

7. 高抜け崩壊等に対する対策工案とレビュー

7. 1 概説

本章では、これまでの数値計算結果より得られた知見を基に接続部、ならびに高抜け崩壊発生危険箇所の対策工を提案する。ここで、提案する対策工は、現工事計画ならびに、本報告書で実施した数値解析結果に基づくものであり、実際の対策工選定は当該深度の地質環境や施工条件の変化等を勘案して決定されなければならない。

また、本報告書で実施した数値計算結果、ならびに本章で提案する対策工の妥当性に関するレビューを清水則一山口大学教授、櫻井春輔建設工学研究所理事長、ならびに神戸大学芥川真一助教授に実施した結果を報告する。

7. 2 接続部施工における対策工案

第5章で実施した瑞浪超深地層研究所立坑接続部のシミュレーションでは、大規模な崩壊が発生する可能性は小さいものと判断された。しかし、次の二点は当該立坑の長期的な安定性を担保するためにも、何らかの補強工の施工が必要と考える。

- 1) 接続本体部掘削時に、テーパー隅角部に引張破壊が発生。これは、その後の水平坑道掘進に伴い、その領域を広げてゆく。
- 2) 接続部の水平坑道取り付け部掘削時に、水平坑道入り口部の直上に応力集中域が発生する。この応力集中による引張破壊、あるいはせん断破壊は計算上発生していない。

1)の引張破壊部は形状的に不安定なテーパー隅角部近傍に発生し、水平坑道の掘進に伴って引張破壊範囲を広げてゆく。このため、対策工は水平坑道掘削前に施工されることが望ましい。また、この引張破壊に対する対策工施工範囲はテーパー隅角部全周とすべきである。


このような引張破壊に対しては、ロックボルトにより引張応力を分担し、引張破壊を抑制するとともに、破壊発生後の縫い付け効果を期待することが、最も効果的であると考えられる。当該立坑の中間ステージ、最深ステージ部の支保設計をみると、すでに立坑全周に対するロックボルトの打設が計画されており、その打設間隔・本数は施工可能な範囲で十分なものと判断する。また、その打設長も予想される破壊範囲が壁面近傍に限定されるから、打設長も現施工計画の2.0mは妥当であると判断した。したがって、既設計以上のロックボルトの打設は不要と考えるが、打設時期はテーパー部掘削後速やかに行うことが重要であると判断する。


また、2)の応力集中は、水平坑道掘進時に接続部周辺地山のグラウンド・アーチ維持し、地山を安定化するために必要な応力再配分現象であることが第6章の数値解析結果より認められた。したがって、この応力集中が発生すること自体にはなんら問題はないが、これが地山破壊へと進行する場合、大規模な崩壊の発生をきたす可能性がある。すなわち、当該部が圧縮破壊を呈した場合、接続部周辺地山のグラウンド・アーチ効果が失われ、大規模な崩壊を引き起こす可能性が高い。また、接続部の崩壊が上部立坑に不可避的に影響する。このため、当該箇所の安定性を確保することは立坑の長期安定性を確保する上でも重要な課題と判断された。

第6章の数値解析結果を見ると、最深ステージ接続で側方地圧が鉛直地圧の2倍のとき、接線方向応力が岩盤の一軸圧縮強度付近まで増大し、圧縮破壊が発生する可能性が高いことが予測されている。この数値モデルが均質な連続モデルであり、実地山では岩盤物性が不均質であること、および潜在的な不連続面等も存在することを考慮すると、最深ステージ接続部では当該部に何らかの対策工を施工する必要があるものと判断する。

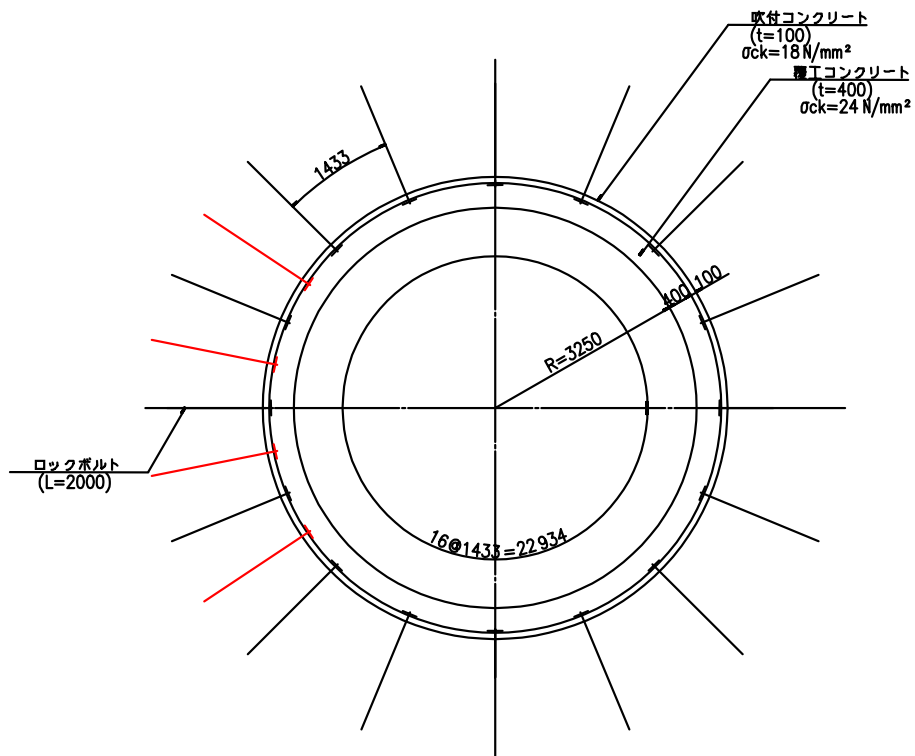
応力集中に対する対策工としては、当該部の応力集中を緩和する対策と、当該部に支保部材を打設することで、地山の補強と応力の分担軽減を図る対策が考えられる。応力集中を緩和する具体的な対策は、掘削形状の変更である。この方法は、鋭角な隅角部等に発生する応力集中に対しては有効であるが、当該部の応力集中が水平坑道掘削による断面欠損部の応力を分担することで発生することを考えると、あまり有効な対策とは考えられない。

支保部材の打設は種々の方法が考えられるが、地山内部の補強と支保部材による応力分担を考えると、当該部へのロックボルト打設が有効であると判断する。当該立坑の中間ステージ、最深ステージ部の支保設計をみると、すでにロックボルト打設が計画されている

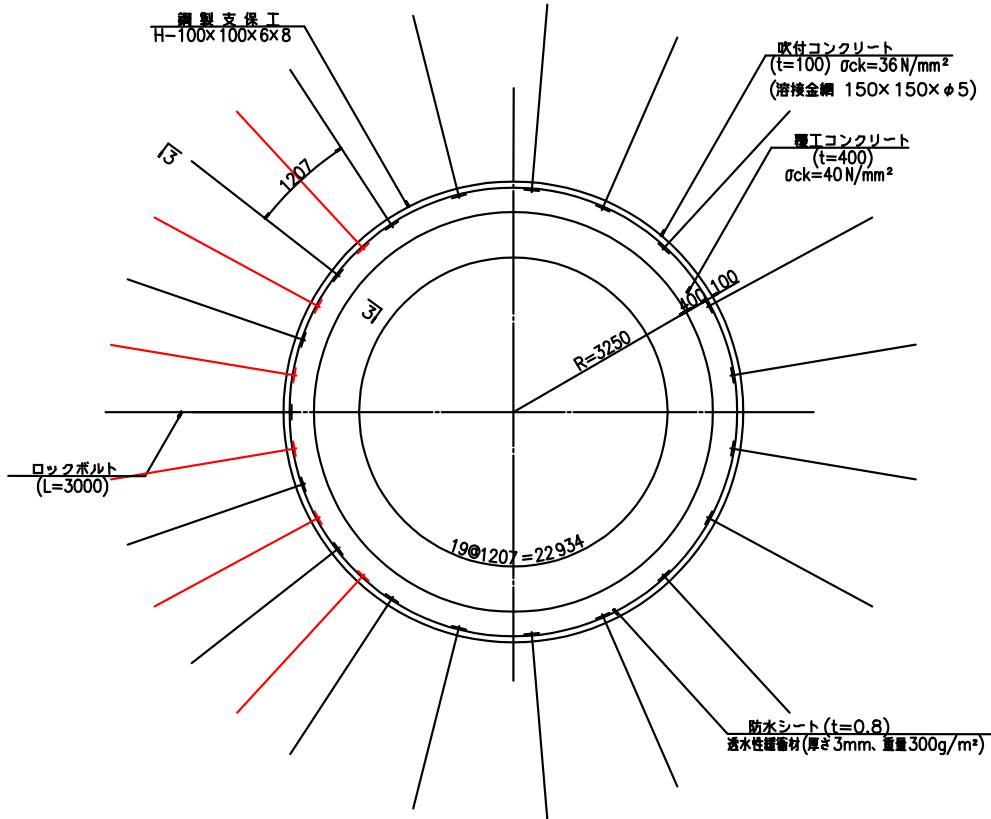
が、全周にわたって一様なロックボルト打設が計画されており、一本当たりのロックボルトの負荷を標準化する意味でも増し打ちが必要と判断された。現施工計画に対して現実的に可能なロックボルト増し打ちを考えると、 7-1 に赤線で示す増し打ちが適切ではないかと考えた。

また、第6章の解析結果を見ると、水平坑道掘削時に接続部の坑道入り口付近でもわずかに応力の増大が見られる。接続上部へのロックボルト増し打ちが、応力分担を変化させる可能性があり、当該箇所もやはり補強対象と考えた。この対策工も、やはりロックボルト増し打ちが適切であると考え、 7-2 に赤線で示すロックボルトの増し打ちを考えた。

当該箇所における補強の要点は事前補強という点にあり、水平坑道掘削前に実施されることが最も重要である。



(a) CH-IU



(b) D-IU、E-IU

図 7-1 中間ステージ・最深ステージ接続上部補強工案

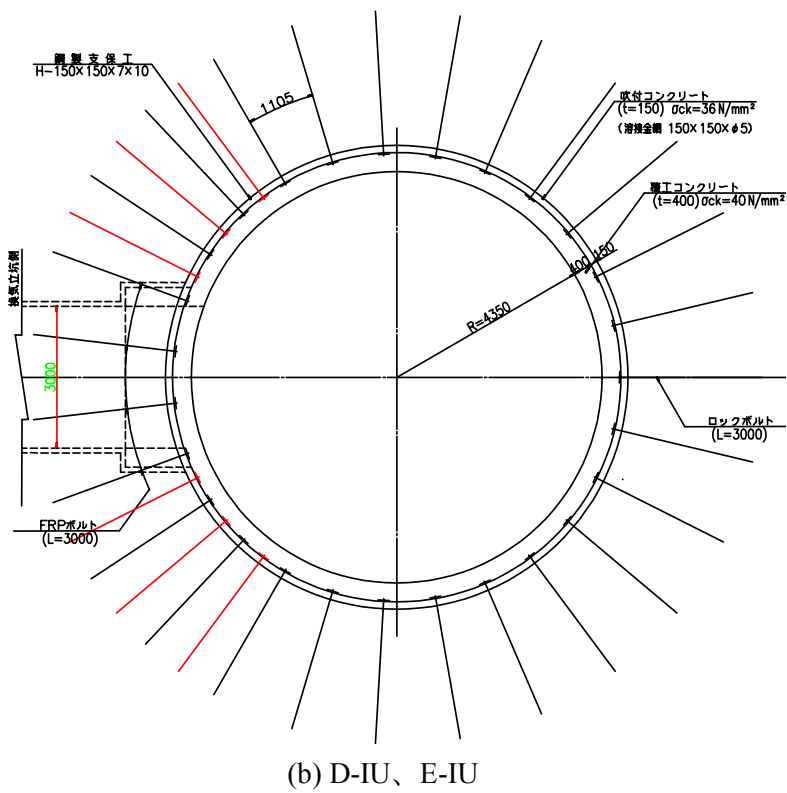
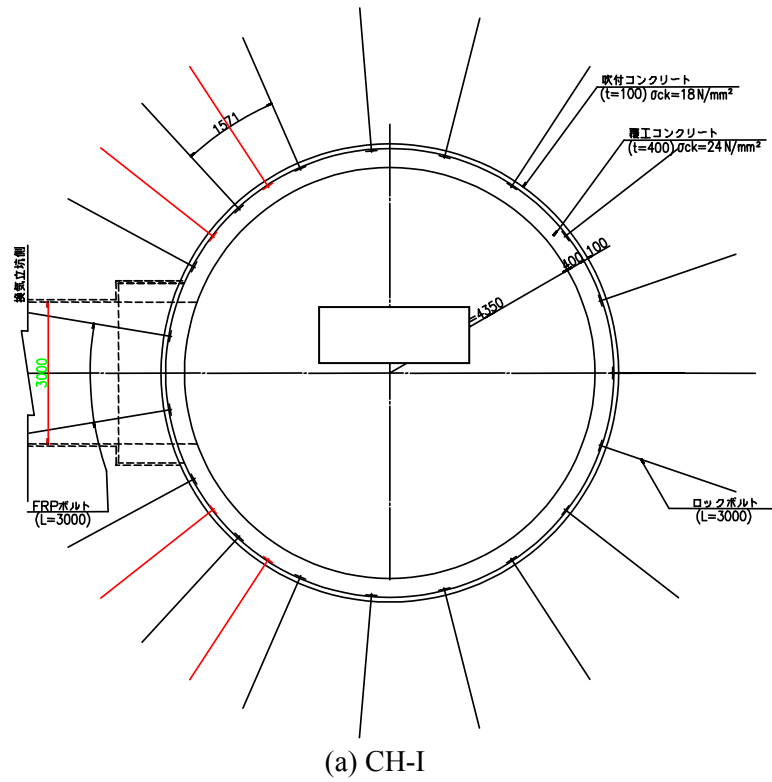


図 7-2 中間ステージ・最深ステージ接続部補強工案

7. 3 高抜け崩壊に対する対策工案

第7章に示したように、高抜け崩壊は、立坑掘削だけでなく、断層・破砕帯のすべり変形の影響を大きく受けることが明らかとなった。また、断層・破砕帯の上・下部でその影響が異なることも明らかとなった。すなわち、立坑と断層・破砕帯が交差する箇所の地山は、上部側で断層すべりを誘因とする高抜け崩壊の発生の可能性が高い。一方、下部側は一般に安定な状態にあると考えられているが、断層・破砕帯のすべり変形に伴い実際の応力状態は不安定化することがある。したがって、その箇所に軟弱な地山状況が現れるならば、崩壊の可能性は高い。

7.3節の数値シミュレーションで見られたように、断層・破砕部にすべり挙動が生じた場合、立坑周辺地山に確実なグランド・アーチが形成されないため断層・破砕帯下部では立坑接線方向の圧縮力が不足し、自立が困難になる。これに対する最も効果的な対策工は、断層・破砕帯部のすべり挙動を拘束することであるが、これは対策工の規模・工費が莫大となるだけでなく、狭小な立坑空間からの施工を考えると現実的な対策とはいえない。したがって、次善の対策として不安定な領域をロックボルトにより補強することを考えた。

図7-3に示す断層・破砕帯下部側の打設パターンは、このような考えに基づいたロックボルトの打設概念を示したものである。断層・破砕帯下部側の高抜け対策は、当該部の地質状況に応じて対策工補強範囲が決定されなければならないため、ここでは対策工施工範囲を明確に示さなかったが、断層・破砕帯部周辺の地山も脆弱化していることが予想されるため、断層・破砕帯部のみならずその上下も対策を施す必要がある。また、同様に円周方向についても、断層・破砕帯のみならずその周辺も補強範囲と考えるべきである。

長尺のロックボルトで、背面の健全な地山に不安定域を縫い付ける場合、地質構造に応じてロックボルト長を決定すればよい。この場合、健全部に1m程度の定着長が確保できれば、十分な縫い付け効果が期待できる。しかし、地質構造、すなわち断層・破砕帯部の寸法や走向・傾斜によっては、健全な岩盤に定着するために10mを超えるロックボルトの打設長が必要になる可能性がある。主立坑の仕上がり内径が6.5mであることを考えると、削孔効率の面からも長尺ボルトを打設することは現実的でない。このため、ロックボルトの打設によって下部の掘削に伴う地山変形を抑止することで、グランド・アーチの形成を確実化する支保効果を主として期待することが現実的であると判断した。このようなロックボルトの支保効果は、地山変位に抗してロックボルト周辺に作用する抵抗摩擦(付着力)の作用と、ロックボルトと地山が一体で挙動することによる作用によって発現される。このようなロックボルトの作用を確実に発現するためには、ロックボルトの打設長は短かくとも、打設密度を大きくすることが適切であるとされる。図7-3は、このように考えて比較的短いロックボルトを密着して打設する概念を示している。



一般に、地山に打設されたロックボルトはその全長が有効に働くとは限らない。ロックボルトと地山が一体で挙動する作用、すなわち地山改良効果を期待する場合、空洞半径の40%程度よりロックボルト長が長くなっても、効果の向上はさほど望めない²⁹⁾。このような知見から、ここでは最小のロックボルト長を2mとすることを考えた。これは、坑内に搬入できる削孔機械寸法から、継ぎノミせずに打設することのできるロックボルト長であると判断した。しかし、ここでは同時に摩擦抵抗による変位拘束も期待する。ロックボルト周辺に作用する摩擦抵抗は岩盤と定着グラウトの剛性比に比例するから、軟弱なDパターンに関してはロックボルト長を3mとして摩擦抵抗を確保することを考えた。なお、このロックボルト長では削孔機械によっては継ぎノミを必要とする可能性がある。

一方、上部で発生する断層・破砕帯の滑動を誘因とする高抜け崩壊は、断層傾斜角によって発生の可能性が大きく異なることが明らかとなった。すなわち、断層傾斜角60°付近が最も危険であり、傾斜角が80°近くになると高抜け崩壊発生の危険性は低くなる。

瑞浪超深地層研究所立坑で逢着することが予想される断層・破砕帯の傾斜角(表7-11)は、いずれも70°を超えて80°に近いため高抜け崩壊の危険性は低いものと判断された。しかし、このような傾斜角を持つ断層付近の地山は、立坑掘削に伴って岩目が緩む状態となる。このため、立坑の長期的な安定性を確保するためには、ロックボルトによる縫い付けを実施することが望ましい。そのような考えに基づいたロックボルト打設パターンが図7-4の断層上部打設パターンである。図7-4に模式的に示されるように、高角度の断層・断層破砕帯で切り取られる岩盤ブロック領域が薄いことから、短いロックボルトで十分であ

ると考えた。また、断層・破碎帯の走向・傾斜が不明瞭で、かつその周辺岩盤も影響を受け風化している可能性が高いことから、その周辺もロックボルトの補強領域と考えた。なお、ロックボルト長をCパターンで2m、Dパターンで3mとしたのは、前述のように対象とする岩盤によって期待できる抵抗摩擦が異なるためである。

一方、瑞浪超深地層研究所立坑地点では傾斜角 60° 前後の断層・破碎帯は確認されていないが、もし存在するならばやはりロックボルトによる縫い付けが現実的で、かつ効果的な対策と考えられる。今回の計算では、傾斜角 $45\sim 60^{\circ}$ 程度の断層・破碎帯から派生する破壊面は高さ10m程度の高抜け崩壊を誘発することが予測される。一方、高抜け崩壊に対しては事前補強が有効なことが確認されており、断層挙動に対する立坑掘削の影響は、工学的な余裕をみても、断層-立坑逢着深度の5m程度上部からでよいものと判断される。

ここでは事前補強の考え方を採用し、不安定化する岩盤領域全てを縫い付けるよりも、高抜け崩落に至る断層の滑動を抑止することを目的とした補強を考え、 7-4のような補強パターン案を示す。この対策案の長所は、補強範囲を立坑掘削が断層挙動に影響を与え始める掘削深度から、断層上部が立坑壁面を離れる深度までとしたことで、補強範囲を小さくできること、およびロックボルトの打設長が比較的長くなっても打設角度が大きいため現有のシャフト・ジャンボによる削孔が可能な点にある。7.4.3節に示した数値計算結果によれば、瑞浪地点相当の硬岩物性に対しては、断層挙動に影響を与え始める掘削深度を断層逢着深度の3m上方とすればよいものと判断する。また、シャフト・ジャンボの稼働角度は限定されるが、 60° 程度の傾斜角に対してはほぼ直交するボルト打設が期待できることを 7-4は概念的に示している。

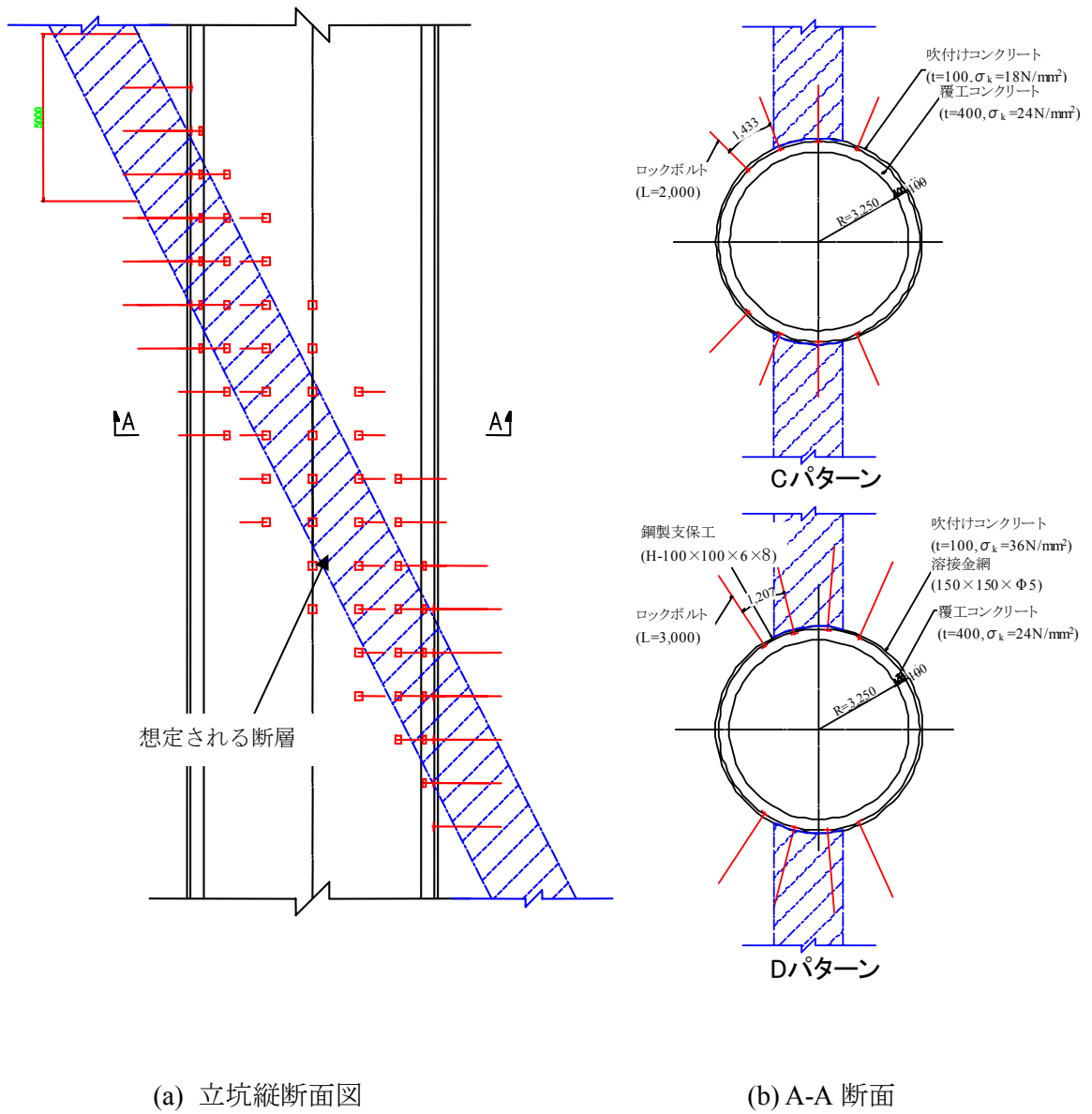


図 7-3 断層・破砕帯部の補強パターン(A案)

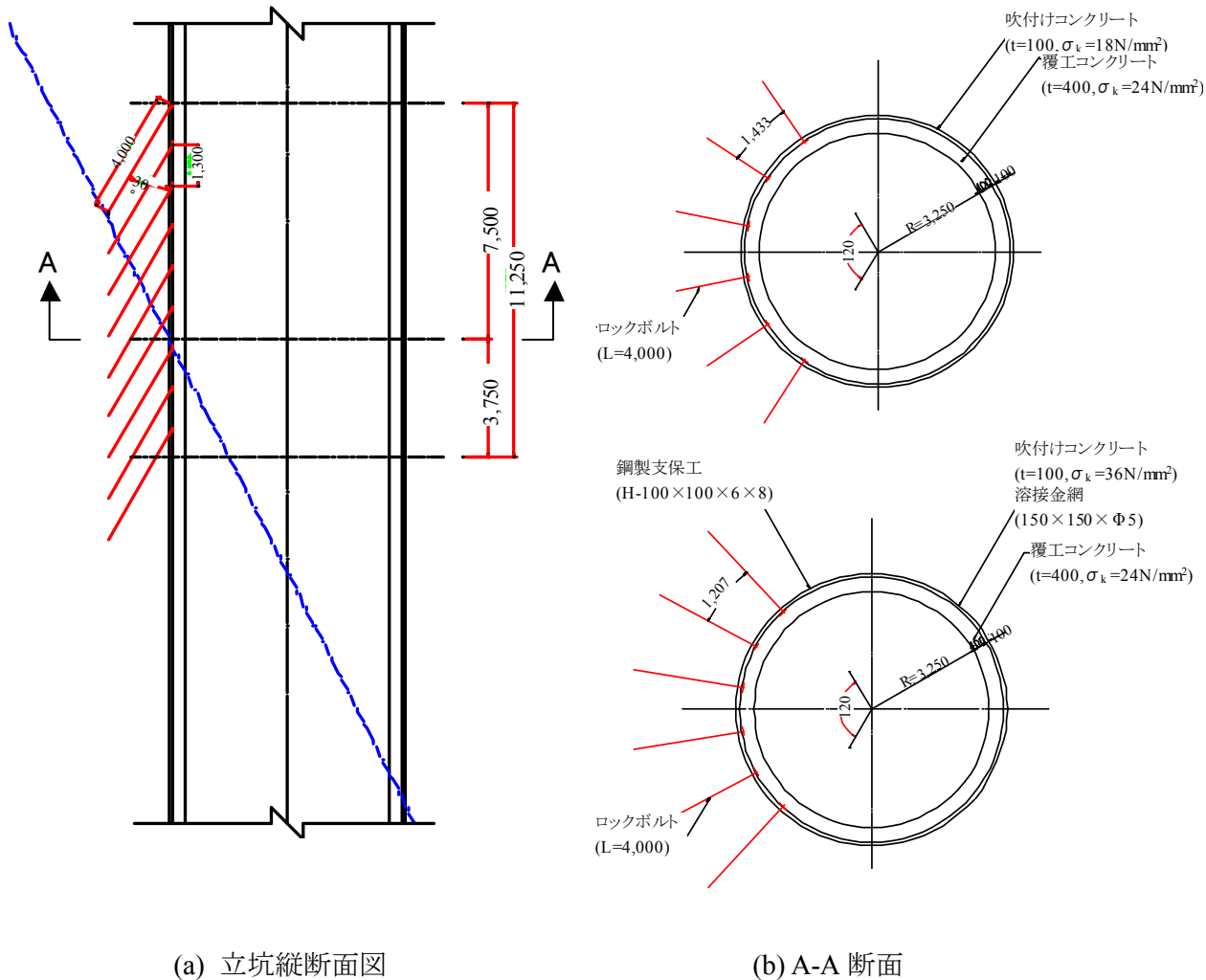


図 7-4 断層・破碎帯部の補強パターン(B 案)

7. 4 有識者に対するレビュー結果

7. 4. 1 清水則一山口大学教授に対するレビュー結果

(1) 接続部の破壊に対して

大深度における高応力下であっても、岩盤強度が高く剛性も大きい硬岩においては、せん断破壊を主体とする塑性破壊は生じにくい。報告書第6章の解析結果はその様子を表しているものとする。

そのような場合、岩盤内では壁面に平行に大きな主応力が発生し、壁面と直交する主応力は小さく一軸状態に近い状態になる。初期応力の水平成分が大きいケースでは、接続部周辺で、そのような最大主応力が非常に大きい値をとり、岩の一軸圧縮強度に近くなる。

想定されることは、山はねを含む剥離破壊である。これは最大主応力方向に対し摩擦角に関連したある角度で亀裂が生じ、空洞内空へ飛び出す破壊である。わが国では、大清水トンネルの山はねが有名であるが、世界的にはカナダ・マニトバ州の URL (Underground Research Laboratory)における山はねが、詳細な記録がとられ分析されており有名である。

この現象を抑止する方法として、報告書第8章では接続坑道上部へのロックボルトの増し打ちが提案されているが、掘削前に当該岩盤領域に向けてケーブルボルトを打設する先行補強も考慮に入れたほうがよい。特に、ケーブルボルトは狭い空間から長尺施工が可能で、狭い立坑空間での施工を考えると、施工条件に適した対策工ではないかと考える。ただし、この場合ボアホールの削孔が下向き削孔となり、削孔精度やクリコの処理が問題となるが、このような狭所空間でのケーブルボルトの施工は、海外の鉱山で多用されており、下向き削孔も一般的に行われている。実際の施工計画立案に際しては、そのような事例を調査し、削孔機械や定着方法などを、十分、調査して瑞浪超深地層研究所立坑工事の施工条件に適した方法を採用することが重要だと考える。

一方、モニタリングについては、ミニチュアの岩盤変位計を組み込んだケーブルボルトがあり、補強と同時に岩盤変位とボルト軸力を同時に測定でき、ケーブルボルトの効果をモニターすることができる。しかし、対象地山が硬岩であり、発生する変位が非常に小さいことが予測され、接続部全体の安定性を変位計測だけから行うのは難しいかもしれない。

山はねの予測モニタリングには、変位計測より岩盤の微小破壊をモニターする seismic monitoring を検討することも一法であると考え。海外の大深度鉱山では、山はねはそれほど珍しい現象ではなく、安全評価のマニュアル（カナダ）や商用の seismic monitoring システム（南アフリカほか）が実用されている。

(2) 高抜けについて

平成16年度報告書や、報告書第7章の解析結果を見ると、高抜けには二種類に分けて考えたほうが良いと思う。特に、瑞浪超深地層研究所立坑のように硬岩で構成される地点では、対策工の立案上も分類して考えることが必要である。

ひとつは、立坑と大きな角度で交わる断層とそれに共役な方向の不連続面等で構成される岩盤ブロックの高抜け崩壊である。これに関しては、立坑掘削時に地山観察等の調査が精密に行われると考えられるから、比較的容易にモデル化が行われると思う。モデルが確定するならば、3D-UDECのような既存のソフトによりかなりの精度で崩壊予想が可能と考える。また、対策工の妥当性に関する検証も可能であろう。

もうひとつは、立坑と交差する断層部から立坑掘削の影響によって発生・進展する破壊面によって形成される岩盤ブロックの高抜け崩壊である。この形成メカニズムに関しては、報告書第7章で粒状体解析を用いた検討が行われ、ある程度有用な知見が得られているが、新しい破壊面の生成までは追跡できておらず、また解析が2次元で行われているために解析結果の評価は慎重になすべきだと考える。ただ、この手法を発展させ、3次元で新しい破壊の生成までを追跡できるならば、かなりの精度で崩壊の予測が可能ではないかと考える。また、同手法は山はねの予測や対策工の立案にも適用できるのではないかと考える。

本報告書を読んで、瑞浪超深地層研究所地点の地下構造物に関しては、従来の延性破壊を基にした塑性理論の適用よりも、脆性破壊を取り扱える理論と不連続面挙動を評価し得る手法の適用が有用であるものとする。

7. 4. 2 櫻井春輔建設工学研究所理事長に対するレビュー結果

報告書第4章の主応力軸分布を見て非常な違和感を覚えた。立坑壁面近傍の地山鉛直方向成分が零近くまで低減しているからである。立坑掘削により、当該部付近の地山が塑性化し、それが進展して応力再配分が行われ、鉛直方向の応力も分担しなくなるという理屈は分かるのだが、やはり現実的でないと思われた。なぜなら、そのことによって上部の土被りがなくなるのでないから、上部土塊の重量は重力として鉛直に作用し続けているはずだからである。

当初、計算間違いではないかと考えたが、レビュー時の説明を聞いて納得し、計算間違いではないことは了承できた。この問題は、現在の力学解析に共通する問題であり、地盤問題の解析を行う場合には、このようなことがしばしばおきているのに気づけなかったのかもしれない。たとえば、横方向にトンネルを掘削する問題では、トンネル壁面では接線方向の応力が卓越し、半径方向応力が零になるが、これを天端に当てはめると鉛直方向の応力が零ということになる。では、トンネル掘削によって上部地山の重力がトンネルに作用しなくなるかといえば、そういうことはなくやはり作用しているはずだ。トンネル天端が崩壊するときは、上から下に落ちるのだから。これまで、トンネルの力学の常識として、このようなことを意識しなかったが、立坑問題では重力の作用が重要だと考えていたので気がついたのかもしれない。

これは、力学的な側面からのみ重要だと指摘しているのではなく、工学的にみても重要だと考える。第4章の解析では、均質な地山において円形立坑の崩壊を再現するために粘着力ゼロという非常に特異な地山条件を設定して、崩壊形態を再現しているが、鉛直方向応力成分、言い換えれば土被り圧が保存されるとすれば、もっと簡単に破壊を再現できるのではないか。解析では、鉛直、半径方向、接線方向の応力が同時に低減し、主応力空間のゼロへと移動しているが、鉛直方向応力成分が一定であるとする、もっと早い段階で塑性化が進行し、崩壊に至ると考えられる。このような条件を設けずに崩壊を再現するのは非常に苦労されたと思うが、結果として危険側の評価になっていると思う。

ショートステップの支保効果や、接続部施工の安定性などは、適切に考察されており、納得するが、この解析にはこのような問題が内包されているということをお忘れはならない。したがって、安定性の評価は高く見積もられている可能性が高い。

今、思い出したが、川本先生がお書きになった立坑の論文で重力作用の重要性に関して言及された論文があったと記憶している。今回得られた知見と併せて、もう少しこの問題について考えたい。

7. 4. 3 芥川真一神戸大学助教授に対するレビュー結果

第4章の解析結果からすると、石炭鉱山等の軟岩中に掘削された立坑では、下部の掘削に伴い地山が変形することで覆工と地山の密着性が確保されるようだが、瑞浪地点のような硬岩ではこのような効果を望むことは難しいように思われる。また、覆工コンクリートの乾燥収縮によって、立坑地山壁面と覆工コンクリート背面の間に空隙が生じると考えなければならず、覆工がずれ落ちる可能性があるのではないか。ショート・ステップ工法は各覆工が地山との摩擦で覆工自重を支えることを前提としており、上部の覆工重量を支える構造は設計に取り入れていない。

もちろん、実際の施工では掘削時に形成される立坑壁面の凹凸による機械的な抵抗が大きく、これによって各覆工が支えられるのだろう。しかし、これは設計的に担保されたものではなく、覆工重量が下部に影響しないことを確認する必要があるのではないか。そのために、50m か 100m 毎に覆工に作用する鉛直方向の応力を計測してはどうだろう。もし、覆工内部か覆工打ち継ぎ目部に金属部材があるならば磁歪計によって簡単に応力を測定することができる。もし、上部覆工の重量が作用するようであれば、ある深度毎にロックボルトで覆工を地山に縫い付ける等の方法で簡単に対策が行えると思う。ただし、これは地山補強のロックボルトと違って立坑構造部材の一部をなすものだから、ロックボルトや定着材の腐食性や長期耐久性などをよく検討する必要がある。

清水先生は接続部の水平坑道取り付け部上部に発生する応力集中が山ハネのトリガーになることを懸念されているが、それ以外にも地山中に存在する大小の不連続面に発生するすべりが山ハネのトリガーになる可能性がある。以前、携わったことのあるエルテニエンテ鉱山の山ハネ問題では、亀裂のすべりが引金になって、大規模な山はねが発生していた。山ハネの発生は表面に現れた亀裂でなく、その奥の隠れた亀裂のすべりによるもので

あり、大きなエネルギーが亀裂のすべりによって一気に解放されることで山ハネを引き起こすと考えている。

瑞浪地点のボーリング調査結果をみると、新鮮で密着した亀裂が多いように思われる。このような亀裂が超大深度地下の莫大な応力状態下ですべりを引き起こすと、山ハネを引き起こす可能性は高いのではないか。日本では、瑞浪のような硬岩地山に1,000mに達する長大深度立坑を施工した事例はなく、慎重に検討を行う必要があると思う。

7. 5 まとめ

連接部施工時に懸念される崩壊・変状はテーパー隅角部の引張破壊と水平坑道上部に発生する応力集中である。テーパー隅角部の引張破壊に対してはロックボルトの打設が有効であるものと判断されたが、現設計ですでに計画されており、十分な打設量であるものと判断し、ここではテーパー拡幅掘削後、可及的速やかに打設することのみを言及した。

また、水平坑道部上部の応力集中は、連接部のみならず上部立坑の安定性をもそこなう崩壊につながる可能性があり、慎重な検討が必要である。ここでは、現設計のロックボルト打設パターンに、負担の平準化を図る目的で追加ボルトを提案したが、打設長、打設方向などは施工時の地山観察を基に慎重に検討せねばならない。また、ロックボルトの打設は、必ず水平坑道の掘削前に実施されなければならないことを強調した。

一方、水平坑道断層下部側は一般に安定な状態にあると考えられているが、断層・破碎帯のすべり変形に伴い実際の応力状態は不安定化することがある。したがって、その箇所に軟弱な地山状況が現れるならば、崩壊の可能性は高い。このため、断層・破碎帯下部側の地山観察が重要となり、できるだけ早い段階で断層-破碎帯逢着部の地質状況を把握し、対策工を決定することが必要と判断する。また、対策工案としてはロックボルトの打設がやはり現実的で、有効だと考えるが、その対策工規模はさほど大きなものではないと推測され、特別な設備は必要ないものと判断する。

高抜け崩壊に対しては、断層の下部と上部で別途に対策を考案するとともに、上部では傾斜角によっても対策を変更した。すなわち、断層上部側では、断層傾斜角が 80° 近くなると高抜け崩壊発生の危険性は非常に低いが、立坑掘削に伴って岩目が緩む状態となるため、長期的な安定性を確保することを目的としたロックボルトの打設を考えた。この二つのロックボルト打設は打設角度がおおむね壁面と直交するためシャフト・ジャンボによる削孔が行えず、別途に削孔機械を搬入する必要がある。このため、機械の選定によっては打設長が限定される可能性がある。

また、傾斜角 60° 前後の断層・破碎帯は瑞浪超深地層研究所では確認されていないが、もし存在するならばやはりロックボルトによる縫い付けが現実的で、かつ効果的な対策と考えられる。この場合、事前補強の考え方を採用することで、効果的かつ経済的な補強が期待できる。また、打設角度が比較的鉛直に近い場合、シャフト・ジャンボによる削孔が可能となり、機動的な対応が可能となる。

また有識者に対するレビューでは以下のような知見を得ることができた。清水則一山口大学教授からは、連接坑道上部応力集中箇所における山はね発生の可能性を指摘いただくとともに、そのモニタリングに関してもご助言いただき、当該箇所のケーブルボルト補強の有効性に関しても言及いただいた。さらに、高抜けに対しては、潜在的な不連続面で形成される岩盤領域の崩落と、潜在的な不連続面から派生する新たな不連続面によって引きこされる崩落との二つに分けて考えることが、対策を講じる上で重要であるとのご指摘をいただき、その予測法として脆性破壊を的確に評価できる手法をご教示いただいた。

櫻井春輔建設工学研究所理事長からは、現在の解析手法が内包する重力作用の問題点についてご指摘いただき、現在の解析が危険側の評価につながることを考慮して、破壊発生の評価を行うべきことをご教示をいただいた。なお、この問題に関しては、引き続きお考え頂けるとのことであり、新たな知見が得られるならば、別途、報告するものとする。

芥川真一神戸大学助教授からは、立坑覆工の自立性を担保する必要性をご指摘いただき、その検証方法に関するご示唆、ならびに対策工の考え方についてご教授いただいた。また、硬岩では地山内部の新鮮で密着した不連続面のすべりが山ハネを引き起こすトリガーになる可能性が高いことをご指摘いただき、瑞浪超深地層研究所の安定性に重大な影響を与えることもご教授いただいた。

8. まとめと今後の課題

本研究から得られた知見を以下に総括し、併せて本研究における問題点、ならびに将来の課題に関して言及する。

8. 1 本研究において得られた知見の総括

(1) 数値解析における超大深度地下環境の再現

一般に、地下構造物の解析モデルは構造物周辺を密に、周辺に行くに従って粗く要素の分割が行われる。しかし、立坑の非線形解析を考えると、掘削過程を忠実に再現しなければ実際と異なる応力状態下での解析を実施する恐れがある。線形解析であれば、地表付近の要素分割を大きくし、1回の掘削高さを大きくしたとしても応力・変位解に大きな影響を与えない。しかし、本章で記したような高次の非線形問題ではまったく異なった応力解が与えられる可能性が高い。

そこで、St.Vannetの原理に期待し、解析領域上端に等価な初期応力成分を作用させ、さらにある一定深度を施工計画と同じ手順で掘削することで、地表からの掘削と同等の応力場を再現することを考えた。

その結果、弾性解析では20m程度、弾・塑性解析でも30m程度、解析領域上端から離れば、地表から立坑を掘削した場合と、ほぼ同等の応力場を再現できることが分かった。

(2) 立坑一般部の崩壊機構とショート・ステップの支保効果

第5章において、極度に強度の低い地山強度を設定し、立坑崩壊機構に関する検証と、ショート・ステップ工法の支保効果に関する検証を行った。ここで検証することのできた崩壊形態はあくまでも等方均質な地山で発生するものであるが、立坑覆工や対策工を検証する上で重要な知見が得られたものとする。

立坑の崩壊機構は基本的に以下のように整理される。まず、未覆工高さが大きくなるに伴い、未覆工部近傍地山は塑性化が進行し、応力レベルが低下する。このため、地山の平衡状態を保持するためにより広い領域で応力の再配分が行われるが、その過程で塑性化が地山内部に進行し、広い領域で零に近い応力しか作用しない領域が現れる。このとき、上部の既設覆工打設箇所は、下部地山の無応力化に伴い鉛直方向成分が零に近づくものの、立坑周辺に形成されたグラウンド・アーチと半径方向応力伝達の作用によって、局所的な平衡状態を保つ。しかし、下部地山の塑性化の進展によって、半径方向応力も零に近づくとき、この局所的な平衡状態も保つことができず、上部地山が未覆工部分へなだれ込むような大変形が発生し、立坑一般部の崩壊へと至る。ここで重要な点は地山の塑性化が、そのまま崩壊を誘発するのではなく、塑性化の進展を放置することが結果として崩壊を生じさせるという点である。

したがって、立坑の支保・補強は地山の応力状態を平衡化し、周辺地山の塑性化の進行を防止し得るものでなければならない。また、立坑変状や小規模崩壊の発生時には、平衡状態にある上部地山に塑性化が進行しないよう速やかな対策が求められる。

一方、ショート・ステップ工法では以下の二つの支保効果が期待される。

- 1) 1回の掘削高さを制限し、掘削後速やかに覆工打設することで、下部掘削時の立坑壁面変形を拘束し、掘削時に立坑周辺地山のグラウンド・アーチ形成を促進する。
- 2) 下部掘削に伴う地山変形を覆工が拘束することで、立坑周辺地山の円周方向応力が増大し、グラウンド・アーチをより確かなものとする。

このうち、1)は直上覆工の打設が掘削部周辺地山にグラウンド・アーチを形成させることで、地山の応力状態を平衡化し、周辺地山の塑性化の進行を防止し得るものと考えられ非常に重要な支保効果である。もちろん、同等の効果を吹付けコンクリートやロックボルトを用いて発現させることも期待されるが、超大深度立坑施工では換気能力に限界があること、大型油圧削岩機による水平削孔が困難なことを考えると、移動型枠により発破・覆工打設交互作業を可能にしたショート・ステップ工法は立坑掘削に適した工法と判断される。

また、2)に述べた下部掘削に伴う立坑円周方向応力の増大は、あくまで設計上のマージンとすべきであり、これに頼った立坑設計は避けるべきと考える。これは、岩盤の強度や剛性により、下部立坑掘削が与える影響が異なるためである。特に、瑞浪超深地層研究所立

坑のように硬岩内の超大深度立坑掘削では、下部掘削による上部地山変形の影響はほとんど発生しないものと思われる。このため、覆工に十分な圧縮力が作用せず、部分的に覆工が滑落する可能性も懸念されるため、覆工応力測定を実施し、必要に応じて滑落対策を講じることが望ましい。

(3) 瑞浪超深地層研究所立坑接続部施工における変状・崩壊の発生

第6章では、瑞浪超深地層研究所立坑接続部の施工シミュレーションを実施した。その結果、当該接続部では大規模な崩壊が発生する可能性は小さいものと判断された。しかし、次の2点は接続部施工法、ならびに対策工を検討する上で重要であるものとする。

- 1) 接続本体部掘削時に、テーパ偶角部に引張破壊が発生する。これは、その後の水平坑道掘進に伴い、その領域を広げてゆく。
- 2) 接続部の水平坑道取付け部掘削時に、水平坑道入り口部の直上に応力集中域が発生する。この応力集中による引張破壊、あるいはせん断破壊は計算上発生していないが、側圧係数が2.0の場合、壁面では一軸圧縮強度にほぼ相当する圧縮応力が作用する。実岩盤の不均質性等を考慮すると、当該箇所では破壊が発生する可能性は非常に高いものと考えられる。

1)の引張破壊部は形状的に不安定なテーパ偶角部近傍に発生し、水平坑道の掘進とともに引張破壊範囲を広げてゆくため、水平坑道掘削前に施工されることが望ましいと考える。また、この引張破壊に対する対策工施工範囲はテーパ偶角部近傍全周とすべきである。

また、2)の応力集中は、水平坑道掘進による接続部周辺地山の応力再配分において、接続部周辺地山のグラウンド・アーチを保存するために発生するものと考えられた。したがって、当該箇所における破壊の発生と進展は、接続部周辺地山のグラウンド・アーチを損壊し、大規模な崩壊を引き起こす可能性が高い。また、接続部の崩壊が上部立坑に不可避免的に影響する。このため、当該箇所の安定性を確保することは立坑の長期安定性を確保する上でも最重要な課題と位置付けられる。ここでは、均質な連続モデルを用いた検証しか行っていないが、地山の不均質性や潜在的に存在する不連続などを考慮すると、当該部の対策工は、施工時の地山観察を尊重し、慎重に検討することが望まれる。

最後に、覆工の安定性が損なわれる可能性は著しく低いものと判断されるが、引張破壊発生箇所では引張応力の発生と増大が発生する可能性がある。これを防止する意味でも、引張破壊部の対策を水平坑道掘進前に実施することが望まれる。

(4) 瑞浪超深地層研究所立坑施工に高抜け崩壊発生の可能性

第7章では、恵那山トンネル2期線換気立坑での高抜け崩壊事例を題材として、有限差分コードFALC-3Dを用いた数値シミュレーションによってその機構を考察した。事前に実施した予備解析では、破碎帯部を通常のソリッド要素でモデル化した有限変形の弾・塑性計算を実施した。しかしながら、立坑・断層逢着部付近で変形が、多少、卓越するものの、崩壊に至る挙動を確認することはできなかった。このため、高抜け崩壊機構を数値解析手法により検証するためには、断層の滑動挙動を評価することが不可欠と判断し、不連続面挙動を評価する境界要素を導入することとした。また、瑞浪超深地層研究所立坑における高抜け崩壊の検討に資することを考え、地山モデルを有限変形の弾・塑性挙動から、微小変形の線形弾性挙動のモデルへと転換した。

その結果、断層と交差する立坑周辺地山は立坑掘削だけでなく、断層・破碎帯のすべり変形の影響を大きく受けることが明らかとなった。また、断層・破碎帯の上・下部でその影響が異なることも明らかとなった。すなわち、立坑と断層・破碎帯が交差する箇所の地山は、上部側で断層すべりを誘因とする高抜け崩壊の発生の可能性が高い。一方、下部側は一般に安定な状態にあると考えられているが、断層・破碎帯のすべり変形に伴い実際の応力状態は不安定化することがある。したがって、その箇所に軟弱な地山状況が現れるならば、崩壊の可能性は高い。このため、断層・破碎帯下部側の地山観察が重要となり、できるだけ早い段階で断層・破碎帯逢着部の地質状況を把握し、対策工を決定することが必要と判断する。

一方、上部で発生する断層・破碎帯の滑動を誘因とする高抜け崩壊の評価に関しては通常の有限差分法による解析では困難なものと判断し、岩盤の破壊発生・進展を追跡することの

できる粒状体解析手法を導入することとした。粒状体解析手法は有限差分法の一つであるが、岩盤の微小領域を円、または球で代表し、それが相互にコンタクトボンドとパラレルボンドの二つのバネ系で接続されるものと考え、そのバネの挙動で岩盤全体の挙動を表現するとともに、バネの分離・切断により局所的な破壊を表現する手法である。

当該手法は岩盤力学分野での蓄積が十分でなく、信頼するに足る計算事例も少ないことから立坑掘削を2次元解析で模擬することとした。また、解析に供する物性値も、通常の変形係数や強度をコンタクトボンドとパラレルボンドのバネの系に変換する必要がある。このため、粒状体解析手法により岩石の二軸試験、およびブラジリアン・テストをシミュレーションし、瑞浪超深地層研究所地点の岩盤物性と等価な挙動を呈する入力物性を同定した。

このようにして得られた入力物性を用いて瑞浪深地層研究所主立坑のIF_SB2b_13断層逢着部付近の高抜け崩壊に関するシミュレーションを実施したところ、以下のような知見が得られた。IF_SB2b_13断層は主立坑掘削時に高抜け崩壊を発生する可能性は低い、立坑掘削に伴って断層に沿う鉛直方向応力が低減し、いわゆる岩目が緩む状態となる。このため、長期的な安定性を確保するために、ロックボルトによる縫い付けなどの対策工が採用されることが望ましい。

また、瑞浪超深地層研究所立坑地点の岩盤条件において、高抜け崩壊の発生する可能性が高い断層は傾斜角 60° 前後あるものと判断された。今回の計算では、断層から派生した新しい破壊面が崩壊する岩盤領域を形成するまでを追跡することができなかったが、立坑掘削とともに現れる破壊面から推定すれば高抜け高さ 10m 程度の崩壊が懸念される。

さらに、立坑掘削に伴う破壊の進展状況から、断層挙動に対する立坑掘削の影響は断層-立坑逢着深度の 3m 程度上部から現れるものと判断され、高抜けに対する補強範囲は工学的な余裕をみても断層-立坑逢着深度の 5m 程度上部からよいものと判断された。なお、立坑-断層が逢着時よりも、断層部貫通後の深度-737.5m のほうが破壊の発生が顕著に現れることから、補強は事前補強が有効であるものと判断される。

(5) 崩壊対策工の提案

接続部施工時に懸念される崩壊・変状はテーパー隅角部の引張破壊と水平坑道上部に発生する応力集中である。テーパー隅角部の引張破壊に対してはロックボルトの打設が有効であるものと判断されたが、現設計ですでに計画されており、十分な打設量であるものと判断し、ここではテーパー拡幅掘削後、可及的速やかに打設することのみを言及した。

また、水平坑道部上部の応力集中は、接続部のみならず上部立坑の安定性をも損なう可能性があり、慎重な検討が要される。ここでは、現設計のロックボルト打設パターンに、負担の平準化を図る目的で、追加ボルトを提案したが、打設長、打設方向などは施工時の地山観察を基に慎重に検討せねばならない。また、ロックボルトの打設は、必ず、水平坑道の掘削前に実施されなければならないことを強調した。

高抜け崩壊に対する対策工は、断層の上部側、下部側で異なった対策が必要である。下部側は一般に安定な状態にあると考えられているが、断層・破砕帯のすべり変形に伴い地山の応力状態が不安定化し、その箇所に軟弱な地山状況が現れるならば、崩壊の可能性は高い。したがって、断層・破砕帯下部側の地山観察が重要となり、できるだけ早い段階で断層-破砕帯逢着部の地質状況を把握し、対策工を決定することが必要と判断する。また、対策工法としてはロックボルトの打設がやはり現実的で、有効だと考えるが、その対策工規模はさほど大きなものではないと推定されるため、特別な準備も必要なく、地質状況に対応して、適宜、実施することが望ましい。

一方、断層の上部では、傾斜角によっても対策工の考え方が異なる。断層傾斜角が 80° 近くなると高抜け崩壊発生の危険性は低い、立坑掘削に伴って岩目が緩む状態となるため、長期的な安定性を確保することを目的としたロックボルトの打設を考えた。

また、傾斜角 60° 前後の断層・破砕帯は瑞浪超深地層研究所では確認されていないが、もし存在するならばやはりロックボルトによる縫い付けが現実的で、かつ効果的な対策と考えられる。この場合、事前補強の考え方を採用することで、効果的かつ経済的な補強が期待できる。また、打設角度が比較的鉛直に近い、シャフト・ジャンボによる削孔が可能となり、機動的な対応が可能となる。

(6) 有識者に対するレビュー結果

有識者に対するレビューでは以下のような知見を得ることができた。

清水則一山口大学教授からは、連接坑道上部応力集中箇所における山はね発生の可能性を指摘いただくとともに、そのモニタリングに関してもご助言いただいた。また、当該箇所のケーブルボルト補強の有効性に関しても言及いただいた。さらに、高抜けに対しては、潜在的な不連続面で形成される岩盤領域の崩落と、潜在的な不連続面から派生する新たな不連続面によって引きこされる崩落との二つに分けて考えることが、対策を講じる上で重要であるとのこと指摘をいただき、その予測法として脆性破壊を的確に評価できる手法をご教示いただいた。

櫻井春輔建設工学所理事長からは、現在の解析手法が内包する重力作用の問題点についてご指摘いただき、現在の解析が危険の側の評価につながることを考慮して、破壊発生の評価を行うべきことのご教示をいただいた。なお、この問題に関しては、引き続きお考え頂けるとのことであり、新たな知見が得られるならば、別途、報告するものとする。

芥川真一神戸大学助教授からは、立坑覆工の自立性を検証することの必要性についてご指摘いただき、覆工応力の鉛直成分を計測することの重要性と、覆工の自立性に不安がもたれる際の対策工の考え方について言及いただいた。また、瑞浪地点超深深度部に存在が予想される新鮮で密着した亀裂が、立坑掘削によってすべりを生じ、山ハネを誘起する可能性についてもご指摘いただいた。

8. 2 本研究の問題点と今後の課題

本研究においては、有限変形の有限差分法を用いて、1)立坑一般部の崩壊メカニズムの検証、2)ショート・ステップの支保機構の解明、3)瑞浪超深地層研究所立坑接続部の安定性検討、4)高抜け崩壊機構の検証に取り組んだ。

このうち、1),2),3)に関しては、相応の成果が得られたものと考えているが、4)の高抜け崩壊機構に関しては、断層・破碎帯等の不連続面挙動を評価しなければ正しい検証が行えないとの知見から、不連続面のすべり・開口を表現する境界要素を挿入した。同要素の導入により、ある程度まで高抜け崩壊の機構を評価することが可能となったが、境界要素周辺の応力解が乱れるため、十分な精度での考察・検討が行えたとは言えず、不安定化する領域も同定されないままである。これを十分な精度で、検証することが本研究の第一の問題点と考える。

また、有限変形の有限差分法は塑性化後の破壊進展を崩壊近くまで追跡できるという長所を持つが、材料破壊が直ちに破壊面を形成する脆性材料に対しては適用に限界がある。このことが、瑞浪超深地層研究所立坑における高抜け崩壊の検討に粒状体解析を導入した理由である。しかしながら、同手法の硬岩に対する適用事例が少ないため、二次元解析による一次的評価に今回はとどまった。したがって、今回の検討結果はかなり安全側の評価となり、経済性が若干、劣るものとなる。これが本研究の第二の問題点であり、工学的に十分な精度での評価を実施するためには、3次元脆性破壊解析による評価が望まれる。このとき、新しい破壊面の形成までをも追跡できることが望ましい。

脆性破壊解析は瑞浪地点の地下構造物安定性評価を実施するうえで不可欠になるものと考えている。ここでは、そのひとつの手法として粒状体解析による解析を採用した、同手法は3次元解析も可能であるが以下のような問題点がある。まず、第7章で示したように、同解析法で供する物性値を同定するために多大な労力を有し、3次元解析では作業量が級数的に増大する可能性がある。また、不連続面等の挙動を物性値の低減である程度表現することが可能であるが、制御因子が物性値しかないため、必ず滑動や開口等の挙動が表現されずとは限らない。また、不連続面物性の同定手法がいまだ確立されていない。

このような問題点を抱えるものの、粒状体解析は脆性破壊解析のひとつの有力な候補であると考えている。しかし、瑞浪超深地層研究所建設工事では山はねや発破による岩盤損傷などの脆性破壊にかかわる問題が内包されると考えられるため、種々の脆性破壊解析手法を比較検討し、適切な手法を選定することが求められると考える。なお、櫻井春輔建設工学研究所理事長からご指摘のあった、重力作用の再配分は塑性化に伴う応力再配分に起因するため、脆性破壊に対してはさほど重要な問題とならないものと推測する。

参考文献

- 1) 黒崎幸夫 他：超大深度立坑の接続部における崩落機構に関する調査、JAEA-Research 2008-048 (2008)
- 2) 原子力機構：超深地層研究所計画における地表からの調査予測研究段階（第1段階）研究成果報告書、JAEA-Research 2007-043, p.166(2007)
- 3) Itasca Consulting Group, Inc.：FLAC3D/Theory and Back Ground (2002) .
- 4) Press, W.H., B.P. Flannery, S.A. Teukolsky and W.T. Vetterling: Numerical Recipes - The Art of Scientific Computing-, Cambridge, Cambridge University Press (1986) .
- 5) Bathe, J. and E.L. Wilson.: Numerical Methods in Finite Element Analysis. Englewood Cliffs, Prentice-Hal, Inc. (1976) .
- 6) Cundall, P.A. “Distinct Element Models of Rock and Soil Structure,” in Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, Ch.4, pp.129-163, E.T. Brown, Ed. London, Allen & Unwin (1987) .
- 7) Kolsky, H.：Stress Waves in Solids. New York, Dover Publications (1963) .
- 8) Marti, J. and P. Cundall: “Mixed Discretization Procedure for Accurate Modelling of Plastic Collapse,” Int. J. Num. & Analy. Methods in Geomech., Vol.6, pp.129- 139 (1982).
- 9) 今津雅紀、佐藤稔紀、坂巻昌工：地下 1,000m の立坑工事に着手 -瑞浪超深地研究坑道掘削工事-、トンネルと地下、Vol.35、No.6、pp.31-42 (2004) .
- 10) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：【2002 年制定】コンクリート標準示方書 構造性能照査編、(社)土木学会 (2002) .
- 11) Rabcewicz, L. V.：The Austrian Tunneling Method, Water Power, Nov.,964-Jan. (1965) .
- 12) 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)
- 13) 日本道路公団編：恵那山トンネル(Ⅱ期線)工事誌、日本道路公団(1980).
- 14) 猪熊明・角湯克典：トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル(案)、土木研究所資料, No.3232, pp.20, 1994
- 15) R.E.グッドマン(大西有三, 谷本親伯共訳)：わかりやすい岩盤力学, 鹿島出版会(1989).
- 16) 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碎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).
- 17) Kulhawy, F.H.：Stress Deformation Properties of Rock and Rock Discontinuities, Eng. Geol., Vol.9, pp.326-350 (1975) .
- 18) Rosso, R.S.：A Comparison of Joint Stiffness Measurement in Direct Shear, Triaxial Comparison and In Situ, Int. Jour. of Rock Mech. and Min. Scie., Vol.13, pp.166-172 (1976) .
- 19) 粒状体力学に関する国内委員会：粒状体の力学, p.283, 土質工学(1993).

- 20) Cundall, P.A., and Strack, O.D.L.: A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, 29(1), pp.46-65 (1979) .
- 21) 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) .
- 22) Strack, O.D.L., and Cundall, P.A : The distinct element method as a tool for research in granular media PART I , Report to NSF concerning Grant Eng.76-20711, Dept. of Civ. Min. Engineerring, Univ. of Minnesota, USA.
- 23) 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. Sympto. on Rock Mechanics*, pp.381-393(1988).
- 24) Kawai, T. : Some Considerations on the Finite Element Method, *Int. J. Numerical Methods in Engineering*, Vol. 16, pp.81-120 (1980) .
- 25) 藤村浩 : 洪積層における地表面沈下量を抑止した山岳トンネル工法の開発と適用に関する研究, 山口大学博士論文, pp.1-2(1994).
- 26) 伯野元彦 : 破壊のシミュレーション-拡張個別要素法で破壊を追う-, 森北出版株式会社, pp.14-19(1997).
- 27) ITASCA Consulting Group, Inc. : PFC2D ver2.0 User's Guide, ITASCA Consulting Group, Inc. (1999) .
- 28) Potyondy, D. O. and P.A.Cundall : A bonded-particle model for rock, *Int. Jour. of Rock Mech. and Min. Scie.*, Vol.41, pp.1329-1364 (2004) .
- 29) 山地宏志 : トンネルにおけるロックボルトの支保効果とその最適支保量に関する研究、神戸大学博士論文(1994).

国際単位系 (SI)

表1. SI 基本単位

基本量	SI 基本単位	
	名称	記号
長さ	メートル	m
質量	キログラム	kg
時間	秒	s
電流	アンペア	A
熱力学温度	ケルビン	K
物質の量	モル	mol
光度	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

組立量	SI 基本単位	
	名称	記号
面積	平方メートル	m ²
体積	立方メートル	m ³
速度	メートル毎秒	m/s
加速度	メートル毎秒毎秒	m/s ²
波数	毎メートル	m ⁻¹
密度 (質量密度)	キログラム毎立方メートル	kg/m ³
質量体積 (比体積)	立法メートル毎キログラム	m ³ /kg
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	カ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	ヨタ	Y	10 ⁻¹	デシ	d
10 ²¹	ゼタ	Z	10 ⁻²	センチ	c
10 ¹⁸	エクサ	E	10 ⁻³	ミリ	m
10 ¹⁵	ペタ	P	10 ⁻⁶	マイクロ	μ
10 ¹²	テラ	T	10 ⁻⁹	ナノ	n
10 ⁹	ギガ	G	10 ⁻¹²	ピコ	p
10 ⁶	メガ	M	10 ⁻¹⁵	フェムト	f
10 ³	キロ	k	10 ⁻¹⁸	アト	a
10 ²	ヘクト	h	10 ⁻²¹	ゼプト	z
10 ¹	デカ	da	10 ⁻²⁴	ヨクト	y

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	SI 組立単位			
	名称	記号	他のSI単位による表し方	SI基本単位による表し方
平面角	ラジアン ^(a)	rad		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
力	ニュートン	N		m · kg · s ⁻²
圧力, 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	m ² · kg · s ⁻²
工率, 放射束	ワット	W	J/s	m ² · kg · s ⁻³
電荷, 電気量	クーロン	C		s · A
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 · kg ⁻¹ · s ⁴ · A ²
電気抵抗	オーム	Ω	V/A	m ² · kg · s ⁻³ · A ⁻²
コンダクタンス	ジーメン	S	A/V	m ⁻² · kg ⁻¹ · s ³ · A ²
磁束	ウェーバ	Wb	V · s	m ² · kg · s ⁻² · A ⁻¹
磁束密度	テスラ	T	Wb/m ²	kg · s ⁻² · A ⁻¹
インダクタンス	ヘンリー	H	Wb/A	m ² · kg · s ⁻² · A ⁻²
セルシウス温度	セルシウス度 ^(d)	°C		K
光照射度	ルーメン	lm	cd · sr ^(c)	m ² · m ⁻² · cd = cd
(放射性核種の) 放射能	ベクレル	Bq	1m/m ²	m ² · m ⁻³ · cd = m ⁻² · cd
吸収線量, 質量エネルギー分与, カーマ線量当量, 周辺線量当量, 方向性線量当量, 個人線量当量, 組織線量当量	グレイ	Gy	J/kg	m ² · s ⁻²
	シーベルト	Sv	J/kg	m ² · s ⁻²

- (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に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°C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

組立量	SI 組立単位		
	名称	記号	SI 基本単位による表し方
粘力のモーメント	ニュートンメートル	N · m	m ² · kg · s ⁻²
表面張力	ニュートン毎メートル	N/m	kg · s ⁻²
角速度	ラジアン毎秒	rad/s	m · m ⁻¹ · s ⁻¹ = s ⁻¹
角加速度	ラジアン毎平方秒	rad/s ²	m · m ⁻¹ · s ⁻² = s ⁻²
熱流密度, 放射照度	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 · kg · s ⁻² · K ⁻¹
質量熱容量 (比熱容量), 質量エントロピー	ジュール毎キログラム毎ケルビン	J/(kg · K)	m ² · s ⁻² · K ⁻¹
質量エネルギー (比エネルギー)	ジュール毎キログラム	J/kg	m ² · s ⁻² · K ⁻¹
熱伝導率	ワット毎メートル毎ケルビン	W/(m · K)	m · kg · s ⁻³ · K ⁻¹
体積エネルギー	ジュール毎立方メートル	J/m ³	m ⁻¹ · kg · s ⁻²
電界の強さ	ボルト毎メートル	V/m	m · kg · s ⁻³ · A ⁻¹
体積電荷	クーロン毎立方メートル	C/m ³	m ⁻³ · s · A
電気変位	クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² · s · A
誘電率	ファラド毎メートル	F/m	m ⁻³ · kg ⁻¹ · s ⁴ · A ²
透磁率	ヘンリー毎メートル	H/m	m · kg · s ⁻² · A ⁻²
モルエネルギー	ジュール毎モル	J/mol	m ² · kg · s ⁻² · mol ⁻¹
モルエントロピー, モル熱容量	ジュール毎モル毎ケルビン	J/(mol · K)	m ² · kg · s ⁻² · K ⁻¹ · mol ⁻¹
照射線量 (X線及びγ線)	クーロン毎キログラム	C/kg	kg ⁻¹ · s · A
吸収線量	グレイ毎秒	Gy/s	m ² · s ⁻³
放射強度	ワット毎ステラジアン	W/sr	m ⁴ · m ⁻² · kg · s ⁻³ = m ² · kg · s ⁻³
放射輝度	ワット毎平方メートル毎ステラジアン	W/(m ² · sr)	m ² · m ⁻² · kg · s ⁻³ = kg · 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 = 60 s
時	h	1 h = 60 min = 3600 s
日	d	1 d = 24 h = 86400 s
度	°	1° = (π/180) rad
分	'	1' = (1/60)° = (π/10800) rad
秒	''	1'' = (1/60)' = (π/648000) rad
リットル	l, L	1 l = 1 dm ³ = 10 ⁻³ m ³
トン	t	1 t = 10 ³ kg
ネーパ	Np	1 Np = 1
ベル	B	1 B = (1/2) ln10 (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	1 eV = 1.60217733 (49) × 10 ⁻¹⁹ J
統一原子質量単位	u	1 u = 1.6605402 (10) × 10 ⁻²⁷ kg
天文単位	ua	1 ua = 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併用されるその他の単位

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
海里	海里	1 海里 = 1852 m
ノット	ノット	1 ノット = 1 海里毎時 = (1852/3600) m/s
アール	a	1 a = 1 dam ² = 10 ² m ²
ヘクタール	ha	1 ha = 1 hm ² = 10 ⁴ m ²
バール	bar	1 bar = 0.1 MPa = 100 kPa = 1000 hPa = 10 ⁵ Pa
オングストローム	Å	1 Å = 0.1 nm = 10 ⁻¹⁰ m
バイン	b	1 b = 100 fm ² = 10 ⁻²⁸ m ²

表9. 固有の名称を含むCGS組立単位

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	P	1 P = 1 dyn · s/cm ² = 0.1 Pa · 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	Oe	1 Oe ≅ (1000/4π) A/m
マクスウェル	Mx	1 Mx ≅ 10 ⁻⁸ Wb
スチルブ	sb	1 sb = 1 cd/cm ² = 10 ⁴ cd/m ²
ホト	ph	1 ph = 10 ⁴ lx
ガリ	Gal	1 Gal = 1 cm/s ² = 10 ⁻² m/s ²

表10. 国際単位系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 R = 2.58 × 10 ⁻⁴ C/kg
ラド	rad	1 rad = 1 cGy = 10 ⁻² Gy
レム	rem	1 rem = 1 cSv = 10 ⁻² Sv
X線単位	lx	1 lx unit = 1.002 × 10 ⁻⁴ nm
ガンマ	γ	1 γ = 1 nT = 10 ⁻⁹ T
ジャンスキー	Jy	1 Jy = 10 ⁻²⁶ W · m ⁻² · Hz ⁻¹
フェルミ	fm	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	cal	
マイクロン	μ	1 μ = 1 μm = 10 ⁻⁶ m

