

2. 地山の評価

先行する作業坑の初期変位量より弾性理論解によって算定した見かけの変形係数は520MPaが最大で、不良地山区間に入る直前には300MPaより小さくなっていた。その後、粘土層が連続する約60mの不良地山区間では、局所的には最高390MPaとなる計測点もあったが、平均270MPa、最低は150MPa程度と評価されるような地山が連続していた(図-2参照)。この粘土化帯に設置したB計測(地中変位計測、吹付コンクリート応力計測、鋼製支保工応力計測)点のデータからはFEM弾性解析を用いた地山の変形係数Eの評価も行なっているが、やはり地山の変形係数は300MPa程度と評価された。

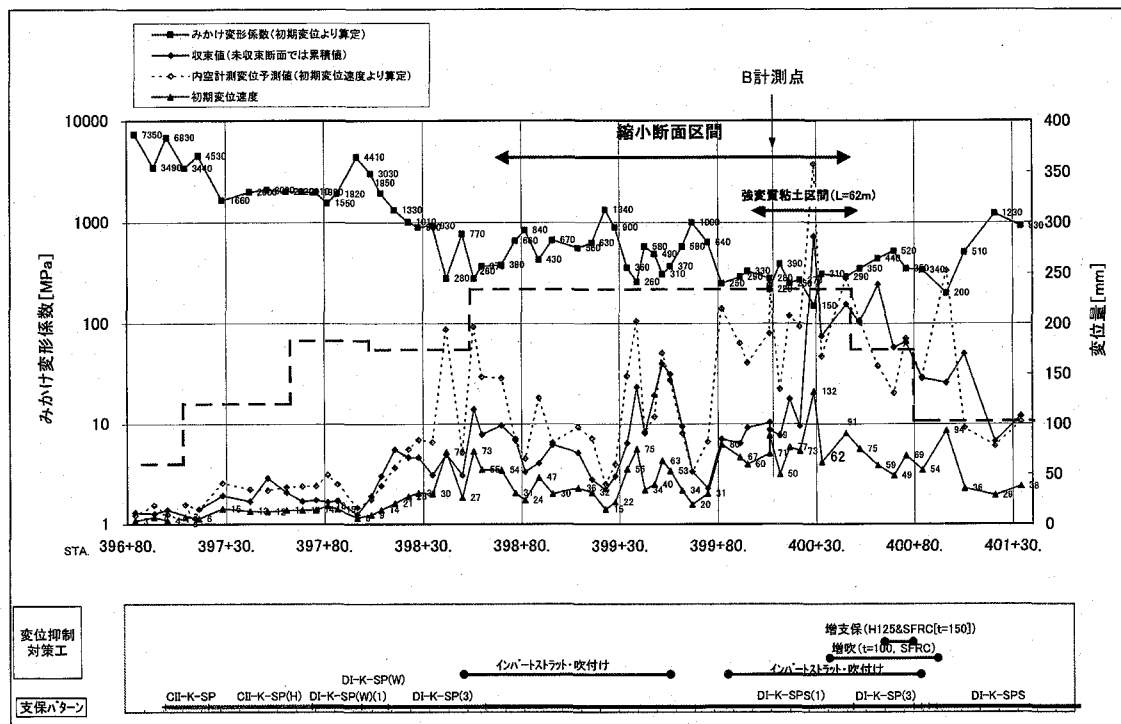


図-2 作業坑変位傾向図

地山評価結果を表-1にまとめる。作業坑のA計測(内空変位測定、トンネル天端の沈下測定)結果による見かけの変形係数は、断面縮小を余儀なくされた地点において、FEM解析による検証を行った結果と同等の値となることが確認でき、その差異は6%程度である。また、解析値に対してA計測結果による見かけの変形係数は安全側の評価であったため、[地山の変形係数]=[見かけの変形係数]として考えることとした。

また、粘土化帯では作業坑の計測結果より変形係数として220~310MPaが得られたが、ここでは最も変形係数が低い220MPaを用いて上半の検討を行なうこととした。

表-1 粘土化帯の地山物性の評価結果

検討区間	変形係数	みかけの変形係数	備考
断面縮小B計測位置	350MPa	330 MPa	
一般部	300MPa	290~350MPa	
強変質粘土区間	—	220~310 MPa 平均 270MPa	最大, 最小値の390MPa, 150MPaは特異点として除外

3. 支保工の検討

(1) 解析条件

前節で観測・検証されたデータに基づいて設定した地山の条件及び支保部材の仕様・諸元を表-2～表-3に示す。

表-3 支保部材の諸元

支保部材		弾性係数 (MPa)	断面積 (m^2)	備考
吹付コンクリート	底設導坑	若材令時：560 硬化後：4290	0.200	$\sigma_{ck} = 36\text{N}/\text{mm}^2$
	本坑アーチ		0.300	
	仮インバート		0.400	
鋼製支保工		28600	9.14×10^{-3}	H-250
ロックボルト		28600	5.07×10^{-4}	耐力 180kN, L=8.0m, 35本

(2) 解析結果

FEM 弾性解析により得られた変位、および、吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工に生じる内部応力の最大値（圧縮）を表-4～表-5に示す。

表-2 地山条件

弾性係数	ポアソン比	土かぶり	単位体積重量	粘着力	内部摩擦角
220MPa	0.4	600mm	24.5 kN/m^3	2.0 MPa	45°

表-4 変位一覧

STEP	施工内容	水平変位			鉛直変位		
		全変位 (mm)	計測変位 (mm)	増分変位 (mm)	全変位 (mm)	計測変位 (mm)	増分変位 (mm)
1	補助坑掘削	75.0	----	----	60.9	----	----
2	上半掘削	462.9	0	----	363.5	0	----
3	上半支保	699.0	236.1	236.1	576.7	213.2	213.2
4	1ベンチ掘削	858.1	395.2	----	582.9	219.4	----
5	1ベンチ支保	1006.7	543.8	307.7	582.5	219.0	5.8
6	2ベンチ掘削	1130.1	667.2	----	578.1	214.6	----
7	2ベンチ支保	1256.3	793.4	249.6	569.7	206.2	-12.8

表-5 部材応力の各ステップにおける最大値一覧

STEP	内容	吹付コンクリート 応力	鋼アーチ支保工 縁応力（地山側）
		(N/mm^2)	(N/mm^2)
3	上半支保	30.4	1002
4	1ベンチ掘削	20.2	855
5	1ベンチ支保	26.9	789
6	2ベンチ掘削	34.1	826
7	2ベンチ支保	41.9	882

注) STEP3 における吹付コンクリート応力の最大値は仮インバート部に生じているが、他の STEP では全て天端に生じている。

鋼アーチ支保工の縁応力は、地山側と内空側で差が無く、顕著な曲げ応力は発生していない。

(3) 支保工の検討

・変位量予測

解析の結果、粘土化帯で想定される変形係数 220MPa（≡地山の変形係数 220MPa）の地山においては、2ベンチ掘削後の最終変位が計測変位で 800mm となる結果が得られた。

本施工では、既施工区間の内、見かけの変形係数が 360MPa で 1ベンチ掘削終了後に 200mm の変位を観測した区間のデータを基に、以下のような簡単な比率の計算により粘土化帯における最終変位を予測している。

①：仮インパート施工区間における既施工区間の変位計測結果によれば1ベンチ終了までに全変位の80%が生じており、2ベンチ施工後の変位量の予測では250mmとなる。

②：変形係数の低減による変位量の増加倍率の算定

見かけの変形係数が360MPaから220MPaに約0.6倍と小さくなることから、変位量は $1/0.6 \approx 1.7$ 倍となると算定。

③：土かぶりの増加による変位量の増加倍率の算定

上記の変位量に対し、土かぶりが440mmから600mmと1.4倍に大きくなることから、変位量は1.4倍となると算定。

④：②と③より求めた倍率を250mmに乗ずると、予測変位量は $250 \times 1.7 \times 1.4 \approx 600$ mmとなる。

変位量の予測値は解析で得られた値の75%の値となったが、既施工区間のデータでは分析できない作業坑の近接および掘削による地山への影響、クリープ変位等の不確定要素から600mm以上の変位が生じる可能性は十分にあり、解析で得られた800mmの変位は実測値から判断しても妥当な数値であることが確認できた。

・支保部材の応力と変形余裕

解析結果によると、粘土化帯での鋼製支保工は上半掘削時点で降伏強度(240N/mm²)を超える。既施工区間の作業坑でも変位の大きかった箇所においては、降伏強度に達していると考えられるが、実際にはこのような軸力による支保工の座屈はほとんど観察されていない。これは、支保工が吹付コンクリートや地山との僅かな縁切れすることによりひずみが解放され、軸力による内部応力が抜けているためと思われる。したがって、鋼製支保工は吹付コンクリート硬化までの主要な支保部材として機能し、その後は吹付コンクリートが軸力を負担していると考え、鋼製支保工自体の補強は、検討から除外した。

一方、吹付コンクリートは2ベンチ施工時に天端付近において設計基準強度(36N/mm²)を超えることが予測された。このため、一次支保の吹付けコンクリートが許容される耐力に達する前(1ベンチ施工後)に、増し吹付けにより健全なコンクリート(2次支保)で補完する必要があると考えられる。よって、本坑の支保工は変形余裕量800mmと2次支保の吹付コンクリートの増吹厚100mmを持つ構造とした。

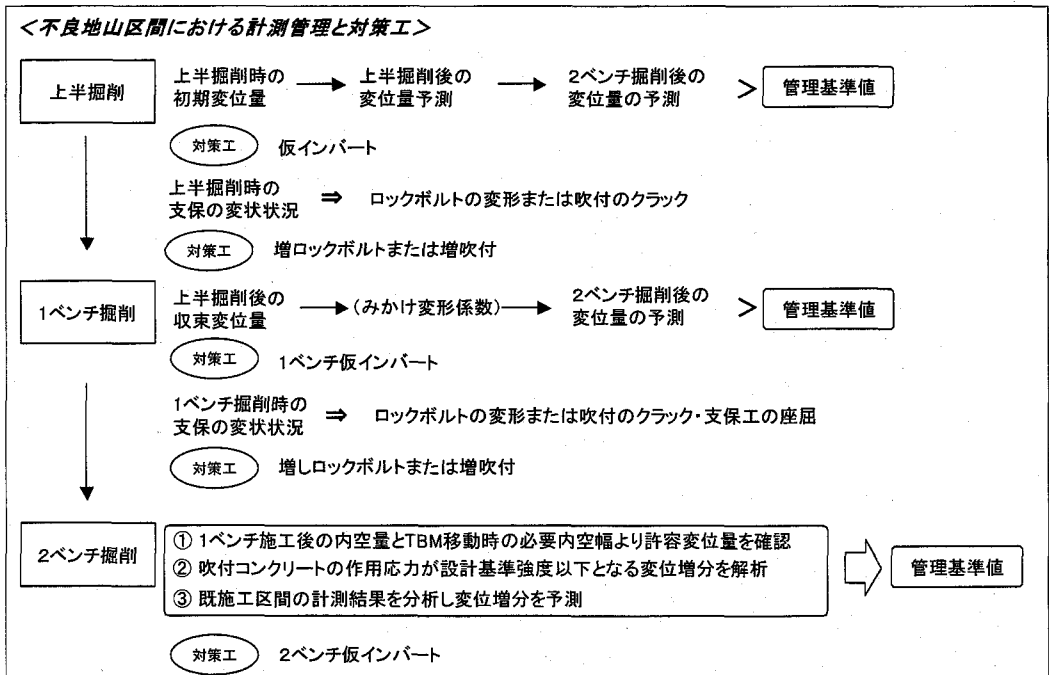


図-4 不良地山区間での計測管理と対策工のフロー図

4. 施工結果

現在、上半は断層破砕帯を突破し、TBM 発進予定位置 STA. 395+00 に到達している。1 ベンチは粘土化帯区間を施工中であるが、2 ベンチは当該区間を未施工であるため、上半と 1 ベンチの施工状況について以下に述べる。なお、図-4 は不良地山区間での計測管理と対策工のフローである。

(1) 上半の施工

粘土化帯の手前から切羽の自立性が悪化傾向を示したため、既施工区間で実績のある底設導坑を上半断面に設け、切羽の安定を図りながら掘削を行った。

一方、内空変位については上半掘削時の管理レベルⅢを解析値の 80% の 190mm に設定し、これを超える可能性のある初期変位速度 (3 間変位で 59mm) を計測した区間、および、管理レベルⅡ (140mm) を超えても収束傾向にない区間において、既施工区間の実績から変位抑制に最も効果的であった仮インバート閉合法を採用した (図-5 参照)。ただし、仮インバートの閉合時期については、上半の経距変位速度と変位量、および、解析結果を十分検討した上で、弱材齢の仮インバートに過大な荷重が作用しないよう配慮しながら決定し、施工を行っている。

上記のような計測管理を行なった結果、約 7 割の断面においては変位量を管理基準値以内に収めることができたが、残りの 3 割の断面では想定以上に変位量が大きく管理基準値を超えた。この区間においては、S.L から 4 段目までのロックボルトに破断や著しい変形が観察されていたことから、1 ベンチ施工前に S.L 付近へ片側 3 本増しボルトを打設し、ロックボルトの機能の補完を行なった。

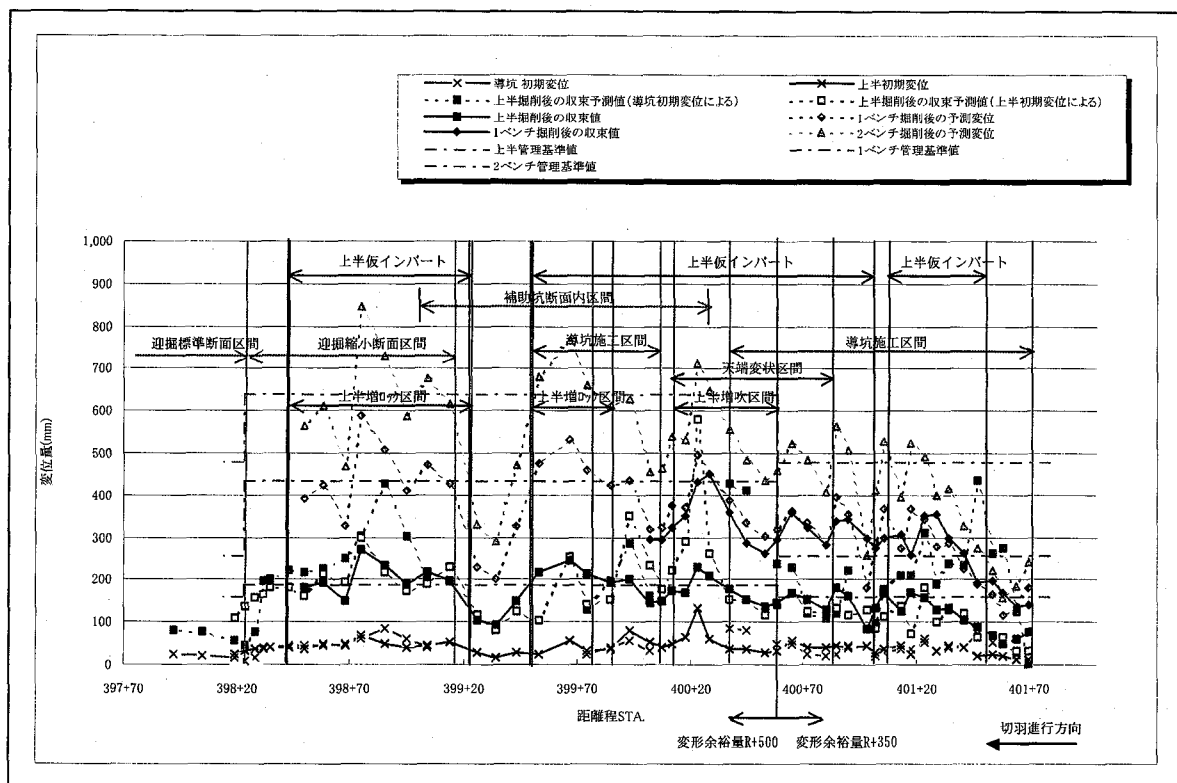


図-5 本坑変位傾向 (STA. 401+70~397+70)

(2) 1 ベンチの施工

1 ベンチの施工は、上半掘削を併行して行なうため半断面交互施工で行なっている。掘削は上半掘削後の脚部沈下量が小さい側が先行するようブロック割りを行ない、1 ブロックの延長は 20～25mで行なっている。

1 ベンチの管理レベルⅢは上半と同様に解析値の 80% の 435mm で設定した。掘削時に管理レベルを超える変位を計測した区間については、適切な施工時期を見極めながら速やかに仮インバートによる断面閉合を行なうとともに、2 ベンチの掘削時にも管理基準値を超えることが予測されるため、早期断面閉合が行なえるよう 2 ベンチ掘削の 1 ブロック長を 10m 程度として掘削を行なう予定である。

さらに、一部の区間においては、天端の支保工の座屈、吹付の剥落が発生した。変状規模の大きい区間においては上半アーチ部に 100mm の増吹を行ない、変位を抑制している。変状規模が小さく、変位が収束している区間については、2 ベンチ掘削時の状況によって増吹付の要否の判定を行なう予定である。

5. まとめ

粘土化帯の 1 ベンチ施工の結果、現在のところほぼ解析と実測に基づいた管理基準値で変位を収束させることができている。このことから、現場から得られたデータ（作業坑の計測データ）から解析を行なった評価の妥当性が確認できたといえる。また、本施工のような高土被りの脆弱地山帯を NATM で掘削する場合には、地山の弾性変形を支保工で抑えることは非現実的である。したがって、断面形状には解析に基づいた変形余裕を持たせたうえで、変形を監視し、適切なインバート閉合時期と必要な対策工を見極めながら、十分に監視された掘削を行なうことが重要であることが確認された。図-5 の変位傾向から見るとこの先さらに変形の大きな区間にベンチ掘削が差し掛かることから、さらに慎重な変位管理及び支保の監視を行なうことが重要となってくると考えている。