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パ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^{1),2)}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 位を吸収するかの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.

* 正会員 工博(株)熊谷組 技術研究所(〒300-22 つく ば市鬼ケ窪下山1043) 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.

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^{3),4)}.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 50 cm 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 135 cm 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一様な構造とした場合 と等価な軸ひずみを *εeq* を与えることができる. 1 リングのセグセメント本体部に生じる相対変位 *dseg*



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	Magni- tude	Epicent. Dist.(km)	$\varepsilon_{jt, \max}$ ($\varepsilon_{seg, \max}$)	Filter (Hz)	(d_{jt}/d_{seg})
8/ 8/1983	Bound. Kanagawa	6.0	60	21.53	1.0-2.0	2.52
	Yamanashi Pref.			(4.15)	0.1-1.0	2.59
14/ 9/1984	Western Nagano	6.8	200	20.43	1.0-2.0	2.20
	Pref.			(4.75)	0.1-0.5	1.93
4/10/1985	Bound. Chiba	6.1	61	12.53	1.0-2.0	1, 25
	Ibaraki Pref.	1		(3.96)	1.0 0.0	1. 50

(cm) は、セグメント幅 $L_{seg} = 90$ (cm) と地震観測で得られたセグメント本体部の軸ひずみ ε_{seg} より次のように与えられる.なお ε_{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.

 $d_{seg} = \varepsilon_{seg} \cdot L_{seg} \cdots (1)$

一方、リング継手に発生する相対変位 d_{jt} (cm) は、

ここで、rはd_{ii}/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.

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

ここで, *K_{seg}*: セグメント1リングのバネ定数, *K_{ji}*: 継手のバネ定数

また変位比 \mathbf{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 $\alpha_a = \varepsilon_{ji}/\varepsilon_{seg}$ を用いて以下のよ うに求めることができる.

 $r = \frac{5(\alpha_a - 1)}{\alpha} \cdots (5)$

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のように比較的相似な波形となる. そこ で、両者の最大値から α_a を求めて、式(5)により変 位比rを計算した. Table1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アの値がま とめられている.指針がに示されているように,式(4) において K_{it} 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¹⁾ r_k は、39.4 であり、Table 1 に示した実測値は Eseg および ε_{ib}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キrk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⁶⁾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 3mm,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、これをアクリルアマイドゲル 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_{ss} を新に導入して、式(4)を式(6)の形に 書き直す必要がある.

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

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.

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





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.

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

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 Kgs 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、



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こり、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ト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ょうとする本解析の主旨を考える と, 非効率的と言えよう. 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ので、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 を有する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レをすべて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_{μ} 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_{μ} 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_{μ} をボルトの軸剛性として算定する ケース (K_{seg}/K_{μ} =3.43) に加え、継手板の携みから算 定する場合を想定したケース (K_{seg}/K_{μ} =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_{μ} =343.0) の合計 3 ケースを考

Soil Type	V _s m/sec	γ _t tf/m ³ (KN/m ³)	E kgf/cm ²	(KN/m ²)
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)

 Table 2
 Material properties for ground used in finite element analyses



慮した.ここで K_{seg} は $1.67 \times 10^{s} \text{ kgf/cm}$ 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 γ_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.

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

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⁸⁾.

(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 $r = D_{\mu}/D_{seg}$ を求め、**Fig.7** および **Fig.8** にまとめた.

Fig.7は*K_{seg}/K_{ht}* = 3.43, **Fig.8**は*K_{seg}/K_{ht}* = 34.3の ケースにおける FEM 解析結果のre, ①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_{it}*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.これらの図に示き 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_{it}*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 Redution Factor Ra

 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_{ft} =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パネ Kgs 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 Lseg 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 Kgs 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.

ここで α は係数(未知数)であり, π 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 α は,一定値となるはずである.

 Table 3
 Values of a calculated by equation (11) using r obtained from the analyses

Soil	V s	ĸ	seg ^{/K} jt	125 1
Туре	m/sec	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



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 α をまとめたものである. 表に示す通り K_{seg}/K_{ji} = 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, α 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_{ji} が小さく, 地盤の G が小さい場合には, α 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 α 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, α を **Table 3** の平均的な値の定数 α=0.074 で一定としても良いであろう.

 α =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.

表に示すように、 K_{see}/K_{ji} =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、 α =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_{es} 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 るためのパネモデルである。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 ングのパネ *kseg、*継手のパネ *Kji、*土のせん断抵抗パネ *Kgs、*地盤とトンネルを結ぶパネ *kgi* を連結することに

Soi 1	$\frac{1}{1} V_{s} K_{seg} / K_{jt} = 3.43$			43	$K_{seg} / K_{jt} = 34.3$			$K_{seg} / K_{jt} = 343$		
Туре	m/sec	FEN	Spring Model	Equation (12)	FEN	Spring Model	Equation (12)	FEN	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

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



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.

継手バネ K_{μ} 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 α =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では,解析条件が 異なっているので,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 β を異なる K_{seg}/K_{μ} 毎に変えて与えるこ とにした.

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

Table 5 Types of shield-driven tunnels

Tunnel Type	Outer Dia.(m)	Thickness (cm)	Width (cm)	K _{seg} /K _{jt}
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.

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

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

ただし α=0.074 は,外径 5.1 m 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トンネルに対する適用 性を検討しておく必要があろう.これまで検討を行って

Soil	V s		1.1		Tunn	el Typ	e	1.1		
Tune	1		and the state	2			3			
Type	m/sec	FEN	(12)	a	FEM	(12)	α	FEM	(12)	a
- 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

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

きた外径5.1m, 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 γを代入して求めたα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α= 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 α=0.085 程度が FEM 解析結果を再現する適切な α 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4~5m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αを値を0.07≦α≦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.

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 *ΔL*,トンネルで *Δl*₁の変形が発生したとする.こ



のとき, ΔL 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, Δl₁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 Δl₂ 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.

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} 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.

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*Keq*を*Kseg*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.

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

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	V s	(EA) _{eq}	k _{gt}		
Туре	(m/sec)	CASE-1	CASE-2	(kgf/cm)	
1	100	4. 258×10^8	5. 700 \times 10 ⁸	6.662 \times 10 ⁴	
2	300	4. 258×10^8	1.920×10^{9}	1.140×10^{6}	
3	500	4. 258×10^8	4. 180×10^9	3.814 \times 10 ⁶	

でも 30% 程度であった⁸⁾. 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 γ_t t 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、地盤のボアソン比を 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.⁷¹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、



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 1.501×10¹⁰ 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.図中スクリーントーンで塗 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ろう.

なお、本論文は東京大学工学部博士論文⁸⁰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

- 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.

- 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.
- 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.
- Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M. : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earhtquakes, Report of Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol.24, No.5.1975.
- 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 shieled-driven tunnel and surface ground during earthquakes. The tunnel element adopted in the earthquake response analysis should be an equivalent one which represents incontinuous 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.