切羽観察に基づくき裂分布と 許容変形量に関する研究

谷本 親伯¹・津坂 仁和^{1*}・青木俊彦²・紺野大輔²

¹大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) ²大成建設株式会社 国際事業本部(〒163-6006東京都新宿区西新宿6-8-1) *E-mail: tsusaka@civil.eng.osaka-u.ac.jp

き裂が著しく発達した花崗閃緑岩地山に掘削されたトンネルにおいて,切羽や天端部から岩塊が頻繁に 抜け落ち,大規模な切羽の崩壊も発生した.最大被り厚は33mであり,掘削断面積は80~100m²であった. 筆者等は,切羽写真から切羽面の卓越するき裂系の方向と頻度を求め,切羽の安定性に対する地質構造的 要因を考察した.さらに,き裂の発達した地山の力学的挙動が,ピーク強度以後,わずかなひずみの増加 により不安定な緩みが進展することを踏まえ,コンバージェンス曲線から,対象トンネルの許容変形量を 考察した.その結果,切羽面では鉛直方向のき裂系が卓越し,流れ盤構造を呈することが明らかとなった. また,許容変形量はトンネル径の0.3~0.4%の範囲にあると推定された.

Key Words : NATM, Face stability, Joint orientation, Joint frequency, Allowable limit of deformation

1. 序論

NATMによるトンネル施工では,切羽観察記録により 地山性状や不連続面の構造, 湧水量などを把握し, コン バージェンス計測により掘削に伴う地山挙動を評価する ことによって,建て込んだ支保工規模(剛性や内圧の大 きさ)の妥当性を検討する.これまでの切羽観察記録に 基づくき裂の定量的評価手法において,谷本ら¹⁾は,ト ンネル切羽面の写真からき裂をディジタイザーにより抽 出し,その再現図から卓越するき裂の方向を算出するト ンネル切羽観察システムを構築し,Qシステムに基づい て原位置岩盤強度の算出を試みた.また,近年では,デ ジタルカメラを用いた写真測量技術による岩盤不連続面 の評価や内空変位量の測定が盛んに行われている.例え ば,城ら²は,岩石ブロックを用いたき裂の走向・傾斜 を測定する実験を行い、同手法をトンネル切羽面に適用 した.畑ら³や三浦ら⁴は,トンネルの変位計測に適用し, その精度や適用範囲を検討した.

一方,これまでのコンバージェンス計測結果の評価手法においては,計測開始直後の変位速度から最終変位量を予測し,トンネル掘削後,早期に建て込まれた支保工規模の適切度を評価しようと試みが行われている.例えば,吉川ら⁵や谷本ら⁶によって最終変位量の予測式が提案されている.また,トンネル施工における許容変形量

に関しては,竹林・松井⁷が,50を超える施工事例での 吹付けコンクリートなどの支保部材の変状に基づいて, 内空変位量が50mm,天端沈下量が40mmを施工上の管理 基準値とした.また,C.Tanimoto & Y.Iwasaki⁸は,トン ネル施工に伴って発達するゆるみ域は,ひずみ軟化域と 塑性流動域から成り,地山中に塑性流動域が生じた場合, トンネルが著しく不安定な状態に至ることから,地山に 塑性流動を生じさせない最大の変形量を許容変形量とし て,施工管理を行うことを提唱してきた.

本研究においては,き裂が著しく発達した地山に掘削 され,切羽や天端部からの岩塊の抜け落ちや大規模な切 羽の崩壊が多数発生した事例を対象として,切羽崩落の 地質構造的要因と施工管理基準値としての許容変形量を 調査した.はじめに,コンバージェンス計測結果と地山 状況に基づいて,トンネルの挙動が地山の不連続面に大 きく依存していると考えられることから,切羽写真より き裂を抽出し,その頻度や方向,そして,卓越するき裂 のトンネル縦断方向における3次元的構造を求め,切羽 の安定性との関係を考察した.次に,き裂の発達した地 山の力学的挙動が,ピーク強度以後,わずかなひずみの 増加により不安定な緩みが進展することを踏まえ,切羽 の崩壊した断面の周辺において計測されたコンバージェ ンス曲線に基づいて,対象トンネルの許容変形量を考察 した. 対象とした事例は,花崗閃緑岩地山に掘削された上下 線各1本ずつの二車線高速道路トンネルである(以下, AおよびBトンネルとする).トンネル延長はAトンネ ルが1,415m(NATM区間:1,189m,開削区間:226m), Bトンネルが1,440m(NATM区間:1,159m,開削区間: 281m),最大被り厚は33m,そして,掘削断面積は80~ 100m²である.施工中に両トンネル併せて49の断層に遭 遇した.断層部およびその周辺では,岩盤基質部が激し く変質作用を受け,著しくマイロナイト化(以下,マイ ロナイトとする) されていた.また, 断層破砕帯を除い たトンネル全長をとおして, 地山に著しくき裂が発達し ていたため, 掘削に伴う切羽および天端部からの岩塊の 抜け落ちが頻繁に生じた.

はじめに,被り厚,切羽の崩壊位置,実施支保区分, 地質,天端沈下量と内空変位量,変形に基づくトンネル 地山分類の地山区分,そして切羽のき裂頻度とトンネル 縦断方向におけるき裂構造を図-1に示す.Aトンネルで は6つの断面,Bトンネルでは2つの断面において,中ま たは大規模な切羽の崩落が生じた.崩壊断面1,2,4,6 ~8では,切羽には主にき裂の発達した花崗閃緑岩が分



図-1 AおよびBトンネルにおける地質,変位量,ゆるみ域,き裂頻度の推移

布し,一掘進長が1.0~1.5mの発破掘削を行った後に崩落 が生じた.それぞれの断面における推定崩壊岩塊量は 11.4m³,31.8m³,7.9m³,47m³,17.5m³,48.5m³であった. また,崩壊断面3では,切羽の大部分にマイロナイトが 分布し切羽の自立性が著しく悪く,機械掘削と切羽面へ の吹付けコンクリートの打設を3回に分けて施工が行な われ,崩壊はその3回目の掘削作業中に生じた.その推 定崩壊岩塊量は約84m³であった.そして,崩壊断面5で は,切羽には主にき裂の発達した花崗閃緑岩が分布し, 標準断面から非常駐車帯部の構築のため断面の拡幅を行 った発破掘削の直後に崩壊が生じた.その推定崩壊岩塊 量は約140m³であった.

構築された支保区分はIIIからVbの7通りあり,その主 要支保部材を表-1に示す.支保区分Vbは坑口部に構築 される支保区分である.また,切羽の崩壊や切羽面から 岩塊の剥落が頻繁に生じたことから,Aトンネルでは STA.1631.95m~1272.49m(*L*=359.46m),Bトンネルでは STA.1671.59m~1156.39m(*L*=515.20m)において,切羽に 長さ8mの注入式ボルトを7本を4間毎に,天端に長さ8m の注入式ボルトを30本と4mの自穿孔ボルトを30本を一 間毎に交互に打設することを通常の支保工の構築作業に 加えた.

また,同図における地質状況は切羽観察記録に基づい て切羽に分布する岩石の種類を示し,黒色で示すマイロ ナイトが分布する箇所が断層破砕帯と考えられる.トン ネルの変位量の推移では,鉛直方向の変位が水平方向に 比べて卓越しており,天端沈下量の最大値は約40mmで ある.

3. コンバージェンス計測に基づく地山挙動の評価

対象としたトンネルにおいて,計測断面と切羽との相 対距離に対して整理したコンバージェンス曲線に基づい て,初期変形速度と断面変形率の関係を求めた.その結 果を図-2に示す.ただし、トンネル全線にわたって垂直 変位が水平変位よりも卓越していることからコンバージ ェンス曲線として天端沈下量を用いた.また,支保区分 Ⅲの一掘進長が最も長い1.5mであることを考慮し,トン ネル掘削後,計測断面と切羽面との相対距離が約3m以 下の条件で計測が開始された断面を用いた.同図におい て,支保区分に関する分類,地山の力学的挙動に関する 分類(地山挙動が弾性または非弾性である),そして, 表-2に谷本ら⁹によって過去200の施工事例に基づいて提 案された変形に基づくトンネル地山分類を示す.コンバ ージェンス曲線から得られる地山の力学的挙動に関する 知見として,谷本ら[®]は,地山の時間依存性による挙動 が著しくない場合,地山の力学的挙動とコンバージェン

ス曲線の収束する時点での切羽と計測断面の相対距離の 関係を以下のように示した.地山が弾性的な挙動を示す 場合は,掘削径Dを目安としてその相対距離は2D以内で あり,一方,地山が非弾性的な挙動を示す場合は,その 相対距離はトンネル中心から地山内に形成される弾性・ 非弾性領域の境界までの外径D'の2倍となる.今回はこ の概念に従って,図-2において,弾性挙動と考えられる 断面を白色,非弾性挙動と考えられる断面を陰影を付け た印で示す.

同図における全体の傾向として,AおよびBトンネル における初期変形速度と断面変形率の関係は,変形に基 づくトンネル地山分類⁹とよい相関関係にある.また,

表-1 対象トンネルの支保区分

支保	掘削断面積		主要支借	インバート	福凯卡夫		
区分	(m ²)	SS	SC (mm)	RB	(mm)	加加加力式	
III	93.6	3LG130	200	L=4m, 10(11)本	200	DB; @1.5m	
IIIa	81.2	3LG130	200	L=4m, 4(6)本	-	DB; @1.25m	
IIIb	81.2	3LG100	150	L=4m, 4(6)本	-	DB; @1.25m	
IV	94.1	3LG130	200	L=4m, 10(11)本	200	M; @1.0m	
IVa	94.1	3LG130	200	L=4m, 4(6)本	200	M; @1.0m	
Va	103.5	3LG180	250	L=4m, 6本	250	M; @0.8m	
Vb	103.5	3LG180	250	L=4m, 6本	250	M; @0.8m	

[Key] SS:鋼製支保工、3LG:ラチスガータ、SC:吹付けコンクリート、RB:ロックボルト、 DB:発破掘削、M:機械掘削





表-2 既往の変形に基づくトンネル地山分類⁹

地山 区分	支保荷重	地山強度比	初期変形速度 (mm/m)	断面变形率 (%)	
Ι	軽微	1.5以上	0.1以下	0.07以下	
Π	中	1.0 - 1.5	0.1 - 1	0.07 - 0.3	
III	大	0.75 - 1.0	1 - 5	0.3 - 0.8	
IV	非常に大	0.5 - 0.75	5 - 12	0.8 - 1.5	
v	極めて大	0.5以下	12以上	1.5以上	

掘削に伴う地山の力学的挙動に着目すると,その挙動が 弾性挙動となる場合と非弾性挙動となる場合の境界は, 初期変形速度が1mm/m,断面変形率が0.25~0.30%と考 えられる.つまり,変形に基づくトンネル地山分類では, 地山区分IおよびIIに分類される断面は弾性挙動,区分III 以上に分類される断面は非弾性挙動を示すと考えられる. そこで,これらのコンバージェンス計測結果がその計測 断面の前後10mの地山挙動を代表するものと考え,図-1 にトンネル縦断方向における各地山区分の推移を示す. その結果より,非常駐車帯部(L=40m)を除くそれぞれ のトンネルの総長に対する各地山区分の割合は,Aおよ びBトンネルにおいて,地山が弾性挙動を示す地山区分I およびIIが87%(L=999m)および70%(L=783m),一方, 地山が非弾性挙動を示す地山区分IIIが13%(L=149m)お よび30% (L=336m) である.したがって,両トンネル において,トンネル全長に対して70%以上の区間におい て, 掘削に伴う地山の力学的挙動が弾性挙動に支配され ていたと考えられる.

4. 切羽のき裂分布と地山挙動

切羽観察記録と切羽写真より,切羽面に分布するき裂 を抽出し,その頻度や方向性,そして,卓越するき裂の 3次元的構造を求めた.その結果より,掘削に伴う地山 挙動として水平変位量よりも鉛直変位量が大きく生じ, 複数の断面において中規模および大規模な切羽の崩壊が 生じた地質的要因について考察した.

岩盤表面におけるき裂頻度の評価として,谷本ら¹は, 1m当りのき裂数(本数/m,[1/m]),単位面積に含ま れるき裂の合計長(m/m²,[1/m]),そして,単位体 積中の不連続面の合計面積(m²/m³,[1/m])の全ての 次元が[1/m]に集約されることに基づいて,ある領域 のき裂頻度を表す統一的な指標の次元として[1/m]を 提案している.今回,この考えに基づいて,切羽写真か ら切羽面上のき裂を抽出し,その全長を上半切羽の面積 (A=39.3m²)で除すことによりき裂頻度を求めた.切羽 写真は,切羽面より5~6mの位置から吹き付け機の照明 下で撮影された.使用機種は,オリンパス CAMEDIA C5050Zであり,有効画素数は約490万画素である.

き裂の抽出結果の一例として,図-3にAトンネルの STA.1801.34m断面の場合を示す.図-3(a)は上半切羽写 真,図-3(b)は切羽写真上の目視判読できるき裂の再現 図,図-3(c)は再現図上の全てのき裂の長さとスプリン グラインからの反時計回りの角度を求め,その結果をジ ョイントロゼットとして10°ごとの方向別に表したき裂 頻度の分布図である.同図において,10~20°(き裂頻 度0.267(1/m))と110~120°(き裂頻度0.309(1/m)) 方向に卓越する2つのき裂系が抽出された(以下,き裂 系ととする).そして,これら2つのき裂系の走向 と傾斜を切羽観察記録から判読すると,き裂系 が N110°W, 65°NSであり, き裂系 がN114°E, 70°SN であった.これらをトンネル掘進方向に対して補正を行 い,トンネル縦断方向における構造を求めると,水平方 向のき裂系 が流れ盤構造であり,鉛直方向のき裂系 が受け盤構造であった.ここで,複数の卓越するき裂系 が存在する切羽面においては少なくとも一つのき裂系が 流れ盤構造を呈する場合を、その切羽が流れ盤構造であ るとした.よって,AトンネルのSTA.1801.34m断面の切 羽は流れ盤構造となる.このように卓越するき裂系を抽 出した断面数はAトンネルでは60断面, Bトンネルでは 46断面である.そして,き裂の抽出結果がその断面の前 後10mの地山のき裂状況を代表するものと考え,トンネ ル全長におけるき裂頻度とトンネル縦断方向におけるき 裂の構造の推移を図-1に示した.ここで,切羽面のき裂 頻度の規模を線の密度で、受け盤構造は白色で、流れ盤 構造は陰影で示す.また,空白の部分は,切羽写真が得 られなかったため,き裂の抽出を行えなかった区間であ る.同図より,Aトンネルでは60断面のうち49断面が流 れ盤構造であり, Bトンネルでは46断面のうち31断面が 流れ盤構造である.したがって,トンネル全長にわたっ て流れ盤構造が卓越していたと考えられる.さらに,こ のようなき裂の抽出を行った全ての切羽面には,最大で 3つの卓越するき裂系が存在し,そのうち図3-(c)に示す ジョイントロゼットの45°から135°の範囲の鉛直方向 のき裂系が少なくとも1つ存在した.

以上より,切羽面に鉛直方向のき裂系が卓越すること と複数の卓越するき裂系のうち少なくとも一つは流れ盤



(a) 切羽写真

(b) き裂の抽出

(c) ジョイントロゼット



構造であることが,水平方向の変形よりも鉛直方向の変 形が卓越し,複数の断面において切羽の崩壊が生じた地 質的要因であると考えられる.

5. 切羽の崩壊現象に基づく地山の許容変形量

崩壊が生じたそれぞれの断面のおよそ前後20mの範囲 で行われたコンバージェンスの計測結果を表-3に,それ らの曲線を図-4に示す.ここで,図-2と図-4の断面番号 は同一断面を示す.はじめに,断面 と は,崩壊断面 3からそれぞれ約2mと約11m手前に位置する.それぞれ の初期変形速度は0.83mm/mと8.17mm/mであり,トンネ ルの非弾性挙動が卓越すると考えられる.一方,その他 の断面では,初期変形速度が0.07~0.65mm/m,断面変形 率が0.09~0.23%である.したがって,切羽の崩壊状況 や変位計測結果およびき裂の分布状態から,崩壊断面3 の周辺のトンネル挙動は地山中の粘土化した岩盤実質部 に依存し,その非弾性挙動が支配的であり,一方,その 他の崩壊断面周辺のトンネル挙動は地山中の不連続面に 起因する変形に依存していると考えられる.

そこで,崩落断面3以外の7つの崩壊断面周辺のような 不連続面が発達する地山にトンネルを掘削する場合,掘 削直後は掘削前に比べて掘削された自由面周辺は,地山 の不連続面のかみあわせが低下しせん断変形が進行する. この領域がゆるみ域と考えられる.続いて,切羽が進行 することにより,切羽の有する半ドーム作用による内圧 効果が減少していくと同時に,不連続面のダイレイタン シーの量が増加する.ここで,支保部材によりトンネル 壁面に内圧を与えることにより増加するダイレイタンシ ーが拘束される.これにより,地山中に十分なせん断強 度を生じさせ,地山のアーチ作用を発揮させることがで きると考えられる.これがトンネル掘削の際に構築され る支保工の主要な役割である.ここで,ダイレイタンシ ーを拘束することによるせん断強度の変化に関して,ダ イレイタンシーを一定に拘束した条件下におけるモルタ ル供試体を用いた一面せん断試験結果を図-5に示す. Ms値¹⁰は不連続面の表面粗度を表す指標であり,この値 が大きければその表面が粗いことを示す.また,試験機 の仕様や試験条件,供試体の材料物性などは既往の文献 ¹¹⁾を参照されたい.この試験結果から,わずかなダイレ イタンシーの拘束量の違いによりせん断強度が大きく変 化することがわかる.例えば図-5(a)において,ダイレ イタンシーの拘束量を0.1mmから0.4mm許し0.5mmとした 場合,発揮されるせん断強度は9.2MPaから5.5MPaに約 40%低下する.さらに,ダイレイタンシーを0.1mmから 0.9mm許し1.0mmとした場合,発揮されるせん断強度は 9.2MPaから3.8MPaに約59%低下する.このようなダイレ イタンシーの拘束量に対する発揮されるせん断強度の変 化は,不連続面の表面粗度が粗いほど顕著である.

以上より,不連続面が発達するトンネル掘削に伴う地 山の挙動は,地山中の不連続面のせん断変形とそれに伴 うダイレイタンシー挙動に大きく依存することと,ダイ レイタンシーを一定に拘束した条件下での一面せん断試 験結果に示されたようにわずかなダイレイタンシーの拘 束量の違いにより不連続面の発揮されるせん断強度が大 きく変化することから,わずかな地山の変形に対して, 地山中に発揮されるせん断強度(地山の有するアーチ効 果)が急激に失われ,切羽の崩落などの大きな地山挙動 が生じると考えられる.

表-3 崩壊断面周辺のコンバージェンス計測結果

計測 断面 No.	トン ネル	計測位置 STA.(m)	支保 区分	初期変形 速度 (mm/m)	断面変形 率(%)	近傍の崩 壊断面	推定崩壊岩 塊量(m ³)	崩壊断面 との相対 距離 (m)
1	А	2193.89	III	0.13	0.09	No.1	11.4	20
2	А	2145.89	III	0.17	0.14	No.2	31.8	16
3	А	2088.64	III	0.83	0.4	No.3	84.0	11
4	А	2074.90	III	8.17	0.47	No.3	84.0	2
5	А	1796.34	IVa	0.65	0.22	No.4	7.9	4
6	А	1245.49	IV	0.48	0.15	No.6	47.0	2
\bigcirc	в	1969.24	III	0.65	0.19	No.7	17.5	15
8	в	1916.63	III	0.07	0.23	No.8	48.5	26



図-4 切羽崩壊が生じた断面で計測され たコンバージェンス曲線



不連続面が発達する地山の力学的挙動を連続体力学に 基づいて考えると,地山の脆性が大きく,ピーク強度後 ごくわずかのひずみの増加により不安定なゆるみ (塑性 流動)が生じてしまうと仮定できる.このような地山条 件下で塑性流動を生じさせない最大の変形量をトンネル の許容変形量とする考えに基づくと,地山の挙動を弾性 変形にとどめる必要がある.そこで, AおよびBトンネ ルで生じた切羽の崩壊現象から対象地山の許容変形量を 考察する.崩落断面3以外の7つの崩壊断面周辺の6つの 断面の変形量は,断面変形率0.09~0.23%(天端沈下量 が5~13mm)である.また,図-2において他の見かけ上 弾性挙動となった断面の中で最大の断面変形率は0.39% (天端沈下量が約21mm)である.崩壊の生じる断面と そうでない断面における変形量の違いが非常に小さいと 考えられることから、AおよびBトンネルにおいて不連 続面が発達する地山条件下での許容変形量は掘削径 D=11mでの断面変形率として0.3~0.4%,壁面変位量と して16~22mmと考えられる.

6. 結言

き裂が著しく発達した花崗閃緑岩地山に掘削された トンネルにおいて,切羽や天端部から岩塊が頻繁に抜け 落ち,大規模な切羽の崩壊が数度発生した.筆者等は, 切羽観察記録と切羽写真から卓越するき裂系の方向と頻 度を求め,切羽の安定性に対する地質構造的要因を考察 した.さらに,ダイレイタンシーを拘束条件下での一面 せん断試験結果から得られる概念と切羽の崩壊した断面 の周辺において計測されたコンバージェンス曲線から, 対象トンネルの許容変形量を考察した.得られた知見を 以下に示す.

(1)切羽や天端部から岩塊の抜け落ちや大規模な切羽の崩壊が生じた地質的要因として,大多数の切羽面において鉛直方向のき裂系が卓越し,流れ盤構造を呈することが明らかとなった.

(2)対象トンネルにおける許容変形量は, 掘削径を10 ~11mとする断面変形率 ΔD/D において 0.3 ~ 0.4% の 範囲にあると考えられる.

参考文献

- 谷本親伯,道広一利,藤原紀夫,吉岡尚也,畑 浩二:トンネル切羽観察に基づく不連続面岩盤の強度の 推定,第 19回岩盤力学に関するシンポジウム講演論 文集,pp.306-310,1987.
- 3) 城まゆみ,川上 純,小川豊和,大西有三:デジタル 写真を利用した岩盤亀裂の走向・傾斜のノンターゲットによる測定例,第11回岩の力学国内シンポジウム 講演論文集,J05,2002.
- 3) 畑 浩二,橋本周司,中村真吾: CCD カメラを用いた トンネル内空変位計測法の開発,第 11 回岩の力学国 内シンポジウム講演論文集,J01,2002.
- 4) 三浦 悟,山本拓治,今井道男,岩野圭太,大西有
 三:デジタル画像計測技術を用いた変位・形状計測, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集,J02, 2002.
- 5) 吉川恵也,朝倉俊弘,日吉 直,遠藤眞一:NATM 計測実 績の統計分析,第15回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.220-224,1983.
- 6) 谷本親伯,吉岡尚也:山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義,材料, Vol.40, No.452, pp.630-636, 1991.
- 7) 竹林亜夫,松井 保:内空変位量および天端沈下量と地山 条件の相関に関する研究,トンネルと地下,Vol.36,No.11, pp.941-950,2005.
- Tanimoto, C. and Iwasaki, Y. : Allowable Limit of Convergence in Tunnelling, 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp.251-263, 1983.
- 9) 谷本親伯,吉岡尚也:変形に基づくトンネル地山分類の提案,材料, Vol.41, No.463, pp.424-429, 1992.
- 10)谷本親伯,岸田 潔:3次元非接触式プロファイラーと最 大エントロピー法を用いた岩盤不連続面ラフネスの定量化, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.57-67, 1995.
- 11)谷本親伯,鈴木淳也,川崎了,中原拓郎:ダイレイタンシ ー拘束条件下の岩盤不連続面せん断特性,土木学会論文集, No.736/III-63, pp.93-102, 2003.

A STUDY ON JOINT DISTRIBUTION THROUGH FACE OBSERVATION AND ALLOWABLE LIMIT OF DEFORMATION IN TUNNELING

Chikaosa TANIMOTO, Kimikazu TSUSAKA, Toshihiko AOKI and Daisuke KONNO

In twin motorway tunnels through granitic rocks, some of faulted zones occasionally caused serious face instability and cave-in occurred eight times. The authors analized joint distribution on face through digital photographs of face. Also, allowable limit of deoformation was analyzed through convergence curves based on the concept that an unstable loosening zone develops with a small magnitude of deformation after reaching to the peak strength. In conclusion, the main cause for cave-in was considered that the fractures on face in vertical direction had densely developed. In addition, allowable limit of deformation could be in the range from 0.3 to 0.4 % in tunnel diameter.