

# シールドトンネル軸方向の耐震性評価 に関する考察

鈴木猛康\*

シールドトンネルと周辺地盤とのトンネル軸方向の地震時相互作用を、軸対称FEMによって評価する解析手法を示している。この解析に基づき、トンネルのセグメントリング～継手の連結構造と、トンネル外周に働く土のせん断抵抗について検討を加え、シールドトンネルの等価軸剛性算定式を提案している。またこの解析を用いて、地震応答解析に用いる地盤～トンネル間の相互作用バネを合理的に導くことができることを示している。

**Keywords :** shield-driven tunnel, finite element analysis, equivalent stiffness, earthquake resistant design, response analysis

## 1. まえがき

トンネルの耐震設計は応答変位法によって行われている。地震応答解析においてもトンネルを梁とした弾性床上的の梁モデルとして、バネを介して地盤の応答変位をトンネルに伝達させる、応答変位法に基づいた解析手法が一般的である。シールドトンネルの場合は約1mのセグメントリングを継手で連結した構造であるため、数十リング単位でトンネル要素を分割してモデル化することになる。この場合トンネル軸剛性の評価法としては、圧縮剛性はセグメントの軸剛性、引張剛性はセグメントリングとリング継手の直列バネから得られる等価軸剛性として与えられており、近年リング継手の引張変形時の非線形挙動に着目して等価引張剛性を決定するための実験的アプローチ<sup>1),2)</sup>が行われている。すなわちこの考え方によれば、トンネルの引張変形が大きくなるほど継手のバネが小さくなり、したがってトンネルの等価引張剛性は小さくなる。ここでセグメントの軸剛性は一定であるので、変形が大きいほどあたかも継手のみがトンネル変位を吸収するような検討結果となる。

しかしトンネルの変形は、トンネル周辺の表層地盤の地震時応答変位のトンネルへの伝達という形で生ずるものであり、表層地盤の応答変位は当然ながら地形や土質構成、あるいは入力地震動によって決定され、シールドトンネル1リングという狭い領域について言えば、セグメント本体外周部でも、継手外周部でも、地震によって発生するトンネルからある程度離れた位置にある周辺地盤のトンネル軸方向のひずみは等しいと言って良い。そこで、一定のひずみをトンネルに伝達させようとする周辺地盤と、継手部分で変位を吸収しようとするシールドトンネルとの間に、相互作用が発生すると考えられる。

沈埋トンネルは100m前後の沈埋函を連結する構造であり、地震応答解析においてモデル化されるトンネル要素とは、継手を含まない連続体であるから、周辺地盤とトンネルとの間の相互作用は、周辺地盤のひずみのトンネルに対する伝達率の形で存在するのみであり、ここが沈埋トンネルとシールドトンネルのもっとも大きく異なる点である。そこで本論文では、まずシールドトンネルの実地震時挙動観測から得られたセグメント本体部と継手部の軸ひずみの実測値を基に考察を行い、次にシールドトンネルと周辺地盤の相互作用を定量的に表現するための軸対称FEM解析を示し、さらにFEM解析の結果より周辺地盤の影響を考慮した等価引張剛性の評価法の提案を試みる。またトンネルと地盤を結ぶ、いわゆる相互作用バネの設定法についても提案を行い、シールドトンネルの軸変形に対する耐震性を評価するための地震応答解析モデルについて考察を行っている。

## 2. セグメントと継手の変位で定義する 等価引張剛性

東京電力株式会社では、1983年より横浜市鶴見区においてシールドトンネルおよびその周辺の表層地盤の実地震時挙動観測を実施している<sup>3),4)</sup>。この観測においては、3観測断面においてFig.1に示すようにセグメント本体部およびリング継手を跨いだ継手部でトンネル軸方向のひずみを観測している。ひずみは鋼棒を用いた長さ50cm区間の相対変位をひずみに変換したものであり、2測定点の距離はわずか135cmであるので、同一断面におけるセグメント本体および継手のひずみを観測していると言って良い。これらの2測定点の軸ひずみより、以下の方法でシールドトンネルの平均軸ひずみ、すなわちシールドトンネルが継手のない様な構造とした場合と等価な軸ひずみを $\epsilon_{eq}$ を与えることができる。

1リングのセグメント本体部に生じる相対変位 $d_{seg}$

\*正会員 工博(株)熊谷組 技術研究所(〒300-22 つくば市鬼ヶ窪下山1043)

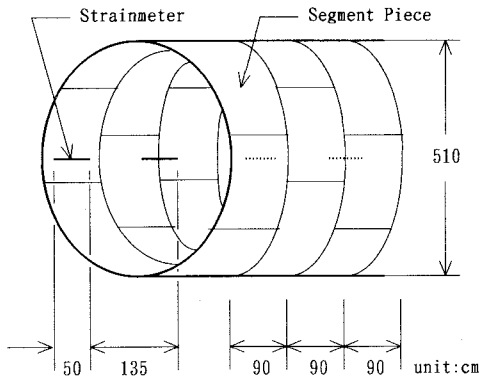


Fig.1 Installation of strainmeters in a shield-driven tunnel

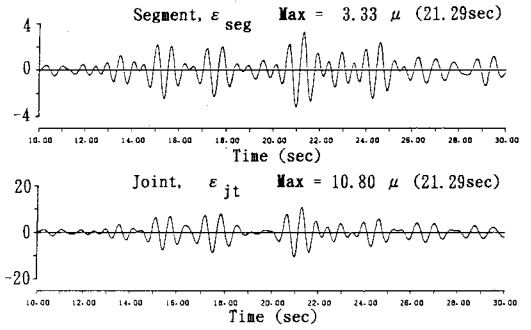


Fig.2 Examples of time history of axial strain on segment and joint portions (4/10/1985)

Table 1 Values of  $r$  calculated from actual measurement in the earthquake observation

Date	Epicenter	Magnitude	Epicent. Dist. (km)	$\epsilon_{jt,max}$ ( $\epsilon_{seg,max}$ )	Filter (Hz)	$r$ ( $d_{jt}/d_{seg}$ )
8/ 8/1983	Bound. Kanagawa Yamanashi Pref.	6.0	60	21.53 ( 4.15)	1.0-2.0	2.52
					0.1-1.0	2.59
14/ 9/1984	Western Nagano Pref.	6.8	200	20.43 ( 4.75)	1.0-2.0	2.20
					0.1-0.5	1.93
4/10/1985	Bound. Chiba Ibaraki Pref.	6.1	61	12.53 ( 3.96)	1.0-2.0	1.25

(cm) は、セグメント幅  $L_{seg}=90(\text{cm})$  と地震観測で得られたセグメント本体部の軸ひずみ  $\epsilon_{seg}$  より次のように与えられる。なお  $\epsilon_{seg}$  は、計測断面左右のひずみの平均をとることによって分離された軸ひずみである。

$$d_{seg} = \epsilon_{seg} \cdot L_{seg} \dots\dots\dots (1)$$

一方、リング継手に発生する相対変位  $d_{jt}$  (cm) は、

$$d_{jt} = 50.0(\epsilon_{jt} - \epsilon_{seg}) \dots\dots\dots (2)$$

つまり  $\epsilon_{jt}$  の中には、50 cm 区間のセグメントの軸ひずみも含まれているので、式 (2) ではこの分を差し引くことによって継手のみに発生する相対変位を算出している。これらの関係を利用すると、シールドトンネルの等価引張ひずみ  $\epsilon_{eq}$  は、セグメント1リングの平均ひずみとして以下のように表すことができる

$$\epsilon_{eq} = \frac{d_{seg} + d_{jt}}{L_{seg}} = (1+r)\epsilon_{seg} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $r$  は  $d_{jt}/d_{seg}$  で、継手とセグメント本体の相対変位の比率を表しており、トンネルがセグメントリングと継手の直列バネ構造であれば、それぞれのバネの定数の比の逆数と一致するはずであるが、変位の比と区別するためにこれを  $r_k$  と表すことにする。

$$r_k = \frac{K_{seg}}{K_{jt}} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $K_{seg}$ :セグメント1リングのバネ定数、

$K_{jt}$ :継手のバネ定数

また変位比  $r$  は、地震観測で得られたセグメント本体部と継手部の軸ひずみの比  $\alpha = \epsilon_{jt}/\epsilon_{seg}$  を用いて以下のよ

うに求めることができる。

$$r = \frac{5(\alpha - 1)}{9} \dots\dots\dots (5)$$

地震観測によって得られたセグメント部および継手部のひずみ波形は、一部トンネルが複雑な挙動を示すときを除けば、Fig.2のように比較的似た波形となる。そこで、両者の最大値から  $\alpha$  を求めて、式 (5) により変位比  $r$  を計算した。Table 1には、周波数範囲で実体波成分と表面成分に分離し、Fig.2のような波形の相似性を確認後それぞれの成分について求められた  $r$  の値がまとめられている。指針<sup>9)</sup>に示されているように、式 (4) において  $K_{jt}$  がボルトの伸縮バネであるとして算定した場合の  $r_k$  は 3.43、また継手板の撓みより算定した<sup>1)</sup>  $r_k$  は、39.4であり、Table 1に示した実測値は  $\epsilon_{seg}$  および  $\epsilon_{jt}$  の最大値から計算したため多少地震によってバラついているが、これらよりずっと小さい値となっていることがわかる。このことは  $K_{seg} \cdot d_{seg} = K_{jt} \cdot d_{jt}$  で示される、セグメントリングと継手の間の直列バネの力の釣り合いが成立しないことを意味しており、弾性床上の梁モデルでは、何らかの抵抗力を継手部で付加する形で等価引張剛性を与えなければ、実挙動と一致したトンネルの変形をシミュレートすることはできない。この抵抗力は、継手が変形しようとする際にトンネル外周面に働く土のせん断抵抗力と考えれば理解できる。

地震観測では Table 1 に示すように、確かにひずみレベルの小さな領域で議論しているが、 $r \approx r_k$  であること

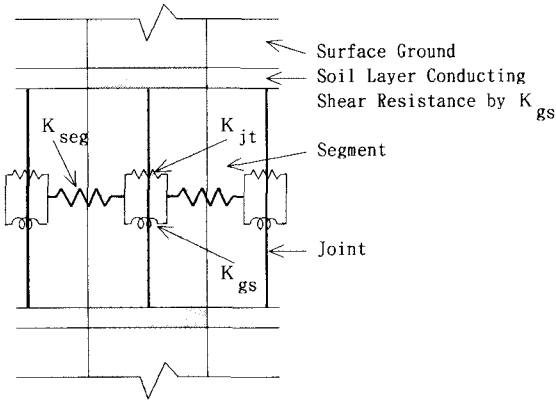


Fig.3 Schematic representation of replacing a shield-driven by springs

の根拠として、模型振動実験による実測結果について紹介する。鈴木<sup>6)</sup>はポリエチレンパイプ（外径 50 mm，内径 42 mm，長さ 47 mm，セグメントリング模型）とネオプレンゴムパイプ（外径 48 mm，内径 42 mm，長さ 3 mm，継手部模型）を交互に接着して連結し，シールドトンネル模型を製作し，これをアクリルアミドゲルの地盤模型の中に埋設して振動台による加振実験を行った。あらかじめ，ポリエチレンパイプおよびネオプレンゴムパイプ単体での引張試験，トンネル模型の引張試験によって，セグメントリングおよび継手部の引張剛性が測定されており， $r_k=3.07$ であった。一方振動実験における継手部の相対変位とセグメントリングの軸ひずみから求めた  $r$  は 2.1 から 2.4 の範囲であった。このような現象は，トンネル周辺地盤のせん断抵抗を考慮した Fig.3 に示す力学モデルを導入することで説明が可能となる。

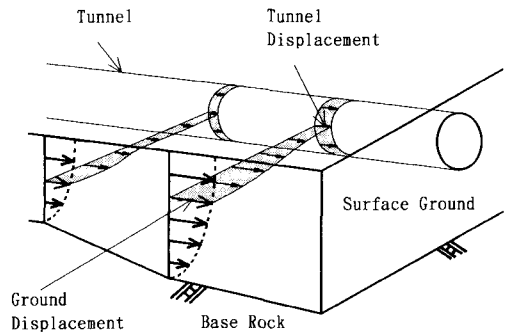
したがって式 (3) の中の  $r$  は式 (4) で置き換えることはできず，あくまでも地盤中で実際に生ずる継手とセグメントリングの変位の比  $r=d_{jt}/d_{seg}$  であるから， $r=r_k$  とするためにはトンネル外周に働く土のせん断抵抗バネ  $K_{gs}$  を新に導入して，式 (4) を式 (6) の形に書き直す必要がある。

$$r=r_k=\frac{d_{jt}}{d_{seg}}=\frac{K_{seg}}{K_{jt}+K_{gs}} \dots\dots\dots (6)$$

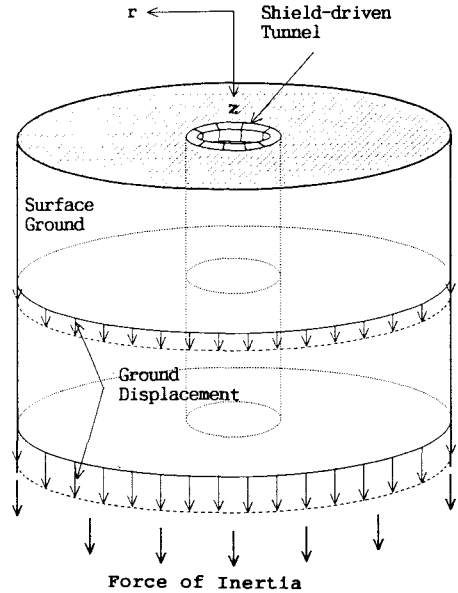
上記の地震応答解析に用いるシールドトンネルの等価引張剛性  $(EA)_{eq}$  を算定する場合，既知なのはセグメントの剛性  $(EA)_{seg}$  であるので， $(EA)_{eq}$  は式 (3) の関係を利用して次のように表し，不確定なものを未知数の形で置き換えることができる。

$$(EA)_{eq}=R_a \cdot (EA)_{seg} \dots\dots\dots (7)$$

すなわち  $R_a$  は式 (8) に示すように，セグメントリングのバネ  $K_{seg}$ ，リング継手のバネ定数  $K_{jt}$  および土のせん断抵抗バネ  $K_{gs}$  によって与えられ，セグメントの軸剛



(a) Tunnel deformation during earthquakes



(b) Cylindrical two-layer-model

Fig.4 Illustration for modelling interaction between a tunnel and surface ground

性に係数を乗じることによってシールドトンネルの等価引張剛性となるよう剛性を低減させるという意味で，軸剛性低減係数 (Axial Stiffness Reduction Factor) と呼ぶことにする。

$$R_a=\frac{1}{1+r}=\frac{K_{jt}+K_{gs}}{K_{seg}+K_{jt}+K_{gs}} \dots\dots\dots (8)$$

### 3. 軸対称 FEM 解析

シールドトンネルの地震時における引張変形を定量的に評価し，これにより  $K_{gs}$  の算定法を明らかにすることによって周辺地盤とシールドトンネルの相互作用を考慮した等価引張剛性算定式を導くため，数値解析によるパラメトリックスタディーを実施した。

#### (1) 地盤とトンネルのモデル化

Fig.4 (a) は，地震による表層地盤のせん断振動が，

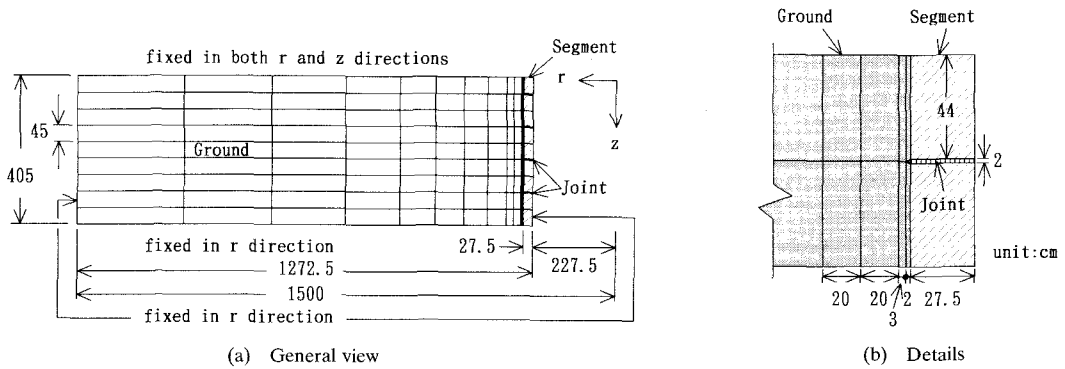


Fig.5 Finite element mesh for axisymmetric deformation analyses

シールドトンネル軸方向に伝達されている様子を模式的に示したものである。地震により表層地盤に慣性力が発生し、これに応じて表層地盤のせん断振動が起り、トンネルの周辺では周辺地盤とトンネルの相互作用によって地盤からトンネルへと変位あるいはひずみの伝達が生ずることになる。ここでトンネルが比較的地表近くに埋設されており、なおかつ小口径である場合のように、(a)図においてスクリーンで塗って示したトンネル中心深さにおける水平面内の相互作用が、トンネル全周に対しても同様に生じると仮定すると、Fig.4の(b)のような周辺地盤とシールドトンネルの2層で構成される円筒の地震慣性力による変形の問題に置き換えることができる。このような解析は、軸対称FEMによってモデル化が可能である。トンネルが存在しない場合、地盤は慣性力に応じた一定の変形をし、トンネルが存在する場合はトンネルの剛性のためにトンネル周辺の地盤の変形が拘束され、一方トンネルは周辺地盤による強制変形を受ける。このような状態は、(b)図において地盤にのみ節点外力をトンネル軸方向に与えることで再現することが可能である。さらにある波長と振幅を有するような地盤変形を与えるように、節点外力を個々の節点に分布させることも不可能ではないが、パラメトリックスタディーによってシールドトンネルと周辺地盤の相互作用を定量的に明らかにしようとする本解析の主旨を考えると、非効率のと言えよう。そこで、円筒の上面を固定し、地盤にのみ節点外力として自重を作用させることにより地震時の慣性力を擬似的に再現することにした。また円筒の半径および長さを無限長とするのが理想であるが、数値解析ではどこかに境界を取らざるをえない。そこで円筒の外径を内径の6.6倍とし、シールドトンネルとその周辺地盤4.5リング分をモデル化してみた。

## (2) 解析条件および解析ケース

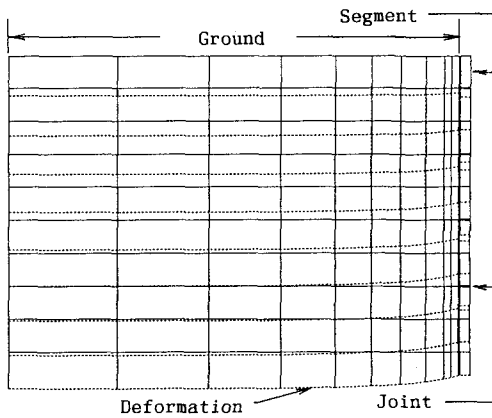
Fig.4(b)の自重による変形解析は、軸対称問題としてFEMでモデル化することができる。Fig.5に解析に使用したシールドトンネルおよびその周辺地盤の軸対称

FEMメッシュを示す。シールドトンネル9リングを左右対称に引張るような地盤変形を想定しているため、その対称軸であるメッシュの上面は $r$ 方向にも、 $z$ 方向にも固定している。またセグメントの内面およびモデルの外周面は、 $z$ 方向にのみ変形を許し、 $r$ 方向には固定している。さらにメッシュの下面の境界は自由とする。このような境界条件において地盤節点に自重分の外力が加わると、地盤がトンネル軸方向に伸びるので、体積変化をなくそうとして地盤のポアソン比に基づく $r$ 方向(内側へ)の変形が発生する。地盤のポアソン比は軟弱地盤では0.5に近いので、この影響は極めて大きく、トンネル軸方向の地盤とトンネルの相互作用の解析にとって障害となる。このような挙動は、左および下の境界条件によって発生するものであり、これらが半無限的な広がりを持つ場合には無視できるはずである。そこで、地盤およびトンネル要素のポアソン比 $\nu$ をすべて0とすることで、無限境界を擬似的に作ることにした。実際解析モデルの外径および高さをkmオーダーとすると、Fig.5のメッシュでポアソン比を0とした場合と、地盤のせん断弾性係数さえ一致させておけば解析結果はほとんど変わらないことを確認している。

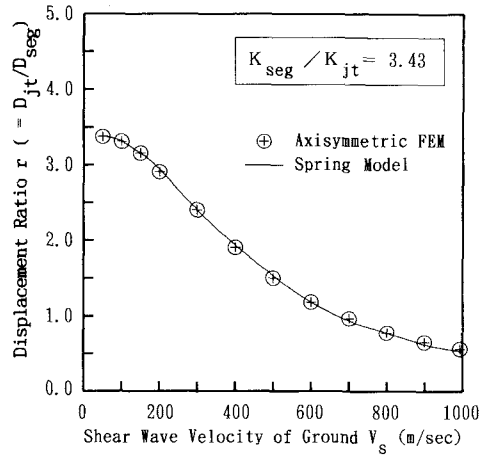
解析に用いるトンネルの寸法は、前述した地震観測地点のトンネルと一致させ、外径510 cm、けた高27.5 cm、幅90 cmのRCセグメントとした。セグメントおよび継手は、Fig.5のようにそれぞれ長さ44および2 cmの連続体要素とし、それぞれのセグメントリングおよび継手の軸方向のバネ定数 $K_{seg}$ 、 $K_{jt}$ が、地震観測地点のトンネルと一致するようにヤング率を与えた。ただし、 $K_{seg}/K_{jt}$ の違いが解析結果へ及ぼす影響を検討することを目的として、 $K_{jt}$ をボルトの軸剛性として算定するケース( $K_{seg}/K_{jt}=3.43$ )に加え、継手板の撓みから算定する場合を想定したケース( $K_{seg}/K_{jt}=34.3$ )、さらにはナットと継手板の間に軟らかい弾性ワッシャーを介在させる等により極端に継手バネを低減させた場合を想定したケース( $K_{seg}/K_{jt}=343.0$ )の合計3ケースを考

**Table 2** Material properties for ground used in finite element analyses

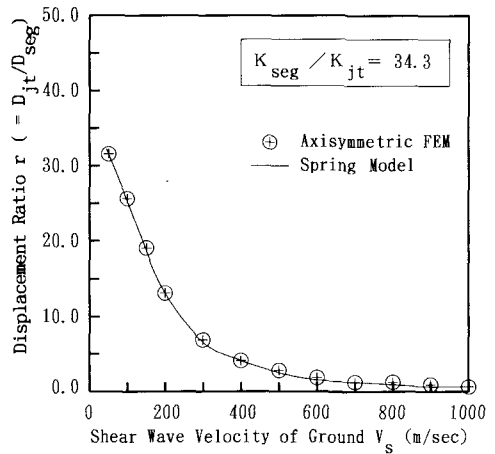
Soil Type	$V_s$ m/sec	$\gamma_t$ tf/m <sup>3</sup> (KN/m <sup>3</sup> )	E kgf/cm <sup>2</sup> (KN/m <sup>2</sup> )
1	50	1.40(13.72)	71.4 (0.70)
2	100	1.50(14.70)	306.6 (3.00)
3	150	1.60(15.68)	734.4 (7.20)
4	200	1.80(17.64)	1468.8 (14.4)
5	300	2.00(19.60)	3672.0 (36.0)
6	400	2.10(20.58)	6854.2 (67.2)
7	500	2.20(21.56)	11220 (110.0)
8	600	2.30(22.54)	16891 (165.5)
9	700	2.35(23.03)	23490 (230.2)
10	800	2.40(23.52)	31334 (307.1)
11	900	2.45(24.01)	40484 (396.7)
12	1000	2.50(24.50)	51000 (499.8)



**Fig.6** Deformation due to an axisymmetric analysis



**Fig.7** Relationships between  $r$  and  $V_s$



**Fig.8** Relationships between  $r$  and  $V_s$

慮した。ここで  $K_{seg}$  は  $1.67 \times 10^8$  kgf/cm で一定である。一方、地盤の物性については、せん断波速度  $V_s$  をパラメータとし、単位体積重量  $\gamma_t$  を **Table 2** のように決定してヤング率  $E$  を次式によって与えた。

$$E = \frac{2\gamma_t V_s^2}{g} \dots \dots \dots (9)$$

ここで  $g$  は重力加速度である。

なお、**Fig.5** (b) の継手部付近メッシュ分割詳細図に示すように、パラメトリック・スタディーを行う目的で本モデルは比較的粗いメッシュ分割となっているが、継手を含む  $r$  軸に沿ってジョイント要素を配置した解析モデルによる検討を別途実施し、両モデルによる解析結果の変形性状の一致より、メッシュ分割の妥当性を確認している<sup>9)</sup>。

**(3) 解析結果**

**Fig.6** は地盤のせん断波速度  $V_s = 300$  m/sec, バネ定数の比  $K_{seg}/K_{jt} = 34.3$  の解析ケースの地盤と周辺地盤の変形図を、見やすくなるようにトンネル軸方向のメッ

シュのスケールを変えて示したものである。地盤の側方境界付近では地盤はトンネルの影響を受けることなく変形しており、トンネルに近づくにつれて地盤とトンネルの相互作用により地盤変位は急激に低減している。またトンネルの変形では、継手部の変形が顕著であることがわかる。このような解析結果より、継手部の相対変位とセグメント1リング分の相対変位を用いて  $r = D_{jt}/D_{seg}$  を求め、**Fig.7** および **Fig.8** にまとめた。

**Fig.7** は  $K_{seg}/K_{jt} = 3.43$ , **Fig.8** は  $K_{seg}/K_{jt} = 34.3$  のケースにおける FEM 解析結果の  $r$  を、 $\oplus$  印でプロットしたものである。図の横軸は周辺地盤のせん断波速度  $V_s$  であるが、 $V_s = 0$  の場合の  $r$  の値は  $K_{seg}/K_{jt}$  の値に漸近していることがわかる。また図中の実線は、後述するバネモデルによる解析を示している。これらの図に示されるように、変位比  $r$  は周辺地盤のせん断波速度が速いほど、すなわち地盤が硬くなればなるほど  $K_{seg}/K_{jt}$  より小さくなり、継手がそのバネ定数から期待されるほど変位を吸収しないことがわかる。またこの傾向は、

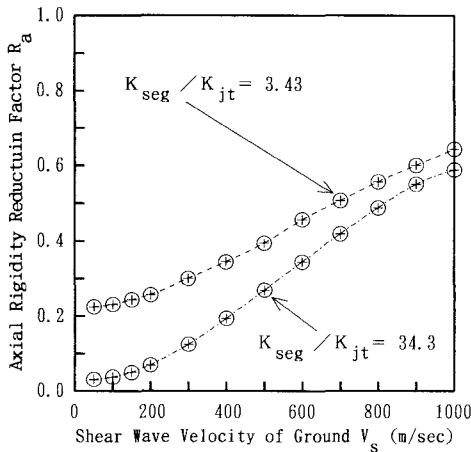


Fig.9 Axial Rigidity Reduction Factor  $R_a$

$K_{seg}/K_{jt}$  が大きいほど著しい。Table 1 に示した地震観測地点のトンネル周辺地盤の  $V_s$  は 260 m/sec で、この  $V_s$  に相当する  $r$  の値は Fig.7 のケースでは約 2.5 であり、 $K_{jt}$  をボルトの剛性から決定した場合妥当な数値を与えている。

Fig.9 は、Fig.7 と Fig.8 の解析結果を用いて式 (8) で定義される軸剛性低減係数  $R_a$  を求めてプロットしたものである。例えば  $K_{seg}/K_{jt}=34.3$  のケースでは、周辺地盤を考慮しない場合の  $R_a=0.028$  に対して、地盤の  $V_s=200$  m/sec で 0.07、 $V_s=500$  m/sec では 0.27 と  $R_a$  は増大し、 $V_s=1000$  m/sec では 0.62 に達している。このことは、シールドトンネルの耐震設計、耐震解析を行う際に周辺地盤のせん断抵抗を無視してトンネルの等価引張剛性を算定すると、かなり過大に継手による変位吸収を評価してしまうことを示している。

#### 4. 等価引張剛性算定式の提案

##### (1) 土のせん断抵抗バネの定式化

Fig.3 のように継手バネと並列に配置するトンネル外周の土のせん断抵抗バネ  $K_{gs}$  を決定する因子としては、地盤のせん断弾性係数  $G$ 、トンネル外径  $D$ 、セグメント幅  $L_{seg}$  等が考えられる。ここではこれらの定数と未知数の組み合わせで  $K_{gs}$  を定義し、未知数を 3 の解析結果から逆算することによって定式化すること試みる。

まず  $K_{gs}$  を式 (10) の形で仮定する。

$$K_{gs} = \alpha \cdot \pi G D L_{seg} \dots\dots\dots(10)$$

ここで  $\alpha$  は係数 (未知数) であり、 $\pi$  は円周率であるから、式 (10) はシールドトンネル 1 リング間のトンネル外周面における土のせん断抵抗バネを意味しており、この式が妥当であれば、3. の解析結果から得られた  $r$  を用いて式 (6) と式 (10) より、式 (11) によって逆算される  $\alpha$  は、一定値となるはずである。

Table 3 Value of  $\alpha$  calculated by equation (11) using  $r$  obtained from the analyses

Soil Type	$V_s$ m/sec	$K_{seg}/K_{jt}$		
		3.43	34.3	343
1	50	0.136	0.080	0.074
2	100	0.090	0.075	0.074
3	150	0.083	0.074	0.074
4	200	0.081	0.074	0.073
5	300	0.081	0.073	0.073
6	400	0.078	0.073	0.073
7	500	0.077	0.070	0.071

$$\alpha = \frac{K_{seg} - r \cdot K_{jt}}{r \cdot \pi G D L_{seg}} \dots\dots\dots(11)$$

Table 3 は 3. の解析結果のうち、地盤の  $V_s$  が 500 m/sec までの解析ケースを用いて式 (11) により逆算した  $\alpha$  をまとめたものである。表に示す通り  $K_{seg}/K_{jt}=3.43$  でなおかつ地盤の  $V_s$  が遅い、すなわち  $G$  が小さい場合を除けば、 $\alpha$  は 0.07~0.08 の間に分布しており、一定値と判断しても差し支えないように思われる。 $K_{seg}/K_{jt}$  が小さく、地盤の  $G$  が小さい場合には、 $\alpha$  の計算に用いる式 (11) 中の  $r$  の寄与率が大きいため、 $r$  の解析誤差が  $\alpha$  の逆算値に相対的に大きな影響を及ぼす。このように考えれば、 $\alpha$  を Table 3 の平均的な値の定数  $\alpha=0.074$  で一定としても良いであろう。

$\alpha=0.074$  とした式 (8) が  $K_{gs}$  の評価式として採用できることを検証するため、次式により  $r$  を計算し、FEM 解析結果と比較して Table 4 に示した。

$$r = \frac{K_{seg}}{K_{jt} + 0.074 \pi G D L_{seg}} \dots\dots\dots(12)$$

表に示すように、 $K_{seg}/K_{jt}=3.43$  でなおかつ地盤の  $V_s$  が遅い場合においても、式 (12) による計算結果は FEM 解析と非常に良い一致を示しており、少なくともこの形状のシールドトンネルについては、 $\alpha=0.074$  を採用できることが示された。

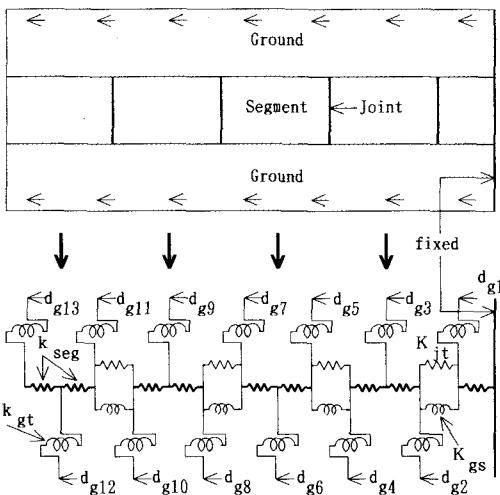
##### (2) バネモデルを用いた検討

さらに、このような  $K_{gs}$  を採用した力学モデルが、実際シールドトンネルの地震応答解析に使えることを検証するために、Fig.10 に示すバネモデルによる変形解析を実施した。

Fig.10 は、3. の軸対称 FEM 解析において、自重によって生じた側方境界の地盤の変位を、対応する位置にある地盤節点に強制変位として入力することによる、セグメント、継手、トンネル外周面における土のせん断抵抗で構成されるシールドトンネルモデルの変形を解析するためのバネモデルである。地盤とトンネルで形成される円筒を半リング毎に分割し、図のようにセグメントリングのバネ  $k_{seg}$ 、継手のバネ  $K_{jt}$ 、土のせん断抵抗バネ  $K_{gs}$ 、地盤とトンネルを結ぶバネ  $k_{gt}$  を連結することに

**Table 4** Results obtained from finite element analyses and those from spring model and equation (12) on the values of  $r (=D_{jt}/D_{seg})$

Soil Type	V <sub>s</sub> m/sec	K <sub>seg</sub> /K <sub>jt</sub> = 3.43			K <sub>seg</sub> /K <sub>jt</sub> = 34.3			K <sub>seg</sub> /K <sub>jt</sub> = 343		
		FEM	Spring Model	Equation (12)	FEM	Spring Model	Equation (12)	FEM	Spring Model	Equation (12)
1	50	3.39	3.38	3.41	31.7	31.6	31.9	192.3	192.3	191.6
2	100	3.30	3.30	3.32	25.6	25.4	25.7	78.9	79.3	78.8
3	150	3.15	3.15	3.18	19.0	18.8	19.0	38.0	38.3	37.9
4	200	2.92	2.93	2.96	13.1	13.0	13.2	20.0	20.3	20.1
5	300	2.40	2.42	2.45	6.9	6.7	6.8	8.4	8.4	8.3
6	400	1.92	1.94	1.96	4.1	4.0	4.0	4.6	4.6	4.5
7	500	1.51	1.52	1.54	2.7	2.5	2.6	2.9	2.8	2.8
8	600	1.19	1.19	1.20	1.9	1.7	1.8	2.0	1.9	1.8
9	700	0.97	0.95	0.96	1.4	1.3	1.3	1.4	1.3	1.3
10	800	0.79	0.77	0.77	1.1	1.0	1.0	1.1	1.0	1.0
11	900	0.66	0.63	0.63	0.8	0.7	0.8	0.9	0.8	0.8
12	1000	0.55	0.52	0.52	0.7	0.6	0.6	0.7	0.6	0.6



**Fig.10** A schematic diagram for the spring model

よって、4.5リング分の全体モデルを構成した。

このモデルに与えるバネ定数のうち  $k_{seg}$  は、半リング分のセグメントバネの定数であるから、1リング分のバネ定数  $K_{seg}$  の2倍で以下のように与える。

$$k_{seg} = \frac{(EA)_{seg}}{L_{seg}/2} = 2K_{seg} \dots\dots\dots(13)$$

継手バネ  $K_{jt}$  はセグメントリングと継手のバネ定数の比と  $K_{seg}$  の積として与え、また  $K_{gs}$  は  $\alpha=0.074$  として式(10)で与える。最後に地盤とトンネルを結ぶバネの定数  $k_{gt}$  の決定法であるが、もともと軸対称FEMによる自重解析とこの強制変位による解析とは、解析条件が異なるので、解析の結果生ずるトンネル自由端の変位がFEM解析の結果とだいたい一致するように、次式中の定数  $\beta$  を異なる  $K_{seg}/K_{jt}$  毎に変えて与えることにした。

$$k_{gt} = \beta GL \dots\dots\dots(14)$$

**Table 5** Types of shield-driven tunnels

Tunnel Type	Outer Dia. (m)	Thickness (cm)	Width (cm)	K <sub>seg</sub> /K <sub>jt</sub>
1	5.1	27.5	90.0	34.3
2	7.0	30.0	90.0	15.0
3	13.9	65.0	150.0	20.0

ここで  $G$  は地盤のせん断弾性係数であり、 $L$  はバネの影響長さで、 $1/4L_{seg}$  あるいは  $1/2L_{seg}$  である。

**Table 4** には、このモデルによる解析から得られた  $r$  の値が併記されているが、完璧壁と言っていいほどFEM解析の結果と一致していることがわかる。**Fig.7** および **Fig.8** に示した実線はこの表の値をプロットしたものであり、両者の一致は明確である。したがって地震応答解析では **Fig.3** に示したように、継手部分に継手バネと土のせん断抵抗バネを並列に配置し、これとセグメントリングバネとの直列バネの形で、シールドトンネルの等価引張剛性を評価することができることがわかった。

(3) 等価引張剛性の評価法

式(12)は、シールドトンネルの地震時引張変形を表す簡易式として、十分な精度を有していることが示されたので、式(7)、(8)に式(12)を代入することにより、それぞれシールドトンネルの等価引張剛性および軸剛性低減係数の算定式を導くことができる。

$$(EA)_{eq} = \frac{K_{jt} + 0.074\pi GDL}{K_{seg} + K_{jt} + 0.074\pi GDL} (EA)_{seg} \dots\dots\dots(15)$$

$$R_a = \frac{K_{jt} + 0.074\pi GDL}{K_{seg} + K_{jt} + 0.074\pi GDL} \dots\dots\dots(16)$$

ただし  $\alpha=0.074$  は、外径5.1mの1タイプのシールドトンネルについて導かれた係数であるので、通常使われるRCセグメント製シールドトンネルに対する適用性を検討しておく必要がある。これまで検討を行って

**Table 6** Comparison on  $r$  values between finite element analyses and equation (12)

Soil Type	$V_s$ m/sec	Tunnel Type								
		1			2			3		
		FEM	(12)	$\alpha$	FEM	(12)	$\alpha$	FEM	(12)	$\alpha$
1	100	25.6	25.7	0.075	13.0	13.1	0.086	15.6	16.3	0.091
2	200	13.1	13.2	0.074	5.5	5.8	0.080	4.7	5.3	0.088
3	300	6.9	6.8	0.073	2.4	2.6	0.080	1.9	2.1	0.084

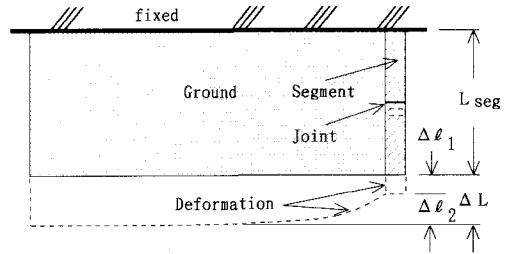
きた外径 5.1 m, けた高 27.5 cm のシールドトンネルを **Type 1** とし, これ以外に **Table 5** に示す 2 タイプのシールドトンネルについても FEM 解析を実施することにした。このうち **Type 3** は東京湾横断道路で計画されているトンネルの寸法と同じタイプである。この 2 つのタイプのシールドトンネルについても 3. の軸対称 FEM 解析を実施し, 解析結果から得られた変位比  $r$  と式 (12) より算定した  $r$  を比較して, **Type 1** の結果とともに **Table 6** に示した。表中には式 (11) に FEM 解析結果の  $r$  を代入して求めた  $\alpha$  値も併記した。表に示すように, タイプの異なるシールドトンネルに対しても  $\alpha = 0.074$  は十分適用できるだけの精度を有していると判断され, 式 (15) によって周辺地盤との相互作用を考慮したシールドトンネルの等価引張剛性を算定することの妥当性は示された。しかし厳密に言えば, **Type 2** のトンネルに対しては  $\alpha = 0.080$ , **Type 3** のトンネルに対しては  $\alpha = 0.085$  程度が FEM 解析結果を再現する適切な  $\alpha$  であり, トンネルの引張剛性が大きいほど, すなわちトンネル外径が大きくなるほど, トンネル外周における土のせん断抵抗が相対的に大きくなるようである。このことを考慮すると, 外径 4~5 m クラスから現在の最大級である **Type 3** までのシールドトンネルに対して, トンネル外径に応じて  $\alpha$  を値を  $0.07 \leq \alpha \leq 0.09$  の範囲で変えて等価引張剛性を算定する方がより正確である。したがって, シールドトンネルの等価引張剛性算定式としては, 式 (17) の形で与えるのが望ましい。

$$(EA)_{eq} = \frac{K_{jt} + \alpha \pi GDL}{K_{seg} + K_{jt} + \alpha \pi GDL} (EA)_{seg} \dots \dots \dots (17)$$

5. 地盤とトンネルを結ぶ相互作用バネの評価

3. で述べた軸対称 FEM 解析手法では, トンネルの地震時引張変形に関するメカニズムをシミュレートすることができた。したがってこの解析を利用すれば, 弾性床土上の梁モデルとして地震応答解析に用いる地盤とトンネルを結ぶ相互作用バネの定数を決定することができる。以下にこの方法について簡単に述べる。

**Fig.11** のようにシールドトンネル 1 リングと周辺地盤を軸対称 FEM によってモデル化する。地盤の自重によるトンネル軸方向の変形解析の結果, 地盤の側方境界で  $\Delta L$ , トンネルで  $\Delta l_1$  の変形が発生したとする。こ



**Fig.11** Description to determine  $K_{gt,t}$

のとき,  $\Delta L$  をトンネルの影響を受けないだけ十分トンネルから離れた位置における地盤変位 (地震応答解析における入力変位) とすれば,  $\Delta l_1$  がこれによって生ずるトンネル変位であるから, 両者の差として式 (18) で与えられる  $\Delta l_2$  は, トンネルと周辺地盤の相互作用によって生じた相互作用バネの変形量と考えることができる。

$$\Delta l_2 = \Delta L - \Delta l_1 \dots \dots \dots (18)$$

したがって, トンネル外周の土のせん断抵抗を考慮したシールドトンネルの等価バネ定数を  $K_{eq}$  として式 (19) で与えれば, トンネルに引張変形を生ずるときの 1 リング当たりの相互作用バネ  $K_{gt,t}$  は式 (20) によって決定することが可能となる。

$$K_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{L_{seg}} = \frac{R_a \cdot (EA)_{seg}}{L_{seg}} \dots \dots \dots (19)$$

$$K_{gt,t} = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_2} \cdot K_{eq} \dots \dots \dots (20)$$

実際に地震応答解析でトンネル節点に適用する相互作用バネ  $k_{gt,t}$  は,  $n$  リング分で構成されるトンネル要素に対応させておかなければならない。したがって, 式 (20) をリング数  $n$  で除して次式で与えられることになる。

$$k_{gt,t} = \frac{K_{gt,t}}{n} \dots \dots \dots (21)$$

上式では引張変形から相互作用バネを導いたが, 継手のない圧縮変形でも, 式 (20) 中の  $K_{eq}$  を  $K_{seg}$  に置き換えれば, 同様に相互作用バネを導くことができる。

$$K_{gt,c} = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_2} \cdot K_{seg} \dots \dots \dots (22)$$

相互作用バネ定数は, 引張変形から導いても圧縮変形から導いても同一のはずである。両変形のケースで試算したところ, 両ケースで得られたバネ定数の相違は, 最大



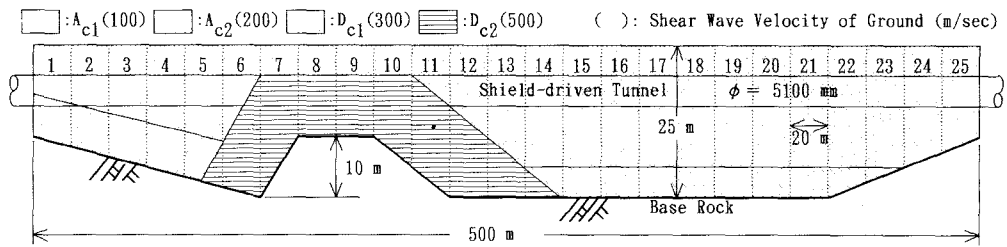


Fig.12 Cross section of model ground for an earthquake response analysis

Table 7 Equivalent tensile rigidities and spring constants connecting between a tunnel and ground

Soil Type	$V_s$ (m/sec)	$(EA)_{eq}$ (kgf)		$k_{gt}$ (kgf/cm)
		CASE-1	CASE-2	
1	100	$4.258 \times 10^8$	$5.700 \times 10^8$	$6.662 \times 10^4$
2	300	$4.258 \times 10^8$	$1.920 \times 10^9$	$1.140 \times 10^6$
3	500	$4.258 \times 10^8$	$4.180 \times 10^9$	$3.814 \times 10^6$

でも 30% 程度であった<sup>8)</sup>。この手法によって算定されたバネ定数は、地盤反力として求めたバネよりも 1 オーダー小さな値を与える。

### 6. 地震応答解析例

文献 3) では地震観測側から得られた Table 1 に示す  $r$  の実測値を用いた等価軸剛性を採用し、地震応答解析を実施して、観測地点のシールドトンネルの実挙動が説明できることを示したが、ここでは等価引張剛性の算定にトンネル外周の土のせん断抵抗を考慮した場合としない場合とで、トンネルに発生する軸ひずみあるいは断面力(軸力)の評価がどの程度異なるかを、地震応答解析例を示して説明する。

#### (1) 解析モデル

解析の対象とする表層地盤は、Fig.12 に示すような基盤の突起部を有する総延長 500 m の 2 次元地盤とし、表層地盤の卓越振動によって突起部の両側に地盤のひずみが集中する構造とした。地盤の物性は、せん断波速度  $V_s=100, 200, 300, 500$  m/sec の 4 種類とし、単位体積重量  $\gamma_t$  は  $V_s$  と対応させて Table 2 の数値とした。またトンネルの等価引張剛性に及ぼす式 (10) 中の地盤のせん断弾性係数の影響を表す Fig.8 あるいは Table 4 の結果を利用するため、地盤のポアソン比を 0 として地盤のせん断弾性係数を求めた。地盤は 20 m 間隔で分割し、Tamura et al.<sup>7)</sup> の多質点系モデルによって 26 質点にモデルした。入力地震波は 1968 年十勝沖地震、八戸 NS 波を最大加速度を 150 gal に調整して用い、地盤の減衰定数は 0.1 として Rayleigh 減衰の形で与えた。

一方トンネルについては Table 5 に示した Type 1 のシールドトンネルとし、CASE-1 は従来のセグメント→継手の直列バネ系から等価引張剛性を与えるケース、

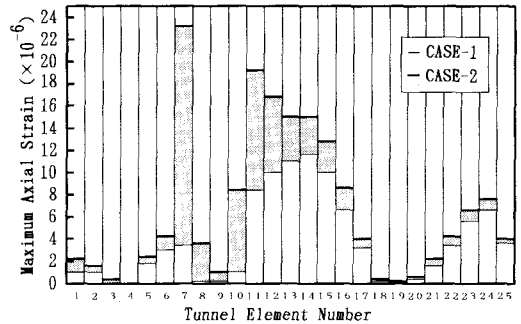


Fig.13 Comparison of maximum axial strains

CASE-2 は本論文で提案する土のせん断抵抗を考慮した等価引張剛性としたケースとして、Table 7 に示すような等価引張剛性を有する 25 要素の棒にモデル化した。ただしトンネルの圧縮変形時については、両ケースともセグメントの軸剛性  $1.501 \times 10^{10}$  kgf で同じ圧縮剛性を用いる。このような軸剛性を有する弾性床土上の棒として、シールドトンネルをモデル化するが、この際地盤とトンネルを結ぶバネを 5. の方法により決定することにした。ただし相互作用バネ  $k_{gt}$  については、CASE-2 のシールドトンネルについて地盤物性を 3 タイプ変更して Fig.11 の解析を実施して求めた。Table 7 にはこの  $k_{gt}$  の数値も併記した。

#### (2) 解析結果

Fig.13 は、地震応答解析の結果得られたセグメントの最大引張ひずみ分布について、CASE-1 と CASE-2 で比較を行ったものである。図中スクリーン tone で塗られた領域は、CASE-2 で解析した引張ひずみと CASE-1 で解析した引張ひずみの最大値の差分を示している。解析領域全体にわたって、CASE-2 の解析結果の方が大きいだけでなく、ひずみの集中するトンネル部位において予想以上に解析結果の差が大きいことがわかる。このようにトンネル外周における土のせん断抵抗を考慮することによるシールドトンネルの耐震性評価の違いは大きく、無視することはできない。

### 7. まとめ

本論文では、シールドトンネルの地震時軸方向変形を、

軸対称FEM解析によって定量的に評価し、トンネル外周の土のせん断抵抗を考慮した等価引張剛性算定式を提案した。また、軸対称FEM解析からトンネルと地盤を結ぶ相互作用バネの設定法について提案した。これらの評価法の採用によるシールドトンネル軸方向の耐震性検討結果は、従来の手法による検討結果とかなり異なり、今後耐震解析において十分検討する必要がある。

なお、本論文は東京大学工学部博士論文<sup>8)</sup>の一部をまとめたものである。論文をまとめるに当たって、終始ご指導を賜った東京大学生産技術研究所・田村教授をはじめ、貴重なご意見を頂いた伯野教授、石原教授、片山教授、小長井助教授に対して、深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 藍田正和・西野健三：シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考慮した耐震解析，中部電力研究資料，第73号，pp.1~21，1984.
- 2) 川島一彦他：交番載荷試験に基づくRCシールドセグメ

ントの力学特性，第19回地震工学研究発表会論文集，pp.361~364，1987.

- 3) Suzuki, T., Tamura, C. and Hinata, Y. : Earthquake observation and Response Analysis of a Shield Tunnel, Proc. 9th World Conf. Earthq. Eng., Vol. , pp.563~568, 1988.
- 4) 田村重四郎・桑原弘昌・鈴木猛康：シールド洞道リング継手の地震時挙動，生産研究，第38巻，第11号，pp.19~22，1986.
- 5) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1980.
- 6) 鈴木猛康：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験，第20回地震工学研究発表会論文集，pp.79~85，1989.
- 7) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M. : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol.24, No.5.1975.
- 8) 鈴木猛康：シールドトンネルの耐震性評価と免震化手法に関する研究，東京大学工学部博士論文，1990.

(1990.12.4受付)

## A STUDY ON THE EVALUATION OF EARTHQUAKE RESISTANCE OF SHIELD-DRIVEN TUNNELS IN AXIAL DIRECTION

Takeyasu SUZUKI

Axisymmetric finite element analyses are conducted to evaluate the interaction between a shield-driven tunnel and surface ground during earthquakes. The tunnel element adopted in the earthquake response analysis should be an equivalent one which represents discontinuous structure of the tunnel and the interaction effect between a tunnel and its peripheral surface ground. Based on the analyses, the equivalent axial rigidity for a shield-driven tunnel is presented, with the consideration of shear resistant force of soil acting over the outer surface of the tunnel. In addition, the method to set the constant of a spring connecting a tunnel element with surface ground is induced from the finite element analyses. Finally, an example of earthquake response analysis is shown, which suggests the importance of the presented methods in the earthquake resistant evaluation.