

トンネル切羽の静的・動的崩壊特性とその安定性評価

久武勝保¹

¹正会員 工博 近畿大学教授 理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江3-4-1)

土被りの浅い砂質系トンネル切羽の安定・崩壊特性について、3次元の静的及び動的実験を行い、施工過程を考慮した実験の必要性を明らかにした。またその結果をもとにして、切羽の安定性を簡易に判定する式を提案した。この切羽安定性判定式を種々の現場に適用し、現場で観測された安定あるいは崩壊結果と本判定式の結果を比較することより、本判定式が十分現場に適用できることを示した。

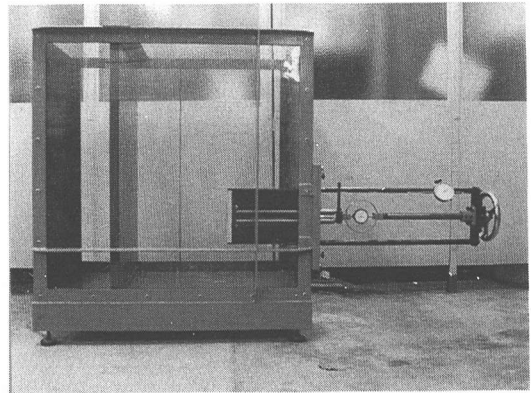
Key Words : sandy ground, tunnel face, failure, stability assessment, model experiment

1. 結論

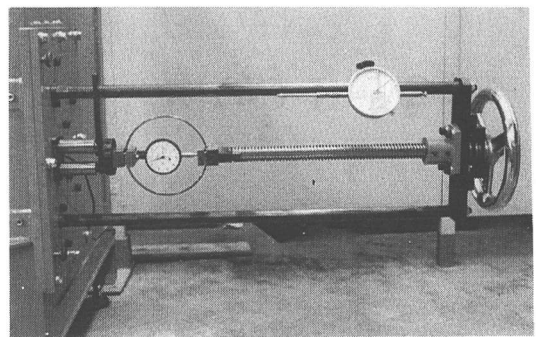
NA TMに代表される山岳トンネル工法はシールド工法に比べて経済的であることから、近年では都市域内のトンネル施工法として採用される趨勢にある。土被りが浅く強度が十分でない未固結砂質地盤に山岳トンネル工法を適用する場合には、切羽は崩壊し易いために、その安定性確保は最も重要な施工因子となる。

従来、切羽の安定・崩壊特性の研究は行われてきた^{1)~6)}が、しかし切羽安定性評価法は今だ確立されていない状況にある。切羽の崩壊は通常動的に発生するが、その現象を静的な模型実験により究明する試みが行われている。しかし切羽の動的崩壊特性は静的崩壊特性と異なる⁴⁾ことから、静的実験の結果をどのように評価すべきかなど、切羽の安定・崩壊特性の解明は今後の研究に待つところが多い。

本研究は、前兆現象が少なく突発的に崩壊が発生しやすい土被りの浅い未固結砂質系地盤での切羽挙動について、切羽の崩壊を静的及び動的に発生させる模型実験により究明すると共に、切羽の安定性を事前に判断するための判定式を提示する事を目的とする。まず従来行われてきた切羽挙動に関する3次元模型実験の結果を検討する事より、施工過程を考慮した模型実験を行う必要性を示す。またそのような実験を行う事により実施工時における切羽挙動特性を明らかにする。次に、切羽の地質特性はトンネル進行と共に変化するので、その安定性の判定は出来るだけ簡易に行えることが望ましい。そこで、模



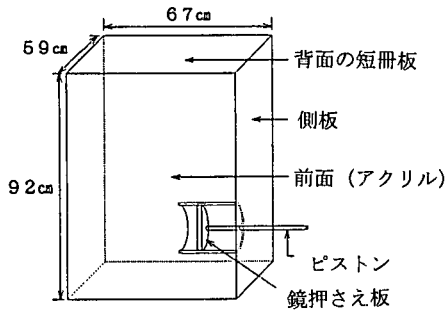
(a)



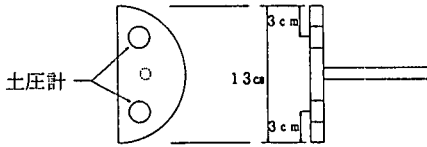
(b)

写真-1 トンネル模型実験装置

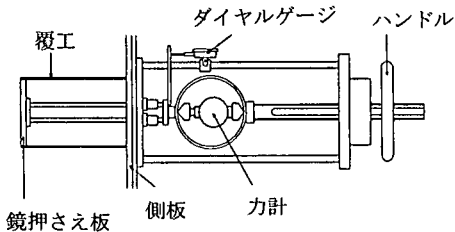
型実験結果に基づき、ランキン土圧論により切羽の安定性を簡易に評価する判定式を提示し、またこの判定式を実際の工事現場に適用してその適用性を明らかにする。



(a) 実験装置全体図



(b) 鏡押さえ板



(c) 合力測定部

図-1 トンネル実験装置

なお、切羽の崩壊は地山強度の不足に起因するものや、地層境界などの不連続面に生じるものなどがあるが、本論文では地山強度不足によるものを研究対象とする。

2. 模型実験

(1) 実験装置と手法

実験装置は対称性を考慮して作成されており、写真-1と図-1に示す。実験装置は一側面がアクリル板から成り、他はアクリル板の面外はらみ出し防止フランジを有する鋼板製の土槽(縦92cm, 横67cm, 奥行き59cm), 長さ30cmのトンネル覆工, 切羽からの土圧及び土圧合力を測定する半円形の鏡押さえ板, 及び鏡押さえ板の移動量を測定するダイヤルゲージから成る。

供試地盤は、覆工を実験装置の所定の位置に設置した後、鏡押さえ板を覆工先端にセットした状態で乾燥砂を30cmの高さから落下させて作成する。その際、鏡押さえ板が土圧により坑口側に移動しないよ

う砂の堆積中に図-1(c)のハンドル調整を行う。実験時の地盤挙動を明らかにするために、使用砂を黒く着色し、これをアクリル板に接する位置に3cm間隔に水平に入れており、またアクリル板には鉛直、水平に1cm間隔に黒線を入れている。

実験は、静的実験(S実験という)、動的実験(D実験という)、及び静的実験の途中から動的実験を行う実験(SD実験という)を行う。S実験では、鏡押さえ板を0.00167cm/sec(=1mm/min)で坑口側に移動させ、鏡押さえ板に作用する土圧の測定⁴⁾と合力の測定を行う。その際、鏡押さえ板外面と覆工内面との間の摩擦力により土圧合力値に誤差が発生するので、この摩擦力は別途測定してキャリブレーションを行っている。D実験では砂の堆積後、初期水平土圧をそのまま動的に解放し、崩壊を発生させる。その際の鏡押さえ板の移動速度は147cm/secである。SD実験では、S実験での鏡押さえ板の移動により土圧合力が一定値に達してから、鏡押さえ板を坑口方向に動的に移動させ、地盤に崩壊を発生させる。

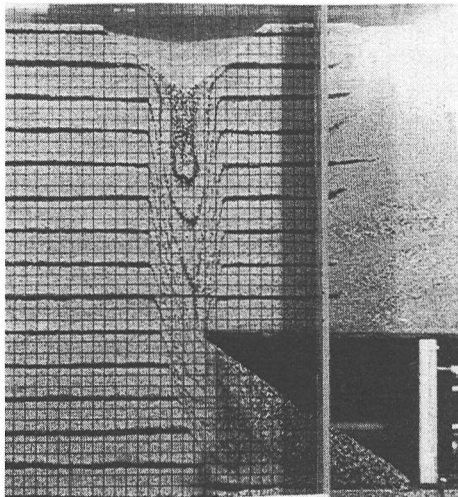
(2) 動的崩壊実験

a) 施工過程を考慮した切羽主動土圧の評価

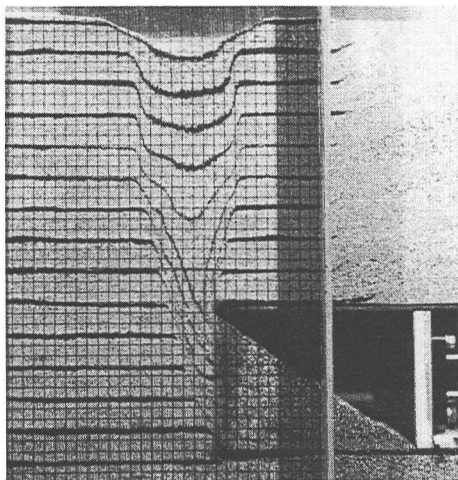
地盤の動的崩壊特性を明らかにするためには、鏡押さえ板を取り除いて崩壊を動的に発生させる動的実験を行う必要がある。ただしこの実験においては、鏡押さえ板を取り除く直前におけるこれへの土圧の値によって、当然切羽崩壊特性が異なることになる。すなわち、土被りが大であるにしたがって鏡押さえ板に作用する初期水平土圧は大きくなるので、この土圧をそのまま動的に解放して行う実験では、土被りが大であるほど切羽前方崩壊領域は広くなるという結果が得られる⁴⁾。しかし以下の理由から、土被りに対応した初期水平土圧が動的に解放されるという事は、実際の施工では考えにくい。

すなわち、実際の施工過程を考慮すれば、切羽の接近に伴ってその前方の仮想崩壊切羽は坑口方向に変位し、その水平方向土圧は初期水平方向土圧よりも小さな値になっているはずである。S実験において、鏡押さえ板を坑口側に移動させると、これへの土圧は急激に減少し、ついには一定値(以後、主動土圧という)に移行する。主動状態に達した時の鏡押さえ板の移動量Lとトンネル径Dの比L/Dの値を求めてみると、これはトンネルの大きさ及び土被りの影響をあまり受けず、ほぼ0.001前後であった(例えば図-5)。

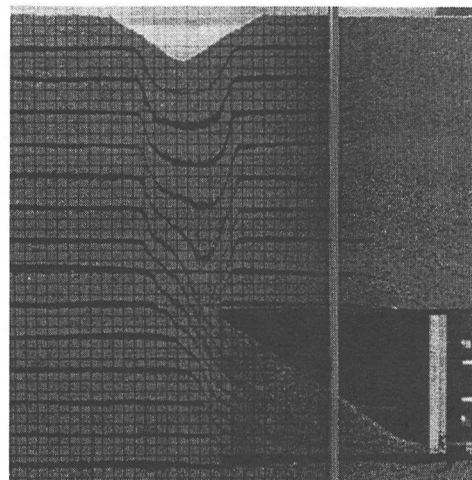
実施工において、切羽高さ3mのトンネルをD=3mと仮定すれば、L/D=0.001に対応するLの値は3mmとなる。切羽崩壊が発生するような強度の小さい砂



(a) 静的実験 (S実験)



(b) 静・動的実験 (SD実験)



(c) 動的実験 (D実験)

写真-2 各種実験による地盤の最終崩壊状況

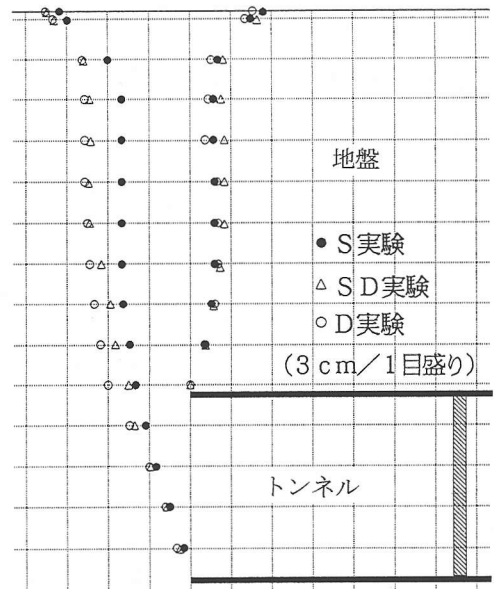


図-2 各種実験におけるすべり線の違い

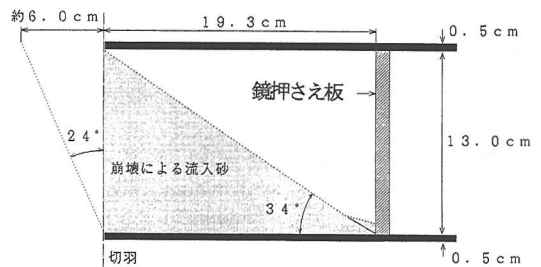
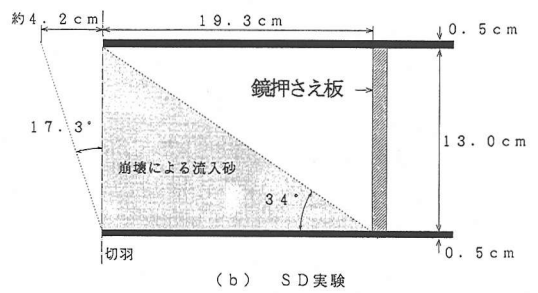
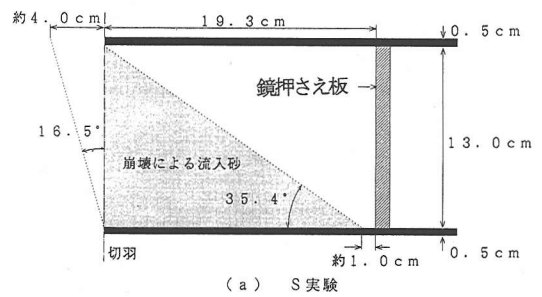


図-3 各種実験における切羽崩壊特性

表-1 実験パラメータ

| 実験種類 | トンネル覆工(cm) | | H/D | φ (degree) | γ (kN/m ³) |
|--------|------------|------|------------------|---------------|---------------------------|
| | 外径 | 内径 | | | |
| P | 14.0 | 13.0 | 1 2 3 4 | 38 | 14.4 |
| F1 (a) | 27.0 | 26.0 | 1 | 39 | 15.9 |
| F1 (b) | | | | | |
| F1 (c) | | | | | |
| F2 (a) | 20.5 | 19.5 | | | |
| F2 (b) | | | | | |
| F2 (c) | | | | | |
| F3 (a) | 14.0 | 13.0 | | | |
| F3 (b) | | | | | |

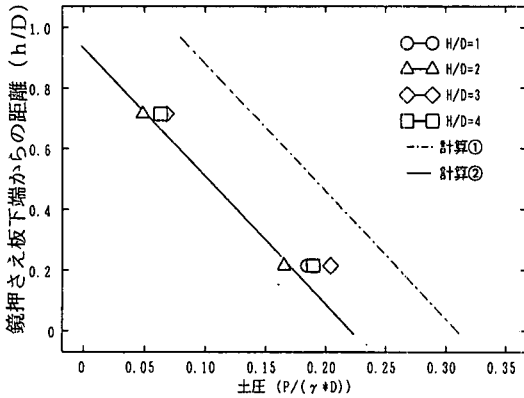


図-4 鏡押さえ板に作用する無次元主働土圧分布

質地盤においては、通常この程度の切羽変位量は、崩壊直前には十分発生していると考えることが出来る。したがって、切羽の接近に伴ってその前方の仮想崩壊切羽の水平土圧は、崩壊直前には既に主働状態以下の応力値に達していると考え事が出来る。

b) 切羽崩壊特性

以上の考察からすれば、実際の施工過程を考慮し、主働状態に達した土圧を動的に解放して求められる切羽前方崩壊領域は、初期水平土圧をそのまま解放するD実験から得られるものと異なることが予想される。そこで、工学的な評価を行う事を前提に、以下のような実験を行う事とする。

当初は静的実験と同様の実験を行う。すなわち、鏡押さえ板の土圧が主働状態の値に達するまでこれを坑口側に静的に移動させる。次に鏡押さえ板の土圧がほぼ一定値を示す主働土圧に達したことを確認

後、動的実験と同様に、鏡押さえ板を動的に取り除いて崩壊を生じさせることとする。この様な施工過程を考慮する実験は、従来の静的実験や動的実験に比較して、より実際のであり、以前の結果に比べてより現実的な結果が得られるものと期待される。なお、板を取り除くときにそれに作用していた主働土圧が、崩壊特性に及ぼす影響を及ぼすかという評価は後ほどする事とする。

さて写真-2は従来行われたS実験、D実験⁴⁾、及び上記で示したSD実験による地盤の最終崩壊状況を示している。これによれば、S実験における崩壊領域内の黒砂の挙動は、SD実験とD実験のそれとは大きく異なっており、静的時の崩壊挙動が動的時のそれと相当異なる事が視覚的に理解できる。一方、SD実験とD実験の黒砂挙動は類似している。なお、崩壊初期の黒砂の挙動については、S実験とD実験で大差ないことが確認できている⁴⁾。

図-2は以上の実験に基づいて描いたすべり線である。また図-3は崩壊による砂のトンネル内への流入状況及び、覆工上端水平線と前方すべり線との交点と、覆工下端とを結んだ直線の鉛直線とのなす角度を示している。これらの結果によれば、切羽前方の崩壊領域については、D実験の結果が最も広いが、この理由はD実験では土被り高さに比例した初期水平土圧がそのまま解放されるためである。一方この領域のS実験とSD実験のすべり位置に余り差はない。

切羽の崩壊は、地盤の掘削中に水平応力が減少し、掘削途中の状態でも崩壊する場合と、掘削完了後に崩壊する場合が考えられる。後者の場合では切羽の水平土圧は0であるが、この場合の切羽の奥行き崩壊領域はS実験とSD実験の間にあると思われる。なぜならばS実験の様に、切羽に土圧を作用させ、静的釣り合い状態を保ちながら発生させる崩壊領域は上記後者のそれよりも狭くなるであろうし、一方SD実験の様に、主働土圧を動的に解放して求められる崩壊領域は上記後者のそれよりも広くなると思われるからである。しかし、切羽前方の崩壊領域について、S実験とSD実験の結果に大差ないことからすれば、上記後者の崩壊領域はS実験とSD実験で求められた値にほぼ対応するといえよう。

覆工上端水平面より上方においては、坑口側のすべり線は、S、D、SD実験の3者で大きな違いはないが、他方のすべり線はD実験が最もトンネル前方に、S実験が最も坑口側に、SD実験がその間に位置している。SD実験のすべり線は、覆工上端高さの位置ではS実験の結果にほぼ一致するが、上方に行くにしたがってD実験の結果に漸近している。すなわち、鏡押さえ板の解放応力の大小は覆工上端より上部にゆく程

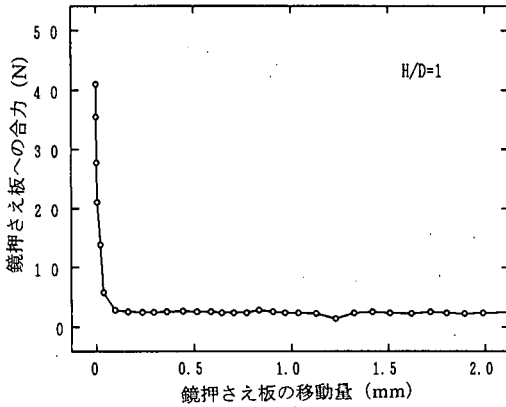


図-5 鏡押さえ板に作用した土圧合力測定例(F2(b))

影響しないということがいえる。

以上の結果を総括すれば、掘削完了後の切羽の崩壊特性はSD実験によってほぼ表現できているものと思われる。覆工上端水平線より上方の崩壊については、明らかに重力加速度の影響が支配的であるので、SD実験によってその特性を把握する必要が認められるが、しかしトンネルより上方にゆくに従ってSD実験の結果はD実験の結果に一致するので、そのような位置での崩壊領域はD実験によって求めてもよい。また、トンネル上端水平線より下の領域のすべり線位置に限れば、S実験とSD実験の結果に大差がないことから、これをS実験によって推定してもよいものと思われる。すなわち、切羽そのものの安定・崩壊特性は、静的実験結果を分析することよりある程度明らかに出来るものと思われる。

(3) 静的実験

以下では鏡押さえ板に作用する主働土圧分布及び主働土圧合力を分析することとする。

静的実験の種類を表-1に示す。ここに、 H 、 D 、 ϕ 、 γ は、それぞれ、覆工上端から地表面までの距離、覆工外径、砂の内部摩擦角、砂の単位体積重量である。また、表-1中の実験の種類のパは土圧測定実験、F1～F3は土圧合力測定実験である。

a) 鏡押さえ板への土圧分布

鏡押さえ板への初期土圧は、土被りが大になるほど大きい。板を坑口側に移動させる事により急激に減少して主働土圧を維持する。補助工法である核残し工法のように、水平抵抗力により切羽の崩壊を未然に防ぐには、主働土圧以上の土圧を切羽に作用させる必要がある。そこで、主働土圧(P)の無次元土圧($P/(\gamma D)$)と土被り比(H/D)の関係の実験結果を示せば図-4のプロットの通りである。ここに、

h は鏡押さえ板下端からの鉛直上向き距離である。図-4によれば、鏡押さえ板下端から上方にゆく程土圧は小さくなるが、しかし土被り比の変化による土圧の変化はあまりない。主働土圧測定時には、トンネル軸を通る鉛直面において、覆工上端水平面より上方0.5Dの位置まで切羽崩壊の影響が伝播しているのが確認できるので、この0.5Dの位置に仮想地表面が存在すると仮定した場合(計算①)と、覆工上端水平面に仮想地表面が存在すると仮定した場合(計算②)の2ケースについて、ランキン主働土圧($P = \gamma z(1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$ 、ここに z :仮想地表面から下向きに取った距離)を算定し、その結果を図-4に併記した。計算結果と実験結果を比較すると、測定土圧は計算①と②の間にほぼ含まれるが、計算②によって概略表す事ができそうである。実験観測によれば、上記の様に覆工上端から上部0.5Dの位置まで切羽崩壊の影響が伝播しているにも拘らず、実験結果が計算②に近くなったのは、崩壊が立体的に生じることから3次的にアーチアクションが作用したためと考えられる。

b) 鏡押さえ板への土圧合力

実際の施工で切羽の崩壊を抑止するために、たとえば核残し工法を採用するとすれば、その設計のためには切羽に作用させる水平抵抗力の値を決定する必要がある。そこで、鏡押さえ板の移動距離と板に作用した水平合力を測定した一例を示せば図-5の通りである。他の実験結果もほぼこれと同様の傾向を示した。土圧測定時の場合と同様、板の若干の移動により合力が急激に減少し、その後一定値を維持する(以後、主働土圧合力という)。本実験ではトンネル直径を3種類($D=13\text{cm}$, 19.5cm , 26cm)変化させているので、トンネル直径と主働土圧合力の関係を示せば図-6の様になる。ただし、実験はトンネル半断面で行っているの、測定値を2倍してトンネル全横断面への合力として示している。またランキン主働土圧合力の算定では、トンネル横断方向には土圧分布の変化は無いものとしている。トンネルの直径が大きくなると当然の事ながら、主働土圧合力は大きくなる。同図には、a)の結果を参考にし、覆工上端を地表面と仮定した場合のランキン主働土圧をトンネルの全横断面にわたって積分して求めた主働土圧合力の計算値も併記しているが、測定値は計算値にほぼ等しいかあるいはそれよりやや下回っている。すなわち、上記のランキン主働土圧合力以上の水平力を切羽に作用させれば、切羽の崩壊を抑止できるものと思われる。以上の結論を実際に応用するために、図-6には実験で比較したランキン主働土

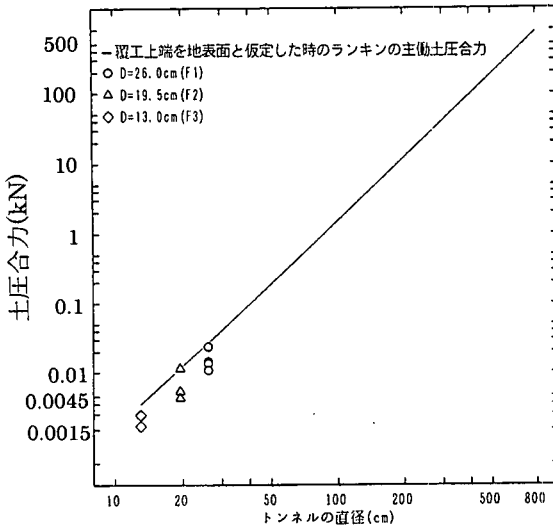


図-6 最小土圧合力とトンネル直径の関係

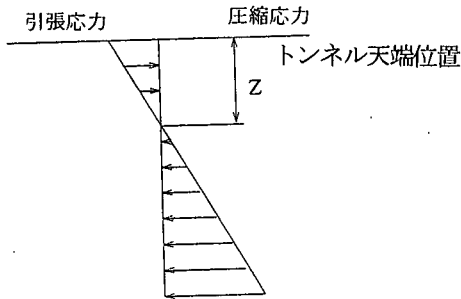


図-7 引張り応力の作用する深さZ

圧合力の理論直線について実験で行うのが容易でない実規模トンネルの場合まで結果を表示している。この直線を利用する事により、実際のトンネルにおいて切羽を安定させるのに必要な合力が得られるので、それから核の規模を逆算して求める事が可能である。

現場の応力レベルと異なる模型実験結果のみから現場のトンネル挙動を予測できる保証はないが、しかし実験結果にほぼ一致する理論式を介して実物トンネル挙動の予測を立てることは可能である。すなわち、崩壊の生じる切羽周辺地盤の挙動は非常に複雑な3次元現象であるために現状では十分解明されていない状況にあるが、しかし切羽土圧の模型実験結果が上記で述べたランキン主働土圧の理論式で近似できる事から、この式から導かれる切羽の安定・崩壊挙動と現場実測結果との比較を通して上記理論式の現場適用性を確認する事が出来ると思われる。そこで、以下ではランキン式を基本にした切羽安定性評価式を提案し、その妥当性を現場実測結果により

示す事とする。

3. 切羽安定性判定式の提案とその現場適用

トンネル建設現場では切羽の地質特性が目まぐるしく変化することはまれではない。よって、現場の地質特性値から複雑な解析を行わずに切羽の安定性を直ちに判定できれば好都合である。以上までの結果を踏まえて、切羽の安定性を簡易に判定する式を以下で提案する。なお、本手法では、切羽の3次元な崩壊形状と地盤の強度特性値からその安定性を判定するのではなく、切羽が安定する場合の地盤の力学特性を基準にし、それが満たされない場合には切羽は不安定になるとして、安定性判定式を提案するものである。このように考えれば、切羽前方の緩み域の算定や、切羽の3次元崩壊形状を見積もる必要がなく、解析がきわめて簡易になる。

(1) 切羽安定性判定式

模型実験の結果からすれば、鏡押さえ板に作用した主働土圧分布及び主働土圧合力は、トンネル上端水平面に仮想地表面が存在すると仮定して算出したランキン主働土圧及び主働土圧合力にほぼ一致した。もし、地盤のせん断強度 τ が $\tau = c + \sigma \tan \phi$ (c :粘着力、 σ :垂直応力) で表される場合には、トンネル天端から下向きのある距離Z以内の地盤には引張り応力が発生することになる(図-7参照)。いまこれをランキン土圧論から求めれば、

$$Z = \frac{2c \tan(45^\circ + \phi/2)}{\gamma} \quad (1)$$

が得られる。上式で求められるZ値がトンネル掘削高さDよりも大であれば、切羽全域にはトンネル掘進方向に引張り応力が発生するので、切羽に外力を与えなくても、これは自立するはずである。逆に、ZよりもDが大であれば、切羽下方のD-Zの領域には引張り応力が発生しないので、この領域に外力を与えなければ、切羽は崩壊すると考えられる。そこで、いまZを限界掘削高さと呼び、安全率Fとして、

$$F = \frac{Z}{D} \quad (2)$$

を定義すれば、Fの値が1を境にして安定と不安定を区分することになり、これにより切羽の安定性を容易に判定できることになる。

上式は乾燥砂に対する実験結果をc、 ϕ を有する地盤材料に拡張したものであり、その式の妥当性については現場実測結果により以下に示すこととする。

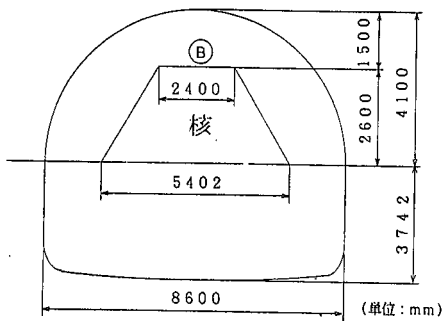


図-8 トンネルと核の形状及び崩壊位置 (B)

表-2 改良前後の地盤特性

| | 薬液注入前 | 薬液注入後 |
|---------------------------|-------|-------|
| 湿潤密度 (kN/m ³) | 18.7 | 19.9 |
| 粘着力 (kPa) | 9.8 | 62.7 |
| 内部摩擦角 (°) | 16 | 19.3 |

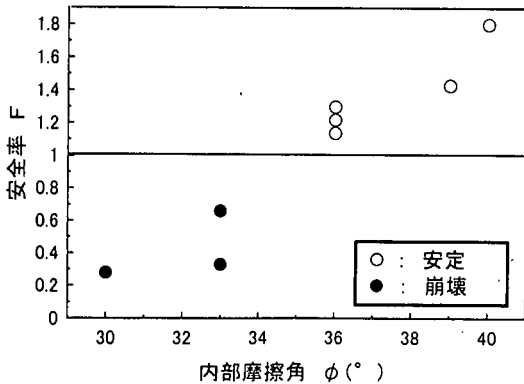


図-9 現場実測結果の式(2)による安全率F

(2) 現場実測による判定式の検証

以下に示す幾つかのトンネル現場の切羽に対して、地盤の強度特性によりその安定性を式(2)で判定し、その妥当性について検討する。

①: 事例1では、掘削断面積が60.5m²の放水路トンネルについて検討した。トンネル断面形状は地盤が未固結砂層である事から円形状に近いものを採用し、施工法はNATMである。掘削工法は切羽自立性の向上のために核残し工法を採用し、断面閉合を極力早期に完了することを目的にショートベンチカット工法を採用している。切羽からの湧水があると切羽が自立しないので、地下水位低下工法を採用し、インバート下50cmまで水位を低下している。核を残してい

るものの、切羽において2~8m³の崩壊が生じた。図-8にトンネルの幾何形状、核の形状、及び崩壊位置を示す。 ϕ はほぼ30°、 c は4.8~5.1kPa、湿潤密度 γ_s は15.0~15.6kN/m³であった。核の上端から天端までの掘削高さは150cmであるが、式(1)で算定される限界掘削高さは107cmから118cmであるので、式(2)による安全率は約0.75となる。この値は1.0を下回り、崩壊の事実に対応した。

②: 事例2のトンネルは土被り4.5mと浅く、砂礫を含む軟弱な埋め戻し土からなる。高さ3.3mの切羽の自立性に乏しく何らかの地山改良が必要であったため、薬液注入による強度増加をはかる事により、切羽が崩落することなく掘削を完了できた。表-2に地山改良前、後の土質試験結果を示す。安全率は、地山改良前0.4、改良後2.7である。この結果より、地山改良前では $F < 1$ で自立困難と判断され、改良後の地山では、 $F > 1$ で自立すると判断できる。以上のように限界掘削高さを計算し、式(2)により安全率を算定することで、現場における切羽自立性を判定出来ることが認められた。

③: 事例3として、図-9は他の幾つかのトンネル現場において、切羽が安定あるいは崩壊した結果⁵⁾について、式(2)の安全率Fにより表現したものである。この図を見れば、 $F=1$ を境に安定と崩壊が明瞭に区分されており、式(2)の有効性が確認できる。

以上の現場実測結果からすれば、切羽の安定性を式(2)により十分判定できることが理解できる。

切羽挙動は3次元解析により明らかにされるべきものであるが、本研究では切羽の土圧が2次元ランキン主働土圧にほぼ一致する事を実験的に見いだした。そしてその結果を工学的に利用する手法を考えたが、今後はこのような挙動を3次的に解明する必要があると思われる。

4. 結論

1) 静的実験(S実験)において、鏡押さえ板を坑口側に移動させると、これへの土圧は急激に減少しつつは主働土圧に移行する。主働状態に達した時の鏡押さえ板の移動量Lとトンネル外径Dの比L/Dの値はトンネルの大きさの影響をあまり受けず、ほぼ0.001程度である。また切羽の接近に伴ってその前方の仮想崩壊切羽の水平土圧は、崩壊前には既に主働土圧状態に達していると考えられる事が出来る。

2) 実際の施工過程を考慮した実験(SD実験)において、主働状態に達した土圧を動的に解放して求めら

れる切羽前方の水平崩壊領域は、施工過程を考慮せず初期水平土圧をそのまま解放する動的実験（D実験）から得られるものより狭い。また、静的実験（S実験）とSD実験の結果に余り差はない。

3) 崩壊初期における砂の挙動については、S実験とD実験で大差ないが、最終崩壊領域内の砂の挙動については、S実験とD実験で大きく異なる。これは、S実験とSD実験の間においても同様に認められる。また、実際の切羽崩壊特性はSD実験によってほぼ表現できているものと思われる。

4) 鏡押さえ板を坑口方向に移動させて定常状態になったときの土圧および土圧合力は、トンネル上端を仮想水平面と仮定して算出した主働土圧および主働土圧合力にほぼ対応する。したがって、主働土圧合力以上の水平力を切羽に作用させれば、切羽の崩壊を抑止できるものと思われる。

5) 粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ および単位体積重量 γ を有する砂質系地盤について、限界掘削高さ $Z=2c \tan(45^\circ + \phi/2)/\gamma$ とトンネル掘削高さ D から安全率を $F=Z/D$ で求めれば、これにより切羽の安定性を十分判定できることが現場実測結果により明らかになった。

参考文献

- 1) 藤田忠廣, 宮本武司: 未固結砂層におけるトンネル切羽自立性の判定基準の提案, 土木学会論文集, 第382号/III-7, pp. 245-254, 1987.
- 2) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫, 横山章: 土被りの浅い砂質地山トンネルの補強工法に関する模型実験, 土木学会論文集, 第406号/III-11, pp. 79-86, 1989.
- 3) Monnet, J., Chaffois, S., Chapeau, C. and Mohkam, M.: Theoretical and experimental studies of a tunnel face in a gravel site, Part I, Proc. 3rd Int. Symp. Numerical Models in Geomech., pp. 497-504, Niagara Falls, 1989.
- 4) 久武勝保: トンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する基礎的研究: 土木学会論文集, 第517号/III-31, pp. 105-115, 1995.
- 5) 真下英人, 鈴木正彦, 猪熊明: トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, 第638号/III-49, pp. 117-129, 1999.
- 6) 小西真治, 朝倉俊弘, 田村武, 辻鉄也: 粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について, 土木学会論文集, 第659号/III52, pp. 51-62, 2000.

(2001.3.19受付)

STATIC AND DYNAMIC FAILURE MOVEMENT OF TUNNEL FACE AND ITS STABILITY ASSESSMENT

Masayasu HISATAKE

In order to make clear static and dynamic movement of a tunnel face and to assess the stability of the face, three dimensional model experiments of three kinds have been conducted. From the experimental results, it is made clear that excavation process of the tunnel face should be taken into account in the experiments to seize the essence of the failure phenomena. Active earth pressure and total force of it measured at the static experiments, which act on the earth retaining structure placed at the tunnel face, show almost the same value calculated by two-dimensional Rankin earth pressure theory. By developing this theory, safety factor equation is proposed for stability assessment of the tunnel face. The results of field measurement at the site support the appropriateness of the safety factor equation proposed.