

インドネシアの坑内掘り石炭鉱山開発における基幹 坑道の最適設計およびその維持方法に関する研究

高本, 拓

<https://doi.org/10.15017/1807012>

出版情報：九州大学, 2016, 博士（工学）, 課程博士
バージョン：
権利関係：全文ファイル公表済



インドネシアの坑内掘り石炭鉱山開発に
おける基幹坑道の最適設計および
その維持方法に関する研究

2017年2月

九州大学大学院工学府地球資源システム工学専攻
社会人博士後期課程単位修得退学

MMI コールテック株式会社

高 本 拓

目 次

第1章 緒論	1
1. 1 緒言	1
1. 2 本研究の背景	3
1. 2. 1 日本の石炭安定供給確保とインドネシア炭の位置づけ	3
1. 2. 2 インドネシアの石炭生産の動向と坑内掘り炭鉱開発の重要性	5
1. 2. 3 坑内掘り炭鉱開発における設計指針	6
1. 2. 4 インドネシアでの坑内掘り炭鉱の歴史と課題	7
1. 3 本研究の目的	9
参考文献	11
第2章 Gerbang Daya Mandiri 炭鉱の開坑計画	12
2. 1 緒言	12
2. 2 GDM 炭鉱の概要	12
2. 2. 1 位置および交通	12
2. 2. 2 地形、植生および気候	13
2. 2. 3 地域周辺の地質環境	13
2. 2. 4 地質構造	13
2. 2. 5 炭層賦存状況	15
2. 3 GDM 炭鉱埋蔵炭量および炭質	17
2. 3. 1 埋蔵炭量算定	17
2. 3. 2 炭質分析	18
2. 4 採掘条件	19
2. 4. 1 夾炭層岩石の力学試験	19
2. 4. 2 ガス湧出および湧水	21
2. 5 生産法設計	21
2. 5. 1 坑道展開および採炭払	21
2. 5. 2 生産計画	23
2. 6 結言	24
参考文献	25
第3章 インドネシアにおける開坑方法の最適設計	26
3. 1 緒言	26
3. 2 インドネシアで実施された開坑方法	26
3. 2. 1 過去における開坑例	26
3. 2. 2 GDM 炭鉱における坑口断念事例	28

3.2.3	GDM 炭鉱における坑口開設	29
3.3	インドネシアにおける最適な坑口設計に関する提案	31
3.4	GDM 炭鉱におけるハイウォールならびに坑口周辺の安定解析	36
3.4.1	解析条件および手法	36
3.4.2	解析結果および検討	37
3.5	結言	40
	参考文献	41
第4章	軟弱地山内の基幹坑道掘進における最適支保システムに関する検討	42
4.1	緒言	42
4.2	坑道掘進方法の概要	42
4.3	地山の物理的および力学的特性試験	46
4.4	坑道周辺地山および坑道断面の変位量測定	52
4.4.1	測定概要	52
4.4.2	天盤・側壁変位計測	52
4.4.3	鋼枠変形計測	54
4.4.4	坑道断面変位計測	55
4.4.5	変位量測定結果と考察	55
4.5	支保に用いた鋼枠試験	63
4.5.1	試験概要	63
4.5.2	試験方法	63
4.5.3	試験結果と考察	66
4.5.4	坑道安定性評価に関わる GDM 炭鉱鋼枠の評価	69
4.6	坑道周辺地山の挙動解析	69
4.6.1	解析モデル	70
4.6.2	解析結果および坑道安定性評価	71
4.7	今後の深部化に伴う最適支保システムの検討	85
4.7.1	鋼枠形状の評価	85
4.7.2	鋼枠材質の変更	86
4.7.3	ロックボルトとの併用	86
4.7.4	横方向荷重への対処	87
4.8	結言	88
	参考文献	89
第5章	基幹坑道維持の最適化	
	－2次支保の実施判断の指標と管理基準の検討－	90
5.1	緒言	90

5. 2	支保の変形と変位計測結果の分析、考察	90
5. 2. 1	支保の変形事例とその変位の計測	90
5. 2. 2	現場状況と計測結果	92
5. 2. 3	考察	98
5. 2. 4	変位が収束しなかった場合の理論的考察	100
5. 3	2次支保の必要性に関する早期の判定指標および管理基準の提案	104
5. 3. 1	早期の坑道安定性予測の重要性	104
5. 3. 2	2次支保の必要性指標の提案	104
5. 3. 3	坑道維持に関する管理基準の提案	106
5. 4	結言	108
	参考文献	109
第6章	坑口近くの浅所掘進における問題とその対策	110
6. 1	緒言	110
6. 2	軟弱沖積土層内の浅所掘進	110
6. 2. 1	軟弱沖積土層内の掘進状況	110
6. 2. 2	軟弱沖積土の物性値からの検討	112
6. 3	流動性軟弱粘土の坑内流入および地表からの地盤改良工事対策	116
6. 3. 1	状況と実施対策	116
6. 3. 2	セメント攪拌注入工事の効果	122
6. 3. 3	流動性軟弱粘土の坑内流入に対する防止方法の提案	126
6. 4	結言	129
	参考文献	130
第7章	結論	131
	謝辞	134

第1章 緒 論

1. 1 緒 言

我が国は中国に次いで世界第2位の石炭輸入国であり、年間1億9千5百万トン(2013年度)の石炭を輸入している[1]。その主要な輸入先のひとつがインドネシアであり、年間3千7百万トンの石炭を日本に輸出しているオーストラリアに次ぐ、第2位の輸入先国である[2]。我が国の坑内掘り炭鉱は、実質的には2001年に複雑な採掘条件や高い国内炭価格といったことが原因で全て閉山したが、100年以上の歴史を有する日本の石炭産業が培ってきた坑内採炭技術を我が国の採鉱技術者がインドネシアやベトナムといった産炭国へ技術移転を行うという事業が行われている[3]。そのような背景から、我が国はインドネシアで多くの石炭採掘の技術指導を行っている。

インドネシアの石炭生産量は近年急増しており、2012年には年間約4億トンを越えている[4]。この生産量の著しい増加の理由として、海外および国内向け需要の増加が挙げられる。図1.1に示すように、2011年にはオーストラリア(石炭輸出量:2億8,450万トン)を抜いて、インドネシアが世界最大の石炭輸出国(石炭輸出量:3億5,620万トン)となった[5]。また、インドネシアでは2030年までに1次エネルギーの1/3を石炭で賄うというエネルギー政策も策定されている[6]。

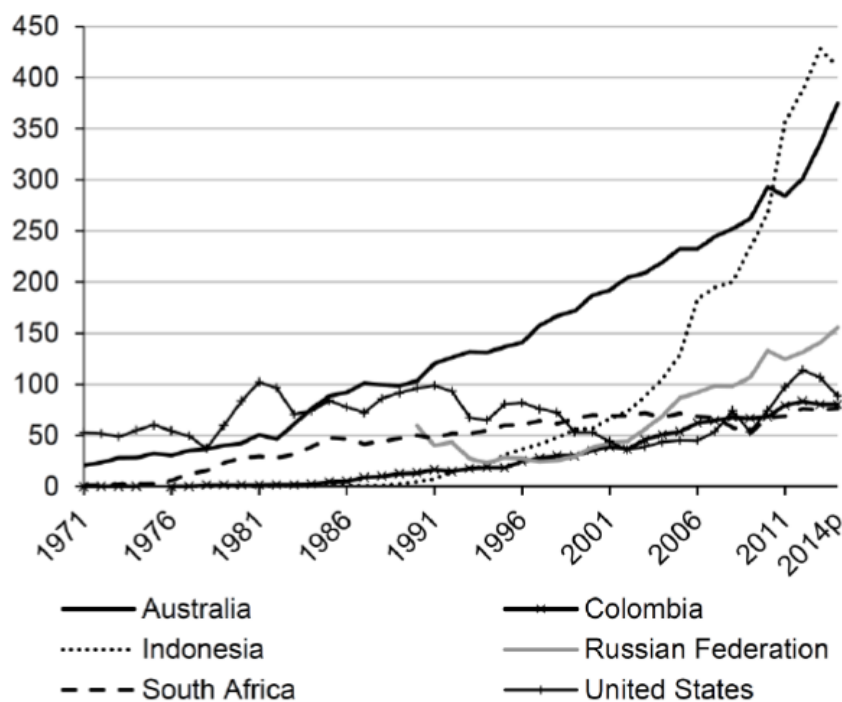


図1.1 世界の主要石炭輸出国の石炭輸出量[5]

石炭需要の増加に伴って炭鉱の開発が増加する一方で、環境問題に対する関心も高くなっている。インドネシアでは、産出される石炭の99%以上が露天採掘により生産

されているが、その石炭鉱山の多くでは、剥土比の上昇や環境保護規制の強化に伴う採掘区画の制限等により、生産状況は年々悪化している[7]。さらに将来、低灰分・低硫黄分・高発熱量の高品位の露天掘り石炭埋蔵量が枯渇する懸念から、坑内掘り炭鉱の開発が期待され、一部で着手されている。しかし、2002年以降、豪州方式のループボルト支保の機械化柱房式採掘（コンティニュアス・マイナーおよびシャトルカー使用）を導入した試験採掘が2つの炭鉱で試みられたが、軟弱地山天盤に起因する支保コストの増加によりいずれも開発を中止しており、現在、人力主体によるセミ機械化長壁式採掘方法を行っている小規模坑内掘り炭鉱が2山操業しているのみとなっている。このようにインドネシアでは、坑内掘り炭鉱開発は決して進展しているとは言えず、露天掘り炭鉱と比較できる生産規模を持つ坑内掘り機械化採掘システムの構築は緊急かつ重要な課題となっている。

インドネシアにおける坑内掘り炭鉱開発は、一言で言うところ軟弱地山との闘いと言っても過言ではない。筆者が経験してきた日本の池島炭鉱の頁岩や砂岩とインドネシアGDM炭鉱の掘削地山周辺の大部分を占める泥岩や粘土岩の一軸圧縮強度を比較すると、GDM炭鉱のそれは池島炭鉱の1/5程度の強度しか持たない。これはGDM炭鉱だけに限ったことでなく、インドネシアの多くの炭鉱でも同様の状況である。この軟弱な地山に起因した諸課題において、今まで幾つかの困難に直面して解決してきたものもあれば、未だに未解決のものもある。インドネシアでは、坑内掘り炭鉱を開発した事例が少ないため、データの蓄積がほとんどない。日本・豪州・米国のような坑内掘りの経験が豊富なところでは、地質的に夾炭層も連続している隣接炭鉱のデータを参考にして、採掘計画を立案、採用することができるし、間違いは少ない。しかし、インドネシアのこのような現況では、過去の他国の経験のみに頼ることはできず、科学的なデータに基づき現象を根本原理から理解し、経験したものと客観的に比較検討しながら、工学的な判断をしていくことが必要となる。

以上のような観点から、インドネシアにおける坑内掘り炭鉱に関するデータの蓄積が少ない中、軟弱な地山条件下における坑道掘進現場において種々のデータを収集、解析することで、インドネシア特有の軟弱な地山に対して基幹坑道の最適設計ならびにその維持方法について検討を行うことは、近未来の坑内掘り炭鉱の開発において極めて重要であると考えられる。

1. 2 本研究の背景

1. 2. 1 日本の石炭安定供給確保とインドネシア炭の位置づけ

日本政府は、2011年3月に発生した東日本大震災及び東京電力福島第一原子力発電所事故の影響を受け、第4次エネルギー基本計画を閣議決定し、経済産業省・資源エネルギー庁はそれを受けて「長期エネルギー需給見通し」[8]をとり纏めた。その中で、石炭エネルギーは地球温暖化に対する環境負荷が他のエネルギー源と比べて大きいものの、経済性、供給安定性の面で優れることから、2030年度の1次エネルギー供給について、図1.2に示すように、石炭の占める比率を2013年度と同じく全体の25%と見通している。

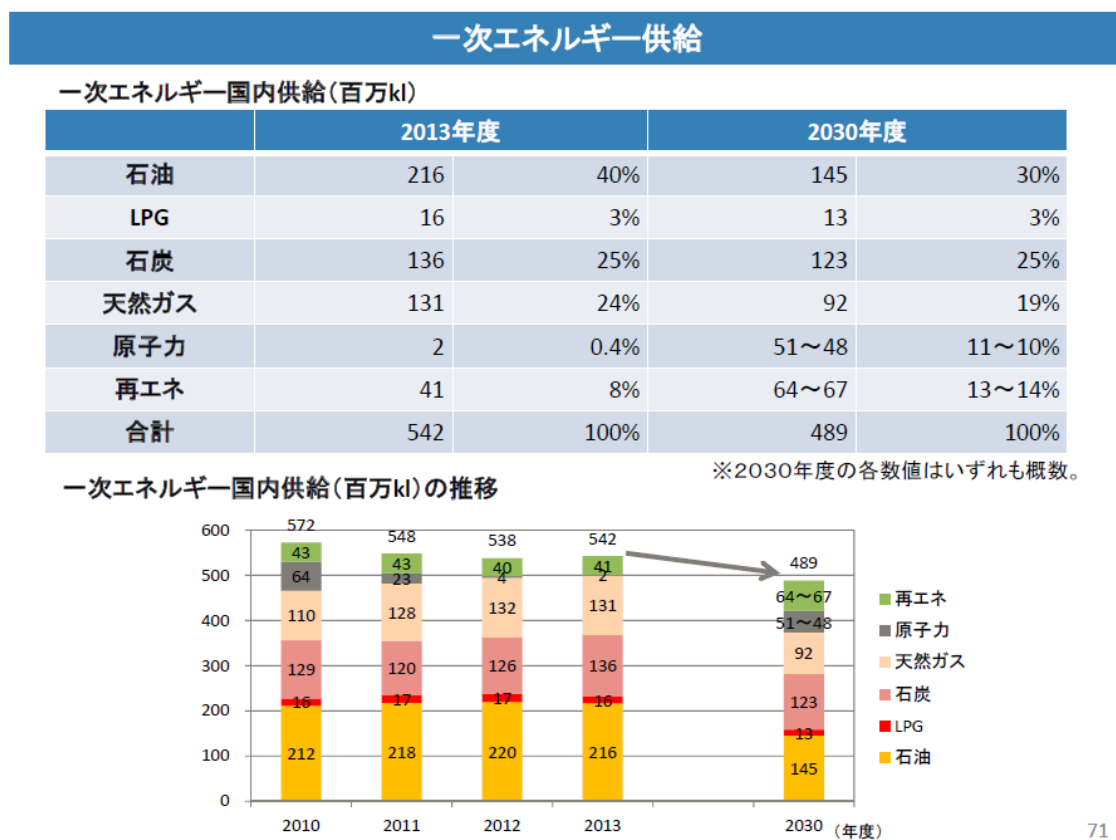


図1.2 日本の1次エネルギー供給実績と長期見通し[8]

また、電力の需給構造については、安全性、安定供給、経済効率性および環境適合に関する政策目標を同時達成する中で、徹底した省エネルギー（節電）の推進、再生可能エネルギーの最大限の導入、火力発電の効率化等を進めつつ、原発依存度を可能な限り低減することを基本方針とし、石炭については、図1.3に示すように、高効率化を進めつつ環境負荷の低減と両立しながら活用し、ベースロード電源として2030年度に22~26%の電源構成を見込んでいる[9]。

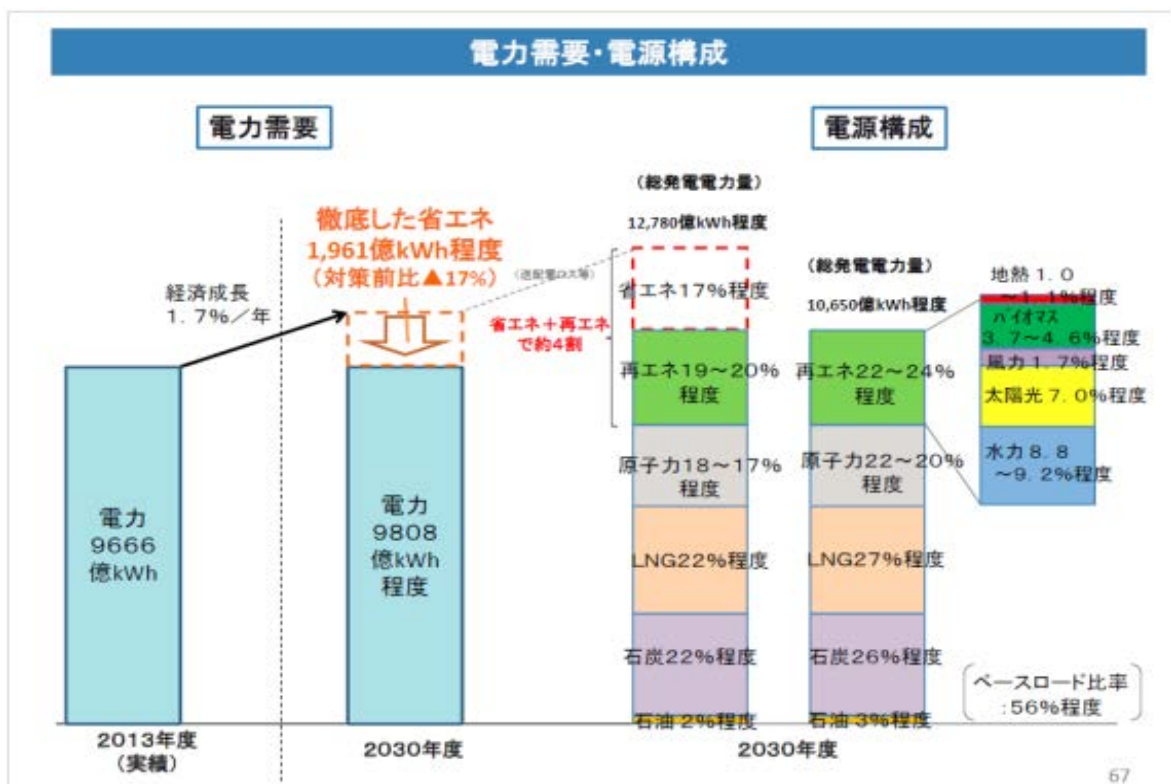


図 1.3 日本の電力需要・電源構成に関する長期見通し[9]

図1.4は一般炭・原料炭・無煙炭別の日本の石炭消費量推移を示している[10]。これより平成30年度までの長期見通しは、今後も引き続き一般炭・原料炭を合わせて1億7千万トン程度の石炭消費、すなわち輸入を必要とすることが予測される。

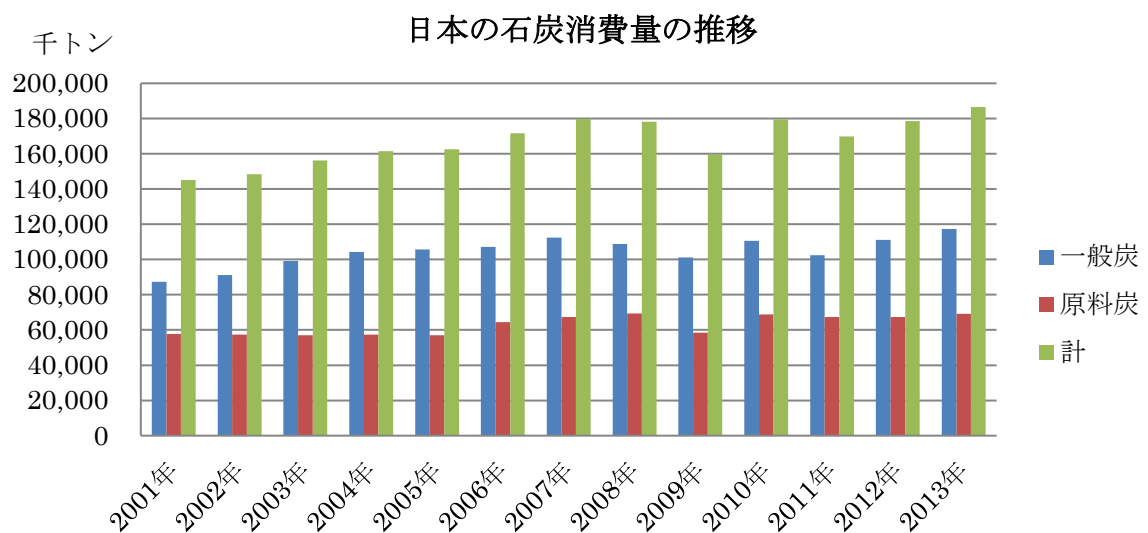


図1.4 日本の石炭消費量の推移[10]

一方、日本の石炭輸入量（国別）の近年の実績は、図 1.5 に示すようである[11]。インドネシアからの石炭輸入は、2010 年以降約 35 百万トンで全体の約 19%を占める比率を安定的に維持しており、日本にとって豪州に次ぐ重要な石炭輸入国となっている。

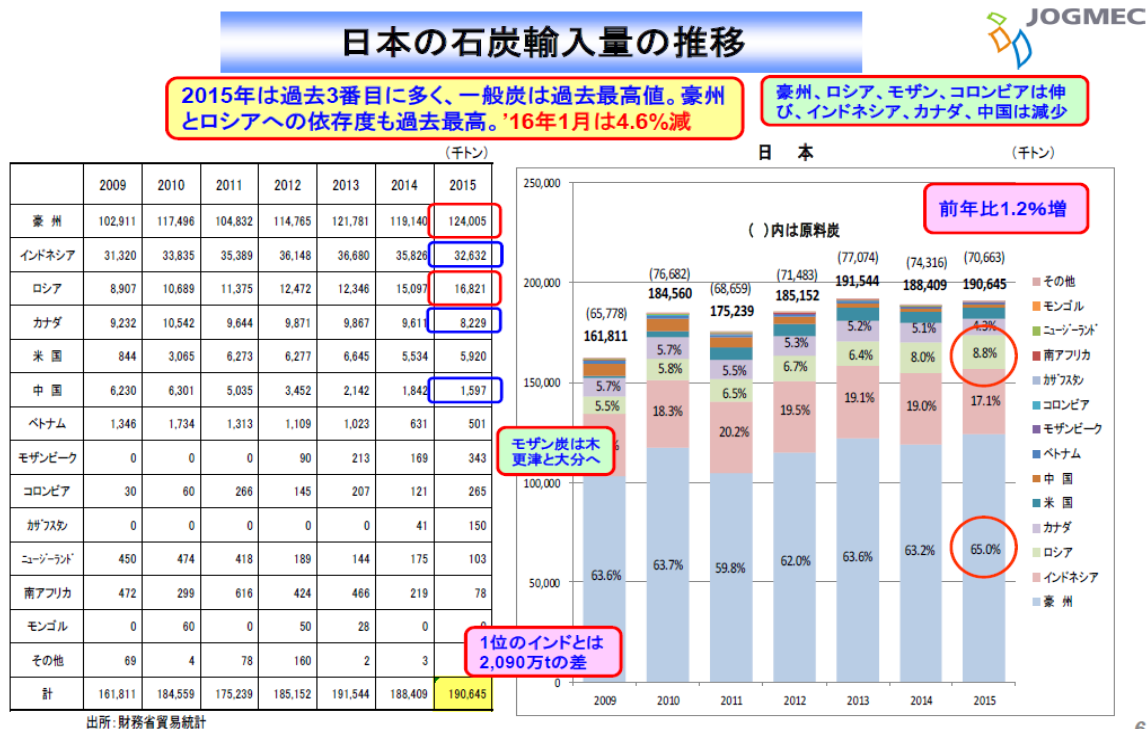


図 1.5 日本の石炭輸入量（国別）推移[11]

1.2.2 インドネシアの石炭生産の動向と坑内掘り炭鉱開発の重要性

図 1.6 にインドネシアの炭種別生産実績の推移を示す[12]。インドネシアの Hard Coal（Brown Coalを除いた Steam Coal と Coking Coal の総称）は、2000 年の石炭生産量 79 百万トンから年間で 1 千万トン～5 千万トン程度の急速な生産拡大を示し 2011 年の Hard Coal 石炭生産量は 4 億トンを超え、2011 年以降世界第 1 位の石炭輸出国になっている。2014 年度に日本が輸入した石炭は約 1 億 9 千万トンであり、いま述べたように、インドネシアからは約 36 百万トンが輸入され、豪州に次いで第二の輸入国になり、今後もインドネシアからの安定供給が期待されている。

一方、インドネシアでの生産構造を見ると、生産量のほぼ 100%が露天掘りであるが、稼行中の露天採掘炭鉱での深部化と剥土費の増加によるコスト上昇、急激な生産拡大による好立地条件・高品質の石炭埋蔵量の減少、森林保護法、環境影響による露天掘り新規炭鉱開発の制約といった中長期的将来の石炭供給能力に対する問題点を抱えている。

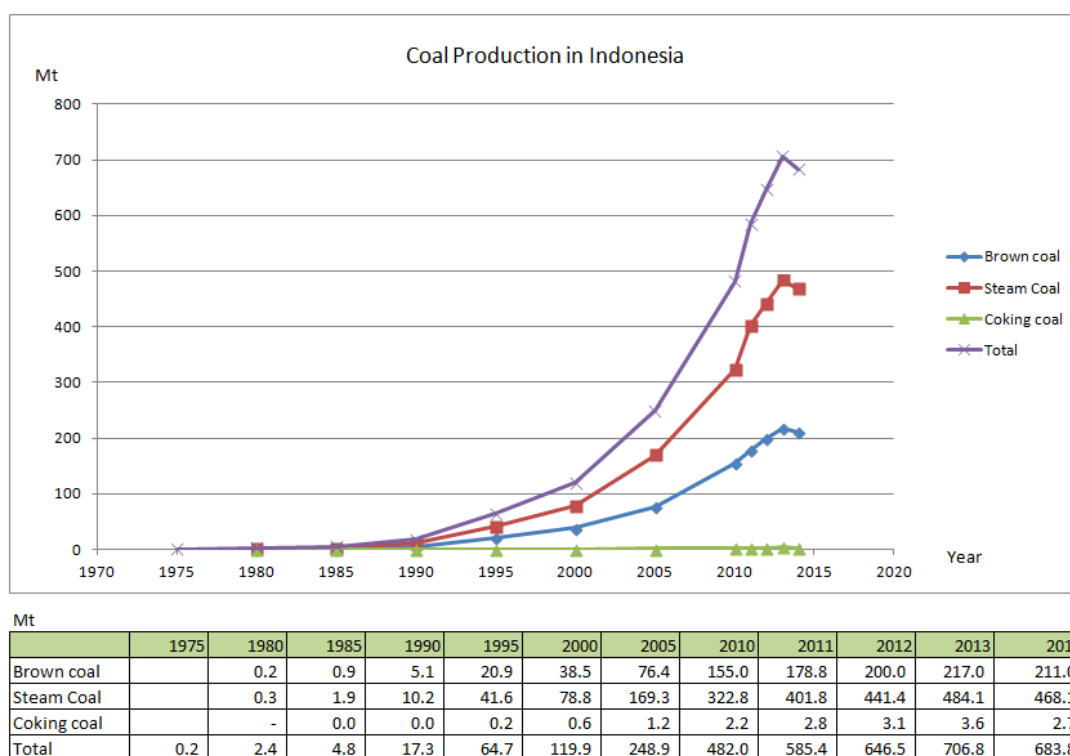


図 1.6 インドネシアの炭種別生産実績の推移[12]

この問題を解決するためには、坑内掘り採掘への移行、露天掘り炭鉱の奥地化に対応するための国内石炭輸送インフラの整備、低品位炭の改質・利用策が考えられる。このうち坑内掘り採掘への移行について、インドネシア政府は、2004 年に発表した **Coal Policy Toward 2020** [13] の中で、2005 年～2010 年は国の坑内掘りに関する教育機関の設立時期として、2010 年～2020 年は坑内掘り生産を確立する時期として位置づけた。教育機関の設立については、日本政府の協力のもと唯一の国立坑内掘り教育機関を設立し、設立当初の日本人専門家の指導を経て、現在はインドネシア人教官により坑内掘り採掘の教育を行っている。しかし、坑内掘り生産の確立については、2002 年より現在に至るまで、日本・インドネシア両政府国の協定に基づき、坑内掘り技術移転プログラムが実施され、インドネシアに派遣された日本人技術者により山元の技術者、監督官等に技術移転が行われてきた[14]が、現在稼働している坑内掘り炭鉱は 3 炭鉱のみで露天掘り採掘からの移行と呼べる規模の坑内掘り採掘による生産の確立が進んでいるとは言い難い状況である。

1.2.3 坑内掘り炭鉱開発における坑道の設計指針

坑内掘り炭鉱開発における坑道は、短期的に維持が必要な坑道と長期的に維持が必要な坑道に大別される。前者としては、炭層などに向かってこれを貫くように掘進する立入坑道、炭層または地質構造を探索するために掘進する探鉱坑道、採掘した石炭

を運搬する運搬坑道などがあり、後者としては、坑口から地下へアクセスする立坑、斜坑、水平坑道などの主要坑道がある。双方とも掘削と支保を伴うが、それぞれの目的は全く異なる。すなわち、前者においては経済価値のあるものだけが掘り出される期間のみの維持で十分であることに対し、後者においては坑内掘り炭鉱が終掘するまでの長期間維持する必要があるため、坑道を恒久的に維持するための支保設計が求められる[15]。図 1.7 に標準的な主要坑道の例を示す。



図 1.7 典型的な坑内掘り炭鉱の主要坑道の例

近年では、恒久的な坑道維持のための支保設計として、坑道掘削後、作業切羽周辺の安定性を保持するために直ちに 1 次支保を行い、坑道補強のための追加支保を 2 次支保として導入することも実施されている[16]。支保工の種類は、ロックボルト、ケーブルボルト、コンクリートライニング、鋼製枠、木材による当り付け支保等多岐に渡るが、必要となる支保設計は坑道周辺の地山状態、応力状態、水理条件等に依存する。すなわち、坑道の周辺地山の破壊領域や過剰な変位が生じる領域を予測し、それぞれの坑道の条件に応じた支保設計をすることが肝要である。また、浅所掘進の際には、軟弱な粘土層など流動性を有する層が発達していることがあり、流動性の高い地盤が坑内に流入することによる異常出水や、図 1.8 のような地表陥没による鉱害等が懸念されることから、問題の把握と対策が必要不可欠である[17]。

1.2.4 インドネシアでの坑内掘り炭鉱の歴史と課題

東カリマンタン州において、1978 年に Fajar Bumi Sakti 炭鉱、1983 年 Kitadin Embalut 炭鉱が坑内掘り操業を開始し、スマトラ島の Ombilin 炭鉱と合わせ、3 つの坑内掘り炭鉱のみによる坑内掘り生産が 2005 年まで続いた。その後、2006 年に Kitadin Embalut 炭鉱が閉山し、2010 年には Fajar Bumi Sakti 炭鉱が閉山している。



図 1.8 トンネル陥没に伴う地表建築物の倒壊状況[18]

現在 Ombilin 炭鉱は生産を停止中である。長い間新規開発炭鉱が現れなかったが、2003 年に、西スマトラの Ombilin 炭鉱の近郊で Allied Indo coal 炭鉱が坑内掘りの開発に着手し掘進を開始し、現在生産を行っている。また、2008 年には、スマトラ西部のブンクル州で Kusma Raya Utama 炭鉱が開発に着手し、ロングウォール採炭を行っている[19]。2014 年に、本研究の対象炭鉱である Gerbang Daya Mandiri 炭鉱（GDM 炭鉱）が開坑し、現在斜坑掘進を行っている。

一方、米国・豪州方式のルーフボルト支保とコンティニューアスマイナーとシャトルカーを使用する完全機械化柱房式採炭による試験採掘が、2003 年に Arutmin Satui 露天掘り炭鉱で[7]、2006 年に Indominco Mandiri 露天掘り炭鉱で開始された[20]、[21]。しかし、いずれの炭鉱も、実施者が、インドネシアの軟弱な岩盤力学特性によるルーフボルト支保のコスト高のために経済的採掘が困難と判断して試験採掘を中止し、商業採掘へと移行することはなかった。

インドネシアの坑内掘り炭鉱で共通する課題として、①軟弱な坑道周辺地山、②Wash out、炭層の膨縮等による炭層の不連続性、③機械化採掘に不向きな中・急炭層傾斜が多いこと、が挙げられる。これらの問題により、インドネシアでは完全坑内機械化採掘による年産百万トン規模の成功例は未だなく、露天掘りから坑内掘りへと移行が進んでいるとは言えない状況である。

1. 3 本研究の目的

本研究は、いま前項で記したような状況下において、インドネシアでの年産百万トンの新規炭鉱を開発するために、GDM 炭鉱を研究対象として、予想される技術的諸課題の解決を図ったものである。なお、技術的課題の他に必要な諸機材や材料等の入手、人材の確保も容易ではないが、これらには言及しない。

本論文は、緒論、結論を含めて 7 章で構成しており、以下に 2 章～6 章の内容について概要を示す。

第 2 章では、坑内掘り炭鉱の設計および開発には、炭層賦存状況をはじめとする詳細な地山条件を把握することが必要不可欠であるため、近隣に存在する露天掘り炭鉱における調査、露頭調査および試錐調査結果をもとに GDM 炭鉱周辺の地質構造、地形条件の特徴ならびに地山の力学的特性などの基礎データを収集するとともに、本炭鉱の新規開発計画の概要について述べる。

第 3 章では、インドネシアで本格的な機械化坑内掘り炭鉱開発を行うにあたり、多くの炭鉱で遭遇するであろう軟弱な粘土層での最適な坑口設定方法について検討した。すなわち、インドネシアにおける過去に採用された開坑方法について考察するとともに GDM 炭鉱のケーススタディーを行い、その結果を基に主要な 2 つの開坑方法であるハイウォール坑口か丘部坑口かの選択・決定方法およびその指針を提案する。さらに、坑口設定にとって保安に関わる最重要である坑口安定性評価方法についても数値解析を用いて検討を行なう。

第 4 章では、ボーリングコアの調査および岩石試験を実施し、GDM 炭鉱における基幹坑道周辺地山の詳細な地質構造および岩石の力学的特性値を把握するとともに、基幹坑道周辺地山および鋼枠の挙動の計測結果から、地山条件と坑道天盤の変形挙動特性について検討する。さらに、鋼枠の構造体としての物性値を把握するため、使用鋼材支保工の曲げ試験を実施した結果について述べる。また、得られた地山条件および鋼枠の特性値を用いて、数値解析により現在の坑道採掘深度である深度 40m における基幹坑道の安定性評価を行ない、現支保システムの評価および解析モデルの妥当性について検討を行なう。さらに、本解析手法およびモデルを用いて、今後の基幹坑道の深部化に対応する最適支保システムについても考察する。

第 5 章では、基幹坑道の長期的維持管理について検討する。すなわち、基幹坑道は開発当初から閉山に至るまで供用されるものであり、その長期維持管理のためには 2 次支保の実施判断の指標と管理基準の確立が必要不可欠である。そこで、GDM 炭鉱で測定した鋼枠の変形、2 次支保の状況と Telltale および Extensometer の計測結果を基に、坑道変形が発生した理由について考察し、軟弱地山内の基幹坑道維持のため、早期に適用可能な 2 次支保の必要性に関する判定指標および管理基準の策定を行なう。

第 6 章では、露天掘りから坑内掘りに移行する際、ハイウォールあるいは丘部に坑口を設けることになるが、地山が軟弱かつ低土被りの条件下で基幹坑道を掘進、維持しなくてはならず、坑口近くの浅所掘進における問題点の抽出とその対策が必要不可

欠である。そこで、GDM 炭鉱の坑口近くの土被りが浅い個所での掘進時に発生した沖積層土の掘進切羽への出現、流動性粘土の坑内流入の問題についてその状況と実施した対策について述べ、インドネシアの開坑直後に同様な軟弱土による問題が発生した場合の対策について岩盤工学の面から指標を入れて提案する。

参考文献

- [1] JCOAL : Coal data bank, available at http://www.jcoal.or.jp/coaldb/country/05/post_7.html.
- [2] 笹岡孝司 等 : インドネシアでの坑内掘石炭鉱山開発における問題点, 資源・素材関係学協会合同秋季大会, 企画発表・一般発表(A)資料, pp.317-320, 2010
- [3] 財団法人石炭エネルギーセンター : 石炭資源開発の基礎, pp.58-82, 2010
- [4] BP : BP Stractical Review of World Energy, June, 2013, available at <http://www.bp.com/en/global/corporate/about-bp/energy-economics/statistical-review-of-world-energy.html>.
- [5] International Energy Agency Report, 2015
- [6] Petromindo.com : Indonesian Coal Book 2014/2015, Jakarta, Indonesia, pp.3-5, 2014
- [7] 松井紀久男 等 : インドネシアにおける坑内掘り石炭鉱山開発での岩盤工学的な諸問題, 資源・素材関係学協会合同秋季大会, 企画発表・一般発表(A)(S)資料, 2010
- [8] 資源エネルギー庁 : エネルギー基本計画, 2014
- [9] 資源エネルギー庁 : 長期エネルギー需給見通し, 2015
- [10] (財)石炭エネルギーセンター : available at http://www.jcoal.or.jp/coaldb/country/03/post_6.html
- [11] (独)石油天然ガス・金属鉱物資源機構 : 世界の石炭事情 (2015 年度中間報告)
- [12] IEA COAL INFORMATION 2015
- [13] R.Indrayuda : Proc. APEC Energy Working Group EGCFE seminars, Clean Fossil Energy Technical & Policy Seminars Cebu, 2005
- [14] BALAI DIKLAT TAMBANG BAWAH TANAH, available at <http://bdtbt.esdm.go.id/index.php/en/sejarah>
- [15] J.A.Hudson : 図で学ぶ岩盤工学の基礎, 1991
- [16] B.H.G.Brady et al : Rock Mechanics For Underground Mining, pp.260-291, 1985
- [17] 公益社団法人地盤工学会関西支部 : 地下建設工事においてトラブルが発生しやすい地盤の特性とその対応技術に関する研究委員会報告書, 2013
- [18] YU Xuanping and ZHU Weijie : Overview of the restoration work of Shanghai Metro Line 4, Underground Construction and Risk Prevention, Proc. of the 3rd International Symposium on Tunnelling, Shanghai 2007, pp.21-30, 2007
- [19] 高本 拓 : インドネシアにおける坑内掘り石炭開発の推移と今後の動向及び技術課題, 資源・素材学会誌 Vol.128, No.8,9, pp.500-510, (2012)
- [20] PT. KOPEX MINING CONTRACTORS : Presentation of KOPEX (Polish investor in Indonesia), 2010, available at <http://Jakarta.trade.gov.pl/en>
- [21] G.A.Altounyan, P.Nitaramorn and A. Lewis : Proc. 29th Int. Conference on Ground Control in Mining, pp.219-227, 2010

第2章 Gerbang Daya Mandiri 炭鉱の開坑計画

2.1 緒言

坑内掘り炭鉱の設計および開発には、露天掘り炭鉱のそれにも増して炭層賦存状況をはじめとする詳細な地山条件を把握することが必要不可欠である。本章では、前章で述べたように、研究対象とした Gerbang Daya Mandiri（以下、GDM と略する）炭鉱の新規開発を目的とした種々の技術的調査、検討について述べる。すなわち、近隣に存在する露天掘り鉱山での諸調査、露頭調査および鉱区の試錐調査結果をもとに、GDM 炭鉱周辺の地質構造、地形条件の特徴ならびに地山の力学的特性などの基礎データを明らかにし、この結果を踏まえての GDM 炭鉱の開発・生産計画について記述する[1]、[2]。

2.2 GDM 炭鉱の概要

2.2.1 位置および交通

GDM 炭鉱地域は、図 2.1 に示すようにインドネシア共和国・東カリマンタン州の州都であるサマリンドアの北北西約 15km に位置する。ジャカルタから飛行機で東カリマンタン州のバリクパパンまで約 2 時間、バリクパパンからサマリンドアまで車で約 2 時間を要する。サマリンドアから本地域までは車で約 1 時間を要する。

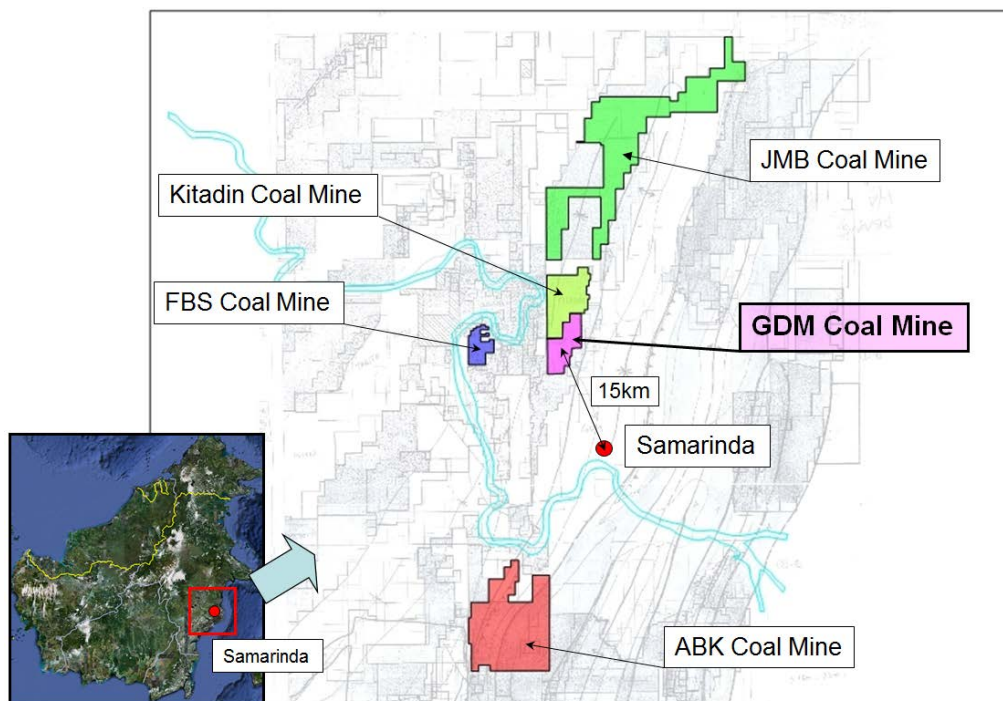


図 2.1 GDM 炭鉱位置図

2.2.2 地形、植生および気候

GDM 鉦区の東方に標高 100m 前後の丘陵が広がっており、西方約 5km の位置にマハカム (Mahakam) 川が流れている。航空写真からは、鉦区東方の丘陵地において南北方向の線状構造が読み取れ、南方に行くにつれ、緩やかに北北東－南南西に変化していく様子が読み取れる。鉦区内には標高 60m 程度の丘陵や集落が見られるが、坑内掘り対象区域の大部分は水田地帯でその西方には湿地帯が広がっている。鉦区内には特に大きな河川は見られないが、水田用の用水路が多数設けられている。

気候は熱帯雨林気候に属しており、5～10 月が乾季、11～4 月が雨季であるが、乾季においてもしばしばスコールが降る。年間降水量は約 3,000mm、平均気温は 27℃である[3]。

2.2.3 地域周辺の地質環境

GDM 炭鉦は東カリマンタン州に広大に分布するクタイ堆積盆のほぼ中央に位置する。このクタイ堆積盆は中生代三畳紀～白亜紀の地層を基盤として、その上に第三紀の始新世～中新世・鮮新世の地層群が堆積したもので、北北東－南南西の方向性をもつ大規模な向斜構造で、その幅 100～300km、延長 1,000km、面積およそ 90,000km²と極めて広大な堆積盆である。また、クタイ堆積盆は北北東－南南西の方向性をもつ大規模な向斜構造を成しているが、中新世後期に東から西への造構横圧力を受けて、その内部に多くの褶曲構造、すなわち背斜と向斜構造が繰り返し帯状に生じている。褶曲軸の方向は全般的に堆積盆の方向性と同じく北北東－南南西を示している。

クタイ堆積盆の新第三紀地層群の層序は、下位より第三紀中新世から鮮新世に堆積した Pamaluan 層、Bebuluh 層、Pulau Balang 層、Balikpapan 層、Kampungbaru 層が分布しており、そのうち夾炭層は Pulau Balang 層とその上位の Balikpapan 層の 2 層である。GDM 炭鉦地域周辺には Balikpapan 層と Pulau Balang 層が帯状に分布しており、本地域においても過去に実施された露天掘り区域での試錐調査および露天掘り区域の採掘実績から、Balikpapan 層と考えられる低灰分かつ高発熱量の石炭が存布していると推定されている[4],[5]。

Balikpapan層は、主に暗灰色～明灰色および暗褐灰色～褐灰色の泥岩、暗灰色～白灰色の極細～粗粒砂岩、暗灰色～明灰色シルト岩から成る。泥岩、砂岩、シルト岩中には石炭や植物化石の破片が含まれることがあり、この特徴は石炭層の付近に顕著にみられる。また、シルト岩、泥岩中には砂岩のラミナ～薄層が、砂岩中にはシルト岩のラミナが確認されることもある[6]。

2.2.4 地質構造

GDM 炭鉦の地質構造は、鉦区北部の旧露天掘り区域において走向は南北方向で西側に 15 度前後で傾斜している。また、鉦区内には十分な露頭が見られないことから、GDM 鉦区の北側に隣接する Kitadin 炭鉦での露頭調査および試錐調査を実施した。

図 2.2～図 2.4 に露頭調査および試錐調査による GDM 炭鉱周辺地質関係図を示す。傾斜は Kitadin 炭鉱露天掘り区域では、約 15 度であるが西方の向斜軸に近づくと緩やかになり、鉱区西端付近では 5 度前後である。走向方向は概ね南北方向であるが、鉱区の南部に行くに従い北北東－南南西方向に変化していくことが確認される[7]。また、GDM 炭鉱地域において断層は確認されておらず、鉱区全域にわたって安定した単純な地質構造を持っていると推定される。

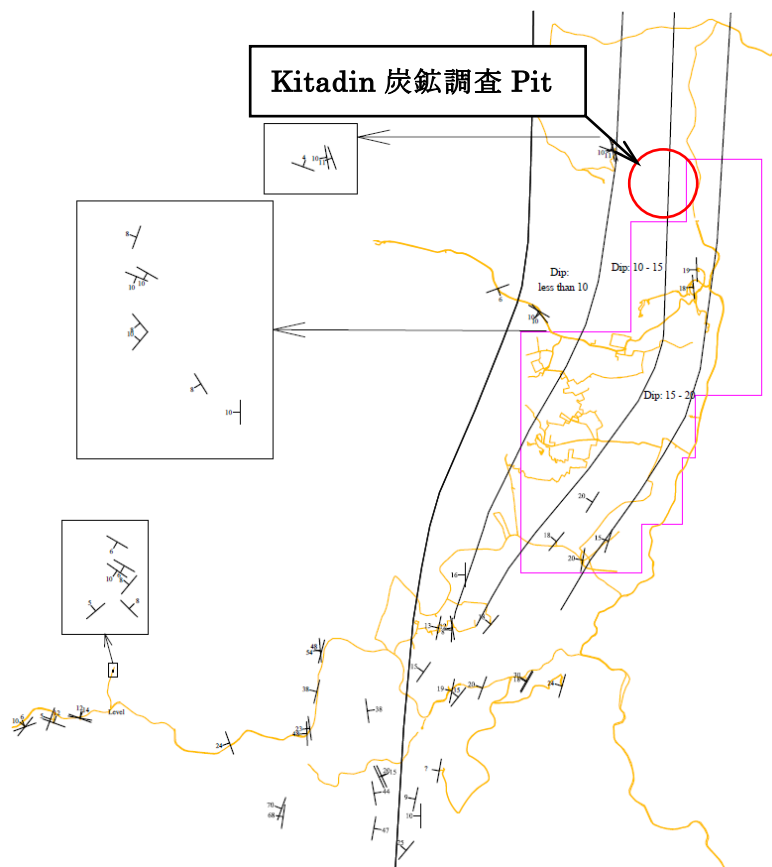


図 2.2 GDM 炭鉱周辺地質構造図

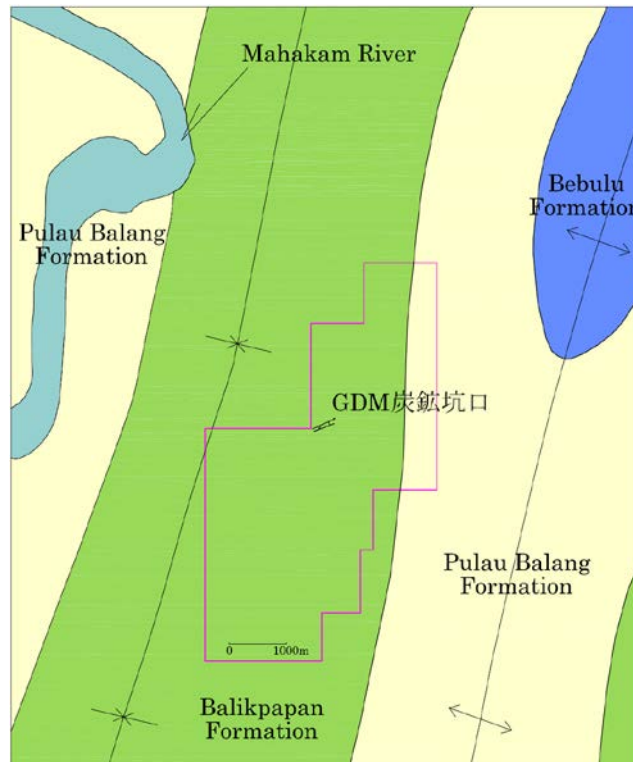


図 2.3 GDM 炭鉱周辺地質図

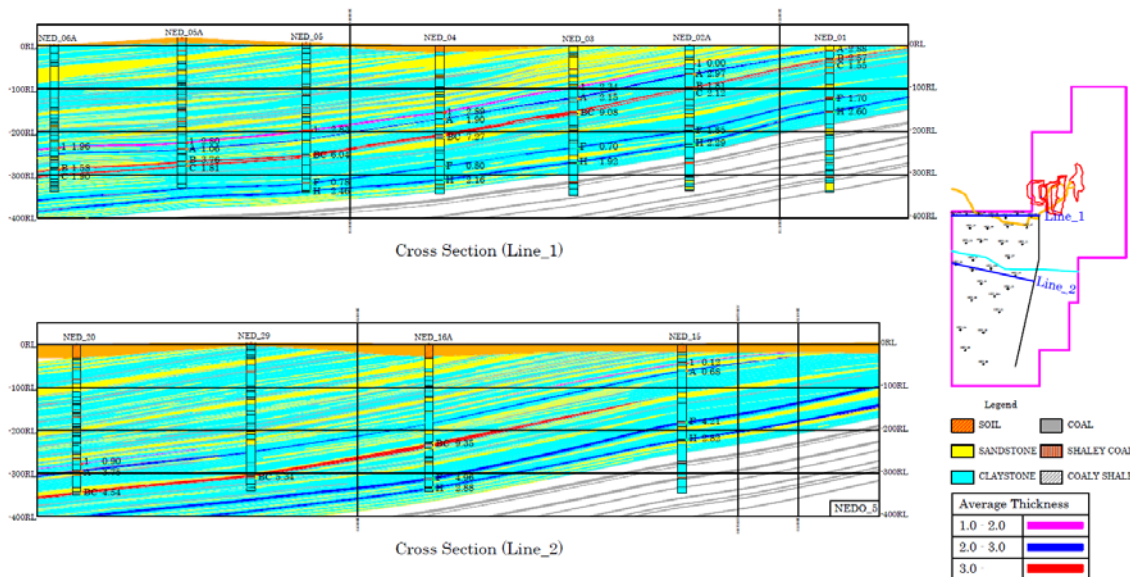


図 2.4 地質断面図

2.2.5 炭層賦存状況

GDM 炭鉱区では、これまでに実施した試錐調査において Seam 9～Seam P までの計 34 枚の炭層を確認している。そのほとんどは、炭層厚 1m 前後のものが多いが、平均炭層厚 1.5m 以上の炭層を計 8 枚、平均炭層厚 2.0m を超える炭層も 6 枚確認した。この他にも層名の付いていない炭層も複数確認している。図 2.5 に坑内掘り対象

区域中央付近の試錐柱状図を一例として示す。

Seam C は、隣接 Kitadin 炭鉱露天掘り区域および坑内掘り対象区域北部の東側および西側で Seam B と Seam C に分層しているが、坑内掘り対象区域の大部分で合層し、最大炭層厚は 9.80m に達する。Seam A も平均炭層厚は 2.58m であるが、最大炭層厚は 6.14m に達する。図 2.6 に模式柱状図を示す。

炭層厚は、ある程度の厚さを持って広がっていることが確認されているが、膨縮または Wash Out により試錐で炭層を確認できなかった区域も見られる[8]。また、炭層厚だけでなく層間距離においても変化が見られる。

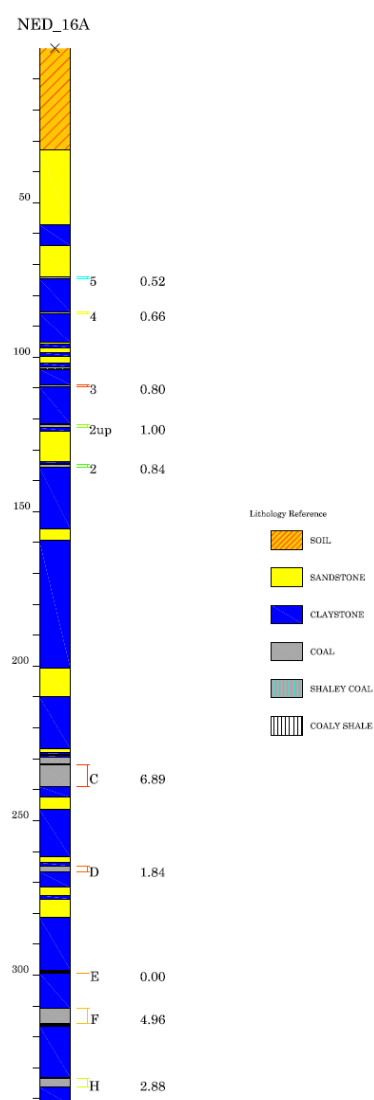


図 2.5 試錐柱状図（坑内掘り区域中央付近）

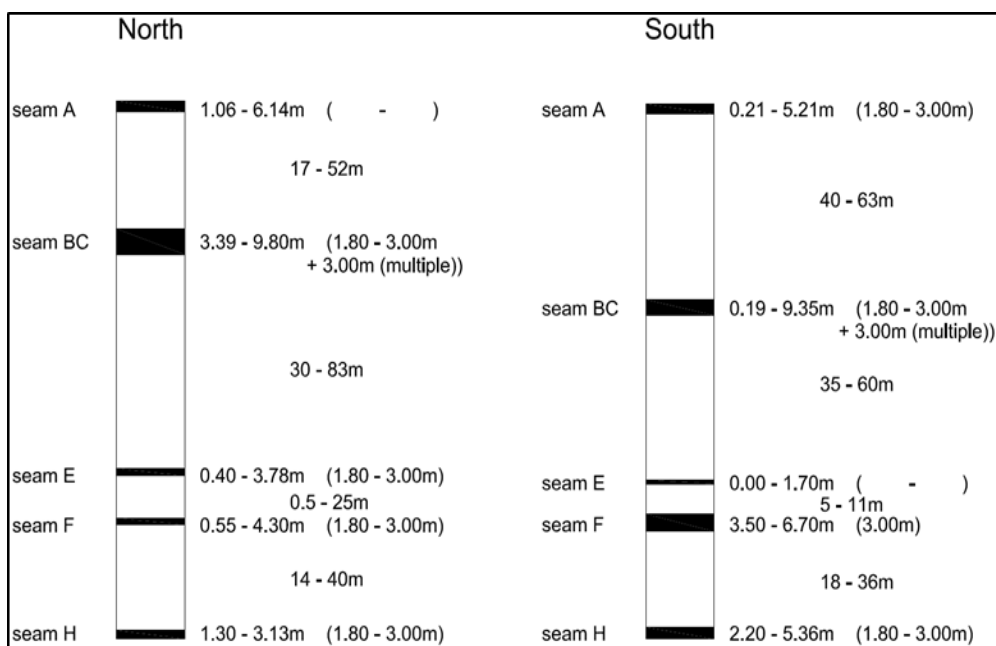


図 2.6 模式柱状図（北部および南部区域）

2. 3 GDM 炭鉱埋蔵炭量および炭質

2. 3. 1 埋蔵炭量算定

GDM 炭鉱の炭量計算では、炭層厚；1.8m 以上、炭層賦存深度範囲；-100m～-400m を基準とした。この基準を満たすものとして、A 層、C 層、F 層、H 層の 4 枚の炭層が基準を満たしている。このうち、C 層および F 層は厚層であるため、上段および下段の二段採掘として炭量を計上した。また、坑内掘り区域中央付近には、ガスパイプラインが地表下に埋設されているため、保安上の理由から保安炭柱を設けて採掘不可区域を設定し、ガスパイプラインを境に北部区域および南部区域に分けて炭量を算定している。図 2.7、図 2.8 にこれらの算定概念を示す。

表 2.1 に埋蔵炭量の総括表を示す。4 層の合計炭量は 58.3 百万トンである。実収率を 60%、または 50%と仮定した場合の炭量はそれぞれ 34.9 百万トン、29.3 百万トンとなる。

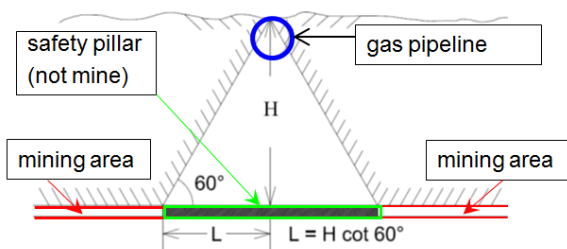


図 2.7 GDM 炭鉱保安炭柱

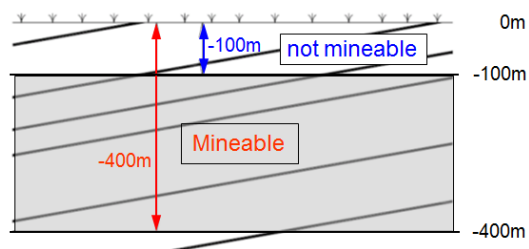


図 2.8 GDM 炭鉱深度による採掘範囲

表 2.1 GDM 炭鉱埋蔵炭量算定

(単位 : Mt)

石炭層	A 層	C 層 上部	C 層 底部	F 層 上部	F 層 底部	H 層	合計
埋蔵量	5.4	14.3	3.6	14.4	6.9	13.7	58.3
生産可能埋蔵量 (想定回収率 60%)	3.2	8.6	2.2	8.6	4.1	8.2	34.9
生産可能埋蔵量 (想定回収率 50%)	2.7	7.2	1.8	7.2	3.5	6.9	29.3

2.3.2 炭質分析

Touch Coring または Full Coring によって採取したコアサンプルを用いて坑内掘り区域の炭質分析を行った[9]。表 2.2 に各炭層別の炭質分析結果(平均品位)を示すが、同表に見るように、発熱量 : 6,001kcal/kg (adb)、灰分 : 5.95% (adb)、硫黄分 : 0.32% (adb) であった。また、採掘対象予定の A 層、C 層、F 層および H 層の製品炭(精炭) 予想品位を表 2.3 に示すが、発熱量 : 5,854~6,218kcal/kg (adb)、灰分 : 3.0~6.8% (adb)、硫黄分 : 0.18~0.76% (adb) であり、6,000kcal 程度の発熱量を持つ低灰分、低硫黄分の良い石炭である。発熱量はともかく、低灰分、低硫黄分であることは、製品炭として優秀な性質を持つと判断される。

表 2.2 GDM 炭鉱炭層別炭質平均値

炭層	TM	IM	ASH	VM	FC	TS	GCV	GCV	GCV	HGI
	% (ar)	% (adb)	% (adb)	% (adb)	% (adb)	% (adb)	kcal/ kg (adb)	kcal/ kg (daf)	kcal/ kg (ar)	
A	13.78	11.76	6.19	39.96	42.16	0.24	5,951	7,248	5,818	48
B	13.65	11.63	14.90	35.70	38.77	0.18	5,477	7,174	5,350	51
C	14.53	11.47	3.33	40.40	44.83	0.21	6,057	7,110	5,848	46
C* (合層)	13.53	10.80	3.30	41.28	44.64	0.31	6,162	7,174	5,942	45
F	13.50	10.90	5.00	42.02	42.53	0.75	6,218	7,353	6,036	-
H	13.70	12.90	3.00	37.40	46.70	0.22	6,140	7,304	6,088	-
平均	13.78	11.58	5.95	39.46	43.27	0.32	6,001	7,227	5,847	48

* 註 ; C(合層)は B 層と C 層の合層

表 2.3 製品炭予想品位

炭層	TM	IM	ASH	VM	FC	TS	GCV	GCV	GCV	HGI
	% (ar)	% (adb)	% (adb)	% (adb)	% (adb)	% (adb)	kcal/ kg (adb)	kcal/ kg (daf)	kcal/ kg (ar)	
A	14.4	11.8	6.8	40.0	41.6	0.18	5,854	7,183	5,693	48
C* (合層)	14.7	11.0	3.4	40.8	44.7	0.18	6,108	7,136	5,850	47
F	13.5	10.9	4.6	42.0	42.5	0.76	6,218	7,353	6,036	47
H	13.7	12.9	3.0	37.4	46.7	0.22	6,140	7,304	6,088	-

*註；C(合層)はB層とC層の合層

2. 4 採掘条件

2. 4. 1 夾炭層岩石の力学試験

GDM 炭鉱坑内掘り区域での Full Coring によって採取したコアを用いて力学試験を行なった。砂岩に分類される岩石の試験結果を図 2.9 に、粘土岩に分類される試験結果を図 2.10 に示す。横軸が一軸圧縮強度、縦軸がヤング率である。また、両図には比較のため、FBS 炭鉱、日本の旧池島炭鉱のそれらを載せている。

両図に見るように、GDM 炭鉱の砂岩は池島の砂岩よりも強度が小さく、FBS 炭鉱の砂岩と同程度であり、粘土岩は池島炭鉱の粘土岩より強度は劣るものの大きな違いはなく、FBS 炭鉱の粘土岩より強度がある[10]。また、耐スレーキング試験の結果から、スレーキング性が弱いことが判明し、水分に弱いことが予測される。

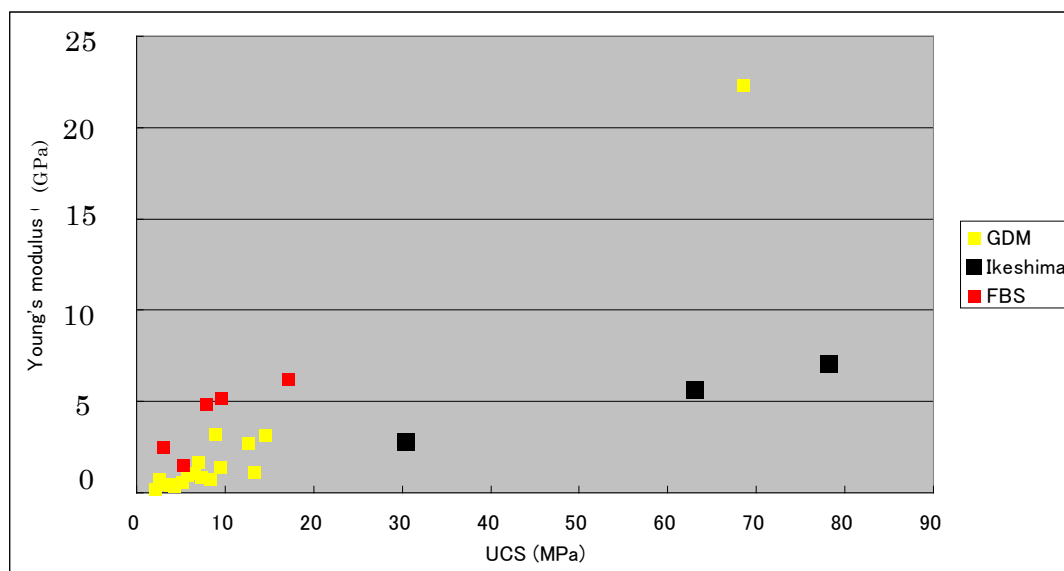


図 2.9 砂岩の一軸圧縮強度とヤング率

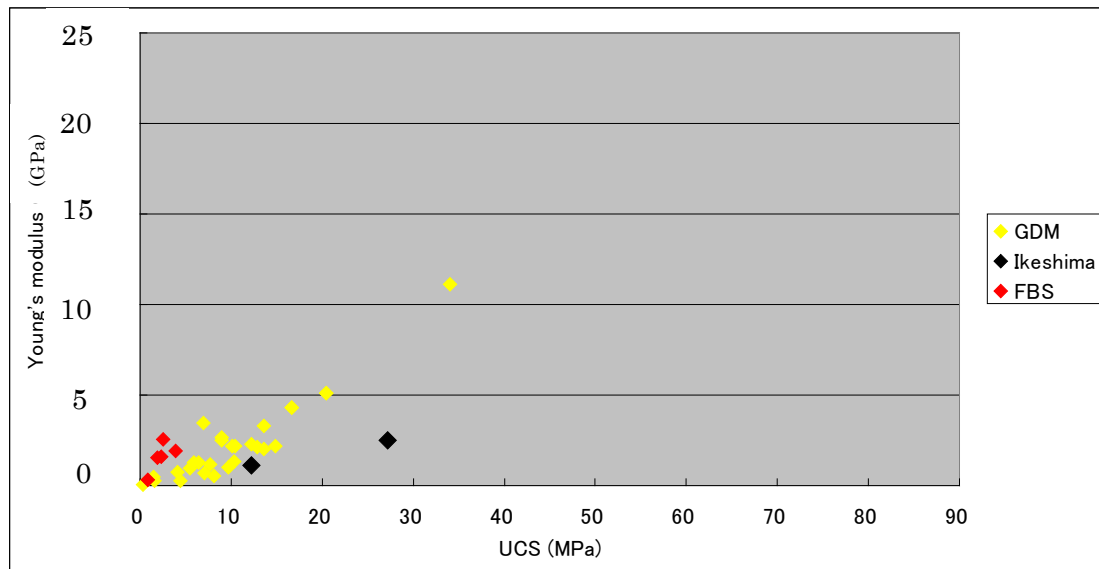


図 2.10 粘土岩の一軸圧縮強度とヤング率

表 2.4 には、RMR (Rock Mass Rating) による評価法を用いた GDM 炭鉱と FBS 炭鉱の評価結果を示す。この評価結果から GDM 炭鉱の方が FBS 炭鉱よりも強度の面で UCS が高いため総計で 1 ポイント高いが、ともに Fair Rock に分類されほぼ同等の評価である。

表 2.4 RMR による GDM 炭鉱と FBS 炭鉱の評価結果

RMR (Rock Mass Rating)			FBS	GDM
1	Strength of Intact rock material	Point load strenght ndex (Is Mpa)	-	-
		Uniaxial Compressive Strength (Mpa)	2-4 MPa	10.5 MPa
	Rating	1	2	
2	Drill core quality RQD(%)	66%	50-75%	
	Rating	13	13	
3	Spacing of discontinuity	100-200mm	100-200mm	
	Rating	8	8	
4	Condition of discontinuity	Slightly rough surface separation < 1mm Slightly weathered wall	Slightly rough surface separation < 1mm Slightly weathered wall	
	Rating	25	25	
5	Ground water	Inflow per 10m tunnel length (L./min)	-	-
		Joint water pressure divided by major principal stress	-	-
		General Condition	Damp	Damp
	Rating	10	10	
Total Rating			57	58
Rock Mass Classes			III	III
Description			Fair rock	Fair rock
Meaning of Rock Mass Classes				
	Average stand-up time		1 week for 5m span	1 week for 5m span
	Cohension of the rock mass		200-300 kPa	200-300 kPa
	Friction angle of the rock mass		25° - 35°	25° - 35°

2.4.2 ガス湧出および湧水

近隣の Kitadin 炭鉱の実績からガス湧出量は池島炭鉱のそれと比べると少ないと考えられる。また、湧水は全坑内総湧量で大凡 $1\text{m}^3/\text{min}$ 程度が予想されるが、この程度であれば通常の排水管理により問題はない[11]。

2.5 生産法設計

2.5.1 坑道展開および採炭払

坑道展開には、Road Header、Side Dump Loader、Chain Conveyor および Belt Conveyor を用いた完全機械化掘進を行う。採炭には、Drum Shearer、Shield Support、Chain Conveyor を用いて、完全機械化総ばらし Longwall 採炭を行う[12], [13], [14]。図 2.11～図 2.15 にこれらの諸機械類を示す。また、図 2.16 に Road Header および Side Dump Loader を用いた掘進模式図[15]、図 2.17 に Longwall 採炭模式図、図 2.18 に Longwall 採炭のレイアウトを示す。



図 2.11 Road Header



図 2.12 Side Dump Loader



図 2.13 Drum Shearer



図 2.14 Shield Support



図 2.15 Chain Conveyor

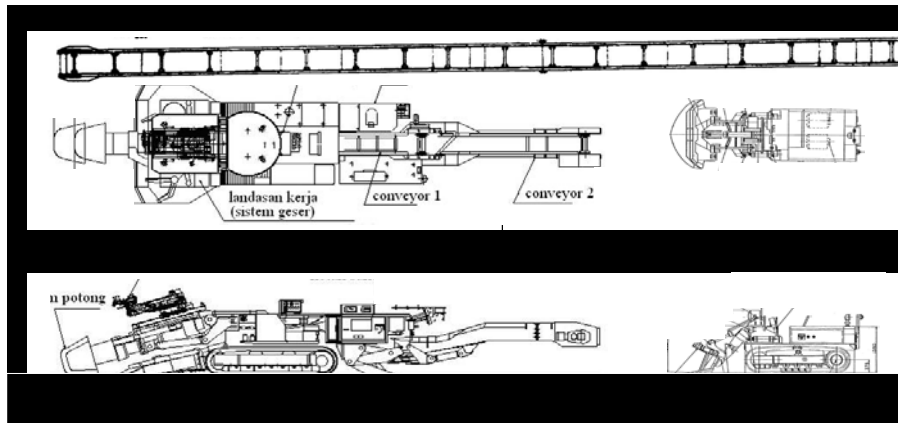


図 2.16 Road Header および Side Dump Loader による掘進模式図

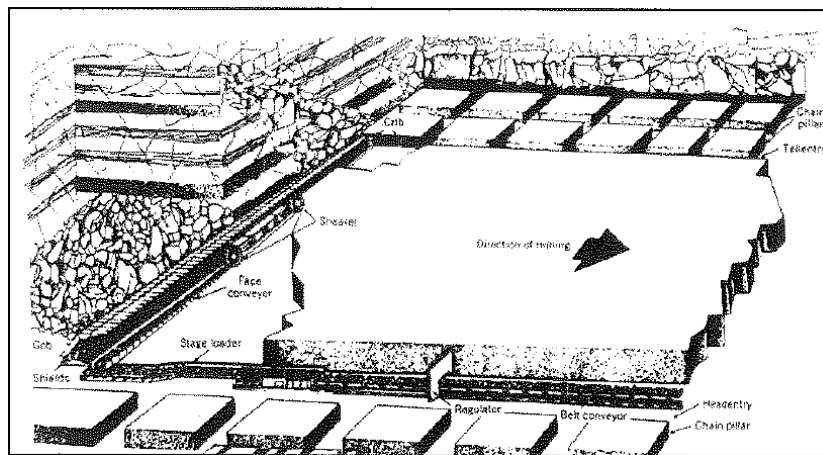


図 2.17 Longwall 採炭模式図

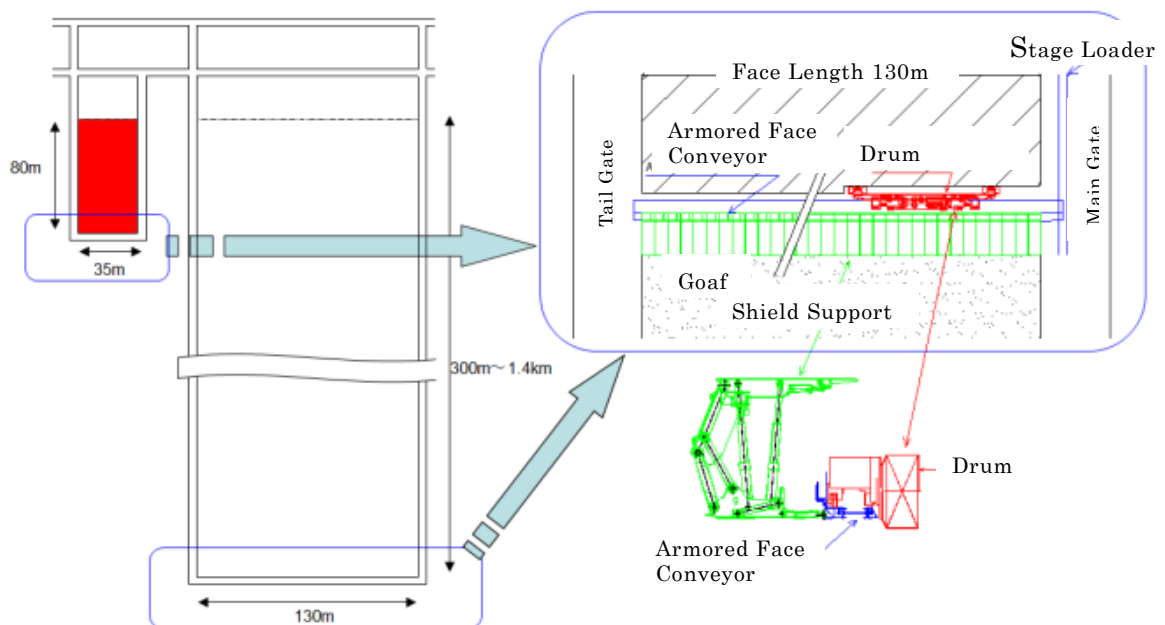


図 2.18 Longwall 採炭レイアウト

2.5.2 生産計画

図 2.19 に GDM 炭鉱の生産計画を示す。また、図 2.20 は採掘計画図である。坑道掘進開始から 3 年間の生産量は 413,000 トンであるが、Longwall 採設定後の 4 年目から年産約 100 万トンを維持する計画であり、前掲表 2.1 の生産可能埋蔵量から約 30 年の稼行が可能である。

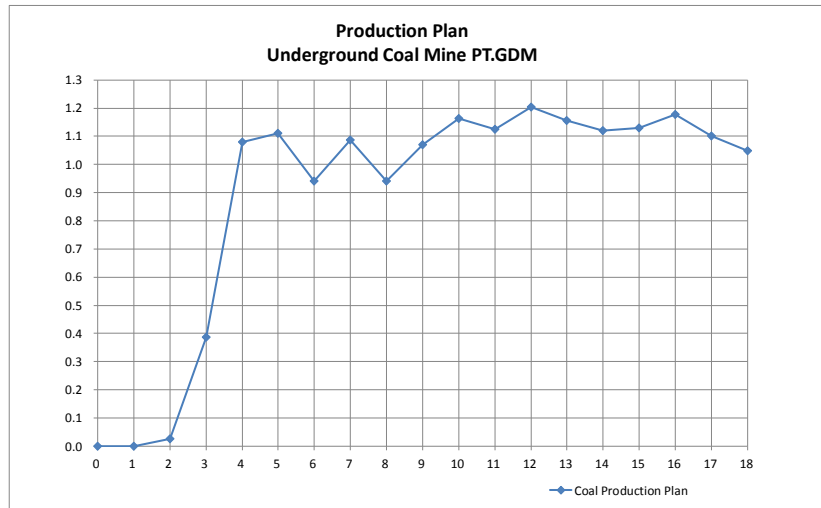


図 2.19 GDM 炭鉱生産計画

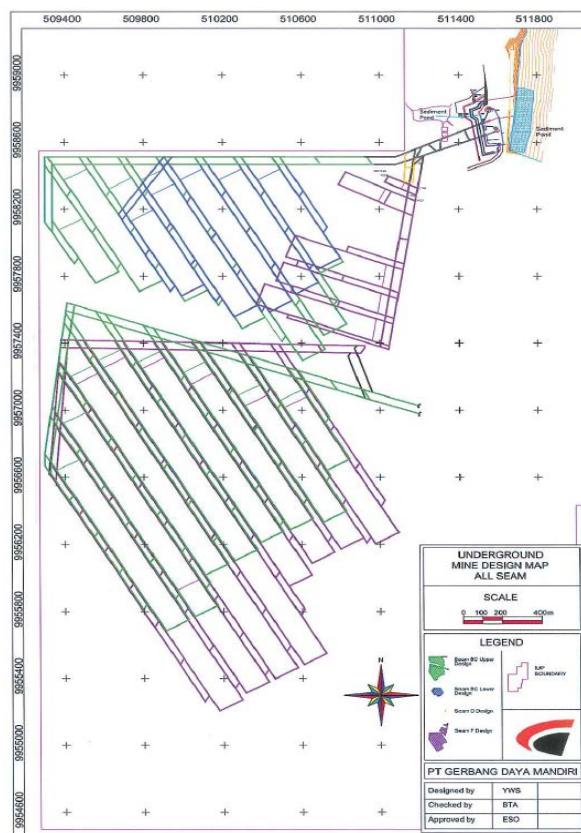


図 2.20 GDM 炭鉱採掘計画図

2. 6 結 言

GDM 炭鉱区域は、過去の地質調査や実操業（露天掘り）により膨大な石炭が埋蔵されていることが認められている。このことを踏まえて、この区域の鉱区、採掘権を取得し、GDM 炭鉱の開坑を目的として更なる地質調査、埋蔵炭量の確定、生産計画の立案、等々を行った。紆余曲折があったが無事に着手でき、現在坑口設定を終えて斜坑を掘進、延長中であり、数年後 Longwall 採炭により生産を開始する予定である。

参考文献

- [1] 三井松島産業株式会社：平成 27 年度海外炭開発可能性調査助成事業「インドネシア共和国 GDM 炭鉱地域」，pp.1-9, 2016
- [2] (財)石炭エネルギーセンター：石炭資源の開発・生産技術「探査技術」，
http://www.jcoal.or.jp/coaldb/shiryo/other/2_1A1.pdf
- [3] 西村美彦：熱帯の作付体系技術と農業・農村開発への貢献「一半乾燥及び湿潤熱帯地域での実践を通して」，熱帯農業, Vol.45, No.5, 2001
- [4] Feng Fu Fu, et al. : Rare earth element distribution in the acetic acid soluble fraction of combusted coals: Its implication as a proxy for the original coal-forming plants, *Geochemical Journal*, Vol.38, pp.333-334, 2004
- [5] 半澤正四郎：ボルネオ東部の第三紀層に就て，地質学会雑誌, Vol.28, No.339, pp.481-485, 1921
- [6] 正谷清：東カリマンタンの石油地質，石油技術協会雑誌, Vol.32, No.4, pp.228-240, 1967
- [7] Yusuf Ansori, et al. : Using the Post Mining Land Under Forest Stands of Pt Kitadin East Kalimantan for Cattle Fodder Conservation, *Journal of Environment and Earth Science*, Vol.3, No.9, pp.195-208, 2013
- [8] 木原敏夫：炭層流失の一例，鉱山地質, Vol.7, No.24, pp.136-140, 1957
- [9] 杉村秀彦ら：石炭の炭化初期段階に関する研究（Ⅲ），燃料協会誌, Vol.9, No.9, pp.618-630, 1966
- [10] 高橋良平：九州第三紀炭田の生成・発展にかかわる地質学的諸問題，岩石鉱物鉱床学会誌, Vol.75, No. Special2, pp.189-200, 1980
- [11] 大牟田秀文：石炭層からのガス湧出機構について－炭層のき裂と吸着ガスを考慮した考察－，*J. of MMIJ*, Vol.96, No.1111, pp.599-604, 1980
- [12] 岸本義明：海外における炭鉱開発(1)，*J. of MMIJ*, Vol.100, No.1161, pp.1,093-1,096, 1984
- [13] 岸本義明：海外における炭鉱開発(2)，*J. of MMIJ*, Vol.100, No.1162, pp.1,157-1,162, 1984
- [14] Mustafa Onder, et al. : Evaluation of Occupational Exposures to Respirable Dust in Underground Coal Mines, *Industrial Health*, Vol.47, No.1, pp.43-49, 2009
- [15] 管野元：太平洋炭鉱における岩石掘進の機械化について，*J. of MMIJ*, Vol.109, No.9, pp.737-739, 1993

第3章 インドネシアにおける開坑方法の最適設計

3.1 緒言

インドネシアでは、内陸奥地までのインフラ整備が遅れているため、多くの石炭鉱山の石炭輸送は河川バージ船による輸送に依らざるを得ない。したがって、多くの露天掘り石炭鉱山は河川流域に立地している[1]。このような石炭鉱山では、鉱区内にある丘部で露天掘り採掘を行っており、丘部近くの水田や湿地帯の下の石炭資源は未開発の状態に残されている。インドネシアでは一般に地盤の強度は軟弱で、軟弱な粘土層が発達していることが多い[2]。

本章では、今後インドネシアで本格的な機械化坑内掘り石炭鉱山開発を行うにあたり、多くの石炭鉱山で遭遇するであろう軟弱な地山に対応できる最適な坑口設定方法について検討した。すなわち、まずインドネシアにおける過去に採用された開坑方法について考察し、次に Gerbang Daya Mandiri（以下、GDM と略する）炭鉱のケース・スタディにより最適な坑口設定の決定方法を検討した。最後に坑口設定における保安に関わる最重要である坑口安定性評価について数値解析を用いて検討した。

3.2 インドネシアで実施された開坑方法

坑内掘り石炭鉱山の開坑方式は、大別して a)水平坑方式、b)斜坑方式、c)立坑方式の三方式があるが、インドネシアでは、水平坑方式で開坑した石炭鉱山は国有のオンビリン炭鉱のみである[3]。この三方式の概略説明を図 3.1 に示す。

3.2.1 過去における開坑例

インドネシアで 1990 年代までに開坑した石炭鉱山は、上述の国有の Ombilin 炭鉱を除いては、斜坑方式を採用していた。これは以下の理由によると考えられる[4]。

- ① 炭層傾斜が緩やかな地域は少ないため、炭層傾斜の真傾斜に近い方向に基幹坑道となる斜坑を掘削し、着炭後、走向方向へ横展開する沿層坑道掘進を行い、採掘区域パネルを確保する方法を採った。
- ② 水平坑方式での開坑は、人材運搬にはバッテリーロコモティブやトロリーロコモティブを使用し、石炭運搬にはロコモティブかベルトコンベヤをする方式になる。一方、斜坑方式は、斜坑を利用したホイスト巻きと鉱車運搬のみで人員・材料・石炭運搬が可能なため、小規模で小資本の小型石炭鉱山にとっては、初期投資が少なく出炭できるメリットがあった。
- ③ 露天掘り石炭鉱山と坑内掘り石炭鉱山が同時採掘する操業で、比較的浅い炭層を採掘したため、とくに坑口を設定する必要性がなかった。

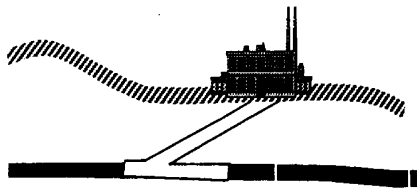
2000 年代に入って試験採掘を行った Satui 炭鉱、Indominco 炭鉱はいずれも大規模生産の石炭鉱山開発を目指し、オーストラリアの技術で採掘を行った石炭鉱山で、開坑もオーストラリアで一般に行われている露天掘り跡のハイウォールに坑口を設け、

a) 水平坑方式



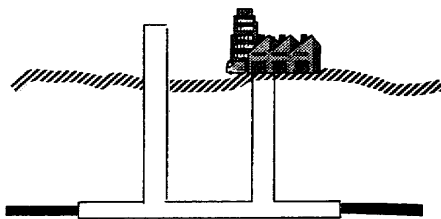
山岳部、または露天掘り採掘跡のハイウオール（石炭露出部）に坑口を開設し、ほぼ水平で沿層掘進により、坑内展開を行う方式。

b) 斜坑方式



地表より岩石斜坑掘進を行い、その後、斜坑または水平沿層坑道掘進により坑内展開を行う方式。

c) 立坑方式



地表より立坑を掘削して、その後、水平掘進により坑内展開を行う方式。

図 3.1 坑内掘り石炭鉱山の開坑方式



図 3.2 オーストラリア方式の坑口開設（Satui 炭鉱）

沿層掘進により坑内展開を行う水平坑方式が採られ、人材運搬はトラックレスのディーゼル運搬機、石炭運搬はベルトコンベヤを使用した[5]。ただし、炭層傾斜がオーストラリアのように緩傾斜でないため、偽傾斜をとって 10 度程度の斜坑層掘進を行った。図 3.2 にオーストラリア方式の Satui 炭鉱ハイウォール坑口開設の例を示す[6]。

3.2.2 GDM 炭鉱における坑口断念事例

当初、GDM 炭鉱では将来の採掘区域にできるだけ近い位置に坑口を設置する目的で、水田下の軟弱土を剥土した後、坑口用のボックスカットを築造し、そこから斜坑方式による坑口開設を試みた。このボックスカット設計図を図 3.3 に示す。しかし、軟弱土中のベンチの安定性が悪く、水田下最深 15m の掘削中に、図 3.4 に示すようなスライディングを起こしたため、一時中断して種々検討の結果、断念に至った。

この原因を調査するため、2 次元有限要素コード Phase² を用いてせん断強度低減法解析[7]を行った結果、せん断強度が表 3.1 に示すコア分析値からの入力計算値の 1/5 になっていることが判明した。この低下の要因は、日射・降雨の繰り返しによる風化、ボックスカット築造中の重機による荷重の繰り返しによる強度劣化によるものであったと考えられる。したがって、水田下のような軟弱土の安定性を検討する場合、5 以上の安全率を見積もる必要があると考える[8]。

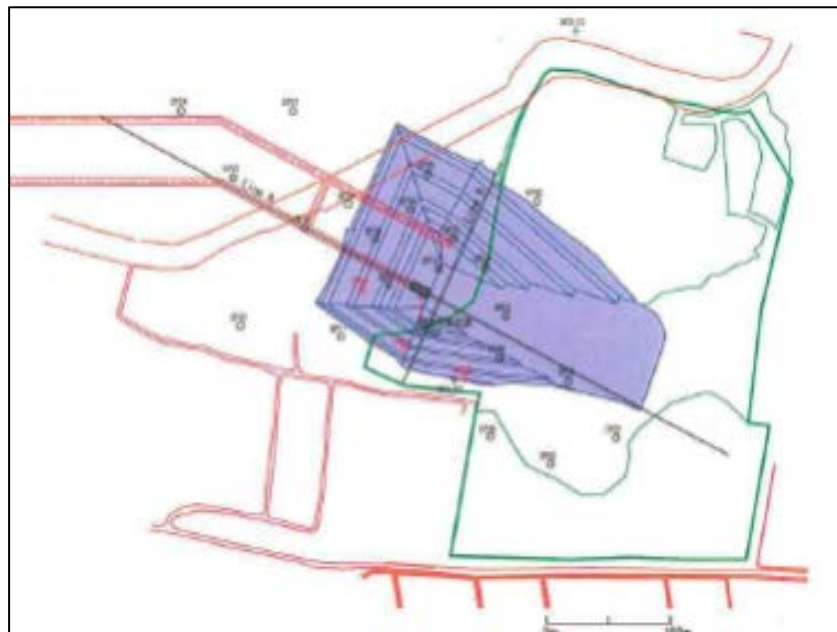


図 3.3 水田下のボックスカット坑口設計



図 3.4 水田下軟弱土のスライディング

表 3.1 解析に用いた岩石コア物性値

	単位体積 重量 (MN/m ³)	ヤング率 (MPa)	ポアソン比	引張強度 (MPa)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (MPa)
Soft Material	0.025	50	0.4	0.02	26.7	0.13

3.2.3 GDM 炭鉱における坑口開設

前項の坑口開設断念結果を踏まえて、将来の採掘区域に最も近い旧露天掘り跡のハイウォールに坑口を開設する設計変更を行った。すなわち、南および北の2本の斜坑（南斜坑、北斜坑）間の距離、高低差を念頭に、ハイウォールの岩層、強度、連続性、亀裂、湧水の調査を肉眼観察により行うと伴に、ハイウォールから10m程度の奥側のトレンチ調査、ボーリング調査により、坑口箇所および坑口高低を決定した。図3.5に示すように、ハイウォール上部にある沖積土層の下に位置する粘土岩を厚さ1.5m受け込むように北斜坑口位置を下げた。しかし、第2章で述べたように沖積層土の予想以上の深部への分布、及び、地中内の流動性粘土の広範囲に亘る存在が、斜坑掘進上難条件をもたらした。最終的には突破できたが、インドネシアの坑口近くの浅所掘進においては、軟弱な土や粘土による問題はしばしば現れるものと考えられる。この問題の対応策については後章でさらに検討する。

図3.6に坑口の坑外に突き出した鋼棒をモルタル吹き付け工事を実施中の様子、図3.7に完成した坑口の様子を示す。



図 3.5 北斜坑口開設作業の様子

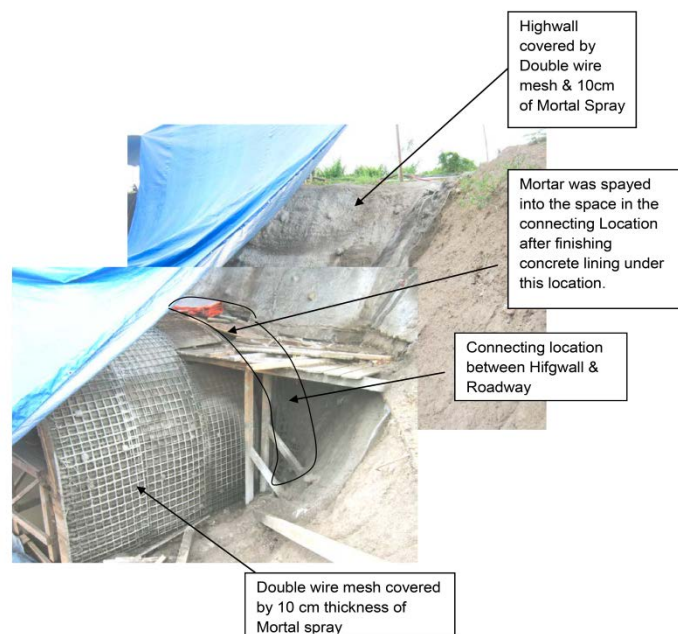


図 3.6 北斜坑口モルタル吹き付け工事の様子

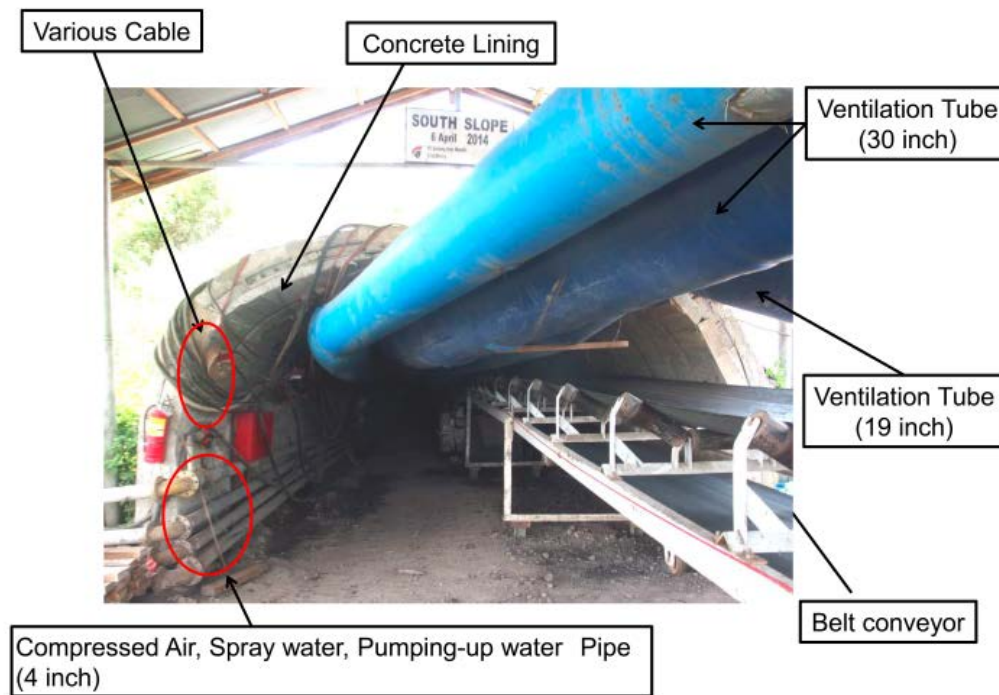


図 3.7 完成した坑口

3. 3 インドネシアにおける最適な坑口設計に関する提案

前節で記述したように、GDM 炭鉱では採掘区域にできるだけ近い場所に坑口を設置する目的で、図 3.8 に示すような水田下の約 30cm の土壌をはぎ取り、さらにその下の粘土層約 20m をはぎ取るボックスカットを試みたが、粘土層を約 15m の深さまではぎ取っている際にスライディングを起こし、ボックスカットを築造することはできなかった[9],[10]。

この経験から軟弱な粘土層が 10m 程度堆積している場合、水田下の粘土をはぎ取って坑口を設けることは、大規模な土木工事となる鋼矢板または大口径パイプを打ち込む囲み擁壁等を行わなければ、不可能であることが分かった。したがって、GDM 炭鉱のように水田下の石炭層を採掘し、斜坑坑口の供用期間を 10～20 年程度と想定すると、水田下の軟弱粘土層が厚く堆積している場合は、近くの丘部、またはハイウォールに斜坑坑口を設置する 2 つの選択肢しかないと判断した。



図 3.8 厚さ約 30cm の水田下の土壌

図 3.9 に、インドネシア河川流域地帯における坑口設定の検討フロー図、図 3.10 に水田下の石炭を採掘する場合の炭層位置と坑口設定位置との関係を簡単な模式図でそれぞれ示す。以下、この両図と重複するが坑口設定を説明する。

インドネシアにおいては、露天掘り石炭鉱山の開発が先行しており、坑内掘り開発は露天掘りで剥土比が増加し、主にコストの面から採掘できなくなった位置から深部にある石炭を採掘することを目的にする場合が多い。その意味から、坑内掘り採掘対象地域が露天掘りハイウォールから近いのが一般的であり、露天掘り跡のピット内を一定の高さまで埋め立てることにより、坑口周辺の設備設置場所を確保すれば、ハイウォール全体の岩質確認が容易で、かつ露天掘り採掘時の運搬ルートを活用できることから露天掘りハイウォールに坑口を設ける場合の方がリスクがより少なく、有利な点が多い。しかし、ハイウォール坑口開設の場合、周辺より低い標高になるため、降雨、浸透水の流入の恐れが大きい。したがって、坑口が浸水し坑口より坑内に地表水が流れ込まないようにするためには十分な能力のある貯水池の確保が必要不可欠である。この貯水池の能力を定めるには、露天掘りピットへの降雨および浸水量、蒸発量、ポンプ揚水量の水の収支を計算する。例えば、露天掘り操業を行っていた雨季の数年間のデータを用いて、ポンプなしで 1 週間貯水できる量から安全率を決定する。

ハイウォール坑口か丘部坑口かの決定は、検討フローに記載した項目を比較検討し、坑口設置の実現性、コスト比較、安全性、環境影響面から総合判断して行わなければならない。

河川流域帯における坑内採掘坑口設定についての検討に当たり、①採掘区域の炭層傾斜が 20 度程度未満、②ベルトコンベヤでの運搬のために坑道傾斜 15 度以下、立坑方式では、立坑運搬にバケットエレベーター使用③機械化採掘による生産 100 万トン／年の規模、の坑口を設定するとする。先ず最初に、坑口の使用年数 10 年を基準に長期か短期なのか区分する。長期の場合、採掘区域まで最短距離を優先に考え、斜坑においても鋼矢板、鉄パイプ打ち込み擁壁によるボックスカットからの坑口設定が可能となり、立坑方式、斜坑方式および水平坑方式のいずれも採用することができる。短期の場合、採掘区域と可採炭量により斜坑方式および水平坑方式が選定される。

インドネシアでは採掘区域（鉱区）毎の可採炭量が小さく、短期に坑口を移す方法が一般的に有利とされている。坑口からの炭層傾斜が 15 度以上の場合、岩盤内のみで露天掘り跡ハイウォールまたは丘部に坑口が設定される。一方、坑口からの炭層傾斜が 15 度未満の場合、炭層内と岩盤内の双方において、露天掘り跡ハイウォールまたは丘部に坑口が設定される。ここに、露天掘り跡ハイウォール坑口か丘部坑口かの選定検討が必要となる。

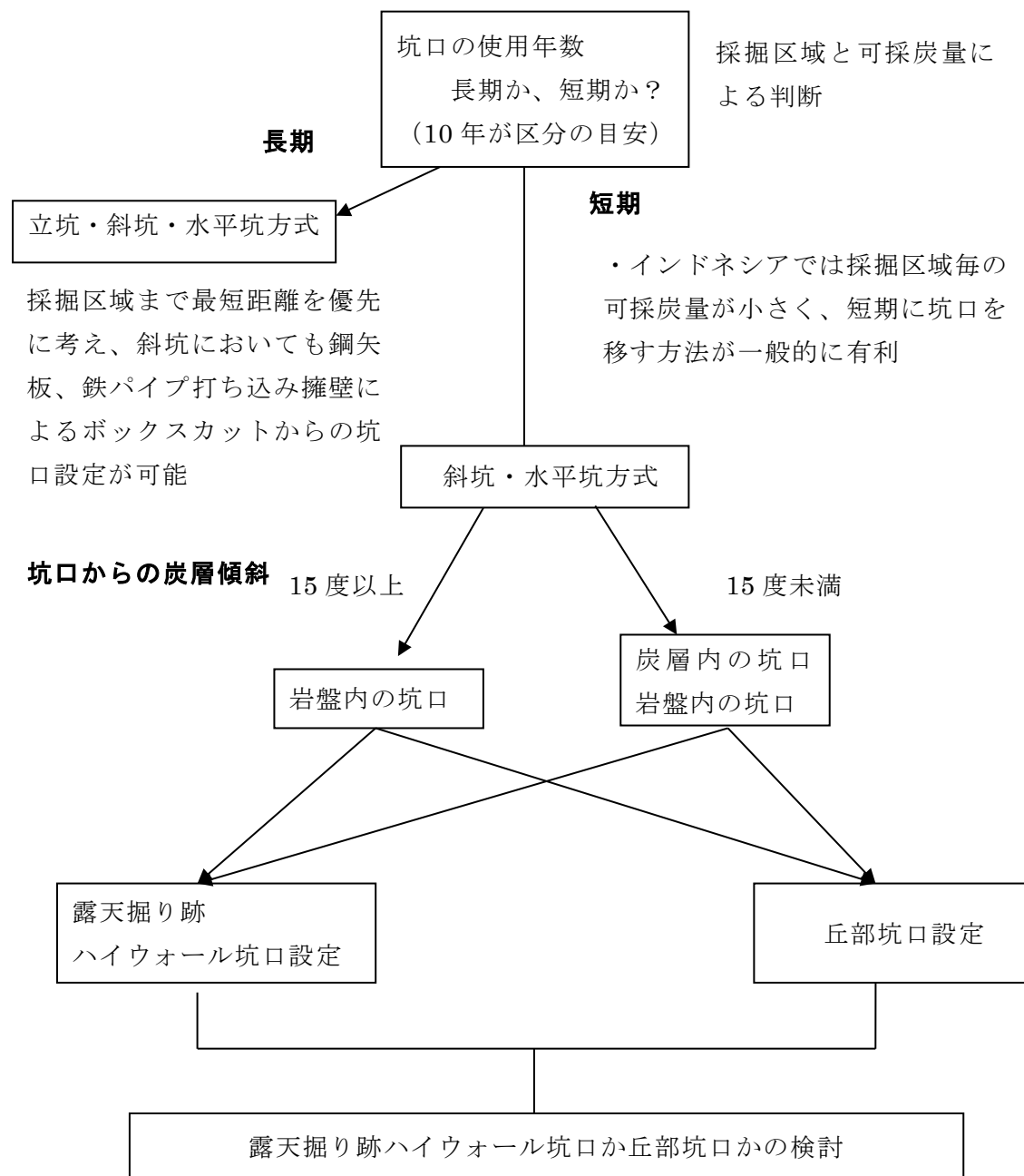
これら露天掘り跡ハイウォール坑口と丘部坑口の比較には、採掘区域までの掘進必要距離、坑口の安定性、坑口から採掘区域までの岩盤強度と坑道安定性、坑口区域の排水、環境への影響および土地買収の可否から行う。採掘区域までの掘進必要距離については、図 3.10 に示す㊸（丘部坑口）および㊹（ハイウォール坑口）である。坑口

河川流域地帯における坑内掘坑口設定についての検討フロー図

検討の前提：機械化採掘による年産 100 万トン規模の坑口設定

- 1) 採掘区域の炭層傾斜 20 度程度未満
- 2) 運搬：ベルトコンベヤ使用、坑道傾斜 15 度以下

立坑方式では、立坑運搬にバケットエレベーター使用



次頁に続く

図 3.9 インドネシア河川流域における坑口設定方法の検討フロー（その 1）

露天掘跡ハイウォール坑口か丘部坑口かの検討

比較項目	露天掘り跡ハイウォール 坑口設定	丘部坑口設定
①採掘区域までの掘進 必要距離（図 3.9 の㉔、 ㉕参照）	必要距離は図 3.9 の㉔、㉕参照	
②坑口の安定性 RMR、CMRR でのラ ンク付け評価、および 数値解析による安定性 解析による評価	ハイウォール全体を目視 観察できる。亀裂の頻度 等不連続性に関するデー タの信頼性が高い。	目視観察は坑口斜面に限定さ れる。ボーリングコアの RQD を用いた場合でも連続 性評価はハイウォール坑口よ り信頼性が低い。
③坑口から採掘区域ま での岩盤強度と坑道安 定性	岩盤強度データの比較、及び数値モデル解析による安定 性の比較を行う。丘部坑口の場合、図 3.9 の㉘箇所にあ る粘土層が坑道内に出現あるいは天盤近くに接近する箇 所が現れる可能性があり、この区域の掘進可能性の判 断、坑道安定性の評価に注意を要する。	
④坑口区域の排水	坑口近くに十分な能力の 貯水池、排水設備の確保 が必要である。	標高差を活かした自然排水が 可能である。
⑤環境影響 騒音・発破の可否・酸 性水・排水の水質・周 辺住居等	露天掘り採掘で既に許可 は取得している。坑内掘 り坑口に関する追加の許 可は必要ない。	新たに環境影響評価が必要 で、住民との合意が必要
⑥土地買収	露天掘り採掘のため既に 取得しているので必要は ない。	新たに必要。丘部には住居が ある可能性が高く、コストが かかる可能性が大きい。

図 3.9 インドネシア河川流域における坑口設定方法の検討フロー（その 2）

周辺の安定性は Rock Mass Rating (以下、RMR)、Coal Mine Roof Rating (以下、CMRR)でのランク付け評価、および数値解析による安定性解析により評価される。ハイウォール坑口設定の場合、ハイウォール全体を目視観察できるため、亀裂の頻度等不連続性に関するデータの信頼性が高い。丘部坑口設定の場合、目視観察は坑口斜面に限定されるため、ボーリングコアの Rock Quality Designation (以下、RQD)等を用いた場合でも連続性評価はハイウォール坑口より信頼性が低い。坑口から採掘区域までの岩盤強度と坑道安定性について評価するためには、岩盤強度データの比較、および解析データによる安定性の比較を行う。丘部坑口の場合、図 3.10 の㊸箇所のような粘土層が坑道内に出現あるいは天盤近くに接近する箇所が現れる可能性があり、この区域の掘進可能性の判断、坑道安定性の評価に注意を要する。坑口区域の排水については、露天掘り跡ハイウォール坑口設定の場合は、坑口近くに十分な能力の貯水池、排水設備の確保が必要となる。丘部坑口設定の場合は、標高差を活かした自然排水が可能となる。環境影響は騒音・発破の可否・酸性水・排水の水質・周辺住居等から評価される。丘部坑口設定の場合、新たに環境影響評価が必要で、住民との合意が必要となる。最後に、土地買収に関しては、露天掘り跡ハイウォール坑口設定の場合、露天掘り採掘のため既に取得しているので土地買収の必要がない。一方、丘部坑口設定の場合は新たに土地買収の必要がある。また、丘部には住居等がある可能性が高く、これに対する費用も考慮しなければならない。

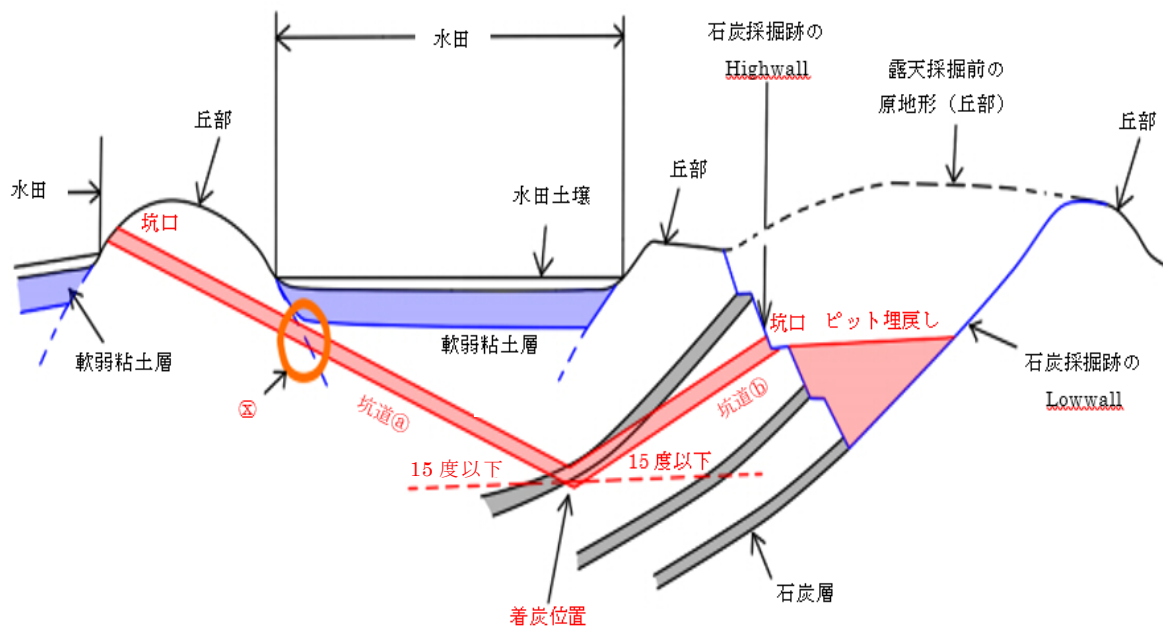


図 3.10 水田下の石炭を採掘する場合の炭層位置と坑口設定位置との関係

検討フローの中に記述している坑口の安定性評価は、坑内人員の安全にかかわる最重要の検討項目である。GDM 炭鉱の最終残壁からの坑口は露天掘り跡ハイウォールの安全率が 12 以上あり、安定性に問題がないと判断されたが、もし、安定性が不十分な場合は、最終残壁へアンカーボルトの打ち込み、あるいは坑口の位置変更を安定性解析の結果を検討して行わなければならない[8]。GDM 炭鉱の開坑計画で実施した坑口の安定性解析の例を次節で述べる。

3. 4 GDM 炭鉱におけるハイウォールならびに坑口周辺の安定解析

3. 4. 1 解析条件および手法

前述のように、GDM 炭鉱では旧露天掘り跡のハイウォールに坑口を開設する設計変更を行った。露天掘りピットの最終残壁から坑内採掘へ展開する際、坑口および最終残壁の安定性の維持は非常に重要である。そこで、本変更の妥当性について確認するため数値解析を用いて最終残壁の安定性について評価を行った。本解析には、非線形 3 次元有限差分法解析コード FLAC3D (ver.5) を用いた[11]。

図 3.11 に本解析に用いた基本モデルを示す。本モデルは、GDM 炭鉱開発計画区域のボーリング調査で得られたボーリングコアの観察結果および旧露天掘りピットの最終残壁面の観察調査結果を基に、開発対象区域の地質状態を模して作成した。本モデルは、2 本の主要坑道（斜坑）を坑口から 300m 掘進した時点の最終残壁および主要坑道の安定性について評価するため、幅 180m、長さ 450m、高さ 102m の範囲とした。なお、2 本の主要坑道の間隔は 65m である。支保には、鋼材として SS400 の I 型鋼による鋼製アーチ枠を用い、その断面寸法は幅 5.2m、高さ 2.8m で、枠間は 1.1m とした。

解析手法は、まず坑道掘削前のモデルに重力を作用させ弾性解析を行った後、ステップ 20m 毎に坑道を掘進した。境界条件として、上端面以外は各面に対して垂直方向の変位を固定した。本解析では、初期地圧として土被り圧のみ作用すると仮定している。また地山は弾・完全塑性体とし、その破壊規準として Mohr-Coulomb の破壊規準式； $\tau = c + \sigma \tan \phi$ を用いた。ここで、 τ はせん断応力、 σ は垂直応力、 ϕ は内部摩擦角、 c は粘着力である。

表 3.2 に解析に用いた岩石の力学的パラメータ、表 3.3 に鋼製枠の入力パラメータを示す。なお、表 3.2 に示す値については、ボーリングで採取した岩石試料を各種力学試験に供した結果を基に定めた。

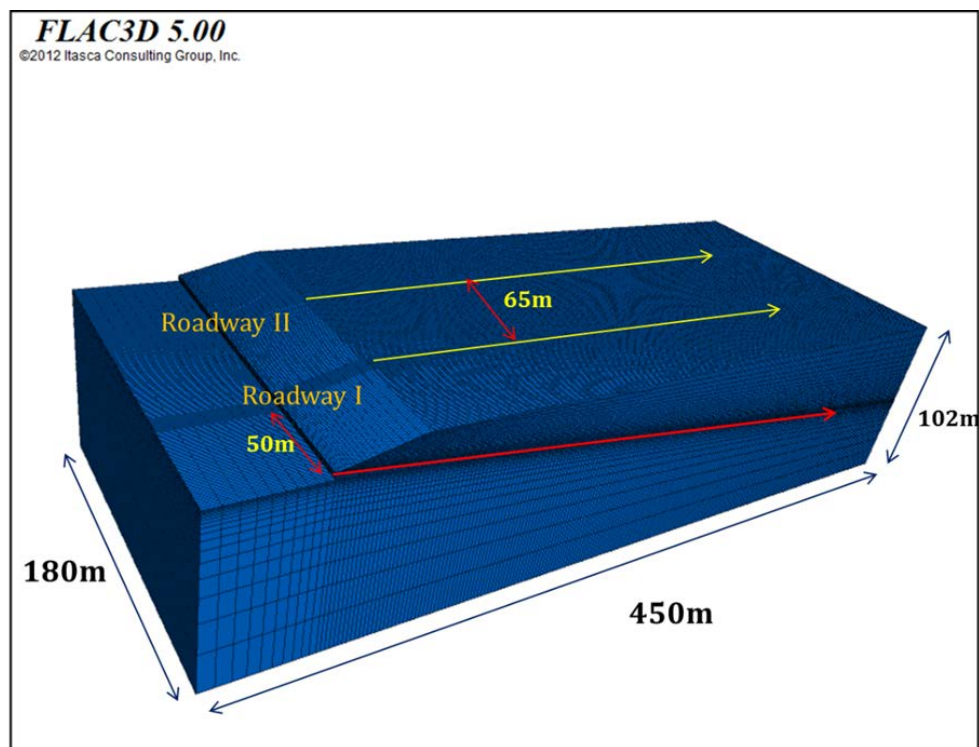


図 3.11 数値解析モデル

表 3.2 解析に用いた岩石の入力パラメータ

岩種	密度 (kg/m ³)	ヤング率 (MPa)	ポアソン 比	引張応力 (MPa)	内部摩擦 角(°)	粘着力 (MPa)
Claystone	2,100	122	0.28	0.15	27	0.15

表 3.3 解析に用いた鋼製枠の入力パラメータ

密度 (kg/m ³)	ヤング率 (MPa)	ポアソン 比	断面積 (m ²)	ビーム SEL に対する y 軸方向の断 面 2 次モー メント I _y , (m ⁴)	ビーム SEL に対する x 軸方向の断 面 2 次モー メント I _x , (m ⁴)	極慣性モ ーメント J, (m ⁴)
7,800	200	0.3	36.5 × 10 ⁻⁴	732 × 10 ⁻⁸	154 × 10 ⁻⁸	22 × 10 ⁻⁸

3.4.2 解析結果および検討

図 3.12 に、最終残壁周辺地山の安全率分布を示す。この結果から、最終残壁周辺の安全率が 12 以上となっており、十分安定であると判断される。図 3.13 には、2 本の主要坑道を 300m 掘進した際の最終残壁周辺地山の変位分布を示す。この結果からも、坑道周辺地山に変位は認められるものの、最終残壁の安定性に及ぼす影響は非常に小

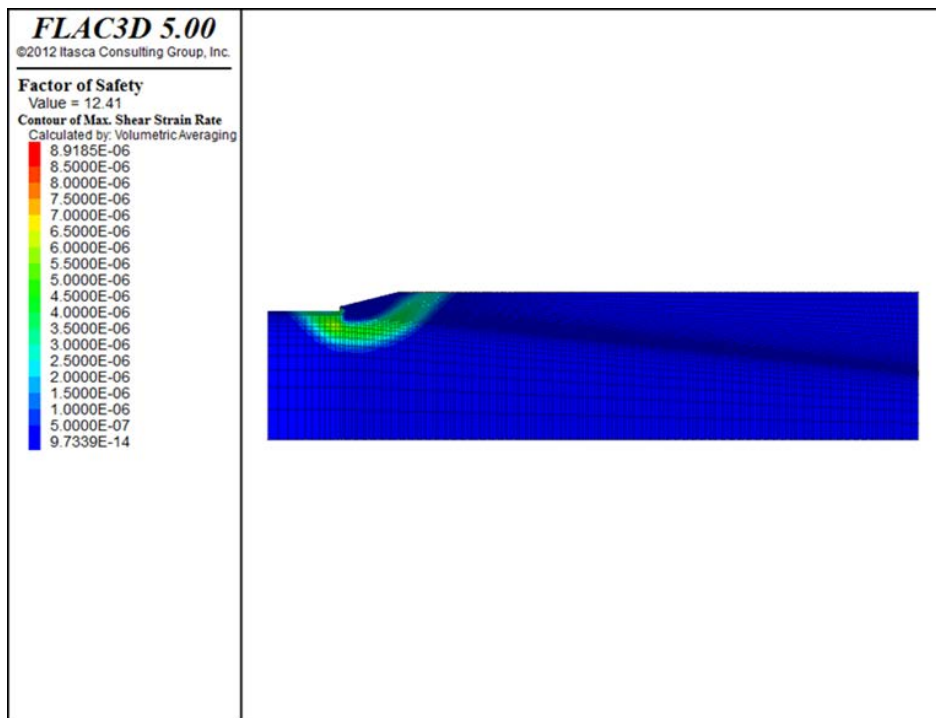


図 3.12 最終残壁周辺の安全率

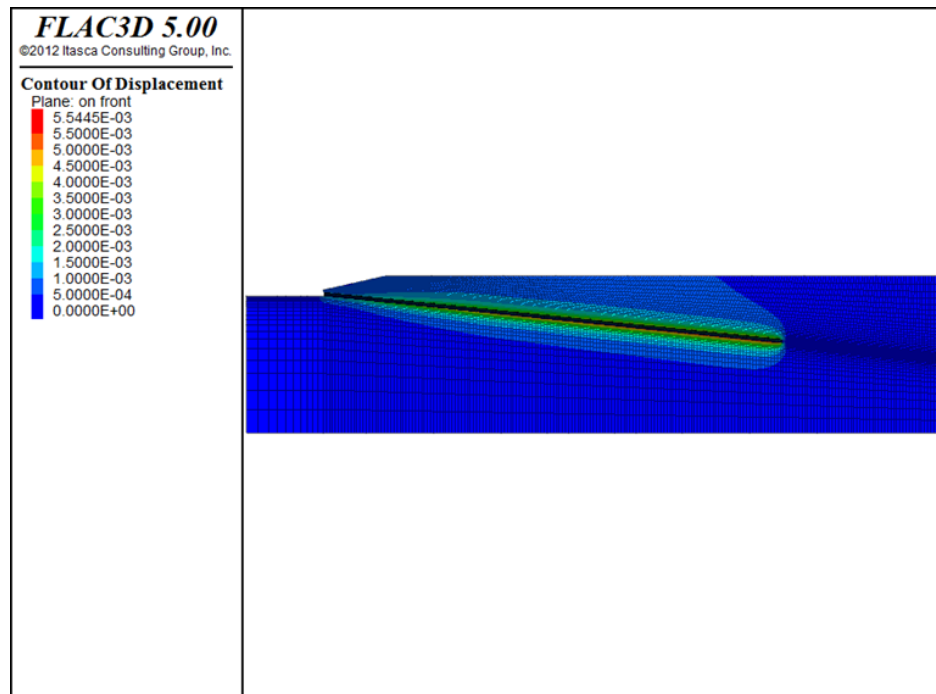


図 3.13 最終残壁周辺地山の変位量分布

さいことが解る。したがって、この坑口設定設計で最終残壁の安定性を十分維持できると判断できる。さらに、図 3.14 および 3.15 に坑口周辺地山の破壊領域および変位量分布をそれぞれ示す。この結果からも、坑口周辺地山の安定性が十分維持できると判断できるが、坑口周辺では土被りが小さく坑道掘削に伴う地表への影響も認められることから、低土被りおよび軟弱地山という条件下において、とくに坑口周辺において、鋼製枠の材質強化、または建て付け密度の増加による鋼枠の支持力増加、排水パイプ埋め込みのコンクリートライニング、坑口周辺上部の地山の風化、亀裂発生を防止するための坑口周辺地表の排水溝、セメント吹き付け工事等の適切な支保設計、地表設計が必要と考えられる。

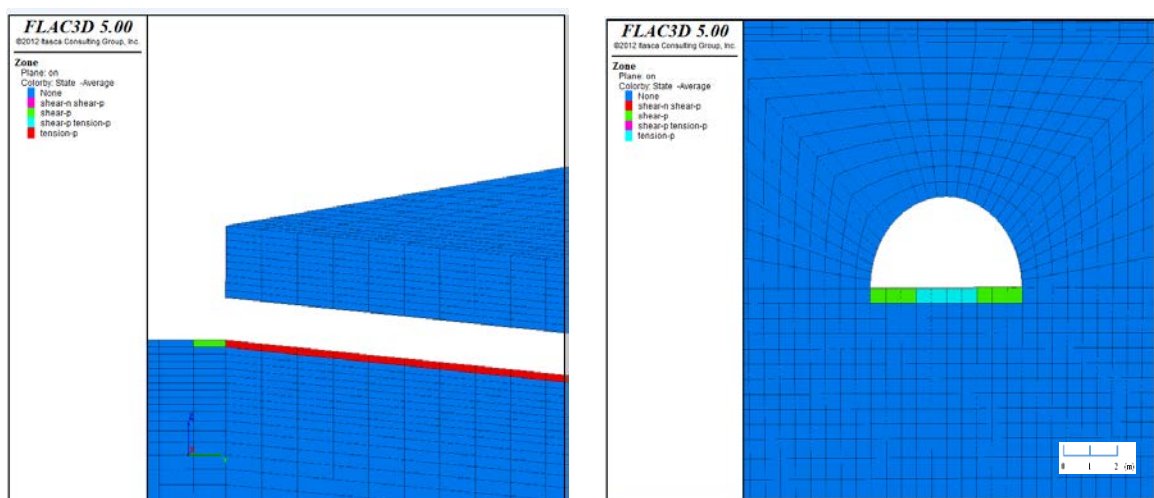


図 3.14 坑口周辺地山の破壊領域

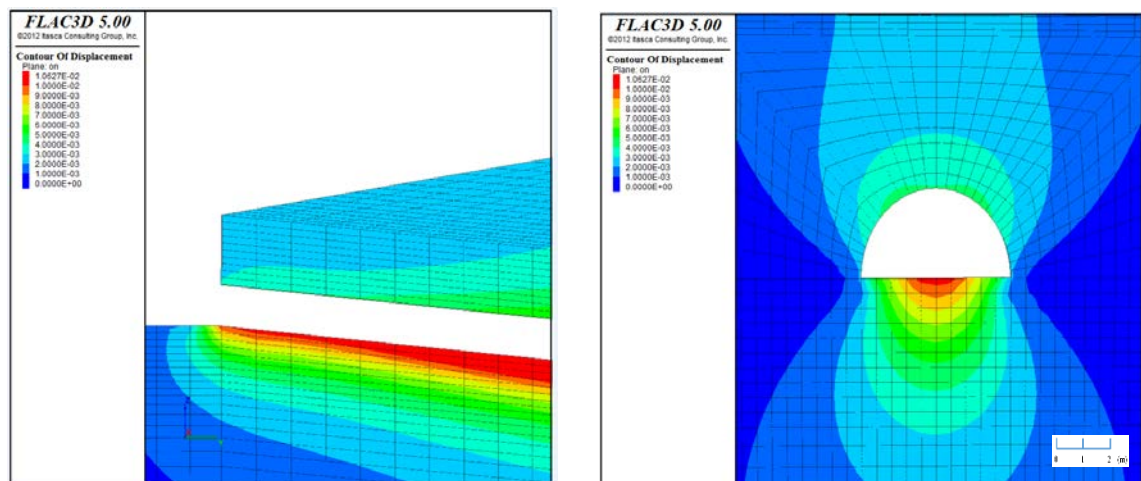


図 3.15 坑口周辺地山の変位量分布

3. 5 結 言

本章では、今後インドネシアで本格的な機械化坑内掘り石炭鉱山開発を行うに当たり、多くの石炭鉱山で遭遇するであろう軟弱な地山のもとの最適な開坑方法（坑口設定法）について種々検討した。

インドネシアにおける過去を含めた実状および GDM 炭鉱のケース・スタディから、坑口設定は、露天掘りの最終残壁のハイウォールに設ける場合、または丘部に設ける場合が考えられ、その選択・決定方法およびその指針を提案した。すなわち、この坑口決定の際、坑口設置の実現性、コスト比較、安全性、環境影響面から総合的に判断して行わなければならないことを提示した。また、坑口設定にとって安全に関わり、最重要であるハイウォールならびに坑口周辺の安定性評価方法についても数値解析を用いて検討することにより、その安全性を検証できることを示した。その結果、坑口周辺では土被りが小さく坑道掘削に伴う地表への影響も認められることから、低土被りおよび軟弱な地山という条件下においては、とくに坑口周辺において、鋼製枠の材質強化、または建て付け密度の増加による鋼枠の支持力増加、排水パイプ埋め込みのコンクリートライニング、坑口周辺上部の地山の風化、亀裂発生を防止するための坑口周辺地表の排水溝、セメント吹き付け工事等の適切な支保設計、地表設計が必要と考えられる。

参考文献

- [1] (公)国際通貨研究所：インドネシアのインフラ事情，国際金融トピックス，
Vol.240, 2013
- [2] 三井松島産業株式会社：平成 27 年度海外炭開発可能性調査助成事業「インドネシア共和国 GDM 炭鉱地域」，pp.1-9, 2016
- [3] (財)石炭エネルギーセンター：コールデータバンク「採掘」
<http://www.jcoal.or.jp/coaldb/tech/bunya/03/>
- [4] 片桐克也：インドネシア・オンビリン炭鉱における岩石掘進技術協力について，
J. of MMIJ, Vol.109, No.9, pp.680-683, 1993
- [5] 高本拓：インドネシアにおける坑内掘り石炭開発の推移と今後の動向及び技術
課題，J. of MMIJ, Vol.128, No.8,9, pp.500-510, 2012
- [6] 松井紀久男 他：インドネシアにおける 坑内掘り石炭鉱山開発での岩盤工学的
な諸問題，資源・素材関係学協会合同秋季大会,企画発表・一般発表(A)(S)資料，
2010
- [7] Rockscience Inc：Application of the Finite Element Method to Slope
Stability, 2001-2004
- [8] 経済産業省：鉱業上使用する工作物等の技術基準を定める省令の技術指令, 2004
- [9] 国土交通省近畿地方整備局：第 5 章ボックスカルバート, 2010
- [10] 地盤工学会：軟弱地盤対策工法・調査設計から施工まで-, 2010
- [11] Itasca Consulting Group, Inc., FLAC3D

第4章 軟弱地山内の基幹坑道掘進における 最適支保システムに関する検討

4.1 緒言

坑内掘り石炭鉱山開発において、基幹坑道の維持は最重要課題の一つである。とくに、軟弱な地山では地山自身の支持力が小さく、かつ可塑性も大きいため、支保自体に大きな荷重が作用して変形、稀には崩壊を引き起こす場合がある[1],[2]。また前章で述べたように、ハイウォール坑口周辺の低土被りの場合には、坑道の不安定化が地表にも影響が及ぶことが懸念される。したがって、坑道掘削時の地山挙動を把握し、基幹坑道の最適支保システムの構築が急務である[3]。

そこで本章では、まず、Gerbang Daya Mandiri（以下、GDM と略する）炭鉱における該当区域のボーリングコアの調査および岩石物性試験を実施し、基幹坑道周辺地山の地質構造および力学的特性値を把握するとともに、基幹坑道周辺地山および鋼枠の挙動の計測結果から、地質条件および地山特性と地山の変形挙動について検討した。次に、支保鋼枠の特性値を把握するため、使用鋼材支保工の曲げ試験を実施した。これら得られた地山特性および鋼枠の特性値を用いて、数値解析により現在の坑道採掘深度である深度 40m における基幹坑道の安定性評価を行い、現支保システムの評価および解析モデルの妥当性について検討した。さらに、本解析手法およびモデルを用いて、今後の基幹坑道の深部化に対応する最適支保システムについても検討した。

4.2 坑道掘進方法の概要

GDM 炭鉱では、2014 年 4 月に南斜坑坑口を開設し、同年 5 月より 1 方操業で南斜坑掘進を開始した。また同年 10 月から 2 方操業、翌年 2 月から 3 方操業に移行している。この間 2014 年 12 月より北斜坑坑口開設準備を行い、2015 年 2 月より北斜坑掘進を開始している。現在、北斜坑および南斜坑の計 2 本の坑道を 2 台のロードヘッダーにより掘進を行っており、総坑道長は 930m である（2016 年 10 月末現在）。現在の坑道展開図を図 4.1 に示す。

掘進に使用しているロードヘッダーは、三井三池製作所製 MRH-S100 型と JOY Global 社製 EBZ100E 型である。なお、この JOY 社製ロードヘッダーについては、インドネシア坑内掘り石炭鉱山に適応するよう純正モデルから改良を依頼して製作させた機材である。具体的な改良事項は、軟弱下盤に対応させるためにクローラー幅を 70mm 拡張し、接地圧を MRH-S100 型と同等の 0.13MPa に低下させたこと、さらに軟弱下盤による機体の傾きを修正可能なように、左右アウトリガー連動仕様を単独動作仕様へ改造させたことである。両ロードヘッダーの図面および主な仕様を図 4.2、4.3 および表 4.1 に示す。

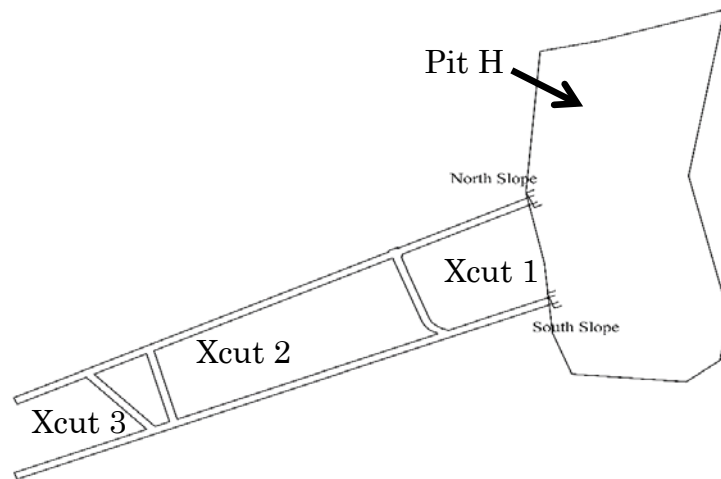


図 4.1 坑道掘進進捗図（2016 年 9 月末現在）

坑道設計規格は、敷幅 5m、高さ 2.8m のアーチ型とし、鋼柵および木材による当り付け支保を行い、1.1m 柵間掘進を基本とした。また、天盤悪条件箇所または目貫交差部付近等の特殊箇所においては 0.6m 柵間掘進を行い、必要に応じて適宜ルーフボルト支保やコンクリートライニング支保を併用している。図 4.4 にロードヘッダー掘進状況および坑道支保状況を、図 4.5 に鋼柵坑道支保・木材の当付け図を示す。

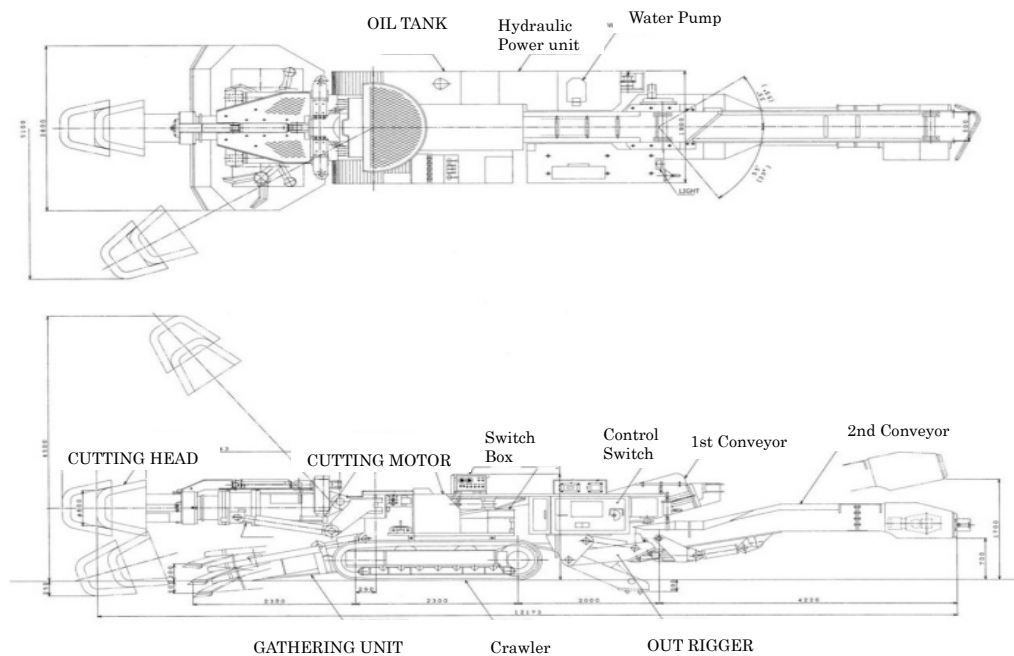


図 4.2 三井三池製作所製 MRH-S100 型ロードヘッダー

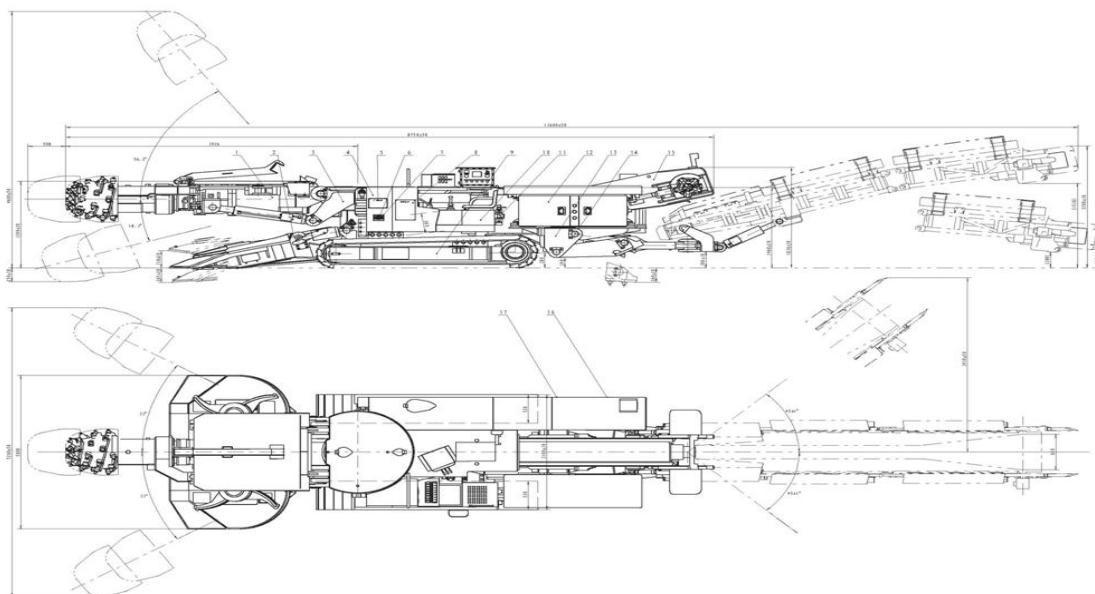


図 4.3 JOY Global 製 EBZ100E 型ロードヘッダー

表 4.1 ロードヘッダーの主な仕様

仕様	三井三池製	JOY社製
	MRH-S100型 [1]	EBZ100E型 [2]
Total Length (m)	12.2	13.6
Total Height (m)	1.8	1.9
Total Width (m)	2.8	2.8
Cutting Height (m)	2.3 - 4.5	2.1 - 4.68
Cutting Width (m)	2.5 - 5.1	3.2 - 5.26
Total Weight (t)	27	32
Cutting Power (kw)	100	100
Ground Pressure (MPa)	0.13	0.13
Total Power (kw)	145	186

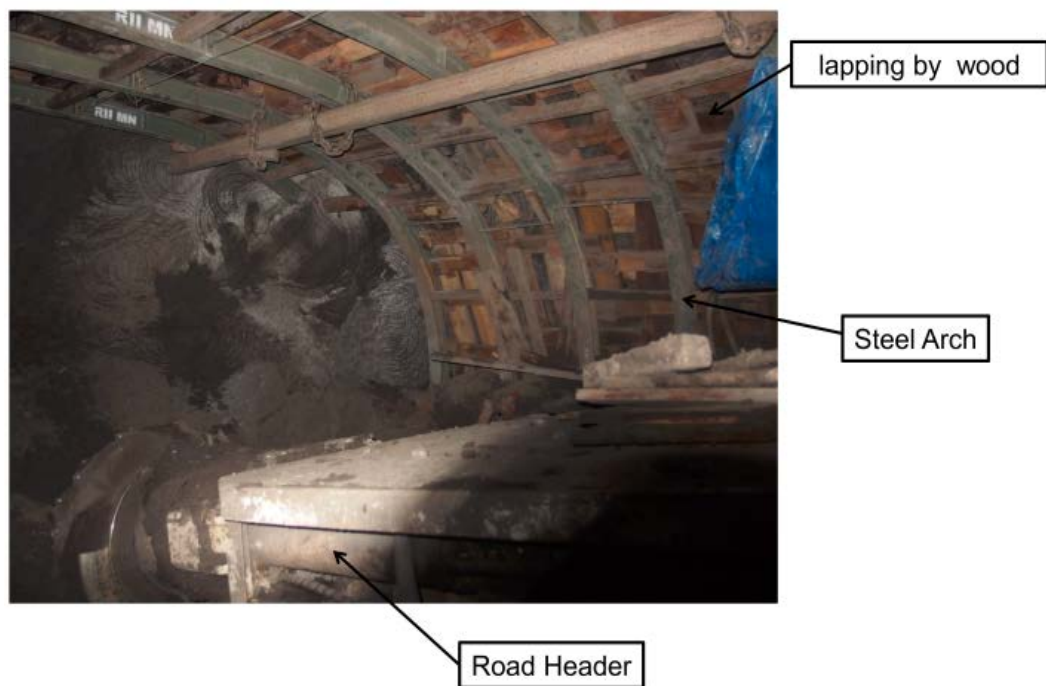


図 4.4 ロードヘッダー掘進および坑道支保状況

掘削断面：G50 枠 14.83m²
G50A 枠 13.99m²

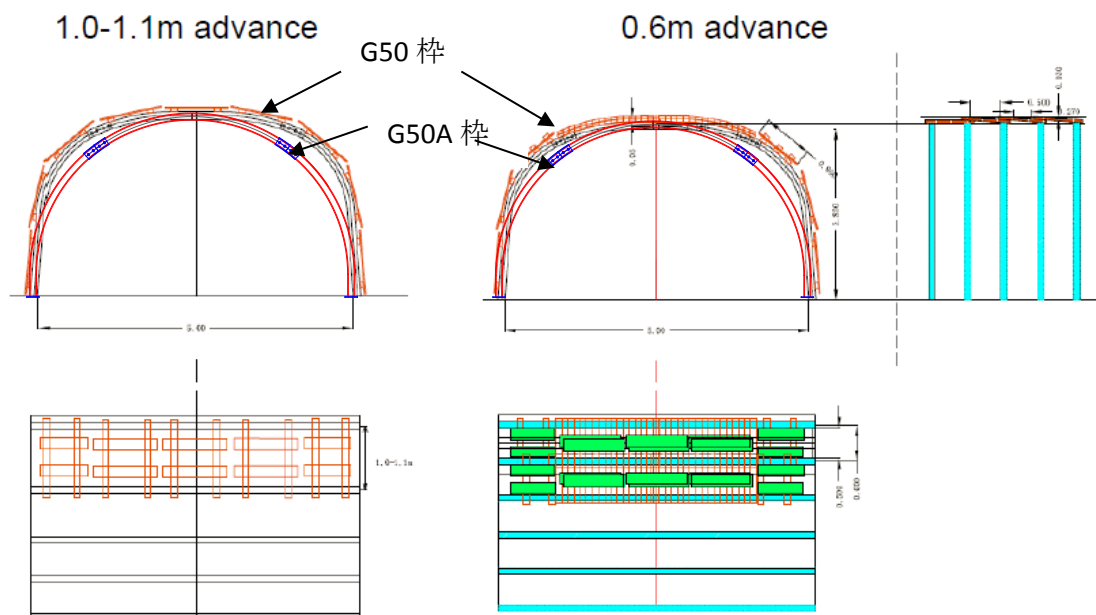


図 4.5 鋼枠坑道支保の施工・木材当り付け方法

4. 3 地山の物理的および力学的特性試験

詳細な坑道周辺地山の物理的および力学的特性を把握するとともに、坑道の安定性評価を行う際の解析モデルの構築ならびに入力パラメータを決定するための基礎資料を得るために、コアボーリング（GT1,GT2,GT3）を行い、得られたコアを各試験に供した。各ボーリング長は、GT1；25m、GT2；42.45m、GT3；63mである。図 4.6 に試錐位置図を、図 4.7 に得られた試錐柱状図を示す。

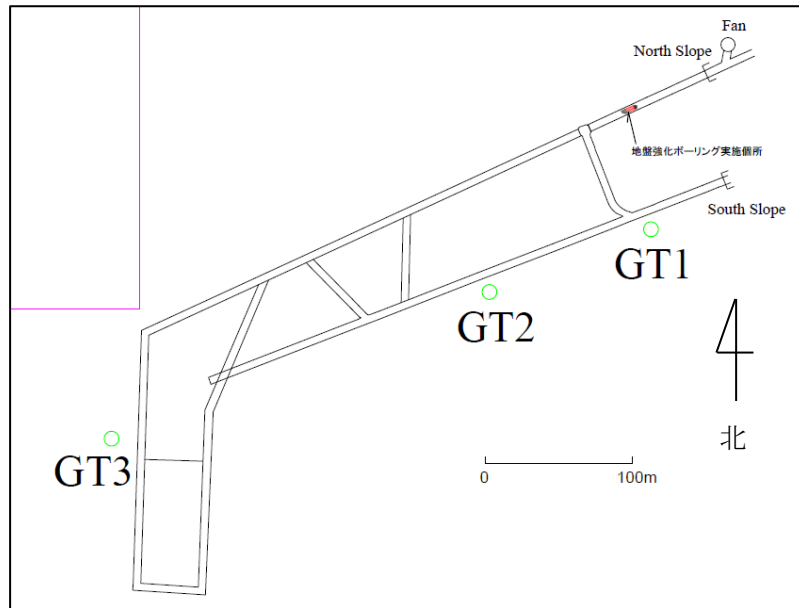


図 4.6 GT1～GT3 試錐位置図

各試験の分析項目および各分析の供用試料数を表 4.2 に、各試験結果を表 4.3～4.6 に示す。これらの表から、一軸圧縮強度は 5MPa 以下、粘着力の平均が約 3MPa であり、軟弱な地山岩石であることが判る。

図 4.8 に一軸圧縮強度とヤング率の関係を示す。また、図 4.9 と図 4.10 には Claystone と Sandstone のみの一軸圧縮強度とヤング率の関係を示す。前章で述べた坑道狭小化が発生した近傍の GT2 では Claystone においては小さい値を示しているが、Sandstone は本試験結果の中では比較的大きい値を示している。なお、GT2 では粘土層が地表から深さ 17.75m まで存在しており、コアロスも多く流動性の超軟弱土であることが推測される。

また、インドネシアの夾炭層岩石の大きな特徴の一つとして挙げられる高いスレーキング特性についての把握のため、耐スレーキング性試験を行った。その結果を表 4.7 に示す。ここで、Durability Index（耐スレーキング指数）値が大きければスレーキング耐性が強く（Classification；R-D）、値が小さければスレーキング耐性が弱い（Classification；S-N）ことを意味している。つまり、Durability Index 値が小さいほど顕著なスレーキング現象を示すため、もし坑内湧水があればスレーキングによる強度劣化が危惧される。この点からも

スレーキング性を十分に考慮した採掘設計が必要である。

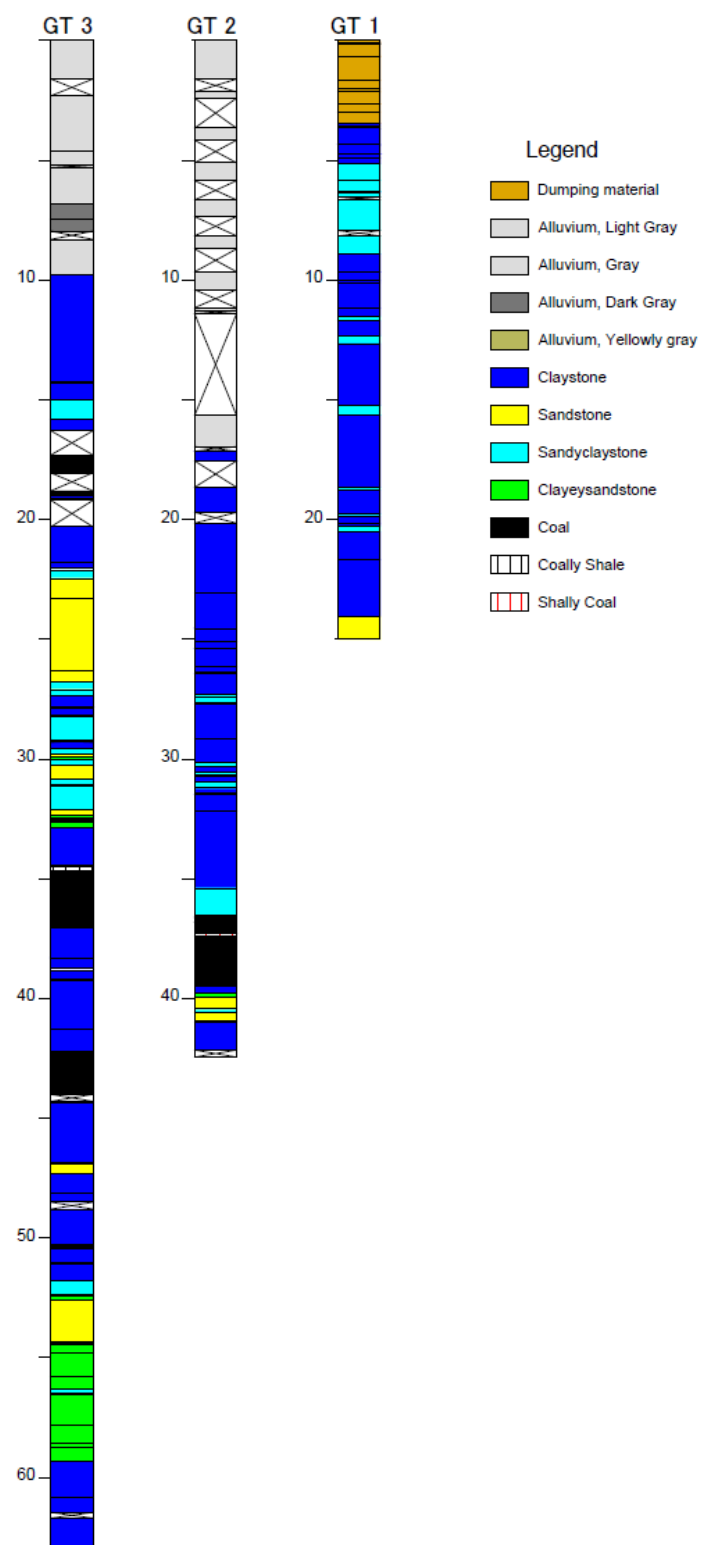


図 4.7 GT1～GT3 試錐柱状図

表 4.2 分析供用試料数

試験項目	分析項目	試錐名			計
		GT_01	GT_02	GT_03	
密度試験	湿潤密度	4	5	14	23
	乾燥密度				
	飽和密度				
	含水比				
	飽和度				
	間隙率				
	間隙比				
一軸圧縮試験	一軸圧縮強度	4	5	14	23
	ヤング率				
	ポアソン比				
三軸圧縮試験	内部摩擦角	-	-	2	2
	粘着力	-	-	2	2
圧縮引張試験	引張強度	4	5	15	24
超音波伝播速度測定試験	P 波速度	2	2	6	10
耐スレーキング性試験	Durability Index 性指数	4	4	4	12

表 4.3 物理的特性

試料No.	試料深度 (M)	岩相	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥 密度 (g/cm ³)	飽和密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	飽和度 (%)	間隙率 (%)	間隙比
GT-01/SPL 05/PP-01	14.15・14.65	Claystone	2.00	1.97	2.05	1.44	35.71	7.93	0.09
GT-01/SPL 08/PP-02	15.65・16.65	Sandy Claystone	2.11	2.02	2.15	4.25	68.42	12.54	0.14
GT-01/SPL 09/PP-03	16.65・17.15	Claystone	2.03	2.00	2.08	1.41	36.36	7.77	0.08
GT-01/SPL 13/PP-04	19.65・20.15	Claystone	2.02	1.99	2.07	1.66	42.86	7.72	0.08
GT-02/SPL 6/PP-01	23.05・23.70	Claystone	2.00	1.95	2.03	2.60	63.64	7.97	0.09
GT-02/SPL 10/PP-02	26.15・26.55	Claystone	2.00	1.94	2.02	2.91	69.57	8.13	0.09
GT-02/SPL 16/PP-03	30.65・31.55	Claystone, Sandy Claystone	2.07	2.00	2.10	3.50	75.00	9.34	0.10
GT-02/SPL 18/PP-04	32.15・32.66	Claystone	2.00	1.97	2.05	1.75	44.44	7.76	0.08
GT-02/SPL 28/PP-05	39.45・40.45	Sandstone	2.28	2.17	2.37	5.02	55.56	19.63	0.24
GT-03/SPL 04/PP-01	9.30・9.73	Aluvium	2.10	2.00	2.17	4.80	56.82	16.92	0.20
GT-03/SPL 10/PP-02	11.30・11.52	Claystone	2.00	1.95	2.03	2.36	58.33	7.92	0.09
GT-03/SPL 26/PP-03	14.98・15.30	Sandy Claystone	2.05	1.95	2.07	5.09	79.41	12.50	0.14
GT-03/SPL 33/PP-04	22.99・23.30	Sandstone	2.30	2.15	2.32	7.19	91.67	16.84	0.20
GT-03/SPL 52/PP-05	27.35・27.66	Claystone	2.00	1.94	2.03	3.00	70.00	8.33	0.09
GT-03/SPL 55/PP-06	28.21・28.57	Sandy Claystone	2.10	2.06	2.18	3.24	36.00	12.82	0.15
GT-03/SPL 58/PP-07	30.83・31.14	Sandy Claystone	2.10	1.98	2.11	5.92	88.24	13.28	0.15
GT-03/SPL 68/PP-08	37.65・37.90	Claystone	2.00	1.96	2.05	1.93	45.45	8.33	0.09
GT-03/SPL 83/PP-09	41.43・41.64	Claystone	2.05	2.01	2.08	2.22	64.71	6.88	0.07
GT-03/SPL 95/PP-11	49.10・49.30	Claystone	2.02	1.98	2.06	2.17	56.25	7.66	0.08
GT-03/SPL 101/PP-12	53.30・53.56	Sandstone	2.30	2.17	2.37	5.59	60.94	19.94	0.25
GT-03/SPL 109/PP-13	55.30・55.44	Clayet Sandstone	2.20	2.15	2.32	2.53	31.91	17.03	0.21
GT-03/SPL 129/PP-14	58.43・58.68	Clayet Sandstone	2.25	2.20	2.34	2.25	35.48	13.96	0.16
GT-03/SPL 133/PP-15	60.30・61.30	Claystone	2.10	2.05	2.12	2.16	65.00	6.83	0.07

表 4.4 力学的特性値（その 1）

試料No.	試料深度 (M)	岩相	一軸圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (MPa)	ポアソン比	引張強度 (MPa)	P波速度 (m/s)
GT-01/SPL 05/UCS-01	14.15 - 14.65	Claystone	1.52	37.43	0.28	0.31	-
GT-01/SPL 08/UCS-02	15.65 - 16.65	Sandy Claystone	0.49	27.12	0.29	0.08	-
GT-01/SPL 09/UCS-03	16.65 - 17.15	Claystone	2.46	66.19	0.28	0.27	2030.79
GT-01/SPL 13/UCS-04	19.65 - 20.15	Claystone	1.70	65.61	0.28	0.46	1735.28
GT-02/SPL 6/UCS-01	23.05 - 23.70	Claystone	0.24	14.75	0.30	0.17	1857.80
GT-02/SPL 10/UCS-02	26.15 - 26.55	Claystone	0.33	10.13	0.30	0.15	-
GT-02/SPL 16/UCS-03	30.65 - 31.55	Claystone, Sandy Claystone	0.17	15.92	0.30	0.07	-
GT-02/SPL 18/UCS-04	32.15 - 32.66	Claystone	0.33	17.05	0.30	0.25	-
GT-02/SPL 28/UCS-05	39.45 - 40.45	Sandstone	2.68	86.07	0.25	0.29	1952.66
GT-03/SPL 04/UCS-01	9.30 - 9.73	Aluvium	0.17	5.32	0.35	0.30	1795.29
GT-03/SPL 10/UCS-02	11.30 - 11.52	Claystone	0.17	9.34	0.35	0.09	-
GT-03/SPL 26/UCS-03	14.98 - 15.30	Sandy Claystone	0.17	6.88	0.34	0.07	-
GT-03/SPL 33/UCS-04	22.99 - 23.30	Sandstone	2.47	123.94	0.26	0.39	1588.55
GT-03/SPL 52/UCS-05	27.35 - 27.66	Claystone	1.33	42.31	0.27	0.28	-
GT-03/SPL 55/UCS-06	28.21 - 28.57	Sandy Claystone	2.32	58.00	0.29	0.36	-
GT-03/SPL 58/UCS-07	30.83 - 31.14	Sandy Claystone	2.38	116.72	0.29	0.09	2004.12
GT-03/SPL 68/UCS-08	37.65 - 37.90	Claystone	0.33	10.75	0.34	0.25	-
GT-03/SPL 82/UV-04	41.30 - 41.43	Claystone	-	-	-	-	2108.58
GT-03/SPL 83/UCS-09	41.43 - 41.64	Claystone	3.95	102.32	0.28	0.37	-
GT-03/SPL 95/UCS-11	49.10 - 49.30	Claystone	1.74	51.38	0.29	0.32	-
GT-03/SPL 101/UCS-12	53.30 - 53.56	Sandstone	1.50	82.97	0.27	0.25	2566.47
GT-03/SPL 109/BZ-13	55.30 - 55.44	Clayet Sandstone	-	-	-	0.47	-
GT-03/SPL 110/UCS-13	55.44 - 55.59	Clayet Sandstone	0.70	27.50	0.29	-	-
GT-03/SPL 129/UCS-14	58.43 - 58.68	Clayet Sandstone	3.20	115.83	0.28	0.55	-
GT-03/SPL 133/UCS-15	60.30 - 61.30	Claystone	4.87	172.89	0.28	0.38	-

表 4.5 力学的特性値（その 2）

試料No.	試料深度 (m)	岩相	粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (deg)
GT-03/SPL-120/TX-01	57.06 - 57.30	Clayey Sandstone	0.05	46.62
GT-03/SPL-122/TX-02	57.43 - 57.65			
GT-03/SPL-125/TX-03	57.80 - 57.94			
GT-03/SPL-135/TX-01	61.70 - 62.00	Claystone	0.02	44.81
GT-03/SPL-135/TX-02				
GT-03/SPL-136/TX-03	62.00 - 63.00			

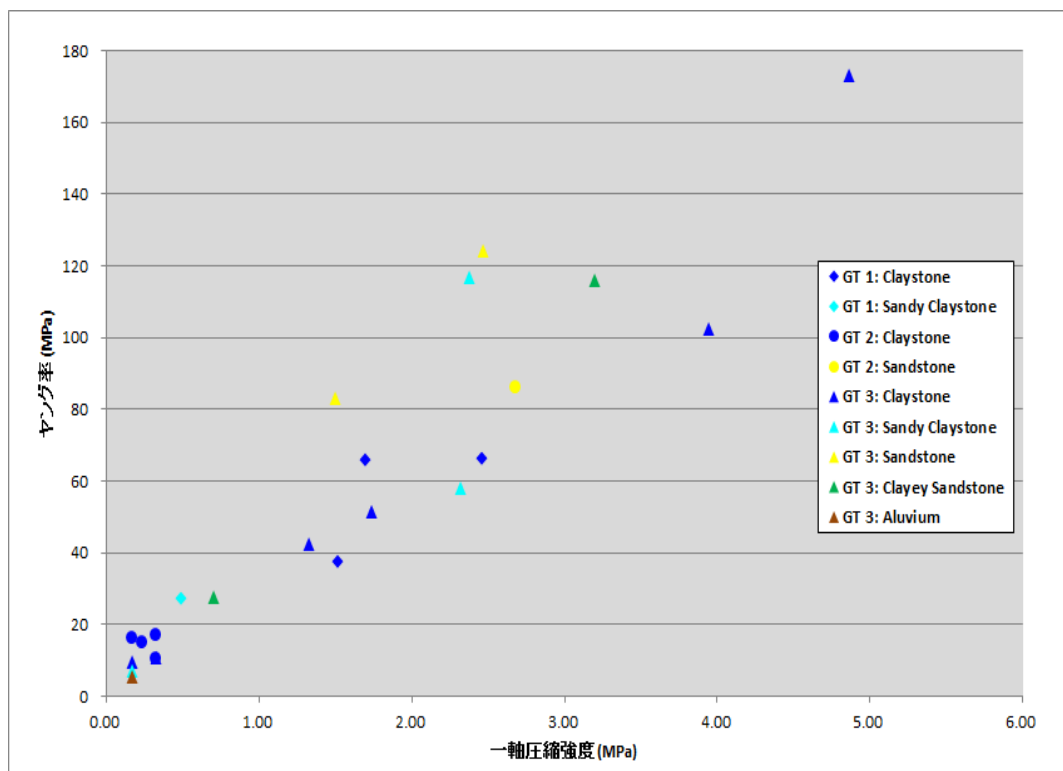


図 4.8 一軸圧縮強度とヤング率との関係

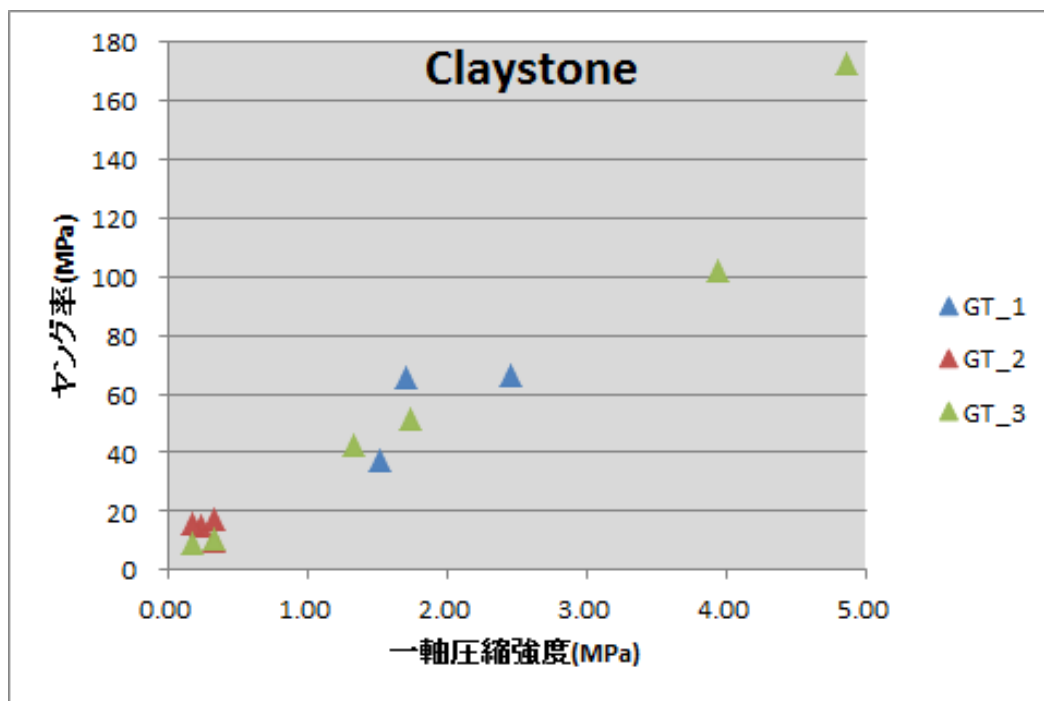


図 4.9 一軸圧縮強度とヤング率との関係 (Claystone)

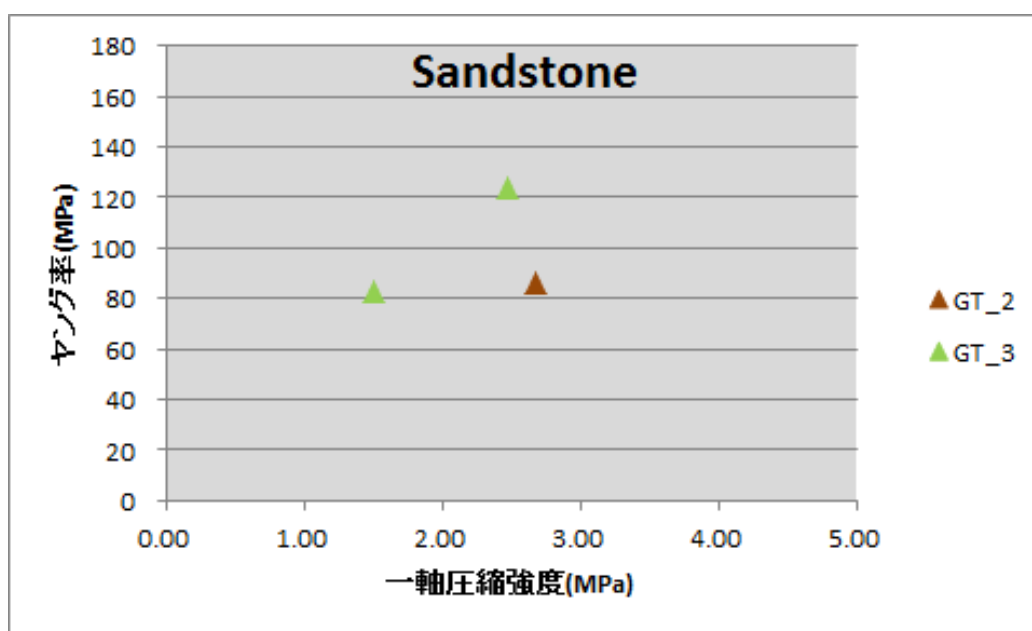


図 4.10 一軸圧縮強度とヤング率との関係 (Sandstone)

表 4.6 スレーキング特性

試料No.	試料深度 (m)	岩相	Durability Index (%)	Type of Material	Classification
GT01/SPL 07	15.23 - 15.65	Claystone	48.15	T ₂ , T ₃	S - N
GT01/SPL 08	15.65 - 16.65	Sandy Claystone	49.41	T ₂ , T ₃	S - N
GT01/SPL 11	17.65 - 18.65	Claystone	48.05	T ₂ , T ₃	S - N
GT01/SPL 12	18.75 - 19.65	Claystone	16.07	T ₂ , T ₃	S - N
GT02/SPL 07	23.70 - 24.55	Claystone	53.49	T ₂ , T ₃	S - N
GT02/SPL 11	26.55 - 27.65	Claystone	41.77	T ₂ , T ₃	S - N
GT02/SPL 16	30.65 - 31.55	Sandy Claystone	72.6	T ₁ S, T ₃	S - N
GT02/SPL 19	32.65 - 33.65	Claystone	34.55	T ₂ , T ₃	S - N
GT03/SPL 40	24.42 - 24.68	Sandstone	68.83	T ₁ S, T ₃	S - N
GT03/SPL 102	53.59 - 55.68	Sandstone	76.19	T ₁ S, T ₃	S - N
GT03/SPL 111	55.59 - 55.68	Clayey Sandstone	48.33	T ₂ , T ₃	S - N
GT03/SPL 127	58.13 - 58.30	Clayey Sandstone	52.54	T ₂ , T ₃	S - N
Type :				Classification :	
T ₁ S : soft, can be broken apart or remolded				S - N : soil like (non durable)	
T ₁ H : hard, cannot be broken apart				R - D : rock like (durable)	
T ₂ : retained particles consist of large and small pieces					
T ₃ : retained particles are small fragments					

4. 4 坑道周辺地山および坑道断面の変位量測定

4. 4. 1 測定概要

本測定では、下記4種の計測を行い、坑道周辺地山と坑道断面の変位量について把握するため、①天盤・側壁変位量計測、②鋼枠変形計測、③坑道断面変位計測、④コンクリートライニング変位量計測、を行った。

4. 4. 2 天盤・側壁変位計測

図 4.11 に示す箇所において、Telltale および Extensometer を打設し、各箇所における天盤・側壁内の変形量計測を行った。打設本数はそれぞれ Telltale ; 13 本、Extensometer ; 18 本である。Telltale および Extensometer の天盤・側壁内打設図を図 4.12 に示す。

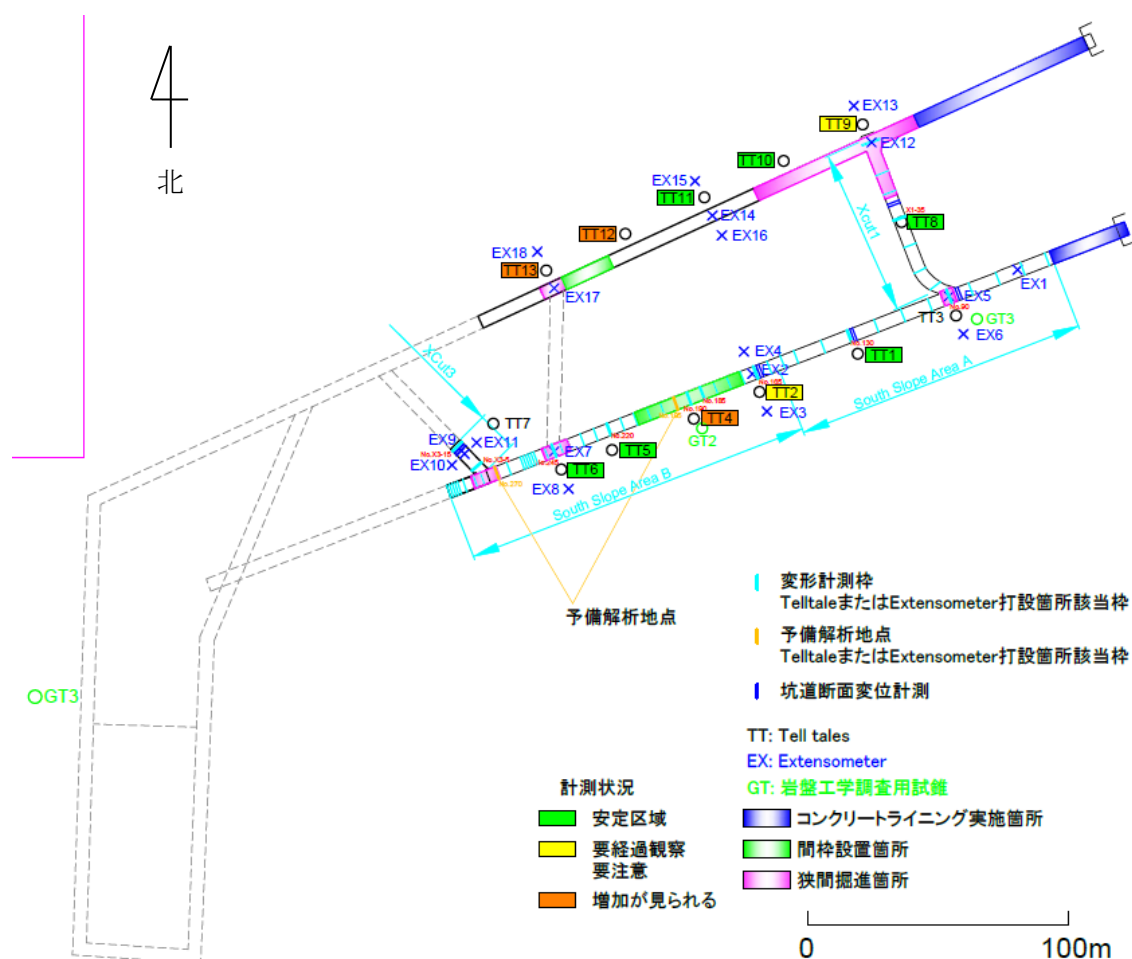


図 4.11 Telltale および Extensometer 打設箇所

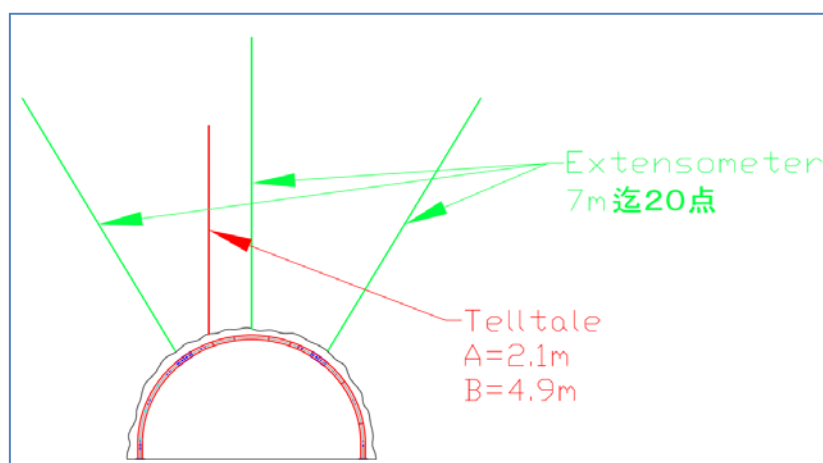


図 4.12 Telltale および Extensometer 打設方法

Telltale は 2 点のアンカーを天盤内に打設し、変位計を目視計測することで、各アンカーおよび天盤間変位量を計測する。図 4.13 にこの状況を示す。アンカー A、B の天盤からの打設深度はそれぞれ 2.1m、4.9m とした。ただし、北斜坑 1 目貫交差部に打設した Telltale (TT09) については、坑道上部 4.5m～6.6m に粘土帯の分布がボーリング結果から予想されていたため、アンカー B を通常深度に打設した場合、粘土とのカバーが薄くなることから 3.9m の位置に打設している。



図 4.13 Telltale 概略図および打設作業

Extensometer は 20 点のマグネットアンカーを天盤または側壁内に打設し、各アンカーおよび天盤・側壁間の変位量を計測した。図 4.14 にこの機器や打設状況を示す。また、各マグネットアンカーの天盤・側壁からの打設深度を表 4.7 に示す。ただし、上述 TT09 と同様の理由で、Extensometer 2 本 (EX12、EX13) については 3.3m までとしている。



図 4.14 Extensometer 概略図および打設・計測作業

表 4.7 マグネットアンカー打設深度

Anchor	Position	Anchor	Position	Anchor	Position	Anchor	Position	Anchor	Position
1	0.3m	5	1.5m	9	2.7m	13	4.0m	17	5.6m
2	0.6m	6	1.8m	10	3.0m	14	4.4m	18	6.0m
3	0.9m	7	2.1m	11	3.3m	15	4.8m	19	6.5m
4	1.2m	8	2.4m	12	3.6m	16	5.2m	20	7.0m

4.4.3 鋼枠変形計測

南斜坑（図 4.6、図 4.11）の 4 箇所の（Area A、Area B、Xcut 1、Xcut 3）鋼枠において、その変形計測を行った。各枠において、図 4.15 に示す 15 点の座標を測量機器（トータルステーション）により測量を行い、座標の変化により変形量を求めた。この水平変位量は絶対値で表し、垂直変位量については正を枠上方向変位、負を枠下方向変位とした。なお、用いた測量機器は±5mm を許容誤差としているため、計測結果の判断には留意が必要である。

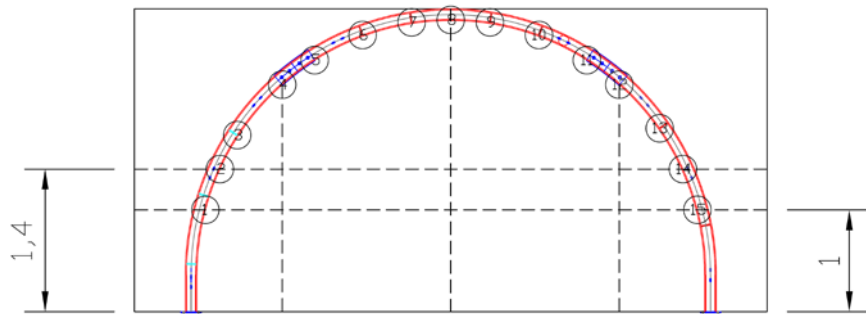


図 4.14 鋼枠変形計測ポイント (①～⑮)

4.4.4 坑道断面変位計測

図 4.15 に示すように、坑道左右側壁、坑道天井に測点を設け、側壁間水平距離および天盤高さ垂直距離をテレスコメーターまたはレーザー距離計を用いて計測し、坑道断面の変位量とした。なお、水平距離および垂直距離ともに負を坑道狭小化として表すが、計測器具の使用上において最大数 cm の人的誤差が生じることは避けられない。

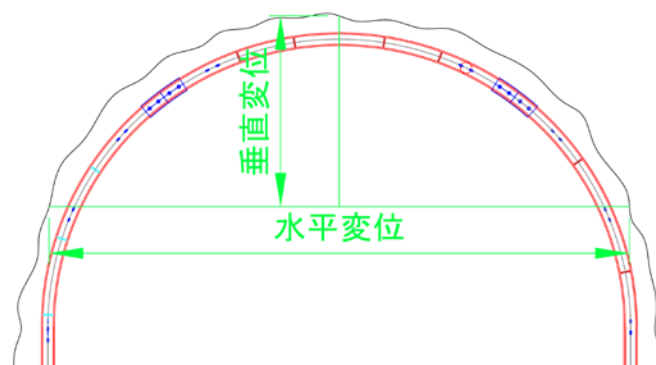


図 4.15 坑道断面変位計測概略図

4.4.5 変位量測定結果と考察

1) 結果の概要

坑道周辺地山の変位量を把握することは、予期せぬ天盤崩落を防ぐ意味、および坑道地山性状、応力状況との関連について知見を得、坑道設計に生かす意味で重要である。調査期間中 Telltale ; 13 本 (TT01～TT13)、Extensometer ; 18 本 (Ex01～Ex18) では 1 回／日の測定を続け、鋼枠変形・坑道断面変形等の測定も 1 回／週程度の頻度で行った。図 4.16 (図 4.11 再掲) に、2016 年 2 月末時点での各箇所の変位の状況を総括的に示す。ここで、変位が安定状態に入っていると考えられる箇所は緑色、変動している箇所はオレンジ色で示している。以下に、この各箇所が安定状態にあるか否かの判定について、周辺地山の状態と変位挙動の関係からの検討結果を詳述する。各箇所の天盤の地質柱状図は図 4.17 のとおりである。

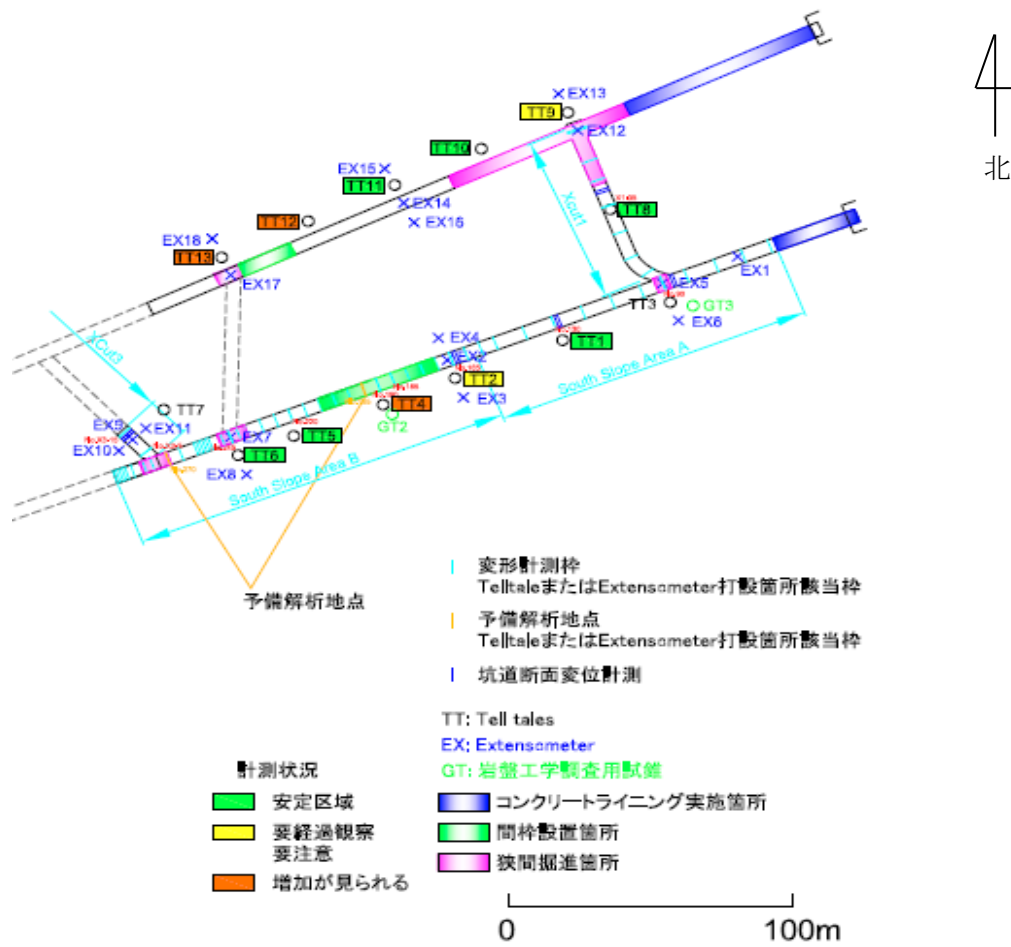


図 4.16 岩盤・鋼棒変位計測位置および変位状況図

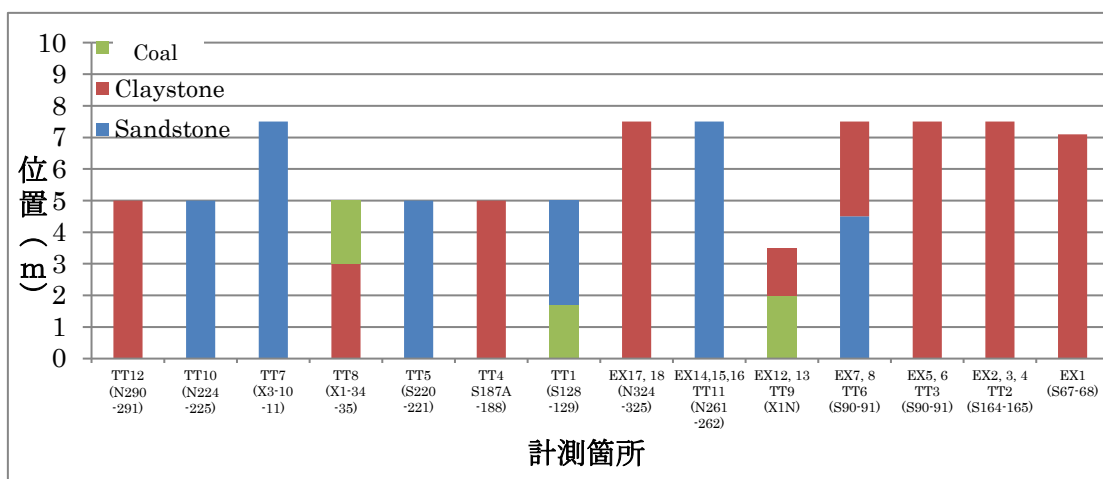
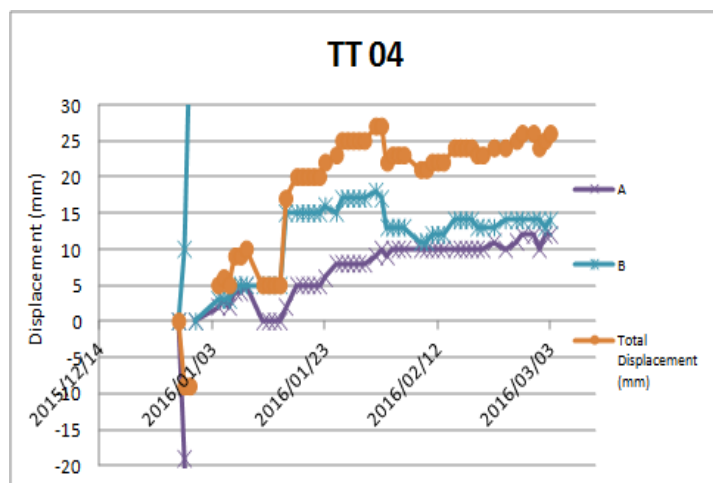


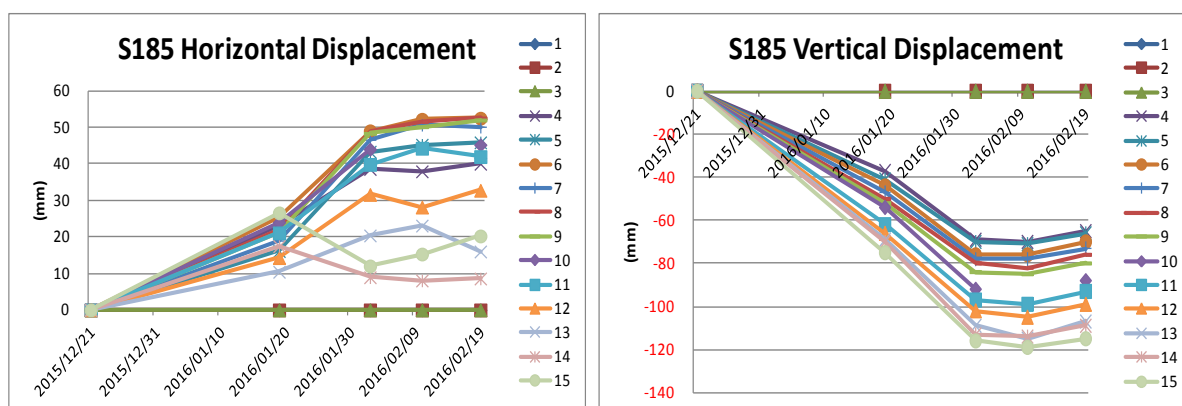
図 4.17 各計測箇所の天盤柱状図

2) 天盤岩質の相違による比較

南斜坑において、坑道天端から上部 5m の天盤が Claystone のみで構成される TT04 と Sandstone のみで構成される TT05 の計測結果を比較する。TT04、TT05 付近における計測結果を図 4.18 および図 4.19 にそれぞれ示す。図 4.19 より、TT05 付近では計測開始時既に変位はほぼ止まっており、鋼枠変形 (枠 No.S220、以下同) も計測初期において約 10mm の変形が認められるもののその後安定している。一方、TT04 付近では、TT05 より先に掘進・支保が行われて土被りも小さいにも拘わらず、図 4.18 に示すように計測開始後も 20mm 程度の変位が増大し、鋼枠変形 (S185) も約 10mm の変位した後は安定化している。ここで、表 4.8、表 4.9 に示したコア試験結果から Claystone と Sandstone の力学的特性を比較すると、Sandstone に比べ Claystone の一軸圧縮強度およびヤング率が著しく小さいことから、天盤が Claystone である TT04 の方が Sandstone である TT05 に比べて変位量が大きくなったと考える。

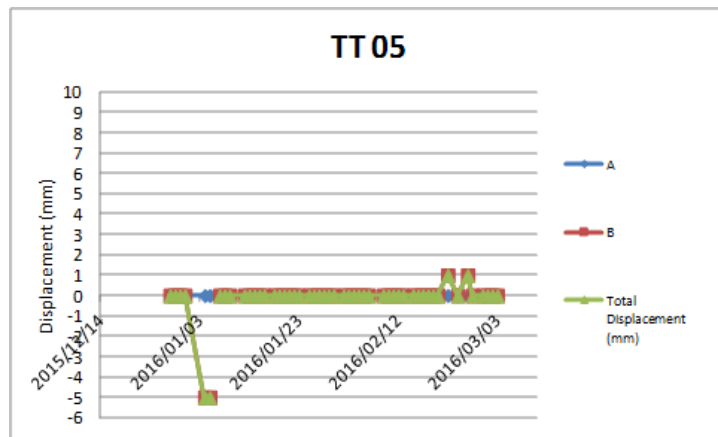


(a) TT04 計測結果

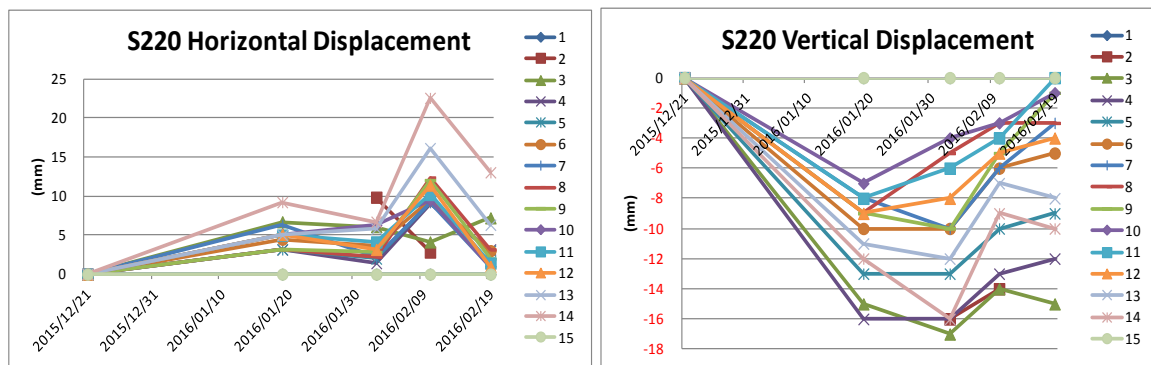


(b) 鋼変形量測定結果 (S185 枠)

図 4.18 TT04 付近の計測結果



(a) TT05 計測結果



(b) 鋼枠変形量測定結果 (S220 枠)

図 4.19 TT05 付近の計測結果

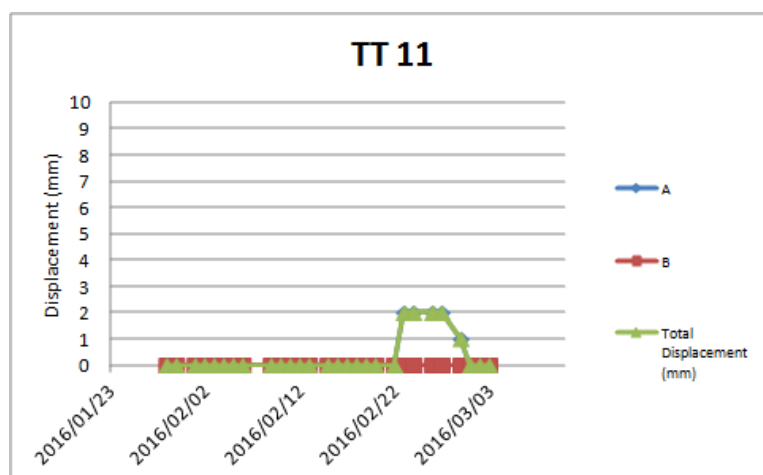
表 4.8 深度-25m 付近 Claystone 強度試験結果

Core No.	Depth	Litho	σ (MPa)	E(MPa)	ポアソン比
GT02	23.05-23.70	Claystone	0.24	14.75	0.30
GT02	26.15-26.55	Claystone	0.33	10.13	0.30
GT03	27.35-27.66	Claystone	1.33	42.31	0.27
Ave.			0.63	22.40	0.29

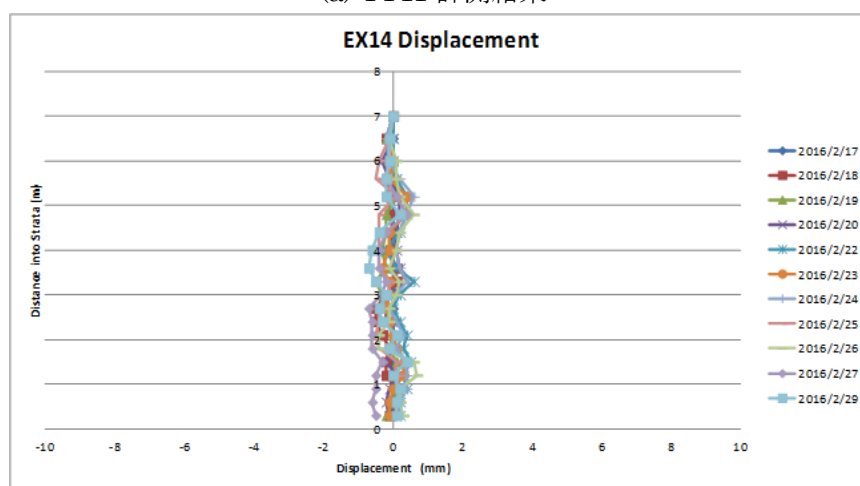
表 4.9 深度-30m 付近 Sandstone 強度試験結果

Core No.	Depth	Litho	σ (MPa)	E(MPa)	ポアソン比
GT02	39.45-40.45	Sandstone	2.68	86.07	0.25
GT03	22.99-23.30	Sandstone	2.47	123.94	0.26
Ave.			2.58	105.01	0.26

北斜坑においても、天盤が Sandstone である TT11 と Claystone である TT12 で同様な傾向が認められる。TT11、TT12 付近における計測結果を図 4.20 および図 4.21 にそれぞれ示す。TT11 打設時の掘進切羽からの距離は 16m であり、図 4.20 より TT11 打設後の計測された総変位量は 0mm、同箇所 Ex14~16 では最大 2mm 程度の変位が認められたものの以降の変位の増大が認められないことから、打設時の掘進切羽距離 16m で既に応力平衡状態になっていたものと考ええる。一方、図 4.21 に示すように、隣接する TT12 では、2 月 15 日以降アンカーBに変化が認められその変位量は 10mm であった。同日の掘進切羽からの距離は約 32m であり、掘進の影響により坑道上部 4.9m~2.1m 間における緩み領域の進展が推察される。このように、天盤の岩相によって掘削から安定化までの変形挙動が大きく異なり、とくに軟弱な Claystone では安定化までに長い時間を要するとともに大きな変形が発生することから、最適支保システムの選択や坑道の挙動評価指針および長期安定化対策が示唆される。



(a) TT11 計測結果



(b) Extensometer 計測結果 (Ex14, Center)

図 4.20 TT11 付近計測結果

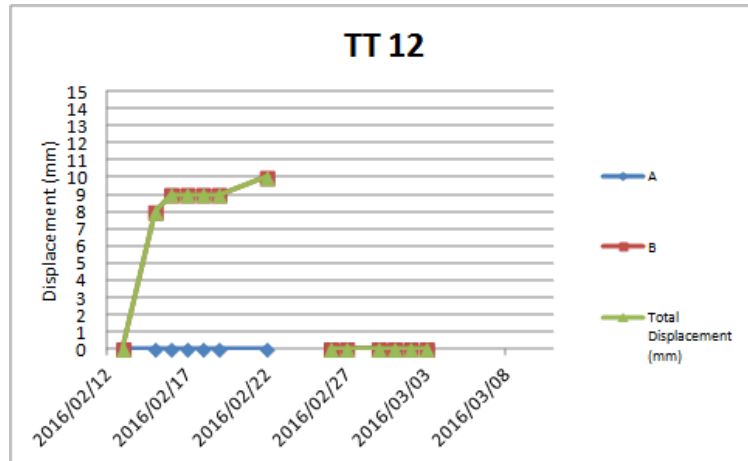


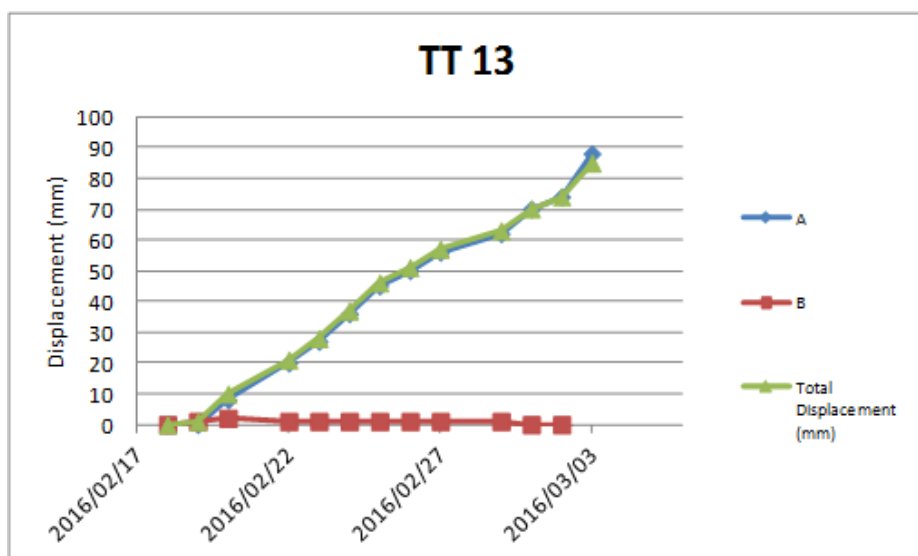
図 4.21 TT12 計測結果

天盤が Claystone からなる地山における掘進、支保直後からの地山挙動をさらに考察するため TT13 付近の地山挙動に着目してみる。北斜坑の掘進切羽から 3.4m に位置する TT13 近傍では、坑道天端から上部 7m が Claystone であり、図 4.22 に示す TT13 および Ex17 の測定結果から、時間の経過に伴い天盤の緩み領域が上方に進展しており、天盤の変位量が増大していることがわかる。また、速やかな変形の収束ならびに安定化は望めず、引き続き緩み領域の上方への進展ならびにそれに伴う天盤変位量の増大が予測される。したがって、このような箇所では、基幹坑道の長期的維持には 2 次支保の導入を含めた対策が必要であると考ええる。この意味から後の第 5 章では、計測結果に基づく地山と支保の応力変化の分析により、軟弱地山における追加支保の選択ならびに 2 次支保の導入基準について論じる。

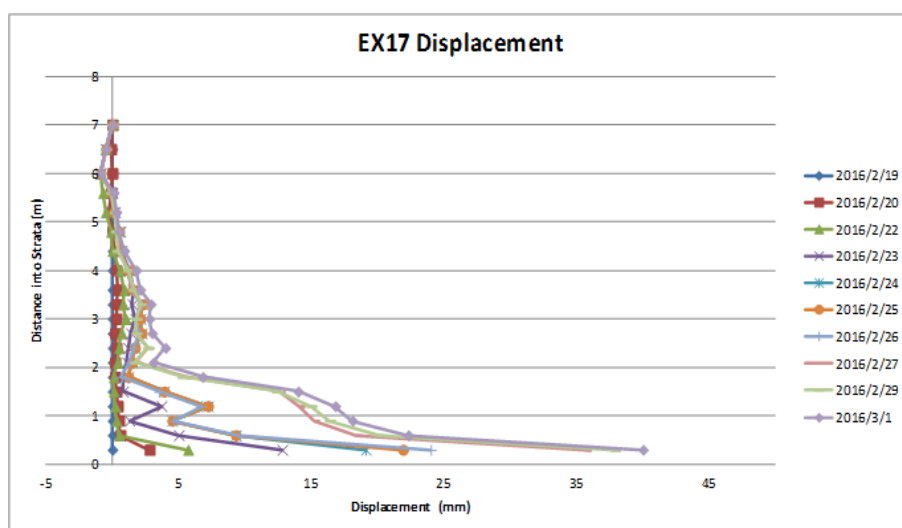
3) 天盤内層理面の存在

次に、天盤地山中に層理面が存在する場合について検討を行った。TT08 近傍では、坑道天端から 3m 前後付近での層理面の存在が推測され、天端からこの層理面までが Claystone、その上部が Coal となっている。図 4.23 に TT08 における計測結果を示す。この図の測点 A (2.1m) と B (4.9m) を見ると、B の変位が 3mm 程度まで増大した後、ほぼ安定している。また、TT09 近傍では、坑道天端から 2m 前後付近での層理面の存在が推測され、天端からこの層理面までが Coal、その上部が Claystone となっている。図 4.24 に TT09 における計測結果を示す。途中までは TT08 と同様な傾向が現れている。

何れの場合も両測点の間に層理面を挟んでいるため、これらの結果から、層理面近傍で天盤地山の分離が発生して時間の経過に伴い分離が徐々に拡大し、層理面以下の部分の荷重が鋼枠に直接作用するようになり、鋼枠の変形を助長すると推察される。この結果から、坑道上部の層理面の位置は坑道の安定性に大きな影響を及ぼすと考えられ、この点も十分考慮した支保設計が必要であると考ええる。

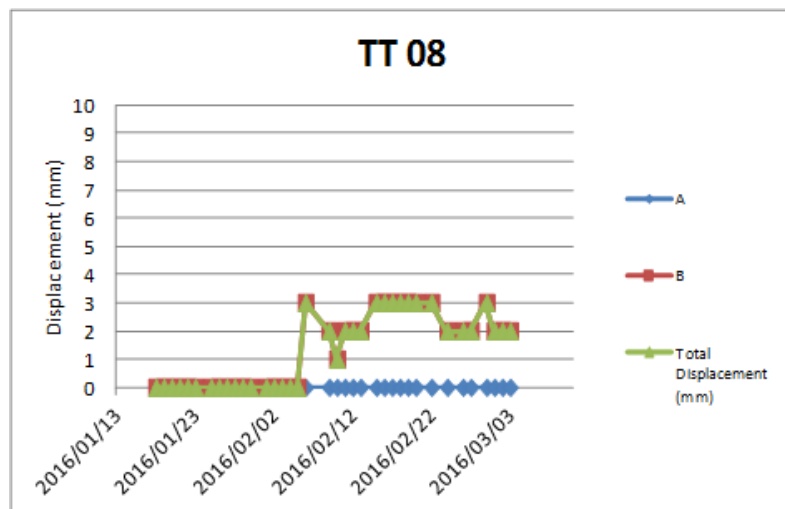


(a) TT13 計測結果

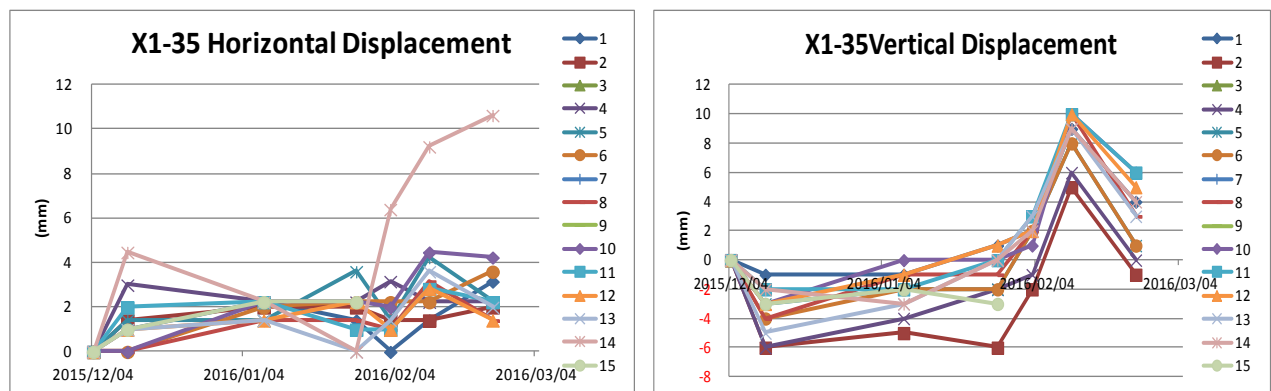


(b) Extensometer 計測結果 (Ex17, Center)

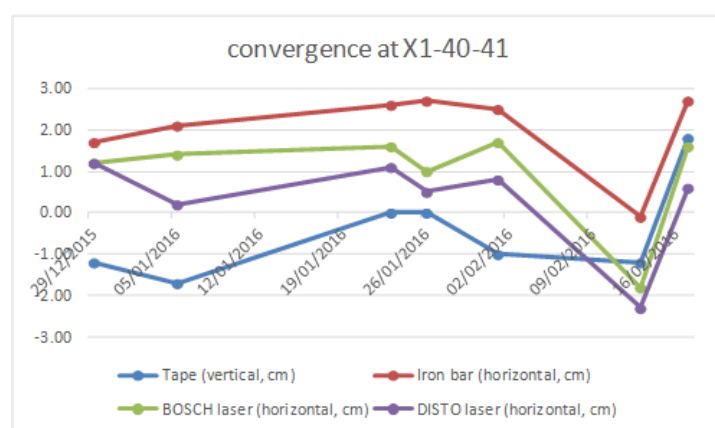
図 4.22 TT13 付近計測結果



(a) TT08 計測結果



(b) X1-35 枠変位計測結果



(c) X3-15 枠変位計測結果

図 4.23 TT08 付近計測結果

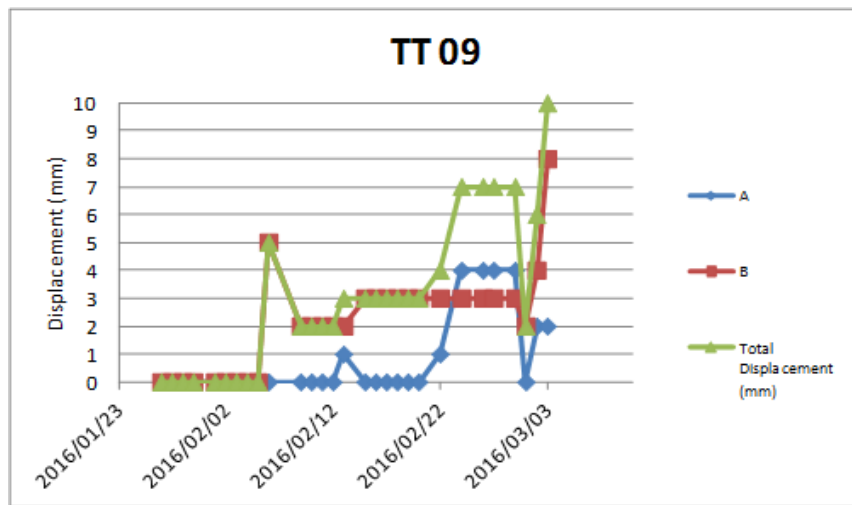


図 4.24 TT09 計測結果

以上 2)、3) の検討結果から、坑道天盤地山の岩質によって地山挙動は大きく異なり、Claystone のような軟弱層が存在し、その地山中や近傍を掘進する場合には、大きな変形が予測されるとともに平衡状態に至るまで比較的長い時間を要し、その賦存状況および位置によって坑道の安定性に大きく影響を及ぼすことが明らかとなった。また、天盤地山中の層理面のような弱面の存在も同様である。

4. 5 支保に用いた鋼枠試験

4. 5. 1 試験概要

鋼枠の安定性を評価することは、最終的には鋼枠が支保機能を果たすかどうか、すなわち坑道断面を維持できるかどうかの評価を行うことを意味する。GDM 炭鉱で使用している I 型鋼枠を図 4.25 に示す。インドネシアでは日本で製作されるような引き抜き I 型鋼ではなく、ウェブとフランジを溶接して製作されており、また補強する目的でリブを入れてある。この鋼材 SS400 の公称性能は、降伏応力 292MPa, 引張強度 429MPa である。使用鋼材、形状とも日本の JIS 規格に適合するものではあったが、本格的に使用するには多少の不安感があった。そこで、安全を期して鋼枠の構造物としての物性値を把握するため、GDM 炭鉱で使用している I 型鋼と同じ材質・断面で供試体を製作し以下の方法で鋼枠試験を行った。

4. 5. 2 試験方法

試験種類は鋼枠材曲げ試験であり、図 4.26 に示す 7 種の試験 (No.1~No.7 試験) を行った。供試体は、リブ付き・リブなしの直線 I 型鋼、鋼枠梁材と同じ曲率を持つ I 型鋼、その中央部をパージ接続したものの 4 種類を作成し、荷重の方向を縦・側方からの 2 つの方向から計 7 種類の曲げ試験を行った。各試験の荷重方向、支点、拘束条件はこの図に示すとおりである。

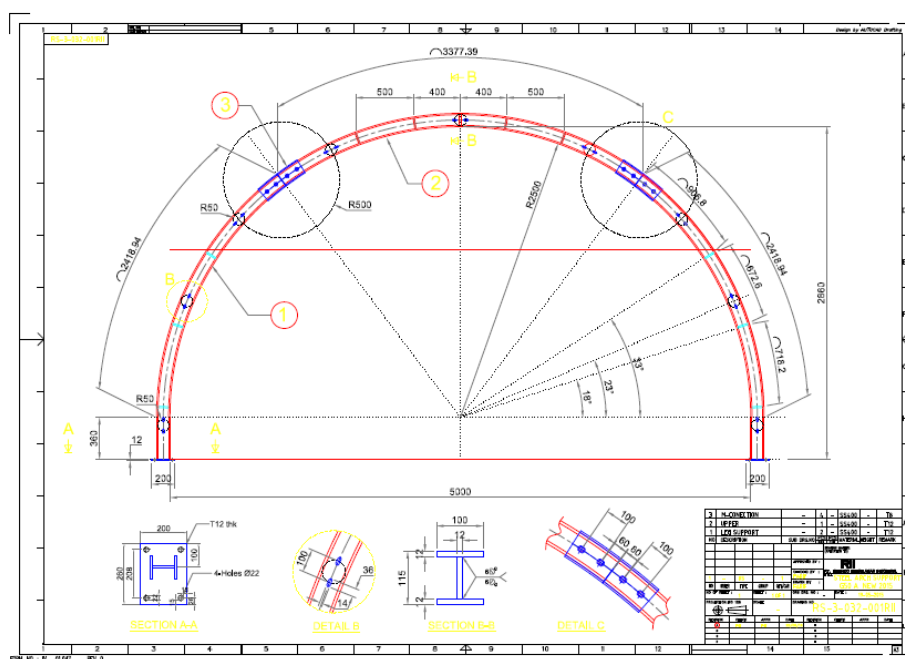
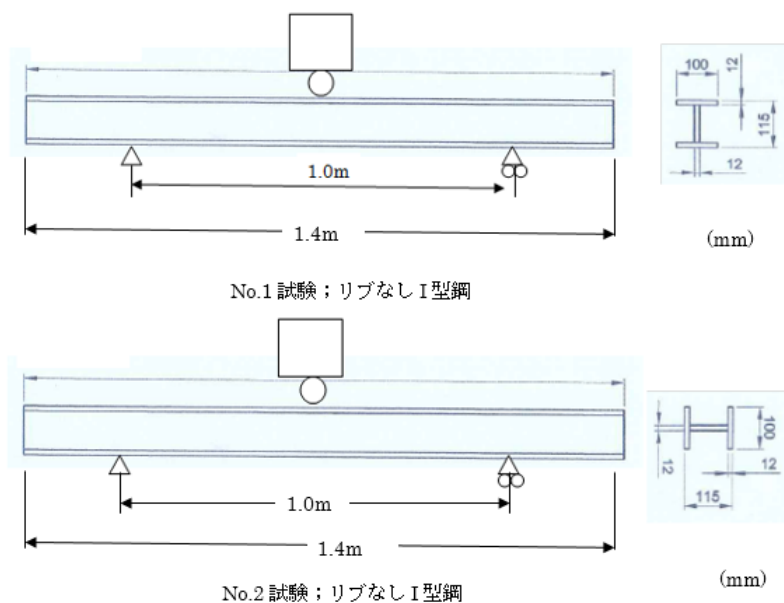
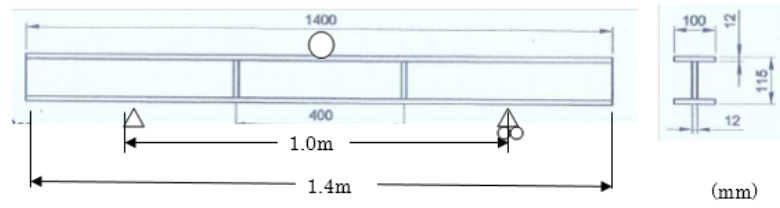


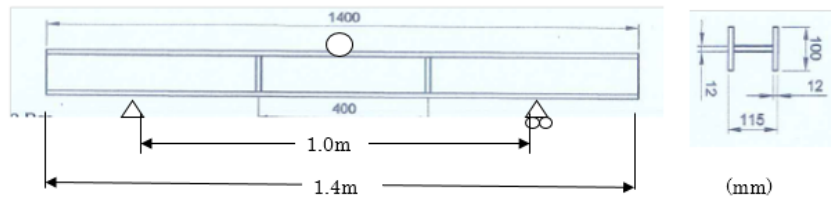
図 4.25 GDM I 型鋼棒(G50A 棒)

試験法の概要は次のようである。すなわち、中央から最大荷重能力 46 トンのピストンによりローラー接点で試供体の中心を下押しし、中央部および中央部から 20cm、40cm の位置のたわみ量を読み取り記録する。中央部のたわみ量測定は荷重とともに連続的に記録し、中央部から 20cm、40cm 離れた位置でのたわみ量は荷重 10 トン毎に記録する。全ての試験において、押し下げシリンダーのストロークが 5cm～8cm までのため 3 ステップに分け、第 1 ステップはセンサーによる自動読み取り、第 2 ステップはたわみ量が約 10cm まで、第 3 ステップはたわみ量が約 15cm まで曲げ試験を行った後、マニュアルでたわみを測定する。

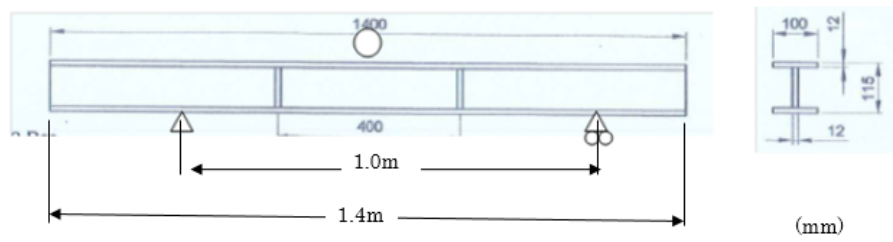




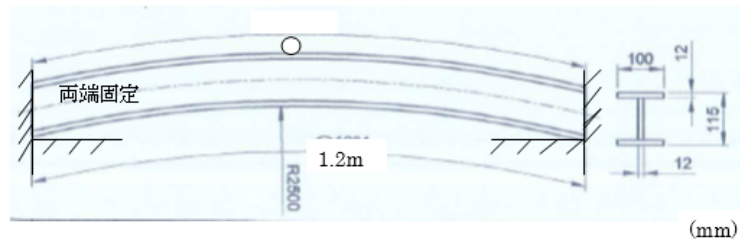
No.3 試験；リブ付き I 型鋼



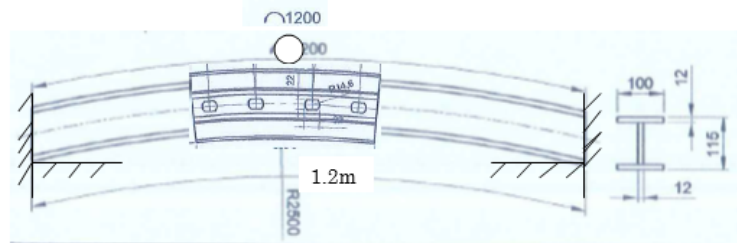
No.4 試験；リブ付き I 型鋼



No.5 試験；No.3 試験と同じで、繰り返し荷重試験。



No.6 試験；両端固定、リブなし I 型鋼



No.7 試験；No.6 試験と同じで、2 部材にしてペーシ接続

図 4.26 I 型鋼（SS400）の鋼材曲げ試験方法

4.5.3 試験結果と考察

図 4.27(a)～(g)に各試験の鋼材中央部での荷重－変位図を示す。また、図 4.28(a)～(f)に、試験の様子、試験供用部材、試験後の部材の状況等の数例を示す。これら各試験の第 1 ステップの結果から、各試験毎の最大荷重、最大たわみ、構造物としてのヤング率、降伏荷重を求めると表 4.10 となる。

実験から得られた考察結果をまとめると以下のようなものである。

1) リブ付きとリブなしの相違

I 型鋼の縦方向からの No.1 試験と No.3 試験を比較すると、リブ付きの方が降伏曲げ荷重で 12.6kN 増、ヤング率で 7.4GPa 増であり、リブを入れることにより剛性が大きくなる効果が認められる。一方、側方からの No.2 試験と No.4 試験を比較すると、リブ付きの方が降伏曲げ荷重で 7.9kN 増、ヤング率は 1.5MPa 増と縦方向に比べると効果が小さい。横方からの荷重に対しては枠間に切り張りを入れることにより対抗できるので、主に縦方向から荷重に対する補強としてリブを入れる必要がある。

2) I 型鋼の上方荷重、横方向荷重に対する支持力

リブなし、リブ付きいずれの場合でも、横方向からの荷重に対する支持力が縦方向より大きく劣る。

3) 弾性限界と残留変形、塑性後の枠支持力

No.5 試験の繰り返し荷重試験の結果より、除荷後、金属の試験片の引張り試験と同様なヒステリシスをたどって除荷前の状態に戻っている。さらに弾性限界を超え、塑性状態になっても構造物として、荷重を支える能力を保持している。また、その後たわみ量 10cm まではウェブ、フランジ部分とも亀裂、破壊は見られない。

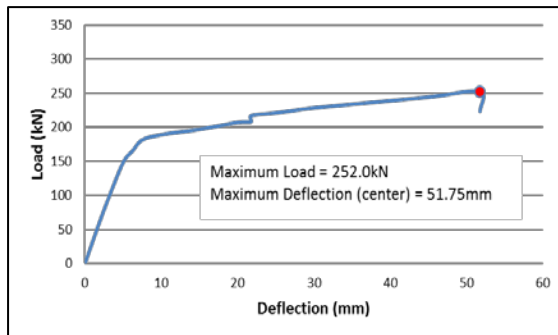
4) 溶接部の影響

全ての試験結果図において直線部分、曲線部分において連続している。もし、溶接部分の剥離あるいは亀裂の発生が認められれば、一時的に応力が開放され、瞬間的に荷重が下がり、その後は剥離あるいは亀裂が拡大し、繰り返し載荷に伴いその曲線の勾配も変化すると考えられる。このような現象が認められないことから、弾性範囲、塑性範囲において、溶接の剥離あるいは亀裂は発生していないと考えられる。

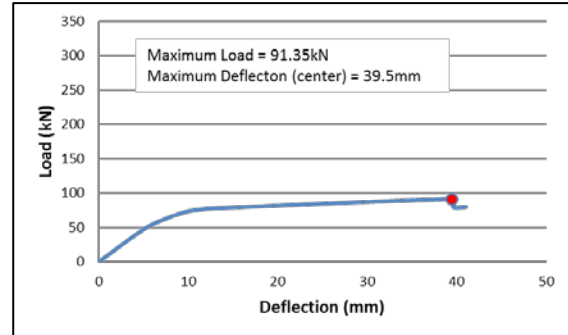
また、試験 No.1～No.4 において、たわみ量約 15cm まで実施した第 3 ステップ試験後、溶接部分の詳細な観察を行ったが、溶接部の剥離、亀裂等の異常はなかった。したがって、溶接は問題なく施工されており強度に与える影響はないと判断される。

5) 直材とアーチ形材の相違

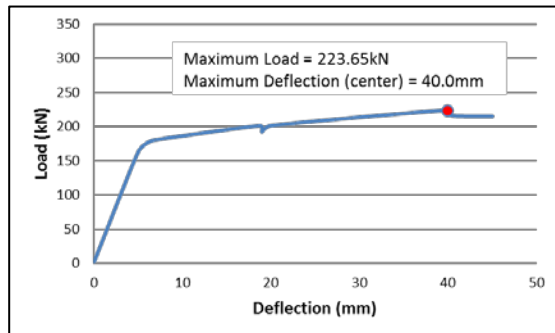
アーチ形の試験では、両端を固定としていたためその効果が大きく、形状による相違は特定できなかった。



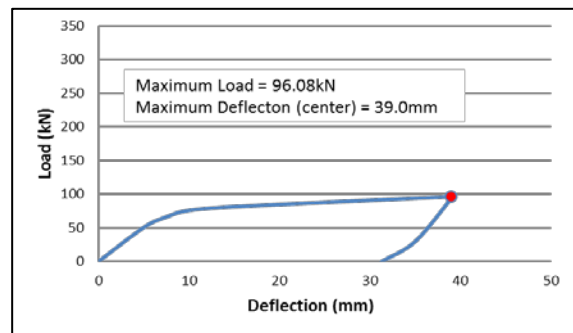
(a) No.1 試験



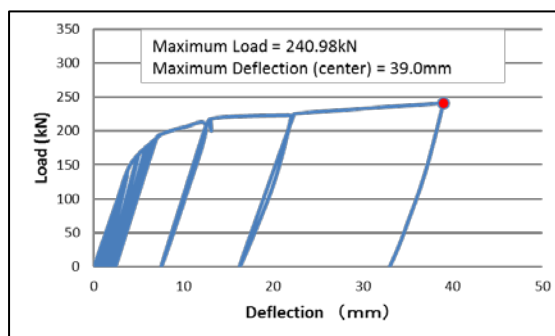
(b) No.2 試験



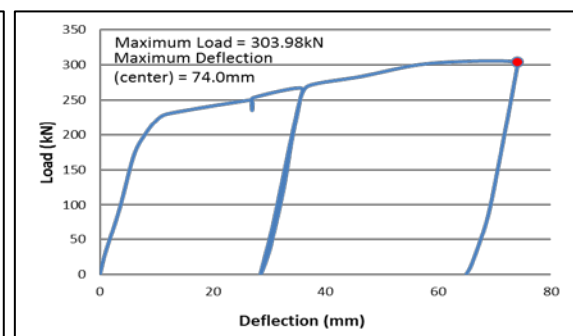
(c) No.3 試験



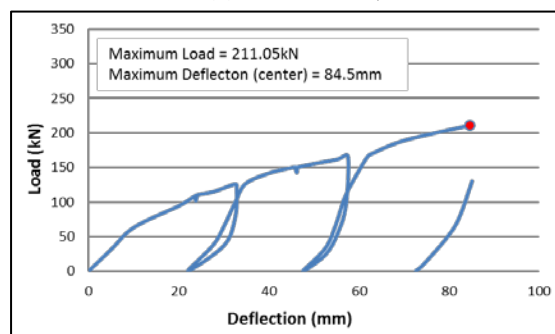
(d) No.4 試験



(e) No.5 試験



(f) No.6 試験



(g) No.7 試験

図 4.27 各試験の鋼材中央部での荷重－変位図



(a) 試験装置・供試部材セッティング



(b) 供試部材



(c) 試験の様子(No.1)



(d) 試験終了後の供試部材(No.1)



(e) 試験の様子(No.6)



(f) 試験終了後の供試部材(No.6)

図 4.28 試験の様子等

表 4.10 試験結果

	構造物としての試験結果				構造物としての物性値		
	最大曲げ荷重 (kN)	最大たわみ量 (mm)	降伏曲げ荷重 (kN)	降伏たわみ量 (mm)	ヤング率 (GPa)	降伏応力 (MPa)	座屈応力 (MPa)
試験1	252	51.75	149.625	5	87.2	300.9	293.7
試験2	91.35	39.5	55.125	6.25	41.6	156.1	149.5
試験3	223.65	40	162.225	5	94.6	326.3	318.5
試験4	96.08	39	63	6.75	44	178.3	170.2
試験5	240.98	39	165.375	5	96.4	332.6	324.6
試験6	303.98	74	181.125	6.25	-	-	-

鋼材：SS400（インドネシア製）公称：降伏応力：292MPa, 引張強度：429MPa

6) ペーシの有無

No.7 試験の荷重－変位図は他のそれと形状が異なり、荷重負荷当初から直線領域で示される弾性領域がなく、グラフの勾配も一定していない。これは、ペーシ部分が枠材に完全には密着していないため、荷重負荷開始後ペーシを変形させながらその空間を小さくしつつ荷重が使われているためと考えられる。その後荷重が伝わり始めて勾配は急になるが、除荷後に再荷重した後、再びペーシと枠を固く密着させる仕事に荷重が使用されるため、勾配が緩くなっている。この意味からペーシ接合部においては、初めから弾性体ではないと考えられる。

4.5.4 炭鉱の坑道安定性評価に関わる GDM 炭鉱鋼枠の評価

GDM 炭鉱で使用する SS400 材を用いた鋼枠 G50A の強度が今後の深部化に対応可能か否かの評価については、本試験で得られた鋼枠の構造物としての降伏応力を、坑道支保に関する坑道安定性解析を行う際の鋼枠支保の降伏応力として設定し、数値解析を行うことにより検討した。次節にこの数値解析を述べる。

4.6 坑道周辺地山の挙動解析

GDM 炭鉱における支保および坑道の安定性評価を行うため、数値解析により坑道周辺地山の安定性について種々検討を行った。すなわち、最終残壁の安定性について検討を行うとともに、現在の支保システムを用いた場合の基幹坑道の安定性およびその支保効果について検討を行い、現在の支保システムについて評価を行った。さらに GDM 炭鉱では、その坑口の設定および開発方法から、ほぼ炭層の傾斜方向に沿って基幹坑道を掘進することから、今後採掘深度が増大しても依然として軟弱な地山中を掘進しなければならないことが想定され、軟弱な地山条件下で地圧の増大に対応した最適支保システムを事前に検討する必要がある。そこで、今後の最適支保システムを設計するための基礎的な知見を得るため、簡易

解析モデルを用いて採掘深度が異なる場合の基幹坑道の安定性ならびに適切な支保システムについても種々検討を行った。

4.6.1 解析モデル

本解析には、非線形 3 次元有限差分法解析システム FLAC3D (ver.5) を用いた[4], [5], [6]。図 4.29 に解析に用いた基本モデルを示す。なお、本モデルは、ボーリング調査で得られたボーリングコアの観察結果および現場調査での坑道壁面の観察結果を基に採掘対象区域の地質状態を模して作成した。また、本モデルは、2 本の基幹坑道を坑口から 300m 掘進した時点の基幹坑道の安定性について評価するため、幅 180m、長さ 450m、高さ 102m の範囲とした。2 本の基幹坑道の間隔は 65m である。支保には、前節で詳述した I 型鋼の鋼製アーチ枠を用い、その断面寸法は図 4.30 に示すように、幅 5.2m、高さ 2.8m で枠間は 1.1m である。鋼製アーチ枠は梁要素でモデル化した。

解析手順は、まず坑道掘削前のモデルに重力を作用させ弾性解析を行った後、ステップ 20 m 毎に坑道を掘進した。境界条件として、上端面以外は各面に対して垂直方向の変位を固定した。本解析では、初期地圧として土被り圧のみ作用すると仮定して解析を行っている。地山は弾・完全塑性体とし、その破壊規準として Mohr-Coulomb の破壊規準式： $\tau = c + \sigma \tan \phi$ を用いた[7], [8]。ここで、 τ はせん断応力、 σ は垂直応力、 ϕ は内部摩擦角、 c は粘着力である。掘削後、直ちに鋼製アーチ枠を打設すると仮定し、支保効果が得られる前の応力解放率は 0 とした。

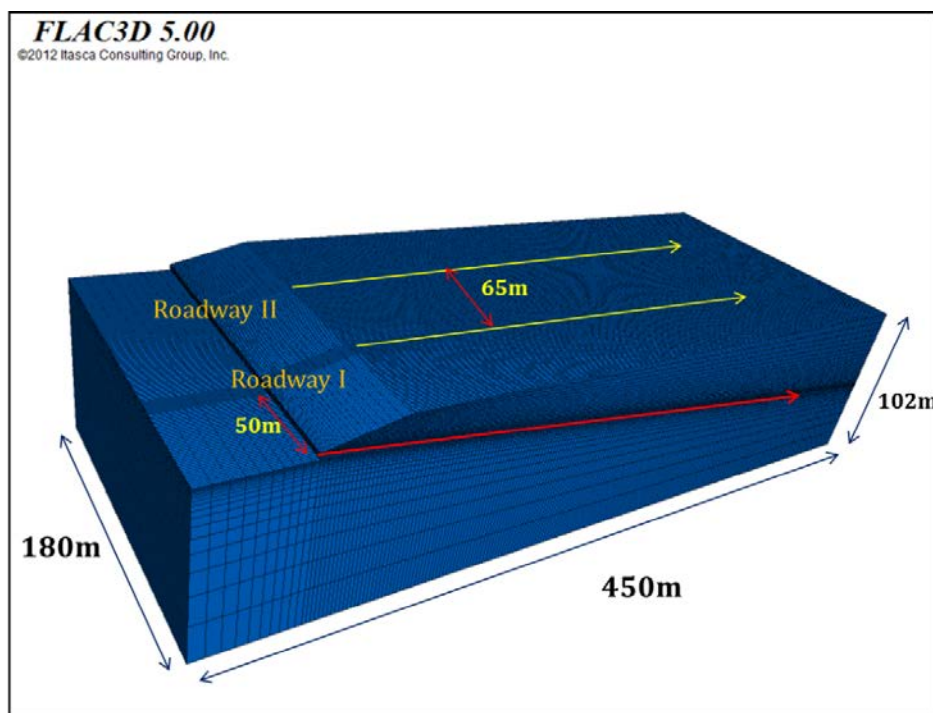


図 4.29 数値解析モデル

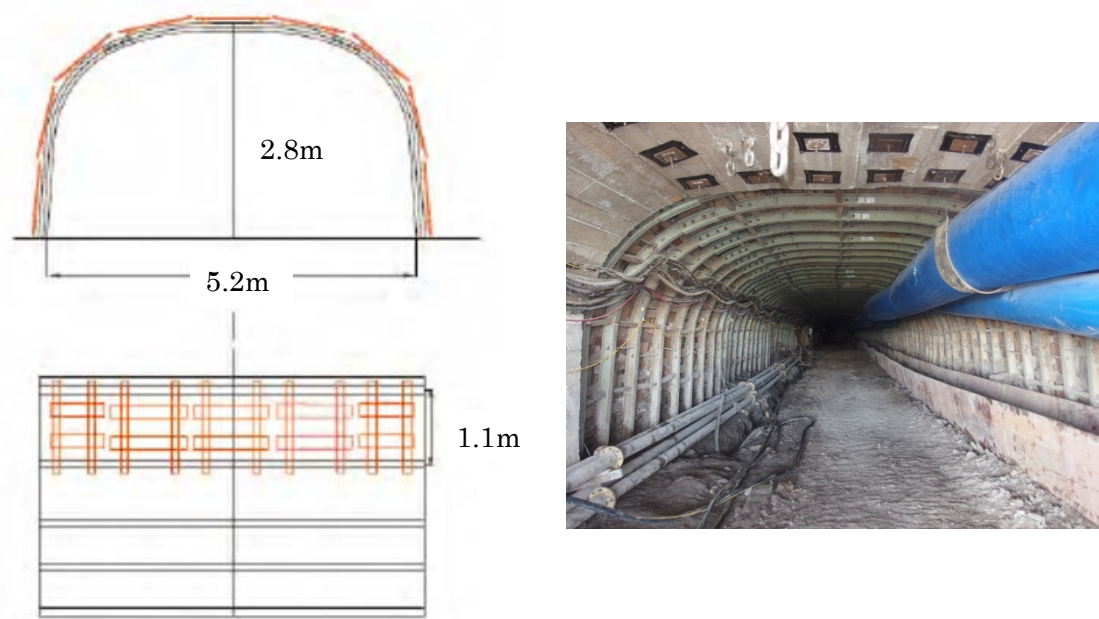


図 4.30 I 型鋼鋼製枠

表 4.11 解析に用いた地山の各種力学的パラメータ

Rock type	Density (kg/m ³)	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Tensile strength (MPa)	Cohesion (MPa)	Friction angle (deg)
Claystone	2,100	122	0.28	0.15	0.15	27

表 4.12 解析に用いた鋼製アーチ枠の入力パラメータ

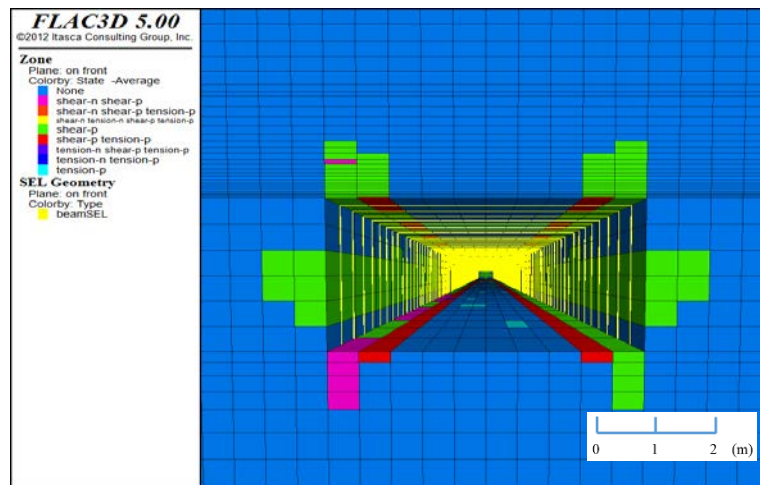
Density (kg/m ³)	Young's modulus (GPa)	Poisson's ratio	Cross sectional area (m ²)	Second moment with respect to beam SEL y-axis, I _y (m ⁴)	Second moment with respect to beam SEL z-axis, I _z (m ⁴)	Polar moment of inertia, J (m ⁴)
7,800	200	0.3	36.5×10^{-4}	732×10^{-8}	154×10^{-8}	22×10^{-8}

表 4.11 および表 4.12 に解析に用いた地山の力学的パラメータならびに鋼製枠の入力パラメータをそれぞれ示す。なお、表に示す岩石の物性値については、ボーリングで採取した試料を各種力学試験に供した結果を基に定めた。

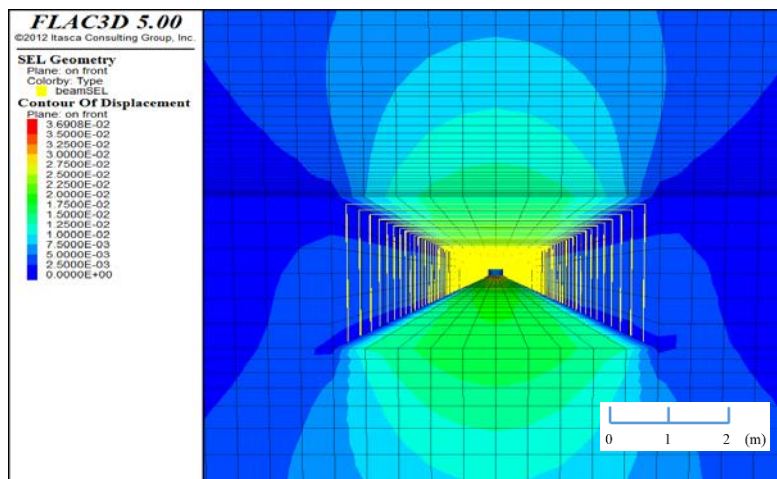
4.6.2 解析結果および坑道安定性評価

1) 現支保システムの支保効果および坑道の安定性（土被り 40m 以浅）

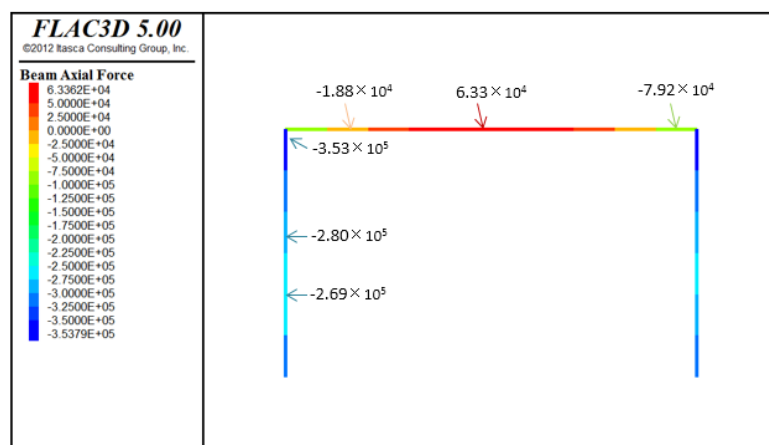
坑道形状は前掲図 4.30 に示してあるが、本解析では簡易化のため坑道断面を矩形とみなして解析し、支保システムの支保効果および坑道の安定性について検討を行った。図 4.31



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

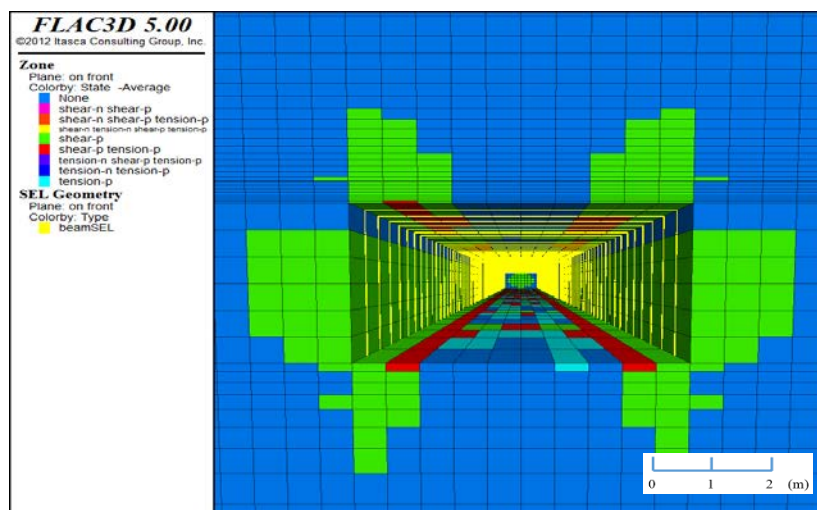


(b) 坑道周辺地山の変位量分布(単位：m)

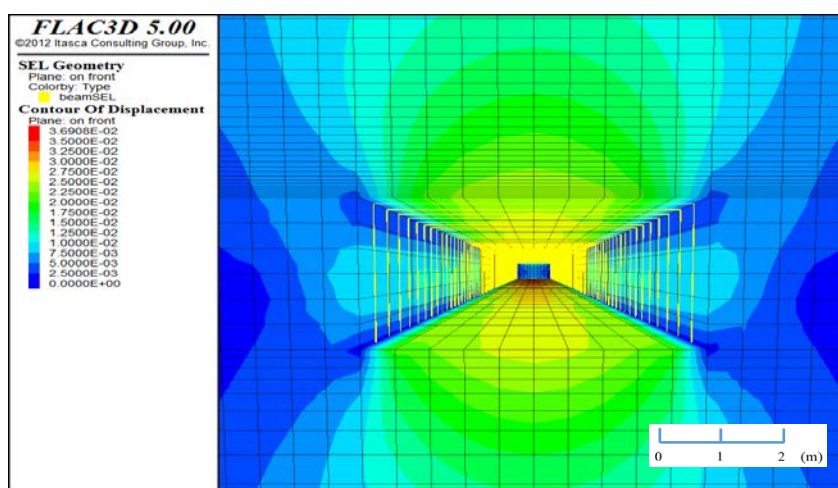


(c) 鋼製樁の軸力分布(単位:N)

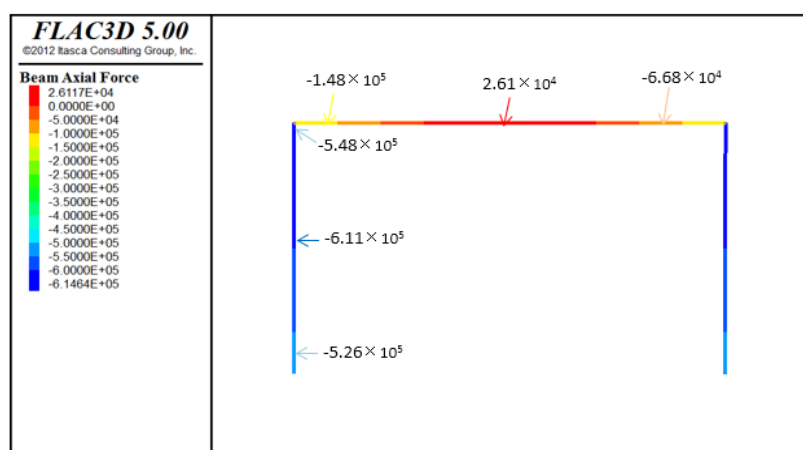
図 4.31 坑口からの掘進距離 100m 地点における解析結果（土被り：20m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

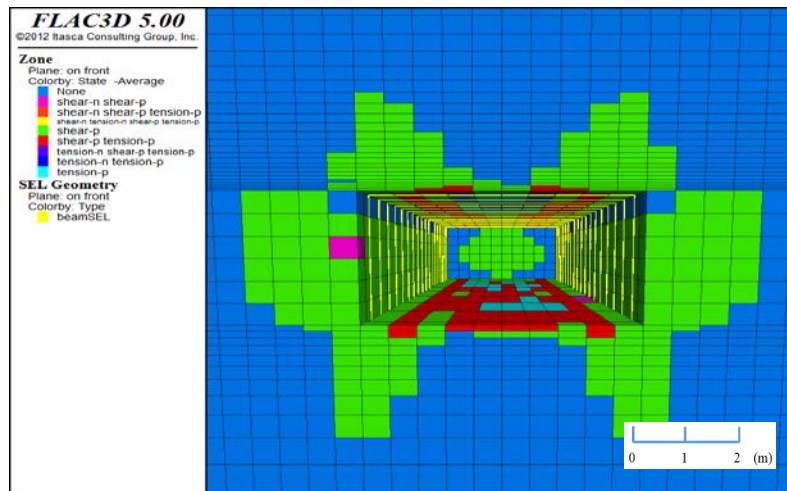


(b) 坑道周辺地山の変位量分布(単位 : m)

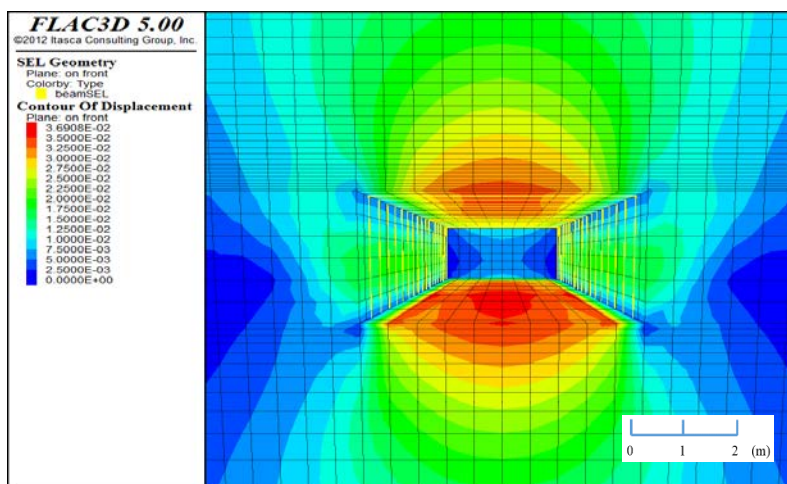


(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布(単位 : N)

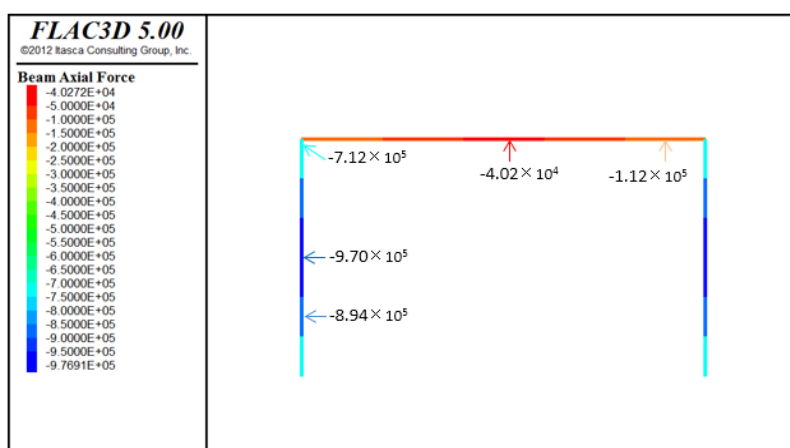
図 4.32 坑口からの掘進距離 200m 地点における解析結果 (土被り : 30m)



(a) 坑道周辺地山の破壊領域



(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）



(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

図 4.33 坑口からの掘進距離 300m 地点における解析結果（土被り：40m）

～図 4.33 に、南斜坑における坑口からの掘進距離 100m（土被り 20m）、200m（土被り 30m）、300m（土被り 40m）の位置での、坑道周辺地山の破壊状態、変位量分布および鋼製枠の軸力分布をそれぞれ示す。ここで、各図中の破壊領域の凡例については、緑色および赤色で示す要素はせん断破壊、青色および水色で示す要素は引張破壊が発生した要素を表している。

これらの結果から、坑道掘進の進行に伴う土被りの増大により、坑道周辺地山の破壊領域が増大することが判る。また、坑道周辺地山の変形量も増大し、天盤および下盤で変形量の増大が認められ、とくに下盤中央で大きな変位量が認められる。例えば、土被り 40m の場合、破壊領域は天盤および側壁において坑壁から 1.5m～2m の範囲に及び、天盤、下盤、側壁の変位量はそれぞれ 30mm、35mm、20mm 程度である。ここで、図 4.34 に示す Extensometer 9（Ex 9）の実測データを参照すると、天盤から 2m 上部付近から変位量の増大が認められ天盤で 34mm の変形量が計測されており、塑性化に伴う坑道周辺地山の緩み領域および天盤の変形量において、解析結果と Extensometer による実測結果には、ほぼ良い一致が認められると言えよう。

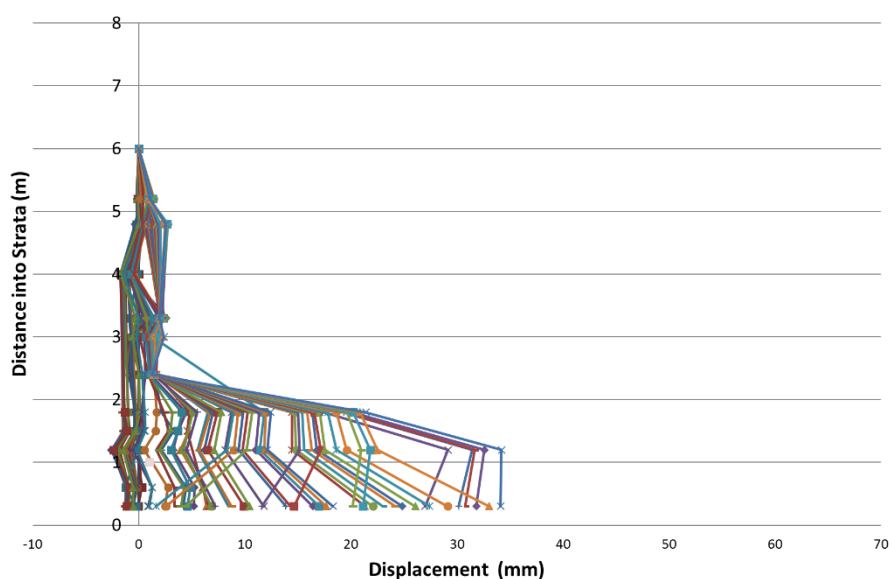


図 4.34 Ex 9 測定結果

次に、坑道の安定性を評価する基準について検討を行った。北斜坑と旧 2 目貫坑道の交差部において重圧がかかった時、鋼枠の脚部の曲げ変形および鋼枠梁部の扁平化、またはねじり変形が発生することが観察された。このことから GDM 炭鉱での支保方式では、坑道の安定性評価は、鋼枠の降伏応力で評価できると考えられる。すなわち、鋼枠に作用する応力が鋼枠の降伏応力以下である場合、鋼枠が安定して坑道の安定性維持が可能であると判断した[9]。

なお、鋼枠の降伏応力値として、鋼枠 No.1 試験結果をもとに表 4.13 に示す値を用いた。

また、鋼枠の安定性を示す指標として、安全率＝降伏応力／最大軸応力と定義した。表 4.14 に掘進坑道土被り 20m、土被り 30m、土被り 40m の場合の、鋼枠に作用する最大軸応力と安全率の関係を示す。この結果から、土被り 40m の場合においても最大軸応力 277 MPa で鋼枠の安全率が 1.09 であることから、掘進深度－40m 程度までは現在の支保システムによって坑道の維持が可能であると判断される。また、これらの解析結果は現場の状況とも一致が認められることから、本解析モデルおよび手法を用いて、今後の掘進の進展に伴う地圧および地山条件の変化に対応した支保設計が可能であると考ええる。

表 4.13 鋼枠試験結果（No.1 抜粋）

構造物としての試験結果				構造物としての物性値	
最大曲げ荷重 (kN)	最大たわみ量 (mm)	降伏曲げ荷重 (kN)	降伏たわみ量 (mm)	ヤング率 (GPa)	降伏応力 (MPa)
252	51.8	150	5	87.2	301

表 4.14 鋼枠に作用する最大軸応力と安全率

土被り (m)	最大軸荷重 (kN)	最大軸応力 (MPa)	安全率
20	353	101	2.98
30	611	175	1.72
40	970	277	1.09

2）深部化（土被り 100m 以深）に対する坑道安定性

今後開発の進展に伴い、掘進深度が増大し坑道周辺地山に作用する地圧も増大することから、深度に応じた適切な支保システムの変更が必要となる。そこで、深度の増大に伴う最適支保システムについて検討するため、図 4.35 に示すような解析モデルを用いて解析を行った。本モデルは、土被り 200m を想定したもので、解析範囲を幅 105m、長さ 250m、高さ 350m とし、均質な粘土質岩内に基幹坑道が水平に一本掘削されると想定したモデルである。境界条件として、上端面以外は各面に対して垂直方向の変位を固定した。また、初期地圧として土被り圧のみ作用すると仮定して解析を行い、地山は弾・完全塑性体としてその破壊規準として Mohr-Coulomb の破壊規準を用いた。地山の入力物性値は、表 4.15 に示す深部ボーリングコアからの各種力学的物性値を、鋼製アーチ枠の入力物性値として表 4.16 に示す値を用いた。なお、坑道断面形状はアーチ型を採用している。本検討では、土被り 100m、200m、300m を想定し、深度の増大に伴う坑道周辺地山状態の変化ならびに鋼枠に作用する応力状態に基づき支保および坑道の安定性に関して検討を行った。また、枠間についても 1.1m と 0.6m を想定し、枠間の減少に伴う坑道の安定性の改善効果についても検討した。

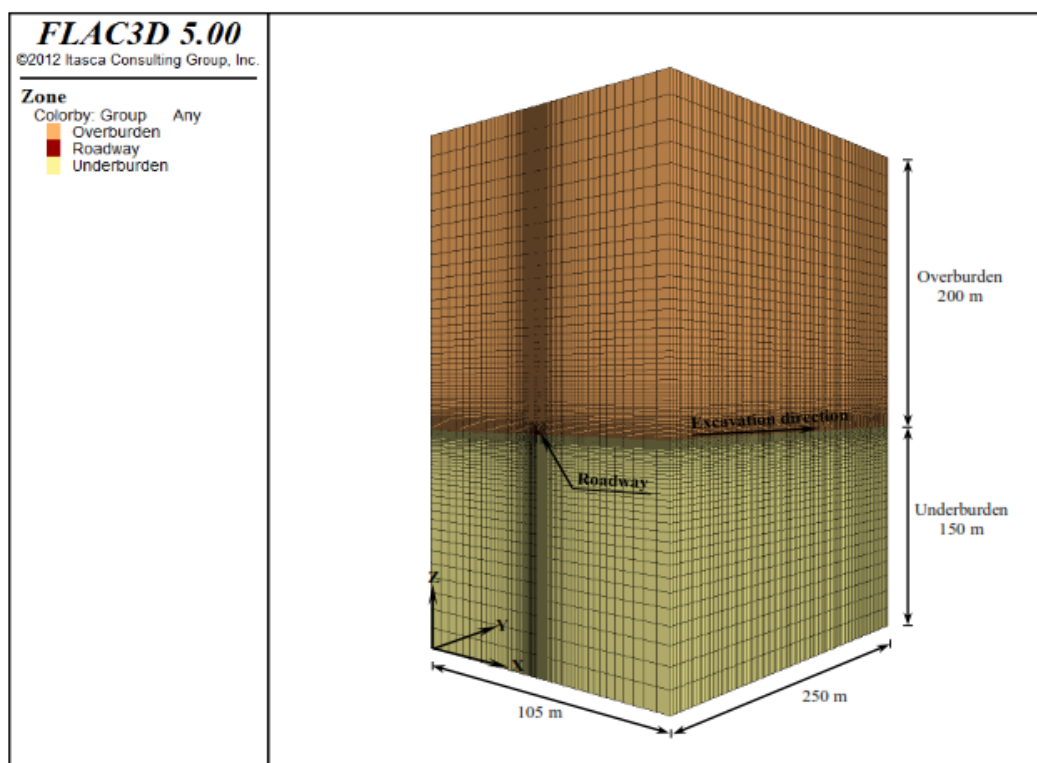


図 4.35 解析モデル（土被り 200m の時）

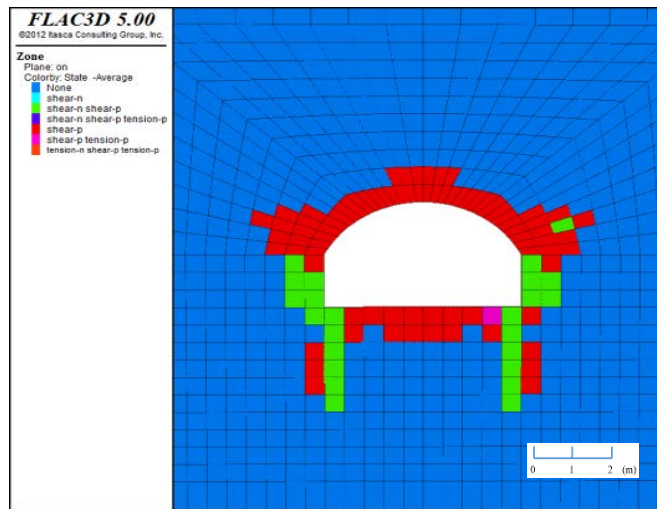
表 4.15 地山の各種力学的パラメータ

Rock types	Density (kg/m ³)	Bulk modulus (MPa)	Shear modulus (MPa)	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Tensile strength (MPa)	Cohesion (MPa)	Friction angle (deg)
Claystone	2,140	829.06	473.75	1,193.86	0.26	0.21	0.27	27.21

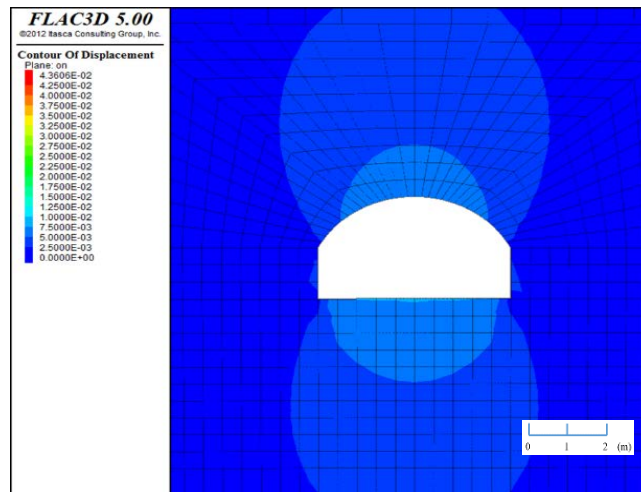
表 4.16 鋼製アーチ枠の入力パラメータ

Density (kg/m ³)	Young's modulus (GPa)	Poisson's ratio	Cross sectional area (m ²)	Second moment with respect to beam SEL y-axis, I_y (m ⁴)	Second moment with respect to beam SEL z-axis, I_z (m ⁴)	Polar moment of inertia, J (m ⁴)
7,800	200	0.3	36.51×10^{-4}	732×10^{-8}	154×10^{-8}	886×10^{-8}

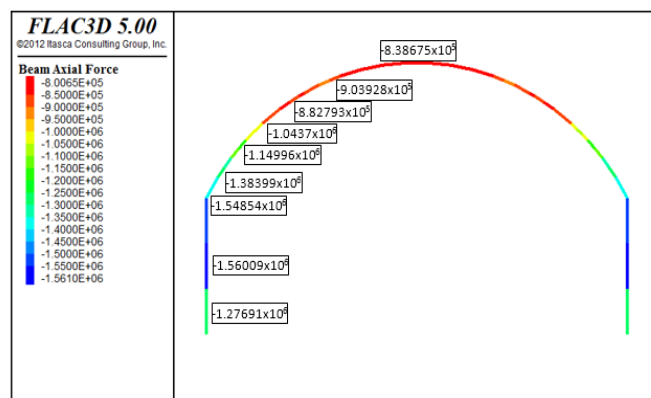
図 4.36～図 4.41 に、土被り 100m, 200m, 300m で枠間が 1.1m と 0.6m の場合の、坑道周辺地山の破壊状態、変位量分布および鋼製枠の軸力分布をそれぞれ示す。ここで、破壊領域は、緑色および赤色で示す要素はせん断破壊、青色および水色で示す要素は引張破壊が発生した要素を示している。



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

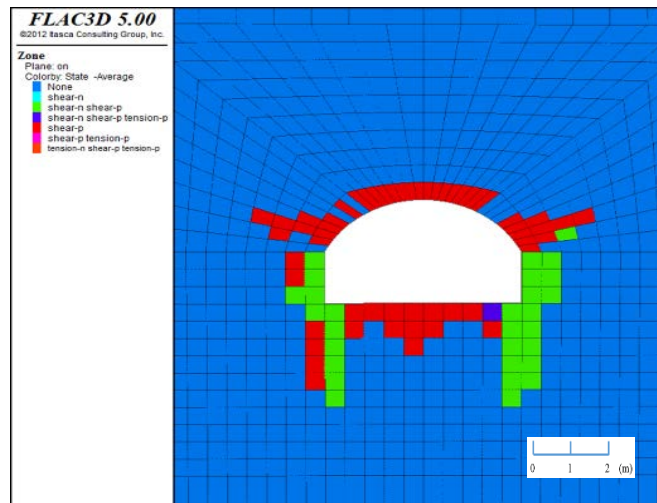


(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）

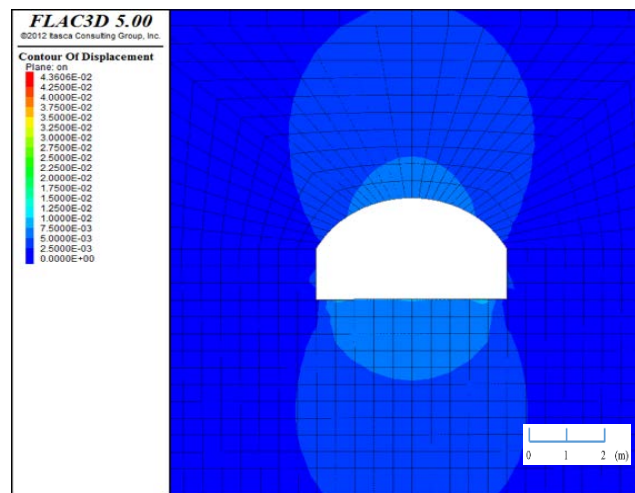


(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

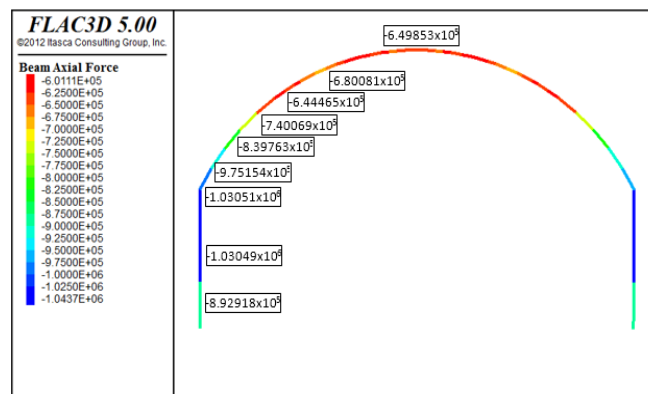
図 4.36 土被り 100m の時の解析結果（枠間 1.1m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

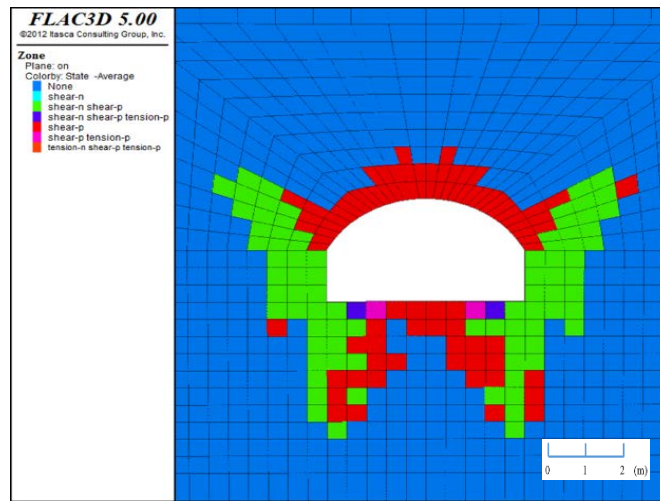


(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）

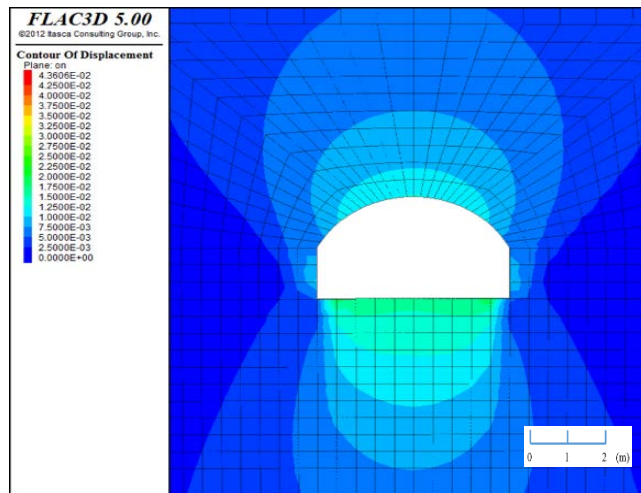


(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

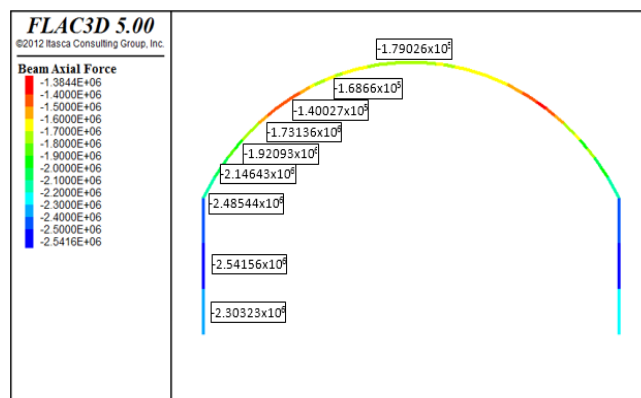
図 4.37 土被り 100m の時の解析結果（枠間 0.6m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

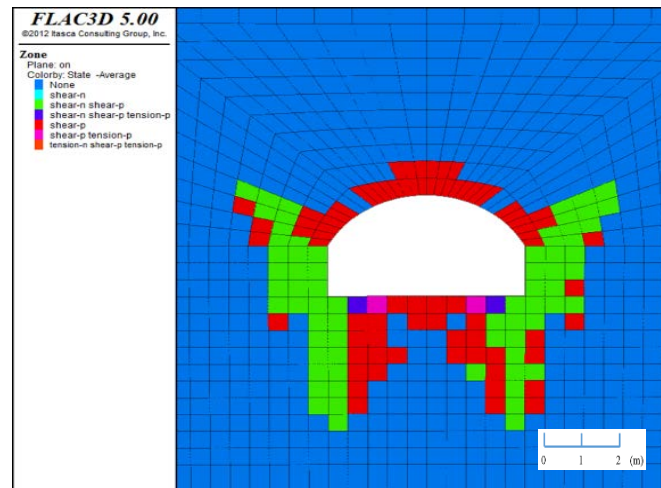


(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）

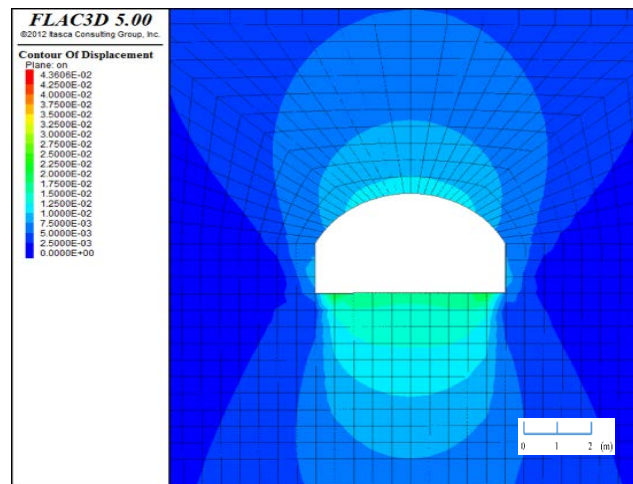


(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

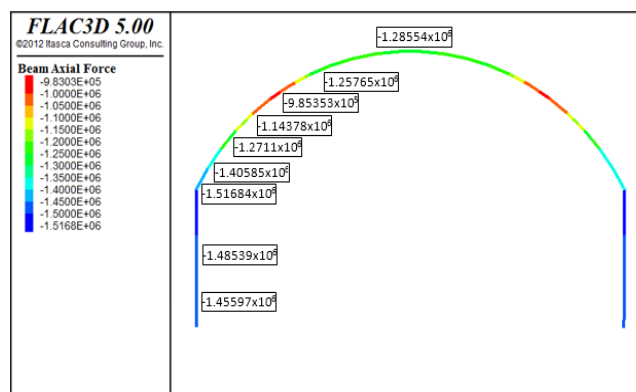
図 4.38 土被り 200m の時の解析結果（枠間 1.1m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

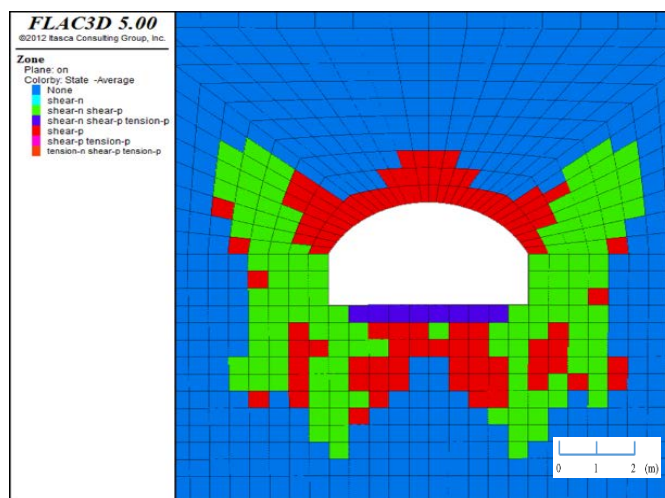


(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）

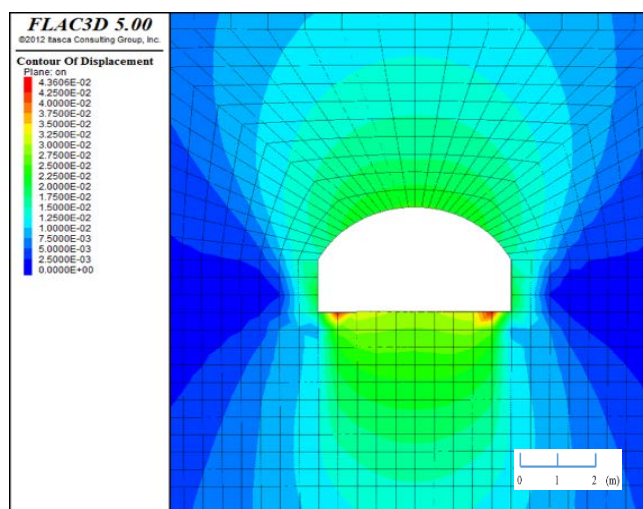


(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

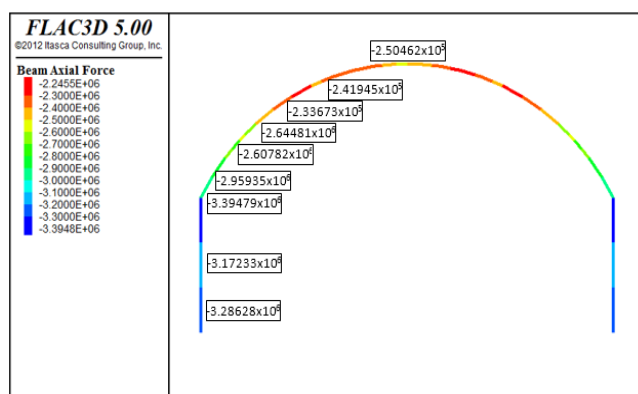
図 4.39 土被り 200m の時の解析結果（枠間 0.6m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

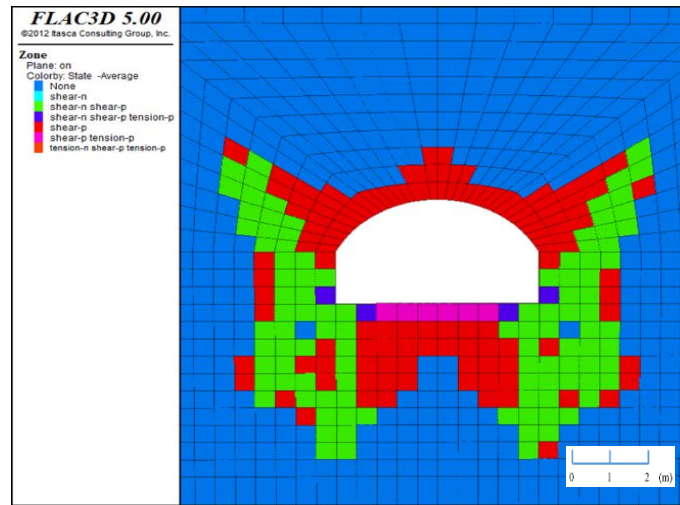


(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）

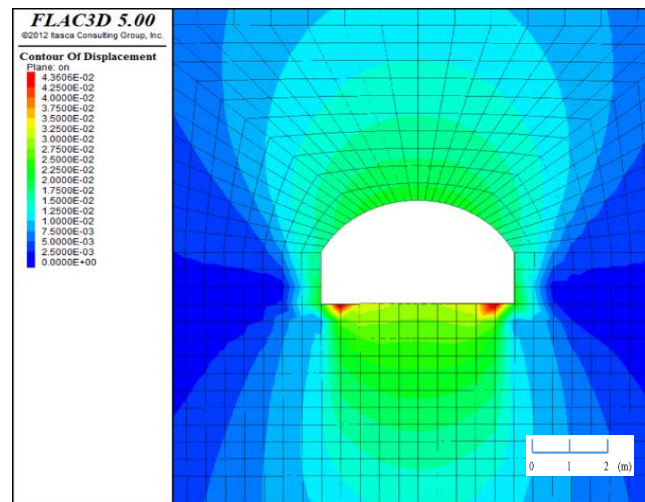


(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

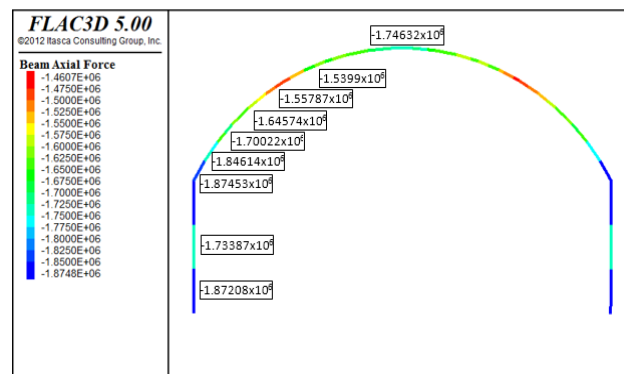
図 4.40 土被り 300m の時の解析結果（枠間 1.1m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域



(b) 坑道周辺地山の変位量分布（単位：m）



(c) 鋼製アーチ枠の軸力分布（単位：N）

図 4.41 土被り 300m の時の解析結果（枠間 0.6m）

これらの解析結果から、土被りの増大により坑道周辺地山の破壊領域の増大が認められ、とくに側壁および下盤で顕著に認められる。また、坑道周辺地山の変形量も増大し、とくに下盤が著しい。したがって、土被りの増大に伴い鋼枠に作用する応力が増大するとともに、盤膨れの発生が懸念される[10]。

本検討においても坑道の安定性を評価する基準として、鋼枠の降伏応力と鋼枠に作用する応力を用いて評価・検討を行った。表 4.17 に土被り 100m, 200m, 300m で枠間が 1.1m と 0.6m の各ケースにおける鋼枠に作用する最大軸応力と安全率の関係を示す。この結果から、現在の支保システム(枠間 1.1m)では、深度 100m で鋼枠に作用する最大軸応力 444MPa となり鋼製アーチ枠の安全率が 0.68 と 1.0 以下となり、坑道の安定性維持が困難であると考えられる。一方、枠間を 1.1m から 0.6m に小さくすることで鋼枠に作用する最大軸応力が 295MPa となり、安全率が 1.02 まで改善されるため、この枠間で坑道の安定性維持が可能であると考えられる。しかし、土被りが 100m より大きくなると、枠間を 0.6m にしても現在の支保では坑道の安定性維持が困難であることが示唆される。したがって、土被りが 100m を超える場合においても坑道の安定性を維持するためには、枠間だけでなく、現在の支保部材よりも大きな降伏応力を有する支保部材を用いるなどの対応が必要である。そこで、次節ではこの課題について検討する。

表 4.17 鋼枠に作用する最大軸応力安全率

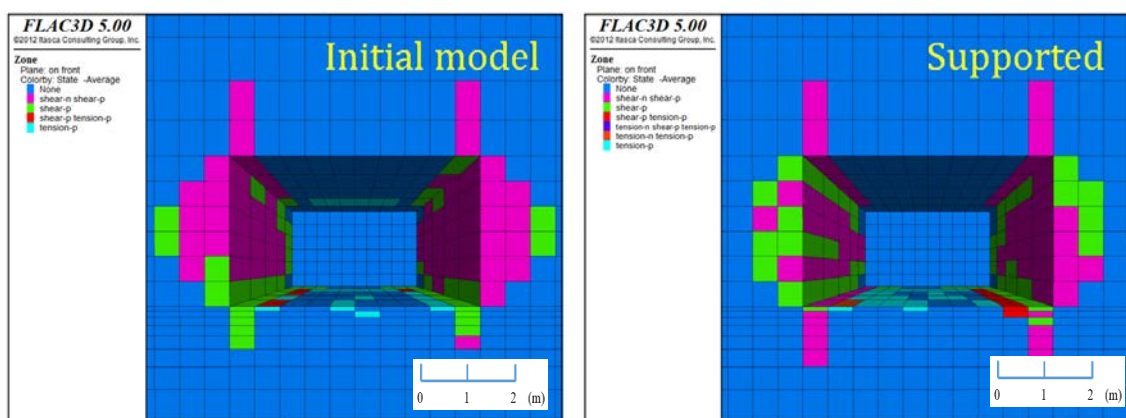
土被り	枠間 (m)	最大軸荷重 (kN)	最大軸応力 (MPa)	安全率
100m	1.1	1,549	444	0.68
	0.6	1,030	295	1.02
200m	1.1	2,485	712	0.42
	0.6	1,517	434	0.69
300m	1.1	3,395	972	0.31
	0.6	1,875	537	0.56

4. 7 今後の深部化に伴う最適支保システムの検討

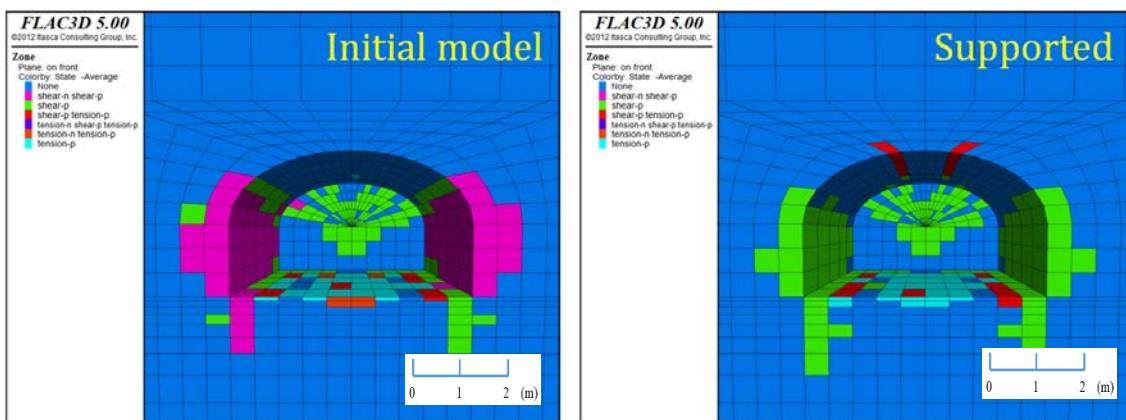
前節までに述べてきた地山変位量調査、岩石試験、鋼枠試験および数値解析による坑道安定性評価から得られた結果をもとに、本節では今後の最適坑道支保設計に関する検討を行う。

4. 7. 1 鋼枠形状の評価

図 4.42 は、深度 40m での矩形枠と馬蹄形枠で掘進した場合の無枠状態と施枠後の周辺地山の破壊状況の解析結果である。なお、本解析での地山物性値は表 4.15 と同様である。矩形枠と馬蹄形枠を比較すれば、馬蹄形の方が矩形より安全であることが明らかである。したがって、今後も岩盤基幹坑道においては現在使用している馬蹄形枠を使用する。リブについては、鋼枠試験の結果から、リブを 40cm 間隔で入れた鋼材の方が、入れないものより降伏曲げ荷重で 12.6kN 増の耐力増加、ヤング率は 7.4GPa の増加で、リブを入れることにより剛性が増す効果が認められたため、今後もリブ補強を入れた G50A 枠（前掲図 4.25）を使用する。



(a) 矩形枠（左・無枠）



(b) 馬蹄形（左・無枠）

図 4.42 矩形枠および馬蹄形枠掘進の周辺地山破壊状況（深度 40m）

4.7.2 鋼材材質の変更

前述のように、GDM 炭鉱では SS400 の鋼材を溶接して作製された I 型鋼枠を用いている。前節で述べた坑道安定性評価の結果、深度が 100m を越すと 1.1m 枠間では軸荷重による軸応力がこの鋼枠の降伏点を超え、塑性化することが予測される。そこで SS540 の鋼材に換えれば降伏応力が 1.5 倍となるため、200m 深度まで 1.1m 枠間で施枠できることが期待できる。これ以上の深度では、より強度の大きいレール枠で 1.1m の枠間、あるいは SS540 鋼材で 0.6m 枠間での施枠が必要と推定される。このため、今後 SS 540 の鋼材枠を試作して試験施枠し、変形状況を測定するとともに鋼枠試験を実施してその効果を確認する必要がある。また、鋼材を換える際に注意すべき点に溶接の適合性の問題がある。SS 400 は溶接に適する鋼材であり、鋼枠試験の結果からも溶接で全体の強度が落ちるという現象はなかったが、鋼材を変更した場合、この点に十分留意しなければならない。

4.7.3 ロックボルトとの併用

ボルト支保の一例として、坑道周辺地山の破壊領域に基づき、図 4.43 に示すパターンでボルトを打設した場合の解析結果を図 4.44 に示す。ロックボルトは径 33mm × 長さ 2.4m のスプリットセット式を用いるとし、線要素としてモデル化した。なお、土被りは 100m、枠間は 1.1m である。この図より、坑道周辺地山の破壊領域、とくに側壁および下盤の破壊領域が抑制され、また変位量が抑制されていることから、ボルトを打設することで坑道の安定性を改善することが可能であり、また、盤膨れを抑制する方法としても有効であると

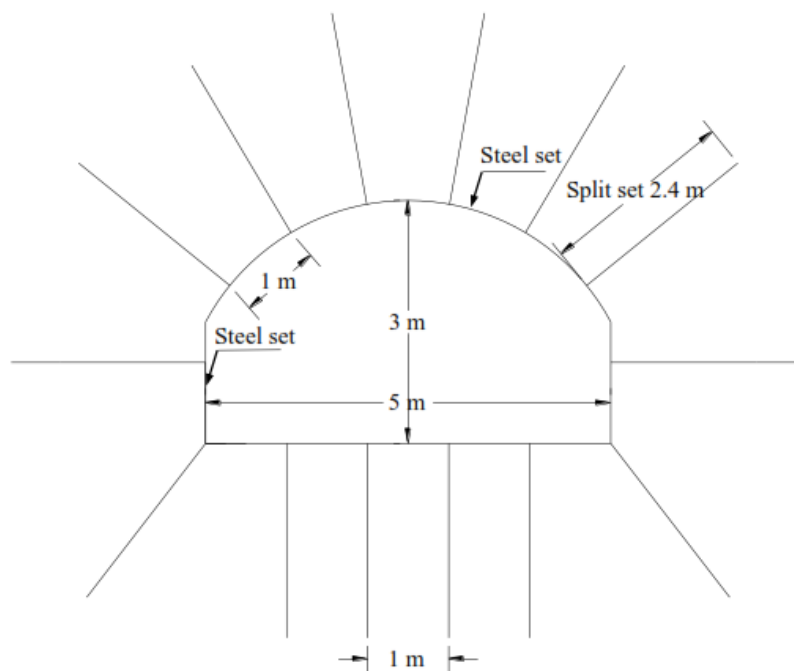
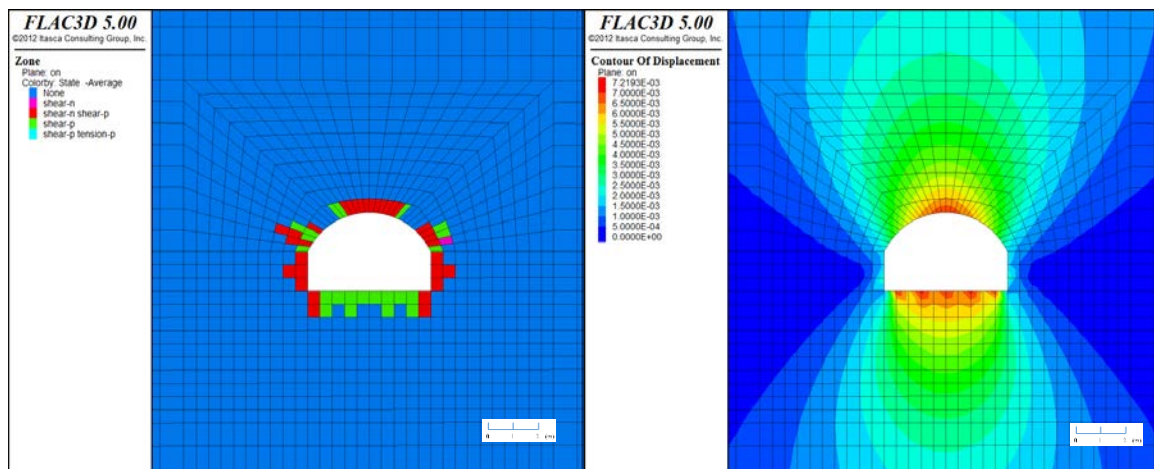


図 4.43 ボルト打設パターン（土被り 100m、枠間 1.1m）



(a) 坑道周辺地山の破壊領域

(b) 坑道周辺地山の変位量分布

図 4.44 ボルトを打設した場合の解析結果（土被り 100m、枠間 1.1m）

考える。とくに、地山の変形に伴い過度の荷重が作用する箇所でのロックボルトの併用は考慮しておく必要がある。さらに、盤膨れ抑制対策としてインバートの設置も有効であると考ええる。

4.7.4 横方向荷重への対処

鋼枠試験の結果より、I 型鋼の横方向からの降伏曲げ荷重は縦方向からのものの約 40%であった。このことは I 型鋼を使用する支保は、その形状から横からの地山応力にたわみ易く弱いことを意味する[11]。このたわみ、およびこれにより起こる枠倒れを防止するためには、枠間に鉄製タイロッドを入れることができるように設計にし、さらに切り張りを直線並びに入れることが重要である。なお、GDM 炭鉱 G50A 枠では設計済みである。

4. 8 結 言

本章では、ボーリングコアの調査および地山岩石の力学試験を実施し、GDM炭鉱における基幹坑道周辺地山の詳細な地質構造および地山岩石の力学的特性値を把握するとともに、基幹坑道周辺地山および鋼枠の挙動の計測結果から、地山条件と地山の変形挙動特性について検討した。その結果、坑道周辺地山が泥岩や粘土岩の場合、砂岩と比べて変位量が非常に大きいことが分かった。また、耐スレーキング試験の結果、試験に供した全ての試料について、スレーキング耐性が弱いことが確認され、坑内湧水、溜水に注意した採掘設計が必要であることが明らかとなった。

また、鋼枠の構造体としての物性値を把握するため、支保使用鋼材の曲げ試験を実施した。これら得られた地山条件および鋼枠の特性値を用いて、数値解析により現在の坑道深度である深度 40m における基幹坑道の安定性評価を行い、現支保システムの評価および解析モデルの妥当性の検証を行なった。その結果、解析結果がエクステンソメーターの計測値とほぼ一致し、GDM 炭鉱での坑道周辺の挙動をシミュレートできることを確認するとともに、GDM 枠の鋼枠曲げ試験の結果から得られた I 型鋼枠の降伏応力値を使用して、鋼枠の安定性を評価できることを確認した。さらに、本解析手法およびモデルを用いて、今後の基幹坑道の深部化に対応する最適支保システムについても検討し、将来の深度 300m 程度までの最適支保方式について検討を行った。その結果、土被りが 100m より大きくなると、枠間を 0.6m にしても現在の支保では坑道の安定性維持が困難であると判断されたため、現在の支保部材よりも大きな降伏応力を有する支保部材を用いるべきであること、ボルト打設の併用が有効であることが明らかとなった。

参考文献

- [1] 笹岡孝司 他：インドネシア露天掘り石炭鉱山における最終残壁法先からの坑内採掘への移行に関する検討, *Journal of MMIJ*, Vol.131, pp.195-202, 2015
- [2] 高本拓：インドネシアにおける坑内掘り石炭開発の推移と今後の動向及び技術課題, *Journal of MMIJ*, Vol.128, pp.500-510, 2012
- [3] 松井紀久男 他：ハイウォールマイニングシステムの適用とその問題点について, *Journal of MMIJ*, Vol.119, pp.191-200, 2003
- [4] M.C He et al : Stability evaluation and optional excavated design of rock slope at Antaibao open pit coal mine, China, pp.289-302, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.45, 2008
- [5] 玄崎煥 他：菱刈鉱山における Sublevel Open Stopping (SLOS) 導入に関する研究, *Journal of MMIJ*, Vol.126, pp.519-527, 2010
- [6] 木ノ村幸士 他：堆積軟岩地山のひずみ軟化挙動を考慮した立坑の掘削時安定性評価, 土木学会 第 37 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.307-312, 2008
- [7] 宇野晴彦 他：岩盤モデルおよび解析手法の歴史的な変遷と特徴, *Journal of MMIJ*, Vol.118, pp.150-156, 2002
- [8] 土岐憲三 他：地盤一構造物系の非線形地震応答解析, 土木学会論文報告集, Vol.317, pp81-88, 1982
- [9] 谷本親伯 他：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文報告集, Vol.325, pp.93-106, 1982
- [10] 鴫田稔 他：深い掘削での高被圧下における盤膨れ防止対策, 第 39 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1085-1086, 2004
- [11] 福本誘士 他：溶接 I 形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究, 土木学会論文報告集 Vol.189, pp.39-51, 1971

第5章 基幹坑道維持の最適化

－ 2次支保の実施判断の指標と管理基準の検討－

5.1 緒言

基幹坑道は、作業員および採掘機械類や資材の運搬、通気、石炭の運搬のため、開発当初から閉山に至るまで用いられるものであり、その長期維持管理は必須の命題である。通常2次支保は、重圧等による支保枠の変形により支持機能を発揮しなくなるために実施される。筆者のこれまでの経験では、支保枠に変形が発生し始めると変形の速度は速く、また、箇所への広がりも速い。したがって、このようないわゆる掘削あるいは地山の変形に伴う過度の荷重（以下、重圧）が作用する箇所に対して、事前に、間枠入れ補強、ロックボルト、さらにはコンクリートライニング等の速やかな事前処置を行えば、周辺地山と支保枠との一体支保により事後に2次支保を行うよりもより安全に低コストで坑道の安定性を確保することができる。

GDM 炭鉱の2本の斜坑坑道では、両坑道間の目貫構築等の目的で交差部を設ける必要があり、安定性の良い箇所を選定しなければならない。この目的を達成するには、坑道掘進後の早い時期に、各箇所における坑道の安定性を予測しておく必要がある。各前章で述べてきたように、GDM 炭鉱のような坑道周辺地山が弱く、掘進後に坑道が不安定化する要因は、①掘進による坑道周辺応力の変化による周辺岩石の塑性領域の拡大・緩み[1]、②ひずみ軟化による膨張[2]、③岩石強度の軟化を伴うクリープ、④地山岩石の風化・含水等による時間依存性破壊、等が挙げられる。近年、これらの影響を取り入れた数値解析モデルが研究されているが、鉱山の現場への適用は未だなされていない。

本章では、GDM 炭鉱で測定した支保枠の変形、2次支保の状況と Telltale および Extensometer による計測結果を基に、坑道変形が発生した理由について考察し、弱い地山中の基幹坑道維持のため、2次支保打設の要否に関する判定指標および管理基準を検討した。

5.2 支保の変形と変位計測結果の分析、考察

5.2.1 支保の変形事例とその変位の計測

GDM 炭鉱の北斜坑掘進時に、坑口から180m、地表からの深さ25m以深の箇所において鋼枠を施工後に、時間の経過とともに坑道周辺の地山岩石が膨張して鋼枠の変形が生じ、坑道拡大、枠替え、掘進時の本枠の間に枠を入れ増す間枠入れ、掘進時の枠の下に本枠より小さな枠を施枠し本枠を支える助枠入れの2次支保を行わなければならない状況が発生した。図5.1に2次支保を施工した箇所および地質断面図を示す。また、2次支保を行った枠を緑色で示す。2次支保の導入は、目視観察により鋼枠の倒れが鋼枠の幅分（I鋼、幅10cm、高さ11.5cm）、または脚材の曲がりおよび梁材のたわみが鋼枠の高さ分変形することを判断基準として実施した。ここでこの判断基準は、

前章での鋼枠試験の結果から、中央部でのたわみが 16cm になるまで鋼枠を曲げてても破壊・亀裂が発生しなかったことによる。

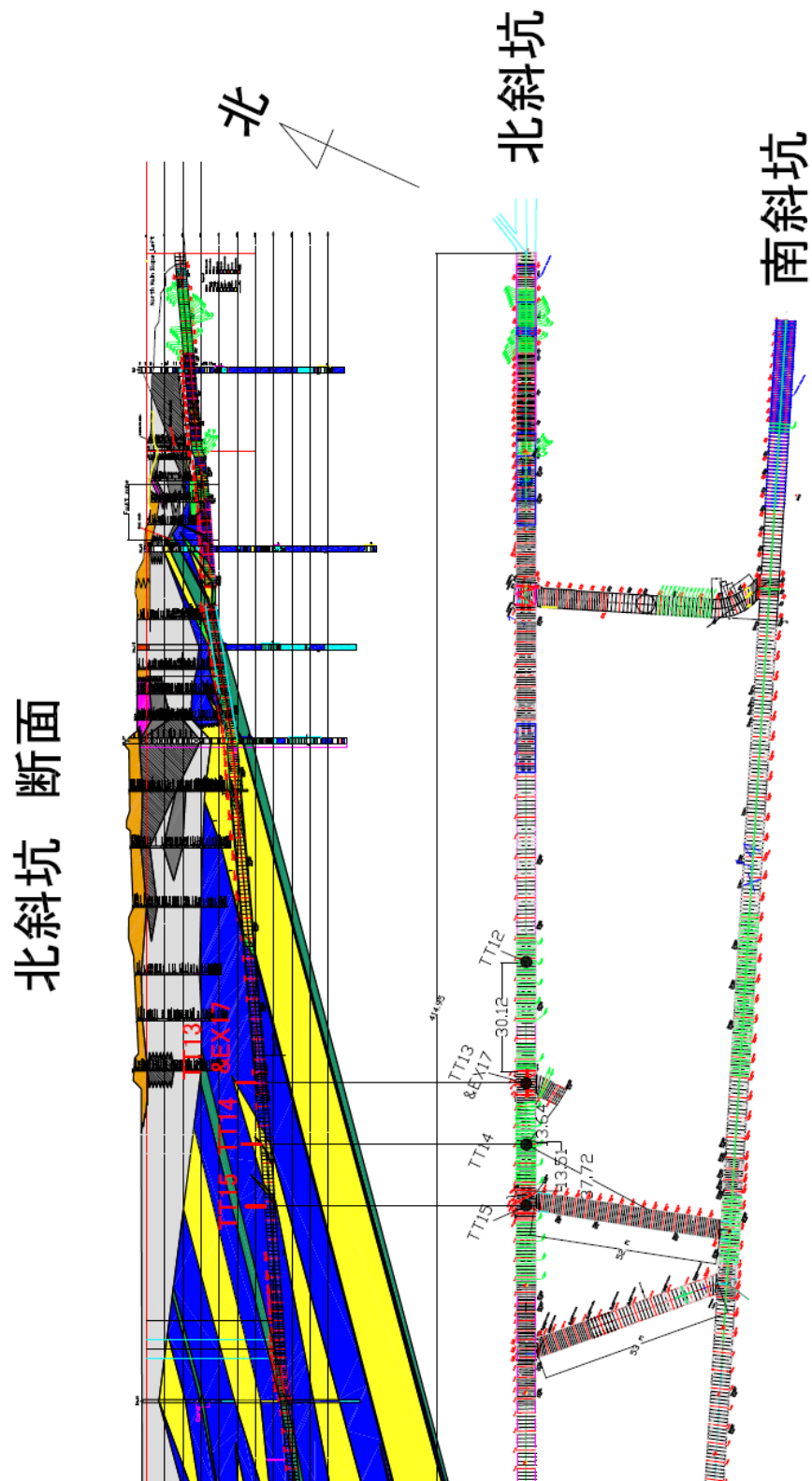


図 5.1 2 次支保の実施箇所および地質断面図

この状況に対処すべく、Telltale を図 5.1 に示す 4 箇所（以下、TT12、TT13、TT14、TT15 とする）および Extensometer を 1 箇所（以下、Ex17 とする）設置し、変形挙動の観察と計測を行った。TT13 箇所は、旧 2 目貫掘進の交差部で、掘進用の巻き立てを作った後に旧 2 目貫の掘進を行ったが、掘進 8.7m 進んだ地点で 2 目貫巻き立てが重圧により変形し始め、直ちに補修したが止めることができずに掘進を中止し、旧 2 目貫坑道をセメントミルク密閉して放棄した。その後、TT14 箇所から 2 目貫を変更して掘進を行う予定だったが、この箇所も時間の経過とともに鋼枠が変形し始めたためこの計画を取りやめ、再度 TT15 箇所に変更して 2 目貫巻き立てを作り、その後天盤に 2.1m と 4.2m のレジンボルトを打設して 2 目貫掘進を無事終了し 2 目貫を完成させた。

以下、この間の鋼枠の変形および 2 次支保の状況と Telltale、Extensometer による変位計測結果等を述べ、これらに関連させることにより坑道変形の発生理由について検討し、GDM 炭鉱において早期に適用可能な 2 次支保の必要性に関して、判定指標および管理基準値を提示する。

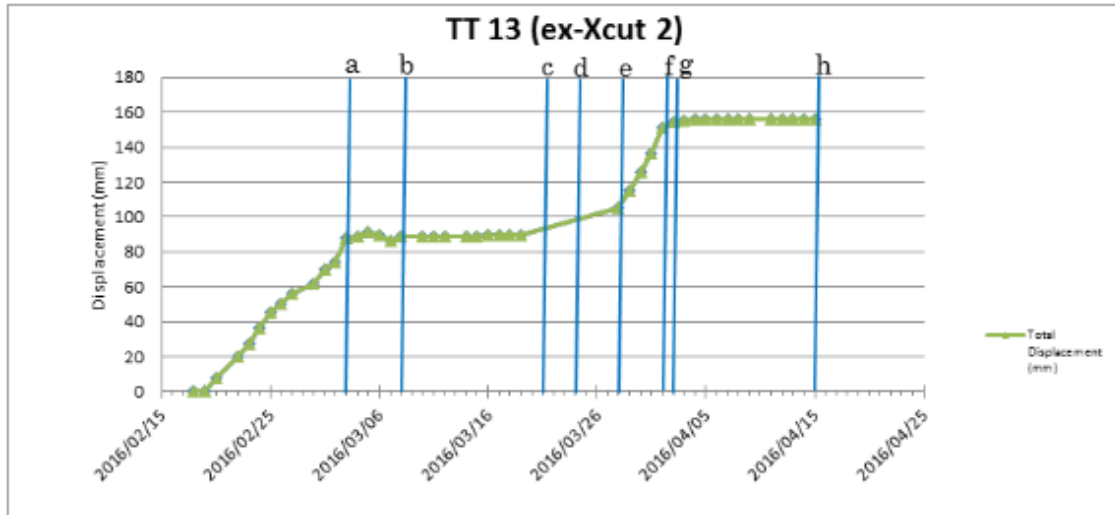
5.2.2 現場状況と計測結果

本項では TT13、TT14、TT15 の設置箇所付近の状況と作業工程や計測結果を詳述する。

1) TT13 付近

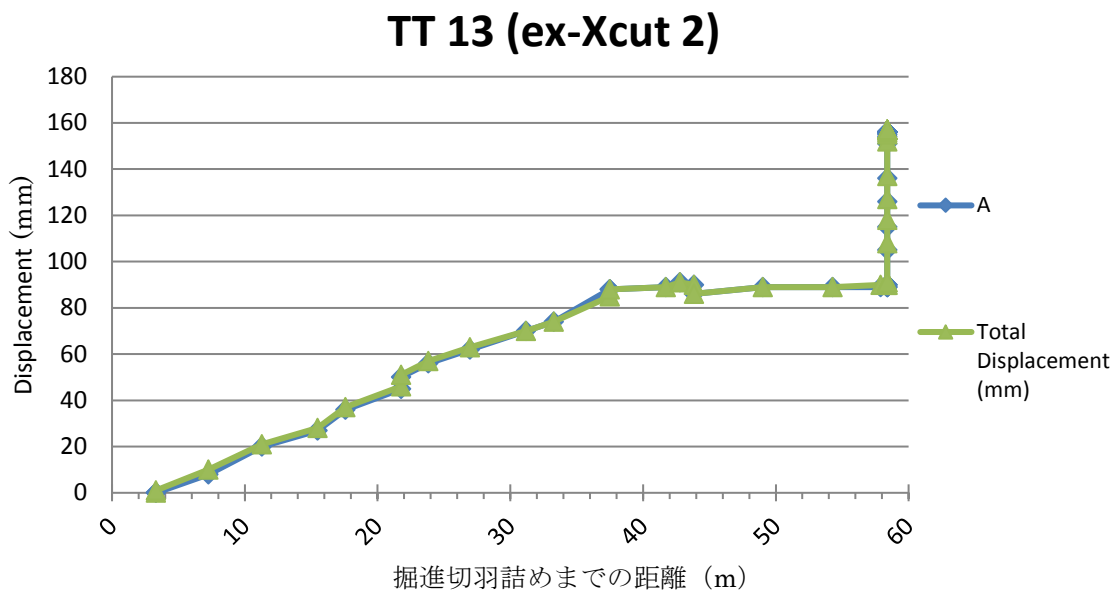
図 5.2(a),(b),(c)に TT13 の変位状況と掘進作業状況を示す。北斜坑では掘進 1 サイクル 60cm の進行枠間で G50A を施枠している。TT13 の打設時は北斜坑掘進切羽先より 3.3m の位置だったが、図 5.2 より、そこから約 40m 掘進切羽が進行するまで 1m の進行当たり 2.6mm、1 日当たり 6.4mm 天盤中央で下方への垂直変位があったことが読み取れる。時間依存性を考慮しない地山における弾性解析から、円形、および半円形トンネルの掘進による応力開放の影響範囲は、坑道幅の 2 倍程度であるとされているが[3]、40m にまで一定の変位を続けたのは、掘進後の周辺地山と鋼枠の一体化による支保が不十分で坑道周辺が塑性化し、時間の経過とともにその塑性領域が拡大したものと考えられる。約 40m の位置で変位が止まったのは、鋼枠の変形と助枠を入れて 2 重支保にしたためだと考えられる。

この箇所は旧 2 目貫掘進のために交差部を設ける部分であり、変位が止まった後、施工準備として坑道拡大を行い、3 月 14 日から旧 2 目貫の掘進を開始した。しかし、3 月 21 日に 2 目貫を 8.7m 掘進した時点で、再び交差部の変形が大きくなったため掘進を中止した。同時にこの交差部の枠替えを行ったが変形は止まらず、旧 2 目貫位置を変更することを決断し、3 月 31 日に交差部枠全長の下に 2 重枠となる助枠を施工完了した結果、変形は止まり、その後変形は見られなかった。鋼枠の変形時期と図 5.2(a)を比較したところ、変位結果は良く一致していることが読み取れる。図 5.3 には枠替え前の状況を示している。

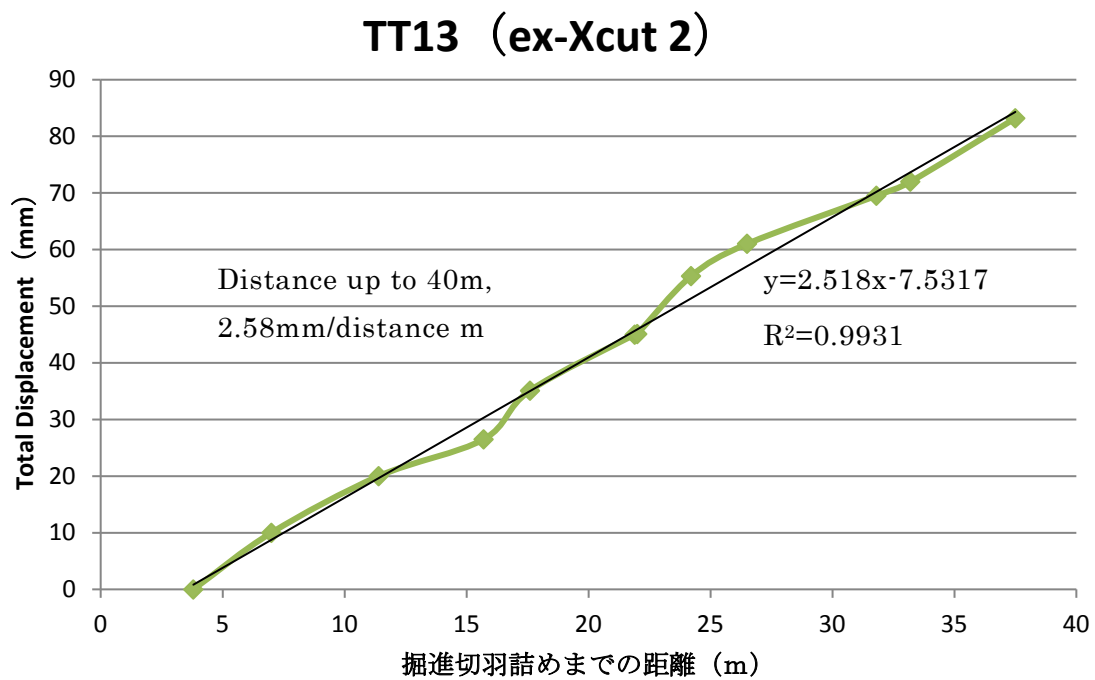


- a : 3 月 3 日 : 助枠入
b : 3 月 8 日 : 2 目貫掘進開始
c : 3 月 21 日 : 2 目貫内空木 4 基 (shift1)、本枠脚入れ (shift2)、
仮分岐梁 or 脚取替開始 (shift3)
d : 3 月 24 日 : 北斜坑梁上げ、拡大開始
e : 3 月 28 日 : 北斜坑仮分岐空木組 3 基
f : 3 月 30 日 : 北斜坑仮分岐助枠入れ開始
g : 3 月 31 日 : 北斜坑仮分岐助枠入れ終了
h : 4 月 15 日 : 測定不能

(a) 天盤変位の経日変化



(b) 掘進切羽までの距離と変位



(c) 掘進後変位増加期間の掘進進行 1m 当たりの変位量(mm)の直線近似

図 5.2 TT13 の変位計測結果および作業工程



写真左側（旧 2 目貫）天盤斜め上から右側に向けて重圧がかかり、鋼枠が変形している。

図 5.3 旧 2 目貫交差部重圧箇所（TT13 設置箇所）

この一連の変位結果から、坑道の拡大作業においては地山岩石を切り取るため、塑性領域を拡大させることになり、鋼枠を同じものに入れ替えても、鋼枠が再び塑性化すると変形が再開することがわかる。また、その変位を止めるには本鋼枠の内側に施工する 2 重鋼枠支保が有効であった。この区域は Ex09 を打設する際の情報から、粘土岩の上方 5m にレンズ状の軟弱で水を含む砂岩の存在が確認されていた。TT13 打設時点から約 40m 掘進するまでの間や 2 目貫 8.7m 掘進までの間は天盤からの水滴は見られなかったが、2 目貫掘進中止後、2 目貫交差部の坑道拡大枠替え中に天盤から水滴が発生した。このことから、この作業により地山の塑性領域の拡大が坑道天盤上部 5m まで達したと推察される。

前述のように、TT13 打設から掘進切羽が約 40m 進行するまでの間、1 日当たりの平均天盤沈下量がほぼ一定に 6.4mm ずつ増大していったことは、日々塑性領域が拡大し、鋼枠が弾性状態から塑性状態へと変化し、天盤とともに沈下変形していったことを現している。したがって、この直線的な沈下増大量は、周辺地山と鋼枠を合体した支保効果の指標と見なせると思われる。

2) TT14 付近

この箇所は 2 目貫交差部より 13.5m 離れた場所であり、旧 2 目貫掘進中止後、新 2 目貫掘進のための交差部巻き立て作りを計画した箇所であったが、以下に述べる重圧が見られたため、この箇所での巻き立て作りを行わなかった。

図 5.4 に示した経時変化より、変位の大きい期間①および期間②の坑内観察状況を述べる。この箇所は 2 目貫交差部より 13.5m 離れた場所であるが、まず①では、前述のように 3 月 15～19 日に行った旧 2 目貫の掘進により、TT13 の天盤への重圧が見られた。TT14 の箇所においても同様に、この重圧の影響により天盤変位が継続したものと考えられる。最大の変位速度は、計測開始後 3 月 31 日～4 月 8 日までの 8 日間で平均 7.90mm/日、計 71mm の沈下が見られた。これにより、鋼枠の梁部において円形鋼枠の頂点部が 10cm 程度下方へ変形し、平枠のようになる状況が確認された。その後、1m 枠間だった TT14 位置の前後に間枠を入れたところ、同図の期間①から②の間のように変形の収束現象が見られた。

次に②では、5 月 16 日の 2 目貫掘進開始直後より天盤変位が生じ始め、TT14 から直線距離で 37.7m の位置まで掘進した 6 月 6 日までの間、変位速度が 2.50mm/日と最も大きくなった。37.7m の位置までの変位速度は一定だったが、その後は変位速度が下がり、7 月 7 日以降は変形の収束現象が見られた。この間、鋼枠の状態は良好だったため、2 次支保等の枠補修作業は行わなかった。

TT14 についても TT13 と同様に変位と掘進距離との関係を近似すると図 5.5 のようになり、ほぼ直線で近似することができる。

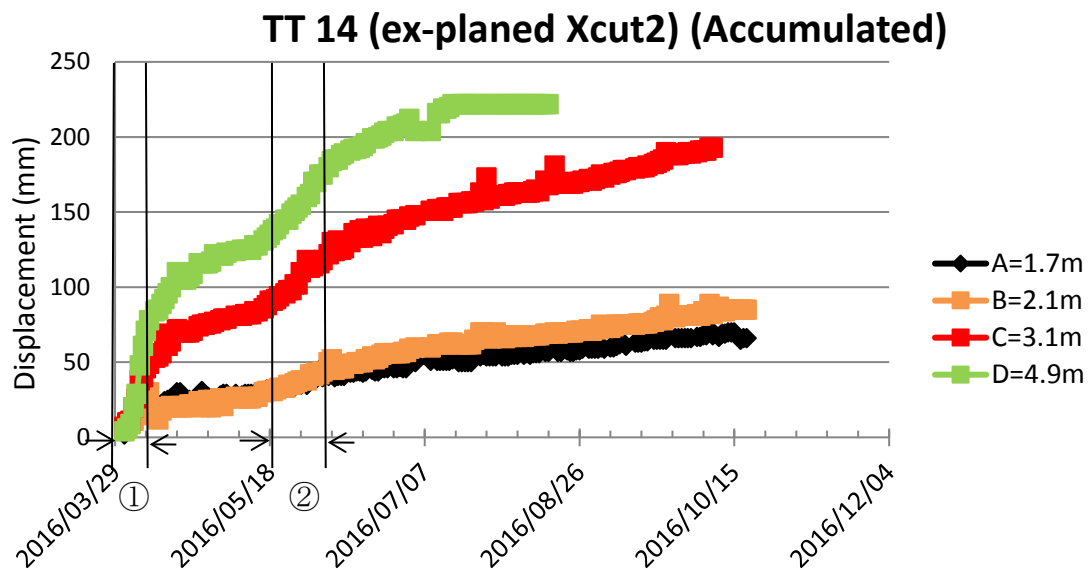


図 5.4 TT14 天盤変位の経時変化

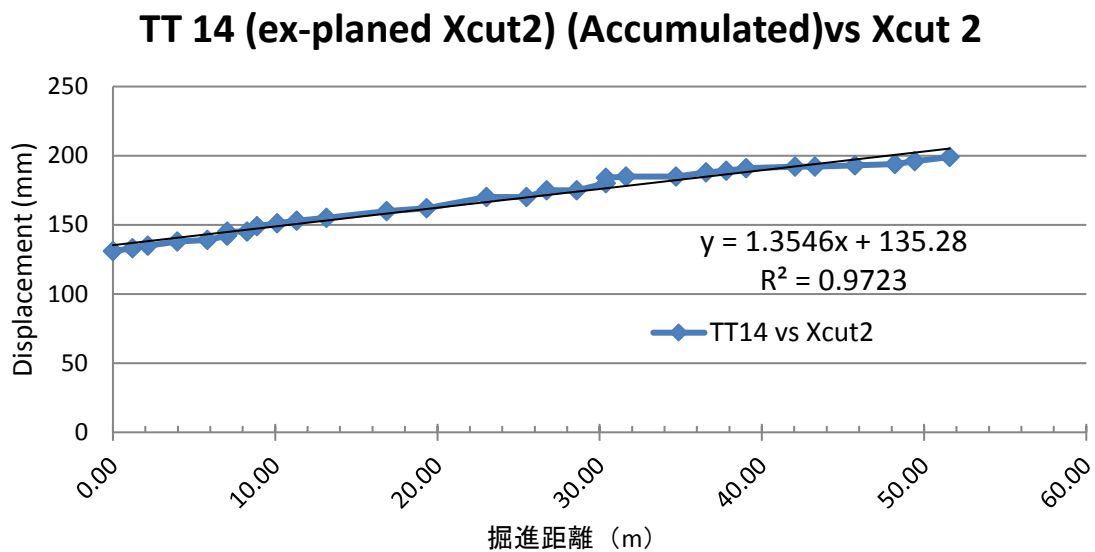
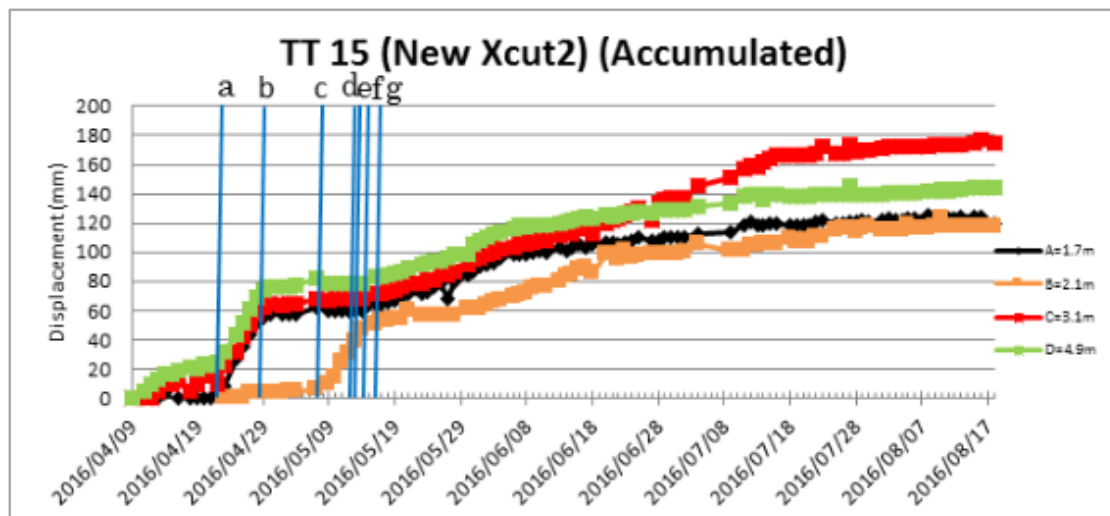


図 5.5 TT14 天盤変位と 2 目貫掘進距離との関係

3) TT15 付近

この箇所は新 2 目貫掘進のための巻き立て部であり、図 5.6 に経時変化と掘進作業状況を示す。4 月 11 日～18 日の 7 日間では 21mm の沈下で 3mm/日の変位となった。この時掘進作業はしていない。この後、変形は収束に向かったが、4 月 21 日より新 2 目貫掘進のための巻き立て枠作りのための枠替え作業期間中に 52mm/7 日間、平均 7.43mm/日の変位が見られた。



- a : 4 月 21 日 : 本枠取替開始
- b : 4 月 28 日 : 本枠取替完了
- c : 5 月 7 日 : ボルト打設開始
- d : 5 月 12 日 : ボルト打設、直材載せ完了(shift1)、仮分岐入れ完了(shift2,3)
- e : 5 月 13 日 : ピック切込完了
- f : 5 月 14 日 : ピック切込箇所ボルト打設完了
- g : 5 月 16 日 : 脚撤去 8 本、直材載せ(shift1)、留枠入れ x2-1,2 完了(shift2)、掘進 x2-3(shift3)

図 5.6 TT15 天盤変位の経時変化

そこで、天盤を補強するためロックボルト（以下、ルーフボルト）の打設に踏み切り、5 月 14 日に 2.1m、および 4.2m のレジンボルトの打設を完了した。図 5.7 にこれらボルトの配列を示す。この後 5 月 16 日～6 月 20 日まで新 2 目貫掘進を行った。この間の平均天盤沈下量は 0.92mm/日であり、TT14 に比べて小さい。TT15 についても TT13、TT14 と同様に変位と掘進距離との関係を見ると、図 5.8 に示すようにほぼ直線的な相関があり、掘進開始から 40m までの掘進長間、掘進 1m 当たり 1.06mm の天盤沈下となる。このように、他 2 箇所と比べて変位量は最小となったが、これは明らかにルーフボルト打設の効果によるものと考ええる。

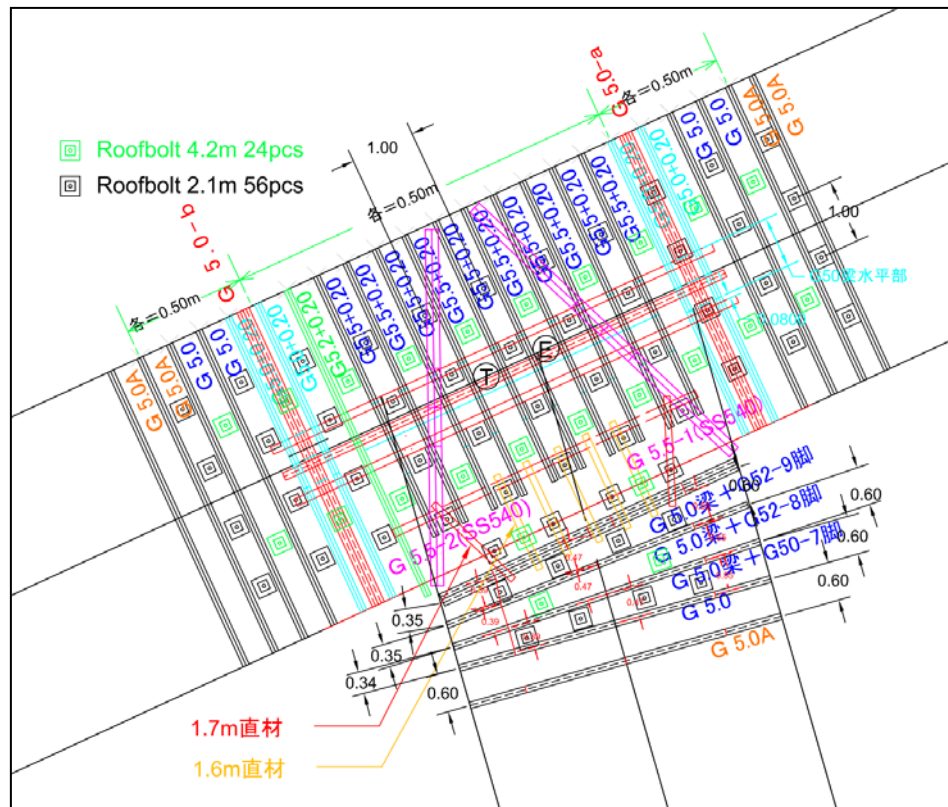


図 5.7 新 2 目貫ルーフボルト配置

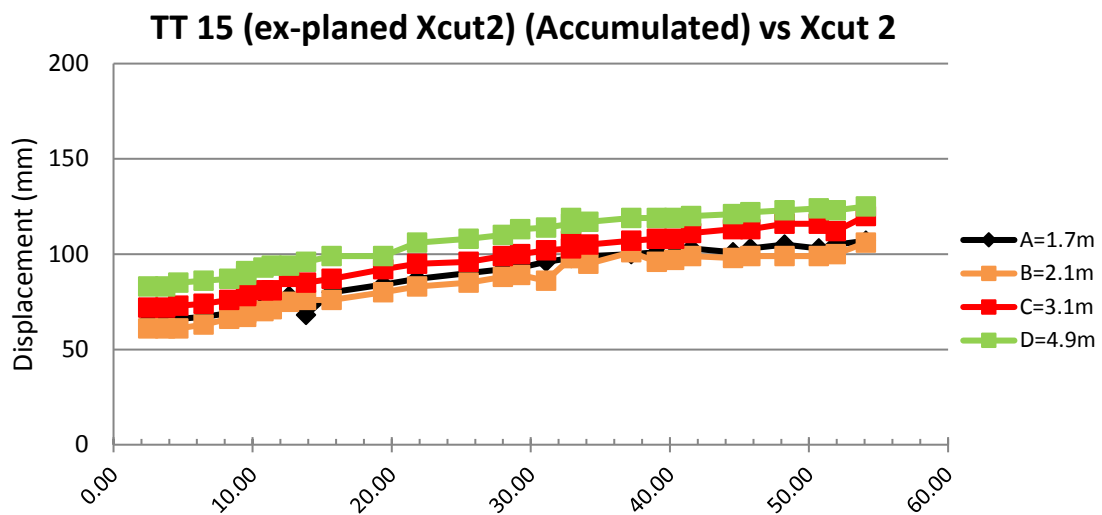


図 5.8 TT15 天盤変位と 2 目貫掘進距離との関係

5.2.3 考察

1) Telltale、Extensometer の応答

Telltale、Extensometer の応答は打設後翌日から観測できる。観測位置周辺で掘進、拡大作業等の応力変化を起こす作業があると直ぐに応答結果がでる。また、計測した

変位結果と鋼枠の変形時期と変形の規模は良く一致している。この点から、変位計測結果により計測点近傍の応力変化をリアルタイムで把握可能と考えても良いと思われる。

2) 2次支保作業が岩石に及ぼす影響と有効な2次支保方法

変位計測の結果、狭小化した坑道の拡大のため行う坑道周辺の岩石を切り取る拡大作業は、塑性領域を拡大させ、枠を同じものに入れ替えても枠が塑性化すると地山の変形がはじまり、岩盤変位が再開することが明らかとなった。すなわち、日本の旧池島炭鉱での岩石坑道の拡大作業とは大いに異なり、急速な地山岩石の膨張による顕著な変位が見られた。これは GDM 炭鉱当該箇所の地山岩石の性質が、拡大前の塑性化により内部摩擦力が低下していたことに依るものであると考えられる。

ここで、有効な2次支保方法について検討する。鋼枠施枠の最大支保耐力 $P_{ss\ Max}$ (MPa)の計算は下式で表される[4]。

$$P_{ss\ Max} = \frac{A_s \times \sigma_{ys}}{S_l \times r_o} \quad (5.1)$$

ここに、 A_s ：鋼枠の断面積(m²)、 σ_{ys} ：鋼枠材の降伏強度(MPa)、 S_l ：鋼枠の建て込み間隔(m)、 r_o ：坑道の掘削半径(m)である。

この式からは間枠を入れて S_l を半分にする方法と、助枠を入れて A_s を2倍にする方法は同じ結果が得られる。しかし、間枠入れは、鋼枠と周辺地山間に挟む当たり付け木材の切断、および枠形状に合わせるための地山の余掘り作業が発生し、地山を緩ませる結果となる。この作業により天盤の変位が増大することになる。一方、助枠入れは、本枠と地山間の支保状況を変えずに2重に支保を行うため、変位を増大させることなく収束に向かわせることができる。したがって、変位変化を的確に止めるには、本枠の間に枠を施工する間枠入れよりも、本鋼枠の内側に施工する2重鋼枠支保が有効であると言える。

一方、TT15 箇所では TT13 での旧2目貫坑道掘進の中止の経験を踏まえ、前述のように、ルーフボルトを交差巻き立て部の天盤に施工した。この効果により、その後の新2目貫掘進において TT15 箇所での天盤沈下速度は小さく、当該箇所に重圧はかからなかった。この結果は、ルーフボルトを鋼枠支保と組み合わせることで支保力が増加できることを示しており、坑道の交差部等には有効な方法と言える。また、南斜坑、北斜坑ともにコンクリートライニングを行った坑道部分では、長期的に変形が発生していないため、コンクリートライニングが坑道維持には最も効果があると言えるが、これは対費用効果との関係で論ずるべきことになる。

3) 変位の時間的推移

地山が強度的に弱い岩石の場合の天盤沈下変位は、坑道の幅を D とすると掘進切羽先から 5m ($1D$) 離隔後から 40m ($8D$) 離隔まではほぼ直線で近似できる。その後、収束する場合には変位速度が減速に向かう。

5.2.4 変位が収束しなかった場合の理論的考察

図 5.9 に Hoek 等による地山特性曲線と枠支保力との関係を示す[5],[6]。Hoek 等は、同図の中で Fenner & Pacher の特性曲線図を発展させ、下盤(Floor)、側壁(Sidewall)、天盤(Roof)別に特性曲線を描いており、天盤については、塑性化による地山緩み荷重が地山荷重に加算されている。

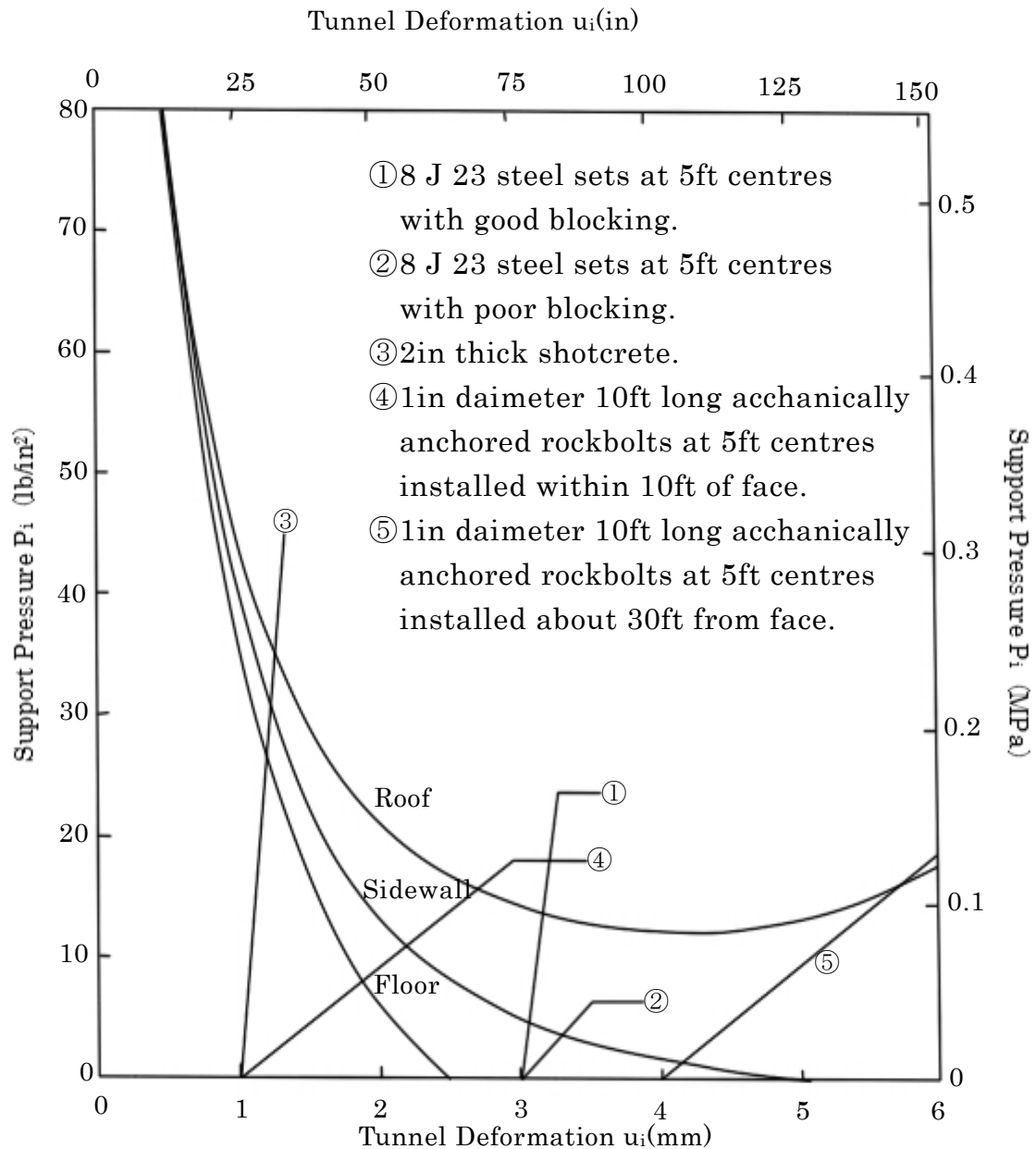


図 5.9 地山特性曲線と枠支保力との関係[6]

この図をもとに、TT13 箇所交差部における重圧と旧 2 目貫掘進ができなかった理由を考察する。図 5.10 は TT13 箇所における地山特性曲線と枠支保力との関係を概念図で示したものである。この図では、従来の特性曲線図の下に TT13 の天盤沈下量の

経時変化結果を組み合わせている。

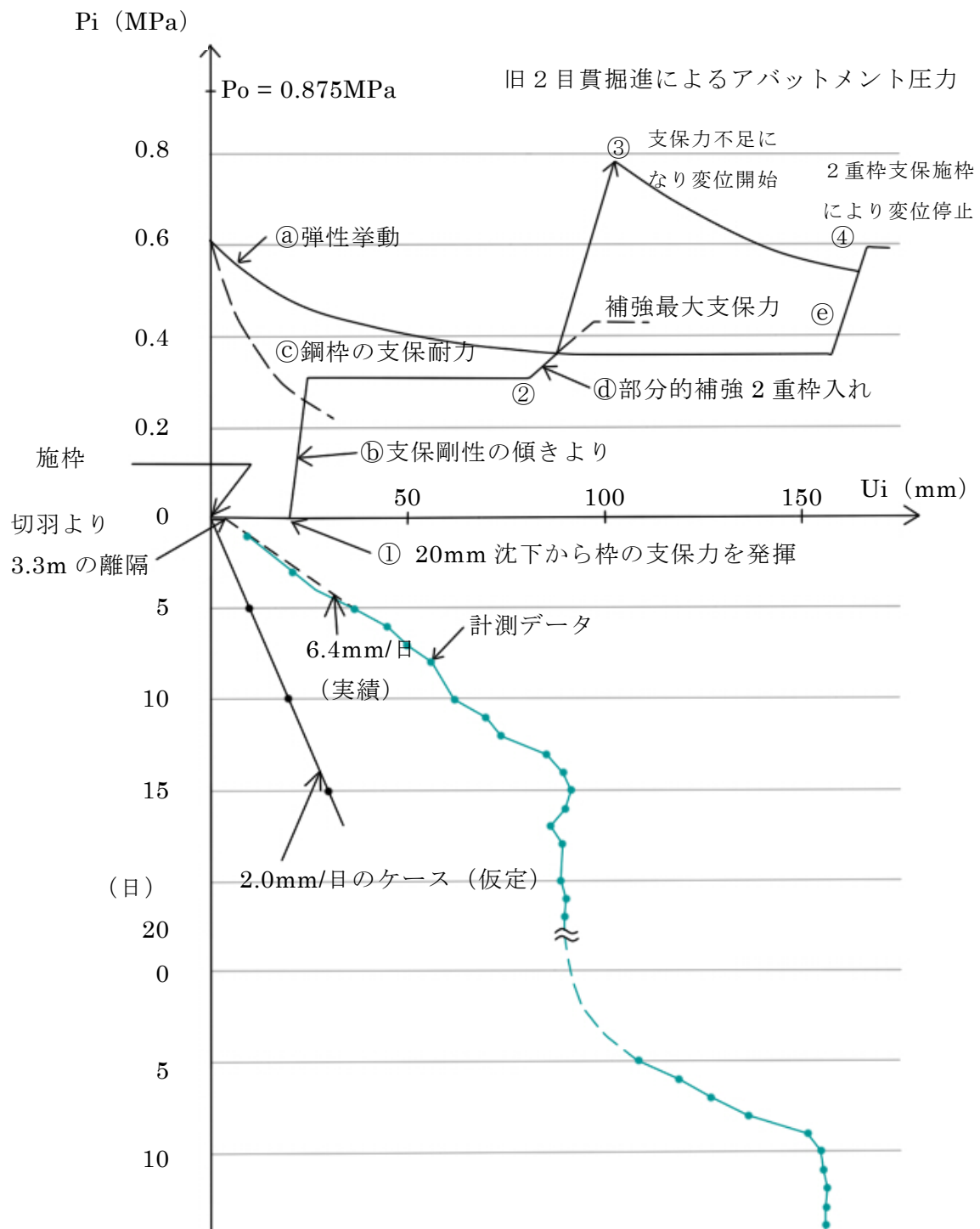


図 5.10 TT13 箇所交差部地山特性曲線と枠支保力との関係

図 5.10 の縦軸は地山応力(P_i)、横軸は天盤沈下量(U_i)を示しており、地山応力と枠の支保力の交点でのつり合いを求めることで、地山と鋼枠支保の合体で坑道の安定が図られているかどうかを評価する。ここで、地山密度 2.5t/m^3 、土被り 35m として計算し、初期地山応力 P_o を 0.875MPa とした。次に、鋼枠の剛性 K_{ss} (MPa/m)と最大支保耐力 $P_{ss\text{ Max}}$ (MPa)を以下の式を用いて求めた[7]。

$$K_{ss} = \frac{E_s \times A_s}{S_l \times r_o^2} \quad (5.2)$$

$$P_{ss\text{Max}} = \frac{A_s \times \sigma_{ys}}{S_l \times r_o} \quad (5.3)$$

ここで、 E_s : 鋼枠材の弾性係数(MPa)、 A_s : 鋼枠の断面積(m^2)、 S_l : 鋼枠の建て込み間隔(m)、 r_o : 坑道の掘削半径(m)、 σ_{ys} : 鋼枠材の降伏強度(MPa)である。また、鋼枠 A50 の K_{ss} 、 $P_{ss\text{Max}}$ に、 $E_s = 210 \times 10^3 \text{MPa}$ 、 $A_s = 3.492 \times 10^{-3} \text{m}^2$ 、 $S_l = 1.0\text{m}$ 、 $r_o = 3.0\text{m}$ 、 $\sigma_{ys} = 292\text{MPa}$ を入力すると、 K_{ss} 、 $P_{ss\text{Max}}$ 値は以下となる。なお、鋼枠と木材（楔等）とのすべりやペーシ接続のゆるみを考慮して、 $P_{ss\text{Max}}$ 値を 20%低減させている。

$$K_{ss} = 81.48\text{MPa/m} \times 0.8 = 65.18\text{MPa/m} \quad (5.4)$$

$$P_{ss\text{Max}} = 0.34\text{MPa} \quad (5.5)$$

この値を使用し、鋼枠が支保効果を発揮するまで、周囲岩石と鋼枠の間に施工する木材の当たり付けの空間および圧縮に 20mm の岩石の内空への押し出しがあると仮定して、図 5.10 中の①より $P_{ss\text{Max}}$ の値③まで K_{ss} の傾きで⑥直線を引いた。④の地山特性曲線について坑道周辺近くが弾性体と仮定した場合、 $U_i = a(1 + \nu)(P_o - P_i) / E$ で表せるが、ヤング率： E およびポアソン比： ν についての周辺地山全体を表すデータがなかったため、計算ができなかった。この図では、施枠した時にすでに 30%の地山応力が先行して開放されていると仮定しており、④線の傾きは予想で入れたものである。この内容に基づいて、図 5.10 からの考察を以下に述べる。

まず、TT13 箇所の鋼枠支保力に関する評価結果について述べる。前述のように、TT13 は切羽から 3.6m 離れた箇所で設置し、毎日 1 回の計測を実施した。掘進切羽から沈下は毎日一定の動きで続き、その間に枠変形が始まったため、補強の部分 2 重支保を行った。その時点が掘進切羽から 40m 離れた時であり、その後天盤沈下は収束した。その様子は図 5.10 の下方に示している。このことから、掘進時に施枠した鋼枠の支持力が十分ではなかったことが分かる。その状況は同図の鋼枠支保特性曲線に示している。施枠後、2 重支保による支保力の増加により沈下が止まったのは、②の 2 重支保の特性曲線から読み取ることができる。すなわち、同じ支保を使用し、同じ枠間で施枠しながら、この場所に重圧が生じたのは、当該箇所の地山の剛性が小さく、最初の支保の最大支保耐力が地山特性曲線と交点を結ぶことができなかったことに起因していると考えられる。

その後、同図下方に示すように沈下は収束していたが、旧 2 目貫の掘進を TT13 箇所から実施後に再び沈下が始まり、TT13 箇所の巻き立て鋼枠が変形し始め、通常の拡大・枠替え作業では沈下を押さえきれず、その下に 50cm 間隔で 2 重支保を施工しようやく沈下が収束した。その間の地山と枠の関係を③の位置に示している。TT13 からの坑道掘進によりアバットメント圧力がこの箇所に作用し地山応力が③の位置まで上昇し、④の支保力では再び不足になった。その後、⑤の 2 重枠施工により、上昇した地山応力まで到達し支保が安定し、沈下が収束したことが推察される。なお、③～④までの区間の地山応力はこの間に塑性化によるゆるみ域の拡大が起り、緩み領域の荷重が作用してきていると考え、上向きカーブを描いた。

次に、旧 2 目貫掘進ができなかった原因について述べる。前述のように、旧 2 目貫掘進ができなかった主因は TT13 地点の鋼枠支持力が、強度が小さい地山に対して不足していたことであるといえる。すなわち、北斜坑掘進時、この地点での初期最大沈下速度が他の地点と比較して大きかった（6.4mm/日）にも拘わらず、その地点で巻き立て作りを行い、再び緩み領域を広げたことに問題があったと考える。巻き立て作りは特殊枠を入れるため周辺岩盤の切り取り拡大が必要であり、また、目貫掘進前には巻き立て部の脚を抜く作業が必要になる。これらの作業は、巻き立て上部の緩み領域を拡大させ、脚抜きにより鋼枠自体の支保力を低下させることになる。

この対応策としては、巻き立て作業箇所は地山が良好な箇所に選定すること、また巻き立て箇所の支保力を増加させるために天盤にルーフボルト打設を行うこと、等になるが、この問題を根本的に解決するためには、地山が良好な箇所を如何にして客観的に早期に把握することが重要なポイントとなる。したがって、2 次支保の必要性に関する早期の判定指標および管理基準についての検討が必要となる。これについて次節で検討する。

5. 3 2次支保の必要性に関する早期の判定指標および管理基準の提案

5. 3. 1 早期の坑道安定性予測の重要性

ルーフボルト支保は能動的支保と呼ばれ、天盤が崩落しないよう天盤の変位を防止することを目的にしている。ルーフボルト支保では、鋼杵のように天盤上の応力状態を推察するものがなく、また天盤の落下を支えるものがないため、ある時点での天盤状況の急激な変化により、落盤災害が発生することがある。天盤の沈下状態はその上の地山岩石の剥離状態を暗示しており、常に監視することが重要である。ルーフボルト支保のみを用いる炭鉱では、通常、約 20m～25m 間隔毎に坑道天盤に Telltale を打設し、その沈下量の読みに応じて管理基準を設けている。

鋼杵支保は受動的支保と呼ばれ、施杵直後、鋼杵と周辺地山との密着は完全でないが、時間の経過とともに周辺地山が押し出して鋼杵と密着した後、鋼杵支保は支保力を発揮する。すなわち鋼杵相互を繋ぎ、鋼杵を単体でなく剛体として連続させ、杵の倒れを防止しておけば天盤崩落事故は防止できる。過去においては木杵の場合、その強度不足で破断して天盤崩落事故が発生していたが、近年、鋼杵支保を使用するようになって崩落事故が起きるのは、杵替え、拡大工事等で、鋼杵の連続性を断ち切った箇所である。鋼杵支保方式では、鋼杵の変形、地山の押し出し状況を目視観察でき、それらによる変化が通常急激でないことから、従来日本の鋼杵支保の現場では Telltale、Extensometer 等の天盤モニタリング情報の活用は一般的ではなかった。しかし、インドネシアの坑道周辺の地山強度は欧米に比べて弱いとされている日本のそれと比べてもさらに弱く、一軸圧縮強度で池島炭鉱の 1/5 程度と極めて小さいため、先に述べた旧 2 目貫坑道掘進の中止のような状況が発生し易く、掘進中止に伴う時間ロスとコスト増が甚大になる。したがって、2 次支保が必要な箇所を的確に見つけ出し、早期に 2 次支保の処置を行うこと、また交差部となる巻き立て部の地山が良好かどうかの情報を正確に知り、目貫坑道等の坑内レイアウト設計に活かすことが重要となる。

5. 3. 2 2次支保の必要性指標の提案

前項のような目的で、天盤沈下計測を早期坑道安定性の評価と坑道維持に関する管理基準に利用する方法について検討した。ルーフボルトは、先述のように能動的支保であるため、打設時からの天盤変位量そのものが重要なデータとなる。しかし鋼杵支保の場合、施杵から支保力を発揮するまでに地山の沈下を待つ必要があり、沈下量そのものより沈下量の変化、すなわち沈下速度の方が重要な意味があると考えられる。初期の最大沈下速度、あるいは最大内空変位速度と最終変位量との間に正の相関関係があることが、吉川らにより報告されている[8]が、初期の最大沈下速度と収束までの期間との関係が明らかにはなっていない。変位速度の変化は、①掘進による坑道周辺応力の変化による周辺岩石の塑性領域の拡大・緩み、②ひずみ軟化による膨張、③地山岩石強度の軟化を伴うクリープ、④地山岩石の風化・含水等による時間依存性破壊、

等の要素が複雑に絡み合っていると考えられ、これを理論的に明らかにし、変位量を予測することは難しい。

図 5.11 は、Pacher がトンネルでの実測データを整理して、作成した変形速度と地山分類を関連付けたものである[9]。この図では、変形速度が大きい地山ほど不良な分類に位置付けられている。

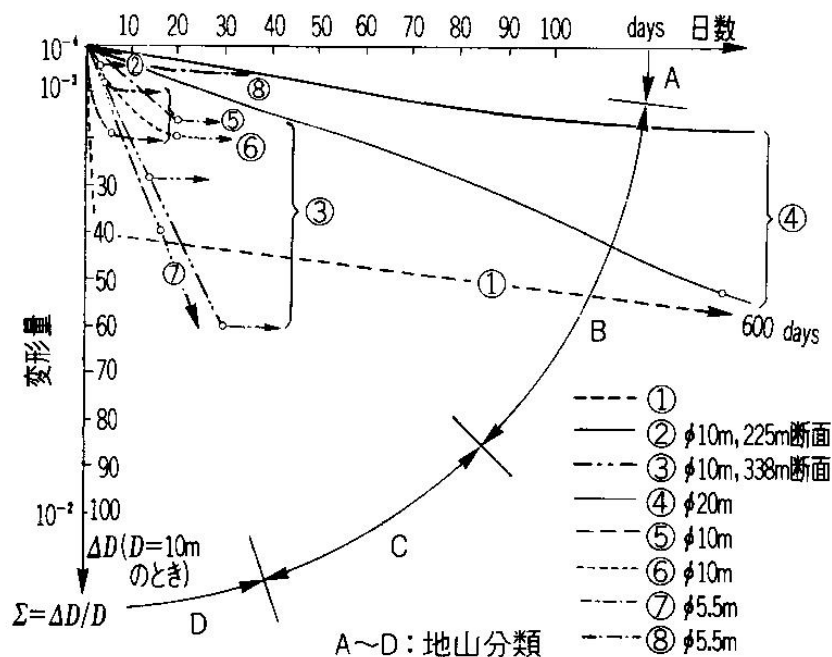


図 5.11 変形速度による地山分類[9]

この分類の考え方は、GDM 炭鉱における天盤沈下計測と鋼枠の変形状況との関係に符号するものと思われたため、GDM 炭鉱での初期の最大変位速度と収束したケース、収束せず 2 次支保を施工したケースに分類した。図 5.12 はそれを纏めたものである。なお、ここで収束しなかったケースとした場合でも、そのまま内空変位を許せば収束したかも知れないが、坑道の安全を保つために許容内空変位内で実務上収束しなかったという意味である。また、ここで最大沈下速度としているのは、同図に表した掘進切羽からの距離 40m までで収束に向かう前の直線的な部分の傾きを計算したものである。

同図に見るように、3mm/日以下の場合は収束し、6mm/日以上の場合は坑道変形が生じ、実務上収束していない。この最大沈下速度は、地山側の要因だけでなく、ルーフボルト追加等の処置を取ったケース等、支保の方法と組み合わせた結果である。したがって、この最大変位速度はそれらを包含した坑道支保の安定性を評価する指標となっていると考えられる。同図の収束したケースは、全て追加の坑道支保を行った場合である。しかし、前掲図 5.1 の 2 次支保施工範囲を見るように、南斜坑では

掘進切羽からの距離40mまでの最大沈下速度と管理基準

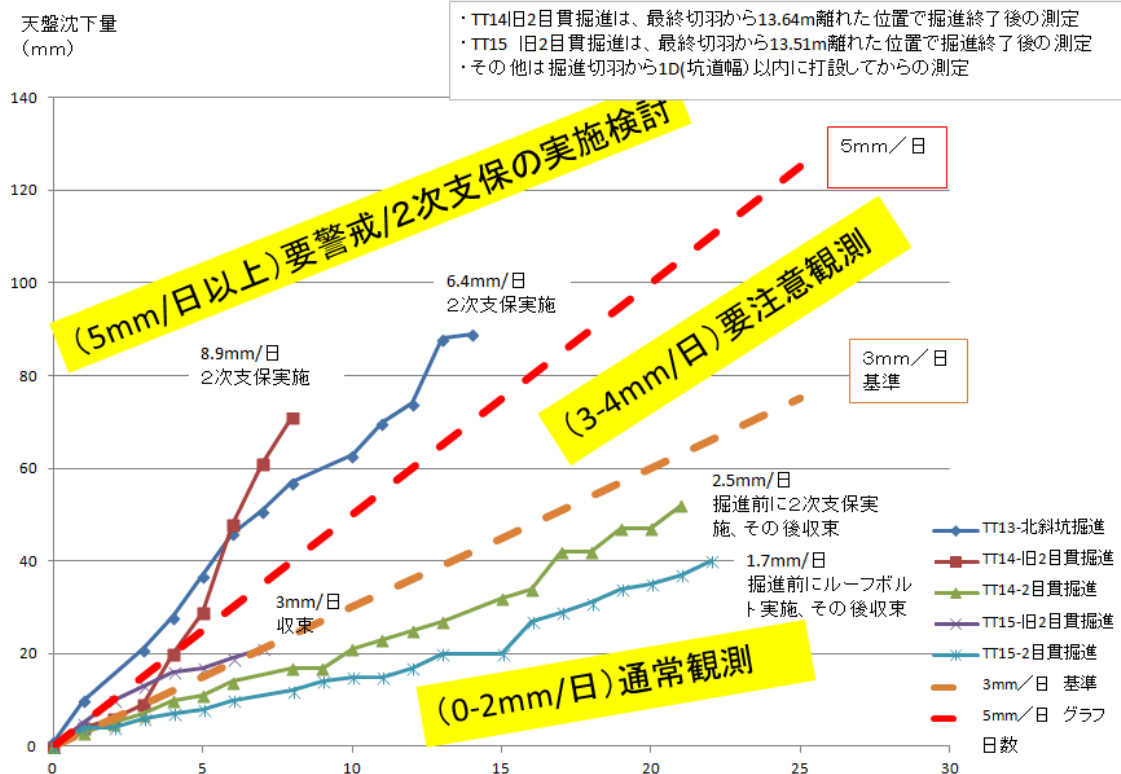


図 5.12 2次支保の必要性判定指標および管理基準

2次支保を行った区間は僅かで、ほとんどが安定性を維持できた。この主因は、同じ1次支保を施工していることから地山の問題と考えられ、前掲図 5.10 を使用して下方図内に示す 2.0mm/日 ケースを検討した。このような沈下速度の場合、地山特性曲線の剛性が大きくなり、上方図の破線のような地山特性曲線を示すと予想される。この場合、前掲図 5.10 内の⑥◎に示した同じ剛性、支保耐力を持つ鋼枠で施枠した場合でも、地山特性曲線と交点を結ぶことができ、坑道は地山と鋼枠合体の支保で安定性を維持できることを示している。

5.3.3 坑道維持に関する管理基準の提案

以上の結果を踏まえ、初期の最大沈下速度を指標として、前掲図 5.12 を基に管理基準を表 5.1 に提案する。ここで、初期の最大沈下速度は地山計測機器を掘進切羽先から 5m 以内 (1D) に設置し、掘進切羽先からの離隔が 40m 以内で最も大きな直線近似変位速度を持つ期間 (1週間以上) の勾配とする。

ただし、この管理基準は、土被り厚約 50m での実測と鋼枠変形の実態に基づいている。当然ながら土被りの厚さで変化するので、掘進の深部化に伴い管理基準をチェックして、修正することが必要である。

表 5.1 坑道維持に関する管理基準案

初期の最大沈下速度	管理基準
0～2mm/日	通常観測
3～4mm/日(2日間連続計測)	要注意観測
5mm/日以上(2日間連続計測)	要警戒・2次支保実施の検討、巻き立て箇所不適格

5. 4 結 言

本章では、GDM 炭鉱で測定した鋼枠の変形、2 次支保の状況と Telltale および Extensometer の計測結果を基に、坑道変形が発生した理由について考察し、軟弱な地山内の基幹坑道掘進、維持のための早期に適用可能な 2 次支保の必要性に関する判定指標および管理基準を提示した。得られた結果を列挙すれば以下のようである。

- ① Telltale、Extensometer の応答は打設後翌日から観測され、観測位置周辺で掘進、拡大作業等の応力変化を起こす作業があると直ぐに応答結果が得られ、また、計測した変位結果と、鋼枠の変形時期および変形規模は良く一致していた。このことは、変位計測結果により計測点付近の応力変化をリアルタイムで把握できていると考える。
- ② 坑道狭小化のため行う坑道拡大作業は塑性領域を拡大させるため、鋼枠を同じものに入れ替えても、鋼枠が塑性化すると地山の変形がはじまり、地山変位が再開する。この変位の変化は GDM 炭鉱では非常に顕著であり、地山の膨張が直ぐに始まる。これは地山の性質、および拡大前の塑性化により内部摩擦力が低下していることに起因していると考ええる。
- ③ 上述②のことから、変位を制御するには、本鋼枠の間に鋼枠を施工する間枠入れよりも、本鋼枠の下に施工する 2 重鋼枠支保が有効である。また、ルーフボルトを鋼枠支保と組み合わせることで支保力が増加でき、三差路巻き立て部のような箇所でも有効であることが確認される。さらに、南斜坑、北斜坑ともにコンクリートライニングを行った坑道では長期的に変位発生が見られないため、コンクリートライニングが坑道維持に最も効果がある。
- ④ 軟弱地山の場合の天盤沈降変位は、掘進切羽先が 5m 離隔後から 40m 程度離隔までほぼ直線で近似できる。その後、収束する場合には変位速度は減速して収束に向かう。
- ⑤ 近似した直線の勾配を近似沈下変位速度とし、その速度が 0～2mm/日の場合には変形の収束が予想されるため、通常の観測で対応可能である。3～4mm/日（2 日間連続計測）の場合には、変位が収束しないことも予想されるため十分注視して観測を行う必要がある。さらに、5mm/日以上（2 日間連続計測）となると、変位の更なる増大が予想されることから警戒が必要であり、2 次支保の実施を検討しなければならない。
- ⑥ 近似沈下変位速度は土被りの厚さで変化する可能性があるため、掘進箇所の深部化に伴い管理基準をチェック、変更していくことが重要である。

参考文献

- [1] 竹林亜夫 他：切羽の不安定現象の分類と対策に関する考察,トンネル工学研究論文・報告集, 第9巻19号, pp.4, 1999
- [2] 川本朧万 他：ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, 土木学会論文報告集, 第132号, pp.107-118, 1981
- [3] 谷本親伯 他：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本概念, 土木学会論文報告書, 第325号, 1982
- [4] Rocscience Inc., “Rock-Support Interaction analysis for tunnels in weak rock masses”, <https://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/winter2012/>
- [5] BADAN PENGAKAJIAN DAN PENERAPAN TEKNOLOGI : UJI BENDING STATIS H-BEAM, 15 March, 2016
- [6] Hoek, E.T. Brown : Underground Excavation in Rock, pp.275, 1982
- [7] 前出文献[4]
- [8] 吉川恵也 他：NATM 計測実績の統計分析, 第15回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.220-224, 1983
- [9] 福島啓一：わかりやすいトンネル力学, pp.185, 土木工学社, 2004

第6章 坑口近くの浅所掘進における問題とその対策

6. 1 緒 言

既に述べたように、インドネシアでは主に石炭輸送の観点から、現在多くの露天掘り炭鉱が河川流域に立地している。このような炭鉱では、本研究対象炭鉱である GDM 炭鉱と同様に鉱区内にある丘部で露天掘り採掘を行っており、丘部近くの水田や湿地帯地域の下石炭資源は未開発の状態に残されている。このような地域は一般に地盤の強度は弱く、軟弱な粘土層が発達していることが多い。このような条件下で、露天掘りから坑内掘りに移行する際、ハイウォールあるいは丘部に坑口を設けざるを得ないが、この場合地山が軟弱かつ低土被りの条件下で基幹坑道を掘進、維持しなくてはならない[1]。とくに、軟弱地山が流動性を有する層であれば、掘進切羽に流動性地山が流入して坑道掘進が中断され、坑内掘り炭鉱の開発自体も危ぶまれるだけでなく、低土被りから地表陥没の発生等、地表への影響も懸念される。したがって、地山状況に応じた坑口近くの浅所掘進における問題の把握とその対策が必要不可欠な課題となる。

そこで本章では、この課題に的を絞り、GDM 炭鉱の坑口近くの土被りが浅い箇所での掘進時に発生した沖積層土の掘進切羽への出現、流動性粘土の坑内流入の問題についてその状況と実施した対策について述べ、今後のインドネシアでの開坑直後に同様な軟弱土、軟弱地山による問題が発生した場合の対応策の一助にするべく、岩盤工学の面からの指標を加えて対策案を提案する。

6. 2 軟弱沖積土層内の浅所掘進

6. 2. 1 軟弱沖積土層の掘進状況

GDM 炭鉱北斜坑坑口付近の地質条件として、事前のボーリング結果から、坑道上部に軟弱沖積土層の存在が予想されており、この軟弱沖積土層は、坑口付近から掘進方向にほぼ水平から浅部に分布していると予想されていた。そのため、坑道・坑口設計段階において、軟弱沖積土層を直接天盤にせず、その下の砂岩または粘土岩を直接天盤に受けるよう坑口位置、レベルを決定して斜坑掘進を開始した。しかし、軟弱沖積土層は事前の地質予想に反し一部深部に分布を広げており、北斜坑掘進開始後、坑口から約 8m 付近掘進時に天盤から軟弱沖積土層が下がってきたため、当土層内を掘進突破する必要が生じた。図 6.1 に当該箇所の実際の坑道地質断面図を示す。これより、坑道上段部が軟弱沖積土層（図内茶色部）となっている事が分かる。

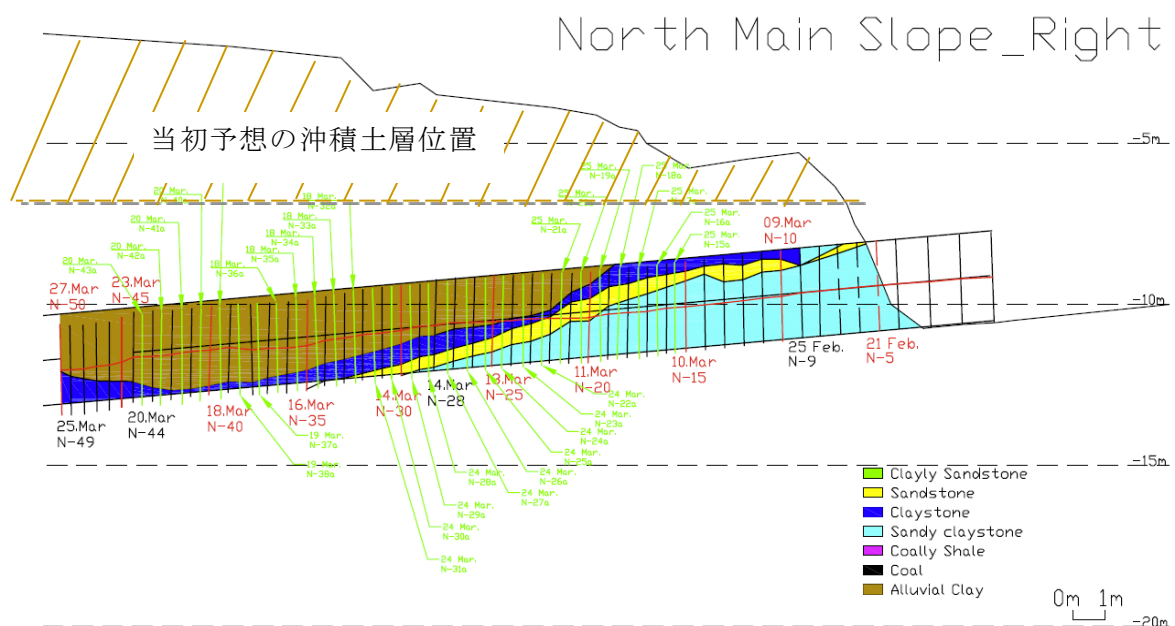


図 6.1 北斜坑軟弱沖積土層における坑道地質断面図

北斜坑では、枠間は通常 1.1m もしくは 0.6m の規格で掘進を行う設計であったが、当該箇所においては 0.6m 枠間で掘進を行っていた。しかし、枠梁部の変形が生じ始めたため、対応策として間枠入れを行った。この間枠入れ後、枠間を 0.40m～0.50m に変更して掘進を続けたが、掘進に伴い間枠入れ箇所の枠梁部変形が進行したため、掘進を一時中断し、該当箇所にコンクリートライニングを施工した。コンクリートライニング前までに、梁部の変形は垂直下方向および坑口方向水平変位は、それぞれ最大約 3cm および 10cm であり、図 6.1、図 6.2 にこの状況を示す。なお、両図に見られるように、枠の変形は梁部のみで脚の変形はなかった。コンクリートライニング完了後に掘進を再開し、軟弱沖積土層は坑道天井上へと消えて行ったが、直接天盤である粘土岩のカバーが薄い為、当該箇所突破の掘進は 0.4m ダブル枠間掘進とし、天井への鉄矢木打設（2.4m 長さ x 鋼枠梁部上 5 本打ち込み）を施すとともに、掘進 3.5～4.0m 毎にコンクリートライニングを掘進を追いかけながら施工行った。コンクリートライニング後は軟弱沖積土層内および層下の坑道の断面変形は見られず、無事に当該特殊条件箇所の突破に成功した。



図 6.1 沖積層土内の掘進切羽状況



図 6.2 梁部変形状況

6.2.2 軟弱沖積土の物性値からの検討

表 6.1(a),(b)に坑道内に現れたものと同じ軟弱沖積土層の土質試験結果を示す。この試料はボーリングコアから採取したものであり、図 6.3(a),(b)にそのコアの写真の例を示す。また、図 6.4～図 6.6 に一軸圧縮試験および直接せん断試験の試験結果をそれぞれ示す。

表 6.1 軟弱沖積土層の土質試験結果

(a)

試料No.	試料深度 (m)	岩相	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	飽和密度 (g/cm ³)	自然 含水比	飽和度 (%)	間隙率 (%)	間隙比	一軸圧縮強 度	ヤング率 (MPa)	ポアソン比
GT-03/SPL-04/PP-01	9.30-9.73	Alluvial	2.10	2.00	2.17	4.80	56.82	16.92	0.20	0.17	5.32	0.35

(b)

試料No.	試料深度 (m)	岩相	拘束圧 (MPa)	せん断応力 (MPa)		粘着力 (MPa)		内部摩擦角 (°)	
				Peak	Residual	Peak	Residual	Peak	Residual
CP_07	17.61-18.00	Alluvial	0.142	0.226	0.125				
			0.291	0.303	0.169	0.153	0.083	27.41	16.53
			0.427	0.374	0.209				
CP_08	11.16-11.50	Alluvial	0.124	0.169	0.108				
			0.225	0.218	0.142	0.109	0.066	25.93	18.65
			0.324	0.266	0.175				



(a) No. GT-03/SPL-04/PP-01 サンプル



(b) 試料 No. CP 07

図 6.3 試験試料の例（図中の赤枠部分）

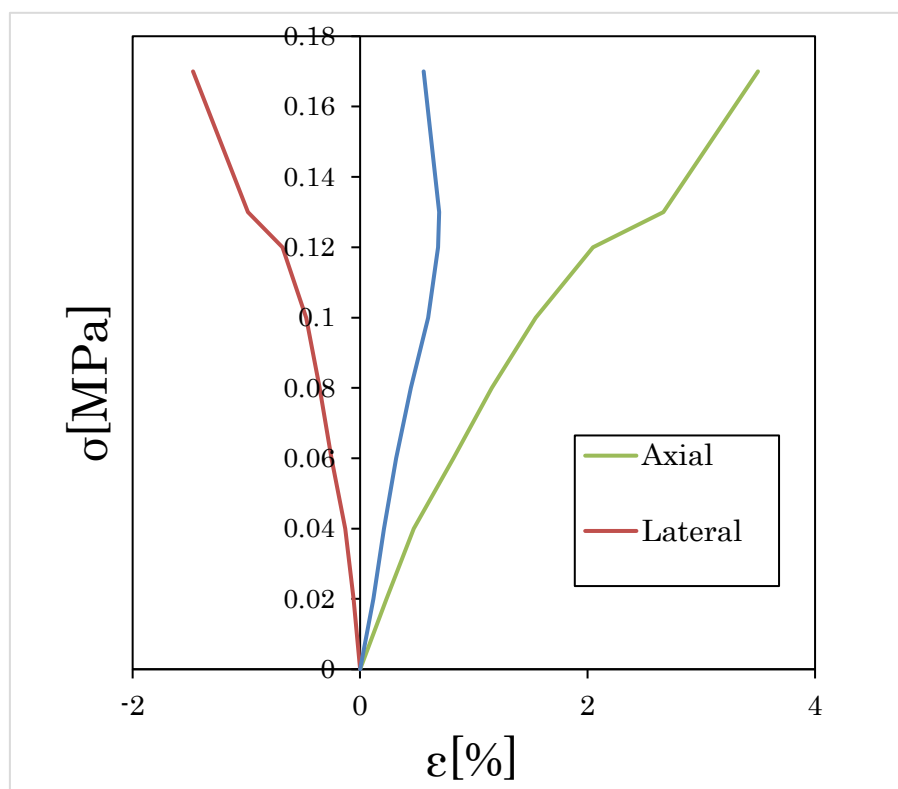


図 6.4 試料 No. GT-03/SPL-04/PP-01 の一軸圧縮試験結果

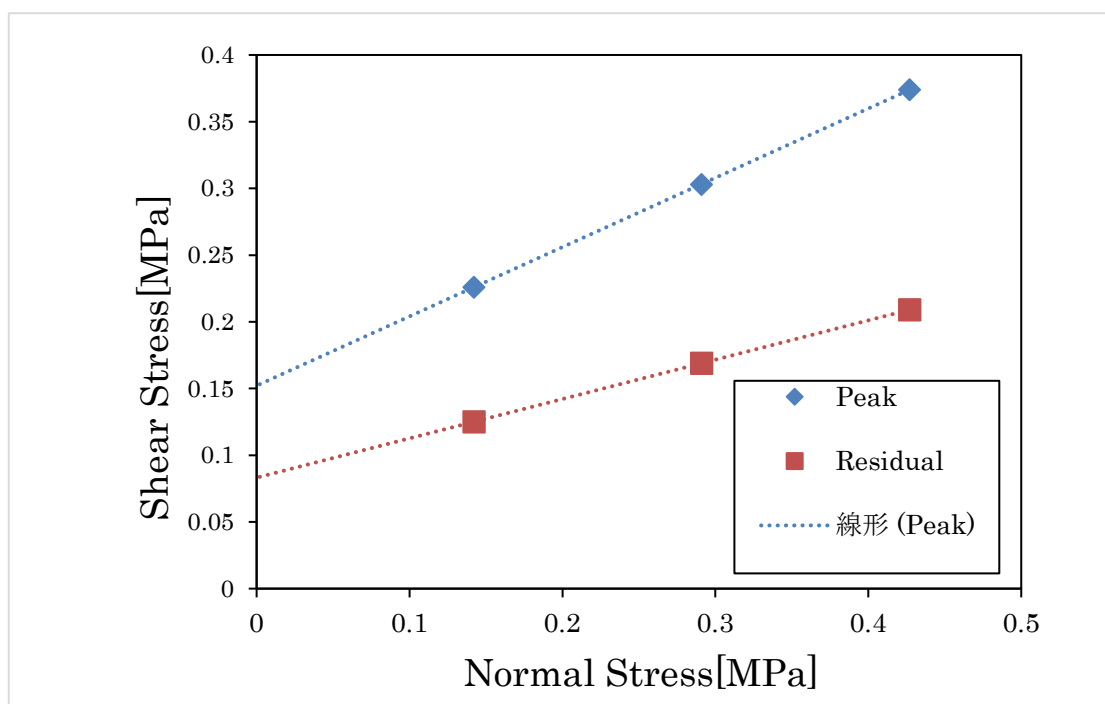


図 6.5 試料 No. CP 07 の直接せん断試験結果

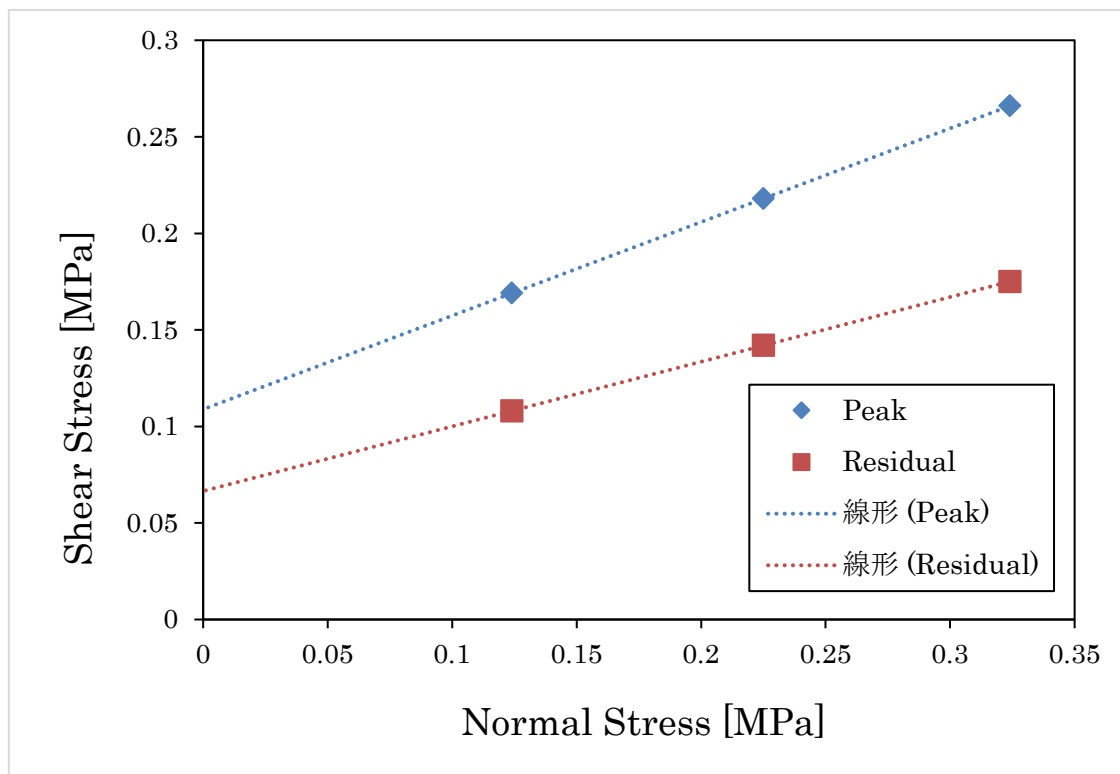


図 6.6 試料 No. CP 08 の直接せん断試験結果

掘進中に出現した当該箇所の沖積層土の物性値を表 6.2 のように推定した。ここで推定した値は、上記試験結果の平均値から求めたが、引張強度については、図 6.7 に示した GDM 炭鉱の浅い深度(−61.3m まで)のボーリングコアの泥岩における一軸圧縮強度との相関関係近似線からの推定値である。

表 6.2 掘進中出現の沖積層土の推定物性値

湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	飽和密度 (g/cm ³)	自然 含水比 (%)	飽和度 (%)	間隙率 (%)	間隙比
2.10	2.03	2.16	3.48	56.54	12.42	0.15
一軸圧縮 強度 (MPa)	圧裂引張 強度 (MPa)	ヤング率 (MPa)	ポアソン 比	内部摩擦 角 (°)	粘着力 (MPa)	
0.17	0.13	5.32	0.32	26.7	0.13	

当該箇所の掘進突破実績から、軟弱沖積土層の強度物性値が同表の物性値と同等もしくは多少大きい程度の場合は、このような軟弱沖積層内では、枠間 0.4～0.5m で天井への鉄矢木打設(長さ 2.4m、鋼枠梁部上 5 本打ち込み)を施す掘進で、続けて掘進長 3.5m～4m 毎にコンクリートライニングを行って追いかけて行く工法で掘進突破できると判断される。ただし、当該箇所では天盤からの湧水はなく、また軟弱沖積土層

に付着水分はなかった。もし、湧水や付着水分がある場合、強度特性が大きく低下する可能性が大きいので、次節で述べるような、セメント等の固化材を使用した地表からの深層改良工事[2]、または坑内からの注入式フォアポーリング、長尺フォアパイリング工法[3]等の特殊掘進が必要になると考える。

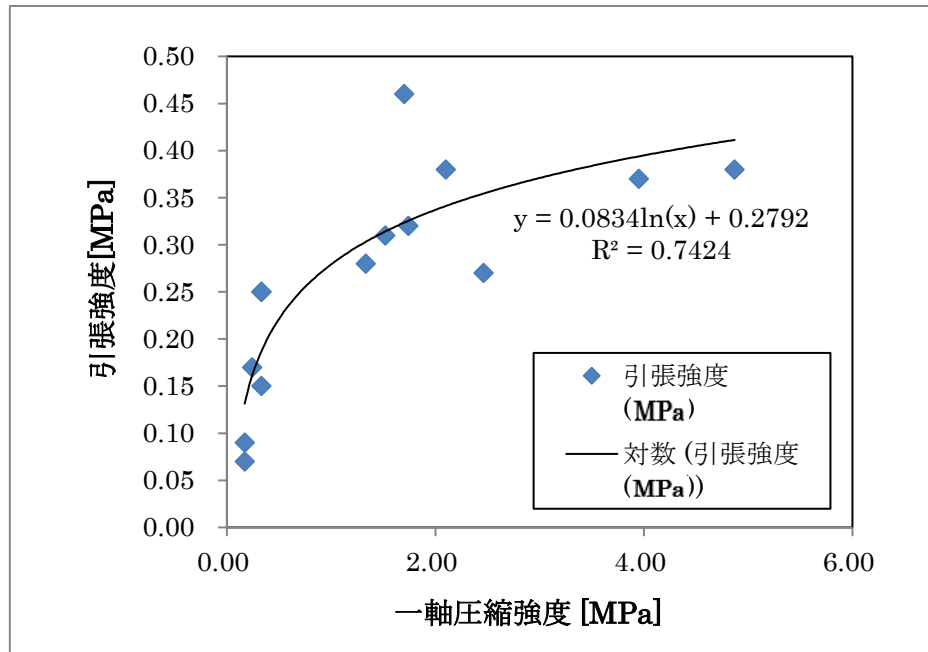


図 6.7 泥岩の一軸圧縮強度と圧裂引張り強度の関係(深度－61.3m まで)

6. 3 流動性軟弱粘土の坑内流入および地表からの地盤改良工事対策

6. 3. 1 状況と実施対策

前述の軟弱沖積土層箇所の突破後、約 25m 掘進が進んだ箇所にて、詰天盤から軟弱粘土の流入が起きた。図 6.8 に坑口からの位置関係および粘土流入状況を示す。切羽での直接天盤は頁岩であったが、梁中心より左側において詰天井上方向に約 60cm の亀裂が進展しており、この亀裂先より流動性軟弱粘土が流入してきた。流入速度は非常に遅く、作業員および Road Header を迅速に退避させたため、怪我人や機械の損失はなかった。しかし、流入粘土により、図 6.8 および図 6.9 に示すように詰から約 10m 間、天井が閉塞され、さらに 8m 手前の位置で流入が停止した。また、坑道上の地表では、約 10m の範囲で、図 6.10 のように深さ約 2m のすり鉢状に沈下していた。地表沈下量および坑内流入粘土量はほぼ同じで約 180m³ であったことから、沈下分の全てが坑内に流入したと考えられる。

事前のボーリング調査では、軟弱粘土帯と坑道との岩盤天盤厚は十分にあると予想されていたが、粘土流入箇所は、岩盤天盤厚が約 60cm しかなかった事になる。この対応のためには、まず、周辺の地質状況を詳細に把握する必要があるとして、坑道か

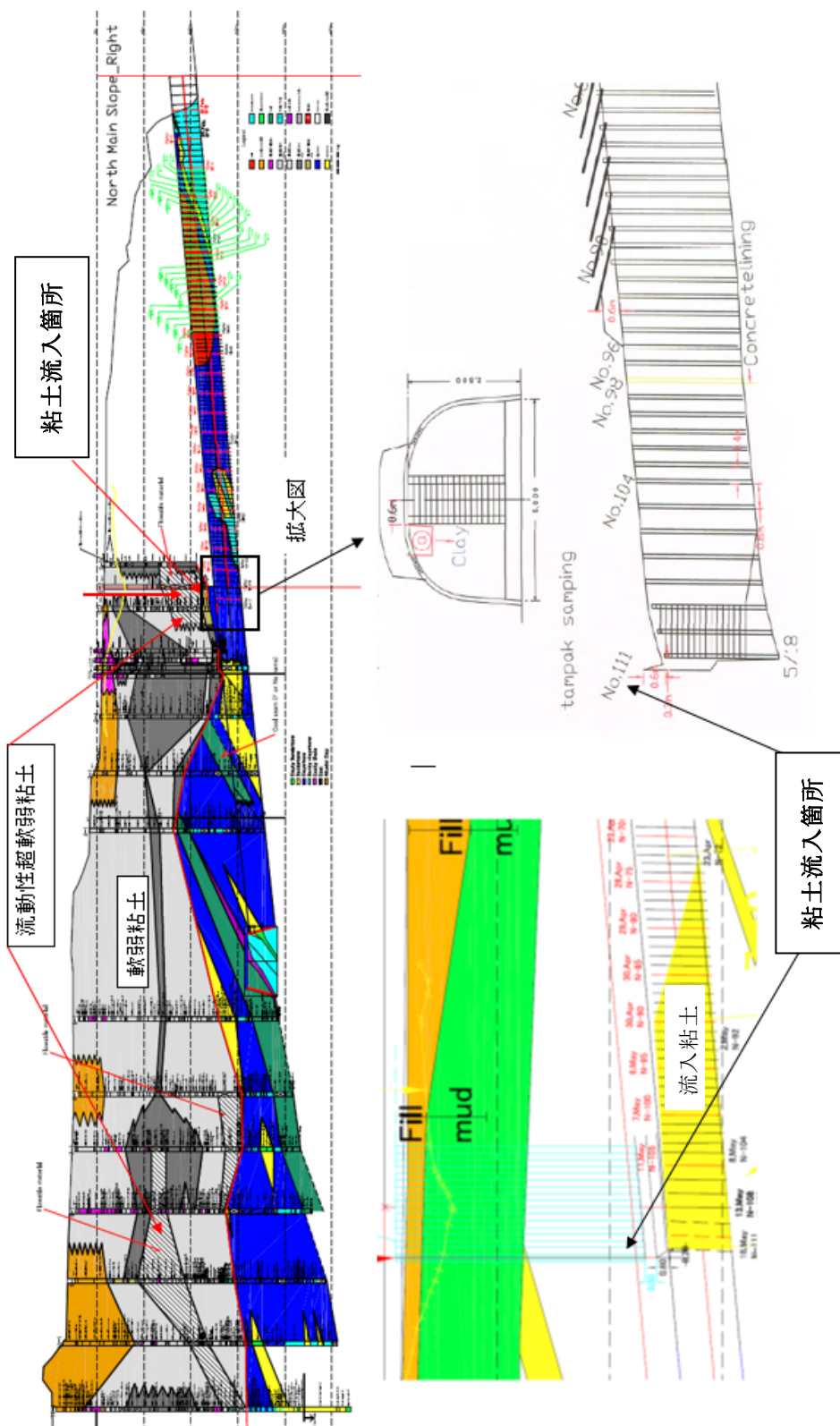


图 6.8 北斜坑内粘土流入状况



図 6.9 流動性粘土の坑内流入状況図



図 6.10 地表沈下状況



図 6.11 改良型攪拌棒形状

ら左右に 2m、掘進方向に約 6m 間隔でボーリングを実施し、軟弱粘土帯分布状況を調査した。その結果、切羽詰から掘進方向 8m 間において、軟弱粘土帯と坑道天井間のカバー岩盤が、50cm～80cm と非常に薄い事が判明した。そこで、流動性軟弱地盤下をほとんど岩盤天盤が無い状態で掘進突破する事は困難だと判断し、坑道上地表からの地盤改良工事によって坑道天盤改良を行った。すなわち、粘土流入箇所直上にあたる箇所前後にて、地表から 16 インチ PVC パイプを打設し、PVC 内の流動性粘土をセメントミルクと置換することで流動性粘土を遮断する工法を考案した。工法手順としては、HQ サイズ掘削用のボーリング機に 26cm 径オーガーフライトを取り付けて流動性粘土帯底部まで穿孔後、PVC をエクスカベータにて孔底まで押し込み、PVC 内を 26cm 径オーガーでセメントミルク注入を行った。この工法は一般に土木で行われる鉄管を使用する杭打ち工法[4][5]の代わりに、穿孔後セメント注入でセメント杭を作成する方法で、土木の基礎地盤強化とは異なり強化目的地盤位置下に坑道掘進しなければならない本件では、既設坑道にショックを与えられない目的から考案したものである。

また、上記施工箇所から坑道掘進方向上地表箇所については、改良工事コスト削減および工期短縮を目的として、大口径攪拌注入工法を採用した[6]。本施工方法については種々試験を行い、試験後のコア試錐で注入状況を確認することにより、最終的な施工方法を決定した。攪拌注入には、セメントミルク注入パイプおよび攪拌棒を溶接した Wingbit を用いた。攪拌棒は図 6.11 に示すようであるが、この形状についても、現場試験結果より最適な形状を決定した。施工方法は、深度 3m までは大口径オーガーで穿孔し、それ以降、上記 Wingbit に取り換えて穿孔を継続した。その際、1m 穿孔毎にビットを正・逆回転をそれぞれ 3 回、上下させながらセメントミルクを所定量注入する。これを流動性粘土帯底部まで繰り返し、ビット引き上げ時は、1m 引き上げ毎にビットを正・逆回転それぞれ 3 回ずつ上下させながらセメントミルクを注入した。注入には、地表で混合したセメントミルクをディーゼルポンプを用いて、ビット先端へ圧送した。なお、セメントミルク注入量については、地盤改良マニュアル[7]において 70kg/m³ が推奨されているが、これは軟弱下盤改良を目的にした場合であり、本箇所での対象は軟弱上盤改良であるため、改良地盤の下を掘進することから、同マニュアルよりもさらに強化する必要があるとあり、同マニュアル推奨数値の 10 倍以上のセメントミルク注入を目標にした。最終的に、セメントミルク注入量は、平均 917kg/m³ であり、地盤強化マニュアル推奨値の約 13 倍と目標注入量を上回る結果となった。

図 6.12 に地盤改良工事実施位置、図 6.13 に地盤改良工事におけるセメント攪拌注入孔の配列図、表 6.3 にセメント注入量実績を示す。

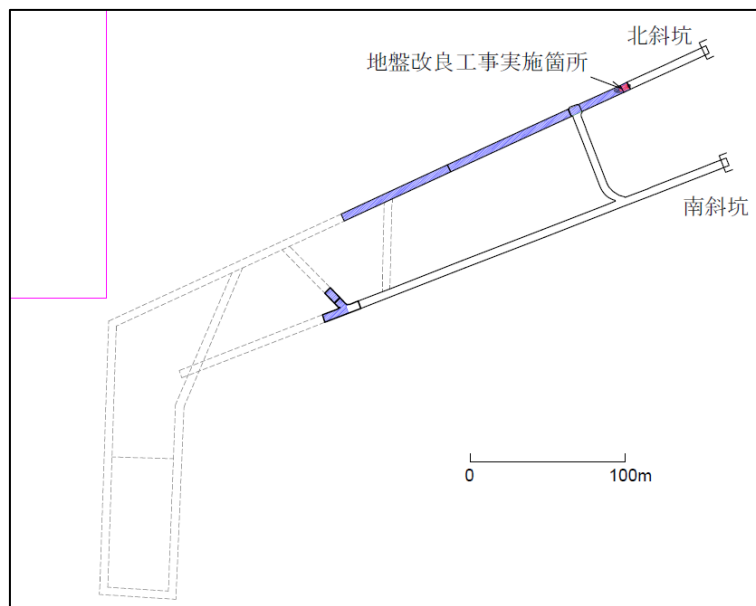


図 6.12 地盤改良工事実施箇所

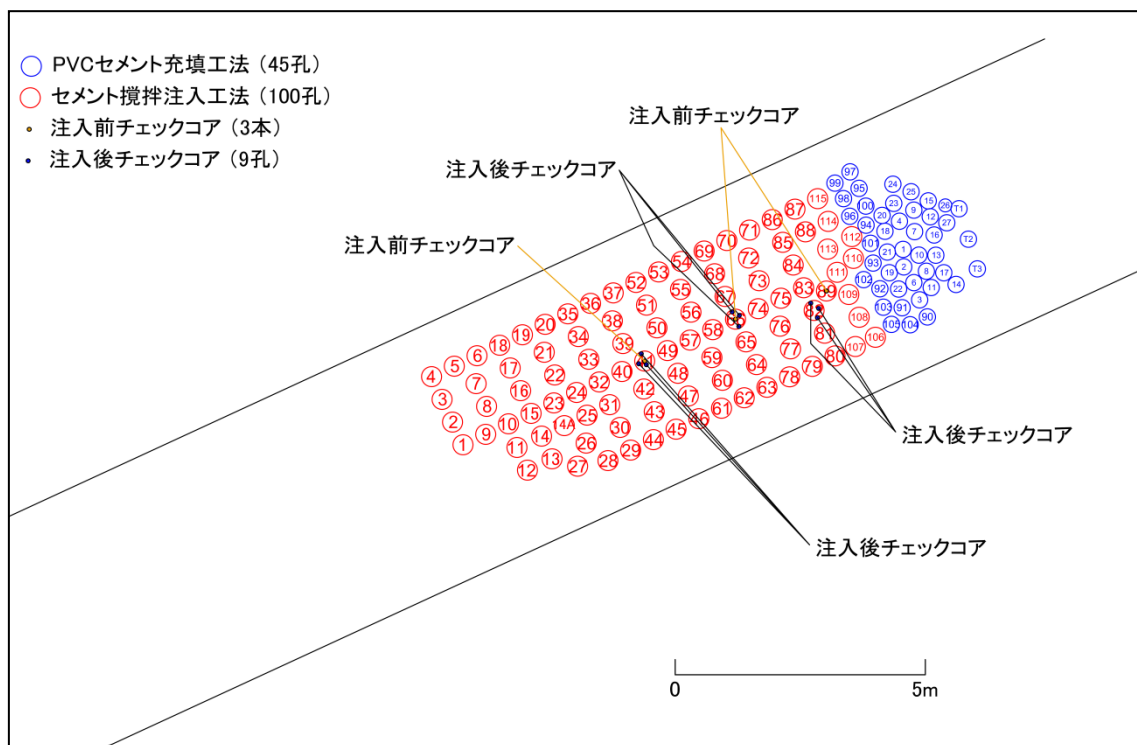


図 6.13 地盤改良工事実施箇所

表 6.3 セメント注入量実績

No.	セメント注入量 (kg)	注入箇所体積 (m ³)	No.	セメント注入量 (kg)	注入箇所体積 (m ³)
BG_36	1,400	1.16	BG_77	975	1.04
BG_37	1,250	1.26	BG_78	1,125	1.26
BG_38	1,100	1.22	BG_79	1,050	1.23
BG_39	1,300	1.44	BG_80	1,150	1.22
BG_40	1,250	1.13	BG_81	1,050	1.09
BG_41	1,550	1.28	BG_82	1,200	1.26
BG_42	1,450	1.16	BG_83	1,050	0.94
BG_43	1,200	1.12	BG_84	1,350	1.16
BG_46	1,150	1.17	BG_85	1,100	1.14
BG_47	1,000	1.03	BG_86	1,125	1.17
BG_48	1,200	1.27	BG_87	1,200	1.20
BG_49	1,150	1.18	BG_88	1,050	1.19
BG_50	1,200	1.14	BG_89	1,200	1.16
BG_51	1,250	1.09	BG_90	675	0.97
BG_52	1,500	1.16	BG_91	525	0.97
BG_53	825	0.90	BG_92	800	0.95
BG_54	1,050	1.21	BG_93	675	0.96
BG_55	1,125	1.12	BG_94	1,050	0.95
BG_56	1,000	1.21	BG_95	500	0.96
BG_57	1,300	0.94	BG_96	650	0.93
BG_58	1,050	1.16	BG_97	525	0.92
BG_59	1,100	1.15	BG_98	450	0.94
BG_60	1,000	1.17	BG_99	800	0.95
BG_61	1,000	1.12	BG_100	450	0.60
BG_62	1,000	1.17	BG_101	450	0.91
BG_63	1,000	1.08	BG_102	525	0.93
BG_64	1,125	1.12	BG_103	475	0.91
BG_65	1,050	1.21	BG_104	600	0.95
BG_66	1,000	0.97	BG_105	600	0.91
BG_67	1,100	1.19	BG_106	1,050	1.21
BG_68	1,000	1.15	BG_107	1,000	1.07
BG_69	1,150	1.24	BG_108	1,050	1.22
BG_70	1,000	1.15	BG_109	800	0.92
BG_71	1,450	1.17	BG_110	1,050	1.26
BG_72	1,000	1.20	BG_111	1,000	0.99
BG_73	1,100	1.17	BG_112	1,050	1.27
BG_74	1,050	1.14	BG_113	1,000	1.11
BG_75	1,000	1.13	BG_114	1,050	1.21
BG_76	1,050	1.08	BG_115	1,100	1.14
計				79,000	86.13

平均注入量：79,000kg ÷ 86.13m³ = 917kg/m³

6.3.2 セメント攪拌注入工事の効果

図 6.14～6.16 に工事期間に、セメント攪拌注入の効果の確認を行うために採取したチェックボーリングコアの柱状図を示す。注入前と注入後のセメント混入状態を見ると、ばらつきはあるが、概ねセメントが混入されていると判断できる。また、セメント攪拌注入前後のコア写真の数例を図 6.17 に、セメント攪拌注入後のコアの一軸圧縮強度を軟岩ペネトロ計[8]で測定した結果を表 6.4 に示す。また、表 6.4 内に各孔内の採取コアの位置図を示す。

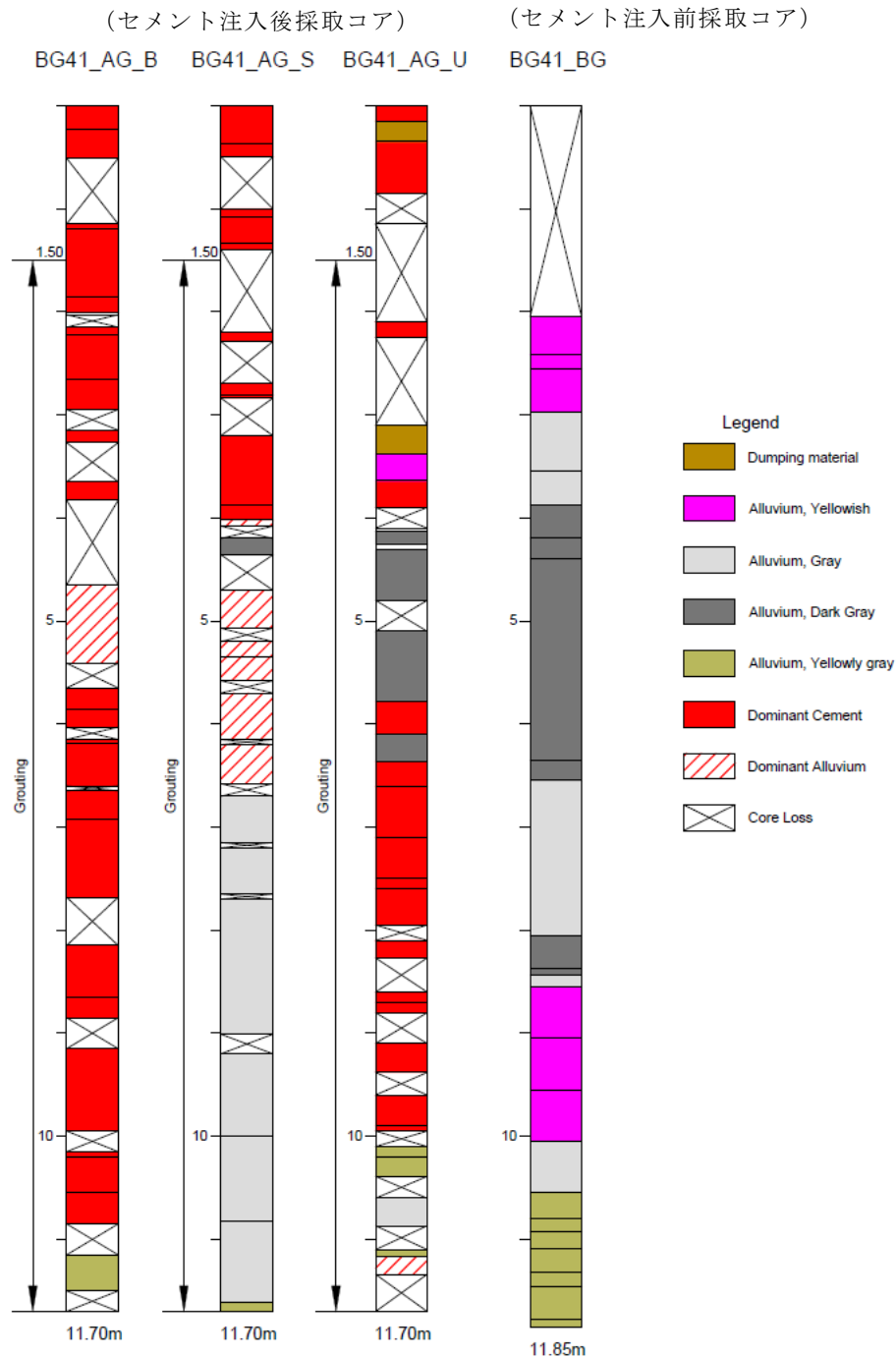


図 6.14 BG41 孔セメント攪拌注入状況

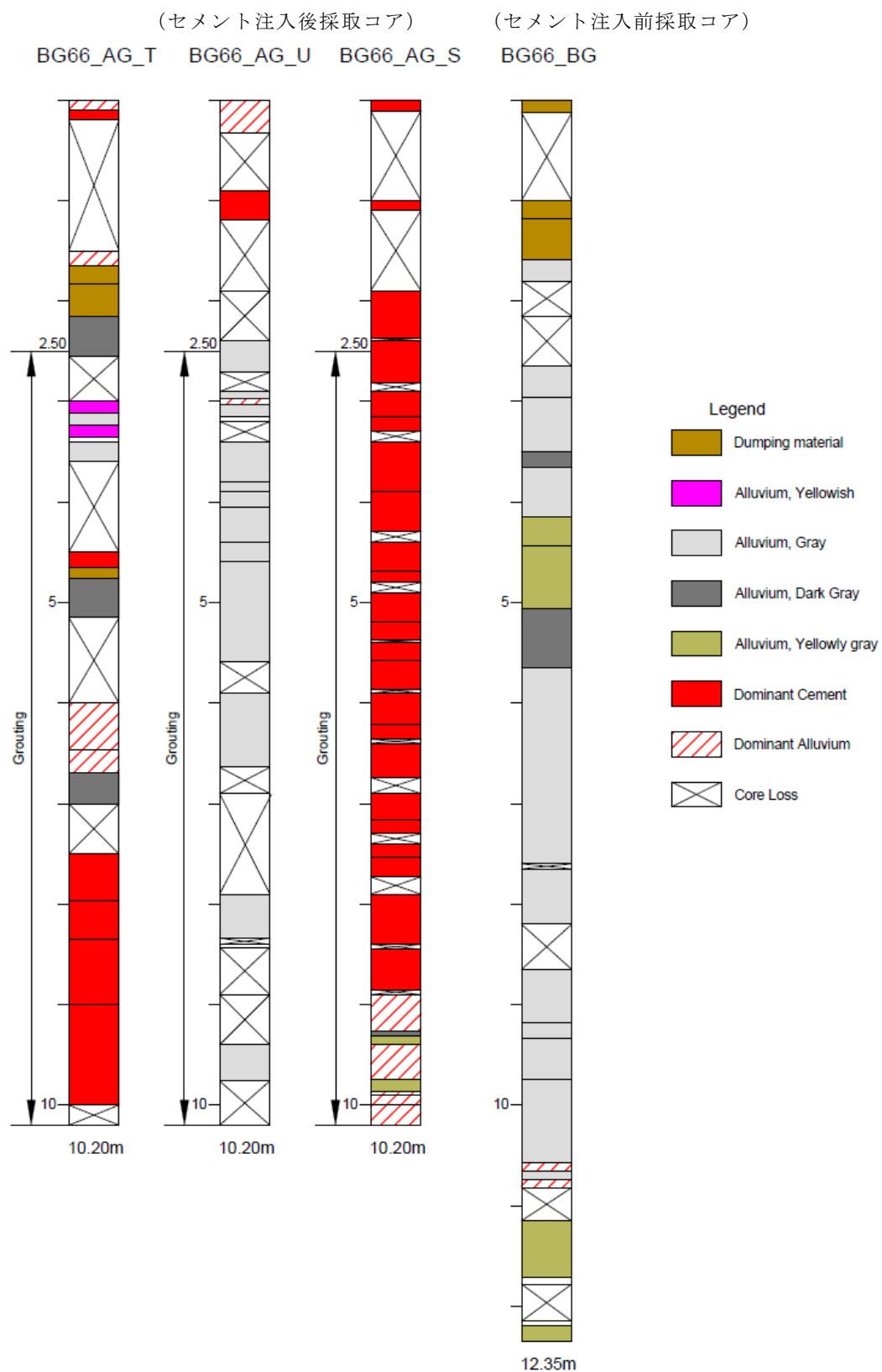


図 6.15 BG66 孔セメント攪拌注入状況

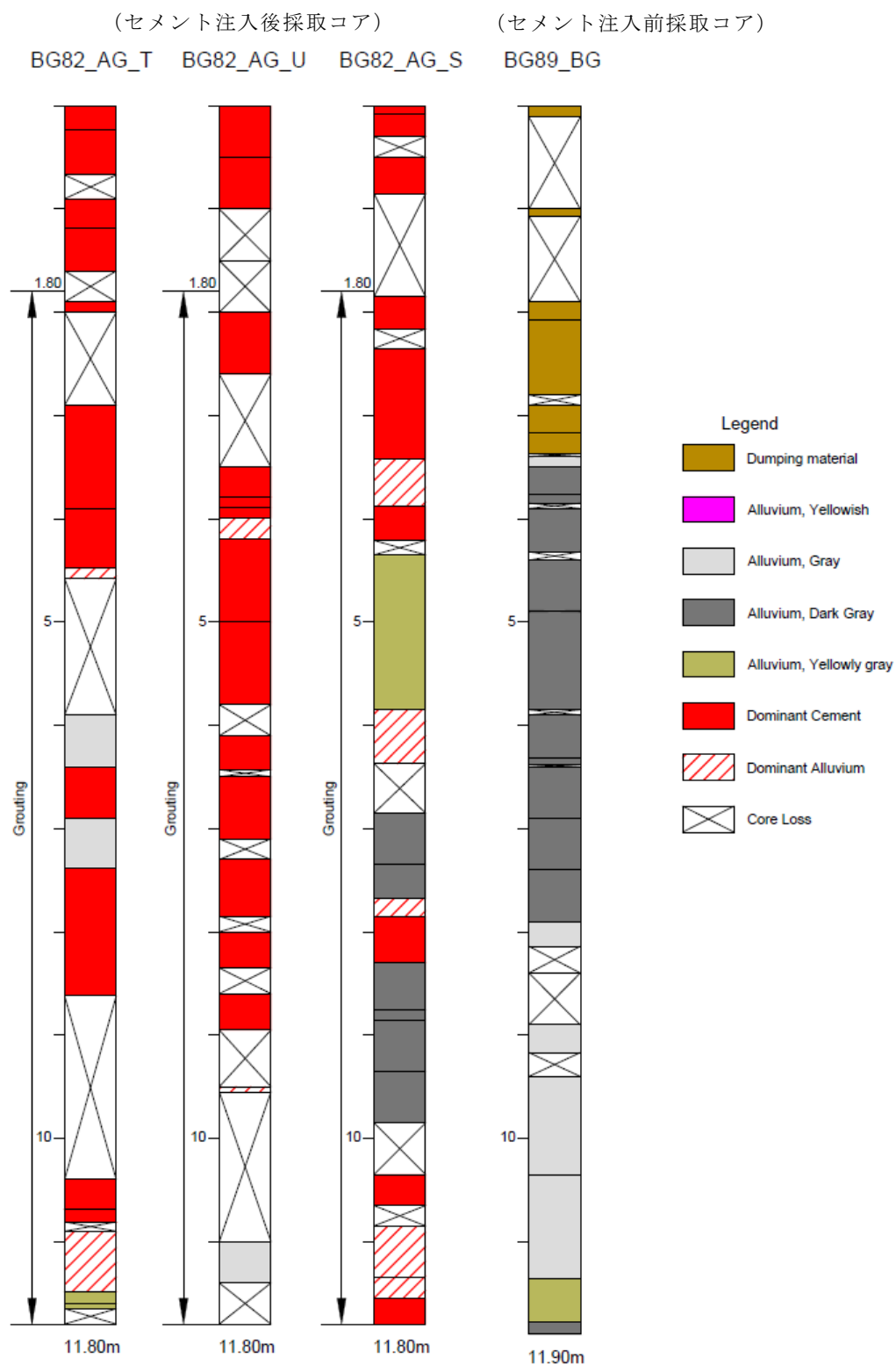


図 6.16 BG82 孔セメント攪拌注入状況



BG41_6.05 – 6.55m (セメント攪拌注入前)



BG41_6.15 – 6.65m (セメント攪拌注入後)



BG66_6.65 – 7.65m (セメント攪拌注入前)



BG66_7.90 – 8.45m (セメント攪拌注入後)



BG89_7.90 – 8.40m (セメント攪拌注入前)



BG82_7.90 – 8.90m (セメント攪拌注入後)

図 6.17 セメント攪拌注入前後のコア写真の比較

図 6.17 から、攪拌注入前は流動性の粘土であったが、セメントミルクと攪拌されることで固化されている事が分かる。また、軟岩ペネトロ計による測定結果から、改良工事前は軟弱なため測定不能だったものが、セメント攪拌注入後は測定できるようになり、一軸圧縮強度が代表値 3.8MPa まで改善されていた。

上記の PVC セメントミルク充填工法およびセメント攪拌注入工法施工後に、同施工箇所下の掘進を行った結果、天盤の亀裂発生、亀裂崩落、坑道の狭小化などの異常は発生せず、無事に当該問題箇所の突破に成功した。

表 6.4 セメント攪拌注入工事 地盤改良結果
(チェックコアサンプル 軟岩ペネトロ計測定による)

Borehole	地表からの 深 (m)	改良後UCS(Mpa)			代表値	*BGはGrouting前のコア採取位置 チェックコア位置図
		AG-U (北側)	AG-S (南側)	AG-B (西側)		
BG 01	2-3	2.0		7.8	4.9	
	3-4			2.8	2.8	
	5-6			0.9	0.9	
	6-7	1.2			1.2	
	7-8	1.2			1.2	
	8-9	3.2			3.2	
	9-10	5.6			5.6	
	Borehole全体				2.8	
BG-04	3-4		0.5		0.5	
	5-6	1.8	2.5		2.2	
	8-9	4.0	4.0		4.0	
	10-11		3.8		3.8	
	Borehole全体				2.6	
BG-23	0-1			1.8	1.8	
	5-6		2.4		2.4	
	6-7		6.1		6.1	
	7-8			5.7	5.7	
	9-10		5.6		5.6	
	10-11			2.6	2.6	
	Borehole全体				4.0	
BG-33	0-1	0-1	2.8		2.8	
	5-6	5-6	6.0		6.0	
	Borehole全体				4.4	
BG-41	0-1	2.2	9.7		6.0	
	3-4		0.8		0.8	
	6-7	4.6			4.6	
	7-8	18.3	2.8		10.5	
	8-9		6.1		6.1	
	Borehole全体				5.6	
BG 66	1.9-2.2	7.4			7.4	
	2-3		1.1		1.1	
	8-9		1.6		1.6	
	Borehole全体				3.4	
Borehole 代表値					3.80	

6.3.3 流動性軟弱粘土の坑内流入に対する防止方法の提案

本件のように、坑道天盤から固結した岩石のカバーが非常に薄い場合は、坑道天盤から軟弱な粘土質堆積物が流入してくる可能性が考えられる。そこで前述のように、セメント攪拌注入工法の試験施工を行い、コア試錐により注入状況を確認しながらビットの調整、攪拌方法の調整を行って地盤の状況に応じた工法を確立した。隙間なく

注入を行うか、または囲むように注入を行うかといった配列の決定については、軟弱地盤の状況に応じて決定した。これらの手順を踏むことにより、坑道天盤上の固結した岩石のカバーが薄い場合でも、土木で必要とされる 70kg/m^3 の 10 倍以上となる約 $1,000\text{kg/m}^3$ のセメントを攪拌注入することにより、改良前は親指で押すと抵抗なく入り込む状態で強度測定不能であった流動性軟弱粘土を一軸圧縮強度で 3.8MPa あるセメント粘土混合物に変えて無事に突破できることを確認した。なお、本箇所の流動性粘土と前節の箇所での粘土の成分は同じあり、含水量の違いだけであった。

考案、実施した坑道上部の地表からの軟弱地盤強化工法、作業手順等を纏めれば以下のようである。

1) 特殊制限条件

- ①基礎の地盤強化方法と異なり、下方に既に掘削した坑道があるため、重量機械を持ち込めない。
- ②鉄パイプ打ち込みのような打撃を与えると下方の坑道をつぶす恐れがある。
- ③強化対象となる地盤内の体積を増加させると地盤内に膨張圧を生じさせ、下方の坑道を変形させる可能性がある。

2) 長所

- ①通常のコアボーリングリグを使用するため、軽量で導入が早く費用が安い。
- ②PVC を使う場合、鉄パイプを使用する場合と比べて軽量なため、運搬・設置に重機が不必要。
- ③オーガフライトを使用して排土、または原位置粘土にセメントを攪拌注入するので、地山に衝撃、膨張圧を与えない。セメントを約 1000kg/m^3 を注入しても既設坑道に影響は見られなかった。

3) PVC セメントミルク充填工法

掘進切羽から軟弱粘土が流入、押し出した場合の対応策である。

- ①通常のコアボーリングリグに 26cm のオーガフライトを取り付け、目的位置まで穿孔し軟弱土を排出する。その後 16 インチの PVC をリグの押し込み装置、或いはエクスカベータで衝撃を与えないようにして静かに押し込む。
- ②その際、エクスカベータは坑道上部に入らないようにする。PVC の径、オーガフライトの径、形状は軟弱岩盤の性状により最適なものを試験の上、決定する。
- ③その後、セメントミルクを PVC 内に注入する。PVC にセメントを入れるのは、隣接 PVC 設置用のオーガ穿孔の際に、既に設置している PVC を破っても、粘土流入を起こさないようにするためである。

4) セメント攪拌注入工法

掘進先天盤上の軟弱地盤の強化法である。

- ①通常のコアボーリングリグに $40\text{cm}\sim 50\text{cm}$ の攪拌注入棒を取り付け、目的地点まで回転攪拌注入しながら下げ込み、その後も同じく回転攪拌注入しながら引き揚げる。

- ②本工法を採用する前に試験を行って、適切な回転数、押し下げ・引き揚げ速さ、注入量・圧力を定める。セメントが適切に攪拌注入しているかのチェックは、同じ箇所で実施前と実施後のコアを採取して比較する。
- ③試験の結果を踏まえて本施工を行うが、定期的にチェックコアを採取してチェックを行う。
- ④攪拌注入孔の配列は、目的、期待効果、費用等を総合判断して定める。

6. 4 結 言

本章では、研究対象炭鉱である GDM 炭鉱の坑口近くの土被りが浅い箇所での掘進時に発生した軟弱地盤に起因する 2 つの問題についてその状況と実施した対策について述べ、今後、開発炭鉱が同様な問題に直面した場合の対策について岩盤工学の面から指標を入れて提案した。本章で得られた成果をまとめると以下のようである。

インドネシアでは深度 20m 程度まで、超軟弱な未固結粘土がレンズ状に存在することがよく見られる。したがって、坑内掘り炭鉱開発を行う場合、GDM 炭鉱と同様のケースが発生することが容易に推測される。坑口、坑内レイアウトを設計する際、坑口近くでは事前に計画坑道沿いに 5m 程度の間隔グリッドで事前にボーリング調査を行い、流動性の超軟弱粘土が坑道上部に存在している箇所は避けるように計画すべきであるが、避けられない場合、または予測に反して今回経験したような粘土流入が発生、あるいは発生する恐れが出てきた場合、今回実施した工法で地盤強度を 3MPa 程度以上に改良を行えば、このような場所を突破することができる。

参考文献

- [1] 笹岡孝司 他：インドネシア露天掘り鉱山における最終残壁法先から坑内採掘への移行に関する検討, *Journal of MMIJ*, Vol.131, pp.195-202, 2015
- [2] 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル, p.183
- [3] 土木学会：山岳トンネルの補助工法－2009年度版－, pp.66-70
- [4] 富澤幸一 他：複合地盤における杭基礎の力学的挙動評価と耐震性能照査, 構造工学論文集, Vol.55A, 2009
- [5] 森垣大佳 他：場所打ち杭施工時の山留め壁変位のシミュレーションによる FEM 解析モデルの検討, 日本大学理工学部学術講演会論文集, 2013
- [6] 手塚広明 他：高圧噴射攪拌工法で改良された地盤の品質管理手法, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.2, pp251-263, 2012
- [7] 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル, p156,
- [8] 丸東製作所：軟岩ペネトロ計 SH-70, 説明書

第7章 結 論

インドネシアでは、産出される石炭の99%以上が露天採掘により生産されている。これら露天掘り石炭鉱山の多くでは、剥土比の上昇や環境保護規制の強化に伴う採掘区画の制限等により、生産状況は年々悪化の傾向が現れ始めている。このような状況下で、年々増加する石炭需要を確保するためには坑内掘り石炭鉱山の開発が必要不可欠である。そこで、同国の幾つかの露天掘り石炭鉱山では、その最終残壁や鉱区内の丘部に坑口を設定することによる坑内掘り石炭鉱山の新規開発が図られ、試験的な採掘も実施されている。しかし、インドネシアにおける夾炭層の地山は米国や豪州、欧州と比べて非常に軟弱なため、これまで欧米各国で用いられてきた採掘法および採掘設計では、坑口周辺地山の崩壊や採掘切羽の不安定化等、様々な地山制御問題が発生し安全な採掘が困難であることが予想される。このように、軟弱地山を対象とした採掘システムの開発は、インドネシアの露天掘り石炭鉱山における坑内掘りへの迅速な移行および石炭生産量の確保を可能にする有効な手段として検討すべき課題である。

そこで本研究は、インドネシア特有の軟弱な地山に対して、坑内掘り石炭鉱山を開発する際の最適な基幹坑道の設計および維持方法について、各種室内実験、現場計測および解析により検討したものである。本章では、本研究で得られた結果を以下のように総括し、結論とした。

第1章は緒論であり、インドネシアにおける坑内掘り石炭鉱山開発の意義、インドネシアの坑内掘り石炭鉱山開発の歴史ならびに技術的問題点を述べた後、本研究の目的について述べた。

第2章では、坑内掘り石炭鉱山の設計および開発には、炭層賦存状況をはじめとする詳細な地山条件を把握することが必要不可欠であるため、Gerbang Daya Mandiri（以下、GDM）炭鉱を研究対象として、近隣に存在する露天掘り鉱山における調査、露頭調査および試錐調査結果をもとに本 GDM 炭鉱周辺の地質構造、地形条件の特徴ならびに地山の力学的特性などの基礎データを収集するとともに、GDM 炭鉱の開発計画の概要について述べた。

第3章では、インドネシアで本格的な機械化坑内掘り石炭鉱山開発を行うにあたり、多くの石炭鉱山で遭遇するであろう軟弱地山での最適な坑口設定方法について検討した。すなわち、過去に採用された開坑方法について考察するとともに GDM 炭鉱のケーススタディーを行い、その結果を基に主要な2つの開坑方式であるハイウォール坑口か丘部坑口かの選択、決定方法およびその指針を提案した。また、坑口設定における保安上の最重要課題である坑口安定性評価方法について数値解析を用いて検討を行った。

第4章では、まず、ボーリングコアの調査や地山岩石試験を実施し、GDM炭鉱における基幹坑道周辺地山の詳細な地質構造および力学的特性値を把握するとともに、

基幹坑道周辺地山および鋼枠の挙動のテルテールおよびエクステンソメーター等の計測結果から、坑道掘削による地山の変形挙動特性について検討した。その結果、坑道周辺地山が泥岩や粘土岩の場合、砂岩と比べて変位量が非常に大きいことが分かった。また、耐スレーキング試験の結果、試験に供した全ての試料について、スレーキング耐性が弱いことが確認され、坑内湧水、溜水に注意した採掘設計が必要であることが明らかとなった。

次に、鋼枠の構造体としての物性値を把握するため、使用鋼材の曲げ試験を実施し、これら得られた地山条件および鋼枠の特性値を用いて、数値解析により現在の坑道採掘深度である深度40mにおける基幹坑道の安定性評価を行い、現支保方式の評価および解析モデルの妥当性の検証を行った。その結果、解析結果がエクステンソメーターの計測値とほぼ一致し、GDM炭鉱での坑道周辺の挙動をシミュレートできることを確認するとともに、GDM 枠の鋼枠曲げ試験の結果から得られたI 型鋼枠の降伏応力値を使用して、鋼枠の安定性を評価できることを確認した。

続いて、本解析手法およびモデルを用いて、今後の基幹坑道の深部化に対応する最適支保方式について検討を行った。土被り100m, 200m, 300m 毎の坑道周辺地山の破壊領域、変位量分布を解析により求めるとともに、地山と支保の一体化モデルでの計算の結果、鋼枠支保にかかる軸力分布を解析し、坑道支保の安定性評価として鋼枠の降伏強度から枠の安定性を求めた。その結果、土被りが100mより大きくなると、枠間を0.6mにしても現在の支保では坑道の安定性維持が困難であると判断されたため、現在の支保部材よりも大きな降伏応力を有する支保部材を用いるべきであること、ボルト打設の併用が有効であることが明らかとなった。

第5章では、GDM 炭鉱で測定した鋼枠の変形、2次支保の打設状況とテルテールおよびエクステンソメーターの計測結果を基に、坑道変形が発生した原因について考察し、軟弱な地山内の基幹坑道維持のため、2次支保打設の要否に関する判定指標および管理基準の策定を行った。その結果、時間の経過に伴い進行する鋼枠の変形、坑道狭小化に対する坑道維持対策として、テルテールおよびエクステンソメーターの計測値から初期最大沈下速度を求め、2次支保の要否を判断する指標としての管理基準を提案した。ここで、初期最大沈下速度とは、計測器を掘進切羽先から5m 以内の離隔で設置し、その離隔が40m 以内で最も大きな変位速度を持つ期間の直線近似変位速度である。すなわち、この最大沈下速度が、①0～2mm/日の場合には変形の収束が予想されるため通常の観測で対応可能、②3～4mm/日（2日間連続計測）の場合には、変位が収束しない恐れもあるため十分注視して観測を行って対応、③5mm/日以上（2日間連続計測）になると、変位の進行増大が予測されるために警戒が必要、である。③の場合は速やかに2次支保の打設を検討する必要があるとともに、巻き立て箇所（坑道分岐箇所）としては不適である。

第6章では、露天掘りから坑内掘りに移行する際、ハイウォールあるいは丘部に坑口を設けることになるが、地山が軟弱かつ低土被りの条件下で基幹坑道を掘進、

維持しなくてはならず、坑口近くの浅所掘進における地山制御問題ならびにその対策について検討した。すなわち、GDM 炭鉱の坑口近くの土被りが浅い箇所での掘進時に発生した沖積層土の掘進切羽への出現、流動性粘土の坑内流入の問題についてその状況と実施した対策について述べ、インドネシアの開坑直後に同様な軟弱土による問題が発生した場合の対策について提案した。すなわち、インドネシアで坑内掘り石炭鉱山開発を行う場合、坑口、坑内骨格構造を設計する際、坑口近くでは事前に計画坑道沿いに 5m 程度の格子間隔で事前にボーリング調査を行い、流動性の軟弱粘土が坑道上部に存在している箇所は避けるように計画すべきであるが、避けられない場合、または、予測に反して今回経験したような粘土流入が発生、あるいは発生する恐れが出てきた場合、地表からセメントを地山と攪拌しながら注入して地山を改良し、地山強度を 3MPa 程度以上にまで改良できれば坑道掘進が可能であることが明らかとなった。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、多くの方々に暖かいご協力・ご援助を頂きましたことに対し、以下に感謝の言葉を述べさせていただきます。

まず、本論文の提出に当たり、貴重なご教授、ご意見を賜るとともにご審査をいただいた九州大学大学院工学研究院地球資源システム工学部門 笹岡孝司 准教授、同部門 島田英樹 教授、同部門 井上雅弘 准教授、および同研究院社会基盤部門 三谷泰浩 教授に心から感謝の意を表します。

著者は 2002 年以降現在に至るまで、インドネシアの坑内掘炭鉱の採掘操業・開発に携わってきました。2002 年から 2006 年までは本論文の研究対象炭鉱である Gerbang Daya Mandiri 炭鉱（GDM 炭鉱）近隣に位置するファジャール・ブミ・サクティ炭鉱において、NEDO が実施したインドネシアへの炭鉱技術移転事業の指導員として当炭鉱の技術者の指導に当たり、坑道設計の改善、生産性向上、安全性向上に努めてきました。その時がきっかけで、インドネシアでの本格的な機械化ロングウォール採掘方式による百万トン程度の炭鉱開発を目指すようになり、2010 年より GDM 炭鉱の坑内掘炭鉱開発に技術責任者として携わるようになり、2010 年実施のボーリング探査を皮切りに、フィージビリティスタディーの実施を経て坑口開設を完了し、現在は基幹坑道掘進の作業に従事しています。インドネシアでの坑内掘炭鉱開発は一言でまとめると軟岩との闘いであると感じています。当該地域の岩石は、私が池島炭鉱で経験してきた坑道周辺の岩石強度と比べると 1/5 程度と小さく、また、時間の経過とともに坑道空間内に膨張してくる性質を有します。坑内掘採掘技術は昔よりよく経験工学と言われますが、異なった国で経験を活かすためには、その採掘条件の違いを客観的・学問的に分析し経験してきた技術・工法をその現場に適用していくことが必要不可欠であると考えています。その意味で著者にとっては学術的な知識・理解が必要であり、本研究を通じて九州大学 松井紀久男 名誉教授、同大学院工学研究院地球資源システム工学部門 島田英樹 教授並びに同部門 笹岡孝司 准教授からいただいた多くの指導は現場の設計・操業において大きな助力になっております。この場を借りて厚く御礼申し上げます。

本研究を行うにあたり、データの公表を了承してくださった、三井松島産業株式会社代表取締役会長 串間新一郎 氏、代表取締役社長 天野常雄 氏、MMI コールテック株式会社 代表取締役社長 小柳慎司 氏、および論文の資料作成に協力していただいた同社 松田貴司 氏、大屋二郎 氏、並びに、同じくデータの公表を了承してくださった GDM 炭鉱のオーナーである Sohat Chairil 氏、Sohut Chairil 氏、GDM 炭鉱取締役 Himawan Prasodjo 氏、Firman DaudSjah 氏に深く感謝いたします。

都市基盤・環境・資源センター 一ノ瀬政友 博士には、本研究をまとめるにあたり、貴重なご助言をいただきました。また、九州大学大学院工学研究院地球資源システム工学部門 濱中晃弘 助教、同大学院工学府地球資源システム工学専攻 岩盤・開発機械システム工学研究室の大学院生並びに学部学生の皆様には資料の作成にご協力いただきました。この場を借りて心よりお礼申し上げます。

また、ご逝去された九州大学 後藤 研 名誉教授には、GDM 基幹坑道掘進の設計にあたり、浅所陥没防止の面からご助言をいただき、浅所陥没・地盤沈下に関する多くの資料提供をしていただきました。この場を借りて、深く感謝の意を表します。

最後に、著者の研究活動や成果における発表の機会を与えてくださいました九州大学大学院工学研究院地球資源システム工学部門 島田英樹 教授、同部門 笹岡孝司 准教授の御厚情に対し深く感謝の意を表します。