



双設トンネルの安定性に関する実験的・解析的検討

櫻井, 春輔
芥川, 真一
丸岡, 巧

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 1:97-108

(Issue Date)

1997-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00317445>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00317445>



双設トンネルの安定性に関する実験的・解析的検討

Experimental and Analytical Investigation on Stability of Dual Tunnels

桜井春輔¹⁾

Shunsuke Sakurai

芥川真一²⁾

Shinichi Akutagawa

丸岡巧³⁾

Takumi Maruoka

概要：土被りの浅い双設トンネルの力学的挙動が、トンネル間の距離、ピラー部の剛性、また土被りなどにどのような影響を受けるかを実験的・解析的に検討した結果を報告する。ここでは、双設トンネルの崩壊モード、崩壊時の最小支保圧力、地表面変位、ピラー部に作用する土圧の大きさと分布形、崩壊モードとピラーの土圧分布の関係などに着目し、これらが、トンネル間の距離、ピラー部の剛性、また土被りなどにどのような影響を受けるかについて、アルミ棒積層体を用いた実験と剛塑性有限要素解析の結果を通して検討した。

キーワード：双設トンネル、崩壊、安全率、土被り、支柱幅

1. はじめに

近接したトンネルの設計・施工、及び挙動の計測例に関しては、古くはTerzaghiによる双設トンネルの現場計測結果の検討¹⁾から、最近では都市部における土被りの浅い土砂山における眼鏡トンネルの施工・計測例^{例えば2), 3)}に見られるように多くの実例が存在する。また、研究面でも、トンネル離間距離（中壁幅）などの主要パラメータが、双設トンネルの覆工、トンネル中間部（中壁部）や周辺地山の応力・変形状態に及ぼす影響を数値解析^{例えば4), 5), 6), 7)}、あるいは室内実験^{例えば8), 9)}によって様々な角度からの詳細な検討がなされている。これらの研究においては、トンネルの複雑な施工過程を念頭においたものもあるが、実際の施工における計測結果を分析する際、例えば数値解析の予測が十分な精度に達しているとは言い難い。また、近年では地下構造物の大型化が進んでおり、大断面双設トンネルの例も珍しくないが、特に空洞が大型化した場合には、緩み域の発生や重力の効果などを適切に取り扱うことが難しいため、数値解析による検討においては特に注意を要する。

このような背景から、本研究では土被りの浅い単設トンネルの挙動分析¹⁰⁾に用いた応力制御型のトンネル掘削シミュレーション装置を用いて、双設トンネルの掘削・崩壊実験を行い、また剛塑性有限要素解析を用いてその崩壊挙動のシミュレーションを行なうこととした。本文は、その第一歩として実施した同時掘削型の双設トンネルの室内実験において、その変形挙動・崩壊形態が、中壁幅（B）、土被り（H）、トンネル径（D）などの主要パラメータと、どのような関係にあるかについて調べ、さらに解析的にその挙動をシミュレーションした結果を総合的に分析したものである。

2. 実験装置の概要と手順

エアバッグを用いた応力制御型の実験装置¹⁰⁾を用いて、アルミ棒積層体内に設けた双設トンネル（直径Dは15cm）の掘削シミュレーション装置を図-1に示すように設定した。

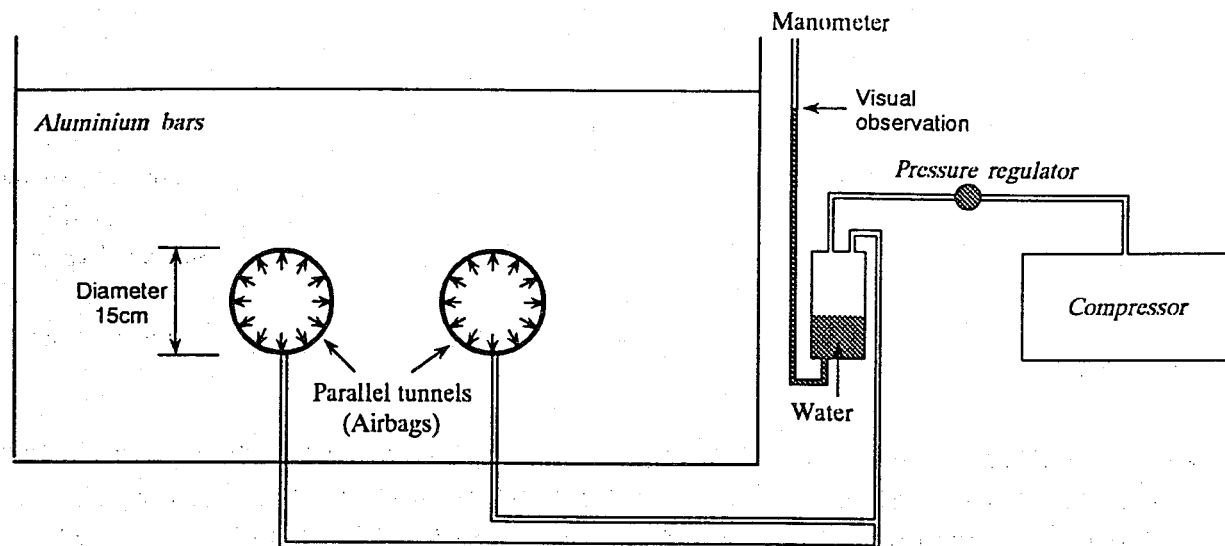


図-1 双設トンネル掘削シミュレーション装置

供試体作成に当たっては、アルミ棒を積み上げる前に掘削するトンネルの部分にアルミ板で作った型枠を設置し、その外側にアルミ棒を積み上げた。その後、変形挙動を観察するためアルミ棒積層体の表面にメッシュ図を描いた。さらに、土圧を測定する場合には、曲げ梁に歪ゲージを装着したタイプの土圧計¹¹⁾を設置位置に挿入した。次に、エアバッグ内にトンネル中心高さにおける土被り圧と等しい空気圧を作用させ、アルミ棒積層体に変形しない様に注意して型枠を外した。その後、エアバッグ内の空気圧を同時に低下させトンネルの掘削をシミュレートした。空気圧を低下させる各段階では、写真撮影により変形量を記録した。また、変形が止まらなくなった状態に達したときの空気圧をもって最小支保圧とし、実験を終了した。また、この実験で用いたアルミ棒は直径1.6mmと直径3mmの2種類を1.67:1の割合で混ぜたもの（単位体積重量 $\gamma=2.18\text{gf/cm}^3$ 、内部摩擦角 $\phi=29^\circ$ 、粘着力 3.0gf/cm^2 ）である。

3. 土被りの浅い場合

まず、土被りの浅い場合として、土被りHを1.0Dとし、中壁隔Bを1.0D, 0.5D, 0.25Dとした3つのケースについて実験を行った。それぞれのケースにおける実験の最終段階での最大せん断ひずみ分布図を図-2に示す。

ケース1では、それぞれのトンネルが別々に破壊し、トンネル周辺の変形挙動が互いに影響を及ぼしあっている様子はない。一方、ケース2では中壁がその中心部で破壊し、それぞれのトンネル周辺のひずみ分布は、変形挙動がある程度干渉し始めていると見ることができる。ケース3においては中壁の破壊が下部から進行し、両トンネルの外側の肩部から地表面までせん断ひずみの卓越した領域が発生しており、2つのトンネルが一体となって崩壊していると考えられる。また地表面沈下に関しては、ケース1では中壁直上部はほとんど沈下していなかったが、ケース2、3においては中壁直上における変位が最大であった。

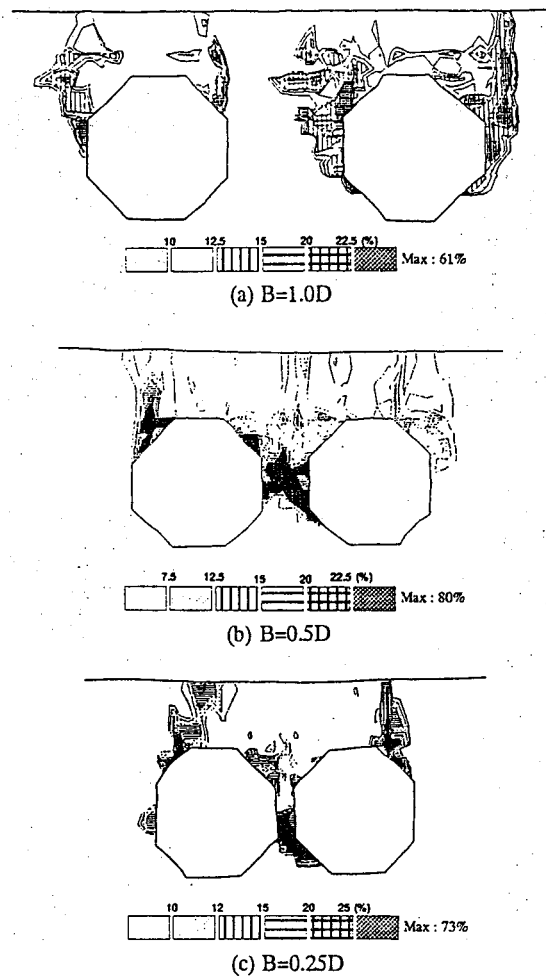
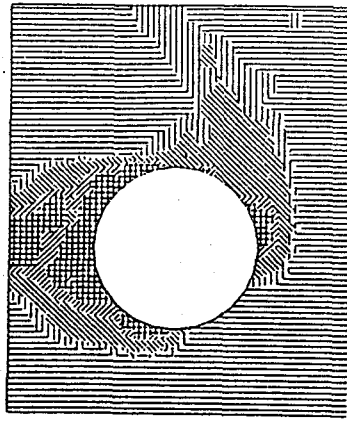


図-2 土被りが浅い場合の最大せん断ひずみ分布図（実験結果）

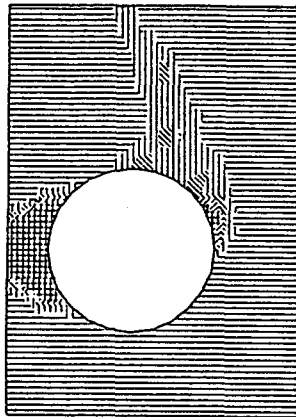
次に、剛塑性有限要素法^{13,14,15,16,17)}を用いて、土被り $H=1D$ の双設トンネルを掘削した時の周辺地山の極限状態を、関連流れ測に基づく場合($r=1$)、非関連流れ則に基づく場合($r=0$)について実施した。得られた最大せん断ひずみ分布を、それぞれ図-3, 4に示す。ここで用いた剛塑性有限要素解析においては、弾性解析によって求めた変位ベクトルを初期変位速度ベクトルとし、重力による全体崩壊が生じるような極限状態を繰り返し計算によって求めている。入力パラメータは、変位速度ベクトルの初期値 $\dot{u}^0$ 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、緩和パラメータ ω 、非関連の程度を表すパラメータ r ($0 \leq r \leq 1$)、および単位体積重量 γ である。表-1に入力パラメータを示す。

表-1 解析に用いた入力パラメータ

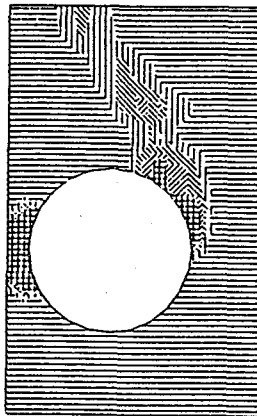
入力パラメータ	入力値
単位体積重量 (kgf/cm^3)	0.00218
粘着力 (kgf/cm^2)	0.003
内部摩擦角 ($^\circ$)	29
非関連パラメータ	0, 1
緩和パラメータ	0.1



(a) $B=1D$

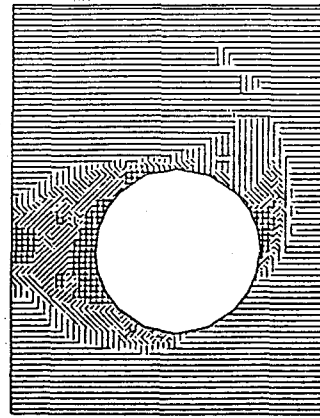


(b) $B=1D$

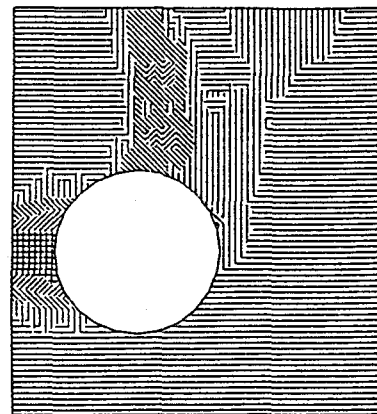


(c) $B=1D$

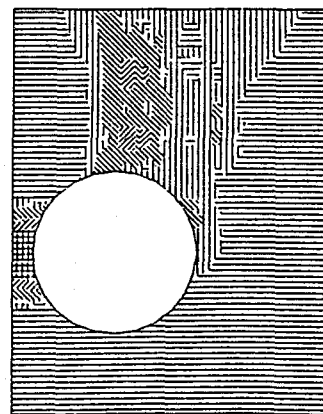
図-3 $r=1$ の場合の最大せん断ひずみ



(a) $B=1D$



(b) $B=1D$



(c) $B=1D$

図-4 $r=0$ の場合の最大せん断ひずみ

ダイレイタンスーを考慮した場合 ($r=1$) よりも考慮しない ($r=0$) 場合の方が崩壊領域がわずかに増加している。また、 $r=0$ で $B=0.5D$, $0.25D$ のケースでは、2つのすべり線が現われている。さらに、 $r=1$ で $B=0.5D$, $0.25D$ のケースでは、ピラー部を包み込む様な曲線のすべり面が現われるのに対し、 $r=0$ の時は地表面に垂直になる方向にすべり面が現われている。 $B=1D$ における崩壊のメカニズムは、モデル実験では単独トンネルの様に破壊するが、解析では空洞幅がそれ以下の場合と同様にピラー部を含めた破壊モードとなっている。さらに、モデル実験での破壊時のエアバック内の空気圧は単独トンネルの場合とほぼ同じ値であるが、解析から得られる荷重ファクターは単独トンネルのそれよりもや

や小さくなっており、ここで用いたパラメータを用いた場合には解析結果がやや危険側の崩壊モードを示していることが分かる。

次に、支柱幅 (B) を変化させた時の荷重ファクター (μ) の変化を図-5に示す。荷重ファクターとは、その領域に作用している外力（この場合は重力）の何倍の力が作用した時にその領域が崩壊するかを表わし、全体の崩壊に対する安全率と考えることができる。ここでは、比較のため $B=1.5D$, $2D$ の双設トンネルの場合、及び単独のトンネルの場合の荷重ファクターも併せて示した。

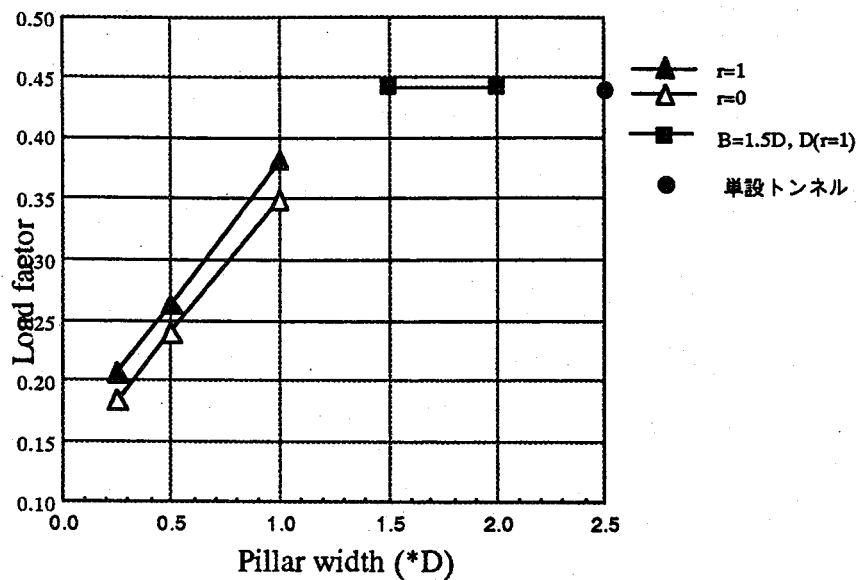
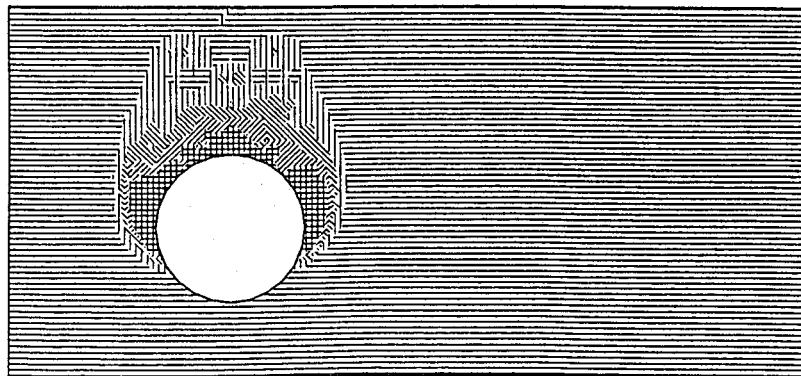


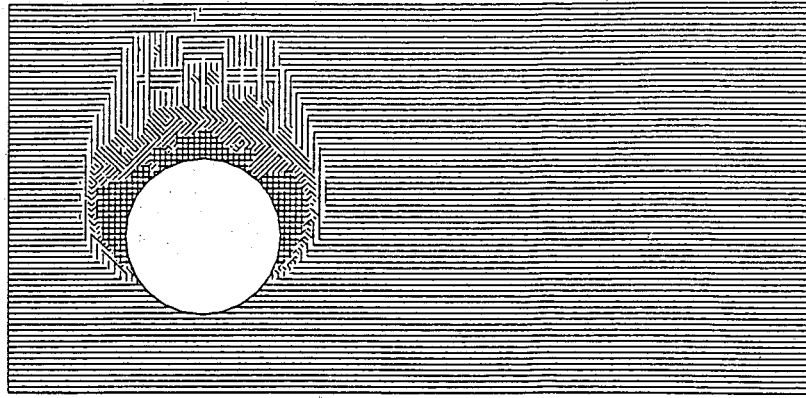
図-5 トンネル間隔と荷重ファクターの関係

トンネル間隔が $0.25D$ から順に大きくなるのに伴い荷重ファクターはほぼ線形的に増加し、およそ $B=1.3D$ 付近で単独トンネルの場合の荷重ファクターと同じ値になると推定される。つまり、この時 ($B=1.3D$ 前後の時) 双設トンネルである影響がなくなることが分かる。荷重ファクターが単独トンネルの場合と同じである $B=1.5D$, $2D$ のケースにおける最大せん断ひずみ速度分布を図-6に示す。両ケースとも崩壊のモードは、ほぼ左右対称であり単独トンネルのそれと酷似している。これは、 B が $1.3D$ 前後の値を越えると、崩壊のモードを考える上では双設トンネルとしての影響がなくなること示していると考えられる。



(a) $B=1.5D$

図-6 トンネル間隔が十分に取られた場合の最大せん断ひずみ分布



(b) B=2D

図-6 トンネル間隔が十分に取られた場合の最大せん断ひずみ分布 (続き)

図-7に崩壊時のエアバック内の空気圧（最小支保圧）をトンネル中心高さにおける土被り圧（実験初期の空気圧）で正規化したものを示す。崩壊時のエアバック内の空気圧においても、ケース1の時は単独のトンネルの掘削シミュレート実験の崩壊時のエアバック内の空気圧とほぼ同じ結果となっている。ケース2、ケース3とトンネル間隔が小さくなるに従い崩壊時のエアバック内の空気圧が徐々に高くなっていく傾向（即ち崩壊しやすい傾向）が得られた。これは、中壁幅に依存して崩壊のモードが単設トンネルのものから双設トンネル特有のものへと遷移することを意味し、最大せん断ひずみ分布から推測される崩壊モードの変化を裏付けるものである。

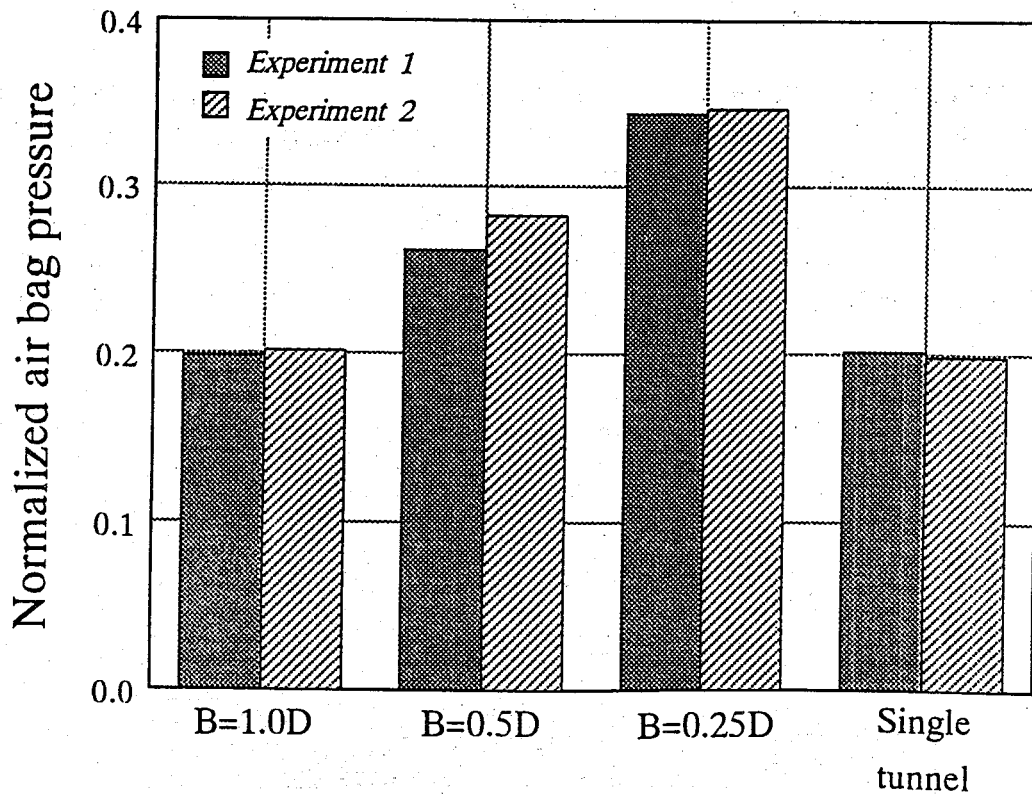


図-7 崩壊時のエアバック内の空気圧

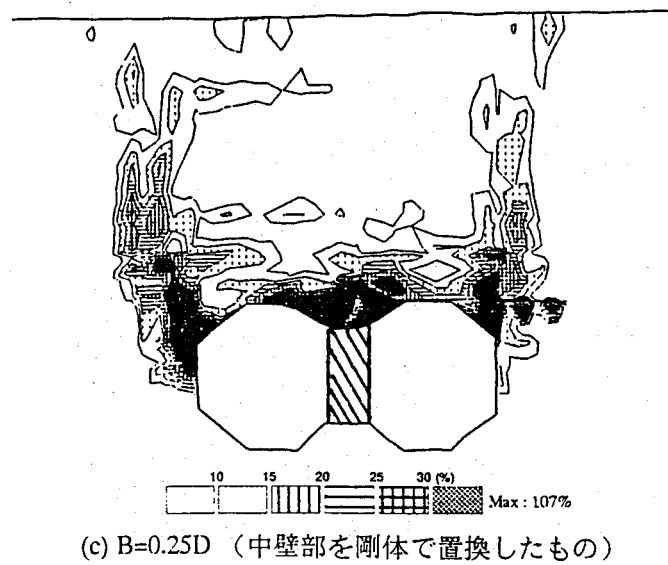
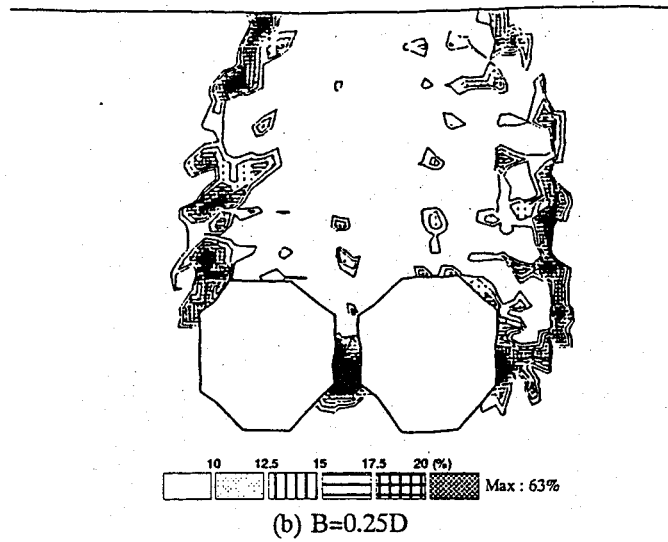
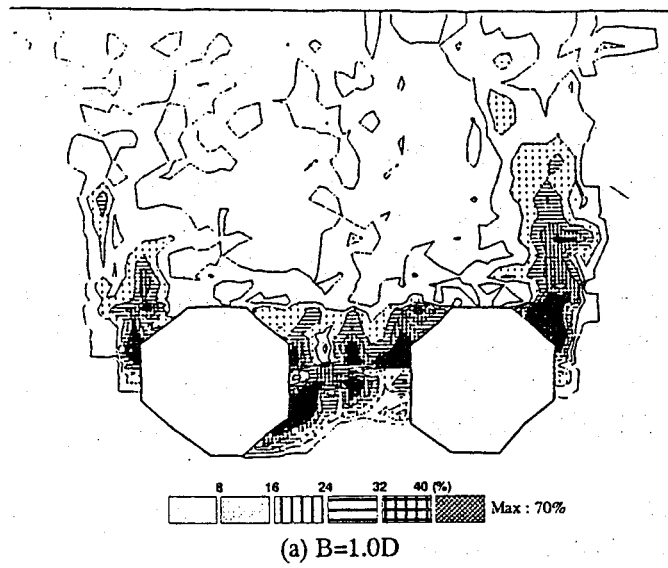


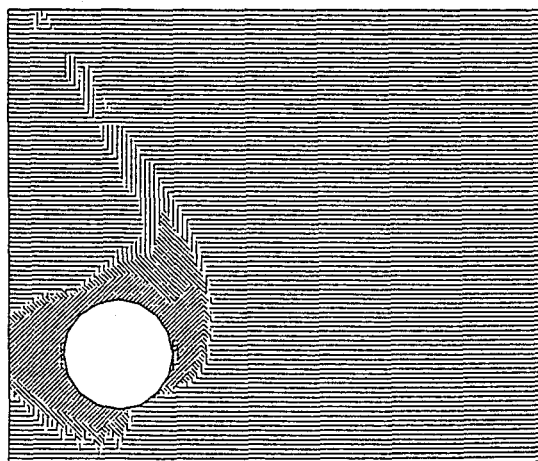
図-8 土被りが深い場合の最大せん断ひずみ分布図

4. 土被りの深い場合

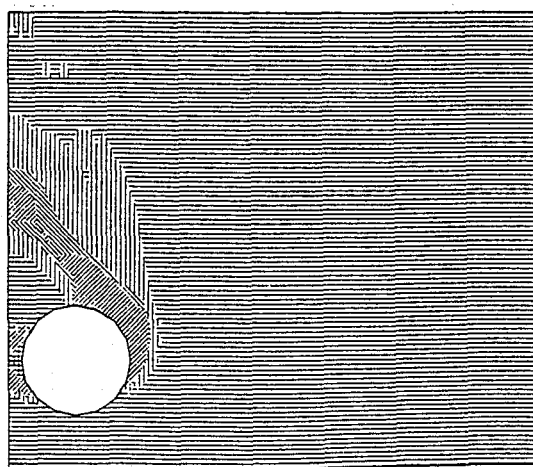
次に、土被りの深い場合として、 H を40cmにして、トンネル間隔 B を1.0D, 0.25Dの2つのパターンで実験を行った。さらに、トンネル間隔が0.25Dの時は中壁部を剛性の高い材料で置換した場合についても検討した。それぞれのケースの最大せん断ひずみ分布図を図-8に示す。

土被りを深くした場合のモデル実験においては、土被りが浅い場合とは異なり、中壁幅 B が1.0Dの時（ケース4）においても中壁部を含め2つのトンネルが一体となって破壊する様子が観察された。また、すべり線の形状については、土被りが浅いトンネルで $B=0.5D$, $0.25D$ のものと比べると、地表面に近づくにつれて破壊領域が狭くなる様な形状となっている様に思われる。中壁部を剛体に置換した場合（ケース6）においても、中壁の直上部が破壊し、地山材料が双方のトンネルに流れ込んでくる様に崩壊していることが分かる。外側のすべり線においても2つのトンネルを包み込む様なすべり線が表れた。また、地表面沈下においても中壁直上部が最も沈下が大きかった。

土被りが深くなった場合において、前節と同様に剛塑性有限要素法を用いた解析を行った。解析ケースは $B=1D$, $0.25D$ であり、材料定数は表-1の値を用いた。また、ダイレイタンスの程度を表すパラメータ n は1とした。 $B=0.25D$ の場合については、ピラー部の剛性を上げた場合（ここでは安全率の向上が収束した $c=0.1\text{kgf/cm}^2$ の時の結果）についても解析を行なった。図-9に最大せん断ひずみ速度分布を示す。

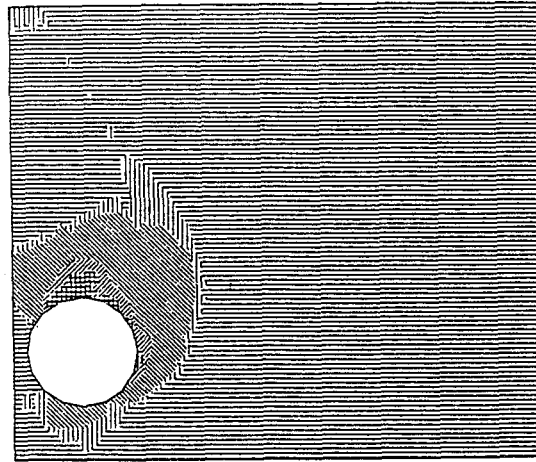


(a) $B=1D$



(b) $B=0.25D$ （ピラー部は地山と同じ材料）

図-9 最大せん断ひずみ速度分布



(c) $B=0.25D$ (ピラー部の強度を上げたもの)

図-9 最大せん断ひずみ速度分布 (続き)

崩壊領域については、モデル実験の結果を良く再現していると考えられる。また、荷重ファクター～支柱幅の関係をこのケースにおいても求め、図-5とほぼ同様の挙動を示すことが分かった。この関係を用いると、双設トンネルにおいて相互の影響がなくなり、崩壊モードが単設トンネルのものになるのは $B=2.8D$ の時となる。この場合は土被りが $2.67D$ であるから、崩壊モードが変化するときの支柱幅・土被りの比をとると $B/H=1.04$ となる。これを、土被りが浅い場合の結果($B/H=1.27$)と比較すると、少し値が小さくなっている。これは、土被りが浅いほど土被りに対して近接施工の影響を考慮しなければならない支柱幅の割合が高くなることを意味する。

5. 考察

双設トンネルにおける相互の影響について、壺内ら⁸⁾は底面摩擦実験を行い、トンネル幅 B を $0.6D$ 以上にすれば、2つのトンネルが独立した形でグランドアーチを形成するとし、杉本ら⁵⁾はエネルギー論を用いて $B=1.7D$ 以下になると双設トンネルとしての安定性を論じなければならないとしており、さらに今田¹²⁾は地山の強度が十分であればトンネルの中心間隔が $2D$ 以上になると、つまり $B=1D$ 以上になると、単独トンネルと考えてよいとしている。しかし、本実験およびシミュレーションの結果が示すように、双設トンネルにおける相互の影響度は、単純にトンネルの離間距離だけの問題でなく、土被りにも影響されるもの⁷⁾である。ここで、これまでに示した実験における崩壊形態の種別を比較するために各ケースでのトンネル幅と土被りの関係をトンネル径で無次元化したものを図-10に示す。ただし、ここでは新たに崩壊の形態を求めるために実施した追加実験の結果も併記した。図-10において、●はそれぞれのトンネルが互いに影響を及ぼさず単独で崩壊したことを示す。また、■は2つのトンネルが互いに影響を及ぼし合い、全体が一体となって崩壊したケースである。また、▲は崩壊の状況がその中間的なものであったことを示す。また、▼は剛塑性有限要素シミュレーションから求めた崩壊モードの変化点である。これによれば、 B/D と H/D の関係において、双設トンネルが崩壊する形態を二分する遷移領域が存在することが分かる。即ち、ある地盤材料内に双設トンネルを建設する際、支柱幅、土被り、トンネル径の関係がこの遷移領域よりも右側にあれば、トンネル掘削による応力集中により、トンネル周辺(特に中壁部周辺)から破壊が進行し、結果的に双設トンネル全体が一体となって崩壊する現象が起これと考えることができる。また、この実験は実際の覆工を有しないトンネルで実施したものであるから、覆工を有するトンネルの場合は、変形に伴う覆工からの反

力が存在するため、遷移領域が現在よりも右側（即ち、応力的にはより厳しい領域）にシフトすることが予想される。従って、**図-10**に示された遷移領域は、与えられた地盤材料に対して設計的には最も安全側の遷移領域を与えていると考えることができる。ただし、本文で述べた結果の範囲内では、剛塑性解析の結果が実験結果より、やや危険側を示しており、この点についてはさらに詳細な検討を行なう必要がある。

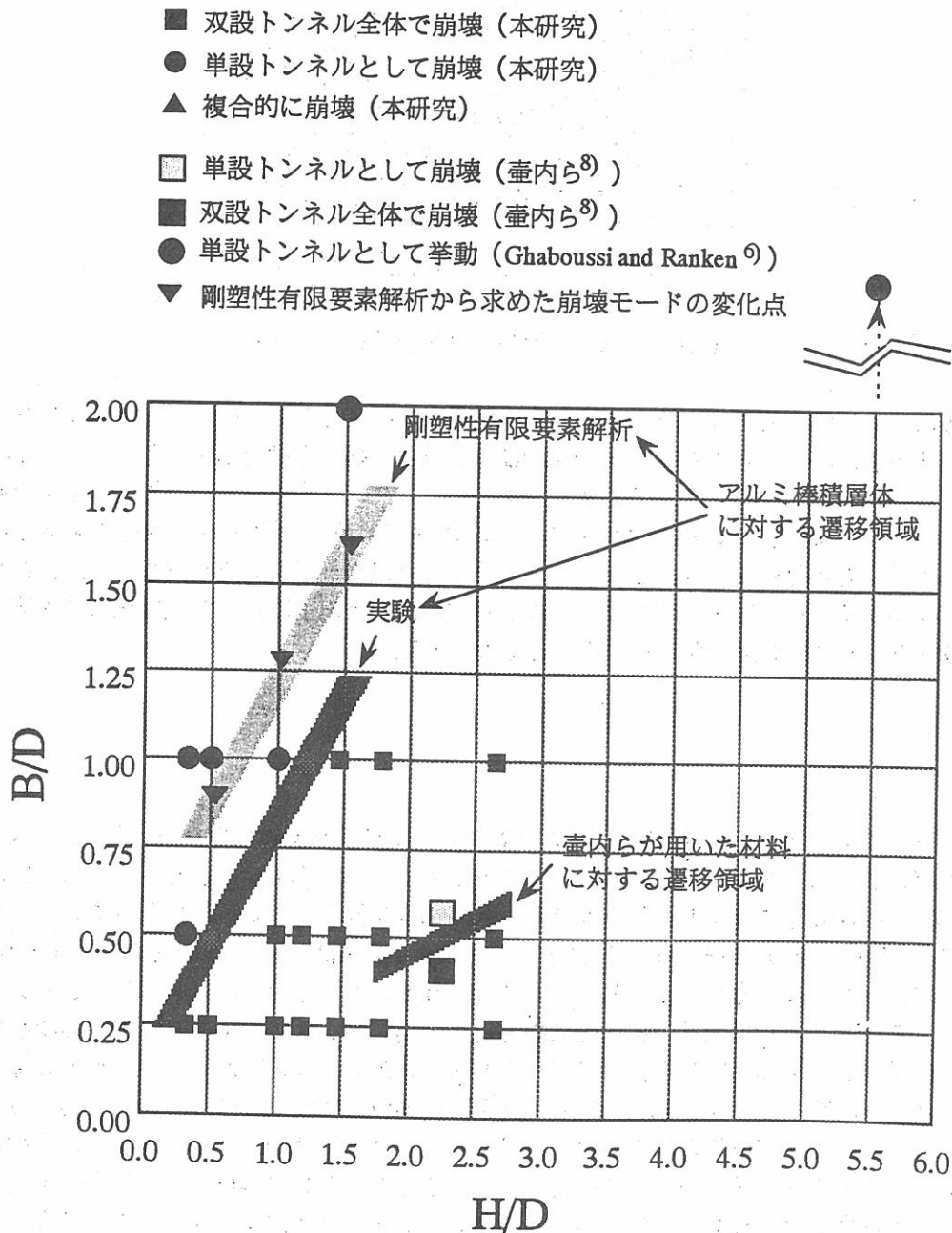


図-10 双設トンネルの崩壊実験・解析シミュレーションにおけるB/DとH/Dの関係

ここで、既往の研究の中から双設トンネルの崩壊挙動を検討したもので、支柱幅、土被り、トンネル径のすべての情報が有るものの中からGhaboussi and Ranken⁶⁾と壺内ら⁸⁾の結果を**図-10**に併記した。Ghaboussi and Rankenは覆工を有するものと、そうでないものについて行っ双設トンネルの数値解析の結果を総合的に分析した。その結果、H/Dが1.5の場合はB/Dが2.0以上であれば双設トンネルとしての影響は無くなるとし、H/Dが5.5の場合はB/Dがそれ以上でなければならないとした。この結果は、本

実験で得たアルミ棒積層体に対する崩壊モードの区分に類似している。また、壺内らは底面摩擦型の装置を用い、単位体積重量 1.9gf/cm^3 、内部摩擦角 37° 、粘着力 0.46kgf/cm^2 の人工材料内に設置した双設トンネル（断面は正方形）の破壊実験を行った。その結果、ある土被りで中壁幅を変化させた時、 B が $0.4D$ から $0.6D$ となるに従い、崩壊の形態が双設トンネルとしての全体破壊から単設トンネルとしての破壊に変化すること指摘している。この場合は、実験に用いた人工材料に対する崩壊モードの遷移領域が図-10に示した位置に存在することが考えられる。

これらの結果と本実験で得られた結果を総合的に比較すると、双設トンネルの崩壊の形態を二分する遷移領域はそれぞれの地盤材料、或いは形状に特有のものとして求めることができ、覆工の応力状態や施工の順序などの詳細な検討を行う際の基礎資料として用いることができることが分かる。

6. おわりに

本文では、双設トンネルの挙動に関する緒元のうち、中壁幅、土被り、トンネル径の基本パラメータに注目し、無支保の双設トンネルの崩壊実験からその基本的挙動特性に関する実験的・解析的検討を行った。その結果、双設トンネルの変形挙動特性は、（中壁幅／トンネル径）と（土被り／トンネル径）の関係において、双設トンネルが崩壊するときの形態を二分する遷移領域が存在することを示し、これがさらに詳細な検討を行う際の参考資料になることに言及した。今後は、このような基本的な実験によって求められた（中壁幅／トンネル径）と（土被り／トンネル径）の関係から崩壊の形態、緩み域の形状、大きさなどに関してさらに詳細な検討を実施する予定である。

参考文献

- 1) Terzaghi, H. : Liner-plate tunnels on the Chicago subway, Proc. ASCE, Vol.68, No.6, pp.862-899, 1942.
- 2) 春山尚、富田忠義、吉村和彦：パイプルーフによる4連めがねトンネルの計測・京葉道路・貝塚トンネル、トンネルと地下、Vol.11, No.9, pp.17-26, 1980.
- 3) 小泉光政、中島康昭：大断面めがねトンネルの施工・横浜横須賀道路のトンネル、トンネルと地下、Vol.12, No.7, pp.9-18, 1981.
- 4) 伊藤富男、久武勝保：新設トンネルがそれに平行な既設トンネルの覆工応力に与える影響、土木学会論文報告集、第308号、pp.77-84, 1981.
- 5) 杉本光隆、松本嘉司、西岡隆：エネルギー論に基づく双設トンネルの安定解析、土木学会論文集、第406号、III-11、pp.185-194, 1989.
- 6) Ghaboussi, J. and Ranken, R.E. : Interaction between two parallel tunnels, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp.75-103, 1977.
- 7) 土屋敬、田原昇二：NATMにおける双設トンネルの離隔距離に関する研究、第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.396-400, 1990.
- 8) 壺内達也、後藤有志、西岡哲：近接した双設トンネルの模型実験について、第21回土質工学研究発表会講演論文集、pp.1673-1674, 1986.
- 9) 足立紀尚、木村亮、山口直宏、長田文博：土砂地山における双設トンネル掘削時の挙動、第24回土質工学研究発表会講演論文集、pp.1695-1698, 1989.
- 10) 櫻井春輔、川嶋幾夫、川端康祝、皿海章雄：土被りの浅いトンネルの力学的挙動に関するモデル実験、土木学会論文集、No.487, pp.271~274, 1994.
- 11) 丸岡巧：双設トンネルの力学的挙動に関する基礎的研究、神戸大学大学院自然科学研究科博士前期課程修士論文、1996.

- 12) 今田徹：岩盤力学入門(11)、トンネルと地下、連載講座、Vol.16, No.12, pp.49-55, 1985.
- 13) Takeshi Tamura : Rigid-Plastic Finite Element Method in Geotechnical Engineering, Current Japanese Materials Research vol.7, Computational Plasticity, pp.135-164, ELSEVIER APPLIED SCIENCE, 1990.
- 14) 皿海章雄：土被りの浅いトンネルの変形挙動に関する研究, 神戸大学大学院工学研究科修士論文, 1993.
- 15) Takeshi Tamura, Shoichi Kobayashi, Tetsuya Sumi : Limit Analysis of Soil Structure by Rigid Plastic Finite Element Method, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.24, No.1, pp.34-42, Japanese Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering, 1984.
- 16) Takeshi Tamura, Shoichi Kobayashi, Tetsuya Sumi : Rigid-Plastic Finite Element Method for Frictional Materials, SOILS AND FOUNDATIONS, vol.27, No.3, pp1-12, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987.
- 17) 大塚悟：剛塑性有限要素法の基礎, わかりやすい有限要素法セミナーテキスト, 土質工学会中部支部, 1994

筆者：1) 桜井春輔、工学部建設学科、教授；2) 芥川真一、都市安全研究センター、助手；3) 丸岡巧、(株) ニュージェック、ダム・砂防部