室蘭工業大学
学術資源アーカイブ
Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive

新第三紀堆積軟岩における拡幅トンネルの設計に関する研究

メタデータ	言語: jpn
	出版者:
	公開日: 2012-07-10
	キーワード (Ja): 新第三紀, 堆積軟岩, 拡幅トンネル, ゆるみ領域, 弾性波速度, 変位
	キーワード (En):
	作成者: 田村, 智樹
	メールアドレス:
	所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00005089

博　士　学　位　論　文

新第三紀堆積軟岩における拡幅トンネルの

設計に関する研究

Study on design of the widening tunnel,
soft sedimentary rock of Neogene

2012 年 3 月

室蘭工業大学大学院工学研究科

博士後期課程建設工学専攻

田　　村　　智　　樹

目　　　次

第１章　序　論 1
1.1　研究の背景 2
1.2　研究の概要および本論文の構成 9

第２章　既往の研究 11
2.1　概要 12
2.2　交通供用下の施工に関する研究 13
2.3　先進導坑拡幅掘削に関する研究 14
2.4　EDZ の推定法に関する研究 15
2.5　変形挙動に関する研究 17
2.6　土壌汚染対策と産業廃棄物の処理に関する研究 17
2.7　まとめ 18

第３章　対象トンネルの概要 20
3.1　既設トンネルの概要 21
3.2　地形および地質概要 23
3.2.1　地形概要 23
3.2.2　地質概要 24
3.2.3　地すべり地形 26
3.3　拡幅計画の概要 27
3.4　まとめ 34

第４章　既設トンネルの現況と地山特性に基づく EDZ の推定 35
4.1　既設トンネルの現況評価 36
4.1.1　留萌側坑口から SP40 までの区間 37
4.1.2　SP40 から F1 断層(SP250)までの区間 41
4.1.3　SP250 から小平側坑口までの区間 45
4.1.4　現況評価 56
4.2　既設トンネル周辺の地山特性 62
4.3　EDZ の定義と弾性波速度の相関 77
4.4　弾性波速度に基づく EDZ の推定 81
4.5　まとめ 83

第 5 章　拡幅施工の観察に基づく EDZ 推定法の検証 85
5.1　拡幅施工時に現れた切羽の様相 86
5.2　弾性波速度に基づく EDZ の推定とボーリング調査の相関 89
5.2.1　弾性波速度より推定された EDZ の抽出 89
5.2.2　ボーリング調査結果に基づく EDZ の抽出 98
5.2.3　弾性波速度に基づく EDZ の推定とボーリング調査の相関 106
5.3　弾性波速度に基づく EDZ の推定と切羽観察結果の相関 113
5.3.1　概要 113
5.3.2　切羽の直接目視による EDZ の抽出 113
5.4　弾性波速度に基づく EDZ 推定法の検証 121
5.5　まとめ 132

第 6 章　拡幅トンネルにおける EDZ の掘削に伴う岩盤挙動 134
6.1　既設トンネルの変位量と拡幅施工時の変位量の対比 135
6.2　近傍新設トンネルの変位量と拡幅施工時の変位量の対比 148
6.3　EDZ の掘削に伴う岩盤挙動の傾向分析 151
6.3.1　数値解析に基づく拡幅掘削時のひずみ分布 152
6.3.2　岩盤挙動の傾向分析 159
6.4　拡幅施工時に得られた計測データに基づく岩盤挙動の考察 160
6.5　拡幅施工時に得られた計測データに基づく支保に関する提案 181
6.6　まとめ 195

第 7 章　拡幅トンネルの設計に関する提案 197
7.1　設計法の提案 198
7.2　トンネル施工における産業廃棄物処理と土壌汚染対策の現況 201
7.3　実験の概要 202
7.3.1　重金属溶出試験 203
7.3.2　採取試料の重金属溶出試験前処理 205
7.3.3　採取試料の重金属溶出試験 206
7.4　解析の方法 208
7.5　実験結果 210
7.5.1　予備実験結果 210
7.5.2　処理前試料重金属溶出試験結果 213
7.6　実験結果の考察 216
7.6.1　As，Pb の溶出量が減少した原因 216

7.6.2　Cr^{6+}の溶出量が増加した原因 218
7.6.3　Se の溶出量が増加した原因 218
7.6.4　養生日数 219
7.7　まとめ 219

第 8 章　結　論 221

謝　　辞 228

参考文献 229

付　　録 235

第１章　序　　　論

1.1 研究の背景

地球は，半径が約 6,400km の球形を呈し，その表面から 10～50km の区間を地殻と称する．地殻の構造は，資源開発，エネルギー開発，建設事業，食糧生産，観光等のアメニティに至るまで，多種多様の分野で私たちの社会生活と密接に関係しており，互いに不可分の関係にある．社会生活との関わりの中で，地殻の性質，状態，種類，化学特性等の地質を把握し，使用目的に即した与条件下で最良の解を導き具現化してきた．[1),2)]

この関係において，トンネルは，OECD(Organization for Economic Co-operation and Development)により，「計画された位置に所定の断面寸法をもって設けられた地下構造物で，その施工法は問わないが，仕上がり断面積が $2m^2$以上のものとする」と定義されている[3)]．トンネルは，地殻を対象とした人工構造物で，道路，鉄道，上下水道，河川，ガス，電力，通信等のように社会生活のインフラ等に使用されている．国内のトンネル総延長は 20,000km を超えているが，わが国では，国土の 80%近くが急峻な山地で占められる地形的障害を克服する手段としてトンネルは不可欠な存在として位置づけられる．

トンネルの利点は，平面的には出来るだけ直線に近く，縦断的には起伏の少ない線形を確保する．落石，雪崩などの自然災害の防災効果が挙げられ，地形の著しい改変を伴わないため自然景観の保全にも有効な手段といえる．

一方，わが国を取り巻く地勢的要因から，数億年前から地下に蓄積された巨大な弾性ひずみエネルギーが何回も放出され地殻変動が繰り返され，わが国は小さな島国でありながら，Table1.1.1，Fig.1.1.1，Fig1.1.2 に示すように複雑で変化の激しい歴史と，多種の岩石と地層が多様に変質・変形し複雑な構造を有している．[4),5)]

Table1.1.1　地質時代区分 [6]

代	年代 ×10^6年	紀世		岩類の特徴		日本列島の形成
				堆積岩	火成岩	
新生代		第四紀	沖積世	砂礫層	安山岩	沖積平野の形成
	0.015			シルト層	玄武岩	
			洪積世	粘土層	流紋岩	台地段丘の形成
				ローム層		大陸から分離
	17			火山灰		
		第三紀	新第三紀	砂岩	流紋岩	日本海溝の沈降・堆積
				礫岩	安山岩	太平洋側の上昇
				泥岩	玄武岩	日本列島弧状の形成
	23			頁岩		
			古第三紀	グリーンタフ	花崗岩	太平洋側の沈降・堆積
				凝灰岩	閃緑岩	日本海側の上昇
	65			凝灰角礫岩		
中生代		白亜紀		砂岩	花崗岩	日本列島の背骨の形成
	135			頁岩	閃緑岩	
		ジュラ紀		粘板岩	石英斑岩	
	180			礫岩	輝緑岩	
		三畳紀		石灰岩	橄欖岩	
	220			輝緑凝灰岩	蛇紋岩	
古生代	270	二畳紀		粘板岩	花崗岩	しだいに陸化
	350	石炭紀		砂岩	閃緑岩	秩父地向斜
	400	デボン紀		チャート	輝緑岩	
		シルリア紀	ゴトランド紀	石灰岩	橄欖岩	
	490		オルトビス紀	輝緑凝灰岩	蛇紋岩	
	600	カンブリア紀				
始生代 原生代		先カンブリア紀		片麻岩	花崗岩?	
				結晶岩石類	角閃岩?	
	4,500				蛇紋岩?	

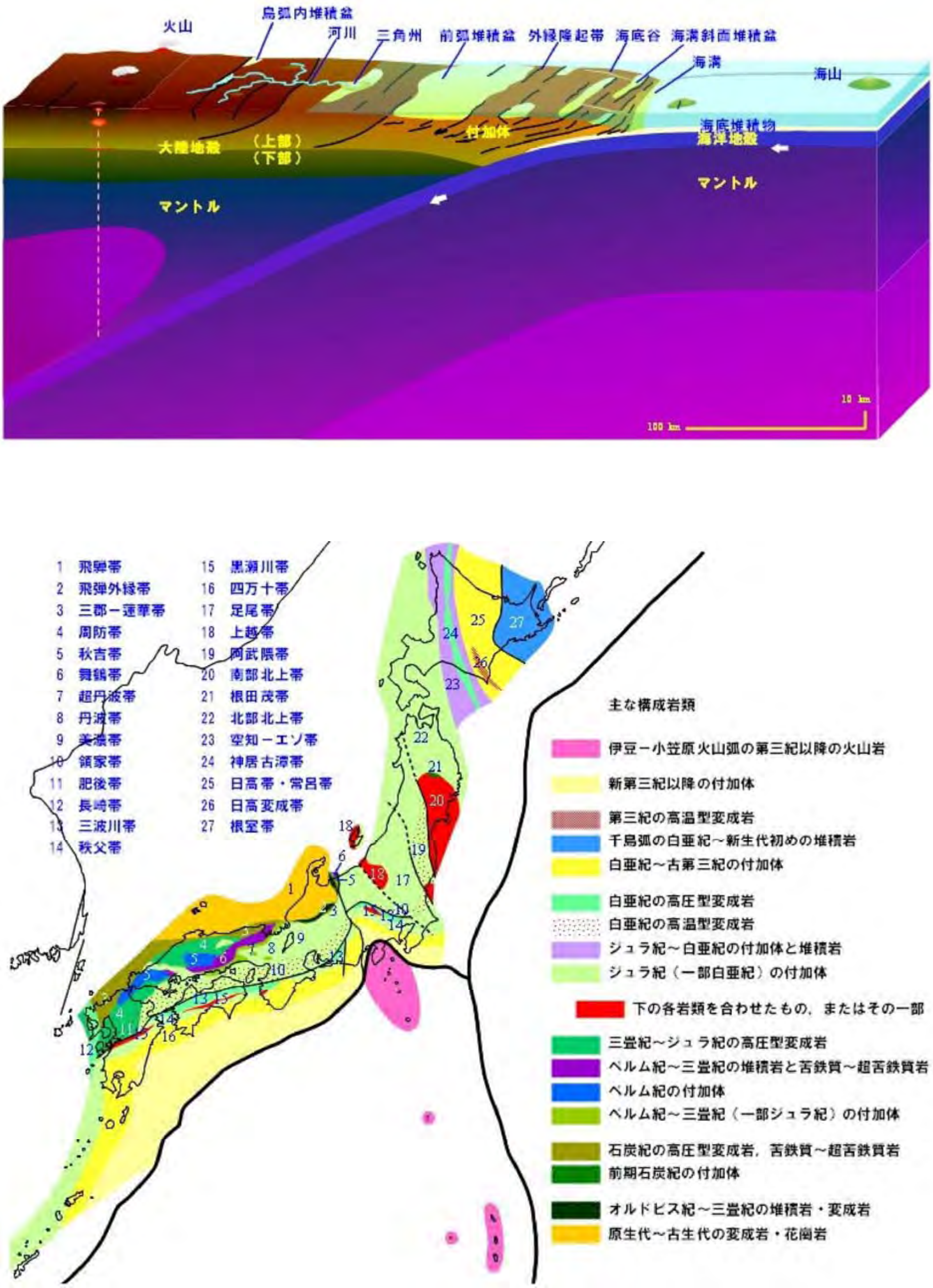


Fig.1.1.1　わが国の地質構造 [7)]

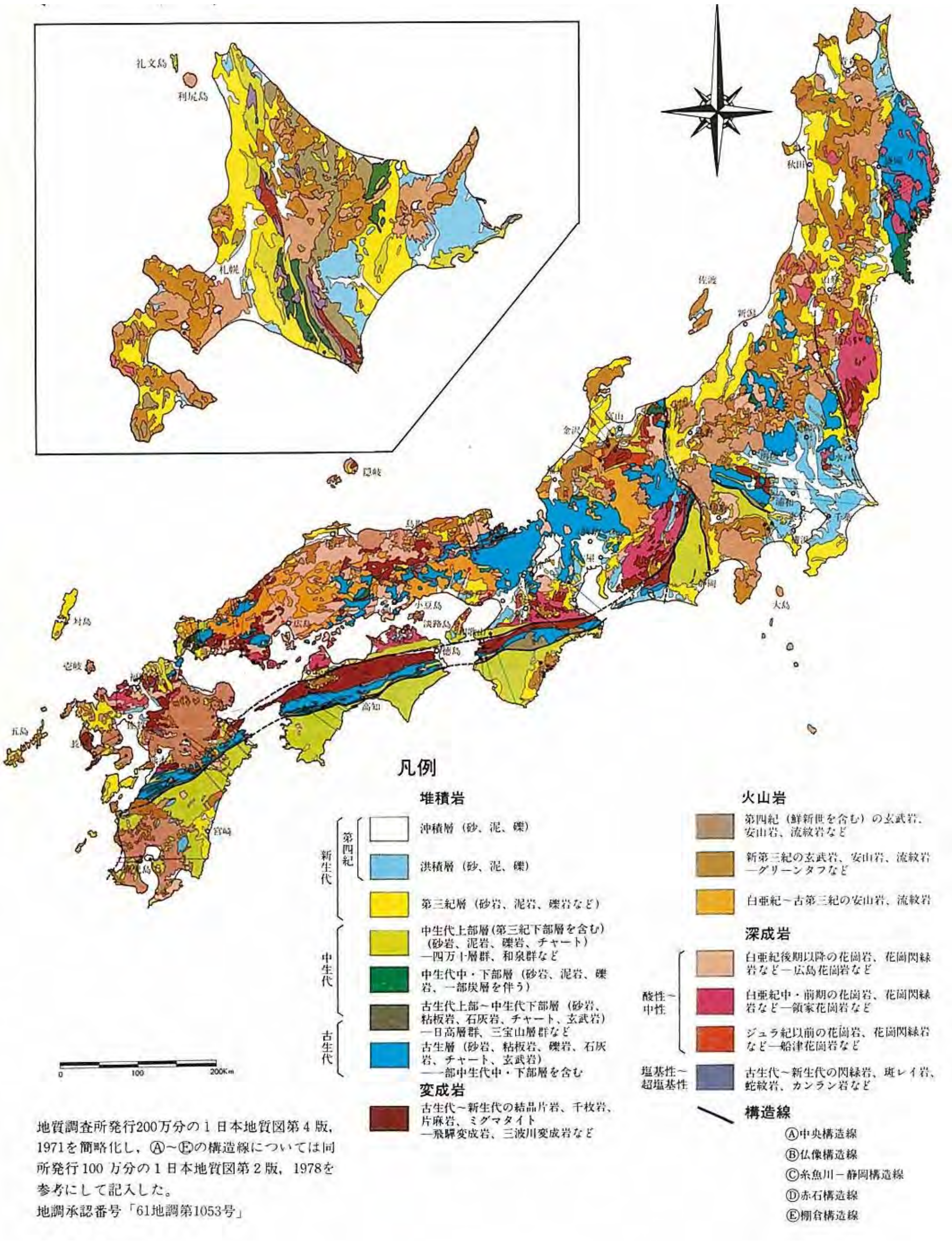


Fig.1.1.2　わが国の地質 8)

このような複雑多岐にわたるわが国の地質において，6,500 万年～170 万年前に形成された第三紀層は，固結度が弱い軟岩または岩片組織は残すが土砂状を呈する土丹等の堆積軟岩が主たるものである．建設工事等の現場で崩壊，崩落等，多様な問題を発生させ，トンネル工事でも支保構造，補助工法の増強等，安定度の確保に困難を強いられている．

Fig.1.1.3 は地層別にみた道路トンネルの変状発生件数を示したもので，第三紀層が突出した状態にある．Fig.1.1.2 に示すように，わが国における第三紀層の分

布は広範囲におよび，特に北陸・関東以北で顕著な傾向を示す．したがって，トンネルの変状要因として考慮される第三紀層の地質は，トンネルの設計，施工に携わる技術者にとって克服しなければならない課題となる．

トンネルの供用年代の構成は，Fig.1.1.4 に示すように 52%が 1970 年以前に建設され老朽化が顕著である．（Fig.1.1.5 参照）また，Table1.1.2 に示す昭和 10 年（1935 年）内務省土木局長通達の道路構造令が昭和 33 年（1958 年）の改定まで適用されていたことで，全体の 30.8%（Fig.1.1.4）が狭小断面で建設されている．一方，わが国の交通需要は増加の一途を辿り，自動車保有台数は Fig.1.1.6 に示すように 2010 年 3 月現在で 78,693,495 台に達した [9]．したがって，供用年代の大部分を占める 1970 年当時の自動車台数と将来予測に鑑みれば，現状トンネルの大部分で交通容量の超過が懸念され，交通渋滞を誘発する一要因となる．

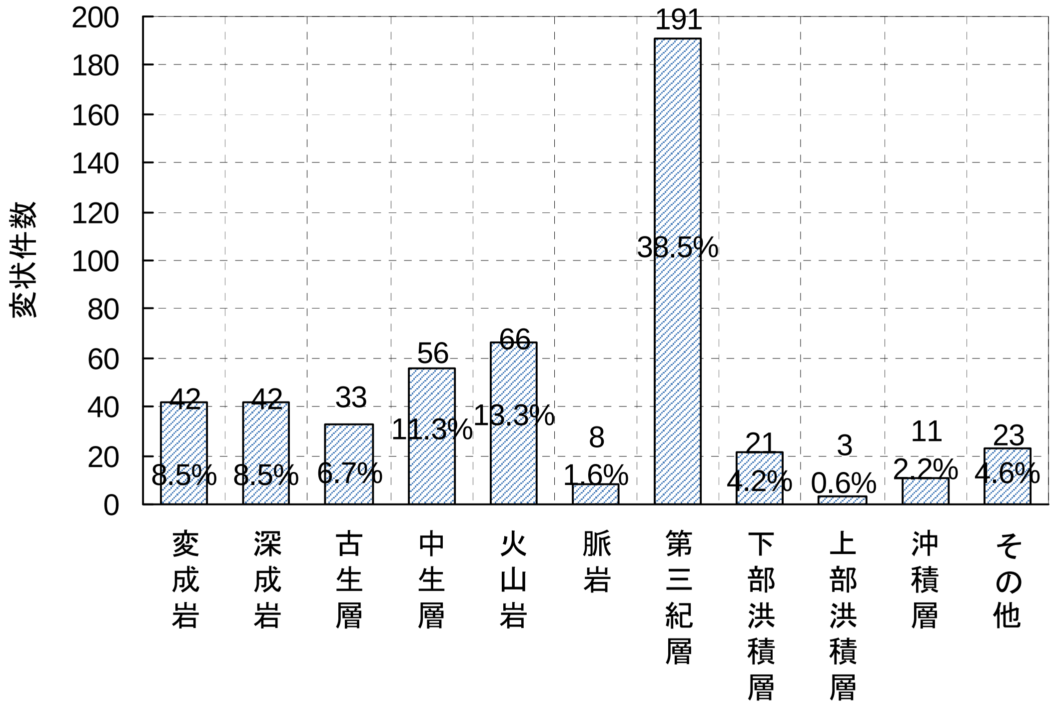


Fig.1.1.3 地質別にみた道路トンネルの変状発生件数 [10]

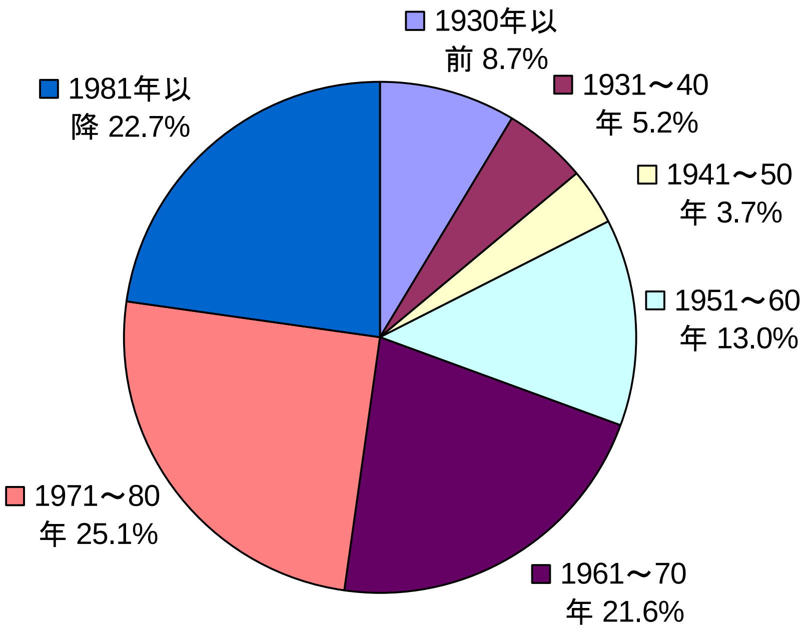


Fig.1.1.4　道路トンネルの供用年代構成比 [11)]

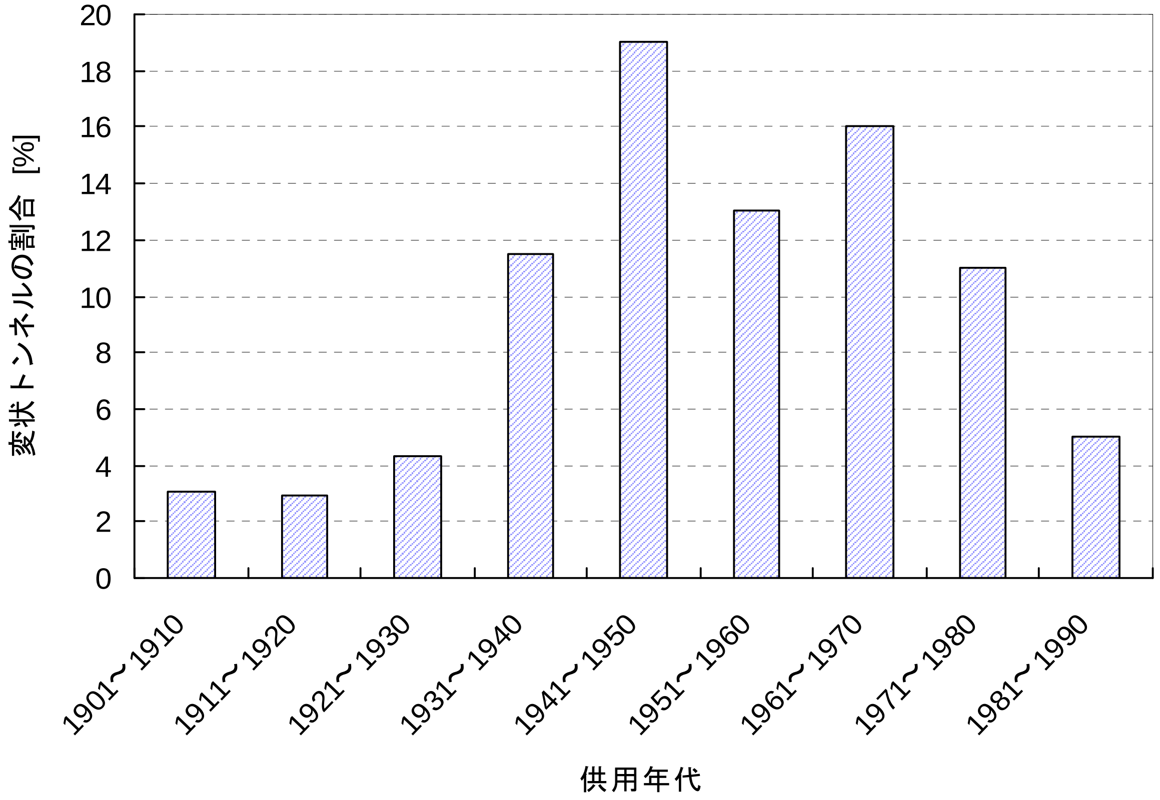


Fig.1.1.5　供用年代別変状発生割合 [12)]

Table1.1.2　昭和 10 年（1935 年）通達の道路構造令におけるトンネルの有効幅員と有効高さ [13)]

道路の種類	有効幅員		有効高さ	
	甲	乙	甲	乙
国　　道	7.5 米	6.0 米	4.5 米	4.0 米
指定府県道	6.0 米	5.5 米		
其の他の府県道	5.5 米	4.5 米		

※乙は，山地其の他特殊の箇所

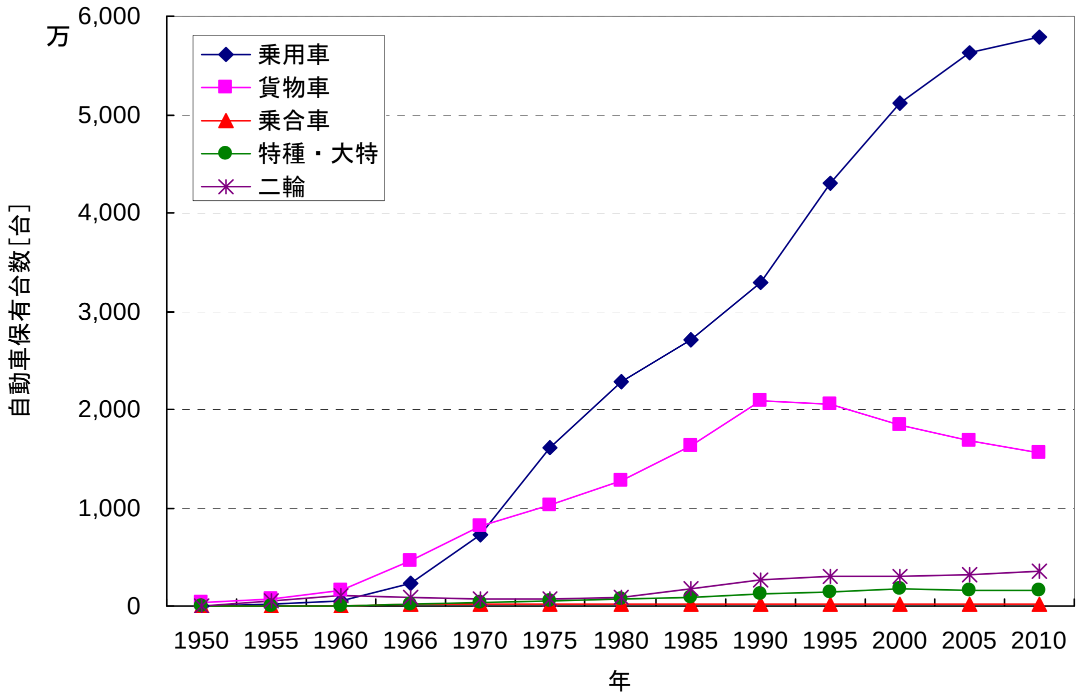


Fig.1.1.6　自動車保有台数の推移 [9),14)]

このような道路トンネルを取り巻く複合的な課題に対しては，前述のとおり整備や蓄積の継続が効果的，かつ確実な方策として位置づけられる．しかし，新設整備は，地下水低下，地表面低下，土壌汚染等の環境負荷が懸念され，また財政的困難と建設コストとの関係等,新たな課題をもたらすことになる.したがって，この社会的要求と諸問題の解決法として既設トンネルの再利用が提案され，トンネル拡幅に関する技術開発の研究が重要とる．

既往研究より [15),16),17),18)]，トンネルは掘削によりその周辺地山にゆるみ，破壊，

塑性などで表現される掘削損傷領域(EDZ：Excavation Damaged Zone)が形成される．拡幅トンネルは，EDZが形成された既設トンネル周辺の掘削に終始することから，掘削時の地山挙動が新設時とは異なり，支保設計や管理基準等に独自の提案が必要となる．一方，拡幅トンネルは，掘削ずりが抑制されるため，土壌汚染等のリスクが軽減される．しかし，旧覆工の撤去や吹付けコンクリートを用いた施工によるコンクリート系余剰材等の産業廃棄物の発生が伴い，これらに対する適切な方策が必要となる．

以上の現状を踏まえ，本研究は，課題の多い第三紀層の中で2,300万年から170万年前に形成された新第三紀層堆積軟岩の地山に約70年前に建設された鉄道トンネルを拡幅して道路トンネルに再利用する事例を対象として検討することとした．すなわち,事前調査の結果と施工時に得られたデータに基づく傾向分析を行ない，EDZの推定法，拡幅掘削時の岩盤挙動，これらの結果に基づく支保構造の選定，土壌汚染対策と産業廃棄物処理について検討した．設計，施工現場へのフィードバックを目指して，簡便で合理的な手法に基づく設計法の確立を目的とした．

1.2 研究の概要および本論文の構成

本論文は，8 章より構成されており，その概要は以下のとおりである．

第 1 章は序論であり，本研究の目的と構成について記述している．

第 2 章は，EDZ の形成やトンネル拡幅時の挙動，土壌汚染対策に関する既往研究をレビューし，本研究の位置付けを述べている．トンネル拡幅に関する既往研究として，交通供用下の施工に関する研究 [19)～26)]，先進導坑拡幅掘削に関する研究 [27),28)]，35 年前に建設されたトンネルの拡幅事例での EDZ の推定法，変形挙動に関する研究 [29),30),35)～39)]を概観し，本研究との相違点を示す．また，土壌汚染対策と産業廃棄物の処理については，既往研究 [31)～34),41)]の知見の本研究に関する応用を示している．

第 3 章は，研究対象としたトンネルの構造諸元，拡幅計画の概要，地質構造について述べている．

第 4 章は，既設トンネルの現況を評価し，既設トンネル周辺の地山特性と EDZ の推定法について記述している．既設トンネルの変形状況と周辺地山のひずみよ

り周辺地山の現状評価を行い，既往研究 [15)～18)]に基づく知見より EDZ 定義付けと EDZ 形成の起源に着目して EDZ の推定法の提案を行なっている．提案した手法に基づく推定を行い，EDZ と非損傷領域 IZ(Intact Zone)との物性値の変化を示す．

第 5 章は，第 4 章で記述した EDZ の推定に関する検証について述べる．第 4 章の推定結果を切羽写真にプロットし，ボーリングコア，*RQD*，切羽観察結果と相関させ検証を行なっている．

第 6 章は，トンネル拡幅により EDZ を掘削した場合の岩盤挙動について述べる．既設トンネルと拡幅掘削時の変位状況，および近傍の新設トンネルの変位状況をそれぞれ対比させ，拡幅掘削時の岩盤挙動についてその特徴を示す．既往研究 [29),30)]の知見と拡幅施工時の計測結果に基づき既設トンネル周辺地山の特性に関する考察を示し，支保構造の提案を行なう．

第 7 章は，第 4 章，第 5 章，第 6 章で得た知見に基づく拡幅トンネルの設計法を述べる．また，既往研究 [31)～34),42)]の知見に基づきトンネル拡幅により新たに生成される既設覆工コンクリートや吹付けコンクリートの余剰材である産業廃棄物を用いた土壌汚染対策について考察を行い，拡幅トンネルにおける循環型社会の形成に関する提言についても述べている．

第 8 章は，本研究で得られた知見をまとめた結論である．

第２章　既往の研究

2.1　概要

既設トンネルの拡幅は，増大する交通量により 1990 年頃から行なわれはじめた．これに伴い，設計・施工や地山挙動等に関する様々な研究が進められた．設計・施工技術については，多くの事例で現道供用下での活線拡幅となるため，施工手順，使用する建設機械等の実務に着目した研究が報告されている[19)～23)]．

拡幅掘削そのものに関する技術については，加背を大きくできない脆弱な地山において経験的な知見より安定性を確保する先進導坑拡幅掘削が存在し，当該掘削における地山挙動を数値解析，実験的手法により定性的な説明を試みた事例も報告されている[27),28)]．

トンネル掘削によりその周辺地山に EDZ が形成されることは前述したが，領域の推定や測定方法については，粒状要素法[35)]，ひずみ依存構成式[36)]，応力の再配分に伴う岩盤内の微小ひずみ変化[37)]，弾性波速度[38)]，亀裂観察[39)]に着目した研究事例が報告されている．

地山挙動については，有限要素法を用いた拡幅掘削時の数値解析と施工時の計測結果を対比させ，その挙動の説明を試みた事例が報告されている[24),25)]．また，領域の推定より掘削部の EDZ の有無を区分し，EDZ 部と非 EDZ 部との地山挙動の相違を説明した最新の研究報告[29),30)]については本研究との相関性から注目すべき点が多い．

一方，堆積岩の地山ではトンネル掘削により重金属等の土壌汚染物質を含む掘削ずりが発生し，環境への影響が報告されている[40)]．重金属等による土壌汚染対策については，セメントを用いた固化・不溶化処理に関する研究事例が報告され[31)～33)]，山岳トンネルの標準工法の NATM では吹付けコンクリートの跳ね返りで飛散するコンクリート殻が余剰材として発生することが報告されている[41)]．また，拡幅トンネルでは既設覆工の撤去により大量のコンクリート殻等が発生する．これらは全て産業廃棄物として取り扱われるため，その処理が社会的な問題となっている．吹付けコンクリートの余剰材については，澤田[34)]が再生セメント材として研究した事例も報告されている．

以上から，この余剰材やコンクリート殻を固化・不溶化処理に関する研究事例[31)～33)]に基づき再利用することより，拡幅トンネルを基軸とした資源の再利用に

基づく循環型社会の形成に展望が開ける.

本章では，以上に示す研究を整理しレビューする.

2.2 交通供用下の施工に関する研究

トンネル拡幅は，交通量増大に伴う容量超過の解消や狭小幅員に伴う大型車の離合回避，および老朽化に伴うリニューアルが主な要因で，多くの事例で活線施工が前提となる．すなわち，計画に際し現道交通の保全が第一義的な条件で，その技術提案が設計者や施工者に求められる優先的課題となる．このような背景から，施工手順や防護プロテクタ，および使用する建設機械等の実務に着目した研究が多数報告されている [19)～23)].

これらの事例では，地山挙動等について設計段階で地山等級に応じた標準支保を割り当て,施工時に変位計測を行ない当該支保の妥当性を検証する.すなわち，新設時と同様の手法に終始し，拡幅掘削における地山挙動に着目することを前提としていない.

これに対して，落河ら [24)]や小林ら [25)]は，拡幅施工時の交通供用の安全性の観点から，既設覆工や周辺地山に与える影響について有限要素法を用いた数値解析を行なっている.

落河ら [24)]は，活線拡幅時における最適な施工ステップとして変形挙動が最小となる施工工程をひずみ軟化モデルと完全弾塑性モデル別に解析を行なっている．しかし，両者では塑性領域や内空変位，および応力状態に乖離が見られ実施レベルへのフィードバックには至っていない．小林ら [25)]は，活線状況下における鉄道トンネルの拡幅工事において，拡幅掘削時の既設覆工に対する影響を把握するため三次元逐次弾性解析を行っている．切羽の進行に伴う拡幅掘削後の内空変位量を解析し実測と対比し，解析値に対して実測値が小さく推移する傾向を報告している．これらの数値解析は，拡幅掘削時の地山挙動に関する一般的な傾向を示すが，既設トンネル周囲の EDZ に関して解析時のモデル化に反映されておらず，拡幅掘削における地山挙動に関する独自性を言及するまでには至っていないと評価する.

2.3 先進導坑拡幅掘削に関する研究

高橋ら[27)]は，地圧が地山の強度を越えることで大変形が発生するスクィージィング(squeezing)地山や吸水して体積膨張を引き起こすスウェリング(swelling)地山での先進導坑拡幅掘削の採用事例およびその研究概要を報告している．

Table2.3.1[27)]　先進導坑拡幅掘削の実績

研究事例	解析法	研究概要
鍋立山TN	施工データ	・内空変位が減少
		・地山の潜在応力の一部を開放し，支保に作用する応力を軽減する効果
折爪TN	施工データ，2D-FEM	・切羽の自立性確保
		・拡幅時の初期変位速度が減少し，拡幅後の内空変位量が激減する
日暮山TN	施工データ	・導坑を先進させることで先行変位を発生させ，本坑における変位が抑制される
瀬波TN	施工データ，2D-FEM	・切羽の安定効果が高い
		・初期変位速度が減少する
		・先行変位効果は小さい
第二東名・名神TN	3D-FEM	・天端沈下が役45%減少する
		・天端沈下の抑制効果は，導坑支保工の剛性に依存している
		・天端部の地山安定効果は，導坑径に依存する
湯田第二TN	3D-FEM	・導坑支保により内圧を受け，切羽が三軸状態に保持され切羽の安定不が得られる
		・いなし効果により，支保軽減が図られる．
静岡第二TN	施工データ	・切羽の安定に貢献しており，肌落ちなどの発生する地山には有利

Table2.3.1 は，高橋ら[27)]が報告した 1990 年以降の先進導坑拡幅掘削の実績である．全ての事例において切羽安定効果や変位抑制効果の知見を報告している．高橋ら[27)]は，この知見に基づき先進導坑拡幅掘削による切羽の安定効果，変位抑制効果に基づき新第三紀の泥岩地山で先進導抗拡幅掘削におけるいなし効果を述べている．すなわち，導坑を先進させ初期応力の先行開放，および先行変位の発生を促し，拡幅掘削時の部材発生応力，および変位が軽減される効果について，施工を通じた実スケールの実験的研究を行なっている．さらに，切羽安定効果，変位抑制効果を確認し，いなし効果とは変位抑制が主な効果で，作用土圧軽減効果は少ないとの結論に至っている．

菊池ら[28)]は，新第三紀中新世の泥岩主体の地山に建設された第二東名高速道路

トンネルで中央導坑先進拡幅工法施工時に計測結果と三次元 FEM（弾性）解析を行っている．地山周辺の弾性状態が維持され切羽の押し出し変位が 30%程度抑制され，切羽前方の地山の見かけの弾性係数が 1.4 倍に改良されたと報告している．

以上から，いなし効果により先進した導坑が支保として機能することで最終掘削時の安定度が確保されるものと考えられる．

以上の研究は，トンネル掘削に対する時間的スケールが継続した中で発生した事象に関するもので，本研究で対象とする既設トンネルの拡幅のように一定の放置期間を経た拡幅掘削の場合とは条件が異なる．

2.4 EDZ の推定法に関する研究

北田ら [29),30)]は，古生代の比較的硬質な砂岩と砂岩・頁岩のメランジェ層の堆積岩に建設され，35 年を経過したトンネルの拡幅工事の中で既設トンネル周辺地山の EDZ を推定するため，既設トンネル内空よりボーリング調査を実施し，そのボーリング孔を用いて孔内水平載荷試験，孔内速度検層，真空透気試験 [43),44)]を行なっている．これらの調査に基づく EDZ 推定法について以下のような結果を得ている．

孔内水平載荷試験から EDZ の弾性係数を把握し，地山新鮮部との差異を求め領域の推定を試みている．地山新鮮部の弾性係数が 500MPa 以上であるのに対し EDZ では弾性係数が 10～500MPa の範囲内に分布し，その低下について言及している．孔内速度検層からは，深度毎の地山の弾性波速度を求め，既設覆工側の深度において低下が認められ，この速度低下の閾と考えられる既設覆工より 3～5m を EDZ 界と推定している．また，真空透気試験 [42),43)]を行い岩盤亀裂の開口状態に支配される透気係数を求め，弾性係数や弾性波速度による推定の確認を行なっている．

鈴木ら [35)]は，粒子要素法を用いた EDZ の数値解析を行なっている．粒子間の接触剛性を徐々に低下させ，0 に近似させることで空洞掘削をシミュレートしている．変位ベクトルの方向が空洞中心方向からずれた不均一な分布であることから，EDZ は掘削周辺地盤に近い領域の不均一な変形が大きな影響を与えていると評価している．

近藤ら[36)]は，進展性割れ目理論を用いて EDZ の二次元解析を行なっている．トンネル周囲に起こる剛性の変化に着目し，剛性の対角項の総和の減少率を EDZ の量的な指標とした．減少率が大きいほど剛性変化が大きく，ひずみを表すと考え，トンネル周囲の EDZ の分布を推定している．

鈴木ら[35)]，近藤ら[36)]の研究は，あくまでも数値解析の領域に留まっており実データとの対比や実験的等の検証を経ていない．

石田ら[37)]は，空洞掘削時の岩盤挙動，特に空洞接線方向の圧縮応力の増大に起因する岩盤挙動を把握する手法を開発するため，応力再配分に伴う岩盤内の微小ひずみの変化に着目した．大谷石の供試体を用いた室内実験で AE(Acoustic Emission)や弾性波速度伝播の適用性を検討した．その中で弾性波速度の低下が供試体表面の開口亀裂で特徴付けられる巨視的な破壊の発生時期に対応するという傾向と圧縮応力の増大に起因する岩盤中の破壊の進展の把握に有効であると言及している．

平田ら[38)]は，トンネル掘進時の周囲岩盤の挙動を調査する目的で岩盤内の弾性波速度の変化を測定した．対象地山は凝灰質の堆積岩である．測定深度 1m 付近で走時の顕著な折れ曲がりを検出し，当該地点以浅では 0.8～1.5km/s，以深で 2.0～2.7km/s の速度分布となった．この結果からトンネル掘削で周囲岩盤がトンネル内部に向かって変形する一般的な傾向より，トンネル壁面に沿って EDZ が形成されると考え，それに直行する弾性波速度は EDZ を検出する手段として有効であると評価している．新設トンネル掘削時のデータに基づくが，既設トンネルの周囲岩盤に対しても同様と言及している．

一部の数値解析を用いた推定法を除く全ての研究内容に共通して，トンネル掘削後の周囲岩盤の状態変化，すなわち，EDZ の形成が応力の再配分による岩盤内に潜在する亀裂や不連続面の開口によるものと考えられている．この現象を捉えるため弾性係数や弾性波速度，および真空透気に着目し，推定法の検証に至っている．しかし，実際の切羽の観察等による目視確認には至っていない．

2.5　変形挙動に関する研究

塚本ら[39)]は，TBM で施工した導坑と発破により拡幅した本坑の周辺岩盤について亀裂性状の画像計測を行なった．TBM 導坑を施工完了した時点で調査孔を設け CCD カメラで周壁の亀裂を記録し，拡幅掘削後に再度 CCD カメラで周壁を撮影して施工前後の亀裂を対比させた．拡幅掘削後の坑壁周囲に新たな亀裂の発生を認めるが，施工前後の亀裂で走向傾斜にほとんど変化が無いことから，EDZ はもともと岩盤に潜在する亀裂が開口や滑りなどの状態変化から生じたものと推察した．

北田ら[29),30)]は，1960年代に在来工法で建設され，35年の年月を経過した道路トンネルの拡幅事例にEDZを拡幅掘削した場合の周辺地山の変位挙動について数値解析と計測結果を用いて考察をしている．対象地質は古生代の比較的硬質な砂岩と砂岩・頁岩のメランジェ層の堆積岩である．弾性係数と弾性波速度および真空透気試験[42),43)]によりEDZを推定し, EDZ内の掘削では地山の変位が小さく収まり，この背景に既設トンネル周辺に形成されたと思われるグランドリングとその構造特性の経時変化が大きく関わるとの結論付を行なっている．しかし，支保工に関しては言及していない．

2.6　土壌汚染対策と産業廃棄物の処理に関する研究

近年，土壌汚染問題や地下水汚染問題が顕在化している．平成 15 年 2 月の土壌汚染対策法の施行により，建設発生土について規制が行われ対策が求められてきた．さらに昨年同法の改正法が施行され，規制の強化が図られた状況にある．

細川ら[40)]や北海道留萌振興局[44)]は, 新第三紀の地質におけるトンネル工事で自然的原因に基づく重金属の溶出を報告している．これらは，前述の土壌汚染対策法より適切な処理が求められる. 処理法については, 多様な方法が選択されるが，その中にあって固化・不溶化工法については，大山ら[31)]，上岡ら[32)]，保賀ら[33)]がセメントを用いた固化・不溶化処理に関する基礎的な研究を行っており，その有効性について言及している．

安達ら[41)]は，吹付けコンクリートを施工する際の材料の跳ね返りについて実験

により，吹付け量の 20～30%が跳ね返るとの知見を示している．この跳ね返った材料を本研究ではリバウンド材(Rebound)と呼称するが，澤田[34)]は，リバウンド材を再生セメント材として活用する可能性について言及している．

山岳トンネルの標準工法として定着しているNATMでは吹付けコンクリートを使用するため，大量のリバウンド材が発生している．このリバウンド材を利用した土壌汚染の固化・不溶化に活路が見出せるのではないかと考えられる．

2.7 まとめ

既往の研究をレビューした結果を示す．

① 既設トンネル周囲の EDZ を解析モデルに反映させない拡幅掘削の数値解析において，内空変位量は解析値に対して実測値が小さく推移する．

② トンネル掘削を先進導坑拡幅掘削で行なった場合，いなし効果，すなわち，導坑を先進させることで初期応力の先行開放，および先行変位の発生を促し，拡幅掘削時の部材発生応力および変位が軽減される効果により切羽安定や変位抑制の傾向を示す．しかし，このケースは，トンネル掘削に対する時間的スケールが継続した中で発生した事象に関するもので,既設トンネルの拡幅のように一定の放置期間を経た拡幅掘削の場合とは条件が異なる．

③ トンネル掘削後の周囲岩盤の状態変化，すなわち，EDZ の形成が応力の再配分による岩盤内に潜在する亀裂や不連続面の開口によるものと考えられる．この現象を捉えることができる弾性係数や弾性波速度,および真空透気法に着目し，推定法の検証に至っている．しかし，目視確認には至っていない．

④ 古生代の堆積岩に在来工法で建設され 35 年経過したトンネルの拡幅事例で EDZ を掘削した場合の変位量は小さく推移する．この現象には，既設トンネル周辺に形成されたと思われるグランドリングとその構造特性の経時変化が大きく関わっている．本研究対象とは，既設トンネルの施工技術や地質年代，経過年数が異なっている．また，支保構造に関する提言等には至っていない．

⑤ 重金属を溶出する土壌汚染の対策としてセメントを用いた固化･不溶化が効果的である．

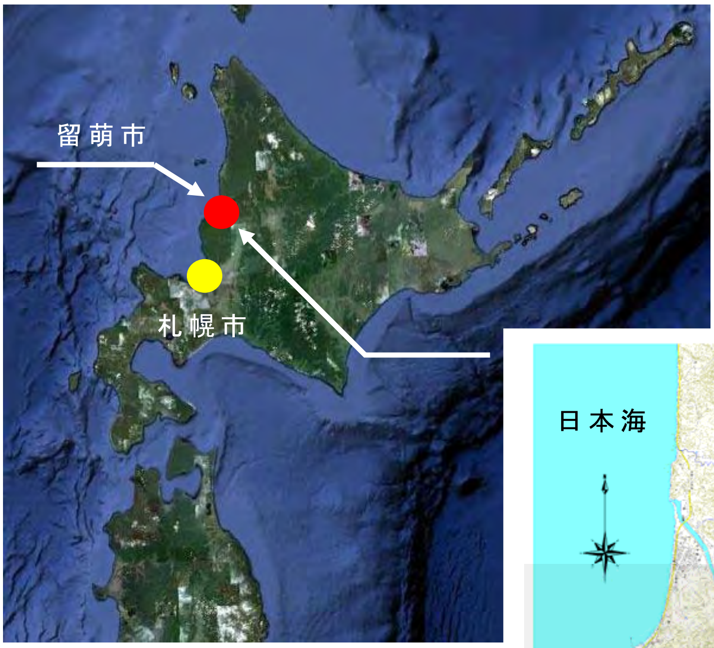
⑥ 吹付けコンクリートを施工する際に発生するリバウンド材(跳ね返ったコンクリート) をセメント材として再生することが可能である.

以上から,個々の問題点に関する研究については一定の成果を挙げており,各々について現場に対する適切なフィードバックが成されている. しかし, 拡幅トンネルの設計法に関する提案や現場発生材の収支を相殺させる循環型社会の形成については言及されていない.

第３章　対象トンネルの概要

3.1 既設トンネルの概要

本研究で対象としたトンネルは，北海道中央部西端の留萌市と小平町との行政界に位置する（Fig.3.1.1）．トンネルは，北海道炭礦汽船株式会社（北炭）が小平町達布の小平蘂炭田で産出される石炭を当時留萌で建設が予定されていた北海道人造石油第 2 工場に輸送する目的で 1940 年～1941 年（昭和 15 年～昭和 16 年）に建設した天塩炭礦鉄道の第 1 トンネルである．その後，採炭と鉄道事業を天塩炭礦鉄道株式会社が引継ぎ，同炭鉱が閉山する 1967 年（昭和 42 年）まで 26 年間供用されていた．既設トンネルは，建設後から今日に至るまで約 70 年の歳月を経ている．



(a)対象トンネルの位置図 [44)]

(b)対象トンネルの拡大位置図 [45)]

Fig.3.1.1 位置図

既設トンネルは，留萌側から NE38deg 方向にトンネル軸が通過する単線の鉄道トンネルである．Fig.3.1.2 に示すように幅 B=4.4m，高さ H=4.7m，上半仕上り半径 R_1=2.2m，下半仕上り半径 R_2=6.9m，内空面積 A=17.8m^2 の内空諸元を有する馬蹄形状を呈している．Fig.3.1.3 に示すように延長は L=475.78m である．支保構造は，木製矢板を厚さ 0.30m の無筋コンクリートで覆い，掘削は当時の資料 [46] より，主に削岩機により行なわれたものと考えられる．

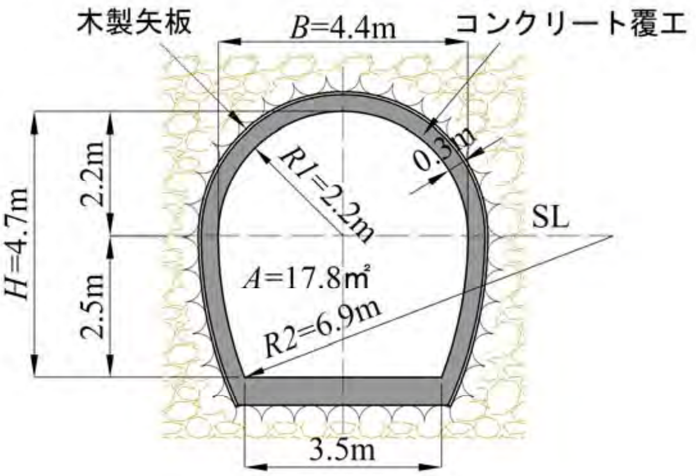


Fig.3.1.2 既設トンネル断面図

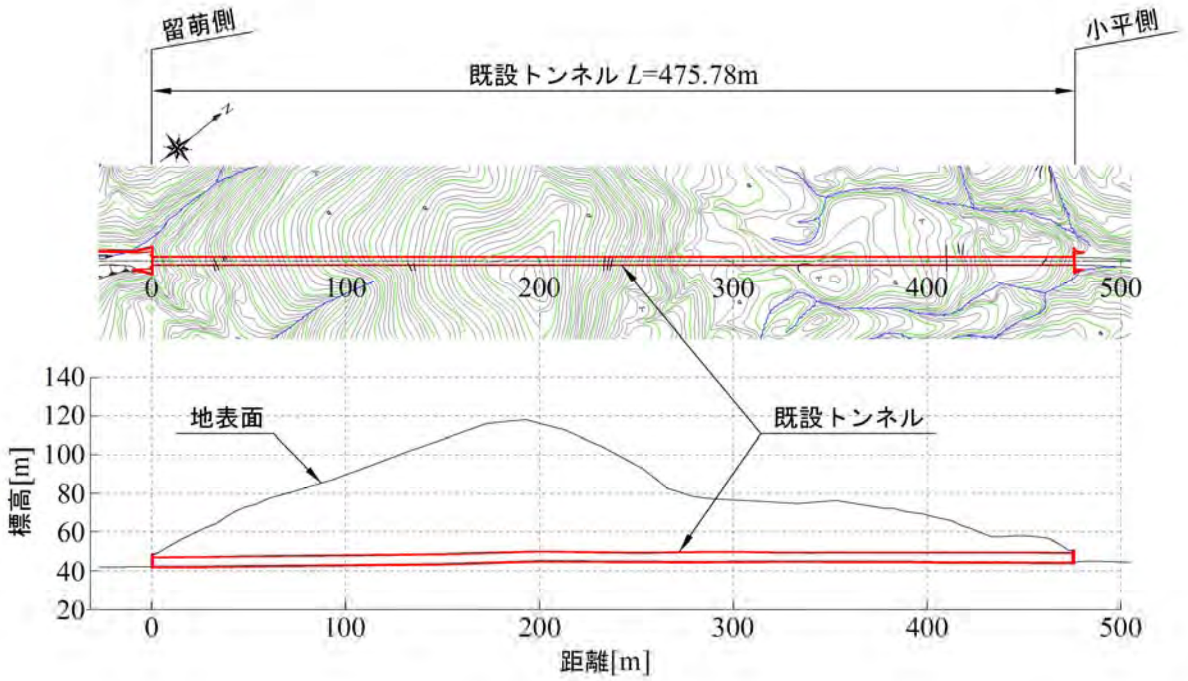


Fig.3.1.3 既設トンネルの平面図と縦断面図

1967 年（昭和 42 年）の鉄道廃線後，既設トンネルは天塩炭礦鉄道株式会社の管理下に置かれたが，旧線路敷地を利用した道路整備計画が策定され 1984 年（昭和 59 年）の道路認定を受けて所有権が北海道に譲渡された．

3.2　地形および地質概要

3.2.1　地形概要

既設トンネル周辺の地形は，留萌川を境に南側は標高 350m 以下の比較的急峻な山地地形であるが，既設トンネルの位置する留萌川北側では標高 250m 以下の開析された低平な丘陵性地形を示している（Fig.3.2.1）.

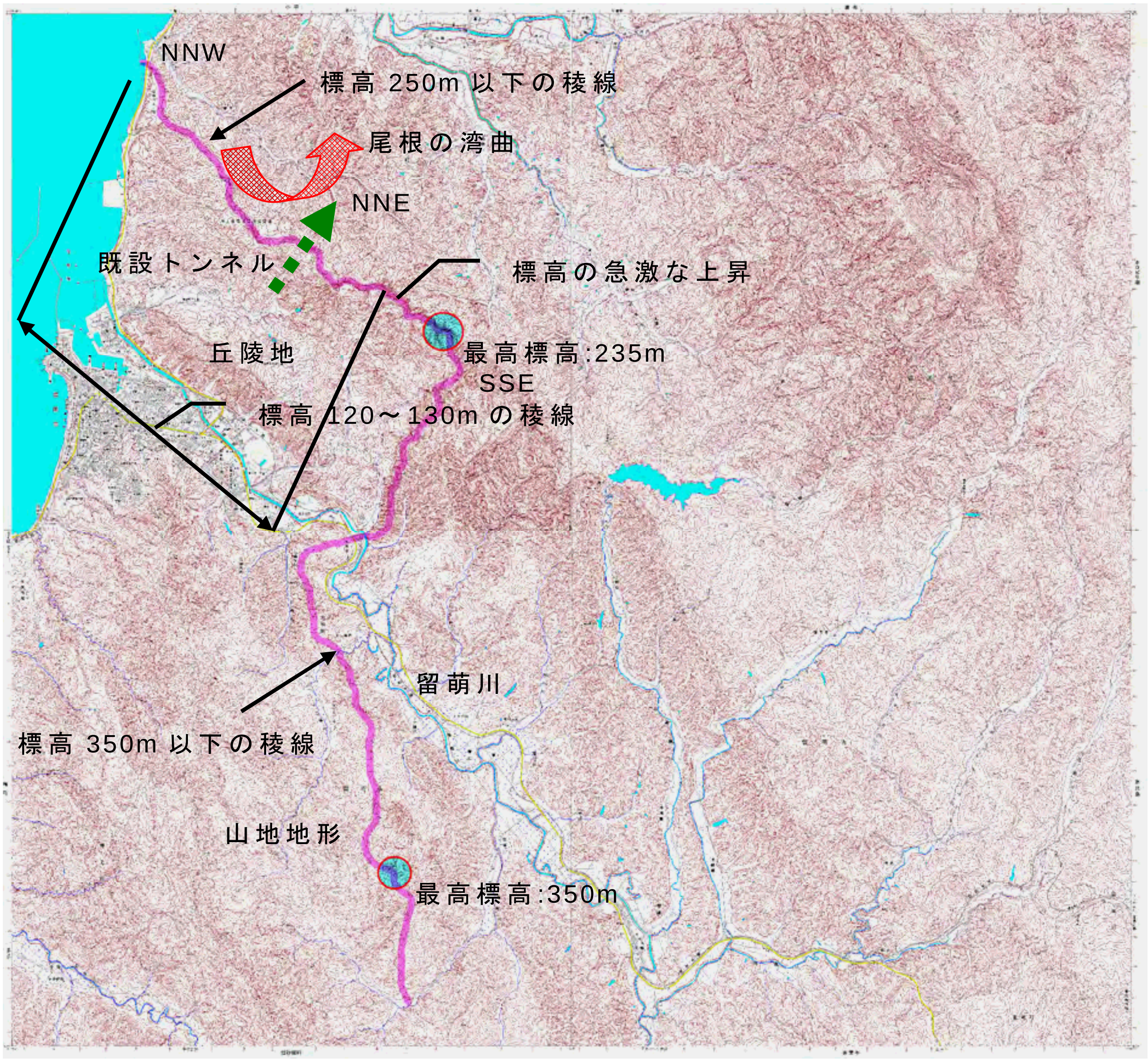


Fig.3.2.1 既設トンネル周辺の地形 45)

既設トンネルの中央部に NNW～SSE に標高 120～130m の尾根がのびるが，既設トンネルが位置する地点では NNE に湾曲し，SSE 側で急激に標高が上昇する．

既設トンネル位置周辺の地形は，Fig.3.1.3 に示すように SP200 付近に山頂を持つ山体である．なお，SP(Station Point)は，トンネル軸方向の位置を示し，留萌側坑口を基点とした場合の追加距離で表される（Exp.SP100:留萌側坑口から 100m の地点）．留萌側の斜面，および SP200～SP270 付近までは単調な急勾配斜面を形成するが，SP270 付近から小平側はなだらかな緩斜面ないし平坦面を形成しており，地すべり特有の不自然に隆起した異常地形を呈している．これらの地形状況は，地質構造と分布地質の性状や地層の傾斜等の地質構造の違い（断層・破砕帯の分布）により形成されたものと考えられる．すなわち，平坦面は地層の水平構造に規制されて侵食，削剥されて形成されたものと考えられ，地すべり地形と評価できる沢の屈曲部や鞍部，および起伏境界などには断層・破砕帯が通過していると考えられ，地形様相は断層・破砕帯の差別侵食と評価できる．

3.2.2　地質概要

既設トンネル位置の地質には既往資料[46)]より新第三紀中新世のユードロ層が分布している．ユードロ層の構成は，大別して下部礫岩層と中部軟質細粒砂岩，および上部泥岩層の三層に分割される．下部礫岩層を除く他の二つ岩相は，軟質で地形的に低平な緩斜面を形成し、露岩状態も極めて不良である．

既設トンネル位置のユードロ層は,上記区分のうち中部軟質細粒砂岩に相当し,層相は不均一で，概ね泥質砂岩ないし砂質泥岩から構成される．これらが互層状に分布し，細粒砂岩(Fine grain sandstone : Fs)，中粒砂岩(Middle grain sandstone : Ms)，砂岩泥岩互層(Alternate : Alt)，泥岩(Mudstone : Md)の 4 種類に分類され，地表ではこれらの岩盤を軟質な未固結土砂が被服している．これらは，斜面では崖錘堆積物(Talus : dt), 沢の流域では現河床堆積物(River deposits : rd)に区分される．

岩相はいずれも固結度が低く，留萌側から小平側に向かい泥質傾向が顕著となる．層序関係は，留萌側が下位で小平側に向かい上位の地質が分布していると考えられる．特に上記 4 種類の岩種の中で Ms は，各種の調査結果や現況トンネルの変状度合いから最も脆弱な岩種と考えられる．

地質構成上の特徴として，相対的に Ms 以外の岩種単体は，ある程度の強度を

有すが，いずれも Ms が介在ないし互層状に分布するため，全体として良好な状態が維持されていない．また，いずれの岩種も著しいスレーキング性を有し，風化抵抗が低い性状に推移している．泥質岩盤である Alt，Md については粘土鉱物が含有し膨潤性を有している．

また，トンネル中央部から小平側の地質構造や地形境界となる箇所には，断層・破砕帯(F-1～F8)が分布している．

Table3.2.1 に各層の特徴を示す．

Table3.2.1 各層の特徴

地　　質	特　　徴
崖錘堆積物 (dt)	・ 斜面に分布する未固結の崩積土砂． ・ 難質な砂混りシルトないしルーズなシルト混り砂． ・ 不均質である．
現河床堆積物 (rd)	・ 沢流域に分布． ・ 砂分を混入する極難質な有機質シルトや粘土．
細粒砂岩 (Fs)	・ 塊状でやや泥質である． ・ 蜜実で比較的固結度も良好である．
粗粒砂岩 (Ms)	・ 塊状で泥質である． ・ 様相は Fs に類似するが固結度が低く軟質である．
砂岩泥岩互層 (Alt)	・ 細粒砂岩と泥岩が細かい葉理状～互層状に堆積したもの． ・ 泥岩が優勢である． ・ 固結度は高いが葉理や層理に沿って劈開しやすい． ・ 粘土鉱物を含有し膨潤性を有する．
泥岩 (Md)	・ 塊状で均質． ・ 固結度は高い． ・ 粘土鉱物を含有し膨潤性を有する．

留萌側では主に Fs で構成され，トンネル中心部では Md と Ms が主体となり，小平側では Alt と Ms 主体の構成である．これらの各層は，数十 cm～数 m 間隔で互層状に分布し，また各層中にも砂岩や泥岩の薄層を挟在するなど岩層は均一で

はない．層序については，複数の断層・破砕帯の存在により変位して不明ではあるが，概ね留萌側が下位で小平側が上位と考えられる．地質構造は，断層・破砕帯の存在により不連続である．

以上に基づく既設トンネル箇所の地質図を Fig.3.2.2 に示す．

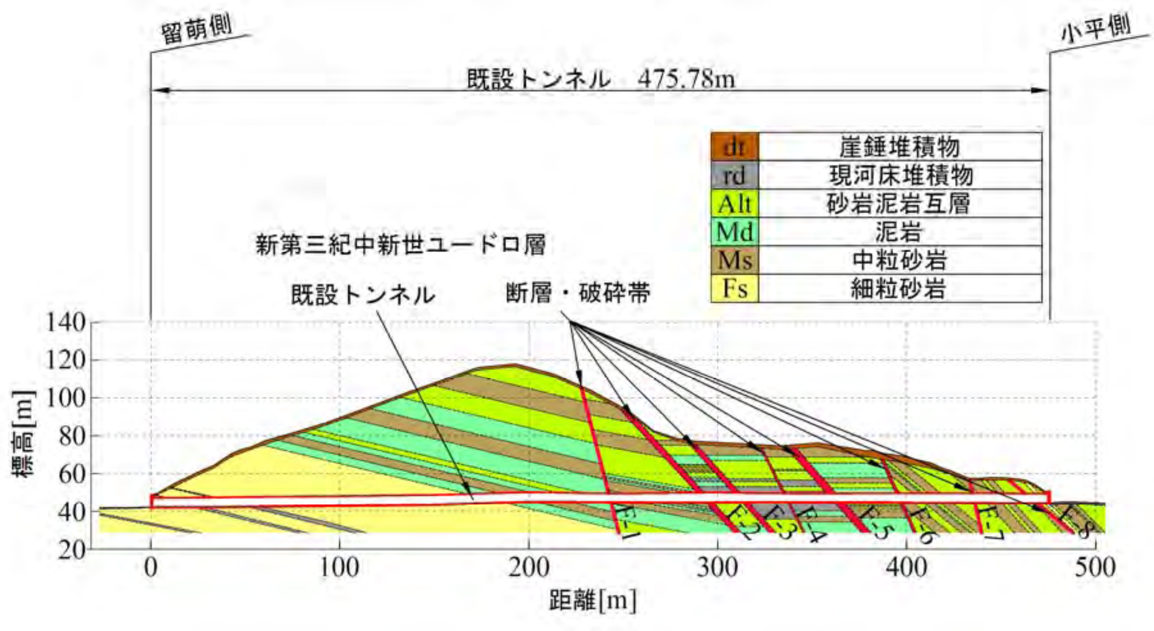


Fig.3.2.2 既設トンネル箇所の地質

3.2.3　地すべり地形

小平側坑口の約 200m の区間は，留萌側に見られる山体地形とは大きく異なり，平坦ないし緩斜面を呈している．このため，大規模な地すべり地形にも想定されるが，以下の状況より地すべりブロックの存在が否定される．

1) 地すべり末端部と考えられる小平側坑口部は，上位地形に比べ狭く閉塞した地形であり，地すべりブロックとして不自然である．
2) 平坦面は，複数の沢により複雑に開析されている．沢の屈曲点は，線状に並んでいる事が多く，そのリニアメントは，尾根地形の鞍部や斜面と不調和な沢地形および地形変換線に良く連続する．すなわち，それらは複数の断層破砕帯に起因するものと考えられる。
3) 地質調査の結果から，平坦面区間は主に軟質で風化・浸食され易い泥質岩が水平に堆積し，一方，緩斜面区間は相対的に固結度の高い砂質岩が急傾して分布

している．すなわち，これらの地形は地すべりによるものでなく，地質性状を反映したものと考えられる．

3.3　拡幅計画の概要

トンネルの拡幅計画は，既設トンネルを 2 車線の道路に拡幅するものである．内空諸元は，内空幅 B=8.4m，内空高 H=6.8m，上半仕上り半径 R_1=4.2m，下半仕上り半径 R_2=6.3m，インバート仕上り半径 R_3=12.6m，内空面積 A=45.1m^2 である．既設トンネルに対して 2m 程度の拡幅量となり，拡幅後のトンネル延長は L=480.5m となる．掘削工法は，山岳トンネルの標準工法として定着している NATM(New Austrian Tunnelling Method)である．Fig.3.3.1 に拡幅断面と支保構造を示す．

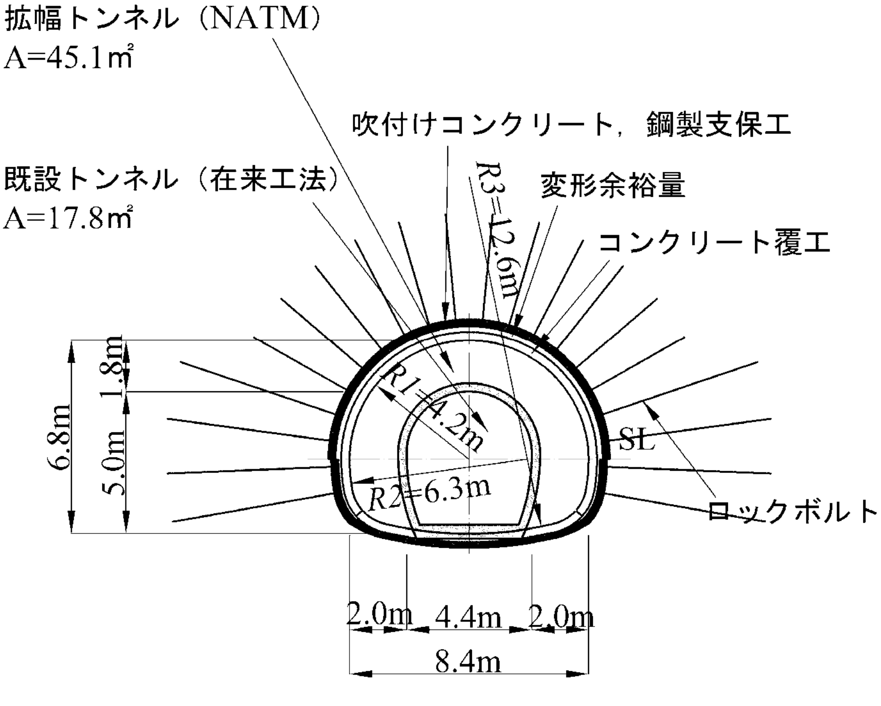


Fig.3.3.1　拡幅断面と支保構造

支保構造は，拡幅掘削を考慮しない新設トンネルと同様の設計法に準じた．すなわち，事前の地質調査に基づく評価より決定した地山分類に応じた標準支保パターン[49)]を選定している．Table3.3.1(a)～(b)に標準支保パターンの詳細を示す．

また, Fig.3.3.2(a)～(c)に地山分類に応じて標準支保パターンより選定した対象トンネルの計画断面の詳細を示す．なお，対象トンネルの掘削工法は上半先進ベンチカット工法で掘進工法は上下半交互併進工法である．また，掘削方式は，地山の強度が相対的に qu=49N/mm^2 以下であるため自由断面掘削機を用いた機械掘削である.

Table3.3.1(a)　標準支保パターン

地山等級	支保パターン	標準1掘進長(m)	ロックボルト 長さ(m)	ロックボルト 施工間隔 周方向(m)	ロックボルト 施工間隔 延長方向(m)	ロックボルト 施工範囲	鋼アーチ支保工 上半部種類	鋼アーチ支保工 下半部種類	鋼アーチ支保工 建込間隔(m)	吹付け厚(cm)	覆工厚 アーチ・側壁(cm)	覆工厚 インバート(cm)	変形余裕量(cm)	掘削工法
B	B	2.0	3.0	1.5	2.0	上半120°	—	—	—	5	30	0	0	補助ベンチ付全断面工法または上半先進ベンチカット工法
CⅠ	CⅠ	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	—	—	—	10	30	(40)	0	
CⅡ	CⅡ-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上・下半	—	—	—	10	30	(40)	0	
	CⅡ-b						H-125	—	1.2					
DⅠ	DⅠ-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上・下半	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	
	DⅠ-b		4.0											
DⅡ	DⅡ	1.0以下	4.0	1.2	1.0以下	上・下半	H-150	H-150	1.0以下	20	30	50	10	
E	E※	0.9	4.0(上半) 6.0(下半)	0.9	0.9	上・下半	H-200	H-150	0.9	25	30	30	20(上半) 10(下半)	

Table3.3.1(b)　坑口部の支保パターン

掘削工法		1掘進長(m)	ロックボルト(フォアボーリング) 長さ(m)	ロックボルト 施工間隔 周方向(m)	ロックボルト 施工間隔 延長方向(m)	鋼アーチ支保工 上半部種類	鋼アーチ支保工 下半部種類	鋼アーチ支保工 建込間隔(m)	吹付け厚(cm)	覆工厚(cm) アーチ・側壁	覆工厚(cm) インバート
上部半断面工法 補助ベンチ付 全断面工法		1.0	4.0 (3.0)	1.2 (0.6)	1.0 (1.0)	H-200	H-200	1.0	25	35	50
側壁導坑先進工法	本坑	1.0	4.0 (3.0)	1.2 (0.6)	1.0 (1.0)	H-200	—	1.0 以下	25	35	50 以上
	導坑	1.0	2.0 (2.0)	1.0 (0.6)	1.0 (1.0)	H-125		1.0	10	—	—

第 2 章で述べたいなし効果をはじめとする既往研究で検証された現象を鑑みれば設計段階での支保構造の低減も考慮されるが，拡幅トンネルの設計，施工に対する基準が学会や研究機関より報告されていない現状より，新設時と同様の設計基準を用いた.

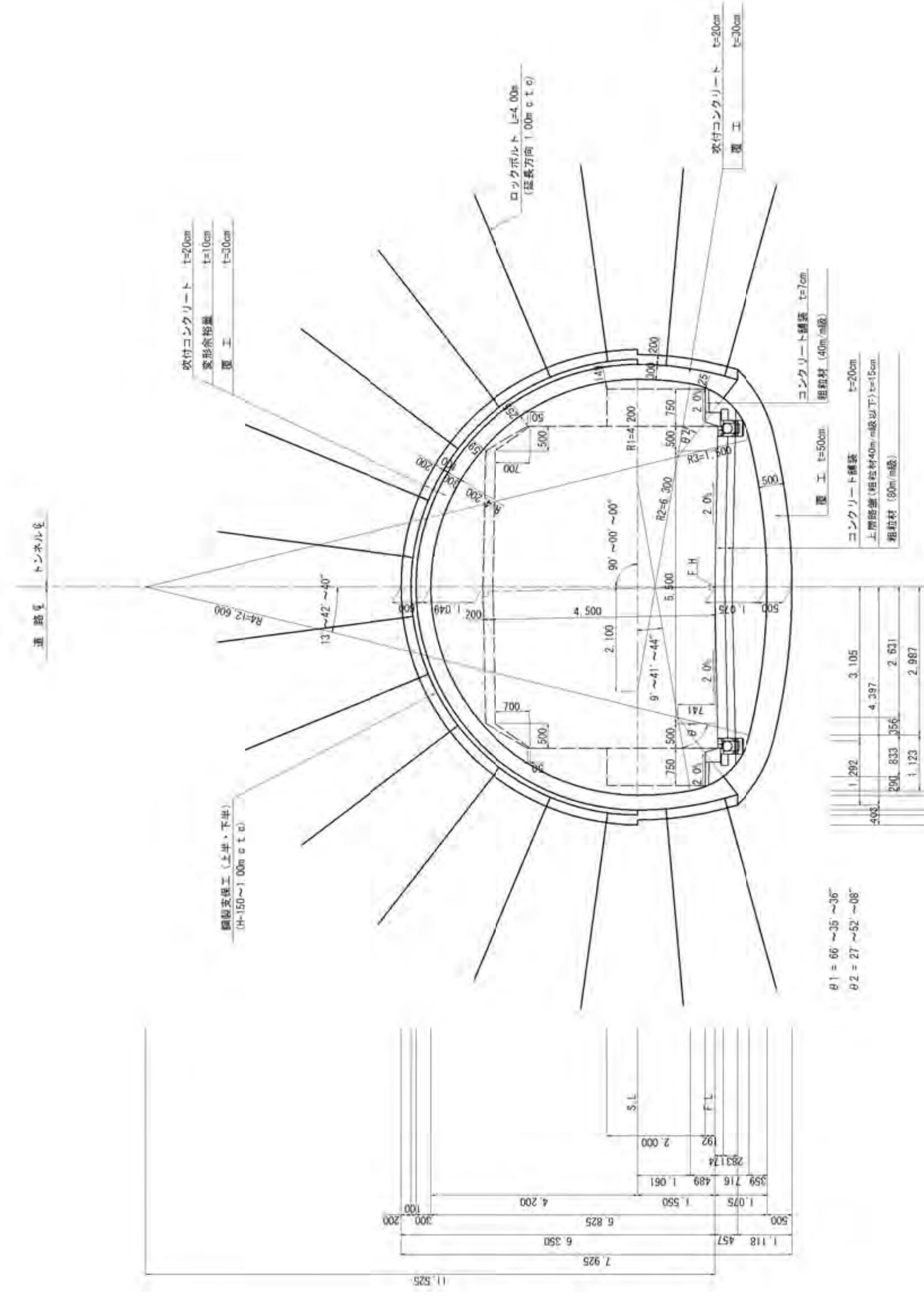


Fig.3.3.2(a)　DⅡパターンの標準断面図

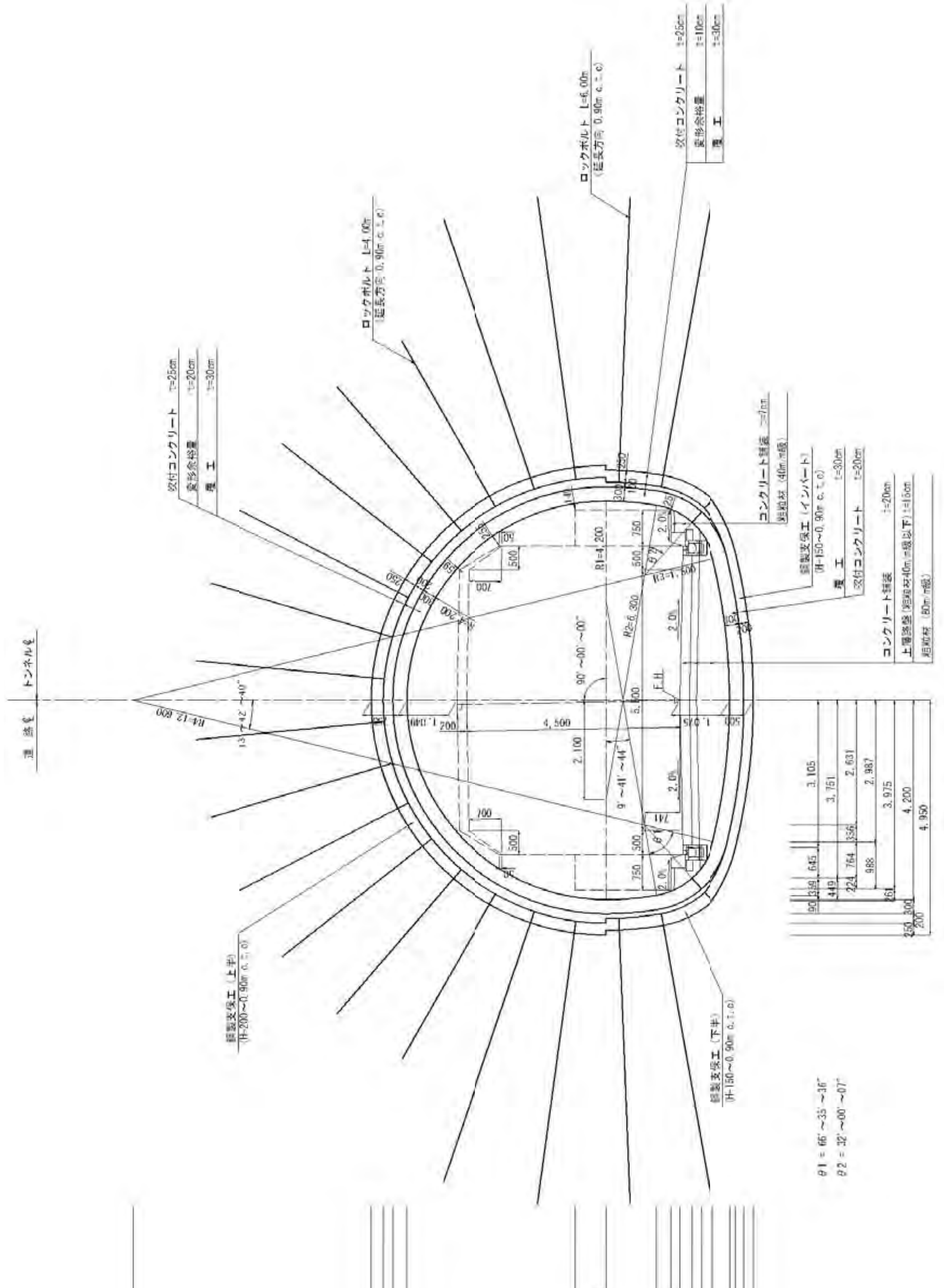


Fig.3.3.2(b)　Eパターンの標準断面図

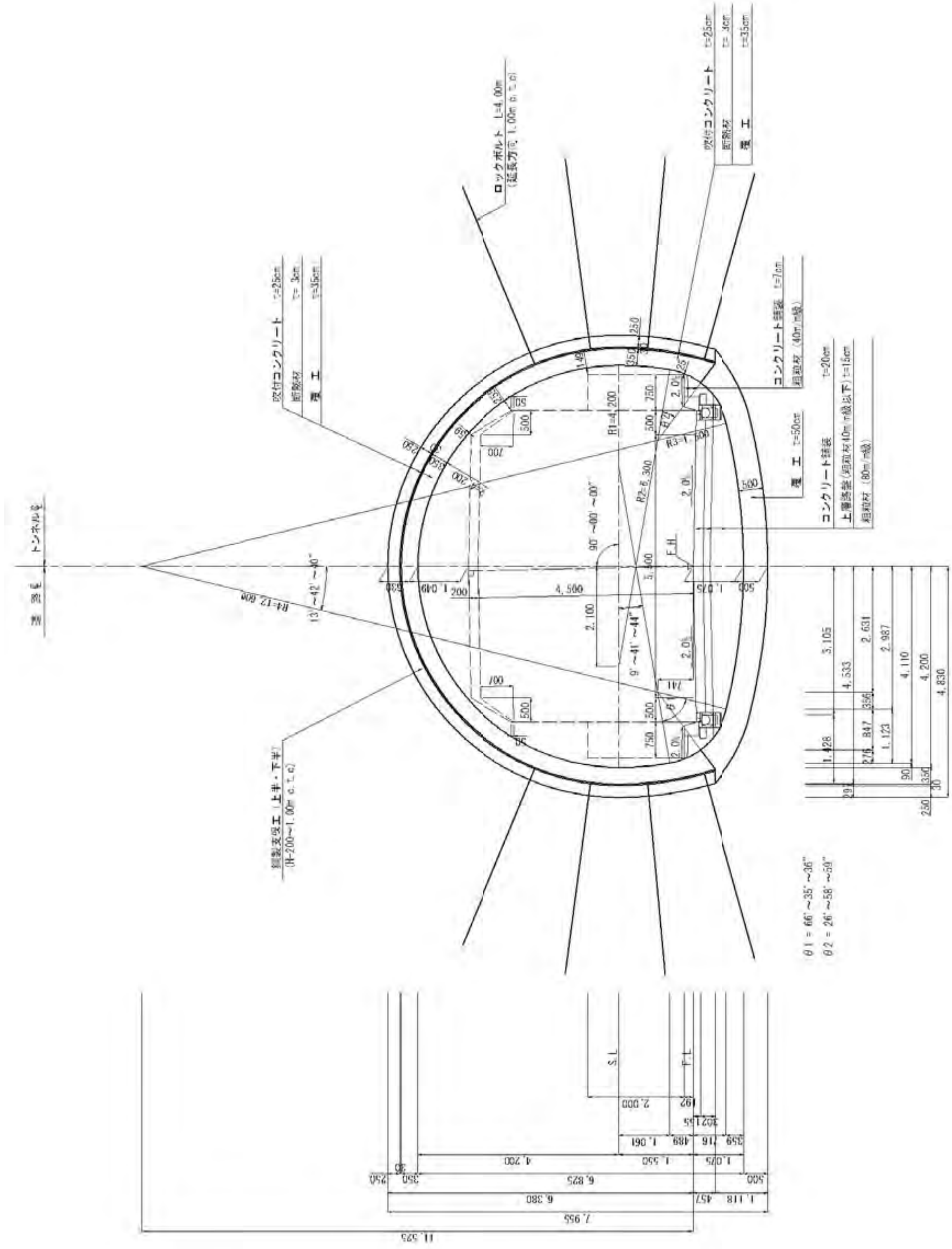


Fig.3.3.2(c)　坑口パターンの標準断面図

Table3.3.2 に対象トンネルの地山分類を示す．Table3.3.2 は，拡幅断面の背面部，および既設断面の背面部の調査より得られたデータに基づくものである．地山分類は，掘削の難易や地圧等の地山挙動を評価できるように，地山を種々の物性値による類型化して工学的に区分したものである.北海道の道路トンネルでは,地山分類を良好な状態の A から劣悪な状態の E に区分し,C と D についてはそれぞれⅠ,Ⅱに細分化している.この地山分類に応じて,これまでの施工実績や種々の数値解析より体系化された支保構造が Table3.3.1(a)～(b)に示す標準支保パターンで，一般的な新設トンネルで選定される支保構造である.

Table3.3.2 の粘着力 C，および内部摩擦角 ϕ における①～③は，下式により算定した値である．また，表中に示す SP(Station Point)は，留萌側坑口からの追加距離(m)である．なお，下式，および Table3.3.2 において σ_c：圧縮強度，σ_t：引張強度，N：N 値，E：変形係数，ν：ポアソン比を示す.

① [50)]

$$C=\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma c\cdot\sigma t)}\qquad \phi=\sin^{-1}\left\{\frac{(\sigma c-\sigma t)}{(\sigma c+\sigma t)}\right\}$$

② [50)]

$$C=15.2N^{0.327}\qquad \phi=5.10\log N+29.3$$ (Fs，Ms に摘要)

$$C=16.2N^{0.606}\qquad \phi=0.888\log N+19.3$$ (Md，Alt に摘要)

③ [51)]

$$C=\frac{1}{2}\sigma c\qquad \phi=0$$

Table3.3.2　地山分類

区間		岩盤区分：第三紀堆積岩類		主な地質状況	地山定数					地山強度比	評価 (地山分類)
		Vp (km/s)	*RQD(5)* (%)		*σc* (kN/m^2)	*C* (kN/m^2)	*φ* (deg)	*E* (kN/m^2)	*ν*		
SP0～SP40	調査結果	1.1	20～50	地表からの風化と既設トンネルの緩みで地山全体が脆弱化	－	－	－	－	－	－	坑口部
	評価	－	－	－	－	－	－	－	－	－	
SP40～SP150	調査結果	1.7	45～65	相対的に良好な Fs が分布	3,080	① 459 ② 69～78 ③ 1,540	① 57 ② 40 ③ 0	200～300	0.345	2.9～>4	DⅡ
	評価	DⅠ	CⅠ	DⅠ	DⅡ	① E ② E ③ CⅡ	① A ② DⅠ ③ E	DⅡ	DⅠ～DⅡ	CⅡ～DⅠ	
SP150～SP275	調査結果	1.9	45～50	脆弱な Ms と膨張性の有する Md が分布	1,840～ 3,010	① 305～384 ② 69～337 ③ 920～1,505	① 53～61 ② 21～40 ③ 0	300～700	0.350～ 0.373	1.4～3.6	DⅡ
	評価	DⅠ	CⅠ	DⅡ	DⅡ	① E ② E ③ CⅡ～DⅡ	① A～B ② DⅠ～E ③ E	DⅠ～DⅡ	E	DⅠ～DⅡ	
SP275～SP385	調査結果	1.7	40～55	脆弱な Ms が主体，複数の断層・破砕帯が存在する	1,840	① 305 ② 69～78 ③ 920	① 53 ② 40 ③ 0	70～250	0.350	3.6～>4	E
	評価	DⅠ	CⅠ	DⅡ～E	DⅡ	① E ② E ③ DⅡ	① B ② DⅠ ③ E	DⅡ～E	DⅡ～E	CⅡ～DⅠ	
SP385～SP475.78	調査結果	0.8～1.1	0～50	地表からの風化と既設トンネルの緩みで地山全体が脆弱化	－	－	－	－	－	－	坑口部
	評価	－	－	－	－	－	－	－	－	－	

3.4 まとめ

本章で述べた対象トンネルの概要を以下にまとめる.

① 対象トンネルは，旧天塩炭礦鉄道の第一トンネルで，建設は約 70 年前の 1940 年から 1941 年（昭和 15 年から昭和 16 年）で，1967 年（昭和 42 年）まで供用された.

② 既設トンネルは，在来工法で削岩機を用いた人力掘削で建設されており，支保は，木製矢板を厚さ 0.30m の無筋コンクリートで覆った構造を呈する.

③ 既設トンネルの寸法諸元は, 内空幅 B=4.4m, 内空高 H=4.7m, 内空面積 A=17.8m^2, 延長 L=475.78m である.

④ 既設トンネルは，留萌側坑口より 200m 付近に山頂を持つ山体に位置する．最大土かぶりは 70m 程度で，山頂部通過後小平側坑口に至る区間は，緩斜面ないし平坦面を呈する低平な地形である.

⑤ 既設トンネル周辺の地質は，新第三紀ユードロ層に属す堆積軟岩である．主たる構成は, 細粒砂岩(Fine grain sandstone : Fs), 中粒砂岩(Middle grain sandstone : Ms)，砂岩泥岩互層(Alternate : Alt)，泥岩(Mudstone : Md)の 4 種類である．また，山頂部より小平側には，F-1～F-8 の断層，破砕帯が分布している.

⑥ 拡幅計画は，NATM(New Austrian Tunnelling Method)により，内空幅 B=8.4m, 内空高 H=6.8m, 内空面積 A=45.1m^2, 延長 L=480.50m に拡幅, 延伸するもので, 1967 年（昭和 42 年）から 40 年間放置されていた既設鉄道トンネルを道路トンネルとして再利用するものである.

⑦ 支保工は，拡幅掘削を考慮しない新設時と同様に，調査結果より評価された地山等級に基づき標準支保パターンから選定している. トンネル本体部で採用された支保工は，DⅡパターンと E パターンである.

第4章　既設トンネルの現況と地山特性に基づくEDZの推定

4.1　既設トンネルの現況評価

既設トンネルでは，拡幅による道路トンネルへの再利用に向けた調査の一環として，1992 年にトンネルの現状を把握する目的で覆工の損傷状態と変形状況に関する調査が行われた．現況は，廃線後 25 年の放置期間を経過していたため，変状が激しい状態にあった．当該調査の結果に基づく覆工の損傷状態と変形状況，および地質縦断との相関図を Fig.4.1.1 に示す．

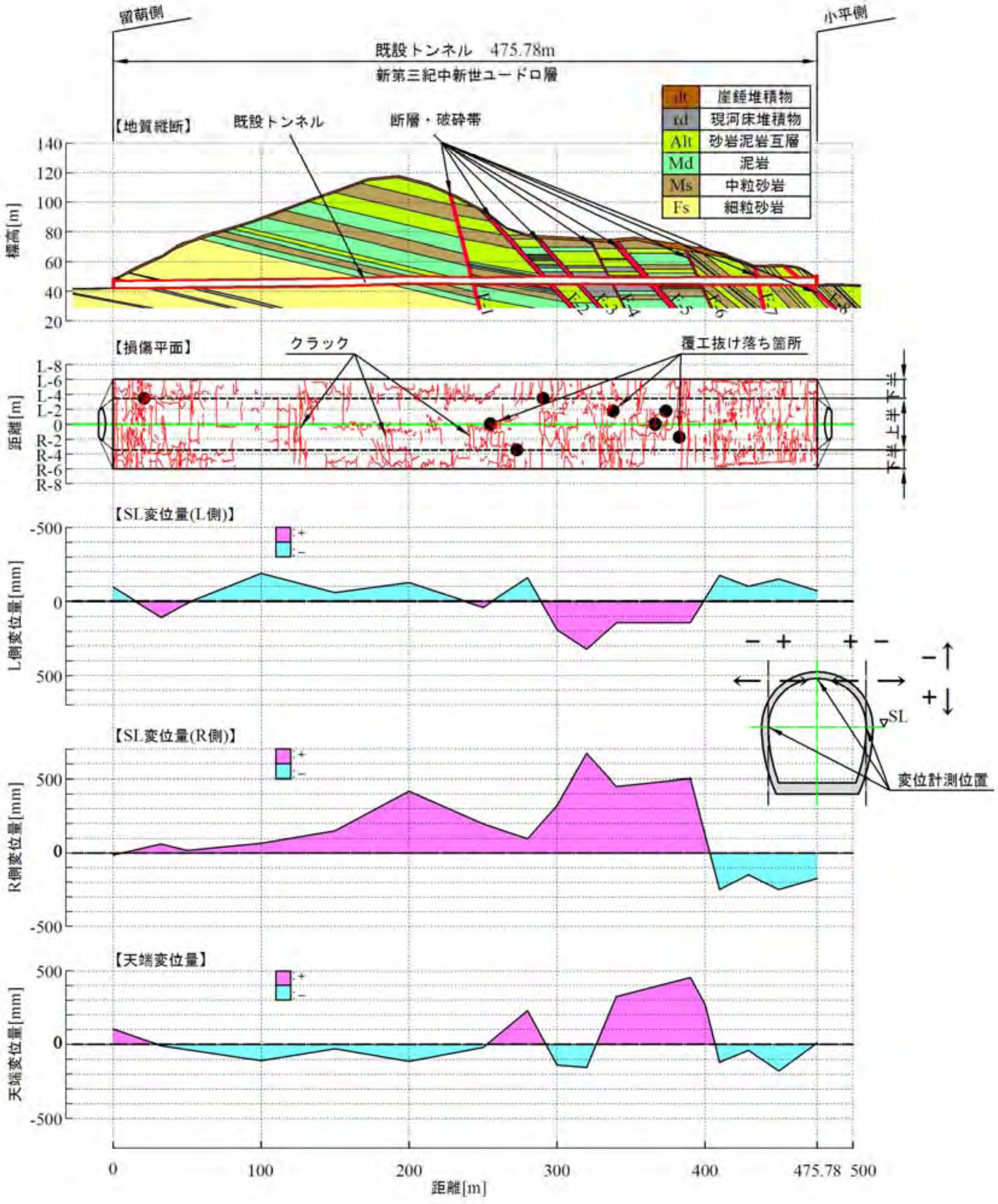


Fig.4.1.1　既設トンネルの損傷と変形の状況

既設トンネルの調査は，目視による覆工コンクリートのクラックと損傷箇所の抽出とスプリングライン(SL:Spring Line)，およびアーチクラウン天端部での変形量の計測である．Fig.4.1.1 は，調査結果を示した図であるが，図の上方よりトンネル区間の縦断面図，クラックおよび損傷を示した既設覆工の展開図，左側壁の変形量，右側壁の変形量，アーチクラウン天端の変形量を示している．図で示す変形量は，正が内側への変形（紅紫色表示)，負が外側への変形（青緑色表示）を表す.

4.1.1　留萌側坑口から SP40 までの区間

Fig4.1.1 より，留萌側坑口から 40m 区間で覆工の全域にわたりクラック発生頻度が高いことが確認できる.これは,当該区間がトンネルの坑口部にあたるため,低土かぶりで推移して有効なアーチアクション，すなわちトンネルを支える圧縮領域が未形成となっていると考えられる．一般に有効なアーチアクションが形成される土かぶりは，過去の実績より 1～2D（D は掘削幅）の範囲である [52)]．　本トンネルの場合，該当区間における最大土かぶりが 20m 程度を呈しており，掘削幅が 5m（内空幅 B=4.4m，覆工厚 t=0.3×2=0.6m）と推定されるため，現象から判断する限り通常の 2 倍である 4D の範囲でアーチアクションが作用していないことになる．この状態の原因として，地表からの風化がトンネル上方までと広範囲に及び，地山全体が脆弱化したことに起因すると考えられる.

クラックの状態は，Photo4.1.1～4.1.5 に示すように断破壊の様相を呈する．いずれのクラックも開口し貫通に至っている.

覆工の変位状況は,現地計測の結果を Fig.3.1.2 に示す正規断面との対比で求めた．本区間では Fig4.1.1 より土かぶりの増加に伴い天端部では外側，側壁部では内側に変位する傾向を示し，側圧が卓越した状態である.

覆工コンクリートが破壊に至っていることから，Table4.1.1 に示す覆工コンクリートの強度 σc=32.3N/mm^2 より覆工コンクリートに作用した外圧の推定を試みる．**4.1.1 式**より覆工コンクリートの強度 σc を覆工コンクリートの半径 R=6.90m（Fig.3.1.2 に示す $R2$）で除して外圧に換算する.

$$P_0 = \frac{\sigma \cdot t}{R} \quad \cdots\cdots (4.1.1)$$

ここで，P_0 は覆工コンクリートに作用する外圧(N/mm^2)，σ は覆工コンクリートの強度(N/mm^2)，t は覆工コンクリートの厚さ(mm)：t=300mm，R は覆工コンクリートの半径(mm)：R=6,900mm である．

覆工コンクリートに作用した外圧は，P_0=1,404kN/m^2 となる．地山の単位体積重量が別途調査より γt=21kN/m^3 であるため，覆工に作用した応力度は土かぶり厚に換算すると約 66m 相当となる．当該区間の最大土かぶりが d=20m であるため，覆工に作用する最大鉛直土圧は，Pv=20m×21kN/m^3=420kN/m^2 である．したがって当該区間に作用した外圧（主に側圧）は，最大鉛直土圧を上回るものであると考えられ，側圧係数に換算すると k_h=3.3 相当となる．

Table4.1.1 覆工コンクリートの強度 [53)]

試料名	圧縮強度σc (N/mm^2)	引張強度σt (N/mm^2)
Sample-1	48.0	2.81
Sample-2	43.0	2.79
Sample-3	47.5	—
Sample-4	53.6	3.02
Sample-5	20.9	1.70
Sample-6	25.8	—
Sample-7	10.0	2.93
Sample-8	36.4	2.17
Sample-9	19.2	1.06
Sample-10	18.3	—
平均	32.3	2.48

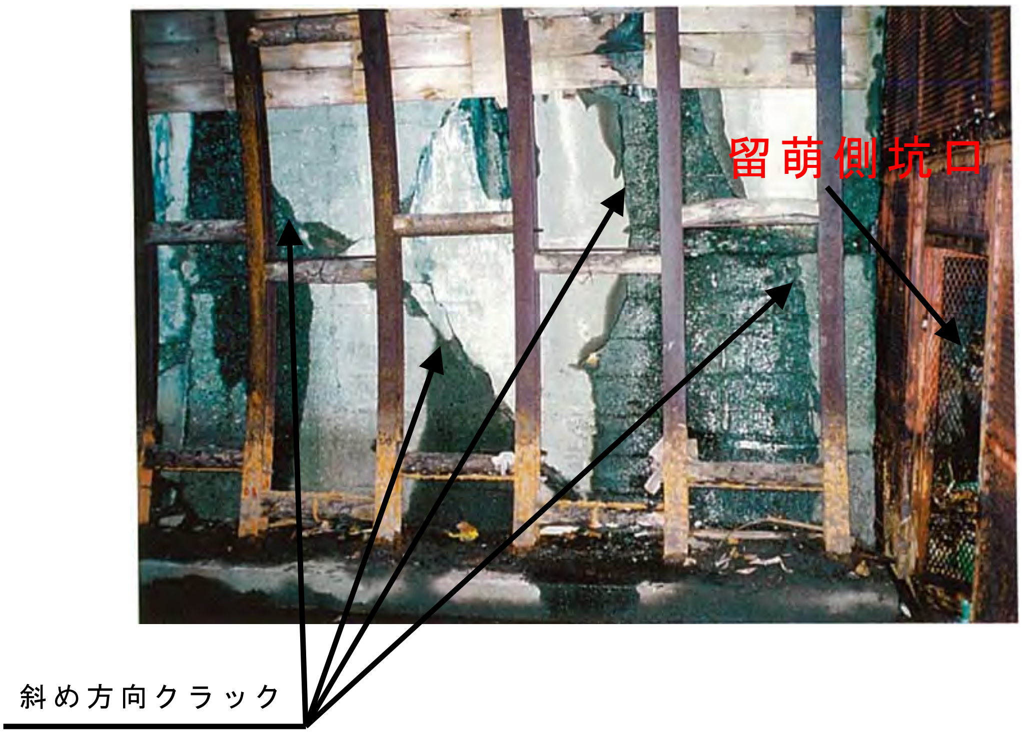


Photo4.1.1 既設トンネル SP1.0 右側の状況

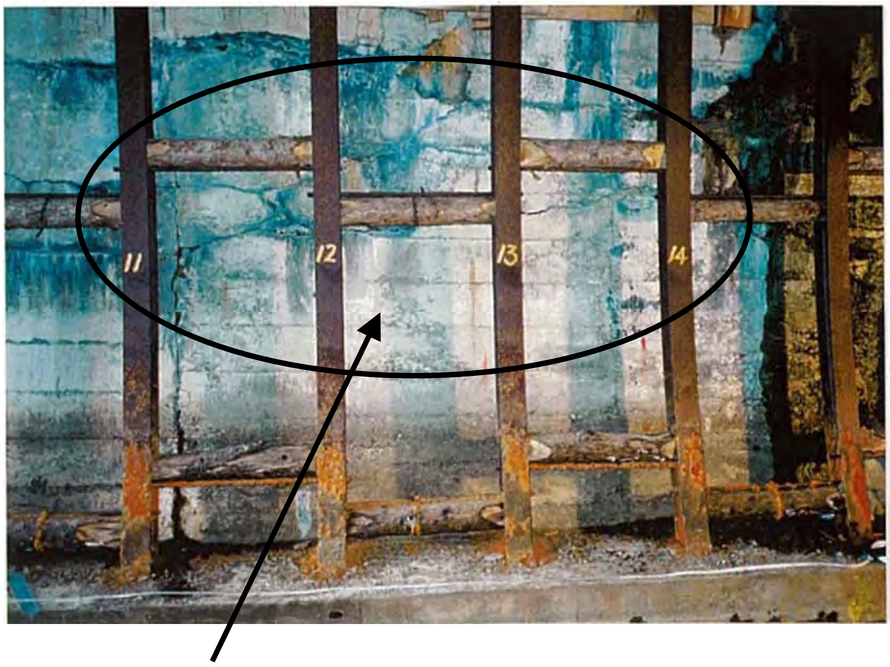


Photo4.1.2 既設トンネル SP8.5 左側の状況

Photo4.1.3 既設トンネル SP4.0 右側の状況

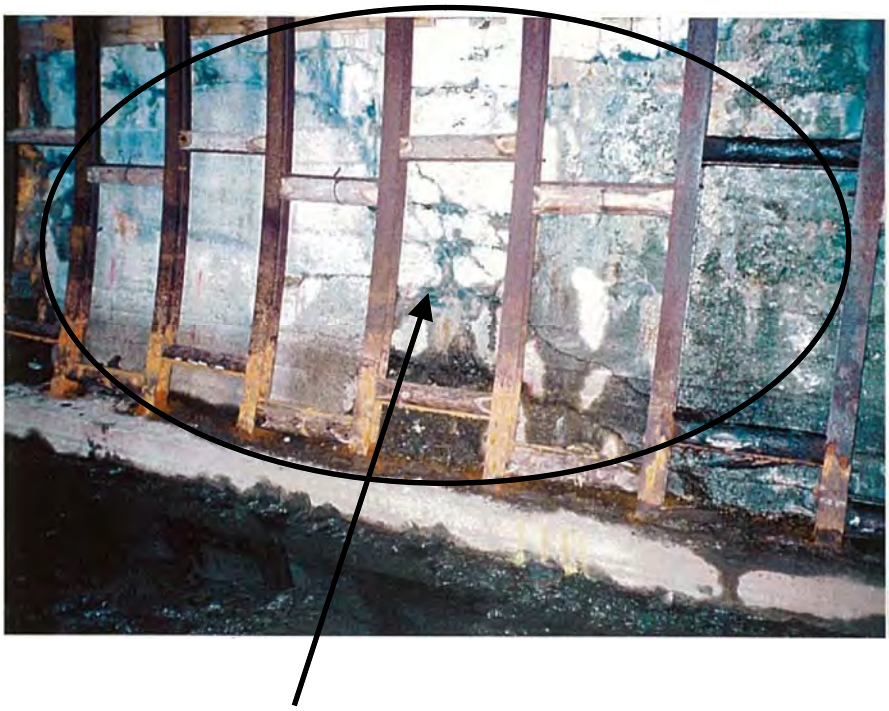


Photo4.1.4 既設トンネル SP11.0 右側の状況

Photo4.1.5 既設トンネル SP40.5 右側の状況

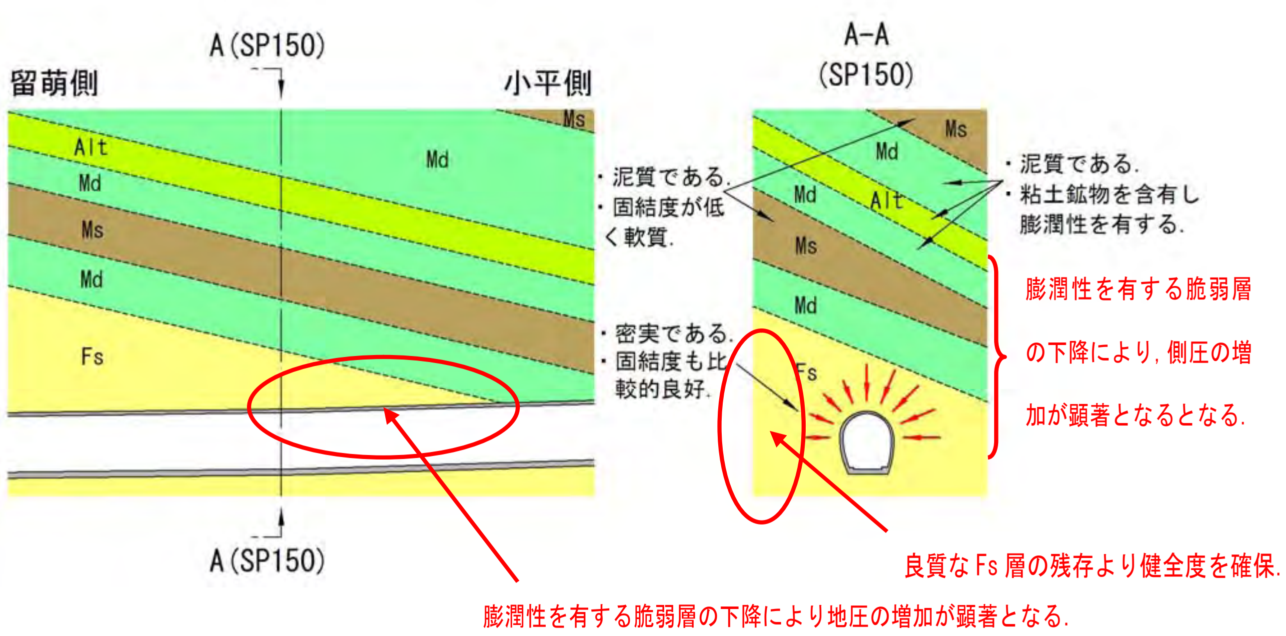
4.1.2　SP40 から F1 断層（SP250）までの区間

当該区間は，前半区間の SP150 付近までクラックや変位，変状の発生頻度が低く，比較的健全な状態が維持されている．しかし，SP150 付近より小平方向については，覆工が右側壁が内側，左側壁と天端が外側に変位しており，その状況から右下方から左上方に押し上げる力が作用しているものと推測する．変位量は，左側壁，および天端とも 100mm 程度で推移しているが，右側壁については土かぶりに比例して増加し，最大土かぶりとなる SP200 で区間内の最大値 419mm を記録する．また，当該区間は，Fig.4.1.2 に示すように前区間を構成していた Fs 層から Fs 層の上位に堆積する Md 層，Ms 層，Alt 層の各層の降下に伴い，Fs 層とこれらの層との地層界とトンネルが交差する地点でもある．SP200 付近より小平方向の地山は，Md 層，Ms 層，Alt 層で構成されることなり右側壁部が優勢となる変位は徐々に収束し，次区間との接続部である F1 断層付近（SP250 付近）で覆工全域が内側に変位する状態へ変化する．

当該区間のクラックは，前半部で発生頻度が低く（Photo4.1.6），後半部で Photo4.1.7～4.1.9 に示すように覆工の変位状態と連動する形態で側壁部に開口性のクラックを確認できる．作用した外圧は，前節と同様に P_0=1,404kN/m^3，土

かぶり換算値で d=66m 相当となる．当該区間の最大土かぶりは，d=70m から覆工に作用する最大鉛直土圧は Pv=21kN/m^3×70m=1,470kN/m^2 である．

以上から，当該区間は，比較的良好な性質を有する Fs 層で構成される区間前半部では有効なアーチアクションが作用していると考えられるため，破壊状態に達するクラックの発生頻度が抑制されていると考えられる．しかし，Fs 層の上位に存在する膨潤性の Md 層，Alt 層と脆弱な Ms 層が下降してくる後半部では，Fig.4.1.2 に示す当該地の特徴的な地質の層序により，右側が優勢圧となる変圧状態に陥り，当該区間の最大鉛直土圧に相当する k_h=1.0 な側圧により覆工側壁部の破壊が発生したものと評価する．



(a)縦断面　　　　　　　　(b)横断面

Fig.4.1.2　当該区間の地山層序と側圧の関係

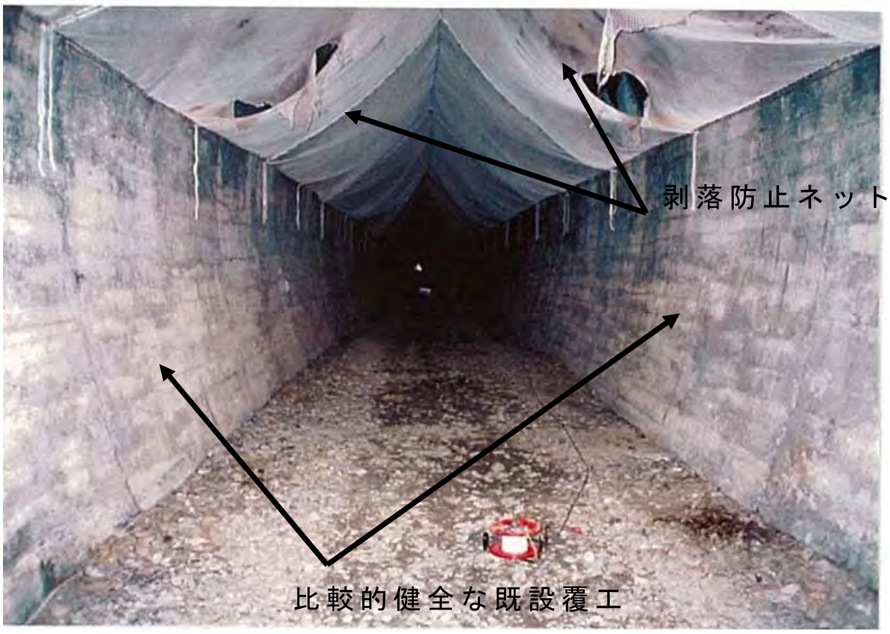


Photo4.1.6 既設トンネル SP100 付近から小平方向

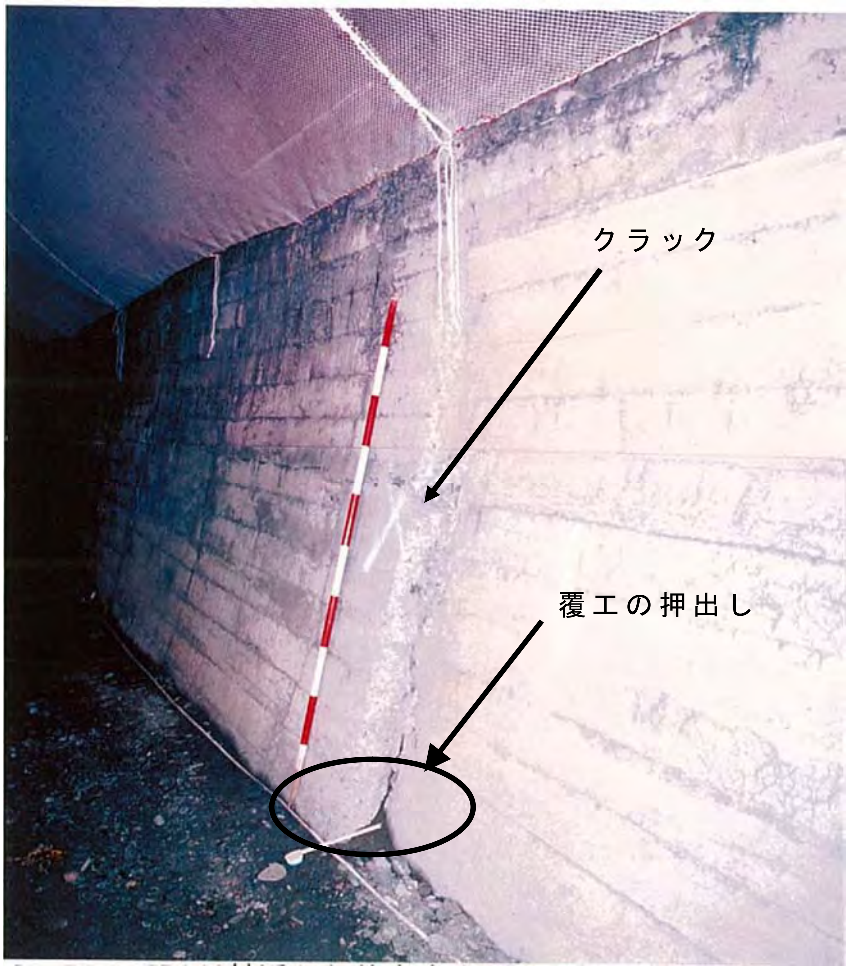


Photo4.1.8 既設トンネル SP146 付近右側の状況

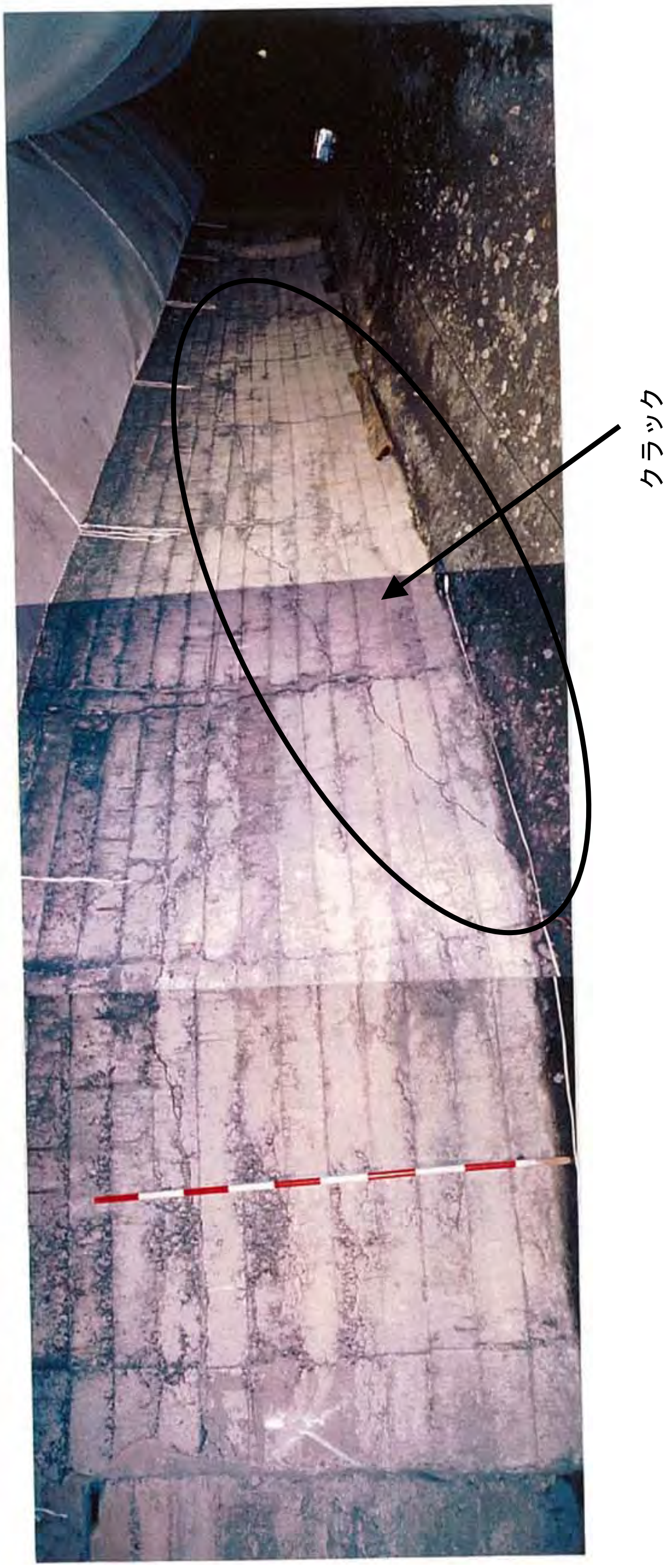


Photo4.1.7 既設トンネル SP147 付近左側の状況

Photo4.1.9 既設トンネル SP210 付近左側の状況

4.1.3　SP250 から小平坑口までの区間

既設トンネルで変状，破壊が最も著しい区間である．クラックの発生頻度も高く，側壁から天端にかけて 7 箇所の崩落痕跡が存在する．地質は，脆弱な Ms 層や粘性系の Md 層や Alt 層が分布している．また，F1～F8 の断層，破砕帯が存在し，トンネル建設区間における地質構造上の弱線部として位置づけられる．土かぶりは，山頂部を通過後の低平部に位置することから 40m 程度で推移している．

クラックは，Photo4.1.10～4.1.22 に示すように，覆工コンクリート全周にわたり発生している．また，断層，破砕帯を通過する一部区間では，トンネル軸にほぼ垂直に発生したクラックが確認されており，このような箇所ではトンネル全体が横断方向に 50～100mm 程度のずれた形状となっている．クラックは，いずれも 5mm 以上の開口を伴い貫通している．また，Photo4.1.16～4.1.21 でトンネル内の滞水が確認できることから，SP340 付近より小平方向についてはトンネルが沈下した状態にあると考えられる．

内空の変位は，Fig.4.1.1 より SP400 付近まで側壁，天端とも内側に押し出されており，その最大量は SP320 で 671mm を記録する．したがって覆工は，圧縮部材となっており，破壊形態は，過度な外圧による圧縮力の増加に端を発するものと考えられる．

覆工コンクリートの側壁部から上半肩部が開口性を有する破壊の状態に至って

いることから，当該区間の覆工に作用した応力度は，Table4.1.1 に示す覆工コンクリートの強度以上に至ったものと考えられる．したがって，前節，前々節と同様に覆工コンクリートに作用した外圧は，P_0=1,404kN/m^2 以上，換算土かぶり厚で d=66m 以上と考えられる．当該区間の土かぶり厚が d=40m であるから，覆工に作用する最大鉛直土圧は，Pv=40m×21kN/m^3=840kN/m^2 である．したがって，当該区間においても側圧係数 k_h=1.7 相当の最大鉛直土圧以上の側圧の作用したものと考えられる．

その要因について当該区間を構成する地質の理学的特性に着目し，当該区間の状況を考察してみる．当該区間を構成する Md 層や Alt 層には Table4.1.2 に示すように CEC(Cation Exchange Capacity)試験結果で陽イオン交換容量が膨潤性を有する 20cmol(+)kg^{-1} 以上を示している．また，Table4.1.3(a)，(b)に示すように X 線回折試験では膨潤性を有する粘土鉱物スメクタイトの含有が認められた．

以上から，現況については，膨潤性を有する構成地質の理学的特性と断層，破砕帯を有する複雑な地質構成の複合的な要素を起源とすることで，過度な外圧がトンネルに作用し，前記した覆工コンクリートの破壊強度に至ったものと考えられる．

Table4.1.2 CEC 試験結果 [54)]

試料名	地質	塩基置換容量(cmol(+)kg^{-1})
Sample-1	Md	24.3
Sample-2	Md	29.6
Sample-3	Md	21.0
Sample-4	Md	27.1
Sample-5	Alt	26.6
Sample-6	Alt	26.2
Sample-7	Alt	23.4

Table4.1.3(a)　X 線回折試験結果 [54)]

試料名	地質	石英		長石族		沸石類		方解石		黄鉄鉱		磁鉄鉱		雲母群鉱物		緑泥岩		スメクタイト	
		不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位	不定方位	定方位
Sample-1	Md	+++	+++	++	+	―	―	―	―	―	―	―	―	+	++	+	++	+	+++
Sample-2	Md	+++	+++	++	+	―	―	―	―	―	―	―	―	+	++	+	++	+	+++
Sample-3	Md	+++	+++	++	+	+	tr	―	―	―	―	―	―	tr	++	+	++	+	+++
Sample-4	Md	+++	++	++	+	tr	tr	―	―	―	―	―	―	+	+	+	++	+	+++
Sample-5	Md	+++	++	++	+	―	―	―	―	―	―	―	―	+	+	+	++	+	+++
Sample-6	Md	+++	++	++	+	tr	―	―	―	―	―	―	―	+	+	+	++	+	+++
Sample-7	Alt	+++	+++	++	+	―	+	―	―	tr	―	―	―	+	+	+	++	+	+++
Sample-8	Alt	+++	++	++	+	+	+	―	―	tr	―	―	―	+	+	+	++	+	+++
Sample-9	Md	+++	++	++	+	+	―	―	―	―	―	―	―	+	++	+	++	+	+++

Photo4.1.10 既設トンネル SP280 付近右側の状況

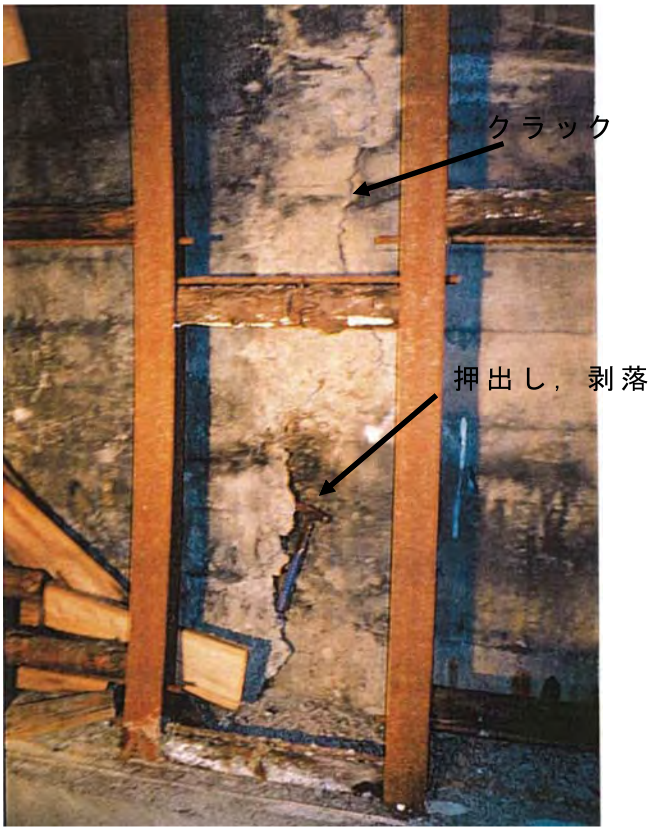


Photo4.1.11 既設トンネル SP290 付近右側の状況

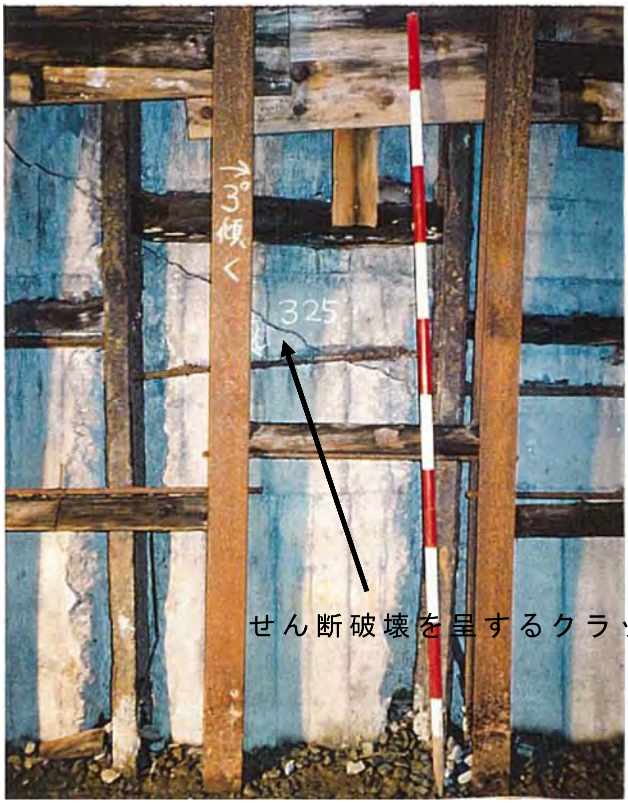


Photo4.1.12 既設トンネル SP325 付近左側の状況

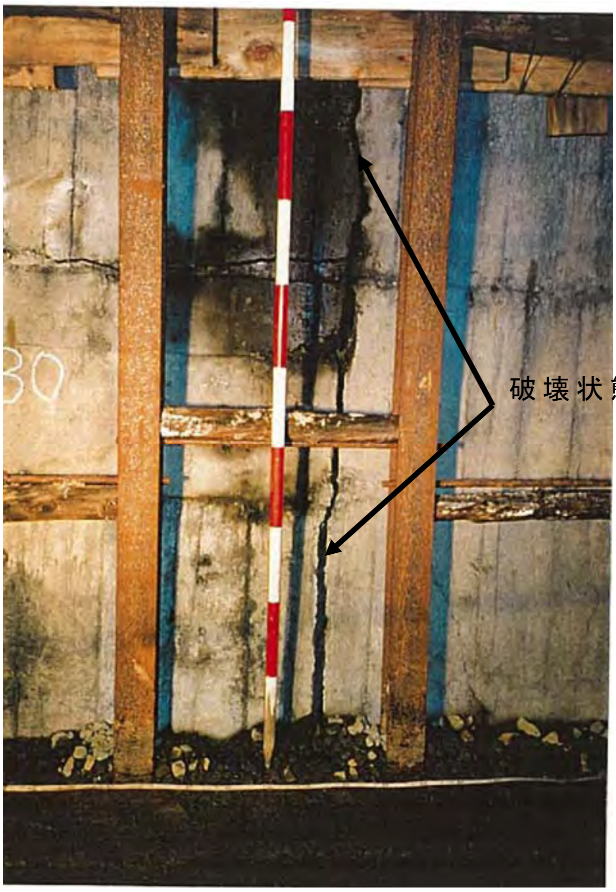


Photo4.1.13 既設トンネル SP330 付近左側の状況

Photo4.1.14 既設トンネル SP330 付近右側の状況

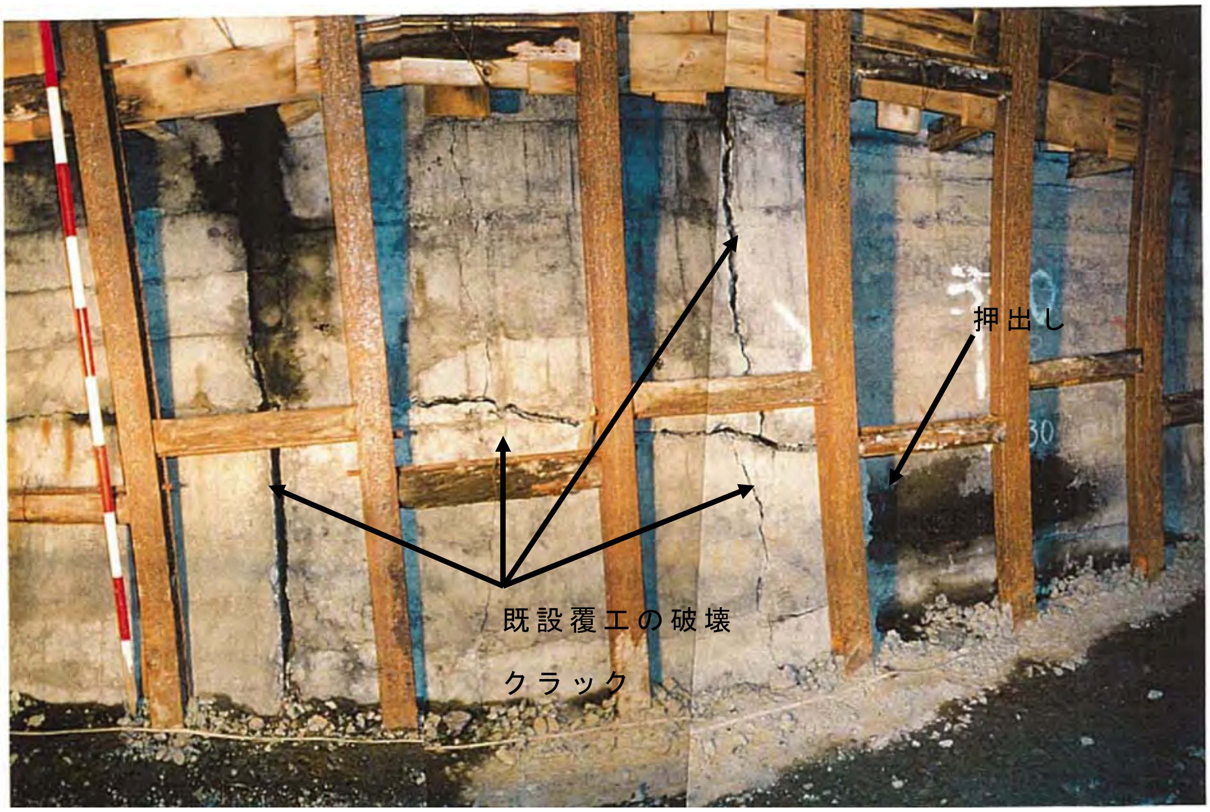


Photo4.1.15 既設トンネル SP332 付近右側の状況

Photo4.1.16 既設トンネル SP345 付近右側の状況

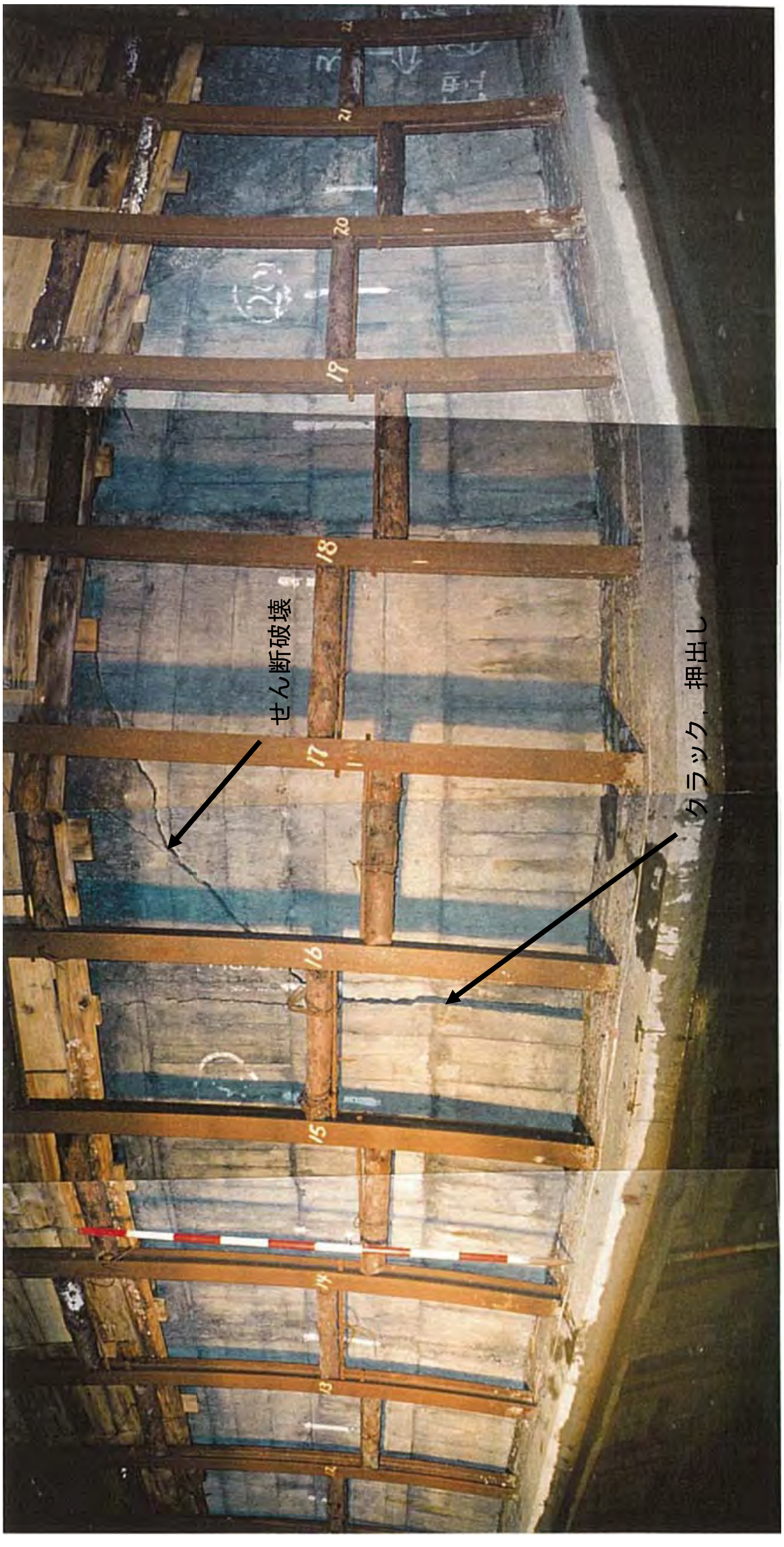


Photo4.1.17 既設トンネル SP354 付近左側の状況

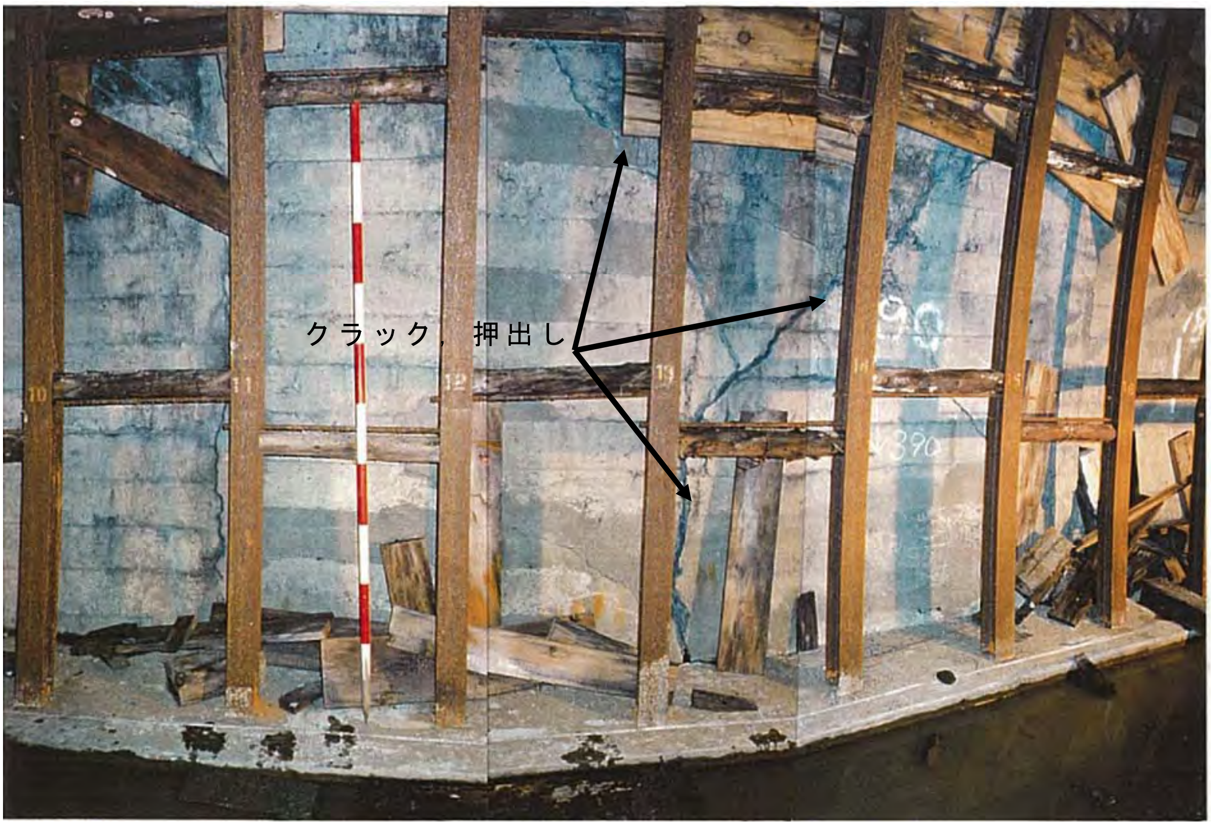


Photo4.1.18 既設トンネル SP388 付近左側の状況

Photo4.1.19 既設トンネル SP391 付近左側の状況

Photo4.1.20 既設トンネル SP391 付近右側の状況

Photo4.1.21 既設トンネル SP450 付近の状況

Photo4.1.22 既設トンネル SP450 付近左側の状況

4.1.4　現況評価

(1) 概説

トンネルの現状については，2005 年の設計着手時まで 13 年間の経過観察を実施した．その後，顕著な変状や崩落は確認されていない．したがって既設トンネル，および周辺の地山は，調査を開始した 1992 年時点で既に変位収束に至っていると考えられる．既設トンネルの状態から，トンネルおよびトンネル周辺の地山がどうような状態で推移した評価する必要がある．

(2) 評価方法

現況評価は，岩石の破壊メカニズム等の科学的知見に基づく評価が適正と考えられる．しかし，本研究では今後のトンネル拡幅における設計，施工現場へのフィードバックを考慮し，これに即した汎用的レベルの評価が望ましいと考えた．そこでトンネル施工時の安定性評価法としての指針 [55]から現場管理で広く用いられている桜井 [56]の直接ひずみ評価法を基に行った．

桜井は，天端沈下および地中変位の測定値から，次式によってトンネル周辺地山のひずみを定義している．

$$\varepsilon_t = \frac{\delta c}{a} \quad \cdots (4.1.3)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta\delta_r}{\Delta l} \quad \cdots (4.1.4)$$

ここで，ε_t は内空変位量によるひずみ，ε_r は地中変位によるひずみ，δ_c はトンネル半径方向の変位量，a はトンネル半径，$\Delta\delta_r$ はトンネル半径方向に設置した地中変位計の 2 測点間の相対変位，Δl は 2 測点間の距離を表す．桜井は，これまでの施工データより測定変位量からトンネル周辺のひずみを整理し，これを限界ひずみと比較した．トンネル周辺のひずみが室内試験の結果に基づく限界ひずみ以下ならば，トンネルに異常現象が認められず，逆に限界ひずみを超えた場合，トンネル周辺に塑性領域が形成されトンネルに異常現象が発生することを見出した．

(3) 計測方法

まず,目視確認において変状の程度によりトンネル全長に対して 16 断面を選定して実測調査を行った．実測は，Fig4.1.3 に示すように光波測距儀を用いたアーチクラウントップと SL の標高計測，上半水平線として SL，下半水平線として SL-1m の左右側壁間の距離を計測した．計測は，1992 年から 1995 年の 3 年間と 1999 年に 6 回/年の頻度で行なった．1992 年の初期計測に対し変位量の増減は認められなかった.計測結果を Fig.3.1.2 に示した正規断面との対比から現況覆工の変位量を求めた．これらの結果を Fig.4.1.4(a)～(c)に示す．この変位量から 4.1.3 式および 4.1.4 式よりひずみを求めた．既設トンネル周辺地山のひずみ分布を作成し, Fig.4.1.5 に示す.

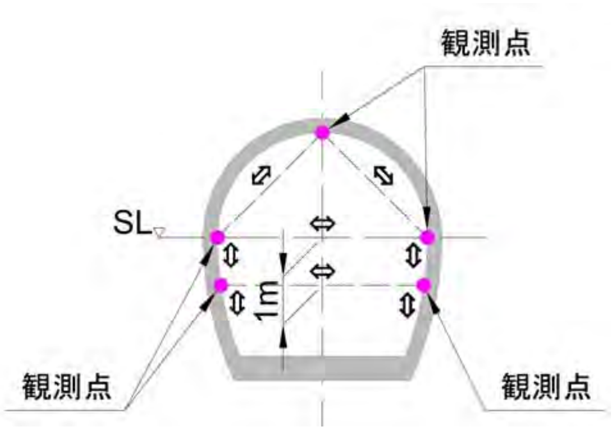


Fig.4.1.3　計測方法

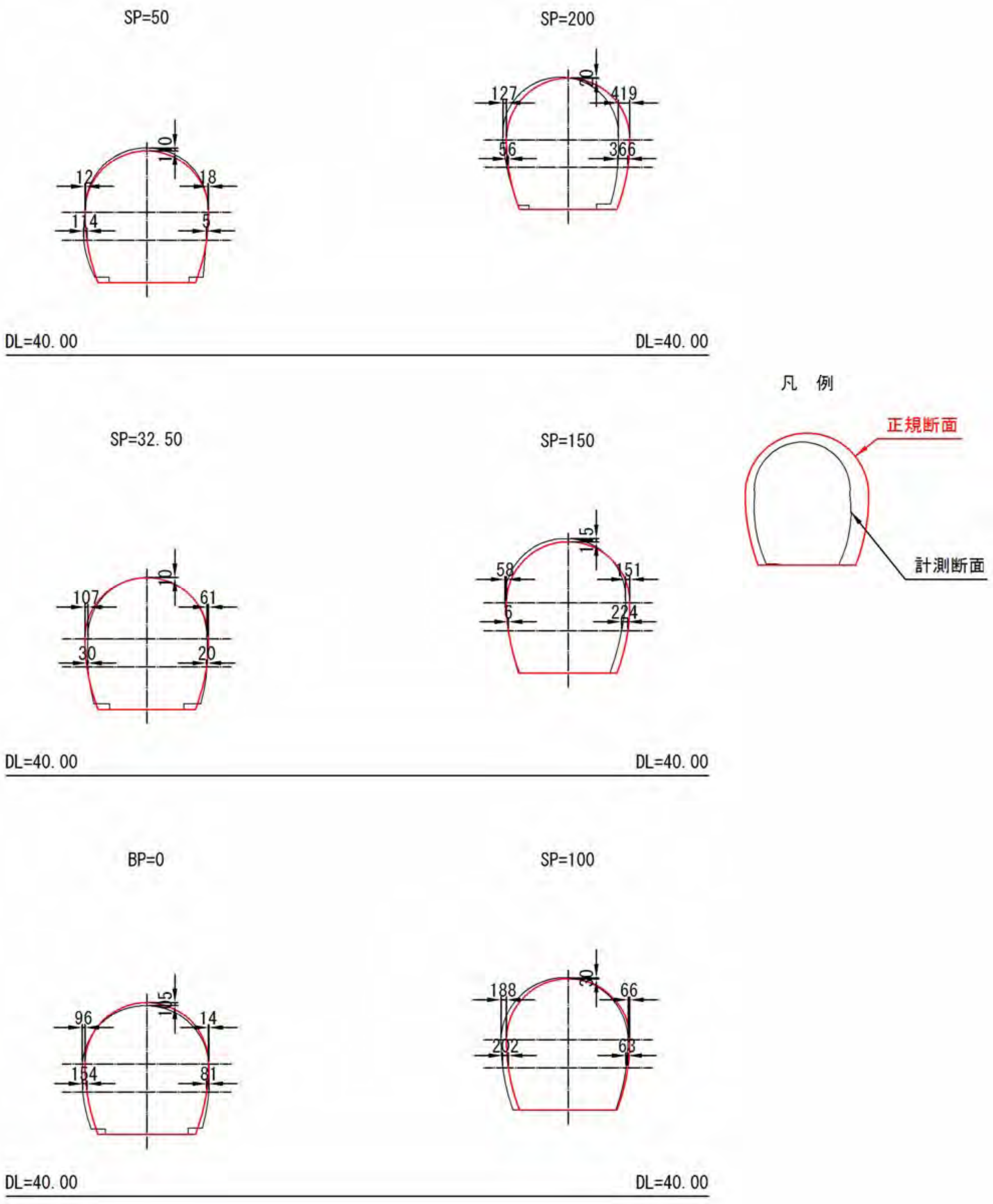


Fig.4.1.4(a)　既設トンネルの変位計測結果

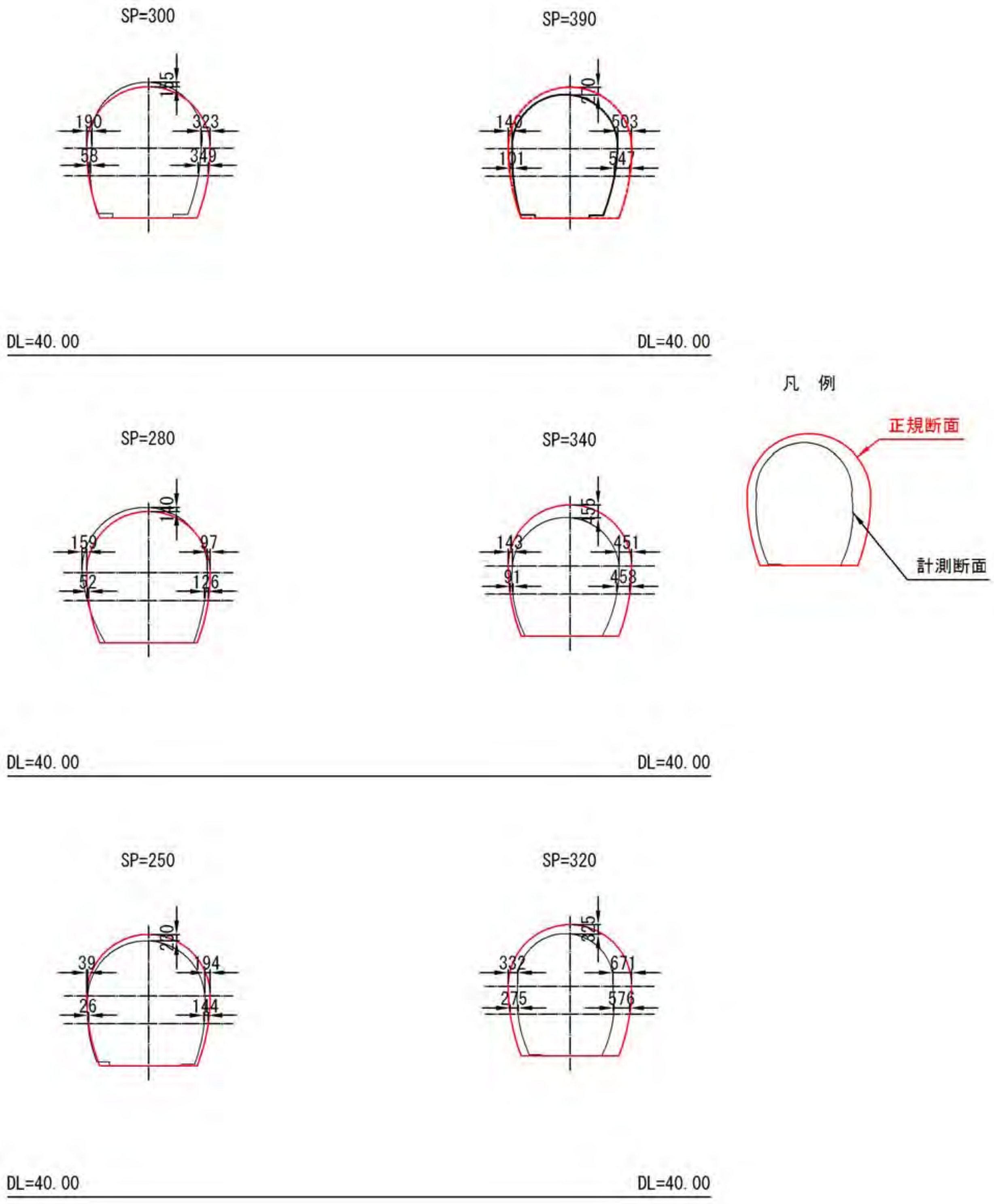


Fig.4.1.4(b)　既設トンネルの変位計測結果

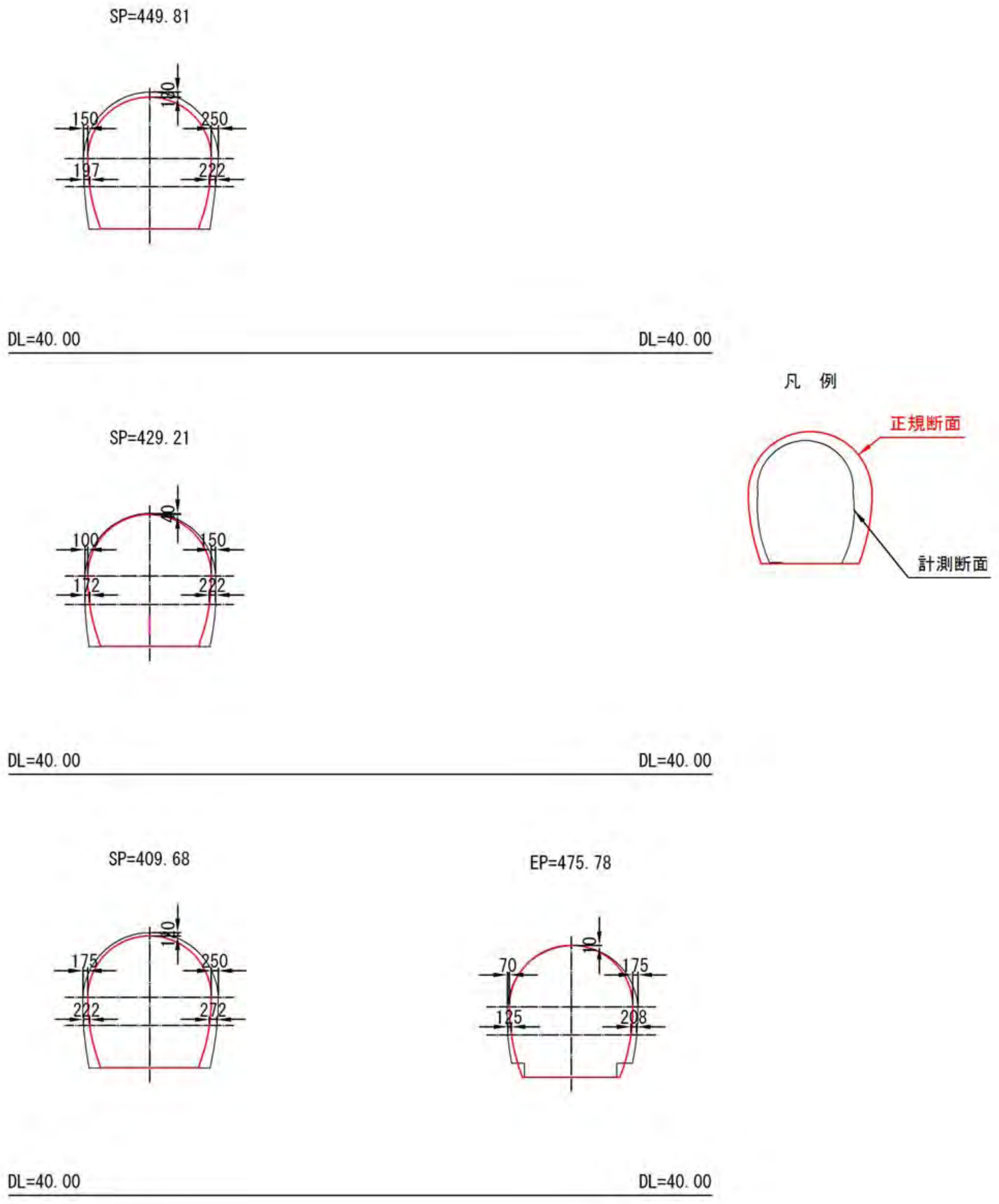


Fig.4.1.4(c)　既設トンネルの変位計測結果

Fig4.1.5 の横軸は，留萌側坑口からの追加距離を表し，縦軸はひずみ ε を表す．ひずみは，Fig.4.1.4(a)～Fig.4.1.4(c)から既設覆工半径方向の変位量 δc を求め，式 4.1.3 よりトンネル半径 a=2.20m（Fig.3.1.2 に示す $R1$）として算出した．なお，正のひずみ量は内側への変形を表し，負のひずみ量は外側の変形を表している．

一方，拡幅対象トンネル周辺の地山には，坑内外より計 68 孔のボーリング調査を実施した．その内，既設トンネル周辺を構成する地質に対しては既設覆工から深度に対応した 48 個のコアサンプルを抽出し，一軸圧縮試験(JGS-2521)を実施した．一軸圧縮強度 σ_c から，限界ひずみ εf を求めた．周辺地山の分布状況を Fig.4.1.6 に示す．

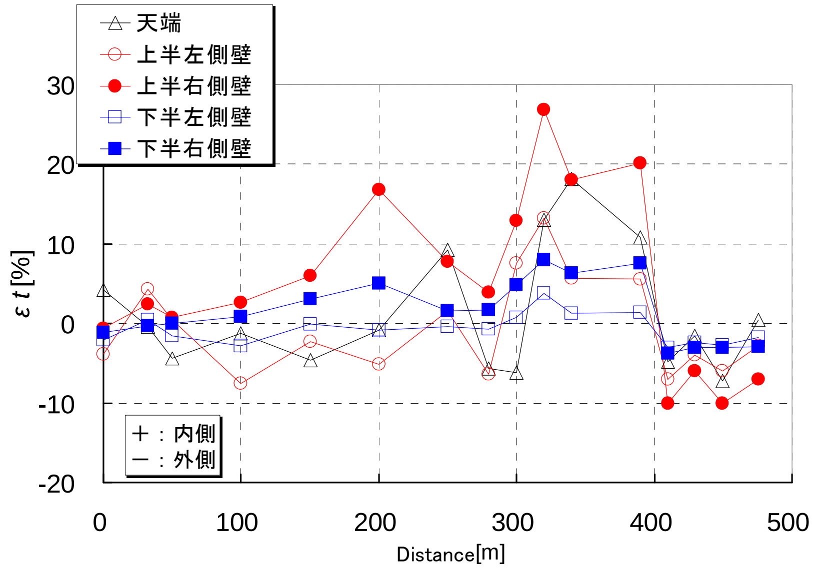


Fig.4.1.5 既設トンネル周辺地山のひずみ

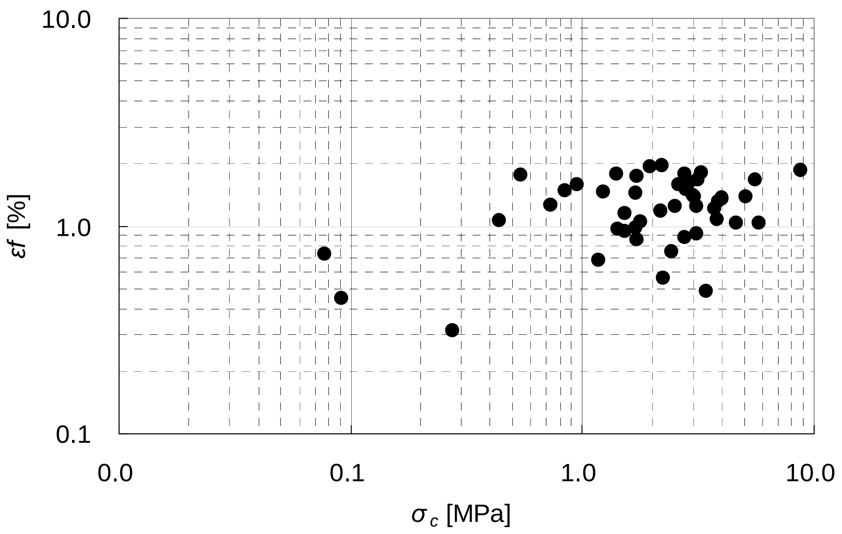


Fig.4.1.6 地山の一軸圧縮強度と破壊ひずみ

(4) 評価

Fig.4.1.6 より既設トンネル周辺の地山の限界ひずみ εf が一軸圧縮強度 σ_c の分布に関わらず 1～2%の領域に分布している．既設トンネルの変形量から求めた地山のひずみは,最大土かぶりとなる留萌側より山頂付近までは ε=5%程度以内を推移する.低土かぶり区間でひずみの増加が顕著となり,最大で ε=26.8%を示した.この現象は，当該区間が断層，破砕帯を介する砂岩泥岩の互層による地質構造に起因すると考えられる.

区間を通じてのひずみ ε は，地山の限界ひずみ εf を上回り，周辺の地山が破壊または塑性化した状態にあることを示す.

4.2 既設トンネル周辺の地山特性

既設トンネル周辺の地山特性は，Table3.3.2 に示すとおりだが，既設トンネルが位置する地山全体を総括するデータと位置づけられる．トンネルを掘削した場合，掘削背面の地山では何らかの状態変化が生ずる．したがって，既設トンネル覆工周囲の地山を調査し，その結果と地山全体を総括するデータを比較することで，既設トンネル周辺の地山特性がどのように変化し，トンネル掘削による状態変化を把握できる.

以上から，本研究では既設トンネル覆工直近の地質状況を把握するため，留萌側より 20m，105m，190m，250m，300m，320m，370m，405m の 8 地点で調査を実施した．調査方法は，拡幅トンネルの中心線位置を基軸にして以下に示す 6 孔ボーリング調査を既設トンネル覆工より放射状に行った.

① インバートより鉛直下方向
② インバート上面より 1.5m の位置で左右の水平方向
③ インバート上面より 1.5m の位置より 50deg の左右斜め上方向
④ アーチクラウン天端部より鉛直上方向

ボーリング調査より，RQD(Rock Quality Designation)による岩盤の不連続性の把握，孔内速度検層による既設覆工背面深度 1m 毎の弾性波速度 Vp の分布状況，孔

内水平載荷試験による既設覆工背面の弾性係数 E_0 とコアサンプルを用いた覆工背面の岩盤の一軸圧縮強度 σ_C を求めた．Fig.4.2.1 に調査の概要を示す．

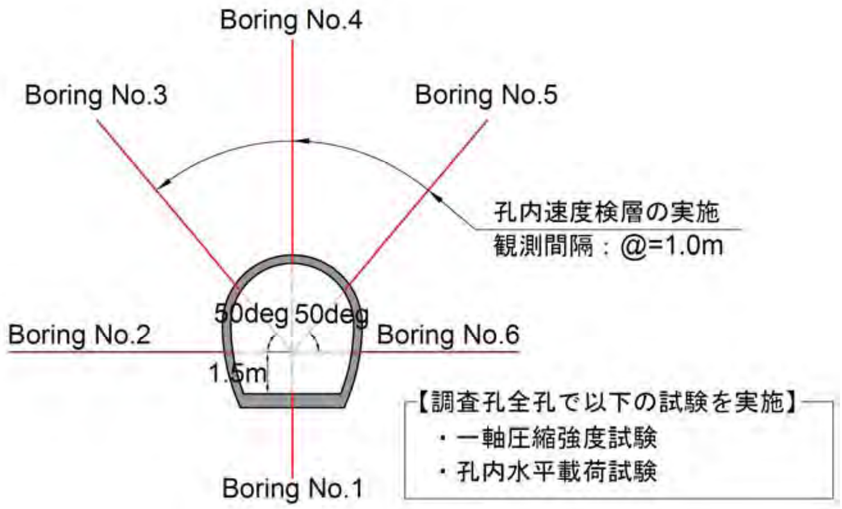


Fig.4.2.1 調査方法

孔内速度検層は，ボーリング調査域内の局所的な地山の弾性波速度 Vp を把握する目的で行なう．Fig.4.2.2 に示すようにボーリング孔の孔口近傍の覆工をハンマーで叩いて起振し，その振動をボーリング孔内の所定の深度，本調査では 1m 毎にエアパッカーで固定した受信機を用いて受信する．

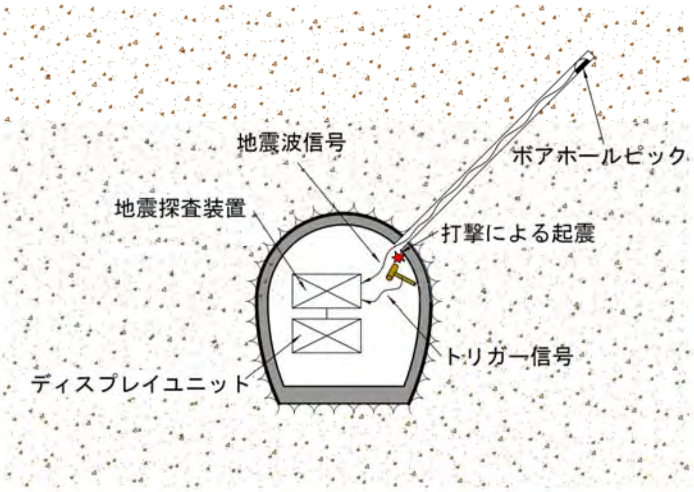


Fig.4.2.2　孔内速度検層の調査模式図

受信した信号は，地震探査装置のオシロペーパー上に受信区間毎の走時 t(msec) が記録され，Fig.4.2.3 に示す走時曲線が得られる．弾性波速度 Vp は，受信区間毎の t の変化量 $\varDelta t$ を孔内受信間間隔 $\varDelta x$(m)で除し，4.2.1 式で計算される．なお，走時曲線は，起振点がボーリング孔口にあるように 4.2.2 式，4.2.3 式で補正する．

$$Vp = \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad \cdots (4.2.1)$$

$$\tan\theta = \frac{L}{d} \quad \cdots (4.2.2)$$

$$t' = t \cdot \cos\theta \quad \cdots (4.2.3)$$

ここに，Vp：弾性波速度(km/s)，$\varDelta x$：孔内受信間間隔(m)，$\varDelta t$：相隣受信器間の走時差(msec)，L：起振点から孔口までの距離(m)，d：測定深度(m)，θ：測点と起振点とを結ぶ線がボーリング孔となす角度(deg)，t：走時間(msec)，t'：補正走時である．

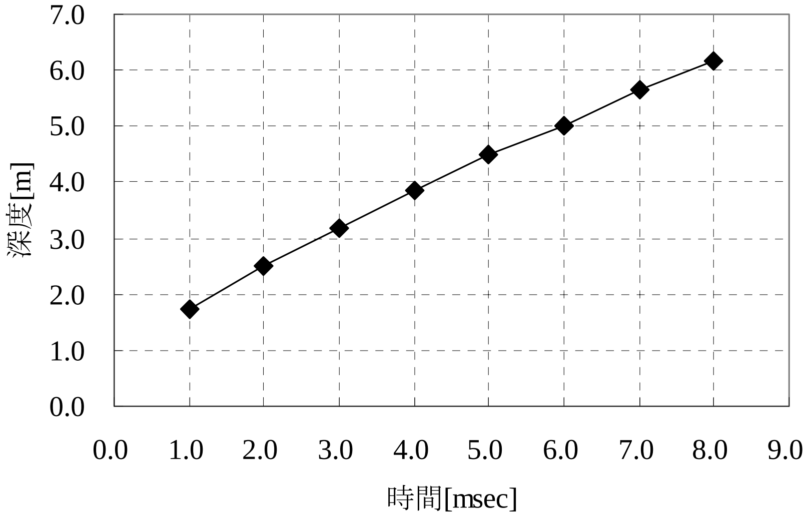


Fig.4.2.3 孔内速度検層で得られる走時曲線の例

孔内水平載荷試験は，地山の変形係数 E_0 を把握する目的で行なった．孔内水平載荷試験装置は，一般的にプレシオメータ，LLT(Lateral Load Tester)，エラストメータ，KKT 等が用いられる．本調査では対象地山が岩盤であるためエラストメータを用いた．Fig.4.2.4 に装置の概略と載荷パターンを示す．

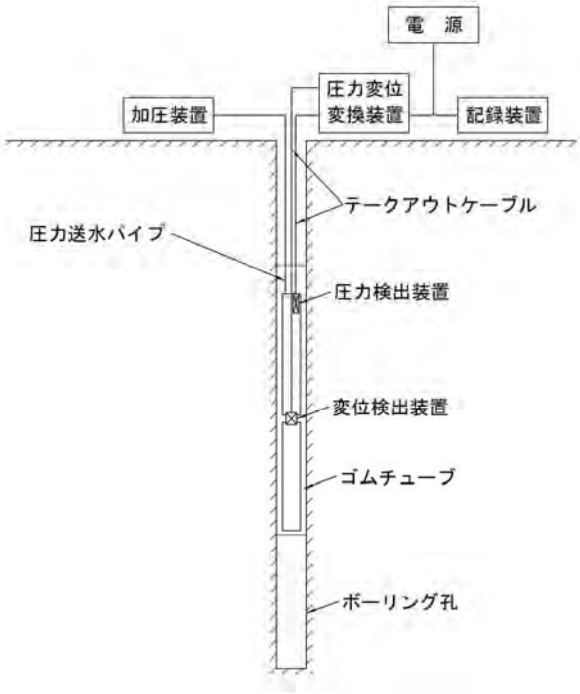


Fig.4.2.4　孔内水平載荷試験装置の概略

変形係数 E_0 は，亀裂による岩盤の緩み等の影響を含んだ特性変化，すなわち，EDZ の影響を含む特性を表し，4.2.4 式より求められる．

$$E_0 = (1+\nu)Rm \cdot \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad \cdots (4.2.4)$$

ここで，ν：ポアソン比，$\frac{\Delta p}{\Delta r}$：荷重強度～変位曲線の勾配(N/mm^2/mm)，Rm：勾配を求めた区間の中点の試験孔半径(mm)である．

本調査で得られた各々の結果を Fig.4.2.5(a)～(h)に示す．結果は，ボーリング調査で得られた調査域の地質構成，および層序を地質別に着色表示している．構成する地質は，細粒砂岩(Fs)，中粒砂岩(Ms)，泥岩(Md)，砂岩泥岩互層(Alt)と断層，破砕帯(F-**)である．孔内速度検層で得られた弾性波速度 Vp は図上方に示す．

Vp は，調査深度と速度値を示す．調査深度は，ボーリング孔口元からの深度である．弾性係数 E_0 と岩盤強度 σ_c は，計測箇所またはテストピース摘出箇所に各々を色分けして表示した．E_0 は青色，σ_c は緑色である．

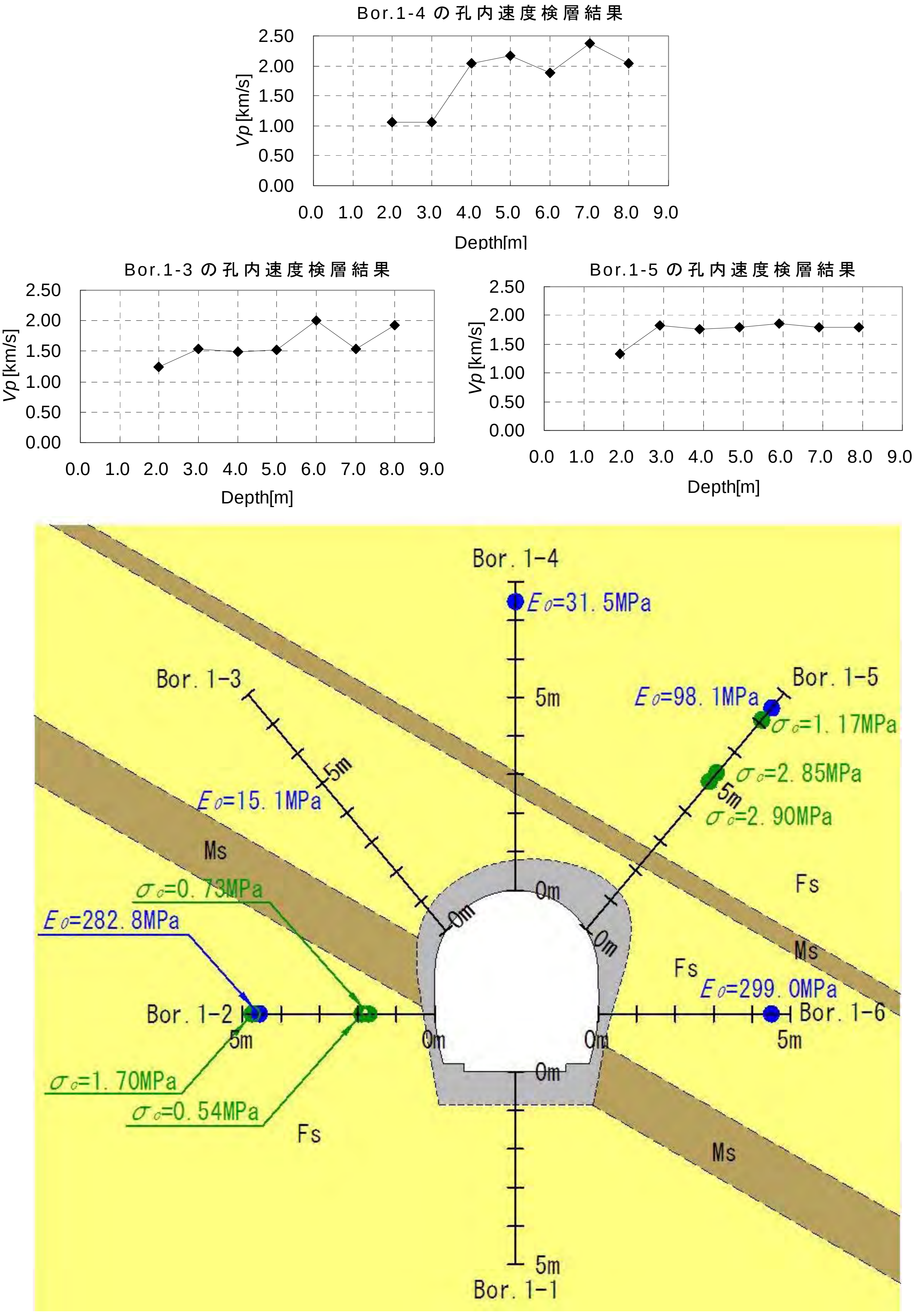
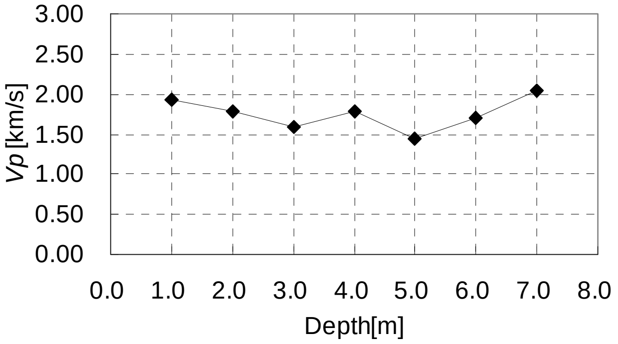
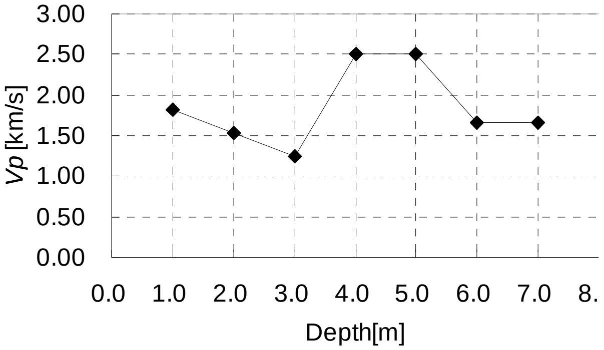


Fig.4.2.5(a) SP20 の調査結果

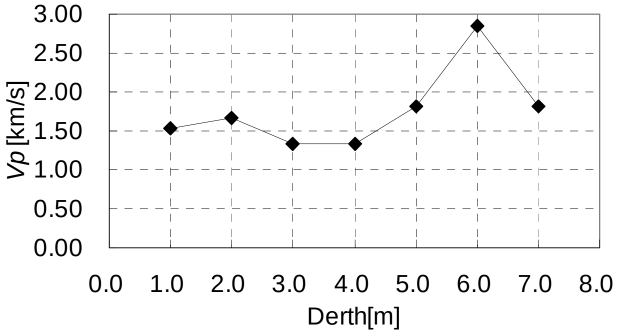
Bor.2-4 の孔内速度検層結果



Bor.2-3 の孔内速度検層結果



Bor.2-5 の孔内速度検層結果



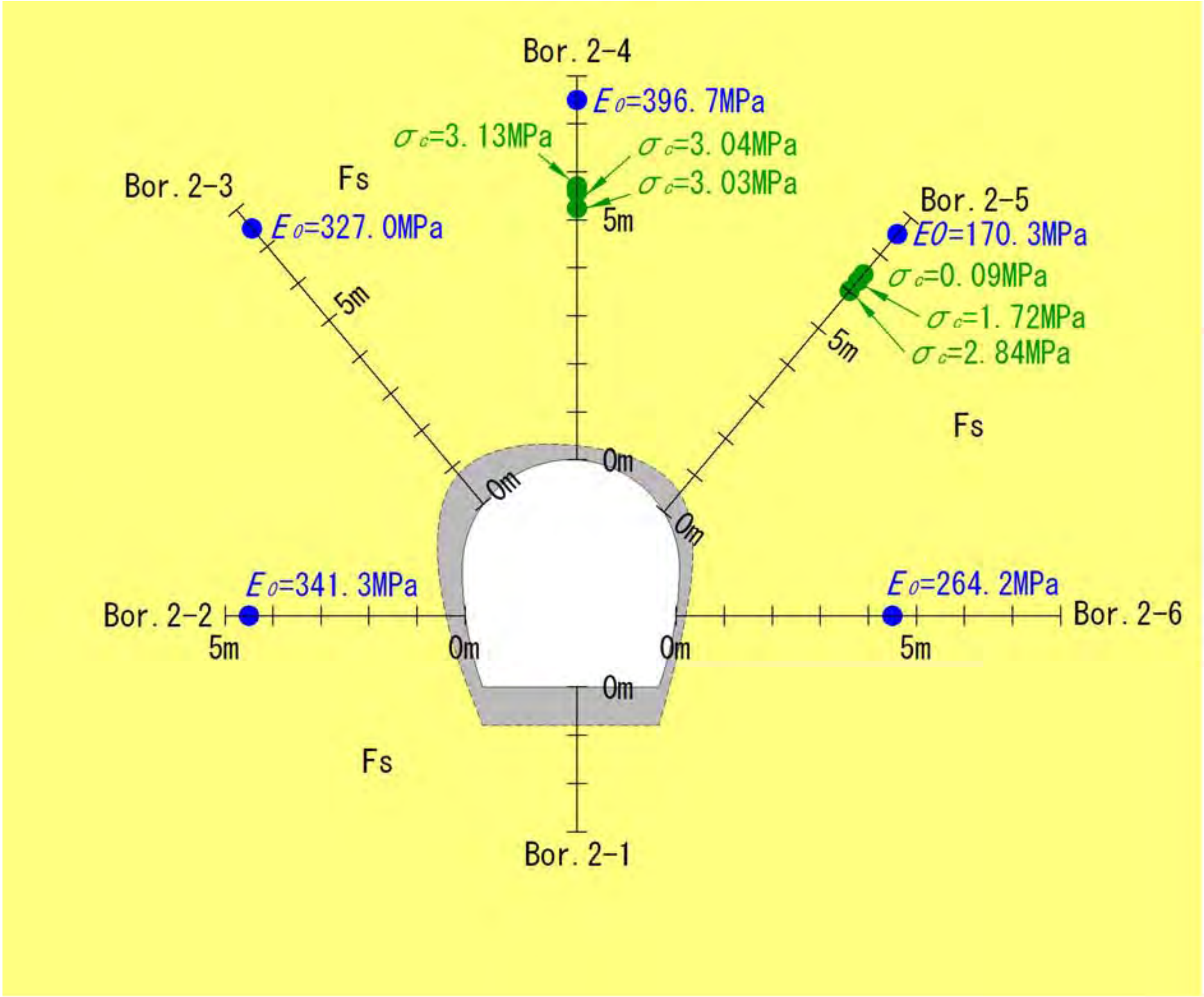
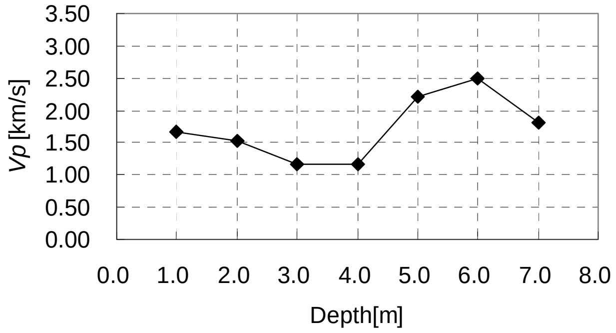
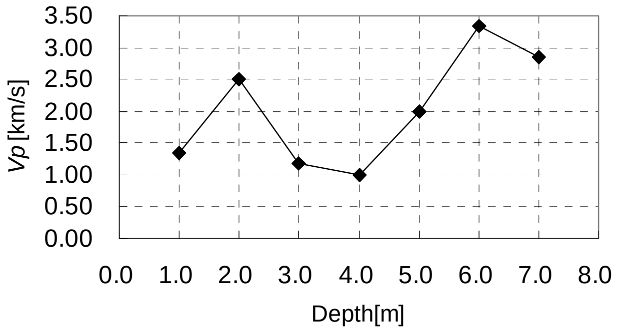


Fig.4.2.5(b) SP105 の調査結果

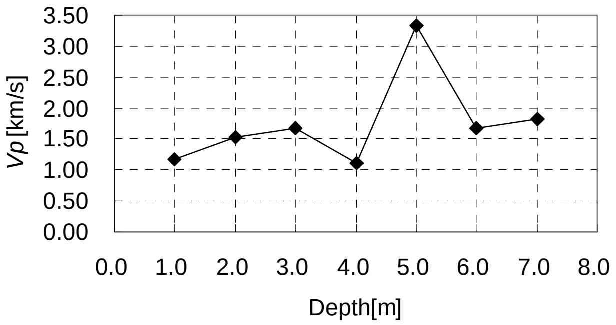
Bor.4 の孔内速度検層結果



Bor.3 の孔内速度検層結果



Bor.5 の孔内速度検層結果



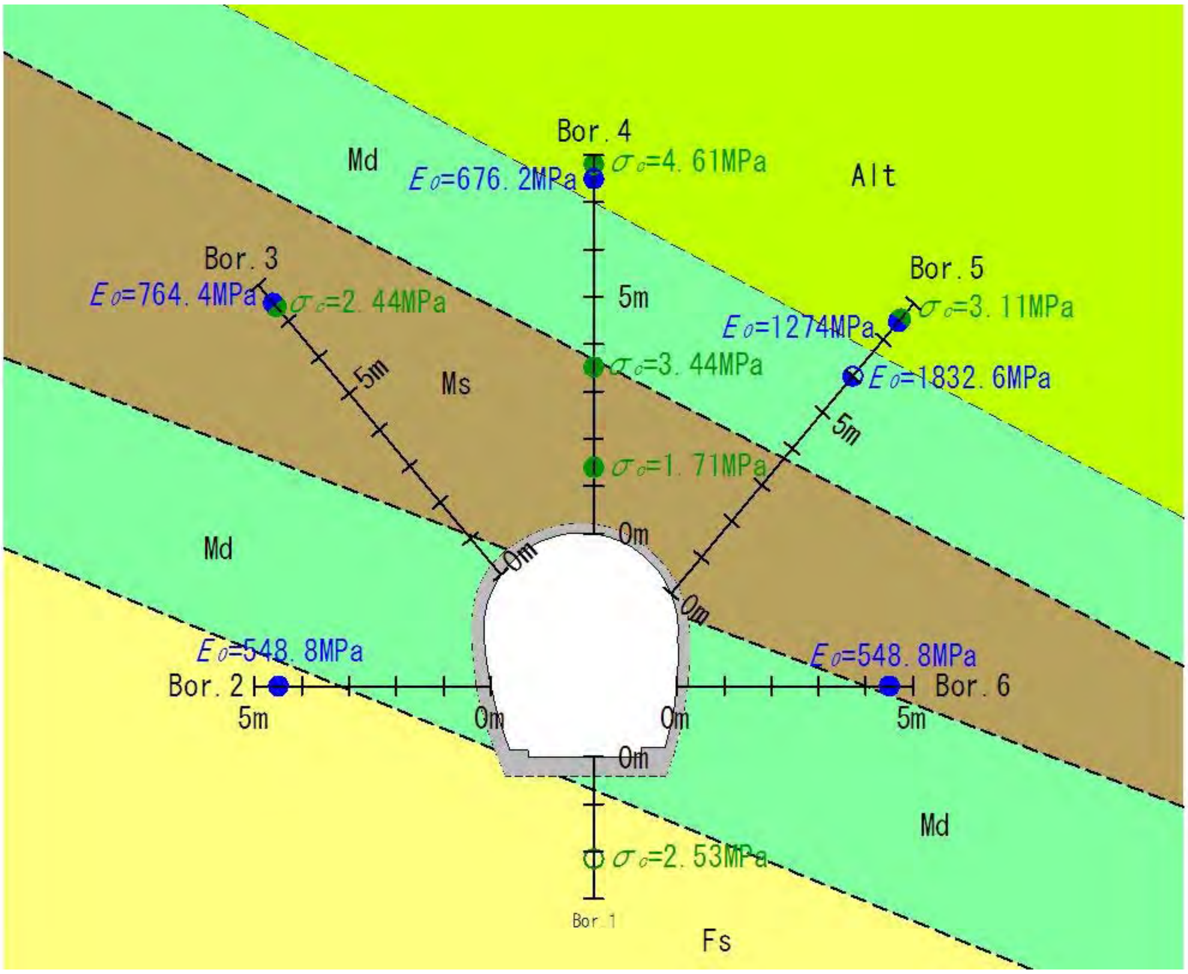


Fig.4.2.5(c) SP190 の調査結果

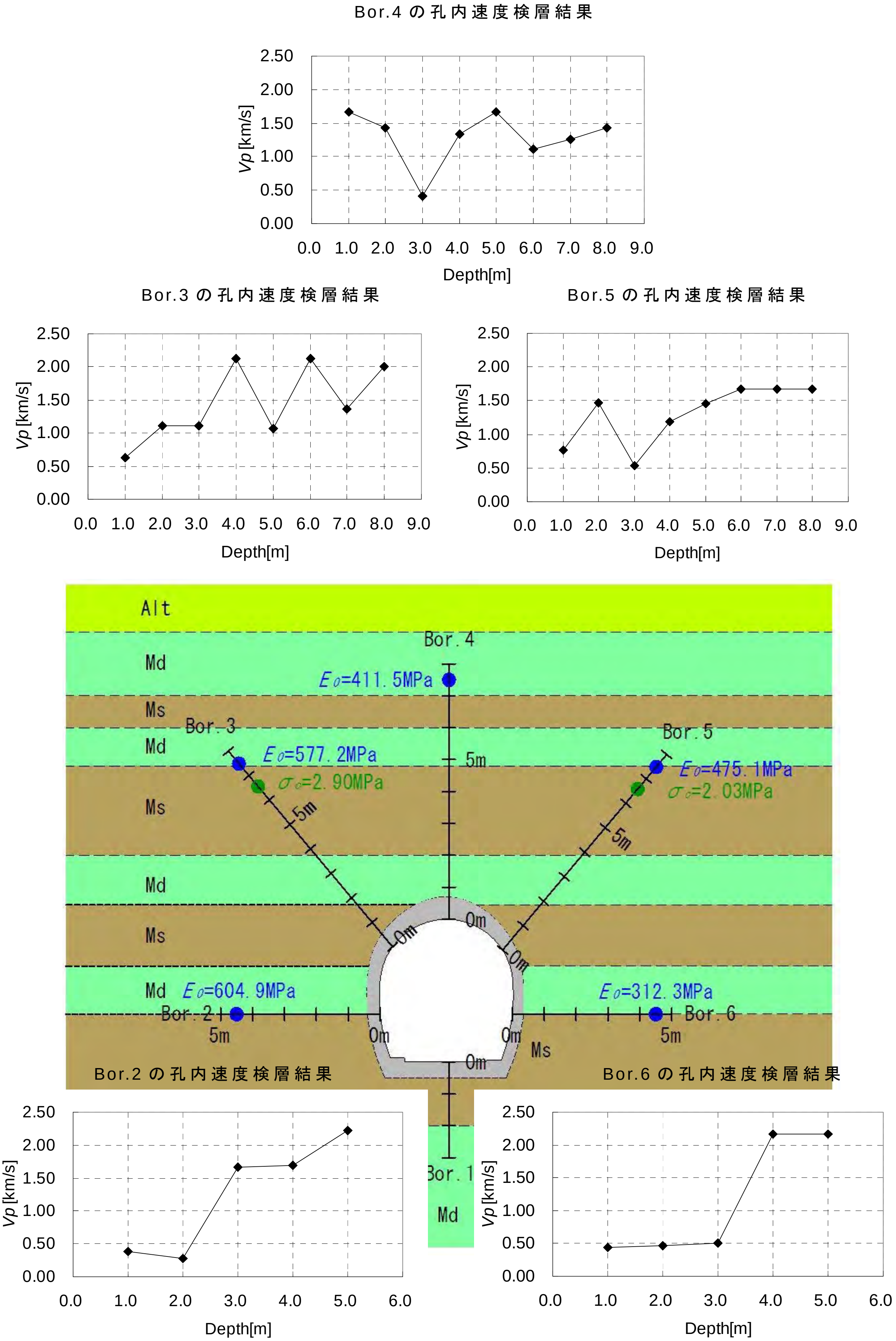


Fig.4.2.5(d) SP250 の調査結果

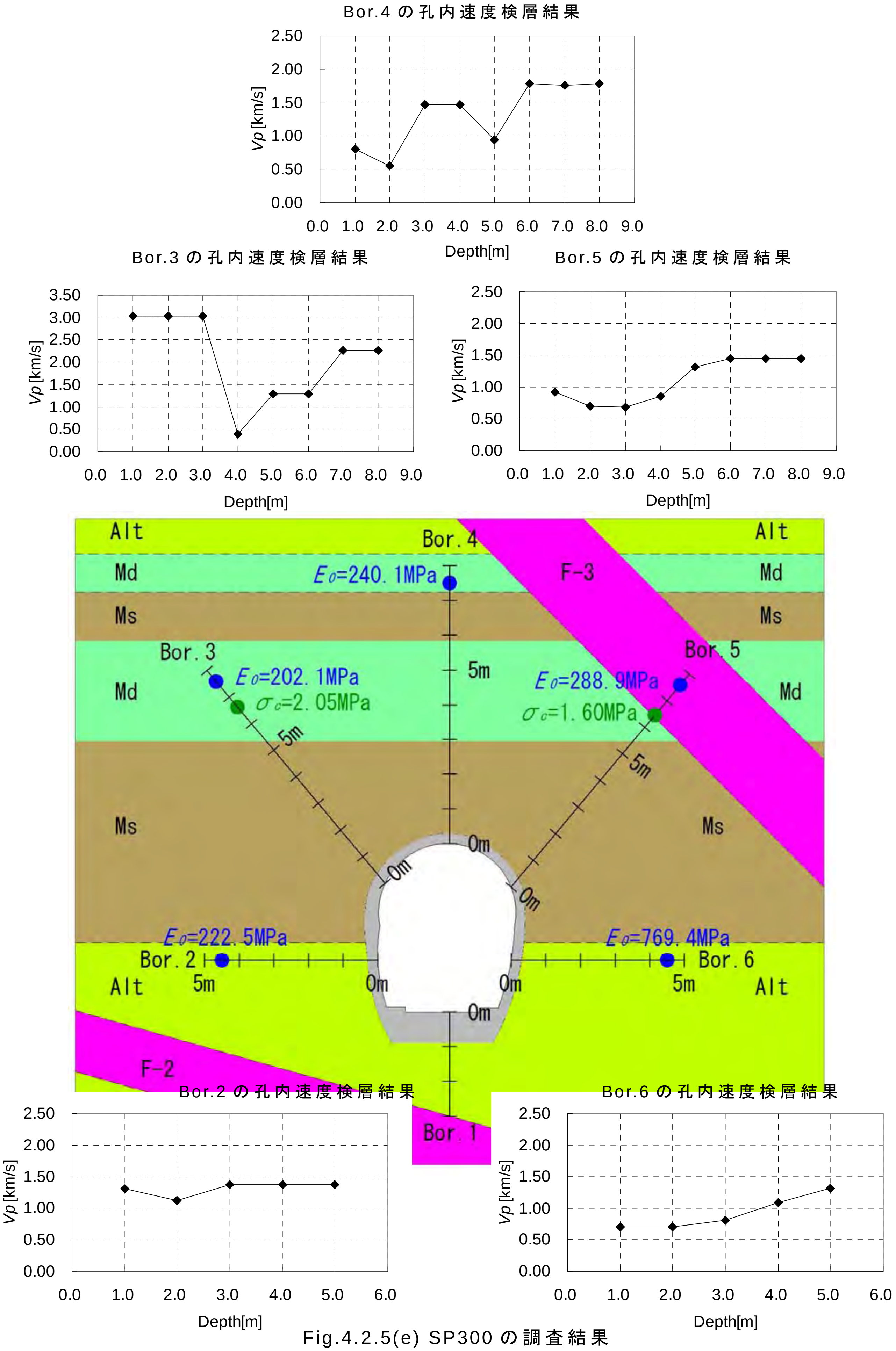
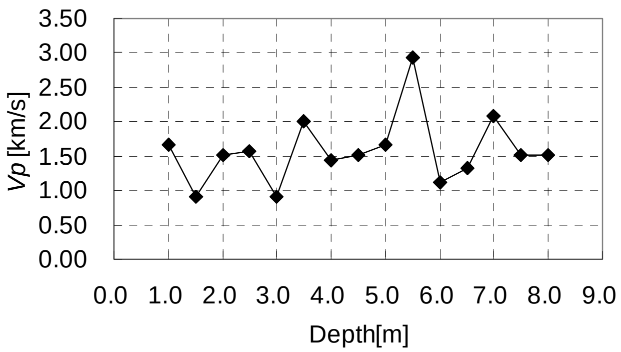
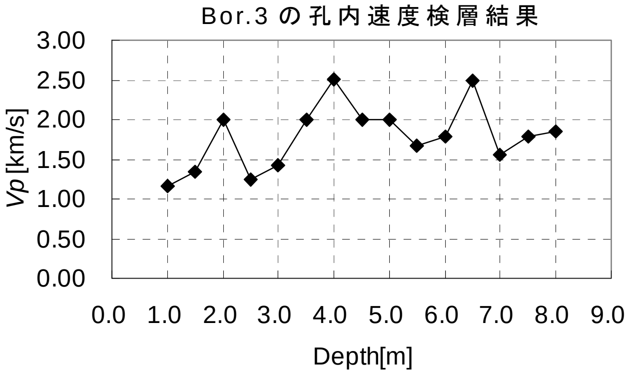
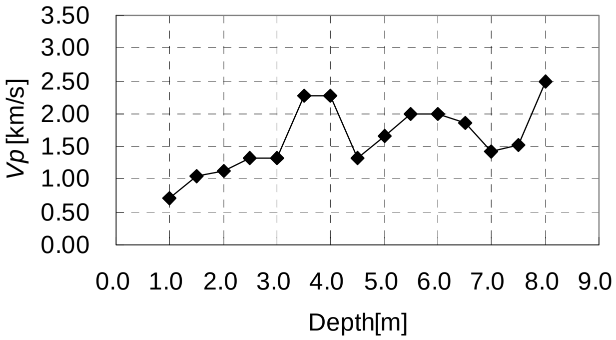


Fig.4.2.5(e) SP300 の調査結果







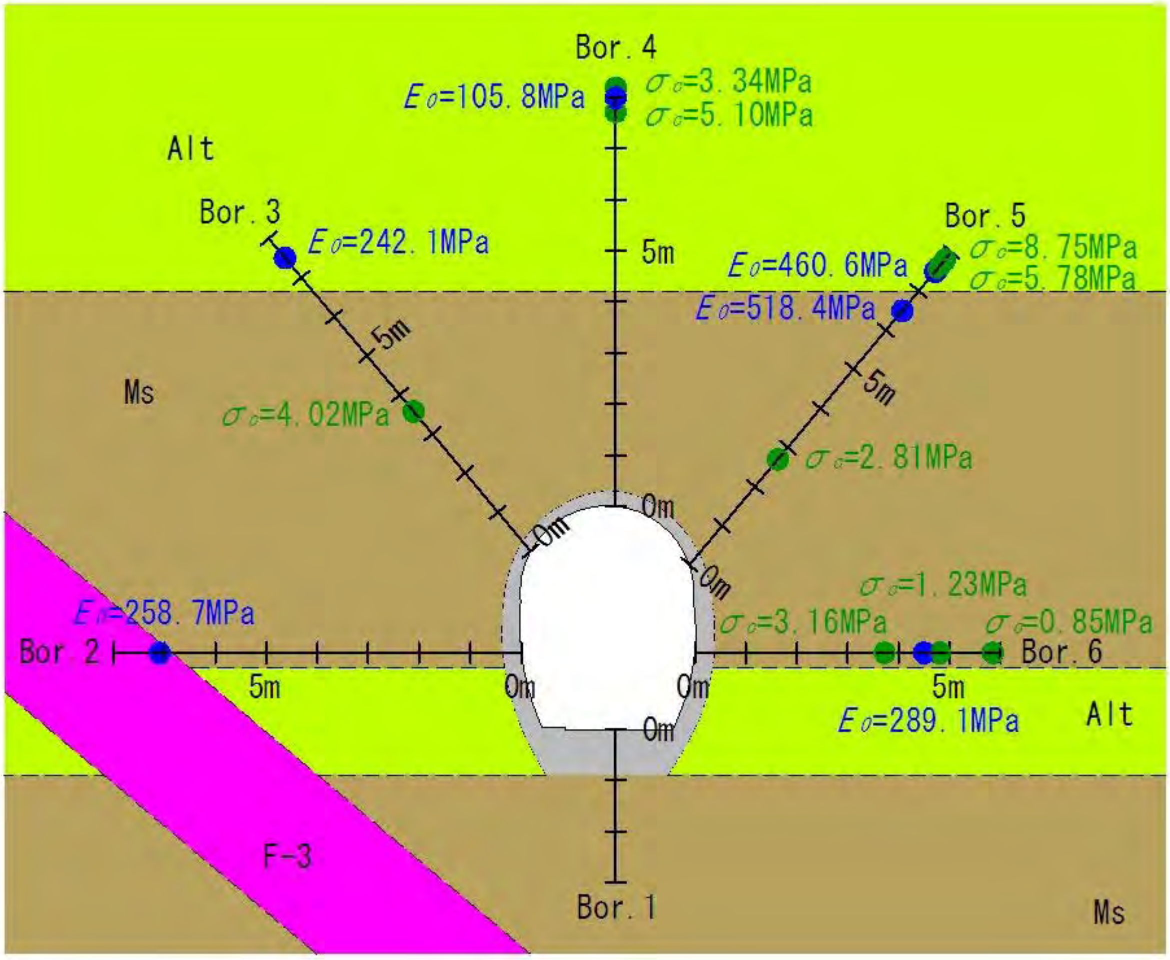
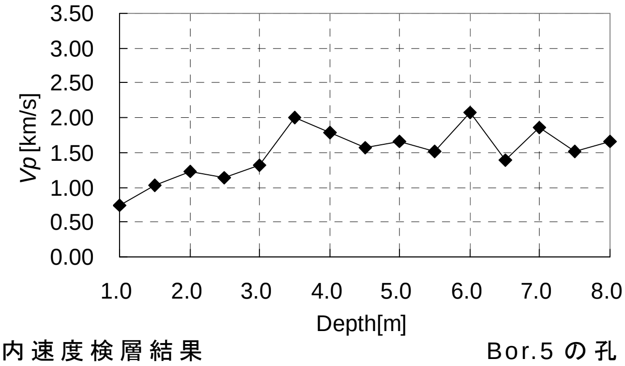
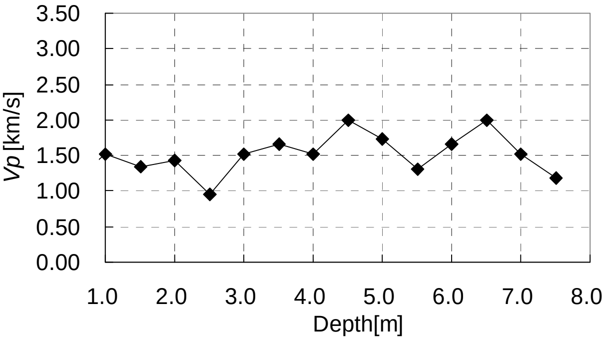
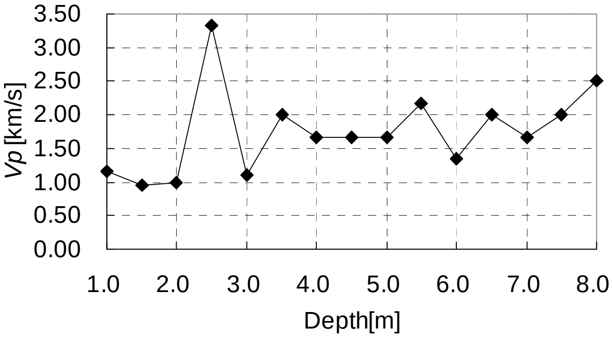


Fig.4.2.5(f) SP320 の調査結果







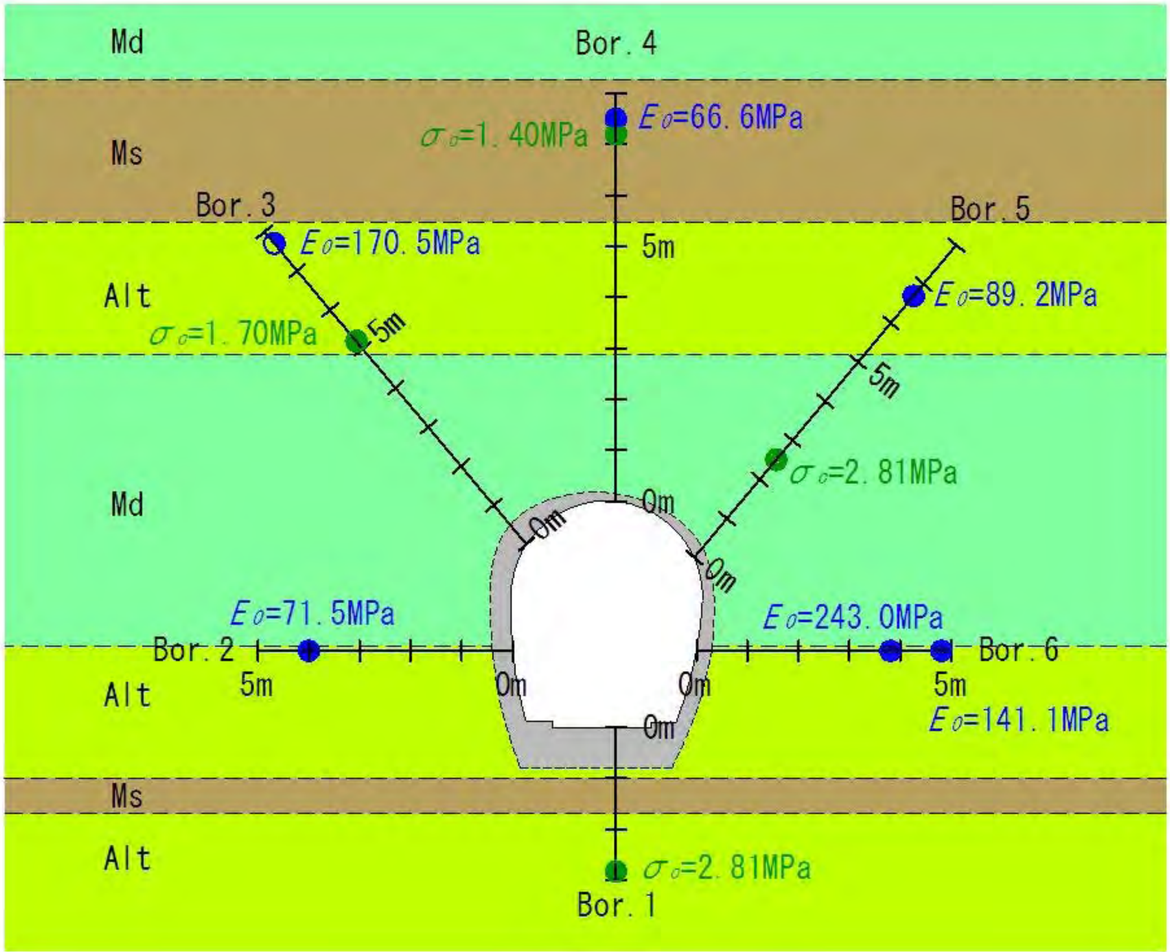


Fig.4.2.5(g) SP370 の調査結果

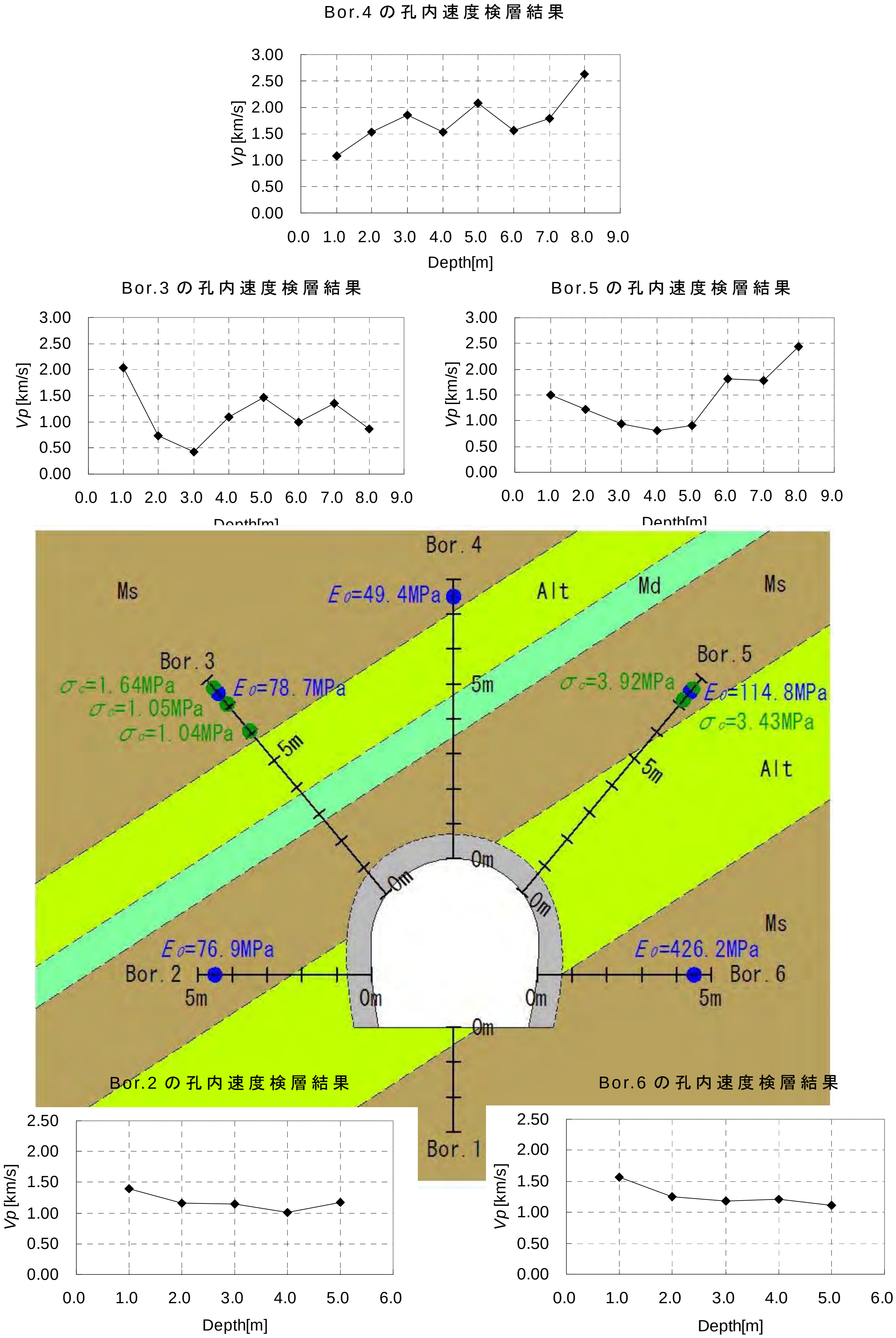


Fig.4.2.5(h) SP405 の調査結果

以上より，Vp は覆工周辺で低速度を示し，調査孔の奥側で速度値の増加傾向を示した．この傾向は全ての調査断面で示され，地質の構成や層序との相関傾向は見られない．Fig.4.2.3 は，既設トンネルの軸線に沿って行なわれたトンネルが位置する山体地山の弾性波探査の結果である．Vp は，トンネル断面部で Vp=1.7～1.9km/s で推移して，地質の相違による速度値のバラツキや変化は見られない．したがって，既設覆工周辺で見られる局所的な低速度域は，トンネル掘削に起因するものと考えられ，既設トンネル覆工の周辺での定性的な傾向として捉える．また，低速度を示す領域では E_0 や σ_c の物性値も低下傾向にある．

以上より，次節において当該調査で得られた既設トンネル周辺での上記所見について考察を行う．

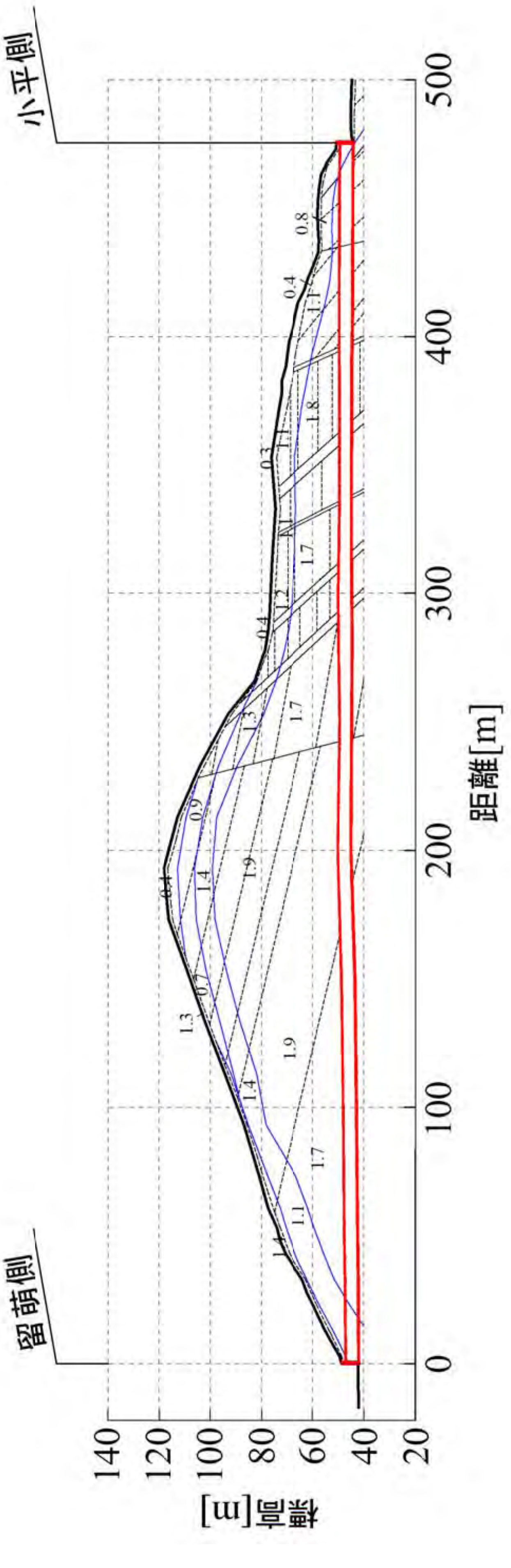


Fig.4.2.3 トンネル箇所全域の弾性波速度 *Vp* の分布状況

4.3 EDZ の定義と弾性波速度の相関

トンネル掘削を行った場合，周辺の地山にはゆるみ，破壊，塑性などと表現される状態変化が起こる．本研究ではこの現象を掘削損傷領域，すなわち，EDZ(Excavation Damaged Zone)と定義した．既往研究など[57-60)]では，この現象を以下のように説明している．

1) トンネル掘削により，除去された岩塊が負担していた応力が開放され，新しい応力の釣り合い状態を得るために応力の再配分が起きる．
2) 前記 1)を経て，岩盤内に潜在的に存在するクラックや不連続面の開口，連結により岩盤の構造や特性が変化した状態へ移行する．
3) 再配分応力が岩盤強度を超過した場合，内空方向に過度な変位が生じ耐荷力を失った状態に至る．

具体的には，Fig.4.3.1 に示すとおりである．

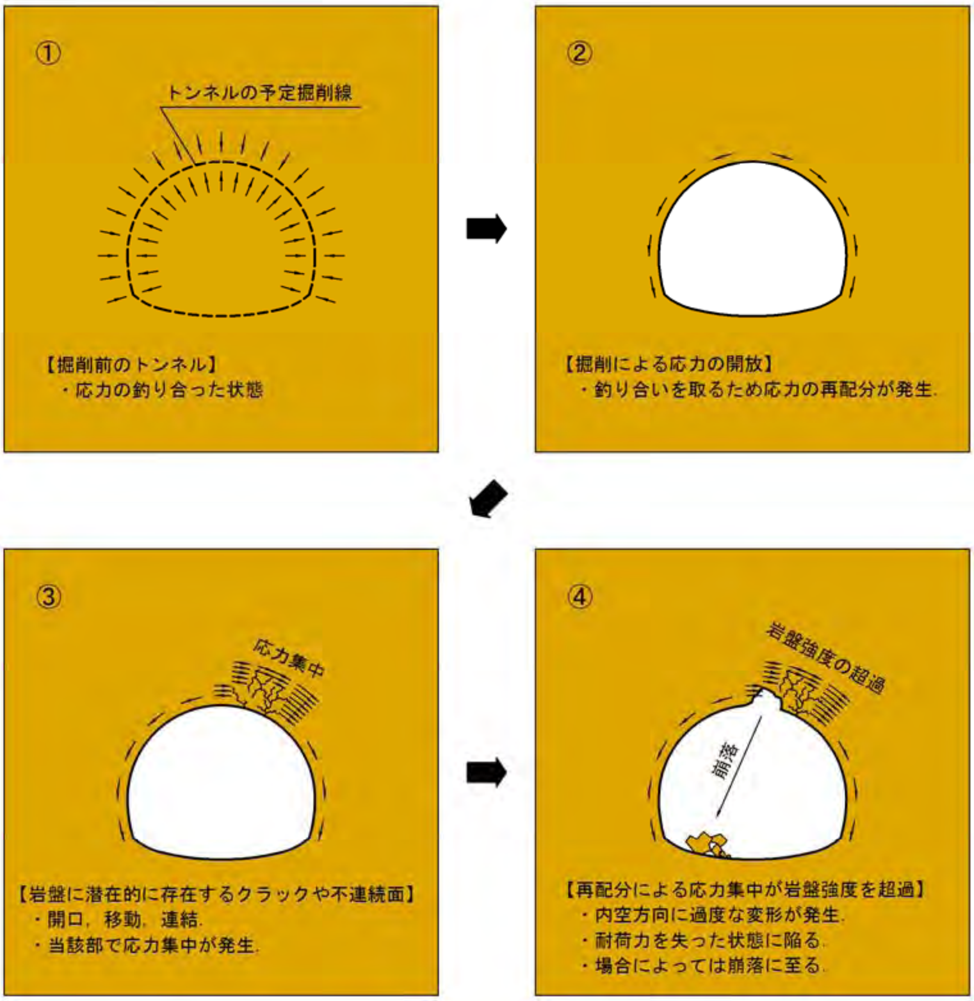


Fig.4.3.1 トンネル掘削後の状態変化

これらの状態は，トンネル掘削に伴う岩盤の構造変化，物性変化，強度特性変化である．すなわち，トンネル掘削に伴い，掘削予定線で釣り合っていた応力が開放され（Fig.4.3.1①），バランスを再生するため応力の再配分が発生する（Fig.4.3.1②）．この現象により，掘削線周辺部では，岩盤やそれを構成する岩石の内部に潜在的に存在するクラックや不連続面では応力が集中的に作用して，クラックや不連続面が開口,連結し,その構造や物性に変化が生じる（Fig.4.3.1③）．これにより,掘削線周辺では当初荷重を上回る荷重状態へと移行する.このとき，当該部の荷重状態が岩盤強度を超過すると釣り合いが失われ耐荷力の失った状態へと移行し，過度な変形や崩落へと至る．このような現象は，トンネル掘削線周辺のある一定の範囲で発生し，この領域を一般にゆるみ領域と称するが，本研究では EDZ((Excavation Damaged Zone)，すなわち，掘削損傷領域と定義した．

以上より,EDZが形成される現象の起源は,岩盤内のクラックに依存している．既設トンネル背面部で実施した調査結果と既設トンネルを含む周辺地で実施した調査結果について,クラックを介した比較を行うことで EDZ の形成状態や領域の分布状態を把握することが可能である．

本研究では以下の理由より弾性波速度 Vp に着目し,EDZ の領域推定を試みた．既往文献[61)]では，岩盤の弾性波速度 Vp は次にように説明している．岩盤を構成する岩石部分の速度とクラックや空隙部分を通る速度の複合値となる.すなわち，下式によって表される．

$$Vp = f(\theta, m, \lambda) \quad \cdots (4.3.1)$$

ここで，θ は媒体中の間隙，m は実質部分，λ は圧力，温度，実質部分の弾性的異方性である．岩体中の λ の変化を無視できるとすると，4.3.1 式は，下式の関係で示される．

$$\frac{1}{Vp} = \frac{(1-n)}{Vm} + \frac{n}{Vf} \quad \cdots (4.3.2)$$

ここで，n は間隙率，Vm は実質部の速度，Vf は間隙を満たす流体を伝わる速度で

ある．したがって，岩盤内の速度は，岩盤内に存在するクラックの影響を受け，クラックが少ないマッシブな部分では速い速度値となり，クラックが多いルーズな部分では低い速度値となる．よって，弾性波速度 Vp は，EDZ の領域推定を見極める指標として利用することが可能と考える．

以上より，地山の特性を示す指標として弾性波速度 Vp，弾性係数 E_0，一軸圧縮強度 σ_C の 3 種類の物性値を求め，これらの指標の中で Vp に対する，E_0，σ_c との相関を考察した．Fig.4.3.2，Fig.4.3.3 にその結果を示す

Fig4.3.3 に示す弾性係数 E_0 は，Fig4.2.5(a)～Fig4.2.5(h)に示す一軸圧縮強度 σc の試験結果における応力ひずみ曲線より得られたデータである．したがって，Fig4.2.5(a)～Fig4.2.5(h)に示す孔内水平載荷試験より得られたデータとは異なる．また，Fig.4.3.2，Fig.4.3.3 に示す弾性波速度 Vp は，Fig4.2.5(a)～Fig4.2.5(h)に示す一軸圧縮強度 σc のコアサンプルで行なった供試体の速度値である．

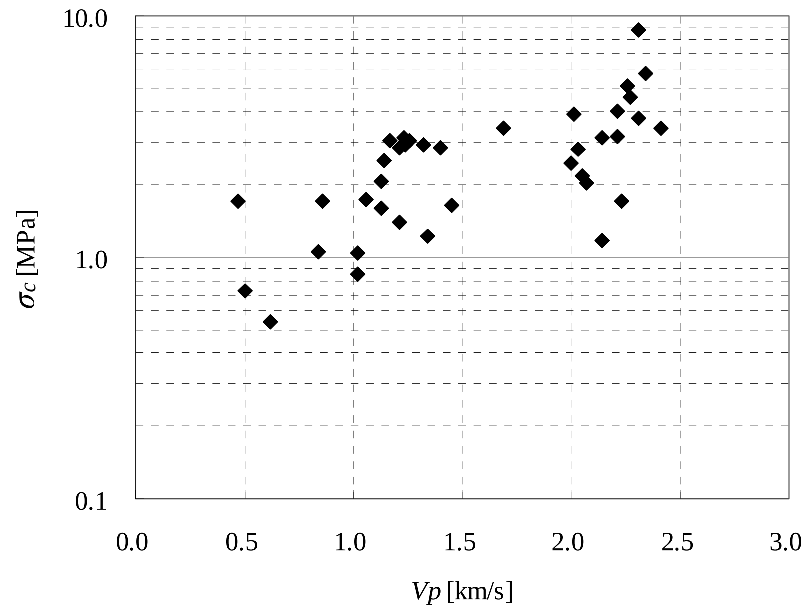


Fig.4.3.2 弾性波速度 *Vp* を介した既設トンネル周辺の地山特性～弾性波速度 *Vp* と一軸圧縮強度 σ_c の関係

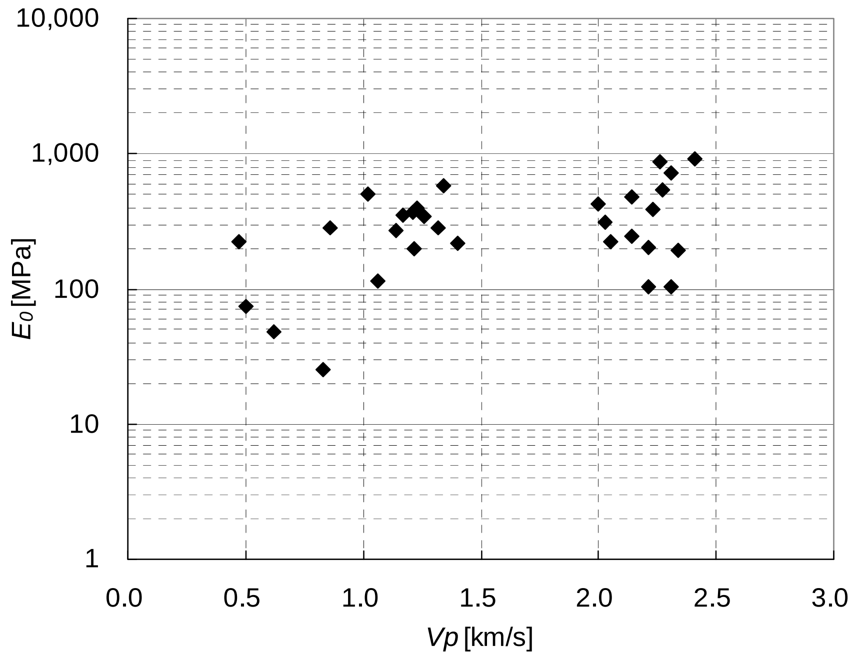


Fig.4.3.3 弾性波速度 *Vp* を介した既設トンネル周辺の地山特性～弾性波速度 *Vp* と弾性係数 E_0 の関係

4.4 弾性波速度に基づく EDZ の推定

Fig.4.3.2，および Fig.4.3.3 より，Vp を介した σ_c，E_0 各々の相関について 2 つの分布群に分割され，ある速度値を境に σ_c，E_0 とも低値で分布する集団と高値で分布する集団に分割されている．その閾値は Fig.4.3.2，および Fig.4.3.3 より Vp=1.5km/s となる．この速度帯の違いによる σ_c を Table4.4.1 に，E_0 を Table4.4.2 に示す．また，Table4.4.1， Table4.4.2 を総括した結果を Table4.4.3 に示す．なお，Table4.4.1， Table4.4.2 示す空欄はデータの欠落を示す．

Table4.4.1 Vp≦1.5km/s における岩盤強度 σ_c

調査断面	Vp [km/s]	σ_c [MPa]	E_0 [MPa]
SP20	0.62	0.54	48.7
	0.50	0.73	74.1
	0.47	1.70	222.0
	1.40	2.85	218.5
	1.32	2.90	283.5
SP105	1.17	3.03	347.4
	1.26	3.04	341.6
	1.23	3.13	400.4
	1.21	2.84	199.4
	1.06	1.72	113.4
	0.83	0.09	25.0
SP190	1.14	2.53	272.4
	0.86	1.71	283.1
SP250	1.24	2.90	
SP300	1.13	2.05	
	1.13	1.60	
SP320	1.34	1.23	578.7
	1.02	0.85	506.3
SP370	1.21	1.40	367.9
SP405	1.02	1.04	
	1.45	1.64	
	0.84	1.05	
平均		1.8	267

Table4.4.2 Vp＞1.5km/s における弾性係数 E_0

調査断面	Vp [km/s]	σ_c [MPa]	E_0 [MPa]
SP20	2.14	1.17	242.9
SP190	2.00	2.44	430.1
	2.41	3.44	914.3
	2.27	4.61	542.3
	2.14	3.11	473.8
SP250	2.07	2.03	
SP320	2.21	4.02	103.5
	2.26	5.10	861.3
	2.31	3.74	718.7
	2.05	2.18	224.0
	2.34	5.78	193.3
	2.31	8.75	104.3
	2.21	3.16	201.8
SP370	2.03	2.81	312.9
	2.23	1.70	388.3
SP405	1.69	3.92	
	2.01	3.43	
平均		3.6	407

Table4.4.3 弾性波速度 Vp による地山特性の違い

	Vp≦1.5km/s	Vp＞1.5km/s
σ_c(MPa)	0.5～3.1 （平均値：1.8）	1.7～8.7 （平均値：3.6）
E_0(MPa)	25～578 （平均値：267）	103～914 （平均値：407）

既設トンネル建設区間の地質は，Table3.2.1，および Fig.3.2.2 に示したように新第三紀層の Fs,Ms,Md,Alt による多様な層序で構成されている．しかし，トンネル軸線で実施した既設トンネル建設区間，すなわち，トンネルが位置する山体での地山の弾性波探査では，Fig.4.2.3 に示したようにトンネル断面周囲の地山の弾性波速度が地質の相違や層序を問わず Vp=1.7～1.9km/s で推移しており，地質の

相違による速度値のバラツキや変化は見られない．したがって，Vp=1.5km/s で区別される物性値の分布群は，トンネル掘削に伴う地質の特性変化，すなわち，EDZ の影響によるものと考えられる．したがって，この現位置調査の結果から，既設トンネル周辺は Vp=1.5km/s に EDZ 境界が存在すると考えられる．Table4.4.1，Table4.4.2，Table4.4.3 より，Vp≦1.5km/s を EDZ と仮定して各々の物性値について整理し，地山特性および挙動の検証を進めた結果，EDZ 内の物性が概ね σ_c≦3MPa，E_0≦500MPa で分布し，大きな割れ目などを含まない岩石であるインタクト（Intact zone），すなわち，Vp＞1.5km/s の領域の物性に比べ σ_c，E_0 ともに 40%程度の低減が認められた．

以上から，これらの特徴から，既設覆工より深度方向の Vp 分布の把握することで EDZ の推定が可能となり，その精度は，調査数量に比例するものと考えられる．

4.5 まとめ

本章では，既設トンネルの現況評価と周辺地山の特性に基づく既設トンネルの掘削損傷領域：EDZ(Excavation Damaged Zone)の推定を行った．以下に本章で得られた知見をまとめる．

① 既設トンネルの留萌側坑口から SP40 までの 40m 区間は，覆工コンクリートが破壊様相を呈し，側方変位が卓越した状態が確認された．覆工コンクリートが破壊に至る荷重強度を算定し，土かぶり厚に換算したところ，全鉛直荷重の 3.3 倍に及ぶ側圧が作用したことが判明した．

② SP40 から F1 断層（SP250）までの 210m は，Fs から Md，Ms，Alt に漸移し F1 断層に至る区間である．前半の Fs に位置する区間は，健全度を保持している．坑奥部に進み Md，Ms，Alt が出現に連れて損傷，変位が顕著になる．Fs 層で構成される区間前半部は，破壊状態に達するクラックの発生頻度が抑制されている．しかし，Fs 層の上位に存在する膨潤性を有する Md 層，Alt 層と脆弱な Ms 層が下降してくる後半部では，当該区間の特徴的な地質の層序により，右側が優勢圧となる変圧状態に陥り，全鉛直荷重相当の側圧が作用し覆工側壁

部の破壊が発生したものと評価する.

③ SP250 から小平側坑口に至る 220m は，既設トンネル全区間を通して破壊，変状，変位が著しい区間である．全鉛直荷重の 1.7 倍相当の側圧が作用し覆工コンクリートの破壊強度に至ったものと考えられる．また，膨潤性を有する地質と断層，破砕帯を有する地質構成も遠因として考えられる.

④ 既設トンネルは，経過観察において顕著な変状や崩落は確認されていない．したがって既設トンネル，および周辺の地山は，調査を開始した 1992 年時点で既に変位収束に至っている.

⑤ 既設トンネルの状態を直接ひずみ評価法いより評価した.既設トンネル周辺の地山の限界ひずみ εf が一軸圧縮強度 σ_c の分布に関わらず 1～2%の領域に分布していることがわかった．区間を通じて，既設トンネル現位置計測のひずみ εt が地山の破壊ひずみ εf を上回るため，周辺の地山は，破壊または塑性化した状態にある.

⑥ 既設トンネル周辺の地質特性を把握するため,地質層序に応じた 8 断面を抽出し，ボーリング調査，孔内速度検層，一軸圧縮強度試験，孔内水平載荷試験を行った．調査結果より，*Vp* は覆工周辺で低速度を示した．トンネル断面位置の *Vp* は，層序を問わず *Vp*=1.7～1.9km/s で推移している．したがって，当該調査で示す既設覆工周辺で見られる局所的な低速度域は,トンネル掘削に起因するものと評価した．また，低速度を示す領域では E_0 や σ_c の物性値も低下傾向にある.

⑦ トンネル掘削を行った場合，周辺の地山にはゆるみ，破壊，塑性などと表現される状態変化を掘削損傷領域，すなわち，EDZ(Excavation Damaged Zone)と定義した．既往研究など [57-60]より EDZ が形成される現象の起源を岩盤内のクラックに依存していると考え，既設トンネル周囲の弾性波速度 *Vp* の分布より EDZ の領域推定を試みた.

⑧ *Vp* と一軸圧縮強度 σ_c，弾性係数 E_0 を相関させ，各々について 2 つの分布群が存在しているが判明した．両分布群の閾値は，*Vp*=1.5km/s となり，当該速度を境とする物性値の差が顕著で,*Vp*<=1.5km/s を EDZ,*Vp*>1.5km/s を Intact zone と評価した．これにより，*Vp* による EDZ の推定が可能であると考えられる.

第5章　　拡幅施工の観察に基づくEDZ推定法の検証

5.1 拡幅施工時に現れた切羽の様相

トンネル掘削では新しい切羽，すなわち，最先端掘削箇所が出現した時点で当該切羽面のスケッチ図や写真撮影による切羽観察を行った．以下に示す情報を読み取り，各仕様書に定める一定以上の品質を確保して経済性に富むトンネルを完成させることを求める．

1) 地質（岩質名）の分布，性状および切羽の自立性
2) 地山の硬軟，風化，変質，割れ目の間隔・状態とその卓越方向等の地山の状態
3) 断層の分布，走向・傾斜，破砕・粘土化の程度
4) 湧水箇所，湧水量とその状態

当該トンネルの周辺地質は，Fig.3.2.2 に示したように F1～F8 の断層，破砕帯を有する新第三紀の堆積岩，Fs，Ms，Md，Alt より構成される．これらの層序や位置関係を上記に基づき拡幅掘削時に観察することができた．Fig.5.1.1(a)～(d)にその一例を示す．

Fig.5.1.1(a) SP5 の切羽

Fig.5.1.1(a)は，留萌側坑口から 5m 地点の切羽である．地質は Fs の単一層であるが，既設トンネル断面幅に整合する形状で切羽中央部に赤褐色を呈する強風化部が存在し掘削時の崩落が甚だしい状態である．暗灰を呈する砂岩の未風化部は安定性を堅持している．

Fig.5.1.1(b) SP209 の切羽

Fig.5.1.1(b)は，留萌側坑口から 200m 地点の切羽である．Fs と Md の境界部付近に位置するが，Md の存在は確認できない．切羽は Fig.5.1.1(a)に示す坑口部と同様に Fs で構成されているが，坑口部の甚だしい風化は確認できない．若干，赤褐色を呈する風化部が既設覆工周辺に存在するが，全体的に健全な岩質が維持されており比較的安定した状態である．坑外の影響を受けないトンネル本体奥部であることが要因と考えられる．

Fig.5.1.1(c)は，留萌側坑口から 340m 地点の切羽である．切羽天端中央部から右肩部にかけて F4 と思われる断層が存在している．当該部では 3.0～3.5m 程度の崩落が発生している．周囲は健全な Fs もしくは Ms のため大きな崩落等は見られないが、内側の境界面からゆるんだ岩塊が全て崩落した．左右側壁部，および根足部は当該断面の 20m 手前付近から層状に亀裂が入り，割れ目は酸化により風化している。右側壁部鉛直方向に砂岩帯と泥岩が分断している．

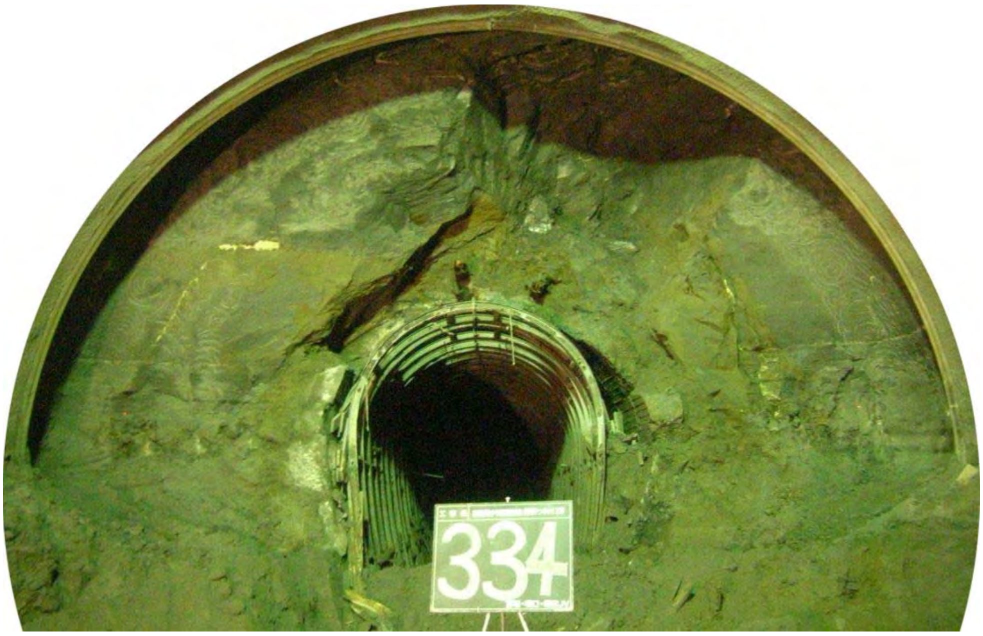


Fig.5.1.1(c) SP334 の切羽

Fig.5.1.1(d) SP383 の切羽

Fig.5.1.1(d)は，留萌側坑口から 370m 地点の切羽である．切羽中央部でブロック状に大規模な崩落が発生している．泥岩質が薄く層状に堆積して岩塊を形成するため，段階的にブロック状となって崩落を繰り返した．抜け落ちは延長約 1.0m，高さ約 5.0m 程度．既設覆工左肩上部に丸太によるやぐら，および土嚢を確認した．70 年前の既設トンネル掘削時にも崩落があり，空洞を埋めるために施工されたものと推測される．

切羽観察の一例を示したが，上記のようにトンネルの坑口や本体といった位置的要因，地質と断層との関係より，各々に異なる特徴が見られた．

5.2 弾性波速度に基づくEDZの推定とボーリング調査の相関

5.2.1 弾性波速度より推定されたEDZの抽出

本論文 4.4 節より，既設トンネル周辺の弾性波速度の分布状況を把握することで EDZ の推定が可能との知見を得た．本研究では *Vp*=1.5km/s を閾値とし，*Vp*≦1.5km/s の領域を既設トンネルの掘削により形成された EDZ と仮定し，Fig.5.2.1(a)～(h)に示す EDZ の分布状況を得た．なお，Fig.5.2.1(a)～(h)に示す *Vp*≦1.5km/s の境界深度においてバラツキが多く不明瞭なデータについては当該深度における *Vp*≦1.5km/s の分布量で決定した．

Vp より推定される EDZ は，トンネル内空より 3～5m 付近が境界となる．分布形状は，以下に示す 2 タイプに分類されるが，各々の分類に関して地質層序や土かぶり等の外的な要因に関する特徴的な傾向は有していない．

① トンネル断面とほぼ相似形を有する分布形状

SP20，SP190，SP250，SP300，SP320，SP370 に分布する形状である．地質は，Fs，Ms，Md，Alt の互層で，SP20，SP190 以外は水平の堆積構造となっている．また，SP20 については留萌側坑口部に位置し，土かぶり厚 *d*=11m の低土かぶり区間である．SP300 については左斜上方覆工背面で Vp>1.5km/s の領域が 3m 存在する．

② 斜め上方で分布の増幅を有し，鉛直上方で抑制傾向を示す鍬形状を呈する分布形状

SP105，SP405 に分布する．SP105 は Fs の単一層，SP405 は小平側坑口部に位置し Ms，Alt，Md，Ms の互層で堆積構造は左側に 40deg で下降している．土かぶり厚 *d*=17m の低土かぶり区間に位置している．

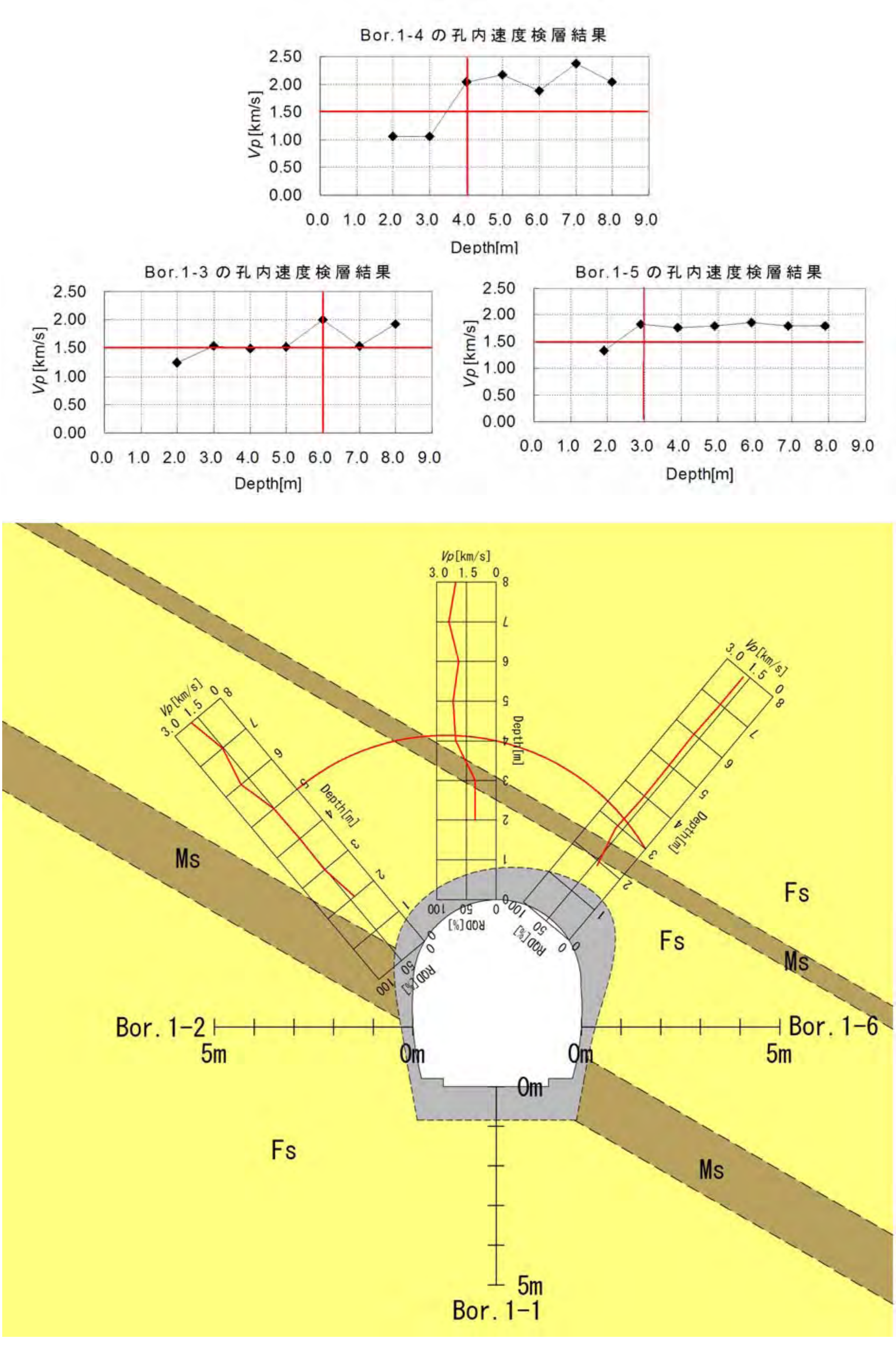


Fig.5.2.1(a)　*Vp* より推定された SP20 の EDZ

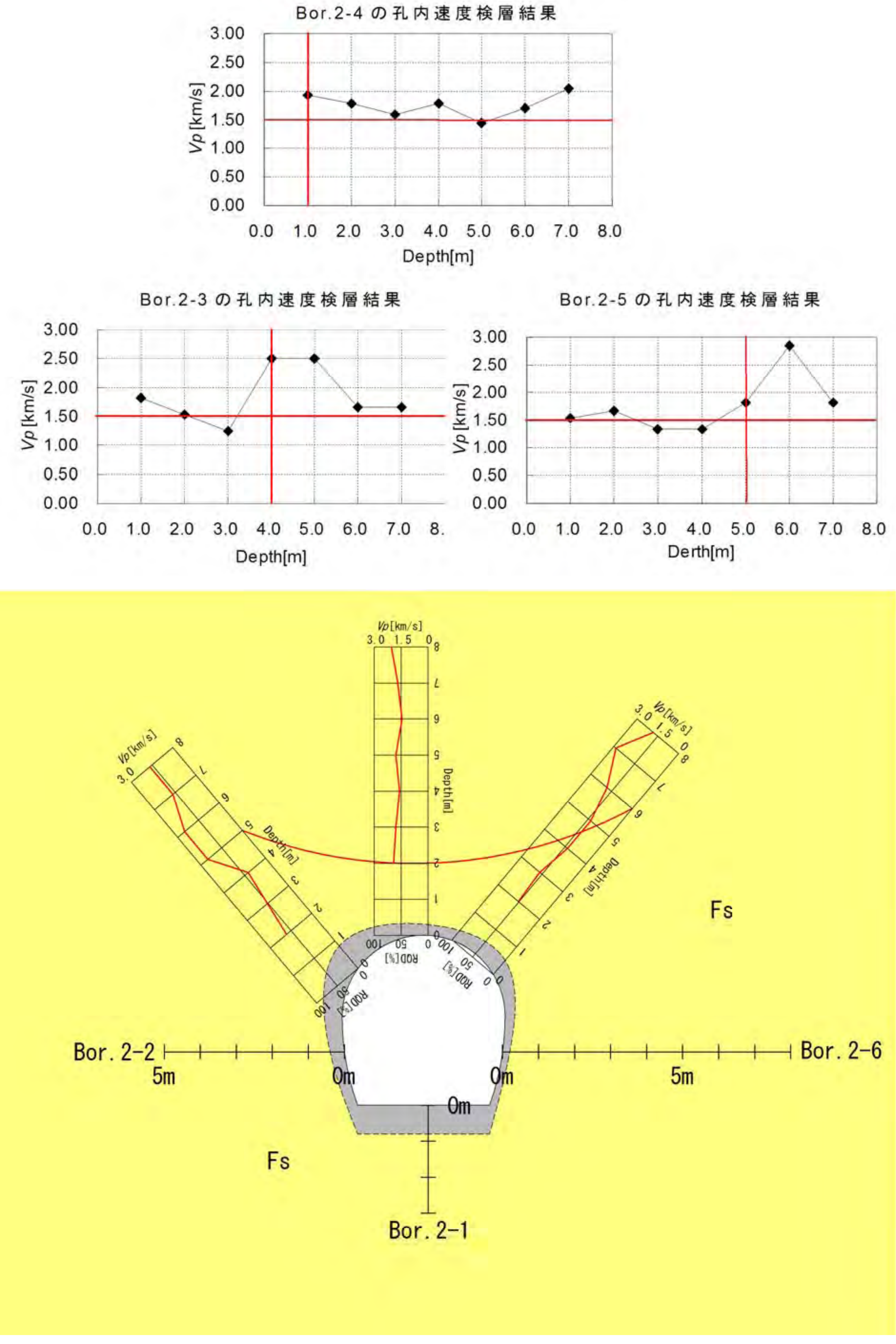


Fig.5.2.1(b)　*Vp* より推定された SP105 の EDZ

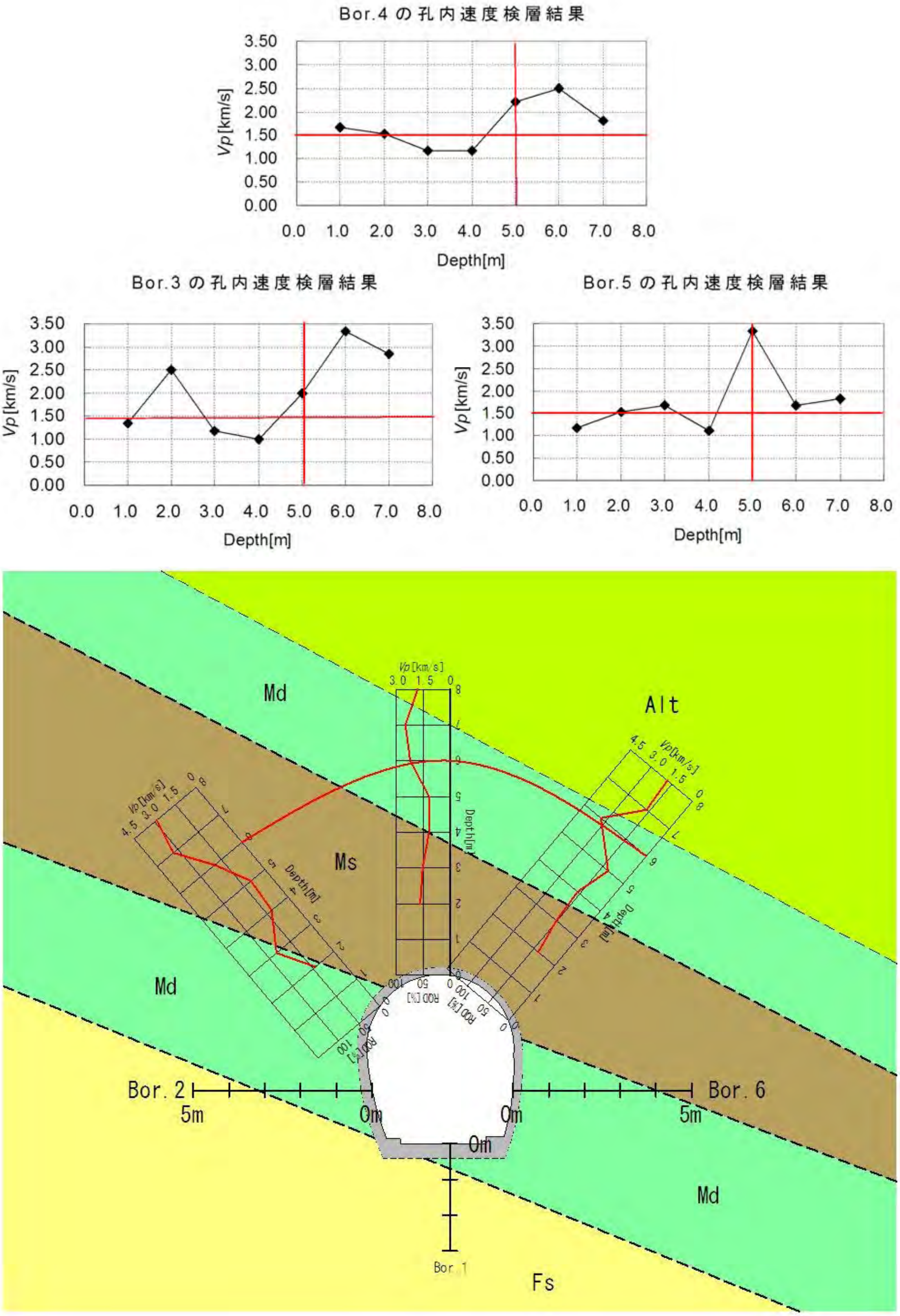
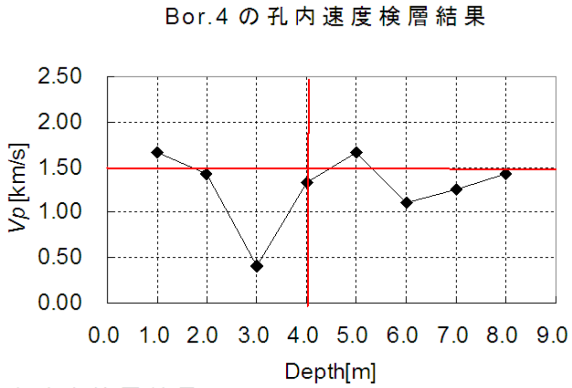
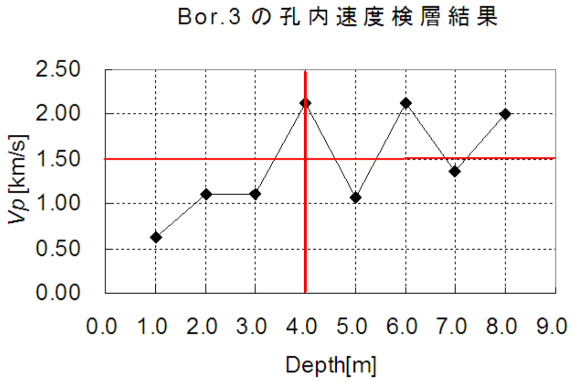
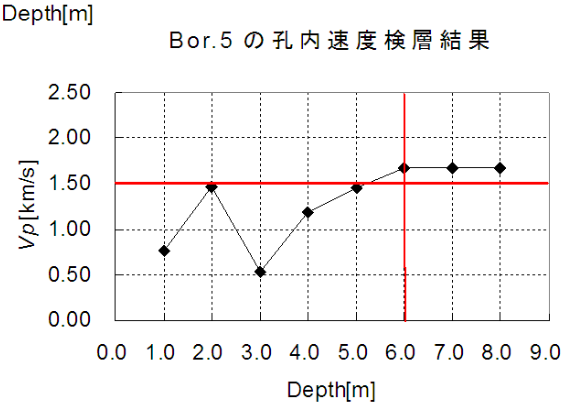


Fig.5.2.1(c)　*Vp* より推定された SP190 の EDZ







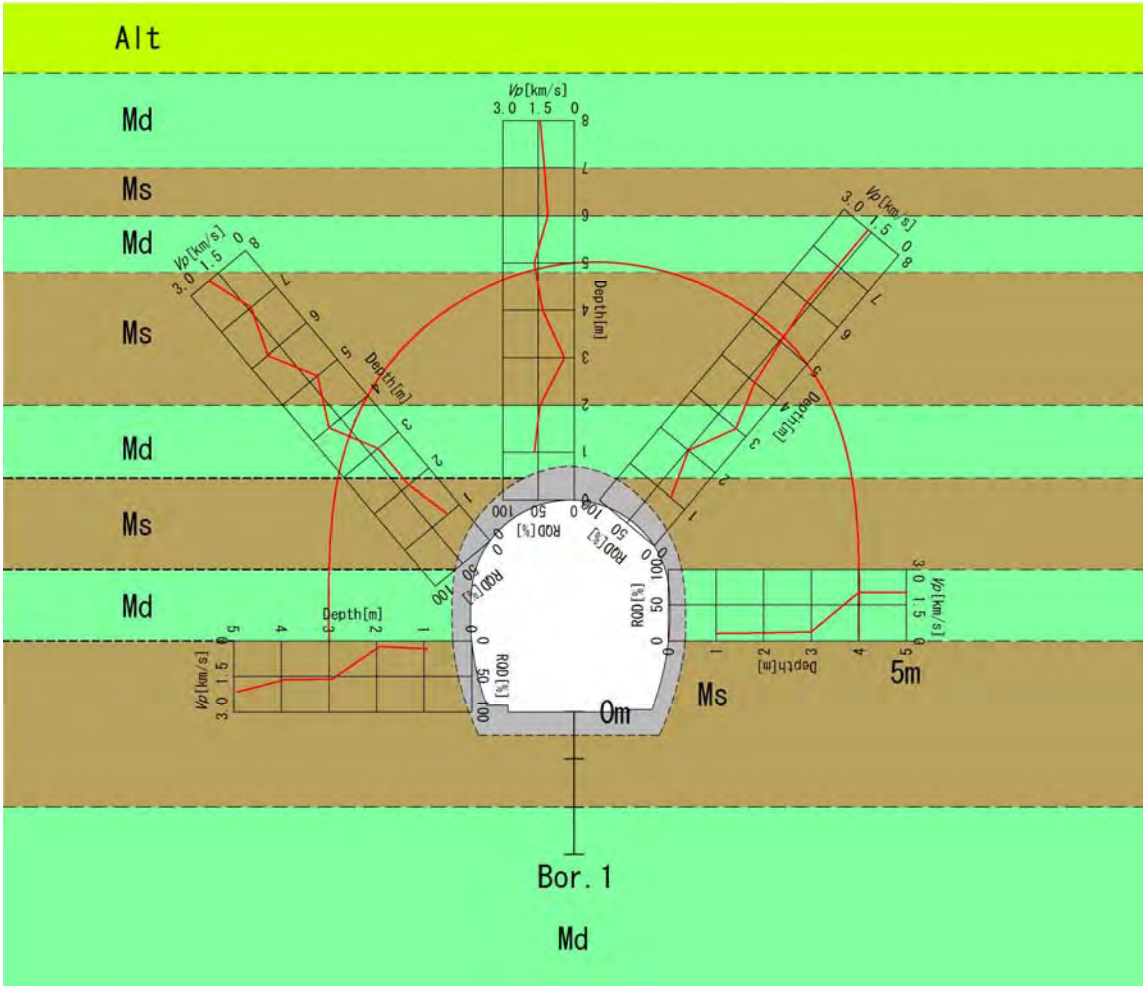


Fig.5.2.1(d)　*Vp* より推定された SP250 の EDZ

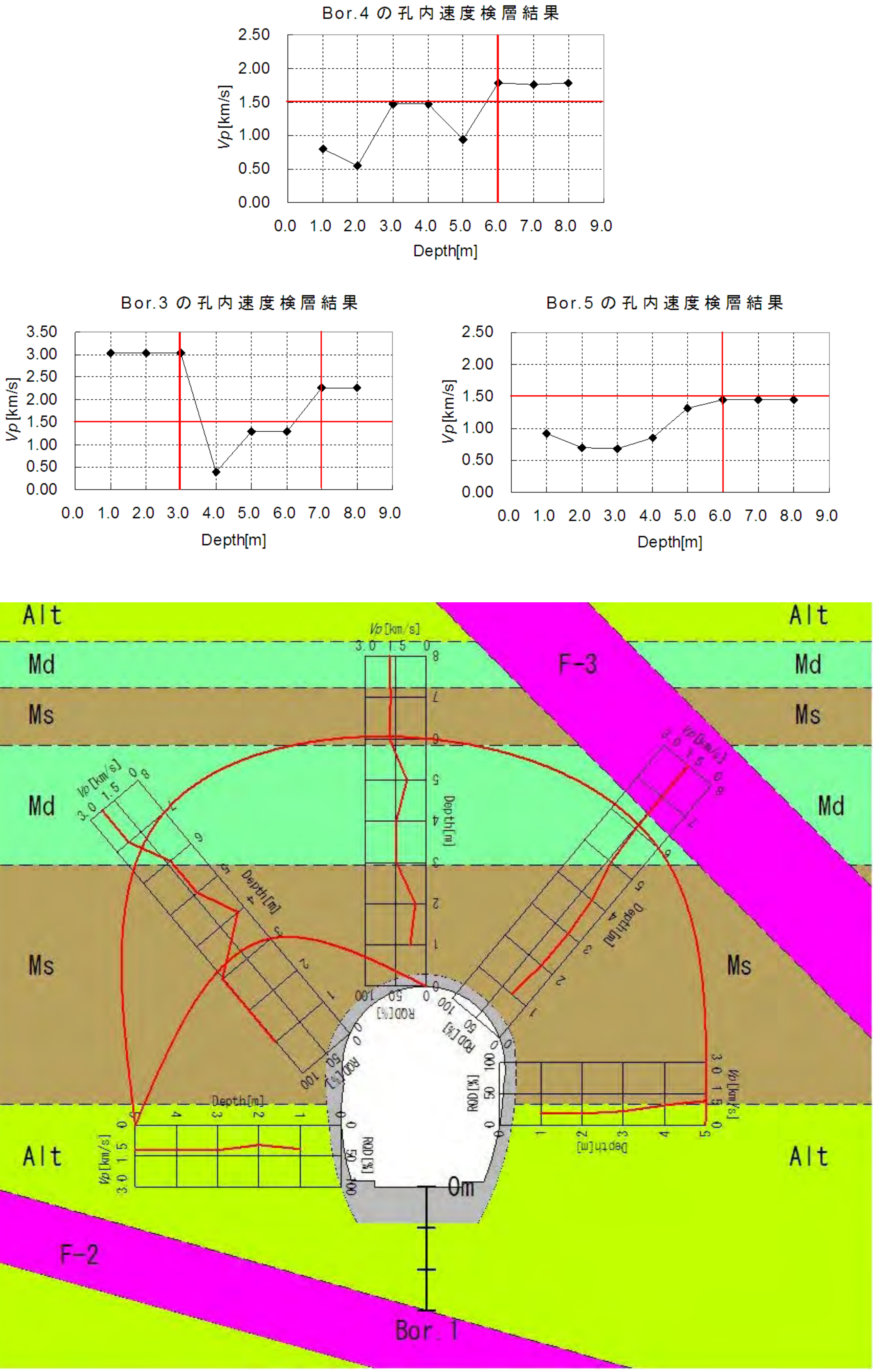


Fig.5.2.1(e)　*Vp* より推定された SP300 の EDZ

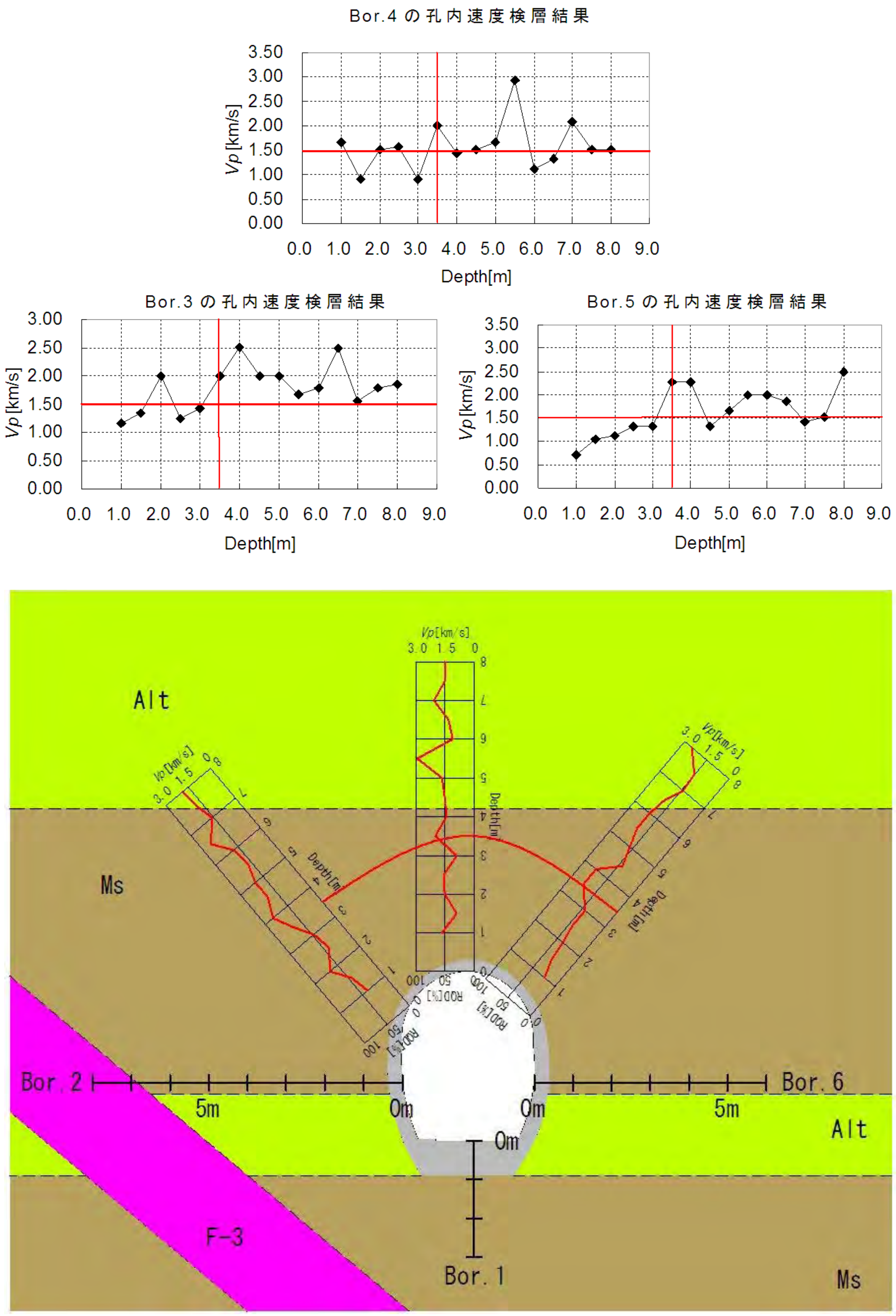


Fig.5.2.1(f)　*Vp* より推定された SP320 の EDZ

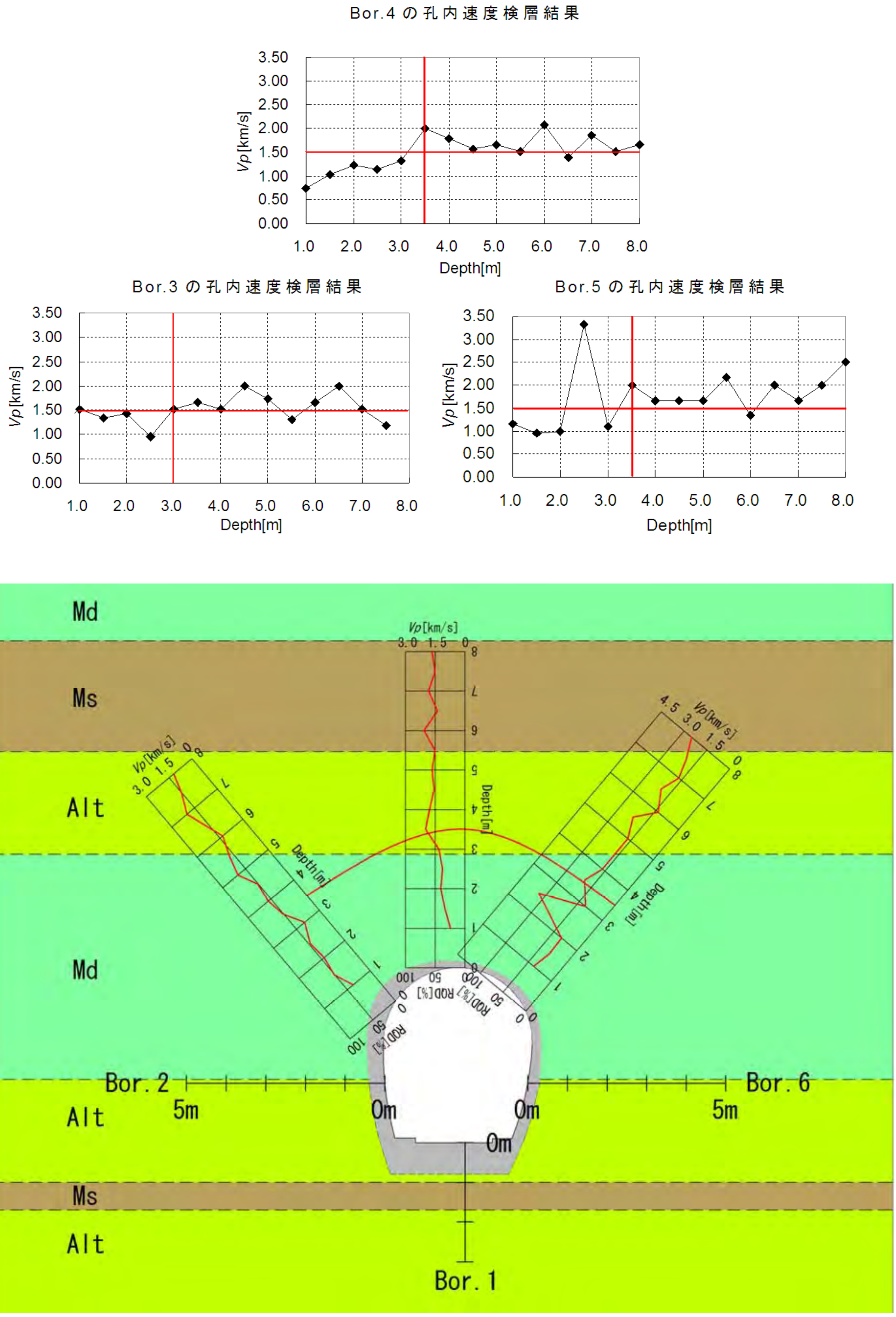


Fig.5.2.1(g)　*Vp* より推定された SP370 の EDZ

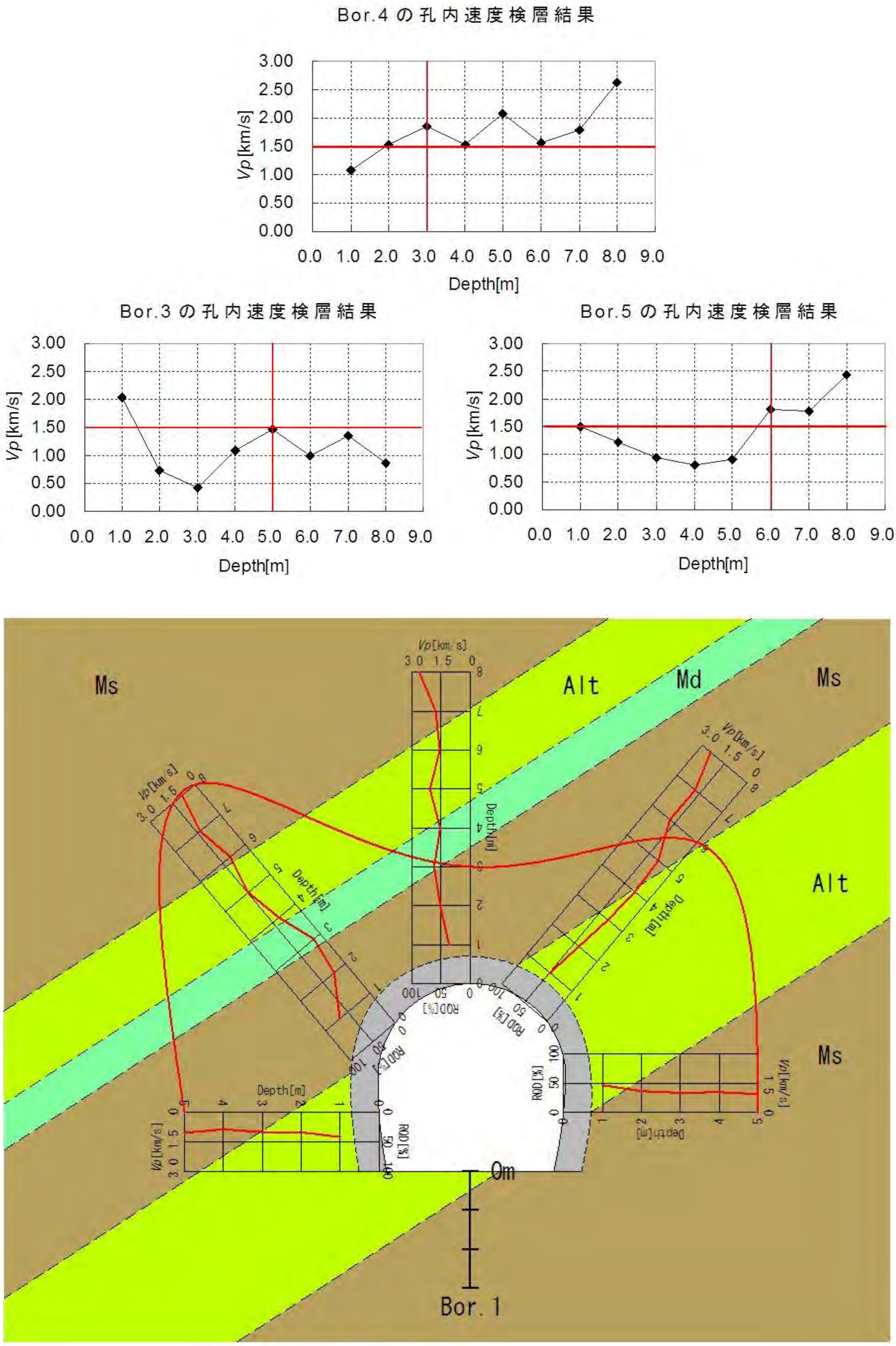


Fig.5.2.1(h)　*Vp* より推定された SP405 の EDZ

5.2.2　ボーリング調査の結果に基づく EDZ の抽出

ボーリングは，地質調査，石油，ガス，地下水などの採取，注入，排水，試料採集，爆破孔など多くの目的に利用されている．その中で最も多く利用されるのが，地質調査である．調査深度内の地質の状況や層序を直接観察することが可能で，本論文 5.1 節の切羽観察で述べたのと同様に以下の情報を得ることができる．

1) 地質（岩質名）の分布，性状および切羽の自立性
2) 地山の硬軟，風化，変質，割れ目の間隔・状態とその卓越方向等の地山の状態
3) 断層の分布，走向・傾斜，破砕・粘土化の程度

本研究では，Fig.4.2.1 に示すように既設トンネル覆工より周辺地山方向に対して 6 孔のボーリングを Fig.5.2.2 に示す方法を基本に水平，鉛直上方，鉛直下方，左右斜め上方で実施した．削孔径は φ=86mm でオールコア，すなわち，削孔全長におよぶコアサンプリングで行なった．

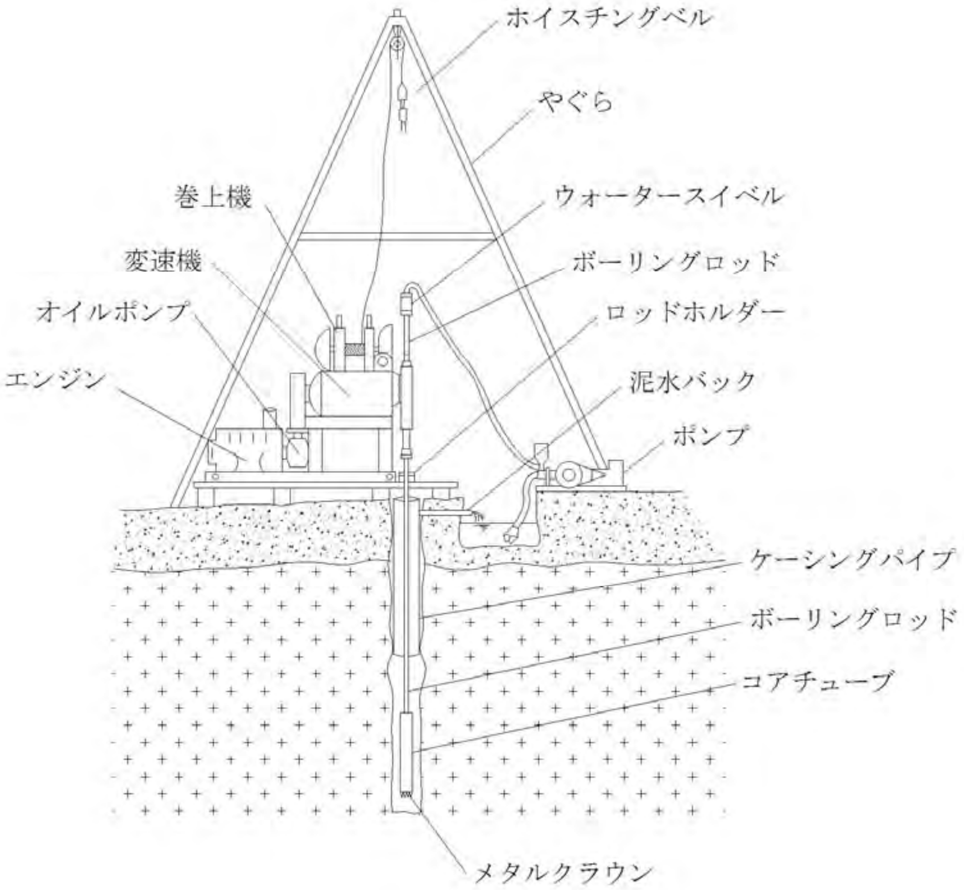


Fig.5.2.2　ボーリング装置と実施方法

ボーリングは，地盤が土質地盤であるか岩盤であるかによって，調査の仕方やまとめ方が若干異なる．土質地盤の場合は，清水で掘削するとボーリングの孔壁が崩れ自立しないため，無水掘削をするか泥水を用いた掘削となる．このため採取されるコアは乱れたものとなり，ボーリング孔内も自然の状況を乱したものなる．これに対して，岩盤の場合はボーリングの孔壁が自立しているため清水で掘削することができ，乱されないコアが採取される．地盤の状況は，採取されたコアで判断される．

ボーリング調査より得られる情報において本節で着目すべき点は，前記した 1)～3)のうち，「2) 地山の硬軟，風化，変質，割れ目の間隔・状態とその卓越方向等の地山の状態」と位置づける．EDZ の形成が岩盤内に潜在的に存在するクラックや不連続面に依存し,これらの状態変化が現象の起源と捉えられるためである．したがって，既設トンネルの覆工周辺で行なったボーリングコアの状態を客観的に評価することで，定性的に EDZ の抽出が可能となる．

そこで，本研究ではボーリング調査で得られる指標の中で *RQD*(Rock Quality Designation)に着目した．*RQD* は，Deere[64), 65)]により提案された岩盤のクラックを定量的に評価する方法で，コア採取率で表現される．すなわち，単位掘進長に対する閾値 t 以上のコア延長の割合である．一般に単位掘進長は 1.0m で閾値は t=10cm であるが，トンネル調査の場合は閾値を t=5cm とし *RQD*(5)として表現され，5.2.1 式で表される．*RQD*(t)の概要を Fig.5.2.3 に示す．

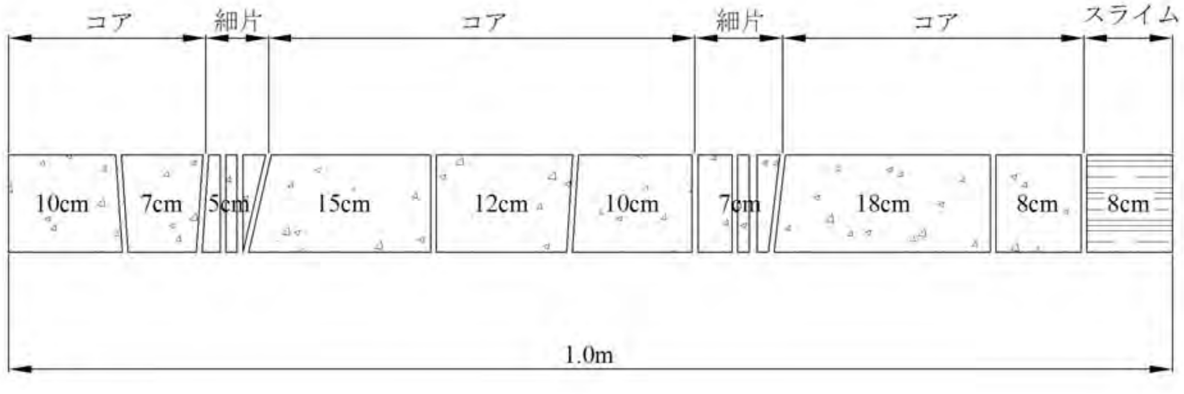


Fig.5.2.3　*RQD*(t)の概要

Fig.5.2.3 は,単位掘進量 1m 当りのコアの様相を示した例である.ここで $RQD(t)$ を t=10cm とした場合のコア算出率は，5.2.1 式で与えられる.

$$RQD_{(t)}(\%) = \frac{\Sigma l_{(t)}}{L} \times 100 \quad ・・・5.2.1$$

ここに，$\sum l(t)$:t 以上のコアの累計長，L:単位掘進量である．Fig.5.2.3 で示す例の場合，$RQD(t)$=72%(但し，t=10cm)となる.

EDZ の形成が本論文 4.3 節で述べた過程を辿るならば，既設トンネル覆工周辺の $RQD(5)$は，背面部では低値で推移し孔奥の任意の深度で高値に変化する．$RQD(5)$による EDZ の抽出は，$RQD(5)$≦50%を示す不連続箇所で区分した．$RQD(5)$≦50%については，北海道開発局のトンネル設計要領で示す地山分類表における第三紀堆積岩類で $RQD(5)$=40～60%の所見を新鮮にて亀裂の少ない地質状況としていることによる．Fig.5.2.4(a)～(h)に示す結果を得た.

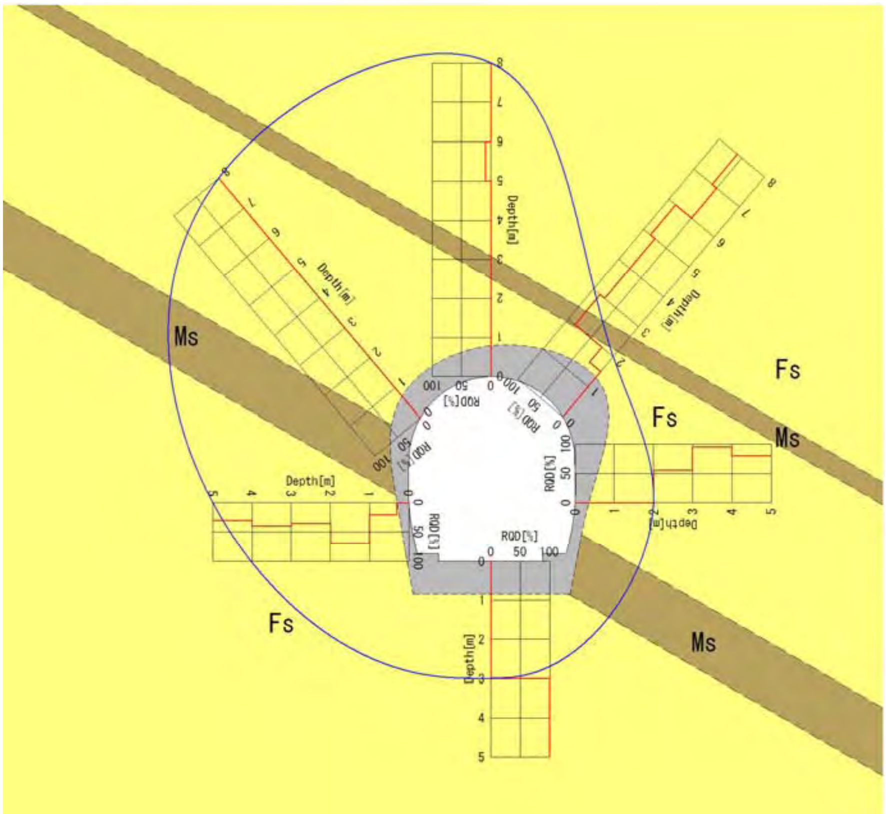


Fig.5.2.4(a)　SP20 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

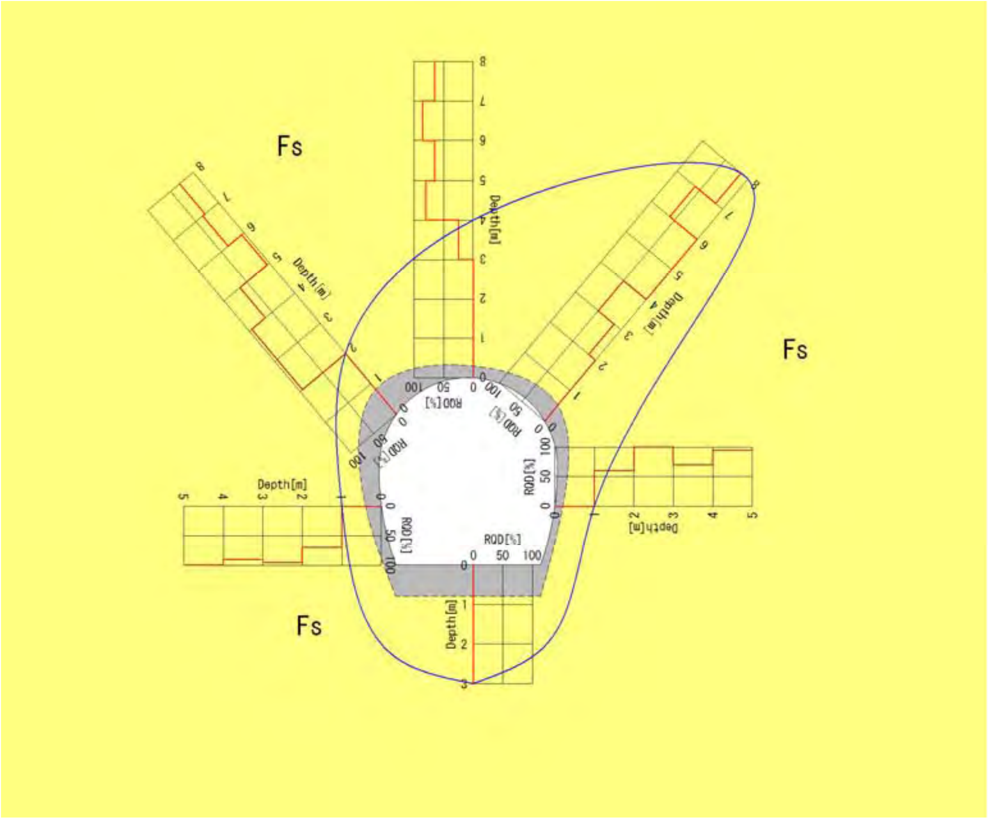


Fig.5.2.4(b)　SP105 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

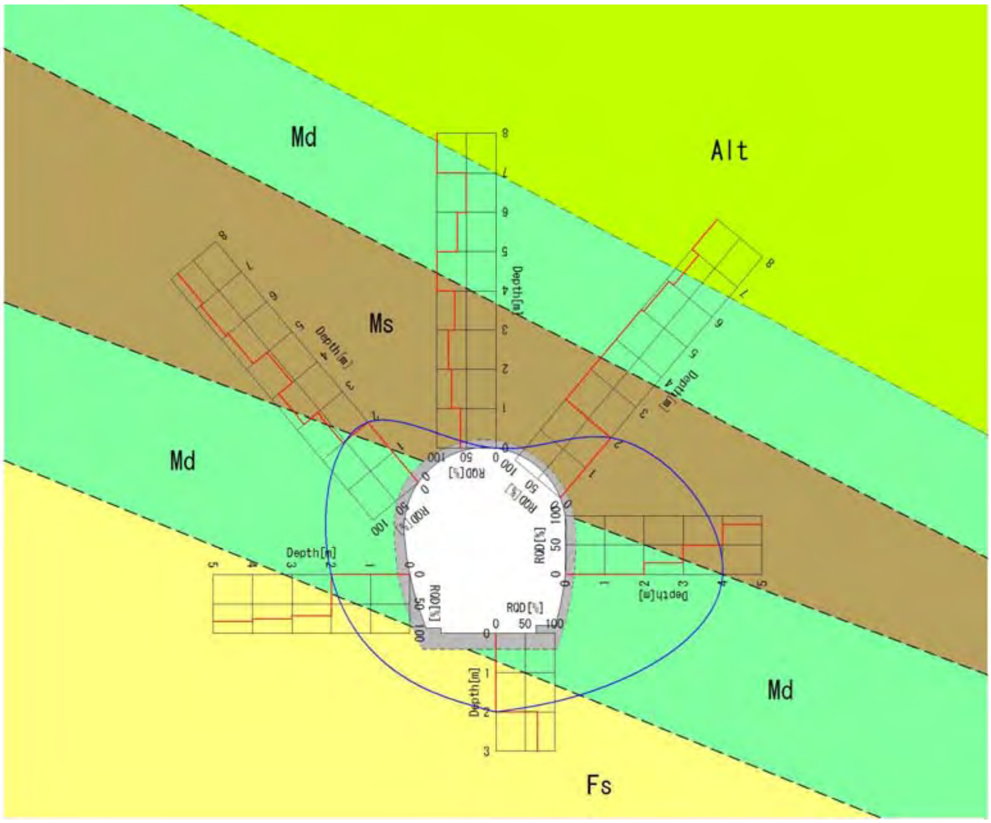


Fig.5.2.4(c)　SP190 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

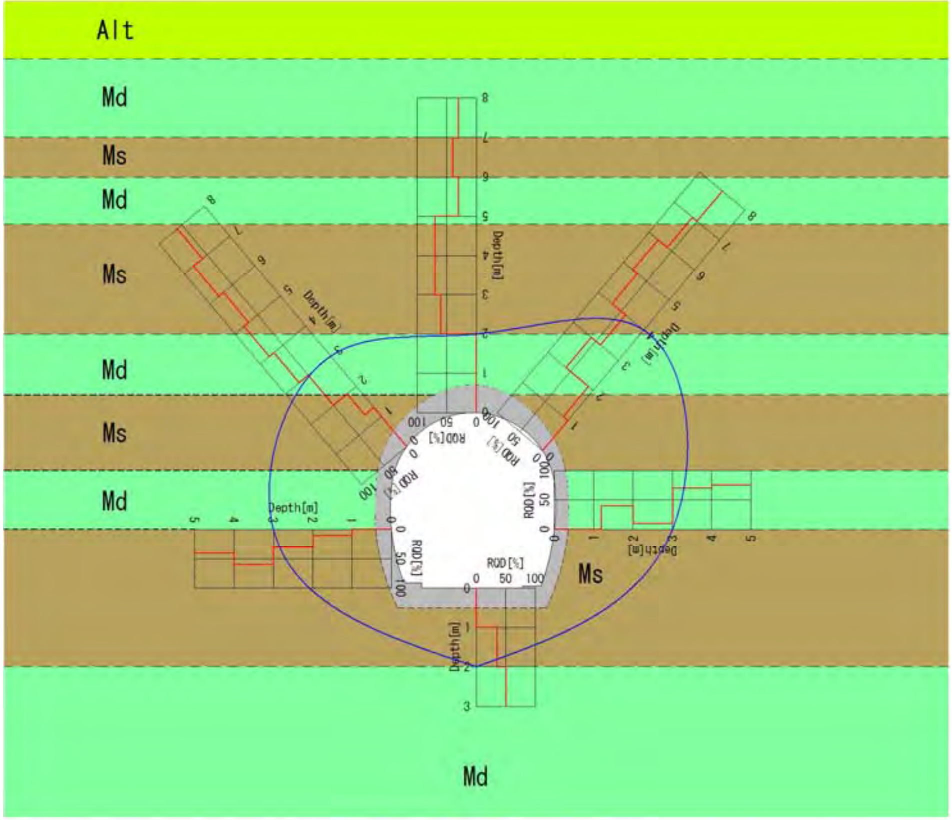


Fig.5.2.4(d)　SP250 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

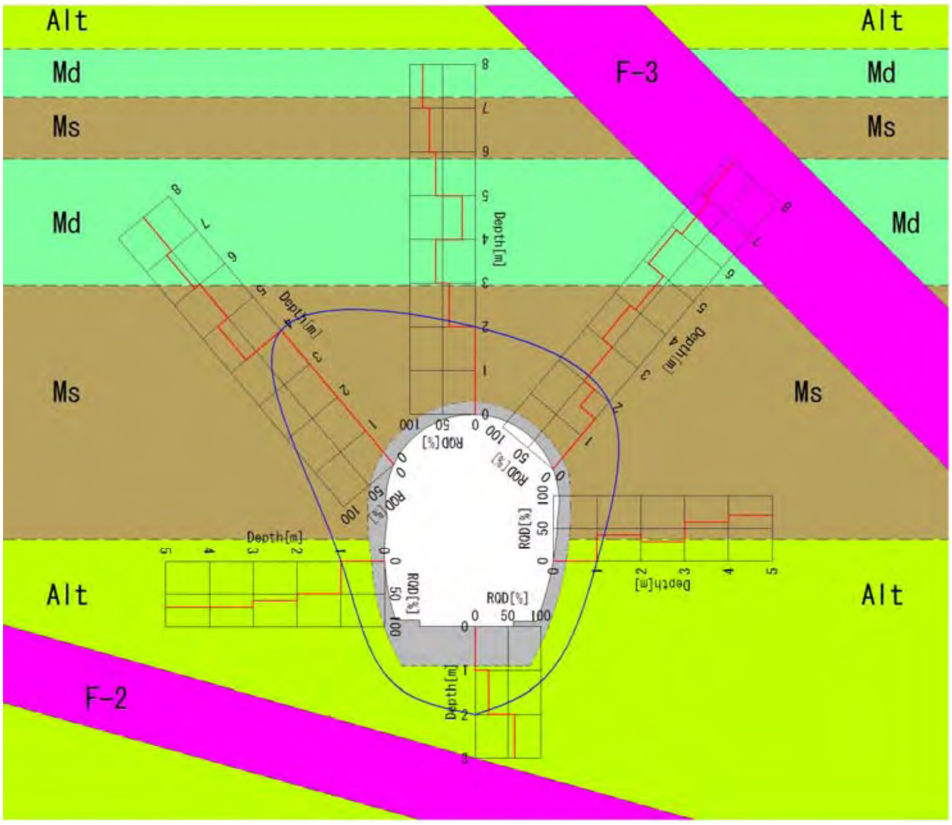


Fig.5.2.4(e)　SP300 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

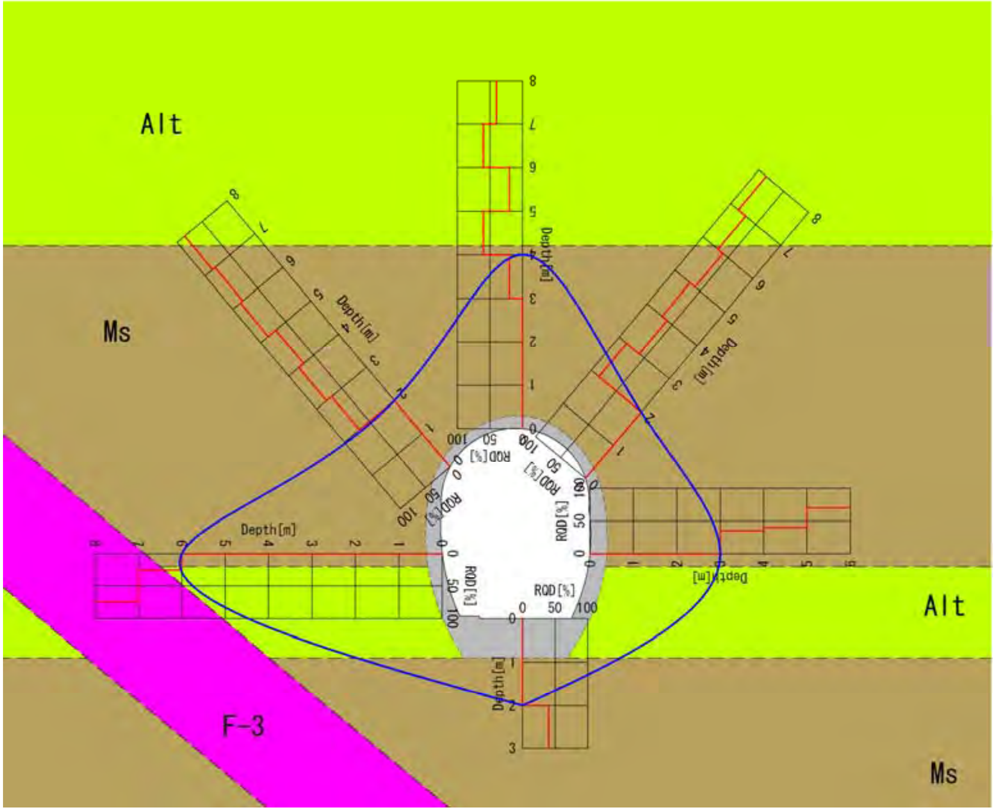


Fig.5.2.4(f)　SP320 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

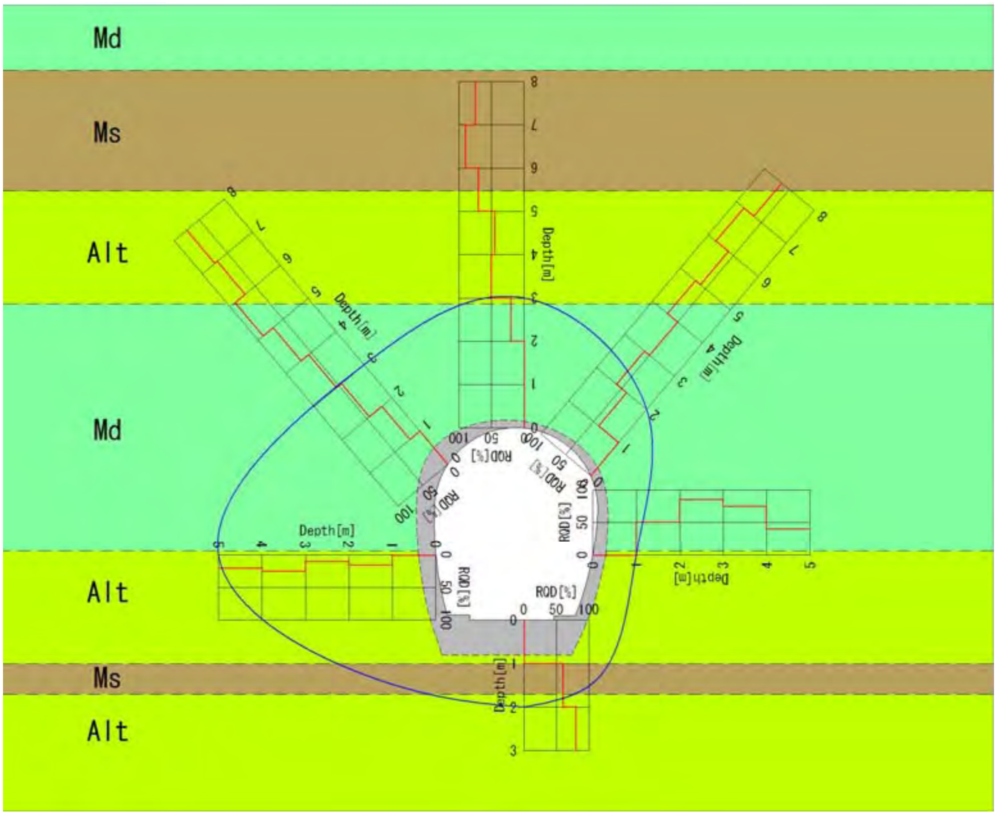


Fig.5.2.4(g)　SP370 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

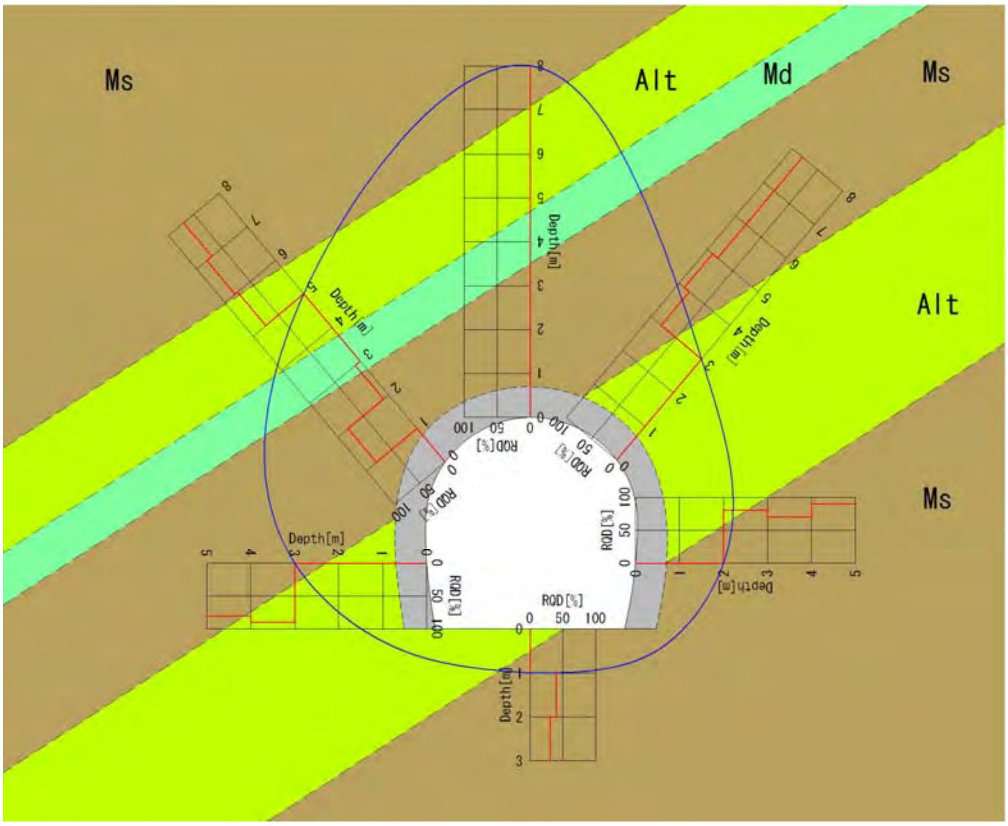


Fig.5.2.4(h)　SP405 におけるボーリング調査結果に基づく EDZ の分布

Fig.5.2.4(a)は，留萌側坑口より 20m 地点の断面である．鉛直下方から右側方および同斜め上方の既設内空より 2～3m に棒状のコアを有する明瞭な境界が存在している．しかし，鉛直上方から左側は，棒状コアの分布について境界が不明瞭となっている．特に鉛直上方と左斜め上方については，調査孔全域にわたり無水掘削で岩組織を有さない状態となっている．すなわち，地質学的には岩盤に分類されるものの，工学的には土質地盤と評価することが妥当である．この傾向は，当該部が坑口部であり土かぶり厚 *d*=11m の低土かぶり区間に位置し，当該部地表面の露頭も同様の様相を有していることから，調査深度以深～地表面まで及ぶものと考えられる．

Fig.5.2.4(b)は，留萌側坑口より 105 地点の断面で，Fs 単一層である．既設内空より 1～4m に明瞭な境界が存在している．しかし，右斜め上方のみ不明瞭な状態が確認されており，領域の分布が前断面の SP20 とほぼ対称となっている．

Fig.5.2.4(c)は，留萌側坑口より 190m 地点の断面で，トンネル区間の最大土かぶり地点である．地質は Fs，Md，Ms，Alt より構成され，右側に 30deg 下降する堆積構造を呈している．鉛直上方部については既設覆工背面より棒状のコアが確

認される．鉛直上方を除き既設内空より 2～4m に明瞭な境界を有し，その形状が既設トンネルを内包する円形状を呈している．

Fig.5.2.4(d)は，留萌側坑口より 250m 地点の断面である．地質は，SP190 と同様で Fs，Md，Ms，Alt より構成されるが，堆積構造が水平を呈している．既設内空より 2～4m に明瞭な境界を有する．分布形状は，SP190 と同様の形状を有し，既設トンネルに対してほぼ同心円状に領域が分布している．

Fig.5.2.4(e)は，留萌側坑口より 300m 地点の断面である．地質は，SP190 および SP250 と同様で Fs，Md，Ms，Alt より構成されるが，F-2，F-3 の断層・破砕帯が介在している．堆積構造は水平である．また，当該断面以降の断面は，既設トンネルの変状や損傷が最も著しい区間に位置している．既設内空より 1～4m に明瞭な境界を有する．鉛直上方から右斜め上方については，SP190，SP250 と同様の傾向であるが，左斜め上方について領域が発達する傾向を示す．また，側方から下方にかけて領域が縮小する傾向も有する．

Fig.5.2.4(f)は，留萌側坑口より 320m 地点の断面である．地質は，これまでの断面の Fs，Md，Ms，Alt より構成される．また，当該断面は，F-3 の断層・破砕帯を通過した地点に位置している．堆積構造は水平である．領域の分布形状は，鉛直上方と両側側方で境界部が増幅する壷状を呈している．このような分布形状について，地質縦断図と相関させると，当該断面位置が F-3 通過帯に位置し，断層・破砕帯と通常地質の不連続による影響を受けていることに起因すると考えられる．したがって，本質的な領域の分布は，SP190，SP250，SP300 と同様に既設トンネルに対してほぼ同心円状に分布している．

Fig.5.2.4(g)は，留萌側坑口より 370m 地点の断面である．地質は，これまでの断面と同様の Fs，Md，Ms，Alt より構成され，地質構造も水平を呈する．既設内空より 1～3m に明瞭な境界を有するが，左側方については，$RQD(5)$=10～30%が断続的に継続し，領域境界が不明瞭であると評価される．当該部が前断面の SP320 の同箇所と同様の地質に位置していることから，SP320 の分布形以上を考慮して考察すると，既設内空より 7m 付近に境界が存在することが考えられ，現象の要因として断層・破砕帯の影響に起因すると考える．全体的な分布形状は，右側で抑制され左側に増幅する傾向を示し，Fig.4.5.1 に示す既設トンネルの変位状況が左側卓越型であること整合する．

Fig.5.2.4(h)は，留萌側坑口より 405m 地点の断面で，小平側の坑口部付近である．土かぶり厚は d=17m と低い．地質は，これまでの断面と同様であるが，地質構造はこれまでの水平から左側に 40deg で下降する堆積構造を呈している．鉛直上方を除き明瞭な境界を有している．鉛直上方については，調査孔全域にわたり無水掘削で岩組織を有さない状態となっており，留萌側坑口部と同様の傾向を示す結果である．

5.2.3　弾性波速度に基づく EDZ の推定とボーリング調査の相関

本項では 5.2.1 項で行なった弾性波速度 Vp による EDZ の推定と 5.2.2 項で行なった RQD(5)に基づく亀裂の頻度による地山の評価結果を整合させ，互いの相関性を考察し，Vp による EDZ の推定についての検証を行なう．なお，Vp については水平方向のデータが得られていないため，本研究ではトンネル上部における検証とした．検証結果を Fig.5.2.5(a)～(h)に示す．なお，図中における赤線は Vp より推定した EDZ を示し，青線は RQD(5)より抽出した EDZ である．

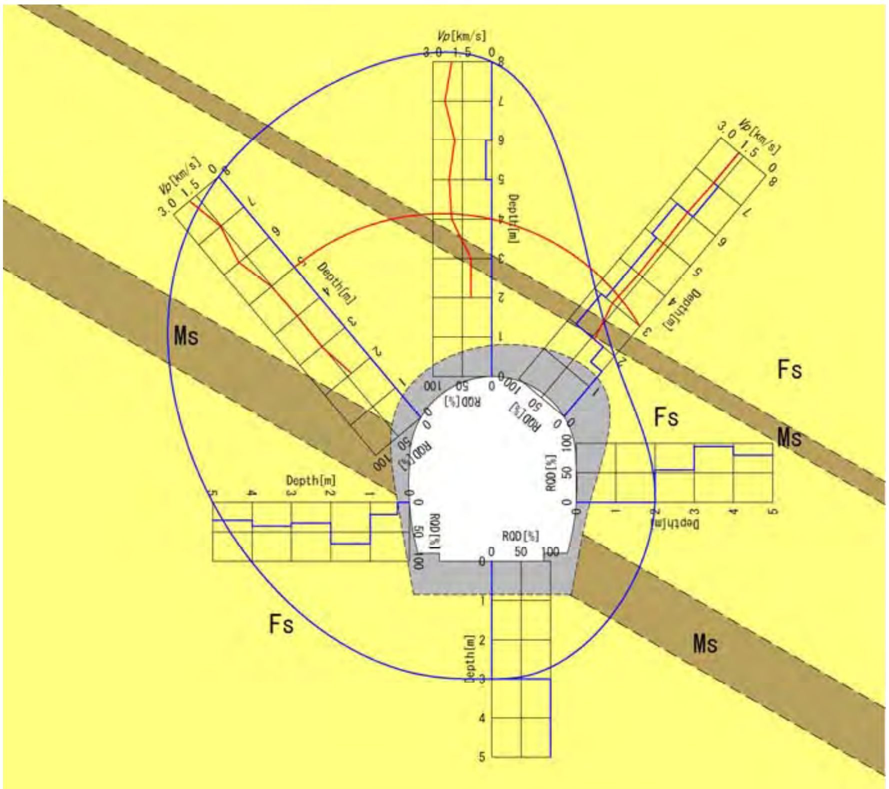


Fig.5.2.5(a)　切羽 SP20 の検証結果

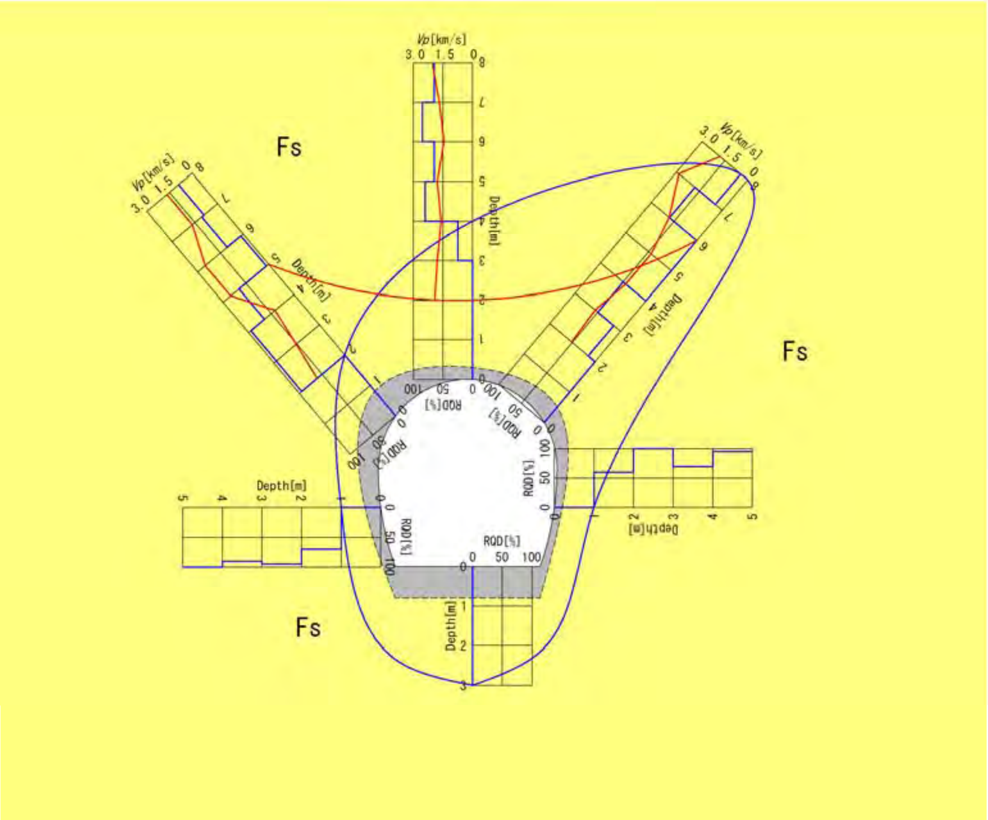


Fig.5.2.5(b) 切羽 SP105 の検証結果

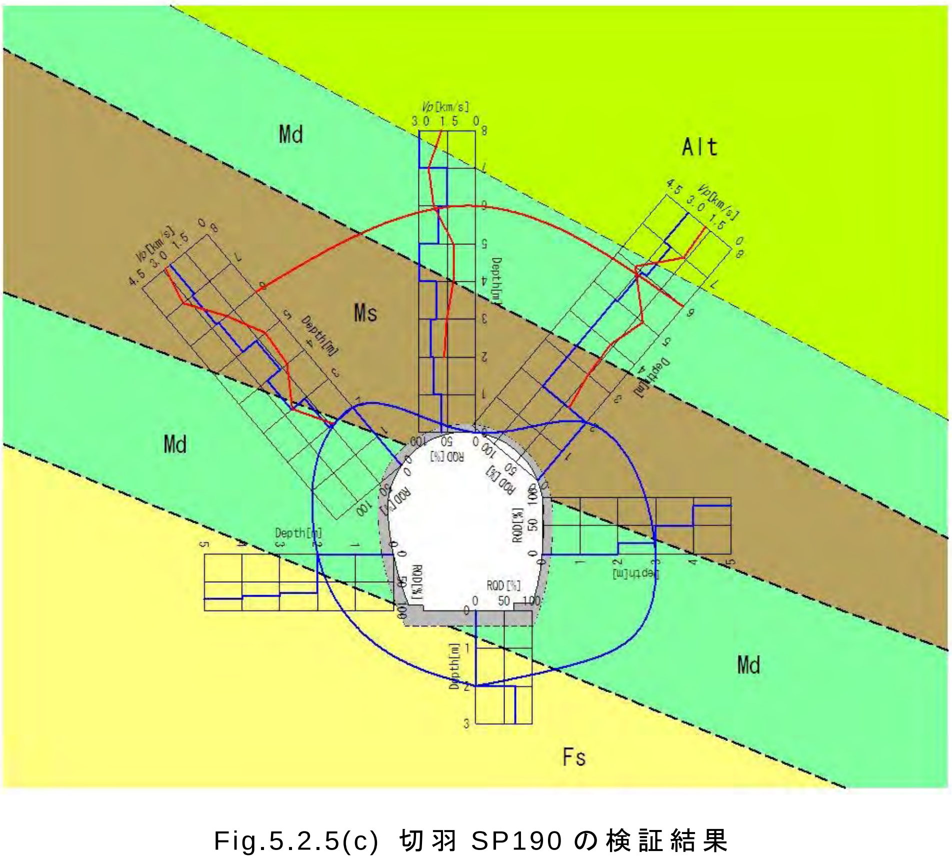


Fig.5.2.5(c) 切羽 SP190 の検証結果

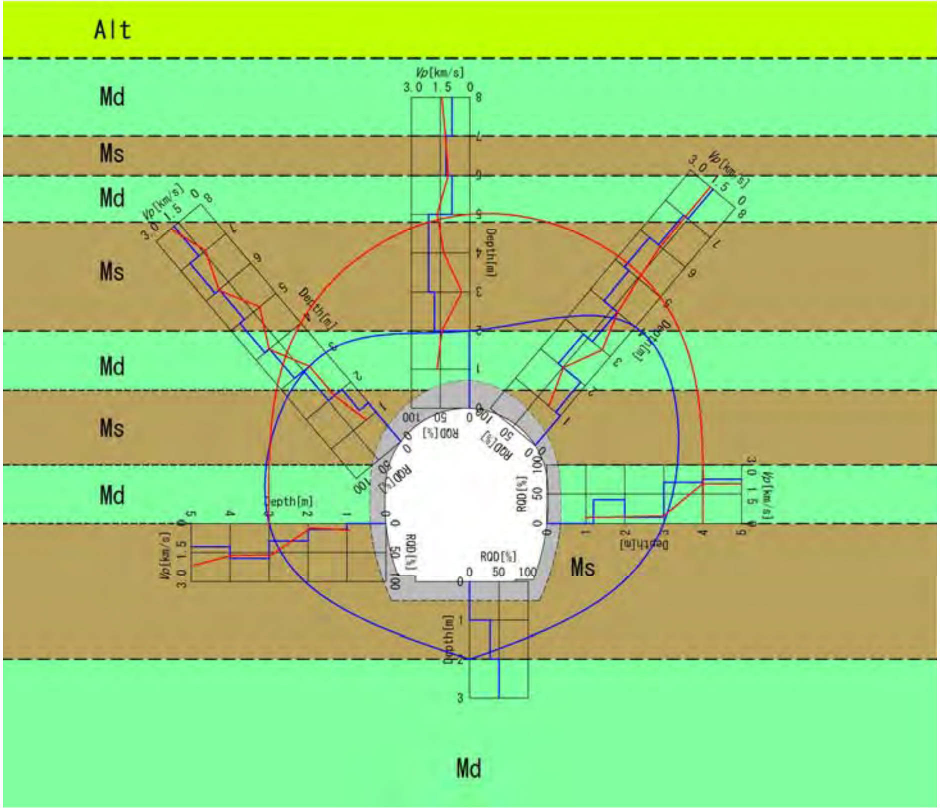


Fig.5.2.5(d) 切羽 SP250 の検証結果

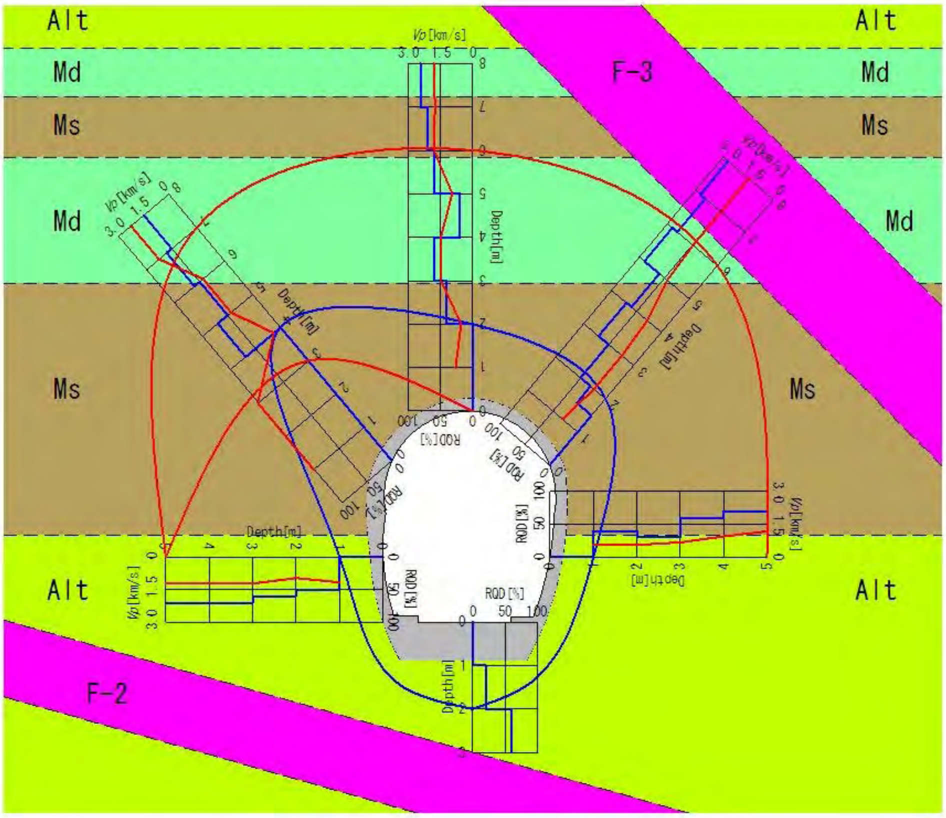


Fig.5.2.5(e) 切羽 SP300 の検証結果

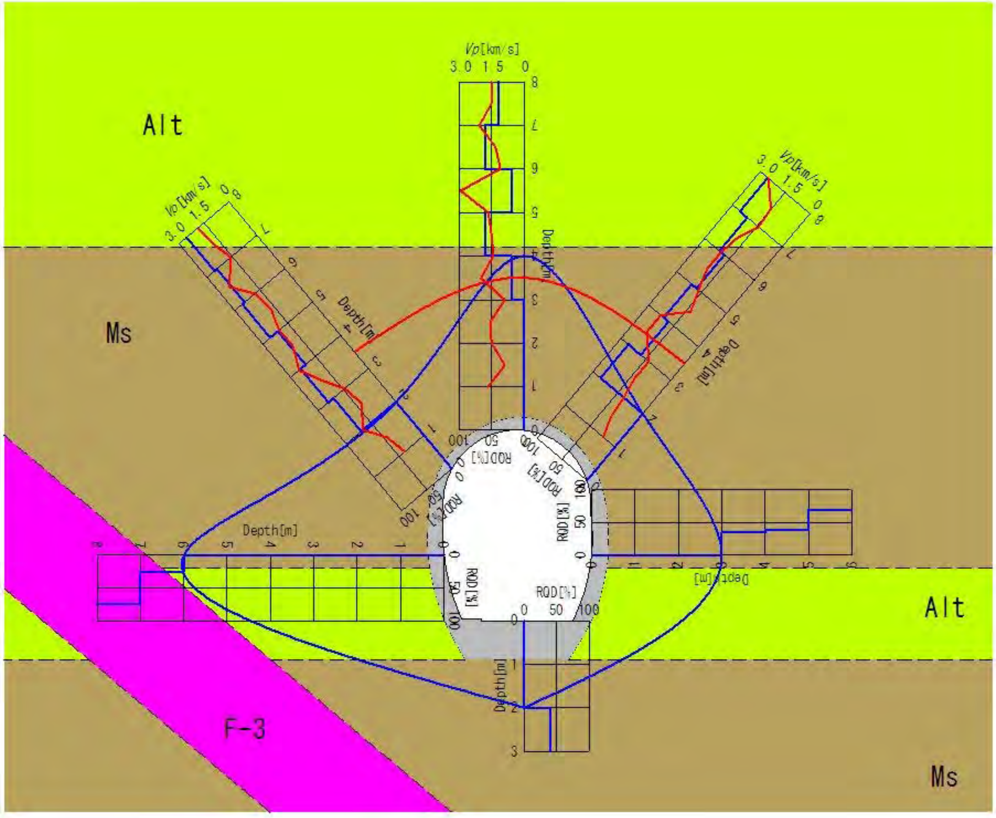


Fig.5.2.5(f) 切羽 SP320 の検証結果

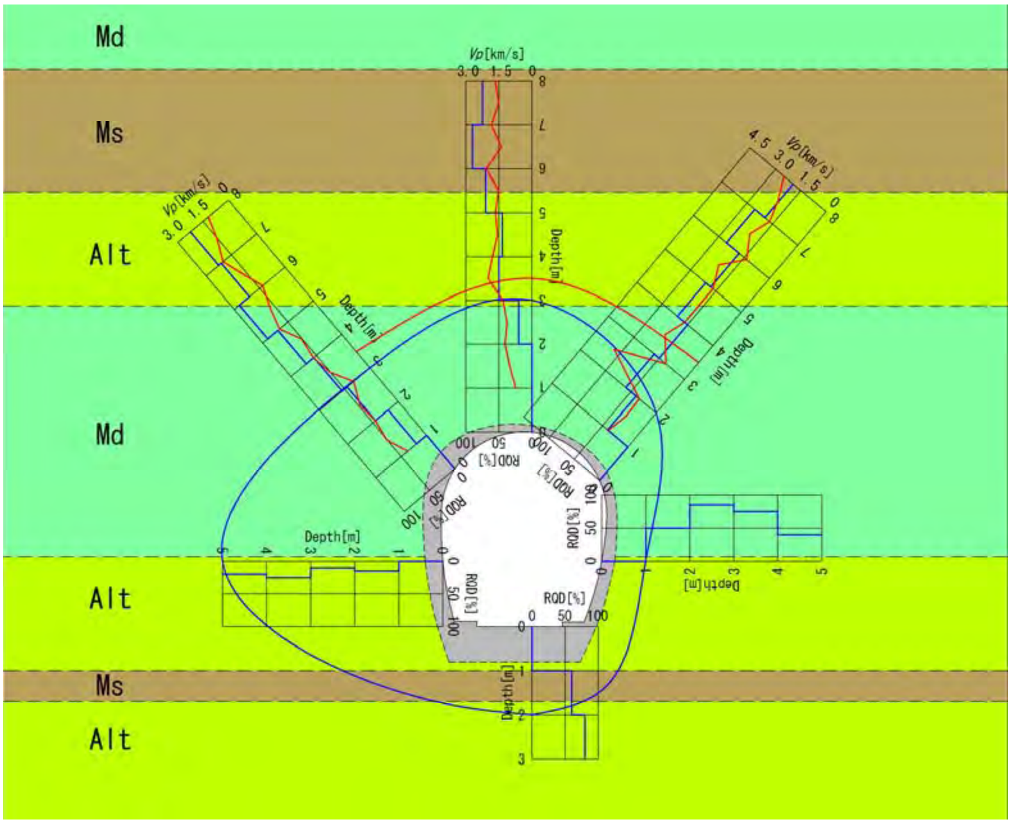


Fig.5.2.5(g) 切羽 SP370 の検証結果

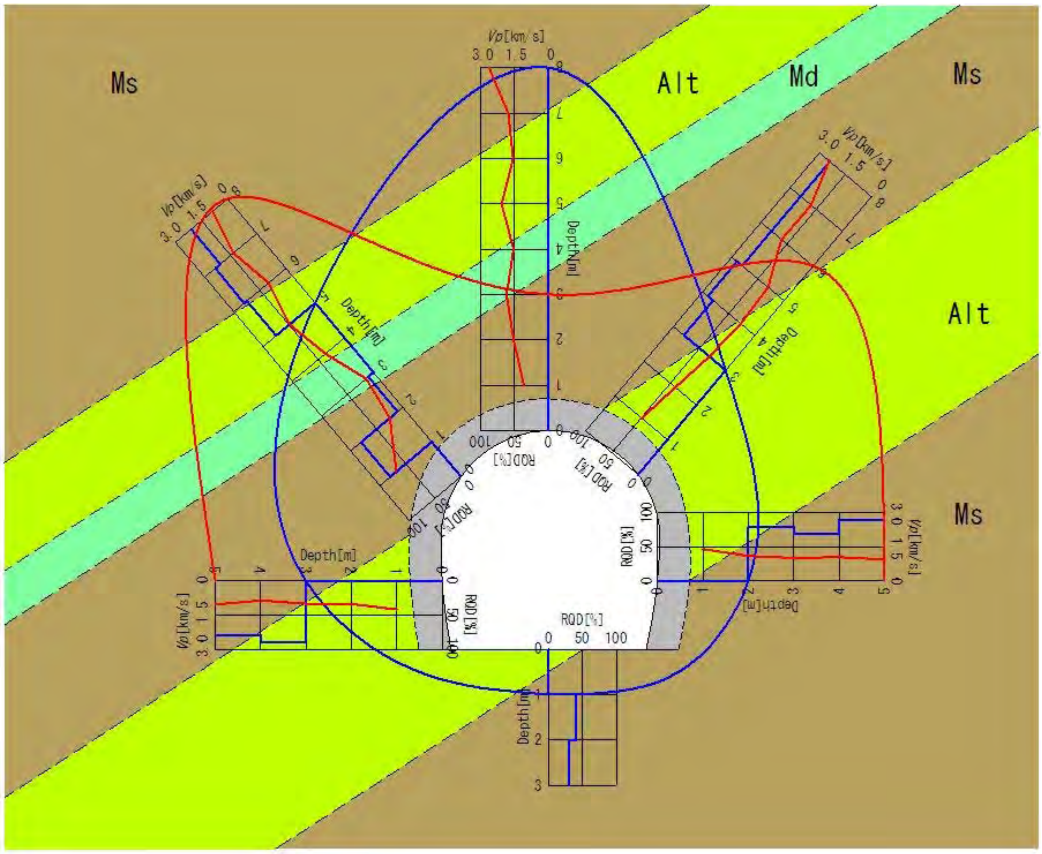


Fig.5.2.5(h) 切羽 SP405 の検証結果

Fig.5.2.5(a)～(h)に示す 8 断面において *Vp* による推定結果と *RQD*(5)による抽出結果を重ね合わせ，両者のトンネル上半部の相関関係を検証した．Table5.2.1，および以下に結果を示す．

1) Fig.5.2.5(a)に示す SP20 の断面は，留萌側の坑口部に位置する低土かぶり部である． *Vp* は円形，*RQD*(5)は楕円形を呈する形状で分布する．分布範囲については，右側斜め上方で両者の整合を認めるが，鉛直上方，および左斜め上方で整合しない．*Vp* が *RQD(5)*に内包する．
2) Fig.5.2.5(b)に示す SP105 の断面は，両者の分布形状に類似性が認められない．*Vp* による分布形状は鍬形状を呈し *RQD*(5)による楕円形分布とは異なる．また，分布範囲についても同様である．*Vp* が *RQD(5)*に内包する．
3) Fig.5.2.5(c)に示す SP190 の断面は，両者とも円形分布で分布形状に類似性がある．*RQD*(5)による領域が *Vp* による領域に内包する形状で分布する．
4) Fig.5.2.5(d)に示す SP250 の断面も SP190 と同様の傾向を示す．分布範囲につ

いては,鉛直上方でやや相違するが,左右斜め上方,および側部では整合する.

5) Fig.5.2.5(e)に示す SP300 の断面は，*Vp* による分布形状は覆工より 5m～6m 地点での円形を呈している．また，左斜め上方の覆工背面から 3m までの範囲に *Vp* ではインタクトと判断される領域が存在し，*RQD*(5)と整合しない．*RQD*(5)による分布形状は，左右上に広がりを呈し，*Vp* による形状に沿う形状で内包する.

6) Fig.5.2.5(f)に示す SP320 の断面は，SP300 の断面に近傍する位置に存在し，地質層序もほぼ同様である．しかし，*Vp*，および *RQD*(5)双方とも SP300 との類似性を認めない．*RQD(5)*による分布形状は，円形を呈し左右に発達する形状を示す．*Vp* による分布形状は，円形を示す．両者は形状，領域とも相関する.

7) Fig.5.2.5(g)に示す SP370 の断面では，両者の分布形状が完全に整合した状態を示す.

8) Fig5.2.5(h)に示す SP405 の断面は，小平側の坑口に位置し，留萌側と同様に低土かぶりを呈している．両者の分布形状に類似性，および相関性は認められない.

Table5.2.1　*Vp* による EDZ の推定と *RQD(5)*の関係

測点	分布形状		領域の整合	土かぶり d(m)	TN 掘削径 B(m)	d/B	備考
	Vp	*RQD(5)*					
SP20	円形	楕円形	*Vp* 内包	11	5	2.2	坑口
SP105	鍬形	楕円形	*Vp* 内包	43		8.6	TN 本体
SP190	円形	円形	*RQD* 内包	68		13.6	
SP250	円形	円形	一致	45		9.0	
SP300	円形	円形	*RQD* 内包	26		5.2	TN 本体（断層）
SP320	円形	円形	一致	26		5.2	
SP370	円形	円形	一致	24		4.8	TN 本体
SP405	鍬形	楕円形	*Vp* 内包	18		3.6	坑口

Vp より推定した EDZ とボーリングコアより算定した *RQD*(5)の分布結果を対比させ上記に示す考察を行った．両者の相関性は，低土かぶりとなる両坑口部では認められないが，一定の土かぶりを有するトンネル本体部で相関性が認められた．

トンネルは，掘削幅 B と土かぶり d より **5.2.1 式**で求まる比率 α が 2 以下程度の区間を坑口部と称し，トンネル本体構造と区別している [66]．

$$\alpha = \frac{d}{B} \quad \cdot\cdot\cdot (5.2.1)$$

当該区間では，有効なアーチアクション，すなわち，地山自身が有する支保効果が作用しないため，掘削断面上方に位置する地山の全重量が鉛直荷重，および一部が側圧として作用する．したがって，開削により構築されるカルバート等と同様の荷重形態となり，掘削により形成される EDZ の概念とは異なる状態であった．本検証結果を考察すると，本トンネルの奥部，すなわち，トンネル本体部で *Vp* より推定した EDZ と *RQD*(5)の分布状況は，トンネル上半部について坑口部を対象外とすると相関性がある．

トンネル本体部で *Vp* より推定した EDZ とボーリングコアより算定した *RQD*(5)の相関性に関する傾向を Fig.5.2.6 に模式的に示す．

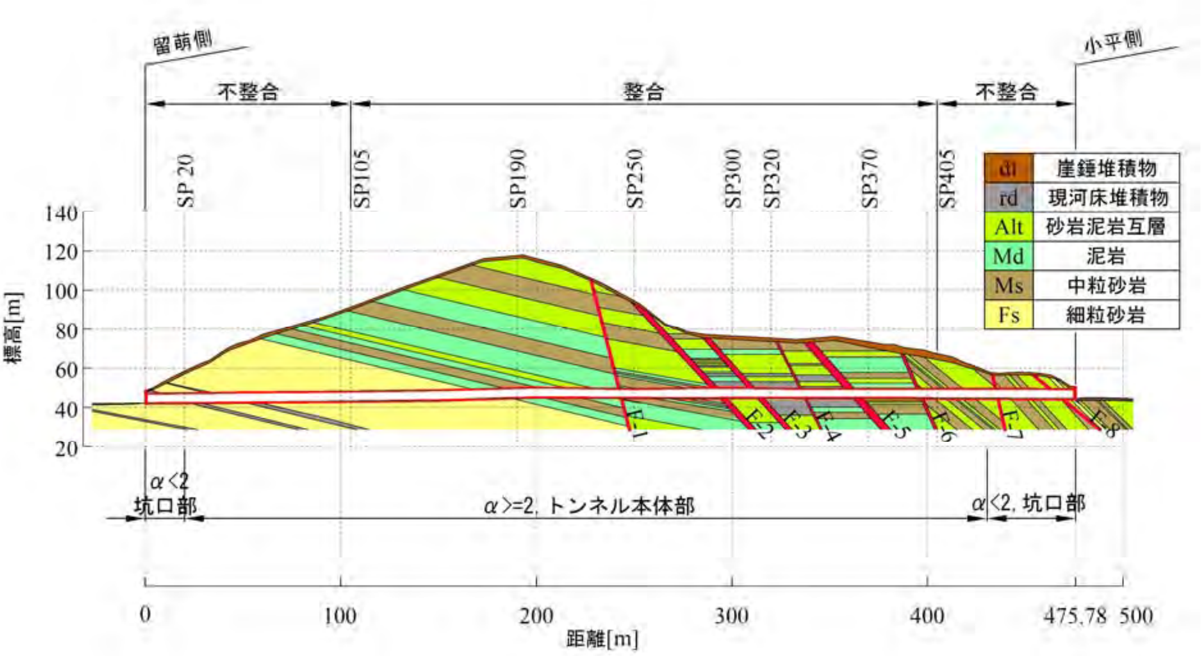


Fig.5.2.6　トンネル部位，および土かぶりと *Vp* による EDZ 推定と *RQD*(5)の相関性

5.3 弾性波速度に基づく EDZ の推定と切羽観察結果の相関

5.3.1 概要

前節では孔内速度検層より得られた弾性波速度 Vp より推定した EDZ をボーリング調査で得られた RQD(5)より評価を行い，トンネル上半部について互いの相関性を確認した．本節では当該切羽の掘削完了後に行なわれる切羽観察結果（切羽の写真）を基に弾性波速度 Vp により推定した EDZ の検証を行なう．トンネルの拡幅掘削では，既設トンネルの周囲状況が掘削により出現するため，既設トンネル周囲に既形成された EDZ を目視できる．この検証法は，実際の切羽を目視した結果より Vp による EDZ の推定を検証するものである．

5.3.2 切羽の直接目視による EDZ の抽出

当該法による EDZ の抽出方法では,EDZ の形成が岩盤内に潜在的に存在するクラックや不連続面に起因するため，これらの変化を視覚的にどのように捉えることが重要と考える．すなわち，EDZ の定義に基づき視覚的変化を捉える絶対的な指標が無く，抽出者の経験，知識，主観等の影響を受けやすく，客観的要素を欠く可能性が示唆される．したがって，本研究では抽出作業に伴うこのような背景を考慮し，筆者の経験，知識と 4.3 節で示した EDZ の定義を鑑み以下に示す抽出基準を定めた.

1) 掘削により損傷を受けた領域であるため，内空側と外気に接するため，経年による風化作用を被りやすいと考えられる．このような事象では茶褐色，または赤褐色を呈する岩盤の酸化による風化が顕著となる．したがって，切羽面における色相の相違に着目する.
2) EDZ ではクラックや不連続面の開口や連結，応力の再配分による応力集中が発生する．したがって，岩盤強度の低下等の消極的な特性変化が生じているため，拡幅掘削により切羽の崩壊や崩落の発生リスクが高いと考えられる．切羽面における崩壊や崩落の痕跡に着目する.
3) 先述の Vp や RQD の評価から，EDZ ではクッラクの含有量が増加すると考えられるため，切羽面におけるクラックの発生頻度における相違に着目する.

4) 切羽観察記録に記載される現場作業時の施工者の判断による切羽所見と，EDZとインタクト(Intact zone)では損傷の有無より，掘削機の掘進速度，先行削孔のくり粉の状態等の掘削時の作業性も異なると考えられる．よって，当該時の作業性に着目する．

以上に示す抽出基準に基づき当該切羽の掘削完了後に撮影された切羽の写真より，切羽の直接目視にて EDZ と判断される領域を抽出した．また，抽出作業については，客観性の確保と誤差の収束に勤めるため作業者は，岩盤力学やトンネル工学等の専門知識を有さない男子 3 名，女子 2 名の計 5 名による作業とした．

Fig5.3.1(a)～(h)に抽出結果を示す．

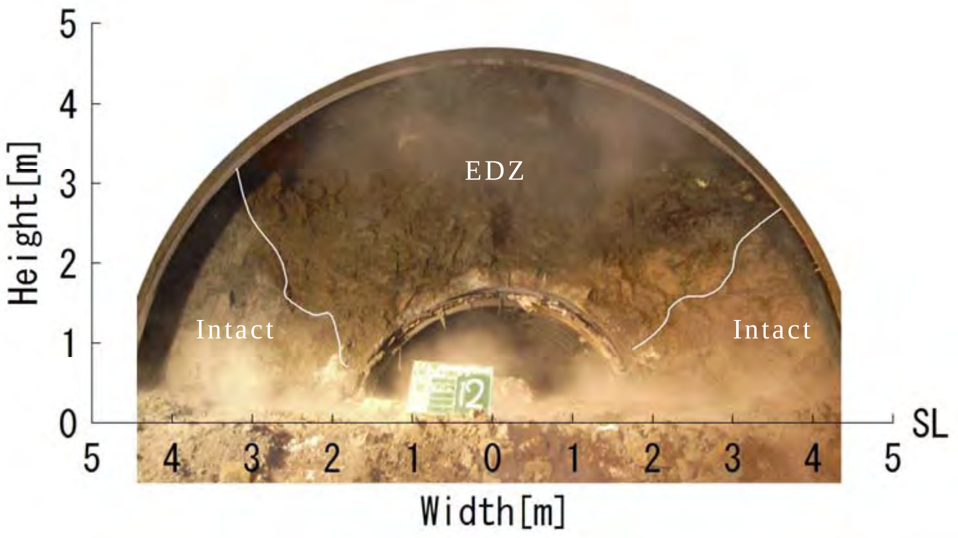


Fig.5.3.1(a) 切羽 SP20 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(a)は，SP20 における掘削直後の切羽の様相である．当該断面は，留萌側の坑口部に位置し，d=11m 程度の低い土かぶりで推移する．SL より右側で 45deg，左側 60deg の範囲で不連続な領域が形成されている．当該領域内には，多数のクラック，節理が含有し固結度が低く，掘削時に崩落を伴っている．また，切羽の色相は，赤褐色から茶褐色を呈し風化が著しい．当該領域外は，暗灰色を呈する Fs で適度な固結度を有する．

両者の境界は，図に示す白線のとおり明瞭であり，この境界内が切羽観察より抽出した EDZ と評価する．

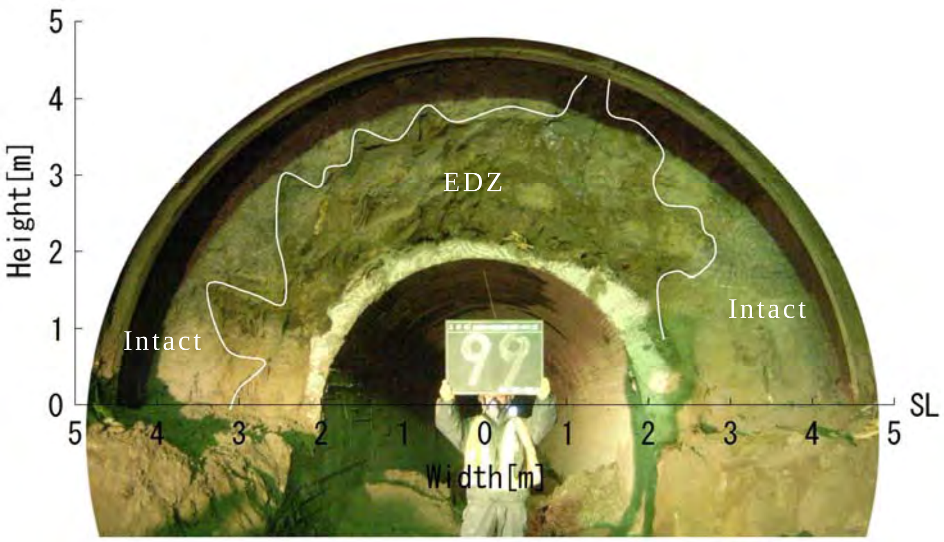


Fig.5.3.1(b) 切羽 SP105 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(b)は，SP105 における掘削直後の切羽の様相である．左側 SL 位置で既設トンネルより背面方向約 1m の地点から鉛直上方に約 2m の範囲で不連続な領域が形成され，右側 SL 位置で収束する形状で分布している．当該領域内では茶褐色を呈する色層の Fs が分布し，当該領域外の暗灰を呈するインタクトな Fs と様相の差異が明瞭である．領域内のクッラクや節理の含有頻度は高く，掘削時に崩落を伴う．当該領域外は，自立性に富み，掘削後の切羽面には掘削機による掘削痕跡が残存している．

両者の境界は明瞭で，図に示す白線のとおりである．この境界内が切羽観察より抽出した EDZ と考える．

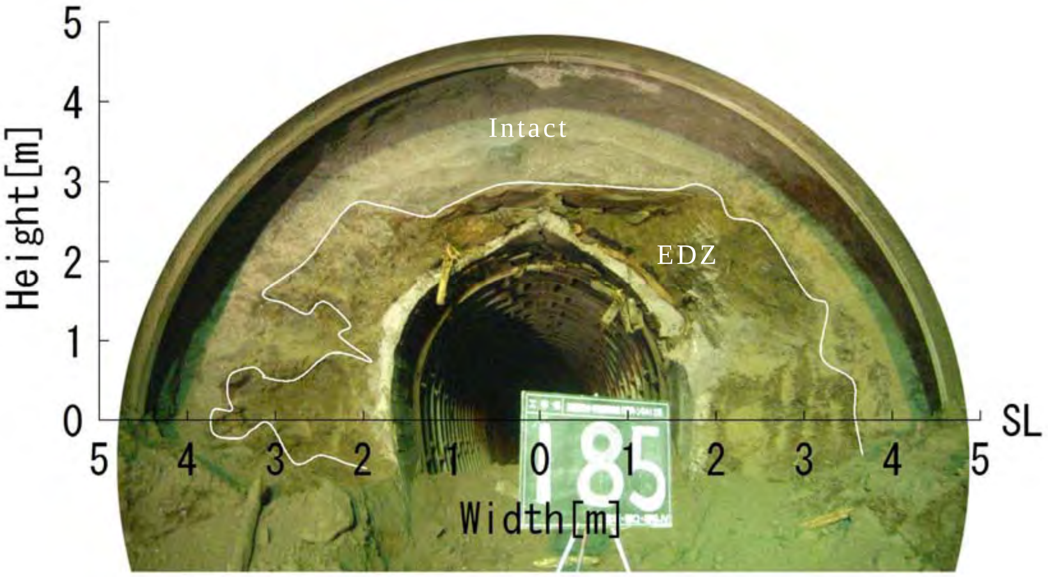


Fig.5.3.1(c) 切羽 SP190 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(c)は，SP190 における掘削直後の切羽の様相である．既設覆工周辺に不連続な領域が分布している．分布形状は，左右では約 2m の範囲であるが，鉛直上方にて収束傾向を呈している．このような分布形状より，既設覆工は左右の押し出しが顕著で鉛直上方部が破壊されているため，本来のアーチ状を呈する形状から蝋炎状を呈する形状に変形している．当該領域内は，茶褐色を呈する Md で卓越した層理面を有し掘削時の崩落が甚だしい．当該領域外は，主に Ms で構成され状態としてはインタクトで，自立性に富む．掘削痕が残存する程度の固結度と硬さを有している．

両者の境界は，Md と Ms の境界であり，上述の不連続な領域は，Md 層で形成され，図に示す白線の内部が該当する．この領域が既設トンネルの EDZ と考える．

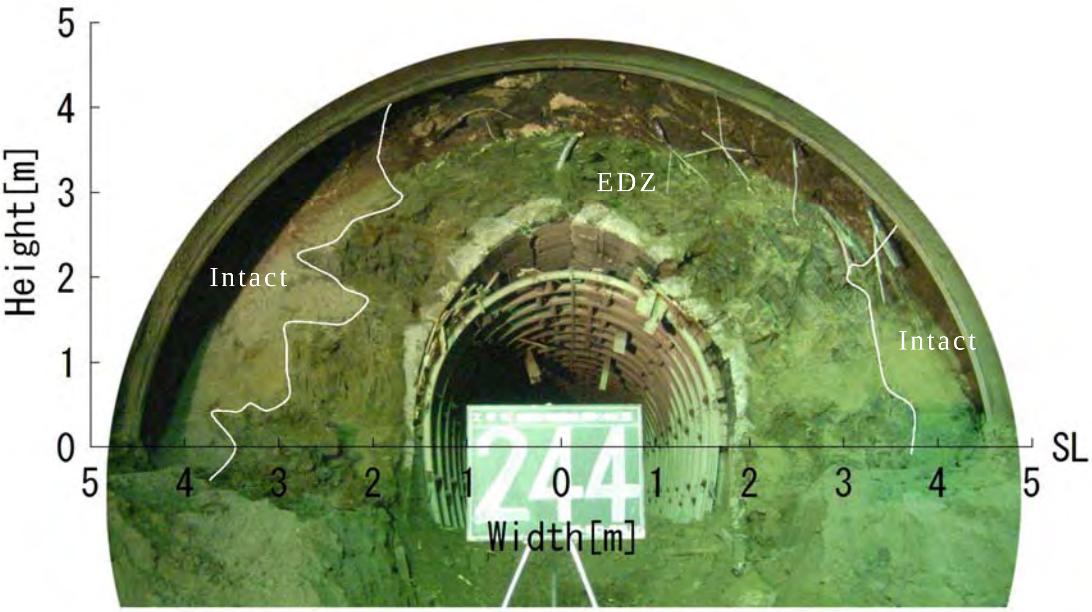


Fig.5.3.1(d) 切羽 SP250 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(d)は，SP250 における掘削直後の切羽の様相である．地質損傷の激しい領域が SL 部左右で約 3m の広がりを見せ，上方部へと成長する様相が確認できる．領域内部は，茶褐色の色層を呈する Md と Ms の互層で構成され，クラックや節理，層理といった不連続な面が多数含有する．

図中上部にオフホワイトの塊状を呈する物質が確認できる．これは，当該切羽の掘削に先立ち,天端を保持するために施工した先受け工の注入材の痕跡である．注入材がこのような形状で残存することは，クラックや節理，層理の存在を示すものである．掘削中の崩落や崩壊が顕著で切羽の自立性は低く，また，既設覆工の押し出しも顕著で，覆工が本来のアーチ状を呈する形状から蝋炎状を呈する形状に変形している．

当該領域外は，領域内と同様の Md と Ms の互層であるが，様相はインタクトであり切羽の自立性にも富む．

図中に示す白線が両者の領域界であり,これより内側が既設トンネルの EDZ と考える．

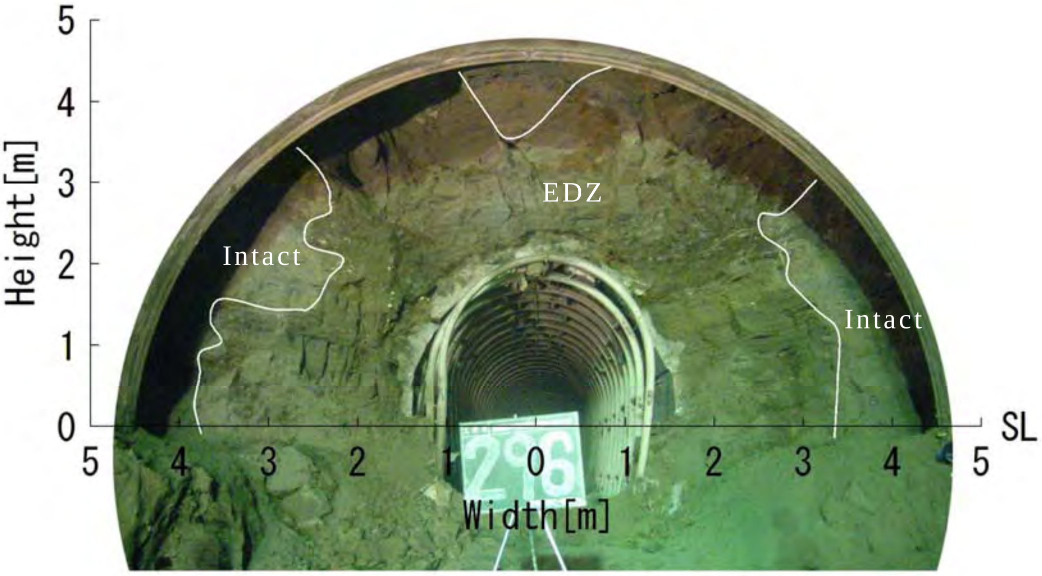


Fig.5.3.1(e) 切羽 SP300 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(e)は，SP300 における掘削直後の切羽の様相である．地質損傷の激しい領域が SL 部左右で既設覆工より約 3m の広がりを見せ，ほぼ等厚で上方に至っている．しかし，SL+3.5m 地点で領域の分布が左右とも斜め方向に分割される形状となり，他の断面に比べ特徴的な形状を呈している．

当該断面では，F2 と F3 の断層・破砕帯が通過している．図中に示す左側方から SL に至る広がりが F2 に該当し，左斜め上方から既設トンネル方向の崩落痕跡が F3 に該当する．当該領域内は，断層・破砕帯の影響もあり，クラックや節理，層理が多数含有する激しい損傷状態を呈し，掘削中に 3m×5m×5m の岩塊落下の履歴を有する．既設トンネルの覆工も損傷の度合いが激しい．色相は，全体的に茶褐色から赤褐色を呈し，地質は，Ms と Alt が主体で堆積構造はほぼ水平である．

当該領域外は，領域内と同様の地質であるが良好な状態を維持するインタクトな領域と評価される．色相は，構成する地質の本来の色相と考えられる暗灰色を呈している．当該領域外では，切羽が自立性に富み掘削痕が残存する等，適度な強度有し，また，施工に際しては掘削機のビットより発火する等，相当の難を要した．

以上から，当該断面における領域界は極めて明瞭との判断に至り，図中に示す白線が両者の領域界と評価する．図に示す白線より内側が既設トンネルの EDZ と考える．

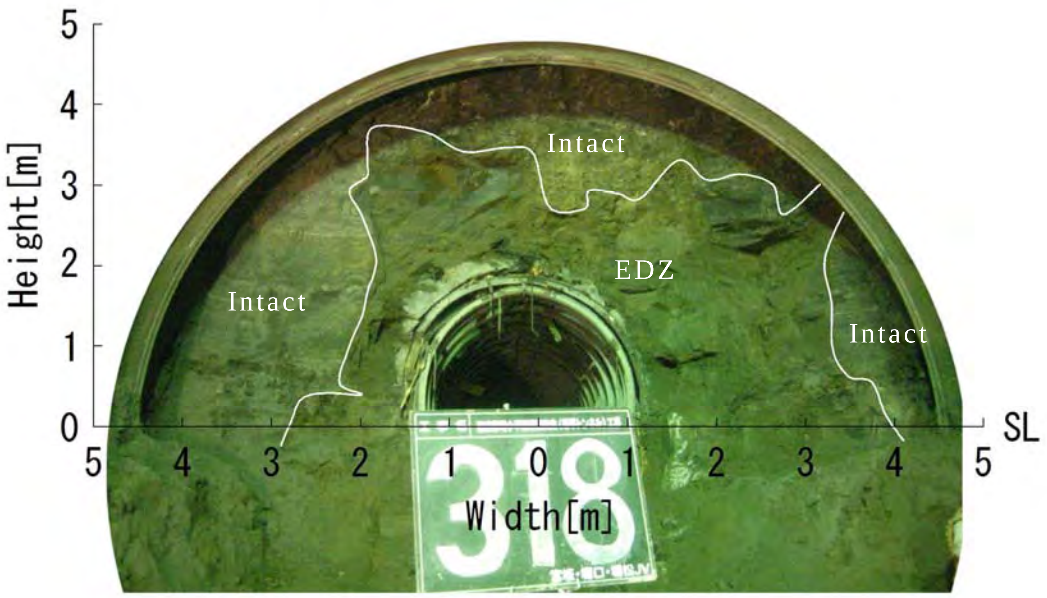


Fig.5.3.1(f) 切羽 SP320 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(f)は，SP320 における掘削直後の切羽の様相である．左斜め上方から右側方にかけて地質損傷の激しい領域が分布するが，鉛直上方の一部で収束傾向を確認でき，断層・破砕帯の影響を被る SP300 の断面に近似する傾向も伺える．地質は，Ms と Alt が主体で水平の堆積構造である．切羽の色相は，暗灰色から茶褐色を呈する．全体的にクラックや節理，層理の含有頻度が高く，右側からの崩落，崩壊が顕著である．既設覆工は，Fig.4.1.1 に示すように区間を通じて最大の変形量を記録し，右側が卓越している．したがって，既設覆工の現象は，当該切羽面で確認された損傷領域の分布と整合する．

損傷領域外も損傷部と同様の地質で構成されるが，堅硬な岩組織を有するインタクトな状態が維持され自立性に富む．掘削作業は困難を要し，ビットも磨耗も激しい状態であった．図中に示される掘削機の掘削痕より，その痕跡を伺うことができる．

当該断面における領域界は極めて明瞭との判断に至り，図中に示す白線が両者の領域界と評価する．図に示す白線より内側が既設トンネルの EDZ と考える．

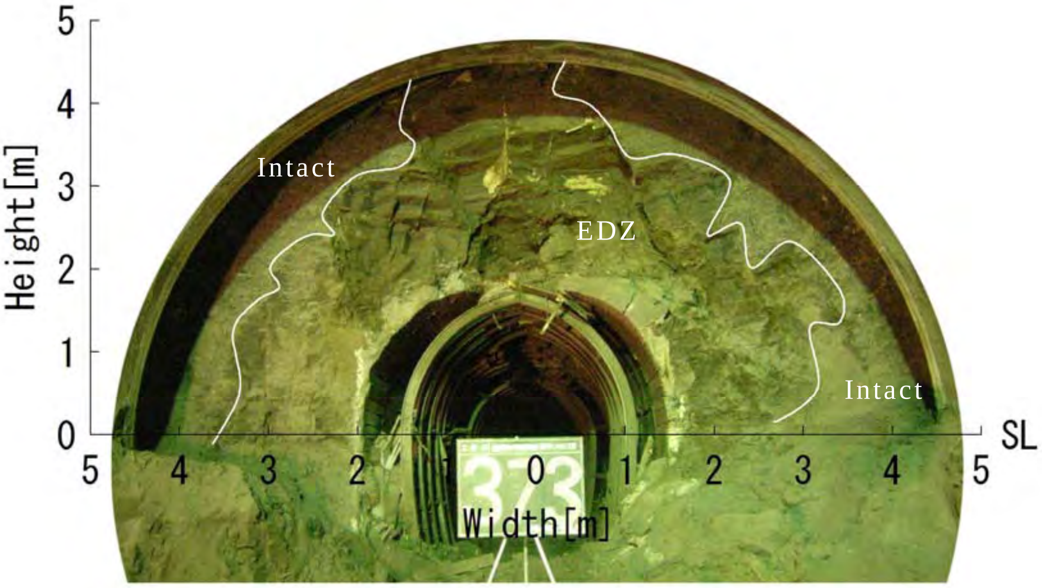


Fig.5.3.1(g) 切羽 SP370 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(g)は，SP370 における掘削直後の切羽の様相である．地質損傷の激しい領域が，既設トンネルに相似する形状で分布する．既設覆工より 1.5m～2m の範囲でほぼ円形に分布するが，鉛直上方に若干の発達を見る．損傷領域は，Md と Alt の互層で構成され，ほぼ水平の堆積構造となっている．領域の内部には，クラックや節理，層理といった不連続な面が多数含有する．損傷領域の内部の既設トンネル鉛直上方にオフホワイトの塊状を呈する物質が確認できる．これは，当該切羽の掘削に先立ち，天端を保持するために施工した先受け工の注入材の痕跡である．注入材がこのように形状で残存することは，当該部の損傷度合い，すなわち，クラックや節理，層理が劣悪な状態で推移し，相応の空隙，または不連続な領域が存在していたことを示すものである．掘削中の崩落や崩壊が顕著で切羽の自立性は低い．色相は，暗灰色から茶色を呈し，切羽全体として特段の変化は見られない．

損傷領域外も損傷部と同様の地質で構成されるが，堅硬な岩組織を有するインタクトな状態が維持され自立性に富む．図中で確認できる掘削機の掘削痕より，損傷領域外の健全度を伺うことができる．

当該断面における領域界は極めて明瞭との判断に至り，図中に示す白線が両者の領域界と評価する．図に示す白線より内側が既設トンネルの EDZ と考える．

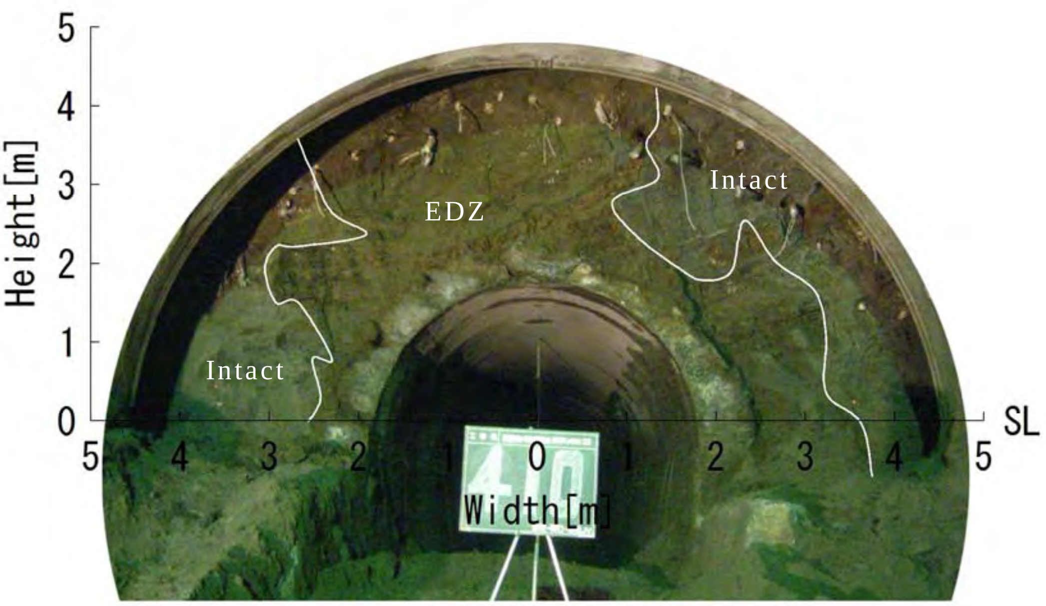


Fig.5.3.1(h) 切羽 SP405 での EDZ 抽出結果

Fig.5.3.1(h)は，SP405 における掘削直後の切羽の様相である．当該断面は，小平側の坑口部に位置し，d=3～17m 程度の低い土かぶりで推移する区間である．赤褐色から茶褐色の色相を呈する地質損傷の激しい領域が既設トンネルとほぼ同一幅で鉛直上方に収束せずに発達している．補助工法の効果より顕著な崩落や崩壊は回避された．地質は主に Alt と Ms より構成され，右方向から左方向に下降する形状で堆積する．地質損傷の激しい領域は，岩組織をほとんど残さず土砂状を呈している．

損傷領域外も損傷部と同様の地質で構成されるが，岩組織を残したインタクトな状態が維持され自立性に富む．

当該断面における領域界は極めて明瞭との判断に至り，図中に示す白線が両者の領域界と評価する．図に示す白線より内側が既設トンネルの EDZ と考える．

5.4 弾性波速度に基づく EDZ 推定法の検証

本章では，既設トンネル内空より行った孔内速度検層で測定した既設トンネル覆工周辺地山の弾性波速度 Vp の分布状況から推定した EDZ を以下に示す 2 つの方法により相関性について検証した．

① $RQD(5)$を主体とするボーリング調査の結果

② 当該切羽掘削完了後に行なわれた切羽観察結果（切羽の写真）

本節では Vp より推定した EDZ の分布と個別に行なわれた上記①，②各々の検証結果を重ね合わせ，Vp を用いた EDZ の推定法の総合的な検証を行い，推定法の妥当性と精度に関する評価を行う．

以上より，Fig.5.2.1(a)～(h)に示した Vp による EDZ の推定結果と上記①，②に示す検証結果，Fig.5.2.4(a)～(h)，Fig.5.2.5(a)～(h)，および Fig.5.3.1(a)～(h)を重ね合わす．結果を Fig.5.4.1 に示す．

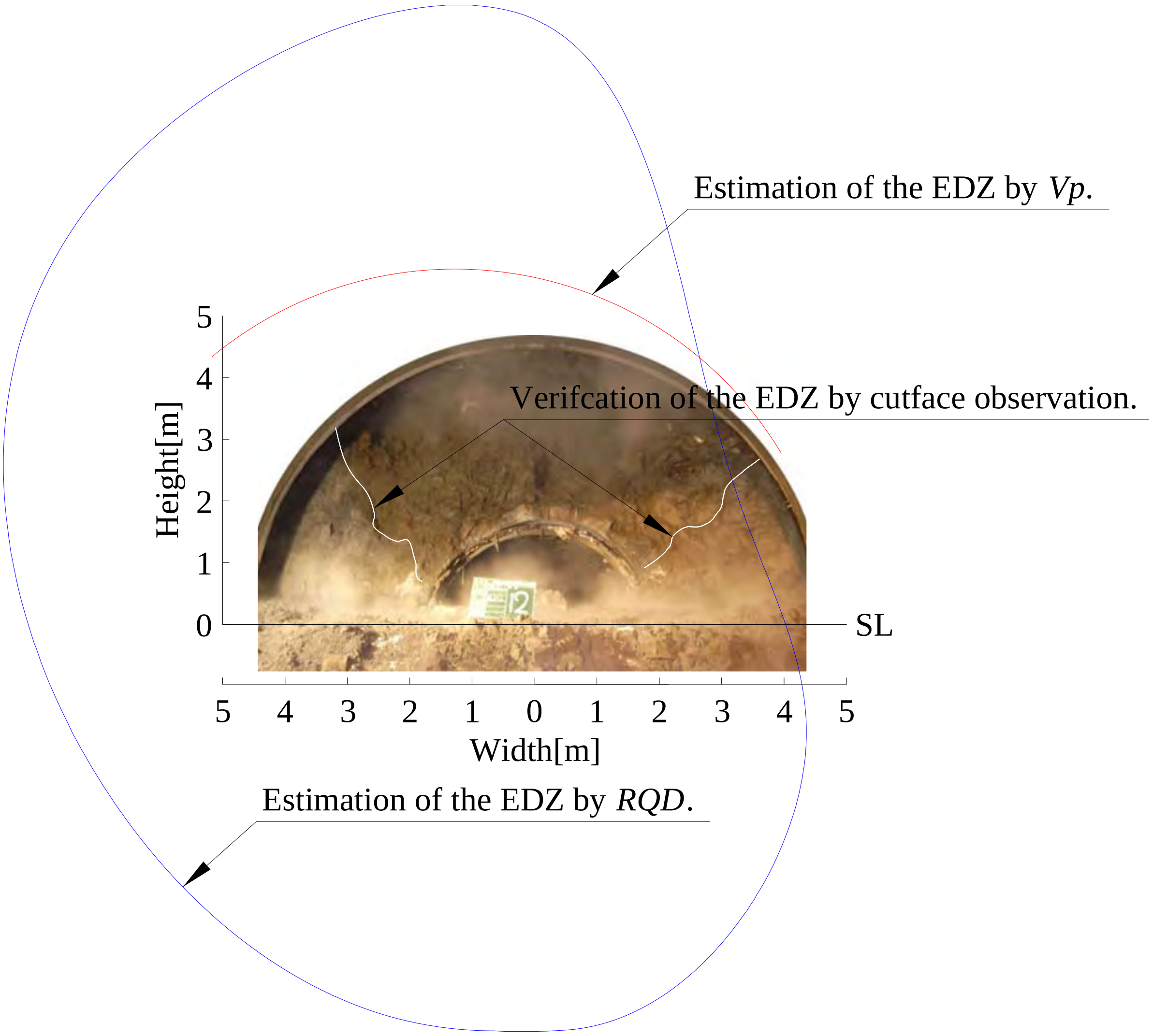


Fig.5.4.1(a)　切羽 SP20 の検証結果

Fig.5.4.1(a)は，切羽 SP20 の検証結果である．既設トンネル周囲の EDZ について，*Vp* による推定，ボーリングコアの観察と *RQD(5)*による抽出，切羽観察の結果に相関性は認められない．切羽中央に存在する不連続面（風化部）が上方に広がる傾向を有し，この点については *RQD(5)*による評価と同様の傾向を示す．留萌側坑口部に位置する断面で土かぶりが *d*=11m 程度(既設掘削径 *B*=5m に対して 2.2 倍）であることから，低土かぶりに起因して，有効なアーチ効果が得られずトンネル掘削後上載する地山が全圧として作用しているものと考える．

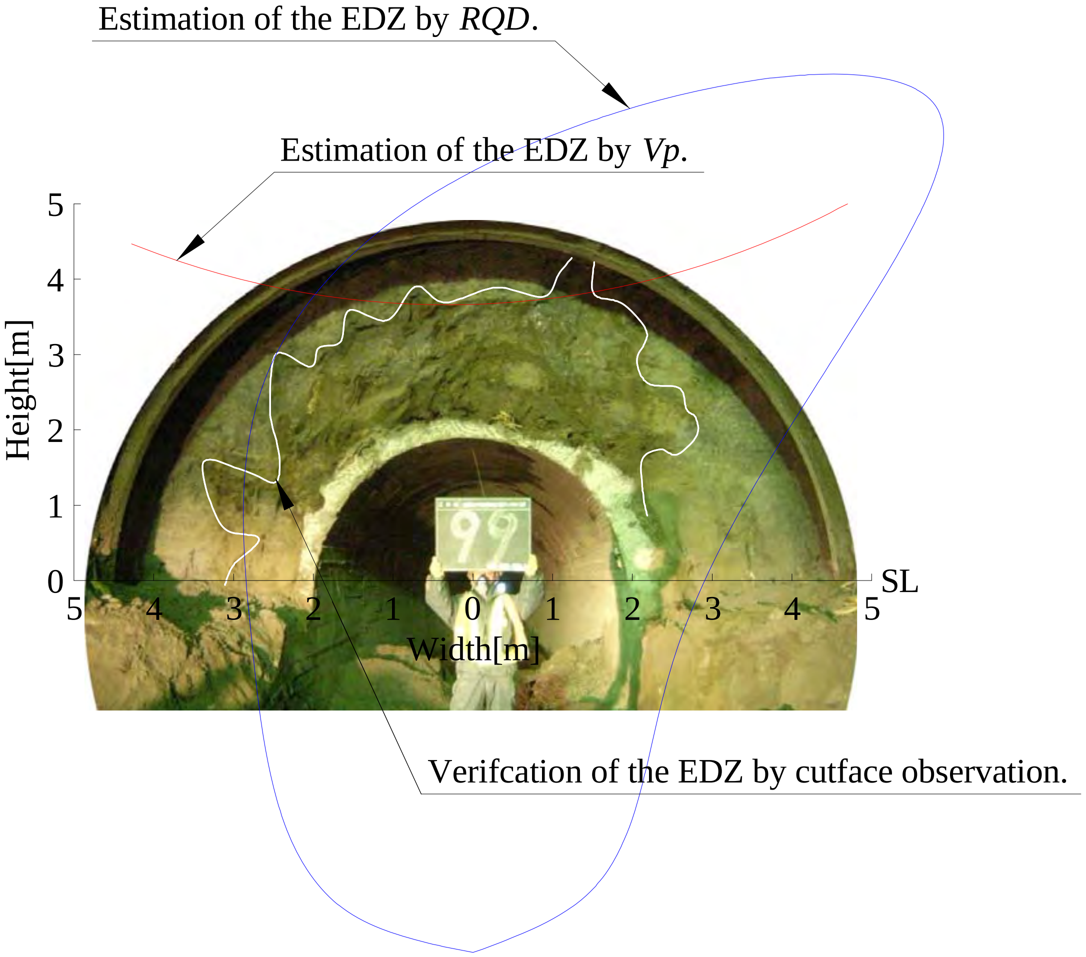


Fig.5.4.1(b) 切羽 SP105 の検証結果

Fig.5.4.1(b)は，切羽 SP105 の検証結果である．*Vp* と *RQD(5)*に相関性が認められないが，切羽観察結果の上縁部と *Vp* の推定結果が整合する．また *RQD(5)*では，EDZ が右斜め上方に増大する傾向を示しており切羽観察結果と乖離しているが，*Vp*，切羽観察とも相対的に右斜め上方に分布が偏る傾向を捉えており，定性的な類似性は認められる．

したがって，当該断面から判断する *Vp* による EDZ の推定は，検証結果との整合を認める．EDZ は，拡幅断面に対して内包分布を呈し，拡幅掘削により全てが除去される．

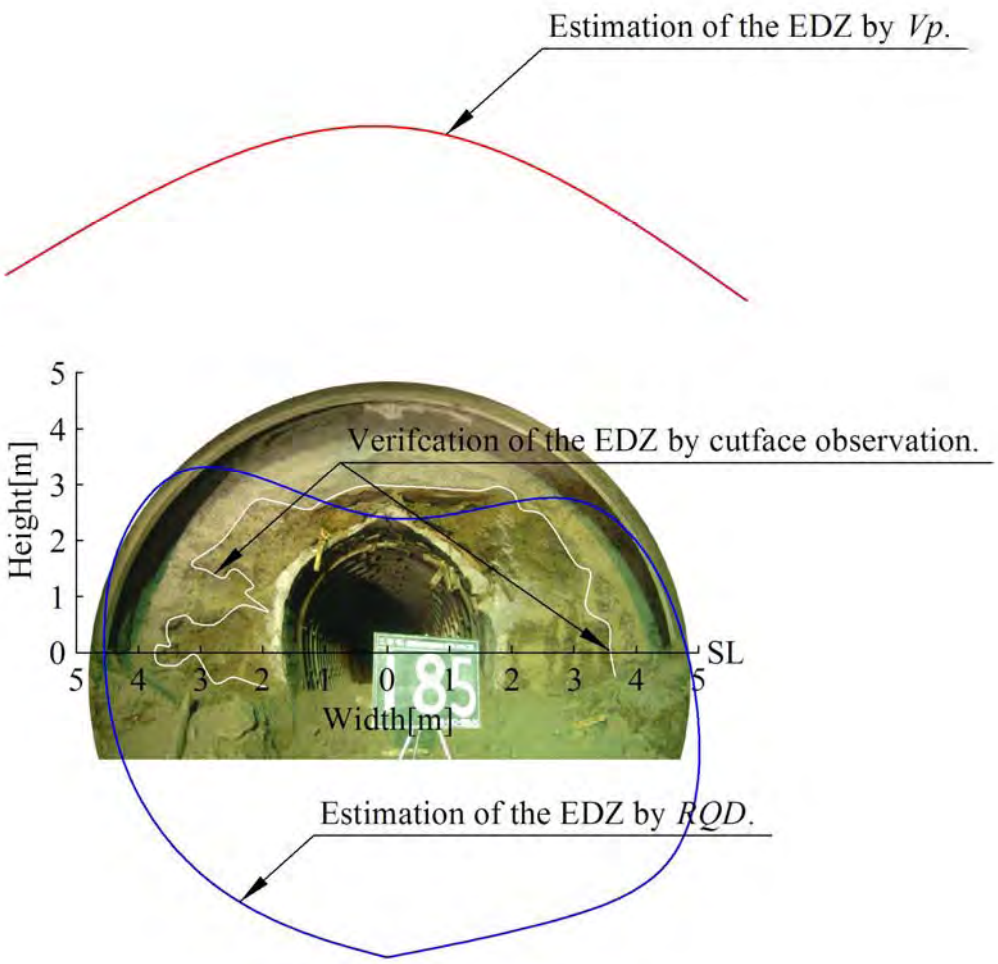


Fig.5.4.1(c) 切羽 SP190 の検証結果

Fig.5.4.1(c)は，切羽 SP190 の検証結果である．*Vp* と *RQD(5)*に 1m から 2m 程度の乖離を認めるが，既設トンネル周囲の EDZ について，*Vp* による推定，ボーリングコアの観察と *RQD(5)*による抽出，切羽観察の結果の相関性がある．EDZ の分布形状は，*Vp*，*RQD(5)*，切羽観察，それぞれについて上方の分布が制御され側方に発達する形状を呈する．

以上より，当該断面から判断する *Vp* による EDZ の推定は，検証結果と整合する．EDZ は拡幅断面に対して内包分布を呈し，拡幅掘削により全てが除去される．

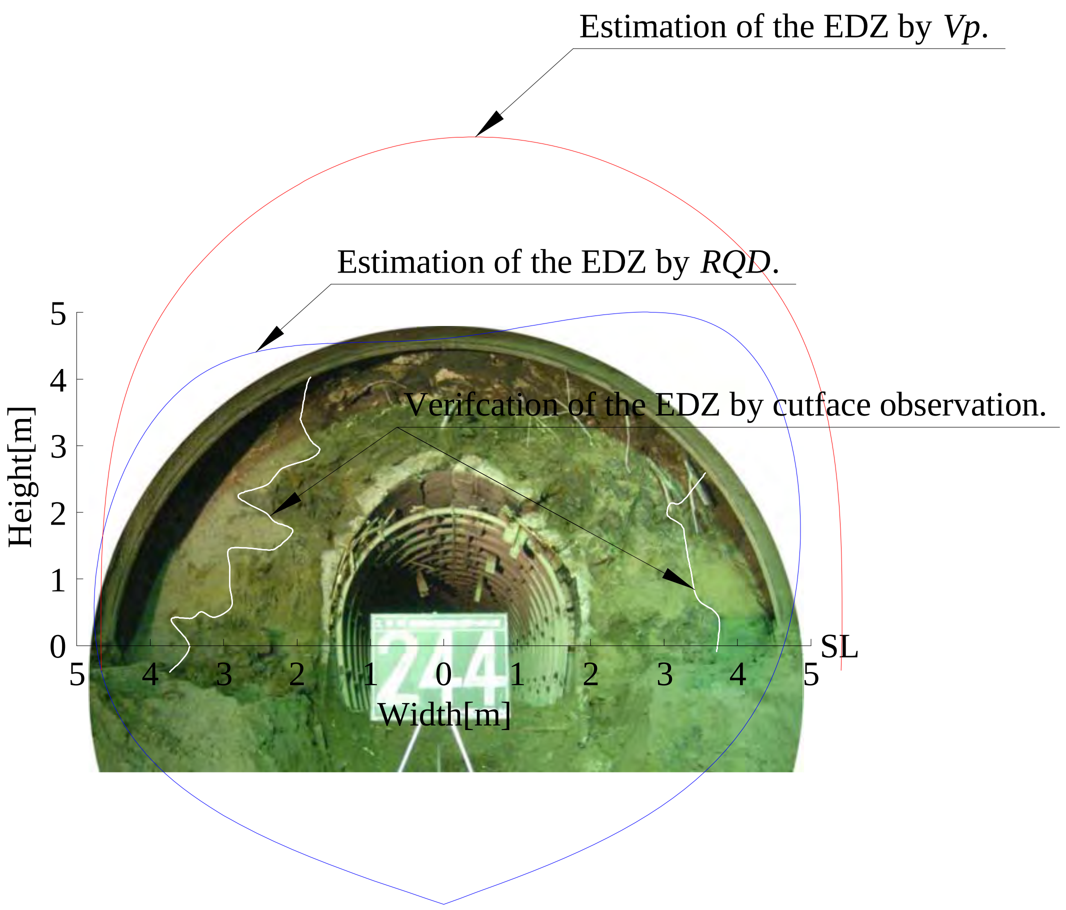


Fig.5.4.1(d) 切羽 SP250 の検証結果

Fig.5.4.1(d)は，切羽 SP250 の検証結果である．切羽観察による EDZ の分布が上方に発達する傾向を示し，拡幅断面にほぼ整合する *RQD(5)*の抽出結果とは解離性が大きく，定性的な傾向としては *Vp* による推定結果と類似性を有する．したがって，*Vp* による推定に対する妥当性を確認した．

拡幅断面が EDZ に内包するため，拡幅掘削後のトンネル上方に EDZ が残存する形状となる．

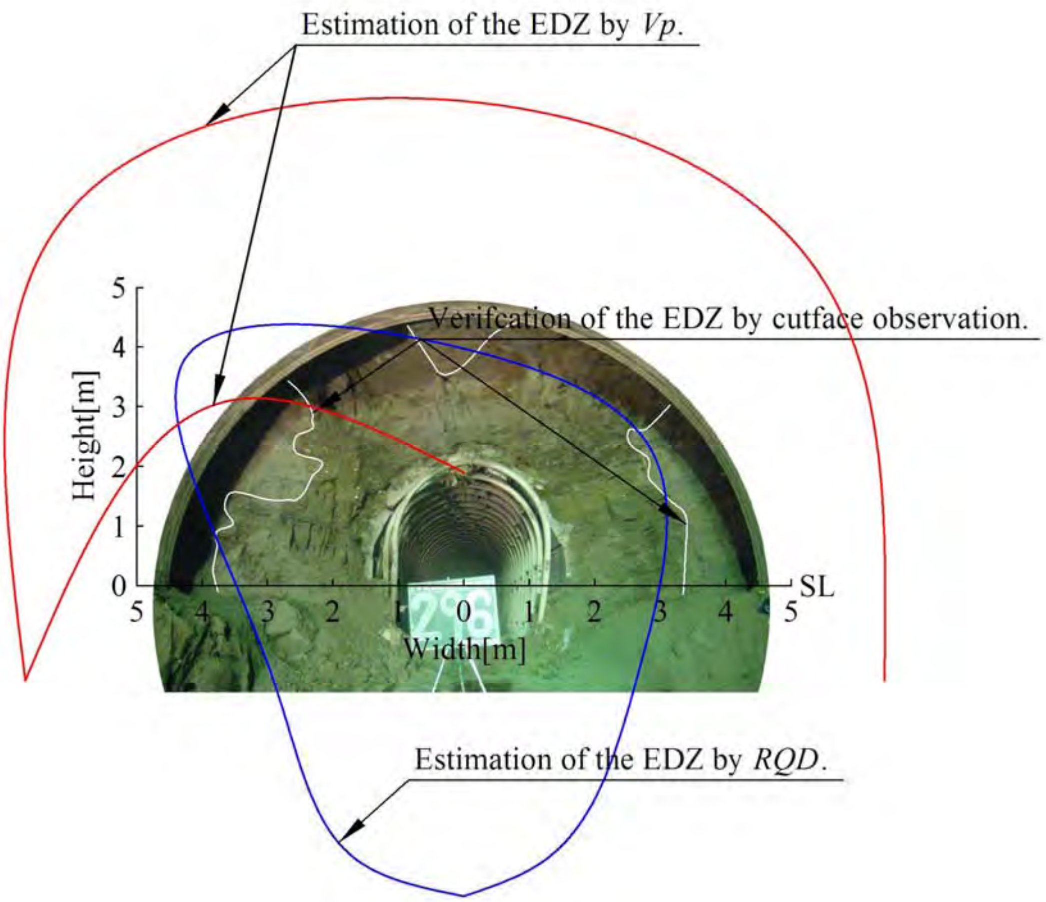


Fig.5.4.1(e) 切羽 SP300 の検証結果

Fig.5.4.1(e)は，切羽 SP300 の検証結果である．切羽観察による EDZ の分布は，既設トンネル上方で左右とも斜め方向に分割される形状である．*Vp* による推定形状とは異なるが，切羽観察による EDZ に上方発達の傾向があり，類似性を認める．左斜め上方については，*Vp* との相関がよく，*RQD(5)*による抽出形状との類似性を認める．この EDZ 三種の分布形状は，総じて類似性を認め，*Vp* による推定に対して妥当性を確認した．

拡幅断面が EDZ に内包するため，拡幅掘削後のトンネル上方に EDZ が残存する形状となる．

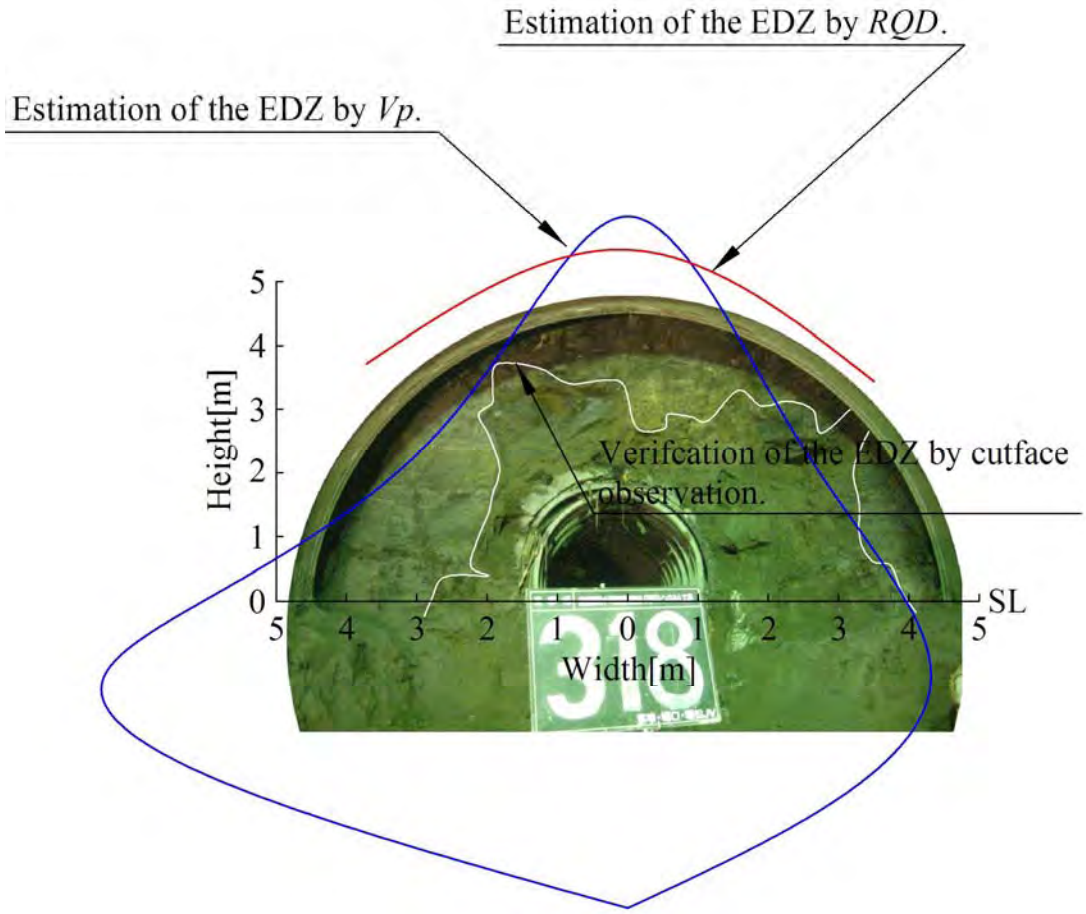


Fig.5.4.1(f) 切羽 SP320 の検証結果

Fig.5.4.1(f)は，切羽 SP320 の検証結果である．*Vp* と *RQD(5)*には，相関性がありほぼ同様の分布形状を呈すると評価する．しかし，切羽観察では，*Vp*，*RQD(5)*より得られた EDZ の分布所見を認めず，左側側部と上部について不一致となっている．当該断面は，Fig.5.2.5(f)に示すように左側側部に F3 断層，破砕帯が位置し，切羽観察で得られた結果は，この断層・破砕帯の影響を受けたもので，層序の影響が顕著に現れた結果と考える．

切羽観察の結果から評価した EDZ の分布は，拡幅断面に内包分布する形状であり，拡幅掘削後に既設トンネルの EDZ は全て除去される．

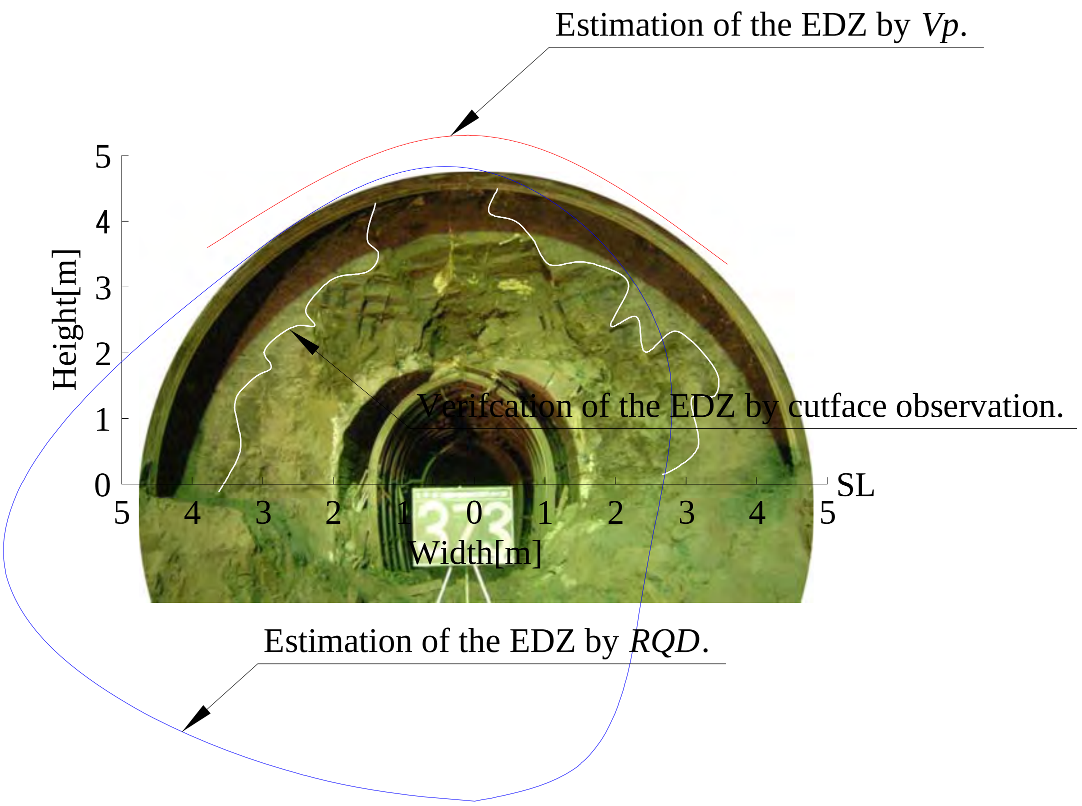


Fig.5.4.1(g) 切羽 SP370 の検証結果

Fig.5.4.1(g)は，切羽 SP370 の検証結果である．*Vp* による推定結果，*RQD(5)*による抽出結果と切羽観察による検証結果が一致し，推定法の妥当性を認める．EDZ の分布形状，分布範囲，いずれも類似性を認め，各々に整合する．したがって，*Vp* による推定に対して妥当性は認められる．

拡幅断面と既設トンネルの EDZ は，概ね一致する傾向を呈するが，切羽観察からは，拡幅断面の上方で残存し側方部では除去される結果を得る．

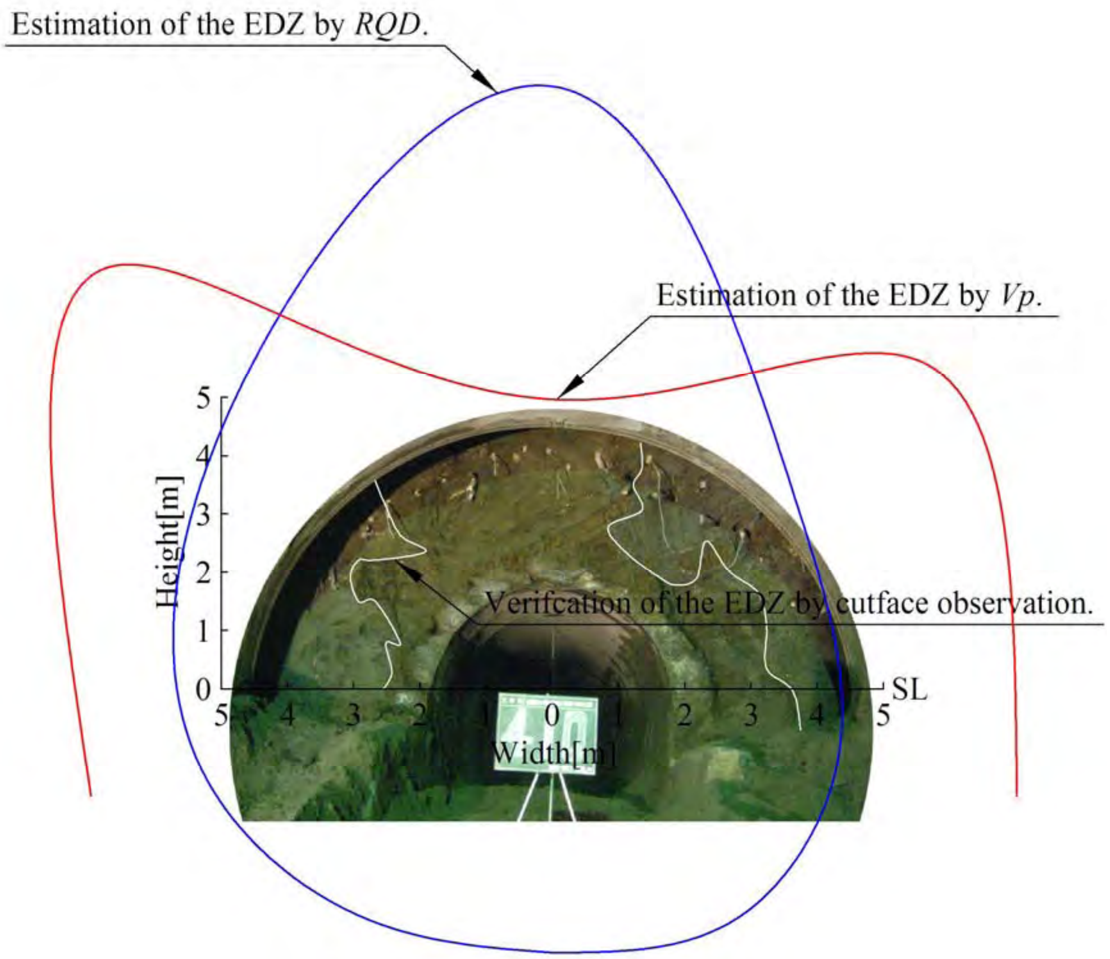


Fig.5.4.1(h) 切羽 SP405 の検証結果

Fig.5.4.1(h)は，切羽 SP405 の検証結果である．小平側の坑口部に位置する断面であるが，留萌側坑口部と同様に既設トンネル周囲の EDZ について，*Vp* による推定，ボーリングコアの観察と *RQD(5)*による抽出，切羽観察の結果に相関性は認められない．切羽中央に存在する不連続面（風化部）が上方に広がる傾向を有するが，この点について *RQD(5)*による評価と同様の傾向を示す．EDZ の分布に関する全ての傾向が留萌側坑口部と同様であるため，トンネル坑口部で共通する所見である．*d*=3m から 18m，既設掘削径 *B*=5m に対して 0.6 倍から 3.6 倍を呈する低土かぶりに起因して，有効なアーチ効果が得られずトンネル掘削後上載する地山が全圧として作用している．

全長約 480m の拡幅トンネルについて，地形，トンネル周囲を構成する地質，トンネル坑口部，本体部の各要素を鑑みた 8 断面より，*Vp* による既設トンネル周囲の EDZ 分布を推定し，*RQD(5)*および掘削直後の切羽観察の結果より，推定結果の検証を行った．Table5.4.1，および以下に結果を示す．

Table5.4.1　*Vp* による EDZ の推定と *RQD(5)*，切羽観察結果の関係

測点	分布形状		領域の整合	切羽観察との整合		*d*/*B*	備考
	Vp	*RQD(5)*	(*Vp*:*RQD*)	*Vp*	*RQD(5)*		
SP20	円形	楕円形	*Vp* 内包	×	△	2.2	坑口
SP105	鍬形	楕円形	*Vp* 内包	△	○	8.6	TN 本体
SP190	円形	円形	*RQD* 内包	×	○	13.6	
SP250	円形	円形	一致	○	○	9.0	
SP300	円形	円形	*RQD* 内包	△	○	5.2	TN 本体（断層）
SP320	円形	円形	一致	△	△	5.2	
SP370	円形	円形	一致	○	○	4.8	TN 本体
SP405	鍬形	楕円形	*Vp* 内包	×	×	3.6	坑口

① *Vp* による EDZ の推定は，坑口部では切羽の所見に対して不整合となる．その範囲は，本検証の結果では土かぶり *d* とトンネル掘削径 *B* の比率が 3.6 以下の区間で確認される．

② *Vp* による EDZ の推定は，断層，破砕帯の通過位置では切羽の所見に対して不整合となる．

③ *Vp* による EDZ の推定は，上記①，②以外の区間で掘削直後の切羽観察の結果と整合する傾向を示す．

これらの結果から，*RQD(5)*との対比より示した Fig.5.2.6 は，以下に示す Fig.5.4.2 となる．

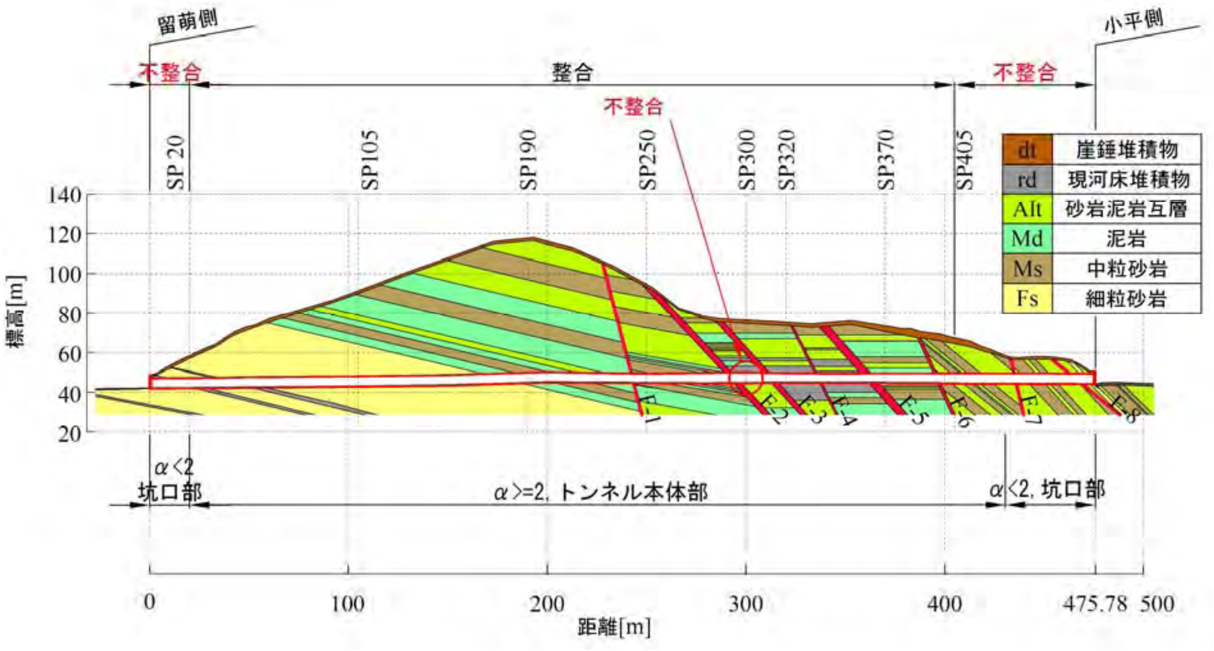


Fig.5.4.2　トンネル部位，地質層序および土かぶりと *Vp* による EDZ 推定法の妥当性の関係

以上から，*Vp* を用いた EDZ の推定法は，断層，破砕帯を有さないトンネル本体部において，有効な手段であると結論付ける．

北田 [29),30)]らは，既設トンネルの拡幅工事における EDZ（北田らの表記はゆるみ領域）の推定を本研究と同様の孔内速度検層より得られた弾性波速度 *Vp* と真空透気試験による吸引流量より行っている．空透気試験は，空気の吸引により亀裂性状に支配される岩盤の固有透過度を求める EDZ を推定する調査法で，*Vp* を補完し，推定精度を向上させる調査法として有効である．

しかし，本研究の結果を鑑みれば，*Vp* のみによる推定でも実切羽との検証で高頻度の整合性が確認され，領域の推定方法として遜色のない結果を得ることができる．したがって，特殊性の高い空透気試験を回避し，汎用性の高い *Vp* のみによる推定方法でも結果を得ることができると確認した．

5.5　まとめ

本章では，既設トンネル周囲を構成する地質層序や位置関係に基づく代表断面において，掘削時に出現した切羽の考察を行った．また，第 3 章で得られた，

Vp=1.5km/s を EDZ と Intact zone との閾値とする知見から，*Vp* により既設トンネル周囲に形成された EDZ を推定し，推定結果を *RQD*(Rock Quality Designation)によるボーリングコアの所見，および掘削直後の切羽観察の結果と対比させ検証を行った．検証結果，および得られた知見を以下にまとめる．

① 対象トンネルは，新第三紀の堆積軟岩という単一的要素に属するが，掘削直後の切羽の様相は，トンネルの坑口や本体といった位置的要因，地質と断層，破砕帯との関係より，各々に異なる特徴を有している．

② *Vp* より推定される EDZ は，調査断面の全てでトンネル内空より 3～5m 付近が境界となる．分布形状は，トンネル断面上半部でほぼ整合する分布形状と斜め上方で分布の増幅を有し，鉛直上方で抑制傾向を示す鍬形状を呈する分布形状の 2 タイプに分類される．

③ *Vp* より推定した EDZ とボーリングコアより算定した *RQD*(5)の分布結果の相関性は，低土かぶりとなる両坑口部では認められないが，上半部についてトンネル本体部で相関性を確認した．

④ *Vp* による EDZ の推定結果をボーリングコアの *RQD(5)*，掘削直後の切羽の様相を対比させ，以下に示す結果を得た．

1) 坑口部では不整合となる．その範囲は，本検証の結果では土かぶり *d* とトンネル掘削径 *B* の比率が 3.6 以下の区間である．

2) 断層，破砕帯の通過位置では不整合となる．

3) 1)，2)以外の区間で整合する傾向を有する．

4) 検証結果より，拡幅断面が確定した EDZ に内包するため，拡幅掘削後に EDZ のが残存する形態である．

⑤ 既往研究 [29),30)]で提案された特殊性の高い空透気試験を回避し，汎用性の高い *Vp* のみによる推定方法でも結果を得ることができる．

第6章　　拡幅トンネルにおけるEDZの掘削に伴う岩盤挙動

6.1 既設トンネルの変位量と拡幅施工時の変位量の対比

既設トンネルの拡幅範囲は，第 4 章で述べた *Vp* による EDZ の推定と第 5 章で述べた推定に対する検証結果より，既設トンネルの周囲に形成された EDZ 内であることが判明した．これにより，既設トンネルの拡幅は，EDZ の掘削に終始することとなる．

トンネル施工では，日常管理において計測 A と呼ばれる坑内観察調査，天端沈下測定，内空変位測定を必須管理項目として行われる[67]．トンネル縦断方向に一定の間隔で実施され，主に以下に示す事項の判断材料に用いられる．

① 周辺地山の安定性

② 支保工の妥当性

③ 覆工の施工時期の判断

本研究の対象トンネルでもこれらの計測が行なわれた[68]．計測項目の内，坑内観察調査については，第 5 章で示した切羽写真に基づき行われた．本章では，対象となるトンネルの拡幅掘削範囲が既設トンネルの周囲に形成された EDZ 内であることから，天端沈下測定と内空変位測定の結果に注目してみた．

第 4 章 4.1 節で述べたように，既設トンネルは，損傷が激しく周囲の地山が塑性から破壊状態に至っており，覆工の変位量も Fig.4.1.1 に示す状態となっている．したがって，設計段階ではトンネル拡幅時の変位が増大し，Fig.4.1.1 に示す既設トンネルの変位量と拡幅施工時の計測 A で得られる天端沈下量，内空変位量を対比させることで，拡幅で EDZ を掘削時した場合の地山挙動を評価することが可能である．

天端沈下量と内空変位量の測定は，Fig.6.1.1 に示す測定位置において 5 点法で行った．各々の測定点に光波反射ターゲットを設置し，任意の箇所に設置した測定器より自動計測する．天端沈下は，トンネル中心線上の上半盤天端部の鉛直方向の変位で，脚部沈下と内空変位は，上半盤側部および下半盤側部の同測点の鉛直方向と水平方向の変位で表示される．天端沈下と脚部沈下は，測定断面の絶対的な変位量となる．一方，内空変位は，上半盤の天端部と側壁部を結ぶ斜め方向

の側線,および側壁部同士を結ぶ水平方向の相対的な変位量となる.変位計測は,掘削が終了しずりを処理した後 3 時間以内に開始し，これを初期値とした．測定は切羽の進行と平行に行なわれ，頻度は Table6.1.1 に示すとおりである.

Table6.1.1　**測定頻度**

頻度	測定位置と切羽の離れ	変位速度
2 回/1 日	0～0.5*D*	10mm/日以上
1 回/1 日	0.5～2*D*	5～10mm/日
1 回 2 日	2～5*D*	1～5mm/日
1 回/1 週	5*D* 以上	1mm 以下

ここに，*D* はトンネルの掘削幅を示す.

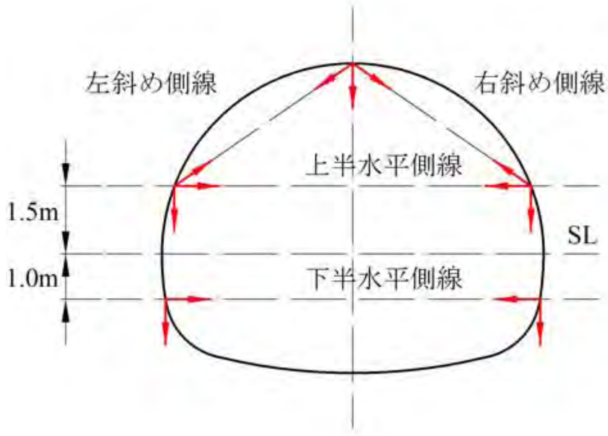


Fig.6.1.1 **天端沈下と内空変位量の測定位置**

拡幅トンネルでは，Fig.6.1.1 に示すように 5 測線に及ぶ変位計測を変位速度が 1mm/1 週以下となったことを 2 週間連続で確認するまで継続して，最終変位量とした．計測された最終変位量を Fig.6.1.2 に示す.

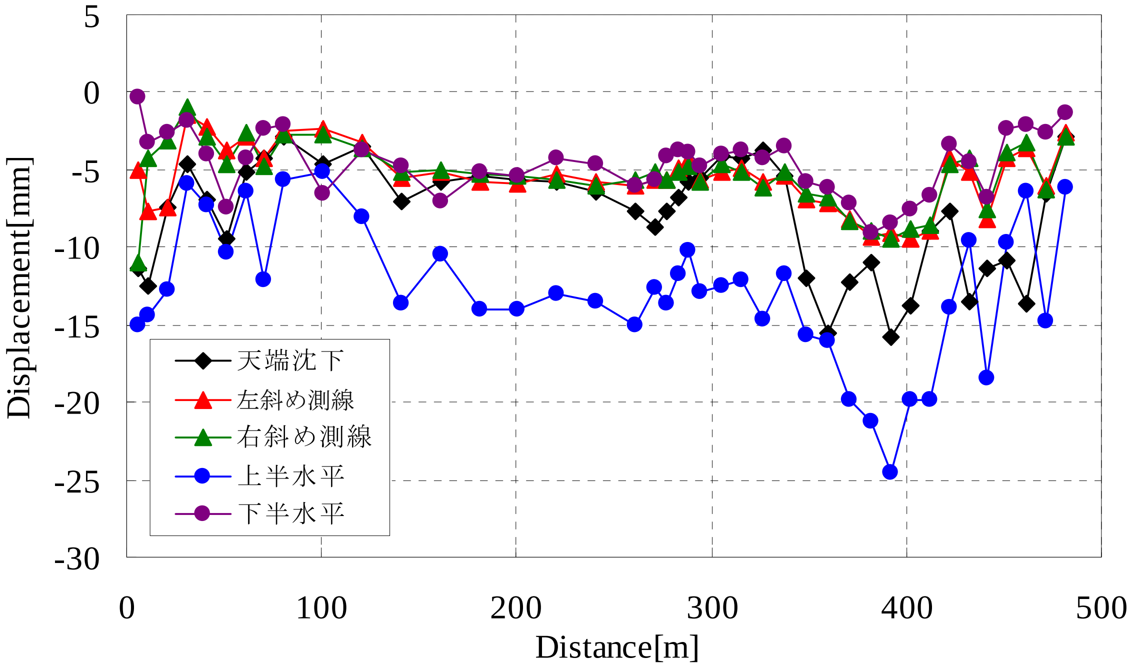


Fig.6.1.2　拡幅時の最終変位量

Fig.6.1.2 は，縦軸が変位量で横軸が留萌側からの追加距離を表す．また，Fig.6.1.2.1～Fig.6.1.2.8 に Fig.6.1.2 に示す変位量の代表的な経時変化図として，第 4 章 4.2 節に示す調査地点近傍の SP20.1, SP100.1, SP200.1, SP260.1, SP300.1, SP330.7, SP370.3, SP409.8 の各断面の計測データを示す．

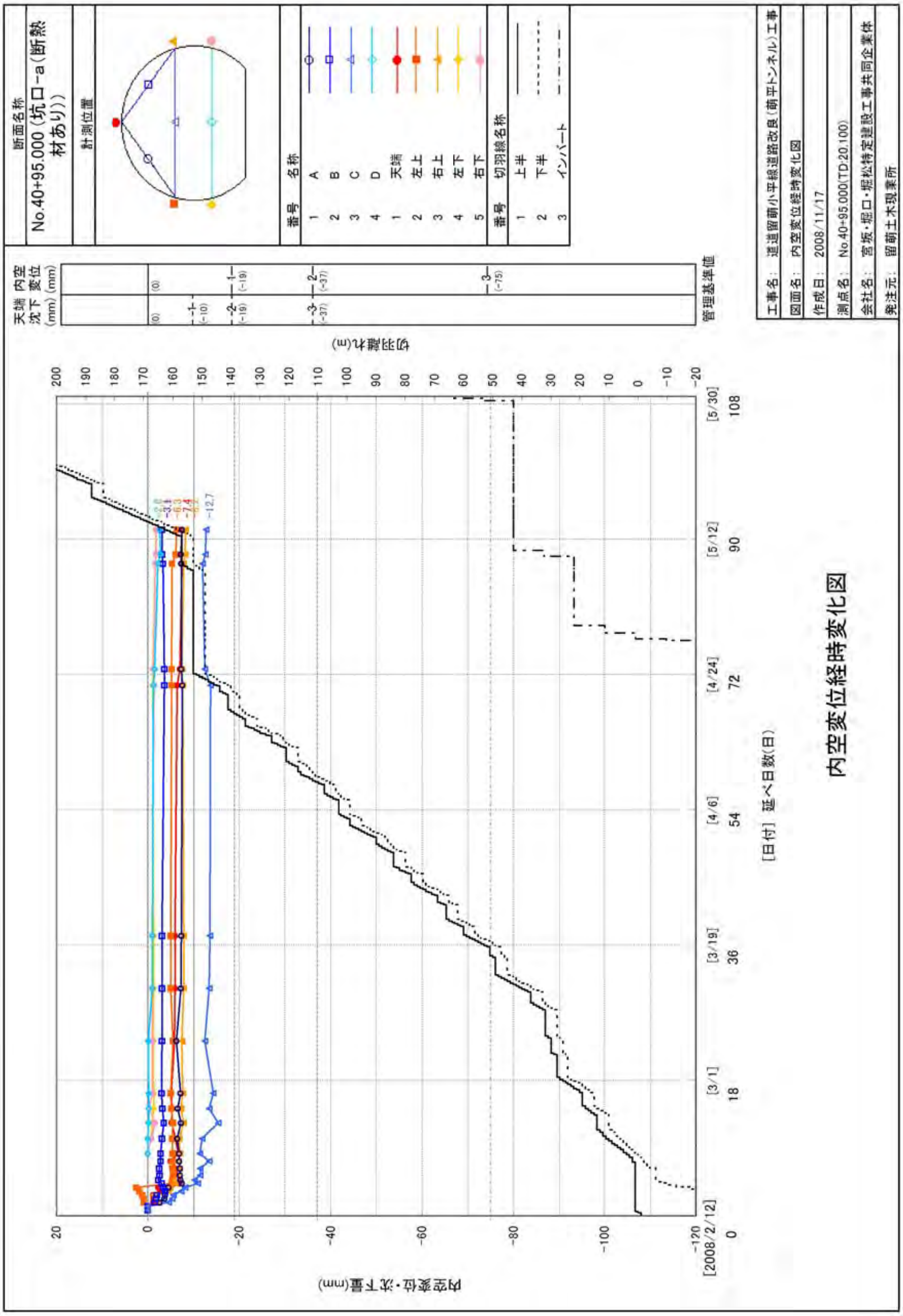


Fig.6.1.2.1　SP20.1の内空変位経時変化図

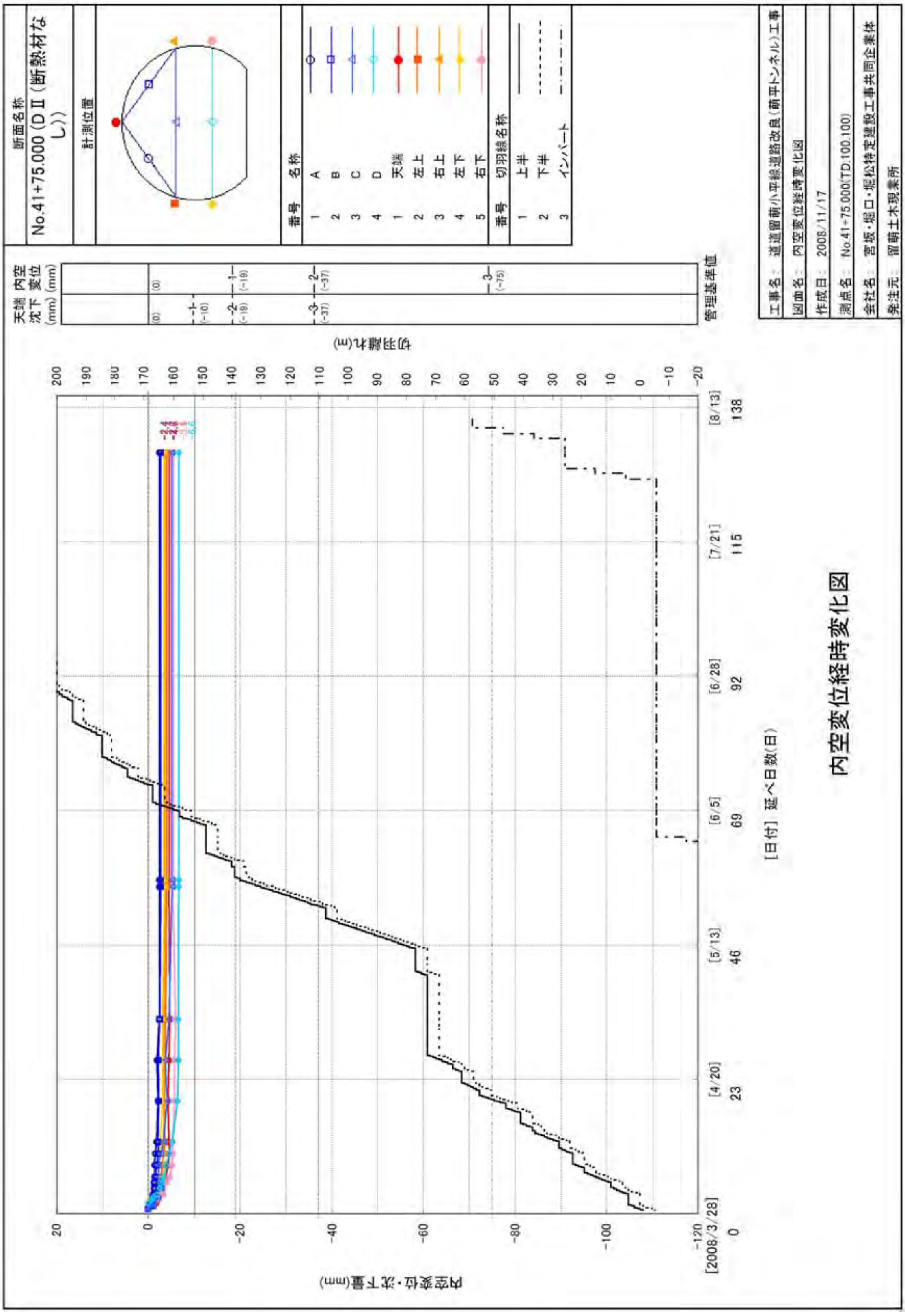


Fig.6.1.2.2　SP100.1 の内空変位経時変化図

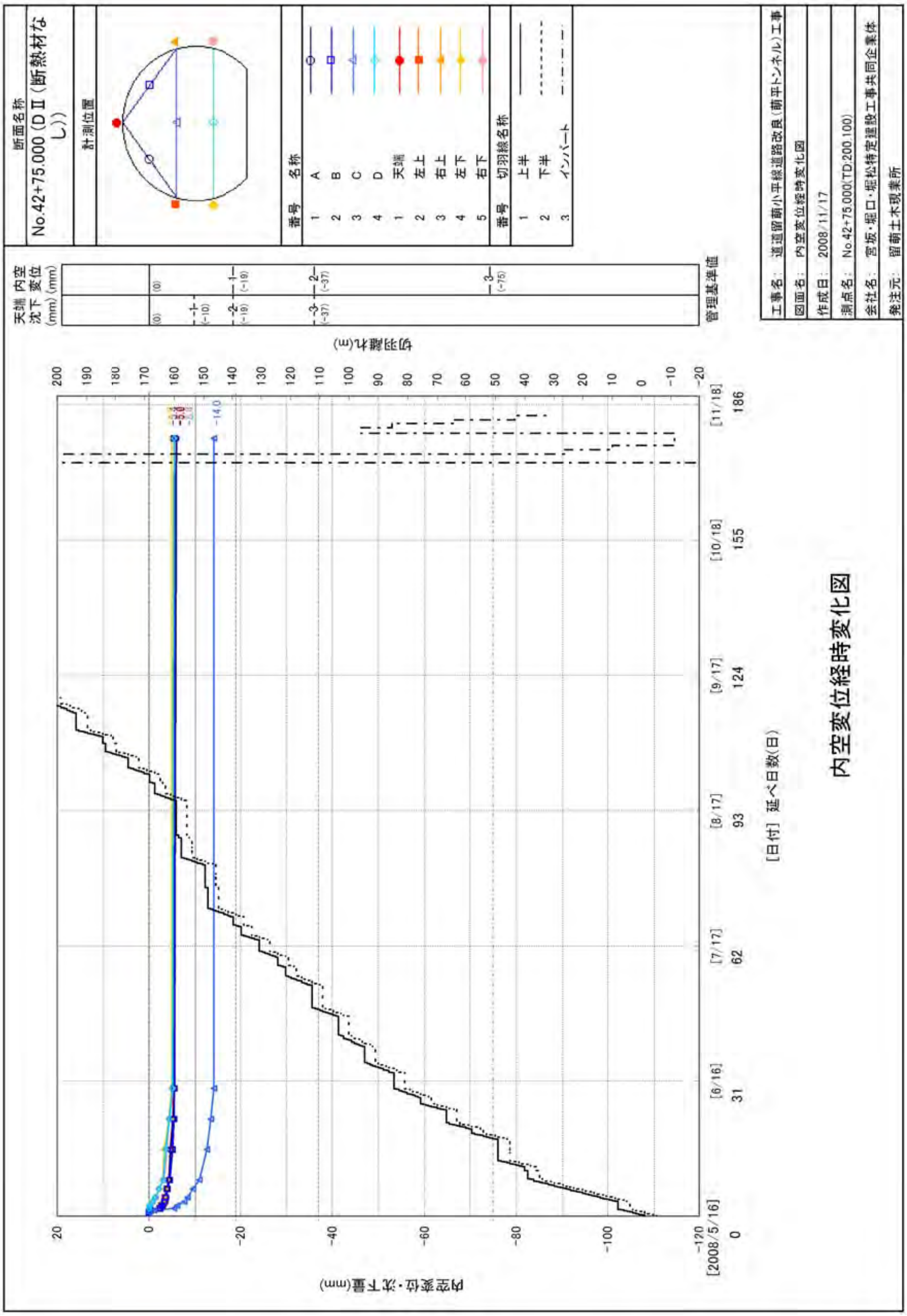


Fig.6.1.2.3　SP200.1 の内空変位経時変化図

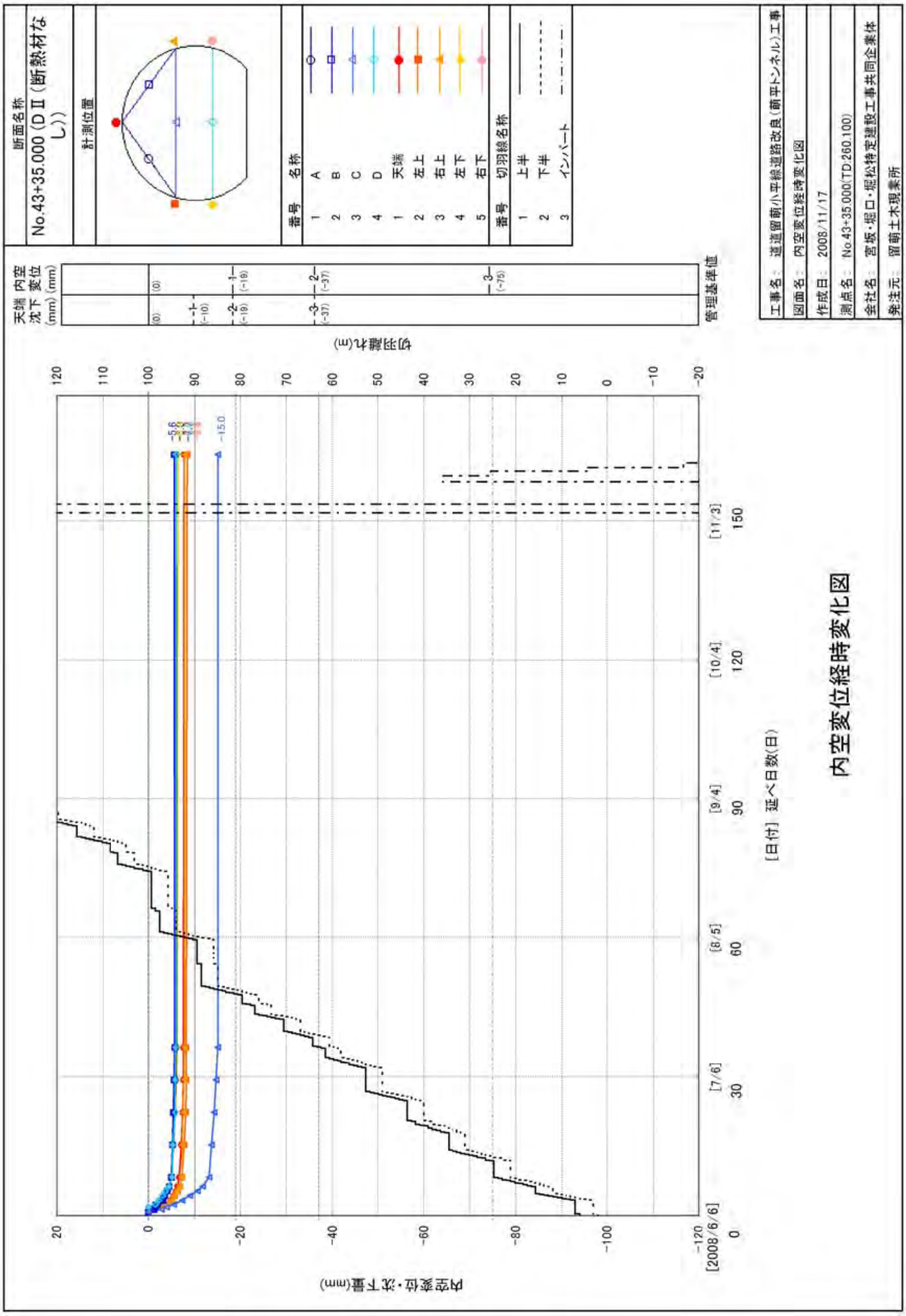


Fig.6.1.2.4　SP260.1 の内空変位経時変化図

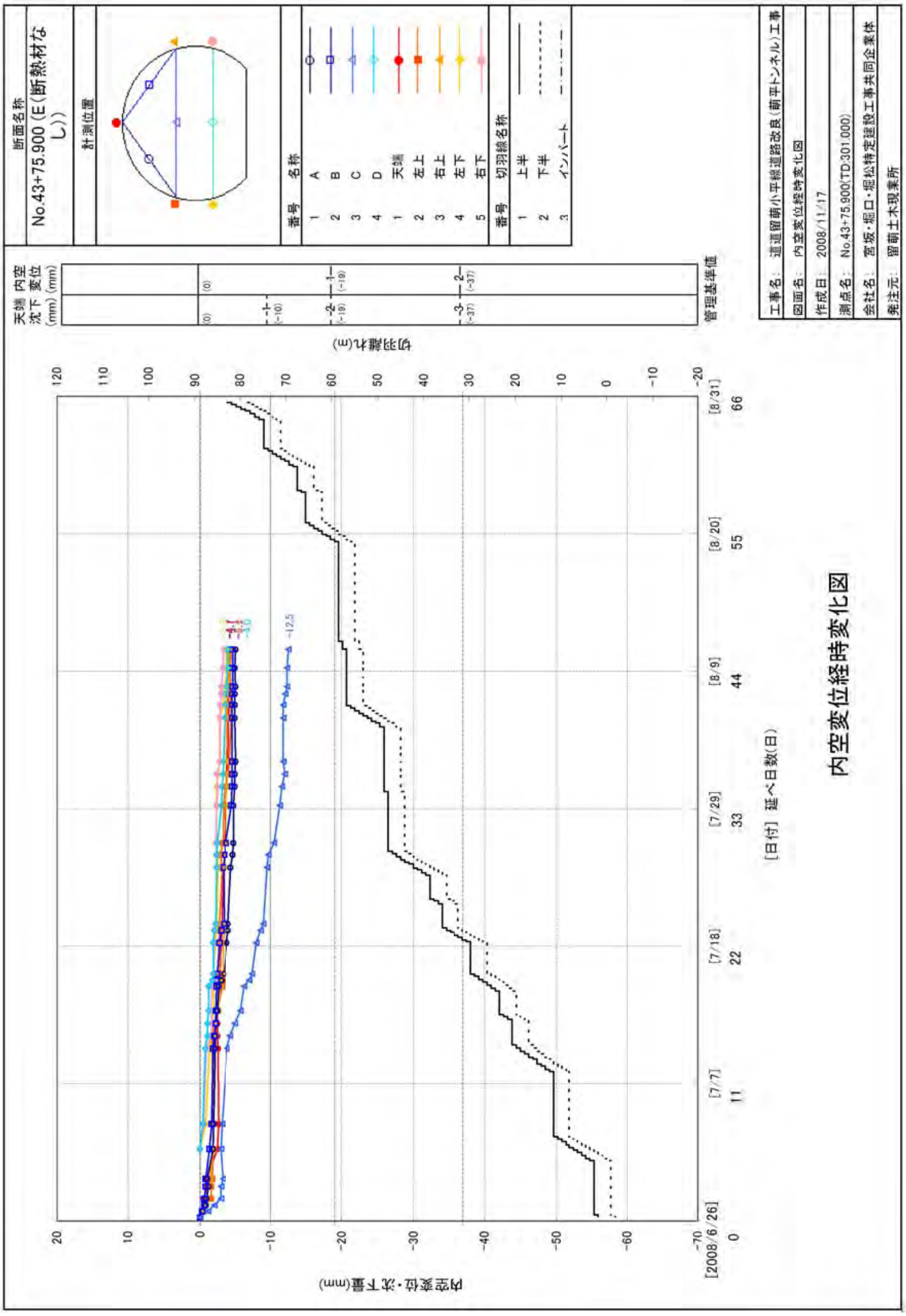


Fig.6.1.2.5　SP300.1の内空変位経時変化図

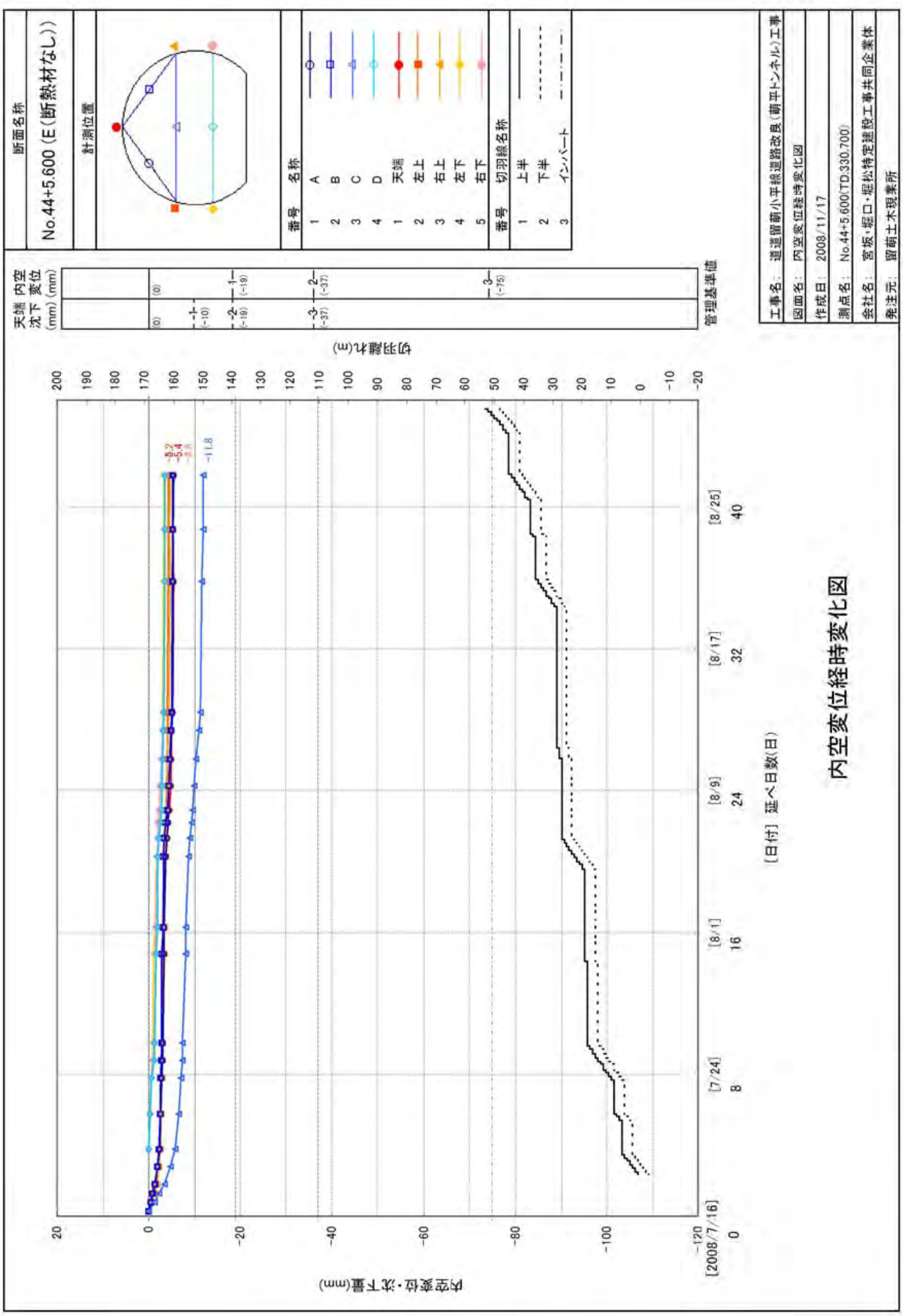


Fig.6.1.2.6　SP330.7 の内空変位経時変化図

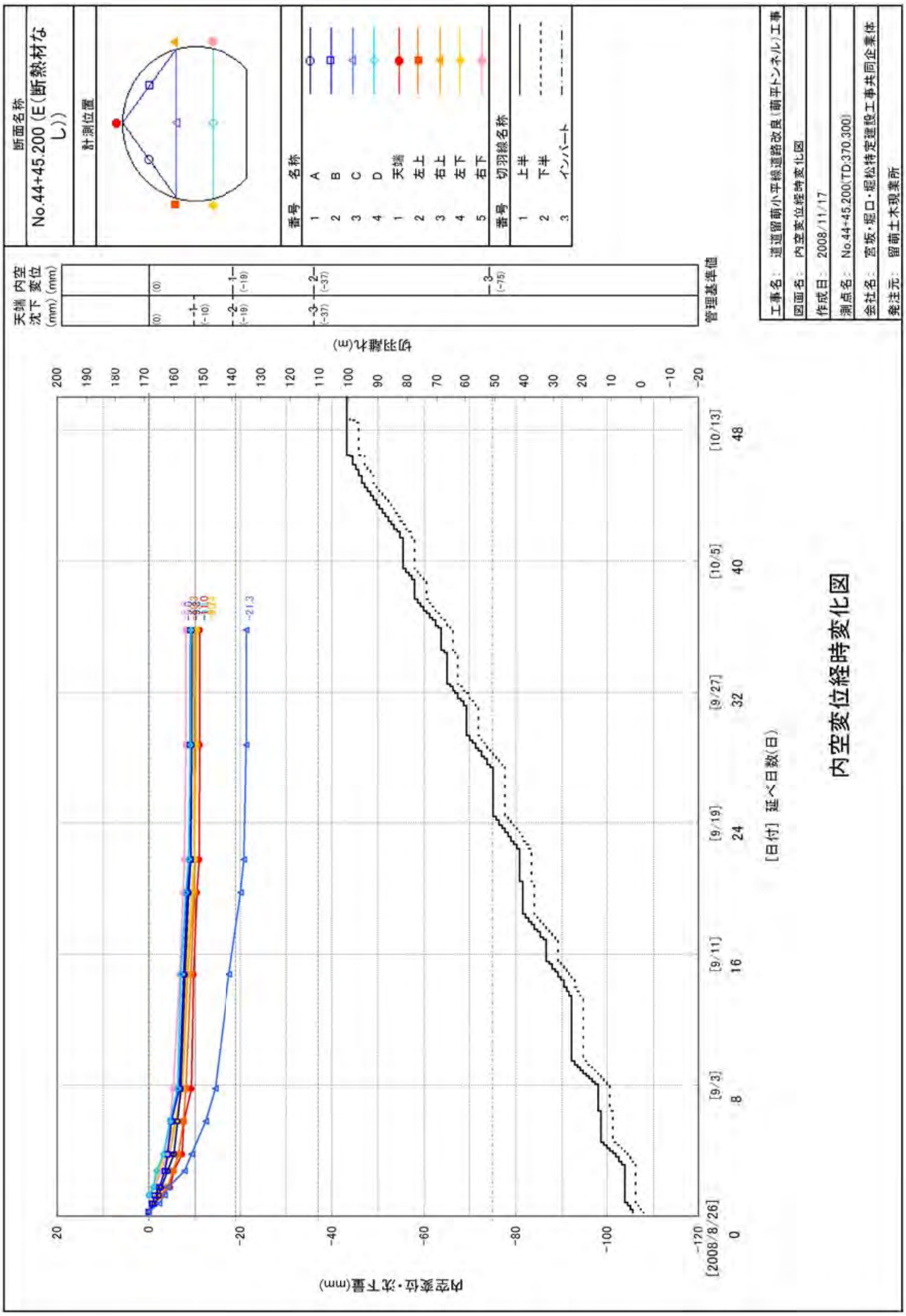


Fig.6.1.2.7　SP370.3 の内空変位経時変化図

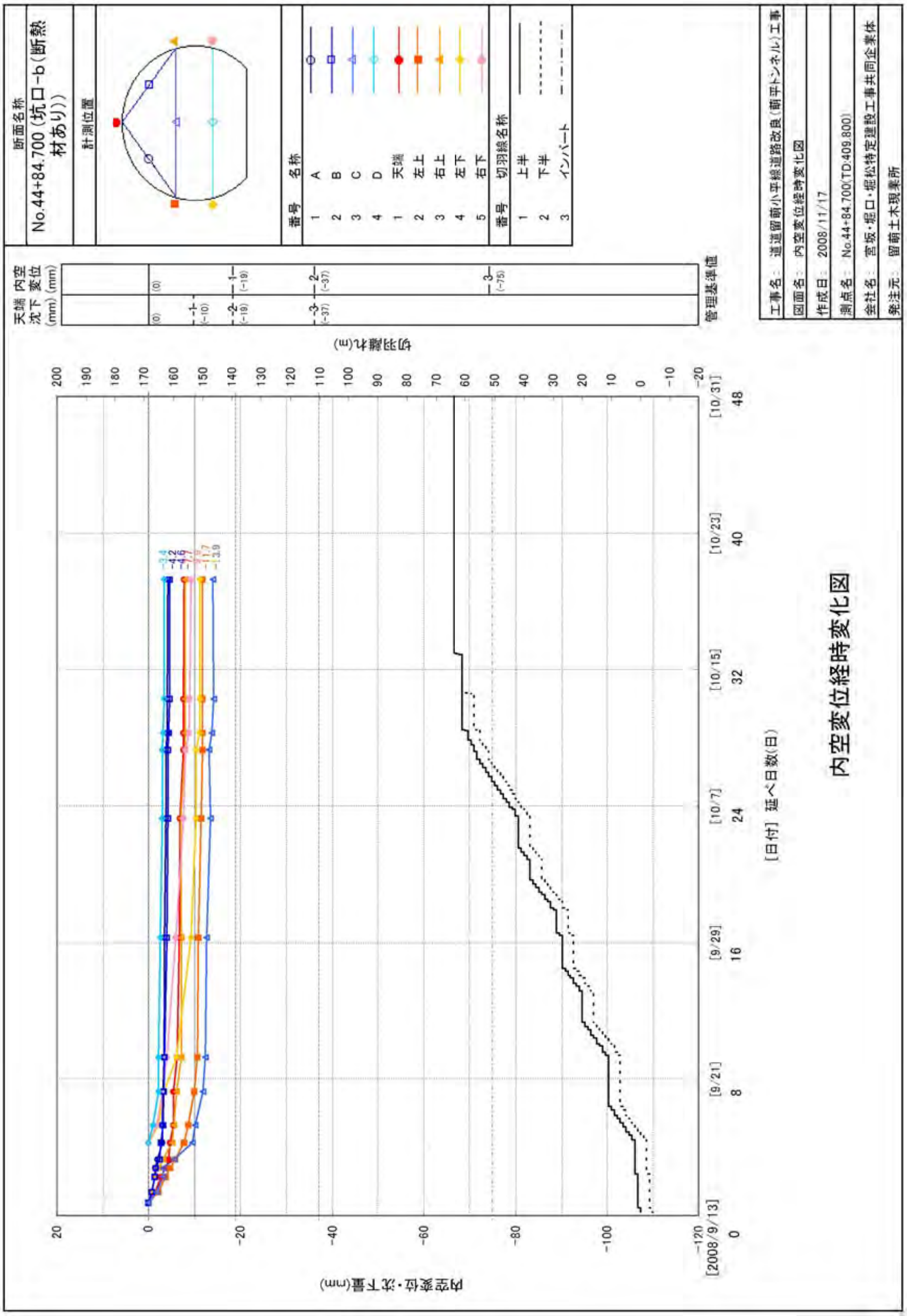


Fig.6.1.2.8　SP409.8の内空変位経時変化図

一方，第 4 章 4.1.4 項で既設トンネルひずみ量を算定している．ひずみの算定過程では，既設トンネルの変位量が必要となり，その量は正規断面と対比させ，その差分を与えた.変位計測が掘削完了後より約 50 年経過した時点で開始したことより，施工中に計測した拡幅時のデータとは条件的に異なるが，新規掘削と拡幅掘削における定性的な傾向をみることは可能と考えた．既設トンネルの変位量を Fig.6.1.3 に示す．図は，Fig.6.1.2 と同様に縦軸が変位量で横軸が留萌側からの追加距離を表す．変位量の＋は外側への変位を，－は内側への変位を示す．

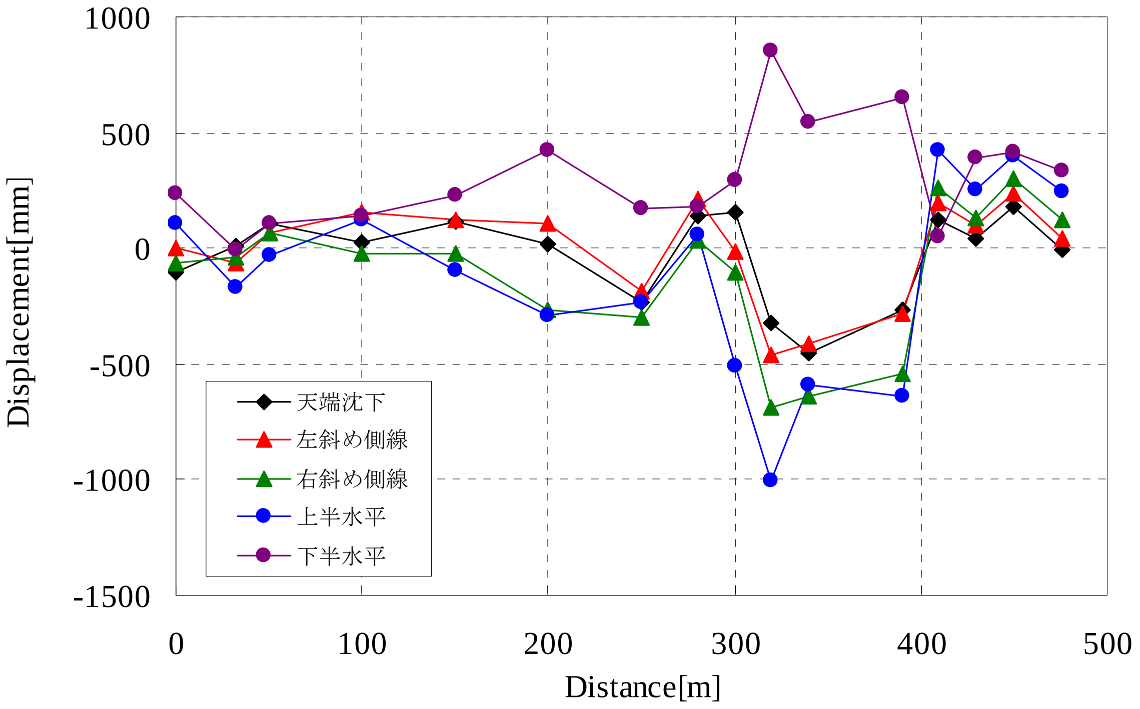


Fig.6.1.3　既設トンネルの変位量

Fig.6.1.2 に示す拡幅により EDZ を掘削した場合の変位量と Fig.6.1.3 に示す既設トンネルの変位量を重ね合わせる.両者の変位量の違いから EDZ を掘削した場合の変位特性について検討する．Fig.6.1.4 に両者の変位量を重ね合わせ対比したデータを示す．図は，赤色で示す左側の縦軸が拡幅による EDZ を掘削した場合の変位量で，黒色で示す右側の縦軸横軸が既設トンネルの変位量を表わす．横軸は留萌側からの追加距離を表す．変位量の＋は外側への変位を，－は内側への変位を示す．

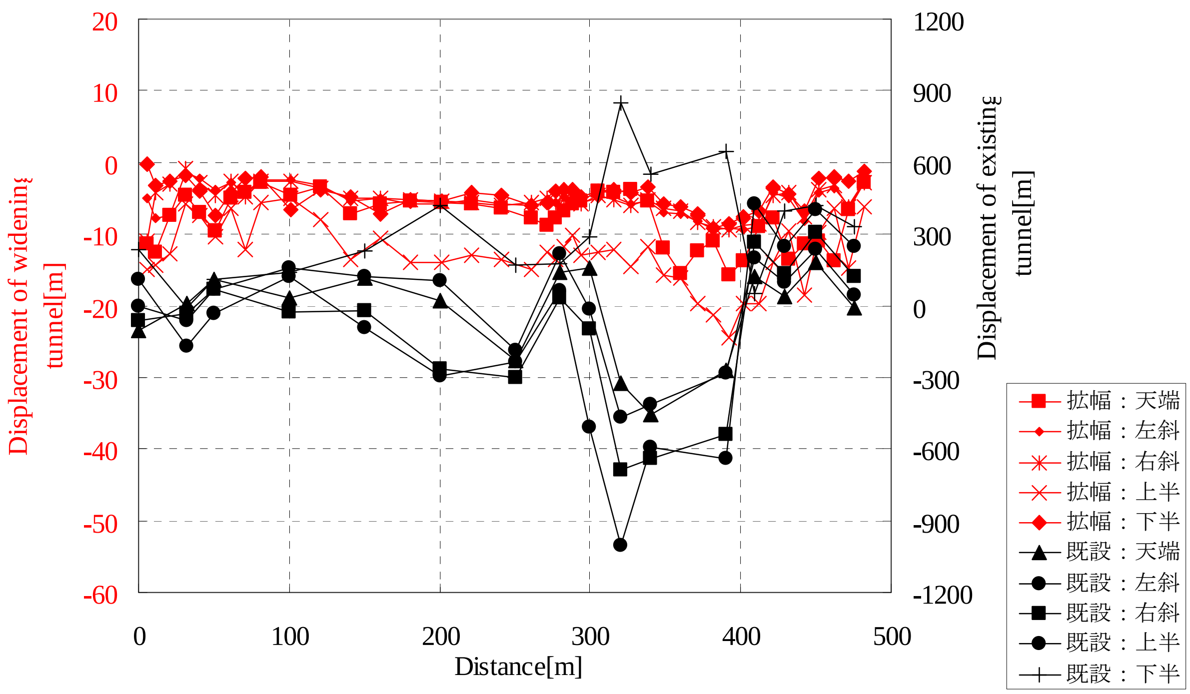


Fig.6.1.4　変位量の対比

EDZ を掘削する拡幅トンネルの挙動は，第 4 章 4.1.1 項，4.1.2 項，4.1.3 項で述べた既設トンネルの破壊や変形状況や第 5 章 5.1 節で示した施工時の大規模崩落から大きな変位を伴うものと予想した．しかし，実際の変位量は，Fig.6.1.4 に示すように既設トンネルと鉛直，水平変位ともトンネルの延長，すなわち，トンネル断面の位置に対して同様の傾向を示すが，5mm から 10mm 程度と既設変位量に対して極端に小さな値となっている．両者の比率は，拡幅トンネルの変位量が既設トンネルの変位量の 1/20 程度で推移している．

この結果から，各々のトンネルにおける変位の分布群に対する評価を試みた．分布群に対する評価は，各々トンネルにおける各断面位置の鉛直変位と水平変位の相関値より行う．Fig.6.1.5 に結果を示す．

拡幅トンネルでは，一箇所に集中した変位分布群を呈し，トンネル全長で均一な変位状態に至ったものと評価される．一方，既設トンネルはバラツキが大きく，拡幅トンネルに比べ相対的に大きい変位量である．

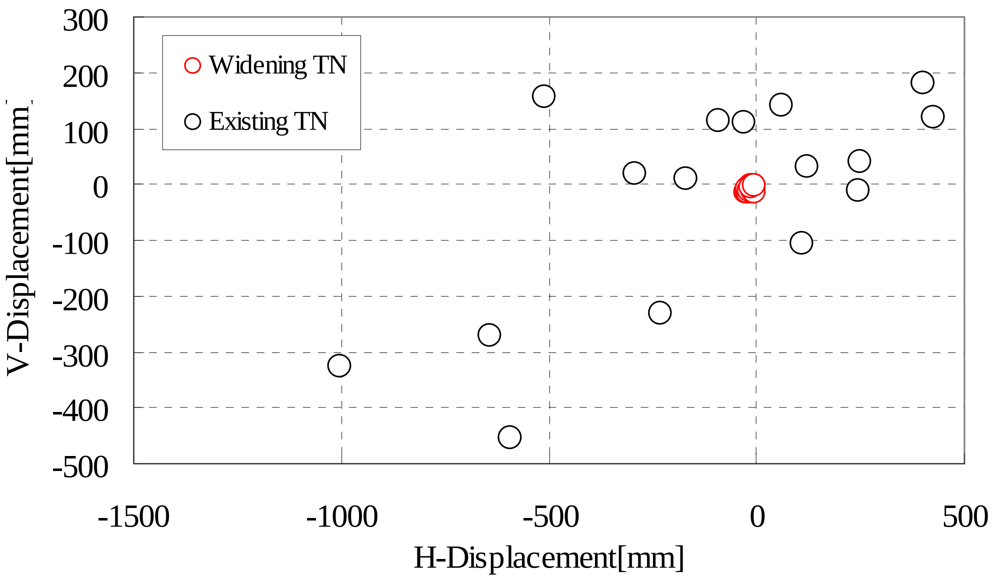


Fig.6.1.5　既設トンネルと対象トンネル拡幅時の変位分布

6.2 近傍新設トンネルの変位量と拡幅施工時の変位量の対比

既設トンネルの近傍では，ほぼ同時期に新設トンネルの施工が行われている．近傍に位置する新設トンネルは，Fig.6.2.1 に示すように対象トンネルより北西 10km の地点に位置する．周辺の地質は，拡幅対象トンネルと同様の新第三紀層中新世ユードロ層の堆積軟岩で主に Fs，Ms，Md より構成される．最大土かぶりは，対象トンネルと同様の 60m 程度を呈する．

近傍トンネルは，1970 年に竣工した旧トンネルの著しい変状，損傷を回避する目的で新規に建設されるものである．建設工法は，拡幅対象トンネルと同様の NATM で，内空断面は拡幅対象トンネルの幅 8.4m，縦横比 0.74 に対して，幅 12.5m，縦横比 0.6 と若干偏平となっている．

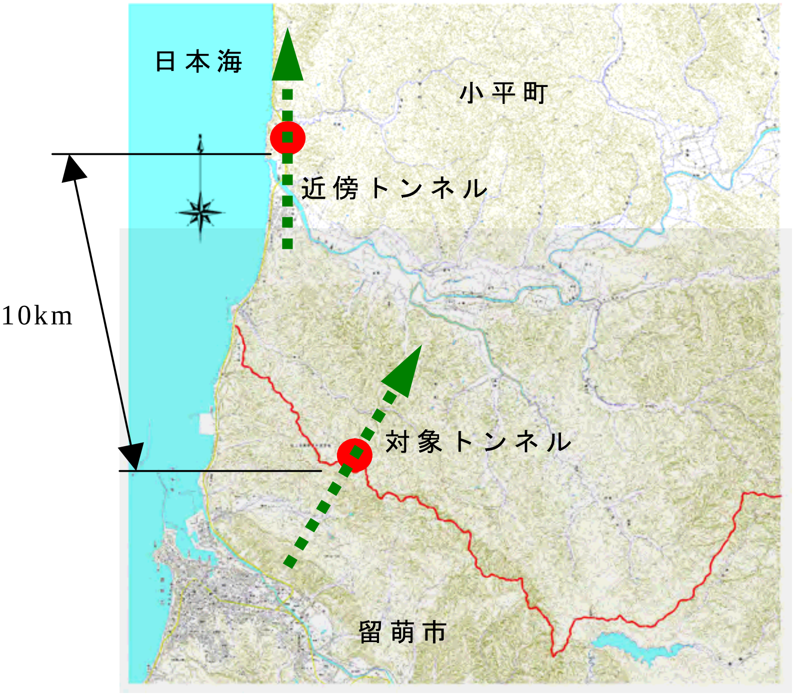


Fig.6.2.1　近傍新設トンネルと対象トンネルの位置関係 [69)]

近傍トンネルでは，その施工において激しい地圧が作用して増大する変位の抑制に困難を有する．金谷 [69)] らは，これらに対して施した対策工，および管理基準について検討を行い，その結果について報告している．当該報告では，施工時に行われた計測 A（天端沈下，内空変位）の収束値が発表されている．したがって，この近傍トンネルの変位データと前節 Fig.6.1.2 で示した EDZ を拡幅掘削した場合の変位量を対比させることで，新規掘削時との相違点，および EDZ を掘削した場合の特徴を確認しうる．

データの対比は，互いのトンネルにおける距離，すなわち，トンネルの断面位置を表すパラメータに相関性が無いため，Fig.6.1.5 に示すような各々の断面位置における鉛直変位と水平変位の相関値の分布群で評価する．Fig.6.2.2(a)に比較結果を示す．なお，近傍トンネルの変位計測のデータは，天端沈下と内空変位のみのため，対象トンネルとの比較に際しては，Fig.6.1.2 に示す計測結果の内，近傍トンネルと同様計測箇所のデータのみを対象とした．また，Fig6.1.5 との対比を考慮し Fig6.1.5 と同様のスケールを Fig6.2.2(b)に示す．

図は，縦軸が鉛直変位量を表し，横軸が水平変位量を表す．既設トンネルを赤色で近傍トンネルを黒色で表している．変位量の＋は外側への変位を，－は内側への変位を示す．

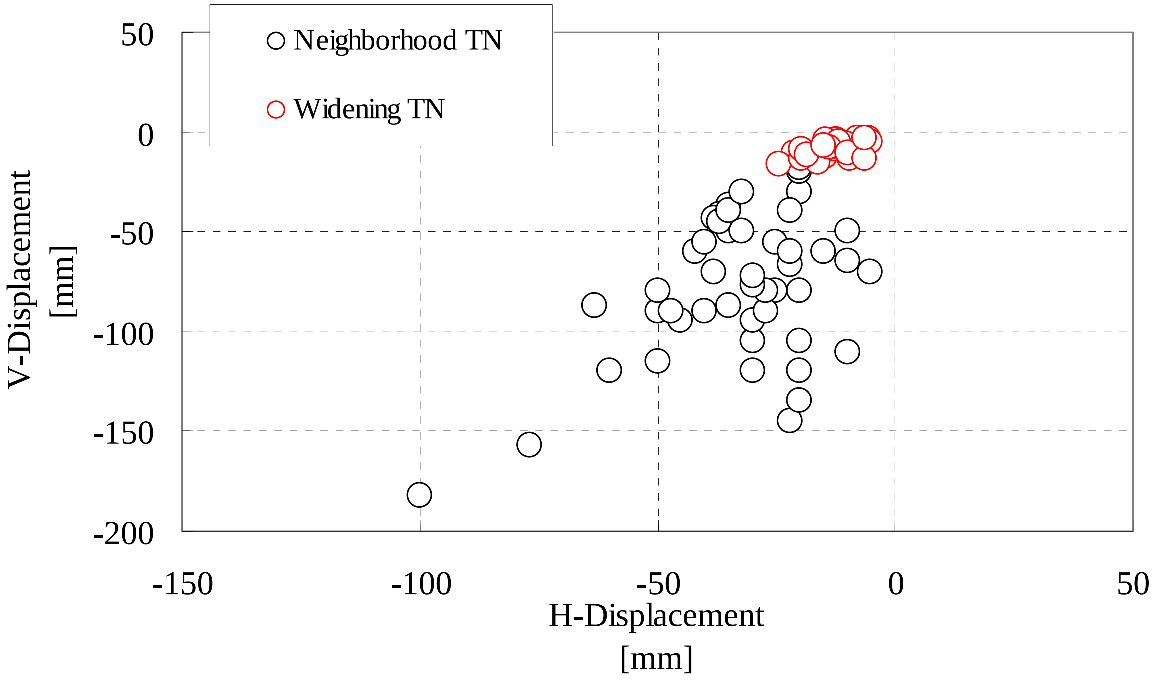


Fig.6.2.2(a) 近傍新設トンネルと対象トンネル拡幅時の変位分布

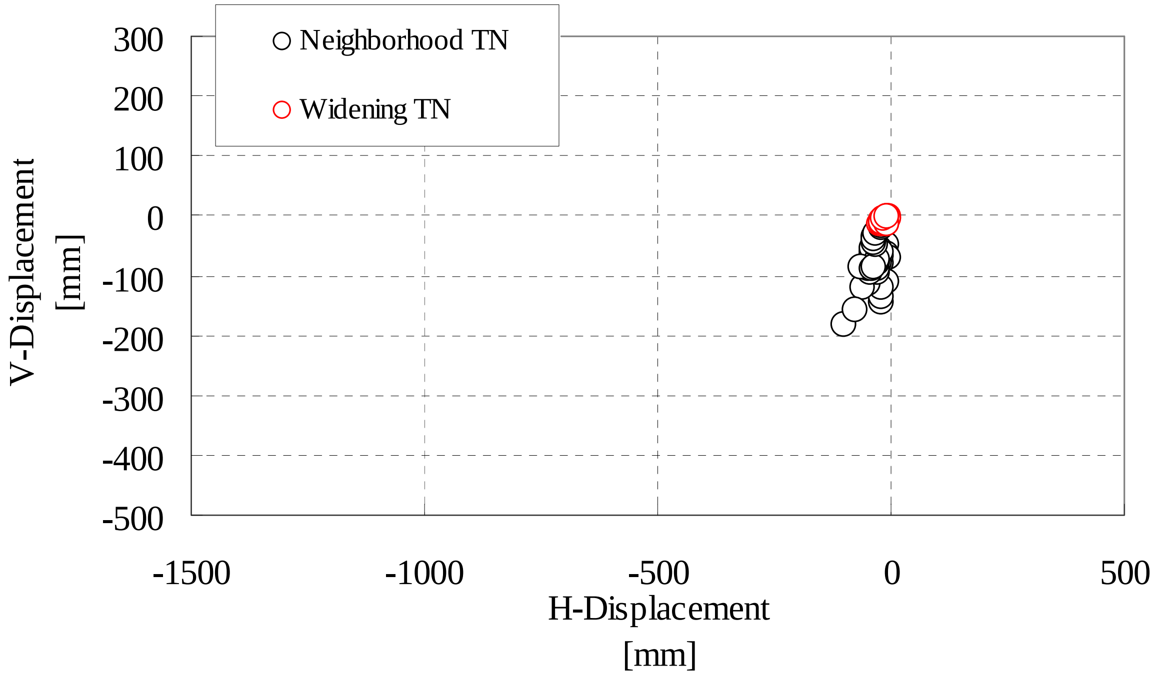


Fig.6.2.2(b) 近傍新設トンネルと対象トンネル拡幅時の変位分布(Fig.6.1.5と同スケール)

両者とも内側への変位を呈している．両者とも地質の形成年代，性状，特性がほぼ同様と評価されるが，変位量に関する相関性は見られない．

変位量は，拡幅トンネルが 10mm～20mm に分布群を見るが，近傍トンネルはバラツキが大きく相対的に大きい変位量を呈する．両者の比率は，拡幅トンネルの変位量が近傍トンネルの変位量の 1/20 程度で推移し，対象トンネルの既設変位と拡幅時変位の比率に近似する．

6.3 EDZ の掘削に伴う岩盤挙動の傾向分析

調査，設計段階では，トンネル拡幅時に発生する変位量を以下に示す理由より増大すると予想したが，拡幅掘削時に計測した実際の変位量は，微小な変位であった．本節では，施工中に行った計測結果に基づき原因を考察する．

1) 拡幅掘削時に既設トンネルの EDZ の影響を被るため．
2) 既設トンネルの変位量が地山の限界ひずみを上回る極めて大きな値を示していたため．
3) FEM(Finite Element Method)による拡幅掘削を再現した順解析 [70]で，拡幅掘削後（支保建込み後）のひずみ分布に当該地山の限界ひずみである εf=2％の領域が認められたため．
4) 事前調査で得られた地山の物性等から判断される地山等級が E 等級と判定され劣悪な地山であると評価されたため．
5) 近傍の同様地質のトンネル工事に関わる既往の研究，記録，報告 [72),73)]より変位量の増加が予測されるため．

上記 1)は，対象地を取り巻く現状より予想されるものある．すなわち，トンネル工事における様々な履歴に基づく経験則から判断されるもので，設計を司るうえ重要度は大きい．

上記 2)の要素は，第 4 章 4.1 節で述べたように既設覆工が破壊状態に至る過度な変位状態に起因するものである．上記 4)の要素は，第 3 章 Table3.3.2 に示す結果に起因するものである．上記 5)の要素は，既往工事の実績に基づくものである．

上記 3)の要素は，調査段階で行なわれたもので，2)の事実を再現し，地山等級 E に基づき標準支保パターンから選定された支保について定量的な評価を行い，設計の目安とした．

6.3.1　数値解析に基づく拡幅掘削時のひずみ分布

本節で述べる数値解析の詳細は，調査段階で設計上の目安を提案する目的で行われたものである．数値解析は，区間を通じて既設の損傷度合いが大きい SP320 の断面をモデルとして行なった．解析方法は，FEM（有限要素法）による二次元弾性，および非線形弾性解析である．解析ツールは，汎用アプリケーションソフト「2Dσ（ソフトブレーン株式会社製)」である．

条件の概要等を Table6.3.1 に示す．

Table.6.3.1　検討条件概要

項目			概要
解析手法	既設再現（逆解析）	地山	有限要素法（二次元線形弾性）
	拡幅時（順解析）	地山	有限要素法（二次元非線形弾性）
		支保工	有限要素法（二次元線形弾性）
解析領域	側方領域		空洞壁面から 5D（D：掘削幅）
	下方領域		空洞壁面から 3D（D：掘削幅）
境界条件	側面		水平固定
	底面		水平・鉛直固定
要素モデル	地盤		平面ひずみ要素
	吹付けコンクリート		トラス要素
	鋼製支保工		ビーム要素
掘削解放率	既設再現		100%
	拡幅		掘削：40%，支保建込：60%
支保工諸元	吹付け		t=25cm
	鋼製支保		H-200，H-150(SS400)
	建込間隔		@=0.9m

解析手順は，Fig.4.1.4(b)に示す SP320 の変位量を再現させる逆解析を行ない，当該解析で得られた物性より拡幅掘削時の順解析を行なう．

解析断面とした SP320 は，側方変位 671mm，鉛直変位 325mm の側方が卓越した内空方向の変形を呈している．解析モデルは，地山を構成する地質の中で本も脆弱な Ms の単一層モデルを仮定した．トンネル掘削に伴う地山の変化は，対象トンネルの外側 2*D* 程度（*D*：トンネル外径）の範囲まで及ぶとされており，解析領域は,対象トンネルの外側に最小限2*D*程度の範囲は確保しておく必要がある．そこで，解析領域としては Fig6.3.1 に示すように水平方向に 4～5*D* 程度，鉛直方向は 2～3*D* 程度取るのが一般的である．解析領域は，掘削幅 *D*=10m の拡幅断面に対して側方領域 5*D*：50m，鉛直領域 3*D*：30m と設定する．境界拘束条件は，解析領域の側面は水平方向固定，鉛直方向ローラー，底面は水平方向，鉛直方向共に固定とする．

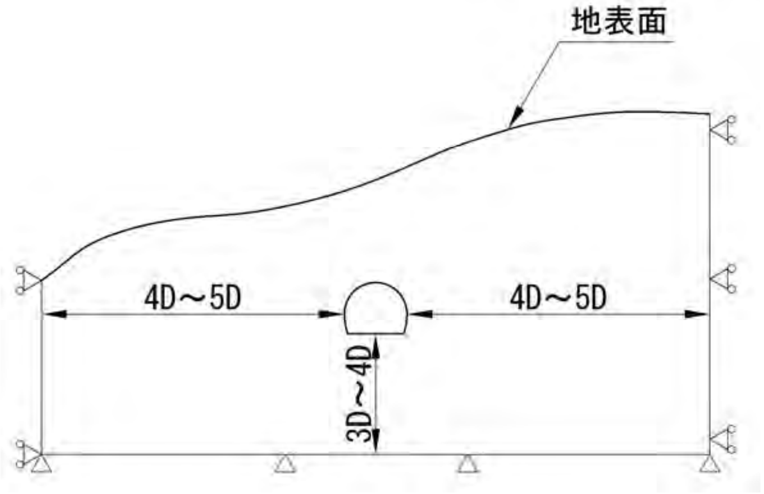


Fig.6.3.1　**解析領域** [74)]

逆解析時は，解析領域全体を弾性地山とし，地圧のみの作用で弾性係数を変化させ，ひずみの広がりと大きさをみた．そして，解析断面の変形傾向，すなわち側方>鉛直に整合する弾性係数を推定した．なお，応力開放率は 100%とした．ひずみの評価は，Fig.4.1.6 に示す地山の一軸圧縮強度と限界ひずみの関係より，当該地山の限界ひずみが εf=1～2%であることから，Table6.3.2 に示す評価とした．

Table6.3.2　限界ひずみの評価

限界ひずみ εf(%)	評価
1.0 以下	地山～インタクト
1.0～2.0	塑性化（破壊），EDZ が想定される
2.0 以上	塑性化（破壊），EDZ が形成されている

順解析は，Table6.3.2 に基づき逆解析で得られた εf=1%以上の分布を EDZ とし，当該領域内を解析断面の変形量に整合する弾性係数を用いた非線形解析より，地圧のみを作用で拡幅掘削時，支保建込み時におけるひずみの分布を推定した．

地盤，および構造体を有限要素でモデル化するにあたり，地盤は平面ひずみ要素，吹付けコンクリートと鋼製支保工は合成梁としてビーム要素でモデル化する．

検討に用いた地盤物性値を Table6.3.3 に，支保工物性値を Table6.3.4，Tble6.3.5 にそれぞれ示す．

Table6.3.3　地盤物性値一覧

地層名		γ [kN/m^3]	E [MPa]	v
Ms	地山	22	100	0.35
	最終	22	22	0.35

最終のポアソン比 v は，側圧係数として評価時には K=1.0 である．

Table6.3.4　支保（合成梁：吹付け＋鋼製支保）の物性値

	パターン	E [kN/m^2]	A [m^2]	I [m^4]
上半	H-200 25cm	9.082×10^6	0.25	1.039×10^{-3}
下半	H-150 25cm	7.331×10^6	0.25	4.641×10^{-4}

支保工の物性値は，吹付けコンクリートと鋼製支保工をビーム要素でモデル化するため，それらの合成梁として値を算出し入力物性値とする．

吹付けコンクリートは，通常のコンクリートと異なり若材齢で変形を受けるため，弾性変形以外にも相当量のクリープ変形や乾燥収縮変形を示す．したがって，弾性係数は，初期材齢などを考慮した値を用いることとし，弾性係数を E=4,000MPa とする．Table6.3.5 に吹付けコンクリートの諸元を示す．

Table6.3.5　吹付けコンクリートの諸元

仕様		E [MPa]	v	A [m^2]
f'_{ck} [N/mm^2]	t [cm]			
18	25	4,000	0.2	0.25

鋼製支保工の物性値は，Table6.3.6 に示すとおりである．

Table6.3.6　鋼製支保工の諸元

仕様	E [MPa]	v	A [m^2]	I [m^4]
H-200	2.1×10^{5}	0.3	6.353×10^{-3}	4.782×10^{-5}
H-150	2.1×10^{5}	0.3	3.965×10^{-3}	1.620×10^{-5}

検討では，吹付けコンクリートと鋼製支保工を合成梁としてビーム要素でモデル化する．以下にその方法を示す．

応力とひずみの関係は，$\sigma = P/A = \varepsilon E$ である．コンクリートへの載荷荷重は $Pc=\varepsilon c \cdot Ec \cdot Ac$，H 鋼の載荷荷重は $Ps=\varepsilon s \cdot Es \cdot As$ である．このとき，コンクリートと H 鋼のひずみは合成梁のひずみと等しく $\varepsilon=\varepsilon_c=\varepsilon_s$ と考える．

合成梁への載荷荷重は，$P = Pc + Ps$ である．これらより，合成梁の剛性 E は，以下の 6.3.1 式より求められる．

$$E=\frac{P}{A\varepsilon}=\frac{Pc+Ps}{A\varepsilon}=\frac{Ac\cdot Ec+As\cdot Es}{A}\quad\cdots(6.3.1)$$

同様に曲げモーメントと曲率 ρ（曲げモーメント発生時の曲率半径）の関係は，$M = EI/\rho$ である．コンクリートの曲げモーメントは $Mc = Ec$・$Ic/\rho c$，H 鋼の曲げモーメントは $Ms = Es$・$Is/\rho s$ である．このとき，コンクリートの H 鋼の曲率は合成梁の曲率と等しく $\frac{1}{\rho}=\frac{1}{\rho c}=\frac{1}{\rho s}$ となくてはならない．

合成梁の曲げモーメントは $M = Mc + Ms$ である．これらより，合成梁の断面二次モーメント I は，6.3.2 式により求められる．

$$I=\frac{M\rho}{E}=\frac{Mc+Ms}{E}\rho=(\frac{1}{\rho c}Ec\cdot Ic+\frac{1}{\rho s}Es\cdot Is)\frac{\rho}{E}=\frac{Ec\cdot Ic+Es\cdot Is}{E}\quad\cdots(6.3.2)$$

ここに，E は合成梁の E である．ただし，コンクリート部材に関しては施工に際して曲げ耐力を期待しない部材である．よって，Ic=0 と考え最終的に 6.3.3 式より合成梁の断面二次モーメントを得る．

$$I=\frac{EsIs}{E}\quad\cdots(6.3.3)$$

以上に基づき行った解析結果として，既設トンネルの変位量を Fig.6.3.2 に，ひずみ分布を Fig.6.3.3 に示す．

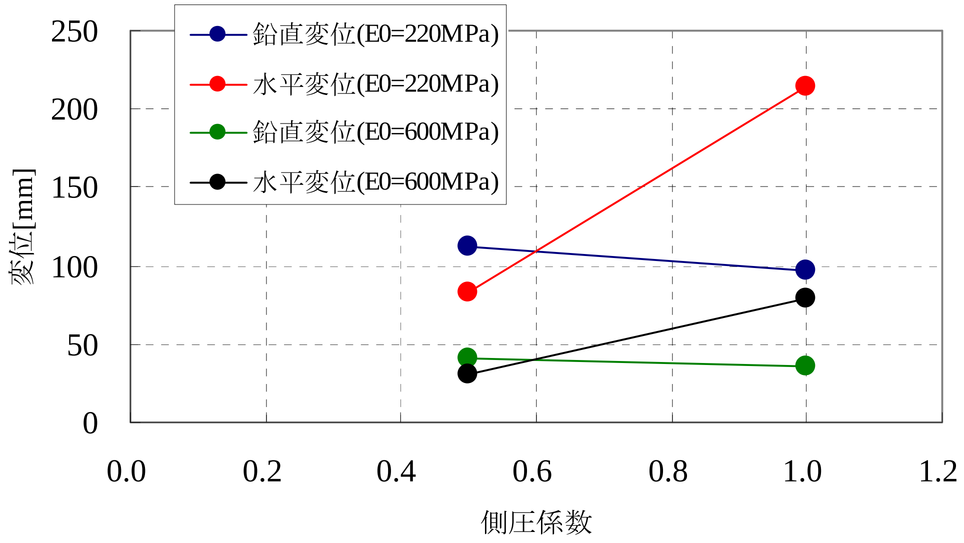


Fig.6.3.2　既設トンネルの弾性係数に違いにおける側圧係数の変化による水平変位と鉛直変位の関係

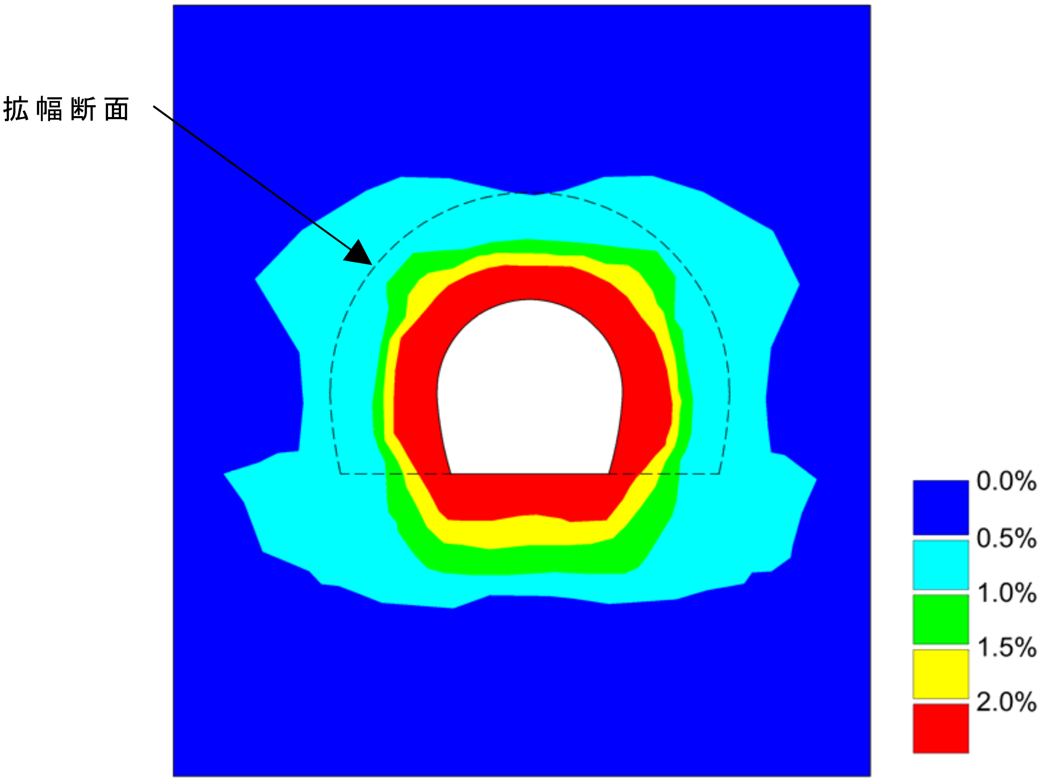
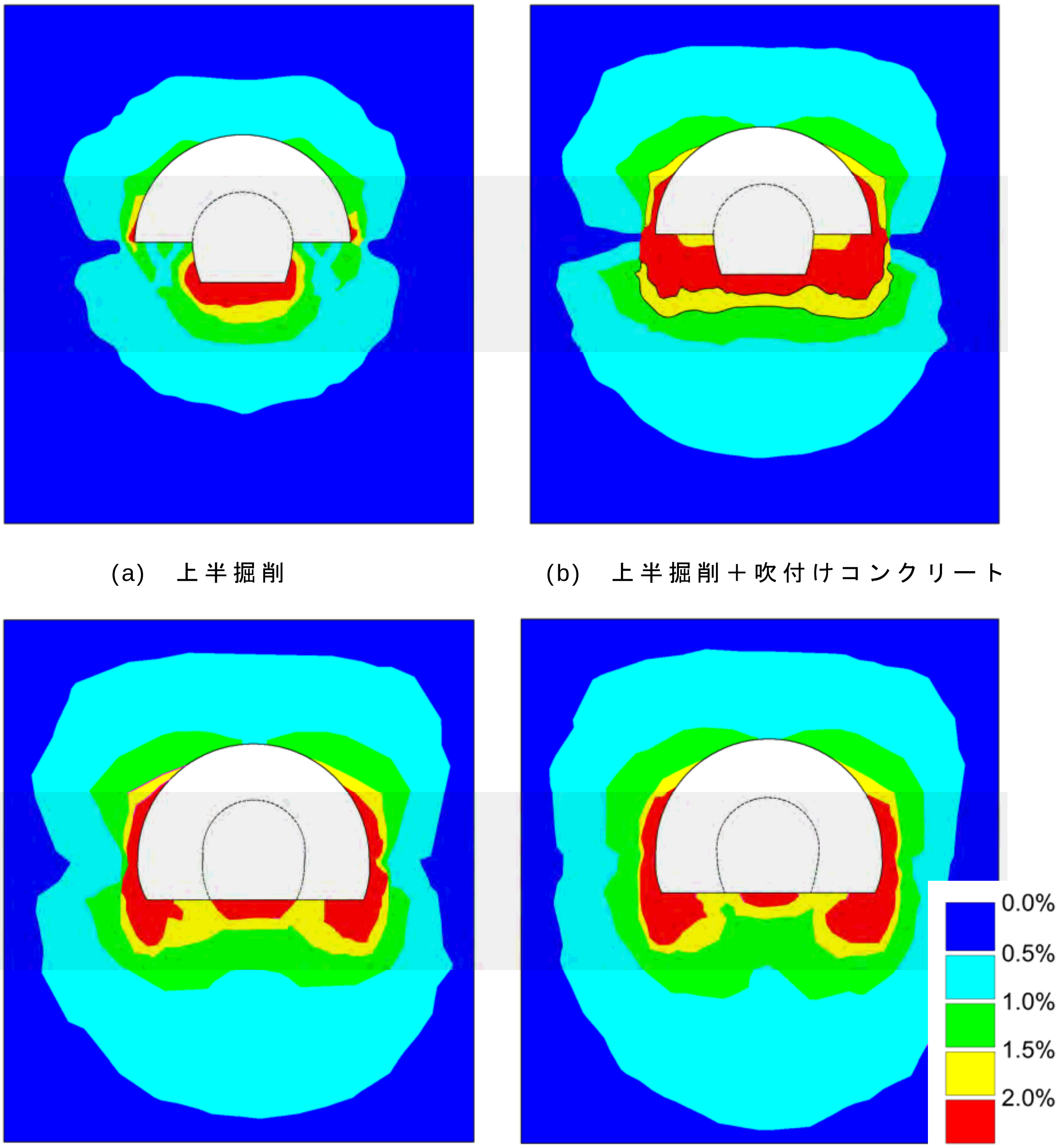


Fig.6.3.3　既設トンネルのひずみ分布

既設トンネルの逆解析結果は，地山の弾性係数を E=1,000MPa を E=220MPa に低減させ，側圧係数を K=1.0 として解析断面の変形傾向との整合をみた．この場合，既設トンネル周囲には，地山の限界ひずみ εf= 1%を超過する EDZ が想定され

る領域，εf= 2%を超過する EDZ が形成される領域が分布する．しかし，拡幅断面と対比すると当該領域は掘削により除去される結果となる．したがって，調査段階では新設時と同様に地山等級に応じた標準支保パターンの摘要を提案した．

既設トンネル周囲に逆解析で得られた EDZ，すなわち εf=<1%の領域を設定し，当該部の弾性係数を E=220MPa，側圧係数を K=1.0 として拡幅時の順解析を行なった．拡幅時のひずみ分布を Fig.6.3.4(a)～(d)にそれぞれ示す．



(a)　上半掘削

(b)　上半掘削＋吹付けコンクリート

(c)　下半掘削

(d)　下半掘削＋吹付けコンクリート

Fig.6.3.4　拡幅時のひずみ分布

拡幅時の解析結果は，地山等級 E に適応する標準支保パターンを設定して，各ステップにおいて拡幅断面の周囲に地山の破壊ひずみを超過する領域形成が示唆されている．当該領域でのひずみは，ε>= 2%であるため，これを支保工の変位量に換算すると，4.1.3 式の変形した 6.3.4 式，6.3.5 式より水平変位で δ_H>=198mm，鉛直変位 δ_V>=99mm となる．

$$\delta_H = 2 \cdot \varepsilon \cdot a \quad \cdots (6.3.4)$$

$$\delta_v = \varepsilon \cdot a \quad \cdots (6.3.5)$$

ここで，ε はひずみ：ε=2%，δ はトンネル半径方向の変位量，a はトンネル半径：a=4,950mm である．

調査段階で行なわれた検討結果より，設計段階では E パターンの支保構造にインバートストラット（H-150@0.90m）の設置を提案し，支保の剛性を高めた．しかし，現実の変位量は，この検討結果に整合しない微小な値で推移した．トンネル構造の安全性は，担保されたことになるが，支保構造の適正という観点から，調査段階で行なわれた数値解析は，拡幅トンネルへの適用に課題を残す結果といえる．

6.3.2　岩盤挙動の傾向分析

トンネルを拡幅する場合，拡幅範囲が既設トンネルの周囲に形成された EDZ 内であれば，拡幅掘削時に発生する変位量は，微小な値である．この現象は，事前調査で得られる情報より予測した結果と対比しても明確である．

拡幅時の変位分布についても特徴的な所見を有した．Fig.6.1.4，および Fig.6.2.2 でその傾向を確認することができる．これらの図は，既設トンネル，新設トンネルと拡幅トンネルの変位分布を対比している．対比結果より，既設トンネルや新設トンネルのように未掘削の地山を新たに掘削した場合は，不均質な地山掘削に終始するため，変位分布は相応の範囲でバラツク傾向を有する．一方，拡幅掘削の場合は，変位分布が一定の範囲に集中して群を成し，既設形状，地圧解析，地山物性より考察される予測変位量を大きく下回る傾向を示す．また，拡幅掘削時に示されるこのような傾向は，対象トンネル周辺の地質が Fs，Ms，Md，

Alt の多岐に及ぶにも関わらず，これらの影響を受けていない．

以上から，堆積軟岩の地山に対するトンネル掘削では，元来不均質であった地山の特性が損傷を受けて EDZ が形成され，経年変化を辿る過程で均質な物性に漸移する特性変化が生ずるものと考えられる．これにより，拡幅等による EDZ 内の掘削では，見かけ上均質な特性を有する地山を掘削することになるため，変位分布が地質や断面位置に関わらず定量分布するもと考える．

6.4 拡幅施工時に得られた計測データに基づく岩盤挙動の考察

新第三紀の堆積軟岩に建設されたトンネルの拡幅では，拡幅範囲が既設に形成された EDZ 内である場合，掘削後に発生する変位が微小な値で推移することが判明した．この特徴的な岩盤挙動については，トンネル周囲の地中内変位を計測することでその要因を考察することが可能である．地中内の変位計測は，トンネル掘削後に発生する地中内の変位量と変位方向で示す．変位量より計測区間内のひずみが求まり，変位方向よりその挙動が引張領域に存在するか圧縮領域に存在するかが判別される．計測結果より得られるこれらの相関について Table6.4.1 に示す．

Table6.4.1　地中変位計測より得られるデータと挙動の関係

変位方向	ひずみ	領域
内空側	伸び(+)	引張
地山側	縮み(-)	圧縮

トンネルは，掘削後の応力の再配分により周囲に圧縮領域が形成され，形状を保持するグラウンドアーチが形成される[75)]．すなわち，地山が支保の一部として機能し掘削により損失したバランスを回復させ内空を保持させる．トンネル掘削におけるこのような特徴から，拡幅後の地中変位を計測し周囲の岩盤状態を把握することで，対象トンネルで得られた所見に対する要因が分析される．

対象トンネルでは，施工時において SP307 の断面位置（Fig.6.4.1）に計測 B を行なった．Table6.4.1 に計測項目と仕様，Fig.6.4.2 に計器配置断面を示す．

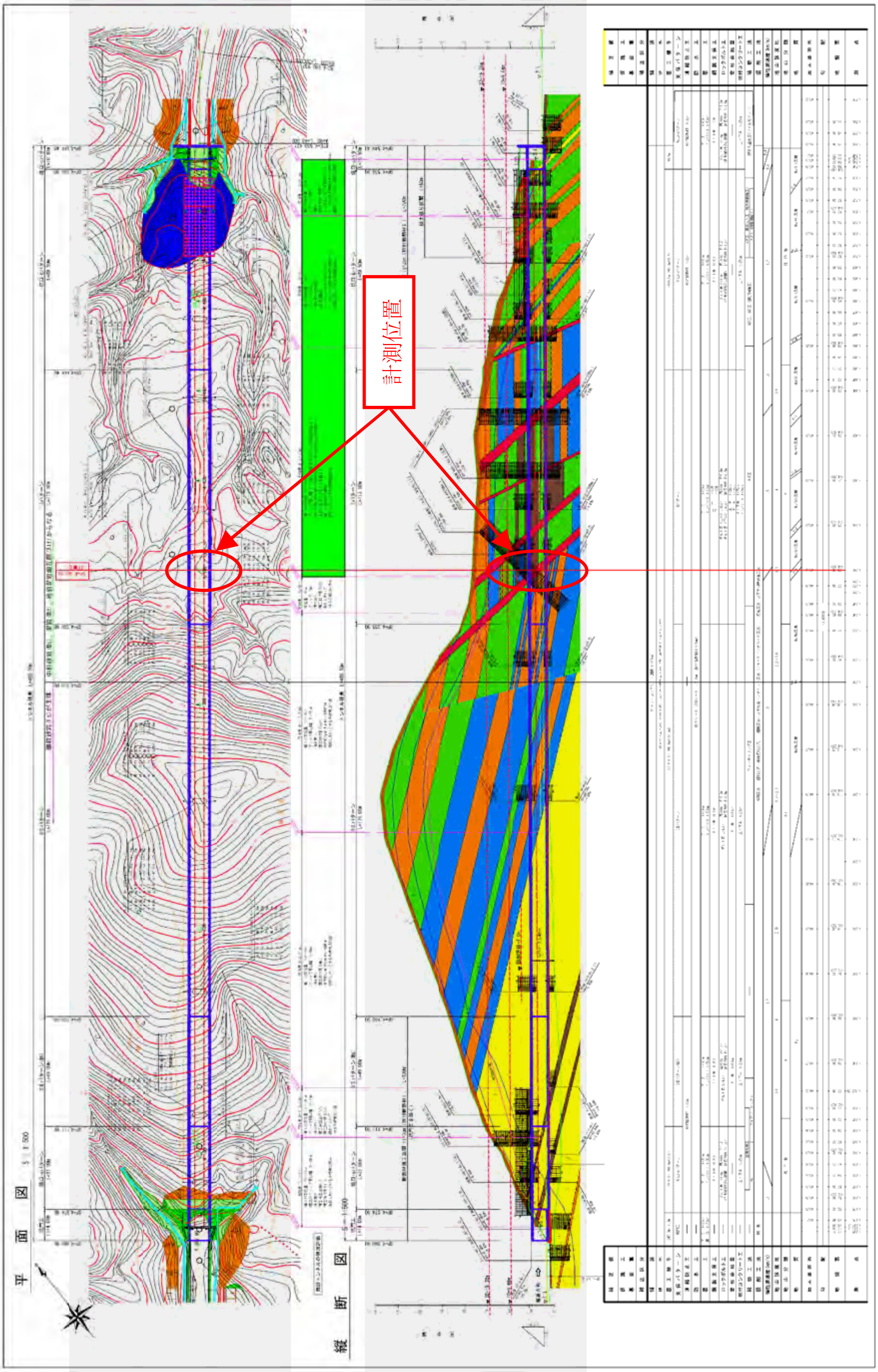


Fig.6.4.1　計測位置図

Table6.4.1　計測項目と仕様

計測断面位置	計測項目	仕様
SP307 （E パターン）	地中変位計	12m, 6 測点, 測定範囲 : ±50mm （深度 : 1,2,4,6,9,12m）
	ロックボルト軸力計	4m, 4 測点（深度 : 1,2,3,4m）
		6m, 6 測点（1,2,3,4,5,6m）
	鋼製支保工応力計	3 断面力（軸，曲げ，せん断）
	吹付けコンクリート応力計	測定範囲 20N/mm^2

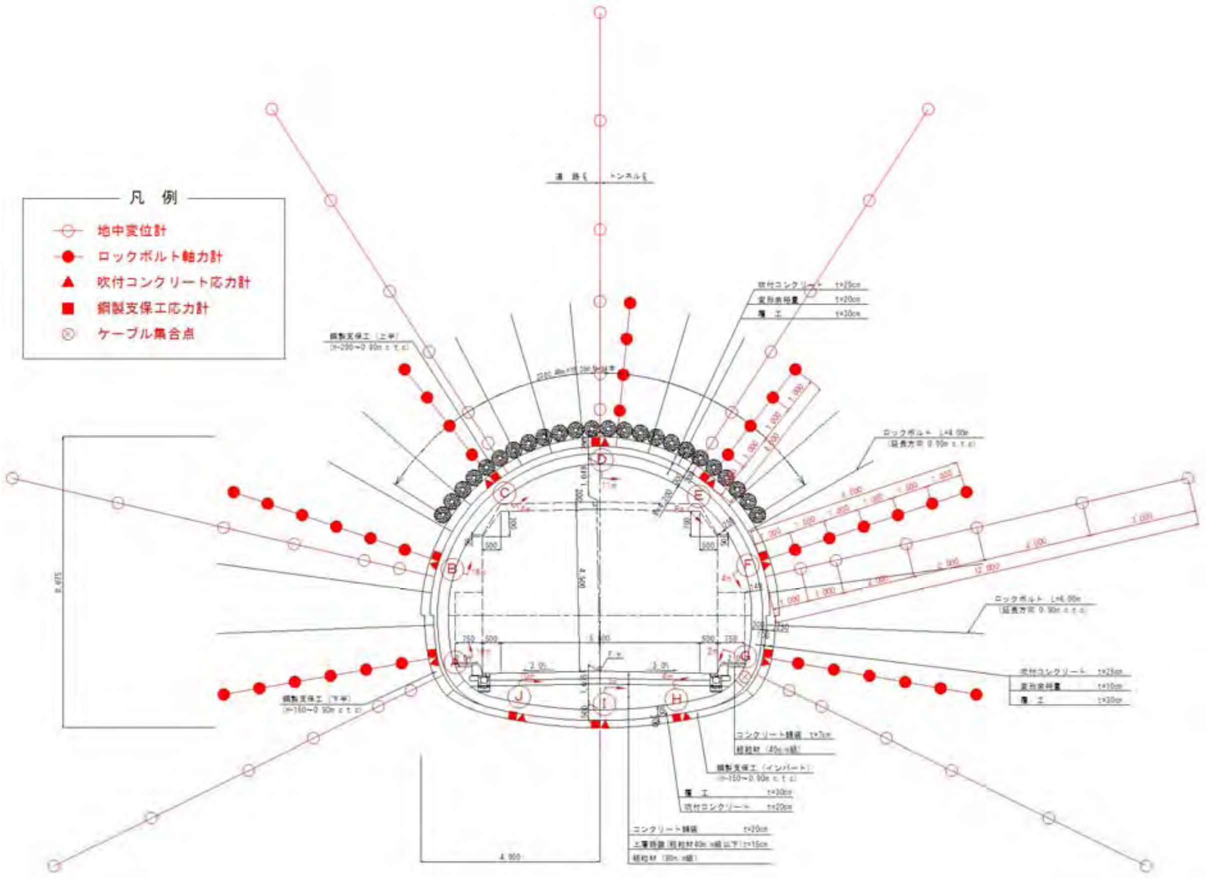


Fig.6.4.2　計器配置断面図

計測器は，掘削直後の 2008 年 6 月 25 日に設置し 2008 年 8 月 28 日まで計測を行なった．地中変位の計測結果を Fig.6.4.3 に，最終計測データを Table6.4.2(a)～Table6.4.2(g)に，ロックボルトの軸力測定の結果を Fig.6.4.4 に，最終計測データを Table6.4.3(a)～Table6.4.3(g)に示す．

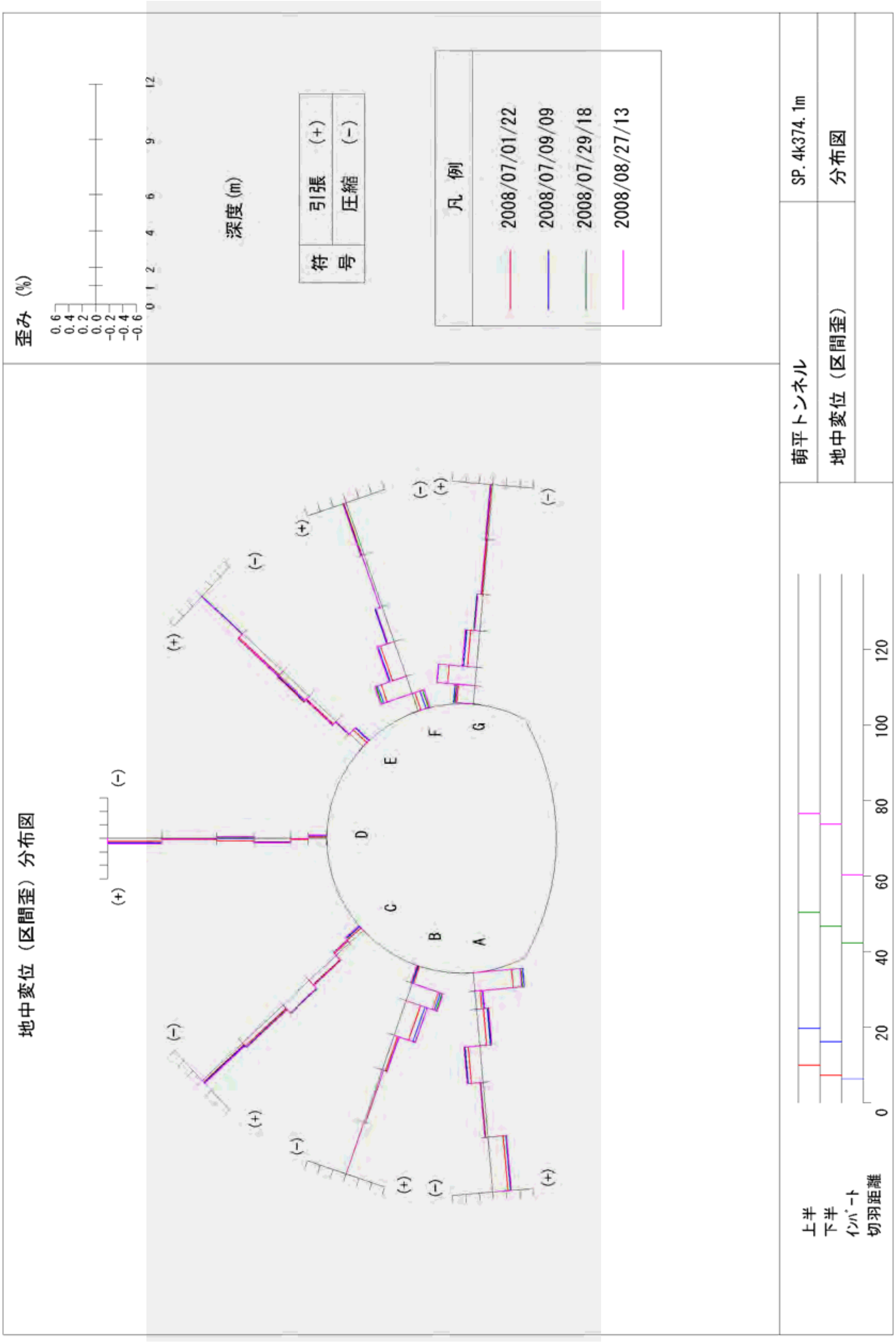


Fig.6.4.3　SP307 断面における地中変位（区間ひずみ）の分布 76)

Table6.4.2(a)　A 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：A						

日付	深度	深度	深度	深度	深度	深度
	0-1m	1-2m	2-4m	4-6m	6-9m	9-12m
	歪み	歪み	歪み	歪み	歪み	歪み
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
2008/08/25 07:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/25 08:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/25 09:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 10:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 11:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 12:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 13:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 14:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.04	0.28
2008/08/25 15:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 16:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 17:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 18:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 19:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 20:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 21:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 22:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/25 23:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 00:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 01:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 02:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 03:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 04:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 05:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 06:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 07:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 08:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 09:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 10:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 11:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 12:00:00	0.70	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 13:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 14:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 15:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 16:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 17:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 18:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 19:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 20:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 21:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 22:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/26 23:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 00:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 01:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 02:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 03:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 04:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 05:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 06:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 07:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 08:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 09:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 10:00:00	0.70	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 11:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 12:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 13:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 14:00:00	0.70	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 15:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 16:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 17:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 18:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 19:00:00	0.70	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 20:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28
2008/08/27 21:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.23	-0.05	0.28
2008/08/27 22:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.04	0.28
2008/08/27 23:00:00	0.69	0.12	0.18	-0.24	-0.05	0.28

Table6.4.2(b)　B 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,341.1						
測線名：B						

日付	深度	深度	深度	深度	深度	深度
	0-1m	1-2m	2-4m	4-6m	6-9m	9-12m
	歪み	歪み	歪み	歪み	歪み	歪み
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
2008/08/24 14:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 15:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 16:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 17:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 18:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 19:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 20:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 21:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 22:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/24 23:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 00:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 01:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 02:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 03:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 04:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 05:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 06:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 07:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 08:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 09:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 10:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 11:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 12:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 13:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 14:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 15:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 16:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 17:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 18:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 19:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 20:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 21:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 22:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/25 23:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 00:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 01:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 02:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 03:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 04:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 05:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 06:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 07:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 08:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 09:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 10:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 11:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 12:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 13:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 14:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 15:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 16:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 17:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 18:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 19:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 20:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 21:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 22:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/26 23:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 00:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 01:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 02:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 03:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 04:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 05:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 06:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 07:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 08:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 09:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 10:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 11:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 12:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 13:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 14:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 15:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 16:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 17:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 18:00:00	-0.02	0.49	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 19:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 20:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 21:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 22:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00
2008/08/27 23:00:00	-0.02	0.48	0.33	0.07	0.02	0.00

Table6.4.2(c)　C 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：C						

日付	深度 0-1m 歪み (%)	深度 1-2m 歪み (%)	深度 2-4m 歪み (%)	深度 4-6m 歪み (%)	深度 6-9m 歪み (%)	深度 9-12m 歪み (%)
2008/08/24 14:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 15:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 16:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 17:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 18:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 19:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 20:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 21:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 22:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/24 23:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 00:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 01:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 02:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 03:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 04:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 05:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 06:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 07:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 08:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 09:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 10:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 11:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 12:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 13:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 14:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 15:00:00	-0.09	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 16:00:00	-0.10	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 17:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 18:00:00	-0.10	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 19:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 20:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 21:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.15	0.09	0.06
2008/08/25 22:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/25 23:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.15	0.09	0.06
2008/08/26 00:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 01:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 02:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 03:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 04:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 05:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.15	0.09	0.06
2008/08/26 06:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.05
2008/08/26 07:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 08:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 09:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 10:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 11:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 12:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 13:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 14:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 15:00:00	-0.10	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 16:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 17:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.15	0.09	0.05
2008/08/26 18:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 19:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.05
2008/08/26 20:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 21:00:00	-0.10	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/26 22:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.15	0.09	0.06
2008/08/26 23:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 00:00:00	-0.10	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 01:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 02:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 03:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 04:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 05:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 06:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 07:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 08:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 09:00:00	-0.10	-0.06	0.10	0.16	0.09	0.05
2008/08/27 10:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 11:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 12:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 13:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 14:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 15:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 16:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 17:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 18:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 19:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 20:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 21:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 22:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06
2008/08/27 23:00:00	-0.10	-0.05	0.10	0.16	0.09	0.06

Table6.4.2(d)　D 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：D						

日付	深度	深度	深度	深度	深度	深度
	0-1m	1-2m	2-4m	4-6m	6-9m	9-12m
	歪み	歪み	歪み	歪み	歪み	歪み
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
2008/08/24 14:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 15:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 16:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 17:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 18:00:00	-0.04	0.00	0.06	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 19:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 20:00:00	-0.05	0.00	0.06	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 21:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 22:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/24 23:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 00:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 01:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 02:00:00	-0.05	0.00	0.06	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 03:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 04:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 05:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 06:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 07:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 08:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 09:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 10:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 11:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 12:00:00	-0.04	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 13:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 14:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/25 15:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 16:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 17:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 18:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 19:00:00	-0.04	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 20:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 21:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 22:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/25 23:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 00:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 01:00:00	-0.04	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 02:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 03:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/26 04:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 05:00:00	-0.04	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 06:00:00	-0.04	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 07:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/26 08:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/26 09:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 10:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 11:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/26 12:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 13:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 14:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 15:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 16:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 17:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 18:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 19:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 20:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 21:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 22:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/26 23:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 00:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 01:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 02:00:00	-0.05	-0.01	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 03:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 04:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 05:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 06:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 07:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 08:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 09:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 10:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 11:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 12:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 13:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 14:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 15:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.02	0.01	0.08
2008/08/27 16:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 17:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 18:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 19:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 20:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 21:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 22:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08
2008/08/27 23:00:00	-0.05	0.00	0.07	-0.03	0.01	0.08

Table6.4.2(e)　E 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：E						

日付	深度 0-1m 歪み (%)	深度 1-2m 歪み (%)	深度 2-4m 歪み (%)	深度 4-6m 歪み (%)	深度 6-9m 歪み (%)	深度 9-12m 歪み (%)
2008/08/24 14:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 15:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 16:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 17:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 18:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 19:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 20:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 21:00:00	-0.13	0.01	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 22:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/24 23:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 00:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 01:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 02:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 03:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 04:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 05:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 06:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 07:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 08:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 09:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 10:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 11:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 12:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 13:00:00	-0.13	0.01	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 14:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 15:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 16:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 17:00:00	-0.13	0.01	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 18:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/25 19:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 20:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 21:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/25 22:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/25 23:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 00:00:00	-0.13	0.01	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 01:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/26 02:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/26 03:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 04:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 05:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 06:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 07:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 08:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/26 09:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 10:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/26 11:00:00	-0.13	0.01	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 12:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 13:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 14:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 15:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 16:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 17:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 18:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 19:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 20:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 21:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 22:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/26 23:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 00:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 01:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 02:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 03:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 04:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 05:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 06:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 07:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 08:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 09:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 10:00:00	-0.13	0.01	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 11:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 12:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 13:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 14:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 15:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 16:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 17:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 18:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/27 19:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/27 20:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.09	0.10	-0.01
2008/08/27 21:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 22:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01
2008/08/27 23:00:00	-0.13	0.00	0.08	0.08	0.10	-0.01

Table6.4.2(f)　F 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：F						

日付	深度 0-1m 歪み (%)	深度 1-2m 歪み (%)	深度 2-4m 歪み (%)	深度 4-6m 歪み (%)	深度 6-9m 歪み (%)	深度 9-12m 歪み (%)
2008/08/24 14:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 15:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 16:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 17:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 18:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 19:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 20:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 21:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 22:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/24 23:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 00:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 01:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 02:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 03:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 04:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 05:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 06:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 07:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 08:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 09:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 10:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 11:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 12:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 13:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 14:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 15:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 16:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 17:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 18:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 19:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 20:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 21:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 22:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/25 23:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 00:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 01:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 02:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 03:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 04:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 05:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 06:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 07:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 08:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 09:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 10:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 11:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 12:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 13:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 14:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 15:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 16:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 17:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 18:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 19:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 20:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 21:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 22:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/26 23:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 00:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 01:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 02:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 03:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 04:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 05:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 06:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 07:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 08:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 09:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 10:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 11:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 12:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 13:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 14:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 15:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 16:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 17:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 18:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 19:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 20:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 21:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 22:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05
2008/08/27 23:00:00	-0.18	0.49	0.27	0.10	0.03	0.05

Table6.4.2(g)　G 測線の地中変位データ

地中変位（区間歪み）　データシート					
トンネル名：萌平トンネル					
計測断面：SP4,374.1					
測線名：G					

日付	深度 0-1m 歪み (%)	深度 1-2m 歪み (%)	深度 2-4m 歪み (%)	深度 4-6m 歪み (%)	深度 6-9m 歪み (%)	深度 9-12m 歪み (%)
2008/08/25 07:00:00	0.27	0.58	0.21	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 08:00:00	0.27	0.58	0.21	0.08	0.03	0.03
2008/08/25 09:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 10:00:00	0.26	0.58	0.21	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 11:00:00	0.27	0.58	0.21	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 12:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 13:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 14:00:00	0.27	0.58	0.21	0.08	0.03	0.03
2008/08/25 15:00:00	0.27	0.58	0.21	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 16:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/25 17:00:00	0.26	0.58	0.21	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 18:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 19:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/25 20:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/25 21:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/25 22:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/25 23:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 00:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 01:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 02:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 03:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 04:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 05:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 06:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 07:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 08:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 09:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 10:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 11:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 12:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 13:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 14:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 15:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 16:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 17:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 18:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 19:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 20:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 21:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/26 22:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/26 23:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 00:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 01:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 02:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 03:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 04:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/27 05:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 06:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 07:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 08:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 09:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 10:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 11:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 12:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/27 13:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/27 14:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 15:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 16:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 17:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/27 18:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 19:00:00	0.26	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/27 20:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.04
2008/08/27 21:00:00	0.27	0.58	0.21	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 22:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03
2008/08/27 23:00:00	0.27	0.58	0.22	0.08	0.03	0.03

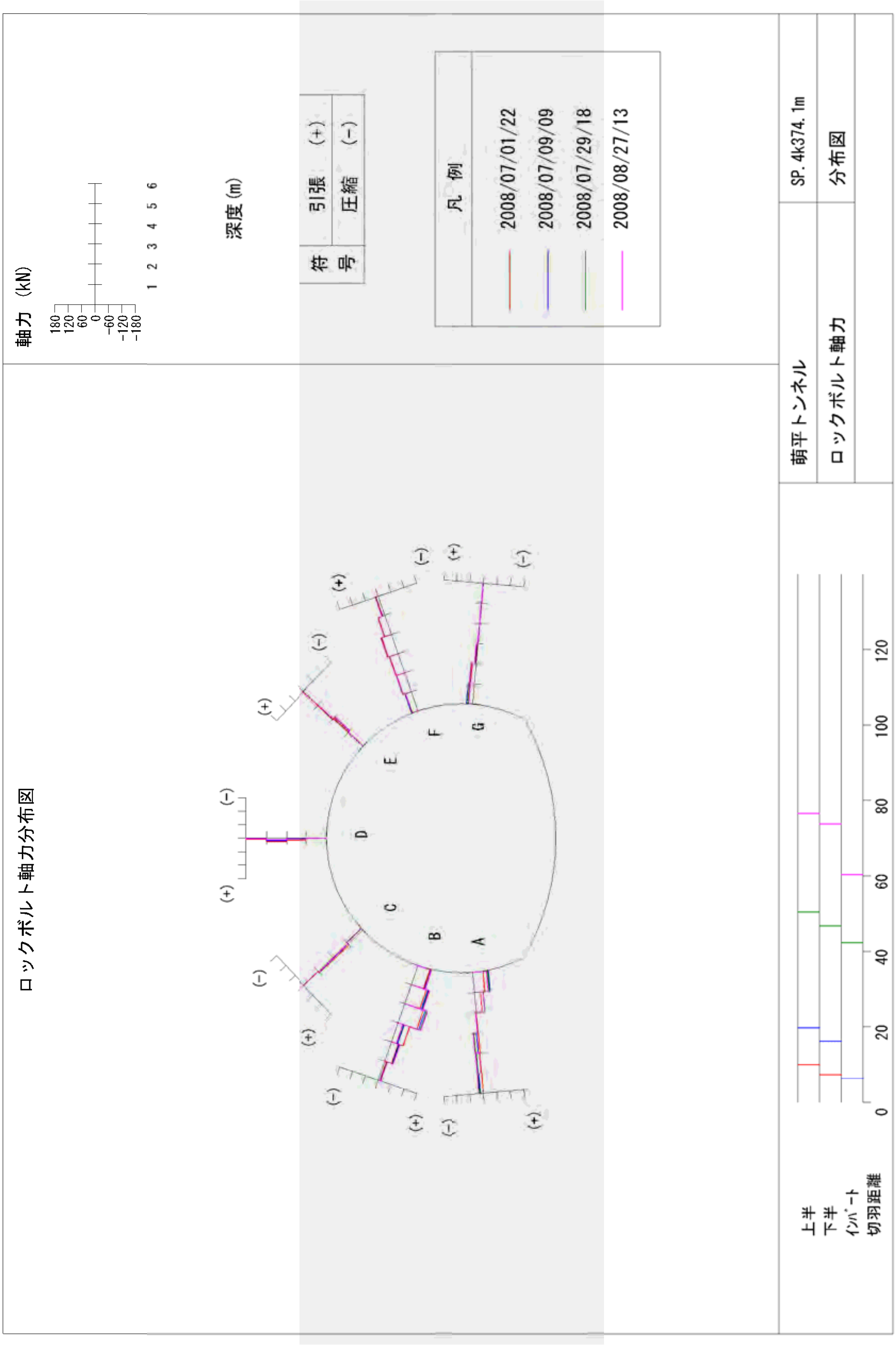


Fig.6.4.4　SP307 断面におけるロックボルト軸力測定の結果 [76)]

Table6.4.3(a)　A 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：A						

日付	深度 1m 軸力 (kN)	深度 2m 軸力 (kN)	深度 3m 軸力 (kN)	深度 4m 軸力 (kN)	深度 5m 軸力 (kN)	深度 6m 軸力 (kN)
2008/08/25 07:00:00	60.35	37.05	-3.47	-22.08	-19.60	-20.61
2008/08/25 08:00:00	60.35	37.08	-3.50	-22.08	-19.57	-20.61
2008/08/25 09:00:00	60.40	37.08	-3.50	-22.11	-19.63	-20.64
2008/08/25 10:00:00	60.49	37.08	-3.41	-22.11	-19.57	-20.59
2008/08/25 11:00:00	60.71	37.17	-3.38	-21.97	-19.43	-20.47
2008/08/25 12:00:00	60.86	37.20	-3.33	-21.91	-19.37	-20.45
2008/08/25 13:00:00	61.00	37.22	-3.27	-21.86	-19.29	-20.33
2008/08/25 14:00:00	60.97	37.28	-3.27	-21.83	-19.26	-20.36
2008/08/25 15:00:00	60.97	37.22	-3.27	-21.91	-19.35	-20.39
2008/08/25 16:00:00	61.00	37.22	-3.27	-21.86	-19.23	-20.30
2008/08/25 17:00:00	60.94	37.22	-3.33	-21.88	-19.35	-20.42
2008/08/25 18:00:00	61.08	37.22	-3.30	-21.88	-19.32	-20.39
2008/08/25 19:00:00	61.22	37.31	-3.21	-21.77	-19.20	-20.28
2008/08/25 20:00:00	61.14	37.31	-3.27	-21.80	-19.23	-20.33
2008/08/25 21:00:00	61.22	37.34	-3.19	-21.74	-19.20	-20.28
2008/08/25 22:00:00	61.28	37.34	-3.19	-21.74	-19.18	-20.22
2008/08/25 23:00:00	61.48	37.42	-3.16	-21.66	-19.09	-20.16
2008/08/26 00:00:00	61.65	37.45	-3.07	-21.60	-19.04	-20.11
2008/08/26 01:00:00	61.53	37.45	-3.07	-21.57	-19.01	-20.13
2008/08/26 02:00:00	61.48	37.39	-3.16	-21.66	-19.09	-20.19
2008/08/26 03:00:00	61.42	37.39	-3.16	-21.69	-19.09	-20.19
2008/08/26 04:00:00	61.36	37.37	-3.19	-21.69	-19.12	-20.22
2008/08/26 05:00:00	61.48	37.42	-3.13	-21.66	-19.06	-20.16
2008/08/26 06:00:00	61.53	37.45	-3.10	-21.60	-18.98	-20.13
2008/08/26 07:00:00	61.50	37.42	-3.13	-21.60	-19.01	-20.13
2008/08/26 08:00:00	61.42	37.37	-3.13	-21.60	-19.04	-20.16
2008/08/26 09:00:00	61.48	37.42	-3.10	-21.60	-19.04	-20.13
2008/08/26 10:00:00	61.48	37.39	-3.13	-21.66	-19.04	-20.13
2008/08/26 11:00:00	61.53	37.45	-3.10	-21.63	-19.01	-20.11
2008/08/26 12:00:00	61.50	37.42	-3.16	-21.63	-19.04	-20.11
2008/08/26 13:00:00	61.42	37.39	-3.16	-21.63	-19.06	-20.19
2008/08/26 14:00:00	61.42	37.39	-3.10	-21.63	-19.04	-20.13
2008/08/26 15:00:00	61.42	37.39	-3.16	-21.63	-19.04	-20.16
2008/08/26 16:00:00	61.48	37.45	-3.13	-21.63	-19.06	-20.13
2008/08/26 17:00:00	61.65	37.48	-3.07	-21.54	-18.95	-20.05
2008/08/26 18:00:00	61.65	37.51	-3.05	-21.54	-18.92	-20.05
2008/08/26 19:00:00	61.59	37.53	-3.02	-21.52	-18.87	-19.99
2008/08/26 20:00:00	61.59	37.51	-3.05	-21.54	-18.89	-20.05
2008/08/26 21:00:00	61.48	37.48	-3.10	-21.57	-18.95	-20.08
2008/08/26 22:00:00	61.45	37.42	-3.16	-21.60	-19.01	-20.11
2008/08/26 23:00:00	61.59	37.45	-3.02	-21.52	-18.89	-19.99
2008/08/27 00:00:00	61.53	37.48	-3.10	-21.54	-18.92	-20.02
2008/08/27 01:00:00	61.45	37.45	-3.10	-21.57	-18.95	-20.08
2008/08/27 02:00:00	61.34	37.42	-3.16	-21.60	-19.01	-20.11
2008/08/27 03:00:00	61.31	37.42	-3.16	-21.63	-19.04	-20.13
2008/08/27 04:00:00	61.19	37.39	-3.19	-21.63	-19.06	-20.16
2008/08/27 05:00:00	61.17	37.39	-3.19	-21.66	-19.04	-20.13
2008/08/27 06:00:00	61.08	37.34	-3.24	-21.69	-19.09	-20.22
2008/08/27 07:00:00	61.05	37.34	-3.24	-21.71	-19.12	-20.22
2008/08/27 08:00:00	60.97	37.31	-3.16	-21.63	-19.12	-20.19
2008/08/27 09:00:00	60.97	37.34	-3.24	-21.71	-19.12	-20.19
2008/08/27 10:00:00	60.91	37.34	-3.24	-21.77	-19.18	-20.22
2008/08/27 11:00:00	60.91	37.31	-3.30	-21.74	-19.15	-20.25
2008/08/27 12:00:00	60.91	37.31	-3.27	-21.77	-19.18	-20.28
2008/08/27 13:00:00	60.86	37.28	-3.30	-21.80	-19.20	-20.28
2008/08/27 14:00:00	60.86	37.31	-3.27	-21.77	-19.15	-20.28
2008/08/27 15:00:00	60.86	37.31	-3.30	-21.77	-19.20	-20.28
2008/08/27 16:00:00	60.83	37.28	-3.27	-21.80	-19.20	-20.30
2008/08/27 17:00:00	60.83	37.28	-3.30	-21.80	-19.20	-20.28
2008/08/27 18:00:00	60.80	37.31	-3.30	-21.80	-19.23	-20.28
2008/08/27 19:00:00	60.77	37.28	-3.33	-21.80	-19.20	-20.30
2008/08/27 20:00:00	60.77	37.28	-3.33	-21.80	-19.23	-20.30
2008/08/27 21:00:00	60.83	37.34	-3.27	-21.77	-19.18	-20.28
2008/08/27 22:00:00	60.77	37.34	-3.30	-21.83	-19.20	-20.30
2008/08/27 23:00:00	60.77	37.31	-3.33	-21.77	-19.20	-20.28

Table6.4.3(b)　B 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：B						

日付	深度	深度	深度	深度	深度	深度
	1m	2m	3m	4m	5m	6m
	軸力	軸力	軸力	軸力	軸力	軸力
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2008/08/24 14:00:00	62.77	83.77	105.41	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 15:00:00	62.77	83.77	105.43	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 16:00:00	62.77	83.79	105.45	22.73	38.49	11.20
2008/08/24 17:00:00	62.80	83.79	105.45	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 18:00:00	62.77	83.79	105.45	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 19:00:00	62.77	83.79	105.45	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 20:00:00	62.77	83.81	105.47	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 21:00:00	62.77	83.81	105.47	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 22:00:00	62.77	83.79	105.49	22.73	38.52	11.20
2008/08/24 23:00:00	62.77	83.79	105.47	22.70	38.52	11.20
2008/08/25 00:00:00	62.77	83.81	105.49	22.73	38.52	11.20
2008/08/25 01:00:00	62.77	83.81	105.51	22.70	38.55	11.20
2008/08/25 02:00:00	62.75	83.81	105.51	22.70	38.55	11.17
2008/08/25 03:00:00	62.77	83.81	105.51	22.70	38.52	11.17
2008/08/25 04:00:00	62.75	83.79	105.53	22.70	38.52	11.17
2008/08/25 05:00:00	62.75	83.79	105.53	22.70	38.52	11.17
2008/08/25 06:00:00	62.75	83.81	105.53	22.70	38.49	11.14
2008/08/25 07:00:00	62.75	83.79	105.53	22.70	38.52	11.17
2008/08/25 08:00:00	62.77	83.84	105.55	22.70	38.52	11.17
2008/08/25 09:00:00	63.20	84.15	105.75	23.04	38.80	11.53
2008/08/25 10:00:00	63.31	84.22	105.79	23.07	38.86	11.65
2008/08/25 11:00:00	63.31	84.20	105.75	23.07	38.83	11.62
2008/08/25 12:00:00	63.53	84.37	105.83	23.24	39.00	11.82
2008/08/25 13:00:00	63.62	84.37	105.85	23.27	39.06	11.87
2008/08/25 14:00:00	63.42	84.25	105.79	23.18	38.94	11.79
2008/08/25 15:00:00	63.45	84.27	105.79	23.18	38.97	11.79
2008/08/25 16:00:00	63.28	84.13	105.69	23.04	38.86	11.67
2008/08/25 17:00:00	63.31	84.15	105.71	23.07	38.86	11.70
2008/08/25 18:00:00	63.68	84.39	105.91	23.38	39.17	12.01
2008/08/25 19:00:00	63.39	84.18	105.71	23.15	38.97	11.76
2008/08/25 20:00:00	63.22	84.06	105.63	23.01	38.80	11.65
2008/08/25 21:00:00	63.45	84.20	105.77	23.24	39.00	11.87
2008/08/25 22:00:00	63.62	84.30	105.83	23.32	39.14	11.99
2008/08/25 23:00:00	63.68	84.34	105.81	23.35	39.11	12.04
2008/08/26 00:00:00	63.68	84.30	105.81	23.38	39.11	12.04
2008/08/26 01:00:00	63.39	84.10	105.63	23.12	38.97	11.84
2008/08/26 02:00:00	63.22	83.98	105.59	23.07	38.86	11.73
2008/08/26 03:00:00	63.17	83.93	105.55	23.01	38.86	11.67
2008/08/26 04:00:00	63.53	84.22	105.77	23.29	39.14	11.96
2008/08/26 05:00:00	63.59	84.25	105.73	23.29	39.11	12.01
2008/08/26 06:00:00	63.53	84.20	105.71	23.27	39.06	11.96
2008/08/26 07:00:00	63.34	84.03	105.57	23.10	38.94	11.82
2008/08/26 08:00:00	63.22	83.98	105.55	23.04	38.89	11.73
2008/08/26 09:00:00	63.56	84.25	105.73	23.32	39.14	12.07
2008/08/26 10:00:00	63.62	84.25	105.73	23.35	39.17	12.07
2008/08/26 11:00:00	63.53	84.20	105.67	23.27	39.09	11.99
2008/08/26 12:00:00	63.39	84.08	105.61	23.12	38.97	11.90
2008/08/26 13:00:00	63.34	84.03	105.59	23.12	38.97	11.84
2008/08/26 14:00:00	63.28	84.01	105.59	23.10	38.97	11.82
2008/08/26 15:00:00	63.62	84.27	105.75	23.38	39.23	12.10
2008/08/26 16:00:00	63.65	84.27	105.73	23.35	39.20	12.10
2008/08/26 17:00:00	63.68	84.30	105.71	23.32	39.17	12.10
2008/08/26 18:00:00	63.73	84.32	105.75	23.41	39.23	12.18
2008/08/26 19:00:00	63.39	84.08	105.57	23.12	39.00	11.93
2008/08/26 20:00:00	63.31	84.01	105.55	23.07	38.97	11.84
2008/08/26 21:00:00	63.31	84.03	105.57	23.10	38.97	11.87
2008/08/26 22:00:00	63.62	84.22	105.71	23.32	39.23	12.10
2008/08/26 23:00:00	63.51	84.18	105.63	23.24	39.09	12.04
2008/08/27 00:00:00	63.28	84.01	105.55	23.07	38.92	11.84
2008/08/27 01:00:00	63.20	83.96	105.49	23.04	38.97	11.82
2008/08/27 02:00:00	63.17	83.91	105.49	23.01	38.92	11.73
2008/08/27 03:00:00	63.11	83.89	105.47	22.95	38.89	11.70
2008/08/27 04:00:00	63.08	83.89	105.47	22.95	38.89	11.67
2008/08/27 05:00:00	63.03	83.89	105.47	22.93	38.83	11.67
2008/08/27 06:00:00	63.03	83.86	105.47	22.90	38.83	11.65
2008/08/27 07:00:00	63.06	83.89	105.49	22.93	38.83	11.65
2008/08/27 08:00:00	63.03	83.89	105.47	22.90	38.83	11.67
2008/08/27 09:00:00	63.03	83.89	105.47	22.90	38.83	11.65
2008/08/27 10:00:00	63.06	83.93	105.51	22.90	38.83	11.65
2008/08/27 11:00:00	63.06	83.93	105.51	22.90	38.86	11.67
2008/08/27 12:00:00	63.08	83.96	105.51	22.93	38.86	11.67
2008/08/27 13:00:00	63.11	83.93	105.49	22.90	38.86	11.65
2008/08/27 14:00:00	63.08	83.96	105.51	22.90	38.86	11.67
2008/08/27 15:00:00	63.11	83.96	105.53	22.90	38.86	11.67
2008/08/27 16:00:00	63.14	84.01	105.53	22.93	38.89	11.70
2008/08/27 17:00:00	63.08	83.98	105.53	22.93	38.89	11.67
2008/08/27 18:00:00	63.08	83.98	105.53	22.90	38.86	11.65
2008/08/27 19:00:00	63.06	83.96	105.51	22.90	38.86	11.65
2008/08/27 20:00:00	63.11	83.98	105.53	22.90	38.89	11.67
2008/08/27 21:00:00	63.11	83.98	105.53	22.90	38.89	11.67
2008/08/27 22:00:00	63.11	84.01	105.55	22.90	38.83	11.67
2008/08/27 23:00:00	63.11	84.01	105.53	22.87	38.89	11.67

Table6.4.3(c)　C 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート				
トンネル名：萌平トンネル				
計測断面：SP4,374.1				
測線名：C				

日付	深度 1m 軸力 (kN)	深度 2m 軸力 (kN)	深度 3m 軸力 (kN)	深度 4m 軸力 (kN)
2008/08/24 14:00:00	-8.09	0.23	4.43	0.65
2008/08/24 15:00:00	-8.07	0.23	4.43	0.65
2008/08/24 16:00:00	-8.04	0.23	4.43	0.65
2008/08/24 17:00:00	-8.04	0.25	4.43	0.65
2008/08/24 18:00:00	-8.01	0.25	4.43	0.65
2008/08/24 19:00:00	-8.01	0.28	4.43	0.62
2008/08/24 20:00:00	-8.01	0.25	4.40	0.65
2008/08/24 21:00:00	-7.98	0.28	4.43	0.65
2008/08/24 22:00:00	-7.98	0.28	4.43	0.62
2008/08/24 23:00:00	-7.98	0.28	4.40	0.62
2008/08/25 00:00:00	-7.98	0.28	4.43	0.62
2008/08/25 01:00:00	-7.98	0.28	4.40	0.62
2008/08/25 02:00:00	-7.95	0.31	4.40	0.59
2008/08/25 03:00:00	-7.95	0.31	4.40	0.59
2008/08/25 04:00:00	-7.95	0.31	4.40	0.59
2008/08/25 05:00:00	-7.95	0.31	4.43	0.59
2008/08/25 06:00:00	-7.92	0.31	4.40	0.59
2008/08/25 07:00:00	-7.92	0.34	4.40	0.56
2008/08/25 08:00:00	-7.92	0.34	4.40	0.56
2008/08/25 09:00:00	-7.64	0.59	4.77	0.90
2008/08/25 10:00:00	-7.64	0.65	4.85	0.93
2008/08/25 11:00:00	-7.76	0.54	4.77	0.90
2008/08/25 12:00:00	-7.73	0.62	4.96	1.04
2008/08/25 13:00:00	-7.73	0.62	4.99	1.13
2008/08/25 14:00:00	-7.87	0.48	4.91	1.04
2008/08/25 15:00:00	-7.90	0.45	4.88	1.07
2008/08/25 16:00:00	-8.09	0.28	4.71	0.90
2008/08/25 17:00:00	-8.04	0.31	4.77	0.99
2008/08/25 18:00:00	-7.78	0.59	5.08	1.33
2008/08/25 19:00:00	-8.12	0.25	4.79	1.04
2008/08/25 20:00:00	-8.23	0.14	4.65	0.93
2008/08/25 21:00:00	-8.07	0.31	4.85	1.10
2008/08/25 22:00:00	-7.95	0.37	4.99	1.27
2008/08/25 23:00:00	-8.09	0.25	4.96	1.24
2008/08/26 00:00:00	-8.12	0.23	4.99	1.27
2008/08/26 01:00:00	-8.32	0.00	4.77	1.07
2008/08/26 02:00:00	-8.38	-0.08	4.65	1.02
2008/08/26 03:00:00	-8.40	-0.11	4.57	0.96
2008/08/26 04:00:00	-8.09	0.20	4.88	1.27
2008/08/26 05:00:00	-8.21	0.11	4.88	1.24
2008/08/26 06:00:00	-8.23	0.03	4.85	1.21
2008/08/26 07:00:00	-8.38	-0.11	4.68	1.04
2008/08/26 08:00:00	-8.40	-0.14	4.60	0.99
2008/08/26 09:00:00	-8.18	0.11	4.91	1.27
2008/08/26 10:00:00	-8.18	0.08	4.94	1.30
2008/08/26 11:00:00	-8.32	-0.06	4.82	1.18
2008/08/26 12:00:00	-8.40	-0.14	4.68	1.10
2008/08/26 13:00:00	-8.40	-0.17	4.62	1.07
2008/08/26 14:00:00	-8.40	-0.17	4.60	1.04
2008/08/26 15:00:00	-8.09	0.14	4.91	1.35
2008/08/26 16:00:00	-8.15	0.08	4.94	1.33
2008/08/26 17:00:00	-8.23	0.00	4.91	1.30
2008/08/26 18:00:00	-8.18	0.06	4.99	1.38
2008/08/26 19:00:00	-8.46	-0.23	4.68	1.13
2008/08/26 20:00:00	-8.46	-0.28	4.60	1.10
2008/08/26 21:00:00	-8.40	-0.23	4.65	1.13
2008/08/26 22:00:00	-8.21	-0.03	4.88	1.33
2008/08/26 23:00:00	-8.35	-0.17	4.77	1.21
2008/08/27 00:00:00	-8.49	-0.28	4.62	1.07
2008/08/27 01:00:00	-8.46	-0.34	4.54	1.04
2008/08/27 02:00:00	-8.49	-0.31	4.51	1.02
2008/08/27 03:00:00	-8.49	-0.34	4.46	0.96
2008/08/27 04:00:00	-8.46	-0.34	4.46	0.96
2008/08/27 05:00:00	-8.43	-0.31	4.43	0.93
2008/08/27 06:00:00	-8.43	-0.31	4.43	0.93
2008/08/27 07:00:00	-8.35	-0.23	4.48	0.96
2008/08/27 08:00:00	-8.35	-0.23	4.46	0.90
2008/08/27 09:00:00	-8.35	-0.23	4.46	0.90
2008/08/27 10:00:00	-8.32	-0.20	4.46	0.90
2008/08/27 11:00:00	-8.29	-0.17	4.48	0.93
2008/08/27 12:00:00	-8.29	-0.14	4.48	0.93
2008/08/27 13:00:00	-8.29	-0.17	4.46	0.90
2008/08/27 14:00:00	-8.26	-0.14	4.46	0.90
2008/08/27 15:00:00	-8.26	-0.11	4.48	0.90
2008/08/27 16:00:00	-8.21	-0.08	4.51	0.93
2008/08/27 17:00:00	-8.21	-0.08	4.51	0.90
2008/08/27 18:00:00	-8.23	-0.08	4.48	0.87
2008/08/27 19:00:00	-8.23	-0.11	4.46	0.85
2008/08/27 20:00:00	-8.18	-0.03	4.51	0.90
2008/08/27 21:00:00	-8.18	-0.06	4.51	0.87
2008/08/27 22:00:00	-8.18	-0.03	4.51	0.85
2008/08/27 23:00:00	-8.18	-0.03	4.48	0.82

Table6.4.3(d)　D 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート				
トンネル名：萌平トンネル				
計測断面：SP4,374.1				
測線名：D				

日 付	深 度	深 度	深 度	深 度
	1m	2m	3m	4m
	軸 力	軸 力	軸 力	軸 力
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2008/08/24 14:00:00	-0.87	2.00	7.70	2.65
2008/08/24 15:00:00	-0.87	2.00	7.70	2.65
2008/08/24 16:00:00	-0.87	2.00	7.70	2.65
2008/08/24 17:00:00	-0.87	2.03	7.70	2.65
2008/08/24 18:00:00	-0.90	2.03	7.73	2.65
2008/08/24 19:00:00	-0.90	2.03	7.73	2.65
2008/08/24 20:00:00	-0.90	2.06	7.73	2.65
2008/08/24 21:00:00	-0.90	2.03	7.70	2.62
2008/08/24 22:00:00	-0.90	2.03	7.70	2.65
2008/08/24 23:00:00	-0.90	2.03	7.70	2.62
2008/08/25 00:00:00	-0.93	2.06	7.70	2.62
2008/08/25 01:00:00	-0.93	2.06	7.73	2.62
2008/08/25 02:00:00	-0.93	2.06	7.73	2.59
2008/08/25 03:00:00	-0.96	2.09	7.73	2.59
2008/08/25 04:00:00	-0.96	2.06	7.73	2.62
2008/08/25 05:00:00	-0.99	2.09	7.73	2.59
2008/08/25 06:00:00	-0.96	2.09	7.73	2.59
2008/08/25 07:00:00	-0.99	2.09	7.73	2.59
2008/08/25 08:00:00	-0.99	2.12	7.73	2.59
2008/08/25 09:00:00	-0.56	2.26	7.95	2.88
2008/08/25 10:00:00	-0.45	2.23	7.98	2.93
2008/08/25 11:00:00	-0.45	2.09	7.84	2.88
2008/08/25 12:00:00	-0.08	2.17	8.01	3.13
2008/08/25 13:00:00	-0.03	2.09	7.92	3.13
2008/08/25 14:00:00	-0.14	2.00	7.84	3.07
2008/08/25 15:00:00	-0.06	2.03	7.87	3.10
2008/08/25 16:00:00	-0.25	1.86	7.70	2.96
2008/08/25 17:00:00	-0.17	1.89	7.76	3.02
2008/08/25 18:00:00	0.14	2.09	7.95	3.27
2008/08/25 19:00:00	-0.14	1.69	7.59	2.93
2008/08/25 20:00:00	-0.31	1.64	7.50	2.88
2008/08/25 21:00:00	-0.14	1.75	7.59	3.02
2008/08/25 22:00:00	0.06	1.80	7.70	3.16
2008/08/25 23:00:00	0.14	1.66	7.56	3.13
2008/08/26 00:00:00	0.17	1.61	7.56	3.13
2008/08/26 01:00:00	-0.08	1.41	7.33	2.96
2008/08/26 02:00:00	-0.28	1.38	7.30	2.85
2008/08/26 03:00:00	-0.34	1.38	7.22	2.76
2008/08/26 04:00:00	0.00	1.64	7.50	3.07
2008/08/26 05:00:00	0.06	1.49	7.42	3.05
2008/08/26 06:00:00	0.14	1.47	7.42	3.07
2008/08/26 07:00:00	-0.08	1.38	7.28	2.93
2008/08/26 08:00:00	-0.20	1.33	7.22	2.85
2008/08/26 09:00:00	0.14	1.52	7.44	3.13
2008/08/26 10:00:00	0.20	1.49	7.44	3.13
2008/08/26 11:00:00	0.14	1.38	7.33	3.07
2008/08/26 12:00:00	0.00	1.33	7.25	2.96
2008/08/26 13:00:00	-0.08	1.30	7.22	2.93
2008/08/26 14:00:00	-0.14	1.33	7.22	2.90
2008/08/26 15:00:00	0.31	1.66	7.59	3.27
2008/08/26 16:00:00	0.25	1.47	7.42	3.19
2008/08/26 17:00:00	0.28	1.33	7.30	3.13
2008/08/26 18:00:00	0.37	1.38	7.36	3.21
2008/08/26 19:00:00	0.06	1.18	7.16	2.99
2008/08/26 20:00:00	-0.03	1.18	7.11	2.90
2008/08/26 21:00:00	0.03	1.27	7.33	3.02
2008/08/26 22:00:00	0.20	1.33	7.28	3.10
2008/08/26 23:00:00	0.14	1.21	7.16	3.02
2008/08/27 00:00:00	-0.11	1.13	7.02	2.88
2008/08/27 01:00:00	-0.20	1.13	6.99	2.85
2008/08/27 02:00:00	-0.28	1.16	7.02	2.76
2008/08/27 03:00:00	-0.34	1.16	7.02	2.76
2008/08/27 04:00:00	-0.39	1.18	7.02	2.74
2008/08/27 05:00:00	-0.42	1.21	7.02	2.74
2008/08/27 06:00:00	-0.45	1.24	7.08	2.74
2008/08/27 07:00:00	-0.39	1.33	7.16	2.79
2008/08/27 08:00:00	-0.42	1.33	7.13	2.76
2008/08/27 09:00:00	-0.42	1.35	7.16	2.76
2008/08/27 10:00:00	-0.45	1.35	7.19	2.76
2008/08/27 11:00:00	-0.39	1.44	7.25	2.82
2008/08/27 12:00:00	-0.39	1.44	7.25	2.82
2008/08/27 13:00:00	-0.45	1.44	7.22	2.79
2008/08/27 14:00:00	-0.42	1.47	7.25	2.79
2008/08/27 15:00:00	-0.39	1.49	7.28	2.82
2008/08/27 16:00:00	-0.37	1.52	7.33	2.85
2008/08/27 17:00:00	-0.37	1.55	7.30	2.85
2008/08/27 18:00:00	-0.42	1.52	7.28	2.82
2008/08/27 19:00:00	-0.45	1.52	7.30	2.79
2008/08/27 20:00:00	-0.39	1.61	7.39	2.88
2008/08/27 21:00:00	-0.39	1.55	7.33	2.88
2008/08/27 22:00:00	-0.42	1.58	7.33	2.85
2008/08/27 23:00:00	-0.42	1.55	7.30	2.82

Table6.4.3(e)　E 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート				
トンネル名：萌平トンネル				
計測断面：SP4,374.1				
測線名：E				

日付	深度 1m 軸力 (kN)	深度 2m 軸力 (kN)	深度 3m 軸力 (kN)	深度 4m 軸力 (kN)
2008/08/24 14:00:00	-2.17	-11.31	0.62	3.44
2008/08/24 15:00:00	-2.17	-11.31	0.62	3.41
2008/08/24 16:00:00	-2.17	-11.28	0.62	3.44
2008/08/24 17:00:00	-2.20	-11.31	0.62	3.41
2008/08/24 18:00:00	-2.20	-11.31	0.62	3.41
2008/08/24 19:00:00	-2.23	-11.31	0.62	3.41
2008/08/24 20:00:00	-2.23	-11.31	0.62	3.38
2008/08/24 21:00:00	-2.23	-11.31	0.62	3.41
2008/08/24 22:00:00	-2.23	-11.31	0.62	3.38
2008/08/24 23:00:00	-2.26	-11.34	0.59	3.38
2008/08/25 00:00:00	-2.26	-11.31	0.59	3.38
2008/08/25 01:00:00	-2.23	-11.31	0.59	3.38
2008/08/25 02:00:00	-2.26	-11.28	0.59	3.38
2008/08/25 03:00:00	-2.26	-11.31	0.59	3.36
2008/08/25 04:00:00	-2.26	-11.31	0.59	3.38
2008/08/25 05:00:00	-2.26	-11.31	0.59	3.38
2008/08/25 06:00:00	-2.28	-11.31	0.59	3.36
2008/08/25 07:00:00	-2.28	-11.28	0.62	3.38
2008/08/25 08:00:00	-2.17	-11.36	0.56	3.36
2008/08/25 09:00:00	-1.95	-11.05	0.90	3.67
2008/08/25 10:00:00	-1.86	-11.00	0.96	3.69
2008/08/25 11:00:00	-1.86	-11.08	0.93	3.69
2008/08/25 12:00:00	-1.66	-11.00	1.10	3.81
2008/08/25 13:00:00	-1.58	-10.91	1.16	3.92
2008/08/25 14:00:00	-1.69	-11.00	1.04	3.78
2008/08/25 15:00:00	-1.66	-11.03	1.04	3.81
2008/08/25 16:00:00	-1.80	-11.11	0.93	3.69
2008/08/25 17:00:00	-1.75	-11.11	0.93	3.75
2008/08/25 18:00:00	-1.47	-10.86	1.27	4.00
2008/08/25 19:00:00	-1.72	-11.20	0.90	3.78
2008/08/25 20:00:00	-1.86	-11.28	0.85	3.67
2008/08/25 21:00:00	-1.69	-11.11	1.02	3.86
2008/08/25 22:00:00	-1.52	-11.00	1.13	3.95
2008/08/25 23:00:00	-1.44	-11.03	1.10	3.95
2008/08/26 00:00:00	-1.49	-11.05	1.10	3.98
2008/08/26 01:00:00	-1.72	-11.34	0.85	3.75
2008/08/26 02:00:00	-1.86	-11.42	0.73	3.69
2008/08/26 03:00:00	-1.95	-11.45	0.71	3.61
2008/08/26 04:00:00	-1.61	-11.17	0.99	3.86
2008/08/26 05:00:00	-1.55	-11.17	0.99	3.89
2008/08/26 06:00:00	-1.58	-11.22	0.96	3.86
2008/08/26 07:00:00	-1.75	-11.36	0.82	3.72
2008/08/26 08:00:00	-1.83	-11.36	0.76	3.69
2008/08/26 09:00:00	-1.55	-11.17	0.96	3.98
2008/08/26 10:00:00	-1.49	-11.11	1.10	4.00
2008/08/26 11:00:00	-1.55	-11.22	0.99	3.89
2008/08/26 12:00:00	-1.64	-11.28	0.93	3.84
2008/08/26 13:00:00	-1.72	-11.34	0.85	3.81
2008/08/26 14:00:00	-1.75	-11.34	0.85	3.78
2008/08/26 15:00:00	-1.47	-11.05	1.10	4.03
2008/08/26 16:00:00	-1.47	-11.08	1.10	4.06
2008/08/26 17:00:00	-1.38	-11.11	1.16	4.06
2008/08/26 18:00:00	-1.35	-11.08	1.13	4.06
2008/08/26 19:00:00	-1.64	-11.31	0.90	3.84
2008/08/26 20:00:00	-1.78	-11.36	0.85	3.81
2008/08/26 21:00:00	-1.72	-11.42	0.79	3.78
2008/08/26 22:00:00	-1.47	-11.14	1.07	4.03
2008/08/26 23:00:00	-1.58	-11.28	0.96	3.92
2008/08/27 00:00:00	-1.78	-11.45	0.71	3.75
2008/08/27 01:00:00	-1.86	-11.53	0.65	3.78
2008/08/27 02:00:00	-1.92	-11.53	0.65	3.64
2008/08/27 03:00:00	-2.00	-11.56	0.59	3.61
2008/08/27 04:00:00	-2.03	-11.59	0.56	3.58
2008/08/27 05:00:00	-2.06	-11.59	0.51	3.55
2008/08/27 06:00:00	-2.06	-11.59	0.56	3.55
2008/08/27 07:00:00	-2.00	-11.51	0.65	3.64
2008/08/27 08:00:00	-2.03	-11.48	0.65	3.64
2008/08/27 09:00:00	-2.03	-11.48	0.68	3.61
2008/08/27 10:00:00	-2.00	-11.48	0.62	3.64
2008/08/27 11:00:00	-2.00	-11.45	0.71	3.67
2008/08/27 12:00:00	-2.00	-11.42	0.68	3.64
2008/08/27 13:00:00	-2.00	-11.45	0.65	3.64
2008/08/27 14:00:00	-2.03	-11.39	0.68	3.64
2008/08/27 15:00:00	-2.00	-11.42	0.68	3.67
2008/08/27 16:00:00	-1.97	-11.36	0.71	3.67
2008/08/27 17:00:00	-2.00	-11.42	0.68	3.64
2008/08/27 18:00:00	-1.97	-11.39	0.73	3.67
2008/08/27 19:00:00	-2.03	-11.39	0.68	3.72
2008/08/27 20:00:00	-2.00	-11.39	0.68	3.67
2008/08/27 21:00:00	-1.97	-11.36	0.71	3.69
2008/08/27 22:00:00	-2.03	-11.39	0.65	3.67
2008/08/27 23:00:00	-2.00	-11.36	0.68	3.69

Table6.4.3(f)　F 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：F						

日付	深度 1m 軸力 (kN)	深度 2m 軸力 (kN)	深度 3m 軸力 (kN)	深度 4m 軸力 (kN)	深度 5m 軸力 (kN)	深度 6m 軸力 (kN)
2008/08/24 14:00:00	26.82	39.51	41.82	49.60	32.40	13.42
2008/08/24 15:00:00	26.82	39.48	41.82	49.60	32.40	13.40
2008/08/24 16:00:00	26.82	39.48	41.82	49.60	32.43	13.42
2008/08/24 17:00:00	26.82	39.48	41.82	49.60	32.40	13.42
2008/08/24 18:00:00	26.82	39.51	41.82	49.60	32.40	13.42
2008/08/24 19:00:00	26.85	39.51	41.82	49.60	32.40	13.42
2008/08/24 20:00:00	26.82	39.48	41.82	49.60	32.43	13.42
2008/08/24 21:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.40	13.40
2008/08/24 22:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.40	13.40
2008/08/24 23:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.40	13.40
2008/08/25 00:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.40	13.40
2008/08/25 01:00:00	26.82	39.48	41.79	49.58	32.37	13.37
2008/08/25 02:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.37	13.37
2008/08/25 03:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.37	13.37
2008/08/25 04:00:00	26.82	39.48	41.79	49.60	32.37	13.37
2008/08/25 05:00:00	26.85	39.48	41.79	49.60	32.37	13.37
2008/08/25 06:00:00	26.85	39.48	41.76	49.60	32.37	13.37
2008/08/25 07:00:00	26.82	39.51	41.79	49.60	32.37	13.37
2008/08/25 08:00:00	26.85	39.51	41.79	49.63	32.40	13.40
2008/08/25 09:00:00	27.27	39.87	42.27	50.08	32.88	13.79
2008/08/25 10:00:00	27.35	39.90	42.33	50.20	32.97	13.82
2008/08/25 11:00:00	27.30	39.90	42.36	50.25	33.05	13.85
2008/08/25 12:00:00	27.41	39.99	42.50	50.42	33.28	13.99
2008/08/25 13:00:00	27.50	40.04	42.61	50.51	33.36	14.10
2008/08/25 14:00:00	27.30	39.85	42.36	50.31	33.14	13.87
2008/08/25 15:00:00	27.27	39.85	42.33	50.28	33.11	13.87
2008/08/25 16:00:00	27.18	39.73	42.22	50.14	32.97	13.76
2008/08/25 17:00:00	27.18	39.76	42.22	50.14	32.99	13.79
2008/08/25 18:00:00	27.58	40.07	42.58	50.48	33.36	14.13
2008/08/25 19:00:00	27.30	39.85	42.38	50.34	33.19	13.96
2008/08/25 20:00:00	27.16	39.71	42.19	50.14	32.97	13.76
2008/08/25 21:00:00	27.38	39.90	42.41	50.39	33.25	14.02
2008/08/25 22:00:00	27.50	39.99	42.53	50.51	33.39	14.16
2008/08/25 23:00:00	27.50	39.99	42.61	50.59	33.50	14.18
2008/08/26 00:00:00	27.50	40.02	42.58	50.56	33.53	14.18
2008/08/26 01:00:00	27.18	39.73	42.33	50.34	33.25	13.93
2008/08/26 02:00:00	27.10	39.65	42.16	50.17	33.05	13.82
2008/08/26 03:00:00	27.04	39.62	42.07	50.08	32.97	13.76
2008/08/26 04:00:00	27.38	39.90	42.38	50.39	33.28	14.07
2008/08/26 05:00:00	27.38	39.90	42.47	50.51	33.39	14.10
2008/08/26 06:00:00	27.27	39.82	42.41	50.48	33.39	14.07
2008/08/26 07:00:00	27.10	39.68	42.19	50.20	33.14	13.87
2008/08/26 08:00:00	27.04	39.62	42.10	50.11	32.99	13.82
2008/08/26 09:00:00	27.35	40.02	42.50	50.45	33.36	14.13
2008/08/26 10:00:00	27.38	39.93	42.47	50.51	33.45	14.16
2008/08/26 11:00:00	27.21	39.79	42.36	50.39	33.33	14.04
2008/08/26 12:00:00	27.10	39.68	42.24	50.22	33.16	13.96
2008/08/26 13:00:00	27.10	39.65	42.19	50.17	33.08	13.90
2008/08/26 14:00:00	27.07	39.62	42.13	50.14	33.05	13.87
2008/08/26 15:00:00	27.30	39.82	42.33	50.34	33.25	14.07
2008/08/26 16:00:00	27.44	39.93	42.50	50.53	33.45	14.18
2008/08/26 17:00:00	27.41	39.93	42.55	50.65	33.61	14.24
2008/08/26 18:00:00	27.38	39.90	42.50	50.53	33.50	14.21
2008/08/26 19:00:00	27.10	39.65	42.22	50.28	33.19	13.96
2008/08/26 20:00:00	27.04	39.59	42.10	50.17	33.08	13.87
2008/08/26 21:00:00	27.04	39.65	42.13	50.14	33.08	13.90
2008/08/26 22:00:00	27.35	39.87	42.47	50.48	33.45	14.18
2008/08/26 23:00:00	27.18	39.76	42.33	50.39	33.33	14.04
2008/08/27 00:00:00	27.02	39.56	42.10	50.20	33.08	13.90
2008/08/27 01:00:00	26.99	39.59	42.07	50.06	32.97	13.85
2008/08/27 02:00:00	26.96	39.54	42.02	50.03	32.94	13.79
2008/08/27 03:00:00	26.90	39.51	41.96	50.00	32.91	13.76
2008/08/27 04:00:00	26.90	39.51	41.96	49.97	32.88	13.76
2008/08/27 05:00:00	26.90	39.51	41.93	49.94	32.80	13.71
2008/08/27 06:00:00	26.87	39.48	41.93	49.94	32.82	13.71
2008/08/27 07:00:00	26.90	39.51	41.93	49.94	32.82	13.71
2008/08/27 08:00:00	26.87	39.48	41.91	49.91	32.80	13.73
2008/08/27 09:00:00	26.90	39.51	41.93	49.94	32.80	13.71
2008/08/27 10:00:00	26.90	39.51	41.91	49.91	32.80	13.71
2008/08/27 11:00:00	26.96	39.54	41.93	49.94	32.82	13.71
2008/08/27 12:00:00	26.93	39.54	41.96	49.97	32.85	13.73
2008/08/27 13:00:00	26.96	39.54	41.96	49.94	32.82	13.71
2008/08/27 14:00:00	26.93	39.54	41.96	49.94	32.80	13.71
2008/08/27 15:00:00	26.96	39.56	41.99	49.97	32.85	13.71
2008/08/27 16:00:00	27.02	39.56	41.99	50.00	32.88	13.73
2008/08/27 17:00:00	26.99	39.56	41.99	49.97	32.82	13.73
2008/08/27 18:00:00	26.96	39.54	41.99	49.97	32.82	13.73
2008/08/27 19:00:00	26.99	39.56	41.96	49.97	32.82	13.71
2008/08/27 20:00:00	27.02	39.56	41.99	49.97	32.85	13.73
2008/08/27 21:00:00	27.04	39.62	41.99	49.97	32.85	13.73
2008/08/27 22:00:00	26.99	39.59	41.99	49.97	32.85	13.71
2008/08/27 23:00:00	26.99	39.56	41.96	49.97	32.82	13.73

Table6.4.3(g)　G 測線のロックボルト軸力データ

ロックボルト軸力　データシート						
トンネル名：萌平トンネル						
計測断面：SP4,374.1						
測線名：G						

日付	深度	深度	深度	深度	深度	深度
	1m	2m	3m	4m	5m	6m
	軸力	軸力	軸力	軸力	軸力	軸力
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2008/08/25 07:00:00	18.84	22.76	7.36	1.61	1.33	1.07
2008/08/25 08:00:00	18.87	22.73	7.33	1.64	1.30	1.07
2008/08/25 09:00:00	18.95	22.76	7.36	1.64	1.35	1.07
2008/08/25 10:00:00	19.09	22.84	7.47	1.69	1.41	1.13
2008/08/25 11:00:00	19.29	22.98	7.64	1.80	1.52	1.24
2008/08/25 12:00:00	19.46	23.07	7.76	1.86	1.58	1.30
2008/08/25 13:00:00	19.57	23.12	7.84	1.92	1.69	1.38
2008/08/25 14:00:00	19.54	23.10	7.87	1.92	1.72	1.41
2008/08/25 15:00:00	19.43	23.01	7.78	1.86	1.61	1.33
2008/08/25 16:00:00	19.46	23.07	7.81	1.92	1.66	1.38
2008/08/25 17:00:00	19.40	22.98	7.76	1.86	1.61	1.33
2008/08/25 18:00:00	19.46	23.01	7.81	1.86	1.61	1.38
2008/08/25 19:00:00	19.60	23.12	7.92	1.95	1.78	1.47
2008/08/25 20:00:00	19.54	23.07	7.92	1.97	1.75	1.44
2008/08/25 21:00:00	19.66	23.10	7.92	1.97	1.78	1.47
2008/08/25 22:00:00	19.68	23.10	7.98	1.95	1.75	1.49
2008/08/25 23:00:00	19.85	23.21	8.12	2.09	1.95	1.61
2008/08/26 00:00:00	19.97	23.24	8.12	2.09	1.95	1.64
2008/08/26 01:00:00	19.88	23.27	8.18	2.12	1.97	1.64
2008/08/26 02:00:00	19.80	23.18	8.07	2.06	1.89	1.61
2008/08/26 03:00:00	19.71	23.12	8.07	2.06	1.83	1.55
2008/08/26 04:00:00	19.68	23.07	8.01	2.00	1.78	1.52
2008/08/26 05:00:00	19.77	23.15	8.12	2.03	1.86	1.58
2008/08/26 06:00:00	19.85	23.21	8.21	2.14	1.97	1.64
2008/08/26 07:00:00	19.80	23.18	8.18	2.12	1.95	1.61
2008/08/26 08:00:00	19.68	23.10	8.12	2.09	1.89	1.58
2008/08/26 09:00:00	19.74	23.12	8.09	2.00	1.89	1.64
2008/08/26 10:00:00	19.74	23.12	8.18	2.09	1.89	1.58
2008/08/26 11:00:00	19.82	23.15	8.23	2.14	2.00	1.64
2008/08/26 12:00:00	19.71	23.12	8.18	2.09	1.95	1.64
2008/08/26 13:00:00	19.68	23.10	8.12	2.09	1.92	1.61
2008/08/26 14:00:00	19.63	23.07	8.12	2.03	1.92	1.61
2008/08/26 15:00:00	19.60	23.07	8.09	2.09	1.86	1.58
2008/08/26 16:00:00	19.68	23.04	8.15	2.14	1.89	1.64
2008/08/26 17:00:00	19.82	23.18	8.26	2.17	2.00	1.69
2008/08/26 18:00:00	19.82	23.15	8.29	2.17	2.03	1.75
2008/08/26 19:00:00	19.80	23.18	8.29	2.20	2.09	1.69
2008/08/26 20:00:00	19.74	23.12	8.23	2.23	2.09	1.69
2008/08/26 21:00:00	19.66	23.10	8.12	2.09	2.03	1.69
2008/08/26 22:00:00	19.68	23.18	8.21	2.17	1.97	1.66
2008/08/26 23:00:00	19.80	23.18	8.26	2.26	2.12	1.80
2008/08/27 00:00:00	19.74	23.12	8.26	2.17	2.06	1.75
2008/08/27 01:00:00	19.63	23.10	8.15	2.12	2.06	1.78
2008/08/27 02:00:00	19.54	23.04	8.15	2.14	1.97	1.64
2008/08/27 03:00:00	19.49	22.98	8.09	2.09	1.95	1.64
2008/08/27 04:00:00	19.40	22.95	8.04	2.06	1.89	1.61
2008/08/27 05:00:00	19.37	22.95	8.01	2.09	1.92	1.64
2008/08/27 06:00:00	19.32	22.93	7.98	2.03	1.86	1.58
2008/08/27 07:00:00	19.29	22.90	7.98	2.03	1.83	1.58
2008/08/27 08:00:00	19.32	22.87	7.95	2.12	1.92	1.58
2008/08/27 09:00:00	19.26	22.93	7.98	2.03	1.83	1.55
2008/08/27 10:00:00	19.23	22.87	7.87	2.03	1.83	1.55
2008/08/27 11:00:00	19.18	22.90	7.98	2.03	1.86	1.55
2008/08/27 12:00:00	19.18	22.84	7.92	2.00	1.80	1.52
2008/08/27 13:00:00	19.15	22.84	7.90	1.97	1.78	1.49
2008/08/27 14:00:00	19.15	22.87	7.95	2.00	1.83	1.52
2008/08/27 15:00:00	19.15	22.84	7.87	2.00	1.78	1.49
2008/08/27 16:00:00	19.09	22.81	7.90	2.00	1.80	1.49
2008/08/27 17:00:00	19.09	22.84	7.90	2.00	1.78	1.52
2008/08/27 18:00:00	19.09	22.81	7.90	2.00	1.80	1.55
2008/08/27 19:00:00	19.06	22.79	7.84	1.97	1.78	1.49
2008/08/27 20:00:00	19.06	22.84	7.84	1.97	1.78	1.47
2008/08/27 21:00:00	19.12	22.87	7.84	2.03	1.86	1.58
2008/08/27 22:00:00	19.12	22.84	7.87	2.00	1.80	1.52
2008/08/27 23:00:00	19.09	22.87	7.84	2.00	1.80	1.55

計測結果より，拡幅後のトンネル周囲には複数の圧縮領域が形成されていることが判明した．この結果を Fig.5.4.1 に示した *Vp* による EDZ の推測検証の内，計測断面に近接する SP300 の断面に重ね合わせ考察を行う．Fig.6.4.5，Fig.6.4.6 に計測結果に基づく圧縮領域の分布を，Fig.6.4.7 に Fig.5.4.1 の成果に整合させた結果を示す．

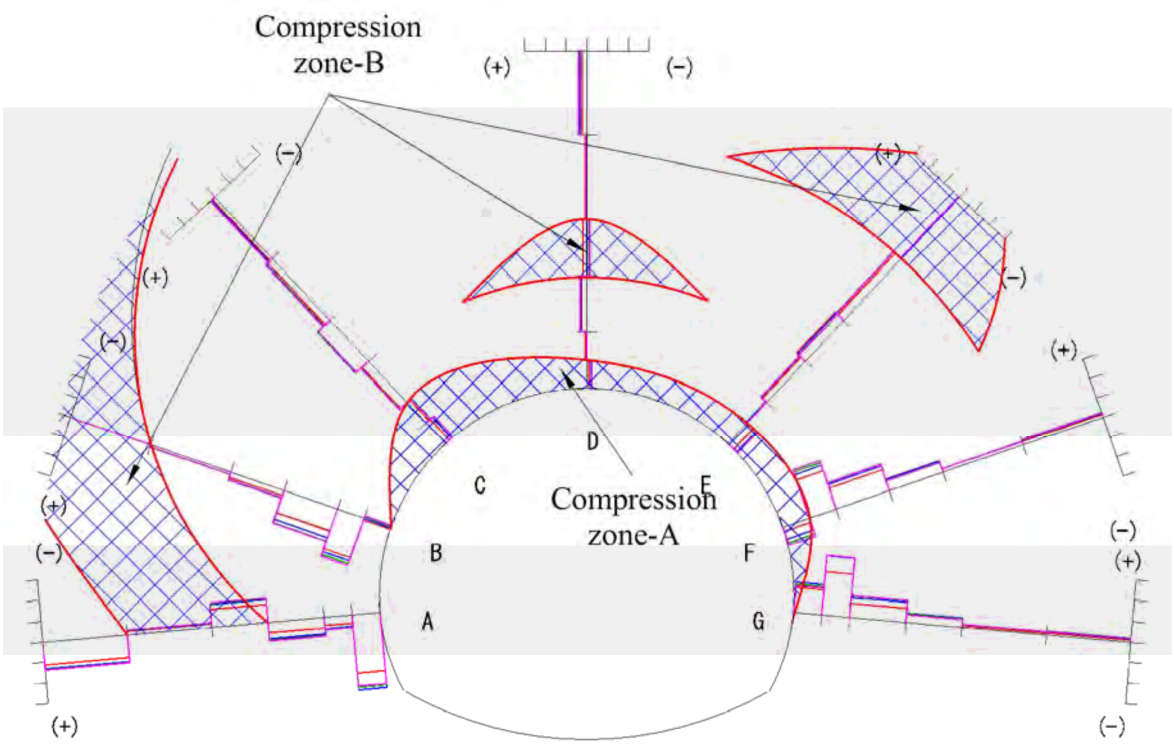


Fig.6.4.5　圧縮領域の分布状況（地中変位）

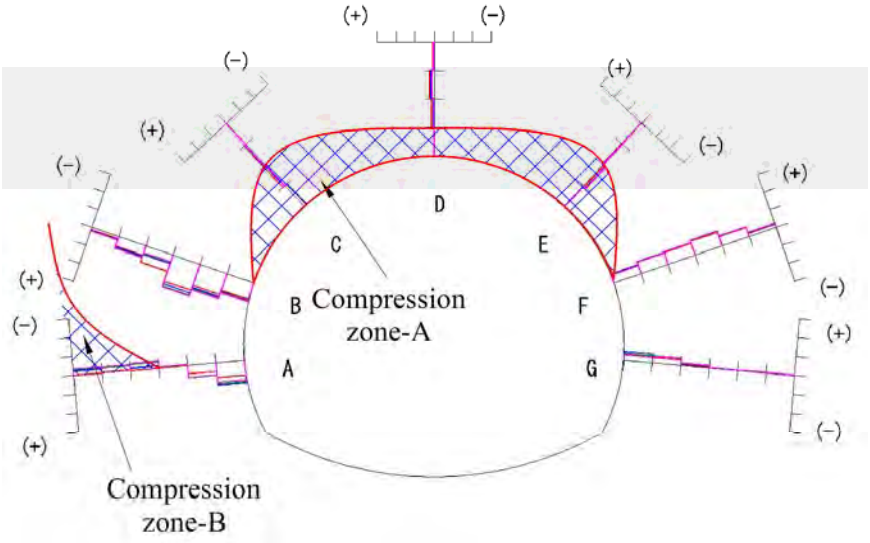


Fig.6.4.6　圧縮領域の分布状況（ロックボルト）

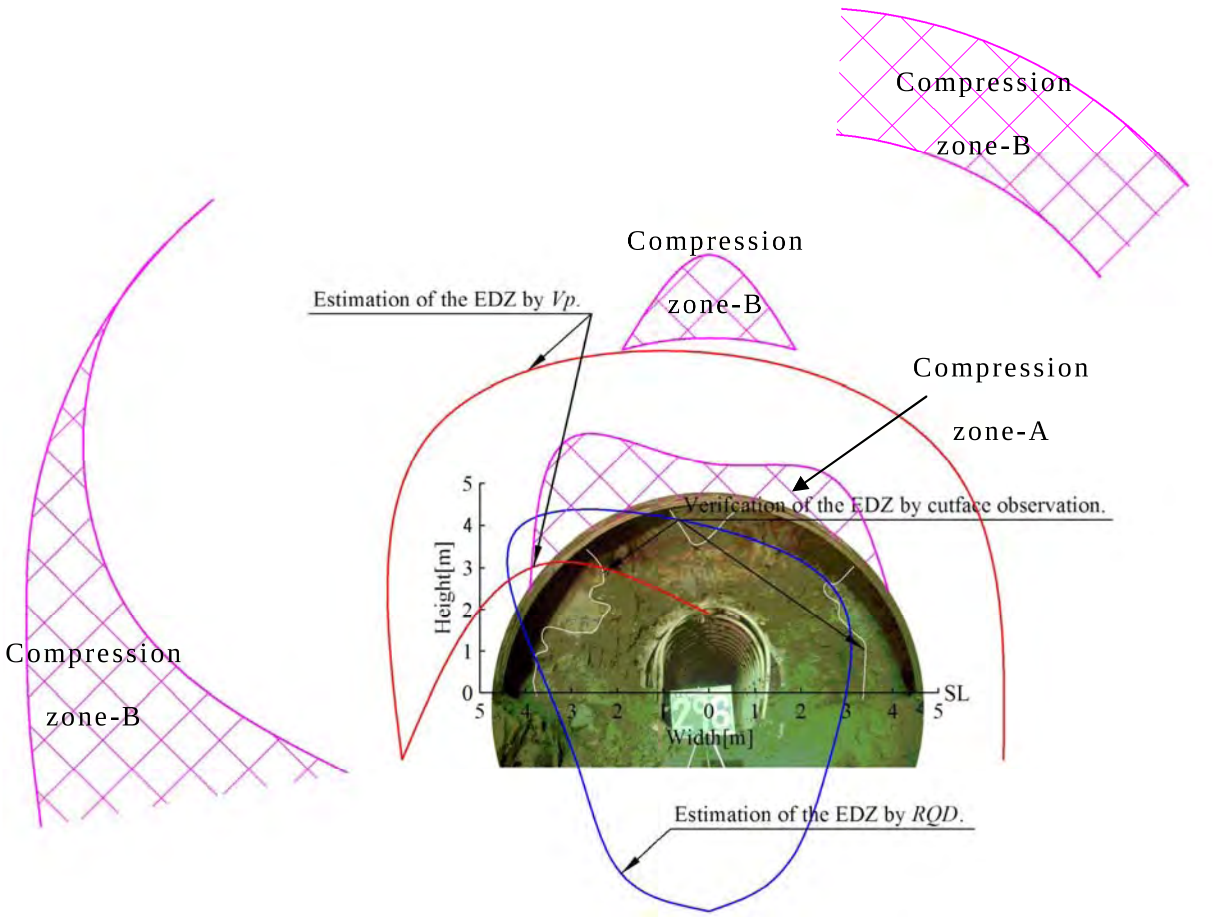


Fig.6.4.7　実切羽に投影した圧縮領域と *Vp* より推定した EDZ との関係

図に示すように対象トンネルにおける圧縮領域の分布は，拡幅後のトンネル断面背後に形成される Compression zone-A とトンネル周囲の地中部に形成される Compression zone-B に大別される．掘削断面背後に形成された厚さ 1m から 2m の Compression zone-A は，領域の位置，範囲から考えて拡幅施工時に設置された先受け工の影響によるものと判断する．Compression zone-B は，*Vp* より推定した EDZ の周囲の Intact zone に存在しているため，既設トンネルの圧縮領域と考えられる．

検討対象となった SP300 の断面は，既設トンネルの EDZ が拡幅断面にほぼ内包され，斜め上方から延長上方にかけて拡幅後も残存する分布形状である．これにより，EDZ は，拡幅掘削時には残存部以外除去されることとなる．また，左右側壁部については，Intact zone の掘削となる．

拡幅掘削後の変位挙動は，微量ながらも水平方向の変位が卓越する傾向となっている．このような計測結果は，当該部が Intact zone の掘削であることと整合する．

以上から，SP300 での EDZ の分布形状から考察した掘削形態と掘削後の同地点の地中内における圧縮領域の分布状況から，拡幅掘削時に EDZ が残存する領域では，以下に示す状態に至ったことになる．

① EDZ 残存部には，既形成の圧縮領域が存在し，この領域の効果により地山の支保機能が発揮され，拡幅掘削時の変位抑制が促進された．
② 拡幅掘削後に計測された変位は，側方に存在する Intact zone の掘削により新たに形成された EDZ に起因するものである．

すなわち，拡幅範囲が既設 EDZ 内となる場合，拡幅掘削後の切羽では上記に示す現象が発生し，適度な地山の支保効果が得られる．そして，拡幅掘削によりトンネル周囲に作用する荷重が制御され変位が抑制される．

6.5 拡幅施工時に得られた計測データに基づく支保に関する提案

これまで，拡幅トンネルの支保設計は，新設時とは挙動が異なることが第 2 章で示した既往研究より理解されていた．しかし，独自の設計法の提案がなされていないため，以下に示す新設時と同様の方法により設計が行われ，現場計測の結果に基づき，その時の状況に応じた対応となっていた．

① 標準支保パターンの適用
　内空断面が標準化されている道路トンネルや鉄道トンネルで工事実績に基づき作成されている標準支保パターンから，地山の地質特性等より選定した地山等級に応じた支保工を選定する．
② 類似条件での設計事例の適用
　地山条件，断面形状等の設計条件が類似している場合に，既往の設計事例を参考にして支保工を設定する．
③ 解析的手法による検討
　設計条件が土砂地山，膨張性地山，地すべり，異常な土圧，大きな変位量が予想される場合等，標準的でなく掘削断面が特殊な形状となる場合な

ど類似設計例が少ない場合や，前記①，②に示す方法により支保パターンが設定できない場合に用いる方法.

対象トンネルの拡幅計画においても，上記に従い第 3 章 3.3 で述べたように地山等級に応じた標準支保を採用し，参考解析として本章 6.3 で示した FEM 解析を行ない，インバートストラットの設置による支保構造の高剛性化を提案した.

対象トンネルの施工では，本章 6.4 項で述べたように SP307 の断面位置において各種の計測を行なっている．計測項目は多岐にわたり，支保構造に関わる計測項目として吹付けコンクリートと鋼製支保工の応力測定を行っている．当該断面では，前記した支保選定に基づき最も劣悪な性状に分類される E 等級地山に対応した支保構造を採用した.

変位計測の結果は，これまで述べてきたように，当初の予想を大きく下回る極めて微小な値である．発生する変位量が抑制傾向にあるのは，躯体に作用する応力も同様の傾向を示すこと考えられ,当初選定した支保構造の低減が考慮される. Fig.6.5.1(a)～(c)に応力計測の結果を示す.

Fig.6.5.1(a)より吹付けコンクリートの応力度は，Table6.5.1 に示すとおりで，最大応力度は，測線 C における σ_c=3.43N/mm^2 でる.

Table6.5.1　吹付けコンクリートの応力度

測線＼項目	応力度 σ_c (N/mm^2)
A	0.81
B	0.13
C	3.43
D	2.87
E	1.29
F	0.50
G	0.57
H	0.16
I	0.06
J	0.17

鋼製支保工については，計測された断面力（軸力：N，曲げモーメント：M）より，6.5.1 式で応力度を求める.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \cdot\cdot\cdot (6.5.1)$$

ここに，A：鋼製支保工の断面積，Z：鋼製支保工の断面係数である．Table6.5.2 に鋼製支保工の応力度を示す．なお，表中に示す応力度においてマイナスの符号は引張を示す.

Table6.5.2　鋼製支保工の応力度

測線	軸力 N(kN)	曲げモーメント M(kNm)	使用部材 H鋼サイズ	断面積 A(cm^2)	断面係数 Z(cm^3)	応力度 σ(N/mm^2)	
A	40.05	-3.34	H-200	63.53	472	-0.77	13.38
B	283.04	-16.09	H-200	63.53	472	10.46	78.64
C	419.75	-9.42	H-200	63.53	472	46.11	86.03
D	383.25	6.43	H-200	63.53	472	73.95	46.70
E	347.21	-6.64	H-200	63.53	472	40.59	68.72
F	326.13	-28.11	H-200	63.53	472	-8.22	110.89
G	40.63	-2.34	H-200	63.53	472	1.44	11.35
H	-3.68	4.85	H-200	63.53	472	9.70	-10.85
I	3.48	-0.41	H-200	63.53	472	-0.32	1.42
J	2.52	4.51	H-200	63.53	472	9.95	-9.16

最大応力度は，測線 F における σ_{sc}=110.89N/mm^2，σ_{st}=8.22N/mm^2 である．Table6.5.3 に支保構造の詳細と構造照査結果を示す.

Table.6.5.1　支保構造の詳細と構造照査結果 [77),78)]

吹付けコンクリート		t=0.25m，σ_{ck}=18N/mm^2
鋼製支保工		上半：H-200×200×8×12，@=0.90m，SS400 下半：H-150×150×7×10，@=0.90m，SS400
管　理 レベル	吹付けコンクリート	Ⅰ：　9N/mm^2，Ⅱ：　14N/mm^2，Ⅲ：　18N/mm^2
	鋼製支保工	Ⅰ：105N/mm^2，Ⅱ：158N/mm^2，Ⅲ：210N/mm^2
計測値	吹付けコンクリート	σ_c=3.43N/mm^2（上半左肩部）：管理値Ⅰ以下
	鋼製支保工	σ_{sc}=110.89N/mm^2（曲げ圧縮）：管理値Ⅱ以下 σ_{st}=　8.22N/mm^2（曲げ引張）：管理値Ⅰ以下

ここに，表中の σ_c：吹付けコンクリート圧縮応力度，σ_{sc}：鋼製支保工の圧縮応力度，σ_{st}：鋼製支保工の引張応力度である．管理レベルは，施工時の計測体制，対策工に実施，支保構造の変更等，現場の管理体制の段階を示したもので，一般的に以下のようになっている．

- 管理レベルⅠ：通常体制の上限
- 管理レベルⅡ：注意体制の上限
- 管理レベルⅢ：要注意体制の上限

ここで，通常体制（管理レベルⅠ）は，通常の施工，計測形態が維持されるレベルで,コンクリートの設計基準強度,鋼材の降伏点強度の 50%が上限値となる．注意体制（管理レベルⅡ）は，計測頻度の強化，作業員の注意喚起が行なわれるレベルで，コンクリートの設計基準強度，鋼材の降伏点強度の 75%が上限値となる．要注意体制（管理レベルⅢ）は，計測体制の強化，最終変位の予測，対策工の実施が行なわれるレベルで，コンクリートの設計基準強度，鋼材の降伏点強度が上限値となる．要注意体制（管理レベルⅢ）を超えた場合は，厳重注意体制に移行し，掘削の全面停止，変位発生の要因・傾向の分析，支保構造・対策工の再検討が行われる．

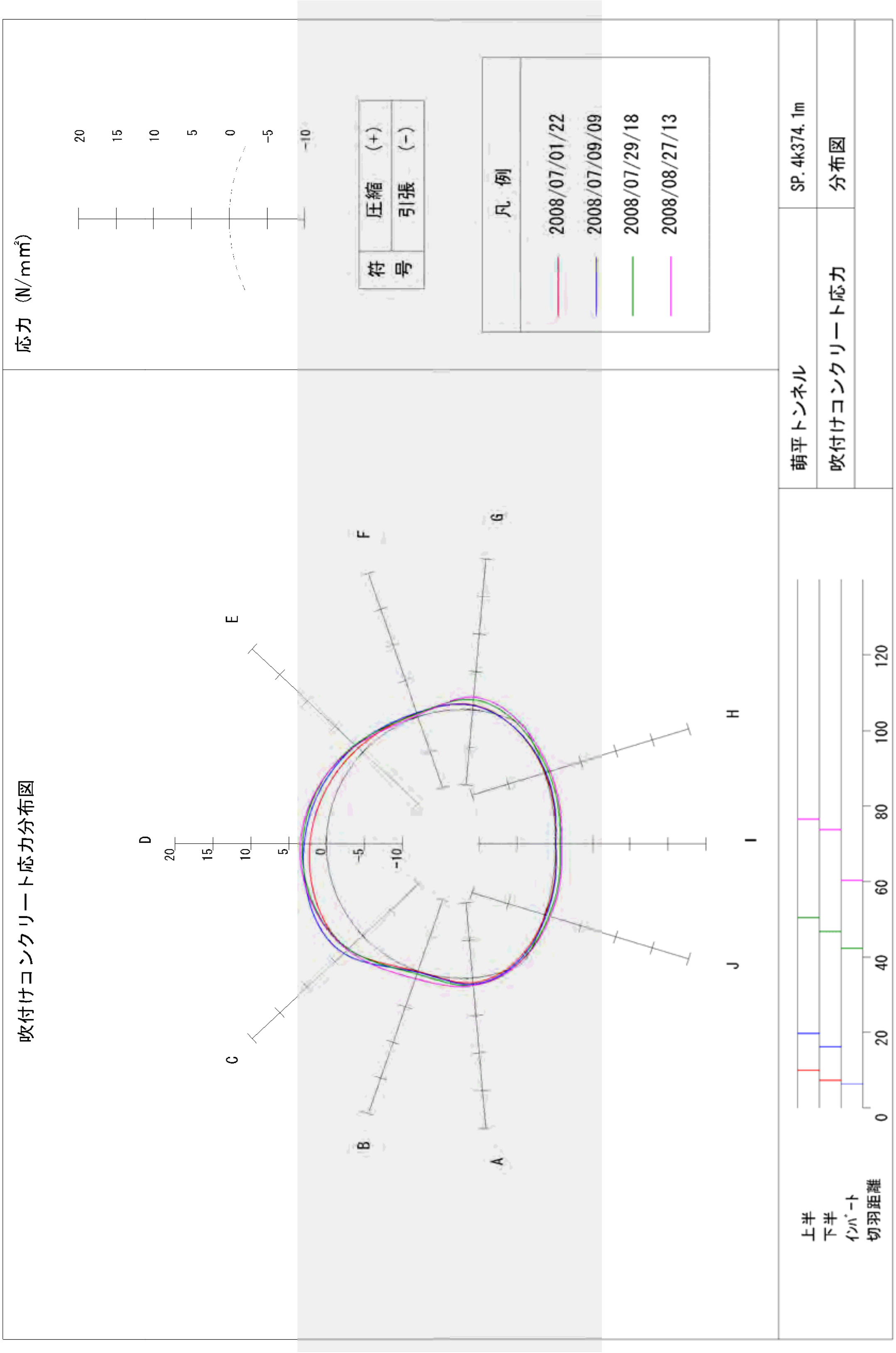


Fig.6.5.2(a)　吹付けコンクリートの応力[76)]

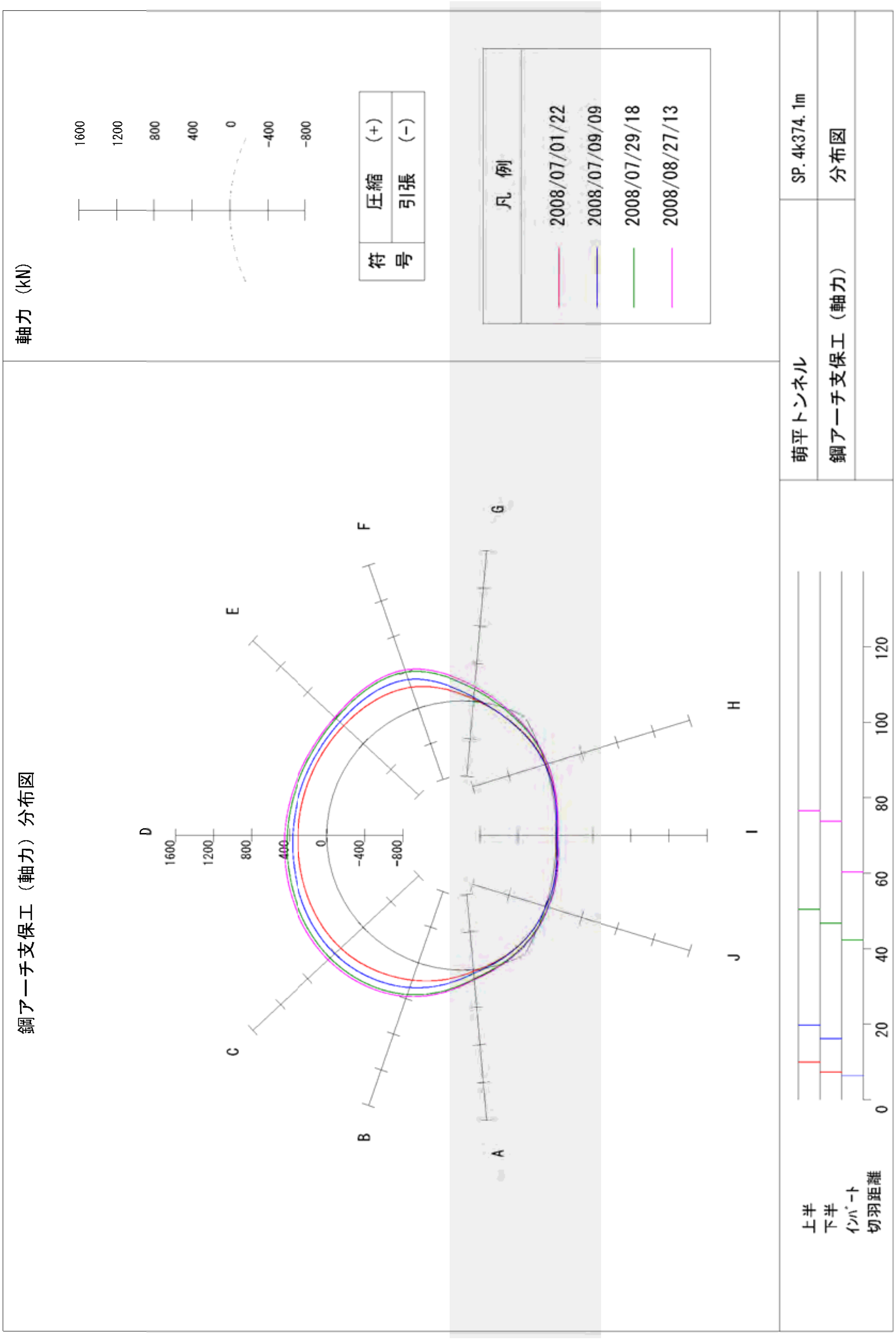


Fig.6.5.2(b)　鋼製支保工の軸力 76)

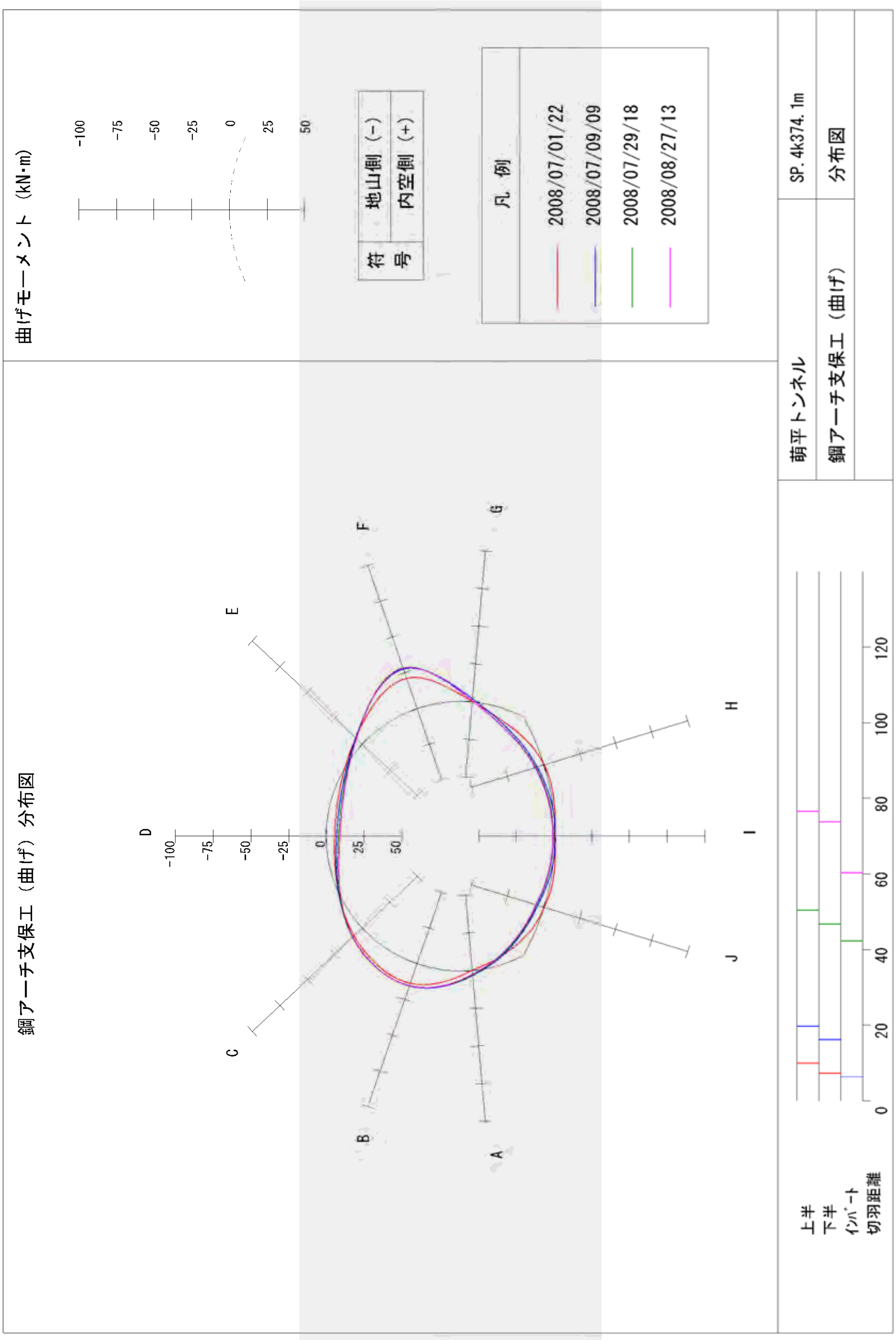


Fig.6.5.2(c)　鋼製支保工の曲げモーメント [76]

対象トンネルの発生応力度は，吹付けコンクリートで管理レベルⅠの許容値以下，鋼製支保工で概ね管理レベルⅠで推移し，躯体構造から判断される安全性は担保されているが，低減が可能である．

以上から，拡幅範囲がEDZ内となる場合，従来の新設時と同様の設計法に準じた支保構造の選定では構造諸元が過大となることが示された．このような現況から，本研究では拡幅範囲がEDZ内となる場合に変位量が微量で推移する所見に対して，独自の支保構造の提案を試みる．

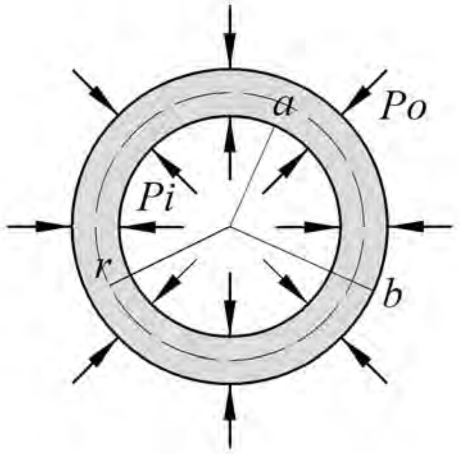
必要とされる支保構造の諸元の内，吹付けコンクリートは，トンネル支保工の中で主たる支保として位置づけられる．掘削完了後直ちに施工し，トンネル壁面を被覆することでトンネルの安定確保を目的とする．吹付けコンクリートに求められる機能等については，種々の既往資料等で説明されているため，本論文での記述は割愛する．一方，鋼製支保工は，NATMの場合，吹付けコンクリートを補う副部材として吹付けコンクリートと協同してトンネルの安定効果を図る位置づけとなる

拡幅トンネルでEDZの掘削に終始する場合，Fig.6.1.2.1～Fig.6.1.2.8に示す変位計測の結果から微小な変位で推移する．後荷，すなわち施工後の荷重増加が認められない．したがって，支保工の荷重負担は，吹付けコンクリートが固化するまでの初期段階では鋼製支保工が負担し，固化後に吹付けコンクリートが負担することになる．

以上から，本研究では拡幅トンネルの支保構造について，鋼製支保工の断面諸元は前記した管理レベルⅢを目指し，吹付けコンクリートについては，管理レベルⅠを維持する厚さを作用応力より求めることとした．吹付けコンクリートの検討は，種々のトンネル安定化対策で用いられている厚肉円筒理論による理論解法[79),80),81)]で算定を試みる．

吹付けコンクリートを内圧と外圧が作用する厚肉弾性円筒と仮定する．仮定した厚肉円筒に，内径 a，外径 b，弾性係数 E，ポアソン比 ν とし，肉厚円筒に内圧 Pi, 外圧 Po が作用するものとする．圧肉円筒の中心を原点とする極座標系を与え，半径方向の座標を r，周方向の座標を θ，半径方向の変位を δ とする．

Fig.6.5.2，Fig.6.5.3に上述に基づく概念図を示す．



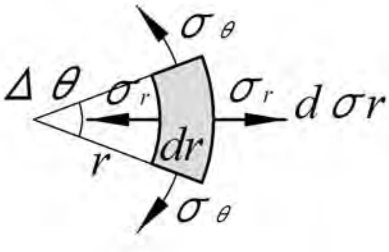


Fig.6.5.2　厚肉円筒モデル　　　　Fig.6.5.3　微小要素

微小要素の釣り合いより，6.5.2 式を得る.

$$2\sigma_\theta \cdot dr \cdot \sin\left(\frac{\Delta\theta}{2}\right) = \sigma_r \cdot r \cdot \Delta\theta - (\sigma_r + d\sigma_r)\cdot(r+dr)\cdot\Delta\theta \quad \cdots (6.5.2)$$

ここで，$\Delta\theta$ は微小であること，および 2 次の微小項を無視することで 6.5.3 式を得る.

$$\sigma_\theta = \sigma_r + r\frac{d\sigma_r}{dr} \quad \cdots (6.5.3)$$

ひずみ～変位関係式より，

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \qquad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad \cdots (6.5.4)$$

Hook の法則より応力とひずみの関係式は，

$$\sigma_r = A\cdot\varepsilon_r + B\cdot\varepsilon_\theta \qquad \sigma_\theta = A\cdot\varepsilon_\theta + B\cdot\varepsilon_r \quad \cdots (6.5.5)$$

$$\begin{cases} \text{平面応力} & A=\dfrac{E}{1-\nu^2} \quad B=\dfrac{E\nu}{1-\nu^2} \\ \text{平面ひずみ} & A=\dfrac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad B=\dfrac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{cases} \quad \cdots(6.5.6)$$

$$r^2\frac{d^2u}{dr^2}+r\frac{du}{dr}-u=0 \quad \cdots(6.5.7)$$

$$u=C_1\cdot r+\frac{C_2}{r} \quad \cdots(6.5.8)$$

よって，応力と変位関係は，

$$\begin{cases} \sigma_r=A\cdot\dfrac{du}{dr}+B\cdot\dfrac{u}{r}=(A+B)\cdot C_1-(A-B)\cdot\dfrac{C_2}{r^2} \\ \sigma_\theta=A\cdot\dfrac{u}{r}+B\cdot\dfrac{du}{dr}=(A+B)\cdot C_1+(A-B)\cdot\dfrac{C_2}{r^2} \end{cases} \quad \cdots(6.5.9)$$

$$\begin{cases} \text{平面応力} & A+B=\dfrac{E}{1-\nu} \quad A-B=\dfrac{E}{1+\nu} \\ \text{平面ひずみ} & A+B=\dfrac{E}{(1-\nu)(1-2\nu)} \quad A-B=\dfrac{E}{1+\nu} \end{cases} \quad \cdots(6.5.10)$$

境界条件を

$$(\sigma_r)_{r=i}=-Pi \quad (\sigma_r)_{r=o}=-Po \quad \cdots(6.5.11)$$

定数 C_1，および C_2 を

$$C_1=\frac{1}{A+B}\cdot\frac{Pi\cdot a^2-Po\cdot b^2}{b^2-a^2} \quad C_2=\frac{1}{A-B}\cdot\frac{(Pi-Po)a^2b^2}{b^2-a^2} \quad \cdots(6.5.11)$$

半径方向任意点の肉厚円筒内の応力は,

$$\sigma_r = \frac{Pi \cdot a^2 - Po \cdot b^2}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 \cdot b^2 (Pi - Po)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} \quad \cdots (6.5.12)$$

$$\sigma_\theta = \frac{Pi \cdot a^2 - Po \cdot b^2}{b^2 - a^2} + \frac{a^2 \cdot b^2 (Pi - Po)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} \quad \cdots (6.5.13)$$

Po を覆工コンクリートに作用する外圧(N/mm^2), Pi を吹付けコンクリートに作用する内圧(N/mm^2), σ_θ を吹付けコンクリートの周方向発生応力度(N/mm^2), a を吹付けコンクリートの内径(mm), b を吹付けコンクリートの外径(mm)でそれぞれ表される. r をトンネルの構造半径(mm), すなわち吹付けコンクリートの中心位置での半径とする. 対象トンネルでは内圧が作用しないため Pi=0N/mm^2 となり, 吹付けコンクリートの周方向応力度が σ_θ が計測より既知であるため, 6.5.13 式を Po について解くと 6.5.14 式が導かれ, 当該時の作用荷重強度を求めることができる.

$$P_0 = -\frac{r^2 (b^2 - a^2)\sigma_\theta}{b^2 (r^2 + a^2)} \quad \cdots (6.5.14)$$

Table6.5.1 に示す計測結果より, σ_θ=3.43N/mm^2, トンネル内空諸元より a=4,900mm, 吹付けコンクリート厚 t=250mm より b=5,150mm, r=5,025mm を得る. これらを 6.5.14 式に代入し, 当該時の作用荷重強度は Po=167kN/m^2 となる. これは, 土かぶり圧換算値で約 8m 相当で, 6.5.15 式に示す地山強度比で評価すると 9.5 となり切羽, 天端の自立を十分に見込める程度の状態である. 地山強度比 [82)] は, 軟岩地山におけるトンネル掘削時の押出し性の判定指標として提案されたもので, 6.5.15 式で定義される.

$$\text{地山強度比} = \frac{qu}{\gamma h} \quad \cdots (6.5.15)$$

ここに，qu：地山の一軸圧縮強度(kN/m^2)，γ：地山の単位堆積重量(kN/m^3)，土かぶり(m)である．なお，上記算定で用いた qu は，計測断面近傍の SP300 における調査結果の最低値 qu=1.6MPa で，単位堆積重量は調査結果より γ=21kN/m^3 とした．

算出された作用荷重強度 Po=167kN/m^2 を用いて b をパラメータとし，6.5.13 式より作用荷重強度に見合う最適な吹付けコンクリートの厚さ t を算定する．

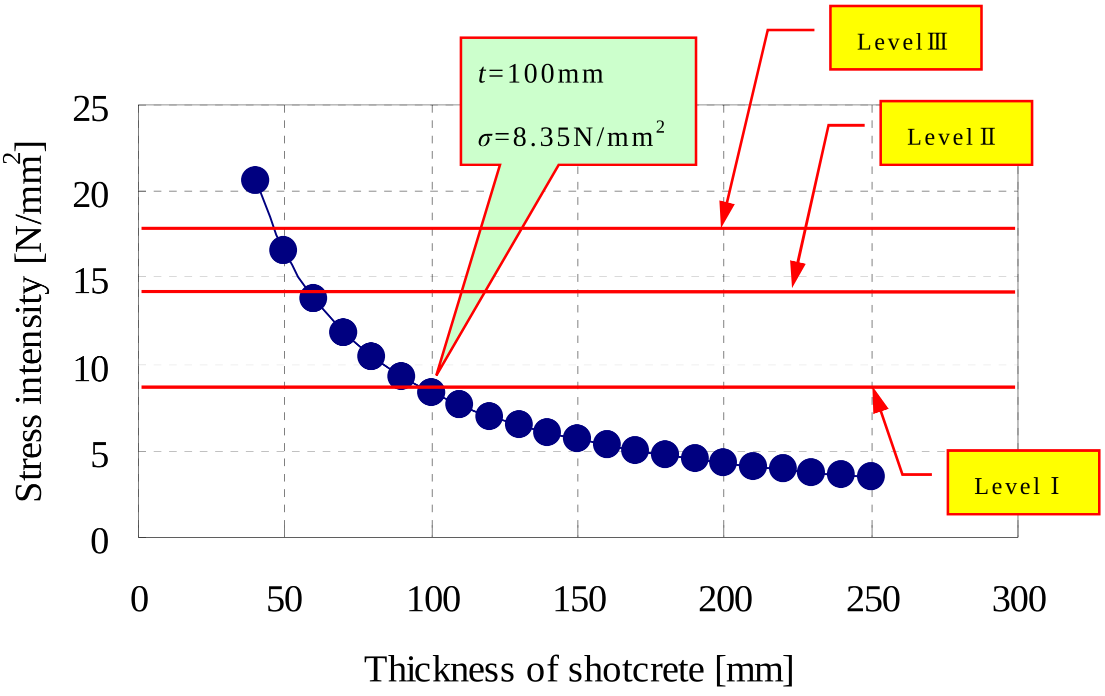


Fig.6.5.4　厚肉円筒理論による吹付け厚の算定

吹付けコンクリートの厚さ t=100mm で管理レベルⅠ σ_a=9N/mm^2 に相当する応力度 σ=8.35N/mm^2 を得る．したがって，この厚さは，Fig.3.3.1(a)に示す地山等級別に選定される標準支保パターンに換算すると 3 段階低規格側の CⅡ相当となる．また，先に示した地山強度比の評価からも妥当と言える．

鋼製支保工の最大応力度発生箇所における断面力は，Fig.6.5.2(b)，Fig.6.5.2(c)，Table6.5.2 より，N=326.13kN，M=-28.11kN・m である．当該作用力において管理レベルⅢを目指した鋼製支保工の仕様を 6.5.1 式より算定を試みる．鋼製支保工の部材寸法の変更に伴う若干の断面力の変化が考慮されるが，部材低減における定性的な方向性を見出す観点から，算定に際しては上記断面力を使用した．算定結果を Table6.5.4 に示す．

Table6.5.4　鋼製支保工の部材寸法別にみた応力度

軸力 N(kN)	曲げモーメント M(kNm)	使用部材			応力度 σ(N/mm^2)	
		H鋼サイズ	断面積 A(cm^2)	断面係数 Z(cm^3)		
326.13	-28.11	H-175	51.42	331	-21.50	148.35
326.13	-28.11	H-150	39.65	216	-47.89	212.39
326.13	-28.11	H-125	30.00	134	-101.07	318.49
326.13	-28.11	H-100	21.59	76	-220.77	522.88

現状のH-200からH-175に低減して管理レベルⅢを維持する結果を得た.また, H-150に低減した場合でも管理レベルⅢの許容値を1.14%と若干上回るレベルで推移する.他の測線ではTable6.5.5に示すように管理レベルⅢを維持することができる.最大断面力が採用する測線での応力度超過が僅かであり,他の測線では目標レベルを十分に維持していること,また,先述のとおり後荷の影響を被らないことから,H-150への低減は可能である.この鋼材の規格低減は,Fig.3.3.1(a)に示す地山等級別に選定される標準支保パターンに換算すると1段階低規格側のDⅡ相当となる.

Table6.5.5　H-150を使用した場合の応力度

測線	軸力 N(kN)	曲げモーメント M(kNm)	使用部材			応力度 σ(N/mm^2)	
			H鋼サイズ	断面積 A(cm^2)	断面係数 Z(cm^3)		
A	40.05	-3.34	H-150	39.65	216	-5.36	25.56
B	283.04	-16.09	H-150	39.65	216	-3.11	145.88
C	419.75	-9.42	H-150	39.65	216	62.25	149.47
D	383.25	6.43	H-150	39.65	216	126.43	66.89
E	347.21	-6.64	H-150	39.65	216	56.83	118.31
F	326.13	-28.11	H-150	39.65	216	-47.89	212.39
G	40.63	-2.34	H-150	39.65	216	-0.59	21.08
H	-3.68	4.85	H-150	39.65	216	21.53	-23.38
I	3.48	-0.41	H-150	39.65	216	-1.02	2.78
J	2.52	4.51	H-150	39.65	216	21.52	-20.24

拡幅施工時に得られた計測データから，拡幅範囲が既設 EDZ 内となる場合の支保工について，応力度，および地山強度比の評価から検討を行った．その結果，EDZ 内の掘削では，従来の新設時と同様の設計手法で選定された支保構造の低減が可能である．低減の程度は，地山等級換算で，吹付けコンクリートで 3 段階，鋼製支保工で 1 段階に相当する．この知見より，本研究では，新第三紀堆積軟岩に建設されたトンネルを拡幅する場合，拡幅範囲が *Vp* より推定した既設トンネル EDZ 内であるならば，事前調査に基づき評価した地山等級を 1 段階上位の評価とし，支保構造の低減を図ることを提案する．

Table6.5.5 は，内空幅 9.50m を有する標準的な道路トンネルの支保工 DⅡパターンと DⅠパターンの延長 1m 当りの概算施工費（直接工事費）を示したものである．支保パターンの等級が 1 段階変化することで，延長 1m 当り直接工事費ベースで約 21 万円，現場経費等を考慮した工事費ベースで約 33 万円の低減効果を有することが解る．したがって，本研究で得られた結果は，現下の厳しい財政状況の中で有益な社会資本整備を遂行する上で有益な知見である．

Table6.5.5　支保工低減時の工事費比較

項目＼支保パターン	DⅡパターン（円）	DⅠパターン（円）
掘削	231,000	270,000
吹付けコンクリート	266,000	218,000
ロックボルト	374,000	196,000
鋼製支保	118,000	103,000
金網	43,000	34,000
合計	1,032,000	821,000
差額	－	△211,000
諸経費	－	126,000
工事費	－	337,000

わが国は，急峻な国土の特性よりトンネルの建設が必要不可欠なものと位置づけられる．しかし，国土の大半が新第三紀に形成された建設工学的に問題の多い地質で構成されている．したがって，トンネル建設にはきわめて高い技術力と潤沢な資金を要し，また自然改変や環境保全にも留意しなければならない．この相反する要求に対する方策に既存トンネルの拡幅再利用が提案される．本研究で得られた，*Vp* による EDZ の推定，拡幅掘削時の変位抑制効果は，トンネル拡幅時支保構造を新設時の諸元に対して 1 段階低減させることを可能とし，建設費の圧縮に寄与するものである．この知見は，第 2 章 2.5 節で述べた既往研究とも整合し，トンネル拡幅の他の事例にも応用が可能であり，既存施設の再利用という循環型社会の形成に対する一助として波及効果の大きい研究成果である．

6.6 まとめ

Vp による EDZ の推定法が，土かぶり厚と掘削径の比が 3.7 以下の両坑口部を除くトンネル本体部で有効で, 対象トンネルの拡幅範囲が EDZ 内であることが判明した．本章では，拡幅掘削後の変位について，既設，近傍新設トンネルと対比を行い，当該状況下における拡幅掘削の変位傾向について考察を行った．また，施工中に行われた支保部材の応力計測の結果に基づき，拡幅掘削時における支保工について指標をまとめた．以下に得られた知見をまとめる．

① 拡幅掘削後の変位量は, 既設トンネルと断面位置に対して同様の傾向を示すが既設の変位量に対して極端に小さな値で推移する．両者の比率は，拡幅トンネルの変位量が既設トンネルの変位量の 1/20 程度で推移する．また，この傾向は，本研究で対象としたトンネルでは地質の種別や層序との相関性がない．

② 拡幅トンネルと既設トンネルの変位分布は, 拡幅トンネルが一箇所に集中した変位分布群を呈し，トンネル全長で均一な変位状態となる．一方，既設トンネルは，バラツキが多く相対的に大きな変位量である．比較対象とした近傍新設トンネルにおける変位分布でも, バラツキが多く相対的に大きな変位量となり, 既設トンネルと同様の傾向を呈した．

③ FEM 解析に基づく拡幅掘削時の予想変位量は，水平変位 δ_H>=198mm，鉛直変

位 δ_V>=99mm となり，既設トンネル，および近傍新設トンネルに近似する値となったが，拡幅掘削時に計測された実変位量は，この予測を大きく下回る結果となった．

④ SP307 で行った地中変位計測とロックボルトの軸力計測の結果から，周囲に複数の圧縮領域（グラウンドアーチ）が形成され，拡幅後のトンネルに有効なアーチアクションが作用していることが判明した．

⑤ ④の所見より，拡幅断面が既設トンネルの EDZ 内である場合，既設トンネルに既形成されたグラウンドアーチが地山の支保効果として有効に作用し，前記した変位抑制の所見に至ったと評価する．

⑥ 設計では，新設時と同様に手法より，地山等級に基づく標準支保パターンを選定された．しかし，施工時の計測結果より，支保工に作用する応力に余裕があり支保構造の低減可能と判断された．計測より得られたデータを精査した結果，設計より 1 段階低規格側の支保構造が相当となった．

⑦ ⑥の知見より，新第三紀堆積軟岩に建設されたトンネルを拡幅する場合，拡幅範囲が Vp より推定した既設トンネル EDZ 内であるならば，事前調査に基づき評価した地山等級を 1 段階上位の評価とし，支保構造の低減を図ることで最適化が可能である．また，試算の結果，この知見により，トンネル延長 1m 当り約 33 万円の工事費節減効果を生む．

⑧ 本論文第 2 章 2.5 に示す既往知見，および本章での知見より，拡幅トンネルにおける支保構造の最適化は，堆積岩の地質で計画されるトンネル拡幅の他の事例にも応用が可能である．

第7章　トンネル拡幅の設計に関する提案

7.1　設計法の提案

本論文の第 4 章，第 5 章，第 6 章から，以下に示す知見を得た．

① 既設トンネル周囲に分布する既形成の EDZ は，新第三紀堆積軟岩の地質に建設されたトンネルにおいて，孔内速度検層より得られる地山の弾性波速度 Vp より推定が可能である．推定結果は，坑口部や明瞭な断層，破砕帯を通過する区間以外のトンネル本体部で整合する．

② 拡幅掘削の範囲が既設トンネル周囲に形成された EDZ と同等，または範囲内であれば，拡幅掘削時に発生する変位は，ほぼ均一で微小な値となる．

③ 上記②より，支保部材に生ずる応力度も抑制されるため，支保構造の低減が可能となり，同様の地山物性を有する新設トンネル建設時の支保構造に対して 1 段階低規格側のパターン選定が可能である．

④ 上記②，③の知見より，トンネル 1m あたりの建設費で約 33 万円のコスト縮減効果を期待できる．

拡幅トンネルの設計法では，地山特性 Vp から既設トンネルの EDZ を推定し拡幅断面との関係を判断材料とするため，通常のトンネル地質調査に加え，トンネル内空側からの調査が可能である．この形状的特徴を活かして，精度，密度の高い調査を行い，既設覆工周囲の地山特性 Vp, σ, E_0 を把握することが重要となる．

EDZ と拡幅断面の関係において，拡幅断面が EDZ に内包する場合は，支保構造を地質調査より決定した地山等級に対して一段階低規格側のパターンを選定する．例えば，地山等級が DⅡであれば支保構造は DⅠとなる．インタクトと EDZ は不連続な状態となるため，拡幅掘削後に残存した EDZ の崩落が予想され，先受け工での対応が必要となる．崩落が予想される箇所は，予めの EDZ 推定より既知であるため，精度の高い先受け工の事前設計が可能となる．拡幅断面が EDZ に内包しない場合，すなわち拡幅掘削により EDZ が除去される場合は，従来の新設時と同様の設計を行なう．

施工段階では，従来の施工と同様に現場計測による支保構造の妥当性と地山の安定度を検証する．

本研究では以上に基づき Fig.7.1.1 に示す拡幅トンネル独自の設計法を提案する．図中の緑色着色部は本研究で得られた知見に基づくものである.

事前調査を増工することで調査，設計に関わる事業上流側のコスト増が懸念されるが，上記した建設コストの圧縮より得られる効果の方が大きく，総合的な事業コストとしては縮減傾向にある.

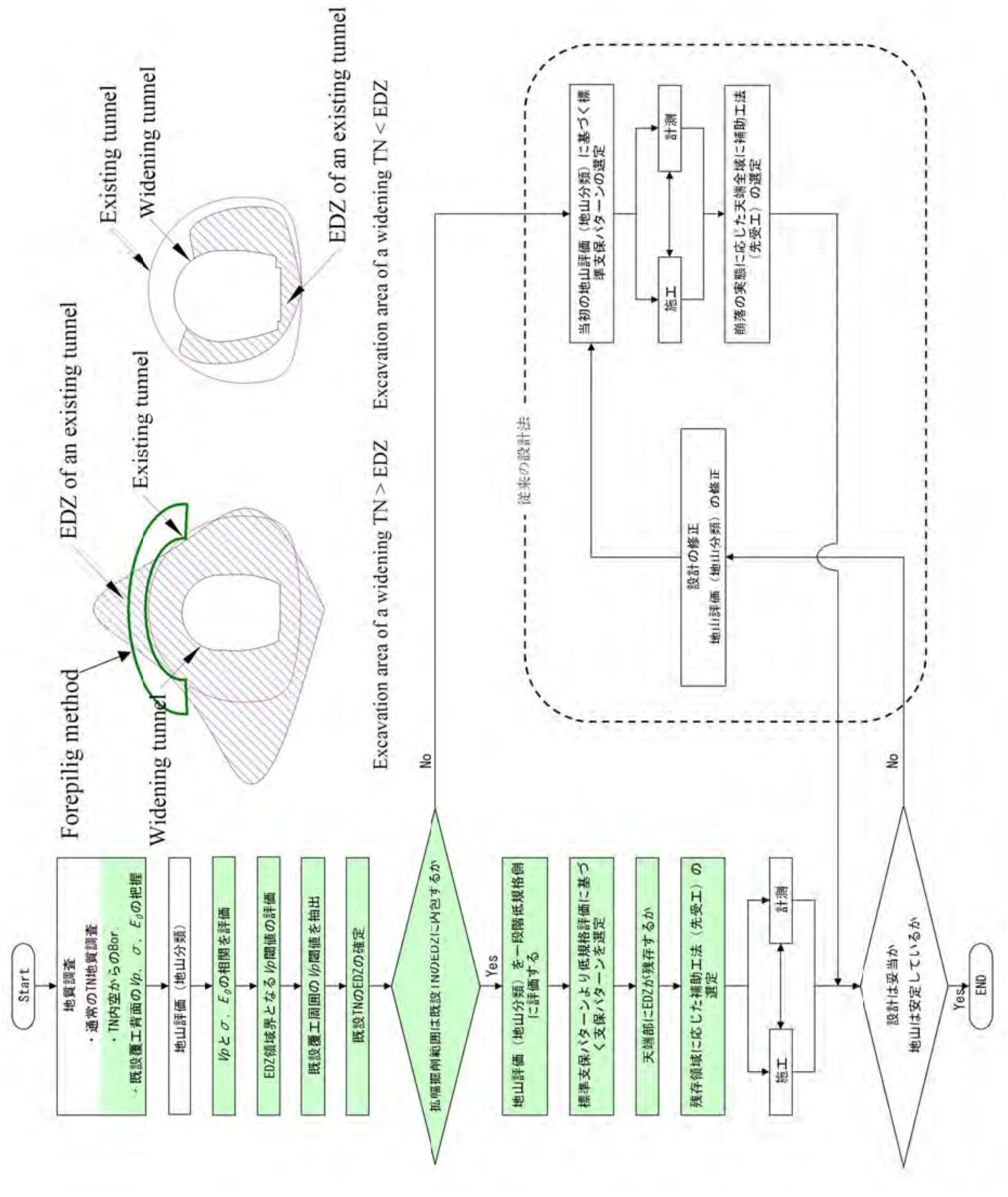


Fig.7.1.1　拡幅トンネルの設計法フロー図

7.2 トンネル施工における産業廃棄物処理と土壌汚染の現況

前節で拡幅トンネルの設計法を研究成果に基づく知見より提案した．トンネル工事では，地山を掘削する過程で「ずり」と呼ばれる大量の残土が発生する．本節より以降については，ずり処理に関する提案を行なう．

平成 15 年 2 月の土壌汚染対策法の施行により，トンネル工事で発生する掘削ずり等の建設発生土については，同年 9 月に刊行されたマニュアル [83]に準拠した対策が求められてきた．また，2010 年 4 月の同法の改正法施工が施行され，規制の強化が図られる状況にある．

このような背景の中，土壌汚染に関わる研究開発は，近年目覚しい進歩を遂げている．特に不溶化技術については，単独・複合各々汚染状況に応じた様々な添加剤が実用化の段階に至っており，平成 19 年度に行った既往調査 [84)-86)]では 49 製品が流通し，数多くの実績を上げている．

トンネル工事で問題となる土壌汚染の分類は，第 1 種特定有害物質（揮発性有機化合物），第 2 種特定有害物質（重金属等），第 3 種特定有害物質（農薬等）の内，自然由来に基づく第 2 種特定有害物質（重金属等）である．重金属とは，比重 4 以上の重い金属のことを指し，約 60 種類存在する．その内，同法では Cd，Cr^{6+}，CN^{-}，Hg，Se，Pb，As，F，B の 9 種類を有害物質として指定している．既往研究 [40),44)]では，本研究の対象地質である新第三紀のトンネル工事において自然由来に基づく重金属の溶出とその対策を示し，わが国の国土の多くを構成する当該地質で発生しうるこの事象に対する方策について研究，開発が期待されている．

処理については，水質汚濁防止法，土壌汚染対策基本法に準拠し，遮断・遮水を施した埋設管理，再処理施設・最終処分場への搬出，不溶化処理等の方法があり，各々について研究，技術革新が行われている状況にある [87)]．このような処理技術の現況にあって，不溶化処理法は，前記のとおり多くの実績を上げており，当該分野に関する研究開発，および施工技術は，成熟域に達していると言える．

しかし，不溶化による土壌汚染対策を現場レベルで考えた場合，不溶化剤の選定，調達，調整，および妥当性の確認に相応の時間を要し，作業の一時中止といった建設マネジメントに関わる問題が発生している．トンネル工事等の大規模工事では，作業サイクルを維持していくことが重要であり，作業中止による 1 日当

たりの損失は数百万円にも及ぶ．したがって，不溶化材選定等に関わる時間的損失を以下に回避するかが現場レベルの課題となっている．

一方、トンネル工事では NATM の普及により，支保の構築過程で吹付けコンクリートを用いるため，リバウンド材と呼ばれるコンクリートの跳ね返りにより生ずる余剰物質が発生する[41]．リバウンド材は，セメント系の産業廃棄物に該当し、その処理方法が前記と同様に社会的な問題となっている．このように，トンネル工事では対応に苦慮する複合的な問題がある．

セメントは，処理対象物質にもよるが不溶化剤として用いられていることが既往研究[31)-33)]より広く認知されている．本研究では，この点に着目し，セメント系の産業廃棄物であるリバウンドを不溶化剤として再利用することを試みた．具体的には，本研究対象のトンネル工事現場より採取した重金属含有建設発生土の重金属溶出量を測定したのち，同試料に対してリバウンド材を添加し不溶化処理を行う実験的手法を用いたデータ解析で検討を行った．重金属溶出量を測定し，リバウンド材による重金属不溶化効果を検証した．

これにより，不溶化剤は現場内調達となり，時間的損失に関する問題の解消に可能性が見出せると共に，産業廃棄物を再利用することで循環型社会の形成の一役を担う．同一現場内で発生しうる二つの問題を同時に解決する可能性を示す．

7.3 実験の概要

本実験の目的は，採取試料の重金属溶出量の測定を行い，以下に示す知見を得ることである．

1) 処理前試料からの重金属溶出量を明らかにすること．
2) リバウンド材を用いた不溶化処理を採取試料に対して行うこと．
3) 不溶化処理後試料の重金属溶出量を測定し，リバウンド材の重金属不溶化効果の有無を確認すること．

具体的な実験及び検討方法としては次のような手順で行った.

手順 1：採取試料の重金属溶出試験前処理

手順 2：採取試料の重金属溶出試験

手順 3：不溶化処理

手順 4：処理後試料の重金属溶出試験

手順 5：処理前と処理後の比較

7.3.1　重金属溶出試験

1) 実験装置の検討

重金属溶出試験を行うにあたり，装置の検討を行った．装置の候補としては，本学で所有する原子吸光分光分析装置，イオンクロマトグラフィー，誘導結合プラズマ(ICP)発光分析装置が対象となった．原子吸光分光分析装置は，重金属毎に必要な中空陰極ランプが必要であるが，今回の測定ターゲットに対応するランプが存在せず，購入も試みたがランプが高額なために適応除外とした．また，原子吸光分光分析装置は，Cr6+，Cu，Zn，Pb などの重金属を ppm レベルの精度で測定できるが，土壌汚染対策法で規制されている As，Se，Hg の測定精度が低いという欠点を有している．そこで，As，Se を還元して気体状の水素化物(AsH_3，H_2Se)にして測定精度を上昇させる水素化物発生装置，また Hg に関しては，還元気化装置が存在するが，どちらも本学で所有していないことからに候補から除外した．イオンクロマトグラフィーは，装置本来の機能からあまり重金属測定には適さず，必要なカラムも本学で所有していない．よって，候補から除外した．ICP 発光分光分析装置は，多くの重金属を ppm レベルの精度で測定することができ，本学で所有する装置の中で最も適していると判断し，実験装置として採用した．なお，この ICP 発光分光分析装置は，本研究室では所有しておらず，基礎化学講座の上道芳夫研究室のものをお借りした．実験にあたっては，上道研究室で行わせていただき，上道芳夫教授，神田康晴助教のご協力のもと分析させていただいた.

本研究で用いた ICP 発光分光分析装置の測定原理を以下に示す．また，Fig.7.3.1 に装置概略図，Photo7.3.1 に装置の写真を示す.

誘導結合プラズマ(ICP)発光分光分析法は，高周波電力を誘導結合させて発

生させるアルゴンのプラズマの中に溶液試料を噴霧し，試料中の分析対象元素の原子を気化，励起させる．このときに励起された原子の外側の軌道の電子が低いエネルギー順位の軌道に遷移するときに各元素特有の光を発するが，その原子スペクトルの波長や強度を測定することにより試料の分析を行う [88)]．

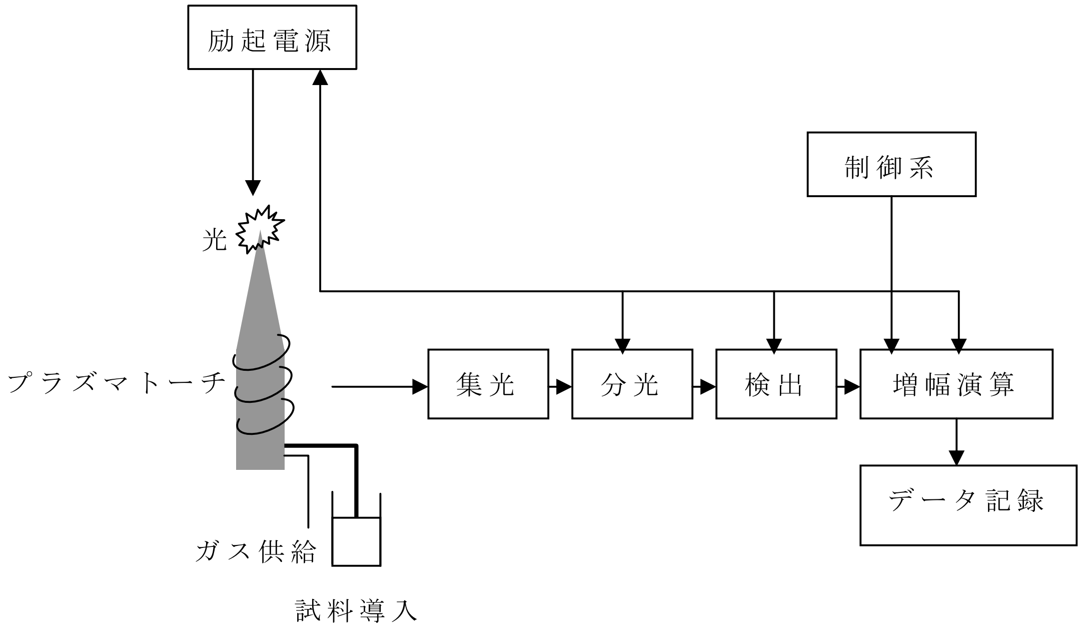


Fig.7.3.1　誘導プラズマ(ICP)発光分光分析装置基本概念図

Photo7.3.1　本研究で用いた ICP 発光分析装置(SII SPS7800)

2) 実験試料

実験試料は，本研究対象のトンネル建設現場で採取した建設発生土である，砂岩泥岩互層（岩石名を省略して Alt と表示する）を対象とした．資料を Photo7.3.2 に示す．採取試料に対して，重金属溶出試験は JIS K 0102 の方法で行い，管理基準として土壌汚染対策基本法の第 2 種特定有害物質規制項目の土壌溶出量基準[83)]を用いた．

Photo7.3.2　試料岩石の写真

7.3.2　採取試料料の重金属溶出試験前処理

以下に示す手順で重金属溶出試験前処理を行った．

1)手順 1：乾燥

採取した試料岩石を 110℃で約 24 時間乾燥させた．その後，試料岩石を取り出す．これは試料岩石の湿り気による粒子同士の凝集を防ぎ，粉砕しやすくするためである．乾燥機(YAMATO SCIENTIFIC Drying oven DS64)中に約 10kg の試料岩石を入れ湿気の吸収を防ぐためにデシケーター中で密閉し常温になるまで冷却させた．

2)手順 2：粉砕

粉砕には粉砕機(Single Toggle Jaw Crusher)を用いた．試料に他の粒子等が混入するのを防ぐために，まず粉砕機の清掃を行った．その後，試料岩石を粉砕機に投入できる程度の大きさになるまでハンマーを用いて砕き,粉砕を行った．

3)手順 3：分級

乾式ふるい分け法を用いて分級を行った．今回は，2,000μm(2mm)のふるいを用いて，試料を砂の定義である 2mm 以下になるまで分級した．分級後の試料重量は約 6kg であった．その後，試料は保存用ポリ袋に入れて密封し保存した．

4)手順 4：試料液作成

重金属溶出試験を行うための試料溶液を作成した．電子天秤で試料を 50g 秤量し，溶媒（pH5.8～6.3 に調整した蒸留水）を調整したのち，500ml（重量比 10%に調整）加え，溶液を作成し，振とうフラスコに入れた．

5)手順 5：振とう

手順 4 で作成した試料溶液を振とうフラスコに入れ，振とう機(EYELA multi shaker nms)を用いて 6 時間連続振とう（200 回/分，振幅 4~5cm）した．

6)手順 6：ろ過

ICP 発光分光分析装置の試料溶液導入部は非常に細い管となっており，詰まりを防ぐため，0.45μm のメンブランフィルターを用いて，真空ポンプで振とう後の溶液を吸引ろ過した．

7.3.3　採取試料の重金属溶出試験

ICP 発光分析装置（SII SPS7800）を用いて前処理後試料溶液の重金属溶出量を測定した．実験では既往試料 [84)]より，Cd，Cr^{6+}，Hg，Se，Pb，As，B の溶出量を測定した．また，今回は検量線法を用いて定量を行ったので以下の手順で検量線を作成し，測定を行った．Cd, Cr^{6+}, Hg, Se, Pb, As に関しては 0.00mg/l, 0.02mg/l, 0.10mg/l の 3 点で，B に関しては土壌溶出基準 [83)]に定める基準値の違いより 0.00mg/l，1.00mg/l，5.00mg/l の 3 点で検量線を作成した．

標準液の調達は，関東化学株式会社より Table7.3.1 に示す標準液を購入した．（購入日：2009.9.18）

Table7.3.1　購入した標準液の一覧

種別	規格	量
Cd	100.4mg/l(20℃)	100ml
Cr^{6+}	100.1mg/l(20℃)	100ml
Hg	998mg/l(20℃)	100ml
Se	1,009mg/l(20℃)	100ml
Pb	100.0mg/l(20℃)	100ml
As	100.6mg/l(20℃)	100ml
B	1,007mg/l(20℃)	100ml

標準溶液の調整は，以下のような調整を行い，検量線作成のための標準溶液を作成した．Table7.3.2 に標準溶液調整表を示す．

1)As，Pb，Cd，Cr

① 100 倍希釈：100mg/l の標準溶液 1ml を全量フラスコ 100ml に入れて 100 倍希釈．

② ①を 10 倍希釈：①1mg/l の標準溶液 10ml を全量フラスコ 100ml に入れて 10 倍希釈．

③ ①を 50 倍希釈：①1mg/l の標準溶液 2ml を全量フラスコ 100ml に入れて 50 倍希釈

2)Se，Hg

④ ①を 100 倍希釈：①10mg/l の標準溶液 1ml を全量フラスコ 100ml に入れて 100 倍希釈．

⑤ ④を 50 倍希釈：①1mg/l の標準溶液 2ml を全量フラスコ 100ml に入れて，50 倍希釈．

3)B

⑥ 20 倍希釈：1000mg/l の標準溶液 1ml を全量フラスコ 100ml に入れて 100 倍希釈．

⑦ ⑥を 2 倍希釈：⑤10mg/l の標準溶液 50ml を全量フラスコ 100ml に入れて 2 倍希釈．

⑧ ⑦を 10 倍希釈：⑤10mg/l の標準溶液 10ml を全量フラスコ 100ml に入れて 10 倍希釈．

Table7.2.2　標準溶液調整表

元素名	As	Pb	Cd	Cr	Se	B	Hg
標準液濃度 (mg/l)	100	100	100	100	1000	1000	1000
①標準液の 100倍希釈 (mg/l)	1.00	1.00	1.00	1.00	10.0	⑥10.0	10.0
②①を 10 倍希釈 (mg/l)	0.10	0.10	0.10	0.10	④0.10	⑦5.00	④0.10
③①を 50 倍希釈 (mg/l)	0.02	0.02	0.02	0.02	⑤0.02	⑧1.00	⑤0.02

7.4 解析の方法

赤井川村のトンネル掘削現場で発生した産業廃棄物である吹付けコンクリートのリバウンド材を採取し(Photo7.3.3)，不溶化剤の代替品として利用し，重金属の溶出を抑制することを目的とした．なお，リバウンド材の配合は，Table7.3.3 に示すとおりで，目標とする設計基準強度は σ_{ck}=18N/mm^2 である．

Photo7.3.3　リバウンド材の採取状況

Table7.3.3　リバウンド材の設計基準強度と配合

σ_{ck} (N/mm^2)	G_{max} (mm)	W/C (%)	s/a (%)	γ(kg/m^3)				
				W	C	S		G
						S	FA	
18	15	54	62	194	360	1,031	95	686

実験手順は，リバウンド材の添加量の算出を行った後，試料岩石と同様の方法で，粉砕，分級する．2mm 以下となったリバウンド材を試料の乾燥単位体積重量に対して割合を変更して試料に添加した．混合条件は，試料とリバウンド材を振動ボールミルにボールを入れずにセットし，30 秒間混合した．このような混合条件にした理由は，ボールによる過度な粉砕を防ぐためと，試料やリバウンド材の粒子同士の擦れ合い，ぶつかりによる 2 次粉砕を防止するためである．その後，一週間常温で空気養生したのち，処理前試料と同様の方法で処理後試料の重金属溶出試験を行った．処理前試料とリバウンド材による不溶化処理後の重金属溶出試験結果を比較しリバウンド材による重金属不溶化効果の確認を行った．

試料の乾燥単位体積重量の測定，および添加量の算出は，以下に示す手順で行った．

1)単位体積重量の測定

体積 V(mm^3)，重量 m_0(g)が既知の容器を用意し，そこに試料を入れて容器と試料の重量 M(g)を測定する．その後，次の **7.3.1 式**より試料の単位体積重量 m(g/mm^3)を算出した．

$$m = \frac{(M - m_0)}{V} \quad \cdots (7.3.1)$$

この方法を 3 回繰り返し行い，計測値の平均値を算出し，試料の単位体積重量 m(g/mm^3)とした．

2)含水率測定

含水率測定には，電子レンジ法(JGS0211)[89)]という方法を用いた．電子レンジ法は,電子レンジを用いて土中の水分を蒸発させることにより 15 分程度で含水

率を求めることができるのが特徴である．ただし，粒径 10mm 以下の土を対象とし，できるだけ細くときほぐし，容器に平らに広げて準備をするという制限などがある，また，測定できる試料の量も少ない事から，含水率のバラつきも大きくなる可能性もある．よって，含水率の測定にあたっても 3 回の測定の平均を用いた．

試料と容器の重量を m_a(g)，乾燥後の試料と容器の重量を m_b(g)，容器の重量を m_c(g)とすると，含水率 W(%)は 7.3.2 式で算出される．

$$W=\left\{\frac{(m_a-m_b)}{(m_b-m_c)}\right\}\times 100 \quad ・・・(7.3.2)$$

この方法を 3 回繰り返し行って，計測値の平均値を算出し，試料の含水率 W(%)とした．

3)乾燥単位体積重量算出

乾燥単位体積重量 m_d(g/mm^3)は，単位体積重量 m(g/mm^3)と含水率 W(%)から 7.3.3 式で算出される．

$$m_d=\frac{m}{(1+W)} \quad ・・・(7.3.3)$$

4)乾燥単位体積重量に対するリバウンド材の添加量算出

乾燥単位体積重量 m_d(g/mm^3)に添加率をかけることで算出した．

7.5 実験結果

7.5.1 予備実験結果

予備実験として行った Alt の処理前試料の重金属溶出試験結果を Table7.5.1 に示す．表中の土壌溶出量基準は，土壌汚染対策法 [83)]に定められた基準値である．基準値を超過して溶出された重金属を網掛けで示した．今回の試料からは，Cd、，Pb，Cr^{6+}，Hg，B が検出され，Pb，Hg が基準値を超えて溶出された．As，Se に

ついては検出されなかった．この実験では，一つの試料を 1 回測定した．しかし，用いた試料は，土壌サンプルであるため，同一試料を用いて実験を行ったとしても実際の実験で用いた（秤量した）部分により，重金属含有分に偏りがあると考えられる．そのため，誤差が発生すると考えられるため，同一試料を何度か測定し，データの信頼性を高める必要がある．本実験では，同一試料による 4 回の追加測定を行いデータの信頼性を高めることとした．その実験結果を Table7.5.2 に示す．

Table7.5.1　処理前試料の重金属溶出試験結果

	Cd	Pb	Cr^{6+}	As	Se	Hg	B
土壌溶出基準 (mg/l)	<=0.01	<=0.01	<=0.05	<=0.01	<=0.01	<=0.0005	<=1
溶出試験結果 (mg/l)	0.002	0.025	0.020	<0.000	<0.000	0.012	0.237

Table7.5.2　処理前試料の重金属溶出試験結果

	Cd	Pb	Cr^{6+}	As	Se	B
土壌溶出基準 (mg/l)	<=0.01	<=0.01	<=0.05	<=0.01	<=0.01	<=1
Sample① (mg/l)	0.002	0.025	0.020	<0.000	<0.000	0.237
Sample② (mg/l)	0.007	0.014	<0.000	0.036	0.006	0.271
Sample③ (mg/l)	0.002	0.015	<0.000	0.017	0.049	0.249
Sample④ (mg/l)	0.005	0.023	0.017	<0.000	0.020	0.279
Sample⑤ (mg/l)	0.006	0.027	0.019	<0.000	0.007	0.322
Average(②～⑤) (mg/l)	0.005	0.020	0.009	0.013	0.036	0.219

実験では Cd，Cr^{6+}，Hg，Se，Pb，As，B の溶出量を測定したが，使用した装置(ICP-AES)の測定精度は ppm レベルであるため，必要とされる精度が ppt レベルである Hg については，データから除外することとした．また，前の予備実験での溶出試験結果である①溶出試験結果は②～⑤の結果と大きく異なっていた．これは，予備実験で用いた水が脱イオン水で②～⑤の実験は蒸留水を用いたことで差が生じたと考えられる．そのため，①のデータの棄却を行った．また，②～④の実験は上道研究室の蒸留水を用いたが，⑤の実験では本研究室の蒸留水を用いた．しかし，２つの蒸留水による大きな差は見られなかった．②～⑤の平均値を見てみると，この測定を行った試料で Se，Pb，As が土壌溶出基準を超えて溶出されるという結果となった．

さらに，実験方法の正当性を確認するため，同一試料，同一方法による実験を専門の第三者機関に依頼し，Table7.5.3 に示す結果を得た．

Table7.5.3　実験方法の妥当性確認実験

	Cd	Pb	Cr^{6+}	As	Se	B
土壌溶出基準 (mg/l)	<=0.01	<=0.01	<=0.05	<=0.01	<=0.01	<=1
Average (mg/l)	0.005	0.020	0.009	0.013	0.036	0.219
第三者機関 (ICP-AES) (mg/l)	0.005	0.034	0.016	0.016	0.042	0.295
第三者機関 (ICP-MS) (mg/l)	<=0.001	<=0.005	<=0.005	<=0.005	0.007	0.240

Table7.5.3 で平均と示されているデータは，Table7.5.2 で示した②～⑤の平均値である．そたがって，本学で前処理を行い本学の実験装置を用いて測定した値である．一方，Table7.5.3 の第三者機関(ICP-AES)と示されたデータは，本研究で用いたものと同じ試料の分析を第三者機関に依頼し，前処理を行っていただいた

後，その前処理後溶液を入手し，本学の装置で溶出試験を行った結果である．また，第三者機関(ICP-MS)と示されたデータは，同一試料を第三者機関の ICP 質量分析装置(ICP-MS)により分析していただいた結果である．

平均のデータと第三者機関(ICP-AES)のデータを比較してみると，実験機器の性能差による数値の開きが認められる．これは，ICP-AES が ppb レベルの測定に用いられる装置であるのに対し，ICP-MS は ppt レベルの測定精度を持っているため，数値に差が見られたと考えられる．しかし，どちらも Pb，As，Se が土壌溶出基準を超えて溶出されるという結果となり一致していた．そのため各々の物質に対する溶出傾向が近似していることから，当該実験方法の妥当性を確認した．

以上から，予備実験を終了し，処理前試料重金属溶出試験を行った．なお，予備実験から Hg については測定精度の低さから，B については基準値を大きく下回る溶出量となるため，それぞれ実験対象として除外し，Pb，Cr^{6+}，As，Cd，Se の 5 元素を実験の対象元素とした．

7.5.2　処理前試料重金属溶出試験結果

処理前試料の重金属溶出量が確認できたので，次に同試料に対してリバウンド材を用いた不溶化処理を行い，重金属に対する不溶効果，および添加率別 pH 分布の確認実験を行った．その結果を Table7.5.4，Fig.7.5.1，Fig.7.5.2 に示す．実験条件は，2mm 以下に粉砕し，含水比をトンネル掘削後のずり本来の地山含水比である 20%程度に調整したリバウンド材を試料の乾燥単位体積重量に対して 2，5，10%の割合で試料に添加し，1 週間養生させたのち，同様の手順で溶出試験を行った．

リバウンド材の添加率は，リバウンドの発生量が既往研究[41),88)]よりトンネル工事の場合，吹付け量の概ね 20～30%であることが明らかにされている．道路トンネル場合，掘削 1 サイクル当たりで使用する吹付けコンクリート量は，$7m^3$ 程度であるため，発生するリバウンド量は $1.4～2.1m^3$ 程度，重量で 3～4t 程度となる．掘削ずりの発生量は，同様に概ね $70m^3$ 程度である．これを実験試料の乾燥密度より重量換算すると 77t 程度となる．したがって，リバウンドの対ずり重量比は 3.9～5.2%程度となる．このような掘削ずりに対するリバウンドの発生割合に基づきに試料の乾燥重量に対して添加率を 2%，5%，10%とした．

結果は，Pb について，どの添加率においても処理前に比べ溶出量が減少する傾向が見られた．As については添加率 2%と 10%では処理前よりも溶出量が減少，5%のみ，若干増加する結果となった．Cr^{6+}については添加率を増やすと，基準値以下ではあるがそれに比例して溶出量が増加する結果となった．Se は，添加率を増やすにつれて大幅に溶出量が増える傾向となった．特に 10%添加時は，基準値の 30 倍溶出されるという結果となった．

Table7.5.4　不溶化処理後の重金属溶出試験結果

	Pb	Cr^{6+}	As	Se
土壌溶出基準(mg/l)	<=0.01	<=0.01	<=0.05	<=0.01
処理前試料(mg/l)	0.020	0.009	0.013	0.036
添加率：　2%(mg/l)	<0.000	0.020	0.002	0.113
添加率：　5%(mg/l)	0.006	0.026	0.017	0.167
添加率：10%(mg/l)	<0.000	0.035	<0.000	0.300

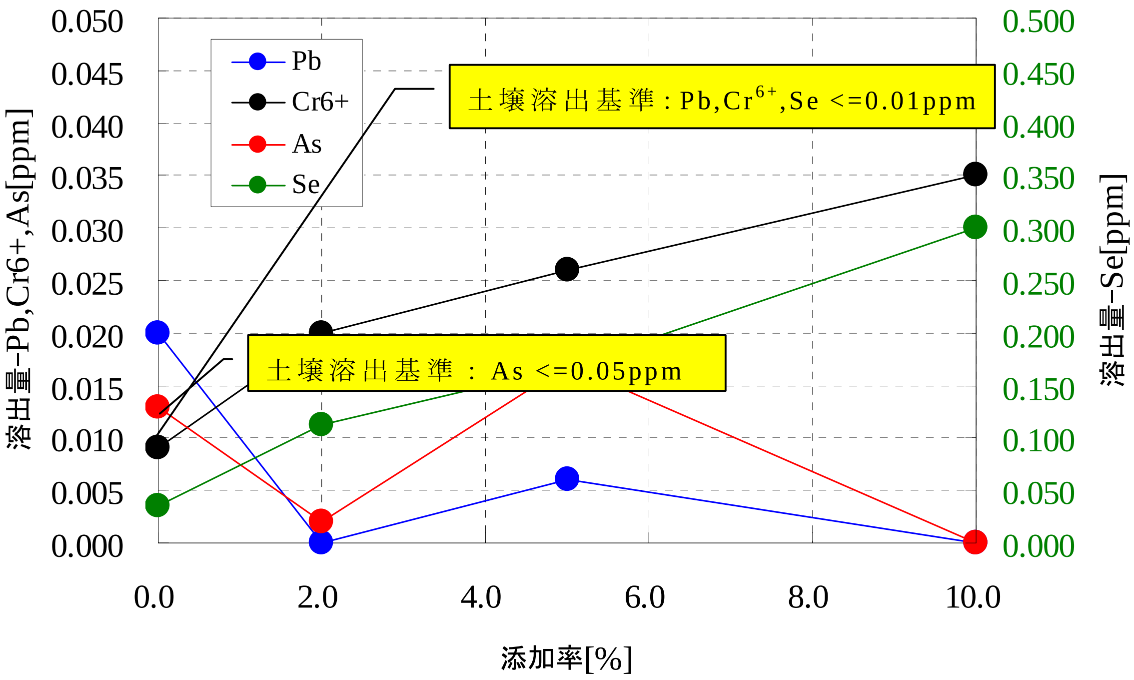


Fig.7.5.1　添加率別にみた溶出傾向

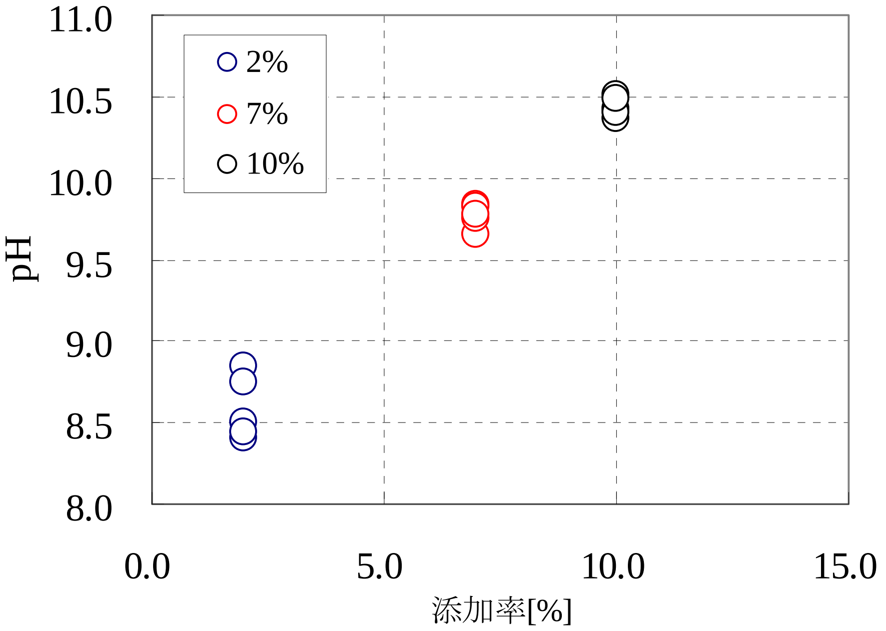


Fig.7.5.2　添加率別にみた pH の分布

Cr^{6+}，Se，Pb，As の含有を認める有害な建設発生土に，同一現場内で発生する産業廃棄物のリバウンド材を再利用し不溶化剤として添加した結果，As，Pb には溶出量を制御させる効果があることを確認した．一方，Cr^{6+}，Se については，溶出量の増加が見られた逆効果であることが確認された．

以上に示した全ての実験では，リバウンド材添加後の養生期間を 7 日に固定して不溶化の効果に関するデータを採り，Pb，As で一定の効果があることを確認した．しかし，これまでの実験では効果の発現がどの時期に現れ，最適値がどの時期にあるのかを解明できていない．したがって，本研究では養生日数別にみた不溶かの効果に関する追加実験を行った．実験方法は，これまでの実験と同様で，養生期間 1 日毎，7 日目までのサンプルを作成し，各々の溶出量を測定した．サンプルは，これまでの実験と同様に拡幅対象トンネルで発生したずりを使用し，リバウンド材もこれまでの実験と同様の材料を使用した．当該実験では Se が不検出となり，Cd の検出が確認された．このことがこれまでの実験結果と異なるが Pb，Cr^{6+}，As については共通であり，本実験の当初の目的を鑑みても問題ないと判断した．Fig.7.5.3 に結果を示す．

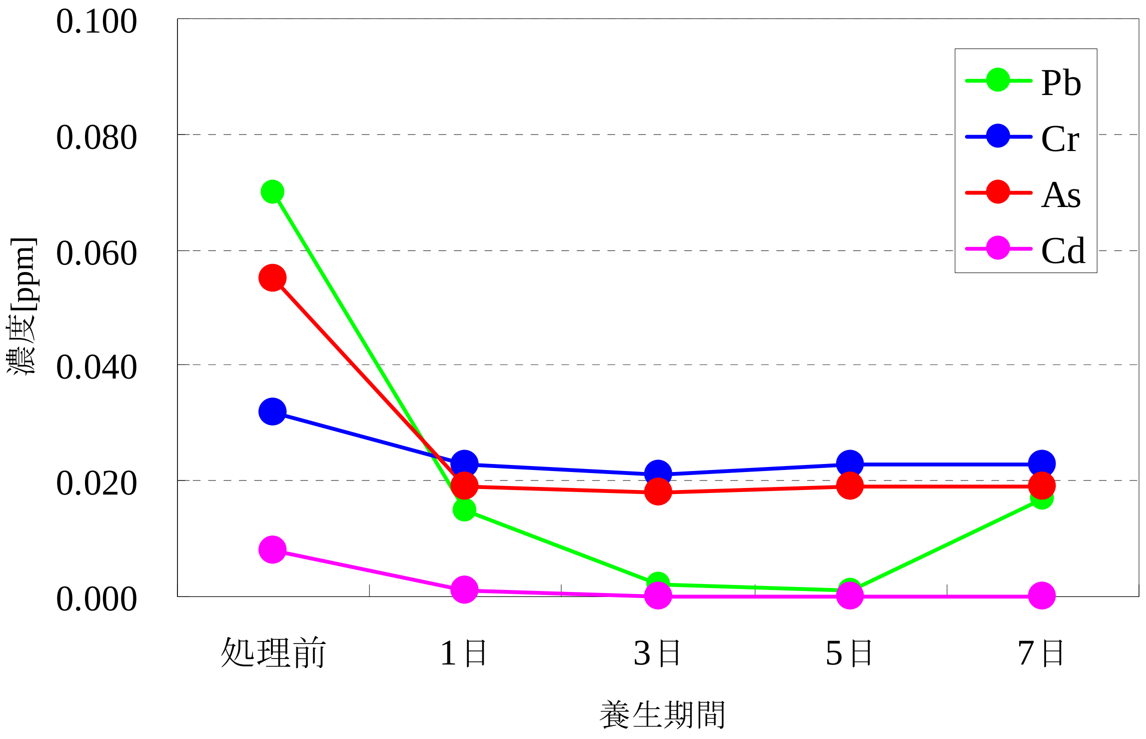


Fig.7.5.3　養生日数別にみた不溶化効果

養生日数別にみた不溶化の効果は，全ての元素において養生 1 日目に顕著な効果の発現を認め，その後養生 7 日目に至るまで安定傾向を有する結果となった．本実験より得られたこのような知見より，リバウンド材を用いた不溶化では，添加後の極めて早い時期に効果発現があるため，不溶化後のずりをリリースする時期については，養生日数に委ねられるのではなく，現場の施工サイクルより決定する適切な時期とするのが望ましいと考える．

7.6　実験結果の考察

7.6.1　As、Pb の溶出量が減少した原因 [91)]

Table7.5.4，Fig7.5.1 で示したように，As，Pb の溶出量が減少した原因は，Fig.7.4.2 の示すようにリバウンド材に含まれるセメントのアルカリ成分であると考えられる．本研究で用いたリバウンド材は，最も一般的である普通ポルトランドセメントからなっているが，その構成成分は SiO_2，Al_2O_3，Fe_2O_3，CaO，MgO，SO_3，Na_2O，K_2O などである．そのうち，アルカリ成分は，Na_2O，K_2O を示す．

Na_2O，K_2O はセメント焼成原料のひとつ，粘土中に含まれる正長石($KAlSi_3O_8$)やソーダ長石($NaAlSi_3O_8$)などに由来するものと考えられる．この 2 成分が水と反応することにより，7.6.1 式，7.6.2 式のような化学反応を起こす．

$$Na_2O+H_2O \rightarrow Na(OH)_2 \quad \cdots (7.6.1)$$

$$K_2O+H_2O \rightarrow K(OH)_2 \quad \cdots (7.6.2)$$

7.6.1 式，7.6.2 式の $Na(OH)_2$，$K(OH)_2$ は，強アルカリ性であるため，セメントは，水和反応が進行するとアルカリ性となる．このアルカリ性により，酸性で溶出しやすい形となる重金属である As、Pb は，溶出しにくい形となり不溶化され溶出量が減少したと考えられる．

本実験では，予備実験の試料に対する含水比調整で，試料の含水比を誤って約 4%と絶乾状態に近似した状態で実験を遂行した．実験結果を Fig.7.6.1 に示す．

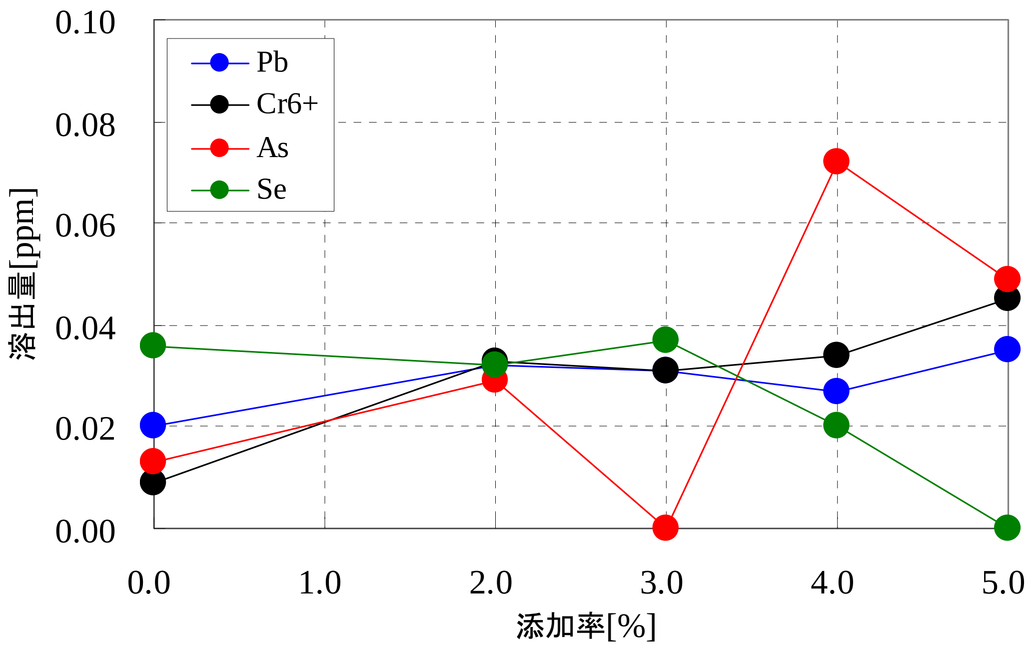


Fig.7.6.1　試料の含水比 4%におけるリバウンド材添加後の溶出量

当該実験の結果から，リバウンド材の添加量に比例して重金属が溶出する傾向を示した．この現象は，7.6.1 式，7.6.2 式における H_2O の不足に起因し，反応が

進みにくいという状態に推移していたことで説明できる.

この実験から，リバウンド材を用いた不溶化処理において，試料の含水率は非常に重要なファクターであることが判明した．また，As がリバウンド材 5%添加時のみ処理前よりも溶出量が増加した原因は，土壌サンプルであるため，重金属含有分の偏りがあることではないかと予想される.

7.6.2　Cr^{6+}の溶出量が増加した原因[91)]

Table7.5.4，Fig7.5.1 で示す結果から，Cr^{6+}はリバウンド材の添加により基準値以下ではあるが溶出量が増加した．Cr^{6+}は，あらかじめ，溶出量が増加することが予想されていた．それは，セメント系産業廃棄物であるリバウンド材には多少の Cr^{6+}が含まれているためである．自然界の土中には Cr^{3+}が含まれている．Cr^{3+}は，毒性がなく非常に安定したも物質なので Cr^{3+}が Cr^{6+}になるためには大きなエネルギーが必要となる. セメントは, その原料に石灰石や粘土, 砂等を使用する. それらの原料中には Cr^{3+}が含まれており, 製造過程において高熱で焼かれるため, 原料中の Cr^{3+}が酸化されて Cr^{6+}となり，セメント中に含有される．水和反応が十分に進行すれば，Cr^{6+}もセメント水和物中に固定されて溶出しないが，土によっては水和反応を抑制してしまうものがある．それにより，セメント中に含まれている Cr^{6+}も，試料中の Cr^{6+}も溶出してしまったためと考えられる．よって、大量のリバウンド材添加は，Cr^{6+}に関して消極的な要素と考えられる．添加量の調整による Cr^{6+}と Pb，As の相関が重要となる.

7.6.3　Se の溶出量が増加した原因[92)]

Table7.5.4，Fig7.5.1 に示す結果のとおり，Se は，処理前よりも大幅に溶出量が増加した．その原因は，7.5.2 でも考察したリバウンド材に含まれるセメントのアルカリ成分であると考えられる．Se は，pH6 以上のアルカリ性で溶出しやすくなる性質があるため，セメントのアルカリ成分により，不溶化されず，逆に溶出されてしまったためである．このことは，Fig.7.5.2 に示す添加率と ph の関係からも考察することができる.

Se におけるこのような所見については, 既往研究[93)]よりアルカリ系の溶出作用に一定の効果が期待できる Fe 等の物質を添加にするなどの当該研究を補完する

対策が必要と考えられる．

7.6.4　養生日数

Fig.7.5.3 に示す結果のとおり，全ての元素において養生 1 日目に顕著な効果の発現を認め，その後養生 7 日目に至るまで安定傾向を有する結果となった．添加後の極めて早い時期に効果発現があり以後安定傾向を示すことから，不溶化後のずりをリリースは，養生日数に委ねられるのではなく，現場の施工サイクルより決定することと考えられる．

7.7　まとめ

本研究では，新第三紀堆積軟岩に建設された既設トンネルの拡幅工事で得られたデータの臨床的な解析により，特徴的な知見を得た．トンネル内空より精度の高い調査を行うことが可能である拡幅トンネルの有する特徴を活かし，第 4 章から第 6 章で得られた本研究の知見を用いた Fig.7.1.1 に示す提案がトンネル拡幅独自の設計法となり，設計施工の現場にフィードバック可能な簡便で合理的な方法であると結論付ける．

本章で示した提案が工学的に困難を有し，わが国の社会的背景に基づくトンネル建設に対する有効的な手法，すなわち，研究成果が社会的に意義のあると結論であると位置付ける．

一方，トンネル工事の現場で発生し産業廃棄物として処理されるリバウンド材を再利用し，不溶化処理の薬剤代替品として重金属含有土砂の処理について検討を行った．

実験に用いた試料は，本研究で対象とした北海道留萌市のトンネル建設現場で採取した建設発生土である泥岩砂岩互層と，吹付けコンクリートの施工により発生したリバウンド材である．

まず，処理前の採取試料の重金属溶出量を JIS K 0102 に従う方法で ICP 発光分光分析装置を用いて測定した．その結果，Se，Pb，As の溶出量基準値超過が認められた．この試料に対して，リバウンド材を不溶化処理の薬剤代替品として用いて処理した結果，As，Pb の溶出量を制御する効果があることを確認した．その一

方で，Cr^{6+}，Se に関しては，リバウンド材の添加量増加に比例して溶出量も増加するという結果となった．Cr^{6+}は，土壌溶出基準値の超過はしなかったものの，添加率を上げるごとに徐々に増加する傾向を示した．したがって，As，Pb に対する溶出制御効果を維持し Cr^{6+}の基準値超過を抑制できる添加量の調整が必要となる．Se は，土壌溶出基準値をはるかに超過し，最大 30 倍の超過が認められた．

以上のことから，リバウンド材の不溶化効果は，As，Pb に対しては有効であるが，Cr^{6+}に対しては As，Pb との複合汚染を前提として添加量の調整で対応が可能であり，Se に対しては逆効果である知見を得た．

養生日数別にみた不溶化の効果は，全ての元素で養生 1 日目に顕著な効果の発現を認めた．その後養生 7 日目に至る期間は，安定傾向に推移を有する結果となった．実験より得られたこのような知見より，リバウンド材を用いた不溶化では，添加後の極めて早い時期に効果発現があり以後安定推移することから，ずりをリリースする時期は，養生日数に委ねられるのではなく，現場の施工サイクルより決定する適切な時期となる．

新第三紀堆積軟岩に建設されたトンネルの拡幅に対しては，独自の設計法を提案することが可能であり，またトンネル工事の掘削工程で発生する自然由来の重金属を起源とする土壌汚染については，同工事で生産される吹付けコンクリートのリバウンド材，すなわち，産業廃棄物を粉砕し添加することで Pb，As に対して不溶化効果が認められた．

以上の提案が工学的に困難を有し，わが国の社会的背景に基づくトンネル建設に対する有効的な手法，すなわち，研究成果が社会的に意義のあると結論であると位置付ける．

第８章　結　　　論

本研究は，トンネルの拡幅工事に関して簡便で合理的な設計法を検討したものである．研究の主眼は，増大するわが国の交通需要に対する方策として提案されるトンネル建設において，国土の広範囲に分布し建設工学の視野から多くの課題を有する新第三紀堆積軟岩への対応を既設トンネルの拡幅に求め，その設計法を確立することである．

本研究の結果，得られた主な結論を以下に示す．

1) 既往研究のレビュー

既往の研究をレビューから，拡幅トンネルにおける変位挙動については，多種多様な地質において多くの研究事例が存在するが，ここの事象として捉えて課題解決という形態で完結し，俯瞰的な立場で設計，施工の現場にフィードバックする合理的，かつ統一された見解はない．また，土壌汚染対策については，現場発生材の再利用という観点からの研究事例は存在していない．総じて，循環型社会の形成という着眼に基づく拡幅トンネルの研究は，今後の課題であり，その方策についても言及されていない．以下に，既往研究のレビューより得られた成果を示す．

① 既設トンネル周囲の EDZ を解析モデルに反映させない拡幅掘削の数値解析において，内空変位量は解析値に対して実測値が小さく推移する．

② トンネル掘削を先進導坑拡幅掘削で行なった場合，いなし効果，すなわち，導坑を先進させることで初期応力の先行開放，および先行変位の発生を促し，拡幅掘削時の部材発生応力および変位が軽減される効果により切羽安定や変位抑制の傾向を示す．しかし，このケースは，トンネル掘削に対する時間的スケールが継続した中で発生した事象に関するもので,既設トンネルの拡幅のように一定の放置期間を経た拡幅掘削の場合とは条件が異なる．

③ トンネル掘削後の周囲岩盤の状態変化，すなわち，EDZ の形成が応力の再配分による岩盤内に潜在する亀裂や不連続面の開口によるものと考えられる．この現象を捉えることができる弾性係数や弾性波速度,および真空透気に着目し，これらの複合的な調査で推定法の検証に至っている．しかし，これらの結果に対する目視確認には至っておらず，定量的な推定法の検証に留まっている．

④ 古生代の堆積岩に在来工法で建設され 35 年経過したトンネルの拡幅事例で EDZ を掘削した場合の変位量は小さく推移する．この現象には，既設トンネル周辺に形成されたと思われるグランドリングとその構造特性の経時変化が大きく関わっている．しかし，既設トンネルの施工技術や地質年代等が異なる場合での地山挙動は不明であり，支保構造に関する提言等には至っていない．

⑤ 重金属を溶出する土壌汚染の対策としてセメントを用いた固化･不溶化が効果的である．

⑥ 吹付けコンクリートを施工する際に発生するリバウンド材（跳ね返ったコンクリート）をセメント材として再生することが可能である．

2) **掘削損傷領域**：EDZ(Excavation Damaged Zone)**の推定**

約 70 年前に建設され，損傷が激しく周囲の地山が塑性化に至っているトンネルを研究対象とし，既設トンネル周囲に形成された EDZ を弾性波速度 *Vp* の分布状態より形成範囲を推定した．ここで得られた知見を以下に示す．

① 既設トンネル周辺の地質特性を把握するため，地質層序に応じた 8 断面を抽出し，ボーリング調査，孔内速度検層，一軸圧縮強度試験，孔内水平載荷試験を行った．調査結果より，*Vp* は覆工周辺の一定の範囲で低速度を示した．したがって，当該調査で示す既設覆工周辺で見られる局所的な低速度域は，トンネル掘削に起因し，低速度を示す領域では E_0 や σ_c の物性値も低下傾向にある．

② トンネル掘削を行った場合，周辺の地山にはゆるみ，破壊，塑性などと表現される状態変化を掘削損傷領域，すなわち，EDZ(Excavation Damaged Zone)と定義した．既往研究など [57-60]より EDZ が形成される現象の起源を岩盤内のクラックに依存していると考え，既設トンネル周囲の弾性波速度 *Vp* の分布より EDZ の領域推定を試みた．

③ *Vp* と一軸圧縮強度 σ_c，弾性係数 E_0 を相関させ，各々について 2 つの分布群が存在しているが判明した．両分布群の閾は，Vp=1.5km/s となり，当該速度を境とする物性値の差が顕著で，Vp<=1.5km/s を EDZ，Vp>1.5km/s を Intact zone と判定した．これにより，*Vp* による EDZ の推定が可能であると考えられる．

3) *Vp* による既設トンネル周囲に形成されたえ EDZ の推定と検証

Vp により既設トンネル周囲に形成されたえ EDZ を推定し，推定結果を *RQD*(Rock Quality Designation)によるボーリングコアの所見，および掘削直後の切羽観察の結果と対比させ検証を行った．検証結果，および得られた知見を以下に示す．

① *Vp* より推定される EDZ は，調査断面の全てでトンネル内空より 3～5m 付近が境界となる．分布形状は，円形と斜め上方で分布の増幅を有し，鉛直上方で抑制傾向を示す鍬形状を呈する分布形状の 2 タイプに分類される．各々の分類に関して地質層序や土かぶり等の外的な要因に関する特徴的な傾向は有していない．

② *Vp* より推定した EDZ とボーリングコアより算定した *RQD*(5)の分布結果の相関性は，低土かぶりとなる両坑口部では認められないが，一定の土かぶりを有するトンネル本体部で相関性を確認した．

③ *Vp* による EDZ の推定結果をボーリングコアの *RQD(5)*，掘削直後の切羽の様相を対比させ，以下に示す結果を得た．

  1) *Vp* による EDZ の推定は，坑口部では掘削直後の切羽の所見に対して不整合となる．その範囲は，本検証の結果では土かぶり *d* とトンネル掘削径 *B* の比率が 3.6 以下の区間である．

  2) *Vp* による EDZ の推定は，断層，破砕帯の通過位置では掘削直後の切羽の所見に対して不整合となる．

  3) *Vp* による EDZ の推定は，上記①，②以外の区間で掘削直後の切羽の所見と整合する．

① *Vp* を用いた EDZ の推定法は，断層，破砕帯を有さないトンネル本体部において，有効な手段である．

⑤ *Vp* のみによる推定で実切羽との検証で整合性が確認され，既往研究[29),30)]で提案された特殊性の高い空透気試験を回避し，汎用性の高い *Vp* のみによる推定方法でも十分の結果を得ることができる．

4) 拡幅掘削時の変位挙動と支保構造に関する提言

拡幅掘削後の変位について，既設，近傍新設トンネルと対比を行い，当該状況

下における拡幅掘削の変位傾向について考察した．また，施工中に行われた支保部材の応力計測の結果に基づき，拡幅掘削時における支保工について指標をまとめ，以下の知見が得られ．

① 拡幅掘削後の変位量は,既設トンネルや近傍新設トンネルの変位量に対して小さな値で推移する．両者の比率は，1/20 程度で推移する．また，この傾向は，本研究対象としたトンネルでは地質の種別や層序との相関性がない．

② 拡幅トンネルの変位分布は,拡幅トンネルが一箇所に集中した変位分布群を呈し，トンネル全長で均一な変位状態となる．一方，既設トンネルや近傍新設トンネルは，バラツキが多く相対的に大きな変位量である．

③ FEM 解析に基づく拡幅掘削時の予想変位量は，水平変位 δ_H>=198mm，鉛直変位 δ_V>=99mm となり，既設トンネル，および近傍新設トンネルのそれに近似する値となった．しかし，拡幅掘削時に計測された実変位量は，この予測を大きく下回る結果であった．

④ 地中変位計測とロックボルトの軸力計測の結果から，周囲に複数の圧縮領域（グラウンドアーチ）が形成され，拡幅後のトンネルに有効なアーチアクションが作用していることが判明した．

⑤ ④の所見より，拡幅断面が既設トンネルの EDZ 内である場合，既設トンネルに既形成されたグラウンドアーチが地山の支保効果として有効に作用し,前記した変位抑制の所見に至ったと評価する．

⑥ 設計では，新設時と同様に手法より，地山等級に基づく標準支保パターンを選定された．しかし，施工時の計測結果より，支保工に作用する応力に余裕があり支保構造の低減可能と判断された．計測より得られたデータを精査した結果，設計より 1 段階低規格側の支保構造が相当となった．

⑦ ⑥の知見より，新第三紀堆積軟岩に建設されたトンネルを拡幅する場合，拡幅範囲が Vp より推定した既設トンネル EDZ 内であるならば,事前調査に基づき評価した地山等級を 1 段階上位の評価とし,支保構造の低減を図ることで最適化が可能である．また，試算の結果，トンネル延長 1m 当り約 33 万円の工事費節減効果を生む．

⑧ 新第三紀堆積軟岩に建設されたトンネルの拡幅では,以上の知見を用いた最適

な支保設計が可能である．Fig.7.1.1 に示す提案が設計施工の現場にフィードバック可能な簡便で合理的な設計法と考える．

5) 吹付けコンクリートリバウンド材の重金属不溶化効果

トンネル工事の現場で大量に発生する産業廃棄物として問題となるリバウンド材を再利用し，不溶化処理の薬剤代替品として用いることで重金属含有土砂の処理を試み，同一現場で発生しうる二つの問題を同時に解決し，現場内の収支をゼロとする循環型社会の形成の可能性について検討を行った．以下に得られた知見を示す．

① リバウンド材を不溶化処理の薬剤代替品として用いて処理した結果，As，Pb の溶出量を制御する効果があることを確認した．その一方で，Cr^{6+}，Se に関しては，リバウンド材の添加量増加に比例して溶出量も増加する．

② As，Pb に対する溶出制御効果を維持し Cr^{6+} の基準値超過を抑制できる添加量の調整が必要となる．なお，リバウンド材の不溶化処理の薬剤代替品としての利用は，Se に対しては逆効果である．

③ 養生日数別にみた不溶化の効果は，全ての元素で養生 1 日目に顕著な効果の発現を認めた．その後養生 7 日目に至る期間は，安定傾向に推移する結果となった．実験より得られたこのような知見より，リバウンド材を用いた不溶化では，添加後の極めて早い時期に効果発現があり以後安定推移することから，ずりをリリースする時期は，養生日数に委ねられるのではなく，現場の施工サイクルより決定する適切な時期となる．

本研究では，工学的に課題の多い新第三紀堆積軟岩への対応，増大する交通需要に対する対応，財政的困難，環境負荷等に対する方策として提案される既設トンネルの拡幅という方法に対してトンネル工事で得られた様々な調査・設計・施工データに基づく臨床的な検討を行った．設計・施工の現場に対するフィードバック可能な簡便で合理的な拡幅トンネルの設計法の確率を目指し，この目的に即した結論を導いた．

トンネル内空より精度の高い調査を行うことが可能である拡幅トンネルの特徴

を活かし,本研究の知見を用いることで Fig.7.1.1 に示す提案がトンネル拡幅独自の設計法となり，設計施工の現場にフィードバック可能な簡便で合理的な方法であると考える．また，施工時に発生する吹付けコンクリートの余剰材は，再利用することで，重金属類を含有する有害な掘削ずりの不溶化材として再利用が可能である．

本研究の成果が工学的に困難を有し，わが国の社会的背景に基づくトンネル建設に対する有効的な手法，すなわち，社会的に意義のあると結論である．

謝　辞

本論文の執筆するにあたり，ご指導を賜りました室蘭工業大学大学院工学研究科，吉田豊教授，後藤龍彦教授，板倉賢一教授，太田光浩准教授に心から感謝申し上げます．吉田教授には，指導教官として本論文着手から完成に至るまで長期にわたり懇切なご助言，ご指導を賜りました．後藤教授，板倉教授には，専門的なご助言を賜りました．太田准教授には，国際会議での英字論文作成，発表で多くのご指導を賜りました．

北海道大学大学院工学研究科，児玉淳一准教授には，本論文，学会の投稿論文に対して有益なご意見，ご助言を賜りました．心から感謝申し上げます．

奉職先であるダイシン設計株式会社の代表取締役会長大久保晃ニ氏，代表取締役社長小川束氏，役員，職員の方々には，就学，研究に対してご理解を頂き，さらには様々な形でご支援を賜りました．ここに，深甚の謝意を表します．また，構造部の方々には，私が不在となる中での業務遂行に際しご負担をおかけしました．心から謝意を表します．

本研究に際し，貴重な調査資料，および施工記録をご提供して頂いた北海道建設部，北海道留萌振興局留萌建設管理部の皆様に心から感謝の意を表します．

室蘭工業大学吉田研究室の諸君には，実験，データ整理，図表作成等の研究，論文作成の基礎となる部分で多大なご協力を頂いた．特に M2 黒龍昌也君の本論文第 7 章に対する貢献は多大なものがある．誠にありがとうございました．

時を同じくして室蘭工業大学大学院工学研究科博士後期課程の門を叩き，志を同じくして吉田研究室で苦楽を共にしたわが友，福内久君は，良き理解者として私を研究活動への道に導いてくれました．この研究成果は，貴君の存在なくしては有り得ないと考える．志半ばで逝った貴君に深い哀悼の意を表す．

最後に，室蘭工業大学大学院工学研究科博士後期課程の進学を最後まで応援し支えてくれた，妻の保栄，娘の静流，そして母弘子，義母冨田綾子に深甚の謝意を表す．

2012 年 2 月　田村智樹

参考文献

1) 土木学会：土木技術者のための岩盤力学，1975，pp.1-2
2) 地盤工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用，1974.4，pp.1-2，
3) 日本トンネル技術協会：http://www.japan-tunnel.org/Gallery_tunnel
4) 土木学会：トンネル・ライブラリー第 18 号　より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて，2007.5，pp.3-6
5) 土木学会：トンネル・ライブラリー第 14 号トンネルの維持管理，2005.1，p.1
6) 土木学会：土木技術者のための岩盤力学，1975.7，p.21
7) 産業技術研究所：http://www.gsj.jp/geomap/J-geology/J-geologyJ.html
8) 土木学会：トンネル・ライブラリー第 18 号　より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて，2007.5，p.6
9) 自動車検査登録情報センター：http://www.airia.or.jp/number/pdf/03_1.pdf
10) 日本道路協会：道路トンネルの維持管理便覧，1993.11，p.17
11) 日本道路協会：道路トンネルの維持管理便覧，1993.11，p.15
12) 日本道路協会：道路トンネルの維持管理便覧，1993.11，p.16
13) 内務省土木局：道路構造令並同細則改正案要項，1935.11，p.1
14) 国土交通省総合政策局：http://www.mlit.go.jp/k-toukei/search/pdf/23/23000000x01501.pdf
15) 宇野晴彦，田坂嘉章，石田毅，水田義明，工藤奎吾：空洞掘削時挙動計測に基づく岩盤のゆるみ領域評価と解析手法，土木工学会論文集 No.722/Ⅲ-61，2002.11，pp.13-24
16) 桜井春輔：トンネル掘削に伴うゆるみ領域の研究，トンネルと地下 149 号 Vol.14No.1，1983.1，pp.35-41
17) 打田靖夫，吉田次男，浦山克，平川芳明：ボアホールテレビによる亀裂観察結果から見た大規模地下空間掘削時の岩盤挙動の検討，土木工学会論文集 No.517/Ⅲ-31，1995，pp.33-41
18) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，2003.11，pp.99-106
19) 鈴木雅行，今川敬行，安田善一：狭小断面道路トンネルにおける拡幅活線拡幅の施工，土木学会年次学術講演会公演概要集 No.60-6，2005，pp.67-68

20)高根務，出本剛史，北原次男：アーチ開削工法を用いた活線拡幅道路トンネルその 1，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.56-6，2001，pp.358-359
21)秀島康史，廣田収，過能一郎，出本剛史：アーチ開削工法を用いた活線拡幅道路トンネルその 2，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.56-6，2001，pp.360-361
22)多賽徹，鈴木雅行，前原健一，赤沢英明，禿和秀：山岳トンネルの活線拡幅，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.57-6，2002，pp.373-374
23)禿和英，堂上幸男，蔭山正美，多宝徹，中川浩二：交通供用下の高速道路における既設トンネルの活線拡幅の設計・施工について，土木学会トンネル工学論文・報告集第 11 巻，2001，pp.221-226
24)落河崇征，江崎哲郎，蒋宇静，吉田昌史：長年月経過した道路トンネル拡幅における周辺への影響の評価に関する研究, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集，1999，pp.602-603
25)小林孝行，岩淵常太郎，和田光弘，村田賢司：トンネル拡幅掘削に伴う地山挙動について，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.49-6，1994，pp.180-181
26)角南明彦，横山和昭，西村誠一，木村正樹，鳥居徹：既設トンネル拡幅時の地山挙動と対策工について，土木学会トンネル工学論文・報告集第 9 巻，1999，pp.189-194
27)高橋浩，谷井敬春，岩井勝彦，桑原秀樹，進士正人，中川浩二：膨張性地山における導坑の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.728/Ⅵ-58, 2003, pp.27-39
28)菊池晋, 玉井靖広, 石松辰博: 中央導坑先進拡幅工法での切羽周辺の地山挙動，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.58-6，2003，pp.109-110
29)北田正彦，桜井春輔，芥川真一，岡部幸彦，進士正人：在来工法で建設されたトンネルの拡幅時変形挙動とグランドリングに関する考察，土木学会論文集 F Vol.65No.2，2009，pp.119-127
30)北田正彦，林田清高，桜井春輔，進士正人，木村正樹：35 年前に施工された在来トンネルの拡幅時における挙動計測，土木学会トンネル工学論文・報告集第 9 巻，1999，pp.183-198

31) 大山将，山田哲司，奥村正孝：ヒ素汚染土壌のセメントによる固化・不溶化処理，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.57-7，2002，pp.627-628
32) 上岡誠一，柏谷衛：土壌に含有する 6 価クロムのセメント系固化材による現位置不溶化処理に関する研究，土木学会論文集 No.664/Ⅶ-17，2000，pp.43-54
33) 藤長愛一郎，保賀康史，岡村正孝：油分含有汚染土壌の不溶化処理に関する基礎的検討，土木学会年次学術講演会後援概要集 No.54-7，1999，pp.532-533
34) 澤田啓太：モルタル吹き付けにおける建設廃棄物の利用について，室蘭工業大学大学院修士論文，2011，pp.43-44
35) 鈴木淳志，岸野佑次：粒状要素法による空洞周辺地盤ゆるみ領域の解析，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.49-3，1994，pp.832-833
36) 近藤和正，小田匡寛，多田浩幸：ひずみ依存型の構成式を用いたゆるみ領域の推定，土木学会年次学術講演会講演概要集 No.49-3，1994，pp.712-713
37) 石田毅，金川忠，矢田篤，田仲正弘：空洞掘削時の応力再配分に着目したゆるみ領域測定法の提案，土木学会論文集 No.457/Ⅲ-21，1992，pp.41-50
38) 平田篤夫，笹尾春夫，山添雅彦，金子勝比古：トンネル周辺岩盤に対する弾性波検層調査，土木学会年次学術講演会後援概要集 No.55-CS，2000，pp.164-165
39) 塚本耕治，浅野剛，蛭子清二，西村正夫：拡幅掘削時のトンネル周辺岩盤の亀裂観察，土木学会年次学術講演会後援概要集 No.50-6，1995，pp.162-163
40) 細川迭男，菅井皇人，山崎充：自然的原因により重金属が溶出する堆積岩のトンネル掘削土処理，土木学会年次学術講演会後援概要集 No.61-6，2006，pp.569-570
41) 安達優，田口史雄，栗橋祐介：収縮低減剤の使用による短繊維混入吹付けコンクリートのひび割れ抵抗性向上効果, 寒地土木研究所月報, No.681, 2010, pp.2-10
42) 中山明彦，山田文孝，打田靖夫，川谷健，櫻井春輔：岩盤ゆるみ領域評価のための真空透気試験，土木学会論文集，No.575/Ⅲ-40，1997，pp.9-24
43) Nakayama, A., Yamada, F., Uchida, Y., Kawatani, T. and Sakurai, S.: Vacumu pemebility test estimation of loosened area in rock, *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, No575/Ⅲ-40, 1997, pp.4-24
44) Google Earth:http://www.google.co.jp/intl/ja/earth/index.html
45) 国土交通省国土地理院：2 万 5 千分 1 地形図（小平，達布，留萌，ポロシリ山）

46) 北海道土木協会トンネル研究委員会:北海道のトンネル建設技術の変遷～維持管理の時代を迎えて～，2011，pp.77-78
47) 地質調査所：5 萬分の 1 地質図幅説明書留萌（旭川-第 41 号），1954，pp.1-3
48) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 11 年度留萌小平線改良工事地質調査（トンネル）報告書，2000，pp.19-168
49) 北海道開発局建設部道路建設課：北海道開発局道路設計要領第 4 集トンネル，2006，pp.4.2.22-4.2.39
50) 日本道路公団：道路設計要領第 2 集，1997，pp.6-8
51) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，1996，pp.236-237
52) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，2003.11，pp.140-141
53) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 11 年度留萌小平線改良工事地質調査（トンネル）報告書，2000，pp.86-88
54) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 11 年度留萌小平線改良工事地質調査（トンネル）報告書，2000，pp.109-110
55) 日本道路協会：道路トンネル観察・施工指針，2009.2，pp.151-153
56) 桜井春輔：NATM における現場計測と管理基準値，土と基礎，1986，pp.5-10
57) 宇野晴彦，田坂嘉章，石田毅，水田義明，工藤奎吾：空洞掘削時挙動計測結果に基づく岩盤のゆるみ領域評価と解析手法，土木学会論文，No.722/Ⅲ-61，2002，pp.13-24
58) 桜井春輔：トンネル掘削に伴うゆるみ領域の研究，トンネルと地下，Vol.14 No.1，1983，pp.35-41
59) 打田靖夫，吉田次男，浦山克，平川芳明：ボアホールテレビによる亀裂観察から見た大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動の検討，土木学会論文集，No517/Ⅲ－31，1995，pp.33-41
60) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，2003.11，pp.101-102
61) 地盤工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用，1974，pp.333-334
62) 地盤工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用，1974，pp.370-372
63) 地盤工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用，1974，pp.458-459
64) 地盤工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用，1974，pp.338-340

65) Deere, D.U., A.J. Hendron Jr., F.D. Patton & E.J. Cording 1967. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. In *Failure and Breakage of Rock*. C. Fairhurst ed. Society of Mining Engineers of AIME, New York, pp. 237-302.
66) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，2003，pp.140-141
67) 日本道路協会：道路トンネル観察・計測指針，2009，pp.20-21
68) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 19 年度道道留萌小平線道路改良（萌平トンネル）工事施工報告書，2009
69) 国土交通省国土地理院：2 万 5 千分 1 地形図（小平，達布，留萌，ポロシリ山）
70) 金谷元，村田克也，向川芳之，横山貞夫，松村博，杉浦高広：膨張性地山におけるトンネル設計と実施工での切羽安定対策, トンネル技術の特別講演と技術研究発表会論文集，2000，pp.19-28
71) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 11 年度留萌小平線改良工事地質調査（トンネル）報告書，2000，pp.130-149
72) 奥，鈴木，小松：小平トンネル工事施工について，第 10 回北海道開発局技術研究発表会資料，1967，PP.383-388
73) 首藤雅久, 守屋昇: 膨張性トンネルの施工例について～中幌トンネルの施工例, トンネル技術の特別講演と技術研究発表会論文集，1994，pp.56-83
74) 日本道路公団試験研究所：試験研究所技術資料 350 号，1986
75) 高橋彦治：トンネル工事の知的経験その他，新潟応用地質研究会誌第 40 号，1993，pp.7-28
76) 日本道路協会：道路トンネル観察・計測指針，2009，pp.45-46
77) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 19 年度道道留萌小平線道路改良（萌平トンネル）工事計測 B 計測結果，2009
78) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 17 年度道道留萌小平線道路改良工事トンネル設計成果品，2007
79) 高橋俊長，垣見康介，雨宮啓二：脆弱地山におけるトンネルの安定化対策および合理化設計，トンネル技術の特別講演と技術研究発表会論文集，2011，pp.39-50
80) 高橋俊長，中野清人，垣見康介：高耐力支保構造で施工した脆弱地山のトンネル挙動特性，トンネル工学報告集，第 19 巻，2009，PP.107-117

81) http://www.reocities.jp/damyarou/txt4CPT/pdfCPT.pdf
82) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，2003，pp.83-84
83) 独立行政法人土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版），鹿島出版，2004，pp.1-74
84) 北海道留萌振興局留萌建設管理部（旧北海道留萌土木現業所）：平成 19 年度道道留萌小平線道路改良工事環境調査（総合解析）報告書，2007，pp.5.37-5.47
85) 田村智樹，黒龍昌也，福内久，吉田豊：重金属含有土壌の不溶化処理における産業廃棄物の再利用，平成 22 年資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集，2010，pp.15-16
86) 黒龍昌也，田村智樹，太田光浩，吉田豊：産業廃棄物を用いた重金属含有建設発生土処理法について，平成 23 年資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集，2011，pp.57-58
87) 武藤賜夫，菱田一雄，吉持俊太郎：廃棄物の処理技術－産業・都市公害へのシステムアプローチ，株式会社工業調査会，1972，pp.125-188
88) 上本道久，社団法人日本分析化学会関東支部：ICP 発光分析・ICP 質量分析の基礎と実際－装置を使いこなすために－，オーム社，2007，pp.2-4
89) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説－二分冊の 1－, 丸善, 2009, pp.106-108
90) 土木学会：吹付けコンクリート指針（案）[トンネル編]，2005
91) 荒井康夫:セメントの材料化学改訂 2 版第 2 刷, 大日本図書株式会社, 1991, pp.1-13
92) 渋谷政夫, 小山雄生, 渡辺久男:重金属測定法第 2 刷, 博友社 1990, pp.260-282
93) 尾崎哲二，岡田亮介，石原成巳，田中信夫，森本一生，武島俊達：鉛，砒素およびセレンによる土壌汚染の不溶化処理について，土木学会第 58 回年次学術講演会 58 巻 7 号，2003，pp.39-40

付録

本学大学院博士後期課程における研究実績を以下に示す.

1. 田村智樹, 太田光浩, 児玉淳一, 吉田豊：新第三紀堆積軟岩における既設トンネルの拡幅事例にみる岩盤挙動について, Journal of MMIJ, 128, 2012, PP.65-71
2. Tomoki Tamura, Hisashi Fukuuchi, Mitsuhiro Ohta, Yutaka Yoshida, Jun-ichi Kodama : Estimation of the excavation damaged zone in the widening construction of an existing tunnel, The 4th International Workshop and Conference Earth Resources Technology, 2010, Thailand
3. 田村智樹, 福内久, 太田光浩, 吉田豊：拡幅トンネル坑口部の地すべり対策, 開発技報 No.51, 2009, pp.24-28
4. 福内久, 田村智樹, 太田光浩, 吉田豊：深層および浅層混合処理工法の併用による改良率の低減について, 開発技報 No.51, 2009, pp.32-36
5. 田村智樹, 太田光浩, 吉田豊：第三紀層堆積軟岩における既設トンネルの拡幅事例にみる岩盤挙動について, 平成 23 年資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集, 2010, pp.23-24
6. 黒龍昌也, 田村智樹, 太田光浩, 吉田豊：産業廃棄物を用いた重金属含有建設発生土処理法について, 平成 23 年資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集, 2010, pp.57-58
7. 田村智樹, 福内久, 太田光浩, 吉田豊：トンネル拡幅時の地山挙動について, 平成 22 年度開発技術研究会研究発表会講演要旨集, 2009, pp.40-41
8. 福内久, 田村智樹, 鈴木寿徳, 太田光浩, 吉田豊：蛇紋岩地帯における大規模地すべりの再活動, 平成 22 年度開発技術研究会研究発表会講演要旨集, 2009, pp.38-39
9. 田村智樹, 黒龍昌也, 福内久, 太田光浩, 吉田豊：重金属含有土壌の不溶化処理における産業廃棄物の再利用, 平成 22 年資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集, 2009, pp.15-16
10. 田村智樹, 福内久, 太田光浩, 吉田豊：拡幅トンネルのゆるみ領域推定法について, 平成 21 年度開発技術研究会研究発表会講演要旨集, 2008, pp.28-29

11. 池永秀希，黒龍昌也，福内久，田村智樹，太田光浩，吉田豊：地すべり防止のための効果的排水方法について，平成 21 年度開発技術研究会研究発表会講演要旨集，2008，pp.6-7
12. 福内久，田村智樹，吉田豊：間隙水圧拡散による地すべり対策について，平成 21 年資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集，2008，pp.15-16
13. 福内久，田村智樹，太田光浩，吉田豊：深層混合杭の応力分担比について，平成 20 年度開発技術研究会研究発表会講演要旨集，2007，pp.9-10