

吹付けコンクリートの剛性変化と支保-地山間の滑りを考慮した三次元逐次掘削解析

小池真史¹・田口敬介²・青木智幸¹・大島基義³・田村 武⁴

¹正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
E-mail:koike-m@ce.taisei.co.jp

²西日本高速道路株式会社 関西支社 枚方工事事務所 (〒573-0023 大阪府枚方市東田宮2-6-1)

³正会員 大成建設(株)・(株)間組・(株)福田組 小路トンネル工事特定建設工事共同企業体
(〒572-0840 大阪府寝屋川市太秦桜が丘34-14)

⁴フェロー 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C-1)

本論文では、トンネル掘削時の支保工と地山の境界面における滑りや剥離等の現象、および吹付けコンクリートの弾性係数が材齢によって変化する現象に着目し、これらの現象が支保工に発生する応力に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。そこで、これらの現象を再現できる三次元逐次掘削解析を実施し、4連めがねトンネルという特殊な構造のトンネル施工における計測結果と比較することにより、解析手法の妥当性について検討を行った。

Key Words : 3D analysis, binocular tunnels, support, slip, hardening of shotcrete

1. 序論

山岳トンネルの支保工の設計は、①標準設計の適用、②類似条件での設計の適用、③解析的手法の適用、の3種類の方法が一般的に用いられる。解析的手法は、都市部等の特殊な地山条件、または掘削断面が特殊な形状となる場合等の類似事例が少ないなどの場合に適用され、一般には、地山、支保工および補助工法をそれぞれモデル化した有限要素法が用いられる。また、従来は二次元解析が主流であったが、近年の計算機の発展等により、地質構造や施工方法等に関して実際のトンネル施工に近い条件を再現することが可能な三次元解析も用いられるようになってきた。解析的手法によるトンネル掘削時挙動の予測精度が向上すれば、合理的な支保パターンの設定や、周辺への悪影響を抑制するための適切な対策工法の選定に繋がると考えられる。

一般に、二次元の有限要素法では、地山を平面ひずみ要素、支保をビーム要素でモデル化することが多く、支保と地山は常に密着した状態にある。すなわち、掘削に伴う支保と地山の变形が不連続になることはないため、一般的な有限要素法では、これらの境界面における滑りや剥離などの現象を再現することはできない。しかし、地質条件や施工条件によっては、掘削時に支保と地山の境界面で滑りが生じ、支保の安全性や周辺地山の安定性

に大きな影響を及ぼす可能性も想定される。したがって、トンネル掘削時の挙動を正確に予測するためには、支保と地山の境界面の挙動を考慮することが不可欠になる場合があると考えられる。

一方、支保部材の1つである吹付けコンクリートは、吹付け直後から掘削に伴う荷重を受けるといった特徴を有するため、その弾性係数は弱材齢時の値を採用することが一般的である。しかし、めがねトンネルや併設トンネルにおいて、先進トンネルの近傍を後進トンネルが通過する時には、先進トンネルの吹付けコンクリートは、十分に硬化していると考えられる。また、上半切羽と下半切羽が離れている場合、下半掘削時の上半吹付けコンクリートも十分に硬化している。したがって、施工時の支保応力を正確に評価するためには、吹付けコンクリートの材齢に伴う弾性係数の変化を考慮することが重要であると考えられる。

以上のような背景から、本論文では、吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化、および、滑りや剥離といった支保と地山間の境界面における挙動を再現できる三次元逐次掘削解析を実施し、これら2種類の現象が支保応力に及ぼす影響について分析を行った。さらに、4連めがねトンネルという非常に特殊な構造を有する小路トンネルの施工で得られた計測結果を用いて、新たに実施した解析手法の適用性を検討した。

2. 4連めがねトンネルの概要

(1) 施工概要

小路トンネルは、図-1 に示すように、4 本の本坑トンネル（自動車専用道路部：2 本、 $A=170\text{m}^2$ 、一般国道部：2 本、 $A=85\text{m}^2$ ）がそれぞれつながった形状をしている。本坑トンネル間に設置されている 3 本のセンターピラーは、本坑トンネルの掘削に先立って掘削される導坑（3 本、 $A=40\text{m}^2$ ）内部に、SRC 構造として構築される。このセンターピラーは、本坑の一次支保のみを支える構造とするために、二次覆工とは分離された構造を採用している。

本トンネルは、粘性土層・砂質土層・砂礫土層が互層状の未固結堆積物からなる大阪層群に位置し、土被りが最大で約 10m と小さく、住宅が近接している。このような背景から、出来る限り民地部の沈下を抑制するために、①地中連続壁工、②地盤改良工、③長尺先受け工を

採用してトンネル周辺地山を補強した後に、トンネル掘削を実施することとした。

図-2 は、上記工法の施工位置および範囲を示しており、トンネル全長は大きく 3 区間に分けられており、発進側から順に、①地盤改良区間、②AGF 区間、③開口部山留め対策区間となっている。

まず、地盤改良区間は、土被りが非常に小さく、かつ、軟弱な沖積土層がトンネル断面内に現れることから、地盤改良の範囲がトンネル上半まで適用されている区間である。次に、AGF 区間は、掘削時の天端崩落を防ぐために、地盤改良の代わりに注入式長尺鋼管先受け工が採用されている区間である。地盤改良区間と AGF 区間の間は遷移区間であり、発進側から見て、左半分が地盤改良区間の対策と同一で、残り半分が AGF 区間の対策と同一である。最後に、開口部山留め対策区間は、本トンネルが到達する開口部の山留めを補強する目的で、トンネル下端まで地盤改良が適用されている区間である。

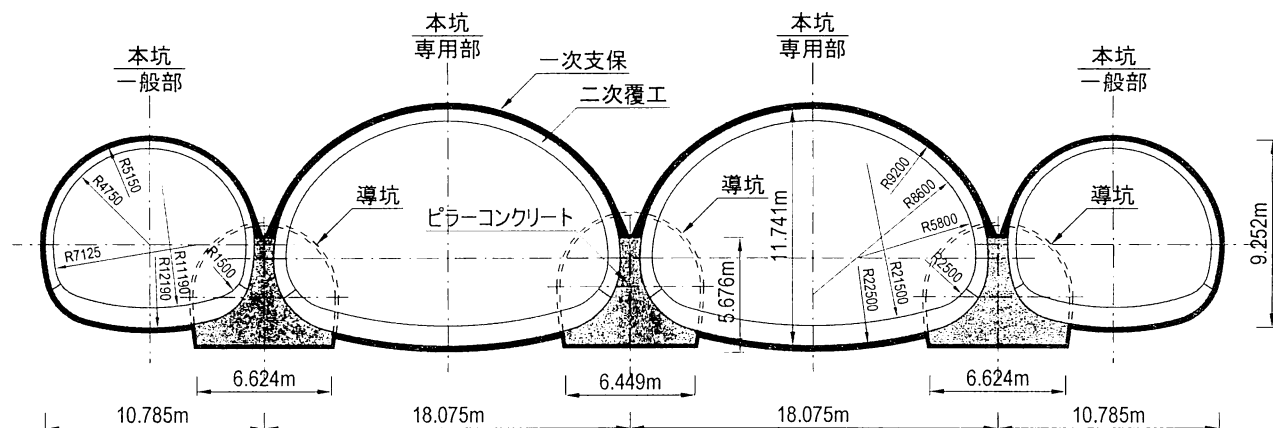


図-1 小路トンネル標準断面図

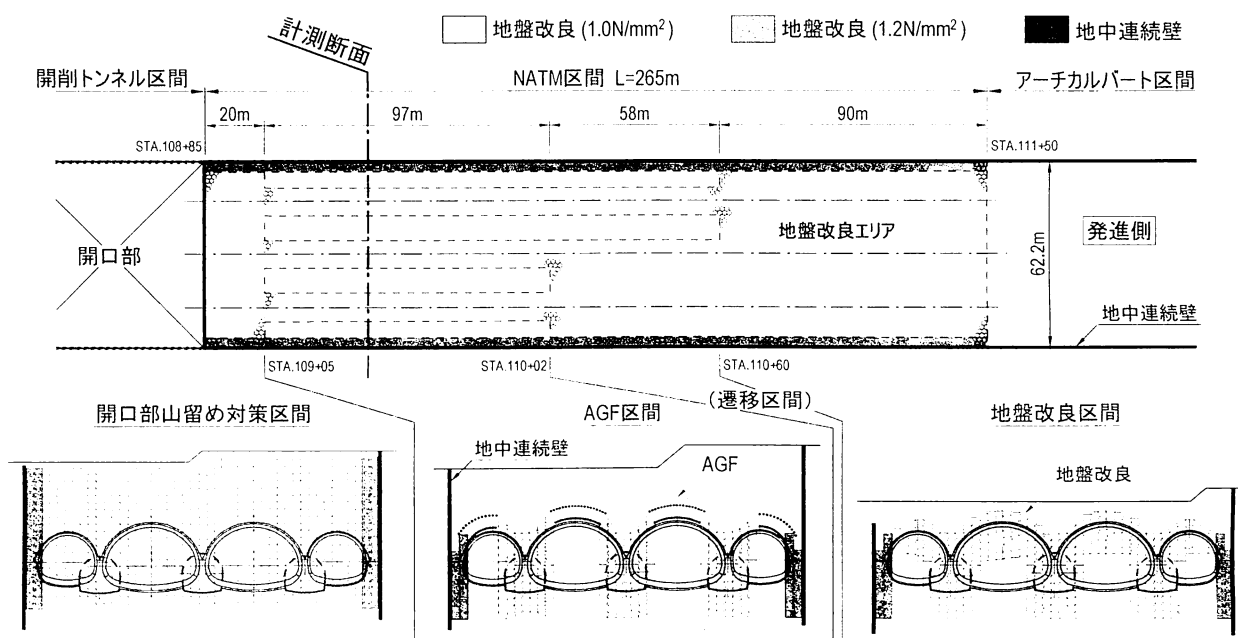


図-2 地表面沈下対策工法施工概要図

(2) 施工手順

地中連続壁工および地盤改良工の完了後、まず3本の導坑を並行して掘削し、掘削完了後、導坑内にセンターピラーを構築する。次に、4本の本坑のうち、隣り合わない2本のトンネル（先進坑）の掘削を同時に開始し、上半を150m掘削した時点で残り2本のトンネル（後進坑）の掘削を開始する。また、覆工コンクリートについては、後進坑掘削の影響が無くなった時点で打設する。

3. 予測解析と計測結果の比較

(1) 予測解析¹⁾

一般に、トンネル掘削を実施するためには、掘削に伴

う地盤の安定性やトンネルの変形挙動を事前に把握し、施工管理にあたる必要がある。本トンネルは、土被りも小さく、トンネルの近傍に民家が位置するという厳しい条件下での施工であったため、トンネルの変形挙動等を正確に予測する必要があった。そこで、複雑な施工手順を忠実に再現できる三次元掘削解析を実施した。また、本坑掘削に関しては、上下半切羽の離れや先進坑切羽と後進坑切羽の離れなど、4本のトンネルの掘削手順も忠実に再現している。以下に、解析条件を示す。

a) 解析コード

FLAC3D version 2.1 (有限差分法)

b) 三次元解析モデル

図-3 に三次元解析モデル図を示す。モデル化においては、地表面形状、地層境界面、軟弱層（沖積粘性土）

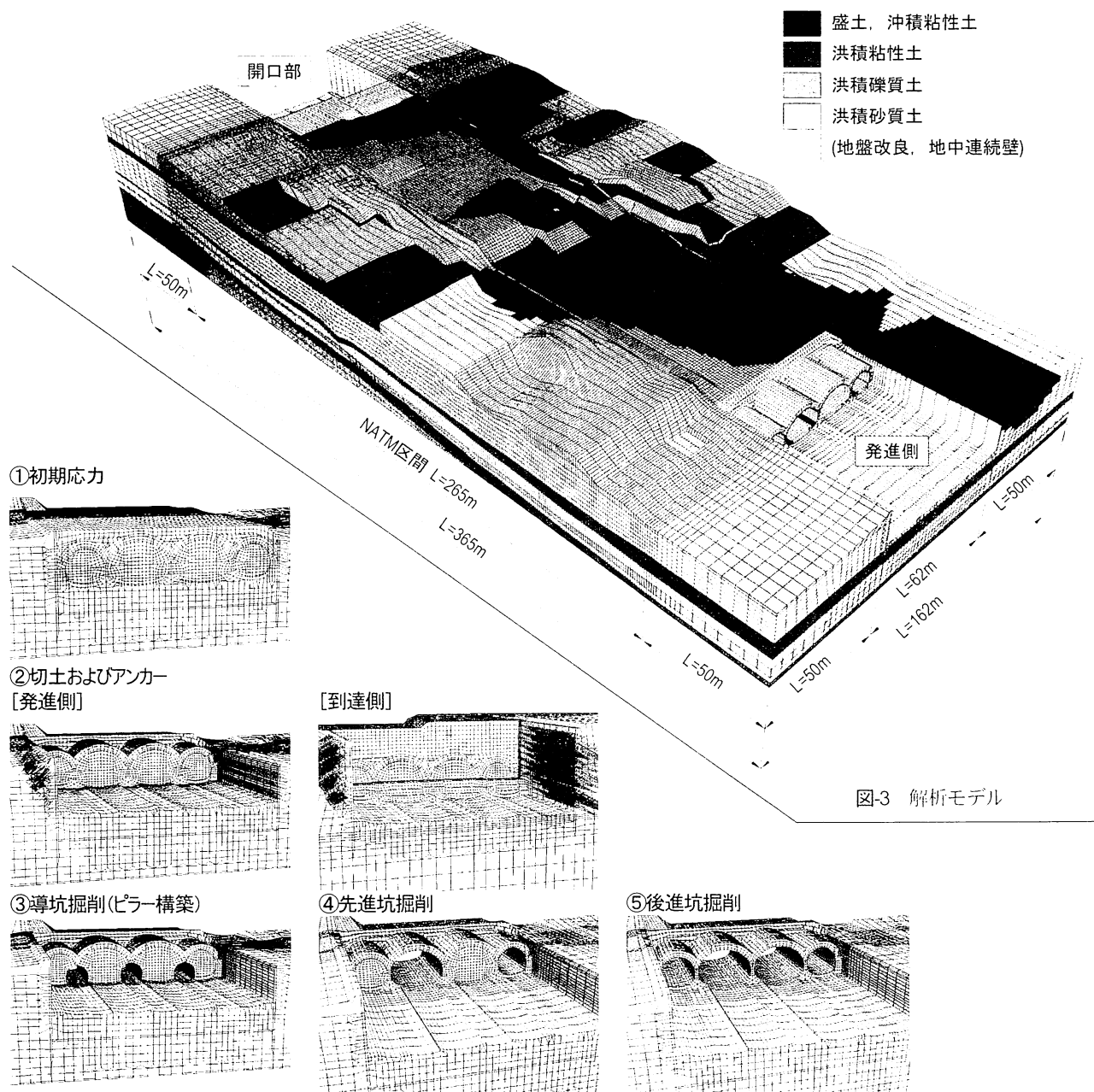


図-3 解析モデル

図-4 解析ステップ

の分布等の三次元地質構造を忠実に反映した。また、トンネル、地中連続壁および地盤改良の位置関係を三次元的に組み込んだ。

c) 地山モデル (表-1参照)

地山はソリッド要素を用い、Mohr-Coulomb の破壊規準に基づく完全弾塑性体とした。各層における地盤の物性値は地質調査結果により設定した。

d) 支保モデル (表-2参照)

地中連続壁は、ソイルセメントと芯材の曲げ剛性および軸剛性の特徴を考慮し、それらを合成したソリッド要素としてモデル化した。

導坑の支保部材は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の曲げ剛性および軸剛性の特徴を考慮したシェル要素とした。曲げ剛性は、コンクリートの曲げ剛性を無視して、鋼製支保工の曲げ剛性と等価にした。一方、軸剛性は、吹付けコンクリートの軸剛性と鋼製支保工の軸剛性を足し合わせた。

本坑の支保部材は、導坑支保よりも厳密にモデル化するために、吹付けコンクリートと鋼製支保工を別々にモ

デル化した。吹付けコンクリートはソリッド要素でモデル化することで、掘削荷重がセンターピラーへ面的に伝達されるようにした。鋼製支保工はビーム要素でモデル化し、吹付けコンクリートをモデル化したソリッド要素中に設置した。また、ピラーコンクリートはソリッド要素でモデル化した。

e) 解析ステップ

図-4に解析ステップ図を示す。

(2) 計測結果との比較

本論文では、図-2 に示した計測断面 (AGF 区間) の支保応力について詳しく述べる。なお、地表面沈下、トンネルの変形量およびセンターピラーに発生する応力等については、別報²⁾で示した。

a) 先進坑

図-5に、先進坑の支保部材の応力分布を示す。

計測結果では、吹付けコンクリートおよび鋼製支保工とも、先進坑掘削時には天端から脚部に向かって圧縮応力が增大していき、脚部の応力が最も大きい分布状況と

表-1 地盤の解析用物性値

地 層 名		記号	代表N値	単体重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
盛土層		B	10	18.0	5 000	0.3	0.0	27.0
沖積粘性土層		Ac	4	19.0	2 000	0.4	25.0	0.0
段丘 層	礫質土	Dg	17	19.5	11 900	0.3	0.0	31.0
	粘性土	Dc	12	18.0	8 400	0.4	120.0	0.0
大阪 層群	粘性土	Oc2	10	17.0	16 000	0.4	100.0	0.0
	砂質土	Os'	40	20.0	38 000	0.3	0.0	39.5
	砂質土	Os2	40	20.0	38 000	0.3	0.0	39.5
	礫質土	Og1	43	21.0	40 850	0.3	0.0	40.4
	粘性土	Oc3	18	17.5	28 800	0.4	200.0	0.0
	砂質土	Os3	46	20.0	43 700	0.3	0.0	41.3
	礫質土	Og2	49	21.0	46 550	0.3	0.0	42.1
	砂質土	Os4	45	20.0	42 750	0.3	0.0	41.0
	粘性土	Oc4	28	18.0	44 800	0.4	180.0	0.0

表-2 支保部材の解析用物性値

支保部材	要素種別	弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)	ポアソン比	備 考
導坑 支保	シェル要素 (合成)	8.47E+06	1.69E-01	1.62E-05	—	設計基準強度 18N/mm ² H-150
専用部 吹付けコンクリート	ソリッド要素	6.00E+06	(t=250mm)	—	0.2	設計基準強度 36N/mm ²
専用部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	6.35E-03	4.72E-05	—	H-H200
一般部 吹付けコンクリート	ソリッド要素	4.00E+06	(t=200mm)	—	0.2	設計基準強度 18N/mm ²
一般部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	3.97E-03	1.62E-05	—	H-150
地中連続壁	ソリッド要素 (合成)	3.63E+06	—	—	0.3	設計基準強度 0.5N/mm ² I-400×200
ピラーコンクリート	ソリッド要素	2.80E+07	—	—	0.2	設計基準強度 30N/mm ²
エアモルタル	ソリッド要素	1.50E+05	—	—	0.3	設計基準強度 1.0N/mm ²
地盤改良土	ソリッド要素	(弾性係数は設計基準強度の 150 倍)			0.2	
AGF 鋼管	ビーム要素	2.00E+08	2.04E-03	3.00E-06	—	
AGF(改良体)	ソリッド要素	1.00E+05	—	—	0.3	

なっている。後進坑掘削時には、全体的に応力が増大する傾向があり、特に脚部の応力増加が顕著である。

計測結果と予測解析結果を比較すると、先進坑掘削時の専用部吹付けコンクリートは、ほぼ同じ応力となっているのに対して、鋼製支保工応力の解析値は、計測値の2倍程度となっている。したがって、掘削に伴う荷重について、鋼製支保工が負担する分を解析上過大に評価しており、吹付けコンクリートと鋼製支保工の負担比率を適切に評価できていないと考えられる。

後進坑掘削時の吹付けコンクリート応力に関して、解析値は15%程度の増加であるのに対して、計測値は2倍程度となっている。また、先進坑一般部の鋼製支保工応力に関して、予測解析では、後進坑掘削によって後進坑側から押されるために、後進坑側肩部の内空側縁応力が2倍程度増大するような現象が見られるが、計測結果では肩部よりも脚部の応力増加の方が顕著である。このように、予測解析では、後進坑掘削に伴って先進坑支保の応力が増大する現象を正確には再現できていない。

b) 後進坑

図-6 に、後進坑の支保部材の応力分布を示す。計測結果では、一般部吹付けコンクリートを除いた支保部材（吹付けコンクリートおよび鋼製支保工）については、先進坑掘削時と同様に、天端から脚部に向かって圧縮応力が増大していき、脚部の応力が最も大きい分布状況となっている。予測解析結果でも同様の傾向となっているが、解析値は計測値の2倍程度である。

後進坑掘削に伴って発生する荷重は、先進坑支保、後進坑支保および地山により負担される。なお、ここで言う支保とは、吹付けコンクリートと鋼製支保工を合わせたものを意味する。計測結果において、後進坑掘削に伴う先進坑支保の増分応力と後進坑支保の応力に関して、専用部同士および一般部同士を比較すると、鋼製支保工については同程度であるのに対して、吹付けコンクリートでは、先進坑の応力の方が大きくなっている。したがって、先進坑支保は、後進坑掘削に伴う荷重を後進坑以上に負担していると考えられる。一方、予測解析では、

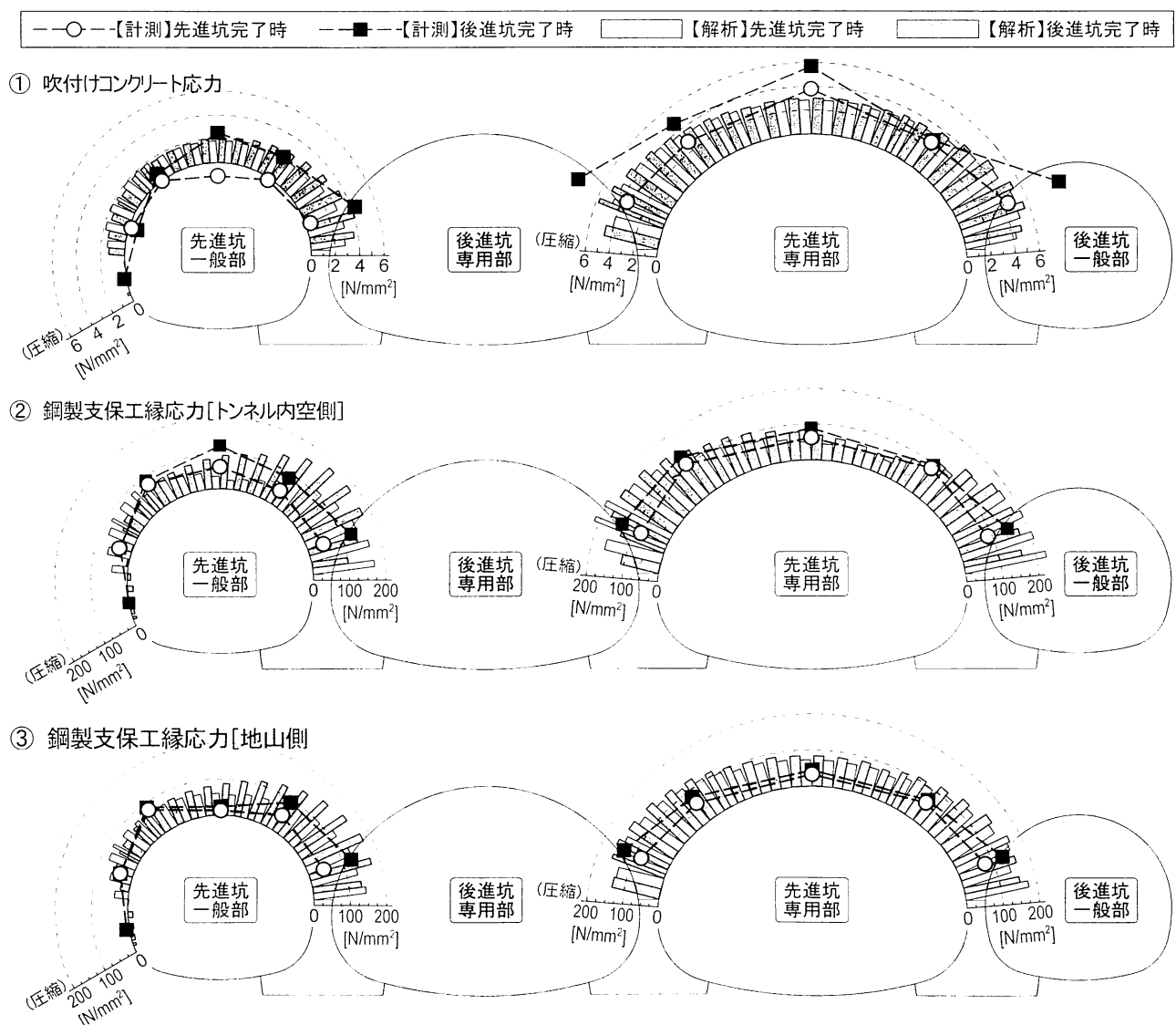


図-5 先進坑支保の応力分布（予測解析と計測結果の比較）

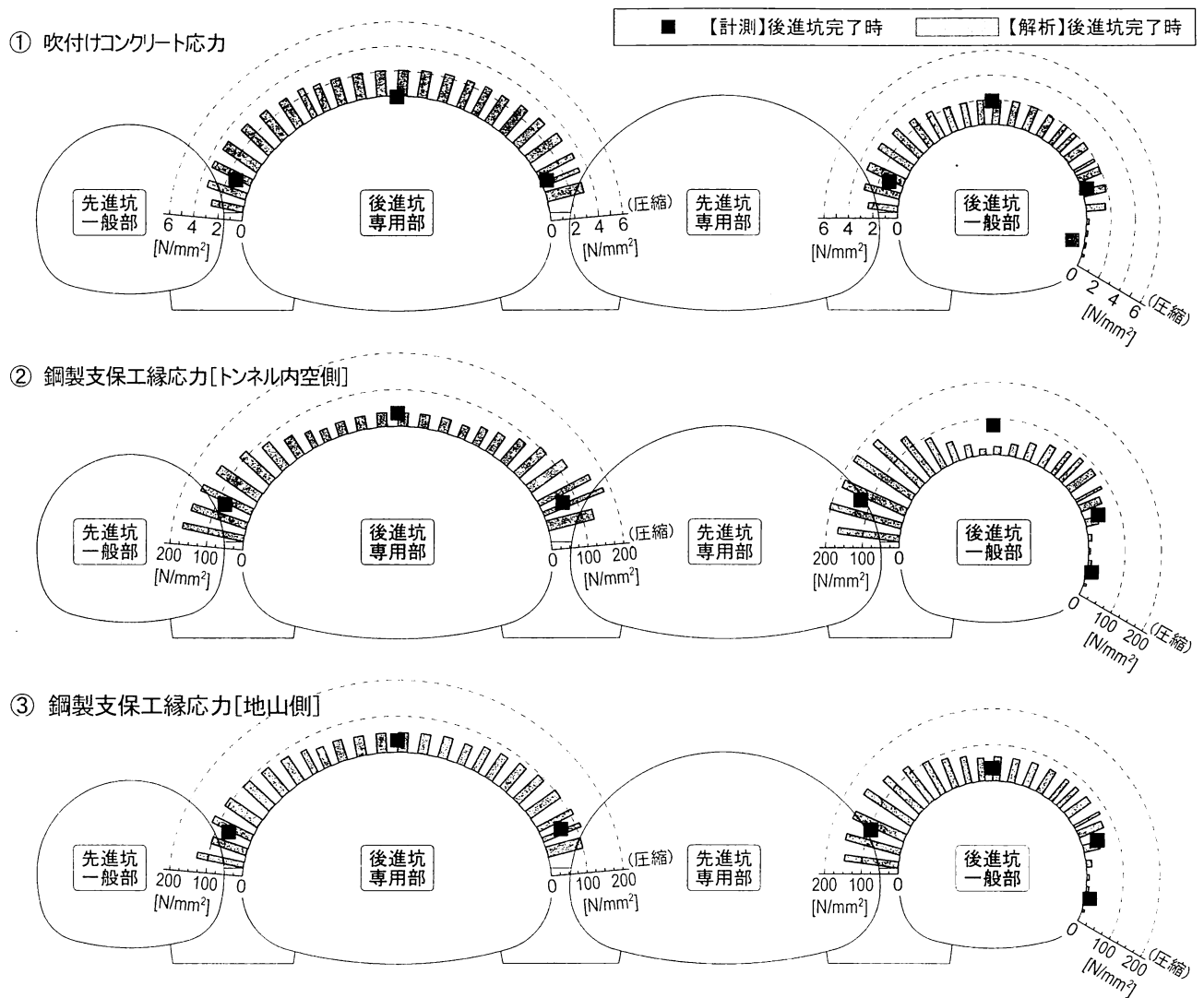


図-6 後進坑支保の応力分布（予測解析と計測結果の比較）

後進坑掘削に伴う先進坑支保の増分応力は、後進坑支保の応力よりも、吹付けコンクリートと鋼製支保工の両方も非常に小さくなっている。すなわち、後進坑掘削に伴う荷重の大部分を後進坑支保が負担し、先進坑支保はあまり負担していない。このように、一般的な解析手法を採用した予測解析結果は、特に、後進掘削時において計測結果と乖離している。

4. 吹付けコンクリートの剛性変化を考慮した解析

(1) 概要

山岳トンネルの施工においては、吹付けコンクリートの十分な硬化を待たずに掘削を開始するため、支保設置直後の切羽近傍では、弱材齢時の吹付けコンクリートと鋼製支保工で負担することとなる。しかし、吹付けコンクリートの剛性は、時間が経過するにつれて大きくなっていくため、徐々に鋼製支保工よりも吹付けコンクリートの負担比率が増加していくと考えられる。

めがねトンネルの場合、後進坑掘削に伴う荷重は、先進坑支保、後進坑支保および周辺地山に負担することになる。通常、先進坑の吹付けコンクリートは後進坑掘削時には十分に硬化しているため、先進坑の支保全体の剛性は、後進坑の支保剛性よりも大きくなっていると考えられる。したがって、各坑支保および地山の荷重負担比率を正確に評価するためには、先進坑支保の剛性を適切に評価することが不可欠である。

そこで、本章では、吹付け後の材齢に応じて吹付けコンクリートの弾性係数を逐次変化させた解析を実施し、3章で実施した従来手法を用いた解析と比較検討する。

(2) 吹付けコンクリートの弾性係数の変化

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化は、コンクリート標準示方書〔設計編〕³⁾に基づいて、以下のように定めた。

まず、コンクリートの材齢による圧縮強度の変化は、式(1)のように表せる。

$$f_{ck}(t) = \{t / (a + bt)\} \cdot d \cdot f_{ck}(i) \quad (1)$$

ここに、

- $f_{ck}(t)$: 材齢 t 日におけるコンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm^2)
- t : 材齢 (日)
- i : 設計基準強度で対象とする材齢 (=28 日)
- a : 定数 (=4.5, 普通ポルトランドセメント)
- b : 定数 (=0.95, 普通ポルトランドセメント)
- d : 材齢 28 日に対する材齢 91 日の強度の増加率 (=1.11, 普通ポルトランドセメント)

次に、材齢による弾性係数の変化は、式(1)で算出したコンクリートの圧縮強度を用いて、式(2)で算出する。

$$E_c(t) = \phi(t) \times 4.7 \times \sqrt{f'_{ck}(t)} \quad (2)$$

ここに、

- $E_c(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数 (kN/mm^2)
- $\phi(t)$: 温度上昇時におけるクリープの影響が大きいことによるヤング係数の補正係数
- ・ 材齢 3 日まで $\phi=0.73$
 - ・ 材齢 5 日以降 $\phi=1.0$
 - ・ 材齢 3 日から 5 日までは直線補間

式(1)および式(2)を用いて、吹付けコンクリートの材齢に伴う弾性係数の変化を、図-7 に示す。

トンネルの掘削進行は、実際の施工では、トンネルの種類や施工時期等によって異なるが、平均して 1 日 2m 程度の掘削とした。式(2)に準じると、吹付け直後の弾性係数 E は 0 となるが、本解析では、予測解析と同様に、専用部 ($f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$) は $E = 6\text{kN/mm}^2$ 、一般部 ($f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$) は $E = 4\text{kN/mm}^2$ とした。

(3) 発生する支保応力の特徴

図-8 に、先進坑掘削時に専用部の支保部材に発生する応力に関して、従来手法の解析 (3 章) と吹付けコン

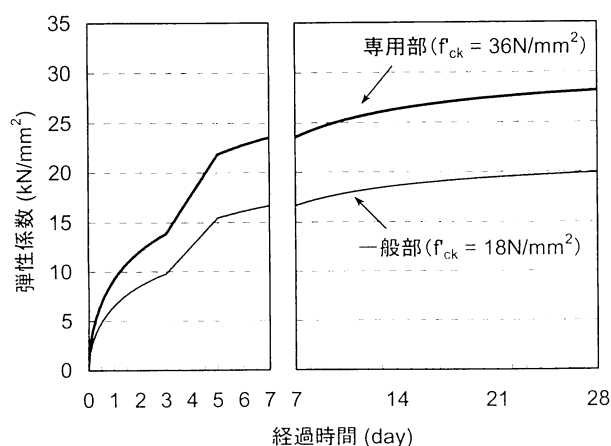


図-7 吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化

クリートの弾性係数の経時変化を考慮する解析との比較を示す。対象断面は、図-2 に示した計測断面である。

従来手法の解析と比べて、吹付けコンクリートに発生する応力は全体的に 20% 程度大きくなっている。逆に、鋼製支保工の縁応力は、10~30% 程度小さくなっている。

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の増加を考慮することにより、掘削が進むに連れて、吹付けコンクリートの荷重負担率が大きくなっていき、逆に鋼製支保工の負担率が小さくなったためである。なお、トンネル掘削進行が遅くなるほど、見かけ上、吹付けコンクリートの弾性係数の増加が早くなるので、吹付けコンクリート応力は増大すると考えられる。

5. 支保と地山間の滑りを考慮した解析

(1) 概要

都市部山岳工法トンネルが対象とする地山条件では、周辺地山の変形係数は、弱材齢時の吹付けコンクリート

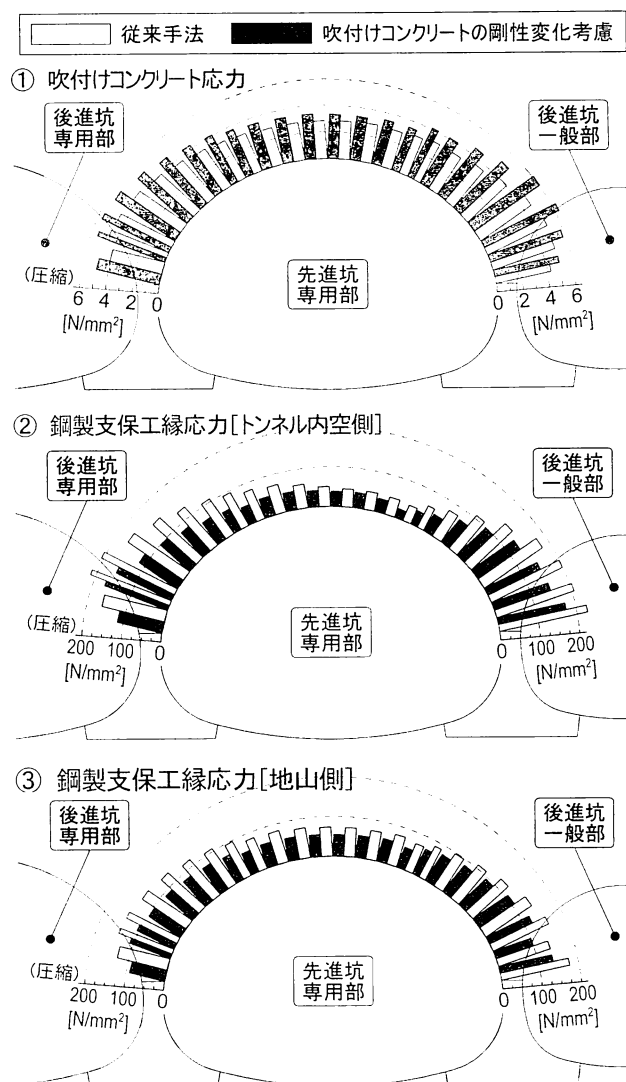


図-8 先進坑専用部の支保応力比較

に対して 1/10 程度、硬化した吹付けコンクリートに対しては 1/100 程度であることが多く、支保と地山との境界面において大きく剛性が変化している。このような剛性が急激に変化する境界面では、支保と地山の変位が不連続になりやすく、滑りが発生する可能性がある。さらに、めがねトンネルのように非常に複雑な施工手順となる場合、滑りが発生する可能性は高くなると想定される。したがって、支保に発生する応力を正確に評価するためには、このような現象を再現できる解析を実施する必要があると考えられる。

(2) Interface要素

図-9 に、Interface 要素の模式図を示す。吹付けコンクリートをモデル化したソリッド要素と、地山をモデル化したソリッド要素を分離し、その境界面に Interface 要素を挿入する。ただし、Interface 要素は、解析の収束性を考慮して、上半のみに適用することとした。

図-10 に、Interface 要素の応力-変位関係を示す。法線方向は、圧縮のみ抵抗し、引張には抵抗しないことで、支保と地山の剥離を再現する。せん断方向は、最大摩擦力以上には抵抗しないことで滑りを再現する。

Interface 要素の法線方向剛性 k_n およびせん断方向剛性 k_s は、妥当な解析精度を確保するために、境界面における法線方向の見かけの剛性 E_{eq} を 10 倍して算出する⁴⁾。

$$E_{eq} = \max \left[\left(K + \frac{4}{3} G \right) / \Delta z_{min} \right] \quad (3)$$

$$k_n = k_s = E_{eq} \times 10 \quad (4)$$

ここに、

K : 吹付けコンクリートの体積弾性係数

G : 吹付けコンクリートのせん断弾性係数

Δz_{min} : 境界面に対して法線方向の最小要素幅

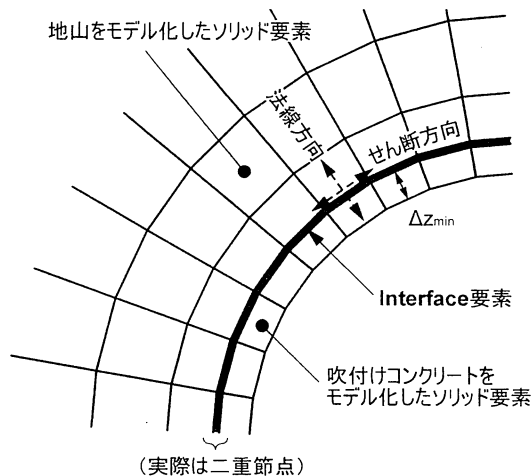
(図-9 参照)

最大摩擦力を算出するために必要な摩擦係数 μ_s は、道路土工-擁壁工指針⁵⁾を参考にして、0.6 と設定した。なお、比較ケースとして摩擦係数が 0.3 の場合の解析も実施し、摩擦係数の違いが支保応力に及ぼす影響についても検討した。

(3) 発生する吹付けコンクリート応力の特徴

図-11 に、先進坑専用部の吹付けコンクリート応力に関して、先進坑掘削時と後進坑掘削完了時の比較を示す。ただし、吹付けコンクリートの弾性係数は、従来手法を用いた予測解析と同様に、弱材齢時の値で一定とした(専用部: 6kN/mm^2 、一般部: 4kN/mm^2)。また、対象断面は、図-2 に示した計測断面である。従来手法(図-5 参照)と比較すると、支保と地山間の滑りおよび剥離を

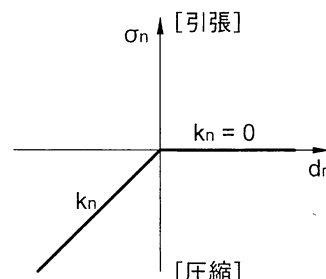
考慮することにより、先進坑掘削時と後進坑掘削完了時の応力の差異が大きくなっている。特に天端部では、従来手法では後進坑掘削に伴う増分応力が非常に小さかったのに対して、本解析では、脚部付近と同じ割合で増分応力が発生していることが特徴的である。このような差異が生じる原因を次節にて分析する。



(実際は二重節点)

図-9 Interface要素の模式図

① 法線方向



② せん断方向[法線方向圧縮時]

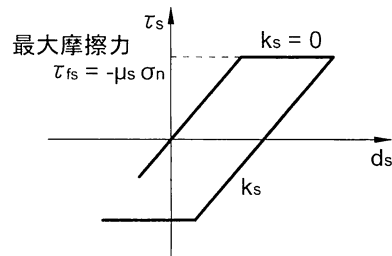


図-10 Interface要素の応力-変位関係

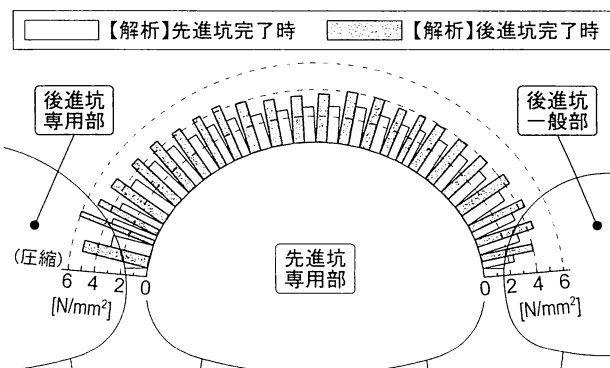


図-11 先進坑専用部の吹付けコンクリート応力(滑り考慮)

(4) 吹付けコンクリート応力の発生メカニズム

図-12 に、先進坑専用部の吹付けコンクリート応力に関して、従来手法を用いた解析と支保と地山間の滑りおよび剥離を考慮した解析との比較を示す。吹付けコンクリート応力は、各坑完了時における絶対値である。一方、併記した滑り量は、各坑完了時における 1mm 以上の滑り量である。なお、剥離は全ての掘削過程において発生しなかった。

先進坑掘削時には、従来手法に比べて、吹付けコンクリートに発生する応力は、肩部から脚部にかけて小さくなっている。特に、右肩部において支保と地山間の滑りが大きく発生しているために、肩部から下の右脚部での応力減少が顕著となっている。したがって、滑りを考慮した解析における先進坑掘削完了時は、滑りの発生に伴って支保が負担できなくなった掘削荷重を、周辺地山が余分に負担している状態であると考えられる。このような状態で後進坑を掘削すると、余分な荷重を負担している地山を掘削することになるため、滑りを考慮していない従来手法の解析よりも後進坑掘削に伴う荷重は大きくなると推定される。したがって、滑りを考慮した場合の吹付けコンクリート応力は、従来手法よりも後進坑掘削に伴う応力増分が大きくなると考えられるために、後進坑掘削完了時には従来手法とほぼ同程度の応力にまで増加している。ただし、トンネル右側において、天端から脚部まで広範囲に滑りが発生していることにより、天端から脚部にかけて応力が增大する傾向が薄れ、見かけ上等方に近い荷重が作用したような応力分布となっている。

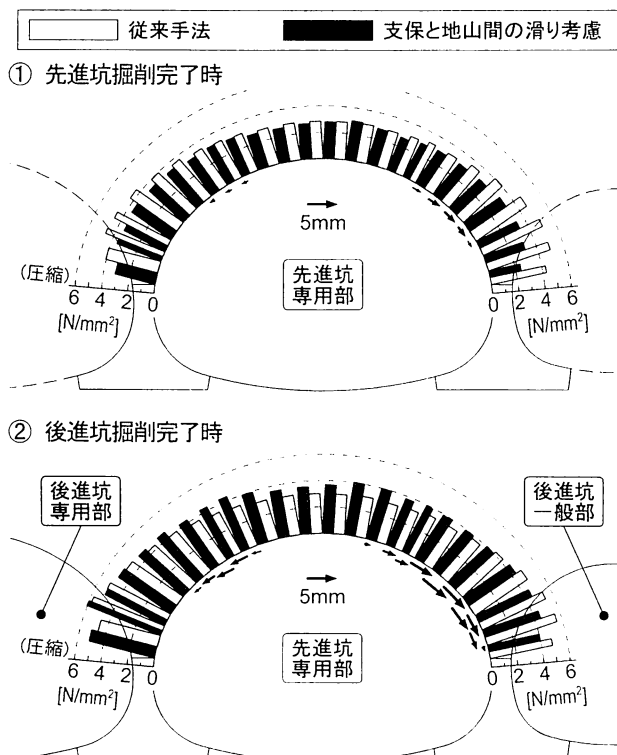


図-12 先進坑専用部の吹付けコンクリート応力および滑り量

その結果、天端部では、従来手法の解析よりも大きな値となっている。このように、支保と地山間の滑りを考慮することにより、後進坑掘削時に支保応力が増大する解析結果となったのは、従来手法と比べて、先進坑掘削完了時の支保応力は減少するが、後進坑掘削完了時の支保応力はあまり変化しないことから、見かけ上、先進坑完了時と後進坑完了時の応力の差異が大きくなったことが原因である。

図-13 に、先進坑専用部における脚部および天端の吹付けコンクリート応力の経時的な変化を示す。まず、上段の経時変化図は、支保と地山間の滑り考慮の有無による差異を示している。先進坑掘削時（区間 A）には、滑りを考慮することにより、脚部応力が小さくなっているのと同時に、支保設置直後の応力の増加勾配が緩和されていることが分かる。吹付けコンクリート応力は、先進坑の進行に伴って一旦収束傾向を示すが、本坑の右に位置する後進坑一般部の到達前（区間 B）から再度増加し

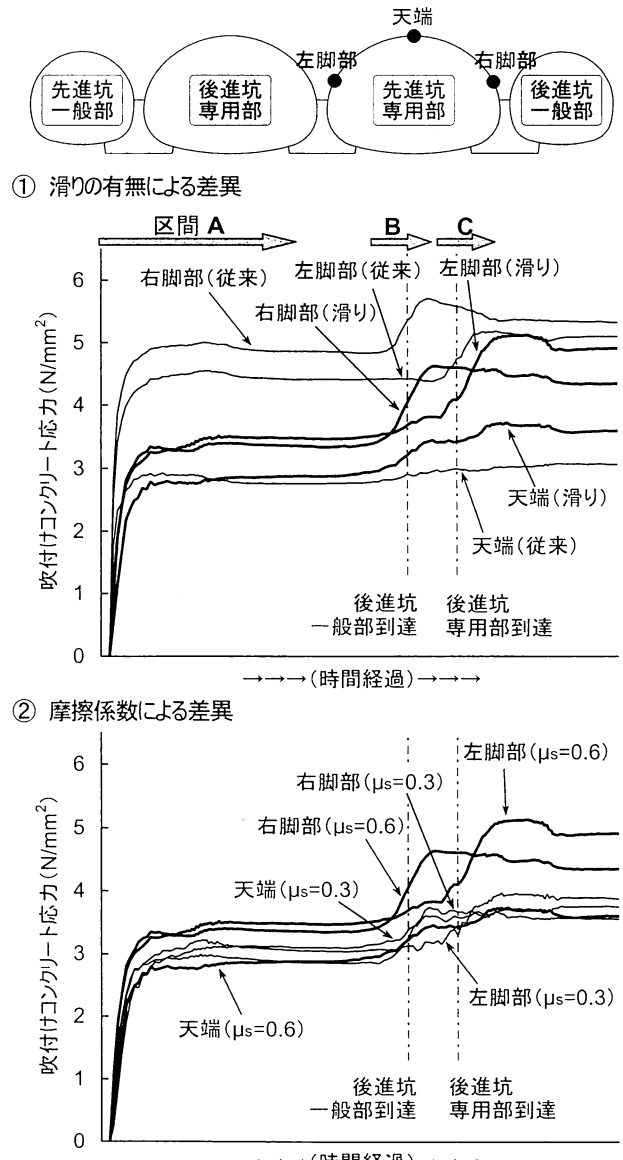


図-13 先進坑専用部の吹付けコンクリート応力の経時変化

ている。ただし、滑りを考慮した場合の方が従来手法よりも比較的早い時期から応力が増大する傾向がある。本トンネルの右に位置する後進坑一般部の到達前後（区間 B）において、左脚部の応力に着目すると、滑りを考慮しない場合、応力の変化がほとんどないのに対して、滑りを考慮することによって、本トンネルの右に位置する後進坑一般部の掘削の影響が、右脚部だけでなく天端、さらには天端を超えて左脚部にまで及んで、応力が増大している。また、応力の増加量は、右脚部、天端、左脚部の順に小さくなっている。この現象は、図-12 に示したように、後進坑掘削時に本トンネル右側において、天端から脚部まで広範囲に滑りが発生していることに起因すると考えられる。

本トンネルの左に位置する後進坑専用部の到達前後には（区間 C）、滑りの有無に関わらず、左脚部の応力のみが主に増加しており、掘削の影響は比較的限定されている。これは、図-12 に示したように、本トンネルの右側よりも左側の滑り量が小さく、範囲も狭いことが要因であると考えられる。最終的に、左脚部の応力は、後進坑掘削時に顕著に増加した結果、滑りを考慮しない場合と同等の応力度となっている。

一方、図-13 の下段に示した吹付けコンクリート応力の経時変化図は、支保と地山間の境界面の摩擦係数（図-10 参照）の違いによる経時変化の比較を示している。先進坑掘削時には、摩擦係数が小さくなると、脚部応力はさらに小さくなり天端応力とほぼ同じ応力度になっている。後進坑の到達前後において、摩擦係数が 0.6 と 0.3 の場合における天端の応力増分は、ほぼ同じとなっており、摩擦係数にはほとんど依存していない。一方、脚部の応力増分は摩擦係数が小さくなると大幅に減少し、天端の応力増分と同程度になっている。すなわち、摩擦係数が 0.3 の場合、掘削の全過程において、等方荷重が作用したような応力分布になるため、経時変化は部位によらず、ほぼ同じになっている。

支保と地山間の境界面の摩擦係数が小さくなればなるほど、先進坑掘削時には、先進坑支保が負担する荷重が減少し、地山が負担する荷重が増大すると想定される。後進坑は先進坑掘削に伴って応力が増大した地山を掘削することになるため、後進坑掘削に伴って発生する荷重は、先進坑掘削の条件に大きく依存し、摩擦係数が小さいほど大きくなる。しかし、この後進坑掘削時の荷重が支保と地山に負担される比率も、摩擦係数に大きく依存しており、摩擦係数が小さいほど地山の負担分が増え、支保応力の増加が抑制されることとなる。つまり、摩擦係数が小さいほど後進坑掘削時に支保に大きな応力増分が発生するわけではなく、適切な摩擦係数を設定しないと、先進坑掘削完了時と後進坑掘削完了時との支保応力の差異は生じないと考えられる。

6. 吹付けコンクリートの剛性変化および支保-地山間の滑りを考慮した解析と計測結果の比較

(1) 概要

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化と、支保と地山間の滑りの両方を考慮した事後解析を実施し、計測結果の再現性向上の度合いを確認する。

(2) 解析と計測結果の比較

a) 先進坑

図-14 に、先進坑の支保部材の応力分布および後進坑掘削時までの 1mm 以上の滑りを生じた範囲を示す。先進坑掘削時において、吹付けコンクリート応力および鋼製支保工応力の両方とも、解析結果と計測結果はほぼ同じ応力となっている。吹付けコンクリート応力は、支保と地山間に滑りが発生していることにより、地山の荷重負担比率が増加し、脚部の応力は低減されると想定されるが、さらに材齢による弾性係数の変化を考慮することにより、吹付けコンクリートの掘削荷重の負担比率が増加したため、天端応力は、従来手法の予測解析（図-5 参照）よりも大きく、脚部応力は同等になっている。一方、鋼製支保工応力は、従来手法よりも全体的に低減されている。

後進坑完了時の専用部吹付けコンクリート応力は、先進坑完了時よりも、天端部で 1.5 倍程度、脚部で 2 倍程度に増加しており、計測結果を従来手法よりも精度よく再現できている。ただし、右肩部の応力については、計測値が他の測点と異なりほとんど増大していないため、解析値と整合していない。このように応力が大幅に増加するのは、吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化により、後進坑掘削に伴う荷重のうち、先進坑吹付けコンクリートの負担割合が増大したことに加えて、支保と地山間の滑りによって、後進坑掘削に伴う荷重自体が大きくなったためと考えられる。

鋼製支保工応力は、吹付けコンクリート応力と比べると、後進坑掘削時の応力増加率は小さくなっているが、計測結果においても同様な応力増加率の傾向となっている。このように、後進坑掘削に伴う鋼製支保工と吹付けコンクリートの応力増加率が異なるのは、後進坑掘削時には、先進坑の吹付けコンクリートは十分に硬化しているため、鋼製支保工よりも吹付けコンクリートが負担する掘削荷重比率が大きいことに起因する。その結果、従来手法では、特に一般部の右肩部の鋼製支保工応力を過大に評価する傾向があったが、新たに実施した解析ではこれらの点が改善され、計測結果の再現性が向上している。

b) 後進坑

図-15 に、後進坑の支保部材の応力分布を示す。なお、

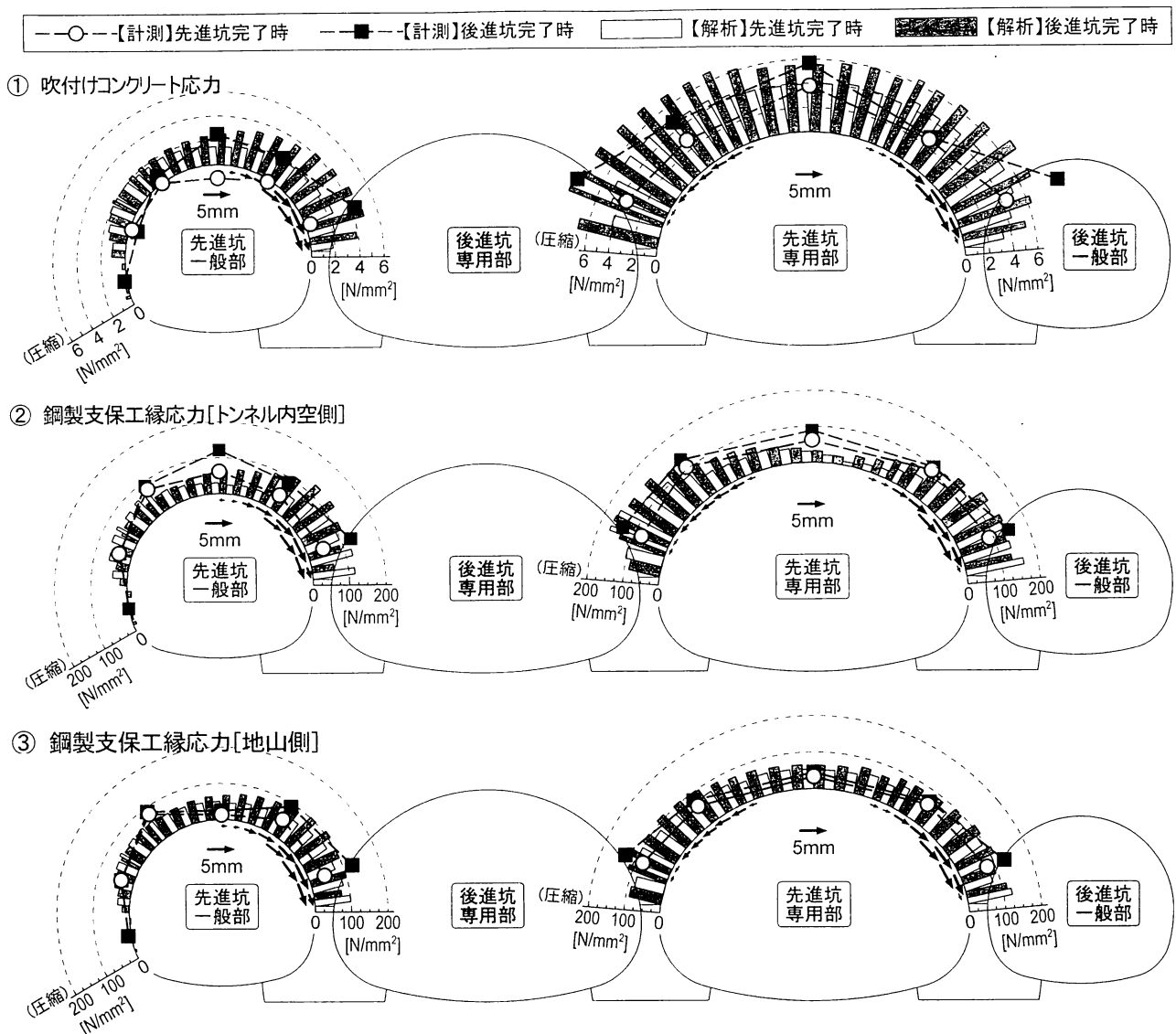


図-14 先進坑支保の応力分布（吹付けコンクリートの剛性変化および支保－地山間の滑りを考慮した解析と計測結果の比較）

一般部の左肩部のみに 1mm 程度の滑りが発生している。従来手法（図-6 参照）と比べると、吹付けコンクリートの剛性変化を考慮したことにより、滑りが生じていない専用部の吹付けコンクリート応力は顕著に大きくなっているのに対して、微小ではあるが滑りが生じている一般部の吹付けコンクリート応力に大きな差異は見られない。一般部のセンターピラー側の脚部および専用部における吹付けコンクリート応力の計測値は、同一測点の鋼製支保工応力と比べると、剛性の違いを考慮しても非常に小さく、特異な発生応力となっている。そのため、解析値と計測値は整合していない。

一方、鋼製支保工応力については、従来手法よりも脚部の応力が低減され、計測結果と非常によく似た分布となっている。このように、鋼製支保工脚部の応力が減少したのは、吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化により、吹付けコンクリートの掘削荷重の負担比率が増加したため、相対的に鋼製支保工の負担比率が減少したことが主要因である。

7. 結論

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化、および支保と地山間の境界面における滑りを考慮することにより、めがねトンネルという複雑な施工過程における支保応力の変化を妥当な精度で再現することが可能となった。

まず、吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化を考慮することにより、支保部材を構成する吹付けコンクリートと鋼製支保工の掘削荷重の負担割合を適切に評価できるようになった。また、後進坑掘削時において、先進坑支保と後進坑支保の掘削荷重の負担割合を従来手法よりも改善できた。一方、支保と地山間の滑りを考慮することにより、掘削に伴う荷重を支保（吹付けコンクリートおよび鋼製支保工）と地山が負担する比率を従来手法よりも改善できた。

今後、本論文で実施した解析手法の妥当性を高めるためには、実際の施工において、吹付けコンクリートと地

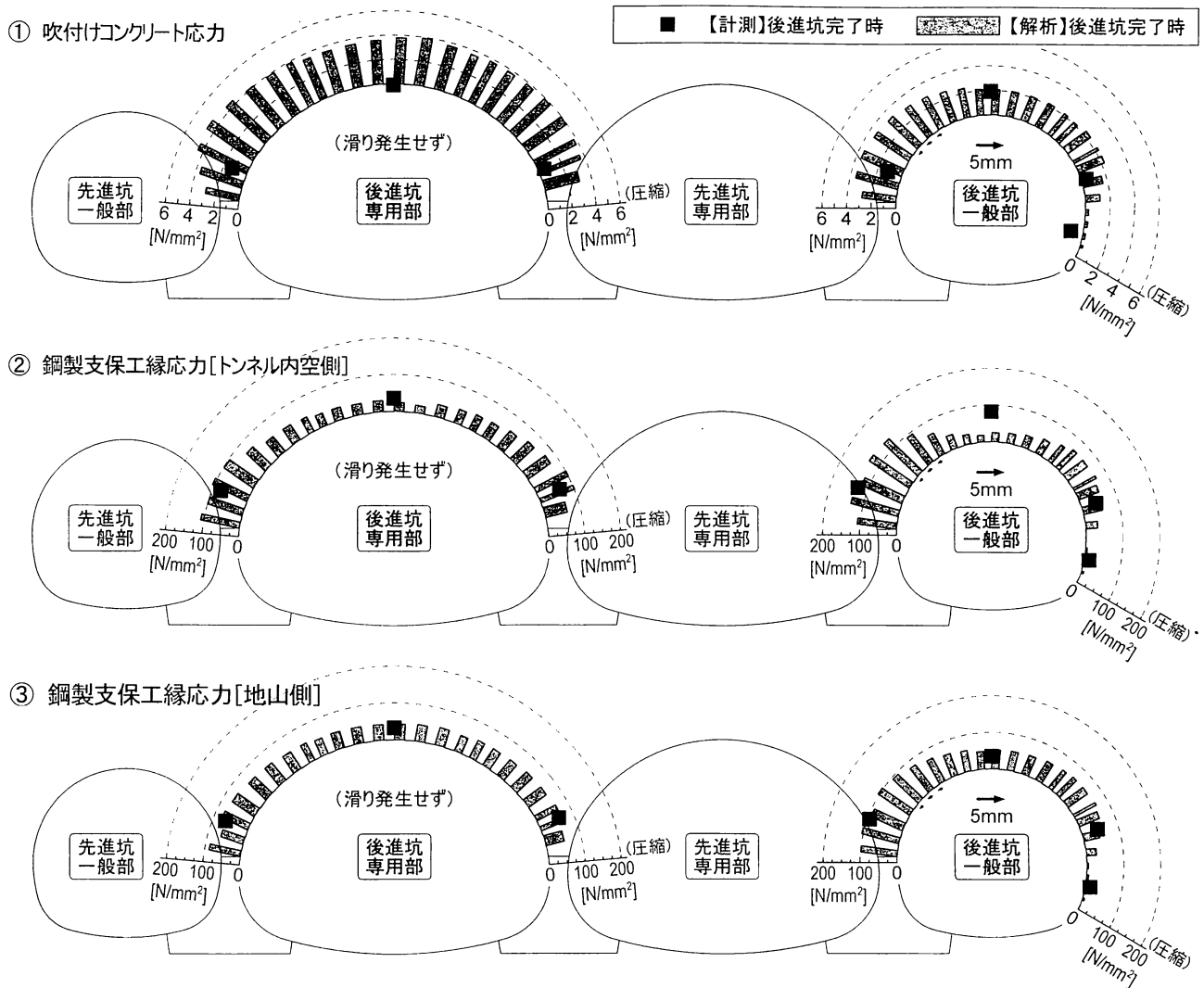


図-15 後進坑支保の応力分布（吹付けコンクリートの剛性変化および支保―地山間の滑りを考慮した解析と計測結果の比較）

山の境界面における滑りの有無および境界面の摩擦係数を確認する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 森正明, 中野将宏, 白川賢志, 大島基義, 小池真史: 住宅密集地における大断面浅層4連めがねトンネルの設計・施工, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.17, pp.187-194, 2007.
- 2) 田口敬介, 水野希典, 足達康軌, 大島基義, 小池真史: 住宅密集地における大断面浅層4連めがねトンネルの計測管理: トンネル工学研究論文・報告集, Vol.18, pp.63-70, 2008.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書〔設計編〕, pp.340-342, 2007.
- 4) Itasca Consulting Group, Inc.: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D Version 2.1), Theory and Background, Section 3: Interfaces, pp.10-13, 2002.
- 5) 日本道路協会: 道路土工―擁壁工指針, pp.20-21, 1999.

3-DIMENSIONAL EXCAVATION ANALYSIS CONSIDERING HARDENING SHOTCRETE AND SLIP BETWEEN TUNNEL SUPPORT AND GROUND

Masashi KOIKE, Keisuke TAGUCHI, Tomoyuki AOKI,
Motoyoshi OSHIMA and Takeshi TAMURA

We focus on shotcrete hardening during tunnel excavation and the behaviors of interface between tunnel support and ground: slip and separation. In this paper, we intend to clarify the modification of support stress due to the interface behaviors and shotcrete hardening. Therefore, we execute the three-dimensional excavation analysis which can reproduce the above behaviors, and make a study on the validity of new analytical method comparing the analysis results with field measurements obtained on the construction of double adjoining binocular tunnels.