

砂地盤の非線形性・構造異方性を考慮したトンネル掘削挙動予測手法の開発

NUMERICAL ANALYSIS OF TUNNELING TAKING INTO ACCOUNT THE PRESSURE-DEPENDENCY,
ANISOTROPY AND NON-LINEARITY OF STIFFNESS OF SAND

永井文男*・林 寛**・菅原俊幸***・田原直樹*

Fumio NAGAI, Hiroshi HAYASHI, Toshiyuki SUGAHARA and Naoki TABARA

For more efficient use of underground space in urban areas, tunnels close to existing important structures are increasingly constructed. This demands more accurate estimation of ground movement due to tunneling works and its unfavourable effect on the adjacent structures. In order to analyze the behaviour of sand ground due to tunneling in a more realistic manner, an analytical method was developed which takes into account the pressure-dependency, anisotropy and non-linearity of stiffness of sand.

It is demonstrated that this method can simulate laboratory model test results substantially better than the conventional linear elastic analysis method.

Keywords: numerical analysis, pressure-dependency, non-linearity, anisotropy, laboratory model test

1. まえがき

近年、都市部の地下空間利用の拡大に伴い、交通施設、ライフライン等の社会的に重要度の高い既設構造物に近接したトンネル施工が増加している。また、トンネル掘削に伴う既設構造物への影響を極力抑えることが要求されるケースも増えてきている。したがって、これらの既設構造物の安定性評価に際しては、従来にましてその事前解析の精度向上が要求されている。現状の予測解析手法では、実用上地盤を剛性が拘束圧に依存しない線形弾性体としてモデル化した有限要素法（線形解析）が多く用いられている。しかしながら、地盤は、剛性が拘束圧に依存し、ひずみレベルに依存した非線形性を呈し、また、構造異方性を持つ材料¹⁾である。したがって、予測解析の精度の向上を図るためには、これらの地盤の剛性の拘束圧依存性、非線形性及び構造異方性を考慮した地盤モデルを用いる必要がある。

筆者らは、せん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係として従来よく用いられる双曲線モデルでは微小ひずみから大ひずみにわたっての土の非線形性の近似度が充分でないことから、砂、礫を対象とした室内せん断試験結果をもとに、ひずみレベルに応じた土の非線形性を精度良く表現できる構成モデル^{2) 3)}を既に提案している。既提案モデルは、初期せん断剛性 G_0 、せん断強度 τ_f 、材料特性（粒度組成、粒子形状等）に依存するパラメータを用いることにより、土の非線形性に与える影響因子の内で、地盤の間隙比、拘束圧の影響を取り入れてせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係を定式化しているところに特徴がある。

* 正会員 鹿島技術研究所 研究員

** 正会員 Ph.D 鹿島技術研究所 主任研究員

*** 正会員 鹿島技術研究所 主任研究員

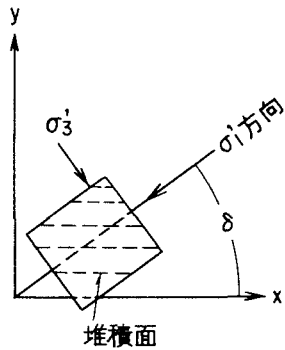
今回、既提案モデルをもとに地盤の構造異方性を考慮し、さらにK。状態にある地盤に適用できるように拡張した新しいモデルを開発した。本論文では、この新しいモデルの概要及び土被り5D（D：トンネル径17cm）の単線トンネルを対象とした掘削模型実験の解析例をもとに本モデルの有用性について述べる。

2. 提案モデルの概要

2.1 砂のせん断応力～せん断ひずみの定式化

2.1.1 砂の構造異方性の考慮

砂は、堆積面と主応力 σ_1' の作用方向とのなす角度 δ （図－1 参照）によって、その強度・変形特性が異なることが、各種室内せん断試験より確かめられている。すなわち、せん断応力 τ （ $= (\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ ）とせん断ひずみ γ （ $= \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ ）の関係は δ によって変化する。龍岡らは、緩い豊浦標準砂の平面ひずみ試験結果より、内部摩擦角 ϕ に対する δ の影響¹⁾を(1)式のように評価した。



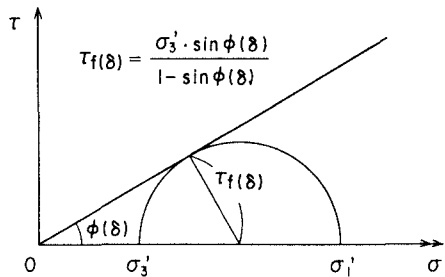
図－1 δ の定義

$$\phi(\delta) / \phi(\delta = 90^\circ) = \begin{cases} 1.0 - 4.18 \times 10^{-5} (\delta - 90)^2 & (\delta = 34^\circ \sim 90^\circ) \\ 0.9 - 3.33 \times 10^{-5} \times \delta^2 & (\delta = 0^\circ \sim 34^\circ) \end{cases} \tag{1}$$

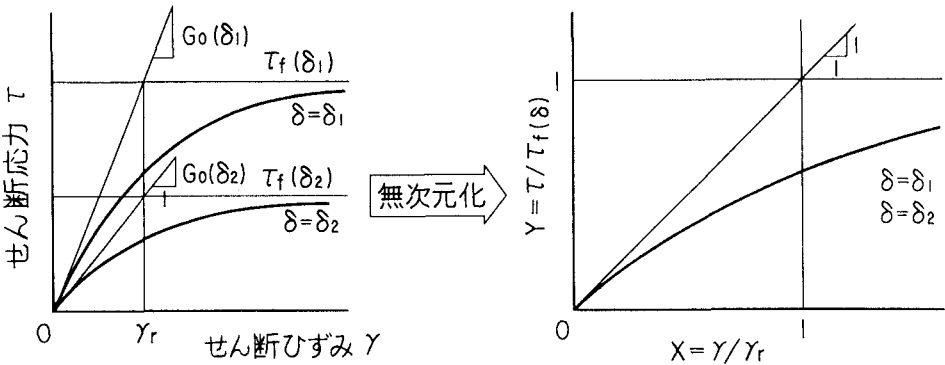
この結果を利用すれば、地盤のせん断強度 $\tau_f(\delta)$ は、図－2に示すように(2)式で定式化できる。

$$\tau_f(\delta) = \{ \sigma_3' \cdot \sin \phi(\delta) \} / \{ 1 - \sin \phi(\delta) \} \tag{2}$$

また、初期せん断剛性 G_0 に及ぼす δ の影響⁴⁾は、せん断強度 τ_f に対する δ の影響とほぼ相似であると仮定した⁵⁾。したがって、砂の $\tau \sim \gamma$ 関係を τ_f 及び基準ひずみ γ_r （ $= \tau_f / G_0$ ）でそれぞれ無次元化すれば、 Y （ $= \tau / \tau_f$ ） $\sim X$ （ $= \gamma / \gamma_r$ ）の関係は、図－3に示すように δ によらないユニークな関係に集約される。著者らは、微小ひずみから大ひずみまでの $Y \sim X$ の関係を精度よく表現するため、従来良く用いられている双曲線モデルを一般化して、(3)式のように定式化した²⁾。



図－2 $\tau_f(\delta)$ の定義



図－3 せん断応力 τ ～せん断ひずみ γ の無次元化

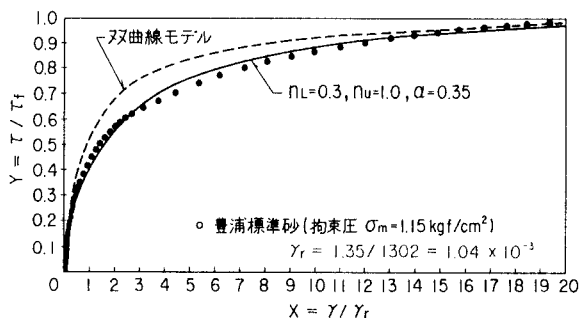


図-4 既提案モデルの応力～ひずみ関係

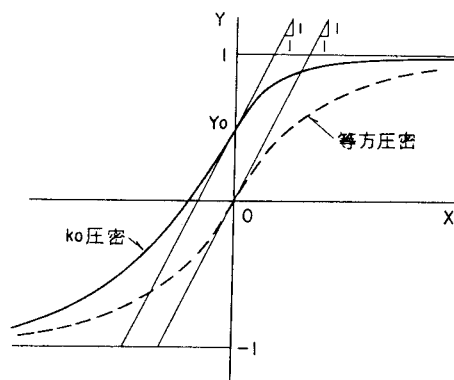


図-5 K_0 圧密状態の $Y \sim X$ の関係

$$Y = g(X) = e^{-\alpha \cdot X} \cdot f(X, n_L) + (1 - e^{-\alpha \cdot X}) \cdot f(X, n_U) \quad (3)$$

$$\text{ただし } f(X, n) = \frac{2/n \cdot (X+1)^n - 1}{2/n \cdot (X+1)^n + 1}$$

ここで、 n_L 、 n_U 、 α は砂の $\tau \sim \gamma$ 関係の非線形性を精度よく表現するために付加したパラメータである。 $n_L = n_U = 1$ のとき、双曲線モデルに帰着する。このうち、 n_L 、 n_U は粒度分布等によらず、ほぼ、 $n_L = 0.3$ 、 $n_U = 1.0$ とみなせる³⁾。一方、 α は粒度分布に依存するパラメータである。図-4に示すように、豊浦標準砂⁶⁾の場合、 $\alpha = 0.35$ と設定すれば双曲線モデルに比べ、 $\tau \sim \gamma$ 関係を極めて精度よく表現することができる。

2.1.2 K_0 圧密状態への拡張

(3)式で示した砂の $\tau \sim \gamma$ 関係は、等方圧密状態からせん断応力 τ が作用した場合の定式化であり、(3)式を K_0 圧密された実地盤にそのまま適用することはできない。一般に、異方圧密された供試体の初期せん断剛性 G_0 は、等方圧密された供試体の初期せん断剛性 G_0 にほぼ等しい⁵⁾。そこでこの点を考慮し、図-5に示すように(3)式の原点を $(0, Y_0)$ (ここに、 $Y_0 = \tau_s / \tau_f$ 、 τ_s : 初期せん断力)に移動し、 $(0, Y_0)$ の点における勾配が1になるように、以下のような変換を行なった。なお、 $Y_0 = 0$ のとき(4)式は(3)式と一致する。

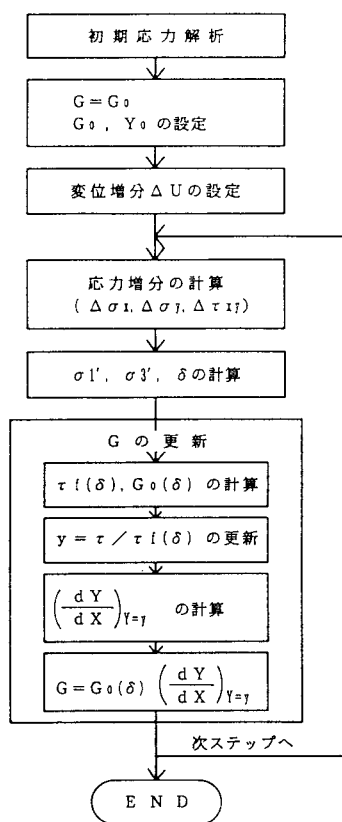
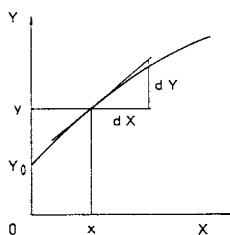


図-6 解析フロー

$$Y = Y_0 + (1 - \text{SIGN}(X) \cdot Y_0) \times g\{X / (1 - \text{SIGN}(X) \cdot Y_0)\} \quad (4)$$

ここに $X \geq 0$: $\text{SIGN}(X) = 1$, $X < 0$: $\text{SIGN}(X) = -1$

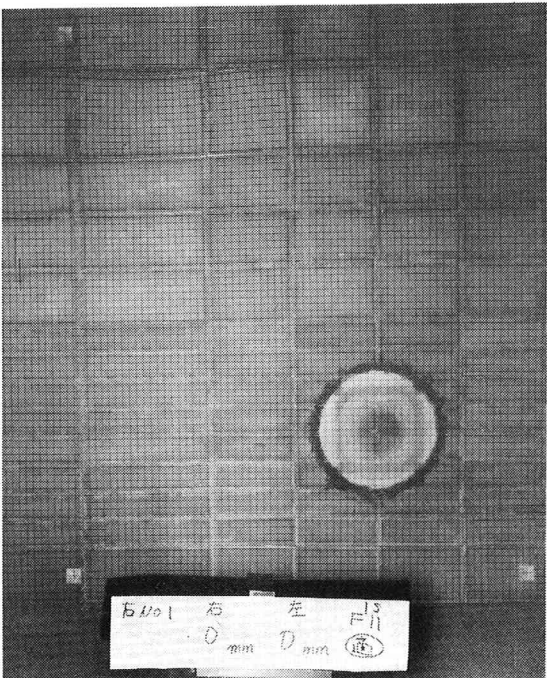
2.2 解析フロー

図－6 に新しい提案モデルの強制変位法による解析フローを示す。解析手順は、まず、地盤の初期応力を求め、次にその点を出発点として、強制変位量を分割して設定した変位増分 ΔU ごとに、逐次せん断剛性 G を更新して非線形弾性解析を実施した。その際、せん断剛性 G の評価は以下手順で行なった。計算された主応力 σ_1' 、 σ_3' 及び δ より $\tau_f(\delta)$ 、 $G_0(\delta)$ が求まり、計算された $Y \sim X$ 曲線上の現在座標 (x, y) が計算される。この (x, y) 点の接線勾配 $(dY/dX)_{Y=y}$ より、次の計算ステップに用いるせん断剛性 $G (= G_0(\delta) \cdot (dY/dX)_{Y=y})$ を評価する。

3. 解析例

3.1 トンネル掘削実験の概要

トンネル掘削実験の対象試料は、5号硅砂（粒子比重 G_s 2.69、平均粒径 0.32mm、均等係数 U_c 2.1、細粒分 0%）を用いた。模型地盤は、自由落下装置を用いて落下高を 50cm に調整して、多重フルイを介した自由落下法により作成した。作成した地盤は、相対密度 $D_r = 50\%$ の均一な地盤である。写真－1 に、トンネル掘削実験装置を示す。本実験は、土被り 5D（D：トンネル径 17cm）の単線トンネルの掘

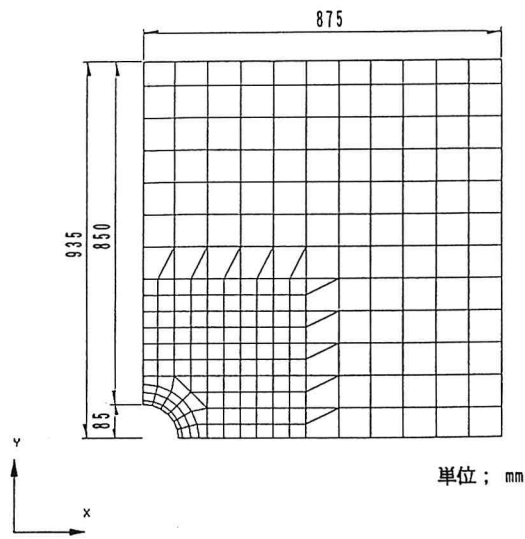


表－1 入力物性一覧表

	CASE-1	CASE-2
線形性	線形	非線形
構造異方性	考慮せず	考慮
単位体積重量 γ_t (t/m ³)	1.59	1.59
変形係数 E (kgf/cm ²)	50.0	—
ポアソン比 ν	0.30 (0.355)*	0.30 (0.355)*
初期せん断剛性 G_0 (kgf/cm ²)	—	$100 \sqrt{\sigma_3}$
N _I	—	0.30
N _{II}	—	1.00
α	—	0.20
内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$	—	37.5
粘着力 C (kgf/cm ²)	—	0.00

* 初期応力解析時のポアソン比

写真－1 トンネル模型実験装置



図－7 解析断面

削を、トンネル覆工面を半径方向に最大5mm収縮させることにより、シミュレートしたものである。トンネル半径の収縮ピッチ0.05mmごとにトンネル模型に設置した土圧計により土圧を測定した。また、トンネル周辺地盤の変形は、土槽前面の強化ガラスにはりつけた格子付きのメンブレンを写真撮影し、画像処理により求めた。なお、メンブレンとガラス面の間には、シリコンオイルを塗り摩擦を除去した。

3.2 解析条件

本提案モデルの有用性を比較検討するために、線形解析(CASE 1)・剛性の拘束圧依存性と非線形性及び構造異方性を考慮した解析(CASE 2)を実施した。解析断面は図-7に示すように、水平及び鉛直ローラーを有する1/4断面とした。対象試料の入力物性は、物理試験、三軸圧縮試験、K₀圧密試験等の各種室内試験結果から、表-1に示した物性を用いた。なお、初期せん断剛性G₀は、種々の評価式が提案されているが、本実験のような0.2kgf/cm²以下の極低拘束圧下の物性に適用できる評価式がないことから、模型地盤の作成方法及び土被り(1m程度)がほぼ等しい国生らの土槽実験⁷⁾の結果を参考にして、 $G_0 = 100 \cdot \sigma_m^{0.5}$ として評価した。

3.3 解析結果

まず、実験と解析の地盤変状について述べる。図-8にトンネル天端直上の地中鉛直変位分布を示す。トンネル直上では、トンネルの変形に伴い主応力が鉛直方向から変化する(水平方向に近くなる部分がある)。線形解析(CASE 1)よりも、非線形解析(CASE 2)の方がトンネル近傍の鉛直変位量が実測値とよく対応している。このことは、トンネル近傍のせん断ひずみの増加に伴うせん断剛性の低下現象を、本非線形解析では比較的良好に再現していると考えられる。また、図-9に地表面沈下分布を示す。実験では地表面沈下は、トンネル中心から3~4D程度の範囲に集中して起こるが、線形解析ではその分布はほぼ一様で、沈下の集中を全く表現することはできない。非線形解析は、実験結果をある程度表現しているが、十分には再現できていない。この一つの要因として、地盤の変状が大きくなると、地盤中にせん断層が形成されるが、本提案モ

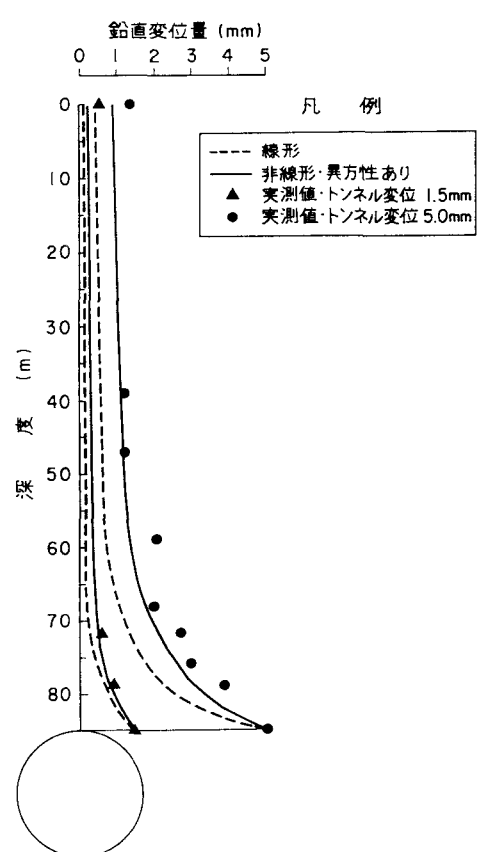


図-8 トンネル天端直上の地中変位分布

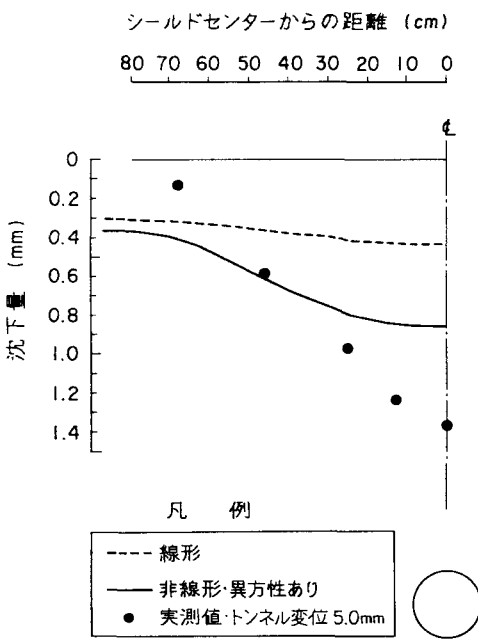


図-9 地表面沈下分布図

デルでは、このせん断層の挙動を正確に表現することが難しい点が挙げられる。

次に、実験と解析の覆工面に作用する土圧について述べる。トンネルの半径収縮量と天端付近の覆工面に作用する土圧の関係を図-10に示す。線形解析(CASE 1)においては、トンネル収縮量が0.2mmを越えると、要素に引張り力が働く。したがって、強制変位を入力する場合は、線形解析で計算された応力をよく吟味する必要がある。一方、非線形解析(CASE 2)においては、要素が破壊するとせん断応力が増加しないので、作用土圧はある一定値になる。この値はせん断強度 τ_i で規定されるものであり、今回は、掘削によって主応力が大きく回転し、砂の構造異方性の影響を顕著に受

けるトンネル直上の作用土圧の実験値と解析値がよく一致している。以上のことから、本解析では従来の線形解析よりもはるかに現実的な解析が可能であると言える。

4. おわりに

単線トンネルを対象とした掘削模型実験の線形解析及び剛性の拘束圧依存性と非線形性及び構造異方性を考慮した解析を行った。その結果、線形解析では、地盤の変形及び応力状態を再現できないのに対し、非線形解析では、砂の構造異方性を考慮する必要があるトンネル直上の地盤変形及び応力状態をよく表現することができ、本モデルの有用性が確認できた。今後は、砂の極低拘束圧下の室内試験を実施して、本提案モデルの適用性をさらに詳細に検討していく予定である。なお、室内実験及び画像処理に当たり、東京大学生産技術研究所龍岡教授をはじめとする龍岡研究室の皆様にご指導頂き、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 龍岡, プラダン: 各種せん断試験による砂の内部摩擦角, 土と基礎, Vol. 35, No. 12, pp55 ~ 67, 1987
- 2) 林, 菅原: 土の非線形応力-ひずみモデルに関する研究, 鹿島建設技術研究所年報, No38, pp155 ~ 160, 1990
- 3) 林, 菅原: 土の非線形応力-ひずみモデルに関する研究(その2), 鹿島技術研究所年報, No39, pp181 ~ 186, 1991
- 4) J. Dong, Tatuoka, F.: Shear Modulus and Poission's Ratio of Wet-Tamped Sand at Small Strain, 第26回土質工学研究発表会, pp499 ~ 502, 1991. 6
- 5) Mohammed S. A., Tatuoka F.: A Stress-Strain Relation of Toyura Sand, 生産研究投稿中
- 6) 龍岡, 渋谷: 室内試験法, 土と基礎, Vol. 37, No. 12, pp33 ~ 37, 1989
- 7) 国生, 岩楯: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, No. 285, pp57 ~ 67, 1979. 5

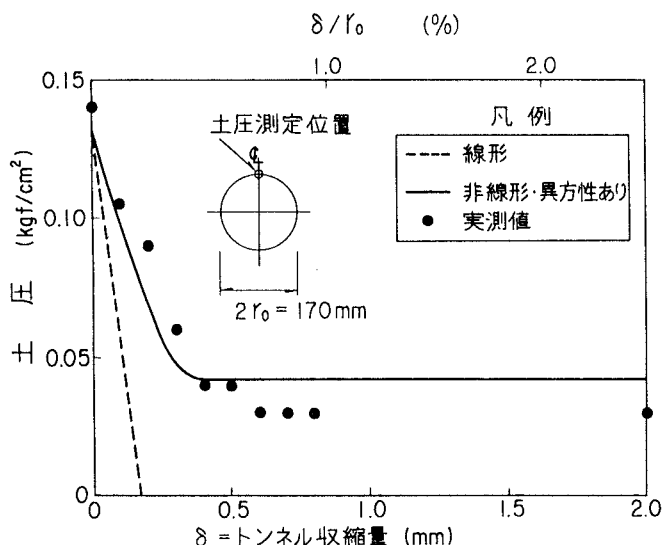


図-10 トンネル変位と土圧の関係