

特殊軟弱地山における山岳トンネルの設計と施工

山田浩幸¹・今井恵史²・宗像慎也²・市川裕祐³・宮本武司³

Hiroyuki YAMADA, Keiji IMAI, Shinya MUNAKATA, Yuusuke ICHIKAWA
Takeshi MIYAMOTO

¹ 正会員 (株) 鴻池組 本社土木本部企画部 (〒530-8517 大阪市北区梅田 3-4-5)
E-mail:yamada_hy@konoike.co.jp

² 東日本高速道路㈱ 宇都宮工事事務所 (〒321-0954 宇都宮市元今泉3-22-1)

³ 鴻池組・本間組・矢作建設工業特定建設工事共同企業体 出流原工事事務所
(〒327-0102 佐野市出流原町 429-3)

出流原トンネルは、小土かぶりで軟弱な埋戻し土（N値 1～10 程度、採石場で発生した鉱業廃棄物（脱水土：シルト）や採石場内の掘削残土の盛土）と軟岩の境界を通るという特殊地山条件のもとで計画された。トンネルの設計では、数値解析（予測解析、耐震解析）に基づき、トンネル全線を非開削工法（山岳工法）とし、切羽安定対策工としての地盤改良範囲や耐震照査に基づく配筋（せん断補強）を決定した。

トンネルの施工では、工期短縮の必要性から地盤改良工を掘削と並行作業で実施するとともに、耐震対策として行ったせん断補強による過密配筋区間では、品質確保の目的から、施工性を考慮して中流動覆工コンクリートを採用した。本論文では、トンネルの設計および施工概要に関して報告する。

Key Words: mountain tunnel, numerical analysis, auxiliary method, seismic evaluation, middle performance concrete

1. はじめに

北関東自動車道は、図-1 に示すように群馬県高崎市を起点とし、茨城県ひたちなか市に至る延長約 150km の高速道路であり、現在、平成 23 年ゴールデンウィーク前の全面開通に向け、急ピッチで工事を進めている。

出流原トンネルは、寺久保町～出流原（いずればら）間に位置する上下線 2 本の山岳トンネル（NATM）からなり、トンネル線形が軟岩と軟弱な盛土（N値 1～10 程度）、すなわち採石場で発生した鉱業廃棄物（脱水土：シルト）や採石場内の掘削残土盛土（以下軟弱埋戻し土という）の境界を通るという特殊地山条件であった。トンネルの構造及び施工方法を検討するにあたり、工期短縮の必要性和掘削時の切羽安定や地震時の耐震性が懸念された。

設計では、数値解析を用いた構造の見直しや対策工の選定及びその効果について検討し、施工では対策効果を重視した地盤改良工の採用や施工性、品質確保に配慮して中流動覆工コンクリートを採用した。

本論文では、数値解析に基づく構造検討概要と施工結果に関して報告する。



図-1 トンネル位置

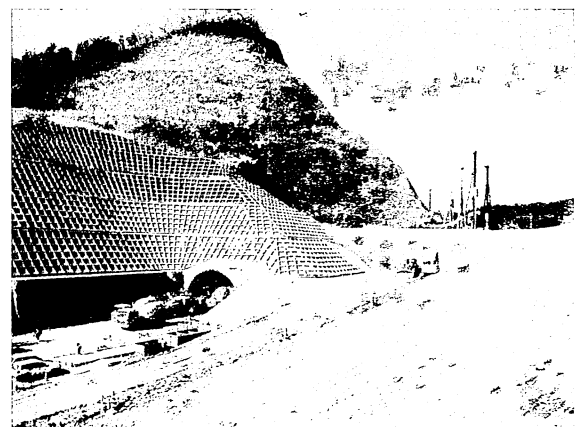


写真-1 トンネル施工状況

2. 工事概要

出流原トンネルは、当初めがねトンネルで計画していたが、道路線形の見直しによりトンネル中心間約 30m の離隔を確保した併設トンネルへと計画変更した。元設計では地形・地質の特徴を考慮して、開削カルバート、トンネル工法カルバート、山岳工法といった複数の構造形式が選定され、数値解析に基づくトンネル設計を実施していた。施工条件の変更（盛土高さ、開削時の法面安定、工期短縮の必要性等）に伴い、特殊地山条件におけるトンネル構造の連続性といった観点から図-2に示すとおり、全線を山岳工法により施工するものとし、再度数値解析を実施してトンネル構造の見直しを行った。

なお、軟弱埋戻し土部分では、切羽安定対策工（以下補助工法という）に地盤改良工法を用いて全線を山岳工法により施工した。表-1に工事概要を示す。

3. トンネルの設計

3.1 トンネル構造および対策工の検討

検討手順としては、最も盛土が深く条件の厳しい①-①断面（図-2：STA.132+70）を基本断面としてトンネル構造の検討を行い、地形的に異なる他の断面の比較解析により構造の妥当性を確認した。

なお、本トンネルの地山特性ならびに地形条件に配慮して非線形動的解析により耐震照査を実施した。

表-1 工事概要

工 事 名 称	北関東自動車道 出流原工事(出流原トンネル)	
工 事 場 所	栃木県佐野市寺久保町～出流原町	
工 期	2006.12.23～2010.11.19	
発 注 者	東日本高速道路株式会社 関東支社	
施 工 者	(株)鴻池組・(株)本間組・矢作建設工業(株) 特定建設工事共同企業体	
工 事 内 容	延長	上り線 L=279.0m 下り線 L=188.0m
	断 面	・上り線：内空 A=68.7㎡、掘削 A=87.1㎡ ・下り線：内空 A=77.7㎡、掘削 A=98.5㎡
	施 工 法	NATM
	掘削方式	発破工法、機械掘削
	掘削工法	DⅢa、E-K ^{※1} パターン（上半先進ベンチカット工法） DⅠパターン（補助ベンチ付き全断面掘削）
	補助工法	・深層混合改良

注1) E-Kは耐震検討パターン

(1) 予測解析

予測解析は、基本断面（①-①断面）においてNEXCO数値解析マニュアルにしたがいFEM（非線形弾性解析）による挙動解析を行い、トンネル工法カルバートを除く開削工法と非開削工法（山岳工法）の比較により山岳工法の優位性を確認した。また、地山条件、地形条件および工程を考慮して、補助工法に地盤改良工を選定し、その改良範囲を解析結果により評価した。

検討は、基本断面での種々の検討を行った後、地形・地質条件の異なる他の2断面に関しても同様に解析に基づく比較を実施した。

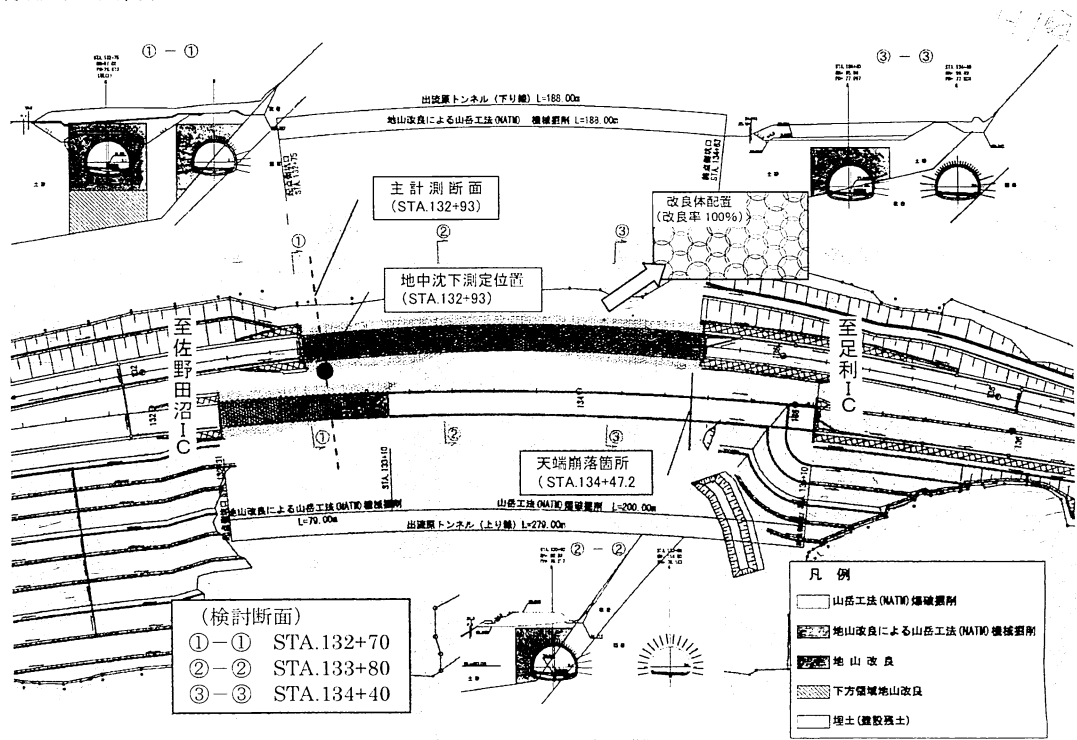


図-2 トンネル構造と切羽安定対策工

(2) 検討条件

a) 解析モデル

非開削工法の解析モデルを図-3に示す。検討では、地山のゆるみ域を把握することでトンネルの安定性を評価するため非線形弾性体とした。また、境界条件は、モデル底面を固定、モデル側面を鉛直ローラー境界と設定した。

b) 解析物性値

表-2に解析に用いた物性値を示す。トンネル周辺地山は、軟弱埋戻し土（bg層およびbc2層）とチャート層からなる軟岩から形成されており、変形係数は追加調査による除荷時のものを用いた。また、地盤改良部は深層混合改良工法を想定し、設計改良強度 1N/mm^2 として設定した。なお、支保パターンはDⅢパターン（吹付けコンクリート $t=25\text{cm}$ 、鋼製支保工をH-200）とした。

c) 解析ケース

表-3に解析ケースの一覧を示す。

まず、ケース①として開削と非開削工法の比較検討を行った。またケース②～④については、非開削工法を基本として、地盤改良域を変更した場合の検討を実施した。

(3) 検討結果と考察

a) 開削工法と非開削工法（山岳工法）の比較

検討結果の評価は、ゆるみ域、破壊領域の範囲や発生位置、および支保工の発生応力といった観点から判断した。表-4に各工法におけるゆるみ係数分布の違いを示した。上り線ではゆるみ域の範囲に顕著な違いはないが、下り線では非開削工法のゆるみ域が小さく地盤改良による効果と考えられる。また、各施工法の上り線の変形量の比較を表-5に示す。

天端沈下量（鉛直変位）で比較すると、開削工法が 132.3mm に対して、非開削工法では 26.9mm とかなり変形が小さく、同様に側壁部の変形量についても非開削工法が優位である結果となっている。

また、開削工法では基盤岩の形状に沿ったすべりの傾向が見られたが、非開削工法ではその傾向は見られなかった。

表-3 解析ケース¹⁾

ケース	施工法	内容
①	開削・非開削	比較検討
②	非開削	地盤改良域 5m
③	非開削	地盤改良域 4m
④	非開削	地盤改良域 3m

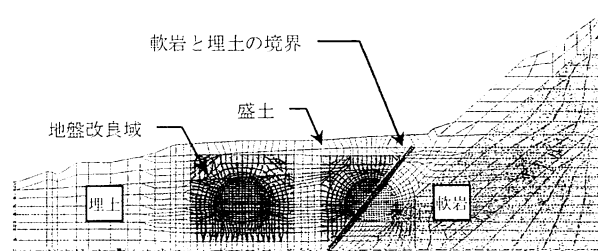


図-3 解析モデル¹⁾

表-2 解析物性値¹⁾

材料名	ヤング率 (kN/m^2)	ポアソン 比	単重 (kN/m^3)	C (kN/m^2)	ϕ (deg)
埋土bg	18,000	0.430	17.7	17	19.8
埋土bc2	20,000	0.410	20.1	41	16.3
チャート風化層	680,000	0.350	22.0	400	35.0
チャート弱風化層	1,300,000	0.300	26.0	520	25.0
チャート新鮮層	6,100,000	0.250	26.0	920	29.0
盛土	21,000	0.400	20.0	1	40.0
地盤改良部	100,000	0.400	20.0	300	3.0
吹付けコンクリート	4,000,000	0.200	23.0	-	-
インパート	22,000,000	0.200	23.0	-	-
支保工【H-200】	$2.10\text{E}+08$	0.300	-	-	-

表-4 各工法によるゆるみ係数分布¹⁾

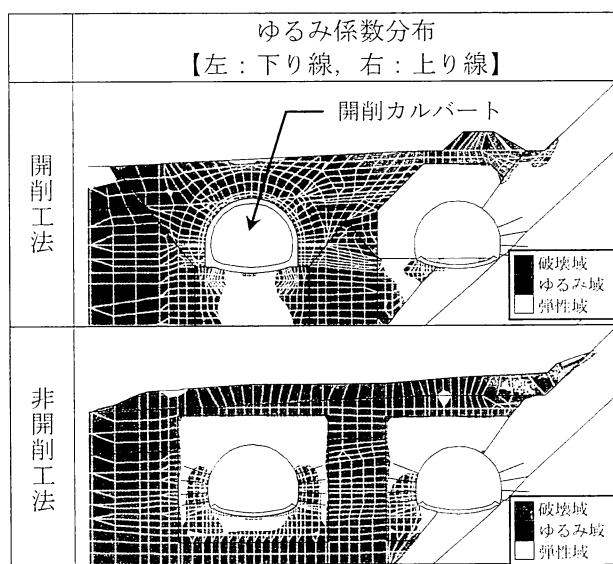


表-5 各工法による変位量¹⁾

No.	開削工法		非開削工法	
	水平 変位	鉛直 変位	水平 変位	鉛直 変位
1	-32.5mm	-132.3mm	0.7mm	-26.9mm
2	-26.4mm	-64.3mm	6.8mm	-26.6mm
3	-0.8mm	-1.9mm	-0.3mm	-2.1mm
4	-16.1mm	-36.1mm	9.3mm	-12.3mm
5	-0.7mm	-0.8mm	-0.5mm	-0.6mm

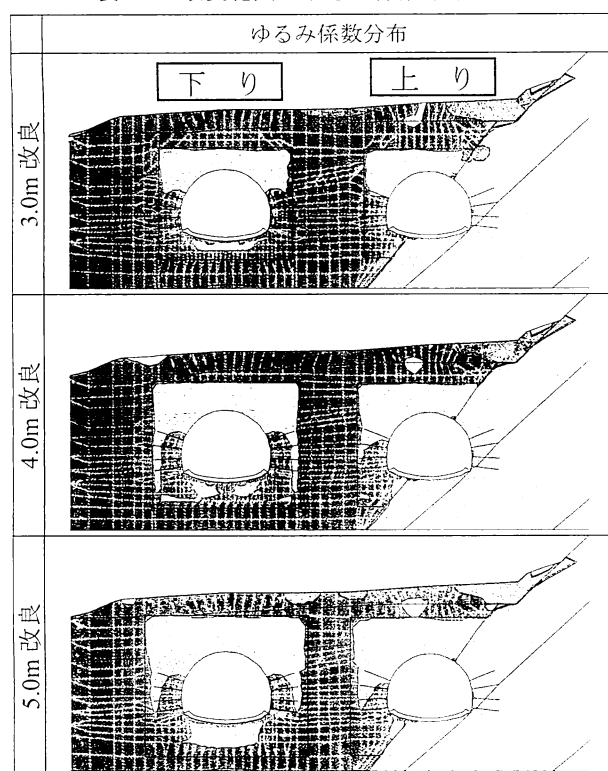
b) 非開削工法における改良範囲の評価

表-6 に示すように非開削工法におけるゆるみ域は、主にトンネル側面および脚部付近が卓越している。また、表-7 に上下線の変形量を示すが、改良範囲の大きい場合にはトンネルの変形量が抑制されていることが分かる。この傾向は特に下り線に顕著に表れていた。

3m 改良での天端沈下量が 109.6mm であるのに対して、5m 改良での天端沈下量が 64.9mm となり、41%程度の変形抑制効果が期待できる。

以上の結果から改良範囲が3mだと影響があるが、4mと5mでさほど差がないことから、経済性に配慮して改良範囲を4mと設定した。

表-6 改良範囲とゆるみ係数分布¹⁾



3.2 耐震照査

山岳工法で施工されるトンネルは一般に耐震性があるとされ、特別な場合（都市部等）を除いては、耐震設計の必要性は少ないものと考えられている。

出流原トンネルでは前述のとおり、軟弱埋戻し土と軟岩の境界を通る計画であり、土被りが小さく、軟弱埋戻し土が未固結な状態であることから、地震時には軟岩と埋土が異なる挙動を示し、トンネルの構造に悪影響を与えることが懸念された。

したがって、トンネル構造の耐震性確保といった観点から、都市部山岳工法において実施されている

表-7 改良範囲に伴う変位量¹⁾

下り線：改良域 3.0m		上り線：改良域 3.0m		
No.	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
1	-6.2 mm	-109.6 mm	1.0 mm	-36.5 mm
2	-25.1 mm	-66.7 mm	8.3 mm	-39.3 mm
3	6.8 mm	-72.4 mm	-0.2 mm	-2.2 mm
4	-14.6 mm	-38.1 mm	12.8 mm	-24.2 mm
5	-17.5 mm	-49.2 mm	-0.4 mm	-0.6 mm
下り線：改良域 4.0m		上り線：改良域 4.0m		
No.	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
1	-4.4 mm	-84.3 mm	0.8 mm	-30.2 mm
2	-17.5 mm	-49.9 mm	6.8 mm	-30.4 mm
3	4.4 mm	-53.6 mm	-0.2 mm	-2.1 mm
4	-7.0 mm	-42.7 mm	9.2 mm	-15.0 mm
5	-10.3 mm	-45.8 mm	-0.4 mm	-0.6 mm
下り線：改良域 5.0m		上り線：改良域 5.0m		
No.	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
1	-2.3 mm	-64.9 mm	0.7 mm	-26.9 mm
2	-9.3 mm	-37.4 mm	6.8 mm	-26.6 mm
3	1.2 mm	-40.6 mm	-0.3 mm	-2.1 mm
4	8.9 mm	-20.1 mm	9.3 mm	-12.3 mm
5	-17.8 mm	-28.5 mm	-0.5 mm	-0.6 mm

耐震照査により覆工コンクリートの必要厚さおよび配筋を決定し、地震時の耐震性能に関する評価を実施した。

(1) 検討条件

a) 検討断面

検討は、図-2 に示す 3 断面に対して実施したが、今回の報告では、地形・地質条件から、耐震上最も厳しいと考えられるトンネルが基盤に接する箇所（図-2：③-③断面）の検討結果について示す。

b) 検討手法

検討断面は上り線が軟岩と盛土境界に位置し、その境界が傾斜しているため、水平成層地盤を対象とした応答変位法や応答震度法の適用が困難と考え、二次元有限要素法による非線形動的解析を行った。

c) 地盤モデル

地盤の物性値は前述の挙動解析と同様のものを用い、地盤の非線形特性は R-O モデル、構造物の非線形特性は M-φ 関係をトリリニアモデル（武田型）とし、軸力変動を考慮した。

d) 入力地震動

入力地震動は、「NEXCO技術資料第364号」³⁾に従い、レベル1地震動(2波)、レベル2地震動タイプ1(3波)、レベル2地震動タイプ2(3波)とした。

(2) 検討結果

断面力が大きく発生するインバートと側壁の境界部の解析結果に関して図-4に変位量コンターを示し、図-5にM-N関係図を示す。軸方向剛性を全断面有効とした場合は、圧縮力が大きく発生するが許容値以下となったが、軸方向剛性を鉄筋のみとした場合は、引張力はさほど小さくなく、応答値は当初設計で設定した許容値を少し上回る程度であった。ここで、部材が全断面引張となるような場合には、実際にはコンクリート断面は抵抗しないと考えられるため、軸方向剛性を主鉄筋断面のみによる剛性として評価することとした。以上の結果からトンネル覆工厚は複鉄筋断面としては最小の40cmとし、周面方向の鉄筋径を変更すれば対処可能であることが分かった。

なお、トンネルと岩盤の位置関係によって図-6に示すようにせん断補強鉄筋を密に配置した区間もあった。

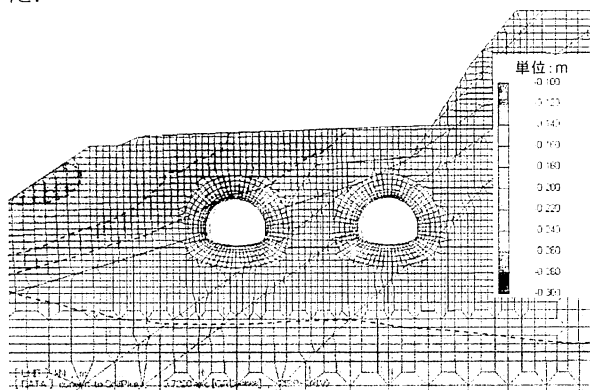
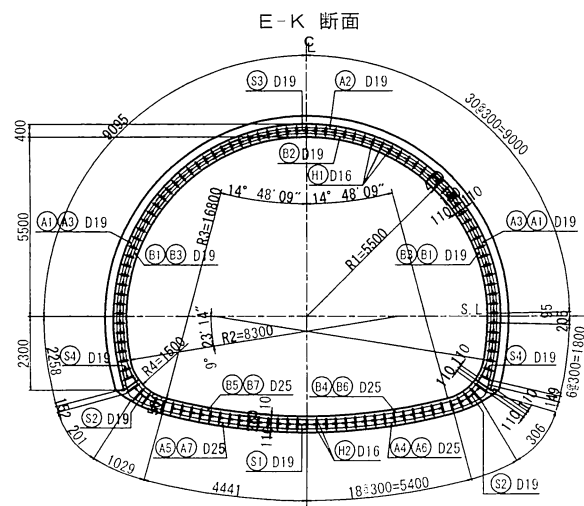


図-4 解析結果(変位量コンター)²⁾



考慮し、基盤まで改良することとした。

改良の目標強度は $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ に設定し、改良時にはチェックボーリングを実施することにより、現位置での強度確認を実施した。また、事前の試験施工において、レキを含む建設残土層では、1回攪拌による改良が可能であったが、N値8～10程度の硬質粘土層の改良では、チェックボーリング時に一部ダメ状態が見られたことから、シルト主体の脱水ケーキ部では2回攪拌とした。このように、対象とする地山の土質に最も適応した施工方法を選択して品質の確保を図ることができた。なお、全体数量は、1回攪拌が762本、2回攪拌が1,633本、施工土量が $78,466\text{m}^3$ となり、トンネルの補助工法として採用した施工規模としては国内最大級となった。図-7に標準断面（STA.132+70）を示す。

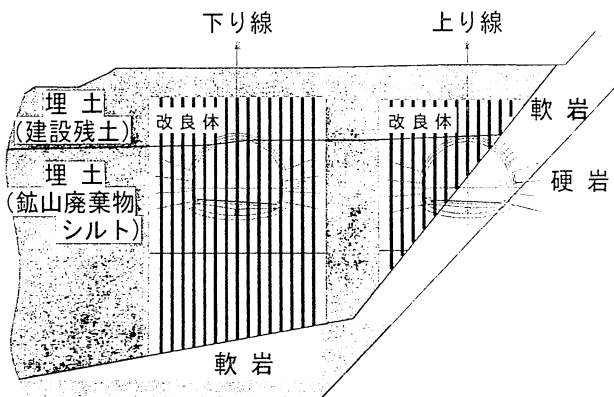


図-7 地盤改良標準断面（STA.132+70）

3.2 中流動覆工コンクリートの施工

動的解析による耐震照査の結果、せん断補強対策として、前述の図-6に示すせん断補強筋を有する複鉄筋断面となった。また、覆工厚は、掘削断面積が小さくなるように、複鉄筋断面としては最小の40cmとし、狭隘でかつ過密配筋状態となった。したがって、通常のスランプ15cmの配合では、締固め不足による密実性の低下や充填不良の発生が懸念された。そこで、本トンネルでは、中流動覆工コンクリートを適用し、模擬型枠を用いた施工実験による品質・施工性を確認した後、実施工を行った（写真-2、3）。



写真-2 地盤改良標準断面（STA.132+70）

(1) 配合設計

中流動覆工コンクリートの配合条件は、NEXCO トンネル施工管理要領（中流動覆工コンクリート編）⁹⁾に準拠し定めた。配合条件を表-9に、試験練りにより決定した配合を表-10に示す。

表-8 地盤改良工法の比較一覧

工 法	スラリー系機械攪拌工法			粉体系機械攪拌工法
	複合相対攪拌タイプ [※]	スラリー攪拌（従来工法）	二軸＋高圧噴射タイプ	粉体噴射タイプ
施工機械	三点支持式杭打機 90kW×2（硬質地盤対応型） プラントヤード 10m×20m=200m ²	三点支持式杭打機 90kW～110kW×1（CDM 車軸） プラントヤード 10m×20m=200m ²	三点支持式杭打機 75kW×2（SDM） プラントヤード 10m×20m=200m ²	専用機（DJM2070～2110 型） プラントヤード 10m×20m=200m ²
適用地盤	粘性土 N≤20、砂質土 N≤40	粘性土 N≤4、砂質土 N≤6	粘性土 C≤50kN/m ² 、砂質土 N≤20	粘性土 N≤6、砂質土 N≤20
現場への 適用性	複合相対攪拌のため混合精度が高く、改良体品質が優れている。	・礫泥じりや玉石混じりの土砂、コンクリート殻等の雑物が混在する範囲では、貫入が不可能。 ・攪拌翼の破損などが懸念される。	・礫泥じりや玉石混じりの土砂、コンクリート殻等の雑物が混在する範囲では、貫入が不可能となることや攪拌翼の破損などが懸念される。	・礫泥じりや玉石混じりの土砂、コンクリート殻等の雑物が混在する範囲では、貫入が不可能。 ・攪拌翼の破損などが懸念される。
	・他の機械攪拌工法に比べ貫入力が低く、雑物が混在する範囲でも適用が可能。 ・軟岩である支持層への確実な着底により、軟弱部分を残さずに改良が可能。	・複合相対攪拌タイプに比べ貫入力が低く、支持層は傾斜地盤でもあるため、十分な根入れが確保できず、改良下端に軟弱部分が残ることが考えられる。	・複合相対攪拌タイプに比べ貫入力が低く、支持層は傾斜地盤でもあるため、十分な根入れが確保できない。 ・高圧噴射攪拌の併用でも、改良下端に軟弱部分が残る懸念がある。	・複合相対攪拌タイプに比べ貫入力が低く、支持層は傾斜地盤でもあるため、十分な根入れが確保できない。 ・改良下端に軟弱部分が残る懸念がある。
	・施工機の安定上、1回の施工では、打設深度は22.0mが限界。 ・当該現場では継ぎ施工を適用する必要がある。	・改良体はラップ配置であるが、施工後時間が経過し、強度発現した改良体とのラップ施工は、抵抗が強まるため、攪拌が困難となる。	・高圧噴射攪拌を併用しているため、施工後時間が経過し、強度発現した改良体との相互ラップ施工が確実に行える。	・改良体はラップ配置であるが、施工後時間が経過し、強度発現した改良体とのラップ施工は、抵抗が強まるため、攪拌が困難となる。
経済性	○	◎	△	◎
総合判定	○	×	△	×

※注）エボコラム工法（硬質地盤対応）

通常、中流動覆工コンクリートでは、混和材にフライアッシュまたは石粉を使用するが、本工事で使用した生コン工場では、そのためのサイロを増設することができなかったことから、セメントのみの配合となった。しかし、試験練りの結果、配合条件の流動性を確保するためには、単位セメント量が 410kg/m^3 必要となり、温度ひび割れが発生する恐れがあったことから、温度応力解析により検討を行った。検討結果から、インバート部の拘束により、覆工コンクリートのスパン中央部に周方向のひび割れが生じる可能性が高いと想定されたため(図-8 参照)、その対策として、膨張材を 20kg/m^3 使用した。

表-9 中流動覆工コンクリート配合条件

コンクリートの種類	中流動覆工コンクリート
項目	
圧縮強度(N/mm ²)	30
最大粗骨材寸法(mm)	21±2.5
スランプ(cm)	35~50
スランブフロー(cm)	10±3
加振変形試験(cm)	中央部に粗骨材が露出した状態を呈することなく周囲に2cm以上のペーストや遊離した水の帯がないこと
U型重点製高さ〔障害なし〕(mm)	280以上
空気量(%)	4.5±1.5

表-10 中流動覆工コンクリート配合

W/P(%)	S/A(%)	単位量(kg/m ³)						
		水	セメント	膨張材	細骨材	粗骨材	高性能AE減水剤	PP※)
42.7	49.0	175	390	20	827	876	7.175	2.73

※) ポリプロピレン繊維 L=47mm

(2) 試験結果

a) 流動性

模擬型枠の打設孔から打ち込んだコンクリートは、偏ることなくほぼ左右対称に流れていくことを確認できた。また、①ポンプ車荷卸前、②打設孔(ポンプ圧送後の筒先)、③棲部吹上口の三箇所から採取したコンクリートのスランブフローは、①39.6cm、②36.7cm、③37.1cmといずれも値に大きな違いはなく、すべて基準値を全て満足しており、安定した流動性を確認することができた。

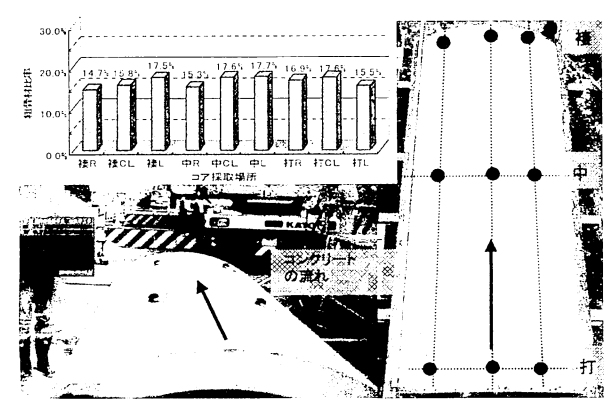


写真-3 中流動覆工コンクリート出来形 (試験施工)

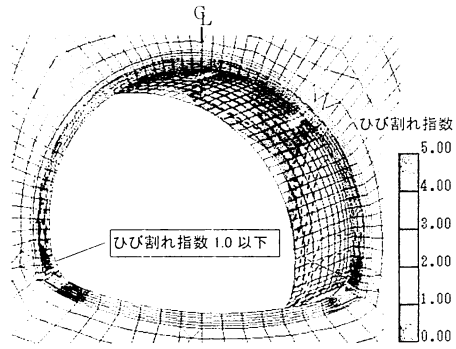


図-8 温度応力解析結果 (無対策)

b) 充填性

写真-3に脱型後のコンクリートの状況を示す。上面には、深さ5mm程度の気泡があるものの隅角部の隅々までコンクリートが充填していることを確認した。写真-3右の●印に示す位置より採取したコア供試体の表面に占める粗骨材の面積比率を写真上に示す。若干のバラツキは見られるものも、ほぼ均等に粗骨材が分布しており、コンクリートに材料分離は見られず、均一なコンクリートが成型されていることを確認した。

(3) 中流動覆工コンクリートの施工状況

中流動覆工コンクリートの施工では、その高い流動性から、打設速度が速い場合や、過剰な締固めによりコンクリートが液状化する場合には、型枠に作用する側圧が上昇し構造的な負荷が大きくなる可能性がある。また、覆工型枠に管理基準値を超えるような大きな変形を生じた場合には、工事の中断を余儀なくされ、コールドジョイント等の発生などによるコンクリートの品質の低下を招くことが懸念された。したがって、全スパンにおいてコンクリートの側圧の測定を行った。図-9に測定結果の一部を示す。

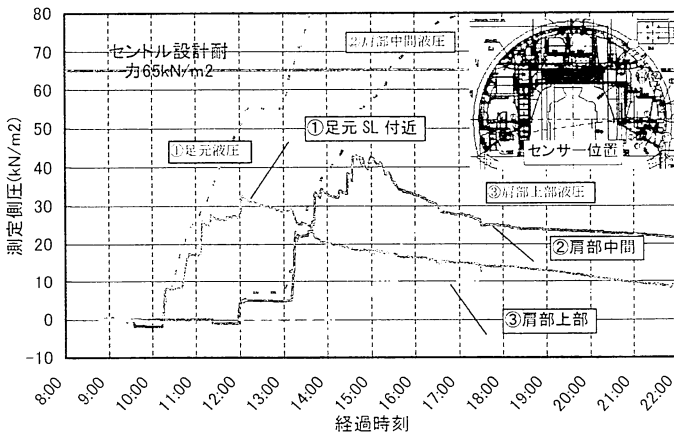


図-9 側圧測定結果 (実施工)

図中の実線は各実測値を、破線は液圧分布で作用すると仮定し実際の打上り速度より計算した予測値である。測定された側圧値は打設量に応じて増加し、概ね1時間程度でピークとなり、その後は収束しており、設計荷重を超える液圧は作用しないことがわかった。

(4) 覆工コンクリート圧力管理における新技術

本現場では打設時の作用圧力を計測管理しながら作業を進める情報化施工の必要性から新技術の光るデータコンバータを導入し、型枠に作用する側圧が設計耐力を超えないように作業員自らが判断できる「計測結果見える化技術」の推進を図った。写真-4 に光るデータコンバータ設置状況を示す。光るデータコンバータを採用したことにより、効率的な情報化施工が可能となり、作業の安全確保と覆工コンクリートの品質向上が図れたものと考えている。

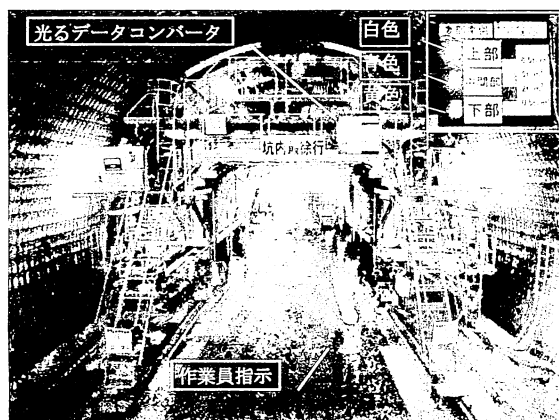


写真-4 中流動覆工コンクリート圧力管理状況

5. まとめ

今回、採石場跡地における軟弱埋戻土、および軟岩との境界部分をトンネルが貫くという特殊軟弱地山条件の施工に関して、設計検討としてのトンネル構造や耐震照査と施工検討としての切羽安定対策（長期沈下対策含む）として採用した周辺地盤改良工法の選定や施工時の対応について報告した。また、耐震照査にもとづく過密配筋区間において、中流動覆工コンクリートの採用により、確実な覆工コンクリートの充填と品質確保が実現でき、中流動覆工コンクリートの圧力管理では、光るデータコンバータなど新技術を適用した。今回報告した軟弱埋戻土という特殊条件下における数値解析に基づくトンネル支保構造や耐震照査の検討結果、地盤改良工法および中流動覆工コンクリートの施工報告が今後の同種工事の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 福田毅，山田浩幸，今井恵史，牛口美信，宮本武司：特殊地山におけるトンネル施工法の数値解析的検討，トンネル工学報告集第19巻，pp23-28，2009.
- 2) 西村学，森崎啓，今井恵史，牛口美信，山田浩幸：特殊地山条件における山岳トンネルの地震時挙動解析，土木学会第64回年次講演会概要集，pp823-824，2009.
- 3) NEXCO 中央研究所：都市部山岳工法のトンネルの耐震性に関する資料，中央研究所技術資料第364号，2007.
- 4) 東日本高速道路株式会社他：トンネル施工管理要領（中流動覆工コンクリート編），2008.

A STUDY ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF MOUNTAIN TUNNEL PENETRATING SOFT BACKFILLED GROUND

Hiroyuki YAMADA, Keiji IMAI, Shinya MUNAKATA, Yuusuke ICHIKAWA
and Takeshi MIYAMORTO

Izurubara Tunnel is shallow tunnel that was planned to pass through a boundary of soft rock and soft backfilled soil (N-value around 1-10, muck from a quarry (dehydrated soil : silt) or construction).

From numerical analysis (prediction analysis, seismic analysis), along with confirming the predominance of constructing all tunnel with the trenchless method (NATM), it was decided that, as a construction measure for face stability, soil improvement range and an shear reinforcement quantity based on seismic evaluation. This report gives an outline of construction review based on numerical analysis and the execution situation of middle performance concrete in the shear reinforcement section.