キーブロックを対象とした吹付けコンクリートの破壊モードに関する数値解析的研究

田村 武¹・吉塚 守²・田中 義晴³

¹フェロー会員 工博 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)
tamura@mbx.kudpc.kyoto-u.ac.jp

²正会員 日本道路公団九州支社保全部 (〒810-0001 福岡市中央区天神 1-4-2, エルガーラ 9F)

³正会員 西松建設技術研究所 (〒242-0000 大和市下鶴間 2570-4)

本研究は、岩盤に付着する吹付けコンクリートが、キーブロックによる局所荷重を受けたとき、どのようなメカニズムで破壊するかを数値解析的に考察したものである。吹付けコンクリートの厚さと強度、付着層の強度をパラメータにとり、種々のケースに分けて検討した。その結果、吹付けコンクリートの岩盤に対する付着力が大きいと比較的大きな荷重で局所的なせん断破壊をするが、付着力が小さい場合には、長い区間にわたる付着部の剥離が破壊のトリガーとなり小さな荷重で曲げ破壊や剥離破壊が発生する可能性を明らかにした。また曲げや剥離破壊モードを避けて、破壊強度の大きいせん断破壊モードにするような設計法やその力学的な理解について詳しく論じた。

Key Words : shotcrete, key block, shear failure, bending failure, peeling failure

1. はじめに

未固結地山トンネルにおける吹付けコンクリートの大きな役割は、支保に作用する土圧を均等化することである。一方、良好な岩盤地山ではトンネル掘削時に一定の変位が発生すると、その後は土圧がほとんど作用しないため、吹付けコンクリートの力学的な効果はそれほど大きくない。しかし、岩盤地山でも基岩から落下しようとする岩塊（以下、キーブロックとよぶ）がある場合には、吹付けコンクリートの力学的効果について別途、慎重な検討が必要である。キーブロックの理論^{1),2),3)}については、不連続面と掘削面からなる3次元的な岩塊の崩落の可能性を検出する方法として研究が始められた。しかし、キーブロックに対する吹付けコンクリートの力学的効果に関する研究は比較的新しく、高速道路の大断面トンネルにおいて検討が行なわれている程度である。そのような研究のなかで、いくつかの吹付けコンクリートの破壊事例と室内実験を通して付着切れに伴い曲げ破壊が発生することが確認⁴⁾されている。

本研究はこのような現況を鑑み、大断面トンネル施工時のキーブロックに対する吹付けコンクリートの効果について剛塑性有限要素法による数値解析を通して、その合理的な設計法について論じた

図-1 岩盤と付着層と吹付けコンクリート

ものである。

2. 検討の方法

本研究では、図-1に示すように岩盤に吹付けられたコンクリートに対し、キーブロックの落下による局所荷重が作用した場合の破壊モードとその破壊強度を検討する。とくにここでは吹付けコンクリートと岩盤の間に「付着層」が存在するものと仮定する。すなわち、吹付けコンクリートの付着強さあるいは付着部の剥離（peeling）を表現するために、岩盤との間に層があるものとした。

本研究は有限要素法による極限解析に基づくものである。図-1に対する数値解析を行なうために図-2に示すようなモデル化を行なった。対称性のため左半分だけを用いる。厚さ h の吹付けコンクリートの中央部（図-2では右側）の上部から一様な強制変位速度を与え全体を破壊させる。この破壊

状態に作用する極限荷重の大きさを P とする。すなわち、太い線はキープブロックのように非常に剛な物体を表し、これが破壊時に落下してくることを想定して、これと接する節点（図-2 では全部で7点）に同一の大きさの鉛直変位速度を与える。また、強制変位を与えない（図-2 の左側の）部分は厚さ t の付着層（図-2 の1～16の番号部分）を介して上部の岩盤（図-2 では鉛直変位拘束の境界）に接している。本来、付着層の厚さは十分に小さいものであるが、付着層の厚さを t に設定し、その（引張り）強度を1つのパラメーターにすることで付着層の力学効果を考察した。以下の数値計算において付着層の厚さを仮定するが、ここでは付着層での（鉛直）引張り応力の大きさのみに注目することから、その厚さにはほとんど影響しない結果となる。強制変位を与える範囲を $l_{0.5}$ とする。これは、問題の対称性から、落下してくるキープブロックの水平長さ l_k の半分の大きさであることを意味する。数値解析する領域全体の水平方向の範囲を l とする。境界条件は図のとおりである。実際のトンネルにおける初期状態では付着層はすべて岩盤に接しているが、キープブロックの影響により付着が剥離することがある。吹付けコンクリートの初期の付着層の長さを l_a とし、そのうち付着の剥離した部分の長さを l_p とする。（図-2 では、付着層を表す上部の2層の要素のうち、ハッチを施した番号6から16の付着層は付着したままである一方、ハッチを施していない番号1から5までの付着層が剥離している。）

付着層がまったく剥離しないと仮定するとき、荷重 P とキープブロックの（鉛直）変位 v の関係は、たとえば図-3 のもっとも上部にある曲線をたどり、荷重 P_0 で塑性崩壊（荷重が一定のまま変位が増大する状態）に至るとする。また、初期において予め番号1の付着要素が剥離していたとすると、極限荷重 P_1 に至る曲線をたどると考える。付着要素1および2が予め剥離していたとすると、極限荷重 P_2 に至る曲線をたどると考える。以下、 P_3 および P_4 の付されている曲線も同様な荷重変位曲線を意味する。ところが実際にはキープブロックの変位にともない付着部分の端部に大きな応力集中が生じるため、順次、付着が剥離する。その結果、これらの曲線上を乗り移り、たとえば図-3 の太線のように最終的には荷重 P_3 で塑性崩壊を起こすものと考えられる。本研究では、このような観点からどの範囲の付着が剥離したあとで吹付けコンクリート

図-2 数値解析モデル

図-3 付着の剥離と荷重変位曲線

が破壊に至るか、そして、それはどのような荷重 P のもとで生じるかを数値計算を用いて検討する。

3. 数値解析手法

(1) 破壊モードと極限荷重 P の求め方

数値解析手法として有限要素法の1つである剛塑性有限要素法^{5),6),7)}を用いた。これは構造物の塑性崩壊時のみを計算する方法であり、主たる未知量は（変位ではなく）破壊時の速度場と破壊に達した時の極限荷重の大きさ P である。図-2や図-3に関連していえば、剥離した付着層の長さ l_p を始めに仮定したうえ、いかなる荷重強度 P で、また、どのような速度場で塑性崩壊が生じるかを求める手法である。すなわち、個々の極限荷重 P_0 や P_1 等を直接に求めることができる。この方法では図-3の最終的な極限すべり状態を直接に計算するが、個々の曲線を追跡するのではない。むしろ、弾塑性計算を行えば、直接、荷重変位曲線が求められるが、弾塑性計算では

1) 剥離条件の設定方法

2) 極限状態に近付くときの計算精度

という問題点が避けられない。そのためここでは予め剥離長さ l_p をパラメーターとして変化させながら、剛塑性有限要素法により極限荷重 P を求めるとともに、どのようなモードで塑性崩壊するかを考察する。

(2) 剛塑性有限要素法の特徴

剛塑性有限要素法で必要とする材料定数は降伏関数を定義するパラメーターのみである。ここでは von Mises の降伏条件を用いたので材料1つにつき必要な材料定数は1つである。実際にここで仮定した材料定数は、吹付けコンクリートの一軸(引張)強度 σ_c と付着層の一軸(引張)強度 σ_a の2つである。von Mises の降伏条件では圧縮と引張強度が同一になるためこのモデルを用いることや付着層も吹付けコンクリートと同様にモデル化することの問題点も議論すべきであるが、もっとも簡単なモデルであることからこれを採用した。なお、2つの材料の強度の相対的な大きさ α ：

$$\alpha = \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \quad (1)$$

を別のパラメーターとして適当に変化させた。

通常の有限要素法と剛塑性有限要素法の相違点を明らかにするため、以下のような計算例を示す。図-4に示すように単純ばりモデルの中心に集中荷重が作用する場合の崩壊解析を行なう。構造力学の理論に従えば荷重 P が

$$P = 4M_y/L \quad (2)$$

に達したとき、図-5のように荷重点に新たな塑性ヒンジが形成されて不安定となり塑性崩壊する。ここで M_y ははりの全塑性モーメントであり、はりの材料の一軸強度を σ_y とし、はりの断面を高さ h 、幅 b の長方形断面とすると

$$M_y = \frac{\sigma_y b h^2}{4} \quad (3)$$

で与えられる。図-6は $h/L = 1/10$ の場合の剛塑性有限要素法による計算結果を(a)主応力図と(b)変形速度場で示す。用いた要素は4節点アイソパラメトリック要素である。剛塑性モデルの変形は変形自体ではなく、その時間速度である。また、相対的な大きさには意味があるが、絶対値には意味はない。つまり全体の速度場を2倍しても同じ結果となる。主応力図の細い線分は圧縮を、太い線分は引張りをそれぞれ表す。また、その右上にある直線の長さは(平面ひずみ)一軸強度 σ_y に相当し、von Mises の降伏関数を平面ひずみ条件に適用するときには、2つの主応力の差に一致する。剛塑性有限要素法では、剛体運動のようなひずみレベルの低い要素の応力は、必ずしも降伏(破壊)条件との整合性はない。しかし、つりあい条件を満

図-4 単純ばりモデル

図-5 単純ばりの塑性崩壊

図-6 単純ばりの剛塑性解析 ($P/b = 0.119\sigma_y h$)

たすような値であることは保証される。式(3)を式(2)に代入すれば構造力学による(単位奥行き当たりの)極限荷重 P/b は

$$\frac{P}{b} = \frac{\sigma_y h^2}{L} \quad (4)$$

であり、この場合には $0.1\sigma_y h$ になる。一方、この剛塑性解析では $P/b = 0.119\sigma_y h$ となった。この違いは

- 1) 構造力学のモデルでは中立軸でひずみ(速度)が不連続的に正負入れ替わること、
- 2) 構造力学でいう一軸強度と von Mises の降伏条件に従う強度は一致しないこと

等に起因する。上記2)は以下のような意味である。平面ひずみ条件で一軸応力状態の場合には両者は同一の強度を呈するが、側圧が作用する場合には、両者は一致しない。たとえば、1つの方向に引張り応力が作用すると、それに直交する方向の引張り強度がその分だけ増加することになる。

一方、同じような集中荷重を弾性モデルに作用させると図-7のようになる。変形について両者は

図-7 単純ばりの弾性解析

図-8 断面内の軸応力分布

かなり異なることがわかる。すなわち、弾性モデルでは曲率が連続的に変化しているのに対し、剛塑性モデルでは荷重点に曲げ変形が集中しており、あたかも塑性ヒンジのような振舞いを呈する。

両者の主応力図を比較すると類似しているようにも見えるが、図-8に示すようにはりの1つの断面内の（水平）軸方向応力の分布には明らかな違いがある。これらは弾性および剛塑性解析で得られた断面（はりの左端から9列目の6つの要素の中央点）における軸応力を横軸に、断面内高さを縦軸にそれぞれ描いたものであるが、弾性のはりの場合にはよく知られた直線分布になっている。一方、剛塑性のはりの場合には中立軸付近で応力の正負が急に逆転していることがわかる。構造力学という塑性ヒンジでは軸応力分布は階段関数的な不連続となるが、有限要素法を用いているため完全にはそのようになっていない。しかし、両者の解に大きな差異があることがよく理解できる。

4. 数値解析による破壊モードの分類

図-2に示した問題の数値解析結果を以下に記す。要素分割の横幅はすべて均一であり、キープブロックの半幅に相当する長さ $l_{0.5}$ は6列に、また、吹付けコンクリートと岩盤との付着部分の長さ l_a は16列の要素にそれぞれ分割した。付着層の厚さ t は2層の要素に、一方、厚さ h の吹付けコンクリートは4層の要素にそれぞれ分割した。以下の計算で

図-9 $\alpha = 1.5, h/l_{0.5} = 1/3, n_p = 0 (P/\sigma_c b h = 1.08)$

付着層の厚さ t は $t/l_{0.5} = 1/6$ と固定しておく。2次元平面ひずみ解析であるが、奥行きは b としておく。以下の数値計算におけるパラメーターは

- 1) 式(1)に示す吹付けコンクリートに対する付着層の一軸（引張）強度の比 $\alpha (= \sigma_a / \sigma_c)$
- 2) 吹付けコンクリートの厚さ h
- 3) 付着層の剥離部の長さ l_p

である。なお、剥離長さ l_p は対応する要素の列の数 n_p でも表すことにする。ここでの目的は、とくに α の大きさによって吹付けコンクリートにどのような破壊モードの違いが見られるかを検討することである。

(1) セン断破壊

図-9は $\alpha (= \sigma_a / \sigma_c) = 1.5, h/l_{0.5} = 1/3$ および $n_p = 0$ の場合の極限状態における(a)速度場、(b)主応力、(c)吹付けコンクリートの曲げモーメントおよび(d)付着部の上層の要素中心の鉛直応力分布をそれぞれ示したものである。曲げモーメントは各要素の中心点の水平応力から計算した。また、鉛直応力については付着部の下層（2層目）の要素でも検討したが、本質的な差異は見られなかった。

キープブロックから作用する鉛直合力 P を吹付けコンクリートの断面積 bh に強度 σ_c を乗じた $\sigma_c b h$ で規準化すると $P/\sigma_c b h = 1.08$ となった。用いるモデルでは一軸強度の半分がせん断強度になることに注意すれば、この値が0.5になるとき吹付け

図-10 $\alpha = 1.5, h/l_{0.5} = 1/3, n_p = 1 (P/\sigma_c bh = 0.5)$

図-11 正方形領域のせん断 ($P/\sigma_c bh = 0.40$)

コンクリートのせん断強度 P_S と一致するので

$$P_S = \frac{1}{2} \sigma_c bh \quad (5)$$

と定義しておく。したがってこの場合は、 $P > P_S$ であるので、せん断破壊のモードで破壊しないことを意味する。さらに曲げモーメントは式 (3) で表される全塑性モーメント M_y を超えていないので曲げ破壊のモードも生じない。ところが一方、強制変位を与える範囲（キープロック）のすぐ左にある付着要素（図-2 の番号 1 近辺）に大きな変位速度が生じている。図-9(d)を見るとこの部分の引張応力の大きさは強度 σ_a を少し上回っている。（von Mises の降伏条件を用いているため、先述したように水平応力に引張応力が作用すると σ_a 以上の鉛直応力が発生しえる。）この問題の場合には強制変

図-12 長方形領域のせん断 ($P/\sigma_c bh = 0.45$)

位を与える 1 つの節点が付着層の端部と共有しており、実際には応力分布に特異性があることになる。剛塑性有限要素法による極限解析は弾性変形のあとの塑性流れの状態のみを対象としているので、実際にはここに至るまでに付着部端部の応力集中により付着が剥離するものと考えられる。そこで次に $n_p = 1$ ，すなわち、付着部が 1 列だけ剥離したと仮定して同様な計算を行なうと図-10 に示す結果を得る。付着部の要素を上下で 2 つ除去した以外は図-9 と同一の条件である。この場合も、 M_y を超える曲げモーメントは発生していないし、また、付着部には σ_a を超える鉛直応力も見られない。ところが一方、変形速度場や主応力図からもわかるように付着部の剥離部分で純せん断が生じている。実際にキープロックからの荷重は正確に $P/\sigma_c bh = 0.5 (P = P_S)$ となっている。まさにこの部分でせん断破壊が生じていると考えられる。すなわち、 $\alpha = 1.5, h/l_{0.5} = 1/3$ の場合、キープロックによる荷重が作用すると、始めに付着部の近傍の限られた範囲で応力集中による付着層の剥離が生じ、そのあとでこの部分の吹付けコンクリートのせん断破壊が続くものと考えられる。このように短い区間の剥離のあとに生じる押し抜きせん断破壊をここでは「せん断破壊」と呼ぶことにする。そしてこのような条件のもとでは少なくとも $P = 0.5 \sigma_c bh (= P_S)$ までの荷重には耐えられるといえる。

なお、この例では縦 1 列に並ぶ 4 つの要素のみでせん断破壊が生じているが同じような条件のも

図-13 $\alpha = 1, h/l_{0.5} = 1/3, n_p = 0 (P/\sigma_c bh = 0.89)$

とでもっと多くの要素 (100 要素) を用いて剛塑性解析すると図-11あるいは図-12の結果を得る。ここでは左端の節点を固定しながら、水平変位を拘束した右端の節点に一律な鉛直分布荷重によってせん断破壊を生じさせてその荷重の大きさ P を求めた。隅角部で少し応力の特異性が見られる。図-11に示す正方形領域の場合には $P/\sigma_c bh = 0.40$ となって純せん断の場合より 2 割程度、極限荷重の大きさが減少する。一方、図-12に示す 1 対 2 の縦長の長方形領域では $P/\sigma_c bh = 0.45$ となってせん断区間が狭いほど純せん断の場合に近づく。実際にどの範囲の領域でせん断破壊が生じるのか断定はできないが、純せん断の破壊強度 P_S より少し小さい値で破壊すると考えてよい。

以上のことから付着力 σ_a が比較的に大きい場合にはキープブロックの周辺で吹付けコンクリートのせん断破壊が生じることになる。

(2) 曲げ破壊

図-13は $\alpha (= \sigma_a/\sigma_c) = 1, h/l_{0.5} = 1/3$ および $n_p = 0$ の場合の計算結果である。すなわち、先のせん断破壊の場合よりも付着部の強度 σ_a を少し小さくしている。この場合にも付着部の端部で σ_a より大きな引張応力が生じ、まず、この部分での剥離が生じる。そこで 1 つの要素幅だけ付着部に剥離を生じさせて計算したものが図-14である。この場合、図-10と同じように $P/\sigma_c bh = 0.5$ なるせん断破壊に相当する荷重となるが、依然として付着部周辺の鉛直応力が σ_a に達している。そこでさ

図-14 $\alpha = 1, h/l_{0.5} = 1/3, n_p = 1 (P/\sigma_c bh = 0.5)$

図-15 $\alpha = 1, h/l_{0.5} = 1/3, n_p = 6 (P/\sigma_c bh = 0.23)$

らに付着部を剥離 (分断) させる。このような操作を数回繰返し、6 列の付着部 ($l_p/l_{0.5} = 1$) を剥離すると図-15の結果に到る。すなわち、付着部の鉛直応力が σ_a を下回り、かつ、曲げモーメントが 2 個所で全塑性モーメント M_y に達している。これは図-16に示すように両端固定のはりの右端が荷重 P を受けて沈下するような曲げ破壊による極限状態に相当している。つまり、両端に塑性ヒンジが形成され不安定構造となる。構造力学によると

図-16 両端固定ばりの右端が下降した場合の塑性ヒンジ

図-17 $\alpha = 1$, および $h/l_{0.5} = 1/3$ の場合の極限荷重

このようなばりの極限荷重 P_M は

$$P_M = 2M_y/L = \frac{\sigma_c b h^2}{2L} \quad (6)$$

で与えられる。いま、図-15において付着の剥離した長さ l_p を図-16のスパン L とみなせば

$$\frac{P_M}{\sigma_c b h} = \frac{h}{2l_p} \quad (7)$$

となる。したがっていまの場合、理論値は $1/6$ (≈ 0.17) であるが、数値解析では3. で述べた理由等による影響が含まれるので0.23となった。ここではこのような破壊を「曲げ破壊」と呼ぶことにする。

以上のことから付着力がそれほど大きくない場合には、せん断破壊するまえに付着部に剥離が生じ、剥離が停止したところで曲げ破壊が生じるものと考えられる。図-3で説明すれば、付着部の剥離が数段階起こったあとで曲げ破壊に至ることになる。

図-17は横軸（左向き）に付着部の剥離長さ $l_p/l_{0.5}$ を、たて軸に破壊時の極限荷重 P/P_S をそ

れぞれとり、 $\alpha = 1$ かつ $h/l_{0.5} = 1/3$ の場合の数値計算結果を●で示したものである。横軸の1目盛は付着部の右端部からの剥離要素数と一致している。また、たて軸の1の値はせん断破壊するときの極限荷重 P_S に対応する。付着部の剥離要素がない場合には、極限荷重 P は P_S より大きいのが、先述したように付着部端部で引張応力が σ_a を超えるので剥離が先行する。すなわちここでは、端部から一部剥離したあとに残った付着部の鉛直応力が σ_a 以下になるところで剥離が停止し、曲げ破壊が起こると想定している。実際に数値計算すれば図-15のように6要素分 ($l_p/l_{0.5} = 1$) が剥離したときに曲げ破壊が生じた。これを大きな●で表す。当然ではあるが、剥離長さが大きくなると極限荷重は単調に小さくなる。したがって引張応力により生じる剥離の長さを小さくすることが吹付けコンクリートによる安全なキープロック対策となる。なお、図中の実線は式(7)と $h/l_{0.5} = 1/3$ から導かれる図-16に示す曲げ破壊モードの理論式

$$\frac{P_M}{P_S} = \frac{1}{3} \times \frac{1}{l_p/l_{0.5}} \quad (8)$$

に対応している。これからわかるように吹付けコンクリートの曲げ破壊は、付着部の剥離長さ l_p をスパン L とする図-16の崩壊荷重 P でよく近似されることがわかる。

(3) 剥離破壊

図-18は $\alpha (= \sigma_a/\sigma_c) = 0.5$, $h/l_{0.5} = 1/3$ および $n_p = 12$ の場合の計算結果である。つまり付着部の強度 σ_a がさらに小さくなった場合であるが、付着部を12列にわたって剥離させても依然、付着部の端部では鉛直応力が強度 σ_a を超えている。したがって曲げ破壊も生じているが剥離破壊も同時に起こっている。さらに付着部を剥離し続けるとやがて曲げ破壊が生じると思われるが、ここではこのように付着部の剥離がつぎつぎと生じたあと、十分に長いスパンで曲げ破壊するものを「剥離破壊」と呼ぶことにする。つまり、付着部の強度が低下するとこのように付着面の剥離が卓越し剥離破壊の可能性が大きくなる。この場合、図-17からわかるように、曲げスパンが大きくなるので破壊荷重 P は極端に小さくなる。

5. せん断破壊の条件

ここまで吹付けコンクリートの厚さを $h/l_{0.5} = 1/3$ に固定して、 $\alpha (= \sigma_a/\sigma_c)$ を変化させながら3

図-18 $\alpha = 0.5, h/l_{0.5} = 1/3, n_p = 12 (P/\sigma_c bh = 0.23)$

図-19 破壊形式の範囲

つの破壊形式の出現条件を検討してきた。剥離長さの小さいせん断破壊と比べて、剥離長さの大きい曲げ破壊や剥離破壊は極限荷重 P の小さいところで発生するので、なるべく剥離をさせないような設計をすべきである。そこで、吹付けコンクリートの厚さ h も変化させてその3つの形式をせん断破壊 (○)、曲げ破壊 (△) および剥離破壊 (●) で整理したのが図-19である。これまで説明したように破壊形式の分類は付着部の鉛直応力が強度 σ_a を超えるかどうかで判断しているが、判断する応力点の位置や要素分割の方法によって少し曖昧さが残る場合もある。実際、この図の一部には曲げ破

壊と剥離破壊が逆転している部分が見られる。また、曲げ破壊と剥離破壊を区別するのは現象的にも明確ではない。しかし、せん断破壊はキープロック周辺のみで生じるので判断はしやすい。しかも図-19において、破線で区切ったようにせん断破壊する範囲には1つの基準があるように見える。破線の方程式は

$$\frac{h}{l_{0.5}} = 0.55 \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_c} - 0.5 \right) \quad (9)$$

のように近似できる。キープロックの全長 l_k は $l_k = 2l_{0.5}$ であるので、図-19の破線の右下部を上式をやや安全側に評価すれば

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_c} (= \alpha) > 0.5 + 4 \frac{h}{l_k} \quad (10)$$

のときに、曲げ破壊や剥離破壊に至らず、せん断モードで破壊することになる。ここにキープロックの落下が懸念される場合は、一般に h/l_k の値は十分に小さいので実際には

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_c} (= \alpha) > 0.5 \quad (11)$$

で、この条件を満たす場合、せん断モードを呈すると評価しても大差はない。すなわち、付着強度は吹付けコンクリートの引張強度の半分以上でなければならないことになる。

6. 考察

本研究で検討してきた内容はすべて特定の数値解析、すなわち剛塑性有限要素法の結果に基づくものであり、必ずしも断定的な結論を下すことはできないが、式 (11) の意味を別途、下記のように説明することができる。

せん断強度を表す式 (5) の P_S と剥離長さ l_p をスパンとする曲げ破壊の式 (7) の P_M を等値するとわかるように、構造力学のモデルに従うと仮定する場合

$$h = l_p \quad (12)$$

となるとき、曲げ破壊時の極限荷重とせん断破壊の極限荷重の両者の値は一致する。それ以上にわたって剥離すれば曲げ破壊時の荷重 P_M はせん断破壊時の荷重 P_S より小さくなる。そこでせん断モードで破壊するためには、まず剥離長さ l_p が h 以下でなければならない。しかし、小さな剥離長さで破壊する場合、その近くの付着応力が σ_a を超える可能性が高い。そのとき、せん断破壊するま

図-20 破壊時のつりあい

えにさらに剥離が先行することになる。いま剥離長さ l_p が h 以下で、さらにその周辺部の付着応力が σ_a を超えないと仮定し、吹付けコンクリートの厚さ h 以下の剥離長さ l_p の破壊部分周辺でどのようなつりあい条件が成立すべきかを考える。

図-20 は破壊時の模式図である。キープブロックからの荷重 P を剥離 (peeled) 部近傍の付着層の比較的短い「有効支持長さ l_e 」で支えているとする。実際にこれまで示してきた破壊時の図のなかにおける鉛直応力 ((d)vertical stress) を見れば、付着部近傍にのみ鉛直応力は分布している。この全鉛直力 P を

$$P = \sigma_a l_e b \quad (13)$$

とするように有効支持長さ l_e を定義する。つまり鉛直応力の総和 P を一様な大きさ σ_a で分布するとしてその幅 l_e を定義する。剥離長さ l_p が吹付けコンクリートの厚さ h 以下で、 σ_a を超えない鉛直応力による式 (13) の全荷重 P がせん断破壊時の全荷重 $P_S = \sigma_c b h / 2$ に等しくなる場合、すなわち

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_c} = 0.5 \frac{h}{l_e} \quad (14)$$

となるとき剥離は停止し、かつ、せん断破壊が起こる。ここでもしも

$$h \geq l_e \quad (15)$$

ならば、式 (14) は式 (11) と等価になる。すなわち、キープブロックから作用する荷重 P を支える剥離部近傍の有効支持長さ l_e が吹付けコンクリートの厚さ h よりも短いと仮定すれば、数値解析から得られたせん断破壊の条件式 (11) と等価になる。式 (13) からわかるように l_e は極限荷重 P に比例する量である。すなわち、荷重 P の 1 つの換算値であるが、この換算値が吹付けコンクリートの厚さ h 以下であれば、破壊部分周辺でのつりあい条件として式 (11) を意味付けすることができる。実際、

図-21 $\alpha = 0.75, h/l_{0.5} = 1/12, n_p = 1 (P/\sigma_c b h = 0.5)$

図-22 崩壊する円形板の塑性ヒンジ (側面図)

図-19 で破線の近くにある $\alpha = 0.75, h/l_{0.5} = 1/12$ の場合はせん断破壊するが、その数値計算結果を図-21 に示す。この (d) に示す鉛直応力の最大値周辺の三角形分布を高さ σ_a の長方形分布に換算すれば式 (15) をほぼ満たしている。いずれにしても吹付けコンクリートの付着強度 σ_a の大きさは岩盤地山の安定性を保つうえで極めて重要な要素である。

ここまでの議論は平面ひずみを想定し、吹付けコンクリートをはりのように扱ってきたが、実際の岩盤地山では吹付けコンクリートは平板のような挙動をするものと思われる。そこで図-16 の代りに図-22 に側面図を示すように、円形板の中央に剛体があり、それが強制的に沈下する。このとき半径 r_1 と r_2 の位置でリング状の塑性ヒンジができるとしてその極限荷重 P_M を求める⁸⁾と

$$P_M = \frac{\pi \sigma_c h^2}{1 - \frac{r_1}{r_2}} \quad (16)$$

となる。一方、半径 r_1 においてリング状にせん断破壊するとすれば、その極限荷重 P_S は

$$P_S = \pi \sigma_c r_1 h \quad (17)$$

である。式 (16) の P_M と式 (17) の P_S を等しく置いて、それに $r_1 = l_k/2$ および $r_2 = l_k/2 + l_p$ を代入すれば

$$h = \frac{l_k}{l_k + 2l_p} l_p \quad (18)$$

となる。キープブロックの大きさ l_k は剥離長さ l_p より十分に長いと仮定される場合、式 (18) と式 (12) は同じ意味になるので、吹付けコンクリートを平板を考えても、はりの場合の結果とそれほど大きな差異はないと判断できる。

7. まとめ

本研究では、岩盤地山において落下しようとするキープブロックを保持するために施工される吹付けコンクリートの破壊に関して検討したもので、得られた結果は以下の通りである。

- (a) 岩盤と吹付けコンクリートの間に付着層があると仮定してモデル化を行なったうえで、剛塑性有限要素法を用いればどのような破壊モードが現れるか判断することができる。
- (b) 吹付けコンクリートの厚さ、強度とともに付着層の強度を変化させることにより、せん断破壊、曲げ破壊および剥離破壊に分類することができる。
- (c) 付着層の強度が大きいとせん断破壊が、少し小さくなると曲げ破壊が、さらに小さくなると曲げスパンが十分に長くなり、ここでいう剥離破壊が生じる。特に、曲げ破壊や剥離破壊ではせん断破壊よりも小さな荷重で破壊することに注意すべきである。

(d) せん断破壊が生じる条件は式 (10) あるいは式 (11) で表される。

(e) 剥離部近傍のつりあい条件から式 (11) の意味付けが可能である。

一般にせん断破壊は脆性破壊であり、破壊の形態としては危険なモードである。すなわち、予兆なしに起こり得る破壊であり、RC のはりなどはこれを避けるように設計される。しかし、ここで考える吹付けコンクリートの厚さは小さく、曲げ破壊あるいは剥離破壊といえども瞬時に生じるモードであって、特にせん断破壊が危険なモードというものではない。むしろ、せん断破壊とは「スパンの極端に短いはり破壊」と考えてよい。したがってここで述べたことは、吹付けコンクリートを短いスパンのはりともみなすために必要な付着力の大きさといえることができる。

参考文献

- 1) Shi, G. and Goodman, R. E.: A new concept for support of underground and surfaces excavation in discontinuous rocks based on a keystone principle, Proc.22nd US Symposium on Rock Mechanics, pp.290-296, 1981.
- 2) Goodman, R. E. and Shi, G.: Block theory and its application to rock engineering, Prentice-Hall, 1985.
- 3) 吉中龍之進, 大西有三 (訳): ブロック理論と岩盤工学への応用, 土木工学社, 1992.
- 4) 三谷浩二, 吉塚 守, 吉武 勇, 中川浩二: 崩壊事例に基づいた吹付けコンクリートの曲げ破壊検証実験, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.249-259, 2003.
- 5) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.
- 6) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid-plastic finite element method for frictional materials, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 7) Tamura, T.: Rigid-plastic Finite Element Method in Geotechnical Engineering. Computational Plasticity, pp.135-164, 1990.
- 8) Martin, J. B.: Plasticity, MIT Press, 1975.

(2004.8.17 受付)

FAILURE MECHANISMS OF SHOTCRETE BY KEY BLOCK FALLING

Takeshi TAMURA, Mamoru YOSHIKAZUKA and Yoshiharu TANAKA

The mechanical effect of the shotcrete as the countermeasure against the key-block falling in the rock tunnel is considered by using the rigid-plastic finite element method. It is noted that the adhesive strength of the shotcrete to the rock mass is the most important factor to avoid the bending and peeling failure mechanism. The small adhesive strength causes easily the peeling off of the shotcrete from the rock mass which results in the bending failure with a relative long bending span and a small loading capacity. The minimum value of the adhesive strength is evaluated to be the half of the strength of the shotcrete so that no bending failure nor peeling failure occurs.