JAEA-Research 2008-048



超大深度立坑の連接部における崩落機構に関する調査 (委託研究)

Study on Collapse Mechanism of Junction between Greatly Deeper Shaft and Horizontal Drifts

(Contract Research)

黒崎 幸夫*	山地 宏志*	勝沼 好夫*	中田 雅夫
桑原 秀樹*	山田 文孝 *	松下 清* ·	佐藤 稔紀*

Yukio KUROSAKI*, Hiroshi YAMACHI*, Yoshio KATSUNUMA* Masao NAKATA*, Hideki KUWAHARA*, Fumitaka YAMADA* Kiyoshi MATSUSHITA* and Toshinori SATO*

> 地層処分研究開発部門 結晶質岩工学技術開発グループ

Crystalline Environment Engineering Group Geological Isolation Research and Development Directorate



March 2008

Japan Atomic Energy Agency

日本原子力研究開発機構

本レポートは独立行政法人日本原子力研究開発機構が不定期に発行する成果報告書です。 本レポートの入手並びに著作権利用に関するお問い合わせは、下記あてにお問い合わせ下さい。 なお、本レポートの全文は日本原子力研究開発機構ホームページ(<u>http://www.jaea.go.jp</u>) より発信されています。

独立行政法人日本原子力研究開発機構 研究技術情報部 研究技術情報課 〒319-1195 茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4 電話 029-282-6387, Fax 029-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

This report is issued irregularly by Japan Atomic Energy Agency Inquiries about availability and/or copyright of this report should be addressed to Intellectual Resources Section, Intellectual Resources Department, Japan Atomic Energy Agency 2-4 Shirakata Shirane, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken 319-1195 Japan Tel +81-29-282-6387, Fax +81-29-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

© Japan Atomic Energy Agency, 2008

超大深度立坑の連接部における崩落機構に関する調査 (委託研究)

日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 東濃地科学研究ユニット

黒崎 幸夫^{*1}、山地 宏志^{*1}、勝沼 好夫^{*1}、中田 雅夫^{*1}、桑原 秀樹^{*1}、山田 文孝^{*1}、 松下 清^{*1}、佐藤 稔紀^{*2}

(2008年2月26日受理)

瑞浪超深地層研究所の研究坑道は、超大深度の立坑と水平坑道を組み合わせて掘削することが 計画されている。この超大深度立坑と水平坑道の連接部は、掘削過程で複雑な力学的挙動を呈 することが予測される。しかしながら、超大深度立坑連接部の支保部材を定量的に設計する手 法は確立されていない。これは、従来の連接部設計が経験に基づいて行われてきたためである。 また、過去の立坑工事においてどのような崩壊や変状が生じたかの詳細を記した記録も残され ていない。このような状況に鑑み、超大深度立坑連接部の崩壊機構を検討するため、過去の立 坑工事に関する文献調査と工事従事者からの聞き取り調査を実施し、立坑連接部においてどの ような崩壊や変状が発生したかを調査した。その調査結果を有識者のレビューを交えて考察し たところ、超大深度立坑連接の崩壊機構は立坑連接部の施工過程と、超大深度の地質条件のい ずれにも依存することが明らかとなった。立坑連接部の施工過程では、連接部周辺岩盤の応力 変化が複雑な応力経路を取る。特に、立坑壁周辺の円周方向拘束応力が水平坑道を掘削するこ とで低減する事象が存在するということは特筆すべきことである。一方、超大深度連接部が大 きな角度で断層や破砕帯に交差する地点では、、高抜け、と呼ばれる崩壊の発生や覆工に異常 な応力が作用する現象が見られる。これらは、超大深度立坑施工時の最も典型的な変状である。 これらの現象の機構を解明し、崩壊の発生因を究明するためには、連接部周辺地山の挙動を再 現することのできる数値計算による研究を実施する必要がある。この目的のために、既往数値 解析手法の中で高抜け現象を再現可能な有限差分法が最も適切であることを、有識者のレビュ ーを踏まえて示した。

本報告書は、三井住友建設株式会社が日本原子力研究開発機構との契約により実施した業務成 果に関するものである。

東濃地科学センター(駐在):〒509-6132 岐阜県瑞浪市明世町山野内 1-64

*1 三井住友建設株式会社

*2 経済産業省資源エネルギー庁

Study on Collapse Mechanism of Junction between Greatly Deeper Shaft and Horizontal Drifts (Contract Research)

Yukio KUROSAKI^{*1}, Hiroshi YAMACHI^{*1}, Yoshio KATSUNUMA^{*1}, Masao NAKATA^{*1}, Hideki KUWAHARA^{*1}, Fumitaka YAMADA^{*1}, Kiyoshi MATSUSHITA^{*1} and Toshinori SATO^{*2}

> Tono Geoscientific Research Unit Geological Isolation Research and Development Directorate Japan Atomic Energy Agency Akeyo-cho, Mizunami-shi, Gifu-ken

> > (Received February 26, 2008)

The Mizunami underground research laboratory is planned to consist of greatly deeper shaft and horizontal drifts. A junction space between a greatly deeper shaft and horizontal drifts forms which would take a complicated mechanical behavior during a junction excavation. However, a quantitative design method of supporting measures for a deep junction has not yet been established. This is because a conventional shaft design has been conducted based on past experience. Detail records have not been left either in what kind of collapses and deformed phenomena occurring in shaft constructions in a past. In order to examine a collapse mechanism of greatly deeper shaft junction, we have conducted literature surveys and interview studies concerned with deep shaft construction works in a past, and investigated what collapses or difficulties had been occurred in deep shaft junctions. Considering the results of investigations with reviews of intellectuals, a collapse mechanism of a super deep shaft junction depends on both a construction procedure of shaft junction and a geological condition at great depth. During a construction of a shaft junction, stress state of rock masses near junction wall would take a complicated stress path. Especially, it should be necessary to take a most careful consideration on that tangential stress acted around a shaft wall may reduce during horizontal drift excavation. On the other hand, where greatly deeper junction intersects faults and/or fractures with a large angle, a collapse called 'Taka-nuke' may occur or extraordinary earth pressure acts on a concrete wall. This is the most typical difficulties during shaft construction. In order to recognize a mechanism of these phenomena and to find out a cause of collapse generation, numerical studies that can simulate a practical rock mass behavior around a shaft junction should be carry out. We demonstrate the finite difference method is most adequate for these simulations with intellectual review.

Keywords: Shaft, Collapse, Mizunami Underground Research Laboratory

This work was performed by Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. under contract with Japan Atomic Energy Agency.

Crystalline Environment Engineering Group: 1-64 Yamanouchi Akeyo Mizunami Gifu 509-6132, Japan *1 Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd.

^{*2} Agency for Natural Resources and Energy, Ministry of Economy, Trade and Industry

	目、次	
1. はじめに		1
2. 調査概要		3
2.1 調查筆	6用	3
2.2 調查回		3
2.2.1 崩落	現象に関する情報収集およびそのメカニズムに関する検討	3
2.2.2 解析	〒手法による崩落現象の機構解明に関するフィージビリティ・スタディ	4
2.2.3 瑞浪	超深地層研究所における課題の抽出、調査・解析計画の検討	4
3. 超大深度	立坑連接部等の施工実績に関する文献調査	5
3.1 概説・		5
3.2 調查約	吉果(5
4. 超大深度	立坑連接部等の設計・施工に関する聞き取り調査	3
4.1 概説・		3
4.2 聞き国	文り調査のまとめ14	4
5. 超大深度	立坑連接部における崩壊・変状の発生因に関する考察	5
5.1 概説・		5
5.2 超大海	深度立坑連接部における崩壊・変状の整理とその発生因に関する考察10	5
5.2.1 超大	深度立坑連接部における崩壊・変状発生の整理	5
5.2.2 超大	·深度立坑連接部における崩壊・変状発生因に関する考察	3
5.3 超大浴	深度立坑本体部における崩壊・変状発生の整理とその発生因に関する考察 20)
5.4 超大海	深度立坑におけるガス噴出・出水事例の整理とその発生因に関する考察22	2
5.5 超大浴	発度立坑における崩壊・変状発生因に関するレビュー	1
6. 数值解析	による立坑連接部崩壊機構解明に関する考察	5
6.1 概説・		5
6.2 既往数	数値解析手法の検証	5
6.2.1 連続	を解析と不連続体解析の基礎	5
6.2.2 Eu	ler 的解法の空洞問題への適用と不連続性挙動の導入)
6.2.3 Lag	grange 的解法の空洞問題への適用3	3
6.2.4 Lag	grange 的解法の連続体解析への展開42	2
6.3 数值角	¥析による超大深度立坑連接部崩壊機構の検証について4	3
6.3.1 数值	I解析手法の超大深度立坑連接部崩壊問題への適用に関する考察4	3
6.3.2 超大	深度立坑連接部崩壊問題の検証手法の考察	5
6.4 数值角	军析による超大深度立坑連接部崩壊機構検証のレビュー 50)

7. ま	とめと今後の課題	· 55
7.1	連接部・立坑施工法の変遷	· 55
7.2	連接部の崩壊・変状とその機構	· 55
7.3	立坑本体部の崩壊・変状とその機構	• 56
7.4	不連続面挙動を考慮した数値解析手法と連接部崩壊問題への適用	• 56
7.5	有識者に実施したレビューからの課題	· 57
7.6	立坑連接部、ならびに本体部における崩落・変状対策工について	· 58
付録.		· 61

CONTENTS

1. Int	roduction
2. Ov	rerview of the investigations
2.1 \$	Scope3
2.2 0	Contents3
2.2	.1 Information collection about collapse phenomenon and its mechanism
2.2	2.2 Feasibility of modeling of collapse phenomenon mechanism with numerical analysis methods $\cdots 4$
2.2	2.3 Case study: investigation and analysis plan at Mizunami Underground Research
	Laboratory (MIU)4
3. Lit	terature survey on relevant experiences of construction of junctions between greatly
de	eeper shafts and galleries 5
3.1	Overview5
3.2	Results6
4. Op	binion survey about the design and construction of junctions between greatly deeper
sł	nafts and galleries
4.1	Overview13
4.2	Results14
5. Co	llapse mechanisms of greatly deeper shafts
5.1	Overview15
5.2	Classifying the collapse mechanisms of junctions of shafts and galleries, and their
52	10
5.2	2 Causes of collapse and deformation 18
53	Classifying the collapse mechanisms of greatly deeper shafts and their causes
5.4	Case study of gas eruption and unexpectedly large water inflow in greatly deeper
011	shafts and their causes
5.5	Review of the causes of collapse and deformation in greatly deeper shafts24
6. Ui	nderstanding of collapse mechanism of junctions of shafts and galleries by using
nı	umerical analyses
6.1	Overview of the analyses25
6.2	Verification of previous numerical analyses methods26
6.2	2.1 Basis of continuum and discontinuity analysis
6.2	2.2 Application of Euler Equations and assumption of discontinuous behavior
6.2	2.3 Application of Lagrange Equations to cavity problems

6.2.4 Application of Lagrange Equations in continuum analysis 42	<u>)</u>
6.3 Numerical analyses of collapse mechanism	;
6.3.1 Application of the numerical analysis method to collapse problems of connection	
parts of greatly deeper shafts and galleries43	3
6.3.2 Methods for collapse problem solving45	5
6.4 Review of the numerical analyses of collapse mechanism50)
7. Conclusion and future works55	5
7.1 Progress of construction methods of junctions and shafts55	5
7.2 Mechanisms of collapse and deformation of junctions	5
7.3 Mechanisms of collapse and deformation of shafts56	5
7.4 Discontinuous numerical analyses of collapse problems in junctions56	5
7.5 Requested expert studies 57	7
7.6 Countermeasure for collapse and deformation of connection parts and the shafts	3
Appendix61	

図 目 次

図 5-1	B 立坑連接部崩壞状況模式図
図 5-2	F 立杭連接立坑部覆エクラック・スケッチ17
図 5-3	両袖連接部掘削に伴う地山応力状態の変化の概念図
図 5-4	立坑坑底に作用する地下水頭
図 5-5	M 立坑における出水に伴う坑壁崩壊
図 6-1	Euler 表示における微小要素に作用する物体力と平衡応力成分
図 6-2	Lagrange 表示における質点の平衡状態
図 6-3	節理が卓越する地山に掘削されたトンネルの計測変位と計算変位の比較29
図 6-4	不連続面の挙動とジョイント要素によるモデル化
図 6-5	ジョイント要素内のひずみの定義
図 6-6	水路トンネル掘削時に地層境界で卓越する地山変位の計測値と計算値の比較 33
図 6-7	破砕帯近傍に掘削された空洞アーチ部掘削時の計測変位と計算変位の比較35
図 6-8	トンネル掘削に伴う空洞周辺不連続面の開口41
図 6-9	有限差分法による浅いトンネル掘削に伴う地表陥没解析42
図 6-10	深い立坑の崩壊機構の説明図46
図 6-11	超大深度立坑近傍地山の応力状態の模式図47
図 6-12	立坑周辺地山安定性検証のための計算モデル48

表 目 次

<u></u>	表 3-1 文献調査対象立坑の-
ē・変状発生事例一覧16	表 5-1 超大深度立坑連接部崩
ē・変状発生事例一覧	表 5-2 超大深度立坑本体部崩
「ス噴出・出水事例の一覧	表 5-3 超大深度立坑における
の特徴	表 6-1 有限要素法と境界要素
モデルの特徴	表 6-2 個別要素法と剛体バジ
些性係数	表 6-3 岩石コアと計算入力の

This is a blank page.

1 はじめに

日本原子力研究開発機構が建設している瑞浪超深地層研究所の研究坑道は、深度約 1,000m に達 する超大深度の立坑と水平坑道からなる。その間をつなぐ連接部周辺の地山は、連接形態や形状か ら、掘削によって引張応力やせん断応力が卓越する不安定な応力状態となる。瑞浪超深地層研究所 の立坑連接部は施工時の安定性だけでなく、研究所稼動後の長期的な安定性についても詳細な検討 がなされる必要がある。しかしながら、大深度における地下構造物の力学的挙動はいまだ研究の余 地があり点が多く、これを検証するに足る知見が十分には蓄積されていない現状にある。

これは、わが国における超大深度立坑連接工事の施工実績が乏しいこと以上に、技術の伝承が途 絶えつつあることに起因するものと思われる。昭和 30 年代から昭和 50 年代初頭にかけては、わが 国でも 800m を超える超大深度立坑が比較的多く施工されてきた。これは、昭和 29 年に通商産業省 が高炭価対策として、立坑と水平坑道による炭鉱開発方針を打ち出したことに起因する^{1), 2)}。しか しながら、その後のエネルギー源の変遷や円高に伴う国内炭の需要減から、昭和 54 年の三井砂川 南部排気立坑を最後として国内では 800m を超える立坑の施工は行われていない。その後、大深度 立坑の主たる需要は道路トンネルの換気立坑へと変遷していくが、道路立坑の深度は恵那山トンネ ル換気立坑を除き 500m 未満の実績しかない。

わが国における超大深度立坑の全盛時代の立坑施工は現場技術者の経験に頼るものであり、その 技術の伝承も施工サイトにおける無形のコミュニケーションによるものがほとんどであった。一部 には、力学的な解析や設計の導入を試みるものもあったが、現場計測等が施工に導入される以前の 時代であり、コンピュータ等の能力も低かったため、定量的な評価や力学的な設計の確立には至っ ていない。今日、超大深度立坑施工の全盛時代を支えた技術者の多くは高齢に達し、現役を離れつ つある。

以上のような背景から、貴重な経験を記録し、今日の岩盤工学技術の視点からその経験を分析・ 整理することは、超深地層研究所計画の進展に価値ある知見を与えるものと考える。特に、工事誌 に残されることの少ない立坑連接時の崩落事例や変状発生事例の収集とその分析は、超深地層研究 所研究坑道掘削工事の重要な設計資料となるものと考える。また、安全な超大深度立坑連接部工事 の遂行と、長期にわたる安定性の確保のためには、力学的に担保された連接部形状と支保部材の設 計手法が確立されねばならない。このためには、既往の崩壊・変状事例を再現し、設計に供するこ とのできる力学モデルの確立と、その妥当性の検証がなされなければならないものと考えた。

本報告書は、このような考えに基づき、まず既往の工事資料の収集・整理、および経験豊富な立 坑技術者からの聞き取り調査を通して、立坑連接部、ならびに立坑本体部の設計・施工技術の変遷 と基本的な考え方を調査するとともに、過去に発生した超大深度立坑連接部等の崩落や変状事例を 調査し、その発生状況を可能な限り再現することを試みた。そして、これらの調査結果から得られ た崩落・変状事例を基に力学的な考察を加え、有識者からその妥当性に関するご意見をいただいた。 さらに、不連続体解析を含む既往の数値解析手法を調査し、その地下構造物設計への適用例を示し ながら、それらの特徴と実務への適用性を検討した。その検討結果を基に、超大深度立坑連接部で 発生した崩壊・変状を数値解析上で再現することのできる手法を選定し、その手法を用いて崩壊・ 変状の発因を検討する数値シミュレーション手法を提案するものである。なお、この提案に関して も有識者からその妥当性に関するご意見をいただいた。 本報告書の構成は以下のとおりである。

第2章では、本調査・研究の概要について述べる。

第3章では、既存の工事資料を基に連接部の設計・施工法の概要と、連接部や立坑本体で発生した崩壊・変状事例を述べる。この章では、立坑工事を年代順に並べ、立坑開さく技術と連接部設計・施工技術の変遷と、その技術開発の経緯が理解できるよう配慮する。また、崩壊・変状事例はその 機構を検討できるよう、可能な限りその発生状況を調査し記述する。

第4章では、著名な立坑設計・施工技術者、あるいは特徴ある超大深度立坑・連接工事に従事さ れた実務経験者の方々から、これまでに経験された崩壊・変状事例とその発生因に関する聞き取り 調査の結果を記述する。なお、聞き取り調査では、これらの方々が考える立坑や連接工事に関する 設計・施工の考え方、超大深度工事における問題点、ならびに立坑・連接工事における技術開発の 方向性等についても調査した。その結果も併せて記述する。

第5章では、第3、4章で記述した超大深度立坑連接部の崩壊・変状事例を整理し、立坑技術者の方々からの知見を踏まえてその発生機構を考察し、その考察を有識者の方々にレビューして頂いた結果を記述する。

第6章では、6.2節で既往の不連続体解析を含む既往の数値解析手法を調査し、その特徴と実務への適用性を検討する。ここでは、実務への適用性を検討するため、地下空洞掘削時の地山不連続挙動に関しても記述する。また、検討過程の理解を助けることを目的として、各種数値解析手法の地下構造物設計実務への適用事例を可能な限り紹介する。6.3節では、各種数値解析手法の長所・短所を示しながら、超大深度立坑連接部等で発生する崩壊・変状機構を数値解析上で再現することのできる手法を選定し、発生機構解明のため数値シミュレーション問題を選定する。そして、6.4節において、その妥当性について有識者の方々に実施したレビューの結果を記述する。

第7章では、今回の研究・調査から得られた知見で、瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削工事にお ける連接部の空洞安定性・支保設計、施工計画および計測工計画に反映できる調査・解析計画を立 案する。

<参考文献>

1) 三井鉱山株式会社: "男たちの世紀 三井鉱山の百年" (1990).

2) 野村 貢、片居木功、黒澤 保、今野 亨: "土木史としてみた炭坑史跡 炭坑立坑の史的価値と 整理",土木学会論文集投稿中.

2 調査概要

2.1 調査範囲

- (1) 崩落現象に関する情報収集およびそのメカニズムに関する検討
- (2) 解析手法による崩落現象の機構解明に関するフィージビリティ・スタディ
- (3) 瑞浪超深地層研究所における課題の抽出、調査・解析計画の立案

2.2 調査内容

2.2.1 崩落現象に関する情報収集およびそのメカニズムに関する検討

破壊や崩落現象の事例が多い炭坑などの大深度の立坑や水平坑道の施工実務経験者からの聞き 取り調査や文献調査等により、破壊や崩落現象の発生メカニズムに関連する情報を収集し、その要 因を抽出する。

- ・ 想定対象:深度 300m 以上の立坑と水平坑道の連接部を主な対象とする
- 想定要因:地質・地質構造、掘削工法、支保、初期応力、岩盤物性、湧水等
- ・ 聞き取り調査の対象:炭坑などの実務経験者10名程度

さらに、情報収集結果を整理・分析し、崩落現象のメカニズムについて考察する。

(1) 文献調査

立坑連接部の崩落・変状発生機構を解明することを目的に、既往の立坑工事(鉱山立坑16事例、 土木立坑1事例)を対象に、施工実態を文献調査する。また、超大深度連接部の崩落・変状を誘発 すると考えられる大地圧や高水圧等に起因する立坑崩壊・変状もあわせて調査する。

- 1) 立坑開さくの目的
- 2) 立坑の仕様
- 3) 立坑開さく地点の地質状況
- 4) 連接部の仕様
- 5) 連接部構築方法
- 6) 連接部における崩落・変状発生の有無
- 7) 連接部崩落・変状の規模や形態、対策工の立案とその施工
- 8) 大地圧や高水圧等による立坑本体の崩落・変状の有無
- 9) 立坑本体崩落・変状の規模や形態、対策工の立案とその施工

(2) 聞き取り調査

立坑連接部の崩落・変状発生機構を解明することを目的に、超大深度立坑工事従事者、鉱山技術 者を対象に聞き取り調査を実施する。聞き取り項目は主として以下のようなものとする。

- 1) 文献調査で得られた崩落・変状に関する発生経緯の詳細、およびその発生因と対策工に関 する考え
- 2)対象者が経験した連接部、ならびに立坑本体における崩落・変状の詳細とその発生因、対 策工に対する考え
- 3) 立坑連接工事の施工法、支保形態に関する考え
- 4) 大地圧、高水圧に対する支保形態や対策工に関する考え

(3) 崩落現象のメカニズムに関する検討

(1)および(2)の調査に基づき、情報収集結果を整理・分析し、崩落・変状現象のメカニズ ムについて考察する。また、その考察結果の妥当性について、専門家のレビューを受ける。レビュ ーは櫻井春輔神戸大学名誉教授、清水則一山口大学教授、芥川真一神戸大学助教授、吉田秀典香川 大学教授にお願いする。

2.2.2 解析手法による崩落現象の機構解明に関するフィージビリティ・スタディ

崩落現象を表現しうる数値解析手法について、既存手法の適用性や新たな解析手法の可能性について検討する。対象とする解析手法は、連続体モデルおよび不連続体モデルの両方を考慮する。解 析手法の検討に際しては、専門家のレビューを受けることとする。

(1) 既存の解析手法の調査

連続体モデルおよび不連続体モデルの両方について、既存の数値解析手法を調査する。なお、報告 書作成に当たっては本調査・研究の主旨を踏まえ、連接部・立坑本体の崩落発生機構の解明に関す る可能性をつまびらかにし得るよう体系的に整理する。整理項目は以下のようなものとする。

- 1)連続体モデルおよび不連続体モデルの基本定式化に関する検討
- 2) 不連続体挙動の解析上の取り扱い(幾何学的、および物性的取り扱い) に関する調査
- 3) 既存の数値解析手法の調査・整理

(2) 既存の解析手法の適用性および新たな解析手法の可能性に関する検討

連接部・立坑本体の崩落・変状発生実態調査と、数値解析手法の調査結果を踏まえ、その発生機 構解明に対する既存手法の適用性や新たな解析手法の可能性について検討する。解析手法の検討に 際しては、専門家のレビューを受けることとする。レビューは櫻井春輔神戸大学名誉教授、清水則 一山口大学教授、芥川真一神戸大学助教授、吉田秀典香川大学教授にお願いする。

2.2.3 瑞浪超深地層研究所における課題の抽出、調査・解析計画の検討

上記 2.2.1 および 2.2.2 の結果に基づき、瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削工事における連接部の 空洞安定性・支保設計、施工計画および計測工計画に反映できる課題や留意点を抽出する。

3 超大深度立坑連接部等の施工実績に関する文献調査

3.1 概説

超大深度立坑連接部等の崩壊機構を解明することを目的に、既存資料を基に、立坑連接部施工時 の崩壊・変状発生の有無とその状況を調査した。また、立坑連接部の安定性に重大な影響を与える と考えられる大深度に起因する大地圧、高圧地下水、およびガス圧等に起因する立坑部の崩落・変 状発生事例の有無と、その状況についても併せて調査した。

調査対象は、表 3-1 に示す鉱山立坑 16 事例、土木立坑 1 事例の計 17 事例である。

				-	-	
	No	立结々	完成	深度	有効内径	浦按粉
	INO.	业机石	年度	m	m	建按数
	1	A立坑	1959	737.5	6.00	1
	2	B立坑	1961	647.7	6.60	2
	3	C立坑	1962	1016.0	6.00	2
	4	D立坑	1965	648.2	5.50	1
	5	E立坑	1966	766.0	4.85	1
	6	F立坑	1967	639.0	6.20	4
4方	\bigcirc	G立坑	1968	705.0	4.85	1
屾	8	H立坑	1969	396.0	6.00	1
<u> </u>	9	I 立坑	1970	640.7	5.00	1
坈	10	J立坑	1971	600.0	6.00	1
	(11)	K立坑	1973	509.3	6.00	2
	12	L立坑	1974	916.0	7.00	3
	(13)	M立坑	1975	808.0	7.00	1
	14	N立坑	1976	720.0	5.00	2
	(15)	O立坑	1979	720.0	5.00	2
	(16)	P立坑	1979	891.0	5.50	3
土 木	(17)	Q立坑	1998	450.7	7.50	1

表 3-1 文献調査対象立坑の一覧

以下、各立坑を対象とした調査結果を報告するが、報告に当たっては以下の事項を可能な限り明 らかとした。

- 立坑工事の背景、目的
- ② 立坑構造とその施工法
- 立坑施工地点の地質状況
- ④ 連接部構造とその施工法、ならびにその支保
- 5 連接部における崩壊・変状の発生の有無と、その状況・経緯
- ⑥ 大地圧、高圧地下水、およびガス圧等に起因する立坑部の崩落・変状発生事例の有無 と、その状況・経緯

また、文章表現はできる限り原典資料を尊重したが、原典資料に省略や割愛が多いため、若干の 補足を行った。さらに、支保の効果や崩落・変状発生因の考察に関して、今日的に見ると肯定しか ねる意見も散見されたが、原典の意見をそのまま掲載することとした。このため、立坑工事ごとに 総括を行い、これを指摘する。

なお、以下の用語に注意されたい。まず、一回の立坑掘削と覆工を行う単位は階梯、段階、一間

などの用語が混在していたが階梯に統一した。また、枠という用語が、在来工法の鋼製支保工部材 の意味と、コンクリート打設時の型枠の意味とで二通り用いられていたが、前者については支保枠 に統一し、後者については型枠、あるいはセントル枠の用語を用いた。支保枠は今日の鋼製支保枠 と材料が異なり、レールあるいはIビームなどが用いられるため支保枠とした。また、立坑・連接 部とも覆工を打設する作業を築壁と呼ぶことにした。

3.2 調査結果

各立坑の調査結果の詳細を付録1の付1.1~1.17に示す。また、以下に調査のまとめを示す。

A立坑(付1.1)

本立坑連接工事では、特に崩落や変状の発生は報告されていない。なお、超大深度立坑の連接部 では、付録 1.1 で示したテーパー構造(連接部の立坑を拡幅して接続する構造)が一般的に用いら れる。ここで示した連接部施工法は必ずしも今日的ではないが、基本的な立坑連接構造と施工方法 を理解するのに役立つ写真資料が残存していたので、これを掲載した。

B立坑(付1.2)

当該立坑連接工事では、SL.-550m連接部において、D部(立坑部)の貫通時に断層の目に沿った 側壁崩壊が報告されている。この崩壊は、その復旧時にも続いたようで、最終的には崩落箇所の大 きさが高さ5m、幅8m、奥行平均1mにも達している。工事報告書では、この崩落の理由を地山に存 在する小断層にあるものとしているが、並行作業による影響も大きいように思われる。すなわち、 非常に接近した区域で掘削工事が重なったために、先行する掘削作業によって潜在的な地山弱部が 損傷を受け、不安定化していたものと推定される。

また、当該工事では築壁工法としてコンクリート・ブロック積み工法が採用されているが、当時の立坑工事 では最も剛性の高い築壁工法と考えられていたようで、後述する連接部の大変状事例ではその対策としてコン クリート・ブロックによる築壁が採用されている。この工法は今日ほとんど採用される可能性はないものと思 われるが、連接部覆工の考え方、ならびに施工法を理解する上の一助になりうるものと考え記述した。

C立坑(付1.3)

当該立坑の連接部施工では崩落、および変状の発生は一切報告されていない。また、ルーフボルトの効果に関する記述は、工事報告書の記述をそのまま転載した。ボルト打設に供した施工機械、ならびにボルト部材の諸元は不明である。

D立坑(付1.4)

当該立坑の連接施工では崩落、および変状の発生は一切報告されていない。また、連接部築壁に ショートステップ工法の移動型枠を利用した最初の工事と思われる。なお、連接部支保にルーフボ ルトを使用する記述はC立坑、D立坑以外ではほとんど見当たらない。C立坑と比較すると、D立 坑では鋼製支保工と木製矢板を併用している点が特徴的であろう。これはボルト打設を容易とする 機械が導入されたためと思われる。しかし、ボルト打設に供した施工機械、ならびにボルト部材の 諸元は不明である。

E立坑(付1.5)

当該立坑の積込連接部の連接坑道有効断面積は 34.3~55.5m²と鉱山坑道としては大きく、また巻 厚が大きいため、掘削断面積が 80m²に達する断面もある。このため相貫部の規模も大きい。この ような大型連接部にもかかわらず、崩落・変状が発生していないのは、良好な地山部に連接部を設 けたために他ならない。また、施工方法も妥当であるように思われる。

今回の文献調査中、ガスによる底盤地山の噴出が報告されるのは当該工事だけであるがその規模 は比較的小さなものであり、また噴出後にガス体積が一気に開放されることを考えると、発生した としてもさほど大きな変状規模になるとは考えがたい。

一方、地圧による立坑覆工の破壊は鉄骨が折れて飛び出す(おそらく座屈を生じたものと判断さ れる)ほどの応力が作用することを考えると、そのメカニズムを詳らかにし、立坑本体部、ならび に連接部における対策をあらかじめ講じる必要があるものと考える。また、立坑工事では、同じ地 山不良箇所でも、このような地圧に伴う大変形が局所的に発生するようであり、その発生因は地質 要因にのみ限られないのではないかと推定される。工事報告書では地山変形をある程度許容する支 保形態を提案しているが、これも一考に値するであろう。また、掘削後、早期に閉合するショート ステップ工法の考え方を保った上で、これを考えるべきとの指摘にも同意できる。

F立坑(付1.6)

当該立坑は5箇所もの連接部を有し、それが3次元的な配置を取るほとんど例を見ない連接形態 を有している。このため、連接工事には種々の工夫がなされた。例えば、二坑底連接の時点で、立 坑部のリング枠をワイヤーロープで連結し、枠間に金網を張って崩落を防止するなどの工夫等であ る。これは、立坑部の肌落ち防止、作業の安全と岩盤崩壊進展の防止を目的としたものと思われる。 なお、ロックボルト等の打設に関する記述は見られず、おそらく打設されなかったものと思われる。

三坑底連接部で発生した連接部全体にわたるコンクリートの破壊は、今回調査した中では最も甚 大な連接部変状である。地山自体の崩落は、3次ブロック築壁時の出側坑道詰(出側坑道切羽)の 崩落のみ報告されている。その規模は記述されていないが、インバート型枠が損傷したことから、 ほぼ数 m³~10m³程度の地山が塊として落下したものと推定される。このような岩塊が崩落する形 態としては、掘削の影響で岩目が緩み崩落するか、切羽に生じたすべりによるものと考えられ、砂 岩等の軟岩系の地山で生じる切羽崩壊に近いと推測される。

連接地点の地山が雲母質の軟弱な岩質であるとの記述が見られるものの、このことと内空変位の 大きさからして、いわゆる押し出し性の地山ではないように思われる。一方、立坑部の内空変位計 測結果からすると、連接部近傍の変形モードは明らかに連接による影響を受け、剛性の低い方向の 変位が卓越するようである。このことは壁面クラック発生の観察結果と整合するものである。さら に、立坑部・坑道部の内空変位が収束を見ていないことからして、覆エコンクリートの破壊の発生 因を次のように考えることができる。

すなわち、地山変形が未収束なまま覆工コンクリートを打設したために、コンクリート硬化後の わずかな地山変形でコンクリートにクラックが発生する。クラックの発生により、覆工は剛性が低 下し、剛性が低下したことによって地山変形を抑止することができず地山の変形とクラックの発生 が進展してゆく。

このような覆エクラックの発生とその進展は山岳トンネルでもしばしば見られるが、ここで問題 となるのが地山変形が収束しない現象が連接工事に影響されるかという点である。地質柱状図を見 ると、雲母が混じる軟弱な地山が現れ始めるのは 20m 以上上部の第 30 階梯の中ほどであり、その 後、連接部までの立坑覆工に変状が現れていない点を考慮すると、軟弱な岩質はクラック発生の素 因とはなり得ても誘因ではないように思われる。したがって、軟弱な地質部で連接工事を行ったこ とが地山変位の収束を困難としたものと思われる。

連接部の崩落・変状の発生は、単に連接部の安定性だけでなくその上部の立坑本体の安定性をも 損ね、大規模な崩落を誘起する可能性がある。この意味で、単に連接部の補修にとどまらず、立坑 部までも補強工事を実施した点は重要であると思われる。補強工事の目的が連接部の剛性を高める 点にあることを考えると、上述の変形を収束させる点でも合理的な補強方針であったように思われ る。

G立坑(付1.7)

当該立坑連接部工事に関して、特徴的な変状は発生していない。また、工法も従来の工法を踏襲 するものである。

さて、本坑の変状は高抜けと呼ばれる立坑工事に特有の崩落形態である。すなわち、立坑掘削に よって緩んだ地山が、より深部の掘削によって脚元が払われ、不安定化し崩落するというものであ る。以後においても小規模な高抜けを報告するが、ここで紹介した高抜けは比較的規模の大きなも のである。

ショート・ステップ工法の利点の一つは、一階梯の掘削高さが小さいため、掘削によって形成さ れる自由面も小さく立坑内に侵入することのできる崩壊土量が限定される。したがって、大規模な 崩落につながり難く、また人身事故などにもつながりにくい。しかし、当該変状のように比較的規 模の大きい背面地山の崩落が発生した場合、立坑覆工そのものの破壊が懸念される。

工事報告書に詳細は記述されていないが、コンクリートに異常圧がかかったとの記述からすると、 覆工にクラックが発生したか、山鳴り音が発生したかの可能性があるように思われる。当該変状発 生地点は断層部であることから、立坑覆工が鉄筋コンクリート構造であると推定され、これが壁面 維持に奏効したように判断された。この意味で、断層箇所、および破砕地帯では湧水を認めなくと も、岩質改良を目的とした注入工事を実施したほうが得策であるとの判断は同意できるものである。

H立坑(付1.8)

当該連接部工事は、今回調査した中で唯一、連接部の立坑部分を先行して開さく・築壁し、その 後立坑覆工を壊しながら相貫部・水平坑道部を掘削・築壁してゆく工法が採用されている。先で述 べたようにこの工法の欠点は、相貫部の空洞断面積が大きくなり地山安定を確保することが難しい 点にある。当該工事でも、相貫部の崩落が発生している。

この理由を、工事報告書等では微量の水分の回りとしている。おそらく、これはスレーキングに よる地山の脆弱化が崩落につながったことを意味すると思われる。今日、スレーキングに対しては 吹付けコンクリートによる早期の被覆が有効とされているが、当該工法により連接部を施工した場 合、閉鎖空間における上向きの吹付け作業となる。このため、作業環境を保全し得る低粉じんの吹 付け工法を採用せねばならない。

また、当該工事の特徴の一つは効果的な止水工事が行われている点にある。立坑施工前後の地下 水環境を保持するためには、立坑完成後の残水を零とする止水工事が必要となる。その意味で、当 該工事における残水 200/min はほぼ理想に近いものと考える。当該工事地点は 6000/min を超える湧

-8-

水箇所にしばしば遭遇しており、当初より地下水の枯渇した地点ではなかった。また、止水材、穿 孔機械等も当時の最新の資機材を使用したであろうが、今日の資機材に比べれば効果や能率の点で 大きく劣っていたことは否めない。それでも、このように良好な止水効果を得られたのは、定量的 な観測を基にして適切に施工方法を、適宜、変更する柔軟で適切な工事管理にあったと考える。

I 立坑 (付 1.9)

当該立坑連接工事における問題点は、既設の水抜き坑道が連接部にあり、これが覆工されないま まで放置されていたために、坑道周辺地山に亀裂が発達し、連接坑道切羽の維持が困難なこと、お よび水抜き坑道にヘドロ等が堆積し上半脚部の固定が困難なことである。このような状況は超深地 層研究所研究坑道掘削工事ではありえないと考えられたが、特殊事例の一つとしてその対策を記し た。

J 立坑 (付 1.10)

当該立坑連接部は特に問題なく施工された。また、立坑本体の掘削も、止水工事に難渋したものの、高圧の地下水噴出などの出水事故は発生しておらず、大地圧による立坑覆工等の変状も発生していない。

K立坑(付1.11)

当該立坑は、おそらく日本で唯一の海面下立坑施工と思われる。当該工事の問題点は、地下水処 理の問題もさることながら、稼動中の鉱山と連接する点にある。特に最下部の坑道直上からの連接 は、稼動中の坑道を損傷することなく、通常稼動に近い状態の鉱山運営を確保しつつ連接すること が求められる。

これに対し、当該工事では長孔穿孔を用いた発破工法による導孔掘り下げと拡幅掘削工法が採用された が、今日ではレイズボーラー等の機械化工法がまず検討されると思われる。しかし、わずかな距離の掘削のた めだけに大型機械を導入することは実際的でない。すなわち、工事金額が増大するだけでなく、施工設備全体 が大きく変更となるため、全体を機械化施工することのできない超大深度立坑では発破による連接も可能性と して残されるものと考える。

L立坑(付1.12)

SL-600m(立坑深度815m)連接部の連接は断面が比較的小さいため、立坑部を先行して掘削し、築壁は行 わずリング支保枠で受ける工法が採用された。この工法では、水平坑道部のリング支保を受け換え、水平坑道 掘削に移行する際の地山安定確保が重要となる。今回の調査では、その際の手順を明確にすることができなか ったが、ロックボルトや吹付けコンクリートを用いることで、その手順を大幅に簡便化できるものと思われ、 その適用範囲を明確にすることで連接部施工の合理化を図ることができるものと考える。

一方、本立坑における出水事象は今回調査した中で最も規模の大きなものである。このような場合、最終的には水圧に見合う高さまで立坑を水没させた後、坑底にバルクヘッドを構築し、水没させた水を排水後、止水対策に移ることが最終手段と思われる。しかし、立坑では自然排水を望めないため、この方法は工期や経済性の面で負荷が非常に大きく、その判断は難しい。このため、揚水ポンプやキブルによる排水に期待して判断が遅れる可能性がある。一方で、人命や設備を保護するためには速やかな判断が求められる。その適切な判断は今日の調査技術をもってしても難しいのではないかと考えられる。その判断の一助となればと考え、本節で

はできるだけ詳細に出水事象の経緯を紹介した。

また、SL-560m付近からの立坑覆エコンクリートの破壊は、今回調査したなかでも最も地圧が強 く作用した事例である。ここでの対策は、立坑覆工の構造を鉄骨と鉄筋に置き換えるものであった が、今日でも最終的にはこのような対策が採用されるのではないかと考える。

M立坑(付1.13)

当該連接工事の特徴は全断面を掘削後、コンクリート打設ブロックの分割数を小さくし、各ブロックの打設 コンクリート量を大きくした点にある。このため相貫部のテーパー部分の型枠が特殊な構造となり、立坑貫通 部はケーブルドラムで箱抜きされた形となり、型枠の製作も複雑となるが、テーパー部の覆工を一体化した構 造とすることができるので望ましいものと思われる。

また、本立坑掘削中の出水事象は、被王した地下水が噴出したというよりも、ガス圧によって噴出したもの と見られる。このため非常に早く水位が上昇し、坑底が水没したのではないかと推測された。また、水圧とバ ランスさせるために必要な湛水位も通常より大きくする必要があったのではないかと推測された。ガス圧に関 する記述は最初の湧水噴出状況程度しか記載されていないため、状況を理解できるよう水没時、湛水時の状況 を詳述した。このような変状は非常にまれな事例であろうが、発生した際の事態の進展が早く対処が難しいと 考えられるため、貴重な事例として紹介した。

N立坑(付1.14)

当該立坑工事は全体として非常に良好な施工結果を見ている。連接部施工も特に問題なく施工さ れたようで、工事報告書にもほとんど記載が見られなかった。なお、当該工事に関しては、より詳 細を工事従事者より聞き取り調査する。

O立坑(付1.15)

当該立坑工事は全体として非常に良好な施工結果を見ている。連接部施工も特に問題なく施工さ れたようで、工事報告書にもほとんど記載が見られなかった。なお、当該工事に関しては、より詳 細を工事従事者より聞き取り調査する。

P立坑(付 1.16)

本立坑では3箇所の連接部を設けたが、いずれも特に大きな問題が発生することなく工事を終了 している。これは、SL.-560m 連接部と SL.-760m 連接部で、軟弱層を避けて、連接位置を変更した 判断が適切だったことによると考える。

鉱山などの軟岩地山における立坑施工では、ここで紹介した高抜けがしばしば生じる。ロングス テップ工法は一階梯の掘削高さが大きいため抜け出す土量が大きくなり、高抜けの規模も大きくな りやすいが、ショートステップ工法は一階梯の掘削高さが小さく、掘削後直ちに築壁されるために 発生する頻度も規模も小さなものとなる。これがショートステップ工法の長所の一つである。

しかしながら、ショートステップ工法を用いても小規模な高抜けは不可避的に生じ、立坑覆工背 面に空洞が生じる。ここでは、対策としてウレタン注入を用いて掘削に先立った先行地山改良が採 用されたが、今日では種々の選択肢があるものと思われる。しかしながら、いずれの対策工も多少 の違いはあれサイクルを乱し、経済的な負荷も発生するため、高抜け発生を予知することのできる 調査法の開発が望まれる。 また、当該工事で行われた地圧測定は、現在入手することのできる最も古い立坑における地圧測 定結果と思われる。ここでは、発破によって覆工応力が3回後の発破によっても増大することが報 告されているが、硬岩地山における測定事例では1回後の発破で覆工応力が収束する事例もあり、 地山による差異が大きいように思われる。

なお、本立坑では長期の覆工応力測定なども実施されている。

Q立坑(付.17)

当該立坑連接工事では、特に崩落や変状の発生は報告されていない。当該立坑の坑底部付近は複 雑な連接構造をなすため、吹付けコンクリートとロックボルトを用いた NATM が採用され、併せて 現場計測も実施された。これより得られた知見は以下のようなものである。

- ・三次元有限要素法解析や各種試験に基づいた設計の妥当性が計測によって確認できた。
- ・計測結果を実施工にフィードバックすることで、連接部において有効な対策工を適切に導入することができ、NATMの有効性が明らかとなった。
- ・立坑ではショートステップ工法、NATMとも、地山は本質的に同様な変形挙動を示す。
- ・立坑の掘削により一次覆工下端は大きく内側に変位し、やや上の位置で若干外向きに変位する。 この挙動が地山を効果的に三軸状態に保ち、立坑の安定性を向上させる。
- ・ 立坑と水平坑の連接では、天端のみならず側壁の補強も重要である。

This is a blank page.

4 超大深度立坑連接部等の設計・施工に関する聞き取り調査

4.1 概説

本章では、超大深度立坑の設計・施工に従事された方々から、超大深度立坑連接時、ならびに立 坑開さく時に発生した崩壊や変状事例とそれが発生した原因、もしくは発生しなかった原因につい ての考えを聞き取り調査した結果を整理する。

聞き取り調査時には、このほかにも、文献調査において超大深度立坑連接時、ならびに立坑開さ く時に発生する崩壊や変状の発生因を検討するうえでつまびらかにすべき諸元について、各人の意 見を聴取することとした。このため、以下のような設問を予め設定し、各人にこれを送付し、聞き 取り調査前に意見を整理いただいた。設問は以下のようなものである。

- 設問1:あなたが直接、あるいは間接的に経験された深度300m以上の立坑連接部における崩落・ 変状事例があれば、その状況と発生経緯をお教えください。また、あなたのお考えになるその 発生因をお教えください。
- 設問 2:あなたが直接、あるいは間接的に経験された深度 300m 以上の立坑・水平坑道における崩 落・変状事例があれば、その状況と発生経緯をお教えください。また、あなたのお考えになる その発生因をお教えください。
- 設問3:立坑連接部の施工方法は、(1)立坑を下まで掘削してから連接部を拡幅する方法と、(2)連接部を分割して、逐次、掘削・築壁を繰りかえす方法があります。(1)の方法は、順巻きでコンクリートが打設できる利点がありますが、掘削空洞が大きくなるため地山の安定を確保することが難しいという問題が、また(2)の方法は、コンクリート打設が逆巻きとなりますが、空洞の安定を確保しやすいという利点があります。従来、鉱山立坑連接部工事は小規模なものを除いて、(2)の方法が採用されてきました。今日、空洞支保がロックボルトや吹付けコンリートが主流であること、各種の補助工法が可能であることを考慮して、これからの大型連接部施工法に関するあなたのお考えをお教えください。
- 設問4:超大深度の立坑連接部では立坑部と水平坑道部の間に大きなテーパー部を設ける事例が多 く見られます。このテーパー部は隅角部の応力集中を軽減するために設けられていると思われ ますが、その設計理念が明確でありません。また、テーパー部を設けるために連接部空洞が大 きくなり、空洞の安定性を確保することが難しくなります。このテーパ部の設計に関するあな たのご意見をお教えください。また、テーパー部の効果に関するあなたのお考えをお教えくだ さい。
- 設問 5:その他、あなたがお考えになる立坑連接部の設計・施工に関する注意点、アドバイスなど がありましたらお教えください。
- 設問 6: 立坑施工時に発生する高抜け対策について、あなたのお考えをお教えください。また、立 坑覆工の破壊(クラックの発生や山鳴りなども含む)を伴う高抜け事例をご存知でしたらお教え ください。
- 設問7:立坑工事では、高圧の被圧地下水が坑底から噴出し、立坑内を水没させる事故が最も重大な事故であると考えます。止水工事を実施し、スタンドパイプを利用した注入を実施しても、地下水が岩目を通って噴出する場合はほとんど対策がないようです。そこで、以下の諸点に関

するあなたのお考えをお教えください。

- あなたが経験的に得られた地下水噴出の予想方法はあるでしょうか。また、それはどのようなものでしょう。
- ② 止水材料の改良のほかに、どのような止水対策の改善点があるとお考えでしょう。
- ③ 立坑を水没させて湧水圧とバランスさせる対策へ移行する判断基準をどのようにお考え でしょう。
- ④ 立坑を水没させる以前に取り得る対策としてお考えになる対策はありますか。また、それはどのようなものでしょう。
- 設問8:超大深度の立坑工事では断層部・破砕帯部で地圧による立坑覆工の変状がよく見られます が、軟弱な地山部ではほとんど発生しないようです。この理由をどのようにお考えですか。ま
 - た、立坑では円形支保枠を建て込み、これを埋め殺した鉄骨構造の覆工にする対策が一般的な

ようですが、あなたのお考えになる地圧対策とはどのようなものでしょう。

設問 9:ガス噴出、山はね等、大深度特有の事象について、あなたのご経験をお教えください。また、これらに対する予知・防止・対策等お考えになるところをお教えください。

設問10:その他、超大深度における立坑施工、水平坑道施工に関し、その特異性や設計・施工上の 問題点について、あなたのお考えをお教えください。

残念ながら、上記の設問に関して全て回答をいただけたわけではない。また、重要と思われる事 例に関しては複数の方に同席していただき聞き取り調査を行った。付録2に聞き取り結果の詳細を 整理して記す。付録2においては、聞き取り対象者の方々の立坑設計・施工の背景や事例の特徴を 簡潔に記してから、各設問に対する回答を整理した。また、予め設定した設問以外にも聞き取り調 査時に発生した疑問や、留意点などについていただいた知見も併記してある。付録2中でQは聞き 取り調査実施者の発言であり、Aは聞き取り対象者の発言である。以下に、聞き取り調査のまとめ を示す。

4.2 聞き取り調査のまとめ

文献調査、付録2に示した聞き取り調査から分かるように、連接部で発生した崩壊や変状の事例 はいたって少ない。これは、今回の調査対象に鉱山立坑が多いことも一因であると思われる。鉱山 立坑では、鉱石の積込み連接部を除いて連接位置を比較的自由に選べるため、地質条件の良い深度 に連接位置を変更する事例がしばしば見られた。

聞き取り調査を実施した MI 氏は、わが国で最も経験豊富な立坑技術者であると思われるが、その MI 氏も連接部における崩落や変状を経験していない。MI 氏が聞き取り調査で回答されているように、連接工事による地山の不安定化を避けるために地質条件を選択することは 1960 年代から常 識化していたようである。

文献調査、聞き取り調査の中で判明した数少ない崩壊・変状例は、いずれも地山条件に大きく支 配されているものと判断される。

5 超大深度立坑連接部における崩壊・変状の発生因に関する考察

5.1 概説

第3章では、超大深度立坑工事の各種文献から連接部設計・施工法、連接部における崩壊・変状 事例、さらには立坑本体部等で発生した崩壊変状事例の調査結果を報告した。また、第4章では、 超大深度立坑の設計・施工に従事された方々から、これまでにご経験された連接部や本体部の崩壊 変状事例、連接部および立坑本体部における設計・施工の考え方、各種変状事例の発生因に関する ご自身のお考え等を聞き取り調査した結果を報告した。

本章では、これらの調査結果で得られた超大深度立坑連接部等の崩壊・変状事例を整理し、地質 条件、施工条件等を対比し、その共通点や相違点を検討することで、その発生因に関する考察を行 う。さらに、その考察結果を有識者にレビューしていただき、その妥当性を検証するものである。

5.2 超大深度立坑連接部における崩壊・変状の整理とその発生因に関する考察

5.2.1 超大深度立坑連接部における崩壊・変状発生の整理

今回の文献調査、および聞き取り調査から判明した超大深度立坑連接部における崩壊・変状発生 の一覧を表 5-1 に示す。

立坑名	発生深度	崩落・変状の概要
B 立坑	SL550m	SL550m 連接部において連接立坑部の貫通時に、断層の目に沿った 側壁崩壊が発生。この崩壊は復旧時にも引続き、最終的な崩落箇所の 大きさは高さ 5m、幅 8m、奥行平均 1m にも達する。この崩落の原因 は連接部に現れた小断層によるものと思われる。
F立坑	深度 607m	三坑底連接部で、連接部全体にわたる覆工コンクリートの破壊が発 生。地山自体の崩落は、3次ブロック築壁時の出側坑道詰(出側坑道切 羽)の崩落のみが報告されている。その規模は記述されていないが、 インバート型枠が損傷したことから、ほぼ数 m ³ ~10m ³ 程度の地山が 塊として落下したものと推定される。このような岩塊が崩落する形態 としては、掘削の影響で岩目が緩み崩落するか、切羽に生じたすべり によるものと考えられ、砂岩等の軟岩系の地山で生じる切羽崩壊に近 いと推測される。また、連接地点の地山は雲母質の軟弱な岩質とされ ている。
H 立坑	深度 636m	袖部は、岩盤状態が良好にみえたため支保枠の建て込みをしなかった が、微量の水分が回り、鉄筋組み、型枠組立が大半終了した時点で、 袖口入り部で小崩落が発生した。
U 立坑	深度 920m	立坑より一般坑道への断面変更部で、支保工の変状が認められたが、 拡幅作業によりしのいだ。なお、崩落を引き起こすような地山自体の 変状は認められなかった。

表 5-1 超大深度立坑連接部崩壊·変状発生事例一覧

表 5-1 に示す事例は、その中で判明した数少ない崩壊・変状例であるが、いずれも地山条件に 大きく支配されているものと判断される。

B 立坑では相貫部の立坑が貫通した際に断層の目に沿った崩落が発生し、支保枠の建て込み時に も連鎖的に崩落が進行していった。最終的な崩落の規模が高さ5m、幅8m、奥行き1mとあること から側壁崩壊の素因となった断層はかなり鋭角に連接部と交差していたことが推測され、図5-1に 示すように、一種の高抜けと判断してよいものと思われる。当該立坑はロングステップ工法が採用 されているため自由面が大きく、規模の大きな高抜けが発生しやすいが、連接部の支保として吹付 けコンクリートとロックボルト等を採用するならば、防止し得る崩壊であると判断する。



図 5-1 B 立坑連接部崩壊状況模式図

F立坑では、三坑底連接部で連接部全体にわたる覆工コンクリートの破壊が発生している。図 5-2 に示す連接立坑部のクラック・スケッチをみると、クラックは覆工の構造的弱部であるバントン・ボックスから発生したとされているが、立坑の対角線上にほぼ鉛直に発達していることから、地圧は偏圧として作用しているものと判断される。



図 5-2 F 立坑連接立坑部覆工クラック・スケッチ

当該連接部付近の地質は雲母質の軟弱な地山との記述が見られるが、断層や破砕帯などの存在は 示されておらず、特定の地質構造に起因する偏圧が作用した可能性は低いものと考える。また、KK 氏、YO氏からの聞き取り調査より、当該地点の岩石が水を吸収すると9~10倍に膨張する性質を 持ち、近傍の坑道でも盤膨れ等の変状が頻発したことが判明した。さらに、クラックの発生と進展 が両袖水平坑道掘進時から始まったこと、およびクラック発生箇所が両水平坑道と直上の立坑部で あることを考慮すると、以下の機構でクラックが発生したのではないかと推測できる。

地圧が大きく、膨張性を有する地山では、立坑周辺地山の円周方向圧縮応力が卓越し、安定した

応力状態にあったものが、両袖水平坑道の掘削につれて周辺地山の応力状態が乱れ、立坑周りのア ーチ効果が薄れるとともに、掘削による地山剛性の変化によって、剛性の低い方向へ変形が卓越し、 連接直上の立坑覆工にクラックが発生・進展していった。この周辺地山応力状態の遷移は三次元的 に生じるものであり、非常に複雑な経路をとるものと考えられるが、水平面内の応力状態変化を概 念的に模式化すれば図 5-3 のようになるものと推測される。



地山・応カ変形概念図 地山・応力変形概念図 図 5-3 両袖連接部掘削に伴う地山応力状態の変化の概念図

このような複雑な応力変化は、当該連接が両袖連接であったこととも関係するように思われる。 軟弱な地山部に連接した事例は他にもあるが、両袖連接が行われている例はない。この事例は立坑 連接施工時の応力状態の遷移によって変状が発生した事例と考えられ、この事例は力学的に検証す る価値のあるものと考える。

なお、当該連接工事において、地山自体の崩落は出側坑道詰(出側坑道切羽)の崩落のみが報告 されている。その規模は記述されていないが、インバート型枠が損傷したことから、ほぼ数m³~10m³ 程度の地山が塊として落下したものと推定される。このような岩塊が崩落する形態としては、掘削 の影響で岩目が緩み崩落するか、切羽に生じたすべりによるものと考えられ、砂岩等の軟岩系の地 山で生じる切羽崩壊に近いと推測される。このような崩壊は切羽部の鏡ボルトや鏡吹付けコンクリ ートで防止し得る崩壊であると判断する。

H 立坑連接部の岩盤はスレーキングを生じやすい軟岩であり、その発生因は工事報告書にもある ように微量の水分が回ったためにスレーキングが発生したものと考えてよい。しかし、崩壊の規模 からすると、スレーキングによる小岩塊の落下によるものとは考えがたく、もともと不安定化して いた地山がスレーキングによって強度低下し不安定域の岩塊が一気に落下したと考えるべきであ ろう。このような崩壊は連接部の支保として吹付けコンクリートとロックボルト等を採用するなら ば、防止し得る崩壊であると判断する。

最後にU立坑では、立坑から一般坑道への断面変更部(テーパー部)で、支保工の変状が報告さ れている。その詳細は不明であるが、HN氏はその原因を岩石中の粘土鉱物が水を含んで膨張した ためと考えている。しかし、地山膨張のみによるとするならば水平坑道部、立坑部においても同様 の支保工変状が発生する可能性が高い。したがって、テーパー部周辺地山に力学的弱部が形成され ていた可能性も考えられる。当該事象に関しては、より詳細な聞き取り調査を続行する方針である。

5.2.2 超大深度立坑連接部における崩壊・変状発生因に関する考察

超大深度立坑連接部の崩壊・変状発生因は二つに分けて考える必要がある。一つは、連接の形態 から来る不安定性である。これには種々の不安定性が内包される。 まず、鉛直方向に開さくされてきた立坑を水平に展開するため、相貫部形状に鋭利な隅角が形成 される。当該箇所は応力集中が生じ易いために不安定性を内包する。今回の調査では、隅角部の応 力集中に起因する崩壊や変状は見当たらなかった。この理由としては、立坑と水平坑道との取り合 い部にテーパーが設けられていたことが重要であると思われる。このテーパーは、坑内気流の円滑 な循環を目的として設けられたものだが、結果として応力集中を緩和させていたものと推測される。 なお、中間連接部などでこのテーパー部を立坑を中心にドーム状に設けた事例がいくつか見られる が、これは立坑周辺に通路を確保する目的で設けられたものである。一方、テーパー部を大きく取 ると必然的に連接部空洞が大きくなるため、テーパー部は徐々に小さくする方向に設計されてきた。 近年の土木換気立坑の連接部などを見ると、テーパー米の地山掘削は行わず、覆工形状のみテーパ ー形状とした事例すらある。深度 300m を超える超大深度では、作用する地圧が大きく、結果とし て応力集中も過大なものとなることが予想されるため、テーパーの力学的効果を検証することが望 ましいものと考える。

また、連接による構造体としての地山の剛性変化も、不安定さをもたらすものと考えられる。こ れは、立坑脚部を掘削することによって、上部の立坑構造に与える影響と、水平坑道掘削による断 面欠損が連接部の挙動に与える影響に分けて考えることができる。

ロングステップ工法では、一階梯毎にフーティングを設けその上部に覆工打設する築壁法がとら れ、連接部についても連接部全体を一つの構造体として考え、下部にフーティングを設ける築壁法 が行われてきた。その詳細は第3章第3節B立坑の連接築造法を参照されたい。一方、ショートス テップ工法では連続的に築壁が行われフーティングは設けられず、連接部も同様にフーティングが 設けられない。これは、ショートステップ工法が掘削後、直ちに覆工を打設するため、一階梯毎に 水平面内で地山の円周方向圧縮力によって自立していることを前提するためと考えられる。したが って、連接部の掘削は上部立坑構造にほとんど影響を与えないものと推定される。Q立坑の連接部 では、このことを計測によって確認したが、ショートステップ工法によって立坑が各階梯毎に自立 するメカニズムと、連接部の掘削がどのように上部立坑構造に与えるかを検証しておく必要がある ものと考える。また、水平坑道掘削による断面欠損の影響は、F立坑の三坑底連接部の覆工破損に 事例を見ることができるかもしれない。当該立坑はすでに述べたように、連接水平坑道と直角方向 にクラックが鉛直に進展していった。このことから、水平坑道掘削による地山の剛性低下によって、 一方向に偏った変位が発生したのではないかと推測した。軟弱地山部における両袖連接の事例は他 になく、このメカニズムを検証する好例と考える。

超大深度立坑連接部の崩壊・変状発生因として考えねばならない要因のもう一つは、連接部の地 質構造や超大深度に起因する大地圧、高被圧水等の外的要因である。連接部地質構造については、 軟弱地山部で連接が行われた事例は少ないにもかかわらず、何らかの崩落や変状が発生しているこ とが分かる。その多くはロックボルトや吹付けコンクリート等の使用によって防止し得るものと判 断される。一方、超大深度に起因する大地圧、高被圧水等による連接部の崩壊・変状事例はほとん ど見当たらなかった。このため、以降の節において地圧による立坑の崩壊・変状事例と高被圧水に よる出水事例を整理するとともに、その発生因を考察し、連接部設計へのフィードバックを図る。

5.3 超大深度立坑本体部における崩壊・変状発生の整理とその発生因に関する考察

今回の文献調査、および聞き取り調査から判明した超大深度立坑本体部における崩壊・変状発生 の一覧を表 5-2 に示す。

立坑名	発生深度	崩落・変状の概要
E 立坑	SL472 ∼ -509m SL704 ∼ -766m	炭層の層境界の岩石不良部でコンクリートに亀裂が発生。最もひどい箇所 では脱型前に移動型枠が変形しパネル取付ボルトがちぎれたり、蝶番の取 り外しが困難。ようやく取り外した際には、型枠の応力が開放され、大音 響を発するということもあった。また、脱型した後のコンクリートにはす でに亀裂が入っている有様であり、リング枠や鉄筋を入れた箇所も同様で あった。
G 立坑	深度 615m	止水工事の間は、ほとんど湧水が見られなかったが、断層と推定される層 の乱れがあったため、側壁の山固めのためにセメント 69袋、フライアッシ ュ53袋の注入を行った。その後、立坑深度 615.5m の鉄筋コンクリート打 設が終了し、次の掘削を開始した直後、約 200/min の湧水を伴って壁裏が 抜け、コンクリートに異常圧がかかった。後に判明したところによると、 この崩壊は幅 1.4m、奥行き約 3m、高さ 9~19m に及ぶ大規模なものであっ た。
L立坑	SL560m	SL560m 付近から急傾斜の断層帯が出現し、約 100m にわたって側圧が強 く、コンクリートが破壊された。地層は第三紀頁岩帯で、この区間では、 型枠を外すとコンクリートに裂け目が生じ、次々に剥げ落ちる状態となり、 応急の措置としてエキスパンダ・メタルをルーフボルトで止めて修理した が、それでも破壊が進行し、危険のため坑底作業が不能となった。
P 立坑	深度-419 ~-426m	立坑が坑口深度-419m付近に到達時、壁裏の地山が約2.7m ³ 部崩壊して空洞を生じる高抜けが生じた。直ちに、この箇所を砂充填、およびミルク注入を実施して作業を再開したが、その後同層SL426m付近でも、再び6.35m ³ の高抜けが生じ、先行ウレタン注入を実施した。
S 立坑	不明	大規模な高抜け。当該高抜けが発生した深度の地山は傾斜 70~80°の炭層 が走り、その上下を岩灰と呼ばれる未固結な炭化した層が包む地質であっ た。上部階梯フーティング下約 4.5m を掘削中、上部階梯まで達する大規模 な高抜けが、突然、発生した。高抜けの頂部は上部階梯フーティングから 約 10m 上部にまで達し、全体としては 14~15m もの高抜け規模となる。な お、当該工事はロングステップ工法で開さくされた。
T 立坑	GL365.1m	大規模な高抜け。高抜けが発生した箇所の地質は脆弱な岩と割れ目の発達 した岩質とで構成され、粘土化した破砕帯が大きな角度で交差していた。 また、高抜けで崩落した部分は湧水で土砂分を洗い流され 1~2cm 程度の 小塊状を呈していた。このため、以深の掘削に際しては湧水が亀裂間に流 れ込むことにより、岩塊間の摩擦抵抗が低下し、大きな崩壊が懸念された ので、二段階掘削を行うこととした。なお、高抜け箇所はセメントミルク を注入し、外圧の均等化を図った。
T 立坑	GL378.6m 付近	覆工にクラックが発生した。このクラック群は明らかな開口クラックが連続するもので、特にGL378.6m付近のクラックは開口幅が約5mmと無視し得ないものであった。この付近の岩質構成はザクザクした層が逆三角形のような形で出現し、GL381.6m付近で立坑掘削断面より消えている。クラックの発生範囲から考えてみると、発破などにより緩み範囲が拡大し、ザクザクした岩の層理に沿って異常土圧が作用し、土圧の経時的変化により土圧が上昇したものと判断した。
V立坑	GL-725m 付近	GL-725m レベルの換気連接坑をロングステップ工法で施工後、従来のショ ートステップ工法で掘削覆工を続行したが 1 ヶ月後にクラックが発生し た。クラック幅は1~2mm 程度だったと思われるが、肉眼ではっきり見え、 ショートステップの階梯で 2~3 ブロックに及んだと記憶している。 GL-725m レベル前後には石炭層があり岩盤の強度にムラがあり、応力の変 動があったと思われる。

表 5-2 超大深度立坑本体部崩壊·変状発生事例一覧

同表に示すように立坑本体部で発生する崩壊や変状は、覆工コンクリートの破損と高抜けの二つ に分類することができる。これらは、表 5-2 以外にも小規模なものがいくつか報告されていたが、 その詳細に関する記述がほとんどなく、変状が発生したことのみを報告しているものがほとんどで ある。しかし、それらの発生箇所を見ると高抜けだけでなく、覆工コンクリートの破損も、ほとん どの場合、断層・破砕帯や炭層部で発生していることが注目される。 E 立坑やL 立坑における覆工コンクリートの破損形態を見ると、地圧が増大したために覆工コン クリートが圧壊したのではなく、偏圧が作用したことによって破損が生じていることが分かる。す なわち、立坑形状は一般に円形だから、均一な地圧が作用するならば、その破壊形態は圧縮応力に よる圧壊によるものと考えられるが、報告ではせん断破壊と推測される破壊形態を呈している。こ れは地圧が偏圧として覆工に作用したものと考えるべきであろう。

地圧が偏圧状態を呈する要因としては、地形要因と過去の造山運動に起因する要因の二つが考え られる。コンクリート破損の発生した立坑の地形条件を見ると、いずれもがおおむね水平な地形条 件の地点に開さくされており、地形に起因する偏圧作用は考えがたい。一方、地質柱状図や地質横 断図を見ると大小の断層・破砕帯が立坑開さく地点で交錯し、複雑な造山作用を経てきたことが推 測される。しかし、コンクリート覆工を破損させた偏圧が造山作用によるものであれば、その影響 により立坑開さく深度のほぼ全域に亘って同様の変状が現れるであろう。しかし、覆エコンクリー トの破損は断層・破砕帯、もしくは炭層と立坑の交差部に限定されている。また、深度が大きくな ったとしても覆エコンクリートの破損が発生する頻度が大きくなるものではない。したがって、コ ンクリート覆工に作用する偏圧が造山作用のみに起因するものとは考えがたい。

コンクリート覆工の破損が局所的に現れる理由について MI 氏が興味深い知見を与えてくれた。 すなわち、一般に断層や破砕帯は大きな傾斜を有し、また多量の地下水を含水する。立坑掘削で、 断層・破砕帯内の地下水が排水されると、断層や破砕帯が不安定化し、重力の作用で落下してくる。 このことが、断層や破砕帯部で覆工に変状が発生しやすい理由だというものである。

すなわち、立坑掘削によって断層・破砕帯中の間隙水が排水されることによって、それらの層が 不安定化し、掘削深度より上部にある岩塊が覆工に土圧として作用すると考えるものである。この ことは、偏圧によると思われるコンクリート覆工の破損が局所的に発生する事象を的確に説明しう ると思われる。また、従来の立坑覆工設計は断層・破砕帯部を経験的に鉄筋コンクリート構造とし ていたが、このように考えると合理的な設計であるものと評価される。

一方、高抜けは断層・破砕帯部を立坑開さくした際に、地山が断層・破砕帯の傾斜に沿って抜け 落ちる現象である。ショートステップ工法では一階梯当たり施工高が小さいため、ロングステップ 工法に比べてその発生頻度は小さく、発生しても規模の小さいことが多い。しかし、重力の作用と 立坑の開さく形態、さらには断層・破砕帯の規模によっては不可避的に大きな領域が不安定化する ことは避けられず、G 立坑のように覆工に異常圧が作用する場合がある。

覆エコンクリートが破損するメカニズムを上のように考えるとき、大規模なコンクリート覆工の 破損と高抜けは、同じメカニズムによって生じるものと考えることができる。すなわち、立坑開さ くに伴う地山弱部の不安定化である。このとき、高抜けは不安定化した岩塊が立坑内に流入する場 合を意味し、偏圧は不安定化した岩塊がコンクリート覆工に外力として作用する場合を意味するこ とになる。もちろん、高抜けした場合にも、コンクリート覆工に外力として作用する場合があり、 その事例をG立坑に見ることができる。

5.4 超大深度立坑におけるガス噴出・出水事例の整理とその発生因に関する考察

今回の文献調査、および聞き取り調査から判明した超大深度立坑におけるガス噴出・出水事例の一 覧を表 5-3 に示す。

立坑名	発生深度	崩落・変状の概要
L 立坑	深度-396.4m	第11回防水工事中、突如12000/min、圧力3.5MPaの高圧水が噴出した。 スタンドパイプを用いた止水注入やキブル排水など、種々の対策を実施 したが、最終的には水圧と平衡する水位まで湛水したのちにバルクヘッ ドを打設した。
M 立坑	深度-394m	立坑深度 393.95m における第 11 回止水工事中、山鳴りとともに岩盤に割 れが生じ、割れ目よりメタンガスを伴った約 3500/min 程度の湧水が間け つ的に噴出し、止水工事の続行が不可能になった。そこでこの岩盤上に 厚さ 7m のモルタル・バルクヘッドを打設し、これをカバーロックとす る止水工事を行ったが効果がなく、水位上昇が激しいため湛水した。し かし、湛水後も水位上昇は続き、湛水位を 71.23m にしたところでやっと 平衡が確保された。その後、再度、バルクヘッドを打設した。

表 5-3 超大深度立坑におけるガス噴出・出水事例の一覧

立坑開さく、特に下部に排水坑道を伴わない Blind 立坑の開さくでは、出水の発生が最も重大な 損害を発生させる可能性がある。滞水層中を立坑開さくする場合、立坑坑底から立坑内に浸入しよ うとする地下水水頭は掘削深度に相当するものが作用すると考えられる。



図 5-4 立坑坑底に作用する地下水頭

実際、今回の調査でも最高で5.5MPa もの地下水圧が作用している事例があり、3.0~4.0MPa 程度の地下水圧はしばしば観測されている。これは300~550mの水頭に相当し、立坑開さく深度のほとんどが滞水層中にあり、しかも、それが図5-4に模式的に示すように連続していることが伺われる。なお、この地下水圧はゴムパッカー付スタンド・パイプにバルブ・ゲージをつけて測定したものであり、実際に作用する水圧を測定しているものと判断してよい。

このように巨大な地下水圧が立坑覆工一枚を隔てて作用するのであるから、これが立坑内に流入 する際の流速は大きく、水没に至る事例がしばしば報告されている。従来、滞水層中の立坑開さく は立坑坑底、ならびに覆工周辺を止水注入して開さくされていた。これは深度 1,000m 程度の実績 を有し、十分に確立された技術と考えられる。しかし、水道(みずみち)となる岩目が存在する場合、 完全な止水を行うことが難しく、出水事故を招いていることが多いようである。この水道(みずみち) となる岩目がどのような性状のものであるかは今回の調査からは明らかとならなかったが、止水工 法を改良する方向性を明らかとするため更なる調査が必要なものと考える。



図 5-5 M 立坑における出水に伴う坑壁崩壊

また、M 立坑では図 5-5 のように出水事故に伴う立坑側壁の崩落が報告されている。これは、湧 水が周辺地山を穿鑿し、流出させたものと考えられる。今回の調査ではこれに類する事例は他にな く、当該立坑でも立坑そのものの安定性を毀損するほどの規模でなかったが、その発生メカニズム と起こりうる崩壊の規模を予測することが望まれる。

5.5 超大深度立坑における崩壊・変状発生因に関するレビュー

以上の超大深度立坑連接部の崩壊・変状の調査結果、ならびにその崩壊発生機構に関する考察を 基に、識者のレビューを受けた。レビュー対象者は櫻井春輔神戸大学名誉教授(現財団法人建設工学 研究所理事長)と芥川真一神戸大学助教授の二名である。

櫻井春輔名誉教授、芥川真一助教授からのレビュー結果の詳細を付録3に示すとともに、レビュ ーより得られた重要な知見と、超大深度立坑連接部設計・施工上の課題を以下に記す。

- ① 通常のトンネルはトンネル軸方向応力が一般には中間主応力になるから、モールの応力円で破壊を考える場合、接線応力と半径応力とを考えればよいが、立坑のではある深さまでは軸方向応力は中間主応力となるが、ある深さ以上では軸方向応力が最大主応力になるケースも有りうる。したがって、その点を含めて立坑連接部の応力状態をモールの破壊基準との関係において検討する必要がある。
- ② 立坑連接部では、自由面が増えるため応力緩和による抜け落ちに対しても注意が必要である。立坑掘削では円周方向の圧縮応力が卓越し、地山の安定性が保たれているが、連接部掘削に移行するとその圧縮力が緩和することで徐々に安定性が低下する。特に、不連続面で仕切られた岩塊ブロック等が連接部に存在すると、安定性が非常に低下し、落石やそれに随伴する崩落などが発生する危険性が高いものと考える。
- ③ 深度が大きくなるにつれて土圧が増大すること以外は、地山を掘削する点で通常のトンネルと共通する点は多い。トンネル技術で用いられるさまざまなモニタリング技術を必要に応じて適用することが重要である。
- ④ 連接部が安全に施工できるかどうかは初期応力や周辺岩盤の変形特性などに大きく依存 する。そこで、立坑の開さくに応じて掘削時の変形挙動を逆解析などにより分析すること で、連接部の初期応力状態をそこに到達する以前により正確に求めることが可能と考える。 岩盤の変形特性についても同様に、施工を進める上での最新の情報から連接部の岩盤の変 形特性を推測し、初期応力の最適推定値と合わせて当該領域の安全性を予測すべきである。
- ⑤ ショート・ステップ工法において各階梯の地山が自立するメカニズムを詳らかにし、それ を踏まえた上で実際の施工において地山の自立と覆工の落下や沈下に対する安定性が保 たれているかをモニタリングによって確認することが重要である。

6 数値解析による立坑連接部崩壊機構解明に関する考察

6.1 概説

本章では、これまでに検討してきた超大深度立坑連接部の崩壊や変状を数値シミュレーションに よって検証し、その発生機構を解明する手法を提案する。そのために、本章では、地下空洞問題に 供せられる数値シミュレーション手法を概観し、その特徴と適用範囲について述べる。これを基に、 超大深度立坑連接部の崩壊・変状の発生機構を解明するために供する解析手法の選定を行う。

岩盤構造物の数値解析では、地山に存在する不連続面の挙動をどのように解析上取り扱うかが重 要な問題となる。このため、他の工学分野で発展してきた有限要素法や境界要素法などとは異なる 数値解析手法、すなわち岩盤の不連続な挙動に着目した数値解法が発展してきた。本章では、まず その手法の基礎をつまびらかにすることで、既往の有限要素法や境界要素法等との位置付けを明確 にすることを試みる。その上で、これまでに提案されてきた各種の不連続面挙動を表現する数値解 析手法を、可能な限り応用例を示しながら紹介するものとする。さらに連続体解析と不連続体解析 の長所を取り入れた有限差分法と不連続変形法について概観する。

この数値解析手法に関する調査結果を基に、前章までに検討した超大深度立坑連接部、もしくは 立坑本体の崩落・発生変状を数値解析手法によって検証する手段を提案し、有識者のレビューを受 けその妥当性について考察を加えるものである。

6.2 既往数値解析手法の検証

6.2.1 連続体解析と不連続体解析の基礎

対象が連続体・不連続体であるにかかわらず、構造の安定問題の数値解析手法は力の釣合い方程 式を満たさなければならない。しかし、その定式化は連続体と不連続体で異なる場合がある。これ は運動を観測する立場が Euler 的であるか、Lagrange 的であるかによって異なると考えてよい。

Euler 的な観測の立場に立つ解法は、観測する座標系を一定に保つ解法である。具体的には、式 (6-1)に示す微小要素における力の釣合い式(Euler の運動方程式)を、変分原理により離散化す る解法である。

$$\rho \frac{Du_i}{Dt} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + X_i \tag{6-1}$$

ここで、	ρ	:	物体の密度
	u_i	:	物体の変位成分 (<i>i</i> =1,2,3)
	σ_{ij}	:	物体の応力成分 (<i>i,j</i> =1,2,3)
	X_i	:	物体力 (<i>i</i> =1,2,3)



(a)物体力
(b)平衡応力成分
図 6-1 Euler 表示における微小要素に作用する物体力と平衡応力成分¹⁾

この解法の代表的な手法としては、有限要素法^{2),3)}や境界要素法^{4),5)}が挙げられる。表 6-1 に有限 要素法と境界要素法の特徴を示す。Euler 的な観測の立場は、観測する座標系が一定であることを 前提にするため、発生した変位に伴って座標系が移動する有限変形問題(大変形問題)への適用は、 特殊な手法の導入が必要となる。また、境界要素法はKelvin 解や Mindlin 解等の弾性問題の応力解 を基礎解とするため、材料非線形問題に対しても特殊な手法の導入が求められる^{4),5)}。
	有限要素法	境界要素法				
長所	 様々な問題に適用が可能で、連成問題などの取り扱いも比較的簡便 	 ・ 実形状に近い形でモデル化が可能 ・ 計算時間が短く、計算容量も小さくて済む。 				
	 ・ 不連続体問題の取り扱いも可能 					
短所	 ・ 微小変形を対象としており、破壊現象を伴う問題には不適 ・ 比較的大きな計算容量が必要で、要素数や 問題の非線形性に順じて計算時間が増大する。 	 ・ 微小変形を対象としており、破壊現象を伴う問題には不適 ・ 弾性の基本解を用いるため、材料非線形問題に特殊な工夫が必要 ・ 不連続面のモデル化が複雑 				
使用実績	非常に多い。	地盤問題に関しては				
		有限要素法に次ぐ実績がある。				

表 6-1 有限要素法と境界要素法の特徴 6)を一部加筆修正

一方、Lagrange 的な観測の立場に立つ解法は、観測する座標系が運動とともに移動する解法である。具体的には式(6-2)に示す質点の運動方程式を差分法によって離散化する解法である。

$$m\frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} + C\frac{\partial u_i}{\partial t} + Ku_i = F_i$$
(6-2)

C : 質点間の粘着定数

- *K* : 質点間のバネ定数
- *F_i*: 質点に作用する外力 (*i*=1,2,3)



図 6-2 Lagrange 表示における質点の平衡状態

岩盤力学の分野におけるこの解法の代表例が、有名な Cundall の個別要素法(DEM: Distinct Element Model)⁷⁾である。DEM は不連続性岩盤を剛体ブロックの集合体と仮定して、それら個々の ブロックは運動方程式を満足し、ブロック間の力の伝達が作用・反作用の法則に従うことを条件と して、集合体の力学的挙動を差分法により数値解析するものであり、岩盤斜面の安定問題等に用い られてきた。類似の手法として、木山は砂等の粒状体を球の集合体として評価し、同様の定式化に よる数値解析手法を提案している⁸⁾。さらに、村上らはこの球の圧縮性等をも評価した解析手法を 提案している⁹。

また、塑性加工問題を対象として開発された川井の剛体バネ・モデル(RBSM: Rigid Body Spring Model)¹⁰⁾、も Lagrange の観測の立場にあるものと考えてよかろう。RBSM も DEM 等と同様に剛体ブロックを考えるが、隣接する剛体ブロックを境界面の法線および接線方向に抵抗する 2 種類のバネ系で連結した離散化モデルを考えているところが異なる点である。表 6-2 に DEM と RBSM の特徴を示す。

	個別要素法	剛体バネ・モデル		
長所	 有限変形問題や崩壊過程の問題の解析が可 	・ 有限要素法や境界要素法と比べ、分離やす		
	能	べりなどの現象を的確に表現できる。		
	 一般に、有限要素法と比べ計算時間が短い。 	 小型コンピュータで容易に計算ができる。 		
短所	 岩盤物性の入力パラメータの設定が困難 	・ 変位の計算精度は低い。		
	・ 不連続面の幾何学形状によって解が支配さ	 入力パラメータの設定が困難。 		
	れるため、十分な精度で不連続面を調査す	 要素分割によって解の精度が支配される。 		
	ることが求められる。			
使用実績	岩盤斜面安定問題を中心とした実績が多い。近	地般問題に対する使用実績は小ない		
	年、地下空洞問題への適用も増加しつつある。	地面问题にハックの欠用天順は少ない。		

表 6-2 個別要素法と剛体バネ・モデルの特徴^{6)を一部加筆修正}

以上のように、連続体地山の挙動は Euler 的立場に従う定式化によって、また不連続面で区切ら れた岩盤ブロックの挙動は Lagrange 的立場に従う定式化によって解析することが可能となる。しか し、地下空洞挙動解析の実務においては、必ずしもこのような区分が当てはまるとは限らない。

実際の地山に不連続面が存在したとしても、巨視的な地下空洞の力学的挙動は連続体的な挙動を 呈することが一般的であり、不連続挙動が現れたとしても局所的なものに過ぎない場合がほとんど である。しかし、その局所的な不連続挙動が空洞の安定性を支配することもあり無視し得るもので はない。このため、有限要素法等の Euler 的数値解法に不連続性挙動を導入したり、Lagrange 的数 値解法を連続体解析に拡張したりする種々の研究が行われている。以下では、可能な限り地下空洞 解析実務の事例を参照しながら、これらの研究を概観する。 6.2.2 Euler 的解法の空洞問題への適用と不連続性挙動の導入

どのような工業材料も、微視的にみれば欠陥と呼ばれる不連続性が介入する。しかし、工学的な 材料寸法で定義された強度や弾性係数などの定数を用いれば、その工学的な挙動は連続体挙動にお おむね従う。

岩盤材料のように潜在的な大小の不連続面を有する材料も、巨視的に見れば連続体挙動を呈する 場合があり、特に地下構造物は連続体に近い挙動を呈する場合がほとんどである。このことが、座 標系が移動しない微小変形を対象とする有限要素法等の Euler 的解法が、地下空洞問題に広く適用 される理由である。

ただし、その挙動を与える強度や弾性係数などの定数は、実験室で得られた岩石の値よりも1オ ーダー以上小さいことが一般的である。図 6-3 は節理*が卓越するとされる地山において計測され た変位と線形有限要素解析から求められた変位を比較したものである¹¹⁾。図に示すように、計測値 と計算値は変形モードだけでなく、その大きさも良好な一致を示している。しかし、この計算に用 いたヤング係数は表 6-3 に示すように、岩石試験結果から得られた値ではなく、おおむねそれを 1/40 としたものである。このように、地山に存在する不連続面の影響を最も簡単に評価する方法は、物 性値の低減である。



図 6-3 節理が卓越する地山に掘削されたトンネルの計測変位と計算変位の比較¹¹⁾

	弹性係数 (GPa)
	47.1
岩石強度試験結果	37.3
	38.2
計算入力値	1. 2

表 6-3 岩石コアと計算入力の弾性係数¹¹⁾

^{*} 面の両側の相対変位が比較的小さく、小規模で群をなして存在する不連続面¹²⁾

しかしながら、地下空洞問題においても不連続的な挙動を無視し得ない場合がある。特に地下発 電所空洞などの大断面空洞等では、不連続面の挙動が空洞の挙動に重大な影響を与える。このため、 Euler 的な立場の解析手法、特に有限要素法に不連続性挙動を導入しようとする試みが古くから行 われている。

この方法はシーム**・断層***等の不連続面挙動を直接モデル化しようとする手法と、これを構成則内に陰(Implicit)な形で解析に取り込もうとする手法に分けることができる。また、後者は等価な異方性として表現しようとするものと、不連続面の幾何学形状をテンソル形式で表記しようとするものに分類することができるだろう。以下、各手法についてその概要を記す。

(1) 不連続面挙動のモデル化

この方法は、岩盤内のすべての不連続面をジョイント要素^{13),14),15)}に代表されるインターフェイス・エレメント^{16),17),18)}によりモデル化し、それを有限要素法に取り込むというものである。これらについては、かなり高次な要素が開発されており、複雑な挙動を表現することも可能とされるが、 多くの問題を含む。



図 6-4 不連続面の挙動とジョイント要素によるモデル化

代表的な Zienkiewicz¹⁵⁾のジョイント要素の定式化は概略以下のようなものである。いま、図 6-4 のように二つの有限要素の間に、不連続面の挙動を表すジョイント要素が挿入されているものとす る。この要素は不連続面の挙動を表現する要素であるから、開口・閉口変形とすべり変形しか表現 しないものとする。

図 6-4 に示すように、ジョイント要素 a、b 部のすべりの相対変位 ΔUa 、 ΔUb 、および開口・閉口の相対変位 ΔVa 、 ΔVb は有限要素節点の変位から次のように示すことができる。

$$\Delta U_{a} = U_{2} - U_{1}$$

$$\Delta U_{b} = U_{4} - U_{3}$$

$$\Delta V_{a} = V_{2} - V_{1}$$

$$\Delta V_{b} = V_{4} - V_{3}$$
(6-3)

^{**} 粘土などの夾雑物を含む中規模の不連続面¹²⁾

^{***} 面の両側の相対変位が顕著で、比較的大規模な不連続面 12)

この関係を、次のようにマトリック表示する。

$$\{\Delta U_k\} = [T]\{U_i\} \tag{6-4}$$

$$\{\Delta U_k\}^T = \{\Delta U_a, \Delta V_a, \Delta U_b, \Delta V_b\}^T$$

$$\exists U_i\}^T = \{U_1, V_1, U_2, V_2, U_3, V_3, U_4, V_4\}^T$$

$$[T] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

一方、図 6-4 の a、b 点の不連続面幅を t_a 、 t_b とし、ジョイント要素内の任意の点における不連続面幅 t が次の一次結合で表すことができるものとする。すなわち、

$$t = N_a t_a + N_b t_b \tag{6-5}$$

ここで、

$$N_a = \frac{-1}{2}(\xi - 1)$$

 $N_b = \frac{1}{2}(\xi + 1)$
 ξ : ジョイント要素内の局所座標系

これと、同じ一次結合によって、ジョイント要素内の任意の一点におけるすべりの相対変位 ΔU と開口・閉口の相対変位 ΔV が表記されるものとして、その関係を次のようにマトリックス表示す る。

$$\{\Delta U\} = [N]\{\Delta U_k\} = [N][T]\{U_i\}$$
(6-6)

$$\{\Delta U\}^{T} = \{\Delta U, \Delta V\}^{T}$$

$$\exists [N] = \begin{bmatrix} N_{a} & 0 & N_{b} & 0 \\ 0 & N_{a} & 0 & N_{b} \end{bmatrix}$$

したがって、有限要素の節点変位からジョイント要素内の任意の一点を補間することが可能となった。さらに、ジョイント要素に発生する鉛直ひずみ ε_nとせん断ひずみ γ は、不連続面の幅 t を用いて局所座標で次のように定義される。

$$\begin{cases} \varepsilon_n \\ \gamma \end{cases} = \frac{1}{t} \begin{cases} \Delta \overline{U} \\ \Delta \overline{V} \end{cases}$$
 (6-7)

式(6-7)において、 $\left\{\Delta \overline{U}, \Delta \overline{V}\right\}$ は局所座標系における相対変位であることを示す。今、座標変換によ

って、この関係を全体座標系に変換すると以下の関係を得ることができる。

$$\begin{cases} \varepsilon_n \\ \gamma \end{cases} = \frac{1}{t} [R] \{ \Delta U \} = \frac{1}{t} [R] [N] [T] \{ U_i \}$$
(6-8)

$$[R] = \frac{1}{M} \begin{bmatrix} \frac{dx}{d\xi} & \frac{dy}{d\xi} \\ -\frac{dy}{d\xi} & \frac{dx}{d\xi} \end{bmatrix}$$
$$M = \sqrt{\left\{ \left(\frac{dx}{d\xi} \right)^2 + \left(\frac{dy}{d\xi} \right)^2 \right\}}$$



図 6-5 ジョイント要素内のひずみの定義

以上の手順によって、ジョイント要素内のひずみを節点の変位によって定義できるから、以降は 有限要素法の方法に従った定式化が可能となる。なお、不連続面における応力-ひずみ関係は次式に よって定義される。

$$\begin{cases} \sigma_n \\ \tau \end{cases} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix} \begin{cases} \varepsilon_n \\ \gamma \end{cases}$$
 (6-9)

ここで、 C_{11} は不連続面の鉛直弾性係数を、 C_{22} は不連続面のせん断弾性係数をそれぞれ示し、 C_{12} 、 C_{21} はダイレタンシー成分を示す。周辺岩盤が均質で不連続面がこれと一体になって動く場合には $C_{11}=E$ 、 $C_{22}=G$ 、 $C_{12}=C_{21}=0$ とすればよい。Eは岩盤の弾性係数を、Gは岩盤のせん断弾性係数をそ れぞれ示すものである。

図 6-6 はトンネル掘削によって地層境界上で不連続な変形が水平方向に発生した事例について、 計測変位と計算変位を比較したものである¹⁹⁾。計算には Zienkiewicz¹⁴⁾のジョイント要素が用いられ ている。図に示されるように計測値と計算値が良好な一致を見るとともに、地層境界面上のすべり 変形が評価されている。



図 6-6 水路トンネル掘削時に地層境界で卓越する地山変位の計測値と計算値の比較¹⁹⁾

このように単独の不連続面に対してはジョイント要素の導入によって非常に良好な計算結果を 得られる場合が多い。しかし、シームや断層等は共役の角度で互いに交わって存在することが一般 的であるが、交差する不連続面に対してはジョイント要素の適用は限定される。すなわち、圧縮の 応力状態下で不連続面のすべりが生じるとき、ジョイント要素を用いた計算ではジョイント面が互 いに食い違う変形モードが生じ、変位の適合条件が満たされず計算が不能となる。Kulatilake²⁰はジ ョイント要素を用いて不連続性岩盤の巨視的な弾性定数と強度に関する数値実験を実施している が、それは食い違いの生じない引張応力状態を模したものである。

また、積分方程式を基礎とし、クラック面の相対変位(変位くい違い)を直接変数として数値解 析を行う Crouch の変位くい違い法(DDM)²¹⁾もこの方法論のひとつに分類されるものと考える。 この方法は、クラックを有する弾性体の力学的挙動の数値解析法として有効であるとされる。柴ら ²²⁾は、2 次元き裂問題に対する DDM の適用性について検討を実施し、不連続性岩盤の応力解析法 として有力な方法となり得ることを示している。

これらの手法を実務問題に適用する上での問題点は、解析に供する入力パラメータの同定である。 今日の調査技術では、不連続面の幾何学特性(位置、方向および大きさなど)とその力学特性を高 い精度で求めることは難しい。また、求められたとしても、前述のように複数の不連続面が交差す る複雑な不連続面挙動を評価することは難しい。したがって、シーム、断層や破砕帯のような対象 とする構造物の寸法とオーダー的に等しい不連続面の単純な挙動を評価することが実用的な適用 の限界と思われる。

(2) 材料異方性としての不連続面挙動の評価

この方法は、規則性を持って分布する不連続面を含む岩盤を、それと等価な直交異方弾性体などに置換して解析するものである。これは主に、層相互間の付着が十分な層状基盤を対象として用い

られるもので、多くの層を含む十分に大きな領域を設定し、それと等価な直交異方弾性に対する応 力-ひずみ閑係(構成式)を用いて、層状基盤の挙動を把握しようとするものである。

Barden²³⁾は、水平面に平行な層(cross anisotropy)を持つ基盤の表面に、集中荷重または分布荷重が 作用する問題に対し、その挙動を Michell の解を用いて検討している。川本²⁴⁾は、任意の方向に主 方向を持つ直交異方性の半無限基礎岩盤の表面に各種荷重が作用した場合、基盤の異方性の程度 (主弾性係数の方向、およびその比率)が基盤の変位にどのような影響を及すかについて理論解析

より考察している。これらの研究では、等価弾性体の構成式の各定数をどのように求めるかについては検討されていない。

それに対して、Wardle²⁵⁾や Gerrard²⁶⁾、は水平面に平行な層を有し、その層厚および層の力学特性 が深さ方向に変化する基盤を対象に、等価弾性体の応力-ひずみ関係の各定数を誘導し、それらが各 層の特性によりどのように変化するかを検討している。さらに、Gerrard²⁷⁾は、互いに直交する3組 の層状地盤から成る不連続性岩盤を対象に、等価弾性体の応力-ひずみ関係の各定数を誘導し、それ らの定数について検討している。また、Kulhaway²⁸⁾は、水平面に平行な層の基盤の沈下量を求める ために層相互間の変形特性をバネ特性(Kn, Ks)を用いて表し、層厚(不連続面の間隔)に代わる ものとして ROD の分布を用い等価弾性体の応力-ひずみ関係の各定数を誘導している。

Chappell²⁹⁾は、層相互間の不連続部がある程度の厚みを持つ場合を想定して、岩質部および不連 続部の力学特性とその体積比率を用いて等価弾性体の構成式各定数を求めている。ここでは、ひず み一定モデルと応力一定モデルに対して、異方性主軸が変化した場合、その構成式の各定数がどの ように変化するかを検討している。これらの各構成式の定数を誘導するに際しては、複合論

(composite theory)がその基礎となる。Yoshinaka³⁰⁾は、規則的な配列で交差する二系列の不連続面 をもつ岩盤の変形(不連続面の角度は任意)を対象に、それと等価な連続体の巨視的変形特性を求 めている。ここでは不連続性岩盤の変形を弾性体の岩質部とバネ特性(Kn, Ks)をもつ不連続面の それぞれの変形の和であると考えている。

Sakurai ら^{31),32)}は、逆解析に用いることを目的として、異方性パラメータを用いて定義された直 交異方性材料の応力-ひずみ関係より、不連続性岩盤のすべりや剥離といった挙動を表現する方法を 提案し、これを多くの実務問題に適用し成果を挙げている。ただし、そこでは逆解析により応力-ひずみ関係の各定数を求めている。図 6-7 は破砕帯近傍に岩盤空洞アーチ部掘削時の計測変位と計 算変位を比較したものである^{33),34)}。計算には Sakurai ら^{35),36)}の提案する異方性パラメータを用いて いる。当該結果から、左側壁近傍の破砕帯がアーチ部掘削によって開口する挙動が確認されたが、 図に示すようにこのような不連続挙動が等価な異方性として表現されていることが分かる。

-34-



図 6-7 破砕帯近傍に掘削された空洞アーチ部掘削時の計測変位と計算変位の比較³⁴⁾

実際に構造物を設計する立場からは、これらの連続体的手法は有効であると思われる。しかし、 これらの方法では不連続面の空間分布は確率的に一様なものであると仮定しているため、岩盤の巨 視的挙動の評価には有効であるが、不連続面の幾何学的配置による局所的挙動の評価には難がある。 また、巨視的に見た岩盤のモデル化に関する問題(例えば、系の最小構造単位をいかに合理的に決 定するか等)や、構成式に用いる各パラメータの決定に関する問題(例えば、十分な各種調査およ び原位置試験を行っても、得られるパラメータの精度に限界があることなど)があり、これらの手 法についても、今後のさらなる研究が必要と思われる。 (3) 不連続面形状のテンソル表記による評価

この方法は、不規則に分布する不連続面を含む岩盤を、それと等価な異方性体に置換して解析し ようとするものである。Oda ら³⁵,Yamabe ら³⁶は、不連続面の幾何学的異方性をクラック・テンソ ルとして表現し、これを用いて不連続性岩盤をそれと等価な線形異方弾性体に置換し、有限要素解 析を行う方法を提案している。また、Kyoya ら³⁷⁾は、不連続面を岩盤の損傷であるとみなし、不連 続面の配置による岩盤内部の有効断面積の欠損率を損傷テンソルとして表している。そして、損傷 テンソルによりコーシー応力が実質応力に変換され、この実質応力が岩盤の変形・破壊挙動を支配 するとして有限要素解析を行っている。すなち、実質応力が材料の示すひずみと弾・塑性構成則を 満足するものである。これらのほかに、岩盤中の不連続面の影響をテンソルで表記する方法として、 Wei ら³⁸⁾による不連続性テンソル(discontinuity tensor)を用いる方法もある。

これらの手法の実務への適用例はほとんど見られない。その理由としては、今日の調査技術では 不連続面に関して調査することのできる範囲とその精度に限界があるためと思われる。不連続面の 間隔が構造物の寸法に比べてかなり小さな解析領域には、不連続面が無数に存在することになる。 これらの不連続面をすべて調査し、その特性を正しく評価することは、現実にはほとんど不可能で ある。このためこれらの優れた解析手法を持ってしても、得られる結果(出力)の精度は入力パラ メータの精度に大きく影響を受け、満足な結果は得られない現状にあるものと思われる。また、そ の調査の対象とすべき不連続面の寸法等についても不明な点が多い。

(4) 破壊力学的アプローチ

これまでの手法が、地山に潜在的に存在する不連続面を対象とするのに対し、破壊力学的な手法 は外力等によって新たに形成された不連続面を対象とする研究が多い。金子ら^{39),40)}は、線形破壊力 学に基づいた理論解析より亀裂性材料の応力-ひずみ関係の近似定式化を行い等価体積欠損の概念 を導入し、その応力-ひずみ関係の各コンプライアンスを求め、岩盤の巨観的変形から局所的変形ま でを解析できる等価体積欠損法(EVDM)を提案している。また、山辺ら⁴¹⁾による塑性クラック要素 を用いた有限要素解がある。これは、破壊と判定された要素内に、新たに弾塑性体のクラックを導 入することにより、クラックの進展を考慮する方法である。

これらの手法に関しては研究目的の解析が主として行われ、実務への適用事例はほとんど見当たらない。

(5) マイクロ・メカニクスに基づいたアプローチ

Yoshida と Horii⁴²は、節理等の岩盤不連続面挙動をマイクロ・メカニクスの手法を用いて評価する MBC モデル (Micromechanics Based Continuum Model)を提案している。この手法は、岩盤不連続面よりは十分大きく、岩盤構造物(たとえば地下空洞)よりは十分に小さい代表要素(Representative Volume Element)を考え、この代表要素における平均応力と平均ひずみの関係から巨視的な構成方程式を求め、この構成式を用いた連続体解析によって不連続面を含む岩盤の挙動を評価しようとするものである。なお、不連続面を含む代表要素では、平均主応力と平均ひずみの関係が以下のように示される。

$$\Delta \overline{\varepsilon}_{ij} = D_{ijkl}^{R} \Delta \overline{\sigma}_{kl} + \frac{1}{2V} \sum_{m} \int_{D_{m}} \left(\Delta \left[u_{i}^{(m)} \right] n_{j}^{(m)} + \Delta \left[u_{j}^{(m)} \right] n_{i}^{(m)} \right) dS$$

$$(6-10)$$

$$\Box \subset \overline{\psi}, \quad \overline{\varepsilon}_{ii} \qquad : \Psi \land \psi \lor \overline{\psi} \not$$

- D^{R}_{iikl} :基質岩盤のコンプライアンス・テンソル
- $\bar{\sigma}_{ii}$: 平均応力
- V :代表要素の体積
- Ω____:代表要素内のm番目不連続面
- *n*^(m): m 番目不連続面の単位法線ベクトル
- *u*^(m): m 番目不連続面での相対変位

したがって、式(6-10)の右辺第一項は基質岩盤のひずみ増分成分を、また右辺第二項は不連続 面のすべりや開口による等価なひずみ増分成分を示すこととなる。

MBC モデルでは不連続面形状をのこぎり型でモデル化することによって、圧縮応力下においても 不連続面のせん断変形だけでなく、開口変形も評価することを可能とした。さらに、原位置で測定・ 観察された不連続面の走向・傾斜、不連続面の長さや間隔などをそのまま計算入力値に反映できる と言う特徴があり、すでにいくつかの実務問題に供されている。 6.2.3 Lagrange 的解法の空洞問題への適用

DEM 等の Lagrange 的解法を空洞問題に適用する上での問題点は、空洞周辺の地山が不連続体ブ ロックとして個別の挙動を呈するかという点にある。Goodman と Shi⁴³⁾は、不連続性岩盤斜面の崩 壊が掘削面に現れたキーブロックの移動により始まるという仮定のもとに、このキーブロックを不 連続面の幾何学形状と力学的条件から見つけ出し、その安定性を評価する手法を提案した。古代ロ ーマなどの石造建造物などでは特定の石積みを取り除くと構造物全体が崩壊するように組み立て られたという。特定の石積みをキーストンと呼ぶが、Goodman と Shi は、これと同じ役目を果たす 岩盤ブロックが岩盤斜面中に存在するものと仮定したものである。

ところが、トンネルのような岩盤空洞ではこのようなキーブロックの存在を定義することが難し いようである。このことを Boyle や Goodman ら⁴⁴⁾は模型実験によって示している。自由面の大き い地下発電所空洞等ではこの限りではないが、少なくとも 200m²程度の断面のトンネルで不連続体 ブロックとしての挙動を呈すことは難しいものと思われる。

このように、トンネル等の地下空洞では、不連続ブロックが個別の挙動を呈することはほとんど ないものと判断される。しかし、空洞周辺の不連続面に現れる局所的な開口やすべり、もしくはダ イレタンシーを伴う挙動等は DEM 等の Lagrange 的解法に依らなければ評価することは難しく、ま たこれらの挙動は空洞の安定性を評価する上で重要であると考える。

DEM 解析を空洞問題に適用する上での問題点は、他に原位置での不連続面特性をどのように評価するか、という問題が上げられる。Barton と Bandis⁴⁵⁾は、室内で得られた不連続面の物理特性をBarton のQシステム⁴⁶⁾を用いて寸法補正し、補正された物性値をDEM に適用することを提案している。彼らによれば、室内で測定された不連続面の物理特性の値と原位置における値の差異は、寸法効果、応力状態、地下水の影響等が考えられるが、寸法効果による影響が最も卓越するとしている。

この寸法効果に関し、Barton と Choubey⁴⁷⁾は、多くの原位置試験データと室内試験データを検討 し、室内試験の結果から原位置の不連続面特性をQシステム中のJRC/JCS 指標によって推定する方 法を提案した。ここで、JCS は不連続面の圧縮強度を表し、シュミット・ハンマー試験によって計 測されるもので、同一の不連続面で 10 回以上のシュミット・ハンマー試験を行い、値の低い半数 を除いた残り半分について平均値を求め、特定の補正を行い、これを JCS とする。例えば、0.735N/m の打撃エネルギーのハンマー (タイプ L)を用いた場合、Muller⁴⁸⁾により導かれた次の補正式で JCS が求められる。すなわち、

$$\log_{10}(JCS) = 0.00088rR + 1.01 \tag{6-11}$$

また、JRC は粗さ係数と呼ばれ、不連続面の粗さの程度を示す指標である。JRC を求めるための 試験方法は、小杉ほかが詳しい⁴⁹。試験の結果から、JRC は次式で求められる⁴⁵⁾。すなわち、

$$JRC = \frac{\arctan\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) - \phi_r}{Log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}$$
(6-12)

ここで、 τ : 不連続面に作用する最大せん断応力
 σ_n : 不連続面に作用する垂直応力

また、 Ø, は不連続面の残留摩擦角を表し、次式によって決定する⁵⁰⁾。 すなわち

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + \frac{r}{R} \tag{6-13}$$

このようにして決定された JRC と JCS に関して、Barton と Bandis⁴⁵⁾は、実験帰納的な検討を加え、 室内における値と原位置における値の間に次の関係があることを見出した。

$$JRC_n = JRC_0 (\frac{L_n}{L_0})^{-0.02 JRC_0}$$
(6-14)

$$JCS_n = JCS_0 (\frac{L_n}{L_0})^{-0.03 JCS_0}$$
(6-15)

ここで、	こで、 JRC_n, JCS_n		: 原位置におけるJRCとJCS値
	JRC ₀ ,J	CS_0	: 室内実験におけるJRCとJCSの値
	L_n	:原位	置の不連続面の長さ
	L_0	:室内	実験に用いた不連続面の長さ

したがって、不連続面の挙動を JRC および JSC によって表記することができるならば、室内にお いて供試体寸法の不連続面特性を測定し、これを基に式(6-14)、(6-15)の関係から、原位置寸法の 不連続面特性を求めることが可能となる。また、Barton と Bandis⁴⁵⁾は、新鮮な不連続面と風化した 不連続面の実験データをともに満足する実験式として、以下の双曲線関係を与えている。

$$\frac{\Delta V_j}{\sigma_n} = a - b\Delta V_j \tag{6-16}$$

ここで、 ΔV_i : 不連続面の閉塞変位

また、双曲線の漸近定数(a/b)はジョイントの最大閉塞値 Vm として次式で表される。すなわち、

$$\frac{a}{b} = V_m = A_i + B_i \cdot JRC_0 + C_i \left(\frac{JSC_0}{E_0}\right)^{D_i}$$
(6-17)

ここで、 A_i 、 B_i 、 C_i および D_i は、載荷履歴に依存して決定される定数であり、iは載荷サイクル数である⁵¹⁾。また、定数は単位の初期初期剛性 K_m として、次式で表される。

$$\frac{1}{a} = K_m = 0.02 \left(\frac{JCS_0}{E_0} \right) + JRC_0 - 10$$
(6-18)

次に、せん断強度に対応する摩擦角を ϕ_{mob} で表し、フィールド寸法の不連続面について一般化すると次式が得られる。

$$\phi_{mob} = JRC_{n(mob)} \cdot \log\left(\frac{JCS_0}{E_0}\right) + \phi_r \tag{6-19}$$

ここで、せん断強度がせん断変位に伴う可変な値であると仮定する。いま、最大せん断強度を表 す摩擦角を ϕ_p 、不連続面の粗さ係数の最大値を JRC_p とすると、次の無次元関係が導かれる。すな わち、

$$\frac{JRC_{mob}}{JRC_p} = \frac{\phi_{mob} - \phi_r}{\phi_p - \phi_r}$$
(6-20)

以上の関係を用い、Barton⁵²は広範な応力レベルにおける不連続面のせん断挙動を実験帰納的に モデル化するために、以下のように不連続面挙動の特徴を求めている。すなわち、

- ① せん断すべりの開始に伴って摩擦が可変性となる。
- ② 不連続面の粗さは可変であり、粗さの変化とともにダイレタンシーが現れる。
- ③ 不連続面の粗さ係数が最大の時最大せん断強度を示し、せん断変位は δ b となる。
- ④ 粗さの減少とともにダイレタンシーも下降する。
- ⑤ 最終的に残留強度値に収束する。

この概念に対応する可変性せん断変位と不連続面の粗さ係数(無次元)が導かれ、この不連続面モ デルの挙動は、無次元相関曲線上の変曲点として現れる⁵³⁾。最大せん断強度を示すせん断変位はジ ョイント寸法の影響を受け、メートル単位のジョイント長さとその粗さ係数から、以下の実験式を 用いて計算される。

$$\delta_p = \frac{L_n}{500} \left(\frac{JRC_n}{L_n}\right)^{0.33} \tag{6-21}$$

また、不連続面粗さの変化に伴って始まるダイレタンシーは、実験帰納的に以下の式で表される。 すなわち、

$$d_{n(mob)} = 0.5 \cdot JRC_{n(mob)} \cdot \log\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right)$$
(6-22)

小杉ら⁵³⁾は上述の方法に従って、ストリッパ花崗岩のせん断挙動予測と実際のせん断試験時に得られた挙動との比較を行った。実験値と予測値は良好な一致を示し、上述の方法が有効なことを示

した。

図 6-8 はオスロ市内のトンネルの挙動予測を上述の方法に従って実施した例である⁵⁴⁾。連続体に 関する弾性あるいは塑性解析によっても上述の方法と同様な応力分布が導かれる。しかし、岩盤の 容積変化や破壊の大部分が不連続面のダイレタンシーに依存する場合、連続体の解析では評価でき ない部分が残される。例えば、図 6-8 に示す不連続面の開口がその一つであり、深部岩盤では、岩 盤の緩み、盤膨れ、および山はね等として現れる。



図 6-8 トンネル掘削に伴う空洞周辺不連続面の開口 54)

このように興味ある解を与える DEM 解析ではあるが、その実務への適用はまだまだ限られてい るようである。その大きな理由は、やはり DEM 解析に供すことのできる精度で、空洞周辺に存在 する不連続面を調査できるかという問題に帰結されると思われる。幾度か述べたように、今日の調 査技術では不連続面に関して調査することのできる範囲とその精度に限界があるためと思われる。 不連続面の間隔が構造物の寸法に比べてかなり小さな解析領域には、不連続面が無数に存在するこ とになる。これらの不連続面をすべて調査し、その特性を正しく評価することは、現実にはほとん ど不可能である。このためこれらの優れた解析手法を持ってしても、得られる結果(出力)の精度 は入力パラメータの精度に大きく影響を受け、満足な結果は得られない現状にあるものと思われる。 また、その調査の対象とすべき不連続面の寸法等についても不明な点が多い。さらに、入力パラメ ータが精度よく求められたとしても、その巨視的挙動を推定するためには、極めて膨大な計算量が 必要となる。

逆に、連続体的手法では、不連続面の幾何学特性(位置、方向、大きさなど)ならびに力学特性 などを考慮し、巨視的観点からその岩盤の力学特性と類似の特性を有する等価な連続体を考える。 そのとき、すべての不連続面を個々に調査・試験する必要がないため、実際の設計においては有効 な方法となる。これが、ほとんどの実務問題において連続体解析に基づいた検討が行われる理由だ と考える。

6.2.4 Lagrange 的解法の連続体解析への展開

Lagrange 的解法を連続体解析に導入する利点は、比較的容易に有限変形問題を取り扱える点にあ る。このことは、単に材料の降伏や破壊を評価するのでなく、構造体としての崩落や崩壊を評価す ることのできる可能性を示唆するものである。また、6.2.2 節で示した Euler 的解法へ不連続性を導 入する各種の手法も、ほとんど同じ方法を採用することが可能である。いま、解析領域を有限の要 素に分割し、この要素挙動を 6.2.1 節で示した Lagrange 的立場の運動方程式で評価し、隣接する要 素間は節点を共有するものとして、差分法による定式化を行えば、Lagrange 的解法を連続体解析に 適用できる。近年、このような定式化に基づいた解析手法が種々提案されているが、地盤解析の分 野では有限差分法⁵⁴⁾が用いられることが多い。





(a) 左上方よりの俯瞰図

(b) 側方よりの俯瞰図

図 6-9 有限差分法による浅いトンネル掘削に伴う地表陥没解析(本報告書のための計算)

図 6-9 は有限差分法により浅いトンネル掘削に伴う地表面沈下の状況をシミュレートした事例で ある。この計算に用いた構成則は一般的な Drucker-Plager 則であり、特殊な構成則は用いていない にもかかわらず、切羽崩落と地表陥没の近傍までその挙動を追跡することができる。これから先に 生じる地山の分離や滑動までを追跡するためには特殊な手法を採用せざるを得ないが、そのような 状態における地山挙動の解は整合性が担保されるものではなく、工学的な意味を持つものではない。 工学的、特に支保設計を考える上では、地山材料の破壊がどのように進展し、構造としての崩落に 至るかを検証することが重要であると考える。この意味で、有限差分法は地盤構造物の崩壊機構を 検証する上で、有用な手法であると考える。

また、類似の手法としてShiとGoodmanの不連続変形法(DDA: Discontinuous Deformation Analysis) ⁵⁵⁾がある。不連続変形法は岩盤ブロックを一定ひずみの弾性体と考え、それが平行移動と回転の剛 体変位を呈するものとして、変位関数を定義するものである。この変位関数は、ブロックの変位の 完全な第一次近似となることが特徴の一つである。そして、この変位関数を用いて全ポテンシャル エネルギーを変分原理により最小化して平衡方程式を組み立て、それをブロック同士の貫入はなく、 ブロック間には引張力が働かないという拘束条件のもとに解くものである。この方法によれば、岩 盤の不連続的挙動を忠実にシミュレーションでき、その変形・破壊メカニズムの解明や大変形問題 の解析も可能とされている。それに対してブロック理論は、不連続性岩盤の崩壊が掘削面に現れた キーブロックの移動により始まるという仮定のもとに、このキーブロックを不連続面の幾何学形状 と力学的条件から見つけ出し、その安定性を評価するものである。この解析手法は連続体挙動と不 連続挙動を一体的に解析しようとするものであると考えられる。今日のところ、実務への適用例は ほとんど見られないが、精力的な研究が進められている。ただし、個別要素法と同様に、対象とす る不連続面をどのような精度で調査し、モデル化できるかにその解析精度が依存することは否めな い。

6.3 数値解析による超大深度立坑連接部崩壊機構の検証について

6.3.1 数値解析手法の超大深度立坑連接部崩壊問題への適用に関する考察

以上に示したように岩盤の不連続性を表現する数値手法は、既に数多く開発されており、実務の 場に現れる不連続面挙動を網羅し尽くした感すらある。したがって、新たな解析手法やモデルを構 築することなく、問題に適した手法の選定さえ行えば発生する蓋然性の高い崩壊挙動を評価するこ とは可能であるものと考える。

しかしながら、実務への適用を考えるとき、いずれの手法にも共通する課題がある。すなわち、 解析に供する不連続面の幾何学的な形状とその物性をどのように調査しモデル化するか、という問 題である。今日の地質調査技術では精密に構築された不連続面挙動を考慮した解析手法に供するこ とのできる精度で不連続面の寸法や方向、物理特性、さらにはその連続性や結合の状態などを調査 することはほとんど不可能に近い。特に、Cundall Model や Joint 要素のように不連続面の幾何学的 な形状をそのままモデル化しようとする手法では、どのような寸法までの不連続面をモデル化する かという問題がある。

結局、洗練された手法で不連続面挙動のモデル化が行えたとしても、不連続面挙動を考慮した解 析結果の信頼性は、不連続面のモデル化の精度に大きく依存する。言い換えれば、不連続面モデル に供される地質調査や物性調査の精度とその妥当性に大きく依存する。したがって、不連続面挙動 を考慮した解析手法は、これに供するに足る調査法が提示されなければ、特殊な事例を除いて実務 に供することは難しい。実際、これらの手法のほとんどは数値実験的に用いられていることがほと んどである。その中で、Barton-Bandis モデルは、個別要素法に供する現地寸法の不連続面特性を与 えることのできる手法であり、実務への展開が期待されるが、これは切羽における観察から Barton のQ値を算出することを前提としたものであり、直ちに適用できるものではない。 したがって、 岩盤構造物の崩壊機構と発生因を不連続面挙動を考慮した解析手法により明らかにしようとする 場合、問題に適した不連続面モデルを作成する難問を避けて通ることができない。

一方、地下構造物設計の実務の場を見ると、連続体による解析を基にした設計が行われることが 一般的である。これは、計算機の能力や経費などの卑近な事情も大きいが、地下構造物の挙動が連 続体力学の与える解に良く従うことが主たる理由である。もちろん、地山中に存在する不連続面が 地山強度や変形特性を低下させるなどの影響は考慮される。

本章では、実務において現れた特徴ある不連続面挙動の解析事例をいくつか示したが、これらは いずれも特殊な条件下において発生した挙動である。たとえば、地下発電所空洞近傍における不連 続面の開口・すべり挙動は、自由面が大きいため不連続面で区切られた岩盤ブロックが不連続な挙 動を呈したものである。また、トンネル掘削に伴う層境界のすべりは、層厚に比してトンネル寸法 が大きかったために生じたすべりと判断される。このように、地下空洞問題において現れる不連続 面挙動は、不連続面の寸法と空洞寸法のオーダーが近い場合にのみ発生するものと判断してよかろ う。

前章まで検証してきた、超大深度立坑連接部、ならびに立坑本体部の崩壊・変状事例において、 不連続面の寸法と空洞寸法が近しいために生じる崩壊は、立坑の高抜け、もしくは覆工に作用する 異常圧である。これらは、大きな角度で立坑と交差する断層や破砕帯が、立坑の開さくによって形 成される自由面内に落下する現象であることが今回の調査から明らかとなった。したがって、これ らの崩壊過程を追跡し、その発生因をつまびらかにするためには、不連続面そのものをモデル化す るジョイント要素のような手法を用いることが望ましい。

一方、今回の調査から得られたこれ以外の崩壊や変状は、基本的に連続体挙動に従うものであり、 不連続な挙動は崩壊の最終過程においてのみ現れる。言い換えれば、崩壊発生後の事象として現れ る。したがって、その崩壊の直前までを連続体手法で追跡し、その間の地山挙動を仔細に観察する ならば、その発生因をつまびらかにすることができるものと考えられた。

有識者から指摘のあった、連接部掘削による応力緩和に伴って発生する崩壊もこの範疇に属する ものと考える。立坑周辺地山は水平断面内の円周方向圧縮力で自立することを前提とするが、連接 部の拡大掘削はこの円周方向圧縮力を緩和する。このとき潜在的な岩盤ブロックが連接部近傍に存 在する、いわゆる岩目が緩む状態となり、崩落に至る。したがって、この崩落を予測するためには 拡大掘削に伴う応力緩和領域を特定すればよく、これは連続体挙動の範疇から予測が可能である。

このように、立坑の高抜け等を除き、超大深度立坑連接部、もしくは立坑本体部の崩落や変状は 連続体手法の範疇で検証することが可能である。ただし、その発生因を明らかにするためには崩壊 近傍まで変形を追跡し、その間の応力経路をたどることのできる連続体手法が必要となる。Lagrange の方法に従って構築された有限差分法は、このような大変形問題を安定に、かつ比較的小さな計算 負荷で解析することができ、当該の目的に最も合致した手法と考える。

以上より、Lagrangeの方法に従って構築された有限差分法を用いて、超大深度立坑連接部、なら びに立坑本体の崩壊・変状機構を検証し、その発生機構を解明することを提案する。また、高抜け 等の崩壊現象の検証には、不連続面そのものをモデル化した手法を有限差分法に導入するものとす る。

なお、これらの検証はすべて3次元解析で行うこととする。これは立坑連接部が3次元的な構造 であること、および将来的に不連続面挙動の影響を検証し得るよう準備するためである。一般に、 トンネル等の線状地下構造物の2次元断面は平面ひずみ仮定がほぼ満たされるため、2次元解析が 主流とされてきた。しかし、地山に存在する不連続面の分布は3次元的なものであり、その挙動は 平面ひずみ仮定に従うものではない。これまで、計算機の能力や費用の面から2次元解析が一般的 に行われてきたが、それらの解にはこのような矛盾が内包されることを念頭に入れ、その評価を行 わなければならない。 6.3.2 超大深度立坑連接部崩壊問題の検証手法の考察

これまでの議論を総括すると、超大深度立坑連接部の崩壊機構の検証には以下の諸元をつまびら かにする必要がある。すなわち、

A. 立坑連接形態に起因する崩壊機構の検証

立坑連接部施工は鉛直方向に掘削されてきた立坑を水平方向に展開する工事であるから、 連接部そのものの安定性はもちろん、その上部の立坑の安定性に関しても十分な検証がなさ れなければならない。したがって、この検証には以下の二点を評価する必要があるものと考 える。

(1) 立坑連接施工に伴う上部立坑構造の安定性の検証

有識者のレビューで討議されたように、ショート・ステップ工法は各階梯で周辺地 山が自立することを前提としている。この自立条件を明らかにすること、ならびに連 接施工が自立条件にどのような影響を与えるのかを明らかにする必要がある。

(2) 連接形状に起因する崩壊・変状発生の検証

立坑連接は鉛直から水平へと展開される立体的な掘削作業であり、そこでは応力集 中とともに、応力緩和に起因する崩壊や変状が予想される。これらを検証するに当っ ては、有識者のレビューで討議されたように、単に形状に起因する応力集中や応力緩 和の現象に着目するのでなく、主応力の軸方向が水平面内だけでなく、鉛直方向でも 遷移する立坑独特の二次応力状態を考慮した検証が望まれる。

さらに、水平坑道の掘削に伴い空洞周辺の応力状態が大きく遷移することによる変 状の発生も懸念される。この変状は F 立坑連接部等において確認することができた。 しかし、この変状は地点特有の条件、すなわち、超大深度における大地圧、および連 接地点の軟弱な地山条件との関係で議論されるべきである。

B. 連接地点の地山特性、ならびに超大深度に起因する崩壊機構の検証

立坑連接特有の問題のほかに、立坑連接の最終的な安定性を評価するためには連接地点の 地山特性が考慮されなければならない。また、超大深度特有の大地圧、ならびに高水圧やガ スの問題をこれに加味して考慮する必要がある。今回の調査では、高水圧に起因する崩落や 変状は出水事故に随伴した側壁地山の崩壊が確認されただけである。また、ガスに関しては 火災の問題がいくつか見られたものの、ガス圧による崩壊は立坑坑底が数 m³ 程度盛り上が った事象を確認したに過ぎない。これらは、今回の調査・研究の主目的とは、若干、趣旨が 異なるためメカニズムの解明や対策の立案は別の研究に譲るものとする。

一方、超大深度に起因する大地圧下の軟弱な地山地点で連接した場合の変状を F 立坑の事 例等に見ることができる。すなわち、水平坑道掘進に伴う地山の剛性変化による連接部の押 し出しと、それに起因する覆工の変状である。

また、立坑特有の崩落・変状形態として、高抜けと覆工に作用する異常圧の二つが文献調 査と聞き取り調査から確認された。また、連接部施工では断層や破砕帯の規模が小さくとも これらの崩壊・変状が発生している。

今回の調査結果を整理すると、これらの崩落はいずれも大きな角度で立坑が断層・破砕帯 等と交差する深度で発生することから、その発生因は立坑掘削に伴うこれら地山弱部の不安 定化によって発生するものとの仮説を得た。

これは、既往事例の調査結果から推測された仮説であり、これを検証するためには、所与 の力学的条件下においてこのような現象が生ずることを示さねばならない。すなわち、十分 条件を示す必要がある。また、立坑で確認された崩落・変状は全て高抜けに類するものであ ることから、この対策工を設計・立案するためにも、これらの現象を模擬しうる数値モデル が求められる。

以上より、数値解析に基づいて以下の諸元を検討することが求められる。

- (3)連接部の水平坑道掘進に伴う地山の剛性変化によって生じる連接部の押し出し現象の 検証
- (4) 立坑と大きな角度で交差する断層・破砕帯等の立坑開さくに伴う不安定化現象の検証

以下、これらを検証するため数値シミュレーションの概要を記す。

(1) 立坑連接施工に伴う上部立坑構造の安定性の検証

極限平衡問題における深い立坑の崩壊機構は図 6-10⁵⁶のように説明される。すなわち、領域②が 立坑内部に押し出すことで、上部の立坑周辺剛体領域①が鉛直に塑性変形域②を押し、立坑の崩壊 が発生するというものである。これはあくまでも、極限平行状態における崩壊機構を説明したもの であるから、安定状態にある立坑では、①の領域立坑周辺地山は図 6-11 のように円周方向の圧縮応 力が卓越することで立坑周辺地山は自立する状態にある。したがって、塑性領域②が形成され、地 山内に押し出すことを防げばよいことになる。ショート・ステップ工法は、この塑性領域②が形成 されるのを一階梯の高さを小さくして、掘削後直ちに覆工することで抑止しようとするものである。 したがって、ショート・ステップ工法によって塑性領域②の形成を阻止する条件、言い換えれば塑 性領域②が形成され、これが押し出す条件を求めることが連接部上部の立坑安定を検証する上で求 められる。



図 6-10 深い立坑の崩壊機構の説明図⁵⁶⁾



図 6-11 超大深度立坑近傍地山の応力状態の模式図

塑性領域②の形成は、初期応力状態とその大きさ、立坑形状・寸法、地山の粘着力と内部摩擦角、 さらには覆工厚さとその強度等の多くの要因に支配されるとともに、この解析は複雑な非線形問題 となる。したがって、非常に膨大な数の、高次パラメトリック・スタディを実施しなければ、塑性 領域②が形成される条件を見出すことは難しい。しかし、工学的に考えればこれまでの知見からい くつかの変動要因を固定することが可能であるように思われる。

これまでの立坑覆工はほとんどの場合、水平面内の偏圧率を 1.10 以下として設計されてきたが、 今回調査した範囲内では断層や破砕帯部を除いて覆工に変状が生じた事例は見当たらない。したが って、少なくとも水平面内の初期応力状態は等方とすることが可能であろう。また、立坑形状は一 般に円形であり、その有効内径も最大で 7.5m 程度、一般には 6.0m 前後である。また、覆工厚も一 般部では 40~50cm であり、一般的なショート・ステップ工法では 1 日強度で 10MPa、4 週強度 20MPa 程度のコンクリートが覆工に用いられる。

これらの条件を固定することができれば、塑性領域②が形成される条件は地山の粘着力と内部摩 擦角、ならびに鉛直方向の初期応力の大きさと側方係数に限定される。ここで、鉛直方向の初期応 力の大きさと側方係数は重要である。櫻井名誉教授のレビューで討議されたように、一般に立坑周 辺地山の最大主応力は円周方向の圧縮応力が卓越するが、深度が増大すると図 6-11 のように円周方 向応力よりも鉛直方向応力が増大することが考えられる。このような応力状態下で立坑坑底下部を 掘削すると、塑性領域②が形成される可能性が大きくなる。この条件は、日本のように側方地圧の 小さな地盤条件において危険な側となる。



図 6-12 立坑周辺地山安定性検証のための計算モデル

以上より、解析対象とする地盤を選定すれば、図 6-12 に模式的に示すような計算モデルによって 立坑周辺地山に崩壊機構の発生条件を検証できるものと考える。すなわち、水平面内に十分に広い 解析領域を取り、鉛直の深さ方向には少なくとも 200m 以上の解析範囲を持つ地盤モデルを作成す る。この中に、円形立坑(有効内径 6.0m、覆工厚 40cm)を 100m 開さくする。このとき、1 階梯を 2m とし、ショート・ステップ工法の施工手順に準じて開さく・築壁を繰り返す計算を実施し、立坑周 辺の応力状態の遷移を観察するとともに、塑性領域②の形成を確認する。

このとき、初期応力状態は解析領域上部に鉛直土被り圧と等価な分布荷重を作用させる。また同時に解析領域内の岩石自重による物体力も作用させる。すなわち、開さく深度に伴って初期応力が増大するものとする。また、その側方係数は H=0.5 と 1.0 の 2 ケースをとれば基本的な傾向を把握することが可能だろう。

このような計算モデルにおいて、鉛直土被り 300m を初期値として、開さく・築壁を繰り返して 計算し、これをそれぞれの側方係数において塑性領域②が形成されるまで鉛直土被りを増大しなが らさらに計算を繰り返す。そして、それに至る応力経路を追跡するとともに、側方圧の差による応 力経路の差異を比較することで、塑性領域②を形成する機構を解明することが可能であると考える。 一般的な弾・塑性解析では塑性領域②の形成は降伏条件によってしか評価することができないが、 Lagrange の表現に従う有限差分法では立坑周辺地山の変形によって評価することが可能であるこ とが、このような評価を可能とする。

なお、上記は基本的な考え方を示したものであり、当該手法による検証計算は膨大な計算量を要 することが明らかであるから、予備的な試計算によって塑性領域②が発生する条件を絞り込み、本 計算を行う工夫が必要である。

(2) 連接形状に起因する崩壊・変状発生の検証

応力緩和による崩壊発生の可能性は有識者レビューで指摘されたもので、連接形状に起因する応 力集中ならびに応力緩和による崩壊や変状は、文献調査や聞き取り調査からその事例を確認するこ とができなかった。しかし、ご指摘いただいた機構は力学的に妥当なものであり、連接工事におい て応力緩和による崩壊の発生する蓋然性は高いものと判断され、これを解析的に検証する必要があ るものと考える。

しかし、この現象は対象とする連接の規模や形状によって大きく異なり、標準的な崩壊機構を特定することは難しい。このため、ある連接工事を解析の対象として、その連接部掘削時に連接部周辺地山の応力状態がどのような経路をたどるかを検討することから始め、応力集中・応力緩和に依存する崩壊の可能性を検証することを提案する。その対象モデルにはF立坑三坑底連接を用いることが規模的にも、形状的にも適切ではないかと判断した。

また、掘削時の地山応力経路は掘削順序によっても大きく異なるため代表的な二つの掘削手順で 計算を行う。一つは連接下部まで掘削してから、連接部を切り広げ水平坑道を掘削する手順であり、 もう一つは立坑を連接上部まで掘削してから下部を切り広げ水平坑道を掘削する手順である。

(3) 連接部の水平坑道掘進に伴う地山の剛性変化によって生じる連接部の押し出し現象の検証

この変状事例はF立坑三坑底連接において確認することができた。したがって、F立坑三坑底連 接を模したモデルにより、数値解析上で水平坑道掘進に伴う立坑部のクラック発生・成長を再現し、 その時の地山挙動を観察することで、変状の発生因を特定し、連接部設計に資する基礎資料とする ことが可能と考える。なお、計算に用いる地山物性値や初期応力状態等は可能な限り調査して、原 位置の値を使用するものとする。

(4) 立坑と大きな角度で交差する断層・破砕帯等の立坑開さくに伴う不安定化現象の検証

いわゆる高抜け現象の発生機構は比較的明確である。すなわち、立坑開さくによって高い角度で 立坑と交差する断層や破砕帯が自由面に現れたとき、重力の作用によって立坑に向かって断層上部 の土塊が滑り落ちるというものである。

今回の文献調査、聞き取り調査から多くの立坑工事でこの高抜け現象を確認することができてお り、これらの実事例を数値計算で再現し、立坑開さくに伴う断層・破砕帯の挙動、高抜け発生時の 周辺地山挙動を検討し、対策工の開発とその設計に資することができると考える。

このとき断層や破砕帯などはジョイント要素のような不連続面を直接表現するモデルで表現す ることが妥当と考える。また、計算に用いる地山物性値や初期応力状態等は可能な限り調査して、 原位置の値を使用するものとするが、断層・破砕帯の物性値は逆解析的に実事例の高抜け規模を再 現できる物性値を同定して用いるものと考える。

6.4 数値解析による超大深度立坑連接部崩壊機構検証のレビュー

前節で示した、超大深度立坑連接部崩壊・変状機構を数値解析により検証することの妥当性と、実務的なフィージビリティについて識者のレビューを受けた。レビュー結果の詳細を付録4に示すとともに、以下に結果のまとめを示す。

- 崩壊機構とその発生因を解明するためには、崩壊近傍の応力状態だけでなく、その経路を正しく追跡することが重要との指摘を受けた。その目的のための数値解析手法として有限差分法の利点と、具体的な計算上の問題点についても貴重な知見をいただいた。
- ・ 特に、高抜け崩壊に適用する数値モデルに関しては、異方性モデルを用いることが実用的であ る。
- 過去の崩壊・変状事例からその機構と発生因を解明し、設計にあたってそれらの崩壊・変状が 地下構造物に及ぼす影響を把握することを目的とする数値解析作業と設計そのものに供する数 値解析作業との位置付けを明確にしていただいた。
- 上記目的に対し、地山物性や不連続面の幾何学形状・物性などは、過去の崩壊・変状事例を数 値解析上で再現できるならば力学的に有意義であること、それを同定する考え方も示唆してい ただいた。また、連接部掘削に伴う応力再配分と不連続面の挙動に関する評価および、その中 での変状に対する影響因子の特定とその感度に関する解明が重要との指摘を受けた。

<参考文献>

- Fung, Y.C.: "Foundation of Solid Mechanics", Prentice- Hall Inc., (日本訳:大橋義夫,村上澄男, 神谷紀生共役, 培風館) (1965).
- 2) Zienkiewicz, O.C. and R.L. Taylor : "Finite Element Method: Solid and Fluid Mechanics Dynamics and Non-Linearity", Mcgraw-Hill College, (1991).
- 3) Zienkiewicz, O.C.: "Finite Element Method For Solid And Structural Mechanics", Butterworth-Heinemann, (2005).
- 4) Tanaka, M.: "Boundary Element Method/ Principles and Applications", Pergamon Press, (1990).
- 5) Katsikadelis, J.T.: "Boundary Elements: Theory and Applications", Elsevier Science Ltd, (2002).
- 6) 鹿島建設土木設計本部編: "土木設計の要点③ トンネル/土地造成", 鹿島出版会, (1994).
- Cundall, P.A.: "A Computer Model for Rock-Mass Behavior Using Interactive Graphics for the Input and Output of Geometrical Data", A Report Prepared under Contract Number DACW 45-74-C-006, for the Missouri River Division, U.S. Army Corps of Engineers, (1974).
- 木山英郎,藤村尚,西村強: "連続体の大変形解析のための流動要素法(FLEM)の提案", 土木学会論文集, No.439, pp.63-68 (1991).
- 9) 村上敏夫, 久武勝保, 櫻井春輔: "CEMによる地盤のモデル化とその入力パラメータの決定法", 土木学会論文集, No.529/Ⅲ-33, pp.11-18(1995).
- 10) Kawai, T. : "Some Considerations on the Finite Element Method", Int. J. Numerical Methods in Engineering, Vol. 16, pp.81-120, (1980).
- 11) 櫻井春輔, 森誠一郎, 山地宏志: "鷲羽山トンネル挙動解析報告書", 財団法人建設工学研究 所(1986).
- 12) 菊池宏吉: "不連続性岩盤モデル化のための地質調査法", 第6回システム工学セミナー, システム総合研究所, pp.39-67 (1989).
- Goodman, R.E., R.L. Taylor and T.L. Brekke: "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", J. Soil Mech. and Found., ASCE, Vo1.94, No.SM3, pp.637-659, (1968).
- 14) Ghaboussi, J., E.L. Wilson and J.Isenberg : "Finite Element for Rock Joints and Interface", J. Soil Mech. and Found., ASCE, Vo1.99, No.SM10, pp.833-848, (1973).
- 15) Zienkiewicz, O.C., B. Best, C. Dullage and X.G. Stagg : "Analysis of Nonlinear Problems in Rock Mechanics with Particular Reference to Jointed Rock System", Proc. 2nd Cong. ISRM, Belgrade, pp.8-14, (1970).
- 16) Ngo, D. and A.C. Scordelis: "Finite Element Ana1ys of Reinforced Concrete Beams", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vo1.64, No.3, pp.152-163. (1967).
- 17) 山田嘉昭, 江澤良孝: "接合要素とその有限要素解析における応用", 生産研究, Vol.31, No.6, pp.1-6 (1979).
- Desai, C.S., M.N. Zaman, J.G. Lightner and H.J. Siriwardane : "Thin-Layer Element for Interfaces and Joints", Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol.8, pp.19-43, (1984).
- 19) 櫻井春輔, 末永冬彦, 山地宏志, 清水則一: "神戸層群及び断層破砕帯に掘削したトンネルの 変形挙動", 建設工学研究所報告, No.28, pp.31-45 (1986).
- 20) Kulatilake, H.S.W: "Estimating elastic constants and strength of discontinuous rock", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.7, pp.847-869, (1985).

- 21) Crouch, S.L. and A.H. Starfield: "Boundary Element Method in Solid Mechanics", George Allen & Unwin Ltd., London, pp.79-109, (1983).
- 22) 柴 拓海, 金子勝比古, 尾原祐三, 菅原勝彦: "変位くい違い法のき裂問題への適用性について", 資源・素材学会誌, 105, No.13, pp.981-988(1989).
- Barden, L.: "Stress and Disp1acements in a Cross Anisotropic Soil", Geotechnique, Vo1.13, pp.198-210, (1963).
- 24) 川本眺万: "基礎岩盤の変位状態におよぼす地山の異方性の影響について", 土木学会論文集, 第126号, pp.16-26, (1986).
- 25) Wardle. L.J. and C.M. Gerrard :" The "Equivalent" Anisotropic Properties Layered Rock and Soil Masses", Rock Mechanics, Vol.4, pp.155-175, (1972).
- 26) Gerrard, C.M. : "Equivalent Elastic Moduli of a Rock Mass Consisting of Orth- orhombic Layers", Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr., Vol.19, pp.9-14, (1982).
- 27) Gerrard, C.M. : "Elastic Models of Rock Masses Having One, Two and Three Sets of Joints", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.19, pp.15-23, (1982).
- 28) Kulhawy, F.H. : "Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.104, No.GT2, pp.211-227, (1978).
- 29) Chappell, B.A. : "Stress Distribution in Anisotropioc Compliance of Jointed Rock", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.112, No.7, pp.682-700, (1986).
- 30) Yoshinaka, R. and T. Yamabe: "Joint Stiffness and the Deformation Behaviour of Discontinuous Rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Absrt., vol.23, No.1, pp.19-28, (1986).
- Sakurai, S. : "Interpretation of the Results of Displacement Measurements in Cut Slopes", Proc. 2nd Int. Sympo. Field Measurements Geomech, Kobe, Vol.2, pp.1155-1166, (1987).
- 32) Sakurai, S. and T. Ine : "Strain Analysis of Jointed Rock Masses for Monitoring the Stability of underground Openings", Proc. Int. Sympo. on Computer Aided Design and Monitoring in Geotechnical Engineering, Bangkok, pp.599-608, (1986).
- 33) 山本康博,前島俊雄: "蛇尾川水力発電所地下発電所の情報化設計施工システムについて", 電力土木, No.225, Vol.3, pp.39-53 (1990).
- 34) Yamamoto, Y. and M.Ito: "New in-situ measurement method for estimating expansions of the loosened zone in rock around a large cavern", Proc. of Int. Sympo. on Safety and Environmental issues in Rock Engineering, pp.743-750, (1993).
- 35) Oda. M., K. Suzuki and T. Maeshibu: "Elastic Compliance for Rock Like Materials with Random Cracks", Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.27-40, (1984).
- 36) Yamabe, T., M. Oda, Y. Ishizuka, H. Kumasaka and H. Tada: "Continuum Modelling of Rock Joints and its Application to Three Dimensional Excavation Analysis," Proc. Int. Sympo. on Rock Joints, Loen, pp.775-780, (1990).
- 37) Kyoya, T., Y. Ichikawa and T. Kawamoto: "A Damage Mechanics Theory for Discontinuous Rock Mass", Proc. 5th Int. Conf. Numer. Methods Geomech., Nagoya, Vol.1, pp.469-480, (1985).
- 38) Wei, Z. Q. and J. A. Hudson: "Moduli of Jointed Rock Masses", Proc. Int. Sympo. Large Rock Caverns, Helsinki, pp.1073-1088, (1986).
- 39) 金子勝比古,柴 拓海: "等価体積欠損に基づく地盤変形挙動の数値解析",資源・素材学会誌,

106, No.3, pp.121-126 (1990) .

- 40) 金子勝比古,柴 拓海,野田兼司: "等価体積欠損法の閉合型亀裂問題への適用",資源・素材 学会誌, 106, No.3, pp.133-138 (1990).
- 41) 山辺 正, 尾原祐三, 市川康明, 川本眺万: "誘導異方性を有する地盤の弾塑性解析", 土木学 会論文集, 第386号/III-8, pp.95-102 (1987).
- 42) Yoshida, H. and H.Horii : "Micromechanics-based continuum model for a jointed rock mass and excavation analysis of a large-scale cavern", Int. Jour. of Rock Mech. and Min. Sci., Vol.41, No.1, pp.119-145, (2004).
- 43) Goodman, R.E. and G.H. Shi : "Block Theory and its Application to Rock Engineering", Prentice-Hall Inc., (1985).
- 44) Boyle, W.J., R.E.Goodman and J.L.Yow ; "Field cases using key block theory", Proc. Int. Sympo. on Large Rock Caverns, pp.1183-1119, (1986).
- 45) Barton, N. and S. Bandis: "Effect of block size on the shear behaviour of jointed rock", Keynote Lecturer, 23rd U. S. Symp. on rock Mech., Berkeley, California, (1982).
- 46) Barton, N., R. Lien, and J. Lunde: "Engineering classification of rock mass for design of tunnel support," Rock Mechanics, Vol.6, No.4, pp.183-236, (1974).
- 47) Barton, N. and V. Choubey: "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice", Rock Mechanics, Vol.10, No.1/2, pp.1-54, (1977).
- 48) Muller, R.P.: "Engineering classification and index properties for intact rock," Ph.D. Thesis, University of Illinois, pp.1-332, (1965).
- 49) 小杉昌幸, N. Braton and G. Vik: "JRC/JCS指標によるジョイント特性評価-不連続性岩盤挙動 の予測評価の研究(第1報)-",資源, Vol.3, No.1, pp.11-21(1991).
- 50) Bandis, S.: "Experimantal study of shear effects on shear strength and deformation of rock joints," Ph.D. Thesis, University of Leeds, Dept. of Earth Science, (1980).
- 51) Barton, N. and K. Barkhter: "Rock joint descreption and modeling for hydrothermo- mechanical design of nuclear waste repositories", Terra Tek Engineering TRE 83-12", Submitted to CANMET, Part5, pp.1-56, (1983).
- 52) Barton, N. : "Some scale dependent properties of joints and faults", Geophysical Research Letters, Vol.18, No.7, pp.667-670, (1981).
- 53) 小杉昌幸, N. Braton and G. Vik: "ジョイント挙動のモデル化とUDEC解析-不連続性岩盤挙動の 予測評価の研究(第2報)-", 資源, Vol.3, No.2, pp.1-12 (1991).
- 54) Makurat, A., N. Barton, G. Vik, P. Chryssanthakis and K. Monsen : "Jointed rock mass modeling", Proc. of the Int. Symp. on Rock Joints, ISRM, Leon, Norway, pp.647-656, (1990).
- 55) Shi, G.H. and R.E. Goodman : "Discontinuous Deformation Analysis A New Method for Computing Stress, Strain and Sliding of Block Systems", Proc. U.S. Sympo. on Rock Mechanics, pp.381-393, (1988).
- 56) 柴田 徹, 関口秀雄: "地盤の支持力", 鹿島出版会(1995).

This is a blank page.

7 まとめと今後の課題

本調査研究から得られた知見を以下にまとめる。また、その際に抽出された今後の課題を併せて示す。

7.1 連接部・立坑施工法の変遷

立坑連接部の施工方法は、(1) 立坑を連接部下部まで開さくしてから、連接部を拡幅する方法と、 (2) 連接部上部まで立坑を開さくし、連接部を分割して、逐次、掘削・築壁を繰りかえす方法の 二つに大きく分類される。(1) の方法は、順巻きでコンクリートが打設できる利点があるが、掘削 空洞が大きくなるため地山の安定を確保することが難しいという問題があった。また、(2) の方法 は、コンクリート打設が逆巻きとなるが、空洞の安定を確保しやすいという利点がある。従来、立 坑の連接部工事は小規模なものを除いて(2) の方法が採用されてきた。その後、NATM の導入に 伴い、T 立坑の頃から連接部施工に吹付けコンクリートやロックボルトが使用されるようになると、 大型連接工事でも(1) の方法が用いられるようになった。しかし、工事スペースや発破退避の都 合から、連接部施工に大型機械を導入することが難しく、その施工能率はトンネル工事に大きく劣 る。また、狭小スペースでの吹付け作業は劣悪な環境での難渋作業を強いられ、作業環境の改善が 大きな問題である。特に超大深度における吹付け作業では鉛直換気距離が大きいため、換気による 作業環境改善には限界があるようで、粉じん発生源対策が重要となる。今日では、粉じん低減剤等 の混和剤のほかに、圧縮空気を用いない遠心力吹きつけ機械¹⁾の開発も進んでおり、これらの新技 術を積極的に導入することが重要であろう。

立坑の施工法は、1960年代中頃にショート・ステップ工法がわが国で開発されてから、大きな改 良はみられない。有識者のレビューにあるように、このショート・ステップ工法は立坑に適した工 法と評価することができ、ロング・ステップ工法と比較すると高抜けに対する安全性等の面で著し く優れているだけでなく、一回の階梯高さを小さくして、掘削後、直ちに巻きたてるという考え方 は NATM の最も重要な考え方を立坑において実践しているといえる。したがって、ショート・ステ ップ工法は NATM の支保理論を異なる支保形態で実現したものであるから、その改良の方向性は有 識者から指摘されているように、サイクルの向上、ならびに高抜け対策等へのロックボルトのシス テマティックな導入等が挙げられる。

7.2 連接部の崩壊・変状とその機構

連接部で発生した崩壊や変状の事例はいたって少ない。これは、岩盤の良好な位置に連接を設け るためであり、鉱山立坑等では地質状況によっては数10mの範囲で連接位置を変更することが行わ れてきた。逆に、連接工事において何らかの崩壊や変状が発生した事例をみると、その素因は地質 的な要因によるものであった。連接工事で発生した崩壊・変状事例が少なく、またその詳細な発生 状況を把握することが困難なこともあり、F立坑の事例を除き連接時の周辺地山応力再配分過程と 崩壊・変状の関係を詳細に考察することは困難だが、その連接部安定を評価するためには以下の諸 元を詳らかにせねばならない。

① 立坑連接施工に伴う上部立坑構造の安定性の検証:

ショート・ステップ工法は各階梯で周辺地山が自立することを前提としている。この 自立条件を明らかにすること、ならびに連接施工がこの自立条件にどのような影響を与 えるのかを詳らかにしなければならない。

② 連接形状に起因する崩壊・変状発生の検証:

立坑連接は鉛直から水平へと展開される立体的な掘削作業であり、そこでは応力集中 とともに、応力緩和に起因する崩壊や変状が予想される。これらを検証するに当っては、 単に形状に起因する応力集中や応力緩和の現象に着目するのでなく、主応力の軸方向が 水平面内だけでなく、鉛直方向でも遷移する立坑独特の二次応力状態を考慮した検証を 行わなければならない。

③ 連接部の水平坑道掘進に伴う地山の剛性変化によって生じる連接部の押し出し現象の検 証:

超大深度に起因する大地圧下の軟弱な地山地点で連接した場合、水平坑道掘進に伴って、連接部に盤膨れや押し出し、さらには覆工変状が発生する可能性が高い。この発生 機構を詳らかにし、対象地点における発生の可能性を検証せねばならない。

これらは、いずれも実験的に検証することが難しいため、その検証は数値解析を援用した手段を用いるしかない。

7.3 立坑本体部の崩壊・変状とその機構

立坑本体部で発生する崩落・変状は、高抜けと覆工に作用する異常圧の二つがある。これらの崩 落は、いずれも大きな角度で立坑が断層・破砕帯等と交差する深度で発生することから、その発生 因は立坑掘削に伴うこれら地山弱部の不安定化によって発生するもとの仮説を得た。

これは、既往事例の調査結果から推測された仮説であり、これを検証するためには、所与の力学 的条件下においてこのような現象が生ずることを示さねばならない。すなわち、十分条件を示す必 要がある。また、立坑で確認された崩落・変状は全て高抜けに類するものであることから、この対 策工を設計・立案するためにも、これらの現象を模擬しうる数値モデルが求められる。

7.4 不連続面挙動を考慮した数値解析手法と連接部崩壊問題への適用

岩盤の不連続性を表現する数値解析手法は、既に数多く開発されており、実務の場に現れる不連 続面挙動を網羅し尽くした感すらある。したがって、新たな解析手法やモデルを構築することなく、 問題に適した手法の選定さえ行えば発生する蓋然性の高い崩壊挙動を評価することは可能である。 しかし、解析に供するに足る不連続面の幾何学的な形状とその物性を現在の調査技術から求めるこ とはできない。

一方、地下構造物の挙動は連続体力学の与える解に良く従い、不連続な挙動は崩壊の発生直前、 もしくは崩壊後に現れることが一般的である。地下空洞問題において不連続面挙動が卓越して現れ るのは、不連続面の寸法と空洞寸法のオーダーが近しい場合に限定される。

超大深度立坑連接部、ならびに立坑本体部の施工において、不連続面の寸法と空洞寸法が近しい ために生じる崩壊や変状は、立坑の高抜け、もしくは覆工に作用する異常圧である。一方、これ以 外の崩壊や変状は、基本的に連続体挙動に従うものであり、不連続な挙動は崩壊の最終過程におい てのみ現れる。言い換えれば、崩壊発生後の事象として現れる。したがって、その崩壊の直前まで を連続体手法で追跡し、その間の地山挙動を仔細に観察するならば、その発生因を詳らかにするこ とができるものと考えられた。

Lagrange の方法にしたがって構築された有限差分法は、このような大変形問題を安定に、かつ比

較的小さな計算負荷で解析することができ、当該の目的に最も合致した手法と考える。以上より、 Lagrangeの方法にしたがって構築された有限差分法を用いて、超大深度立坑連接部、ならびに立坑 本体の崩壊・変状機構を検証し、その発生機構を解明することを提案する。なお、これらの検証計 算は全て3次元モデルで行われねばならない。

7.5 有識者に実施したレビューからの課題

有識者に実施したレビューより得られた重要な知見と、超大深度立坑連接部設計・施工上の課題 を以下に記す。

- ① 通常のトンネルはトンネル軸方向応力が一般には中間主応力になるから、モールの応力円で破壊を考える場合、接線応力と半径応力とを考えればよいが、立坑のではある深さまでは軸方向応力は中間主応力となるが、ある深さ以上では軸方向応力が最大主応力になるケースも有りうる。したがって、その点を含めて立坑連接部の応力状態をモールの破壊基準との関係において検討する必要がある。
- ② 立坑連接部では、自由面が増えるため応力緩和による抜け落ちに対しても注意が必要である。立坑掘削では円周方向の圧縮応力が卓越し、地山の安定性が保たれているが、連接部掘削に移行するとその圧縮力が緩和することで徐々に安定性が低下する。特に、不連続面で仕切られた岩塊ブロック等が連接部に存在すると、安定性が非常に低下し、落石やそれに随伴する崩落などが発生する危険性が高いものと考える。
- ③ 深度が大きくなるにつれて土圧が増大すること以外は、地山を掘削する点で通常のトンネルと共通する点は多い。トンネル技術で用いられるさまざまなモニタリング技術を必要に応じて適用することが重要である。
- ④ 連接部が安全に施工できるかどうかは初期応力や周辺岩盤の変形特性などに大きく依存 する。そこで、立坑の開さくに応じて掘削時の変形挙動を逆解析などにより分析すること で、連接部の初期応力状態をそこに到達する以前により正確に求めることが可能と考える。
 岩盤の変形特性についても同様に、施工を進める上での最新の情報から連接部の岩盤の変 形特性を推測し、初期応力の最適推定値と合わせて当該領域の安全性を予測すべきである。
- ⑤ ショート・ステップ工法において各階梯の地山が自立するメカニズムを詳らかにし、それ 踏まえた上で実際の施工において地山の自立と覆工の落下や沈下に対する安定性が保た れているかをモニタリングによって確認することが重要である。
- ⑥ 高抜けの基本的な機構は非常に単純なものであるが、その対策工や防止坑工を適切に設計 するためには、これを数値的にモデル化する必要がある。特に、断層・破砕帯の脚部を立 坑開さくした時点で断層や破砕帯が一気に滑り出すのか、それともそれ以前から何らかの 兆候があるのか等を検討することは、実務への貴重なフィードバックが可能であると考え る。つまり、事前に崩壊のモードおよび前兆と立坑の挙動(計測可能な物理量、たとえば、 岩盤変位や覆工の応力など)の対応を数値計算によって明らかにしておくことで、適切な 施工管理が可能になると考える。
- ⑦ 次掘削ステップでやや不安定な事象が生じる可能性がある場合、必要に応じて周辺岩盤を 先行補強することで、将来のリスクを回避する効果があると考える。
- ⑧ 不連続面を考慮した解析を行う上で最も問題となるのは、解析に供すことのできる精度で 不連続面の情報を調査できるかという点にあるが、連続体解析によって基本的な崩壊機構

を精査しておけば、何を調査しなければならないかが明確になり、より効率的かつ効果的 な調査が行える。

⑨ 連接部施工において支保の形態、規模などによって岩盤の応力の再配分がどのようになる かを、応力分布のみならず応力経路を数値解析上で精査すれば、支保の最適化の資料を得 ることができる。

7.6 立坑連接部、ならびに本体部における崩落・変状対策工について

7.3 節で述べたように、立坑本体部で発生する崩落・変状は、高抜けと覆工に作用する異常圧の 二つに大きく分類される。今回の調査では、ガス突出や異常出水などの特殊事例を除き、これ以外 の崩落・変状は確認できなかった。また、ショート・ステップ工法が大深度立坑の標準工法となっ て以降の事例だけを見ると、高抜けはほとんど発生しておらず、発生したとしても数m³未満の小 規模なものでしかない。これは、高抜けと覆工に作用する異常圧が同じ原因で発生するためと考え られる。

すなわち、高抜けは断層・破砕帯部を立坑開さくした際に、断層・破砕帯上部の不安定化した岩 盤が抜け落ちる現象であり、ロングステップ工法では頻発した。ところが、ショート・ステップ工 法では一階梯当たりの施工高が小さいため、立坑内部に不安定化した岩盤が抜け落ちる可能性は小 さく、また発生しても規模の小さいことが多い。しかし、立坑開さくによって断層・破砕帯周辺岩 盤が不安定化することは避けられず、その規模によっては岩盤が広い領域にわたって不安定化する 場合がある。このとき、不安定化した岩盤は立坑内部へ崩落することはないが、あたかもその重量 が偏圧のように立坑覆工に作用し、ひび割れやコンクリート崩落などの覆工破損が発生する。

既往のショート・ステップ立坑の覆工設計をみると、覆工厚さは深度にかかわらず一定で、その 構造は無筋コンクリートであるが、断層・破砕帯部等との逢着が予想される箇所では鉄筋コンクリ ート構造とすることが一般的である。この理由は設計図書等に明記されていないが、上記のような 断層・破砕帯部における地山崩壊の機構を経験知として設計に取り入れていたのではないかと推測 される。

したがって、ショート・ステップ工法のように一階梯高さを小さくすることが最も効果的な高抜 けに対する対策工であると言える。また、断層・破砕帯逢着箇所の覆工を鉄筋コンクリート構造と することは、異常圧に対する最も基本的な対策工であると考えられる。しかし、これまでの施工事 例を見ると鉄筋コンクリート構造の覆工でも大規模な開口ひび割れが発生しており、はなはだしい 場合には L 立坑のように部分的な覆工の圧壊が生じた事例(3.13.4 節参照)すらある。また、立坑は 開さくの進展とともに深度が深くなるため、上部から小石ほどのコンクリート片が落下したとして も、人身、および設備に重大な損害を与える可能性が著しく高い。覆工の損傷はこのような事故の 素因となるため、絶対に排除することが求められる。これらを考慮し、長期の健全性までを考えた 場合、不連続面の脚部掘削による岩塊の不安定化を生じさせない対策工法が望ましい。具体的には、 ロックボルト工や注入工などによる断層・破砕帯部の事前補強が考えられるであろう。

今回調査した事例の中にも、G 立坑やP 立坑では注入による断層・破砕帯部の事前補強工が実施 されている。これらはいずれも、ショート・ステップ工法により立坑開さくされているが、G 立坑 では立坑深度 615.5m の鉄筋コンクリート打設が終了し、次の掘削を開始した直後、約 20ℓ/min の湧 水を伴って壁裏が抜け、コンクリートに異常圧が作用した。その対策として、覆工背面充填だけで なく背面地山注入が実施され、その後の掘削による高抜けや覆工の異常圧が認められなかったこと が報告されている。また、報告書には、以下のような知見も記載されている。「今回の経験から、 断層箇所、および破砕地帯では湧水を認めなくとも、岩質改良を目的とした注入工事を実施した方 が得策であると判断される。」

P 立坑では立坑がS層(坑口深度-419m付近)に着炭時、壁裏の地山が約 2.7m³ 高抜けした。その後、同層 SL.-426m 付近でも、再び 6.35m³の高抜けが生じた。このため、より小断層の多い岩盤への接近に際して、高抜けを防止するため、着炭前にウレタン注入による先受け工を実施して地山固めしたが、同先受け工の施工により同岩盤中の開さく中の高抜けは発生しなかった。

これらは断層・破砕帯部の事前補強が効果的であることを示唆するものと判断されるが、定量的 な対策工設計を行うためには、発生する高抜けや覆工損傷の規模を予測し、その効果を検証するこ とのできる手法が必要となる。そのためには、力学モデルによってこれらの崩壊・変状発生機構を 詳らかとすることが重要であると考える。一方、立坑連接部における崩壊変状の事例は至って少な く、今回の文献・聞き取り調査を通じて4 事例しか収集することができなかった。その事例も、ほ とんどが吸水による岩の劣化等の特殊要因によるものであった。これは、調査対象の立坑工事のほ とんどが鉱山立坑だったためと思われる。すなわち、鉱山立坑では地質不良箇所での連接を避けて、 連接位置を変更することが一般に行われるためである。このような理由から、立坑連接部において 発生する可能性の高い崩壊・変状形態を特定することはできず、またその対策工に関する議論を行 うこともできない。したがって、7.4 節で述べたような数値解析による検証が不可欠となる。その 際に、F 立坑の連接部変状事例は有用な知見を与えるものと考える。

この事例では膨張性の高い地山で両袖連接したために、連接掘削に伴う連接形状の変化が構造と しての剛性を変化させ、剛性の低下した側に変形が集中し、大規模な覆工の損傷をもたらしたもの と判断された。これまで立坑連接部の安定性に関しては、連接に掘削によって生じる隅各部の応力 集中の影響が懸念されることが多かったが、今回の調査ではこれに起因すると考えられる崩壊や・ 変状は認められなかった。一方、この事例は隅角部の局所的な応力集中よりも、巨視的な構造変化 が基大な変状をもたらす可能性を示唆しているものと判断される。さらに、7.2 節で議論したよう に、ショート・ステップ工法における立坑一般部の安定性が、立坑周辺地山に形成される圧縮ゾー ンによって担保されているのであれば、連接掘削はこの圧縮ゾーンに働く圧縮力を緩和させる作用 であると考えられる。したがって、連接部のみならず、その上部の立坑一般部をも不安定化させる ことになる。また、この影響は深度が大きいほど、言い換えれば地山の応力レベルが大きいほど甚 大なものになると思われる。今回の調査では、このような事例を収集することはできなかったが、 聞き取り調査では連接テーパー部掘削時に天端の肌落ちが甚だしくなることが、数名の技術者から 報告されている。これは、上記の応力が緩和する機構と関連する可能性があると推測される。した がって、連接部掘削に伴う周辺地山の応力経路を正しく評価することが、適切な対策工選定、およ びその設計に不可欠であると考える。

参考文献

 Yamachi H., M. Uozaumi, Y. Nagano and S. Sakurai: "Development of Centrifugal sprayed system", Proc. of Sympo. on Shotcrete for Underground Support IX, pp.221-216, (2000). This is a blank page.

JAEA-Research 2008-048

付録 1 超大深度立坑連接部等の施工実績に関する文献調査の詳細 This is a blank page.
付1.1 A立坑

A立坑が計画された時点で、同鉱業所内で稼動する炭層は深度700mに達していた。さらにより深部開発 を可能とするため、通気改善、排気坑道の集約、併せて石炭捲上量の増大を図る目的でA立坑が計画された。 すなわち既存の立坑より入気し、このA立坑より排気を行い深部坑道の風量不足を解消するとともに、A立 坑から人員の昇降、資機材の搬入・搬出を行うことで、既存立坑からの石炭捲上量の増大を図ろうとするも のである。

A立坑の坑内条件としては、T第一断層と含水層13枚があり、この止水工事が当立坑工事の特色となる。 なお、立坑開さく工法は掘削築壁交互方式と呼ばれるロングステップ工法で、1階梯を30m内外で掘削し、 その後その区間を築壁(覆工構築)する工法である。

A立坑は今回調査した文献資料の中で最も古く、おそらく立坑連接部にテーパー構造(連接部の立坑を拡幅する構造)が取り入れられた最も早い時期の工事であるものと推測される。本節では、立坑連接部工事の理解のため、できるだけ詳細に当該立坑連接部の施工手順を記述する。

付1.1.1 A立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表 1-1 に示す。また、付図 1-1 に立坑の階梯分割(立坑施工において掘削・築壁を行 う単位)と水抜き坑道、連接部の位置関係を示す。図に示すように、当該立坑では立坑全長が 25 階梯に分 割され工事が行われた。

諸元	仕様		備考
有効内径	6.00m		
壁厚	坑口部	80cm	鉄筋コンクリート
	一般部	40cm	無筋コンクリート
	断層部	60cm	鉄筋コンクリート
	連接部 120cm		鉄骨コンクリート
立坑全長	737.5m		
連接箇所	立坑深度 690m		片袖連接、奥行き 5m

付表 1-1 A立坑の構造諸元



-64-

(2) 地質概要

付図 1-2 にA立坑の地質柱状図を示す。また、全地層の概略分類を付表 1-2 に示す。

岩質	出現率
砂岩	28.9%
炭頁岩	2.4%
礫岩	5.9%
石炭	2.1%
砂質頁岩	17.2%
頁岩	40.5%
その他	3.0%

付表 1-2 A立坑の地質概略分類

付1.1.2 連接部工事の概要

坑道連接は深度 680.5~694.5mの区間で行われる。この区間の岩質は砂岩 34.3%、頁岩 30%、砂頁岩 35.7% である。鉄骨、型枠関係は5段階に区切り、全体を9区分して施工した。付図 1-3 に連接部一般図を示し、 写真付 1-1 には連接部完成模型を示す。また、付図 1-4 には連接部掘削施工区分図を示す。

築壁(覆工構築)は逆巻きとし、I型鋼 125×75×5.5 のダブル配筋、設計壁厚は 150cm、120cm、80cm で、コンクリートの所要圧縮強度は 23kN/mm²とした。なお、坑道連接に先立ち第 22 段階フーチング上 6m (深度 674m)より、立坑ライニングを鉄筋コンクリート構造とする。

第1、2段階の掘削は深度 690m 坑道試錐座より 6m 切上がっていた 6'×6'断面が中心にあり、これで通 気を取っていたため、 φ12'風管 2本を挿入し、これを潰さぬよう掘削した。グラブは、シリンダー・グラ ブ間に 10m のロープを入れ、グラブを手で押してつかむようにした。



写真付 1-1 連接部完成模型(1/40)



付図 1-2 A立坑地質柱状図、および階梯分割











第3段階の坑道部は発破でズリを立坑中心部に飛ばす ようにし、残余のズリはエブにてグラブつかみ範囲まで 運搬した。掘削範囲は、前段鉄骨の出、またはコンクリ ート打尻から測った。坑道部には15kgレールにて仮枠(レ ール部材による鋼製支保工)を入れ、築壁の際は、この レールを埋め込みとし、壁囲い用の坑木はコンクリート 打ち込み前に撤収した。なお、坑道部外の立坑拡幅部は 各ブロックの高さが2~3m程度で、地山状況も良好なた め無枠とした。また、掘削時に坑外で鉄骨、型枠の仮組 を同時並行で行った。その状況を写真付1-2に示す。

一方、築壁は次の手順で行った。すなわち、掘削が完 了すると、中心出し等の必要な測量をし、鉄骨を組み立 てる。鉄骨は1本、1本についてレベル、中心距離を測定 して組み立てる。前段ブロックと鉄骨が連続しない箇所 については、壁にアンカーを打ち、これに取り付けて組 み立てた。

型枠を組み立て、中心、レベル出しをしたら、型枠・ 鉄骨がコンクリートの打ち込み時に動かぬよう、パイプ の半割、もしくは平鋼材で固定し、これをセパレータと して被り 10cm を確保する。なお、8次、9次のインバー ト部のコンクリート打ち込み際しては、浮き上がり防止 を目的として岩盤にアンカーを打ち、セントル上にφ2" パイプを通し、それとタンバックルにて緊縛した。



(a)第3ブロック用パネル・鉄骨坑外仮組



(b)第4ブロック用パネル・鉄骨坑外仮組



(c)第5ブロック用パネル・鉄骨坑外仮組 写真付1-2 連接部型枠パ 祉坑外仮組状況



付図 1-5 連接部施工次第図(1)



(d)第4段階施工図



第5段階施工図

付図 1-5 連接部施工次第図(2)



(a)第1ブロック鉄骨組立状況



(c)第3ブロック鉄骨・型枠組立状況



(b)第2部ロック鉄骨組立状況



(d)第4ブロック鉄骨・型枠組立状況



(d)第5ブロック鉄骨・型枠組立状



(e)連接部完成状況 (中央はスカフォード)写真付 1-3 連接部施工状況

付1.1.3 まとめ

本立坑連接工事では、特に崩落や変状の発生は報告されていない。なお、超大深度立坑の連接部では、本 節で示したテーパー構造が一般的に用いられる。ここで示した連接部施工法は必ずしも今日的ではないが、 基本的な立坑連接構造と施工方法を理解するのに役立つ写真資料が残存していたので、これを掲載した。 付1.2 B立坑

B立坑は深部開発を可能とするため、通気改善、排気坑道の集約、あわせて石炭捲上量の増大を図る目的で、1958年に開さくが決定した。

1959年9月28日に坑口階梯の掘削切開始され、1961年6月11日まで約20.5カ月の間に仕上がり内径6.6m、深度648.0mの 大型立坑が、途中2箇所の連接部を含めて完成された。

本立抗工事は工法自体はかなり旧式ではあるが、立抗重要部工事の実際を理解するのに最良の資料と考え、本報文に 取り上げた。以下では重要部の施工の考え方を中心に記述する。また、立抗本体の築壁方法としてブロック積み工法が 採用されている。おそらく、今日ではこの工法が採用される可能性はほとんどないものと思われるが、他の立抗重要部 で変状や崩落が発生した際こ、その補強工としてブロック積み工法が採用されている事例があり、立抗重要部工法の可 能性のひとつとして併せて記した。

付1.2..1 B立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表1-4に、付図1-6に立坑の一般構造図と施工階梯をそれぞれ示す。当該立坑は掘削 築壁交互方式(ロングステップ工法)で掘削されており、本体掘削部のみを階梯分割した施工が行われてい る。なお階梯の分割数は13階梯であり、このうち比較的浅い1~10階梯は一階梯の長さが30~40mである のに対し、比較的深い11~12梯は70~80mと一階梯が大きくなる。なお、連接部はこれらの階梯区間には 含まれない。

諸元	仕様		備考
有効内径	6.60m		
	坑口部	40cm	0~11m : 仮ライニングコンクリート
		100cm	11~19m : 鉄筋コンクリート
壁厚	一般部	70cm	コンクリートブロック2重巻き(30cm+30cm)
			+裏込コンクリート 10cm
	連接部	100cm	コンクリートブロック 3 重巻き(30cm+30cm+30cm)
			+裏込コンクリート 10cm
立坑全長	647.7m		有効長
油拉体示	立坑深度 353m		両袖連接
建政固则	立坑深度 550m		両袖連接

付表1-4 B立坑の構造諸元





(2) 地質概要

付図1-7にB立坑付近の地層断面図を、また付図1-8に立坑掘削時の地質柱状図を示す。



付図1-7 B立坑付近の地層断面図

当該地点の地質は、古第三紀始新世から漸新世(I 統)に属し、下部より白亜紀層 を基盤として、K夾炭層、H頁岩層、Y夾炭層、W夾炭層を経て、B夾炭層と整合的 にS層が被覆している。

本立抗はS層(A含化石層)のA層、B層、C層を約550mにわたり開さくする。この 区間の地層走向はおぼ南北で西に60~70°傾斜している。また、断層は深度120m、 400m、520m、610m付近で確認されたが、いずれも規模の大きなものではなく、断層 による擾乱帯もなかった。炭層は深度355mにB層の夾炭層に属する山丈20cmの炭層一 層のみであった。

付1.2.2 連接江事の概要

B立坑の全長647.7m(有効長)中に、連接部はSL-350m(正確にはSL-353m)と SL-550mの2箇所に設けることとした。また、立坑工事と並行して深部の開発のため 深部防道整備工事も実施された。この並行工事は立坑連接部工事と互いに関係するも のであり、特にSL-550m連接工事では並行工事により完成した水平坑道からも工事が 行われている。

SL-350m連接部とSL-550m連接部は、ともにケージ連接部であり、構造自体は全く同じ構造だが、SL-350m連接部の積込部が山手側に位置するのに対し、SL-550mの積込部は川手側に位置することとなる。したがって、空目地部分が逆方向になる。

一般に、連接工法には、垂直部を掘削・築壁して空目地部分(立坑において水平坑 道が接続する断面)を取外し相貫部を完成させる方法と、上方からいくつかの区画に 分けて掘さく・築壁を繰り返す方法とがある。このうち、前者は空間が大きくなり築



A

D

MU

5

▲ 五 ● ▲

夾炭層 10

壁時の型枠の保持にも困難を来すため、ほとんどの連接工事では後者が採用されており、当該工事でも後者を採用する ことになった。また、連接部の築壁に使用するコンクリート・ブロックは本体普通部と共通のものである。ただし、壁 面厚さが1.0 mになったため、ブロックの層を3重(コンクリート・ブロック30cm×3+裏込10cm)とした。なお、連接 傾斜部と水平部の裏込には、コンクリートの使用が困難なためモルタルを使用した。 (1) SL-350m連接部

SL-350mL連翹の一般図を付図1-9に示す。

坑底坑道の掘倒は4.2mアーチで進められ、 立坑貫通位置にはNo.11階梯の準備坑道が既 に掘削されており、F部分の7mはズリで埋め られていた。

第10階梯は村図1-9のように、1960年12月9 日にSL-353m上の12.160mまで掘削・築壁が 終了し、ズリで準備元道の空間は埋められて いた。10日に掘さく準備、ズリ上げは実際こ は14日からとなった。

付表1-5に作業の経過順序を示す。すなわ ち、A、B、C部の掘削・築壁を行い、次いで D、E部を掘削・築壁し、G、F部を掘削ける。 このとき、築壁すG部の垂直腰部とF部のみ までを実施し、No.11階梯の追切り(拡幅掘 削)と築壁を先行させた。これはSL-550m水 平坑道への貫通を急いたためと、ジャンク・ ピット(石炭を炭車ご搬入するための一時仮 置きのためのピット)の複雑なコンクリート 打設作業をSL-550m水平坑道と連接するこ とで、同時に作業できるスペースを確保する ためである。



No.	開始	終了日	作業内容				
1	1960年12月14日	1960年12月18日	B部底辺(-348.400mL)まで掘削				
2	1960年12月19日	1960年12月28日	C部はよびC水平部掘削				
4	1960年12月27日	1961年01月11日	C-B-Aと築壁し、前階梯と打継ぐ。				
5	1961年01月12日	1961年01月15日	D,E部を-350.760mLまで2.460m掘削				
6	1961年	31月16日	上記乙間築壁				
\overline{O}	1961年01月17日	1961年01月21日	DEP語 掘さく 築 壁 近 行 業				
8	1961年01月2日	1961年1月27日	F部4358.875mLまで5.875m掘削。⑥部インバート掘削				
9	1961年01月28日	1961年1月30日	陪際壁				
10	1961年02月01日	1961年02月02日	F残宮ヶ川、およびフーティング掘削				
(11)	1961年02月21日	1961年2月22日	F呼語「細川」、およびフーティング築壁				
12	1961年02月23日	1961年2月24日	インバート捕削、およびインバート開始際壁				
(13)	1961年02月25日	1961年2月28日	GF部追切、ズリ上げ並行期的の坑底より)				
(14)	1961年06月06日	1961年06月07日	G部インバートブロック巻き、およびベースコンクリート				
15	1961年06月08日	1961年06月09日	G部ジャンクション・ピット型枠組				
(16)	1961年06月11日		上部箇所コンクリート打設				

付表1-5 SL-350m 再若江事作業経過一覧

連部の構造お人下のとおりである。

1) 本体部(A,F部)

本体部は内径6,600mmでブロック3重巻とし、裏込は本体普通部と同じく100mmの厚さでコンクリートを詰め、完全 剛性構造とした。連接の上・下端には厚さ90mmで、大きさはコンクリート・ブロックと同一の木製ブロックを絶縁の ため入れてある。

2) 相貫部 (B,C,D,E部)

B部は立坑本部Aと45°の相貫部Cとを結ぶ箇所で、ブロックを3重巻きにし、背面を100mm厚で裏込モルタル充填する。この箇所は両端こA部とC部との接続があるため、ブロック築壁として最も注意しなけれはならない。C部は45°傾斜した部分と坑底坑道との連絡となる水平部分とからなり、いすれもブロック3重巻と100mmの裏込モルタルから構成される。しかし、実際にはC部掘削の際、余掘りが大きく生じたため、ほとんどが4重巻となった。D、E部はともに垂直な壁面で、ブロックの前面と後面とが交互に内面に表れる組み方をして直線を構成した。構造はブロック3重巻と100mmのモルタル裏込からなる。

3)インバート部(G)

G部は、E部に続く垂直な壁と底辺をなすインバート、およびベースコンクリート、さらにピット壁面からなっている。 垂直壁面はE部と同じ構造であり、インバートは超前にモルタルを敷き、その上に3重にブロックを積む。ベースコンク リートとピット壁面とはC:S:G=のコンクリートで施工した。

4)フーティング

本立坑では、付図1-6に示すようにフーティングは坑口階梯に1個と、各連第122個ずつ計5個あるのみである。このうち坑口階梯部は鉄筋コンクリート構造であるが、連第12応工したフーティングはコンクリート・ブロックで施工した。その大きさを付図1-10に示すが、連接上部のは小さなもので高さ1,400mm、最大奥行600mm程度である。付図1-11にSL-350m連接部一般構造図を示す。



付図1-10 連第パフーチングー般図



付図1-11 SL-350m 連接部一般構造図

(2) SL-550m連接部

SL-550mL連接部の施工分割図を付図1-12に示す。なお、SL-550mL連接部は、SL-330mL連接部とはケージの位置が判 手側に移るだけの相違で、構造そのものは全く同様であり、重複を避けるためここでは構造の詳細は省略する。 当該連接部の掘削は、立坑本体掘削と並行して坑底坑道から45°の傾斜部に両側から昇りを上げ、基準線(SL-549.



975m)から上4,700mmのB部周辺の水平坑道で両昇を貫通させた。これをブロックの巻ける大きさまで追切り、立坑貫 通中心付近にボーリングでゆ260mmの穿孔をした。その後、本体第12階梯掘進坑底が貫通するまで待機し、その貫通後、 第12階梯とSL-550mL連接C部の築壁を並行して行った。付表1-6にSL-550m連接部における作業経過を列記する。

No.	開始的終了日		作業内容	
1	1961年03月29日		ボーリング(\$ 260mm)が、-550mL坑道ご連絡	
2	1961年03月30日 1961年04月18日		第12階梯築壁	
4	1960年04月19日	1961年04月27日		
5	1961年04月27日	1961年05月03日	A、B、CP結際壁	
6	1961年05月04日	1961年05月10日	D、EF語「掘削」、および築壁	
\bigcirc	1961年05月11日	1961年05月17日	F帝魏削	
8	⑧ 1961年05月31日 1961年06月02日		フーティング発破、および音楽壁	
9) 1961年06月03日		G部掘削ズリは抗底へ	
10	① 1961年06月04日 1961年06月05日		G部腰高さまで、およびインバート築壁	
(11)	1961年06月06日	1961年06月07日	ジャンクション・ピット型枠組	
(12)	2 1961年06月08日 1961年06月09日		坊底、およひで部のズリ上げ	
		並行作為	ž 2斜抗 側	
1	〕 1961年02月06日 1961年02月26日		45°傾斜にて両側から昇掘進、水平で貫通	
2	② 1961年03月28日 1961年03月30日		同箇所追切り	
3	1961年03月30日	1961年04月15日	C部築壁	
4	1961年04月15日	1961年04月19日	E部の一部掘進	
(5)	1961年04月16日	1961年04月20日	同箇所築壁	

付表1-6 SL-350m) 惠密江事作業経過一覧

表に示すように第11階梯、第12階梯の間に2余坑で付図1-13中の太鎖線で示す範囲の掘進と築壁を終了していたので、 貫通後は速やかに下方へと移行することができた。



付図1-13 並行作業概要

立坑本体部はSL-350mi動産部と構造は同じであるが、2余杭による築建期間を取るため、第12階は532.675mLで掘削を 中止して築磨に切換えたので、SL-550mi動産部としての作業範囲内に上部のフーティングを含む3,500mmが加わったこ とになる。この箇所の地山はSL-350mi動産部よりもさらに軟弱で、亀裂の発達が著しく、穿孔は非常に困難で貫通口上 方2m位の範囲はまとんどピックによる穿孔しかできなかった。

また、貫通時に断層の目に沿った側壁崩壊があったが、その処置の途中で何回も引き続いて崩壊し、崩落箇所の大き さは高さ5m、幅8m、奥行平均1mにも及んだ。この崩落で判明したのであるが、付近一帯に縦横こ小断層が走り、地山 は圧砕されて、ほとんどが浮石となっていたため、掘削時の支保枠の取外しも細心の注意を払われずならなかった。崩 落によって発生した空洞は築壁の際にブロックで埋めたため、部分的には巻厚2.0m以上の箇所も生じた。 付1.2.3 まとめ

当該立坑連接工事では、SL-550m連接限において、D部(立坑部)の貫通報ご断層の目に沿った側壁崩壊が報告されている。この崩壊よ、その復日時にも引き続いたようで、最終的には崩落箇所の大きさが高さ5m、幅8m、奥行平均 1mにも達している。工事報告書では、この崩落の理由を地址に存在する小断層にあるものとしているが、並行作業による影響も大きいように思われる。すなわち、非常に接近した区域で掘削工事が重なったために、先行する掘削作業によって潜住的な地口弱部防消傷を受け、不安定化していたものと推定される。

また、当該工事では築壁工法としてコンクリート・ブロック積み工法が採用されているが、当時の立坑工事では最も 剛性の高い築壁工法と考えられていたようで、後述する連接部の大変状事例ではその対策としてコンクリート・ブロッ クによる築壁が採用されている。この工法は今日ほとんど採用される可能性はないものと思われるが、連接部覆工の考 え方、ならびに施工法を理解する上の一助になりうるものと考え記述した。 付1.3 C立坑

C立坑は深部開発に伴う切羽温度上昇の抑制を目的とした入気立坑として計画された。この立坑も掘削・ 築壁交互方式で施工されている。

計画段階では、立坑深度 600m 付近に薄い一層の含水層のみが予想されていたが、立坑深度 65m 付近で 最初の出水を見てから、深度 625m まで多量の湧水を発生させる含水層が伏在しており、5回にわたる立坑 水没を引き起こした。

このように同立坑開さく工事の前半は対湧水問題に相当の困難を来たしたものの、上層連接部坑道以深の 無水地帯からは工事は順調に進捗し、1962年6月事故皆無で立坑の完成を見た。

C立坑は立坑深度 1,014.5m と今回調査した立坑では最も深く、日本でも 2 番目の深度を有する。また、上・中・下層の 3 つの連接を有し、下層連接部の深度は 994.5m と最も深い。

付1.3.1 C立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表1-7に示す。また、付図1-14に立坑の一般構造図を示す。

諸元	仕様		備考	
有効内径	6.00m		円形コンクリート巻き	
	坑口部	70cm	鉄筋コンクリート	
	砂岩層	30cm	無筋コンクリート	
壁厚	砂頁岩	50cm	無筋コンクリート	
	断層部	70cm	鉄筋コンクリート	
	連接部	70cm	鉄骨コンクリート	
立坑全長	1014.6m			
	上層	676.3m	両袖連接、奥行き 3,4m	
連接箇所	入気坑道	719.3m	片袖連接、奥行き 7m	
	下層	994.5m	両袖連接、奥行き 3m	
サンプ	20m			

付表1-7 C立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付図 1-15 にC立坑の地質柱状図を示す。当該地点は、J層、N層、OR 砂岩層、および ON 層の 4 層からなり、岩質は礫岩・砂岩 53%、砂質頁岩 24%、頁岩と他の互層 23%であった。

付1.3.2 連接部工事の概要

当初計画では、上層と下層の2箇所の連接部計画であったが、工事途中で立坑深度700mにも入気坑道を 連接することとなり、合計3箇所の連接部となった。連接部形状は上層連接部も下層連接部も同じ構造であ る。また、入気坑道は付図1-14に示すように片側連接で、コンクリート覆工は中心より10mの区間に施工 された。

有効断面積は上層・下層連接部坑道で17.13m²、入気連接部坑道で6.1m²である。上層・下層連接部とも 2段階の逆巻き施工を実施したが、入気連接部は一度で施工した。このため、入気連接部では仮枠(鋼製支 保枠)を施枠つつ掘進し、築壁時に成木(木製矢板)を抜き取り、仮枠は鉄骨代替として埋め込んだ(仮枠 部材は古レールを使用)。ただし、上層連接部は岩質が良かったため、約50本のルーフボルトのみの山留め で施工したが、作業中の精神的な危険感は枠入れした場合に及ばない。下層連接部は2段階の分割施工であったが施枠して掘進した。

工事量と条件が異なるため一概には言えないが、坑道部の施工能率を比較すると、上層連接部で掘進に 5.25 日、築壁に 6.05 日であったものが、下層連接部では掘進に 5.75 日、築壁に 4.05 日となった。比較する と掘進ではほぼ同等、築壁では下層連接部のほうが 50%上昇している。したがって、施枠によって施工能 率が減少することはない。これは施枠を行わない場合、鉄筋組・型枠セントル組作業が浮石の除去やルーフ ボルト打ち込みなどで中断される場合が多く、貴重な時間を費やされるからである。また、有効築壁断面が 枠の内側となるので、築壁量はおのずと大になる。

付1.3.3 まとめ

当該立坑の連接部施工では崩落、および変状の発生は一切報告されていない。また、ルーフボルトの効果 に関する記述は、工事報告書の記述をそのまま転載した。ボルト打設に供した施工機械、ならびにボルト部 材の諸元は不明である。



付図 1-14 C立坑一般構造図



付図1-15 C立坑開さく地点地質柱状図

付1.4 D立坑

D立坑は、鉱区北側最深部に対する排気および人員入昇坑を目的とする。1963年3月より準備工に着手 し、同年9月より本工事開始、1964年末に掘削工事が完了した。当該立坑工事では、工期の大幅短縮が要 望された。このため同工事では、同鉱業所にて施工したC立坑(有効内径6m、深度1,016m)の経験を生 かすとともに、従来の工法を根本的に改良した一発破・一壁工法を採用し、予定工期を3ヶ月以上短縮した。 この工法が、今日、わが国で立坑の標準工法とされるショートステップ工法であり、その端緒となる記念碑 的工事である。

付1.4.1 D立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図 1-16 にD立坑の構造図を示す。また、立坑の構造諸元を付表 1-8 に示す。

諸元	仕様		備考
有効内径	5.50m		
	坑口部	70cm	鉄筋コンクリート
壁厚	砂岩部	30cm	無筋コンクリート
	頁岩部	50cm	無筋コンクリート
	断層部	70cm	鉄筋コンクリート
	連接部	70cm	鉄骨コンクリート
立坑全長	648.2m		
連接箇所	630.3m		両袖連接、奥行き 3.4m
サンプ	18.0m		

付表 1-8 D立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付図 1-17 にD立坑の地質柱状図を示す。図に示すように、当該立坑の掘削地点の岩質は 648m 中、頁岩 14.5%、砂質頁岩 8.5%、砂岩 77%である。また、420m に亘る砂岩層のほとんど全部が含水層で、掘削中、 多量の湧水を伴った。



付図 1-16 D立坑構造図



付図 1-17 D立坑開さく地点地質柱状図

付1.4.2 連接部工事の概要

坑口深度 632m の位置に人員入昇坑、揚水パイプ引き込み、および主要通気の排気路として連接部を設ける。

連接部の構造は、鉄筋コンクリート構造とし、壁厚は最小700mmとした。配筋方法は正負の曲げモーメントに抵抗させるため複鉄筋とし、偶角部などの応力集中を受ける箇所は補強鉄筋を追加する。また、連接部は特に重要な永久構造物であるため、所要圧縮強度が23kN/mm²(立坑一般部:20kN/mm²)となるよう配合設計し、セメントはフライアッシュ・セメント(立坑一般部にはベロ・セメント*を使用)を使用する。

岩質は夾炭層で石炭、頁岩、砂岩の互層であり、相当軟弱な地盤であることが予想されていた。このため、 全区間を一度に掘削・壁築することは不可能であり、連接部を数個のブロックに分け、順次、掘削・壁築を 行って掘り下がってゆく分割施工法を採用した。各ブロックの高さは、作業場の危険性を少なくすること、 および仮支保等の雑作業を除いてできるだけ能率的な高さとするため 2.5~4m 程度に抑え、かつ各構造接 合部分の施工性の難易、および鉄筋の接合等を考慮して、全区間を3ブロック、6段階に分割し、順次、掘 削・壁築を行った。

工期は、当初30日を予定していたが、1964年11月18日に連接部工事に着手し、実働約24日で12月14日に連接部工事を無事完了した。付図1-18~付図1-20にD立坑連接部一般図、連接部支保枠設置図、連接部型枠組立図をそれぞれ示し、以下に各ブロックの施工概要を記す。

(1) 第1ブロック工事

当該ブロックは、立坑一般部と仕上り内径が同じであるので、従来の移動式型枠を使用し、一般部と同じ 工法で2段階に分けて施工する。ただし、第1段階は従来と全く同様の施工方法で、第2段階はフーチング パネルを撤去し、最下部に次段コンクリート流し込み用のボックスを4箇所取り付ける。

^{*} 今日の早強ポルトランドセメントに相当する。







(2) 第2ブロック工事

掘削は立坑部を拡大して下り、地山状況が悪いのでテーパー部には付図 1-19 に示すようにリング枠(円 形鋼製支保鋼)を入れるとともに、ルーフボルトを使用し、十分な山固めを施して作業の安全を図った。立 坑部を掘削終了後、両連接坑道部の掘削を行った。坑道部の支保は鋼製支保工と木製矢板による。

一方、築壁はテーパー部下とテーパー部の2段階に分けて施工する。テーパー部直下の築壁は、まず立坑 用の移動型枠を組み立て、作業足場とし、この外側にφ7.5mの鉄製パネルを組み、中心出しを行い、移動 型枠との間に切張りを入れる。次に坑道部は、付図 1-20 のように鋼製セントルを組み、5 寸角バタを通し て鉄製パネルを組み立て、立坑部との接合部は木製パネルで継ぐ。なお、型枠最下部には第3ブロック工事 に用いるコンクリート流し込み用ボックスを取り付ける。

コンクリートの打設は、スカフォードを連接部まで降下し、コンクリート・タンクを載せ、シュートを取 り付け、コンクリート・キブルで持ち込まれた生コンクリートをコンクリート・タンクに移し、シュートを 通して型枠の中へ流し込む。この第1段階のコンクリート打設と並行して、第2段階のテーパー部鉄筋組み を行い、コンクリート打設終了後、第2段階のテーパー部型枠組み立てとコンクリート打設を行う。

(3) 第3ブロック工事

掘削はまず立坑部を掘削し、次に坑道部を階段状に掘削し、ズリは立坑部へはねてグラブ積みを行う。築 壁は、坑道下部までコンクリートを打設し、床面をならした後、側壁部の型枠を組み、側壁ライニングを行 い、連接部工事を完了した。

付1.4.3 まとめ

当該立坑の連接施工では崩落、および変状の発生は一切報告されていない。また、連接部築壁にショート ステップ工法の移動型枠を利用した最初の工事と思われる。なお、連接部支保にルーフボルトを使用する記 述はC立坑、D立坑以外ではほとんど見当たらない。C立坑と比較すると、D立坑では鋼製支保工と木製矢 板と併用している点が特徴的であろう。これはボルト打設を容易とする機械が導入されたためと思われる。 しかし、ボルト打設に供した施工機械、ならびにボルト部材の諸元は不明である。 付1.5 E立坑

E立坑が開さくされた鉱業所ではSL-500m深度以下の出炭増強、および通気計画に基づき、スキップ揚炭・入気を目的とした立坑開さくを立案した。同工事は1965年6月より準備工事が開始され、同年10月に本体開削工事に着工、2箇所の連接部を含め、1966年7月に開さくを終了、引き続いて設備工事等を12月に完成した。

同工事はショートステップ工法が採用され、本体掘削速度平均105m/月、最大157m/月(1965年11月) の日本新記録を記録した。しかしながら、工事はガスの発生によって難工事を余儀なくされた。本工事では、 連接部におけるものではないがガスによる変状が発生している。このガスによる変状発生状況も併せて報告 する。

付1.5.1 E立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表 1-9 に示す。

諸元		仕様	備考	
有効内径		4.85m		
	坑口部	80cm	鉄筋コンクリート(区間 20.0m)	
	本体部	30cm	無筋コンクリート(区間 634.5m)	
壁厚	風洞連接部	50cm	鉄筋コンクリート(区間 16.0m)	
	積込連接部	120cm	鉄筋コンクリート(区間 17.5cm)	
	サンプ	30cm	鉄骨コンクリート(区間 78.0cm)	
立坑全長		766.0m		
	風洞連接部	坑口深度 657.1m	片袖連接	
連接箇所	積込連接部	坑口深度 678.6m	片袖連接	
	下層連接部	坑口深度 994.5m	両袖連接、奥行き 3m	
サンプ		78m		

付表 1-9 E立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付図 1-21 にE立坑開さく地点の地質柱状図を示す。当該立坑の掘削地点は砂岩、頁岩、砂岩・頁岩互層、ならびに炭層よりなり、全体に 60~75°の傾斜を有する。





付1.5.2 連接部工事の概要

坑口深度 657.1m に入気連接が、また 678.6m に積込連接が設けられた。付図 1-22 に入気連接部一般図を、 付図 1-23 に積込連接部一般図を示す。また、各連接部の諸元を付表 1-10 に示す。

	入気連接部		積込連接部			
立坑区長	16.0m		17.5m			
形状	5.0m		5.0m			
坑道有効断面積	$18m^2$		$34.3 \sim 55.5 \text{m}^2$			
設計巻圧	60cm		120cm			
配 筋	φ 16mm, φ 19mm 3	0cm ピッチ	φ16mm, φ25mm 20~30cm ピッ			
	重		チ重			
埋込鋼枠	坑道4枠、立坑2枠 (30kg レール)		立坑 17 枠、坑道 7 枠 (30kg レール、担背工 250×125 ×10)			
掘削量(設計断面積)	593m ³		1,121m ³ +16m ³ (ボーリング 座)=1,137m ³			
コンクリ 設計	218m ³		558r	n ³		
コンクリ 実績	332m ³ (152%に増量)		775m ³ (139%に増量)			
余掘	立坑、坑道とも 30cm		立坑 30cm、坑道 40cm			
鉄筋量	13.6t		44.3t			
鋼枠量	2.8t		15.6t			
刑	$200 m^2$	$121m^2$	$542m^2$	269m ²		
空 仲 里	502111	181m^2	545111	274m ²		
工事期間	21 日		41 日			

付表 1-10 連接部の工事諸元

施工方法は、いずれも1~4ブロックに分け、鋼枠を入れて掘削し(埋込枠)、坑道奥のズリはスコップで 立坑側にはね出し、グラブ積みとした。コンクリートは逆巻きとなり、立坑部の型枠は極力移動型枠を使用 した。写真付14に積込連接部の施工状況を示す。



付図 1-22 日立坑入気連接部一般図






(a) 第2ブロック掘削状況



(b) 型枠セントルの仮組み

(c) アーチ頂部配筋状況

写真付1-4 積込連接部の施工状況(1)





(d) 坑内におけるセントル型枠組立状況







(f)インバート配筋





(i)連接部完成後

付1.5.3 ガス、および変状の発生状況

(1) ガス噴出による変状

当該立坑工事では1965年2月とサンプ施工時の1966年7月に甚だしいガスの噴出が見られた。ガスの発 生した層は7番最上層、7番上層、7番本層、S層、M7番層であり、このうちでも7番本層で最も激しい ガスの噴出が見られた。

写真付1-4 積込連接部の施工状況(3)

付図 1-21 に示すように、本地点の地層は70~80°の傾斜を有するため、一つの層を立坑が完全に通過す るにはかなりの距離と日数を要する。この間、硝安ダイナマイトで発破しなければならず、ガス濃度を常に 測定しつつ施工を進めた。2月12日にはガス噴出によって立坑底盤部の岩が付図1-24のように盛り上る現 象が見られた。盛り上った岩の体積は56m³であった。このときの状況を記載する。

2月12日、16時45分から発破穿孔を開始し、18時30分に硝安ダイナマイトで発破を行った。なお、発 破前の坑底メタン濃度は 0.5% であった。発破終了後からガス突出発生前までのガス濃度の測定結果を付表 1-11 に示す。

表中の21時30分の測定結果を確認後、入坑しようとしたが、櫓周辺の防雪囲いのため、櫓内部にもガス が滞留していたため、これを排除後入坑した。しかし入坑後、坑底にて岩の盛り上りを認めた。この地点は 付図 1-24 に示すように7番本層がコンクリートライニングに隠れる位置にあり、発破はS層に打ってはい るものの、7番本層からのガスが誘導されたものと見られる。

一										
測定時間	19:00	19:15	19:20	19:25	19:30	19:40	19:50	20:00	21:00	21:30
測定濃度	0.3%	0.3%	1.0%	5.0%	11.0%	7.0%	5.0%	3.0%	2.0%	1.0%

付表1-11 ガス空出発生前のガス濃度測定経時変化



付図 1-24 ガス噴出による変状のスケッチ

(2) 立坑覆工の圧壊・亀裂発生

炭層の層境界は岩石が不良で湿気を吸収して膨張し、コンクリートに亀裂が発生した。最もひどい箇所で は脱型前に移動型枠が変形し(パネル取付ボルトが千切れた箇所もある)、蝶番の取り外しが困難になり、 ようやく取り外した際に、型枠の応力が開放され、大音響を発するということもあった。また、脱型した後 のコンクリートにはすでに亀裂が入っている有様であり、リング筋を入れた箇所も同様であった。

この亀裂は、後に浮いた箇所をピックで削り、コンクリートボンド、アンカーボルトなどで補修したところ、その後の変位は全くなくなった。特に、サンプ底付近の地山不良箇所はバントン工事中、水を溜めるため心配していたが、完成後も異状は起こらなかった。このため、コンクリート亀裂はガスによるものではなく、掘削直後に露出した岩石の膨張によるものと判断された。ガスはコンクリート背面と立坑側壁の間を通って打ち継ぎ目で噴出するので、ガス圧の影響は考え難い。

また、立坑壁面ライニングには、付図 1-25 に示すように累計 86m 間にクラックが生じた。特にM7 層部 は鉄骨・鉄筋補強コンクリート構造としたが、鉄骨が折れて飛び出すほどの応力があった。



付図 1-25 立坑覆工クラック発生状況

この対策として、今後、山が押し出すから鉄骨・鉄筋で対抗するというのでなく、やんわり受け止める方 法を考えるべきである。可縮性スダレかコンクリート表面に積木を挿入するとかの方法を取る必要がある。 このような地質不良部は側壁の状態が悪く、時間経過とともに崩落などを起こすのが常であり、当工法(シ ョートステップ工法)のような掘削後直ちに覆工するという考え方は変えず、他の方法で対処すべきであろ う。また、水分を吸収して膨らむのであれば、セメントグラウトも考えものである。樹脂系統などの水分の ない材料を用いるか、モルタルやミルクの水分を岩盤に伝えない方法を考える必要がある。

付1.5.4 まとめ

当該立坑の積込連接部の連接坑道有効断面積は34.3~55.5m²と鉱山坑道としては大きく、また巻厚が大き いため、掘削断面積が80m²に達する断面もある。このため相貫部の規模も大きい。このような大型連接部 にもかかわらず、崩落・変状が発生していないのは、良好な地山部に連接部を設けたために他ならない。ま た、施工方法も妥当であるように思われる。

今回の文献調査中、ガスによる底盤地山の噴出が報告されるのは当該工事だけであるがその規模は比較的 小さなものであり、また噴出後にガス体積が一気に開放されることを考えると、発生したとしてもさほど大 きな変状規模になるとは考えがたい。

一方、地Eによる立坑覆工の破壊は鉄骨が折れて飛び出す(おそらく座屈を生じたものと判断される)ほ どの応力が作用することを考えると、そのメカニズムを詳らかにし、立坑本体部、ならびに連接部における 対策をあらかじめ講じる必要があるものと考える。また、立坑工事では、同じ地山不良箇所でも、このよう な地Eに伴う大変形が局所的に発生するようであり、その発生因は地質要因にのみ限られないのではないか と推定される。工事報告書では地山変形をある程度許容する支保形態を提案しているが、これも一考に値す るであろう。また、掘削後、早期に閉合するショートステップ工法の考え方を保った上で、これを考えるべ きとの指摘にも同意できる。 付1.6 F立坑

F立坑は排気運搬立坑として開さくされた。工事は1963年6月に準備備工に着手し、1964年4月から立 坑開さくを開始、1966年4月に無事掘削を終了した。なお、この当時すでに一発破・一築壁工法(ショー ト・ステップ・シンキング工法)が開発されていたが、種々の理由から採用されるに至らず、従来の掘削築 壁交互工法(ステップ・シンキング工法)により一階梯を20~30mとして掘削、築壁を交互に施工した。 また、次の階梯に移行する前に探査工、止水工を行った。

当該立坑は5箇所の連接部を有する多目的立坑で、連接の方向も3次元的なものであり、今回調査した立 坑の中では最も複雑な連接構造となっている。また、最深部の三坑底連接部では岩質が非常に脆弱だったた め連接工事中に崩落が頻発しただけでなく、築壁後の連接部全体にコンクリート・クラックが生じ、コンク リートの剥離にまで至っている。これは、今回調査した立坑の中で最も甚大な連接部変状であった。また、 内空変位測定のレベルではあるが、変状発生前後の計測も実施されている。

本節では、その変状発生経緯と対策工を中心に記述を行う。

付1.6.1 F立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表 1-12 に示す。また、付図 1-26 に立坑の一般構造図を示す。

諸元	仕様	備考	
有効内径	6.20m	円形コンクリート巻	
	坑口部	60cm	鉄筋コンクリート
100日	一般部	30~40cm	無筋コンクリート
壁學	断層部	60cm	鉄筋コンクリート
	連接部	60~120cm	鉄骨コンクリート
立坑全長	639.0m	サンプ部を含む	
	上部水平パイプ坑道部	-58.0m	東側片袖連接
	二坑底パイプ坑道部	-422.7m	東側片袖連接
連接箇所	二坑底連接部	-433.0m	北側片袖連接
	三坑底風洞部部	-576.3m	東側片袖連接
	三坑底連接部	南北両袖連接	
サンプ	25.7m		下盤インバート構造

付表1-12 F立坑の構造諸元





(2) 地質概要

当該立坑地点の地層は付表 1-13 に示す 10 層からなり、各層とも均一岩盤が少なく、ほとんどが互層である。このため、発破用穿孔作業を始めとして、試錐、注入作業等に対しかなりの影響を受けた。また、計画 段階では深度 232m までの含水層を予測していたが、実際には深度 630m に至るまで、多少の湧水が認めら れた。このため、探査の際に湧水が確認された階梯では当初予想にかかわらず注入を実施することとしたが、 ほとんどの階梯で注入工が必要となった。

岩質	逢着長
玄武岩	65.6m
T互層	8.08m
T砂岩層	40.16m
Y互層	19.62m
J砂岩層	43.28m
M砂岩層	66.35m
K層	88.51m
夾炭層	151.54m
I互層	67.24m
S砂岩礫岩層	85.66m

付表 1-13 F立坑地点の逢着長

付1.6.2 連接部工事の概要

当該立坑には連接部といわれるものが付表 1-12 や付図 1-26 に示すように5 箇所あり、それぞれの目的に 応じた形状で構築されている。このうち、三坑底連接部は岩質が非常に不安定だったので、施工途中で再三、 崩落等があり、施工区分を多くし小刻みに完成させた。以下、各連接部の施工状況を記す。

(1) 上部水平パイプ坑道

付図 1-27 に上部水平パイプ坑道の一般図を示す。上部水平パイプ坑道は立坑坑口からの深度 58.0m に構築され、各種配管の取出し坑道として使用されるものである。

掘削、築壁ともに全断面施工した。岩質は粘土層に玄武岩の転石が混入しているため、掘削時はアーチ仮 枠(アーチ型鋼製支保工)を1m枠間で建て込んで、岩石の崩落を防止した。





6,100

(2) 二坑底パイプ坑道部

付図 1-28 に二坑底パイプ坑道部、および二坑底連接部の一般図と施工区分を示す。二坑底パイプ坑道部 は立坑坑口からの深度 442.7m に構築され、各種配管の取込坑道である。

施工に当たっては、上部水平パイプ坑道部と同様に全段面を一度に掘削、築壁した。坑道部では掘削時に 仮枠(鋼製支保工)を4枠建て込んだ。

(3) 二坑底連接部

二坑底連接部は立坑坑口からの深度 433.0m に構築され、その用途は二坑底排気、および人員入昇坑設備 を目的としたものである。この連接形式は、北側にのみ連絡坑道を設けた片袖連接である。

坑道部より下盤は石灰質、および頁岩、泥岩の互層で、湧水がある。掘削前に防水工事を行ったが、既存 坑道へ注入したセメントが洩れて注入効果がなく、やむなく坑道側にサンプ・ポンプを据えて、排水しなが ら施工した。

掘削は軟岩のためほとんど火薬を使用することなく、立坑部はグラブで、坑道部はG3-5型ロッカー・ショベルで引掻く程度で掘削できた。施枠に当たってはアーチ型仮枠を入れコンクリートに巻込み、立坑部では本体掘削に使用したリング枠にピースを挿入したものを準備し、ワイヤーロープで各枠連結し、枠間には金網を張って崩落を防止し、全体を3ブロックに分けて分割施工した。

この間、湧水が常時150~2000/min あり、しかも二坑底より下部は排水用ケーシングパイプがなく、以後の掘削に影響するので、セメントおよびハイドロック*による側壁注入を長期にわたって施工した。

(4) 三坑底風洞部

付図 1-29 に三坑底風洞部の一般図を示す。三坑底風洞部は立坑坑口からの深度 576.3m に構築され、三坑 底関係の排気およびパイプ類の引き込み坑道である。特徴は、取付け坑道が完全円形構造となっている点に ある。

当該連接部は岩質が良く、予定通り2つの施工ブロックで施工が完了した。なお、湧水約400/minを認めたが、完成後、二坑底連接部の場合と同様に側壁注入を行った。

^{*} 水ガラスに硬化剤を混入した止水材。現在は販売されていない。







(5) 三坑底連接部

付図 1-30 に三坑底連接部の一般図を示す。三坑底連接部は立坑坑口からの深度 607.2m に構築され、用途 は人員入昇坑と揚炭設備を目的としたものである。連接形式は、両袖連接であり、当該立坑の最重要部であ る。

当該連接部の地質は、全体に岩質が極めて不安定な、水溶性の高い雲母質の砂質泥岩と雲母質の亀裂の多い細粒砂岩などの互層であった。このため、連接工事の施工区分を増し、細かくブロック分割して完成した。

しかし、後述のように連接部全体にクラックが発生し、コンクリートが剥離するに至り、コンクリート・ ブロックで補強することになった。以下に各分割ブロック施工概要を記し、次項に三坑底補強工事の概要を 示す。

①第一次ブロック施工

第一次ブロックの掘削高さは 3.2m とし、両坑道側は付図 1-31 に示すように当初計画よりも短く 5.1m とした。なお、残りの 3.0m、1.8m は第4、5次ブロック施工とした。掘削はテーパー部を拡大後、特製のリング枠で付図 1-31 のように施枠した。また、築壁最上部に壁裏注入用パイプを埋込み、築壁後、セメントモルタルによるコンタクト・グラウトを実施した。



付図 1-31 三坑底連接部第一次ブロック



②第二次ブロック施工

第二次ブロックの施工高さは2.88m とし、坑道側は第一次ブロック施工と同じく立坑中心より5.1mの範囲を掘削した。

第一次施工で施工した壁面コンクリートの沈下を防ぐため、まず 2m 掘削して 2m 高さの鉄柱でコンクリートを受け、さらに 3m 鉄柱に替え、最終的には付図 1-32 のように 30kg 古レールで製作した支柱に置き換え、コンクリート中に埋め込んだ。なお、仮枠(27.8kg/m ポカール)は付図 1-31 と同要領で施枠した。また、コンクリート沈下防止用アンカー(φ25mm×3m 鉄筋)を付図 1-32 のようにそれぞれ片側 10 本打ち込んでモルタル充填した。付表 1-14 に 30kg レールの規格を示す。

坦收 友升 預川				伦	引服鍍	伸び			
劝哈	名称・種別		С	Si	Mn	Р	S	kN/mm ²	%
JRS (国鉄)	レーノレ	30kgA	0.60-0.75	0.10-0.30	0.70-1.10	0.035以下	0.040以下	800以上	12以上

付表1-14 30kgレールの規格

付図 1-32 第一次壁面コンクリート沈下防止対策

③第三次ブロック施工

第三次ブロックの施工高さは 5.6m とし、坑道側は立坑中心線からそれぞれ 4.1m とした。掘削時の施枠 は 4.1mR の特製リング枠を作成し施枠した。

築壁時に、出側坑道詰め(出側坑道切羽)の地山が崩落し、インバート型枠を破損したが、そのままコン クリート打設を続行して、破損部は後日補修した。ただし、サンプ部の掘削に当たっては、両坑道の岩盤露 出部分を崩落防止のため、付図 1-33 に示す鉄製型枠をコンクリート面に副えて組み立て、岩盤と型枠の間 に坑木を投げ込んで充填し、サンプ部掘削時のズリ崩落に対する防護壁とした。

④第四次ブロック施工

サンプ部の掘削と築壁が終了後、第四次ブロック(入側坑道部)の施工に着手した。コンクリートの打設は GF型プラシー・コンプレサーを用いて行った。施枠は特殊アーチ枠を作成し、コンクリート中心に埋め込む。

⑤第五次ブロック施工

第五次ブロック施工は出側坑道部分を対象とし、坑道断面は枠規格のM型とした。掘削、築壁は第四次 ブロックと同じ方法を採用した。 ⑥第六、七次ブロック施工

第六、七次ブロックはインバートの残工事である。バントン工事と並行し、常一番で施工し、築壁時は全 員で施工した。



付図 1-33 サンプ部掘時削ズリ崩落防護壁

付1.6.3 三坑底補強工事

(1) 三坑底連接部補強工事の概況

第30、31 階梯付近から、地山が雲母質軟弱岩質となり、ある程度の影響が三坑底連接部施工に生じるものと予想されていた。三坑底連接部第二次ブロック施工終了後、立坑本体最下部(31 段階最下部)のエアロック・バントン用ボックスの両坑道部に小さなコンクリート・クラックが発生した。これが第三次ブロック施工終了時に、急速に発達して、両坑道天井に連絡し、次第に剥離状態を呈して、コンクリートの破片が落下するようになった。付図 1-34 にそのクラックのスケッチを示す。

このため、立坑完成後はもちろんのこと、当面のサンプ部工事、ならびに連接部残工事に対して、保安面からも早急に対策を講じなければならない事態になったため、事業主と協議の上、保安対策として次のよう な処置を施した。

①まず、連接部全体に対して、現在以上に破壊状態を進行させないため 28.7kg/m ポカール鋼の補強枠を 施枠した。

②立坑一般部築壁用の鉄製パネルを連接部下部より全面的に組み立て、剥離コンクリート片を立坑内に 落とさないようにした。

③インバート部の岩盤露出部は鉄製パネルの間を坑木で充填し、崩落を防止した。

④連接部の上、第31階梯立坑本体部の側壁点検を毎回1回以上行うようにした。

これらの対策を講じて、サンプの掘削・築壁を完了したが、この期間中にも付図 1-35 のスケッチに示す ようにコンクリート壁の破壊は進行しており、ここでさらに補修工事が必要となった。とりあえず両側坑道 取付部、および連接部本体のテーパー部の破壊部分にコンクリートを打ち足して原型に復帰し、両坑道側壁 にコンクリートの切梁を設置した。さらに、インバート部は将来の機械室を除き、坑道前面にコンクリート を流し込んで、それ自体を切梁とするなどの処置をし、現状維持を図った。

また立坑完成後の恒久的な維持は単なる補修だけで、万全を期すことができないので、ブロック巻きによる補強工事が決定され、準備が行われた。ブロックによる補強工事の範囲はインバート部の一部を除きサンプ部 14m、立坑一般部 16m、連接部ほぼ全体にわたって施工した。



-116-



-117-

(2) 変状発生時における現場計測事例

三坑底連接工事に伴って、両連接坑道部、ならびに立坑部の内空変位計測を実施した。その計測位置を付 図 1-36 に示す。このうち立坑部の内空変位計測は、連接部近傍コンクリートのクラックが立坑上部へ進展 し始めた7月21日を初期値とするものであり、計測点も立坑部覆工上に設けられている。また、坑道部の 測点は地山に設けられているが、120cm厚の鉄骨コンクリートを介するために実際の地山変位よりは小さな 値が計測されているものと推定される。また、坑道部のM-Nに途中コンクリート切梁が設置されたため、 計測点を盛り変えている。このため同計測点については、変位発生の傾向しか評価できない。

しかし、当該の現場計測が、NATM 導入以前の 1960 年代中頃に試験的に行われた計測であり、体系的な 現場計測法が確立されていない時期であることを思えば、むしろ測定結果が存在するだけでも貴重である。 なお、計測条件として、同一のスチールテープで同一人が測定するものとしている。付表 1-15 に立坑部の 測定結果を、また付表 1-16 に坑道部の測定結果をそれぞれ示す。

	测定	口時		No.1 測	定位置		No.2 測定位置				
	侧足口吁		A~B 測線		C~D 測線		E~F	測線	G~H 測線		
н			測定値	差	測定値	差	測定値	差	測定値	差	
Л	月 日 时刻	时刻	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
	21	11:00					6,304		6,172		
	23	12:00	6,462		6,012	-1	6,300	-4	6.170	-2	
7	25	16:00	6,463	+1	6,011	-2	6,297	-3	6.167	-3	
	28	11:30	6,463	0	0 6,009		6,295	-2	6.168	+1	
	30	04:30	6,463	0	6,007	-2	6,293	-2	6.167	-1	
	06	11:30	6,463	0	6,007	0	6,287	-6	6.162	-5	
0	09	16:00	6,461	-2	6,003	-4	6,277	-10	6.160	-2	
0	12	16:00					6,274	-3	6.159	-1	
	23	11:00	6,443	-18	5,996	-7	6,255	-19	6.152	-7	
相交	相対変位		計	-19	計	-16	計	-49	計	-20	
測定	回数		8 回		8 回		9回		9回		
測定	期間		30	日 日	32	日 日	32 日		32 日		

付表 1-15 三坑底連接上部本体壁直径測定結果表

測定条件:同一のスチールテープを使って同一計測者による 測定期日:自1966年7月21日~至1966年8月23日

工事報告書等には付表 1-15、付表 1-16 の測定結果が掲載されているだけで、その評価は行われていない が、測定精度に問題がないものとしてその評価を行えば、以下のような知見が得られたものと考える。まず、 立坑部の計測点は No.2 測定位置はテーパー部開始点に、また No.1 測定位置はその上部 4m の位置に設けら れている。この二つの測定位置の変位量を比較すると、No.2 のほうが明らかに大きい。また、A-B、E-F 測 線は連接坑道と平行に、また C-D、G-H 測線はそれと直行する方向に設けられている。これを比較すると、 連接坑道に平行な側線の内空変位が卓越している。

测空口時				No.3 🕅	顺定位置		No.4 測定位置				No.5 測定位置			
	側上	口吁	I∼J ∦	1)線	K~L	測線	M~N	測線	O~P 測線		Q~R ₹	則線	S~T	則線
н		時刻	測定値	差	測定値	差	測定値	羊(mm)	測定値	羊(mm)	測定値	差	測定値	差
Л		时灭	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	压(IIIII)	(mm)) 定(IIIIII)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
6	6	17:30	4,892		5,769		5,298		5,716		5,259		5,739	
	6	11:00	4,865	-27	5,741	-28	5,273		5,689	-27	5,235	-24	5,716	-23
	13	10:00	4,871	+6	5,740	-1	5,280		5,688	-1	5,237	+2	5,716	0
	17	16:00	4,867	-4	5,738	-2	5,270		5,687	-1	5,234	-3	5,713	-3
7	20	11:00	4,865	-2	5,741	+3	工事のた	こめ撤去	5,688	+1	5,230	-4	5,711	-2
	25	16:30	4,862	-3	5,735	-6			5,685	-3	5,227	-3	5,708	-3
	28	9:30	4,861	-2	5,734	-1			5,682	-3	5,227	0	5,708	0
	30	11:30	4,858	-3	5,734	0			5,681	-1	5,227	0	5,708	0
	2	12:00	4,858	0	5,734	0			5,681	0	5,224	-3	5,706	-2
	6	11:00	4,855	-3	5,732	-2			5,681	0	5,223	-1	5,706	0
	9	15:30	4,857	+2	5,732	0	盛り	換え	5,681	0	5,219	-4	5,704	-2
0	12	15:30	4,855	-2	5,731	-1	4,650		5,681	0	5,219	0	5,703	-1
0	17	10:00	4,853	-2	5,729	-2	4,649	-1	5,678	-3	5,215	-4	5,698	-5
	17	12:30			5,727	-2			5,676	-2				
	23	12:00	4,852	-1	5,725	-2	4,641	-8	5,674	-2	5,210	-5	5,694	-4
	26	14:00	4,853	+1	5,725	0	4,641	0	5,672	-2	5,206	-4	5,692	-2
0	3	01:30	4,847	-6	5,722	-3	4,638	-3	5,669	-3	5,203	-3	5,688	-4
9	7	01:30	4,845	-2	5,720	-2	4,637	-1	5,666	-3	5,200	-3	5,685	-3
	相対逐	変位	計	-47	計	-49	計	-28 -13	計	-50	計	-59	計	-54
測定	測定回数		17 🛙	1	18	П	4 [6 [<u>可</u> 可	18	口	17 🗉	ī	17 [П
測定	期間		93]	93	日	34 25.5	日 日	93	日	93 🗄	Ŧ	93	∃

付表 1-16 三坑底連接上部本体壁直径測定結果表

測定条件:同一のスチールテープを使って同一計測者による

測定期日:自1966年6月6日~至1966年9月7日

これらから、連接部から離れるほど内空変位は小さくなり、連接の影響が低減するものと判断される。また、水平坑道掘削によって地山の剛性が低減した方向に変位が卓越することから、地山の偏圧を受けたと考えるよりも連接部の構造によって変形モードは支配されていると考えることが妥当であろう。したがって、 変形は連接に影響されて生じているものと判断される。

経時的に見ると、8月13日~21日にかけて一挙に変形が増大傾向に転じているが、この間の掘削工事は 第6次ブロックの掘削であり、当該工事が下半盤の掘削であることを考えると、立坑部の変形を促進させる ものとは考えがたく、覆工に大規模なクラックが発生することによって剛性が低下したために変形が増大し たのではないかと考えられる。

一方、坑道部のNo.3 測定位置は立坑から 1m 離れた入側坑道断面に、またNo.4 測定位置はNo.3 測定位置と対称な出側坑道断面に設けられている。その変位の大きさは、測線 M-N が途中測点を盛り換え、測定の欠損期間があったことを考慮すれば、ほとんど同じ変形を呈したと判断される。その大きさはおおむね45~50mm 程度であり、掘削幅 8.6m 程度のトンネル断面の内空変位としてはやや大きいように思われる。しかし、坑道形状が鉛直方向に扁平なため側方変位が生じやすいことを考えると、さほど大きな値ではないものと判断した。

また、No.5 測定位置はNo.4 測定位置の2m奥に設置されている。その計測最終変位はNo.4 測定位置と 比較すると若干大きいが、有意な差はないと思われる。経時的に検討すると、初期の6月6日~7月6日の 間の変位は No.4 測定位置が 25mm と 27mm であるのに対し、No.5 測定位置は 23mm と 24mm でありほとんど変わらない。その後、一度、変位の収束が見られたが、8月17日から週に 3~5mm 程度の変位が継続して発生している。これは第6次ブロックの掘削によるものである。この影響を受けない入側の No.3 測定位置の変位は収束の傾向を見せている。





(3) 連接部補強枠入れ

付図 1-37 に示すように連接部に R=3,877.5mm (内面)のリング枠(ポカール坑枠鋼)を1,435mm ごとに4枠組み立て、それぞれ U ボルトで固定しそれぞれ支柱に取り付けた。取付坑道部はアーチ枠を2枠立て、それぞれ7本のジョイントで拡大部リング枠を継ぎ合わした。なお、枠とコンクリート面は坑木を挿入し矢板で締め付けた。

坑道部のアーチ枠は付図 1-37 のように下盤側と 2m 上方位置に補強のための切梁(ポカール材)を入れた構造とした。この枠はブロック巻施工の際に撤去したが、かなり変形していた。

(4) コンクリート切梁設置

当初は坑道入側に5本、出側に2本(500×500×坑道巾)を設置する予定だったが、事業主の都合により付図 1-38のように入側に2本、出側に1本の計3本とした。切梁の構造は500×500を1本、300×500を2本で鉄筋は主筋 ϕ 16mm、副筋 ϕ 7mmとし、付図 1-39のように配筋する。一方、両側面のコンクリート壁を10cm ほど削り、付図 1-40 に示すように切梁の両端を入れ込んだ。なお、この切梁の上部2本にカールソン計が取り付けられ、他の1本はブロック巻施工のとき撤去した。また、インバートの切梁はすべて無筋である。





付図 1-40 切梁設置要領



-123-



(5) ブロック巻による補強工事

ブロック巻の施工は、付図1-41に示すように大別して次の3箇所である。

- ①サンプ部
- ②立坑一般部
- ③三坑底連接拡大部

サンプ部、および立坑一般部は、バントンおよびバントン座張入れとを含めて施工し、連接部はセントル を用いてブロック巻きを施工した。ブロックは付図1-42に示す規格のB型、C型ブロックを現場に形状に 合わせて組み合わせるか、整形して使用し、隣接ブロックとの空隙を少なくするような配置とした。

なお、サンプ部のうちコンクリート壁で特に破壊が激しかった箇所は、連接部下部の結合部分であり、この付近はコンクリート壁の削りを増して二重巻きをした。各バントン間(3.5~4.5m間隔)の作業順序はおおむね次のようなものである。

ブロックの搬入については、築壁時に用いた鉄製型枠運搬用のモッコ3台を、坑底(またはスカフォード) 1台、運搬中1台、坑外1台になるように配置して、運搬能率の向上を図った。モッコ1台にはブロック48 個を積み上げ、運搬中の停電、故障等による衝撃によって起こる荷崩れを防止するため、鉄筋外柵を施し、 坑内からの指令により連続運搬した。

以下に、サンプ部および三坑底連接拡大部におけるブロック巻作業の状況を記す。

①サンプ部ブロック巻

サンプ部深さ 25.7m のうち、盤圧の影響を受けて損傷した箇所は、連接下部の継目より下方約 11m の範囲に限定され、それ以下は異常が認められなかったため、付図 1-43 に示すように No.139 バントン部(サンプ部坑底から 12m 上方)から 13.7m 間を補強区間とし、バントン取付と同時作業とした。費やした工期は 21 日間である。

②連接部ブロック巻

両側坑道部に引き続いて、連接部本体のブロック巻きに移った。15kg/m レールで製作したセントルを付図 1-44 のように拡大部の内側に組み立て、板を並べて型枠とし、スカフォードを利用してブロック巻きを 施工し、型枠を解体撤去して完了した。





付図 1-42 ブロック規格図





付1.6.4 まとめ

当該立坑は5箇所もの連接部を有し、それが3次元的な配置を取るほとんど例を見ない連接形態を有している。このため、連接工事には種々の工夫がなされた。例えば、二坑底連接部の時点で、立坑部のリング枠をワイヤーロープで連結し、枠間に金網を張って崩落を防止するなどの工夫等である。これは、立坑部の肌落ち防止を目的としたものと考えられ、作業の安全と岩盤崩壊進展の防止を目的としたものと思われる。なお、ロックボルト等の打設に関する記述は見られず、おそらく打設されなかったものと思われる。

三坑底連接部で発生した連接部全体にわたるコンクリートの破壊は、今回調査した中では最も甚大な連接 部変状である。地山自体の崩落は、3次ブロック築壁時の出側坑道詰(出側坑道切羽)の崩落のみ報告され ている。その規模は記述されていないが、インバート型枠が損傷したことから、ほぼ数m³~10m³程度の地 山が塊として落下したものと推定される。このような岩塊が崩落する形態としては、掘削の影響で岩目が緩 み崩落するか、切羽に生じたすべりによるものと考えられ、砂岩等の軟岩系の地山で生じる切羽崩壊に近い と推測される。

連接地点の地山が雲母質の軟弱な岩質であるとの記述が見られるものの、このことと内空変位の大きさか らして、いわゆる押し出し性の地山ではないように思われる。一方、立坑部の内空変位計測結果からすると、 連接部近傍の変形モードは明らかに連接による影響を受け、剛性の低い方向の変位が卓越するようである。 このことは壁面クラック発生の観察結果と整合するものである。さらに、立坑部・坑道部の内空変位が収束 を見ていないことからして、覆エコンクリートの破壊の発生因を次のように考えることができる。

すなわち、地山変形が未収束なまま覆エコンクリートを打設したために、コンクリート硬化後のわずかな 地山変形でコンクリートにクラックが発生する。クラックの発生により、覆工は剛性が低下し、剛性が低下 したことによって地山変形を抑止することができず地山の変形とクラックの発生が進展してゆく。

このような覆エクラックの発生とその進展は山岳トンネルでもしばしば発生するが、ここで問題となるの が地山変形が収束しない現象が連接工事に影響されるかという点である。地質柱状図を見ると、雲母が混じ る軟弱な地山が現れ始めるのは20m以上上部の第30階梯の中ほどであり、その後、連接部までの立坑覆工 に変状が現れていない点を考慮すると、軟弱な岩質はクラック発生の素因とはなり得ても誘因ではないよう に思われる。したがって、軟弱な地質部で連接工事を行ったことが地山変位の収束を困難としたものと思わ れる。

連接部の崩落・変状の発生は、単に連接部の安定性だけでなくその上部の立坑本体の安定性をも損ね、 大規模な崩落を誘起する可能性がある。この意味で、単に連接部の補修にとどまらず、立坑部までも補強 工事を実施した点は重要であると思われる。補強工事の目的が連接部の剛性を高める点にあることを考え ると、上述の変形を収束させる点でも合理的な補強方針であったように思われる。 付 1.7 G立坑

G立坑は、通気の改善と坑内湿度の低下を目的とした入気専用立坑として計画実施されたもの であり、1965年11月より準備坑に着手し、1966年8月より本工事を開始、1967年12月開削工 事を終了し、引き続き連接部工事を施工し1968年8月完了、1968年10月坑外の付帯工事および 撤去工事を終了した。

本工事はショートステップ工法が採用された4番目の工事であり、1967年4月に月間開さく 108m(30日換算)の記録を樹立した。

付1.7.1 G立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図 1-45 に立坑一般構造図を示す。また、立坑の構造諸元を付表 1-17 に示す。

諸元	仕様		備考
有効内径	4.85m		円形コンクリート巻
	坑口部	60cm	鉄筋コンクリート、15m 区間
晓同	一般部	30~40cm	無筋コンクリート、580.7m 区間
'些)字	断層部	60cm	鉄筋コンクリート、103.4m 区間
	連接部	60cm	鉄筋コンクリート、5.95m 区間
	サンプ	60cm	無筋コンクリート、78.0m 区間
立坑全長	705.00m		サンプ部を含む
連接箇所	立坑深度 657.	1m	片側連接
サンプ	78. 0		

付表 1-17 G立坑の構造諸元

(2) 地質概要

当該立坑の掘削地点はK砂岩層(35.88m)、Y互層(136.19m)、J砂岩層(45.21m)、M状砂層 (125.31m)、T層(167.37m)、夾炭層(110.98m)、S砂岩層(84.06m)の7層よりなる。各層とも均一な 岩質が少なく、ほとんどが互層であり、次々に岩質が変わるため穿孔に際して筍(たけのこ)と なったり、極端に削孔能率が落ち、あるいは発破効果に悪影響を及ぼしたりした。

また、当初の予想に反し、坑口深度 33.1m よりすべてで多少の湧水が認められた。これに対し 全部注入を行い、防水工事施工長は 666.9m に達し、立坑全長の 95% に亘っている。





付1.7.2 連接部工事の概要

本立坑は通気を目的として立坑底に片側連接坑道を施工した。連接坑道の施工範囲は立坑中心より 7.5m であり、有効断面積は立坑と同一としアーチ型である。

付図 1-46 に連接部一般図を示す。工事は3 ブロックに分けて逆巻き施工とし、掘削に当たって は各部とも支保枠を入れ、コンクリート内に埋め込むこととした。鉄筋は縦横とも 30cm ピッチ の単筋で、主筋 φ 19mm、副筋 φ 16mm である。工期は設計変更のため 23 日を予定し、1967 年 11 月 20 日に工事に着手したが、工事は順調に進捗し、実働 13.2 日で全工事を終了した。



付1.7.3 立坑壁面裏の地山崩落

第23回止水工事(立坑深度 603.0~612.0mの 10m 区間に壁裏注入)の間は、ほとんど湧水が 見られなかったが、断層と推定される層の乱れがあったため、側壁の山固めのためにセメント袋 69袋、フライアッシュ53袋の注入を行った。

その後、立坑深度 615.5m の鉄筋コンクリート打設が終了し、次の掘削を開始した直後、約 20 0/min の湧水を伴って壁裏が抜け、コンクリートに異常圧がかかった。後に判明したところによると、付図 1-47 に示すようにこの崩壊は幅 1.4m、奥行き約 3m、立坑深度 607.0m 付近にまで達する比較的大規模なものであった。

この変状の発生後、直ちに掘削を中止し、立坑覆工を穿孔、スタンド・パイプ18本を挿入して、 セメント袋69袋、フライアッシュ53袋、ハイドロック20セットを注入して壁裏を固めた。この 対策工事に4.85日を要したが、その後の掘削で壁裏の崩壊はなく、コンクリートの異常圧も発生 せず、工事は順調に進捗した。今回の経験から、断層箇所、および破砕地帯では湧水を認めなく とも、岩質改良を目的とした注入工事を実施した方が得策であると判断される。



付図 1-47 高抜け状況と背面注入次第
付1.7.4 まとめ

当該立坑連接部工事に関して、特徴的な変状は発生していない。また、工法も従来の工法を踏 襲するものである。

さて、第付1.7.3項に記した変状は高抜けと呼ばれ、立坑工事に特有の崩落形態である。すなわち、立坑掘削によって緩んだ地山が、より深部の掘削によって脚元が払われ、不安定化し崩落するというものである。以後においても小規模な高抜けを報告するが、ここで紹介した高抜けは比較的規模の大きなものである。

ショート・ステップ工法の利点の一つは、一階梯の掘削高さが小さいため、掘削によって形成 される自由面も小さく立坑内に侵入することのできる崩壊土量が限定される。したがって、大規 模な崩落につながり難く、また人身事故などにもつながりにくい。しかし、当該変状のように比 較的規模の大きい背面地山の崩落が発生した場合、立坑覆工そのものの破壊が懸念される。

工事報告書に詳細は記述されていないが、コンクリートに異常圧がかかったとの記述からする と、覆工にクラックが発生したか、山鳴り音が発生したかの可能性があるように思われる。当該 変状発生地点は断層部であることから、立坑覆工が鉄筋コンクリート構造であると推定され、こ れが壁面維持に奏効したように判断された。この意味で、断層箇所、および破砕地帯では湧水を 認めなくとも、岩質改良を目的とした注入工事を実施したほうが得策であるとの判断は同意でき るものである。 付1.8 H立坑

H立坑は、鉱業所の通気の改善による若返りと合理化のため、排気立坑として開さくされた。

工事着手は1967年11月で、1968年11月第1回の防水工事に始まり同年2月より本体掘削に着手し、1969年4月に完成した。同工事は北海道の立坑としてはまれに見る大出水に見舞われ、10回にも及ぶ防水工事を実施したが、完成時には坑内湧水20/min以下にとどめることに成功している。

また、同工事は設備・資材の一切が事業主よりの支給であるため、ショートステップ工法の普及期である にもかかわらず、ズリ積築壁同時工法が採用されている。同工法は事業主が日本で始めて導入した工法であ る。付表 1-18 にズリ積築壁同時工法とショートステップ工法の比較を、また付図 1-48 にその施工次第図を それぞれ示す。

種別	ズリ積築壁同時工法	ショートステップ工法	
穿孔準備	穿孔デッキ使用のため時間を要す。	なし	
穿孔	デッキ使用のため3m位の長孔削孔が可能。しかし、 ロッド折れが頻発し危険	2段階ノミ使用のため、2.4mが限度	
装填・発破	穿孔デッキ関係の後片付けに時間を要す。		
ズリ積み準備	クローラ降下と整地のため時間を要す。	グラブによる。	
ズリ積み	クローラのため人員が少なくて済む。2人並行作業が できる。安全度が高い。	人員が多く必要。2台の場合、6人が必要。また、並行 作業はできない。	
整地		パネル下部設置面の整地が必要	
コンクリート打込準備	スカフォード降下、コンクリートデッキ下げ、底板取 り付けなど時間を要す。		
コンクリート打込	ズリ積みと並行でできる。	単独作業	
後片付け	ズリ積みと並行でできる。	単独作業	
パイプ・風管延長	スカフォードを毎回移動するため、パイプ・風管をそ の都度延長	坑底部毎回延長	
保安	上下並行作業のため危険あり		
所要人員	コンクリート打ち込み中(ズリ積み並行) 捲き 2名 ミキサ2名 坑底 2名 信号 2名 骨材 2名 坑口 2名 スカフォード 1名 計 13名	築壁のみ 捲き 1名 ミキサ 1名 信号1名 骨材 1名 坑口 1名 スカフォード 1名 計 6名	

付表 1-18 ズリ積築壁同時工法とショートステップ工法の比較



付1.8.1 H立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表 1-19 に示す。

諸元	仕	様	備考
有効内径	6.0)0m	
壁厚	一般部 80cm		無筋コンクリート
	連接部 50cm		鉄筋コンクリート
立坑全長	396.	0m	
連接箇所	立坑深度	王 636m	片袖連接、奥行き 5m

付表 1-19 H立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付図 1-49 にH立坑地点の岩質区分、および地質断面図を示す。図に示すように、立坑掘削地点の地質は 上部よりH層、I層、W層、Y層からなる。

南約 60m に既存の立坑があるため、地質状況が詳細に分かっている利点があったが、湧水については既存立坑の実績と関連は薄いようである。



付図1-49 H立坑地質柱状図、および地質横断図

付1.8.2 連接部工事の概要

本立坑では排気専用の片側連接坑道を立坑底部に施工した。立坑の連接部長さは 11.45m(掘削 12.00m、 サンプ底コンクリート厚 0.55m)、連接部坑道の奥行きは 2m、坑道有効断面積は 23.13m である。付図 1-50 に連接部一般図を示す。

付図 1-50 に示すように連接部は坑道部だけで全長 4.5m の高さがあり、一度に掘削することができないため、上下半の2ブロックに分けて施工した。連接部の地層は砂岩頁岩層である。施工方式は、ショートステップ工法のように外巻きコンクリート 60cm を行いながら、連接施工区間の立坑を掘削壁面の崩落を抑え、その後袖部を掘削し、下から順巻きを行う方法を取った。この方法のメリットとしてコンクリートの順巻きができる点があるが、工期は逆巻きに比べて遅くなる。

袖部は、当初岩盤状態が良好にみえたため、施枠(鋼製支保工の建て込み)をしなかったが、微量の水分が回り、鉄筋組み、型枠組立が大半終了した時点で、袖口入り部で小崩落が発生する事故があった。写真付 1-5 にその崩落状況を示す。

崩落部を取り除き、施枠、再組立等の復旧に3日を要し、その後袖部奥の坑道の追加掘削(断面25.41m²、 奥行き2m、枠3枚)に1日半を要した。インバート、坑底コンクリートを最後に打設し、3月25日工事を 終了した。



写真付1-5 連接部崩落状況



付図1-50 H立坑連接部一般図

付1.8.3 防水工事

既設の立坑工事において相当の出水があり、岩層がこれよりH立坑の方に 20°位の傾斜で下がっている ので出水は当然予想された。果たして、防水回数も10回に及んだ。当初は手持ちのザルツキッター穿孔機、 グラウトポンプ各1台で開始した。第3回防水工事頃からは設備も整い、軟岩で能率の良いP4試錘機を使 用し、グラウトポンプも1台加わって本格的な防水体制となった。

写真付 1-6 に湧水状況を示す。写真にみるように当該工事全期間を通して大湧水に見まわれ、45mm 径ボ ーリング孔より 6000/min もの湧水がある場合も数回あった。坑底に水抜きボーリングのケーシング・パイ プのない当該立坑では、大出水時にはキブルによる排水だけでは間に合わず、穿孔後、ロッド・ビットを引 き抜き、スタンドパイプをセットするまでの時間が問題となる。坑底水位が 1m 位になって、やっとスタン ドパイプがセットできる状況もたびたびあった。



写真付1-6 スタンドパイプからの出水状況

最大の防水工事を実施した第2回防水工事は、坑口深度44m、穿孔数66本(孔全長2,083m)に及び、工期は43日に及んだ。第1回~第9回までは最低7mのカバーロックを残し連続的に防水を行った。付図1-51に第4回防水工事注入孔配置図を示す。

立坑工事終了時の壁面漏水の全量は約200/minであり、側壁注入を1回も施工しない大出水立坑としては、 上々の防水効果を上げたと確信する。ちなみに1964年完成の既存立坑(K社施工)における防水工事実績 を比較したものが付表 1-20 である。表に示すように、防水工事に要した日数はほぼ同じであるが、防水工 事に失敗している既存立坑は残水がH立坑の約30倍近くの5700/min もある。このように良好な防水効果を 得たのは防水工事ごとに止水効果を評価し、次回以降の工事に反映させた点にあると考える。

			> = 11	-				1.4		
		巡中			所要日数内訳					ボー
	内径	(m)	全工期	掘削	連接	バントン	防水	機電 作業他	公休	9€/N ℓ/min
既存立坑	4.8m	470.7	21.5 月 (655 日)	398	31	0	139	34	53	570
H立坑	6.0m	425.0	15.0月 (456日)	211	23	10	144	36	32	20

付表 1-20 既存立坑とH立坑の防水工事の比較



LUN CLUBS

付1.8.4 まとめ

当該連接部工事は、今回調査した中で唯一、連接部の立坑部分を先行して開さく・築壁し、その後立坑覆 工を壊しながら相貫部・水平坑道部を掘削・築壁してゆく工法が採用されている。第3.3節で述べたように この工法の欠点は、相貫部の空洞断面積が大きくなり地山安定を確保することが難しい点にある。当該工事 でも、相貫部の崩落が発生している。

この理由を、工事報告書等では微量の水分の回りとしている。おそらく、これはスレーキングによる地山 の脆弱化が崩落につながったことを意味すると思われる。今日、スレーキングに対しては吹付けコンクリー トによる早期の被覆が有効とされているが、当該工法により連接部を施工した場合、閉鎖空間における上向 きの吹付け作業となる。このため、作業環境を保全し得る低粉じんの吹付け工法を採用せねばならない。

また、当該工事の特徴の一つは効果的な止水工事が行われている点にある。立坑施工前後の地下水環境を 保持するためには、立坑完成後の残水を零とする止水工事が必要となる。その意味で、当該工事における残 水 200/min はほぼ理想に近いものと考える。第付 1.8.4 項に記したように、当該工事地点は 6000/min を超え る湧水箇所にしばしば遭遇しており、当初より地下水の枯渇した地点ではなかった。また、止水材、穿孔機 械等も当時の最新の資機材を使用したであろうが、今日の資機材に比べれば効果や能率の点で大きく劣って いたことは否めない。それでも、このように良好な止水効果を得られたのは、定量的な観測を基にして適切 に施工方法を、適宜、変更する柔軟で適切な工事管理にあったと考える。 付1.9 I立坑

I 立坑は、入気専用立坑である。1968年12月20日より工事に着手し、翌年6月20日より立坑の掘削を 開始し、約11ヶ月で1970年5月に全坑内工事を終了した。同工事では開さく工事中に異常な含水層に遭遇 し、それに伴う不慮の出水事象等が重なり工事が遅延するかと思われたが、種々の対策を実施し、また予期 していた OR 層の湧水が少なかったことが幸いし、工期を1.5ヶ月以上短縮することができた。

付1.9.1 I 立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図 1-52 に立坑の一般構造図を示す。立坑深度 636m に奥行き 5m 片袖連接坑道が施工された。また、立 坑の構造諸元を付表 1-21 に示す。

諸元	仕様		備考
有効内径	5.00m		
	坑口部	60cm	鉄筋コンクリート
壁厚	一般部	60cm	無筋コンクリート
	連接部	60cm	鉄筋コンクリート
立坑全長	640	.7m	
連接箇所	立坑深度	王 636m	片袖連接、奥行き 5m

付表 1-21 I 立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付図 1-53 に I 立坑の地質柱状図を示す。図に示すように、当該立坑の掘削地点は上部より JM 層、JL 層、 N層、OR 層、および ON 層からなる。

同鉱業所内で、これまでに施工された他の二つの立坑開さく工事では、ON層を除く各層に含水層が存在 していたが、I立坑の場合はJL層、N層において湧水が見られた。なかでもN層での湧水量が、前者の2 本の立坑では少量であるのに対し、I立坑では相当湧水量が多い。また、OR層はその大部分が砂岩層で、 前者の立坑ではほぼ全域に亘り湧水が見られたのに対し、I立坑ではほとんど湧水が見られなかった。これ は、これまでの採炭活動による影響と考えられた。



付図 1-52 I 立坑一般構造図

JAEA-Research 2008-048



付図1-53 I立坑地質柱状図

付1.9.2 連接部工事の概要

本立坑は通気を目的として立坑底に片側連接坑道を施工した。連接坑道の施工範囲は立坑中心より 7.5m であり、有効断面積は立坑と同一としアーチ型である。付図 1-54 に連接部一般図を示す。図に示すように、 連接部は坑道部だけで全長 4.5m の高さがあり、一度に掘削することができないため、上下半の2ブロック に分けて施工した。連接部の地層は OR 層の砂岩・頁岩層である。

本連接工事における問題点は、採炭のための水抜き坑道が既に連接部にまで達しており、その水抜き坑道の天盤位置が連接部の上部半断面に位置することである。この水抜き坑道は荒掘削(覆工されていない状態)のまま一年放置してあるため、坑道周辺の地山には亀裂が発達している。このため、連接部の上部半断面掘削時に切羽の維持が困難となった。また、水抜き坑道内には8分目付近まで注入材やヘドロが沈澱していたため、上半部支保として建て込んだ30kgレールの枠脚が大きく沈下してしまった。付表1-22に30kgレールの規格を示す。

この沈下対策として、かなり上げ腰気味に枠を入れ、切羽が5m程度進みある程度沈下したところで、全枠をH鋼やレールなどで繋ぎ沈下を止める方法を採用したところ、ある程度沈下を抑制することができた。

			1320			- / / Ц Ц			
+111-1/2	友升.	箱口山		化	苏坊 (?	%)		引脹鍍	伸び
历1	名称・恒別		С	Si	Mn	Р	S	kN/mm ²	%
JRS (匡鉄)	レール	30kgA	0.60-0.75	0.10-0.30	0.70-1.10	0.035以下	0.040以下	800以上	12以上

付表1-22 30kgレールの規格

また、上半の築壁は坑口工事に使用した鉄製型枠を使用し、坑道部は 28.6kg ポカール鋼のセントルに曲 面用メタルフォーム (300mm×1,500mm)を並べて使用した。立坑部との接合箇所は、上記の鉄製型枠を一 部切断して使用し、テーパー部の型枠は 3.2mm 鉄板にアングルで補強のリブを入れ製作した。

一方、下半部の掘削は、一度、立坑を所定の深度まで下げ、坑道部は上から下向きに穿孔し、立坑内にズ リを打出し、残りはサイドダンプローダーで立坑内へ搬出した。築壁は、立坑部移動型枠のテーパー部を除 き全長を 3.2m にして使用した。坑道部は上半部の築壁時にアーチ下部に埋め込んでいたアンカーナットに H鋼のセントルを建てその内側にメタルフォームを張って打設した。



付1.9.3 まとめ

当該立坑連接工事における問題点は、既設の水抜き坑道が連接部にあり、これが覆工されないままで放置 されていたために、坑道周辺地山に亀裂が発達し、連接坑道切羽の維持が困難なこと、および水抜き坑道に ヘドロ等が堆積し上半脚部の固定が困難なことである。このような状況は超深地層研究所研究坑道掘削工事 ではありえないと考えられたが、特殊事例の一つとしてその対策を記した。 付 1.10 J 立坑

J 立坑は、通気改善による若返りと新鉱区開発に伴う合理化推進のための人員入昇坑、および運搬立坑を目的として 計画、実施された。当初計画では立坑深度754mを予定していたが、途中、計画変更され600mとなった。

工事は1969年9月に準備工に着手し、1970年2月より本工事を開始、1971年6月に全工事を終了した。当該工事では、1970年12月に月間掘削長137.3m(30日換算)の大記録を有する。

付1.10.1 J立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図 1-55 に立坑の一般構造図を示す。また、立坑の構造諸元を付表 1-23 に示す。

諸元	仕様		備考	
有効内径	5.00m		円形コンクリート巻	
	坑口部	60cm	鉄筋コンクリート、18m 区間	
壁厚	一般部	40cm	無筋コンクリート、570m 区間	
	連接部	80cm	鉄筋コンクリート、12m 区間	
立坑全長	600.0m		計画深さ 754.0m	
連接箇所	立坑深度	E 597m	片袖連接、奥行き 4.5m	

付表 1-23 」立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付表1-24に立坑掘削箇所の各岩種の逢着長を示す。当該地点の岩層は9層にわたり、各層とも均一な岩質が 少なく、ほとんどが互層である。施工に際しては、次々と岩質が変化するため、穿孔が筍(たけのこ)となったり、極 端に削船能率が悪くなる箇所もあった。また、第四紀層では予想以上の大きな亀裂が海岸部と接続し、海風が立坑内に 吹き上げる状態となったため短孔穿孔で掘削した。

また、含水層は、当初予想したように全域こわたって多少の湧水が認められた。このため湧水箇所は全て注入工事を 実施した。同鉱業所内の既設立坑と比較すると、当該立坑は第四紀層が海面下まであること、および海ご近接するため か海面下200mまで湧水が多く、予想された以上の出水量を見たこと、および逸水箇所が皆無であったことなどが特徴的 であった。



付図 1-55 J 立坑一般構造図

岩 種	出現長
玄武岩(第四紀層)	71.2m
M配岩層	89.8m
T互層	19.1m
K砂岩層	32.7m
Y互層	11.2m
J砂岩層	49.5m
M状砂管層	79.3m
T層	104.0m
M灰炭層	143.2m

付表1-24 立坑掘削箇所の岩質別逢着長

付1.10.2 連接部工事の概要

本立坑は、当初、通気・運搬・人員入昇坑に用いられる計画であったが、途中で計画が変更され、立坑深 度が 600m となったため通気のための連接だけが深度 597m に設置されることとなった。付図 1-56 に連接部 型枠組立図を示す。図に示すように、連接部坑道部は有効断面積 24.34m²のアーチ型坑道である。工事は 2 ブロックに分けて実施し、逆巻施工とした。掘削に当たっては、各部とも支保枠を入れ、コンクリート内に 埋め込むこととした。

立坑部は坑口施工に使用した鋼製型枠を使用し、坑道部は 28.6kg ポカール鋼のセントルに鉄製型枠を並 べて使用した。テーパー部は木製型枠を使用した。なお、鉄筋は縦横とも 20cm ピッチの複筋で主筋 \u03c6 19mm、 副筋 \u03c6 16mm である。

付1.10.3 まとめ

当該立坑連接部は特に問題なく施工された。また、立坑本体の掘削も、止水工事に難渋したものの、高圧の地下水噴出などの出水事故は発生しておらず、大地圧による立坑覆工等の変状も発生していない。



-154-

付1.11 K立坑

K立抗は海底下鉱区の通気を目的に、人工島から開さくされた立坑である。人工島直下は第三紀層上を軟弱な第四紀 層が※190mもの厚さで覆っているため、工事は以下の3期に分け施工された。すなわち、第一期は築島工事、第二期は 土層部井筒沈下工事、そして第三期が岩層部立坑開さく工事である。本節は、そのうち第三期の岩層部立坑工事の概要 と連発部に事について取りまとめた。

岩層部開さく工事は土層部併筒沈下工事が終了した1972年3月初旬の時点で、すでにキブル捲・スカフォード港の据付 を終わり、土層部の機械撤去と並行して、開さく櫓(やぐら)・坑口座張り・スカフォード吊下し等の準備工事を進め、 キブル港の試運転・ならし運転を兼ねて、井筒内の揚水作業を4月6日から開始した。その後、井筒刃口部の止水・フー ティング築造・第三紀層の掘進と坑内作業は削買調ご進展した。1972年12月末、520m坑道に貫通、連接工事・壷下工事・ および坑内工事を1973年1月末終了し、引き続き撤去工事に移り、1973年5月5日に全工事を完了した。当該工事は、当初 計画に比~※14ヶ月の工期の短縮が実現されている。

付1.11.1 K立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図1-57にK立坑の断面図を示す。立坑は内径6.0mの円型断面で、全長に亘りコンクリートライニングを行った。 その各部仕様は付表1-25のとおりである

諸元	仕様		備考	
有効内径	6.20m		円形コンクリート巻	
	井筒フーティング部	150cm	鉄筋コンクリート、2.4m 区間	
	新第三紀破砕帯	80cm	鉄筋コンクリート、7.9m 区間	
壁厚	炭層通過部	60cm	鉄筋コンクリート、20.0m 区間	
	立坑一般部	40cm	無筋コンクリート、279.4m	
	SL380m 連接部	80cm	鉄筋コンクリート、8.0m 区間	
	SL520m 連接部 80cm		鉄筋コンクリート、8.5m 区間	
立坑全長	509.3m			
連接箇所	SL380m		片袖連接、中心より8m	
	SL520m		両袖連接、中心より8m	

付表1-25 K立坑の構造諸元



付図 1-57 K立坑断面図

(2) 地質概要

付図1-58にK立坑の地質柱状図を示す。当該地点の岩盤よ、主に細粒ー粗粒の砂岩および砂質頁岩からなり、非常にクラックが発達していて止水は困難であろうと思われた。しかし、当初予想したほどの湧水はなく、また高圧セメント注入と併せて急速止水剤(ウレタン系)の薬液主入を行ったため、残水がほとんどない完全止水を実現することができた。



付図 1-58 K立坑地質柱状図

付1.11.2 連接江事の概要

連接的はSL-380mとSL-520mの2箇所に設けられた。SL-380m坑道では片側連接、SL-520m坑道では両側連接で築 造したが、いずれも計画断面で水平坑道が期削済みであったため、作業は非常に困難であった。特に、SL-520m坑道で は既設坑道の真上からの貫通となったため、予め導孔を貫通させてから拡幅時削を行った。このとき、既設坑道と立坑 との標高の誤差がほとんどない正確な測量ができていたことが貫通工事に非常に幸いした。

築造方法は、上半断面を掘削して直ちにコンクリートランニングを行い、その後、下半断面を施工する逆 巻き工法を用いた。

(1) SL-380m坑道連接

付図1-59に連邦施工計画図を示す。第一ブロックの掘削は、まず立坑部を掘り下がった後、坑道部を掘削した。仮枠はSMI105で加工し、立坊部に2枠坑道部に3枠入れた。

坑道は既設坑道に貫通したが、坑道に幅約1.5mの遮断用木積と風野2ヶ所を設けてあったため坑道中心線の延長ができなかった。このため、方位は坑口に設定した方位線に重鐘を下げて測量を行い、レベシルは坑道の標高を基準として測量した。

型枠は、まず基地部のフーティング型枠30cmを組み立てた後、この型枠を基準に鉄筋を組み立てて、セントル型枠を 組み立てた。支保枠に当り付けをした矢板は鉄筋組立後、保安上必要な箇所を除いてすべて回収し、壁面、および支保 枠を充分水洗いした後、コンクリート打設した。

コンクリートの打設は標準部と同様の方法で行ったが、立方部最上段の1m部分6ク所に50cm型枠を組込み、コンクリート打設面がこの面まで上がった後、全部の型枠を組上げて打継いだ。打設終了後48時間養生して脱型を行う予定であったが、第二期工事の測点作り、スカフォードの降下等を行ったため、結果として養生時間になった。

一方、第二ブロックの掘削は、坑道部が測壁の拡大掘削だけのため比較的容易に施工できた。また、設計変更により 坑道部のライニング長が短くなったため、既設坑道との連接箇所の支保枠が特殊な形状となり、緩やかに断面の変更を しなければならなかった。型枠・鉄筋組は前ブロックと同様ご行ったが、坑道部の型枠は300×1,500のメタルフォーム を使用したため、特殊なセントル枠を使用した。コンクリート打設、および養生は第一期と同じ要領で行った。

連接的の築造完了後、約500m³/minの風を通すことになったが、その後の発破の影響で天盤部に空隙ができたため、保 安面に問題が生じただけでなく通風量にも影響したので、山砂とセメントで閉塞した。



(2) SL-520m坑道重接

付図1-60に連接的施工計画図を示す。SL-520m坑道の連絡坑道は24.6m² (6.2×4.4m)の断面ですでに掘削されており、 枠間0.8mで支保枠が建て込まれていた。このため当該連接的の施工は、この導坑貫通を含めて3段階で行うこととなった。 以下、施工段階の概要を記す。

①導坑貫通

前述のように、既設坑道の中央に立坑が貫通するため、相壁**3~4mの掘削は導孔切上りの方法等、種々意見があったが長孔穿孔による導孔掘り下げを行うこととした。

相壁の厚さは3.7mと計画した。相超厚さはケーシング・パイプにより測定後センターホールを穿孔してさらに確認した結果、3.6mであった。

導孔発破す村図1-60に示すように中2段8孔で実施したが、上下に抜けて中央部の相睦が約1m厚残った。これは抗底の 盤面が不揃いで、穿孔長が孔ごとに違ったのも一因であると考えられる。その後、全面発破1回を行い、最終領第129階 梯の築壁を終了した。貫通発破は1972年12月28日に行われた。

^{**} 立坑坑底と既設坑道間を隔てる岩盤部分



②第一ブロックの施工

付図1-61に第一ブロック施工計画図を示す。貫通当時、SL-520m連絡抗道は両側とも吹付けコンクリートや簡易ライ ニング等による壁補修が行われていたため、当初計画した隔壁の築造ができず、発破の際は抗道の両側にどす警戒人を 立てた。拡大描述で発生するズリはサイドダンプにより敷き均した。

型枠・鉄筋の組み立ては前回と全く同様に行ったが、坑道立上り面の角度を緩やかにするため、坑道則に面取り型枠 を張り込んだ。なお、コンクリートの打設は約16時間連続作業となったが、非常に順調で途中1回の故障もなく終了した。 ③第二ブロックの施工

付図1-62に第二ブロック施工計画図を示す。第二ブロックの据削は、最初に立坊部を掘り下げ、坑道部の敷ズリをサイドダンプで運搬・巻揚げてから、壁部の拡大掘削を行った。しかし、前にも述べたように鉱山で壁補修が行われ、その作業による残水と坑道側溝の流下水が約1000/min程度発生していたため、ズリ積みがやや困難であった。

掘削中、側帯の流下水はエアポンプで汲み上げたが、型粋工事の際は電動ポンプと切換えた。なお、520m坑道車接も 設計変更となり壷下(当初約3m)を連接部下盤までとし、坑道盤面まで残りのズリで埋戻し、500×500のU字側溝を既 設坑道に合わせて布設した。

型枠は底盤コンクリート厚のズリを残した整地面に組み立てたが、基脚フーティング型枠は使わず、下段も普通型枠 を組み立て、前回と全く同様な方法で鉄筋を組んでコンクリートを打設し、48時間養生後脱型した。底盤は敷ズリをさ らえ、D19mm鉄筋をピッチ300mmで縦横シングルに全面組込んだ後、コンクリートを打設した。坑道下盤までの埋戻 しは残ズリを使用する計画であったが、運搬が著しく困難であったため川砂で埋戻し、U字側溝を布設して連接部工事 を終了した。







付図1-62 SL.-520m 連結第二ブロック施工計画図

付1.11.3 まとめ

当該立坑は、おそらく日本で唯一の海面下立坑施工と思われる。当該工事の問題点は、地下水処理の問題 もさることながら、稼動中の鉱山と連接する点にある。特に最下部の坑道直上からの連接は、稼動中の坑道 を損傷することなく、通常稼動に近い状態の鉱山運営を確保しつつ連接することが求められた。

これに対し、当該工事では長孔穿孔を用いた発破工法による導孔掘り下げと拡幅開催に法が採用されたが、今日で はレイズボーラー等の機械化工法がまず検討されると思われる。しかし、わずかな距離の掘削のためだけに大型機械を 導入することは実際的でない。すなわち、工事金額が増大するだけでなく、施工設備全体が大きく変更となるため、全 体を機械化施工することのできない超大深度立坑では発破による連接も可能性として残されるものと考える。 付1.12 L立坑

L立坑は炭鉱開発区域のほぼ中央に位置し、有効内径 7.0m、深度 950m の入気ならびに人員昇降立坑で 計画したが、実際には断層破砕帯により最終深度 916m で掘削を終了した。

1970年10月坑口および扇風機風洞工事に着手(オープンカット工法)、これと並行して開さく巻き上げ 機等の開さく設備工事を行い、1971年6月に立坑本掘削工事を開始し、1973年10月末に立坑の開さく工事 が終了した。

本工事は最大 5.5MPa にも達する高水圧下での工事であり、1972 年1月 28 日には深度 396.4m でスカフォードが水没する大出水が発生している。

付1.12.1 L立坑の概要

(1) 立坑の構造

付表1-26にL立坑の構造諸元を示す。

諸元	仕様		備考	
有効内径	7.00m		円形コンクリート巻、掘削径 8.6m	
	立坑一般部 80cm		地山不良箇所は鉄筋構造	
覆工厚	連接部 80cm		鉄筋コンクリート、5.95m 区間	
	サンプ 30cm		78.0m 区間	
立坑全長	916.0m			
	上部連接SL-600m(立坑深	度 815.0m)	片袖連接	
連接箇所	中部連接 SL680m(立坑深度 895.0m)		両袖連接	
	下部連接 SL701m(立坑深度 915.0m)		片袖連接	

<u> </u>	┝実	1_26	Ⅰ 立墳の諸売
١.,	111	1-20	レエヴレノ相ノレ

(2) 地質概要

付図 1-63 に L 立坑開さく地質断面図を示す。各地層における逢着予想と実績は村表 1-27 のとおりである。当初 予想では東朝洋の逆断層が日層に出現するものとしていたが、この断層が逆頃料となたため日層には断層が出現せず、 日層の基底が大幅こ上昇した。これにより、I 層は予想より 10m 程度厚くなった。付図 1-63 に見るようにW層は上部、 下部とも逆断層により重複し、特に下郡では断層破砕帯が立坑断面内から離れず、そのためにY層は約50mの上昇でお さまった。

	予想深度	実績深度
	(m)	(m)
H層	0~550	0~400
I層	550~590	400~450
WU層	590~710	450~590
WL層	710~830	590~780
Y層	830~916	780~916

付表1-27 地層逢着の予想深度と実績

開さく工事に著しい影響を与えた地質上の問題点は、以下の3点である。

- ① H層、I層、およびWU層の湧水
- ② WL層に出現した前記断層破砕帯
- ③ Y層に出現した数本の逆断層とその破砕帯

①の湧水に対しては、止水および揚水対策に莫大な時間を費やし、②では打設したコンクリート築壁が破壊され、③ ではSL-650m連接的の施工が不能となり、SL-680mに移さざるを得なくなった。





付1.12.2 連接部工事の概要

付図1-64に示すように、当初はSL-600m(立抗深度815m)とSL-700m(立抗深度915m)に両袖連接が2箇所計画 されていたが、SL-650m(立抗深度865m)の坑道展開に際し、人員の乗降、および通気の問題が発生したため、SL-600m (立抗深度815m)で片連接、SL-650m(立抗深度865m)で両連接、およびSL-700m(立抗深度915m)で片連接の3箇 所に連接部防計画変更となった。ところが、実際ご掘削を開始した後、Y層に出現した数本の逆断層と、その破砕帯な どのためSL-650m(立抗深度865m)の施工が不能となり、SL-680m(立坑深度895m)に移さざるを得なかった。

以上のような経過より、各連接限はSL-600m(立抗深度815m)の片連接が通気・人員乗降、SL-680mの両連接が通気・ 人員乗降、そしてSL-700m(立抗深度915m)片連接が通気・人員乗降・排水に用いられることになった。

(1) SL-600m (立坑深度815m) 連接100施工

付図1-65にSL-600m(立抗深度815m)の連接部一般図を示す。図に示すように、この連接部は地面が比較的小さいため、立抗部を先行して掘削し、築密は行わずリング支保枠で受け、引き続き水平坑道部分を掘削し、その後順巻きで築 壁する工法を採用した。

1973年6月29日連接は完了したが、追加工事として向掘り11.50mが追加され、7月2日に貫通発破にて第1立抗と斜抗の 貫通が行われた。

(2) SL-680m (立坑深度895m) 連接部、SL-700m (立坑深度915m) 連接部の施工

SL-680m両連接からテーノ形状が採用され断面も大きくなるため、上半掘削と下半掘削の2回に分け施工した。すなわち、付図1-66のように上半掘削高さ3.900mで敷巾8.200mの坑道を掘削し、拡大支保枠4枚を取り付けたあと上半脚部を受けて、立坑部と同時に下部を掘進しながら継脚した。

SL-700m(立坑深度915m)片袖車ອ部は、サンプ座1.60mを含み、その施工次第は計図1-67に示すとおりである。なお、移動理枠は1.6mだけ埋め込みとした。



付図 1-65 SL.-600m 連接部一般図








付1.12.3 湧水事象と防水工事

1972年1月19日に深度3964mまで掘削が進んだ。前日に行った当立坑より約70m離れた位置での地質調査ボーリングが 予定深度より早く I 層に入り、そのコアや立坑坑底の岩石から判断して、10~15m下部から含水層の I 層に入るものと 考えられた。このため、I 層における地下水対策を事業主と協議の上、1月23日より第11回防水工事を開始した。当該坊 水工事におけるボーリング配置図を付図1-68に示す。図において、No.1ボーリングは穿孔長約14m時点で約8600/minの湧 水が発生したが、湧水圧が高いためにスタンドパイプの挿入に難告した。なお、パッカーを挿入する際こ水圧・水量に 押され十分な位置まで入らず、最終的に孔口より1.6m位置にパッカーを固定し水の流出を防いた。

また、No2刊はグロコナイト層に当たり約300/minの湧水があったため、その深度で中止した。No.1 孔から出水した 溜水の排水後、No2孔より注入開始し、結局No2孔から8.4t、No.1 孔から2.5tのセメントを注入し、最終王10MPaに て注入を完了した。

この経験から、従来のスタンドッペプ方式だけではI層の突破は難しいという結論に達し、付図1-69に示す内管2イン チのスタンドッペプにより、出水時の止水対策とすることとなった。

1月27日に内管2インチのスタンドッペイプ3組が完成し、No.7、No.8にこれを使用することにし、90mmビットにて5.6m のボーリングをしたが、地盤が悪く孔荒れが甚だしいため、84mmパッカーが入らずボーリングを115mmに拡孔後、再 度挿入したが、結局1.5mと3.0mしか挿入できず、その位置いパッカーを固定した。また、No.8孔から若干の湧水があっ たため、セメントを2.4注入した。その後、No.11、12孔を穿孔したが、いずれも孔荒れのためうまくいかず、No.11孔は 2m位置にいパッカーを固定し、No.12孔は孔に2インチッペイプを挿入後、外部をセメントにより充填した。以上のような経 緯から、事業者と協議の上、スタンドッペイプは従来の方式のものを使用することとした。

28日、20時よりP4ボーリング機CてNo.14~No.17のボーリングを開始した。開始後、5時間30分経過した午前1時 40分頃、No.14孔の深さ12.9m位置から、突如12000/min、圧力3.5MPaの高水圧が噴出した。直ちに止水のため のスタンドパイプ挿入に努力したが、高水圧と孔荒れのためにパッカーが破損したり、スタンドパイプが曲がったりし て、色々と工夫をこらしてパイプ挿入を試みたが思うようにいかず作業は遺態した。

その間、キブルによる排水を休みなしに行ったが、坑底の水位は刻々と上昇して水位が1.8mに達し、水中のため足の ふんばりもきかなくなった(5時40分)頃、9本目のスタンドパイプを孔口より1.3m位置までパッカーを挿入することに 成功、スタンドパイプを固定し、2インチョックにてパイプロ元を閉塞した。



付図 1-68 第11 回防水工事ボーリング孔配置



付図 1-69 内管2インチスタンド・パイプ模式図

その後、キブルをダブルにして揚水を行ったが水位は増加する一方で、スタンドパイプの挿入も水位上昇 を停止させる効果がなく、ボーリング孔より噴出していた水が岩盤亀裂部を通じて坑底へ噴出するようにな ったため、継続してキブル揚水を続ける一方、対策を協議し、No.14孔へのミルク注入を決定し、午前11時よ り午後1時迄の2時間に約5,000kgのセメントを注入したが止水効果は現れず、水位の上昇率に変化がなかったため注入を 中止した。

午後1時揚水能力増大のためポンプ増強作業を開始したが、この時点ですでに水位が上段スカフォード近くまで達し、翌日深夜1時にNo.4タービンポンプが水中に没したため排水不能となった。極力、水位上昇を押えるため、今後の対策決定までキブル排水を行い、ひとまずポンプ排水は断念せざるを得ない状態となった。

30日の事業主・請負業者合同の対策会議こて、三つの対策工案より以下の案が採用され、防水工事が行われ、その後 無事に抗民に達することができた。付図1-70に湛水に伴う坑内水位上昇の経時変化を示す。

[採用された対策工]

坑底よりの湧水玉に匹敵する深さの水で立坑を湛水して坑底の湧水を押え、注入パイプ(1インチ×8本)を 利用して、坑底にセメントミルクでバルクヘッドを作り、坑底よりの湧水を押えた上でポンプを増強し、排水 しながら坑底に到達する。

付1.12.4 破砕帯部における立坑覆エコンクリートの圧壊

SL-560m付近から急傾斜な断層帯が壮現し、約100mにわたって山圧が強く、コンクリートが破壊されるなど、約5カ 月に及ぶ難工事となった。地層はW層の第三紀頁岩帯で、岩質はH層によく似ていた。

この区間では、型枠を外すとコンクリートに裂け目が生じ、次々に剥け落ちる状態となり、応急の措置としてエキス パンド・メタルをルーフボルトで止めて修理したが、それでも破壊が進行し危険なため、坑底作業が不能となった。こ のため、No209~215までの5階梯(15m区間)のコンクリートをこわし、支保枠を入れ、これを埋殺して鉄筋コンクリ ートを打設し直すこととした。No215~226までの12階梯は円形支保枠を建て込んで掘削し、この支保枠を埋殺すととも に、それ以外の箇所の築題は鉄筋コンクリート構造とした。No227からは、同様の方法をショートステップ工法で実施 した。したがって、以降の型枠は移動型枠をそのまま使用した。この間に約3カ月の工期を要した。

また、SL-600m連接部より下のY層で、数本の炭層の存在する箇所に急傾斜の逆断層が何本も入り、SL-650mの連接部を構築する場所が見付からない程であったが、上記と同じ補助工法を採用したショートステップ工法により、何とか乗り切ることができた。

-173-



付1.12.5 まとめ

SL-600m(立抗深度815m)連接的の連接は準備が比較的小さいため、立抗部を先行して掘削し、築地が行わずリング 支保枠で受ける工法が採用された。この工法では、水平坑道部のリング支保を受け換え、水平坑道揺削に移行する際の 地上安定確保が重要となる。今回の調査では、その際の手順を明確にすることができなかったが、ロックボルトや吹付 けコンクリートを用いることで、その手順を大幅に簡便化できるものと思われ、その適用範囲を明確にすることで連接 部施工の合理化を図ることができるものと考える。

一方、本立坑における出水事象は今回調査した中で最も規模の大きなものである。このような場合、最終的には水圧 に見合う高さまで立坑を水没させた後、坑底レンジレクヘッドを構築し、水没させた水を排水後、止水対策に移ることが 最終手段と思われる。しかし、立坑では自然排水を望めないため、この方法は工期や経済性の面で負荷が非常に大きく、 その判断は難しい。このため、揚水ポンプやキブルによる排水に期待して判断が遅れる可能性がある。一方で、人命や 設備を保護するためには速やかな判断が求められる。その適切な判断は今日の調査技術をもってしても難しいのではな いかと考えられる。その判断の一助となればと考え、本節ではできるだけば詳細に出水事象の経緯を紹介した。

また、SL-560m付近からの立坑覆エコンクリートの破壊は、今回調査したなかでも最も地圧が強く作用 した事例である。ここでの対策は、立坑覆工の構造を鉄骨と鉄筋に置き換えるものであったが、今日でも最 終的にはこのような対策が採用されるのではないかと考える。 付1.13 M立坑

L立坑の北方約370mにM立坑を設置することが1972年4月に決定された。

1972年5月28日、坑口部165mの掘進、およびコンクリート打込みが行われ、6月10日に完了した。坑口付近の防水注 入工事を行いながら、開さく櫓、巻上機、スカフォードの組み立てを行い、同年8月18日よりショートステップ工法によ る本格的な胡削作業が開始された。

L立抗での経験もあり特に湧水対策については慎重に事を進めていく方針とした。このため、含水帯でないとされる H層でも10回に及ぶ防水工事を行い、1973年4月27日にこのH層を突破した。含水帯である I層に入ると同時に約2ヵ月 に亘って大規模な防水工事を施工し、その後慎重に掘削を行った。しかし、ミルク注入範囲内である立抗深度404.5m地 点で、1973年7月22日山鳴りを伴いながら、突如、毎分2.2t、最大王力3.5MPa(35kg/cm²)の高王水が坑底を突き破り噴出し た。以来、7カ月に及ぶ水との樹いがこの含水断層破砕帯において行われた。

1974年2月9日、この含水断層破砕帯を制覇し、掘進が再開された。1974年3月19日、I層を突破しW層に入ると、発破 掘削長が移動型枠長とはまま同じとなり、ショートステップ工法での能率向上の条件が整った。しかし、同層も含水帯で あるため掘進、防水の交互作業となった。1974年9月20日、W層を出てY層に入り水の心配はなくなったが、夾炭層のた めにガス対策の強化に迫られ、種々の対策を施した。

1974年11月26日、連接予定地点の797m位置に達し連接工事に着手、12月24日連接部を完成、2年7カ月に及ぶM立坑工事は完了した。最大能容は1974年10月のY層における72m/月にとどまったが、技術的に最も困難な立坑工事の一つである。

付1.13.1 M立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表 1-28 に示す。

諸元	仕様		備考
有効内径	7.00m		円形コンクリート巻、掘削径 8.6m
要 一百	立坑一般部	80cm	地山不良箇所は鉄筋構造
復山字	連接部	80cm	鉄筋コンクリート
立坑全長	808.0m		SL.+225m~-583m
連接箇所	SL583m(立坑深度 808.0m)		片袖連接

付表 1-28 M立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付図1-71にM立坑地質断面図を示す。本立坑はS背斜の東翼部のHD層より掘りめられた。図に示すように 開さく地点の岩質構成は、H層、I層、W層、Y層からなり、各層の特徴は付表1-29に示すとおりである。

	層名	深度	平均定向・傾斜	封め
	D	0.0~60.0	N50W:20SW	暗灰色真岩、含泥灰小豆球
	C2	60.0~180.0	N45W:18W	暗灭色真岩、 含泥灭小豆球
Н	C1	180.0~225.0	N45W:20W	暗灰色真岩、含泥灰小団球
層	B2	225.0~287.0	N45W:20W	暗灭色真岩、 含泥灭小豆球
	B1	287.0~333.0	N28W:22W	暗灭色真岩、 含泥灭小豆球
	А	333.0~383.5	N32W:24W	暗灭色頁岩、含海緑石、小礫岩
I層		383.5~432.7	N35W:18W	淡灰色細〜粗粒砂岩に頁岩、砂質頁岩、および粗悪炭を挟在
	No.1 ss	432.7~447.7	N50W:19SW	暗灭中枢が岩に頁岩を挟在
	No.1 sh	447.7~457.0	N54W:17SW	暗灭色頁岩に幾年間が同時の稿
337	No.2ss	457.0~500.0	N50W:18SW	暗灰細節光、火山灰粒、砂管多し
VV EZ	No.2sh	500.0~518.0	N48W:15SW	暗灭色頁岩
眉	No.3 ss	518.0~545.0	N48W:15SW	暗灭細切岩、局部的に頁岩との細垣層
	No.3 sh	545.0~639.7	N50W:18SW	暗灭色頁岩、含海家石帯
	No.4ss	639.7~650.2	N40W:18W	灰色細〜粗粒砂岩に頁岩、頁岩と細粒砂岩との細垣層
	VII	650.2~659.0	N36W:18W	暗灰色頁岩で薄炭層
	VI	659.0~682.0	N30W:20W	暗灭色頁岩、薄炭層、細胞が岩夹在
Υ	V	682.0~718.0	N35W:20W	暗灭色頁岩、灰色中~粗粒砂岩
層	IV	718.0~738.5	N35W:18W	暗灰色頁岩、炭層・薄疑灰岩を挟在
	V	738.5~757.8	N40W:25W	暗灭色真岩、灰色中~粗粒砂岩
	IV	757.8~808.0	N30W:25W	暗灰色頁岩、灰色中~粗粒が岩、炭層・薄疑灰岩を挟在

付表1-29 M立坑捕削地点の地層観察結果一覧

また、立抗開さく中に確認された断層の一覧を付表1-30に示す。表に示すように地質構造は深度730m~738m間がI 断層の影響で地層傾斜が話れていたほか、小断層及び小擾乱帯がかなり認められた。また、表に記載した諸断層の他、 鏡肌、小擾乱帯が発達していた。しかし、湧水帯と合致していた地点以外では掘削に大きな影響を与える程の破砕帯は 出現しなかった。

泗庄	深度	断層走向・傾	断層	落差	備老
INC	(m)	斜	性状	(m)	C-1111
Fl断層	216.6	N40W:18W	逆	数	H層CI下部と重複
F2断層	356.0	N15W:15W	逆	2~3	H層A中部と重複
F3断層	395.0	N38W:18W	逆	2~3	I層上部と重複
E断層	396.0	N38W:18W	逆	1~2	I層上部と重複
F。断層	735.0	N40W:20W	正	2~3	Y層上4層とH8層間で欠如
谜層	731.5~738.5	N40W:18W	逆	25~30	上層No.6(下)から上4尺層間で重複

付表1-30 M立坑捕削地点で確認された断層

湧水に関してはL立坑と同様、予想したようにH層およびI層からかなりの湧水があり、工事が難渋した。水質はH 層が地表水型、I層が混合水型、W層が層内水(化石水)型と、ほぼ明瞭な境界が存在した。



付図 1-71 M立坑地質横断図

付1.13.2 連翹施工の概要

連接抗道の位置は、基本的には岩盤の良好な位置とするとともに、炭層部は回避するという方針で決定した。このため、立坑長は当初計画の920mが808mに変更された。

連要位置を最終確認するため、第22回先進ボーリングをY層の752m位置より実施した。これにより、連接限は両連接 坑底レベンレ808m、坑道レベンレ807mとした。ボーリング結果によれば、その深度の岩質は良好でガス、湧水の心配なし と判断された。

連接部の立坑本体部はゆ7m仕上り、コンクリート巻厚0.80mとし、連接抗道は熱幅7m、高さ4.7m、膜板3cmとして セメントル枠を決めた。なお、坑底サンプ部分のコンクリートは0.8mとした。また、当初予定は両袖連接形式で片方の 坑道長3.5mを考えていたが、L立坑で連接部防道にクラックが入り、後日、壁補修を要していることから、両坑道とも 坑道長を1.5m延長し5.0mとした。

連接工事は1974年11月26日より開始し、12月24日に終了した。工事期間は24.3日で、コンクリート打設量は483.75m³に 達する。掘削は立坑本体部、坑道上半掘削、坑道下半掘削の3分割とし、坑道上半掘削後に上半部の根固めを行い、覆工 は全断面の掘削り終了後に4ブロックに分けて打設した。以下に連接工事の次第を記す。

①本体掘さく、および連接亢道上半掘削

②上半根足コンクリート、および下半部掘削

③型枠セット、鉄筋組、コンクリート打設

コンクリート打設は対図1-72に示すように、坑道レベシレより下部のサンプ部と坑道インバート部からなるBブ ロック、腰部のCブロック、肩部のDブロック、天端テーパー部、および立坑上部のEブロックに分割して打設 した。

当該重要部施工法の特徴は、L立坑のSL-700連接と同様に坑底に移動型枠を埋込んだこと、および鉄型枠を利用する ことで芯出し等の作業が能率的に実施でき、本体の円形木パネルの組立て取付けが容易となった。





付1.13.3 出水事象

1973年5月29日、立坑深度393.95mにおける第11回止水工事中、山鳴りとともに岩盤に害れが生じ、害れ目よりメタンガスを伴った約3500/min程度の湧水が潤けつ的に噴出し、止水工事の続行が不可能になった。

そこでこの岩盤上に7mのモルタル・バッレクヘッドを打設し、これをカバーロックとすることに決定、止水工事をバッレ クヘッド打設工事に変更することとなった。バッレクヘッドは、サンプポンプで揚水しながら打設する方法を採用した。 バッレクヘッド養生期間終了後、6月9日より深度386.0mにおいて第12回防水工事を実施した。防水工事終了後、傾斜90° のチェックボーリングを6本(各57.4m)穿孔し、湧水がゼロであることを確認し、7月2日より掘削作業に移行した。

ところが、7月22日午後1時項入坑し、スカフォードにて坑底の水位を調べたところ水位が坑底より11.5mも異常に上 昇していることを確認した。前日の21日午後5時30分より開始した深度403.5m位置での発破穿孔時の坑底湧水量は1600/ min程度である。直ちに、ポンプを増設して排水能力を増強するとともに、キブル排水も併用して揚水作業を行い、23 日午後9時50分揚水作業を終了した。23日方より坑底の残ズリをグライファーにて18函を処理したところ、付図1-73に模 式的に示すような状態で坑底側壁部防消壊していた。この時の坑底深度は404.5mで、湧水量は2.21/minであった。また、 湧水は崩壊部、および坑底岩盤群より噴出している。

事業主と協議の結果、湛水レジレクヘッドを打設することに決まり、24日より湛水を開始し、28日に坑底の湧水王と 湛水水位がジランスしたことを確認したため、湛水を終了した。このときの坑底からの水位は71.23m(水深333.27m) であった。

28日よりパシレクヘット打設(セメント450t)を開始、パシレクヘッド打設後5日間の養生期間を置き、8月5日に水深338.94m 位置より揚水を開始したが、水深が浅くなるにつれ加速度的に湧水量が増加し、水深229m位置では坑内よりの湧水量は 0.7t/minに達した。各水深と湧水量との関係は付表1-31の通りである。なお、付表1-31に示す湧水量は一定時間(1時間) 揚水を停止し、その間の水位上昇を測定して算出したものである。

測定日時	水深	湧水量
8月6日 3の方	306m	0.30t/min
8月8日 1の方	254m	0.65t/min
8月8日 2の方	239m	0.67t/min
8月8日 3の方	229m	0.70t/min

付表1-31 第1回バシレクヘットギア設後揚水時の水深と湧水量の関係



JAEA-Research 2008-048

測定日時	水深	湧水量
8月20日 2の方	312m	0.15t/min
8月21日 1の方	278m	0.22t/min
8月22日 1の方	238m	0.23t/min
8月23日 1の方	191m	0.22t/min

付表1-32 第2回バルクヘッド打設後揚水時の水深と湧水量の関係

この予想を上回る大量の湧水はバッレクヘッドが不完全な状態であり、このまま揚水を続行すると、水圧の低下に伴っ て坑底からの湧水が大量に増加すると予想されたため、さらに第2次のバッレクヘッドを構築することとした。このため、 8月8日正午揚水から湛水に移行し、11日よりバッレクヘッドの打設作業(セメント量450t)を開始した。第2次のバッレクヘ ッド打設時の湛水水位は湧水圧とのバランス点よりさらに70m程上げることにした。これは打設したミルクが湧水圧よ り大きな湛水圧を作用させることで、少しでも岩盤の湧水割れ目にミルクが入って行くよう考慮したものである。バッレ クヘッド打設終了後、養生期間を置き8月20日より揚水開始した。その際の、水深と湧水量との関係は対表1-32に示すと おりである。表に示すように、水深の低下にもかかわらず湧水量は0.221/min程度で安定しており、揚水終了後、順調な 掘削作業へ移行できた。

付1.13.4 まとめ

当該重接工事の特徴は全断面を掘削後、コンクリート打設ブロックの分害数を小さくし、各ブロックの打設コンクリ ート量を大きくした点にある。このため相貫部のテーパー部分の型やが特殊な構造となり、立抗貫通部はケーブルドラ ムで箱抜きされた形となり、型枠の製作も複雑となるが、テーパー部の覆工を一体化した構造とすることができるので 望ましいものと思われる。

また、出水事象は最初に記したように被王した地下水が噴出したというよりも、ガス圧によって噴出したものと見ら れる。このため非常に早く水位が上昇し、坑底が水没したのではないかと推測された。また、水圧とバランスさせるた めに必要な湛水位も通常より大きくする必要があったのではないかと推測された。ガス圧に関する記述は最初の湧水噴 出状況程度しか記載されていないため、状況を理解できるよう水没時、湛水時の状況を詳述した。このような変状は非 常にまれな事例であろうが、発生した際の事態の進展が早く対処が難しいと考えられるため、貴重な事例として紹介し た。

付1.14 N立坑

N立抗は深部開発に伴う通気改善のため計画された。また、同立抗には工事終了後、送電用ケーブルが祐設された。 工事経過を付表1-33に示す。

自	至	作業項目	
1973年09月	1974年03月	桟橋築造工事、取付道路・敷地造成工事	
1974年02月	1974年09月	試錐工事	
1974年07月	1974年12月	立抗開さく準備工事	
1974年12月	1976年05月	本体調虹事、および止水工事	
1976年06月	1976年08月	撤去 およびケーブル布設丁事	

付表1-33 N立坑の工事経過

付1.14.1 N立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図 1-74 にN立抗の立坑一般構造図を示す。また、立坑の構造諸元を付表 1-34 に示す。

諸元	仕様		備考	
有効内径	5.00m		円形コンクリート巻	
覆工厚	坑口部	60cm	鉄筋コンクリート(60kg/m ³)、15m 区間	
	立坑一般部	40cm	無筋コンクリート、681m区間	
	上層連接部	80cm	鉄筋コンクリート(60kg/m ³)、12m 区間	
	下層連接部	80cm	鉄筋コンクリート(60kg/m ³)、12m 区間	
立坑全長	720m			
連接箇所	GL690.8m		片袖連接	
	GL720.0m		片袖連接	

付表1-34 N立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付表1-35に立坑長に対する各層の逢着長を示す。当該地点の地質は9層に亘り、各層とも均一な岩が少なく、ほとんどが互層であった。

)- (C H t
地層名	逢着長
玄武岩(第四紀層)	71.50m
M砂岩層	72.67m
T互層	45.45m
K砂岩層	26.10m
Y互層	39.67m
J砂岩層	21.52m
M砂岩層	110.49m
T層	119.72m
M夾炭層	212.88m

付表1-35 N立坑の逢着長



付図 1-74 N立坑の立坑一般構造図

付1.14.2 連接部施工の概要

当立坑は、当初、立坑深度714.0mに一箇所だけ連接部を設ける予定であったが、近隣鉱業所坑内の通気・ 温度条件の悪化が著しいため、事業主からの要請で、早期の坑内環境改善のため、上部の684.8mにもう一 箇所連接を設けることになった。

付1.14.3 まとめ

当該立坑工事は全体として非常に良好な施工結果を見ている。連接部施工も特に問題なく施工されたよう で、工事報告書にもほとんど記載が見られなかった。なお、当該工事に関しては、より詳細を工事従事者よ り聞き取り調査する。



付1.15 O立坑

N立抗の完成後、当該航区開発の進展に伴い排気立抗の必要性が高まり、N立抗より北西に400m離れた地点に通気専用の排気立坑を開さくすることとなった。なお、同立抗ごは排気主要扇風機が備えられた。工事経過を付表1-36に示す。

É	至	作業項目	
1976年06月	1976年08月	取付道路·敷地造成工事	
1976年07月	1977年02月	試進工事	
1976年10月	1977年03月	立抗開さく準備工事	
1977年03月	1978年10月	本体調江事、および止水工事	
1978年10月	1979年03月	撤去、およびケーブル布設丁事	

付表1-36 O立坑の工事経過

付1.15.1 O立坑の概要

(1) 立坑の構造

付図 1-76 にO立坑の立坑一般構造図を示す。また、立坑の構造諸元を付表 1-37 に示す

	11-24 1	57 0 1 2 1	
諸元	仕様		備考
有効内径	6.00m		円形コンクリート巻
	坑口部	60cm	鉄筋コンクリート(60kg/m ³)、15m 区間
覆工厚	立坑一般部	40cm	無筋コンクリート、643m 区間
	連接部	80cm	鉄筋コンクリート(60kg/m ³)、12m 区間
立坑全長	670m		
連接箇所	立坑深度 664.0m		両袖連接

付表1-37 O立坑の構造諸元

(2) 地質概要

付表1-38に立坑長に対する各層の逢着長を示す。表に示すように、当該地点の地質は9層に亘り、各層と も均一な岩が少なく、ほとんどが互層であった。

	,
地層名	逢着長
玄武岩(第四紀層)	24.68m
M砂岩層	66.52m
T互層	61.03m
K砂岩層	31.17m
Y互層	37.03m
J砂岩層	32.39m
M砂岩層	99.47m
T層	120.61m
M夾炭層	197.32m

付表1-38 O立坑の逢着長



付図 1-76 O立坑一般構造図

付1.15.2 連接部施工の概要

当立坑は、当初、片袖連接で計画されたが、事業主からの要請で、両袖連接で施工することとなった。連 接形式はいずれも片袖連接で、その構造は付図 1-77 に示すようなアーチ型の連接坑道で有効断面積は 18.3m²であり、鋼枠を用いた支保を行った。なお、鋼枠はコンクリート内に埋め込みとした。

工事は3ブロックに分けて施工した。その詳細は不明であるが、使用したセントル型枠は付図 1-78 のようなものである。坑道部のコンクリート型枠は100×100のH型鋼に木板を膜板として使用した。また、配筋は、主筋 φ 19mm、副筋 φ 16mm で、ピッチは縦横とも 20cm とした。

付1.15.3 まとめ

当該立坑工事は全体として非常に良好な施工結果を見ている。連接部施工も特に問題なく施工されたようで、 工事報告書にもほとんど記載が見られなかった。なお、当該工事に関しては、より詳細を工事従事者より聞 き取り調査する。



-191-



付図1-78 0立抗動銃団神図

付1.16 P立坑

P立坑が施工された鉱区は稼行坑道深度が SL-760mレベル(地表から 900m)に至っており、1980 年下 期以降は SL-860mレベルに移行する予定であった。しかし、既存の通気系統、通気能力が限界に達してい るため、SL-860mレベル以下の展開・採掘を可能とするために、新たな排気立坑が必要とされていた。

P立坑は SL-860 レベル以深の排気を行うための通気専用立坑である。付表 1-39 にP立坑工事経過を示 す。工期はガス突出やボーリング工事等の坑内条件により、当初計画よりも若干遅れたが、全長 891mの開 さくを無事完了できた。

自	至	作業項目
1977年03月	1977年06月	立坑坑口部15m・風洞部121m工事
1977年06月	1977年09月	立坑開さく準備工事
1977年09月	1979年06月	本体調工事、および止水工事
1979年06月	1979年07月	立坑内設備、郊外設備工事、および撤去
1978年10月	1979年03月	撤去、およびケーブル布設工事

付表1-39 P立坑工事経過

付1.16.1 P立坑の概要

(1) 立坑の構造

当初計画では坑口主扇風道から SL-560m 連接、SL-660m 連接を経て、坑底の SL-760m 連接に至る全長 900mの予定であったが、炭質層が坑底連接の位置に入るため約 9m 短縮して 891m とした。これは、鉱業所 内の立坑中最深の立坑である。立坑の構造諸元を付表 1-40 に示す。

諸元	仕様		備考		
有効内径	5.50m		円形コンクリート巻、有効断面積23.76m ²		
	坑口部	80cm	無筋コンクリート、15m 区間		
	立坑一般部	40cm	無筋コンクリート、211.5m 区間		
要工同	立坑地山不良部	50cm	鉄筋コンクリート、633.5m 区間		
復山字	SL560m 連接部	80cm	鉄筋コンクリート、11m 区間		
	SL660m 連接部 80cm		鉄筋コンクリート、11m 区間		
	SL760m 連接部	80cm	鉄筋コンクリート、9m 区間		
立坑全長	891m				
	SL560m 連接	部	片袖連接		
連接箇所	SL660m 連接	部	片袖連接		
	SL760m 連接	部	片袖連接		

付表 1-40 P立坑の構造諸元

付1.16.2 連接部工事の概要

付図 1-79 に連接部一般図を示す。連接部のコンクリート巻厚は当初 0.60mの計画であったが、施工段階 に入っての設計照査の結果 0.80mに変更となった。連接部の長さは SL-560m、SL-600m が各 11m、SL-760m が 9mの合計 31mである。連接の位置は、その箇所に接近時にあらかじめ探査ボーリングで地層を調査し、 炭層部を避けて決定した。計画の連接深度と実際の深度を付表 1-41 に示す。

JAEA-Research 2008-048

連接部	当初計画	実績	対比	変更の理由		
SL560m 連接部	691m~702m	700.00m~711.00m	9.00m下り	炭質層の接近のため		
SL660m 連接部	790m~801m	790.67m~801.67m	0.67m下り	ほとんど変更なし		
SL760m 連接部	891m~900m	882.00m~891.00m	9.00m下り	炭質層接近のため		

付表1-41 連接部の計画位置と実績の位置(坑口レベル)

また、各連接部の構造はいずれも同一である。覆エコンクリートの打設は付表 1-42 のように 4 つのブロ ックに分けて施工した。坑道部には、セメント枠とメタルフォームを使用した。

	立坑本体部	連接坑道部	摘要
第1ブロック	1.25m	2.25m	移動型枠使用
第2ブロック	_	4.50m	移動方枠+坑道部セントル1.0m、坑道部上半を同時施工
第3ブロック	_	3.50m	移動型枠使用
第4ブロック	2.75m	0.75m	移動型枠使用、坑道部下半インバート同時施工

付表 1-42 SL.-560m、SL.-600m 連接部施工ブロック分割



付1.16.3 高抜けの発生とその対策

立坑がS層(坑口深度-419m付近)に着炭時、付図1-80のように壁裏の地山が約2.7m³部分崩壊して空洞を生じる、いわゆる高抜けが生じた。直ちにこの箇所を砂充填、およびミルク注入を実施して作業を再開した。その後、同層 SL-426m 付近でも付図1-81のように、再び6.35m³の高抜けが生じた。

このため、より小断層の多いM7[#]H層に接近に際して、高抜けを防止するため、着炭前にウレタン注入 による先受け工を実施して地山固めを行った。使用薬液は水硬性ウレタンX-0107を用いた。X-0107の性状 とゲル物性を付表 1-43、付表 1-44 にそれぞれ示し、先受け工の施工要領を付図 1-82 に示す。同先受け工の 施工により、M7[#]H層の開さく中の高抜けは発生していない。

製品	外観	遊離 NCO (%)	粘度 (ops/25°C)	摘要
X-0107	無色~淡黄色液体	8.0	1,800	無溶剤型
X-0107-G	無色~淡黄色液体	3.0	360	低発泡型
X-0107-H	無色~淡黄色液体	2.2	300	低発泡型
X-0107-J	無色~淡黄色液体	2.9	750	低発泡無溶剤型
X-0107-K	無色~淡黄色液体	3.8	1,300	低溶剤型

付表 1-43 X-0107 の性状

*網掛け欄が当該工事での使用製品

付表 1-44	X-0107-H のゲル物性	(20℃の水に対する	ゲル化試験結果)
---------	----------------	------------	----------

薬液濃度 (%)	ゲルタイム	発泡倍率	ゲル強度 (100=1cm)	ゲルの状態
5	1時間半	1.0	—	初期はエマルジョン、その後ゼリ状となる
10	1分10秒	1.1	200	均一弾性ゲル
20	1分35秒	1.1	80	均一高弾性ゲル
30	1分30秒	1.1	60	均一高弾性ゲル
50	1分30秒	1.1	40	均一高弾性ゲル
70	1分25秒	1.8	35	均一高弾性ゲル
90	5分00秒	1.2	20	均一半透明固状ゲル







付図 1-82 高抜け先受け工施工要領図

付1.16.4 地圧の測定工事

炭鉱の立坑開さく工事において、そのライニングに使用される支保材(コンクリートやブロック等)の巻 厚を決定するために、種々の計算式が提案されている。しかし、地山の応力状態が立坑開さくによって、ど のように変化するかは計算上の仮定に委ねられる。

当立坑においても設計段階で種々の計算を試み、コンクリートの巻厚は、地表下 300mまでは巻厚 40cm、 300m以下の深度については 50~60cm と決定された。この値は従来の立坑施工例上からも、適切な値と判 断された。立坑工事が比較的順調に進行し、立坑深度-520m付近に至った時、脱型後の坑壁にへヤークラッ クの発生が認められ、この理由が如何なる現象によるものか、以下のような推定がなされた。

①コンクリートの乾燥収縮によるもの

②地圧の偏在によるもの(炭層の接近)

③工法上の物理的現象によるもの

④上記理由の競合によるもの

いずれにしても、地層岩盤中の地圧賦存状態を把握しなければ、その現象の解析は不可能であり、今後の 効果的な対策工等も難しいものと判断された。これに関し、事業主からの要望もあり、立坑のコンクリート 壁にかかる地圧の測定を行うことになった。以下に測定工事の概要とその結果を記す。

(1) 測定位置・測定計器の仕様

測定位置は、立坑深度 666.4m位置と立坑深度 700.6m位置の2箇所とした。このうち、立坑深度 666.4m 位置は炭層接近の影響を、また立坑深度 700.6m位置は連接横坑掘削による地圧変化を測定することを目的 に選定した。付図 1-83 に立坑背面地圧測定位置と測定計器埋設仕様を示す。また、付表 1-45 に計器の一覧 を示す。

付表 1-45 測定計器一覧

測定箇所	ひずみ計	鉄筋計	無応力計	計
-666.4m位置	8ケ	11 (ヨコ8ケ+タテ3ケ)	1	20 ケ
700.6m位置	8ケ	3	1	12 ケ





(2) 計測値の経時的変化

計測の詳細な数値については省略するが、一般的な傾向として、次のような傾向が確認された。

- コンクリートおよび鉄筋の歪みは、測定開始(コンクリートの打設)直後から大きい変化を 記録する。
- ② 経時的変化は一定の期間後に安定する。
- ③ 応力は掘進が進行するにつれ、約2週間で収束する。

(3) コンクリートの圧縮強度と弾性係数

付表 1-46、付表 1-47 に立坑深度 666.4m位置と立坑深度 700.6m位置における覆エコンクリート・コアの 材齢に伴う圧縮強度と弾性係数の変化をそれぞれ示す。表に示すように、いずれの深度に打設されたコンク リートも養生条件が高温、高湿であるため、早期強度の発現が著しい。また、これに比例して弾性係数も増 加している。

付表 1-46 深度 666.4m位置の覆エコンクリート圧縮強度と弾性係数の変化

	12 時間	1日	3日	7日	28日
圧縮強度 (MPa)	11.00	20.11	25.15	29.15	33.19
弾性係数 (GPa)	17.5	21.5	25.2	28.0	30.1

付表 1-47 深度 700.6m位置の覆工コンクリート圧縮強度の変化

	1日	3日	28日
圧縮強度 (MPa)	18.27	25.92	33.79

(4) 地圧の計算

計算の過程は立坑深度-666.4m位置のみ記載する。

ひずみ計、鉄筋計で測定されたひずみの値は地圧変化に伴う弾性ひずみのみでなく、乾燥収縮ひずみやク リープひずみ等も同時に測定される。このため、コンクリートに発生する応力を求めるには、この乾燥収縮 ひずみやクリープひずみを推定しなければならない。一般に、コンクリートのクリープひずみ*ε*,は作用す る応力に比例するものとして、次式で示される。

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_c} \varphi_t \tag{3.1}$$

ここで、 ε. : コンクリートひずみ

σ : コンクリートの応力
 E_c : コンクリートのヤング係数
 φ. : 任意の時間におけるクリープ係数

一方、コンクリートの乾燥収縮ひずみS.はクリープ係数に比例するものとして、次式で表される。

$$S_t = \frac{S_n}{\varphi_n} \varphi_t \tag{3.2}$$

S_n: 乾燥収縮ひずみの最終値

 φ_n :時間無限大の時のクリープ係数

式(3.1)、式(3.2)においてクリープ係数と乾燥収縮ひずみは次の値となる。

$$\varphi_t = \frac{ab_1 t}{1.5 + 0.25t}$$
$$\varphi_n = \varphi(t \to \infty) = 4ab_1$$
$$S_n = 5 \times 10^{-4} ab_2$$

ここで、aは寸法効果を表す定数で、

断面最小寸法が 0.75m 未満のとき a=1.0 断面最小寸法が 0.75m 以上のとき a=0.9 断面最小寸法が 1.50m 以上のとき a=0.8

また、 b_1 、 b_2 は状態効果を表す定数で、

乾燥状態	b ₁ =1.00	b ₂ =1.00
戸外構造物	b ₁ =0.75	b ₂ =0.75
湿潤なる大気中	b ₁ =0.50	b ₂ =0.40
水中	b ₁ =0.25	b ₂ =0.00

当該立坑における養生条件から、a=0.9、b₁=0.50、b₂=0.40 としてコンクリート打設後 23 日における φ_t 、 S_t を求めると、

$$\varphi_{t} = \frac{0.9 \times 0.5 \times 3.3}{1.5 + 0.25 \times 3.3} = 0.64$$
$$S_{t} = \frac{S_{n}}{\varphi_{n}} \varphi_{t} = \frac{5 \times 10^{-4} \times a \times 0.40}{4 \times a \times 0.50} \times 0.64 = 64 \times 10^{-6}$$

以上から、コンクリート応力度を求める式が以下のように誘導される。

$$\varepsilon = \varepsilon_t + \varepsilon_e \varphi_t + S_t = \varepsilon_e (1 + \varphi_t) + S_t$$

$$\varepsilon_e = \frac{\varepsilon - S_t}{1 + \varphi_t} = \frac{\varepsilon - S_t}{1 + 0.64}$$

$$\sigma_c = \varepsilon_e E_e = \frac{\varepsilon - S_t}{1.64} E_c$$
(3.3)

ここで、 ε : 全ひずみ

$$\varepsilon_e$$
:コンクリートの弾性ひずみ(地圧によるひずみ)
 E_c :コンクリートのヤング係数(=25GPa)

これを用いて、覆工コンクリート打設後33日時点の立坑深度666.4m位置におけるコンクリート応力分布 を求めたものが、付表1-48と付図1-84である。図に示すように、やや炭層直角方向に応力が卓越するが、 全断面が圧縮応力状態にある。また、その最大値は覆工外側で12.9MPa(129kg/cm²)、覆工内側で11.7MPa (117kg/cm²)であり、十分安全な状態にあることが分かる。 また、第1回の発破後から、コンクリートの鉛直方向に応力の発生が見られた。この応力を同様の手法で計算すると、計測点 RV-2 で 2.44MPa、計測点 RV-3 で 1.03MPa であった。これはいずれも引張応力である。

したがって、コンクリートライニングの鉛直方向には 1.0~2.5MPa 程度の引張応力が発生するものと推定される。しかし、コンクリートの引張強度を付 1.2MPa (圧縮強度の 1/10)としても、引張ひび割れを発生させる応力度ではないと判断された。

	1	-998	-167	-831	-767	468	11.7
f	2	-447	-156	-291	-227	138	3.5
	3	-798	-170	-628	-564	344	8.6
授	4	-643	-216	-427	-363	221	5.5
側	5	-748	-207	-541	-477	291	7.3
K.	6	-650	-129	-521	-457	279	7.0
	7	-782	-136	-646	-582	355	8.9
	8	-501	-135	-366	-302	184	4.6
	1	-709	-70	-639	-575	351	8.8
	2	-718	-238	-480	-416	254	6.4
f	3	-795	-177	-618	-554	付 1.28	8.5
位	4	-574	-230	-344	-280	171	4.3
廁	5	-924	-287	-637	-573	349	8.7
Ŕ	6	-851	-229	-622	-558	340	8.5
	7	-9付 1.2	-176	-757	-693	422	10.6
	8	-1,186	-277	-909	-845	515	12.9

付表1-48 覆工コンクリートのコンクリート応力状態



付図 1-84 深度 666.4m 位置覆工応力分布図

(5) 発破によるコンクリートライニングへの影響

コンクリートライニングひずみの経時的測定から、発破後にひずみの増加が認められた。このひずみ応 力の変化を整理し、付表 1-49、付図 1-85 に示す。これらの図表から、発破によってその上部にあるコンク リートライニングの応力はほぼ直線的に変化し、1回の発破により発生する最大応力度は 2.25MPa、平均で 1.40MPa であった。3回の発破終了時点での累積応力度は 5.5MPa に達するが、その材齢でのコンクリート 圧縮強度は 20MPa であり、特に問題があるものとは考えない。

	第1回発破 第2回発破					第3回発破				
断面	ひずみ μ	応力 MPa	ひずみ μ	応力 MPa	累積 ひずみ µ	責 応力 MPa	ひずみ μ	応力 MPa	累和 ひずみ μ	漬 応力 MPa
1	-70.0	-1.75	-70.0	-1.75	-140.0	-3.50	-55.0	-1.38	-195.0	-4.88
2	-42.5	-1.06	-50.0	-1.25	-92.5	-2.31	-42.5	-1.06	-135.0	-付 1.28
3	-55.0	-1.38	-77.5	-1.94	-132.5	-付 1.2.1	-75.0	-1.88	-207.5	-5.19
4	-35.0	-0.88	-45.0	-1.13	-80.0	-2.01	-27.5	-0.69	-107.5	-2.69
5	-60.0	-1.50	-62.5	-1.56	-122.5	-3.06	-50.0	-1.25	-172.5	-4.31
6	-50.0	-1.25	-65.0	-1.63	-115.0	-2.88	-47.5	-1.19	-162.5	-4.06
7	-65.0	-0.63	-90.0	-2.25	-155.0	-3.88	-65.0	-1.63	-220.0	-5.50
8	-45.0	-1.13	-62.5	-1.56	-107.5	-2.69	-72.5	-1.82	-180.0	-4.50

付表1-49 発破によるコンクリートライニング応力の変化



付図 1-85 発破による覆工応力の変化

(6) 覆工応力測定結果のまとめ

今回の覆工応力測定から、次のことが判明した。

- ①コンクリート応力(円周方向応力)
 - i)打設されたコンクリートの応力は、次回掘削の発破ごとに増加し、発破終了とともに応力増加は減 少し、さらに次回の巻立てを終了すれば、ほぼ一定の値となる。また、一回の発破による応力増加 は最大 2.35MPa であり、平均は 1.4MPa であった。このように発破によるコンクリートの応力の増 加はかなり大きいが、コンクリートの早期強度が大きく累積応力度の最大 5.5MPa に対して、同一の 材齢のコンクリート圧縮強度 20kN/mm²よりみて問題はない。
 - ii)コンクリート応力の最大値は打設後 23 日で 1.29MPa となり、これを用いて縁応力を計算すると 1.50MPa となった。この値は、同一材令のコンクリート圧縮強度が平均 33.2MPa であるので、安全 率は 2.2 となり問題はないが、予想以上に大きい応力である。なお、円周方向には引張り応力の発生 はなかった。
- ②コンクリートの応力(縦方向)

コンクリートの縦方向には、1.0~2.4.MPaの引張応力が作用していることがわかった。コンクリートの同一材齢引張強度 3.3kN/mm²(圧縮強度の 1/10)より見て、亀裂発生までには至らないと考えられる。

③コンクリートの乾燥収縮クリープ

コンクリートの乾燥収縮ひずみは、計算では 640 µ、実測では 50~85 µ となり、クリープ歪の計算 結果は、200~300 µ となった。実測されたコンクリートのひずみより、これらの値を引くとコンクリ ートの弾性ひずみとなる。コンクリートの圧縮強度は、早強セメントを使用しているので早期強度の 発現が大きく、12 時間かけて 10MPa 程度であった。

これは、コンクリートの配合が適切であることや、坑内の温度・湿度が高く、養生条件が良好であ ることに起因していると考えられる。このような良質のコンクリートであるため、乾燥収縮、クリー プが比較的小さい結果となった。

④コンクリート覆工の軸力、曲げモーメント

コンクリートのひずみ測定結果より求めた軸力は、ほぼ均等にライニングに作用しており、曲げモ ーメントは炭層方向でやや大きい。しかし、軸力が全体的に卓越しているために、この曲げモーメン トによる影響は小さく、覆工すべての断面で圧縮応力となっている。このことは、ライニングの巻厚 が適当であることと、型枠の剛性も少なからず影響していると考えられる。

(7) コンクリートライニングに作用する地圧

付図 1-86 にコンクリート覆工背面の地圧測定結果を示す。図に示すように、炭層方向により 2.3MPa、これに直角方向に 2.61~2.64MPa の地圧分布が測定された。対向する計測点の地圧がほぼ等しいことよりみて、今回の測定結果はおおむね妥当であるものと判断される。しかし、この値は予想外に大きいもので、地圧が深度の増大に伴って増大することを示唆するものと判断される。




付1.16.5 まとめ

本立坑では3箇所の連接部を設けたが、いずれも特に大きな問題が発生することなく工事を終了している。 これは、SL-560m 連接部とSL-760m 連接部で、軟弱なY層 Y-21 とY層 Y-5 を避けて、連接位置を変更し た判断が適切だったと考える。

鉱山などの軟岩地山における立坑施工では、ここで紹介した高抜けがしばしば生じる。ロングステップ工 法は一階梯の掘削高さが大きいため抜け出す土量が大きくなり、高抜けの規模も大きくなりやすいが、ショ ートステップ工法は一階梯の掘削高さが小さく、掘削後直ちに築壁されるために発生する頻度も規模も小さ なものとなる。これがショートステップ工法の長所の一つである。

しかしながら、ショートステップ工法を用いても小規模な高抜けは不可避的に生じ、立坑覆工背面に空洞 が生じる。ここでは、対策としてウレタン注入を用いて掘削に先立った先行地山改良が採用されたが、今日 では種々の選択肢があるものと思われる。しかしながら、いずれの対策工も多少の違いはあれサイクルを乱 し、経済的な負荷も発生するため、高抜け発生を予知することのできる調査法の開発が望ましい。

また、当該工事で行われた地圧測定は、現在入手することのできる最も古い立坑における地圧測定結果と 思われる。ここでは、発破によって覆工応力が3回後の発破によっても増大することが報告されているが、 硬岩地山における測定事例では1回後の発破で覆工応力が収束する事例もあり、地山による差異が大きいよ うに思われる。

なお、本立坑では長期の覆工応力測定なども実施されている。

付1.17 Q立坑

Q立坑は、全長 4,350m の道路トンネル中間地点に設けられた仕上がり内径 7.5m、深さ 450.7m の大規模山 岳立坑である。立坑は大部分がショートステップ工法で施工されたが、坑底部付近は立坑・水平換気坑・水 平水抜坑の3方向連接となるため、吹付けコンクリートとロックボルトを用いた NATM が採用された。

当該立坑では、有限要素法を用いた立坑連接部の設計と、これに関連する計測が実施されており^{1),2),3)}、 本節ではその概略を報告する。

付1.17.1 Q立坑の概要

(1) 立坑の構造

立坑の構造諸元を付表 1-50 に示す。当該立坑の特徴は、付図 1-87 に示すように坑底で換気坑道と水抜き 坑道が同じレベルで連接する点にある。

諸元		仕様	備考
有効内径		7.50m	
	坑口部	100cm	
壁厚、 および支保	一般部	40~50cm	無筋コンクリート、一部支保鋼併用
	連接部	吹付けコンクリート	t=200mm
		ロックボルト	L=4,000mm
		円形鋼製支保工	H-150×150
		溶接金網	$150 \times 150, \phi 5$
立坑全長	450.7m		
連接箇所		立坑深度 450.7m	3 方向分岐連接

付表 1-50 Q立坑の構造諸元



付図1-87 Q立坑工程連接部一般図、および支保パターン図

(2) 地質概要

地質は付図 1-88 に示すように、チャート・粘板岩を主体とし、一部に砂岩・石灰岩を挟在する美濃帯の 中・古生層である。全体的に亀裂は多いが比較的堅固で、熱水や火山性ガスの影響は生じていない。



付図1-88 地質概要と立坑の設計支保パターン

ただし、ボーリング調査の結果、坑底付近を含む4ヶ所では破砕帯を伴った比較的脆弱な地質が予想された。湧水は一時1.0m³/min を越えたが、水抜ボーリングを通じて坑底の水抜坑へ排出可能な量であった。

連接部付近では、事前の水抜ボーリングや地下換気所施工時の切羽観察等から、かなり脆弱な地山状況で あるものと判断された。また地下深部に位置することから、偏圧成分を含んだ大きな初期応力下に置かれて いることが予想された。

付 1.17.2. 連接部工事の概要

当該連接部は、付図 1-87 に示すように3 方向連接となる。このため立坑坑底より 18.05m の区間で、掘削 形状に対する自由度の高い吹付けコンクリートとロックボルトを主体とした NATM が採用された。同時に、 この区間では各種計測を実施した。これは、複雑な掘削形状や予期せぬ地山条件の変化に起因する地山の不 安定化に対し、計測結果を支保設計や施工に即座にフィードバックする NATM の考え方を採用して同区間 の安定を担保することを意図したものである。

山岳立坑の標準工法とされるショートステップ工法は、厚肉の一次覆工コンクリートの高い剛性で地山荷 重に対抗する工法である。一次覆工コンクリートには一般に 30cm~50cm の厚さが採用されているが、ほと んどの場合詳細な力学的検討はなされていない。一方、薄肉の吹付けコンクリートとロックボルトを主要な 支保メンバーとした NATM では、水平トンネルの支保設計を参考にしているケースが多い。たとえばトン ネル標準示方書⁴では、立坑の支保設計は水平トンネルの設計に準ずるとし、立坑の特殊性を考慮して水平 トンネルに比べて支保部材を1~2 ランク上げて設計するものとしている。

いずれの工法とも支保設計は既往の実績に基づき、かつ安全側の設計がなされている。これは立坑切羽通 過後に、補強・補修が困難であるという施工上の特殊性によるものであるが、立坑周辺の力学的挙動、特に 支保構造に作用する荷重条件が明確にされていないために力学的検討が難しいことも一因となっていると 考えられる。

当該立坑では坑底連接部において NATM が採用されたが、前述のように地質条件や初期応力に関してか なり厳しい条件が予想されたため、従来のように実績だけによる設計法では不十分であると判断された。そ こで設計施工の各段階において、三次元有限要素法を用いた数値解析、岩盤物性と初期応力を求める原位 置・室内試験、および現場計測を実施し、これらの結果を用いた設計と構造物の安定性評価を行った。

立坑のNATMも水平トンネルと同様に、ある程度の変形を許容しつつ地山自身の耐荷力に期待するという設計思想に則っていると考えられる。したがって、各種計測を実施してその結果を設計施工にフィードバックすることは、実績から設計された支保構造の健全性評価や妥当性確認のためには是非とも必要であると考えられた。特に当該立坑連接部のように複雑な掘削形状を有する構造物の場合は、予期せぬ地山条件の変化が施工の安全性ならびに構造物の安定性に及ぼす影響が大きいため、計測の重要性は増すと考えられる。 さらに、超大深度立坑は施工例が少ないこともあり、計測結果から立坑周辺地山の挙動を評価することは、 今後の支保設計の合理化につながるものと考えられる。

このような考えに基づき、当該立坑において数値解析を援用した連接部設計を実施するとともに、その計 測工を併せて実施した。以下、それらの詳細を記す。

付1.17.3. 連接部設計の考え方とその手順

付図 1-89 に連接部設計・施工、ならびにそれに付随した各種試験・解析・計測との関連を整理したフロ 一図を示す。



付図 1-89 連接部設計・施工とそれに付随する 各種試験・解析・計測

(1) 第1段階:基礎設計値の調査・同定

連接部設計の第1段階は、主に連接部のボーリング調査結果に基づいて岩盤分類を行い、これに該当する 水平トンネルの標準支保パターンを決定するとともに、解析に用いる基礎物性値を推定した。前出の水抜ボ ーリングのコアから求めた坑底連接部付近における Barton のQ 値は 0.016 であった。この値と掘削径 9.3m のトンネル交差部という条件で、推奨支保として金網補強吹付けコンクリート(厚さ 150mm~200m)を得 た⁵。同様に Bieniawski の RMR は 33 と計算され、直径 10m の馬蹄形断面トンネルの支保として、金網補 強吹付けコンクリート(厚さ 100mm~150mm)とパターン・ロックボルト(長さ 4~5m、間隔 1~1.5m)、 および 1.5m 間隔の軽量リブを得た⁶。この結果と既往の施工実績を勘案し、立坑連接部の標準支保パター ンを付図 1-87(c)のように決定した。また上記Q 値および RMR より、地山のおおよその弾性係数を 5.0GPa とし⁷、コアの単位体積重量より求めた土被り圧相当の初期応力を 10MPa とした。

(2) 第2段階:三次元有限要素法による概略シミュレーション

第2段階では、当該連接部の挙動を支配する諸元を抽出し、必要な試験・調査項目を選定することを目的 として、三次元有限要素法解析(Phase_1)を実施した。またこの結果から連接部の施工順序、補強工を決定し た。

第1段階で求めた基礎物性値を用い、ここでは連接部の掘削に顕著な影響を及ぼすと考えられる坑道掘削 順序と初期応力分布をパラメータとして、付表 1-51 に示す解析ケースを設定し、検証した。解析に用いた モデルの要素分割外観を付図 1-90 に示す。なお各坑道は逐次掘削として掘削段階を正確にシミュレートす ることが望ましいが、計算時間が膨大になることから水抜坑、水平換気坑、立坑、連接部をそれぞれ一括掘 削とし、掘削時に 70%、覆工時に 30%の応力が解放されるものとした。その結果、以下の知見が得られた。

- 水平換気坑が先達した場合、立坑の到着によって水平換気坑天端に20MPaの最大せん断応力が、 立坑壁面から約5m区間に生じる。これは円形トンネルの弾性解で予想される初期応力相当のせん断応力(約10MPa)の2倍に達する。
- 2) 立坑が先達した場合、水平換気坑の到着によって10~30mの高さにわたって立坑の一次覆工応力 が激増するとともに、水平坑換気坑先達のケースよりも最大せん断応力増加域が広く形成される。
- 3) いずれの場合も、水抜坑天端では周辺に比べて沈下量が大きい。

この解析結果と施工の合理性を考慮して、水平換気坑を付図 1-87(b)に示す停止切羽まで先達させること とした。また、水平換気坑・水抜坑の天端部分を注入式ロックボルトで補強するとともに、水平換気坑の支 保構造をランクアップした。さらに水平換気坑の休止切羽から斜め前方に高強度繊維ボルトを打設して切羽 補強とした。なお水平換気坑の補強範囲は1 D区間(Dは立坑の掘削径、立坑掘削壁面から 9.7m の区間) とした。

一方、側圧の変化に対して周辺地山のせん断応力が敏感に変化することから原位置の初期応力状態を把握 することが必要であるものと判断された。また、入力に用いる入力値の信頼性を高めるため、孔内載荷試験 や多段階三軸圧縮試験等を実施して、地山の強度・変形特性を調査することとした。

JAEA-Research 2008-048

	先行到達			初期応力(MPa)*2					
4	坑道*1	$\sigma_{\rm x}$	σ		σz		τ _{xy}	τ_{yz}	τ_{zx}
解析	立坑	-5	-5		-10		0	0	0
ケ	立坑	-10	-10)	-10		0	0	0
7	水平換気坑	-5	-5		-10		0	0	0
	水平換気坑	-10	-10)	-10		0	0	0
	水平換気坑	-15	-15	;	-10		0	0	0
	++*:[:	任可		Ę	単性係数	汝 ホ゜		アソン	厚さ
	1/1 朴/ 理 历]		里加		(GPa)			比	(mm)
解	地	Щ			5		0.3		_
析	一次覆工コ	コンクリー	-1-		14		0	167	400
条	(ショートステップ)区間)			14			0.107		400
1+	吹付けコンクリート								
	(立坑の坑底	14			0.167		200		
	および水ゴ	.)							

付表1-51 三次元有限要素法解析(フェーズI)解析ケース・解析条件

*1 水抜坑は既設とし、いずれもケースでも先行させた.

*2 初期応力は引張を正で表す. XYZ 軸は図 3-90 参照.



付図1-90 解析モデル要素分割外観

(3) 第3段階:詳細調査と三次元有限要素法解析による開さくシミュレーション

第3段階では、前段階の知見をもとに原位置と室内における試験を実施した。これらの試験から得られた 三次元有限要素法入力値を付表 1-52、ならびに付図 1-91 に示す。

これらの調査結果を基に、再度三次元有限要素法解析(フェーズII)を実施した。解析メッシュはフェーズIと同一とし、フェーズIの結果を受けて水平換気坑を先達させることとした。また、掘削過程はフェーズIと同様に水抜坑、水平換気坑、立坑、連接部をそれぞれ一括掘削とし、掘削時に 70%、覆工時に 30%の応力が解放されるものとした。

この解析では実際の掘削過程や、ロックボルト・注入などの支保構造、破砕帯などの地質構造、 さらには掘削によるゆるみ等多くの省略・単純化がなされており、得られる結果は限定的なもの にならざるを得ない。このため計測値との直接比較や支保量の決定といった定量的な議論は困難 であるが、測定された地山物性と初期応力に対して三次元的な形状を持つ連接部周辺地山の挙動 を概略評価し、先に決定した補強工の妥当性を確認することは可能であると考えた。解析の結果、 以下の知見を得た。

- 先達していた水抜坑ならびに水平換気坑の変位は、立坑到達によって急増する。特に水抜坑側の変位が大きい。
- 2) 水平換気坑天端の変位は、立坑との境界より 1m 程度離れた位置で最大となる。
- 3) 立坑到達後水平換気坑周辺地山に発生するせん断応力は、立坑壁面から 4m 付近までは天端で 10MPa 以上と比較的大きいが、最大せん断応力域が徐々に肩部へと遷移し、約 9m で立坑到達に よる影響がほとんどなくなる。
- 4) 以上より、水抜坑天端と水平換気坑の補強は合理的であり、第2段階で設定した補強範囲(立 坑壁面から9.7m)は妥当であると判断された。

竹衣1-32 二次儿们收安系伝辨別(ノエーヘⅡ)解別条件					如未任		
先行到達			初期応力(MPa)				
坑道	$\sigma_{\rm x}$	σ _v	σz	τ	xv	$\tau_{\rm vz}$	τ_{zx}
小吉	-13.8	-8.1	-11.0	-1.4		1.6	-2.3
<u>11</u> .9L		主応力は 図 3. 152 を参照					
			弾性係	数	ホ	。アソン	厚さ
			(GPa)			比	(mm)
地		15			0.2	_	
一次覆工:	コンクリー	-ト	91		0	167	400
(ショートス)		21		0	.107	400	
吹付コン							
(立坑の坑底	21		0	.167	200		
および水							

付表1-52 三次元有限要素法解析(フェーズⅡ)解析条件



付図1-91 測定された初期応力(主応力分布)

(4) 第4段階:現場計測によるフィードバック

第4段階では、実施工と現場計測を実施し、設計の妥当性を検証するとともに、実際の地山挙動の評価を 行った。現場計測の詳細は次項に記す。

付1.17.4 連接部現場計測とその概要

(1) 計測目的と計測項目

計測の主目的は設計の妥当性・構造物の健全性評価であり、さらに施工中の安全管理にもその結果を利用した。計測位置、ならびに計測項目を付図 1-92 に示す。



AS:天端沈下, VPT:真空透気試験(ゆるみ領域調査)

ţ

各計測断面は上述の目的のほかに各施工段階において、以下のような施工のフィードバックに供せられる。

- ・断面1:NATM への工法変更の可否の判断
- ・断面2:連接の可否の判断
- ・断面3:連接部における支保構造の安定性判断
- ・断面4:水平換気坑における支保構造の安定性判断

立坑における計測は特殊なため、水平換気坑の計測方式をそのまま適用することが困難な場合がある。特 に、立坑では切羽の進捗により計測断面が相対的に上昇するため適当な足場が必要であることと、施工機 械・ワイヤーロープなどの障害物が多いこと等から、コンバージェンス・メジャーを用いた内空変位測定は きわめて困難である。非接触で内空変位を測定する方法はいくつか考案されている⁸⁰が、水平トンネルで一 般的に用いられる光波測定器は伏角(仰角)が大きいと精度が落ちる。また、超音波を用いた測距器も mm 単位の精度は確保できないなどの問題が残る。さらに、インバー線を内蔵したゴムチューブを立坑壁面に取 り付けて円周方向の収縮量を測定する、あるいは光ファイバーによるひずみ計測を同様に行う等のアイディ アがあるが、実現されてはいない。

今回はコンバージェンス・メジャーを用い、吊り足場を上下することで可能な限りの測定を行うこととした。なお、立坑掘削に先だって掘削が完了し測定空間が確保されている水平換気坑では、立坑掘削の影響を詳細に把握することを意図して、天端沈下と側壁の絶対変位を、光波測定器を用いて1m間隔で測定することとした。他の計測項目はすべて電気式センサを用いた自動計測とし、できるだけ高頻度の計測を行った。

(2) 計測管理

立坑を含む連接部の計測管理は、水平トンネルと同様の手法を用いた。変位量に関しては直接ひずみ評価法⁹により、付表 1-53 に示す壁面変位の管理基準を決定した。内空変位測定には上述の困難が予想されたことから、変位計測は地中変位測定を主体とし、内空変位は参考値として位置付けた。支保部材の荷重・応力に関しては、各々の耐力より付表 1-54 のように決定した。なお、計測頻度は、電気式のものについては設置当初はなるべく密に 3~6 時間ピッチ、その後 1 回/日~1 回/週とした。内空変位・天端沈下は 1 回/日~1 回/週とした。

门衩1-33 空田发达》目上他CM心						
ショートステッフ゜	NATM	管理レベル	対応と対策			
5 7mm	6 5mm	レヘ゛ル I	地山は弾性状態にあると考 えられる。現状パターンを継続 してよい。			
5.7mm	6.5mm	レヘ゛ルⅡ	収束傾向チェックし、必要なら ば増しボルト、増し吹付けコン クリートを考慮する。			
20.3 mm	23.3mm	₽ベ₽Ⅲ	レンネル掘削に困難が発生する とされるレベルである。必要 なら切羽を止めて対策、今 後の施工法を検討する。			

付表1-53 壁面変位の管理値と対応

付表1-54 支保部材荷重の管理値と対応

項目	管理値	対応と対策
ロックボルト軸力	ボルト耐力以下 (176 kN 以下)	本数・長さの検討
コンクリート応力	基準強度/4以下 (4.5N/mm ² 以下)	増し吹きまたは 増しボルトの検討
鋼製支保工応力	140N/mm ² 以下	増し吹きまたは 増しボルトの検討

(3) 立坑区間の計測結果と評価

計測断面1は極めて堅硬なチャートの中に位置し、ショートステップ区間でも最も軽微な支保構造(一次 覆工厚40cm,鋼製支保工なし)が採用されている一方、計測断面2は破砕帯を含む粘板岩層に位置し地質 は脆弱である。断面2では H-150 の大型鋼製支保工が採用されているがショートステップ区間に比べて支 保剛性は相対的に小さく、比較的大きな変形が予想された。



付図 1-93 立坑部における内空変位経時変化

付図 1-93 に立坑区間の計測断面 1 および計測断面 2 における内空変位経時変化を示す。内空変位はいず れの断面でもほぼ 2mm 以下と非常に小さい。また、付図 1-94 に同断面の地中変位分布(収束値)を示す。 両断面とも水平坑道と逆側で変位が大きいが、最大でも 1.5mm 以下と変位量としては小さい。二断面を比 較すると、断面 2 のほうが変位量は若干大きいが、地質状況の違いにもかかわらずその差はわずかである。 最大の変位を示す位置は壁面から 1~2m 奥にある。壁面での変位はおおむね 1mm 以下で、内空変位と整合 的である。位置による違いは地質条件の違いに起因すると推定される。付図 1-95 に最も大きな変位を示し た測線の経時変化を示す。いずれも切羽通過後 10m 程度で収束に向かう。ただし計測断面 2 に比べて計測 断面 1 がより早く収束する傾向にある。



付図 1-96 立坑部におけるコンクリート応力経時変化(応力測定位置は付表 1-55 に同じ)

また、付表 1-55 にコンクリート応力の最終値を示す。ショートステップ区間の計測断面 1 では計測断面 2 よりも応力値が大きく、最大値は 6.5N/mm² と計測断面 2 の最大値 3N/mm²の 2 倍程度である。この値は 管理基準値の 4.5N/mm²を超えているが、有害なクラックなどは観察されなかったので特に対策は施してい ない。また、経時変化を付図 1-96 に示す。内空変位と同様に、いずれも切羽通過後 10m 程度で収束に向か うが、計測断面 2 に比べて計測断面 1 がより急激に収束する傾向にある。また、いずれの断面でも、切羽が 3m 程度進行したところで一度応力の緩和が見られ、その後また増加に転じている。

付図 1-97 には断面 2 のロックボルト軸力分布(収束値)を地中変位と同時に示す。軸力は最大でも 86kN と管理値の約 1/2 にとどまっている。軸力の分布はボルト中央付近で最大を示し、ボルト長が適切であった と判断できる。また地中変位と整合し、壁面近傍で変位が小さい測線 3 では約 50kN の圧縮力が測定されて いる。断面は円形であるが軸力分布は一様ではなく、地質条件の違いの影響を受けていると考えられる。



最後に、せん断変形について考察する。ここで、せん断変形とは、ショートステップ区間の一次覆工コン クリートと地山間の鉛直方向のずれを意味する。ショートステップ工法では若材令で脱型するため、NATM 区間との境界部でコンクリートが地山との摩擦のみで安定することを確認する必要があったが、測定の結果、 そのような変位は発生しないことが確認できた。

(4) 連接区間の計測結果と評価

坑底連接部では、H-125 と比較して相対的に剛性の高い H-150 の鋼製支保工を採用しているものの、リングが閉合しないために変位が大きくなることが予想された。 坑底連接部の水平絶対変位、天端沈下の分布を付図 1-98 に示す。



付図 1-98 連接部水平絶対変位・天端沈下分布図(変位は実際の 50 倍のスケールで表現)

天端沈下の分布を見ると、交点から1.5~2.5m付近(B)断面およびC)断面)が最も大きく沈下し、26.5mm と 26mm の沈下となっている。また側壁部の水平絶対変位では右側壁の押し出しが大きい。経時的な変化 は、連接部が開口する時点(11月6日~7日)で急激に変形が生じはじめ、切羽の進行に伴って変形は継続 する。変位の大きい B,C)断面では収束が遅く、11月18日頃までほぼ直線状に変位が増加する。内空変位に も同様な傾向が現れている。

付図 1-99 に水平換気坑道の天端沈下を、また付図 1-100 に C 断面における内空変位の経時変化を示す。 さらに、付図 1-101 に最終地中変位分布(断面 E に当たる)を示す。図に示すように、右側壁では深さ 4m より手前で変位が大きい。内空変位や天端沈下に収束傾向が見られなかったこともあり、対策工として水平 換気坑右側壁に増しボルト(L=6m、1 断面当たり 2本)を打設した。その結果、変形は収束に向かった。 また、変位量自体は 1mm 程度と小さいものの、計測断面 4 の天端では立坑接近に伴いとも下がり的な挙動 が観測された。



付図 1-99 水平換気坑天端沈下経時変化(位置は付図 1-98 と同じ)



付図1-100 水平換気坑内空変位経時変化(C断面)



付図 1-101 連接部における地中変位・ロックボルト軸力分布(最終、伸び方向が正)



	測定位置	応力	測定位置	応力		
	1	-71.0	7	-43.1		
	2	-78.5	8	-62.8		
断面2	3	-47.4	9	-75.4		
	4	-62.6	10	-70.9		
	5	-59.6	11	-51.1		
	6	-55.6	12	-58.9		
	1	-40.9	4	-62.6		
断面3	2	-50.6	5	-15.4		
	3	-50.5	6	-24.2		
水抜坑方向↑10 (単位:N/mm ² ,引張が正)						
方向 9 4						

付表1-57 鋼製支保工に発生した応力

また、付表 1-56 に示す断面3の吹付けコンクリート応力は 4.8~5.9N/mm²と大きく、断面が閉合している断面2の倍以上の値である。この値は管理基準値の 4.5N/mm²を越えているが、クラックなどの異常を呈することなしに収束した。最終状態のロックボルト軸力分布を示す付図 1-101 をみると、変位と同様に水平換気坑右側壁の軸力が大きい。坑底からわずか 3m 上にある計測断面3でも 70kN を超える軸力が発生している。計測断面4の測線3では 3.5m~4m 位置でも軸力が発生しており、ロックボルト長の不足を示す結果である。

付表 1-57 に計測断面2および3の鋼製支保工応力を示す。いずれも発生した応力度が管理基準値の 1/2 ~1/3 程度に止まっている。しかし、その分布状態は完全に円形な計測断面2においてすら均等ではい。鋼 製支保工応力は断面2,断面3ともに同レベルにあった。

また、立坑の長期安定性を評価するため、完成形状において真空透気試験¹⁰によるゆるみ領域評価を実施した。真空透気試験は、ボーリング孔中で実施する一連の吸引式透気試験から岩盤内の透気係数分布を求め、透気係数の相対的な大小からゆるみ領域を特定する試験である。ゆるみ領域内では数オーダー大きな透気係数が測定され、試験から壁面からのゆるみ深度が求められる。結果を付表 1-58 に示す。各断面のゆるみ領域分布は一様ではなく、特に計測断面1および計測断面2は円形断面にもかかわらず非常に不均一である。平均値を見ると、ショートステップ区間の計測断面1、円形 NATM 区間の計測断面2、断面が閉合していない計測断面3の順に大きくなっている。もちろん地質状況が異なるため単純な比較はできないが、少なくとも断面が閉合していない計測断面3では大きなゆるみが発生していると言えよう。

JAEA-Research 2008-048

112010	0 7	/ Real		»ر. ب	////C/
測定断面	1	2	3	4	平均
断面1	0.45	1.55	2.47 以上	0	(1.1)*
断面2	0.45	1.85	2.05	1.15	1.4
断面 3	2.05	2.10	0.85	—	1.7
水抜 ←水平換	坑方向↑ 気坑 4 方向 4		*測線3は2. 仮に2.47mと	(単 .47m . : した	ⁱ 位 : m) 以上だが 時の平均

付表1-58 ゆるみ領域の分布(掘削面からの深さ)

付1.17.5. まとめ

当該立坑連接工事では、特に崩落や変状の発生は報告されていない。既に記したように当該立坑の坑底部 付近は複雑な連接構造をなすため、吹付けコンクリートとロックボルトを用いた NATM が採用され、併せ て現場計測も実施された。これより得られた知見は以下のようなものである。

- ・三次元有限要素法解析や各種試験に基づいた設計の妥当性が計測によって確認できた。
- ・計測結果を実施工にフィードバックすることで、連接部において有効な対策工を適切に導入することができ、NATMの有効性が明らかとなった。
- ・立坑ではショートステップ工法、NATM とも、地山は本質的に同様な変形挙動を示す。
- ・立坑の掘削により一次覆工下端は大きく内側に変位し、やや上の位置で若干外向きに変位する。この 挙動が地山を効果的に三軸状態に保ち、立坑の安定性を向上させる。
- ・立坑と水平坑の連接では、天端のみならず側壁の補強も重要である。

参考文献

- 1) 小原誠二,野村貢,木山保,山地宏志:立坑連接部の解析的設計と計測による評価,トンネル工学研 究論文・報告集, Vol6, pp.129-134, 1996.
- 2) 小原誠二,野村貢,岡野成敏,山地宏志:山岳立坑掘削時挙動に関する一考察,第1回岩盤工学シン ポジウム論文集, pp.111-115, 1996.
- 3) 山田文孝,野村貢,山地宏志,木山保:大深度立坑における連接部地山挙動の評価,第28回岩盤力 学に関するシンポジウム講演論文集, pp.139-143, 1997.
- 4) 土木学会:トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説, p270, 1996.
- 5) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.: Engineering classification of rock mass for design of tunnel support, *Rock Mechanics*, Vol.6, No.4, pp.183-236, 1974.
- 6) Bieniawski, Z., T.: Rock mass classification in rock engineering, *Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering*, pp.79-106, 1976.
- Bieniawski, Z., T.: Determining rock mass deformability Experience from case histories, *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 15, pp.237-248, 1978.
- 8) 池川洋二郎, 伊藤洋, 大西有三:岩盤変位の遠隔モニタリング装置の開発, 土木学会論文集, 第 624 号/III-47, pp.183-190, 1999. など
- 9) 櫻井春輔:トンネル工事における変位計測結果の評価法,土木学会論文報告集, No.317, pp.93-100, 1982.
- 10) 中山昭彦,山田文孝,打田靖夫,川谷健,櫻井春輔:岩盤ゆるみ評価のための真空透気試験,土 木学会論文集,No.575/III-40, pp9-24, 1997.

This is a blank page.

JAEA-Research 2008-048

付録2 超大深度立坑連接部等の設計・施工に関する聞き取り調査 This is a blank page.

付2.1 MI氏に対する聞き取り調査結果

MI氏は40年にわたり大深度立坑の設計・施工に携わり、立坑技術に関する著作も表されている最高の立 坑エキスパートである。MI氏には、これまでのご経験も含め、立坑技術全般にわたる聞き取り調査をした。

設問1に関する聞き取り調査

A. 私が経験した中で、超大深度立坑の連接部で崩落や変状が発生した事例はない。

- Q. あなたはわが国で最高の立坑経験を有する方と思いますが、連接部における崩落や変状を経験されてい ないということは、立坑連接は特に問題となる工事ではないと判断してよいのですか。
- A. そうではなく、連接構造は3次元構造で、応力集中が発生する隅角部を有し、超大深度立坑の脚部を掘削するため、非常に不安定な構造だという認識は全員が共有していた。だから、連接箇所の選定は非常に重要で常に地質条件を良いところを選んで計画されてきた。石炭搬出用連接部はレール軌道を水平に維持しなければならないため、大きくは動かせないが、換気や人員昇降を目的とした連接部は上下70~80mの範囲で計画連接深度から変更することができるので、地質の良い箇所を選択する自由度が高い。このことが結果として、崩落や変状を見ずに連接が行えた理由になっていると思う。また、昭和50年代以前の連接部の支保は支保枠と木製矢板によって行われていたので、肌落ちやそれよりやや規模の大きい崩落は生じていた可能性はある。
- Q. もし、連接部において崩落や変状をご経験されていたとすると、どのような対策を設計・施工されたと お考えになりますか。
- A. 昔であればブロック積み工法を考えただろうが、現在であれば吹付けコンクリートやロックボルトによる早期の山留めが最も重要だと思う。山が押してきたり、甚だしい湧水がある場合は付加的な対策を 考えなければならないと思うが、基本的には早期の山留めを重視する。
- Q. 私たちの感覚ではブロック積み工法に期待する考えが良く理解できない。文献調査事例で最も顕著な連接部変状でもブロック積みによる補修が行われているが、どのような考えに基づいて行われているのか。
- A. 基本的に立坑部分は円形形状をしているので立坑の内側にブロックを積み、その背面を裏込めして地山 との応力伝達を確保さえしてやれば、山が来たときにブロック同士がせり持ってアーチアクションが 作用し、地圧に対抗する。たとえ偏圧が作用して、片方が押しつぶされようとしても、それと直角な 面は山に押し付けられることで反力が働き、ブロック構造としてのアーチアクションは確保される。
- Q. その考え方はNATM と共通するものだと思う。ブロック積みによってアーチアクションを確保するか、 吹付けコンクリートやロックボルト等によって地山のアーチアクションを期待するかの違いによるも のと思う。しかし、それならば覆工コンクリートも同じ働きを期待できるのではないか。
- A. ブロックには最初からかなりの強度を持つので、ブロック間の隙間は変形余裕シロとして、実際に山が 来て密着すると直ちにアーチアクションを発揮することができる。ロングステップ工法の現場で経験 したことだが、地圧が押してくる地山では脱型時に既に覆工がひび割れていたことがある。コンクリ ートの硬化時にも地山が押してきていることを考えなければならない。ショートステップ工法では一

発破・一築壁となるためかなり改善されたと考えているが、やはり同様の変状が発生した事例を知っている。

- Q. 了解した。ただ、立坑部は円形なのでブロック積みが有効だと思うが、水平坑道部はどのように考えれ ばよいか。
- A. ブロック積みによってアーチアクションが発揮できる形状で坑道が掘削されていなければならない。文 献調査の F 立坑の設計者を知っているが、彼はブロック積みの経験もあり、そのような形状で掘って いるように思われる。ただし、坑道の形状はほとんどが使用目的によって決定されるので何ともいえ ない。
- Q. 最後に、連接部と水平坑道部をつなぐテーパ部のブロック積みはどのように考えるのか。
- A. 実際にやったことがないので、詳しいことは分からないが、おそらく立坑部と水平坑道部の応力伝達が 確実に行えるように構造を考え、積み方を考えるのではないか。実際問題としてこの工法はブロック 受け型枠支保工が必要で、作業が大変であり、現在のNATM が合理的なため、あまり深く考える必要 はないように思う。
- Q. いいえ、連接部の安定構造を考える上で非常に参考になると思います。どうもありがとうございました。

設問2に関する聞き取り調査

- A. 印象的な立坑部の変状事例が二つある。
- 1) 立坑部変状事例1

【変状が発生した立坑の概要】

立坑名	:	R 立坑
立坑深度	:	約 600m、 有効内径 6.0m
地質状況	:	砂質頁岩、湧水無し、地圧が大きい
立坑施工法	:	ロングステップ工法、一階梯 30m で掘削・築壁
立坑覆工	:	60cm 厚コンクリート、鋼製リング支保工、矢板



付図 2-1 フーティング拡幅掘削時の地山押し出し模式図

【変状の発生と経緯】

図に示すように、ロングステップ工法で階梯下部のフーティング部を拡幅掘削後、コンクリートを打設し、 脱型したところコンクリートがひび割れて構造体としての用をなさない状態になっていた。そこで、コンク リートをハツリ、鉄筋構造としたが、やはり脱型時にひび割れてしまった。最終的に、ブロック積み構造と したところ、フーティングの安定が確保された。なお、変状の発生した深度は500m前後で、上部の立坑覆 工は通常のコンクリート覆工とした。

【発生因に関する考察】

変状の発生した深度の地山は水を含むと膨張して劣化する頁岩だったが、変状の発生因はそれによるもの とは考えにくかった。やはり、フーティング部を拡幅掘削したためと考えられる。拡幅掘削部の形状は図の ようなものであるため、応力集中によるものとも考えられるし、上部の地山が安定せず自立していなかった ために下方に押し出してきたとも考えられるが、いずれかは分からない。

2) 立坑部変状事例2

【変状が発生した立坑の概要】

立坑深度	:	400~500m	
------	---	----------	--

有効内径 : 6.0m 前後

地質状況 : 炭層、亜炭層

- 立坑施工法 : ロングステップ工法、一階梯 30m で掘削・築壁
- 立坑覆工 : 詳細は不明

【変状の発生と経緯】

大規模な高抜け。当該高抜けが発生した深度には付図 2-2 に示すように 70~80°の炭層が走り、その上下を岩灰(がんぱい)と呼ばれる未固結な炭化した層が包む地質であった。上部階梯フーチング下約 4.5mを掘削中、上部階梯まで達する大規模な高抜けが、突然、発生した。高抜けの頂部は図に示すように上部階梯フーチングから約 10m 上部にまで達し、全体としては 14~15m もの高抜け規模となる。



付図 2-2 大規模高抜けの模式図

復旧は、図のように木材を井桁に組上げる実木積み(みこづみ)を崩落箇所の頂部にまで積み上げ、その 後内部を充填した。これは、頂部からの崩落を実木積みで受け止めるとともに、崩落部を充填することで地 山と覆工を一体化し、応力の伝達を確保する目的で行った。



付図 2-3 木積み模式図

なお、木積みには空木積みと実木積みがあり、木材を組上げるだけのものが空木積み、その中をズリ等で 充填するのが実木積みという。おそらく今日ならば、木積みの代わりにロックボルトで山留めして、空洞部 を充填する方法を取るだろう。 【発生因に関する考察】

変状の発生は角度の大きな炭層の周りを未固結な岩灰が取り囲んでいた地質状況にある。ショートステッ プ工法ならば、一階梯の高さが小さく、直ちに覆工が打設されるため、このような大規模な崩落は発生しに くいが、ロングステップ工法は自由面が大きくなるため崩落規模が大きくなってしまう。

設問3に関する聞き取り調査

A. 大規模な連接部を(1)の方法で施工した場合、相貫部の覆工コンクリートを解体して水平坑道を掘削 することになるため、上部の立坑覆工に鉄筋切断等の損傷を与える可能性がある。この損傷はかなり 上部に及ぶ可能性がある。このため大規模な連接部の施工は(2)の方法が良いと思う。

(2)の方法を採用した場合、今日の吹付けコンクリートやロックボルト、および各種の補助工法を 駆使すれば、空洞の安定は確保できるように思われる。しかし、立坑坑底に搬入することのできる施 工機械は限定されるため、掘削はやはりブロックに分割することになると思う。施工機械を、分解し て坑底に搬入することも考えられるが、発破時の退避や他の施工機械との取り合いを考えると実際的 ではない。したがって、掘削は分割で、覆工の打設は一度に行うことが望ましいのではないかと考え る。

設問4に関する聞き取り調査

A. まず、連接部のテーパーは応力集中の緩和もあるが、主目的は円滑な通気のために設けられている。また、中間連接部では立坑周辺の通路を確保するために立坑全周にテーパーを設けている。ただし、隅角部の応力集中を軽減する効果は確かにあったと思う。

私が設計した立坑連接部では、できるだけテーパー部を小さくするように苦心した。これは連接部の 空洞断面が大きくなると、地山の安定を確保することが難しくなるため、通気を確保できる範囲内で 空洞断面を小さくしようとしたものだ。長期的な安定性を含めてテーパー構造の役割を考え直すべき かも知れない。特に現在のように、吹付けコンクリートやロックボルト等だけでなく、各種の補助工 法が活用できるのであれば、多少空洞断面が大きくなっても問題はないと思う。

また、A 立坑の連接部構造は京都大学の平松先生が構造設計をなさっており、その設計図書が残って いるならば、どのようなお考えで設計されているか整理してみることをお勧めする。

設問5に関する聞き取り調査

A. 以下に列挙する。

- ① 応力集中を避けるため、できるだけ隅角部を作らず滑らかな構造とする。
- ② NATM による掘削。変位の収束を待ってから覆工する。
- ③ 覆工は高所作業になるため安全に留意すること。
- ④ コンクリートの劣化防止と作業環境の改善のため、連接部上部の湧水処理を必ず実施する。この
 手段としては、上部ウォータ・リング集水や裏面排水などが効果的と思う。
- ⑤ 深度、および方向測量の精度の確保。これには、温度・張力補正の精度向上や下げ振りに替えて、 真北機を使用するなどの工夫があると思う。

設問6に関する聞き取り調査

A. 文献調査にもあるように、断層・破砕帯もしくは炭層と立坑が交差する付近で高抜けが発生しやすい。

私の経験では、大きな角度でこれらの弱層が立坑と交差する場合、規模の大小はあれ高抜けが発生す るものと考える。

高抜けの発生を予知するためには、断層・破砕帯もしくは炭層が現れれば、地山をよく観察すること が必要だ。対策としては、注入や先受けボルトなどが考えられる。また、ショートステップは一階梯 の高さを変更する自由度が高いので、これらの地山弱層が現れた場合、一階梯の高さを小さくするこ とも有効だと思う。

文献調査では、ショートステップで比較的大きな高抜けの事例が報告されているが、これは弱層の規 模が大きかったのではないかと思われる。また、覆工に異常な地圧が作用するのを感じたとの記述が あるが、これは覆工にクラックが生じたのだと思う。この立坑では断層部の覆工を鉄筋コンクリート 構造にしていたが、これが大きな変状につながらなかったのではないかと思う。貴重な経験として参 考にすべきだと思う。

設問7に関する聞き取り調査

A. 以下に各設問に対する考えを列挙する。

- ① 探査ボーリングを確実に実行することが大事だ。その上で坑底からの湧水が懸念され、立坑や坑 道の安定に問題が生じると考えられる場合は、必ず止水工によって遮水することを心がけるべき だ。探査ボーリングだけでは完全に水文・水理的な特性を把握できないかもしれないが、逸水箇 所ではほとんどの場合湧水がある。そのような深度を予め知っているだけでもずいぶん違うと思 う。
- ② やはり、止水材改良が大事だと思う。通常は LW しか用いないが、ある立坑工事ではウレタン系の止水材を用いたことがある。通常は硬化剤に毒性があるため使用が許可されなかったが、出水事故が発生し、緊急だということで使用が認められた。効果は高かった。緊急時に使用することのできる薬剤を予め調査して、用意して置くことは重要だと考える。
- ③ 文献調査で整理している事例はかなり水位上昇が早かった事例に属するが、他にも水位上昇が早 すぎてスカフォードが水没してしまった事例もある。その時はバルクヘッドも大きくなり、スカ フォードもコンクリートの中に埋めてしまった。そのような場合以外は、排水能力が徐々に不足 して少しずつ坑底の水位が上がってくるので、判断する時間はある。その意味でも、排水能力を どれだけ見込むかは重要になってくる。排水能力が大きければ大きいほど大量の湧水に対して対 処でるというだけでなく、緊急事態に対する観察を確実に行えるし、対策のための準備期間もと れるから。
- ④ ポンプの増設等で切り抜けた事例がある。そのときは、立坑中にステージを設け水槽バッグを置き、高圧タービンポンプを増設して排水した。
- Q. 出水事故に関連してお伺いしたい。文献調査していると湧水圧の測定がしばしば見られるが、その値を 見ると最高で5.5MPa と言う事例があり、3~4MPa 程度の湧水圧はしばしば測定されている。トンネル の経験からすると考えがたい値なのだがどのようにして測定しているのか。
- A. ゴムパッカー付スタンドパイプにバルブ・ゲージをつけて測定しているので、精度は高いと考える。

設問8に関する聞き取り調査

A. 一般に断層や破砕帯は大きな傾斜を有し、また多量の地下水を含水する。立坑掘削で、断層・破砕帯内

の地下水が排水されると、断層や破砕帯が不安定化し、重力の作用で落下してくる。このことが、断 層や破砕帯部で覆工に変状が発生しやすい理由だと考える。

また、その対策としてはできるだけ早い時期に山を止めることがまず重要だと思う。そのためには、 NATM で用いられている吹付けコンクリートやロックボルトを活用することが有効だと思う。経験的 にいえば、ショートステップの場合、側壁の肌落ちが中規模の崩落につながることがあるので、早期 のコンクリート吹き付けは有効だと思う。

また、地圧が大きく作用する箇所の覆工はできるだけ大きな剛性が求められるから、円形支保枠を利 用して鉄骨構造とすることは望ましいと考える。これは、円形支保枠の建て込み間隔で覆工の剛性を 調整できる利点もある。

- Q. 現在のショートステップ工法の設備では、吹付けコンクリートやロックボルトを打設するために大きな 段取り換えが必要になり、迅速な対応は難しい。連接部の施工ではあらかじめNATMに変更すること が分かっているので、坑外やスカフォードの設備変更の準備ができるが、突発的な事象に対する対応 は時間を要する。また、閉鎖された立坑坑底での吹付け作業は粉じん被害が著しく、できるだけ避け た方がいいのではないかと思われる。
- A. ショートステップ工法では一回当たりの吹付けコンクリートやロックボルトの施工数量は小さいもの で足りるから、さほど大きな設備は必要ないと思う。もちろん、事前にスカフォードの設備配置や捲 上機の能力を検討しておくことが重要だ。吹付け作業時の粉じん対策には発生対策と経路対策がある が、発生対策は通常のトンネルと同じように粉じん低減剤や遠心力吹付け機などを利用すればよいと 思う。経路対策はスカフォードにコントラファンを置くなどして一時的に作業環境の改善を図ること ができるが、浮遊粉じんを坑外に排出しなければ、いずれ坑底に落ちてくるため難しい。スカフォー ドに集塵機を置ければよいが、スペース的にも捲上機の能力からしても難しい。

設問9に関する聞き取り調査

A. ガス噴出に対してはステップ探査時にガス調査を項目に入れるしかないと思う。山はねは深度 1,000m 近くの硬岩立坑であれば規模の大小はともかく発生すると思う。ステップ探査のボーリング時に何ら かの兆候はつかめると思うし、ボアホールカメラを入れれば孔壁の様子から詳しく分かるのではない か。対策としては、とにかくエネルギーを一挙に解放させないことが大事だから、立坑の施工形態か らすればいろいろとやりようがあるように思われる。例えば、坑底からボーリングを数本掘るだけで も大きく違ってくるように思う。さらに、孔底で水圧破砕や孔底爆破によって人工的に亀裂を作れば かなり効果があると思う。

設問10に関する聞き取り調査

A. 超大深度立坑の施工および施設の運営に際しては、安全の確保は当然のことながら、崩落や水没事故が 生じた際の退避経路の確保を常に心がける必要がある。このためには、複数の退避路の確保が必要で、 災害発生時に人員昇降ケージが使用できるとは限らない。過去には、空気や水の配管にステップを取 り付けたこともある。また、ズリ・キブルに落下物防止用の笠を取り付けて人員の昇降に利用するこ とを認められたこともある。少なくとも、スカフォードにまでは、自力でたどり着けるよう伸縮梯子、 昇降機、縄梯子を用意するなどの準備は必要だと思う。金属鉱山などでは、立坑内に昇降用の階段(タ ラップ)が取り付けられている。

付2.2 KT氏、TT氏に対する聞き取り調査

KT 氏、ならびに TT 氏は代表的な道路換気立坑の一つである T 立坑工事を中心となって施工された方々である。

問1に関する聞き取り調査

- A. T 立坑において、連接部で崩落や変状は発生しなかった。
- Q. T 立坑の連接は、おそらく日本で初めてロックボルトや吹付けコンクリートを用いて NATM 的に連接 を行った事例だと考えるが、どのような経緯でこれらの支保を利用することになったのか。
- A. 当時はNATM が日本に導入され始めた時期で、この本坑トンネルも当初は在来工法で施工されていた が、断層・破砕帯部などで部分的にNATM が導入されていた。そのような時代背景から、ロックボル トや吹付けコンクリート等の施工機械もある程度、信頼の置けるものがあり、NATM による連接部施 工が可能と考えた。

連接をNATM で行うことの利点は、断面掘削形状の自由度が高いことと、覆工を順巻きで施工できることだ。

- Q. 具体的な施工手順を教えていただきたい。
- A. まず、最終深度の10.05m 手前から、工法をNATM に変更し、最終深度まで立坑を掘削した。付図2-4 はこのときのロックボルト打設パターンを示したものだ。同図にあるように、工法変更点近くでは、 ショートステップ区間にもロックボルトの打設を行うようにした。
- Q. 図を見ると比較的大きなフーティングをショートステップ区間の最下段に設けているがこの意味は何か。
- A. 特に深くは考えなかった。
- Q. 実はショートステップ工法が普及するにつれて連接部でもフーティングを設けない設計に変わりつつ あったが、連接工事にNATM が導入されるようになって連接部上部にフーティングを設けるようにな った理由が知りたいのだが。何か力学的な理由があるのだろうか。
- A. もしかすれば、当該立坑連接の設計がそのまま他の立坑に踏襲されてきたのかもしれない。力学的な意味などについては特に分からない。



付図 2-4 連接部立坑掘削時ロックボルト打設パターン

- Q. その後の、拡幅掘削はどのように行ったのか。
- A. 付図 2-5 は連接部拡幅掘削断面と、拡幅時のロックボルト打設パターンを示したものだ。このままでは 分かりにくいかもしれないが、上方から見ると付図 2-6 のようになる。これらの図からわかるように、 吹付けコンクリート覆工をハツリながら掘削していく格好になる。

また、ロックボルトは拡幅後、再度、打ち直すことになる。図には表れていないが、連接坑道の反対 側に小さな退避坑を設け、水平坑道発破時に貨車を退避させた。この退避坑は最終的に埋め戻した。

Q. ロックボルトの施工はどのようにしたのか。

A. 削孔はレッグドリル 322D (38.5kg 級) とベビー・クローラードリルを併用し、高い箇所の掘削はズリ 足場とした。発破時には、キブル等で坑外やスカフォードに搬出し、発破終了後、また坑内に持ち込 むというやり方しかなかったので、サイクル的には厳しかった。割れ目が多い山なのでボアホールが 自立するか心配されたが、割れ目間隔 50~300mm 程度であれば問題なく自立した。定着はモルタル・ カプセルとレジン・カプセルの二つで試験したが、引き抜き耐力にはどちらも問題がなかったので、 湧水下でも確実な定着が行えるレジン・カプセルを用いた。



付図 2-5 連接部拡幅掘削時ロックボルト打設パターン



付図 2-6 連接部水平展開

- Q. 連接工事に使用できる建設機械と、発破時などの退避は今日でも大事な問題なので非常に参考になりま す。ところで、吹付けコンクリートはどのように施工されましたか。
- A. 単位セメント量400kgの乾式繊維補強吹付けコンクリートを用いた。現地の全自動バッチャー・プラントで混練りし、ドライ・ミックス材としてコンクリートキブルに入れ、吹付け深度まで搬入し、吹付け機のホッパーに投入する。このドライ・ミックス材を圧縮空気で送り、ノズルで水・急結材と合流させる方法だ。
- Q. そのような狭い閉所空間で乾式吹付け方式を採用すると、ものすごい粉じん雰囲気になると思うが。
- A. 実際、ひどい状態だった。坑外からの換気のほかに、スカフォードに集塵機を置いたが非常に劣悪な環境はほとんど改善されなかった。当時は湿式吹付け技術が十分確立されていなかったので、乾式を採用したが、湿式ならばだいぶ違うと思う。また、超大深度では換気対策に限界があると思うので、発生源対策が重要になると思う。
- Q. 繊維補強吹付けコンクリートを用いた理由を教えていただきたい。

A. 偶角部を含む応力集中が発生しやすい形状なので、ひひ割れ対策として用いた。

設問2に関する聞き取り調査

A. T 立坑では、印象的な立坑部の変状事例が二つある。

3) 立坑部変状事例1

【変状が発生した立坑の概要】

立坑名 : T 立坑

立坑深度 : 約571m、 有効内径 6.1m

地質状況 : 白亜紀~古第三紀の流紋岩類。岩塊自体は比較的硬質であるが、各所に破砕帯熱水変質 作用のため割れ目が発達し、全体として不安定な岩盤状態を呈している。

立坑施工法 : ショートステップ工法、一階梯 1.5m

立坑覆工 : 30~50cm 厚コンクリート(岩質に応じて変更)、鋼製リング支保工、矢板

【変状の発生と経緯】

深度 GL.-365.1m において付図 2-7 に示す高抜けが発生した。



付図 2-7 高抜け部模式図

付図 2-8 高抜け発生階梯の底盤地質スケッチ

高抜けが発生した箇所の地質は付図 2-8 に示すように脆弱な岩と割れ目の発達した岩質とで構成されて いた。また、高抜けで崩落した部分は湧水で土砂分を洗い流され1~2cm 程度の小塊状を呈していた。この ため、以深の掘削に際しては湧水が亀裂間に流れ込むことにより、岩塊間の摩擦抵抗が低下し、大きな崩壊 が懸念されたので、二段階掘削を行うこととした。なお、高抜け箇所はセメントミルクを注入し、外圧の均 等化を図った。

二段階掘削の概要は付図 2-9 に示すようなもので、まず高抜け側約 1.0m を残した部分(付図 2-9 の[1]の 部分)を発破で掘削し、ズリを搬出する。次に、付図 2-9 の[2]の部分を人力で掘削し、その後 1 段目支保工 を設置し、矢板で山留する。最後に[3]の部分を人力で掘削し、支保工を設置して 1 ステップの掘削を完了 するというものだ。



付図 2-9 二段階掘削要領図

【発生因に関する考察】

付図 2-10 に深度 GL.-360m~-415m までの立坑周辺地質展開図を示す。図からわかるようにこの区間は粘 土をはさむ大小の断層・破砕帯が走り、粘土を挟在した非常に軟弱な地質が続いていた。

高抜けが発生した深度 GL-365.1m 付近は図に示すように、約80mm の粘土層が立坑側壁部で交差しており、この上部の粘土を挟在する軟質な岩が粘土層に沿って崩落したものと考える。ただ、岩質が軟弱だったため大きなブロックで崩壊しなかったとも考えられる。深度 GL-370m 付近は非常に風化が進んでザクザクの状態の箇所があったため、二段階掘削を行ったが正解だったと思う。



付図 2-10 深度 GL.-360m~-415m 区間の立坑周辺地質展開図

4) 立坑部変状事例2

【変状の発生と経緯】

深度 GL-378.6m において、覆工にクラックが発生した。クラック展開図を付図 2-11 に示す。図に示すようにこの区間では明らかな開ロクラックが連続して発生し、特に GL-378.6m 付近のクラックは開口幅が約5mm と無視し得ないものであった。

クラック発生箇所の地質の一部には風化が進みザクザクした箇所があり、全体的にも当たり取り作業がピックで掘削できる程度の強度しかなかった。しかし、湧水を伴わないため、肌落ち等はほとんど認められず なかった。また掘削後、移動型枠設置、ならびにコンクリート打設の間側壁は自立していた。

クラックは開口しているものの、クラック境界での覆工の突出や食い違いは見当たらなかったため、クラ ック発生箇所の覆工に鋼板をアングルで付図 2-12 のよう留め、コンクリート塊の剥離落下を防止し、クラ ックの詳細観察を行った。









【発生因に関する考察】

付図 2-13 に覆エクラック発生箇所の地山展開図を示す。図に示すように、この付近の岩質構成はザクザ

クした層が逆三角形のような形で出現し、GL.-381.6m 付近で立坑掘削断面より消えている。クラックの発 生範囲から考えてみると、発破などにより緩み範囲が拡大し、ザクザクした岩の層理に沿って異常土圧が作 用し、土圧の経時的変化により土圧が上昇したものと判断した。



付図 2-13 覆エクラック発生箇所付近地山展開図

付 2.3 HN 氏に対する聞き取り調査

HN氏は石炭鉱業会社にて超大深度立坑の設計・施工に従事され、設計と施工の両面にわたる豊富な経歴 を有されるわが国屈指の超大深度立坑エキスパートである。今回のご回答は書面によるものであったが、質 問内容の範囲を超えて多岐にわたる貴重なアドバイスをいただいた。本報告書には掲載しきれなかった事案 も多かったが、HN氏はわが国の立坑技術の継承に心を砕かれており、今後も機会を見て教えを請うととも に、発表の場を設けて行きたい。

設問1に関する聞き取り調査

A. 立坑から一般坑道への断面変更部で、支保工の変状が発生した。

【変状が発生した立坑の概要】

立坑名	:	U立坑
立坑深度	:	GL-620~GL-1170m 有効内径 4.0m
連接部深度	:	GL-620m、GL-920m、GL-1170m
地質状況	:	石炭層を含む砂岩、頁岩
連接部構造	:	両袖連接 人員資材昇降用 換気用立坑覆工
連接部の支保形態	:	I型鋼(100×125~150)支保工、丸太、矢木



付図 2-14 支保工変状の発生した連接部模式図

【変状の発生と経緯】

付図 2-14 に示すような立坑より一般坑道への断面変更部で、支保工の変状が認められたが、拡幅作業に よりしのいだ。なお、崩落を引き起こすような地山自体の変状は認められなかった。

【発生因に関する考察】

連接部は砂岩層〜頁岩層に設けられ、岩盤強度的には一応問題ないものと判断された。 同鉱業所の、別の排気立坑では湿度が100%に近く、岩石中の粘土鉱物がH₂Oを含み、膨圧を生じて支保
工に変状をきたすことは度々あった。また、入気部のため空気が乾燥している状況であった。

設問2に関する聞き取り調査

A. 換気連接坑施工後、立坑開さくを続行したが1ヶ月後に立坑部にクラックが発生した。

【変状が発生した立坑の概要】

	/ -	
立坑名	:	V 立坑
立坑深度 :	到達深度	1,200m
有効内径	:	7.0m 前後
地質状況	:	石炭層の介在する砂岩・頁岩互層から成る夾炭層
立坑施工法	:	ショートステップ工法、坑口周辺連接部はロングステップ工法
立坑覆工	:	坑口部 鉄筋コンクリート
		一般部 無筋コンクリート
		断層部 無筋コンクリート

【変状の発生と経緯】

GL-725m レベルの換気連接坑をロングステップ工法で施工後、従来のショートステップ工法で掘削覆工 を続行したが1ヶ月後にクラックが発生した。クラック幅は1~2mm 程度だったと思うが、肉眼ではっき り見え、ショートステップの階梯で2~3ブロックに及んだと記憶している。付図2-15に示したクラックよ りわずかな湧水は認められたが、滴水となる程のことはなく、その後の立坑施工に問題はなかったし、また その後に大きな変状は進行しなかった。



付図 2-15 立坑覆工のクラック発生模式図

【発生因に関する考察】

GL-725m レベル前後には石炭層があり岩盤の強度にムラがあったところへ、5~6m²といえども通気坑道 を貫通させたため、応力の変動があったと思われる。また、この坑道と立坑との間で自然通気が発生してい たので、周辺に覆エコンクリート内に温度勾配が生じクラックに発展したのかもしれない。

設問3に関する聞き取り調査

- A. 鉱山、炭鉱での連接は(2)の方法が一般的です。何故ならば立坑を完成してから連接部を加工すると なると
 - (イ) 足場を確保しなければならぬ・・・スカフォード上での作業で作業効率が悪い上、安全上も問題 である。
 - (ロ) 連接部施工時の発破や掘削による飛散屑、資機材がスカフォードと立坑の間等から落下し、施 工完了部の覆工を傷つけたり変状を及ぼすおそれがある。

連接部掘削のズリ貯め(付図 2-16 参照)、および排水サンプとして 2 ステップ程先行しておくこと は以下工程の発破の影響を少なくする上でも効果あり。



付図 2-16 連接部ズリ貯め模式図

ロックボルト、吹付けコンクリートの時代はなおさら(2)の方式が良いと思う。また、大断面にな る連接部の応力変動による変状対応も、即時、かつ効率的に行えると思う。

設問4に関する聞き取り調査

A. 私が立坑を設計した時期(1964~1967年)では特に設計理念や指針がありませんでした。応力の集中があるという観点からテーパーを付けただけで角度や長さについては先例に従っただけで、角度は概ね45°、長さは1D程と考えて設計したものです。ただ立坑連接部の用途(通気抵抗については不明、人員、資機材の昇降設備を設けるのか)により立坑径とのバランスを考慮して設計する必要がありそうです。

設問5に関する聞き取り調査

- A. 回答4にも述べたが立坑連接部は大断面となるため応力の集中や変動が予想される。したがって、
 - 立坑位置 連接部位置の地質・岩質を特に注意深く調査し選定する。断層破砕帯、湧水部、岩石 強度の著しく異なる岩層の互層、近辺に鉱山炭鉱等の旧坑、または空洞が存在しないか等に留意 する必要がある。
 - ② 現在の設計法や応力の解析法により計算できるのか知らないが、水平トンネルと同じく岩盤と覆 工との間に空隙や支保工類を介在させないこと。覆工は必ず地山と密着させる。
 - ③ 応力の集中を防ぐため、連接部の垂直、水平、斜方向から見てリングを形成するように覆工する こと。
 - ④ 連接部周辺の巻厚を変更させる。立坑一般部に比して1.5 倍程度が良いのではないか。影響範囲を 上下・左右1.0~1.5D 位とる必要があると思う。もちろん、計算で出るのであればそれで良いが。

設問6に関する聞き取り調査

A. 普通、超大深度でない限り下向掘削 (Sinking) では高抜けは起こりえない。超大深度で掘削中に山ハ

ネが生じると、立坑底面下に空洞が出来るがズリで閉塞される。側壁に出ることは少ないが、下向き 発破による空洞が斜めに影響して、ズリ明け後に側壁が計画以上に大きく凹んでいることはある。こ の場合は軟弱化した部分を排除して、覆工厚を大きくするしかない。覆工終了後はリングが形成され るのでよほどのことがない限り崩壊に至る程のことは考えられない。少なくとも、私は体験がない。

上向掘削(Climbing)では一般の水平トンネルと同じで地質の不整合(軟弱部)を起点として高抜け する。安全を確認した上で速やかな対応が必要。私はGL-950mから-750mまで200m断面6尺×6尺の 木枠(尺角材)で堀り上りを施工したが、幸い山ハネには遭遇しなかった。しかし、剥落による抜け 上りは断面が小さいので計画より1.0m位でおさまった。貫通後、上から下に向かってこの導坑を拡幅 掘削・築壁した。したがって、堀り上りでは、出来るだけ小断面で影響範囲を小さくすることが大切 になる。

設問7に関する聞き取り調査

A. 私の経験では超大深度斜坑底での山ハネによる土砂(岩石が破砕され砂礫粒子化した)噴出と同時の包 蔵圧力水の噴出のみで、これらは応力解放による「有限」であります。したがって、設問の状況に対 しては経験ありませんが、理論的には一般のトンネル掘削と同様に考えて良いのではないでしょうか。 付図 2-17 に示すような古洞からの湧水や、河川底が古洞へ陥没して浸水・水没する事例は S40 年前後 まで北九州等で多くありました。



付図 2-17 古洞からの湧水・河川底陥没による古洞への浸水・水没模式図

- 地質調査や周辺の古洞調査、先進ボーリング調査、日常観測以外に手はないのではないかと思い ます。立坑より下に水平坑があればベターですが。
- ② わかりません。
- ③安全上の問題が第一でしょう。立坑は狭いので逃避は甚だ難しい。
- ④ わかりませんが、平常調査による湧水量の有限か否か判断でしょうが、水道(みずみち)遮断の

対策をとるより方法はないのではないかと思います。

設問8に関する聞き取り調査

- A. 理由は掘削による応力開放の抗力しかない。岩盤強度がこれに耐えられるか否かの問題。ただ、最初に 掘削したときの支保工等の変状は即座に発生するが、しばらく時間を置いて拡幅掘削を行うときの支 保工や断面の変状はゆっくり発生する。すなわち、virgin な状態の岩盤応力解放は急速にバランスさせ ようとする抗力が働くが、ある程度の範囲に応力再配分が行われると、それ以後は安定化が図られる。 以上のような現象を見ていくと、次のようなことが言えるのではないか。
 - 時間や金が許されるなら、応力解放範囲を考慮して第一次掘削は小断面、第二次掘削では正規断 面閉合するのはどうだろうか。
 - ② 円形支保工を組むのは、仮設的には崩壊・崩落を防ぐのが目的で、これを永久支保工の一助にする には支保工裏の浮石や木材などを除去する必要があり、それにより支保工の剛性は失われてしまう。ロングステップで施工するなら上記事象の地山応力が安定したあと覆工すべきであり、支保 工の埋め殺しは無駄だと思う。

設問9に関する聞き取り調査

- A. 以下は、私が1963~1966年に石炭鉱山でGL-1,400mまでの夾炭層(砂岩・頁岩・石炭・互層)の掘削・ 採掘を実際担当して経験した事象を基にして記します。
 - ① 大深度特有の山ハネ、それに伴う CH₄ ガス噴出、包蔵圧力水の噴出、地温上昇等は GL-700m 以深 から-1,400m まで増加傾向で見られた。
 - ② 山ハネは砂岩層で毎発破で発生した。このため、幸いなことに岩石が砂粒状~砂利状になるくらい粉砕されて噴出した。同時に、砂岩に包蔵されていた多量のCH4が放出され、切羽から上部100m位はCH4濃度が5~15%と爆発範囲にあった。
 - ③ 粉砕・噴出した岩石量は計画掘削量の 1.5~5 倍(粉砕され増積もするが)に及び、坑道の進行方向・上下左右方向にズリを噴き出した。また、発破時のテッポーでも切羽はそのままなのに、どこからこんな粉砂が出るのかと思うほど、削孔跡から何m³もの岩石・砂粒が噴出し、毎回恐怖だった。

対策としては、以下のようなものが考えられる。

- (イ)山ハネの現象の傾向を克明に調査記録する(必ず傾向があるはず)。
- (ロ) 先進ボーリング(φ 50mm 以上、深さ 10m 位)を切羽面から必ず行う。これと、重複して、コア 採取やガス濃度、湧水量の測定を行う。
- (ハ) 安全対策に万全を期す。具体的には、安全施設(通路・避難所)の確保、教育訓練、ガス検知シ ステムの確立等が重要になる。

設問10に関する聞き取り調査

A. 思うところを箇条書きで記す。

- ① 超大深度掘削の場合、特に「山ハネ」現象が想定される。何をもって大深度というか判然としないが、土被り 500m 以上になれば危険と判断すべきだろう。いうまでもないが、山ハネは、特に硬岩で発生しやすい。
- ② 深部岩盤内には多量のガス(CH₄、H₂S等)と被圧された包蔵水が含まれているので、大容量の防 爆型コントラファンや排水設備を常備する必要がある。
- ③ 岩盤温度は次の式で確実に上昇する。

- ④ ある立坑の坑底では岩盤温度が42℃もあり、発破直後は湿度も高いため作業環境は最悪であった。
 発破後の換気、掘削ズリ撤去後でも、通気温度が38℃を下らない。したがって、作業員は汗による水分不足と、塩分不足が激しく「熱中症」を引き起こした。
- ⑤ 鉱山や炭鉱では立坑は人員・資機材の昇降、通気上の生命線である。したがって、これらの変状はその鉱区での生産が行われている間は、絶対に避けなければならない。したがって、鉱区の重心的な位置や地形・地質を調査の上、選定するが、生産に伴う掘削の影響を極力避けるために立坑の周辺に保安鉱(または炭)柱ゾーンを設けて立坑を保護している。鉱量が少なくなり、操業終了に近くなれば、この部分を下部から喰い始めて終掘・閉山となる。この保安柱を犯し始めると、立坑の変状はみるみる進んでくる。したがって、立坑位置の選定は周到なる周辺状況(空洞を含めて)の調査が非常に重要である。
- ⑥ 鉱山や炭坑では、立坑は別として、斜坑や水平坑は仮設という考え方がある。したがって、これ を変形を許さない剛性の高い構造として考えない。基本的に「岩盤の力に従う」という'yield'の思 想があるので、土木とは大きく違うが、盤圧を制御するということでは一つの考え方かもしれない。

付2.4 KK氏、YO氏に対する聞き取り調査

KK氏とYO氏は連接部で変状を生じた立坑施工を経験されている。今回はその貴重な経験をお話しいただいた。また、KK氏は今回ご回答いただいた中で、最も豊富な超大深度立坑施工経験を有されており、その一端をご教授いただいた。

設問1に関する聞き取り調査

A. 立坑から一般坑道への断面変更部で、大規模な高抜けが発生した。

【変状が発生した立坑の概要】 立坑名 : W 立坑 立坑深度 : 約 600m 有効内径 6.0m 連接部深度 : 深度 560m 付近 地質状況 : 砂岩・頁岩互層 連接部構造 : 両袖連接 人員資材昇降用 換気用立坑覆工 連接部の支保形態 : 支保枠、矢板



付図 2-18 水平坑道接続部での支保枠間の高抜け模式図

【変状の発生と経緯】

付図 2-18 に示すように、両袖連接部の水平坑道掘削時に支保枠の隙間から高抜けが発生した。水平坑道 は上半がすでに掘削されており、下半掘削後、支保枠を建て込んだ直後に、高抜けが発生した。発生位置は テーパー部と水平坑道の取り合い部に当たり、立坑坑壁から約 3m の位置。

人身事故などは発生していないが、規模が大きく、また安全が確認できないので近寄れない状態。通常で あれば木積み等で対処するのだが、鉱山会社の'しまつ屋'と呼ばれる事故復旧チームの方々に対処をお願い した。したがって、はっきりとはしないが抜けた高さは少なくとも10mはあったと思う。また、抜けた穴 は図に示すような楕円形で、短軸方向の幅は支保枠間距離(1,000~1,500mm)いっぱいだったと思う。

【発生因に関する考察】

断層や破砕帯の存在は確認されていないが、おそらくそれに類する弱層がほぼ鉛直に走っていたのではないかと思われる。

設問1に関する聞き取り調査

A. 連接部水平坑道の掘削中、立坑とテーパーの取り合い部にクラックが発生・発達し、コンクリート塊が

落下するようになった。

【変状が発生した立坑の概要】

立坑名	:	F立坑					
立坑深度		:	約750m	有効内征	≩ 6.0m		
連接部深度		:	深度 600m	n付近			
地質状況		:	石英のよ	うな粒子	が混じる、	水に触れる	と膨れる岩
連接部構造		:	両袖連接	揚炭、	人員資材昇	降用	
連接部の支援	呆形	能:艺	支保枠、矢	板			

【変状の発生と経緯】

付図2-19に示すように、両袖連接部の水平坑道掘削時に立坑とテーパーの取り合い部にクラックが発生、 鉛直上向きにクラックが発達し、コンクリート塊が落下するようになった。当該箇所の地山は、石英のよう なギラギラした粒が混じり、手で触るとぬめぬめしていた。また、水に触れると膨張する性質があり、大学 の研究室で測定したところ9~10 倍に膨れるとの結果が得られていた。実際、近傍の立坑部でもコンクリ ート型枠のボルトが破断したり、隣接する鉱山坑道でも盤膨れが頻発し、何度も盤打ちが必要な状況だった。



付図 2-19 水平坑道接続部での支保枠間の高抜け模式図

【発生因に関する考察】

膨張性の地山部に連接を行ったことが原因だと考える。多少、膨張するような地山でも立坑のような円形 断面ならば大きな問題が発生することはないが、連接部のような構造では構造的な弱部ができやすく、変状 が発生したのではないか。この事例では、両袖の水平坑道を掘削中に、クラックが発生・進展していったと ころから、剛性の低下によって弱いほうに荷が押し寄せたのではないかと考える。

設問3に関する聞き取り調査

A. 連接の規模と、連接地点の地質状況によると思う。鉱山坑道では、立坑連接と同様の鉛直-水平連接を
 (1)の方法で実施している事例が多くある。その場合、連接規模は小さいものがほとんどだが、無支

保で掘削されることが多いようだ。また、私の経験からすれば、山が悪くても、支保を早く建て込む ことができれば、大きな問題は生じないと考える。まして、ロックボルトや吹付けコンクリートによ る支保を前提にするならば、連接工法の自由度は増すと思う。

設問4に関する聞き取り調査

- A. テーパ部の力学的な役割については不明な点があるが、私の施工経験からするとテーパー部はどうして も肌落ちしやすいことは間違いない。これは、発破による影響もあるのだろうが、テーパー形状自体 に問題があるのかもしれない。また、テーパーを設けても偶角部は残るから、応力集中の影響も考え られる。このような、肌落ちを放置していると、大きな変状や崩落につながる危険性が高いので、ロ ックボルトで肌落ち押さえをすることが重要だ。
- Q. それに関連して教えていただきたいが、過去の施工記録を調べると、C 立坑や D 立坑では連接工事に ロックボルトが試験的に用いられているが、その時の評価があまり芳しくなかったせいか、その後 20 年近くロックボルトが連接工事に用いられた記録はない。実際のところ、施工サイドにおいて、どの ような評価がロックボルトにされていたのか。
- A. 私は、C 立坑とD 立坑の両方の工事に参画した。D 立坑では連接工事には参画していないが、C 立坑では連接工事に参画している。工事記録でどのような評価が行われているかはわからないが、ロックボルトの効果は確実に得られていたものと評価していた。ただし、ロックボルトだけで支保を済ませてしまい、支保枠を建て込まないと大きな崩落を防げないという議論は当時からあった。また、その後の連接工事でも一般的にロックボルトは使用されてきたことは間違いがない。実際に施工してきたのだから。
- Q. おそらく、そのことが工事記録に明確に述べられていないため、ロックボルトの効果を否定的に受け取ったのだと思う。ところで、どのようなロックボルトを使用していたのか。
- A. ほとんどの場合、長さ1.5~2.0mの鉄筋の先端に割れ目を入れて、その割れ目にクサビをはさみ、ジャック・ハンマーでボアホールの中に叩き込む先端定着式ボルトを使用した。ベアリング・プレートは10~15cmで、いずれも立坑工事現場の鍛冶場で作成した。

設問5に関する聞き取り調査

- A. 設問3でも答えたように、支保の建て込みを早くすることが重要だ。現在のようにロックボルトや吹付 けコンクリート等の即効性を期待できる支保を用いるのであれば、特に留意してほしい。 また、立坑からのテーパ部、および水平坑道の覆工天端部には空洞を残さないように施工する工夫が 求められる。覆工打設後に、覆工背面をコンタクト・グラウトしたこともある。
- Q. それに関して質問したいが、従来の支保枠と矢板で支保を行った連接部工事では、覆工打設時に矢板を 埋め殺してコンクリート打設するのか。 埋め殺したままで、打設するのが普通だという人がいるが、 残された施工写真などをみると、矢板を取り外してからコンクリート打設しているように思われるの だが。
- A. どのような理由で矢板を埋め殺すと答えられているのか分からないが、矢板を取り外してコンクリート 打設し、地山と一体化した覆工を構築することが基本だ。少なくとも私が施工してきた連接部はその

ようにしてきた。もちろん、支保枠と地山の当たりを取る部分の矢板は残すし、地山の安定上、矢板 を撤去することが難しいと判断される部分は矢板を残したままでコンクリート打設することもある。 しかし、そのような部分は矢板の背面を裏注することが基本だ。

設問6に関する聞き取り調査

A. 私が経験した高抜けは常に水を連れてきていた。これは高抜けの発生機構と何か関係があるのか分からないが、経験的に得た知見である。このことと直接関係するか分からないが、炭坑のような超大深度立坑開さく地点の地山は、水がつくと軟弱化することが一般的なため、止水処理を確実に行うように努めた。また、上部で処理した湧水を覆工背面にまわさないように努めた。

設問7に関する聞き取り調査

- A. 答えられる範囲でのみ回答する。
 - 探査ボーリングで慎重に地下水の状況を確認することが重要。ボーリングで湧水が 50/min しか出ないような地点でも、開さくしてゆくと他からの地下水が流れ込んできて思わぬ大湧水が発生したりするので、水注入などで必ずチェックすることが大事。
 - ② 止水注入の圧管理を徹底する。基本的に湧水圧の3倍まで注入圧が上昇したことを確認するべきだ。0.4~0.5MPa程度の注入圧しか掛からないときは、長時間押しても注入圧が上昇せずに、注入材がどこかに漏れているような場合もある。そのような場合は、ある程度の注入量が確認できた時点で、1:2とか1:3程度にまでミルクの濃度を上げてやると、一気に注入圧が上昇することが多い。昔のポンプだと、0.8~0.9MPa程度にまで圧が上がると、10分程度で限界の2.0MPaまで一気に圧が上昇した。ここまでの注入圧を作用させれば、かなり超大深度の湧水に対しても信頼のできる止水工が実施できると思う。
 - ③ ポンプを増設することで水没させなくても良いと答える人もいるが、やはり湧水圧が大きい場合 はできるだけ早く水没の判断を下すべきと考える。鉱山などでは、数年間ポンプ排水しているう ちに、湧水がなくなったという事例もあるが、工期が限定される立坑工事ではそのような余裕は ない。早く掘削作業に移行するためには、どうすれば確実に止水できるかを規準に優先順序を決 めるべきと考える。
 - ④ ポンプ増設ということになるが、③の判断を誤らないことが大切。

設問8に関する聞き取り調査

A. MI氏の意見に賛成で、また(6)でも述べたように私の経験では高抜け時には、ほとんど出水を伴っていた。

設問9に関する聞き取り調査

A. ガスと水が探査ボーリングから噴出したことがある。このときは、直ちに上に連絡して坑内の電気を切断するとともに、送風を最大にして坑内換気でガスを希釈させた。その後、スタンドパイプを建て込み、スタンドパイプのコックでガスと水の噴出を止めた。その後、坑内のガス濃度が下がってから、 作業を再開した。炭坑の工事などでは、わずかなガスの漏出は常時あるものとして、防爆設備に万全を期すとともに、こまめなガス濃度の測定が重要となる。

また、ほぼ一枚板に見える坑底で止水注入の最中に、突然、山ハネのように坑底の半分が200~300mm

持ち上がったことがある(付図 2-20)。これは、山ハネとは呼べないかもしれないが、注入圧が地山の解放されなかったエネルギーに何らかの影響を与えて発生したのかもしれないと考えている。



付図 2-20 止水注入時の坑底の浮き上がり模式図

付 2.5 TO 氏に対する聞き取り調査結果

TO氏は非常に特殊な地質条件、ならびに施工条件での連接工事を施工された。しかしながら、その連接 工事では施工上の難しさはあったものの、変状・崩落などは発生していない。この事例を他の事例と比較す ることで、連接部の安定性に関する考察が深まるものと考え、その工事の概要を聞き取り調査した。

設問1に関する聞き取り調査

A. 水平坑道で大規模な押し出し・盤膨れが発生した後に、立坑開さく・連接を行った。

【変状が発生した立坑の概要】(連接部の設計仕様:付図2-21)

立坑名	:	X 立坑					
立坑深度		:	約 260m	有効内径	4.0m		
連接部深度		:	約260m イ	寸近			
地質状況		:	M 緑色岩	類輝緑凝灰	法		
連接部構造		:	片袖連接	水圧鉄管	据付用		
連接部の支付	积形	態:	吹付けコン	クリート、	ロックボル	~ト、鋼製	! 支保工

- Q. 地質条件的にも、施工条件的にも非常に特殊な連接工事だと聞いているが、その概要からご説明いただ きたい。
- A. 工事地点は、中央構造線近傍の非常に複雑な地質構造にあり、立坑は背斜構造の背斜軸そのものを開さ くすることになった。数mから数10mおきに、厚い粘土の層が挟在していたため、さほど大量の湧水 は発生しなかったが、全体が非常に軟弱な岩で構成されており、発破の利きが悪いところもかなりあ った。連接部は連接坑底から10mほどが断層ガウジと呼ばれる断層の風化が進んだ粘土と粒の細かい 砂礫とで構成されていた。

正月前に連接の近傍まで水平坑道を掘削したが、側方から押されるようなので丸太をストラット代わ りにかましておいた。ところが、正月明けに現場に戻ると、側方の押し出しと盤膨れで、丸太が座屈 し、吹付けコンクリートに大きなクラックがいくつも走っている状況だった(付写真 2-1,2-2)。この水平 坑道はインバートが設けられていなかったので、対策としてインバートを掘削し、インバート・スト ラットをかましてから、インバートコンクリートを打設した。



(a) 連接部平面図



付図 2-21 X 立坑連接部一般図



付写真 2-1 水平坑道部の変状状況



付写真2-2 吹付けコンクリートのクラック

一方、施工状況としては立坑の開さく方法が途中から変更になったことが大きい。この立坑は深度が 260m 程度で、圧力鉄管を設置するための立坑だったので有効内径もφ2.5m 程しか必要がなかったので、 レイズボーラー工法で開さくする予定だった。ところが、地山が悪いためパイロット孔(φ350mm 程 度)の穿孔中、ロッドが地山に摑まってしまうようになった。周辺を注入改良しながら進めたが、深 度 160m ほどのところで、注入しても山が押してきてロッドを回収することができなくなり、役所の指 示でレイズボーラー工法から、ショートステップ工法への工法変更がなされた。このとき、下部の水 平坑道は立坑直下まで掘削され、レイズボーラーのリーミング・ビットを組み立てるために拡幅掘削 が終了した状態にあった。

- Q. 連接部はどのような条件で施工されたのか。
- A. まず、工法変更が決まってから、ショートステップ工法のための坑外設備工の間に、平行して水平坑道 に圧力鉄管の据付と、その周辺のコンクリート充填工を行った。したがって、連接時には立坑が到達 する面までの水平坑道は圧力鉄管が据えつけられ、コンクリートで充填されている状態にあった。 また、立坑の湧水を連接部に放水して、水平坑道を通して排水するため、連接部内に釜場を設け、釜 場に2台の水中ポンプを据えつけて排水できるようにした。水中ポンプを2台据えつけたのは、途中 でどちらかが故障しても、どちらか一台が生き残れば排水が続行できるようにしたものだ。幸いなこ

とに、どちらも最後まで故障することなく排水が行えた。

- Q. 立坑連接に備えて、その時点で連接空洞をズリなどで埋め戻したりはしなかったのか。
- A. 検討はしたが、排水能力が落ちることを嫌って行わなかった。しかし、上から開さくしてきて、突然、 坑底ごと重機や人が転落してしまっては困るので、連接部の支保工を H 鋼で溶接して連結し、立坑の 到着によって支保工が転倒しないようにした。その上で、立坑坑底が連接部の 10m 位に近づいたあた りから、掘削ズリを上へキブルでズリ出しする代わりに、徐々に連接空洞の中へ落とし込むようにし た。そして、空洞がズリでだいたい埋まった状態で連接するようにした。ただし、連接内が排水した 水で満たされていたようで、ズリがへドロ状にたまっていたため足元を確保するのが大変だった。
- Q. それ以外に連接で苦労したことはないのか。
- A. 特にはないし、崩落も変状も発生しなかった。
- Q. 話を伺っていると、予め水平坑道部をコンクリートで充填しておいたことが結果として立坑到達に対する大きな対策工になっていたように思われる。また、連接拡幅部を空洞のままで残しておいたことが、結果として水平坑道の充填コンクリートと圧力鉄管に対する養生になったと思う。
- A. その意見には賛成だ。連接拡幅部を水平方向に連結した上で、吹付けコンクリートを増し吹きすること を提案され、実施したがあまり意味はなかったように思う。
- Q. それをお願いしたのは私だが、特に根拠があってお願いしたわけではない。そのときにも言ったと思うが、あれだけ地山の悪い部分で連接するのだからできることはやっておこうというほどの意味しかない。ただ、あのように粘土質な断層ガウジでは、ロックボルトの効果はあまり期待できないと思って、吹付けコンクリートと支保工の剛性を大きくしておこうというほどの意味だった。

その上でお聞きしたいのが、水平坑道で発生した側方の押し出しや盤膨れは側方地圧によるものと考

えるか。

A. やはり、側方地圧によるものと思う。理由としては地形的な要因と造山作用による要因の両方が合わさったものだと思う。立坑は、前に述べたように背斜構造の背斜軸を開さくしたものであり、地形的には谷部地形で、水平坑道と直下右方向の尾根がやせていた。また、地点的にも中央構造線の近傍で非常に複雑な造山作用を受けた地点であったためだ。そのため、パイロット・ボーリングのロッドが回収できないほどの地圧を受けたものと考える。なお、立坑開さく中に地圧に起因すると考えられる変状は一切発生していない。

This is a blank page.

付録3

超大深度立坑における崩壊・変状発生因に関するレビュー

This is a blank page.

付3.1 超大深度立坑連接部崩壊機構に関するレビュー(1)

櫻井名誉教授は、あらかじめ、3章文献調査、4章聞き取り調査、ならびに本章5.2~5.4節を査読いただき、これに関するご意見をメールの形でいただいていた。本文は、そのメールに基づき平成17年3月4日に実施したレビューの内容を記録するものである。文中において、SSは櫻井名誉教授の発言、ITはレビュー実施者の発言である。

なお、櫻井春輔名誉教授は、長年、岩盤力学の研究に従事され、教授のご提案される限界ひずみはわが国 の地下構造物安定指標として広く利用されている。また、現場計測変位の逆解析手法の開発、岩盤の時間依 存問題、発破振動、さらには地下空間利用の分野においても世界的に目覚しい研究成果を挙げられるととも に、地下石油備蓄基地、地下発電所、CAES (Compressed Air Energy Storage)、超大断面高速道路トンネル 等の多くのプロジェクトに参画され幅広いご活躍をされてきた。なお、1995~1999 年の間は、ISRM (International Society of Rock Mechanics)総裁を勤められるなど、世界的にも著名な岩盤力学の権威である。

- SS:まず、3章文献調査について質問したい。超大深度立坑連接部施工、ならびにコンクリート覆工に関し ては詳細な記述がありますが、破壊に最も関係する岩石強度がまったく不明です。したがって当然の こととして、力学に関する記述が皆無であり、崩壊のメカニズムを定量的に評価することが非常に難 しいと言うのが印象です。原報告書には岩石強度等についてまったく記述は無いのでしょうか?
- IT:鉱山の超大深度立坑の設計・施工に際しては、岩石の試料試験や原位置試験は基本的に行われていません。土木関連の超大深度立坑では、ある程度のデータがありますが、変状の発生した深度の岩石試料とは限りません。これは文献調査対象に限らず、聞き取り調査対象の立坑に関しても同じです。ただ、いくつかの鉱山立坑では変状が発生した地点の岩の試験を大学に依頼しており、入手可能なものはあるようで、現在、調査しています。
- SS:今回の調査結果を見て、改めてショートステップ工法は立坑に適した工法だということが良く理解で きます。ロングステップ工法と比較すると、高抜けに対する安全性等の面で著しく優れていると考え ますが、それだけでなく一回の階梯高さを小さくして、掘削後、直ちに巻きたてるという考え方は NATMの最も重要な考え方を立坑において実践していると考えます。

Rabcewitz が NATM を提唱したのと同じ時期に、このような工法が日本で開発されたことは非常に誇らしく思います。また、現在の技術からすると、移動型枠による一次覆工を吹付けコンクリートで置き換えようとする考え方が出てくるのでしょうが、ある程度早期の強度発生が確保されているなら、ことさらに置き換える必要はないと思います。

立坑のような狭い作業スペースで、また鉛直方向に換気を行わなければならない条件下では、吹付け 作業のような大量の粉じん発生を伴う作業は避けるべきと考えます。ただし、ロックボルトについて は高抜け対策としても有用であると思われますし、是非導入することが望ましいと思います。

- IT: 了解しました。検討させていただきます。
- SS:そのうえで、ショートステップ工法は基本的にNATMと同じ考え方に基づいていますが、支保の形態はNATMと大きく異なりますから、その違いを踏まえて過去の実績を評価しなければなりません。考察には十分注意が必要だと思います。その意味からすると、連接部施工にNATMの形態を採用し、現場計測も実施している最後の3.18節のQ立坑は参考になります。
- Ⅱ:ご指摘を参考に、再度、過去の実績を評価してみます。

- SS:崩壊の発生因に関する貴君の考察は、過去の事象を詳細に分析して、よく書けていると思います。しかし、一つ大事な点が抜けています。それは発生している応力です。立坑連接部の応力状態は通常のトンネルとは違います。通常のトンネルはトンネル軸方向応力が一般には中間主応力になりますから、モールの応力円で破壊を考える場合、接線応力と半径応力とを考えればよいのですが、立坑の場合は、ある深さまでは軸方向応力は中間主応力でしょうが、ある深さ以上では軸方向応力が最大主応力になるケースも有りうるように思います。側圧係数が小さい場合、わが国では側圧係数は欧米にくらべて小さいとされているのですが、特に問題になるでしょう。したがって、その点を含めて立坑連接部の応力状態をモールの破壊基準との関係において述べる必要があります。もちろん、そこでは岩盤の強度が必要です。
- IT:非常に参考になるご指摘です。特に、連接の施工時には最大主応力であったものが中間主応力に転移したり、中間主応力であったものが最大主応力に転移したりするなどの現象が考えられます。これは、単に主応力方向が変化するだけでなく、発生する蓋然性の高い崩落形態が遷移することでもあり、慎重な検討が必要に思います。また、このことは最終的な支保の考え方にも大きな影響を及ぼすものと考えます。
- SS:それに関連して、「深度 300m を超える超大深度では、作用する地圧が大きく、結果として応力集中も 過大なものとなる・・・・」とありますが、立坑連接部では、応力集中も気をつけないといけませ んが、自由面が増えるため応力緩和による抜け落ちに対しても注意が必要であると考えます。
- IT: これも非常に重要なご指摘であると考えます。これは、立坑掘削では円周方向の圧縮応力が卓越し、地 山の安定性が保たれているが、連接部掘削に移行するとその圧縮力が緩和することで徐々に安定性が 低下するという意味なのでしょうか。特に、不連続面で仕切られた岩塊ブロック等が連接部に存在す ると、安定性が非常に低下し、落石やそれに随伴する崩落などが発生する危険性が高いように思いま す。
- SS:そのように考えてよいと思う。
- IT: 聞き取り調査の中で、KK 氏から連接部の掘削ではどうしても小崩落が頻発するとの知見を拝聴しましたが、そのように考えるとつじつまが合うような気がします。
- SS:コンクリート覆工の破損が局所的に現れる理由として MI 氏が述べていることに私も賛成です。また、 コンクリート覆工の破損と、高抜けは同じメカニズムであるとする貴君の結論には大賛成です。ただ、 MI 氏が述べている「多量の地下水を含み・・・・・断層や破砕帯が不安定化し、・・・」とあるのは 理解できません。貴君も「・・・断層・破砕帯中の間隙水が排水されると・・・層が不安定化し・・・」 とありますが、排水されれば有効応力は増大し、むしろ安定化するのではないでしょうか?

私は、むしろ大きく傾斜した断層や破砕帯上のせん断応力が、モールの破壊基準に達して破壊すると 考えます。もし、立坑軸方向応力が最大主応力となれば当然、立坑壁面近傍は縦方向に大きな軸力を うけることになり、その軸から(45°+ ϕ /2)の方向に滑ることになるはずです。ちょうど、斜面の安定 計算において法肩にサーチャージのあるようなケースです。この場合、貴君が言っているように、 NATM の考え方でロックボルト、アンカー、吹き付けコンクリートを用いて合理的設計は可能になる と思います。

IT:そのご意見には疑問が残る。圧密問題のように、上載荷重などによって、ゆっくり地下水が排水される 過程ならば、排水された地下水に作用していた応力が土粒子骨格部分に伝達され有効応力が増大し、 新しい安定状態に移行することになるが、この問題は掘削に伴って、断層や破砕帯中の地下水が一気 に流出する問題です。 この場合、地下水の間隙水は一気に解消され、それが受け持っていた荷重を一気に岩盤部分が負担す ることになりますが、それを可能とする新しい安定状態に移行する以前に、安定が崩れ崩壊が生じる と考えてよいのではないでしょうか。

- SS:その考え方は、有効応力の概念に触れると思います。やはり、消散した間隙水圧が岩盤部分に有効応 力として作用し、その新しい応力状態が破壊崩落線に触れ、断層や破砕帯の崩壊が生じると考えるべ きだと思います。
- IT:この問題に関しては、ずいぶんご議論いただきましたが、数値解析でこれを検証することが必要な気が します。先生のおっしゃるところと、さほど大きな差はないような気もするのですが、メカニズムが 異なると変状の規模がかなり異なってくるように思えますし、有効応力の概念に触れるところはない ような気もするのですが。
- SS:結果を楽しみにしています。
- SS: E 立坑と L 立坑においては、偏圧について述べておられます。偏圧の要因として地形要因と過去の造 山運動の二つを指摘しています。さらに、高抜けにより覆工には見かけ上の偏圧が作用する場合もあ るのではないでしょうか。覆工の破壊にはこの高抜けが大きく関与しているようにも思います。
- IT:全く同じことを記述したつもりですが、言い回しがよくなかったのかもしれません。この二つの事例では、地形要因と過去の造山運動は偏圧の原因ではないと書いたつもりですが、うまく記述できていなかったのかもしれません。

付3.2 超大深度立坑連接部崩壊機構に関するレビュー(2)

芥川助教授には、事前に3章文献調査、4章聞き取り調査、ならびに本章5.2~5.4節を査読いただき、また櫻井名誉教授から寄せられたメールも併せてご一読いただいた。本文は平成17年2月25日に実施したレビューの内容を記録するものである。なお芥川助教授とのレビュー内容において、櫻井名誉教授と知見や結論において重複する箇所は割愛した。文中において、SAは芥川助教授のご発言である。また、ITはレビュー実施者の発言である。

なお、芥川真一神戸大学助教授は、岩盤力学の分野において、最も将来を嘱望される若手研究者の一人であり、現場計測変位を基にした非線形逆解析手法の開発や磁歪計を利用した支保部材応力測定の分野などで 目覚しい業績を上げられつつある。また、芥川助教授は岩盤力学分野で最も優れた学位論文に授与される Rocha Medal のアジア初の受賞者でもある。

- SA: 立坑連接部の設計・施工を考える上の基本姿勢として、次の観点が重要だと考えます。すなわち、深 度が大きくなるにつれて土圧が増大すること以外は、地山を掘削する点で通常のトンネルと共通する 点は多い. トンネル技術で用いられるさまざまなモニタリング技術を必要に応じて適用することが重 要である。
- IT:基本的に賛同いたします。ただ、高抜けなどの現象は地質構造と下部へ掘削することによる立坑の工事 形態によって発生するものですので、重力の影響による事象をモニタリングできる方法も考えるべき ではないかと思います。
- SA:連接部の挙動を支配する主要因群としては以下のような点が重要だと思います。連接部が安全に施工 できるかどうかは初期応力や周辺岩盤の変形特性などに大きく支配されます。初期応力については、 立坑の設計前に入手できる情報がどの程度正しいかは厳密には分かりません。そこで、立坑の開さく に応じて、掘削時の変形挙動を逆解析などにより分析することで連接部の初期応力状態を、そこに到 達する以前に、より正確に求めることが可能と考えます。また、初期応力の分布が当初設計と大きく 異なるような場合、連接部の設計変更を考慮することも必要になるかもしれません。

岩盤の変形特性についても同様であると考えます。事前の調査による情報には限界がありますので、 施工を進める上での最新の情報から連接部の岩盤の変形特性を推測し、初期応力の最適推定値と合わ せて当該領域の安全性を予測すべきと考えます。

- IT:全く同様に考えますが、立坑施工では計器配置や運用の面で難しい点があることをご理解いただきたい と考えます。基本的に立坑断面は狭く、常時、スカフォードやキブルがこの中を運行するために、計 測作業を実施できるスペースが非常に限定されます。また、下部へと開さくしていくために上部の計 器に異常が発生しても、なかなか手当てができないとかの面です。
- SA:トンネルで開発された要素技術を効率的に利用することは重要だが、そのまま計測の運用形態を踏襲 するのではなく、そのような立坑の特殊性をふまえた計測の運用管理が必要になると考えます。また、 計測項目の選定に当たっても、何が立坑連接部や立坑本体の安全性を支配するのかという点を吟味し て選定することが大事だと考えます。
- IT: 了解しました。解析的に超大深度立坑連接部や立坑本体部の崩壊機構を検証した上で、連接時にどのような変形挙動を呈すことが危険につながるか等の点をつまびらかにし、計測項目の選定に当たりたいと考えます。

- SA: ロングステップ工法からショートステップ工法に移行した時点で、フーティングがなくなったが、連接部を NATM 的な支保を導入するようになって、また連接上部にフーティングを設けるようになったがこれはどういう理由でしょうか。
- IT:特に理由はなく、最初にNATM支保を導入した現場でフーティングを導入したことが、そのまま継続したようです。基本的には、不要と考えるが、なぜ不要かを明らかにする必要はあると思います。 櫻井名誉教授からも、同様のご意見をいただいたが、櫻井名誉教授は、もし自分が連接部の設計者であれば、安全上のマージンとして、どこかで一度上部の覆工を受ける構造を設けるだろうとおっしゃっていた。私も、そのご意見に賛同です。
- SA:その上で、フーティングは必要か改めて考える必要があると思う。フーティングが必要とされていた経 緯は、コンクリート・ライニングと地山のせん断付着が十分でなく一階梯分のライニングの重さを意 図的に地山に伝える必要があると判断したからだと考えます。

もし、このタイプの施工が予定されているなら、実際にライニングの鉛直応力がそのセオリーどおり になっているかどうかをモニタリングによって確認することが必要と考えます。現在の連接部施工が 吹き付けコンクリートを利用し、地山の変形が収縮方向であること、またライニング施工もできるだ け早く行うことなどを勘案すると、地山が十分なせん断反力を発揮し、特殊な構造を考える必要は無 いのかもしれないと考えます。

IT:おっしゃるとおり非常に重要な問題だと考えます。また、ショートステップ工法そのものの考え方にかかわる問題ではないでしょうか。ショートステップ工法では、一階梯の高さを小さくして逆巻きで覆 工していきますが、これは各階梯で立坑周辺地山が自立することを前提にしていると考えます。この 自立しているという意味を厳密に定義することは難しいのですが、下部の掘削によって地山が崩壊す ることがないという意味でお考えください。

したがって、覆工が地山崩落を抑止しているのであれば、覆工の滑落や沈下はそのまま地山の安定を 阻害するのではないでしょうか。この場合、NATM に転換する前に、一度、上部の覆工落下や沈下を 抑止する意味でフーティングを設けるということは、設計上のマージンとしてありうるのではないか と考えます。

ただ、深度1,000m もの覆工重量の全てを支えるフーティングということになれば、とんでもない構造になるでしょうし、実際に作用する重量は全くわずかなものだと思います。櫻井名誉教授も、あくまでも設計上のマージンとしてフーティングを設けるが、覆工重量は覆工と地山の周面摩擦で支持されるとのお考えでした。なお、実際には周面摩擦というよりは、地山壁面の凹凸による機械的な抵抗によって支持されるだろうとのことです。

SA:まず、ショートステップ工法において、各階梯の地山が自立するメカニズムをつまびらかにし、それ 踏まえた上で実際の施工において地山の自立と覆工の落下や沈下に対する安定性が保たれているかを モニタリングによって確認することが大事だと考えます。 This is a blank page.

JAEA-Research 2008-048

付録4

数値解析による超大深度立坑連接部崩壊機構検証のレビュー

This is a blank page.

付4.1 数値解析による超大深度立坑連接部崩壊機構検証のフィージビリティに関するレビュー

超大深度立坑連接部崩壊・変状機構を数値解析により検証することの妥当性と、実務的なフィージビリテ ィについて識者のレビューを受けた。レビュー対象者は清水則一山口大学教授と吉田秀典香川大学教授であ る。清水則一教授は GPS を用いた斜面安定モニタリング、地下空洞の先行補強および安定性のメカニズム の解明、ファジー理論を用いた岩盤分類手法の開発、現場計測に基づくトンネルの弾塑性境界の同定手法等、 岩盤工学の幅広い分野で業績を挙げられるとともに、日本において有限差分法を現場の問題へ先駆けて活用 した一人である。また、吉田秀典教授は岩盤力学、破壊力学の分野で最も将来を嘱望される若手研究者の一 人であり、特に実現象を模した数値解析モデルも開発には定評がある。また、これまで筆者らの数値シミュ レーションを用いて地盤構造物の崩壊機構を解明する研究をご指導いただいており、本調査・研究の方法も 吉田秀典教授のご指導に立案するものである。

清水教授には、あらかじめ、3 章文献調査、4 章聞き取り調査、5 章崩壊機構の考察とレビュー結果を査 読いただいた。以下に、これらを基に平成17年2月28日に実施したレビューの内容を示す。NS は清水教 授、IT は調査者である。

NS:まず、文献調査結果、聞き取り調査結果を見てショートステップ工法が非常に合理的な立坑工法であ るということを認識しました。この工法の改良点としては、いかにサイクルを早くして覆工を打設する か、その際に、ロックボルトおよび吹付コンクリートをいかに打設するか、ということではないかと思 います。また、顕著な不連続面があらかじめ把握されている場合、また、次掘削ステップでやや不安定 な事象が生じる可能性がある場合、必要に応じて周辺岩盤を先行補強することも考えられます。そうす ることによって、将来のリスクを回避する効果もあると思われます。

その上で、櫻井先生のご指摘された事項、特に深度が大きくなるに伴って最大主応力の軸が変化する 可能性があること、および、連接部では、一旦応力集中が生じた隅角部において、連接部掘削に伴う応 力緩和(解放)による崩壊を考えなければならないという二点は重要だと考えます。このご指摘は、通 常の水平坑道における連接と、鉛直立坑と水平坑道間の連接との応力経路の違いを的確に指摘されてい ると思います。

また、高抜けという現象とその別形態である覆工に作用する異常圧という現象は、やはり立坑とその 連接を考える上で最も重要だと思います。これらの現象の基本的な機構は非常に単純なものですが、そ の対策工や防止工を適切に設計するためには、これを数値的にモデル化する必要があると思います。特 に、断層・破砕帯の脚部を立坑開さくした時点で、断層や破砕帯が一気に滑り出すのか、それともそれ 以前から何らかの兆候があるのか等を検討することは、実務への貴重なフィードバックが可能ではない かと考えています。つまり、事前に、崩壊のモードおよび前兆と立坑の挙動(計測可能な物理量、たと えば、岩盤変位や覆工の応力など)の対応を数値計算によって明らかにしておくことです。なお、出水 事例は今回の直接の業務範囲ではないようですが、やはり立坑施工では最も重要な問題と考えます。

超大深度立坑連接部におけるこれらの崩壊・変状現象の発生機構をLagrangeの方法に従う有限差分 法で解明しようとする試みは賛成です。地下構造物掘削時に発生する崩壊の基本的な機構は連続体の範 疇で工学的な評価が可能と考えるからです。これは、あくまでも巨視的な崩壊挙動・崩壊機構を検証す る立場で考えるもので、実構造物の詳細設計においてはサイト・スペシフィックな不連続面の分布やそ の特性を取り入れた解析が望ましいことはいうまでもありません。ただ、文章中にも述べられているよ うに、不連続面を考慮した解析を行う上で最も問題となるのは、解析に供すことのできる精度で不連続 面の情報を調査できるか、ということですが、連続体解析によって基本的な崩壊機構を精査しておけば、 何を調査しなければならないかが明確になり、より効率的かつ効果的な調査が行えると思います。

次に超大深度立坑連接部の崩壊機構を解明するため提案された数値シミュレーションは、今回調査し た崩壊・変状問題を網羅できていると考えます。私も、超大深度立坑の連接部の崩壊機構を解明するた めには、連接形態そのものによる崩壊発生因子と超大深度という条件および地質条件による発生因子を 分けて考える必要があると考えました。

連接掘削時の応力再配分過程が立坑と水平坑道の三次元的な連接と、水平坑道どうしの連接とでどの ように違うのかがあまり明確にイメージできませんでしたが、櫻井先生のご指摘である程度問題が明確 に把握できたように思います。ただし、この問題は連接規模や連接形態で解析結果が大きく異なってく る可能性があるので、標準的な崩壊機構というようなものはないと思われます。つまり、現場条件オリ エンテッドでしょう。その意味で、まず掘削時にどのように連接部周辺の地山応力状態が変化するかを、 まず検討することから始める必要があります。そのためのモデルとして、F 立坑の連接部は規模的にも 形状的にも妥当ではないかと思います。

当たり前のことですが、連接工事によってこれまで掘削してきた立坑に変状や崩壊が発生するような ことがあってはなりません。連接施工が上部の立坑本体に及ぼす影響を検証するためには、連接施工に よる周辺地山への影響を検討すると同時に、芥川先生がご指摘されているように立坑がどのようにして 自立しているかを明らかにする必要があります。このことは、ショートステップ工法の支保メカニズム を明らかにすることでもあると考えます。これを検証するには、ご提案の数値シミュレーションは妥当 ではないかと考えます。しかし、実務的にはかなり膨大な計算になり日数も掛かると思います。非線形 計算ではなかなか難しいのですが、力ずくで数を計算するよりは試計算で当たりをつけて効率的に検討 ができるよう工夫されるべきです。また、そうすることで、側方係数等のケースを増やしたほうが有意 義な検証が行えると思います。その際、支保の形態、規模などによって岩盤の応力の再配分がどのよう になるか、応力分布のみならず応力経路を精査することで、支保の最適化の資料を得ることができるは ずです。

連接部の水平坑道掘進に伴う地山の剛性変化によって生じる連接部の押し出し現象を検証するには、 やはり F 立坑で生じた変状を数値解析上で再現することが望ましいと思います。ただし、有限変形解 析ですと覆エコンクリートにクラックが生じた付近で変位の不適合が発生する可能性があるので、計算 にひと工夫する必要があるかもしれません。

最後に、高抜けという現象のメカニズム自体は単純で、これを数値計算上で再現することは難しくは ないと思いますが、3次元の有限差分法にジョイント要素などの境界要素を導入しても高抜け現象をう まく表現できるか疑問が残ります。むしろ、通常要素で断層や破砕帯を表現したほうが、実用的な計算 が行えるのではないかと思います。その場合、不連続面のすべりや剥離を考慮した構成式を断層や破砕 帯に適用することで、高抜けを発生させる不連続面挙動を表現するこが可能です。

IT:超大深度立坑連接等の崩壊・変状機構の解明に有限差分法を適用する利点は崩壊の近傍までの大変形を 安定して計算できる点に着目したからです。ただ、崩壊機構の発生因まで明らかにしようとすると、ど のような応力経路をたどって崩壊に至るかを詳細に調べる必要があります。計算では、できるだけ実際 の掘削過程を忠実に模して解析しようと考えているのですが、隅角部で応力集中した箇所を掘削したと きなどは一気に崩壊が生じて、途中の応力経路を把握できないのではない可能性があります。そういう 部分の掘削過程を細かくする方法も考えたのですが、このように高次な非線形問題では掘削過程によっ て応力経路が大きく変化し、誤った解を導く可能性があるように思えます。 NS:非常に概念的な説明ですが、有限差分法の計算過程を説明します。まず、有限差分法では系に与えら れた荷重増分に対応する、個々の要素の変位増分を差分法で求めます。そうして、求めた変位速度から 運動学的な関係を用いてひずみ増分を求め、次に非線形の応力-ひずみ関係からそのひずみ増分に対応 する応力増分を求めます。最後に、この応力状態から導かれる新しい荷重増分に対して同じ計算を繰り 返し、この荷重増分が十分小さくなった時点で平衡状態に達したと判断するのです。図として表すと付 図41のようになるでしょう。差分法で変位速度を求める基礎式はもっと複雑なのですが、ここでは理 解しやすいように最も簡単な式で書いています。

$$F_{i} = ma = m \frac{\dot{u}_{i}^{t} - \dot{u}_{i}^{t - \Delta t}}{\Delta t}$$

$$\downarrow$$

$$\dot{e}_{ij} = \left\langle \frac{\partial \dot{u}}{\partial x_{j}} \right\rangle$$

$$\downarrow$$

$$\dot{\sigma}_{ij}^{t} = M(\dot{\sigma}_{ij}^{t - \Delta t}, \dot{e}_{ij}^{t}, \mathbf{K})$$

$$\downarrow$$

$$F_{i}^{t + \Delta t} = N(\dot{\sigma}_{ij}^{t})$$

付図 4-1 有限差分法の解析の流れ

ここで、重要なのは一つのひずみ増分が求められると、それに対応する応力状態が必ず一つに定まる 関係があることです。荷重増分が十分に小さくならないと平衡状態ではないのですが、このようにして 求められる応力状態は平衡状態に至る途中の応力状態を示していることになります。もちろん、荷重増 分が振動を起こすような状態の応力状態を評価しても意味はありませんが、荷重増分がある程度小さく なった状態での応力状態を丁寧に追えば、崩壊に至る応力経路を評価できると考えます。それが、どの 程度の大きさかは問題によって異なるので一概に言えませんが、実際に計算された結果を見ればある程 度アドバイスできると思います。

- IT:もう一つ質問させていただきたいのですが、立坑部分の掘削解析では坑底部に上向きの大きな解放荷重 が作用することになると思います。これは有限要素法でも同じなのですが、立坑のように側壁部の安定 を検討しようとすると、この影響が大きくて正しい評価が行えないのではないかと考えます。
- NS:もし、岩盤が亀裂のない弾性岩盤で坑底部の解放荷重が大きければ、しかるべきリバウンドはありま す。しかし、実際の岩盤には亀裂があり、それまでの掘削によりある程度、応力が抜けた状態ではそれ ほどのリバウンド量はないと思われます。おそらく、非線形のモデルで掘削過程を忠実に再現していれ ば、そのような心配は少ないと思います。

また、今回の場合、1,000m もの大深度の地圧状態に対して一階梯の掘削高さがせいぜい2~3m しか ありませんから掘削部分の初期応力状態はほぼ均一なものになると考えられます。したがって、浅い掘 削問題ほどは解に影響されないと思います。なお、側壁に崩壊が発生するならば、側壁の変形は明らか に坑底の変位よりも卓越したものになるはずです。

付4.2 数値解析による超大深度立坑連接部崩壊機構検証手法の妥当性に関するレビュー

吉田教授には、あらかじめ、3章文献調査、4章聞き取り調査、5章崩壊機構の考察とレビュー結果を査 読いただいた。吉田教授には数値解析により、超大深度立坑連接部等の崩壊機構を解明することの意義につ いて主としてご議論いただいた。本文は、平成17年3月10日に実施したレビューの内容を、吉田教授が文 章にまとめてくださったものである。

今回、ご調査されている案件の「核」は、トンネル施工の日管理などで要求される「変位」などの正確さではなく、基本的には、どのようなメカニズムで変状に至るか、と言うことだと解釈しております。 こうした視点に立って、以下に私見を述べさせて頂きます。

トンネル施工の日管理や今回のような変状のメカニズムを明確にするという場合、通常、数値解析に より検討が実施されることと存じます。それがどのように使われるか、あるいは設計に反映できている かを別にしますと、前者が「予測」であるのに対し、後者は「説明」という点に力点がおかれ、これに よって両者が性格(分析)を異にしてはおりますが、基本的に数値解析を用いるという点では同じであ るわけです。どちらに関しても、材料/構造物の中を完全に展開できない限りは、数値解析による解釈 の補完は欠かさないと考えます。

報告書内で展開されているように、数値解析には多くの手法が存在します。それぞれに長所・短所が 存在し、いずれも、特にどれが優れている、劣っていると言った判定のできるようなものでは無いと思 います。数値解析は、用いるパラメータの数量やその設定値に違いは存在しますが、ネガティブな言い 回しかもしれませんが、ほとんどの解析手法において、実際の現象に合致するパラメータを見つけるこ とが出来ると思います。したがって、実際の挙動とあった状況を数的に表現できるのであれば、どの手 法も正解を出せるということに他なりません。

事前解析、つまり予測解析を行う場合は、設計および施工の段階で取得できる情報にあった解析手法 を採用することが望まれます。決して得られない入力パラメータの為に類推を重ねることは大変ですし、 時間も費やします。そのような場合は、「解析パラメータの決定が現場観測や実験などから容易に決め られる」とか、「解析パラメータの数が少なく、操作しやすい」などの理由のよって数値解析手法を選 定すれば良いかと思います。しかしながら、この場合、必ずしも予測が当たるとは限りません。解析パ ラメータも複数存在するでしょうから、各々の設定の仕方によっては、予測は微妙に変化するでしょう し、また、実際の地山では、地質の状況も変化するので、正確な予測は容易なものではありません。

一方、今回主眼とされておられる「変状メカニズムの解明」については、数センチ、数ミリの変位を 予測するといった「より精緻な解の再現」を要求しているものではなく、変状に至った経緯を説明する ために数値解析を用いられると思います。この場合、実際の挙動とあった状況を数的に表現しうるパラ メータの設定を行うことで、ほとんどの解析手法においてメカニズムに関する考察が可能になると思い ます。ここで問題となるのは、その変状のメカニズムに対する考察、知見をどのように与えるかではな いでしょうか。これには、数値解析の感度解析、逆解析と言った技術もさることながら、経験的要素が 重要になると考えます。現象を説明するには、過去の事例なども参照することも、少なからず必要であ ると考えます。こうした解析と経験について、バランスよく実行・判断できることが肝要だと思います。

今回のご調査において、個人的にキーポイントとなると思われるのが、「構造形態」、「不連続面の存 在とその挙動」、そして「応力分布」だと思っております。極めてマッシブな岩盤において、大きな変 状が生じるとしますと、それは局所的な要因によることが多いと考えます。今回の案件では、局所的な 要因=連結部という構造的な問題および断層・破砕帯などの影響、ということになるのではないでしょ うか。トンネルの構造形態や不連続面の変形は、掘削にともなう応力再配分に大きな影響を与えます。 再配分後の応力は、その後の不連続面の変形に影響を及ぼすので、両者は相互的に影響を与えながら変 化するものであると考えます。トンネルの構造形態を数値解析に反映することは難しくありませんが、 不連続面の幾何学的分布およびその物性については、どのように評価するかが問題となります。その辺 について、明確なビジョンを持っておくことが肝要であると思います。

個人的には、不連続面の幾何学的分布およびその物性の評価に関して、「唯一解」というような類の もので評価するのではなく、幾何学的分布や物性がある幅を有していると仮定し、その範疇において変 状などのメカニズムを考察すればよいのではないかと思っております。ここに、「数ミリの予測」と「変 状メカニズムの解明」における「差」があり、特に後者の場合は、変状に対する影響因子を明確にし、 かつ、その感度を示しておくことが重要だと思います。これを明確にすることで、施工で求められる支 保に関して、より合理的な対応が可能になるものと考えます。

表1.SI 基本単位						
甘木昌	SI 基本单	単位				
至十里	名称	記号				
長さ	ミメートル	m				
質 量	計ログラム	kg				
時 間	影 秒	S				
電況	紀アンペア	A				
熱力学温度	夏ケル ビン	Κ				
物質量	してした ししんしょう しんしんしん しんしんしんしんしんしんしんしんしんしんしんしんしんしんしんし	mol				
光愿	ミカン デラ	cd				

表2.基本単位を用いて表されるSI組立	単位の例
---------------------	------

細立量	SI 基本単位					
祖立重	名称	記号				
面 積平	「方メートル	m²				
体 積立	z 法 メ ー ト ル	m ³				
速さ,速度メ	、 ー ト ル 毎 秒	m/s				
加速 度 メ	- ト ル 毎 秒 毎 秒	m/s^2				
波 数每	┋ メ − ト ル	m-1				
密度(質量密度) キ	- ログラム毎立法メートル	ka/m ³				
質量体積(比体積)立	෭法メートル毎キログラム	m ³ /ka				
電流密度ア	?ンペア毎平方メートル	A/m ²				
磁界の強さア	? ン ペ ア 毎 メ ー ト ル	A/m				
(物質量の)濃度モ	ル毎立方メートル	mol/m ³				
輝 度力	コンデラ毎平方メートル	cd/m ²				
屈 折 率 (数の) 1	1				

表5.SI接頭語							
乗数	接頭語	記号	乗数	接頭語	記号		
10 ²⁴	Э 9	Y	10 ⁻¹	デシ	d		
10 ²¹	ゼタ	Z	10 ⁻²	センチ	С		
10 ¹⁸	エクサ	E	10 ⁻³	ミリ	m		
10 ¹⁵	ペタ	Р	10 ⁻⁶	マイクロ	μ		
10 ¹²	テラ	Т	10 ⁻⁹	ナノ	n		
10 ⁹	ギガ	G	10 ⁻¹²	ピコ	р		
10 ⁶	メガ	М	10 ⁻¹⁵	フェムト	f		
10 ³	キ ロ	k	10 ⁻¹⁸	アト	а		
10 ²	ヘクト	h	10 ⁻²¹	ゼプト	z		
10 ¹	デ カ	da	10 ⁻²⁴	ヨクト	у		

表3.固有の名称とその独自の記号で表されるSI組立単位

組立量	名称	記문	他のSI単位による	SI基本単位による		
	L10 ⁻		表し方	表し方		
平 面 角	ラジアン ^(a)	rad		m • m ⁻¹ =1 ^(b)		
立 体 角	ステラジアン ^(a)	sr ^(c)		m ² • m ⁻² =1 ^(b)		
周 波 数	ヘルツ	Hz		s ⁻¹		
カ	ニュートン	N		m • kg • s⁻²		
压力, 応力	パスカル	Pa	N/m ²	m ^{−1} ・kg・s ^{−2}		
エネルギー、仕事、熱量	ジュール	J	N•m	m²・kg・s⁻²		
工率,放射束	ワット	W	J/s	m²・kg・s⁻³		
電荷,電気量	クーロン	С		s•А		
電位差(電圧),起電力	ボルト	V	W/A	m ² ⋅ kg ⋅ s ⁻³ ⋅ A ⁻¹		
静電容量	ファラド	F	C/V	$m^2 \cdot kg^1 \cdot s^4 \cdot A^2$		
電気抵抗	オーム		V/A	m ² ⋅ kg ⋅ s ⁻³ ⋅ A ⁻²		
コンダクタンス	ジーメンス	S	A/V	$m^{-2} \cdot kg^{-1} \cdot s^3 \cdot A^2$		
磁束	ウエーバ	Wb	٧·s	m ² • kg • s ⁻² • A ⁻¹		
磁束密度	テスラ	Т	Wb/m ²	$kg \cdot s^2 \cdot A^1$		
インダクタンス	ヘンリー	Н	Wb/A	m ² • kg • s ⁻² • A ⁻²		
セ ル シ ウ ス 温 度	セルシウス度 ^(d)			K		
光東	ルーメン	Im	cd • sr ^(c)	$m^2 \cdot m^2 \cdot cd=cd$		
照度	ルクス	١x	lm/m ²	$m^2 \cdot m^{-4} \cdot cd = m^{-2} \cdot cd$		
(放射性核種の)放射能	ベクレル	Bq		s ⁻¹		
吸収線量, 質量エネル	ゲレイ	Gv	.l/ka	m ² • s ⁻²		
	ĺ	J	e, kg			
線重当重,周辺線量当 早 士白州伯昌平昌 在		<u>.</u>	1/10	2 -2		
里,刀门性称重马重,恒	シーヘルト	57	J/Kg	m⁻・s⁻		
八冰里 二里, 組織 绿里 二				I		

(a) ラジアン及びステラジアンの使用は、同じ次元であっても異なった性質をもった量を区別するときの組立単位の表し方として利点がある。組立単位を形作るときのいくつかの用例は表4に示されている。
 (b)実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号"1"は明示されない。
 (c)測光学では、ステラジアンの名称と記号srを単位の表し方の中にそのまま維持している。
 (d)この単位は、例としてミリセルシウス度mのようにSI接頭語を伴って用いても良い。

表4.単位の中に固有の名称とその独自の記号を含むSI組立単位の例

组立星	SI 組立単位			
組立里	名称 記号	SI 基本単位による表し方		
粘	夏パ ス カ ル 秒 Pa・s	m ⁻¹ ⋅ kg ⋅ s ⁻¹		
カのモーメント	トニュートンメートル N・m	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2}$		
表 面 張 ク	リニュートン毎メートル N/m	kg ∙ s ⁻²		
角速り	ぼラ ジ ア ン 毎 秒 rad/s	$m \cdot m^{-1} \cdot s^{-1} = s^{-1}$		
角加速度	夏ラジアン毎平方秒 rad/s ²	$m \cdot m^{-1} \cdot s^{-2} = s^{-2}$		
熱流密度,放射照風	夏ワット毎平方メートル W/m ²	kg ∙s ⁻³		
熱容量,エントロピー	-ジュール毎ケルビン J/K	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot K^{-1}$		
質量熱容量(比熱容量)	,ジュール毎キログラム	(1) x^{2} z^{-2} y^{-1}		
質量エントロピー	- 毎ケルビン 5 ^{7 (Kg *)}	() m·s·k		
質量エネルギー		m ² a ⁻² K ⁻¹		
(比 エ ネ ル ギ ー)		m·s·k		
热 	gフット毎メートル毎ケ w//m・k	1 - 1 = 1 = 1 = 1 = 1		
	「ルビン 「"() m·kg·s·k		
休積エネルギー	ジュール毎立方メート/3	$m^{-1} \cdot ka \cdot s^{-2}$		
	ル 3711	iii ky s		
電界の強さ	ゴボルト毎メートル V/m	m • kg • s⁻³ • A⁻¹		
体 積 雷 花	カーロン毎立方メート _{C/m³}	m ⁻³ • s • ∆		
	3 JL 07 m			
雷気空	<u>クーロン毎平方メート</u> C/m ²	m ⁻² • s • A		
	[∞] <i>μ</i>			
誘電	쬒ファラド毎メートル F/m	m ⁻³ • kg ⁻¹ • s⁴ • A²		
透磁型	科マンリー毎メートル H/m	m • kg • s ⁻² • A ⁻²		
モルエネルギー	ージュール毎モル J/mol	m ² • kg • s ⁻² • mol ⁻¹		
゠゠ゕ゠ゔゕゟヮヹ゠゠	」ジュール毎モル毎ケル」/(mol・	K) m ² · ka · s ⁻² · K ⁻¹ · mol ⁻¹		
モール 熟 谷 重				
照射線量(X線及び 線))フーロン毎キログラム C/kg	kg⁻ˈ・s̥・A		
	約クレイ毎秒 Gy/s	m ⁴ • s ⁻³		
放 射 强 虚	夏リット母人テフシアン W/sr	$m^{+} \cdot m^{-2} \cdot kg \cdot s^{-3} = m^{2} \cdot kg \cdot s^{-3}$		
放射 輝 四	gワット毎半方メートル gーフーニジョン W/(m ² ・s	r) $m^2 \cdot m^{-2} \cdot ka \cdot s^{-3} = ka \cdot s^{-3}$		
放 射 輝 月		r) $m^2 \cdot m^{-2} \cdot kg \cdot s^{-3} = kg \cdot s^{-3}$		

表6.国際単位系と併用されるが国際単位系に属さない単位

名称	記号	SI 単位による値
分	min	1 min=60s
時	h	1h =60 min=3600 s
日	d	1 d=24 h=86400 s
度	٥	1°=(/180) rad
分		1 =(1/60) ° =(/10800) rad
秒	"	1 "=(1/60) =(/648000) rad
リットル	I, L	$1 I = 1 dm^3 = 10^{-3} m^3$
トン	t	1t=10 ³ kg
ネーパ	Np	1Np=1
ベル	В	1B=(1/2)In10(Np)

表7.国際単位系と併用されこれに属さない単位で SI単位で表される数値が実験的に得られるもの						
名称	記号	SI 単位であらわされる数値				
電子ボルト	eV	1eV=1.60217733(49) × 10 ⁻¹⁹ J				
統一原子質量単位	u	1u=1.6605402(10) × 10 ⁻²⁷ kg				
天文単位	ua	1ua=1.49597870691(30) × 10 ¹¹ m				

表8.国際単位系に属さないが国際単位系と

	研用されるての他の単位					
	名称		記号	SI 単位であらわされる数値		
海		里		1 海里=1852m		
)	ッ	۲		1 ノット=1海里毎時=(1852/3600)m/s		
ア	-	ル	а	1 a=1 dam ² =10 ² m ²		
\land	クタ	- JV	ha	1 ha=1 hm ² =10 ⁴ m ²		
バ	-	ル	bar	1 bar=0.1MPa=100kPa=1000hPa=10⁵Pa		
オン	グスト	ローム		1 =0.1nm=10 ⁻¹⁰ m		
バ	-	ン	b	1 b=100fm ² =10 ⁻²⁸ m ²		

素 9 因右の夕称を今む℃℃9組立単位

衣9.回行の石材を含め65組立手位				
名称	記号	SI 単位であらわされる数値		
エルグ	erg	1 erg=10 ⁻⁷ J		
ダイン	dyn	1 dyn=10 ⁻⁵ N		
ポ ア ズ	Р	1 P=1 dyn⋅s/cm²=0 1Pa⋅s		
ストークス	St	1 St =1 cm ² /s=10 ⁻⁴ m ² /s		
ガ ウ ス	G	1 G ≙10 ⁻⁴ T		
エルステッド	0e	1 Oe ≙(1000/4)A/m		
マクスウェル	Mx	1 Mx ≙ 0 ⁻⁸ Wb		
スチルブ	sb	$1 \text{ sb} = 1 \text{ cd/cm}^2 = 10^4 \text{ cd/m}^2$		
ホト	ph	1 ph=10 ⁴ 1x		
ガ ル	Gal	1 Gal =1cm/s ² =10 ⁻² m/s ²		

表10.国際単位に属さないその他の単位の例			
名称	記号	SI 単位であらわされる数値	
キュリー	Ci	1 Ci=3.7×10 ¹⁰ Bq	
レントゲン	R	$1 \text{ R} = 2.58 \times 10^{-4} \text{C/kg}$	
ラ ド	rad	1 rad=1cGy=10 ⁻² Gy	
レ ム	rem	1 rem=1 cSv=10 ⁻² Sv	
X 線 単 位		1X unit=1.002×10 ⁻⁴ nm	
ガンマ		1 =1 nT=10 ⁻⁹ T	
ジャンスキー	Jy	1 Jy=10 ⁻²⁶ ₩ • m ⁻² · Hz ⁻¹	
フェルミ		1 fermi=1 fm=10 ⁻¹⁵ m	
メートル系カラット		1 metric carat = 200 mg = 2×10^{-4} kg	
トル	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa	
標準大気圧	atm	1 atm = 101 325 Pa	
カロリー	cal		
ミクロン	μ	1 u = 1 un = 10 ⁻⁶ m	