

トンネルのロックボルト補強工に関する実験と解析

国鉄鉄道技術研究所 正会員 吉 川 恵 也
 " 正会員 ○朝 倉 俊 弘
 " 川 上 義 輝

1. まえがき

東海地域において、今後巨大地震の発生が懸念されており、日本国有鉄道においても東海道新幹線を含む、現在線の災害の防止ないしは軽減のための対策が進められている。その一環として、トンネルに関しては既設トンネルの震災事例調査を実施し、震災危険度の判別分析をまず行なった。¹⁾その結果、推定による最大加速度250gal以下では大きな被害を受けた事例がほとんど皆無で、トンネルは地震に対して安全な構造物であるという経験的な知識が確立された。しかし、不安定な地形、地山からなるトンネル坑口付近、あるいは大きな土圧が作用しているトンネルといった特殊な条件下にあるトンネルは、大きな地震力や地震に伴う斜面崩壊や地山の変位に伴う覆工の変形、崩壊を生じている事例がある。特にインバートが設けられていない、いわゆる断面が開合されていないトンネルにおいては被害はより甚大である。この状態に鑑み、特殊条件の介在するトンネルの強化の必要性が認められるが、活線下でのインバートの設置は、はなはだ困難である。そこで、これに代るものとしてトンネル周囲にロックボルトを施工し、インバートに代る効果が期待できるか否かを検討するために、模型実験を実施した。被害は必ずしも直接の地震動のみによって発生するものではなく、静的な状態において欠陥のある部分が地震動を引き金として破壊に至る場合が多いことから、静的な模型実験を行なった。実験は鉄道技術研究所構内の実験装置²⁾を用い、新幹線断面の1/10模型について垂直方向荷重4ケース、水平方向荷重3ケースの比較実験を行なった。³⁾また、解析は鉄道技術研究所構造物研究室開発のNATMFEMプログラム⁴⁾を用いて行なった。

2. 実験の概要

2-1 実験装置及び手順

図-1は、中型実験装置の概要である。模擬地山の寸法は3m×3mで厚さ30cmであり、荷重は油圧ジャッキによって300t/m²まで加えられ、テンションバーによって一方向両側に荷重される。なお、模擬地山と試験槽との間は、蓋面及び側面にビニールシートを二重に敷きこみ、中間に流動パラフィンを塗布し、摩擦を極力避けるようにしている。

実験は(i)装置中央にトンネルの模型試験体をセットし、(ii)模擬地山内に埋め込まれる土圧計及びひずみ計を針金等で配置、固定する。(iii)模擬地山となる貧配合の特殊モルタルを流し込み、(iv)若干凝結はじめてから表面を平らに整形して蓋をかける。(v)所定の強度に達した時点で段階的に荷重し、覆工ひずみ、模擬地山内のひずみ、トンネル周辺土圧、トンネル内空変位を測定する。(vi)荷重後蓋を開き、地山の破壊状態や試験体に発生したクラック等を観察する、という順序で行なう。

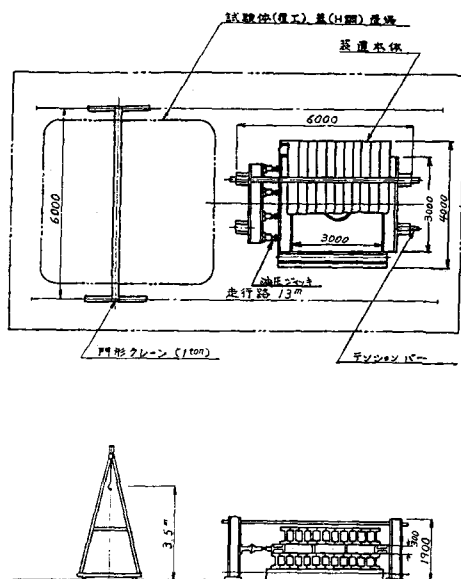
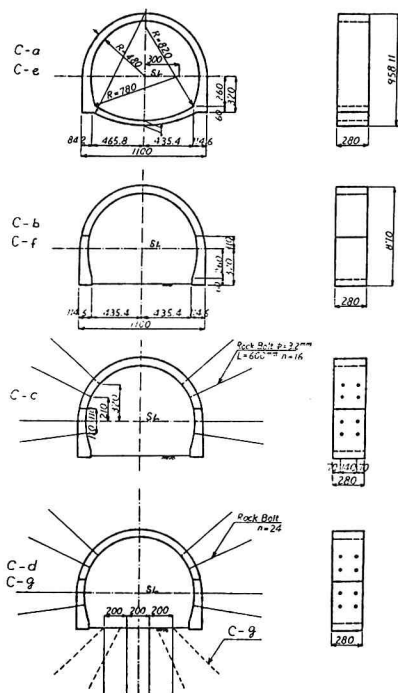


図-1 実験装置一般図

2-2 模型試験体と模擬地山

覆工模型は、東海道新幹線断面覆工巻圧70cmを想定した1/10模型で、図-2に示す4種7体を作成した。C-a及びC-eはインバートコンクリートを有する場合で、アーチ、側壁、インバートのコンクリートを一体打ちしたものである。C-b、C-c、C-d、C-f、C-gは逆巻きを想定してアーチ、側壁を別途製作したものをすり合せ接合とし、接合面は面接触するように空隙を石膏で埋めた。ロックボルトは、C-b、C-fでは用いず、C-cではアーチ、側壁に、C-d、C-gではアーチ、側壁、路盤に打設された場合を想定している。模擬ボルトはφ3.2mmの丸鋼棒で十分な付着力が得られるように、アラルダイトで全周に石英砂を付着させた。模擬ボルトの引抜試験の結果は、ボルトがベアリングプレート付近で破断し、破断荷重は285kgfで、破断強度は3560kgf/cm²である。覆工コンクリートの圧縮強さは、C-a～C-dは318～346kgf/cm²、C-e～C-gでは174～214kgf/cm²である。

模擬地山は貧配合の特殊モルタルを用い、配合は1^m3当り早強セメント61.3kg、フライアッシュ734.4kg、細砂819.4kg、水327.7kgで、実験日の圧縮強さは、6.4~8.5 kgf/cm²である。

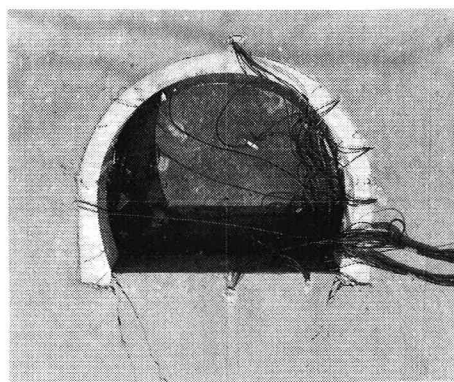


圖一 2 模型試驗體

3. 実験結果と考察

3-1 垂直方向載荷の実験 (C-a, b, c, d)

写-1は試験体C-dの載荷後の状況である。覆工コンクリートのアーチ天端の内側の曲げによる引張クラックがC-a: $90 \sim 100 \text{ t/m}^2$ 、C-b: $60 \sim 70 \text{ t/m}^2$ 、C-c: $90 \sim 100 \text{ t/m}^2$ 、C-d: $70 \sim 80 \text{ t/m}^2$ 載荷時に発生し、インバートのある試験体では、インバートコンクリートの内側、側壁とインバートの接合部にいずれも曲げによる引張クラックが生じた。インバート無しの試験体では路盤部に破壊が生じ、塑性状態となってせり上ってきた。地山では載荷荷重の増加に応じて圧縮ひずみが大きくなるが、インバートのある試験体では、アーチ天端上方及び側壁脚部下方に、インバート無しの試験体では、アーチ天端上方と路盤下方の(1)地震時の最弱点部と思われるアーチと側壁の接合部の木子、側壁のロックボルトの効果は、側壁脚部の荷重負担の軽減されている。これは地山と覆工材の一体化によるグラウンドアーチ部のロックボルトの効果は明確には確認されなかった。この路盤部に生ずる破壊線が写-1に示すように鋭角であった。



写一 1 地山の破壊状況 (C-d)

3-2 水平方向載荷の実験 (C-e, f, g)

垂直方向載荷実験の反省から、覆工コンクリート強度を 200 kgf/cm^2 程度まで下げ、さらに C-9 の路盤部のボ

ルトを放射状に配置した。写-2にC-g載荷後の状況を示す。覆工コンクリートの側壁部内側に曲げによる引張クラックがC-e: 100 tf/m^2 , C-f: 75 tf/m^2 , C-g: 115 tf/m^2 載荷時に発生し、C-eでは 240 tf/m^2 載荷時にインバートがせん断破壊した。路盤部のはく離はC-f: 60 tf/m^2 , C-g: 125 tf/m^2 載荷時に発生した。この結果を要約すると、(i) 試験体内側のクラック発生は載荷中の内空観察鏡によって、側壁部のクラックはC-fが最も低荷重で発生し、以下C-e, C-gの順に発生し、ロックボルトによる補強効果が顕著に表われている。(ii) C-f, C-gの路盤部の破壊状況はよく類似しているが、ロックボルトの効果は、クラックの発生荷重、路盤部の破壊領域に表われている。(iii) SL部の水平方向の内空変位量からロックボルトの効果が判断される。(図-3参照)

110 tf/m^2 載荷荷重時まで、C-gはC-eと同様な挙動を示すが、破壊現象が始まるとC-fに類似した挙動を示すので、地山が破壊に至るまではロックボルトは効果を発揮するが、いったん破壊してしまうと効果はなくなるようである。

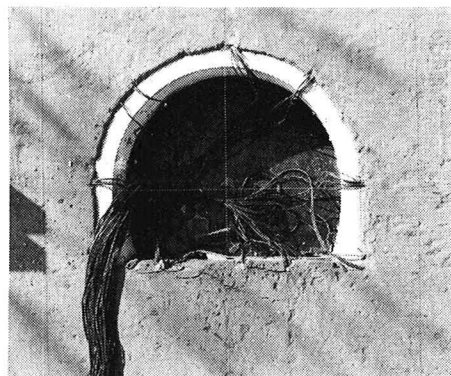
4. FEM計算による検討

トンネル模型実験の結果を比較検討するために、模型実験と同じ条件における断面の変形、応力、発生ひずみ、ロックボルト軸力等についてFEMによる弾塑性計算を行なった。模擬地山及び覆工の物性値は実験時に行なった物性試験の結果を使用した。実験結果と比較すると、結果的には変形の傾向、変位量ともおおむね一致するが、実験では蓋面、底面の摩擦等の影響が見られ、低載荷荷重段階では一致しない。ロックボルトの軸力は、水平方向載荷時の路盤部に引張が作用した他は全て圧縮であった。図-4にトンネル内空変位の実験値と計算値の比較を示す。

5. まとめ

5-1 ロックボルトによる補強効果について

新設のトンネル掘さくに伴って使用されるロックボルトの作用効果については、引張応力の発生による内圧効果によるものとされている。これはトンネル周辺地山の内空側への移動によって相対的に発生するものであり、既設トンネルをロックボルト補強する場合には、違った視点からその作用効果を把握しなければならない。7ケースの実験からは、アーチ、側壁のロックボルトは、曲げに対する(あるいはせん断に対する)抵抗



写-2 地山の破壊状況 (C-g)

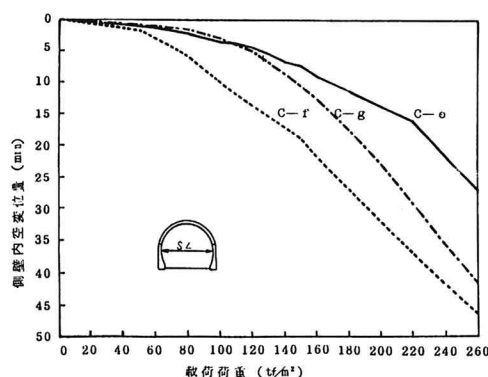


図-3 載荷荷重と側壁内空変位量

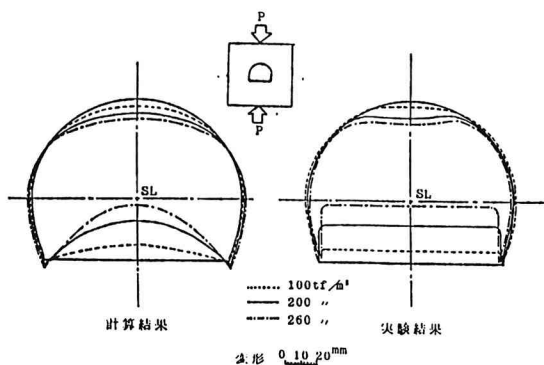


図-4. 1 試験体変位の比較 (C-b)

力を増すことによる、いわゆる吊り下げの効果を発揮するようである。

インバートのある一体化された試験体は、当初想定されたとおり、最も強い構造物であることが確認されたが、インバートのないトンネルについては、大きな外力が加わった時、路盤がまず破壊されることが明らかになった。アーチ、側壁にクラックがはいってもすぐには決定的な破壊に至らないが、路盤部の変状は列車運転に支障するので、特に路盤部のロックボルトによる補強効果の程度が注目されたが、C-d、C-gの2体の実験から、放射状に路盤部のボルトを配置することにより、地山の破壊を生じない領域においてかなりの効果が得られることが確認された。

5-2 アーチ、側壁の打継目について

当初、上半先進工法に伴う逆巻きのコンクリート覆工は構造的に弱点となる、という想定をしたが、実験の結果からはせめの部分の施工が完全で、かつ覆工の背面に空隙がなければ、周辺地山とある程度一体となって挙動するし、大きな軸力が伝達されるので、弱点とはならないことがわかった。

5-3 今後の課題

模型実験は現象の完全な再現を理想とするが、現実には実験の機構などから不可能である。今回の実験においても、実際とは条件の異なる点が2、3ある。第一には、実際にはすでにゆるみ領域が広がっており、覆工にも何らかの荷重が加わり、ている状態でボルト補強が行なわれるが、実験では無応力状態でボルト施工を行ない、そこから載荷荷重を増加させるという点である。第2には、実際にトンネルに加わる荷重は、水平方向や垂直方向とは限らず、斜め荷重や偏荷重の場合もあるという点である。以上についてはFEM解析により検証して行きたい。ただしFEM解析は破壊によって不連続面が生じるといった現象は表現できないので、大きな破壊が生じるまでの段階における比較検討に用いることを考えている。さらに、前項に記したように、覆工及び覆工背面が模型実験で造成しうるほどに完全に施工することは、現実には困難であるということであり、特に覆工背面(矢板裏)には空隙が残りがちである。施工が完全であればトンネルは変状がおこりにくいし、また、補強を要するようなトンネルでは、覆工背面注入が絶対条件となることがわかる。

過去の事例調査において、特殊条件(不安定な地形、地山からなる坑口付近等)の介在しないトンネルでは震災例が少ないと言われるが、理論的には解明されていないので、FEM計算あるいは動的な模型実験、さらには現地における計測によって検証したいと考えている。

<参考文献>

- 1) 吉川恵也; 鉄道トンネルの震災事例調査, 鉄道技術研究報告No.1123, 1979・9
- 2) 白井慶治他; 地山との相互作用を考慮したトンネル模型実験(その1~その3), 鉄道技術研究所速報, 1975・5, 1975・7, 1976・9
- 3) 日本鉄道施設協会; 鉄道土木構造物耐震強化の研究報告書, 1980・3, 1981・3
- 4) 土屋敏; システムロックボルトに関する最近の研究, トンネルと地下, Vol. 11, No. 11, 1980・11

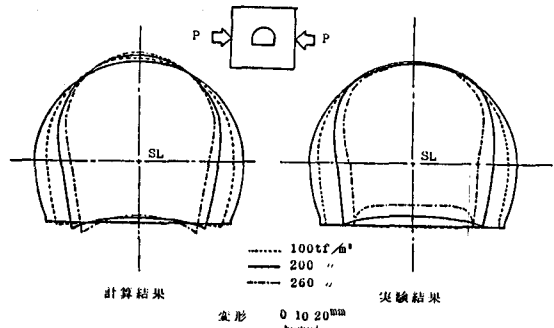


図-4.2 試験体変位の比較 (C-f)

Experiments and Analyses on Effects of Rock Bolts as
Reinforcement in a Tunnel

Keiya YOSHIKAWA
Toshihiro ASAKURA
Yoshiteru KAWAKAMI
Railway Technical Research
Institute, JNR

Generally, it is said that tunnels are stiff structures against earthquakes. But according to the investigations about past earthquake disasters of railway tunnels, the lining near the entrance of the tunnel in unstable ground were damaged by strong earthquakes. Especially tunnels without invert concrete were damaged considerably. So the experiments were performed to confirm the effects of rock bolts as reinforcement in such tunnels. 1/10 size models of standard section for Shinkansen were loaded vertically or horizontally. The results of the experiments were analyzed by NATPFEM program.

The summaries are shown as follows.

- 1) By the rock bolts in the floor part ground surrounding tunnel is reinforced and made difficult to be damaged.
- 2) The displacement of the model which is reinforced by rock bolts is restrained to the same extent as that of the model which has invert concrete in the range less than 110tf/m^2 .
- 3) The joints of sidewall and arch are not structural weak points if the execution of jointing is perfect.