

◆ 報 文 ◆

良質地盤でのセグメント設計に用いる地盤反力係数の設定方法

真下英人* 石村利明** 左近嘉正***

1. はじめに

都市内の浅層部にある既設地下構造物の輻輳化により、新設地下構造物は深層部に構築される傾向にある。これまでのシールドトンネルの覆工の設計法については浅層部を対象にしたものが多く、大深度地下の覆工設計に際して必要となる設計荷重や諸定数の設定方法が確立していない状況にある。大深度地下における自立性の高い良質地盤では、地盤反力係数や側方土圧係数などの諸定数を適切に評価することがトンネル覆工の合理的な設計につながるものと考えられる。本研究は良質地盤でのセグメント設計に用いる地盤反力係数の設定方法を検討したものである。

本研究では、まず、二次元載荷模型実験を実施し、地盤が弾性体としての挙動を示す良質地盤において、骨組み構造解析でトンネル覆工の挙動を求める場合に必要となる地盤反力係数を二次元弾性FEM解析により評価する方法について検討を行い、その妥当性を模型実験結果との比較により検証した。また、トンネル掘削時における地盤反力係数を二次元弾性FEM解析から評価する方法について検討を行い、地盤条件および覆工条件が地盤反力係数に及ぼす影響について検討した。

2. 二次元載荷模型実験における地盤反力係数

2.1 実験概要

二次元載荷装置を図-1に示す。実験に用いた地盤は、洪積粘性地盤を想定してセメント、クレイサンド、水、流動化剤を攪拌して作成した。載荷板の外側には合計12基の油圧ジャッキが設置されており、南北および東西方向に所定の載荷重を任意に作用させることが可能である。本実験では、南北方向に対する東西方向の載荷重の比率を0.4

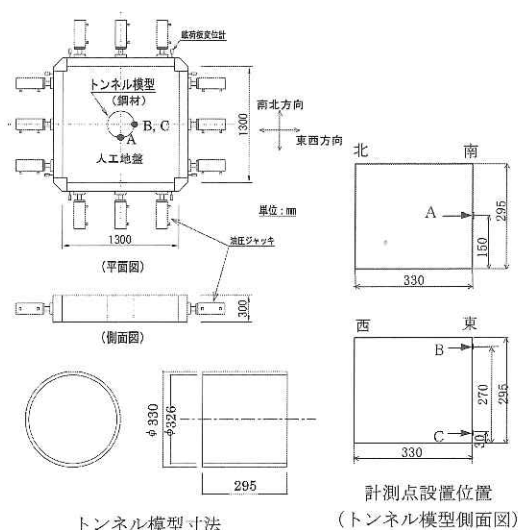


図-1 二次元載荷装置

とし、南北方向の載荷重が 200kN/m^2 となるまで荷重制御方式による階段載荷を実施した。模型に発生する土圧、変形量については、模型の南北方向および東西方向位置に設置された土圧計および変位計（南側1点【図中A点】、東側2点【図中B、C点】）により測定した。

2.2 地盤反力係数の検討

二次元載荷模型実験の載荷後の荷重状態を図-2(a)に示す。人工地盤には鉛直方向に P_{0y} 、水平方向に P_{0x} の載荷重が作用している($P_{0y} > P_{0x}$)。一方、覆工に作用する荷重は、図-2(b)のようであり、載荷後の覆工の変形により、天端には P_{1y} 、側部(SL)には P_{1x} の荷重が作用し、それぞ

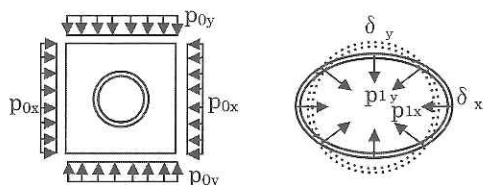
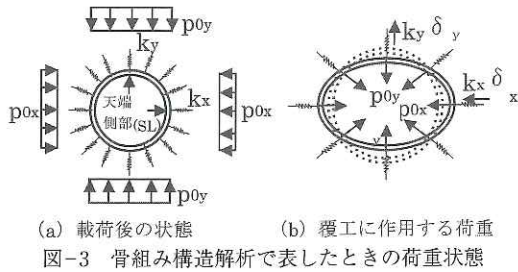


図-2 二次元載荷模型実験における覆工の荷重状態



れ δ_y および δ_x の変形量が発生している。図-2の載荷状態を骨組み構造解析モデルで表すと図-3のようであり、覆工は地盤ばねを介して地盤に支持されている(図-3(a))。ただし、地盤ばねは法線方向だけを考えた。覆工に作用する荷重は図-3(b)のようであり、天端には P_{0y} 、SLには P_{0x} の載荷重および覆工の変形量 δ_y 、 δ_x に比例するばね反力 ($k_y \delta_y$ 、 $k_x \delta_x$) が発生している。天端のばね反力は覆工を地盤側に引張る方向に作用し、SLのばね反力は覆工を内空側に押し戻す方向に作用する。

図-2(b)と図-3(b)の載荷状態が等価であるとする、 P_{0y} と P_{1y} 、および P_{0x} と P_{1x} の関係は式(1)、(2)のようになる。

$$P_{1y} = P_{0y} - k_y \delta_y \quad (1)$$

$$P_{1x} = P_{0x} + k_x \delta_x \quad (2)$$

ただし、

k : 地盤反力係数 (kN/m^3)、 P_0 : 載荷重 (kN/m^2)

P_1 : 作用土圧 (kN/m^2)、 δ : 変形量 (m)

上式より、地盤反力係数は以下のように求めることができる。

$$k_y = \frac{P_{0y} - P_{1y}}{\delta_y} \quad (3)$$

$$k_x = \frac{P_{1x} - P_{0x}}{\delta_x} \quad (4)$$

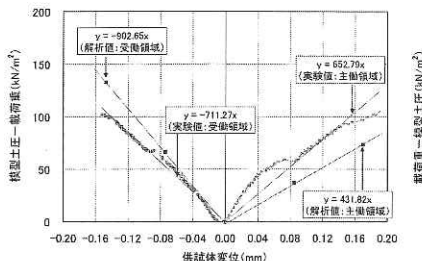


図-4 載荷重と土圧の差と模型変位量の関係

表-1 解析用物性値

	人工地盤	鋼材(トンネル模型)
変形係数 E (kN/m^2)	136,651	2.1×10^8
ポアソン比	0.33	0.29

ここで、実験結果から得られる覆工の変形量と ($P_{0y} - P_{1y}$) および ($P_{1x} - P_{0x}$) の関係を表すと図-4のようであり、グラフの傾きから地盤反力係数が得られ、その値は受働領域(図-1B、C点)で、B、C点の平均をとると 711.27 (kN/m^3)、主働領域(図-1A点)で、 6.53×10^5 (kN/m^3) となった。

2.3 二次元弾性FEM解析による地盤反力係数

二次元載荷模型実験での載荷状態を二次元弾性FEM解析モデルで再現し、解析を行った。解析に用いた物性値を表-1に示す。地盤変形係数については、実験の載荷過程において得られた南北方向の載荷板の変位から地盤のひずみを求め、二次元弾性FEM解析から得られるひずみが等しくなるよう設定した。

二次元弾性FEM解析における載荷状態は図-2と同様に示される。覆工に作用する荷重 P_{1y} 、 P_{1x} については、覆工に接している地盤の要素に発生している応力から節点荷重を算出し、節点が荷重分担する面積で除することにより算出できる。

二次元弾性FEM解析モデルにおける荷重状態を骨組み構造解析モデルで表すと図-3と同様に示され、地盤反力係数の値は、式(3)、(4)により求めることができる。算出した地盤反力係数を図-4にプロットした。二次元弾性FEM解析から得られた地盤反力係数は主働領域においては実験値の半分程度の値となったが、受働領域では、概ね実験値と一致している。また、二次元弾性FEM解析により求められる変位量は図-5のようである。

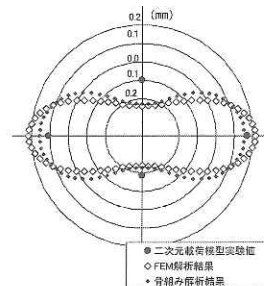


図-5 変位量の比較

その変位量は実験値と概ね一致しており、実験でのトンネル模型の挙動を二次元弾性FEM解析で再現することが可能であると言える。

次に、二次元弾性FEM解析により算出された地盤反力係数を用いて骨組み構造解析を行ったときの変位量は図-5のようである。骨組み構造解析から求められる変形量は、実験値と概ね一致している。二次元弾性FEM解析により算出された地盤反力係数を骨組み構造解析に用いることにより、トンネル模型の挙動を骨組み構造解析で再現することが可能であると言える。

以上のことから、骨組み構造解析でトンネル覆工の挙動を求めるのに必要な地盤反力係数は二次元弾性FEM解析により求めることが可能であると考えられる。

3. トンネル掘削時における地盤反力係数

3.1 二次元弾性FEM解析による地盤反力係数

二次元弾性FEM解析によるトンネル掘削時の覆工の挙動については、まず、図-6 (a) のようにstep1として、初期応力解析を行った。本解析での初期応力は解析領域内に鉛直応力 P_{0y} 、水平応力 P_{0x} で表される一定の初期応力が発生するものとする。次に、図-6 (b) のようにstep2でトンネル掘削が行われ、step1で生じた初期応力が解放される。ここでは、後述する骨組み構造解析モデルの初期応力状態と整合を図るため、掘削時の応力解放率を0%として検討した。また、覆工

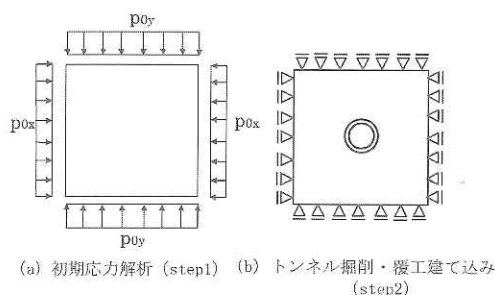


図-6 二次元弾性FEM解析ステップ

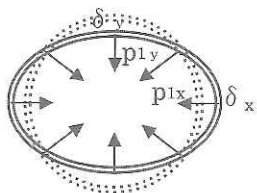


図-7 覆工に作用する荷重

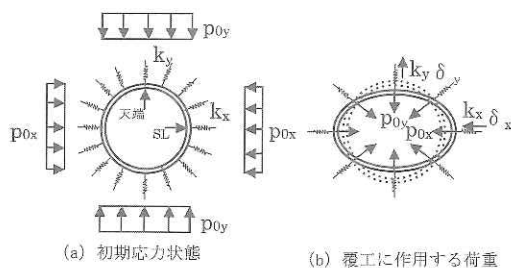


図-8 骨組み構造解析モデルの荷重状態

については梁要素としてモデル化している。

ここで、step2で覆工に作用する荷重状態は、図-7 (図-2 (b) と同図) のようである。覆工に作用する荷重 P_{1y} 、 P_{1x} については、覆工に接している地盤の要素に発生している応力から節点荷重を算出し、節点が荷重分担する面積で除することにより算出できる。

一方、弾性体の挙動を示す地盤に掘削されたトンネル覆工の挙動を骨組み構造解析により求める場合のモデルを表すと図-8 (図-3 と同図) のようになる。地盤ばねは法線方向だけを考慮しており、覆工には初期応力荷重と変形量に比例するばね反力 ($k\delta$) が作用しており、ばね反力は、天端では初期応力荷重 P_{0y} と逆方向に作用し、 P_{0y} の一部を地盤が分担する荷重となる。一方、SLでは初期応力荷重 P_{0x} と同方向に作用し、 P_{0x} を増加させる荷重となる。

両解析モデルの荷重状態が等価であるとする、式 (1)、(2) が成り立ち、地盤反力係数を式 (3)、(4) より算出することができる。

なお、覆工に作用する荷重 P_{0y} として緩み荷重を採用し、天端のばねを考慮しないモデルも考えられるが、ここでは荷重としてトンネル変形前の初期応力を採用し、変形に伴って地盤が荷重の一部を分担するモデルを考えた。

3.2 試算例による検証

表-2の入力条件値を用いて二次元弾性FEM解

表-2 FEM解析入力条件

項目		物性値
地 山	変形係数	200 (MN/m ²)
	ポアソン比	0.3
覆 工	弾性係数	4.0×10^4 (MN/m ²)
	断面積	4.0×10^{-3} (m ²)
	断面二次モーメント	5.33×10^{-5} (m ⁴)
	初期応力 $\{p_{0x}, p_{0y}\}$	$\{1, 0.5\}$ (MN/m ²)

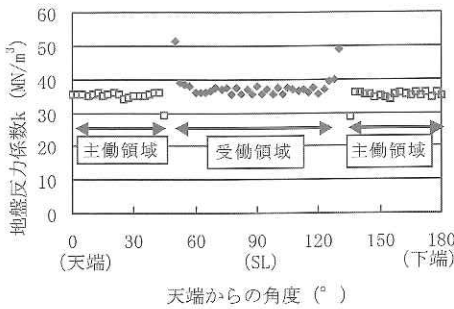


図-9 地盤反力係数の分布

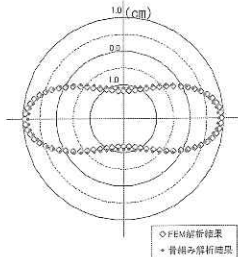


図-10 変位量の比較

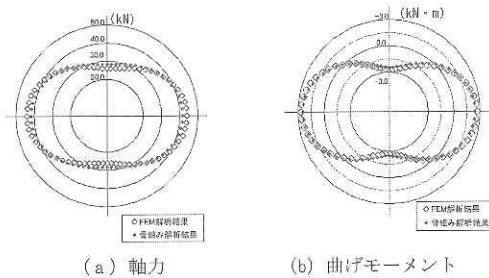


図-11 断面力の比較

析により覆工に作用する荷重を算出し、その値を用いて得られた地盤反力係数を骨組み構造解析に適用したときの覆工に作用する変位量、および断面力を試算した。

式 (3)、(4) より覆工天端から下端までの地盤反力係数を求めると、その分布は、図-9のようである。地盤反力係数の値は主動領域と受働領域の境界付近においてばらつきがあるものの、概ね主動領域および受働領域ともほぼ一定である。これら地盤反力係数のうち天端の値 ($k_y = 35.5 \text{ MN/m}^3$) を主動ばね、SLの値 ($k_x = 37.3 \text{ MN/m}^3$) を受働ばねの値として代表させて、骨組み構造解析に適用した。

二次元弾性FEM解析および骨組み構造解析の変形量および断面力は図-10、11のようであり、二次元弾性FEM解析により算出した地盤反力係

表-3 検討ケース (材料諸元)

地盤条件	ポアソン比 ν	0.2、0.3、0.4
	側圧係数 λ *	0.0 ~ 1.0
	地盤変形係数 EG (MN/m ²)	100、200、400
覆工材料特性	覆工弾性係数 EL (MN/m ²)	2.0×10^4 、 4.0×10^4 、 8.0×10^4
	トンネル外径 (m)	2.5、5、10、15
	覆工厚 (m)	0.1、0.2、0.4、0.6

* λ = (水平方向の初期応力) / (鉛直方向の初期応力)

数を骨組み構造解析に適用することで、両者の変位量および断面力が概ね一致することが確認できた。したがって、トンネル掘削時においても二次元弾性FEM解析を用いて、骨組み構造解析に必要となる地盤反力係数を評価することが可能であると考えられる。

4. 地盤条件が地盤反力係数に与える影響

4.1 検討ケース

地盤条件が地盤反力係数に及ぼす影響を検討するため、表-3に示す地盤条件を用いて地盤反力係数の算定を行った。

覆工には、覆工の変形方向により受働土圧または主動土圧が作用し、地盤反力係数も主動領域と受働領域では異なる値となる。そこで、地盤条件や覆工の剛性により受働領域および主動領域がどのように変化するかについても確認を行った。

4.2 受働領域および主動領域の範囲

地盤条件および覆工剛性を変化させたときの覆工に作用する土圧の受働領域および主動領域の範囲について検討した。

図-12、13に受働領域範囲を示す。ただし、素掘の場合は、地盤が内空側に変位する領域を受働領域とした。図は覆工トンネルの1/4を示したものの(天端からSLまでの90°)であり、その範囲での主動領域と受働領域の範囲区分を示すものである。

まず、素掘の場合は(図-12)、ポアソン比が大きくなると受働領域が減少する傾向にあり、地盤の変形係数の大小によらないことが分かった。また、側圧係数 λ が大きくなると受働領域は減少する傾向にある。

また、覆工設置後(図-13)は、覆工の弾性係数が大きくなるほど受働領域が増加する傾向となり、地盤変形係数が大きくなるほど受働領域が減

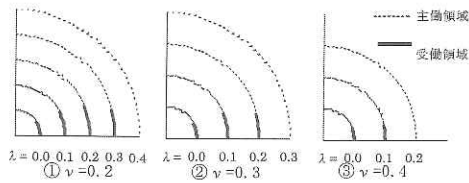
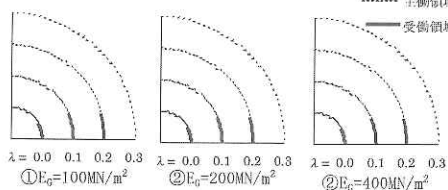
(a) ポアソン比を変化 ($E_0=200\text{MN/m}^2$)(b) 地盤変形係数を変化 ($\nu=0.3$)

図-12 受働領域の比較 (素掘の場合)

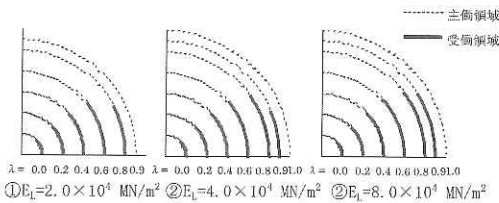
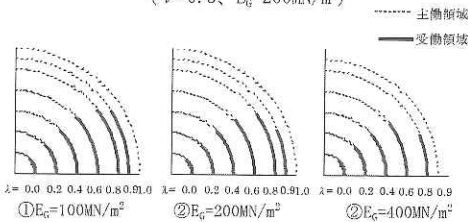
(a) 覆工弾性係数を変化
($\nu=0.3, E_0=200\text{MN/m}^2$)(b) 地盤変形係数を変化
($\nu=0.3, E_1=4.0 \times 10^4\text{MN/m}^2$)

図-13 受働領域の比較 (覆工設置後)

少する傾向となった。側圧係数 λ によって受働領域は変化するが、範囲としては概ねSLから $45^\circ \sim 20^\circ$ の範囲となる。

λ が比較的小さいときは、慣用法で用いられている受働領域の地盤ばね設置範囲 (SLから上下 45° の範囲を考慮) と概ね一致しているが、 λ が大きな範囲では受働領域の地盤ばねの設置範囲を小さく設定する必要があると考えられる。

4.3 地盤反力係数

ポアソン比、地盤変形係数、側圧係数、トンネル覆工径を変化させたときに二次元弾性FEM解析により算出した地盤反力係数を図-14に示す。また、比較のため、Muir Wood¹⁾の式(5)、「トンネル標準示方書 開削工法編・同解説」²⁾にお

ける地盤反力係数算出式(6)により求めた地盤反力係数、および「トンネル標準示方書 シールド工法編・同解説」³⁾における地盤反力係数(固結した粘性土の地盤反力係数 $k=30 \sim 50$ (MN/m^2)の範囲を着色)を示す。

$$k_v = \frac{3E}{(1-\nu)(5-6\nu)R} \quad (5)$$

ただし、 ν : 地盤のポアソン比

E : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

R : トンネル半径 (m)

$$k_v = 1.58\alpha E B_h^{-3/4} \quad (6)$$

ただし、 α : 変形係数推定法に応じた係数

(FEM解析での変形係数を平板载荷試験での値と仮定し、 $\alpha=1.0$ とする。)

E : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

B_h : 载荷幅 (m) (覆工径10mとする)

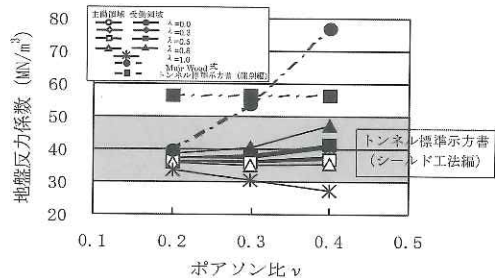
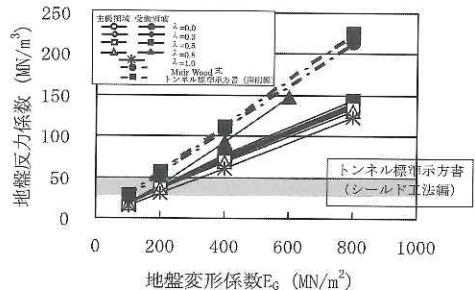
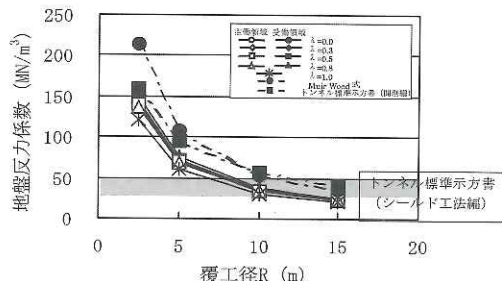
(a) ポアソン比を変化 ($E_0=200\text{MN/m}^2, R=10\text{m}$)(b) 地盤変形係数を変化 ($\nu=0.3, R=10\text{m}$)(c) 覆工径を変化 ($\nu=0.3, E_0=200\text{MN/m}^2$)

図-14 地盤反力係数

側圧係数が地盤反力係数に及ぼす影響はさほど大きくないが、ポアソン比や地盤変形係数が大きい領域では側圧係数が大きくなると受働領域の地盤反力係数は大きくなる傾向にある。また、ポアソン比あるいは地盤変形係数が大きくなると地盤反力係数が大きくなる傾向にあり、覆工径が大きくなると地盤反力係数は小さくなる傾向にある。

現在、良質地盤中のシールドトンネルの設計では、「トンネル標準方書 シールド工法編・同解説」³⁾における地盤反力係数 $k = 30 \sim 50$ (MN/m²) (図-14中の着色部)を用いるケースが多いが、本研究で検討した二次元弾性FEM解析を用いて算出した地盤反力係数は、地盤変形係数が大きくなると $k = 30 \sim 50$ (MN/m²)より大きくなり、覆工径が大きくなると地盤変形係数の値によっては、 $k = 30 \sim 50$ (MN/m²)より小さくなる傾向にある。これは、 $k = 30 \sim 50$ (MN/m²)の地盤反力係数を用いてトンネル設計を行った場合、地盤変形係数が大きい地盤中のトンネルでは安全側の設計になるが、覆工径が大きいトンネルでは危険側の設計になる場合もあることを示しており、今後、計画されている大口径の道路トンネル等の設計では地盤反力係数の設定方法について十分な検討が必要であると考えられる。

また、受働領域の地盤反力係数は、主働領域の地盤反力係数に比べ、若干大きくなる傾向にある。

なお、二次元弾性FEM解析を用いて算出した地盤反力係数は、式(5)および(6)で求めた地盤反力係数より受働領域側、主働領域側とも小さくなった。

5. まとめ

本報文では、地盤が弾性体としての挙動を示す

良質地盤において、骨組み構造解析でトンネル覆工の挙動を求める場合に必要な地盤反力係数を二次元弾性FEM解析により評価する方法について検討を行った。

本研究で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 二次元載模型荷実験におけるトンネル覆工の挙動を骨組み解析により求める場合に必要な地盤反力係数は、二次元弾性FEM解析により概ね評価することが可能である。
- 2) トンネル掘削時の挙動を骨組み構造解析により求める場合の地盤反力係数については、地盤が弾性体の挙動を示す場合には二次元弾性FEM解析から概ね評価することが可能であり、骨組み解析結果による変位量および断面力は二次元弾性FEM解析の結果と概ね一致する。
- 3) 覆工に作用する受働土圧領域は、地盤条件および覆工の剛性によって異なるが、概ねSLから45°～20°の範囲となる。
- 4) ポアソン比あるいは地盤変形係数が大きくなると地盤反力係数が大きくなる傾向にあり、覆工径が大きくなると地盤反力係数は小さくなる傾向にある。また、側圧係数についてはその影響は比較的小さいものの、ポアソン比あるいは地盤変形係数が大きい領域では側圧係数が大きくなると地盤反力係数も大きくなる傾向にある。

参考文献

- 1) A. M. Muir Wood : The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique, 25, No.1, pp.115-127, 1975
- 2) 土木学会：トンネル標準方書 [開削工法編]・同解説, p260, 1996
- 3) 土木学会：トンネル標準方書 シールド工法編・同解説, p44, 2006

真下英人*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所道路技術研究グループ
トンネルチーム上席研究員、
博 (工)
Dr. Hideto MASHIMO

石村利明**



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所道路技術研究グループ
トンネルチーム主任研究員
Toshiaki ISHIMURA

左近嘉正***



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所道路技術研究グループ
トンネルチーム交流研究員
Yoshimasa SAKON