

数値解析に基づくトンネル切羽周辺地盤の 変形や不安定化に関する検討

岩本 大祐¹・文村 賢一²・西村 強³・河野 勝宣⁴

¹学生会員 鳥取大学大学院 社会システム土木コース (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)
E-mail: M18J6001B@edu.tottori-u.ac.jp

²正会員 大成建設株式会社 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前3-22-6)
E-mail: fumimura@ce.taisei.co.jp

³フェロー会員 鳥取大学大学院 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)
E-mail: tnishi@tottori-u.ac.jp

⁴正会員 鳥取大学大学院 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)
E-mail: kohnom@tottori-u.ac.jp

トンネル周辺地盤が空洞部掘削に伴う応力解放分の負担を行いながら支保との協働により空洞の保持に寄与しているとして、山岳工法における支保設計の概念が形成されている。しかしながら、岩盤の負担分の数値表現やそれに基づく岩盤の安定性評価は極めて難しい問題である。本稿は、周辺地盤が耐荷能力を失って大変形そして破壊に至ることを想定するとき、破壊の範囲と進行の速さについて、数値解析により表現した例を記載する。新たな試みとして質点系解析を導入している。降伏後そして大変形時の周辺岩盤の挙動は、剛性が破壊前に比べて低下したばねで連結した質点群の運動として表現されている。本稿に記載する解析事例は、トンネル断面内の2次元解析であり、土被りの小さいトンネルの例に絞って地表面への影響も例示している。

Key Words : tunnel excavation face, stability, shallow tunneling, numerical simulation

1. はじめに

トンネル周辺地盤が空洞部掘削に伴う応力解放分の負担を行いながら支保との協働により空洞の保持に寄与しているとして、山岳工法における支保設計の概念が形成されている。しかしながら、岩盤自体の負担分の数値表現やそれに基づく岩盤の安定性評価は極めて難しい問題である。実務では計測される変位を予め設定している管理基準値に照らしあわせて評価せざるを得ないのが現状である。現場を預かるトンネル技術者にとって、トンネル周辺地盤が耐荷能力を完全に喪失することを想定して、破壊域の発生と拡大そして大変形への進展について事前の知識をもつことは極めて有効な情報であると考えられる。このような例では、力の釣り合いの結果として表現される準静的な状態から一気に流動に至る現象を表現することが求められる。

図-1¹⁾は、地山の寄与分を、支持構造物に対する土圧とトンネル壁面の変位の関係として示したものである。この図によると、地山の負担分が最大となる点(図中ではB)を目指して支保工を設置すれば、支保工の負担分

は最小となり合理的であることを示しているものの、点Bを求めることが極めて難しいとされていることは言うまでもない。つまり、この図のように地盤内応力が最小値を示した後に緩やかに増加していることは、地盤材料の圧縮試験における応力-ひずみ挙動を考えると、最大耐荷重に達した後に、塑性ひずみが増加を示していることに相当している。このような挙動は、圧縮試験時の拘束圧の影響を受けるものであり、最大耐荷重に到達後に塑性ひずみが増加過程を示すこともなく、急激な荷重減少を示す例がある。また、点B以降の変位の増加に対して、(地山が負担する)荷重が減少していることは、逆に支保工が負担する荷重を大きくしないと地盤は平衡状態に至らないことを意味している。一方、横軸の変位は、壁面変位あるいは内空変位として認識されることが多いが、この図は概念図として認められているので、このように特定する必要は無く、切羽の進行を表す指標と捉えて、 $\delta_1 \rightarrow \delta_2 \rightarrow \dots$ と支保工の設置の時期を表現するものと考えている。この図における δ_3 の設置では、B→Aの区間で交点が得られない。すなわち、周辺地盤は耐荷能力を失い、破壊そして大変形に至ると考えられ

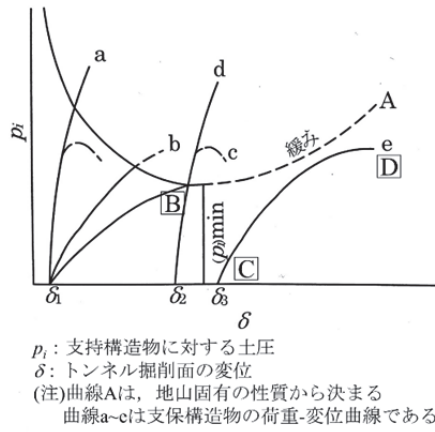


図-1 地山特性曲線及び支保工特性曲線の概念図¹⁾

る。なお、 δ_3 での支保設置は設置時期の遅れを意味するものではなく、元々、地山の耐荷能力が小さく、そして支保設置が可能な時には残存していなかったと考えるべきである。

この報告は、周辺地盤に耐荷能力以上の荷重負担が発生して、破壊そして大変形が進行するとき、破壊の範囲と進行の速さについて、数値解析により表現した事例について述べる。(なお、「速さ」は、時刻単位に基づく速度ではなく、変形の進行状況をイメージしたものである)。その例では、不安定化の影響が甚大であると考えられる土被りの小さいトンネルの例に絞り、地表面への影響も例示している。トンネル空洞の安定性評価は、有限要素法によるものが一般的であるが、ここでは、新たな試みとして質点系解析を導入している。降伏後そして大変形時の周辺岩盤の挙動は、剛性が破壊前に比べて低下したばねで連結した質点群の運動として表現されている。ばねを切断して、分離面の発生・進展も表現可能である。本稿に記載する解析例は、トンネル断面内の2次元解析であり、土被りの小さいトンネルの例に絞って地表面への影響も例示している。

2. 格子ばね解析法の概要と降伏判定

本稿で用いる格子ばね解析法(以下、DLSMとする)は、解析対象をばねで連結した質点系で表現し、質点個々の相対運動で解析対象の変形を表現する解析法である。計算法の概要は以下のとおりである。

- ・質点個々の運動は、減衰を有する運動方程式により表現している。この方程式を差分解析法を用いて解き、質点の変位を求めている。
- ・弾性体内に蓄えられたひずみエネルギーと、質点間のばねに蓄えられるエネルギーが等価であるとして、ばね係数を弾性係数、ポアソン比と関連付ける式を導入

している。

- ・ひずみの成分を求めるとき、剛体回転に関する項を除去する手順を導入している。
- ・質点位置における応力は、その質点に連結されるばねの力を用いて次式で計算できる。

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial \Pi}{\partial \varepsilon_{ij}} = \frac{1}{2V} \sum_{b=1}^{N_b} (d_b I_i^b f_j^b + d_b I_j^b f_i^b) \quad (1)$$

ここに、 d_b はばねの長さ、 f_i, f_j はばねに蓄えられている力、 I_i, I_j はばねの方向を表す方向余弦、 V は質点が代表する領域の体積である。

以上の手順について、定式化と説明とともに直径方向に集中荷重を受ける円盤の解析や単一き裂を有する板の一軸引張下の解析例により弾性理論解に近似する解析結果を示している²⁾。

式(1)で求められる応力に対してMohr-Coulombの降伏規準を適用し、降伏判定そしてばねの力の修正の手順を述べる³⁾。時刻 t_i において、質点の変位増分 Δu_i に対する弾性応力増分 $\Delta \sigma^r$ により質点位置の応力が σ_e^r に更新されたとする。この σ_e^r を降伏規準式へ代入して求められる $\overline{\sigma_e^r}$ が降伏応力を σ_y を超過するとき、降伏曲面上に戻すための応力低減率 $\lambda(>0)$ を次式で定義する。

$$\lambda = \frac{\overline{\sigma_e^r} - \sigma_y}{\sigma_e^r} \quad (2)$$

降伏曲面上(あるいは曲面内)に応力状態を保つために解放する応力の大きさは次式となる。

$$\lambda \sigma_{ij} = \frac{1}{2V} \sum_{b=1}^{N_b} \lambda (d_b I_i^b f_j^b + d_b I_j^b f_i^b) \quad (3)$$

そして、ばね m_b の力の低減分は、以下のように質点間の基準長 d_0 に対して次のように求める。

$$\Delta f_{(n),r} = \frac{d_0}{d_b} \lambda f_{(n),r} \quad \Delta f_{(s),r} = \frac{d_0}{d_b} \lambda f_{(s),r} \quad (4)$$

として求める。ここに、 f の下付き添え字 n, s は質点間の連結方向に、平行ならびに直交する方向を表し、 r は時刻 t_i であることを示している。

次章に述べる解析結果では、トンネル空洞の掘削過程を掘削部の段階的な応力解放(応力解放率 $R, R=100\%$ で完全掘削)で模擬している。前述の計算過程は、この段階的な応力解放に対する地山内の(弾性状態を仮定した)応力再配分後の状態に適用するものではなく、応力再配分過程の(時間差分の)時刻ごとに実施している。

3. 土被りの小さいトンネルの解析例

(1) 等方応力条件下の弾塑性解との比較

円孔周辺の応力状態と塑性域の進展について、等方応

表-1 解析に用いた地盤の物性値

ヤング率(E)	2000(MPa)
ポアソン比(v)	0.24
単位体積重量(γ)	24(kN/m ³)
粘着力(c)	75(kN/m ²)
せん断抵抗角(ϕ)	30°

力下の岩盤に半径 a の軸方向に長い円形トンネルが掘削されたとして2. に記述した手順による解析例を示す．この問題については，岩盤がMohr-Coulomb規準に従うとして，次のつり合い式を解くことにより弾塑性解が誘導されている⁴⁾．

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (5)$$

$$\sigma_\theta = \zeta \sigma_r + S_c$$

ここに， $\zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ ， $S_c = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$ であり， c は粘着力成分， ϕ はせん断抵抗角である．弾塑性境界は円として与えられ，その半径 r_p は以下に示すとおりである．

$$\frac{r_p}{a} = \left\{ \frac{(\zeta - 1)\sigma_{rr_p} + S_c}{(\zeta - 1)\sigma_{ra} + S_c} \right\}^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (6)$$

ここに， σ_{rr} ， σ_{rp} は，それぞれ $r=a$ ， r_p における r 方向の応力であり，

$$\sigma_{rr_p} = \frac{2\sigma_0 - S_c}{\zeta + 1} \quad (7)$$

σ_0 は遠方で作用する地圧である．応力状態は次のようになる．

【塑性領域 $a \leq r \leq r_p$ 】

$$\sigma_r = \frac{S_c}{\zeta - 1} \left\{ \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right\} + \sigma_{ra} \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} \quad (8)$$

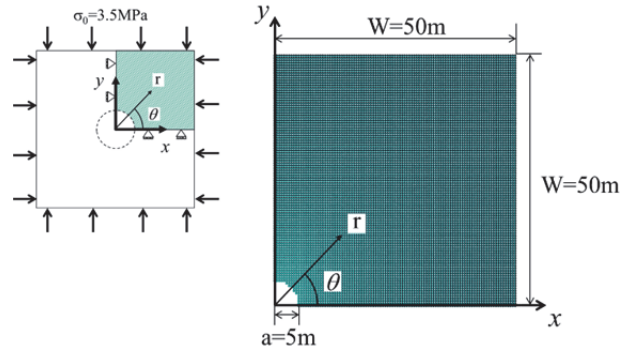
$$\sigma_\theta = \frac{S_c}{\zeta - 1} \left\{ \zeta \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right\} + \zeta \sigma_{ra} \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} \quad (9)$$

【弾性領域 $r > r_p$ 】

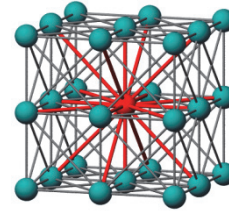
$$\sigma_r = \sigma_0 - \left(\sigma_0 - \sigma_{rr_p} \right) \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 \quad (10)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \left(\sigma_0 - \sigma_{rr_p} \right) \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 \quad (11)$$

図-2に解析モデル，表-1に地盤に関する定数を示す．これらは，この解析のために設定したものであり，実材料の試験値ではない．初期応力状態 $\sigma_0=3.50$ kN/m²の等方応力状態とした．図-2(a)では，質点間距離 d_0 を $d_0=0.25$ mとして x - y 面における質点の配置を示しているが， x - y 面



(a) 荷重を受ける円孔を有する板と解析モデル



(b) 質点間の連結

図-2 解析モデルと質点同士のばねによる連結

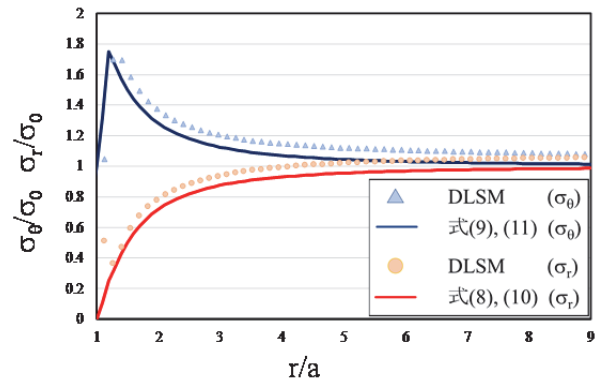


図-3 理論解との比較 ($\theta=\pi/4$ 線上)

に直交する z 軸方向には同様の配置を5層連ねている．これは，座標軸平行方向のみならず対角に位置する質点間にもばねを配置する形式(図-2(b))を採用したためである．ばねの連結形式の特徴については，既報²⁾に報告している．境界条件は，図に示す x ， y 軸上に関する条件に z 軸方向の変位拘束の条件を加えて，平面ひずみ条件と見なせるようにしている．時間増分は $\Delta t=10^{-5}$ secとした．図-3に上記の解析解と数値解析結果の比較を示す．弾塑性半径 r_p についてみると，式(6)による $r_p/a=1.224$ に対して，解析において降伏条件を満たした質点の位置で示すと $r_p/a=1.258$ となった．なお，解析における r_p の読み取りでは，降伏条件を満たした質点のうち，円孔中心からの距

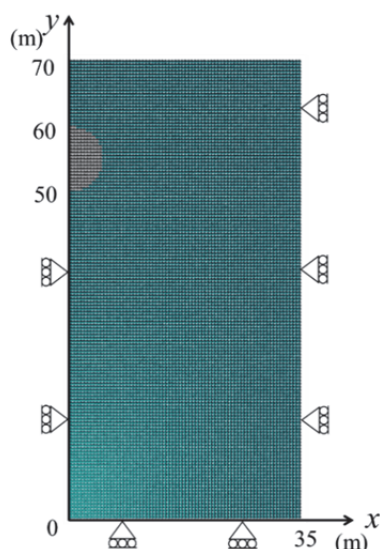


図-4 地表面近くに設置された円形トンネル

離が最大となる質点の初期位置（応力解放前）を用いた。

(2) 土被りの小さいトンネルの解析

図-4 に直径 $D=10\text{m}$ のトンネル掘削の解析モデルを示す。地盤は、質点間距離 $d_p=0.25\text{m}$ のばねで連結した質点系(総質点数 50055)でモデル化しており、掘削部を灰色で示している。地盤の物性値は表-1 の値を用いており、時間増分は $\Delta t=10^{-5}\text{ sec}$ とし、テンションカットを導入している。側方境界($x=35\text{m}$)では水平方向の変位を、下部境界($y=0$)では鉛直方向の変位を拘束しており、地表面($y=70\text{m}$)における荷重は0としている。トンネル軸方向(z 方向)には平面ひずみ状態を再現している。解析では、 $-y$ 方向を重力の作用方向として静的安定状態を求めることにより初期応力状態とした。ついで、掘削部の応力(すなわち、ばねの力)を段階的に解放してトンネルの掘削の進行を模擬した。支保工の設置を模擬した要素の配置や切羽位置を想定した解放率 R の設定等には配慮しておらず、単なる力学的な解析として実施している。

図-5 に応力解放率 $R=92\%$ における鉛直変位 u_y と破壊の進展の様子を示した。図-6 には、図-4 と同寸法かつ同境界条件の有限要素解析例 (FEM 解析) を示した。FEM 解析には、解析ソフトウェア 2D-σ (地層科学研究所) を使用した。両図の比較より、2. に述べた解析法による変位分布および破壊域の分布状況は、FEM 解析結果と同様な傾向を示していると判断した。

図-7, 8 に、図-5 のトンネル中心を通る鉛直線上($x=0$)と、天端部を通る水平線上($y=60\text{m}$)にある質点の u_y を示す。これらの図より、

- ・天端部では沈下変位（鉛直下方への変位）、トンネル

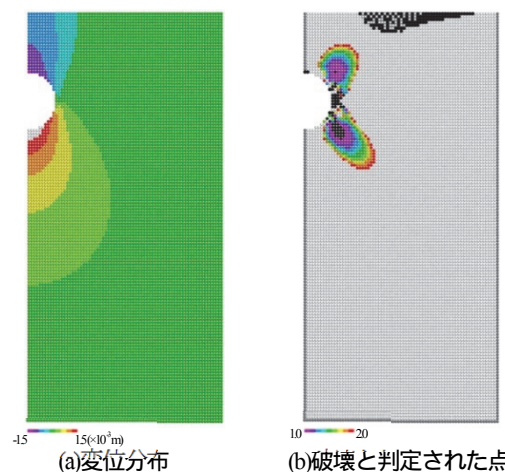


図-5 DLSM解析による変位図と破壊点の分布状況 ($R=92\%$)

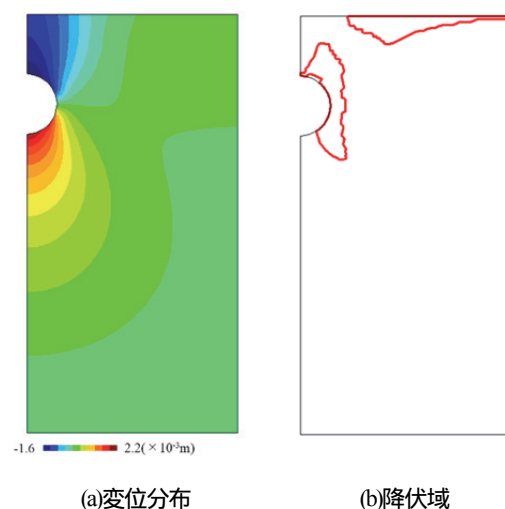


図-6 FEM解析による変位図と降伏域 ($R=94\%$)

インバート部の隆起変位（鉛直上方への変位）が認められること（図-7）

- ・ x 方向の沈下変位に注目すれば、 $x/D<1.5$ では沈下量が大きくなること（図-8）

が観察できる。図-5 および 6 に示した解放率 R における解析データ（質点位置、ばねに蓄えられている力）から徐々に応力解放率を大きくしていくと、FEM 解析では $R=95\%$ とした解析では、平衡状態を得ることが困難となった。この「困難」とは、この解放率に至るまでの解析では、数分程度の演算時間で図-5 のような結果が得られていたのに対して、数時間経過しても演算が終了しなかったということである。一方、DLSM 解析では、応力解放率を $R=94\%$ に高めて演算を開始したところ、図-9 に示すように破壊域が拡大した。この図では黒く塗りつぶした点が降伏規準を満足した、または、テンションカットが発生したことを表す。時刻 t を追った天端部の沈下変位の様子を、図-7, 8 に示した。これらによれば、

- ・ 0.2sec (20000 steps) 以降、天端部の沈下変位が急激に大

表-2 変位量に関する解析結果の比較

	$F(0, 50) - G(0, 60)$		$H(5, 55)(u_x)$	
	弾性	弾塑性	弾性	弾塑性
FEM d_f	3.22	3.72	0.086	-1.57
DLSM d_d	3.42	2.98	0.050	0.022

(FEM, DLSMの解析値はmmの表示, 弾性は $R=100\%$ 時の数値 弾塑性は $R=92\%$ 時の数値)

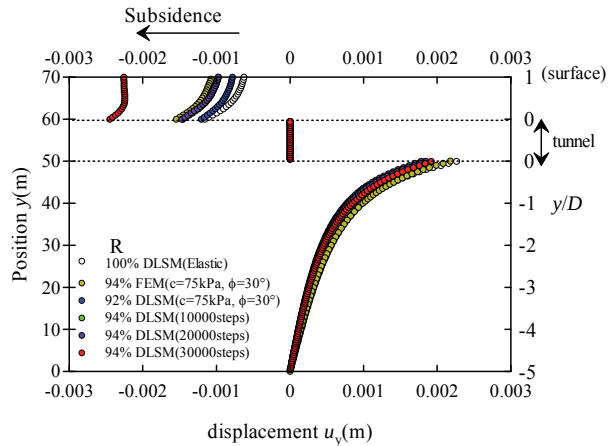


図-7 円孔中心を通る鉛直線($x=0$)上の鉛直変位分布

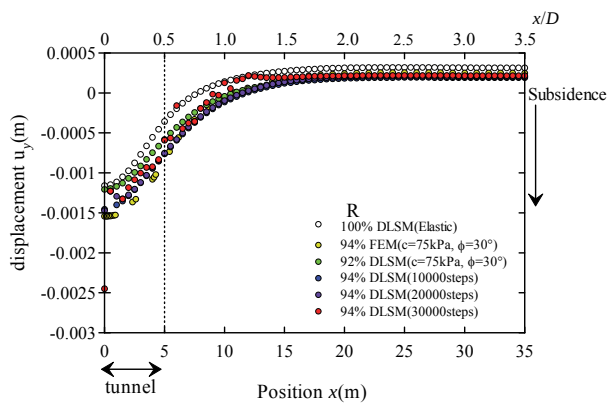


図-8 円孔上端を通る水平線($y=60$ m)上の鉛直変位分布

きくことになること

- ・そして、円孔内面と地表面の変位の差が小さくなっていること(図-7)
- ・円孔上端を通る線($y=60$)上の質点の沈下変位に注目すれば、 $x/D < 1.5$ で変動が目立つようになること(図-8, 30000steps)

が観察できる．以上より、本稿冒頭に述べた急激な地盤の不安定化に相当する結果と判断できる．この結果から、図-1の支持構造物への地圧と変位の関係に相当する曲線を描くとすれば、縦軸は(初期応力に対して)6%の地圧に対して、横軸の変位のみが急激に増大する様子が描かれることになる．表-2に点 $G(x, y)=(0, 50)$ と点 $F(0, 60)$ の間の鉛直距離の変化(天端と底壁中央の距離変化に相当)

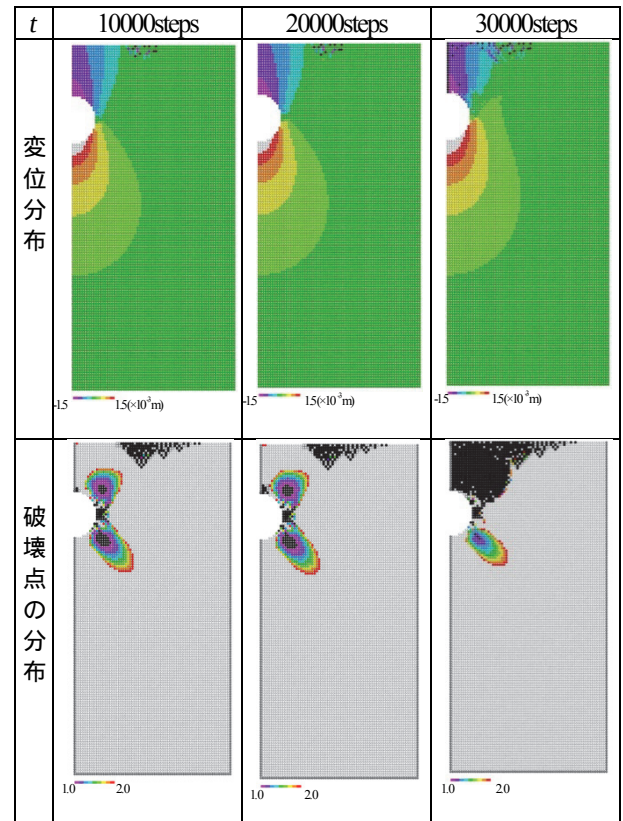


図-9 解放率94%としたときの変位分布と破壊点

(DLSM解析)

と点 $H(x, y)=(5, 55)$ の水平方向変位(側壁中央の側方変位に相当)を示した．この表に記載の数値において、「弾性」と記載する列の数値は完全掘削を表す $R=100\%$ であり、「弾塑性」と記載する列の数値はDLSM解析において静的安定状態の得られた $R=92\%$ の数値である．この表より、周辺地盤が流動化する直前の解析段階 $R=92\%$ の変位量は、 $R=100\%$ の弾性変位量に対して大きな差はなく、かつ、FEM解析、DLSM解析とも、 R の値を1ないし2%大きくすれば、収束計算が困難あるいは破壊域の急激な増大が生じている．なお、本稿に記載する解析において静的安定状態とは、既報²⁾と同様に(全質点の) Δu_t の平均値が、 g を重力加速度として $0.5g\Delta t^2/1000$ すなわち Δt あたりの自由落下距離の1/1000以下になることを基準としている．本解析において仮定した R の値の設定は任意のものであり、破壊域の発生が表示されて以降、 $\Delta R=2\%$ として解放率を増大させたものである．そして、図-5と図-9は安定状態から急激な破壊域の増大が見られた2例を示したにすぎない．従って、 R のわずかな増加を切羽距離の大小や地盤と支保工の相互作用の変化の考察に役立てる段階にないが、周辺地盤の大変形は突如として発生し、それを(いつ、どのように起きるかを)想定することは極めて困難であることが示されていると考えている．

4. まとめ

トンネルの掘削に際して、周辺地盤が耐荷能力を失い、大変形そして破壊が進行するとき、その範囲と速さについて、数値解析により表現した例を記載した。その例では、不安定化の影響が甚大であると考えられる土被りの小さいトンネルの例に絞り、地表面への影響も例示している。地盤の急激な不安定化に関して、(仮に、このような現象に何等かの前兆があるとして)「どのような計測を実施すべきなのか」といったことや、不安定化による影響範囲やその形態について、「どのような想定ができるのか」、といった情報を得ることが出来ないか、今後研究を進めていく予定である。

謝辞：本研究の一部は、科学研究費補助金（基盤研究(c)，No.17K06554，研究代表者：西村 強）の補助を受けて

実施している。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書[共通編]・同解説 [山岳工法編]・同解説，pp.73-74，2016。
- 2) 文村賢一，西村強，河野勝宣：岩質材料の変形と破壊の解析を目指した 3 次元格子ばねモデル，土木学会論文集 C (地圏工学)，第 73 巻，1 号，pp.11-22，2017。
- 3) 鷲津久一郎他編：有限要素バンドブック，II，応用編，pp.182-198，1992。
- 4) 材料学会岩石力学委員会編：岩の力学，丸善，pp.568-572，1992

(2018. 8. 10 受付)

NUMERICAL SIMULATION ON STRESS AND DEFORMATION AROUND TUNNEL EXCAVATION FACE USING LATTICE SPRING MODEL

Daisuke IWAMOTO, Ken-ichi FUMIMURA, Tsuyoshi NISHIMURA
and Masanori KOHNO

Excavation of a circular tunnel is simulated by a discrete lattice spring model. The effect of the proximity of the face is approximated by a fictive stress release from the initial value. The stress on each nodal point is illustrated as Mohr's circle together with the Mohr-Coulomb yielding criterion. All the stress levels should be either in/on the yield surface. This implies, from a numerical point of view, that no tunnel failure occurs, if the enough analytical area is prepared for the stress redistribution. In reality, however, a tunnel often fails, particularly a tunnel excavated in a ground of low strength. This is a 'paradox' of elasto-plastic tunnel analyses. This is a numerical trial to simulate the behavior of ground, if the tunnel fails.