

駅部大断面トンネルにおけるNATM施工

本堂 亮¹・東 優²

¹正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 東京支社

仙台鉄道建設所 担当副所長 (〒980-0802 仙台市青葉区二日町9-7)

E-mail:a.hondo@jrtr.go.jp

² (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 東京支社

仙台鉄道建設所 所長 (〒980-0802 仙台市青葉区二日町9-7)

仙台市高速鉄道東西線の青葉山トンネルは、延長1 086mの山岳トンネルであり、橋梁で渡河する竜の口溪谷と、青葉山駅開削部の間に位置するNATM複線断面トンネルである。青葉山トンネルのうち、終点方の青葉山駅接続部は、青葉山駅が1面2線の島式ホームを採用していること、またホームなどの駅設備の一部をNATM区間に設けることから、トンネル断面を拡大する必要がある。当該区間の掘削にあたっては、安全性を確保する必要がある。そこで、事前にFEM解析などを用いた検討を行い、当該区間の掘削方法は中壁分割工法を選定した。本稿は、青葉山トンネル工事の駅部大断面区間における掘削方法として選定した中壁分割工法の施工計画および施工結果について報告するものである。

Key Words :subway line, NATM, large cut section, center diaphragm method

1. はじめに

仙台市高速鉄道東西線（以下、仙台東西線）は、市の南西部に位置する八木山動物公園付近からJR仙台駅を中心とする都心を経て、市の東部に位置する仙台市東部道路仙台東IC付近に至る延長約13.9kmの地下鉄路線である。

このうち、起点方の動物公園駅（駅名はすべて仮称）から丘陵地帯を経て、平野部の国際センター駅の起点側までの延長4.3km区間の土木工事を、鉄道・運輸機構が事業主体である仙台市から受託し、平成27年度開業に向けて施工を進めている。

本稿で取り上げる青葉山トンネル工事は、動物公園駅起点1km183m～2km269m間の延長1 086mの山岳トンネルであり、橋梁で渡河する竜の口溪谷と、青葉山駅開削部の間に位置するNATM複線断面トンネルである。（図-1、図-2）

青葉山トンネル工事のうち、終点方の青葉山駅部は、経済性を考慮し開削区間を最小限としたことにより、ホームをNATM区間まで延長していることから、トンネル断面が駅設備を含む大断面となり、トンネルを拡大する必要がある。当該区間の掘削工法選定に当たっては、FEM解析などを用いた検討を行った結果、十分な安全性

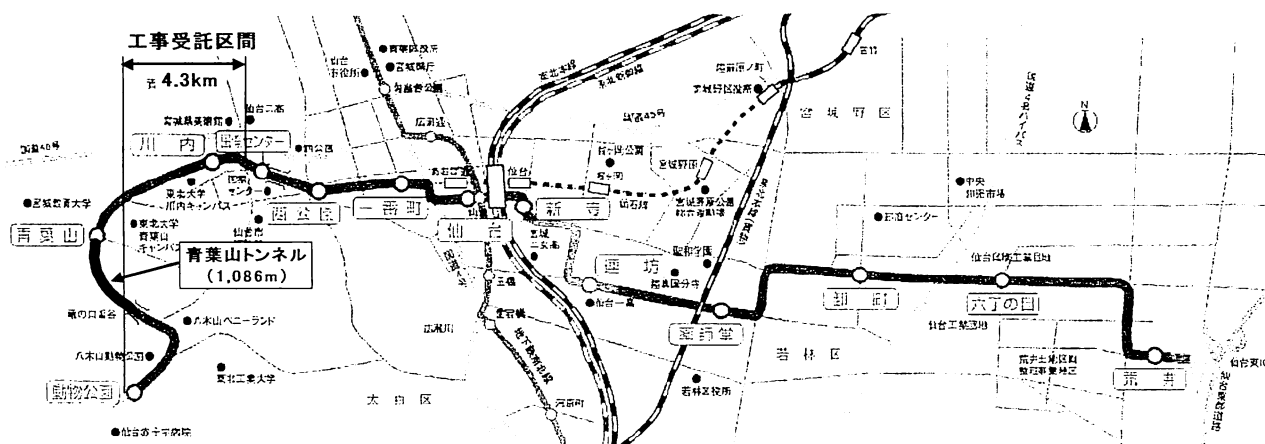


図-1 仙台市高速鉄道東西線路線図

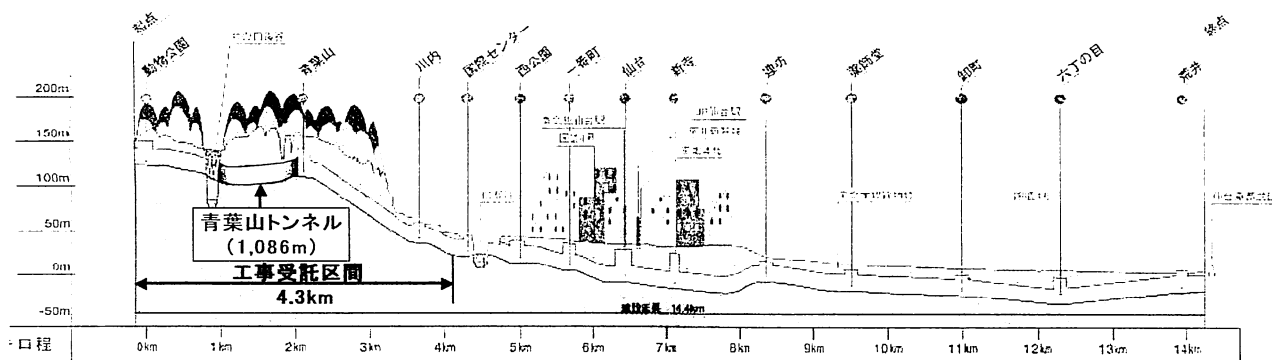


図-2 仙台市高速鉄道東西線縦断面図

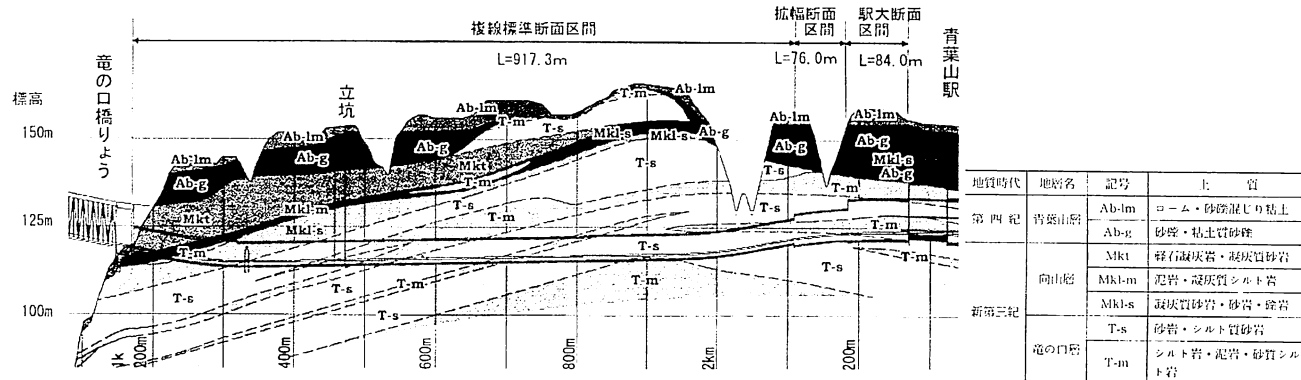


図-4 青葉山トンネル地質縦断面図

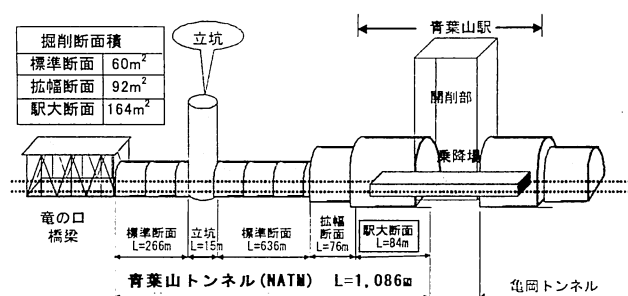


図-3 青葉山トンネル概要図

を確保できる「中壁分割工法」を採用した。

本稿は、青葉山トンネル工事の駅部大断面区間における掘削方法として選定した中壁分割工法の施工計画および施工結果について報告するものである。

2. 青葉山トンネルの概要

(1) 工事概要

青葉山トンネル工事は、複線トンネル（掘削断面積約 60m²）を山岳 NATM で施工するものであり、平成 19 年 3 月に着手した。周辺地域は、仙台市の条例に基づく特別環境保全区域に指定されている区域があり、自然環境を極力改変しないことが必要である。加えて、隣接工事となる橋梁工事や開削駅工事との競合を回避するため、掘削発進方式は、トンネル中間部に立坑を設

け、立坑より起終点に NATM トンネルで掘削する方式を採用した。

また、青葉山駅の拡幅断面区間における掘削断面積は最大で 164m^2 となるが、断面拡幅区間延長は 160m と短い。掘削断面数は、図-3 に示すとおり、経済性及び施工性から、拡幅断面区間（掘削断面積： 92m^2 ）および駅部大断面区間（掘削断面積： 164m^2 ）の2段階で断面を拡幅することとした。工事は、平成19年11月に立坑に着手し、平成20年5月末に本坑掘削を開始した。

標準断面区間の掘削方法はミニベンチカット方式（ベンチ長5m～6m程度）を採用した。また掘削機械は、地質条件および施工条件より、油圧式トンネル切削機（ツインヘッダー）40.0Mpa級を使用した。

(2) 地形、地質概要

図-4 に青葉山トンネルの地質概要を示す。青葉山トンネル付近の地質は、上位より青葉山層、向山層、竜の口層から構成されている。青葉山層は、第四紀更新世の砂礫及び火山灰からなる地層であり、N 値 10 程度である。向山層は、新第三紀の凝灰岩からなる地層であり、N 値 50 以上を示す軟岩で固結度は高いが、層境や沢部付近では、風化に伴い固結度及び N 値は低い。竜の口層は、向山層と同様に新第三紀の砂質シルト岩およびシルト質岩からなる地層で、N 値 50 以上を示す軟岩であり、固結度の高い地層である。地下水位は、青葉山層および向山層の上部の層境付近に帯水層を確

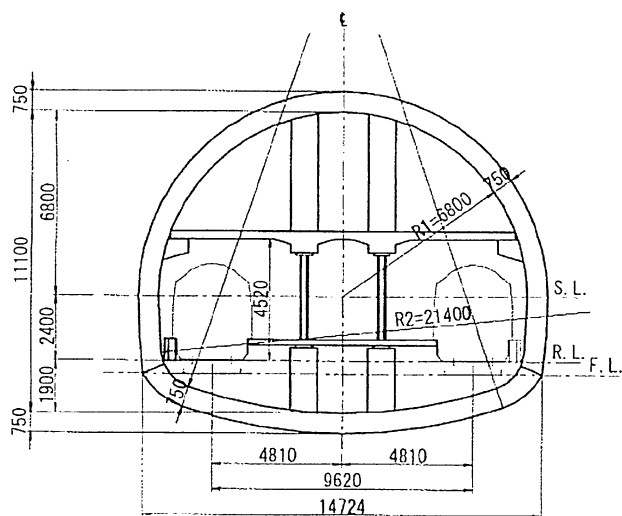


図-5 駅部大断面区間一般図

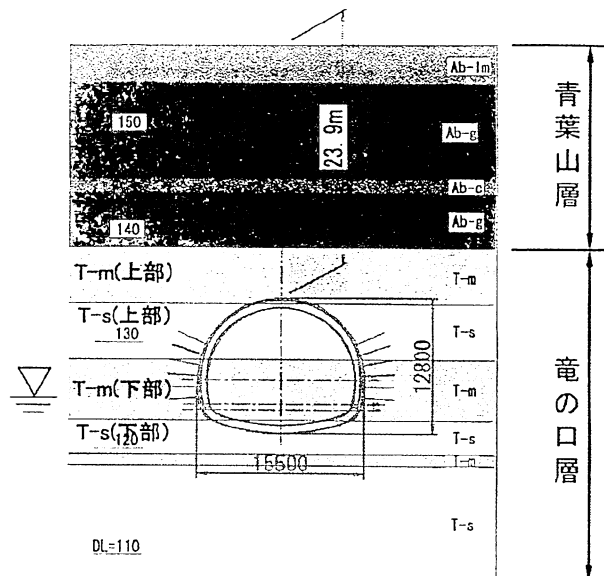


図-6 駅部大断面区間地質横断面図

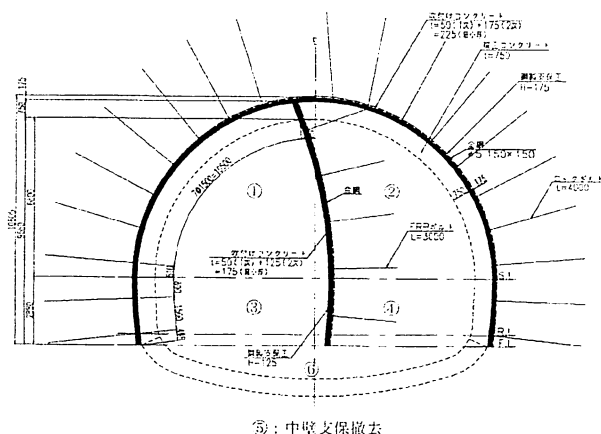


図-7 駅部大断面区間支保パターンおよび掘削順序

表-1 駅部大断面区間の掘削支保構成

ロックボルト	配置	アーチ・側壁（中壁）
	長さ(m)×本数(本)	4×19（FRP 3×5）
吹付コンクリート	縦断間隔(m)	1.0
	アーチ・側壁(cm)	5.0(一次)+17.5(二次)=22.5
鋼製支保工	中壁(cm)	5.0(一次)+12.5(二次)=17.5
	アーチ・側壁	175H
	中壁	125H

4. 駅部大断面区間の施工計画

(1) 施工方法の検討

駅部大断面区間の施工方法を選定するにあたり、サイロット工法、中壁分割（CD）工法および3段ベンチ工法の3案で、「施工性」、「安全性」、「経済性」などについて比較検討を行った結果、「施工性」「安全性」に優れた中壁分割（CD）工法を採用した。なお中壁については、断面形状および地質状況より、下半盤まで設置することとした。掘削ピッチは1.0m間隔とし、図-7および表-1に示す掘削支保パターンを採用した。

中壁分割工法の施工順序については、手前の拡幅断面区間の施工結果および現地の状況を踏まえ、図-7の①～⑥に示したとおり、先進坑（断面左側）上半を開削部到達点まで掘削し、引き続き同様に後進坑（断面右側）上半を到達点まで掘削したのち、下半を左右に分けてそれぞれ掘削する順序とした。その後、坑内変位が収束したことを確認し、中壁を撤去する。掘削施工機械は、標準断面区間と同様の施工機械を継続して使用し、中壁支保撤去作業は、ジャンボおよび大型ブレーカーを使用する。

なお、掘削順序については、手前の拡幅断面（92m²）区間における天端沈下量が8mm程度で収束したことを踏まえると、駅部大断面区間の途中より、上半のみの中壁

認している。

また、青葉山トンネル周辺地域のうち丘陵部については、東北大学の新キャンパス予定地となっており、現在造成工事が進んでいるところである。

3. 駅部大断面区間の概要

駅部大断面区間（L=84m）のうち青葉山駅側の40m間は、図-5に示すとおり、乗降場設備として、1面2線の島式ホーム、コンコースや換気風洞を設けるための中床版や鋼管柱などを構築する。

駅部大断面区間の土かぶりは22～25mであり、地質構造は、図-6に示すとおり、中間層の向山層は消滅し、上位より青葉山層、竜の口層から構成されている。掘削の対象となる層はすべて竜の口層（T-m層およびT-s層）である。また、当該付近の地下水位はトンネル断面のS.L.付近である。

表-2 駅部大断面区間の掘削管理基準値

単位(mm)			
項目	管理レベル	先進坑上半掘削完了時	全断面掘削完了時
天端沈下	I	15	30
	II	20	45
	III	30	60
内空変位	I	30	60
	II	45	90
	III	60	120

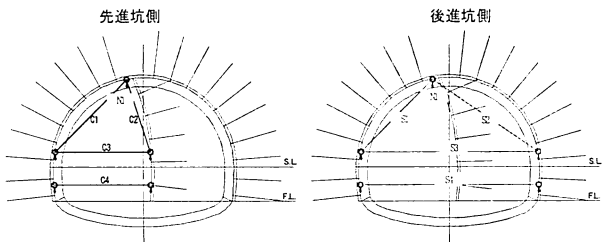


図-8 駅部大断面区間 計測 A 図

設置（上半中壁分割工法）に軽減出来る可能性もあるため、それを踏まえた掘削順序とした。

(2) 掘削管理基準値の設定

駅部大断面における天端沈下量及び内空変位量に関する掘削管理基準値は、『山岳トンネル設計施工標準・同解説』¹⁾にもとづき、FEM解析の予測値を用いて設定した。表-2に、駅部大断面区間における掘削管理基準値を示す。

インバート掘削終了までの最終管理値については、計測開始となる上半支保建込以降の変位量にて管理を行うことから、FEM解析における最大天端沈下量37mmから、先行変位量および先進坑支保設置までの計測遅れ分として、上半掘削時の天端沈下量8mmを差引いた値（37mm-8mm=29mm≒30mm）を管理レベルⅠとした。また、管理レベルⅠの1.5倍の値を管理レベルⅡに、2.0倍の値を管理レベルⅢと設定した。

さらに、施工時における管理として、先進坑上半掘削完了時の天端沈下量および内空変位量の中間管理基準値を設定することとし、各値は全断面掘削時の管理基準値の0.5倍と設定した。

5. 駅部大断面区間の計測計画

(1) 内空変位測定

駅部大断面区間における天端沈下量及び内空変位量（以下、計測A）については、前述のとおり、中壁分割工法の掘削段階ごとに逐次監視し、併せて、初期値からの累積変位量を把握することを考慮し、図-8に示すよう

表-3 検証断面における計測 B 項目

箇所	項目	計測方法
坑内	地中変位計測	多段式変位計
	ロックボルト軸力計測	計測用ボルト（ひずみゲージ内蔵）
	吹付コンクリート応力測定	コンクリート有効応力計
坑外	鋼製支保工応力測定	溶接型ゲージ
	地中変位計測	挿入式変位計（鉛直・水平）
	地表面沈下計測	レベル測量

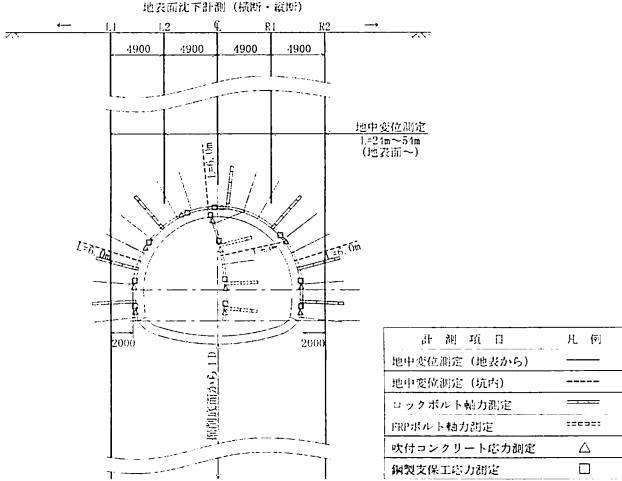


図-9 検証断面における計測 B 配置図

なターゲット位置を設け、3次元計測システムにて掘削管理を行うこととした。天端沈下量は、先進坑上半掘削時に設置した先進坑側のターゲットを最終時まで同一点にて計測管理することとし、内空変位量は、先進坑掘削時は外壁と中壁との相対変位量を、後進坑掘削時は先進坑側の外壁（左側）と後進坑側で遅れて設置する外壁（右側）との相対変位を、初期値からの累積値として管理した。

計測断面は10mごと（84m区間に8断面）に設けた。

(2) 支保部材応力および地中変位計測

駅部大断面区間において、掘削による地山挙動および各支保部材応力を把握し、大断面掘削の安全性および上半中壁分割工法への移行可否を検証するため、駅部大断面掘削開始点から20m地点（2km205m）において検証断面を設け、地中変位測定および支保部材応力測定（以下、計測B）を行った。表-3および図-9に、検証断面における計測項目および位置を示す。

6. 駅部大断面区間の施工結果

(1) 計測Aの結果（内空変位計測）

検証断面付近（2km205m）での計測Aの結果を図-10に示す。天端沈下量N1は、先進坑上半掘削完了時に6mm程度発生し、後進坑上半掘削時では11mm程度まで沈下

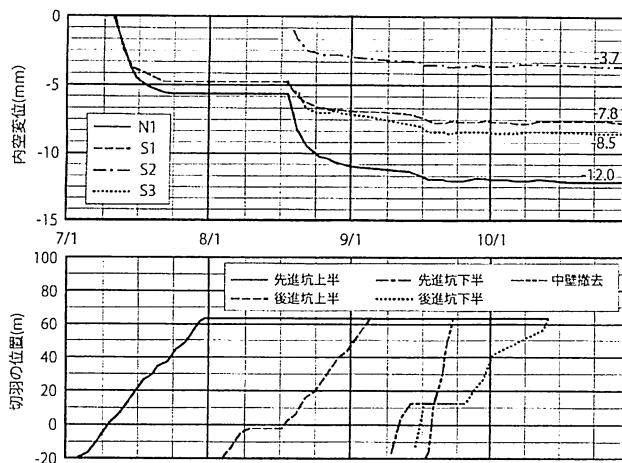


図-10 内空変位計測の結果 (2km205m)

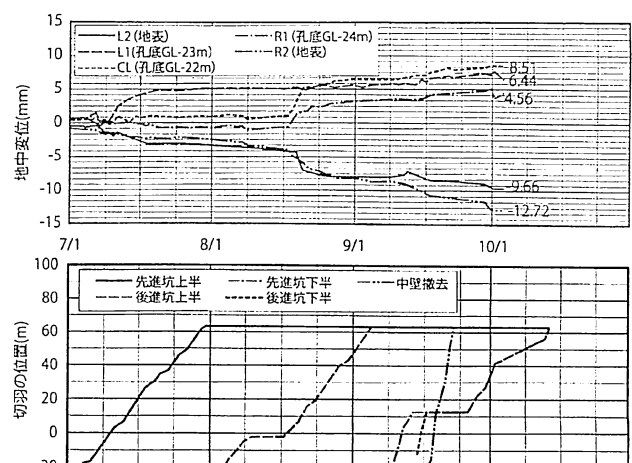


図-12 地中変位量 (経時変化) (2km205m)

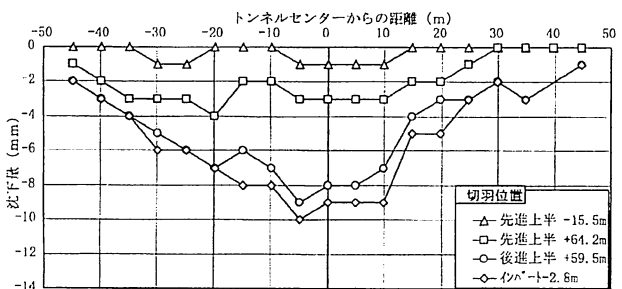


図-11 地表面沈下計測の結果 (2km205m)

が進行した。その後、左右下半掘削時および中壁撤去時には、沈下の進行はほとんど見られず、掘削管理レベル I を下回る12mm程度で変位は収束した。天端沈下の変位出現率は、先進坑上半掘削完了時で約50%、後進坑上半掘削時に約90%であり、他の計測断面でもほぼ同様の傾向が見られた。

また、内空変位量S3は、先進坑上半掘削完了時で5mm程度、後進坑上半掘削時には7mmまで変位が進行し、最終的には掘削管理レベル I を下回る8mm程度で収束した。

(2) 計測Bの結果 (地表面沈下計測)

検証断面 (2km205m) における地表面沈下計測の横断方向分布を図-11に示す。先進坑上半切羽が計測断面に15m程度まで近づいた時点で有意な地表面変位が発生し、先進坑上半切羽通過後は最大で4mm程度沈下した。また、後進坑上半切羽通過後は最大で9mm程度まで沈下が進行し、最終的には10mm程度で収束した。変位出現率は、坑内における計測Aでの出現率とほぼ一致している。また、地表面沈下の横断分布を見ると、トンネルセンターよりもやや先進坑側に偏って沈下量のピークが生じる傾向が見られた。

(3) 計測Bの結果 (地中変位計測)

検証断面 (2km205m) における、挿入式変位計による地中変位の経時変化グラフを図-12に示す。このうち、

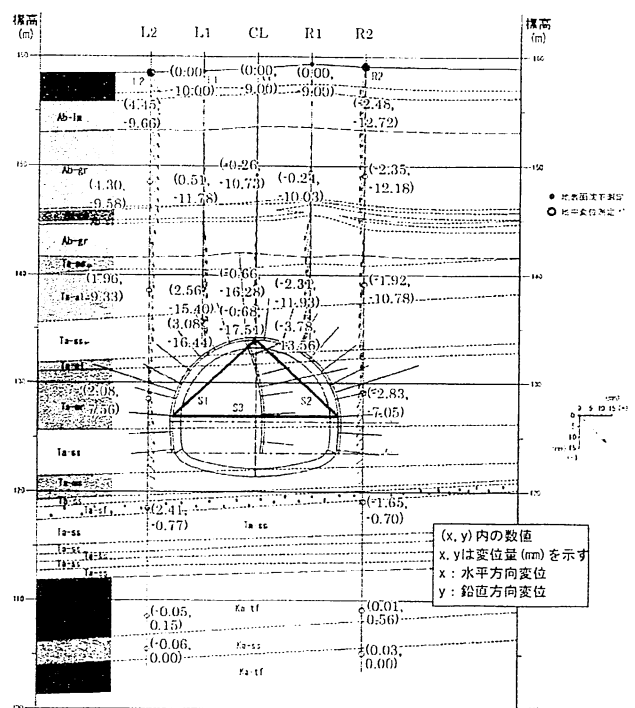


図-13 地中変位量 (収束値) (2km205m)

CL, L1およびR1はトンネル掘削断面上までの計測孔であり、グラフはトンネル断面直上地山と地表面間の相対変位の経時変化を示している。一方、L2およびR2は、トンネル断面下端から約20m下までの計測孔であり、グラフは孔底と地表面間の相対変位の経時変化を示している。

トンネル直上の地中変位は、図-11で示したトンネルセンターでの地表面沈下量9mmに図-12の8.5mmを加算した17.5mmの地中変位が生じていることが分かった。また、坑内における天端沈下計測の収束値が約12mmであったことから、坑内での計測A開始までの先行変位量が、総変位量の約30%程度であることが分かった。図-10からわかるように、内空変位にはクリープ変位が発生していないことから、地山はほぼ弾性領域内の挙動を示したものと考えられる。事前に行ったFEM解析では、切羽到

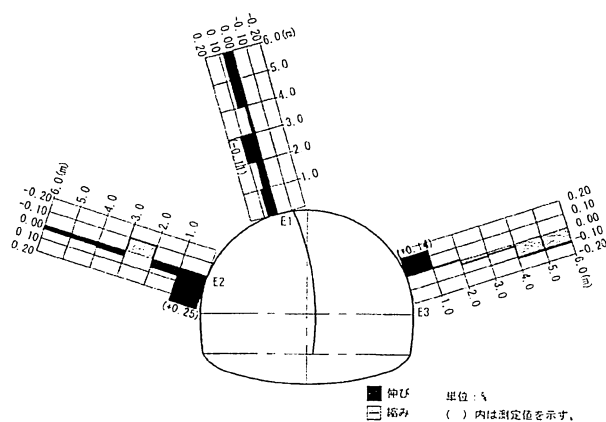


図-14 地中ひずみ分布（収束値）（2km205m）

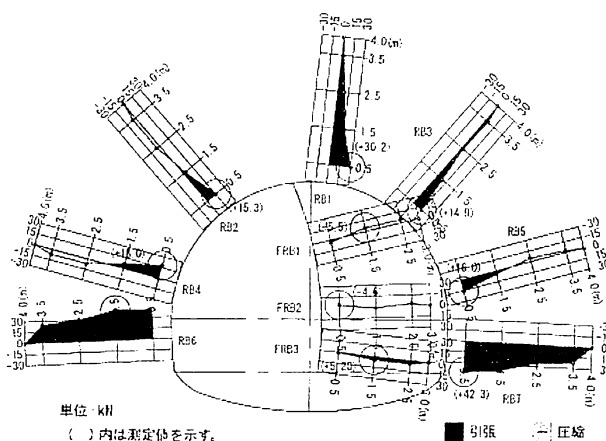


図-15 ロックボルト軸力分布（2km205m）

達時までの応力開放率を40%として計算していたが、今回測定された30%よりも10%程度大きく評価していた可能性がある。

次に、図-13 に検証断面（2km205m）における地中変位の収束値をベクトルで表した図を示す。数値は代表点の水平、鉛直方向の地中変位量である。このうち、CL、L1 および R1 は、挿入式変位計の計測値に、レベル測量による地表面沈下量を加算し、絶対変位量として表したものである。全体的にトンネル断面方向に向かって変位しているが、トンネル側部については、左右ともやや下方に向かって傾向が見られる。これは、側線 L2 および R2 において、孔底付近の地山がトンネル掘削で除荷されたことにより、不動点として取扱っている孔底が若干上方に変位し、見かけ上の計測値が全体的に下方に2～3mm程度生じているものと考えられる。このことは、L2 および R2 の地表面における変位計とレベル計測の計測値の差からも同様のことが推察される。

さらに、検証断面（2km205m）における、坑内からの地中変位計測（多段式変位計）による地中のひずみ分布の収束値を図-14に示す。なお、E1およびE2は先進坑上

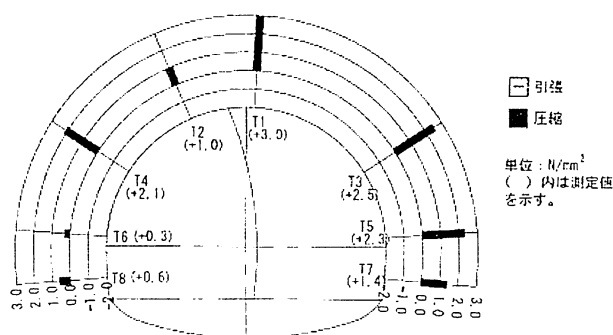


図-16 吹付コンクリート応力分布（2km205m）

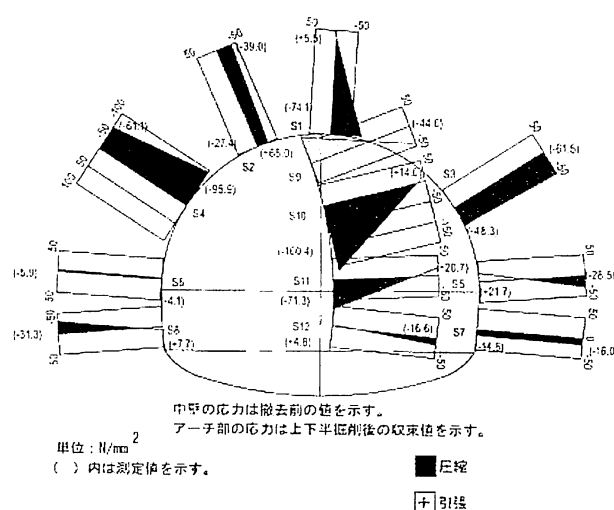


図-17 鋼製支保工応力分布（2km205m）

半掘削時、E3は後進坑上半掘削時に設置したものである。3測線ともトンネル内空方向への伸びが認められ、天端部分の伸びについては、深度6.0mまで及んでいるが、そのひずみ量はわずかであった。

(4) 計測Bの結果（支保部材応力）

検証断面（2km205m）における各支保部材応力計測の結果を図-15～17に示す。なお、各測定結果とも収束値を示したものである。

図-15 より、ロックボルトには、トンネル内空方向への伸びに伴う引張軸力が発生していることがわかる。引張軸力のピーク値は、ロックボルト長4mの中心よりもトンネル断面側に偏っている。また、部分的に圧縮軸力が発生している（RB4、RB5）が、図-14の地中ひずみ分布と符号が対応している。

図-16 より、吹付コンクリートには、圧縮力が全周にほぼ一様発生しており、天端部分のT1において最大値の3.0N/mm²の圧縮応力が発生している。

図-17 より、鋼製支保工応力には、アーチ部上半に圧縮力が発生しており、天端部および中壁部には曲げが発生していることがわかる。中壁のS10部分には、最大

で 160N/mm² 程度の圧縮力が発生しているが、天端沈下量が大きく生じていないことから、後進坑上半掘削時のアーチ鋼製支保建込における、天端接続部での歪みも影響しているものと考えられる。

これらの計測結果より、各支保部材において、大きな応力が生じていないことが確認された。

(5) 上半中壁分割工法への移行

上半中壁分割工法へ移行する可能性を検証するため、左右下半掘削については、検証断面（2km205m）を約 10m 通過した地点でそれぞれ切羽を止め、掘削安定性を確認することとした。計測Aの結果については、掘削管理レベルⅠを下回る値であり、計測Bについても過大な応力や挙動が生じなかった。さらに、前半約30m区間にて、上下半中壁が安全に撤去できるかどうか試験施工を行い、中壁を撤去しても天端沈下量がほとんど増加しな

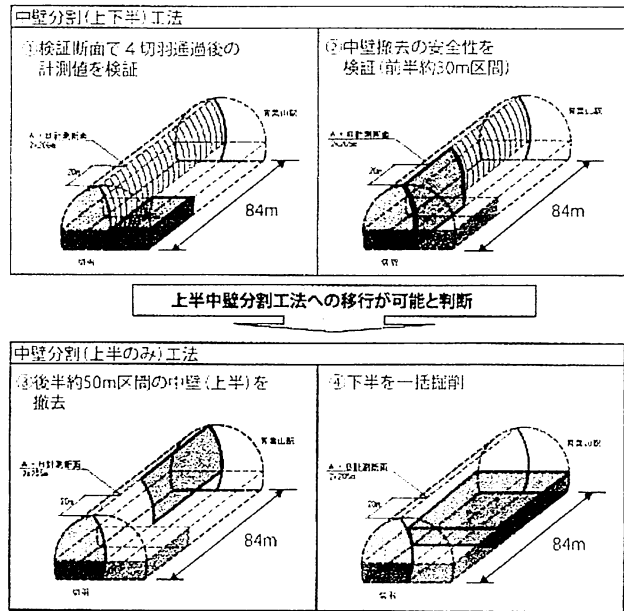


図-18 上半中壁分割工法への移行

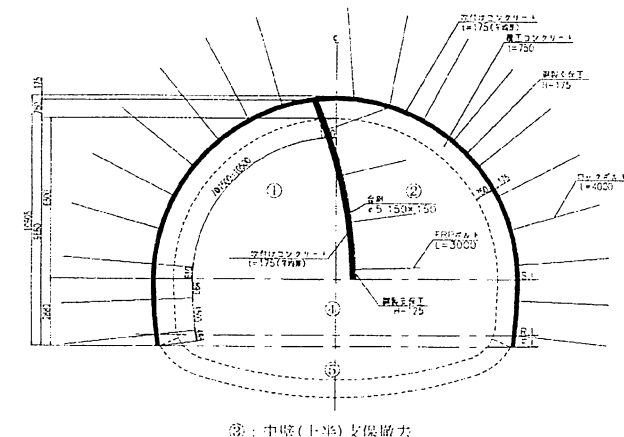


図-19 支保パターンおよび施工順序（上半中壁分割）

いことを確認した。

以上の結果にもとづき、駅部大断面区間（L=84m）の後半約50m区間については、図-18に示すような施工ステップおよび途中段階での検証を行い、経済化を図る目的のもと、上半中壁分割に移行することとした。また、吹付コンクリートについても、一次吹付を省略することとし、22.5cmから17.5cmに変更することとした。なお、掘削ピッチは、上下半中壁分割区間と同様、1.0m間隔とした。図-19および表-4に上半中壁分割工法区間の支保パターンおよび施工順序を示す。

(6) 計測Aの結果（上半中壁分割区間）

図-20に上半中壁分割区間における計測Aの結果を示す。上下半中壁分割区間と同様、天端沈下量N1および内空変位量S3とも、左右上半掘削段階で収束値の約90%程度変位が発現している。また、下半一括掘削前に実施した中壁（上半のみ）撤去時において、天端沈下量N1はほとんど増加しておらず、下半一括掘削も安定して施工することができた。

表-4 上半中壁分割区間の掘削支保構成

配置	アーチ・側壁(中壁)	
	長さ(m)×本数(本)	4×19(FRP 3×4)
ロックボルト	縦断間隔(m)	1.0
吹付け コンクリート	アーチ・側壁(cm)	17.5
	中壁(cm)	17.5
鋼製支保工	アーチ・側壁	175H
	中壁	125H(上半のみ)

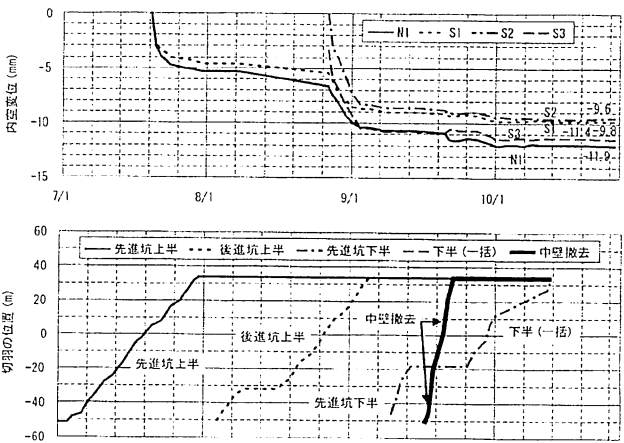


図-20 内空変位計測の結果（2km235m）



写真-1 駅部大断面区間掘削状況

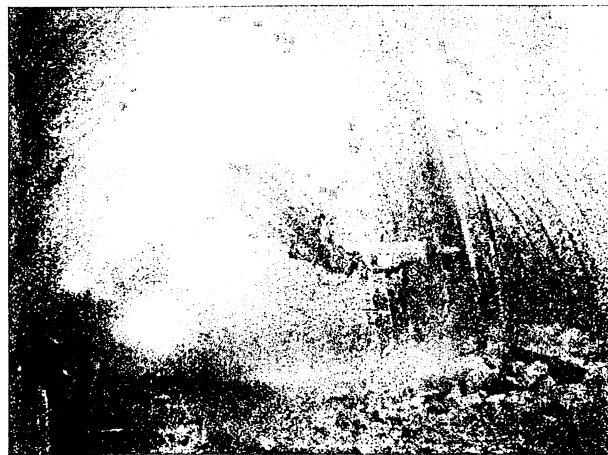


写真-2 駅部大断面区間中壁支保撤去状況

7. おわりに

駅部大断面区間の掘削は、平成 21 年 7 月初に開始し、大断面掘削を考慮した加背割の採用、FEM 解析を用いた施工方法の検証、綿密な坑内計測、および管理基準値を遵守した慎重な施工により、同年 10 月下旬に全断面掘削を無事完了することが出来た。写真-1 および 2 に駅部大断面区間の施工状況写真を示す。

仙台東西線において当機構が施工する亀岡トンネルおよび八木山トンネルは、開削駅接続部で青葉山トンネル駅部大断面区間と同様の大断面を施工することとなる。今回得られた青葉山トンネルの施工結果を踏まえ、残り 2 工区の大断面区間の施工にフィードバックしていきたいと考えている。

最後に、本報告が今後の大断面トンネル施工の一助となることを願う。

謝辞：本工事を進めていくにあたり、朝倉委員長（京都大学大学院教授）をはじめとした仙台市地下鉄東西線トンネル技術検討会委員の皆様、仙台市交通局をはじめとした各関係者の皆様からの多大なるご指導、ご協力いただいたことに対し、厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 鉄道・運輸機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，pp.263-271, 2008.

CONSTRUCTION OF LARGE CROSS-SECTION UNDERGROUND STATION

Akira HONDO and Masaru HIGASHI

The Sendai Subway Tozai Line Aobayama Tunnel is a NATM tunnel of 1 086m in length at a distance between 1km 183m and 2km 269m away from Dobutsu Koen Station. It is a NATM double track tunnel positioned between Aobayama Station built by cut and-cover method and Tatsu-no-kuchi ravine spanned by a bridge.

At the NATM section connecting towards Aobayama Station in the tunnel, from the fact that the station employs an island platform of 1 platform for 2 lines and a part of the stations facilities such as the platform are installed in the NATM section, it was necessary to expand the tunnel cross investigations were conducted in advance using FEM analysis, etc. and the Centre Diaphragm Method was selected as the excavation method for the section. This report gives information on construction planning and resulting for the Centre Diaphragm Method for the large cross-section part in the Aobayama Tunnel.