

(65) 来島大橋 10A アンカートンネル施工時の計測結果について
On measurement data during construction of Kurushima bridge 10A anchorage tunnels

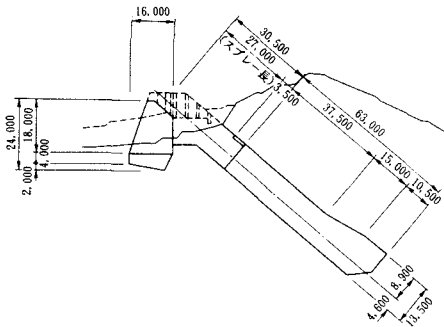
吉川 章三*・宮下 国一郎**・藤野 晃**
Shozo YOSHIKAWA, Kuniichiro MIYASHITA and Akira FUJINO

ABSTRACT: The Kurushima bridge 10A anchorage tunnels has been under construction at Imabari in Shikoku island to build gigantic anchors in rock mass connected with cables suspending the third Kurushima bridge, which is one of bridges on Onomichi-Imabari route of the Honshu-Shikoku bridge project. The anchorage tunnels consist of two parallel tunnels inclined 40 degrees downward from horizontal plane and separate to each other by 18.5m thick rock wall. Each tunnel has length of 63 m and cross-sectional area of 80 m² in standard portion and of 200 m² in enlarged portion. The tunnel face was divided into upper and bottom sections which were excavated alternately. Rock bolts and shotcrete were adopted as support. This paper presents the results of geological observation, convergence measurement, and other measurement by means of extensometers and inclinometers.

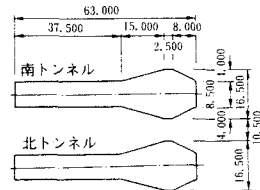
1. はじめに

来島大橋 10A アンカートンネルは、本州四国連絡橋、尾道・今治ルート of 来島第三大橋の今治側において、吊り橋のケーブル張力を受けるアンカレイジを岩盤内に構築するために掘削された南北 2 本の双設トンネルである。各々のトンネルは、延長約 72m であるが、坑口側の標準部（約 80m²）と坑奥側の拡幅部（最大約 200 m²）から構成され、坑奥部が拡幅された形状となっている。トンネル軸は水平に対して下向き 40° の急勾配になっており、上半部については、トンネル軸方向に掘削し、下半部については施工機械を搬出入する際に水平盤が必要となるため、水平ベンチカット方式にて掘削した。トンネルの支保構造は上下半とも吹付コンクリートとロックボルトである。本報告では、トンネル掘削時に行った地質観察、内空変位、地中変位等の諸計測の内容を紹介するとともに、計測結果の分析、評価方法等について計測例をもとに紹介する。

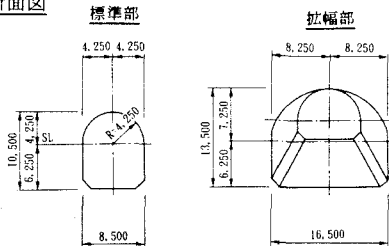
縦断面図



横断面図



断面図



* 正会員 本州四国連絡橋公団
** 正会員 清水建設 (株)

2. 地質概要

10 A アンカートンネルの施工地点である糸山地区は、中生代白亜紀の花崗岩類の分布地域内に位置し、「領家型花崗岩」を基盤岩として小規模な貫入岩（ヒン岩、塩基性岩）が分布している。また、花崗岩類中には大小規模の熱水変質脈が介在し、鉱物の変質、粘土化を伴う箇所も認められる。地表部には、山腹から谷部まで崖錐堆積層が被覆層として分布し、一部の低い平地には沖積層も分布している。これらの被覆層は、花崗岩の強風化層から供給された砂質土を主体としたものであり、「ゆるい砂質土」相当の地盤である。

3. 計測概要と結果

10 A アンカートンネルの掘削に伴い、実施した計測について主な項目を以下に示し、その概要を記す。図-3.1 に南側トンネルにおける計測位置図を示す。

3.1 計測工A

(1) 切羽観察

切羽観察は、トンネル周辺地山の地質および岩級区分などの情報を得て支保の適合性とトンネルの安全性を確認するために実施した。観察は、切羽毎の岩級区分と分布、割れ目の形態、風化変質層の有無および湧水状況などの項目について行った。

(2) 天端沈下および内空変位測定

トンネルの天端沈下・内空変位測定は、変位量および変位速度を測定することにより周辺地山の安定性の確認、ロックボルト および吹付けコンクリートの支保効果を把握するために実施した。当工事の標準部の断面形状はやや縦長で側壁部が普通トンネルと比較して長いため、内空変位の測定箇所は側壁部に3測線設けて実施した。測定方法は、天端と各測線の両端部にターゲットを設置し、光波距離計（3Dステーション）を使用して変位量を測定した。図-3.2 に計測概念図を示す。

変形は概ね切羽が2 D（17m）程度離れれば収束傾向を示したが、この傾向は他の計測断面についても同様であった。図-3.3 に天端沈下・内空変位の経時変化図（S-STA3）を一例として示す。

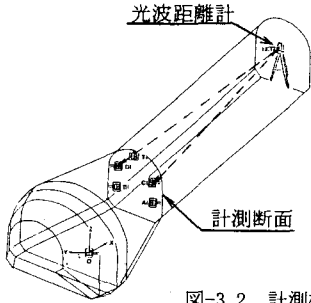


図-3.2 計測概念図

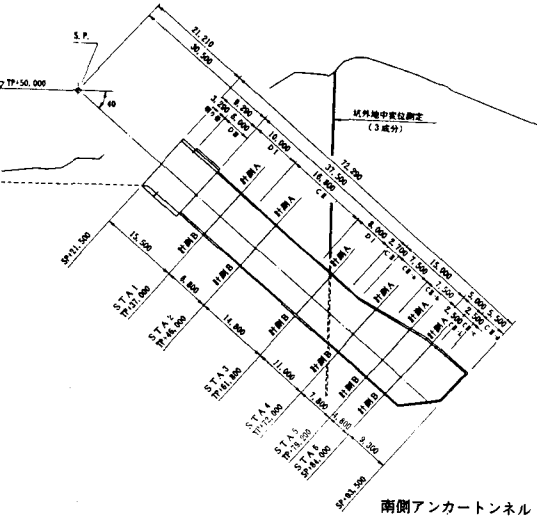


図-3.1 南側アンカートンネル計測位置図

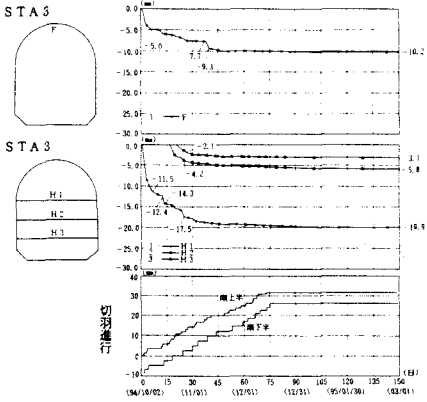


図-3.3 天端沈下・内空変位経時変化図

3.2 計測工B

(1) 坑内地中変位測定

坑内地中変位測定は、トンネル周辺の地山のゆるみ範囲とゆるみの程度を測定し、トンネルの安定性と支保効果を確認するために実施した。測定箇所は1断面につき5箇所である。

(2) ロックボルト軸力測定

ロックボルト 軸力測定は、軸力の分布状況からロックボルトの本数が適切か、あるいは増しロックボルト が必要かどうかを判断するために実施した。測定箇所は坑内地中変位計と同様で1断面につき5箇所である。

図-3.4 にロックボルト 軸力と地中変位の分布図 (S-STA3) を一例として示す。

(3) 坑外地中変位測定

坑外地中変位測定は、トンネル掘削前の初期状態からの地山変位の経時変化および変位量を把握し、トンネルの安定性を評価するために行った。測定は南側トンネルの標準部の終点付近の位置に、地上からボーリングを行って、その中にケーシングを建込み、XYZの3成分の変位量を測定した。図-3.5 に坑外地中変位計測位置図を示す。

測定は、ケーシング内に測定器を挿入し、XY成分は50 cm間隔、Z成分は100 cm 間隔でボーリングの全長にわたり岩盤の変位を測定した。図-3.6 にNO.2孔の最下端測点 (計測断面 S-STA3の天端位置) のY方向とZ方向の経時変化図を示す。また、図-3.7 にYZ方向合成変位図を示す。

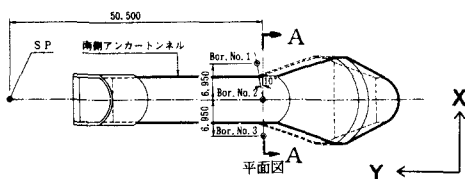


図-3.5 坑外地中変位計測位置図

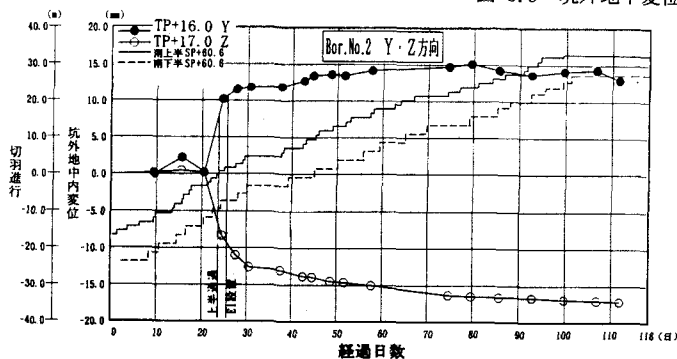


図-3.6 Y・Z方向経時変化図 (NO.2孔最下端測点)

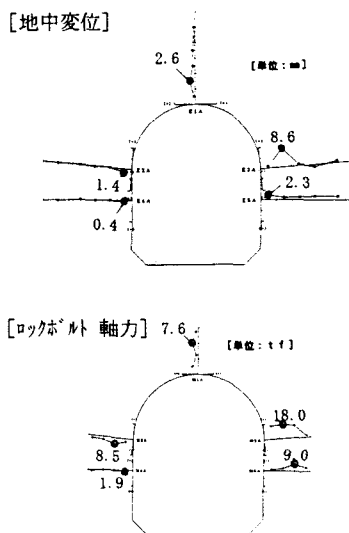


図-3.4 ロックボルト 軸力と地中変位の分布図

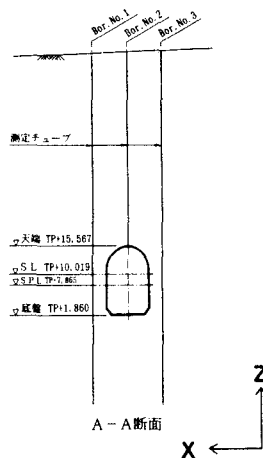


図-3.7 YZ方向合成変位図 (NO.2孔)

4. 計測結果の分析とFEM解析との比較

4.1 先行変位率

坑外地中変位測定の結果、図-3.7のYZ方向合成変位図に示すようにトンネル天端付近は40°勾配のトンネル軸に対してほとんど直角方向(断面方向)に変位を生じている。NO.1, NO.3孔においてもトンネル断面方向(X方向)変位が卓越しており、40°勾配の本トンネルでは、土被りは浅いが、応力解放は断面方向が支配的であったと考えられる。

また、先行変位率の推定をNO.2孔のY, Z方向変位の経時変化をもとに行なった。切羽到達前に生じた変位量と最終変位量の比率(先行変位率)を推定した。一般的な水平トンネルの先行変位率は30~40%と言われているが、本トンネルでは天端付近で約48%という結果を得た。表-4.1に先行変位率算出表を示す。

表-4.1 先行変位率算出表

位置	切羽	Bor. No.	累積変位量 (mm)			先行変位率 (%)
			計測点掘削日	最終変位量		
天端	上半	2	$\delta_y=7.9$	10.2	$\delta_y=13.0$	21.4
			$\delta_z=6.7$		$\delta_z=17.1$	

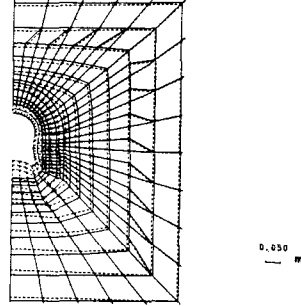


図-4.1 最終掘削ステップ変位図

4.2 FEM解析

トンネル掘削をシミュレーションするために、計測断面(S-STA3)について2次元FEM解析を実施し、天端沈下・内空変位の計測値を各測線において算出した。図-4.1に最終掘削ステップの変位図、図-4.2に各測線の掘削ステップ毎の変位グラフを示す。

ステップ	F	H1	H2	H3
2	0.0	0.0		
3	-6.4	-2.7		
4	-6.1	-6.5		
5	-5.7	-12.2		0.0
6	-5.2	-14.0	-9.4	0.0
7	-4.8	-15.1	-11.3	-6.1

天端沈下は鉛直上向きを正とする
内空変位は軸小方向を正とする

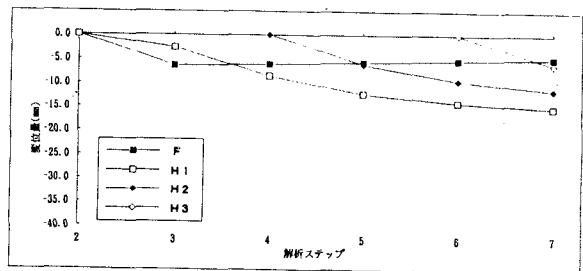


図-4.2 掘削ステップ毎の変位グラフ

4.3 計測結果とFEM解析結果との比較

トンネルの掘削は、上半の切羽を2~3m先進させた後に下半を追いつかせるという施工法で行ったため、上半と下半の掘削による影響をそれぞれ明確には分離することはできない。すなわち、上半通過時期は上半と下半の掘削の影響が重なって現れていると考えるのが 適当と判断される。

従って、ここでは図-4.3に示すように、下半のH2測線のターゲットを設置して初期値を測定した時点までを上半掘削による影響が現れた期間とし、それ以降を下半掘削の影響による期間と仮定した。

この仮定のもとに計測結果(S-STA3)と解析結果において、内空変位H1の上半掘削時に発生した変位量と最終変位量の比率を算出した。表-4.2に、上半掘削時変位率の比較表を示す。

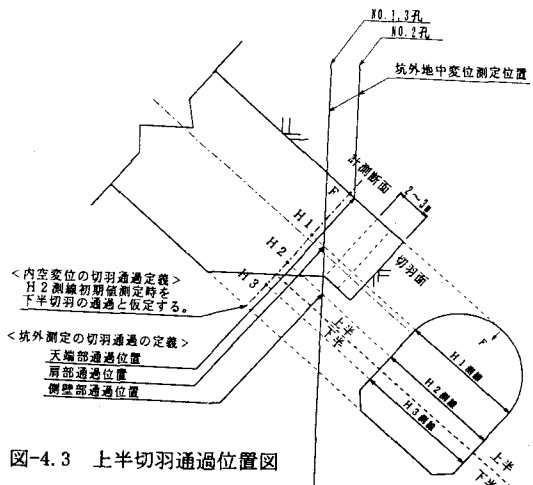


図-4.3 上半切羽通過位置図

同表から、計測結果の変位量と変位率は解析結果より3割程度大きくなっている。3次元掘削、双設トンネルや地山の不連続性等を考慮していないこと等がその原因として考えられるが、今後、検討する必要がある課題である。

4.4 トンネルの変形モード

坑内地中変位測定による絶対変位(最奥のアンカーを不動点とする壁面変位)から計器挿入方向の壁面変位を算出した。図-4.4に壁面変位による変形モード図(S-STA3)を示す。

また、天端沈下・内空変位測定で行った測量結果から、各測点の計測断面内の壁面沈下量についても算出した。図-4.5に壁面沈下による変形モード図(S-STA3)を示す。

いずれの結果からも、右側の変位量及び沈下量が左側より大きくなっていることが分かる。これは、南側トンネルでは右側が南北トンネルの間のピラー部にあたり、より応力集中の程度が大きくなっていることと、地質状況からも、ピラー部には粘土化した変質帯が不規則にみられ、脆弱化したところが多くなっていることなどの影響を受けたことが考えられる。

5. まとめ

本計測により得られた知見および特徴的なことを以下に示す。

- ①トンネルは40°勾配であり、掘削形態も上半はトンネル断面に平行に、下半は水平にそれぞれ掘削されるというように変則的であったため、計測断面に対する掘削の影響期間は比較的長くなったが、変形等は掘削進行にほぼ対応して生じ、概ね切羽が2D(17m)程度離れば収束傾向を示した。
- ②トンネルの変形は3次元的なものと考えられるが、断面中心方向の変形が支配的であった。
- ③今回実施したFEM解析では、等方性の連続体モデルで解析を行ったが、今後、3次元解析や亀裂の卓越方向、粘土シームの厚さなどの不連続性を考慮した解析等も検討に加え、地質状況に則したよりきめ細やかなシミュレーションも考慮に入れる必要があるものと考えられる。

6. 参考文献

- 1) 佐野孝三：来島大橋10Aトンネル式アンカレイジ工事，土木クォータリー NO.109 pp.2～24，清水建設土木クォータリー編集委員会

表-4.2 上半掘削時変位率

変位量	計測結果	解析結果
上半	14.5 mm	8.5 mm
最終	19.9 mm	15.1 mm
変位率	73%	56%

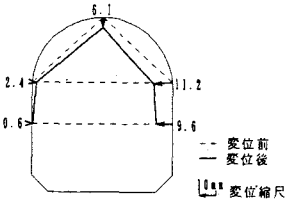


図-4.4 壁面変位による変形モード図

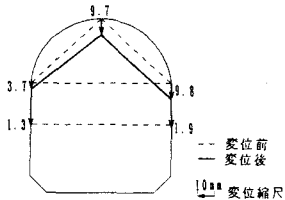


図-4.5 壁面沈下による変形モード図