

未固結砂質地山における山岳工法トンネルの 土・水連成弾粘塑性 FEM 解析

前川 秀和¹・前田 憲一郎²・森川 誠司³・村上 武志³・太田 秀樹⁴

¹正会員 国土交通省 道路局 企画課 道路経済調査室 (〒100-8918 東京都千代田区霞ヶ関 2-1-3)

²正会員 鹿島建設(株) 北陸支店 深浦大橋上部工JV 工事事務所 (〒952-0605 新潟県小千町大字小木 86-13)

³正会員 工修 鹿島建設(株) ITソリューション部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

⁴正会員 工博 東京工業大学教授 理工学研究科国際開発工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

近年、都市域における未固結地盤中のトンネル工事においても山岳工法を用いることが多くなっている。都市域でのトンネル施工では、近接構造物へ影響を与えないために、トンネル掘削時の地盤の変形予測が重要になる。本論文では、金沢市近郊の未固結～半固結砂層中に施工された山岳工法トンネル(卯辰トンネル)を対象に、土・水連成弾粘塑性 FEM による地盤掘削解析を行い、解析結果と計測値との比較を通じ本解析手法の適用性の検討を行った。解析に用いた弾粘塑性パラメータは、すでに著者らの一人が行っていた三軸試験結果に基づき設定し、解析領域や FEM メッシュ分割の解析結果への影響度の検討を行った後、卯辰トンネルの解析モデルを設定した。解析値と計測値はおおむね整合し、本解析手法及び設定した弾粘塑性パラメータの当該地質における山岳工法トンネル掘削解析への適用の妥当性を検証した。

Key Words: tunnel, finite element method, soil / water coupling analysis, elasto-viscoplasticity, soft sandstone

1. はじめに

近年、都市域における未固結地盤中のトンネル施工においても経済性の追求と補助工法の進歩から山岳工法を採用する例が多くなっている。都市域のトンネル施工では、地山の安定性確保だけでなく、地表面や地盤中に存在する既設構造物へ影響を与えないために、地盤の変形にも細心の注意を払う必要があり、トンネル掘削時の地盤の変形予測が重要になる。従来からトンネル掘削時の地盤変形解析には有限要素法がしばしば用いられているが、その多くは土と水を一体として取り扱ったいわゆる全応力解析であり、土の応力-ひずみ関係も線形弾性もしくは非線形弾性として取り扱うのが設計実務では通例になっている¹⁾。しかしながら本来、地盤の変形は土粒子骨格の変形と間隙水圧が連成して生じるものであり、さらに土は弾粘塑性材料としての性質を有する。したがって、より精度の高い地盤変形予測を行うためには、このような現実の地盤の変形メカニズムに即した土の構成モデルと解析手法を用いる必要がある。そこで、本論文では、このような地盤モデルの解析が可能な三次元土・水連成弾粘塑性有限要素法を用いて、石川県金沢市で施工された山岳工法トンネル(卯辰トンネル)を対象とした地盤掘削解析を行い、計測値と比較することによって、本解析手法の適

用性について検討した。また、その際にしばしば問題になる解析領域と有限要素メッシュ分割に関する検討も併せて行った。

2. 卯辰トンネルの概要

(1) 概要²⁾

卯辰トンネルは、国道8号金沢東部環状道路の一環として、金沢市の卯辰山下に掘削されるトンネルであり、全延長1,220mの内、御所側450mの施工が完了している。トンネル周辺平面図を図-1に、トンネル位置地質縦断面図を図-2に示す。トンネル位置の地質は、スコップで掘れる程度の未固結～半固結の砂岩層(大桑(おんま)層と呼ばれる)で占められ、その上位は卯辰山層と呼ばれる半固結状の砂岩を主体とした砂礫・泥岩との互層からなる地層が堆積している。地層は御所側坑口から市街地側に向けて緩やかに傾斜(10°以下の差し目の傾斜)しているものの、トンネル横断面方向にはほぼ水平成層とみなすことができる。

本トンネルの標準断面図を図-3に示す。トンネル形状は、掘削幅16.5m、掘削断面積147m²、偏平率0.57という偏平な大断面トンネルである。掘削工法として上半先進

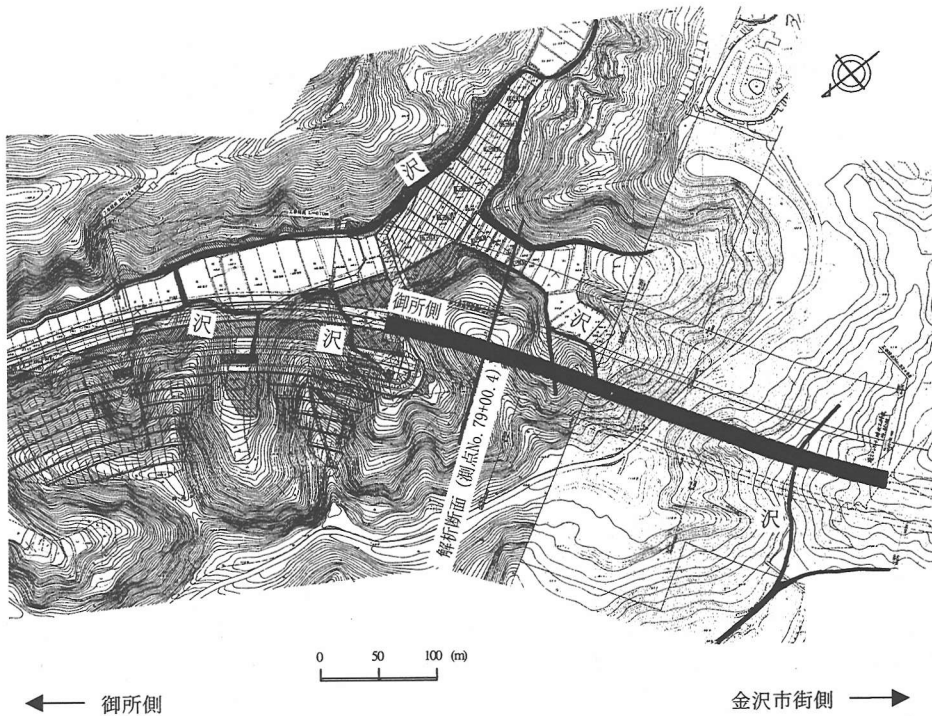


図-1 トンネル周辺平面図

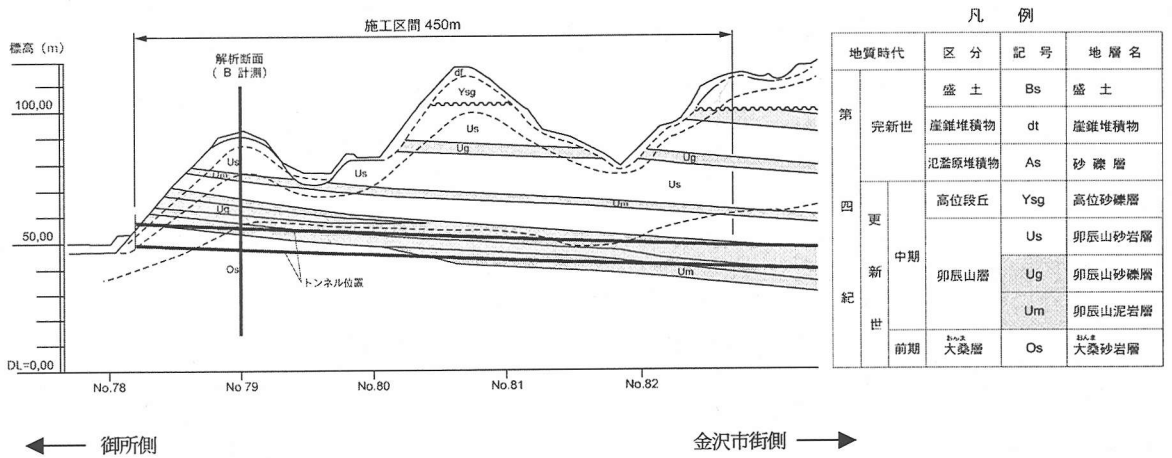


図-2 地質縦断面図

ベンチカット工法が採用され、吹付けコンクリートと鋼製支保工、ロックボルトを主要な支保工としている。また、切羽における砂層の局所的な崩落防止を目的に、トンネル天端部にはグラスファイバー製ボルトを使用したシリカレジンをもしくはウレタン注入式のフォアポーリングを

行っている。

(2) 計測

当トンネル工事では、トンネルやその周辺地盤の挙動を把握し、トンネルの安全性・支保構造の適合性・地盤の安定性を確認するとともに、トンネル未掘削区間の最適な設

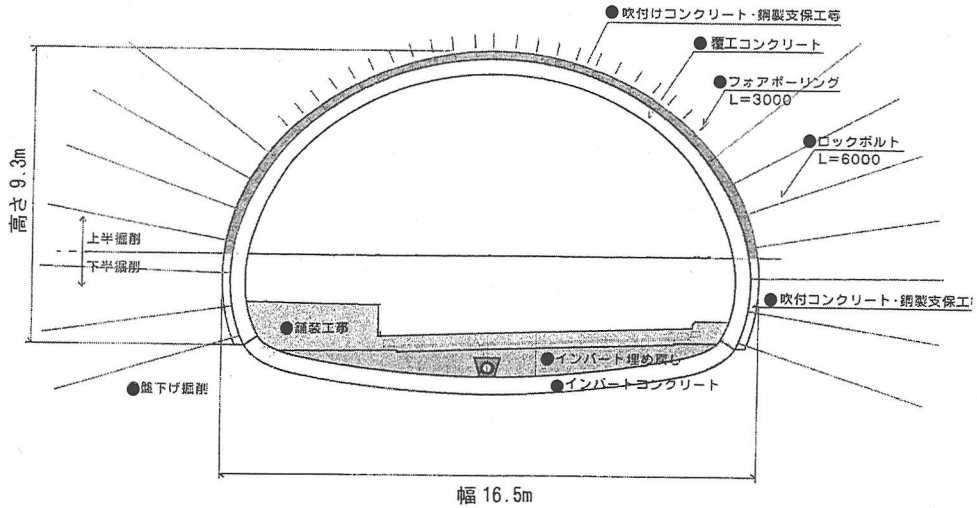


図-3 トンネル標準断面図

計・施工法の確立を目的とした計測を行っている。計測工は、坑内観察、内空変位、天端沈下、地表沈下を計測する、いわゆる A 計測を坑口から 20m おき（土被りがトンネル径 d の 2 倍以下の部分は 10m おき）に行っている。これらの変位計測には光波測距器を用いている。また、支保パターンの変わり目で、しかも土被りが大きくなる位置（坑口から約 80m 奥）では、A 計測に加えロックボルト軸力、地中変位、吹付けコンクリート応力測定を追加した B 計測を行っている。本トンネルでは、B 計測位置の奥は、一旦土被りが小さくなり、さらに掘り進むと再び土被りが大きくなる。B 計測は、再び土被りが大きくなった場合のトンネル掘削による地盤挙動を現場で概略予測する際の参考にすることが目的である。

3. 大桑層の物性

(1) 大桑層の概要

図-2 に示すように、本トンネルの坑口から B 計測位置（測点 No.79+00）までのトンネル掘削位置に占める地層は大桑層である。大桑層は、鮮新世後期から更新世前期に浅海で堆積した固結度の低い均質な細粒砂岩からなり、容易に砂状に砕くことができる。この大桑砂の不攪乱試料を用いた各種三軸試験が、著者らの内の一人の指導の下で過去に多数実施されている^{3)~9)}。次節では、それらの試験結果に基づく弾粘塑性パラメータの設定に関して述べる。

(2) 大桑砂の三軸試験結果及び弾粘塑性パラメータの設定

試料は、本トンネル工事現場からほど近い金沢市角間

表-1 大桑砂の物理特性

自然含水比	W_n	15.73~20.66 (%)
間隙比	e_0	0.9 (平均値)
比重	G_s	2.67
湿潤密度	γ_t	1.9 (Mg/m^3)

地区の大桑層からなる砂質地山斜面から、不攪乱試料としてブロックサンプリングにより採取したものである。サンプリングの採取と各種三軸試験は、1988 年度から 1993 年度までの 6 年間、継続的に実施された。例として表-1 に、1991 年度の試験において把握された大桑砂試料の基本的な物理特性を示す。他の年度においても比重は同じであり、自然含水比や間隙比にも大きな差異はない。

高拘束圧下 ($35\sim70\text{kgf/cm}^2$ [$3.4\sim6.9\text{MPa}$]) における砂の挙動は、粘土の挙動に極めて類似していることが報告されている⁹⁾。また、大桑砂の場合はこれより小さい拘束圧下であっても、粘土の挙動に類似しており、二次圧縮の影響も無視できないと言われている⁴⁾。そこでこれらの点を考慮し、粘土の構成モデルとして実績がある関口・太田による弾粘塑性モデル⁷⁾を大桑砂にも適用することとし、本構成モデルに必要な弾粘塑性パラメータを以下のように設定した。

a) 圧縮指数と膨潤指数

30 回以上の等方圧密試験によって圧縮指数 λ は $5.3 \times 10^{-3} \sim 1.1 \times 10^{-2}$ 、膨潤指数 κ は $0.9 \times 10^{-3} \sim 1.6 \times 10^{-3}$ の範囲で値が得られた。図-4 は、それらの λ と κ の関係を散

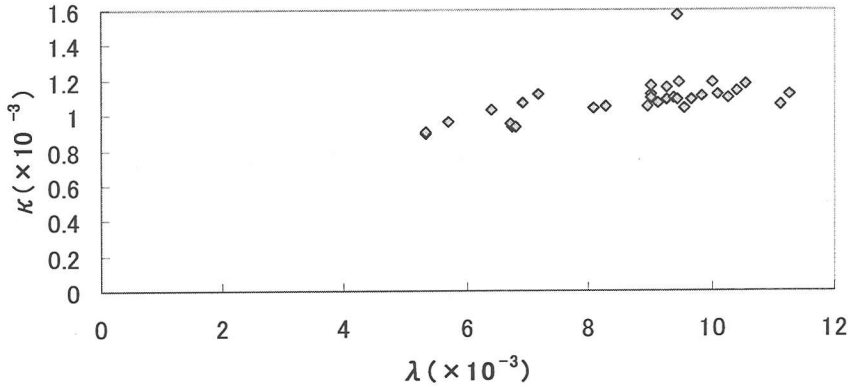


図-4 圧縮指数-膨潤指数の関係

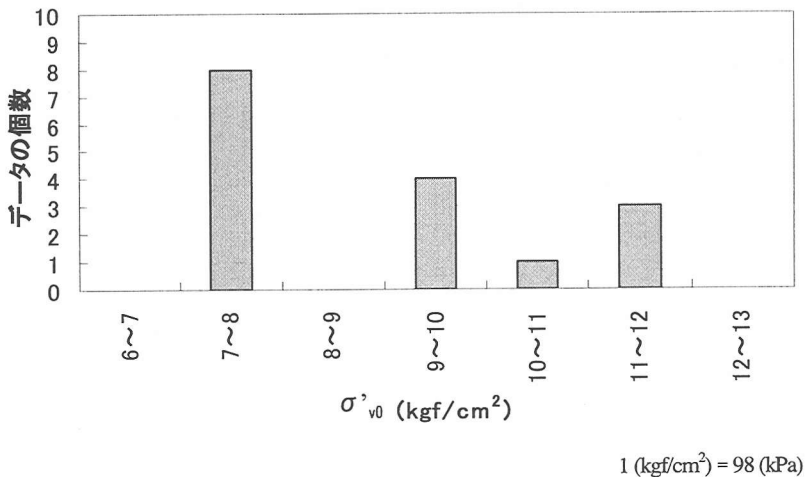


図-5 先行圧密応力のヒストグラム

布図として示したものである。本論文では解析用パラメータとして、これらの平均値 ($\lambda=0.9 \times 10^{-2}$, $\kappa=1.1 \times 10^{-3}$) を用いることとした。図-5は、この等方圧密試験結果から Casagrande の方法によって求められた先行圧密圧力 σ'_{v0} の分布をヒストグラムで示したものである。本論文では、これらの平均値 ($\sigma'_{v0}=9.1 \text{ kgf/cm}^2$ [0.89MPa]) を先行圧密圧力の代表値として解析に用いることとした。

b) 限界応力比

限界応力比 M は、非排水せん断試験や側圧一定排水せん断試験、応力比一定排水せん断試験、平均応力一定排水せん断試験から 1.38~2.09 の範囲で得られており、これをヒストグラムとして表したのが図-6 である。本論文ではこれらの平均値 ($M=1.5$) を限界応力比の代表値として解析に用いることとした。これを ϕ' に変換すると $\phi'=37^\circ$ に対応する。

c) ダイレイタンスー係数

ダイレイタンスー係数 D は、平均主応力一定せん断試験における応力比と体積ひずみの関係から直接求めることを試みたが、試験個数が少なく、かつ値が大きくばらついたため、この値は信頼性が低いものと判断した。そこで、弾塑性構成式から導くことができる D と限界応力比 M との関係式 (式 (1)) を用いて D を求め、 $D=0.003$ とした。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (1)$$

d) 有効応力表示のポアソン比

有効応力表示のポアソン比 ν' は、除荷・再載荷時の側圧一定排水せん断試験から得られた軸ひずみ増分と半径ひずみ増分の比から算出を試みたが、その値は 0.19~1.43 と大きくばらつき、その平均値は 0.5 を超える値となった。

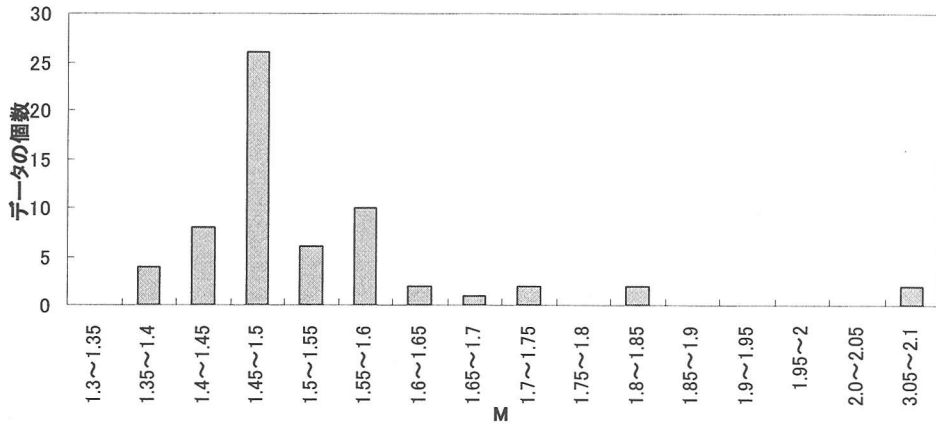
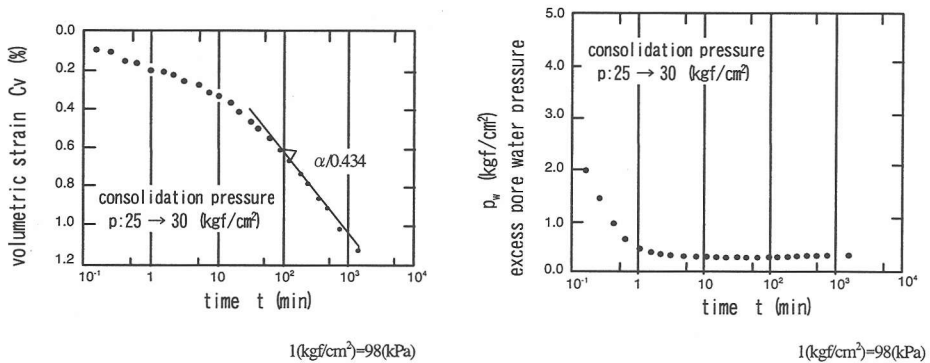


図-6 限界応力比のヒストグラム



(a) 経過時間-体積ひずみの関係⁴⁾

(b) 経過時間-過剰間隙水圧の関係⁴⁾

図-7 二次圧縮挙動⁴⁾

しかし、解析上 0.5 以上の ν' を設定することは許されないため、通例 $\nu'=0.3\sim 0.4$ の範囲で設定される事例が多いことと、試験結果による ν' が大きめの値に偏って得られていることから、 $\nu'=0.4$ とした

e) 正規圧密領域における静止土圧係数

正規圧密領域における静止土圧係数 K_0 は、応力比一定排水せん断試験において、軸ひずみの増加に比べ半径ひずみの増加がほとんど生じない応力比から推定することができる。その結果 K_0 は、0.48~0.57 の間にあることがわかり、本論文ではその中間値 ($K_0=0.52$) を用いた。

f) 原位置における静止土圧係数

トンネル解析の場合、地山の初期応力が解析結果に大きな影響を与える。初期応力の設定には、原位置における有効上載圧および静止土圧係数 K_i が必要となる。有効上載圧は、地盤の湿潤重量や地下水位、土被り厚から比較的容易に求められる。しかし、本トンネルのような未固結地山で、 K_i を決定する確立された方法はないのが現状である。

ここでは、経験的な方法として過圧密比 OCR と K_0 の関数で示される Ladd ら⁸⁾ による提案式 (式 (2)) を用いて K_i を推定した

$$K_i = K_0 (OCR)^{0.3} \quad (2)$$

OCR についてはトンネル中心位置の有効上載圧と先行圧密圧力の比を代表値と考えると $OCR=3.0$ となり、式 (2) より $K_i=0.72$ と求められる。

g) 二次圧縮指数と基準体積ひずみ速度

図-7 (a), (b) はそれぞれ、大桑砂の等方圧密試験において圧密圧力を $25\text{kgf/cm}^2 (2.5\text{MPa})$ から $30\text{kgf/cm}^2 (2.9\text{MPa})$ まで載荷した状態での経過時間と体積ひずみ及び経過時間と過剰間隙水圧の関係を示した例⁴⁾ である。過剰間隙水圧は試験開始後 100 分程度でほぼ消散しているが、体積ひずみはその後も増加しており、二次圧縮挙動を示していることがわかる。二次圧縮指数 α を図-7 (a) から求めると、 $\alpha=1.7 \times 10^{-3}$ となる。

表-2 大桑砂の物性

$l \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 98 \text{ (kPa)}$						
ダレリターン係数	圧縮指数	膨潤指数	限界応力比	圧密降伏応力	有効ポアソン比	静止土圧係数 (正規圧密)
D	λ	κ	M	$\sigma'_{v0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	ν'	K_0
0.003	0.009	0.001	1.5	9.1	0.4	0.52

静止土圧係数 (原位置)	二次圧縮指数	基準体積ひずみ速度	透水係数	$e-\ln k$ の変化率
K_i	α	$\dot{v}_0 \text{ (l/min)}$	$k \text{ (cm/min)}$	λ_k
0.72	1.7E-3	1.7E-5	1.0E-5	0.052

基準体積ひずみ速度 \dot{v}_0 については、 α と堆積時の一次圧密の終了に要する時間 t_c の比 (α/t_c) として求めることができる。堆積時の一次圧密の終了に要する時間など求めるべくもないので、仮に、図-7 (b) より $t_c=1,000$ 分とすると $\dot{v}_0=1.7 \times 10^{-6} \text{ (l/min)}$ となる。しかしながら、本論文では 4. (6) で述べる理由により、この値の 100 分の 1 を解析に用いる \dot{v}_0 とした。

h) 透水係数及び間隙比との関係

図-8 は、等方圧密試験から間隙比 e と透水係数 k との関係求めた例⁹⁾である。 $0.9 < e < 1.1$ の範囲で、 k は $10^{-5} \sim 10^{-3} \text{ cm/min}$ のオーダーで変化していることが分かる。 $e < 0.9$ のデータは得られていないものの、本論文では図-8 より、 $k=1 \times 10^{-5} \text{ cm/min}$ (at $e=0.9$) と設定した。また、同図より $e-\log_{10} k$ 関係の変化率は 0.12 であり、これを $e-\ln k$ の変化率 λ_k に換算して $\lambda_k=0.052$ とした。

なお、以上の結果を表-2 にまとめる。

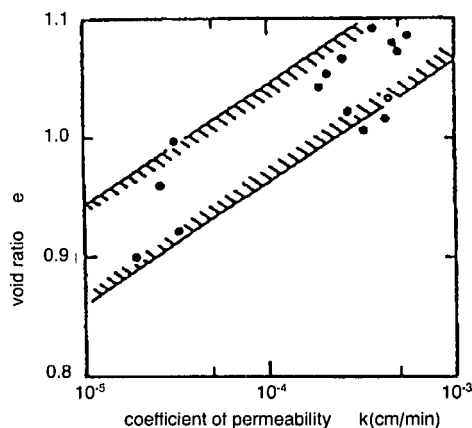


図-8 間隙比-透水係数の関係⁹⁾

4. 有限要素法解析

(1) 解析手法概要

本トンネルの解析には、二次元土・水連成 FEM 解析プログラムである DACSAR⁹⁾を用いた。本プログラムには、前述の関口・太田による弾粘塑性モデルが導入されている。本解析により、卯辰トンネルだけでなく同地質地山におけるトンネルに対する本解析手法及び弾粘塑性パラメータの適用性を検証することができる。本プログラムは掘削問題に対しても多くの実績があり、飽和地盤における山留め掘削解析や大深度立坑掘削解析などに適用されている。しかし、本トンネルでは水平水抜きボーリングによって地下水位を大きく低下させつつ掘削を進めており、飽和地盤を対象とした本プログラムでそのまま解析を行うと、地下水位よりも高い位置の不飽和地盤にも大きな圧密変形が生じる可能性がある。そこで本論文では、地下水位以上の要素 (要素中心の水圧が負圧となった要素) については、解析ステップごとに要素剛性マトリクスにおける変形と間隙水圧の連成項を強制的にゼロクリアす

ることで、間隙水圧と関口・太田による弾粘塑性モデルに従う土骨格の変形を非連成にするようなプログラム変更を行い、この現象を避けるようにしている。

(2) 解析モデル化の検討

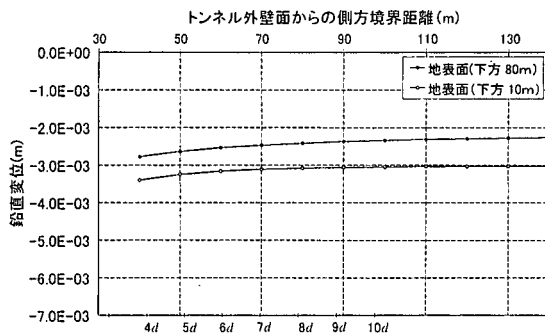
a) 検討断面

解析検討断面としては、地中変位や支保工応力計測を行っている B 計測断面とした (図-1, 図-2 参照)。

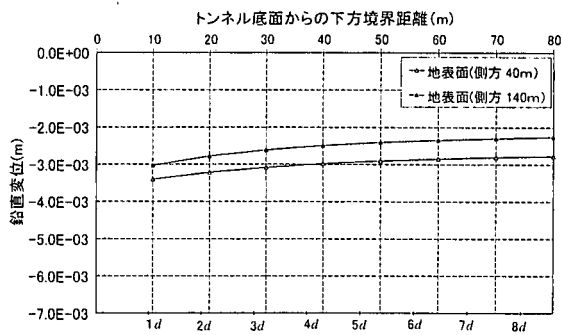
b) 解析領域の検討

トンネル解析に有限要素法を適用する場合に問題になるのが、解析領域とメッシュ分割の細かさである。ここでは、解析領域の大きさの違いがトンネル掘削時の地盤変位にどのような影響を与えるか、パラメータスタディによって検討した。

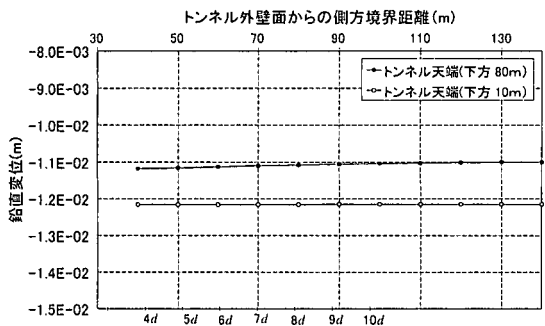
トンネル解析に関する既存の指針類によると、側方領域は「トンネル側壁面からトンネル土被り厚の 2 倍程度¹⁰⁾」とするものと、「トンネル側壁面からトンネルの外径 d の 4~5 倍程度¹¹⁾」とするものがある。また、下方境界については「トンネル底よりトンネル外径程度¹⁰⁾」とするものと、「トンネル底面からトンネルの外径 d の 2~3 倍程度¹¹⁾」とするものがある。本論文では、これらの指針類に



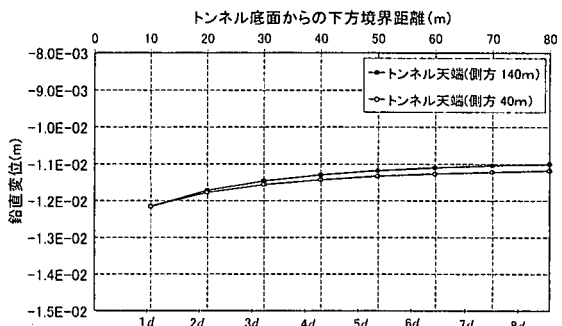
(a) 地表面鉛直変位



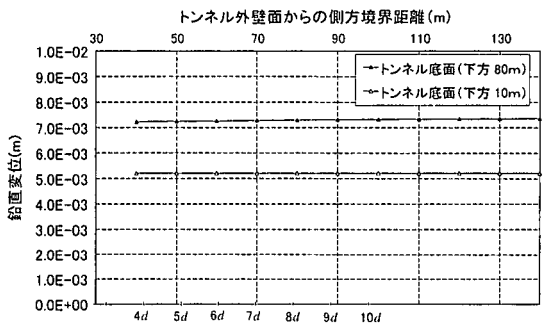
(a) 地表面鉛直変位



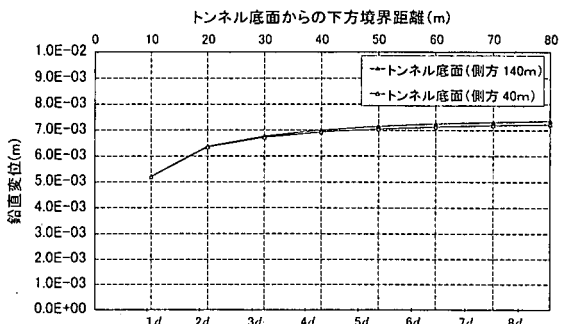
(b) トンネル天端鉛直変位



(b) トンネル天端鉛直変位



(c) トンネル底面鉛直変位



(c) トンネル底面鉛直変位

図-9 側方境界の影響

図-10 下方境界の影響

示されている解析領域を目安に、卯辰トンネルの解析対象断面と同じ土被りを有する円孔トンネルの半断面 FEM モデルを作成し、全応力線形弾性解析によって側方・下方の解析領域を変化させた場合のトンネル掘削時の地表沈下量（トンネル直上部）、トンネル天端沈下量、底面鉛直変位量の変化を比較・検討した。但し、地盤の剛性は土被り圧に応じて線形的に剛性が大きくなるように式 (3) を用いて設定した。

$$\tilde{\lambda} = \frac{3\nu'}{(1+\nu')} \cdot \frac{\sigma'_{m0}}{\kappa} (1+e_0) \quad (3)$$

$$\tilde{\mu} = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \cdot \frac{\sigma'_{m0}}{\kappa} (1+e_0)$$

ここで、 λ 及び μ はラメの定数、 σ'_{m0} は自重計算によって設定した初期状態での平均有効応力、 e_0 は初期間隙比である。

図-9(a)～(c)は、下方境界を10m(約1d)もしくは80m(約8d)に固定し、側方境界を変化させた場合の各変位量の変化を示している。側方境界の距離を4～14dの間で

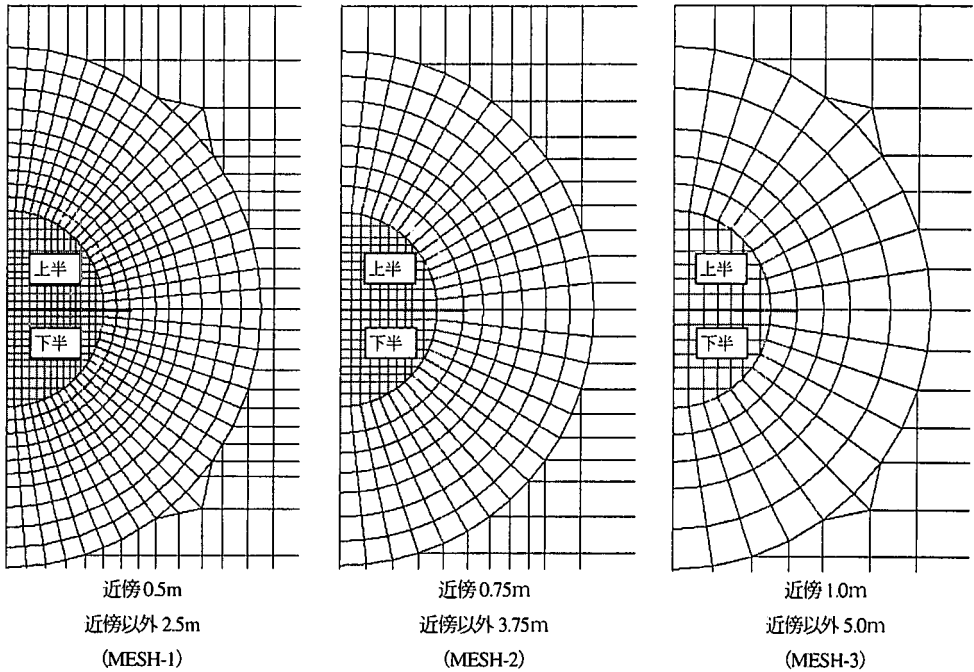


図-11 メッシュ分割検討の解析モデル

変化させると、地表沈下量については約 $8d$ 離れたときに沈下がほぼ収束することが示されている。一方、天端沈下量や底面変位量はほとんど変化せず、約 $4d$ の離れですでに変位は収束していると考えられる。

図-10 (a)～(c)は、側方境界を $40m$ (約 $4d$) もしくは $140m$ (約 $14d$) に固定し、下方境界の距離を $1\sim 8d$ の間で変化させた場合の各変位量の変化を示している。下方境界に関しては、側方境界よりも変位に対する影響度はやや敏感であり、特にトンネル底面変位量の変化に対する下方境界の影響が大きい。これは、均一な半無限弾性地盤の二次元問題において鉛直方向の力が作用する場合、下方境界をいくら離しても鉛直方向の変位は収束しない、すなわち二次元問題の弾性理論による変位解は一般に不定になるという事実と関係している。しかし、本論文のように土被りに応じて地盤の剛性が増加し、しかも側方境界を固定とする条件では、下方境界がトンネル底面から $4d$ 以上離れれば、各位置の変位はほぼ収束すると言える。

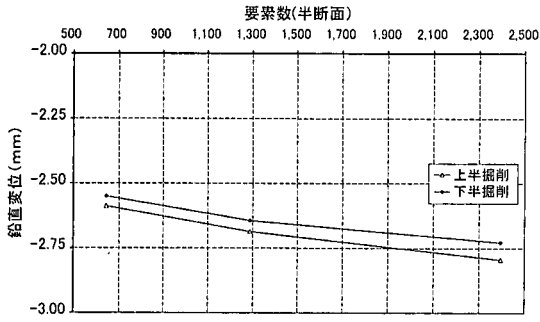
なお、以上の検討は地盤物性を線形弾性と仮定して実施したが、弾粘塑性解析の場合には、トンネル周辺の剛性が低下し、よりトンネル周辺に変位が集中することが考えられるため、境界の影響は線形弾性解析よりむしろ少なくなるものと考えられる。

c) メッシュ分割の検討

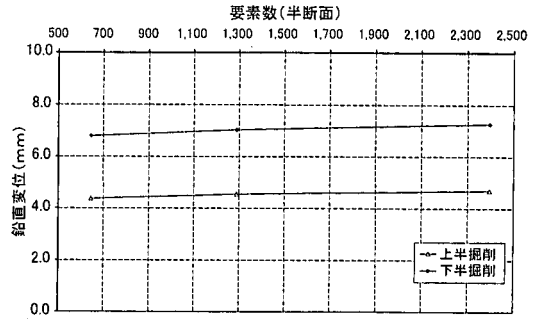
次に、上述の解析領域の検討で用いた円孔トンネルの半断面モデルを用いて、トンネル周辺の有限要素メッシュの細かさが解析結果にどのような影響を与えるか検討

を行った。解析モデルとしては、図-11に示すように、トンネルの近傍 ($0.5d$ 程度以内) を $0.5m$ 幅で、その外を約 $2.5m$ 幅で分割したものの (MESH-1, 要素数約 $2,400$)、トンネル近傍を $0.75m$ 幅で、その外を約 $3.75m$ 幅で分割したものの (MESH-2, 要素数約 $1,300$)、トンネル近傍を $1.0m$ 幅で、その外を $5m$ 幅で分割したものの (MESH-3, 要素数約 650) の3通りのメッシュモデルを準備した。解析方法及び使用する物性値は、先に行った解析領域の検討と同じとした。また、解析領域の検討結果に従い、トンネル壁面から側方に $8d$ 、下方に $4d$ 離れたところに境界条件を設定した。

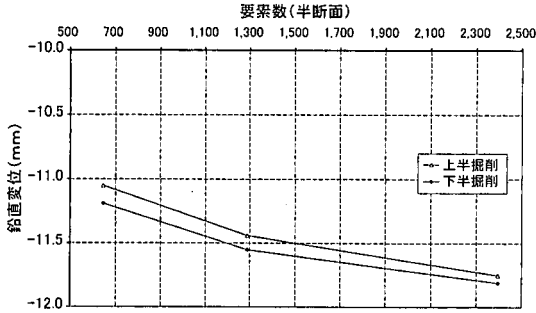
図-12 (a), (b)に、円孔掘削後の地表沈下量及び天端沈下量とメッシュ分割数 (要素数) の関係を示す。本図から、最も粗いメッシュである MESH-3 に比べ、中程度のメッシュである MESH-2 の天端沈下量は約 3% 、最も細かいメッシュである MESH-1 でも天端沈下量は約 5% 増加する程度であることがわかる。したがって、図-4から図-6に示されている約 $20\sim 40\%$ に及ぶ物性値のばらつきを考慮すると、MESH-2 や MESH-3 程度のメッシュ分割でも十分に意味のある解析が行えるとと言える。但し、これは地盤物性を線形弾性体と仮定した場合であり、弾粘塑性解析の場合には塑性域や破壊域の進展が地盤変位に大きく影響することが考えられるため、より顕著にメッシュ分割の影響が現れることも予想される。そこで本論文では、労力的・費用的な観点から解析可能限度と考えられる MESH-1 程度の分割を円孔トンネルの解析メッシュに採用することとした。



(a) 地表面鉛直変位



(c) トンネル底面鉛直変位



(b) トンネル天端鉛直変位

図-12 メッシュ分割の影響

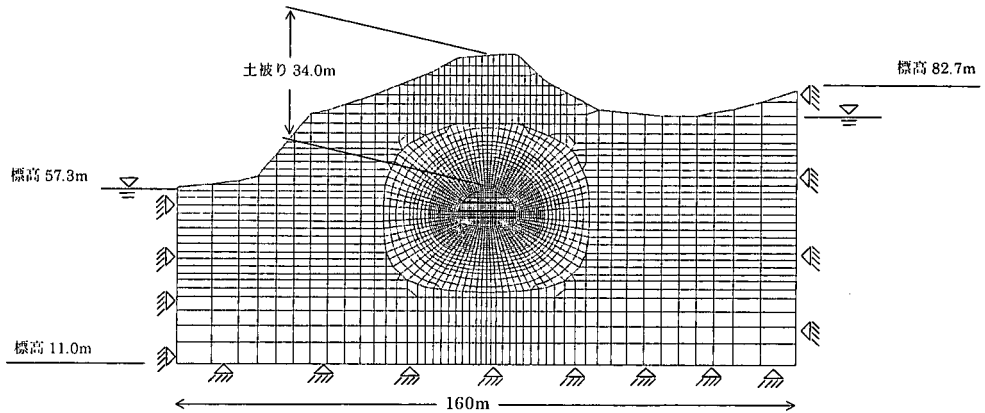


図-13 卯辰トンネルの解析モデル

(3) 卯辰トンネルの解析モデル

解析領域及びメッシュ分割の検討結果に基づいて作成された検討対象断面 (B 計測断面) における解析モデルを図-13に示す。側方境界はトンネル壁面から約 $8d$ 、下方境界はトンネル底面から約 $4d$ の距離の位置に固定条件として設定した。本解析断面の地層構成は、図-2のトンネル縦断面図からもわかるとおり、砂岩層・砂礫層・泥岩層の互層となっているが、大桑砂以外の物性が不明確であること

と、トンネル掘削断面のほとんどを占めるのが大桑層であることから、解析領域全体が大桑層であるものと仮定した解析モデルとした。水に関する境界条件としては、図-1に示されているように、トンネル近傍の地表に沢が存在しているため、これらを考慮して図-13に示すような静水圧条件を解析モデルの左右境界及び下方境界に設定し、トンネル壁面は排水境界とした。

支保工はロックボルト及び吹付けコンクリート、鋼製支

表-3 支保工の解析用物性値

	密度 (Mg/m ³)	弾性係数 E(MPa)	ポアソン比 ν	断面2次モーメント I(m ⁴ /m)	断面積 A(m ² /m)
鋼製支保工		2.1E+5		4.72E-5	6.35E-3
吹付けコンクリート(短期)		2.1E+3			2.50E-1
吹付けコンクリート(長期)		2.1E+4			2.50E-1
ロックボルト		2.1E+5			3.53E-4
インパットコンクリート	2.3	2.1E+4	0.2		

保工、インパットコンクリートを解析モデルに考慮し、フォアポーリングについては、二次元解析における適切なモデル化が難しいことと地山全体の変形抑止効果はあまり大きくはないと言われていること¹²⁾ から考慮しなかった。表-3 に支保工の解析用物性値を示す。鋼製支保工はビーム要素、吹付けコンクリートとロックボルトはトラス要素、インパットコンクリートは平面要素でモデル化した。ロックボルト及び鋼製支保工については一本当たりの断面諸値をトンネル奥行き方向の施工ピッチで除して解析用の物性値とした。また、吹付けコンクリートについては時間経過に伴う硬化を考慮するため、吹付け直後の十分硬化する前の短期的な剛性と十分硬化した後の剛性の2種類を設定した。

(4) 初期応力の設定

本解析ではトンネル横断方向の地山形状を初期応力に反映させるため、一様な等方線形弾性体を仮定した自重解析によって地山全体の初期有効応力分布を設定することとした。なお、この自重解析に使用したポアソン比 ν_i は、表-2 に示した原位置での静止土圧係数 K_i から、式(4)により求めた。

$$\nu_i = \frac{K_i}{1 + K_i} \quad (4)$$

(5) 施工手順のモデル化と解析ステップ

実際のトンネルの建設では、掘削と鋼製支保工や吹付けコンクリートなどの施工を繰り返しながら徐々に切羽を進行させる。このような三次元的なトンネルの建設過程を直接三次元解析で検討している例^{13),14)}もいくつかあるが、労力的・経済的制約からいまだ実務で一般的に使える手法にはなっておらず、二次元平面ひずみ解析をトンネル解析に用いることがほとんどである。また、二次元平面ひずみ解析でも解析のモデル化に工夫を施せば、ある程度三次元的な切羽の進行を考慮することが可能である。このようなトンネルの二次元解析におけるモデル化の工夫の一つとしてしばしば用いられるのが、地山の全掘削解放力を切羽到達前(支保工施工前の素掘り状態)と切羽到達後(支保工施工後)に、ある割合に分割してトンネル掘削面に作用させる方法である。掘削解放力の分割の比率は応力解放率

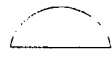
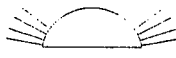
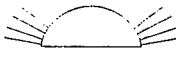





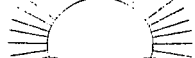
と呼ばれ、これにより切羽到達前に生じる先行変位や支保工に作用する応力などが簡易に評価できるようになる。そこで、本論文でもこの方法を用いることとした。この方法では応力解放率をどのような値にするかが問題となるが、先に示した指針類¹⁰⁾によると地表面沈下の実測例や既往事例による先行沈下率から、切羽到達前の応力解放率を30~50%とする案が出されている。したがって、本論文ではこの範囲で応力解放率を変化させたパラメータスタディを行い、本解析モデルに対して適切な応力解放率の検討も実施することとした。

解析ステップを表-4 に示す。本トンネルの施工は上半先進ベンチカット工法で行われているため、これをできる限り解析モデルに反映させることとした。また、各施工ステップの経過日数は、実際の施工実績に基づいて設定した。鋼製支保工・吹付けコンクリートの施工とロックボルトの施工は、実際には時間的なずれが若干あったが、ここでは簡単にするために同時に行ったこととした。なお、実際の計算では解析精度を確保するために、各解析ステップで作用させる掘削解放力及び時間経過をさらに細かく分割している。

(6) 解析結果

本論文の目的は3.(2)で設定した三軸試験結果に基づく弾粘塑性パラメータとそれを用いた解析手法の卯辰トンネルへの適用性を検証することであるから、計測値と解析値を整合させるためのパラメータの調整は基本的には行っていない。しかし、当初仮に設定したパラメータをそのまま用いた場合、上半トンネル掘削直後に解が発散する結果となった。そこでパラメータを若干見直すこととした。見直したパラメータは、基準体積ひずみ速度 \dot{v}_0 である。 $\dot{v}_0 = \alpha/t_c$ として算出した値は、 1.7×10^6 (1/min)であるのに対し、二次圧縮を考慮しない弾塑性解析で得られた掘削直後のトンネル近傍地盤の体積ひずみ速度は、高々 7×10^8 (1/min)程度であり、当初設定した \dot{v}_0 の値は掘削時に発生する体積ひずみ速度より相対的にかなり大きいことが分かった。したがって当初の解析では、掘削終了後の時間経過に伴って各要素のひずみが急速に増大して要素が破壊し、解が発散したものと考えられる。そこで便宜上、 \dot{v}_0 についてだけは掘削直後に地盤に生じるひずみと同程

表-4 解析ステップ

ステップ		経過日数	掘削形状
1	初期応力 (自重解析)		
2	上半掘削 (素掘り)	2	
3	上半掘削 (支保工施工)	9	
4	放置	28	
5	下半掘削 (素掘り)	2	
6	下半掘削 (支保工施工)	9	
7	放置	46	
8	インバート掘削 (素掘り)	1	
9	インバート掘削 (インバートコンクリート打設)	1	
10	放置	57	

度のオーダーの値に低減し、当初の100分の1の値に変更することとした。

a) 天端沈下の比較

図-14 は、トンネル天端の沈下量の経時変化に関する解析結果と計測値の比較である。解析ケースは、切羽到達前の応力解放率を30%、40%、50%とした3ケースであり、計測値と比較するためにトンネル上半の切羽到達時以降の沈下量の変化を示している。応力解放率の違いにより、解析で得られる天端沈下量はかなり変動し、切羽到達前の応力解放率が小さいほど沈下量が大きくなっている。当然ながら上半掘削時までの沈下量（先行沈下量）を加えれば、切羽到達前における応力解放率が大きいケースの沈下量が大きくなる。また同図より、どの解析ケースも上半・下半・インバート掘削以後の各放置期間中もなだらかに沈下量が増加していることが分かる。解析手法の比較

のために、図-14には粘性成分を考慮していない関口-太田による弾塑性モデルを用いた解析（応力解放率30%のケース）での天端沈下量の経時変化も併せて示している。二次圧縮などの粘性的挙動を考慮しないと、計測結果で現われているような放置期間中에서도徐々に沈下が増加している現象を十分に表すことができていないことが分かる。図-15に示した間隙水圧分布（応力解放率30%の解析ケース）を見ると、透水係数が比較的大きいため上半掘削とほぼ同時に地下水水位はトンネル側壁部まで大きく低下し、さらに上半放置期間中にも水位がわずかに低下するが、その後はほとんど水圧分布は変化していない様子が見られる。したがって、解析によって得られた放置期間中の沈下量の増加は、圧密ではなく二次圧縮によるものが大半を占めていることが分かる。計測値と比較すると、上半掘削時は切羽到達前の応力解放率が50%のケースが比

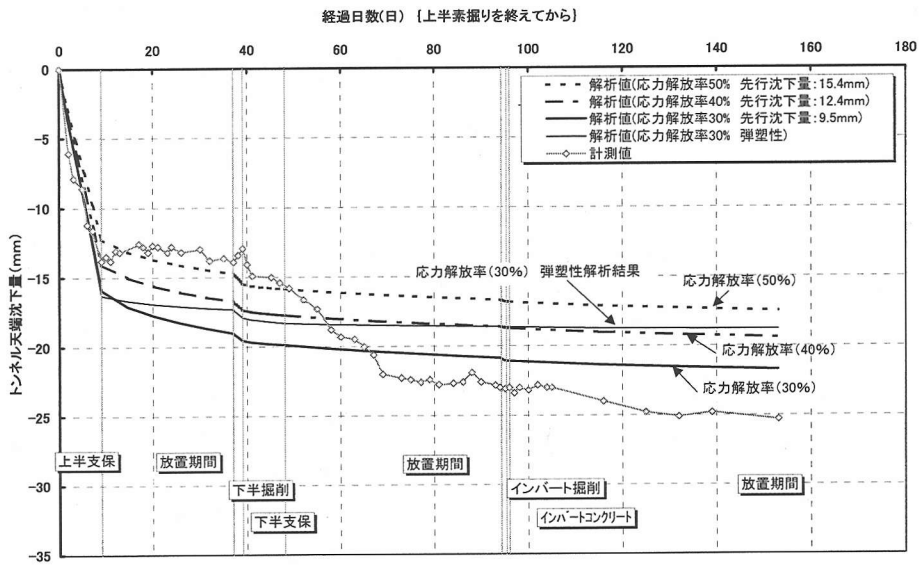


図-14 トンネル天端沈下量に関する解析結果と計測値の比較

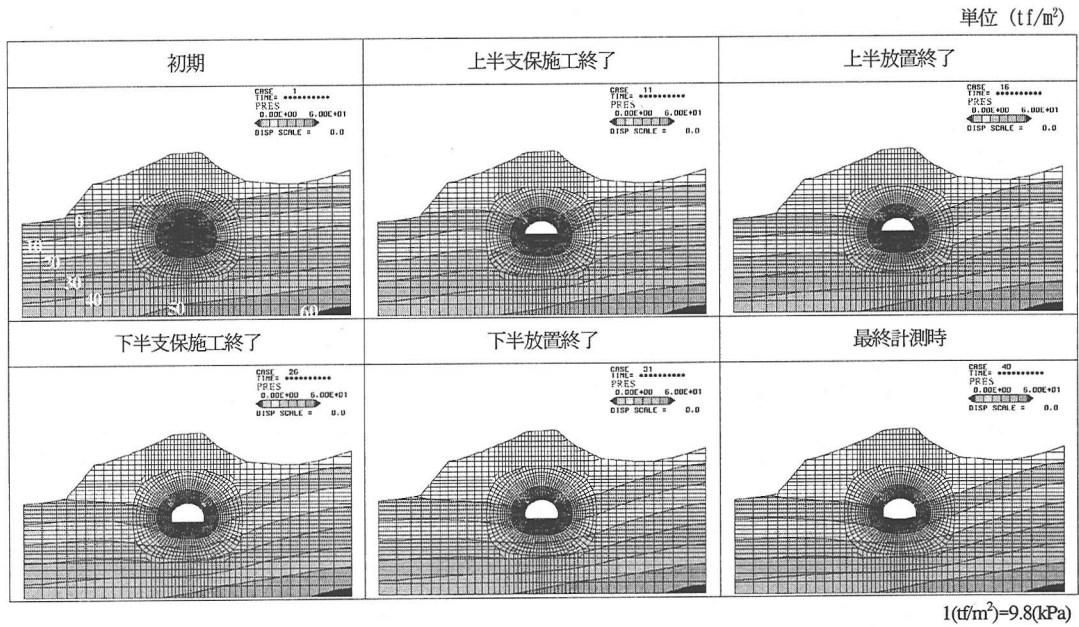


図-15 間隙水圧分布 (応力解放率 30% のケース)

較的よく計測値に整合し、下半掘削以降は応力解放率 30% のケースがより計測値に整合しているように見える。一方、計測値は上半支保施工終了後から下半掘削前までほとんど沈下量が増加せず、下半掘削後に変位が増加している。解析では解析領域全部を砂層 (大桑層) としたモデル化をしていたため急速に水位が低下する結果となったが、実際の地山は泥岩層を介在しているため、水位低下はより緩慢であった可能性があり、計測値における下半掘削後の変位増加は二次圧縮だけでなく圧密による沈下も無視できな

いと考えられる。いずれにせよ、基準体積ひずみ速度を除き、計測値に合わせて弾粘塑性パラメータの調整をしていないにも関わらず、計測による天端沈下量の経時変化と切羽到達前の応力解放率 30% から 50% までの解析ケースによる結果は、おおむね整合していると言えよう。また、これらの結果から既存の指針類に示されている応力解放率の目安は、この例においても妥当であったと言える。切羽到達前の応力解放率 30% のケースが、最終計測時での沈下量と最もよく一致しているため、これ以降本論文では、応

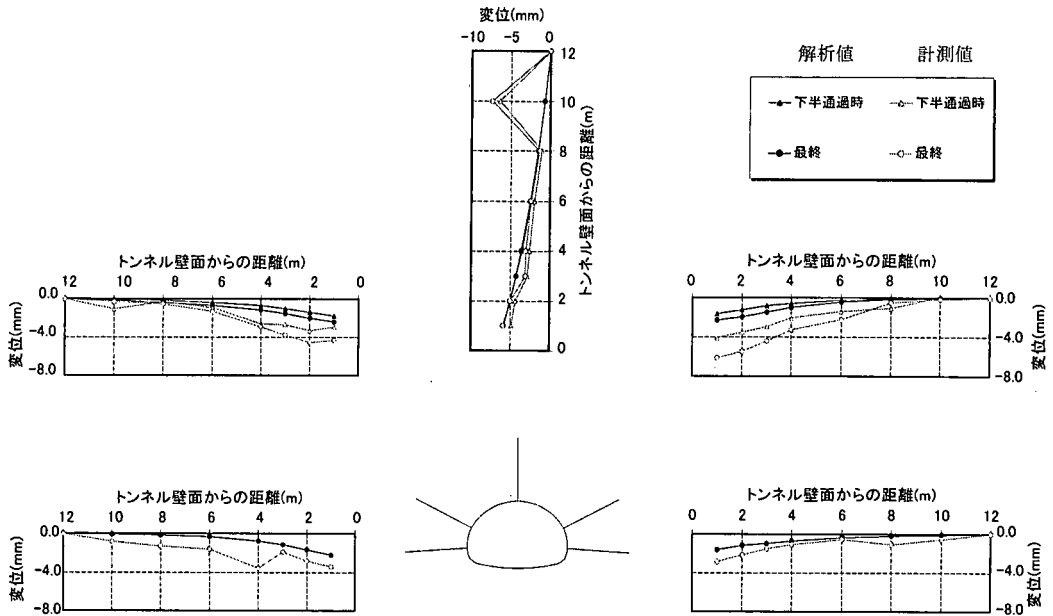


図-16 地中変位 (応力解放率30%のケース)

表-5 地表面沈下 単位 (mm)

	先行沈下 ^{*)}	掘削後の沈下 ^{**)}	最終沈下
計測値	No.79+00 2.8	5.3	8.1
解析値	3.9	10.7	14.6

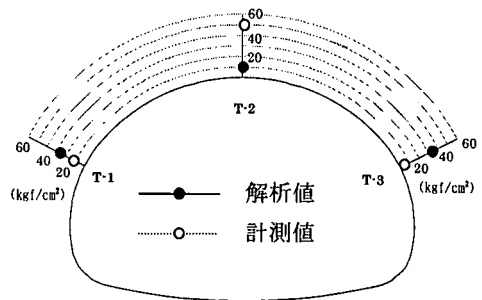
*) : トンネル上半掘削の切羽が管柱測点直下に達するまでの沈下量

**) : 最終沈下-先行沈下

力解放率30%のケースにおける解析結果について、その他の計測値との比較や考察などを行うこととする。

b) 地中変位分布の比較

図-16 は、トンネルを坑口側から見たときの下半切羽通過時及び最終計測時のそれぞれにおける地中変位分布の計測値と解析値の比較である。トンネル天端の解析結果は、計測値とおおむね整合しているが、計測値には天端から10m上方に急に変位が大きくなっている部分が認められる。これはこの部分にある玉石や岩塊などが下方に数mm程度落ちるように移動したために生じたとも想像できるようなごく局所的な変位と解釈されるため、解析では表すことができない現象である。一方、トンネル肩部や下半部については、解析値の方がやや小さめの値になり、肩部の計測値を左右比較すると右側の方が若干大きくなっているが、解析では左右ほぼ対称の値になっていることが分かる。このような解析値と計測値の若干の不整合性は、地盤物性の不均一性や図-1に示されているように解析対象断面ではトンネル横断方向だけでなくトンネル軸方向にも複雑な地山形状であることに起因する偏土圧



$$1 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 98 \text{ (kPa)}$$

図-17 吹付けコンクリート応力分布

(最終計測時：応力解放率30%のケース)

を考慮していない点などが要因として考えられる。また、トンネル下半部右側の解析値と左側のそれを比較すると左側の方がわずかに大きい。これは4.(6)e)で述べるように、解析ではトンネル下半左側の地山の破壊域が右側よりも若干広く発生していることに起因している。計測値も同様の傾向を示しているが、実際の地山では左右の破壊域の違いだけでなく、地中変位分布の場合と同じく物性の不均一性や三次元的な偏土圧の影響も要因として考えられる。

c) 地表沈下の比較

地表沈下量については、上半切羽到達直後と最終計測時の2回計測されている。表-5は、地表沈下量に関する計測値と解析値の比較である。天端沈下量やトンネル直上の地中変位分布などが比較的整合しているにもかかわらず、解析による最終の地表沈下量は計測値の約2倍大きく算出されている。これは地中変位計設置位置より上方の

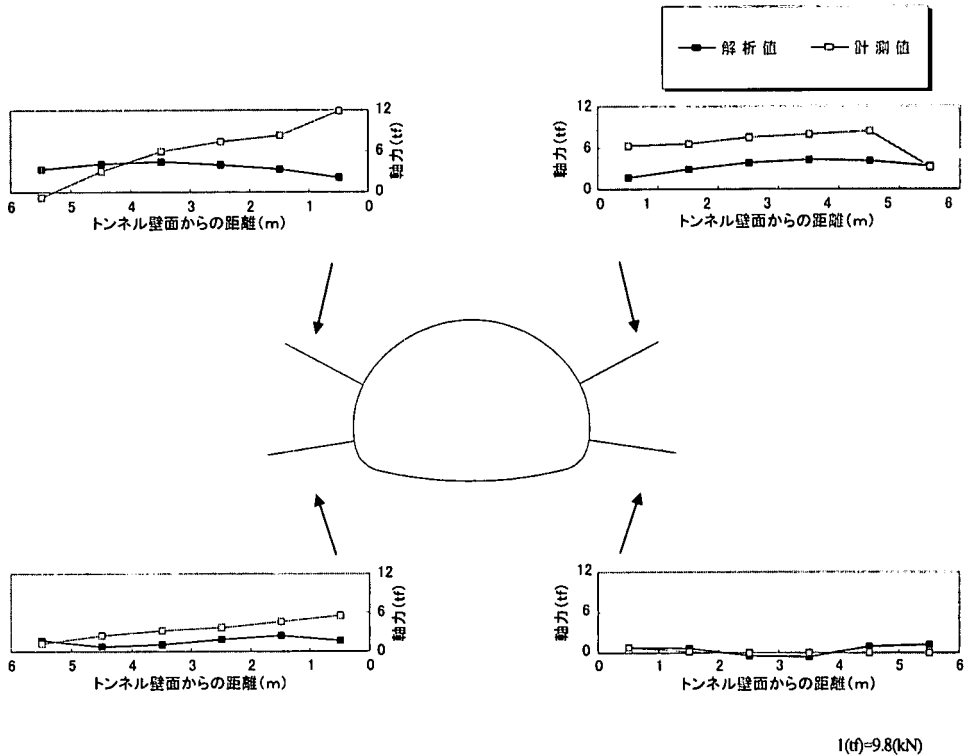


図-18 ロックボルト軸力分布（最終計測時：応力解放率30%のケース）

地層の変位に関して計測値と解析値が不整合になっていることを意味している。本解析モデルでは全域大変位とみなしていることがこの原因の一つになっているものと考えられる。先行沈下量の全沈下量に対する比を計算すると、計測値で約35%、解析値で約27%となり、絶対値の差異ほどの違いはないことが分かる。本論文で応力解放率を30~50%としていることは、この結果からも妥当であると言える。

d) 支保工の応力の比較

図-17は、最終計測時における吹付けコンクリートの圧縮応力分布の比較図である。計測値では天端部が最も大きく、トンネル右肩部にはほとんど圧縮応力は発生せず非対称な応力分布を示している。一方、解析値はほぼ対称の応力分布となり、天端部より左右肩部の応力が大きい。これは、地中変位分布と同様に二次元解析では表すことが困難な三次元的な地山形状に起因した偏土圧や原位置での静止土圧係数の違いなどによるものだけでなく、吹付けコンクリート厚みの不均一性なども影響しているものと考えられる。

図-18は、最終計測時におけるロックボルト軸力分布の比較図である。上半のロックボルトについては、トンネル壁面に近い位置で計測値より解析値の方がやや小さい結果となっている。特に、左肩部の軸力分布については、

計測値がトンネル壁面に近づくほど大きな軸力が生じているのに対して、解析値では逆の傾向を示している。下半のロックボルトについては、右側の軸力がほとんど生じていない点で計測値と解析値が一致しているが、左側の軸力については計測値の方がやや解析値より大きい結果となっている。上半右側のロックボルト軸力の解析値が計測値よりも小さく求められているのは、地中変位計測結果と同様に偏土圧の影響が大きいと考えられる。一方、上半左側のロックボルト軸力計測値については、ほぼ同じ位置の地中変位計測値の傾向と必ずしも一致していないことから、ごく局所的な地盤変形の影響を受けている可能性がある。下半のロックボルトに関しては、右側より左側の軸力が大きいのが、これは地中変位分布と同様にトンネル下半左脚部付近の破壊域が右側よりやや広く発生したためと考えられる。

e) 塑性域・破壊域の進展

図-19は、掘削に伴うトンネル周辺地盤の塑性域（過圧密状態から正規圧密状態へ移行した領域）及び破壊域（限界応力比に達した領域）の進展を示している。本解析では、初期状態で解析領域全体が過圧密地盤であるものとしているため、解析上掘削前の地盤はすべて弾性状態を仮定していることになる。上半支保施工終了時の塑性域及び破壊域を見ると、掘削に伴う平均主応力の減少と

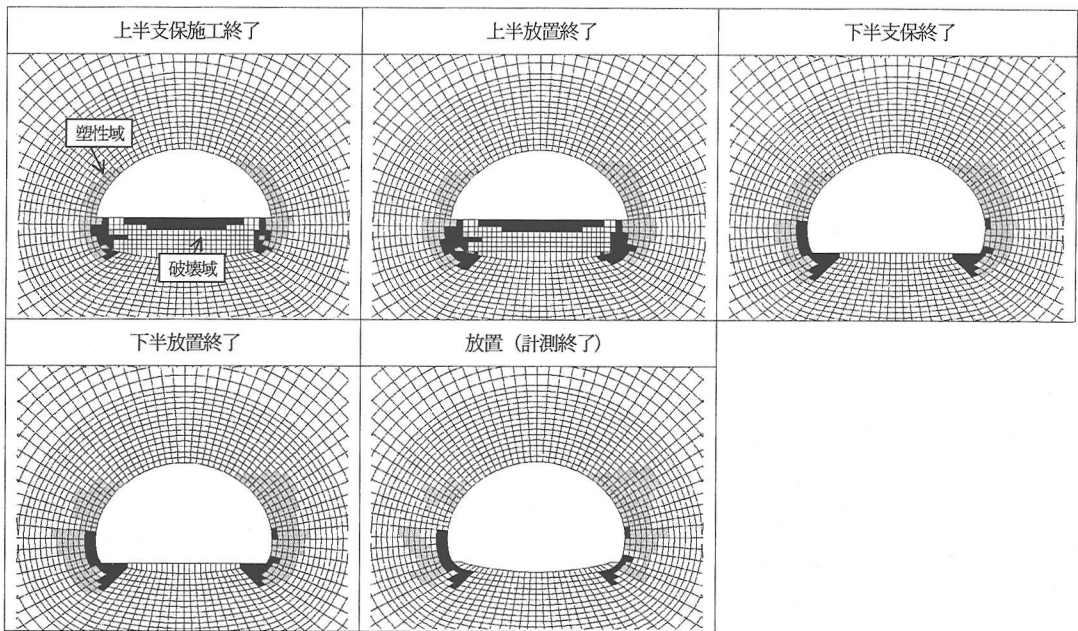


図-19 トンネル周辺地盤の塑性域及び破壊域（応力解放率30%のケース）

せん断応力の増加、並びに地下水位低下に伴う平均有効応力の増加により、トンネル側壁付近及びその下方部分が塑性域に入ることが分かる。また、上半脚部はせん断応力の増大により、底盤部は平均応力の減少により破壊状態に達する要素も生じる。さらに、トンネル左側より右側の方が初期地下水位が高いため、トンネル掘削後の地下水位の低下に伴う平均有効応力の増加も右側が大きくなるため、塑性域は右側の方が若干広がっていることが分かる。

上半放置期間中はトンネル周辺地盤の圧密が進み、塑性域はさらに広がっていくことが分かる。また、上半脚部付近で破壊域に達した要素が増えているが、これは塑性化した要素に発生する粘塑性ひずみの影響によるものと考えられる。

下半支保施工終了時から下半放置終了までの間は、上半施工時とほぼ同様の傾向をたどるが、インバート施工からその後の放置によってトンネル側壁部や脚部に広がっていた塑性域や破壊域はやや減少する傾向にあることが分かる。これは粘性による応力緩和やインバートコンクリートの自重などによる影響と考えられる。また、下半掘削終了時以降のトンネル脚部付近の破壊域は、右側より左側がやや広い。これは、トンネル右側より左側の方が初期の地下水位が低いため、掘削による地下水位低下に伴う平均有効応力の増加量も左側が小さくなり、そのために左側脚部の方がわずかに破壊域が広がったものと解釈できる。また、このような結果が地中変位やロックボルト軸力に影響を与えたものと考えられる。

5. 結論

これまでの検討によって得られた結論を以下にまとめる。

- ①本論文に示した弾粘塑性パラメータを用いた土・水連成弾粘塑性解析によって、卯辰トンネルの挙動解析を行った結果、地山形状や地層構成などに対する仮定にもかかわらず、天端沈下量と経時変化傾向、天端付近での地中内空変位量は計測値とおおむね整合し、その他の計測値についてもとりわけ大きな不整合は認められなかった。したがって、本解析手法と本弾粘塑性パラメータは大桑層における山岳工法トンネルの地盤変形予測手法とそれに入力すべき地山全体の平均的な物性値として適用できることが分かった。
- ②したがって、本解析結果は、少なくとも掘削終了時における地山の応力状態もおおむね実際を近似しているものと考えられ、本トンネル工事は、脚部と底盤部の一部に破壊域が見られるだけで全体的な壁面の安定性は十分確保されていたことが示唆される。
- ③本論文と同等の解析条件を有するトンネルを対象としたFEM解析のための解析領域は、トンネル壁面から側方境界が $8d$ 以上、下方境界が $4d$ 以上離れたところに設定するのがより妥当である。
- ④トンネルを対象とした線形弾性FEM解析のためのメッシュ分割は、本論文に示した最も粗いメッシュと最も細かいメッシュとの変位差で高々5%程度であり、地盤を線

形弾性と仮定する場合にはメッシュの粗さはさほど気にする必要はないと考えられる。但し、非線形性を考慮する場合には注意を要する。

⑤大桑層を対象とした弾粘塑性 FEM によるトンネル掘削解析では、三軸試験に基づく基準体積ひずみ速度をそのまま用いることは妥当ではなく、100 分の 1 程度に低減する必要がある。さらに、原位置での静止土圧係数の算定に関しても注意を要するものと考えられる。

6. おわりに

本論文では、土・水連成弾粘塑性 FEM 解析プログラム (DACSTAR) によって未固結砂質地山の山岳工法トンネルの挙動をある程度予測できることを示した。地山の地層構成を実際と同じように設定し、地山形状を考慮した三次元モデルを用いることにより、支保工応力も含めての予測精度はさらに向上するものと考えられる。但し、三次元モデルを用いてトンネル掘削解析を行った場合、応力経路は二次元解析とかなり異なると言われている^{15),16)}。例えば文献 15)は、「切羽の進行を忠実に考慮した三次元解析に比べて、二次元解析ではより破壊基準に接近した側から最終状態に至るような有効応力経路を追跡することになる」と指摘している。弾粘塑性解析の場合、その影響が地山の最終的な変位分布にどの程度の差異を与えるのかは今後検討すべき課題の一つである。

参考文献

- 1) 鹿島建設土木設計部編：土木設計の要点⑤ 改訂版「トンネル/土地造成/景観設計」鹿島出版会、1998。
- 2) 前田憲一郎、好見一哉、寺村文伸：固結度の低い洪積層における大断面トンネルの掘削-卯辰トンネル工事報告-、第 42 回施工体験発表会、日本トンネル技術協会、pp.109-118、1998。
- 3) 中原史晴：自然固結砂の力学特性、平成 5 年度金沢大学修士論文
- 4) Yamada, Y., Ohta, H., Apostolov, V.G., Matsunami, H. and Iizuka,

A. : Identification of elasto-viscoplastic constitutive parameters for undisturbed sand (Omma sandstone member), 第 24 回土質工学会研究発表会, pp.343-346, 1989.

- 5) 太田秀樹, 松本樹典, 飯塚敏: 大深度堅坑の掘削シミュレーションと施工上の問題点, 土質工学シンポジウム発表論文集, pp.287-294, 1989.
- 6) Bishop, A. W. : The strength of soils as engineering materials, *Geotechnique*, Vol.16, No.2, pp.91-130, 1966.
- 7) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE*, pp.229-239, 1977.
- 8) Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. : Stress-deformation and strength characteristics, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol. 2, pp. 421-494, 1977.
- 9) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp. 71-87, 1987.
- 10) 建設省土木研究所トンネル研究室：土木研究所資料 トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル (案) , 1994.
- 11) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針, 1996.
- 12) 桜井春輔編：都市トンネルの実際-合理的な設計・施工法をめざして-, 鹿島出版会, 1998.
- 13) 玉村公児, 森川誠司, 鹿毛昌, 大野清, 高橋祐治：三次元 FEM 解析による長尺先受け工の作用効果の検討, トンネル工学研究発表会, 1995.
- 14) 小森博, 堀地紀行, 熊耳哲雄, 大津宏康, 瀧治雄：NATM における支保構造の三次元効果とその評価について, 土木学会論文集, No.529/III-33, pp.57-68, 1995.
- 15) 大津宏康, 大西有三, 瀧治雄, 亀村勝美：有効応力の概念に基づく掘削解析の問題点に関する一考察, 土木学会論文集, No.481/III-25, pp.77-85, 1993.
- 16) 桶土井清裕, 森川誠司：NATM トンネルの二次元および三次元弾塑性 FEM 解析の比較, 地盤破壊の三次元評価に関するシンポジウム, 土質工学会, 1995.

(2000. 8. 28 受付)

ELASTO-VISCOPLASTIC SOIL/WATER COUPLING FINITE ELEMENT ANALYSIS FOR MOUNTAIN TUNNEL IN UNCONSOLIDATED SAND LAYER

Hidekazu MAEKAWA, Kenichiro MAEDA, Seiji MORIKAWA,
Takeshi MURAKAMI and Hideki OHTA

Deformation prediction of the ground in tunnel excavation is important in order to examine the impact on the neighboring structures. In this paper, an elasto-viscoplastic soil/water coupling finite element analysis is carried out for a mountain tunnel constructed in unconsolidated sand layers in Kanazawa. The applicability of this numerical method to the tunnel excavation analysis is examined by comparison between the analytical results and the measured ones. The effects of the analysis region and the mesh division on the results are also examined. It is shown that the analytical results match approximately the measured ones.