

落盤・崩壊災害の防止に関する研究

吉川 直孝*1, 伊藤 慎也*2, 保利 彰宏*2, 酒井 喜久雄*3, 平岡 伸隆*1

トンネル建設工事中の切羽における肌落ち災害を防止するため、掘削後の素掘り面に対して吹付けコンクリートを打設する場合がある。その10数分後には鋼製アーチ支保工を建て込むため、作業員が切羽に立ち入る場合もある。本研究では、地山から剥離した岩石が吹付けコンクリートを押し抜こうとする際の同コンクリートの抵抗力と破壊機構を明らかにすることを目的とし、若材齢のコンクリートおよび繊維補強モルタルを岩石により押し抜き実験装置を開発し、3次元レーザスキャナ等を用いて強度変形特性を評価した。また、押し抜き実験を個別要素法によりシミュレートし、吹付けコンクリートの破壊機構を明らかにした。特に、押し抜き岩石の貫入に伴い、押し抜き岩石左右端の吹付けコンクリートの微小要素の応力状態が引張破壊基準に順次到達し進行的に破壊することが示唆された。そのような破壊機構に基づき、押し抜き強度の算定式を求めた。

キーワード: 吹付けコンクリート, 若材齢, 押し抜き, 肌落ち, 個別要素法

1. はじめに

山岳トンネル建設工事中に切羽から肌落ちまたは落盤があり、作業員が被災する災害が近年においても発生している^{1),2),3)}。例えば、2015年に発生した落盤災害では、切羽面(鏡)において装薬作業中、高さ約6.6m、幅約3.6m、奥行き約1.5mもの大規模な柱状の岩塊が落下、作業員が下敷きとなり死亡している。2016年には、アタリトリの掘削断面確認のため、切羽側面に作業員が近づいたところ、側面の岩塊(高さ約3m、幅約1m、奥行き約1m)が落下し作業員が死亡している。また、2017年に発生した落盤災害では、切羽面の面積の4分の3(高さ約8m、幅約9m、奥行き約0.8m)が崩落、ドリル・ジャンボのマンケージに搭乗し装薬作業を開始しようとしていた作業員が巻き込まれ、マンケージごと崩落岩塊に埋まり死亡している。さらに、同年、支保工を建て込む準備のため、切羽側面に作業員が近づいた時、同側面から肌落ち(高さ約2m、幅約0.7m、奥行き約0.6m)があり、骨盤骨折という重症を負っている。このように、切羽に近づかなければならない装薬、アタリトリ、支保工建て込み作業中に肌落ちまたは落盤があり、作業員が被災する傾向にある。

このように、トンネル切羽においては、支保構造がその機能を発揮するまで切羽は必ずしも安定しているわけではなく、切羽面においても岩石同士の接触面において応力の再配分が生じ、塑性域が時間の経過とともに拡大し変形が進行するという力学的な応力の不均衡がある⁴⁾。そのような応力の不均衡がある切羽に作業員を立ち入らせることは原則的に避けるべきである。

しかしながら、現実的には、装薬、アタリトリ確認、支保工建て込み等の作業のため、切羽に作業員が立ち入らなければならない現状にある。そのため、多くの施工現場では、切羽に吹付けコンクリートを打設し、切羽監視責任者の監視のもと、作業員が切羽に立ち入っている。

なお、切羽に一次吹きを施して、10数分後には直ぐに支保工建て込み作業のため、作業員が切羽に立ち入る状況もある。

この時の吹付けコンクリートの押し抜き強度については、先駆的な研究として、Bernard(2008 and 2011)^{5),6)}がある。吹付けコンクリートの押し抜き実験結果から、押し抜き強度と圧縮強度の関係を提案しており、ある大きさの岩石を支持するために必要な押し抜き強度を算出し、安全に切羽に立ち入る際に必要な待機時間を議論している^{5),6)}。

当然ながら、前述したような大規模な柱状の岩塊を吹付けコンクリートのみで支持することは困難であるが、同コンクリートにより支持できる岩石の重量を明らかにするために作業員が切羽に近づく時の同コンクリートの押し抜き強度を最低限認識しておく必要がある。

本研究では、肌落ち災害の防止対策に寄与するため、地山から剥離した不安定な岩石が吹付けコンクリートを押し抜こうとする際の同コンクリートの抵抗力とその破壊機構を明らかにすることを本研究の目的とする。

また、近年、繊維補強された吹付けコンクリートや繊維補強モルタルを吹き付けることにより、引張および曲げ耐力を向上させた高強度の吹付け材料が実務で多く使われている。

このような状況を鑑み、本研究では、吹付けコンクリートを用いて圧縮試験および押し抜き実験を実施し、それらの強度変形特性を評価した。また、個別要素法(Discrete Element Method, ここでは「DEM」という。)シミュレーションにより、押し抜き破壊機構の解明を試みた。さらに、押し抜き破壊機構に基づいて吹付けコンクリートの押し抜き強度推定式を提案した。

*1 労働安全衛生総合研究所 建設安全研究グループ。

*2 デンカ(株)。

*3 (株)エムシーエム。

連絡先: 〒204-0024 東京都清瀬市梅園1-4-6

労働安全衛生総合研究所 吉川直孝

E-mail: kikkawa@s.jniosh.johas.go.jp

表 1 本研究で用いたコンクリートの配合表^{7),8)}

		粉体急結剤
最大骨材寸法		15 mm
スランブ試験		約 15 cm
水セメント比 W/C		60 %
細骨材比 s/a		60 %
単位 体積 重量	水	216 kg/m ³
	セメント C	360 kg/m ³
	細骨材	1002 kg/m ³
	粗骨材	686 kg/m ³
急結剤		25 kg/m ³ ($C \times 7\%$)
遅延剤		適量

2. 吹付けコンクリートの配合および物理的性質

本章では、本研究に用いたコンクリートおよび繊維補強モルタルの配合と物理的性質について示す。なお、コンクリート、モルタル等の練り混ぜ、供試体作製、養生、実験等は、全て室内にて実施し、温度は $20 \pm 6^\circ\text{C}$ 、湿度は $65 \pm 22\%$ であった。

1) コンクリートおよび繊維補強モルタルの配合

本研究では、表 1 に示す配合のとおり、粉体急結剤を用いた吹付けコンクリートの供試体を作製した。骨材の最大寸法 d_0 は 15 mm（平均粒径 2mm, 平均半径 1mm）とし、細骨材比 s/a は 60% である。粉体急結剤を用いた吹付けコンクリートにおいて、単位セメント量 C は 360 kg/m^3 であり、水セメント比 W/C は 60% とした。粉体急結剤は、単位セメント量に対して 7% である 25 kg/m^3 ほど添加した。同配合は、一般的に山岳トンネル建設工事で用いられている配合と同等である。

これらの粉体急結剤を用いた吹付けコンクリートは、本来であれば吹付け機により吹付けて型枠内に打設した方が実際に再現しているが、吹付け機が大型であること、型枠が実際のトンネル切羽に比べ小さいことから、コンクリートと粉体急結剤を練り混ぜた後、直接、型枠内に流し込むことによって供試体を作製した。そのため、型枠内にコンクリートを打設する前に、コンクリートの硬化が始まることを遅延させる目的で、適量の遅延剤を添加した。

細骨材は姫川水系川砂（表乾密度 2.61 g/cm^3 ）を、粗骨材は姫川水系碎石（表乾密度 2.68 g/cm^3 ）を用いた。

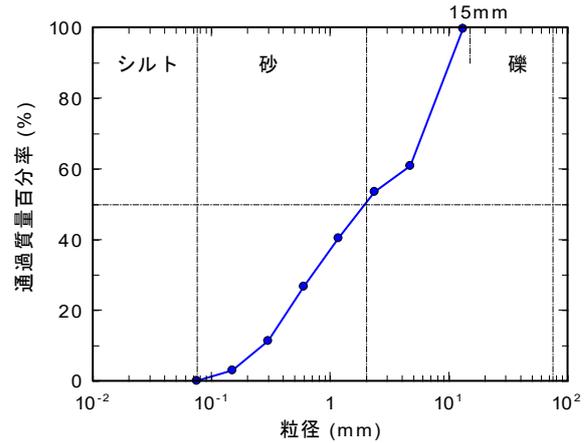


図 1 コンクリートにおける骨材の粒度分布⁸⁾

表 2 コンクリートにおける骨材、セメントおよび水のカサ密度⁸⁾

骨材のカサ密度 γ_a kg/m ³	骨材、セメント のカサ密度 kg/m ³	骨材、セメント、 水のカサ密度 γ_c kg/m ³
1688	2048	2264

日本工業規格「土の粒度試験方法」(JIS A 1204:2009)⁹⁾に基づいて細骨材と粗骨材のそれぞれの粒度分布を計測し、表 1 の配合に基づいて混合させた骨材の粒度分布を計算により求め図 1 に示す。同図から、本研究で用いた骨材の平均粒径 D_{50} は 2 mm であり、礫分 50%、砂分 50% を含むことがわかる。また、同様の粒度分布を有する骨材の最小・最大カサ密度を地盤工学会基準「礫の最小密度・最大密度試験方法」(JGS0162-2009)⁹⁾に基づいて計測したところ、最小カサ密度は $\rho_{dmin} = 1804 \text{ kg/m}^3$ 、最大カサ密度は $\rho_{dmax} = 2155 \text{ kg/m}^3$ と測定された¹⁰⁾。

ここで、表 1 に記載された配合で作製されたコンクリートのうち、コンクリート中に存在する骨材のカサ密度、骨材およびセメントのカサ密度、骨材、セメントおよび水のカサ密度を表 2 に示す。

同表から、骨材の占めるカサ密度は $1648 \sim 1688 \text{ kg/m}^3$ であり、骨材の最小カサ密度 1804 kg/m^3 よりも小さいことがわかる。したがって、配合表に従い作製されたコンクリート供試体内において、骨材はセメント水和反応物中に浮遊しているものが大多数であり、最小の接点数にて骨格を形成している骨材も存在すると推察される。

次に、繊維補強モルタルは、モルタルの単位体積質量を 1770 kg/m^3 とし、水モルタル比を 20%、液体急結剤をモルタルの質量に対して 5%、繊維を標準量ほど配合した。繊維補強モルタルは、山岳トンネル建設工事のうち、TBM (Tunnel Boring Machine; トンネルボーリン

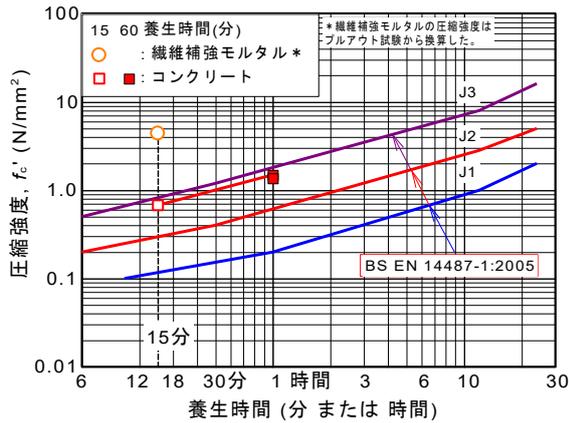


図 2 コンクリートおよび繊維補強モルタルの圧縮強度と養生時間の関係（ヨーロッパ規格 BS EN 14487-1:2005¹¹⁾との比較）⁸⁾

グマシオン) 工法において多く用いられる吹付け材料であり、早期に強度が発現し、高強度であり、また繊維が混入されているため引張に対する耐力もある程度有している。本研究では、繊維補強モルタルは、山岳トンネル建設工事において一般的に用いられる材料ではないものの、粉体急結剤を用いた吹付けコンクリートとの比較材料として位置づけた。

2) コンクリートおよび繊維補強モルタルの一軸圧縮強度

作製されたコンクリートおよび FBDM 供試体（直径 100 mm、高さ 200 mm）を用いて一軸圧縮試験を実施した。同供試体は押し抜き実験に用いたコンクリートおよび繊維補強モルタルと同一である。同試験から、例えばコンクリートの場合、一軸圧縮強度 $f_c' = 0.67 \text{ N/mm}^2$ および弾性係数 $E_c = 330 \text{ N/mm}^2$ が測定された。

吹付けコンクリートに関するヨーロッパ規格 BS EN 14487-1:2005「Sprayed concrete - Part 1: Definitions, specifications and conformity」¹¹⁾に示されている圧縮強度と養生時間の関係を図 2 に示す。また、同図には、本研究で得られた全ての吹付けコンクリートの圧縮強度と養生時間の関係も合わせて示している。なお、繊維補強モルタルのみ、プルアウト試験から得られた換算一軸圧縮強度である。同図から、コンクリートは J2 クラスであり、繊維補強モルタルは J3 クラスである。特に、繊維補強モルタルの強度が高く、早期に強度が発現することがわかる。

3. 押し抜き実験概要

本章では、本研究で用いた押し抜き実験装置、同装置を用いた実験手順を示す。また、3次元レーザスキャナを用いて岩石やコンクリートの表面形状を連続的かつ面的に計測したため、その計測方法について概説する。

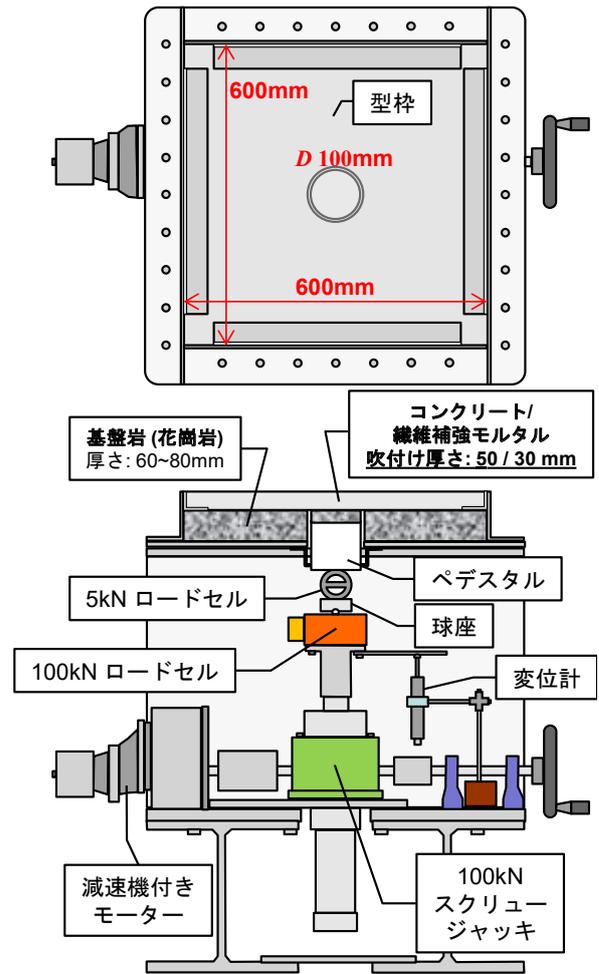


図 3 押し抜き実験装置⁸⁾

1) 押し抜き実験装置について

本研究で用いた押し抜き実験装置を図 3 に示す⁸⁾。同装置は、内寸 600 mm × 600 mm の型枠内に花崗岩を設置固定し、その上から吹付けコンクリートを打設し、下から上に向かって花崗岩を取り付けた荷重治具により同コンクリートを押し抜く構造である。荷重岩石の直径 D は 100 mm である。その時の荷重と変位を荷重ジャッキに接続した荷重計（定格容量 5 kN および 100 kN）および変位計（定格容量 50 mm）により計測した。

EFNARC（European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems）が発行する吹付けコンクリートに関するヨーロッパ標準「European Specification for Sprayed Concrete」¹²⁾においても押し抜き実験が記載されている。同実験では、図 4 に示すように、600 mm × 600 mm × 100 mm の吹付けコンクリート供試体を作製し、500 mm × 500 mm の空洞の空いた支持板の上に同供試体を設置する。その後、同供試体の中央に設置された一辺 100 mm の正方形プレートにより、上から下に向かって重力方向に押し抜く実験となっている。その時の変位速度は 1.5 mm/min とある。

正方形の荷重治具の場合、正方形の 4 辺の頂点において局所的な荷重が発生する懸念もあり、本研究では円形を採用した。また、若材齢のコンクリートを取り扱うこ

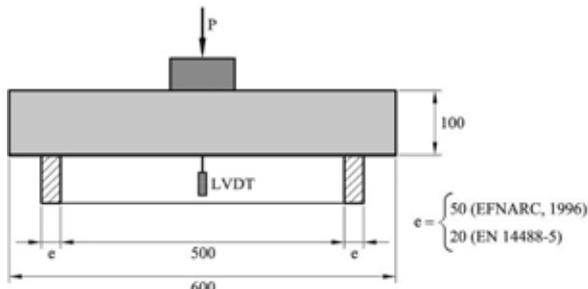


図4 EFNARCの押し抜き実験装置¹³⁾

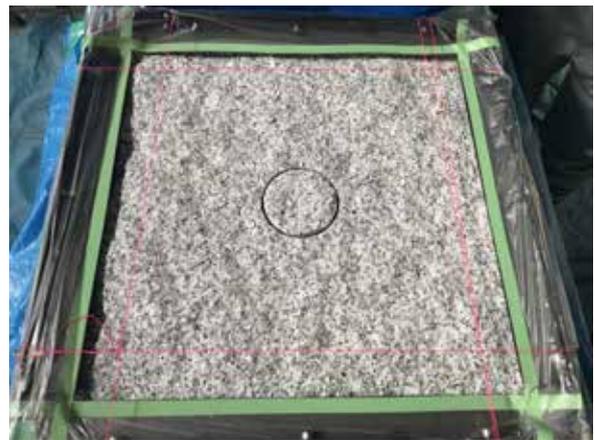


図5 押し抜き実験装置に敷設した花崗岩

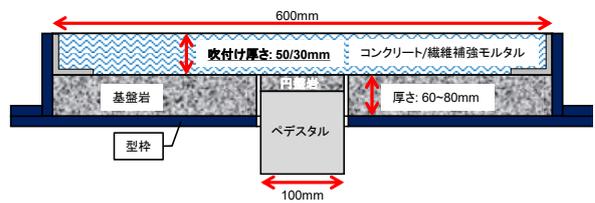


図6 押し抜き実験の断面の様子⁸⁾

表3 本研究とEFNARCの押し抜き実験装置の比較

	本研究	EFNARC
供試体寸法	600 × 600 × t mm (tは吹付け厚さで任意)	600 × 600 × 100 mm
載荷面の形状	円形	正方形
載荷面の寸法	φ100 mm	100 × 100 mm
載荷方向	重力方向と反対	重力方向
載荷速度	2.0 mm/min	1.5 mm/min

とから、重力によりコンクリートが型枠から垂れて逸脱してしまうことを防ぐため、本研究では下から上に向かって重力方向と反対に載荷する方法とした。本研究およびEFNARCの押し抜き実験装置の比較を表3にまとめる。両実験ともに、吹付けコンクリート等の強度、変形、靱性等の性能を評価するための材料試験である。

2) 押し抜き実験手順について

押し抜き実験に供した吹付けコンクリートは一軸圧縮試験に供したものと同一であり、表1等の配合に基づき作製されたものである。

実験に先立ち、内寸600 mm × 600 mmの型枠内に予め花崗岩を敷設しており、これはトンネル切羽面(鏡)を模擬している。花崗岩の表面は、自然の層理・節理面となるように成形されている。このため、表面は凹凸を

有しており、吹付けコンクリートとの付着も良好である。また、吹付けコンクリート中の骨材は、花崗岩と同様、石英を主な鉱物としているため、骨材と花崗岩の材質に大きな相違はない。そのため、吹付けコンクリート中の骨材とセメント水和物との付着強度と、吹付けコンクリートと花崗岩の付着強度もほぼ同等であると推察される。さらに、花崗岩の表面は、表面上の塵、埃等が付着強度に影響しないよう、エアダスタガンを用いてそれらを除去した。

花崗岩を型枠内に固定するため、型枠側面にL字のアンクルをネジ止めし、図5および図6に示すように、L字のアンクルの底面を花崗岩の表面に押し当て型枠内に花崗岩を固定した。また、載荷治具の上にも、直径D=100 mmの花崗岩を貼り付けた。

その後、コンクリートの供試体においては、まず表1の配合にしたがってコンクリートを練り混ぜた後、コンクリートを押し抜き実験装置の型枠内に流し込むことにより作製した。型枠上端面とコンクリートの表面が一致するよう成形し、15分または1時間ほど養生した。コンクリートの目標厚さは50 mmであり、型枠、花崗岩およびコンクリートの断面は図6のようである。

一方、繊維補強モルタルの場合、図7に示すように、小型の吹付け機を用いて型枠内に敷設した花崗岩上に繊維補強モルタルを吹き付けることにより供試体を作製した。養生時間は、コンクリートと同様に15分とした。繊維補強モルタルの場合、目標厚さは30 mmである。

供試体作製後、吹付けコンクリートに対する押し抜き実験は、載荷治具上に貼り付けた花崗岩をスクリージョッキにより2 ± 0.2 mm/minの一定速度で上昇させ、



(a) 繊維補強モルタルの吹付け機



(b) 基盤岩に対して繊維補強モルタルを吹付ける様子
図 7 吹付け機を用いた繊維補強モルタルの吹付け^{7), 8)}

吹付けコンクリートを岩石で押し抜くこととした。これは岩石の肌落ちを模擬している。

3) 表面形状の 3 次元計測について

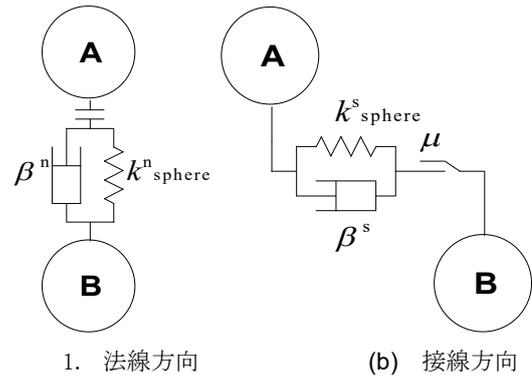
型枠内に敷設された花崗岩の表面形状および花崗岩上に打設されたコンクリートまたは繊維補強モルタルの表面形状を計測するため、3次元レーザスキャナによる計測を実施した^{7), 8), 10)}。計測できる最短距離は 1.5 m であるため、コンクリートまたは繊維補強モルタルの表面から 1.5 m 以上離れた箇所に同スキャナを設置した。

同スキャナにより、載荷治具直上のコンクリートの打設厚さが平均 47 mm、繊維補強モルタルの吹付け厚さが平均 26 mm となり、それぞれの目標厚さ 50 mm と 30 mm にほぼ近い厚さに作製されていることがわかる。

花崗岩の表面形状だけでなく、押し抜き実験中も 30 秒に 1 回のスキャンを実施し、コンクリートまたは繊維補強モルタルの表面形状を計測した。前述したように、押し抜き載荷治具の鉛直変位速度は 2 mm/min のため、押し抜きによる鉛直変位に換算すると、鉛直変位 1 mm につき 1 回のスキャンとなる。

4. 個別要素法による押し抜き実験のシミュレーションについて

本章では、DEM を用いて押し抜き実験のシミュレーションを実施する上で、最も重要となる DEM パラメータの決定方法とシミュレーション手順を示す。



1. 法線方向 (b) 接線方向

図 8 球要素の接触モデル^{14), 15), 16)}

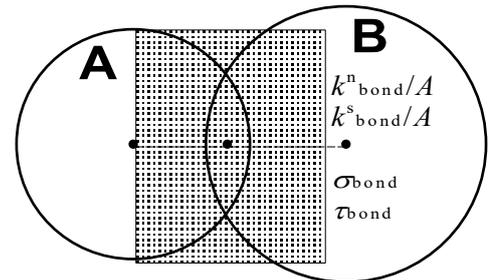


図 9 球要素同士を固結させるボンド^{15), 16)}

DEM の利点として、材料が破壊し材料同士が離れる現象も追跡できることが挙げられる^{14), 15)}。そのため、破壊時の応力分布や破壊の進展を評価する際に非常に有用である。本研究では、押し抜き破壊時のセメント水和物に作用する応力分布を DEM から求め、吹付けコンクリートの押し抜き破壊機構の解明を試みる。

一方、DEM は、ある解析領域に対して要素の大きさを小さくするほど必要な要素数も多くなり、各要素同士の接触判定の計算量が膨大になるため、要素を実際の粒子径よりも大きく設定せざるを得ず、そのために変形を定量的に評価することが難しいという面もある。

1) DEM パラメータの決定方法について

本シミュレーションでは、球要素および球要素同士の接触面に付与したボンドにより、コンクリートを表現した。球要素の接触点における剛性、ダッシュポット、スライダを図 8 に、球要素同士の接触面に付与したボンドを図 9 に模式的に示す^{14), 15), 16)}。押し抜き実験時の荷重変位関係だけでなく、コンクリートの破壊機構を適切に把握するためには、同図に記載された各種パラメータを適切に求めることが重要になる。各種パラメータの決定方法は参考文献に詳しい⁸⁾。

本研究で用いた DEM パラメータの一覧を表 4 に示す。球要素の密度は、表 1 に示す配合で用いた細骨材および粗骨材の表乾密度の質量平均として 2630 kg/m³ とした。また、球要素の平均半径は 5 mm、平均粒径 10 mm であ

表4 押し抜き実験シミュレーションで用いたパラメータ
(最大球要素半径 $r_{max}=6.66\text{mm}$, 球要素の最大最小半径比 $r_{max}/r_{min}=2.0$)⁸⁾

DEM パラメータ	記号	値	単位
球要素の密度	ρ_{sphere}	2630	kg/m^3
球要素の平均半径	r_{mean}	5	mm
球要素の法線方向の剛性	k_{sphere}^n	1200	kN/m
球要素の接線方向の剛性	k_{sphere}^s	430	kN/m
球要素の摩擦係数	μ	0.5	-
球要素の減衰定数	β^n, β^s	0.8	-
ボンドと球要素の半径比	$\bar{\lambda}$	1.0	-
ボンドの法線方向の剛性	k_{bond}^n/A_{bond}	15	GN/m^3
ボンドの接線方向の剛性	k_{bond}^s/A_{bond}	5.5	GN/m^3
ボンドの法線方向の引張強度	σ_{bond}	340	kN/m^2
ボンドの接線方向のせん断強度	τ_{bond}	340	kN/m^2

※ボンドの剛性は、ボンドの断面積 A_{bond} で除した値である。

り、図1の骨材の粒度分布と比較すると、通過質量百分率にすると約80%通過粒径である。

2) 押し抜き実験のシミュレーション手順

押し抜き実験のシミュレーション手順について示す。

DEM 供試体作製方法として、600 mm × 600 mm × 100 mm の直方体の壁要素の中に球要素を発生させる。球要素は、平均半径 r_{mean} (= 5 mm) の球要素において単純立方格子構造となるよう発生させるが、その時、球要素の半径 r を最小半径 r_{min} から最大半径 r_{max} までランダムに変化させた。最大半径と最小半径の比は 2.0 とした。球要素発生後、球要素の動きが落ち着くまで計算させた。その時、600 mm × 600 mm × 100 mm の直方体の中の球要素の集合体としてのかさ密度は、約 1530 kg/m^3 であった。これは、表2に示す型枠内に占める骨材のかさ密度よりも著しく小さいが、シミュレーションでは球要素の骨格構造を優先させた。つまり、2章で述べたように、実際のコンクリート内の骨材の集合体のかさ密度は、最小かさ密度よりもわずかに小さいことから、骨材はセメント水和反応物中に浮遊するか、または最小の接点数にて骨格を形成する骨材も存在するような状態にあると推察される。したがって、シミュレーションでは、最小の接点数となる単純立方格子構造¹⁷⁾となることを優先させた。この時、実際の集合体のかさ密度と差があるのは、球要素がほぼ均一な粒径で構成されているためである。

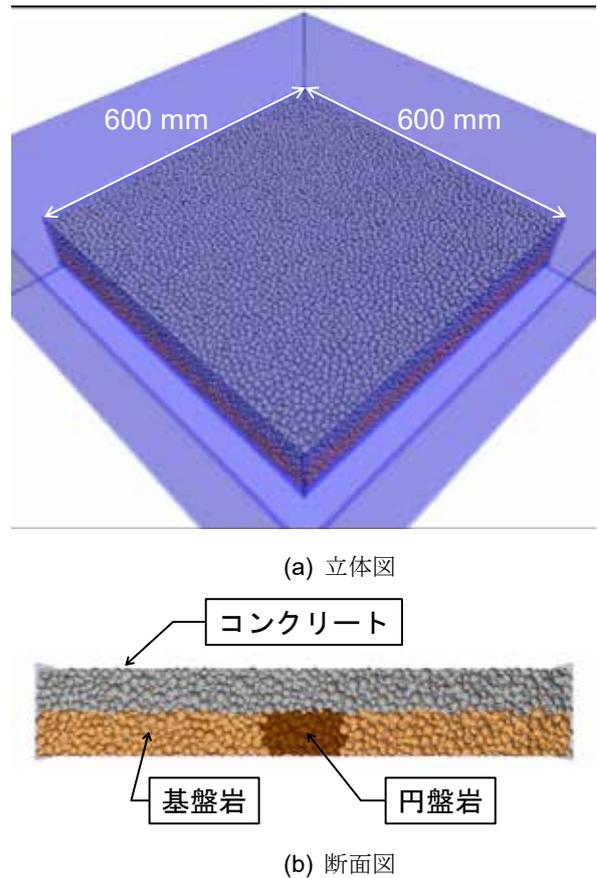


図10 シミュレーションにおける供試体作製状況⁸⁾

次に、球要素同士の接触面にボンドを付加した。その後、荷重治具の範囲外の供試体下部 600 mm × 600 mm × 50 mm の領域を岩石として、変位・回転しないよう速度・回転を 0 に固定した。つまり、岩石の厚さ 50 mm、コンクリートの厚さ 50 mm となる。

前述したように、吹付けコンクリート中の骨材とセメント水和物との付着強度と、吹付けコンクリートと花崗岩の付着強度もほぼ同等であると推察されることから、球要素間のボンドは、岩石およびコンクリートともに同等とした。

荷重は、供試体中心部 $D 100\text{ mm} \times H 50\text{ mm}$ の範囲にある球要素を荷重治具とし、同範囲内の球要素を鉛直に 10 mm/sec の速度で上昇させることで行った。その際、荷重治具が鉛直方向 z のみに変位するよう同範囲内の球要素の水平面 (x, y) の速度を 0 に固定した。シミュレーションにおける立体図および断面図を図10に示す。

5. 吹付けコンクリートの押し抜き破壊機構とその強度推定式

本章では実験結果とシミュレーション結果を示し、両者の比較により、吹付けコンクリートの押し抜き破壊機構について考察し、強度推定式を検討する。

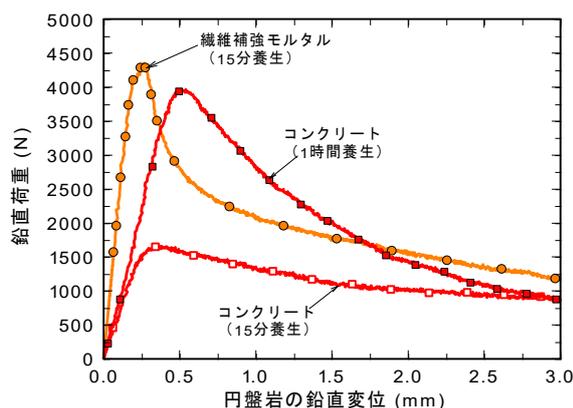


図 11 押し抜き実験における荷重と変位の関係⁸⁾

1) 吹付けコンクリートの押し抜き実験結果

押し抜き実験時の押し抜き荷重と鉛直変位の関係を図 11 に示す. 同図から, 各材料の最大荷重を示す値に着目すると, コンクリート (15 分養生) の最大荷重は約 1700 N であり, その時の鉛直変位は 0.37 mm であった. 繊維補強モルタルを見ると, モルタル厚さがコンクリート厚さよりも薄いにもかかわらず, コンクリートよりも強度が高く, 最大荷重約 4400 N となり, コンクリートのおよそ 2.6 倍もある. その時の鉛直変位は 0.27 mm であった. これは, コンクリート (1 時間養生) の最大荷重約 4000 N よりも大きく, 繊維補強モルタルの強度が高く, また早期に強度が発現することがわかる.

コンクリートの最大荷重の値から, 実際のトンネル切羽を考え, もし仮に直径 100mm の岩石が肌落ちしようとしていた場合, 厚さ 50mm の吹付けコンクリートを打設した 15 分後においては, 約 170 kg 未満の岩塊, 1 時間後においては約 400 kgf 未満の岩塊であれば切羽に留めておくことができる可能性がある. また, その時の押し出し変位も 0.37 mm または 0.52 mm であることから, 肌落ちの予兆を捉えるため, 少なくとも破壊時の変位の 10 分の 1 程度である 0.01mm 程度の微小な変位を計測できる機器が必要である.

次に, 押し抜き実験時のコンクリート (15 分養生) の表面の画像と鉛直変位分布を図 12 に示す. 载荷前のコンクリート表面を 3 次元レーザスキャナにより任意の点群データとして計測し, 5 mm 間隔の格子状に補間することで 3 次元座標を取得した. 続く载荷中の表面も同様に 5 mm 間隔の格子状に座標値を補間した. 载荷中の各節点の座標から载荷前の各節点の座標を差し引いて鉛直変位を算出している. 鉛直変位が正の値を示す場合, コンクリート表面が盛り上がり, 岩石によりコンクリートが押し抜かれようとしていることを示す. 同図(a)の左の写真を見ると, 鉛直変位 1.1 mm, つまり荷重が最大値を示した後の鉛直変位においては, 未だ表面の亀裂が明瞭でないことがわかる. しかしながら, 3 次元レーザスキャナで見ると, 供試体の中央付近が 1 mm 近く盛り上がり, 押し抜きの影響が見てとれる. 同図(b)の左の写真

から, 鉛直変位 4.3 mm では, よく観察するとわずかに亀裂が見てとれ, 3 次元レーザスキャナでは供試体の中央付近, およそ直径 300 mm の範囲が明確に押し抜かれようとしている. さらに, 同図(c)の左の写真を見ると, 鉛直変位 7.4 mm において表面に亀裂が明確に見てとれ, 亀裂の形状と 3 次元レーザスキャナによる鉛直変位の分布がよく一致している. このように表面の亀裂が円周状に次第に進展・拡大し, 表面の亀裂がほぼ閉じた鉛直変位は 7.4 mm であった. 亀裂の閉合とは, ここでは, コンクリート表面の亀裂が進展・拡大し円形に繋がることをいう. この時, コンクリートは完全に抵抗を失うため, 切羽から岩石が落下することとなる. 一方, 3 次元計測結果を見ると, 载荷岩石の直径 $D=100$ mm の約 3 倍の直径 $D_{def}=312$ mm 程度に変形領域が及んでいることがわかる (同図(c)の右図参照).

このように亀裂発生に伴って, コンクリートまたは岩石の小片が落下する可能性もあり, それらの落下物を検知する計測機器も有用である^{18),19)}. さらに, ドリル・ジャンボの削孔エネルギー等を用いて, 予め切羽前方地山の硬軟を 3 次元的に把握する技術²⁰⁾, 切羽における岩盤の亀裂の密度を画像計測する技術²¹⁾等も開発されている. 今後は, これらの技術を組み合わせて肌落ちによるリスクをできる限り低減することが望まれる.

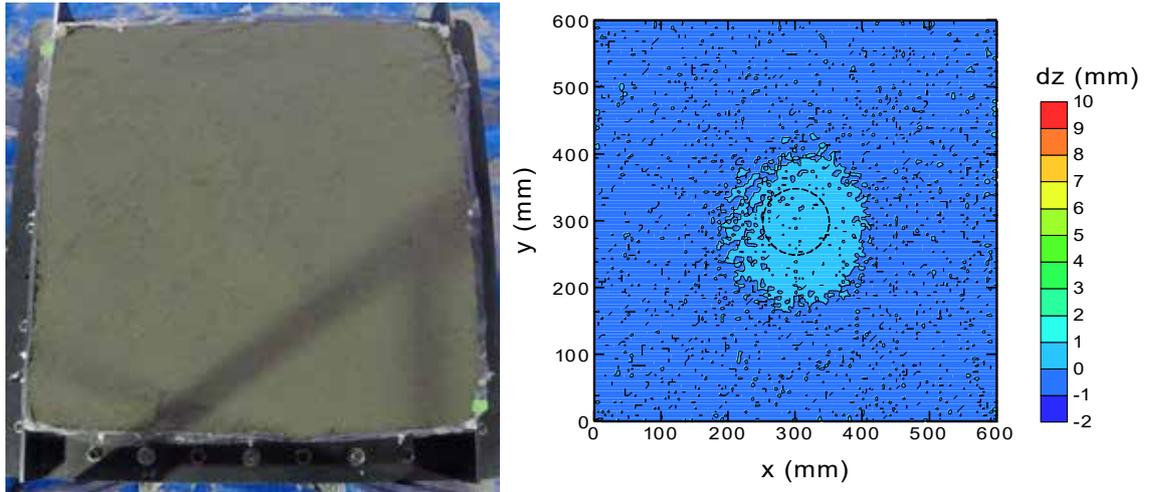
一方, コンクリート (1 時間養生) の変形領域は, $D_{def}=355$ mm と計測され, 吹付け材料の押し抜き抵抗の増加に伴って, 変形領域も拡大していることがわかる.

2) コンクリートの押し抜き実験のシミュレーション結果と破壊機構

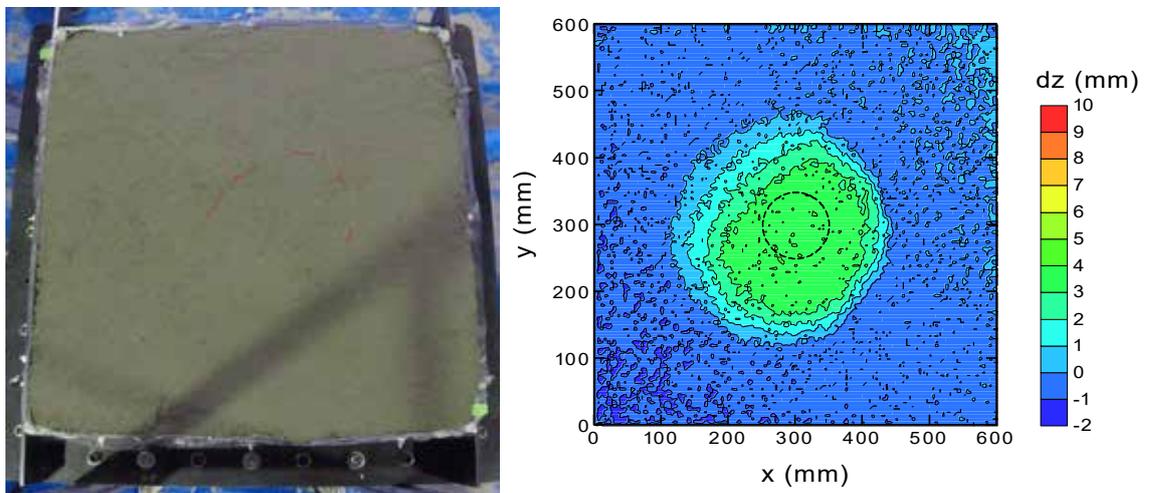
コンクリート (養生 15 分) の押し抜き実験およびシミュレーションの荷重変位関係の比較を図 13 に示す. 同図から, 最大荷重については, ボンドのせん断および引張強度をパラメトリックに変化させ, 実験値と一致させている. 一方, 最大荷重を示すまでの荷重変位関係の傾きについては, シミュレーション結果と実験結果がほぼ一致しており, 一軸圧縮試験から計測される弾性係数等を用いて算出された球要素およびボンドの剛性の妥当性を示している^{8),10)}.

一方, 最大荷重を示した後の荷重の低下については, シミュレーション結果の方が著しい. これは, 骨材を模擬している球要素間のボンド (ここではセメント水和物を模擬している.) に作用するせん断または引張応力が, ボンドのせん断または引張強度を超えるとボンドが消失してしまうためと推察される. 実際の実験では, セメント水和物が消失することなく, 荷重が最大値を示した後もセメント水和物および骨材が押し抜きに対して抵抗し応力を受け持つ. そのため, 実験時の荷重変位関係は最大荷重を示した後も緩やかに減少するものと推察される.

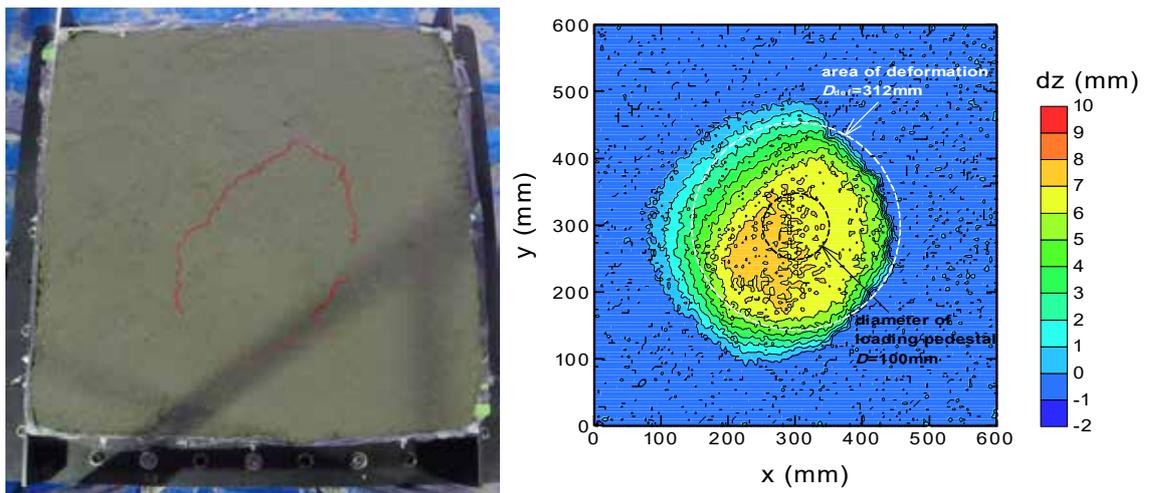
例えば, Bažant & Oh (1983)²²⁾, 堀井(1989)²³⁾, Horii & Ichinomiya²⁴⁾は, コンクリート・岩石等の脆性材料における引張破壊領域をフラクチャープロセスゾーン (Fracture Process Zone) と呼び, 生じている破壊メカ



(a) 鉛直変位 1.1 mm (左図：実験時のコンクリート表面の様子，右図：3次元計測による鉛直変位分布図)



(b) 鉛直変位 4.3 mm (左図：実験時のコンクリート表面の様子，右図：3次元計測による鉛直変位分布図)



(c) 鉛直変位 7.4 mm (左図：実験時のコンクリート表面の様子，右図：3次元計測による鉛直変位分布図)

図 12 コンクリート（養生 15 分，厚さ 45 mm）のコンクリート表面の様子と鉛直変位分布図⁸⁾

ニズムとして、マイクロクラックの発生・成長と、骨材、セメント水和物等による巨視的クラック面での応力伝達（ブリッジング）であることを示した。フラクチャープロセスゾーンの模式図を図 14 に示す。堀井(1989)²³⁾の定

義を引用すると、『引張破壊開始後、初期の段階で卓越しているのはマイクロクラックの発生・成長であり、開口変位が大きくなり伝達応力が小さくなるに従い、主要なメカニズムはブリッジングに移行する。この遷移がフラ

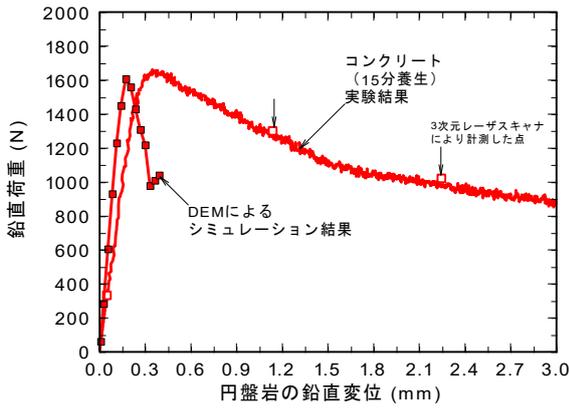


図 13 コンクリート（粉体急結剤，養生 15 分）の押し抜き実験およびシミュレーションの荷重変位関係の比較⁸⁾

クチャープロセスゾーンの先端から順に起こっていると考えられる。前者の卓越している領域をマイクロクラッキングゾーンと呼び、後者の卓越している領域をブリッジングゾーンと呼ぶ。両者を合わせたものがフラクチャープロセスゾーンである。目に見える巨視的なクラックも骨材等によって応力の伝達されている部分はフラクチャープロセスゾーンに含まれる。このように定義すればフラクチャープロセスゾーンの寸法がかなり大きいことが理解される。』とある。

したがって、実際のコンクリート内のフラクチャープロセスゾーンにおいては、骨材とセメント水和物の間またはセメント水和物同士の間で、図 14 の左上に示した引張軟化曲線のように応力を伝達するのに対し、DEMシミュレーションにおけるボンドは、引張破壊後、瞬間的に応力が 0 となるため、同図の引張軟化曲線のように徐々に伝達応力が減少するのではなく、応力の伝達を直ちに一切なくなるということである。したがって、その応力は、直ちに、より上方のボンドが受け持つこととなる。このため、図 13 に示すように、荷重変位関係も急減な引張軟化挙動を呈していると考えられる。

次に、シミュレーションにおいて、ボンドに作用する引張応力と圧縮応力およびせん断応力の分布を図 15 に示す。同図(a)から、載荷岩石の上昇に伴い、載荷岩石の左右端から引張応力が集中していることが見てとれる。次に、最大荷重を示す直前、同図(b)から、左右の引張応力が卓越している箇所から半球状にコンクリート表面にまで引張応力が分布していることが見てとれる。一方、せん断応力のコンターの絶対値は引張応力と一致させているが、コンターの分布を見ると、せん断応力は引張応力の値に比べて小さい。同図(c)の最大荷重を示した後を見ると、載荷岩石の左右端に卓越していた引張応力が少しだけ斜め上方に移動していることがわかる。また、最大荷重を示す前と比べ、半球状の引張応力の分布もその半球の半径を拡大しつつ、コンクリートの厚さがその半径よりも小さいため、途中でその半球が途切れた形と

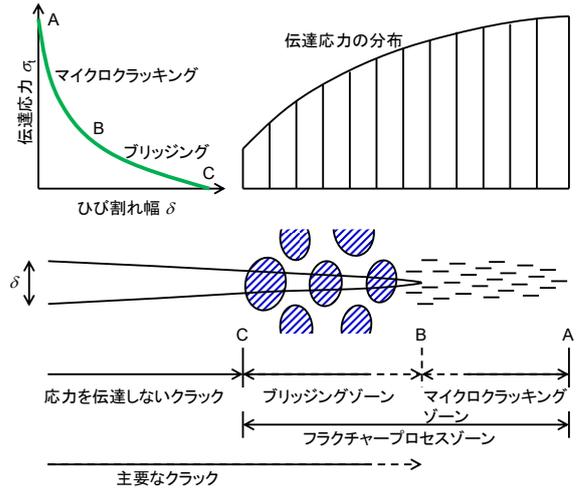


図 14 フラクチャープロセス（マイクロクラッキングおよびブリッジング）ゾーンと引張軟化曲線²⁰⁾に加筆,10)

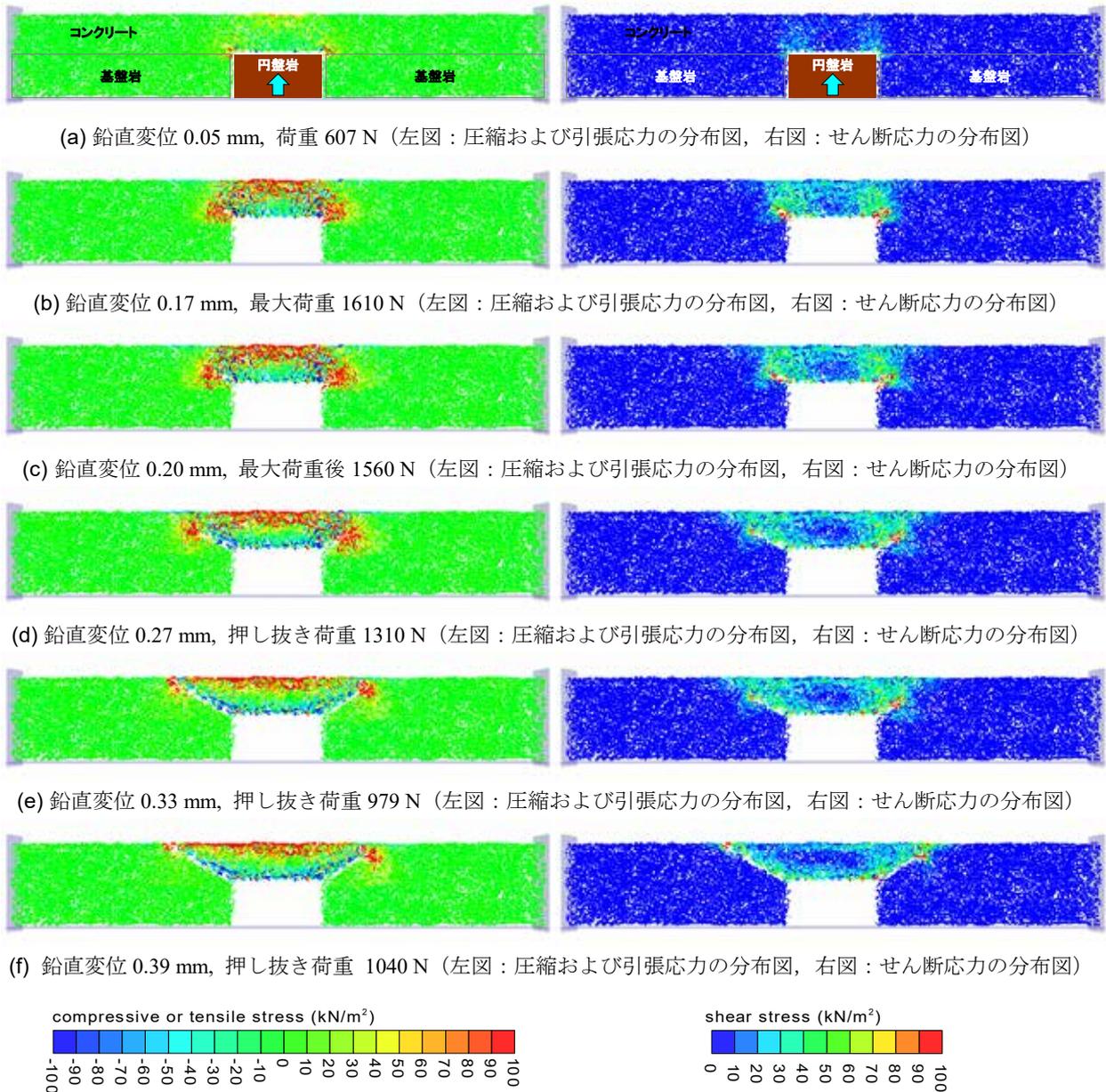
なっている。その後、鉛直変位の増加とともに、同図(d), (e)および(f)を見ると、引張応力の卓越している箇所が斜め上方に移動していき、終にはコンクリート表面に到達している。半球状の引張応力の分布もその半径を拡大しつつ、ついには表面に到達する。

これらのことから、以下の事項が考えられる。押し抜き岩石の上昇に伴い、岩石の左右端から引張応力が卓越し、その引張応力がボンドの引張強度を超えるとボンドが消失、より上方のボンドがその引張応力を受け持つ。しかしながら、上方のボンドもその引張応力に耐え切れず、徐々に亀裂が斜め上方に進展していくこととなり、終には亀裂が表面に到達すると推察される。

押し抜き荷重が最大荷重に達するときの引張および圧縮応力の分布(図 15(b)の左図)とその時のコンクリート内部の微小要素を図 16 に簡略化してみる。同図(a)に示すように、載荷岩石を直径とする半球の周面上に引張応力が卓越していることが見てとれる。次に、同図(b)に示すように、載荷岩石を直径とする半球状の周面に位置する微小なコンクリート要素を考える。例えば、載荷岩石の左端の要素を要素 1 とする。ここで、要素 1 について考えると、載荷岩石がコンクリートを押し抜こうと上方へ変位すると、要素 1 においては、要素下端が底盤の岩石と付着しているため基盤岩石が要素を下方に引っ張り、要素上端では押し抜き力のため上方に要素は引っ張られる。

Barrett and McCreath²⁵⁾もその論文の中で述べているように、吹付けコンクリートの押し抜き実験においては、“Thus, the slab actually fails in tension rather than in shear”，結局のところ、吹付けコンクリートスラブはせん断よりもむしろ引張により破壊するという主張を本研究結果も支持する。

3) 吹付けコンクリートの押し抜き強度推定式



(g) 左図：圧縮および引張応力の凡例（－：圧縮応力，＋：引張応力），右図：せん断応力の凡例
 図 15 3次元個別要素シミュレーションによるボンドに作用する応力の分布図（断面図）

（コンクリート 15 分養生をシミュレート）⁸⁾

吹付けコンクリートは、押し抜きに対して最大抵抗を発揮するとき、押し抜き岩石を直径とする半球状に引張応力が分布すること、その後、押し抜き岩石の左右端から引張亀裂が発達することがわかった。

したがって、押し抜き岩石を直径とする半球状の表面積が押し抜き力を受け持つとして、以下の式により、押し抜き強度を定義する。

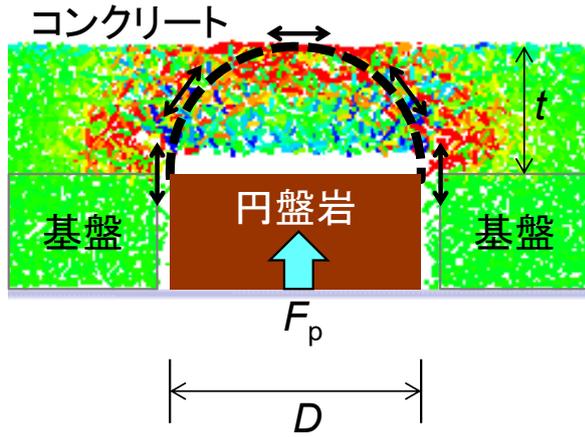
$$f_p = \frac{F_p}{\pi D t} \quad \left(t \leq \frac{D}{2} \right) \quad (1)$$

ここで、 f_p : 吹付け材料が有する押し抜き強度 (N/mm²)、 F_p : 吹付け材料の押し抜き抵抗力 (N)、 D : 押し抜き岩石の直径 (mm)、 t : 吹付け厚さ (mm)である。

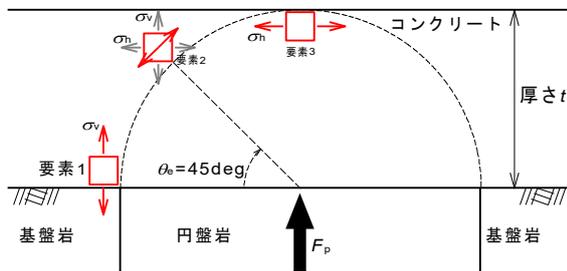
式(1)は、押し抜き抵抗力を押し抜き岩石の上部にある吹付け材料の半球状の表面積で除すものである。直径 D の半球状の表面積 A は、吹付け厚さ t が押し抜き岩石の半径 $r (= D/2)$ 以下のとき、図 17 のようになり、次式により表現される。

$$A = \int_0^{\theta_1} 2\pi r \cos \theta \cdot r d\theta = 2\pi r^2 [\sin \theta]_0^{\theta_1} \\ = 2\pi r^2 \cdot \frac{t}{r} = 2\pi r \cdot t = \pi D t \quad (2)$$

したがって、吹付け厚さ t が押し抜き岩石の半径 r よりも小さい場合、半球の上部が欠けたような形状となるが、その場合でも表面積 $A = \pi D t$ となる。この表面積は、押し抜き岩石と同等の直径を有する高さ t の円柱の表面積



(a) DEM シミュレーションにおける押し抜き最大荷重直前のボンドに作用する引張応力の分布



(b) 押し抜き時のコンクリート内部の微小要素

図 16 押し抜き荷重が最大荷重に達するときの引張および圧縮応力の分布とその時のコンクリート内部の微小要素⁸⁾

と等しい。また、式(1)は、Bažant & Cao (1987)²⁶⁾が示した押し抜き破壊時の名目上のせん断応力と同様である。

このように算出された押し抜き強度と圧縮強度の関係を図 18 に示す。同図中には、土木学会発行のコンクリート標準示方書²⁷⁾に記載されているコンクリートの引張強度と圧縮強度の関係式も合わせて示している。これらの式は圧縮強度の設計基準強度に対する引張強度であるが、圧縮強度とも同様の関係にあるとすると、以下のとおりである。

$$f_t = 0.23f_c'^{2/3} \quad (3)$$

ここで、 f_t : 引張強度 (N/mm²)、 f_c' : 圧縮強度 (N/mm²) である。

同図から、コンクリートの押し抜き実験から得られた押し抜き強度のプロットは、式(3)の引張強度と圧縮強度の関係式に最も近いことがわかる。これは前述したように、結局のところ、押し抜き岩石の左右端の要素が引張により破壊することを支持している。

このように、コンクリートの押し抜き強度は、引張強度と圧縮強度の関係式と同様に以下の式により簡便に評価できると考えられる。

$$f_p = 0.23f_c'^{2/3} \quad (4)$$

一方、Bažant & Cao (1987)²⁶⁾は、引張側鉄筋を有する厚さ $t = 25.4 \sim 101.6$ mm の円盤状のコンクリートスラ

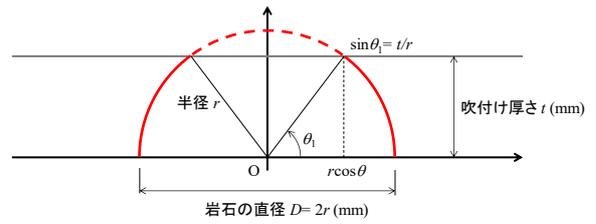


図 17 肌落ち岩石の直径 D を直径とする半球状の表面積の算出 (吹付け厚さ t が半球の半径 r 以下の場合)

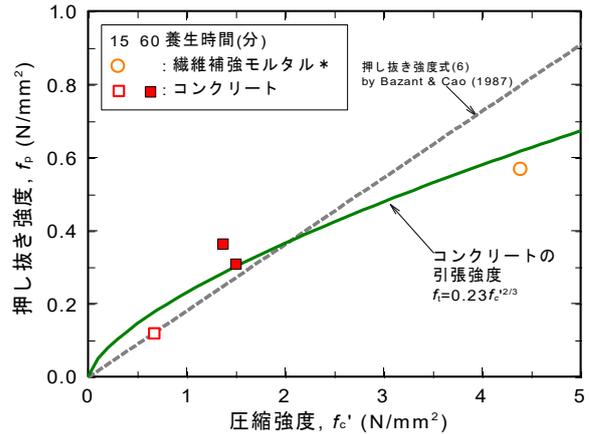


図 18 押し抜き強度と圧縮強度の関係 (繊維補強モルタルについてはプルアウト試験からの換算圧縮強度を圧縮強度とした。)⁸⁾

ブを直径 $D = 25.4 \sim 101.6$ mm の押し抜きプラグにより押し抜き、コンクリートの押し抜き強度の寸法効果を以下のように定式化している。

$$f_{p,SE} = C \left(1 + \frac{t}{\lambda_0 d_0} \right)^{-1/2} \quad (5)$$

$$C = k_1 f_c' \left(1 + k_2 \frac{t}{D} \right) \quad (6)$$

ここで、 $f_{p,SE}$: 寸法効果を考慮したコンクリートの押し抜き強度 (N/mm²)、 C : 寸法効果を考慮していない押し抜き強度の推定式 (Bažant & Cao (1987)²⁶⁾は、式(6)に示す修正されたクーロンの破壊基準に基づいた極限釣り合い解析による理論的な押し抜き強度推定式を与えている。)、 λ_0 : 対象物の形状を特徴づける経験的なパラメータ、 d_0 : コンクリートの最大骨材寸法 (mm)、 k_1 , k_2 : 経験的なパラメータである。

Bažant & Cao (1987)²⁶⁾は、コンクリートスラブの押し抜きにおける寸法効果を調べた実験結果から、 $\lambda_0 = 28.5$ 、 $k_1 = 0.155$ 、 $k_2 = 0.35$ を求めている。 k_1 および k_2 の値、 $t = 50$ mm、 $D = 100$ mm を式(6)に代入し、寸法効果を考慮していない押し抜き強度 C と圧縮強度との関係を図 18 に合わせて示している。同図から圧縮強度 2 N/mm² 付近までは、Bažant & Cao (1987)²⁶⁾による関係式が、式(3)および(4)よりも低い押し抜き強度を与えるが、

それ以降は、その関係が逆転し直線的に押し抜き強度が増加している。また、式(6)は、圧縮強度 1 N/mm^2 以下であれば本研究の実験結果を適切に評価しているが、 1 N/mm^2 以上の場合は本研究で示した式(4)が適切である。

6. まとめ

トンネル建設工事において、1次吹付け作業の後、約10数分後には支保工を建て込むため作業員が切羽に立ち入る場合もある。その時の吹付けコンクリートの強度変形特性を把握するため、本研究ではコンクリートおよび繊維補強吹付けモルタルに対して押し抜き実験を実施した。また、吹付けコンクリートの押し抜き破壊機構を明らかにするため、個別要素法を用いたシミュレーションを実施した。さらに、押し抜き破壊機構から、吹付けコンクリートの押し抜き強度と圧縮強度の関係を検討した。

以下に得られた知見を示す。

- 1) 押し抜き実験結果から、養生15分のコンクリートは、約1600 Nの押し抜き抵抗であり、その時の押し出し変位量も0.37 mmと微小な変位量であった。このため、実際のトンネル切羽において、吹付けコンクリートの押し出し量から肌落ちの予兆を捕らえようとすると、少なくとも0.01mm程度の高い精度の計測機器が必要になり、切羽監視責任者の目視による監視を補助するような計測機器の開発が必要である。
- 2) また、同コンクリートの表面の亀裂に着目すると、表面に亀裂が発生する押し出し変位量は画像で確認できる限り約4.3 mmであり、亀裂が閉合する押し出し変位量は約7.4 mmであった。亀裂の閉合とは、ここでは、コンクリート表面の亀裂が進展・拡大し円形に繋がることをいう。この時、コンクリートは完全に抵抗を失うため、切羽から岩石が落下することとなる。
- 3) 個別要素法による押し抜き実験のシミュレーション結果から、押し抜き載荷初期には、コンクリートおよび繊維補強モルタル内に、載荷岩石の直径と同等の直径を有する半球状の周面に引張応力が発生していることが明らかとなった。載荷岩石の貫入に伴い、載荷岩石左右端のコンクリート要素の応力状態が引張側の破壊基準に順次到達し進行的に破壊するため、結局のところ載荷岩石上部のコンクリートがコーン破壊されることが考えられる。
- 4) 押し抜き抵抗力が最大となる時、載荷岩石の直径と同等の直径を有する半球状の周面に引張応力が発生していることから、押し抜き強度は、押し抜き抵抗力を半球状の周面積で除すことにより次式のように算出できる。

$$f_p = \frac{F_p}{\pi D t} \quad \left(t \leq \frac{D}{2} \right)$$

ここで、 f_p : 吹付け材料が有する押し抜き強度

(N/mm^2)、 F_p : 吹付け材料の押し抜き抵抗力 (N)、 D : 押し抜き岩石の直径 (mm)、 t : 吹付け厚さ (mm)である。

「1. はじめに」でも述べたように、切羽周囲を含む切羽面に対して吹付けコンクリートを打設しない場合、地山は掘削とともに応力緩和し変形が微小でも進行していく。つまり、変形が進行していくということは、応力の釣り合いが保たれていないことになり、そのような地山が不安定な場所に作業員を近づけることは、許容できないリスクに作業員を晒していることになり、安全学的な観点からは許容されない。

以上のようなことから、本論文中に示した図18に示すように、吹付けコンクリートの押し抜き強度以上の肌落ちが想定される場合には、積極的に鏡ボルト、先受け工等の補助工法を採用する必要がある。加えて、切羽前方探査、切羽の変状モニタリング、切羽監視責任者による監視等を多重防護的に実施することが望まれる。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、共同研究者の堀智仁氏、山際謙太氏には、貴重な助言をいただきました。また、実験を実施するにあたって、デンカ株式会社の入内島克明氏、三島俊一氏、岩崎浩氏の他、多くの方々の御協力をいただきました。さらに、3次元レーザースキャナ計測に際して、株式会社フィールドテックの福森秀晃氏、清水哲也氏に補助いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 厚生労働省: 山岳トンネル工事の切羽における肌落ち災害防止対策に係るガイドラインの解説(平成30年1月改正版), <https://www.mhlw.go.jp/stf/seisakunitsuite/bunya/0000149309.html>, 2018年9月10日閲覧
- 2) 吉川直孝, 伊藤和也, 堀智仁, 玉手聡, 豊澤康男: トンネル切羽の肌落ちによる死傷災害の調査分析と安定対策の検討, 土木学会論文集 F6 (安全問題), Vol. 67, No. 2, pp. I_125-I_130, 2011.
- 3) Kikkawa, N., Itoh, K., Hori, T., Toyosawa, Y. and Orense, R. P.: Analysis of labour accidents in tunnel construction and introduction of prevention measures, Industrial Health 2015, Vol. 53, pp. 517-521, 2015.
- 4) Hoek, E.: Support for very weak rock associated with faults and shear zones, Distinguished lecture for the opening of the International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia, 20p., March 14-19, 1999.
- 5) Bernard, E. S.: Early-age load resistance of fibre reinforced shotcrete linings, Tunnelling and

- Underground Space Technology, Vol. 23, pp. 451-460, 2008.
- 6) Bernard, E. S.: Influence of geometric factors on the punching load resistance of early-age fibre reinforced shotcrete linings, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 26, pp. 541-547, 2011.
 - 7) Kikkawa, N., Hiraoka, N., Itoh, K. and Orense, R. P.: Study on strength and deformation characteristics of early age shotcrete in tunnel face, *World Tunnel Congress 2019, Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Naples, Italy*, pp. 4882-4891, 2019.
 - 8) Kikkawa, N., Ito, S., Hori, A., Sakai, K. and Hiraoka, N.: Punching fracture mechanism and its strength formulation of early-age shotcrete, *Tunnelling and Underground Space Technology*. (submitted)
 - 9) 地盤工学会地盤調査法改訂編集委員会: 地盤材料試験の方法と解説, 社団法人地盤工学会, pp.115-136, pp. 198-225, 2009.
 - 10) 吉川直孝, 平岡伸隆, 伊藤和也: 若材齢ベースコンクリートの押し抜き実験とその個別要素シミュレーション, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 75, No. 1, pp. 56-74, 2019.
 - 11) BS EN 14487-1:2005 “Sprayed concrete – Part 1: Definitions, specifications and conformity”, 2005.
 - 12) EFNARC: European Specification for Sprayed Concrete, ISBN 0 9522483 1 X, 1996.
 - 13) Carmona, S., Molins, C. and García, S.: Application of Barcelona test for controlling energy absorption capacity of FRS in underground mining works, *Construction and Building Materials* 246 (2020), pp. 1 – 12, 2020.
 - 14) Cundall, P. A. and Strack, O. D. L.: A discrete numerical model for granular assemblies, *Géotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp. 47-65, 1979.
 - 15) Potyondy, D. O. and Cundall, P. A.: A bonded-particle model for rock, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 41, pp. 1329-1364, 2004.
 - 16) 吉川直孝, 堀智仁, 伊藤和也, 三田地利之: 固結粒状材料における個別要素法パラメータの決定方法の検討, *地盤工学ジャーナル*, Vol. 8, No. 2, pp. 221-237, 2013.
 - 17) 最上武雄編著, 土木学会監修: 土質力学, 技報堂出版, 1048p., 1969.
 - 18) Tani, T., Koga, Y., Hayasaka, T. and Honma, N.: A novel watcher system for securing works at tunnel face, *World Tunnel Congress 2019, Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Naples, Italy*, pp. 4974-4983, 2019.
 - 19) 藤岡大輔, 中岡健一, 西山哲: 背景差分法を活用したトンネル切羽の崩落検知システムの開発, 土木学会第 73 回年次学術講演会, VI-018, pp. 35-36, 2018.
 - 20) 白鷺卓, 戸邊勇人, 宮嶋保幸, 山本拓治: 切羽崩落事故ゼロのための IoT によるリアルタイム切羽崩落予測システム, 土木学会第 73 回年次学術講演会, VI-016, pp. 31-32, 2018.
 - 21) 戸邊勇人, 宮嶋保幸, 白鷺卓, 山本拓治, 川端淳一: 画像処理解析による山岳トンネルの切羽剥落危険度予測システムの開発, 土木学会第 73 回年次学術講演会, III-557, pp. 1113-1114, 2018.
 - 22) Bažant, Z. P. and Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete, *Materials and Structures*, Vol. 16, pp. 155-177, 1983.
 - 23) 堀井秀之: フラクチャープロセスゾーン問題とコンクリート・岩石・セラミックスに対する破壊力学の体系化, *構造工学論文集*, Vol. 35A, pp. 309-320, 1989.
 - 24) Horii, H. and Ichinomiya, T.: Observation of fracture process zone by laser speckle technique and governing mechanism in fracture of concrete, *International Journal of Fracture*, Vol. 51, pp. 19-29, 1991.
 - 25) Barrett, S. V. L. and McCreath, D. R.: Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 10, No. 1, pp. 79-89, 1995.
 - 26) Bažant, Z. P. and Cao, Z.: Size effect in punching shear failure of slabs, *ACI Structural Journal*, pp. 44-53, Jan.-Feb. 1987.
 - 27) 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, 委員長 魚本健人: 2007 制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 社団法人土木学会, 丸善(株), pp. 34-35, 2007.