

JNC TN7400 2001-012

超深地層研究所建設に伴う  
坑道周辺岩盤中の掘削影響に関する予察的解析

2001年 3月

核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター  
地質環境特性研究グループ

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

〒319 - 1194 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 4 9  
核燃料サイクル開発機構  
技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:  
Technical Cooperation Section,  
Technology Management Division,  
Japan Nuclear Cycle Development Institute  
4-49 Muramatsu, Naka-gun, Ibaragi 319-1194,  
Japan

©核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute) 2001

## 超深地層研究所建設に伴う坑道周辺岩盤中の掘削影響に関する予察的解析

吉川和夫\*, 松井裕哉\*, 前田信行\*

## 要旨

核燃料サイクル開発機構は、岐阜県瑞浪市正馬様用地内において地下研究施設の建設に伴う調査試験研究(以下、超深地層研究所計画と呼ぶ)を遂行している。超深地層研究所計画は、地表からの調査予測段階(第1段階)、坑道の掘削に伴う研究段階(第2段階)、坑道を利用した研究段階(第3段階)の3つの段階に分けて進められる計画である。現在、地表からの調査予測段階の調査試験研究を実施している。第1段階において、これまで岩盤力学的調査・試験として、3つのボーリング孔(AN-1号孔, MIU-1号孔, MIU-2号孔)を利用した室内での物理・力学試験、原位置での初期応力測定(AE/DRA法, 水圧破碎法)を実施した。

本報告は、これまでの岩盤力学的調査・試験結果を踏まえ、超深地層研究所建設に伴う岩盤の力学的挙動を概略的に評価し、第2, 3段階の坑道を利用した研究計画詳細化の一助となる基礎的情報の取得を目的として、境界要素法による三次元弾性解析を予察的に実施したものである。

解析に当たっては、超深地層研究所レイアウト(案)に基づき、立坑、坑道の幾何学的レイアウトを忠実に再現するとともに、これまでの力学特性調査結果に基づき、対象岩盤を①岩盤全体を等方・均質な岩体とした場合、②岩盤全体を岩石の力学特性および応力状態により三層に分けた場合の2種類のモデルを作成した。解析に必要な物性値である弾性係数・ポアソン比・初期応力は、3つのボーリング孔のうち、月吉断層の影響が少なく、対象領域の南端に位置するAN-1号孔の物性値を用いた。なお、本解析では、坑道掘削時の力学的影響範囲を概略的に把握することを目的にしているために、月吉断層は解析モデルの中には取り込んでいない。現段階では、坑道レイアウトおよびその展開方向が変更される可能性もあることから、現主応力方向に対して立坑を中心に反時計回りに45°、90°、135°回転させた坑道レイアウトについても解析を行った。最後に、これらの解析結果より推測される超深地層研究所建設に伴う掘削影響について総合的に評価を行った。その結果を以下に述べる。

- 1) 坑道の展開方向や現在想定されている岩盤の力学特性の深度変化によらず、GL-700 m以深で応力集中や変形に起因する岩盤の損傷が生じる可能性がある。損傷が生じる可能性がある範囲は、立坑・坑道の壁面及びその近傍と考えられる。1 mm以下の岩盤変位が生じる応力再配分の領域は、展開される坑道壁面より数十 m程度の範囲になると推定される。
- 2) 坑道展開方向、岩盤物性値は、坑道掘削に伴う力学的影響範囲に大きな影響を及ぼす。副ステージ・主要ステージ研究坑道においては、岩盤のモデルの違いによる力学的影響範囲の有意な差は見られなかった。これは、両モデルでの弾性係数と初期応力の大きさの関係が結果としてほぼ等しかったためであるが、初期応力値が深度方向に単調に増加しないような場合や深度方向の岩盤物性値の変化が大きい場合は、力学的影響範囲に影響を与える因子の1つとなりうる。

---

\* 核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター 地質環境特性研究グループ

JNC

## Preliminary analysis of the excavation disturbance due to construction of the Mizunami Underground Research Laboratory

Kazuo YOSHIKAWA\*, Hiroya MATSUI\* and Nobuyuki MAEDA\*

### Abstract

Japan Nuclear Cycle Development Institute (JNC) is presently carrying out investigation and researches of the Phase I of the Mizunami Underground Research Laboratory (MIU) project in Mizunami, Gifu Prefecture, JAPAN. The project consists of the following three phases;

- ① Surface-based Investigations Phase I
- ② Construction Phase II
- ③ Operations Phase III

Geomechanical investigations in the first phase include laboratory tests to determine the mechanical and physical properties of the Toki granite and stress measurements using hydraulic fracturing and AE/DRA in three deep boreholes, AN-1, MIU-1 and MIU-2.

The purpose of these investigations and preliminary analysis is to obtain baseline information and to predict the excavation disturbance due to construction of the underground research laboratory (URL). This is necessary for detailed planning of geomechanical studies in the second and third phases. Therefore, a 3-D elastic analysis using the boundary element method (code name: Examin3d) was carried out. The code used can readily model the complicated layout of underground structures such as the URL. The extent of damage due to stress concentration and deformation around the drifts was estimated, based on the results of uniaxial compression tests (strength, strain) for the Toki granite. The extent of stress redistribution is defined for any area with over 1mm displacement in the analysis.

In this analysis, two different structural styles of the bedrock were assumed

Case 1: Bedrock is isotropic and homogeneous

Case 2: Bedrock is comprised of three zones having different rock properties and in situ stress conditions depth dependent.

Five sets of input parameters, based on variations in elastic modulus and poisson's ratio, were used to consider the effect of fractures in bedrock. Baseline data for determination of input parameters and in situ stress conditions adopted the results from the AN-1 borehole, which are expected to represent the minimum influence of the Tu kiyoshi fault at the MIU site. The fault itself is not modeled in this analysis because of software limitation and rough estimation of excavation disturbance at the scale of modeling. Another important factor on development of the EDZ is the direction of the drifts relative to the maximum principal stresses. Therefore, the analyses were performed with different combinations of drift direction and maximum principal stresses (The URL layout was rotated 45, 90, 135° to the direction of maximum principal stresses).

The results of the preliminary analysis are summarized as follows,

- The most damage in the surrounding rock induced by the stress concentration will likely occur below 700m depth in the vicinity of the excavated shafts and drifts walls. The extent of the stress redistributed zone, with over 1mm displacement, will be within several 10's of meters from the shaft and drift walls.
- The direction of the drift excavation relative to the maximum principal stress and the value of the input parameters will influence the location and extent of excavation disturbance. There is no significant difference in the Case 1 and Case 2 modeling of the disturbance around the drifts excavated at either 500m or 1000m depth respectively, because the elastic modulus and in situ stress used in both case was almost same.

---

\* Japan Nuclear Cycle Development Institute (JNC)  
Tono Geoscience Center Geoscience Research Execution Group



# 目 次

1. はじめに	1
2. 解析の目的及び概要	1
3. 岩盤力学モデルならびに境界条件の設定の考え方	2
3.1 調査対象領域及び地質構造	2
3.2 岩盤物性	5
3.3 初期応力	7
4. 数値解析の概要	10
4.1 解析の基本的な考え方	10
4.2 モデル化及び境界条件	10
4.2.1 超深地層研究所研究坑道	10
4.2.2 岩盤力学モデルの構築	10
4.3 境界条件の設定	13
4.4 三層モデルにおける解析結果の有効範囲	18
5. 解析結果及び研究坑道掘削に伴う力学的影響範囲に関する検討	19
5.1 現計画レイアウトでの力学的影響範囲	20
5.2 各坑道展開方向における力学的影響範囲	30
5.3 各岩盤物性値における力学的影響範囲	49
5.4 各岩盤モデル(単層モデルと三層モデル)における解析結果および坑道掘削による 力学的影響範囲	61
6. まとめ	73
6.1 現計画レイアウトにおける立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響についての検討	73
6.2 各坑道展開方向の違いが立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響へ及ぼす影響	75
6.3 岩盤物性値の違いが立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響に及ぼす影響	77
6.4 岩盤モデルの違いが立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響に及ぼす影響	79
6.5 総合評価	80
7. 参考文献	83
補足資料	84
補足資料1 堆積岩部を花崗岩とみなした場合のモデル化の妥当性	85
補足資料2 三層モデルの妥当性の検証	91
補足資料3 岩盤損傷評価に用いた内空変位	97

<現計画レイアウトにおける応力分布:単層モデル>

Ap.-図 1. 1(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布  
:立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト) .....100

Ap.-図 1. 1(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布  
:副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....101

Ap.-図 1. 1(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布  
:主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....102

Ap.-図 1. 2 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布  
:立坑部, 主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) ...103

Ap.-図 1. 3 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布  
:副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....104

<現計画レイアウトにおける変位分布:単層モデル>

Ap.-図 1. 4(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布  
:立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト) .....105

Ap.-図 1. 4(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布  
:副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....106

Ap.-図 1. 4(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布  
:主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....107

Ap.-図 1. 5 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布  
:立坑部, 主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) ...108

Ap.-図 1. 6 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布  
:副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....109

<現計画レイアウトにおけるひずみ分布:単層モデル>

Ap.-図 1. 7(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布  
:立坑部, 主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) ...110

Ap.-図 1. 7(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布  
:副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....111

Ap.-図 1. 7(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布  
:主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....112

Ap.-図 1. 8 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布  
:立坑部, 主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) ...113

Ap.-図 1. 9 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布  
:副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト) .....114

<現計画レイアウトにおける応力分布:三層モデル>

Ap.-図 1. 10(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :浅層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	115
Ap.-図 1. 10(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :中間層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	116
Ap.-図 1. 10(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :深層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	117
Ap.-図 1. 11 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布 :浅層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	118
Ap.-図 1. 12 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布 :中間層部(三層モデル, 副ステージ研究坑道, 現計画レイアウト) ...	119
Ap.-図 1. 13 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布 :深層部(三層モデル, 主要ステージ研究坑道, 現計画レイアウト) ...	120

<現計画レイアウトにおける変位分布:三層モデル>

Ap.-図 1. 14(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :浅層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	121
Ap.-図 1. 14(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :中間層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	122
Ap.-図 1. 14(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :深層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	123
Ap.-図 1. 15 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布 :浅層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	124
Ap.-図 1. 16 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布 :中間層部(三層モデル, 副ステージ研究坑道, 現計画レイアウト) ...	125
Ap.-図 1. 17 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布 :深層部(三層モデル, 主要ステージ研究坑道, 現計画レイアウト) ...	126

<現計画レイアウトにおけるひずみ分布:三層モデル>

Ap.-図 1. 18(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :浅層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	127
Ap.-図 1. 18(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :中間層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	128
Ap.-図 1. 18(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :深層部(三層モデル, 現計画レイアウト) .....	129

Ap.-図 1. 19	坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布 :浅層部(三層モデル, 現計画レイアウト)	.....130
Ap.-図 1. 20	坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布 :中間層部(三層モデル, 副ステージ研究坑道, 現計画レイアウト)	...131
Ap.-図 1. 21	坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布 :深層部(三層モデル, 主要ステージ研究坑道, 現計画レイアウト)	...132

<各展開方向における応力分布:単層モデル>

Ap.-図2. 1(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト)	133
Ap.-図2. 1(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト)	134
Ap.-図2. 1(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト)	135
Ap.-図2. 2(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :立坑部(単層モデル, 45° 回転)	136
Ap.-図2. 2(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 45° 回転)	137
Ap.-図2. 2(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 45° 回転)	138
Ap.-図2. 3(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :立坑部(単層モデル, 90° 回転)	139
Ap.-図2. 3(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 90° 回転)	140
Ap.-図2. 3(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 90° 回転)	141
Ap.-図2. 4(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :立坑部(単層モデル, 135° 回転)	142
Ap.-図2. 4(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 135° 回転)	143
Ap.-図2. 4(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 135° 回転)	144

<各展開方向における変位分布:単層モデル>

Ap.-図2. 5(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト)	145
Ap.-図2. 5(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト)	146
Ap.-図2. 5(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト)	147

Ap.-図2. 6(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 45° 回転)	148
Ap.-図2. 6(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 45° 回転)	149
Ap.-図2. 6(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 45° 回転)	150
Ap.-図2. 7(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 90° 回転)	151
Ap.-図2. 7(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 90° 回転)	152
Ap.-図2. 7(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 90° 回転)	153
Ap.-図2. 8(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 135° 回転)	154
Ap.-図2. 8(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 135° 回転)	155
Ap.-図2. 8(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 135° 回転)	156

<各展開方向におけるひずみ分布:単層モデル>

Ap.-図2. 9(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト)	157
Ap.-図2. 9(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト)	158
Ap.-図2. 9(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト)	158
Ap.-図2. 10(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 45° 回転)	160
Ap.-図2. 10(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 45° 回転)	161
Ap.-図2. 10(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 45° 回転)	162

Ap.-図2. 11(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 90° 回転)	163
Ap.-図2. 11(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 90° 回転)	164
Ap.-図2. 11(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 90° 回転)	165
Ap.-図2. 12(a)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 135° 回転)	166
Ap.-図2. 12(b)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 135° 回転)	167
Ap.-図2. 12(c)	坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 135° 回転)	168



<各岩盤物性値における変位分布:単層モデル>

Ap.-図3. 1(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)	169
Ap.-図3. 1(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)	170
Ap.-図3. 1(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)	171
Ap.-図3. 2(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)	172
Ap.-図3. 2(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)	173
Ap.-図3. 2(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)	174
Ap.-図3. 3(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)	175
Ap.-図3. 3(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)	176
Ap.-図3. 3(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)	177
Ap.-図3. 4(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)	178
Ap.-図3. 4(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)	179
Ap.-図3. 4(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)	180
Ap.-図3. 5(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)	181
Ap.-図3. 5(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)	182
Ap.-図3. 5(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)	183

<各岩盤物性値におけるひずみ分布:単層モデル>

Ap.-図3. 6(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)	184
Ap.-図3. 6(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)	185
Ap.-図3. 6(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)	186
Ap.-図3. 7(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)	187
Ap.-図3. 7(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)	188
Ap.-図3. 7(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)	189
Ap.-図3. 8(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)	190
Ap.-図3. 8(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)	191
Ap.-図3. 8(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)	192
Ap.-図3. 9(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)	193
Ap.-図3. 9(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)	194
Ap.-図3. 9(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)	195
Ap.-図3. 10(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :立坑部(単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)	196
Ap.-図3. 10(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :副ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)	197
Ap.-図3. 10(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布 :主要ステージ研究坑道(単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)	198

## 1. はじめに

核燃料サイクル開発機構は、岐阜県瑞浪市にある正馬様用地において、超深地層研究所計画を進めている。超深地層研究所計画は、①地表からの調査予測研究段階(第1段階)、②坑道の掘削を伴う研究段階(第2段階)、③坑道を利用する研究段階(第3段階)の3つのフェーズに分けて研究が進められる予定であり、現在、第一段階での調査予測研究が実施されている<sup>1)</sup>。

本報告書は、超深地層研究所地下施設建設に伴う岩盤の力学的挙動を概略的に把握するために実施した MIU-2 号孔までの調査結果に基づく岩盤力学モデルの構築、および超深地層研究所地下施設レイアウト(案)における立坑・坑道の形状を三次元的に考慮した三次元弾性解析結果について述べる。

## 2. 解析の目的及び概要

「超深地層研究所地層科学研究基本計画(1996)」<sup>1)</sup>では、同計画の第2、3段階において、研究坑道の掘削に伴う、あるいは坑道を利用した岩盤力学的な調査研究が予定されている。しかし、それらの研究計画の詳細化・具体化に当たっては、坑道掘削に伴う力学的な影響範囲とその程度を概略的に把握しておくことが必要である。また、一般に坑道が近接して設置される場合や、立坑・坑道が三次元的に複雑な配置となる場合は、近接する坑道間での再配分応力の相互干渉などが生じる可能性がある。超深地層研究所は、近接する坑道やスパイラル坑道を有する坑道レイアウトで計画されており、上記の条件に該当する。このため、それらの影響についても事前に検討を加えておくことは、第2、3段階の調査研究を効率的に進める上で重要である。

本解析は、上記のような観点から、第2、第3段階で実施予定の岩盤力学的研究の内容をより詳細化・具体化するために、現時点での三次元的な坑道等のレイアウトの影響も考慮した研究坑道掘削時の力学的影響範囲を概略的に把握することを目的として実施したものである。具体的には、正馬様用地内における既存の力学特性調査結果及び超深地層研究所計画における設計研究の成果に基づき、岩盤および地下研究施設のモデル化を行い、境界要素法による三次元弾性解析を実施した。さらに、解析結果に基づき、応力状態と複雑な坑道レイアウトおよび物性値分布が、立坑や坑道掘削時に想定される周辺岩盤中の力学的影響範囲(主として坑道掘削に伴う坑道周辺岩盤中の応力集中による損傷)に与える影響を予察的に検討した。また、坑道レイアウト、岩盤物性値、岩盤モデルの違いが解析結果に与える影響を検討し、モデル化する上での重要度を検討した。

なお、現段階では、岩盤が有する力学的異方性や月吉断層が周辺岩盤に与える力学的影響に関する詳細な知見が少なく解析物性値の設定が難しいと判断し、月吉断層および岩盤の力学的異方性を有しない「等方均質な岩盤」を想定した場合に生じると考えられる坑道掘削に伴う力学的影響範囲を検討している。ただし、地表からの調査予測の最終段階では、断層、力学特性の異方性等の情報を取り込んだより現実的な岩盤モデルの構築および解析を実施する予定である。

### 3. 既往の調査結果に基づく岩盤力学モデルならびに境界条件の設定の考え方

#### 3.1 調査対象領域及び地質構造<sup>2)~4)</sup>

調査対象領域は、岐阜県瑞浪市に位置する正馬様用地である(図 3.1)。この領域の地質は、表層部(層厚は数m~100m程度)に新第三紀の堆積岩が分布し、それ以深は基盤となる土岐花崗岩より構成されている。既存の調査結果及びこれまでに掘削した GL-1000mの鉛直下向き試錐孔(AN-1 号孔,MIU-1 号孔,MIU-2 号孔)における調査結果<sup>2)~4)</sup>に基づき構築された現段階での地質構造概念モデル<sup>5)</sup>を図 3.2 に示す。MIU-2 号孔は、図に示される位置に掘削された鉛直下向きの試錐孔であり、GL-890m~915mの位置で月吉断層と交差している<sup>4)</sup>。これまでの調査結果から、調査領域の土岐花崗岩体は、黒雲母花崗岩と優白色花崗岩で構成されており、堆積岩との不整合面近傍で相対的に高透水性の花崗岩風化部が水平方向に連続的に存在することが推定されている。また、黒雲母花崗岩では、GL-200~600m程度の領域で相対的に低透水性のゾーンが存在することが推定されている。さらに、月吉断層沿いに破碎帯が約100m程度の幅で存在することが推定されている。現状での超深地層研究所主立坑掘削予定位置は、MIU-1 号孔及びMIU-2 号孔の間となっている。

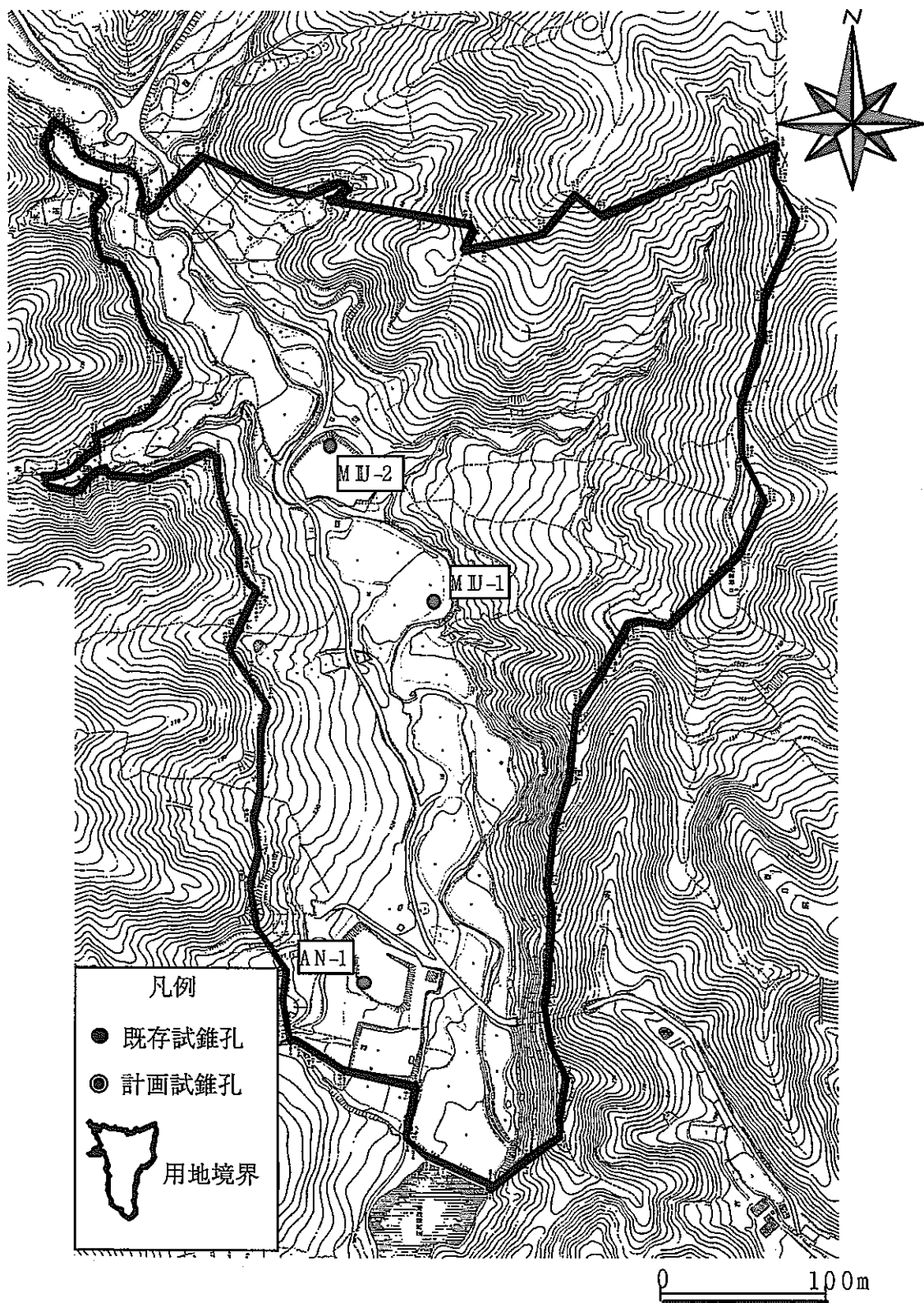


图 3.1 正馬様用地及び試錐孔位置図(平面図)

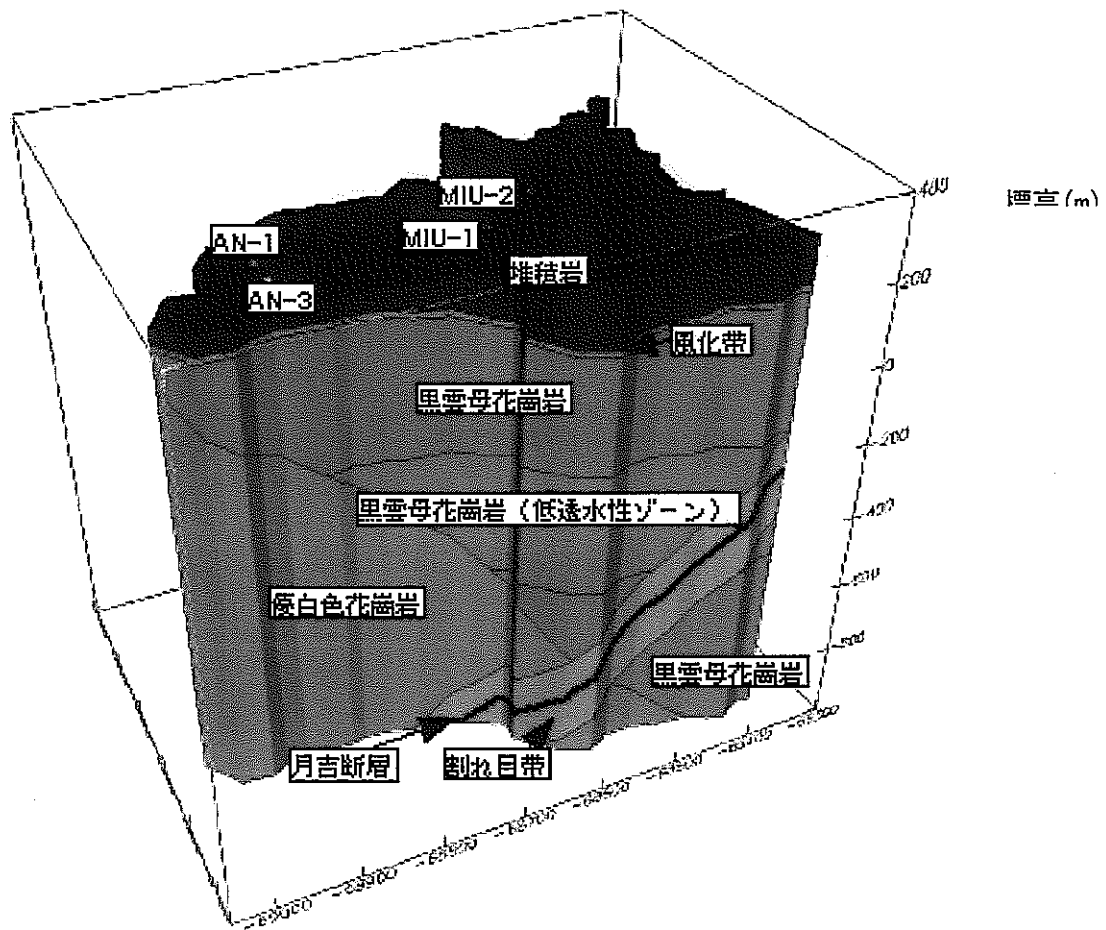


図 3.2 正馬様用地における地質構造の概念図<sup>5)</sup>

岩盤力学モデルの構築に当たっては、超深地層研究所計画の第2、第3段階で実施予定の力学的調査試験が基盤となる土岐花崗岩部のみを対象としていることと、正馬様用地内の基盤岩上部の堆積岩層が解析対象スケール(GL-1000m)に比べ、相対的に薄い(数十~100m程度)ことを考慮し、モデルを単純化するために地表~1000mまでの範囲までを土岐花崗岩としてモデル化することとした。なお、このモデル化の妥当性確認のため、立坑(直径6.0m)をGL-1000mまで掘削した場合を想定し、①0~GL-1000mまでのすべてを花崗岩とした場合と②0~GL-50mを堆積岩、GL-50~GL-1000mを花崗岩とした条件で、立坑掘削に伴う立坑周辺岩盤の応力および変位の比較を行った。その結果、GL-50m付近までの領域の応力分布および変位分布で多少の違いが見られるものの、それ以深ではモデルの違いによる影響はほとんどないことを確認している(補足資料1)。

### 3.2 岩盤物性

正馬様用地内では、GL-1000mのAN-1、MIU-1、MIU-2号孔の試錐掘削により採取された岩石コア及び試錐孔を用いて、室内物性試験及び原位置試験を実施している。取得した物性値のうち岩盤の力学特性に関連する項目を表3.2.1に示す<sup>6)~8)</sup>。

表 3.2.1 岩石コアで実施した室内試験および試錐孔を利用した原位置試験

		AN-1	MIU-1	MIU-2
室内試験	物理試験	比重, 空隙率, 含水比 弾性波速度測定(P波, S波) 動的ヤング率 動的ポアソン比	左 同	左 同
	力学試験	一軸圧縮強度 引張強度 せん断強度 割線ヤング率 接線ヤング率 ポアソン比	一軸・三軸圧縮強度 引張強度 せん断強度 割線ヤング率 接線ヤング率 ポアソン比	左 同
	熱特性試験	熱伝導率 比熱容量 熱膨張率	左 同	—
原位置試験	物理試験	密度検層 音波検層(P波) 割れ目密度, RQD	左 同	左 同



表 3.2.1 に示す各種試験により得られた各試錐孔における土岐花崗岩の平均的な岩盤物性値を表 3.2.2 に示す。既往の報告<sup>2)</sup>によれば、正馬様用地内の土岐花崗岩の岩盤物性値は、深度方向に異なる傾向を示し、月吉断層天盤側の岩体は深度方向に岩盤物性の異なる3つのゾーンに区分できるものと想定されている。また、現段階での超深地層研究所計画では研究坑道の大部分は、月吉断層の天盤側岩体中に位置する可能性が高い。これらの結果を踏まえ、後述する解析ケースの設定では、対象岩盤を月吉断層天盤側の岩体と想定し、岩盤構造については土岐花崗岩の物性を一様であると仮定した場合(以下、単層モデルと呼ぶ)と、3つの異なる物性ゾーンから構成されていると仮定した場合(以下、三層モデルと呼ぶ)の2種類のモデルを作成した。

表 3.2.2 正馬様用地における土岐花崗岩の概略岩盤物性(AN-1, MIU-1 号孔)

			AN-1	MIU-1	MIU-2	
室内試験	静的試験	比重	$\rho$	2.55~2.63	2.61~2.64	2.58~2.63
		一軸圧縮強度	Sc (MPa)	114.5~280.0	124~310	104.6~169.9
		弾性係数	E <sub>50</sub> (GPa)	34.1~55.6	38.9~65.0	41.3~62.9
		ポアソン比	$\nu$	0.25~0.38	0.25~0.47	0.28~0.48
		測定数	N (個)	20	30	10
	動的試験	岩石コアの弾性波速度	Vp (km/sec)	4.0~5.2	4.9~5.9	3.1~5.8
			Vs (km/sec)	2.1~2.9	2.7~3.2	1.8~3.1
		動的弾性係数	E <sub>d</sub> (GPa)	30.8~55.1	48.0~70.6	21.1~65.4
		動的ポアソン比	$\nu_d$	0.19~0.33	0.21~0.37	0.24~0.37
		測定数	N (個)	20	60	12
原位置試験	動的試験	比重	$\rho$	2.0~2.70	1.66~2.67	1.64~2.65
	音波検層 (原位置での弾性波速度)	Vp (km/sec)	3.9~5.6	1.9~5.1	2.0~5.5	

\*AN-1 号孔及び MIU-2 号孔は水圧破碎試験と同一深度で採取した岩石供試体による室内試験結果

### 3.3 初期応力<sup>6)~8)</sup>

超深地層研究所計画では、3本の1000m試験孔(AN-1,MIU-1, MIU-2 号孔)および採取された岩石コアを用いて、初期応力測定を実施してきた(表 3.3.1)。具体的には、原位置試験として、AN-1, MIU-2 号孔における水圧液砕法による応力測定、MIU-1,MIU-2 号孔の岩石コアを用いた試験としてAE法, DRA法による鉛直方向の応力測定を実施している。その結果を表 3.3.2 に示す。

表 3.3.1 各試験孔および岩石コアを用いた初期応力測定

	AN-1	MIU-1	MIU-2
初期応力測定	水平面内初期応力 (水圧液砕試験)	鉛直方向初期応力 (AE法, DRA法)	水平面内初期応力 (水圧液砕試験)  鉛直方向初期応力 (AE法, DRA法)

#### <鉛直方向初期応力>

表 3.3.2 に示したようにAE法, DRA法による測定結果では、MIU-2 号孔の月吉断層底盤側の領域を除くと、MIU-1,2 号孔とも、地表から GL-1000mまでの鉛直応力成分が、ほぼ土被り圧に等しい結果を得ている。

以上の結果から、断層天盤側岩体内の鉛直方向初期応力は、土被り圧にほぼ等しいと考えられる。

#### <水平方向初期応力>

水圧液砕法による応力測定結果より、月吉断層天盤側の土岐花崗岩は、深度方向に Stress decoupling を呈しており、鉛直初期応力と水平面内主応力(最大主応力, 最小主応力)の大小関係から、以下の3つのゾーンに分けられるとの知見が得られている。

逆断層型 (最大主応力>最小主応力>鉛直初期応力)

遷移層型 (最大主応力>最小主応力≒鉛直初期応力)

横ずれ断層型(最大主応力>鉛直初期応力>最小主応力)

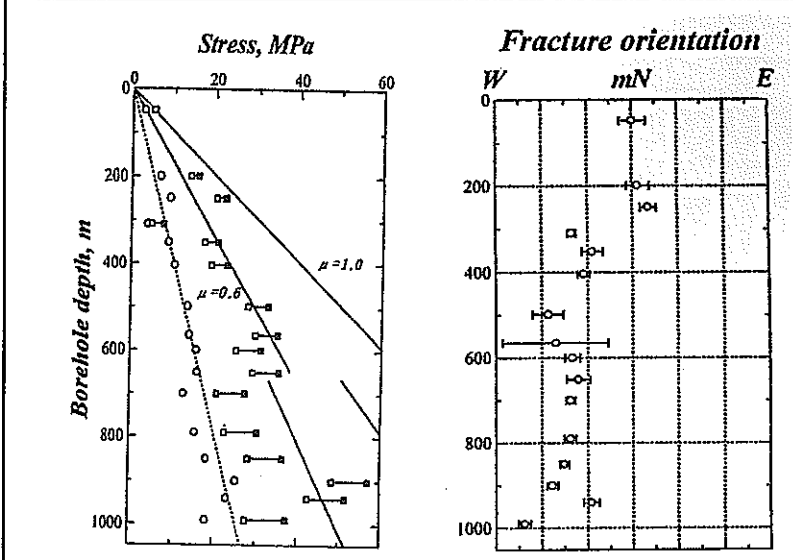
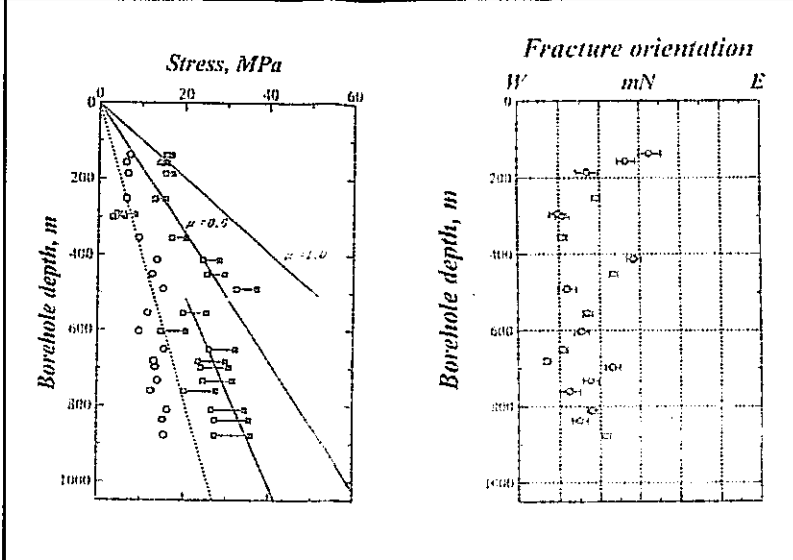
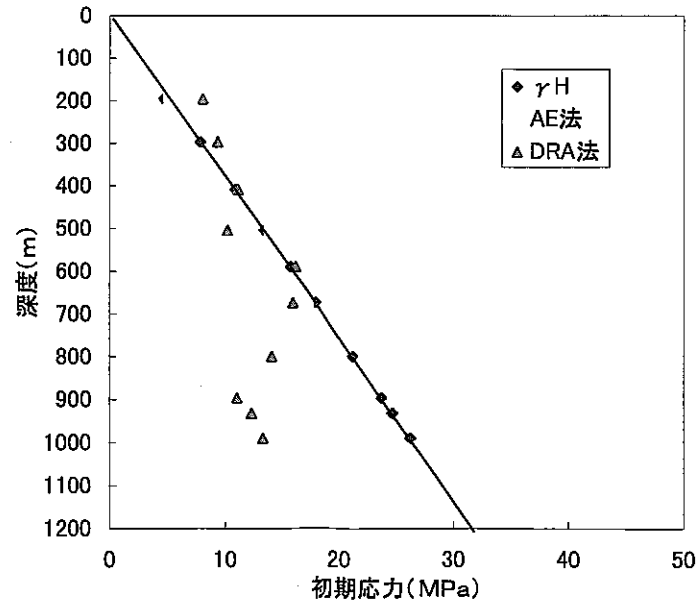
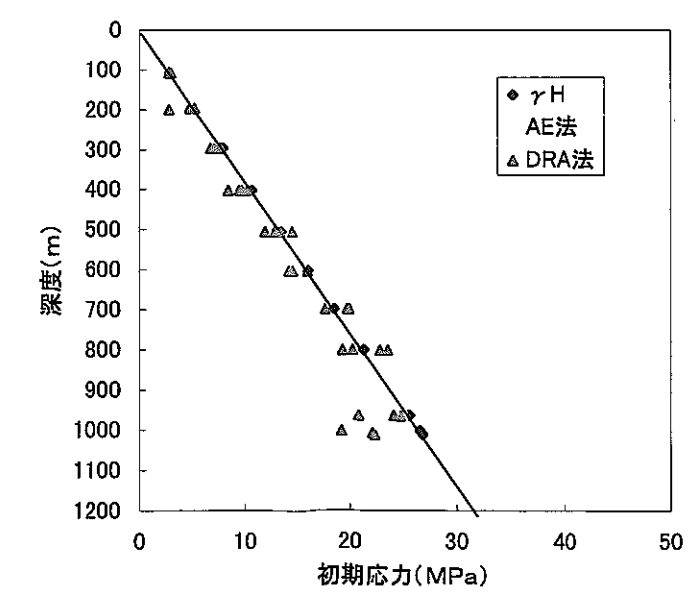
ここで、AN-1, MIU-2 号孔における各ゾーンと深度の関係は以下となっている。

	AN-1	MIU-2
逆断層型ゾーン :	0~300m	0~200m
遷移層型ゾーン :	300~700m	200~500m
横ずれ断層型ゾーン :	700 m~	500 m~

これらのゾーンは、3.2 で述べた岩盤物性の異なるゾーンとほぼ対応する。また、AN-1 孔の最大主応力方向は、逆断層型のゾーン(浅層部)ではN-S方向、遷移層型(中間層部)および横ずれ断層部型(深層部)のゾーンでは45° 西側に回転したNW-SE方向となっており、それぞれの領

域内で、深度方向にほぼ一定である。他方、MIU-2号孔の最大主応力方向は複雑であり、例えば逆断層型領域の上部ではN-S方向であるが、深度が深くなるにつれて西側に徐々に回転し、下部ではNW-SE方向を呈する。この主応力の回転傾向は、遷移層型および横ずれ断層型の領域でも同様であった。以上のことから、MIU-2孔周辺の応力場が、月吉断層の影響で複雑に回転しているものと推定されている。さらに、AN-1,MIU-2号孔における水圧破碎時の造成亀裂の方向が、ほとんど試錐孔軸方向に伸びる縦亀裂であることから、断層天盤側岩体内では、一部を除き鉛直方向が主応力方向の一つと一致していると考えられる。

表3. 3. 2 正馬様用地における応力測定結果(AN-1, MIU-1, MIU-2)

	AN-1	MIU-1	MIU-2
水圧破砕法(三次元応力)	 <p>SHmax, SHmin : 最大主応力(水圧考慮した場合と考慮しない場合) Sh : 最小主応力</p> <p>最大主応力方向 逆断層型(0-300) N-S方向 遷移層型(300-700) NW-SE方向 横ずれ断層型(700-) NW-SE方向</p>	-	 <p>SHmax, SHmin : 最大主応力(水圧考慮した場合と考慮しない場合) Sh : 最小主応力</p> <p>最大主応力方向 逆断層型(0-200) N-S方向~NW-SE方向 遷移層型(200-500) N-S方向~NW-SE方向 横ずれ断層型(500-) NW-SE方向</p>
AE法 DRA法(鉛直方向応力)	-		

## 4. 数値解析の概要

### 4.1 解析の基本的な考え方

本解析は、研究坑道掘削に伴い発生する力学的影響範囲とその程度を予察的に評価するために実施するものである。解析を実施する上では、研究坑道の掘削位置やその展開方向が確定していないことや予察的な解析という位置付けを考え、坑道レイアウトと応力・変形状態および物性値分布との関連性を見ることができ、かつ複雑な坑道形状を比較的簡単にモデル化できる三次元境界要素法を用いた弾性解析を行うこととした。解析ソフトは、Rocscience社で開発されたExamine3D(三次元境界要素法)を使用した。この解析ソフトは、支保工効果を考慮する機能を有しておらず、等方性材料の弾性解析にのみ適用可能であるが、優れたインターフェースにより、三次元的に展開された複雑な坑道レイアウトを比較的容易にモデル化することが可能であり、結晶質岩を対象とした海外の地下研究サイト(カナダ URL, スウェーデン HRL)における適用実績もある<sup>9,10)</sup>。

なお、本解析では「等方均質な岩盤」において、地下研究施設掘削に伴う概略的な影響範囲を把握することに主眼をおいており、月吉断層および岩盤中の不連続面の分布特性に起因する力学的異方性や不均質性は考慮していない。

### 4.2 モデル化及び境界条件

#### 4.2.1 超深地層研究所研究坑道<sup>11)</sup>

現計画の地下研究施設は、主立坑、予備ステージ(深度方向100m毎に構築した構造物)、副ステージ研究坑道(GL-500mに構築した構造物)、主要ステージ研究坑道(GL-975~GL-1,000 m間に構築された構造物)、換気立坑、スパイラル坑道等からなる(図 4.2.1)。主立坑及び換気立坑の内空断面は、円形断面(直径は主立坑6.0m、換気立坑2.5m)、試験坑道およびアクセス坑道は、幅3.0m×高さ3.0の馬蹄形断面で計画されている。本解析では、ハード的な制約から、坑道レイアウトをほぼ忠実に再現するかわりに、すべての坑道を矩形断面として取り扱っている。

施工過程が決定されていないことと弾性解析であることから、本解析ではすべての坑道を同時に掘削した状態として計算している。

#### 4.2.2 岩盤力学モデルの構築

岩盤のモデル化に当たっては、3.2 に述べたように、これまでに取得された力学的データ<sup>2)</sup>に基づき、次の二通りのモデル化を行った(図 4.2.2)。

- 1) 岩盤全体が均質な物性を有するモデル(単層モデル)
- 2) 岩盤が深度方向に異なる3つの力学特性を有するモデル(三層モデル)

ここで、単層モデルは、本解析で使用する等方弾性体を対象とした三次元境界要素法コードにあわせた岩盤モデルであり、地下研究施設建設に伴う立坑および坑道周辺での力学的影響範囲

を概略的に把握するため作成した。三層モデルは、実施した室内試験結果等から構築した力学的概念モデルに基づき、対象岩盤を3つの物性の異なるゾーンの集合体と考えたモデルである。

岩盤モデルの入力パラメータ(弾性係数, ポアソン比)は、本解析で取り扱えるモデルが等方弾性体のみであることを考慮しつつ、原位置岩盤に内在する不連続面の影響をある程度反映できるように以下の3通りの考え方で設定した。なお、下記②, ③については、室内物性試験における弾性係数  $E_{50}$  及び弾性波速度の平均値が最も小さい AN-1 号孔の値を用いて算出している。

- ①原位置での弾性波速度(P波速度検層)から推定。
- ②割れ目指数という概念を用い室内一軸圧縮試験(強度の50%応力での弾性係数  $E_{50}$ )で求めた弾性係数を原位置岩盤の弾性係数に換算(ポアソン比は一軸圧縮試験結果に基づき設定)。

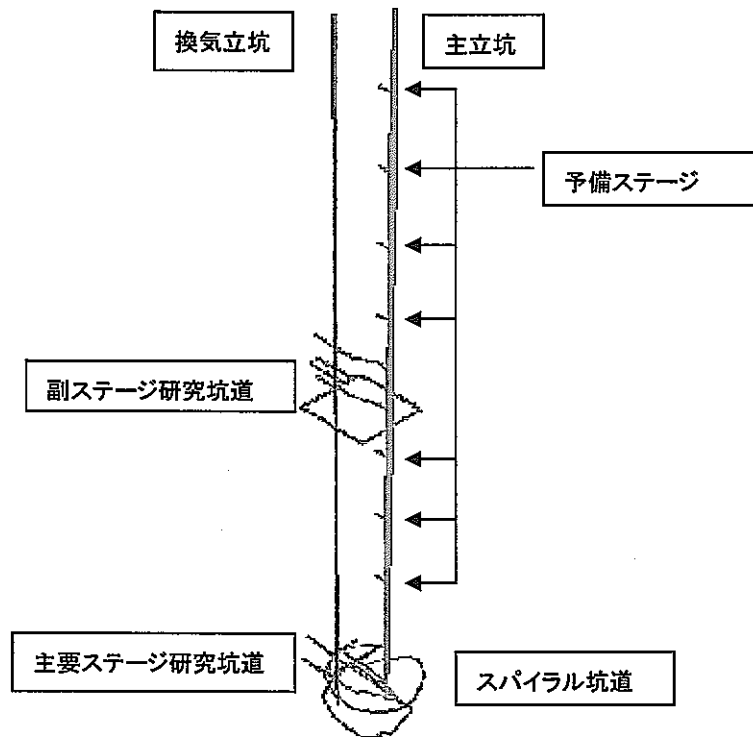


図 4.2.1 超深地層研究所坑道レイアウト(案)<sup>11)</sup>

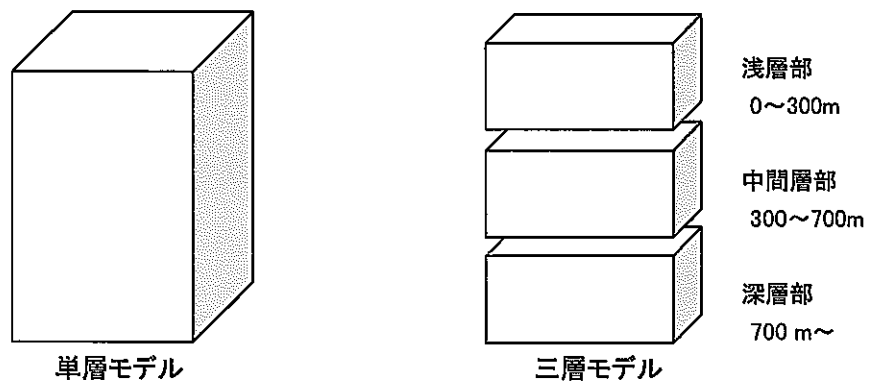


図 4.2.2 岩盤モデル(単層モデルと三層モデル)

③②と同様の方法で室内での岩石コアの弾性波速度(P波速度, S波速度)から求めた弾性係数を原位置岩盤の弾性係数に換算(ポアソン比はP,S波から計算された結果をそのまま利用)①は, 原位置岩盤中に内在する割れ目の影響を直接的に反映した物性値である。まず, AN-1号孔のP波速度検層結果を用い, 全体あるいは3つのゾーンごとの平均P波速度を算術平均により求めた。ただし, P波速度だけでは, 弾性係数とポアソン比を求められないため, 既存の研究事例(図4.2.3)を参照し計算したP波速度に対応するS波速度を推定した<sup>12)</sup>。なお, S波速度の推定には計算されるせん断剛性が安全側に評価される図4.2.3中の上限ラインを用いた。これらのP波・S波速度を用いて, 図4.2.3中に示した関係式により弾性係数, ポアソン比を算出している。

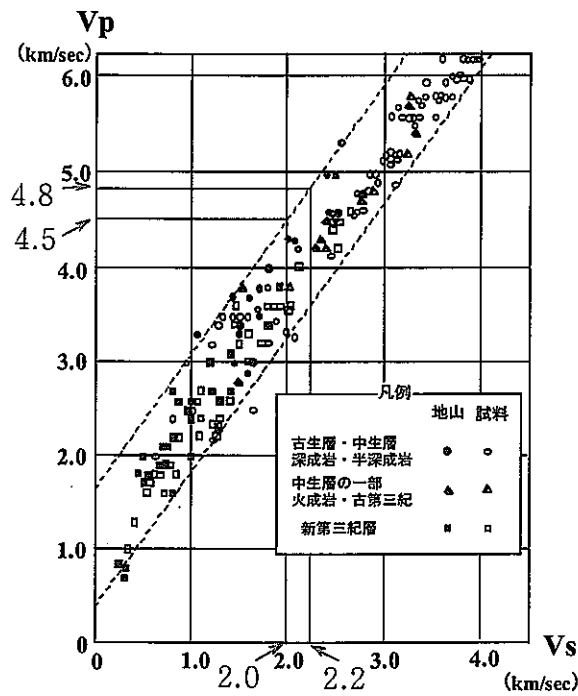
②, ③は, 岩石コアの一軸圧縮試験及びP波速度より, 岩盤マトリックス部の弾性係数を求め, 以下の関係式により原位置岩盤の弾性係数に換算したものである<sup>13)</sup>。なお, ②の一軸圧縮試験では, 応力-ひずみ関係から強度の50%応力載荷時の弾性係数およびポアソン比を求めた。③の弾性波速度についてはコアで測定されたP波速度を用い図4.2.3の関係からS波速度を推定して弾性係数, ポアソン比を計算した。

$$\text{原位置岩盤の弾性係数} = k^2 \times \text{岩石マトリックス部の弾性係数}$$

ここで,  $k$  は原位置岩盤の割れ目の多少や割れ目の風化状態を表す指標であり, 割れ目指数と呼ばれる。既存の研究事例<sup>13)</sup>では, 花崗岩の割れ目指数は, 0.7~1.0の範囲に分布するといわれているため, 解析に用いる弾性係数  $E$  は, 下限値の0.7と上限値の1.0について求めた。

以上のように設定した弾性係数・ポアソン比の組み合わせは, 全5ケースとなる。





$$v_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 1}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$$

$$G_d = \rho V_s^2$$

$$E_d = 2(1 + v_d)G_d$$

ここで、  
 $V_p$ : P波検層から求めた地山の平均P波速度(km/sec)  
 =4.5km/sec(M II-1号孔), 4.8km/sec(AN-1号孔)  
 $V_s$ : 図の関係から求めた地山のS波速度(km/sec)  
 =2.0km/sec(M II-1号孔), 2.2km/sec(AN-1号孔)  
 $\rho$ : 岩石の密度( $g/cm^3$ )=2.65 $g/cm^3$

図 4.23 P波速度とS波速度の関係図<sup>12)</sup>

### 4.3 境界条件の設定

3.3 に述べたように、断層上盤側の岩体内では、鉛直応力は土被り圧にほぼ等しく、かつ鉛直方向が主応力方向の一つとほぼ一致するという結果が得られている。このため、他の2つの主応力方向はほぼ水平面に存在すると仮定することができる(図 4.3.1)。これらの結果を考慮し、本解析では、鉛直及び水平方向(2方向)を3つの主応力方向と仮定し、2つの水平応力は、一般的な方法である側圧係数  $K_0$  (水平応力と鉛直応力の比として定義される係数)と鉛直応力の積として設定することとする。

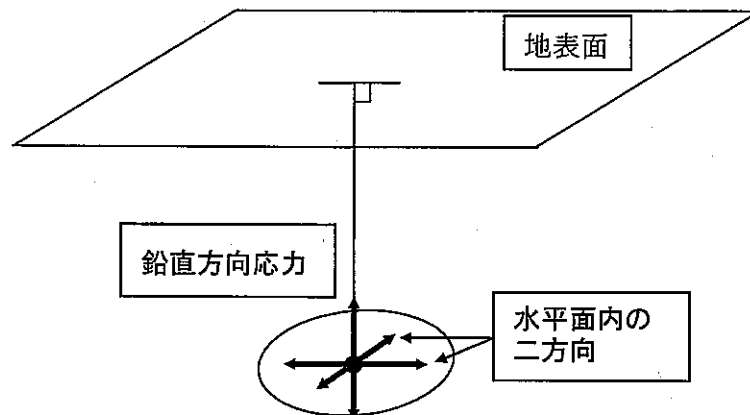


図 4.3.1 地表面が水平となる場合の主応力方向

側圧係数の設定に当たっては、本解析で月吉断層および岩盤の異方性等を考慮していないことや研究坑道及び立坑位置が決定していないことから、月吉断層の影響を受け特異的な応力場と考えられる MIU-2 の初期応力結果を用いるのではなく、正馬様用地の南側境界付近に位置する AN-1 の初期応力結果を基に決定した。

上記の考え方と2つの岩盤モデル(単層モデル及び三層モデル)の違いにより、具体的には以下のように境界応力を設定した。

- ・単層、三層モデルともに、応力条件は AN-1 号孔の測定結果に基づき設定する。
- ・単層モデルでは、鉛直応力は土被りに相当する土被り圧(単位体積重量 [  $2.65\text{tf/m}^3$  ] × 深度)とした。水平応力は、水圧破碎法による初期応力結果(水平面内の測定結果)を鉛直土被り圧で除した各深度での側圧係数を比較し、危険側となる最も大きなものと最も小さいもの組み合わせ(偏差応力が最も大きくなる組み合わせ)を採用し、最大および最小となる側圧係数と鉛直応力の積を水平応力とした。
- ・三層モデルも単層モデルと同様な方法により設定する。ただし、AN-1 号孔における測定結果をゾーン毎に区分し、各ゾーンごとに側圧係数の値を設定する(概念図:図 4.3.2)。

4.1, 4.2 及び 4.3 の結果から、岩盤モデル・物性を組み合わせ設定した解析ケースの一覧を表 4.3.1 に示す。さらに、超深地層研究所の現計画レイアウト案は、固定されたものでなく、少なくとも坑道の展開方向は、今後他の諸条件等により変更されることが考えられる。そこで、応力状態と坑道展開方向との関係を検討するため、坑道の展開方向を現在の坑道レイアウト(案)をベースとして、立坑を中心に坑道を反時計回りに  $45^\circ$  ,  $90^\circ$  ,  $135^\circ$  回転させた場合を想定した解析を実施する。ここでは、簡単のため水平方向の最大主応力方向を回転させることでそれを表現することとした。載荷方向を回転させた場合の側圧係数およびその載荷方向を表 4.3.2 に示す。

以上の組み合わせにより、最終的な解析ケース数は、  
 岩盤モデル(2 ケース)×物性値(5 ケース)×坑道展開方向(4 ケース) = 40 ケース  
 となった(表 4.3.3)。

表 4.3.1 解析に用いる岩盤物性値

地質モデルおよび 解析ケース		弾性係数 (MPa)	ポアソン比	備 考	k	
単層	0~1000m	Case1	30514	0.37	原位置弾性波速度(P波)	
		Case2	44850	0.32	室内強度試験	1.0
		Case3	21977	0.32	"	0.7
		Case4	42967	0.26	室内弾性波速度(P,S波)	1.0
		Case5	21054	0.26	"	0.7
三層	0~300m (第1層)	Case1	23955	0.40	原位置弾性波速度(P波)	
		Case2	38700	0.32	室内強度試験	1.0
		Case3	18963	0.32	"	0.7
		Case4	40700	0.26	室内弾性波速度(P,S波)	1.0
		Case5	19943	0.26	"	0.7
	300~700m (第2層)	Case1	33564	0.37	原位置弾性波速度(P波)	
		Case2	44950	0.35	室内強度試験	1.0
		Case3	22026	0.35	"	0.7
		Case4	43050	0.26	室内弾性波速度(P,S波)	1.0
		Case5	21095	0.26	"	0.7
	700m~ (第3層)	Case1	37934	0.35	原位置弾性波速度(P波)	
		Case2	50900	0.34	室内強度試験	1.0
		Case3	24941	0.34	"	0.7
		Case4	41250	0.27	室内弾性波速度(P,S波)	1.0
		Case5	20213	0.27	"	0.7

\*kは割れ目指数

表 4.3.2 側圧係数

	地質モデルおよび解析ケース	坑道展開方向 $\alpha$ (°)	最大主応力の 側圧係数 ( $K_0$ max)	最小主応力の 側圧係数 ( $K_0$ min)
単層	0~1000m	0	2.5 (N45° W)	0.7 (N45° E)
		45	2.5 (NS)	0.7 (EW)
		90	2.5 (N45° E)	0.7 (N45° W)
		135	2.5 (EW)	0.7 (NS)
三層	0~300m (第1層)	0	4.2 (NS)	1.3 (EW)
		45	4.2 (N45° E)	1.3 (N45° W)
		90	4.2 (EW)	1.3 (NS)
		135	4.2 (N45° W)	1.3 (N45° E)
	300~700m (第2層)	0	2.5 (N45° W)	0.7 (N45° E)
		45	2.5 (NS)	0.7 (EW)
		90	2.5 (N45° E)	0.7 (N45° W)
		135	2.5 (EW)	0.7 (NS)
	700m~ (第3層)	0	2.5 (N45° W)	0.7 (N45° E)
		45	2.5 (NS)	0.7 (EW)
		90	2.5 (N45° E)	0.7 (N45° W)
		135	2.5 (EW)	0.7 (NS)

\*( )内は、載荷方向を表す

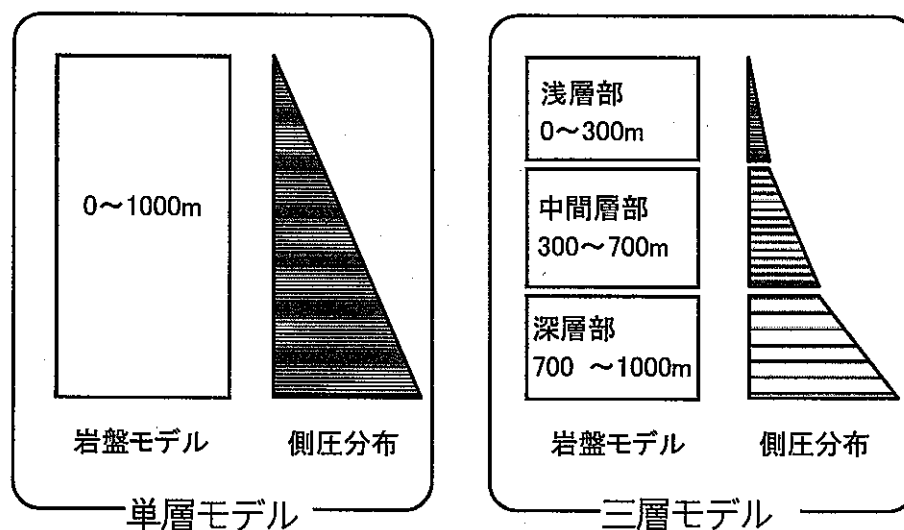


図 4.3.2 単層モデルと三層モデルにおける岩盤構造及び境界応力分布

表 4.3.3 解析ケース

	坑道の展開方向 (°)	岩盤物性値
単層モデル	0	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
	45	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
	90	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
	135	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
三層モデル	0	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
	45	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
	90	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5
	135	Case1
		Case2
		Case3
		Case4
		Case5

#### 4.4 三層モデルにおける解析結果の有効範囲

三層モデルを本解析で用いた解析コード(Examine3D)によって計算するためには、深度方向に区分した3つの領域を個々にモデル化・計算する必要がある。このため、おのおの領域の上端部(岩体境界部)は完全な自由面となり、かつ、下端部(深度方向)は無限境界となるため、3つの異なる物性・応力状態のゾーンが深度方向に積層しているモデルを忠実に表現することにはならない。しかし、境界部から離れた領域ではこの違いによる影響は少ないものと考えられる。そこで、現実と異なる上下境界条件の影響が及ぶ範囲を調べるために、簡単な単層モデルと三層モデル(図 4.2.2)を作成し、立坑掘削時(直径6.0m, GL-1000m)の二次元軸対称FEM解析(2D- $\sigma$ :ソフトブレーン社)を実施した(補足資料2参照)。

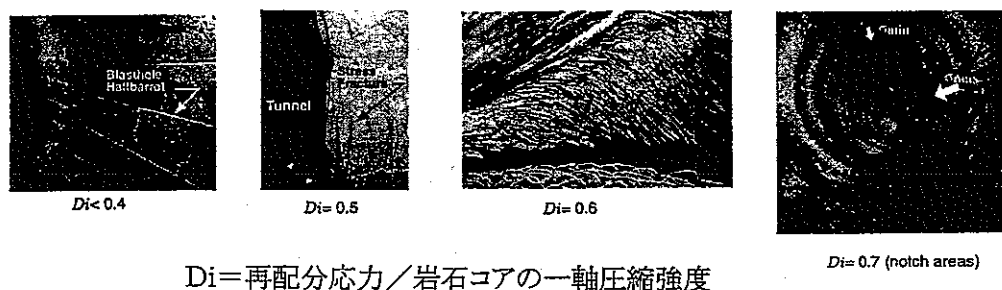
両解析モデルでの立坑壁面の応力を比較すると、上部境界条件の違いが周辺岩盤の応力状態へ与える影響は境界面から100m以上離れると無視できる程度に小さくなる。また、変位量についても、境界付近(GL-300mおよび700m)では値(最大2mm)が多少異なるものの、境界から100m以上離れた位置では解析結果の違い[ (単層モデルの結果-三層モデルの結果)/単層モデルの結果 $\times 100$  ]は4%以下と小さい。以上の解析結果より、境界から100m以上離れば、積層したモデル(単層モデル)と個々に分割して計算したモデル(三層モデル)の解析結果にほとんど差は生じないと判断される(補足資料2)。

## 5. 解析結果及び研究坑道掘削に伴う力学的影響範囲に関する検討

本章では、解析結果を詳述するとともに、解析結果に基づく超深地層研究所建設時の力学的影響範囲に関する検討を行う。

- ・現計画レイアウトにおける解析結果及び坑道掘削による力学的影響の検討(5.1 節)
- ・各坑道展開方向における解析結果及び坑道掘削による力学的影響の検討(5.2 節)
- ・各岩盤物性値における解析結果及び坑道掘削による力学的影響の検討(5.3 節)
- ・両岩盤モデル(単層モデルと三層モデル)における解析結果及び坑道掘削による力学的影響の検討(5.4 節)

5.1-5.4 節における力学的影響に関する検討では、坑道掘削に伴い生じる応力再配分現象による周辺岩盤中の応力集中に起因する岩盤損傷(破壊)及び周辺岩盤の変形を対象とする。このうち岩盤損傷の発生可能性の検討は、応力と変形の両面から行うこととし、室内物性試験から得られた一軸圧縮強度及び破壊ひずみを基準値として用いた。これは、無支保であれば坑道壁面近傍の岩盤の応力状態が一軸圧縮状態に近いこと、地下深部においては岩盤内に内在する割れ目に作用する拘束圧が高いために不連続面の規模に対し坑道径が小さい場合は相対的に連続体に近い挙動を示す可能性があることによる。図 5.1 には、カナダ URL の掘削影響試験サイトで見られた応力集中による岩盤損傷の事例を示す。本報告での岩盤損傷とは、図 5.1 で示されるような破壊(図 5.1 の  $D_i \geq 0.5$ )を意味している。



$D_i = \text{再配分応力} / \text{岩石コアの一軸圧縮強度}$

図 5.1 カナダ URL で見られた応力集中による坑道周辺岩盤の損傷事例<sup>14)</sup>

応力に関する岩盤の損傷可能性の評価には、岩盤破壊を概略的に評価するための一般的な指標である地山強度比(=岩石コアの一軸圧縮強度/再配分応力,  $D_i$  の逆数)を用いた。地山強度比算出に用いた一軸圧縮強度は、月吉断層の力学的影響範囲外と考えられる AN-1 号孔における試験結果から決定した。具体的には、安全側の評価となるように、単層モデルの場合は全試験結果の最低値(120MPa)を、三層モデルの場合は各層における一軸圧縮強度の最低値(浅層部: 120MPa, 中間層部: 180MPa, 深層部: 140MPa)を用いた。地山強度比は  $D_i$  の逆数であるため、ここでは地山強度比が 2.0(カナダ URL の  $D_i = 0.5$  に相当)を下回る場合に岩盤損傷が発生す



るものとした。

変形に関する岩盤損傷の発生可能性の評価には、単層モデル・三層モデルとも AN-1 号孔における全ての一軸圧縮試験時の破壊ひずみの最低値(0.002)<sup>6), 8)</sup>を保守側の値として用いた。以上の検討結果から定めた本報告における岩盤の損傷可能性評価のための基準値は、以下の通りである。

岩盤応力	: 地山強度比 2.0 (一軸圧縮強度120MPaとすると60MPa)
岩盤ひずみ	: 0.002 (土岐花崗岩の破壊ひずみ)

なお、応力再配分領域は変位が1mm以上の領域としている。これは、通常の地中変位計測装置により有意な変形として捉えられる値として、東濃鉱山・釜石鉱山等での変位計測の実績に基づき採用した。

#### 5.1 現計画レイアウトでの力学的影響範囲

以下に、原位置弾性波速度から算出した表 4.3.1 のCase1の岩盤物性値を用いて、現計画レイアウト(最大主応力方向:N45° W)で研究坑道を掘削した場合の立坑・坑道の壁面および周辺に生じる最大応力、最大変位、最大ひずみの解析結果の一例を示す。以降、この解析結果を基本ケースと呼ぶ。なお、全ての解析結果は、解析ケース数が多いため別冊中(「超深地層研究所建設に伴う坑道周辺岩盤中の掘削影響に関する予察的解析 -解析結果集-」)に示すが、本節の解析結果に対応するものは、以下の通りである(Appendix参照)。

応力	: Ap.-図 1.1	(立坑・坑道の壁面)
	Ap.-図 1.2, 3	(立坑・坑道の周辺部)
変位	: Ap.-図 1.4	(立坑・坑道の壁面)
	Ap.-図 1.5, 6	(立坑・坑道の周辺部)
ひずみ	: Ap.-図 1.7	(立坑・坑道の壁面)
	Ap.-図 1.8, 9	(立坑・坑道の周辺部)

\* Ap.はAppendixを省略したものであり、以後この省略形を用いる

立坑・坑道壁面の解析結果については、三次元鳥瞰図を、また、立坑・坑道周辺の解析結果については、右上に三次元鳥瞰図、右下にNS断面、左上に水平断面、左下にEW断面への投影図を示した。坑道壁面の応力分布(損傷基準値:地山強度比2.0)から推定される坑道壁面の損傷領域を図 5.1.1 に、ひずみ分布(損傷基準値:土岐花崗岩の破壊ひずみ0.002)から推定される損傷領域を図 5.1.2 に示した。また、各断面の概略的な岩盤変位分布を図 5.1.3 に、岩盤変位が1.0mm及び0.5mmとなる等コンター線を図 5.1.4, 5 に示した。なお、境界要素法に基づく本解析で

は、坑道径に対して坑道外側領域内の積分点間隔が、ハード的な制約から非常に荒くなっている(坑道径が最大6mであるのに対し、坑道外側の積分点間隔は50m)。このため、坑道壁面上の応力・変位・ひずみ分布に比べ、その外側領域の精度は低くなっている。

## 1) 解析結果

### a) 応力

#### <主立坑部>

主立坑壁面上では、立坑の西南側、北東側の壁面で応力集中が見られ、GL-800m以深で最大90MPaの応力が発生している(Ap.-図 1.1(a))。ちなみに、GL-900mでの水平面内の初期応力は、 $\sigma_H = K_0 (=2.5) \cdot \gamma (=2.65 \text{gf/cm}^3) \cdot H = 59.6 \text{ (MPa)}$ であるため、90MPaという値はその約1.5倍である。AN-1, MIU-2号孔の岩石コアを用いた室内試験より得られている土岐花崗岩の一軸圧縮強度は、120~250MPaであり、最大応力が発生している坑道壁面位置での地山強度比(=一軸圧縮強度/最大主応力)は1.3~2.7である。GL-700m以深の主立坑壁面では、地山強度比2.0を下回ることから、立坑壁面及びその近傍において応力集中により岩盤が損傷する可能性がある。なお、主立坑と坑道の接合部では部分的に引張応力が発生している箇所が見られる。

一方、主立坑周辺部では、水平坑道、スパイラル坑道の影響がない位置での応力変化の範囲は立坑壁面から数十m程度である(Ap.-図 1.2)。また、立坑掘削後に生じている再配分応力値も、ほぼ初期応力と同程度である。

#### <副ステージ研究坑道(GL-500m)>

副ステージ研究坑道壁面に発生する最大応力は、50MPa(北、西、南側坑道の天盤および底盤)であり、初期応力( $\sigma_H = K_0 \cdot \gamma \cdot H = 33.1 \text{ (MPa)}$ )に対して約1.5倍程度の値である(Ap.-図 1.1(b))。地山強度比は、2.4~5.0である。副ステージは、水平方向に四角形の形状に坑道がレイアウトされているため、角隅部に若干の応力集中は生じているもののその程度は小さい。

坑道周辺(水平断面及び鉛直断面)での応力コンター図をみると、応力状態が乱れているように見えるが、応力の変化幅は数MPaと非常に小さい(Ap.-図 1.3)。また、応力変化が生じている位置は後述する主要ステージ研究坑道周辺とほぼ同様であることから、解析メッシュ間隔の粗さにより主要ステージ周辺の影響が副ステージ位置に解析結果として現れているものと考えられる。すべての坑道を一括して掘削する計算であるため、副ステージ研究坑道掘削のみにより応力変化が生じる領域を特定することはできないが、最終的な同ステージ周辺における応力再配分領域の範囲はステージ周辺数十mの範囲である。

<スパイラル坑道及び主要ステージ研究坑道 (GL-1000m) >

スパイラル坑道では、最大主応力方向 (N45° W) と直交する坑道の天盤および底盤で最大130MPaの応力が発生している (Ap-図 1.1(c))。この深度での最大主応力方向の初期応力値は、 $\sigma_{11} = K_0 \cdot \gamma \cdot H = 66.3 \text{MPa}$  であり、初期応力の2倍程度 (再配分応力 / 初期応力 = 2) の応力が発生しているため、地山強度比は0.9~1.9となり、本報告における地山強度比の基準値と比較すると坑道全域の天盤および底盤で応力集中により岩盤が損傷する可能性がある。

1000m研究坑道では天盤および底盤で、それぞれ最大70, 110MPaの応力が発生している。また、当然のことながら、最大主応力方向との角度が直角に近くなる坑道ほど発生する再配分応力は大きくなっている。地山強度比は、1.1~2.3であり、部分的に2.0を下回る領域が発生する。再配分応力 / 初期応力は、それぞれ1.1, 1.7程度であるが、1000m研究坑道ではスパイラル坑道と同程度の応力集中が生じている。

一方、坑道周辺では部分的に応力集中が見られるものの、応力変化はそれほど大きいものでなく (Ap-図 1.2)、坑道から数十m離れた位置の応力は初期応力に等しくなる。

表 5.1.1 解析結果(応力)のまとめ(現計画レイアウト)

	主立坑部	副ステージ 研究坑道	スパイラル坑道及び 主要ステージ 研究坑道
最大応力 (坑道壁面上)	90MPa (GL-800m以深)	50MPa	130MPa
地山強度比 (強度/応力)	1.3 ~ 2.7 (GL-800m以深)	2.4 ~ 5.0	0.9 ~ 1.9 (スパイラル坑道) 1.1 ~ 3.6 (主要ステージ 研究坑道)

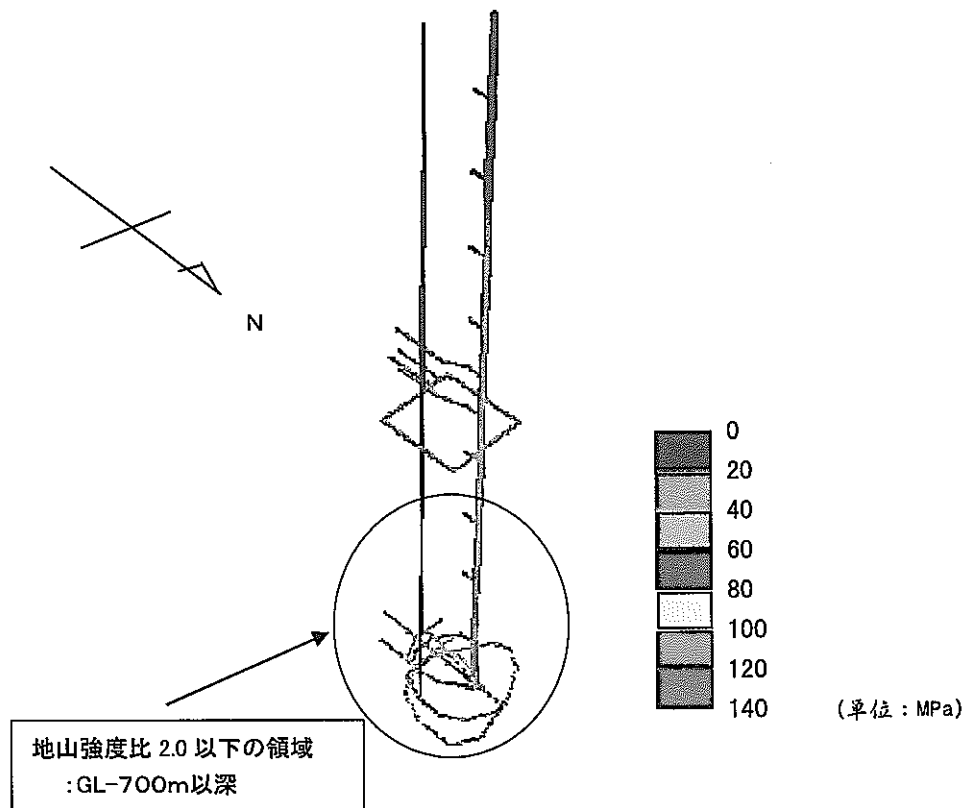


図 5.1.1 地山強度比 2.0 以下の領域の発生位置  
(図の○で囲まれた領域)

## b) 変位とひずみ

### <主立坑部>

主立坑壁面の岩盤の最大変位は、1.2cm、最大ひずみは0.003である(Ap-図 1.4(a), 7(a))。本報告において規定した岩盤の変形による破壊が生じる可能性のあるひずみ量は0.002であり、GL-800m以深の立坑壁面ではこのひずみ量以上のひずみが生じている。

立坑周辺部では、GL-600m以深で0.001~0.002のひずみが発生しているが、これは本報告で規定している基準値(ひずみ量:0.002)よりも小さい。変位としては、GL-600m以深にて最大1.5mmの変位が生じ、1mm以上の変位が生じている領域は立坑壁面から数10m程度の領域である(Ap-図 1.5)。

### <副ステージ研究坑道(GL-500m)>

副ステージ研究坑道では、主立坑部との接合部分付近で大きな変位が発生するとともに、展開された坑道の側壁部において3mmを超える変位が生じている。また、展開された研究坑道天盤・底盤で、0.002程度のひずみが発生している(Ap-図 1.4(b), 7(b))。

坑道周辺部では、岩盤の最大変位は1.5mmであり(Ap-図 1.6)、立坑壁面から数十cm離れた位置では、立坑部の結果と同様に坑道壁面での変位に比べて1オーダー程度小さい。また、1mm以上の変位が生じる領域は、副ステージ坑道周辺部では、主立坑と研究坑道の接合部の周辺数十m程度の領域であると考えられる(図 5.1.4)。

### <スパイラル坑道及び主要ステージ研究坑道>

主要ステージ研究坑道及びスパイラル坑道壁面で発生する最大ひずみは、最大で0.003であり、最大主応力方向にほぼ直交するような方向の坑道及びスパイラル坑道の一部において生じている(Ap-図 1.4(a), 7(a))。また、副ステージ研究坑道における解析結果と同様、主立坑部に近接する位置で大きなひずみが発生している。坑道壁面の変位量は、その位置で1cmを超えている。

坑道周辺部での岩盤の最大変位は2.0mm程度であり(Ap-図 1.5)、0.5mm以上の変位を生じる領域は、最大主応力の作用方向(NW方向)に異方的に広がっている(Ap-図 1.5)。1mm以上の変位が生じる領域は、水平面内では換気立坑を中心とした数10m程度の領域である(Ap-図 1.5 左上図)。また、スパイラル坑道の影響により、0.5mm以上の変位が生じる領域が深度方向に不連続的に拡大していることがわかる(Ap-図 1.5 左下・右下図)。

変形により岩盤に損傷が生じる可能性のある領域の範囲も、応力集中域と同様坑道壁面から数十cm程度と考えられる。その位置は、前述の応力的な観点からの評価とほぼ同様であり、立坑深部、スパイラル坑道及び主要ステージ研究坑道壁面で発生しているひずみの最大値は0.003程度である(図 5.1.2)。

以上の結果をまとめたものを表 5.1.2 に示す。

表 5.1.2 解析結果(変位・ひずみ)のまとめ(現計画レイアウト)

	主立坑部	副ステージ研究坑道	主要ステージ研究坑道
最大変位	1.2cm	0.6cm	0.6cm
最大ひずみ	0.003	0.002	0.003

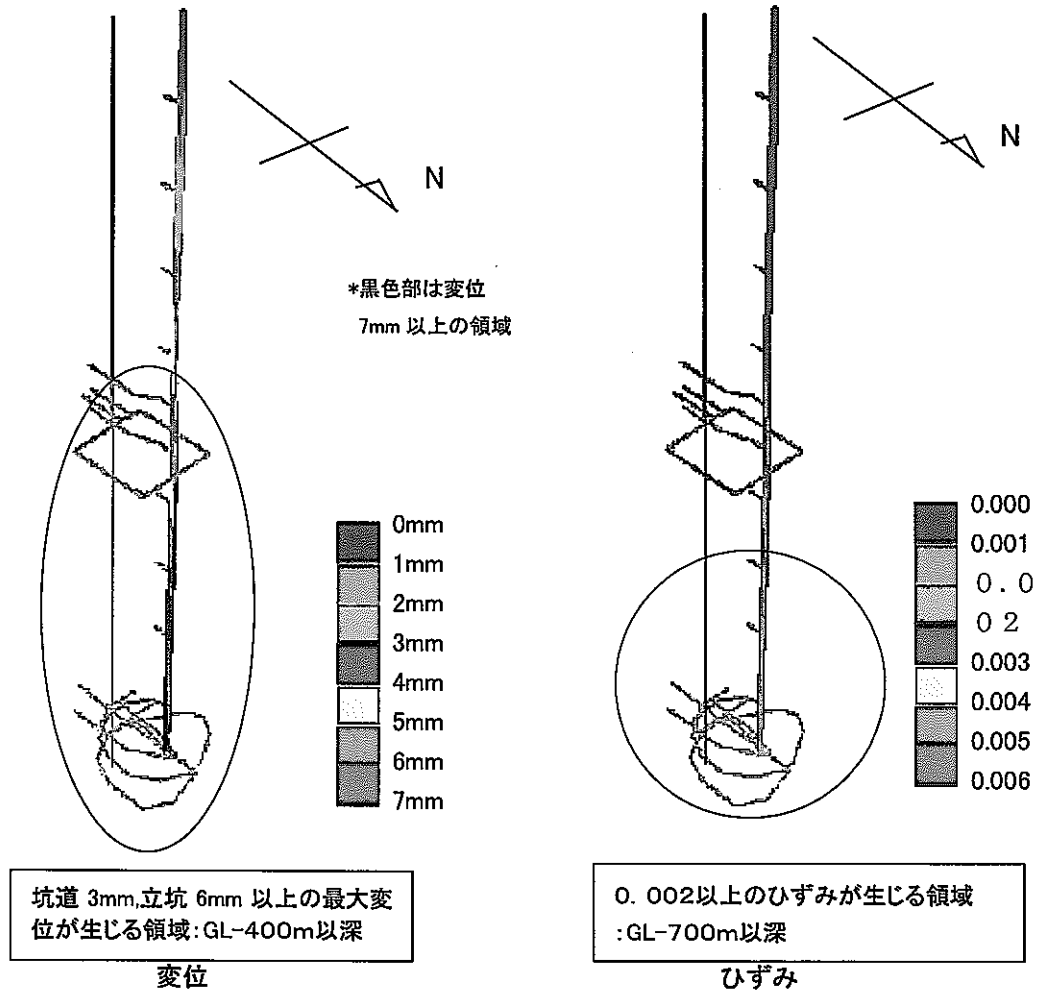


図 5.1.2 0.002以上の最大ひずみが生じる領域(図中○で囲まれた領域), 坑道及び立坑壁面上の変位分布

## 2) 坑道周辺の力学的影響に関する検討

ここでは、現計画の坑道レイアウトにおいて、応力及びひずみに関して設定した岩盤損傷の基準値(地山強度比2.0以下の領域、ひずみ量0.002以上の領域)及び応力再配分領域(変位量1mm以上の領域)に基づき、坑道掘削時の岩盤損傷の発生可能性及び応力再配分領域の範囲を検討する。

### a) 岩盤の損傷可能性及びその範囲

立坑深部(GL-700m以深)やスパイラル坑道壁面上では、地山強度比(岩石コアの一軸圧縮強度[120MPa]/発生応力)が2.0を下回る領域が生じ(図 5.1.1)、応力集中によって岩盤が損傷する可能性がある。また、主要ステージ研究坑道壁面においても部分的に地山強度比が2.0を下回る領域が生じており、同様に岩盤の損傷が生じる可能性がある。これらの損傷が生じる可能性のある領域の範囲は、立坑壁から数十cm程度の領域と考えられるが、解析メッシュの粗さ(1メッシュ:数m×数m×数m)の問題からその境界を明確に定めることができない。

破壊ひずみ(0.002)との比較では、解析結果として0.002を超えるひずみが生じている領域は、上記の応力からの評価結果と同様立坑深部、スパイラル坑道及び主要ステージ研究坑道壁面である。

以上の結果から、基本ケースにおいてはGL-700m以深の主立坑部、スパイラル坑道、主要ステージ研究坑道において岩盤損傷が発生する可能性がある。

### b) 応力再配分領域の範囲

変位1.0mm、0.5mmの等コンター線は、立坑、水平坑道から水平方向に約50m、約100mの位置にある(図 5.1.4, 5)。本解析ではハード・ソフトの制約からメッシュ分割が粗く、結果として影響範囲が大きめに現われることを考慮すると、応力再配分により変位が生じる領域は研究坑道から最大でも数十m程度と考えられる。図 5.1.3 は、立坑垂直断面および副ステージ研究坑道、主要ステージ研究坑道(GL-976m研究坑道、GL-1000m研究坑道)での水平面内の変位分布を概略的に示したものである。

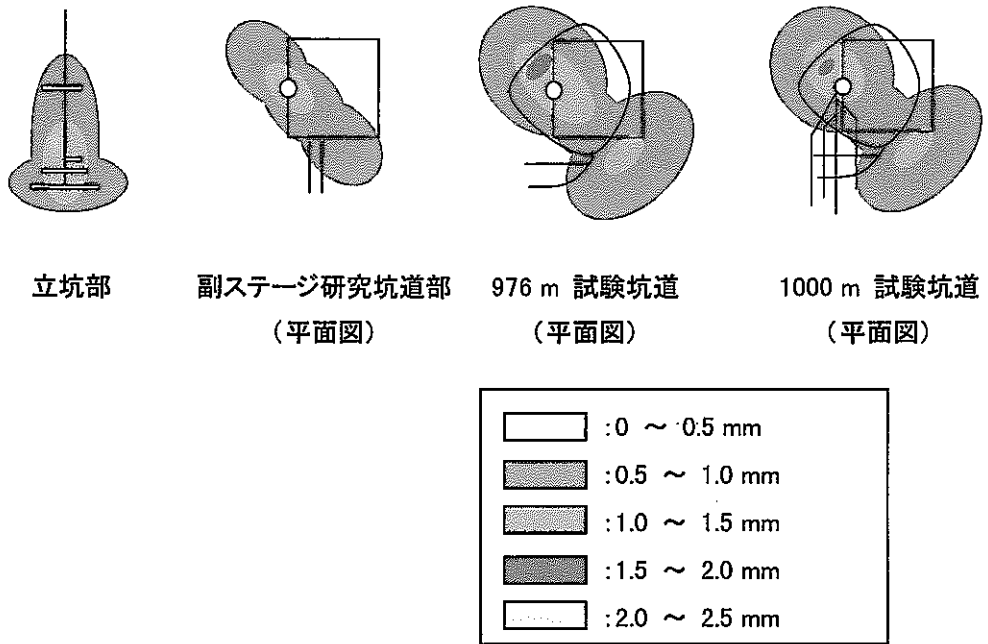


図 5.1.3 立坑部, 副ステージ研究坑道部(深度 500m 試験坑道),  
主要ステージ研究坑道(深度 976m, 1000m 試験坑道)の変位分布



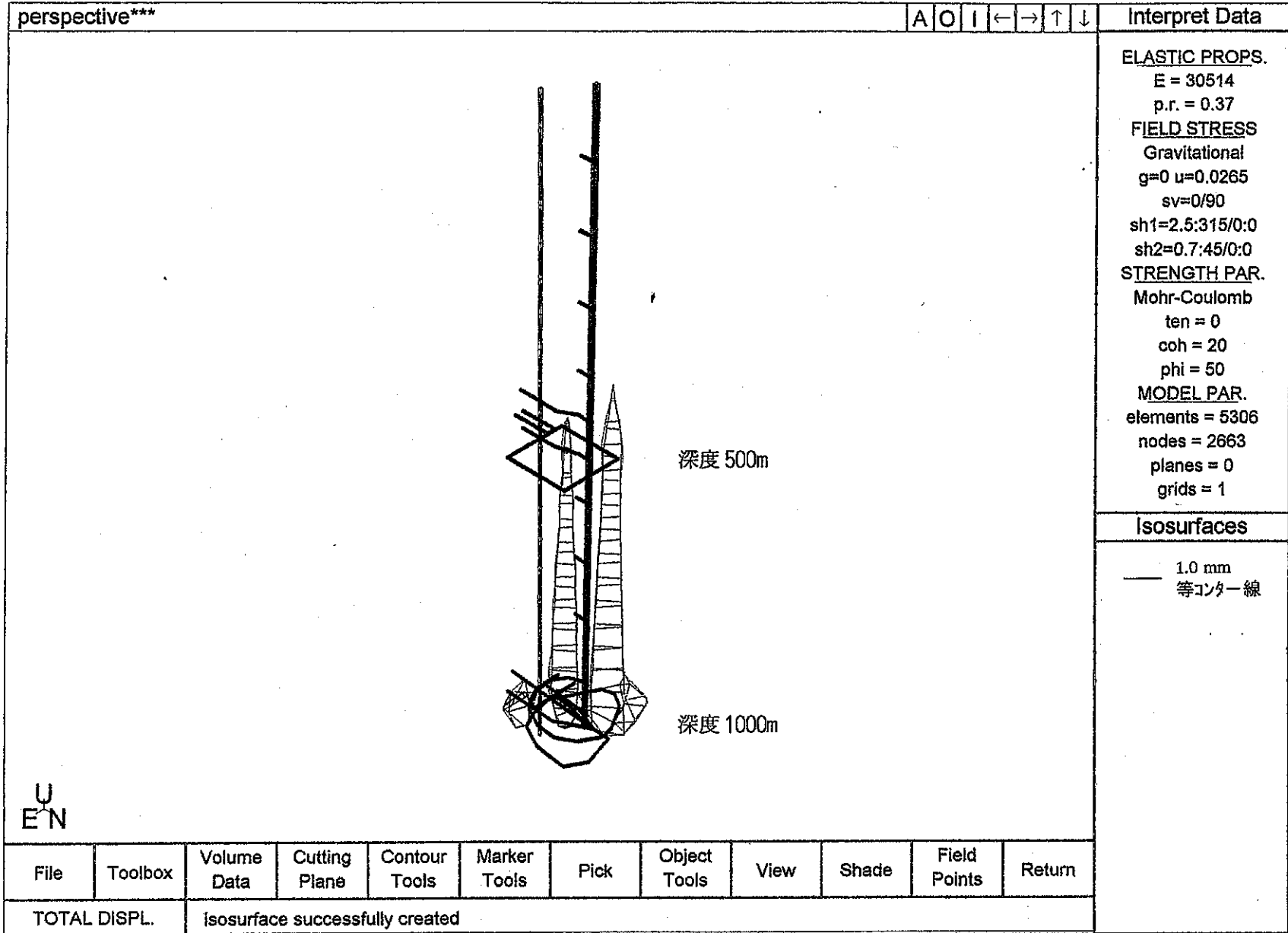


図5. 1. 4 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量 1.0mm, Case 1, 単層モデル, 現計画レイアウト最大水平面内主応力 NW 方向)

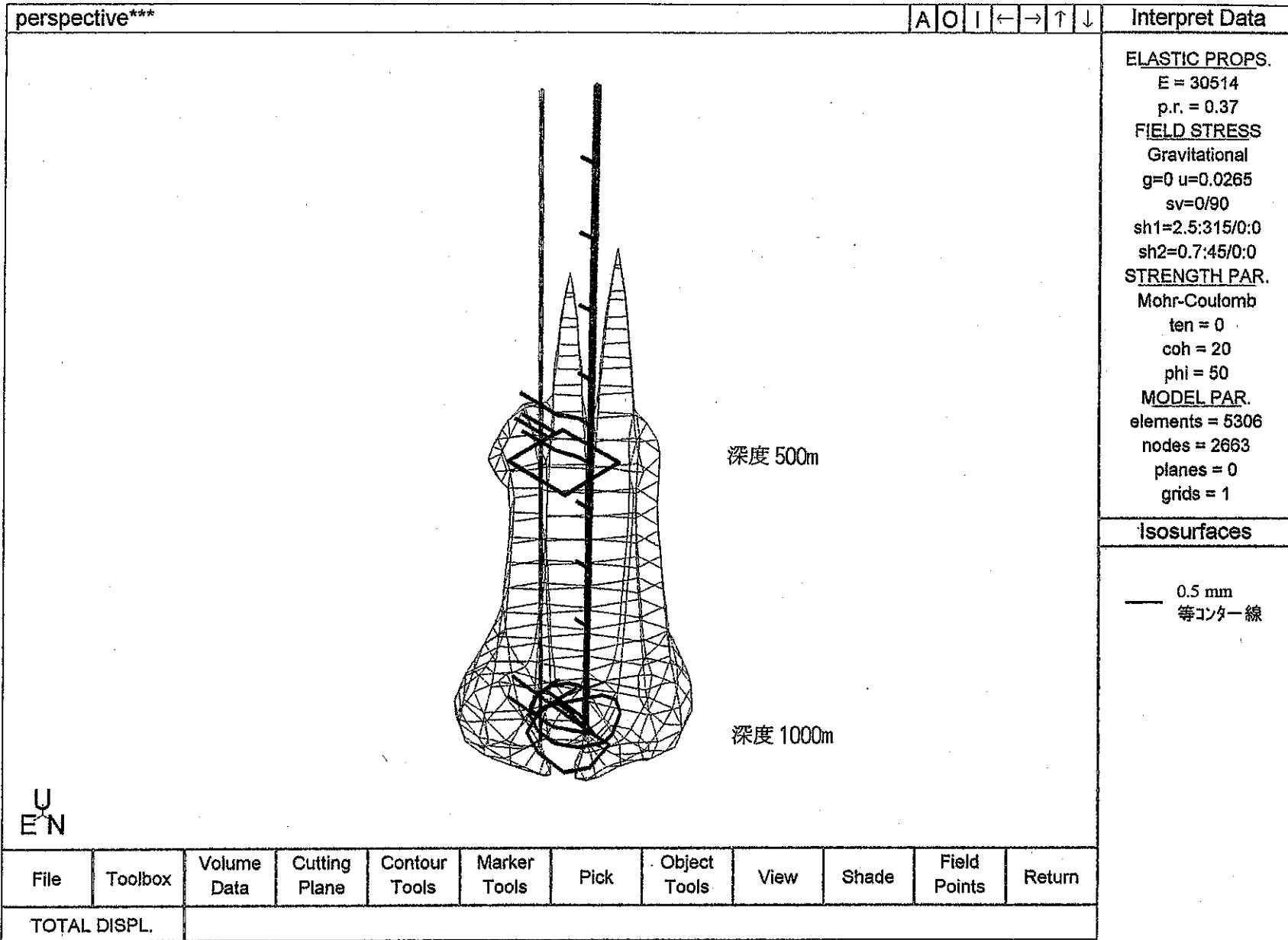


図5. 1. 5 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量0. 5mm, Case 1, 単層モデル, 現計画レイアウト[最大水平面内主応力NW方向])

## 5.2 各坑道展開方向における力学的影響範囲

現在の坑道レイアウト(案)をベースとして、立坑を中心に坑道を反時計回りに45°、90°、135°回転させた場合の解析を実施した。5.1の基本ケースの解析と同様にCase1の岩盤物性及び初期応力条件を使用した場合の解析結果について述べる。

現計画レイアウトを時計回りに45°、90°、135°回転した場合の立坑および坑道の壁面での最大応力、最大変位、最大ひずみの解析結果を以下のように示した。

### 単層モデルの場合

応力	: Ap-図 2.1 ~ 4	(初期応力4方向)
変位	: Ap-図 2.5 ~ 8	(初期応力4方向)
ひずみ	: Ap-図 2.9 ~ 12	(初期応力4方向)

### 1) 解析結果

#### a) 応力

各坑道展開方向(現計画レイアウト、初期応力を45°、90°、135°回転)における坑道壁面での応力解析結果をAp-図2.1~4にまとめた。また、表5.2.1に各展開方向における立坑部、副ステージ研究坑道部、主要ステージ研究坑道部に発生する最大応力値を示した。

#### <主立坑部>

主立坑壁面での最大応力値とその発生位置は、以下のとおりである。

- |                           |          |         |
|---------------------------|----------|---------|
| ①現計画レイアウト(最大主応力方向:N45° W) | 南西側, 北東側 | :90MPa  |
| ②坑道展開方向を 45° 時計回りに回転      | 東側, 西側   | :110MPa |
| ③坑道展開方向を 90° 時計回りに回転      | 北西側, 南東側 | :90MPa  |
| ④坑道展開方向を135° 時計回りに回転      | 北側, 南側   | :110MPa |

①~④のケースいずれも立坑壁面上の最大応力は、立坑深部の立坑と最小主応力方向が交差する位置に発生する(図 5.2.1 参照:最大応力発生位置を赤色、応力が初期応力より大きくなる領域を青色で明示)。現計画レイアウトと比較すると、現計画レイアウトに対し、坑道展開方向が45°回転した場合(②のケース)、135°回転した場合(④のケース)に坑道壁面上の最大応力値が大きくなっている。これは、最大主応力の作用方向に対する他坑道(主要ステージ研究坑道等)の展開方向の影響が三次元的に現れたためである。

立坑周辺部の応力分布については、メッシュ間隔の粗さにより各ケースに有意な差は認められなかった。

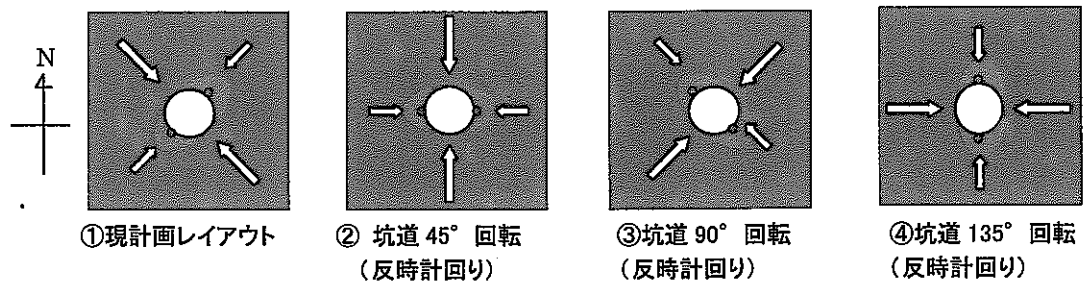


図 5.2.1 立坑壁面および立坑周辺で最大応力が発生する位置  
(最大応力発生位置:赤色, 応力が初期応力より大きくなる領域:青色)

<副ステージ研究坑道(GL-500m)>

現計画レイアウトのケース(ケース①)では、副ステージ坑道のほぼ全域にわたり天盤・底盤部に応力集中が認められていた。各ケースにおける坑道天盤部における応力集中領域(最大応力が30MPa以上の領域)の範囲を図示したものが図 5.2.2 である。同図ではケース②及びケース④で応力集中域が基本ケースと比べ狭くなっており、かつケース④の場合に坑道壁面上の応力集中領域が相対的に最も小さい。しかし、ケース②、④の場合は、応力集中域が坑道天盤部ではなく側壁部になっている箇所がある(Ap-図 2.2(b),2.4(b))ことから、側壁部までを考えると応力集中域の範囲は大きく変化していない。また、ケース②、④の場合には、副ステージ坑道壁面上での応力集中が他のケースに比べ相対的に大きくなっている。坑道壁面上で発生する最大応力値は50MPa程度であり、坑道展開方向による大きな差異は認められない。また、坑道壁面上の最大再配分応力値についてもケース毎の差はほとんどなく、地山強度比では2.4程度となる。

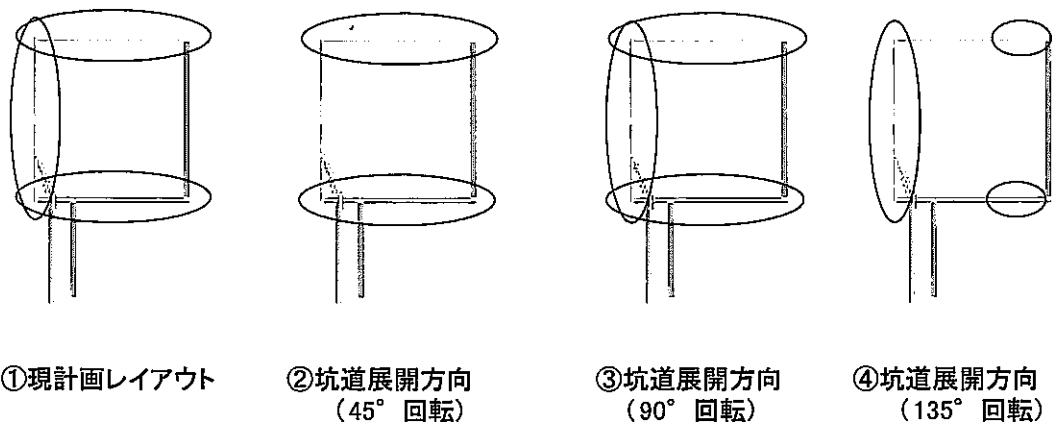


図 5.2.2 坑道展開方向による副ステージ研究坑道壁面での最大応力発生位置  
(図中の○の領域は最大応力の発生位置)

<スパイラル坑道及び主要ステージ研究坑道>

スパイラル坑道壁面では、坑道展開方向を変えた場合は、最大主応力方向と直交する坑道の天盤および底盤で大きな応力が発生している(図 5.2.3)。各ケースの最大応力値およびその発生位置を以下に示す。

①現計画レイアウト(最大主応力:N45°W)	北西側, 南東側	:130MPa
②坑道展開方向を 45° 時計回りに回転	東側, 西側	:110MPa
③坑道展開方向を 90° 時計回りに回転	南西側, 北東側	:110MPa
④坑道展開方向を135° 時計回りに回転	北側, 南側	:110MPa

現計画のレイアウトでは、主立坑とスパイラル坑道の交差部(GL-900m付近)で、130MPa 程度の最大応力が発生した。また、GL-900m以深の領域は、複雑な坑道レイアウトであることから、水平面内主応力方向と坑道展開方向との関係により、それぞれの展開方向毎に坑道壁面及び周辺岩盤中の三次元的な応力分布状態が異なる。具体的には、現計画レイアウト(ケース①)及びケース③の場合には、換気立坑壁面の最大応力が小さく、主立坑部壁面の最大応力が10~90MPa程度の範囲に分布しているが、ケース②、④の場合は換気立坑壁面上の最大応力が相対的に大きくなっており、また主立坑壁面上で70MPa(地山強度比で2を下回る)を超える最大応力の範囲が深度方向に相対的に広がっている。また、ケース②では、主要ステージ研究坑道壁面上の最大応力が最も小さい。主要ステージ研究坑道と最大主応力方向がほぼ一致しており、坑道直交方向の断面内の応力集中が最も小さくなっているからである。坑道周辺部については、最大主応力と直交する坑道周辺部で応力状態は乱れているが、その変化量はそれほど大きくない。

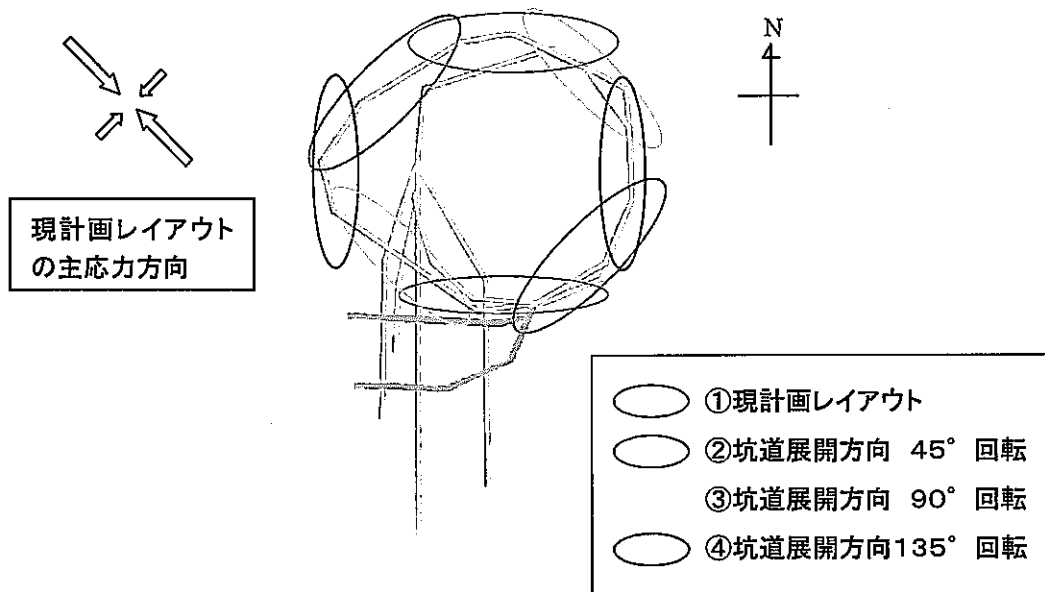


図 5.2.3 坑道展開方向変化による主要ステージ研究坑道壁面での最大応力発生位置の変化  
 ( 図中の○の領域は最大応力の発生位置)

表 5.2.1 解析結果(最大応力)のまとめ

	現計画レイアウト	坑道展開方向 45° 回転	坑道展開方向 90° 回転	坑道展開方向 135° 回転
主立坑部	90MPa	110MPa	90MPa	110MPa
副ステージ 研究坑道	50MPa	50MPa	50MPa	50MPa
主要ステージ 研究坑道	130MPa	130MPa	110MPa	110MPa

現計画レイアウト 坑道展開方向 45° 回転 坑道展開方向 90° 回転 坑道展開方向 135° 回転

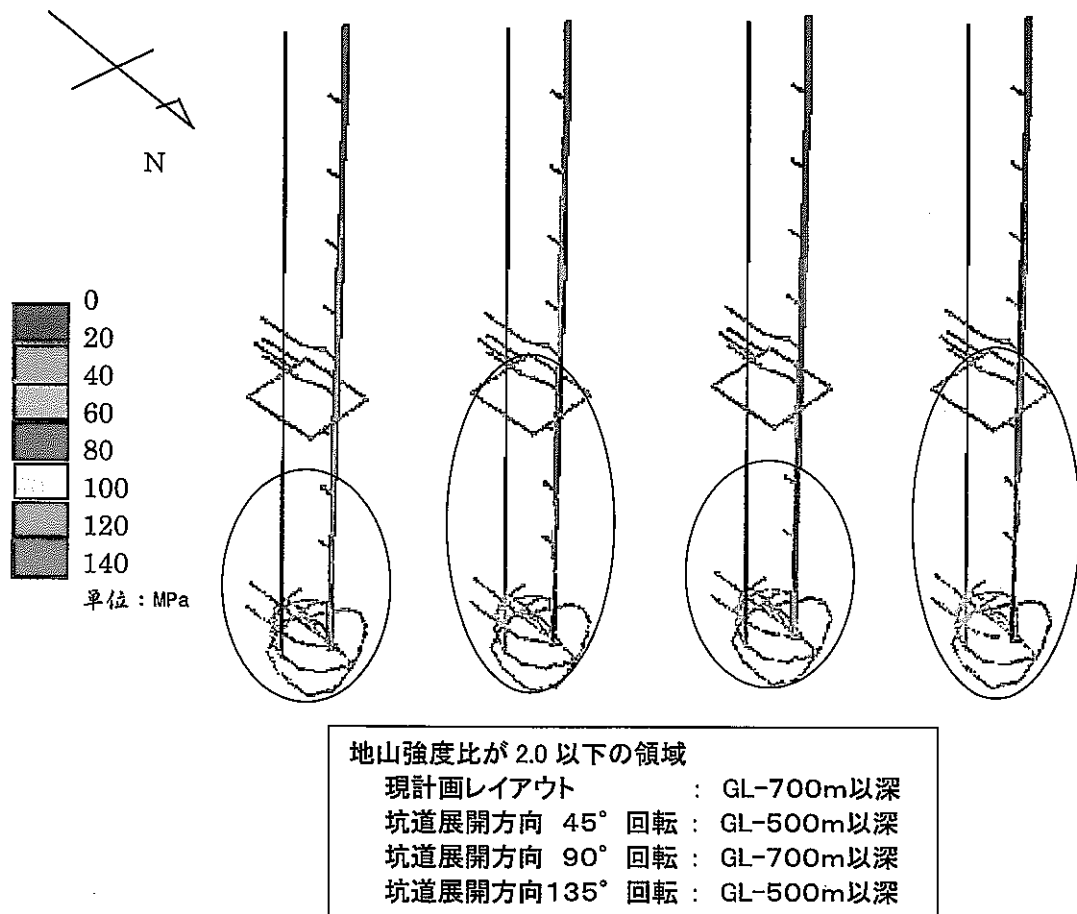


図 5.2.5 地山強度比 2.0 以下となる領域の発生位置 (図中○印)

## b)変位とひずみ

各坑道展開方向(現計画レイアウト, 坑道展開方向を立坑中心として $45^{\circ}$ ,  $90^{\circ}$ ,  $135^{\circ}$  回転)毎の岩盤変位および岩盤ひずみをそれぞれ Ap-図 2.5~8, Ap-図 2.9~12 に示した。また, 表 5.2.2, 3 に各展開方向で発生する解析結果の最大値を示した。

### <主立坑部>

主立坑壁面の最大主ひずみの値は, 坑道展開方向と最大主応力方向との関係により, 『現計画レイアウト』と『 $45^{\circ}$  回転』, 『 $90^{\circ}$  回転』, 『 $135^{\circ}$  回転』で違いが生じている。具体的には, 現計画レイアウト(ケース①)とケース③の場合には, 最大主ひずみが $0.002$ を超える領域は主立坑深部の限られた領域である(Ap-図 2.9(a), Ap-図 2.11(a))が, ケース②と④の場合には, 主立坑壁面沿いに数 100m にわたって最大主ひずみの値が $0.002$ を超える領域が現れている(Ap-図 2.10(a), Ap-図 2.12(a))。特にケース④の場合には最大主ひずみ値が $0.002$ を超える領域が副ステージ近傍(GL-500m)まで広がっていると同時に, 主立坑に 100m ピッチで連結する坑道(予備ステージ)の接合部にも $0.002$ を超えるひずみが生じている(Ap-図 2.12(a),(b))。また, 主立坑壁面における最大変位は, いずれの坑道展開方向においても, 副ステージ坑道レベル(GL-500m)以深で6mm 以上, 主立坑深部で1cm を超えている。



<副ステージ研究坑道 (GL-500m) >

坑道壁面での最大主ひずみは、坑道展開方向によらず、0.002程度である。坑道展開方向の影響は、ひずみ分布に若干現れているものの、基本ケースとケース③についてはほとんど差がなく (Ap-図 2.9(b), Ap-図 2.11(b))、ケース②、④ではそれらと比較して若干最大主ひずみが大きい領域 (0.001~0.002の領域) が狭まる程度である (Ap-図 2.10(b), Ap-図 2.12(b))。変位については、坑道展開方向の影響が坑道接合部に若干現れているものの、副ステージ坑道全体で見ればいずれの解析ケースにおいても変位量は3mm 以下であり、差はほとんどない。

<スパイラル坑道及び主要ステージ研究坑道 >

スパイラル坑道部では、いずれのケースにおいても坑道天盤・底盤部において0.002を超えるひずみが生じている。

坑道展開方向が変わることによる影響は、副ステージ坑道と同様にひずみの分布域が変化する形で現れており、最大ひずみ値に違いはない (Ap-図 2.9(a), 2.10(a), 2.11(a), 2.12(a))。主要ステージ研究坑道では、ケース②の場合に0.002を越えるひずみが発生する領域の範囲が他のケースに比べ非常に小さくなっている (Ap-図 2.10(a))。これは、ケース②の場合は、最大主応力方向と研究坑道の方向がほぼ一致するため、坑道に直交する断面内の応力集中が最も小さくなるからである。変位についても、ひずみと同様の傾向であり、かつ最大変位量は6mm 程度であるが、ケース②以外では坑道の接合部において9mm 程度の変位が生じている。

表 5.2.2 解析結果(最大変位)のまとめ

	現計画レイアウト	坑道展開方向 45° 回転	坑道展開方向 90° 回転	坑道展開方向 135° 回転
主立坑部	1.2cm	1.2cm	1.2cm	1.2cm
副ステージ 研究坑道	0.6cm	0.6cm	0.6cm	0.6cm
主要ステージ 研究坑道	0.6cm	0.6cm	0.6cm	0.6cm

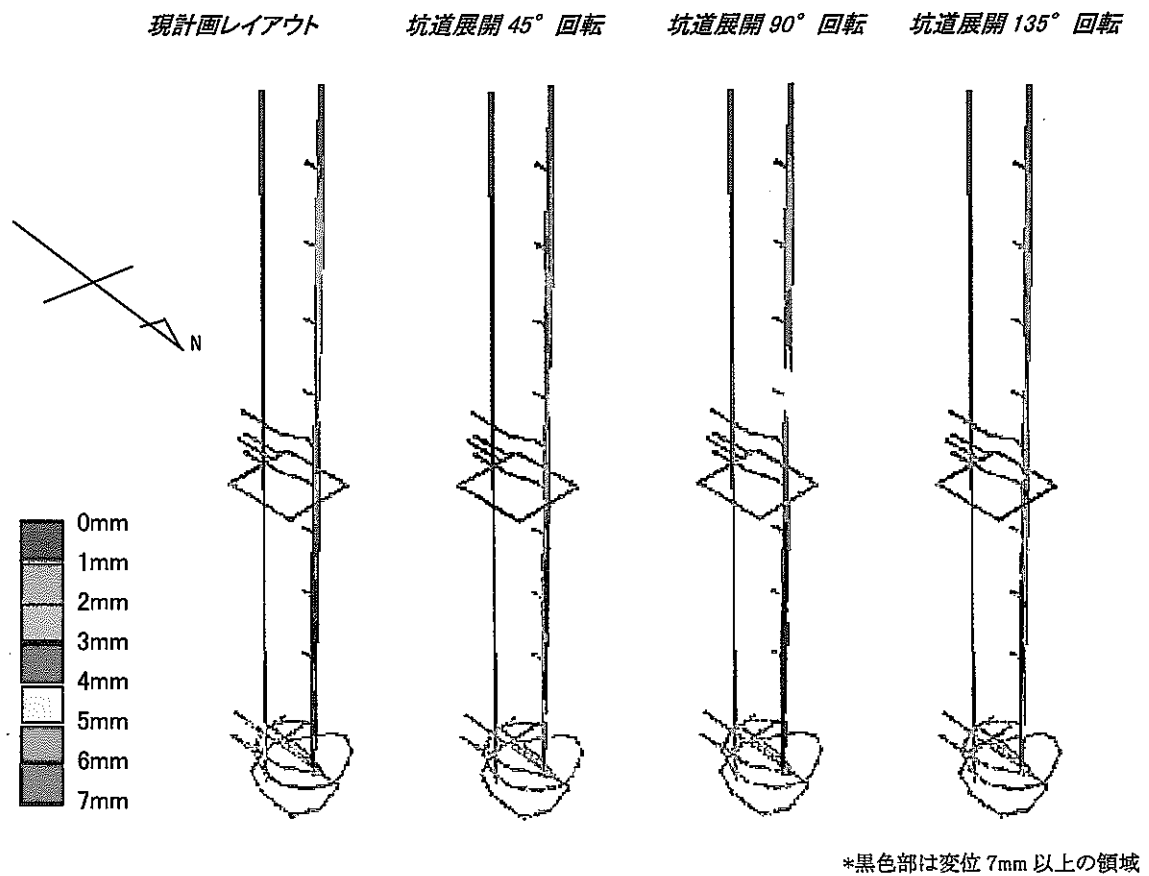


図 5.2.8 坑道及び立坑壁面上の変位分布

表 5.2.3 解析結果(最大ひずみ)のまとめ

	現計画レイアウト	坑道展開方向 45° 回転	坑道展開方向 90° 回転	坑道展開方向 135° 回転
主立坑部	0.003	0.004	0.003	0.004
副ステージ 研究坑道	0.002	0.002	0.002	0.002
主要ステージ 研究坑道	0.003	0.003	0.003	0.003

現計画レイアウト 坑道展開 45° 回転 坑道展開 90° 回転 坑道展開 135° 回転

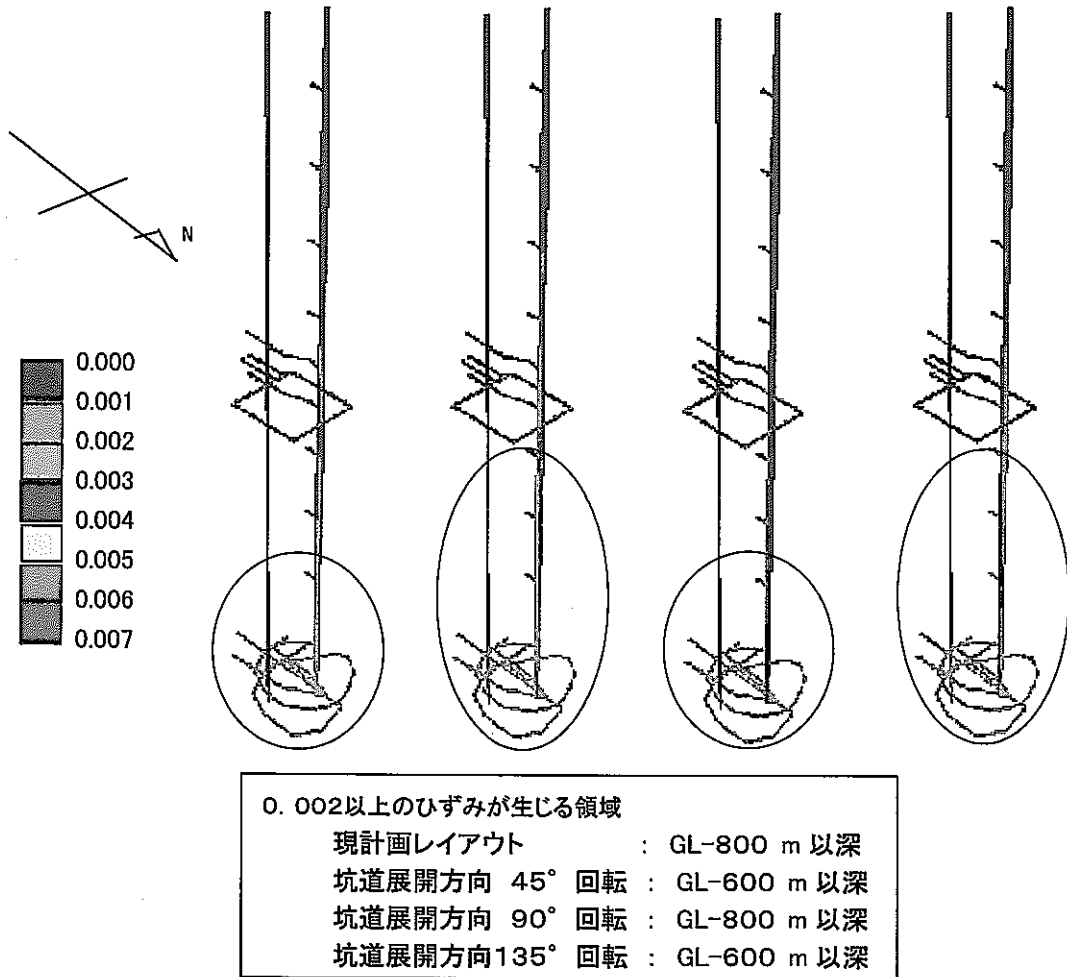


図 5.2.9 0.002以上の最大ひずみが生じる領域(図中○で囲まれた領域)

## 2) 坑道周辺の力学的影響に関する検討

### a) 岩盤の損傷可能性及びその範囲

副ステージ研究坑道においては、坑道展開方向を変化させても壁面上に発生する最大主応力や最大主ひずみ量に有意な差は認められず、地山強度比は2.4程度、最大主ひずみ量は0.002以下であることから、坑道展開方向によらず応力集中やそれに伴う変形により岩盤が損傷する可能性は低い。スパイラル坑道においては、副ステージ研究坑道と同様坑道壁面上に発生する最大応力とひずみ量は坑道展開方向の影響をほとんど受けないが、深部であるため地山強度比はほぼ1となり最大ひずみも0.002を超えるため、坑道壁面及びその近傍で部分的に岩盤が損傷する可能性がある。主要ステージ研究坑道では、坑道展開方向による解析結果の差が相対的に大きく、最大主応力方向と坑道展開方向がほぼ一致する場合は、岩盤の損傷は生じないがそれ以外のケースでは岩盤の損傷が部分的に生じる可能性がある。

坑道展開方向の影響を三次元的に最も強く受けるのは主立坑部である。具体的には、坑道展開方向が現計画レイアウトに対して45°あるいは135°回転した場合は、坑道壁面上で地山強度比が2.0を下回るあるいはひずみ量が0.002を超えるような領域の深度方向の広さが副ステージ近傍からGL-1000mの範囲に達している。この違いは、周辺の三次元的な坑道レイアウトと最大主応力方向との関係により生じたものであり、三次元解析を実施しなければ得られない結果である。

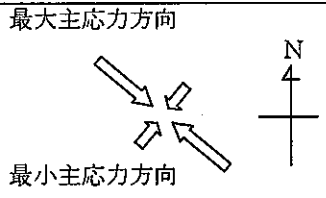
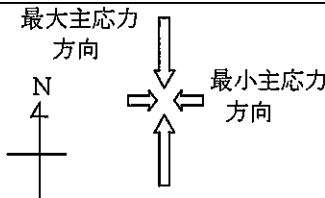
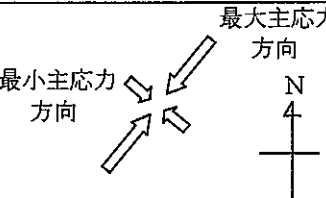
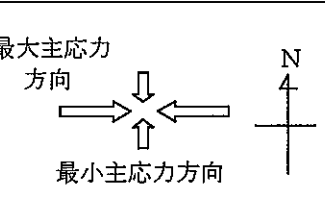
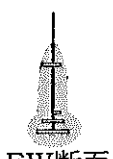
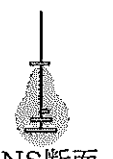



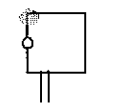

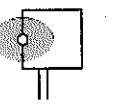
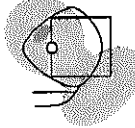
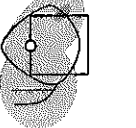

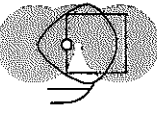
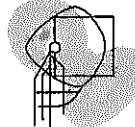


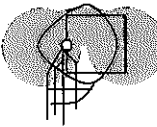
### b) 応力再配分領域の範囲

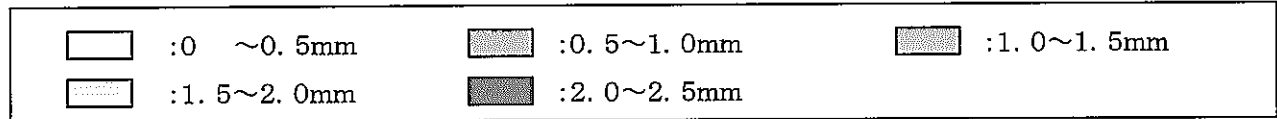
各展開方向の坑道周辺での変形状態を一覧表にしたものを表5.2.4に示す。また、各展開方向における岩盤変位1.0mm、0.5mmの等コンター線を以下に示した。

- |                          |              |
|--------------------------|--------------|
| ①現計画レイアウト(最大主応力方向:N45°W) | 図 5.2.10, 14 |
| ②坑道展開方向を 45° 時計回りに回転     | 図 5.2.11, 15 |
| ③坑道展開方向を 90° 時計回りに回転     | 図 5.2.12, 16 |
| ④坑道展開方向を135° 時計回りに回転     | 図 5.2.13, 17 |

変位1mmの等変位コンターは、円錐形の形状をしており、現計画レイアウト及び坑道展開方向を90°回転したケース(ケース③)では、水平面内では主立坑部を中心として最大主応力方向に約100m程度の範囲まで伸びており、深度方向には副ステージ坑道レベル(GL-500m)まで伸びている。本解析は弾性解析であることから、この結果は、現計画レイアウト及び坑道展開方向が90°回転した場合は、a)で示したように坑道壁面近傍の応力状態や変位量が小さい分その周辺の領域の変形が相対的に大きくなったことにより生じたと考えられる。一方、坑道展開方向を45°及び135°時計回り回転した場合には、逆に坑道壁面及び近傍における応力集中や変形が大きいため、1mmの等変位コンターはスパイラル坑道の最大主応力方向に直交する部分の近くのみ発生し、その水平方向・深度方向の範囲も非常に狭くなっている。これらの結果は、岩盤が連続体もしくはそれに近い物体として挙動した場合は、応力再配分領域の三次元的な広がり、坑道展開方向の影響を強く受けることを示している。

表5.2.4 各坑道展開方向の坑道周辺の変位分布 (Case1)

	現計画レイアウト	初期応力45°回転	初期応力90°回転	初期応力135°回転
	最大主応力方向  最小主応力方向	最大主応力方向  最小主応力方向	最大主応力方向  最小主応力方向	最大主応力方向  最小主応力方向
立坑, 予備ステージ	 副ステージ 主要ステージ EW断面	 副ステージ 主要ステージ NS断面	 副ステージ 主要ステージ EW断面	 副ステージ 主要ステージ NS断面
副ステージ (500m坑道)				
主要ステージ (976m試験坑道)				
主要ステージ (1000m坑道)				



perspective\*\*\*

A O | ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.

E = 30514

p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5;315/0:0

sh2=0.7;45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306

nodes = 2663

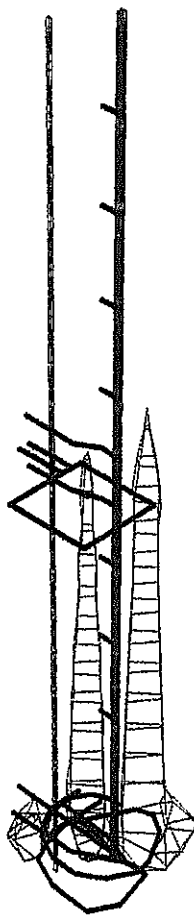
planes = 0

grids = 1

Isosurfaces

1.0 mm

等コンター線



深度 500m

深度 1000m

NE

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

isosurface successfully created

図5. 2. 10 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図 (変位量1. 0mm, Case 1, 単層モデル, 現計画シフトアウト[最大水平面内主応力NW方向])

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
 FIELD STRESS  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:0/0:0  
 sh2=0.7:90/0:0  
 STRENGTH PAR.  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
 MODEL PAR.  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

1.0 mm  
 等コンター線

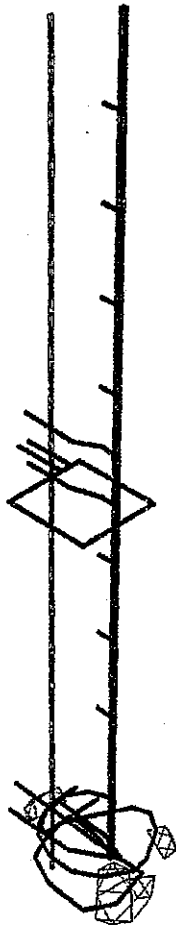


図 3.2 正馬様用地における地質構造の概念図<sup>5)</sup>

UN

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
TOTAL DISPL.		isosurface successfully created									

図5. 2. 11 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量1. 0mm, Case 1, 単層モデル, 最大水平面内主応力方向45°回転)

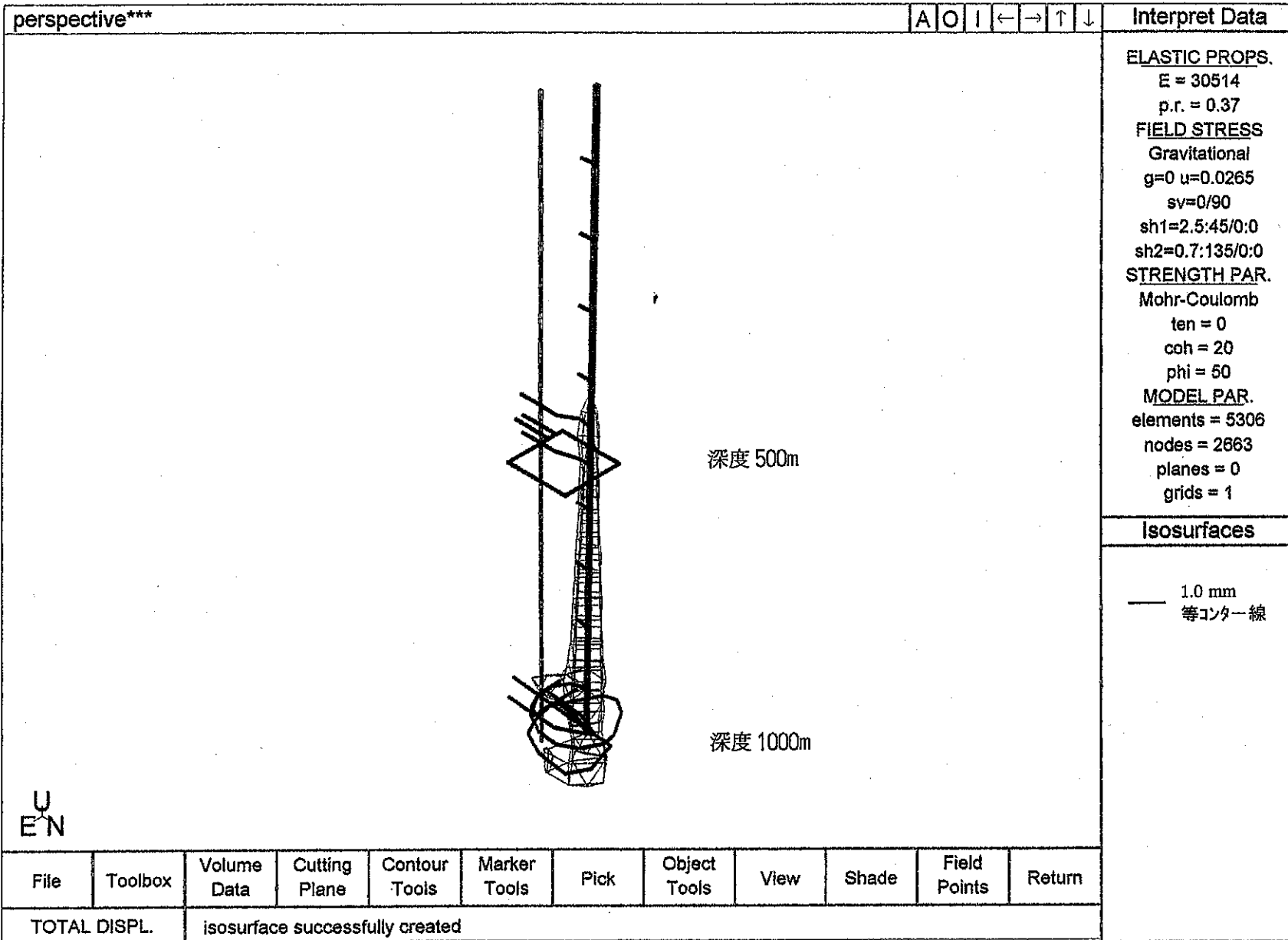


図5. 2. 12 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量1. 0mm, Case 1, 単層モデル, 最大水平面内主応力方向90° 回転)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.

E = 30514  
p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational  
g=0 u=0.0265  
sv=0/90  
sh1=2.5:90/0:0  
sh2=0.7:180/0:0

STRENGTH PAR.

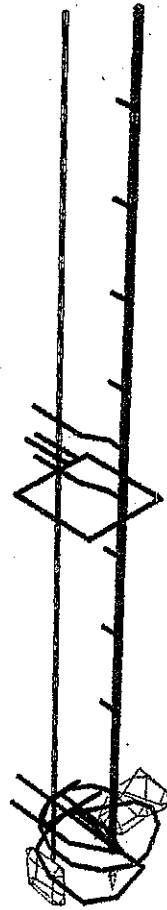
Mohr-Coulomb  
ten = 0  
coh = 20  
phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306  
nodes = 2663  
planes = 0  
grids = 1

Isosurfaces

— 1.0 mm  
等エンター線



深度 500m

深度 1000m

UC

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

isosurface successfully created

図5. 2. 13 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位エンター線図  
(変位量1. 0mm, Case1, 単層モデル, 最大水平面内主応力方向135° 回転)

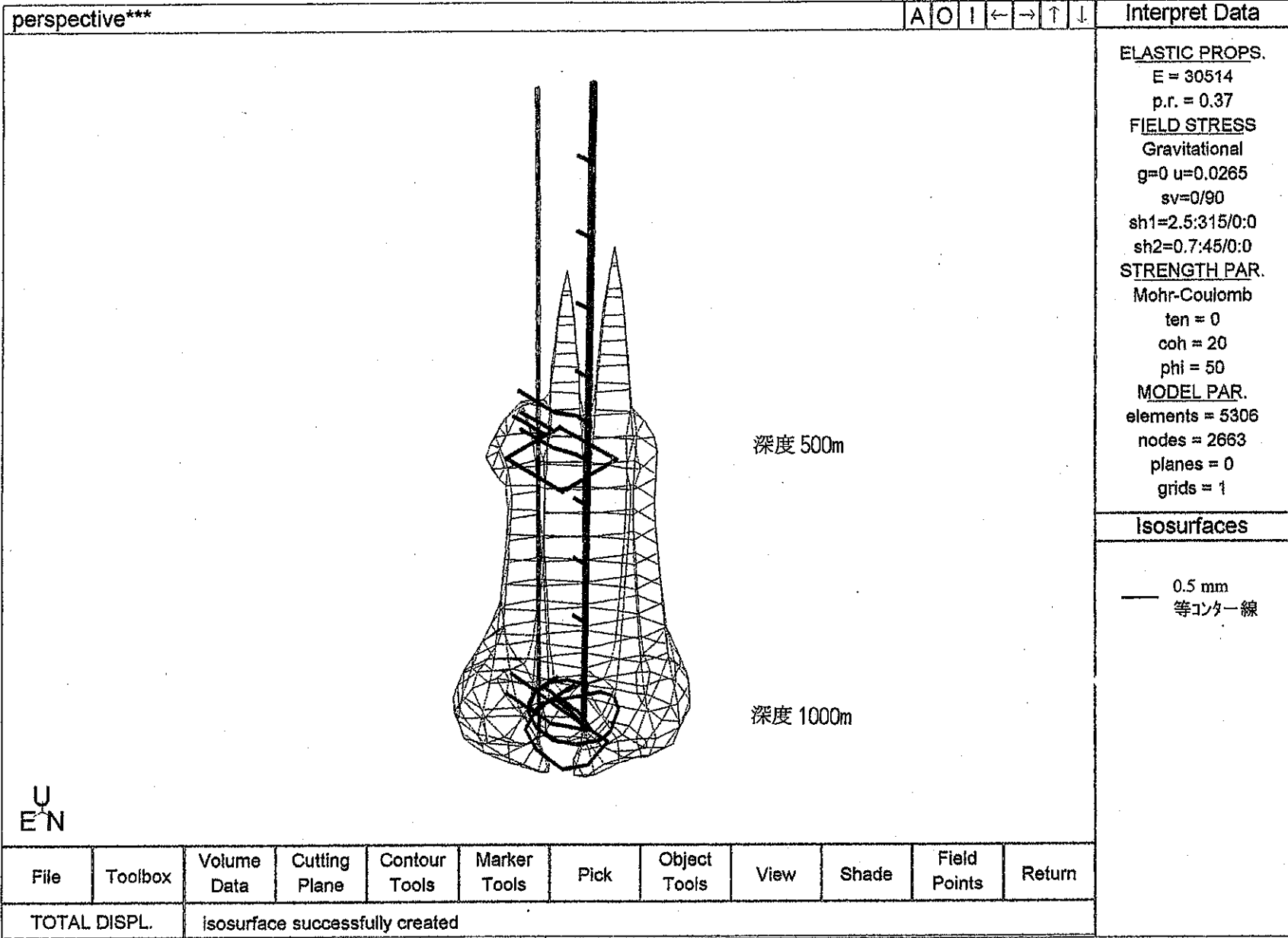


図5. 2. 14 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量0.5mm, Case 1, 単層モデル, 現計画レイアウト[最大水平面内主応力NW方向])

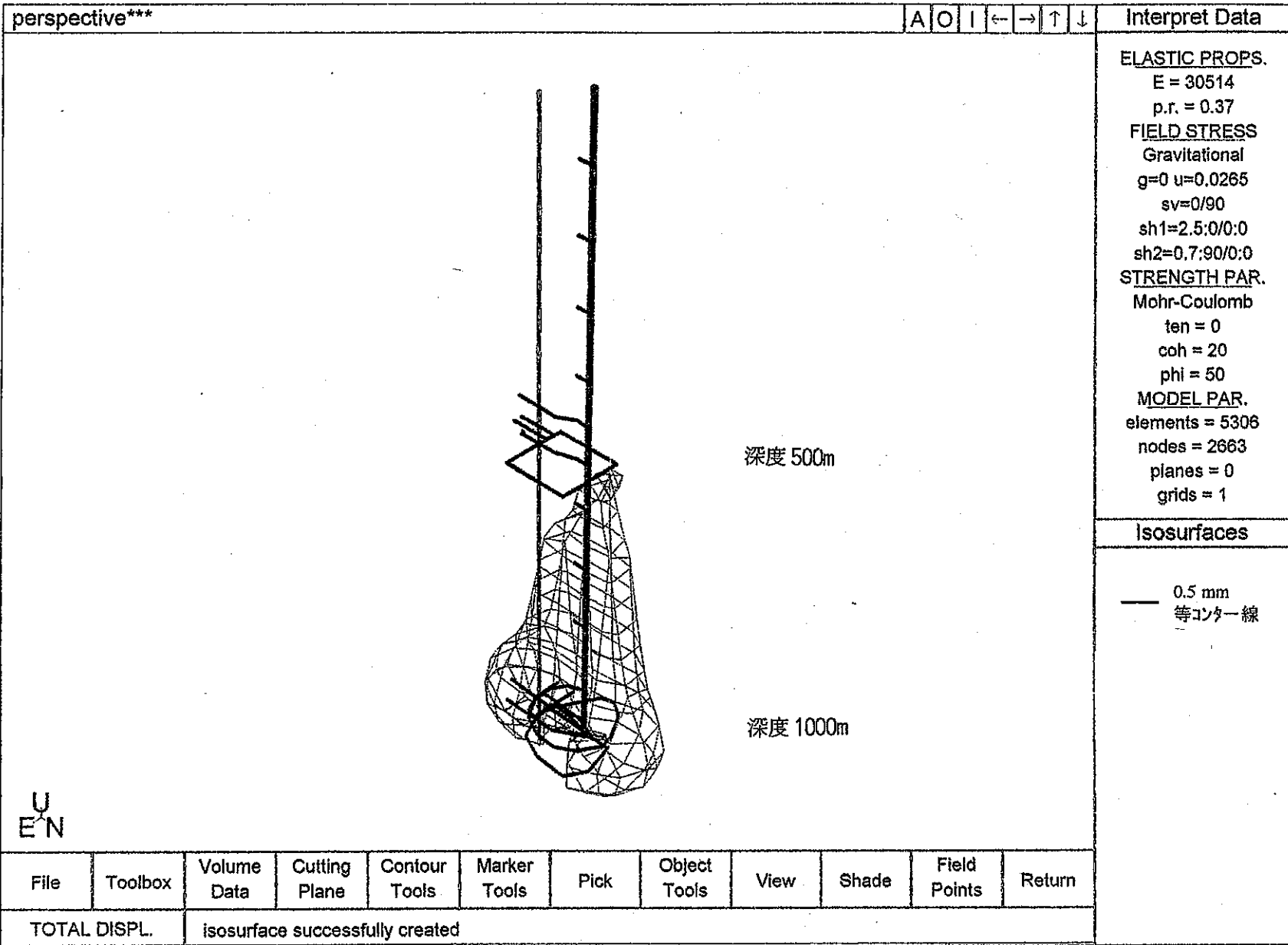
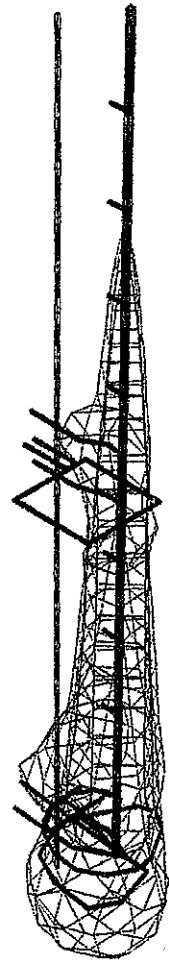


図5. 2. 15 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量0. 5mm, Case 1, 単層モデル, 最大水平面内主応力方向45° 回転)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

ELASTIC PROPS.

E = 30514  
p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational  
g=0 u=0.0265  
sv=0/90  
sh1=2.5:45/0:0  
sh2=0.7:135/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb  
ten = 0  
coh = 20  
phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306  
nodes = 2663  
planes = 0  
grids = 1

Isosurfaces

0.5 mm  
等コンター線

UC  
EN

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

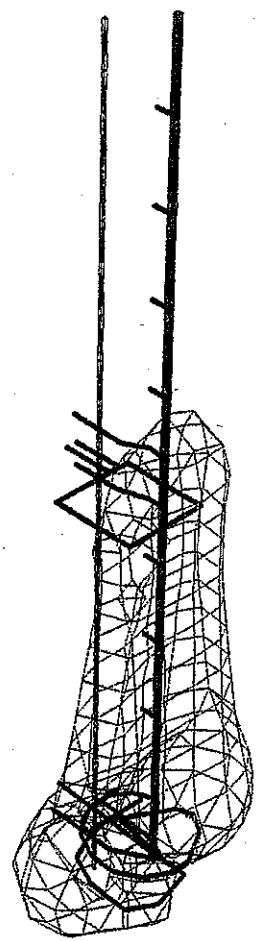
TOTAL DISPL.      isosurface successfully created

図5. 2. 16 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
(変位量0. 5mm, Case 1, 単層モデル, 最大水平面内主応力方向90° 回転)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:90/0:0  
 sh2=0.7:180/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

— 0.5 mm  
 等コンター線

ENC

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL. isosurface successfully created

図5. 2. 17 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図  
 (変位量0.5mm, Case1, 単層モデル, 最大水平面内主応力方向135°回転)

### 5.3 各岩盤物性値における力学的影響範囲

現計画レイアウト(最大主応力:N45° W方向)で超深地層研究所を掘削した場合について, 岩盤物性値(弾性係数)の違いによる計算結果への影響を比較した。なお, 最大応力及びその分布については, 坑道壁面での変位の拘束がないことから有意な差がないため(解析結果は別冊中に示す。), ここでは解析物性値の違いによる影響を変位・ひずみに基づき検討する。

#### 単層モデルの場合

変位	: Ap-図 3.1	～	図 3.5	(坑道壁面: Case1～5)
	別冊-図 3.1.1.1-2(d)	～	図 3.1.1.5-2(d)	(坑道周辺, 副ステージ研究坑道 : Case1～5)
	別冊-図 3.1.1.1-3(d)	～	図 3.1.1.5-3(d)	(坑道周辺, 976m研究坑道 : Case1～5)
	別冊-図 3.1.1.1-4(d)	～	図 3.1.1.5-4(d)	(坑道周辺: 1000m研究坑道 : Case1～5)
ひずみ	: Ap-図 3.6	～	図 3.10	(坑道壁面: Case1～5)

#### 1) 解析結果

各物性値における立坑, 坑道壁面に発生する最大変位, 最大ひずみを表 5.3.1, 2 に, また, 立坑および坑道周辺での変位分布, ひずみ分布を表 5.3.3 に示した。基本ケース(単層モデル, 現計画レイアウト, 解析物性値 Case1)の結果と他の解析結果を比較すると, 室内力学試験結果と割れ目指数  $k=1.0$  (岩盤内に割れ目, 風化が少ない)を用いて算出した物性値で解析した Case2, 4 と  $k=0.7$  (岩盤内に割れ目, 風化を有する)として算出した Case3, 5 の弾性係数の違いは 5% 以下であるため, 解析結果も差がない。本報告で実施した解析はすべて弾性解析であるため, 与えた初期応力条件や坑道レイアウトが同一であれば, 掘削解析によって生じる変形量は弾性係数に比例した形で変化することから, 以降の解析結果の比較は弾性係数の差が大きい Case1～3 について実施する。なお, Case3, 5 のポアソン比は, Case2, 4 の値をそのまま用いている。

#### <主立坑部>

主立坑壁面におけるひずみ分布を見ると, 現計画レイアウト(Case1)の場合は GL-800m 付近から最大ひずみ量が 0.002 以上を示す領域が生じている。一方, 最も弾性係数の大きい Case 2 の場合は, そのレベルのひずみが生じている範囲はスパイラル坑道付近(GL-900m 以深)に限定される。最も弾性係数が小さい Case3 の場合は, 0.002 以上のひずみが生じる領域は著しく拡大し, 主立坑壁面の GL-400m 以深ではそのレベル以上のひずみが生じる結果となる。ちなみに, 最大ひずみ量は, 同様に GL-1000m 地点で Case1 で 0.003, Case 2 で 0.002, Case3 で 0.004 となる。

主立坑壁面での最大変位は Case1 で 1.2cm となるが, Case2 では 0.9cm, Case3 では 1.8cm である。特に, 最も弾性係数が小さい Case3 の場合は, 副ステージ坑道レベルにおいても 1cm を超える変位が生じる。一方, 主立坑周辺部での最大変位は, Case1 で 1.5mm (坑道壁面では 1.

2cm), Case2で1.0 mm(坑道壁面では0.9cm), Case3で2.0mm(坑道壁面では1.8cm)以下である(別冊-図 3.1.1.1-2(d)~図 3.1.1.5-2(d), 図 3.1.1.1-3(d)~図 3.1.1.5-3(d), 図 3.1.1.1-4(d)~図 3.1.1.5-4(d))。

#### <副ステージ研究坑道(GL-500m)>

副ステージ坑道壁面での最大ひずみは, Case1, 3において本報告で規定した岩盤損傷が発生する可能性のあるひずみ量(0.002)に等しく, Case2はより小さい値(0.001)となる(図 5.3.2, 表 5.3.2)。坑道壁面での最大変位は, Case1, 2では6mmであるが, Case3は1.2cmで2倍の値である。

#### <主要ステージ研究坑道>

スパイラル坑道部, 1000m研究坑道の壁面での最大変位は, Case1, 2で6mm, Case3で1.2cmとなる(図 5.3.1, 表 5.3.1)。また, 最大ひずみ(Case1:0.003, Case2:0.002, Case3:0.004)は, いずれのケースにおいても0.002より大きい(図 5.3.2, 表 5.3.2)。

坑道周辺部では, 弾性係数の大きいCase2では応力再配分範囲は小さくなり, 弾性係数の最も小さいCase3では, 岩盤変位が大きく, 応力再配分領域も他ケースと比べて大きくなる(別冊-図 3.1.1.1-3(d)~図 3.1.1.5-3(d), 図 3.1.1.1-4(d)~図 3.1.1.5-4(d))。具体的には, Case3の場合1mm以上の変位が発生する領域がCase1の場合に比べ水平方向に1.5倍程度拡大し, Case2の場合, その領域はスパイラル坑道の内側に限定される。

表 5.3.1 解析結果(最大変位)のまとめ

	Case1	Case2	Case3
主立坑部	1.2cm	0.9cm	1.8cm
副ステージ 研究坑道	0.6cm	0.6cm	1.2cm
主要ステージ 研究坑道	0.6cm	0.6cm	1.2cm

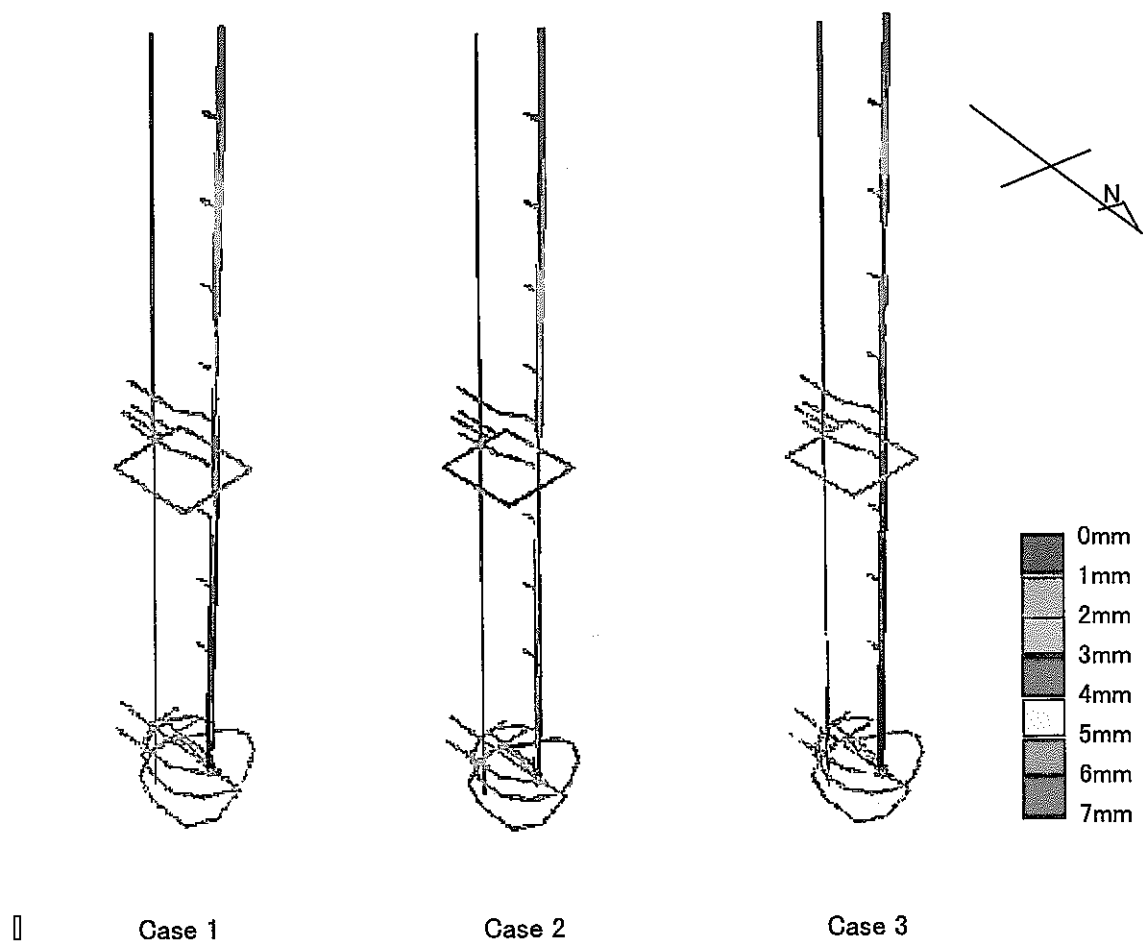


図 5.3.1 坑道及び立坑壁面上の変位分布



表 5.3.2 解析結果(最大ひずみ)のまとめ

	Case1	Case2	Case3
主立坑部	0.003	0.002	0.004
副ステージ 研究坑道	0.002	0.001	0.002
主要ステージ 研究坑道	0.003	0.002	0.004

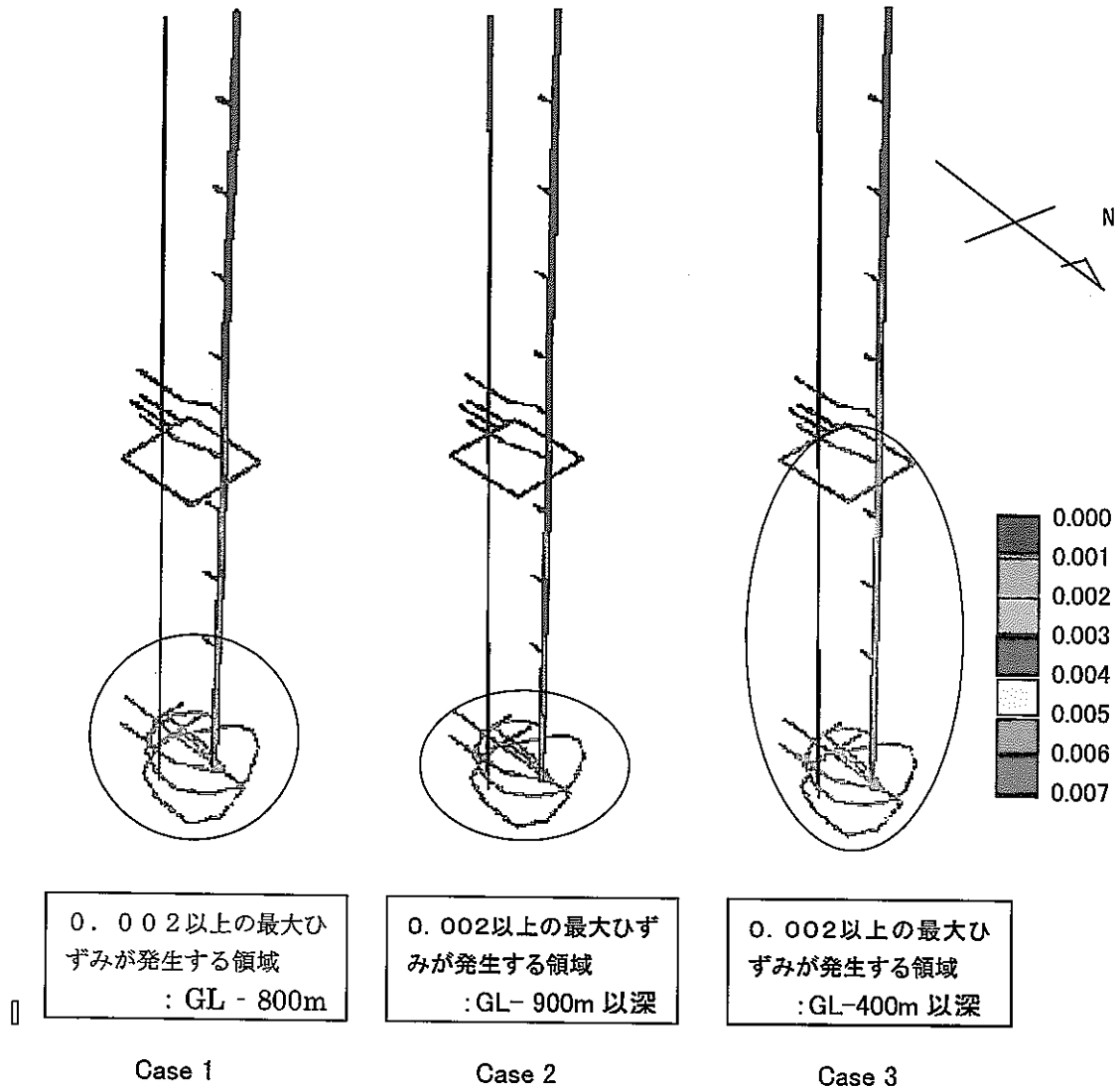
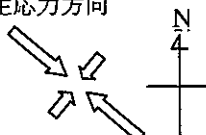
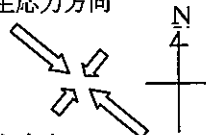
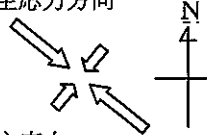
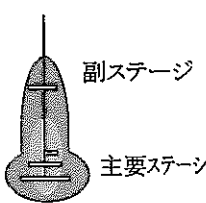
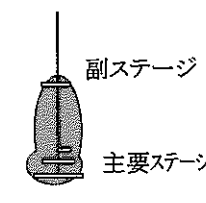
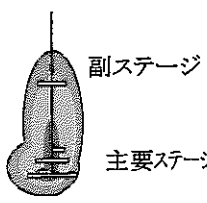
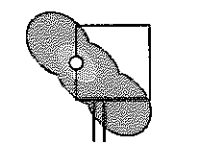
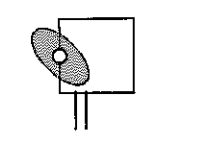
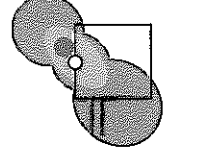
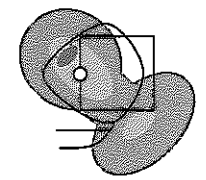
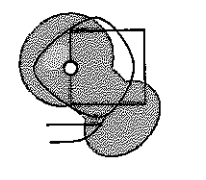
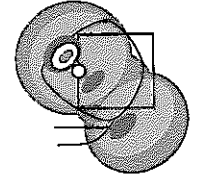
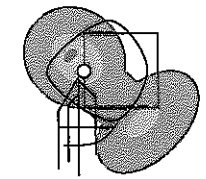
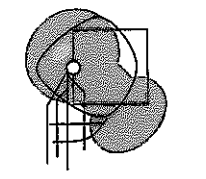
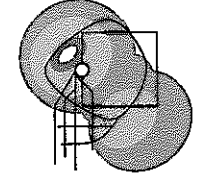
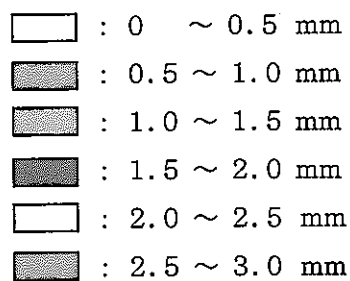


図 5.3.2 0.002以上の最大ひずみが発生する領域 (図中○印)

表 5.3.3 立坑および坑道周辺の概略的な変位分布

	Case1	Case2	Case3
	最大主応力方向  最小主応力方向	最大主応力方向  最小主応力方向	最大主応力方向  最小主応力方向
主立坑 予備ステージ			
副ステージ (500m坑道)			
主要ステージ (976m試験坑道)			
主要ステージ (1000m試験坑道)			
岩盤物性値	[Case 1] 弾性係数 30514MPa ポアソン比 0.37	[Case 2] 弾性係数 44850MPa ポアソン比 0.32	[Case 3] 弾性係数 21977MPa ポアソン比 0.32



## 2) 坑道周辺の力学的影響に関する検討

### a) 岩盤の損傷可能性及びその範囲

基本ケース(Case1)以外の解析ケース(Case2,3)のうち, Case3 で設定した岩盤物性値を用いた場合には, 立坑深部, 副ステージ研究坑道, 主要ステージ研究坑道壁面上に生じるひずみは, 本報告で規定した損傷ひずみ以上であり, 坑壁近傍の岩盤が損傷する可能性が高いものと推定される(図 5.3.1, 2)。

Case3の物性値は, Case2の物性値に割れ目, 風化等を考慮した割れ目係数( $k=0.7$ )を乗じて算出したものであり, Case2とCase3の弾性係数は, 2:1の関係にある。解析上, 立坑壁面では自由変形条件となっているため, この条件下では物性値の違いに関わらず掘削により生じる応力は同一であり, ポアソン比が固定されていれば, ひずみは弾性係数に反比例する。つまり, 弾性係数が半分( $k=0.7$ の場合)になれば, ひずみは2倍となる(弾性係数が1:2の関係にあるとき, ひずみおよび変位は2:1の関係にある)。

### b) 応力再配分領域の範囲

坑道掘削に伴う応力再配分領域の範囲を調べるために, 変位1.0mm, 0.5mmの等コンター線図を以下のように示した。変位が1mmを越える領域は, 立坑及び坑道から数十mの範囲となる。

- ①Case1      図 5.3.3, 6
- ②Case2      図 5.3.4, 7
- ③Case3      図 5.3.5, 8

変位1.0mm, 0.5mmの等コンター線で各ケースを比較すると, 応力再配分の範囲は表 5.3.4となる。

表 5.3.4 岩盤変位から推定した応力再配分領域の範囲(現計画レイアウト, 単層モデル)  
[岩盤変位1.0mm, 0.5mmの等コンター線]

	Case1	Case2	Case3
変位 1.0mm	立坑壁面から約50m 坑道壁面から約50m	立坑壁面から約50m —	立坑壁面から約50m 坑道壁面から約60m
変位 0.5mm	立坑壁面から約100m 坑道壁面から約100m	立坑壁面から約50m 坑道壁面から約60m	立坑壁面から約100m 坑道壁面から約120m

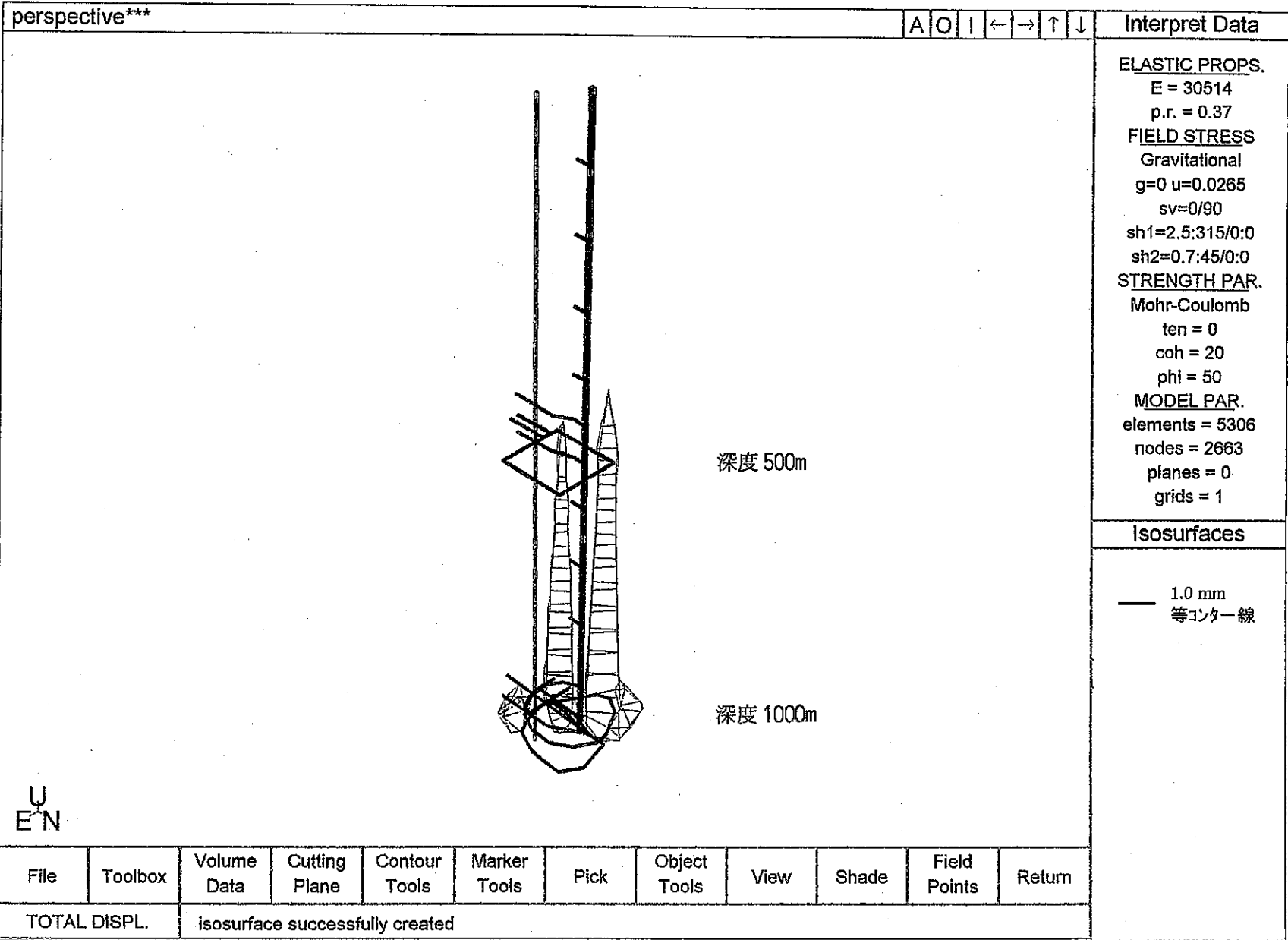


図5. 3. 3 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: Case 1  
 (変位量 1. 0mm, 単層モデル, 現計画レイアウト[最大水平面内主応力 NW 方向])

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.

E = 44850

p.r. = 0.32

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306

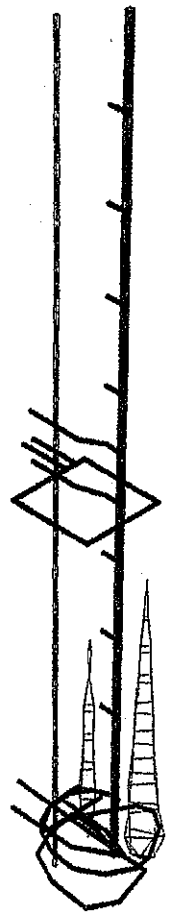
nodes = 2663

planes = 0

grids = 1

Isosurfaces

1.0 mm  
等コンター線



深度 500m

深度 1000m

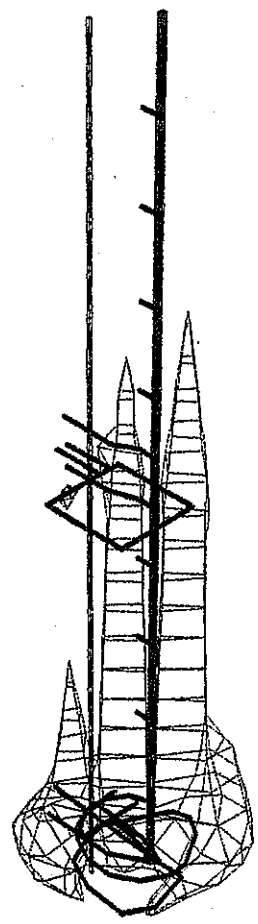
EC  
N

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.	isosurface successfully created
--------------	---------------------------------

図5. 3. 4 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: Case2  
 (変位1. 0mm, 単層モデル, 現計画レイアウト[最大水平面内主応力NW 方向])

perspective\*\*\* A O I ← → ↑ ↓ Interpret Data



**ELASTIC PROPS.**  
 E = 21977  
 p.r. = 0.32  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

**Isosurfaces**

1.0 mm  
 等コンター線

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
TOTAL DISPL.		isosurface successfully created									

ECN

図5. 3. 5 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: Case3 (変位1. 0mm, 単層モデル, 現計画レイアウト[最大水平面内主応力NW方向])

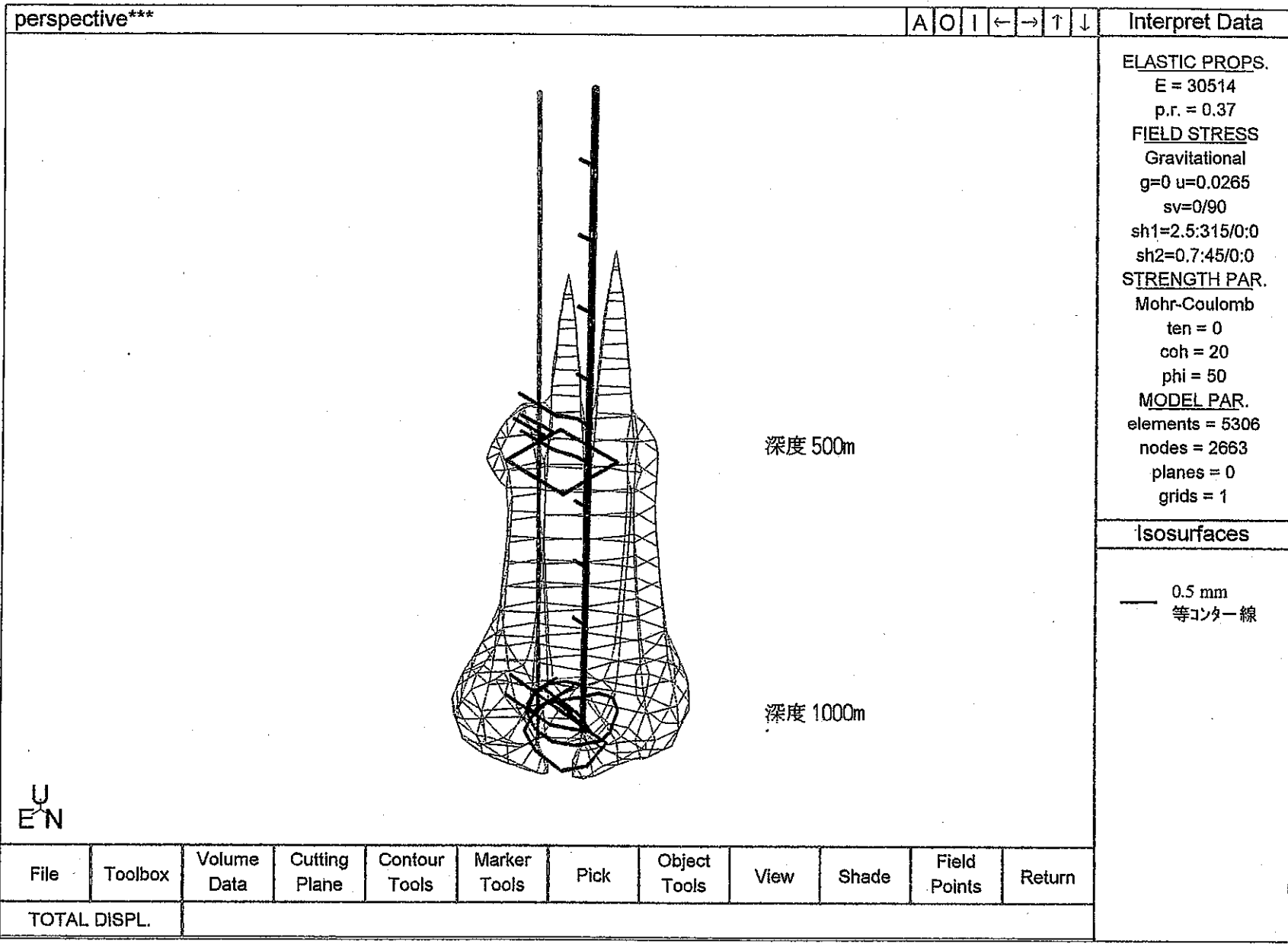


図5. 3. 6 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: Case 1  
 (変位0. 5mm, 単層モデル, 現計画シフト[最大水平面内主応力 NW 方向])

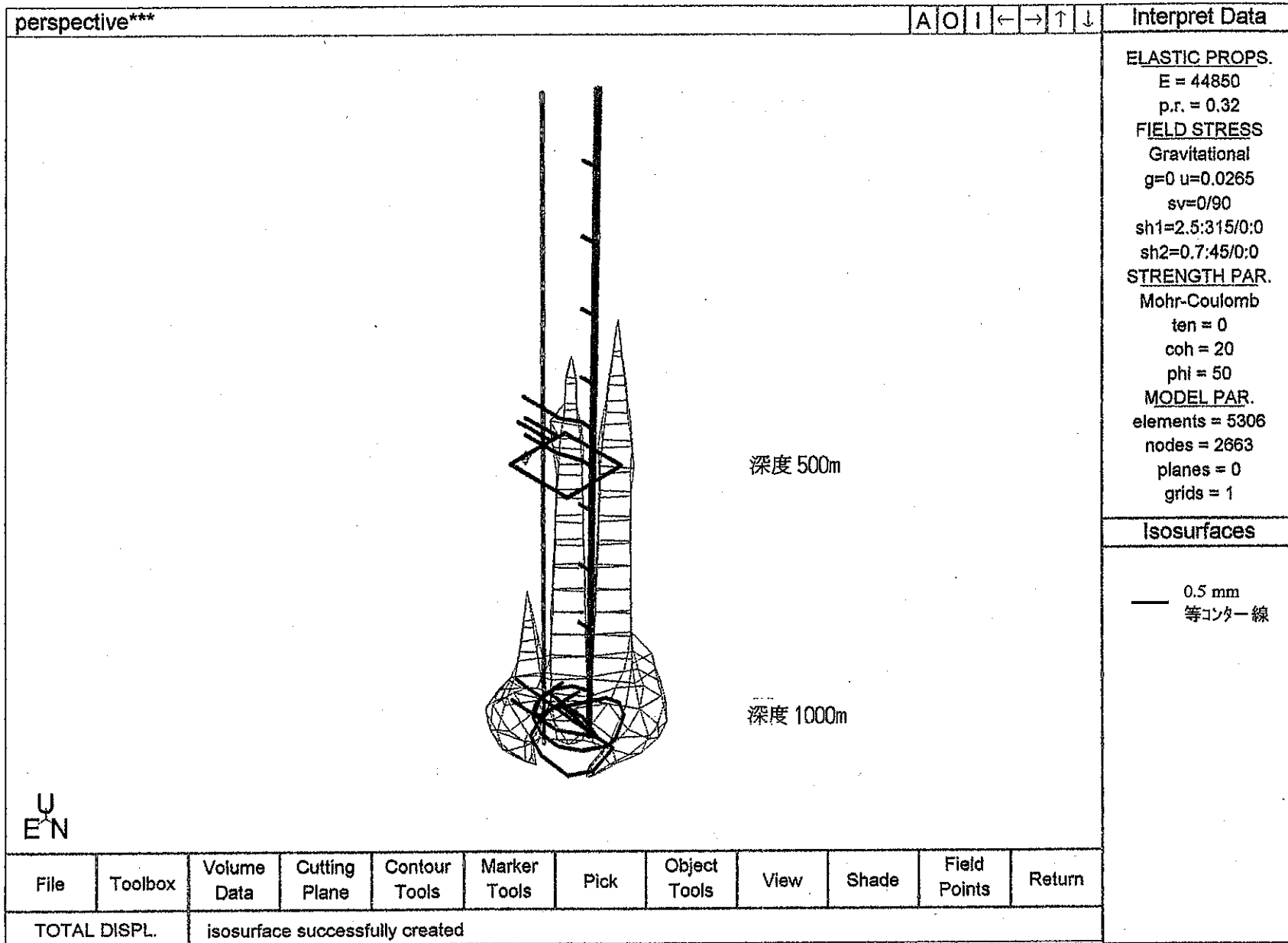


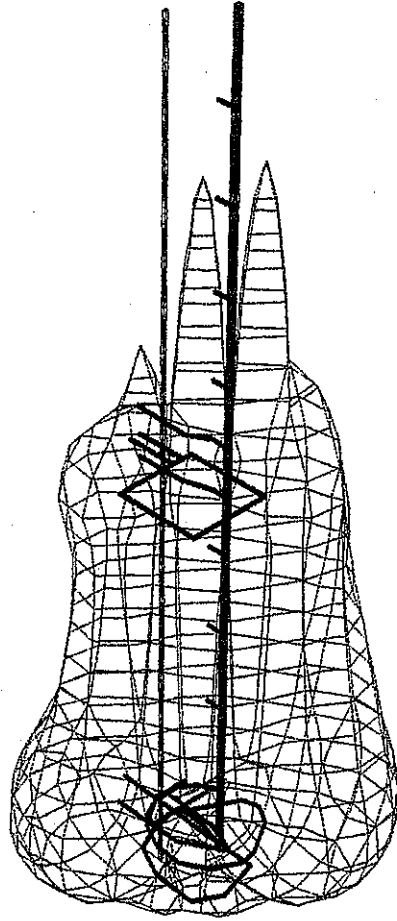
図5. 3. 7 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: Case2 (変位0. 5mm, 単層モデル, 現計画シフト[最大水平面内主応力NW方向])



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

ELASTIC PROPS.

E = 21977

p.r. = 0.32

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306

nodes = 2663

planes = 0

grids = 1

Isosurfaces

— 0.5 mm  
等コンター線

U  
E N

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

isosurface successfully created

図5. 3. 8 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: Case3  
(変位0.5mm, 単層モデル, 現計画シフトアウト[最大水平面内主応力NW方向])

## 5.4 各岩盤モデル(単層モデルと三層モデル)における解析結果及び坑道掘削による力学的影響範囲

3.3 で述べたように、正馬様用地の土岐花崗岩体は、この領域で実施した室内試験および原位置試験により、深度方向に岩盤物性や応力状態の異なる3つのゾーンに分かれることが推定されている。<sup>6), 8)</sup>。ここでは、岩盤を図 4.2.2 のように0~300m, 300~700m, 700m以下の3つの独立した物性値と応力状態を有する岩盤モデルを作成して解析を実施するとともに、4.4 に示した検討結果を踏まえ、副ステージ研究坑道(GL-500m)と主要ステージ研究坑道に絞って単層モデルの結果と比較した。

### 三層モデルの場合

応力	:Ap.-図 1.10	(立坑・坑道の壁面)
	Ap.-図 1.11~13	(立坑・坑道の周辺部)
変位	:Ap.-図 1.14	(立坑・坑道の壁面)
	Ap.-図 1.15~17	(立坑・坑道の周辺部)
ひずみ	:Ap.-図 1.18	(立坑・坑道の壁面)
	Ap.-図 1.19~21	(立坑・坑道の周辺部)

### 1) 解析結果

#### a) 応力

##### <副ステージ研究坑道(GL-500m)>

三層モデルによる解析では、500m研究坑道壁面上の最大応力は、50MPa程度であり(Ap.-図 1.10(b))、地山強度比は、2.4~5.0である。従って、地山強度比で見た場合、坑道壁面では応力集中により岩盤が損傷する可能性は低いと考えられる。

坑道周辺部の応力は、ほぼ初期応力に等しく、坑道掘削に伴う応力集中は見られない(Ap.-図 1.12)。また、応力変化が生じる領域の範囲も坑道壁面から数十mの領域であると推定される。

これらの解析結果は、単層モデルとほぼ同様であった。

##### <主要ステージ研究坑道>

三層モデルによる解析結果では、スパイラル坑道、主要ステージ研究坑道の壁面上で、それぞれ最大130MPa(地山強度比1.3~2.7)であり(Ap.-図 1.10(c))、最大110MPa程度(地山強度比1.1~2.3)の応力が発生している。両坑道ともに、最大応力は坑道の天盤および底盤に初期応力の約2倍程度の応力が発生しており、坑道壁面近傍の岩盤は応力集中により損傷する可能性がある。坑道周辺部では、多少の応力集中は見られるが、その程度はそれほど大きいものではない(Ap.-図 1.13)。また、坑道掘削に伴い応力変化が生じる範囲は、坑道から数十m程度の範囲と推定される。これらの解析結果は、500m研究坑道と同様、単層モデルによる解析結果と変わらない。

表 5.4.1 解析結果(応力)のまとめ

	副ステージ研究坑道	主要ステージ研究坑道
最大応力	50MPa (50MPa)	130MPa (130MPa)
地山強度比 (強度/応力)	2.4~5.0 (2.4~5.0)	0.9~1.9 (0.9~1.9)
再配分応力 /初期応力	1.5 (1.5)	2.0 (2.0)

( )内は単層モデルの結果

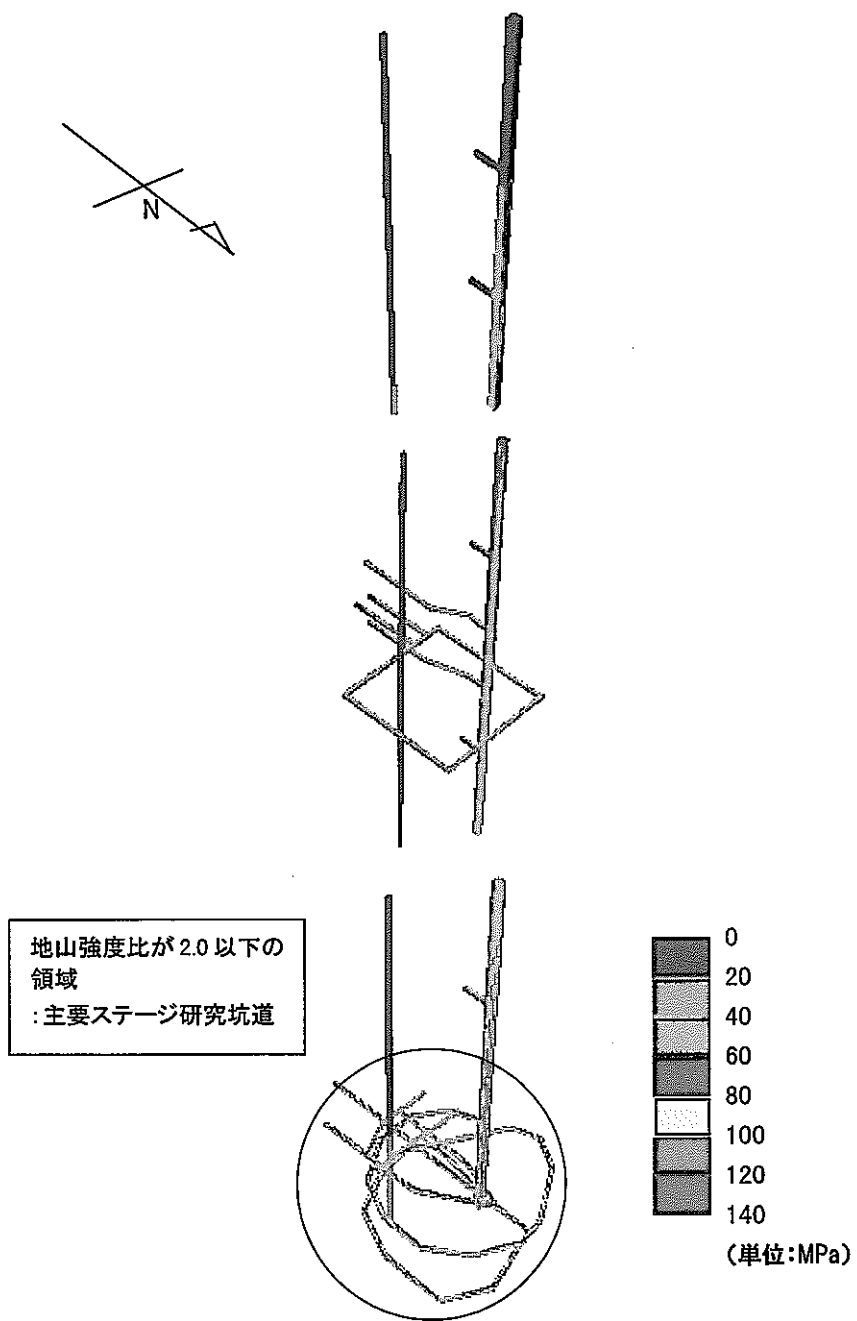


図 5.4.1 地山強度比が 2.0 以下の領域  
(図中○の領域)

## b) 変位およびひずみ

### <副ステージ研究坑道 (GL-500m)>

500m研究坑道壁面での岩盤の変位およびひずみは、最大で6mm, 0.002であり(表 5.4.2, Ap-図 1.14(b), 18(b)), 単層モデルとほぼ同様な結果が得られた。なお, 単層モデルとの違いは, 坑道壁面上のひずみや変位分布の若干の違いとなって現れており, 三層モデルにおける解析結果の方が同じレベルの変位・ひずみ量が生じる範囲が若干狭くなっている程度である。

坑道周辺部での変位は, 1mm (坑道壁面の約1/6) 以下であり(Ap-図 1.16), その分布範囲は上述の坑道壁面上のひずみ・変位分布と同様に三層モデルの方が若干狭いがその差は小さい。

### <主要ステージ研究坑道>

主要ステージ研究坑道壁面の最大変位, 最大ひずみは, 6mm, 0.003であり(表 5.4.2, Ap-図 1.14(c), 18(c)), 坑道周辺部での最大変位, 最大ひずみは, 2mm, 0.015である(Ap-図 1.17, 21)。これらの最大変位・ひずみ及びそれらの分布については, 500m研究坑道と同様, 基本ケース(単層モデル)と比較してほとんど差はない。

## 2) 坑道周辺の力学的影響範囲について

副ステージ研究坑道 (GL-500m試験坑道), 主要ステージ研究坑道においては, 最大応力値およびその発生位置は, 単層モデルの場合と同様な結果であり, 岩盤モデルの違いが坑道掘削時の再配分応力の大きさやその分布に与える影響はほとんどない。したがって, 三層モデルにおける力学的影響範囲も単層モデルの結果と同等である(図 5.4.1, 表 5.4.1)。

副ステージ研究坑道, 主要ステージ研究坑道での最大変位, 最大ひずみは, 応力と同様に基本ケース(単層モデル)とほぼ差がない結果となった(図 5.4.2)。

表 5.4.3 に単層モデルと三層モデルの立坑および坑道周辺における変位分布の概略図を示した。岩盤を三層に分割した時の境界付近では, 変位が異なるが, 境界から十分に離れた位置での変位は, ほぼ一致した。また, 図 5.4.3~5, 5.4.6~8 に変位1.0mm, 0.5mmの等コンター線を示した。変位1.0mm, 0.5mmの等コンター線は, 坑道, 立坑から最大約50m, 100m程度の位置にある。

表 5.4.2 解析結果(最大変位, 最大ひずみ)のまとめ

	副ステージ研究坑道	主要ステージ研究坑道
最大変位	0.6cm (0.6cm)	0.6cm (0.6cm)
最大ひずみ	0.002 (0.002)	0.003 (0.003)

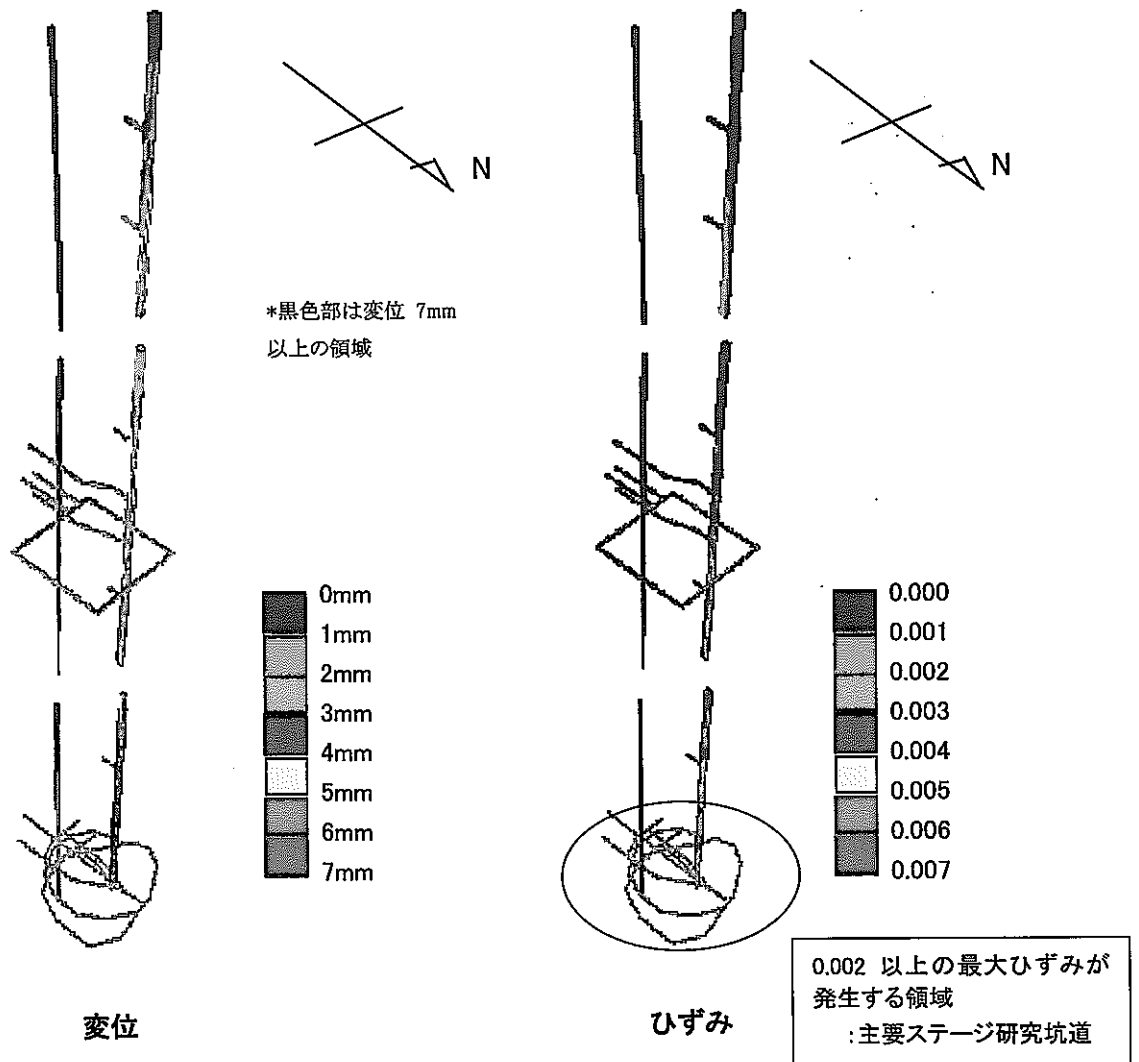
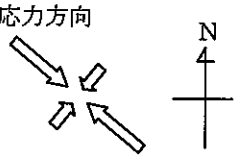
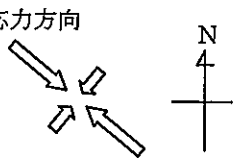
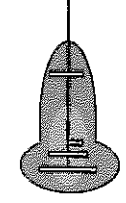
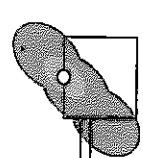
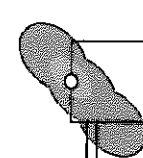
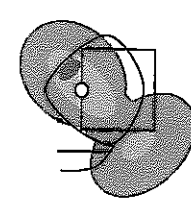
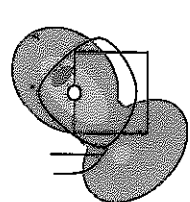
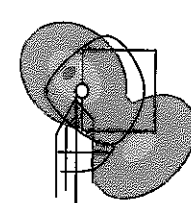
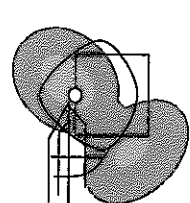
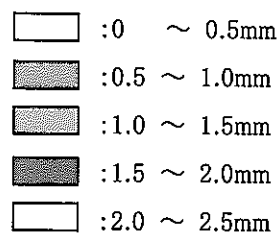


図 5.4.2 坑道及び立坑壁面上の変位分布ならびに最大ひずみが 0.002 を超える領域 (図中の○印の領域)

表 5.4.3 坑道周辺の概略的な変位分布(現計画レイアウト:Case1)

	単層モデル	三層モデル
	最大主応力方向  最小主応力方向	最大主応力方向  最小主応力方向
主立坑 予備ステージ  EW断面	 副ステージ研究坑道  主要ステージ 研究坑道	—
副ステージ 研究坑道 (500m坑道)		
主要ステージ 研究坑道 (976m試験坑道)		
主要ステージ 研究坑道 (1000m試験坑道)		



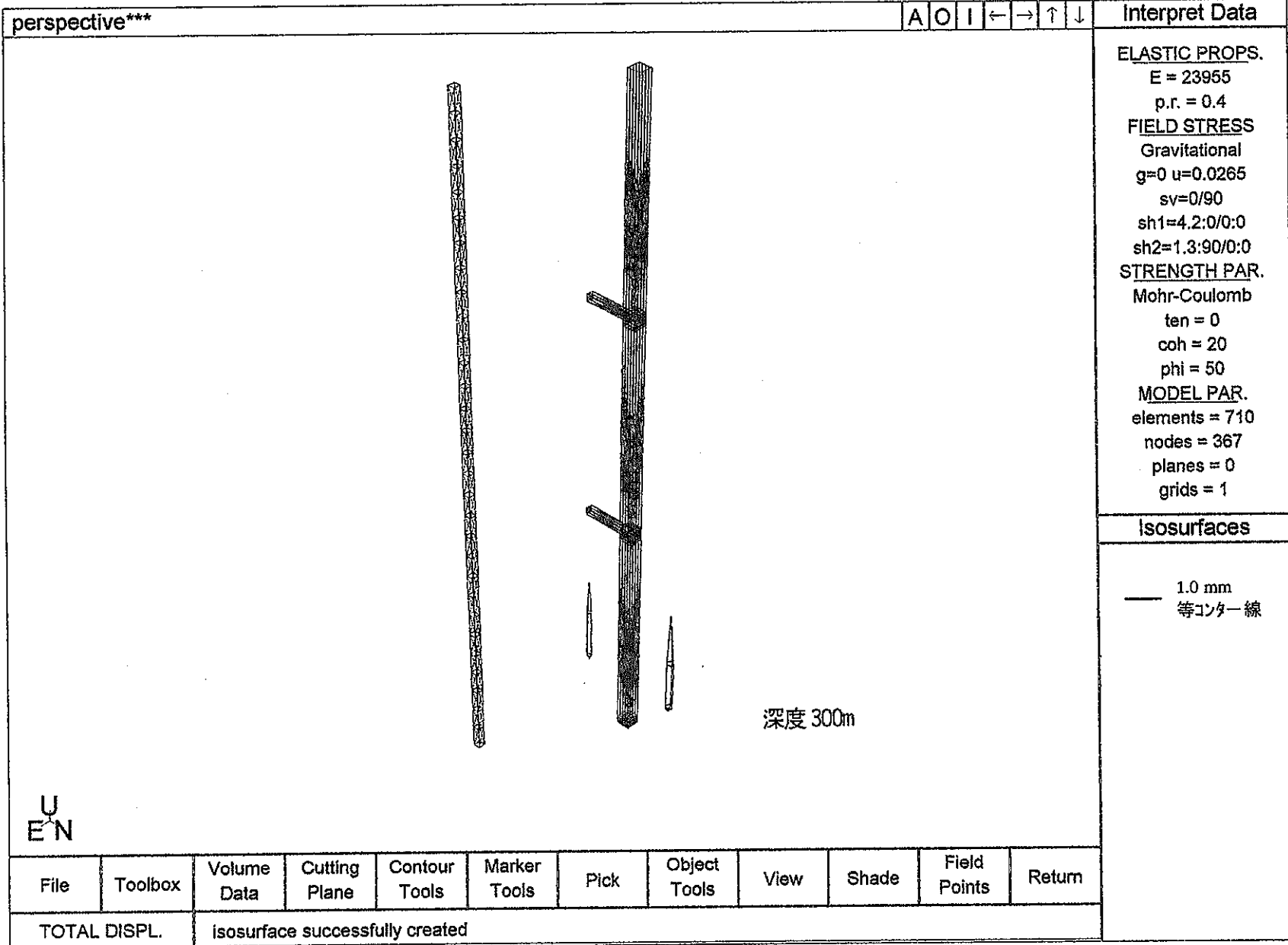


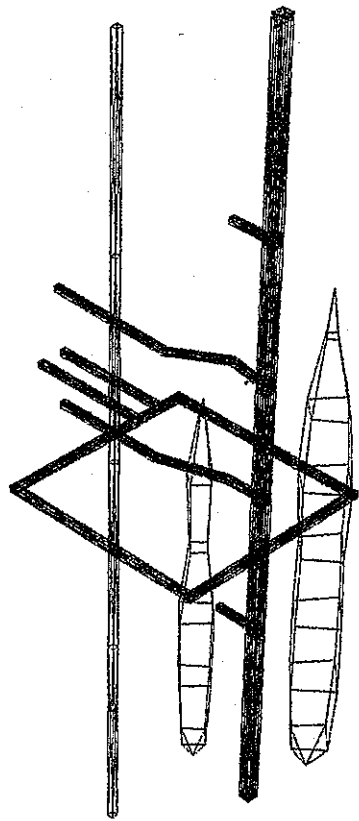
図5. 4. 3 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図：浅層部  
 (変位量1. 0mm, Case 1, 三層モデル, 現計画シフト)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 300m

深度 500m

深度 700m

ELASTIC PROPS.

E = 33564  
p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational  
g=0 u=0.0265  
sv=0/90  
sh1=2.5:315/0:0  
sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb  
ten = 0  
coh = 20  
phi = 50

MODEL PAR.

elements = 1838  
nodes = 929  
planes = 0  
grids = 2

Isosurfaces

— 1.0 mm  
等コンター線



File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.      isosurface successfully created

図5. 4. 4 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: 中間層部  
(変位量 1. 0mm, Case 1, 三層モデル, 現計画レイアウト)

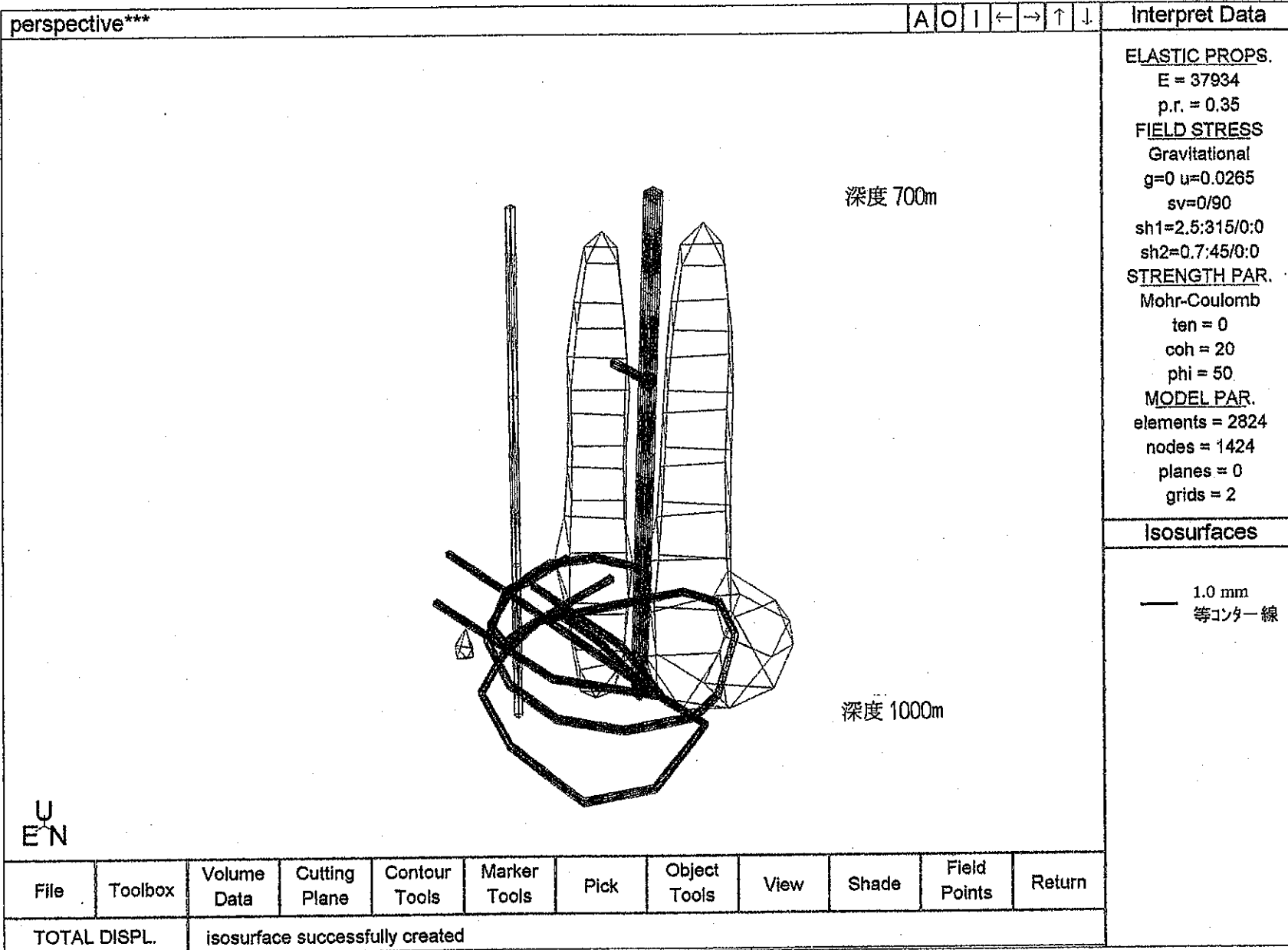


図5. 4. 5 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: 深層部 (変位量 1.0mm, Case 1, 三層モデル, 現計画レイアウト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.

E = 23955  
p.r. = 0.4

FIELD STRESS

Gravitational  
g=0 u=0.0265  
sv=0/90  
sh1=4.2:0/0:0  
sh2=1.3:90/0:0

STRENGTH PAR.

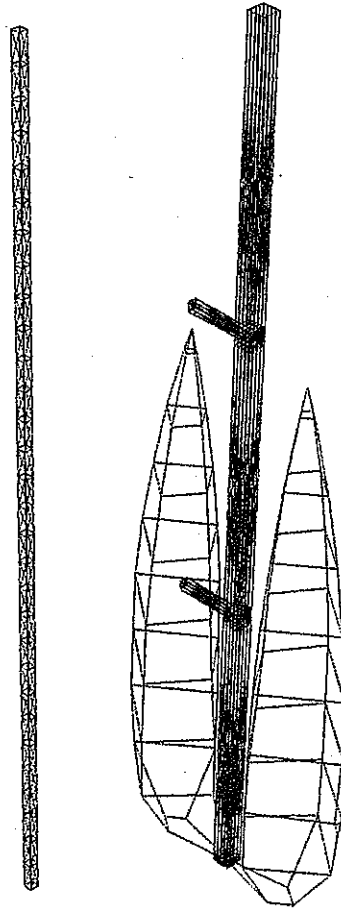
Mohr-Coulomb  
ten = 0  
coh = 20  
phi = 50

MODEL PAR.

elements = 710  
nodes = 367  
planes = 0  
grids = 1

Isosurfaces

— 0.5 mm  
等コンター線



深度 300m

ENC

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL. isosurface successfully created

図5. 4. 6 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: 浅層部 (変位量0.5mm, Case 1, 三層モデル, 現計画シフト)

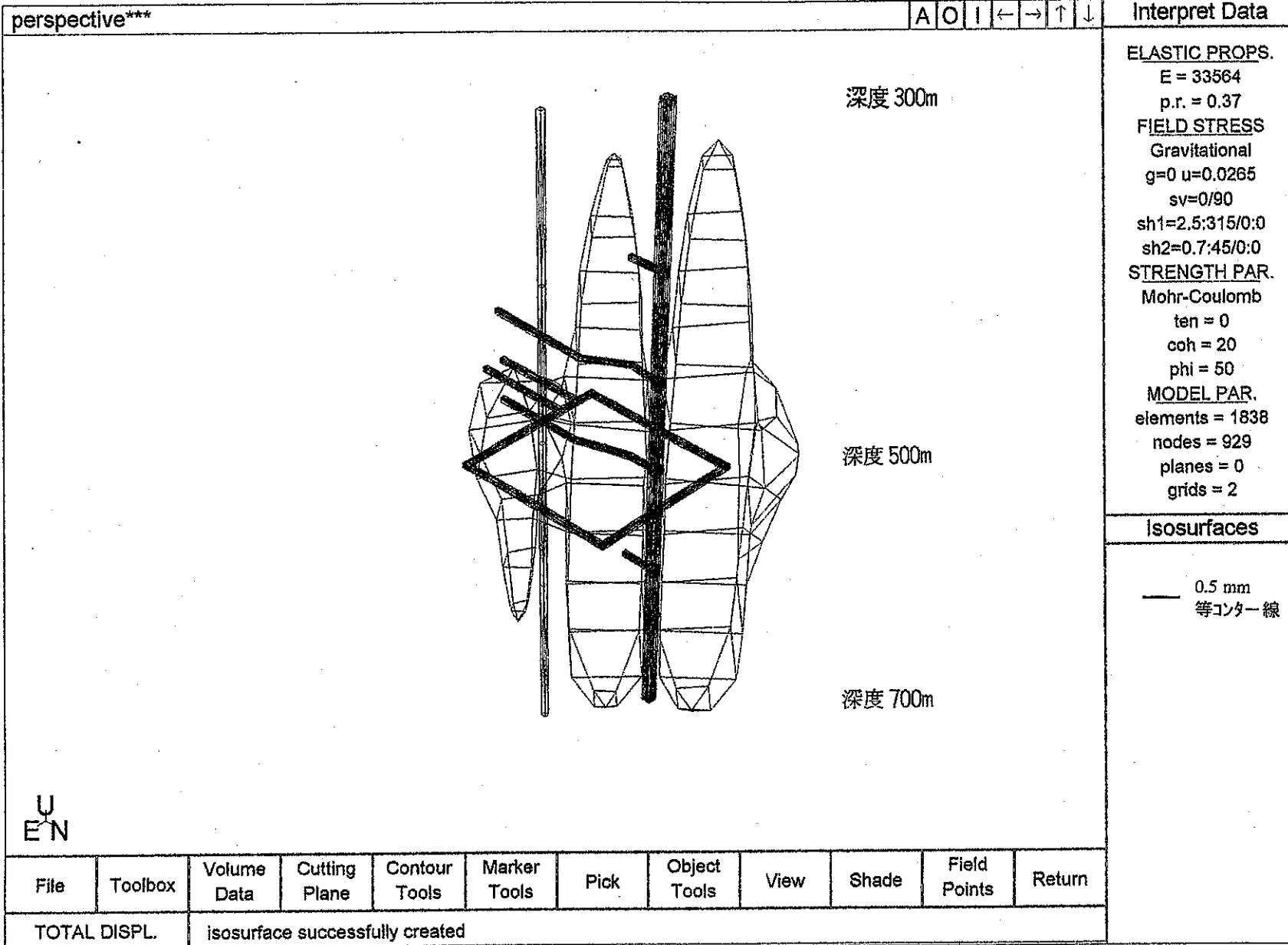


図5. 4. 7 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図：中間層部  
 (変位量0. 5mm, Case 1, 三層モデル, 現計画レイアウト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.

E = 37934

p.r. = 0.35

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 2824

nodes = 1424

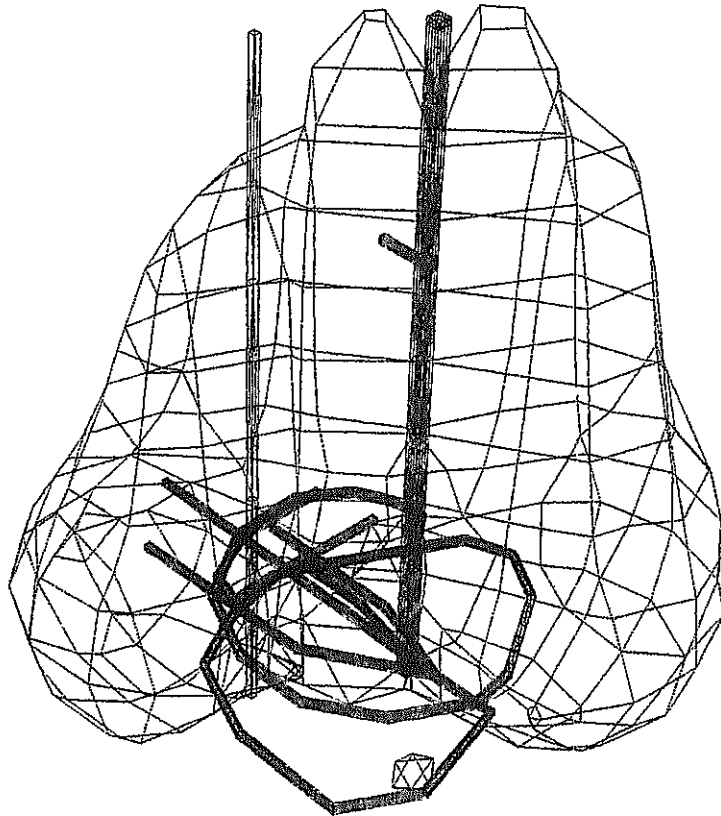
planes = 0

grtis = 2

Isosurfaces

— 0.5 mm  
等コンター線

深度 700m



深度 1000m

U  
E  
N

File

Toolbox

Volume  
Data

Cutting  
Plane

Contour  
Tools

Marker  
Tools

Pick

Object  
Tools

View

Shade

Field  
Points

Return

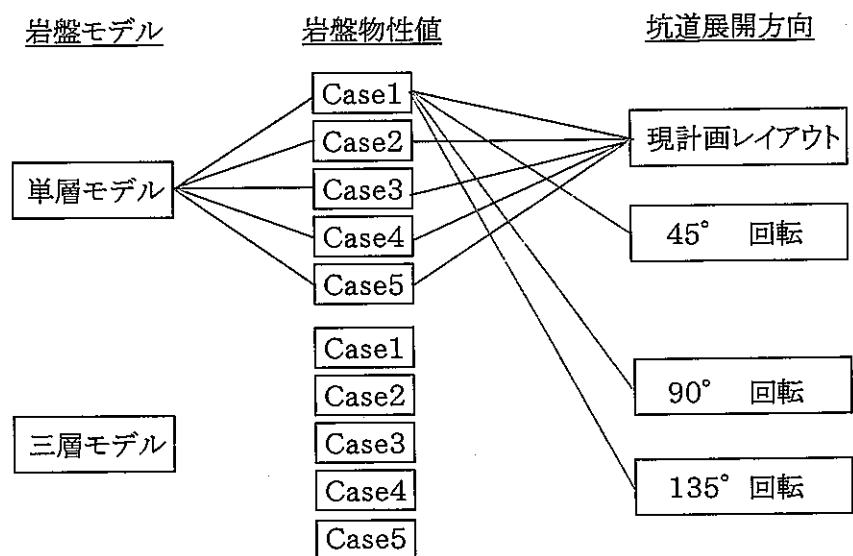
TOTAL DISPL.

isosurface successfully created

図5. 4. 8 坑道掘削時に生じる周辺岩盤中の等変位コンター図: 深層部  
(変位量0. 5mm, Case1, 三層モデル, 現計画レイアウト)

## 6. まとめ

本章では、これまでの検討結果を応力集中や変形等による岩盤損傷の発生可能性および損傷領域／応力配分領域の範囲という観点からとりまとめるとともに、その結果に基づき本解析の結果について総合的な評価を実施する。なお、ここでは、坑道の展開方向、岩盤物性値、岩盤モデルの違いが解析結果に与える影響を基本ケース(単層モデル, 岩盤物性値: Case 1)と各解析ケースとの比較により検討する(図6. 1)。



※ 三層モデルの岩盤物性値は、各層毎の値を使用

——	現計画レイアウト(基本ケース)	: 6. 1節
——	坑道展開方向による比較	: 6. 2節
——	岩盤物性値による比較	: 6. 3節
——	岩盤モデルによる比較	: 6. 4節

図 6.1 本報告書における解析ケース

### 6.1 現計画レイアウトにおける立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響についての検討

掘削に伴う再配分応力、ひずみの発生に伴い主立坑および研究坑道壁面の岩盤が損傷する可能性があるとして推定された深度は、以下の通りである(図 6.1.1)。

- ・応力(地山強度比2.0以下) : GL-700m以深
- ・ひずみ(損傷ひずみ:0.002以上) : GL-800m以深

応力、ひずみから評価すると、副ステージ研究坑道(GL-500m)においては、坑道掘削時の周辺岩盤中の応力変化や変形により岩盤の損傷が生じる可能性は小さい。主要ステージ研究坑道では、応力、ひずみの両面において、坑道壁面及び近傍の岩盤に損傷が生じる可能性があると考え

られる。ただし、本報告では、室内試験で得られた値(一軸圧縮強度、破壊ひずみ)を損傷基準値として検討を行っているが、これらの値はあるポイントで取得したデータである。このため、実岩盤が有する局所的な物性の不均質性を考えると、もっと浅い深度でも岩盤が損傷する可能性があることに留意する必要がある。

主立坑及び研究坑道壁面に発生する最大応力、最大変位、最大ひずみは、それぞれ

- ・最大応力 : 130MPa(スパイラル坑道部, 地山強度比0.9)
- ・最大変位 : 1.2cm(立坑部深部)
- ・最大ひずみ : 0.003(立坑部深部, スパイラル坑道部)

である。主立坑部では、最大応力・最大ひずみは、立坑壁面が最小主応力方向と交差する北東側、南西側(図 5.2.1, 7)に、最大変位は、主立坑壁面が最大主応力方向と交差する北西側、南東側(図 5.2.6)に発生している。研究坑道部では、最大主応力方向と直交する研究坑道の天盤および底盤で大きな応力集中が生じている。これらの応力やひずみの集中する箇所は、特に岩盤損傷が生じる可能性が高い領域と捉えられる。

以上の結果をまとめると、再配分応力及びひずみの観点からは、現計画レイアウトにおいて、GL-700m以深で主立坑や研究坑道の壁面及びその近傍で岩盤損傷が発生する可能性があると推定される。解析結果からは、主立坑の北東-南西側及び研究坑道の天・底盤の領域で岩盤損傷が発生する可能性が特に高い。また、1mm以上の岩盤変位が生じる応力再配分領域は、立坑、坑道壁面から数十m程度の範囲内と考えられる。

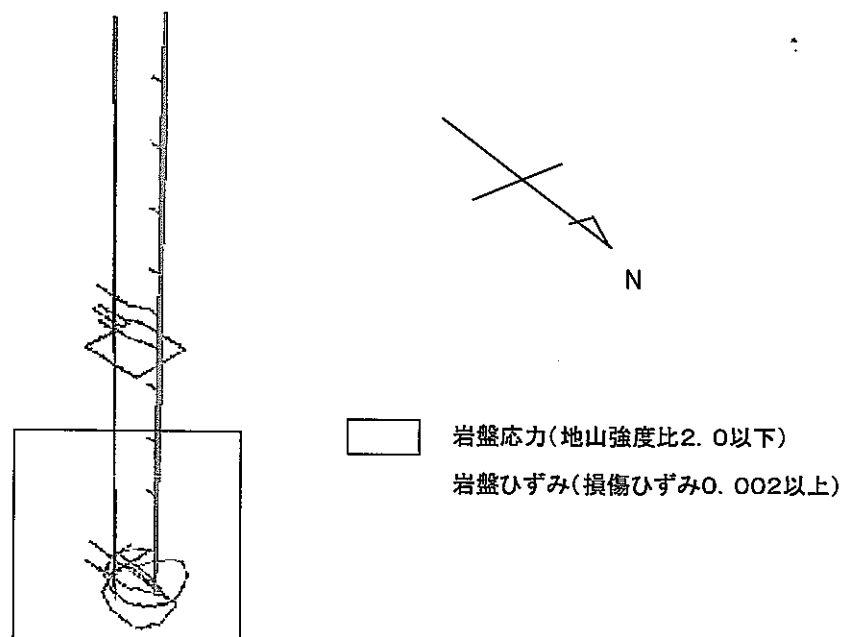


図 6.1.1 現計画レイアウトにおいて推定される坑道壁面における岩盤損傷の発生位置(単層モデル)

## 6.2 各坑道展開方向の違いが立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響へ及ぼす影響

基本ケースに対し、主立坑を中心に坑道展開方向を反時計回りに45°、90°、135°回転させた場合の解析結果を比較・検討した。ここでは6.1節の検討に基づき、単層モデルにおける各坑道展開方向の解析結果を用いて検討を進めることとする。

立坑および坑道壁面の岩盤が損傷するものと推定される深度は、

・応力(地山強度比2.0以下)

現計画レイアウト、坑道展開方向90°回転 :GL-700m以深

坑道展開方向45°、135°回転 :GL-500m以深

・ひずみ(損傷ひずみ:0.002以上)

現計画レイアウト、坑道展開方向90°回転 :GL-800m以深

坑道展開方向45°、135°回転 :GL-600m以深

である(図 6.2.1)。これらの結果から、既往の初期応力測定結果から推定される水平面内の最大主応力方向に平行に副ステージ・主要ステージ研究坑道を延長した場合(坑道展開方向を現計画レイアウトから45°、135°回転した場合は、GL-500mという浅い深度から立坑及び坑道壁面及びその近傍において岩盤損傷が発生する可能性がある。これは、現在の超深地層研究所の坑道展開方向が主立坑及び研究坑道周辺の応力場に少なからず影響を与えることを示している。主要ステージ研究坑道(GL-1000m)は、坑道展開方向によらず岩盤損傷が発生する可能性は高いと考えられる。

坑道壁面に発生する最大応力、最大変位、最大ひずみは、

・最大応力 現計画レイアウト、坑道展開方向45°回転 :130MPa(スパイラル坑道部)

坑道展開方向90°、135°回転 :110MPa(スパイラル坑道部)

・最大変位 すべての坑道展開方向:1.2cm(立坑部深部、スパイラル坑道)

・最大ひずみ 現計画レイアウト、坑道展開方向90°回転 :0.003

坑道展開方向45°、135°回転 :0.004

である。主立坑部では、最大応力、最大ひずみは、立坑壁面が最小主応力方向と交差する位置(図 5.2.1, 7)で、最大変位は、立坑壁面が最大主応力方向と交差する位置(図 5.2.6)に発生している。スパイラル坑道部では、最大主応力方向と直交する試験坑道の天盤および底盤で応力集中が起こる。

応力再配分領域については、立坑、坑道壁面から数十m程度の範囲であるが、坑道展開方向により変化する可能性がある。



現計画レイアウト

坑道展開方向 45° 回転

坑道展開方向 90° 回転 坑道展開方向 135° 回転

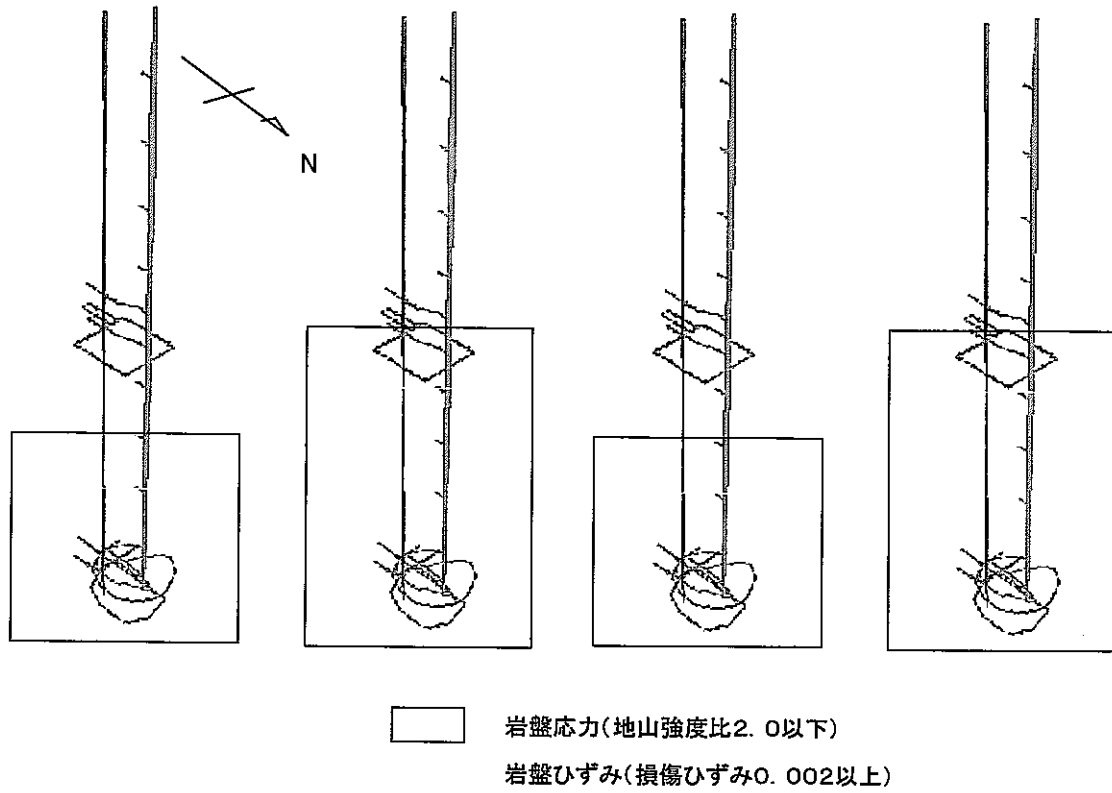


図 6.2.1 各坑道展開方向において推定される坑道周辺における岩盤損傷の発生位置

### 6.3 岩盤物性値の違いが立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響に及ぼす影響

岩盤物性値の違いによる損傷領域および掘削影響範囲を把握するために、現計画レイアウト(単層モデル)において、①原位置弾性波速度(Case1)、②岩石の室内強度試験(Case2)、③岩石の弾性波速度(Case4)から推定した岩盤物性値および②、③の室内試験での岩盤物性値に割れ目指数を乗じ原位置物性値に置換した(Case3, 5)の全5ケースについて解析を実施し、その結果の比較を行った。

立坑および坑道壁面の岩盤が損傷するものと推定される深度は、

・応力(地山強度比2.0以下)	
全岩盤物性値	:GL-700m以深
・ひずみ(損傷ひずみ:0.002以上)	
Case1	:GL-800m以深
Case2, 4	:GL-900m以深
Case3, 5(Case2, 4に補正係数を考慮)	:GL-500m以深

である(図6.3.1)。

坑道壁面に発生する最大応力、最大変位、最大ひずみは、  
現計画レイアウト、45°回転、90°回転、135°回転:130MPa(スパイラル坑道部、地山強度比0.9)

・最大変位	
Case1	:1.2cm(立坑部深部)
Case2, 4	:0.9cm(立坑部深部)
Case3, 5(Case2, 4に補正係数を考慮)	:1.8cm(立坑部深部)
・最大ひずみ	
Case1	:0.003(主要ステージ研究坑道)
Case2, 4	:0.002(主要ステージ研究坑道)
Case3, 5(Case2, 4に補正係数を考慮)	:0.004(主要ステージ研究坑道)

である。Case3,5は、Case2,4(室内試験で得られた岩盤物性値)に割れ目指数( $k=0.7$ )を乗じて、原位置岩盤の岩盤物性値に補正したものであり、Case2,4の弾性係数:Case3,5の弾性係数=2:1の関係(割れ目指数  $k=0.7$ )がある。当然のことながら、弾性係数が小さいほど(Case2,4 > Case1 > Case3,5)、岩盤変位、岩盤ひずみが大きくなり、岩盤損傷が生じる深度も浅くなる。

立坑および坑道掘削に伴う岩盤損傷が生じる範囲は、これまでの解析と同様すべての岩盤物性値において立坑、坑道壁面及びその近傍の領域と考えられる。ただし、応力再配分領域の範囲は、物性値によって2倍程度の差が生じている。

弾性係数やポアソン比等の岩盤物性値は、一般的には室内試験(圧縮試験結果から算出)から求められるが、岩石コアは亀裂を含まない部分を選定して試験を実施しており、岩盤物性値を実際の岩盤よりも過大評価している可能性が高い。広範囲にわたる領域の岩盤物性値を室内試験

測する上で今後の課題の1つと言える。

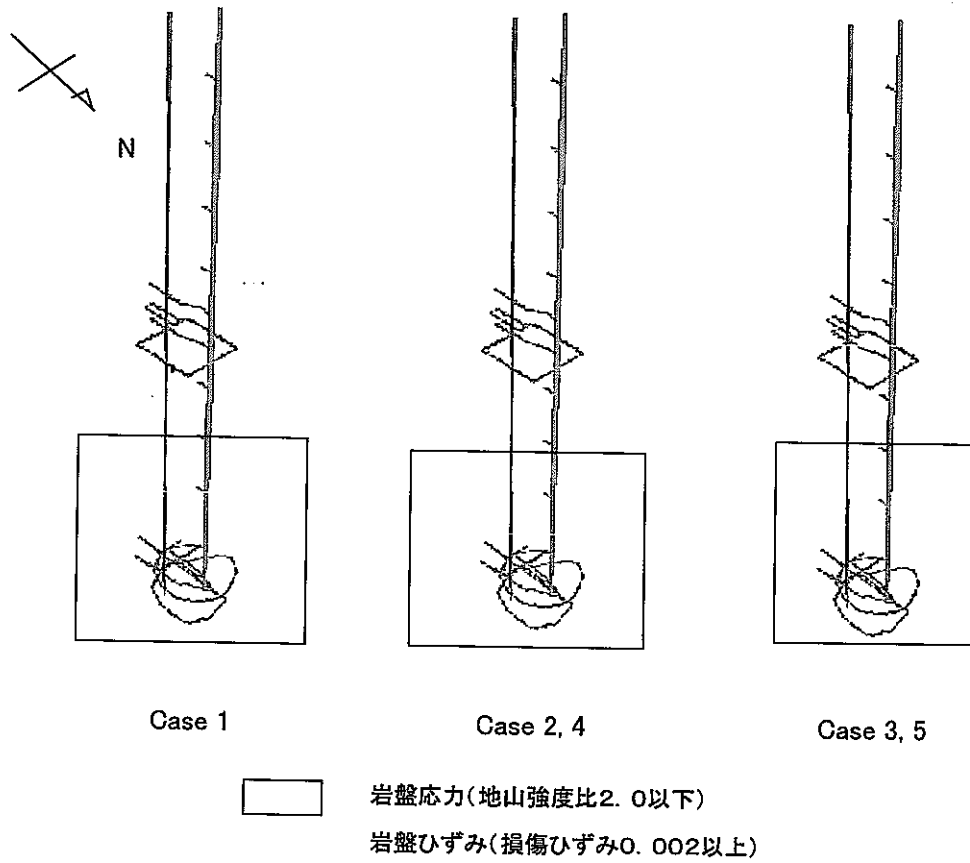


図 6.3.1 各岩盤物性値において推定される坑道周辺における岩盤損傷の発生位置  
(現計画レイアウト, 単層モデル)

#### 6.4 岩盤モデルの違いが立坑・坑道周辺岩盤中の掘削影響に及ぼす影響

三層モデルの評価は、解析結果が有効と考えられる副ステージ研究坑道および主要ステージ研究坑道に対して検討を行った(4.4)。

立坑および坑道壁面の岩盤が損傷するものと推定される領域は、

- ・応力(地山強度比2.0以下) : 主要ステージ研究坑道
- ・ひずみ(損傷ひずみ:0.002以上) : 主要ステージ研究坑道

である(図 6.1.2)。単層モデルと同様、応力・ひずみから岩盤の損傷可能性を評価すると、副ステージ研究坑道では応力変化により岩盤損傷は生じない。この結果は、単層モデルと同様である。

坑道壁面に発生する最大応力、最大変位、最大ひずみは、

- ・最大応力 : 130MPa(スパイラル坑道部, 地山強度比0.9)
- ・最大変位 : 1.2cm(立坑部深部)
- ・最大ひずみ : 0.002(立坑部深部, スパイラル坑道部)

である。今回の比較各対象となった副ステージ・主要ステージ研究坑道においては、岩盤構造の違い(単層モデルと三層モデル)による解析結果への影響はほとんどなかった。これは、三層モデルにおいて、両ステージを含む層に設定した弾性係数と応力分布が、単層モデルにおける初期応力及び弾性係数と結果としてほとんど変わらなかったためである。

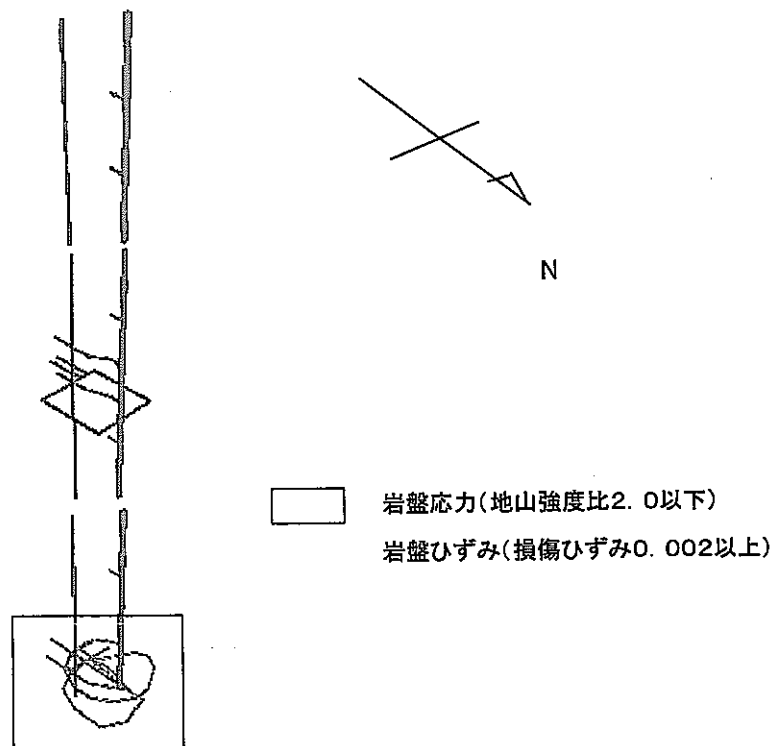


図 6.4.1 現計画レイアウトにおいて推定される坑道壁面における岩盤損傷の発生位置(三層モデル)

## 6.5 総合評価

今回の解析では、月吉断層や岩盤の力学的物性の異方性を含まない「等方均質な岩盤」としてモデル化し、境界要素法を用いて超深地層研究所の現坑道レイアウト(案)を模擬した三次元弾性解析を実施した。この結果から得られた立坑及び坑道掘削に伴う応力再配分現象による坑道周辺岩盤中の応力集中や変形により、当該岩盤において岩盤損傷が生じる可能性の有無及び損傷範囲と応力再配分に伴う岩盤の変形領域の範囲を予察的に検討した。また、坑道展開方向、岩盤物性値および岩盤のモデル化の違いが解析結果に与える影響を検討し、モデル化する上でこれらの因子の重要度を評価した。その結果の概要を以下に記す。

- ・ 応力集中や変形による岩盤損傷は、坑道展開方向・岩盤の力学特性の深度変化(単層モデルと三層モデル)・岩盤物性値の違いによらず立坑・坑道壁面近傍(壁面から数十cm程度の範囲)に限定されるものと推定される。
- ・ 応力再配分領域の範囲(坑道掘削に伴う変位量が1mm程度の範囲)は、立坑・坑道壁面より数十m程度の範囲内であり、坑道展開方向・岩盤の力学特性の深度変化(単層モデルと三層モデル)による大きな差はない。
- ・ 少なくともGL-700m以深の立坑深部及び1000m主要ステージ研究坑道周辺岩盤では、応力集中などによって立坑・坑道周辺岩盤が損傷する可能性が高い。
- ・ 本領域、本解析手法における副ステージ研究坑道および主要ステージ研究坑道では、単層モデルと三層モデルの解析結果に大きな違いは見られなかった。これは、荷重に相当する初期応力が両モデルで同等であったためである。両モデルの初期応力が異なる場合には、解析結果に違いが発生するものと考えられる。
- ・ 坑道展開方向や岩盤の力学特性の深度変化は、主に岩盤損傷が生じる深度に影響を与える可能性がある。特に、坑道の展開方向を、 $45^{\circ}$ ・ $90^{\circ}$ 回転させた場合は、500m副ステージ坑道の深度レベルより、立坑・坑道周辺岩盤において損傷が発生する可能性がある。

本解析は、無支保でかつ掘削自体による岩盤損傷がない状態でGL-1000mの範囲まで立坑・坑道を掘削した場合に相当する。実際の施工では、支保工が建て込まれるため、変位は抑制され坑道周辺岩盤中の応力状態はより三軸圧縮状態に近くなり拘束圧によって岩盤強度も上昇する。これを考慮した場合、副ステージ研究坑道レベルにおいて応力集中や岩盤の変形によって損傷が発生する可能性は低いと想定される。一方、立坑深部や主要ステージ研究坑道の深度レベルで発生している最大変位量は1~2cmとかなり大きい。例えば、「超深地層研究所 地下施設の設計研究(平成10年度)」<sup>15)</sup>に示されるように、ショートステップ(掘進長1.5m)で支保工を建て込みながら立坑を掘削したと仮定しても、理論的には支保工を立て込む前の切羽においては全変位量の50%近くが既に発生した後に支保工を建て込むことになる(図 6.5.1)。これは、本解析で得られて

いる最大変位量から推定すると5~10mm程度の変位が生じることを意味し、内空変位の観点からは、本解析で設定した破壊ひずみ値(0.002)を越えるため坑道周辺岩盤に損傷が生じることとなる。このことを考慮すると、実施工過程を考えた場合も、立坑深部や主要ステージ研究坑道においては応力集中や変形に起因する岩盤の損傷が生じる可能性がある。

応力再配分の範囲については、前述の通り、解析メッシュが粗いため本解析では数十mの範囲で1mm以上の変位の発生が想定されるといった評価にとどまる。しかしながら、今回の解析で考慮していない月吉断層やそれに付随する破碎帯と立坑・坑道との位置関係によっては、より広範囲で大きな岩盤変位が生じる可能性もある。また、本解析では割れ目の分布に起因する原位置岩盤の力学的異方性を考慮していないことも考えると、本解析で得られた応力再配分領域の範囲は、必ずしも過大評価とは言えないと思われる。

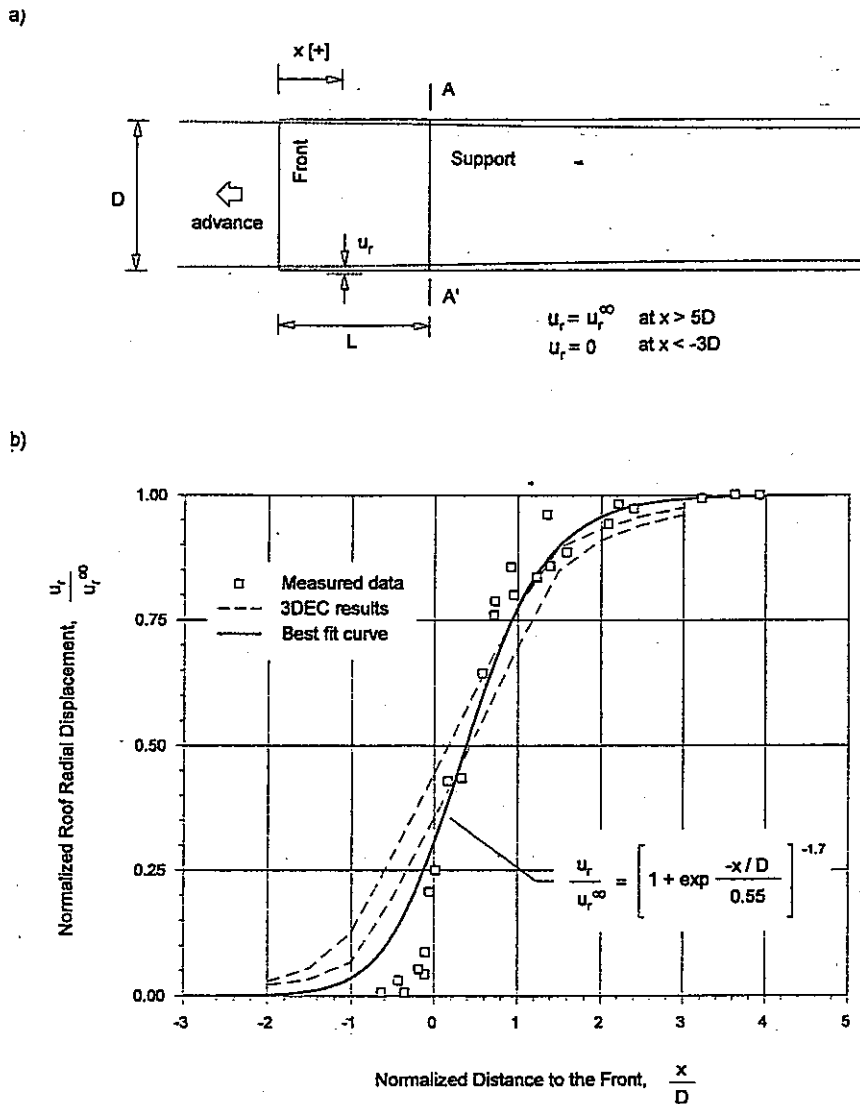


図 6.5.1 切羽からの離れ ( $X/D$ ) と坑道壁面での岩盤変位<sup>16)</sup>

以上の評価結果を以下にまとめる。

- 1) 坑道の展開方向や現在想定されている岩盤の力学特性の深度変化によらず、GL-700m以深で応力集中や変形に起因する岩盤の損傷が生じる可能性がある。損傷が生じる可能性がある範囲は、立坑・坑道の壁面及びその近傍と考えられる。1mm以上の岩盤変位が生じる応力再配分領域の範囲は、展開される坑道壁面より数十m程度の範囲になると推定される。
- 2) 坑道展開方向、岩盤物性値は、坑道掘削に伴う力学的影響範囲に大きな影響を及ぼす。副ステージ・主要ステージ研究坑道においては、岩盤モデルの違いによる力学的影響範囲の有意な差は見られなかった。これは両モデルでの弾性係数と初期応力の大きさの関係が結果としてほぼ等しかったためであるが、初期応力値が深度方向に単調に増加しないような場合や深度方向の岩盤物性値の変化が大きい場合は、力学的影響範囲に影響を与える因子の一つとなりうる。

## 7. 参考文献

- 1) 東濃地科学センター(1996):超深地層研究所地層科学研究基本計画 PNC TN7070 96-002
- 2) サイクル機構(1999): AN-1 号孔および MIU-1 号孔における力学特性調査結果, JNC TN7420 99-004
- 3) サイクル機構(1998): MIU-1 孔のコアを用いた室内試験 JNC TJ7440 99-018
- 4) サイクル機構(1999): 正馬様洞用地における試錐調査(MIU-2 号孔) JNC TJ7420 99-016
- 5) サイクル機構(1999): Working Programme for MIU-4 Borehole Investigation, JNC TN7410 99-007
- 6) サイクル機構(1998): AN-1 孔における水圧破碎試験による初期応力測定 JNC TJ7420 99-013
- 7) サイクル機構(1998): MIU-1 孔のコアを用いた地圧計測 JNC TJ7440 98-003
- 8) サイクル機構(1999): MIU-2 孔における水圧破碎試験による初期応力測定 JNC TJ7400 99-014
- 9) R.S.Read, C.D.Martin(1996) : Technical Summary of AECL's Mine-by Experiment Phase1: Excavation Response, AECL-11311, COG-95-171
- 10) Sjoberg. J., Radberg.G.(1994) : Three dimensional numerical analysis of stresses and displacements at the ZEDEX test area, SKB Progress Report 25-94-31, Sweden.
- 11) 見掛, 杉原, 永崎(2000):超深地層研究所における研究計画と研究坑道設計の考え方, サイクル機構技報 No.6
- 12) 土木物探研究会(1970): S波について, 物理探鉱 Vol.23, 3
- 13) 物理探鉱技術協会(1977): 土木弾性波探査法, pp.409
- 14) C.D.Martin, E.J. DZIK and R.S. READ(1996): Designing an effective excavation damaged zone cut-off In high stress environment, Proceedings of the Excavation Disturbed Zone Workshop, pp.155 -164, Canada
- 15) サイクル機構(1998): 超深地層研究所 地下施設の設計研究(平成 10 年度) JNC TJ1400 99-001(2)
- 16) C.Carranza-Torres and C.Fairhurst(1999): The elasto-plastic response of underground excavation in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion, Internatinal Journal of Rock Nechanics and Mining Sciences 36,pp.777-809.

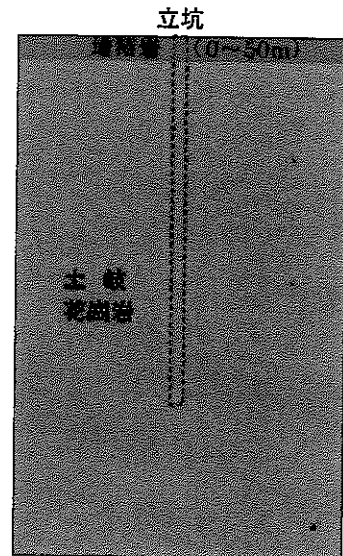


## 補足資料

## 補足資料1 堆積岩部を花崗岩とみなした場合のモデル化の妥当性

### 概要

本解析の対象となる領域は、基盤岩である土岐花崗岩を覆うように堆積岩が数十m存在する(補足図1.1)。本報告書では、解析を簡略化するために、表層部に存在する堆積岩(層厚約50m程度)を花崗岩としてモデル化して解析を実施している。ここでは、補足図1.2に示す二種類のモデルを用いて、二次元FEM解析(2D- $\sigma$ :ソフトブレーン社)を実施し、それらの結果を比較し、モデル化の妥当性を検証した。具体的には、主として、立坑(直径6.0m、深度1000m)掘削に伴う立坑壁面近傍での変位について比較を行った。また、実際の解析は立坑中心を回転軸とした軸対称モデルとして実施した。

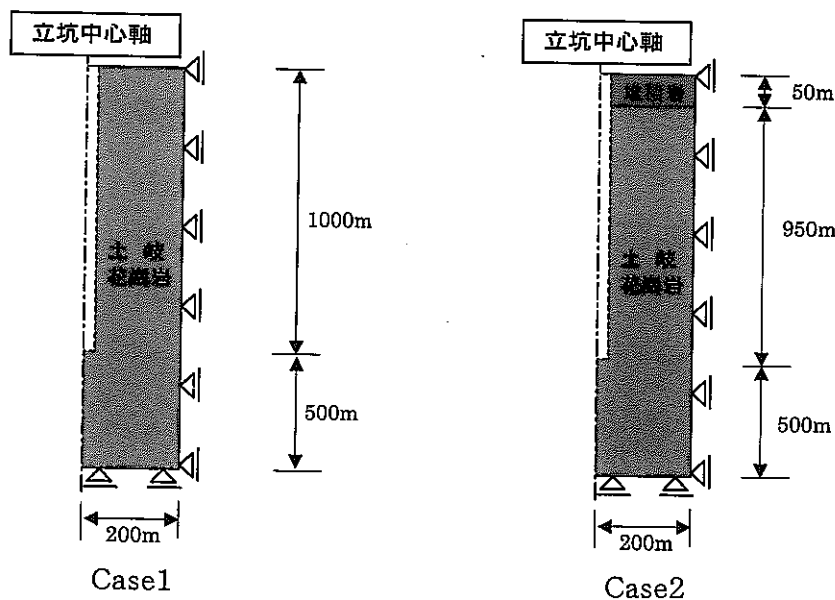


補足図1.1 地質構造

### 検証モデル(補足図1.2, 補足表1.1)

Case1: 0~1500mを花崗岩としてモデル化した場合

Case2: 0~50mを堆積岩, 50~1500mを土岐花崗岩としてモデル化した場合



補足図1.2 検証モデル

補足表1.1 解析に用いた岩盤物性値

	堆積岩	花崗岩
比重	1.90	2.65
弾性係数(MPa)	2,000	30,500
ポアソン比	0.30	0.37

## 検証結果

両モデルの立坑壁面での補足図1.3(a)に応力分布図, 補足図1.3(b)に変位分布図, 立坑壁面近傍の岩盤応力値, 立坑壁面の岩盤変位量を補足表1.2, 1.3に示す。

岩盤応力は, 表層部(0~50m)およびその近傍(深度300m程度まで)において違いが見られる。これは, 表層部の単位体積重量(花崗岩 $2.65\text{tf}/\text{m}^3$ , 堆積岩 $1.90\text{tf}/\text{m}^3$ )の違いによるもので, 深度が深くなるに従い, この影響は徐々に小さくなる傾向にある。

また, 岩盤変位も, 岩盤応力と同様に表層部の単位体積重量の違いによって差異が見られ, その度合いは表層部で大きく, 深度が深くなるにつれて小さくなる傾向にある。

## 考察

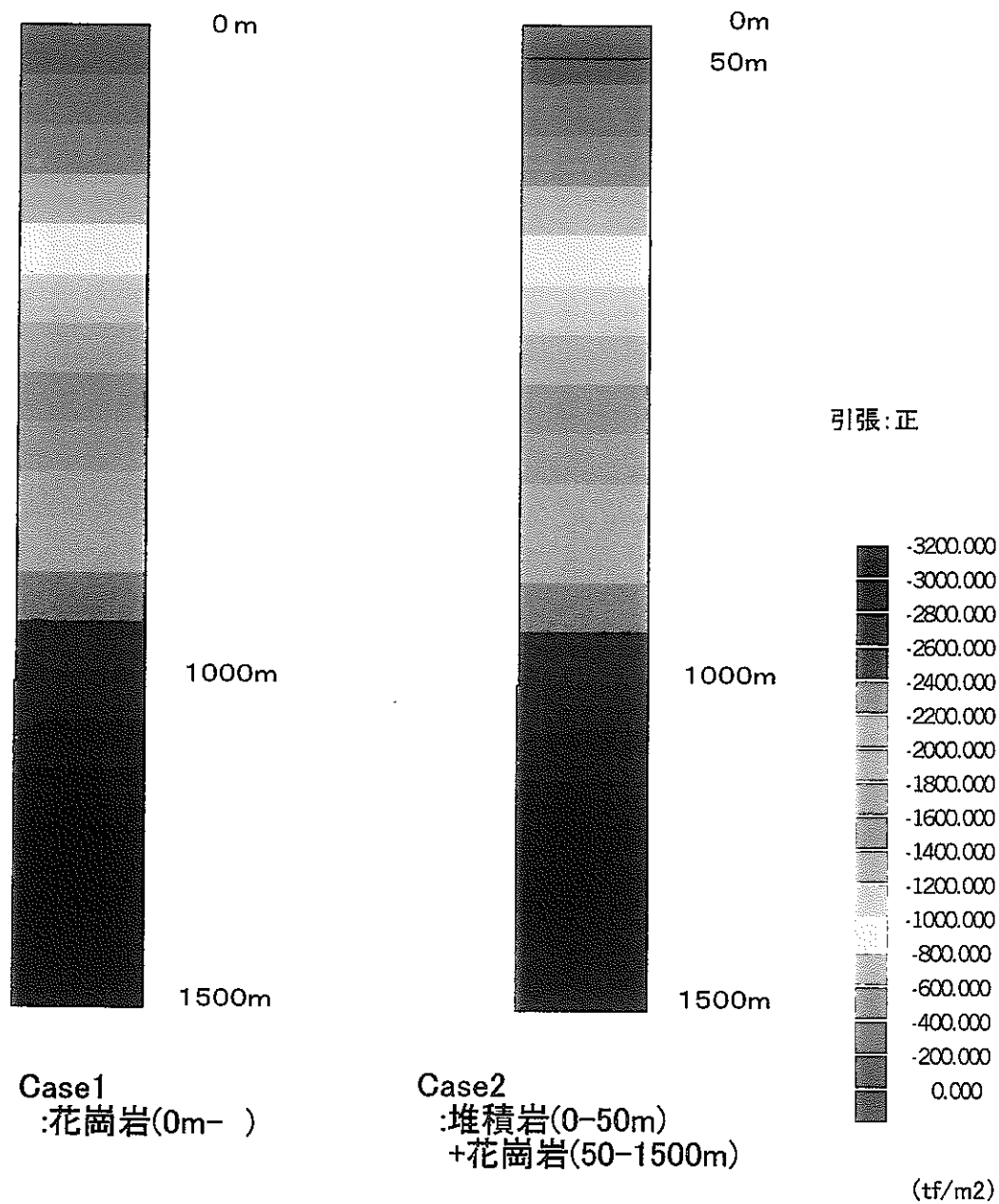
両解析モデルにおける応力値, 変位量の差が解析結果にどの程度影響しているかを調べるために, 両解析モデルの結果の差をCase2の結果で除した以下の値を定義する。

$$\text{パラメーター(\%)} = |(\text{Case1の結果} - \text{Case2の結果})| / \text{Case2の結果} \times 100$$

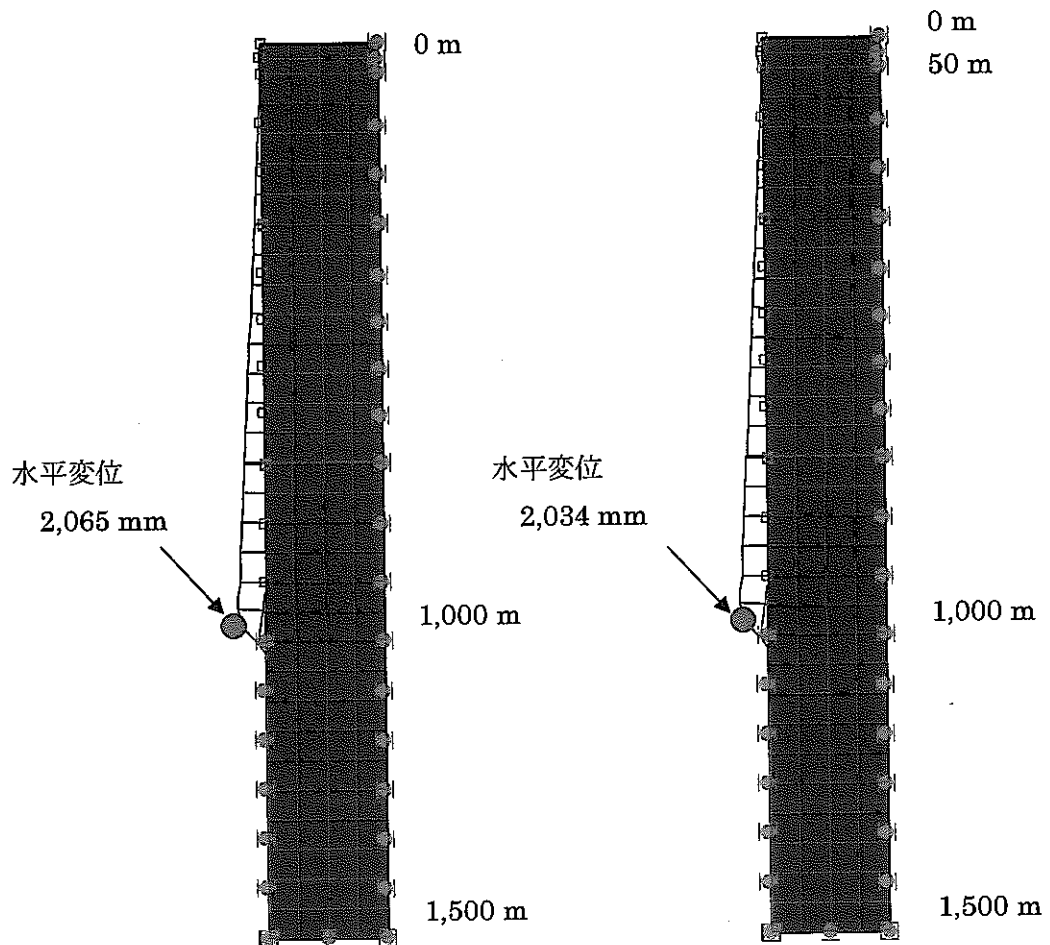
このパラメーターは, Case2の結果(堆積岩を考慮した場合)を真値としたときに, 両解析モデルの結果の違いが真値の何パーセントに相当しているかを表したものである。このパラメーターは, 岩盤応力および岩盤変位とも, 表層部およびその近傍で大きな値を示すが, それ以深の領域では数パーセントと非常に小さい(補足表1.2, 1.3)。

## 結論

上記の結果から, 立坑深度1000mに対して50m程度の堆積岩(立坑深度の5%に相当)であれば, 堆積岩を花崗岩の一部と見なして解析を実施しても, 表層部およびその近傍(深度300m程度まで)を除いてその影響は無視できるものと考えられる。



補足図1.3(a) 両モデルにおける解析結果の比較  
(鉛直方向応力:  $\sigma_y$ )



Case1  
: 花崗岩 (0 m-1500 m)

Case2  
: 堆積岩 (0 m-50 m)  
+ 花崗岩 (50 m-1500 m)

補足図 1.3(b) 両モデルにおける解析結果の比較  
(変形図)

補足表1.2 堆積岩を考慮しない場合(Case1)と考慮した場合(Case2)の比較検討結果  
(立坑壁面の岩盤応力)

座標		Case1の応力 (tf/m <sup>2</sup> )		Case2の応力 (tf/m <sup>2</sup> )		両ケースの応力の差 (tf/m <sup>2</sup> )		検証パラメーター	
x	y	円周方向 ( $\sigma_{\theta 1}$ )	鉛直方向 ( $\sigma_{z 1}$ )	円周方向 ( $D_{\theta 2}$ )	鉛直方向 ( $D_{z 2}$ )	$D_{\theta 2}-D_{\theta 1}$	$D_{z 2}-D_{z 1}$	$\frac{ D_{\theta 2}-D_{\theta 1} }{D_{\theta 2}}$	$\frac{ D_{z 2}-D_{z 1} }{D_{z 2}}$
13.4	-5.3	-9.2	-14.0	-5.0	-10.0	4.2	4.0	64%	40%
13.4	-19.7	-34.2	-62.2	-17.8	-37.3	16.5	15.0	93%	40%
13.4	-30.3	-62.6	-80.3	-27.4	-57.3	35.2	23.0	92%	40%
13.4	-44.7	-77.7	-118.5	-33.4	-84.9	39.2	33.6	102%	40%
13.4	-60.5	-105.1	-160.4	-82.3	-123.7	22.8	36.7	28%	0%
13.4	-89.3	-155.1	-236.6	-129.9	-199.7	25.2	36.9	19%	0%
13.4	-110.3	-191.6	-292.4	-167.4	-255.1	24.3	37.3	14%	0%
13.4	-139.1	-241.6	-368.6	-216.9	-331.1	24.7	37.5	11%	0%
13.4	-160.1	-278.1	-424.3	-253.6	-386.9	24.5	37.5	10%	10%
13.4	-188.9	-328.0	-500.5	-303.4	-463.0	24.6	37.5	8%	8%
13.4	-209.9	-364.6	-556.3	-340.0	-518.8	24.6	37.5	7%	7%
13.4	-238.7	-414.5	-632.5	-390.0	-595.0	24.6	37.5	6%	6%
13.4	-259.7	-451.1	-688.3	-426.5	-650.8	24.6	37.5	6%	6%
13.4	-288.5	-501.0	-764.5	-476.5	-727.0	24.6	37.5	5%	5%
13.4	-299.4	-520.0	-793.4	-495.4	-755.9	24.6	37.5	5%	0%
13.4	-300.6	-522.1	-796.6	-497.5	-759.1	24.6	37.5	5%	0%
13.4	-311.5	-541.0	-825.5	-516.5	-788.0	24.6	37.5	5%	0%
13.4	-340.2	-590.9	-901.6	-566.4	-864.1	24.6	37.5	4%	4%
13.4	-361.3	-627.5	-957.4	-602.9	-919.9	24.6	37.5	4%	0%
13.4	-390.0	-677.3	-1033.5	-652.8	-996.0	24.6	37.5	4%	0%
13.4	-411.0	-713.9	-1089.2	-689.3	-1051.7	24.6	37.5	4%	4%
13.4	-439.7	-763.8	-1165.3	-739.2	-1127.8	24.6	37.5	3%	0%
13.4	-460.8	-800.3	-1221.0	-775.7	-1183.5	24.6	37.5	3%	0%
13.4	-489.5	-850.2	-1297.1	-825.6	-1259.6	24.6	37.5	3%	3%
13.4	-510.5	-886.7	-1352.9	-862.1	-1315.4	24.6	37.5	3%	3%
13.4	-539.2	-936.6	-1429.0	-912.0	-1391.5	24.6	37.5	3%	0%
13.4	-560.3	-973.1	-1484.7	-948.5	-1447.2	24.6	37.5	3%	3%
13.4	-589.0	-1023.0	-1560.8	-998.4	-1523.3	24.6	37.5	2%	0%
13.4	-610.0	-1059.5	-1616.5	-1034.9	-1579.0	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-638.7	-1109.4	-1692.6	-1084.8	-1655.1	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-659.8	-1145.9	-1748.4	-1121.3	-1710.9	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-688.5	-1195.8	-1824.5	-1171.2	-1787.0	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-699.4	-1214.8	-1853.5	-1190.2	-1816.0	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-700.6	-1216.8	-1856.6	-1192.2	-1819.1	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-711.5	-1235.8	-1885.6	-1211.2	-1848.1	24.6	37.5	2%	0%
13.4	-740.3	-1285.8	-1961.8	-1261.2	-1924.3	24.6	37.5	2%	0%
13.4	-761.4	-1322.4	-2017.6	-1297.8	-1980.1	24.6	37.5	2%	0%
13.4	-790.1	-1372.3	-2093.9	-1347.7	-2056.4	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-811.2	-1409.0	-2149.6	-1384.4	-2112.1	24.6	37.5	2%	0%
13.4	-840.0	-1458.4	-2225.8	-1433.9	-2188.3	24.6	37.5	2%	0%
13.4	-861.0	-1496.1	-2282.1	-1471.5	-2244.6	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-889.8	-1544.3	-2358.2	-1519.7	-2320.7	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-910.9	-1583.5	-2413.5	-1558.9	-2376.0	24.6	37.5	2%	2%
13.4	-939.6	-1622.8	-2487.9	-1598.3	-2450.4	24.4	37.5	2%	2%
13.4	-960.7	-1680.9	-2546.1	-1656.1	-2508.6	24.8	37.5	1%	1%
13.4	-989.5	-1679.5	-2637.7	-1655.5	-2600.0	24.0	37.7	1%	1%
13.4	-1010.6	-1564.9	-2664.6	-1543.0	-2627.3	21.9	37.3	1%	0%

境界部

補足表1.3 堆積岩を考慮しない場合(Case1)と考慮した場合(Case2)の比較検討結果  
(立坑壁面の岩盤変位)

座標		Case1の変位(m)		Case2の変位(m)		両ケースの変位差(m)		検証パラメーター	
x	y	水平変位 (Dr1)	鉛直変位 (Dz1)	水平変位 (Dr2)	鉛直変位 (Dz2)	Dr2-Dr1	Dz2-Dz1	Dr2-Dr1  Dr2	Dz2-Dz1  Dz2
3.0	0.0	0.00000	-0.00001	0.00000	0.00010	0.00000	0.00010	100%	106%
3.0	-12.5	-0.00003	-0.00001	-0.00023	0.00007	-0.00020	0.00007	88%	109%
3.0	-25.0	-0.00005	-0.00001	-0.00044	0.00005	-0.00039	0.00005	88%	113%
3.0	-37.5	-0.00008	-0.00001	-0.00041	0.00001	-0.00034	0.00002	81%	167%
3.0	-50.0	-0.00011	-0.00001	-0.00012	-0.00003	-0.00001	-0.00003	11%	82%
3.0	-74.9	-0.00016	-0.00001	-0.00013	-0.00002	0.00003	-0.00001	23%	68%
3.0	-99.8	-0.00021	-0.00001	-0.00018	0.00000	0.00003	0.00000	16%	25%
3.0	-124.7	-0.00026	-0.00001	-0.00023	-0.00001	0.00003	0.00000	13%	0%
3.0	-149.6	-0.00031	0.00000	-0.00029	0.00000	0.00003	0.00000	10%	0%
3.0	-174.5	-0.00037	0.00000	-0.00034	0.00000	0.00003	0.00000	9%	0%
3.0	-199.4	-0.00042	0.00000	-0.00039	0.00000	0.00003	0.00000	8%	0%
3.0	-224.3	-0.00047	0.00000	-0.00044	0.00000	0.00003	0.00000	7%	0%
3.0	-249.2	-0.00052	0.00000	-0.00049	0.00000	0.00003	0.00000	6%	0%
3.0	-274.1	-0.00057	0.00000	-0.00055	0.00000	0.00003	0.00000	5%	0%
3.0	-299.0	-0.00063	0.00000	-0.00060	0.00000	0.00003	0.00000	5%	0%
3.0	-300.0	-0.00063	0.00000	-0.00060	0.00000	0.00003	0.00000	5%	0%
3.0	-301.0	-0.00063	0.00000	-0.00060	0.00000	0.00003	0.00000	5%	0%
3.0	-325.9	-0.00068	0.00000	-0.00065	0.00000	0.00003	0.00000	5%	0%
3.0	-350.8	-0.00074	0.00001	-0.00071	0.00001	0.00003	0.00000	4%	0%
3.0	-375.6	-0.00079	0.00001	-0.00076	0.00001	0.00003	0.00000	4%	0%
3.0	-400.5	-0.00084	0.00001	-0.00081	0.00001	0.00003	0.00000	4%	0%
3.0	-425.4	-0.00089	0.00001	-0.00086	0.00001	0.00003	0.00000	3%	0%
3.0	-450.3	-0.00094	0.00001	-0.00091	0.00001	0.00003	0.00000	3%	0%
3.0	-475.1	-0.00100	0.00002	-0.00097	0.00002	0.00003	0.00000	3%	0%
3.0	-500.0	-0.00105	0.00002	-0.00102	0.00002	0.00003	0.00000	3%	0%
3.0	-524.9	-0.00110	0.00002	-0.00107	0.00002	0.00003	0.00000	3%	0%
3.0	-549.8	-0.00115	0.00002	-0.00112	0.00002	0.00003	0.00000	3%	0%
3.0	-574.6	-0.00120	0.00002	-0.00118	0.00003	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-599.5	-0.00126	0.00003	-0.00123	0.00003	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-624.4	-0.00131	0.00003	-0.00128	0.00003	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-649.3	-0.00136	0.00003	-0.00133	0.00003	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-674.1	-0.00141	0.00004	-0.00138	0.00004	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-699.0	-0.00147	0.00004	-0.00144	0.00004	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-700.0	-0.00147	0.00004	-0.00144	0.00004	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-701.0	-0.00147	0.00004	-0.00144	0.00004	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-725.9	-0.00152	0.00004	-0.00149	0.00004	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-750.8	-0.00157	0.00005	-0.00154	0.00005	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-775.8	-0.00163	0.00005	-0.00160	0.00005	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-800.7	-0.00167	0.00005	-0.00165	0.00005	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-825.6	-0.00174	0.00006	-0.00171	0.00006	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-850.5	-0.00179	0.00007	-0.00176	0.00006	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-875.4	-0.00182	0.00007	-0.00179	0.00007	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-900.3	-0.00182	0.00006	-0.00179	0.00006	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-925.3	-0.00203	0.00006	-0.00200	0.00006	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-950.2	-0.00207	0.00018	-0.00203	0.00018	0.00003	0.00000	2%	0%
3.0	-975.1	-0.00183	0.00007	-0.00180	0.00007	0.00003	0.00000	1%	0%
3.0	-1000.0	-0.00065	-0.00007	-0.00064	-0.00007	0.00001	0.00000	1%	0%

 堆積岩

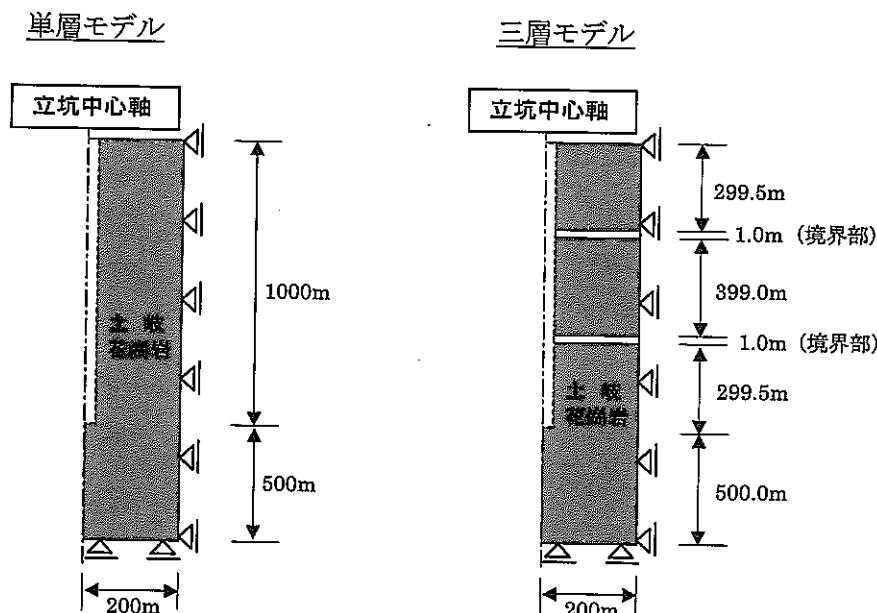
## 補足資料2 三層モデルの妥当性の検証

### 概要

岩盤を力学特性の異なる三層の岩体としてモデル化した三層モデルでは、各岩体の上端部(岩体上端部)を自由面(変位拘束なし)として解析を行っており、実岩盤の現象とは異なる。ここでは、単層モデルと三層モデルの解析結果を比較し、この上部境界面が解析結果に与える影響範囲を調べ、三層モデルの妥当性を検証した。具体的には、補足資料1と同様な解析方法を用いて、単層モデルと三層モデル(図4. 2. 2)における立坑掘削時(直径6.0m、深度1000m)の二次元FEM解析(2D- $\sigma$ :ソフトブレーン社)を実施し、それらの結果から影響範囲を調べた。

### 解析モデル

解析モデルは、単層モデルと三層モデル(三つの岩体が異なる力学特性を有する)とする。本解析ソフトでは、三層モデルの不連続面を直接考慮することができないため、岩盤物性値を低減した薄い層(幅1.0m)を擬似的な不連続面としてモデル化した(補足図2. 1、補足表2. 1)。



補足図2. 1 解析モデル

補足表2. 1 解析に用いた岩盤物性値

	一般部(花崗岩)	境界部
比重	2.65	2.65
弾性係数(MPa)	30,500	305(一般部の1/100)
ポアソン比	0.37	0.37



## 解析結果

両モデルの解析結果を補足図2. 2(a)(岩盤応力), 補足図2. 2(b)(岩盤変位)、そして岩盤応力, 立坑壁面の岩盤変位量(有限要素法の節点位置)を補足表2. 2, 2. 3に示す。

単層モデルと三層モデルでの立坑壁面の岩盤応力を比較すると, 鉛直方向の応力( $\sigma_z$ )は, 境界面の影響をほとんど受けていないが, 円周方向の応力( $\sigma_r$ )は境界層付近では応力状態の違いが見られる。しかし, 水平方向応力の違いは, 境界層(深度300m, 700m)から100m以上離れた領域では無視できる程度の値であり, この領域以外では周辺岩盤の応力状態へ与える影響は小さい(補足表2. 2)。

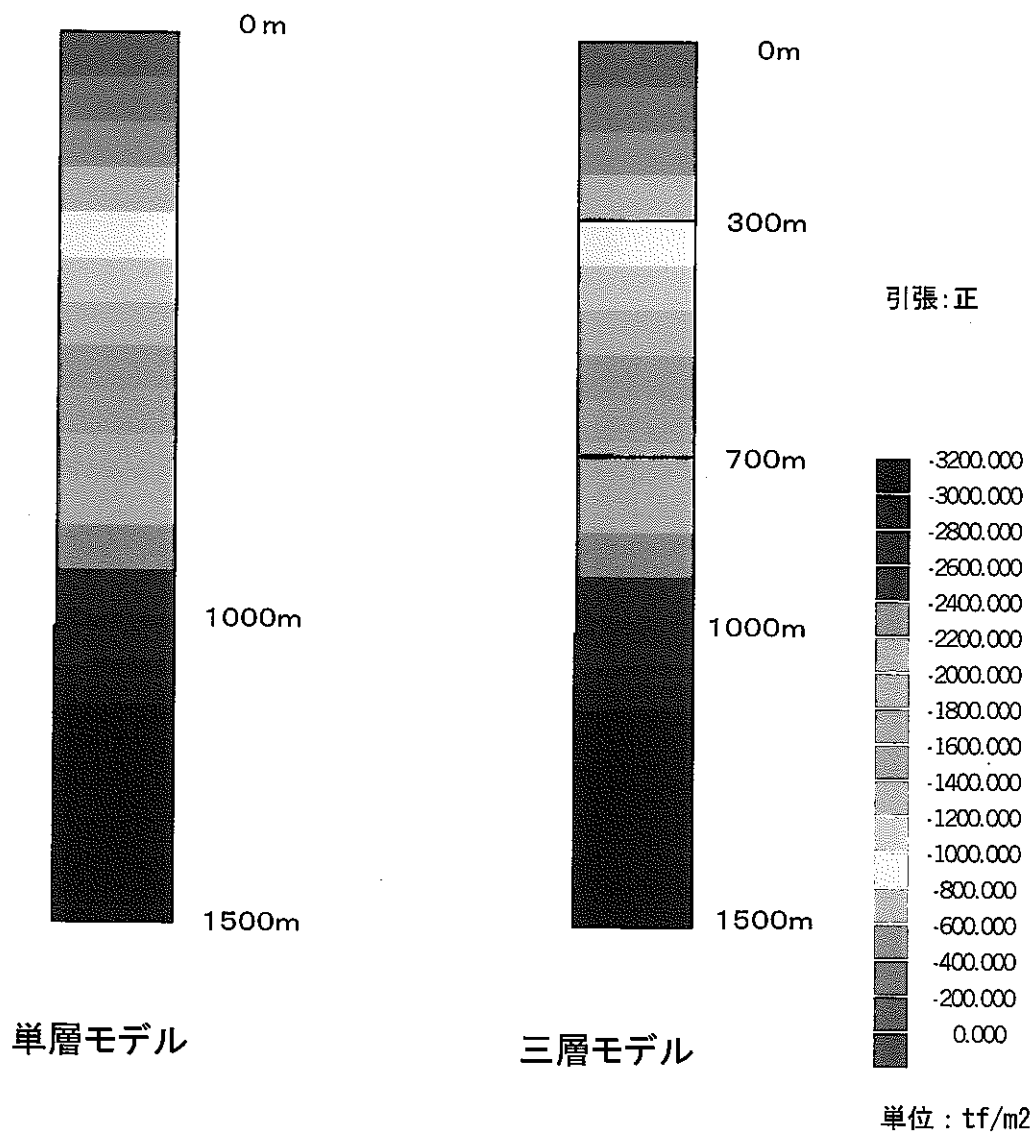
岩盤変位量についても, 境界付近(深度300mおよび700m)では多少異なるものの, 境界からある程度離れた位置では変位量の違いは見られなくなる(補足表2. 3)。

## 考察

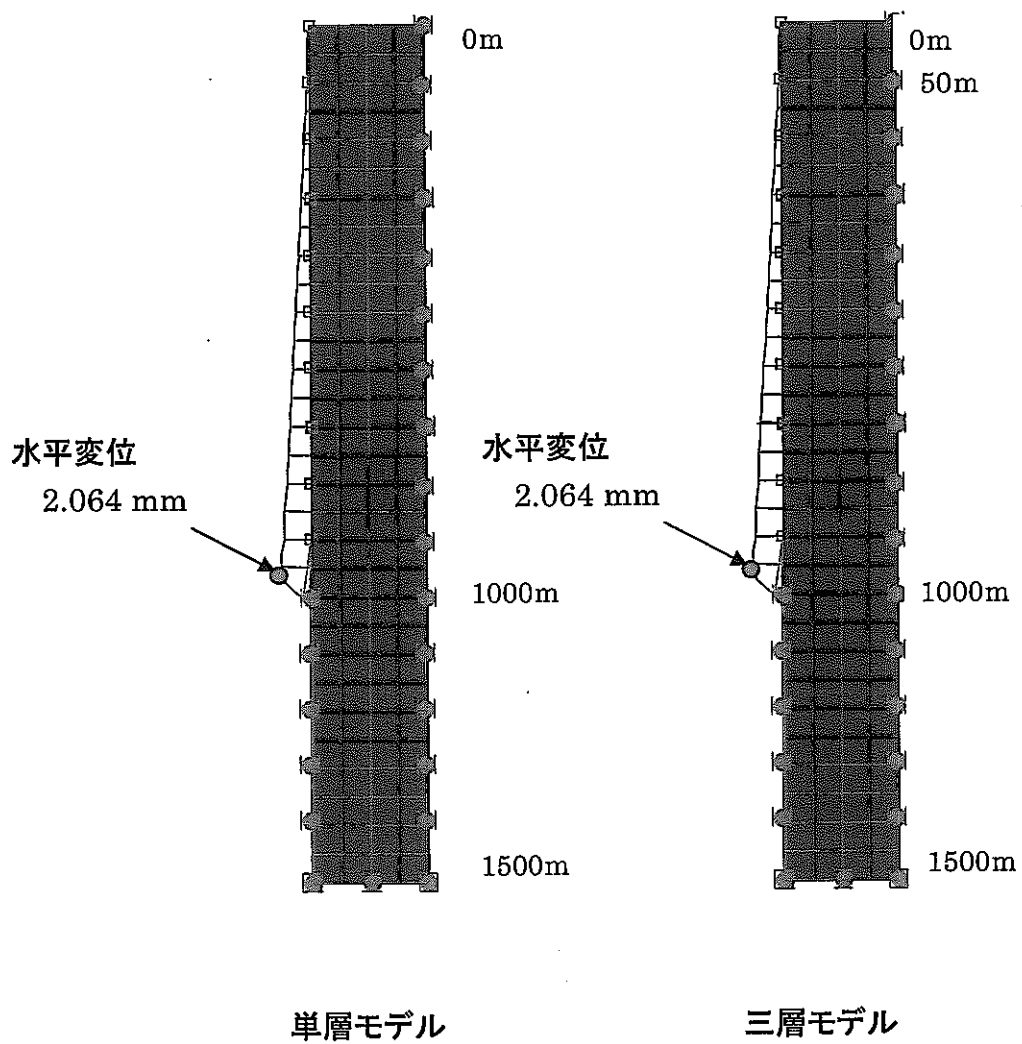
補足資料1と同様に, 両解析モデルにおける結果の絶対値を単層モデルの結果(真値)で除したパラメーターを補足表2. 2, 2. 3に示した。岩盤応力値に対するパラメーターは, 全領域で零である。岩盤変位量についても, 境界部やその近傍で大きな値を示すが, 境界から離れた領域では非常に小さい。また, このパラメーターは, 境界部やその近傍以外ではほとんど零であり, 境界面が解析結果に与える影響は小さいものと推測される。

## 結論

以上の解析結果より, 三層モデルでは境界から100m以上離れた領域であれば, 境界部の影響は無視できるものと考えられる。



補足図2.2(a) 単層モデルと三層モデルにおける解析結果の比較  
(鉛直方向応力:  $\sigma_y$ )



補足図 2.2(b) 単層モデルと三層モデルにおける解析結果の比較  
(変形図)

補足表2. 2 単層モデルと三層モデルの比較検討結果(立坑壁面の岩盤応力)

座標		三層モデルの応力 (tf/m <sup>2</sup> )		単層モデルの応力 (tf/m <sup>2</sup> )		両ケースの応力の差 (tf/m <sup>2</sup> )		検証パラメーター	
x	y	円周方向 ( $\sigma_{\theta 1}$ )	鉛直方向 ( $\sigma_{z 1}$ )	円周方向 ( $D_{\theta 2}$ )	鉛直方向 ( $D_{z 2}$ )	$D_{\theta 2}-D_{\theta 1}$	$D_{z 2}-D_{z 1}$	$\frac{ D_{\theta 2}-D_{\theta 1} }{D_{\theta 2}}$	$\frac{ D_{z 2}-D_{z 1} }{D_{z 2}}$
13.4	-10.5	-18.3	-28.0	-18.3	-28.0	0.00026	-0.00005	0%	0%
13.4	-39.4	-68.4	-104.3	-68.4	-104.3	-0.00044	-0.00049	0%	0%
13.4	-60.5	-105.0	-160.2	-105.0	-160.2	0.00128	0.00038	0%	0%
13.4	-89.3	-155.1	-236.6	-155.1	-236.6	-0.00220	-0.00088	0%	0%
13.4	-110.4	-191.7	-292.5	-191.7	-292.5	0.00459	-0.00101	0%	0%
13.4	-139.2	-241.8	-368.9	-241.8	-368.9	-0.01236	-0.00635	0%	0%
13.4	-160.3	-278.4	-424.8	-278.4	-424.8	0.02386	-0.00043	0%	0%
13.4	-189.1	-328.5	-501.2	-328.5	-501.2	-0.04523	-0.01730	0%	0%
13.4	-210.2	-365.1	-557.1	-365.0	-557.1	0.08408	-0.01996	0%	0%
13.4	-239.0	-415.2	-633.4	-415.4	-633.6	-0.27762	-0.12604	0%	0%
13.4	-260.1	-451.8	-689.3	-451.3	-689.6	0.48947	-0.23059	0%	0%
13.4	-289.0	-501.9	-765.7	-503.3	-766.0	-1.45837	-0.25623	0%	0%
13.4	-311.0	-540.2	-824.3	-541.7	-824.5	-1.45843	-0.25623	0%	0%
13.4	-339.8	-590.2	-900.6	-589.8	-900.8	0.49042	-0.23077	0%	0%
13.4	-360.9	-626.9	-956.4	-627.1	-956.6	-0.27698	-0.12512	0%	0%
13.4	-389.7	-676.9	-1032.7	-676.8	-1032.8	0.08398	-0.01965	0%	0%
13.4	-410.8	-713.5	-1088.6	-713.5	-1088.6	-0.04449	-0.01758	0%	0%
13.4	-439.6	-763.5	-1164.9	-763.5	-1164.9	0.02228	-0.00110	0%	0%
13.4	-460.7	-800.1	-1220.8	-800.1	-1220.8	-0.00958	-0.00574	0%	0%
13.4	-489.5	-850.1	-1297.1	-850.1	-1297.1	-0.00073	-0.00305	0%	0%
13.4	-510.5	-886.7	-1352.9	-886.7	-1352.9	0.00799	-0.00403	0%	0%
13.4	-539.3	-936.7	-1429.2	-936.8	-1429.3	-0.02789	-0.01404	0%	0%
13.4	-560.4	-973.4	-1485.1	-973.3	-1485.1	0.05432	-0.00012	0%	0%
13.4	-589.2	-1023.4	-1561.4	-1023.5	-1561.4	-0.10504	-0.03931	0%	0%
13.4	-610.3	-1060.0	-1617.3	-1059.8	-1617.3	0.19629	-0.04614	0%	0%
13.4	-639.1	-1110.0	-1693.6	-1110.6	-1693.9	-0.64612	-0.29004	0%	0%
13.4	-660.2	-1146.6	-1749.4	-1145.5	-1750.0	1.14063	-0.52271	0%	0%
13.4	-689.0	-1196.6	-1825.7	-1200.0	-1826.3	-3.39734	-0.58862	0%	0%
13.4	-711.0	-1235.0	-1884.3	-1238.4	-1884.9	-3.39319	-0.58813	0%	0%
13.4	-739.9	-1285.0	-1960.6	-1283.9	-1961.2	1.13989	-0.52246	0%	0%
13.4	-761.0	-1321.7	-2016.6	-1322.3	-2016.9	-0.64465	-0.28882	0%	0%
13.4	-789.8	-1371.7	-2093.0	-1371.5	-2093.0	0.19666	-0.04565	0%	0%
13.4	-810.9	-1408.4	-2148.8	-1408.5	-2148.8	-0.10571	-0.03931	0%	0%
13.4	-839.7	-1458.0	-2225.1	-1457.9	-2225.1	0.05505	0.00049	0%	0%
13.4	-860.8	-1495.7	-2281.5	-1495.7	-2281.5	-0.02905	-0.01392	0%	0%
13.4	-889.6	-1543.9	-2357.7	-1543.9	-2357.7	0.01013	-0.00293	0%	0%
13.4	-910.7	-1583.2	-2413.1	-1583.3	-2413.1	-0.00525	-0.00171	0%	0%
13.4	-939.5	-1622.6	-2487.6	-1622.6	-2487.6	0.00293	0.00049	0%	0%
13.4	-960.6	-1680.8	-2545.9	-1680.8	-2545.9	-0.00159	-0.00122	0%	0%
13.4	-989.5	-1679.4	-2637.7	-1679.4	-2637.7	0.00061	-0.00049	0%	0%
13.4	-1010.6	-1564.8	-2664.5	-1564.8	-2664.5	0.00000	0.00000	0%	0%

補足表2.3 単層モデルと三層モデルの比較検討結果(立坑壁面の岩盤変位)

座標		三層モデルの変位(m)		単層モデルの変位(m)		両ケースの変位差(m)		検証パラメーター	
x	y	水平変位 (Dr1)	鉛直変位 (Dz1)	水平変位 (Dr2)	鉛直変位 (Dz2)	Dr2-Dr1	Dz2-Dz1	Dr2-Dr1	Dz2-Dz1
								Dr2	Dz2
3.0	0.0	0.00000	-0.00001	0.00000	-0.00001	0.00000	0.00000	—	—
3.0	-25.0	-0.00005	-0.00001	-0.00005	-0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-49.9	-0.00011	-0.00001	-0.00011	-0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-74.9	-0.00016	-0.00001	-0.00016	-0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-99.8	-0.00021	-0.00001	-0.00021	-0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-124.8	-0.00026	-0.00001	-0.00026	-0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-149.8	-0.00031	0.00000	-0.00031	0.00000	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-174.7	-0.00037	0.00000	-0.00037	0.00000	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-199.7	-0.00042	0.00000	-0.00042	0.00000	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-224.6	-0.00047	0.00000	-0.00047	0.00000	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-249.6	-0.00052	0.00000	-0.00052	0.00000	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-274.5	-0.00058	0.00001	-0.00058	0.00000	0.00000	-0.00001	0%	600%
3.0	-299.5	-0.00066	0.00001	-0.00063	0.00000	0.00004	-0.00001	6%	550%
3.0	-300.0	-0.00074	0.00000	-0.00063	0.00000	0.00011	-0.00000	17%	0%
3.0	-300.5	-0.00067	-0.00001	-0.00063	0.00000	0.00004	0.00001	6%	500%
3.0	-325.4	-0.00068	0.00000	-0.00068	0.00000	0.00000	0.00001	0%	200%
3.0	-350.4	-0.00074	0.00001	-0.00073	0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-375.3	-0.00079	0.00001	-0.00079	0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-400.3	-0.00084	0.00001	-0.00084	0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-425.2	-0.00089	0.00001	-0.00089	0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-450.1	-0.00094	0.00001	-0.00094	0.00001	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-475.1	-0.00100	0.00001	-0.00100	0.00002	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-500.0	-0.00105	0.00002	-0.00105	0.00002	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-524.9	-0.00110	0.00002	-0.00110	0.00002	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-549.9	-0.00115	0.00002	-0.00115	0.00002	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-574.8	-0.00121	0.00003	-0.00121	0.00002	0.00000	0.00000	0%	4%
3.0	-599.8	-0.00126	0.00003	-0.00126	0.00003	0.00000	0.00000	0%	4%
3.0	-624.7	-0.00131	0.00003	-0.00131	0.00003	0.00000	0.00000	0%	7%
3.0	-649.6	-0.00137	0.00003	-0.00136	0.00003	0.00000	0.00000	0%	3%
3.0	-674.6	-0.00142	0.00005	-0.00141	0.00004	0.00000	-0.00002	0%	42%
3.0	-699.5	-0.00155	0.00007	-0.00147	0.00004	0.00008	-0.00003	6%	69%
3.0	-700.0	-0.00172	0.00004	-0.00147	0.00004	0.00025	0.00000	17%	0%
3.0	-700.5	-0.00155	0.00001	-0.00147	0.00004	0.00008	0.00003	6%	69%
3.0	-725.5	-0.00152	0.00003	-0.00152	0.00004	0.00000	0.00002	0%	36%
3.0	-750.4	-0.00158	0.00005	-0.00157	0.00005	0.00000	0.00000	0%	2%
3.0	-775.4	-0.00162	0.00005	-0.00162	0.00005	0.00000	0.00000	0%	4%
3.0	-800.3	-0.00168	0.00005	-0.00167	0.00005	0.00000	0.00000	0%	2%
3.0	-825.3	-0.00174	0.00006	-0.00174	0.00006	0.00000	0.00000	0%	2%
3.0	-850.3	-0.00179	0.00007	-0.00179	0.00007	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-875.2	-0.00182	0.00007	-0.00182	0.00007	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-900.2	-0.00182	0.00006	-0.00182	0.00006	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-925.1	-0.00203	0.00006	-0.00203	0.00006	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-950.1	-0.00206	0.00018	-0.00206	0.00018	0.00000	0.00000	0%	0%
3.0	-975.1	-0.00183	0.00007	-0.00180	0.00007	0.00003	0.00000	1%	2%
3.0	-1000.0	-0.00065	-0.00007	-0.00064	-0.00007	0.00001	0.00000	1%	1%

境界部

### 補足資料3 岩盤損傷評価に用いた内空変位

#### 概要

岩盤構造物の安定性は、解析結果(応力, 変形)と岩盤が破壊あるいは損傷する場合の基準値(以後, 損傷基準値)の比較により評価される。この損傷基準値として、このこれまでに対象地域の岩石を用いた室内試験により、岩石の破壊強度および破壊ひずみが取得されている。ただし、岩盤損傷時の内空変位は、室内試験では直接求めることはできない。そこで、室内試験で得られた破壊ひずみから坑道の大きさに対する岩盤の損傷変位を換算した。

#### 計算方法

損傷変位は、以下の2つの仮定をもとに計算する。

- ①坑道掘削に伴うひずみは円周方向に一定
- ②岩盤は等方均質体

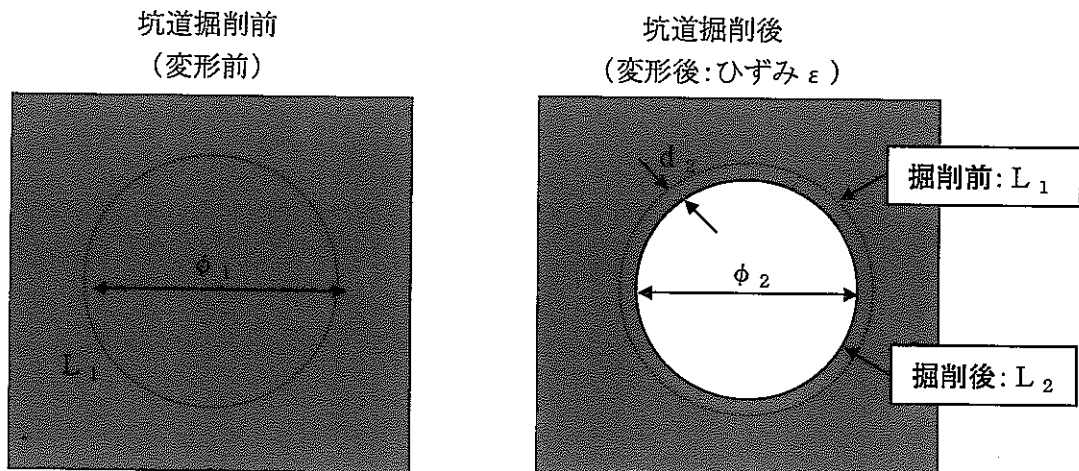
円形の空洞を掘削した場合に、岩盤が損傷を受ける内空変位( $d_2$ )は以下のように求められる。(補足図3. 1参照)。

$$\text{内空変位: } d_2 = (\phi_1 - \phi_2) / 2 = \varepsilon \cdot \phi_1 / 2$$

$\phi_1$  : 坑道掘削前の仮想空洞の直径(m)

$\phi_2$  : 坑道掘削後の直径(m)

$\varepsilon$  : 坑道掘削により発生する岩盤ひずみ



$$\text{計画坑道の周長: } L_1 = \pi \cdot \phi_1$$

$$\begin{aligned} \text{周長: } L_2 &= \pi \cdot \phi_1 - \varepsilon \cdot \pi \cdot \phi_1 \\ &= (1 - \varepsilon) \cdot \pi \cdot \phi_1 \end{aligned}$$

$$\text{直径: } \phi_2 = L_2 / \pi = (1 - \varepsilon) \cdot \phi_1$$

$$\text{内空変位: } d_2 = (\phi_1 - \phi_2) / 2 = \varepsilon \cdot \phi_1 / 2$$

補足図3. 1 坑道掘削による岩盤の変形図

### 岩盤損傷変位

岩石の損傷ひずみ(0.002)から換算した岩盤損傷時の内空変位は、

立坑部 : 6mm

坑道部 : 3mm

となった(以下参照)。

1)立坑部(直径6.0m)の場合

$$0.002 \times 6.0(\text{m}) / 2 = 0.006(\text{m}) = 6\text{mm}$$

2)坑道部(3.0m×3.0mのボックス断面を直径3.0mの円形断面として計算)の場合

$$0.002 \times 3.0(\text{m}) / 2 = 0.003(\text{m}) = 3\text{mm}$$

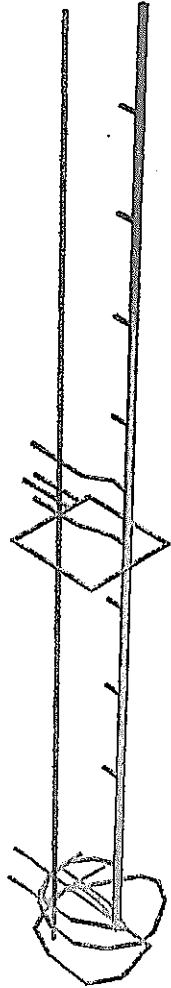
## Appendix



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**

E = 30514

p.r. = 0.37

**FIELD STRESS**

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

**STRENGTH PAR.**

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

**MODEL PAR.**

elements = 5306

nodes = 2663

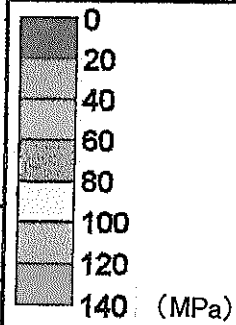
planes = 0

grids = 1

**Isosurfaces**

None Defined

**Contour Legend**



UC  
EN

File

Toolbox

Volume  
Data

Cutting  
Plane

Contour  
Tools

Marker  
Tools

Pick

Object  
Tools

View

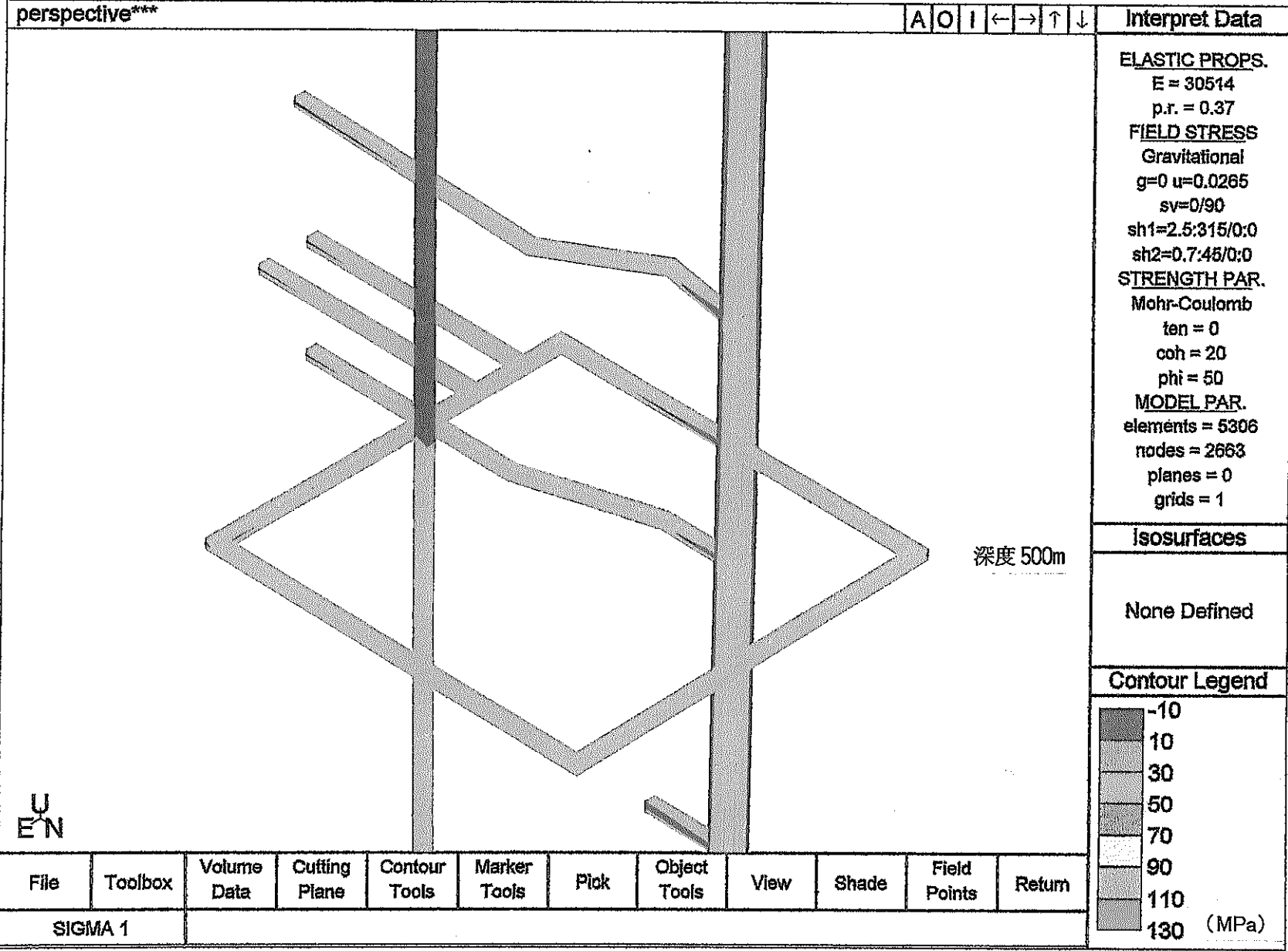
Shade

Field  
Points

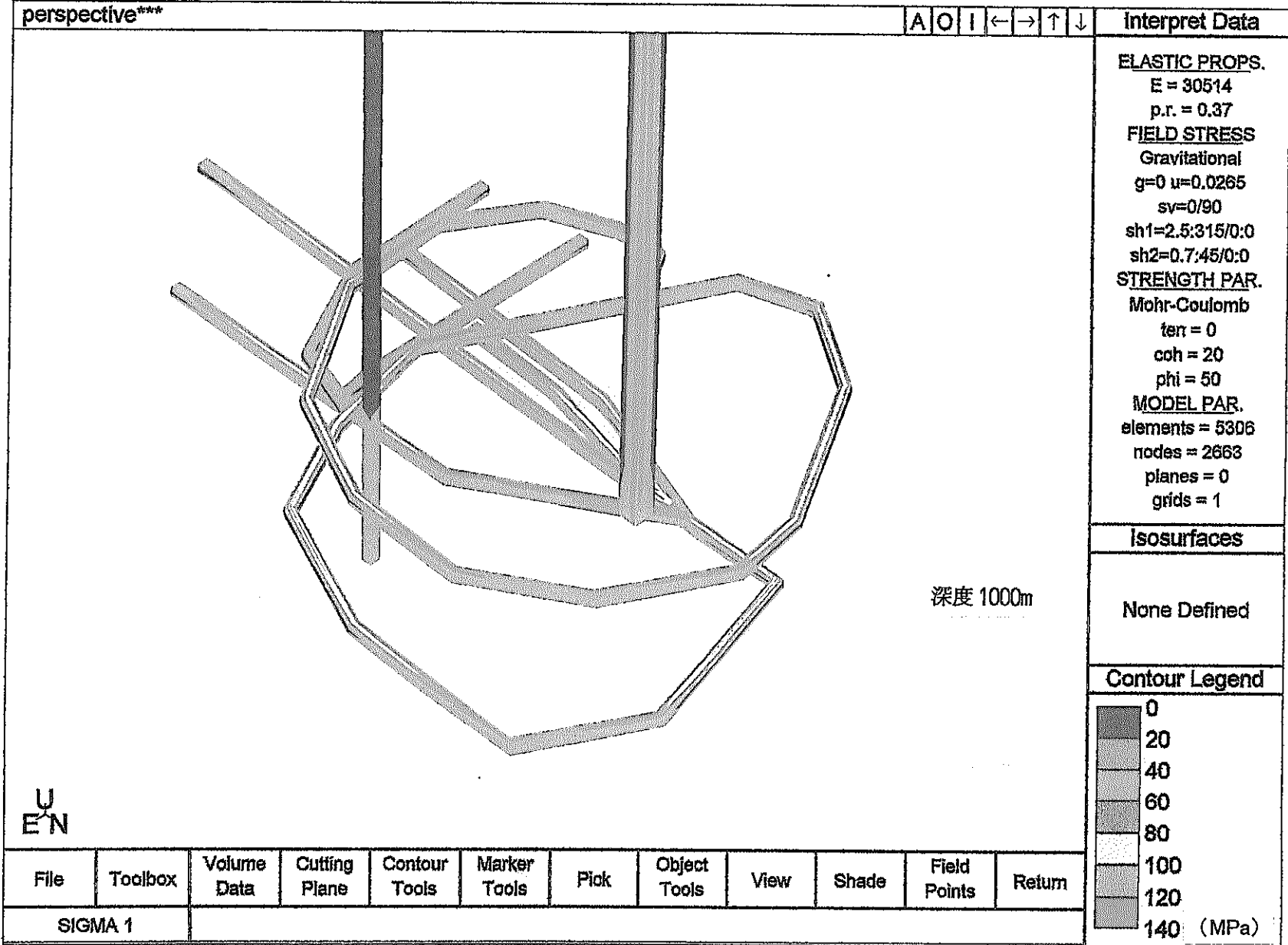
Return

SIGMA 1

Ap. - 図1. 1(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布:立坑部  
(単層モデル, 現計画レイアウト)

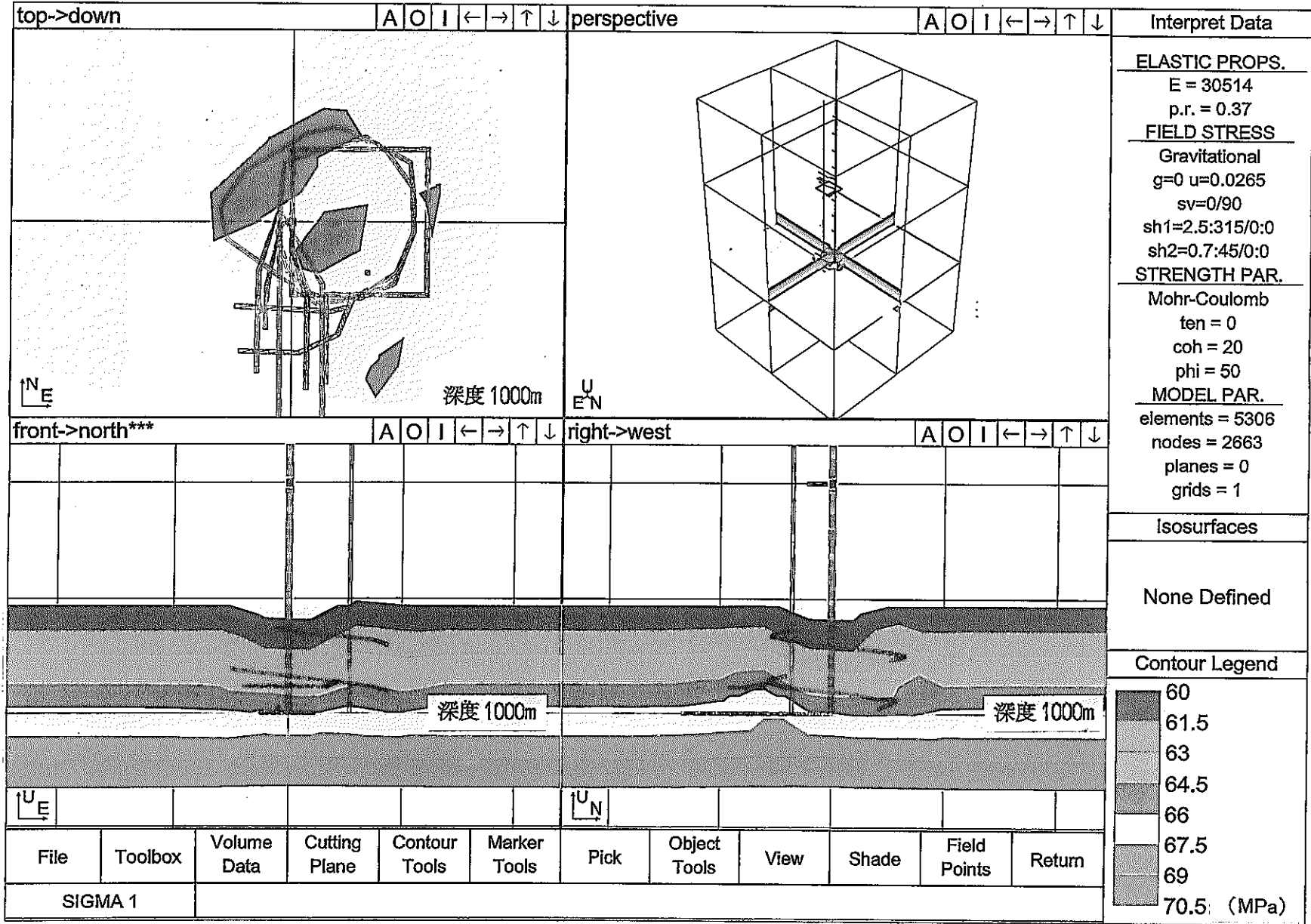


Ap. 一図1. 1(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 副スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)

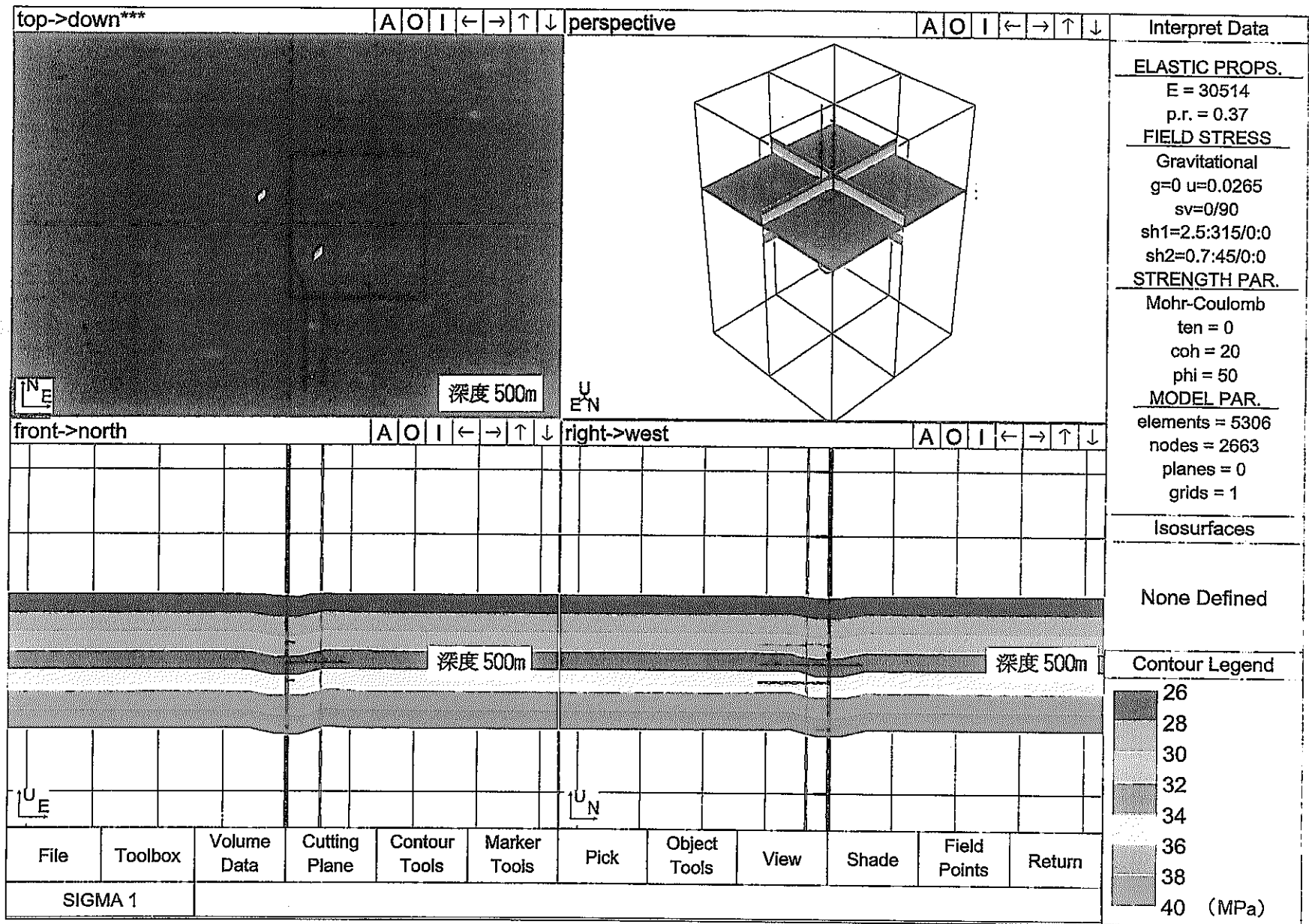


Ap. 一図1. 1(○) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画シイアウト)

Ap. 一図1. 2 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布: 立坑部, 主要スラー研究坑道  
(単層モデル, 現計画シナリオ)



Interpret Data
<b>ELASTIC PROPS.</b>
E = 30514
p.r. = 0.37
<b>FIELD STRESS</b>
Gravitational
g=0 u=0.0265
sv=0/90
sh1=2.5:315/0:0
sh2=0.7:45/0:0
<b>STRENGTH PAR.</b>
Mohr-Coulomb
ten = 0
coh = 20
phi = 50
<b>MODEL PAR.</b>
elements = 5306
nodes = 2663
planes = 0
grids = 1
Isosurfaces
None Defined
<b>Contour Legend</b>
60
61.5
63
64.5
66
67.5
69
70.5: (MPa)



Interpret Data

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37

**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0

**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50

**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces  
 None Defined

**Contour Legend**

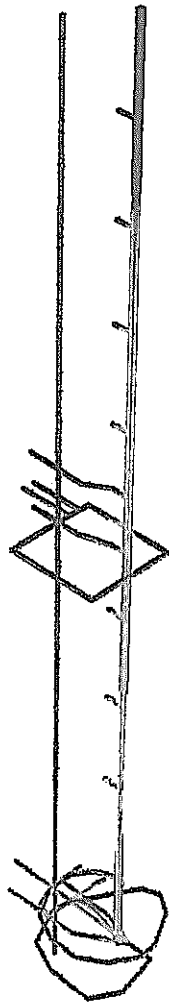
26  
 28  
 30  
 32  
 34  
 36  
 38  
 40 (MPa)

Ap. 一 図 1. 3 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布: 割スレージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

U  
E N

ELASTIC PROPS.

E = 30514

p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

cch = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306

nodes = 2663

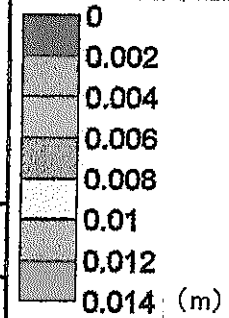
planes = 0

grids = 1

Isosurfaces

None Defined

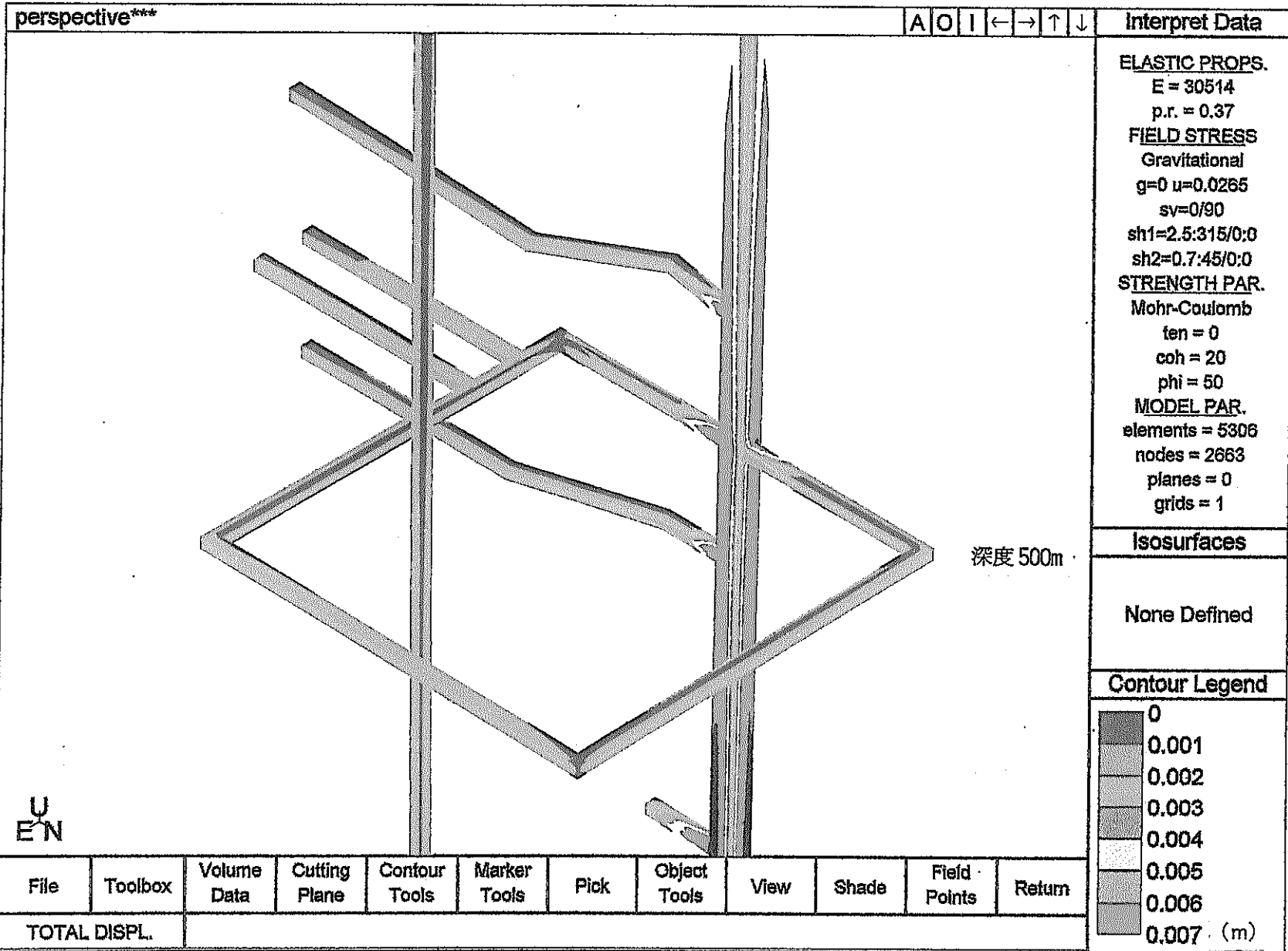
Contour Legend



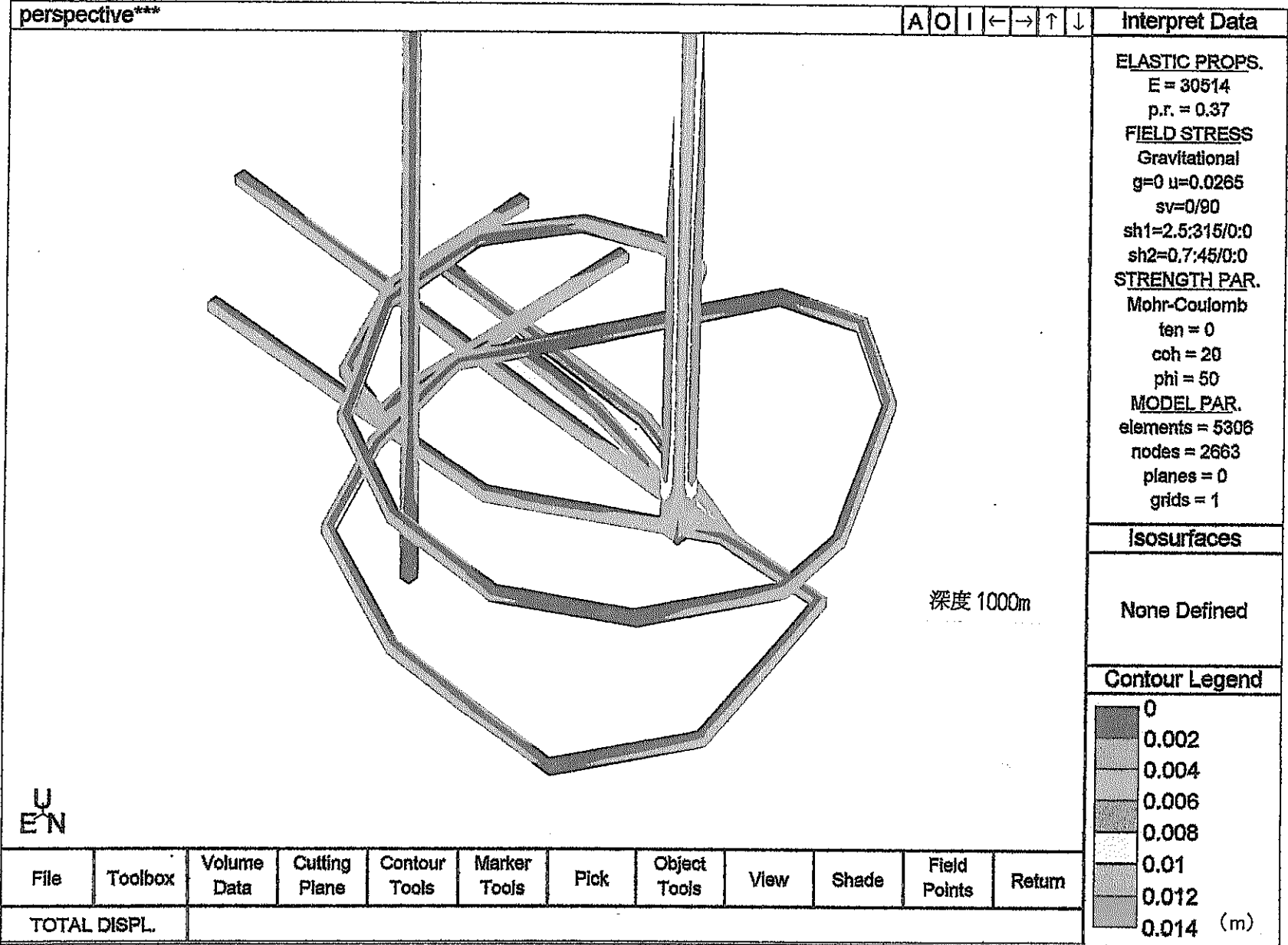
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

Ap. - 図 1. 4(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部  
(単層モデル, 現計画シフト)



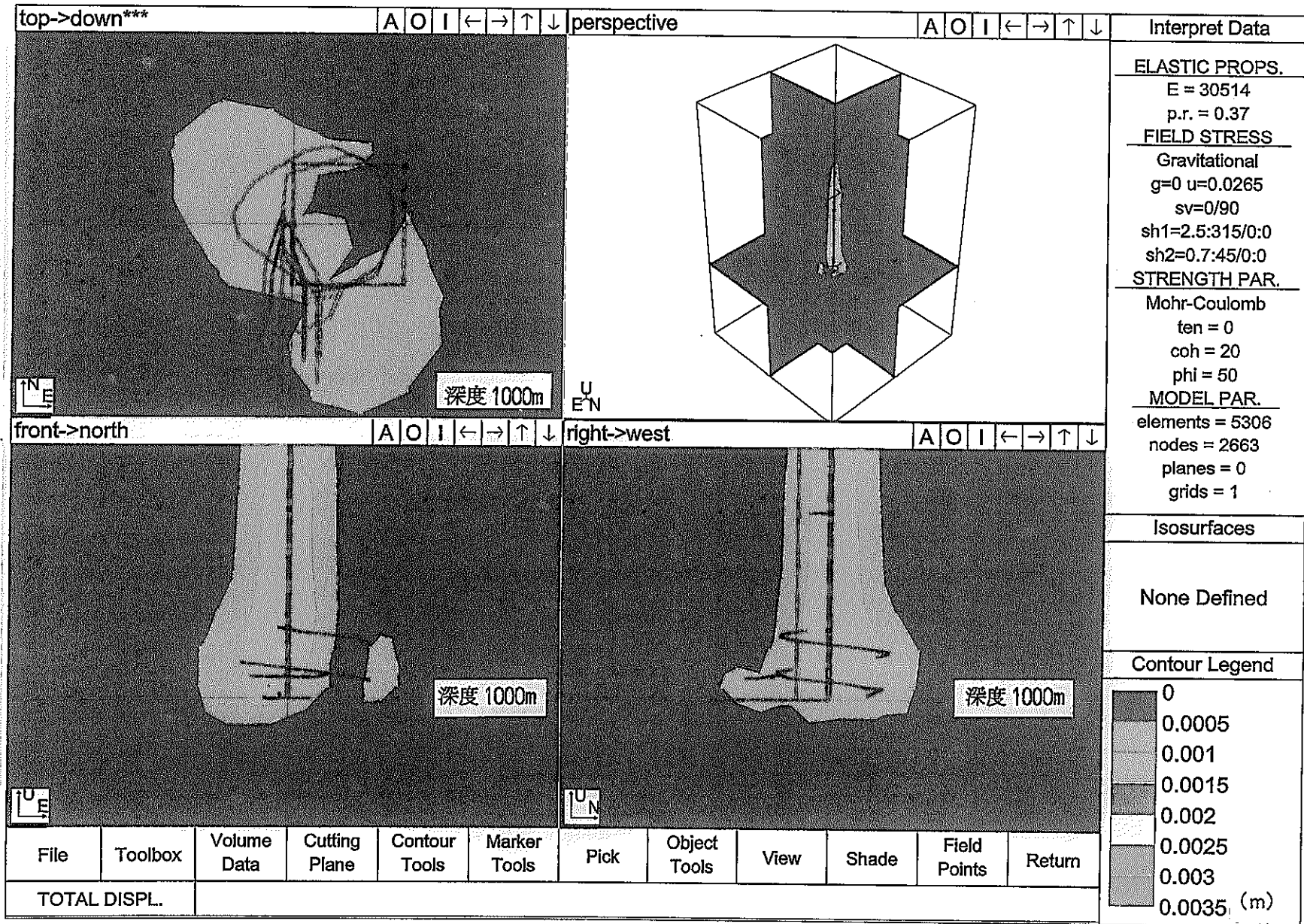
Ap. 一図 1. 4(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画シフト)



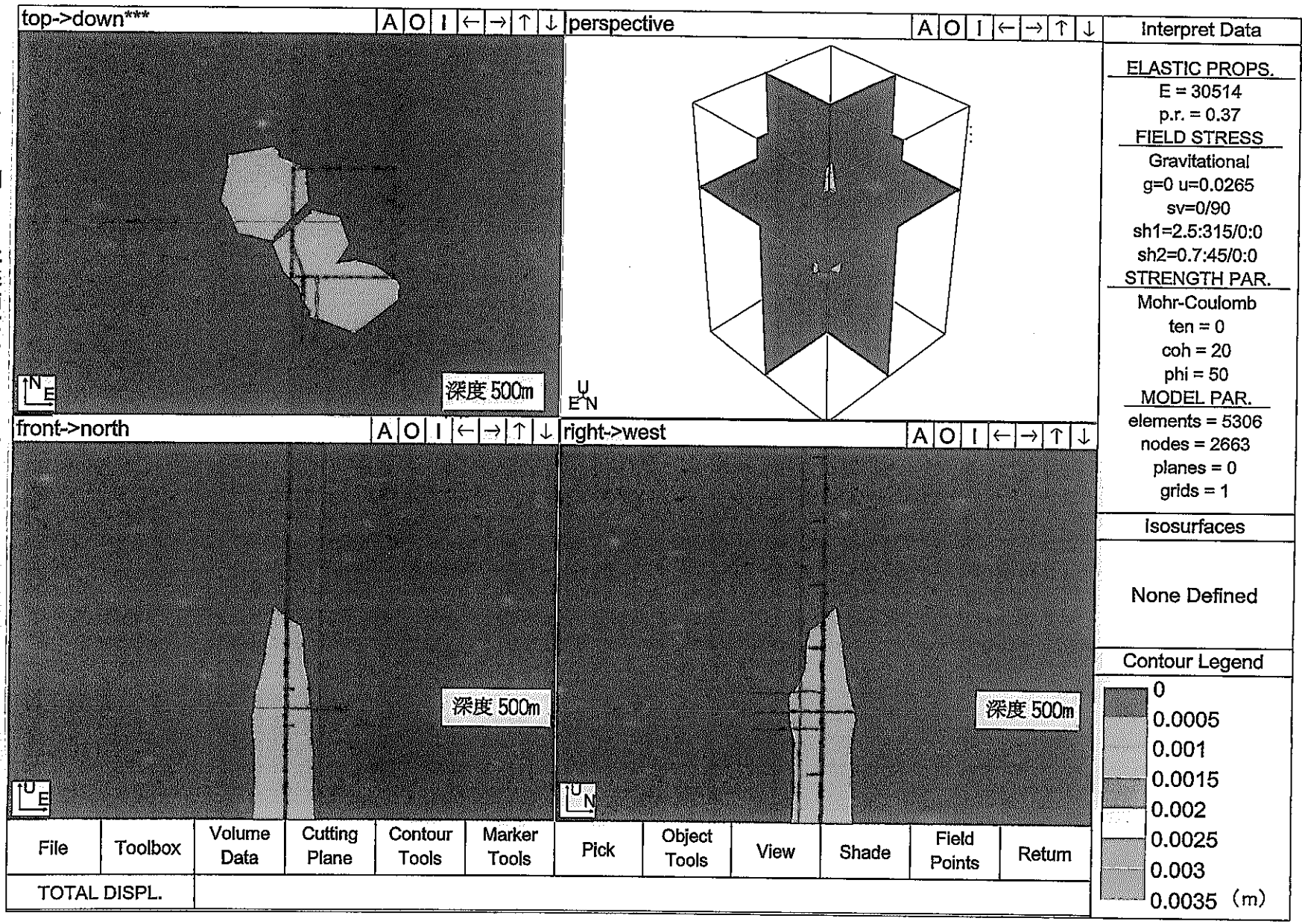
Ap. 一図1. 4(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)



Ap. 一図1.5 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布:立坑部, 主要スラージ研究坑道  
(単層モデル, 現計画レイアウト)



Ap. 一 図 1. 6 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布: 副スレージ研究坑道 (単層モデル, 現計画シイアクト)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

ELASTIC PROPS.

E = 30514

p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306

nodes = 2663

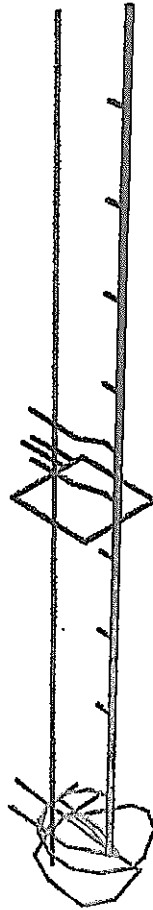
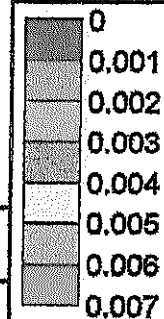
planes = 0

grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend



深度 500m

深度 1000m

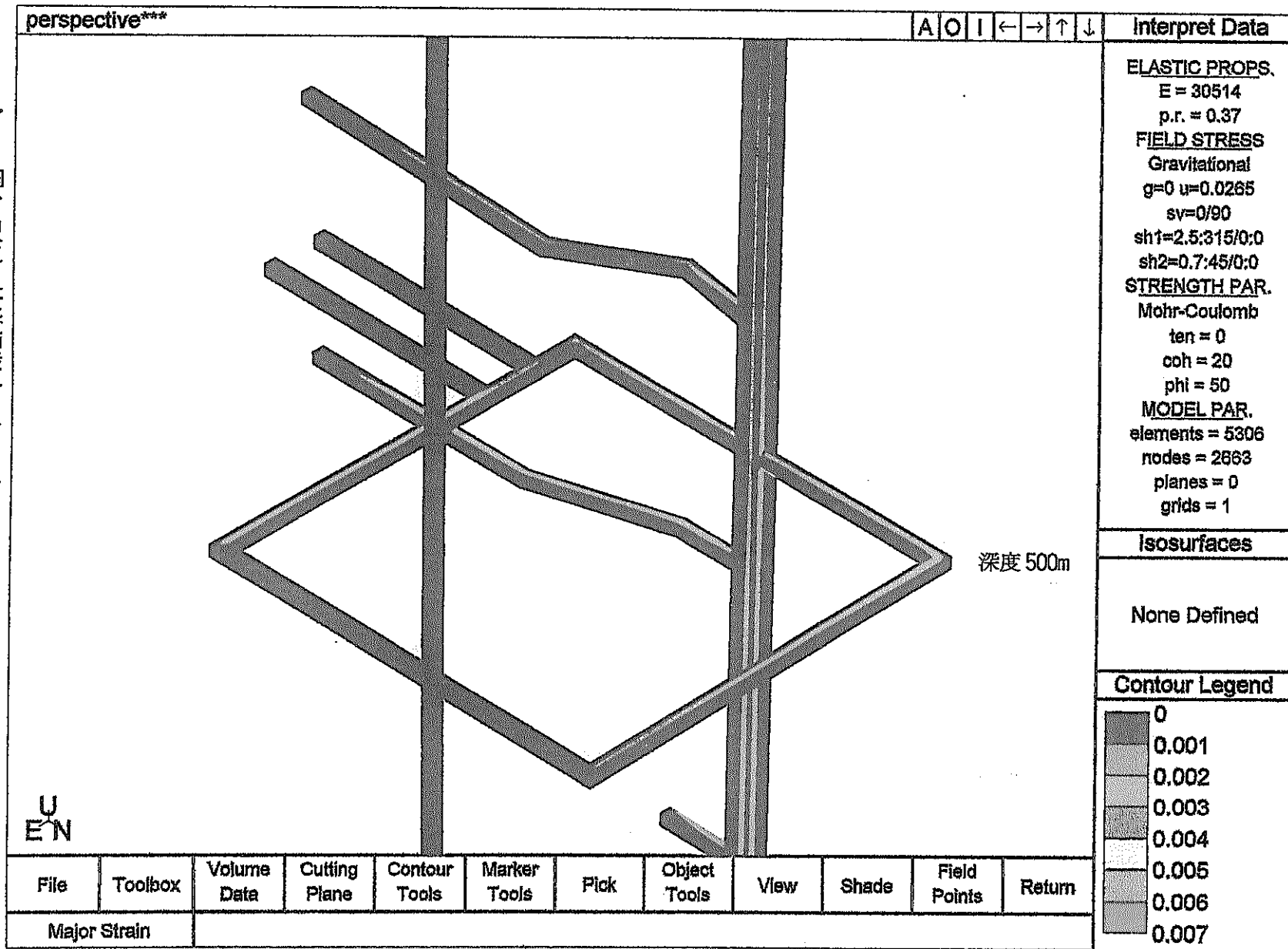
MCN

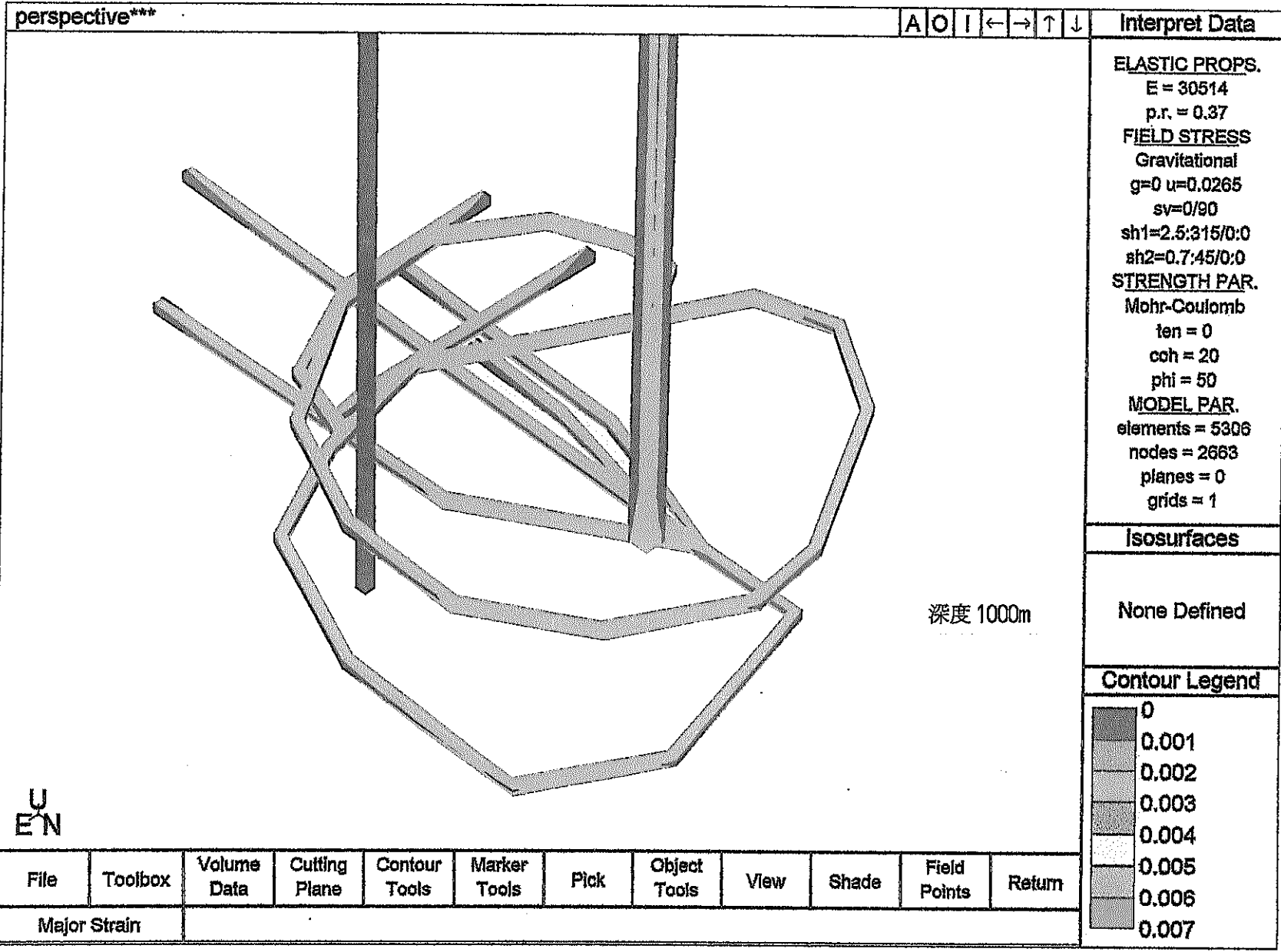
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

Major Strain

Ap. - 図1. 7(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:立坑部  
(単層モデル, 現計画レイアウト)

Ap. 一図 1. 7(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スレージ研究坑道  
(単層モデル, 現計画シイラウト)

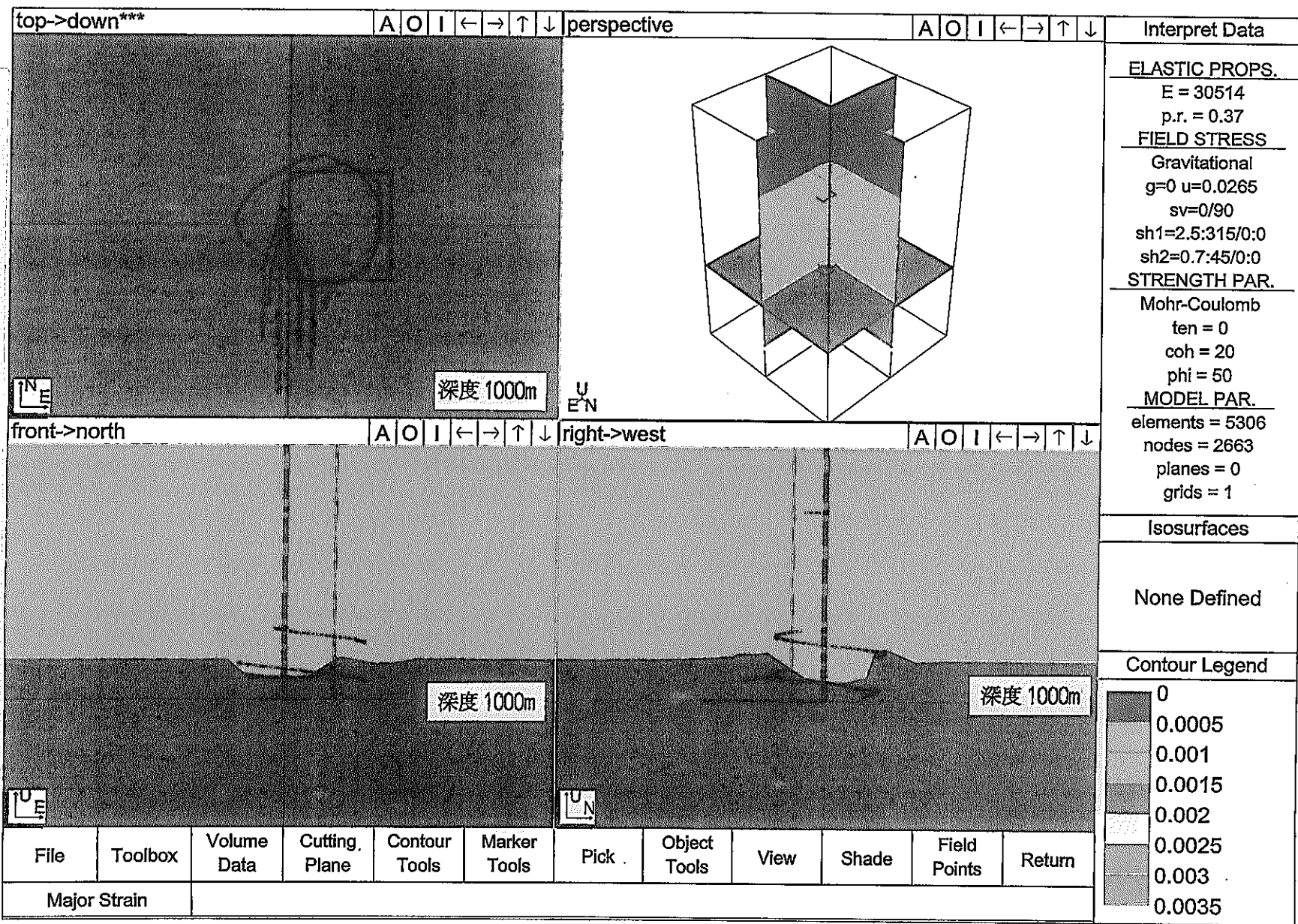




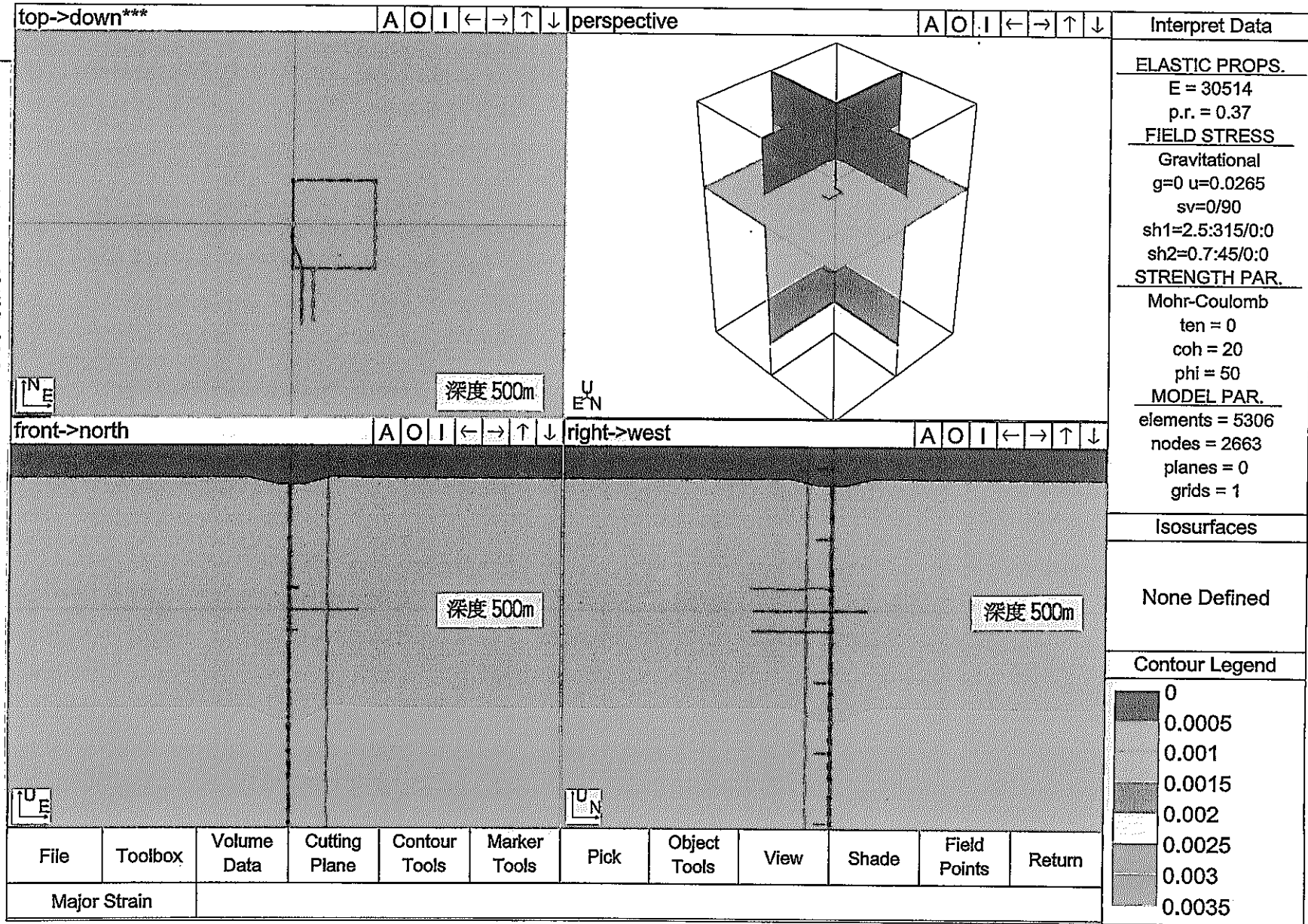
Ap. - 図1. 7(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)



Ap. 一図1. 8 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布: 立坑部, 主要スレージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)



Ap. 一図1. 9 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布: 副スライジ研究坑道  
(単層モデル, 現計画レイアウト)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

**ELASTIC PROPS.**

E = 23955

p.r. = 0.4

**FIELD STRESS**

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=4.2:0/0:0

sh2=1.3:90/0:0

**STRENGTH PAR.**

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

**MODEL PAR.**

elements = 710

nodes = 367

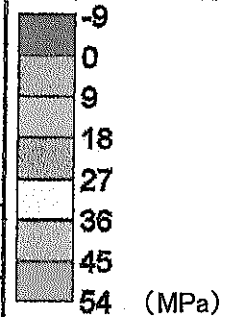
planes = 0

grids = 1

**Isosurfaces**

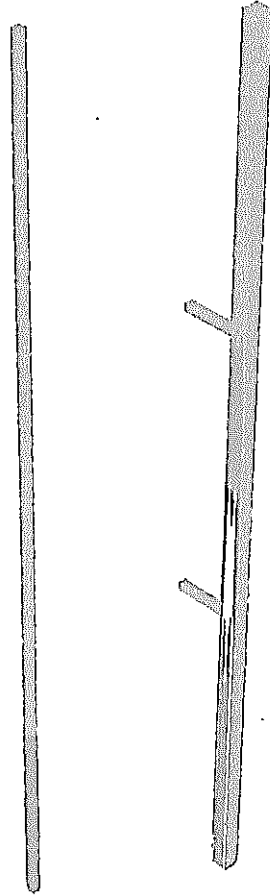
None Defined

**Contour Legend**



ENC

深度 300m



File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

SIGMA 1

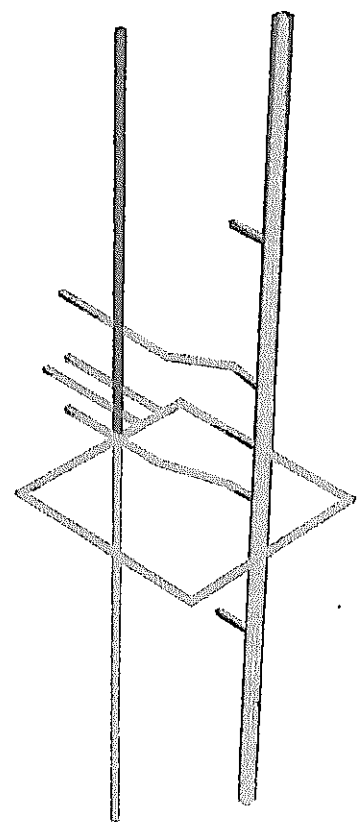
Ap. - 図 1. 10(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布:浅層部  
(三層モデル, 現計画シフト)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 300m

深度 500m

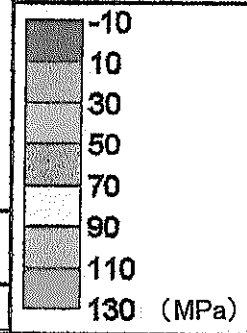
深度 700m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 33564  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 1838  
 nodes = 929  
 planes = 0  
 grids = 2

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend



ECN

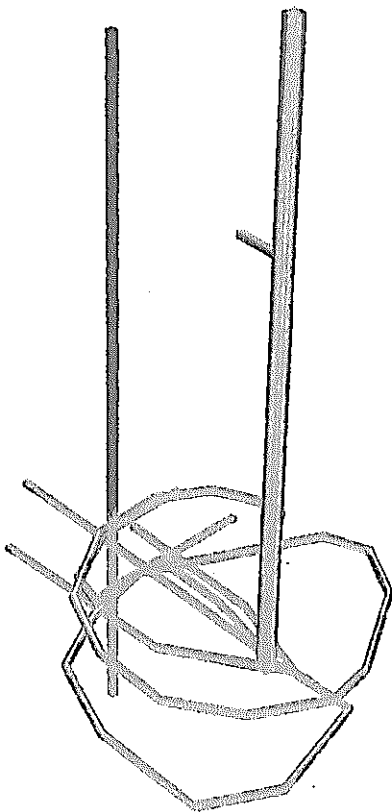
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
SIGMA 1											

Ap. 一図1. 10(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 中間層部 (三層モデル, 現計画レイアウト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 700m

深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**

E = 37934

p.r. = 0.35

**FIELD STRESS**

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

**STRENGTH PAR.**

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

**MODEL PAR.**

elements = 2824

nodes = 1424

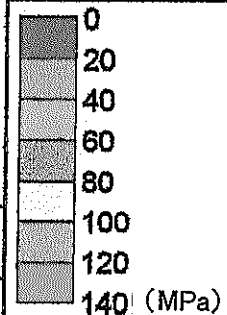
planes = 0

grids = 2

**Isosurfaces**

None Defined

**Contour Legend**



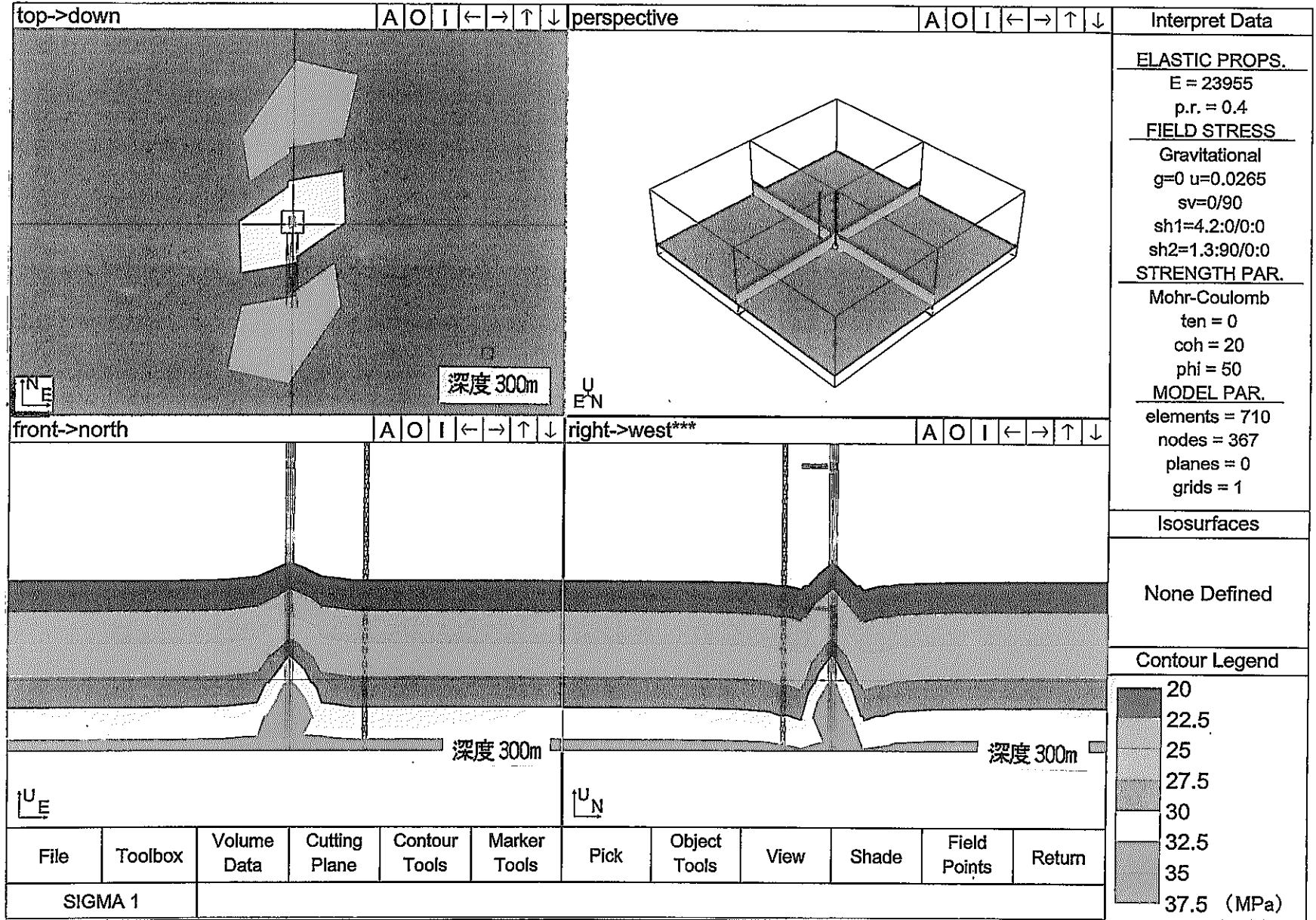
UC  
EN

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

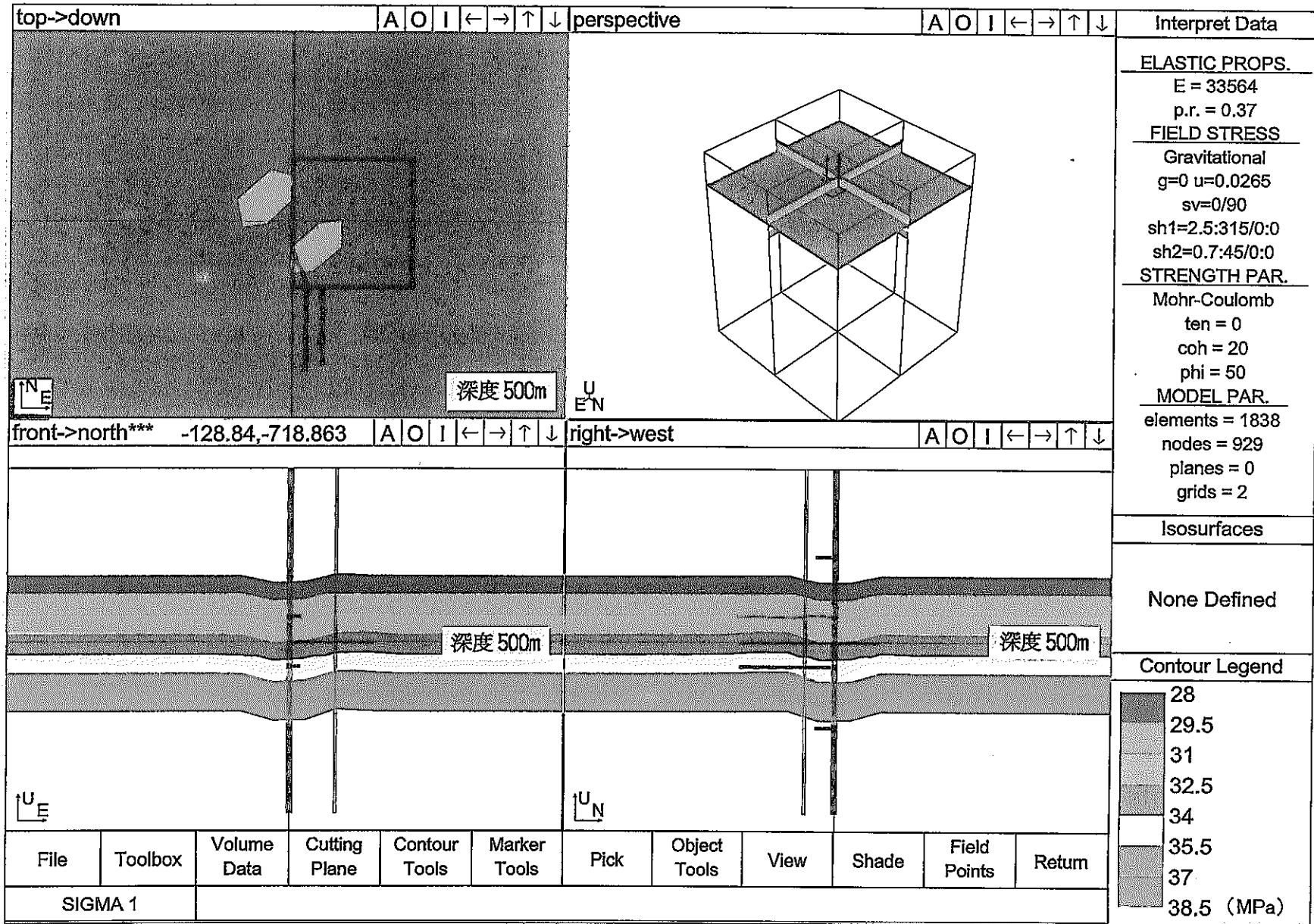
SIGMA 1

Ap. 一図1. 10(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 深層部 (三層モデル, 現計画レイアウト)

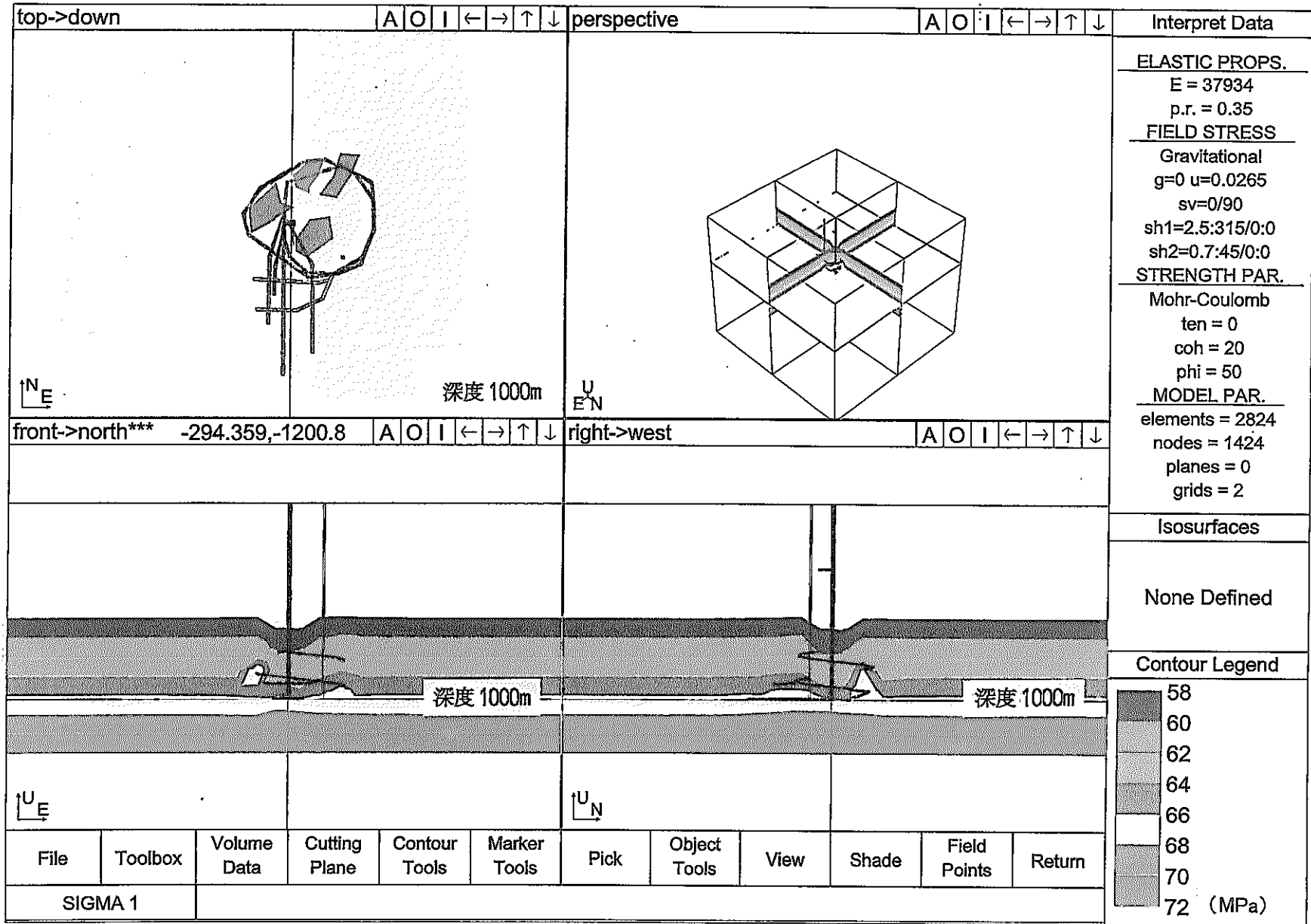
Ap. 一図1. 11 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布：浅層部  
 (三層モデル, 現計画シフト)

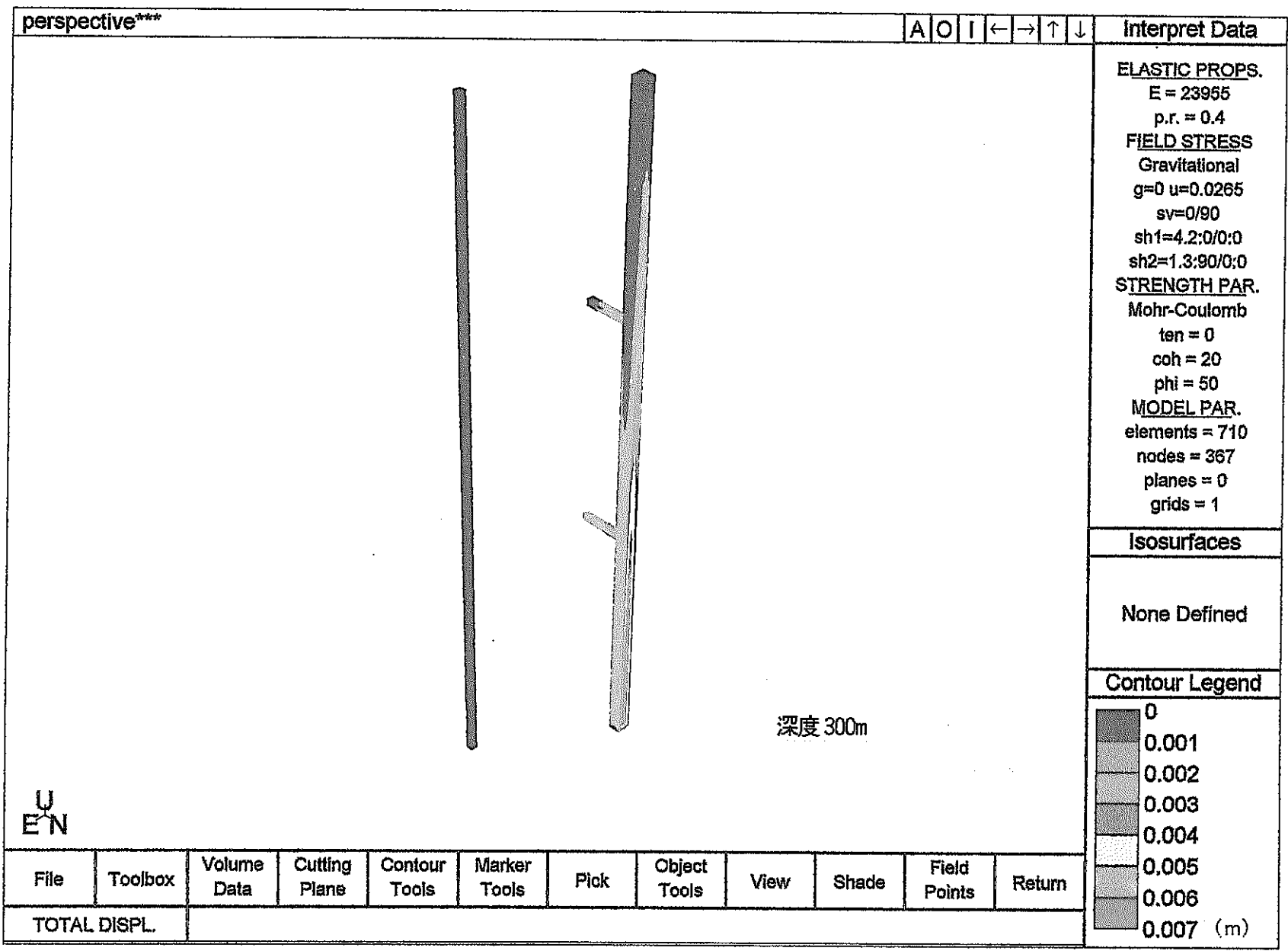


Ap. 一図1. 12 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布: 中間層部  
 (三層モデル, 副スライジ研究坑道, 掘削面レイアウト)



Ap. 一図1. 13 坑道掘削時に生じる坑道周辺の応力分布: 深層部  
 (三層モデル, 主要スケーリング研究坑道, 現計画レイアウト)



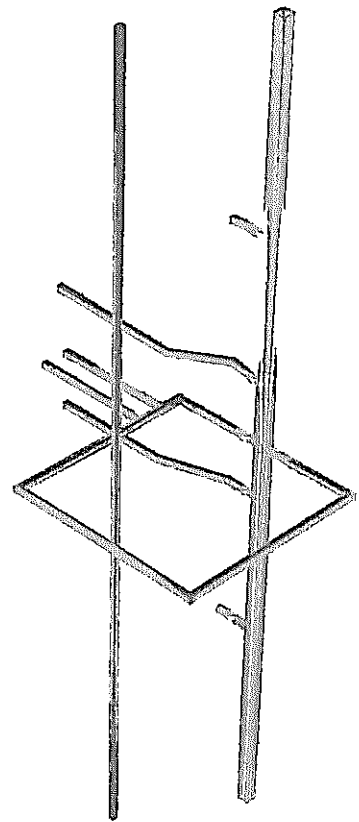


Ap. 一図1. 14(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布:浅層部  
(三層モデル, 現計画シイアクト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 300m

深度 500m

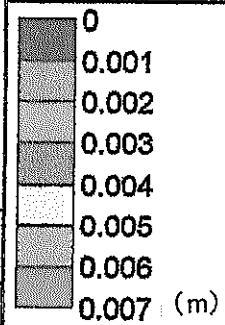
深度 700m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 33564  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 1838  
 nodes = 929  
 planes = 0  
 grids = 2

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

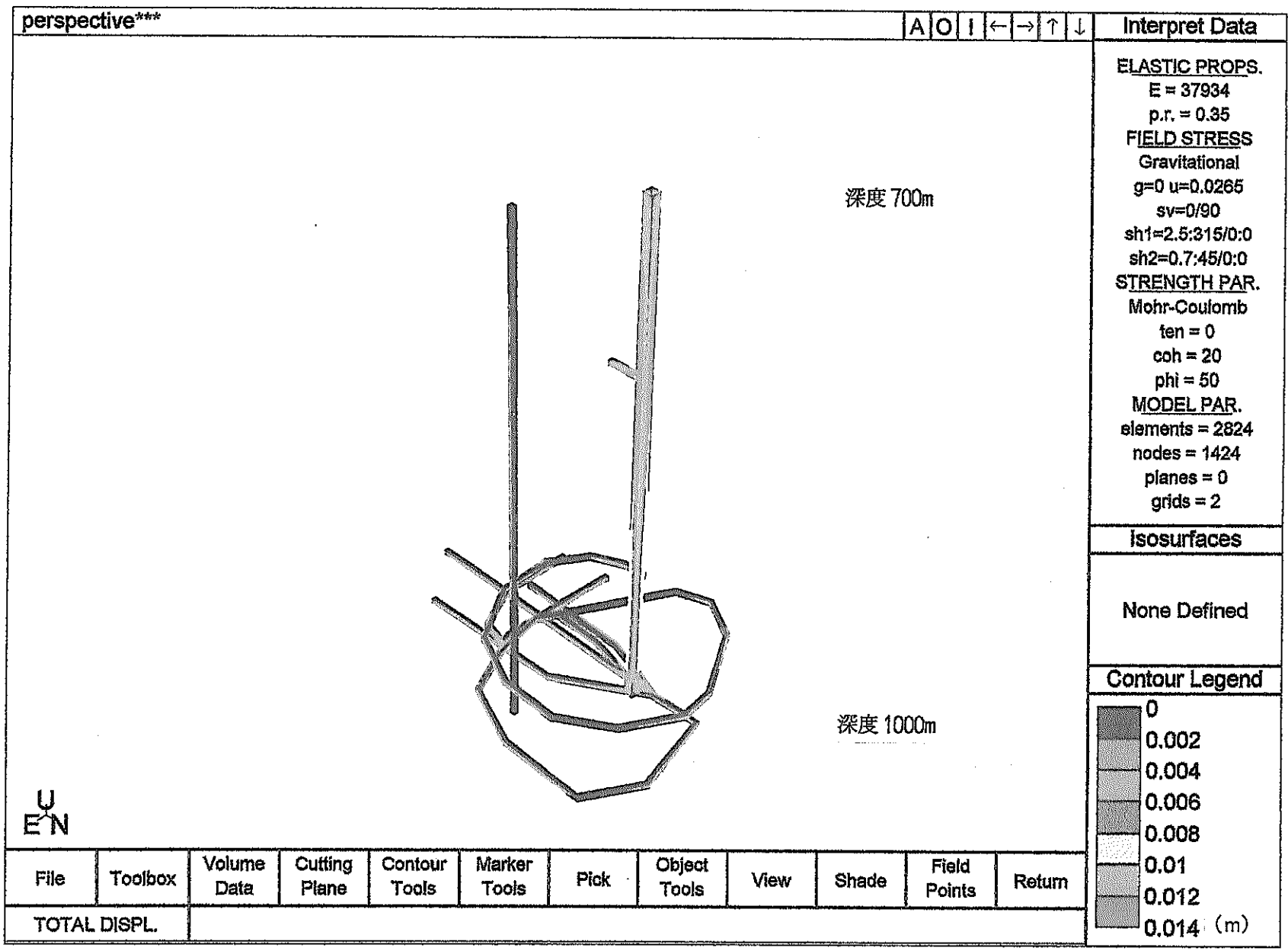


U  
E N

File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

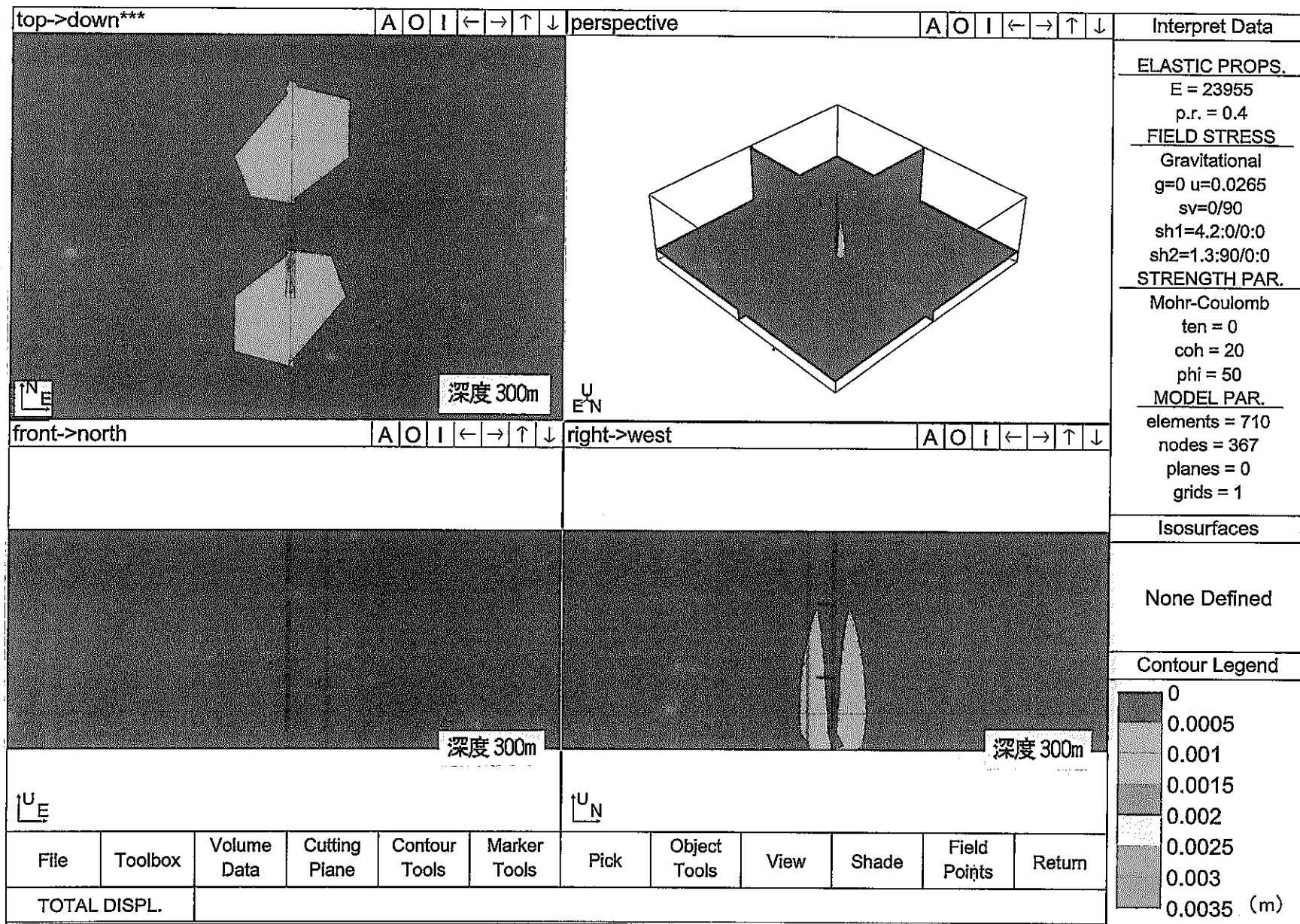
TOTAL DISPL.

Ap. 一図 1. 14(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 中間層部 (三層モデル, 現計画シイラク)

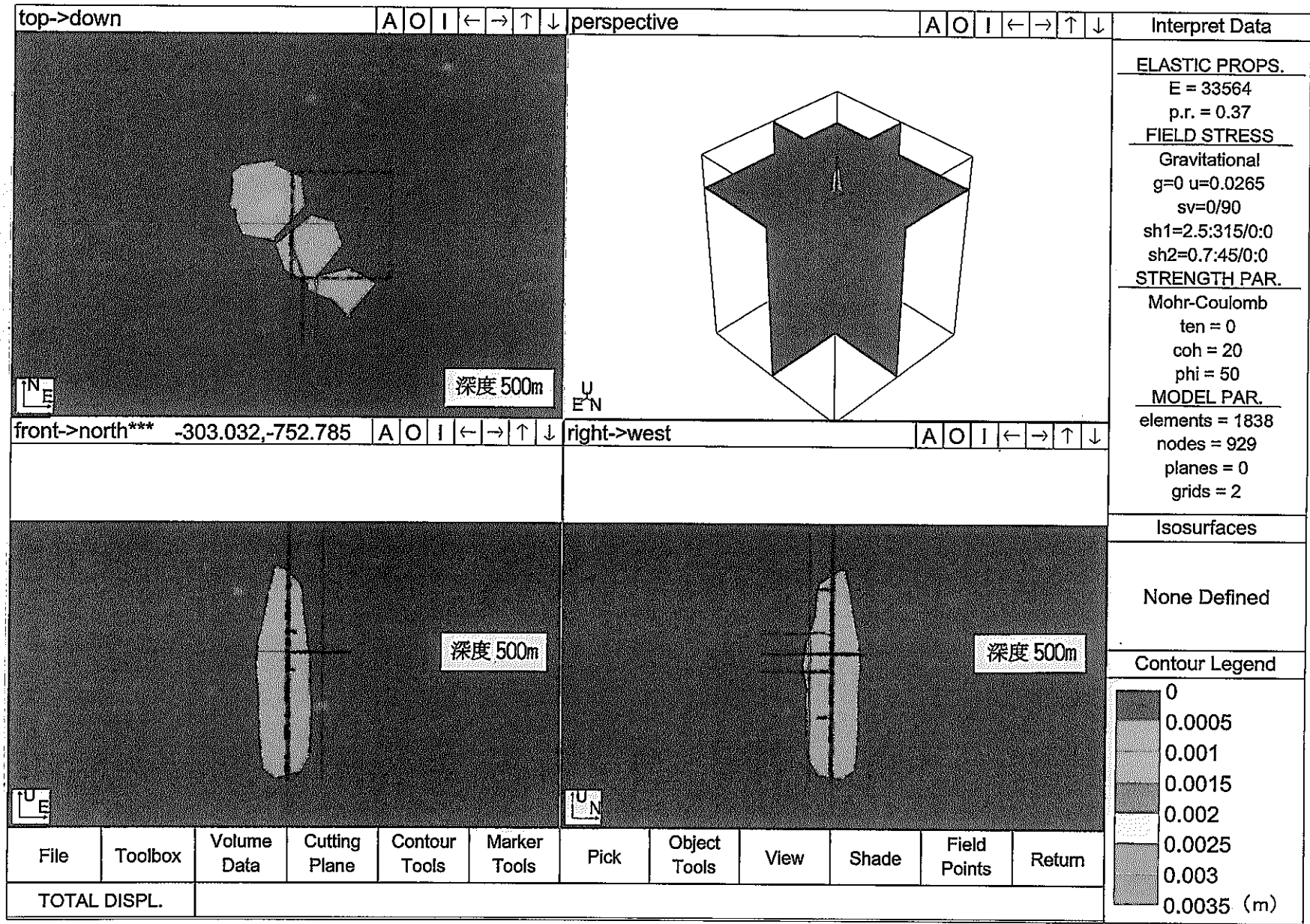


Ap. - 図 1. 14(o) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 深層部  
 (三層モデル, 現計画シフト)

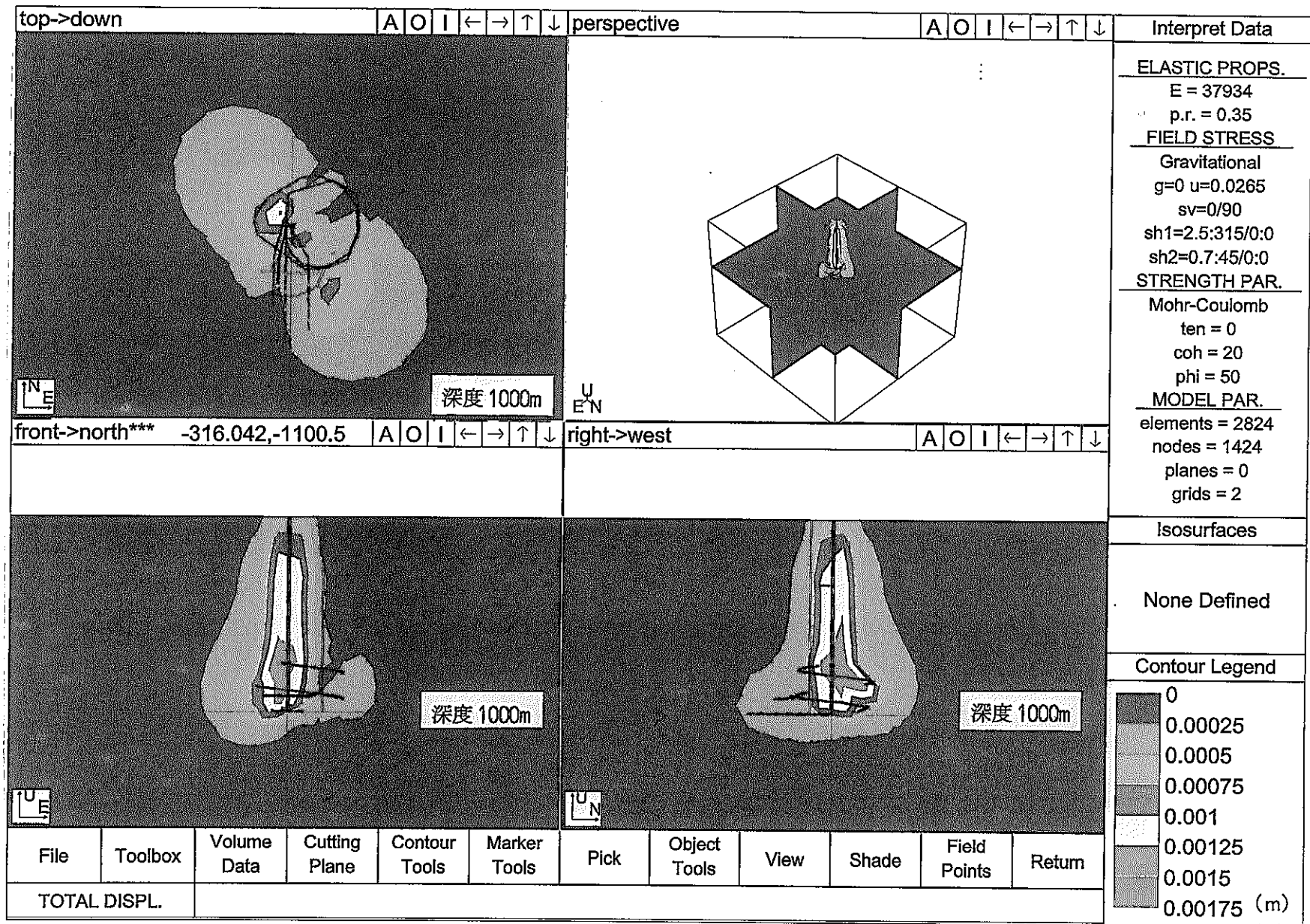




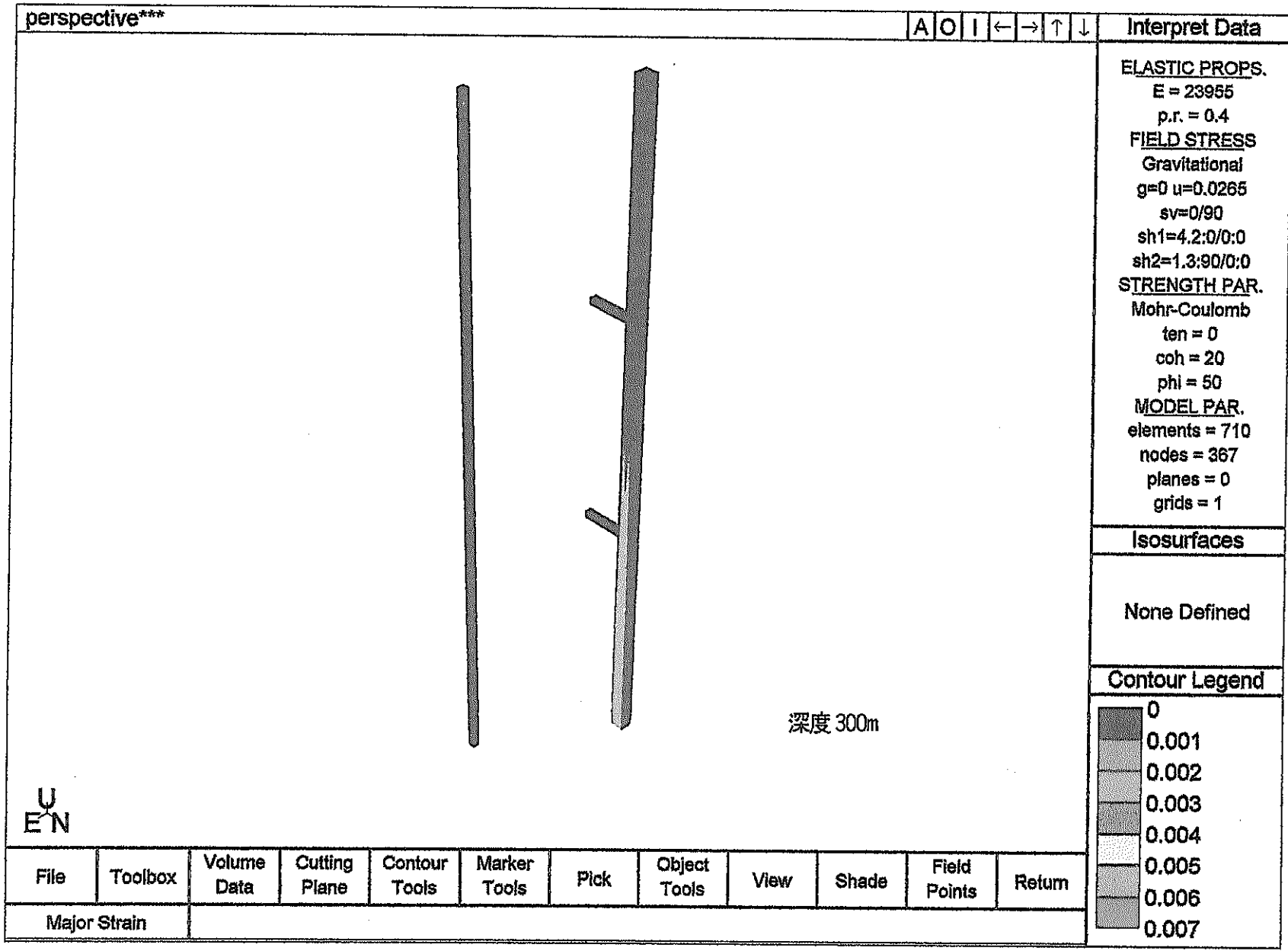
Ap. - 図1. 15 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布: 浅層部 (三層モデル, 現計画レイアウト)



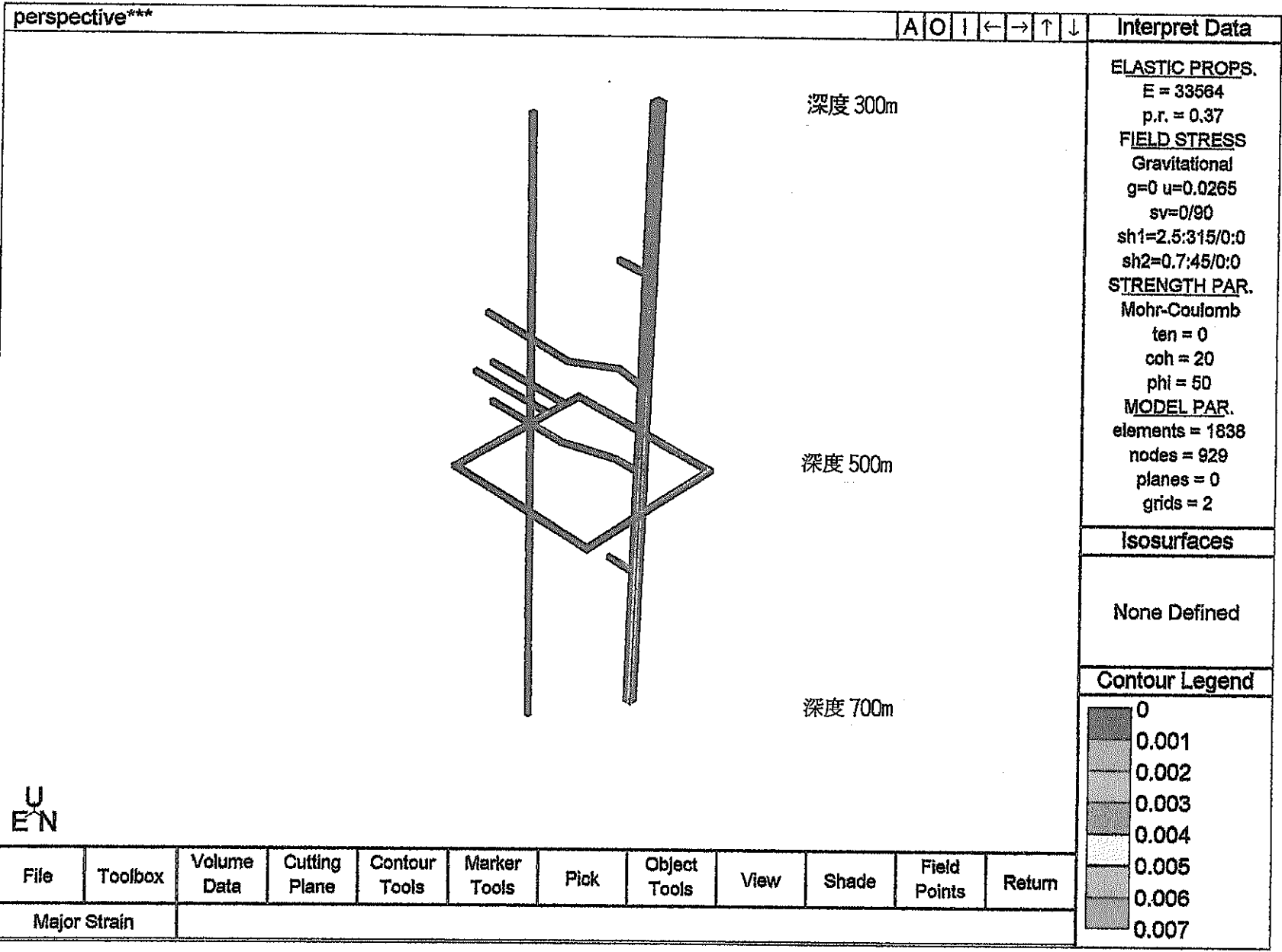
Ap. 一図1. 16 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布: 中間層部 (三層モデル, 副スレージ研究坑道, 現計画レイアウト)



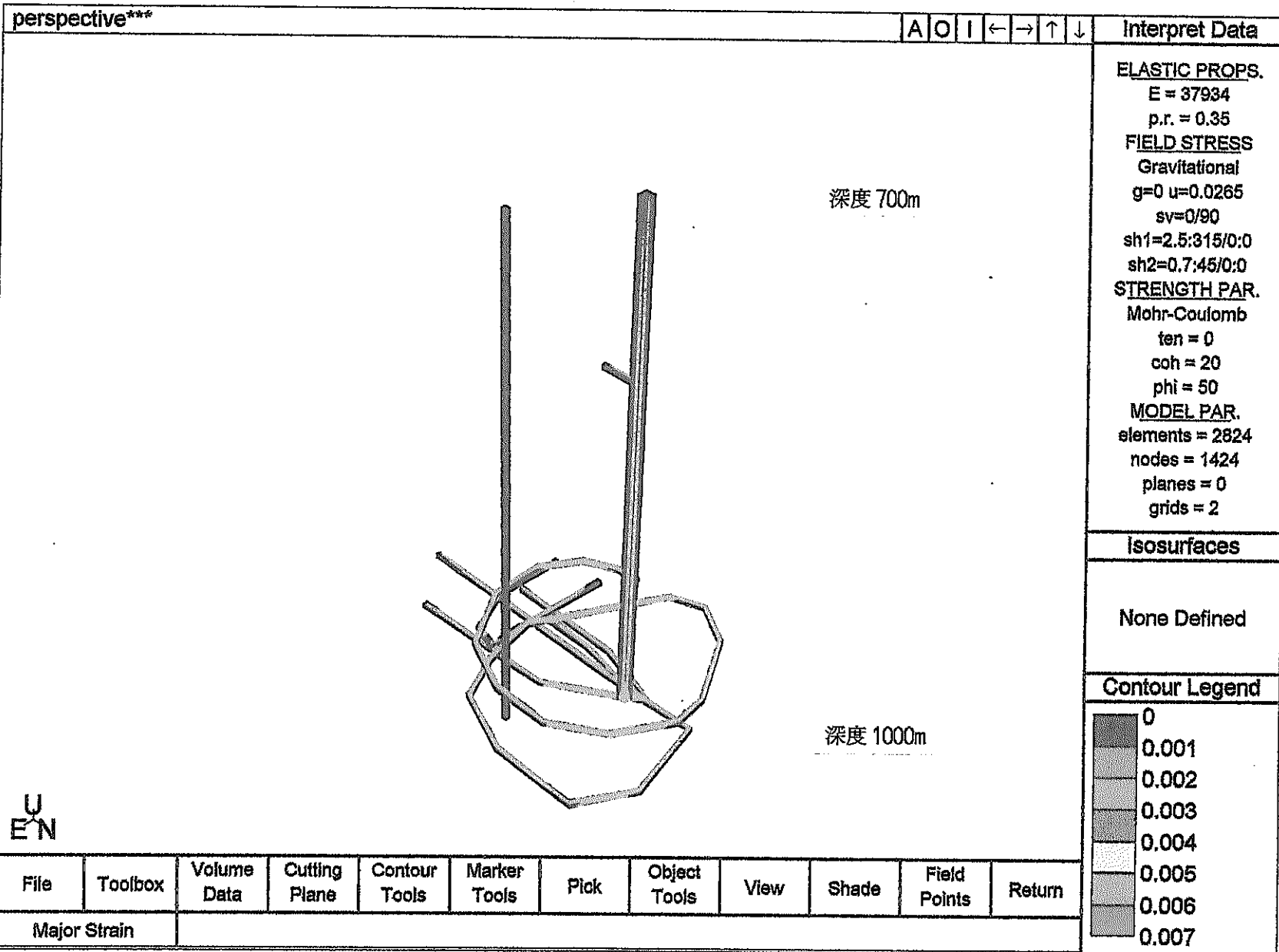
Ap. 一図1. 17 坑道掘削時に生じる坑道周辺の変位分布: 深層部 (三層モデル, 主要なテーザ研究坑道, 現計画レイアウト)



Ap. 一図 1. 18(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:浅層部  
 (三層モデル, 現計画シフト)



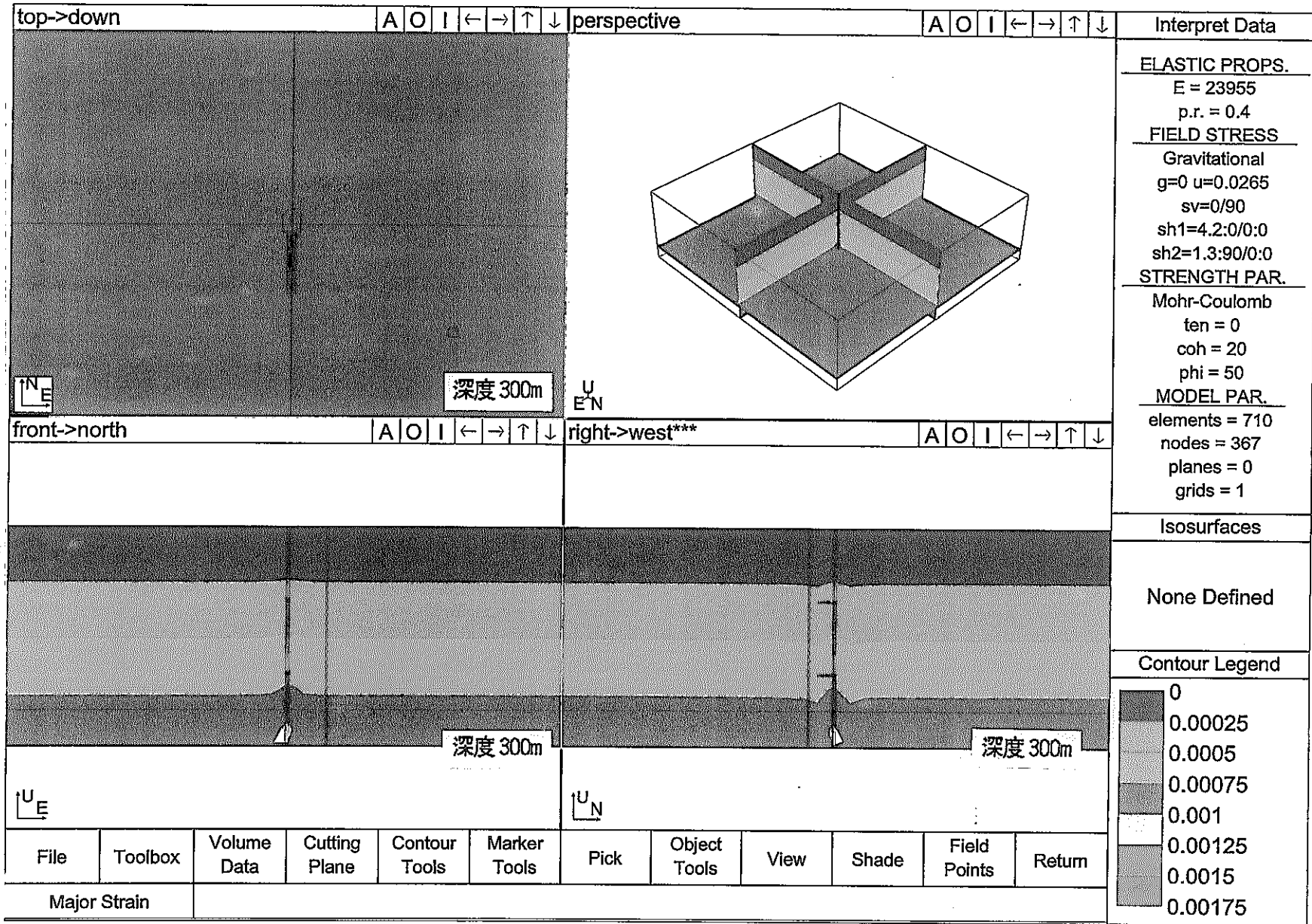
Ap. 一 図 1. 18(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 中間層部  
 (三層モデル, 現計画シフト)

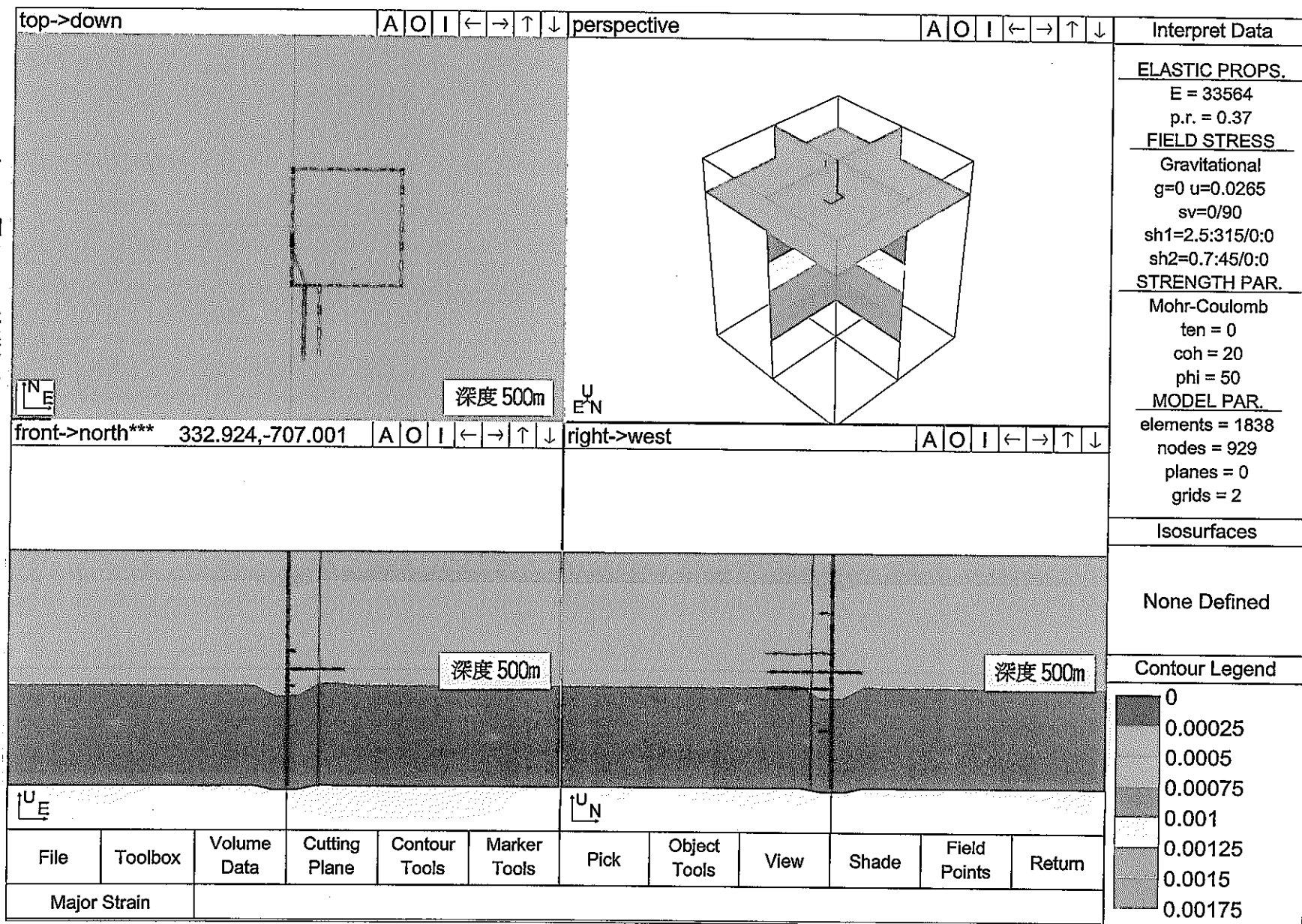


Ap. 一 図 1. 18 (c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 深層部  
 (三層モデル, 現計画レイアウト)



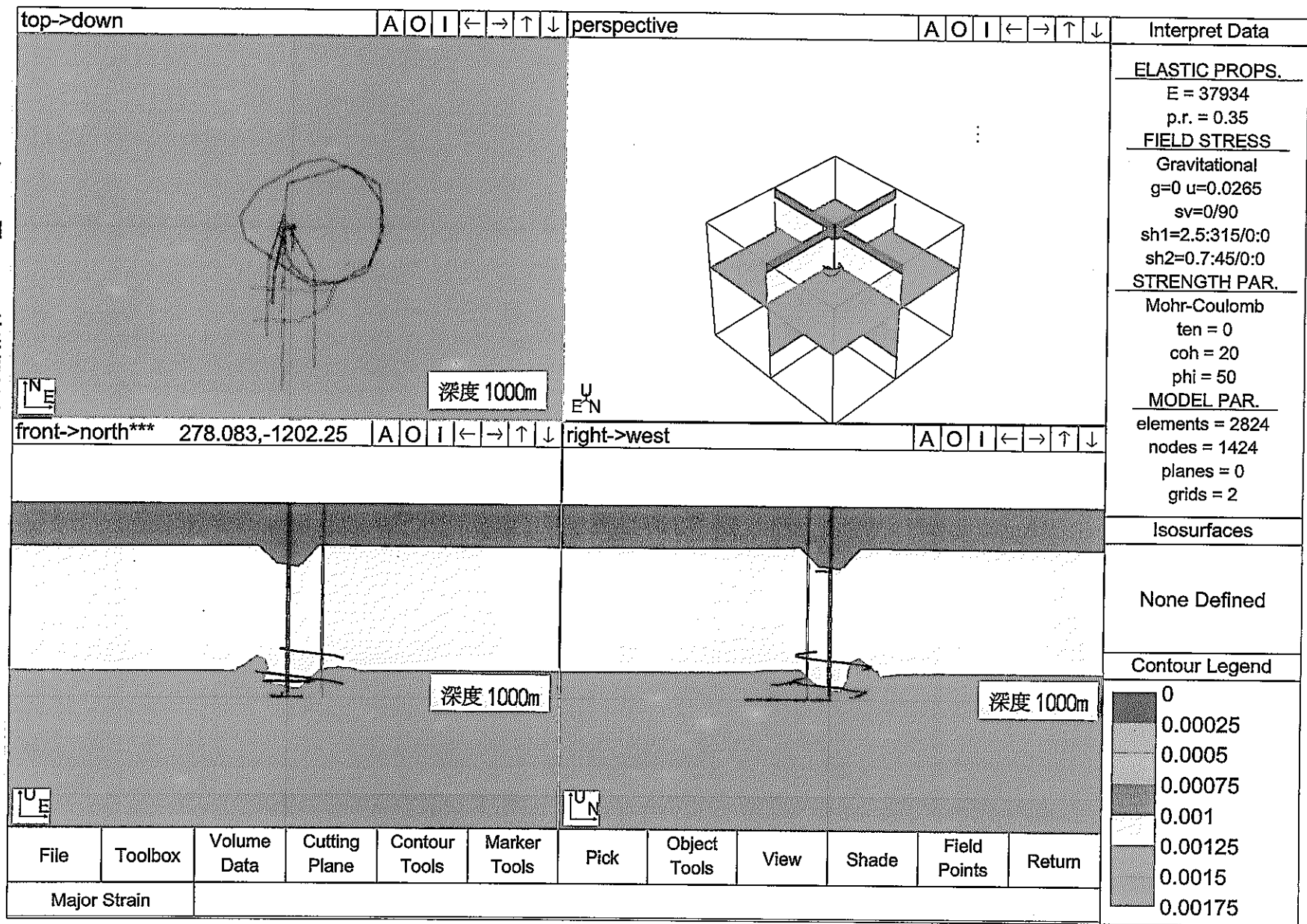
Ap. 一図 1. 19 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布：浅層部  
 (三層モデル, 現計画レイアウト)





Ap. 一図1. 20 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布: 中間層部  
(三層モデル, 副スケーリング研究坑道, 現計画シイアウト)



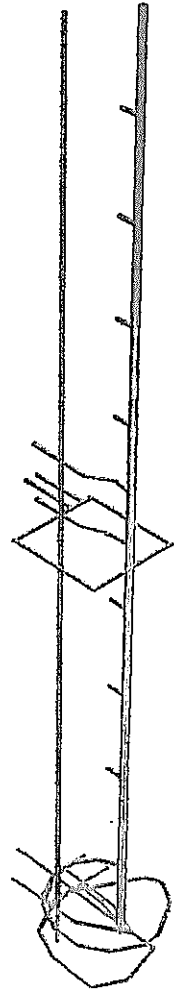


Ap. 一図1.21 坑道掘削時に生じる坑道周辺のひずみ分布:深層部 (三層モデル, 主要スケーリング研究坑道, 現計画シイアクト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

ELASTIC PROPS.

E = 30514

p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational

g=0 u=0.0265

sv=0/90

sh1=2.5:315/0:0

sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb

ten = 0

coh = 20

phi = 50

MODEL PAR.

elements = 5306

nodes = 2663

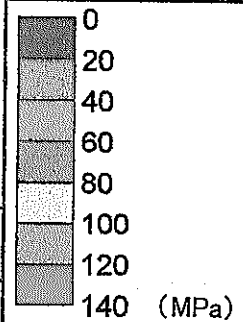
planes = 0

grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend



U  
E N

File

Toolbox

Volume  
Data

Cutting  
Plane

Contour  
Tools

Marker  
Tools

Pick

Object  
Tools

View

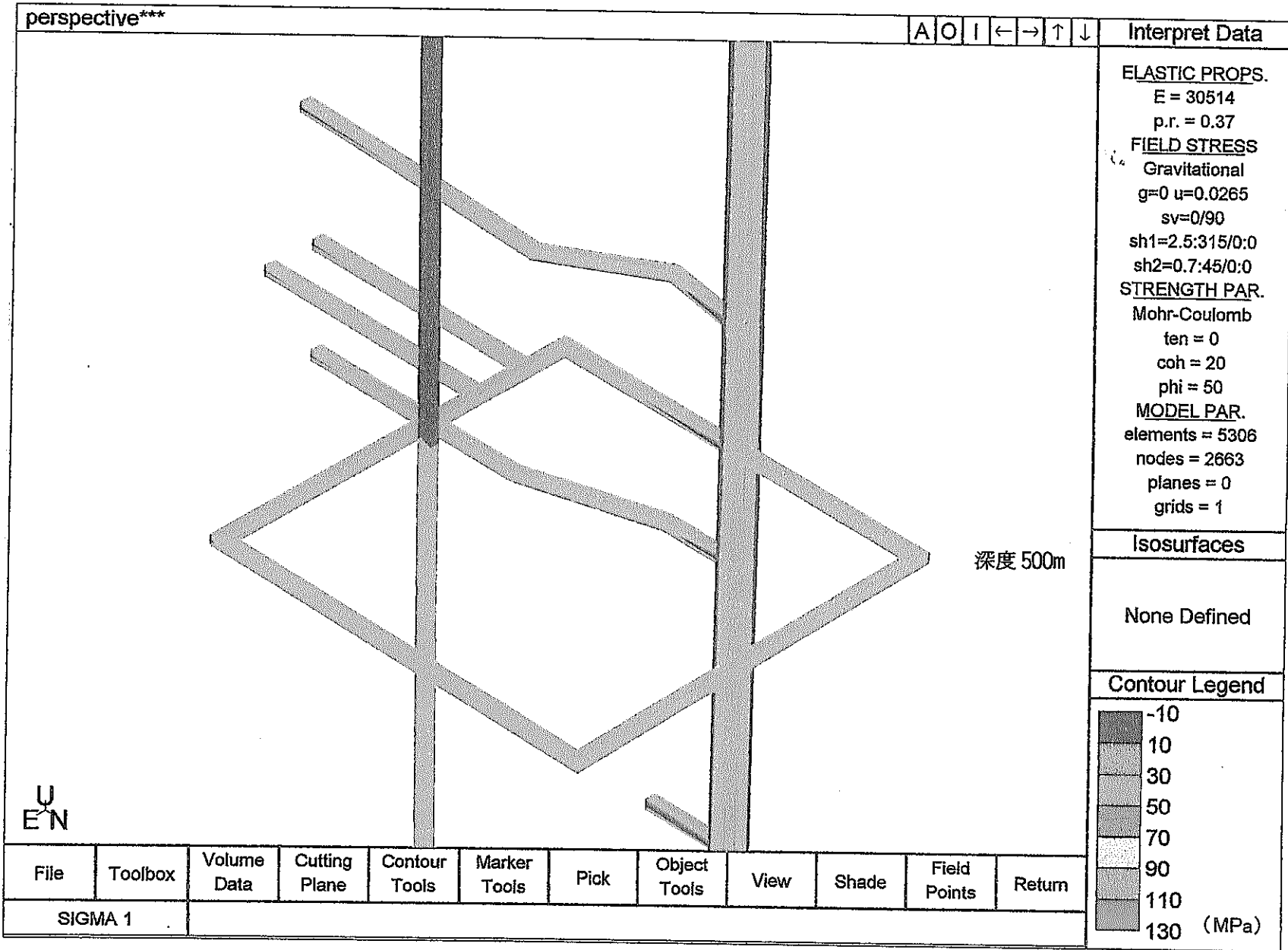
Shade

Field  
Points

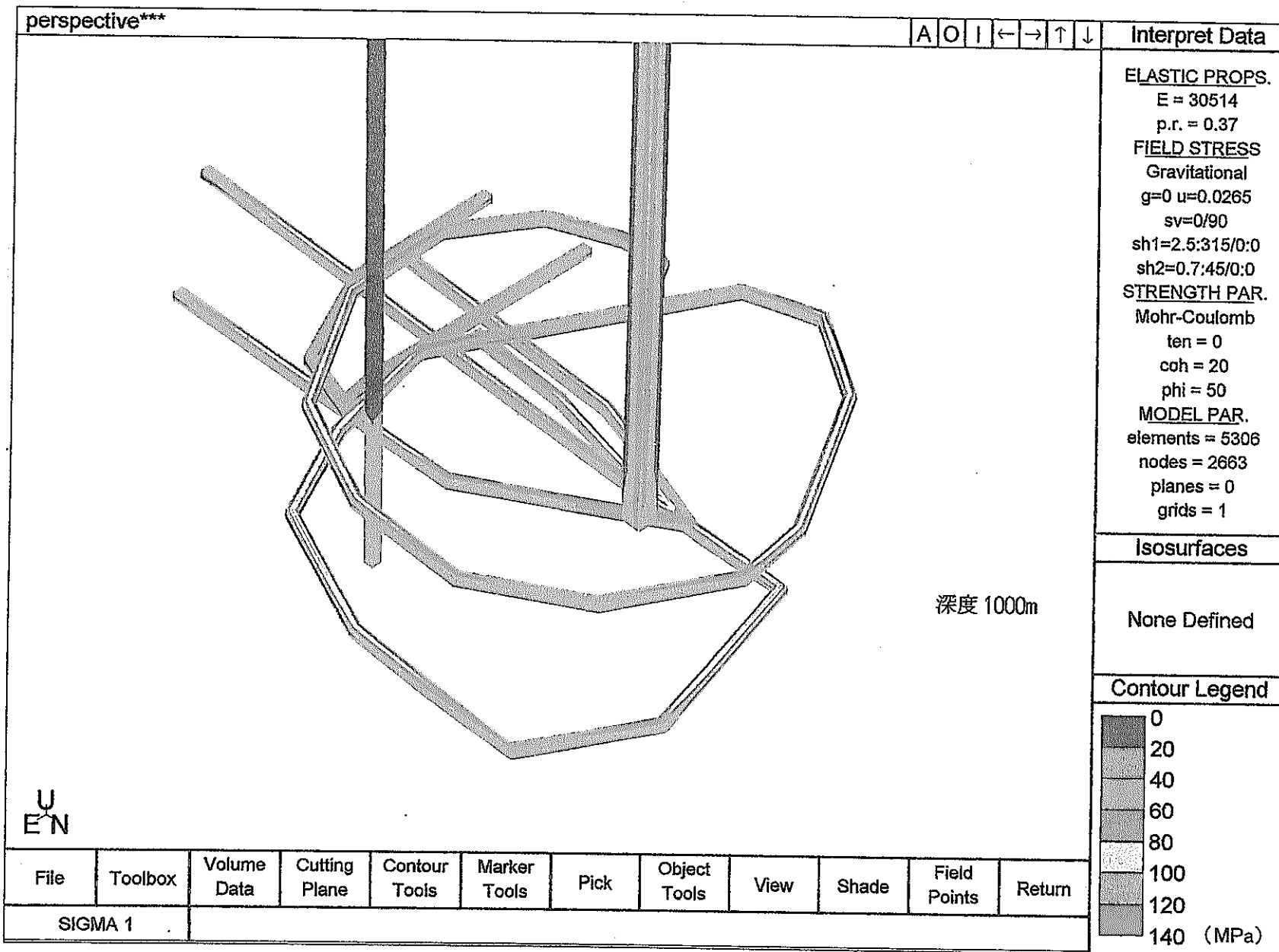
Return

SIGMA 1

Ap. - 図2. 1(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布:立坑部  
(単層モデル, 現計画レイアウト)



Ap. - 図2. 1(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 副スチーフ研究坑道 (単層モデル, 現計画シフト)

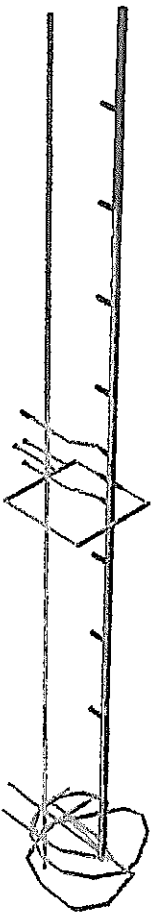


Ap. - 図2. 1(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

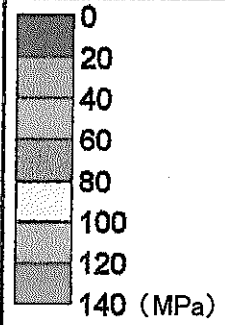
U  
E N

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p,r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:0/0:0  
 sh2=0.7:90/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

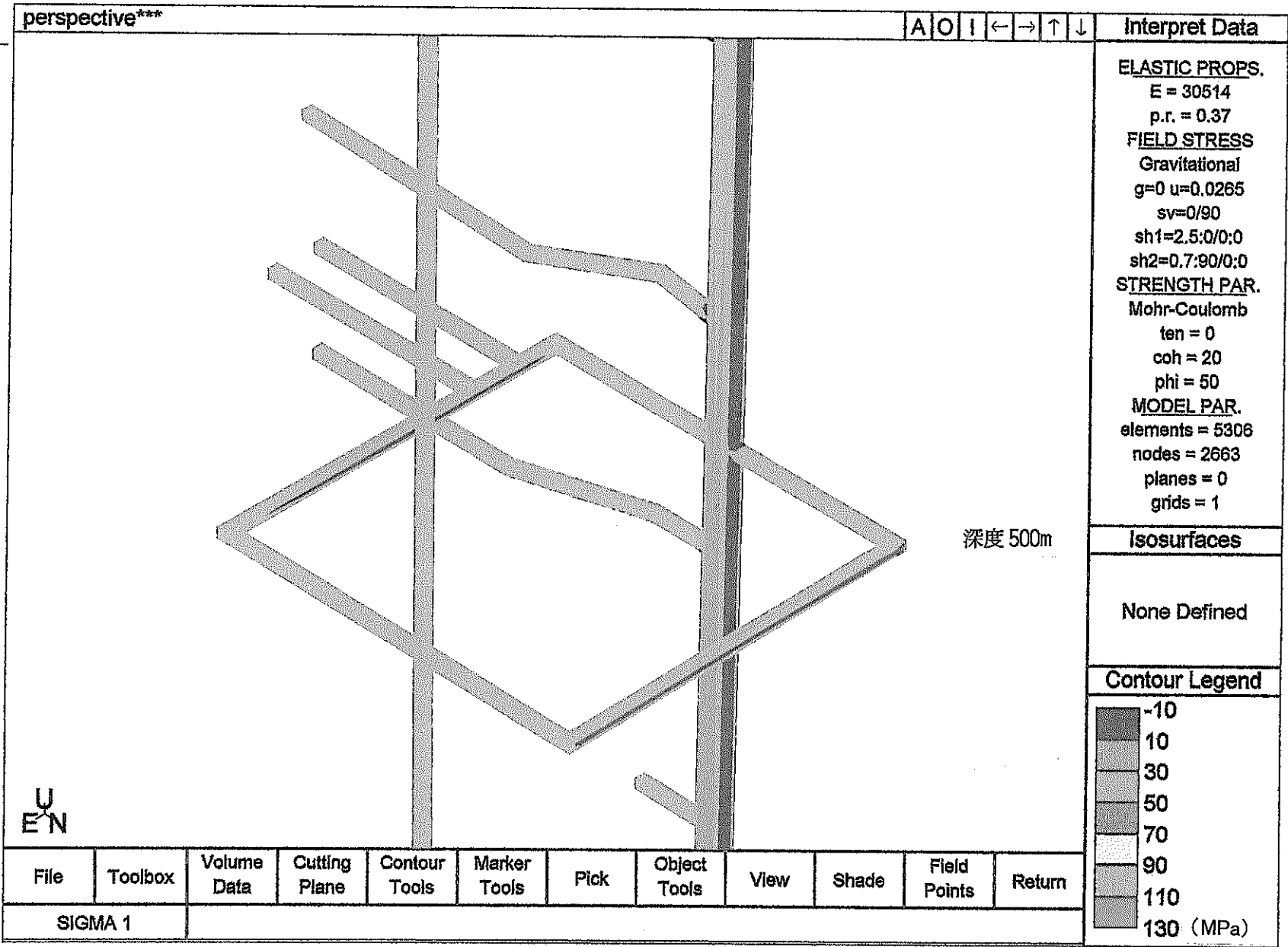
Contour Legend



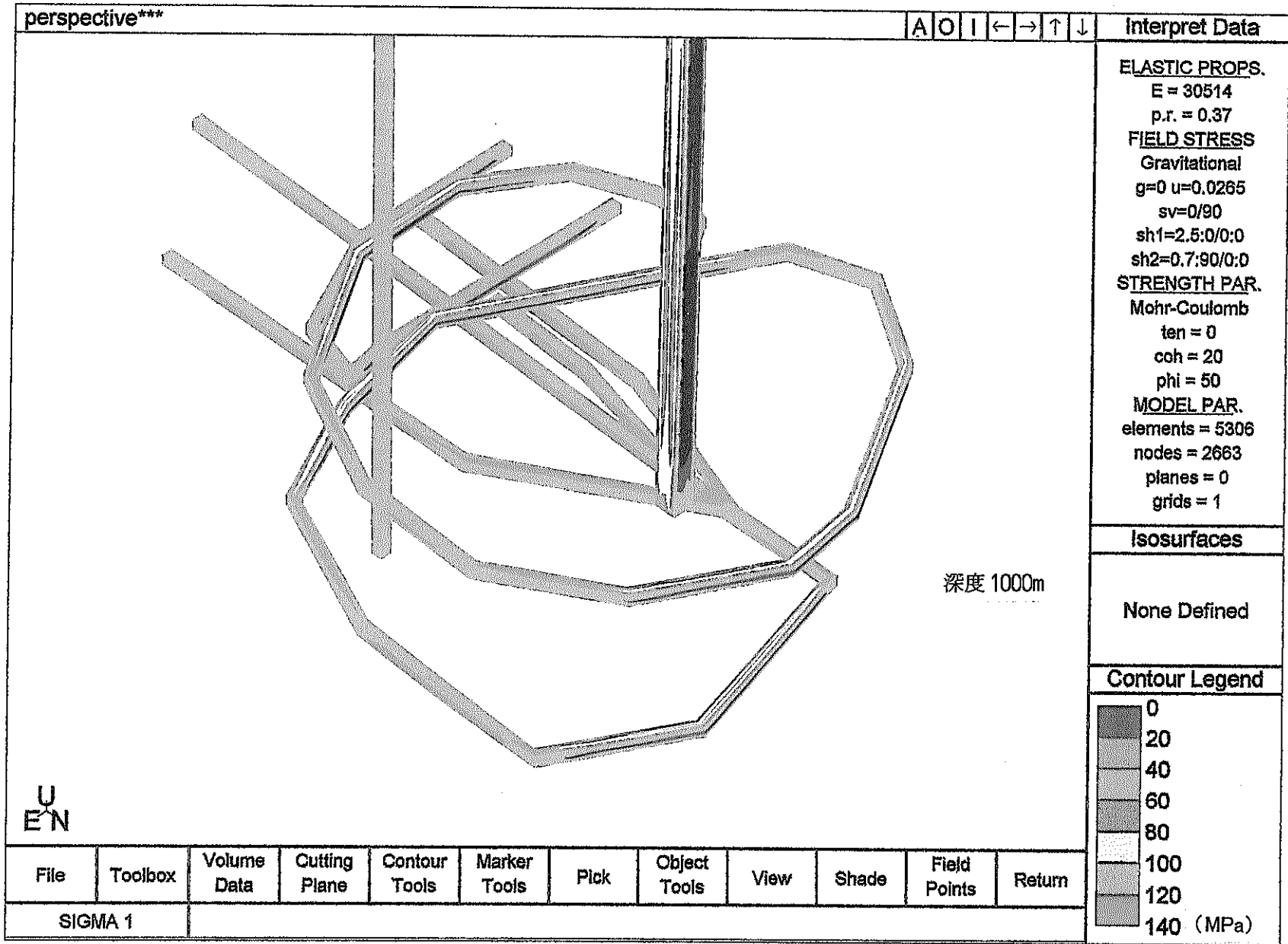
File    Toolbox    Volume Data    Cutting Plane    Contour Tools    Marker Tools    Pick    Object Tools    View    Shade    Field Points    Return

SIGMA 1

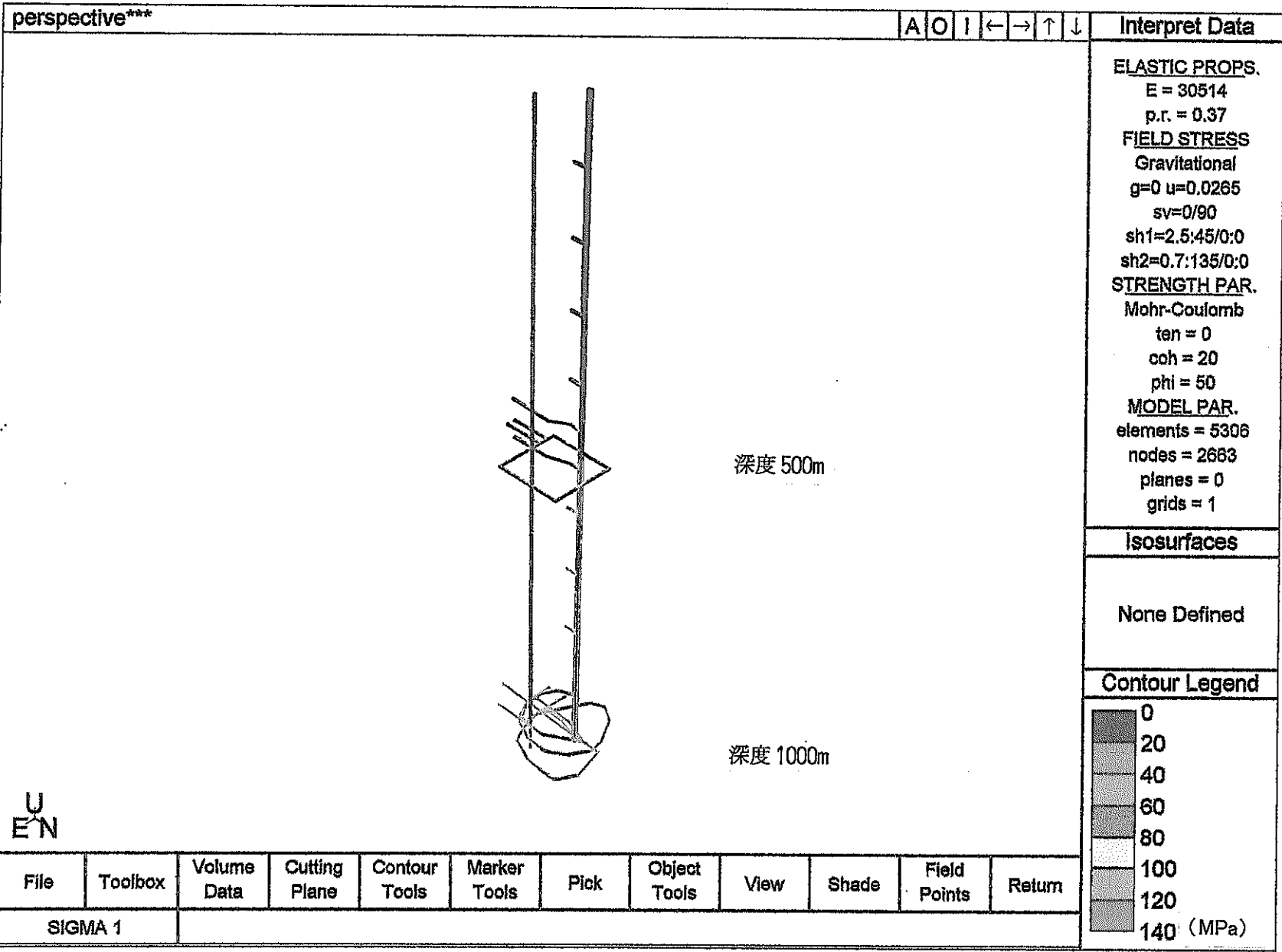
Ap. - 図2. 2(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布:立坑部  
 (単層モデル, 45° 回転)



Ap. 一図2. 2(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 副スケーリング坑道 (単層モデル, 45° 回転)

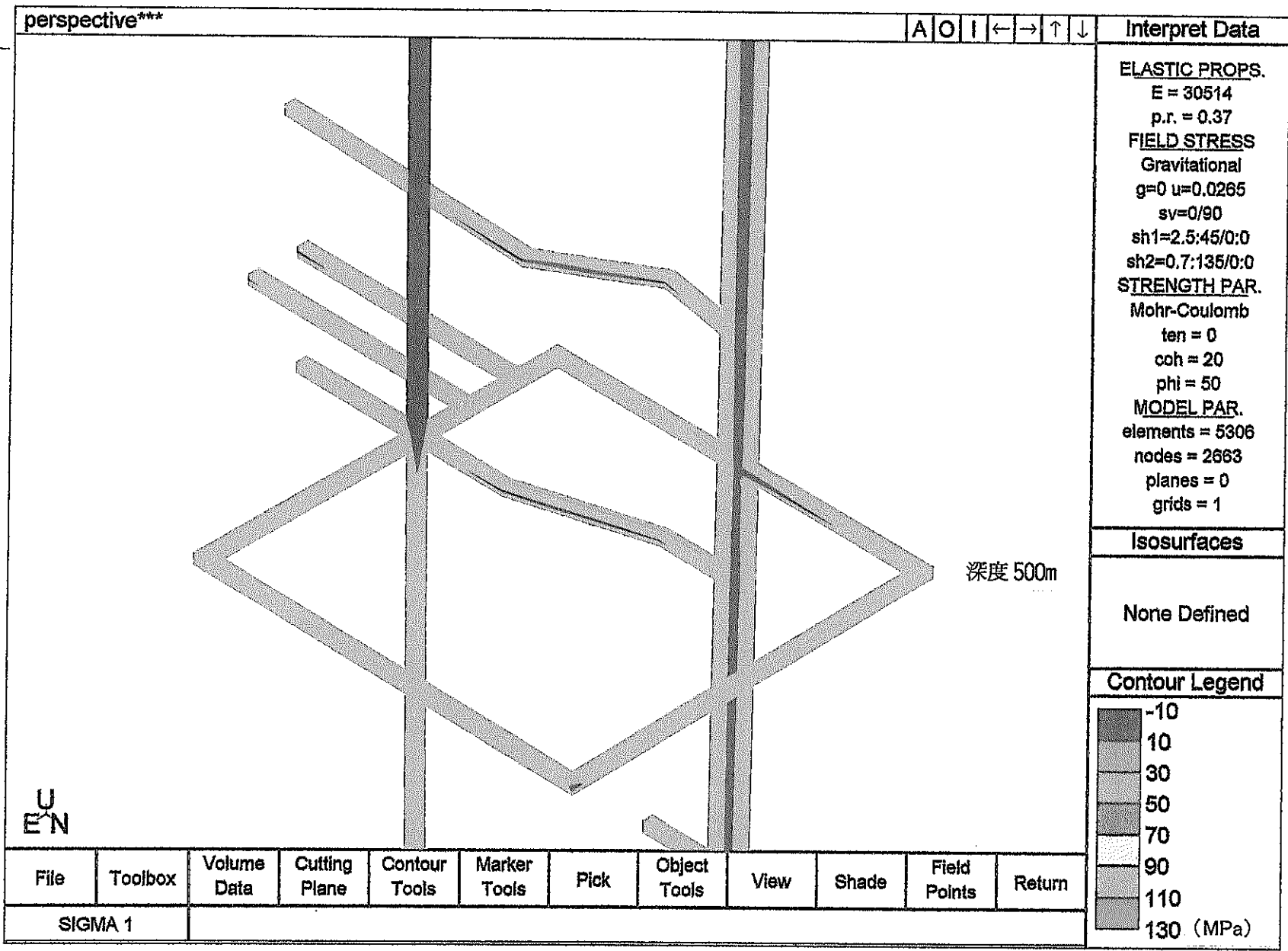


Ap. 一 図 2. 2(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 45° 回転)

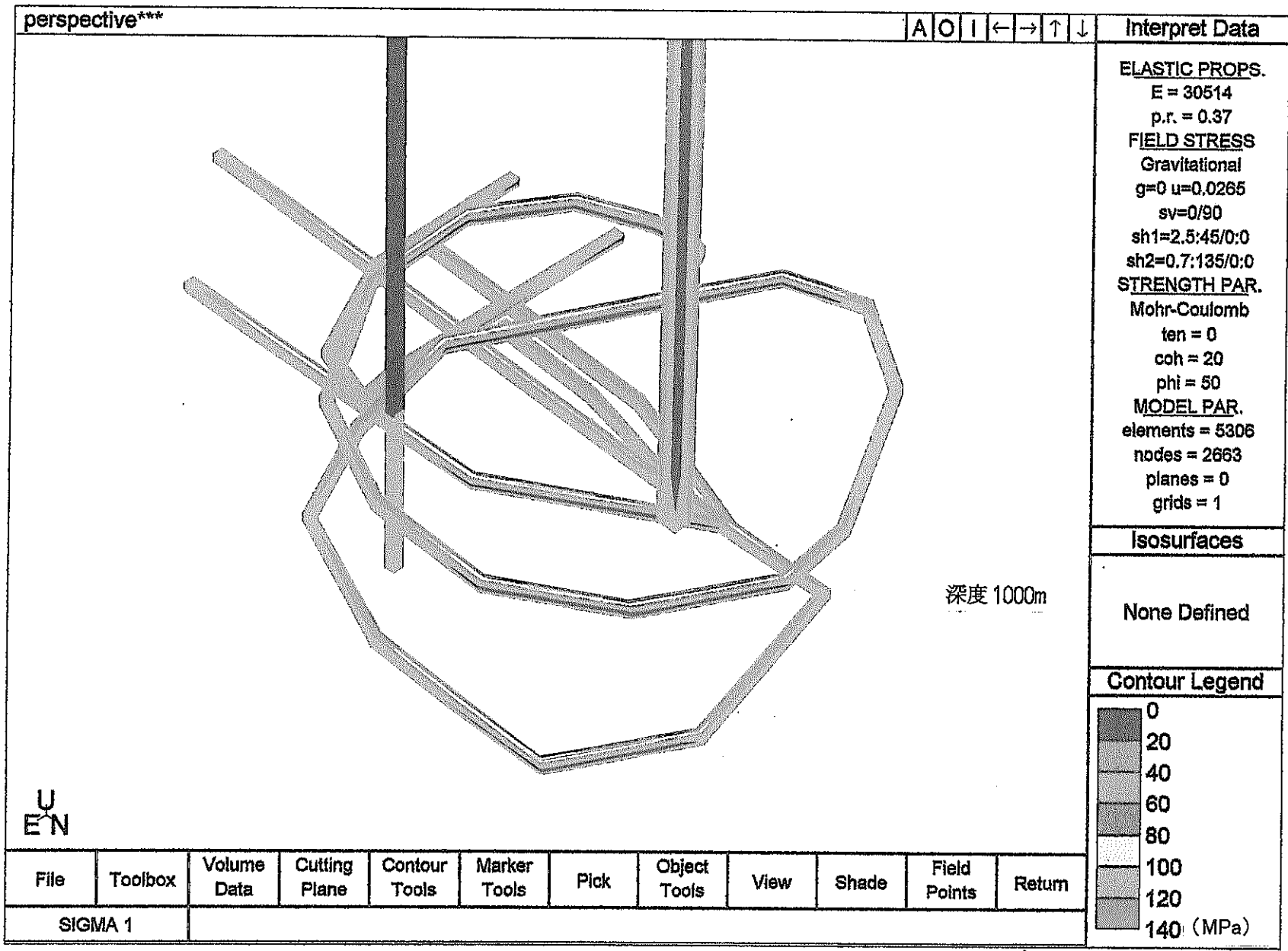


Ap. - 図2. 3(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 立坑部  
(単層モデル, 90° 回転)

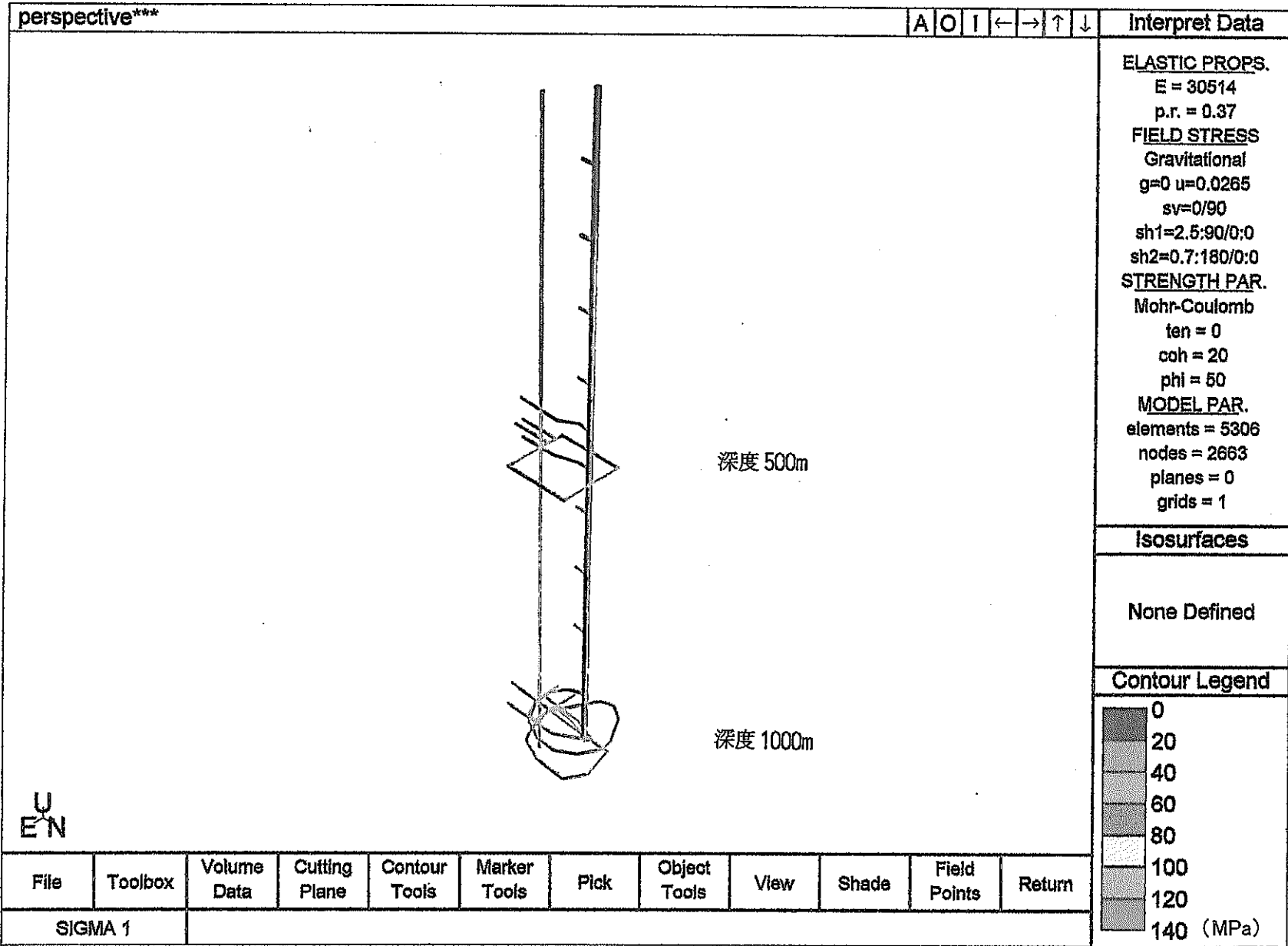




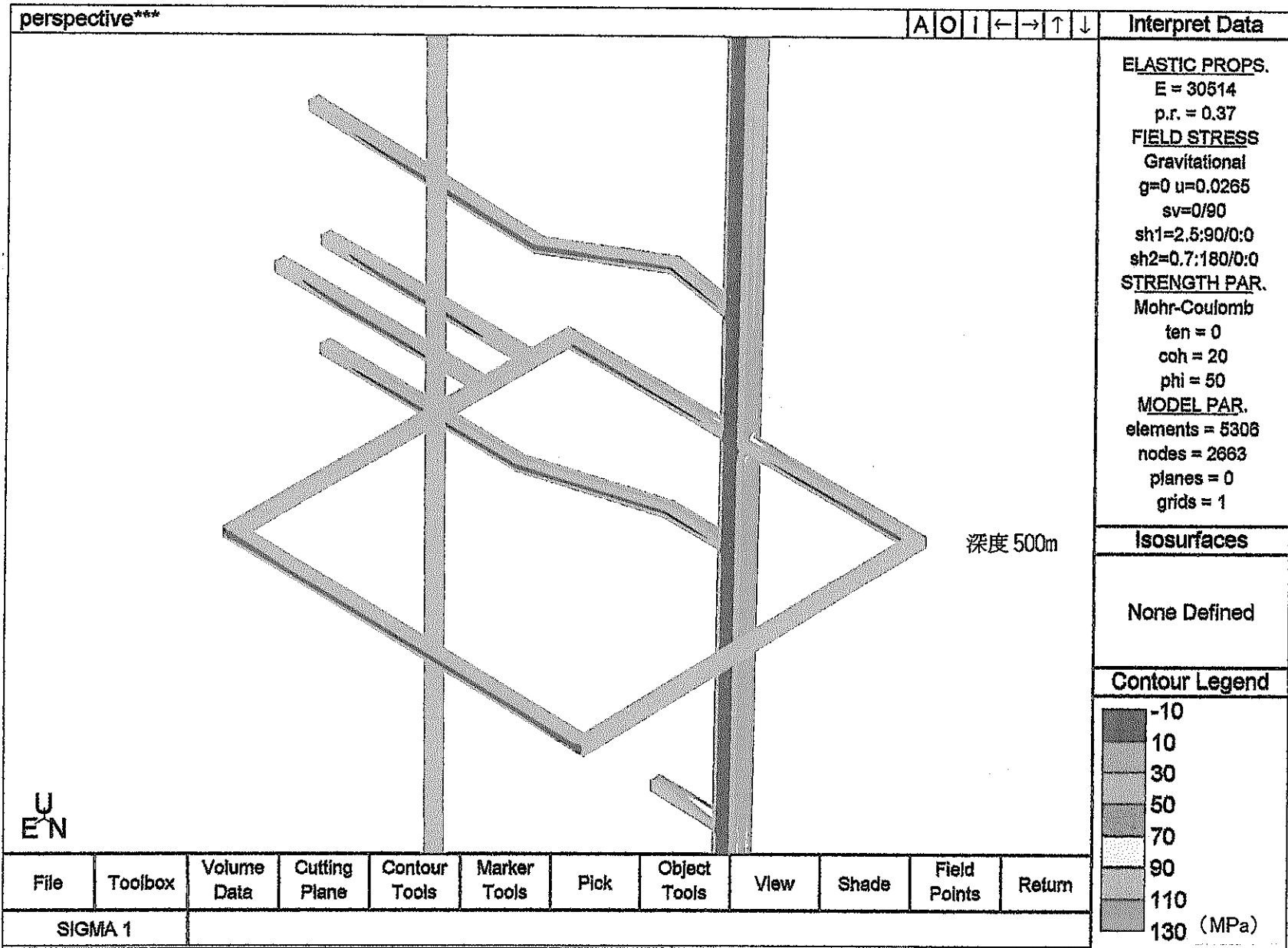
Ap. 一 図2. 3(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 副スケーリング研究坑道  
 (単層モデル, 90° 回転)



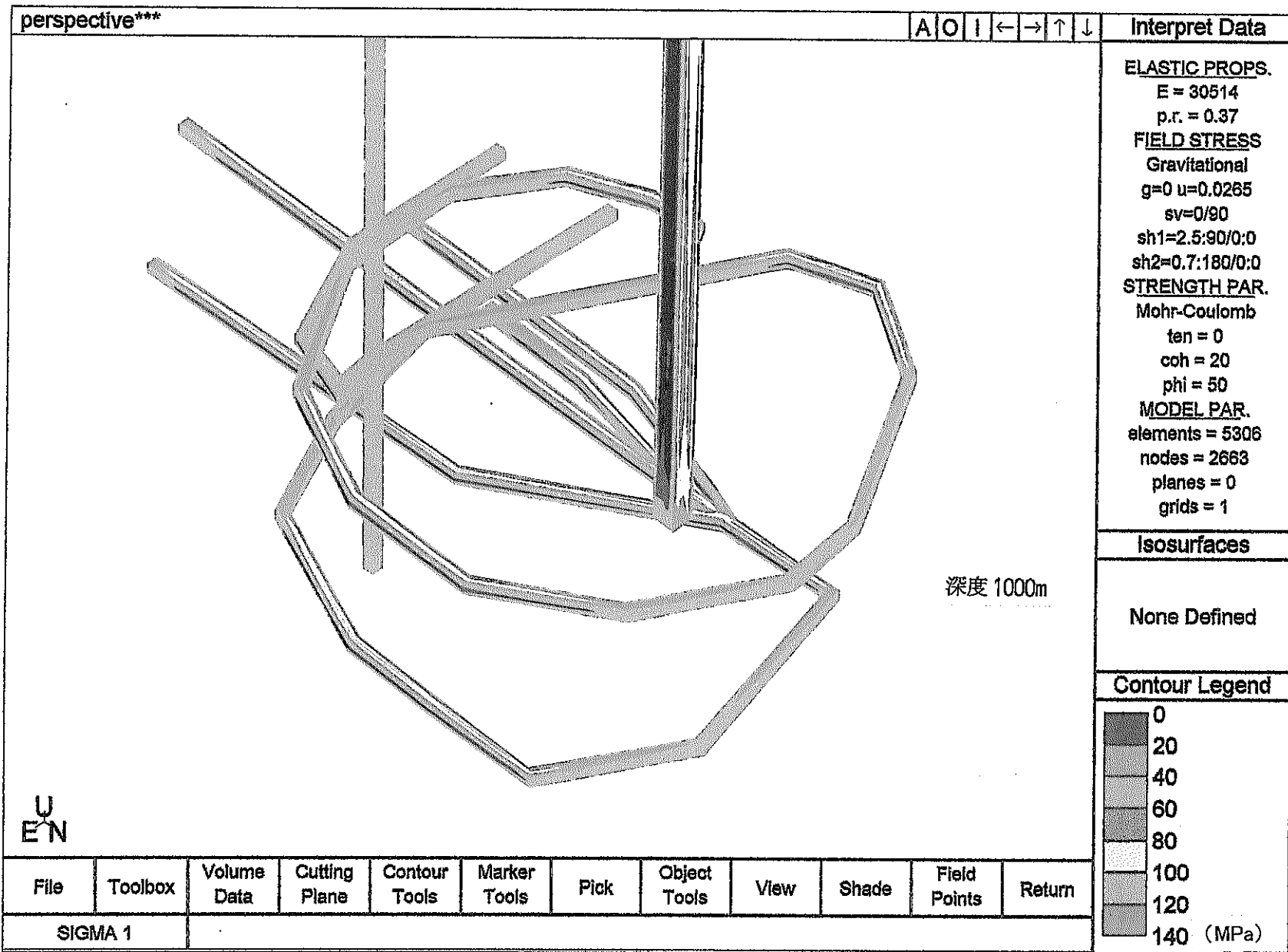
Ap. - 図2. 3(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 90° 回転)



Ap. - 図2. 4(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 立坑部  
(単層モデル, 135° 回転)



Ap. 一図2. 4(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 副スラーヂ研究坑道  
 (単層モデル, 135° 回転)

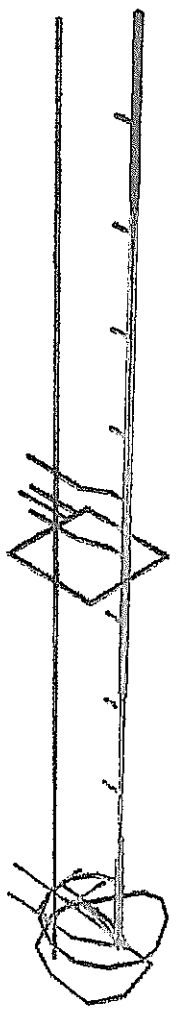


Ap. - 図2. 4(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の応力分布: 主要スケージ研究坑道 (単層モデル, 135° 回転)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

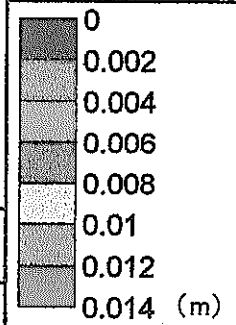
深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

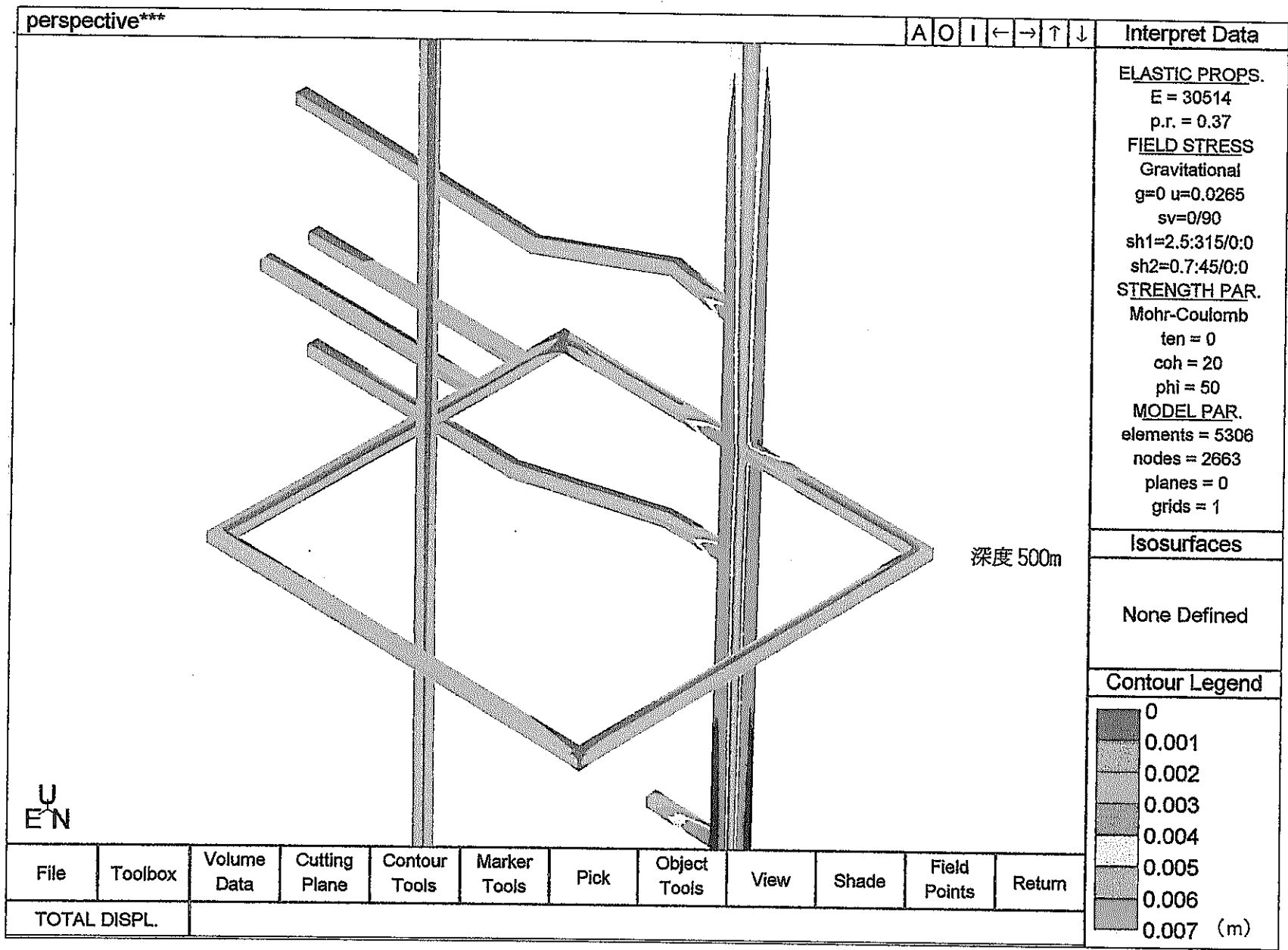


U  
E N

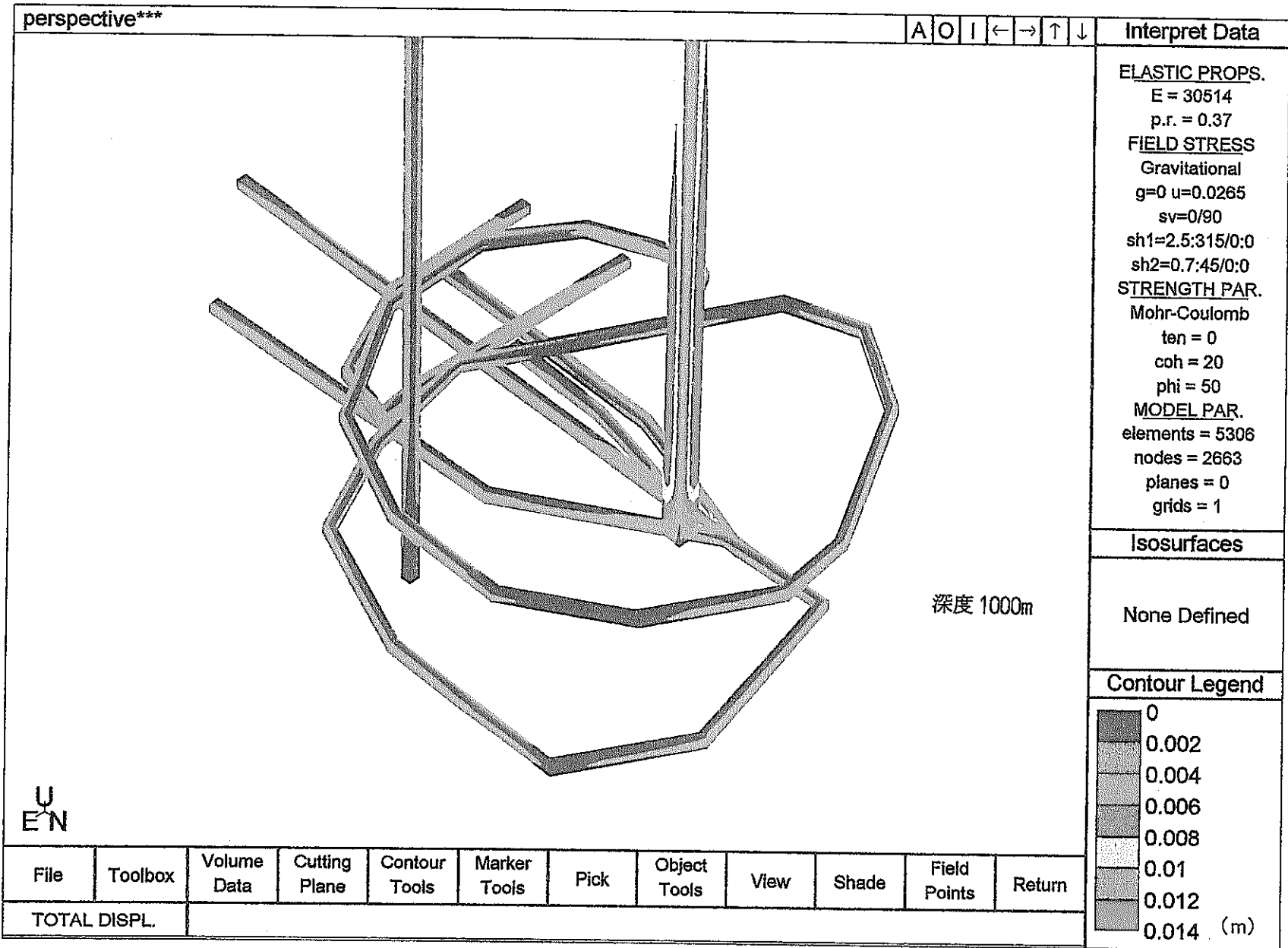
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

Ap. - 図2. 5(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布:立坑部  
 (単層モデル, 現計画レイアウト)



Ap. - 図2. 5(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スケージ研究坑道 (単層モデル, 現計画シナリオ)



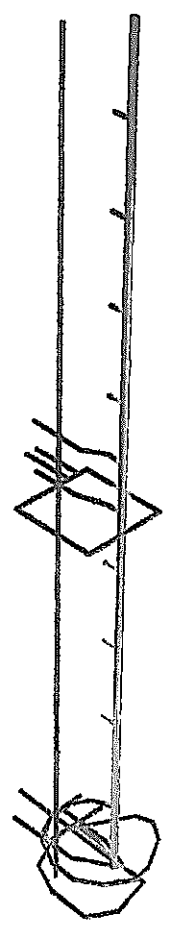
Ap. 一図2. 5(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーラ研究坑道 (単層モデル, 現計画シフト)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

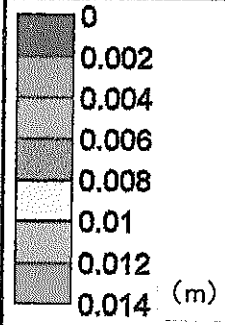
U  
E N

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5/0/0  
 sh2=0.7/90/0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

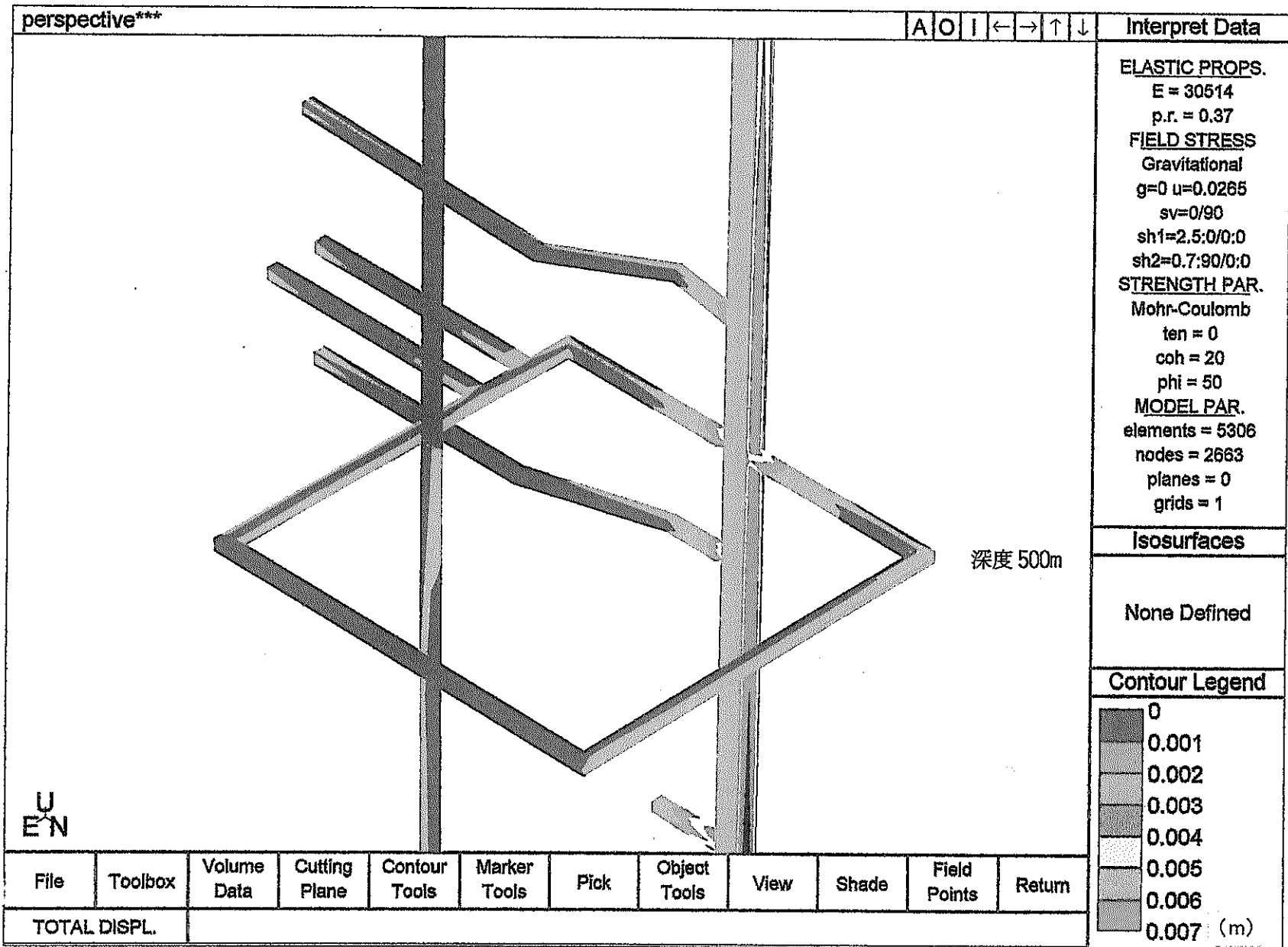
Contour Legend



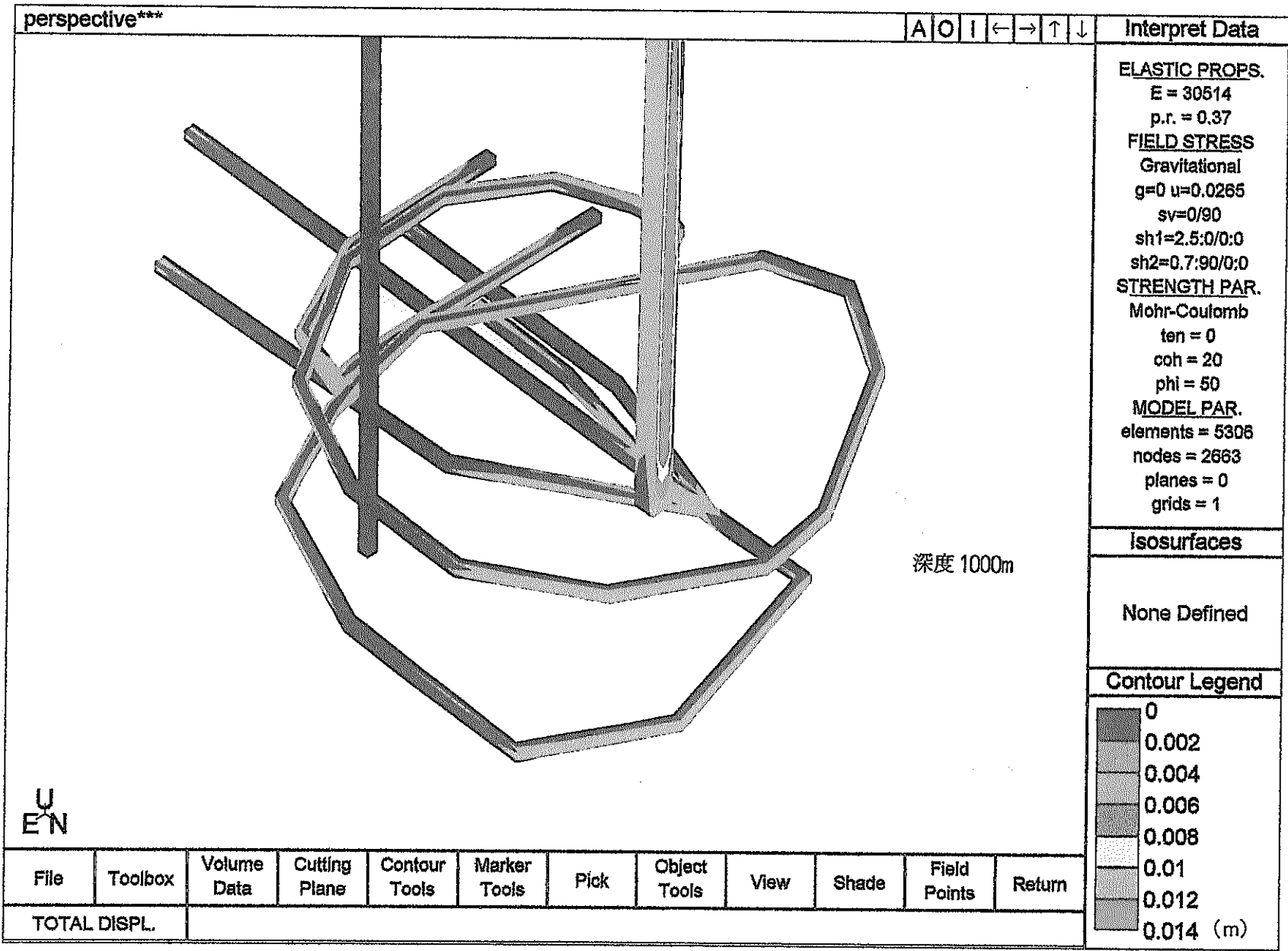
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

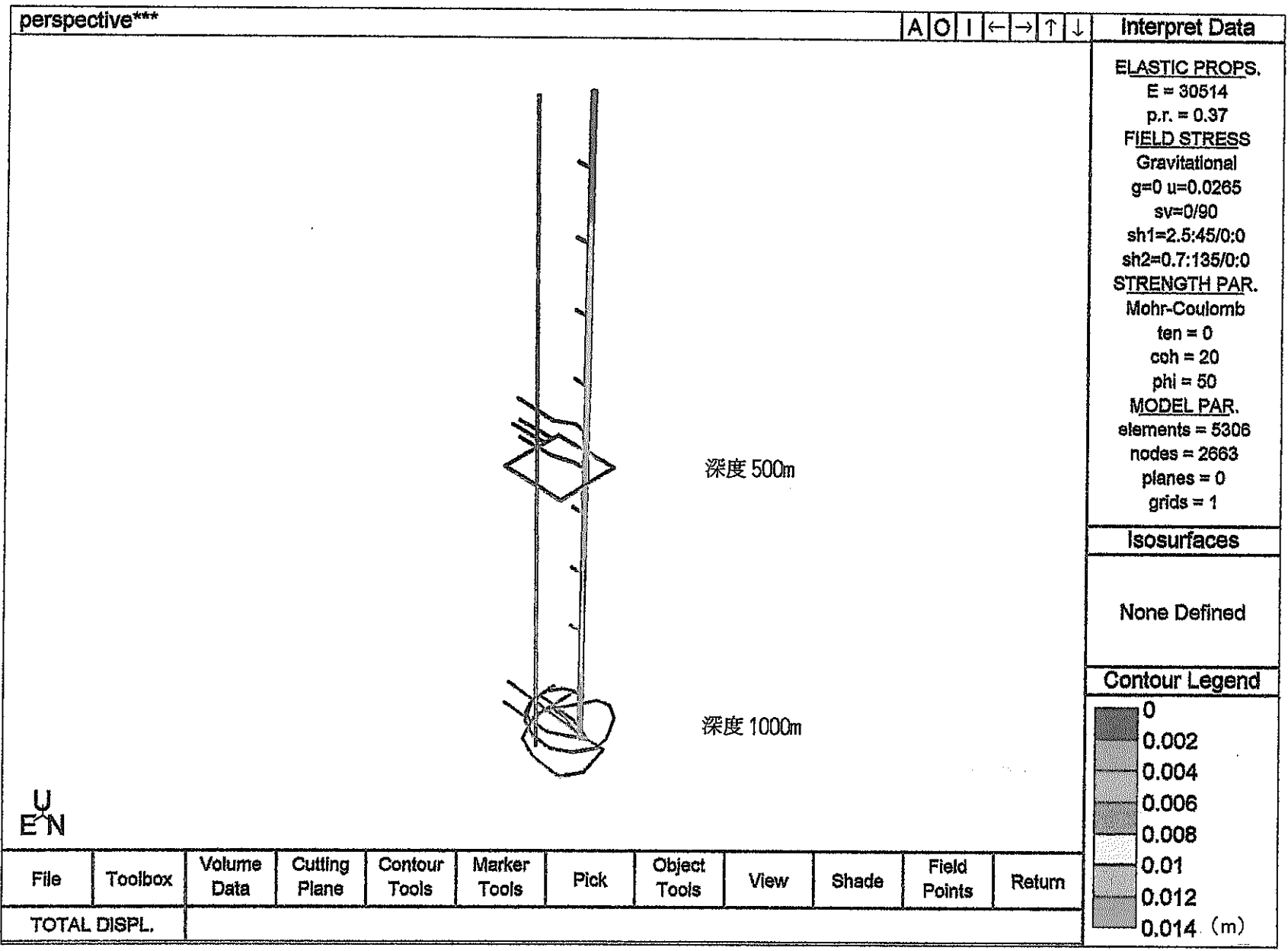
Ap. - 図2. 6(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部  
 (単層モデル, 45°回転)



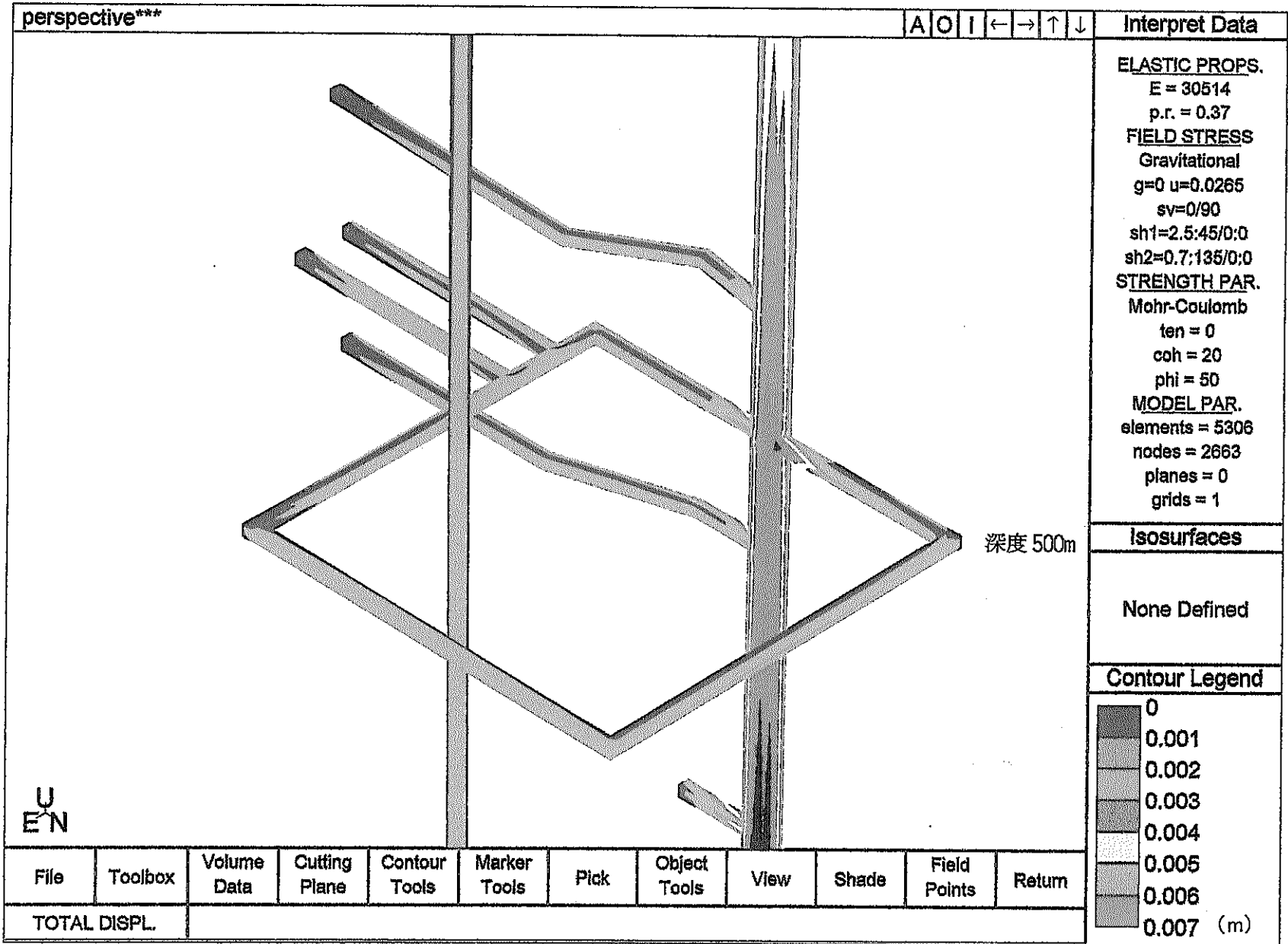
Ap. - 図2. 6(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スケーラ研究坑道  
 (単層モデル, 45°回転)



Ap. 一 図 2. 6 (c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 45° 回転)



Ap. 一図2. 7(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部  
 (単層モデル, 90°回転)



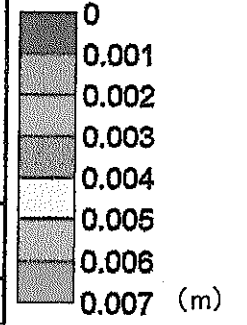
Interpret Data

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5;45/0;0  
 sh2=0.7;135/0;0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

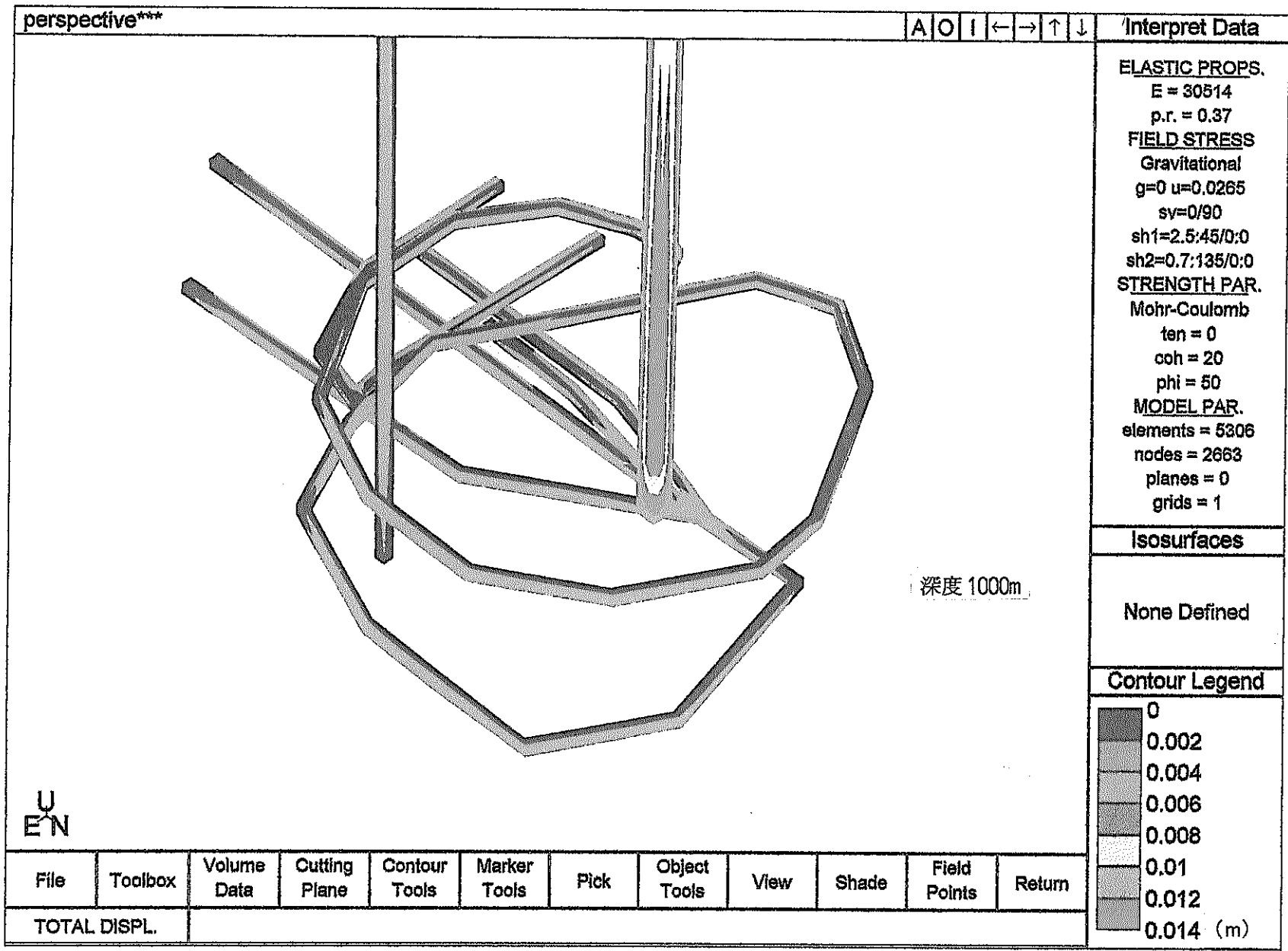
Contour Legend



深度 500m

perspective\*\*\*

Ap. - 図2. 7(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スラーヂ研究坑道 (単層モデル, 90° 回転)

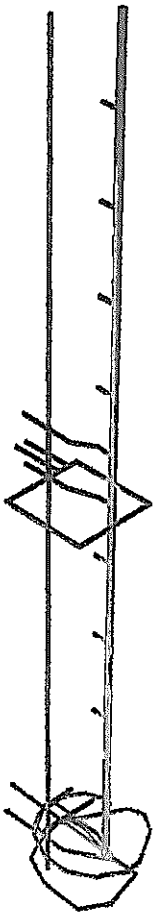


Ap. 一 図 2. 7(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要なテナー研究坑道 (単層モデル, 90° 回転)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

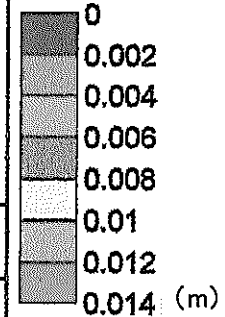
深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:90/0:0  
 sh2=0.7:180/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

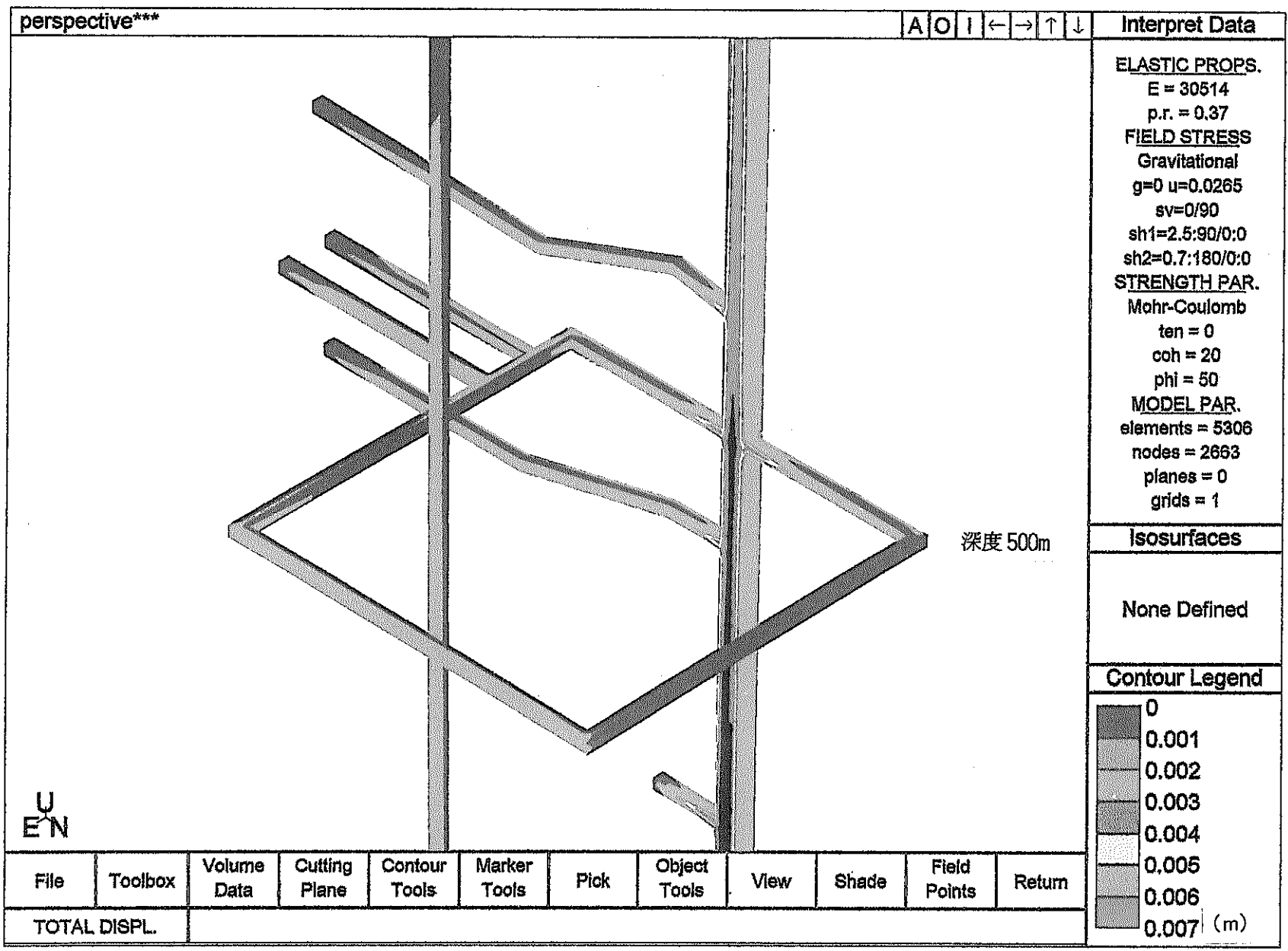


U  
E N

File    Toolbox    Volume Data    Cutting Plane    Contour Tools    Marker Tools    Pick    Object Tools    View    Shade    Field Points    Return

TOTAL DISPL.

Ap. 一図2. 8(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部 (単層モデル, 135° 回転)



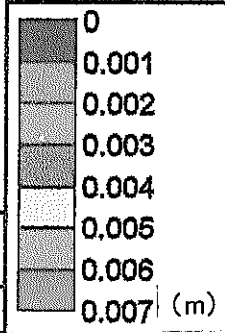
Interpret Data

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:90/0:0  
 sh2=0.7:180/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

深度 500m

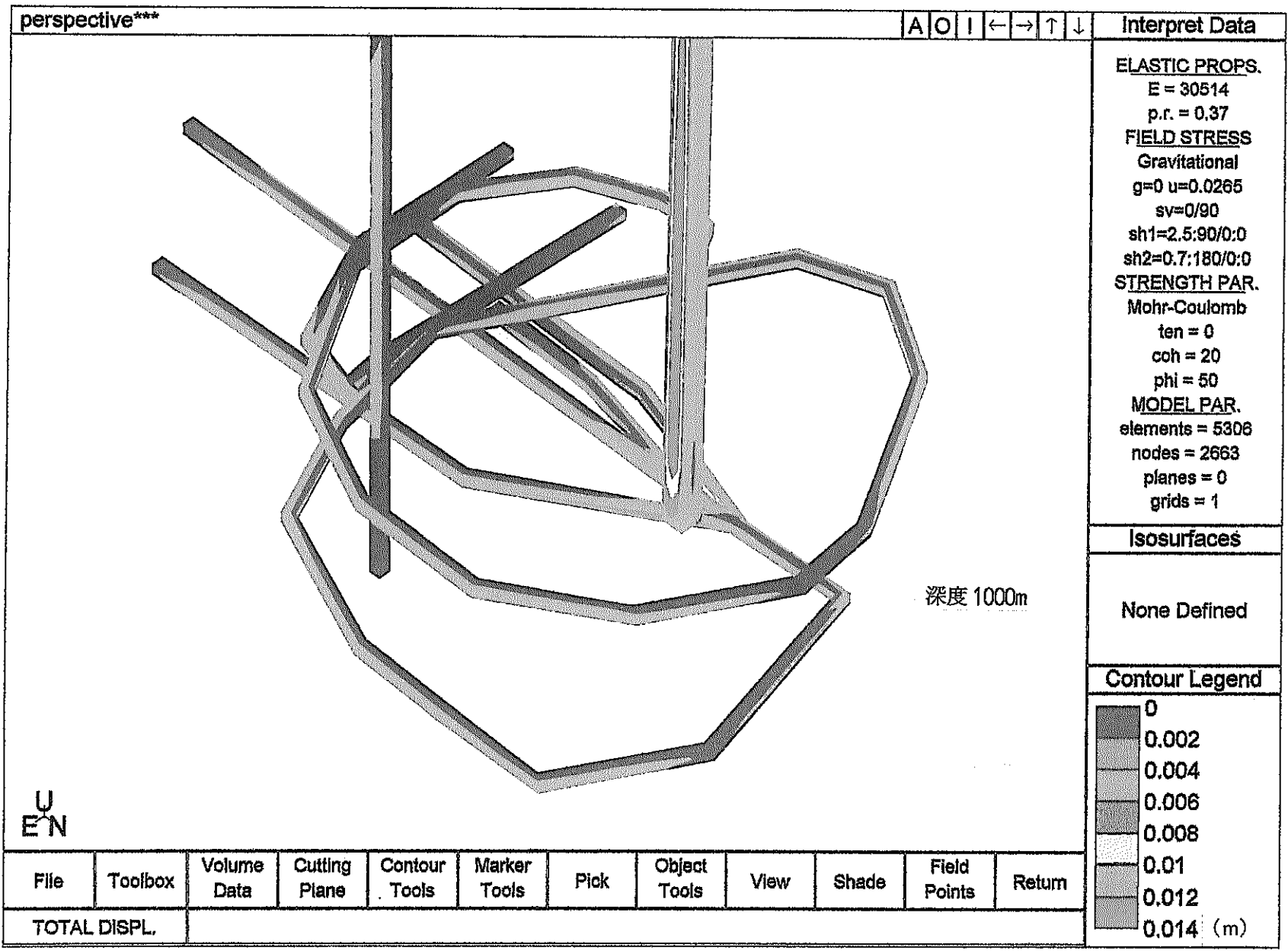


File | Toolbox | Volume Data | Cutting Plane | Contour Tools | Marker Tools | Pick | Object Tools | View | Shade | Field Points | Return

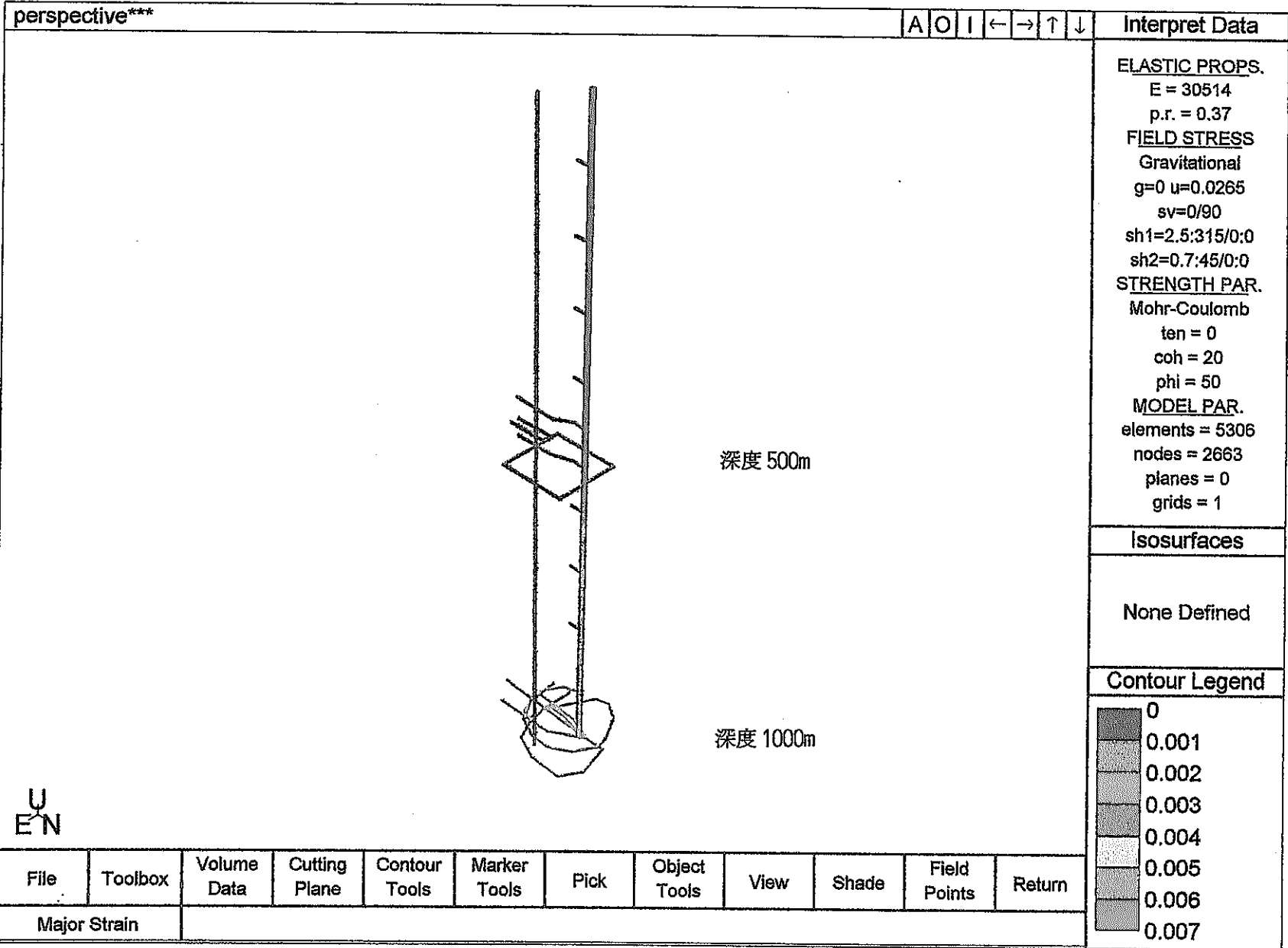
TOTAL DISPL. | (m)

Ap. 一 図2. 8(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スラーヂ研究坑道 (単層モデル, 135° 回転)

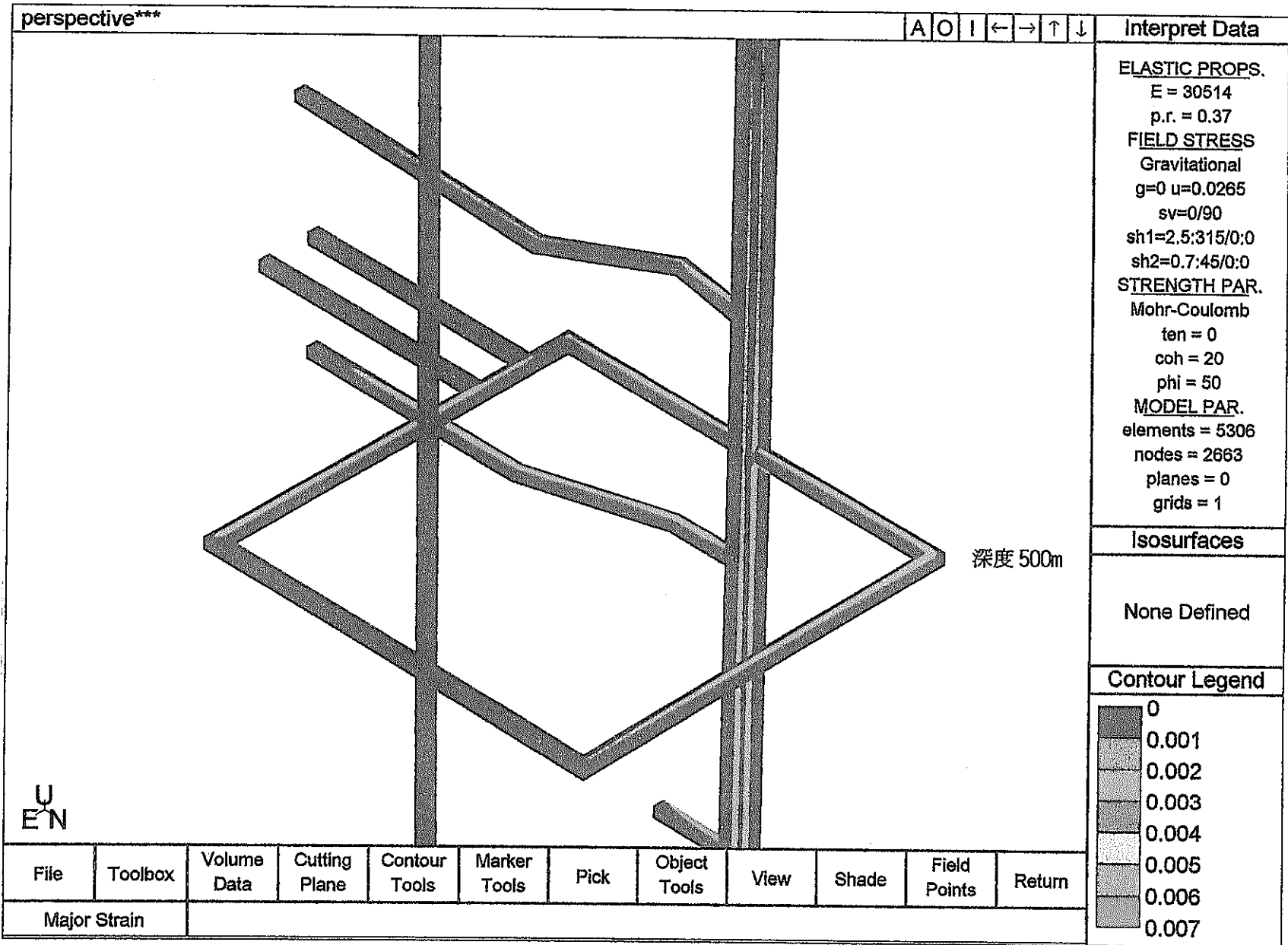




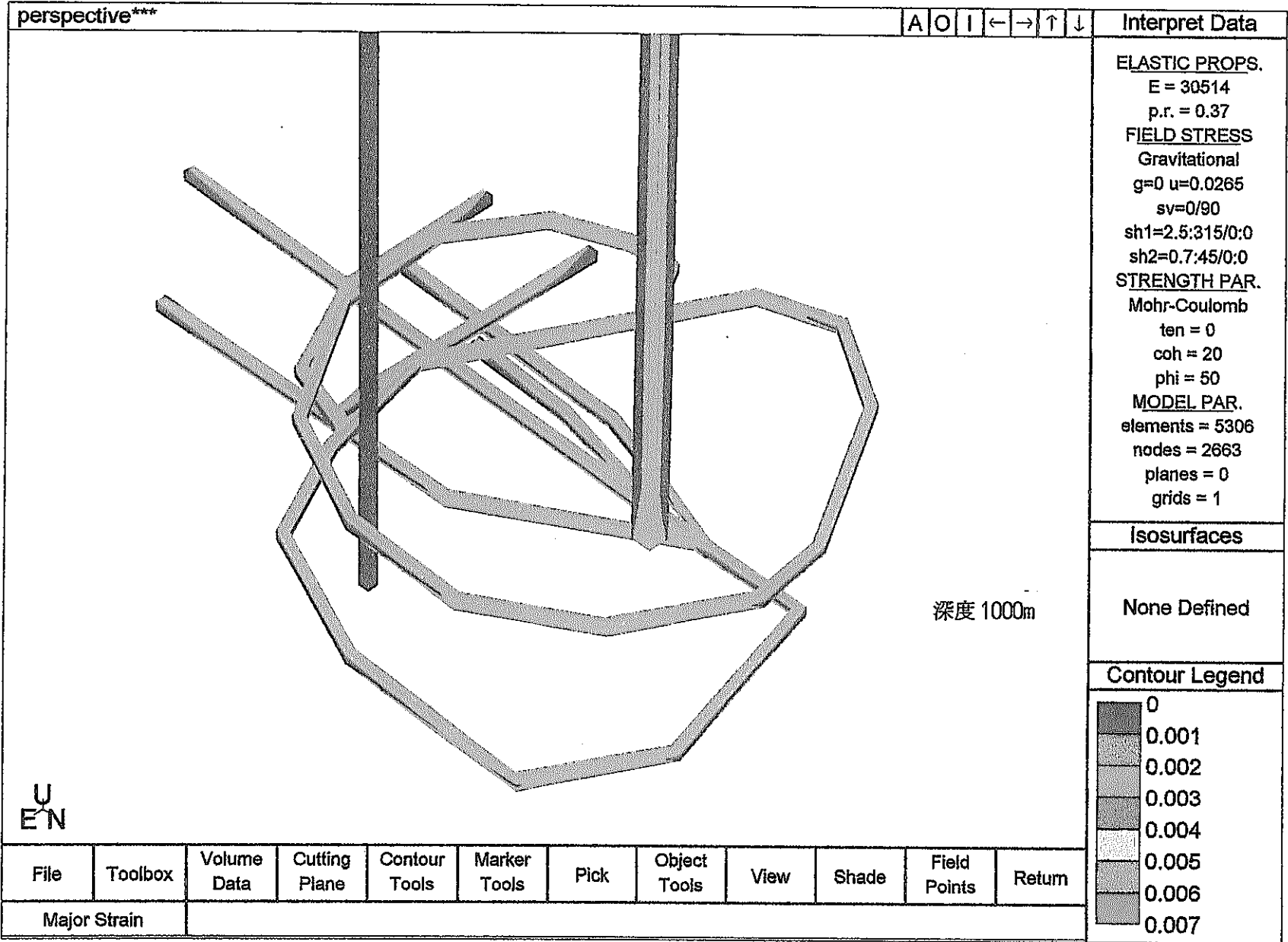
Ap. - 図2. 8(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケージ研究坑道 (単層モデル, 135° 回転)



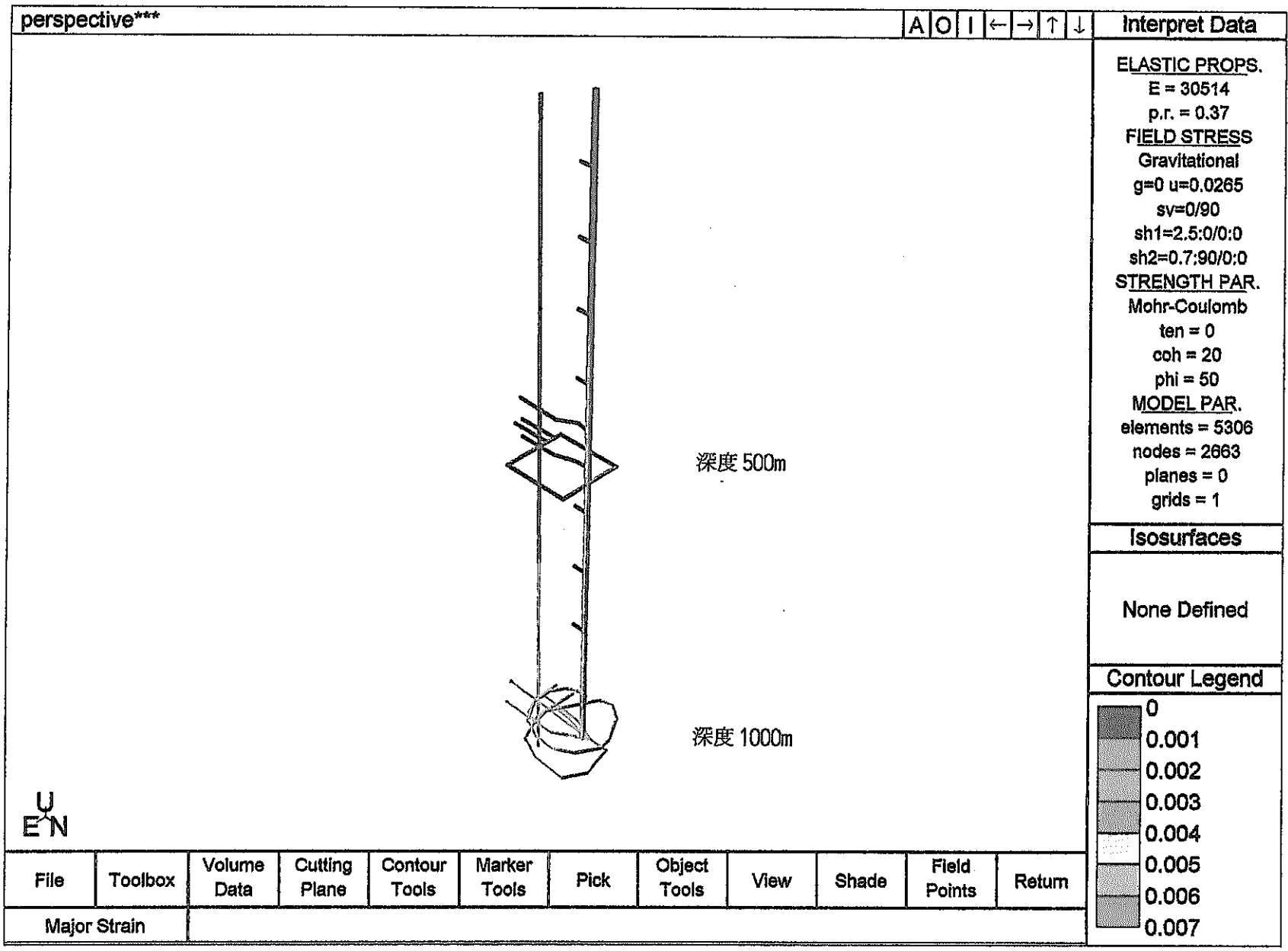
Ap. 一 図2. 9(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布. 立坑部  
 (単層モデル, 現計画レイアウト)



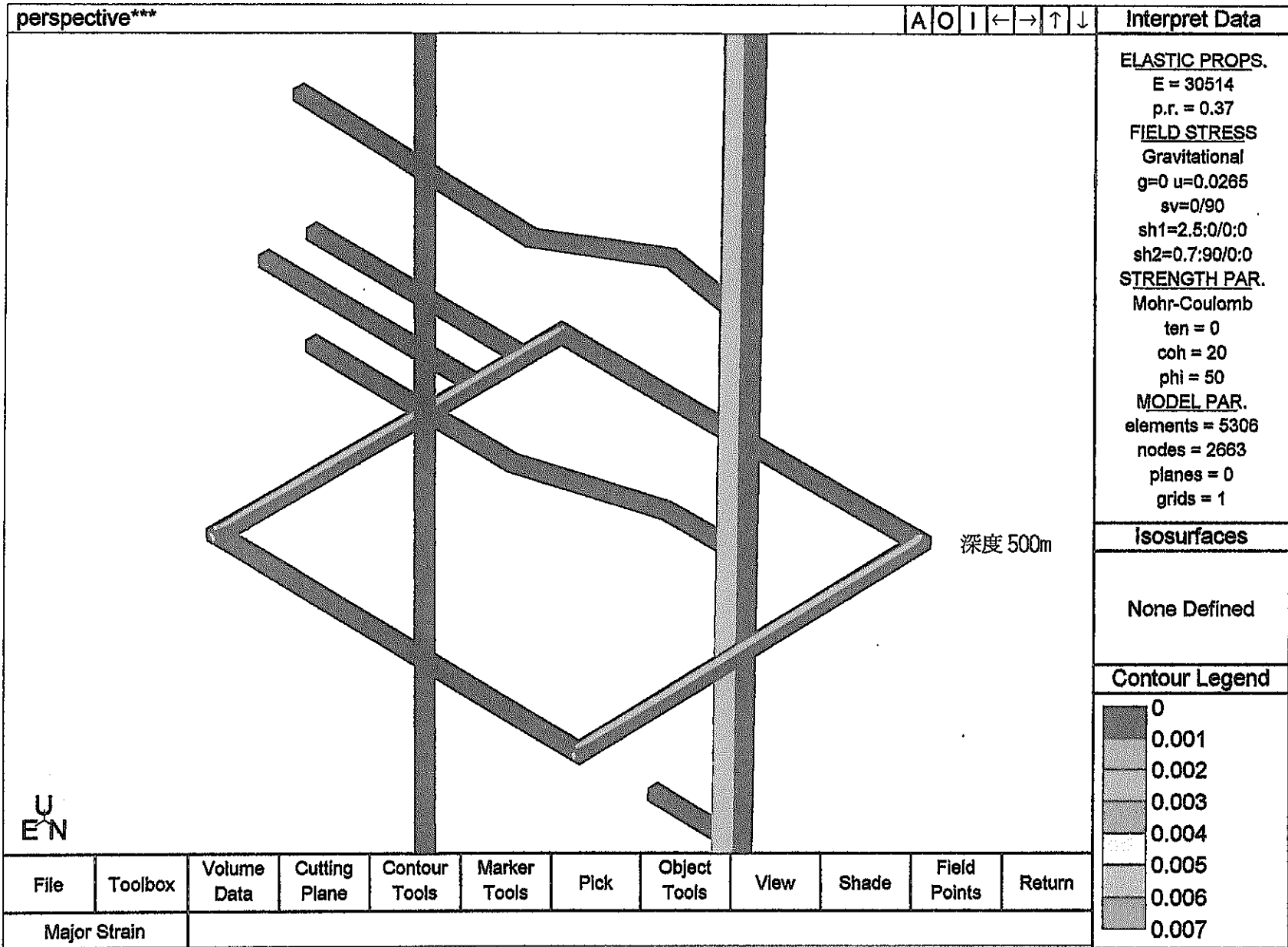
Ap. 一図2. 9(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スラージ研究坑道  
 (単層モデル, 現計画シフト)



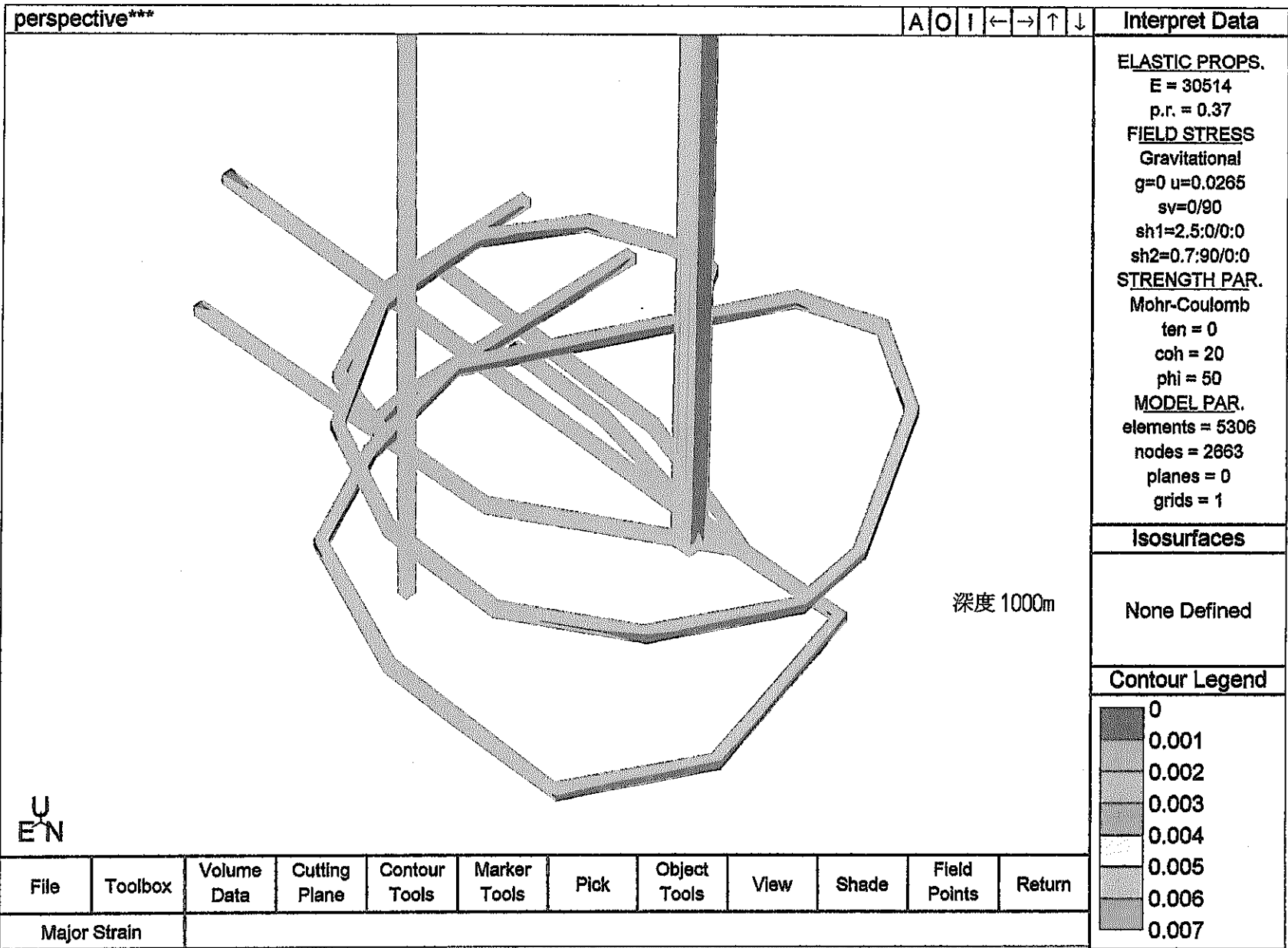
Ap. - 図2. 9(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト)



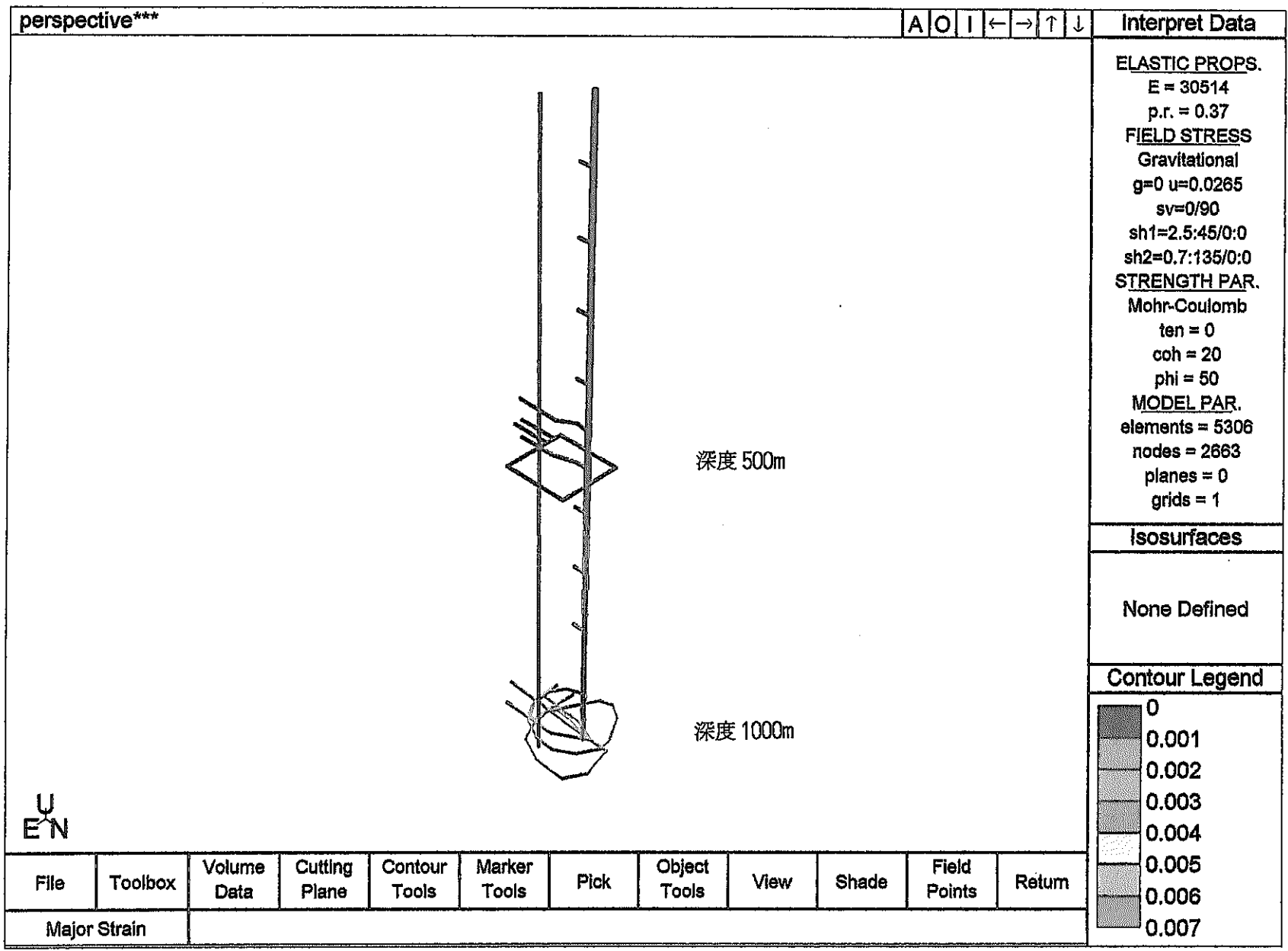
Ap. - 図2. 10(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:立坑部  
 (単層モデル, 45°回転)



Ap. - 図2. 10(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スライジ研究坑道 (単層モデル, 45° 回転)

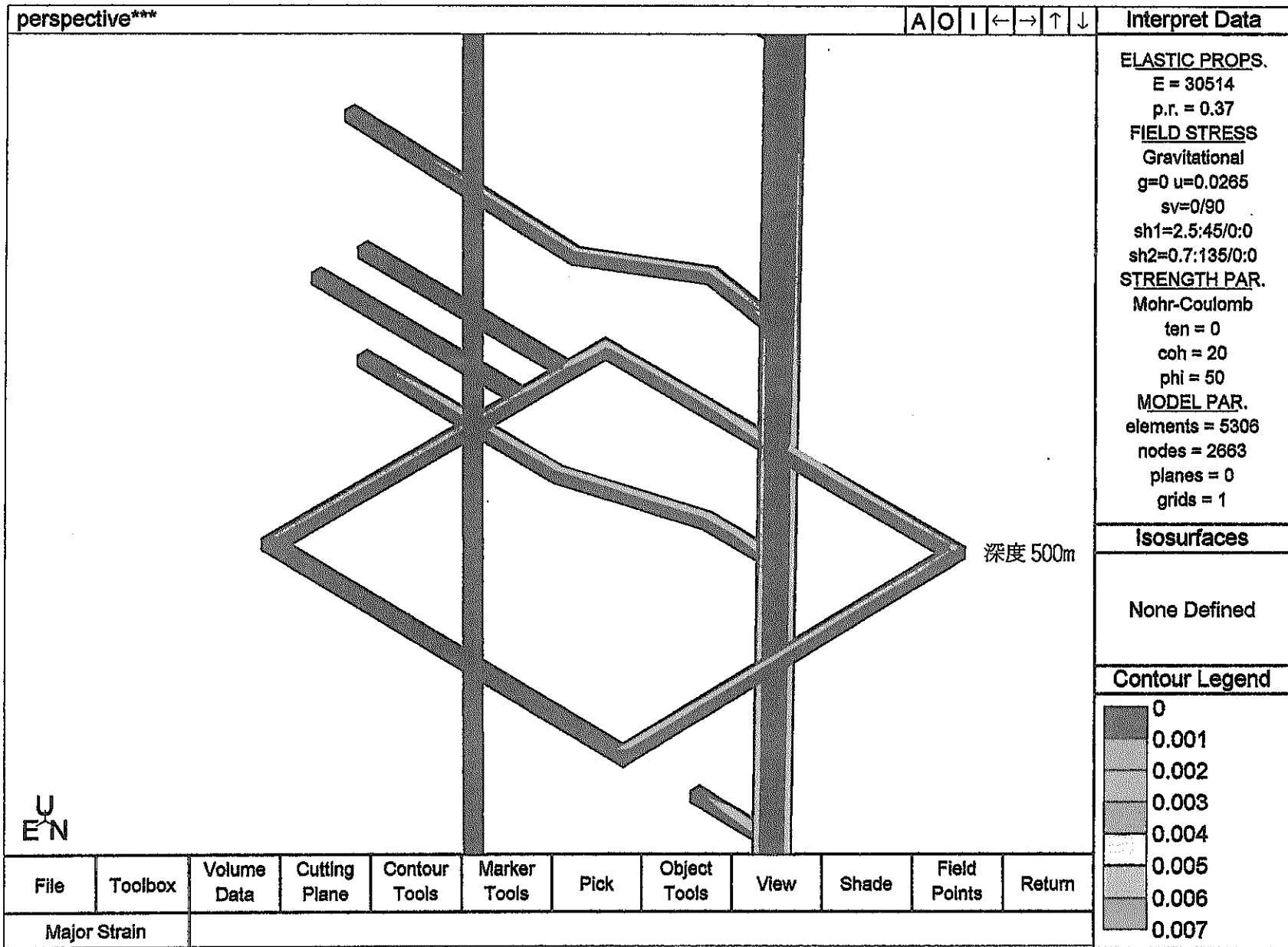


Ap. — 図2. 10(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 45° 回転)

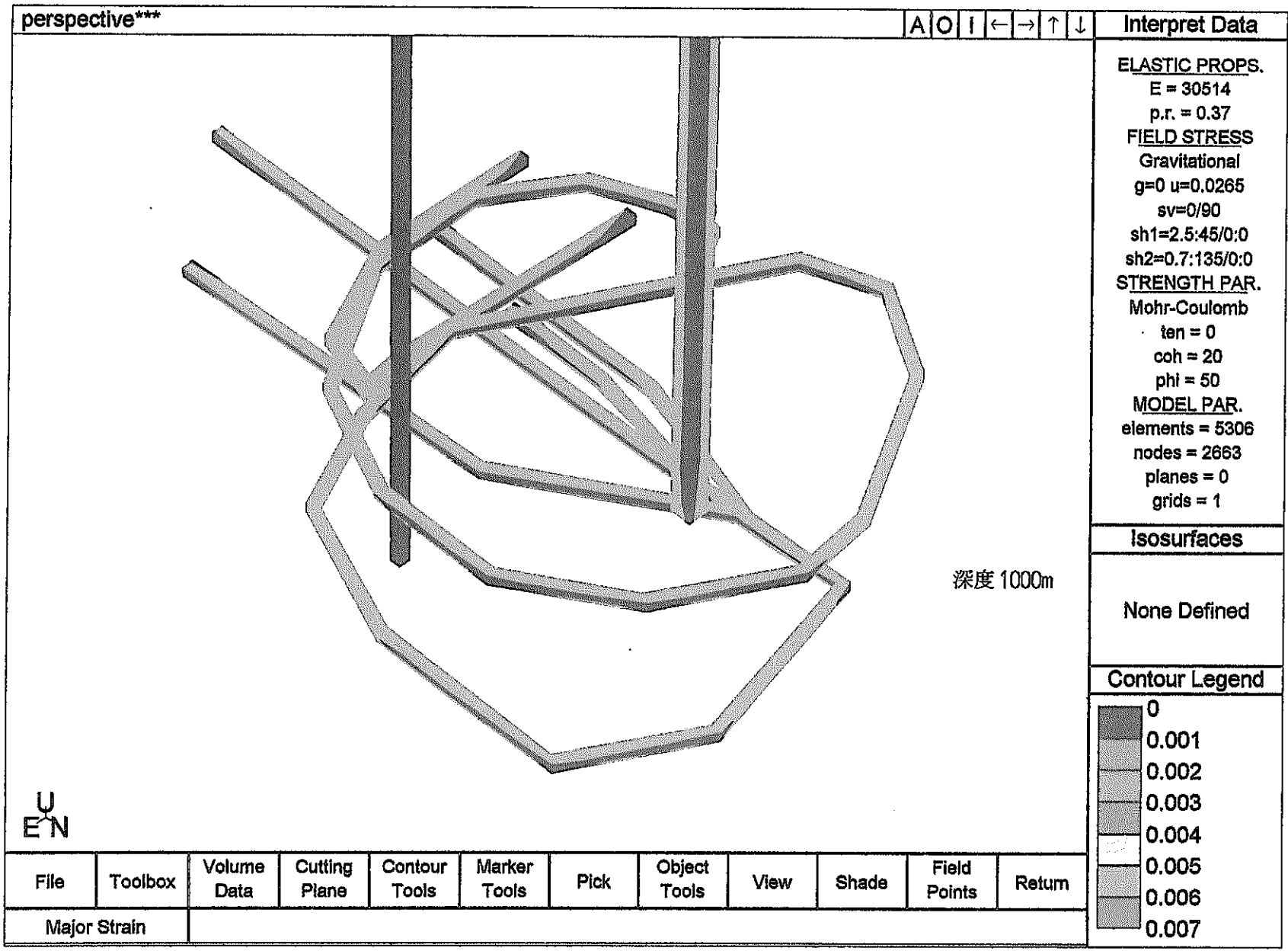


Ap. 一図 2. 11(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:立坑部  
 (単層モデル, 90°回転)





Ap. 一図2. 11(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スレージ研究坑道 (単層モデル, 90° 回転)

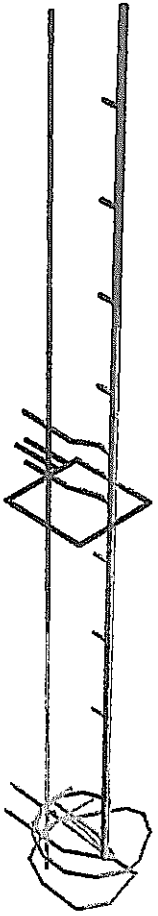


Ap. 一図2. 11(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 90° 回転)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

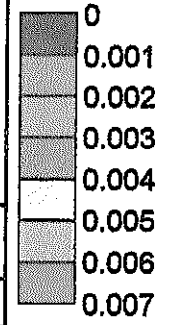
深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 30514  
 p.r. = 0.37  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:90/0:0  
 sh2=0.7:180/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

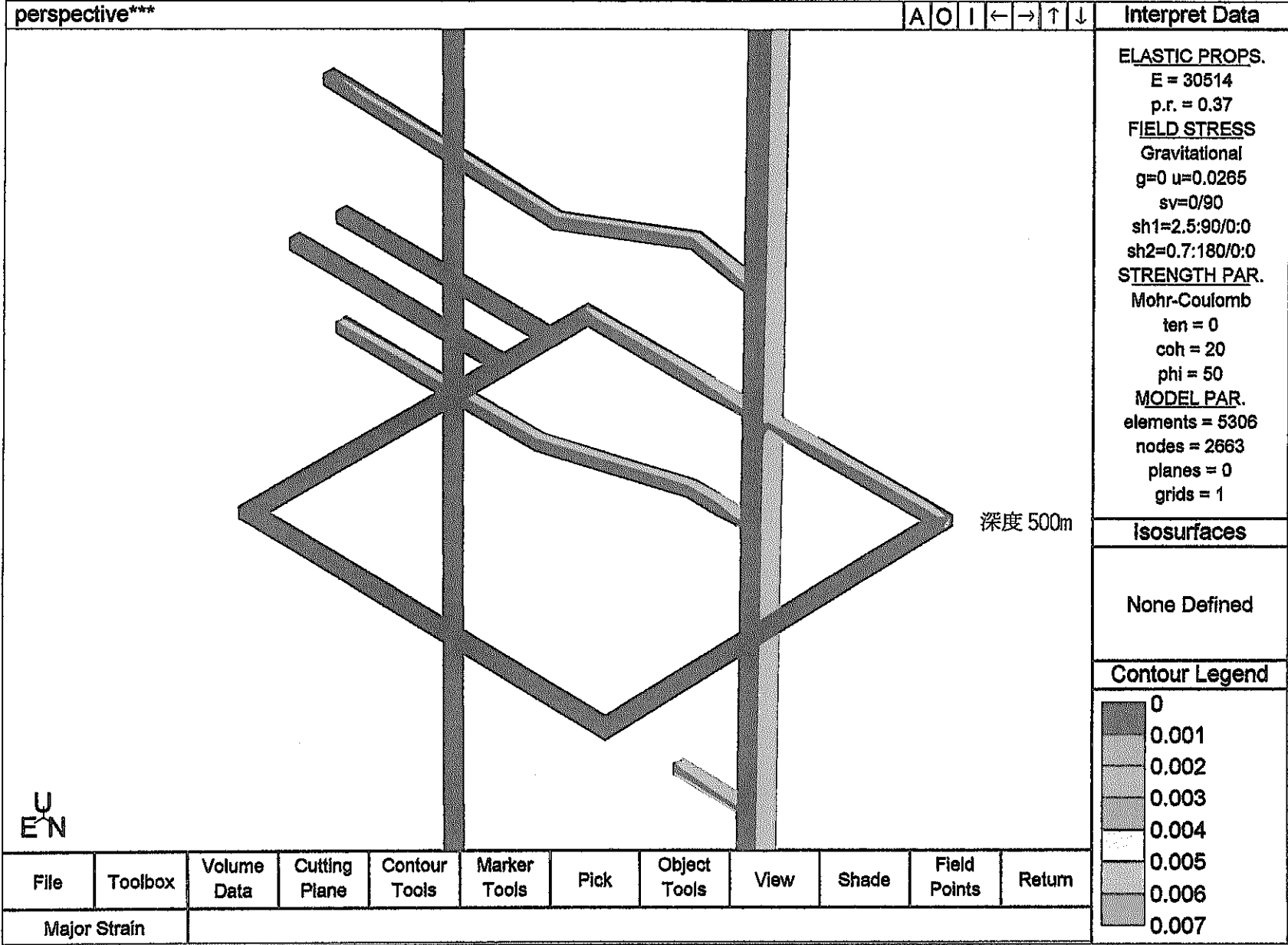


U  
E N

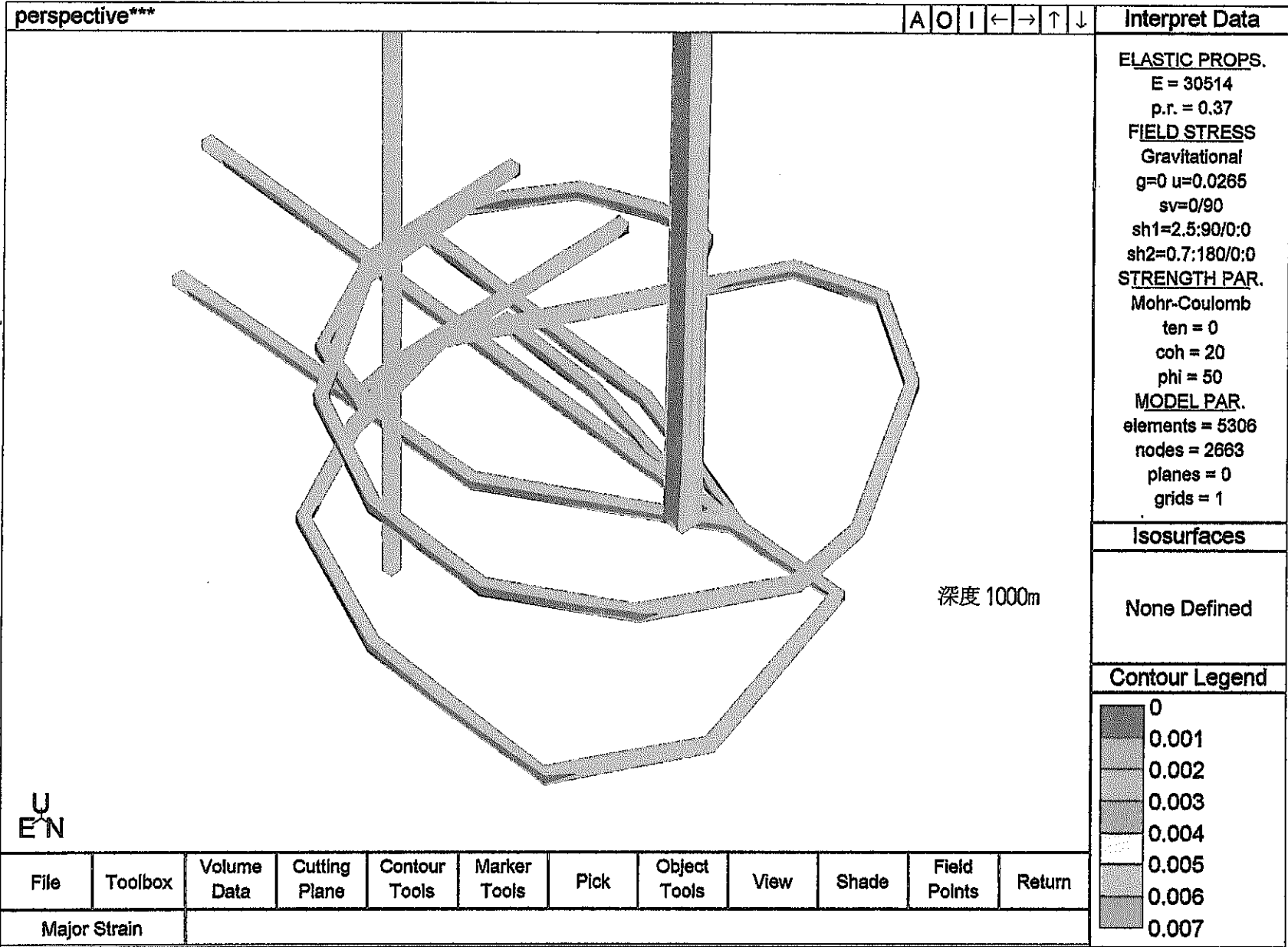
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

Major Strain

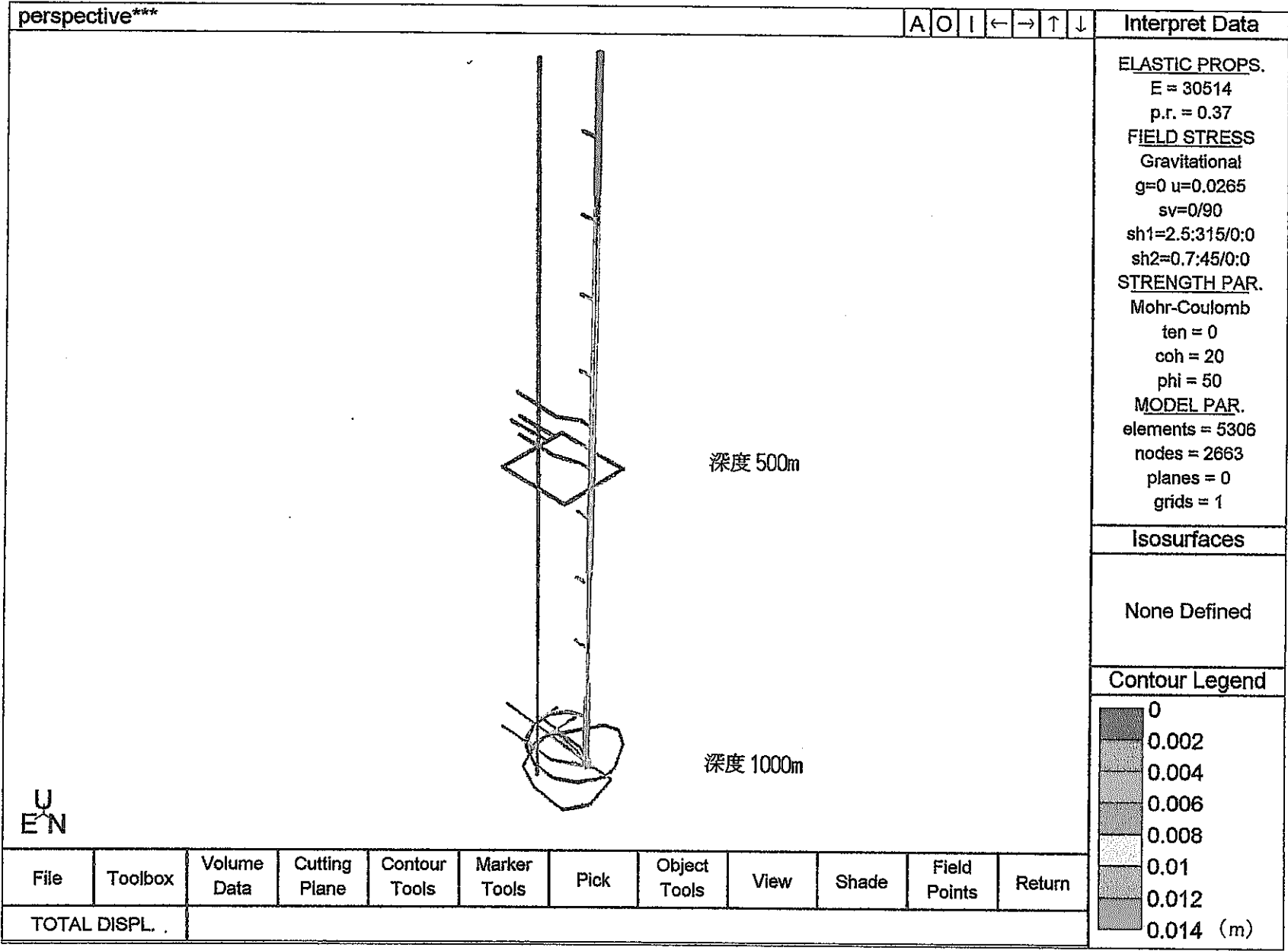
Ap. 一 図2. 12(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:立坑部  
 (単層モデル, 135°回転)



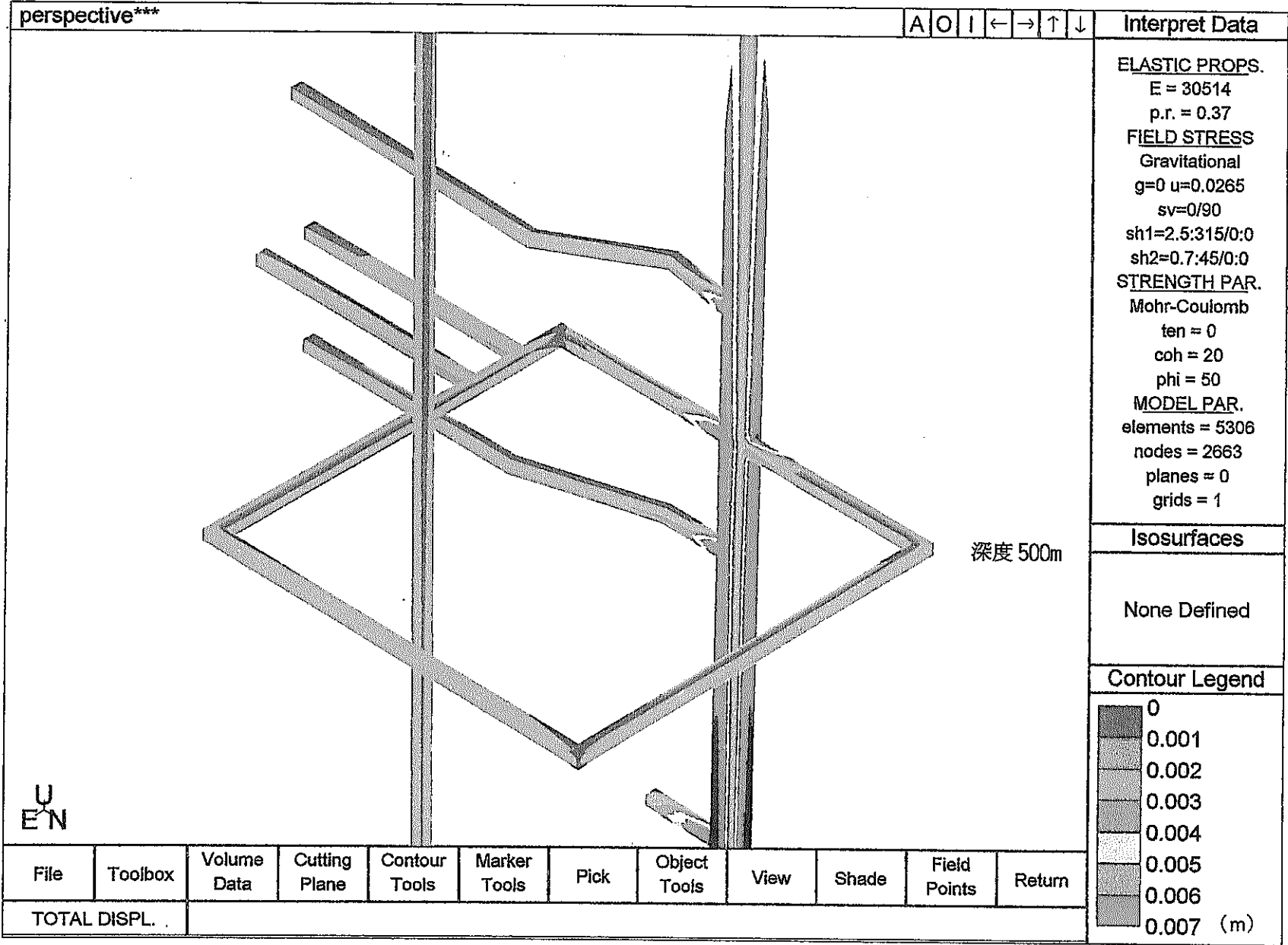
Ap. 一図2. 12(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スレージ研究坑道 (単層モデル, 135° 回転)



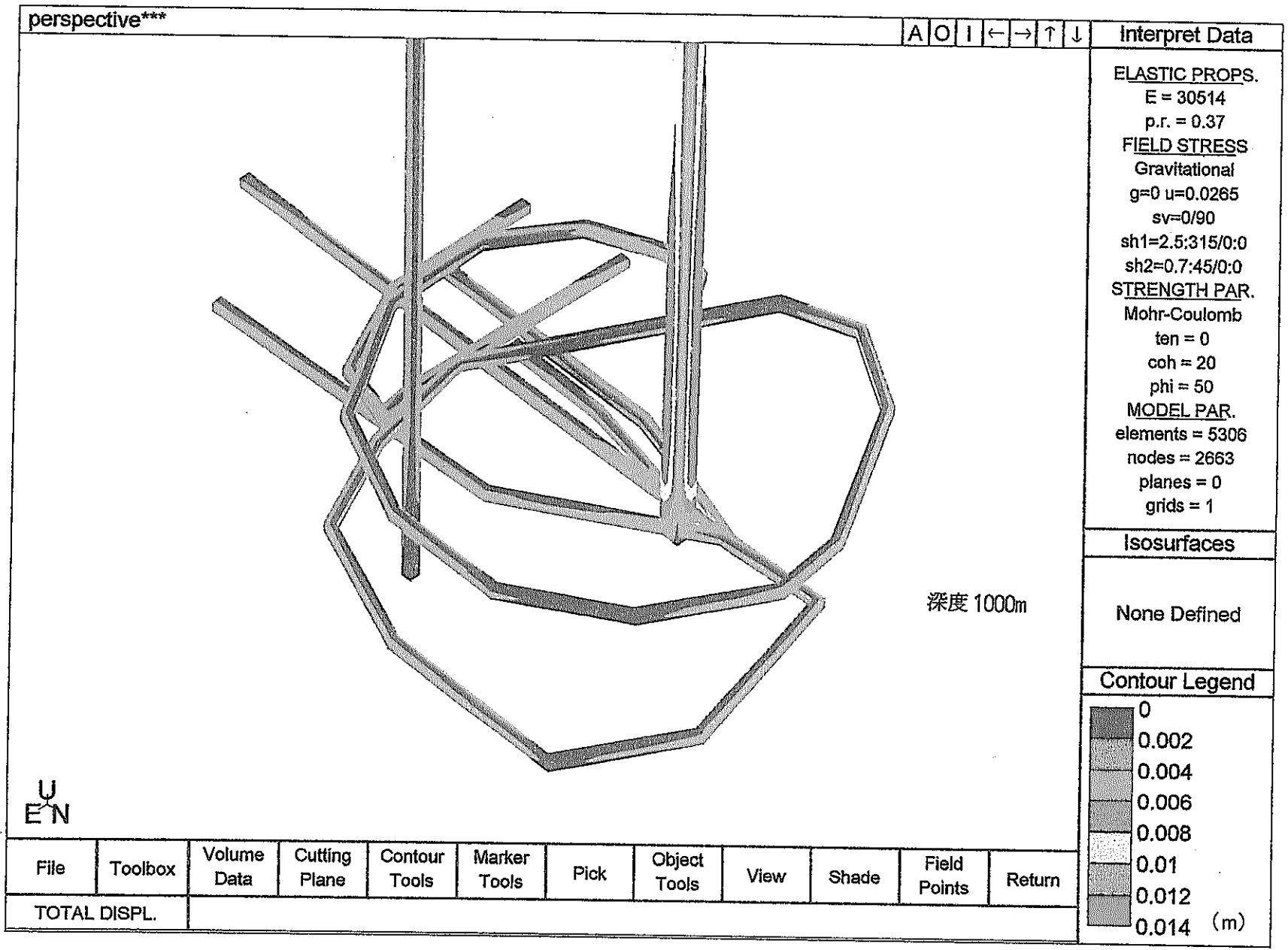
Ap. 一 図2. 12(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 135° 回転)



Ap. - 図3. 1(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case 1)



Ap. - 図3. 1(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スラーシ研究坑道  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case 1)



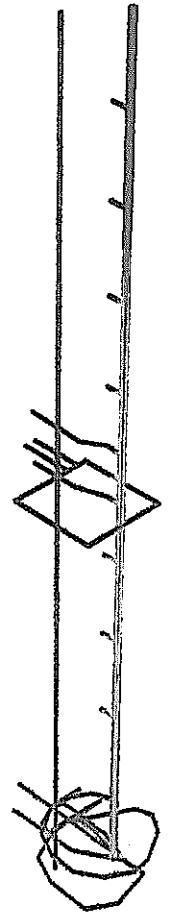
Ap. 一図3. 1(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーラ研究坑道  
 (単層モデル, 現計画ノアウト, Case 1)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

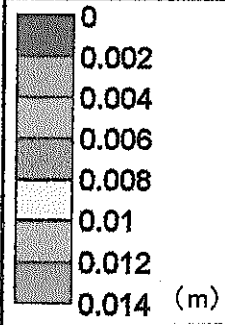
U  
E N

ELASTIC PROPS.  
 E = 44850  
 p.r. = 0.32  
 FIELD STRESS  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
 STRENGTH PAR.  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
 MODEL PAR.  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

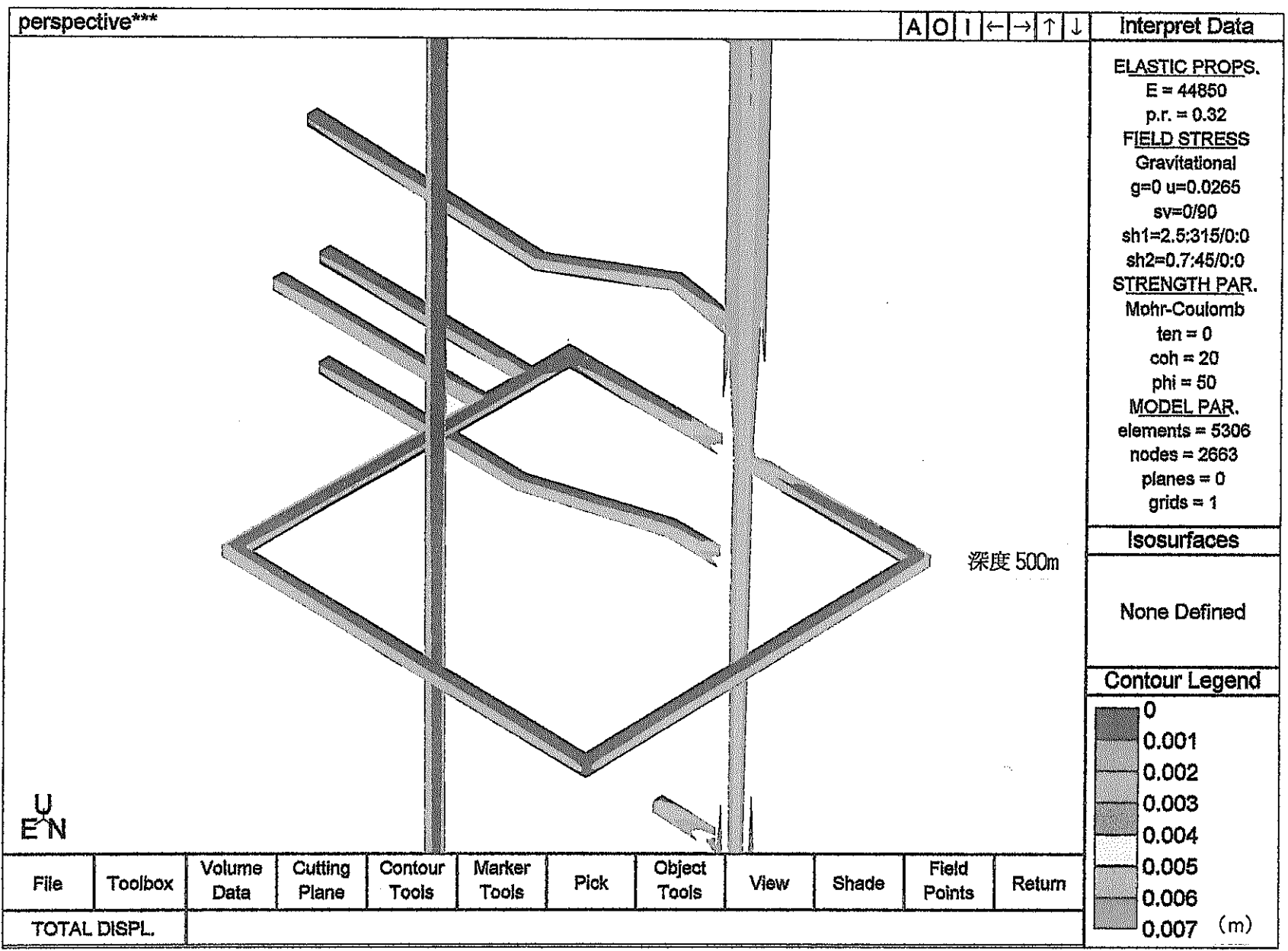
Contour Legend



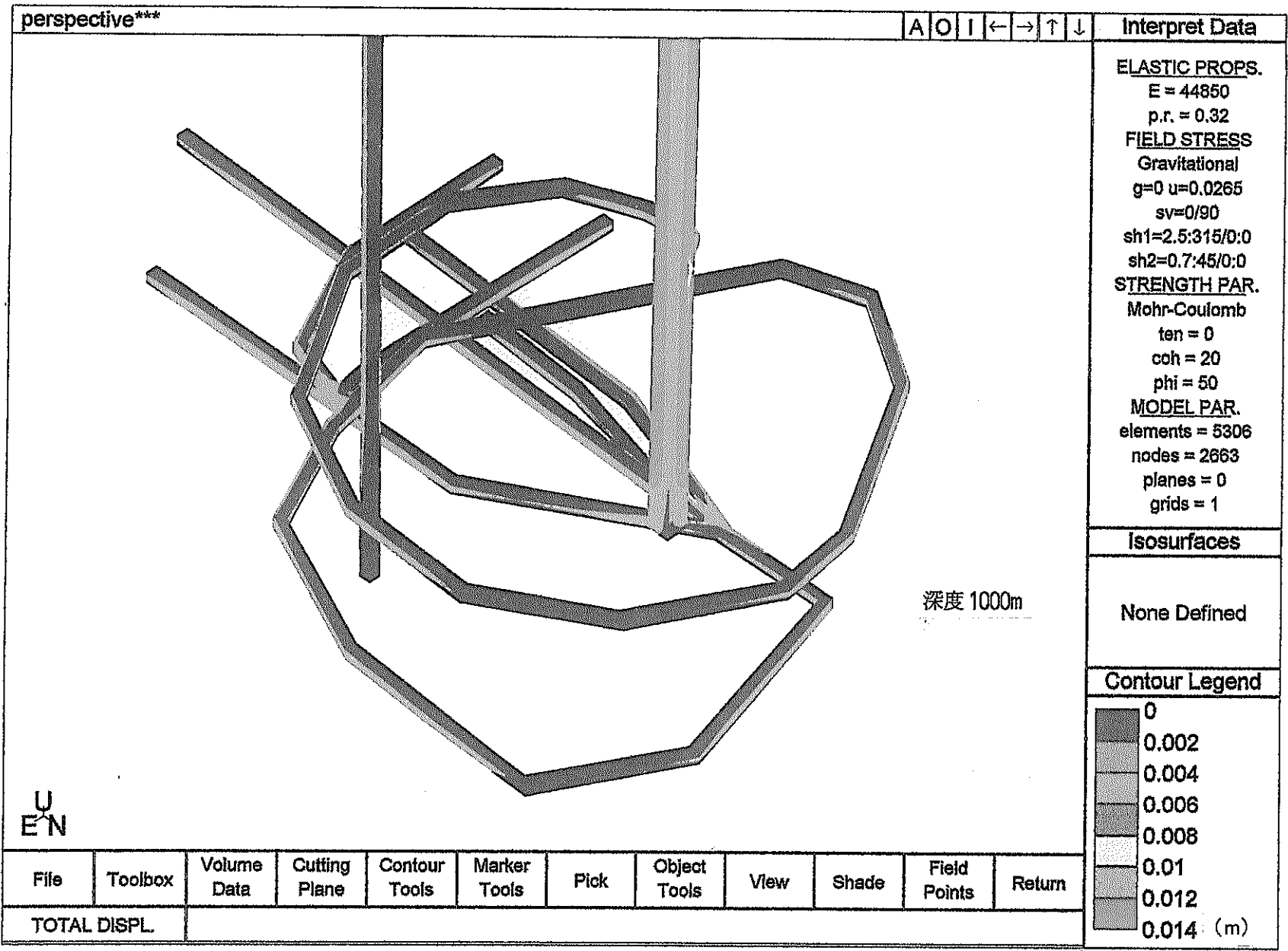
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

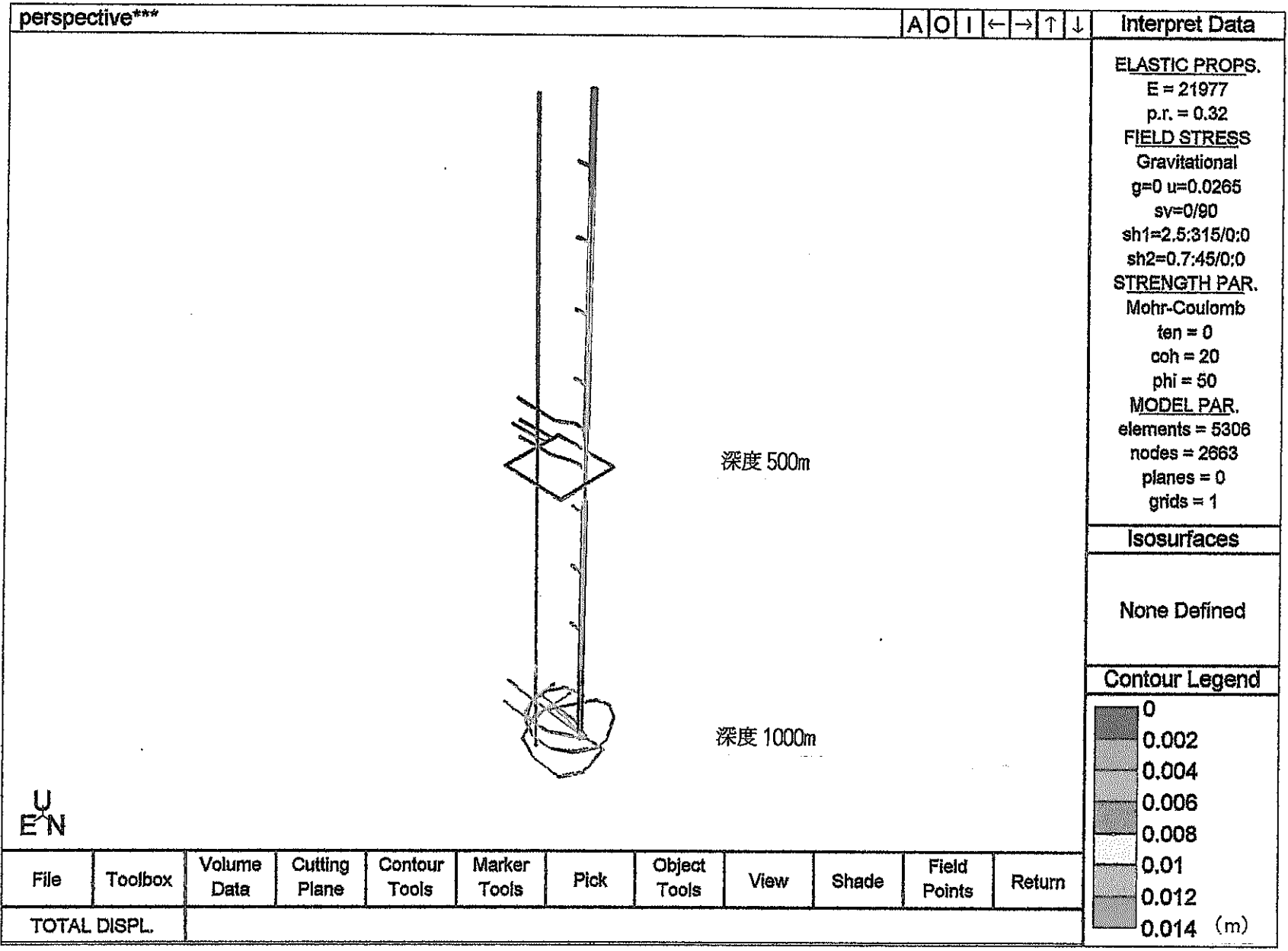
Ap. 一 図3. 2(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)



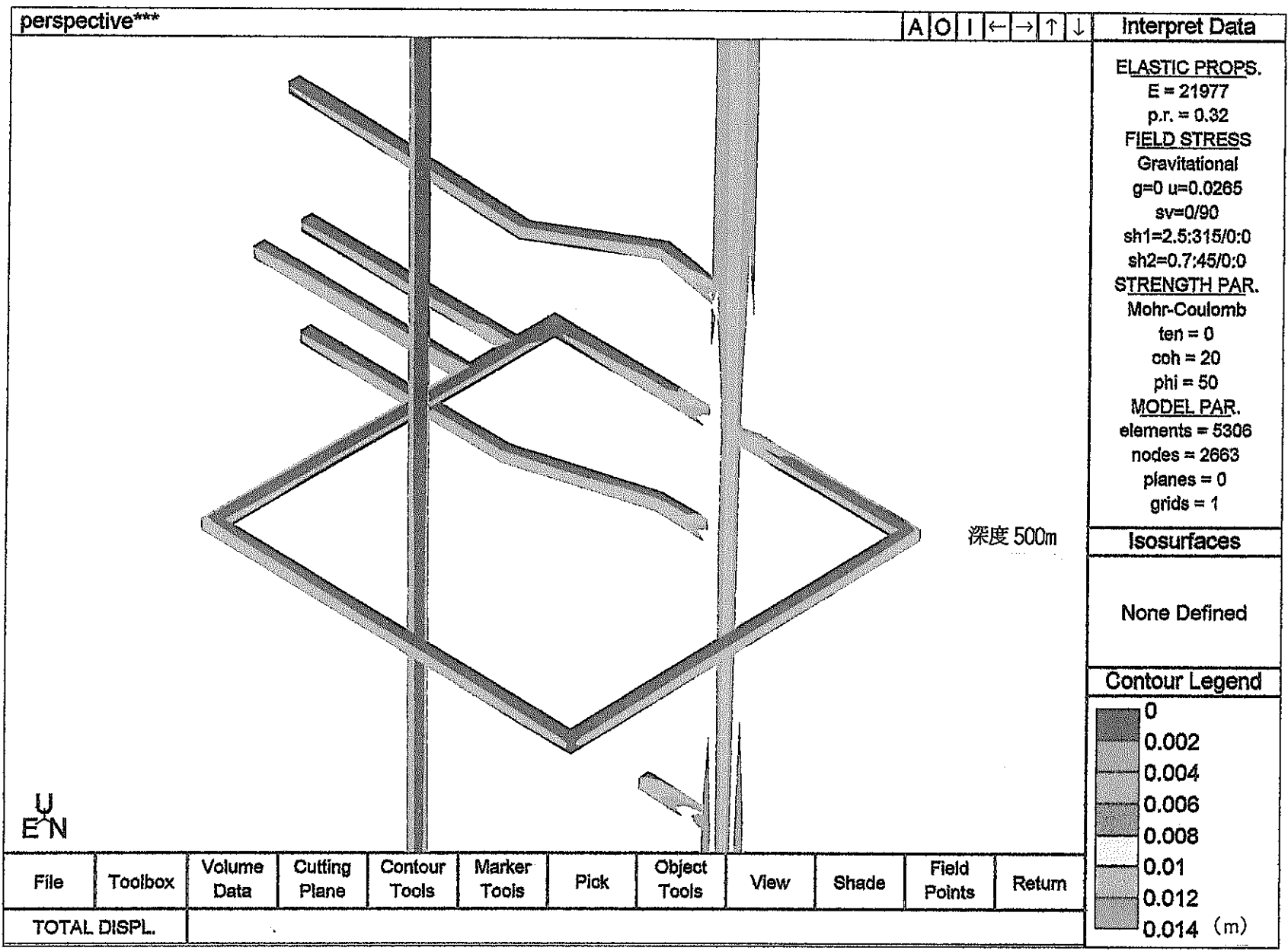
Ap. 一図3. 2(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スケーリング研究坑道  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)



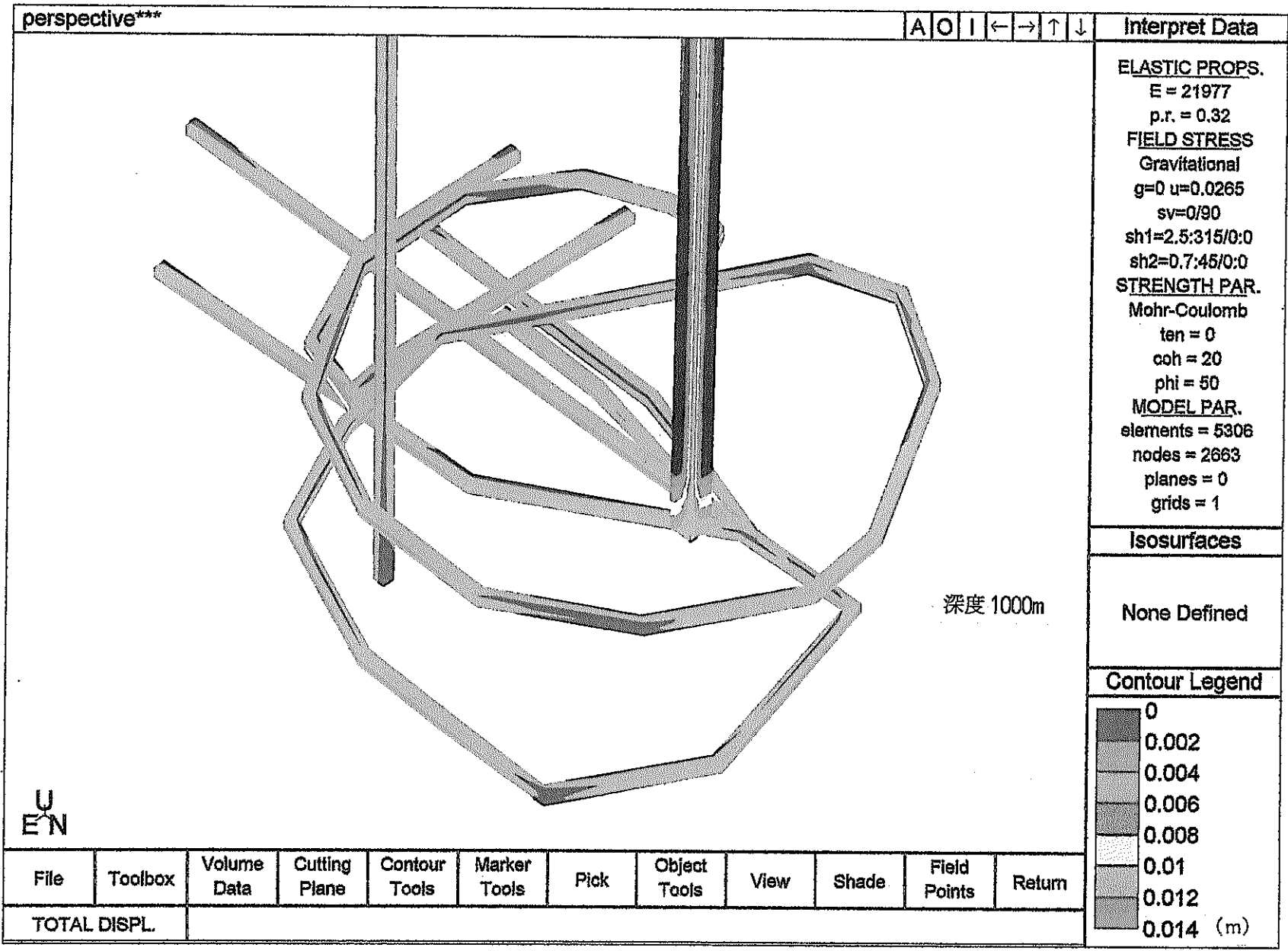
Ap. 一図3. 2(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーリング研究坑道  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)



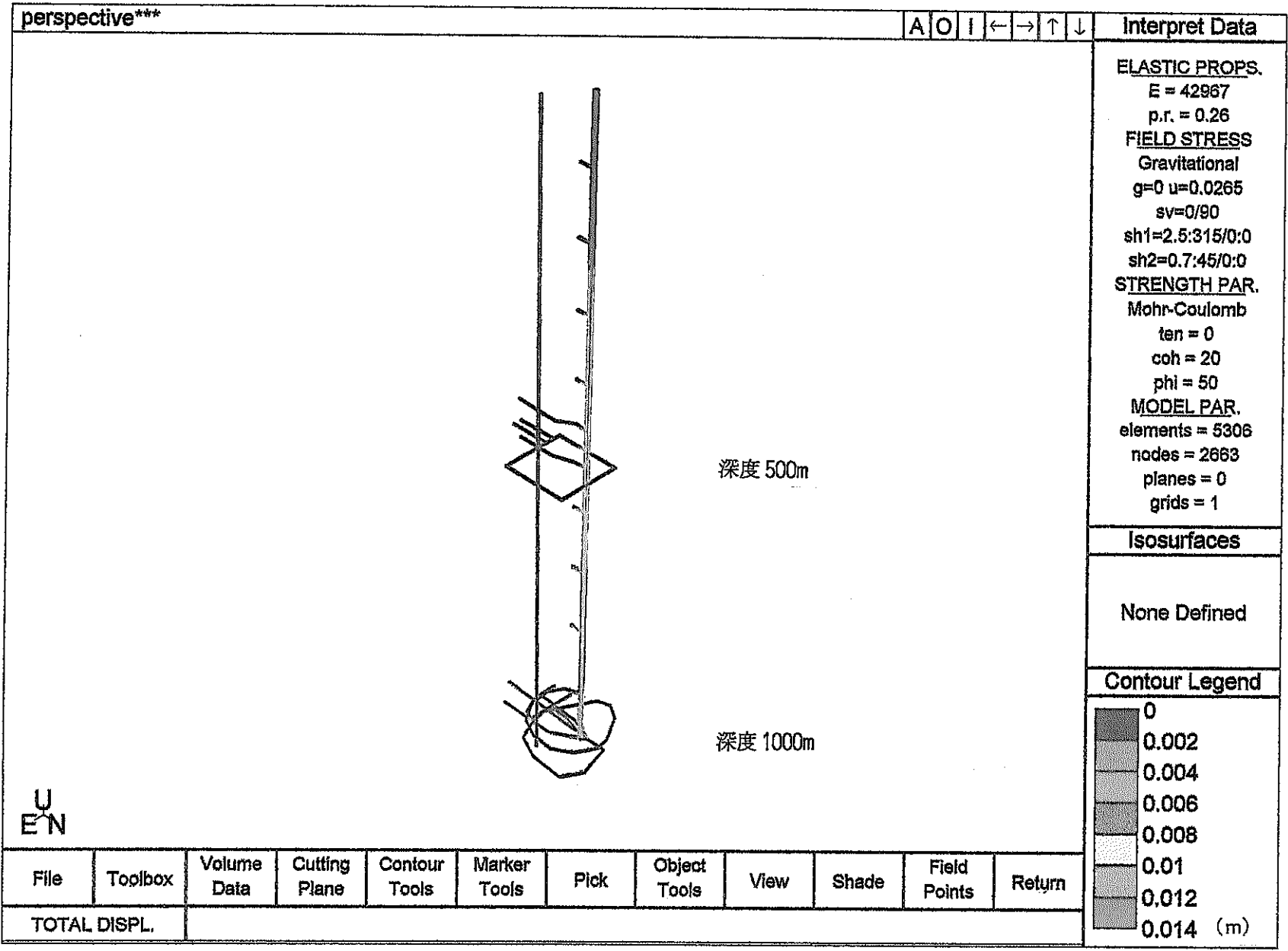
Ap. - 図3. 3(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)



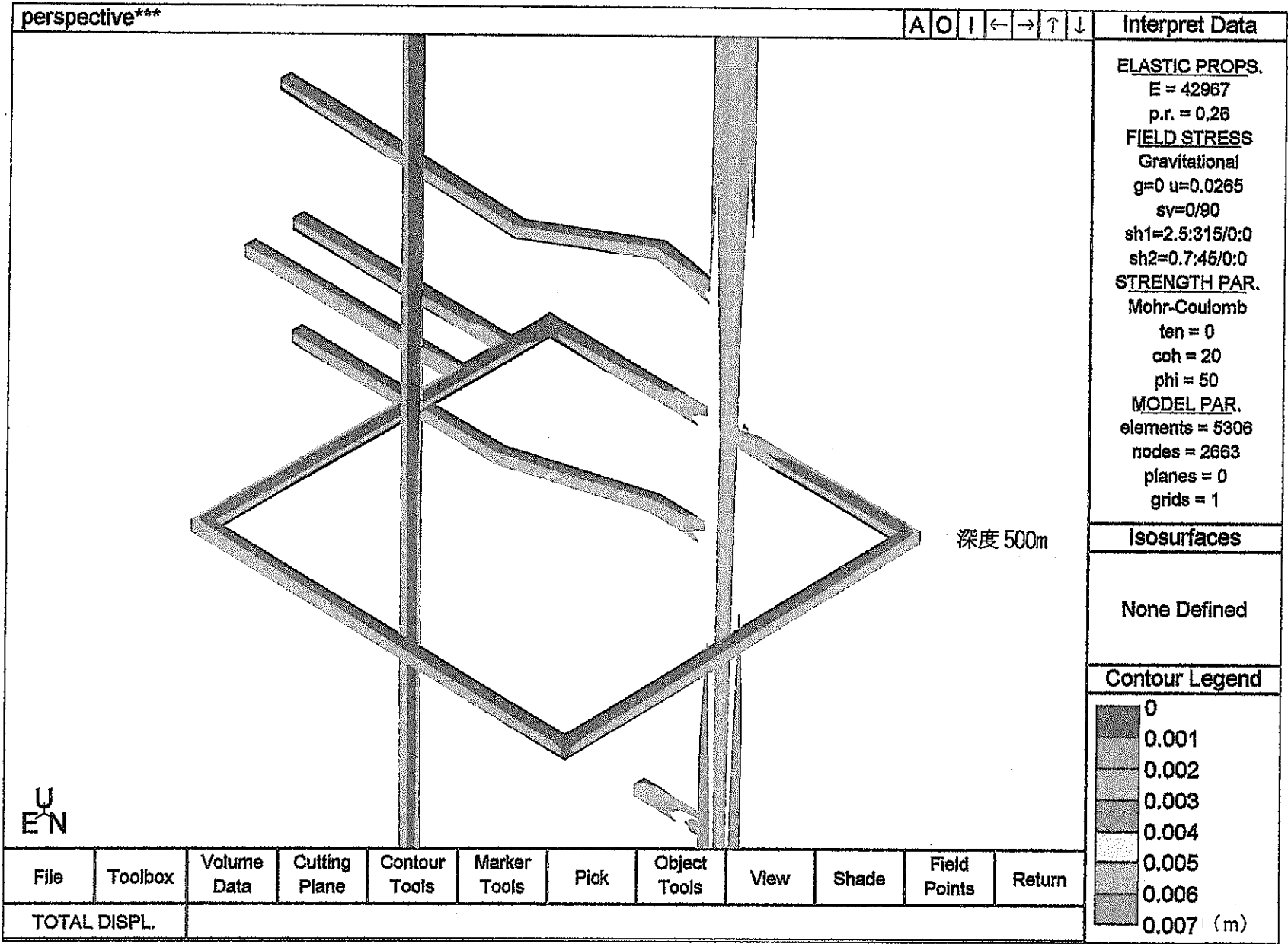
Ap. 一図3. 3(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)



Ap. - 図3. 3(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)

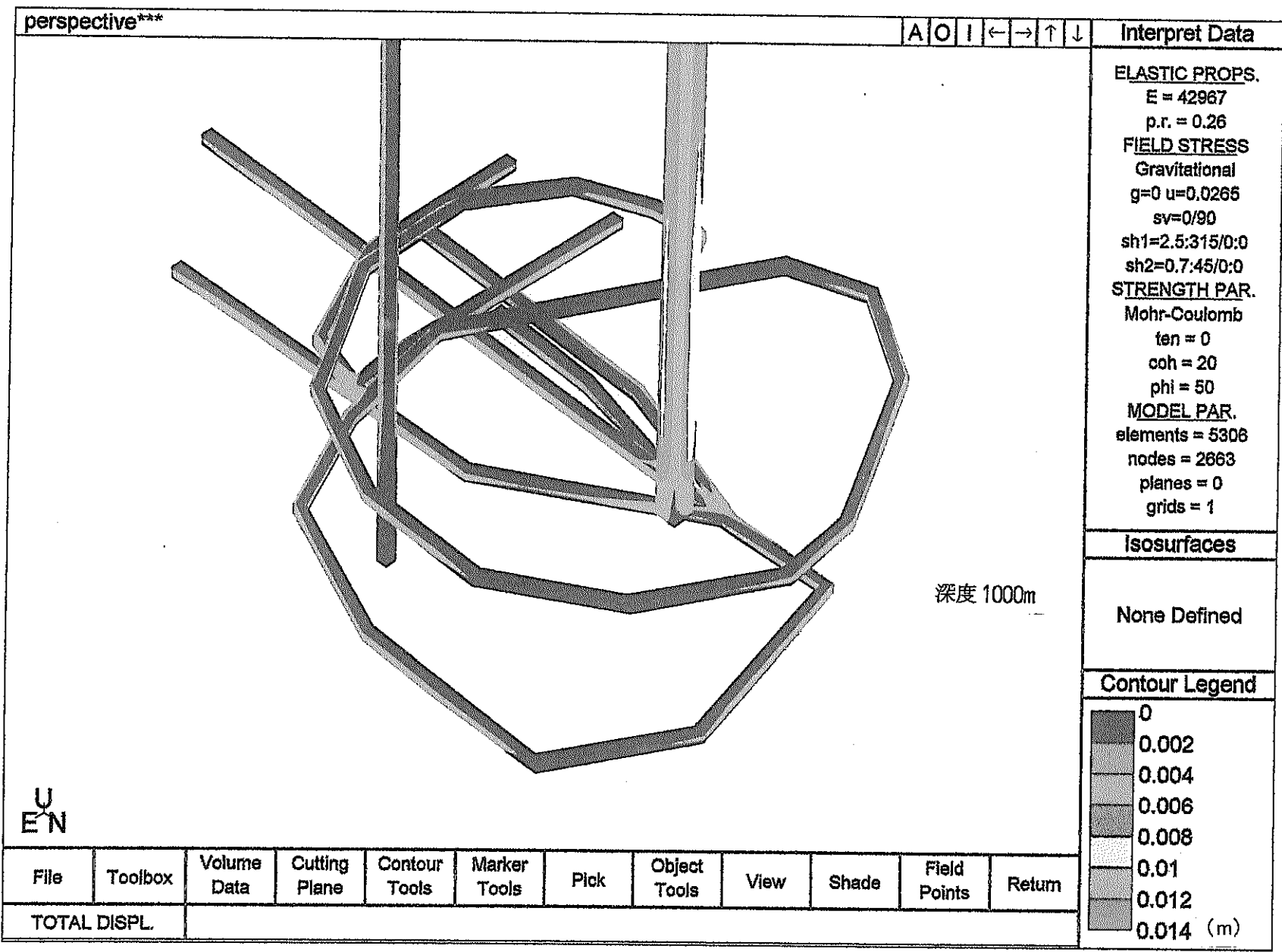


Ap. - 図3. 4(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 立坑部  
(単層モデル, 現計画シフト, Case4)



Ap. 一図3. 4(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布・副スラーヂ研究坑道  
(単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)



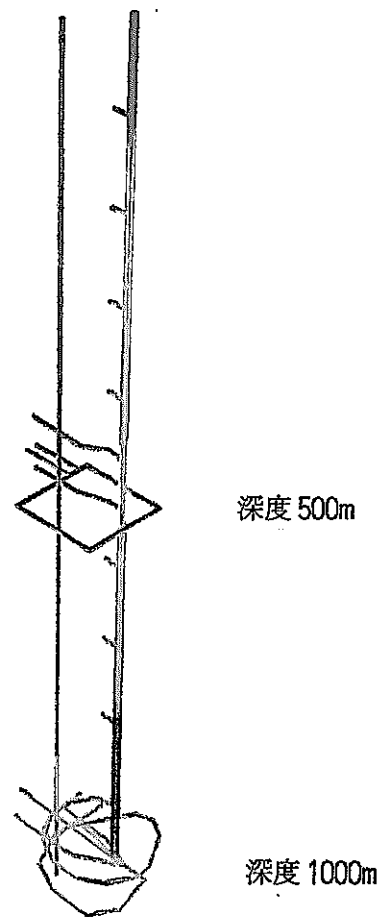


Ap. 一図3. 4(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要なテージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

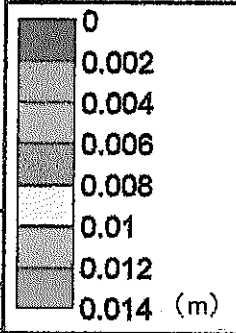


**ELASTIC PROPS.**  
 E = 21054  
 p.r. = 0.26  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

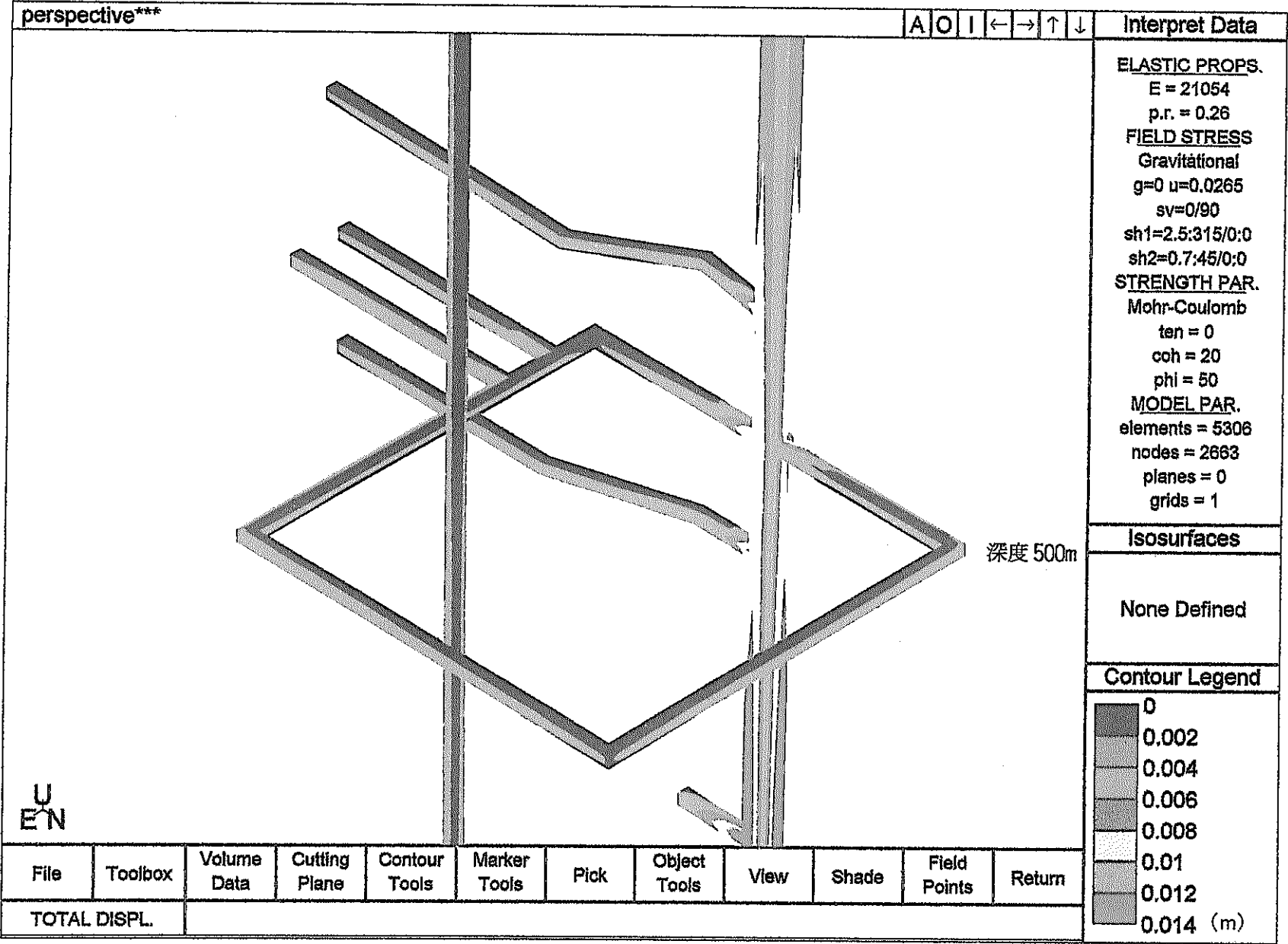


ENC

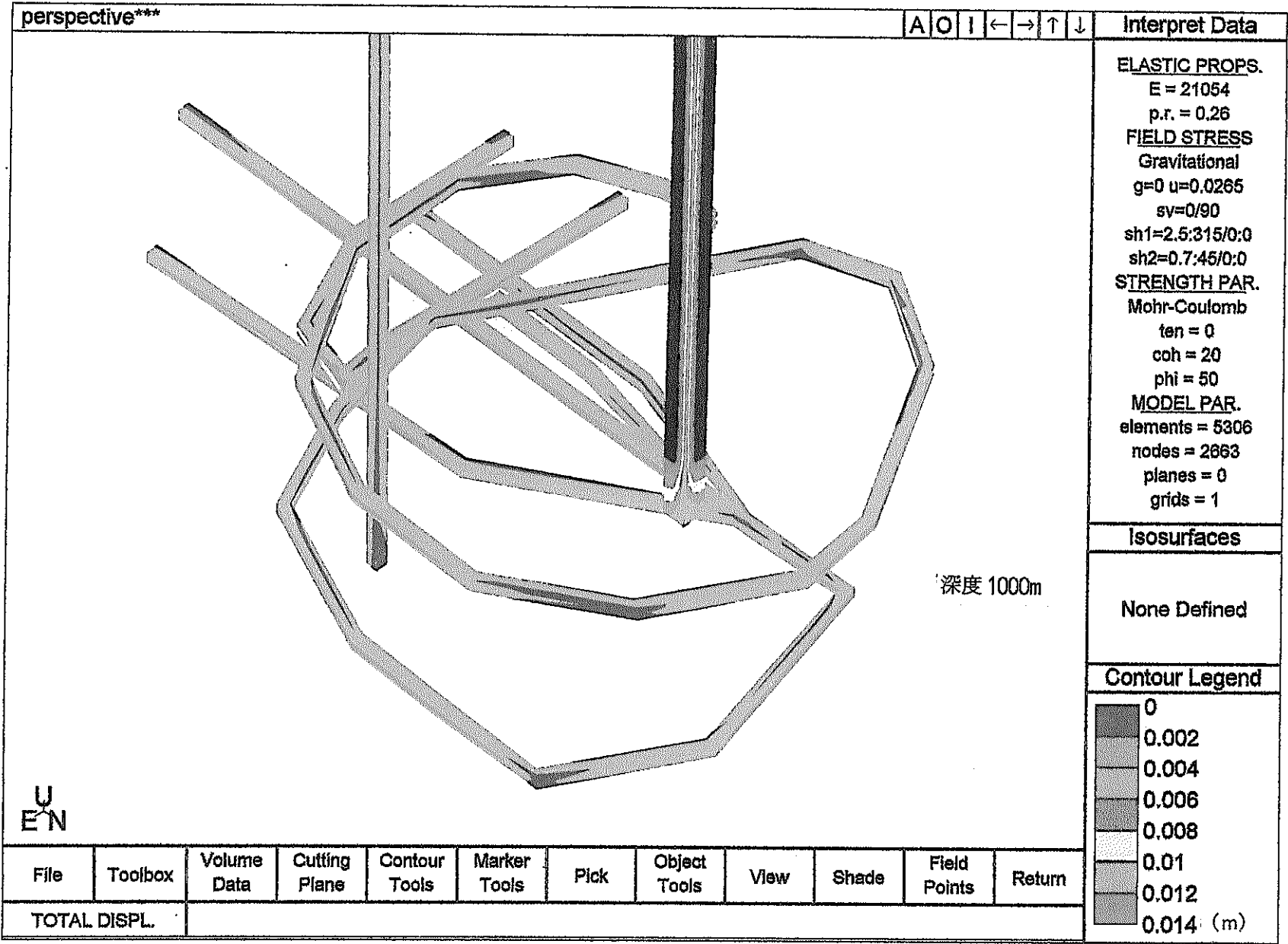
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

TOTAL DISPL.

Ap. 一図3. 5(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布:立坑部  
 :立坑部, 主要スケーリング研究坑道(単層モデル, 現計画シイアクト, Case5)



Ap. 一 図3. 5(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 副スレージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)

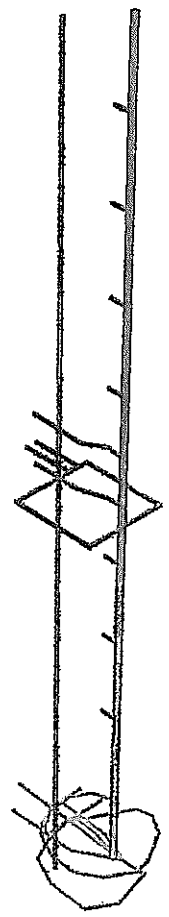


Ap. - 図3. 5(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面の変位分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

深度 1000m

ELASTIC PROPS.

E = 30514  
p.r. = 0.37

FIELD STRESS

Gravitational  
g=0 u=0.0265  
sv=0/90  
sh1=2.5:315/0:0  
sh2=0.7:45/0:0

STRENGTH PAR.

Mohr-Coulomb  
ten = 0  
coh = 20  
phi = 50

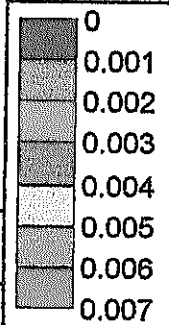
MODEL PAR.

elements = 5306  
nodes = 2663  
planes = 0  
grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

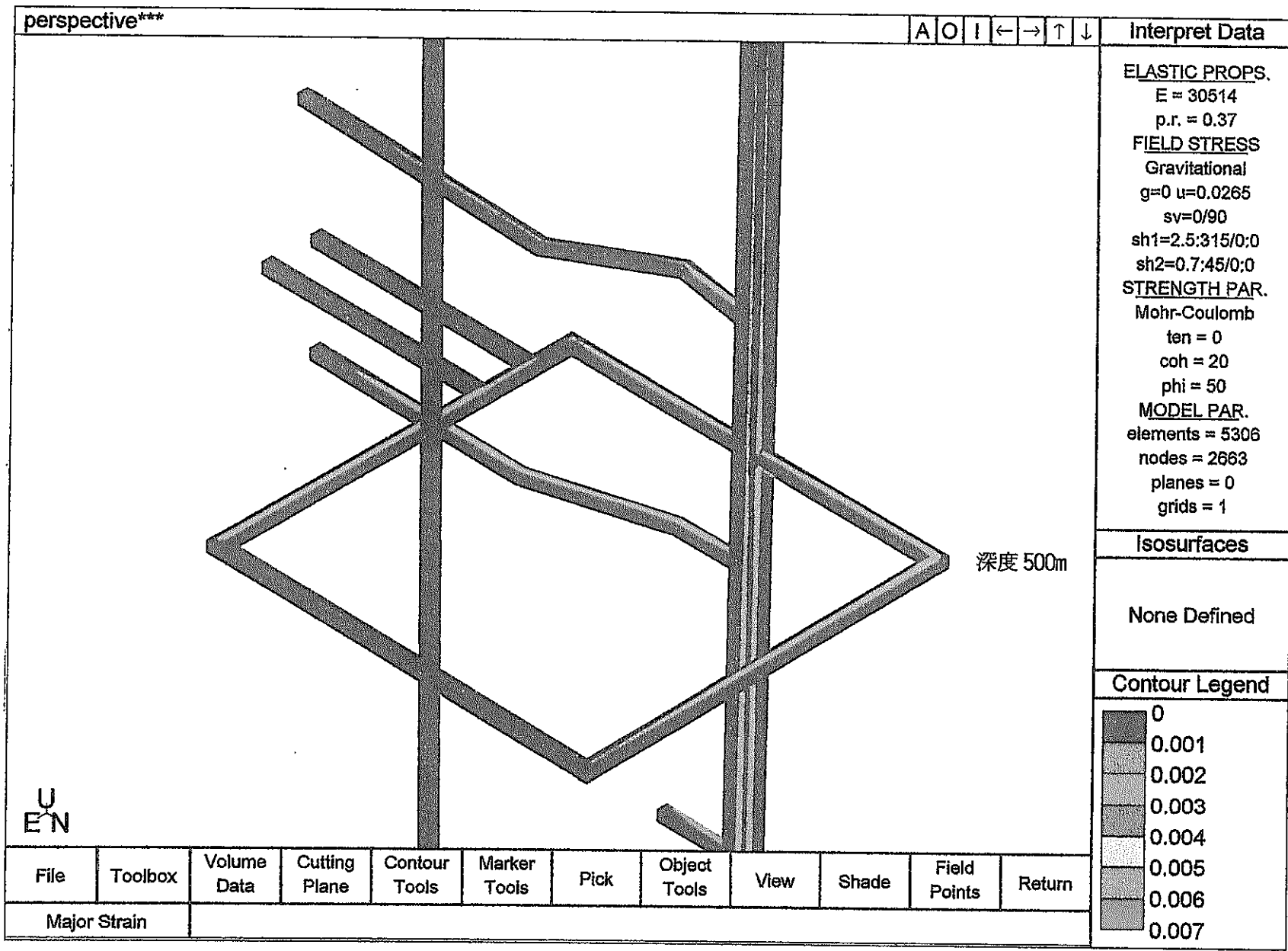


UC  
EN

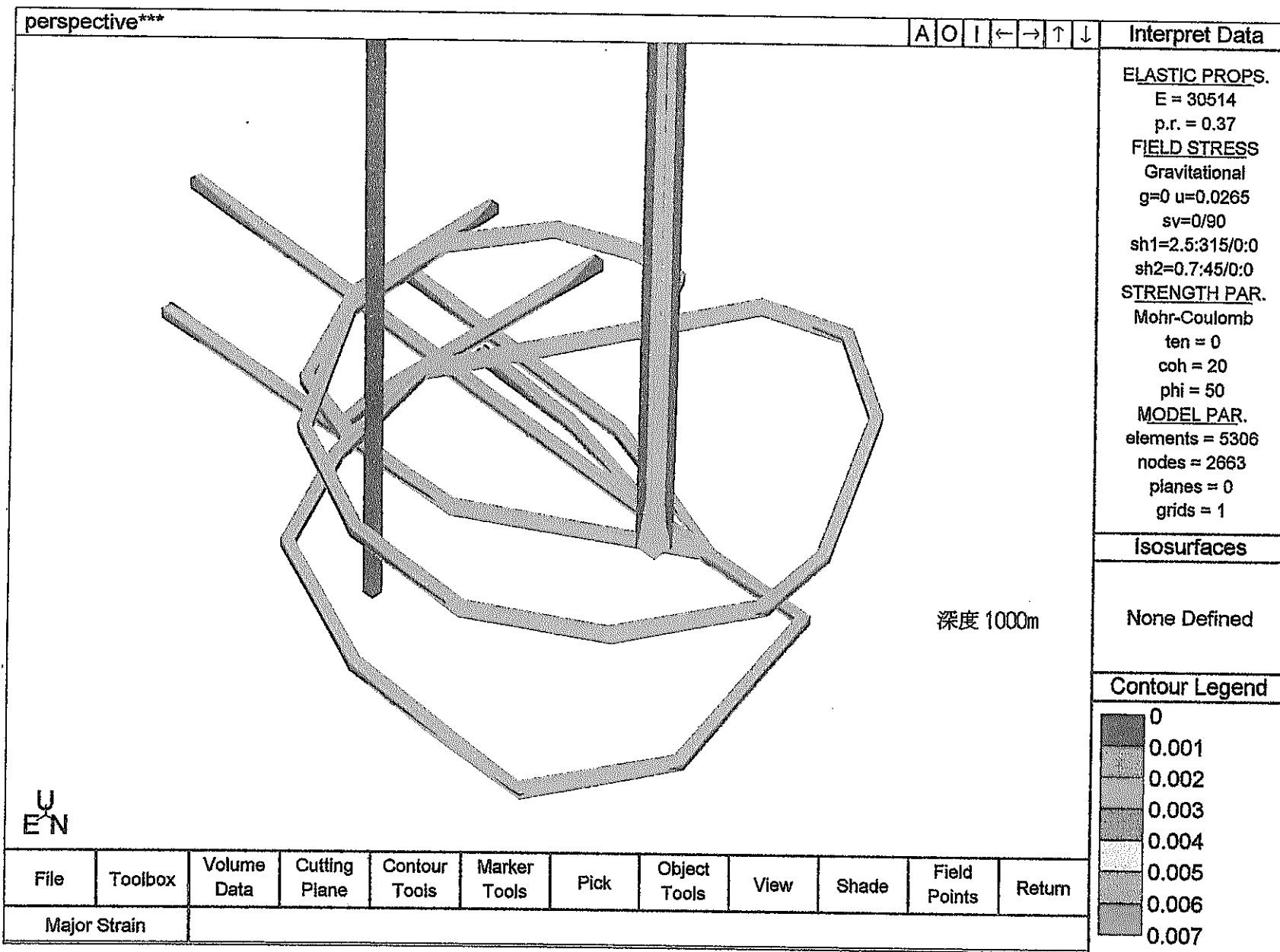
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

Major Strain

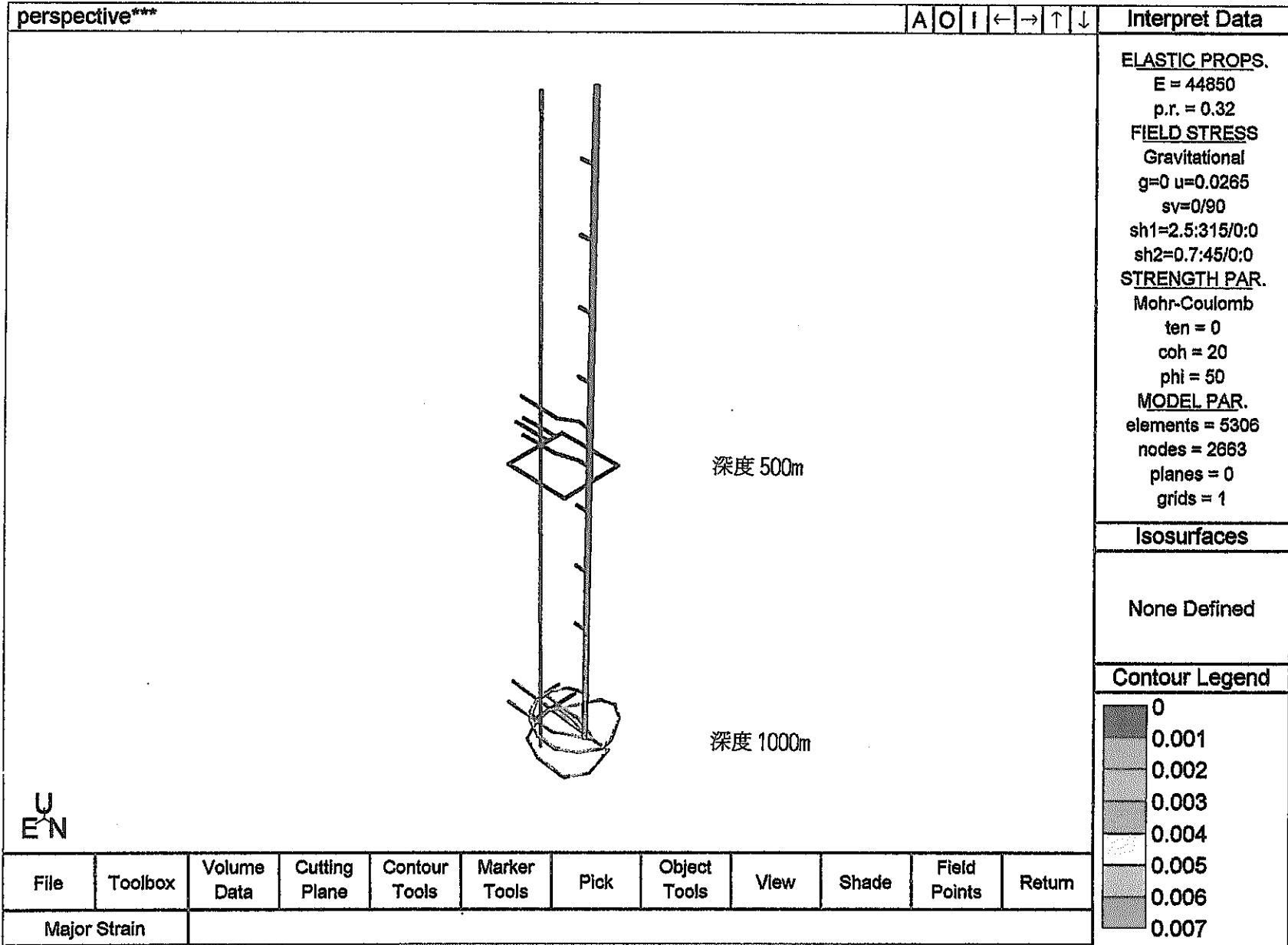
Ap. - 図3. 6(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布. 立坑部 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case1)



Ap. - 図3. 6(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スラージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case 1)

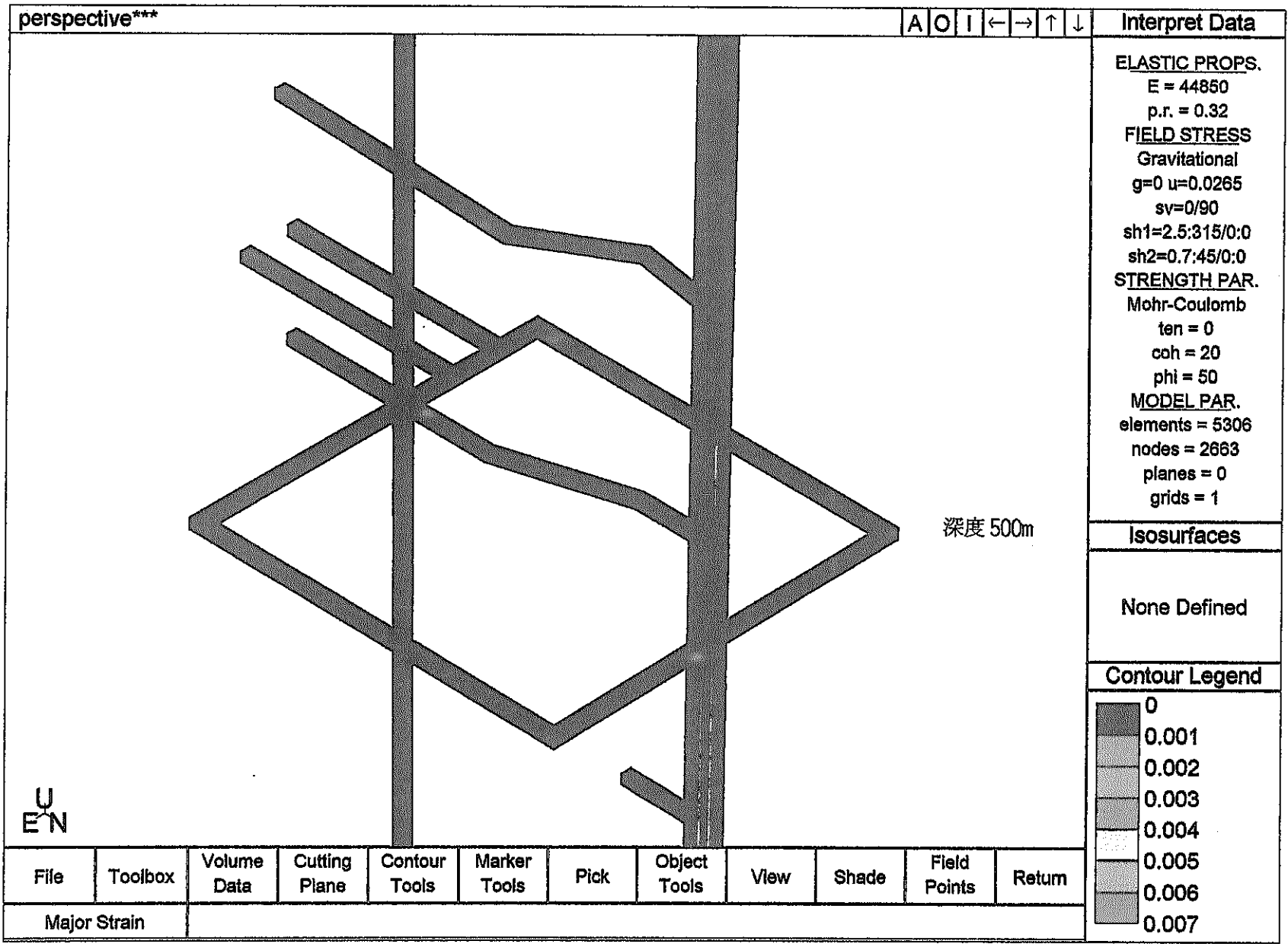


Ap. 一図3. 6(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スケージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case 1)

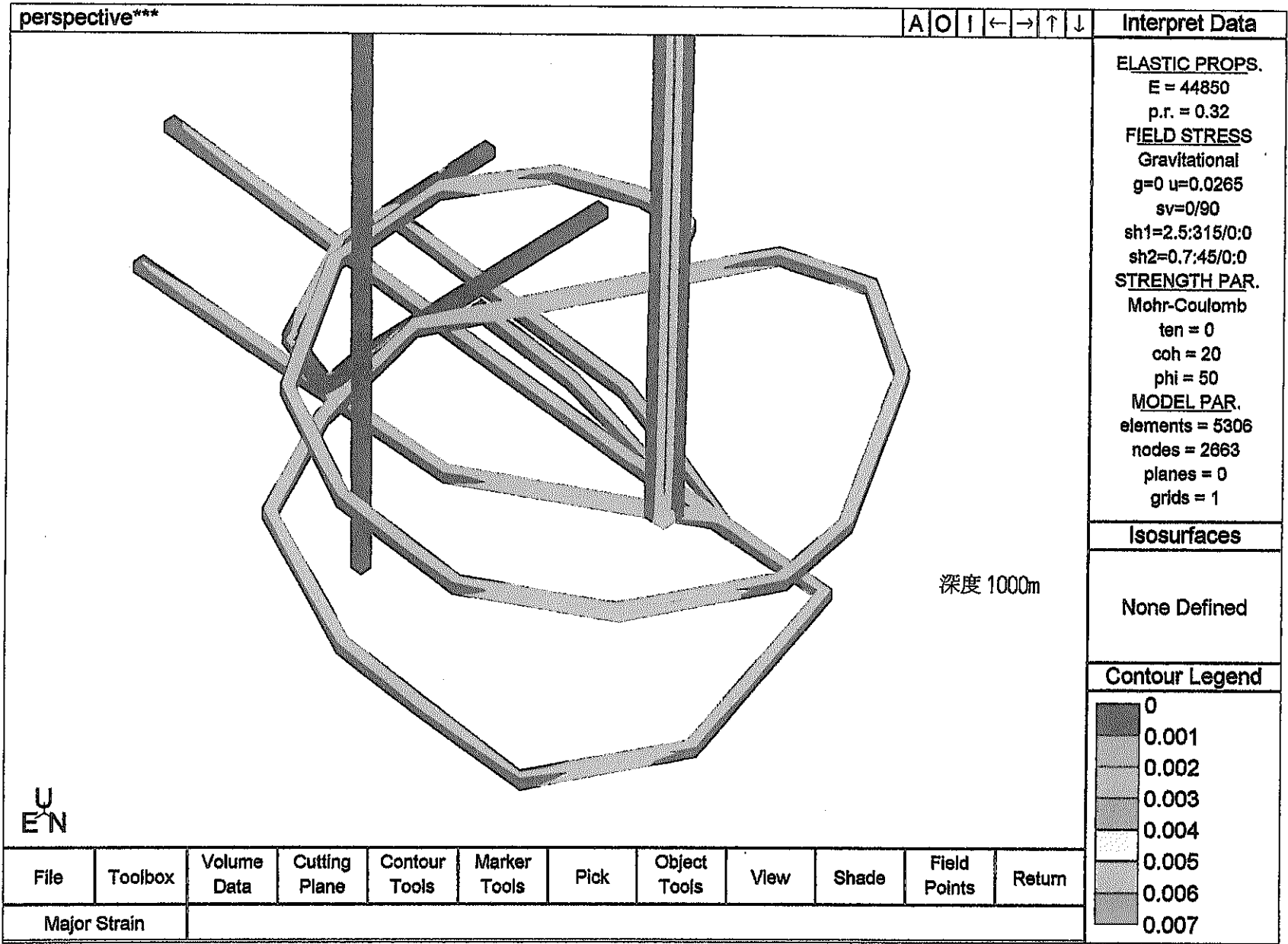


Ap. 一図3. 7(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:立坑部  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)





Ap. 一図3. 7(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 削スナー研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)

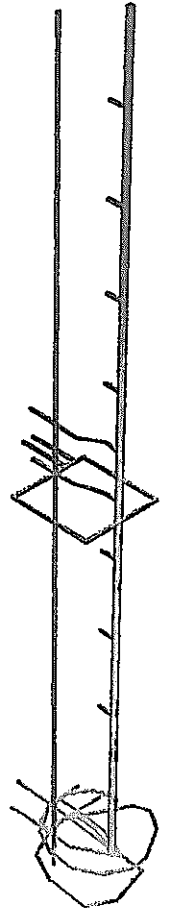


Ap. - 図3. 7(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要なテナー研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case2)

perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data



深度 500m

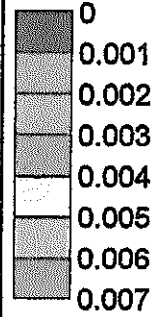
深度 1000m

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 21977  
 p.r. = 0.32  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

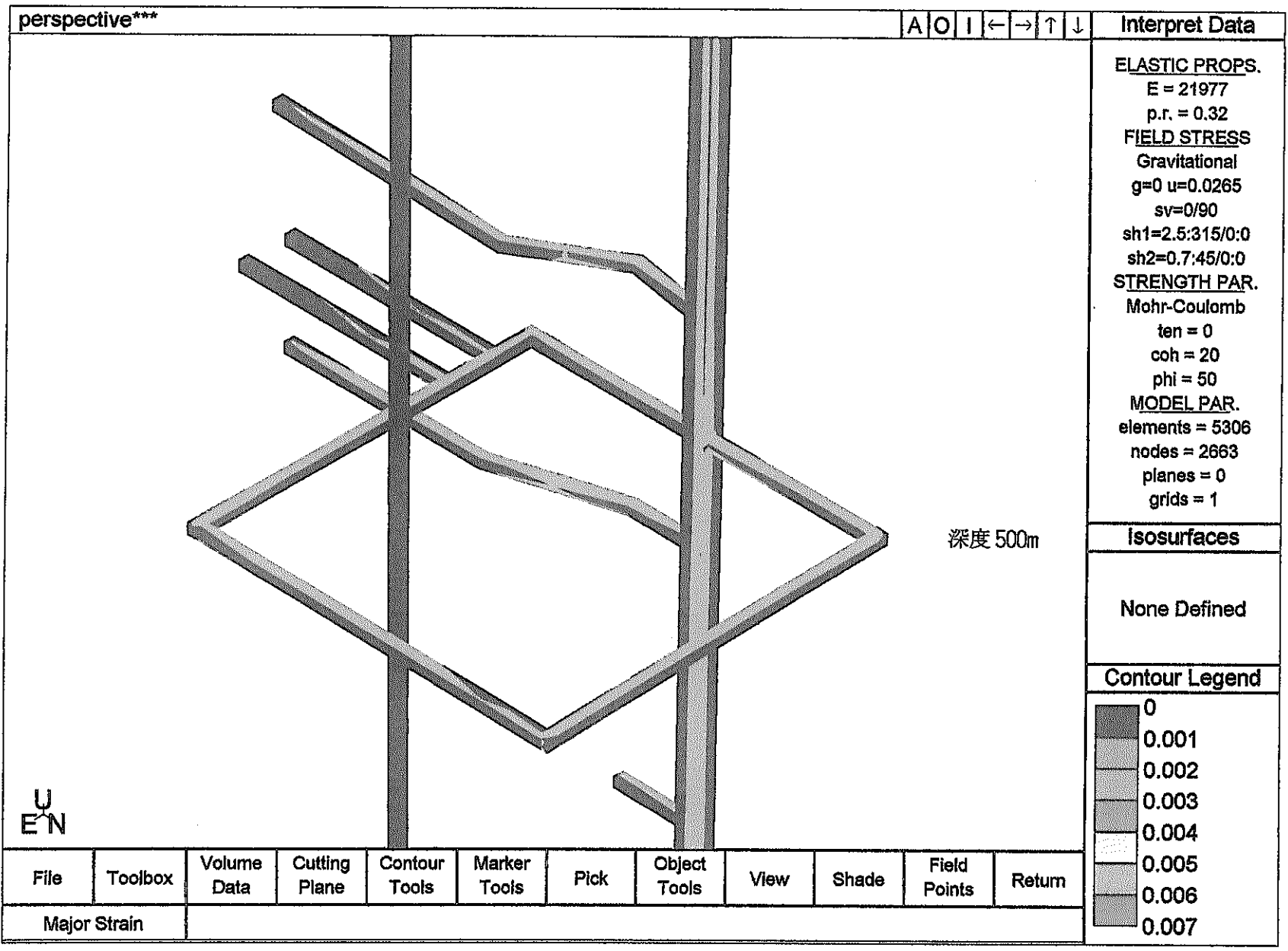
Contour Legend



File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

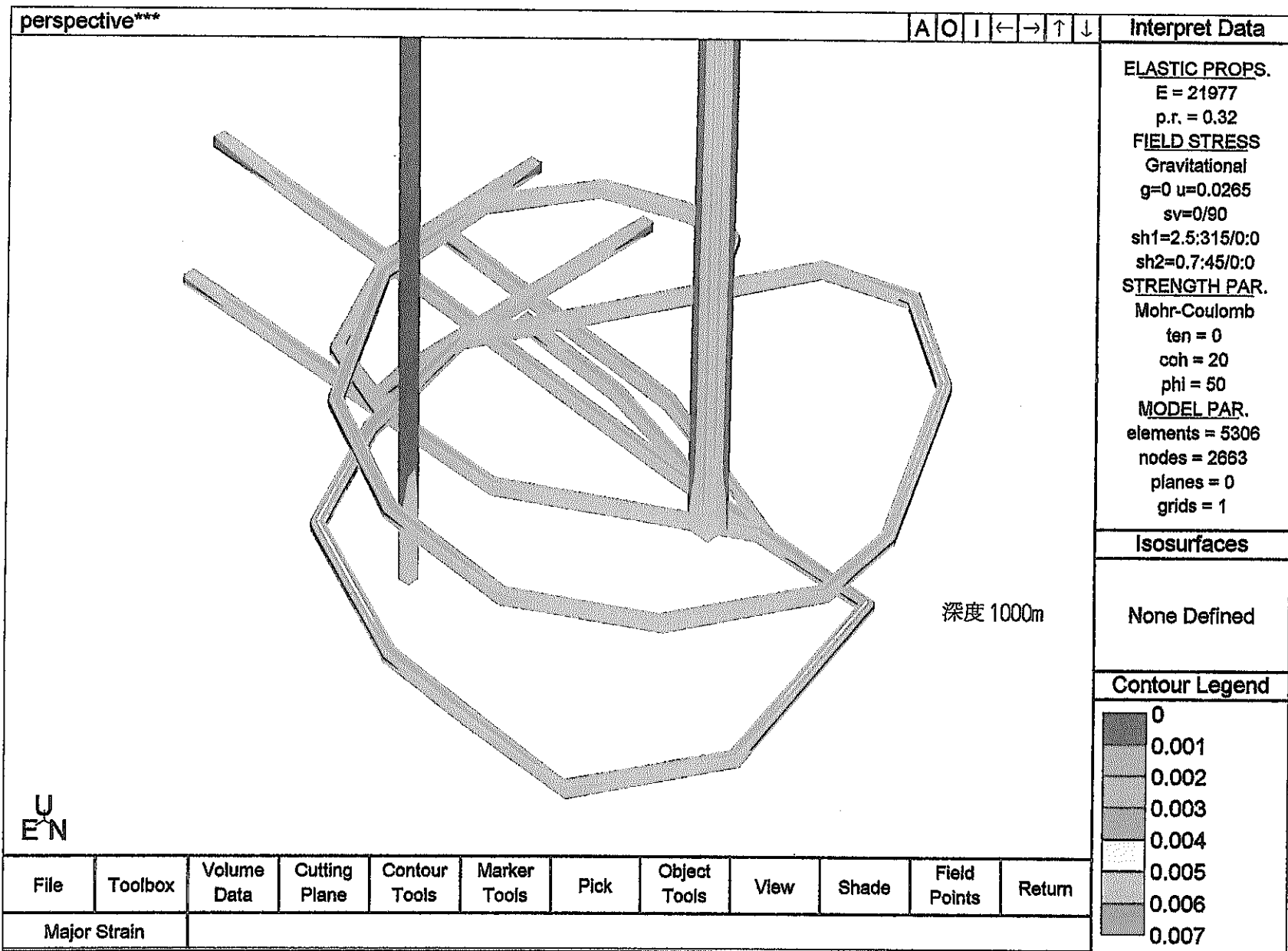
Major Strain

Ap. - 図3. 8(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 立坑部  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)



Ap. 一 図3. 8(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スレージ研究坑道  
 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)

Ap. 一 図3. 8(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スレージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case3)



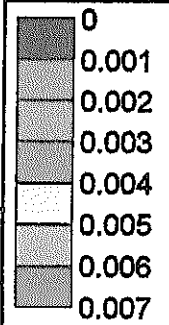
Interpret Data

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 21977  
 p.r. = 0.32  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

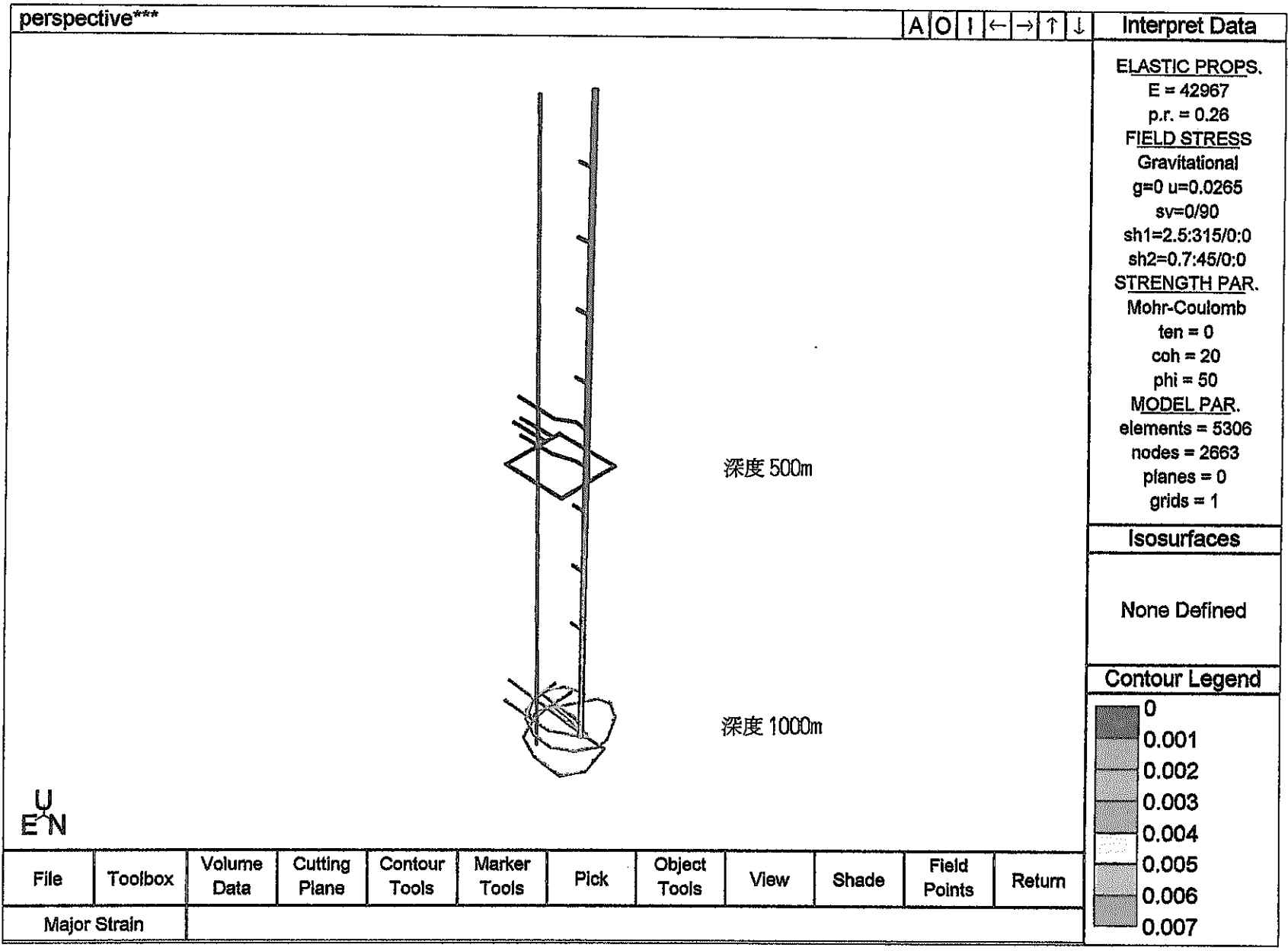
None Defined

Contour Legend

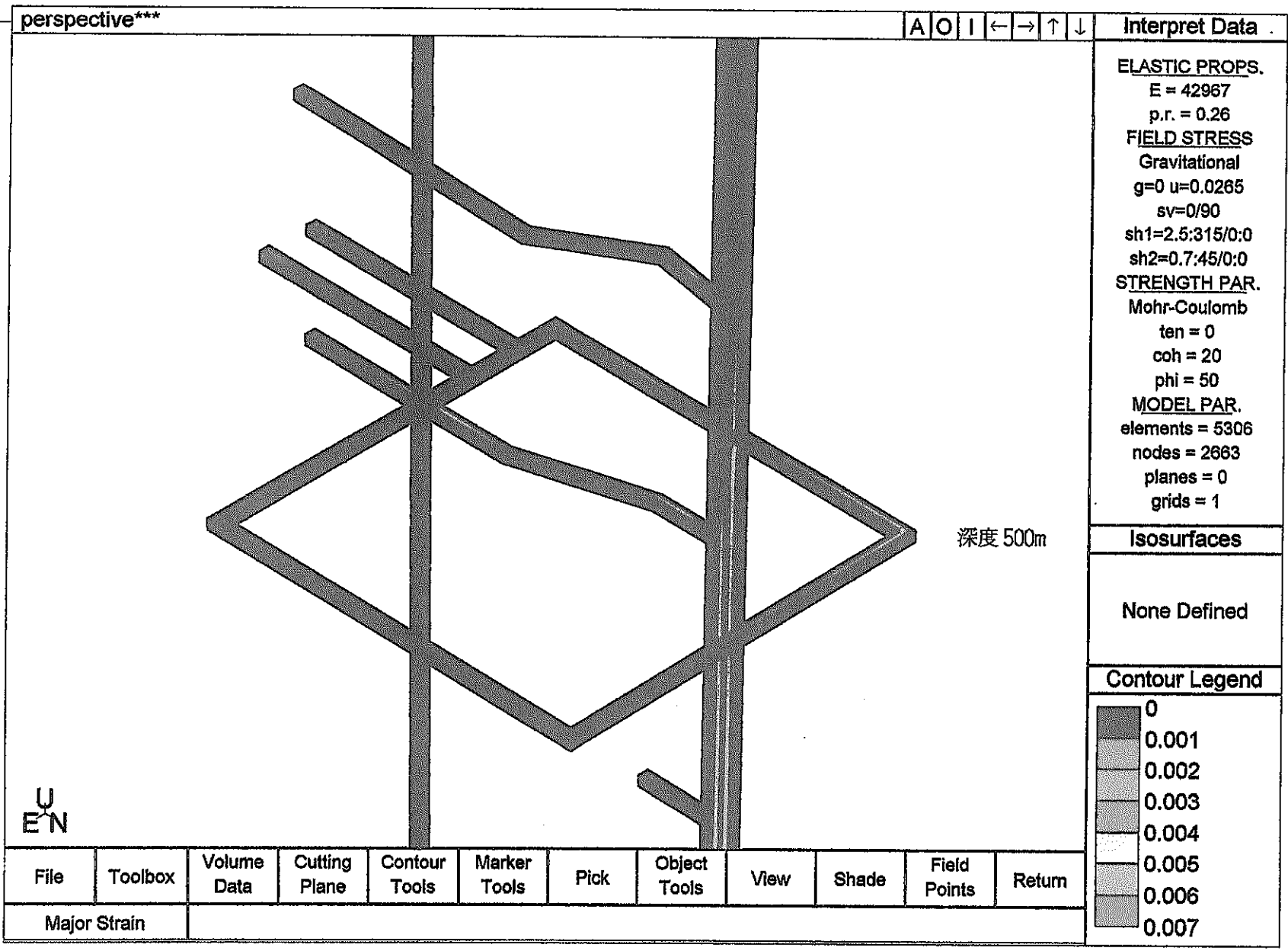


File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

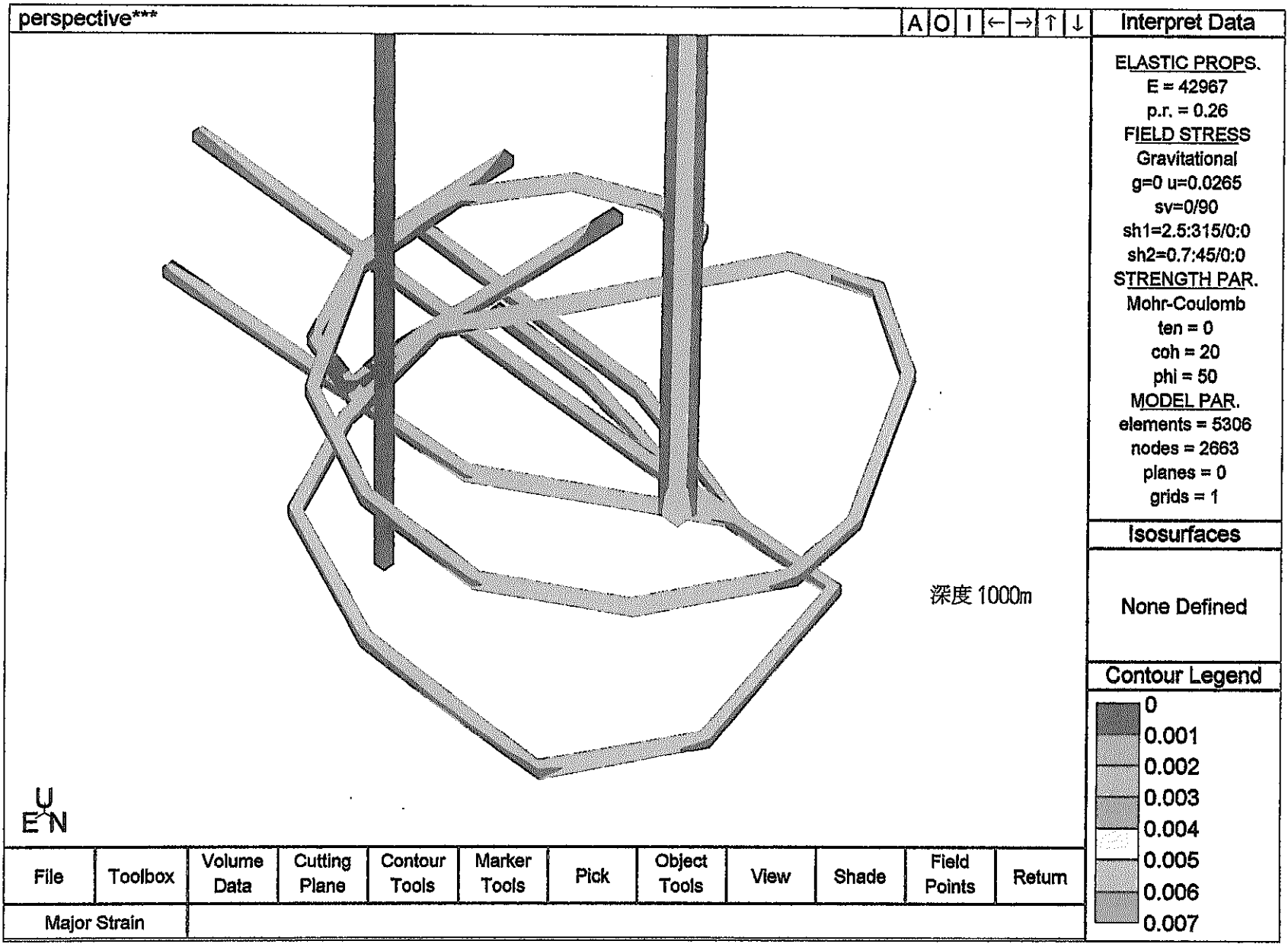
Major Strain



Ap. 一 図 3. 9(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 立坑部 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)



Ap. 一図3. 9(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 割入スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画シフト, Case4)



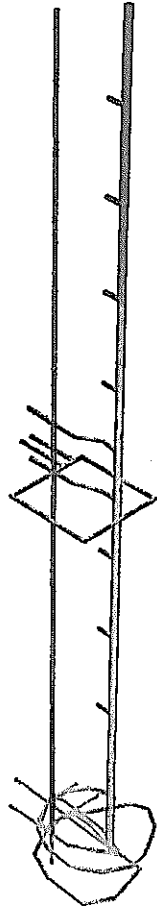
Ap. 一図 3. 9(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要スケーリング研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case4)



perspective\*\*\*

A O I ← → ↑ ↓

Interpret Data

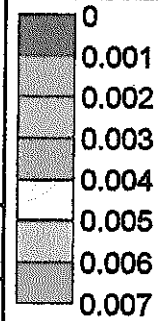


**ELASTIC PROPS.**  
 E = 21054  
 p.r. = 0.26  
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0  
**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50  
**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

Isosurfaces

None Defined

Contour Legend

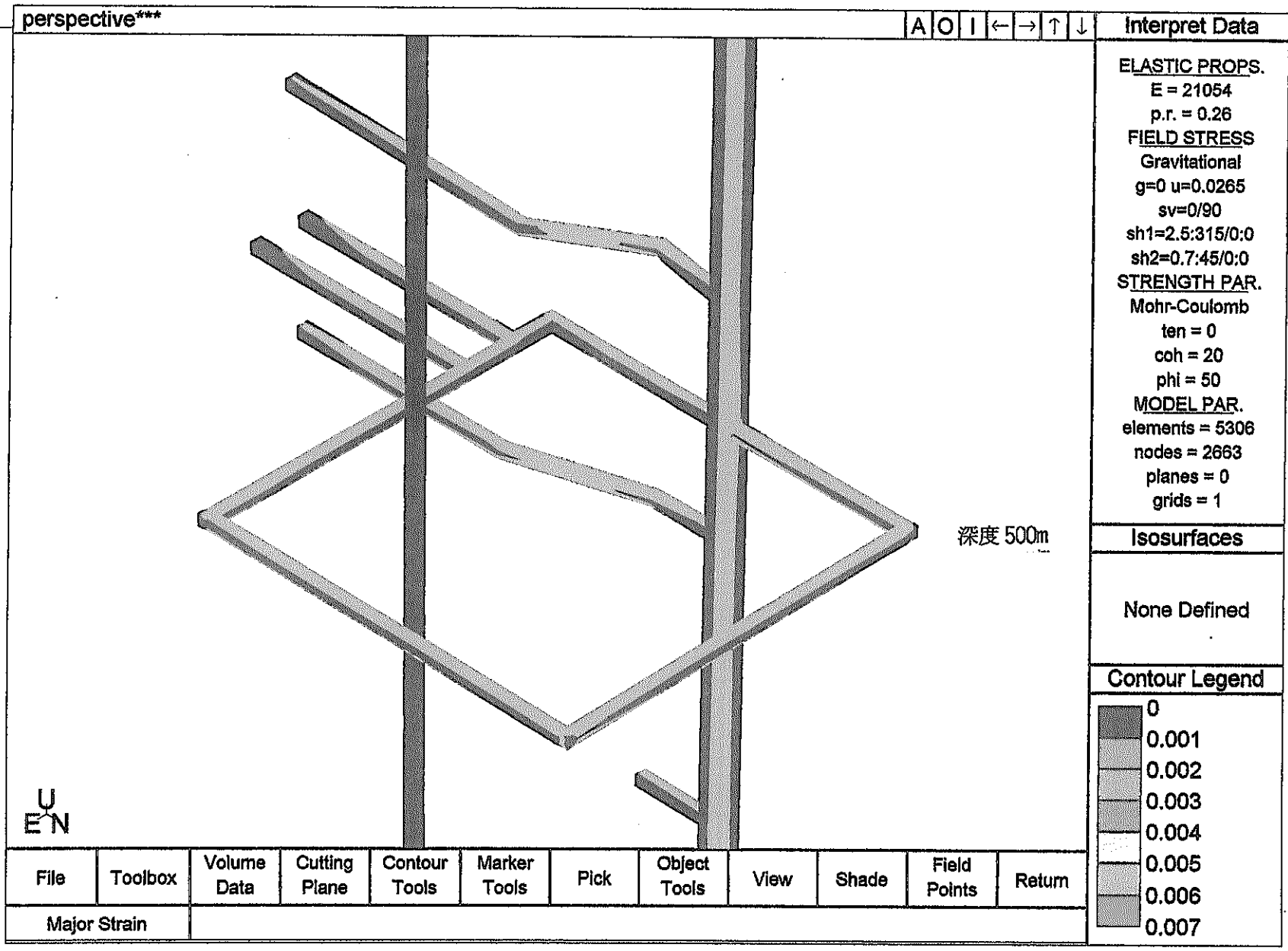


UC  
EN

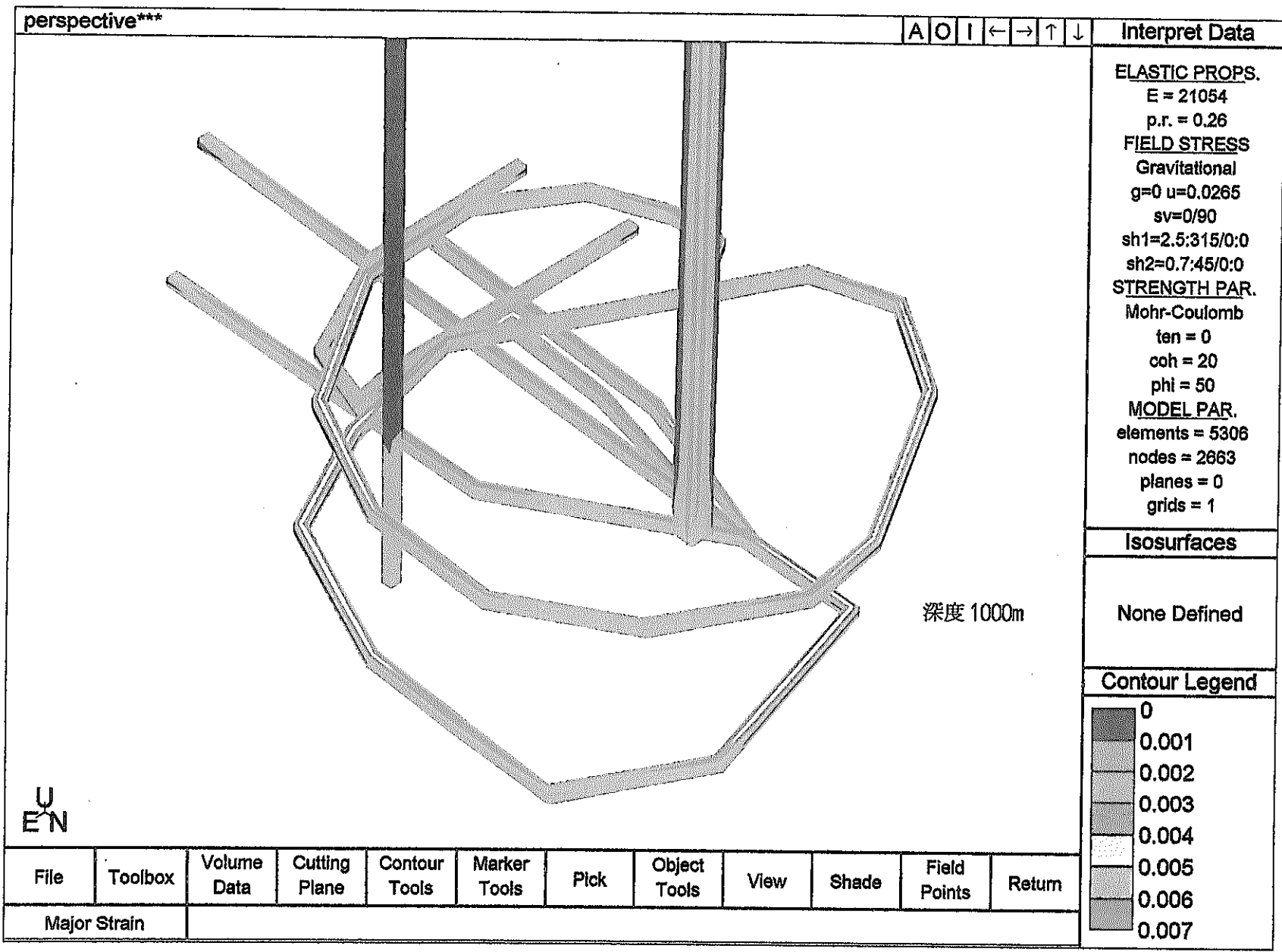
File	Toolbox	Volume Data	Cutting Plane	Contour Tools	Marker Tools	Pick	Object Tools	View	Shade	Field Points	Return
------	---------	-------------	---------------	---------------	--------------	------	--------------	------	-------	--------------	--------

Major Strain

Ap. - 図3. 10(a) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布:立坑部  
 (単層モデル, 現計画シフト, Case5)



Ap. 一図3. 10(b) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 副スレージ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)



**Interpret Data**

**ELASTIC PROPS.**  
 E = 21054  
 p.r. = 0.26

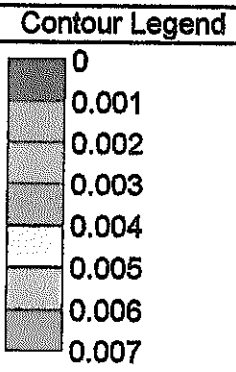
**FIELD STRESS**  
 Gravitational  
 g=0 u=0.0265  
 sv=0/90  
 sh1=2.5:315/0:0  
 sh2=0.7:45/0:0

**STRENGTH PAR.**  
 Mohr-Coulomb  
 ten = 0  
 coh = 20  
 phi = 50

**MODEL PAR.**  
 elements = 5306  
 nodes = 2663  
 planes = 0  
 grids = 1

**Isosurfaces**

None Defined



- File
- Toolbox
- Volume Data
- Cutting Plane
- Contour Tools
- Marker Tools
- Pick
- Object Tools
- View
- Shade
- Field Points
- Return

Major Strain

Ap. 一図3. 10(c) 坑道掘削時に生じる坑道壁面のひずみ分布: 主要なナーシ研究坑道 (単層モデル, 現計画レイアウト, Case5)