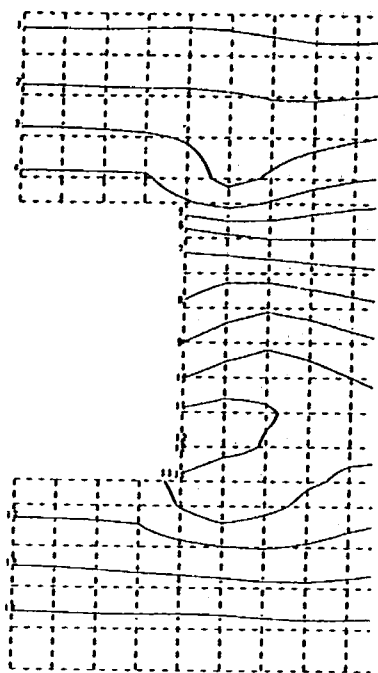


図-78 (4)

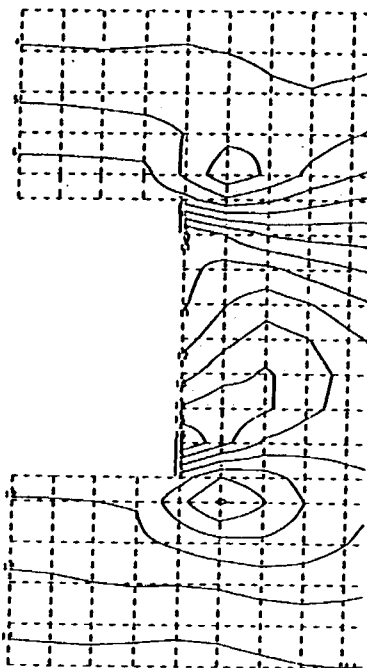
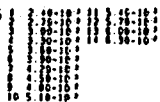
最大せん断応力の分布 (表積荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\beta=30$, 砂質土)

$\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²

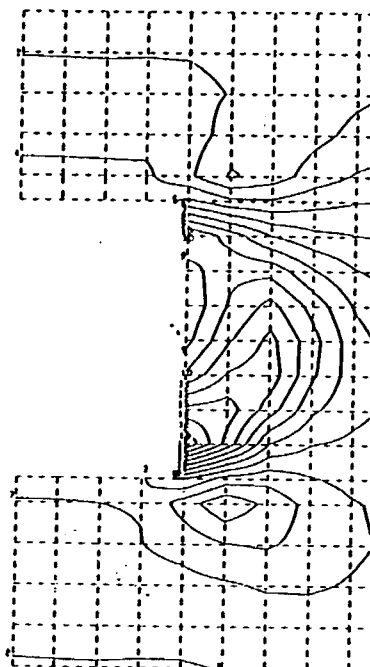
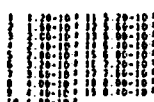
$\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



内圧(Pi)-解放応力 $\times 0.85$



内圧(Pi)-解放応力 $\times 0.55$



内圧(Pi)-解放応力 $\times 0.25$

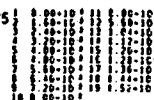
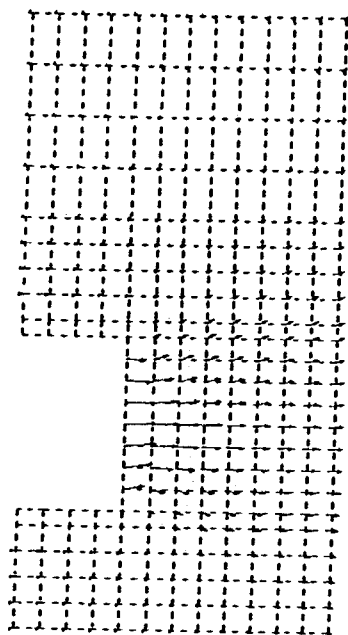


図-78 (5)

最大せん断ひずみの分布 (表載荷重 $\approx 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c=0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=30^\circ$, 砂質土)

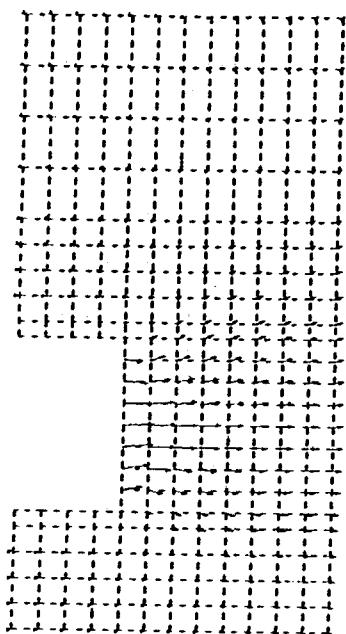
$\gamma=0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu=0.3$ $E=35.0 \text{ kg/cm}^2$

$\lambda=1.5$ $D=1320 \text{ cm}$



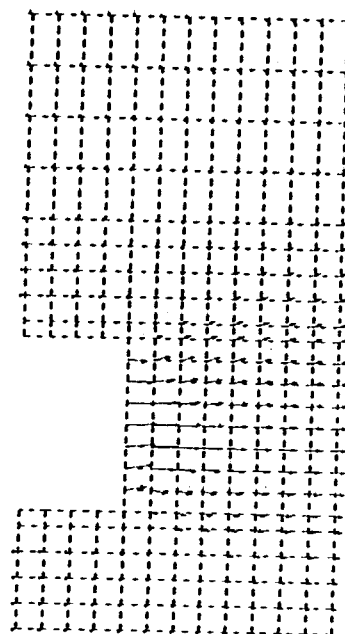
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.15$

MAX. DISP 5.11
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 1.02E1$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.45$

MAX. DISP 1.56E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 3.13E1$



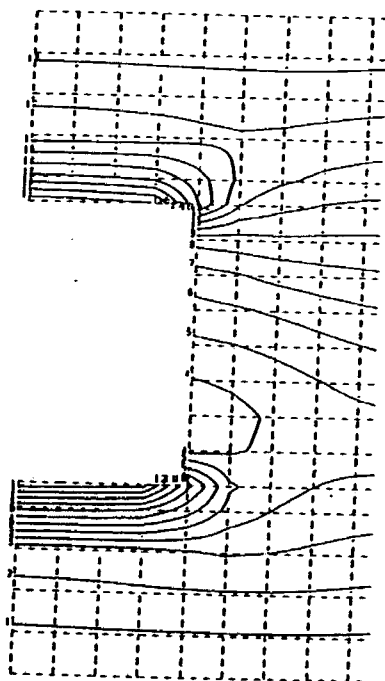
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.75$

MAX. DISP 2.76E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow 5.52E1$

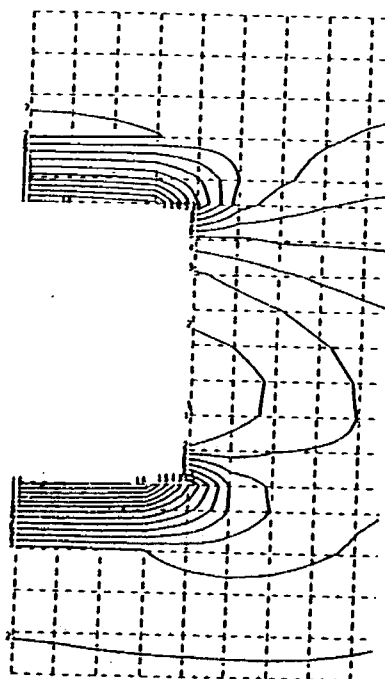
図-79 (1)

地盤の変位

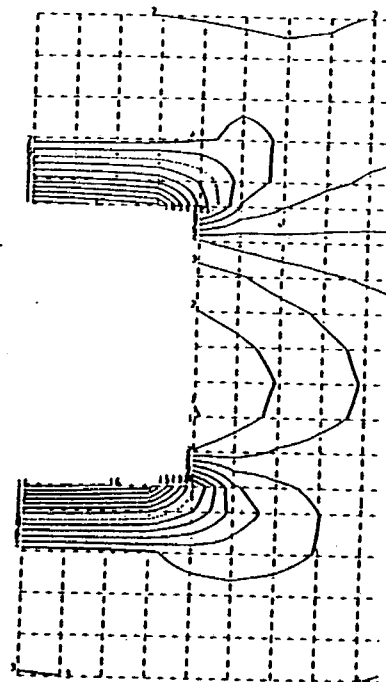
(表積荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 30$, 砂質土)
 $\gamma = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.3$ $E = 35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)・解放応力 $\times 1.15$



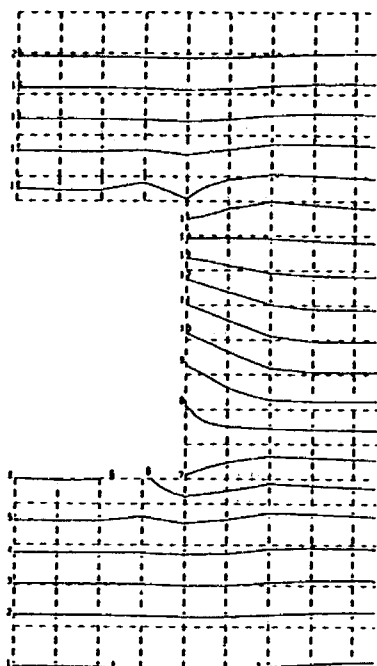
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.45$



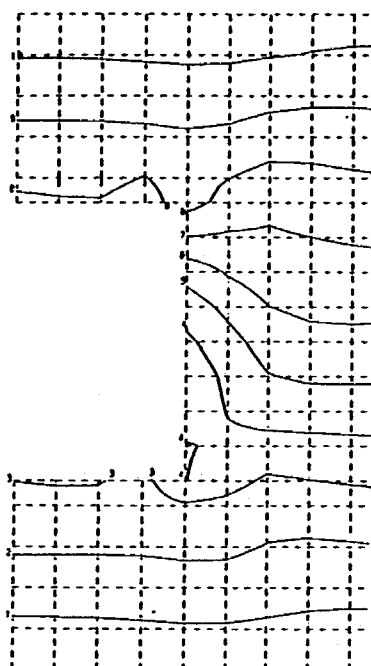
内圧(PI)・解放応力 $\times 1.75$

図-79 (2)

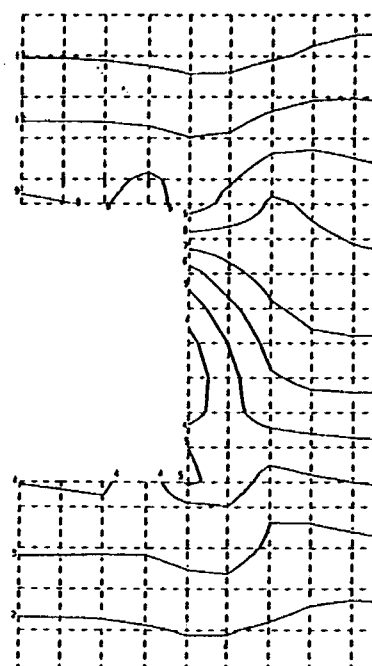
水平応力の分布 (表積荷重 $= 0.0 \text{ kg/cm}^2$, $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 30$, 砂質土)
 $\gamma = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$ $\nu = 0.3$ $E = 35.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.5$ $D = 1320 \text{ cm}$



内圧(PI)-解放応力 $\times 1.15$



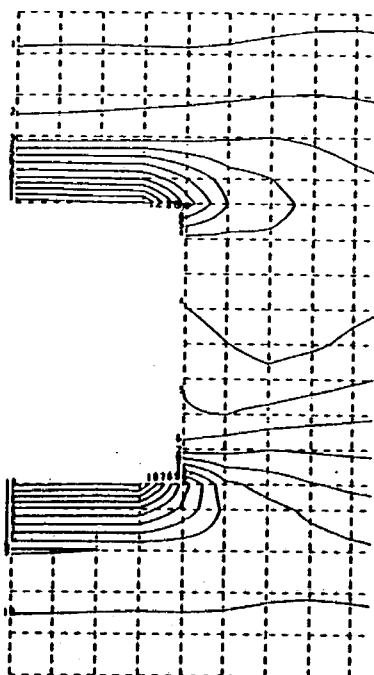
内圧(PI)-解放応力 $\times 1.45$



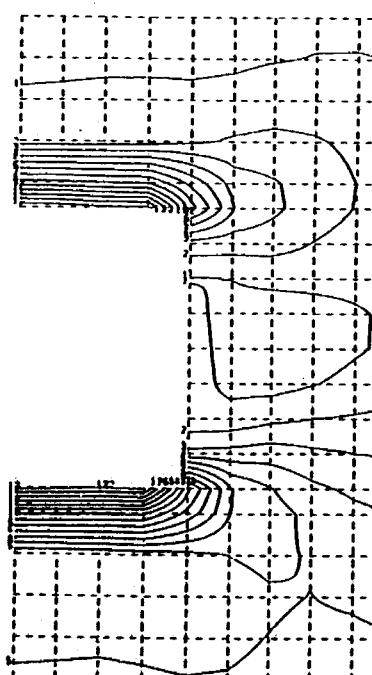
内圧(PI)-解放応力 $\times 1.75$

図-79 (3)

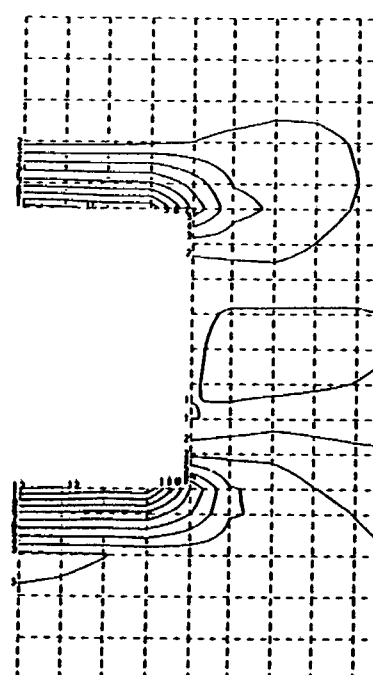
鉛直応力の分布 (表載荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\beta=30$, 砂質土)
 $\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm



内圧(PI)-解放応力 $\times 1.15$



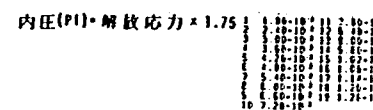
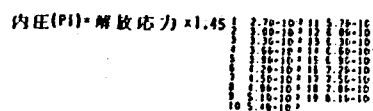
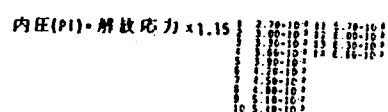
内圧(PI)-解放応力 $\times 1.45$

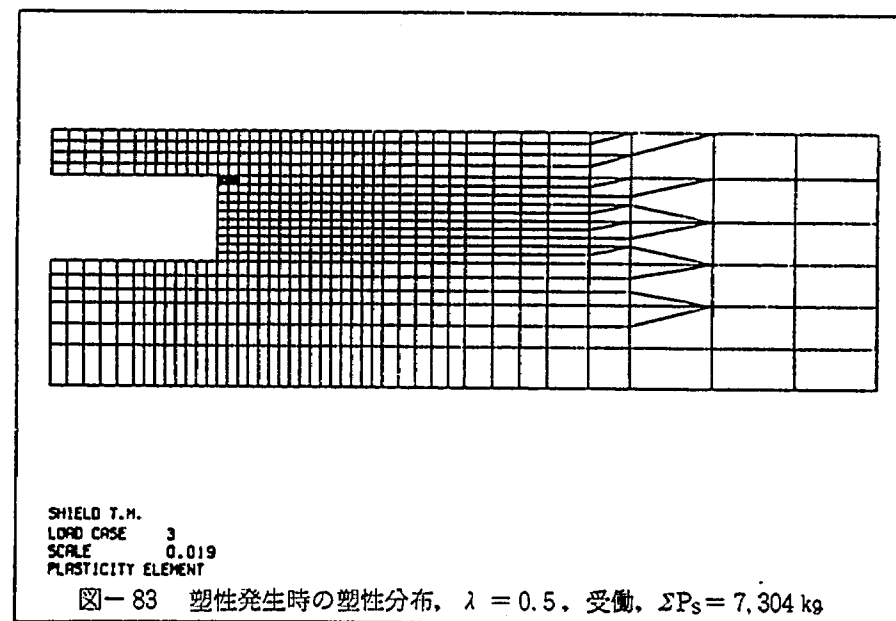
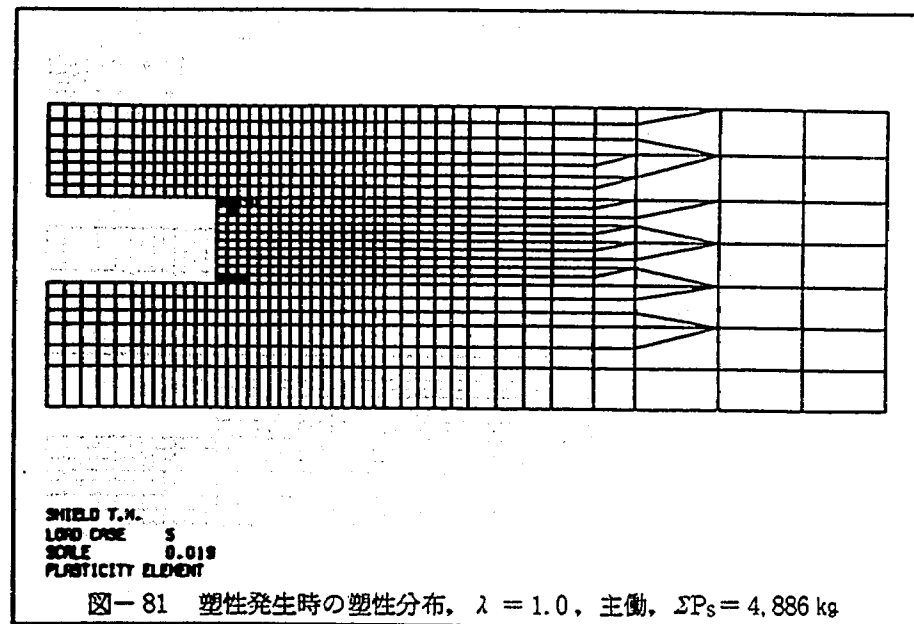
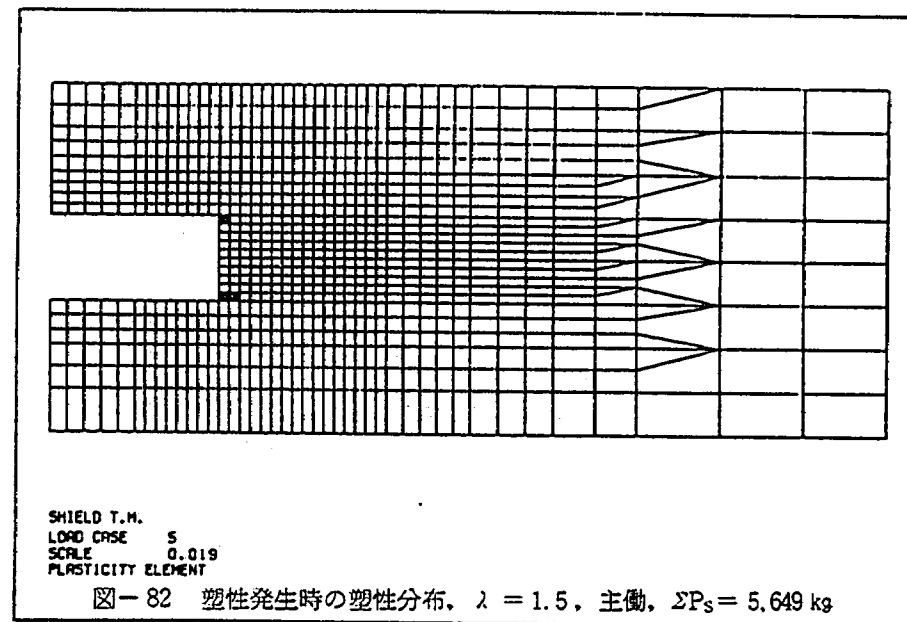
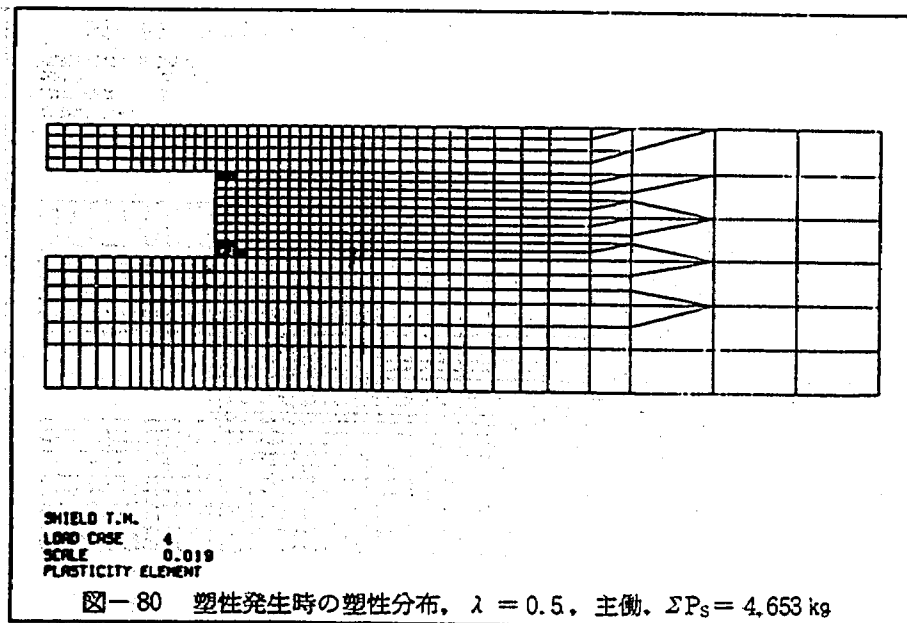


内圧(PI)-解放応力 $\times 1.75$

図-79 (4)

最大せん断応力の分布 (表載荷重=0.0 kg/cm², $c=0.1$ kg/cm², $\beta=30$, 砂質土)
 $\gamma=0.0008$ kg/cm³ $\nu=0.3$ $E=35.0$ kg/cm²
 $\lambda=1.5$ $D=1320$ cm

 $\lambda = 1.5 \quad \theta = 1320 \text{ cm}$



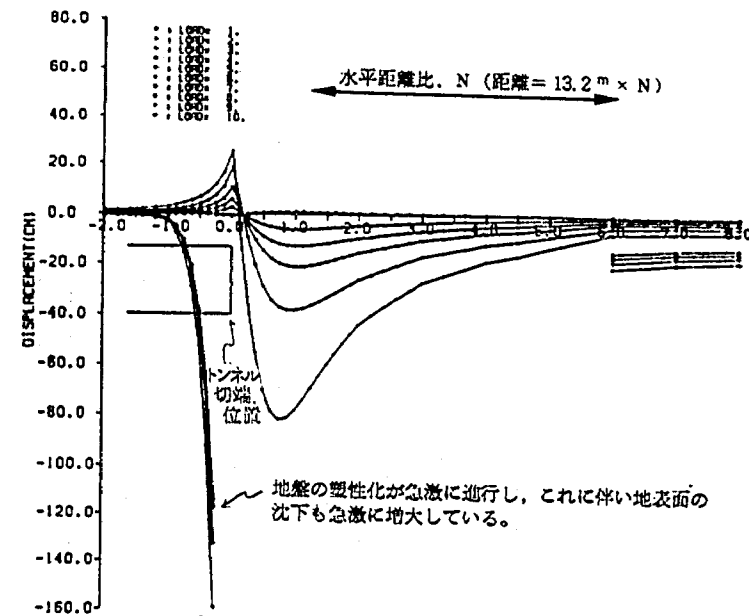
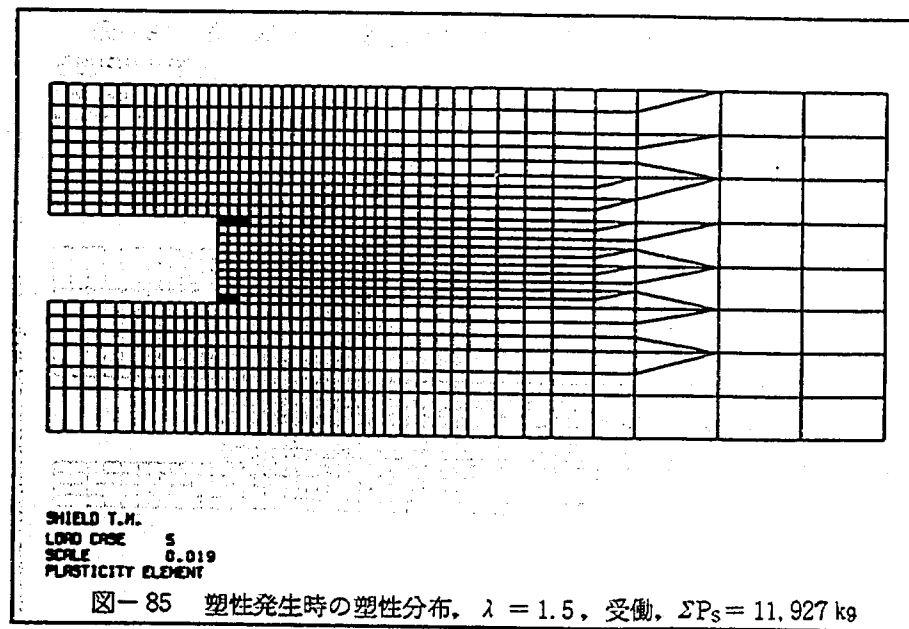
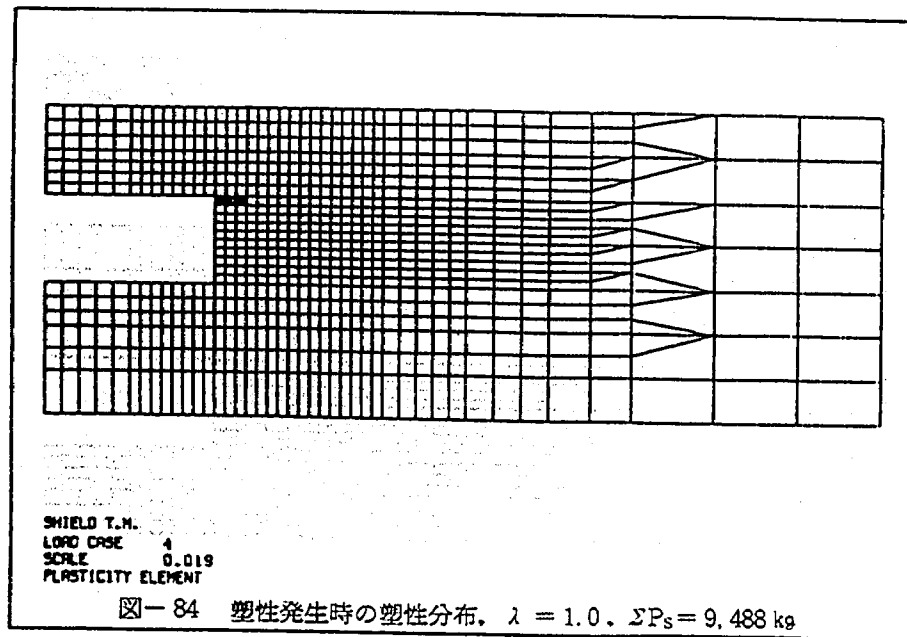


図-86 泥水圧-主働

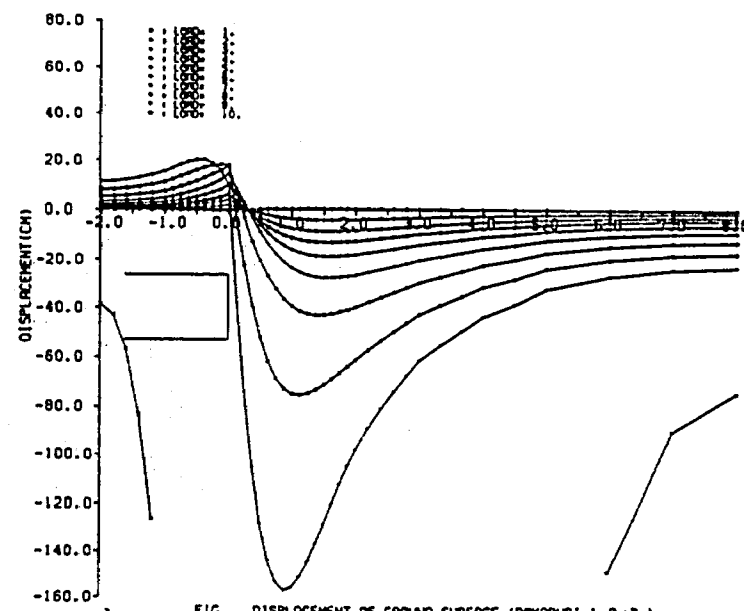


図-87 泥水圧-主働

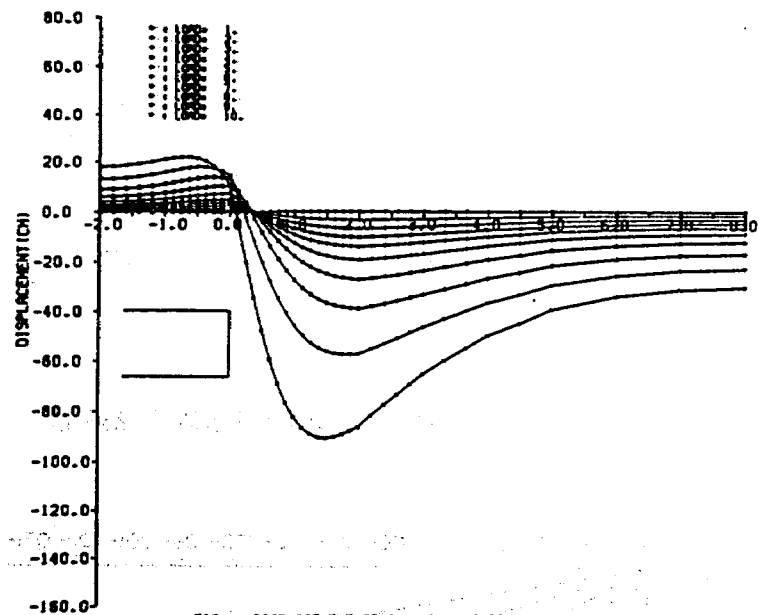


FIG. 88 DISPLACEMENT OF GROUND SURFACE (DOXABURI=1.5:4)

図-88 泥水圧-主働

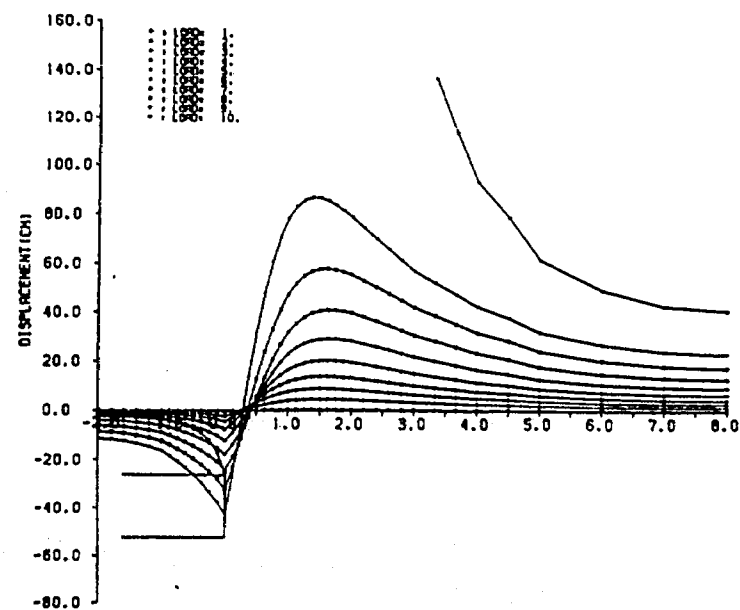


FIG. 90 DISPLACEMENT OF GROUND SURFACE (DOXABURI=1.0:3)

図-90 泥水圧-受働

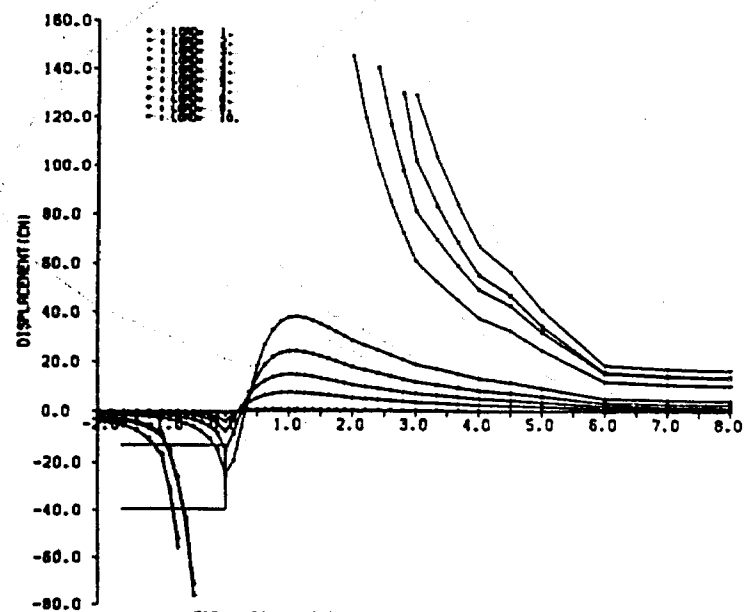


FIG. 89 DISPLACEMENT OF GROUND SURFACE (DOXABURI=0.5:2)

図-89 泥水圧-受働

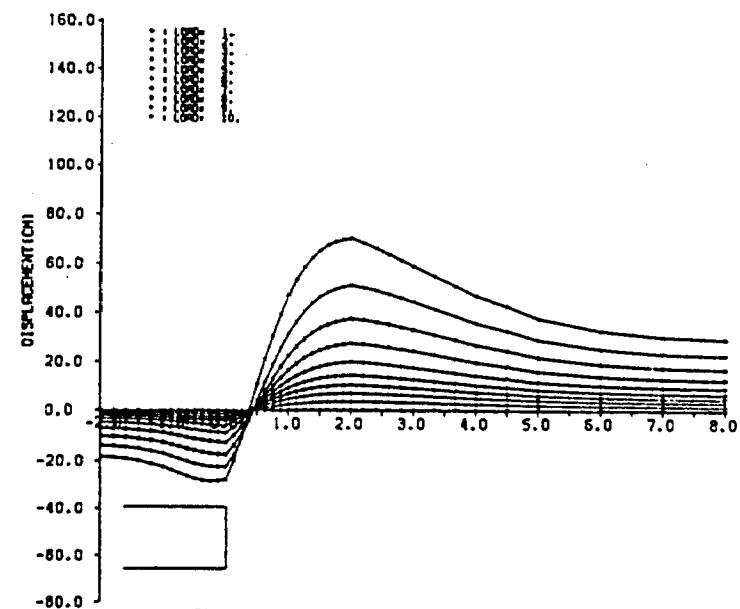


FIG. 91 DISPLACEMENT OF GROUND SURFACE (DOXABURI=1.5:4)

図-91 泥水圧-受働

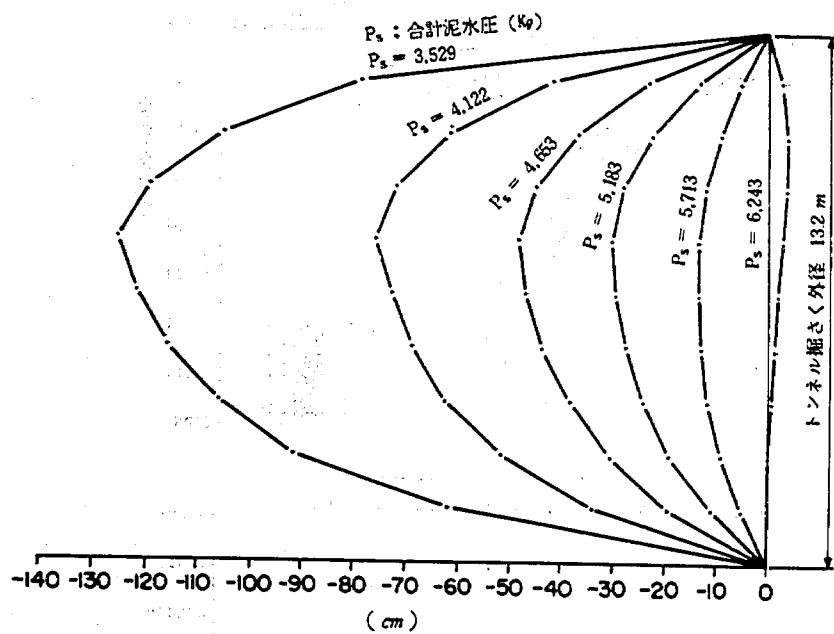


図-92 切端節点変位 ($\lambda = 0.5$ - 主働)

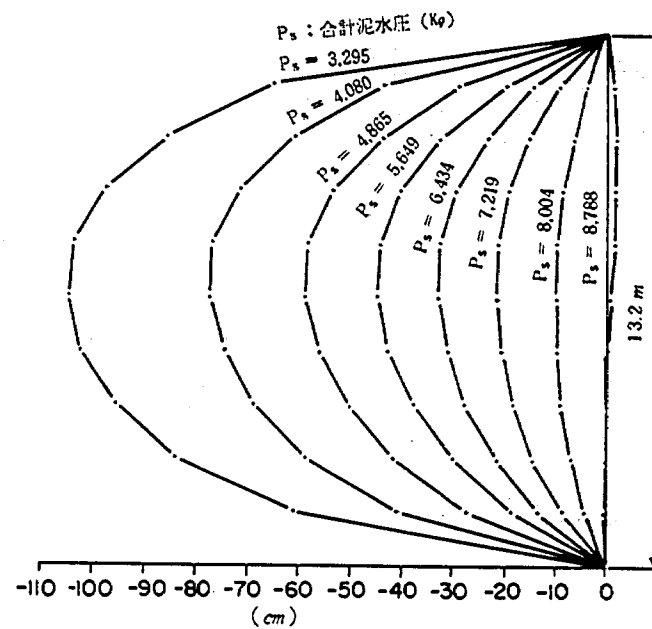


図-93 切端節点変位 ($\lambda = 1.5$ - 主働)

大口径シールドトンネルの周辺地山の
安定に関する調査研究報告書

土研資料第2101号
昭和59年3月(1984)

キーワード 道路トンネル
シールドトンネル
周辺地山の安定
泥水圧
双設トンネル

水谷敏則
時枝繁
石村利明
平岡弘志

要旨 シールドトンネル工法を、道路トンネルに適用する場合の
周辺地盤の安定に関し、主要な問題点についての検討結果をまと
めた。



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
トンネル研究室 御中

No. 092

No. 092

配布先氏名



配布先住所

土木研究所資料第2101号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印