地山弱層部の幅および強度が トンネルの変形に与える影響の解析的検討

```
    大原 勇1・嶋本 敬介2・野城 一栄3・柏木 亮4・吉森 佑介5
    <sup>1</sup>正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: ohara.yu.98@rtri.or.jp
    <sup>2</sup>正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: shimamoto.keisuke.00@rtri.or.jp
    <sup>3</sup>正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: yashiro.kazuhide.40@rtri.or.jp
    <sup>4</sup>正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 北陸新幹線建設局 敦賀鉄道建設所
(〒914-0055 福井県敦賀市鉄輪町一丁目3番26号)
E-mail: kashiwagi.ryo-p55b@jrtt.go.jp
    <sup>5</sup>鉄道建設・運輸施設整備支援機構 本社 設計部 設計第二課
(〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1 横浜アイランドタワー)
E-mail: yoshimori.yus-eh85@jrtt.go.jp
```

断層破砕帯等の判定は、周辺の地質状況の資料や切羽観察をもとに定性的に行われるのが一般的であり、 定量的な判定手法が存在しないのが現状である.そこで本研究では、断層破砕帯に遭遇し大きな変形が生 じた箇所の再現解析を実施し、断層破砕帯等の弱層がトンネルの内空計測に及ぼす影響を検討した.その 結果、断層破砕帯における実トンネルの計測事例と大きく矛盾しない結果を得ることができた.その後、 トンネルの計測で一般的に用いられる水平内空変位に着目して弱層の判定基準について基礎検討を行い、 弱層部の強度が健全部の概ね 20~40%程度以下であれば、内空変位の計測結果から弱層に入ったことを判 定できる可能性があることが分かった.

Key Words: mountain tunnel, fault fracture zone, inner space displacement

1. はじめに

山岳工法で建設されるトンネルの覆工には無筋コンク リートが使用されるのが一般的である.一方で断層破砕 帯等においては、地震時における剥落防止効果を期待し て繊維補強コンクリートが採用される場合もある.ここ で、断層破砕帯等の判定は、周辺の地質状況の資料や切 羽観察をもとに定性的に行われるのが一般的であり、定 量的な判定手法が存在しないのが現状である.

そこで本研究では、3次元逐次掘削解析により断層破 砕帯に遭遇し大きな変形が生じた箇所の再現解析を実施 し、断層破砕帯等の弱層がトンネルの内空計測に及ぼす 影響を検討した.その後、トンネルの計測で一般的に用 いられる水平内空変位に着目して、弱層の判定基準につ いて基礎検討を行った.

2. 解析方法

(1) 解析概要

本研究では、有限差分コード FLAC⁵⁰を用いてトンネ ルの上下半掘削過程を模擬した数値解析を実施した.対 称条件を考慮し半断面をモデル化し、天端の土被りが 200m 相当となるように解析領域上面に土被り荷重を与 え、側面、底面をローラー支持とした(図-1).トンネ ル構造は新幹線トンネルの標準的な断面とした.トンネ ル掘削は NATM の補助ベンチ付き全断面工法(ベンチ 長 3m)を模擬して逐次掘削により表現し、掘削と支保 の構築を繰り返し、上下半の掘削、支保まで(インバー ト掘削の前まで)をモデル化した.トンネル断面形状は 新幹線トンネルの標準的な断面とし、支保工は IsP 相当 とした(図-2).なお、補助工法はモデル化していない.

(2) 解析モデルと物性値

a) 地山

地山は Mohr-Coulomb の破壊規準に従う完全弾塑性体 としてモデル化した.物性値は、まず地山の一軸圧縮強 度を決定し、軟岩における一軸圧縮強度と各種の物性値 の相関関係^{11,2)}を参考にして決定した.なお、文献³⁾に示 されている値も参考とした.**表-1**に解析に使用した地山 の物性値を示す.解析で用いた一軸圧縮強度・地山強度 比と弾性係数との関係を図-3に示す.図より、一軸圧縮 強度・地山強度比と弾性係数は、概ね線形の関係にある ことがわかる.



図-1 解析メッシュ (掘削時)



図-2 トンネルの断面形状および支保工

b) 支保

掘削時の支保パターンを**表-2**に示す.支保パターン は,鉄道・運輸機構の「山岳トンネル設計施工標準・同 解説⁹」における Isp相当とした.

吹付けコンクリートは、本来は掘削が進行するにつれ て徐々に強度、剛性が大きくなるが、解析上、簡易に弾 性体で表現することとした、弾性係数の値としては、簡 易に一定の弾性係数としてモデル化する場合に一般的に 用いられる、*E*-4000MPa⁷を採用した、使用した物性値 を表-3に示す.

鋼製支保工は Beam 要素, ロックボルトは Cable 要素 で表現した.入力物性値をそれぞれ,表-4,表-5に示す. ロックボルトは座金により,吹付けコンクリートとは相 対変位が生じないと考え,コンクリート部のせん断ばね 剛性および付着強度は十分大きくしている.

表-2 掘削時の支保パターン

支保パターン	場所	鋼製支保工	吹付け	RB
I _{SP}	上下半	150H	150mm (最小)	3m×14本

表-3 解析に使用した物性値(吹	付コンクリート)
------------------	---------	---

項目	単位	物性値	
単位体積重量	γ	kN/m ³	23.5
弹性係数	Ε	MPa	4000
ポアソン比	v	-	0.2



図-3 一軸圧縮強度・地山強度比と弾性係数との関係

表-1 解析入力物性值(地山)

1-201-1-		用守	地山強度比							
初归生		甲位	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	4	8
一軸圧縮強度	σ_{c}	MPa	1	2	3	4	6	8	16	32
単位体積重量	γ	kN/m ³	20	20	20	20	20	20	20	20
弹性係数	E	MPa	90.0	205.6	336.2	478.6	791.4	1135.2	2740.1	6720.0
ポアソン比	v	-	0.377	0.359	0.344	0.331	0.313	0.300	0.280	0.275
せん断強度	с	MPa	0.289	0.577	0.866	1.155	1.732	2.309	4.619	9.238
内部摩擦角	ϕ	0	30	30	30	30	30	30	30	30
ダイレタンシー角	Ψ	0	10	10	10	10	10	10	10	10

表-4 解析入力物性值(鋼製支保工)-Beam要素

項目	単位	物性値	
弹性係数	Ε	GPa	210
ポアソン比	v	-	0.3
単位体積重量	Ŷ	kN/m ³	78.5
断面積	Α	m ²	39.65×10^{4}
断面二次モーメント	Ι	m ⁴	1620×10^{8}

表-5 解析入力物性値(ロックボルト)-Cable 要素

項目		単位	物性値	
弹性係数		GPa	210	
単位長さ当たりの せん断ばね剛性	kg	MN/m ²	5750	
単位長さ当たりの 付着強度(kN/m)	Сg	kN/m	地山健全部:472 地山弱層部:せん断強 度(表-1)に応じて低減 コンクリート部:十分大きい	
摩擦角	ϕ_{g}	0	0	
降伏応力	$\sigma_{ m t}$	MPa	400	

(3) 解析の手順

解析では、解析メッシュに初期応力を与えたのち、トン ネルの建設を行った.トンネル建設は、3次元逐次掘削 解析により表現した.ベンチ長 3mのベンチカット工法 (ミニベンチ)で、1m掘削しては収束計算をし、支保 工を設置したのち 1m掘削するというステップを上下半 切羽が y=70mに到達するまで繰り返す.図-1には、掘 削時(上半切羽が y=35mに到達時)の解析メッシュを示 している.

(4) 解析ケース

現実の断層破砕帯は様々な強度,幅,走向を有する. 本研究では,弱層部の一軸圧縮強度,幅については,数 ケース変化させることとした.ただし,弱層部の走向に ついては,考察をシンプルにするため,トンネルに対し て直交するものとした.解析ケースを表-6に示す.健全 部の一軸圧縮強度を 8MPa とし,弱層部の幅,弱層部の 一軸圧縮強度を変化させた 16 ケースである.なお,こ れらの値の設定方法については 3.(1)で後述する.

3. 解析結果

(1) 一様な地盤の解析(事前実施)

特に説明のない限り、これ以降扱う変位量は、上半切 羽が通過してから lm 後に計測を開始したという状況を 想定し、「上半切羽が計測断面の先 lm の位置を通過し てから掘削が完了(上半切羽がモデル端面 y=70mに到達) するまでに生じた変位」とする.

本解析に先立ち、弱層を持たない一様な地山の解析も

表-6 解析ケース

ケース	弱層部	弱層部の	弱層部の
	の幅(m)	一軸圧縮強度(MPa)	地山強度比
0**	-	-	-
1		1	0.25
2		2	0.5
3	4	3	0.75
4		4	1
5		6	1.5
6		1	0.25
7		2	0.5
8	8	3	0.75
9		4	1
10		6	1.5
11		1	0.25
12		2	0.5
13	12	3	0.75
14		4	1
15		6	1.5

※ケース0は弱層なし



を事前に実施し、健全部や弱層部の一軸圧縮強度を設定 するうえで参考にした.一様な地山の解析の結果を図-4 に示す.解析モデルや、解析方法、解析結果の整理方法 は本解析と同様である.また「水平内空変位」とは SL+1.5m 位置における値である.図-4 には参考として計 測事例⁵のプロットを併記している.図-4 おいて解析の プロットは計測事例の分布に収まっていることから、今 回設定した物性値により掘削に伴うトンネルの変形をあ る程度再現できることを事前に確認した.そのうえで、 健全部から弱層に入ることを想定してある程度の変位差 が生じるように、健全部は一軸圧縮強度を 8MPa(地山 強度比 2)とし、弱層では一軸圧縮強度 1MPa~6MPa (地山強度比 0.25~1.5)とした(表-6).これらは、軟 岩地山中のトンネルの建設時の変位と比較した場合に、 一定の妥当性を持つと考え、この値を解析で用いている.



図-5 弱層の一軸圧縮強度と水平内空変位との関係



図-6 断層破砕帯の区間長の頻度分布⁸

(2) 弱層幅, 弱層部の強度と内空変位量の関係

掘削が完了した時点の,弱層の一軸圧縮強度と弱層中 央部 (y=35m)の水平内空変位との関係を図-5に示す.

図-5より以下の傾向が読み取れる.

- [1]弱層の一軸圧縮強度が小さいほど変形が大きい
- [2] 弱層幅が大きい(弱層の線路方向の延長が長い)ほど変形が大きい

金沢ら⁸は断層破砕帯における押し出し現象が見られ たトンネルの計測事例について,断層破砕帯の区間長の 頻度分布を整理している(図-6).図-6より,以下が読 み取れる.

- [1] 断層破砕帯の区間長が 0~50m の事例の 7 割で変位量 (内空変位量あるいは沈下量) が 150mm 以下である.
- [2] 変位量が 150mm を超える事例の割合は、断層破砕帯の区間長が 0~50m では 3 割であるのに対し 100~150mでは5割となっており、区間長が大きいほど変位量が大きくなる傾向が見られる.

図-6には本研究の数値解析とは地山条件,断面形状, 掘削工法,支保工の規模等が異なるものが多く含まれる と考えられ,本解析との直接的な比較は難しいものの, 図-5より解析上弱層幅 4~12m の場合の水平内空変位は 150mm 以下であり,弱層幅が大きいほど変位量も大き くなっている.以上より,本解析の結果は実トンネルの





断層破砕帯での計測事例で見られた変位量のオーダー感 や傾向と大きく矛盾しないものと考えられる.

図-5の縦軸をケース0(弱層なし)の y=35m における 変位量で正規化したものを図-7に示す.図より,以下の ことが分かる.

[1]弱層の一軸圧縮強度が6MPa(健全部の3/4)程度では, 健全部と比べた内空変位は+30%程度である.

[2] 弱層の一軸圧縮強度が4MPa(健全部の1/2)程度では、 健全部と比べた内空変位は+30%~+90%程度で、弱 層幅が広がると増加の程度が大きい.

(3) 変位量の縦断分布

a) 水平内空変位

弱層部の一軸圧縮強度 3MPa(地山強度比 Gn=0.75)の ケース 3, 8, 13 を例にとり,上下半掘削が完了した時 点における水平内空変位の縦断分布を図-8 に示す.図 より以下のことが分かる.

[1] 弱層部で大きな変形が出ている.

[2] 健全部~弱層部の境界に,変位が増加していく「遷 移区間」が見られる.この遷移区間は幅 5m 程度あり, 弱層幅 4m の場合,弱層は遷移区間の中に収まる.

なお、y=0m 付近で変位量が大きく、y=70m 付近で小 さくなっているのは、解析メッシュ端面の影響によるも のである. 3.(2)で述べた通り、本解析においてある計測 断面における変位量は「上半切羽が計測断面の 1m 先を 通過(計測開始)してからモデル端面 y=70mに到達(計 測終了)するまでに生じた変位」として算出している. 通常は計測開始の前にも切羽接近に伴う応力再配分によ り変位が生じるため、計測変位は全変位よりもその分だ け小さくなる. ただし y=0m の計測開始時点(上半切羽 が y=1m に到達時)では、解析メッシュ端面であること から y=0~1m 間の上半部分が掘削されているのみで、応 力の再配分が通常ほど生じていない. したがって計測開 始までの変位が小さくなり、逆に計測開始後の変位は大



きくなる. y=70m 付近では,計測開始から計測終了 (70m に到達)までの期間が短いために,算出される変 位量は小さくなる.なお,ここで示した事項は,解析上 の現象であり実際には起こり得ないが,切羽が弱層部に 入るとき,および切羽が弱層部から出るときに生じる現 象と本質的には類似しており,メカニズムを考察する際 に有用であるためまずここで述べた.

b) 天端沈下

前項と同様,ケース 3, 8, 13 を例にとり,上下半 掘削が完了した時点における天端沈下の縦断分布を図-9 に示す.図より以下のことが分かる.

- [1] 健全部から弱層部に入る箇所では変位が小さくなり, 弱層部から健全部に入る箇所では変位が大きくなる 傾向がある(図-9矢印部分).
- [2] 弱層幅が一定以上(図-9 では 10m 程度以上)になる と,弱層部で大きな変位が生じる.

天端変位においても,前項と同様 y=0,70m 付近で解析 メッシュ端面の影響が見られる.

ここで,天端沈下が健全部と弱層部の境界付近で特徴 的な挙動を示すことについて考察する.



健全部

健全部

図-10 天端沈下の全変位量の内訳(ケース13)

図-10 にケース 13 の y=25~45m における天端沈下の全変位量の内訳を示す.図-10 の青色の棒グラフが図-9(c) に対応している.弱層手前(例えば y=27~28m)で全変位は微増であるにもかかわらず,計測開始までの変位が増加するため,計測開始後に生じる変位(計測変位)は小さくなっている.この現象について,類似の既往研究を基に考察する.坂井ら?は地層境界を持つ地山の3次元掘削解析を行い,硬質層から軟弱層へ掘削する場合,境界部で全変位量が微増であるにもかかわらず,先行変位率が大きくなるため,切羽通過後に発生する変位が小さくなると報告している(図-11).先行変位(切羽通



図-12 地山の鉛直方向応力分布 (文献%の図に加筆)

過までの変位)と本解析の「計測開始までの変位」(切 羽が lm 先を通過するまでの変位)は厳密には異なるも のではあるものの,本解析と類似の現象が生じていると 考えられる.このような現象の原因について,坂井ら。 は掘削による応力再配分の影響で切羽前方の地山に応力 集中が生じるが,その程度が地層境界の手前で大きいた めと考察している(図-12).すなわち,掘削により切 羽前方地山において応力集中が発生するが,切羽は健全 部である一方,切羽前方に弱層が存在する場合には,弱 層よりも剛性が大きい健全部に応力が集中するため,弱 層突入直前の健全部では,先行変位率が大きくなり,計 測変位としては小さくなるものと考えられる.



図-14 弱層の一軸圧縮強度,弱層幅と水平内空変位の関係

(4) 塑性領域の分布

弱層中央部(y=35m)の塑性領域の分布を図-13に示 す.図より、ケース0(弱層部なし)(≒ケース3、8、 13 での健全部も同様)は塑性領域はわずかで掘削によ りトンネルはほぼ弾性として挙動していることがわかる. 弱層部を設定したケース3、8、13においては、トンネ ル周辺に塑性領域が生じていることがわかる.また、こ の塑性領域はケース3<ケース8<ケース13の順で広が っており、弱層部の幅が大きくなるにつれ弱層部の影響 が大きくなることが見て取れる.

4. 弱層部の判定方法に関する検討

本章では、内空変位計測結果をもとに弱層部に入った と判定するための条件について考察する.なお、ここで は「健全部の2倍以上の内空変位が生じた場合に弱層部 に入ったと判定できる」と仮定する.天端変位ではなく 内空変位に着目したのは、図-8、図-9より内空変位のほ うが弱層による変位の増加が比較的顕著に見られると考 えられるからである.

弱層幅,弱層部の強度と内空変位量との関係を図-14 に示す.図-14の赤線より下の範囲(図-7の赤線より上 の範囲と対応)で,健全部の2倍以上の内空変位が生じ ている.以下のことが知見として得られる.

- [1] 弱層幅が 10m 以上の場合には, 弱層部の強度が健全 部の 40%程度以下であれば, 弱層に入ったことを判 定できる.
- [2] 弱層幅が4m程度と狭い場合は,弱層部の強度が健全部の20%程度以下であれば,弱層に入ったことを判定できる.

ただし、本結果は、内空変位の計測が弱層の変位の ピーク箇所で実施されている場合を想定しており、計 測間隔によっては、弱層がより低強度でなければ弱層 に入ったことを内空変位の観点からは認知できない可 能性がある.

5. まとめ

断層破砕帯に遭遇し大きな変形が生じた箇所の再現解 析を実施し,断層破砕帯等の弱層がトンネルの内空計測 に及ぼす影響を検討した.また,水平内空変位に着目し て,弱層の判定基準について基礎検討を行った.得られ た知見を以下に示す.

- [1] 弱層を模擬した数値解析を行い,実トンネルの断層 破砕帯での計測事例で見られた変位量のオーダー感 や傾向と大きく矛盾しない結果が得られた.
- [2] 弱層部の強度が小さいほど、また弱層幅が大きいほど、弱層部周辺の計測内空変位は大きくなる.
- [3] 弱層突入の直前には地層境界周辺の特徴的な応力再 配分により、計測変位は小さくなる.

[4]弱層部の強度が健全部の概ね20~40%程度以下の場合、 内空変位の計測結果から弱層に入ったことを判定で きる可能性がある.ただし弱層幅が狭い場合には、 計測間隔によっては弱層に入ったことを認知できない可能性がある.

今後,弱層が傾斜している場合や,覆エコンクリート 打設後に地震時荷重が作用した場合について検討するこ とにより,覆エコンクリートに繊維補強が必要となる弱 層の条件に付いて検討することを予定している.

参考文献

- アイダンオメール、赤木知之、伊藤孝、川本朓万:ス クイーズィング地山におけるトンネルの変形挙動と その予測方法について、土木学会論文集, No.448/III-19, pp.73-82, 1992.
- 赤木知之,アイダンオメール,伊藤孝,川本朓万:ス クイーズィング地山におけるトンネル壁面変位の予 測と支保の設計,第9回岩の力学国内シンポジウム 講演論文集,pp.719-724,1994.
- 3) 小林寛明,下津達也,上野光,渡辺和之,嶋本敬介,朝 倉俊弘:長期的な盤膨れに対するインバート構造の抑制 効果に関する基礎的研究,土木学会論文集 F1(トンネル 工学), Vol.72, No.3(特集号), L_96-L_107, 2016.
- 4) 大原勇,嶋本敬介,野城一栄,渡辺和之,石川太郎:支 保工やベンチ長がトンネルの内空変位計測に及ぼす影響の解析的検討,第76回土木学会全国大会,2021.
- 5) 竹林亜夫,三上元弘,國村省吾,奥井裕三:山岳トンネ ル工法における岩盤の強度定数と内空変位の関係に関す る事例研究,トンネル工学研究論文・報告集,Vol.11, 2001.11
- 独立行政法人 鉄道建設・運輸整備支援機構:山岳トン ネル設計施工標準・同解説,2008.
- 10 土木学会:トンネルライブラリー第16号 山岳トンネル における模型実験と数値解析の実務,2006.
- 8) 金沢淳,倉橋稔幸,佐々木靖人:断層破砕帯における押し出しリスク低減のための事例分析,第2回地 質リスクマネジメント事例研究発表会講演論文集, pp.78-82,地質リスク学会,2010.
- 坂井一雄,谷卓也,青木智幸,工藤直矢:トンネル 天端の微小な傾斜角度の変化を用いた切羽前方地山 予測手法の開発,土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol.73, No.2, pp.32-46, 2017.

(2021.8.6 受付)

NUMERICAL STUDY ON THE EFFECTS OF WIDTH AND STRENGTH OF WEAK LAYER ON THE DEFORMATION OF TUNNEL

Yu OHARA, Keisuke SHIMAMOTO, Kazuhide YASHIRO, Ryo KASHIWAGI and Yusuke YOSHIMORI

Judgement of fault fracure zone is generally made qualitatively based on the documents of surrounding geological conditions and tunnel face observations, and there is currently no quantitative judgment method. Therefore, in this study, we performed a reproduction analysis of the area where a large deformation occurred in the fault fracture zone, and considered the effects of weak layer such as the fault fracture zone on the measurement of inner space displacement. The result was roughly consistent with the measurement examples of actual tunnels in the fault fracture zone. After that, focusing on the horizontal inner space displacement, which is generally used in tunnel measurement, fundamental consideration is conducted on the criteria for determining the weak layer, and it was found to be possible to determine the existance of weak layer based on the measurement results of the horizontal inner space displacement if the strength of the weak layer is about 20 to 40% or less of the sound area.