

土木研究所資料

有限要素法による トンネル及びトンネル周辺地山の 数値解析法に関する調査

昭和61年2月

建設省土木研究所
道路部トンネル研究室

[Copyright © (1986) by P. W. R. I

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

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

正誤表

	誤	正
p10、図-3・8	$\sigma_{T0} = 2 (\sigma_{\theta 0} + \sigma_{r0})$	$\sigma_{T0} = \frac{1}{2} (\sigma_{\theta 0} + \sigma_{r0})$
p11、4行目	応力を	応力比を
p18、表-4・1	単位体積重量： γ (kgf/cm ²)	単位体積重量： γ (kgf/cm ³)
p23、図-4・9	(STEP1の Δx - STEP2の Δx)	(STEP1の Δx - STEP2の Δx) $\times 2$
p35、図-5・1	内室変位量	内空変位量
p47、8行目	4.2.1に	4.2.2に
p47、18行目	A、Bトンネル	A～Dトンネル
p47、18行目	C、D、F～Kトンネル	F～Kトンネル
p58、31行目	比較したもので	比較したので
p63、14行目	4.2.1に	4.2.2に

恐れ入りますが、上記の点、訂正をお願いします。

有限要素法による トンネル及びトンネル周辺地山の 数値解析法に関する調査

トンネル研究室

室長 水谷 敏則

研究員 大久保雅憲

平岡 弘志

要 旨

有限要素法によりトンネルの解析を行う手法の確立を目的としている。本報告書の主な検討項目は、①支保の最適モデル化、②地山特性（物性）値が解析結果に与える影響、③入力条件としての特性（物性）値の採り方、等である。

その結果、①支保はトラスにジョイントを付加した要素が最適である、②特性値の中では、地山の变形係数と側圧係数が解析結果に大きく影響する、③現象に適合する結果を得るためには、天端沈下量と内空変位量について計測結果と解析値を合わせることが肝要で、このためには变形係数と側圧係数の2つの地山特性（物性）値を適切に定める必要がある、等を明らかにしている。

キーワード：トンネル、有限要素法（FEM）、ジョイント要素、特性（物性）値、变形係数、側圧係数、天端沈下量、内空変位量

まえがき

近年、吹付けコンクリートとロックボルトを主たる支保部材としたトンネル工法が盛んに行われるようになり、山岳トンネルの標準工法になりつつある。この工法は従来の鋼アーチ支保工と矢板を用いる工法（矢板工法）と比較し、支保工として用いる材料が少なく省資源的で経済的であること、岩盤力学の理論を加味した合理的な設計が可能であること、施工中の内空変位量等の計測の結果に応じて、変化する地山に適するよう柔軟に設計の変更が可能であること等の特徴を有している。このように、この工法は理論解析的な要素が多く、さらに以下に述べるような理由で、事前設計の段階から有限要素法（FEM）による解析を加えた上で設計を行うことが多い。

理由の第一として、矢板工法では矢板と地山との間に生じるすき間が避けられなかったが、この工法では地山と密着する吹付けコンクリートを用いるため支保部材と地山との接触状況がより確かである。第二に、全断面、ベンチカット等の掘削手順が解析上比較的容易に表現できるので、掘削手順の違いによる比較が可能である。第三に、施工管理として行う計測の結果と解析結果とを比較することにより計算の妥当性について客観的に評価でき、さらにフィードバックにより解析精度の向上、並びに設計・施工の合理化が図れる。また、この工法の日本への導入時期と、FEMの実用化の時期（電子計算機の大型化・高速化）がほぼ同時期であったことなどもひとつの要因と考えられる。

以上のような状況から、トンネル研究室においても地盤解析のための汎用プログラム（SIGNAS）を基礎として、トンネルの解析方法についての調査研究を実施してきた。本報告は、このプログラムによるトンネルの解析方法についての検討結果、並びにいくつかの計算例の概要を紹介するものである。

目 次

1	はじめに	1
2	プログラムの概要	2
2.1	解析の流れ	2
2.2	主な入力特性（物性）値	2
3	3次元解析と2次元解析の比較検討	5
3.1	概 説	5
3.2	解析条件	5
3.2.1	3次元解析	5
3.2.2	軸対称解析	6
3.2.3	2次元解析	6
3.3	解析結果	6
3.3.1	地山変形量	6
3.3.2	地山応力	10
3.4	まとめ	12
4	支保部材の表現方法	13
4.1	概 説	13
4.2	ロックボルトの表現方法	13
4.2.1	ロックボルトのモデル化	13
4.2.2	ロックボルトと地山との接合条件	13
4.2.3	ロックボルトの引抜試験を対象とした準備計算	15
4.2.4	モデルトンネルでのパラメータスタディ	17
4.3	吹付けコンクリートの表現方法	23
4.3.1	吹付けコンクリートのモデル化	23
4.3.2	吹付けコンクリートと地山との接合条件	24
4.3.3	モデルトンネルでのパラメータスタディ	24
4.4	まとめ	31
5	地山特性（物性）値の影響	32
5.1	概 説	32
5.2	解析条件	32
5.3	解析結果	32
5.4	まとめ	38

6	支保の効果	40
6.1	概説	40
6.2	解析条件	40
6.3	解析結果	40
6.3.1	支保の効果	40
6.3.2	施工法の影響	43
6.3.3	ロックボルト打設パターンの影響	44
6.4	まとめ	44
7	実トンネルにおける入力地山特性（物性）値の検討	45
7.1	概説	45
7.2	解析条件	45
7.2.1	解析条件	45
7.2.2	解析手順	53
7.3	解析結果	53
7.3.1	トンネル変形量	53
7.3.2	支保の応力	57
7.3.3	地山物性値の比較（変形係数）	58
7.3.4	地山分類と入力物性値（変形係数）	59
7.4	まとめ	60
8	プログラムの適用（利用）方法	61
8.1	序	61
8.2	事前調査	61
8.3	解析条件の決定	61
8.4	入力データの作成	62
8.5	解析結果の検討	63
9	おわりに	64
	参考文献	65
	添付図表	67

1 はじめに

吹付けコンクリートとロックボルトを主たる支保部材とする山岳トンネル工法では、当初設計、計測による施工管理、それに基づく設計・施工へのフィードバック等の各段階において、数値計算（FEM）を行う場合が多い。

この際、数値計算プログラムは、吹付けコンクリート及びロックボルトの地山補強効果を適切に表現し、トンネル及びトンネル周辺地山の挙動、並びに吹付けコンクリート及びロックボルトの応力等が正しく得られるものでなければならない。また、施工中の計測と対応させて比較し、施工管理に反映させるためには、それらが掘削の進行とともに変化していく状態がわかるものでなければならない。これらの要求を満たすためには、特に以下の事項がプログラムが具備すべき重要な要件となる。

- 1) 地山の力学特性の適切なモデル化。
- 2) 覆工（吹付けコンクリート）の適切なモデル化。
- 3) ロックボルトの適切なモデル化。
- 4) 部分掘削の手順に応じた解析。
- 5) 切端進行にともなう 3 次元的な挙動の解析。

現在、数値計算により合理的で経済的なトンネルの設計を目的として種々の解析プログラムが開発されているが、上記の要件についての決定方法に確立されたものはなく、それぞれのプログラム^{1), 2)}毎に仮定を設けて計算を行っているのが現状である。

そこで、当研究室においても、その目的を達成すべく所有の地盤解析汎用プログラム（SIGNAS）を用い種々の検討を実施してきた。本報告では、特に上記重要事項の 1), 2), 3) の把握に重点をおき、以下の項目について計算及び検討を実施した。

- ① 簡単なモデルによる 2 次元と 3 次元の比較。
- ② 吹付けコンクリートとロックボルトの入力モデルの検討。
- ③ 地山特性（物性）値が計算結果に与える影響の把握。
- ④ 現場のトンネルを対象として、計測結果と解析結果を比較し、現象に適合する入力地山特性（物性）値の把握。
- ⑤ 以上を踏まえ、本地盤解析プログラムのトンネルの解析への適用方法。

本資料は、これらに関する研究の成果をとりまとめたものである。

2 プログラムの概要

2.1 解析の流れ

本プログラムでトンネルの解析を行う場合の流れを、図-2・1に示す。

まず、入力した地山の形状、境界条件、特性（物性）値にしたがい、自重による初期応力状態を求める。次に、トンネルの掘削の段階にしたがって、例えば上半掘削、下半掘削等の部分掘削毎に解析を行う。この際、掘削解析は、掘削部分の要素を削除し、代わりに解放荷重^{注)}を作用させる方法によって行う。この解放荷重は、切端の進行、支保の打設時期等を解析上表現するため、2回に分けて作用させる。すなわち、まず素掘りの状態で解放荷重の α %を作用させて解析を行った後、ロックボルト、吹付けコンクリート等の支保を設置し、その後に残りの $(1 - \alpha)$ %の解放荷重を作用させた解析を行う。なお、初期の解放率 α は、一般には30～50%程度の値であるといわれている。²⁾解析は非線形解析であり、荷重を数段階に分けて作用させる増分法をとっている。このようにして2つの解析ステップが終了すると、次の掘削の解析に進み、これを所要断面の掘削終了まで繰り返す、全解析が終了する。

本プログラムでは、上記解析の流れにおいて一つ一つの解析の手順を解析STEPと呼んでいる。実際のトンネル解析の例として、ベンチカット工法の解析STEPを図-2・2に示す。

2.2 主な入力特性（物性）値

本プログラムを使用する場合に必要な地山の特性（物性）値を表-2・1に示す。ただし、これはDrucker-Prager弾塑性解析の場合である。これらの特性値を得るのに有用な試験法を表-2・2に示すが、特性値のなかには試験から求まる値をそのまま用いて計算すると実際の現象が表現できない場合もある。これは、特に変形係数において顕著であるが、その理由としては、試験で求まるものは局部的な点のデータであり、不連続面等を含む地山全体としての値として推定する場合の適用の仕方に不明点があるためである。したがって、これらの値の決定に際しては、試験結果だけでなく、地山の地質学的、岩盤力学的考察、過去の解析例あるいは施工例を参考にすることも必要である。

その他、ロックボルト及び吹付けコンクリートの支保に関する特性値も必要であるが、これらについては次章以降において関連するところで述べる。

注) 解放荷重：掘削の各段階において、応力が解放されて掘削自由面が形成されるのに必要な掘削相当外力をいう。具体的には、掘削前に掘削面に存在していた応力と等価な節点力を、掘削面に沿う節点に力の向きを逆にして作用させたものである。なお、本プログラムでは、掘削面に接していた要素土塊の自重は考慮されていない。

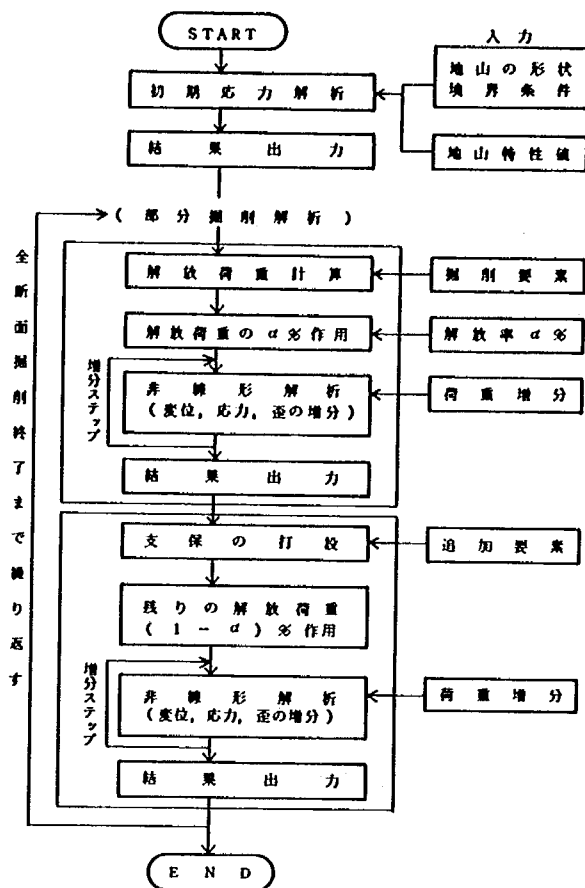


図-2・1 解析の流れ

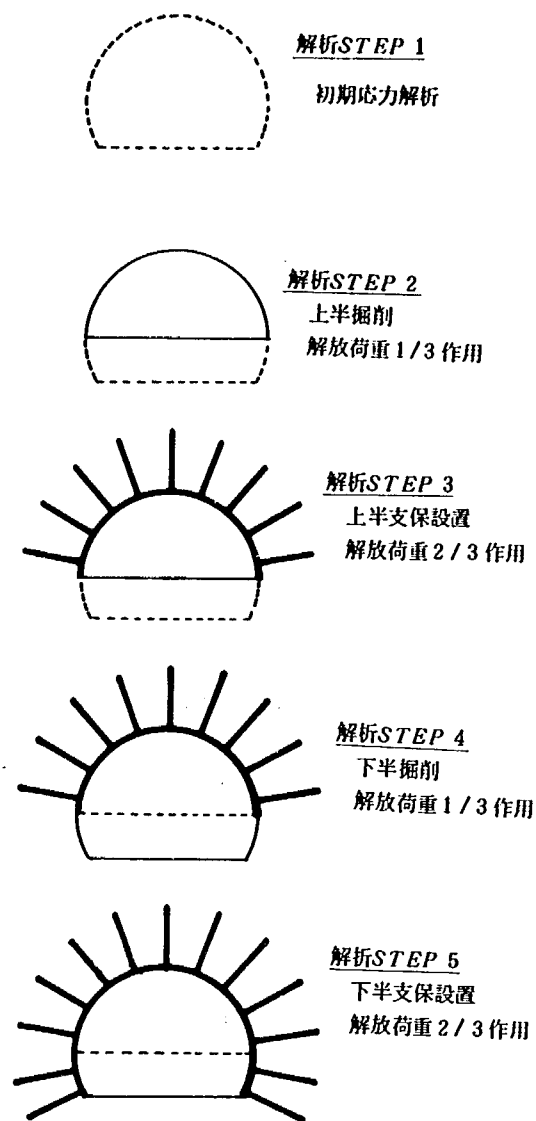


図-2・2 解析STEP例 (ベンチカット工法)

表一 2・1 入力地山特性（物性）値（Drucker-Prager 弾塑性解析の場合）

特 性（物 性） 値		備 考
初期応力の条件	土 被 り H 側 圧 係 数 K_0	地形より決まる。 原位置試験より求めることも可能ではあるが、ほとんど行われていない。経験により、あるいは ν により決定することが多い。 物性試験より求まる。
	単 位 体 積 重 量 γ	
変形の条件	変 形 係 数 E	物性試験より一応求まるが、地山全体の値として推定することを要する。 物性試験より求まる。
	ポ ア ソ ン 比 ν	
塑性（破壊）の条件	粘 着 力 C	Eと同様。
	内 部 摩 擦 角 ϕ	Eと同様。ただし、E,Cに比べると変化する範囲は狭い。
	ひずみ硬化パラメータ H'	Eと同様。
	引 張 強 度 σ_t	Eと同様。

表一 2・2 解析に必要な数値を得るために有用な試験法

試 験 法		得られる物性値・力学値
試 料 試 験	超 音 波 試 験	縦波速度： V_p ，横波速度： V_s ，動弾性係数： E_d ， 動ポアソン比： ν_d
	一 軸 圧 縮 試 験	一軸圧縮強度： σ_c ，弾性係数： E ，ポアソン比： ν
	圧 裂 試 験	引張強度： σ_t
	三 軸 圧 縮 試 験	粘着力： C ，内部摩擦角： ϕ ，変形係数： E
	一 面 せ ん 断 試 験	粘着力： C ，内部摩擦角： ϕ
	単 位 体 積 重 量 試 験	単位体積重量： γ
原位置試験	平 板 載 荷 試 験	変形係数： E
	岩 盤 せ ん 断 試 験	粘着力： C ，内部摩擦角： ϕ
	孔 内 載 荷 試 験	変形係数： E

3 3次元解析と2次元解析の比較検討

3.1 概 説

トンネル解析は本元3次元問題³⁾であるが、通常は2次元平面歪解析として扱っており、トンネル掘進にともなう切端付近の3次元的に応力・歪が変化する現象に対する配慮は、簡便的な方法もしくは何らかの仮定により処理しているのが現状である。これは、一方では要素分割の容易さあるいは計算コストの面で有利であるが、他方そうした切端に関する仮定が計算結果に与える影響を考えれば、何らかの検証を行っておく必要がある。本研究においても、次章以降ではすべて2次元解析として扱っているため、その解析に先立ち、2次元解析と3次元解析の相違を比較検討するための計算を実施した。

3.2 解析条件

3.2.1 3次元解析

要素分割図を図-3・1に、掘削手順の概略を図-3・2に示す。計算の対象とした地山領域は、半径50m、トンネル軸方向延長30mの円筒地山の、対称性を考慮した1/4部分モデルである。トンネルの掘削は、素掘りの状態で、直径10mの円形トンネル断面を1掘進長2mで15回に分けてトンネル延長30mまで掘進していく。初期地山応力は、最も基本と考えられる静圧状態を仮定し、図-3・2に示すように25 kgf/cm²の分布荷重を載荷した。なお、自重は考慮していない。境界条件は図-3・2に示すとおりである。

解析は弾性解析であり、地山特性値は、

変形係数 : $E = 1.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 : $\nu = 0.3$

である。

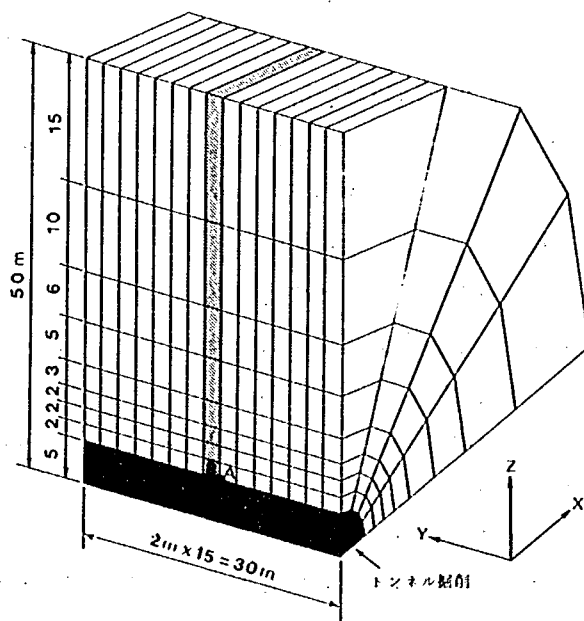


図-3・1 要素分割図

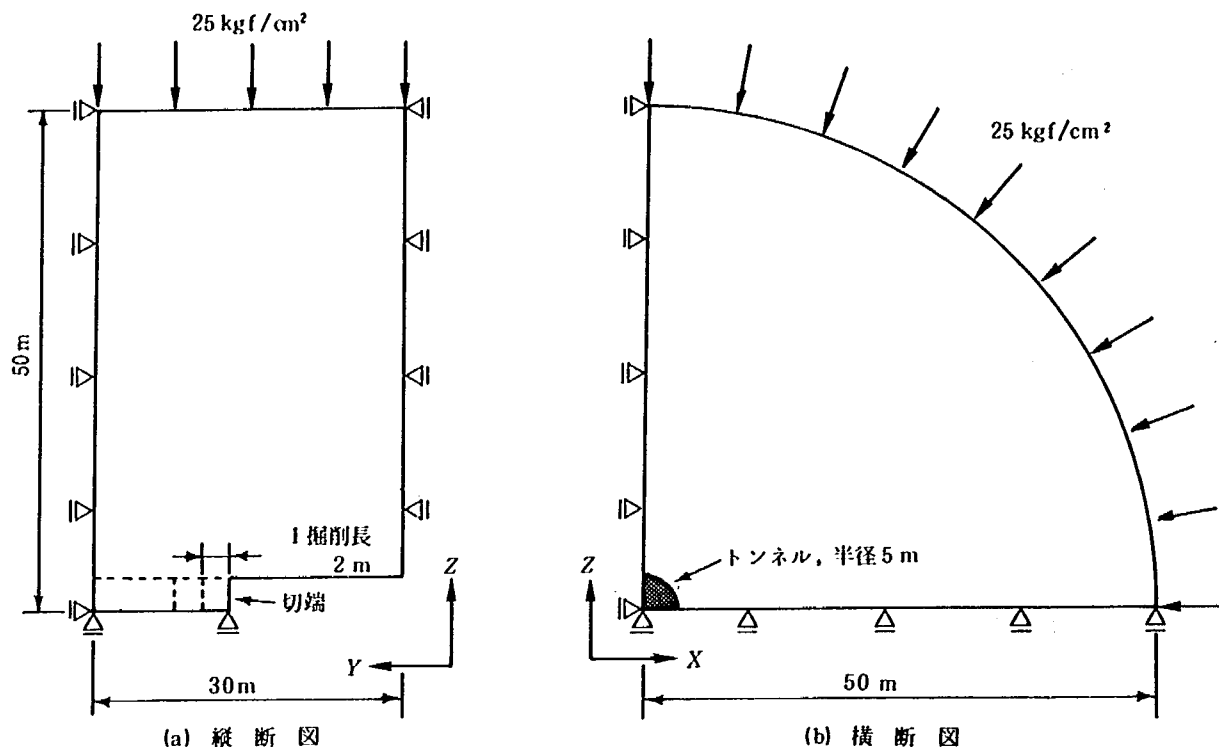


図-3・2 解析概略図

3.2.2 軸対称解析

図-3・1に示すような円筒モデルでは、3次元解析を軸対称解析として扱った方がより理論値に近くなり、計算コストの面でもかなり有利となる。そこで、地山特性値のポアソン比の影響を調べるパラメータ計算を、軸対称解析により行った。

図-3・1に示した3次元要素の1縦断面の要素分割と同じ要素分割の軸対称モデルとし、他の条件は3次元解析と同じである。パラメータとしたポアソン比は、0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.45, 0.49である。

3.2.3 2次元解析

図-3・1に示した3次元要素の1横断面の要素分割と同じ要素分割の平面歪モデルとし、他の条件はすべて軸対称解析と同じである。

3.3 解析結果

3次元解析（軸対称解析）における切端進行の影響を、2次元解析の結果との比較を交え、以下に変形量および応力について述べる。

3.3.1 地山変形量

(1) 3次元解析（軸対称解析）

切端進行にともなう天端沈下量の変化の一例

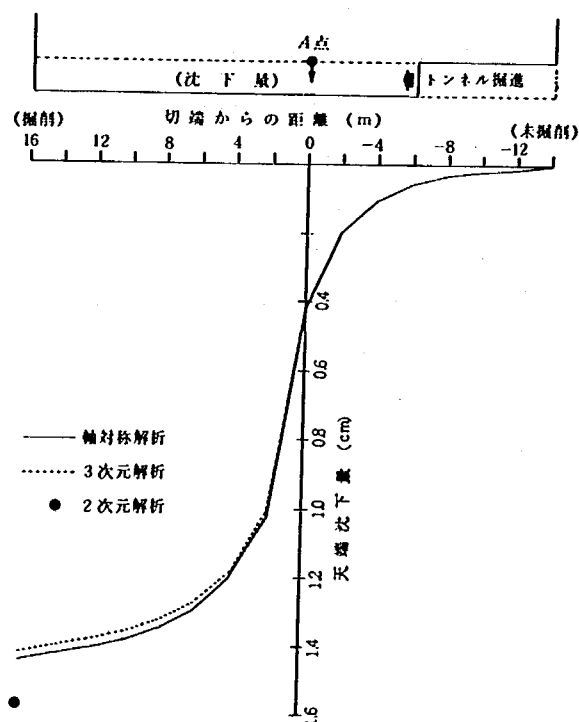


図-3・3 切端進行にともなう天端沈下量の変化（ポアソン比0.3）

(ポアソン比 0.3) を、図-3・3 に示す。これは、端面の影響が比較的少ないと考えられる解析領域のほぼ中央に当たる図-3・1 中の A 点での沈下量であり、実線は軸対称解析の結果、点線は 3 次元解析の結果、●印は 2 次元解析の結果である。

図より、切端が 16m 通過した最終時点での沈下量はほぼ収束していると見なせ、この地点における沈下量をトンネル掘削に起因する総沈下量と仮定すると、トンネル切端では既に総沈下量の約 30% が発生している。図-3・4 に、切端到達時点での沈下量の総沈下量に対する割合とポアソン比の関係を示す。ポアソン比が小さくなると、この割合は若干大きくなっているが、その差はそれほど大きくない。この割合が、前章で述べた解放荷重の初期の解放率 α に相当し、一般的にいわれている 30~50% の範囲にはほぼ収まっている。この結果から、以降の解析における α は $1/3$ を採用することとした。また、現場での変形量の計測開始は、早くても切端より 1 m 程度は離れているのが普通である。その時点では、総沈下量の約 58% ($\nu=0.01$) ~ 48% ($\nu=0.49$)、図-3・3 では 50% が発生しており、したがって計測できる量は総沈下量の 42~52% 程度に過ぎなくなる。これは、一般的な傾向であるとは断定できないが、こういう挙動があるということも、解析値と計測値の比較を行う際には忘れてはならないことである。さらにこのことから、計測はできるだけ切端に近い時点から開始することが望まれる。

なお、軸対称解析と 3 次元解析の結果の掘削後に生じている若干の差は、3 次元解析のトンネル接線方向の要素分割の粗さが原因と思われる。

(2) 2 次元解析との比較

図-3・5 に、軸対称解析の沈下量と 2 次元解析の沈下量の比を示す。縦軸に(軸対称解析の沈下量 / 2 次元解析の沈下量) をとり、ポアソン比による影響を見ている。ポアソン比が小さい間は両者はほぼ一致している。ポアソン比が大きくなると、2 次元解析の沈下量は軸対称 (3 次元) 解析の沈下量より大きくなる (図では逆数のため小さくなる)。3 次元解析では、掘削による解放荷重により切端周辺の地山の応力状態は徐々に変化する。図-3・6 に、切端前方の要素群の半径方向応力を、初期応力で基準化して示す。ポアソン比が小さい場合は、切端のすぐ前面の要素の応力は初期応力よりも大きい、一方、ポアソン比が大きくなる

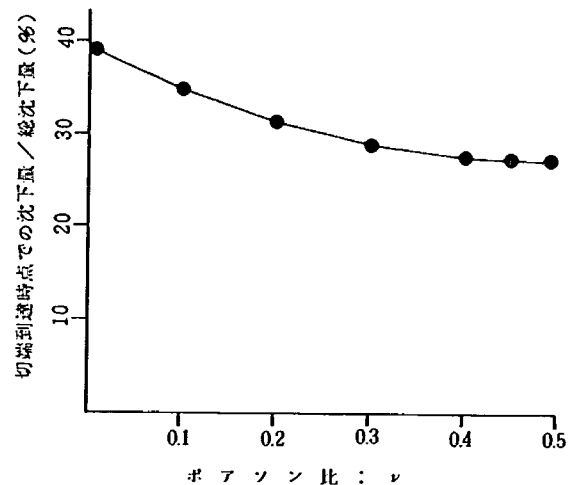


図-3・4 切端到達時点での沈下量の総沈下量に対する割合(初期の解放率に相当)

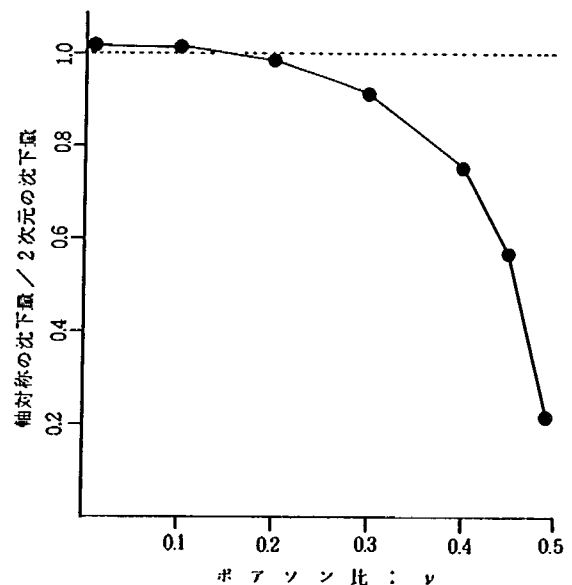


図-3・5 軸対称解析と 2 次元解析の沈下量の比

と、切端のすぐ前面の要素の応力は初期応力よりも低下しており、ポアソン比が0.49の場合では切端奥15m地点においてさえ初期応力よりも低下している。このため、3次元解析における掘削による解放荷重は、2次元解析の初期応力から計算する解放荷重よりも小さくなる。このため3次元解析の沈下量は2次元解析の沈下量よりも小さくなる。またこのことは、ポアソン比が大きくなるほど、差が大きくなる。参考として、図-3・7に掘削途中段階での主応力の分布図を示す。(a)はポアソン比0.01, (b)は0.49である。

以上から、変形量に関して、ポアソン比が小さい場合（おおむね0.2以下）には、2次元解析で3次元解析とほぼ同じ結果が得られるといえる。ポアソン比が大きい場合には、2次元解析では実際よりも大きめに計算していることになり、図-3・5で示した曲線に対する縦軸の値で補正、低減させる必要が生じてくる。この補正の方法は、結果を単純に割り引くのではなく、解放荷重を補正するのが本当であると思われ、この曲線は、いわば解放荷重補正曲線とも言うべきものであろう。なお、この場合には、応力に関しても検討が必要となるが、この点については後述する。なお、沈下量に関して、2次元解析の方が大きめに計算されるということは地山の安定という観点からすると安全側となるため、以下の解析では、沈下量に対する図-3・5の補正（あるいは解放荷重の補正）は考慮していない。

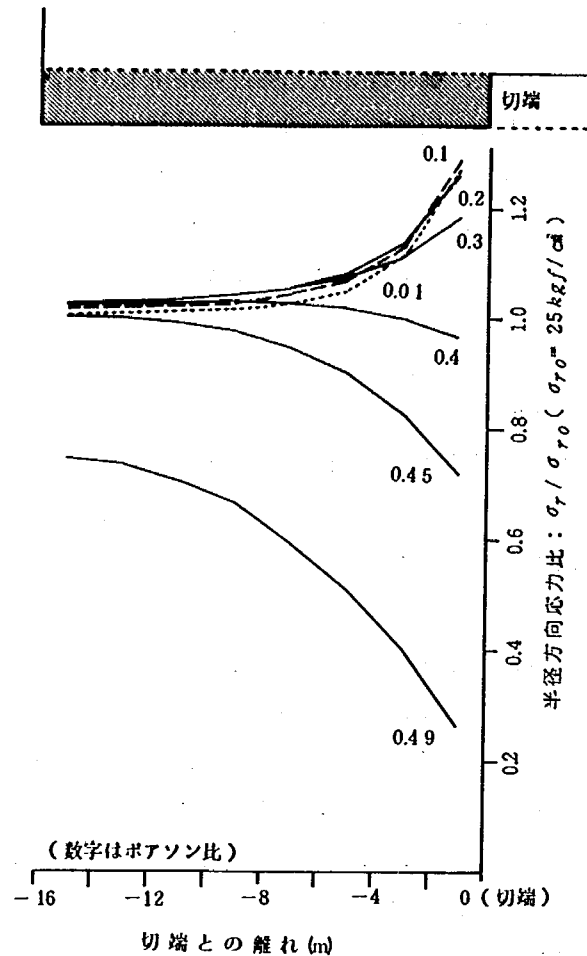
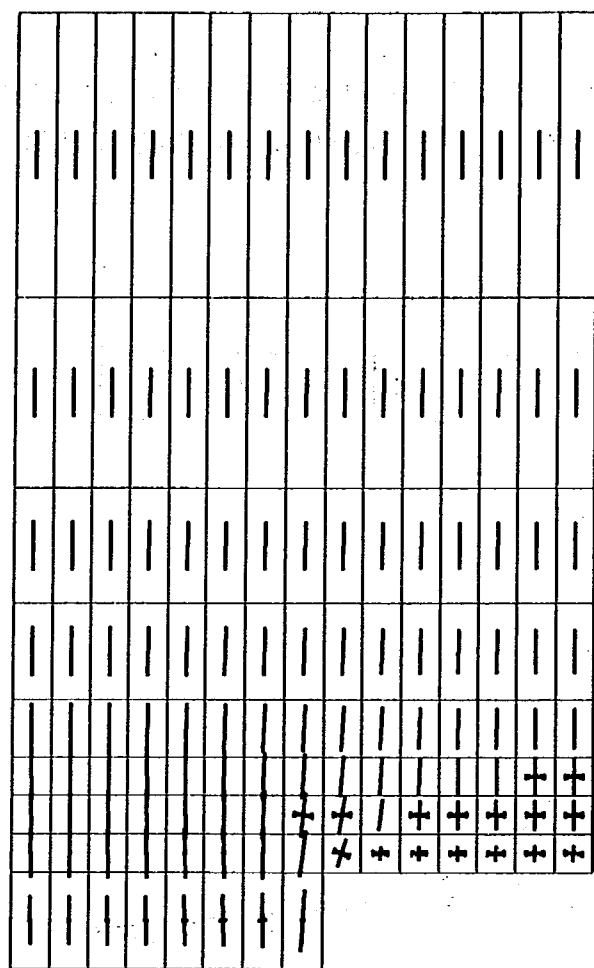
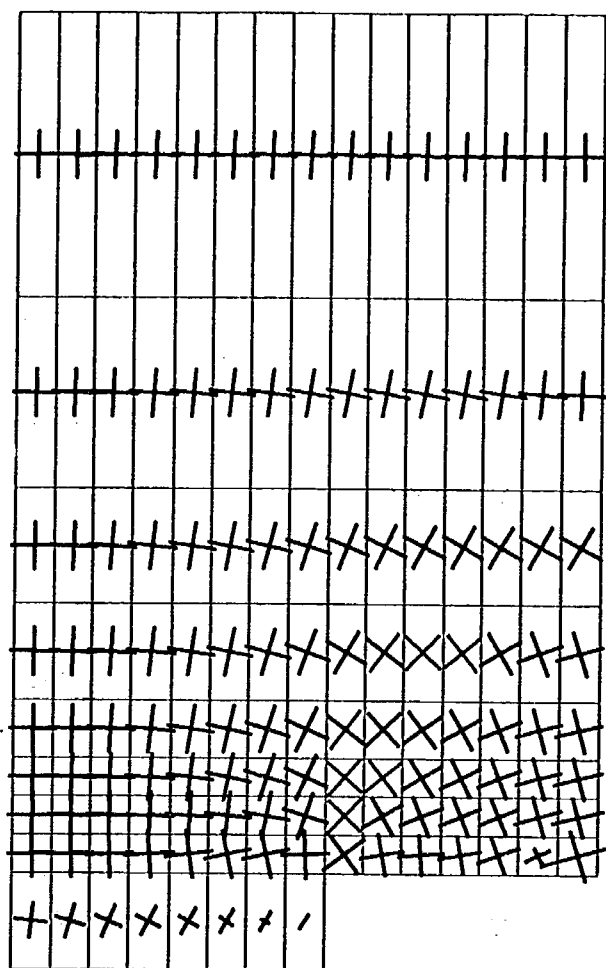


図-3・6 切端前方の要素群の半径方向応力比の分布



STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E1

(a) ポアソン比 0.01



STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E1

(b) ポアソン比 0.49

図-3・7 主応力分布図

3.3.2 地山応力

(1) 3次元解析（軸対称解析）

切端進行にともなう応力の変化の一例（ポアソン比0.3）を、初期応力で基準化して、図-3・8に示す。これは、トンネル壁面位置に相当する地山の応力比で、端面の影響が比較的少ないと考えられる解析領域のほぼ中央に当たる図-3・1中のB要素の応力比であり、実線は接線方向応力比、点線は

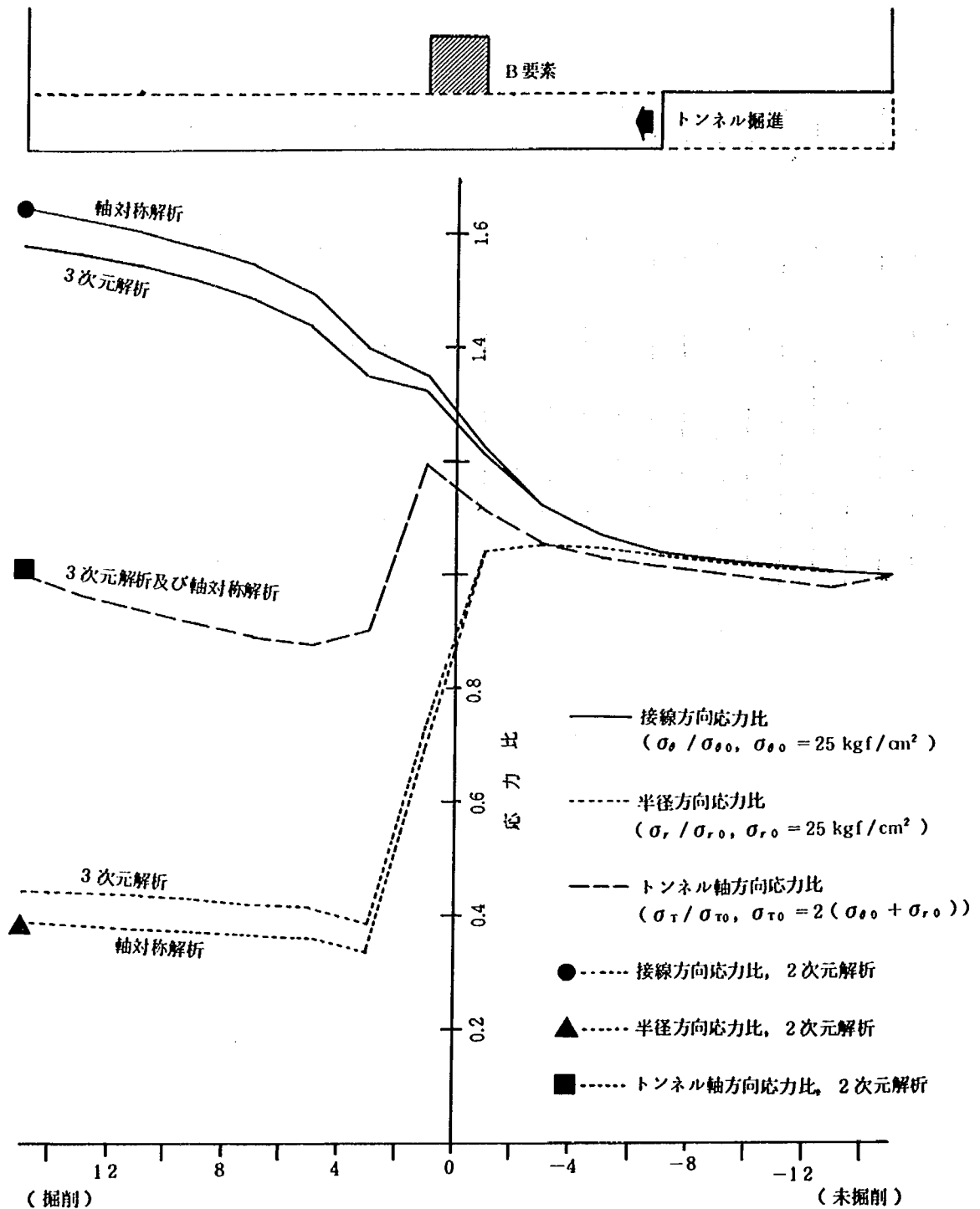


図-3・8 切端進行にともなうトンネル壁面近くの応力の変化（ポアソン比0.3）

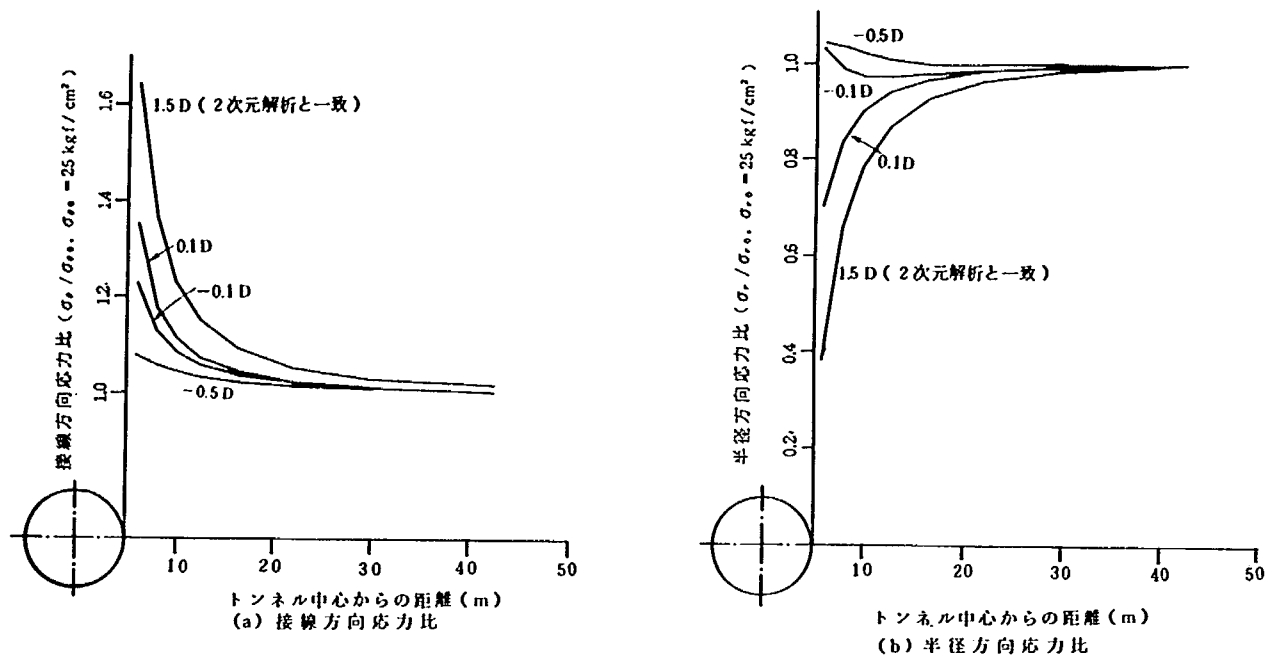


図-3・9 切端の進行にともなう地山内部における応力分布 (ポアソン比 0.3)

半径方向応力比, 破線はトンネル軸方向応力比である。また図には, 2次元解析の接線方向応力比を●印, 半径方向応力比を▲印, トンネル軸方向応力比を■印で示している。接線方向応力比は, 切端の進行とともに上昇している。半径方向応力比は, 切端到達まではほとんど変化せず, 切端通過と同時に大きく減少し, その後はほとんど変化していない。トンネル軸方向応力比は, 切端通過直後まで上昇を続け, その後やや低下し, 最終的には初期応力とほぼ等しくなっている。また, 切端の進行にともなう地山内部における応力分布の変化の一例 (ポアソン比 0.3) を, 図-3・9の(a)に接線方向応力比, (b)に半径方向応力比, (c)にトンネル軸方向応力比として示す。図中のDはトンネル直径10mを表し, 負は掘削前の, 正は掘削後の切端との離れである。このように, 3次元解析では切端進行の影響が明確に把握できるのであるが, 当然ながら2次元解析では最終値のみが求まるだけである。

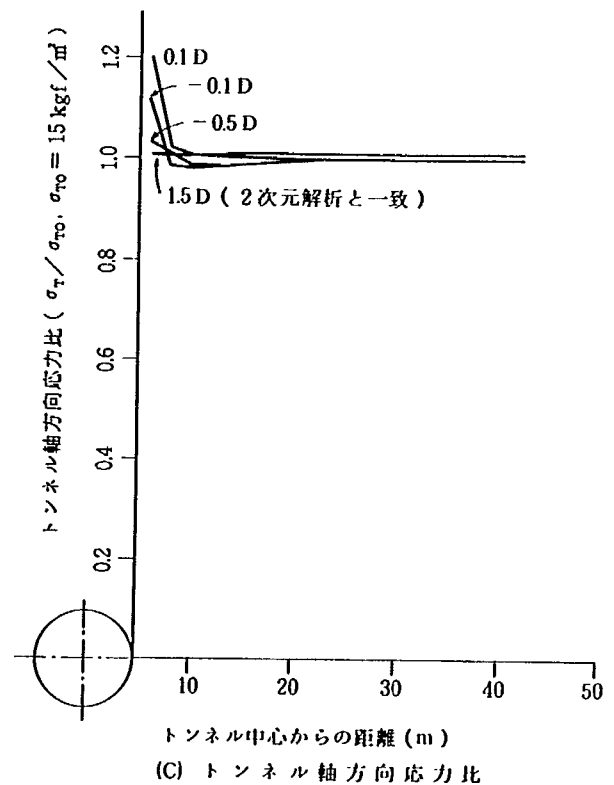


図-3・9

(2) 2次元解析との比較

図-3・10に, 軸対称解析と2次元解析の応力比をポアソン比との関係で示す。縦軸の応力比は,

軸対称解析の応力－初期応力（25 kgf/cm²）

2次元解析の応力－初期応力（25 kgf/cm²）

で求めている。なお、初期応力との差を用いるのは、掘削により発生した再配分応力についての比較を行うためである。ポアソン比が0.3の時に両者の応力変化は同じであり、0.3以下になると、若干ではあるが2次元解析の方が軸対称解析よりも応力変化は小さくなり、0.3以上になると、かなりの割合で2次元解析の応力変化が軸対称解析の応力変化よりも大きくなる。さてここで、前述の沈下量の比である図-3・5とこの図を比べてみると、若干の値の差はあるもののほぼ同じような曲線を描いている。このことから、前に考察した、2次元解析の補正は解放荷重を補正すべきであるという方法は、応力の面からも妥当な考え方であったといえよう。ただし、前述と同様の理由から以下の解析ではこの点を考慮していない。

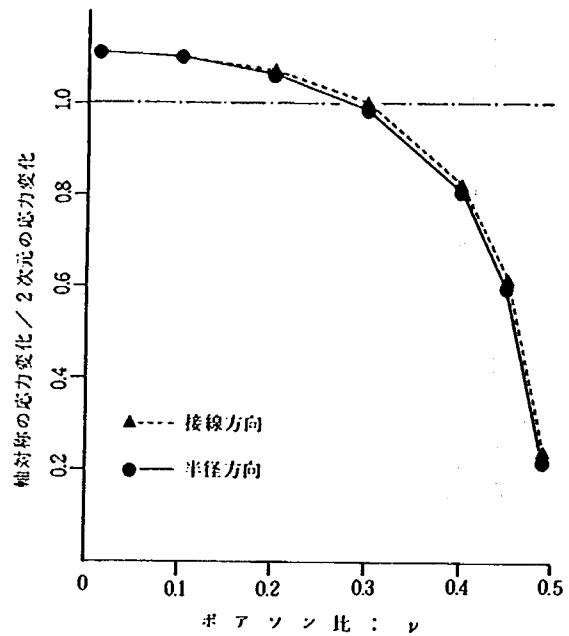


図-3・10 軸対称解析と2次元解析の
応力変化の比

3.4 ま と め

- 1) 3次元解析（及び軸対称解析）の結果、切端到達時点で既に総変形量の約1/3が生じている。このことから、一般には解放荷重の初期の解放率を1/3とするのが妥当である。
- 2) 2次元解析と3次元解析の結果は、トンネル変形量、地山応力とも、ポアソン比が0.3以下の硬岩地山においてはほぼ一致する。ポアソン比が0.4以上の軟質地山においては、トンネル変形量及び掘削により発生する地山の再配分応力は、2次元解析では3次元解析よりも大きく計算されるが、2次元解析の結果は、設計、施工上安全側の解を与える。
- 3) 解析値と計測値の比較を行う際には計測開始時期が重要な意味を持つことを、認識しなければならない。

以上が確認できた。これらから、本来3次元問題であるトンネル解析も、2次元解析で十分可能であると判断された。なお、ポアソン比が大きい軟質地山においては、2次元解析をより3次元解析に近づけるための、解放荷重の補正に関する検討が、今後必要である。

4 支保部材の表現方法

4.1 概 説

トンネルの解析においては、トンネルの変形量、地山の応力等が正しく求まることはもちろんであるが、主要支保部材であるロックボルトと吹付けコンクリートによる地山安定効果、及びこれら支保部材に発生する応力もまた適切に表現できなければならない。すなわち、トンネルの設計は、ロックボルトの本数・ピッチ・長さ、吹付けコンクリートの吹付け厚さの決定が重要な要素となっているため、これらの支保効果が評価できなければ、有限要素法を用いてトンネルの解析を行っても、その結果は利用価値の低いものになってしまう。しかしながら、第1章でも述べたようにその表現方法について現在確立されたものはなく、研究が進められているところである。

本章では、吹付けコンクリート、ロックボルトをFEM解析プログラム上で表現する方法として提案されている手法についての概要を紹介するとともに、本プログラムを用いて行った表現方法についての検討結果を紹介する。

4.2 ロックボルトの表現方法

4.2.1 ロックボルトのモデル化

ロックボルトの表現方法として現在提案されている代表的な方法を以下に述べる。

1) 反力法

ロックボルトの許容軸力をロックボルト両端付近の節点外力として与える。この方法は平面要素だけで解析できるので最も簡単ではあるが、軸力の発生過程および実際に発生する軸力は計算できない。

2) 地山特性値の改良法

ロックボルトの存在を、打設部分の地山の特性（物性）値の改良として評価し置き換える方法である。変形係数、粘着力、内部摩擦角のいずれかあるいはすべての増加で評価する。この方法も、1)と同様な長所、短所がある。

3) 直接法

ロックボルトを線材として平面要素の節点間に付加する。線材としては、軸力のみ考慮するトラス要素、曲げモーメントも考慮するビーム要素等がある。この方法によれば、計算コストは不利になるが、ボルト軸力の発生過程および実際に発生する軸力が計算できる。

これらの方法のうち、実際の現象が把握できるという特徴から、3)の直接法が比較的によく用いられている。本プログラムにおいても、3)の直接法の弾性トラス要素を標準として用いている。

4.2.2 ロックボルトと地山との接合条件

前項3)の直接法の中には、ロックボルト自体を表す線材に加えて、ロックボルトと地山との接合状態を表す特殊結合要素を組み合わせる方法もあり、こうすることにより、ロックボルトと地山とのすべりが表現可能となる。本プログラムではこの特殊結合要素をジョイント要素として組み入れている。

ここで、ジョイント要素の特性について簡単に説明しておく。

一般に、ロックボルトは、モルタル、レジン等の定着剤で地山と一体化されている（全面接着式ロックボルト）。このボルトに発生する歪と地山歪との関係は、ボルトが地山に完全に剛に接合されているならば1：1に対応するが、実際は、地山・定着剤・ロックボルトそれぞれの剛性の差、定着能力の限界等のため、剛結合にまでは至っていないと判断される。この結合の程度を、ジョイント要素（一種のバネ要素）で表すことにした。さらに、地山歪の大きい場合、地山特性あるいは定着能力によっては、ボルトと地山の接合が切れ、力が伝達されないすべった状態（一種の塑性化）となることも考えられ、このすべりの効果も同じくジョイント要素で表現する。

これらの特徴を持ったジョイント要素の力学的特性を図-4・1に示す。 Δu は要素のせん断方向変位差、 τ はせん断応力度、 k_s はせん断剛性（接線勾配）である。 Δu が小さい間は k_s は一定であり、 τ は Δu に比例して増加する。すなわちバネと同じである。 Δu が u_1 に達するとジョイントはすべり始め k_s は低下していく。そして u_2 を越えると完全なスリップ状態となり、それ以上の力の伝達は行われなくなる。なお、ボルト軸に対して垂直方向の力の伝達も同様であると仮定した。

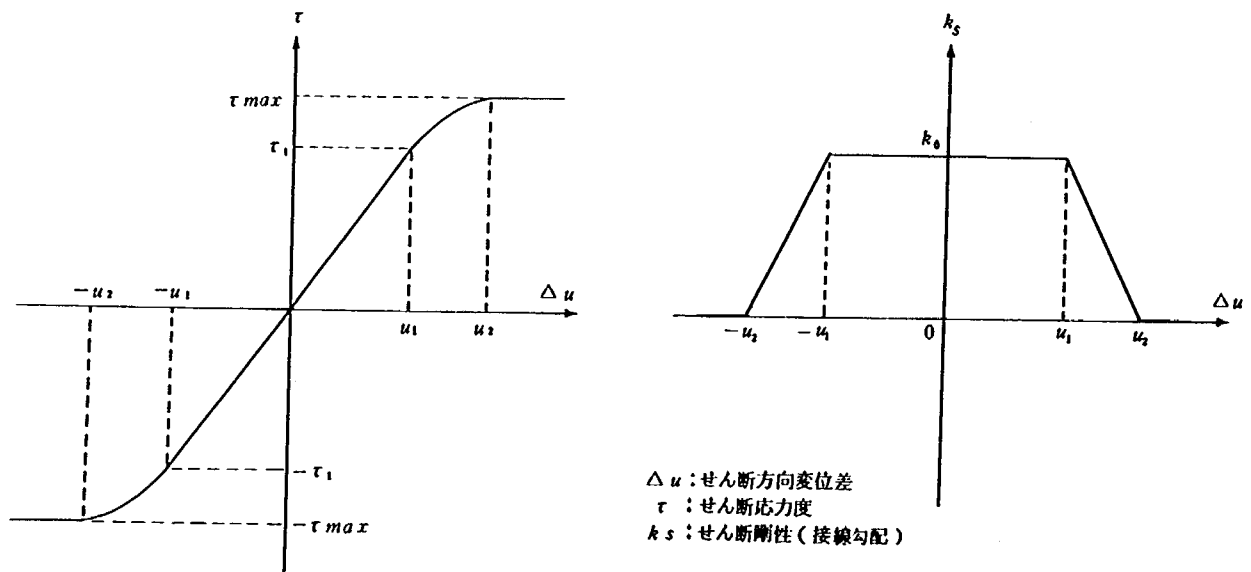


図-4・1 ジョイント要素の力学的特性

さて、このジョイント要素の特性に関して、剛性は、理論的には求まらないと思われるので、現場試験及びモデルトンネルを対象とした試計算を通じて求めることとし、一方、完全なスリップ状態となるすべり応力 τ_{max} は比較的现象がはっきりしているため、以下の要領で求めることとした。

まず、ロックボルトがすべる状態として、

ア) ロックボルトと定着剤の間がすべる

イ) 定着剤と地山の間がすべる

を考え、それぞれのすべり応力を、

ア) 定着剤の粘着力 C_b とする

イ) 地山の粘着力 C とする

と仮定する。そして、解析上ロックボルトは線材で表現するため、

ア) ボルト周長を乗じる ($\times \pi d$, d : ボルト径)

イ) 削孔周長を乗じる ($\times \pi d'$, d' : 削孔径)

という処理を行い、ア)とイ)の小さい方をすべり応力とする。また、すべり開始応力 τ_1 はすべり応力の75%と仮定した。

すなわち、

$$\tau_{\max} = \text{MIN} (C_b \cdot \pi d, C \cdot \pi d')$$

$$\tau_1 = 0.75 \cdot \tau_{\max}$$

である。

4.2.3 ロックボルトの引抜試験を対象とした準備計算

ジョイント要素の特性値を求める試計算の第一段階として、現場でロックボルトの定着効果を確認するために行われている引抜試験を対象として計算を行った。この計算は、ジョイント要素の剛性の目安、及び剛性がボルト軸力に与える影響、並びに前記すべり応力の妥当性を大まかに把握することを主目的としている。

計算は、文献4)の引抜試験を対象とした。引抜試験は、様々な種類のロックボルト、定着剤で行われており、その数約20本である。試験区間は、一軸圧縮強度 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の変質安山岩であり、大塊～少塊 (50～20 cm) 状の亀裂を含み、日本道路公団の岩質区分ではⅡにほぼ相当する地質で、岩盤からの湧水はないが湿潤な状態のところである。

1) 解析条件

ロックボルトの引抜試験を模擬した計算のモデルを図-4・2に示す。ロックボルトは2 mであり、ボルト及び地山を弾性トラス要素で、結合状態をジョイント要素で表す。図では便宜上2次的にボルトと地山を離して示しているが、実際は、ジ

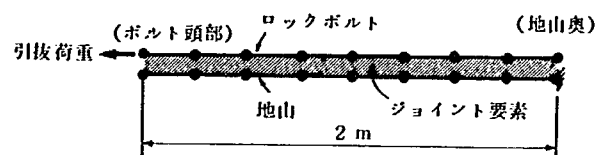


図-4・2 引抜試験のモデル化

ョイント要素の厚さは0であり対応するボルトと地山の各節点の座標は一致している。ボルトの特性値はヤング率 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、断面積 $A = 5.067 \text{ cm}^2$ (径25mmの異形棒鋼)であり、地山の特性値は E , A の積で表し $EA = 10^{13} \text{ kgf}$ とした。ジョイントの剛性は $k_s = 500 \sim 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で変化させ、すべり応力は前述の仮定から以下のように求めた。

この引抜試験現場は硬岩であるから、地山の粘着力は定着剤の粘着力より十分大きく ($C \gg C_b$)、すべりは、ボルトと定着剤の間で起こると想定される。そうすると、定着剤の粘着力を知る必要があるが、そのための試験は行われていないので、仮に、材令数時間におけるモルタルの圧縮強度を $\sigma_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 、引張強度を $\sigma_t = \sigma_c / 10 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ とし、

定着剤の粘着力: $C_b = \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t} / 2 = 15.8 \text{ kgf/cm}^2$
を採用した。これから、

すべり応力 : $\tau_{\max} = C_b \cdot \pi d = 15.8 \cdot \pi \cdot 2.5 = 120 \text{ kgf/cm}$

すべり開始応力: $\tau_1 = 0.75 \cdot \tau_{\max} = 90 \text{ kgf/cm}$

と求めた。

2) 解析結果

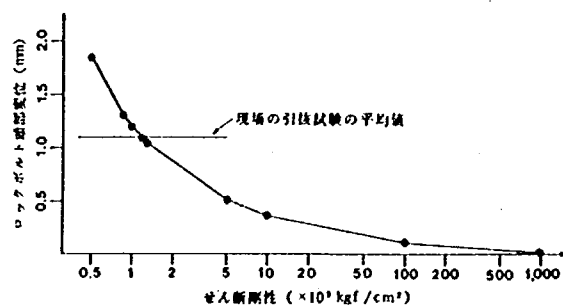
図-4・3(片対数グラフ)に、引抜荷重12 tonf 載荷時におけるロックボルト頭部変位とせん断剛性の関係を示す。引抜荷重12 tonfとは、現場引抜試験の結果からボルトのすべりが無視できると思われる最大値である。したがって、この解析ではボルトのすべりを考慮していない。また図には、現場引抜試験結果の平均値も示している。試験の結果とほぼ一致するのは、せん断剛性 $k_s = 1,250 \text{ kgf/cm}^2$ の時であった。

図-4・4に、引抜荷重12tonf 載荷時におけるロックボルトの軸力分布を示す。解析の結果、せん断剛性の値が大きくなるにつれボルト頭部に発生する軸力は小さくなり、地山奥でのボルト軸力はそれ以上の割合で小さくなる。これは、せん断剛性の値に比例して、ボルト頭部のごく、近傍でより多くの荷重が地山に伝達されていることを示している。また、せん断剛性の値を 10^5 より大きくとると、ボルトの軸力分布は圧縮と引張が交互に発生する波打った状態となり、実態と合わなくなる。このことは、せん断剛性の値の決定には、変位のみでなく軸力分布も考慮する必要があることを示している。なお、現場試験において軸力分布の測定は行われていないので、検証はできなかった。

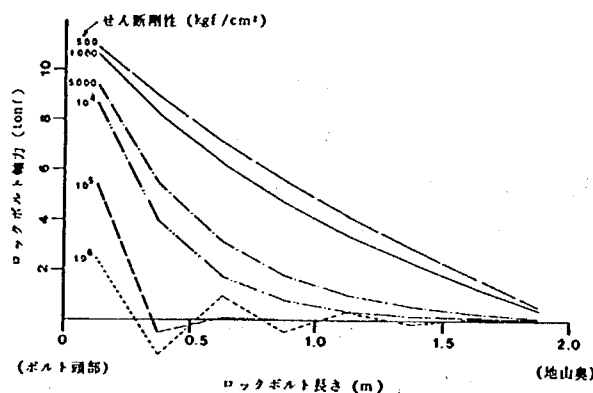
図-4・5に、引抜荷重とボルト頭部変位の関係を示す。これは、引抜荷重12tonf 載荷時における、現場試験結果のボルト頭部変位と計算上のボルト頭部変位がほぼ一致したせん断剛性 $1,250 \text{ kgf/cm}^2$ (上述の値、図-4・3 参照) で、すべりを考慮した場合の結果であり、図中●印は現場引抜試験結果の平均値である。計算上でのすべり開始は、引抜荷重10tonf 載荷時であり、試験での約12tonf とよく一致していた。その後の変位については、計算では試験の結果より小さくなってはいるが、その傾向は現れているといえよう。

3) 結論

ジョイント要素の特性値の目安を得る目的で、



図一4・3 せん断剛性とロックボルト頭部変位の関係(引抜荷重12tonf)



図一 4・4 各せん断剛性におけるロックボルト軸力分布 (引抜荷重 12 tonf)

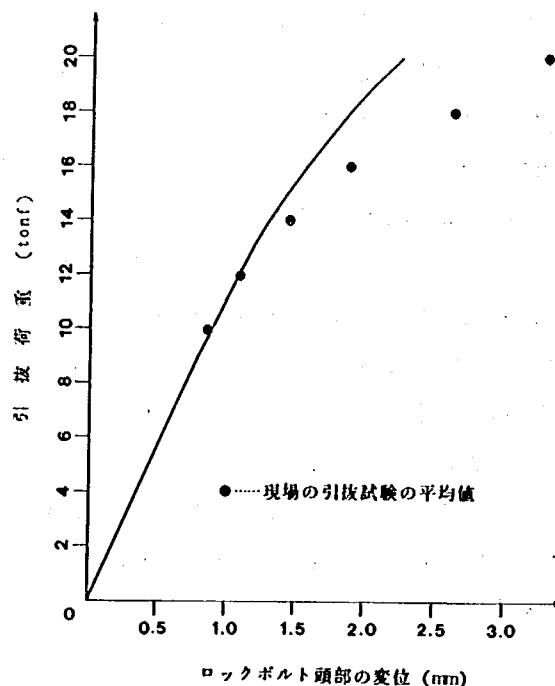


図-4・5 引抜荷重-ロックボルト頭部変位曲線
($k_s = 1,250 \text{ kgf/cm}^2$)

ロックボルトの引抜試験を模擬した計算を行った結果、

ア) せん断剛性 k_s の値は、当面、 $1,250 \text{ kgf/cm}^2$ が一つの目安である。

イ) 地山あるいは定着剤の粘着力からすべり応力が求まる、という仮定は妥当である。

という方向付けが得られた。

4.2.4 モデルトンネルでのパラメータスタディ

前項において、ジョイント要素の特性値の一つの目安が得られた。そこで、その目安が実際にトンネル支保として解析する場合の特性値としても妥当かどうかを判断する目的で、試計算を実施した。

1) 解析条件

図-4・6に要素分割図を示す。トンネル断面は2車線道路トンネルに相当し、土被りは100 mとした。解析STEPは、ベンチカットによる施工を想定し、図-2・2に示した方法である。解析はDrucker-Prager 弾塑性解析であり、地山特性(物性)値は表-4・1に示すが地山分類D程度を想定している。支保はロックボルトのみであり、図-4・6(b)に太線で示した位置に打設する。長さ4 m、周方向ピッチ1 m、トンネル軸方向ピッチ1.2 mである。ロックボルトの入力パラメータを表-4・2に示す。モデルは、弾性トラスにジョイントを付加した要素を主体とし、参考として、弾性トラス要素のみ(地山と剛に接合される)、及び弾性トラスにバネを付加した要素も加えている。トラスの特性値で、ヤング率Eは鋼材の $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とし、断面積Aは $\phi 25 \text{ mm}$ のボルトにトンネル軸方向ピッチ1.2 mを考慮し、

$$A = \pi \cdot 1.25^2 / 120 = 4.09 \times 10^{-2} \text{ (cm}^2/\text{cm)}$$

とした。ジョイントのせん断剛性 $k_{s, \ell}$ (単位延長あたり、以下 ℓ は省略するが、特に断わらない限り単位延長あたりの値である)の値は、前項の $1,250 \text{ kgf/cm}^2$ に軸方向ピッチ1.2 mを考慮した、

$$k_{s, \ell} = 1,250 / 120 = 10.4 \text{ (kgf/cm}^2/\text{cm)}$$

を基本とした。すべり応力 $\tau_{\max, \ell}$ (単位延長あたり、 ℓ については $k_{s, \ell}$ と同様)は、全くすべらない ∞ と、前述の仮定から、

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= \text{MIN} (C_b \cdot \pi d, C \cdot \pi d') \\ &= \text{MIN} (15.8 \cdot \pi \cdot 2.5, 5 \cdot \pi \cdot 3.8) \\ &= 60 \text{ (kgf/cm)} \end{aligned}$$

に軸方向ピッチ1.2 mを考慮した、

$$\tau_{\max, \ell} = 60 / 120 = 0.5 \text{ (kgf/cm/cm)}$$

の2種類とした。垂直剛性 k_n の値は、 ∞ と見なせる程大きい 10^{10} 、0と見なせる程小さい 10^{-10} 、及び k_s と同じの3種類とし、すべりは考慮しない。バネ係数 k は、せん断剛性 k_s の基本値から、

$$k = k_s \cdot \ell (= 10.4 \times 50 = 520) \text{ (kgf/cm/cm)}$$

ここに、 ℓ : バネを付加する節点に關与するジョイント要素長(基本部50 cm)

とした。なお、トンネルの半断面を解析の対象としたため、トンネルセンターライン上のロックボルトは、解析対象断面においてはその半分のみが有効となる。このため、 A 、 k_s 、 k_n 、 $\tau_{\max}$ は、トンネルセンターライン上ではすべて1/2としている。

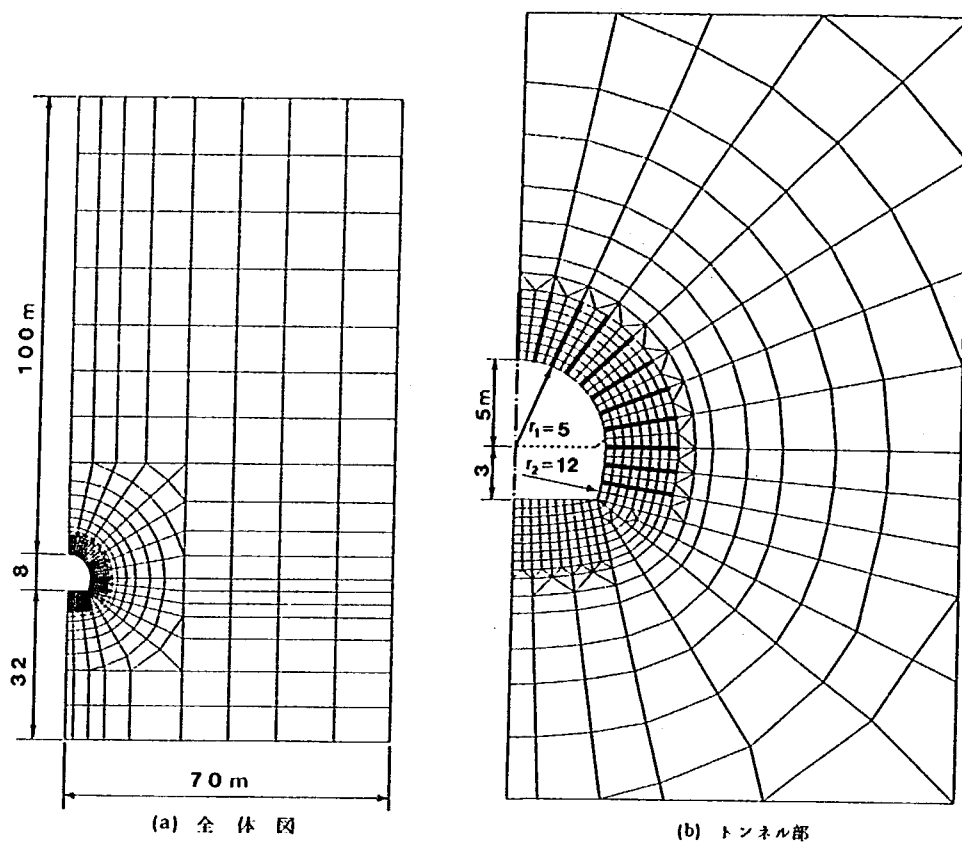


図-4.6 要素分割図

表-4.1 地山特性（物性）値

変形係数 : E (kgf/cm^2)	ポアソン比 : ν	粘着力 : C (kgf/cm^2)	内部摩擦角 : ϕ (deg)	ひずみ硬化 パラメータ: H' (kgf/cm^2)	引張強度 : T (kgf/cm^2)	単位体積 重量: γ (kgf/cm^3)	側圧係数 : K_o
5.0×10^3	0.4	5.0	25.0	250.0	0.0	2.1×10^{-3}	0.67

注) $H' = 0.05 \times E$, $K_o = \nu / (1 - \nu)$

表-4・2 ロックボルト入力モデルパラメータ

ケース	モ デ ル	特 性 値					
		トラス ^{注1)}	ジ ョ イ ン ト ^{注1)}				パ ネ
		E (kgf/cm ²) A (cm ²)	ks (kgf/cm ²)	τ max (kgf/cm)	kn (kgf/cm ²)	σ max (kgf/cm)	k (kgf/cm)
R-1	ト ラ ス	E=2.1×10 ⁶ A=4.09×10 ⁻²	—	—	—	—	—
R-2	ト ラ ス + ジョイント		10.4	∞	10 ¹⁰	∞	—
R-3			10.4	∞	10 ⁻¹⁰	∞	
R-4			10.4	∞	10.4	∞	
R-5			10.4	0.5	10.4	∞	
R-6			1.04	∞	10 ¹⁰	∞	
R-7	1.04		∞	1.04	∞		
R-8	トラス+パネ	—	—	—	—	520 ^{注2)}	

注1) CL上は, 1/2

注2) 基本部

2) 解析結果

解析の結果得られたSTEP 5 (最終状態)におけるロックボルト軸力図を, 図-4・7に示す。

なお, 想定した地山分類D程度の地山におけるロックボルト軸力の一般的な計測結果は, 最大値は10tonf程度であり, 分布は中央付近が最大で両端に向かって減少するという傾向である。図-4・8に計測結果の一例を示す。

(1) トラス要素のみのモデル

R-1は, トラス材のみでモデル化した結果である。トンネル壁面で最大値をとり地山奥に入るとともなって減少するという分布となり, 最大値も50tonfを越すなど, 実態と明らかに一致せず, モデルとして不適当であるといえる。

(2) ジョイント要素の垂直剛性の影響

R-2とR-6は, 垂直剛性の値を相当大きくした (実質的には∞である) 結果である。軸力の最大値は50tonf近くに達しており, またR-6ではその分布も異常である。一方, 垂直剛性の値がほとんど0であるR-3においても現実と一致しない。他方, 垂直剛性の値をせん断剛性の値と同じとしたR-4では, 最大値は現実の値よりも大きいものの, その分布はある程度実態が表現できていると判断される。

(3) ジョイント要素のすべりの影響

R-5は, R-4にすべりを加えた結果である。最大軸力は約10tonfとなり現実の値とほぼ整合

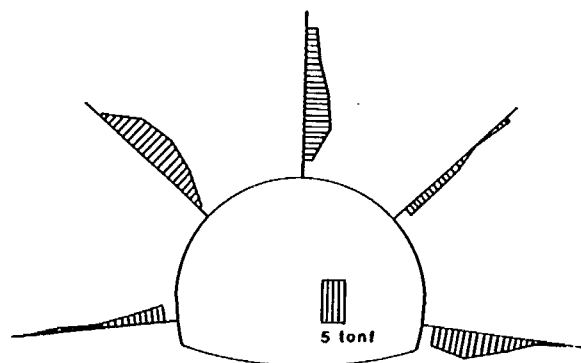
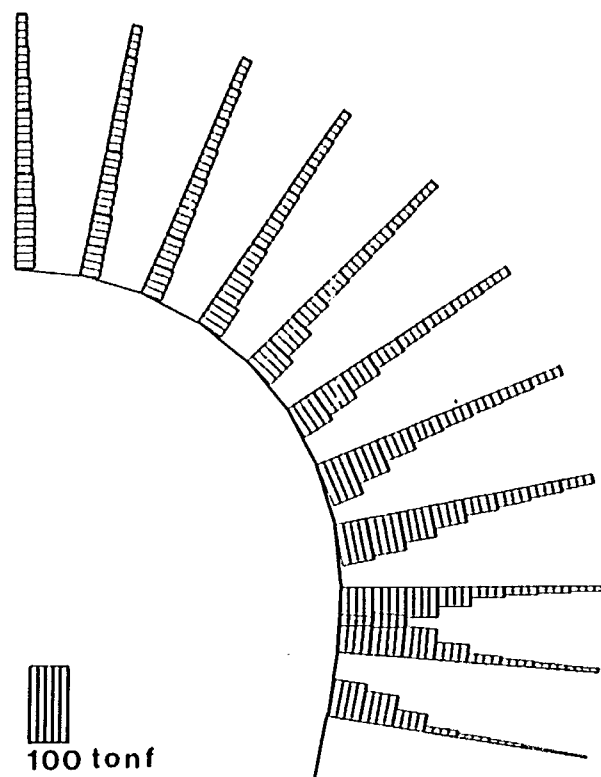
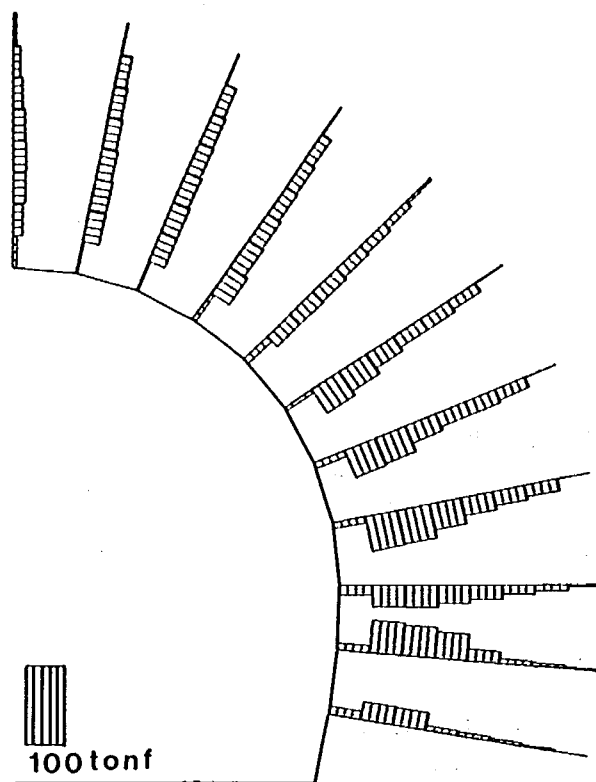


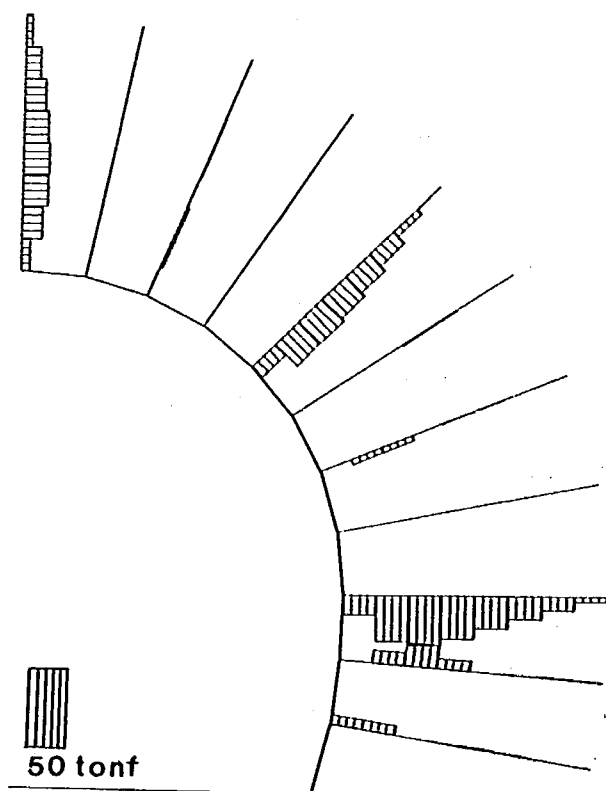
図-4・8 ロックボルト軸力図 (計測結果の一例, 第7章のHトンネル)



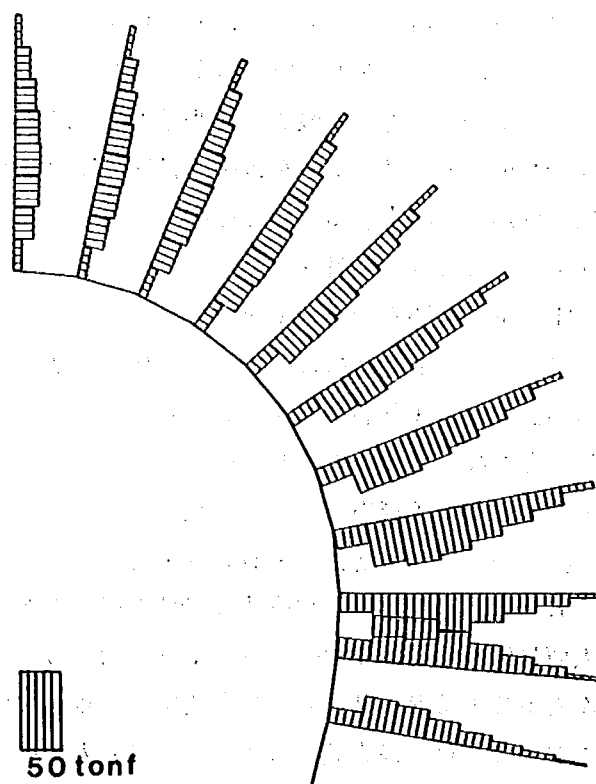
ケース R-1



ケース R-2

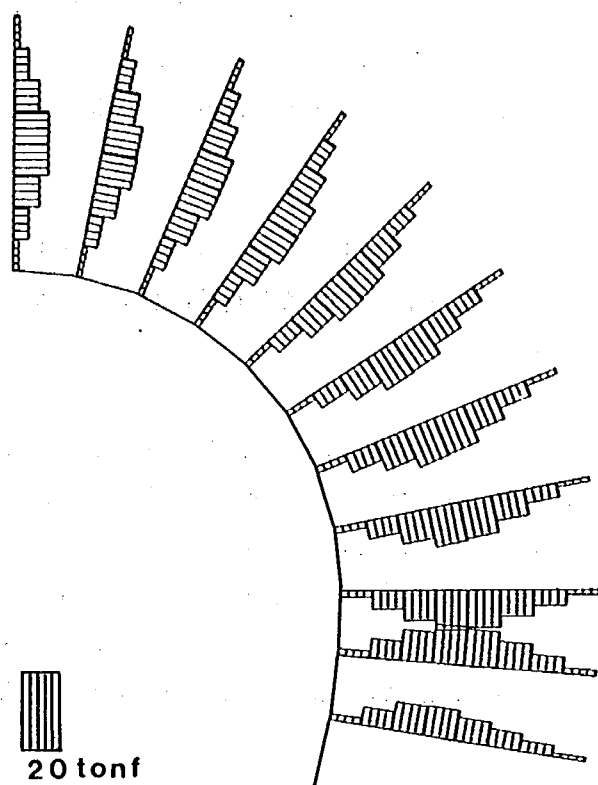


ケース R-3

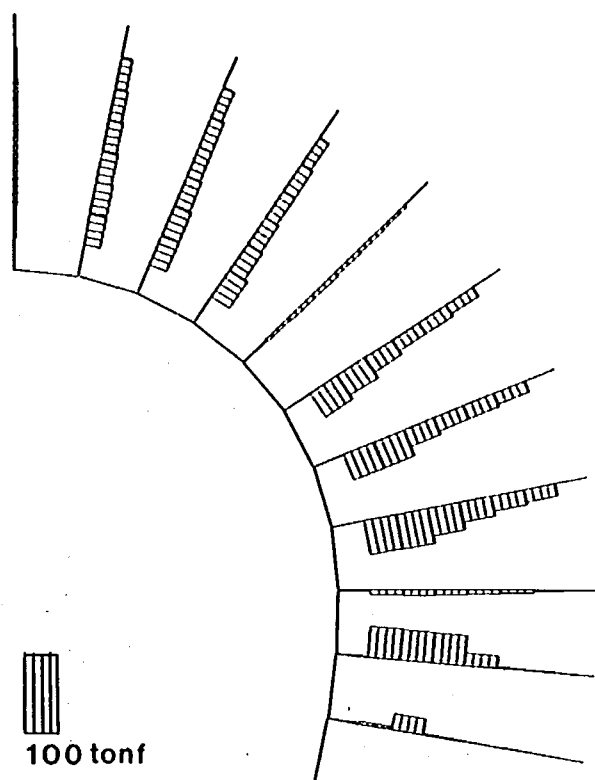


ケース R-4

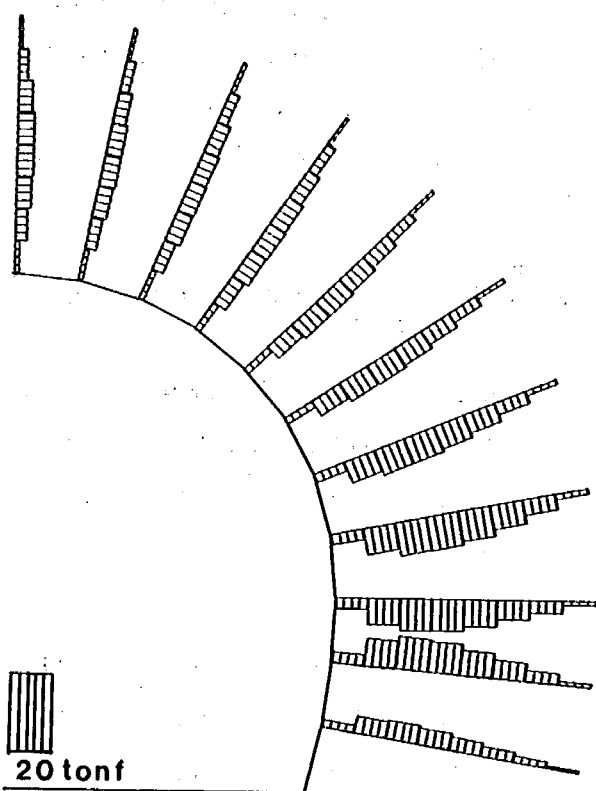
図-4・7 ロックボルト軸力図(1)



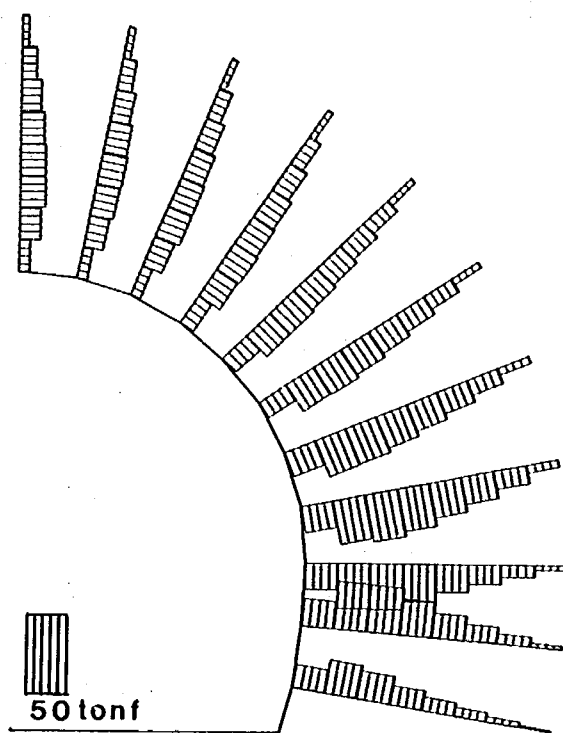
ケースR-5



ケースR-6



ケースR-7



ケースR-8

図-4・7 ロックボルト軸力図(2)

性がとれている。またその分布は、ボルトの中央付近で最大となり両端に向かって0となる形状である。これは、ジョイントがすべるため端の方では地山から伝わる力に限度があるためで、このモデルでは避けられないことであるが、R-4とR-5を最大軸力、分布形状の両方を比較して、R-5の方がより現実に近いと判断される。

(4) ジョイント要素のせん断剛性の影響

R-7は、R-4のせん断剛性を1桁落とした結果である。すべりは考慮していない。R-4と比較し、最大軸力は約30%の9 tonf程度となり、分布形状はほとんど同じであるが側壁部がやや大きいという特徴がある。これも、現実の計測結果に近いと考えられる。

(5) ジョイント要素の特性値の提案

ここで、R-5とR-7のどちらのモデルが適当であるかという問題に関して、R-5のような分布となるか、あるいはR-7のような分布となるかは、対象とする地山等から決まることであり、今回のモデルケースのみで速断するのは困難である。しかしここでは、当面、前述のロックボルトの引抜試験の結果とも整合するR-5の特性値を、以降の解析のロックボルトの入力特性値として採用することとした。そのR-5についての図面を、添付図-1～4に示す。また、このことから、ボルトの軸力および分布は、ジョイントの剛性に大きく影響を受ける、逆にいえば、ジョイントの剛性を適切に与えることにより、ある程度自由にそれが表現できるといえる。

(6) ジョイント要素とバネ要素の比較

R-8は、ジョイント要素をバネ要素に置き換えた結果であり、バネ係数の値はR-4に相当している。最も壁面に近い1要素の軸力が若干高く出ている他は、最大軸力、分布ともR-4とほとんど同じである。これは、ジョイントは基本的には微小バネの連続であると見なせることから、当然の結果である。したがって、ロックボルトと地山との接合条件のモデル化としては、ジョイントでもバネでも同等の結果が得られるが、本プログラム上、ジョイントでしかすべりが表現できないという制限があるため、以下においては、ジョイントで表現することとした。

(7) トンネル変形量に与える影響

以上、ロックボルトの軸力に着目して入力モデルの差を比較してきた。次に、トンネル変形量に与える影響について検討する。

表-4・3は、図-4・9に示す天端沈下量と上半盤の水平測線内空変位量についての比較である。モデルによる変形量の差は微小である。したがって、トンネル変形量に対しては、モデルは自由に選択して問題ないと考えられる。なお、天端沈下量よりも内空変位量に若干影響が現れている傾向が見られるのは、モデルにより側壁部の塑性領域が若干変化するためであると考えている。

3) 結 論

ア) ロックボルトの入力モデルは、トラスにジョイントを付加した要素が適している。

表-4・3 ロックボルト入力モデルが変形量に与える影響

ケース	天端沈下量 (cm)		上半水平内空変位量 (cm)	
	STEP 3	STEP 5	STEP 3	STEP 5
R-1	2.15	2.41	1.76	3.26
R-2	2.24	2.55	2.28	3.82
R-3	2.32	2.66	2.86	4.65
R-4	2.25	2.57	2.34	3.94
R-5	2.31	2.67	2.64	4.44
R-6	2.27	2.60	2.34	3.92
R-7	2.32	2.68	2.66	4.44
R-8	2.25	2.55	2.28	3.86

注) 図-4・9参照

- イ) ロックボルトの最大軸力・軸力分布は、ジョイントの剛性に非常に影響を受ける。
- ウ) しかし、個々のジョイントの剛性は、トンネル変形量にはほとんど影響しない。
- エ) したがって、ボルト軸力を実態と一致させるために剛性をある程度自由に選択できる。
- オ) 本試計算からは、ジョイントの剛性は、前述の引抜試験で検討した値（せん断剛性および垂直剛性：10.4 kgf/cm²/cm，すべり応力：0.5 kgf/cm/cm）が最適であると判断された。

4.3 吹付けコンクリートの表現方法

4.3.1 吹付けコンクリートのモデル化

吹付けコンクリート部材の表現方法として考えられている代表的な方法を以下に述べる。

1) トラス要素

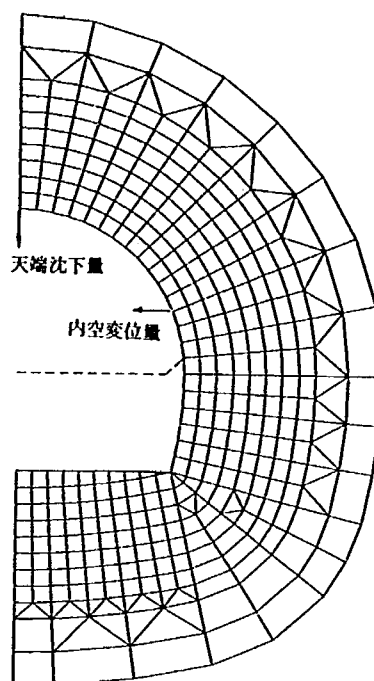
両端ヒンジの棒構造であり、モーメントを表現し得ないモデルである。吹付けコンクリートはアーチの性格が強い構造形をしており、主として軸力により抵抗するので、トラス要素としても大きな誤差は生じないといわれている。また、吹付けコンクリートは極めて薄肉で、しかも掘削直後に施工され比較的大変形を受けるのでひびわれを発生しヒンジ構造になりやすく、実態はこのケースに近いと考えられる。

2) ビーム要素

軸力とモーメントの両者を計算するモデルである。しかしこの要素では、隣接節点のトンネル内空への変位量の誤差により発生する誤差モーメントが卓越し、正しいモーメントを表さないのではないかといわれている。

3) ラティス構造

前項のビーム要素の欠点を補うためのモデルで、図-4・10に示す6本のトラス部材で構成された要素（ラティス構造）であり、軸力とモーメントの両者が計算できる。トラス部材の断面積 A_a 、 A_c は、吹付けコンクリートと軸剛性および曲げ剛性を等しくする条件により求められ、 A_b の剛性は X 軸方向の変位を極力抑え現実に近いものとするよう十分大きく取ることとされている。この場合の断面力の逆算並びに各部材の応力算出のためには、後処理計算が必要である。



STEP i の天端沈下量（沈下が正）= STEP i の Δy - STEP 2 の Δy
 STEP i の内空変位量（縮小が正）= (STEP i の Δx - STEP 2 の Δx)
 ここで、STEP 2 の値を引くのは、切端到達時（STEP 2 に相当）以降の変位量とするためである。

図-4・9 トンネル変形量を求めた位置

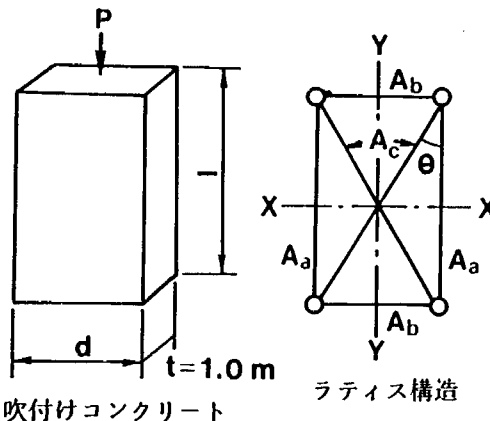


図-4・10 吹付けコンクリートとラティス構造

これらの方法のうち、通常はトラス要素と考える方法がよく使われており、本プログラムにおいても標準としてトラス要素を用いている。

4.3.2 吹付けコンクリートと地山との接合条件

前項の方法は吹付けコンクリート自体のモデル化であり、吹付けコンクリートと地山との付着状態については、両者は完全に接合していると仮定され、節点を介して一体化されている。しかし、吹付けコンクリートの支持機構は地山との付着力に支配されるという特徴があると考え、本プログラムでは、両者の付着状況をも解析的に表現するモデルを提案している。具体的には、トラスと地山要素との間にジョイントを付加する方法である。なお、ジョイントの特性は、ロックボルトに採用したものと同じである。

4.3.3 モデルトンネルでのパラメータスタディ

吹付けコンクリートの最適入力モデルを決定する目的で、試計算を実施した。

1) 解析条件

要素分割、解析ステップ、地山特性（物性）値は4.2.4と同じである（図-4・6、図-2・2、表-4・1参照）。支保は吹付けコンクリートのみであり、その入力モデルのパラメータを表-4・4に示す。モデルは、トラスのみ、トラス+ジョイント、ビームのみの3種類である。トラス及びビームの特性値で、ヤング率Eは、土屋^{5),6)}の提案しているクリープを考慮した見かけのヤング率として 3.4×10^4 kgf/cm²を採用し、断面積A及び断面2次モーメントIは、15cmの吹付けを想定しそれぞれ15cm²、281cm⁴とした。ジョイントの特性値に関しては、ロックボルトのようにあらかじめその目安を得るのに参考となる適当な資料が得られないため、仮に、せん断剛性の値は500 kgf/cm²/cmと50 kgf/cm²/cmに、垂直剛性の値は ∞ と見なせる程大きい 10^{10} 及びせん断剛性と同じに、せん断すべり応力は ∞ と2.0 kgf/cm/cmに、垂直最大引張応力は ∞ と5.0 kgf/cm/cmに、それぞれ仮定した。

表-4・4 吹付けコンクリート入力モデルパラメータ

ケース	モ デ ル	特 性 値					
		ト ラ ス	ジ ョ イ ン ト				ビ ー ム
		E (kgf/cm ²) A (cm ²)	ks (kgf/cm ²)	τ max (kgf/cm)	kn (kgf/cm ²)	σ max (kgf/cm)	E (kgf/cm ²), A (cm ²) I (cm ⁴), ν
S-1	ト ラ ス	E = 3.4×10 ⁴ A = 15. 0	—	—	—	—	—
S-2	ト ラ ス + ジョイント		500	∞	10 ¹⁰	∞	
S-3			500	∞	500	∞	
S-4			50	∞	50	∞	
S-5			50	2. 0	50	5. 0 ^{注)}	
S-6	ビ ー ム	—	—	—	—	E = 3.4×10 ⁴ , A = 15. 0 I = 281. 0, ν = 0. 167	

注) 引張のみ。圧縮は ∞ 。

2) 解析結果

解析の結果得られたSTEP 5 (最終状態)における吹付けコンクリート軸力図を図-4・11に、ジョイントのせん断応力図 (吹付けコンクリートと地山のせん断付着力に相当)を図-4・12に、ジョイントの垂直応力図 (吹付けコンクリートの背面土圧に相当)を図-4・13に、ビーム要素のせん断力、曲げモーメント図を図-4・14、図-4・15に、それぞれ示す。

(1) トラス要素とビーム要素の比較

S-1はトラス要素の、S-6はビーム要素の結果である。吹付けコンクリートの軸力(図-4・11)は値、分布ともほとんど同じである。またビームに関して、せん断力(図-4・14)は1要素毎に正負が逆転しており、モーメント(図-4・15)は隣接節点で折れ線状となっている。これは、4.3.1で述べた、隣接節点の変位量の誤差により発生するせん断力、モーメントが卓越するためであると思われる、また、各値ともそれほど大きくはない。以上から、吹付けコンクリート自体のモデルは、以降トラスを用いることとした。

(2) ジョイント要素の垂直剛性の影響

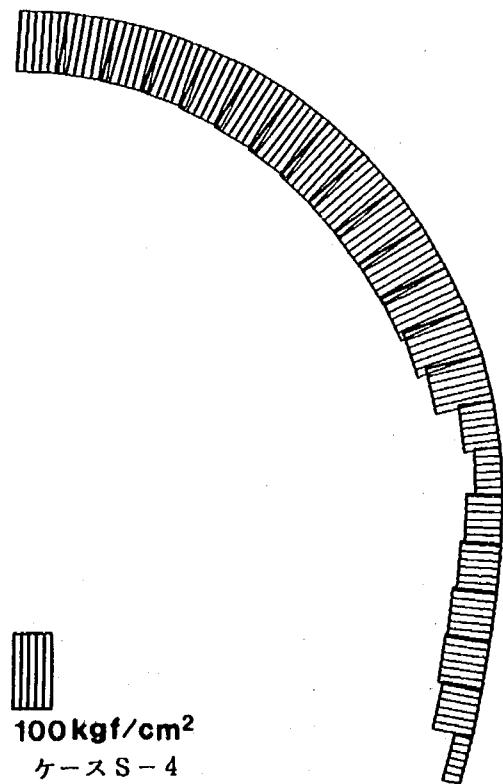
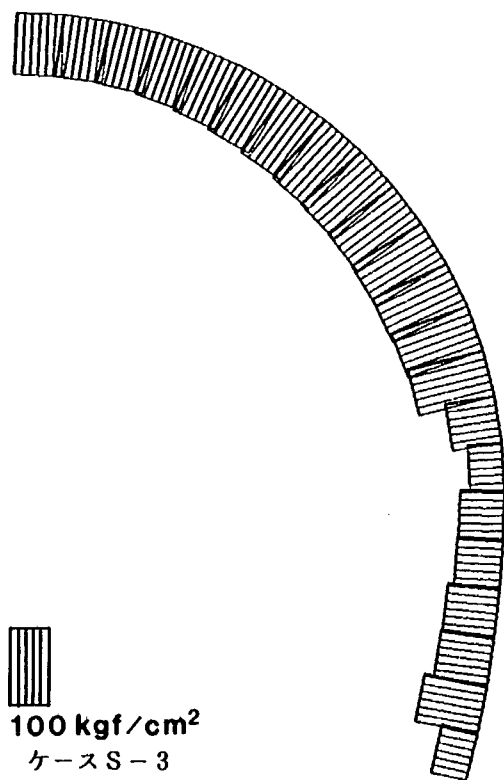
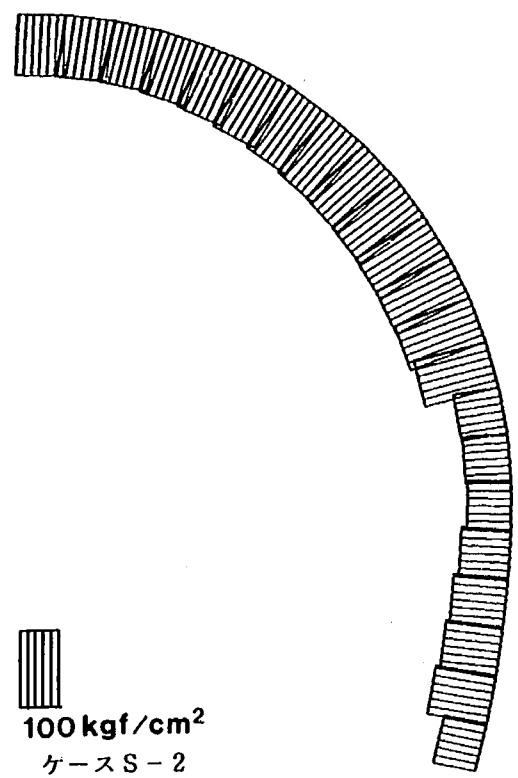
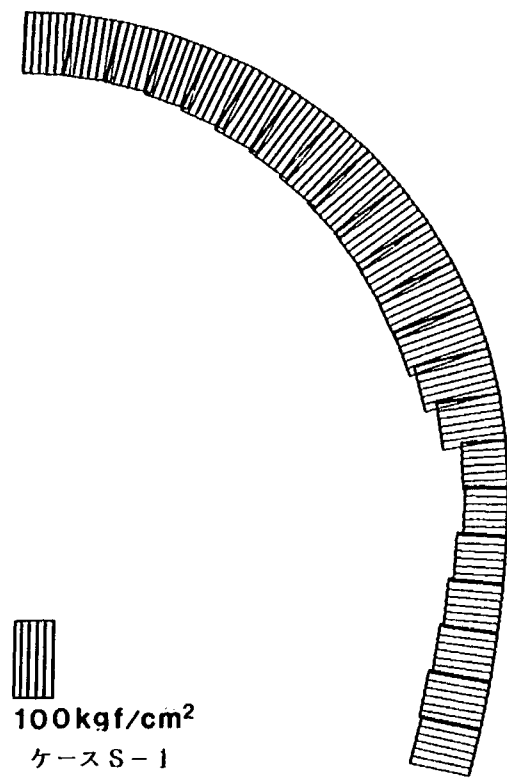
S-2は、垂直剛性の値を相当大きくした(∞ と見なせる)結果である。軸力の値は特におかしくはないが、ジョイントのせん断応力は2要素にのみ集中しており、垂直応力は200 kgf/cm/cmもの引張応力が作用するなど、妥当ではない。一方、垂直剛性の値がせん断剛性の値と等しいS-3では、ジョイントのせん断応力にやや疑問は残るが、垂直応力は妥当であると判断される。これから、ロックボルトの場合と同様に、垂直剛性とせん断剛性は同じ値を採用することとした。

(3) ジョイント要素のせん断剛性の影響

S-3はせん断剛性の値を500 kgf/cm²/cmとした結果であり、S-4はせん断剛性の値をこれよりも1桁小さい50kgf/cm²/cmとした結果である。吹付けコンクリートの軸力及びジョイントの垂直応力は、S-4の方が全体的に若干小さくなっている程度の差である。ジョイントのせん断応力は、S-3では正負が交互に現れていたのが、S-4ではスムーズに移行するようになり、その最大値も約12kgf/cm/cmとほぼ納得できる値にまで減少している。このことから、現段階では裏付けとなるデータは乏しいが、以降の解析ではS-4の50kgf/cm²/cmを、当面、せん断剛性の値として採用することとした。なお、ジョイントのせん断応力が上半盤部と下半盤部の境界で正負が急に入れ替っているのは、解析上、上半盤部と下半盤部を別々に打設しているためであると推測しているが、実際の打継目でもこのようになっているかどうかは今後確認する必要がある。

(4) ジョイント要素のすべりの影響

S-5は、S-4にすべりを加えた結果である。吹付けコンクリートの軸力は、天端部はほとんど同じで、下半部に向かうにしたがい減少している。ジョイントのせん断応力は、すべり応力を2 kgf/cm/cmとしているため当然最大値は2 kgf/cm/cmに減少しており、そのため分布も異なる。垂直応力に関しては、計算結果はすべて圧縮のため入力した引張強度は関与していないはずでありすべり応力の影響であろうと思われるが、天端部はほとんど同じで下半部に向かうにつれ減少するという分布である。ただ、スプリングラインにおいて応力集中が見られる。以上が計算結果であるが、ここでは、すべりの有無及びその値の妥当性を判断する資料が見あたらないこと、また吹付けコンクリートの軸力には極端な差は生じないこと、そして計算時間の節約という意味から、すべりは考慮しなくても十分であろうと思われた。



図一 4・11 吹付けコンクリート軸力図(1)

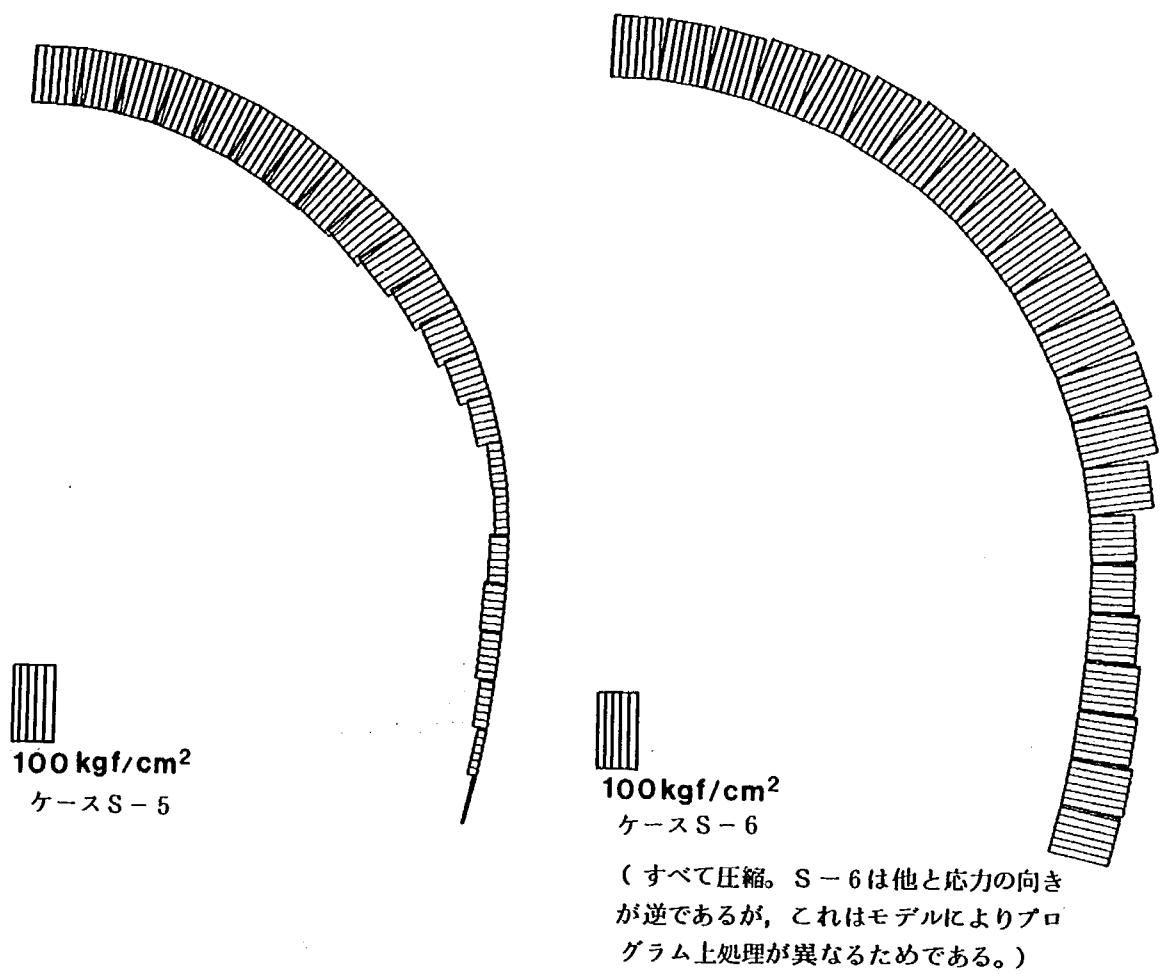


図-4・11 吹付けコンクリート軸力図(2)

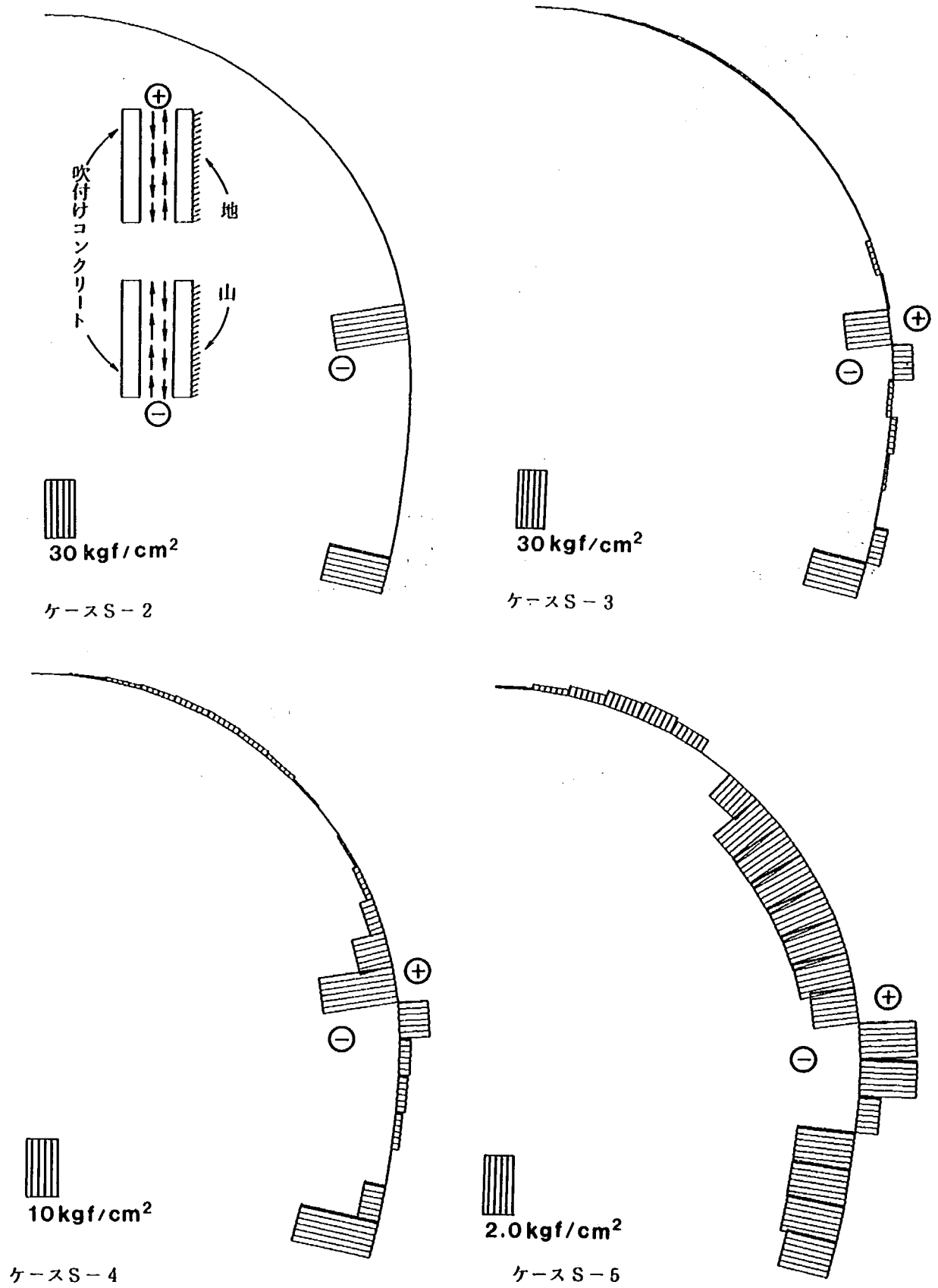


図-4・12 ジョイントのせん断応力図

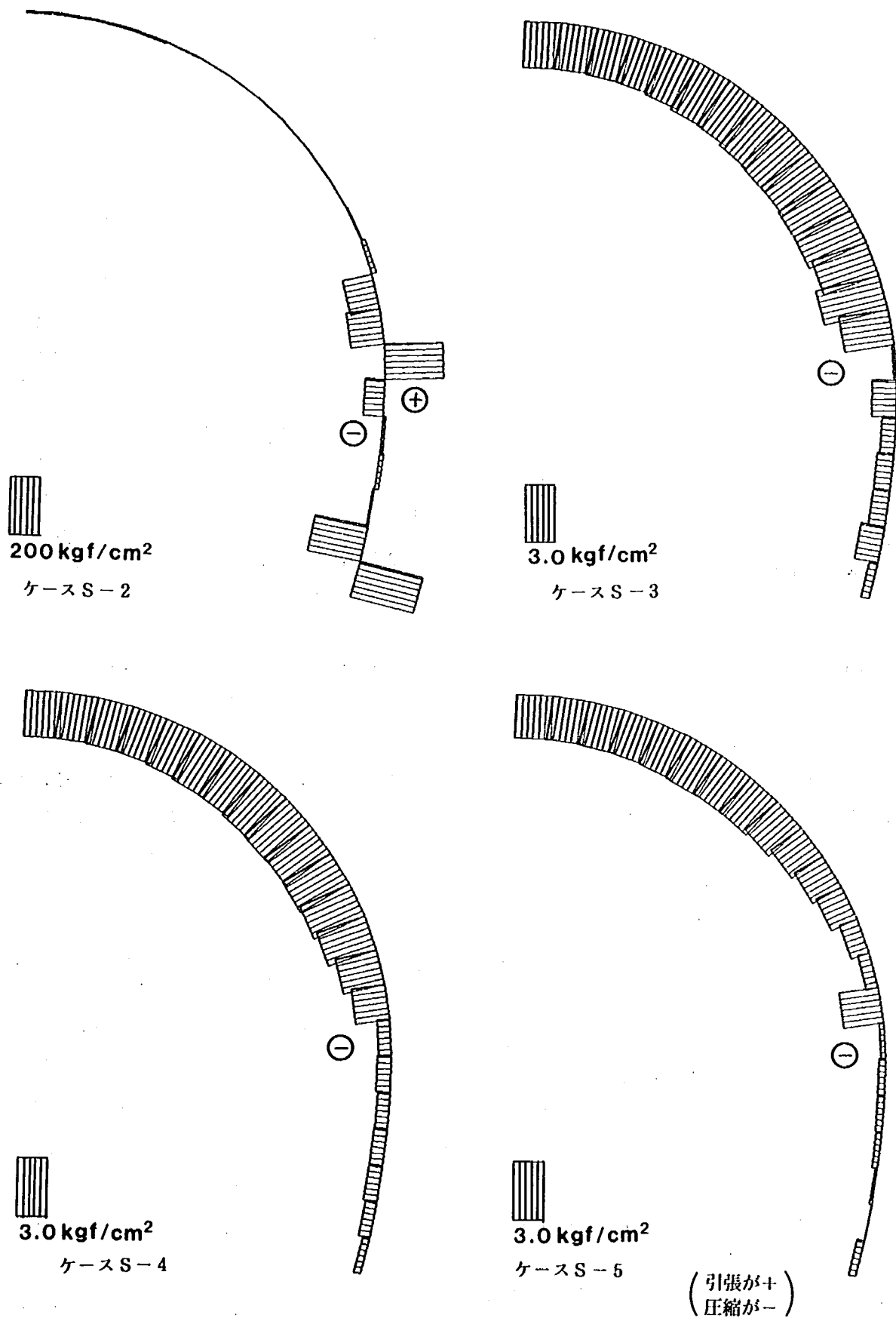


図-4・13 ジョイントの垂直応力図

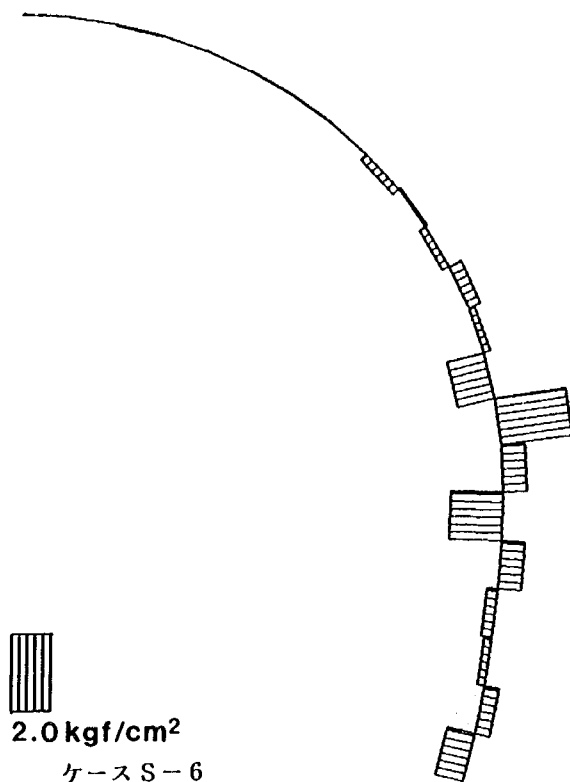


図-4・14 吹付けコンクリートせん断応力図

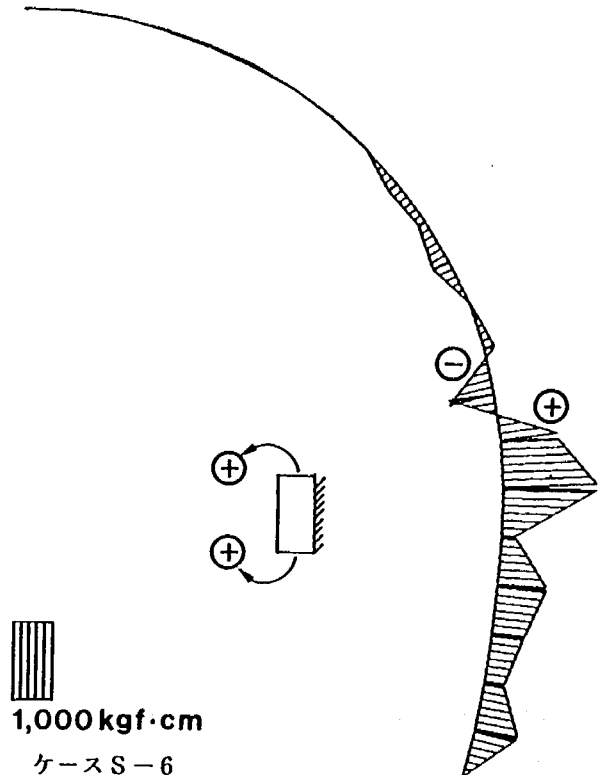


図-4・15 吹付けコンクリート曲げモーメント図

(5) ジョイント要素の特性値の提案

以上の結果および考察から、吹付けコンクリートの入力モデルは、吹付けコンクリートと地山とのせん断付着力および背面土圧も求まるという点で、トラスにジョイント（せん断および垂直剛性50 kgf/cm²/cm, すべりはなし）を付加した要素が適していると判断された。そのS-4についての図面を添付図-5～8に示す。

(6) トンネル変形量に与える影響

表-4・5に、吹付けコンクリートの入力モデルがトンネル変形量に与える影響を示す。天端沈下量、内空変位量ともモデルによる差は微小である。したがって、トンネル変形量に対しては、ロックボルトの場合と同様、モデルは自由に選択して問題ないといえる。

(7) 今後の検討課題

最後に、実際の吹付けコンクリートに発生している応力は、現場計測が1断面当たり数点でしか行われていないこと、またその計測値も一般には非常に小さな値となっており、測定計器表面とコンクリートの不陸等の影響が大きく応力を十分に

表-4・5 吹付けコンクリート入力モデルが変形量に与える影響

ケース	天端沈下量 (cm)		上半水平内空変位量 (cm)	
	STEP 3	STEP 5	STEP 3	STEP 5
S-1	1.92	2.14	1.58	2.94
S-2	1.94	2.16	1.58	2.94
S-3	1.94	2.17	1.60	2.82
S-4	1.99	2.23	1.62	3.04
S-5	2.10	2.36	1.88	3.40
S-6	1.92	2.14	1.56	2.94

注) 図-4・9参照

捉え得ないのではないか⁷⁾，と疑問が持たれていることなどから，あまり明白とはなっていないのが現状である。今後，解析上の改良はもちろん，計測技術の検討も行う必要があろう。

3) 結 論

ア) 吹付けコンクリートの入力モデルは，今回検討した範囲では，吹付けコンクリート軸力，その分布，及びトンネル変形量に関してあまり顕著な差は与えない。

イ) しかし，吹付けコンクリートと地山とのせん断付着力，背面土圧が求まるという点で，トラスにジョイントを付加した要素が適していると判断された。

ウ) そして，そのジョイントの特性値は，せん断剛性および垂直剛性の値を $50\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ ，すべりなしを採用することとした。

エ) ただし，実際に発生している吹付けコンクリート軸力の正確な計測に裏付けられてはいない。解析，計測両面からの検討が今後の課題として残されている。

4.4 ま と め

支保の入力モデルを決定するためにパラメータスタディを行った結果，ロックボルト，吹付けコンクリートとも，トラスにジョイントを付加した要素が適していると判断された。またそのジョイントの特性値を提案した。なお，ジョイントの特性値は，ある想定した地山における結果であり，地山条件によっては修正の必要な場合もあると思われるが，この点については今後の検討課題となろう。

5 地山特性（物性）値の影響

5.1 概 説

トンネルの解析を行う際最も重要な要素は、地山の特性（物性）値である。すなわち、対象とする地山に適合する入力データが与えられて、はじめて解析によりトンネルの挙動が把握できるようになる。解析に必要な特性値は、2.2 で示した。これら特性値は、一般には物性試験の結果から求められる。しかし、この中には、物性試験の結果からでは求まらないものもあり、また、物性試験で一応の値は求められてもそれが解析上も妥当な値であるかどうかは議論のあるところである。地山に適した入力データを検討する際には、まず、特性値によりどの程度解析結果が変わるかを知っておくと便利である。このようなことから、入力特性値が解析結果に与える影響を把握する目的で、パラメータスタディを実施した。

5.2 解析条件

要素分割は、前章と同じである（図-4・6 参照）。地山の特性をDrucker - Prager モデルにしたがう弾塑性体とし、ロックボルト及び吹付けコンクリートは、前章で示したトラスにジョイントを付加する要素でモデル化した。まず、特性値のうち変形係数（ヤング率）による影響を見るため、地山分類でB～E相当の地山を解析の対象とした。表-5・1に入力条件を示す。地山特性値、施工法、支保の数量は、地山分類毎に代表的な値を想定している⁸⁾。なおこれは、次章で検討する支保の効果のための解析を合わせ行っているため、厳密には変形係数のみの比較とはなっていない。変形係数以外の特性値は、表-5・1の地山分類Dを基本とし、それぞれ着目する特性の値を変化させている。ただし、施工法はベンチカットである。それぞれの入力条件を、一覧表として表-5・2の左欄に示す。

5.3 解析結果

解析結果を、添付図-9～38に示す。変形係数以外の特性値の影響を、トンネル変形量と支保最大応力について表-5・2の右欄に示す。

以下、各地山特性値毎に、解析結果に与える影響について述べる。

表-5・1 入力条件

地山 分類	施工法 ^{注1)}	地 山 特 性 値							
		E (kgf/cm ²)	ν	C (kgf/cm ²)	φ (deg)	H' (kgf/cm ²)	T (kgf/cm ²)	γ (kgf/cm ³)	Ko
B	ベンチカット	1.0×10 ⁵	0.25	30.0	40	5,000	0	2.5×10 ⁻³	0.33
C	ベンチカット	1.0×10 ⁴	0.3	20.0	35	500	0	2.3×10 ⁻³	0.43
D	ベンチカット 核残し	5.0×10 ³	0.4	5.0	25	250	0	2.1×10 ⁻³	0.67
E	ベンチカット 核残し	1.0×10 ³	0.4	5.0	20	50	0	2.0×10 ⁻³	0.67

地山 分類	ロ ッ ク ボ ル ト									吹 付 け コ ン ク リ ー ト						
	長 さ (m)	ピ ッ チ		ト ラ ス		ジョ イ ン ト				吹付け 厚 さ (cm)	ト ラ ス		ジョ イ ン ト			
		周方向 (m)	軸方向 (m)	E (kgf/cm ²)	A (cm ²)	ks (kgf/cm ²)	τmax (kgf/cm)	kn (kgf/cm ²)	σmax (kgf/cm)		E (kgf/cm ²)	A (cm ²)	ks (kgf/cm ²)	τmax (kgf/cm)	kn (kgf/cm ²)	σmax (kgf/cm)
B	2.5	1.5 上半のみ	1.5	2.1×10 ⁶	3.27×10 ⁻²	8.33	0.83	8.33	∞	5.0	3.4×10 ⁴	5.0	50	∞	50	∞
C	3.0	1.5	1.2	2.1×10 ⁶	4.09×10 ⁻²	10.4	1.03	10.4	∞	10.0	3.4×10 ⁴	10.0	50	∞	50	∞
D	4.0	1.0	1.2	2.1×10 ⁶	4.09×10 ⁻²	10.4	0.5	10.4	∞	注2) 15.0	3.4×10 ⁴	15.0	50	∞	50	∞
E	4.0	1.0	0.8	2.1×10 ⁶	6.14×10 ⁻²	15.6	0.75	15.6	∞	注2) 15.0	3.4×10 ⁴	15.0	50	∞	50	∞

注1) 施工法に対する解析ステップは、表-6・1参照。

注2) インバート含む。

注3) E: 変形係数, ν: ポアソン比, C: 粘着力, φ: 内部摩擦角, H': ひずみ硬化パラメータ (= 0.05・E),
T: 引張限界, γ: 単位体積重量, Ko: 側圧係数 (= ν/(1-ν)), A: 断面積, ks: セン断剛性, τmax: すべり強度,
kn: 垂直剛性, σmax: 垂直方向強度

表-5・2 地山特性値のパラメータおよび結果

パラメータ	ケース	地 山 特 性 値					解 析 結 果			
		Ko	ν	C (kgf/cm ²)	ϕ (°)	H' (kgf/cm ²)	天端沈下量 (cm)	上半水平内 空変位量 (cm)	ロックボルト 最大軸力 (tonf)	吹付けコンクリ ート最大軸力 (kgf/cm ²)
側 圧 係 数	K-1	0.33	0.4	5.0	25.0	250.0	2.49	1.62	10.46	83.3
	K-2	0.43					2.36	2.17	10.06	86.7
	K-3	0.67					2.20	2.94	9.67	93.6
	K-4	0.84					2.11	3.48	9.67	102.1
	K-5	1.0					2.16	4.14	9.52	122.1
ポ ア ソ ン 比	ν -1	0.67	0.2	5.0	25.0	250.0	2.19	2.52	9.70	85.5
	ν -2		0.3				2.21	2.74	9.63	90.4
	ν -3		0.4				2.20	2.94	9.67	93.6
	ν -4		0.45				2.17	3.02	9.68	95.0
	ν -5		0.49				2.06	2.84	9.35	91.3
粘 着 力	C-1	0.67	0.4	0.0	25.0	250.0	2.52	4.52	10.55	144.8
	C-2			2.5			2.29	3.72	10.43	114.0
	C-3			5.0			2.20	2.94	9.67	93.6
	C-4			7.5			2.12	2.47	8.94	81.9
	C-5			10.0			2.09	2.25	9.03	79.1
	C-6			15.0			2.08	2.18	9.33	78.6
内 部 摩 擦 角	ϕ -1	0.67	0.4	5.0	2.5	250.0	2.82	3.66	10.18	134.0
	ϕ -2				5.0		2.74	3.96	10.26	132.3
	ϕ -3				10.0		2.67	4.87	10.58	138.8
	ϕ -4				15.0		2.39	3.81	10.38	112.0
	ϕ -5				20.0		2.28	3.28	10.16	102.5
	ϕ -6				25.0		2.20	2.94	9.67	93.6
	ϕ -7				30.0		2.14	2.67	8.96	87.3
歪 硬 化 率	H-1	0.67	0.4	5.0	25.0	0.0	2.39	3.16	10.21	103.8
	H-2				250.0	250.0	2.20	2.94	9.67	93.6

注1) K-3, ν -3, C-3, ϕ -6, H-2は、同じ解析である。

注2) 各ケース, $E = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$, $T = 0 \text{ kgf/cm}^2$, $r = 2.1 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$ は一定である。

注3) 支保については、表-5・1の地山分類Dの欄参照。

注4) 解析結果は、STEP 5 (最終状態) の値。

1) 変形係数

トンネルの変形量、支保に発生する応力に最も影響を与えるのは、変形係数であった。図-5・1に、変形係数(地山分類に対応)による影響を、変形量、支保に発生する最大軸力について両対数グラフに示す。地山分類毎に、施工法、他の特性値は異なるため一概に比較はできないが、変形量、最大軸力とも変形係数にほぼ反比例している。これは、トンネルの解析が基本的には弾性論に基づいていることから考えて、当然のことではある。なお、ロックボルトの軸力が地山分類D付近で頭打ちとなっているのは、ジョイントがすべっているためである。また、地山分類C以上では、内空変位量が天端沈下量と比較しかなり小さな値となっており、変形係数以外の特性値の影響が考えられるが、これについては、以降の検討で説明する。

2) 側圧係数

ここでいっている側圧係数 K_0 とは、初期地山応力状態における水平応力と鉛直応力の比であり、これは、初期地山応力が重力のみに支配される平面歪状態における半無限地盤の場合には、ポアソン比 ν から、

$$K_0 = \nu / (1 - \nu)$$

で求められる。しかし、実際の地山においては、造山活動、地殻変動等の影響を受け、必ずしも上式を満足しているとは限らない。このため、本項で側圧係数のみを変化させてその影響を調べた。

図-5・2に、側圧係数が変形量に与える影響を示す。側圧係数の影響は、内空変位量に顕著に現れ、両者はほぼ比例関係にある。天端沈下量は、側圧係数が1に近づくにつれ若干減少する傾向であるが、影響の度合いは小さい。このことより、図-5・1の地山分類B、Cでの小さな内空変位量は、側圧係数を小さく採ったための影響であったと推察される。また、側圧係数は、トンネルの変

形モード(上半水平測線内空変位量/天端沈下量)を支配する主要な要因であるといえる。これは、側圧係数を大きくとるということは水平方向の初期地山応力を大きくしたことであり、したがって、掘削により生じる水平方向の解放荷重が大きくなり、よって水平内空変位量は増加するが、この際、

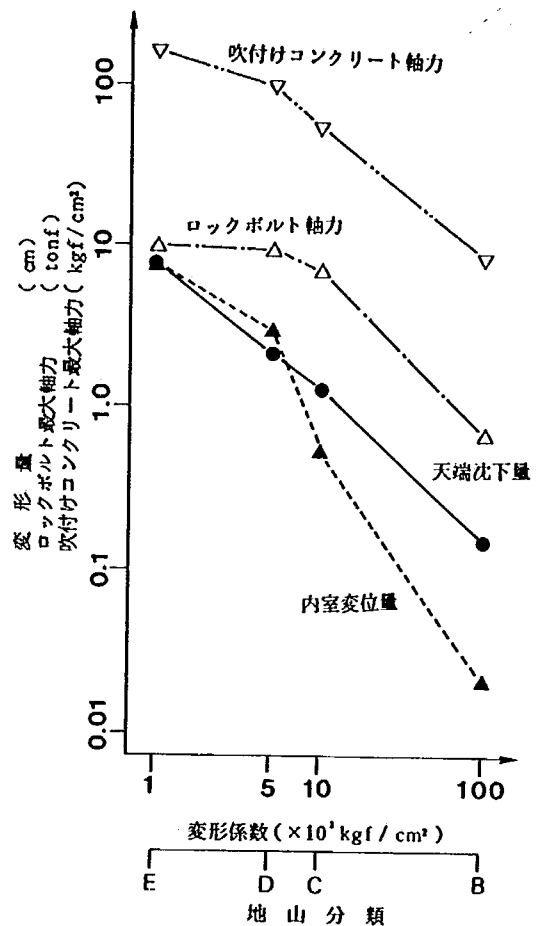


図-5・1 変形係数が変形量、支保応力に与える影響

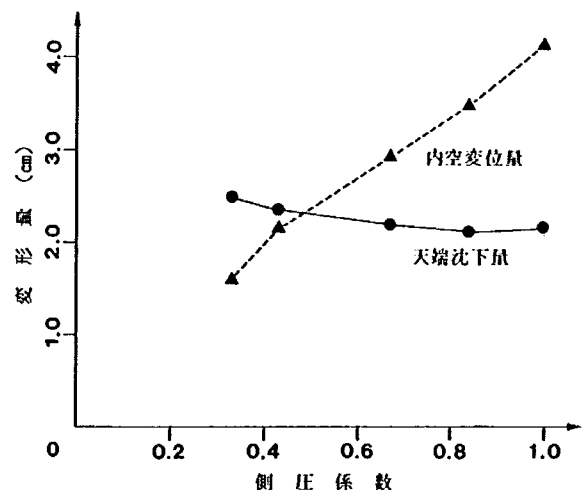


図-5・2 側圧係数が変形量に与える影響

鉛直方向の初期地山応力、解放荷重はほとんど影響を受けないので、天端沈下量にはほとんど差が現れなかったと説明される。

図-5・3に、側圧係数が支保に発生する応力に与える影響を示す。ロックボルト軸力は、側圧係数の増加にともない若干減少する傾向であるが、その差はわずかである。しかし、これは前項で述べたようにジョイントがすべった状態での結果であるため、一般的な傾向であるというのは早計であろう。なおこのことは、以下の特性値（ポアソン比、粘着力、内部摩擦角、ひずみ硬化パラメータ）すべてに共通している。一方、吹付けコンクリート軸力は、側圧係数の増加にしたがい増大し、側圧係数が1.0では0.33の約1.5倍となっている。この理由としては、側圧係数が大きいとトンネルが全体として縮小するようになる（特に水平方向）ためと考えている。

また、添付図-12の塑性領域図から、側圧係数の違いによる塑性領域の発生状況の差、すなわち、側圧係数が小さいとトンネル斜め上方、斜め下方に非常に広く広がるが、1に近づくにつれてこの範囲は狭くなりトンネル周辺部一様になるという特徴が見られる。この塑性領域は、応力集中、弱点部であり、設計・施工に当たっての留意すべき地点が理解できよう。

3) ポアソン比

図-5・4に変形量に与える影響を、図-5・5に支保応力に与える影響を示す。ポアソン比は、両者にはほとんど影響しないことがわかる。

また、添付図-18の塑性領域図から、塑性領域は、ポアソン比が0.49に近づくにつれトンネル周辺部に島状に広がるという特徴が見られる。

4) 粘着力

粘着力は、内部摩擦角と合わせて地山の塑性の判定に用いる。なお、4章で述べたロックボルトのジョイントのすべり応力決定にも用いるが、このパラメータスタディでは、地山塑性領域の影響を調べることを目的としているため、すべり応力

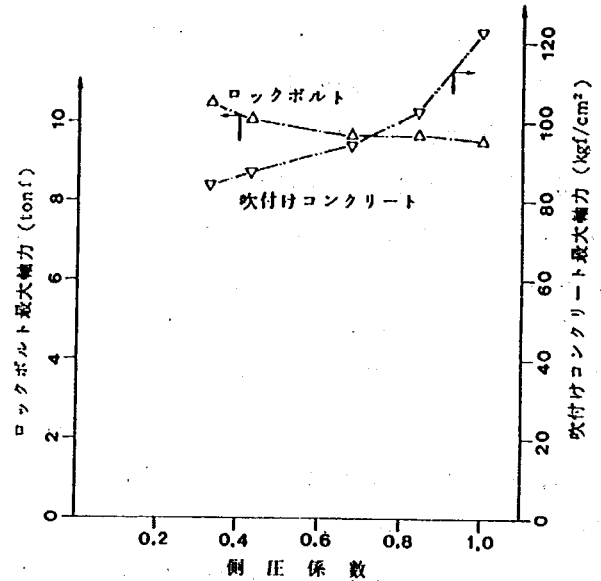


図-5・3 側圧係数が支保応力に与える影響

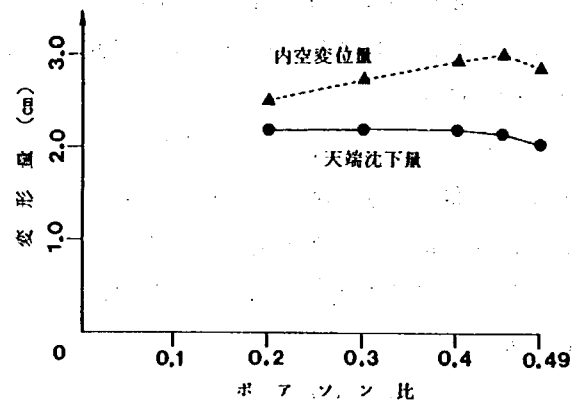


図-5・4 ポアソン比が変形量に与える影響

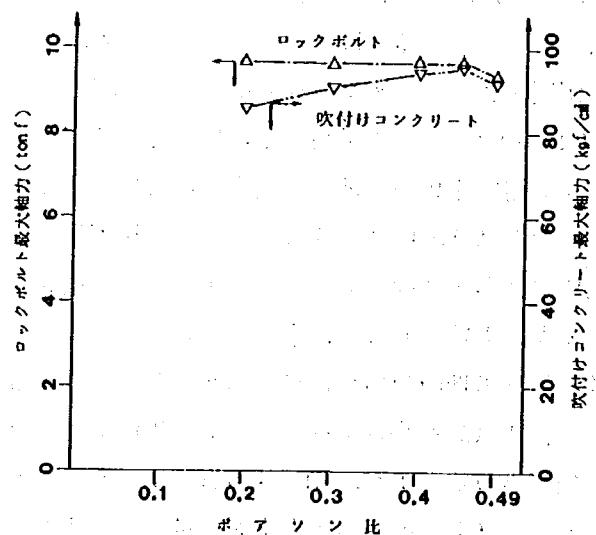


図-5・5 ポアソン比が支保応力に与える影響

には考慮していない。

図-5・6に変形量に与える影響を、図-5・7に支保応力に与える影響を示す。天端沈下量及びロックボルト軸力は、ほとんど影響を受けていない。内空変位量および吹付けコンクリート軸力は、粘着力が 7.5 kgf/cm^2 以下になると急激に増加している。これは、添付図-24の塑性領域図で見られる、粘着力が 7.5 kgf/cm^2 以下で、側壁部ならびに路盤部で塑性領域が急に拡大していることの波及効果である。また、粘着力が 7.5 kgf/cm^2 以上ではほとんどの領域が弾性範囲にあるため、当然ながら変形量、支保応力はほとんど変化していない。

5) 内部摩擦角

内部摩擦角は、粘着力と合わせて地山の塑性の判定に用いる。

図-5・8に変形量に与える影響を、図-5・9に支保応力に与える影響を示す。天端沈下量およびロックボルト軸力は、ほとんど影響を受けていない。内空変位量および吹付けコンクリート軸力は、内部摩擦角が 10° で最大となり、それ以上でも、またそれ以下でも減少している。一方、塑性領域は添付図-30に示すが、内部摩擦角 2.5° が一番広く、内部摩擦角の増加にともない狭くなっている。ところで、内部摩擦角 2.5° の場合、塑性領域は非常に広いのであるが、トンネル壁面近傍は一旦塑性化した後の除荷状態である。また 5° の場合、内空変位量の測定位置付近は、同じく除荷状態である。 10° では、その地点は塑性化している。このことが、内部摩擦角 10° で内空変位量が最大となった理由の一つではないかと考えている。なお、 10° 以上で内空変位量が小さくなるのは、塑性領域の減少から明らかである。

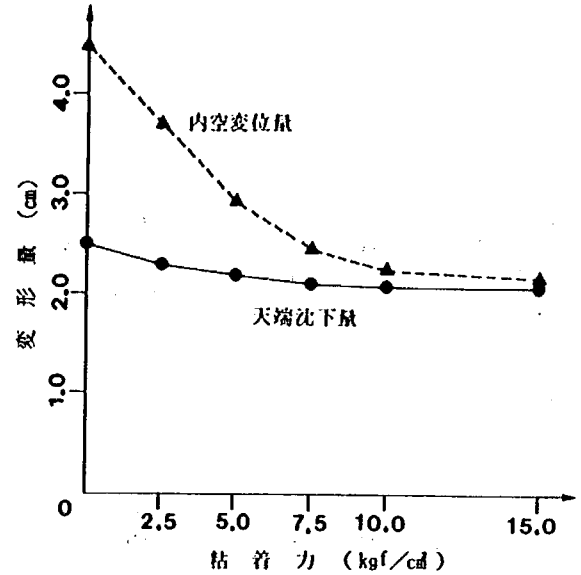


図-5・6 粘着力が変形量に与える影響

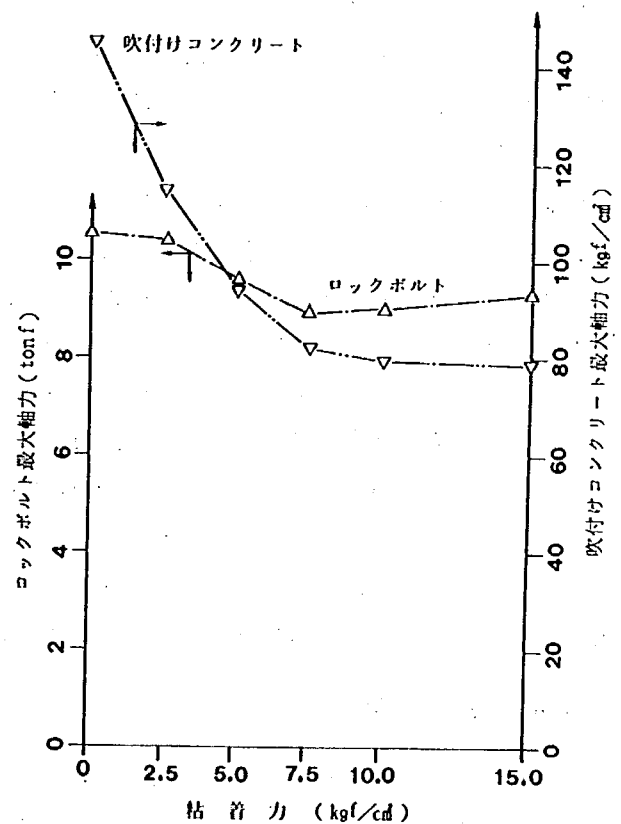


図-5・7 粘着力が支保応力に与える影響

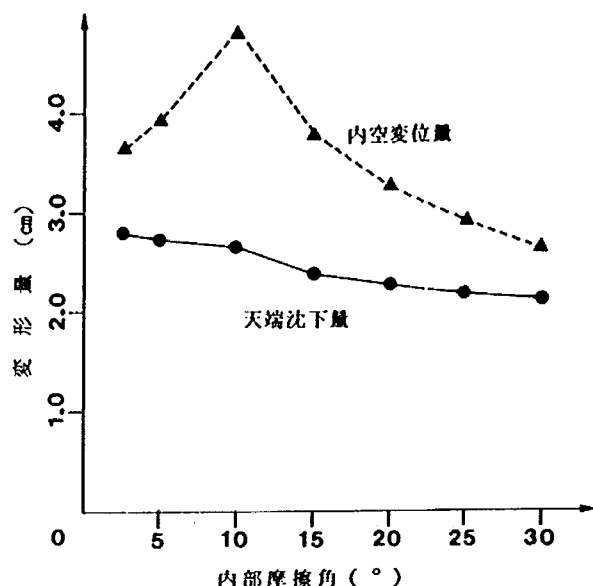


図-5.8 内部摩擦角が変形量に与える影響

6) ひずみ硬化パラメータ

ひずみ硬化パラメータは、塑性後の一種の変形

係数である。したがって、この影響は、塑性領域が発生してはじめて現れ、塑性領域の広さに応じた影響を与えることになる。

結果を、表-5.2の右欄に示す。ひずみ硬化パラメータを0にすると、変形量、支保応力とも若干増加しているが、その差は微小である。ただし、表には示していないが、塑性領域がかなり広がったケースφ-1でひずみ硬化パラメータを0とした解析では、STEP 3において収束しないという結果が得られている。これらから、一般には、ひずみ硬化パラメータは変形係数の1/20程度に落としておけば十分であると考えられるが、塑性領域が非常に広い場合には注意を要するといえよう。

7) 内空変位量と吹付けコンクリート軸力

さて、ここで改めて、図-5.2と図-5.3、図-5.6と図-5.7、図-5.8と図-5.9を見てみると、内空変位量と吹付けコンクリート軸力は、同じ傾向を示していることがわかる。すなわち、内空変位量が大きくなるにともない吹付けコンクリートの軸力も大きくなる。この理由は、内空変位量が大きくなるとトンネルが全体として縮小するようになるためと考えている。

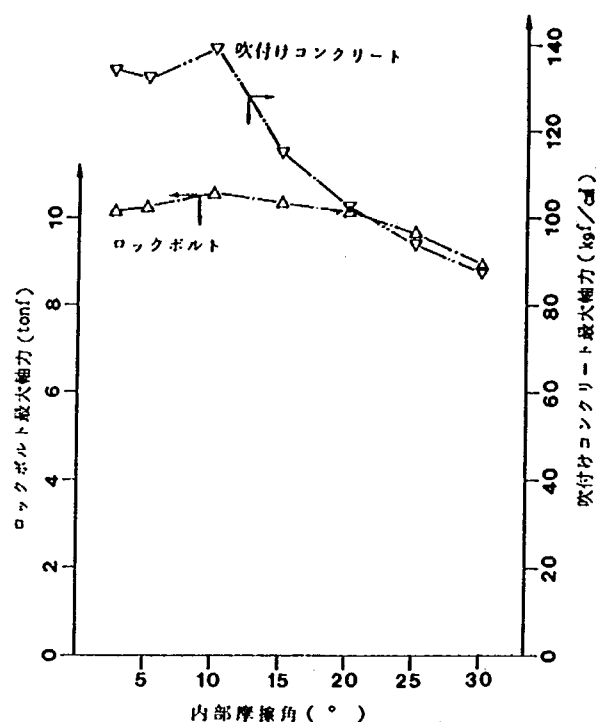


図-5.9 内部摩擦角が支保応力に与える影響

5.4 ま と め

- 1) トンネル変形量に最も影響するのは、変形係数である。
- 2) 支保に発生する応力に最も影響するのも、変形係数である。
- 3) トンネルの変形モードに最も影響するのは、側圧係数である。
- 4) ポアソン比は、解析結果（トンネル変形量、支保応力）にほとんど影響しない。
- 5) 粘着力と内部摩擦角は、塑性領域が広い場合のみ変形モードに側圧係数と同程度に影響するが、一般には2次的な影響である。
- 6) ひずみ硬化パラメータは、一般には、変形係数の1/20程度に落としておけば実用上十分である。
- 7) ロックボルト軸力は、変形係数以外の特性値の影響はほとんど受けない。ただし、これは、ロッ

クボルトのジョイントがすべった状態での結果であるため、一般的な傾向であるといいきるのは早計である。

8) 吹付けコンクリート応力は、内空変位量が大きくなるとそれにともない大きくなる傾向を示す。
すなわち、側圧係数、粘着力、内部摩擦角の影響を受ける。

以上のように、地山特性値が解析結果に与える一般的傾向が明らかとなった。

6 支保の効果

6.1 概 説

トンネルの設計は、過去の施工実績を基に、地山分類毎に吹付けコンクリートとロックボルトをパターン化して決定しているのが現状であろう。しかしながら、地山により、吹付けコンクリートが有効である場合、あるいはロックボルトが有効である場合、またロックボルトにしても、短いものを数多く打設するのがいい場合、数は少なくとも長いものを打設するのがいい場合と、対象地山に最適な支保パターンが存在するはずである。この最適支保パターンを求めるためには、まず、支保は解析的にどのような効果が表現できるのかを把握しておく必要がある。

6.2 解析条件

要素分割、地山特性値、施工法、支保の数量は、既に前章表-5・1に示している。それぞれの地山分類に対し、無支保（素掘り；NS）、ロックボルトのみ考慮（RB）、吹付けコンクリートのみ考慮（SC）、両者考慮（NATM）の4ケースの解析を行った。

また、地山分類Dにおいて、施工法による差を検討した。施工の手順を表-6・1に示す。

さらに、地山分類Dにおいて、表-6・2に示すような、ロックボルト打設パターンの差も検討した。

6.3 解析結果

解析結果を、添付図-39～83に示す。

6.3.1 支保の効果

表-6・3に、解析結果のトンネル変形量と支保最大応力を示す。

図-6・1（片対数グラフ）に、素掘りに対し支保により抑制される変形量（天端沈下量、内空変位量）の割合を示す。横軸に変形係数（地山分類に相当）をとっており、縦軸の変形量抑制割合は、

$$(\text{変形量抑制割合}) = \frac{(\text{素掘りの変形量}) - (\text{支保施工の変形量})}{(\text{素掘りの変形量})} \times 100 (\%)$$

として求めている。この値が0％とは全く支保による効果がないことであり、値が大きくなるほど変形量抑制効果が大きいことを意味している。図より、地山の変形係数が小さいほど変形量抑制効果は大きく、その効果は、天端沈下量よりも内空変位量に対する方が大きいことがわかる。支保の種類では、吹付けコンクリートとロックボルトの両者を考慮したものが一番大きいですが、吹付けコンクリートのみでもほぼ同程度の効果がある。ロックボルトのみでは、その効果はほとんど現れていない結果となっている。

支保に発生する応力に関しては、表-6・3より、単独と両者併用の場合との差はほとんど生じていない。

これらの理由を考察してみると、まず第一に、変形係数による差は、変形係数が大きいとトンネル変形量自体非常に小さく、その結果支保に発生する応力も小さくなり、支保の効果は現れない。変形係数が小さくなるにつれトンネル変形量は大きくなり、それにともない支保には大きな応力が発生するようになり、したがって、支保の効果が現れ始めると考えられる。

表-6・1 施工法と解析STEP

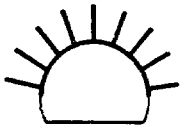
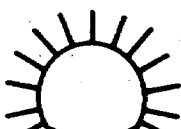
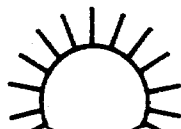
解析STEP	1	2	3	4	5	6	7	8
ベンチカット (EC-1)	 初期応力解析	 上半掘削 解放荷重 1/3	 上半支保設置 解放荷重 2/3	 下半掘削 解放荷重 1/3	 下半支保設置 解放荷重 2/3	—	—	—
ベンチカット 核残し (EC-2)	 初期応力解析	 リング掘削 解放荷重 1/3	 上半支保設置 解放荷重 2/3	 核掘削 解放荷重 1	 下半掘削 解放荷重 1/3	 下半支保設置 解放荷重 2/3	 インバート掘削 解放荷重 1/3	 インバート打設 解放荷重 2/3
ベンチカット インバート (EC-3)	 初期応力解析	 上半掘削 解放荷重 1/3	 上半支保設置 解放荷重 2/3	 下半掘削 解放荷重 1/3	 下半支保設置 解放荷重 2/3	 インバート掘削 解放荷重 1/3	 インバート打設 解放荷重 2/3	—
ベンチカット インバート (EC-4)	 初期応力解析	 上半掘削 解放荷重 1/3	 上半支保設置 解放荷重 2/3	 下半, インバート掘削 解放荷重 1/3	 下半,インバート打設 解放荷重 2/3	—	—	—

表-6・2 ロックボルト打設パターン

ケース	長さ (m)	周方向ピッチ (m)
RL-1	2.0	0.5
RL-2	4.0	1.0
RL-3	6.0	2.0

注1) 地山分類D対象

注2) 施工法はベンチカット(EC-1)

注3) 吹付けコンクリートは考慮しない

次に、天端沈下量と内空変位量に現れた差は、例えば地山分類Eの塑性領域図である添付図-63からわかるように、支保により、トンネル側壁部（内空変位量計算位置、図-4・9参照）での塑性領域が天端部と比較し、かなり減少していることの結果であると考えられる。これはケースSC及びケースNATMにおいて顕著である。

支保別には、ロックボルトの効果はほとんど現れていない。軸力は、例えば地山分類Eでは10

表-6・3 支保の効果

地山分類	支保	解析結果			
		天端沈下量 (cm)	上下水平内空変位 量 (cm)	ロックボルト最大 軸力 (tonf)	吹付けコンクリート 最大軸力 (kgf/cm ²)
B	NS	0.156	0.0219	—	—
	RB	0.156	0.0219	0.74	—
	SC	0.156	0.0217	—	6.1
	NATM	0.156	0.0216	0.74	6.1
C	NS	1.37	0.612	—	—
	RB	1.36	0.601	7.44	—
	SC	1.33	0.550	—	45.1
	NATM	1.32	0.540	7.17	44.8
D	NS	2.71	4.62	—	—
	RB	2.66	4.40	10.4	—
	SC	2.22	3.08	—	96.9
	NATM	2.18	2.96	9.69	94.2
E	NS	13.5	24.3	—	—
	RB	13.2	22.1	12.9	—
	SC	7.95	8.10	—	171.8
	NATM	7.87	7.76	10.0	167.7

注) NS……素掘り、RB……ロックボルトのみ、SC……吹付けコンクリートのみ、

NATM……ロックボルト+吹付けコンクリート

tonf 程度発生しておりそれほどまちがっているとは思われない。このロックボルトの効果に関しては、ロックボルトは本来、不連続性の地山に有効である、すなわち、地山の割れ目を縫いつけ地山を一体化する効果、また、地山塑性後の残留強度を改善する効果等が主であり、連続体としての地山での効果は少ないと考えられる。しかし、今回の解析では地山を初めから連続体として扱っている。したがって、今回のモデル化のような方法で上述のようなロックボルトの効果を再現するのは無理があり、本法による解析結果は、発生する軸力の大きさ及び分布を知る程度の位置付けになるのではないかとと思われる。吹付けコンクリートは、ロックボルトと比較してその効果はかなり大きい。これは、塑性領域がかなり減少していることから、トンネル壁面における内圧効果により地山を3軸応力状態

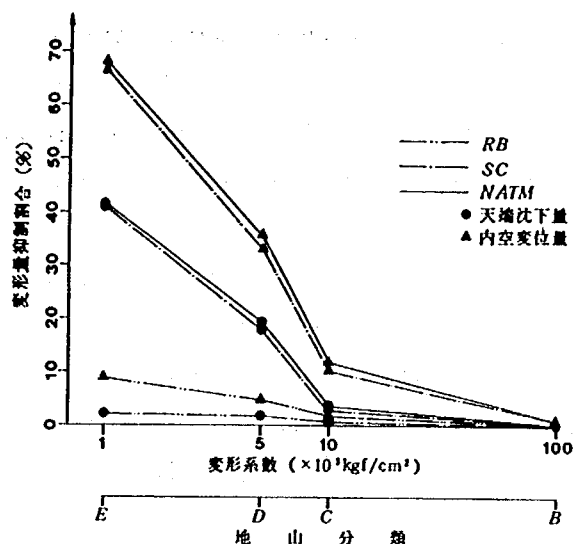


図-6.1 支保の変形量に与える効果

る差はほとんど認められなかった。これは、上半支保設置時のトンネル壁面の解放荷重は、核の有無に拘らず全く同じであることと、核掘削による解放荷重は下半の中央部にのみ作用するため、それにより応力再配分の起こる領域はほとんど下半部となり、結果として核を残さないで上半を掘削した場合とほとんど同じ状態で下半を掘削することになるためであろう。このように考えると、今回の方法では、核の存在は解析上ほとんど意味のないものとなっている。本来核を残すのは、切端の自立が悪い場合の切端崩壊防止が主目的である。核により切端の自立が改善される機構をいかにFEMで表現するかについては将来の課題であろう。

(2) インバートの効果

EC-3が実際のインバートの施工手順である。しかし解析上は、インバート部も下半部と同時に掘削したEC-4と比べても、インバート軸力以外の差は微小であった。これは、インバート部は掘削する要素が少なく、また、その部分の応力が再配分によりかなり小さいため解放荷重も小さいので

表-6.4 施工法の差

施工法	解 析 結 果								
	上 半 終 了 時				掘 削 完 了 時				
	天端沈下量 (cm)	上半水平 内空変位 量 (cm)	ロックボ ルト最大 軸力 (tonf)	吹付けコ ンクリート 最大軸力 (kgf/cm ²)	天端沈下 量 (cm)	上半水平 内空変位 量 (cm)	ロックボ ルト最大 軸力 (tonf)	吹付けコ ンクリート 最大軸力 (kgf/cm ²)	インバー ト最大軸 力 (kgf/cm ²)
EC-1	1.97	1.57	8.34	87.5	2.20	2.94	9.67	93.6	—
EC-2	1.96	1.56	8.38	87.3	2.18	2.96	9.69	94.2	5.80
EC-3	1.97	1.57	8.34	87.5	2.19	2.97	9.72	94.1	5.80
EC-4	1.97	1.57	8.34	87.5	2.18	2.93	9.49	94.1	32.9

解析結果にほとんど影響を与えなかったと考えられる。また、インバート軸力はアーチ部の吹付けコンクリート軸力よりもかなり小さいこと、及びEC-3よりも高くこの点では安全側であることから、インバート施工時期は、計算コストの有利なEC-4を採用してもほとんど問題ないと思われる。

また、インバートを打設しないEC-1と他とを比べても、変形量、軸力に差はほとんど認められなかったが、インバートの要否については、インバートの役割と効果を含めて別に検討が必要となろう。

に保つためであると考えられる。ロックボルトと吹付けコンクリートを併用してもその効果は、ロックボルトのみの効果が小さかったためであろうと思われるが、吹付けコンクリートのみの場合とほとんど変わらなかった。

6.3.2 施工法の影響

表-6.4に、トンネル変形量と支保最大応力を示す。

(1) 核残しの効果

EC-2は核残しを模擬した場合、EC-3は核を考慮しない場合について計算した結果である。

トンネルの変形量、支保の応力とも、核残しによる

表-6・5 ロックボルト打設パターンの影響

ケース	解 析 結 果		
	天端沈下量 (cm)	上半水平内 空変位量 (cm)	ロックボルト 最大軸力 (tonf)
RL-1	2.68	4.48	4.5
RL-2	2.67	4.44	10.2
RL-3	2.68	4.46	14.4

6.3.3 ロックボルト打設パターンの影響

表-6・5に、トンネル変形量と支保最大応力を示す。変形量に関しては、その差は認められない。これは、前述の、現状のFEMではロックボルトの効果は解析上ほとんど現れないという結果から、当然な結果であろう。一方、ロックボルト最大軸力は、ロックボルトの長さが長くなるにともない、ほぼ比例して増大している。これは、一般的な傾向

というよりも、このモデル上の特性が大きい。すなわち、このモデルでは、ロックボルト軸力は端部からのジョイントのせん断応力の積分として発生することになり、長さが長くなるほど積分長が長くなるため、長さにはほぼ比例した最大軸力になったと考えている。

これから、このモデルを用いてロックボルトの最適打設パターンを検討するには、問題が多いといえよう。

6.4 ま と め

支保の効果に関して、

- 1) 支保による変形量抑制効果は、地山の変形係数が小さいほど大きく、その効果は、天端沈下量よりも内空変位量に対する方が大きい。
- 2) 吹付けコンクリートの効果は大きく現れる。これから、地山を3軸応力状態に保つという、吹付けコンクリートの効果の1つが表現できているといえよう。
- 3) ロックボルトの効果はほとんど現れない。これは、現状のFEMは地山を連続体として扱うため、不連続性の地山で発揮すると考えられる本来のロックボルトの効果が表現できていないためであろう。

施工法的には、

- 4) 核残しの効果は、今回の2次元解析では表現できない。
- 5) インバート掘削、打設時期は、下半掘削、打設と同時に行っても、解析的には問題ない。

以上が明らかとなった。ただし、ロックボルト、吹付けコンクリート、インバートすべてについていえることであるが、より実際に近い支保効果の表現方法について、今後十分検討する必要があると感じられた。

7 実トンネルにおける入力地山特性（物性）値の検討

7.1 概 説

トンネルの数値解析では、多くの特性（物性）パラメータを入力する必要がある。特性パラメータの影響は、5章において、想定したモデルトンネルの解析ではあるが把握できている。ここでは、実際のトンネルを対象として解析を行い、解析結果と計測結果の相互比較を通じ、現象に適合する特性値の採り方を見いだすことによって、今後のこの種のトンネル解析における入力条件の設定法を検討することを目的としている。

7.2 解析条件

7.2.1 解析条件

解析は、計測結果、物性試験結果の比較的整っている11断面（8トンネル）を対象とした。各トンネルの諸元を表-7・1に、要素分割図を図-7・1～7・11に示す。

計算のための入力特性値は、以下のように仮定した。

1) 変形係数

物性試験結果より得られた値 E を基本とするが、後述の解析手順にしたがい試行錯誤的に修正し、逆解析的に修正変形係数 E' を求めることとする。

$$E' = \alpha \cdot E$$

ここに、 E' ：修正した変形係数、 α ：変形係数修正係数、 E ：物性試験により得られた変形係数

2) ポアソン比

物性試験結果のないものは、0.3とした。

3) 粘着力

物性試験結果のないものは、圧縮強度 σ_c と引張強度 σ_t から、

$$C = \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t} / 2, \text{ または } C = \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_c / 10} / 2$$

により算出し、圧縮強度の求まっていないトンネルは、5.0 kgf/cm²を採用した。

また、変形係数を修正する際、粘着力の値も連動させて修正している。

$$C' = \alpha \cdot C \text{ ただし、上限は } C$$

ここに、 C' ：修正した粘着力、 α ：変形係数修正係数、 C ：物性試験より得られた粘着力あるいは上記粘着力

4) 内部摩擦角

物性試験結果のないものは、圧縮強度 σ_c と引張強度 σ_t から、

$$\phi = \sin^{-1} \frac{(\sigma_c - \sigma_t)}{(\sigma_c + \sigma_t)}, \text{ または } \phi = \sin^{-1} \frac{(\sigma_c - \sigma_c / 10)}{(\sigma_c + \sigma_c / 10)}$$

により算出し、圧縮強度の求まっていないトンネルは、25°を採用した。

表-7・1 解析対象トンネル諸元

トンネル (STA.)		A (258+12)	B (67+18.6)	C (967+00)	D (870+11)	E (50+30)	F (No. 60+13)	G (No. 64+4)	H (129+31)	I (129+30)	J (67+60)	K (50+51.7)
地 山 分 類		B	C _I	C _{II}	C _I	C _I	C _L	D ₃	D _{II}	D _{II}	D _{II}	E
岩 種		中～粗粒黒雲 母花崗岩	角閃岩、蛇紋 岩互層	粗面安山岩	砂岩頁岩の互 層	火成岩質緑色 岩	花 崗 岩	花 崗 岩	火山礫凝灰岩 凝灰角礫岩	火山礫凝灰岩 凝灰角礫岩	角閃岩、蛇紋 岩の互層	粘土状蛇紋岩
土 被 り		83.2 m	48.8 m	20 m	44.9 m	115 m	20 m	6 m	25.7 m	20.7 m	28.1 m	220 m
施 工 法		ロングベンチ	ショートベンチ	ショートベンチ	ショートベンチ	ミニベンチ	ショートベンチ	ショートベンチ	ショートベンチ	ショートベンチ	ショートベンチ 核 残 し	ショートベンチ 核 残 し
掘 進 長		1.5 m	1.2 m	1.2 m	1.2 m	1.2 m	1.0 m	1.0 m	1.0 m	1.0 m	1.0 m	0.8 m
支 保	吹付けコン クリート	5 cm	10cm	12cm	12cm	10cm	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm	20cm
	ロックボルト	D 24 - 2.5 m 11本	SN 24 - 3 m 14本	SN 24 - 3.5 m 15本	SN 24 - 3.5 m 15本	D 24 - 3 m 15本	D 25 - 3 m 13本	D 25 - 3 m 13本 注1)	D 25 - 4 m 17本	D 25 - 4 m 17本	SN 24 - 4 m 17本	SN 24-5m13本 SN 24-6m6本
	鋼支保工	—	—	H - 125	—	—	H - 125	H - 125	H - 150	H - 150	MU - 29	MU - 29
	インバート	—	—	—	—	—	50 cm	50 cm	50cm	50 cm	50 cm	50 cm
物性試験位置		258 + 8	67 + 21	967 + 00	870 + 11	50 + 11	No. 60 + 12	No. 64 + 4	129 + 82		67 + 62	49 + 99.3
岩 種		—	熱変成蛇紋岩	粗面安山岩	砂岩頁岩の互 層	火成岩質緑色 岩	風化花崗岩	真 砂	火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩		花崗岩、滑石 片岩	蛇 紋 岩
物 性 試 験 結 果	変形係数 (kgf/cm ²)	4.43 × 10 ⁵ (一軸コア)	5.8 × 10 ⁵ (一軸コア)	3.07 × 10 ⁵ (一軸コア)	2.27 × 10 ⁵ (一軸コア)	6.85 × 10 ⁵ (孔内載荷)	2,400 (エラストメータ)	800 (エラストメータ)	1,874 (エラストメータ) 206 (一 軸 コア) 4,800 (三 軸 コア)		3.63 × 10 ⁵ (一軸コア)	2,049 (プレソメータ)
	注2) ポアソン比	0.32	(0.27)	(0.32)	(0.34)	—	—	—	(0.34)		(0.27)	—
	粘 着 力 (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—	—	—	1.7		—	—
	内部摩擦 角 (°)	—	—	—	—	—	—	—	35		—	—
	単体重量 (kgf/cm ³)	2.64 × 10 ⁻³	2.81 × 10 ⁻³	2.73 × 10 ⁻³	2.67 × 10 ⁻³	—	—	—	1.85 × 10 ⁻³		2.76 × 10 ⁻³	—
	圧縮強度 (kgf/cm ²)	1,034	765.5	2,878.3	964.7	1,767 (STA.49+55)	—	—	6.6		341.8	—
	引張強度 (kgf/cm ²)	79.0	77.4	135	52.1	149 (STA.49+55)	—	—	—		38.4	—

注1) +増ボルト8本

注2) ()は、動ポアソン比

注3) BとJは同じトンネル

注4) FとGは同じトンネル

注5) HとIは同一地点での上り線と下り線

注6) C、Dは同じトンネル

5) 引張強度

安全側を考え、地山としては引張に抵抗しない、 0 kgf/cm^2 とした。

6) 側圧係数

後述の解析手順参照。

7) ロックボルト特性 (物性) 値

ロックボルトは、トラス+ジョイント要素モデルである。トラスのヤング率は鋼材の $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とし、断面積は掘進長を考慮する。ジョイントの剛性は、 1.250 kgf/cm^2 を標準とし、掘進長を考慮する。すべり応力は、4.2.1に述べた方法で求める。したがって、粘着力の修正を行う場合は、それに連動してすべり応力も修正する。

8) 吹付けコンクリート特性 (物性) 値

吹付けコンクリートは、トラス+ジョイント要素モデルである。トラスのヤング率は、クリープを考慮した見かけのヤング率として $3.4 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とし、断面積は吹付けコンクリート厚さである。ジョイントの剛性は $50 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$ とし、すべりは考慮していない。

9) インバートコンクリート特性 (物性) 値

インバートコンクリートは、断面積を $50 \text{ cm}^2/\text{cm}$ とする他は、吹付けコンクリートと全く同じである。

10) 施工法

施工法は、A、Bトンネルは表-6・1のEC-1、C、D、F~KトンネルはEC-4、Eトンネルはミニベンチ工法であることから全断面掘削とした。

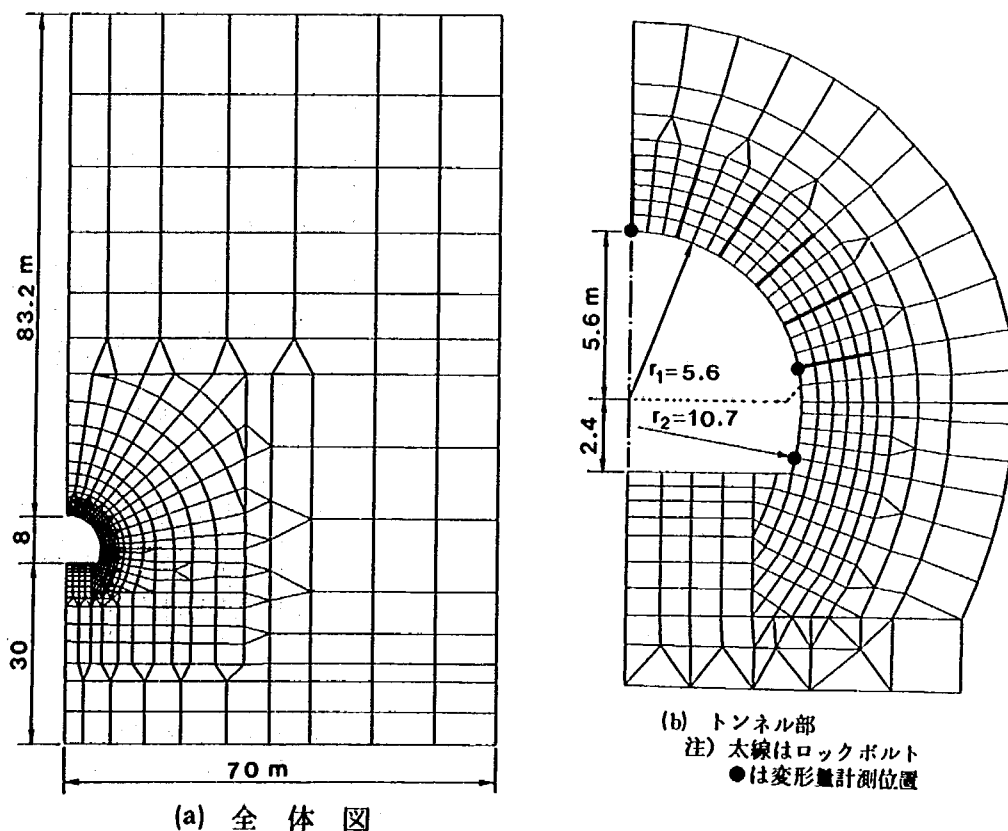
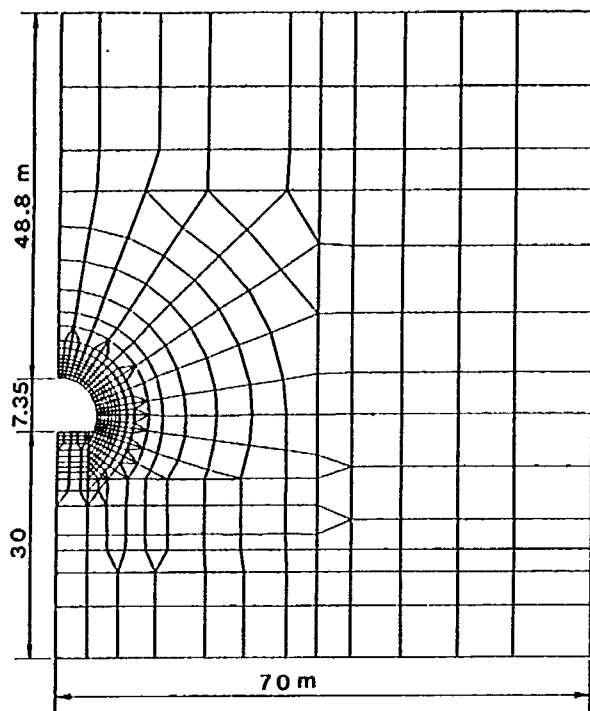
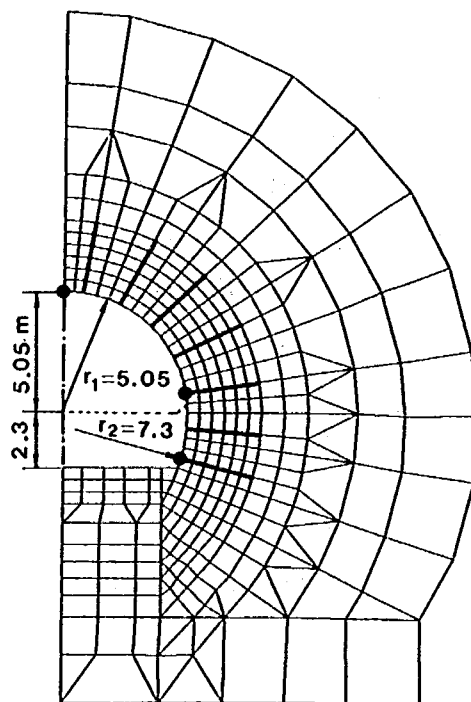


図-7・1 Aトンネル要素分割図



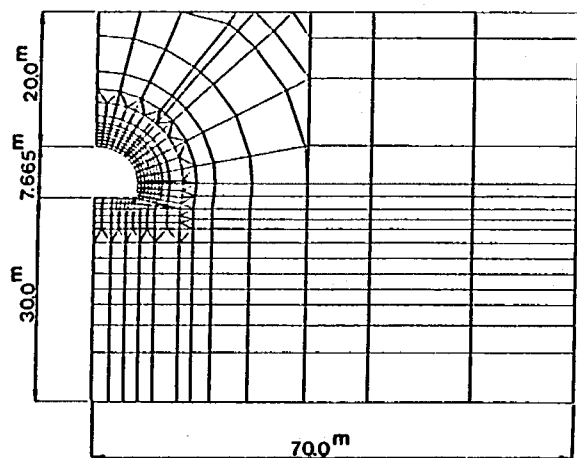
(a) 全体図



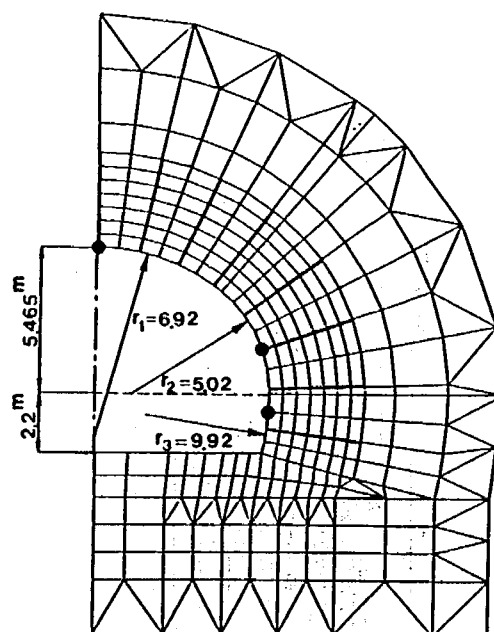
注) 太線はロックボルト
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7.2 Bトンネル要素分割図



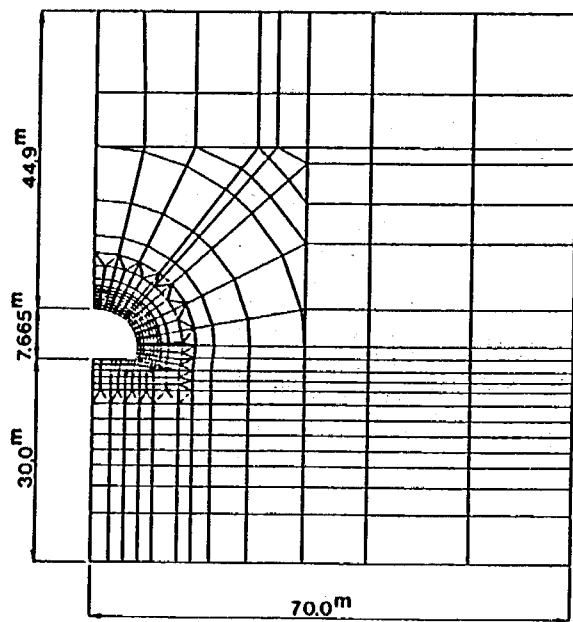
(a) 全体図



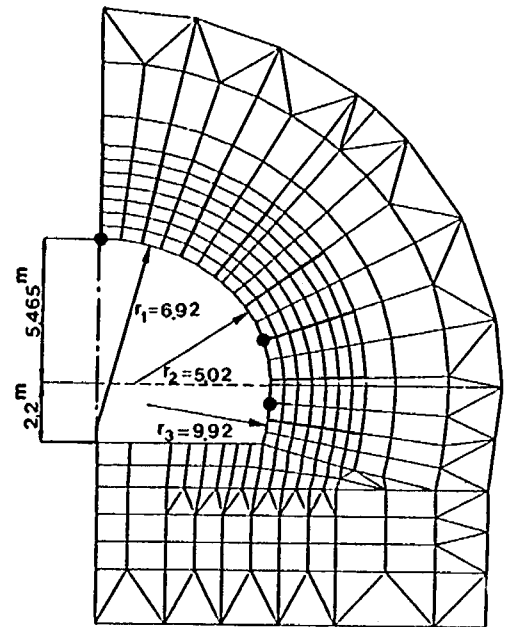
注) 太線はロックボルト
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7.3 Cトンネル要素分割図



(a) 全体図

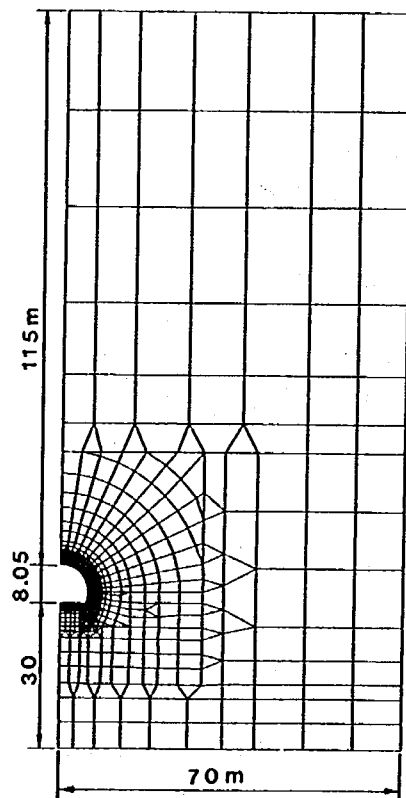


注) 太線はロックボルト

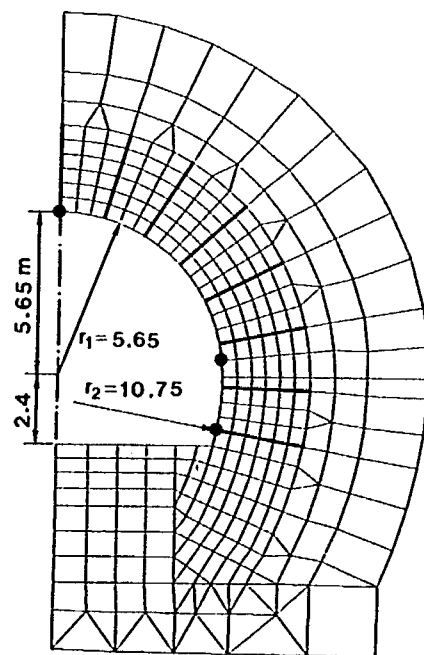
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7.4 Dトンネル要素分割図



(a) 全体図

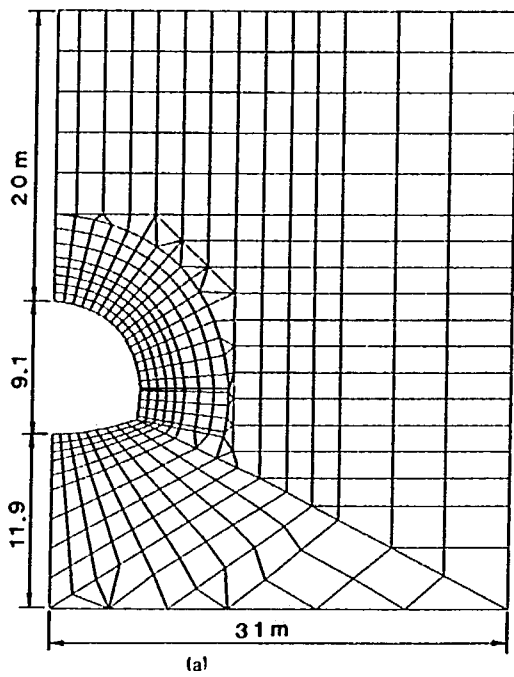


注) 太線はロックボルト

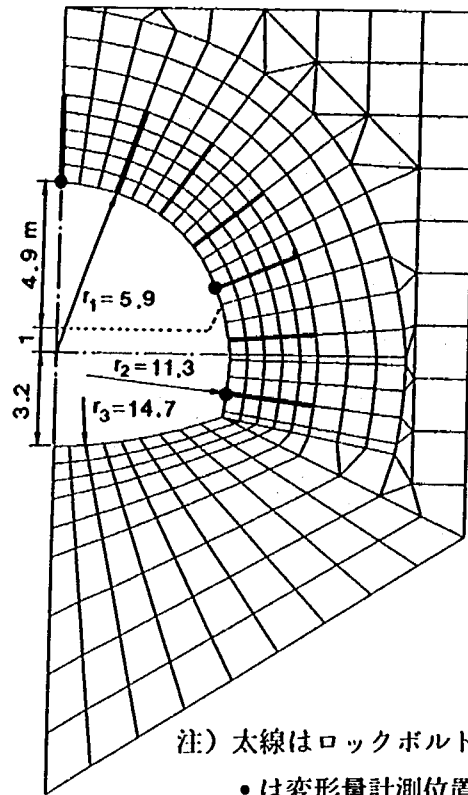
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7.6 Eトンネル要素分割図

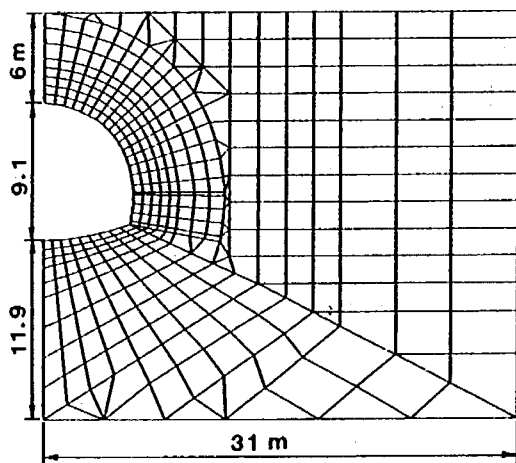


(a) 全体図

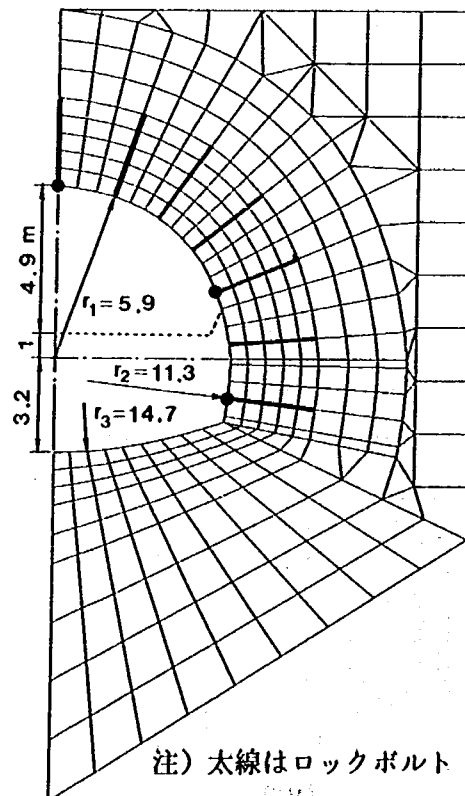


(b) トンネル部

図-7.6 Fトンネル要素分割図

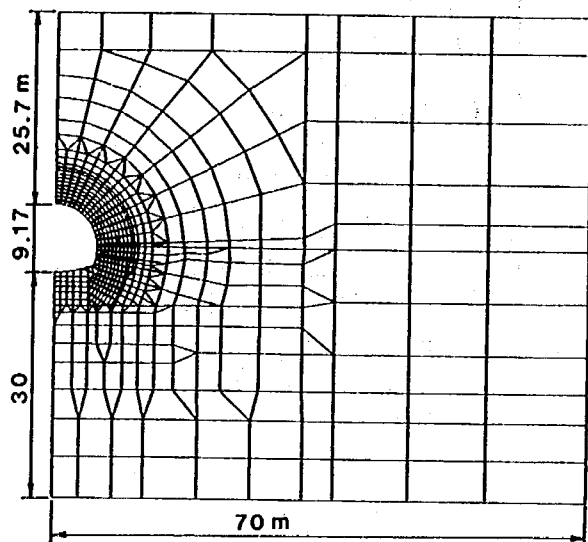


(a) 全体図

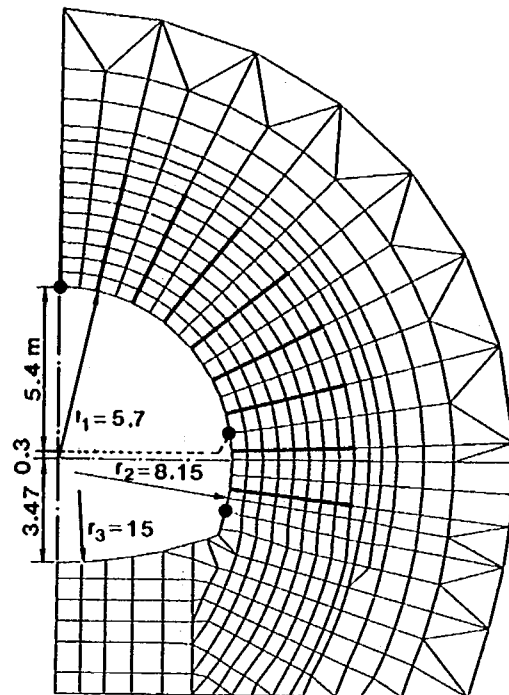


(b) トンネル部

図-7.7 Gトンネル要素分割図



(a) 全体図

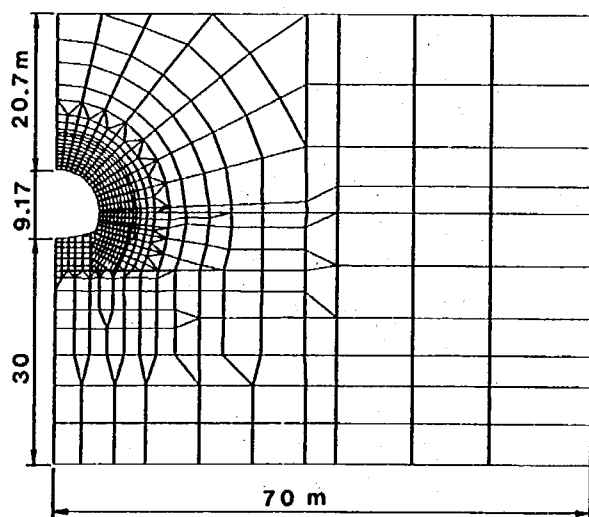


注) 太線はロックボルト

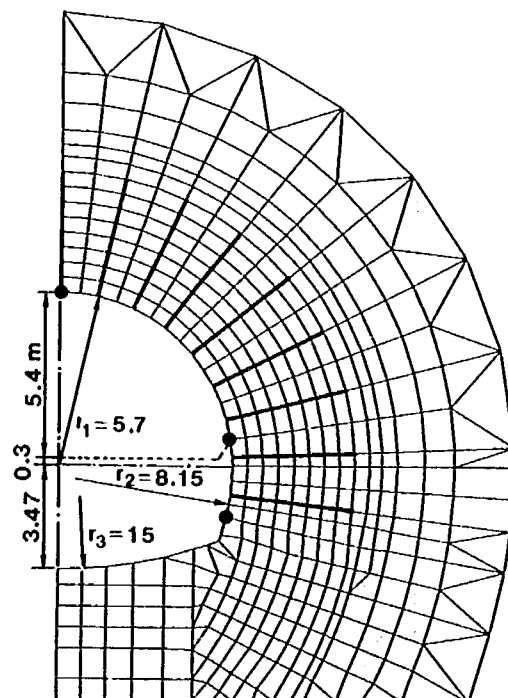
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7・8 Hトンネル要素分割図



(a) 全体図

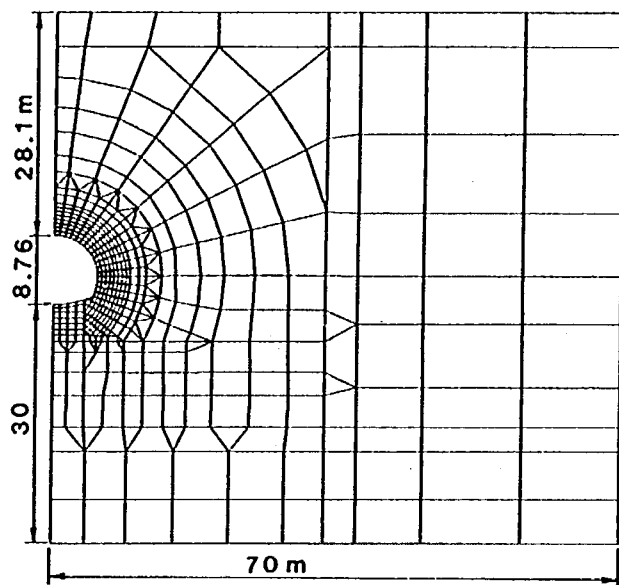


注) 太線はロックボルト

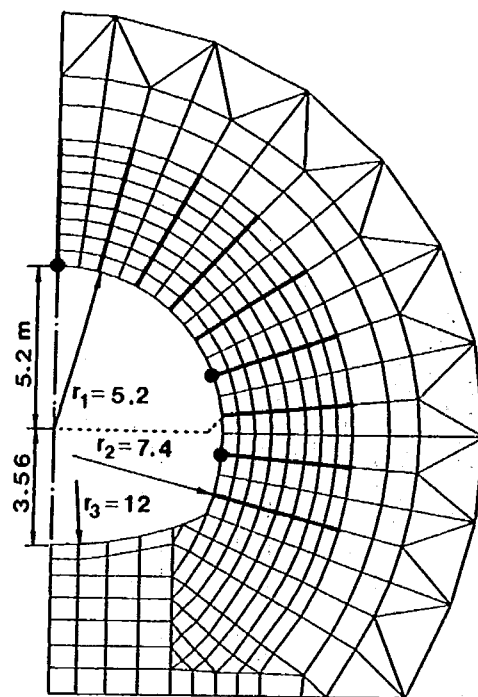
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7・9 Iトンネル要素分割図



(a) 全体図

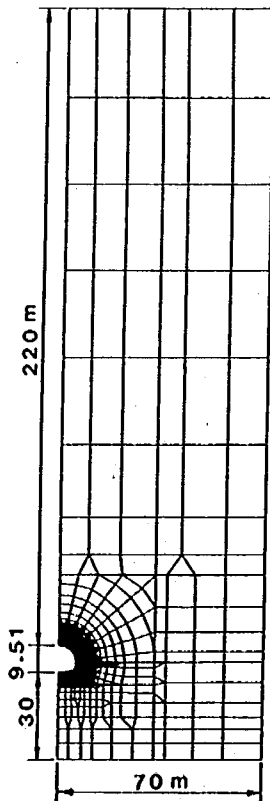


注) 太線はロックボルト

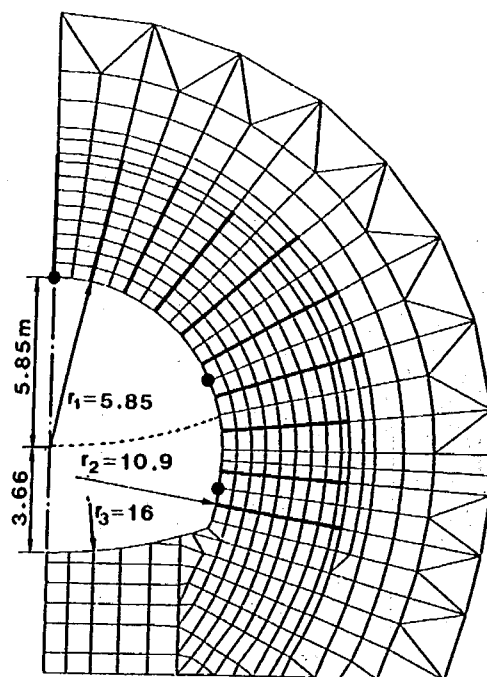
• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7・10 Jトンネル要素分割図



(a) 全体図



注) 太線はロックボルト

• は変形量計測位置

(b) トンネル部

図-7・11 Kトンネル要素分割図

7.2.2 解析手順

トンネルの現場では、トンネル変形量（天端沈下量と内空変位量）、地山内の地中変位、ロックボルトの軸力、吹付けコンクリートの軸力等が計測されている。これらの中で、最も頻度が多く、精度的にも高く、さらに一般的にもよく検討の対象とされているのは、トンネルの変形量である。このようなことから、解析結果が妥当かどうかを判断する尺度として、トンネルの変形量を採用した。トンネル変形量である天端沈下量と内空変位量に解析上最も影響するのは、変形係数と側圧係数であった。側圧係数は、試験によって求めることは一般に困難であり、変形係数は試験から一応の値は求まるものの、小さな供試体での値あるいは地山内の局所的な値にしかすぎないため、地山全体としての値を推定することは、非常に難しい。そこで、現象に合致する入力値を求めるため、主に変形係数と側圧係数をパラメータとして、解析終了時における計測結果と解析結果が一致するようパラメータスタディを実施した。

解析手順を図-7・12に示す。まず、物性試験等から求まっている特性（物性）値を用いて計算を行う。そして、トンネルの変形モード（上半水平測線内空変位量／天端沈下量）を比較し、計測結果より大きければ側圧係数を低下させ、逆に小さければ側圧係数を増加する。変形モードで比較を行うのは、内空変位量そのものは側圧係数のほか変形係数の影響も受けるが、変形モードでは変形係数の影響は小さく、側圧係数にはほぼ支配されるためである。また、天端沈下量の比較を行い、計測値よりも大きければ変形係数を増加し、小さければ変形係数を減少させる。この際、粘着力も変形係数と同じ割合で減少（増加は考慮しない）させる。粘着力を減少させる場合は、ロックボルトのジョイントのすべり応力も同様に小さくする。これを繰り返し、計算を行い、各断面に適合する特性値を決定する。

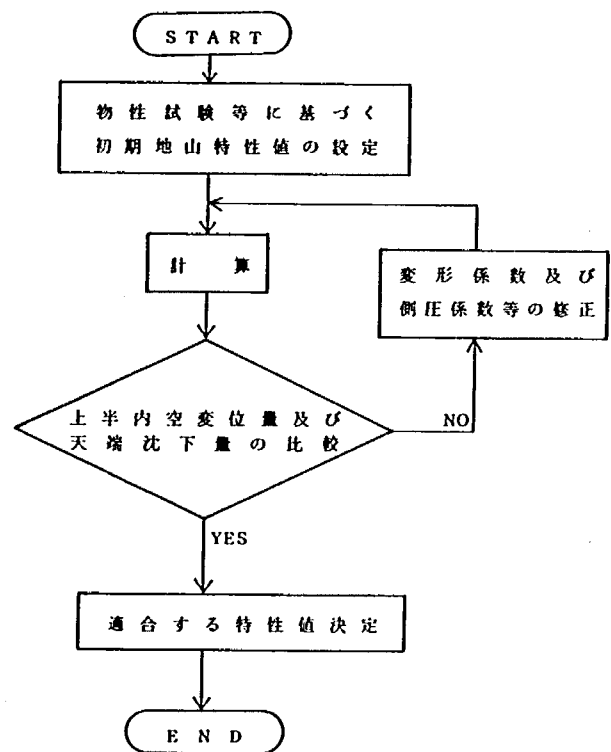


図-7・12 解析手順概要

なお、Bトンネルでは、掘削終了時の計測内空変位量が負であったため、天端沈下量は掘削終了時が合うように、変形モードは上半終了時が合うように、パラメータを決定した。

7.3 解析結果

表-7・2に、各トンネルで最終的に入力した特性値を示す。このうち変形係数と側圧係数が解析結果であり、その他の特性値は前述の仮定によっている。表-7・3に、トンネル変形量、支保の応力等の計測値と解析値の比較を示す。天端沈下量と上半水平内空変位量（トンネル変形モード）の掘削終了時の値は、一致させるように行った計算条件である。

なお、各トンネルでの繰り返しの途中過程は、添付表-1～11を参照されたい。

7.3.1 トンネル変形量

(1) 計測値と解析値の比較

表-7.2 最終入力特性値

トンネル		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
地山特性値	E (kgf/cm ²)	2.35×10^4	7,500	1.0×10^4	1.2×10^4	4.1×10^4	4,800	111	1,600	1,720	1,400	1,610
	ν	0.32	0.27	0.317	0.34	0.3	0.3	0.3	0.34	0.34	0.27	0.3
	C (kgf/cm ²)	7.6	1.6	14.8	8.1	256.6	5.0	0.69	1.45	1.56	0.22	3.9
	ϕ (deg)	59.1	54.7	54.9	54.9	57.6	25.0	25.0	35.0	35.0	52.9	25.0
	H' (kgf/cm ²)	1,175	375	500	600	2,050	240	5.55	80	86	70	80.5
	T (kgf/cm ²)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	γ (kgf/cm ³)	2.64×10^{-3}	2.81×10^{-3}	2.731×10^{-3}	2.671×10^{-3}	2.3×10^{-3}	2.0×10^{-3}	2.0×10^{-3}	1.85×10^{-3}	1.85×10^{-3}	2.76×10^{-3}	2.1×10^{-3}
	K	1.26	0.59	0.90	0.75	0.62	1.13	0.675	0.87	1.12	0.76	0.605
	α (°)	5.3	1.3	3.3	5.3	598.5	200.0	13.9	85.4	91.8	0.4	78.6
ロックボルト	E (kgf/cm ²)	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6	2.1×10^6
	A (cm ²)	3.02×10^{-2}	3.77×10^{-2}	3.77×10^{-2}	3.77×10^{-2}	3.77×10^{-2}	4.91×10^{-2}	4.91×10^{-2}	4.91×10^{-2}	4.91×10^{-2}	4.52×10^{-2}	6.53×10^{-2}
	k_s (kgf/cm ²)	8.33	10.4	10.42	10.42	10.4	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	15.6
	τ_{max} (kgf/cm)	0.6	0.16	0.99	0.85	1.0	0.6	0.08	0.17	0.19	0.026	0.58
	k_n (kgf/cm ²)	8.33	10.4	10.42	10.42	10.4	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	15.6
	σ_{max} (kgf/cm)	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
吹付けコンクリート	E (kgf/cm ²)	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4
	A (cm ²)	5	10	12	12	10	15	15	15	15	15	20
	k_s (kgf/cm ²)	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	τ_{max} (kgf/cm)	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
	k_n (kgf/cm ²)	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	σ_{max} (kgf/cm)	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
インバート	E (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4	3.4×10^4
	A (cm ²)	—	—	—	—	—	50	50	50	50	50	50
	k_s (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—	50	50	50	50	50	50
	τ_{max} (kgf/cm)	—	—	—	—	—	∞	∞	∞	∞	∞	∞
	k_n (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—	50	50	50	50	50	50
	σ_{max} (kgf/cm)	—	—	—	—	—	∞	∞	∞	∞	∞	∞

注1) α : 変形係数修正率

注2) Eトンネルの施工法は、全断面

注3) Bトンネルは、掘削完了時の計測内空変位量が負であったため、最終時の天端沈下量、及び上半終了時の変形モードが一致するようにパラメータを決定した。

表-7・3 計測値および解析値一覧表

トンネル	A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K	
	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析	計測	解析
天端沈下量 (cm)	-0.1	0.49	0.7	0.96	0.3	0.40	0.6	0.66	0.4	0.40	0.4	0.48	2.3	6.96	0.4	1.42	0.2	1.00	0.6	2.39	4.15	15.7
	0.5	0.50	1.0	1.00	0.4	0.39	0.7	0.68			0.5	0.51	5.9	5.98	1.3	1.29	0.8	0.78	2.2	2.18	16.2	16.3
上半水平内空変位量 (cm)	-0.08	0.54	0.06	0.084	0.3	0.21	0.2	0.30	0.25	0.25	0.57	0.27	0.82	-3.39	1.32	0.19	1.08	0.47	0.22	0.64	3.6	4.26
	1.27	1.27	-0.24	0.94	0.42	0.45	0.6	0.60			0.98	1.00	3.38	3.43	2.52	2.51	2.77	2.73	2.34	2.37	13.7	14.1
下半水平内空変位量 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	0.2	0.16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.73	0.48	0.22	0.25	0.043	0.30	—	0.38			0.13	0.51	0.20	2.77	2.44	1.06	1.74	1.11	0.25	2.06	5.0	11.0
ロックボルト最大軸力 (tonf)	0.50	3.18	0.59	2.19	2.6	1.90	4.5	3.37	3.71	2.09	4.10	2.67	4.80	2.40	1.92	2.97	2.02	3.37	2.31	1.63	12.65	16.8
	0.07	4.23	0.92	2.20	—	3.10	4.7	4.44			4.61	4.16	5.67	3.92	3.38	3.16	3.09	3.63	6.16	1.58	13.86	18.0
吹付けコンクリート 最大応力 (kgf/cm ²)	—	26.9	—	45.1	—	16.5	—	28.1	—	19.3	27.5	15.9	20.5	24.0	0.55	38.3	0.3	35.9	—	61.0	13.7	303
	—	36.6	—	41.0	60	16.0	60	26.0			52.0	24.5	59.0	29.0	1.5	48.8	1.3	49.8	—	70.0	37.8	357
最大背面土圧 (kgf/cm ²)	—	0.24	—	0.89	—	0.41	—	0.69	—	0.34	—	0.55	—	1.35	0.1	1.01	0.05	0.95	—	1.76	—	10.4
	—	0.33	—	0.80	—	0.38	—	0.62			—	2.68	—	2.15	0.5	5.25	0.65	5.25	—	4.97	—	42.5
トンネル変形モード	0.8	1.11	0.086	0.087	1.0	0.54	0.33	0.45	0.625	0.626	1.43	0.57	0.357	-0.49	3.3	0.14	5.4	0.47	0.37	0.27	0.87	0.27
	2.54	2.57	-0.24	0.94	1.05	1.15	0.86	0.89			1.96	1.96	0.57	0.57	1.94	1.94	3.46	3.49	1.06	1.09	0.85	0.87

注1) トンネル変形モード=上半水平内空変位量/天端沈下量

注2) 計測, 解析各欄の, 上段は上半終了時, 下段は掘削終了時。

まず、掘削終了時点で一致させた天端沈下量と上半水平内空変位量について、計測値と解析値の比較を、途中段階である上半終了時点で行った。図-7・13は天端沈下量、図-7・14は上半水平内空変位量である。天端沈下量の解析値は、計測値の3～4倍となったものが多い。また、計測では下半掘削にともなって沈下量の増大が見られたが、解析ではこの計算段階における沈下量の増加は小さく、逆に、下半掘削により天端沈下量が減少する例もあった。上半水平内空変位量については、A、Gトンネルを除くと、両者が一致すべき一点鎖線の両側にばらついてはいるものの、おおむね良好な結果となっている。天端沈下量と上半水平内空変位量から求めた上半終了時点でのトンネルの変形モードを図-7・15に示す。

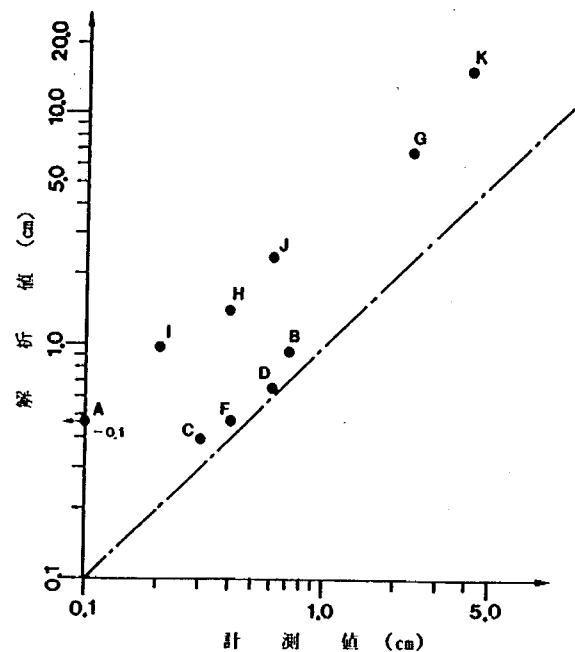


図-7・13 上半終了時、天端沈下量の計測値と解析値の比較

次に、解析段階では考慮していなかった計測値である下半水平測線内空変位量についての計測値と解析値の比較を、図-7・16に示す。解析値のほうやや大きい傾向はあるものの、おおむね（少なくともオーダー的には）一致していると見なしてよいであろう。

以上から、一部問題点も残されてはいるが、今回行った最終時における上半内空変位量と天端沈下量の計測値と解析値を一致させるという方法により、実際のトンネルのおおむねの挙動を表現できていることが確認できた。なお、この方法では、上半掘削、下半掘削等の施工手順を考慮してはいるが、最終時における計測値と一致させているため、解析結果は、施工の途中段階での影響（ベンチ長、下半は片側を交互に掘削、計測の開始時期等）はすべて誤差的に含まれたものとなる。これが、一致し

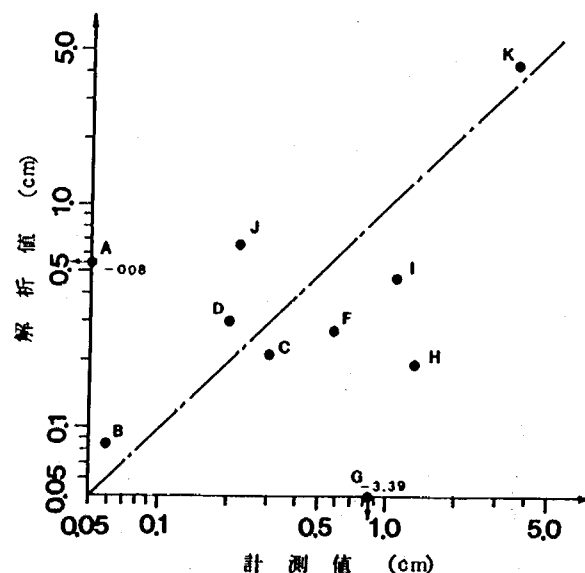


図-7・14 上半終了時、上半水平内空変位量の計測値と解析値の比較

しない原因の一つであろう。したがって、今後は、より忠実に施工を計算 STEP に反映させる、解放荷重の初期の解放率（今回はすべて 1/3）をベンチ長等により変化させる、また、計測値と解析値を一致させるのを、最終時ではなく上半終了時とする、等の検討が必要となろう。

(2) 地山特性値と計算変位

さて、ここで、11 のトンネルを総合的に、地山特性値と計算変位の関係を見てみた。¹⁾

まず、側圧係数とトンネル変形モードの関係を図-7・17 に示す。○印は上半終了時を、●印は掘削終了時を示しており、一点鎖線は円形トンネルの理論値である。上半終了時は断面形状が横長の偏平断面となるため、天端沈下量と比べ水平内空変位量が小さくなり、変形モードは小さい。一方、掘削終了時は円形トンネルの理論値にほぼ一致するようになる。なお、理論値との差は、トンネルの断面形状、計測位置、側圧係数以外の特性値の影響である。しかしその差はあまり大きくなく、この理論値に計測結果をあてはめることにより、おおむねの側圧係数が推定できよう。

次に、地山変形率と平均変位率の関係を図-7・18 に示す。地山変形率とは、単位体積重量 γ と土被り H の積を、変形係数 E で除した値であり、平均変位率は次式により求めている。

$$\text{平均変位率} = \frac{(\text{天端沈下量} + 1/2 \cdot \text{上半水平内空変位量}) / 2}{\text{トンネル直径 (または、トンネル掘削幅)}}$$

上半終了時 (○印)、掘削終了時 (●印) とともに、計算上の値であることもあって非常に良い相関関係にある。ただし、少なくとも最終時には解析値と計測値は一致している。このことから、あらかじめ、 γ 、 H 、 E (後述するように、地山全体として評価した値) が求まれば、おおむねのトンネル変形量が推定できよう。

7.3.2 支保の応力

図-7・19 は、ロックボルトの最大軸力についての計測値と解析値の比較である。○印は上半終了時を、●印は掘削終了時を示している。なお、ここでは最大値そのものに注目している。最大軸力

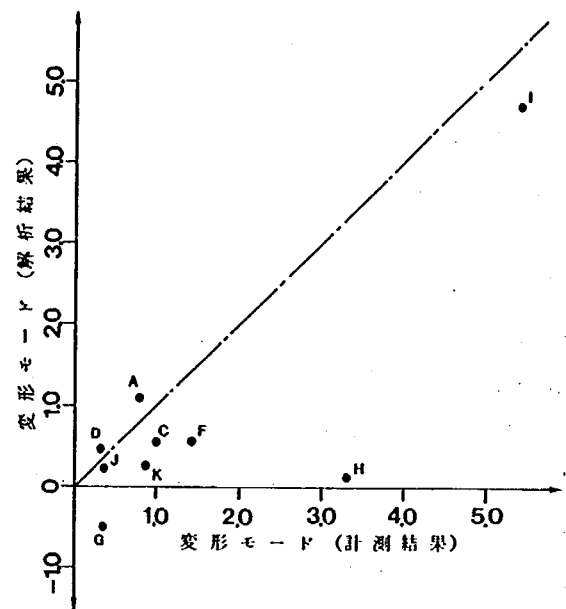


図-7・15 上半終了時トンネル変形モードの計測結果と解析結果の比較

注 1) A トンネルの計測結果は、天端沈下量、上半水平内空変位量とも負である。

注 2) B トンネルは、上半終了時の変形モードが一致するようにパラメータを決定したので、省略している。

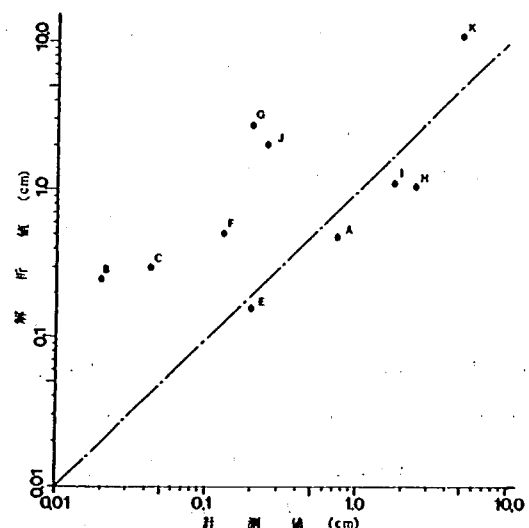


図-7・16 下半水平内空変位量の計測値と解析値の比較

の発生位置および分布は添付図（図-90以降）を参照されたい。Aトンネルを除き、両者はほぼ一致していると見なせる。ボルト軸力の一般的な計測結果は、打設後である上半終了時に引張力が発生し、下半掘削によりさらに引張力が増加する傾向である。なお、Aトンネルの計測結果では、上半終了時には一般的傾向と同じくボルトには引張力が発生しているが、下半を掘削することにより引張力は減少し、逆にボルト全長にわたって圧縮力が発生しているものが多く、一般的なトンネルと異なった挙動をしていること等が原因であると思われる。

図-7・20は、吹付けコンクリートの最大軸力についての計測値と解析値の比較である。○印及び●印、並びに最大値は、ロックボルトの場合と同様である。C、D、F、Gの4トンネルではほぼ一致していると見なせるが、他の3トンネルでは極端に解析値のほうが大きい。トンネルの変形量では極端に差のないこれらトンネルにおいて、吹付けコンクリートの軸力がこれほど異なるとは考えにくく、また解析値も同程度の値である。したがって、計測において正確に応力を捉えていないことも考えられ、計測方法も含めて今後の検討課題である。

図-7・21は、吹付けコンクリートの背面土圧である。○印は上半終了時の最大値で、計測と解析の位置はほぼ一致している。●印は掘削終了時の最大値で、計測と解析の位置は一致していない。▲印は掘削終了時の計測位置での値である。ロックボルトと吹付けコンクリートでは最大値そのものを比較したものであるが、背面土圧については、モデル上インバートと吹付けコンクリートの接合部で背面土圧が最大となり、計測位置での値との差が大きかったため、同一地点の値も併記した。上半終了時点では、解析値はかなり大きいものの、最終時にはほぼ計測値と一致している。

7.3.3 地山物性値の比較（変形係数）

物性試験における変形係数と解析で最適と判断した変形係数の比較を、図-7・22に示す。図中○印は岩石コアの一軸圧縮試験から、●印は孔内載荷試験から求めた値である。

後者であるF、H、I、Kトンネルでは両者は比較的良好に一致している。ただし、Gトンネルでは

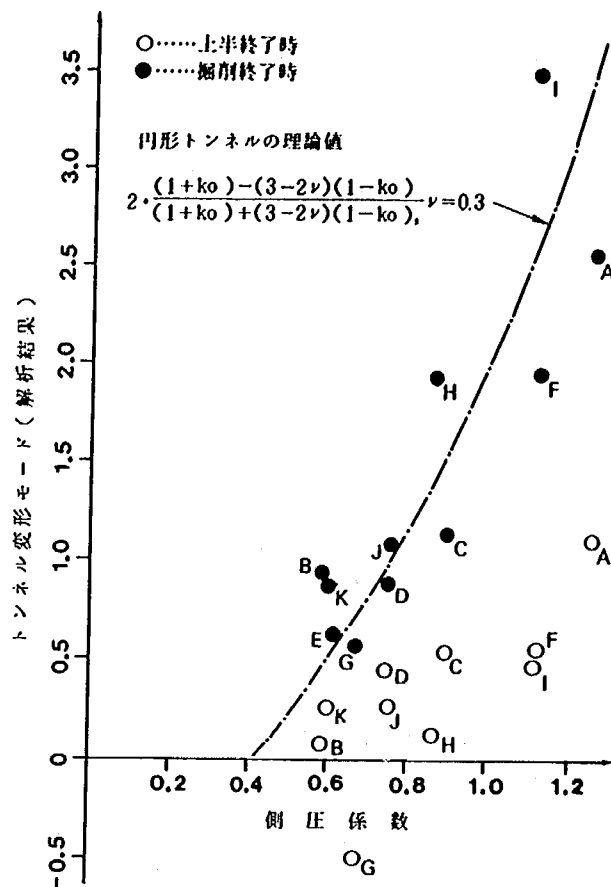


図-7・17 側圧係数とトンネル変形モードの関係

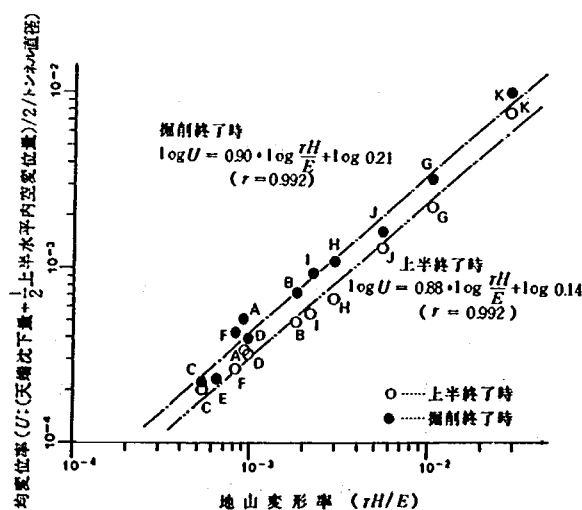


図-7・18 地山変形率と平均変位率の関係

解析における変形係数は約1桁小さくなっている。物性試験の値はトンネル部の代表値を採用しているが、このトンネルは土被りが非常に小さくトンネル上部は土砂であり、この土砂部での変形係数はかなり小さいと予想される。しかし、解析では地山全体を同じ変形係数と仮定したためこのような結果になったと考えられる。また、Eトンネルでは逆に計算における変形係数は約6倍大きい。物性試験位置は離れるが、解析断面位置の前後のデータを見ると、孔内載荷で $2.8 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ と解析のその約70%の値もあり、また岩石コアではあるが $5.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ と高い値も得られてはいる。これらから、断定はできないが、この位置での物性試験の値はたまたま局所的な弱層部の値であった可能性もあり得よう。

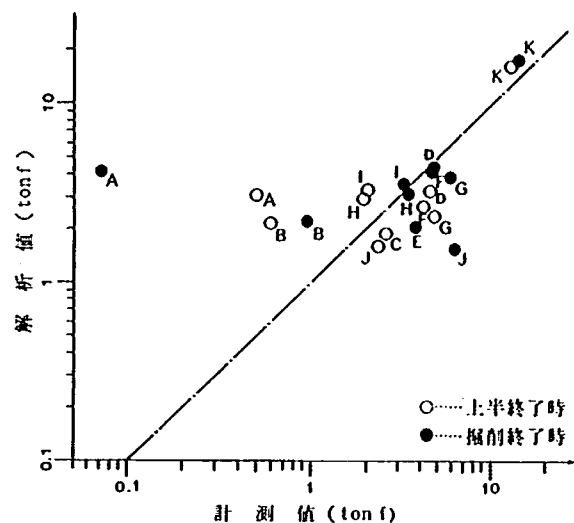
一方、岩石コアから求めた変形係数は、1桁あるいは2桁も低減させないと、現象に適合する結果は得られなかった。

これは、孔内載荷試験の結果は局所的ではあるが割れ目等を含む地山全体として評価した値であるのに対し、岩石コアでの結果は割れ目等を含まない健全な小さな供試体における値であるためと考えられる。したがって、計算に用いる変形係数は、孔内載荷試験等、地山全体として評価ができるような方法で求めなければならないといえよう。

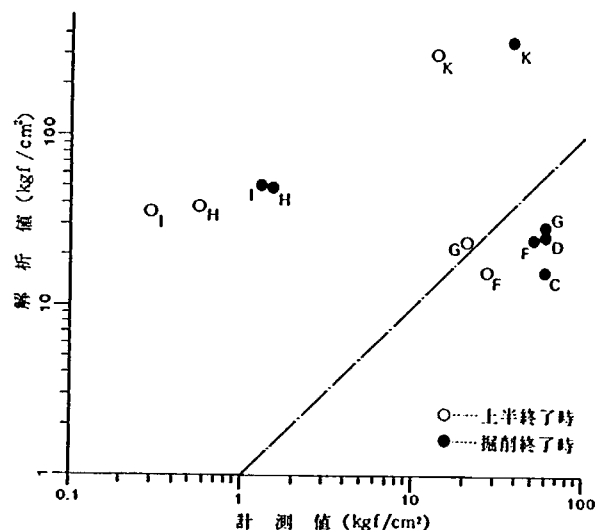
なお、地山全体として評価した変形係数の求め方については、今回の数少ないデータからではあるが、目安として、孔内載荷試験から得られた値では75~95%程度（100%を超えているものもあるが、安全側をとり除外した）、岩石コアから得られた値では0.4~10%程度、それぞれ割り引けばよいといえる。この割り引く率は、地山、岩種、割れ目の数・状態等に関係して変化すると考えられるが、今後の検討が必要である。

7.3.4 地山分類と入力物性値（変形係数）

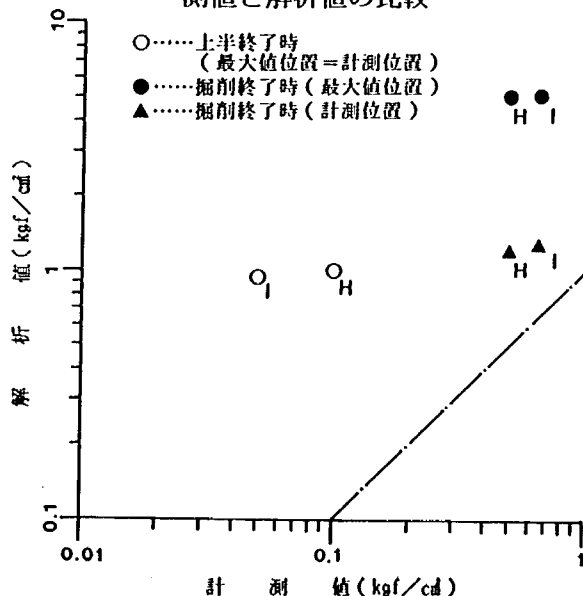
解析における変形係数と地山分類の関係を図7・23に示す。図中実線は地山分類に仮の指標を付け直線回帰したものであり、破線は信頼係数95%



図一7・19 ロックボルト最大軸力の計測値と解析値の比較



図一7・20 吹付けコンクリート最大応力の計測値と解析値の比較



図一7・21 背面土圧の計測値と解析値の比較

の信頼帯である。具体的に数値を表-7・4に示す。11トンネルと限られた数少ないデータから求めたものであるため精度の面では問題もあり、今後のデータの蓄積を待って修正すべき値ではあるが、地山分類に対する変形係数の値を大まかには推定できよう。

表-7・4 地山分類と変形係数

地 山 分 類	変 形 係 数 (kgf/cm ²)	
	範 囲	中央値
B	5,700 ~ 180,000	32,000
C	2,900 ~ 19,000	7,500
D	640 ~ 4,700	1,700
E	60 ~ 2,500	400

7.4 ま と め

- 1) 現象に適合する結果を得るためには、天端沈下量と内空変位量について計測結果と解析値を合わせることが肝要で、このためには変形係数と側圧係数の2つの地山特性(物性)値を適切に定めることが重要である。
- 2) 変形係数と側圧係数が適切に与えられれば、天端沈下量、上半水平内空変位量、下半水平内空変位量、ロックボルト軸力等、実際のトンネルのおおむねの挙動が表現できる。ただし、吹付けコンクリート軸力、掘削段階過程での変形量に関しては今後の検討が必要である。
- 3) 特性値のうち変形係数については、物性試験結果との対応を示した(図-7・22)。計算に用いる変形係数は、地山全体の評価ができるような方法(例えば、孔内載荷試験)で求めなければならない。
- 4) さらに、地山分類毎に大まかな範囲を見いだした(図-7・23、表-7・4)。

以上が明らかになった。なお今後は、変形係数以外の特性値についても地山分類等によるパターン化を見いだすとともに、データの蓄積を行い解析精度の向上を図る必要があると考えている。

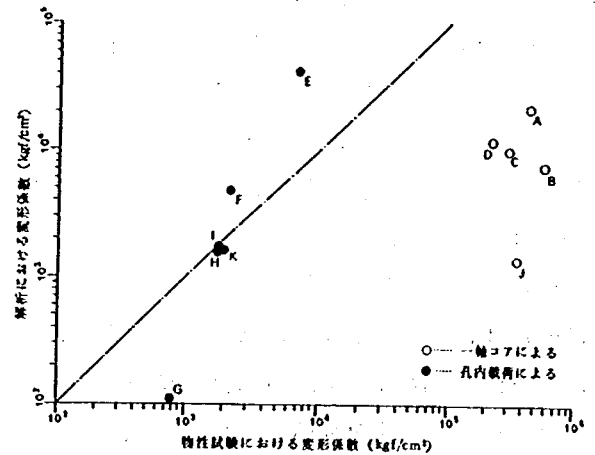


図-7・22 物性試験における変形係数と解析における変形係数の比較

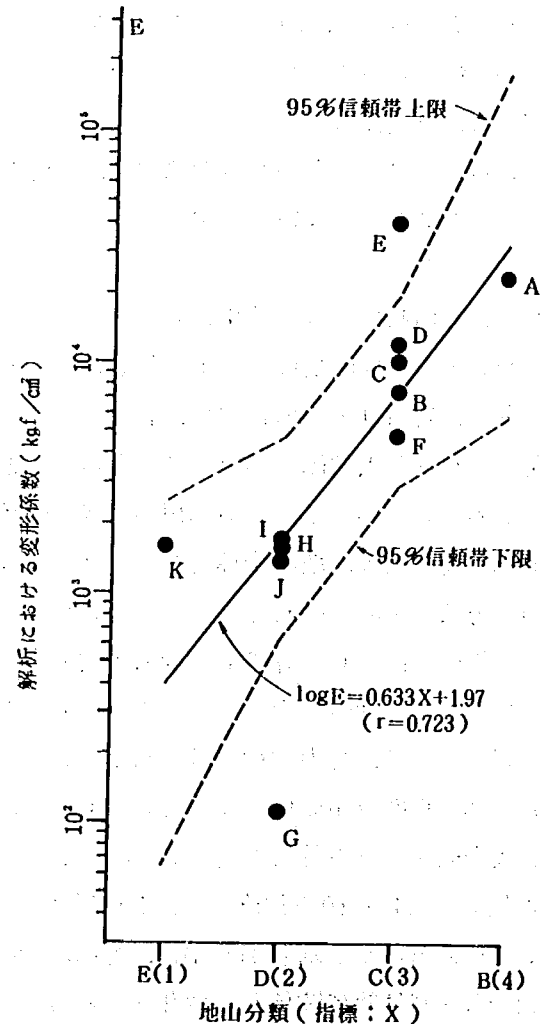


図-7・23 解析における変形係数と地山分類の関係

8 プログラムの適用（利用）方法

8.1 序

本章では、本プログラムをトンネルの解析に適用（利用）する方法について簡単に述べる。なお、本章の記述内容は、当面の運用として、現在得られている成果を基にとりまとめたものである。したがって、今後さらに検討し、修正すべき問題も残されている。

有限要素法によるトンネルの解析は、通常次の作業手順で行われる。

- 1) 事前調査
- 2) 解析条件の決定
- 3) 入力データの作成
- 4) 計算実行
- 5) 解析結果の検討

8.2 事前調査

解析を行う前に、地質調査・ボーリング・岩石試験等により地山の特性（物性）値を検討しておく必要がある。解析に必要な地山特性値は表-2・1に、その値を得るのに有用な試験方法は表-2・2に、既に示している。これらすべての特性値が得られているに越したことはないが、少なくとも変形係数だけは求めておくことが望まれる。それも、孔内載荷試験等地山全体としての値が評価できる方法で、内空変位量等の計測断面位置で行うことが望ましい。

なお、地質縦断図、横断図等の地形条件が求まっていることはいうまでもない。

8.3 解析条件の決定

1) 解析次元

ほとんどの場合2次元で十分である。ただし、特殊な場合（例えば、地形条件が複雑な坑口部の解析）は、3次元解析が望まれる。

2) 解析種別

弾塑性解析を原則とする。ただし、概略の値を得ようとする場合等では、弾性解析でも十分である。また、地山のクリープを考慮する必要がある場合には、粘弾性解析が必要となる。

3) 解析領域

解析の対象とする領域は、解析の目的により異なるが、前章までの解析では、トンネル側方にはトンネル直径 D の6倍程度、トンネル下方には3倍程度としており、一般にもこの程度で十分であろう。トンネル上方には地表まで取っているが、土被りが深い場合には D の3～4倍程度までとし、上面に土被り高さと等しい等分布荷重を与える方法でもよいと考えられる。境界条件は、領域の下面及び両側面をローラーとする。なお、解析領域が左右対称（トンネル断面、地層、地表面等のすべて）であれば、一般には半断面でよい。

4) 施工のモデル化

施工のモデル化は、掘削工法、支保パターンを考慮して行う。

掘削工法には、全断面工法、ベンチカット工法、核残し、インバート打設等がある。しかし、6.3.2で述べたように、核残しの効果は現状ではほとんど表現できていないので省略してもよい。また、インバート掘削は下半掘削と同時に行っても計算結果に大差はないので、計算STEPを省略してよい。

支保には、ロックボルト・吹付けコンクリート・鋼製支保工・覆工がある。ロックボルト、吹付けコンクリート等の支保は、設置の時期の設定が重要である。設置は、切端進行、掘削時期よりの遅れ等を考慮して、解放荷重を α %作用させた後に行う。 α は、前章までの解析で使用してきた1/3を標準とする。なお、鋼製支保工は、吹付けコンクリートが硬化するまでの補助的部材と考えられる場合には解析の必要はなく、耐力部材と考える場合には吹付けコンクリートと同様な方法で表現する。また、覆工は、設計上耐力部材とは考えないのが一般的であるので、特殊な場合を除いて、解析の対象外とする。

8.4 入力データの作成

1) 構造図作成 (要素分割)

要素分割は、次の事項を考慮して行う。

- (1) トンネル断面
- (2) 掘削領域 (各段階での掘削領域)
- (3) ロックボルト・吹付けコンクリート等の支保
- (4) 地層境界
- (5) 内空変位量等計測位置

上記各種境界線で囲まれた領域を、四角形あるいは三角形で分割する。この際、トンネル近傍の応力集中の大きいところや変形量の大きくなる場所では、細かな分割とする。トンネルから離れ、応力、変形量ともそれほど変化のない場所では、粗くて十分である。なお、本プログラムでの四角形要素には適合要素と非適合要素があるが、プログラム上適合要素とした方が精度がよい。

ロックボルト、吹付けコンクリートは、応力分布が十分表現できるよう分割する。前章まででは50 cm程度としており、少なくともこの程度には分割しておく。また、これら支保はトラス+ジョイントで表現するため、図-8・1に示すような節点の取り方をする。まずロックボルトについて、打設部分の地山の節点をA、B、Cとすると、座標は等しいが節点番号の異なる A_1, B_1, C_1 の節点を新たに設ける。そして、トラスを A_1-B_1, B_1-C_1 ……とし、ジョイントを $A-B-B_1-A_1, B-C-C_1-B_1$ ……とする。吹付けコンクリートも同様に、トラスを D_2-A_2, A_2-E_2 ……、ジョイントを $D-A-A_2-D_2, A-E-E_2-A_2$ ……とする。ロックボルト壁面の節点 A_1 と、吹付けコンクリートの節点 A_2 は、異なる節点番号とする。つまり、A点では、座標は同じで節点番号の異なる3節点が存在することになる。

なお、トンネル壁面部を分割する際、内空変位量等の計測位置に節点がかかるように分割しておく

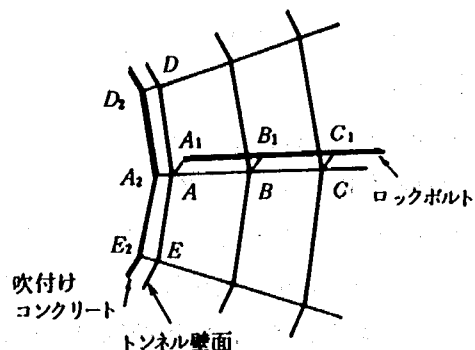


図-8・1 ロックボルトと吹付けコンクリートの要素分割方法

と、計算結果を計測値と比較する際便利である。

2) 特性データの作成

(1) 地山特性 (物性) 値

5章で述べたように、特性値により解析結果は大きく左右される。つまり、トンネルのFEMでの最も重要な事項の1つが、地山特性値の決定である。特性値の中でも特に、変形係数と側圧係数が重要である。変形係数については、前章の検討結果 (図-7・22, 図-7・23, 表-7・4) が参考になろう。側圧係数については、本報告では参考となるようなものは得られなかったが、文献7), 9) (土被りととの相関が示されている) が参考になろう。また、過去の類似の解析例も、貴重な参考資料となる。

(2) 支保の特性 (物性) 値

ア) ロックボルト

ロックボルトは、トラスにジョイントを付加した要素とする。

トラスのヤング率は鋼材の $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とし、断面積は単位奥行当りに換算した値とする。

ジョイントの剛性は、4章の検討結果から現状では $1,250 \text{ kgf/cm}^2$ を標準とし、単位奥行当りに換算した値とする。すべり応力は、4.2.1に述べた方法により求める。

イ) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは、トラスにジョイントを付加した要素とする。

トラスのヤング率は、クリープを考慮した見かけのヤング率として $3.4 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とし、断面積は吹付け厚さとする。

ジョイントの剛性は、4章の検討結果から現状では 50 kgf/cm^2 とし、すべりは考慮しない。

8.5 解析結果の検討

解析結果は、まず定性的判断に利用する。すなわち、全断面、ベンチカット、サイロット等の各種掘削工法の優劣について定性的に比較を行い、掘削工法決定の一つの手段として用いることができる。この場合、地山の応力集中はどの地点に発生するか、破壊の危険性のある領域はどうか、支保はどの部分に注意を要するか等、設計、施工に当たっての留意すべき場所と時期を把握する定性的判断を加えることが重要である。

これらトンネルの挙動を定性的に把握した上で、定量的判断へと進んでいく。定量的には、主に次の点に注目しなければならない。

- 1) トンネル変形量
- 2) 地山の応力状態及び塑性 (破壊) 領域の発生状況
- 3) 支保部材の発生応力
- 4) 地山とロックボルトの間のすべりの状態
- 5) 場合によっては、地表沈下

一方、施工の段階では施工管理のための種々の計測が行われており、その計測結果と解析値とを絶えず比較検討し、解析の妥当性を判断するとともに、両者が一致しない場合には解析当初の仮定を再検討し修正を行うことが重要である。

なお、FEMの結果にはプログラム上の数々の仮定が含まれていること等を考慮し、解析結果を鵜呑みにすることは避けるべきで、他の計測例や設計手法と合わせて判断することを忘れてはならない。

9 おわりに

有限要素法はトンネルの解析としても非常に有効な手法であるが、その結果は、特性（物性）値やモデルによりかなり異なったものになる。したがって、実際の適用に当たっては、適切なモデルに適切な特性値を入力することが必要で、また、その特徴を十分把握しておくことが重要である。

FEMをトンネルの解析に適用するために必要な、1) 支保の最適モデル化、2) 地山特性（物性）値の影響、3) 支保の効果、4) 入力条件としての特性（物性）値、等の検討結果は各章において述べてきたとおりであり、検討課題も数多く残されてはいるが、第8章に示したように基本的な方向付けは得られたと考えている。

また、トンネル工学は現在発展段階であり、基本的な部分においてすら定量的には未解決な事項もあり、今後に残された課題は多い。今後、未解決の部分が明らかにされるにつれてトンネル解析プログラムにも改良が加えられ、FEMがより確実な設計手法の一つに進んでいくことを期待しており、本報告がその一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道, 「NATM設計施工指針(案) —参考資料・6 NATMFEMプログラム解説—」, 1983年3月, p132 ~ p135
- 2) 日本道路公団, 「トンネルの設計施工資料集—4. FEM解析—」, 1983年12月, p123 ~ p175
- 3) 水谷他, 「ロックボルト工によるトンネルの3次元弾塑性有限要素解析」, 土木技術資料, Vol. 25, No 9, 1983年9月
- 4) 「ロックボルト引抜き試験報告書」, 1979年12月, (社)日本トンネル技術協会
- 5) 土屋他, 「吹付けコンクリートのクリープ特性と耐久性およびロックボルトの強度・変形特性に関する試験」, 鉄道技術研究所速報, No A-83-134, 1983年10月
- 6) 土屋他, 「NATMの解析と実測値の相互比較」, '84トンネル技術講演会テキスト, 1984年2月, (社)日本トンネル技術協会
- 7) 土屋, 「トンネル設計のための入力物性値に関する研究」, 鉄道技術研究報告, 1985年2月
- 8) 三浦他, 「トンネルのFEM解析について」, 第36回建設省技術研究会講演概要(自由課題, 道路部門), 1982年10月, p159 ~ p162
- 9) 鈴木, 森山, 「NATMのFEM解析と施工実績の比較」, 第16回日本道路会議一般論文集, 1985年, p111 ~ p112
- 10) 水谷, 大久保, 「有限要素法によるトンネル及びトンネル周辺地山の数値解析」, 第16回日本道路会議一般論文集, 1985年, p109 ~ p110
- 11) 大久保, 「有限要素法の利用(その5) —トンネル及びトンネル周辺地山の解析—」, 土木技術資料, Vol. 27, No 8, 1985年8月

添 付 図 表

添付図の説明

- ① 変位図の単位は cm である。
- ② 主応力ベクトル図の単位は kgf/cm^2 であり、表示記号は図-0・1に示すとおりである。
- ③ 最大主応力コンター図の数字は右上の応力に対応しており、その応力の単位は kgf/cm^2 である。
- ④ 塑性領域図の表示記号は、図-0・2に示すとおりである。
- ⑤ ロックボルト軸力図の単位は tonf であり、表示は図-0・3に示すとおりである。
- ⑥ 吹付けコンクリート応力図の単位は kgf/cm^2 であり、表示は図-0・4に示すとおりである。
- ⑦ 応力分布図は、図-0・5に斜線で示すスプリングライン上の要素群について、上半終了時（点線）および最終時（実線）の応力を初期応力に対する比に換算し、半径方向応力（ σ_x ）を細線にて、接線方向応力（ σ_y ）を太線にて示している。
- ⑧ ジョイントのせん断応力図の単位は kgf/cm/cm であり、表示は図-0・6に示すとおりである。
- ⑨ ジョイントの垂直応力図の単位は kgf/cm/cm であり、表示は図-0・7に示すとおりである。

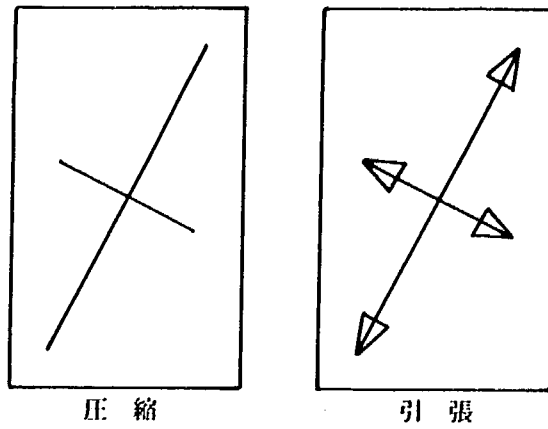


図-0・1 主応力ベクトル図の表示記号

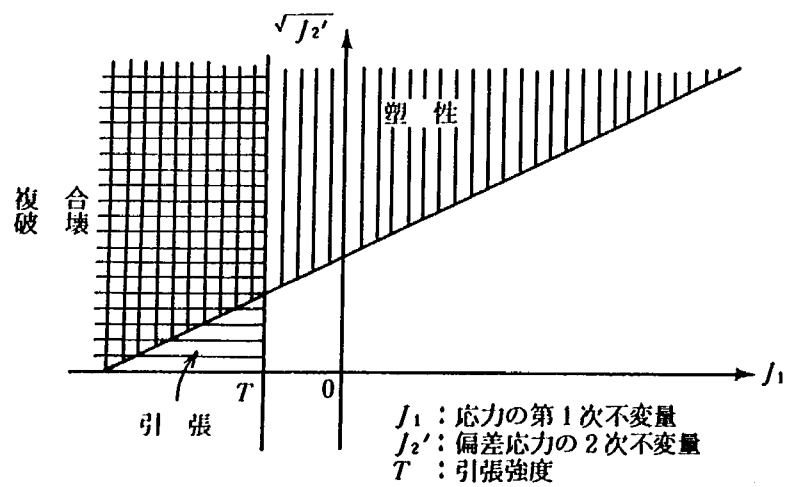
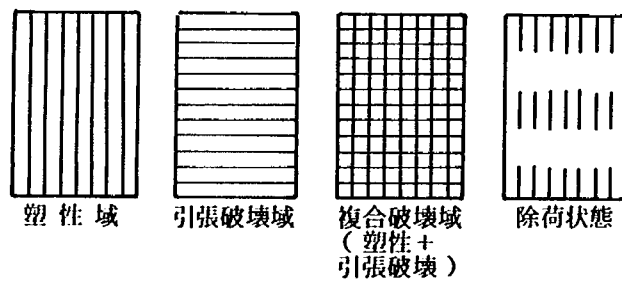


図-0・2 塑性領域図の表示記号

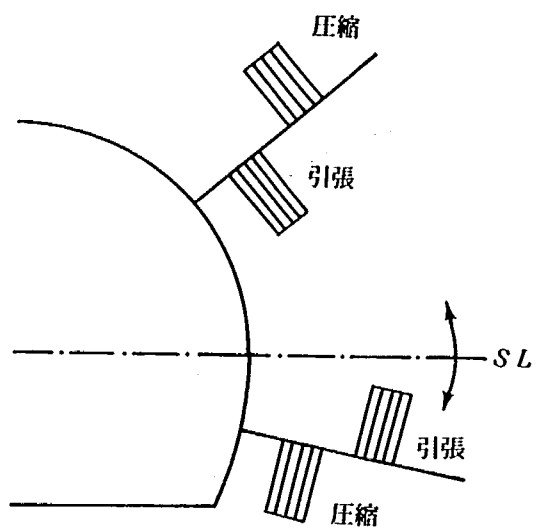


図-0・3 ロックボルト軸力図の表示

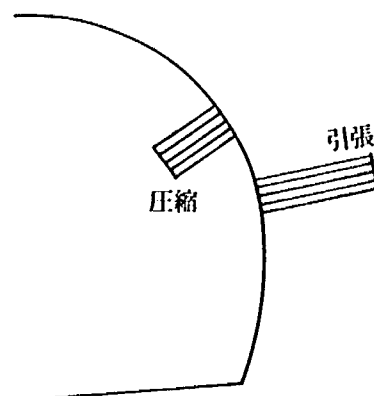


図-0・4 吹付けコンクリート応力図の表示

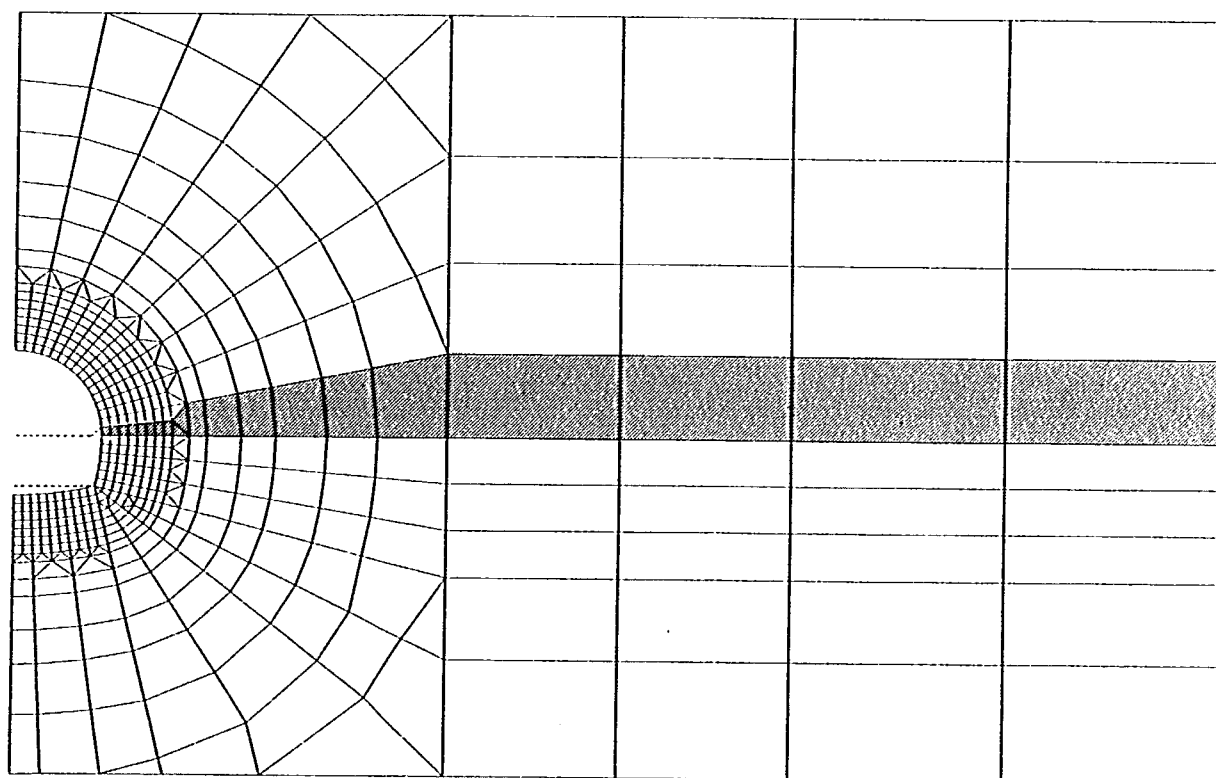


図-0・5 応力分布図に用いた要素群

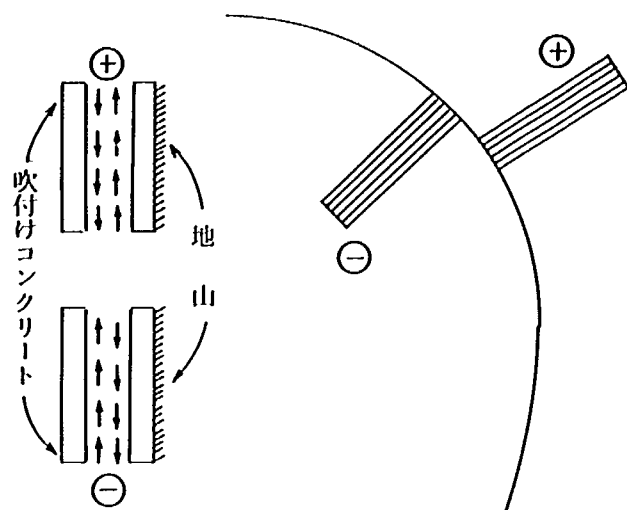


図-0・6 ジョイントのせん断応力図の表示

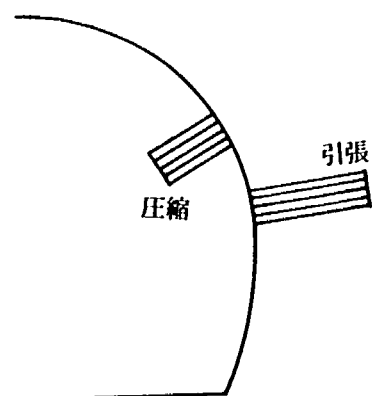


図-0・7 ジョイントの垂直応力図の表示

4 章関係

(図-1～図-8)

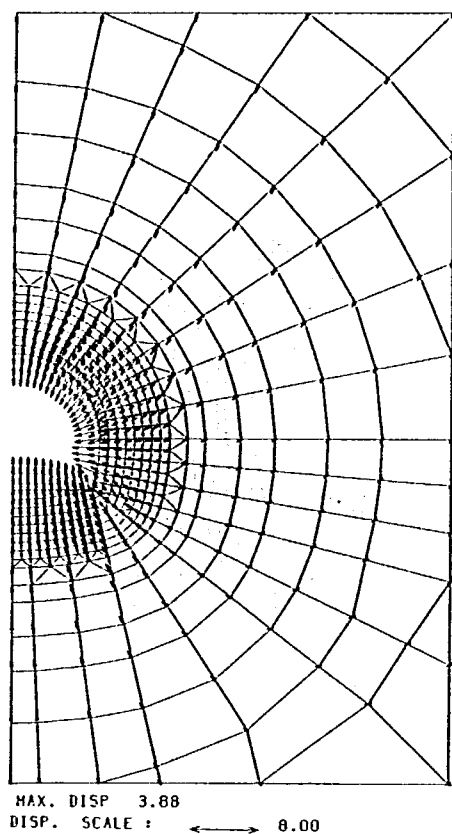


図-1 変位図 (R-5)

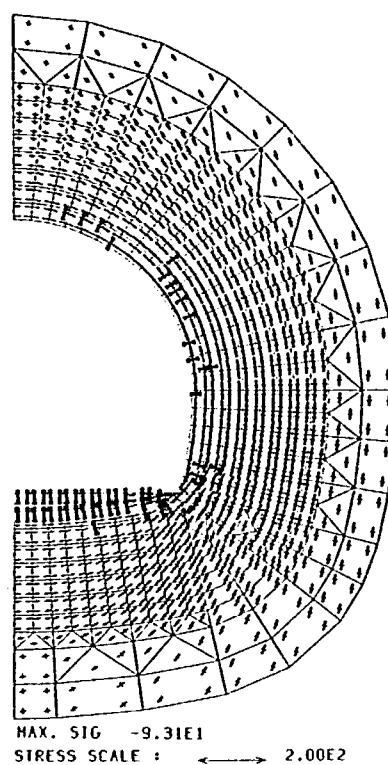


図-2 主応力ベクトル図 (R-5)

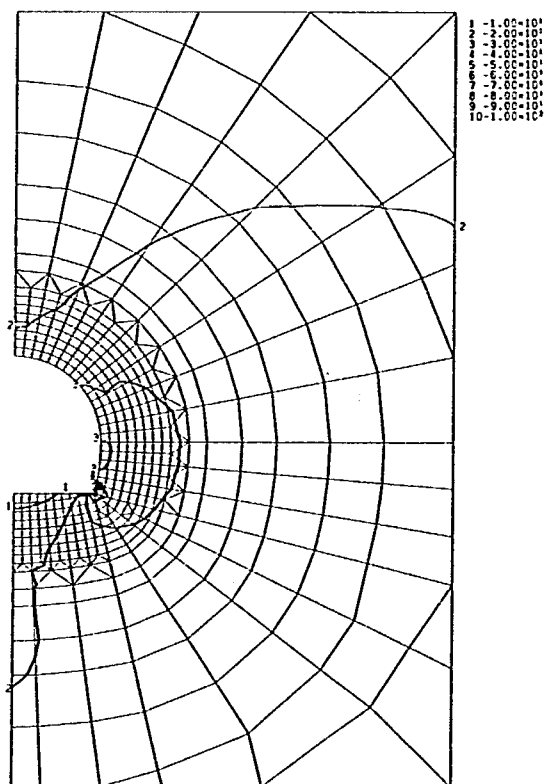


図-3 最大主応力コンター図 (R-5)

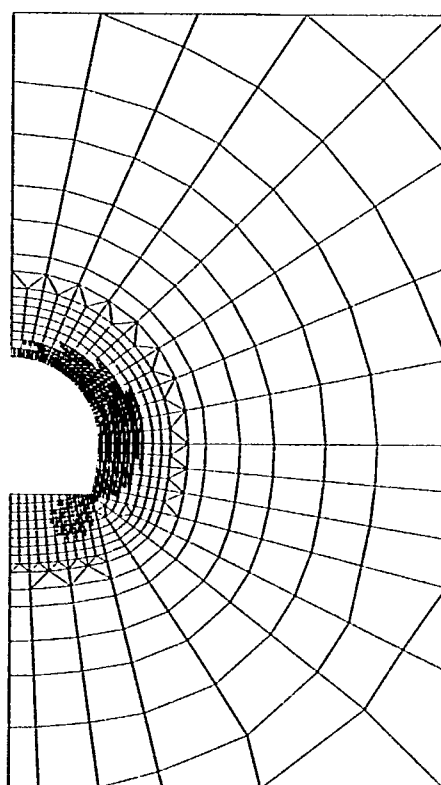


図-4 塑性領域図 (R-5)

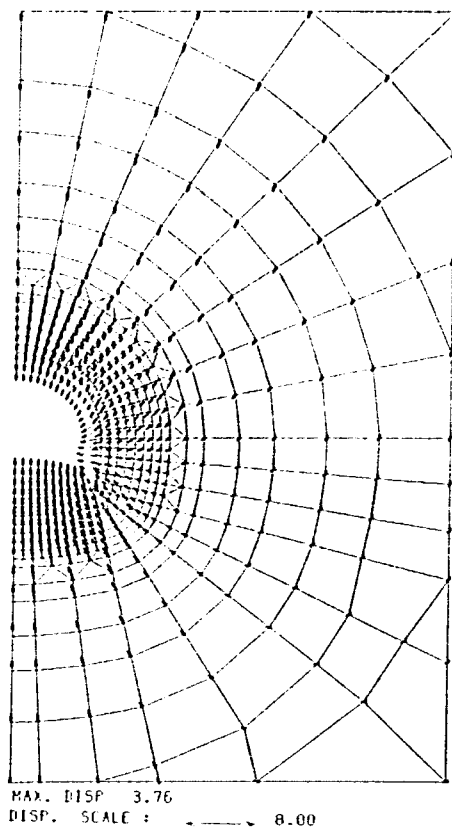


図-5 変位図 (S-4)

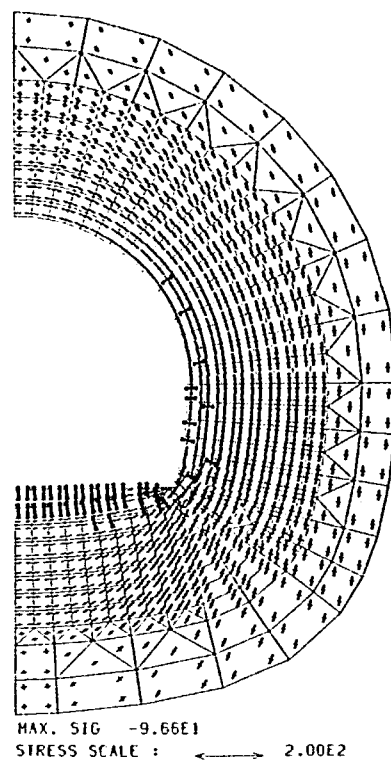


図-6 主応力ベクトル図 (S-4)

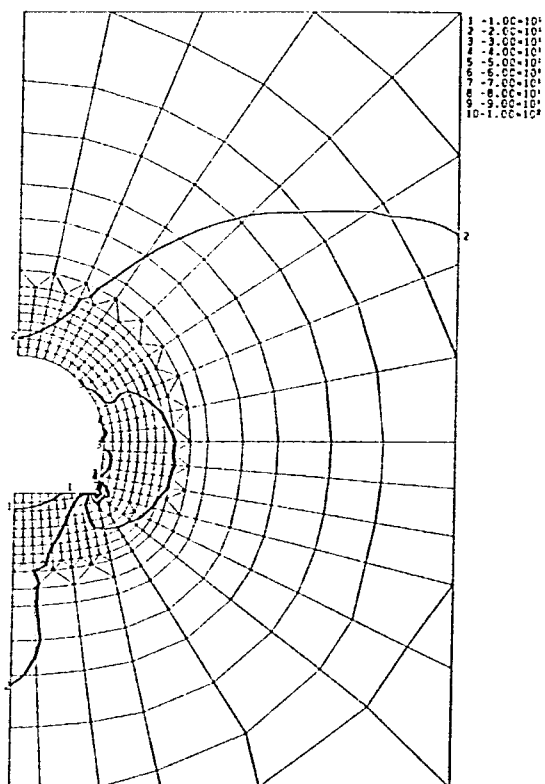


図-7 最大主応力コンター図 (S-4)

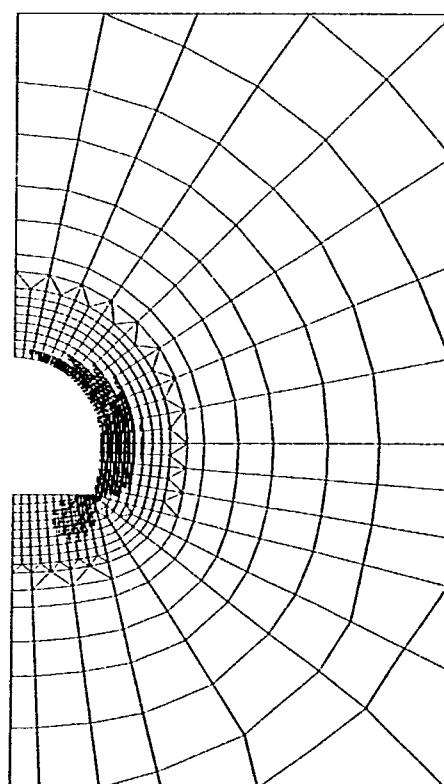


図-8 塑性領域図 (S-4)

5 章関係

(図-9～図-38)

- 図-9～図-14……………側圧係数の影響
- 図-15～図-20……………ポアソン比の影響
- 図-21～図-26……………粘着力の影響
- 図-27～図-32……………内部摩擦角の影響
- 図-33～図-38……………ひずみ硬化パラメータの影響

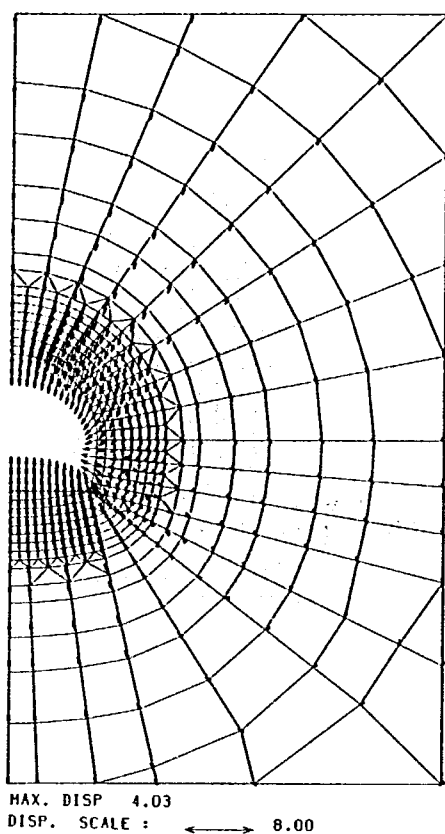


图-9(1) 变位图 ($K-1$; $K_0 = 0.33$)

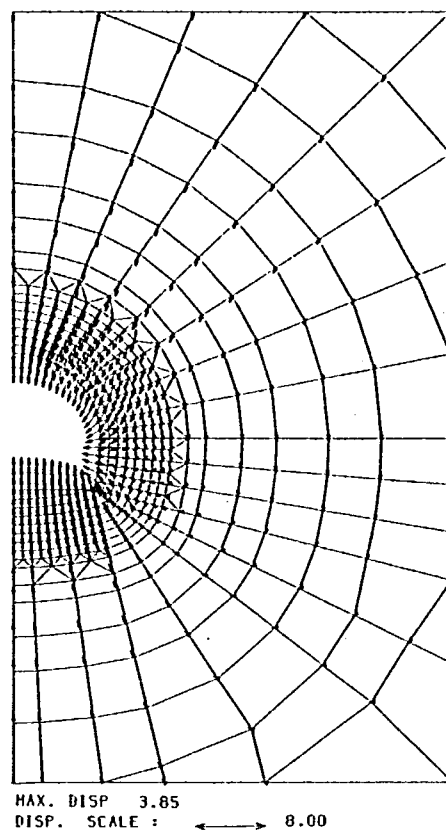


图-9(2) 变位图 ($K-2$; $K_0 = 0.43$)

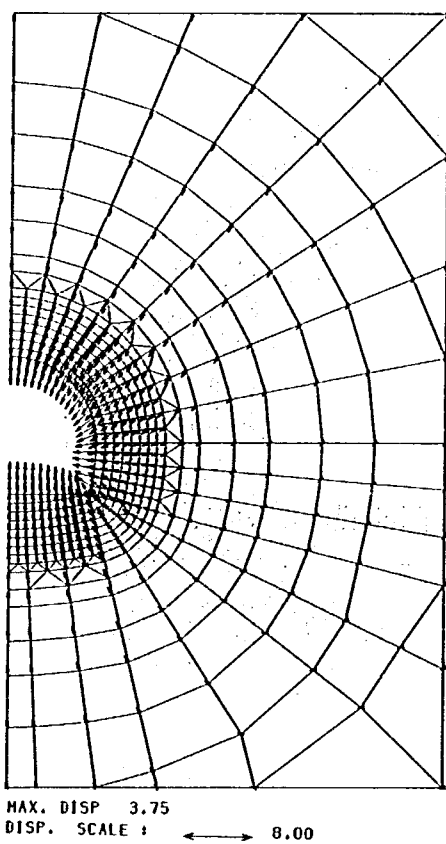


图-9(3) 变位图 ($K-3$; $K_0 = 0.67$)

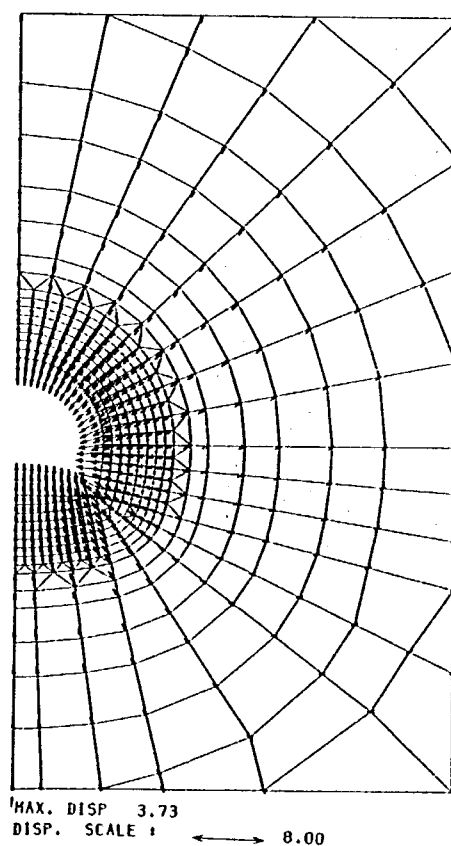


图-9(4) 变位图 ($K-4$; $K_0 = 0.84$)

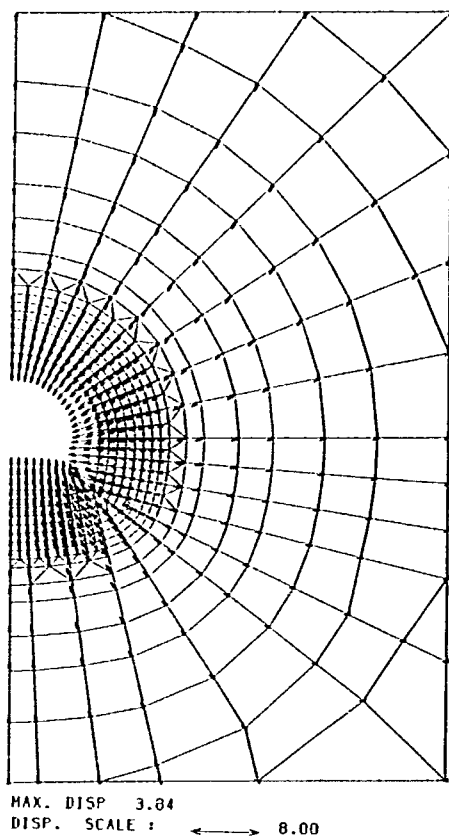


図-9(5) 変位図 ($K=5$; $K_0=1.0$)

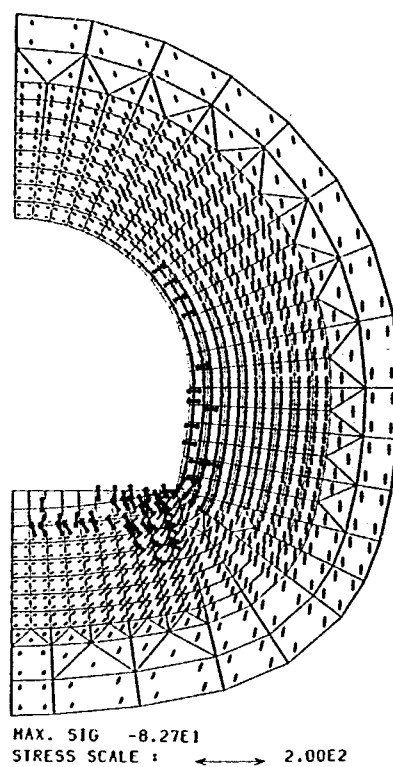


図-10(1) 主応力ベクトル図 ($K=1$; $K_0=0.33$)

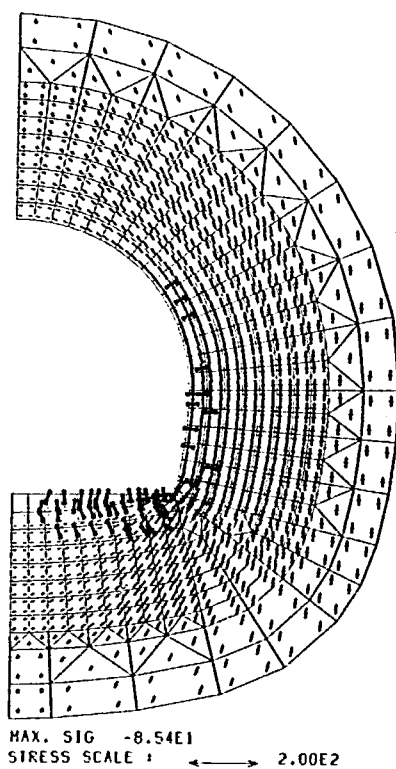


図-10(2) 主応力ベクトル図 ($K=2$; $K_0=0.43$)

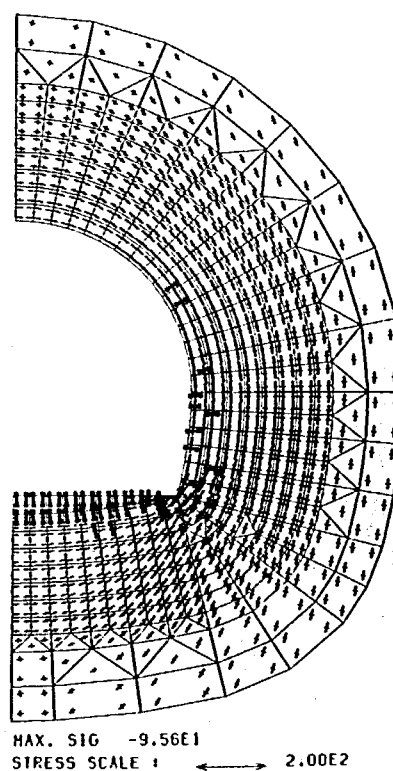


図-10(3) 主応力ベクトル図 ($K=3$; $K_0=0.67$)

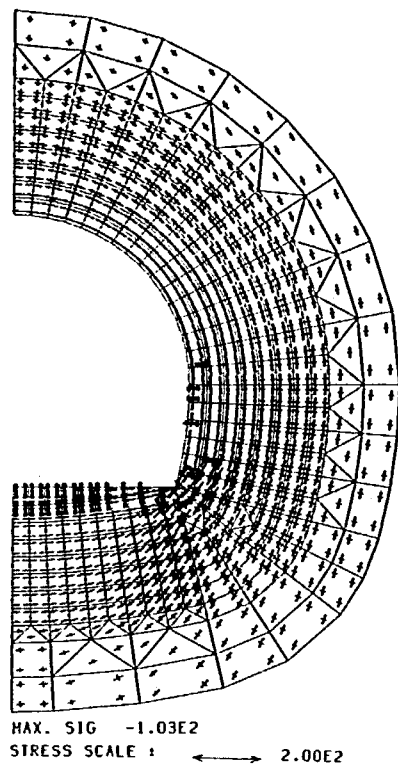


図-10(4) 主応力ベクトル図 (K-4; $K_0=0.84$)

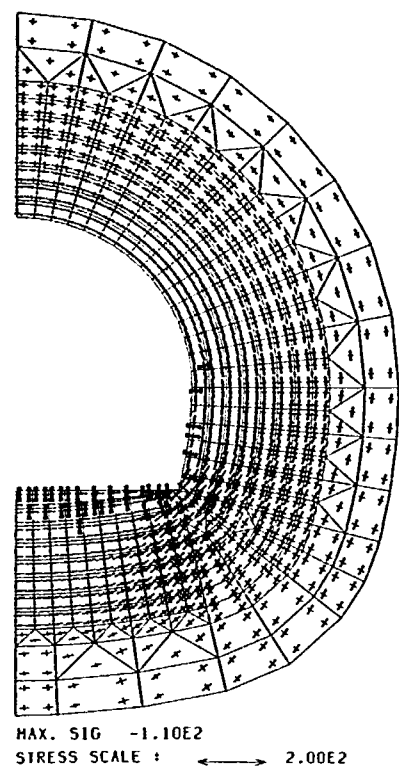


図-10(5) 主応力ベクトル図 (K-5; $K_0=1.0$)

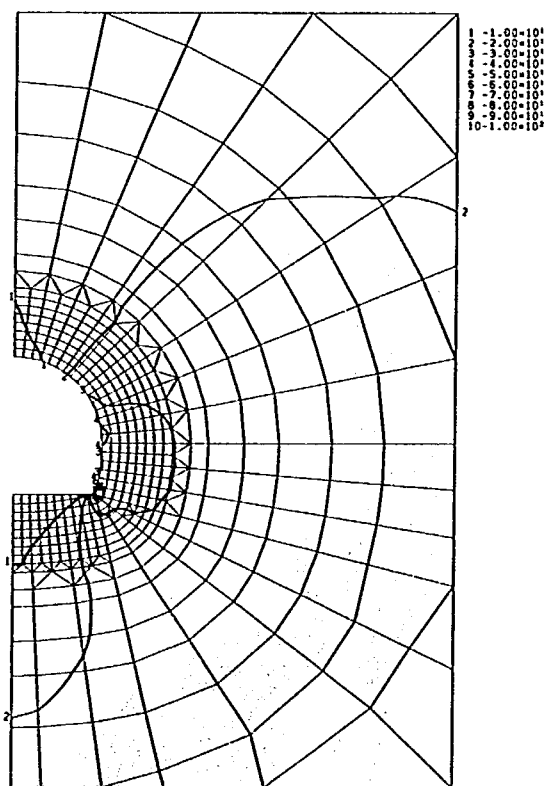


図-11(1) 最大主応力コンター図
(K-1; $K_0=0.33$)

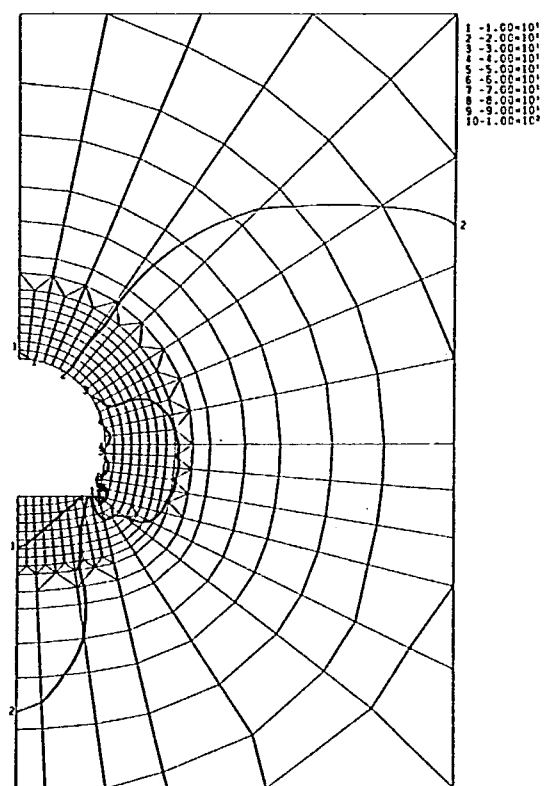


図-11(2) 最大主応力コンター図
(K-2; $K_0=0.43$)

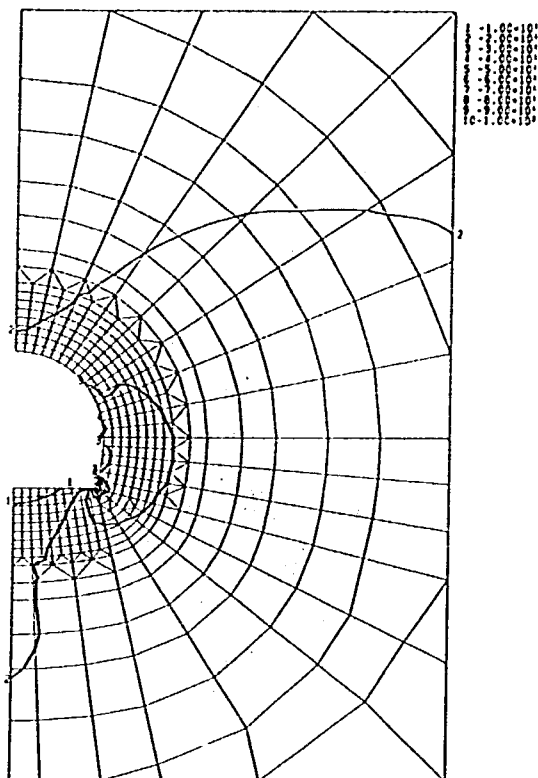


図-11(3) 最大主応力コンター図
(K-3; $K_0 = 0.67$)

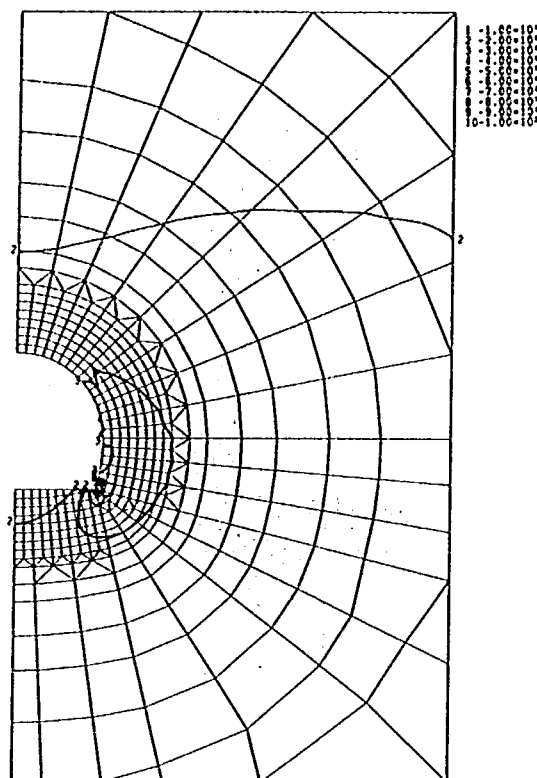


図-11(4) 最大主応力コンター図
(K-4; $K_0 = 0.84$)

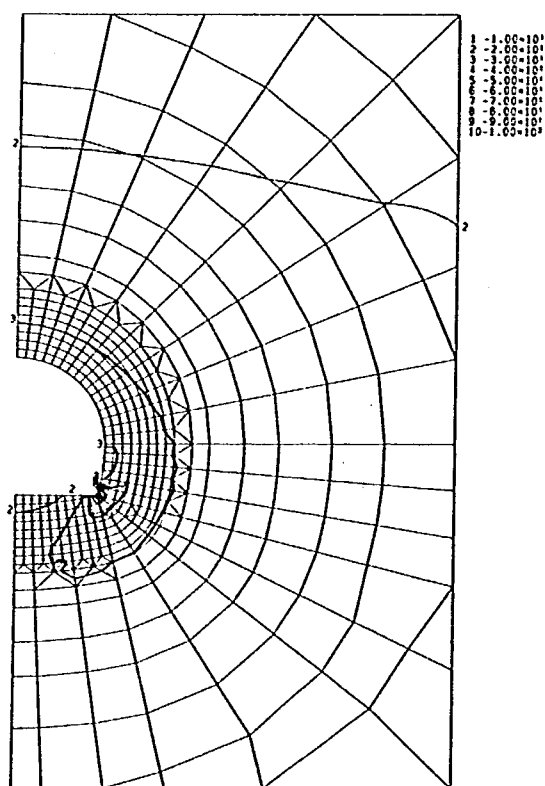


図-11(5) 最大主応力コンター図
(K-5; $K_0 = 1.0$)

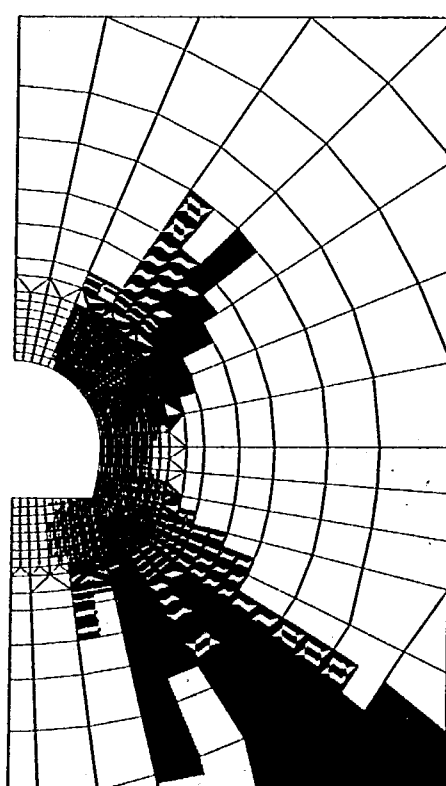


図-12(1) 塑性領域図
(K-1; $K_0 = 0.33$)

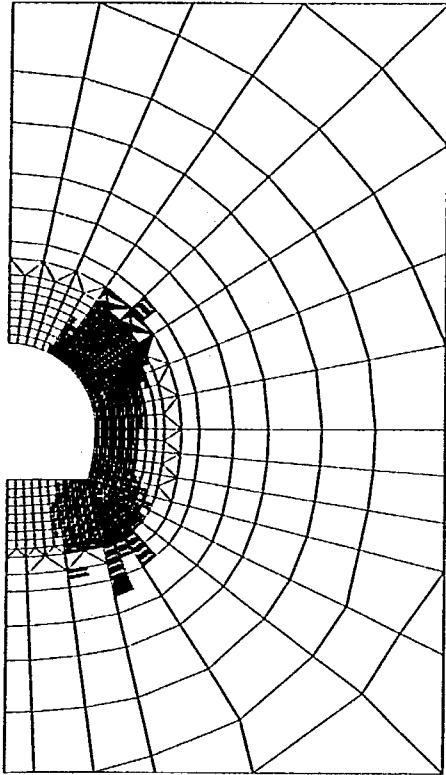


图-12(2) 塑性領域図
(K-2; $K_0 = 0.43$)

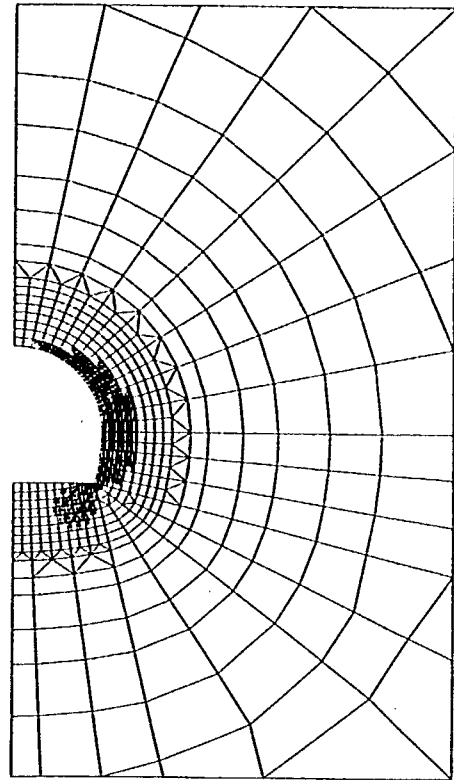


图-12(3) 塑性領域図
(K-3; $K_0 = 0.67$)

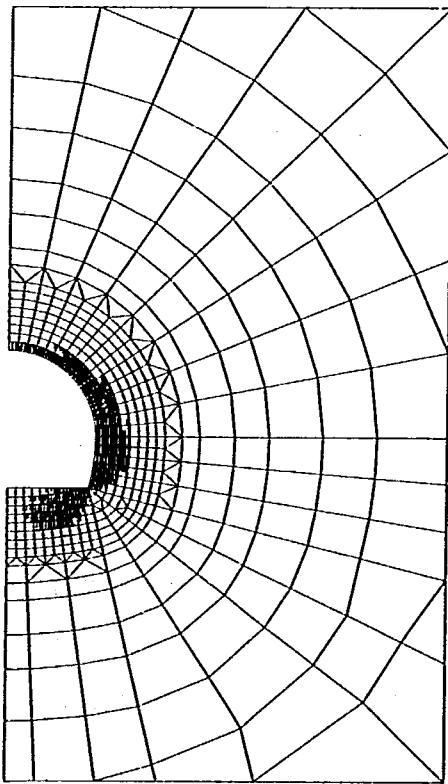


图-12(4) 塑性領域図
(K-4; $K_0 = 0.84$)

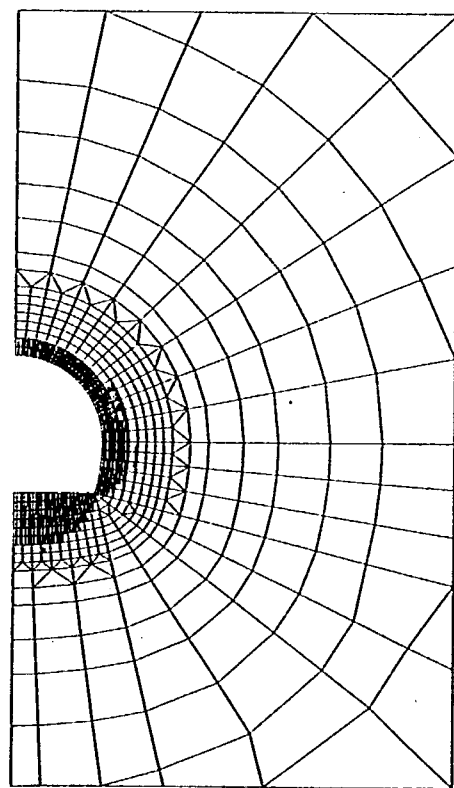


图-12(5) 塑性領域図
(K-5; $K_0 = 1.0$)

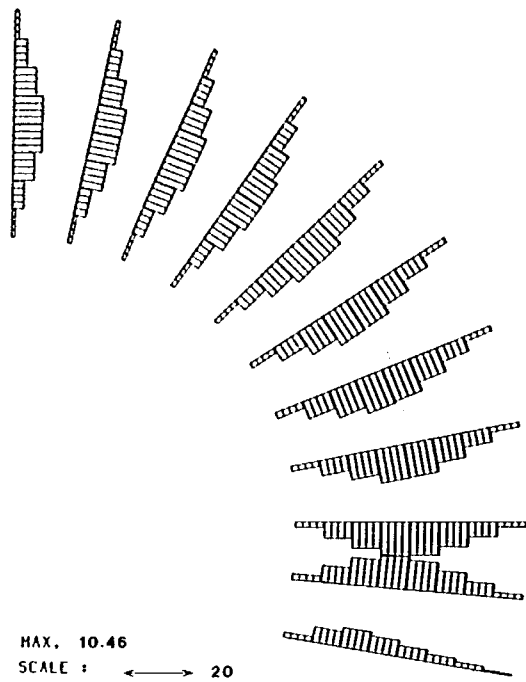


図-13(1) ロックボルト軸力図
(K-1; $K_0=0.33$)

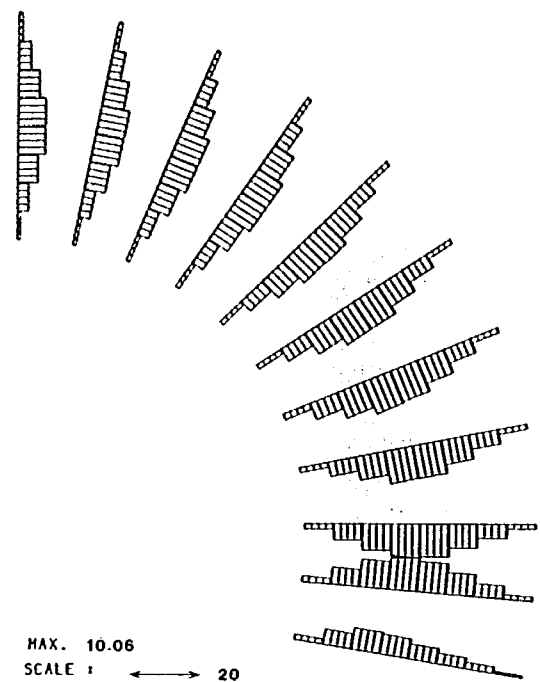


図-13(2) ロックボルト軸力図
(K-1; $K_0=0.43$)

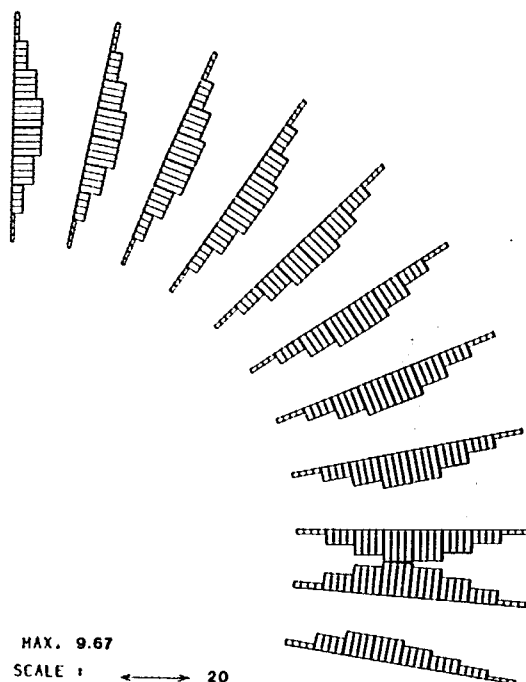


図-13(3) ロックボルト軸力図
(K-3; $K_0=0.67$)

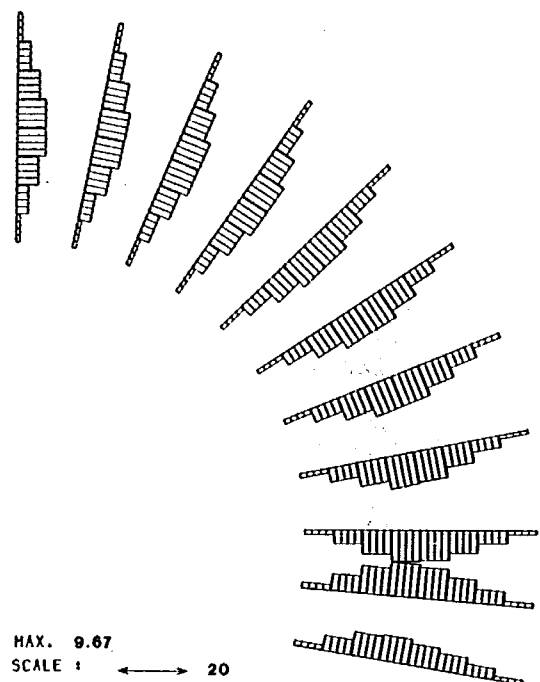


図-13(4) ロックボルト軸力図
(K-4; $K_0=0.84$)

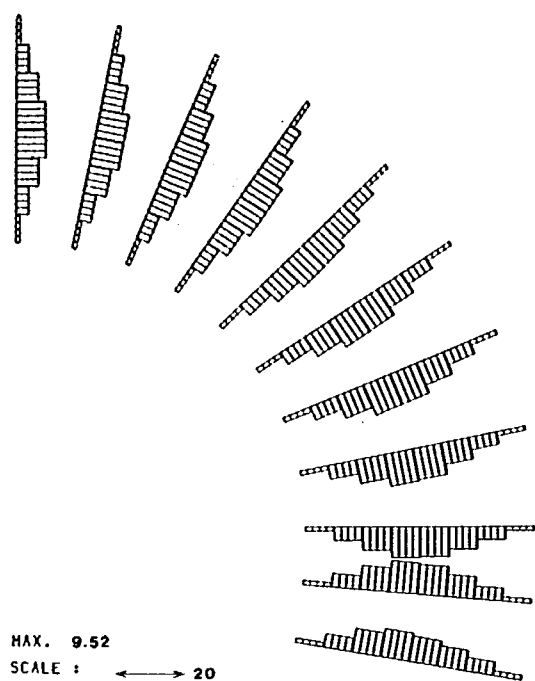


図-13(5) ロックボルト軸力図
(K-5; $K_0 = 1.0$)

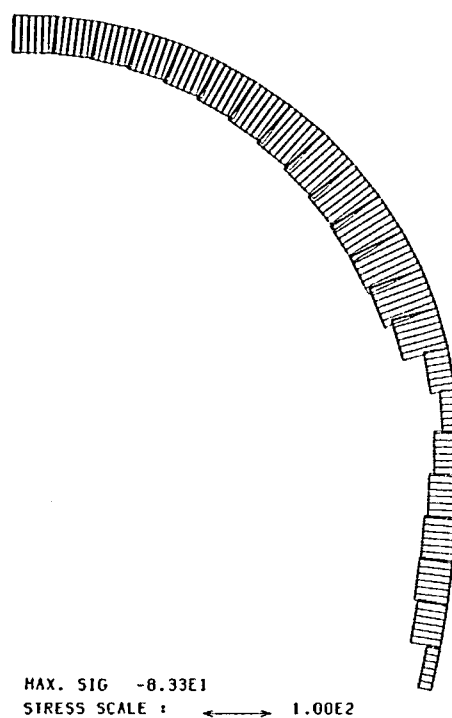


図-14(1) 吹付けコンクリート応力図
(K-1; $K_0 = 0.33$)

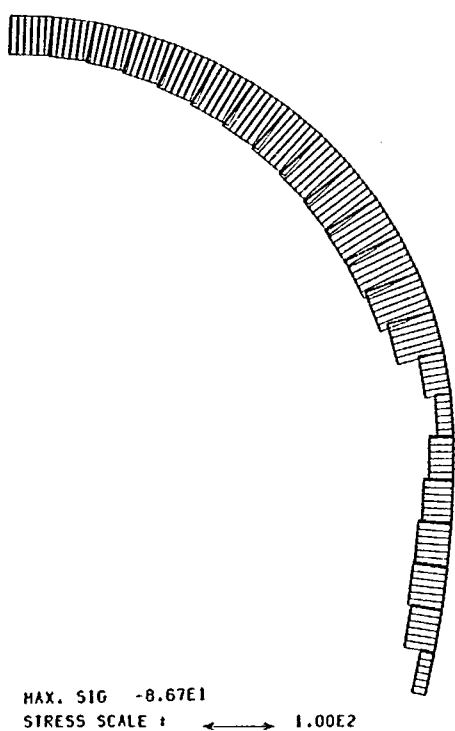


図-14(2) 吹付けコンクリート応力図
(K-2; $K_0 = 0.43$)

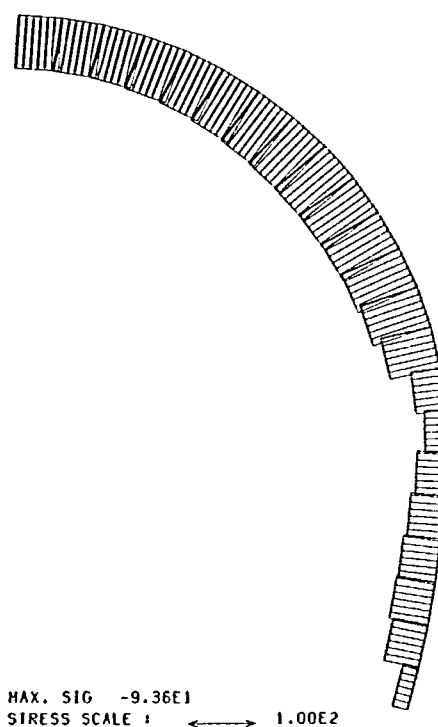


図-14(3) 吹付けコンクリート応力図
(K-3; $K_0 = 0.67$)

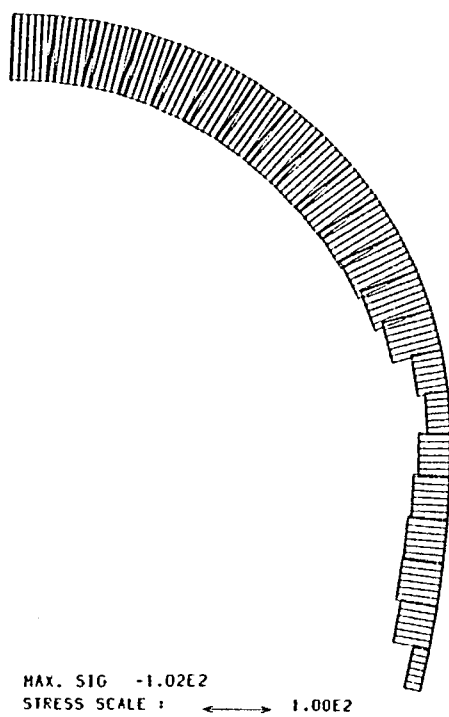


図-14(4) 吹付けコンクリート応力図
(K-4; $K_0=0.84$)

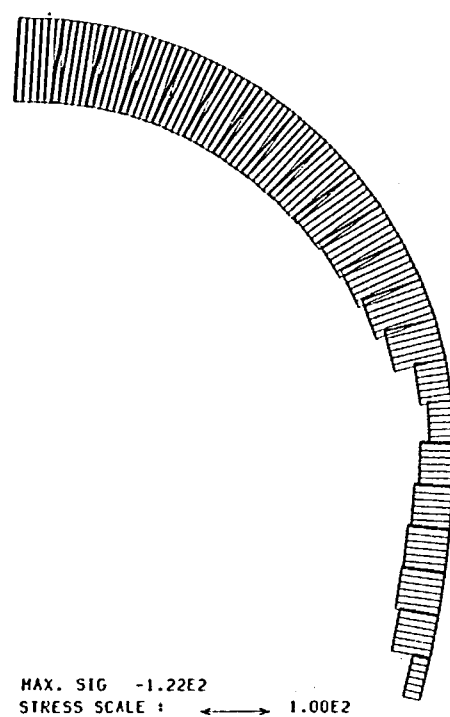
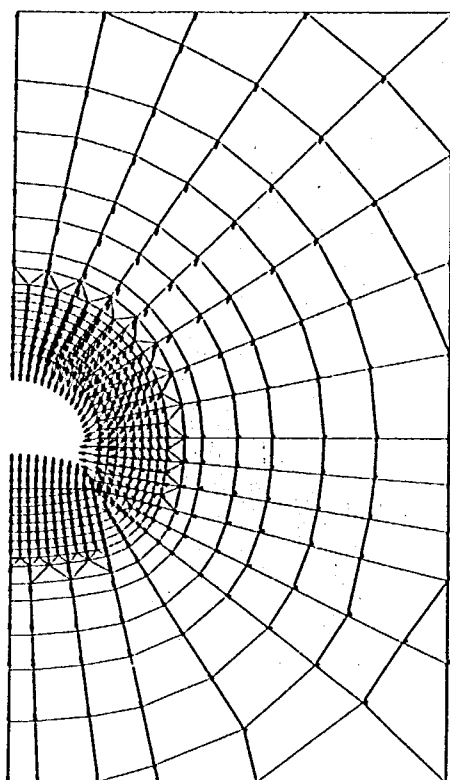
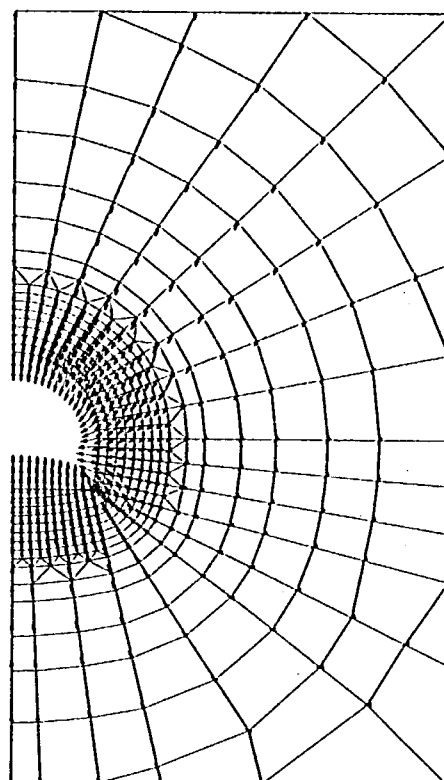


図-14(5) 吹付けコンクリート応力図
(K-5; $K_0=1.0$)



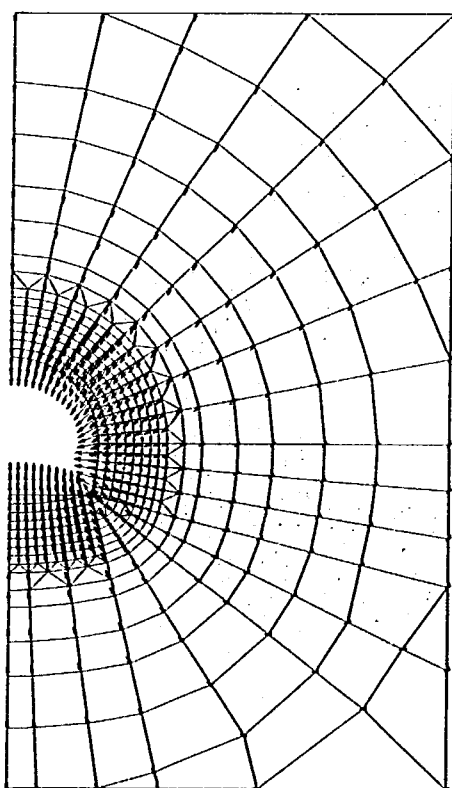
HAX. DISP 4.09
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-15(1) 变位图 ($\nu=1$; $\nu=0.2$)



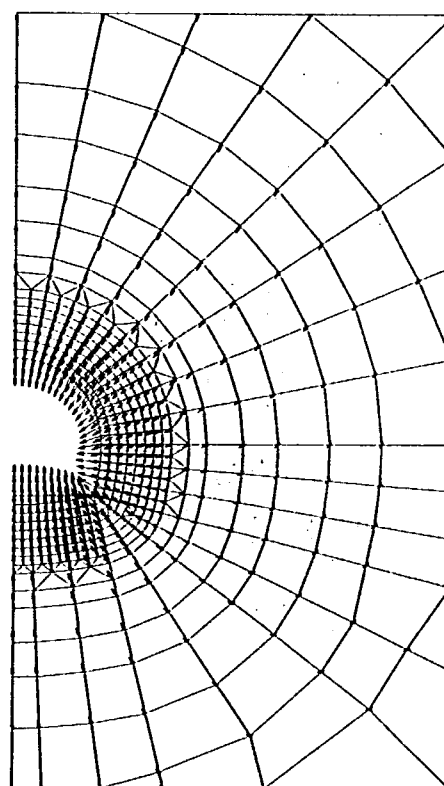
HAX. DISP 3.97
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-15(2) 变位图 ($\nu=2$; $\nu=0.3$)



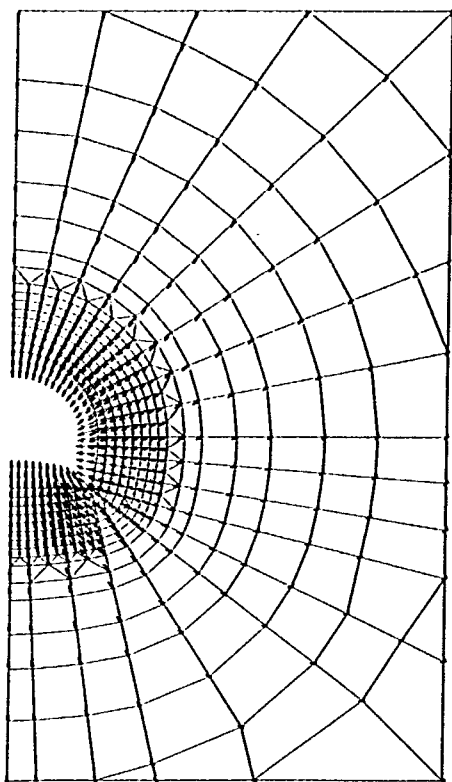
HAX. DISP 3.75
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-15(3) 变位图 ($\nu=3$; $\nu=0.4$)



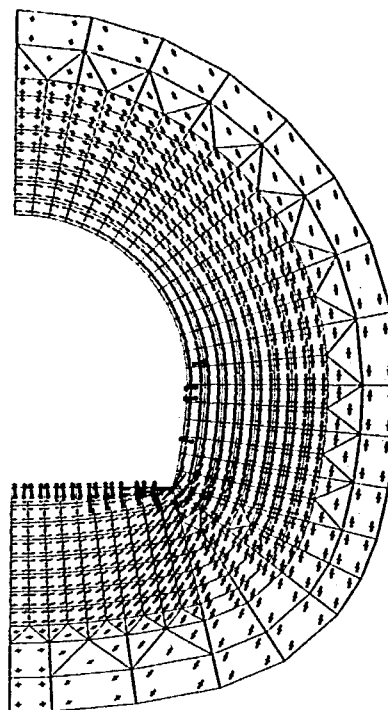
HAX. DISP 3.59
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-15(4) 变位图 ($\nu=4$; $\nu=0.45$)



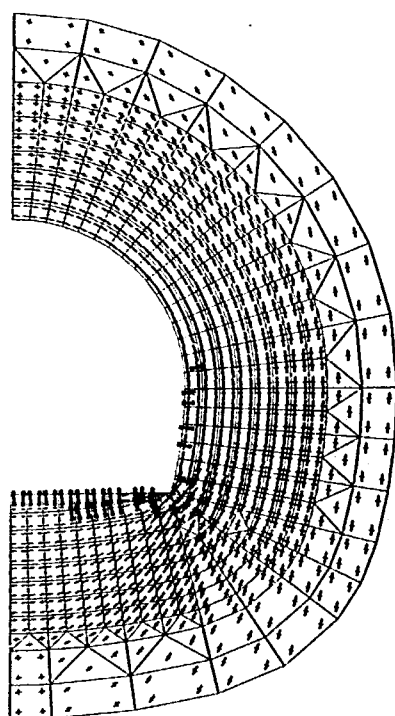
HAX. DISP 3.26
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-15(5) 変位図 ($\nu=5$; $\nu=0.49$)



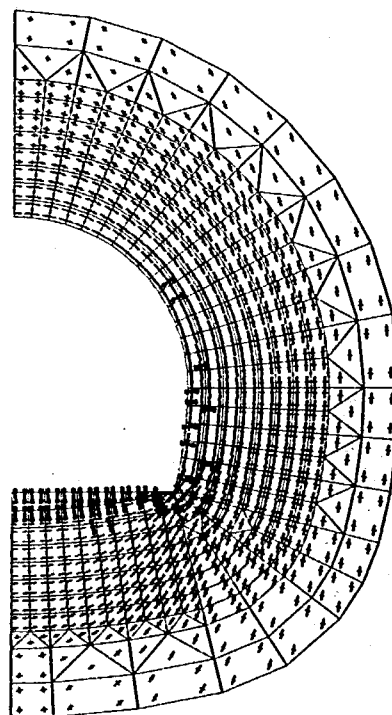
HAX. SIG -7.80E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-16(1) 主応力ベクトル図
($\nu=1$; $\nu=0.2$)



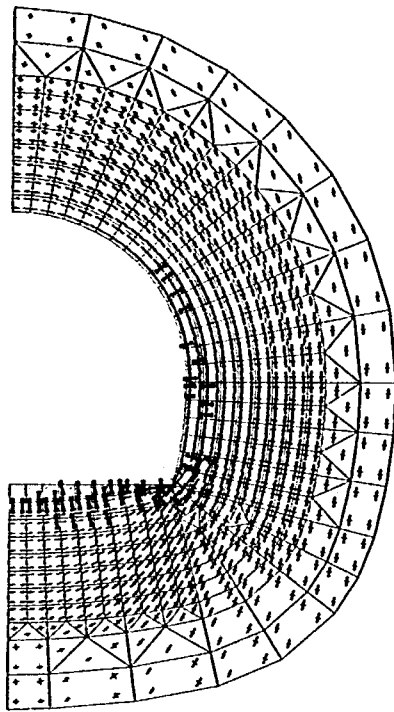
HAX. SIG -8.51E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-16(2) 主応力ベクトル図
($\nu=2$; $\nu=0.3$)



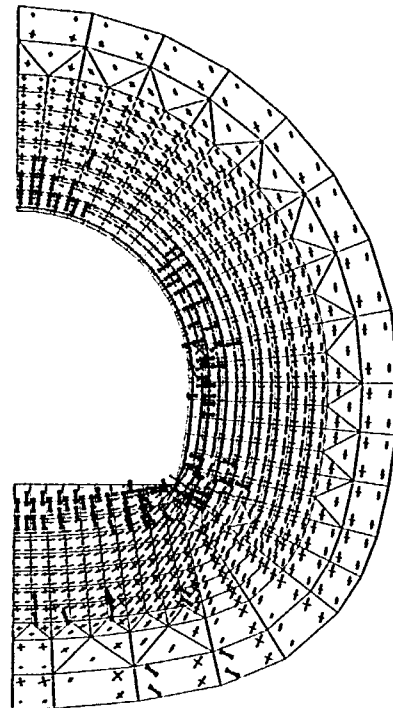
HAX. SIG -9.56E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-16(3) 主応力ベクトル図
($\nu=3$; $\nu=0.4$)



MAX. SIG -1.06E2
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-16(4) 主応力ベクトル図
($\nu=4$; $\nu=0.45$)



MAX. SIG -1.27E2
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-16(5) 主応力ベクトル図
($\nu=5$; $\nu=0.49$)

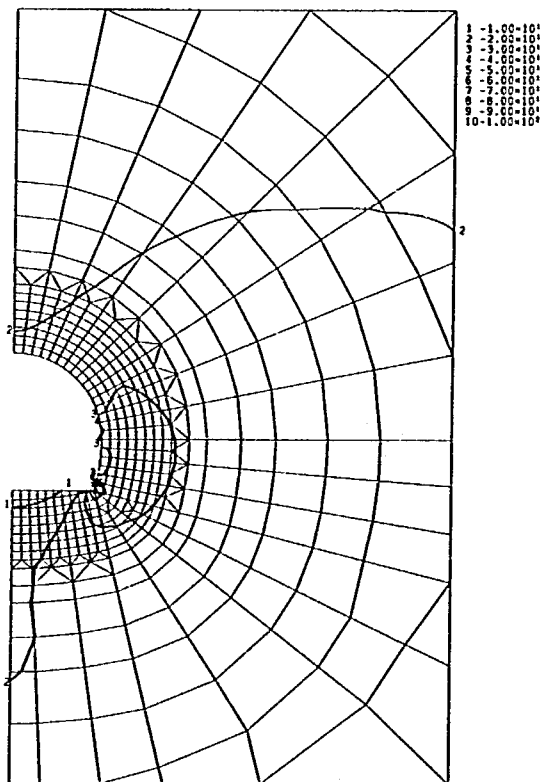


図-17(1) 最大主応力コンター図
($\nu=1$; $\nu=0.2$)

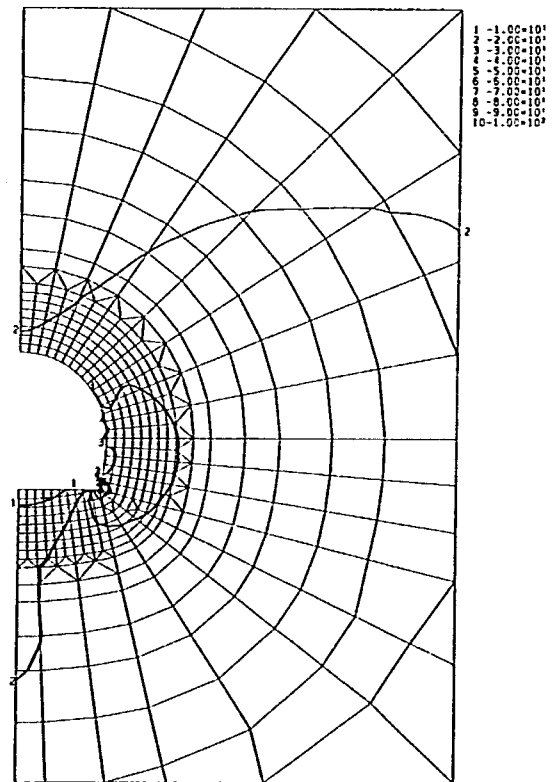


図-17(2) 最大主応力コンター図
($\nu=2$; $\nu=0.3$)

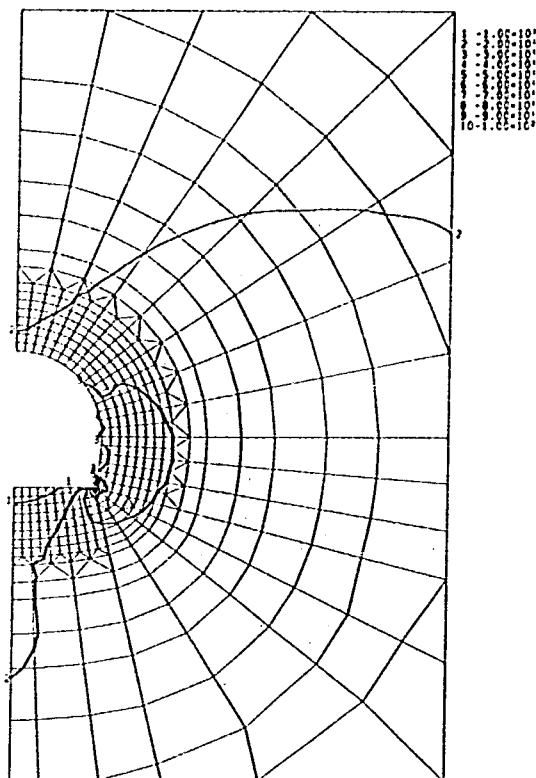


図-17(3) 最大主応力コンター図
($\nu=3$; $\nu=0.4$)

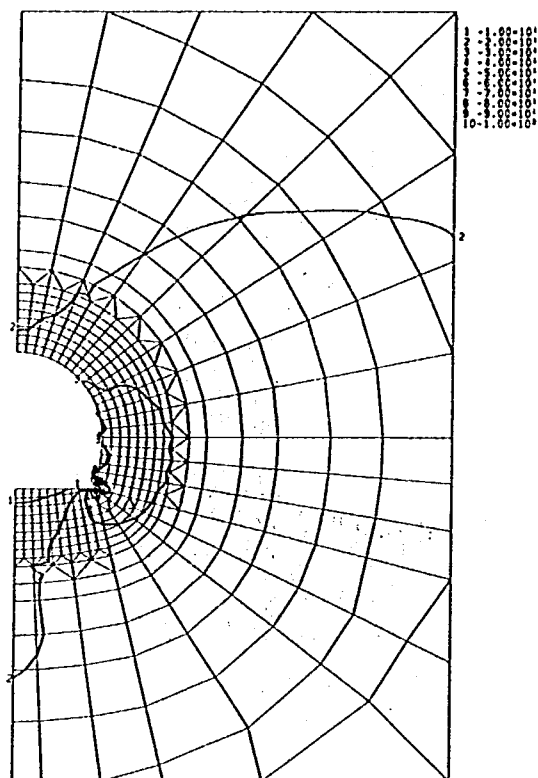


図-17(4) 最大主応力コンター図
($\nu=4$; $\nu=0.45$)

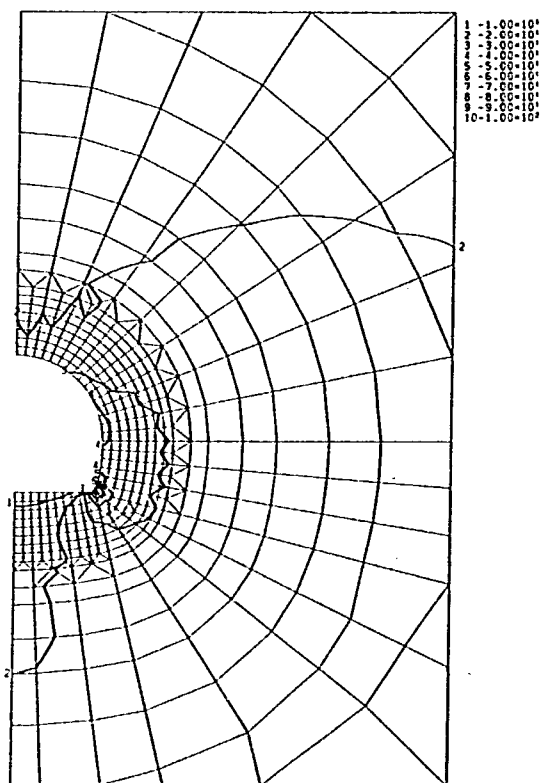


図-17(5) 最大主応力コンター図
($\nu=5$; $\nu=0.49$)

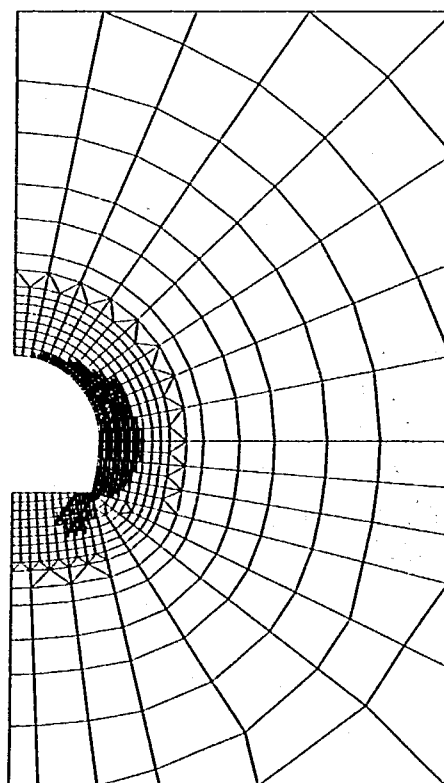


図-18(1) 塑性領域図
($\nu=1$; $\nu=0.2$)

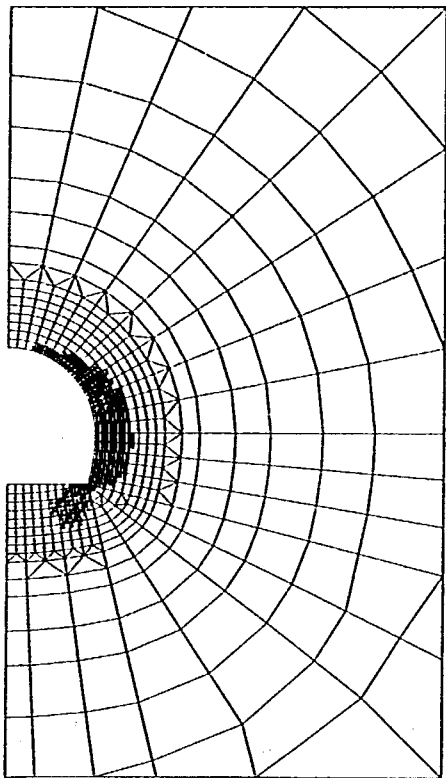


图-18(2) 塑性領域図
($\nu=2$; $\nu=0.3$)

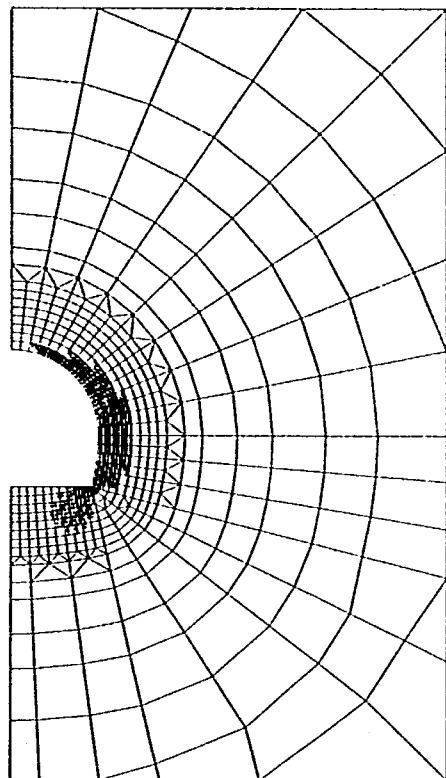


图-18(3) 塑性領域図
($\nu=3$; $\nu=0.4$)

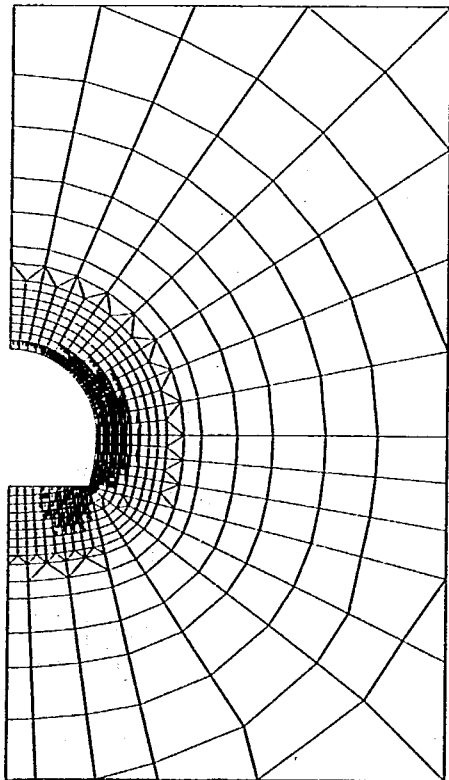


图-18(4) 塑性領域図
($\nu=4$; $\nu=0.45$)

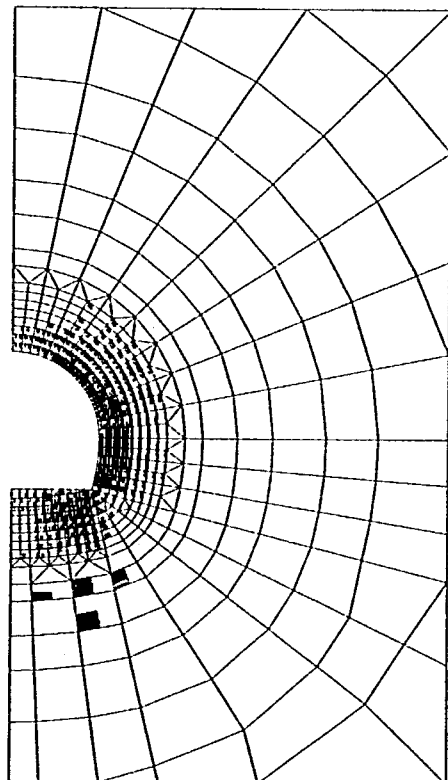


图-18(5) 塑性領域図
($\nu=5$; $\nu=0.49$)

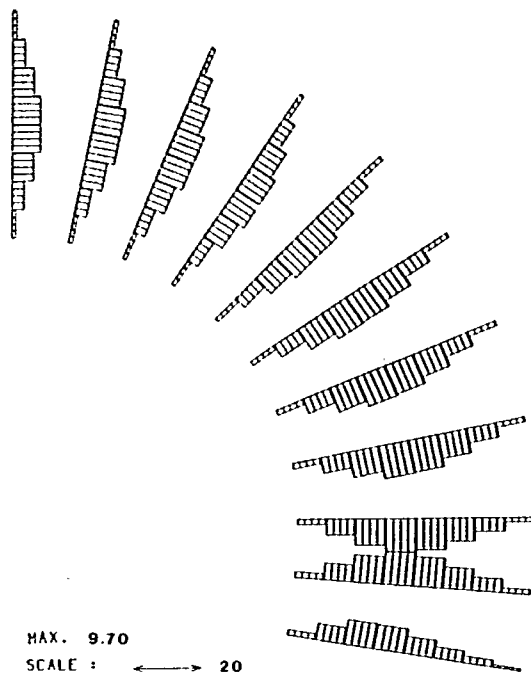


図-19(1) ロックボルト軸力図
($\nu=1$; $\nu=0.2$)

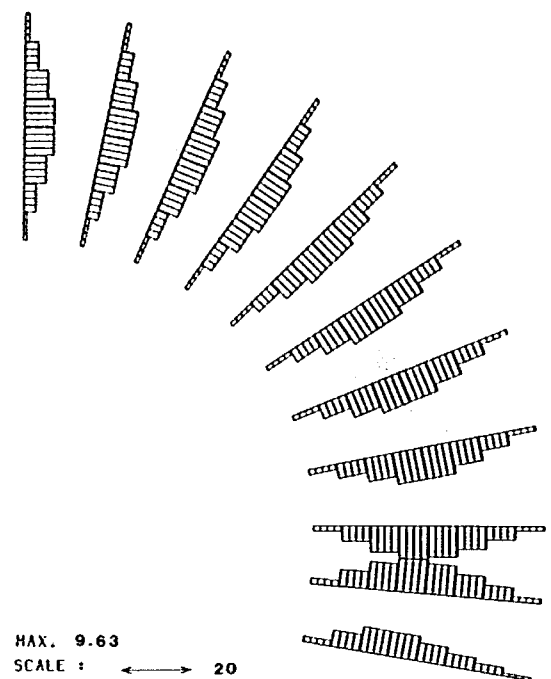


図-19(2) ロックボルト軸力図
($\nu=2$; $\nu=0.3$)

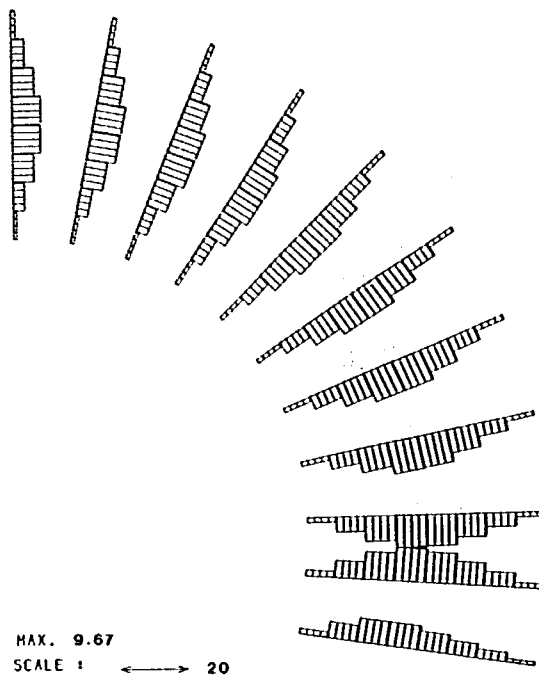


図-19(3) ロックボルト軸力図
($\nu=3$; $\nu=0.4$)

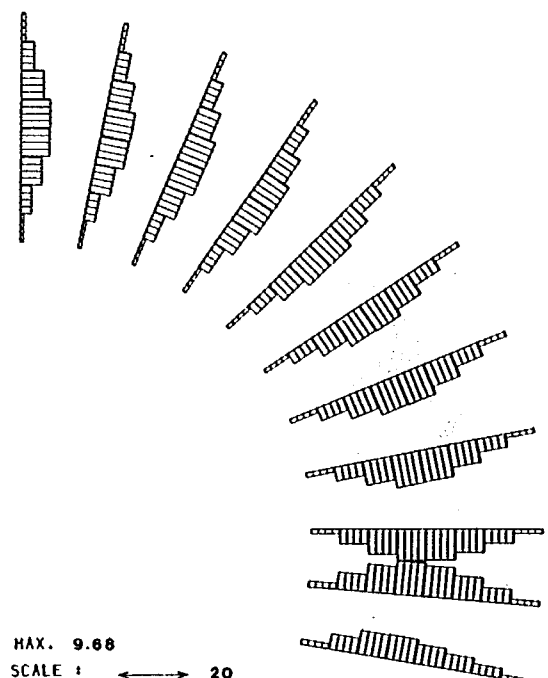


図-19(4) ロックボルト軸力図
($\nu=4$; $\nu=0.45$)

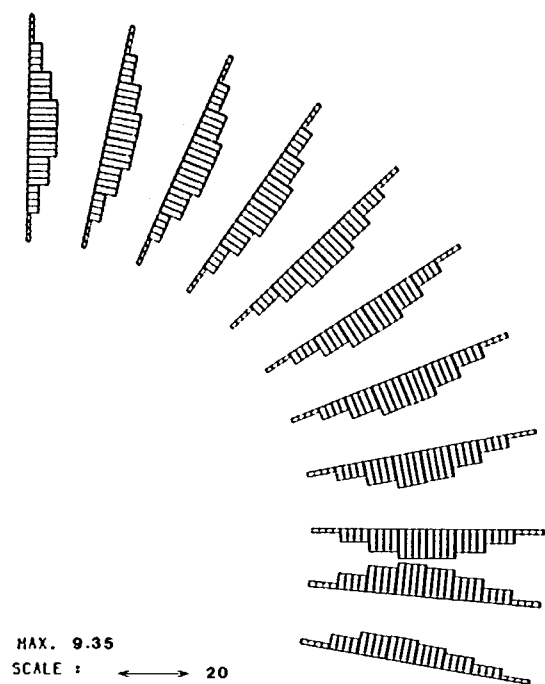


図-19(5) ロックボルト軸力図
($\nu=5$; $\nu=0.49$)

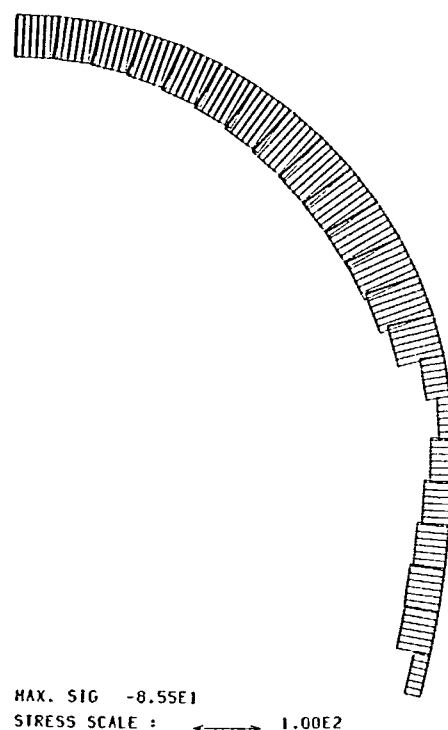


図-20(1) 吹付けコンクリート応力図
($\nu=1$; $\nu=0.2$)

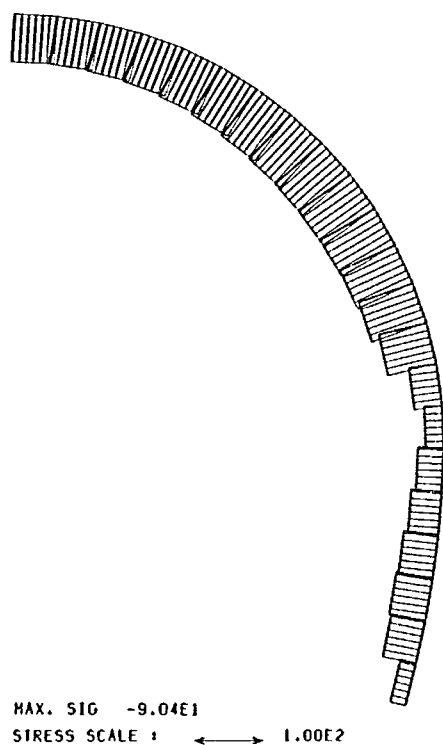


図-20(2) 吹付けコンクリート応力図
($\nu=2$; $\nu=0.3$)

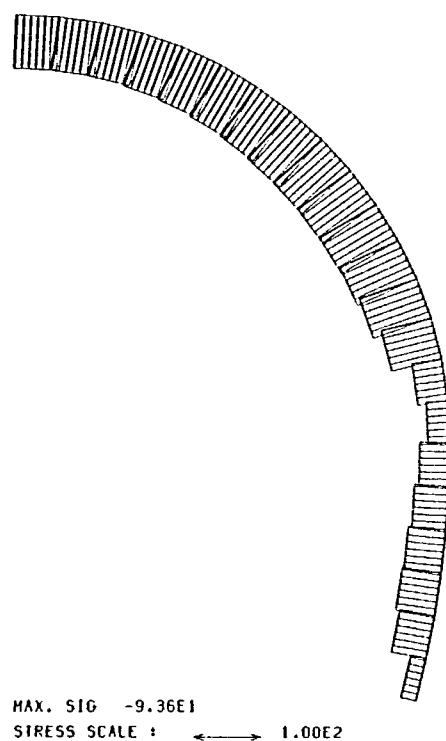


図-20(3) 吹付けコンクリート応力図
($\nu=3$; $\nu=0.4$)

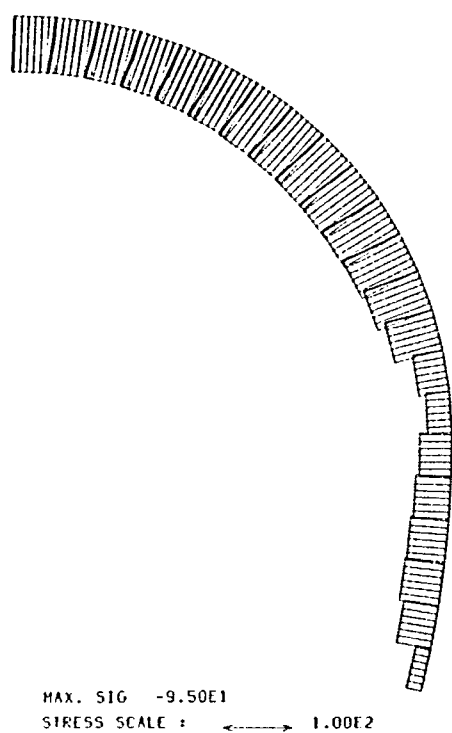


図-20(4) 吹付けコンクリート応力図
($\nu=4$; $\nu=0.45$)

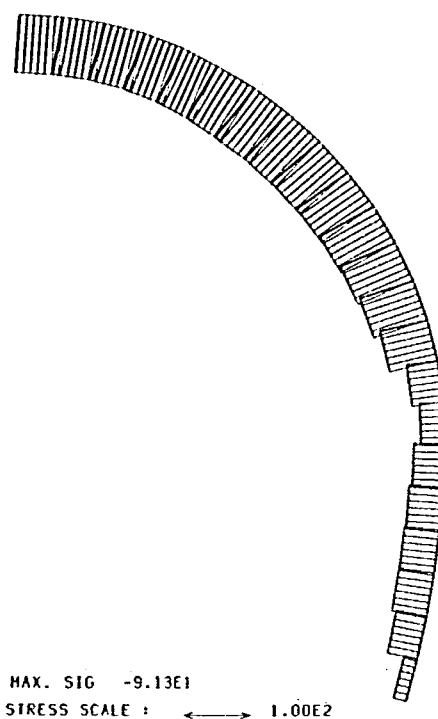
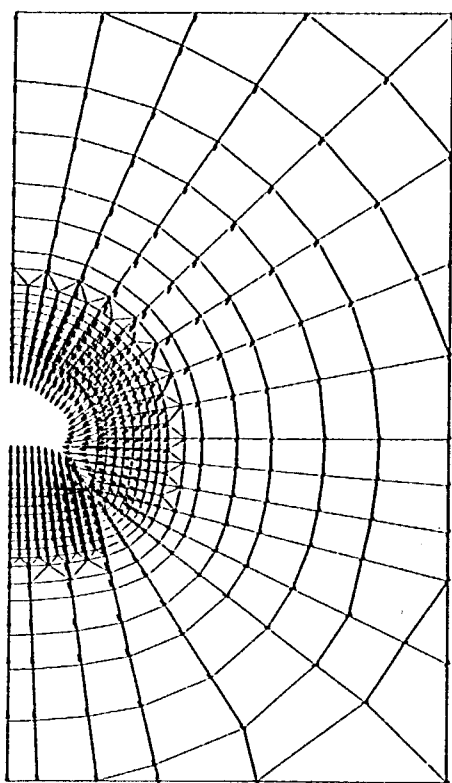
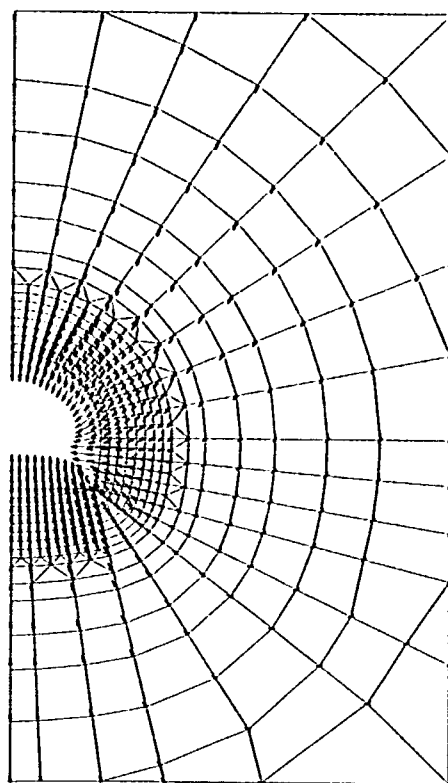


図-20(5) 吹付けコンクリート応力図
($\nu=5$; $\nu=0.49$)



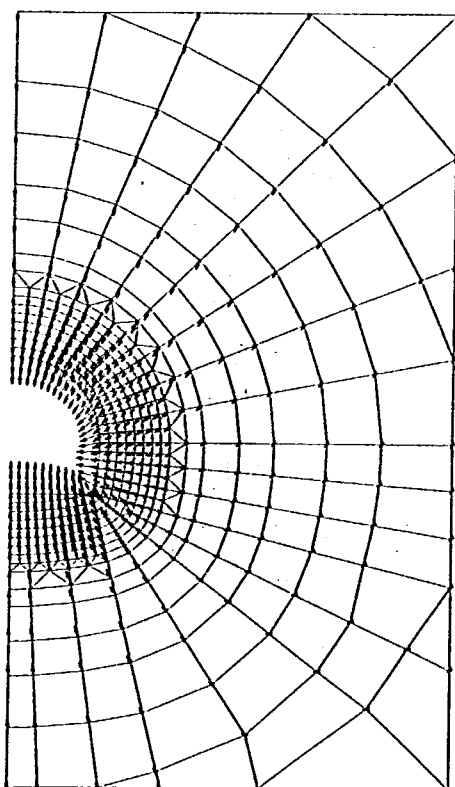
HAX. DISP 5.04
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-21(1) 变位图 ($c=1$; $c=0.0$)



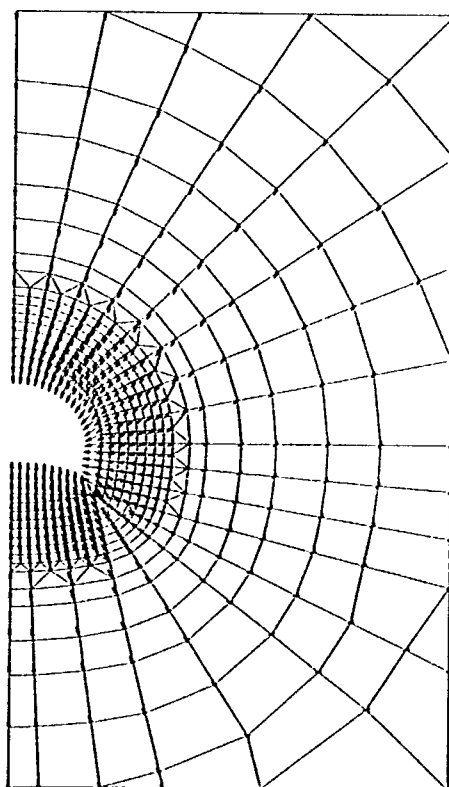
HAX. DISP 3.99
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-21(2) 变位图 ($c=2$; $c=2.5$)



HAX. DISP 3.75
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-21(3) 变位图 ($c=3$; $c=5.0$)



HAX. DISP 3.68
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-21(4) 变位图 ($c=4$; $c=7.5$)

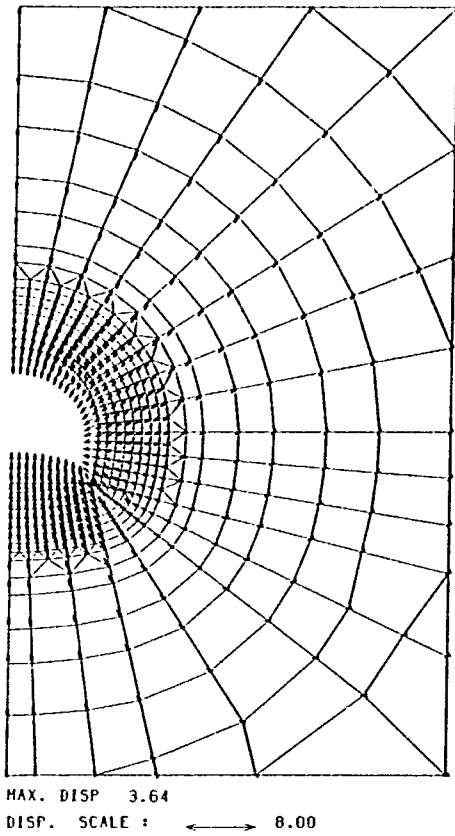


図-21(5) 変位図 (c-5; c=10.0)

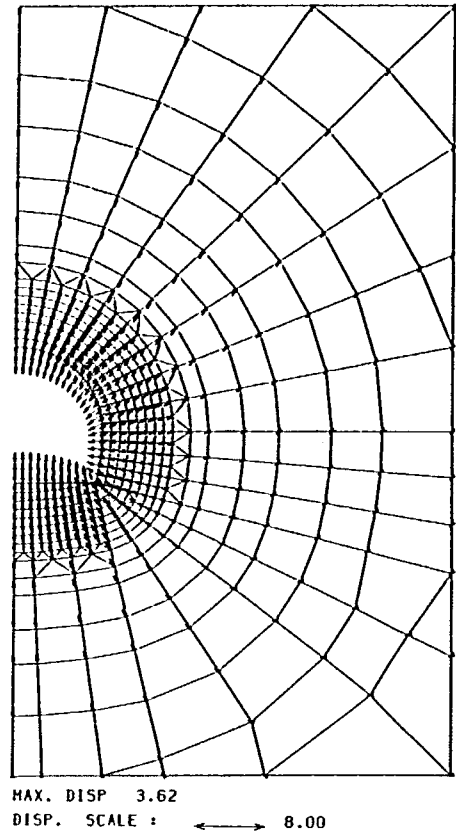


図-21(6) 変位図 (c-6; c=15.0)

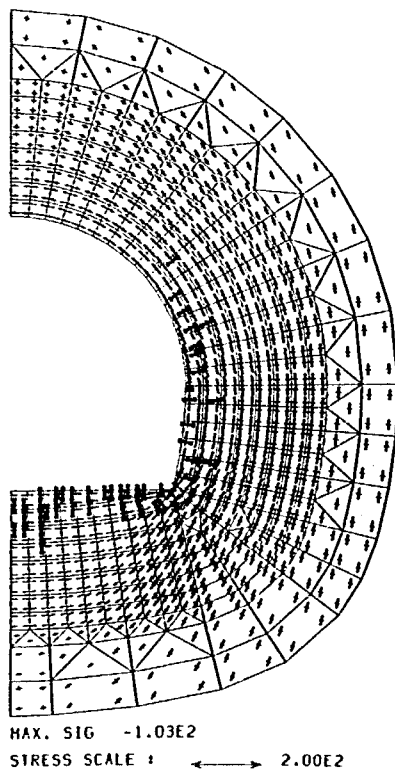


図-22(1) 主応力ベクトル図
(c-1; c=0.0)

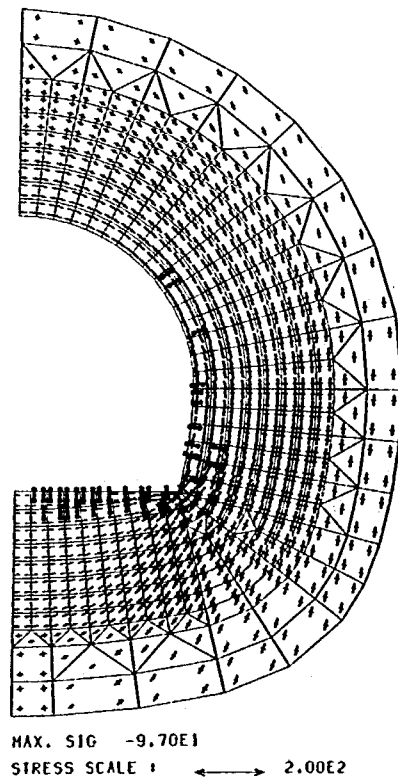


図-22(2) 主応力ベクトル図
(c-2; c=2.5)

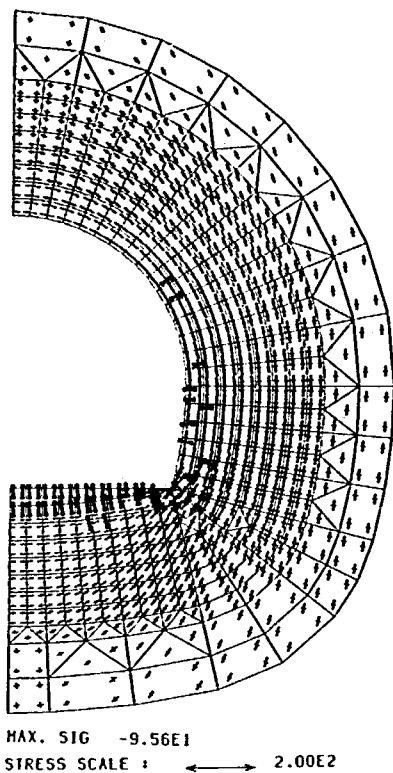


図-22(3) 主応力ベクトル図
($c=3$; $c=5.0$)

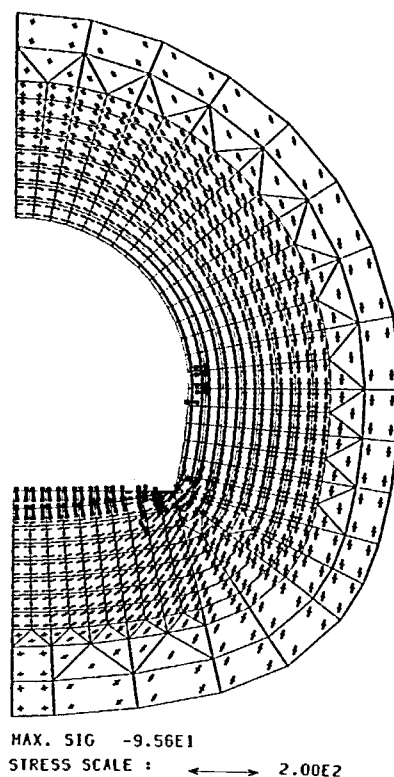


図-22(4) 主応力ベクトル図
($c=4$; $c=7.5$)

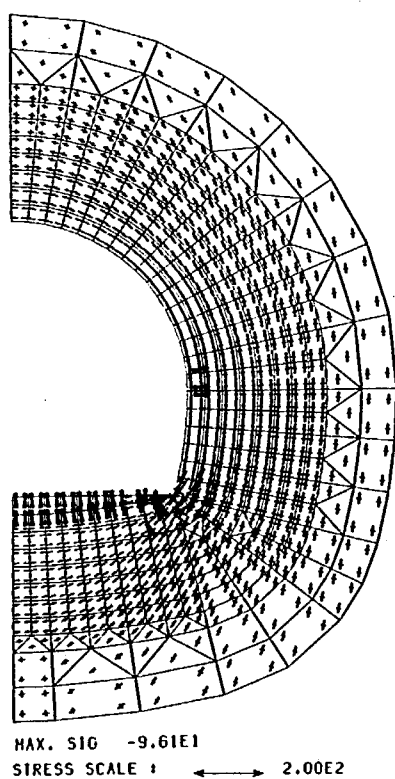


図-22(5) 主応力ベクトル図
($c=5$; $c=10.0$)

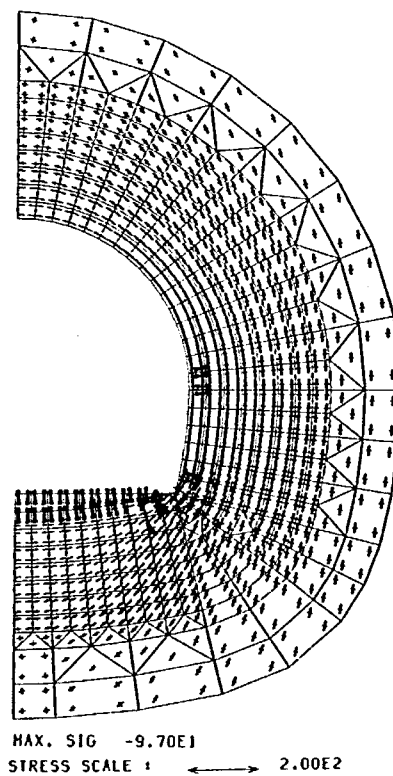


図-22(6) 主応力ベクトル図
($c=6$; $c=15.0$)

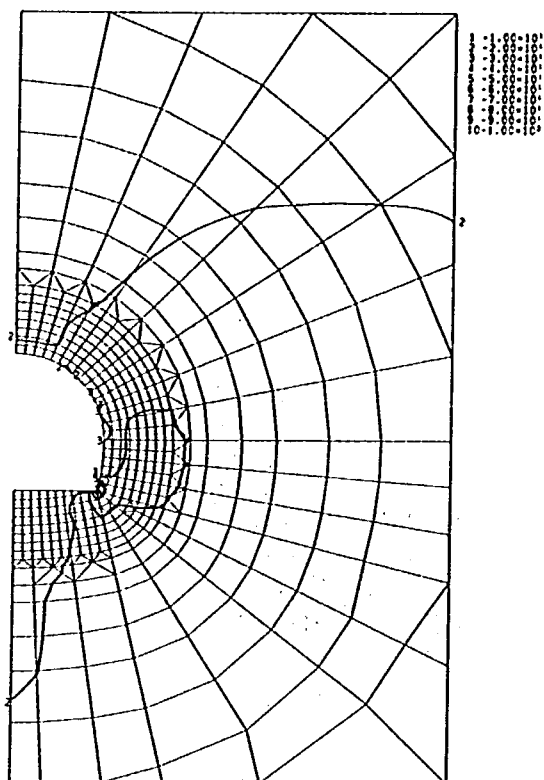


図-23(1) 最大主応力コンター図
(c-1; c=0.0)

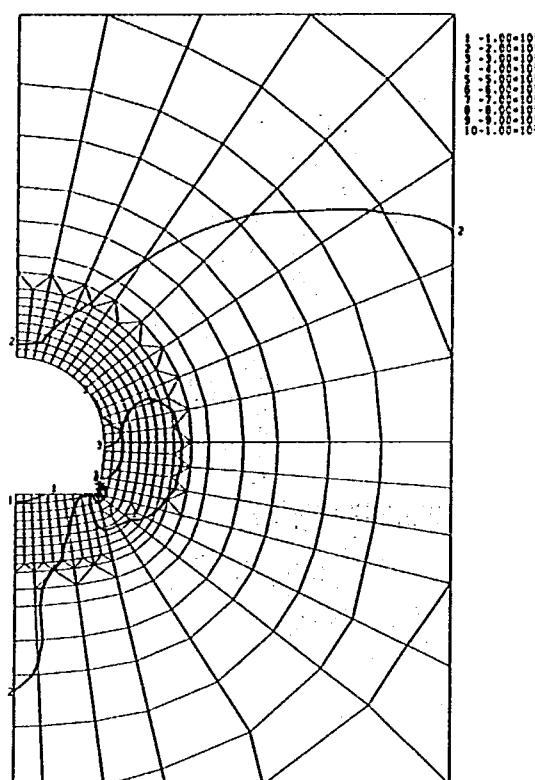


図-23(2) 最大主応力コンター図
(c-2; c=2.5)

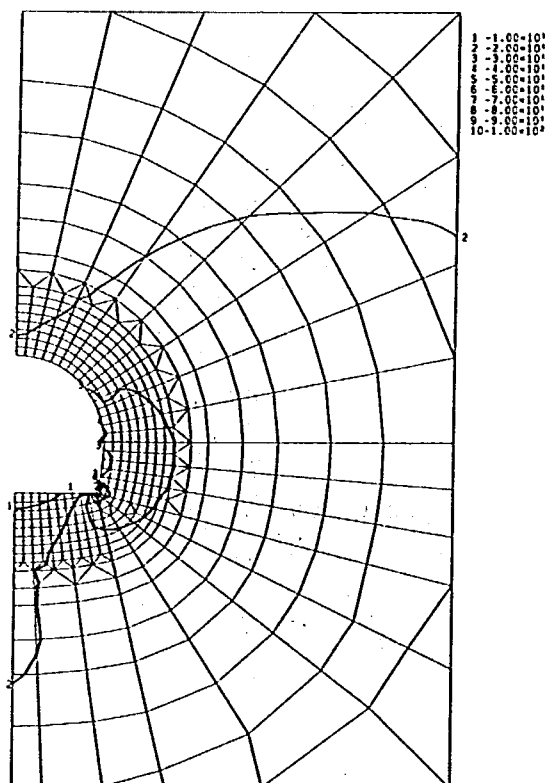


図-23(3) 最大主応力コンター図
(c-3; c=5.0)

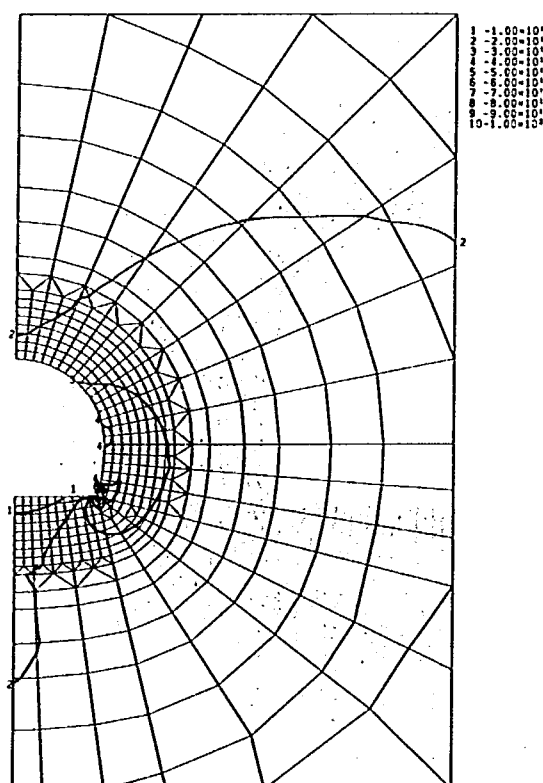


図-23(4) 最大主応力コンター図
(c-4; c=7.5)

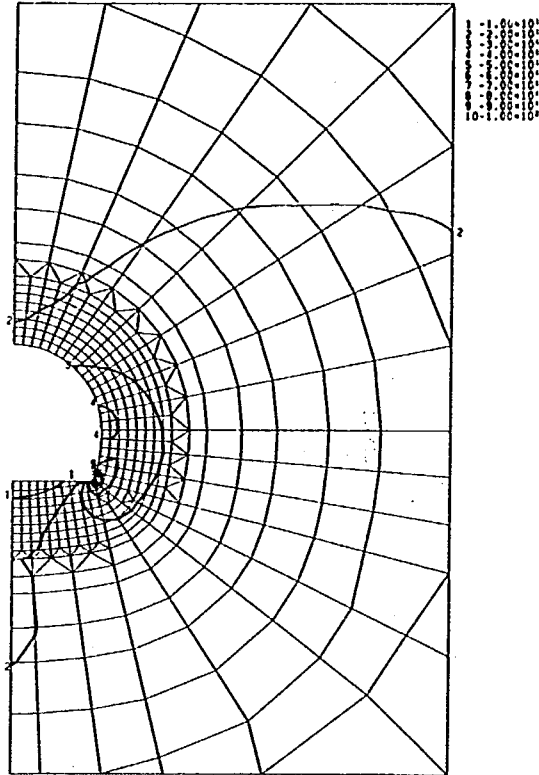


図-23(5) 最大主応力コンター図
($c=5$; $c=10.0$)

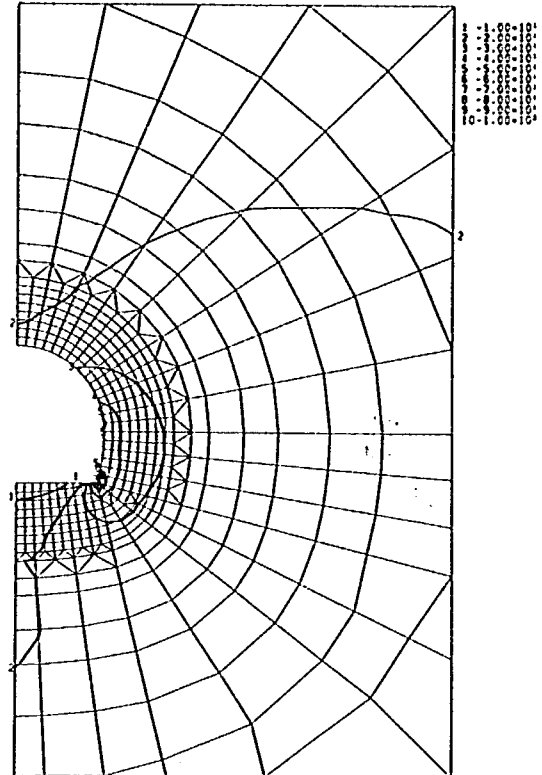


図-23(6) 最大主応力コンター図
($c=6$; $c=15.0$)

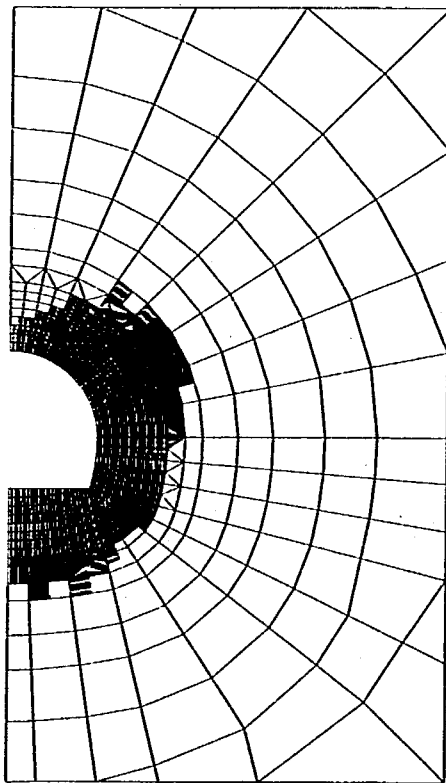


図-24(1) 塑性領域図
($c=1$; $c=0.0$)

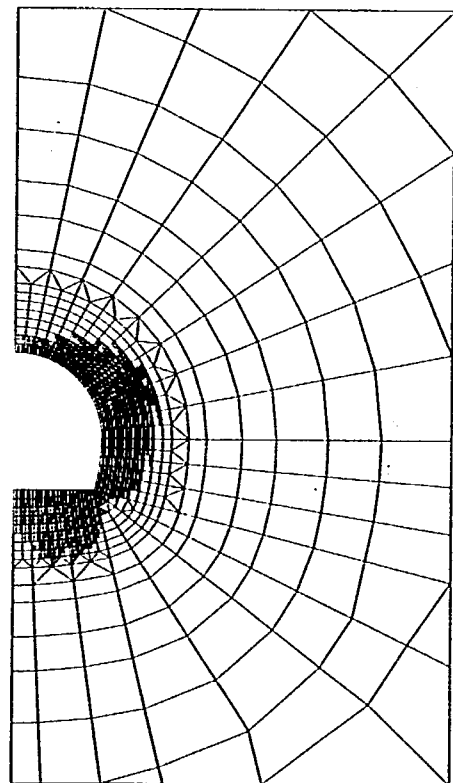


図-24(2) 塑性領域図
($c=2$; $c=2.5$)

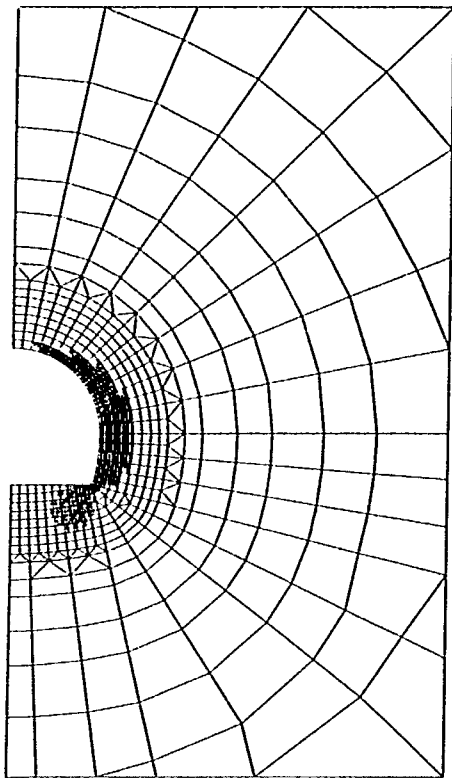


图-24(3) 塑性領域図
($c=3$; $c=5.0$)

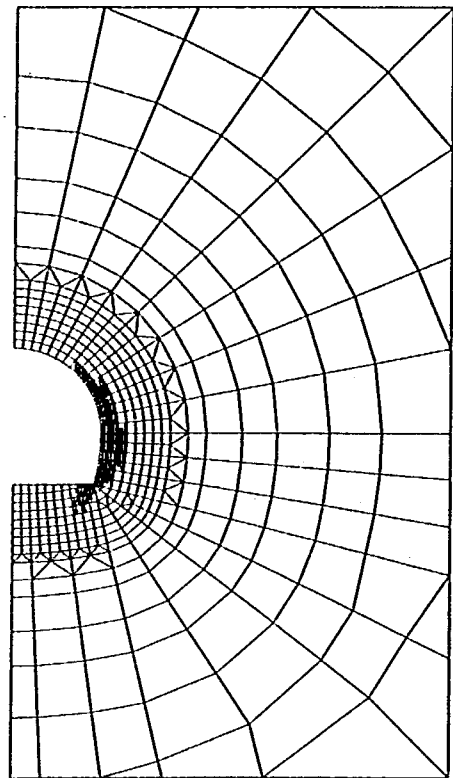


图-24(4) 塑性領域図
($c=4$; $c=7.5$)

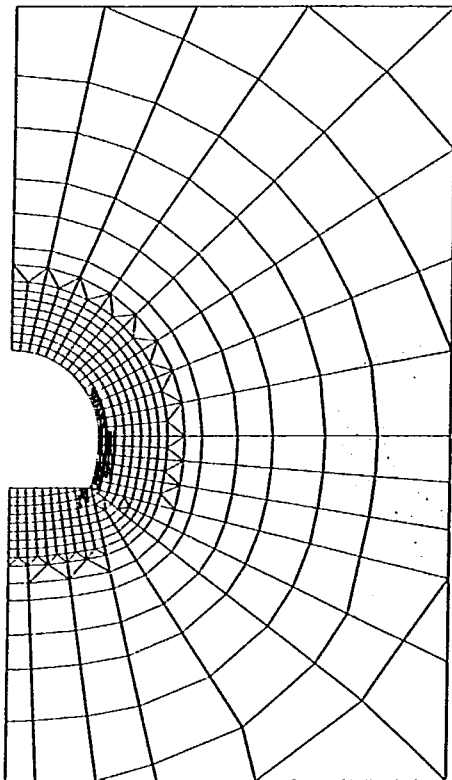


图-24(5) 塑性領域図
($c=5$; $c=10.0$)

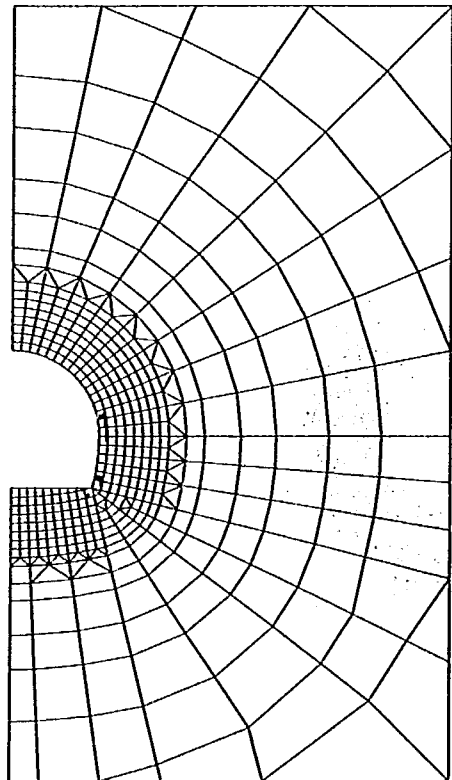


图-24(6) 塑性領域図
($c=6$; $c=15.0$)

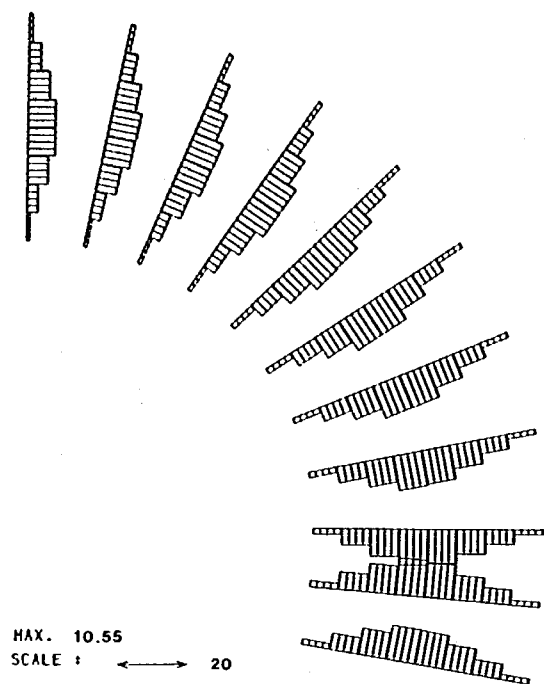


図-25(1) ロックボルト軸力図
($c=1$; $c=0.0$)

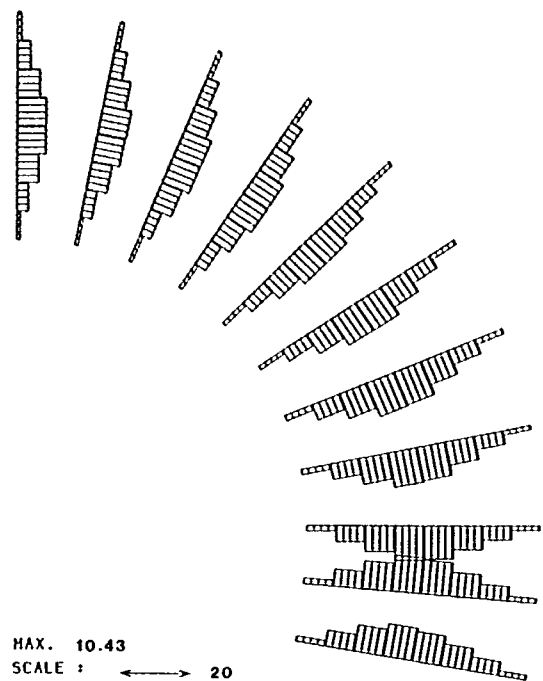


図-25(2) ロックボルト軸力図
($c=2$; $c=2.5$)

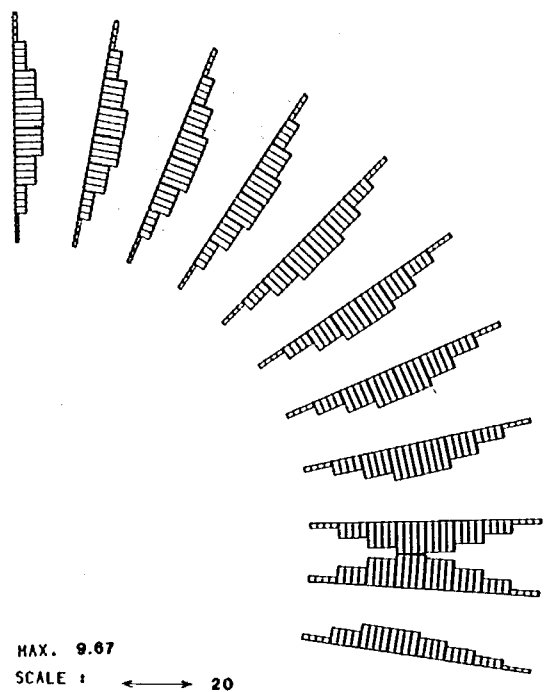


図-25(3) ロックボルト軸力図
($c=3$; $c=5.0$)

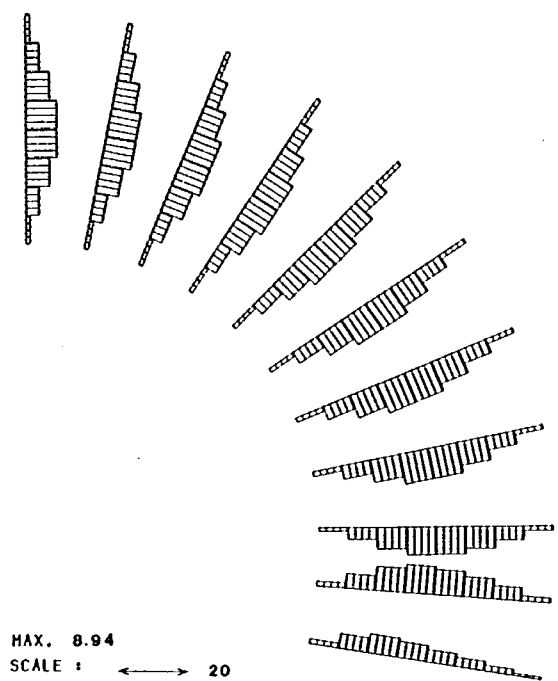


図-25(4) ロックボルト軸力図
($c=4$; $c=7.5$)

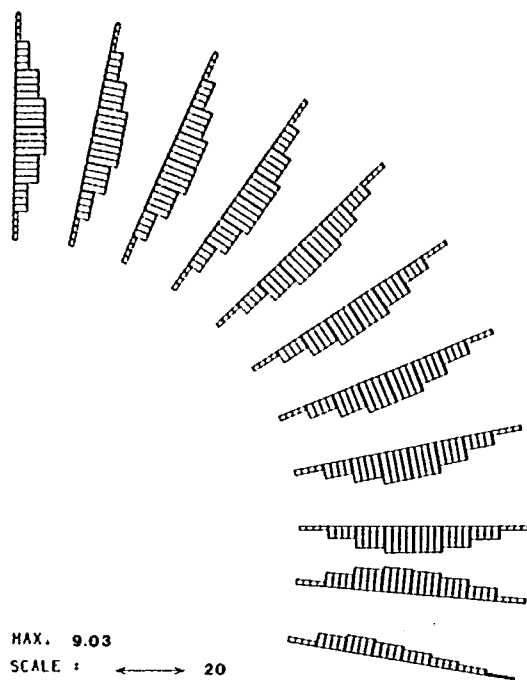


図-25(5) ロックボルト軸力図
(c-5; c=10.0)

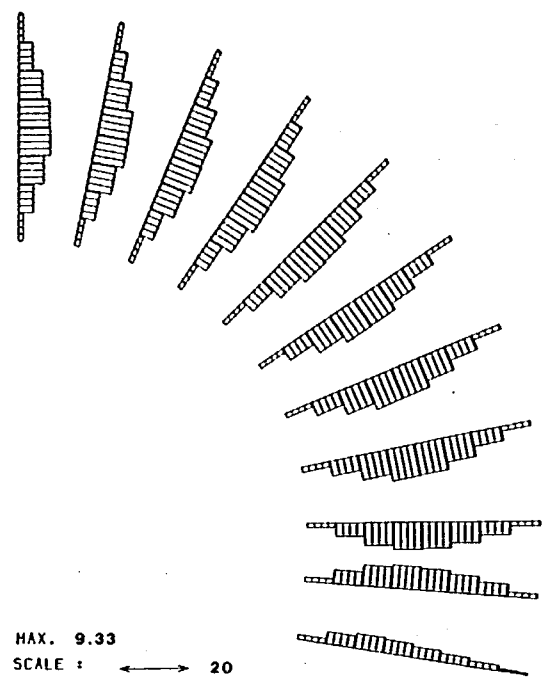


図-25(6) ロックボルト軸力図
(c-6; c=15.0)

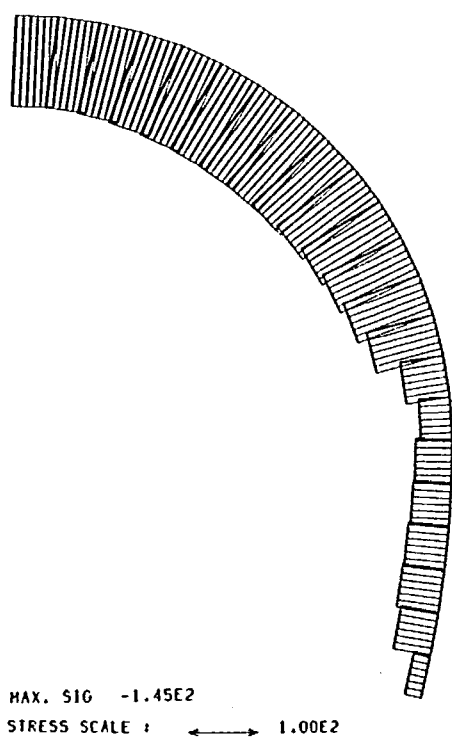


図-26(1) 吹付けコンクリート応力図
(c-1; c=0.0)

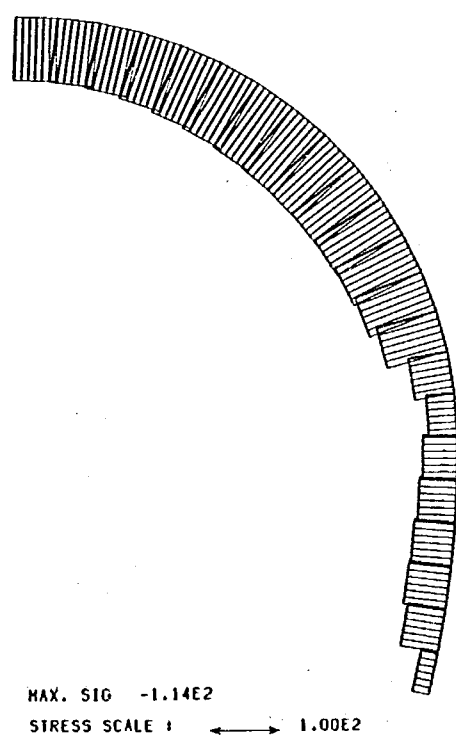


図-26(2) 吹付けコンクリート応力図
(c-2; c=2.5)

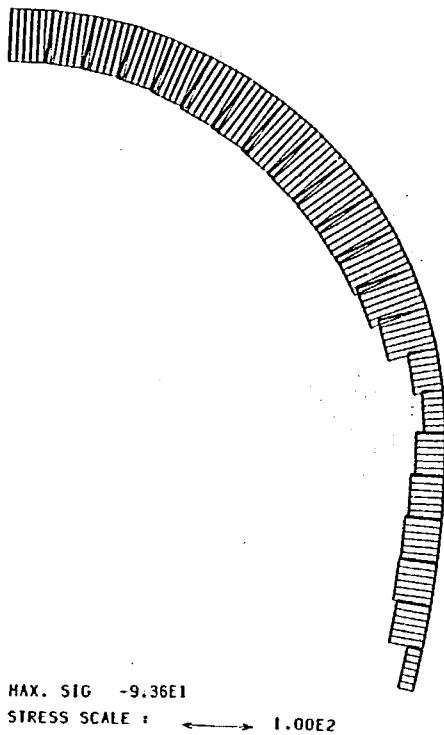


図-26(3) 吹付けコンクリート応力図
($c=3$; $c=5.0$)

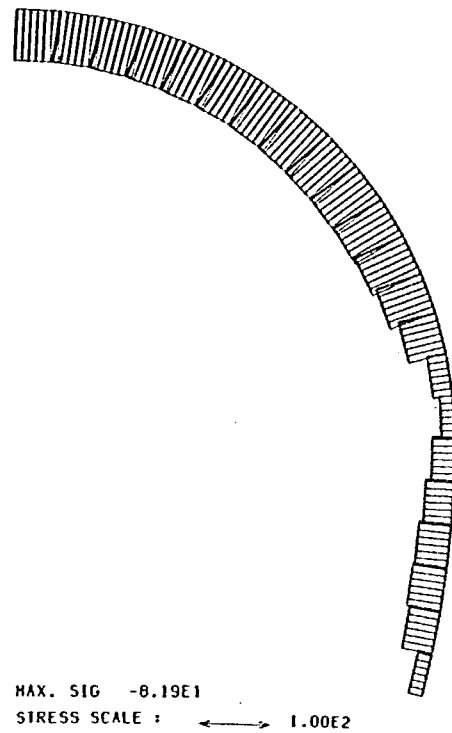


図-26(4) 吹付けコンクリート応力図
($c=4$; $c=7.5$)

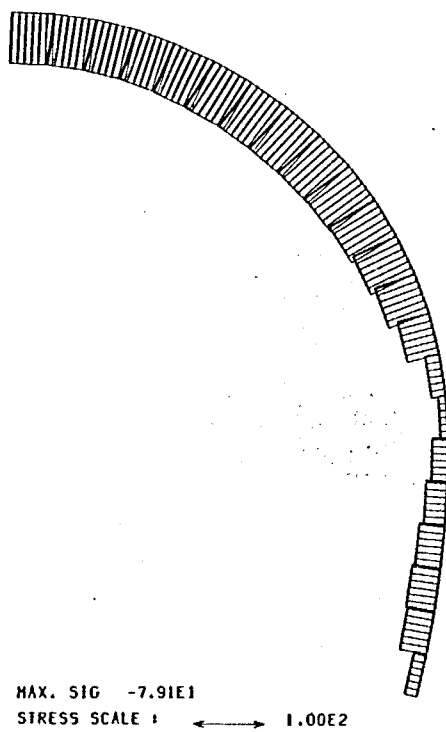


図-26(5) 吹付けコンクリート応力図
($c=5$; $c=10.0$)

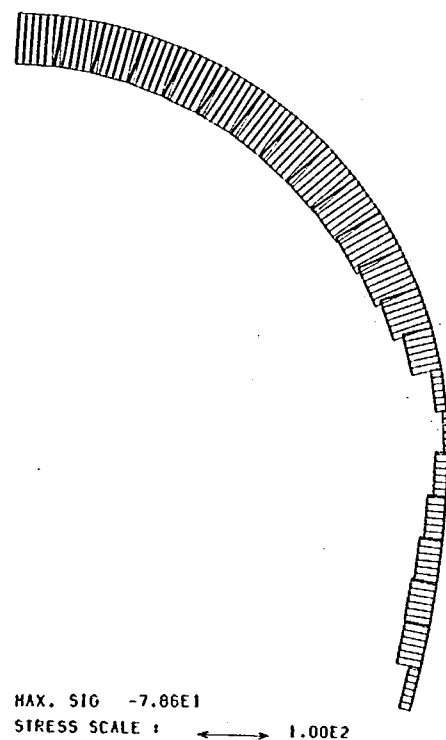
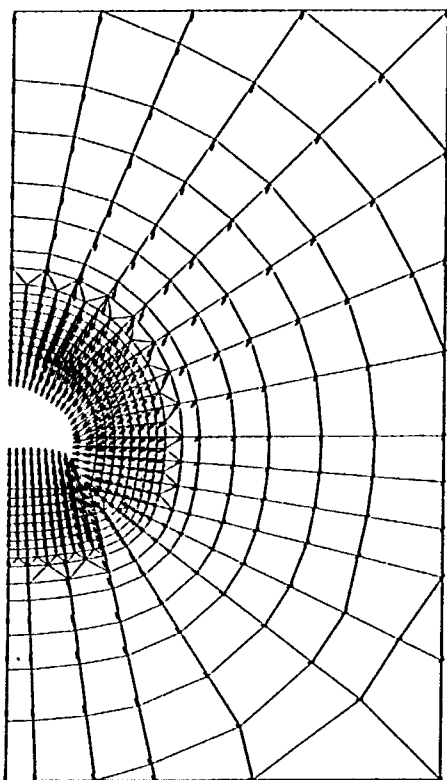
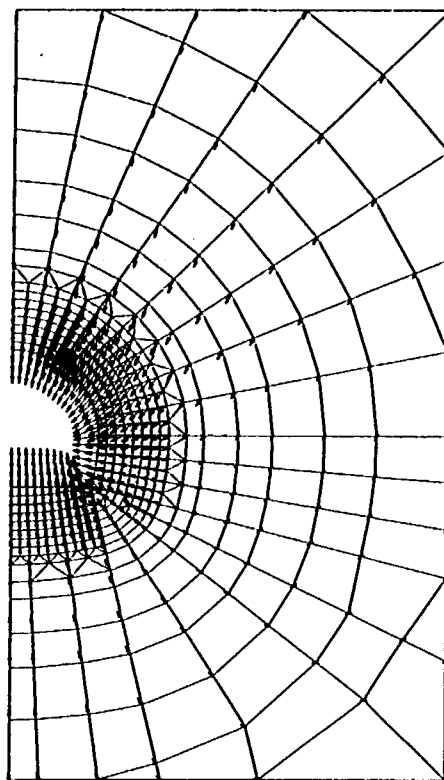


図-26(6) 吹付けコンクリート応力図
($c=6$; $c=15.0$)



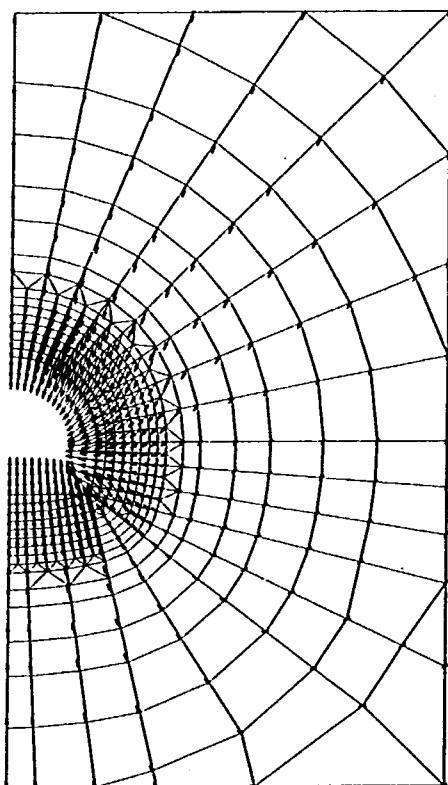
HAX. DISP 4.80
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-27(1) 变位图 ($\phi-1$; $\phi=2.5$)



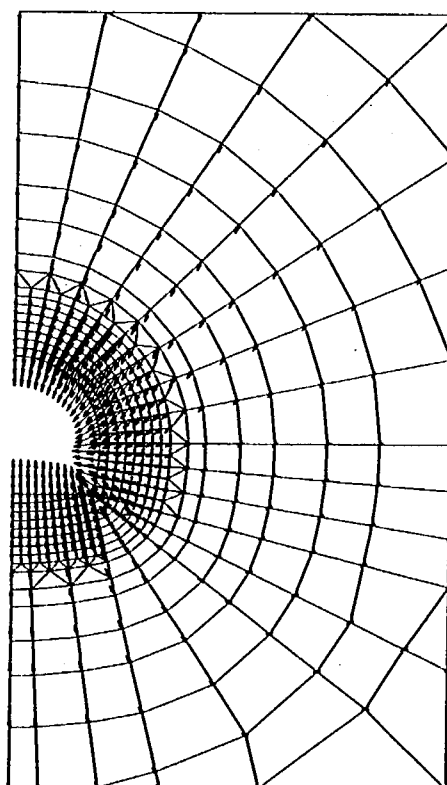
HAX. DISP 4.54
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-27(2) 变位图 ($\phi-2$; $\phi=5.0$)



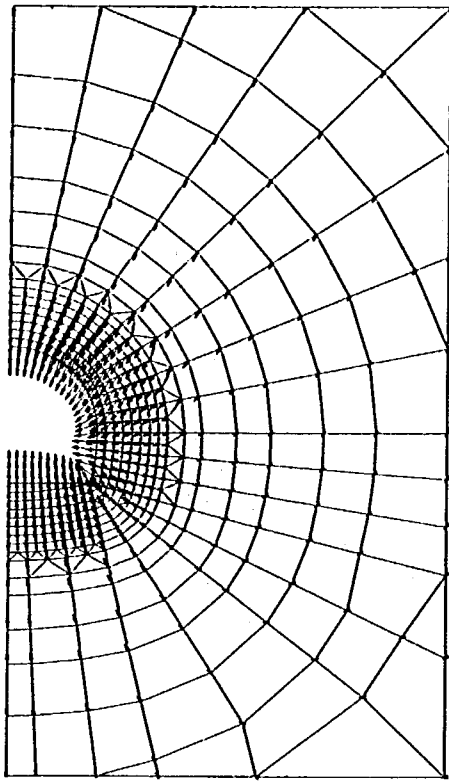
HAX. DISP 4.29
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-27(3) 变位图 ($\phi-3$; $\phi=10.0$)



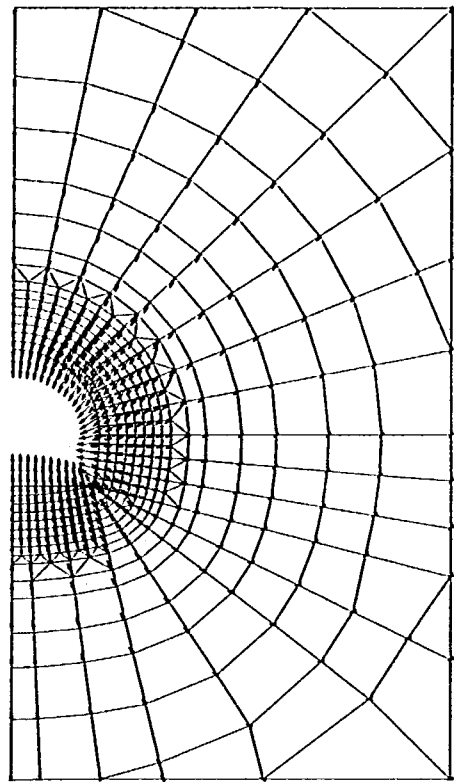
HAX. DISP 3.97
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

图-27(4) 变位图 ($\phi-4$; $\phi=15.0$)



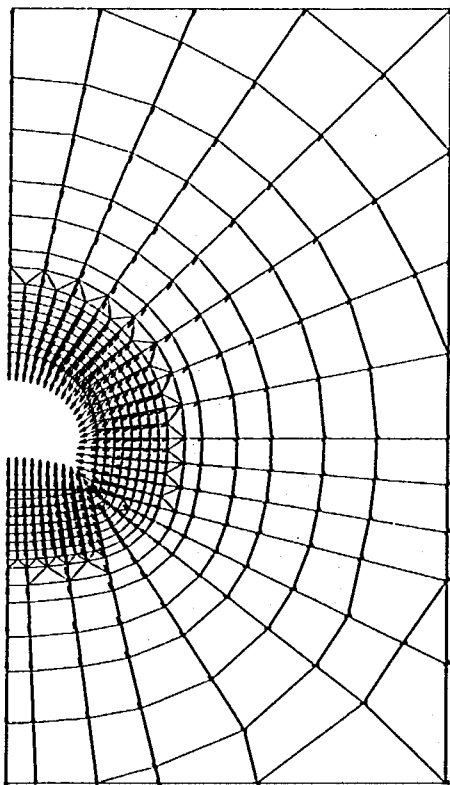
MAX. DISP 3.84
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-27(5) 変位図 ($\phi=5$; $\phi=20.0$)



MAX. DISP 3.75
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-27(6) 変位図 ($\phi=6$; $\phi=25.0$)



MAX. DISP 3.70
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-27(7) 変位図 ($\phi=7$; $\phi=30.0$)

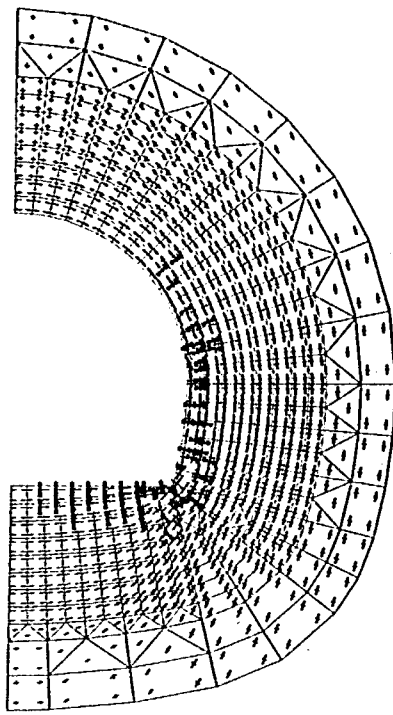


図-28(1) 主応力ベクトル図
($\phi=1$; $\phi=2.5$)

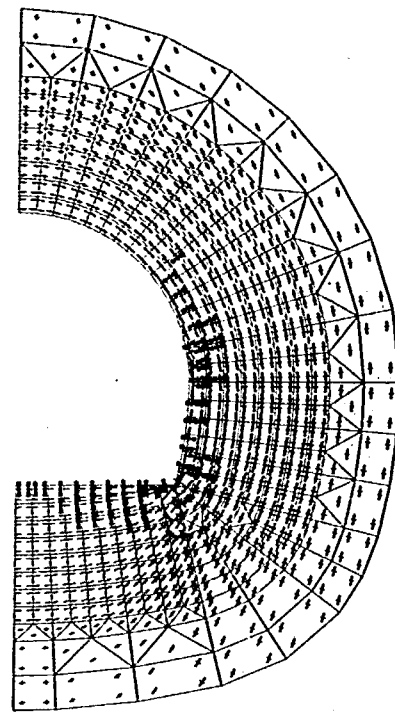


図-28(2) 主応力ベクトル図
($\phi=2$; $\phi=5.0$)

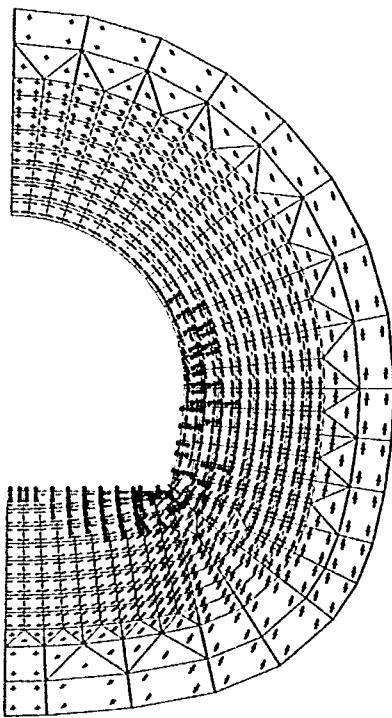


図-28(3) 主応力ベクトル図
($\phi=3$; $\phi=10.0$)

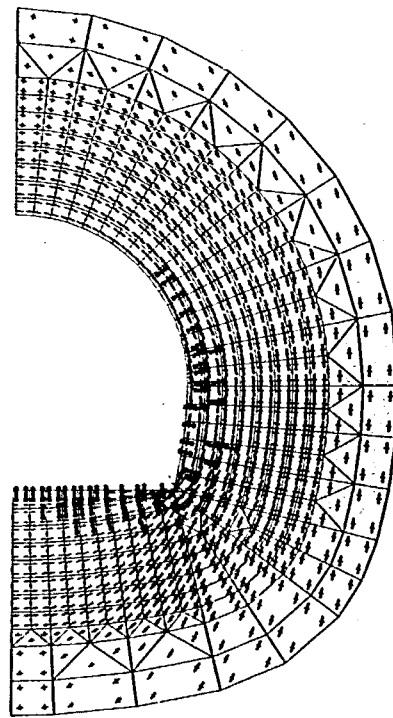
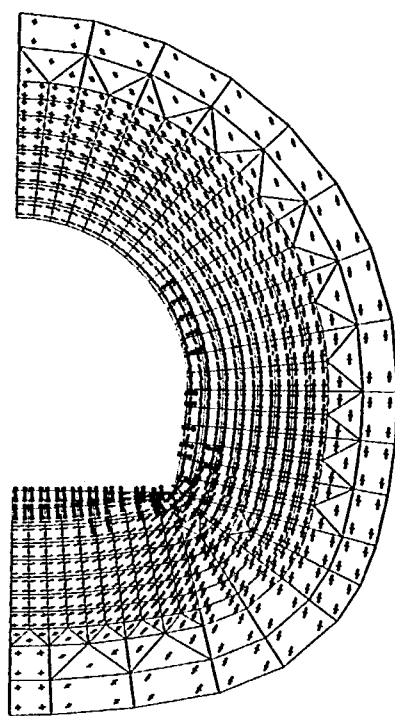
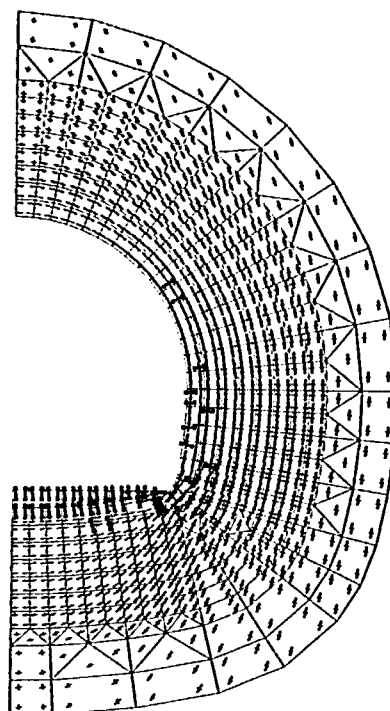


図-28(4) 主応力ベクトル図
($\phi=4$; $\phi=15.0$)



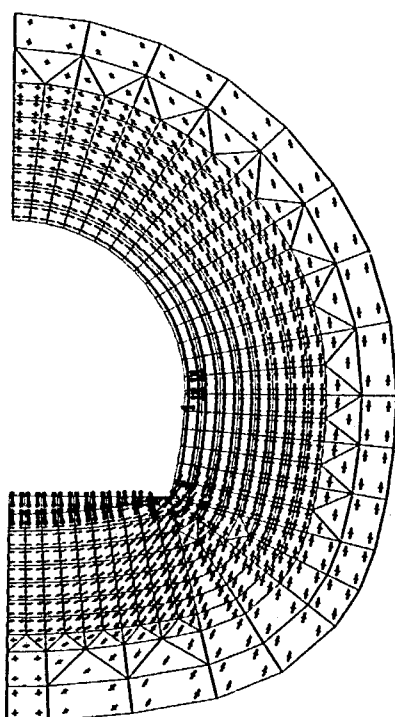
MAX. SIG -9.27E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-28(5) 主応力ベクトル図
($\phi=5$; $\phi=20.0$)



MAX. SIG -9.56E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-28(6) 主応力ベクトル図
($\phi=6$; $\phi=25.0$)



MAX. SIG -9.60E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-28(7) 主応力ベクトル図
($\phi=7$; $\phi=30.0$)

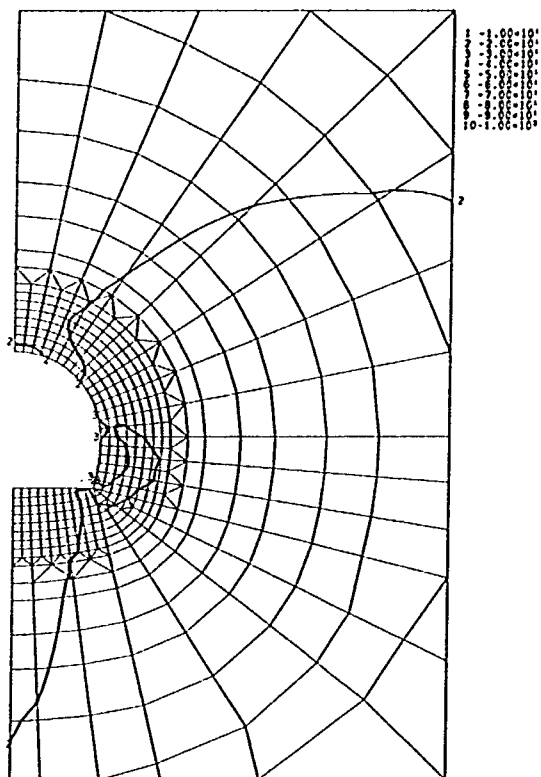


図-29(1) 最大主応力コンター図
($\phi=1$; $\phi=2.5$)

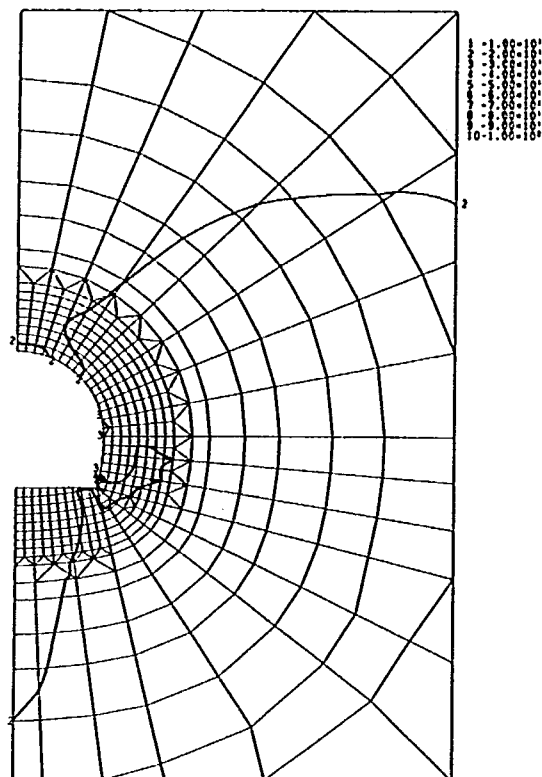


図-29(2) 最大主応力コンター図
($\phi=2$; $\phi=5.0$)

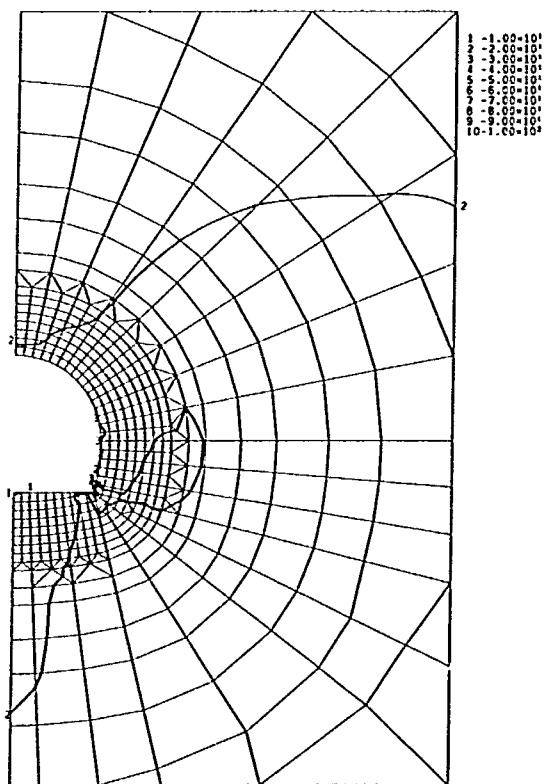


図-29(3) 最大主応力コンター図
($\phi=3$; $\phi=10.0$)

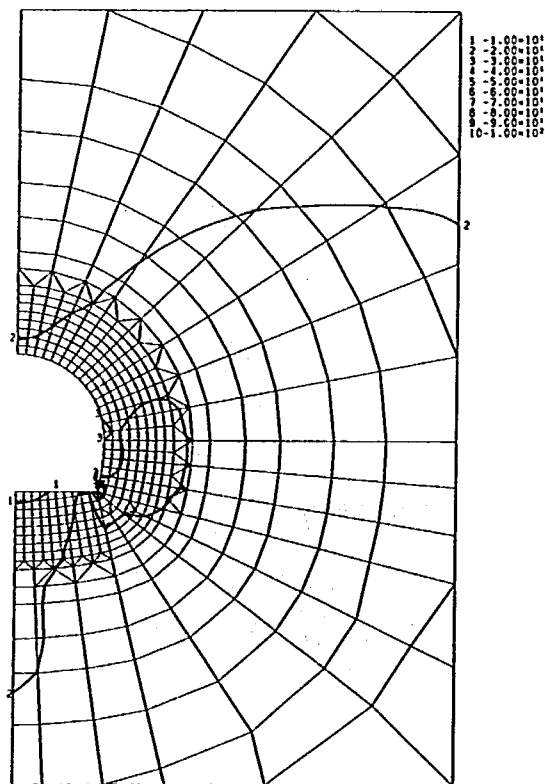


図-29(4) 最大主応力コンター図
($\phi=4$; $\phi=15.0$)

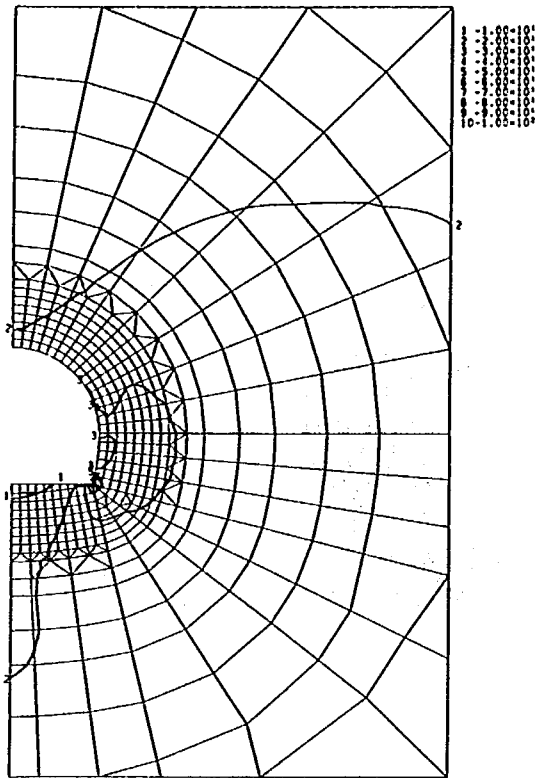


図- 29(5) 最大主応力コンター図
($\phi=5$; $\phi=2.0.0$)

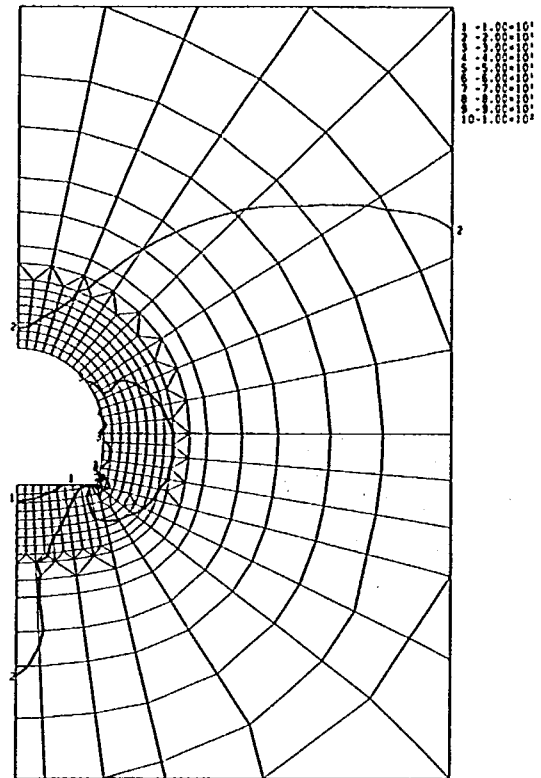


図- 29(6) 最大主応力コンター図
($\phi=6$; $\phi=2.5.0$)

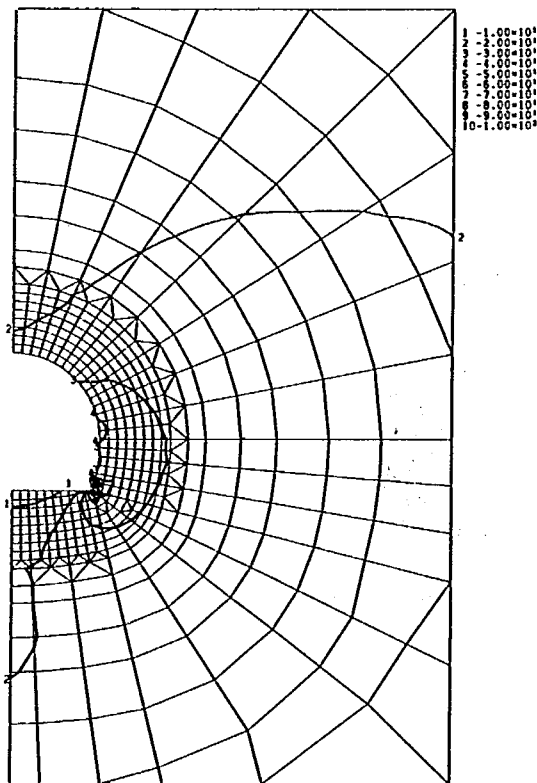


図- 29(7) 最大主応力コンター図
($\phi=7$; $\phi=3.0.0$)

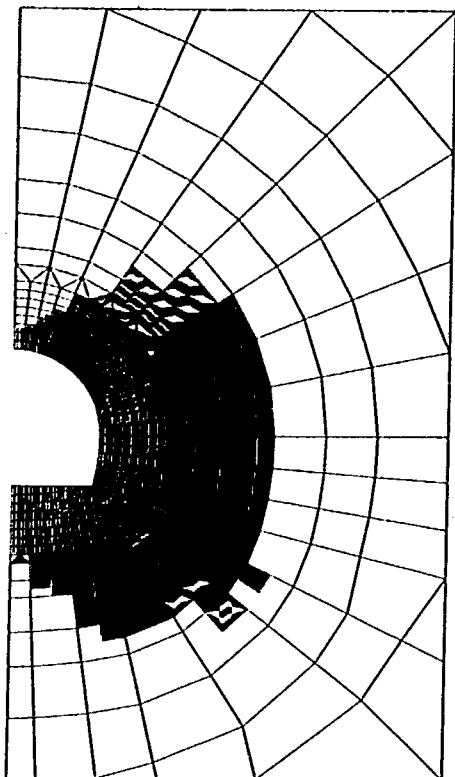


圖-30(1) 塑性領域圖
($\phi-1$; $\phi=2.5$)

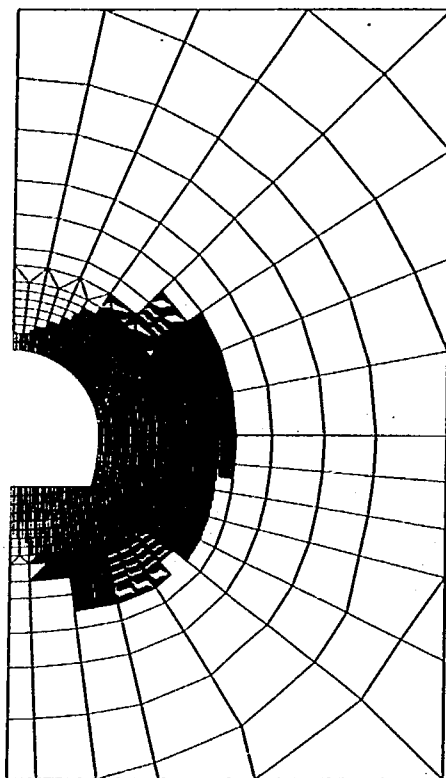


圖-30(2) 塑性領域圖
($\phi-2$; $\phi=5.0$)

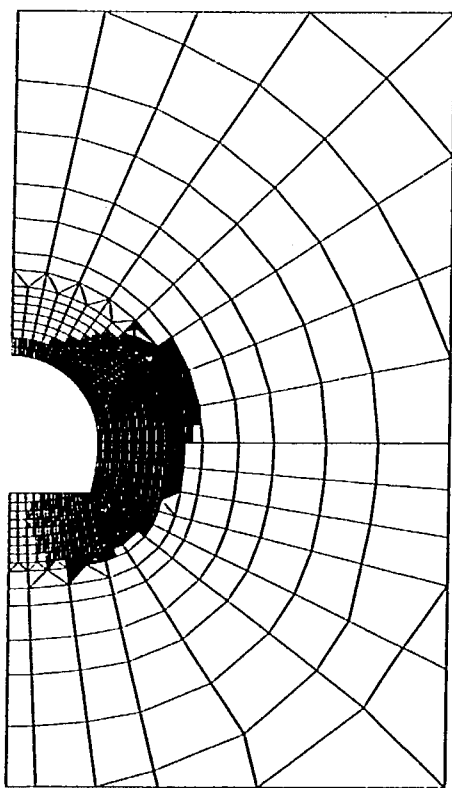


圖-30(3) 塑性領域圖
($\phi-3$; $\phi=10.0$)

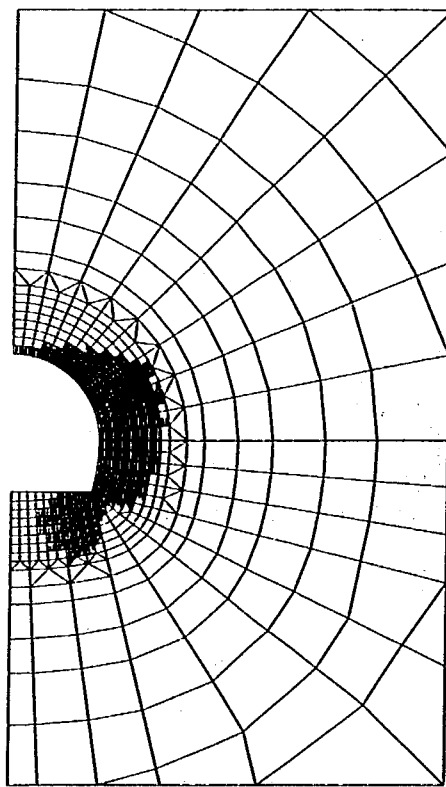


圖-30(4) 塑性領域圖
($\phi-4$; $\phi=15.0$)

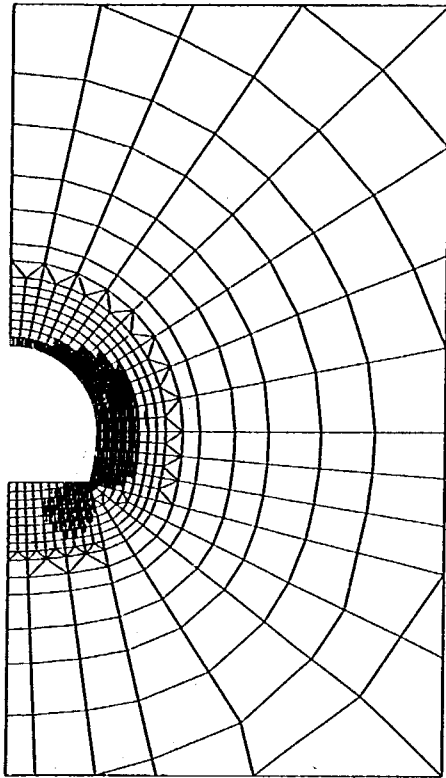


图-30(5) 塑性領域図
($\phi-5$; $\phi=20.0$)

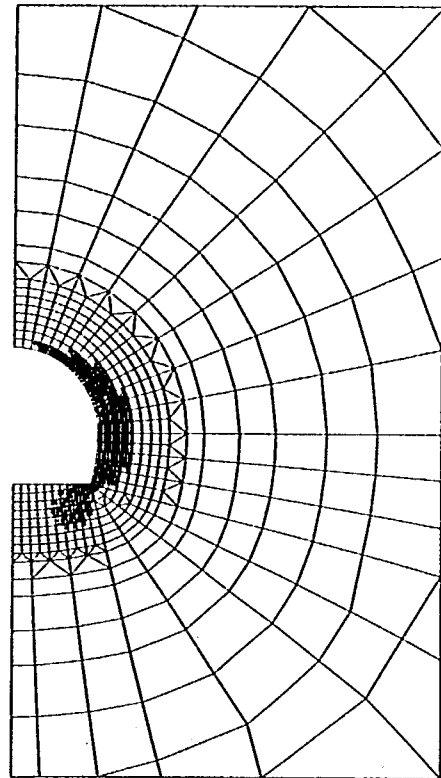


图-30(6) 塑性領域図
($\phi-6$; $\phi=25.0$)

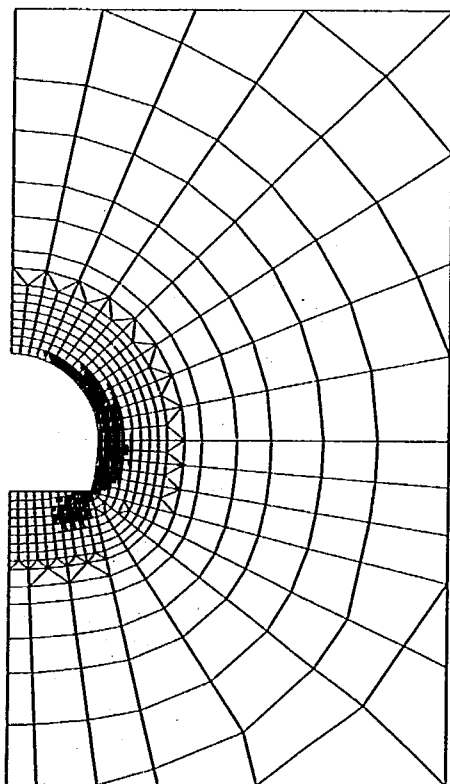


图-30(7) 塑性領域図
($\phi-7$; $\phi=30.0$)

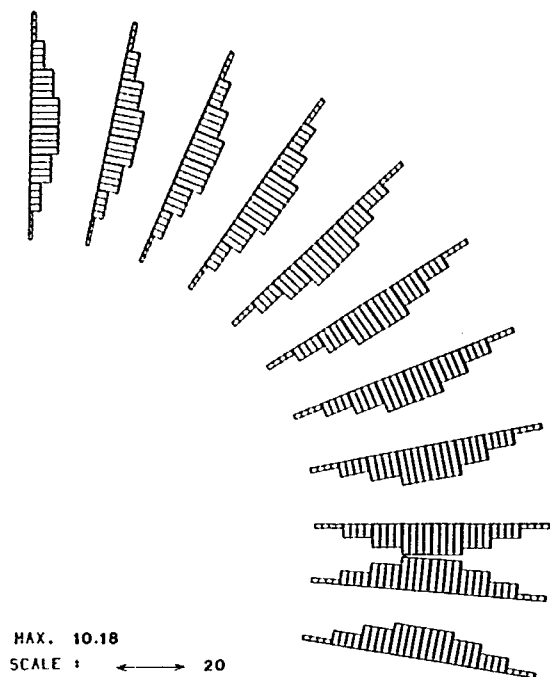


図-31(1) ロックボルト軸力図
($\phi-1$; $\phi=2.5$)

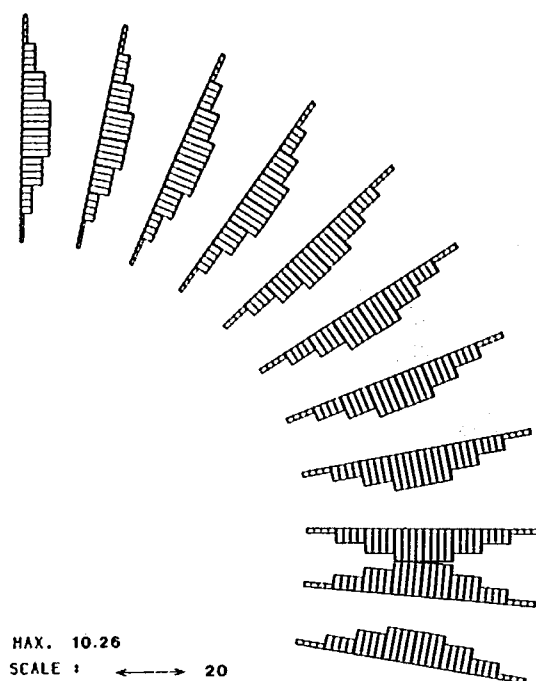


図-31(2) ロックボルト軸力図
($\phi-2$; $\phi=5.0$)

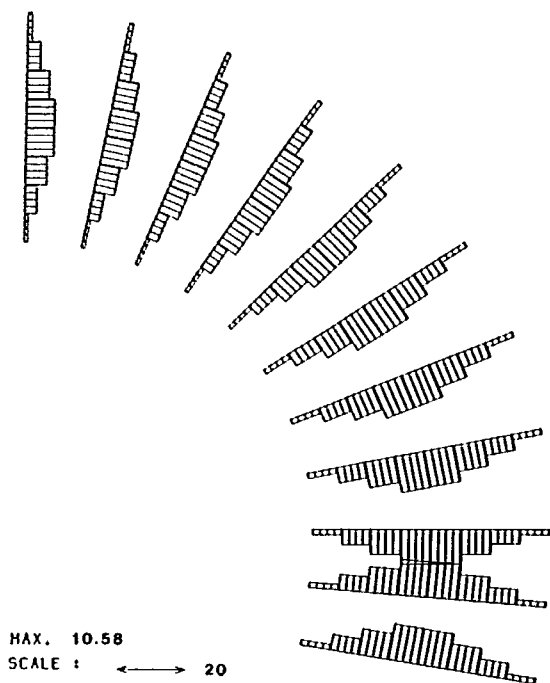


図-31(3) ロックボルト軸力図
($\phi-3$; $\phi=10.0$)

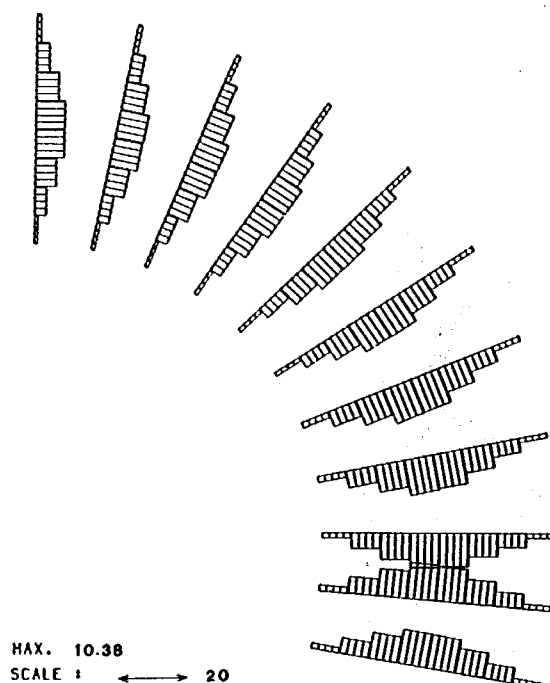


図-31(4) ロックボルト軸力図
($\phi-4$; $\phi=15.0$)

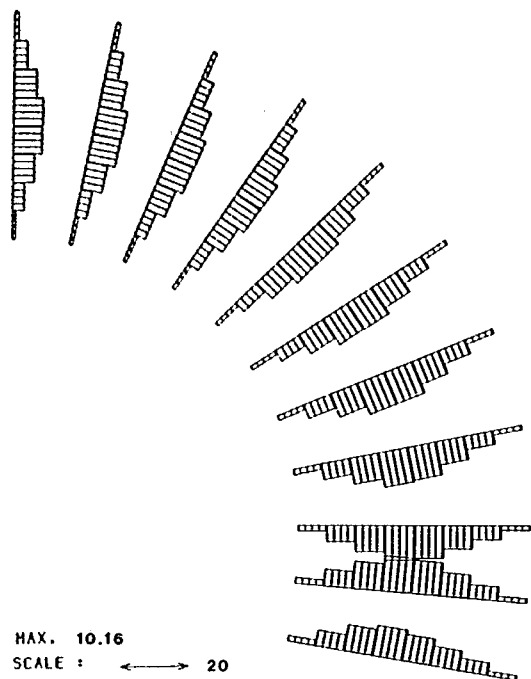


図-31(5) ロックボルト軸力図
($\phi=5$; $\phi=20.0$)

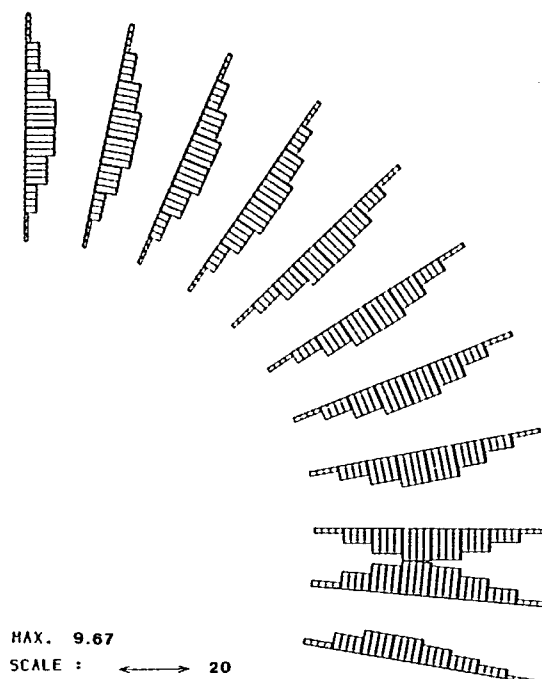


図-31(6) ロックボルト軸力図
($\phi=6$; $\phi=25.0$)

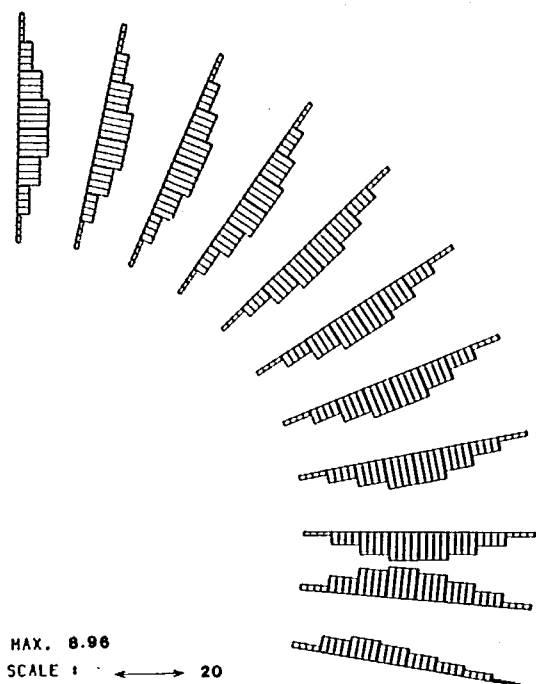


図-31(7) ロックボルト軸力図
($\phi=7$; $\phi=30.0$)

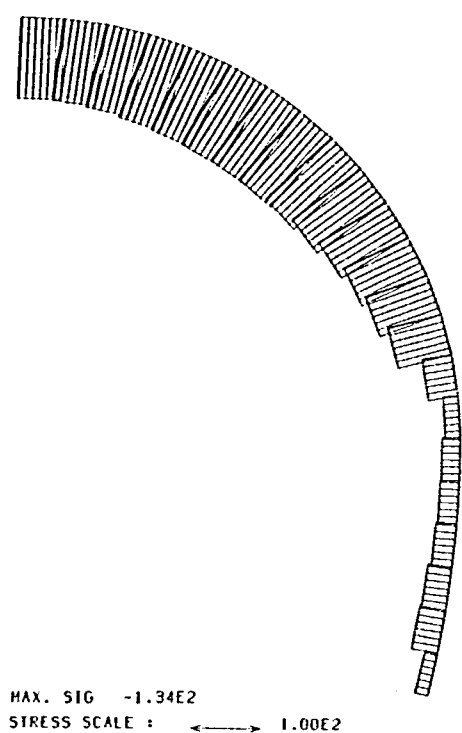


図- 32(1) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-1$; $\phi=2.5$)

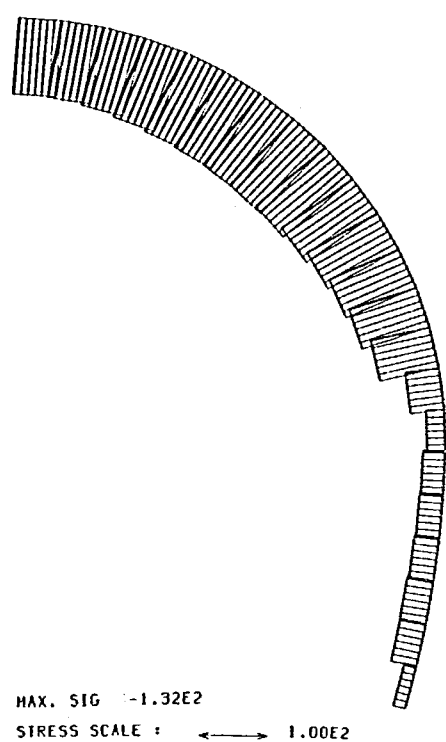


図- 32(2) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-2$; $\phi=5.0$)

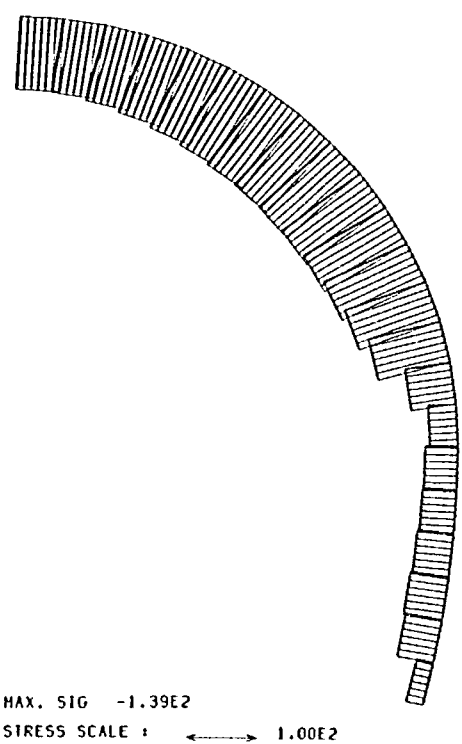


図- 32(3) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-3$; $\phi=10.0$)

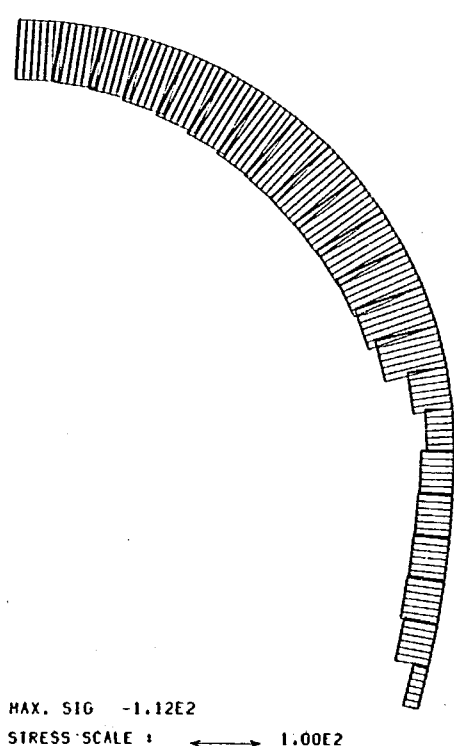


図- 32(4) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-4$; $\phi=15.0$)

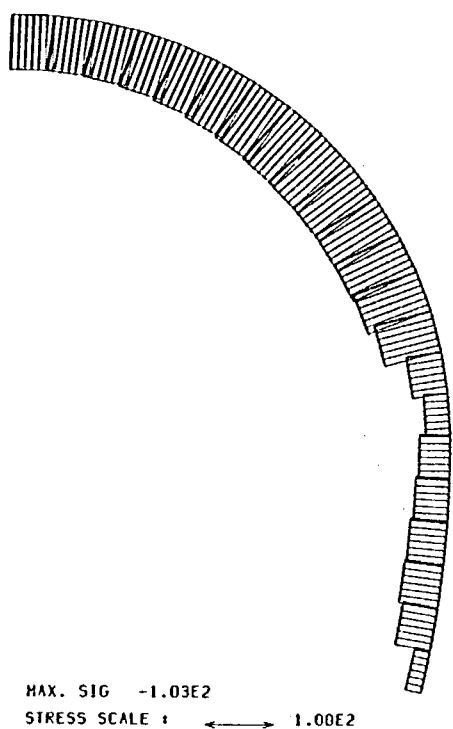


図-32(5) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-5$; $\phi=20.0$)

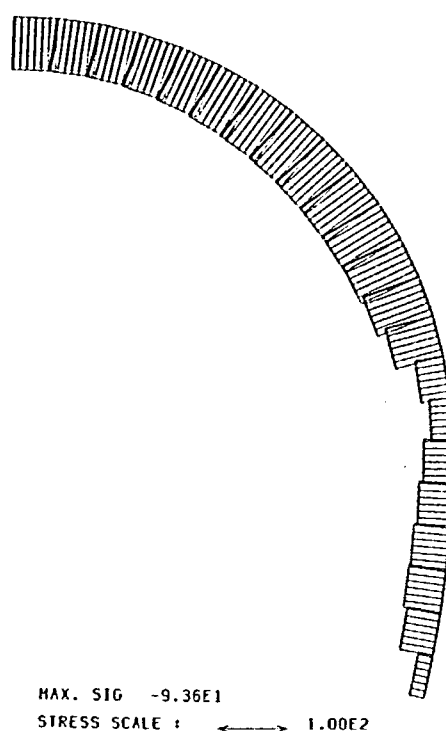


図-32(6) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-6$; $\phi=25.0$)

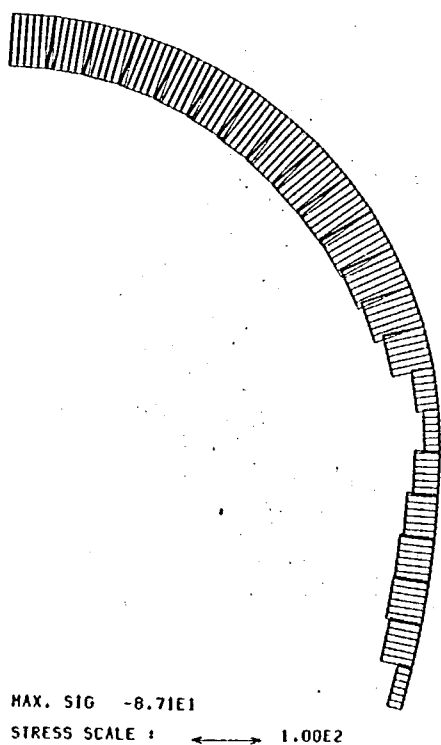
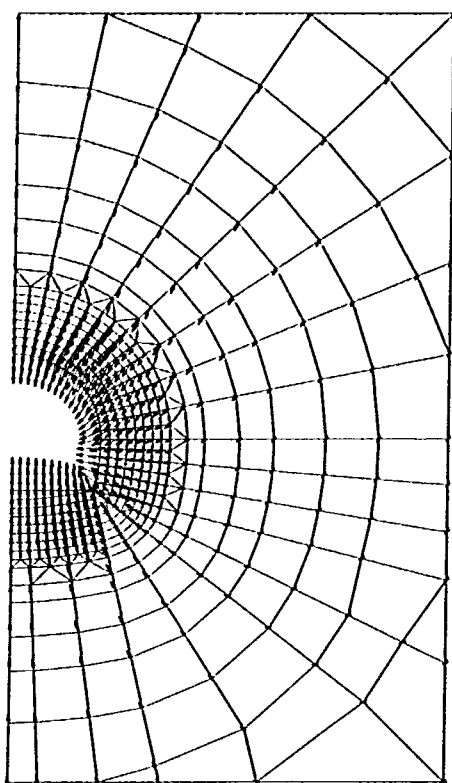
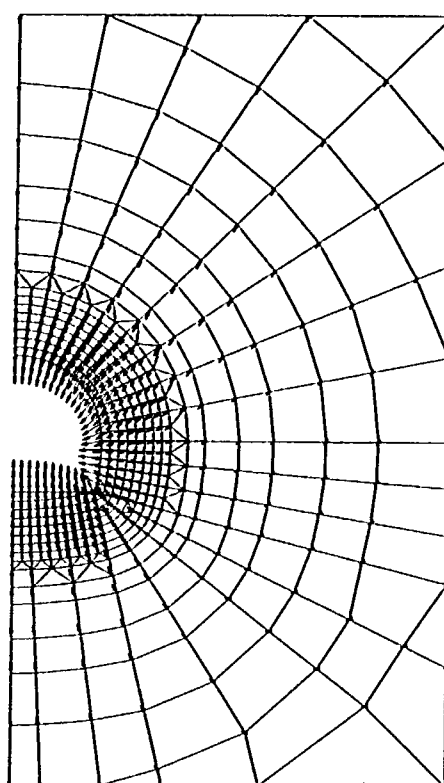


図-32(7) 吹付けコンクリート応力図
($\phi-7$; $\phi=30.0$)



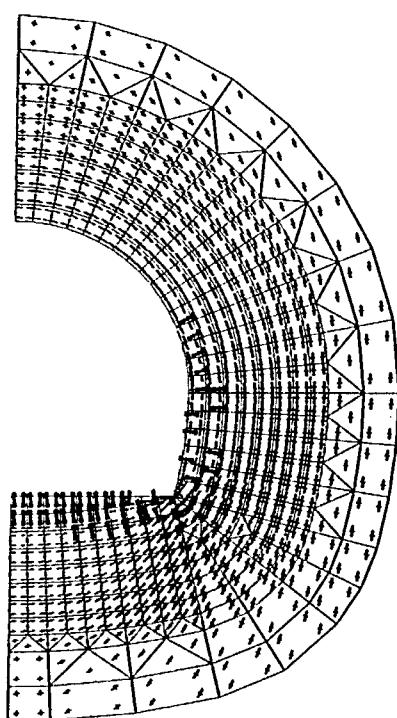
MAX. DISP 3.91
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-33(1) 変位図 (H-1 ; $H' = 0.0$)



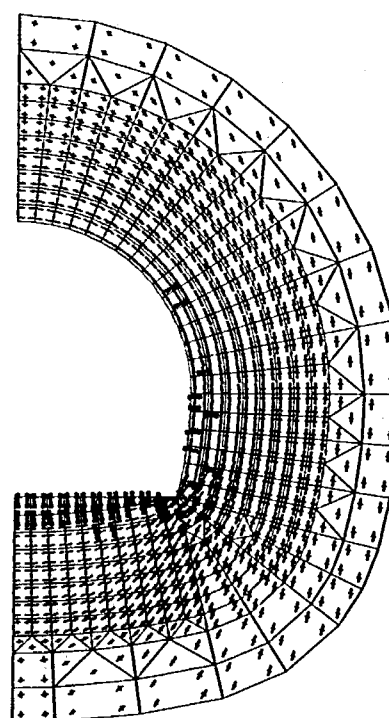
MAX. DISP 3.75
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-33(2) 変位図 (H-2 ; $H' = 250$)



MAX. SIG -8.18E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-34(1) 主応力ベクトル図
(H-1 ; $H' = 0.0$)



MAX. SIG -9.56E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-34(2) 主応力ベクトル図
(H-2 ; $H' = 250$)

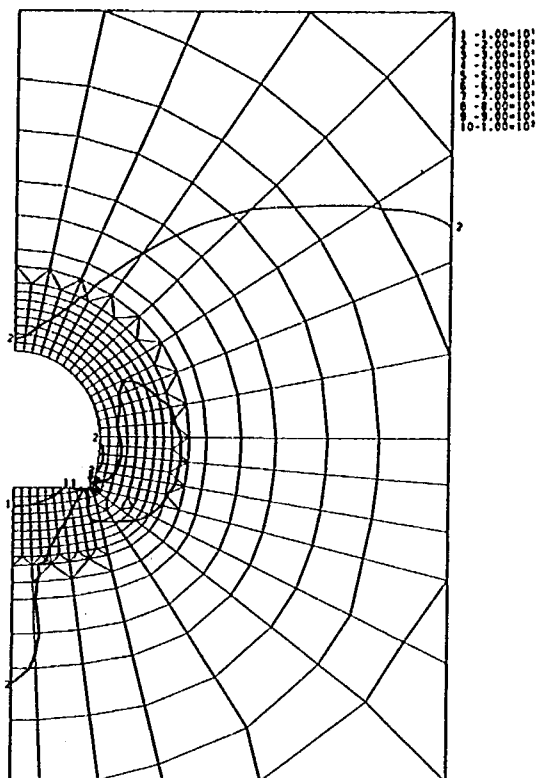


図-35(1) 最大主応力コンター図
(H-1 ; $H'=0.0$)

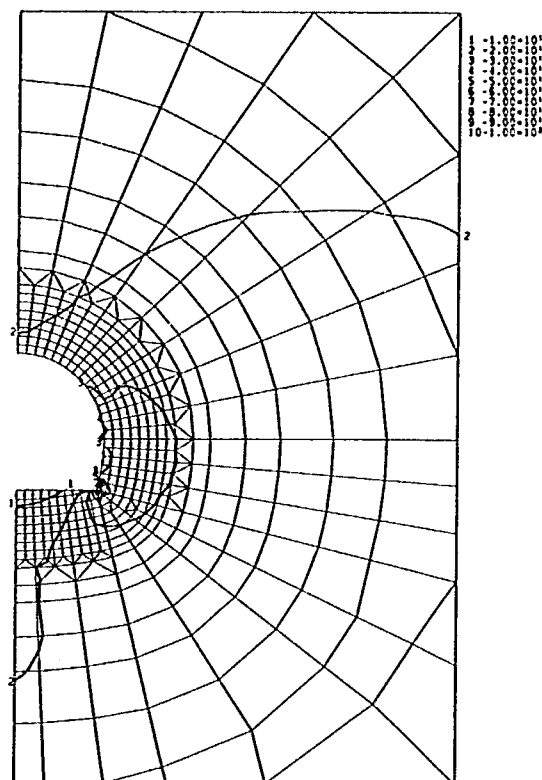


図-35(2) 最大主応力コンター図
(H-2 ; $H'=250$)

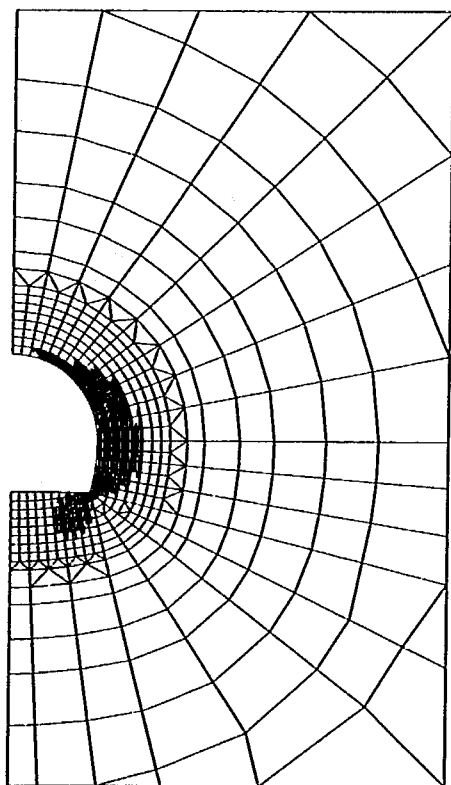


図-36(1) 塑性領域図
(H-1 ; $H'=0.0$)

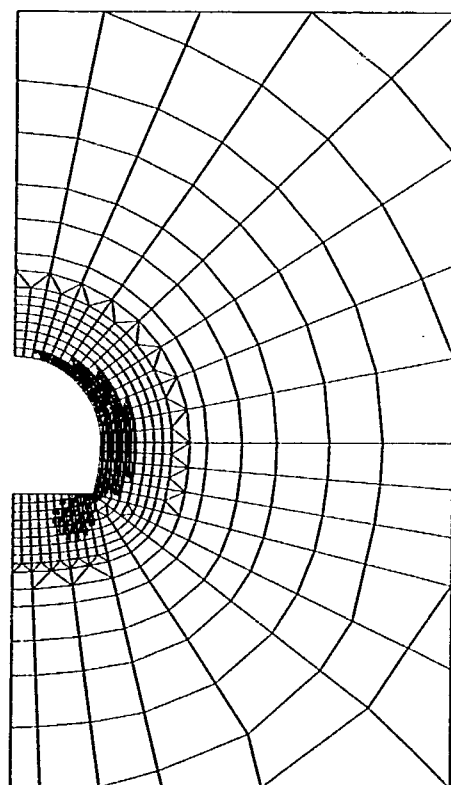


図-36(2) 塑性領域図
(H-2 ; $H'=250$)

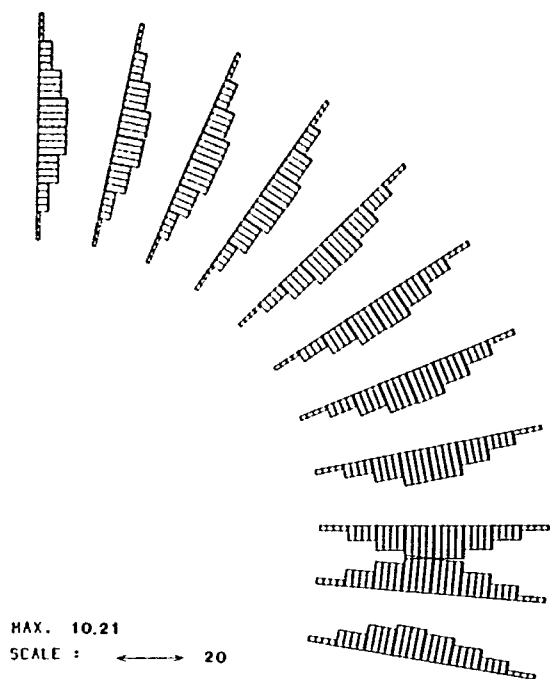


図-37(1) ロックボルト軸力図
(H-1 ; $H' = 0.0$)

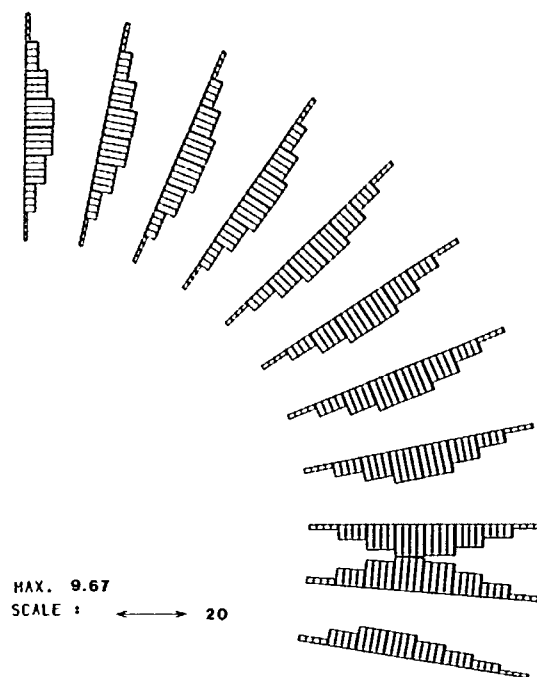


図-37(2) ロックボルト軸力図
(H-2 ; $H' = 250$)

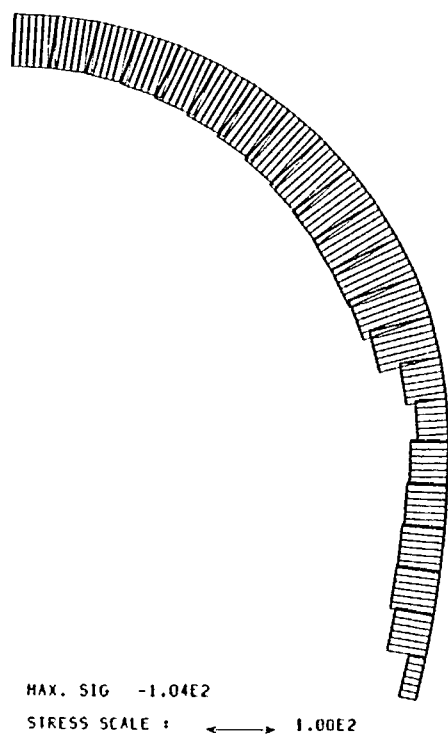


図-38(1) 吹付けコンクリート応力図
(H-1 ; $H' = 0$)

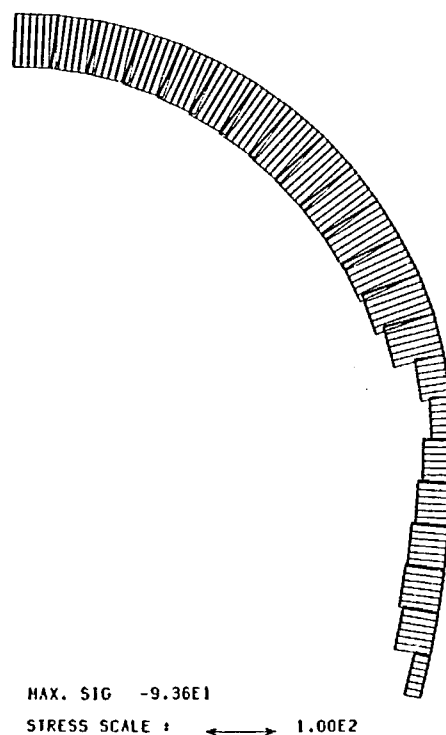


図-38(2) 吹付けコンクリート応力図
(H-2 ; $H' = 250$)

6 章関係

(図-39～図-83)

図-39～図-45……………地山分類B

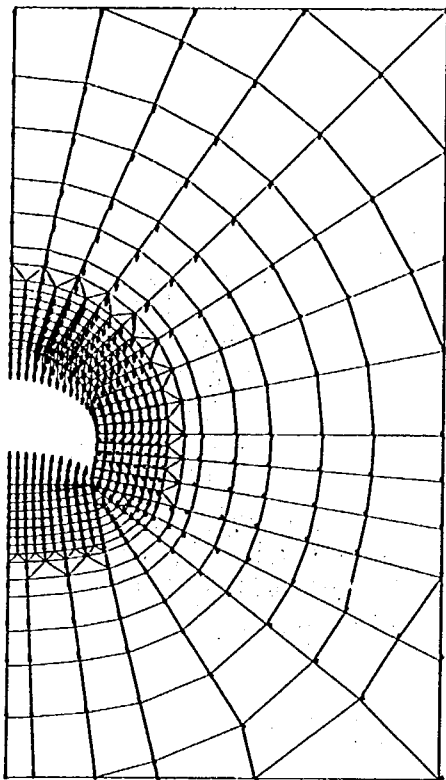
図-46～図-52……………地山分類C

図-53～図-59……………地山分類D

図-60～図-66……………地山分類E

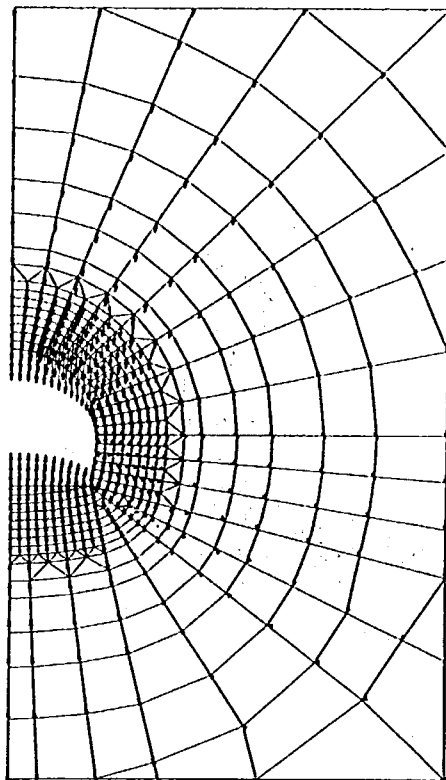
図-67～図-78……………施工法の影響

図-79～図-83……………ロックボルト打設パターンの影響



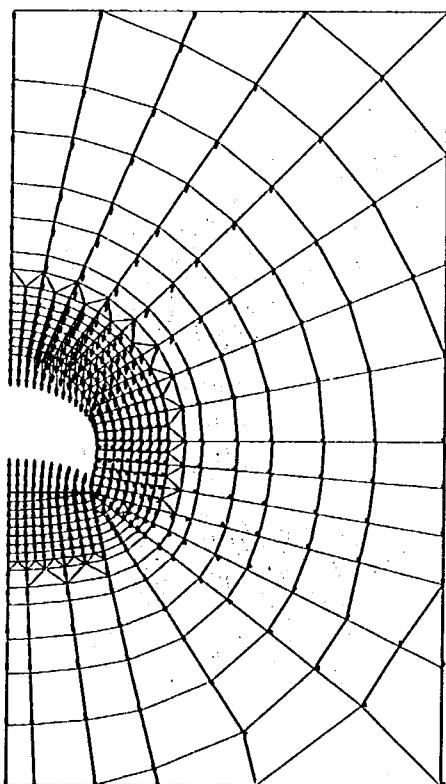
MAX. DISP 2.42E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E-1

図-39(1) 変位図
(地山分類B, NS)



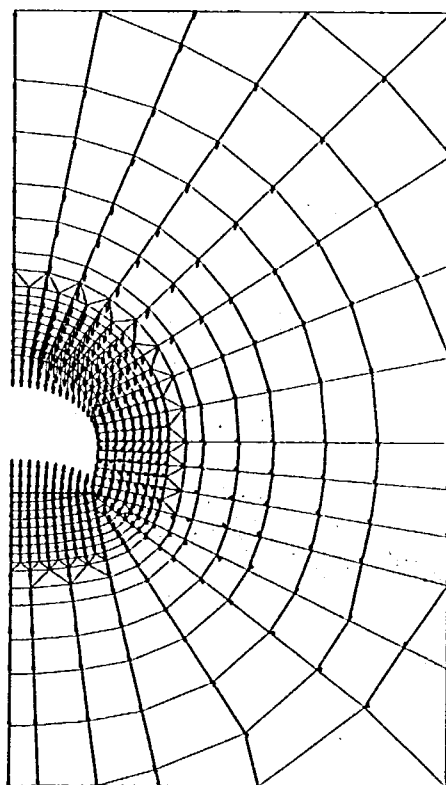
MAX. DISP 2.42E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E-1

図-39(2) 変位図
(地山分類B, RB)



MAX. DISP 2.42E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E-1

図-39(3) 変位図
(地山分類B, SC)



MAX. DISP 2.42E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E-1

図-39(4) 変位図
(地山分類B, NATM)

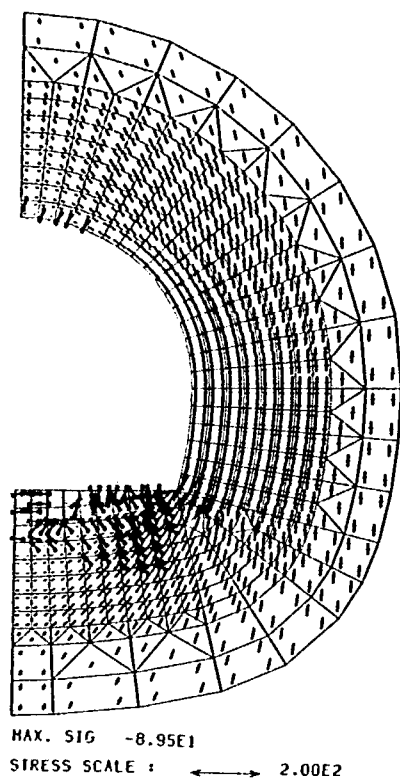


図-40(1) 主応力ベクトル図
(地山分類B, NS)

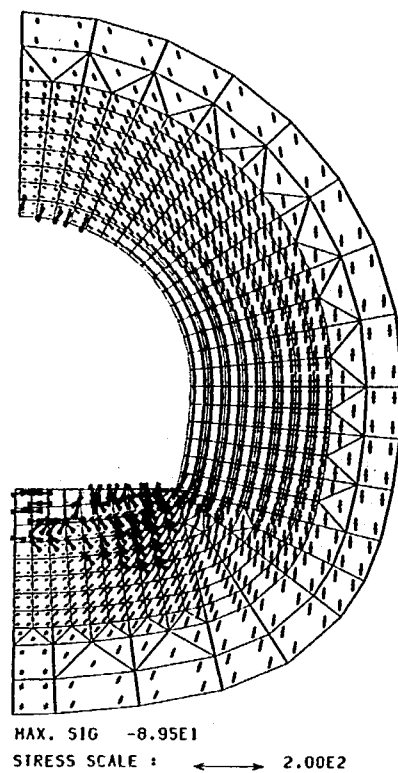


図-40(2) 主応力ベクトル図
(地山分類B, RB)

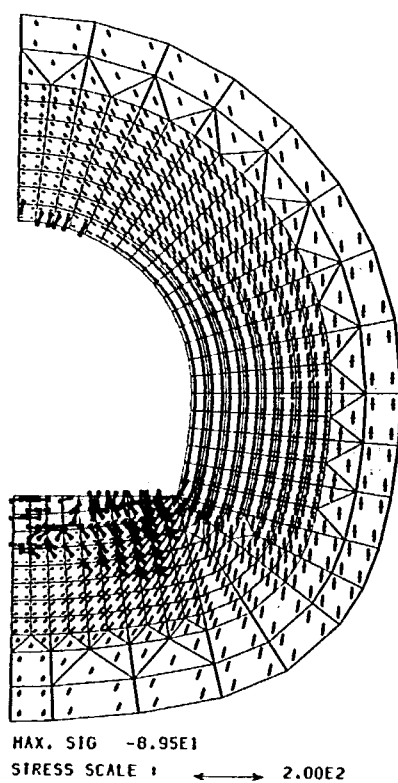


図-40(3) 主応力ベクトル図
(地山分類B, SC)

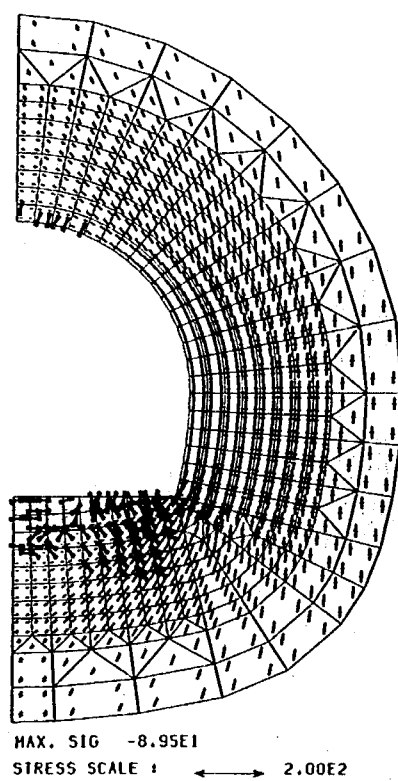


図-40(4) 主応力ベクトル図
(地山分類B, NATM)

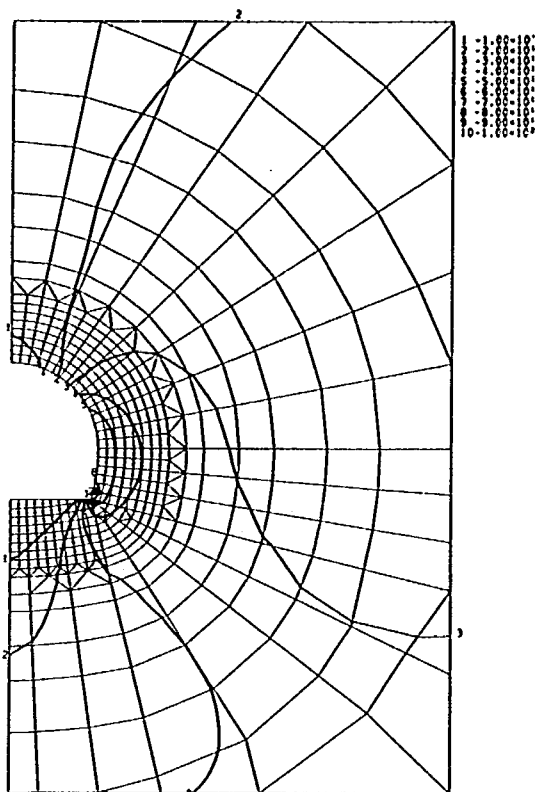


図-41(1) 最大主応力コンター図
(地山分類B, NS)

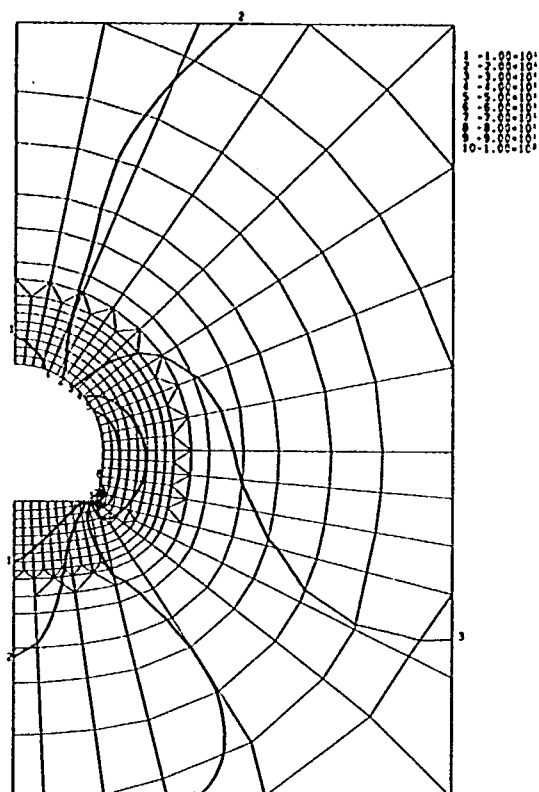


図-41(2) 最大主応力コンター図
(地山分類B, RB)

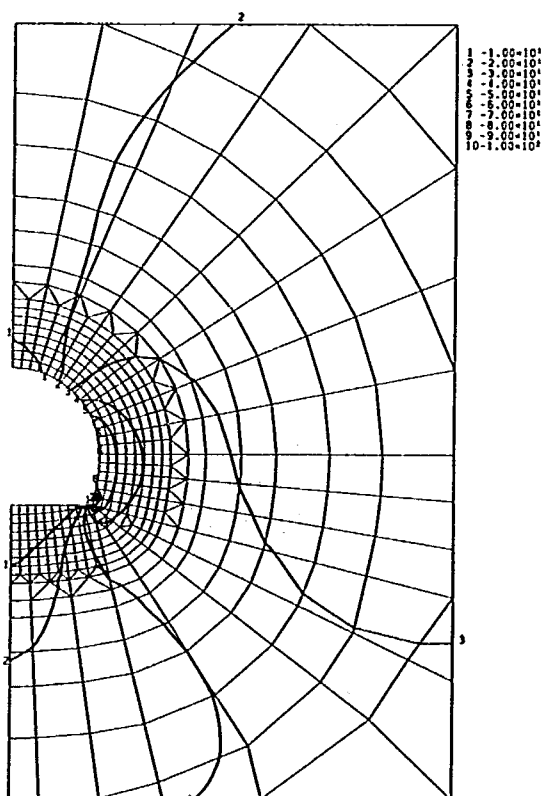


図-41(3) 最大主応力コンター図
(地山分類B, SC)

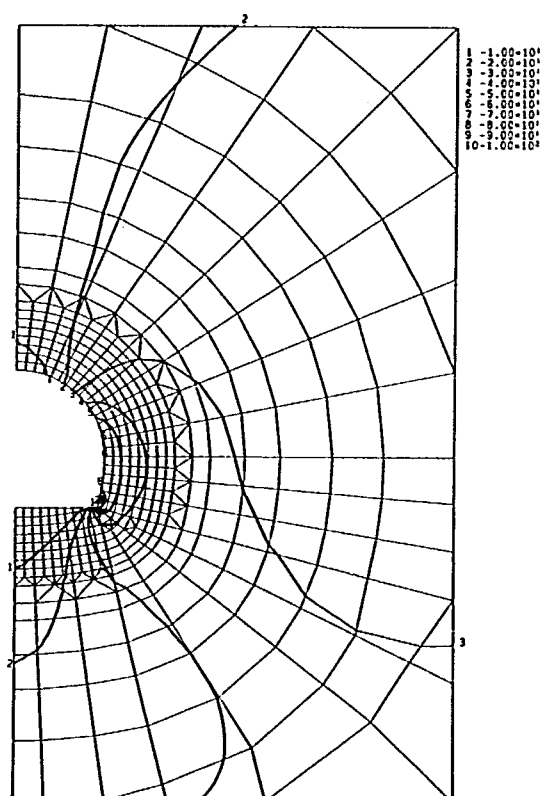


図-41(4) 最大主応力コンター図
(地山分類B, NATM)

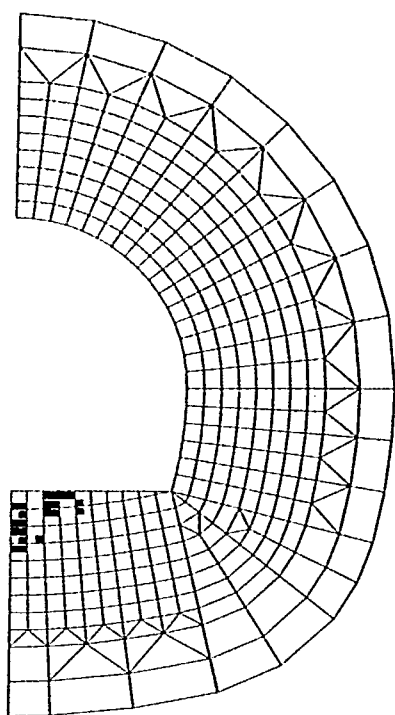


図-42(1) 塑性領域図
(地山分類B, NS)

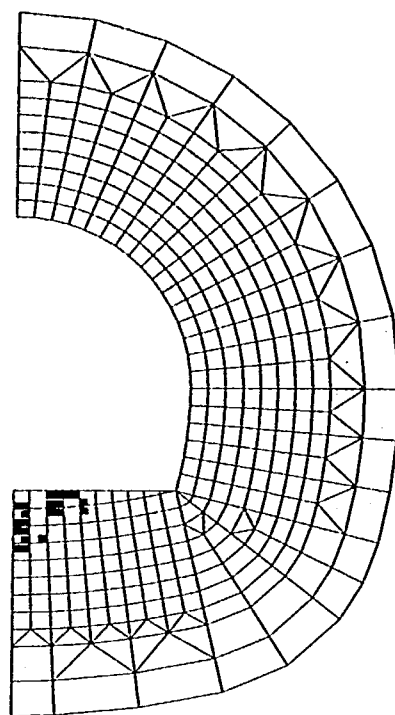


図-42(2) 塑性領域図
(地山分類B, RB)

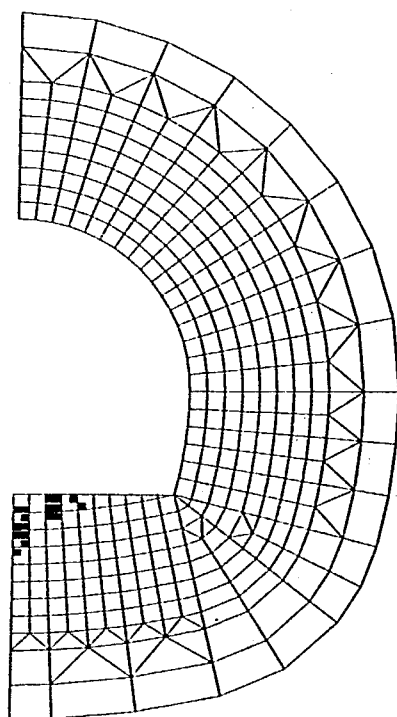


図-42(3) 塑性領域図
(地山分類B, SC)

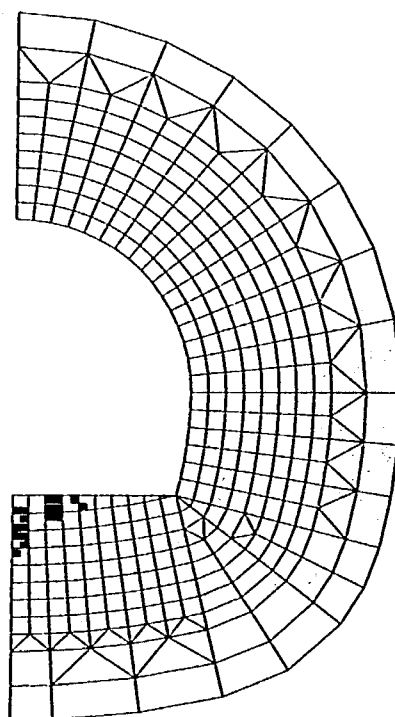


図-42(4) 塑性領域図
(地山分類B, NATM)

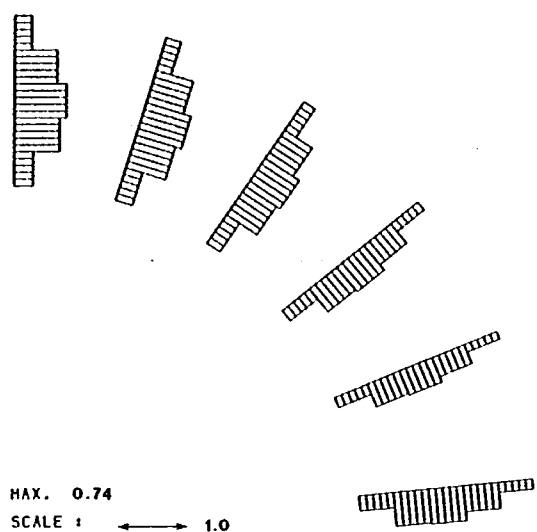


図-43(1) ロックボルト軸力図
(地山分類B, RB)

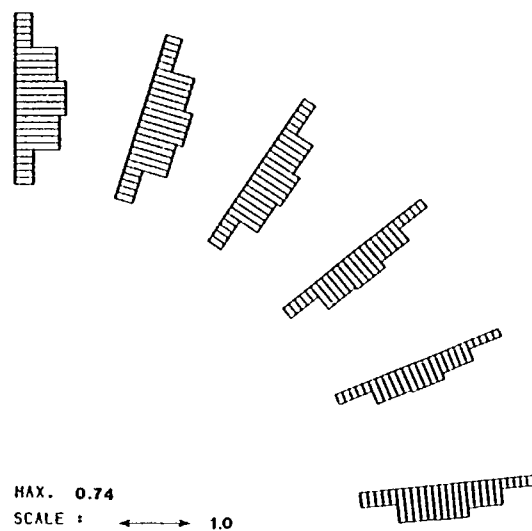


図-43(2) ロックボルト軸力図
(地山分類B, NATM)

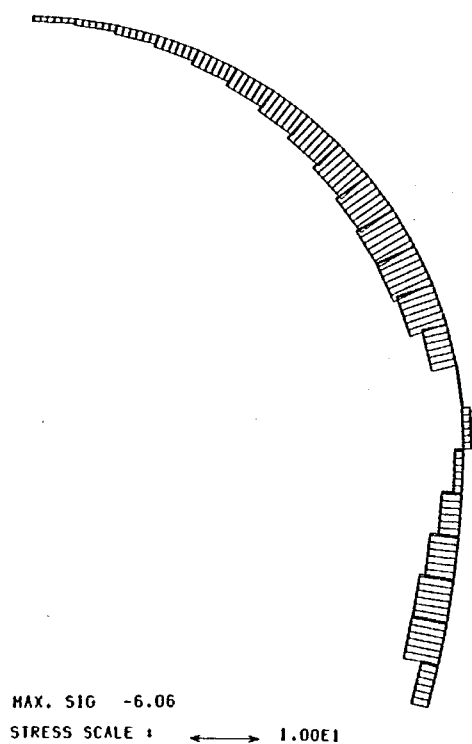


図-44(1) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類B, SC)

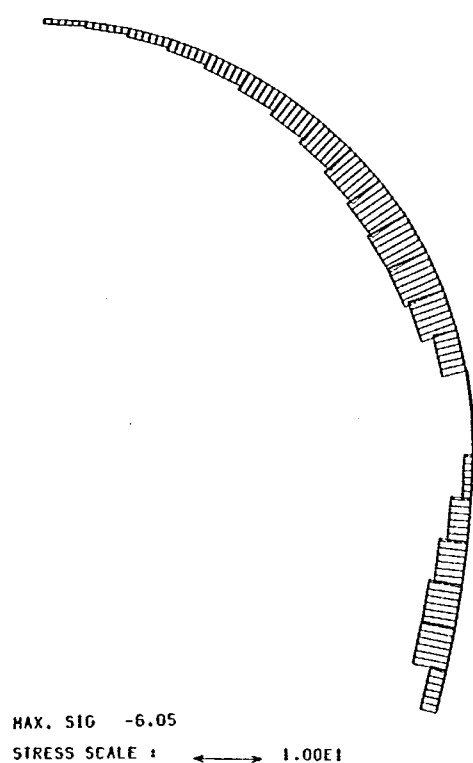


図-44(2) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類B, NATM)

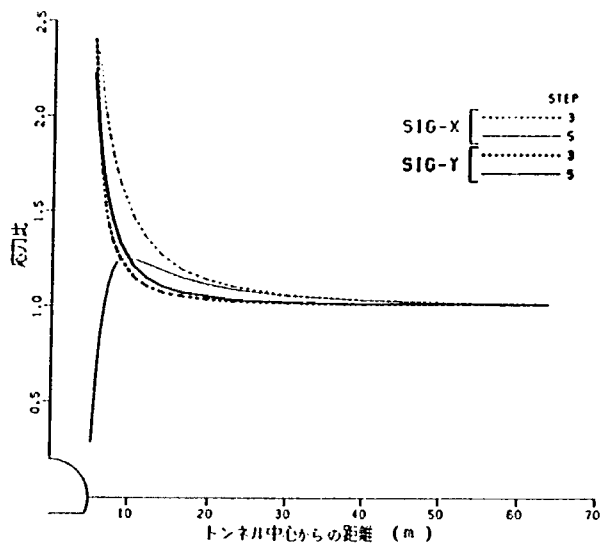


図- 45 (1) 応力分布図
(地山分類B, NS)

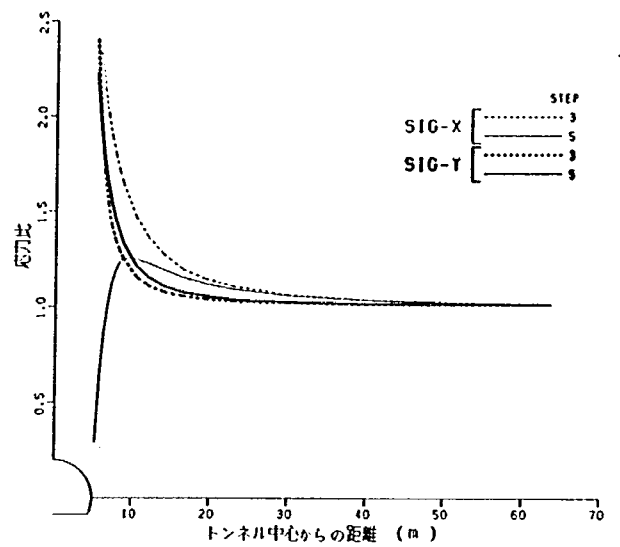


図- 45 (2) 応力分布図
(地山分類B, RB)

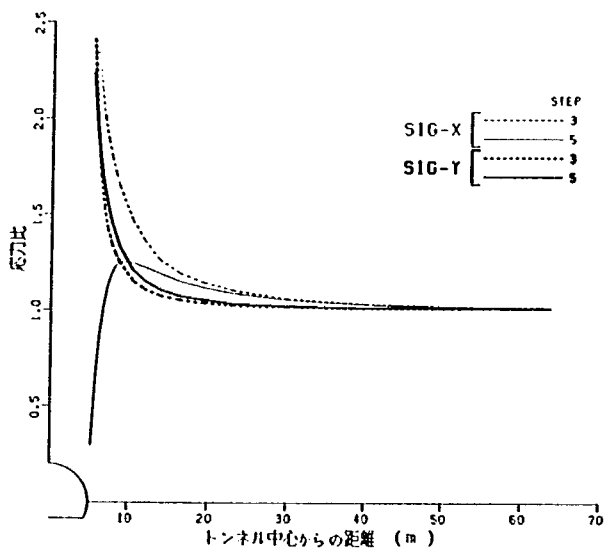


図- 45 (3) 応力分布図
(地山分類B, SC)

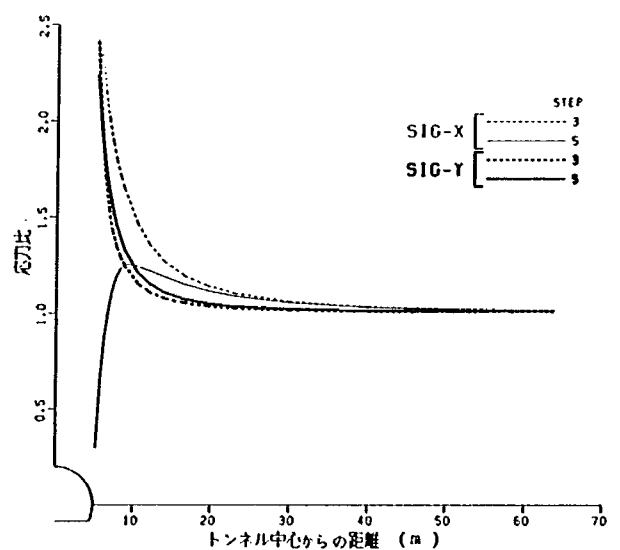
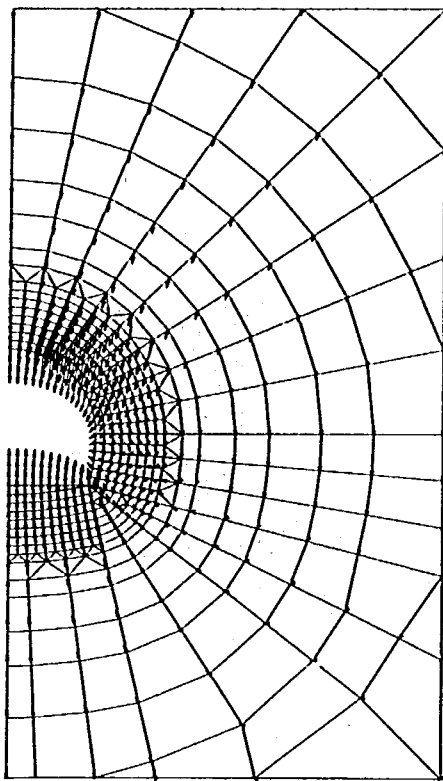
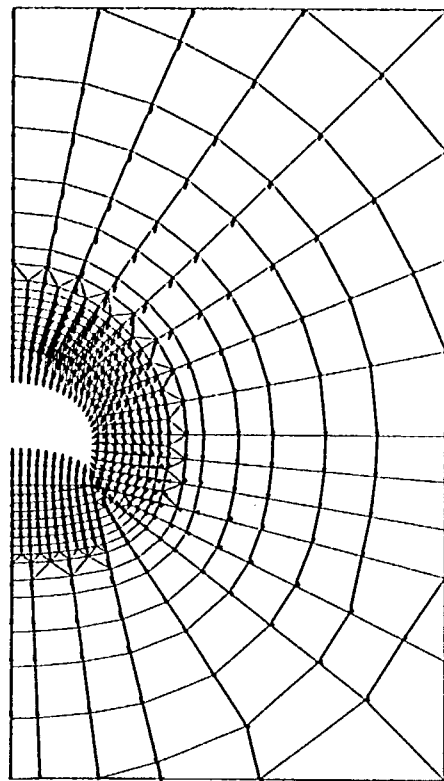


図- 45 (4) 応力分布図
(地山分類B, NATM)



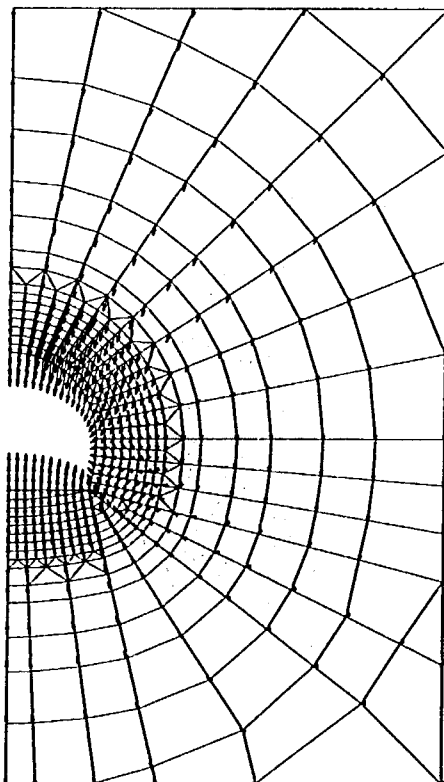
MAX. DISP 2.16
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 4.00

図-46(1) 変位図
(地山分類C, NS)



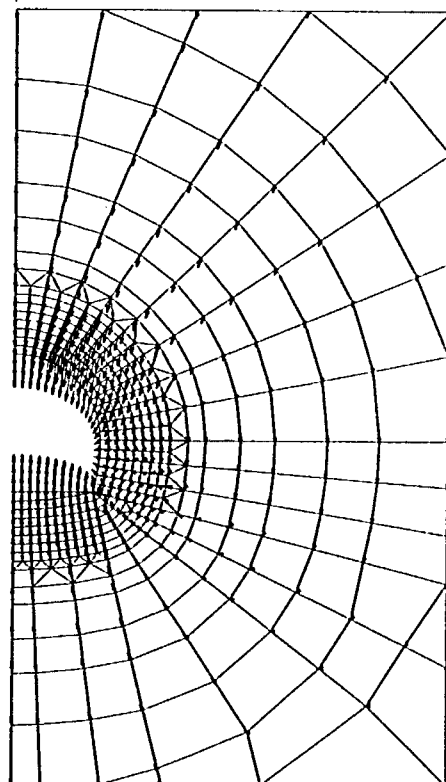
MAX. DISP 2.16
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 4.00

図-46(2) 変位図
(地山分類C, RB)



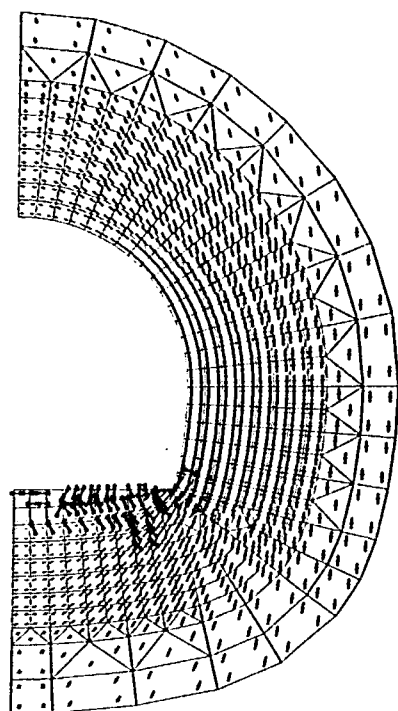
MAX. DISP 2.15
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 4.00

図-46(3) 変位図
(地山分類C, SC)



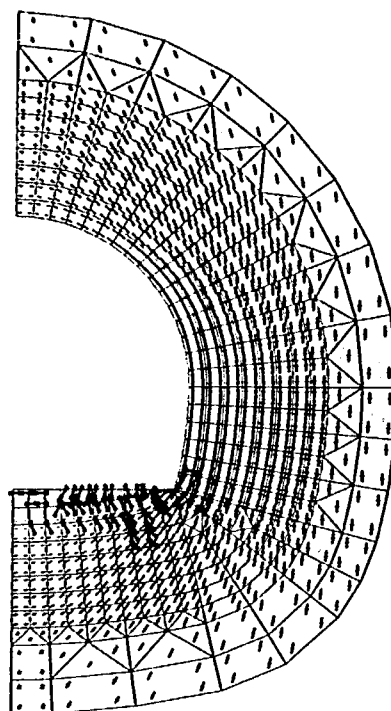
MAX. DISP 2.15
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 4.00

図-46(4) 変位図
(地山分類C, NATM)



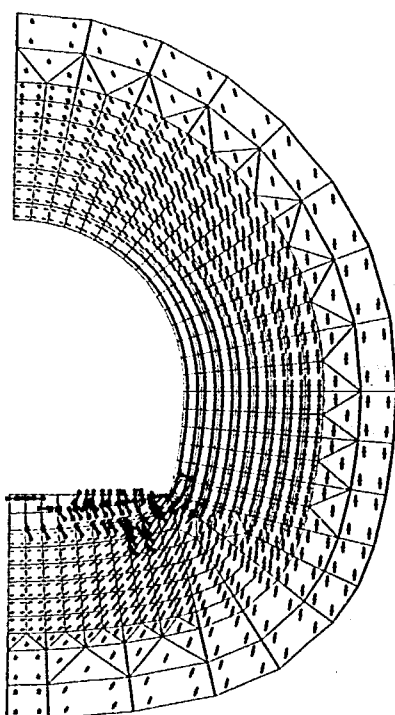
HAX. SIG -8.71E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-47(1) 主応力ベクトル図
(地山分類C, NS)



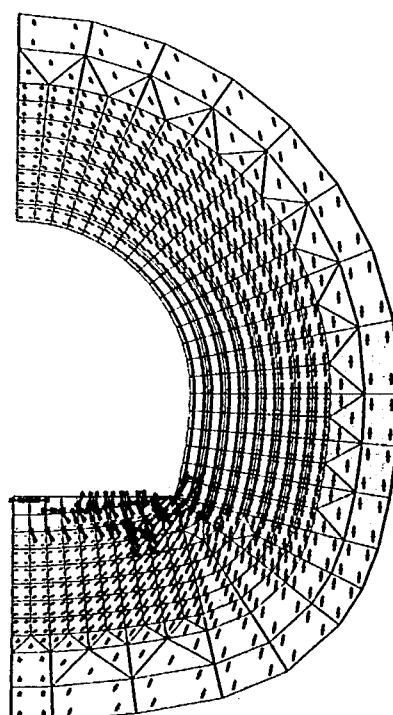
HAX. SIG -8.71E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-47(2) 主応力ベクトル図
(地山分類C, RB)



HAX. SIG -8.70E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-47(3) 主応力ベクトル図
(地山分類C, SC)



HAX. SIG -8.69E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-47(4) 主応力ベクトル図
(地山分類C, NATM)

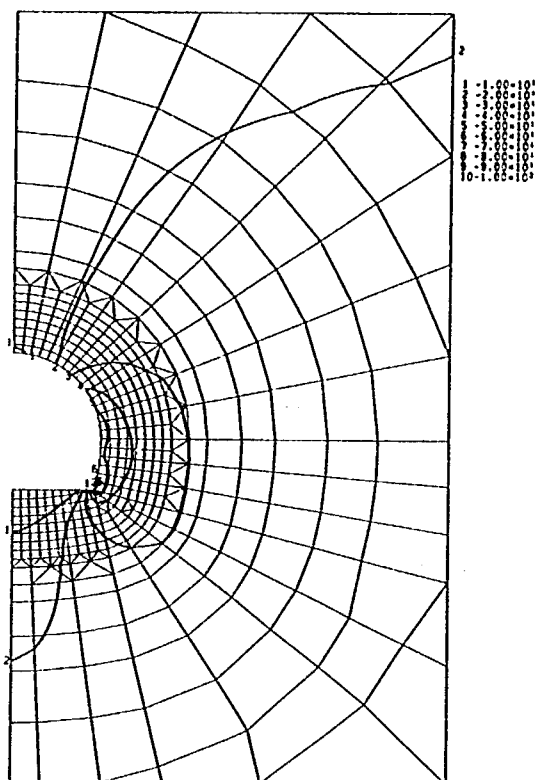


図-48(1) 最大主応力コンター図
(地山分類C, NS)

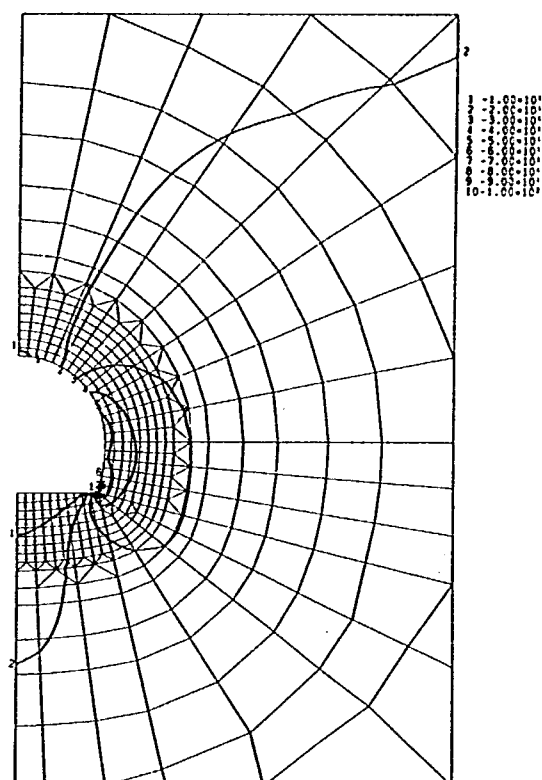


図-48(2) 最大主応力コンター図
(地山分類C, RB)

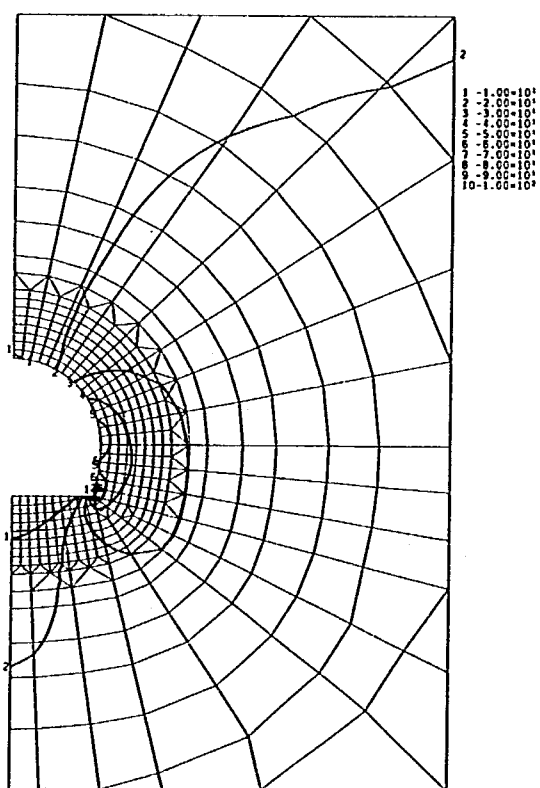


図-48(3) 最大主応力コンター図
(地山分類C, SC)

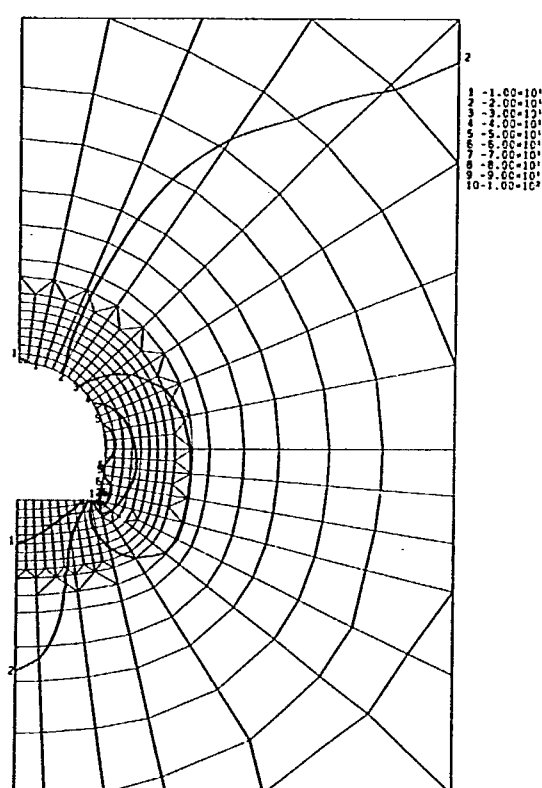


図-48(4) 最大主応力コンター図
(地山分類C, NATM)

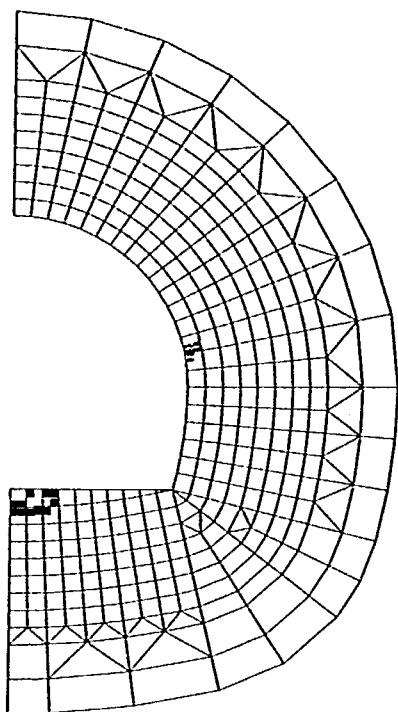


図-49(1) 塑性領域図
(地山分類 C, NS)

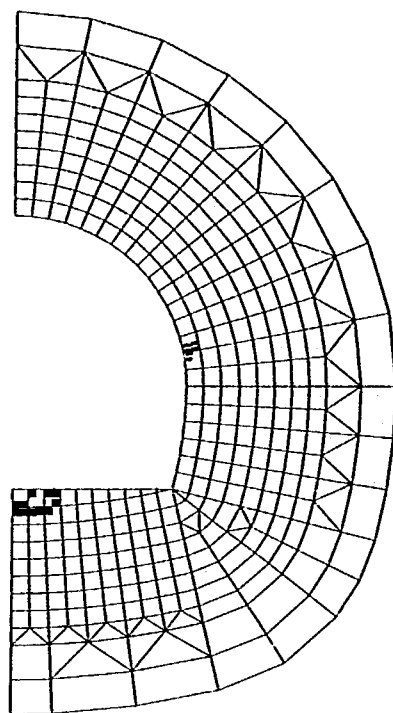


図-49(2) 塑性領域図
(地山分類 C, RB)

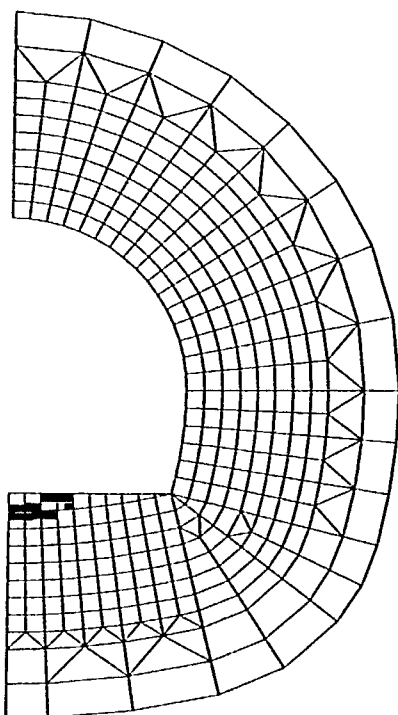


図-49(3) 塑性領域図
(地山分類 C, SC)

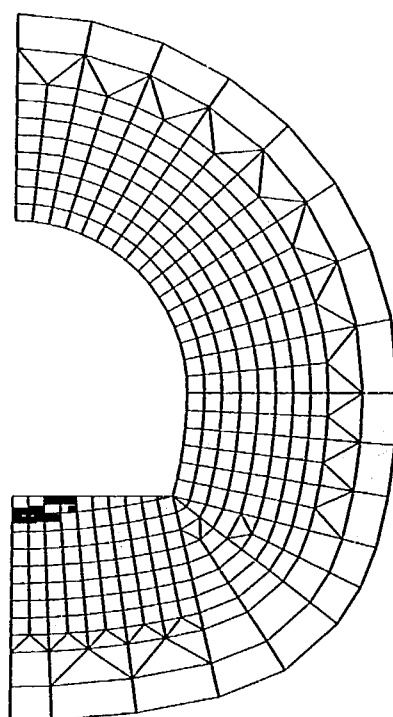


図-49(4) 塑性領域図
(地山分類 C, NATM)

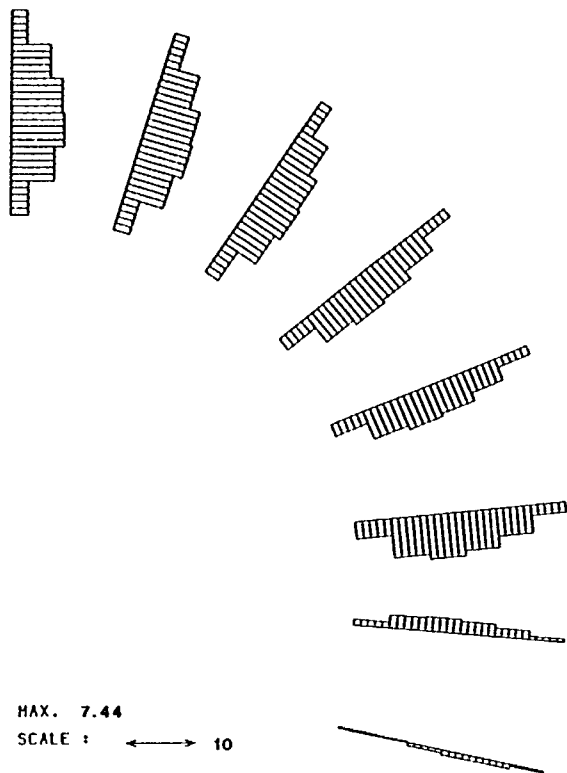


図-50(1) ロックボルト軸力図
(地山分類C, RB)

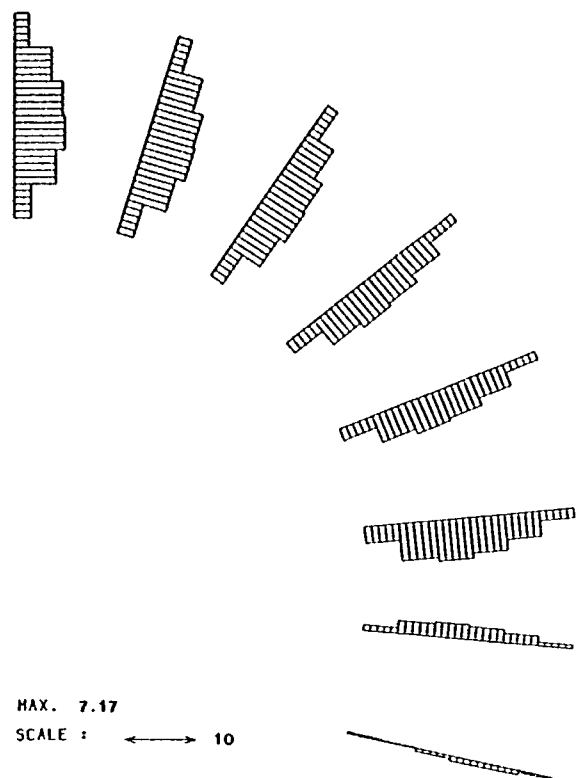


図-50(2) ロックボルト軸力図
(地山分類C, NATM)

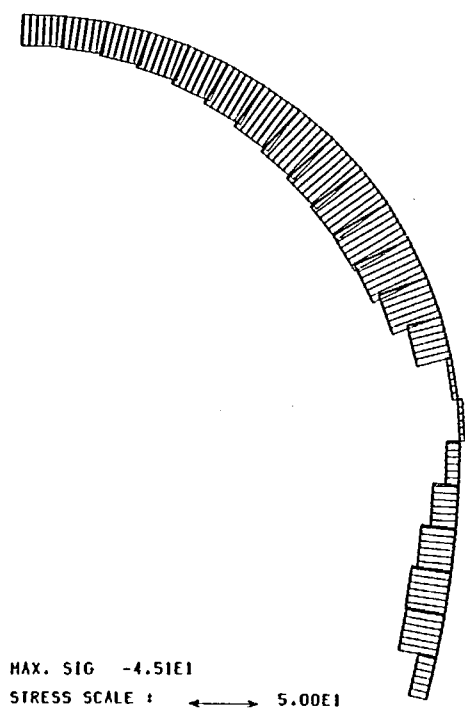


図-51(1) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類C, SC)

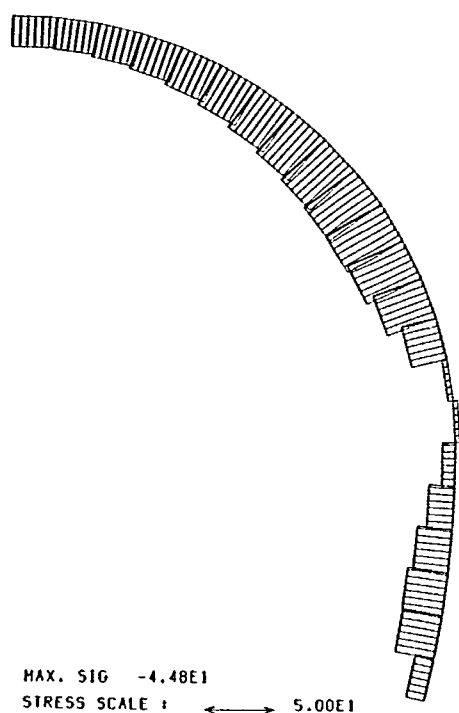


図-51(2) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類C, NATM)

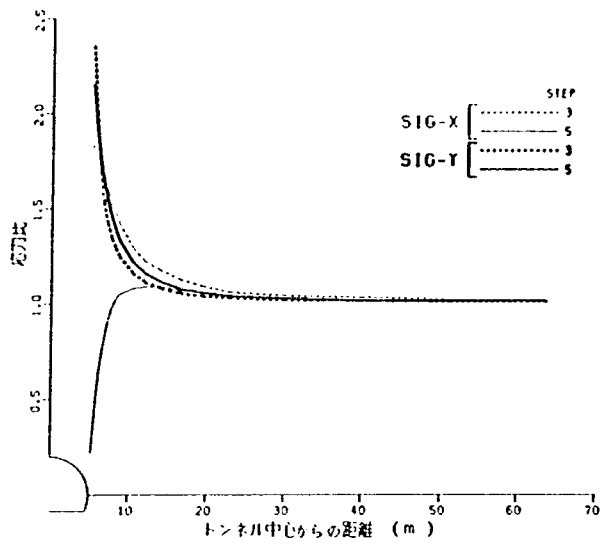


図-52(1) 応力分布図
(地山分類C, NS)

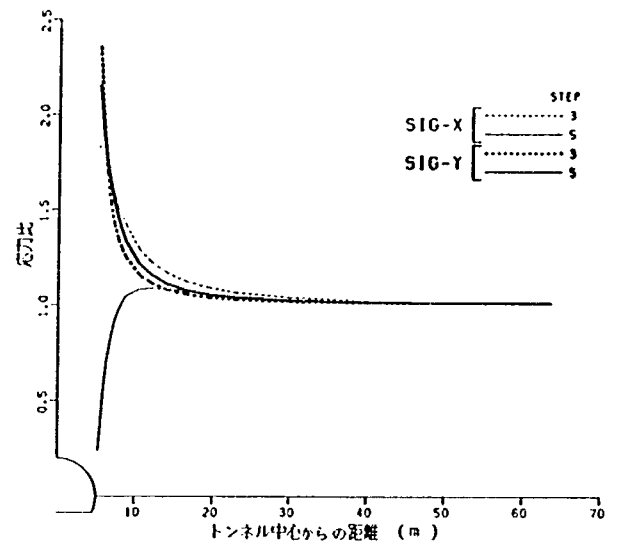


図-52(2) 応力分布図
(地山分類C, RB)

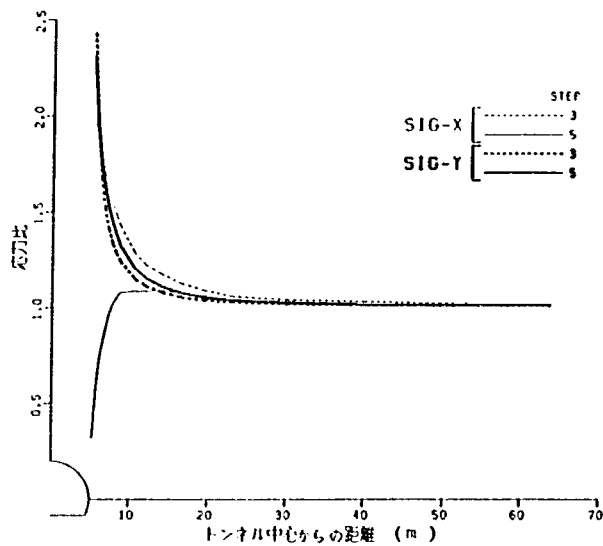


図-52(3) 応力分布図
(地山分類C, SC)

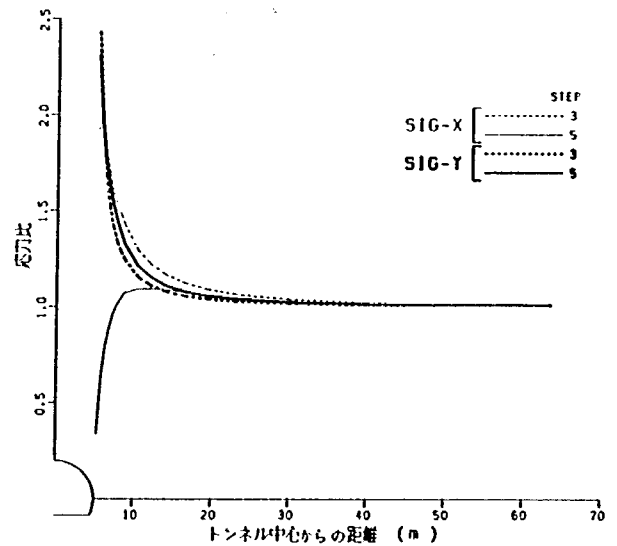
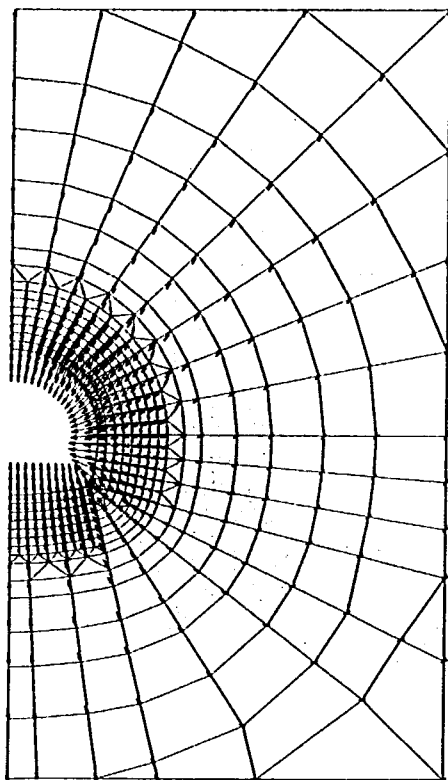
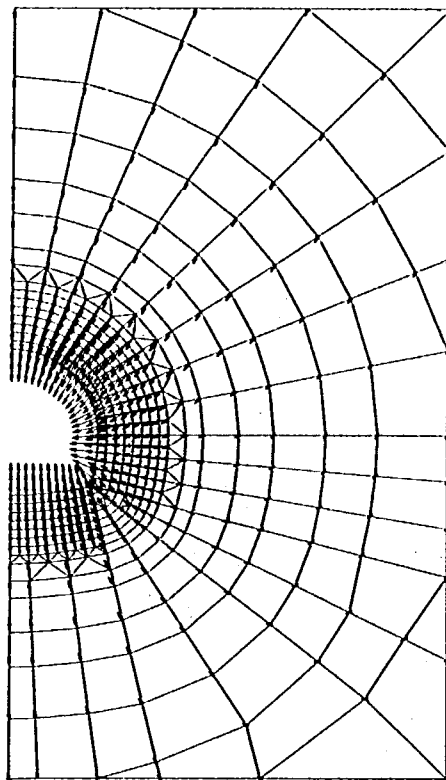


図-52(4) 応力分布図
(地山分類C, NATM)



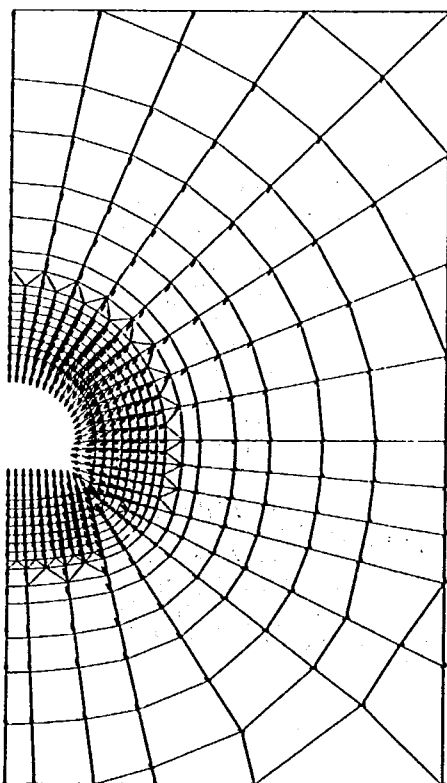
MAX. DISP 3.79
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-53(1) 変位図
(地山分類D, NS)



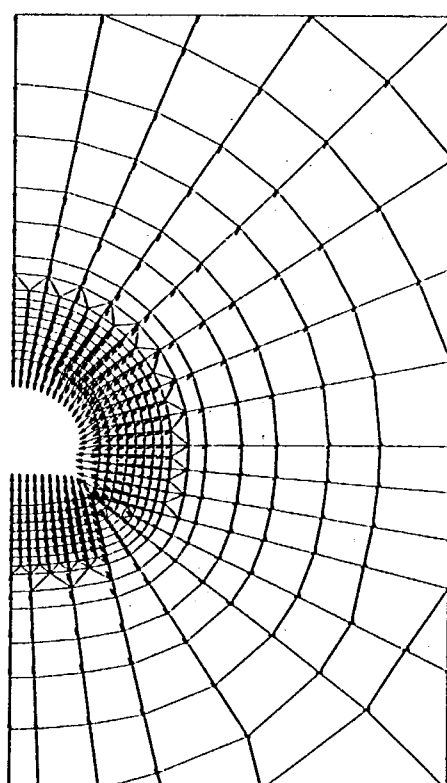
MAX. DISP 3.76
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-53(2) 変位図
(地山分類D, RB)



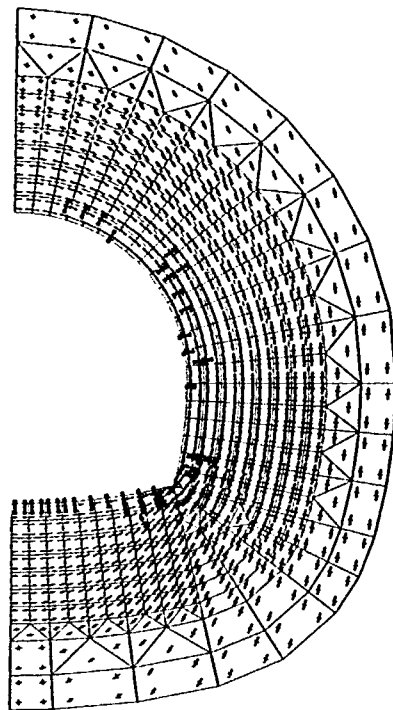
MAX. DISP 3.64
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-53(3) 変位図
(地山分類D, SC)



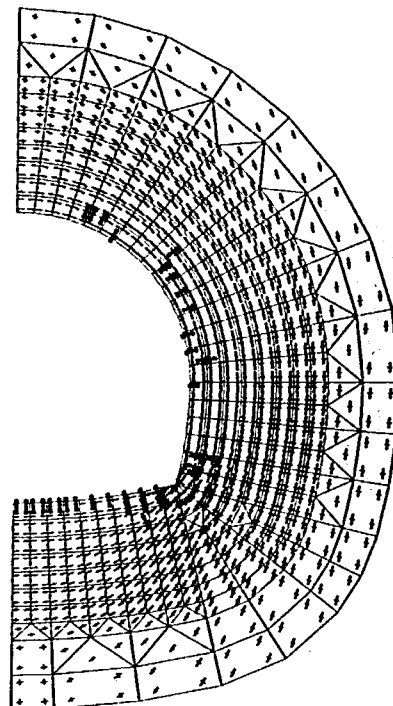
MAX. DISP 3.63
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-53(4) 変位図
(地山分類D, NATM)



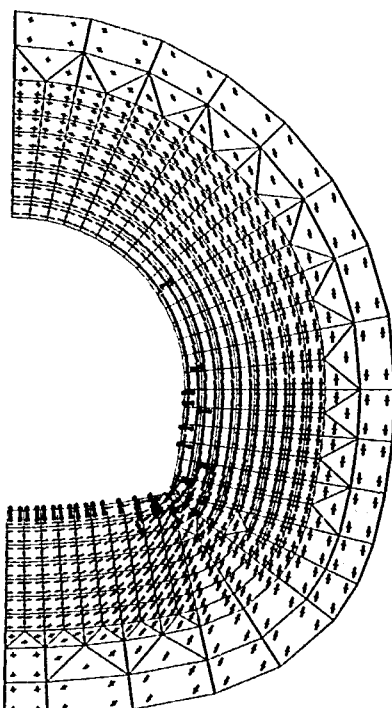
MAX. SIG -8.86E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-54(1) 主応力ベクトル図
(地山分類D, NS)



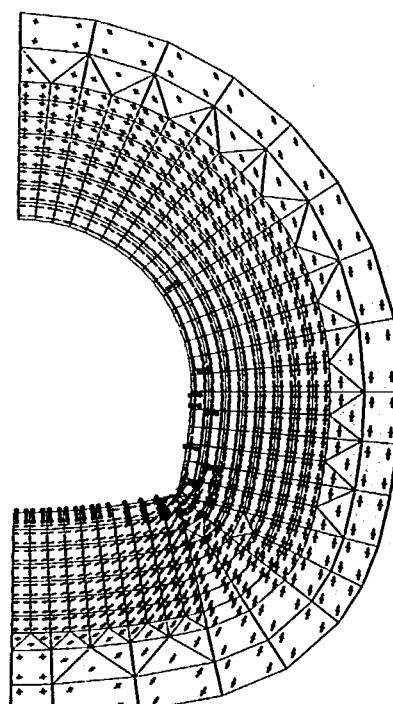
MAX. SIG -8.72E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-54(2) 主応力ベクトル図
(地山分類D, RB)



MAX. SIG -9.26E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-54(3) 主応力ベクトル図
(地山分類D, SC)



MAX. SIG -9.11E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-54(4) 主応力ベクトル図
(地山分類D, NATM)

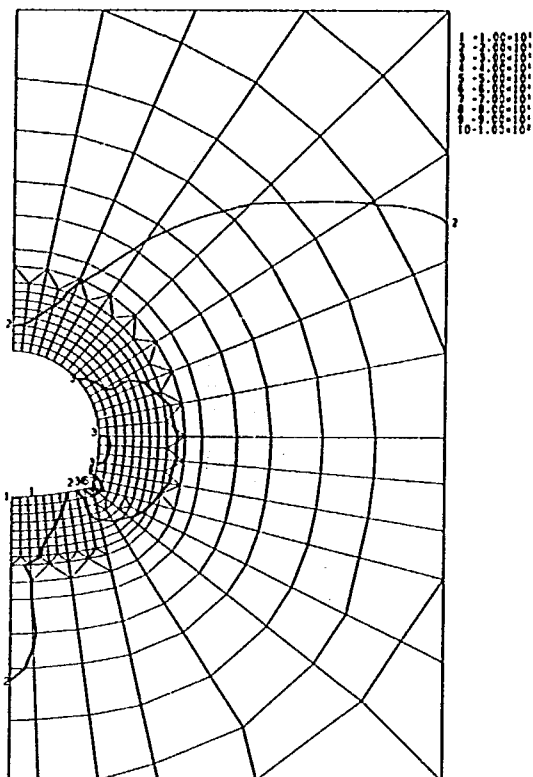


図-55(1) 最大主応力コンター図
(地山分類D, NS)

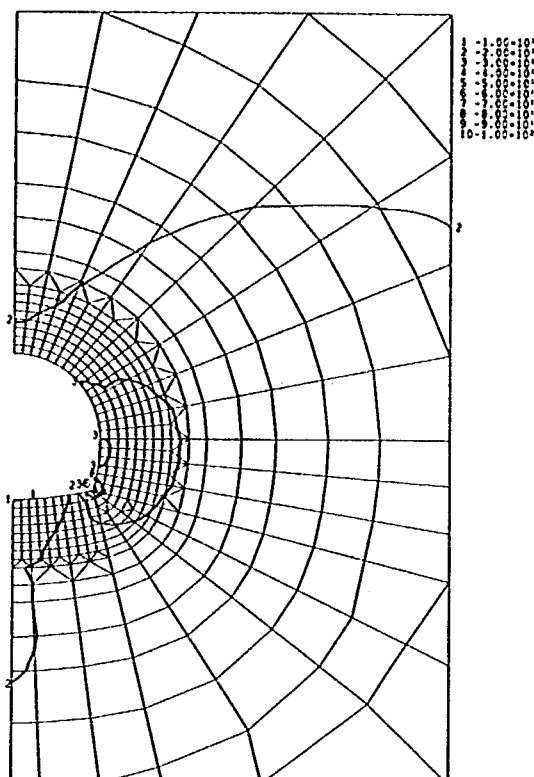


図-55(2) 最大主応力コンター図
(地山分類D, RB)

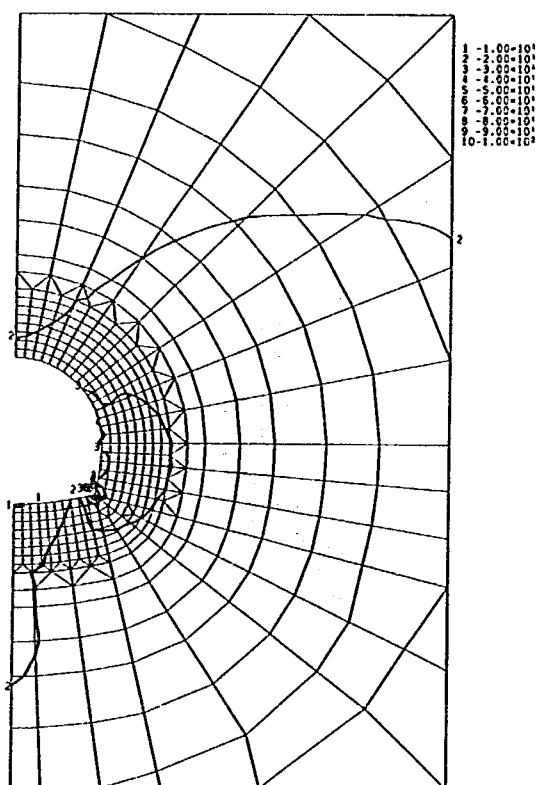


図-55(3) 最大主応力コンター図
(地山分類D, SC)

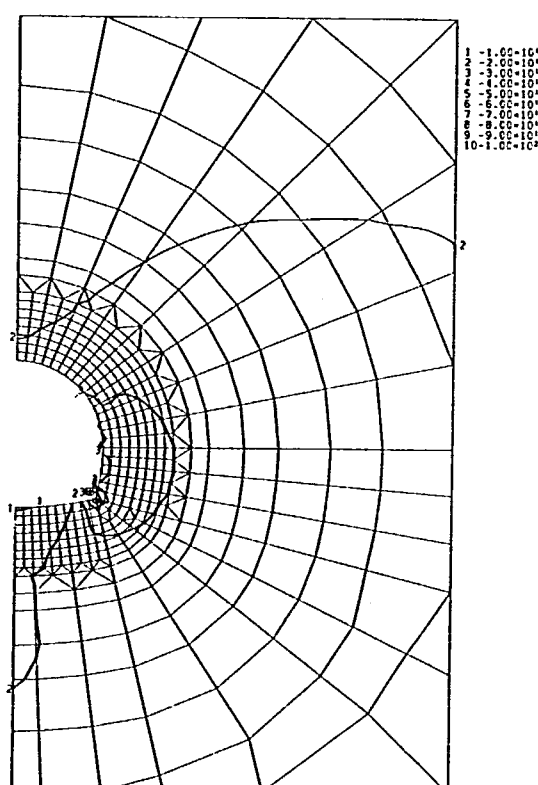


図-55(4) 最大主応力コンター図
(地山分類D, NATM)

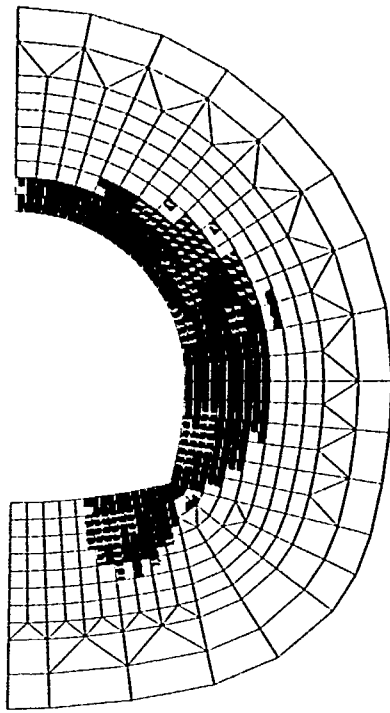


図-56(1) 塑性領域図
(地山分類D, NS)

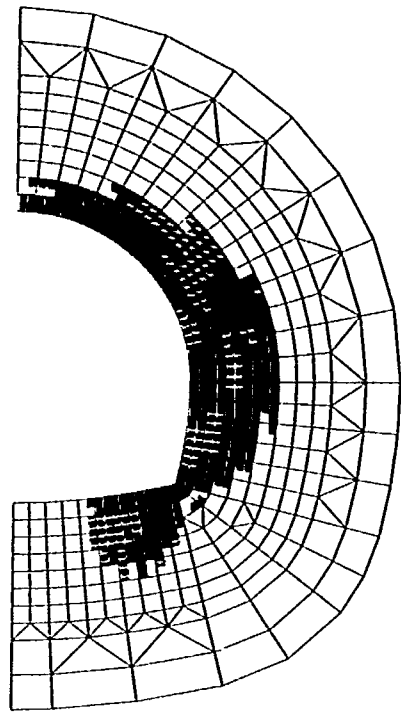


図-56(2) 塑性領域図
(地山分類D, RB)

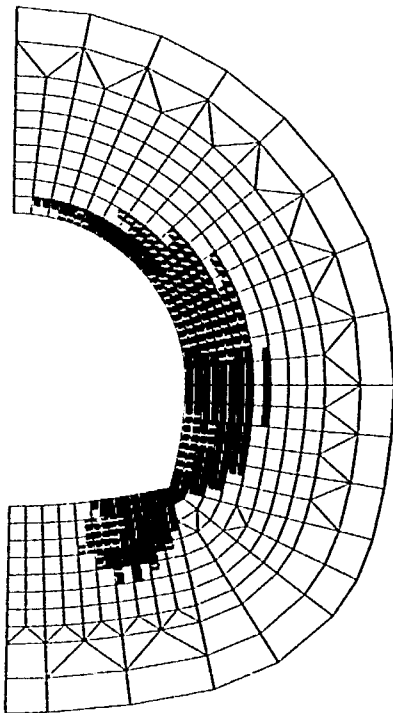


図-56(3) 塑性領域図
(地山分類D, SC)

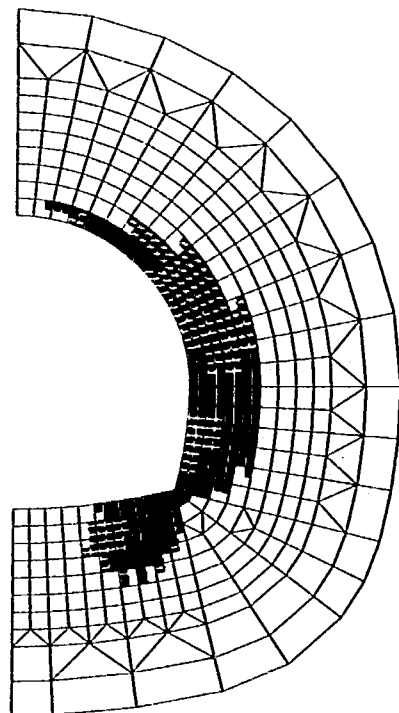


図-56(4) 塑性領域図
(地山分類D, NATM)

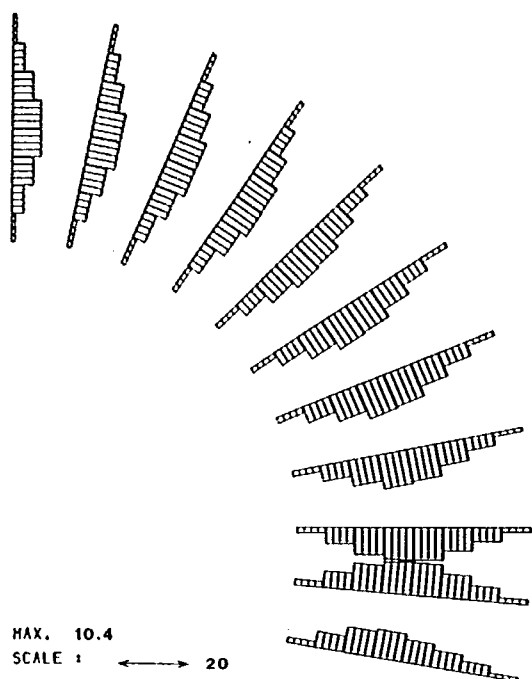


図-57(1) ロックボルト軸力図
(地山分類D, RB)

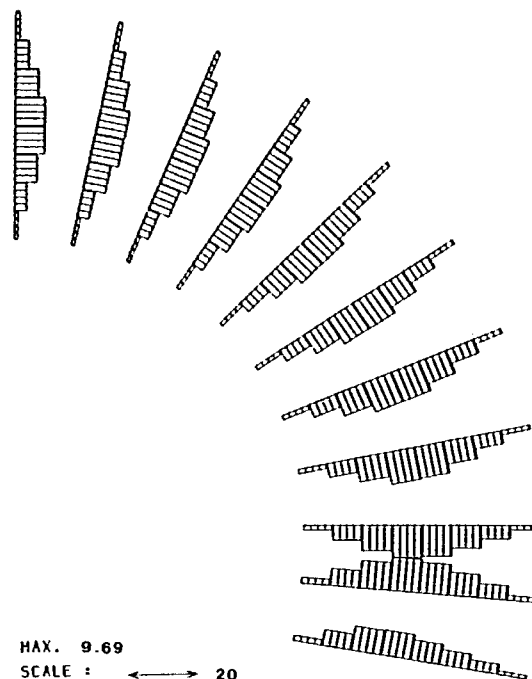


図-57(2) ロックボルト軸力図
(地山分類D, NATM)

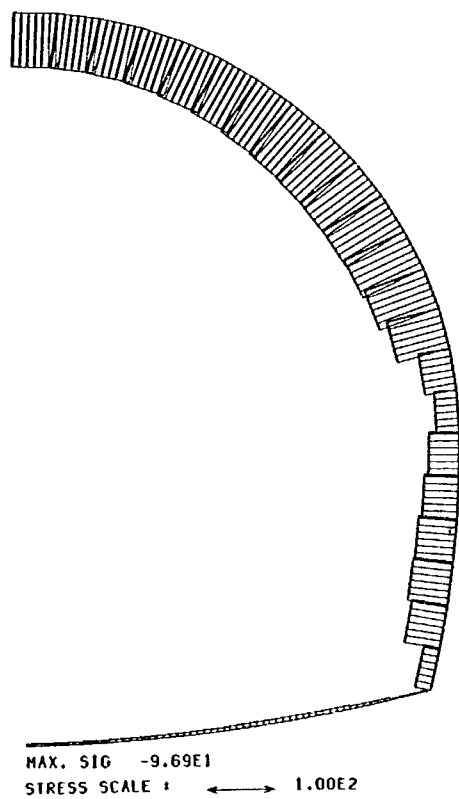


図-58(1) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類D, SC)

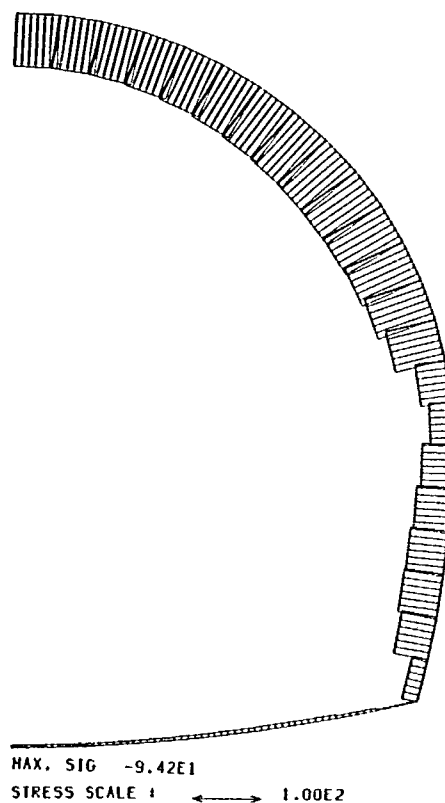


図-58(2) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類D, NATM)

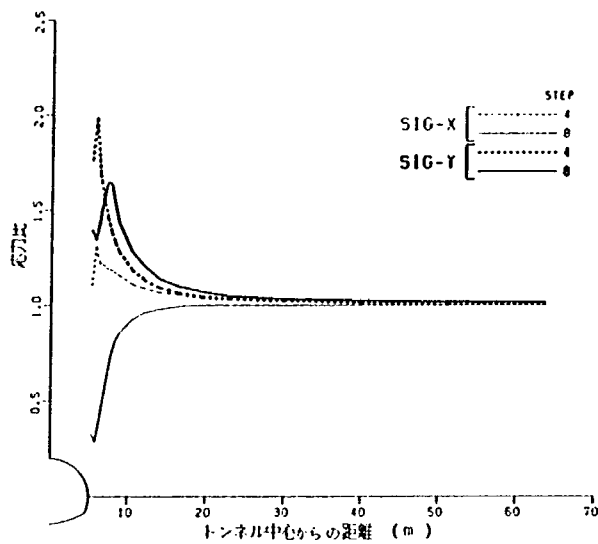


図-59(1) 応力分布図
(地山分類D, NS)

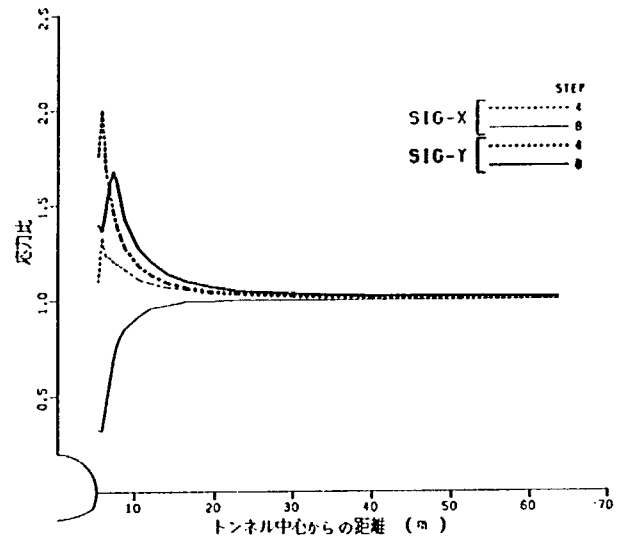


図-59(2) 応力分布図
(地山分類D, RB)

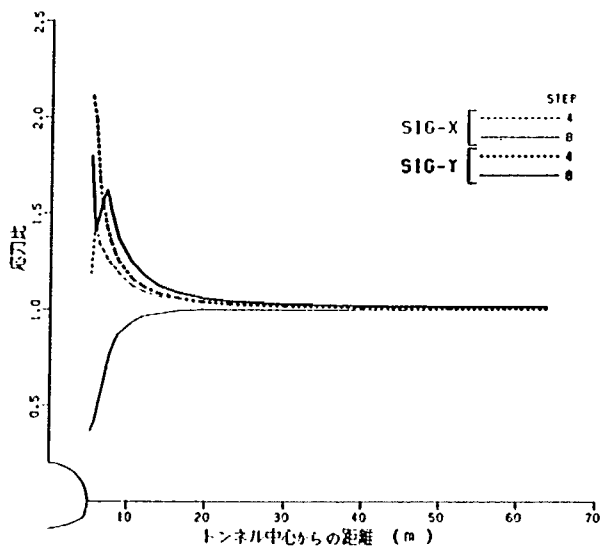


図-59(3) 応力分布図
(地山分類D, SC)

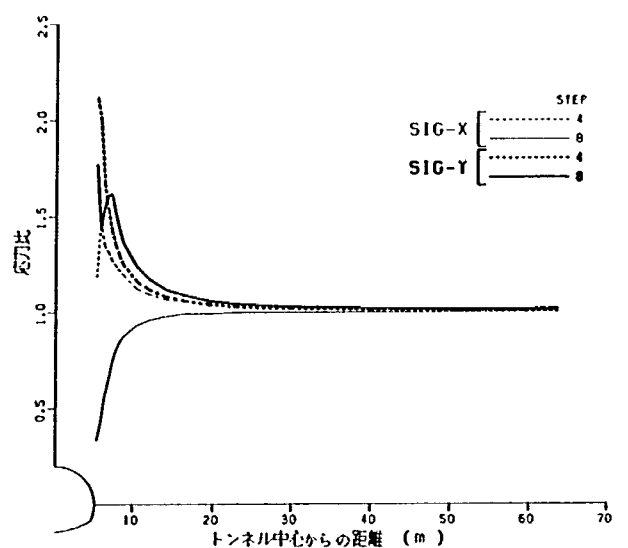
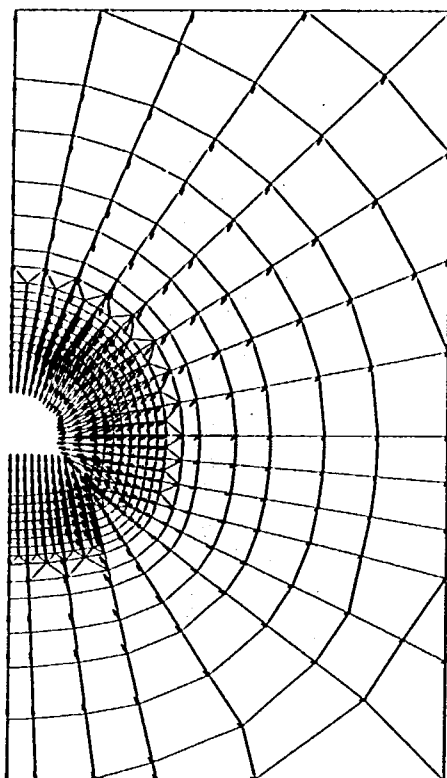
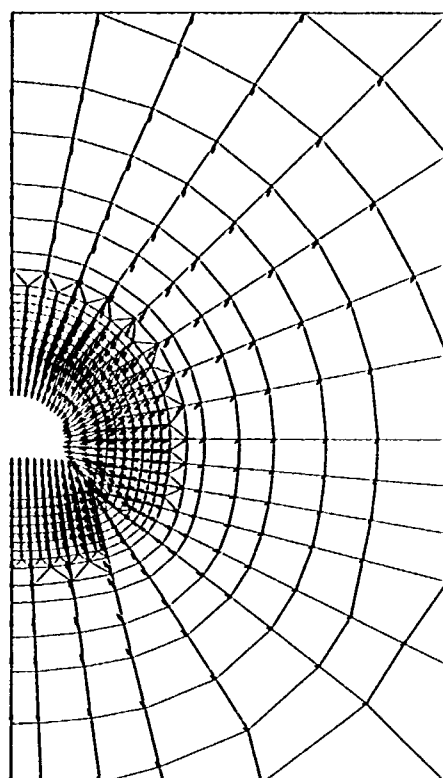


図-59(4) 応力分布図
(地山分類D, NATM)



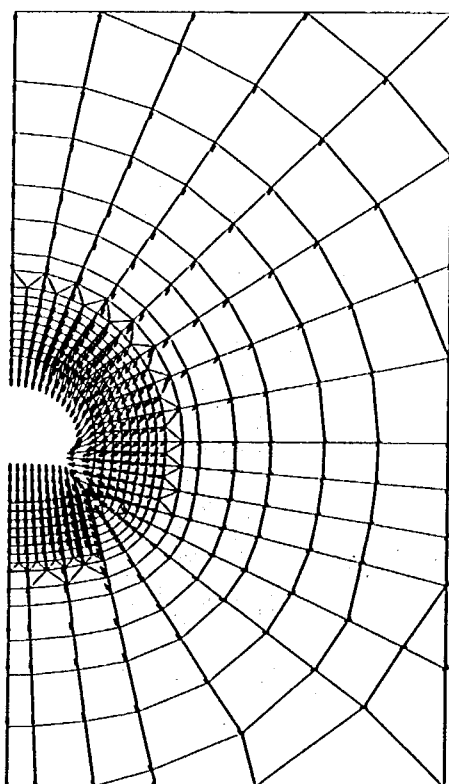
MAX. DISP 1.86E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.00E1

図-60(1) 変位図
(地山分類 E, NS)



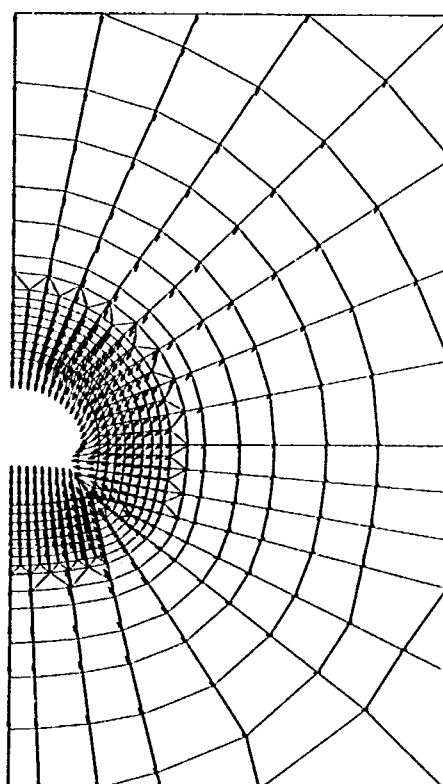
MAX. DISP 1.83E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.00E1

図-60(2) 変位図
(地山分類 E, RB)



MAX. DISP 1.70E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.00E1

図-60(3) 変位図
(地山分類 E, SC)



MAX. DISP 1.69E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.00E1

図-60(4) 変位図
(地山分類 E, NATM)

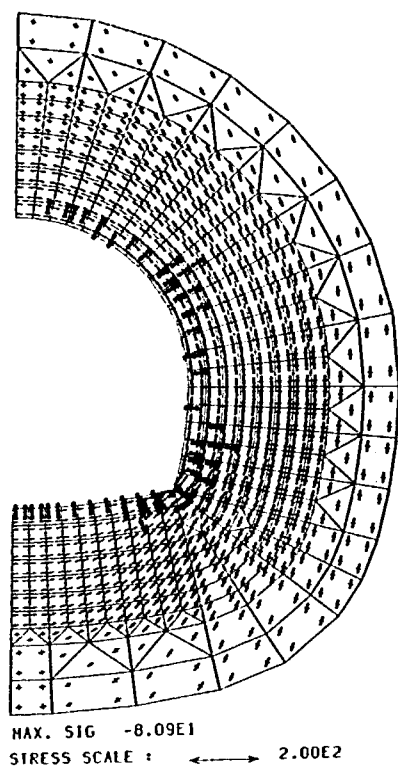


図- 61 (1) 主応力ベクトル図
(地山分類 E, NS)

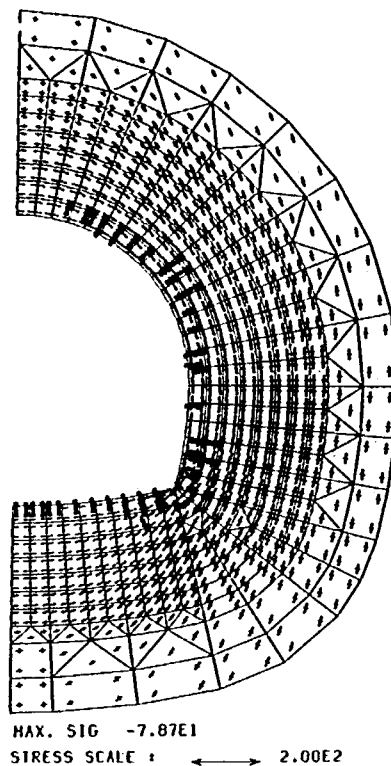


図- 61 (2) 主応力ベクトル図
(地山分類 E, RB)

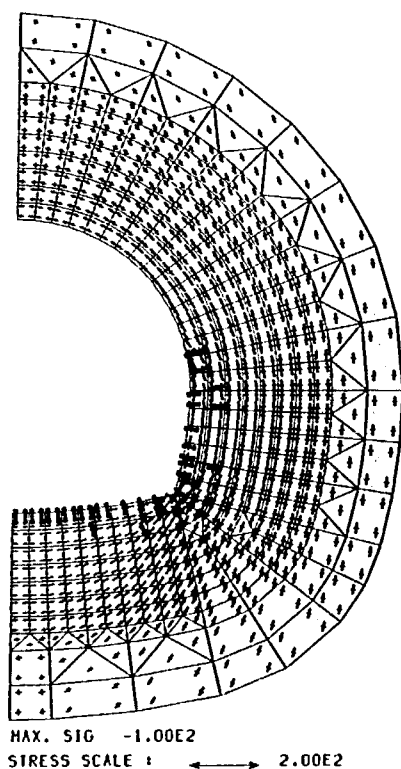


図- 61 (3) 主応力ベクトル図
(地山分類 E, SC)

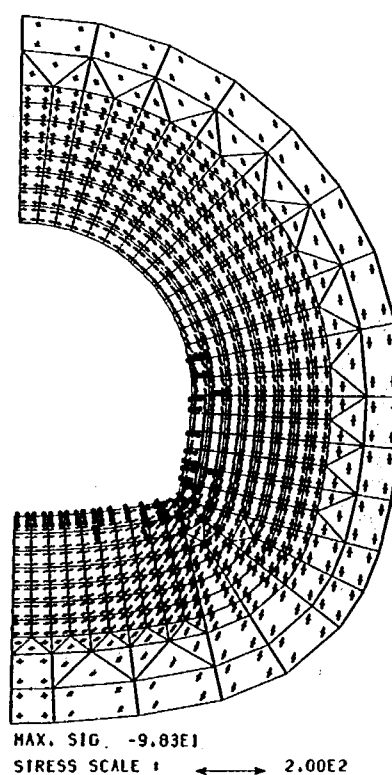


図- 61 (4) 主応力ベクトル図
(地山分類 E, NATM)

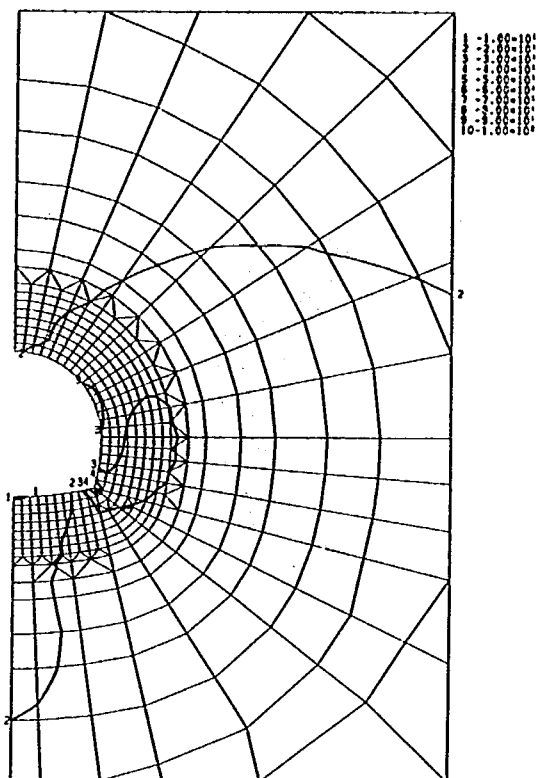


図- 62 (1) 最大主応力コンター図
(地山分類 E, NS)

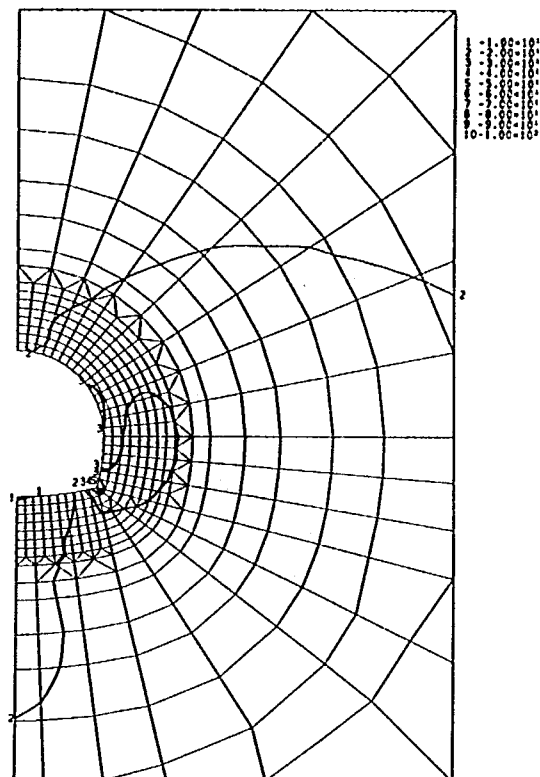


図- 62 (2) 最大主応力コンター図
(地山分類 E, RB)

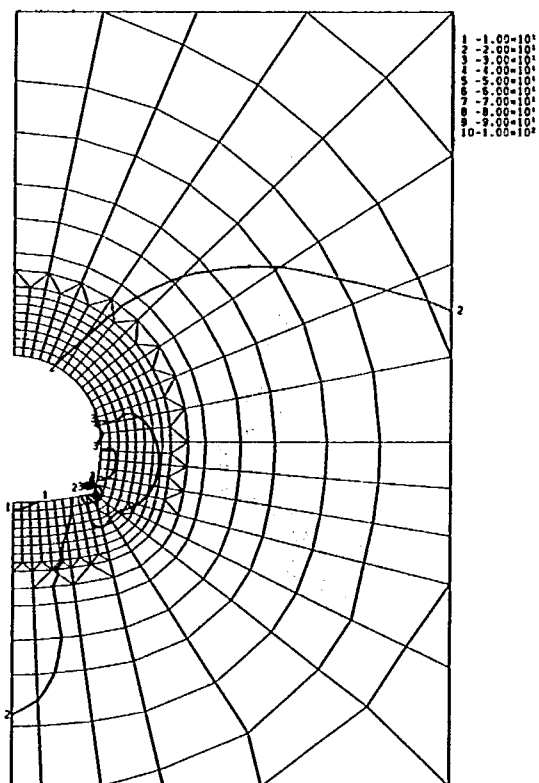


図- 62 (3) 最大主応力コンター図
(地山分類 E, SC)

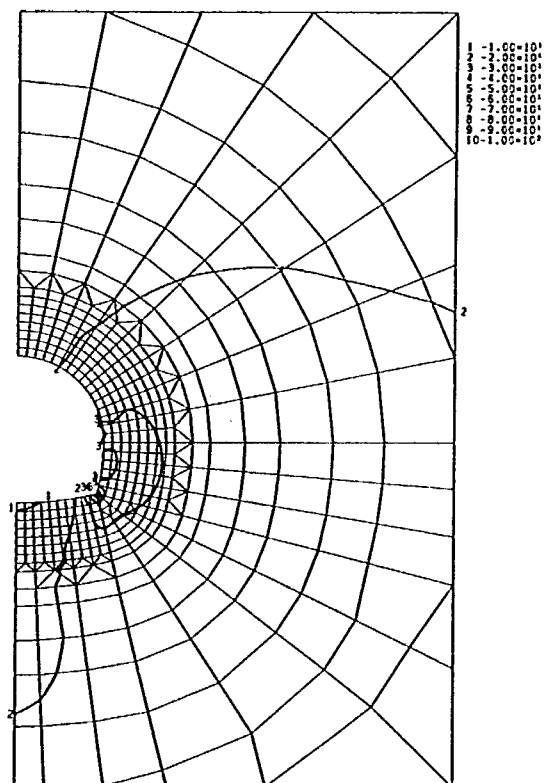


図- 62 (4) 最大主応力コンター図
(地山分類 E, NATM)

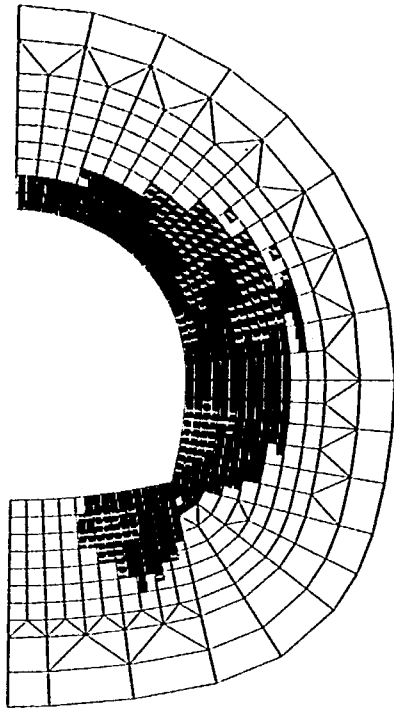


図- 63 (1) 塑性領域図
(地山分類 E, NS)

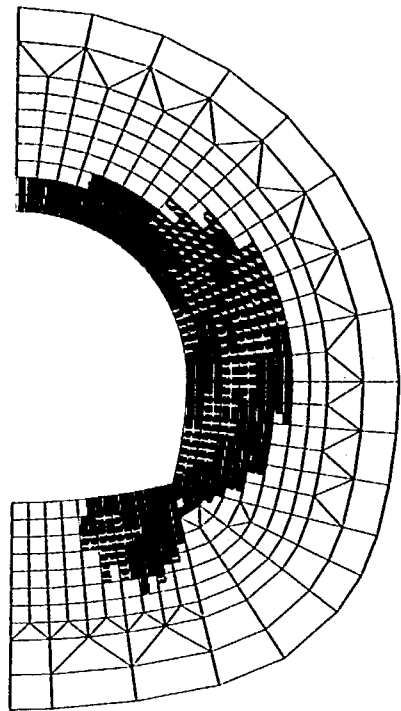


図- 63 (2) 塑性領域図
(地山分類 E, RB)

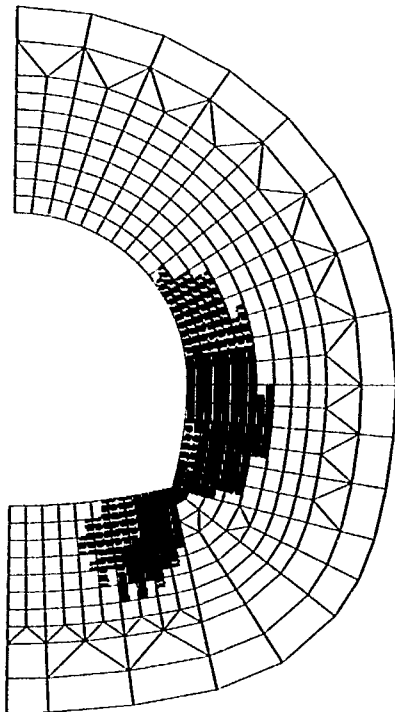


図- 63 (3) 塑性領域図
(地山分類 E, SC)

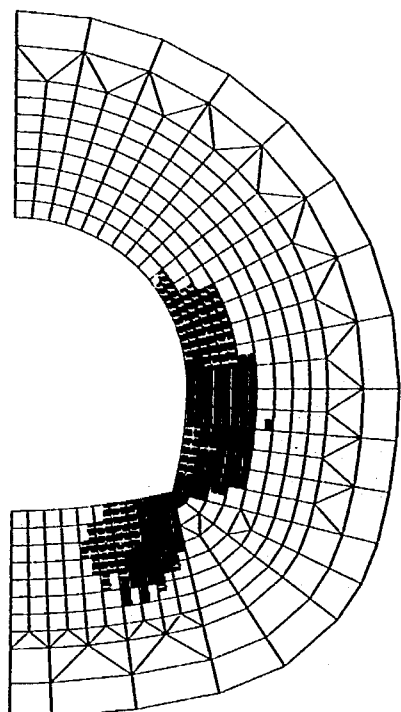


図- 63 (4) 塑性領域図
(地山分類 E, NATM)

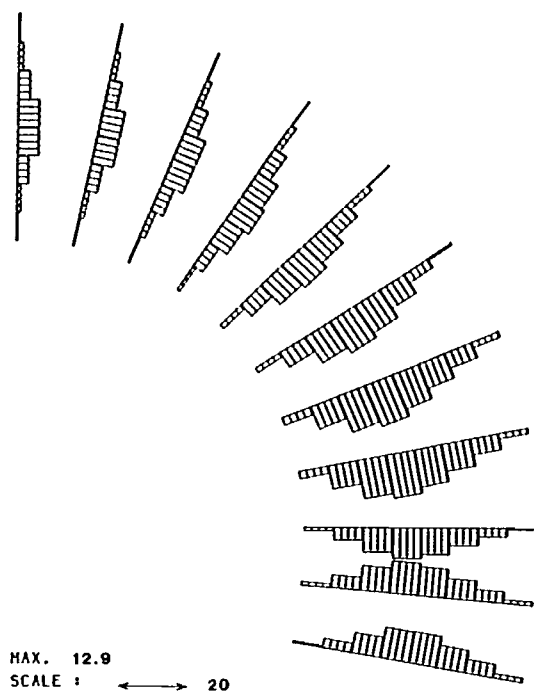


図-64(1) ロックボルト軸力図
(地山分類E, RB)

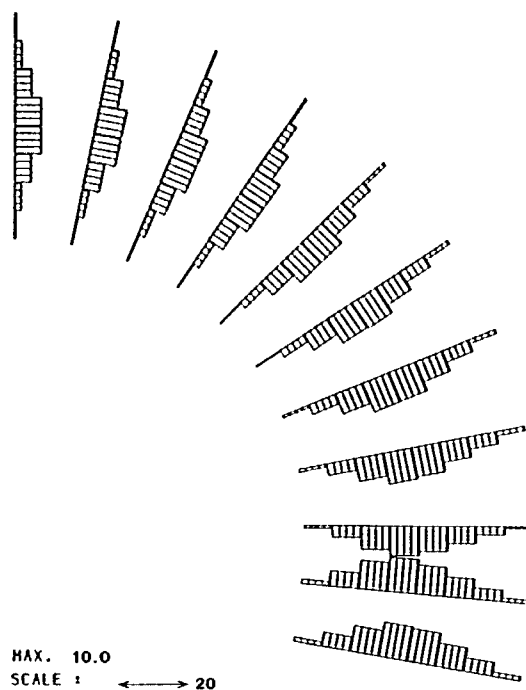


図-64(2) ロックボルト軸力図
(地山分類E, NATM)

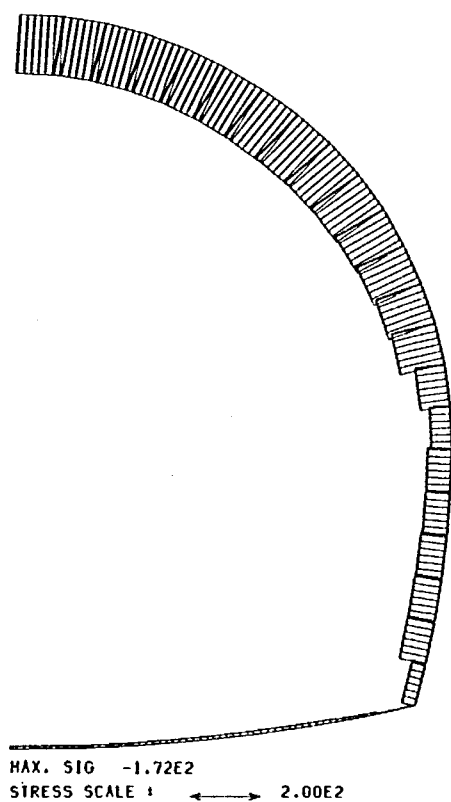


図-65(1) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類E, SC)

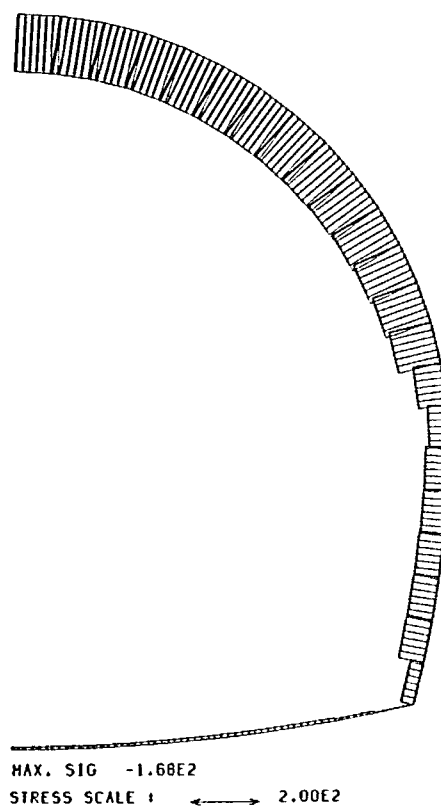


図-65(2) 吹付けコンクリート応力図
(地山分類E, NATM)

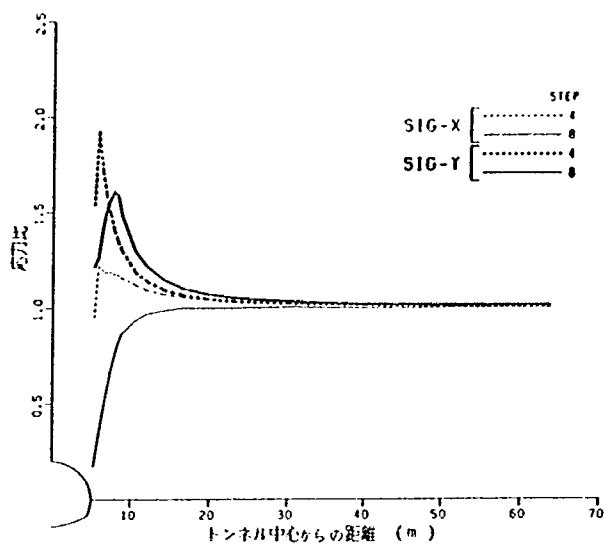


図-66(1) 応力分布図
(地山分類 E, NS)

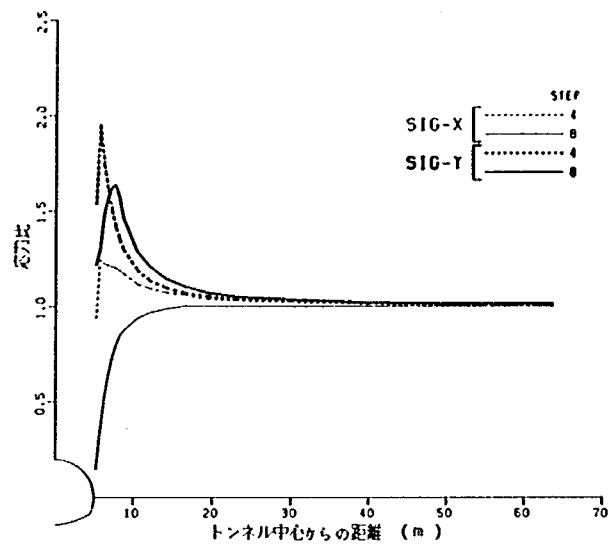


図-66(2) 応力分布図
(地山分類 E, RB)

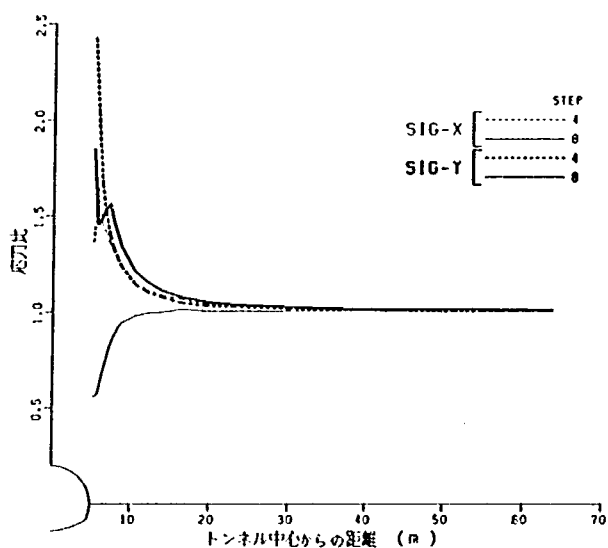


図-66(3) 応力分布図
(地山分類 E, SC)

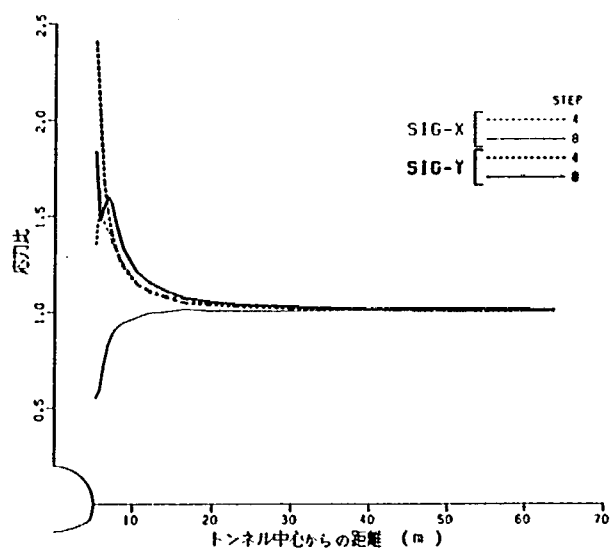
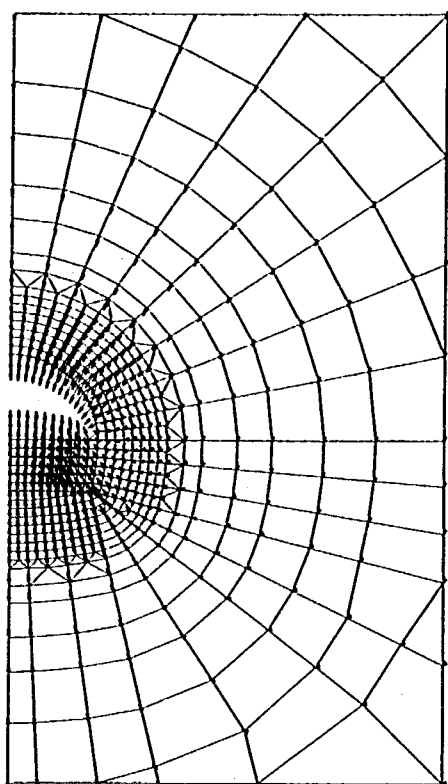
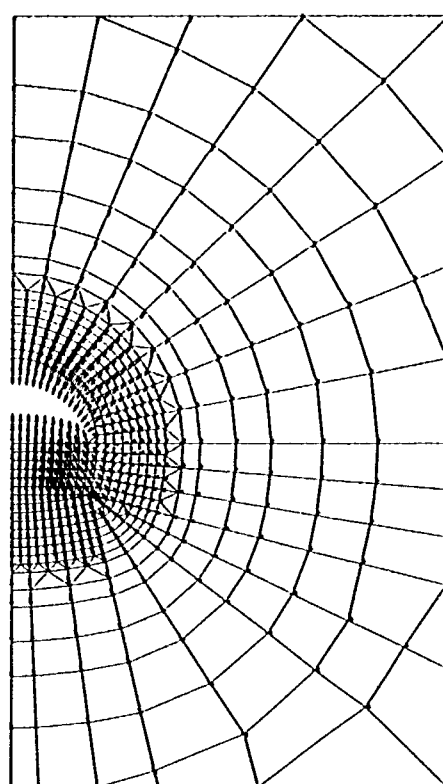


図-66(4) 応力分布図
(地山分類 E, NATM)



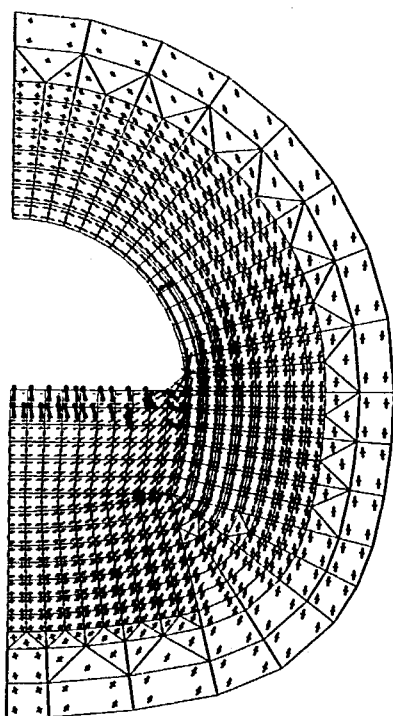
MAX. DISP 3.47
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-67(1) 変位図 (上半終了時, EC-1, EC-3, EC-4)



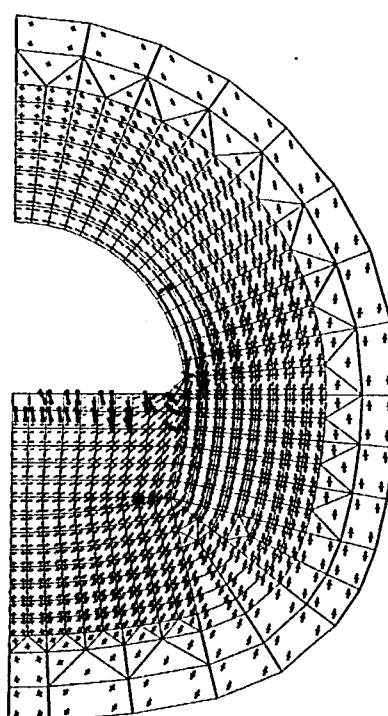
MAX. DISP 3.47
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-67(2) 変位図 (上半終了時, EC-2)



MAX. SIG -1.05E2
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-68(1) 主応力ベクトル図 (上半終了時, EC-1, EC-3, EC-4)



MAX. SIG -1.04E2
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-68(2) 主応力ベクトル図 (上半終了時, EC-2)

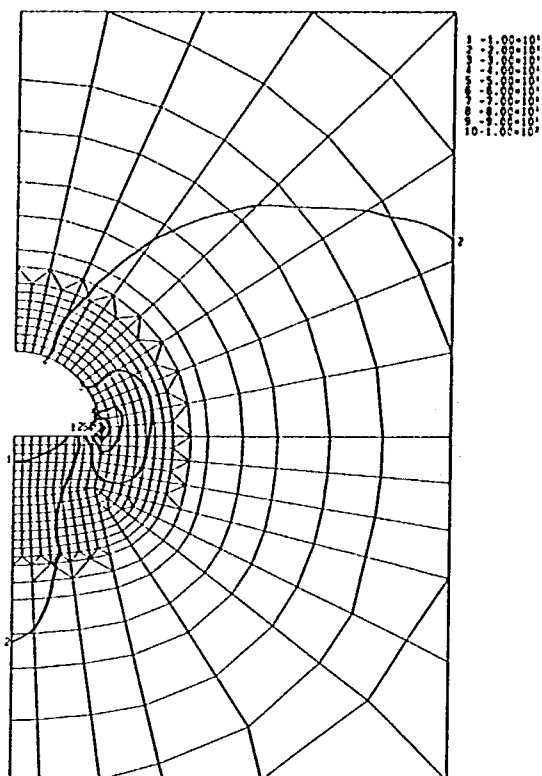


図- 69 (1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, EC-1, EC-3, EC-4)

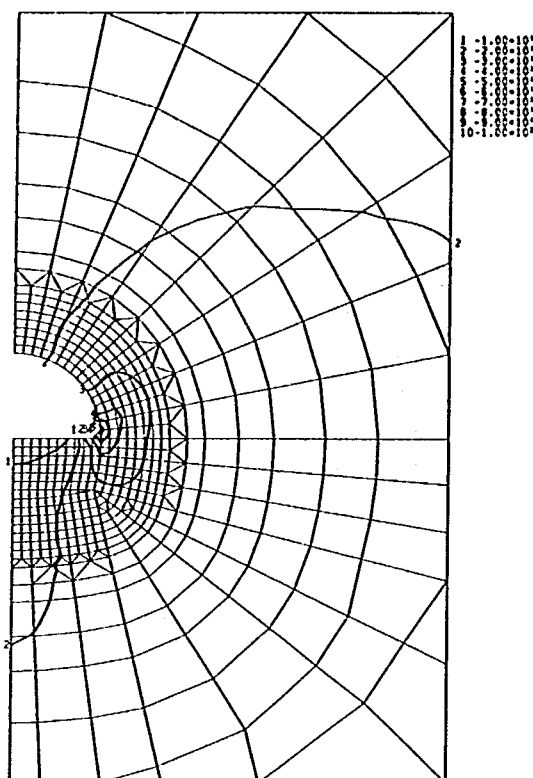


図- 69 (2) 最大主応力コンター図
(上半終了時, EC-2)

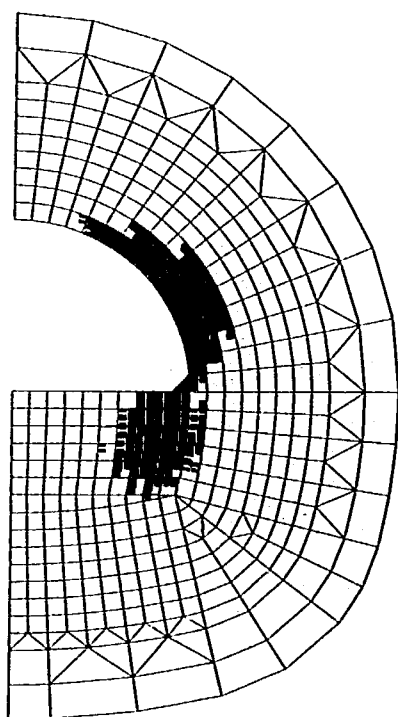


図- 70 (1) 塑性領域図
(上半終了時, EC-1, EC-3, EC-4)

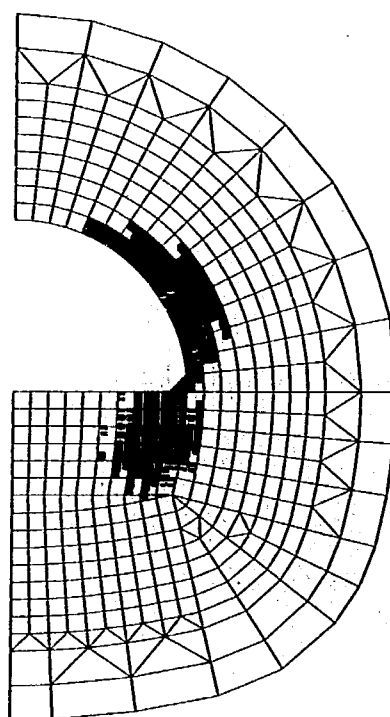


図- 70 (2) 塑性領域図
(上半終了時, EC-2)

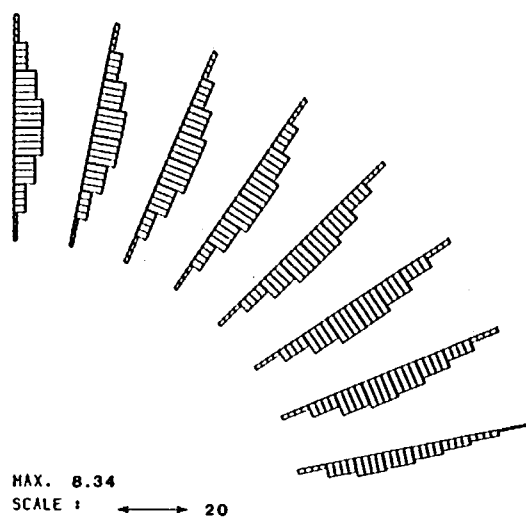


図-71(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, EC-1, EC-3, EC-4)

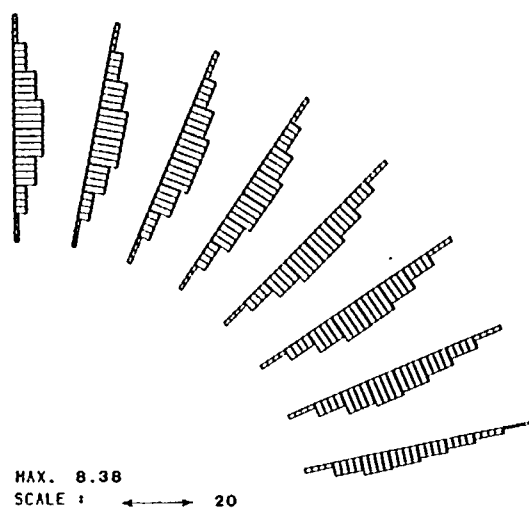


図-71(2) ロックボルト軸力図
(上半終了時, EC-2)

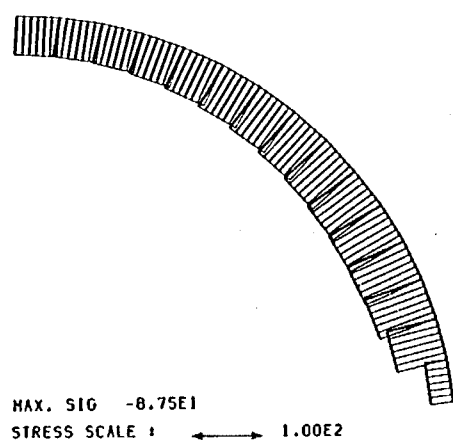


図-72(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, EC-1, EC-3, EC-4)

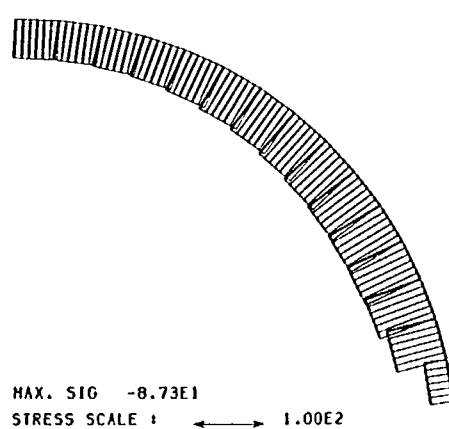
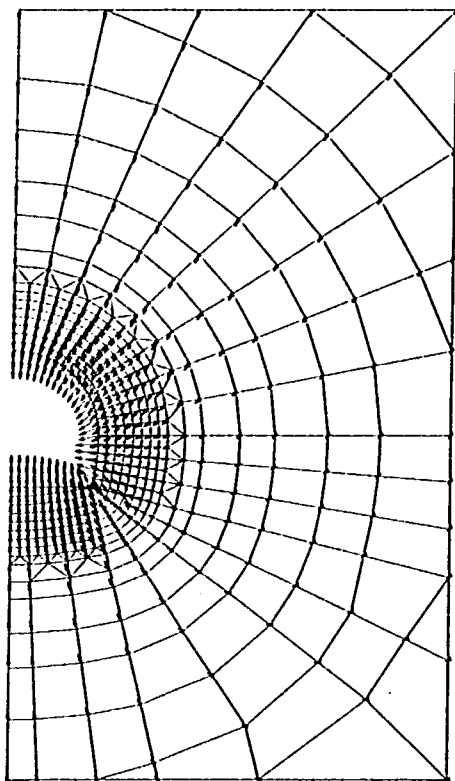
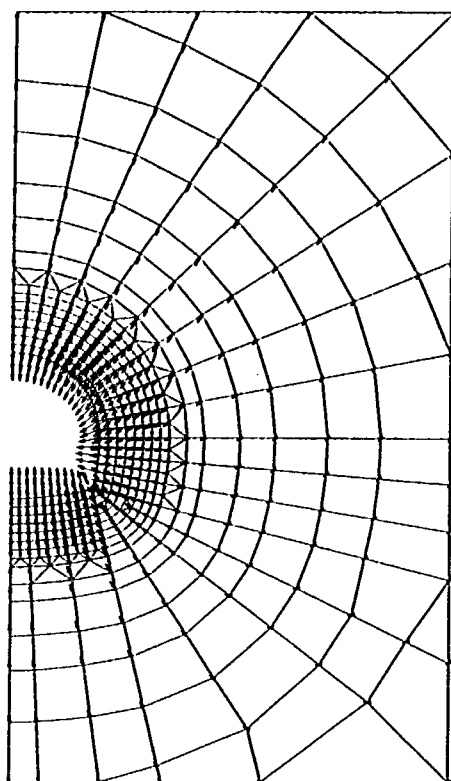


図-72(2) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, EC-2)



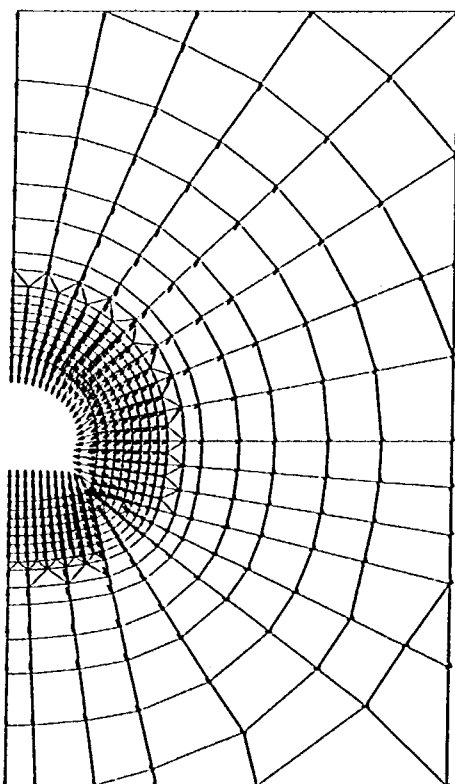
MAX. DISP 3.75
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-73(1) 変位図
(最終時, EC-1)



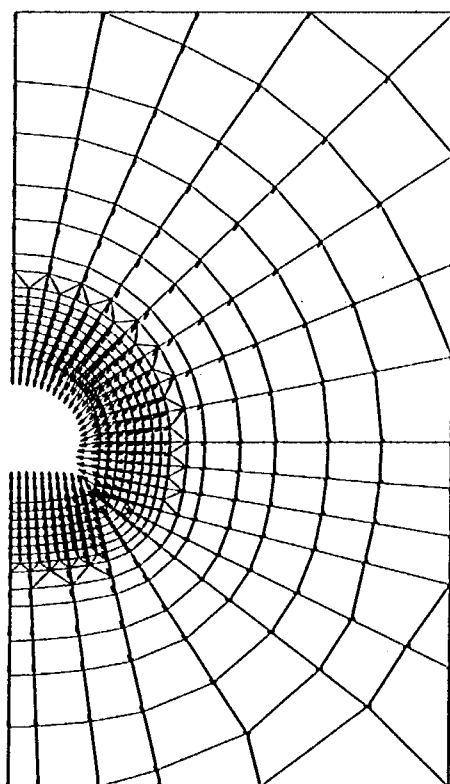
MAX. DISP 3.63
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-73(2) 変位図
(最終時, EC-2)



MAX. DISP 3.64
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-73(3) 変位図
(最終時, EC-3)



MAX. DISP 3.60
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-73(4) 変位図
(最終時, EC-4)

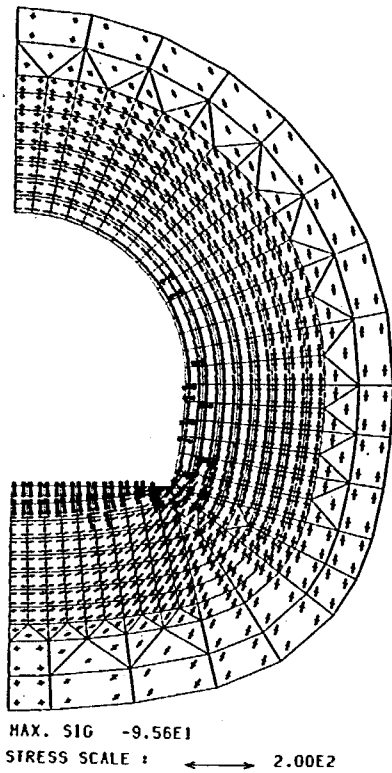


図-74(1) 主応力ベクトル図
(最終時, EC-1)

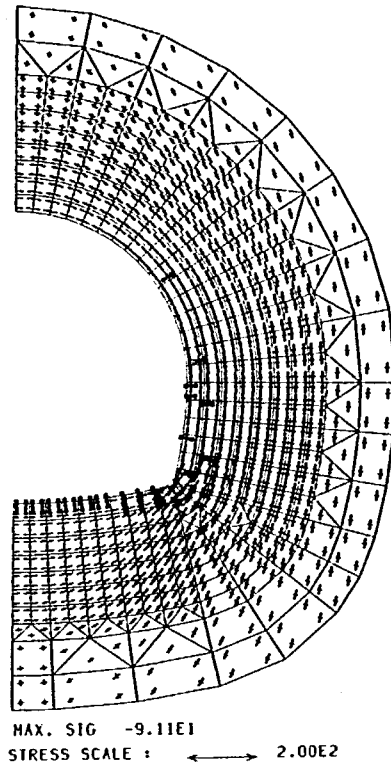


図-74(2) 主応力ベクトル図
(最終時, EC-2)

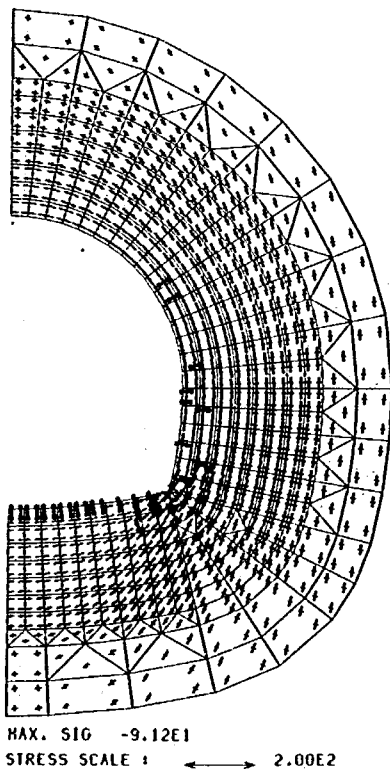


図-74(3) 主応力ベクトル図
(最終時, EC-3)

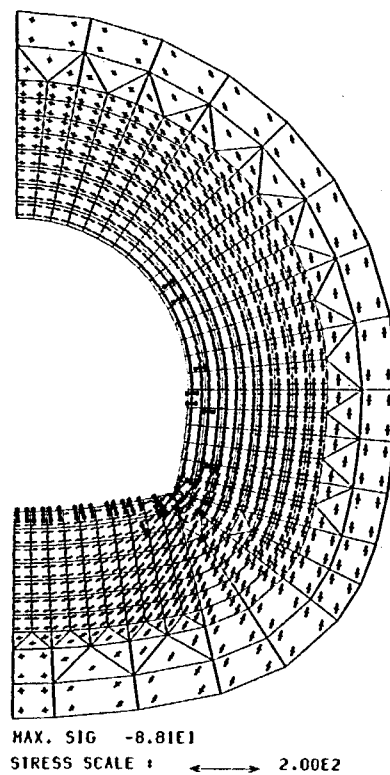


図-74(4) 主応力ベクトル図
(最終時, EC-4)

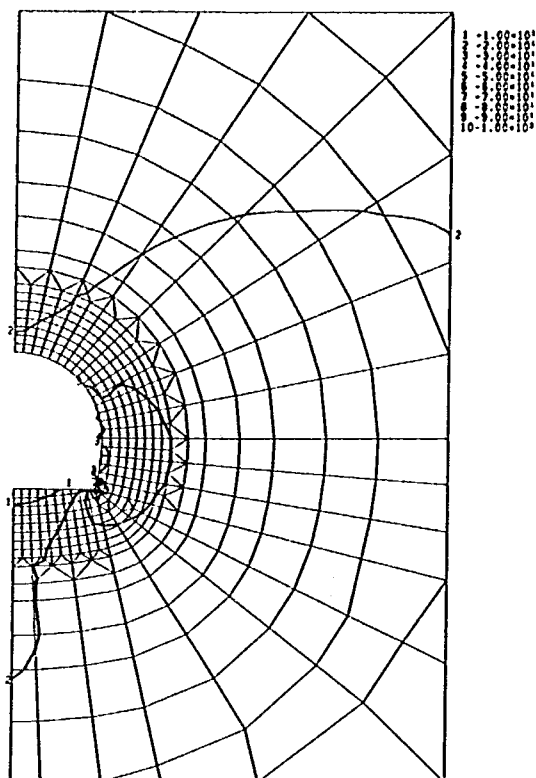


図-75(1) 最大主応力コンター図
(最終時, EC-1)

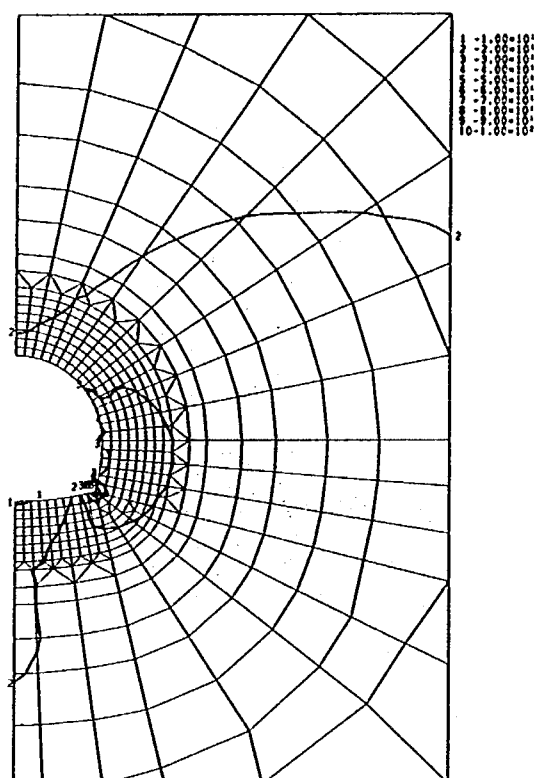


図-75(2) 最大主応力コンター図
(最終時, EC-2)

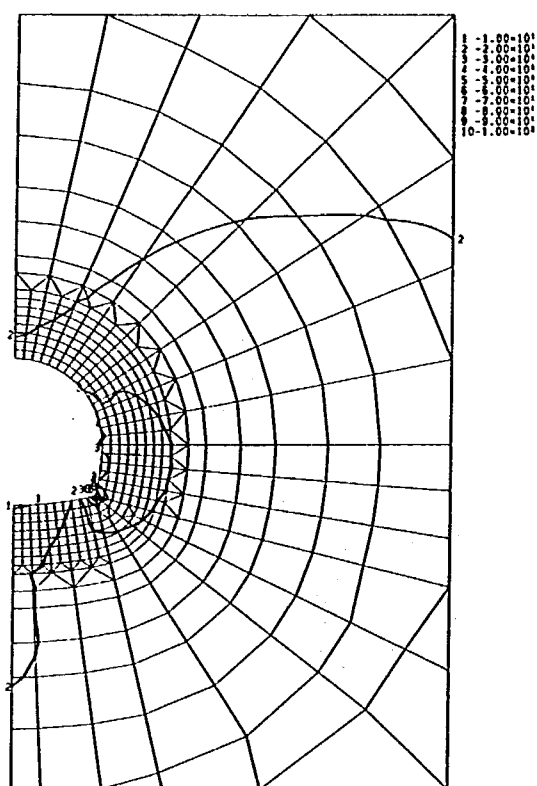


図-75(3) 最大主応力コンター図
(最終時, EC-3)

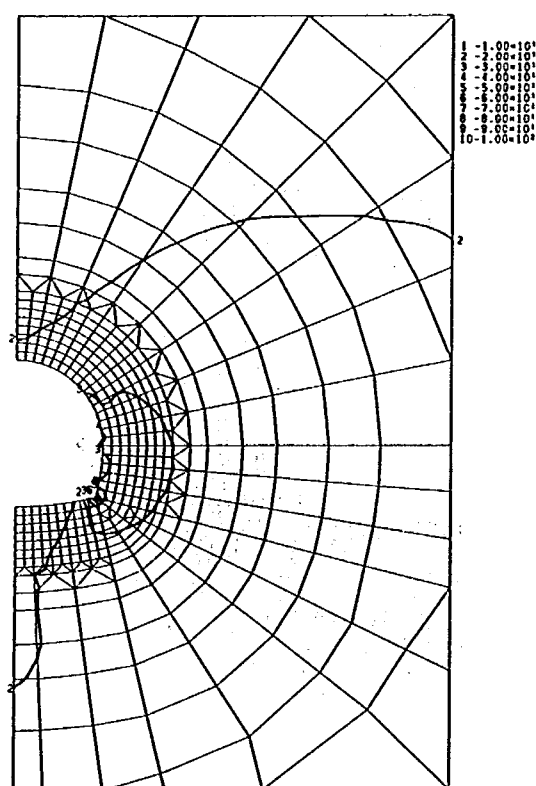


図-75(4) 最大主応力コンター図
(最終時, EC-4)

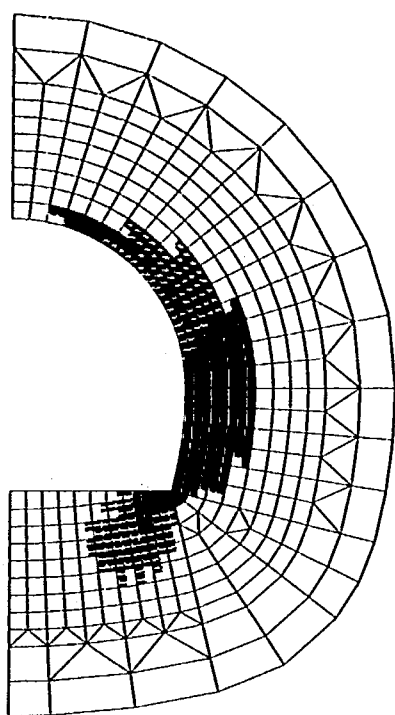


図-76(1) 塑性領域図
(最終時, EC-1)

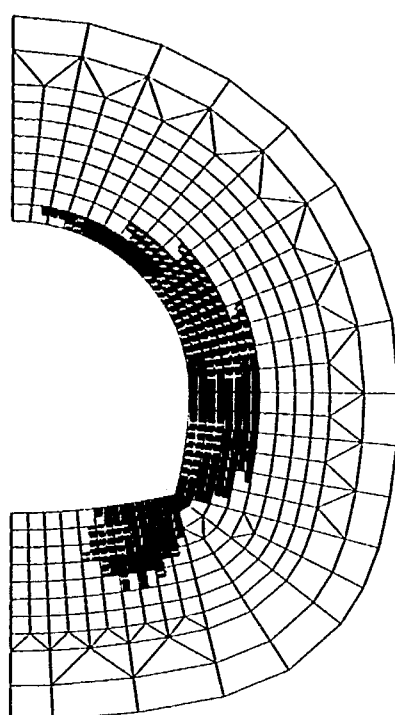


図-76(2) 塑性領域図
(最終時, EC-2)

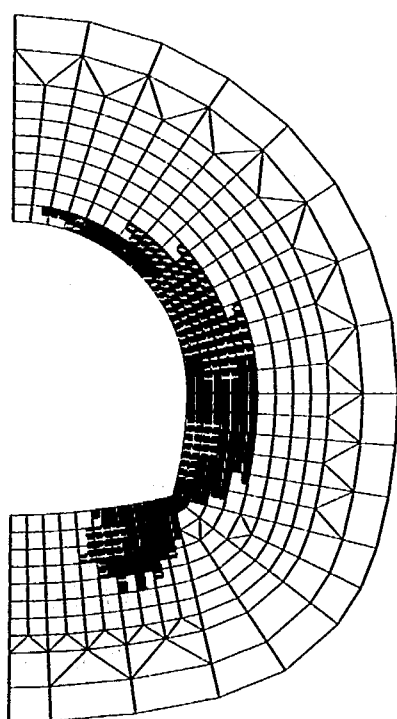


図-76(3) 塑性領域図
(最終時, EC-3)

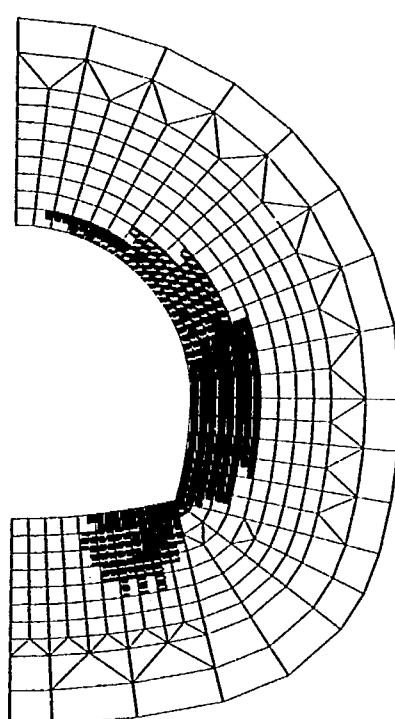


図-76(4) 塑性領域図
(最終時, EC-4)

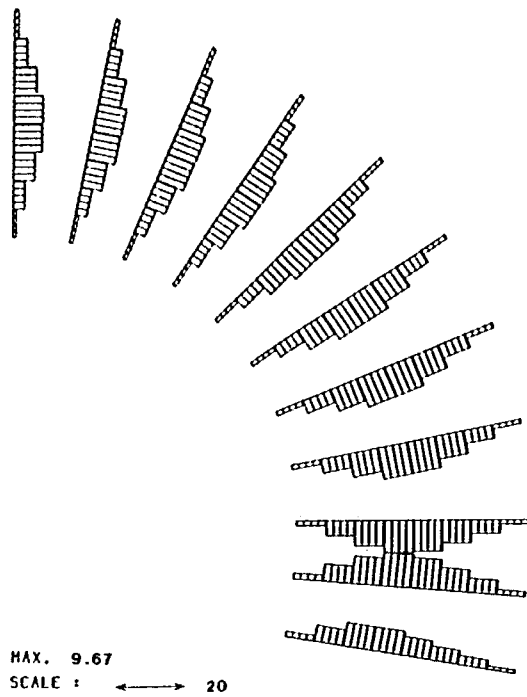


図-77(1) ロックボルト軸力図
(最終時, EC-1)

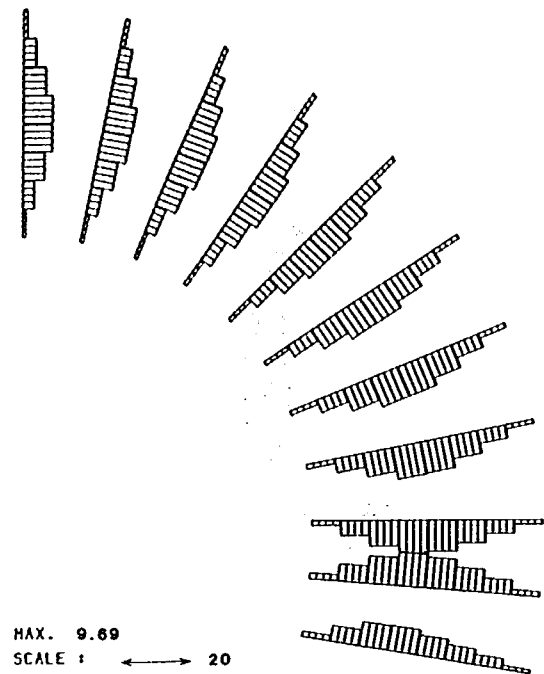


図-77(2) ロックボルト軸力図
(最終時, EC-2)

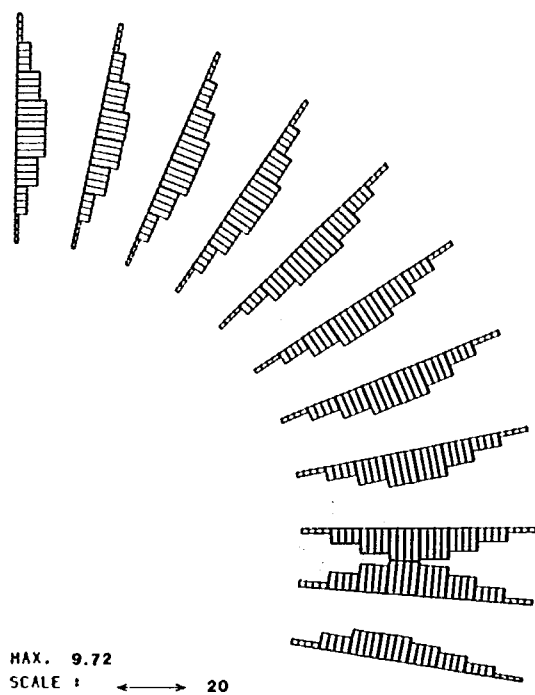


図-77(3) ロックボルト軸力図
(最終時, EC-3)

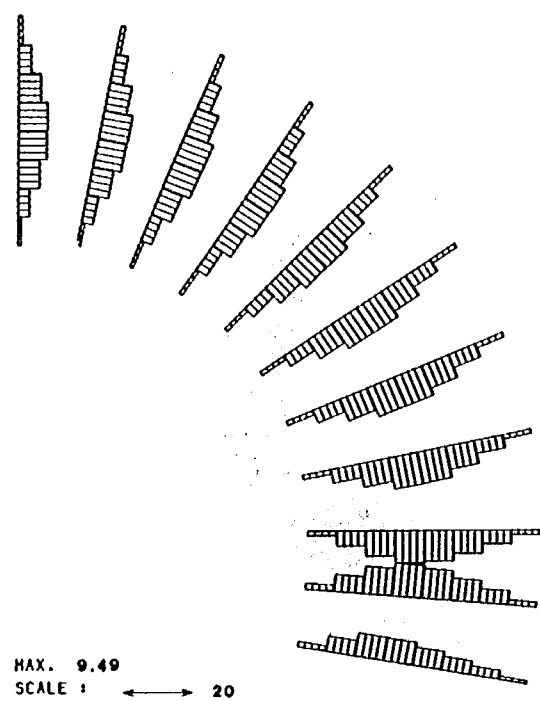


図-77(4) ロックボルト軸力図
(最終時, EC-4)

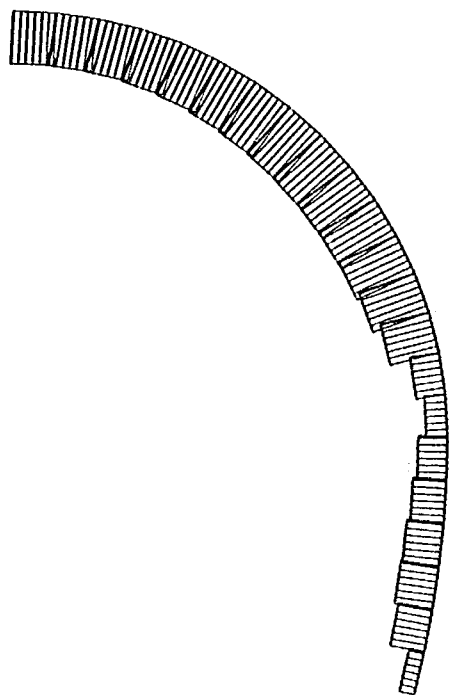


図-78(1) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, EC-1)

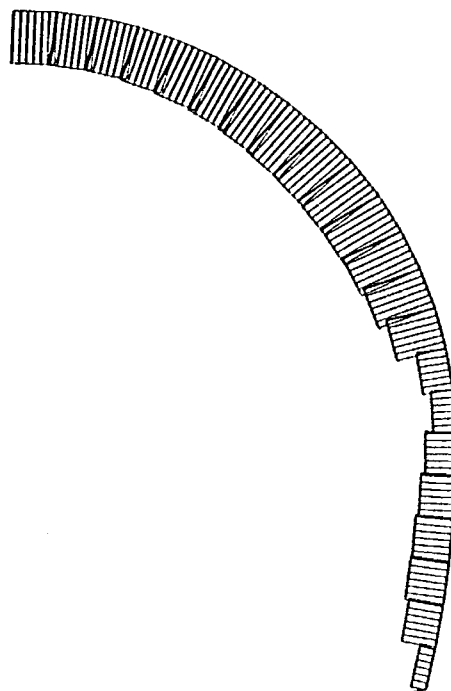


図-78(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, EC-2)

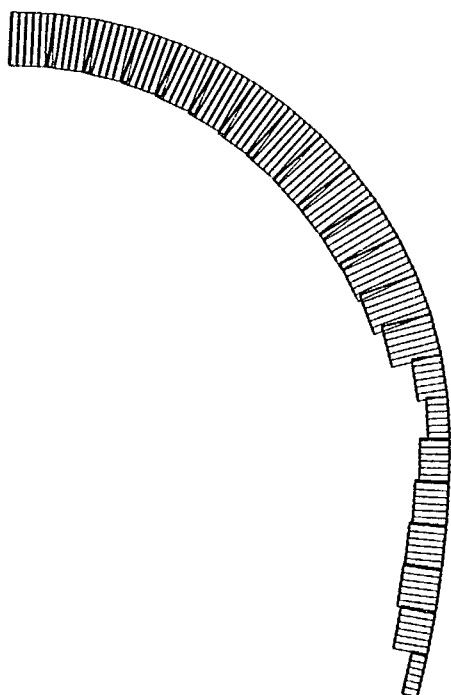


図-78(3) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, EC-3)

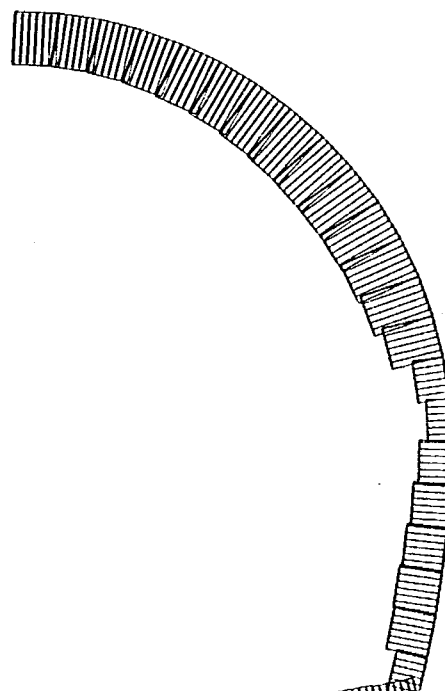
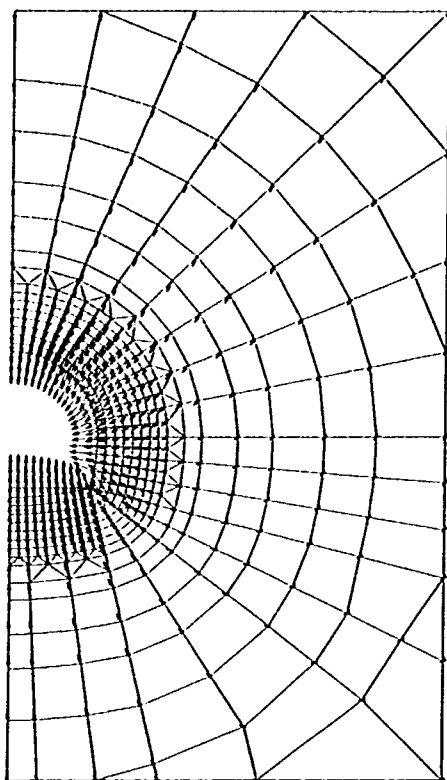
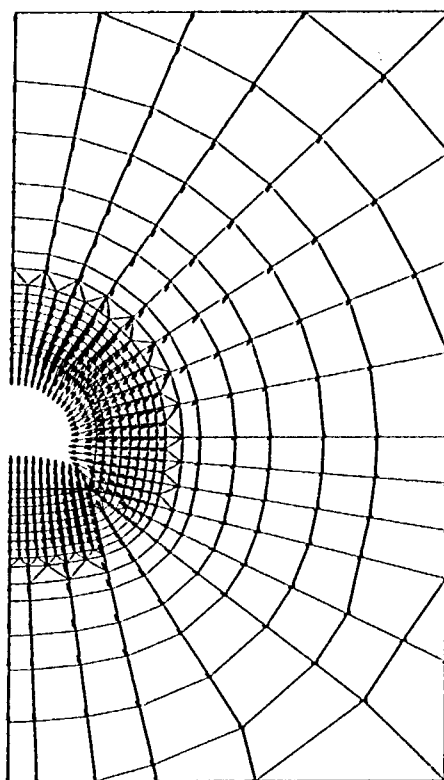


図-78(4) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, EC-4)



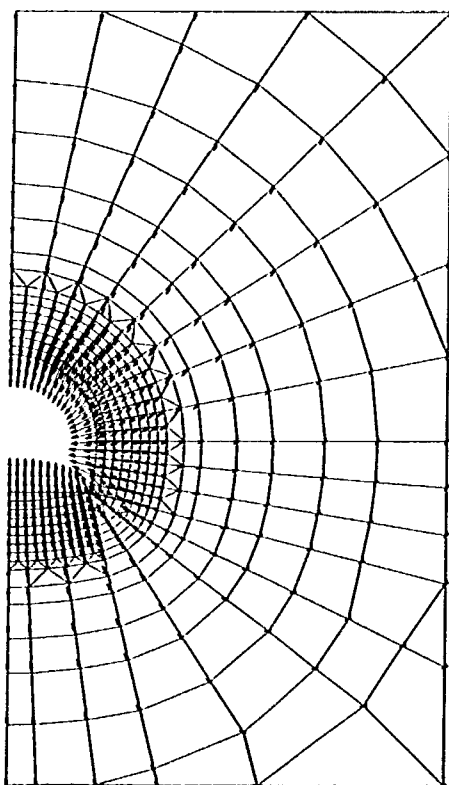
MAX. DISP 3.88
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-79(1) 変位図 (R L - 1)



MAX. DISP 3.88
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-79(2) 変位図 (R L - 2)



MAX. DISP 3.89
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 8.00

図-79(3) 変位図 (R L - 3)

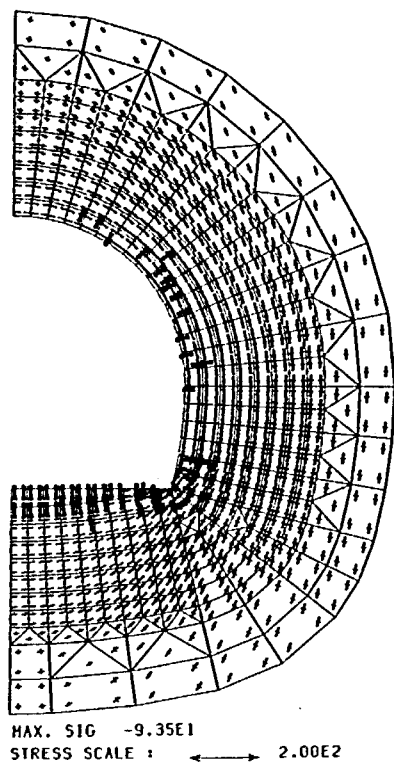


図- 80 (1) 主応力ベクトル図
(RL-1)

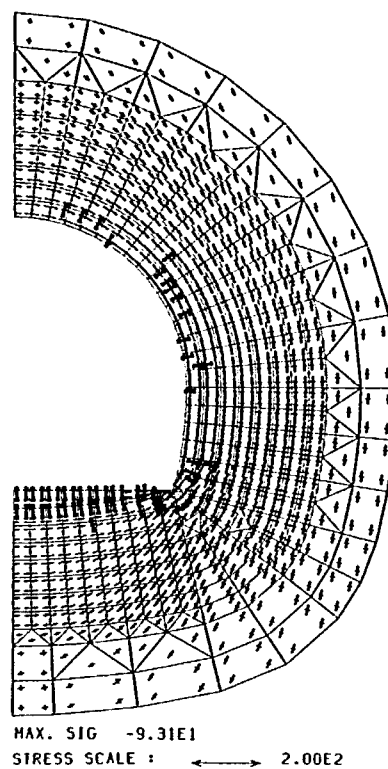


図- 80 (2) 主応力ベクトル図
(RL-2)

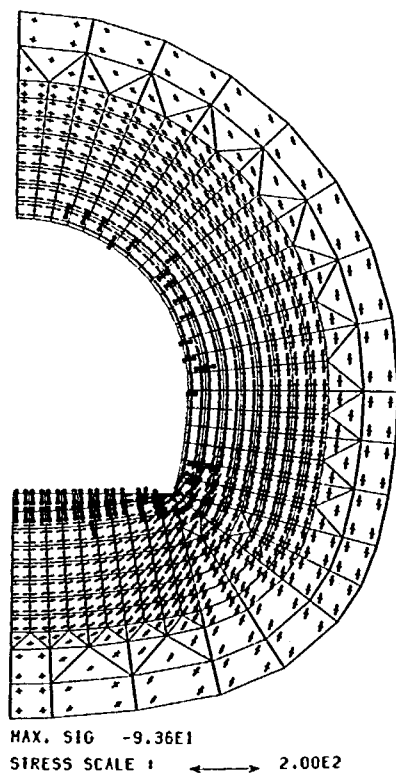


図- 80 (3) 主応力ベクトル図
(RL-3)

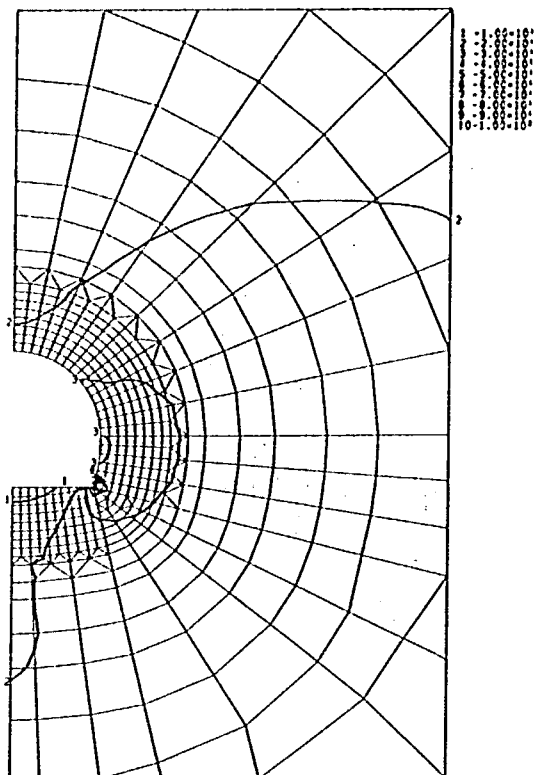


図-81(1) 最大主応力コンター図
(R.L.-1)

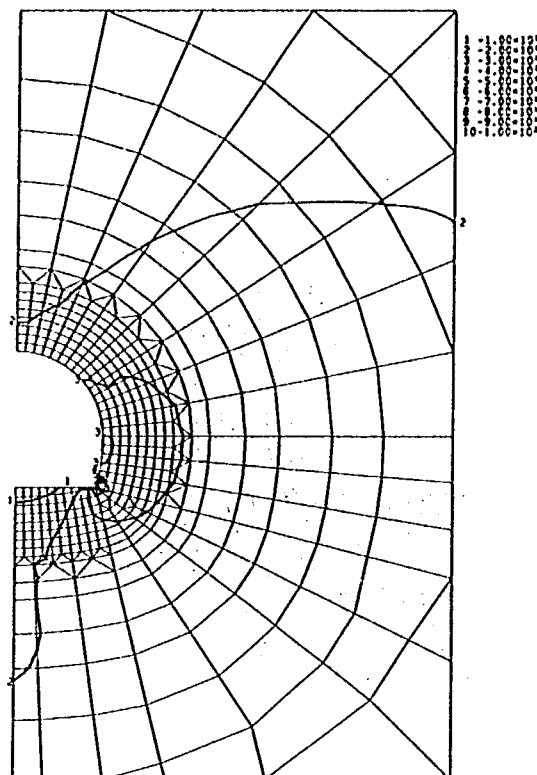


図-81(2) 最大主応力コンター図
(R.L.-2)

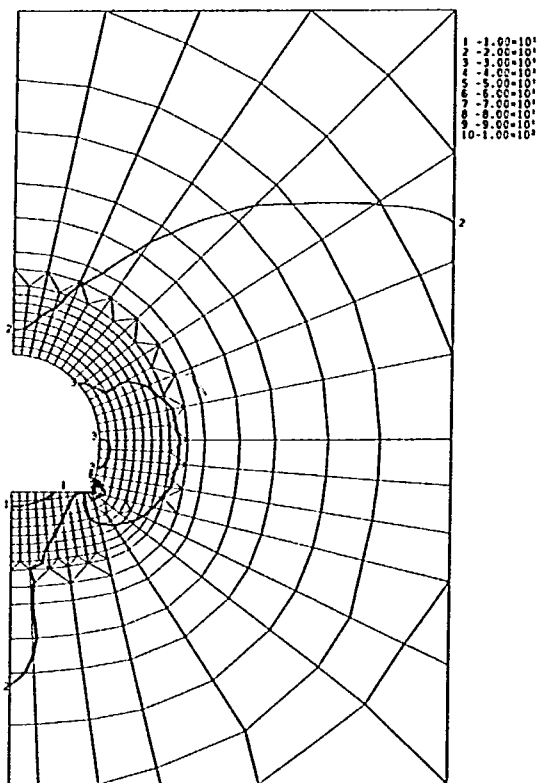


図-81(3) 最大主応力コンター図
(R.L.-3)

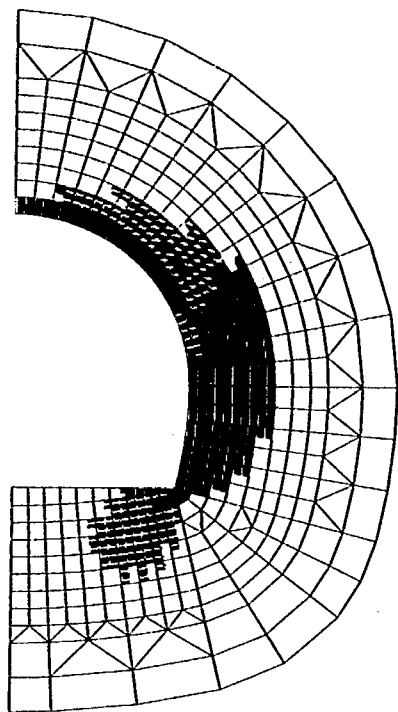


图-82(1) 塑性領域図 (RL-1)

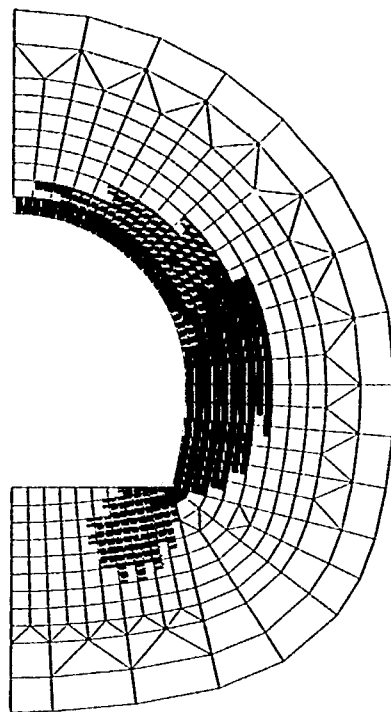


图-82(2) 塑性領域図 (RL-2)

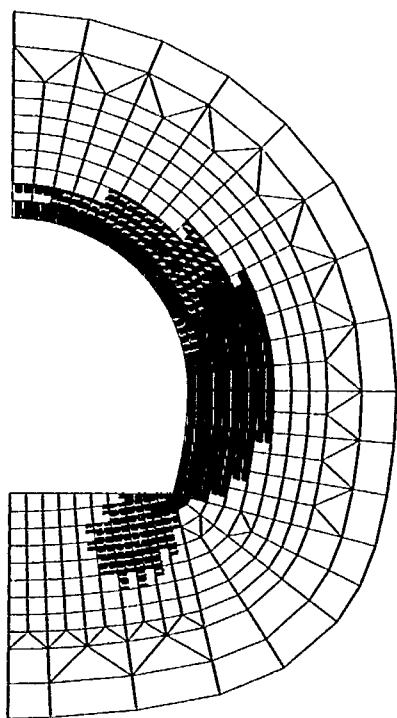


图-82(3) 塑性領域図 (RL-3)

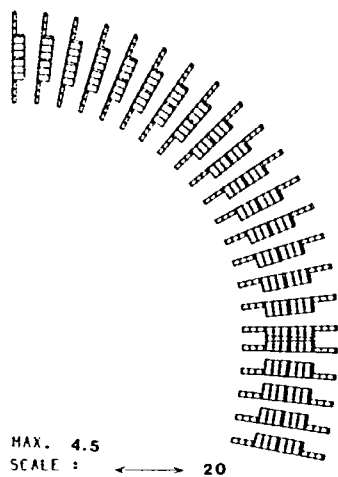


図-83(1) ロックボルト軸力図
(RL-1)

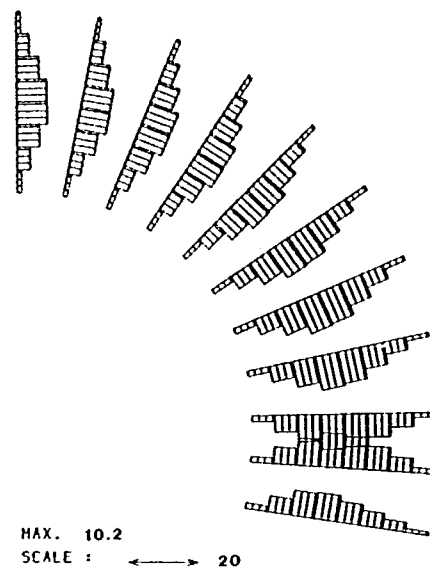


図-83(2) ロックボルト軸力図
(RL-2)

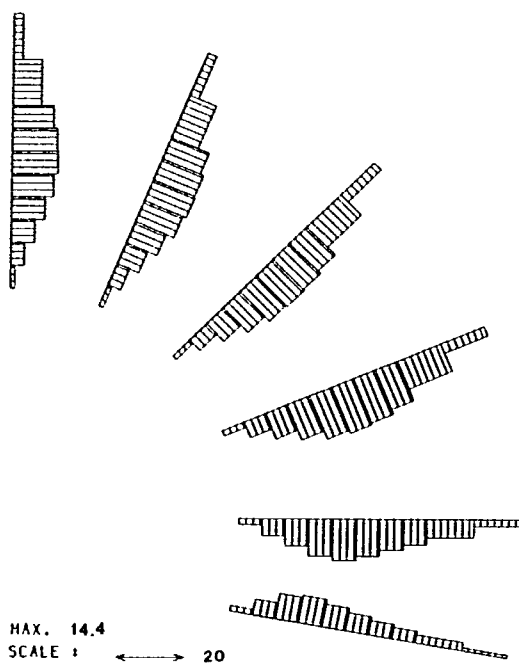


図-83(3) ロックボルト軸力図
(RL-3)

7 章関係

(表-1～表-11)

(図-84～図-174)

表-1～表-11……………繰り返し計算一覧表

図-84……………変形係数と天端沈下量の関係

図-85……………側圧係数とトンネル変形モードの関係

図-86～図-93……………Aトンネル

図-94～図-101……………Bトンネル

図-102～図-109……………Cトンネル

図-110～図-117……………Dトンネル

図-118～図-125……………Eトンネル

図-126～図-133……………Fトンネル

図-134～図-142……………Gトンネル

図-143～図-150……………Hトンネル

図-151～図-158……………Iトンネル

図-159～図-166……………Jトンネル

図-167～図-174……………Kトンネル

表-1 Aトンネル繰返し計算一覧表

		TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4 O.K	試験値 計測値	
入 力 値	地 山	E (kgf/cm ²)	4.43×10 ⁵	2.0×10 ⁴	2.4×10 ⁴	2.35×10 ⁴	4.43×10 ⁵
		ν	0.32				0.32
		C (kgf/cm ²)	142.9	6.5	7.7	7.6	—
		φ	59.1				—
		H' (kgf/cm ²)	2,215	1,000	1,200	1,175	—
		T (kgf/cm ²)	0				79
		r (gf/cm ³)	2.64				2.64
		K ₀	2.0	1.2	1.3	1.26	—
	ロ ック ボ ルト	E (kgf/cm ²)	2.1×10 ⁶				—
		A (cm ²)	3.02×10 ⁻²				D24,@1.5m
		Ks (kgf/cm ²)	8.33				—
		τ max (kgf/cm)	0.79	0.52	0.61	0.60	—
		Kn (kgf/cm ²)	8.33				—
		σ max (kgf/cm)	∞				—
	吹 付 け コン クリ ート	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴				—
		A (cm ²)	5.0				5.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0				—
		τ max (kgf/cm)	∞				—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0				—
		σ max (kgf/cm)	∞				—
	イン バー ト	E (kgf/cm ²)	—				—
		A (cm ²)	—				—
		Ks (kgf/cm ²)	—				—
		τ max (kgf/cm)	—				—
		Kn (kgf/cm ²)	—				—
		σ max (kgf/cm)	—				—
計 算 結 果	上 半 終 了 時	天端沈下量 (cm)	0.02	0.58	0.48	0.49	-0.1
		上半内空変位量 (cm)	0.05	0.59	0.56	0.54	-0.08
		R.B最大軸力 (tonf)	0.25	3.60	3.19	3.18	0.50
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	2.51	31.6	27.4	26.9	—
		トンネル変形モード	2.43	1.02	1.17	1.11	0.8
	最 終 時	天端沈下量 (cm)	0.02	0.59	0.48	0.50	0.5
		上半内空変位量 (cm)	0.12	1.41	1.29	1.27	1.27
		下半内空変位量 (cm)	0.05	0.53	0.49	0.48	0.73
		R.B最大軸力 (tonf)	0.33	4.74	4.24	4.23	0.07
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	3.34	40.5	37.2	36.6	—
		トンネル変形モード	5.52	2.39	2.70	2.57	2.54

表-2 Bトンネル繰り返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5 O.K	試験値 計測値	
入 山 力 値 計 算 結 果	地 山	E (kgf/cm ²)	5.8×10 ⁵	1.0×10 ⁴	9.0×10 ³	7.0×10 ³	7.5×10 ³	5.8×10 ⁵	
		ν	0.27						0.27
		C (kgf/cm ²)	121.7	2.1	1.9	1.5	1.6	—	
		φ	54.7						—
		H' (kgf/cm ²)	2.9×10 ⁴	500	450	350	375	—	
		T (kgf/cm ²)	0						77.4
		r (gf/cm ³)	2.81						2.81
		K ₀	0.37	0.3	0.65	0.55	0.59	—	
	ロ ッ ク ボ ル ト	E (kgf/cm ²)	2.1 × 10 ⁶						—
		A (cm ²)	3.77 × 10 ⁻²						SN24, @1.2 ^m
		Ks (kgf/cm ²)	10.4						—
		τ max (kgf/cm)	1.0	0.21	0.19	0.15	0.16	—	
		Kn (kgf/cm ²)	10.4						—
		σ max (kgf/cm)	∞						—
	吹 付 け コ ン ク リ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴						—
		A (cm ²)	10.0						10.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0						—
		τ max (kgf/cm)	∞						—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0						—
		σ max (kgf/cm)	∞						—
	イ ン バ ー ト	E (kgf/cm ²)	—						—
		A (cm ²)	—						—
		Ks (kgf/cm ²)	—						—
		τ max (kgf/cm)	—						—
		Kn (kgf/cm ²)	—						—
		σ max (kgf/cm)	—						—
計 算 結 果	上 半 終 了 時	天端沈下量 (cm)	0.014	0.83	0.80	1.04	0.96	0.7	
		上半内空変位量 (cm)	-0.003	-0.25	0.12	0.04	0.08	0.06	
		R,B最大軸力 (tonf)	0.07	2.60	2.33	2.01	2.19	0.59	
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	0.72	38.0	38.2	48.1	45.1	—	
		トンネル変形モード	-0.22	-0.30	0.15	0.043	0.087	0.086	
	最 終 時	天端沈下量 (cm)	0.015	0.88	0.82	1.09	1.00	1.0	
		上半内空変位量 (cm)	0.004	0.22	0.88	0.93	0.94	-0.24	
		下半内空変位量 (cm)	-0.001	-0.02	0.25	0.23	0.25	0.02	
		R,B最大軸力 (tonf)	0.08	2.75	2.56	2.08	2.20	0.92	
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	0.56	32.0	34.8	43.6	41.0	—	
		トンネル変形モード	0.25	0.26	1.07	0.85	0.94	-0.24	

注) 掘削終了時における上半内空変位量の計測値が負であったため、最終時ではなく上半終了時のトンネル変形モードが一致するように、側圧係数を決定した。

なお、天端沈下量は最終時が一致するように、変形係数を決定した(TRY-3以降)。

表-3 Cトンネル繰り返し計算一覧表

		TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5	TRY-6	TRY-7	TRY-8	試験値		
									O.K	計測値		
入力値	地山	E (kgf/cm ²)	307,000	15,350	10,233	11,000	11,000	11,000	10,000	10,000	307,000	
		ν	0.317									0.317
		C (kgf/cm ²)	455.1	455.1	455.1	455.1	455.1	455.1	455.1	455.1	14.8	—
		φ	54.9									—
		H' (kgf/cm ²)	15,350	767.5	511.7	550.0	550.0	550.0	500.0	500.0	—	
		T (kgf/cm ²)	0.0									135.0
		r (gf/cm ³)	2.731									2.731
		K ₀	0.46	0.46	0.46	0.46	0.80	1.00	0.90	0.90	—	
	ロックボルト	E (kgf/cm ²)	2.1 × 10 ⁶									—
		A (cm ²)	0.0377									SN24@1.2m
		Ks (kgf/cm ²)	10.4									—
		τ max (kgf/cm)	0.99									—
		Kn (kgf/cm ²)	10.4									—
		σ max (kgf/cm)	∞									—
	吹付けコンクリート	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴									—
		A (cm ²)	12.0									12.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0									—
		τ max (kgf/cm)	∞									—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0									—
		σ max (kgf/cm)	∞									—
	インバート	E (kgf/cm ²)	—									—
		A (cm ²)	—									—
		Ks (kgf/cm ²)	—									—
		τ max (kgf/cm)	—									—
		Kn (kgf/cm ²)	—									—
		σ max (kgf/cm)	—									—
計算結果	上半終了時	天端沈下量 (cm)	0.015	0.29	0.43	0.40	0.37	0.36	0.40	0.40	0.3	
		上半内空変位量 (cm)	0.001	0.010	0.010	0.010	0.157	0.237	0.215	0.215	0.3	
		R.B最大軸力 (tonf)	0.06	1.2	1.8	1.7	1.7	1.8	1.9	1.9	2.6	
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	0.69	12.2	17.4	16.3	15.6	15.0	16.6	16.5	—	
		トンネル変形モード	0.07	0.03	0.02	0.03	0.42	0.66	0.54	0.54	1.0	
	最終時	天端沈下量 (cm)	0.015	0.30	0.44	0.41	0.37	0.34	0.39	0.39	0.4	
		上半内空変位量 (cm)	0.005	0.087	0.124	0.117	0.345	0.477	0.449	0.449	0.42	
		下半内空変位量 (cm)	0.004	0.077	0.107	0.108	0.234	0.313	0.300	0.300	0.043	
		R.B最大軸力 (tonf)	0.07	1.3	1.9	1.7	2.6	3.1	3.1	3.1	—	
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	0.58	10.4	14.7	13.8	14.5	15.2	16.0	16.0	60.0	
トンネル変形モード	0.33	0.29	0.28	0.29	0.93	1.40	1.15	1.15	1.05			

表-4 Dトンネル繰り返し計算一覧表

		TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5	TRY-6	TRY-7	TRY-8 O.K	試験値 計測値
入 山 力 値 計 算 結 果	地	E (kgf/cm ²)	226,700	22,670	15,113.3	12,000	12,000	12,000	12,000	226,700
		ν	0.34							0.34
		C (kgf/cm ²)	152.5	152.5	152.5	152.5	152.5	152.5	8.1	—
		ϕ	54.9							—
		H' (kgf/cm ²)	11,335	1,133.5	755.7	600	600	600	600	—
		T (kgf/cm ²)	0.0							52.1
		r (gf/cm ³)	2.671							2.671
		K ₀	0.52	0.52	0.52	0.60	0.70	0.65	0.75	—
	ロ ッ ク ボ ル ト	E (kgf/cm ²)	2.1×10^6							—
		A (cm ²)	0.0377							SN24@12 ^m
		K _s (kgf/cm ²)	10.4							—
		τ_{max} (kgf/cm)	0.79						0.85	—
		K _n (kgf/cm ²)	10.4							—
		σ_{max} (kgf/cm)	∞							—
	吹 付 け コ ン ク リ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4×10^4							—
		A (cm ²)	12.0							12.0
		K _s (kgf/cm ²)	50.0							—
		τ_{max} (kgf/cm)	∞							—
		K _n (kgf/cm ²)	50.0							—
		σ_{max} (kgf/cm)	∞							—
	イ ン バ ー ト	E (kgf/cm ²)	—							—
		A (cm ²)	—							—
		K _s (kgf/cm ²)	—							—
		τ_{max} (kgf/cm)	—							—
		K _n (kgf/cm ²)	—							—
		σ_{max} (kgf/cm)	—							—
計 算 結 果	上 半 終 了 時	天端沈下量 (cm)	0.04	0.37	0.55	0.68	0.67	0.67	0.66	0.60
		上半内空変位量 (cm)	0.008	0.07	0.10	0.19	0.26	0.22	0.30	0.20
		R.B最大軸力 (tonf)	0.2	1.8	2.7	3.4	3.4	3.4	3.4	4.5
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	1.8	16.3	23.6	28.7	28.3	28.5	28.1	—
		トンネル変形モード	0.20	0.19	0.18	0.28	0.39	0.33	0.45	0.33
		トンネル変形モード	0.20	0.19	0.18	0.28	0.39	0.33	0.45	0.33
	最 終 時	天端沈下量 (cm)	0.04	0.39	0.58	0.71	0.69	0.70	0.68	0.70
		上半内空変位量 (cm)	0.020	0.19	0.27	0.43	0.54	0.49	0.60	0.60
		下半内空変位量 (cm)	0.019	0.13	0.19	0.28	0.34	0.31	0.38	—
		R.B最大軸力 (tonf)	0.2	1.9	2.8	3.8	4.2	4.0	3.5	4.7
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	1.5	14.0	20.3	25.3	25.8	25.5	26.0	60.0
		トンネル変形モード	0.50	0.49	0.47	0.61	0.78	0.70	0.88	0.86

表-5 Eトンネル繰り返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5	TRY-6	TRY-7	TRY-8 O.K	試験値 計測値	
入 力 値	地 山	E (kgf/cm ²)	6,850	4.1×10 ⁴	4.5×10 ⁴	4.4×10 ⁴	4.4×10 ⁴	4.4×10 ⁴	4.0×10 ⁴	4.1×10 ⁴	6,850	
		ν	0.3									—
		C (kgf/cm ²)	256.6	256.6	256.6	256.6	256.6	256.6	256.6	256.6	256.6	—
		φ	57.6									—
		H' (kgf/cm ²)	342.5	2,050	2,250	2,200	2,200	2,200	2,000	2,050	—	
		T (kgf/cm ²)	0									149
		r (gf/cm ³)	2.3									—
		K ₀	0.6	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.63	0.62	—	
	ロ ッ ク ボ ル ト	E (kgf/cm ²)	2.1×10 ⁶									—
		A (cm ²)	3.77×10 ⁻²									D24@1.2m
		Ks (kgf/cm ²)	10.4									—
		τ max (kgf/cm)	1.0									—
		Kn (kgf/cm ²)	10.4									—
		σ max (kgf/cm)	∞									—
	吹 付 け コ ン ク リ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴									—
		A (cm ²)	10.0									10.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0									—
		τ max (kgf/cm)	∞									—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0									—
		σ max (kgf/cm)	∞									—
	イ ン パ ー ト	E (kgf/cm ²)	—									—
		A (cm ²)	—									—
		Ks (kgf/cm ²)	—									—
		τ max (kgf/cm)	—									—
		Kn (kgf/cm ²)	—									—
		σ max (kgf/cm)	—									—
計 算 結 果	上 半 終 了 時	天端沈下量 (cm)	2.23	0.41	0.36	0.37	—	—	—	—	—	
		上半内空変位量 (cm)	-0.07	-0.08	-0.03	-0.03	—	—	—	—	—	
		R.B最大軸力 (tonf)	102	2.01	1.85	1.89	—	—	—	—	—	
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	902	188	17.0	173	—	—	—	—	—	
		トンネル変形モード	-0.03	-0.20	-0.08	-0.08	—	—	—	—	—	
	最 終 時	天端沈下量 (cm)	2.37	0.44	0.39	0.40	0.39	0.38	0.41	0.40	0.4	
		上半内空変位量 (cm)	1.94	0.17	0.24	0.25	0.16	0.22	0.27	0.25	0.25	
		下半内空変位量 (cm)	0.43	-0.001	0.03	0.03	0.10	0.14	0.17	0.16	0.2	
		R.B最大軸力 (tonf)	104	2.07	1.91	1.95	1.93	1.95	2.14	2.09	3.71	
S.C最大応力 (kgf/cm ²)		778	14.7	13.6	13.9	18.6	18.1	19.7	19.3	—		
トンネル変形モード		0.820	0.399	0.621	0.621	0.406	0.589	0.645	0.626	0.625		

注) このトンネルの施工はミニベンチ工法である。TRY-1~4は本文の表-6・1のEC-1(ショートベンチ掘削)にて、TRY4~8は全断面掘削として解析した。そして、計算結果の下半内空変位量の比較から、全断面掘削であるTRY-8を最適と判断した。

表-6 Fトンネル繰り返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2 O,K	試験値 計測値
入力値	地山	E (kgf/cm ²)	2,400	4,800	2,400
		ν	0.3		—
		C (kgf/cm ²)	5.0	5.0	—
		ϕ	25.0		—
		H' (kgf/cm ²)	120	240	—
		T (kgf/cm ²)	0		—
		r (gf/cm ³)	2.0		—
		K _o	1.1	1.13	—
	ロックボルト	E (kgf/cm ²)	2.1×10 ⁶		—
		A (cm ²)	4.91×10 ⁻²		D25,@1m
		Ks (kgf/cm ²)	12.5		—
		τ max (kgf/cm)	0.6		—
		Kn (kgf/cm ²)	12.5		—
		σ max (kgf/cm)	∞		—
	吹付けコンクリート	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴		—
		A (cm ²)	15.0		15.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0		—
		τ max (kgf/cm)	∞		—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0		—
		σ max (kgf/cm)	∞		—
	インバート	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴		—
		A (cm ²)	50.0		50.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0		—
		τ max (kgf/cm)	∞		—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0		—
		σ max (kgf/cm)	∞		—
計算結果	上半終了時	天端沈下量 (cm)	0.88	0.48	0.4
		上半内空変位量 (cm)	0.39	0.27	0.57
		R,B最大軸力 (tonf)	4.41	2.67	4.10
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	25.7	15.9	27.5
		トンネル変形モード	0.45	0.57	1.43
	最終時	天端沈下量 (cm)	0.91	0.51	0.5
		上半内空変位量 (cm)	1.72	1.00	0.98
		下半内空変位量 (cm)	0.87	0.51	0.13
		R,B最大軸力 (tonf)	6.20	4.16	4.61
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	39.5	24.5	52.0
		トンネル変形モード	1.89	1.96	1.96

表-7 Gトンネル繰り返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5 O.K	試験値 計測値	
入力値	地山	E (kgf/cm ²)	800	160	100	110	111	800	
		ν	0.3					—	
		C (kgf/cm ²)	5.0	1.0	0.63	0.69	0.69	—	
		ϕ	25.0					—	
		H' (kgf/cm ²)	40	8	5	5.5	5.55	—	
		T (kgf/cm ²)	0					—	
		r (gf/cm ³)	2.0					—	
		K ₀	0.70	0.68	0.695	0.68	0.675	—	
	ロックボルト	E (kgf/cm ²)	2.1×10 ⁶					—	
		A (cm ²)	4.91×10 ⁻²					D25@1m	
		Ks (kgf/cm ²)	12.5					—	
		τ max (kgf/cm)	0.6	0.12	0.08	0.08	0.08	—	
		Kn (kgf/cm ²)	12.5					—	
	吹付けコンクリート	σ max (kgf/cm)	∞					—	
		E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴					—	
		A (cm ²)	15.0					15.0	
		Ks (kgf/cm ²)	50.0					—	
		τ max (kgf/cm)	∞					—	
		Kn (kgf/cm ²)	50.0					—	
		σ max (kgf/cm)	∞					—	
		インバート	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴					—
			A (cm ²)	50.0					50.0
			Ks (kgf/cm ²)	50.0					—
	τ max (kgf/cm)		∞					—	
	Kn (kgf/cm ²)		50.0					—	
	σ max (kgf/cm)		∞					—	
計算結果	上半終了時	天端沈下量 (cm)	1.18	482	759	699	696	23	
		上半内空変位量 (cm)	-031	-237	-358	-338	-339	082	
		R,B最大軸力 (tonf)	269	239	250	242	240	480	
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	172	234	242	240	240	205	
		トンネル変形モード	-027	-049	-047	-048	-049	036	
	最終時	天端沈下量 (cm)	1.17	422	633	595	598	59	
		上半内空変位量 (cm)	069	222	421	355	343	338	
		下半内空変位量 (cm)	041	168	334	286	277	020	
		R,B最大軸力 (tonf)	460	306	445	399	392	567	
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	196	281	297	291	290	590	
		トンネル変形モード	059	053	066	060	057	057	

表-8 Hトンネル繰返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5 O.K	試験値 計測値
入 山 力 値 計 算 結 果	地	E (kgf/cm ²)	1,874	1,100	1,400	1,520	1,600	1,847
		ν	0.34					0.34
		C (kgf/cm ²)	1.70	1.00	1.27	1.38	1.45	1.7
		ϕ	35.0					35.0
		H' (kgf/cm ²)	93.7	55	70	76	80	—
		T (kgf/cm ²)	0					—
		r (gf/cm ³)	1.85					1.85
		K ₀	1.1	0.8	0.9	0.86	0.87	—
	ロック ボルト	E (kgf/cm ²)	2.1 × 10 ⁶					—
		A (cm ²)	4.91 × 10 ⁻²					D25@1m
		Ks (kgf/cm ²)	12.5					—
		τ max (kgf/cm)	0.2	0.12	0.15	0.16	0.17	—
		Kn (kgf/cm ²)	12.5					—
		σ max (kgf/cm)	∞					—
	吹付け コンクリート	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴					—
		A (cm ²)	15.0					15.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0					—
		τ max (kgf/cm)	∞					—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0					—
		σ max (kgf/cm)	∞					—
	イン バート	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴					—
		A (cm ²)	50.0					50.0
		Ks (kgf/cm ²)	50.0					—
		τ max (kgf/cm)	∞					—
		Kn (kgf/cm ²)	50.0					—
		σ max (kgf/cm)	∞					—
計 算 結 果	上半終了時	天端沈下量 (cm)	1.14	2.02	1.55	1.49	1.42	0.4
		上半内空変位量 (cm)	0.51	-0.01	0.24	0.17	0.19	1.32
		R.B最大軸力 (tonf)	354	2.10	2.65	2.79	2.97	1.92
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	408	450	416	392	383	0.55
		トンネル変形モード	0.45	-0.006	0.15	0.12	0.14	33
	最終時	天端沈下量 (cm)	0.96	1.83	1.40	1.36	1.29	1.3
		上半内空変位量 (cm)	2.96	3.05	2.94	2.60	2.51	2.52
		下半内空変位量 (cm)	1.26	1.43	1.29	1.10	1.06	2.44
		R.B最大軸力 (tonf)	380	2.38	2.94	2.97	3.16	3.38
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	56.3	55.4	54.6	49.7	48.8	15
トンネル変形モード	3.09	1.67	2.10	1.90	1.94	1.94		

表-9 I トンネル繰り返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5	TRY-6	TRY-7 O,K	試験値 計測値	
入 山 力 値 計 算 結 果	地 山	E (kgf/cm ²)	1,874	1,100	1,450	1,700	1,725	1,725	1,720	1,874	
		ν	0.34								0.34
		C (kgf/cm ²)	1.70	1.00	1.30	1.54	1.56	1.56	1.56	1.7	
		ϕ	35.0								35.0
		H' (kgf/cm ²)	93.7	55.0	72.5	85.0	86.3	86.3	86.0	—	
		T (kgf/cm ²)	0								—
		r (gf/cm ³)	1.85								1.85
		K _o	1.3	1.1	1.0	1.09	1.1	1.11	1.12	—	
	ロ ッ ク ボ ル ト	E (kgf/cm ²)	2.1×10 ⁶								—
		A (cm ²)	4.91×10 ⁻²								D25,@1m
		K _s (kgf/cm ²)	12.5								—
		τ max (kgf/cm)	0.20	0.12	0.16	0.18	0.19	0.19	0.19	—	
		K _n (kgf/cm ²)	12.5								—
		σ max (kgf/cm)	∞								—
	吹 付 け コ ン ク リ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴								—
		A (cm ²)	15.0								15.0
		K _s (kgf/cm ²)	50.0								—
		τ max (kgf/cm)	∞								—
		K _n (kgf/cm ²)	50.0								—
		σ max (kgf/cm)	∞								—
	イ ン パ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4×10 ⁴								—
		A (cm ²)	50.0								50.0
		K _s (kgf/cm ²)	50.0								—
		τ max (kgf/cm)	∞								—
		K _n (kgf/cm ²)	50.0								—
		σ max (kgf/cm)	∞								—
計 算 結 果	上 半 終 了 時	天端沈下量 (cm)	0.86	1.45	1.21	1.02	1.00	1.00	1.00	0.2	
		上半内空変位量 (cm)	0.65	0.55	0.34	0.43	0.44	0.45	0.47	1.08	
		R,B最大軸力 (tonf)	3.50	2.16	2.89	3.19	3.42	3.33	3.37	2.02	
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	39.4	45.9	35.8	35.2	35.2	35.5	35.9	0.3	
		トンネル変形モード	0.75	0.38	0.28	0.42	0.44	0.45	0.47	5.4	
	最 終 時	天端沈下量 (cm)	0.62	1.07	0.99	0.81	0.80	0.79	0.78	0.8	
		上半内空変位量 (cm)	3.05	4.02	2.76	2.68	2.67	2.69	2.73	2.77	
		下半内空変位量 (cm)	1.26	1.71	1.14	1.09	1.08	1.10	1.11	1.74	
		R,B最大軸力 (tonf)	3.83	2.58	3.07	3.39	3.65	3.59	3.63	3.09	
		S,C最大応力 (kgf/cm ²)	55.2	62.6	49.1	48.8	48.8	49.3	49.8	1.3	
トンネル変形モード	4.94	3.77	2.78	3.29	3.35	3.41	3.49	3.46			

表-10 Jトンネル繰返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5 O.K	試験値 計測値	
入力値	地山	E (kgf/cm ²)	3.63×10 ⁵	2,000	1,500	1,300	1,400	3.63×10 ⁵	
		ν	0.27						0.27
		C (kgf/cm ²)	57.3	0.32	0.24	0.21	0.22	—	
		φ	52.9						—
		H' (kgf/cm ²)	1.82×10 ⁴	100	75	65	70	—	
		T (kgf/cm ²)	0						38.4
		r (gf/cm ³)	2.76						2.76
		K ₀	1.0	0.6	0.75	0.75	0.76	—	
	ロックボルト	E (kgf/cm ²)	2.1 × 10 ⁶						—
		A (cm ²)	4.52 × 10 ⁻²						SN24@1m
		Ks (kgf/cm ²)	1 2.5						—
		τ max (kgf/cm)	1.2	0.04	0.029	0.025	0.026	—	
		Kn (kgf/cm ²)	1 2.5						—
		σ max (kgf/cm)	∞						—
	吹付けコンクリート	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴						—
		A (cm ²)	1 5.0						15.0
		Ks (kgf/cm ²)	5 0.0						—
		τ max (kgf/cm)	∞						—
		Kn (kgf/cm ²)	5 0.0						—
		σ max (kgf/cm)	∞						—
	インバート	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴						—
		A (cm ²)	5 0.0						50.0
		Ks (kgf/cm ²)	5 0.0						—
		τ max (kgf/cm)	∞						—
		Kn (kgf/cm ²)	5 0.0						—
		σ max (kgf/cm)	∞						—
計算結果	上半終了時	天端沈下量 (cm)	0.01	1.89	2.27	2.56	2.39	0.6	
		上半内空変位量 (cm)	0.009	0.16	0.59	0.61	0.64	0.22	
		R.B最大軸力 (tonf)	0.08	1.35	1.62	1.87	1.63	2.31	
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	0.54	51.0	59.1	62.9	61.0	—	
		トンネル変形モード	0.79	0.08	0.26	0.24	0.27	0.37	
		トンネル変形モード	0.79	0.08	0.26	0.24	0.27	0.37	
	最終時	天端沈下量 (cm)	0.01	1.84	2.08	2.33	2.18	2.2	
		上半内空変位量 (cm)	0.02	1.17	2.20	2.43	2.37	2.34	
		下半内空変位量 (cm)	0.02	1.16	1.93	2.15	2.06	0.25	
		R.B最大軸力 (tonf)	0.13	1.34	1.58	1.82	1.58	6.16	
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	0.67	52.8	67.0	72.0	70.0	—	
		トンネル変形モード	2.13	0.64	1.06	1.04	1.09	1.06	

表-11 Kトンネル繰り返し計算一覧表

			TRY-1	TRY-2	TRY-3	TRY-4	TRY-5 O.K	試験値 計測値
入 山 力 値 計 算 結 果	地 山	E (kgf/cm ²)	2,049	1,400	1,550	1,600	1,610	2,049
		ν	0.3					—
		C (kgf/cm ²)	5.0	3.4	3.8	3.9	3.9	—
		ϕ	25.0					—
		H' (kgf/cm ²)	102	70	77.5	80	80.5	—
		T (kgf/cm ²)	0					—
		τ (gf/cm ³)	2.1					—
		K ₀	0.8	0.6	0.63	0.61	0.605	—
	ロ ッ ク ボ ル ト	E (kgf/cm ²)	2.1 × 10 ⁶					—
		A (cm ²)	6.53 × 10 ⁻²					SN24@0.8m
		Ks (kgf/cm ²)	1 5.6					—
		τ max (kgf/cm)	0.75	0.50	0.57	0.58	0.58	—
		Kn (kgf/cm ²)	1 5.6					—
		σ max (kgf/cm)	∞					—
	吹 付 け コ ン ク リ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴					—
		A (cm ²)	2 0.0					20.0
		Ks (kgf/cm ²)	5 0.0					—
		τ max (kgf/cm)	∞					—
		Kn (kgf/cm ²)	5 0.0					—
		σ max (kgf/cm)	∞					—
	イ ン バ ー ト	E (kgf/cm ²)	3.4 × 10 ⁴					—
		A (cm ²)	5 0.0					50.0
		Ks (kgf/cm ²)	5 0.0					—
		τ max (kgf/cm)	∞					—
		Kn (kgf/cm ²)	5 0.0					—
		σ max (kgf/cm)	∞					—
計 算 結 果	上 半 終 了 時	天端沈下量 (cm)	11.6	18.4	16.1	15.7	15.7	4.15
		上半内空変位量 (cm)	8.39	4.56	5.47	4.42	4.26	3.6
		R.B最大軸力 (tonf)	11.3	11.3	11.4	16.6	16.8	12.65
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	299	320	313	305	303	13.7
		トンネル変形モード	0.73	0.25	0.34	0.28	0.27	0.87
	最 終 時	天端沈下量 (cm)	11.9	18.8	16.7	16.3	16.3	16.2
		上半内空変位量 (cm)	17.2	15.5	15.7	14.3	14.1	13.7
		下半内空変位量 (cm)	11.2	12.4	12.0	11.3	11.0	5.0
		R.B最大軸力 (tonf)	12.5	16.0	15.9	17.8	18.0	13.86
		S.C最大応力 (kgf/cm ²)	360	376	369	359	357	37.8
トンネル変形モード	1.44	0.83	0.94	0.88	0.87	0.85		

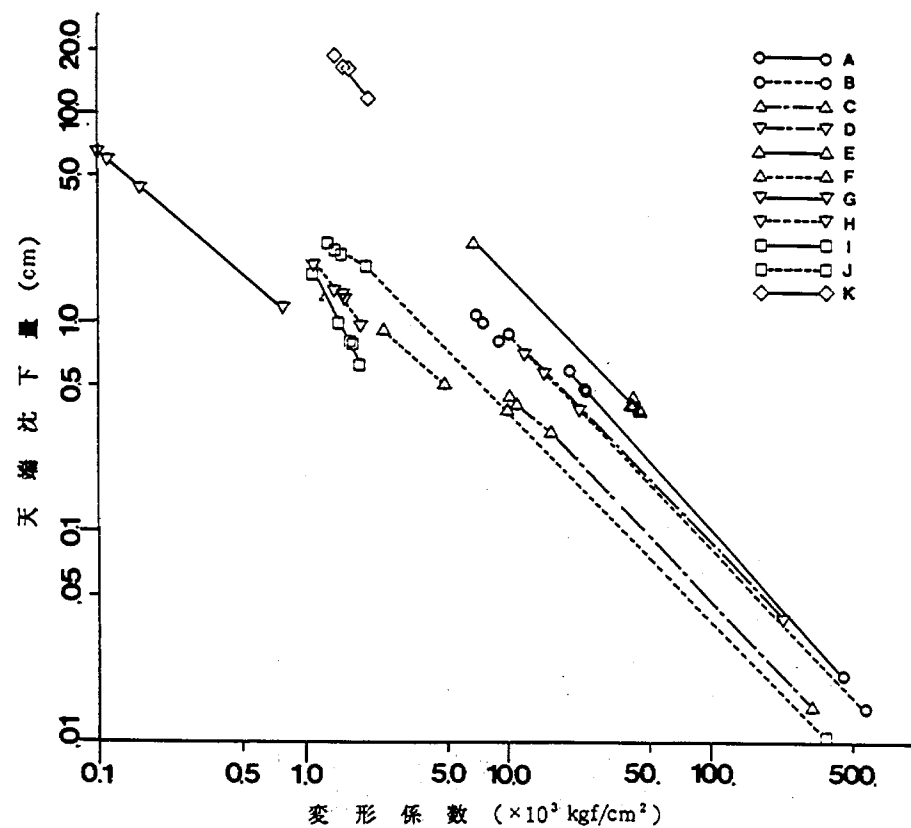


図-84 変形係数と天端沈下量の関係 (A~Kトンネル)

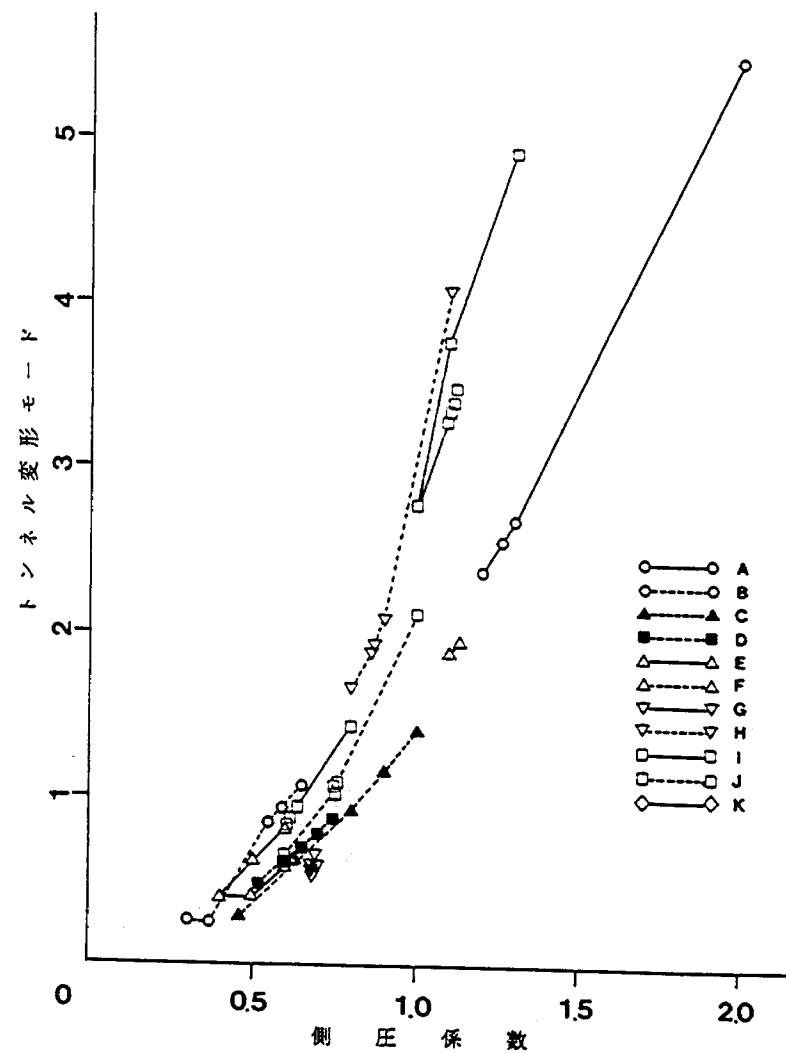


図-85 側圧係数とトンネル変形モードの関係 (A~Kトンネル)

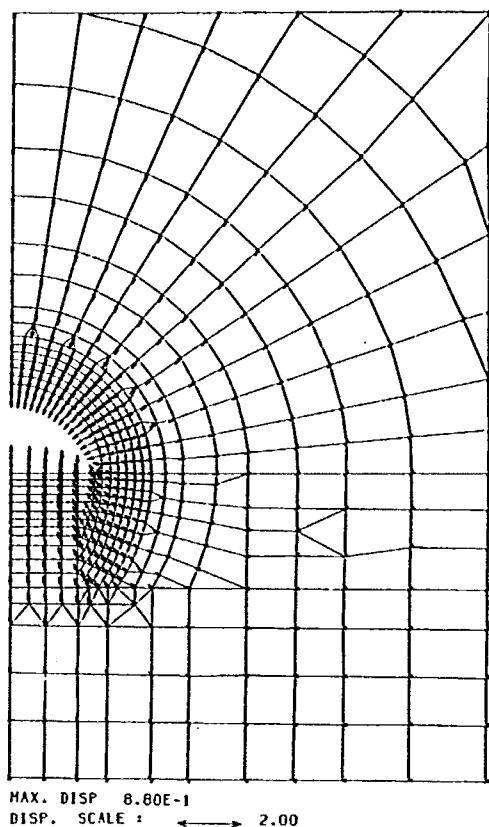


図-86(1) 変位図
(上半終了時, Aトンネル)

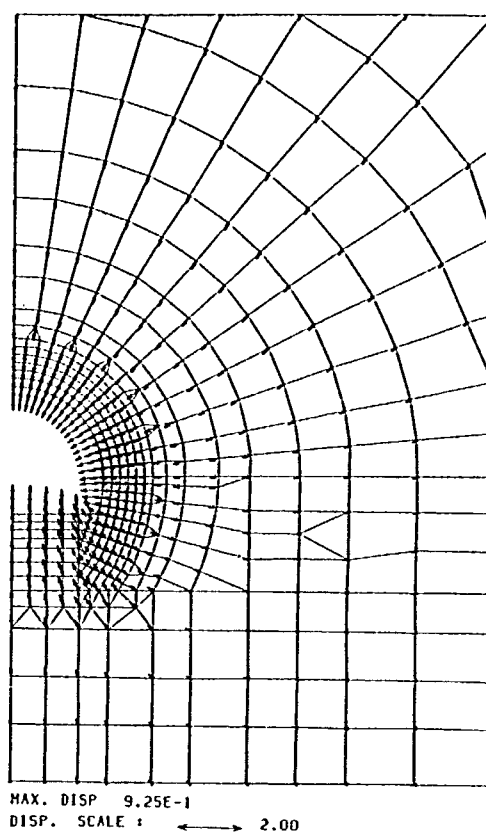


図-86(2) 変位図
(最終時, Aトンネル)

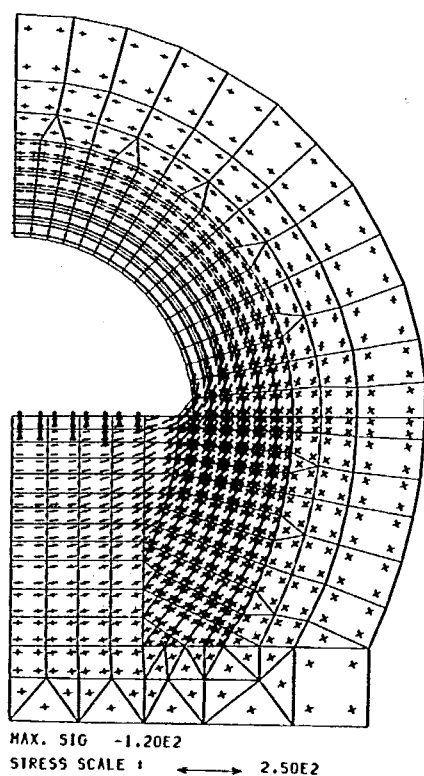


図-87(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Aトンネル)

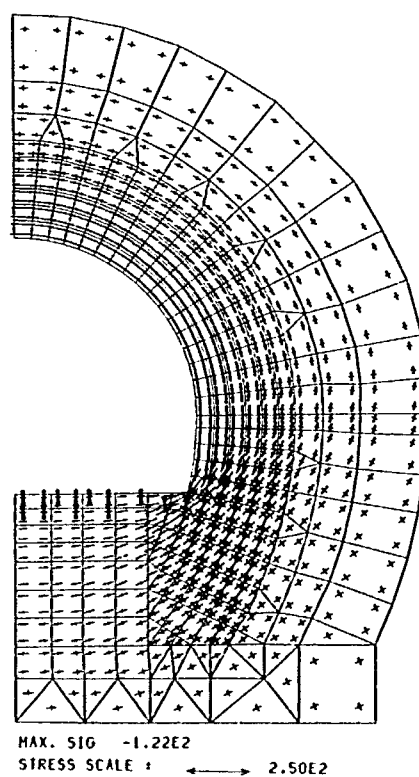


図-87(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Aトンネル)

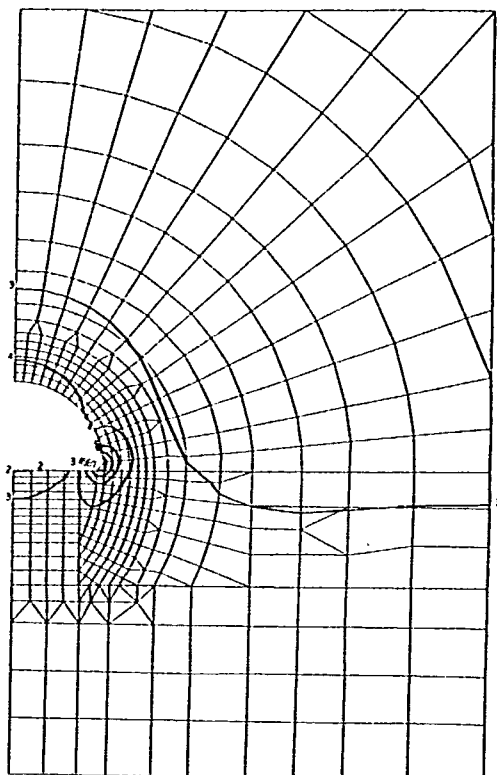


図-88(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Aトンネル)

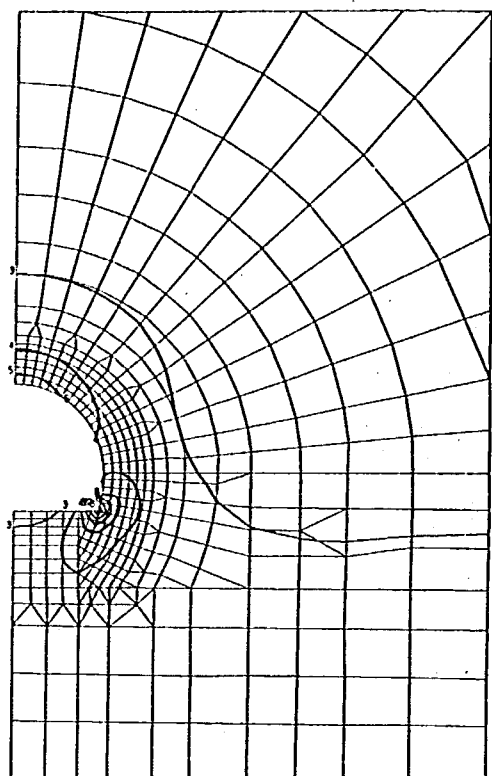


図-88(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Aトンネル)

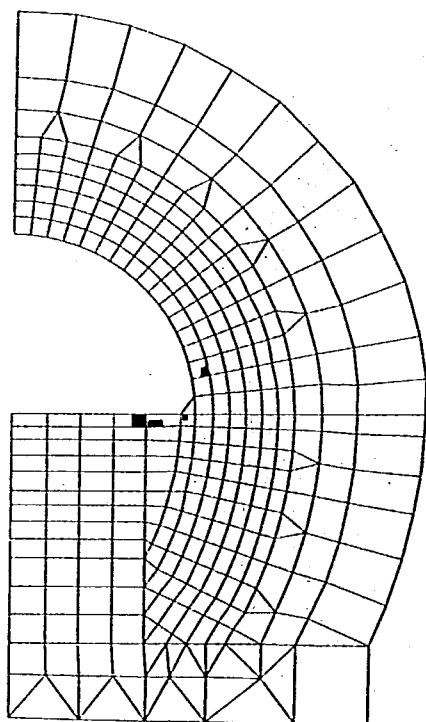


図-89(1) 塑性領域図
(上半終了時, Aトンネル)

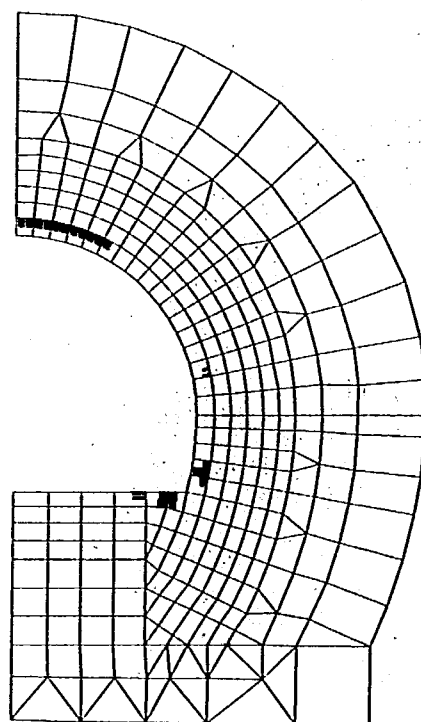


図-89(2) 塑性領域図
(最終時, Aトンネル)

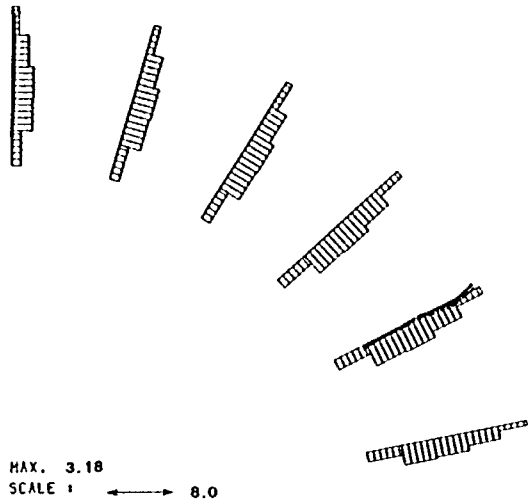


図-90(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Aトンネル)

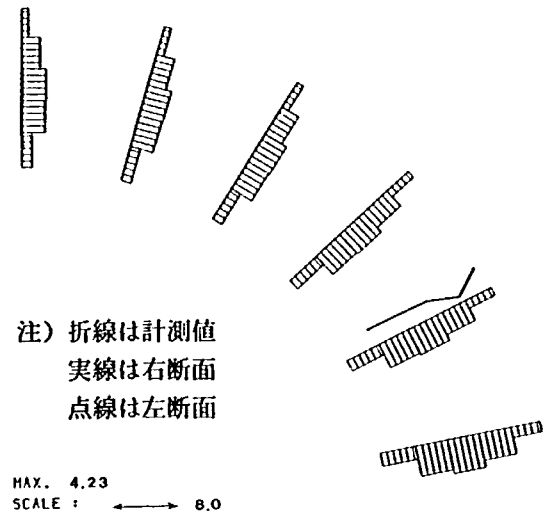


図-90(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Aトンネル)

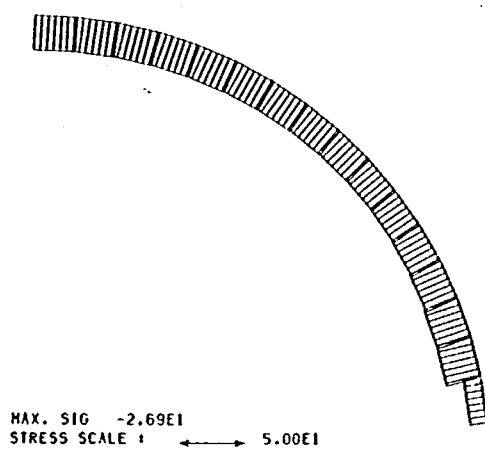


図-91(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Aトンネル)

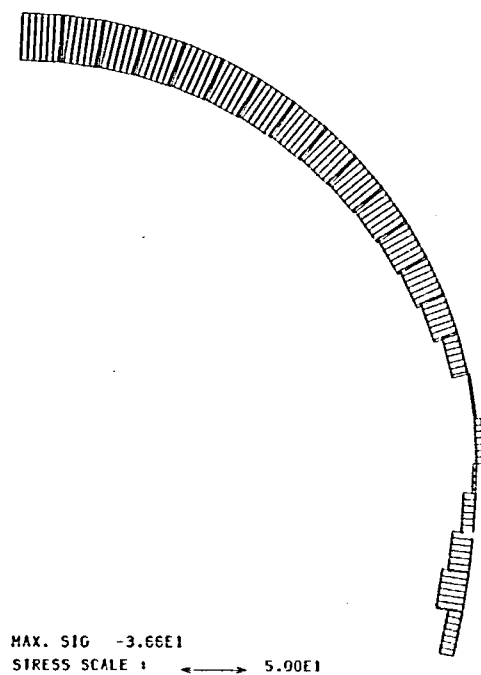


図-91(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Aトンネル)

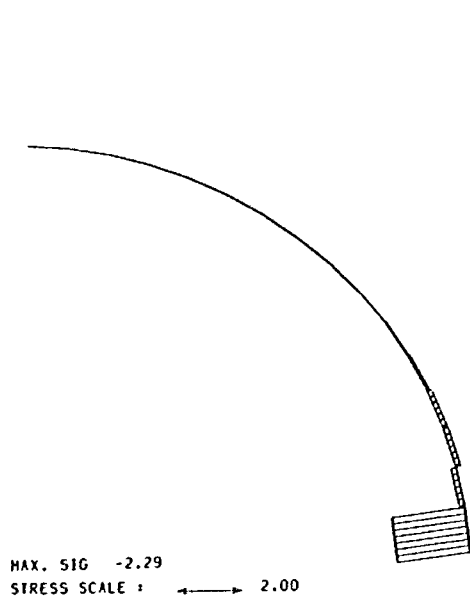


図-92(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Aトンネル)

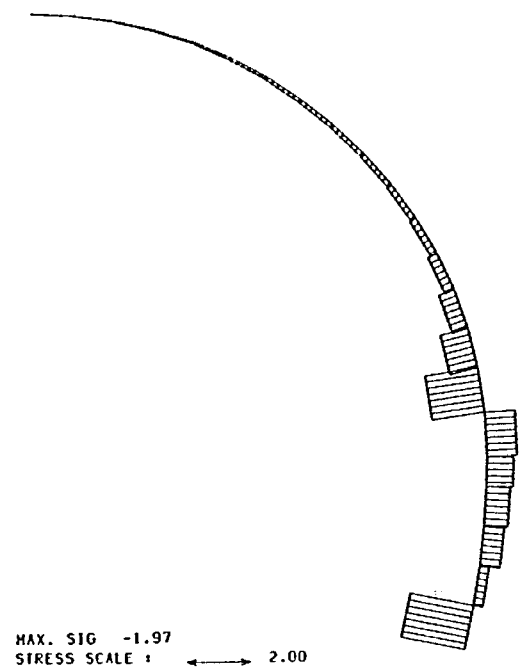


図-92(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Aトンネル)

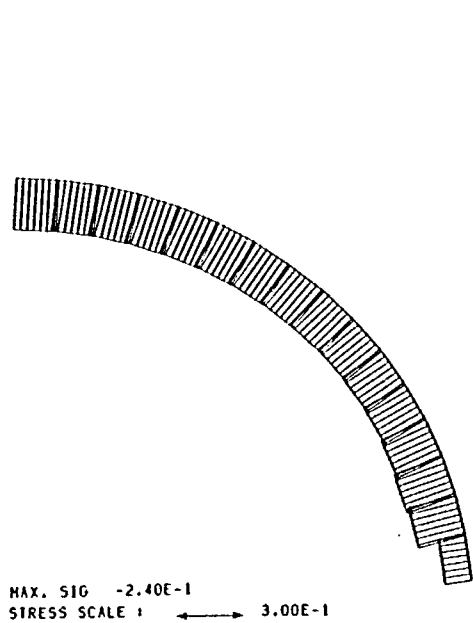


図-93(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Aトンネル)

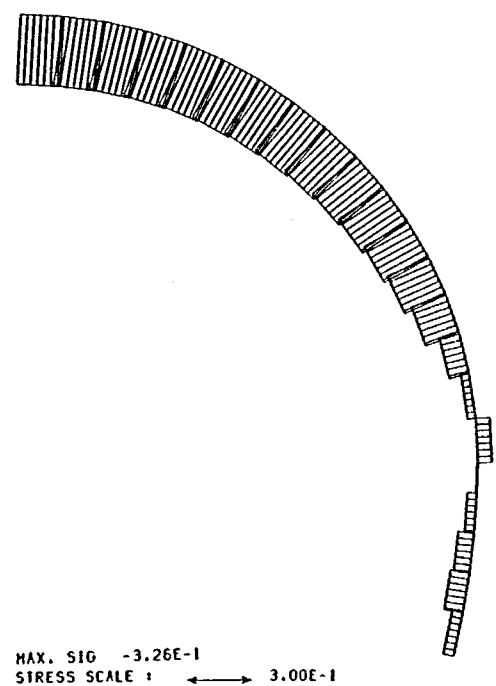


図-93(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Aトンネル)

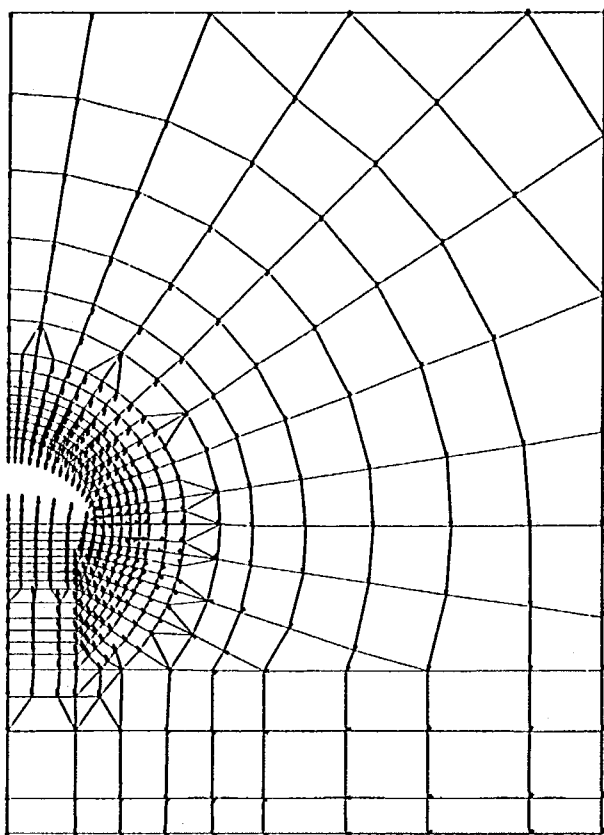


図-94(1) 変位図
(上半終了時, Bトンネル)

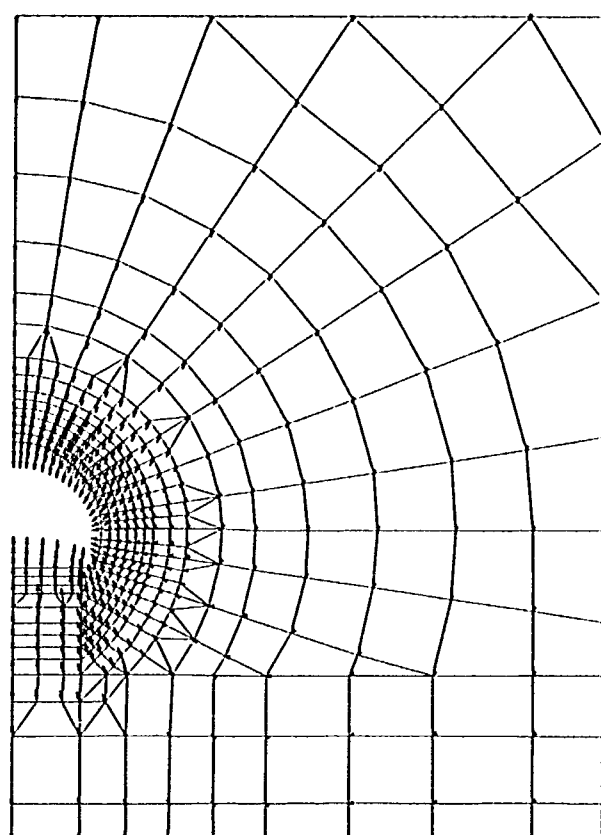


図-94(2) 変位図
(最終時, Bトンネル)

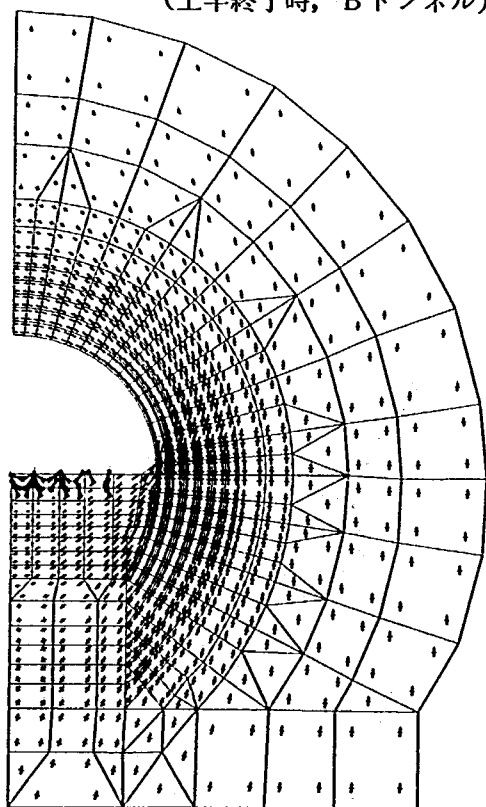


図-95(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Bトンネル)

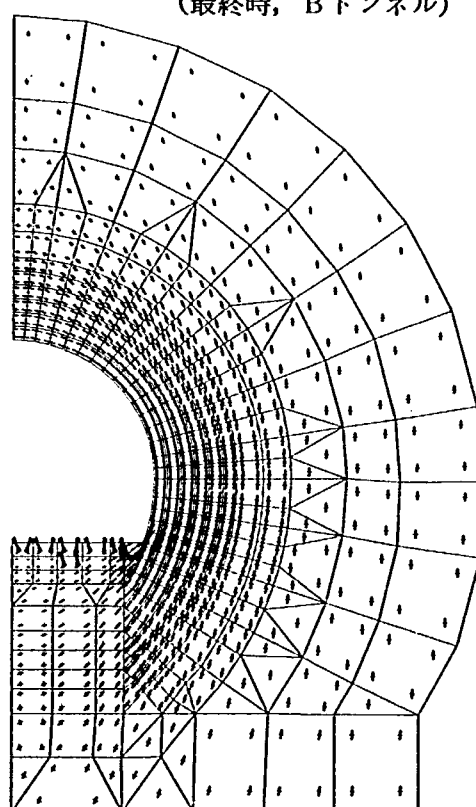


図-95(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Bトンネル)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

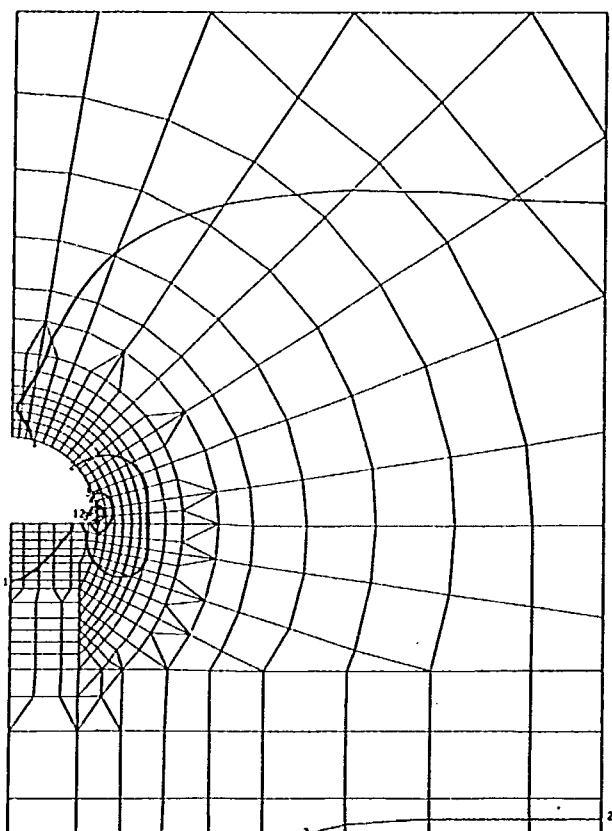


図-96(1) 最大主応力コンター図
 (上半終了時, Bトンネル)

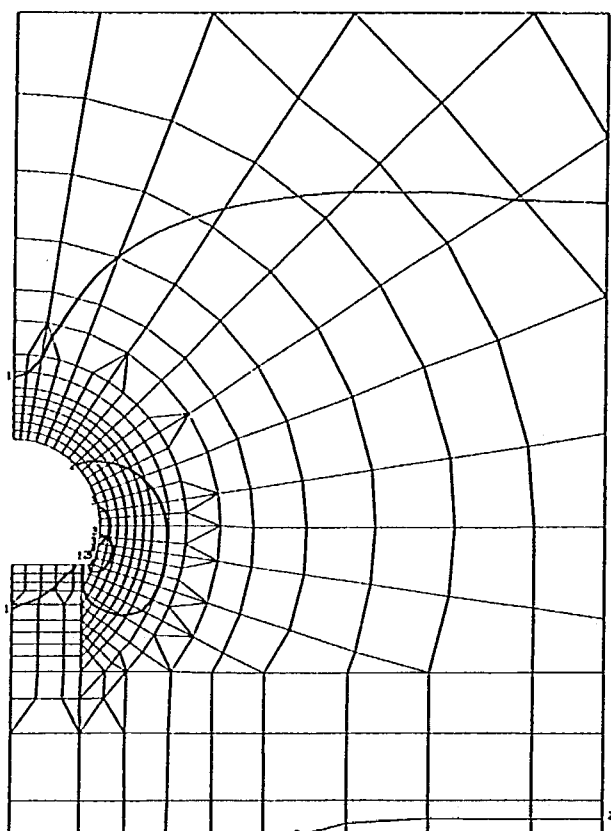


図-96(2) 最大主応力コンター図
 (最終時, Bトンネル)

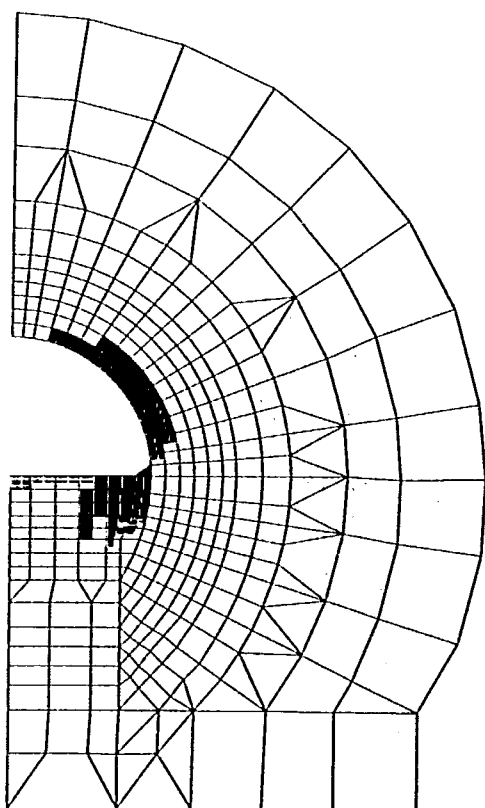


図-97(1) 塑性領域図
 (上半終了時, Bトンネル)

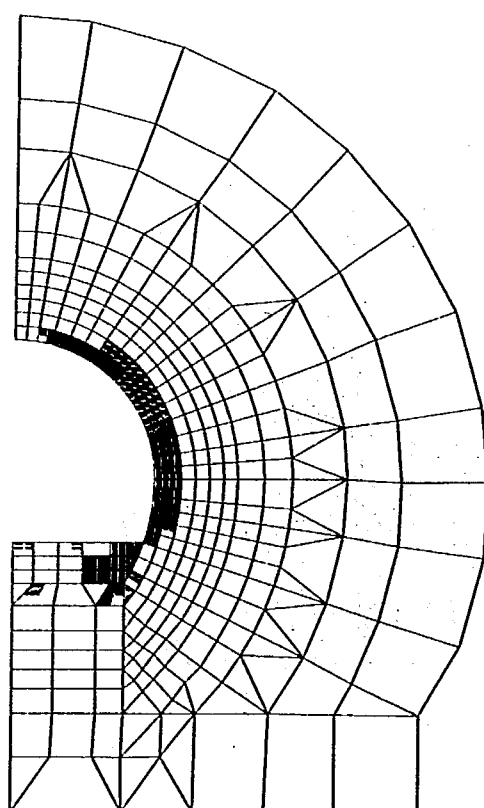


図-97(2) 塑性領域図
 (最終時, Bトンネル)

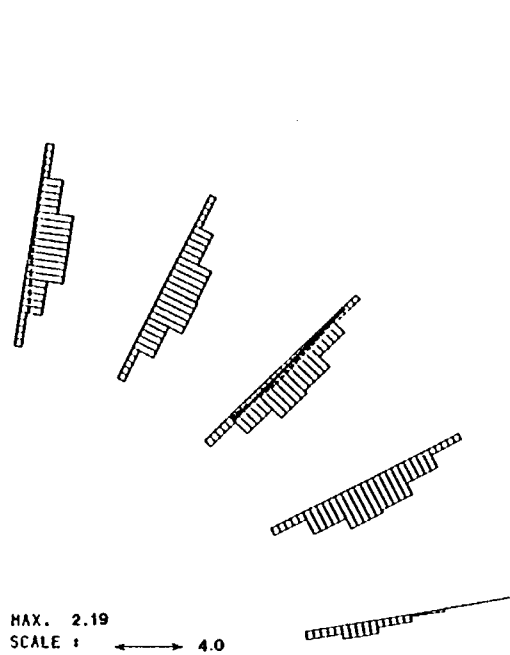


図-98(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Bトンネル)

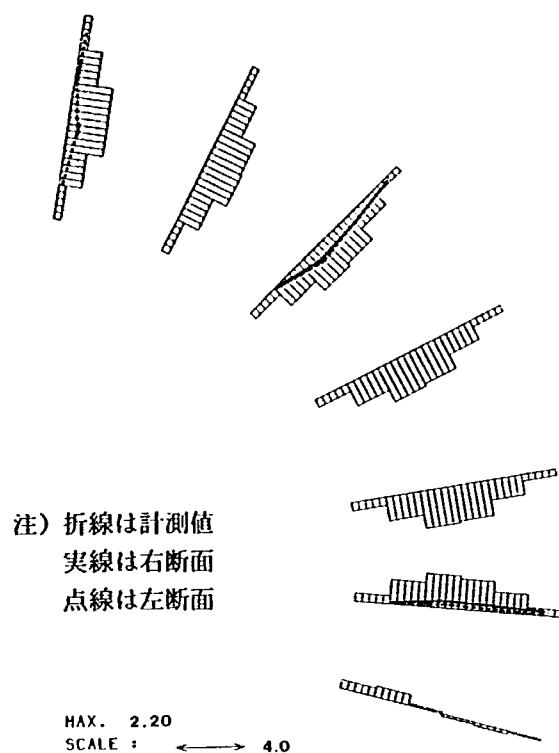


図-98(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Bトンネル)

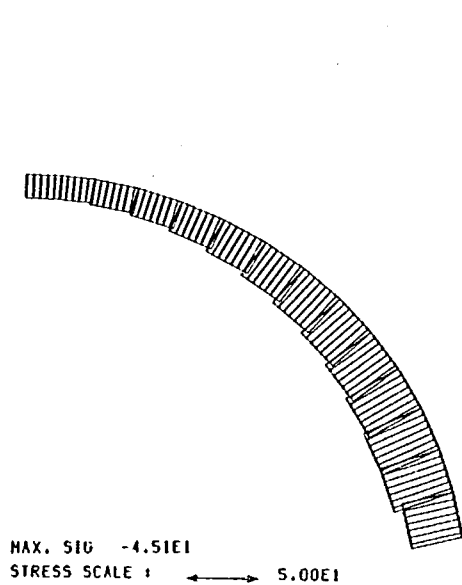


図-99(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Bトンネル)

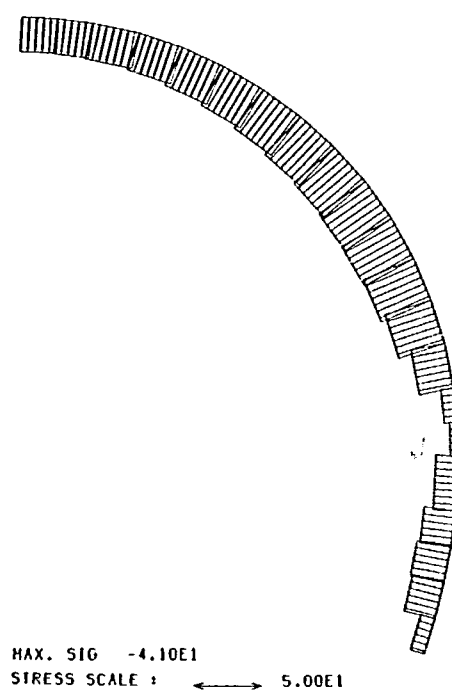


図-99(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Bトンネル)

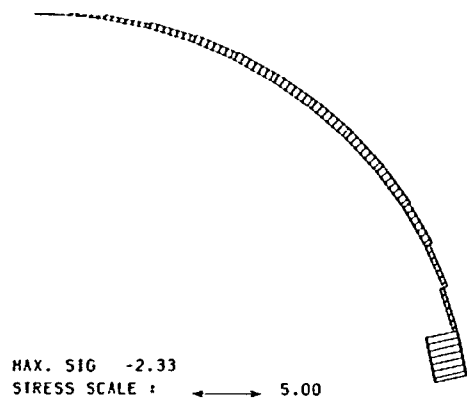


図-100(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Bトンネル)

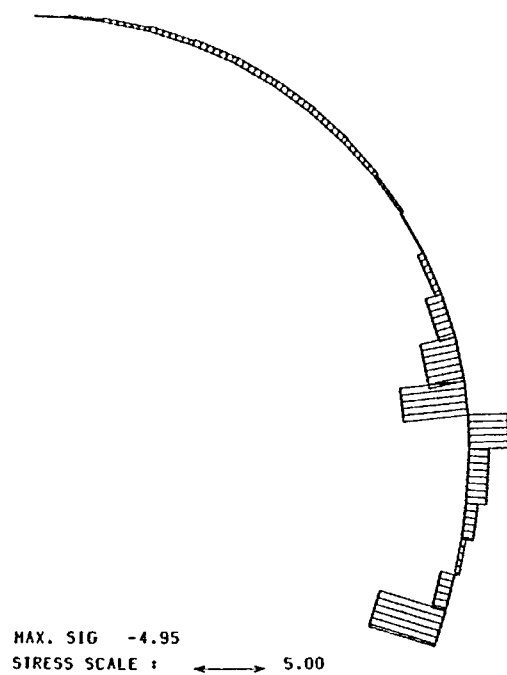


図-100(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Bトンネル)

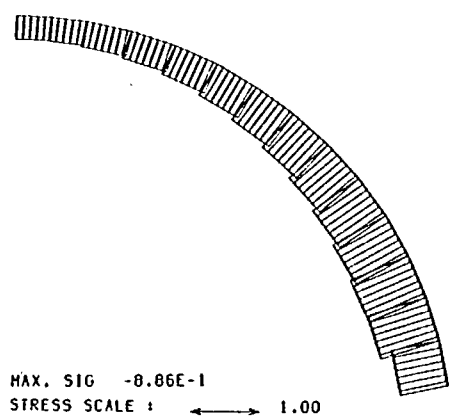


図-101(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Bトンネル)

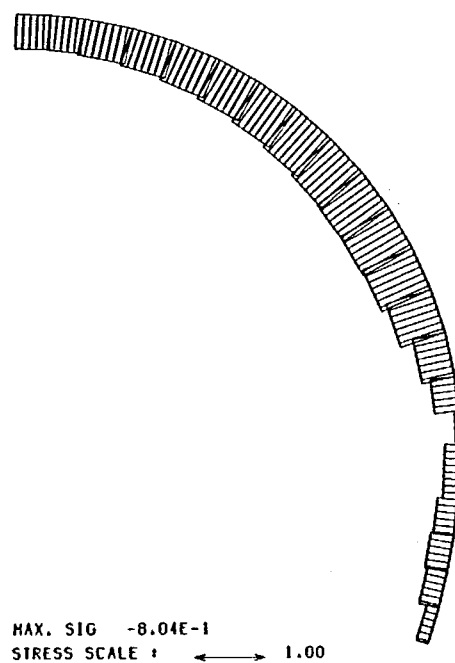
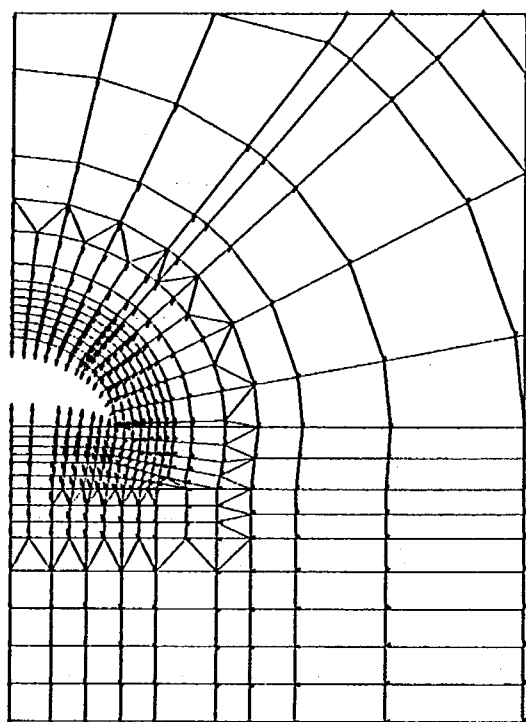
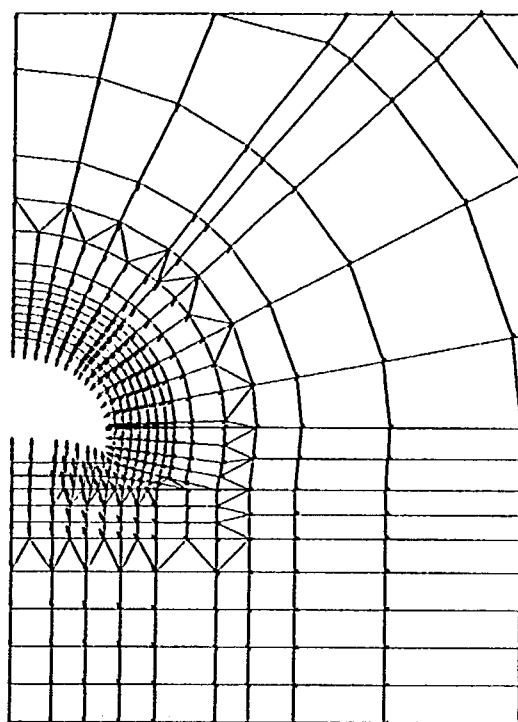


図-101(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Bトンネル)



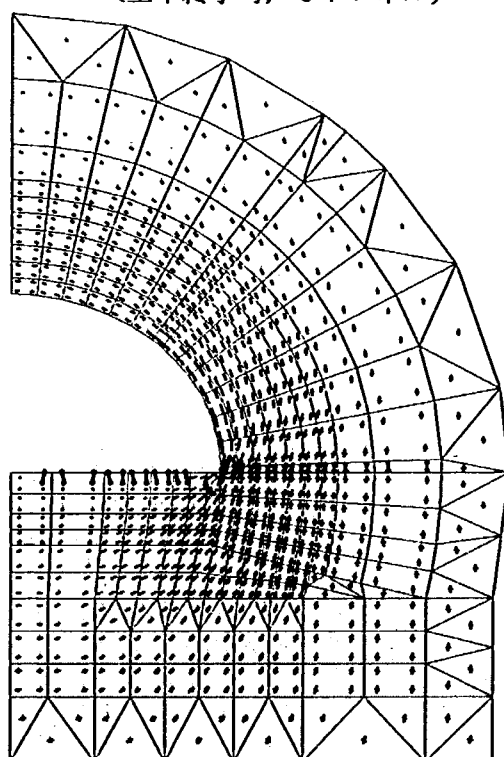
MAX. DISP 6.84E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00

図-102(1) 変位図
(上半終了時, Cトンネル)



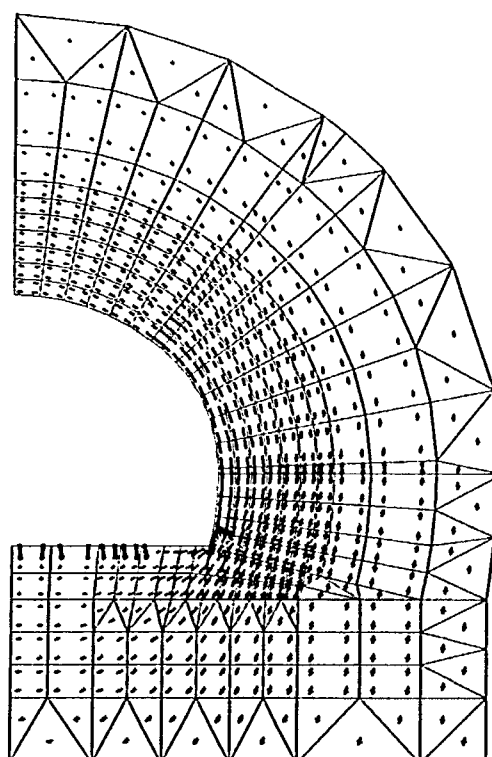
MAX. DISP 7.68E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00

図-102(2) 変位図
(最終時, Cトンネル)



MAX. SIG -4.88E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 1.00E2

図-103(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Cトンネル)



MAX. SIG -3.62E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 1.00E2

図-103(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Cトンネル)

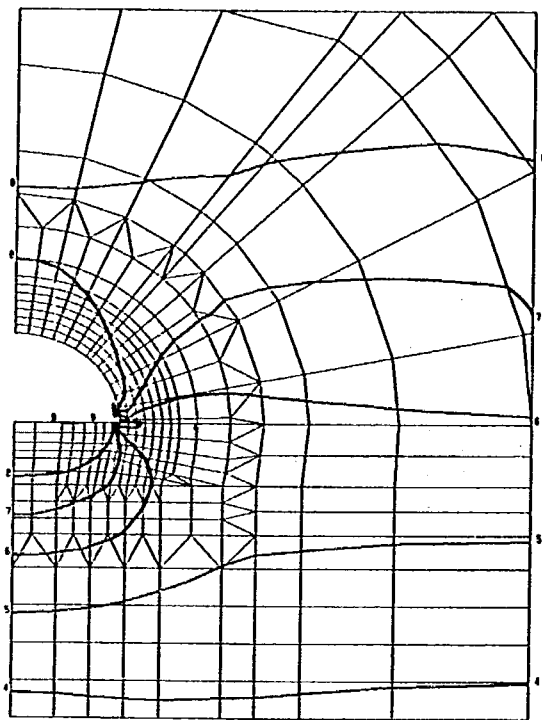


図-104(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Cトンネル)

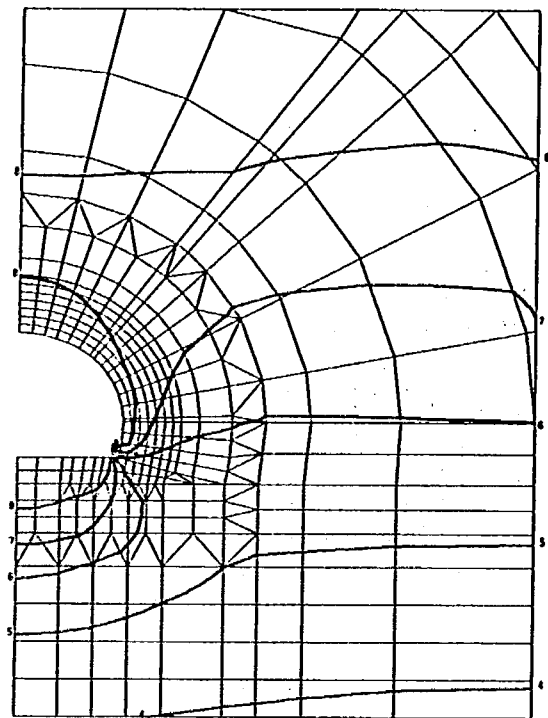


図-104(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Cトンネル)

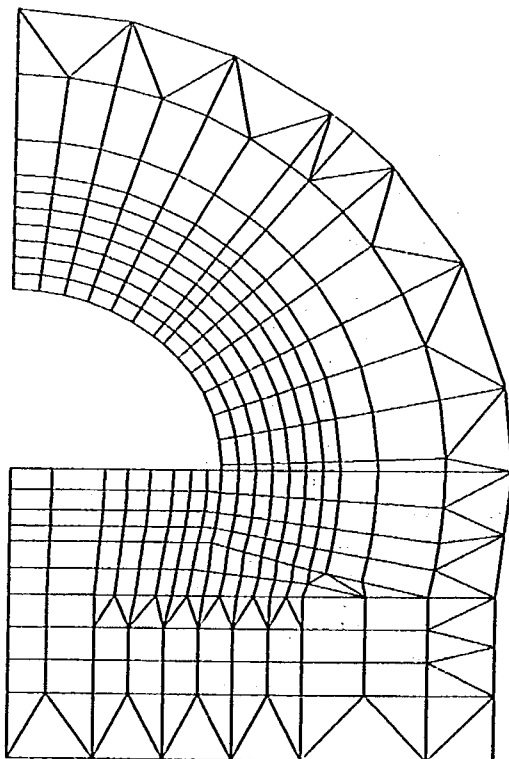


図-105(1) 塑性領域図
(上半終了時, Cトンネル)

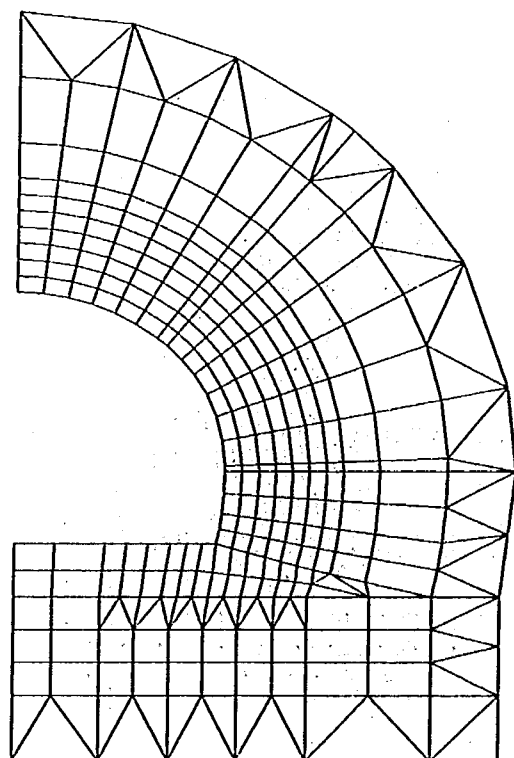


図-105(2) 塑性領域図
(最終時, Cトンネル)

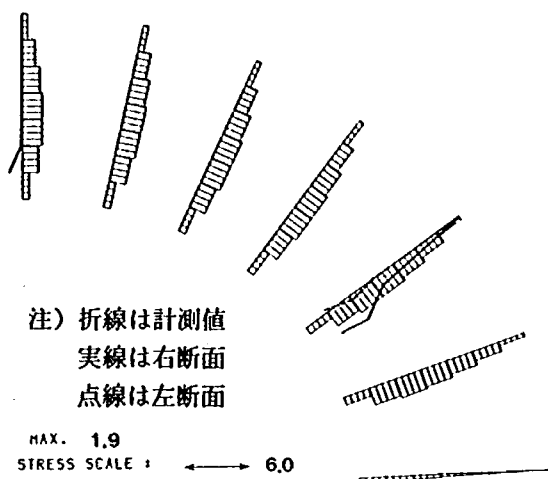


図-106(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Cトンネル)

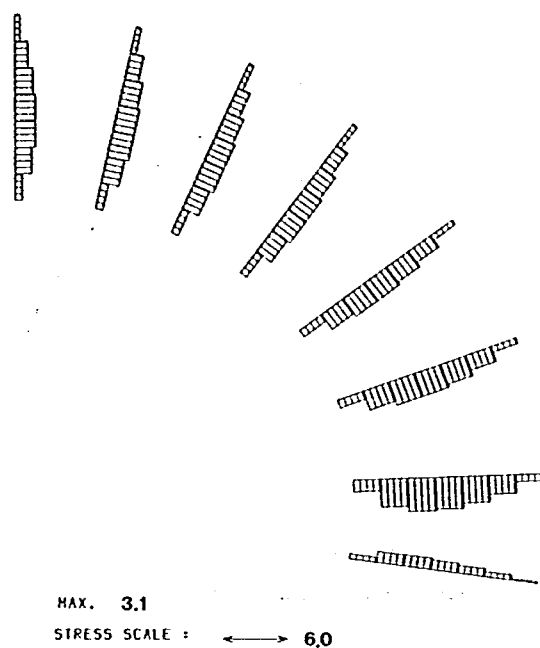


図-106(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Cトンネル)

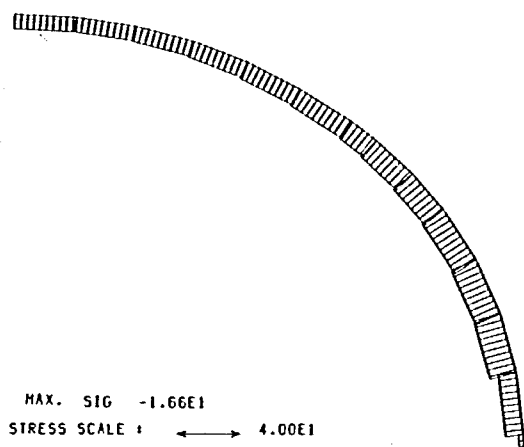


図-107(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Cトンネル)

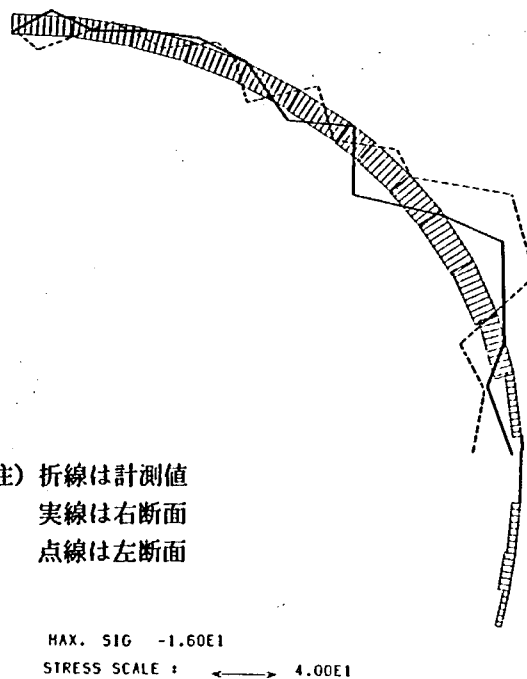


図-107(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Cトンネル)

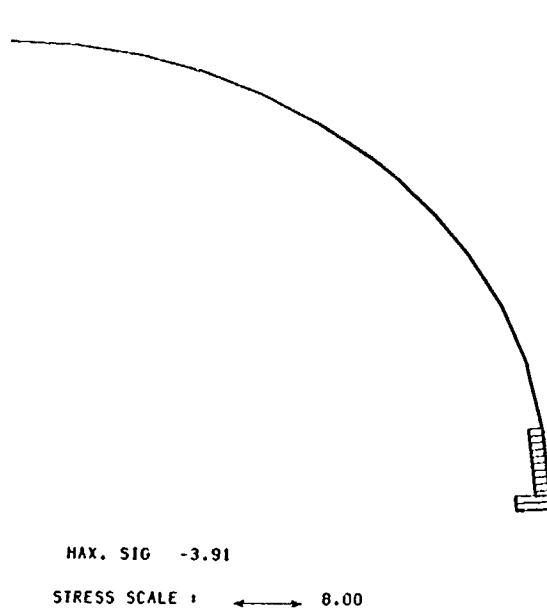


図-108(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Cトンネル)

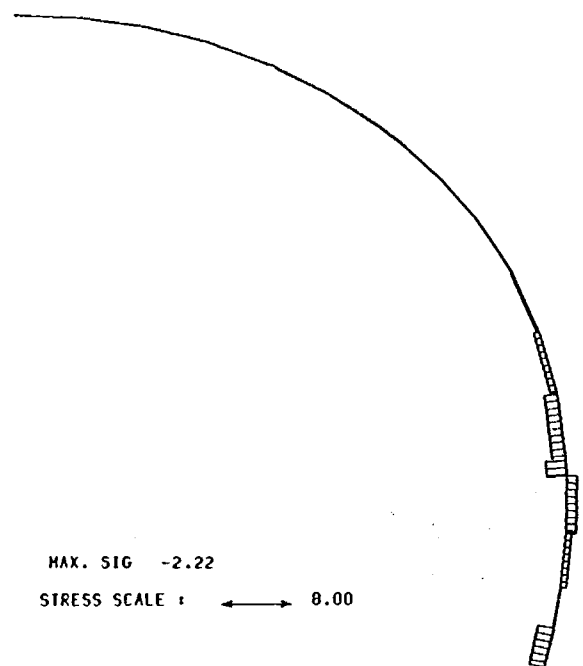


図-108(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Cトンネル)

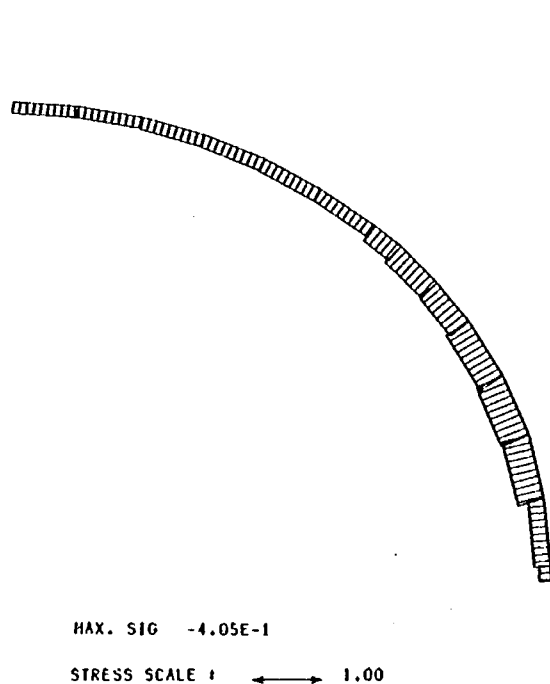


図-109(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Cトンネル)

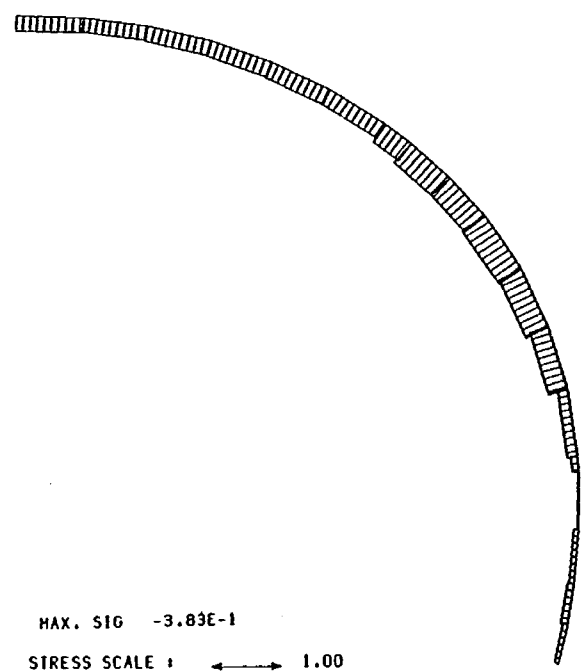
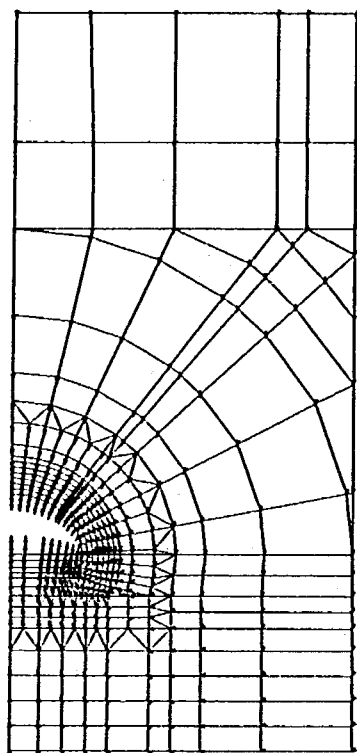
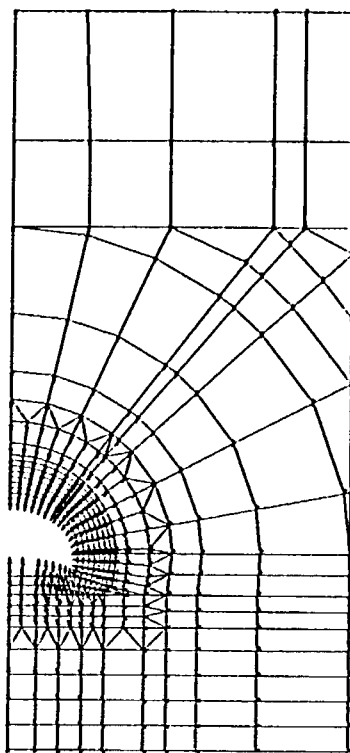


図-109(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Cトンネル)



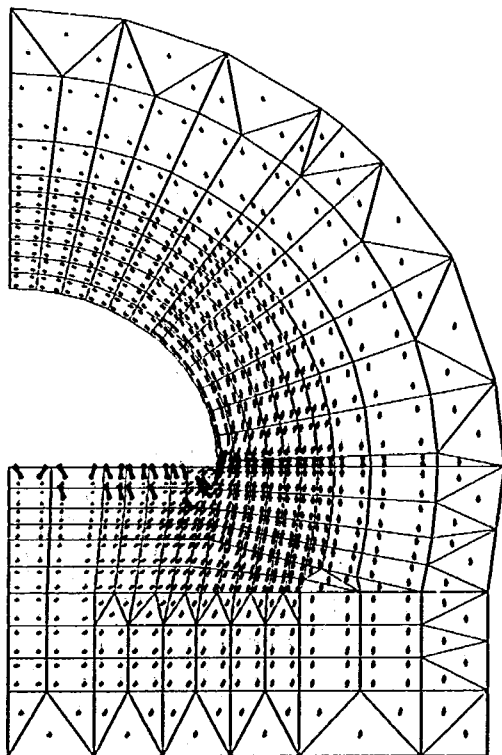
MAX. DISP 1.10
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 4.00

図-110(1) 変位図
(上半終了時, Dトンネル)



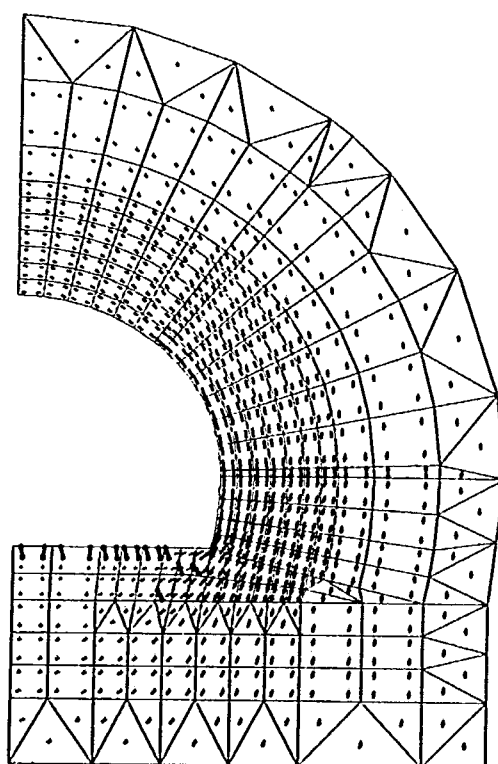
MAX. DISP 1.17
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 4.00

図-110(2) 変位図
(最終時, Dトンネル)



MAX. SIG -9.25E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-111(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Dトンネル)



MAX. SIG -6.54E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 2.00E2

図-111(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Dトンネル)

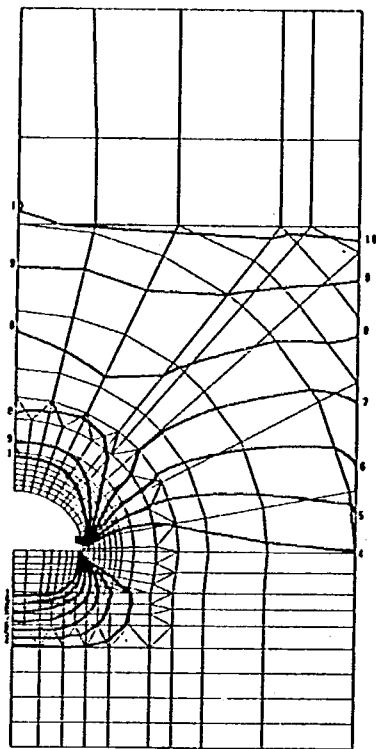


図-112(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Dトンネル)

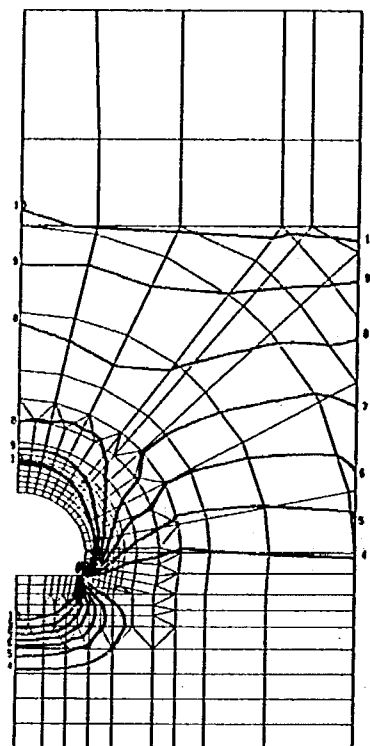


図-112(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Dトンネル)

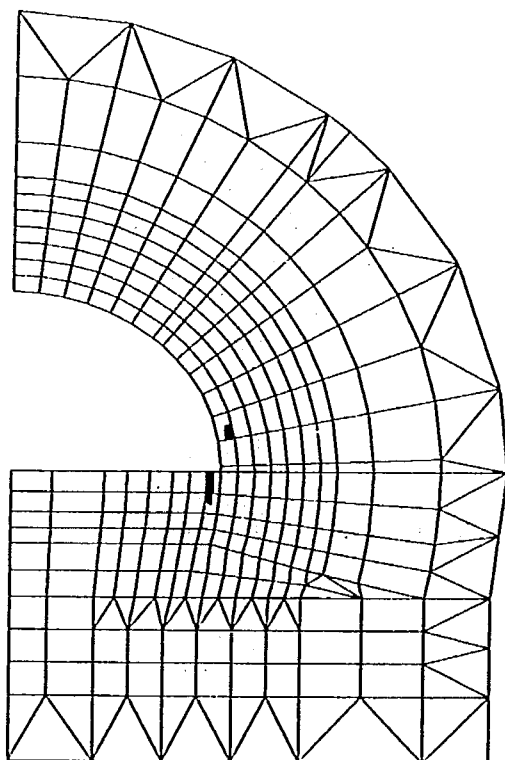


図-113(1) 塑性領域図
(上半終了時, Dトンネル)

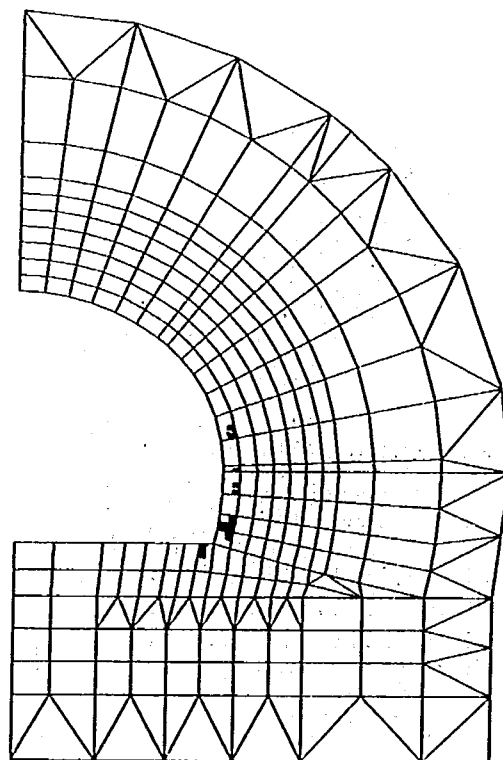


図-113(2) 塑性領域図
(最終時, Dトンネル)

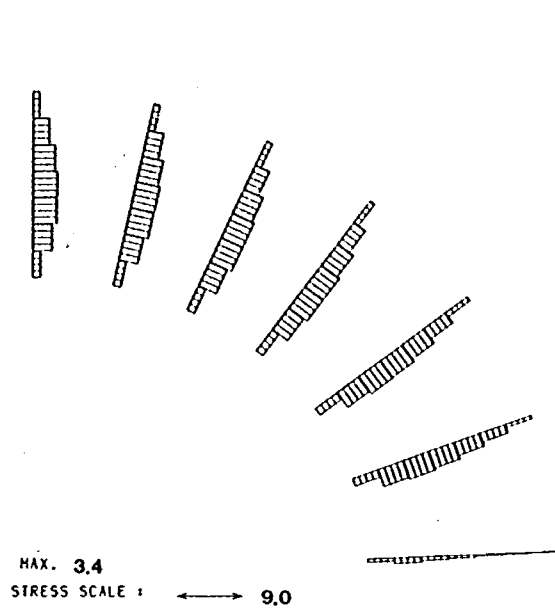


図-114(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Dトンネル)

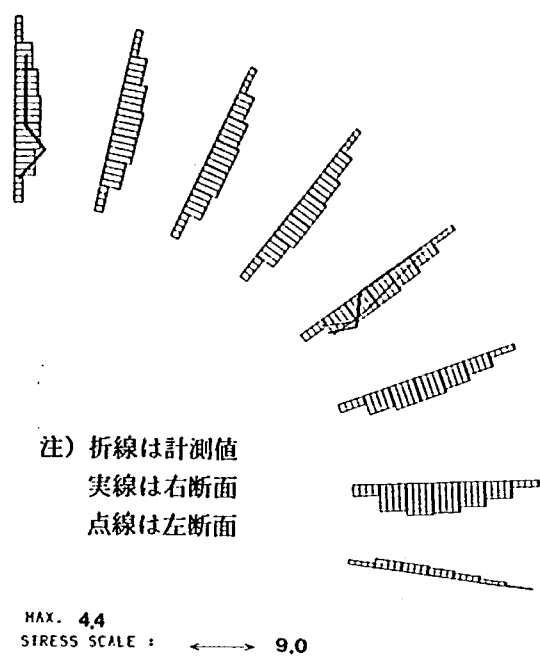


図-114(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Dトンネル)

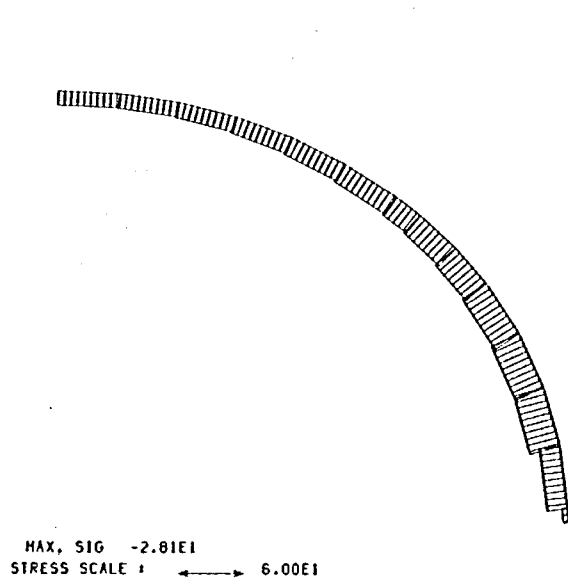


図-115(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Dトンネル)

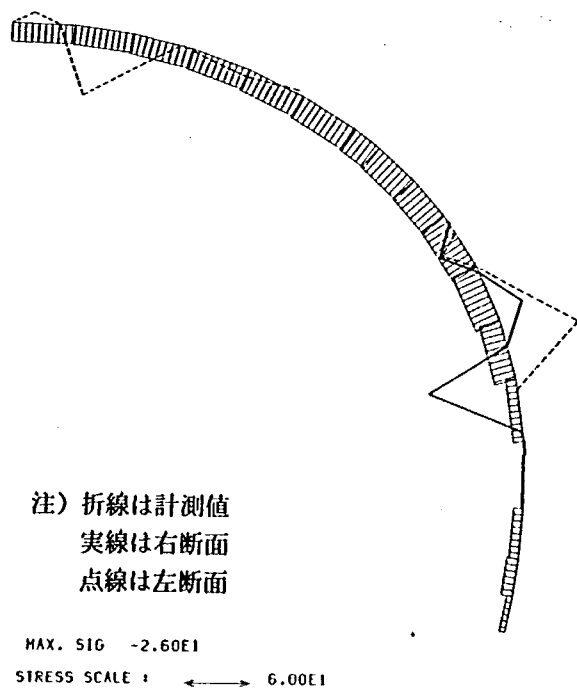


図-115(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Dトンネル)

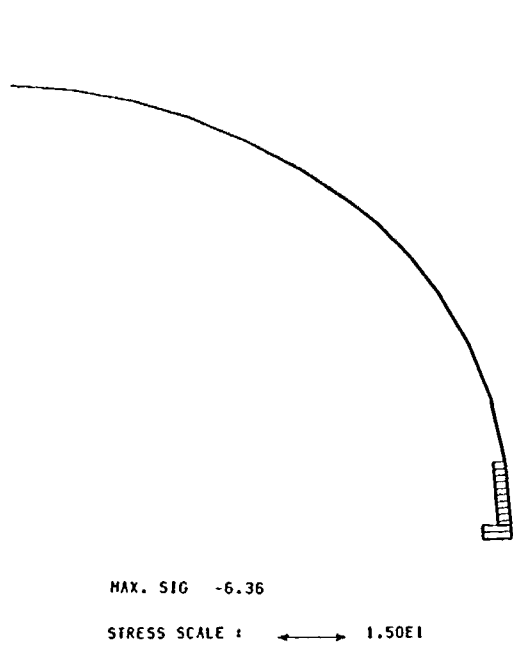


図-116(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Dトンネル)

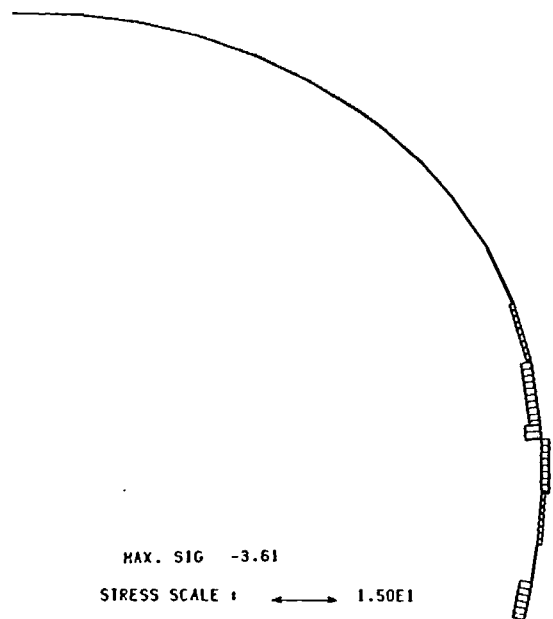


図-116(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Dトンネル)

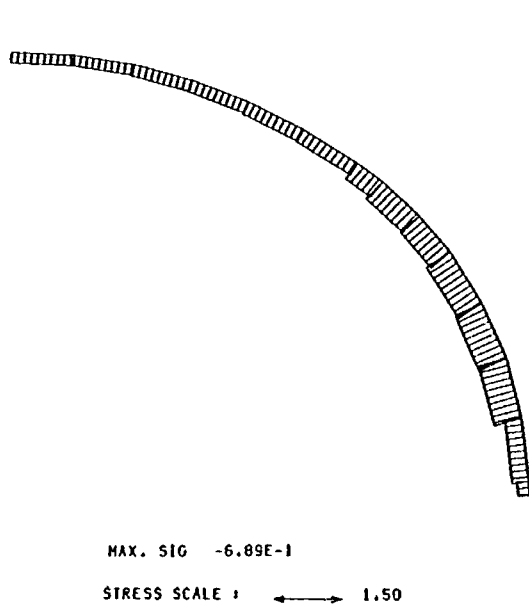


図-117(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Dトンネル)

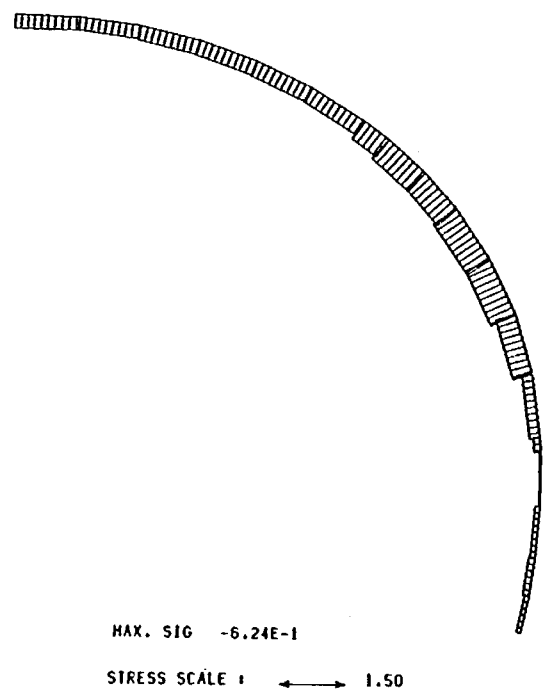


図-117(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Dトンネル)

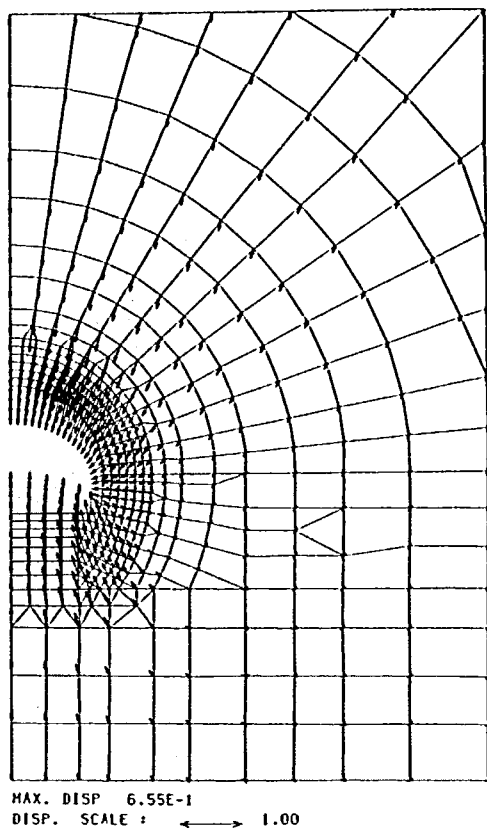


図-118 変位図 (Eトンネル)

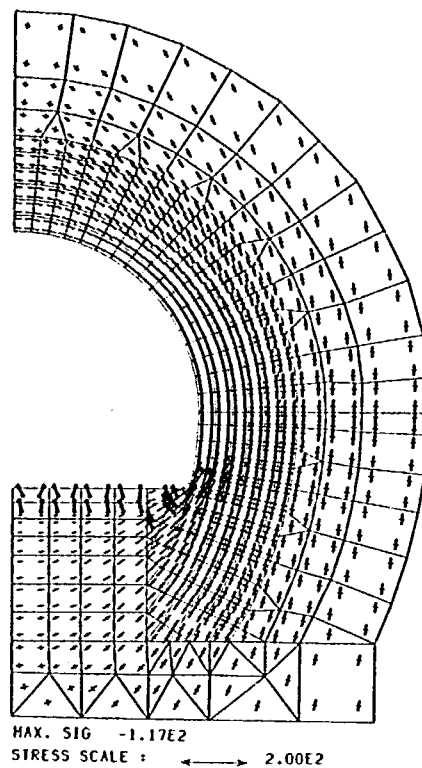


図-119 主応力ベクトル図
(Eトンネル)

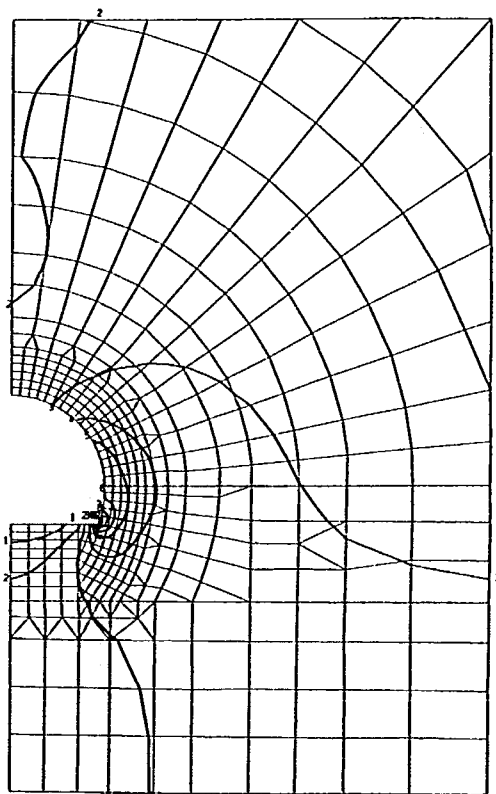


図-120 最大主応力コンター図
(Eトンネル)

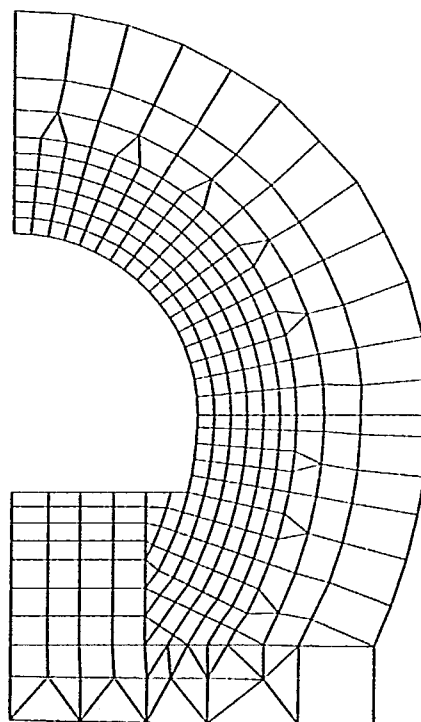


図-121 塑性領域図
(Eトンネル)

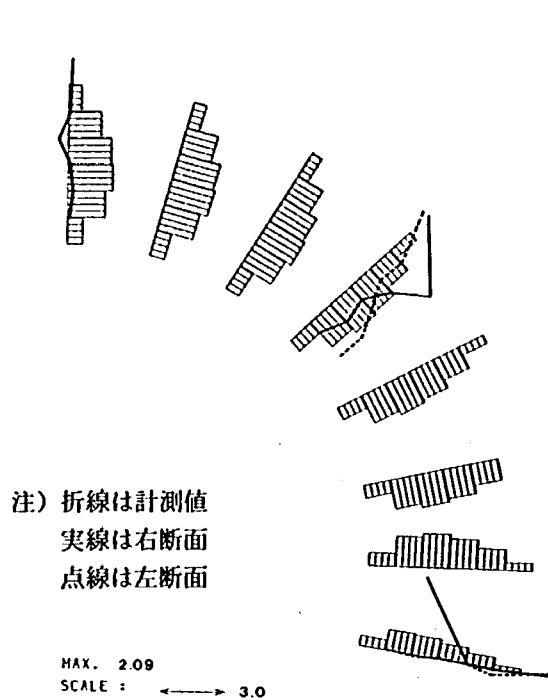


図-122 ロックボルト軸力図
(Eトンネル)

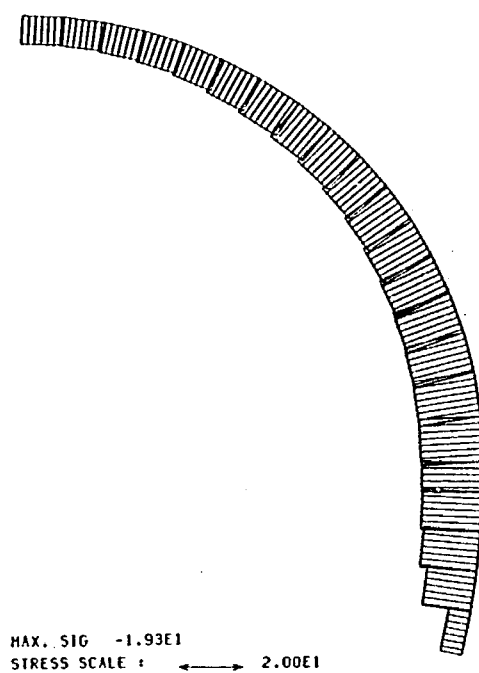


図-123 吹付けコンクリート応力図
(Eトンネル)

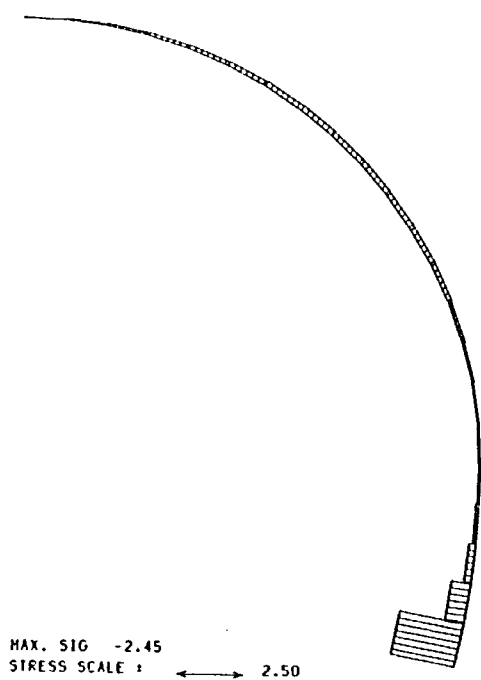


図-124 ジョイントのせん断応力図
(Eトンネル)

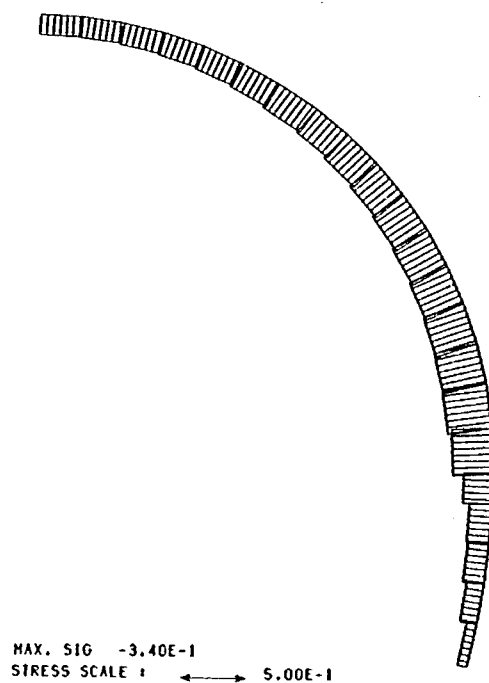
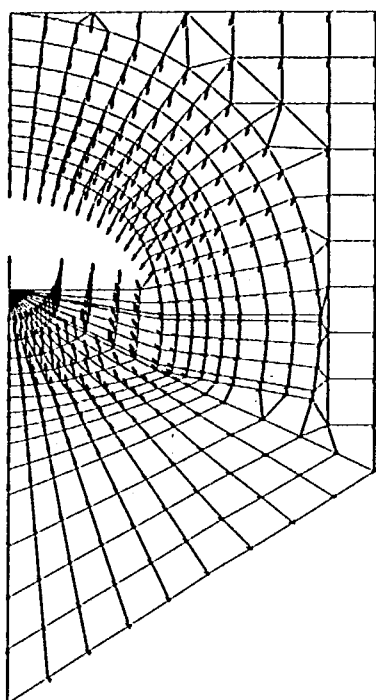
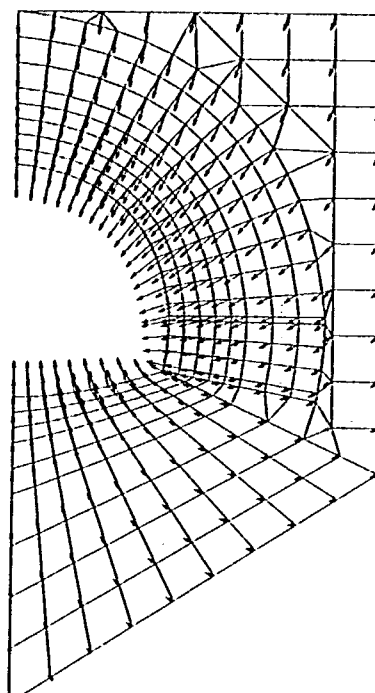


図-125 ジョイントの垂直応力図
(Eトンネル)



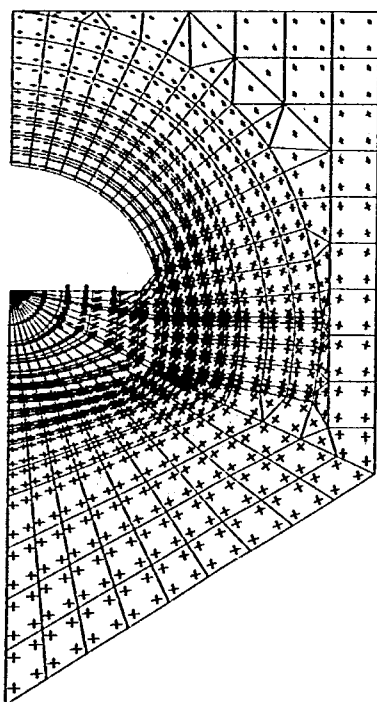
MAX. DISP 8.06E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 1.50

図-126(1) 変位図
(上半終了時, F トンネル)



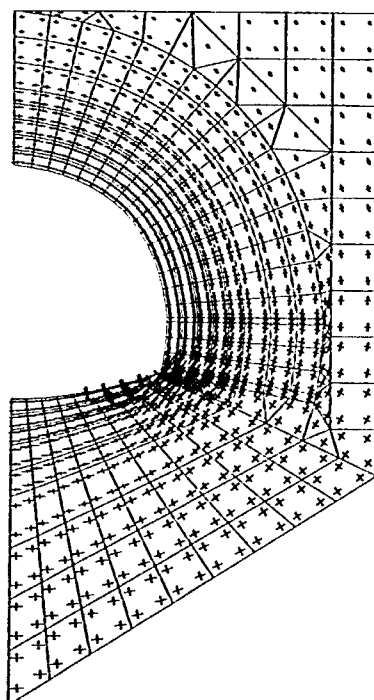
MAX. DISP 8.29E-1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 1.50

図-126(2) 変位図
(最終時, F トンネル)



MAX. SIG -2.14E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E1

図-127(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, F トンネル)



MAX. SIG -2.77E1
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 5.00E1

図-127(2) 主応力ベクトル図
(最終時, F トンネル)

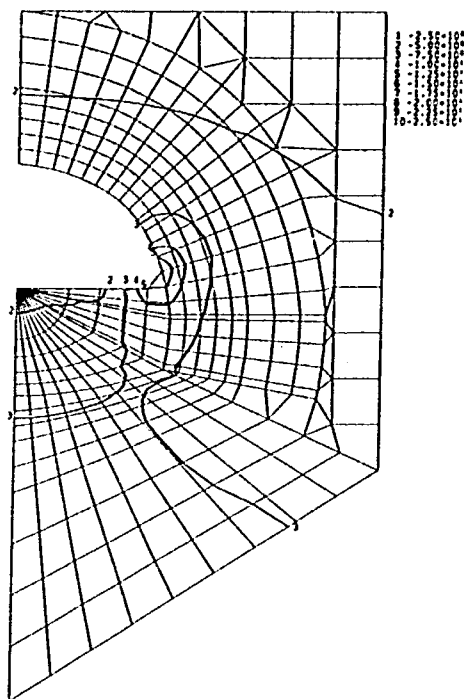


図-128(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Fトンネル)

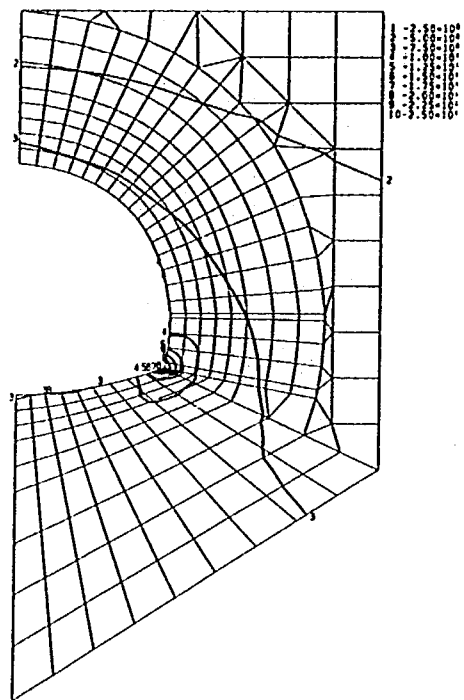


図-128(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Fトンネル)

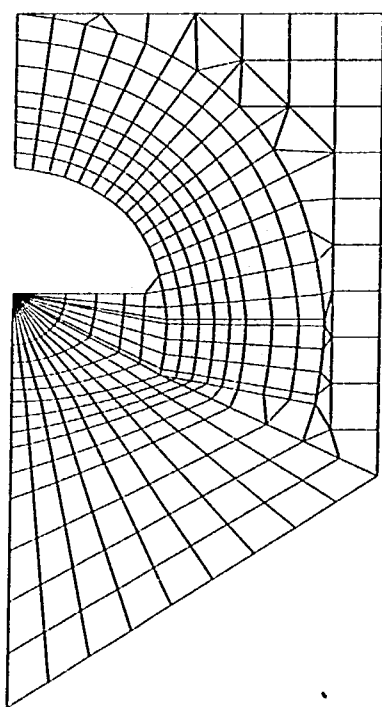


図-129(1) 塑性領域図
(上半終了時, Fトンネル)

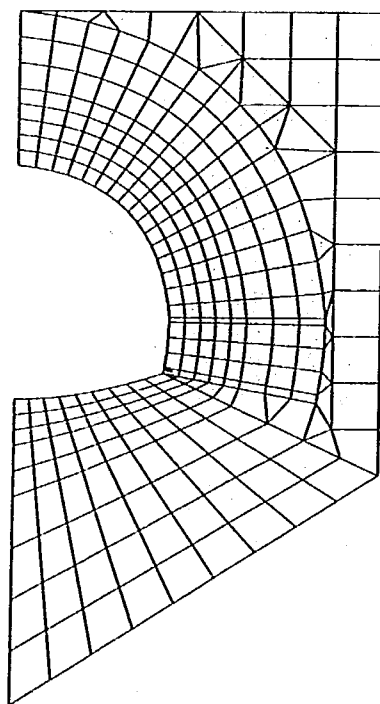


図-129(2) 塑性領域図
(最終時, Fトンネル)

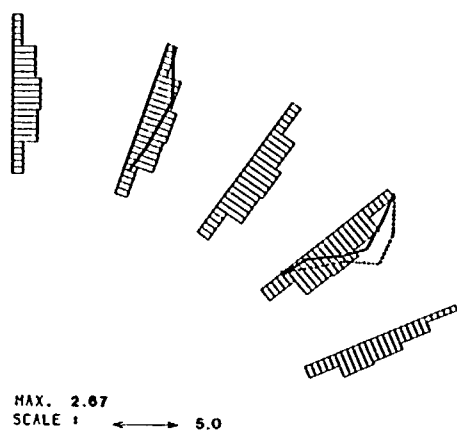


図-130(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Fトンネル)

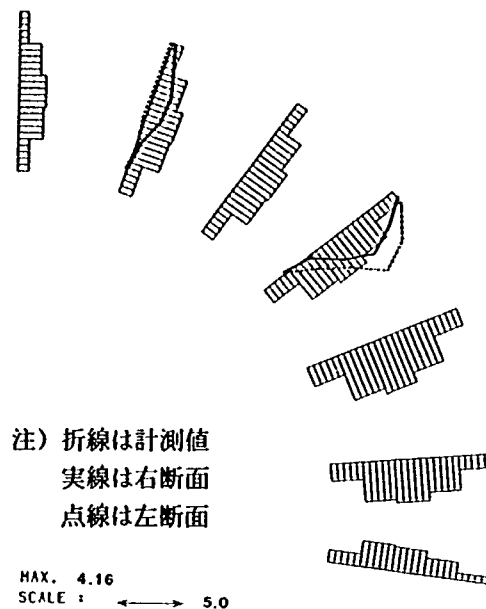


図-130(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Fトンネル)

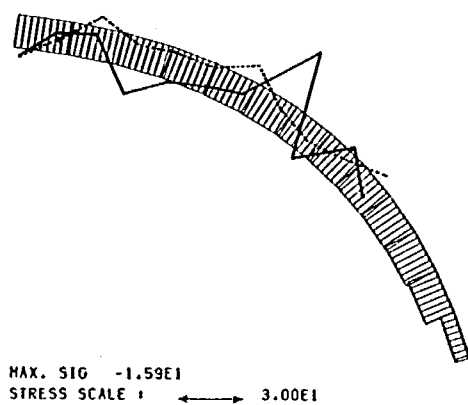


図-131(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Fトンネル)

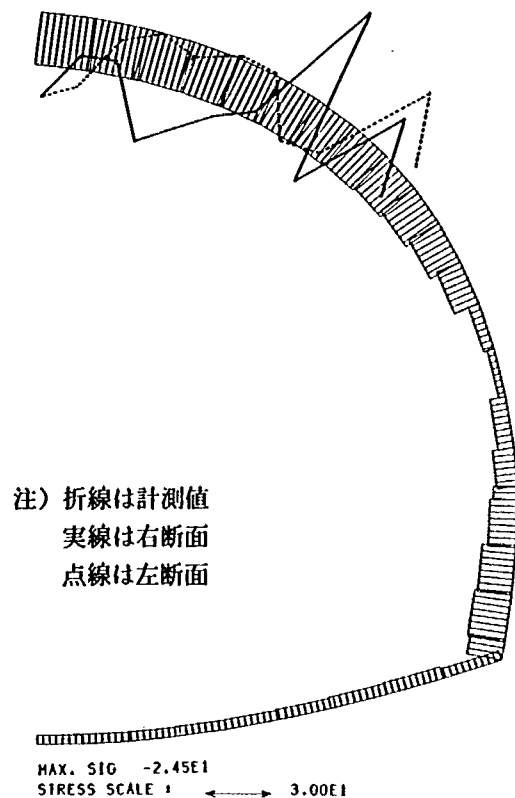


図-131(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Fトンネル)

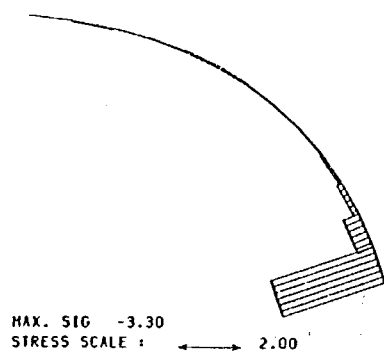


図-132(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Fトンネル)

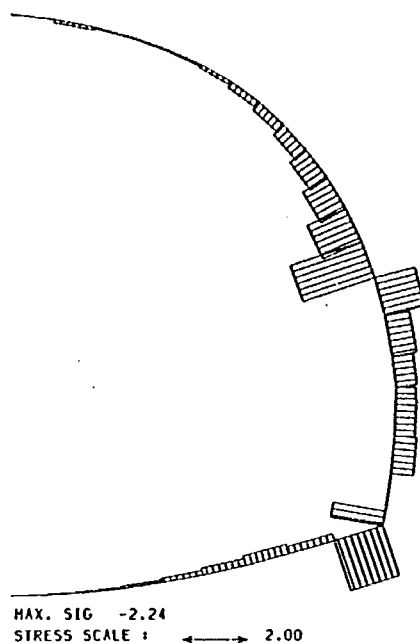


図-132(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Fトンネル)

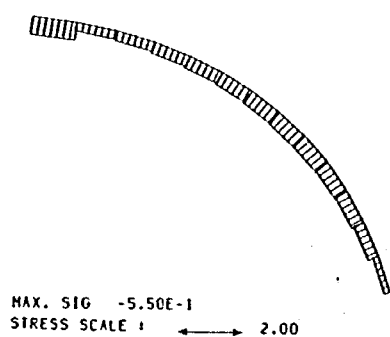


図-133(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Fトンネル)

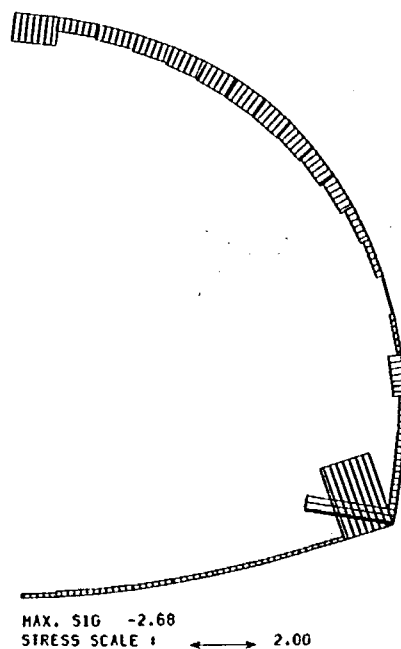


図-133(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Fトンネル)

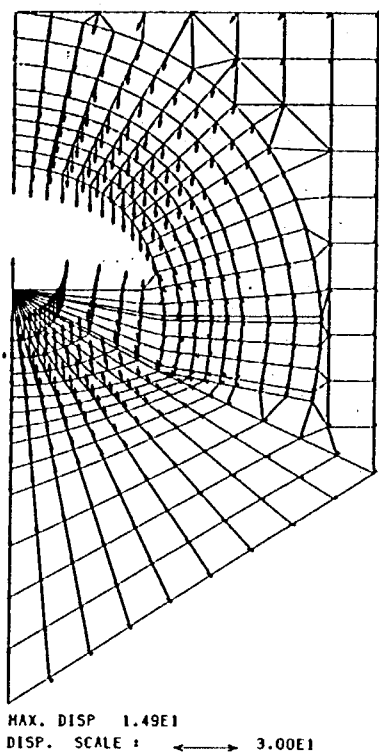


図-134(1) 変位図
(上半終了時, Gトンネル)

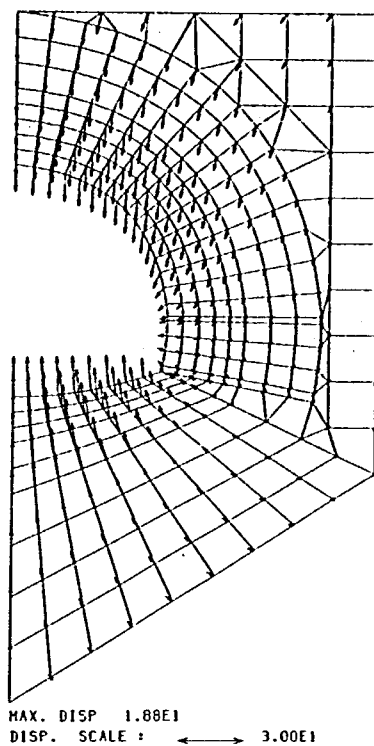


図-134(2) 変位図
(最終時, Gトンネル)

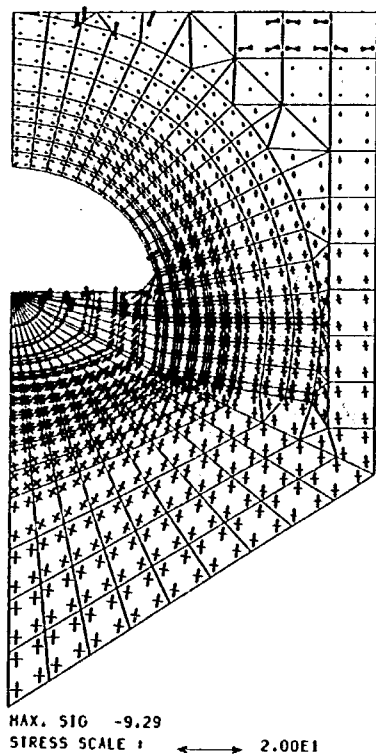


図-135(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Gトンネル)

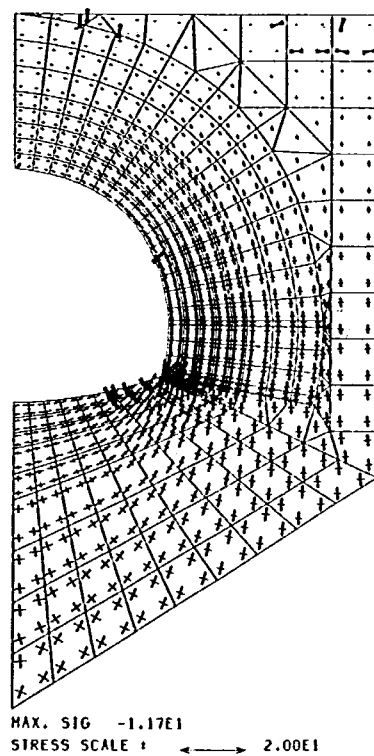


図-135(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Gトンネル)

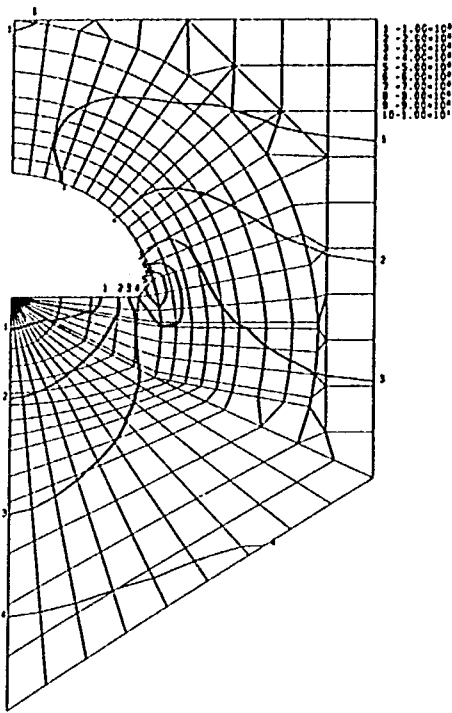


図-136(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Gトンネル)

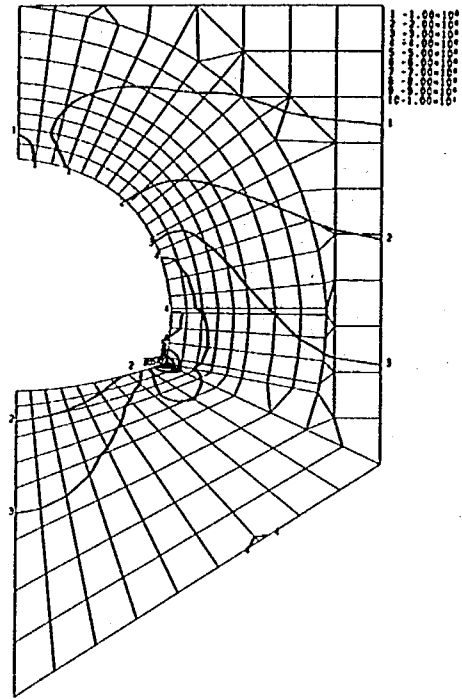


図-136(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Gトンネル)

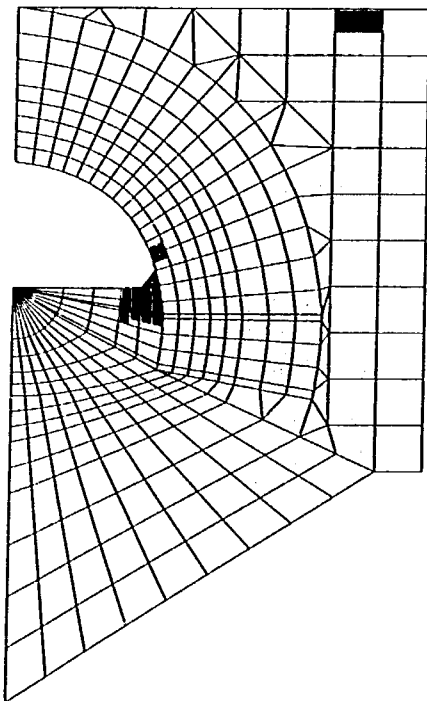


図-137(1) 塑性領域図
(上半終了時, Gトンネル)

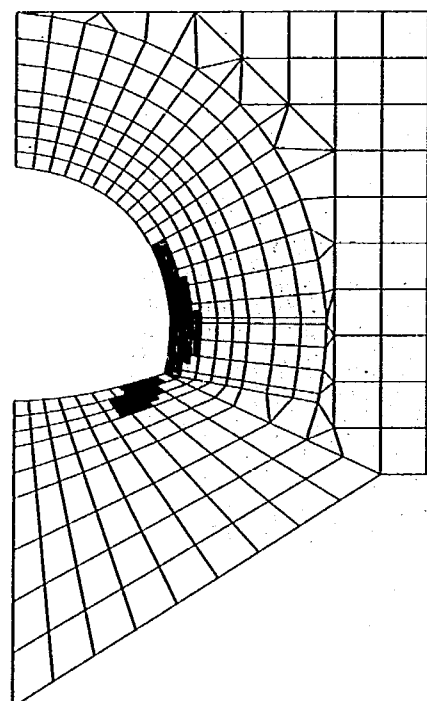


図-137(2) 塑性領域図
(最終時, Gトンネル)

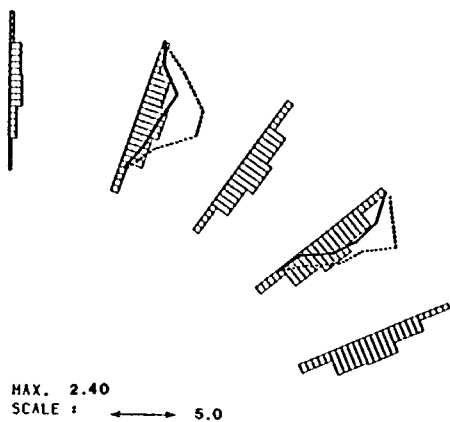


図-138(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Gトンネル)

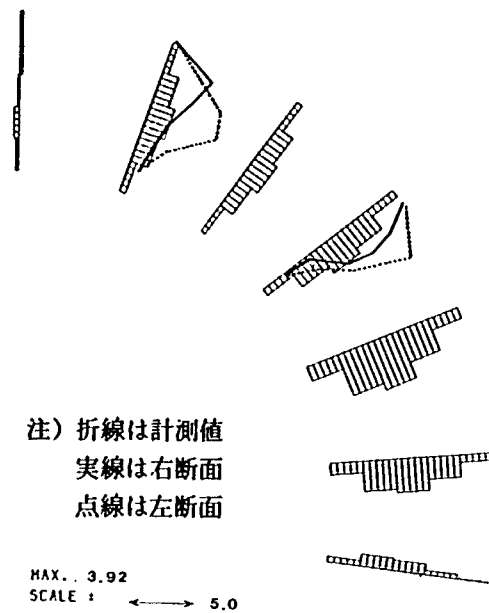


図-138(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Gトンネル)

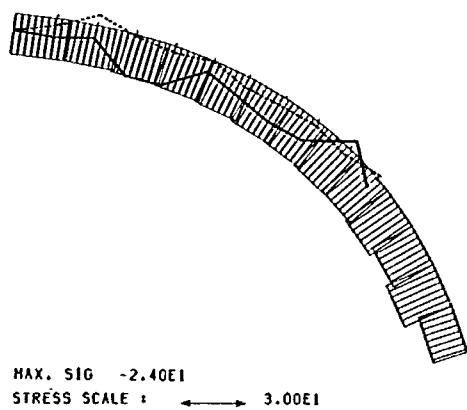


図-139(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Gトンネル)

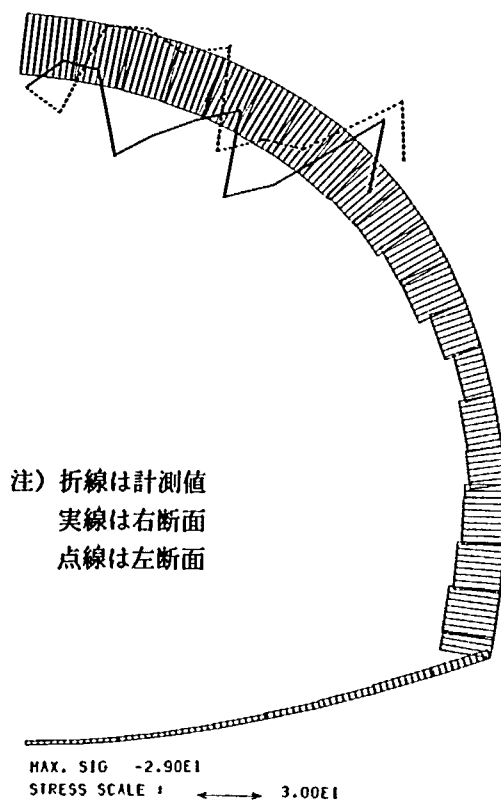


図-139(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Gトンネル)

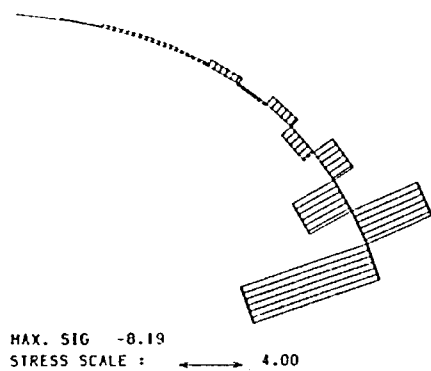


図-140(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Gトンネル)

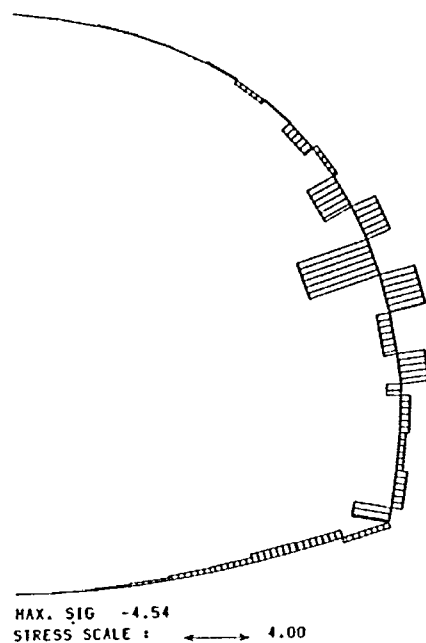


図-140(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Gトンネル)

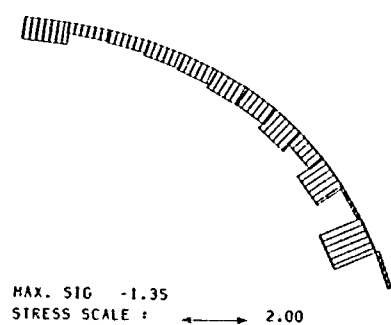


図-141(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Gトンネル)

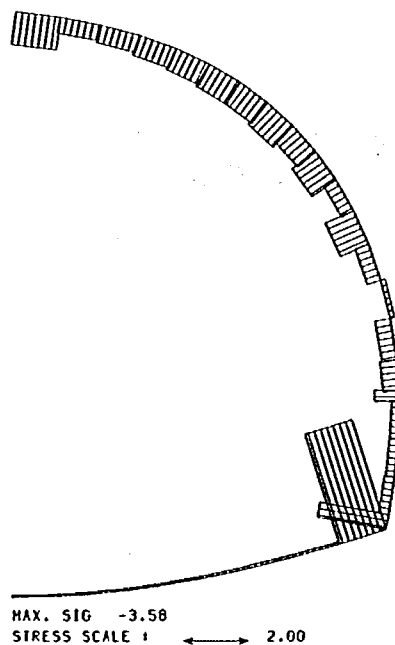


図-141(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Gトンネル)

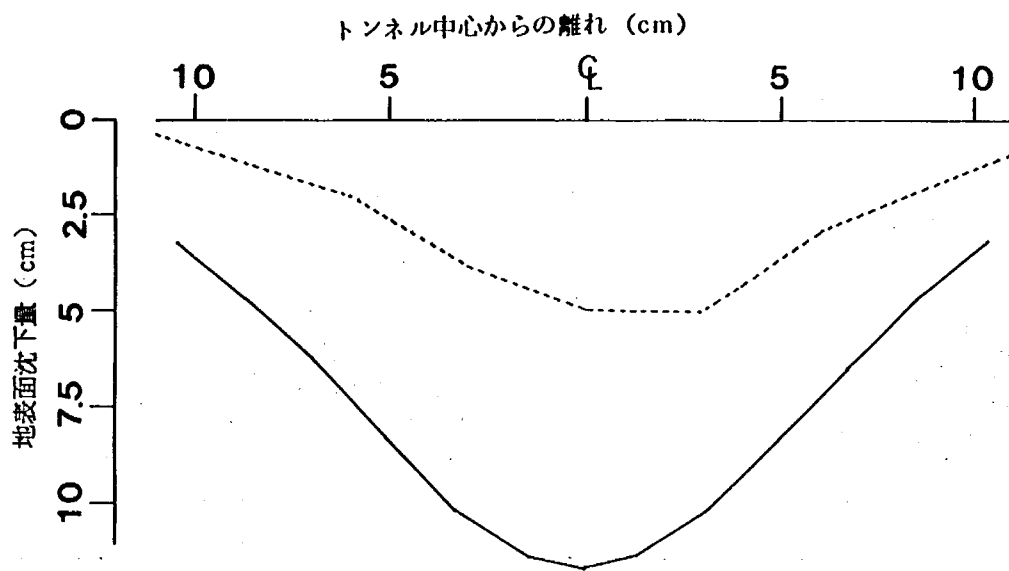


図-142(1) 地表面沈下量 (上半終了時, Gトンネル)

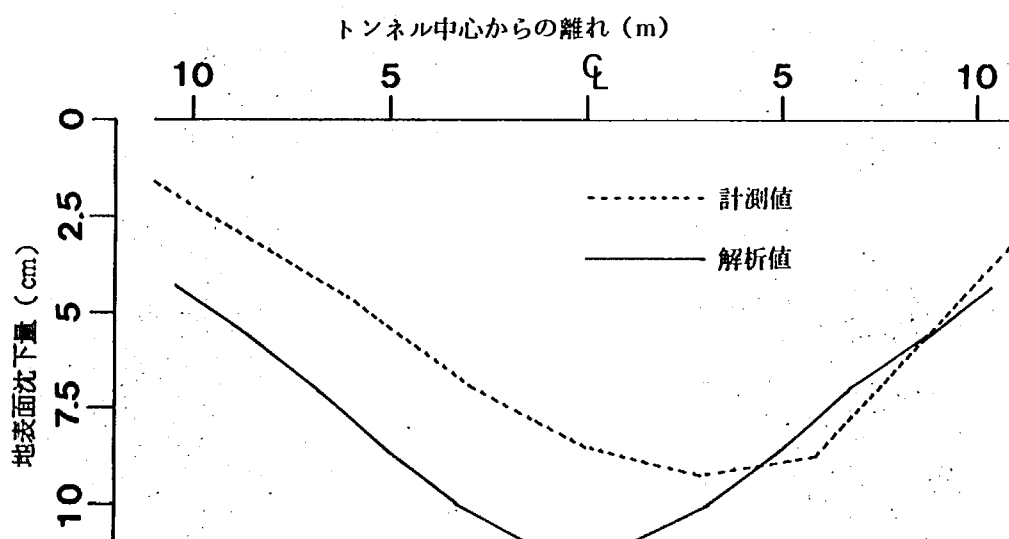


図-142(2) 地表面沈下量 (最終時, Gトンネル)

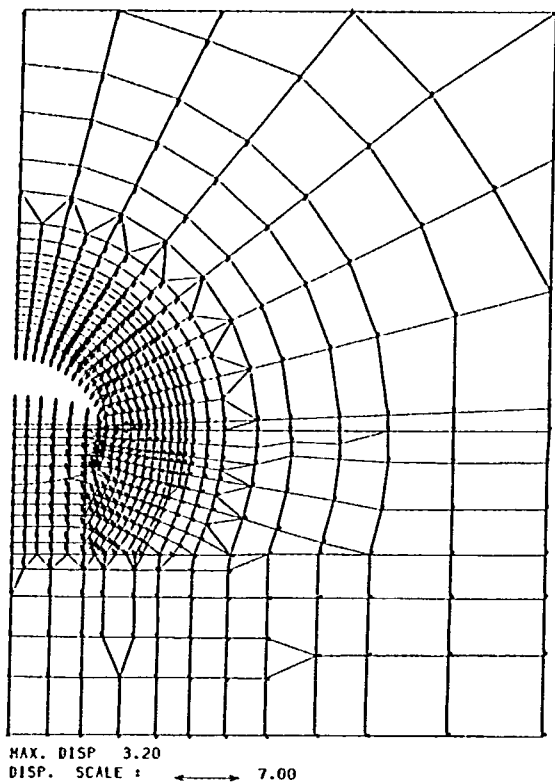


図-143(1) 変位図
(上半終了時, Hトンネル)

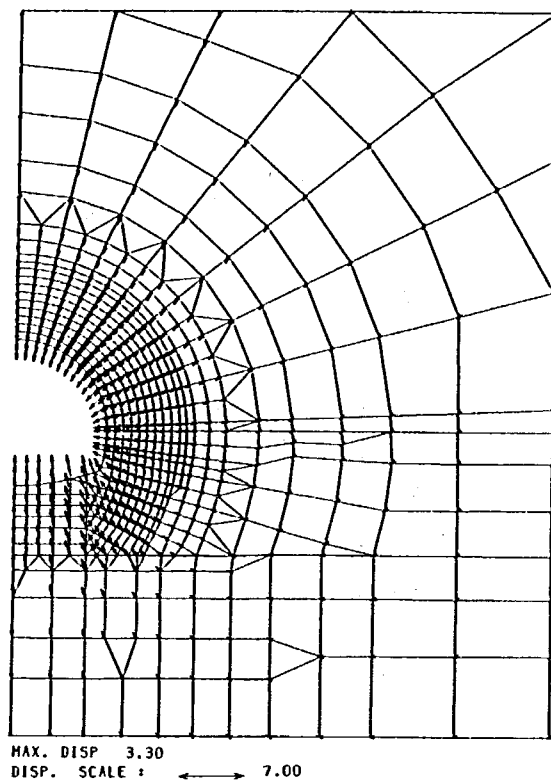


図-143(2) 変位図
(最終時, Hトンネル)

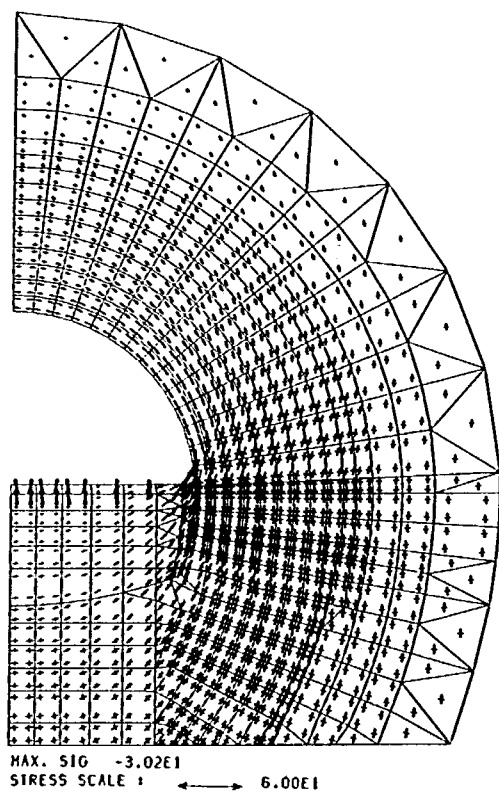


図-144(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Hトンネル)

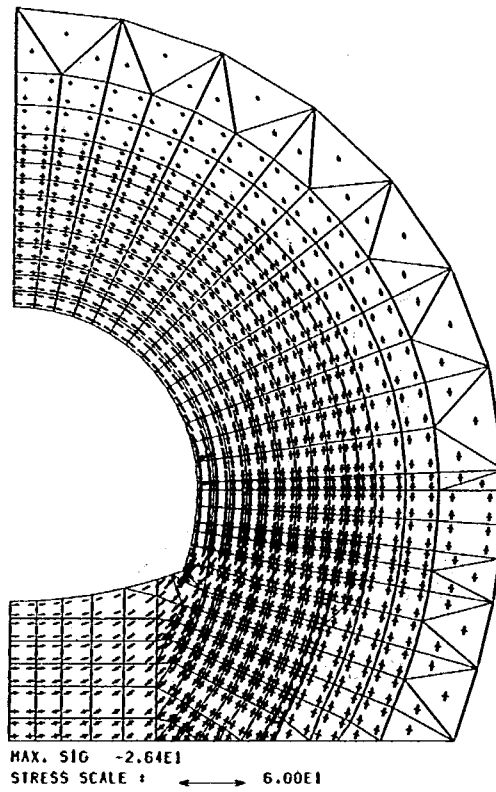


図-144(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Hトンネル)

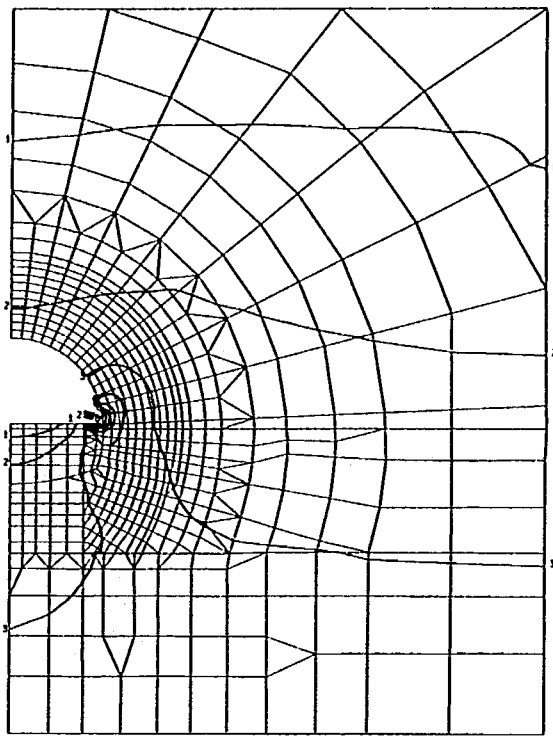


図-145(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Hトンネル)

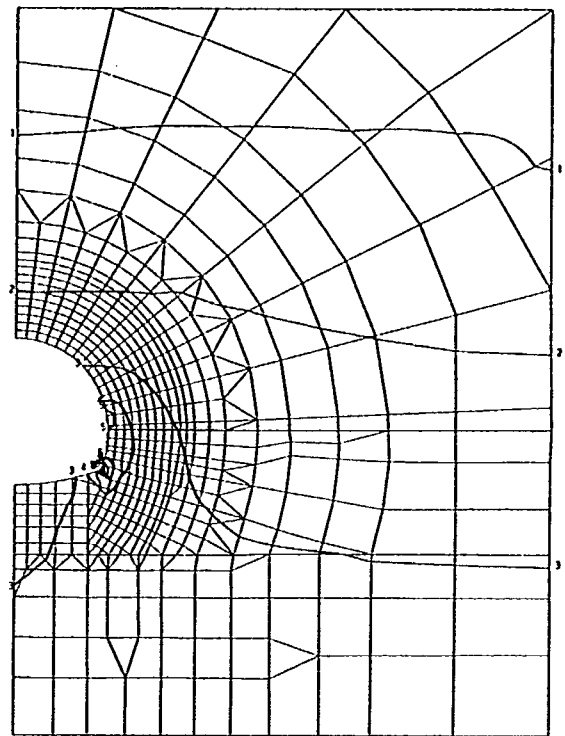


図-145(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Hトンネル)

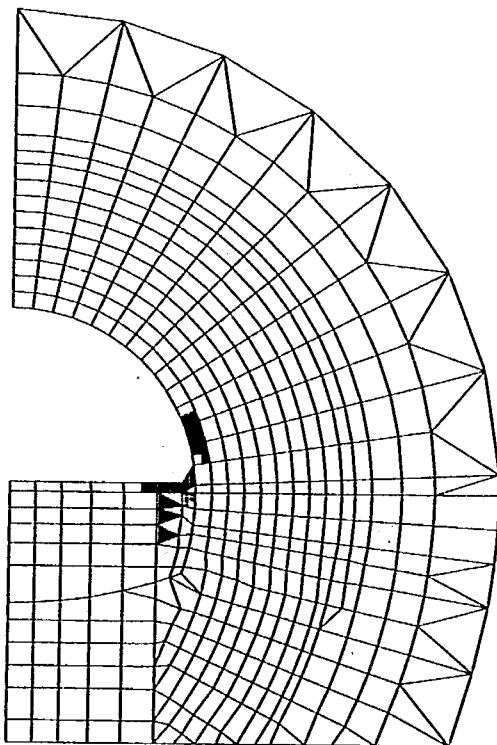


図-146(1) 塑性領域図
(上半終了時, Hトンネル)

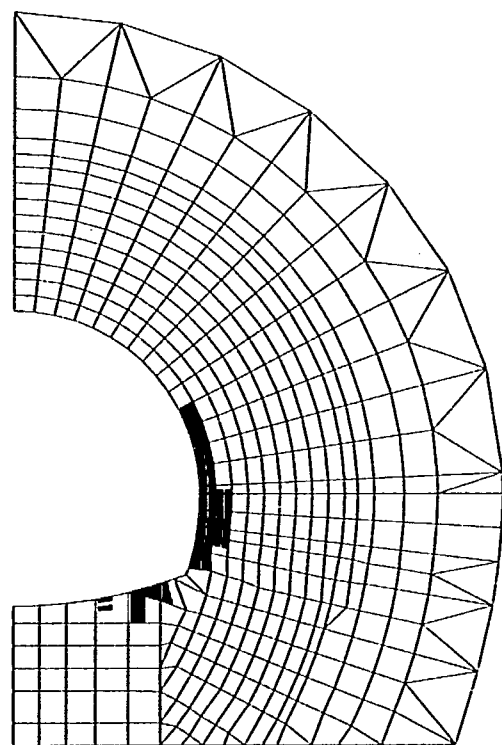


図-146(2) 塑性領域図
(最終時, Hトンネル)

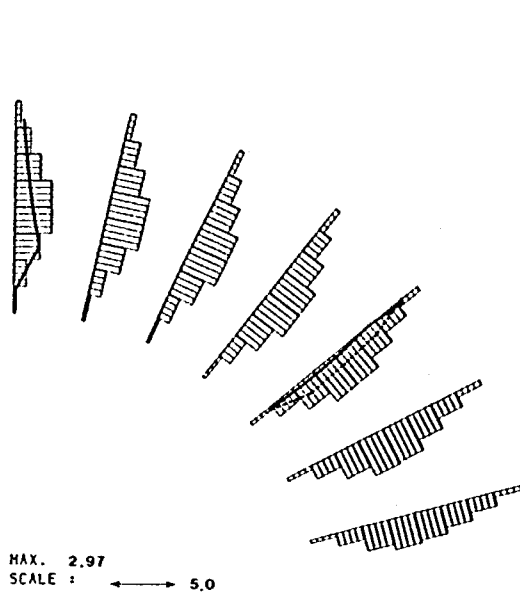


図-147(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Hトンネル)

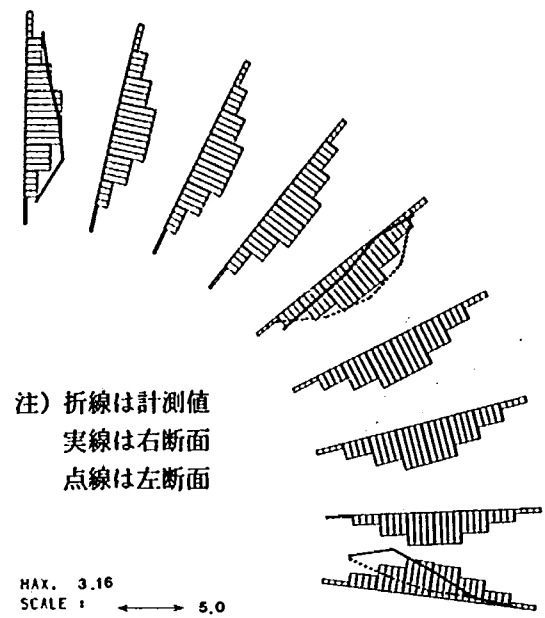


図-147(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Hトンネル)

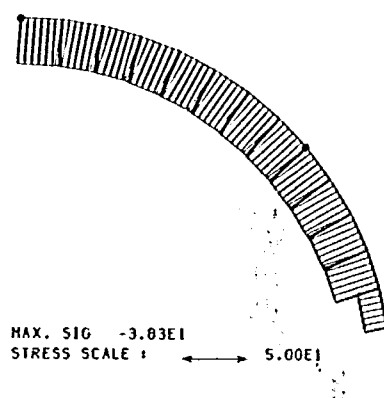


図-148(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Hトンネル)

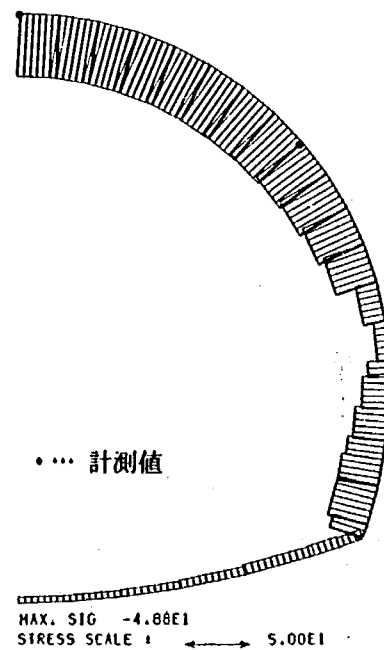


図-148(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Hトンネル)

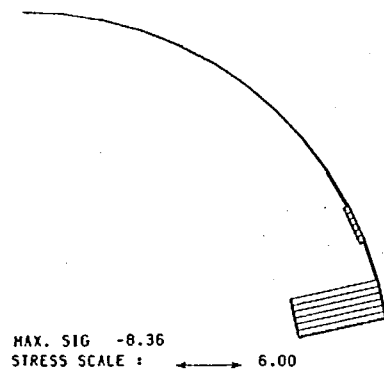


図-149(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Hトンネル)

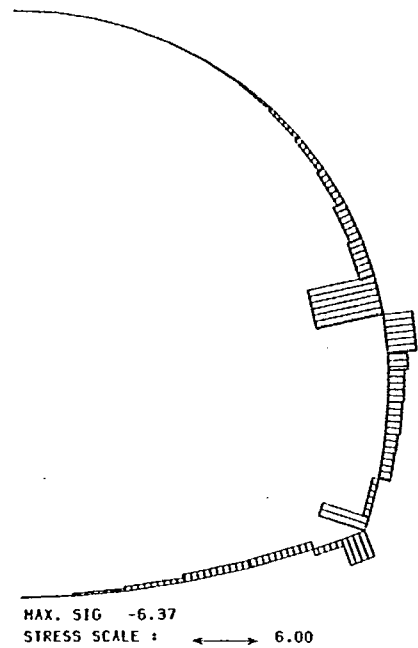


図-149(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Hトンネル)

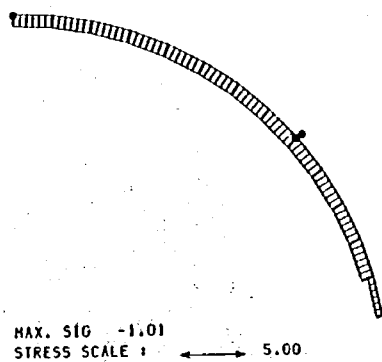


図-150(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Hトンネル)

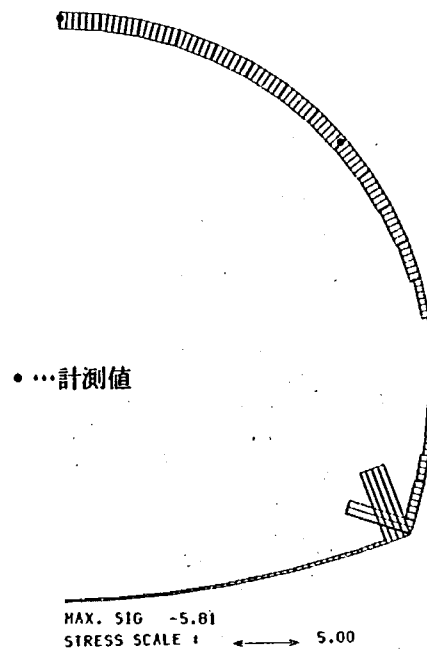


図-150(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Hトンネル)

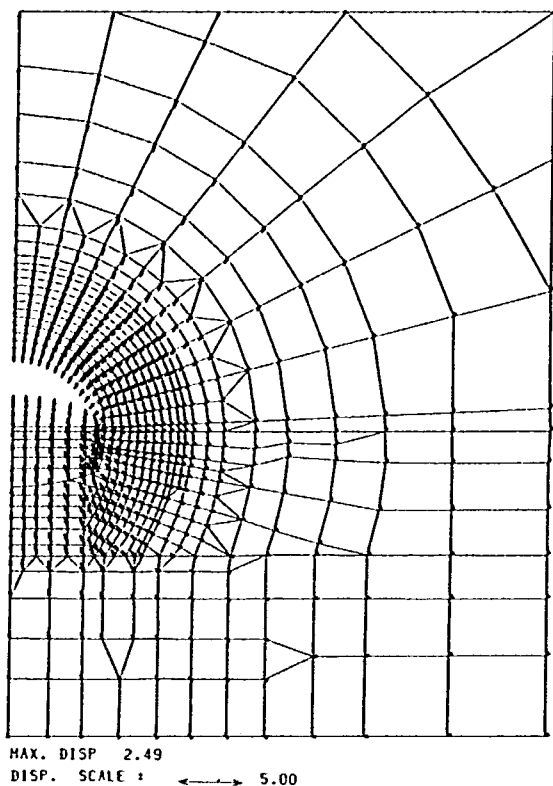


図-151(1) 変位図
(上半終了時, 1 トンネル)

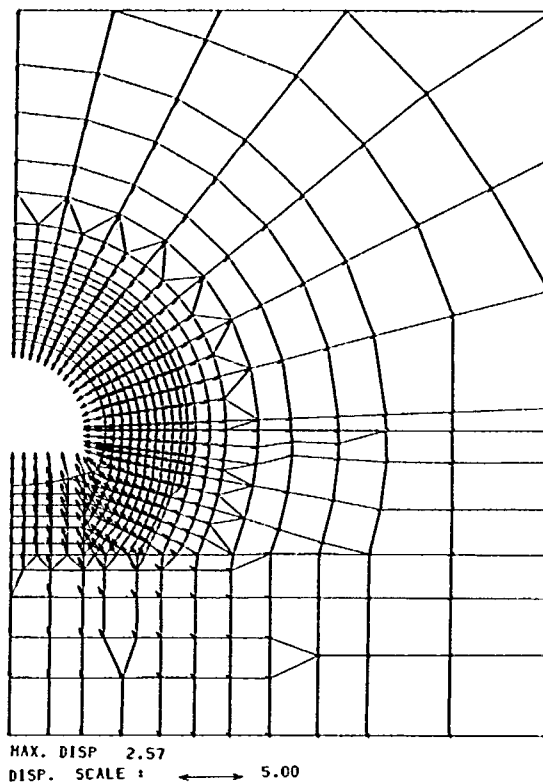


図-151(2) 変位図
(最終時, 1 トンネル)

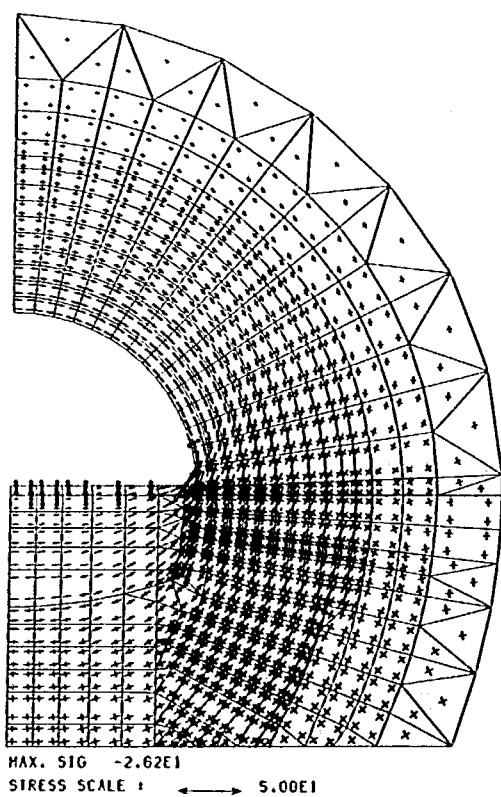


図-152(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, 1 トンネル)

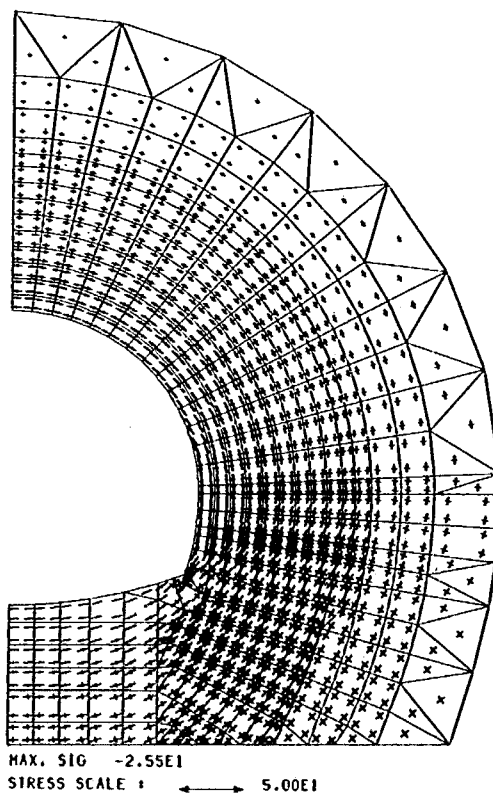


図-152(2) 主応力ベクトル図
(最終時, 1 トンネル)

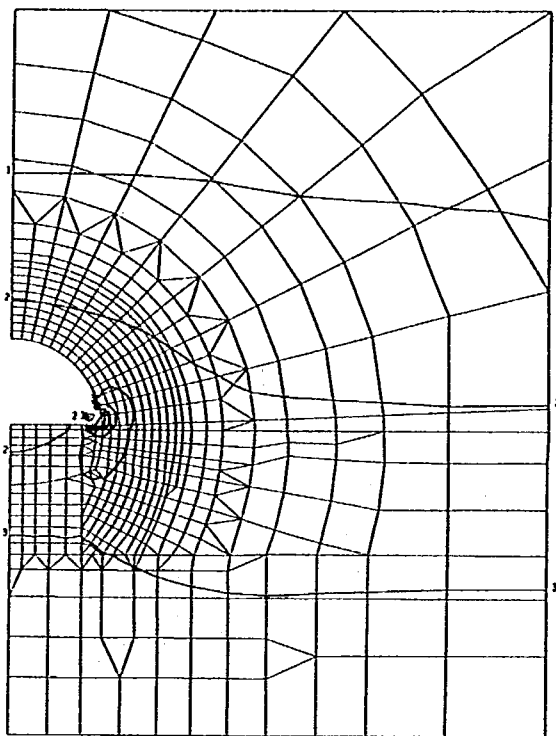


図-153(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, 1トンネル)

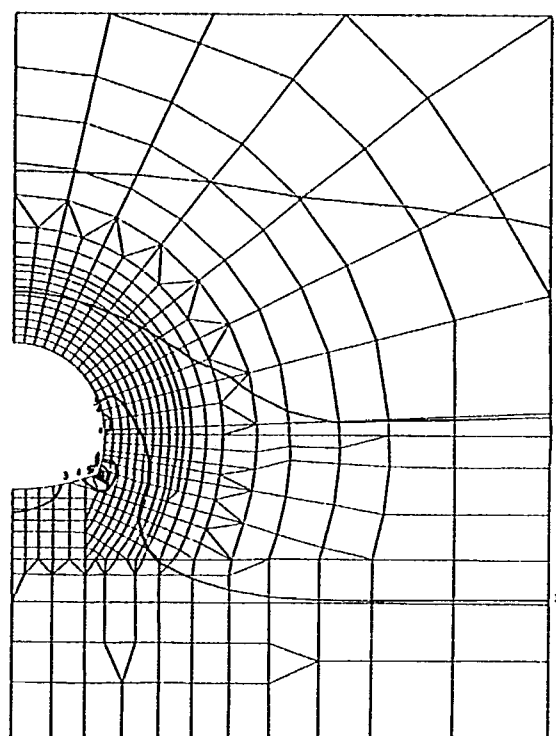


図-153(2) 最大主応力コンター図
(最終時, 1トンネル)

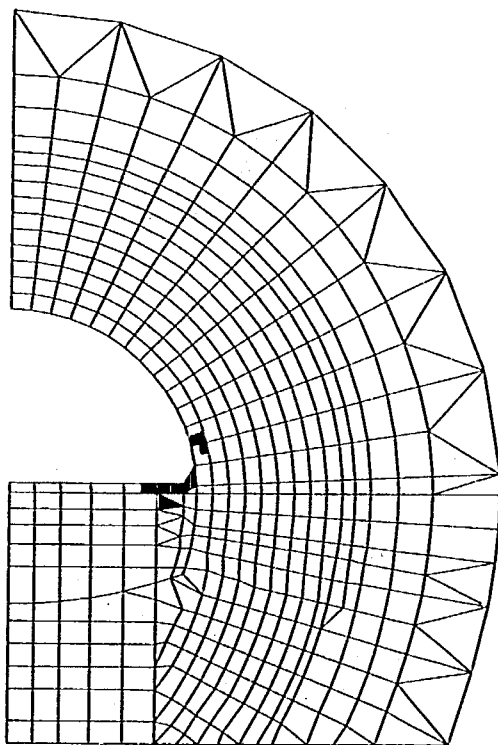


図-154(1) 塑性領域図
(上半終了時, 1トンネル)

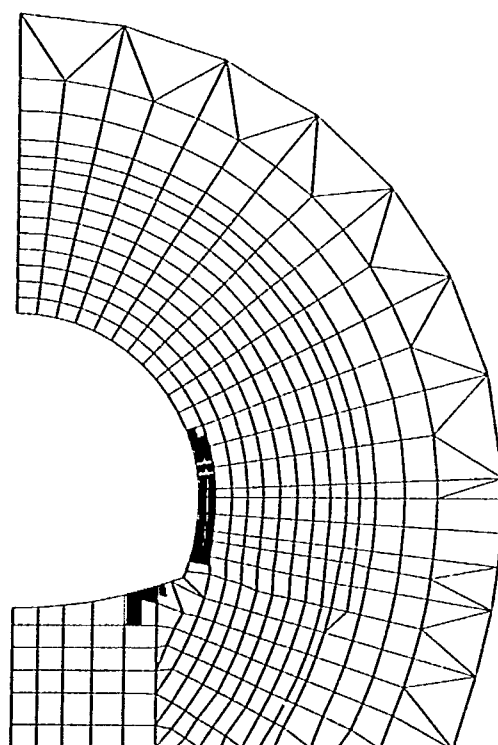


図-154(2) 塑性領域図
(最終時, 1トンネル)

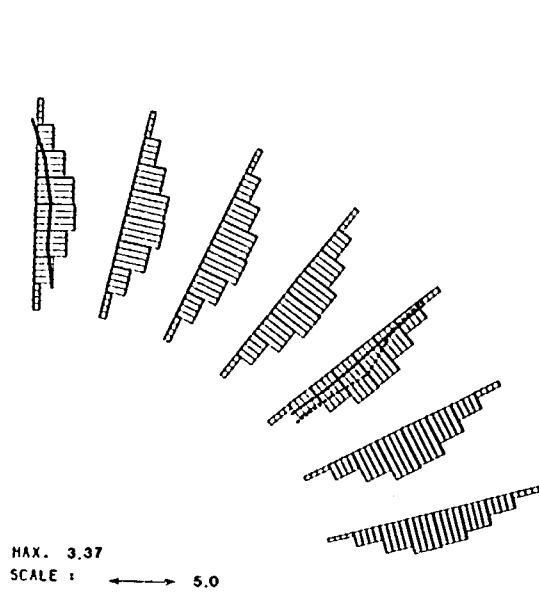


図-155(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, 1トンネル)

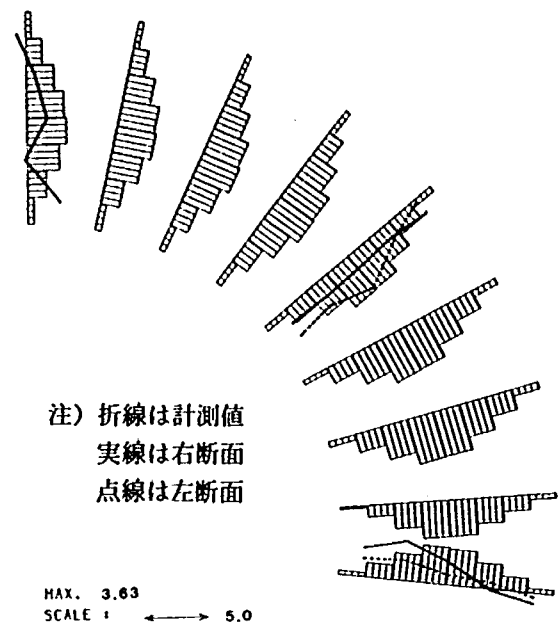


図-155(2) ロックボルト軸力図
(最終時, 1トンネル)

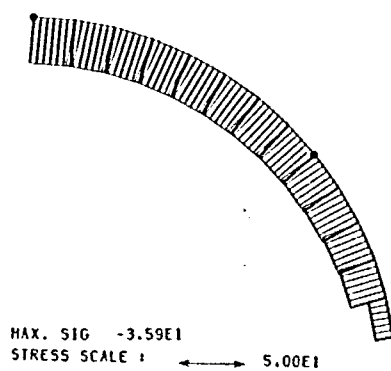


図-156(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, 1トンネル)

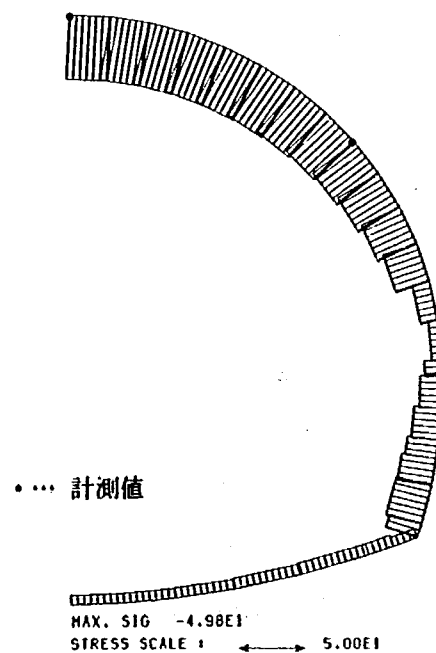


図-156(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, 1トンネル)

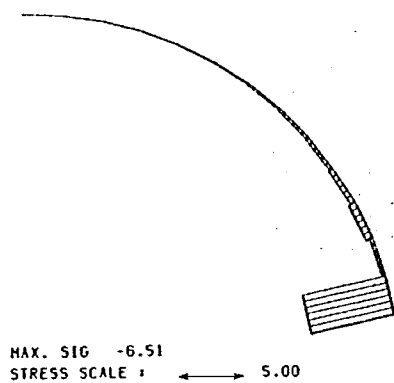


図-157(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, 1トンネル)

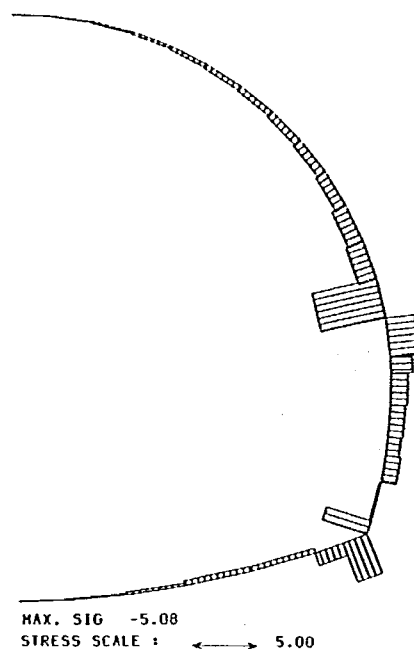


図-157(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, 1トンネル)

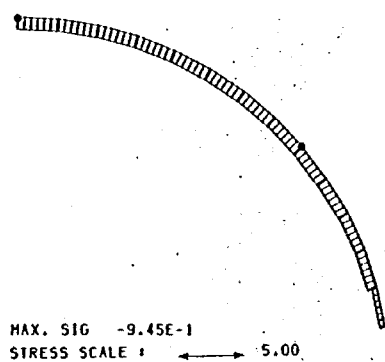


図-158(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, 1トンネル)

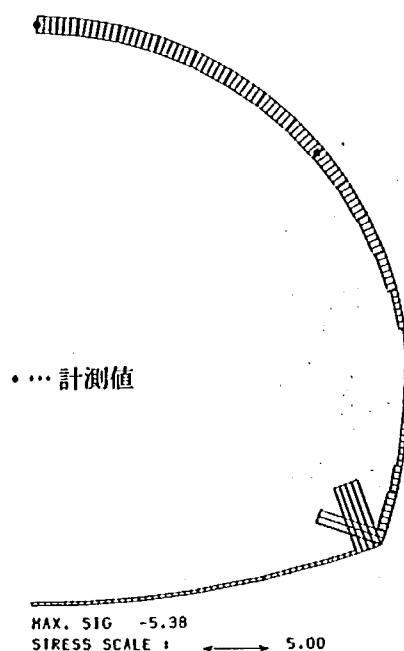


図-158(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, 1トンネル)

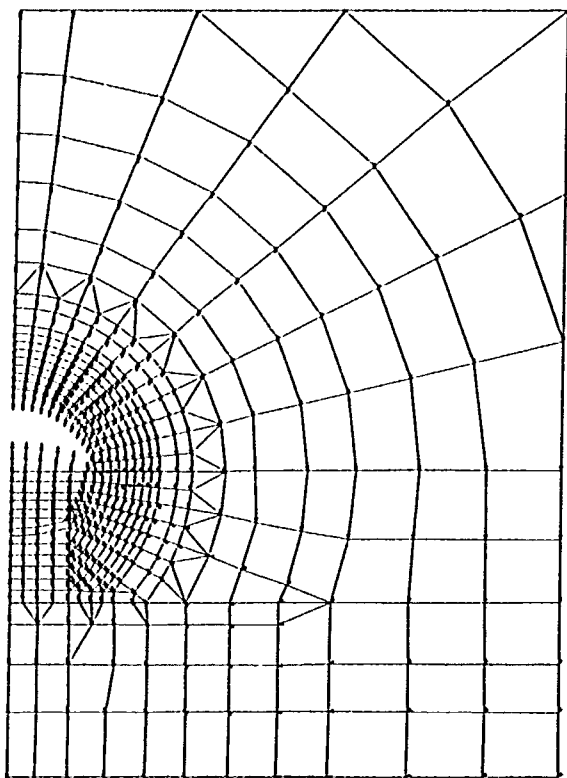


図-159(1) 変位図
(上半終了時, Jトンネル)

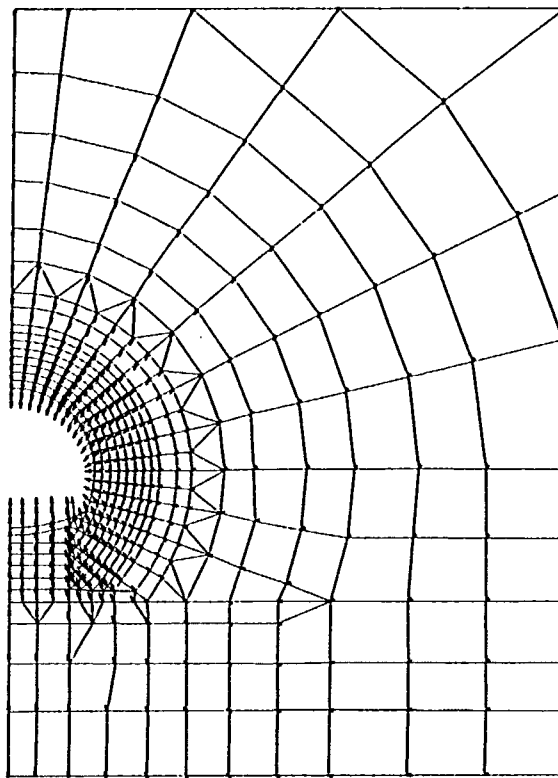


図-159(2) 変位図 (最終時, Jトンネル)

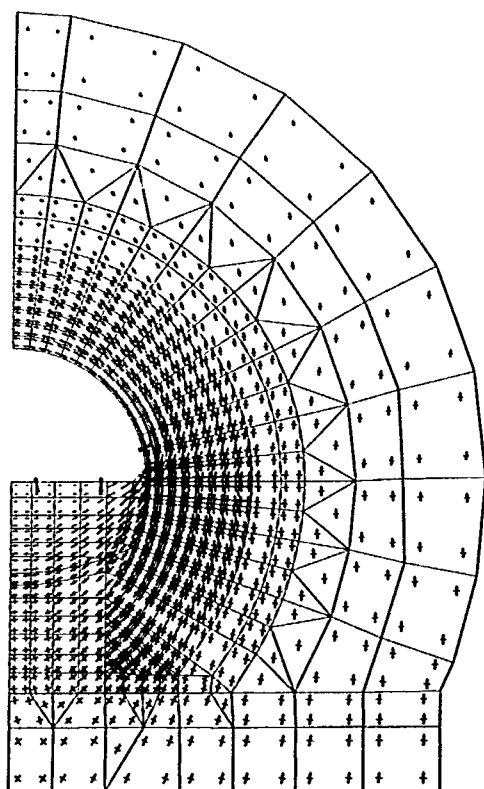


図-160(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Jトンネル)

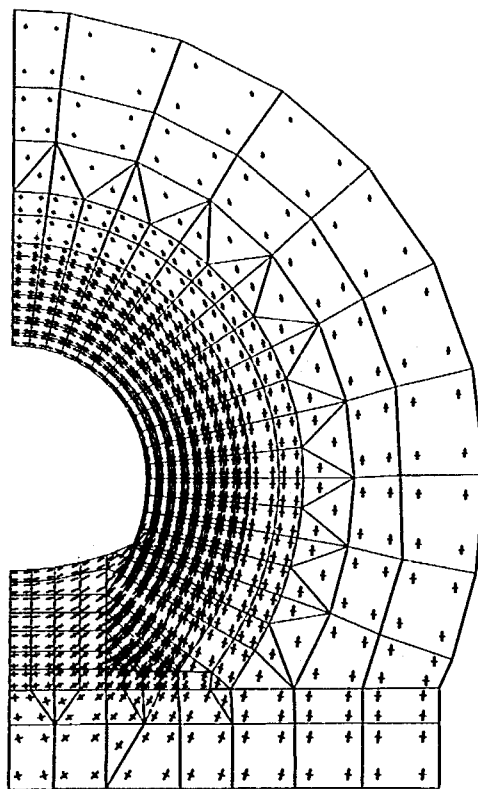


図-160(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Jトンネル)

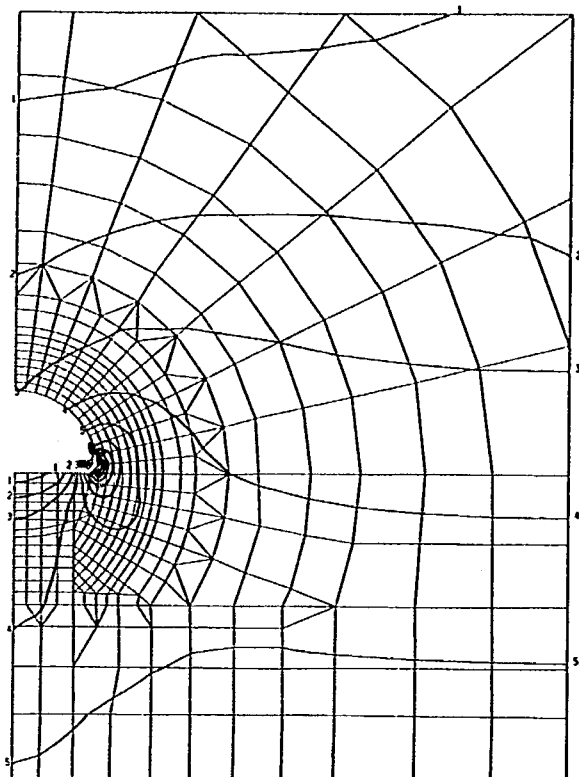


図-161(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Jトンネル)

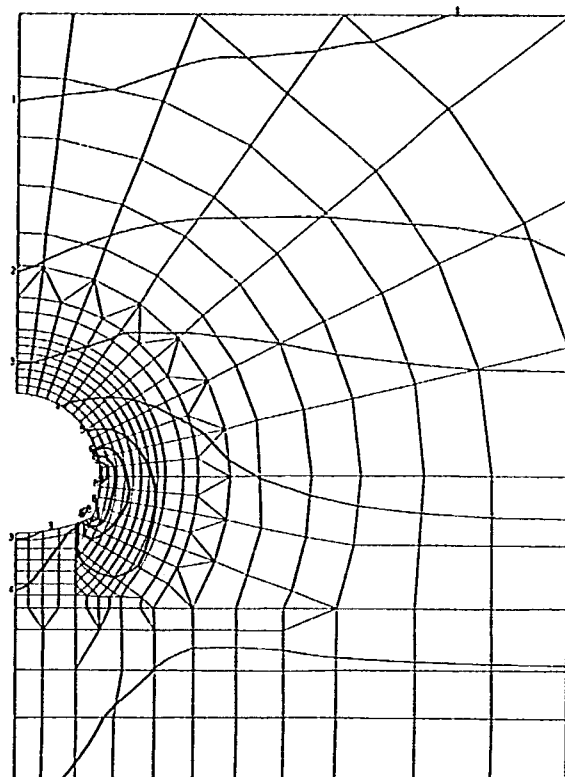


図-161(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Jトンネル)

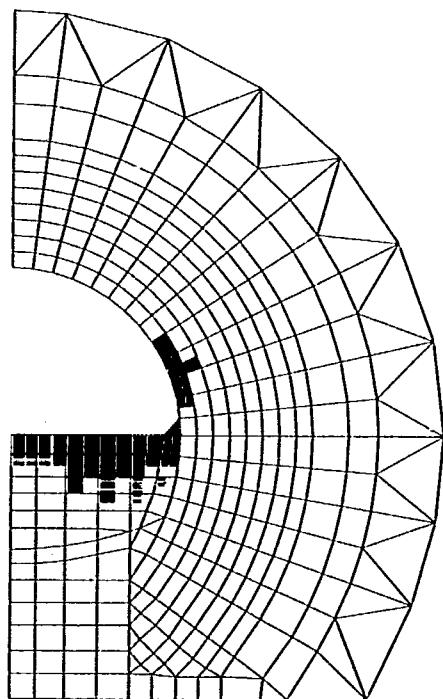


図-162(1) 塑性領域図
(上半終了時, Jトンネル)

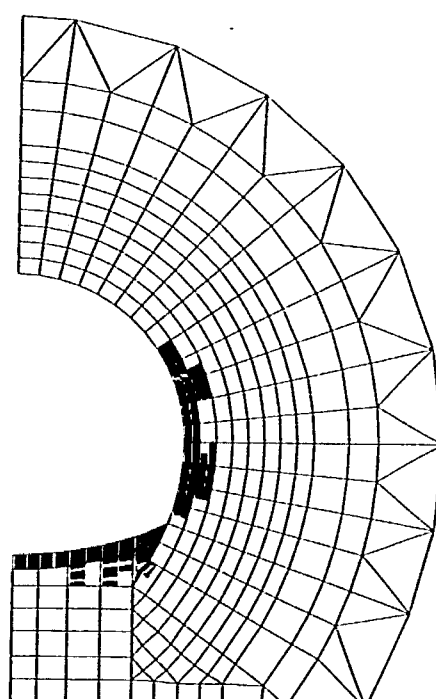


図-162(2) 塑性領域図
(最終時, Jトンネル)

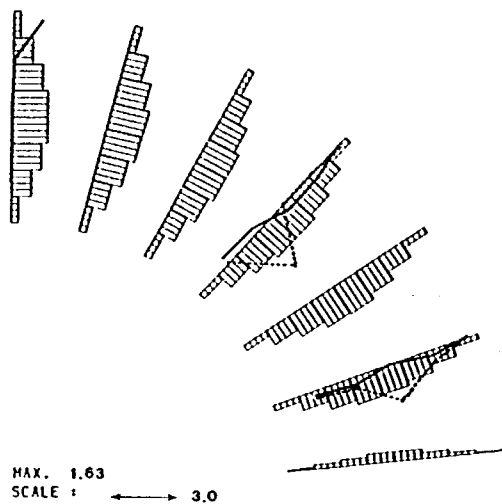


図-163(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Jトンネル)

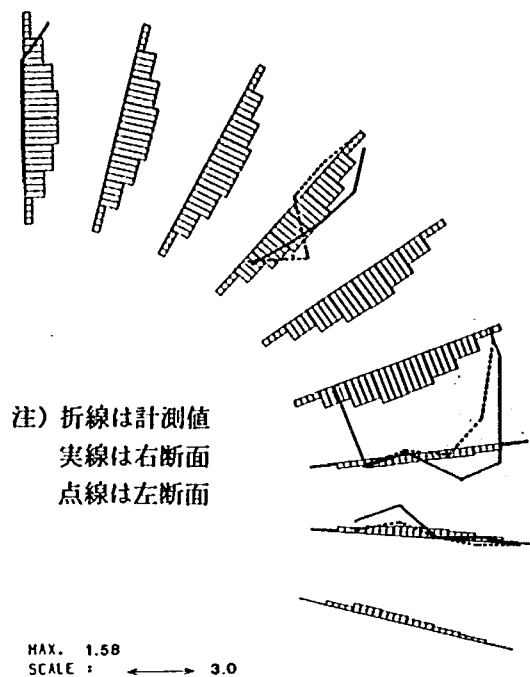


図-163(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Jトンネル)

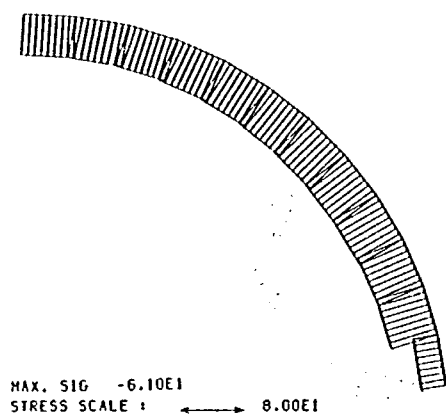


図-164(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Jトンネル)

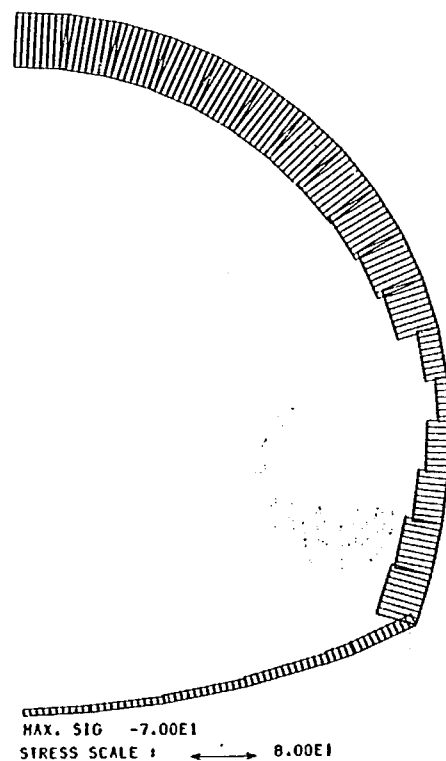


図-164(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Jトンネル)

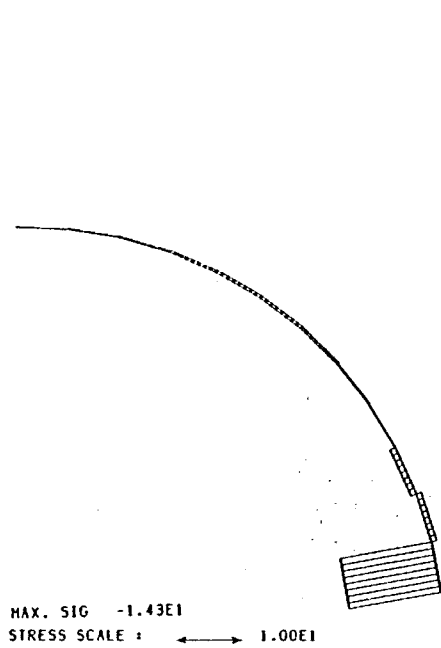


図-165(1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Jトンネル)

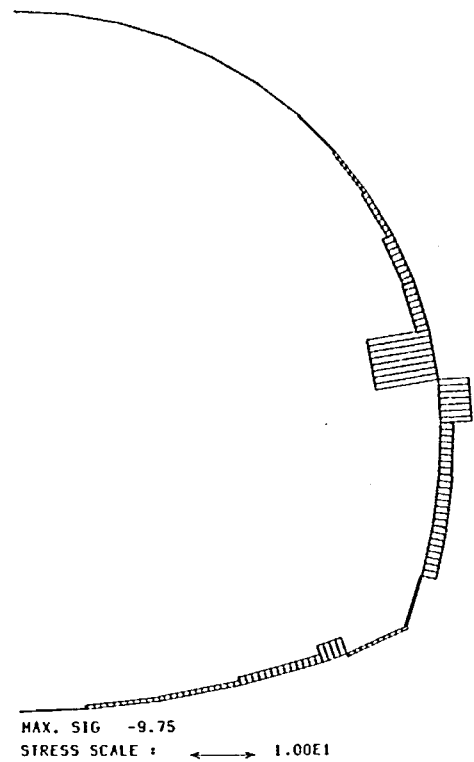


図-165(2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Jトンネル)

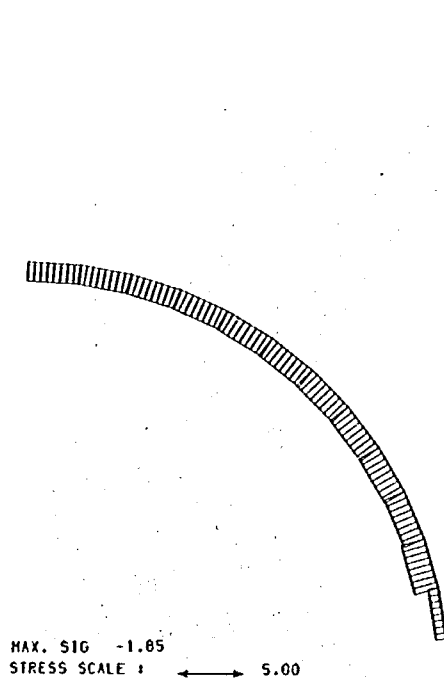


図-166(1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Jトンネル)

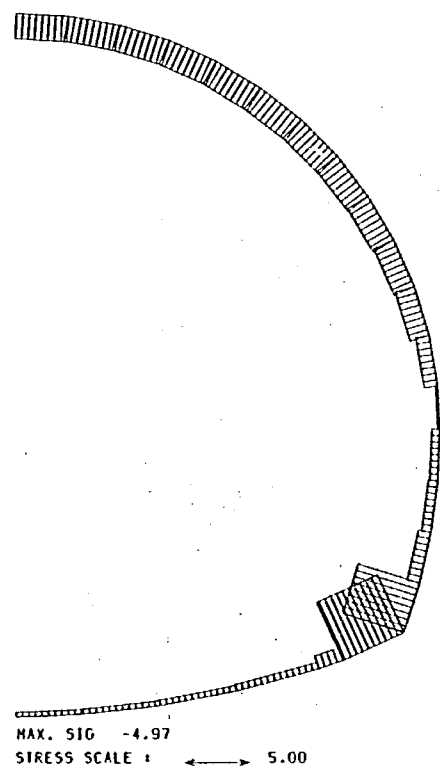
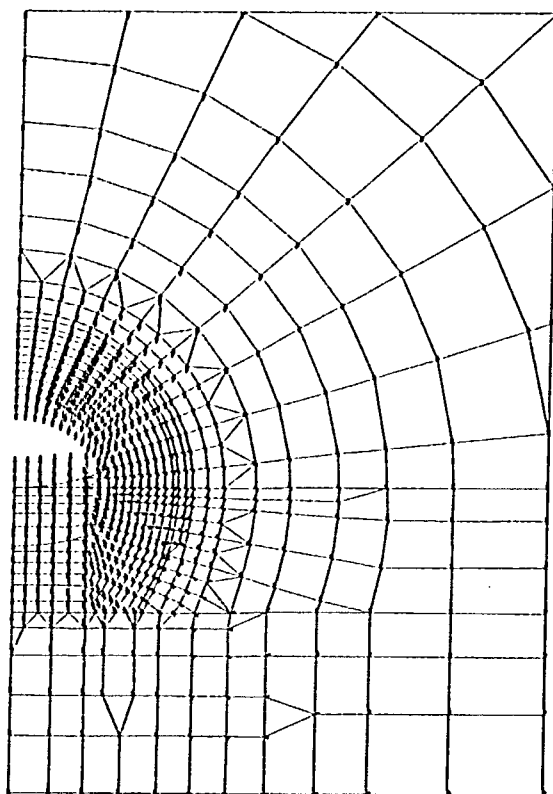
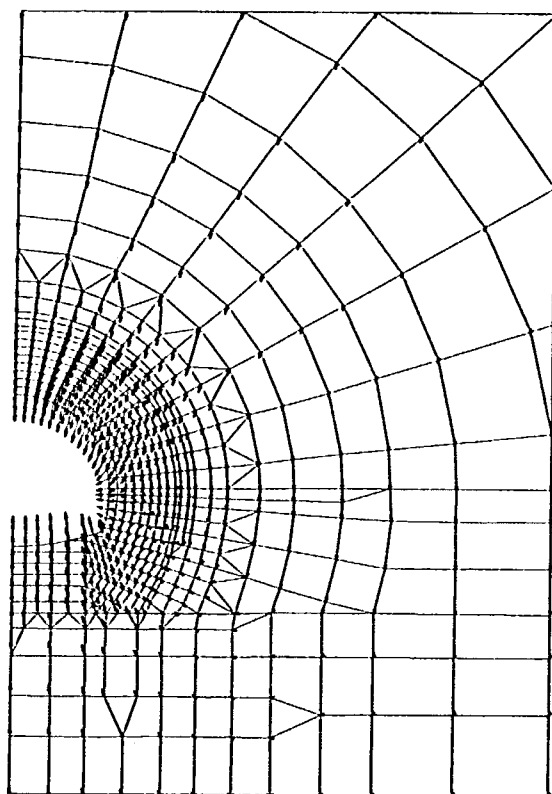


図-166(2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Jトンネル)



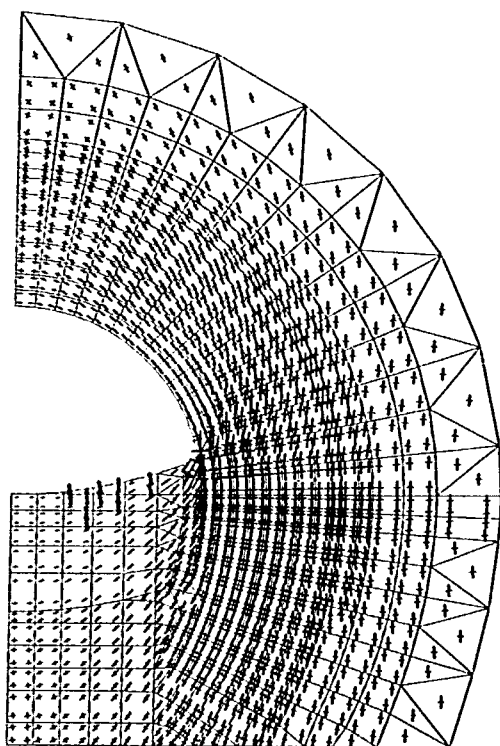
MAX. DISP 2.94E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 6.00E1

図-167(1) 変位図
(上半終了時, Kトンネル)



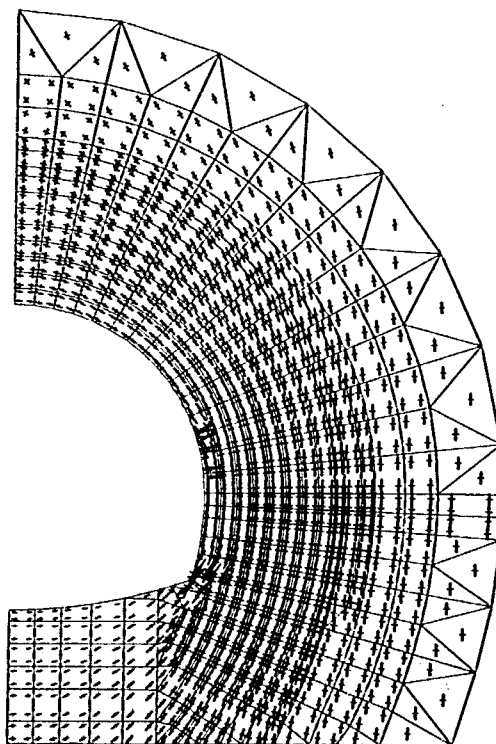
MAX. DISP 2.84E1
DISP. SCALE : $\longleftrightarrow$ 6.00E1

図-167(2) 変位図
(最終時, Kトンネル)



MAX. SIG -2.16E2
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.00E2

図-168(1) 主応力ベクトル図
(上半終了時, Kトンネル)



MAX. SIG -1.58E2
STRESS SCALE : $\longleftrightarrow$ 3.00E2

図-168(2) 主応力ベクトル図
(最終時, Kトンネル)

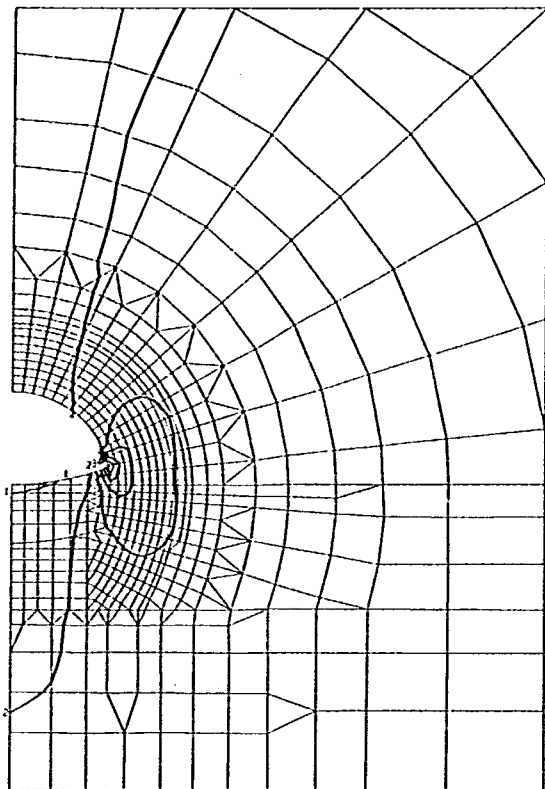


図-169(1) 最大主応力コンター図
(上半終了時, Kトンネル)

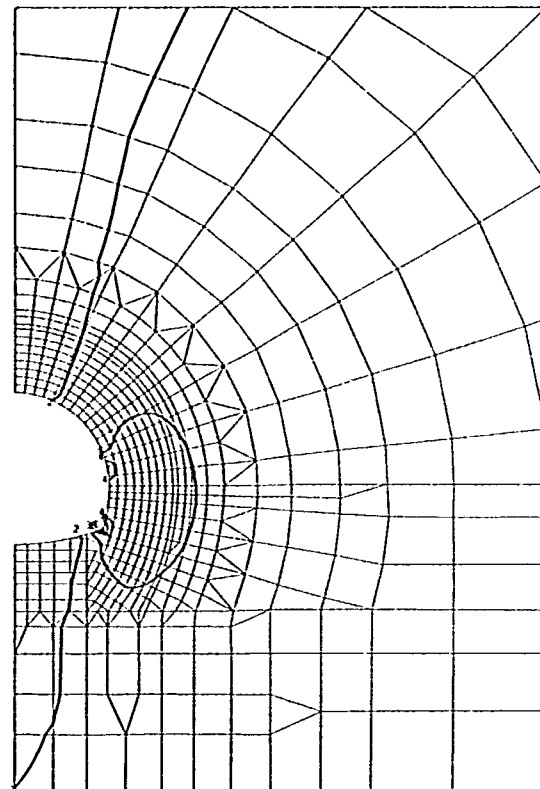


図-169(2) 最大主応力コンター図
(最終時, Kトンネル)

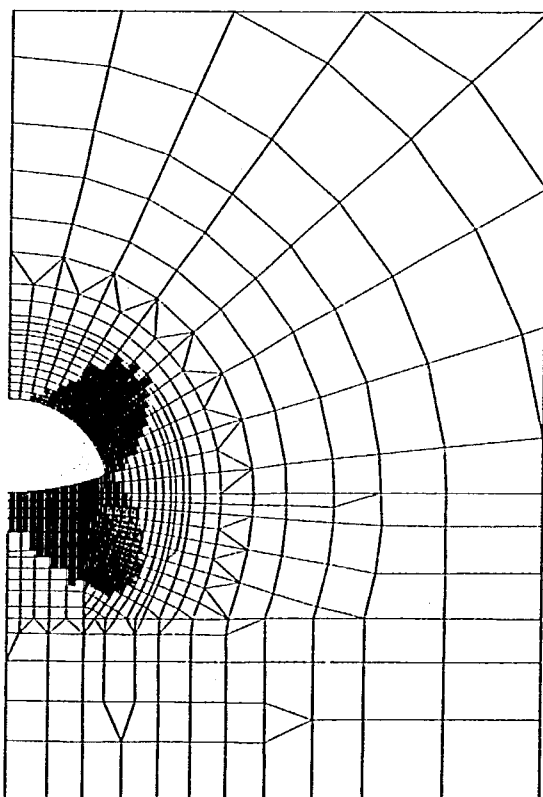


図-170(1) 塑性領域図
(上半終了時, Kトンネル)

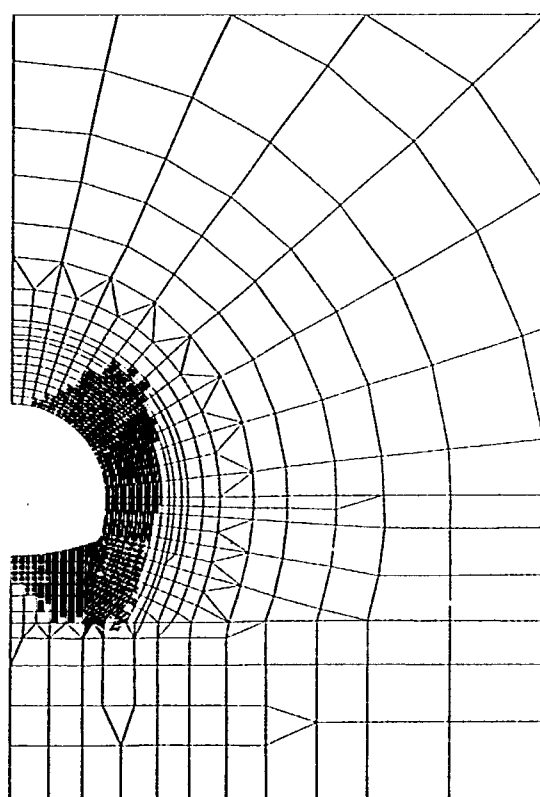


図-170(2) 塑性領域図
(最終時, Kトンネル)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

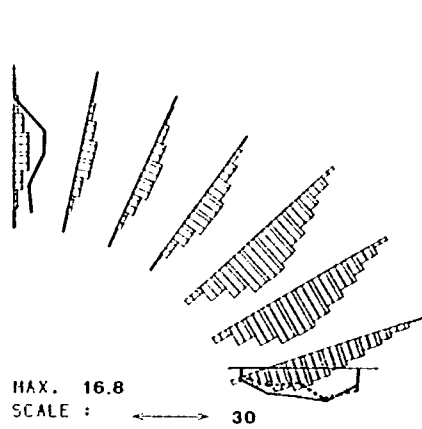


図-171(1) ロックボルト軸力図
(上半終了時, Kトンネル)

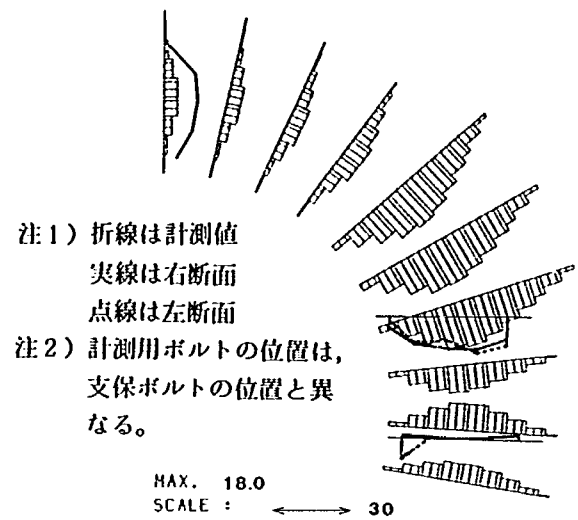


図-171(2) ロックボルト軸力図
(最終時, Kトンネル)

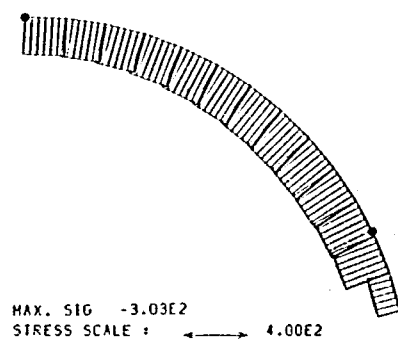


図-172(1) 吹付けコンクリート応力図
(上半終了時, Kトンネル)

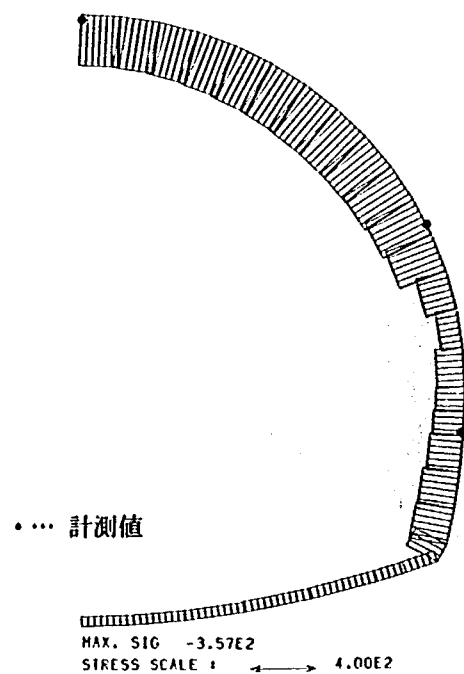


図-172(2) 吹付けコンクリート応力図
(最終時, Kトンネル)

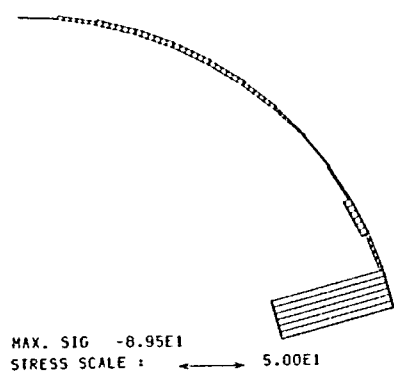


図- 173 (1) ジョイントのせん断応力図
(上半終了時, Kトンネル)

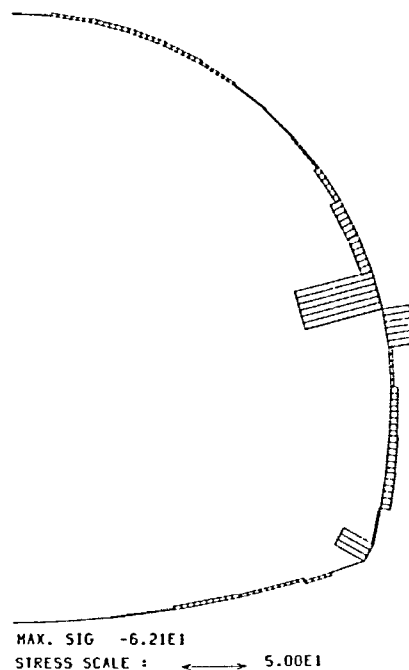


図- 173 (2) ジョイントのせん断応力図
(最終時, Kトンネル)

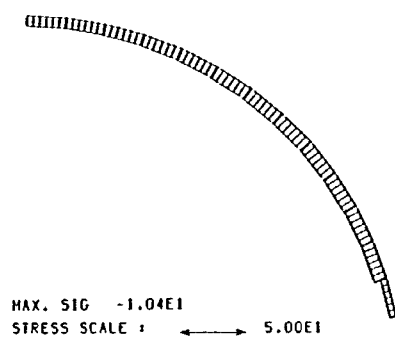


図- 174 (1) ジョイントの垂直応力図
(上半終了時, Kトンネル)

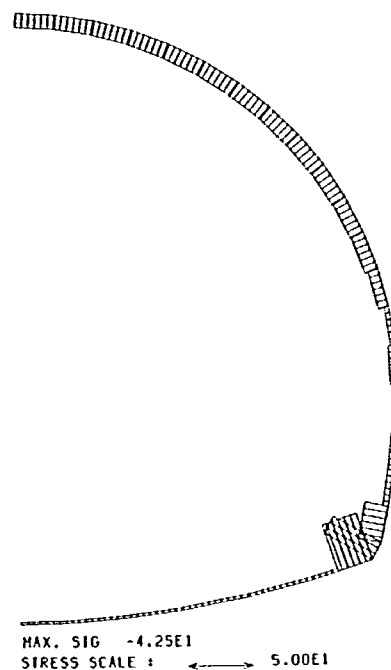


図- 174 (2) ジョイントの垂直応力図
(最終時, Kトンネル)

有限要素法によるトンネル
及びトンネル周辺地山の
数値解析法に関する調査

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2303号
昭和61年2月(1986)

トンネル研究室 室長 水谷 敏則

研究員 大久保雅憲 平岡 弘志

要旨 有限要素法によりトンネルの解析を行う手法の確立を目的としている。本報告書の主な検討項目は、①支保の最適モデル化、②地山特性(物性)値が解析結果に与える影響、③入力条件としての特性(物性)値の採り方、等である。

その結果、①支保はトラスにジョイントを付加した要素が最適である、②特性値の中では、地山の变形係数と側圧係数が解析結果に大きく影響する、③現象に適合する結果を得るためには、天端沈下量と内空変位量について計測結果と解析値を合わせる必要があり、このためには变形係数と側圧係数の2つの地山特性(物性)値を適切に定める必要がある、等を明らかにしている。

キーワード：トンネル、有限要素法(FEM)、ジョイント要素、特性(物性)値、变形係数、側圧係数、天端沈下量、内空変位量

郵便はがき

は40
円切
手
を
い
て
下
さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
トンネル研究室 行

茨城県筑波郡豊里町
大字旭一番地

No. 009

No. 009

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2303号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印