

軟弱地盤中のシールドトンネルの 地盤および覆工剛性急変部の耐震設計法

和佐勇次郎¹・吉田幸司²・田中 努³

¹正会員 工修 日本道路公団 東京第二建設局 (〒160 新宿区西新宿 1-21-1)
元東京湾横断道路(株) 設計部

²正会員 工修 (株) 鴻池組 土木本部 東京技術部
元東京湾横断道路(株)設計部

³正会員 工修 (株) オリエンタルコンサルタンツ

シールドトンネル縦断方向の耐震対策としては、これまで可撓セグメントによる変位吸収やダクタイトルセグメント等による耐力向上がはかられてきた。しかし、前者は変位吸収の要求される範囲が広い場合には不適切で、後者は高価である。筆者らは、地盤剛性やトンネル覆工剛性が急変する箇所に対して、実験および解析により、弾性ワッシャーによる剛性低減区間を設ける方法の効果を確認した。さらに、東京湾横断道路を対象に、ワッシャーの要求性能を検討し、実験により確認した。

Key Words: shield tunnel, earthquake resistant design, elastic washer

1. はじめに

一般にトンネルは、その見かけの単位体積重量が周囲の地盤と同程度以下であるため、地震時に有意な自己振動は起きず、地盤と一体となって挙動する。したがって、下式のような弾性床上の梁理論に基づく応答変位法による設計が行われるのが一般的である¹⁾。式(1)は正弦波状の地盤の軸方向変位分布を想定した場合の、位置 x における軸力 P の基本式である。

$$P(x) = EA \cdot \delta_T \cdot 2\pi/L \cdot \cos(2\pi \cdot x/L) \\ \delta_T = \alpha \cdot \delta_G \\ \alpha = 1 / \{1 + EA/k \cdot (2\pi/L)^2\} \quad (1)$$

ここで、 EA はトンネルの軸剛性、 α は変位の伝達率、 δ_T はトンネルの最大変位振幅、 δ_G は地盤の最大変位振幅、 L は地盤変位を正弦波状と仮定したときの波長、 k はトンネル軸方向の地盤剛性である。

式(1)より、トンネルの変位 δ_T は、地盤変位 δ_G や地盤変位の波長 L 、トンネル剛性 EA 等が変わると変化することがわかる。つまり地盤剛性の急変部やトンネル剛性の急変部では局所的にトンネルの相対変位が増加し、断面力が大きくなることわかる。

筆者らが設計を行った東京湾横断道路シールドトンネルでは、改良地盤と在来の軟弱地盤との境界で地盤剛性が急変する部分や地中接合で2台のシールドマシンが結合されトンネル剛性の急変する部分があり、このような問題の合理的な解決を迫られた。

地盤剛性急変部に関しては、このような箇所を通過す

るトンネルや埋設管路で地震観測^{2,3)}が行われたり、振動実験⁴⁾や動的解析⁵⁾等により、基本的な挙動が明らかにされている。また、設計基準として地盤急変部での断面力増加を考慮するもの^{6,7)}も制定されている。

一方、トンネル剛性急変部に関しては、立坑接続部以外に対する研究は筆者の調べた範囲では見あたらない。

筆者らはこれらの問題に対し、ダクタイトルやスチールセグメントを用いて強度を高め力で抵抗するという従来の対策を取らずに、「軟弱地盤中のシールドトンネルの耐震問題」として捉え直し、地震時挙動を実験や解析により明らかにした上で、剛性低減区間を設けてひずみを吸収し断面力を低下させる対策を研究した。本論文は、これをもとに剛性急変部の耐震設計法の考え方を提案するものである。なお、本論文では一次覆工のみのシールドトンネルを対象として議論している。二次覆工を設けた場合特有の問題は別の論文⁸⁾を参照されたい。

2. 地盤剛性急変部の耐震性

東京湾横断道路の浮島斜路部では、図-1のように盛土の安定上、軟弱な沖積粘性土を深層混合処理工法(以下DMMと略す)により改良する。L-1地震(許容応力度法に対応したレベルの設計地震⁹⁾)時における動的せん断変形係数 G_0 は、DMM改良土で32300~43400tf/m²、沖積粘性土で630~1200tf/m²となっており、トンネル周辺地盤がDMM改良土から在来の沖積層に変わる斜路部終端では、両者の振動性状の違いから、大きな

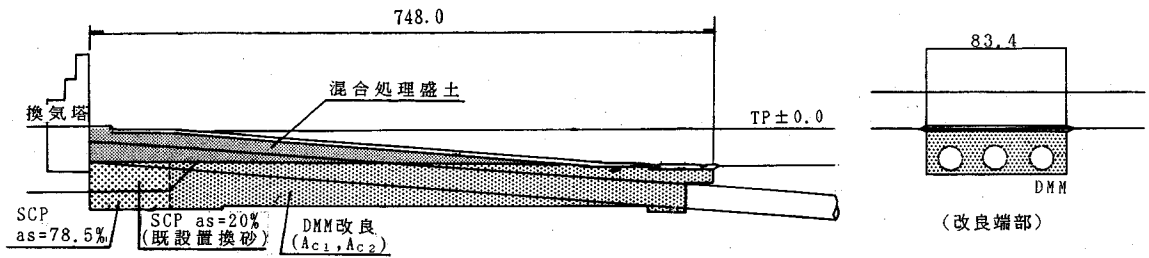


図-1 東京湾横断道路の浮島斜路部

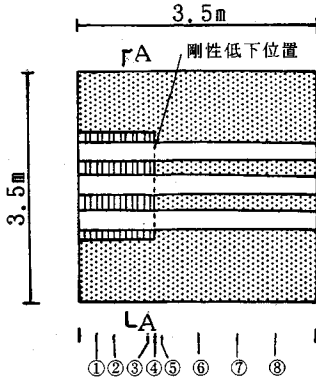


図-2 模型概念図 (モデル3)

表-1 模型地盤の特性

		モデル1	モデル2	モデル3	
地 質	沖積粘土	γ , gf/cm ³	1.40	1.41	1.42
		G_0 , kgf/cm ²	20	36	44
	洪積粘土	γ , gf/cm ³	1.43	1.42	1.42
		G_0 , kgf/cm ²	224	123	107
	DMM	γ , gf/cm ³	1.47	1.48	1.48
		G_0 , kgf/cm ²	290	1060	1005
トンネル	γ , gf/cm ³	—	1.00		
	$E I$, kgf-m ²	—	3.4 (1.4) × 10 ⁸		
	$E A$, kgf	—	4.9 (2.8) × 10 ⁶		

() はモデル3の地盤剛性急変部のトンネルの剛性

地盤ひずみが生じる可能性がある。

本章では、このような地盤剛性急変部における影響と対策についての検討を述べる。

(1) 実験による地震時挙動の把握

地盤剛性急変部におけるトンネルの地震時挙動を確認する目的で、上記の浮島斜路部下端の1/50の縮尺の3次元模型¹⁰⁾を作成し、振動実験を行った。

実験は下記の3つのモデルに対して行った。

- ①モデル1：地盤剛性急変部を含む地盤のみ
- ②モデル2：モデル1に一樣剛性のトンネルを配置
- ③モデル3：モデル2の地盤剛性急変部をまたぐ5cm間のトンネル剛性を低下

モデル3の模型概念図を図-2に示す。耐震計算上の基礎面はTP-80mで、地盤はトンネル下端より上を沖

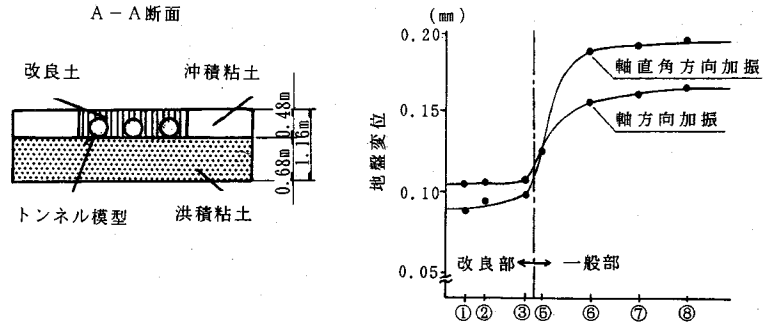


図-3 地表面の変位分布 (モデル1)

積粘土、下を洪積粘土とした。

模型地盤は、粉末粘土と水からなるスラリーにセメントを添加し、その配合および養生日数によってせん断剛性を調整した。地盤のせん断剛性は、模型地盤のせん断波速度を測定して確認した。模型の特性を表-1に示す。土槽壁の内側には、近似的に模型地盤が半無限地盤の挙動を表現できるようにウレタンフォームを設置した。ウレタンフォームの厚さと硬さは、事前にこれらをパラメータとする数値計算により決定した。

トンネル模型は、外径φ267、肉厚t13の塩化ビニル管を用い、みかけの比重が1.0になるよう重量調整を行った。地盤とトンネルの付着を良くするためにトンネルの表面に砂を接着させた。

加振ケースは、基本的な振動特性を把握するため正弦波を0.5Hzピッチで入力するスイープ加振実験、共振振動数における正弦波加振(30, 100, 200, 300gal)および設計用地震波加振とした。計測は地盤については加速度、トンネルはひずみを主として行った。図-2の①～⑧は計測断面の位置で、左端からの間隔は、250, 250, 500, 100, 100, 575×3mmとなっている。

実験結果から分かった地震時挙動を以下に述べる。

a) 地盤の挙動

模型地盤の1次の卓越振動数は18Hzで、3ケースを通じてほぼ同じであった¹⁰⁾。剛性の大きな改良土や純間隔1D(Dはトンネル外径、以下同じ)で併設する3本の大断面トンネルが存在しても1次の卓越振動数は一般部の理論値の15Hzに近い。このことから、地盤剛性急変

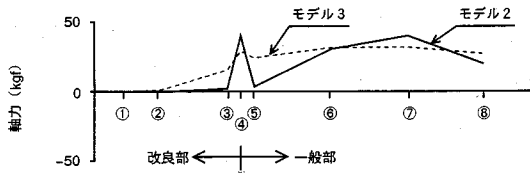


図-4 トンネルの軸力分布 (L-2地震)

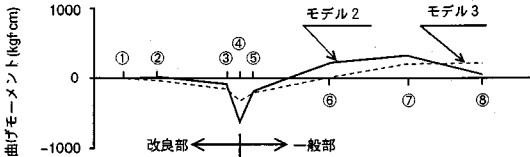


図-5 トンネルの曲げモーメント分布 (L-2地震)

部の地盤の変形は、大部分を占める一般部の振動特性に支配されると考えられる。

モデル1における変位の大きい状態の例として、共振時(18Hz, 30gal正弦波加振)の地表面の同一時刻の変位分布を図-3示す。地盤の変位は、剛性急変部の軟弱な一般部側で急に大きくなっており、地盤ひずみが大きいと考えられる。改良部と一般部の地盤の相対変位は、トンネル軸直角方向加振時の方が互いの影響が小さい。

b) トンネルの挙動

トンネル軸方向にL-2地震(まれにしか発生しない大地震レベルの設計地震動⁹⁾)を入力した場合の、最大軸力が発生した時刻におけるトンネルの軸力分布を、モデル2, 3を重ねて図-4に示す。またトンネル軸直角方向に同じくL-2地震を入力した場合の最大曲げモーメントが生じた時刻におけるトンネルの曲げモーメント分布を、モデル2, 3を重ねて図-5に示す。

なお、モデル2と3の差には、模型地盤の剛性の違いによる応答変位の差も含まれるため¹⁰⁾、図-4, 5では、便宜的に測点②⑦間の地表面の相対変位で補正した。したがって、厳密な比較はできないが、定性的にはモデル2, 3とも同様な断面力分布をしており、急変部に剛性低減区間を設けることにより、急変部の最大断面力が下がることがわかる。

c) 実験から得られた知見

本実験を通じて、地盤剛性急変部における地盤の変形は、一般部の地盤の振動の影響が大きいことが明らかになった。また、地盤剛性急変部を通過するシールドトンネルは、地盤のひずみが集中する剛性変化点付近で最大ひずみが発生し、剛性変化点の発生断面力は、この部分のトンネルの剛性を小さくすることによって低減できることが確認された。

(2) 解析による地震時挙動の把握

基本的な挙動を把握することを目的とし、トンネルを

表-2 解析ケース

トンネル剛性	改良地盤の剛性G(tf/m ²)	
	36000(基本)	3600(1/10倍)
5.0×10 ⁶ (基本値)	①-a	②-a
2.5×10 ⁶ (50%)	①-b	②-b
5.0×10 ⁵ (10%)	①-c	②-c

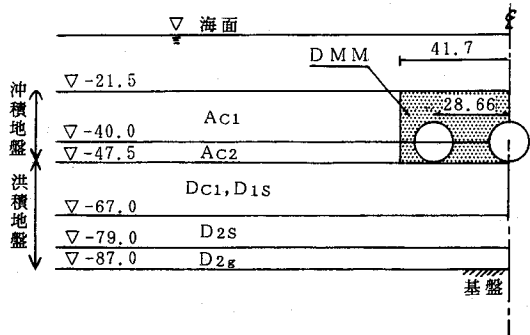


図-6 検討地点の地盤構造

弾性床上の梁として静的に解析した。相対変位が最も大きくなる地盤変位分布を求め、これを地盤ばねを介してトンネルに作用させて、断面力を算定する。振動方向は、設計上支配的なトンネル軸方向とする。トンネルに発生する断面力は、トンネル剛性や地盤の剛性により変化するため、これらを変えた表-2のケースの解析を行い、断面力の大きさおよび分布範囲を調べた。

a) 検討条件

①地盤：地盤改良終端部の横断面図を図-6に示す。約40m厚の洪積層の上に、26m厚の沖積層があり、トンネル周囲ではこの沖積層を改良する。それぞれの地震時のせん断変形係数Gは、平均値を用い、沖積層は800tf/m²、洪積層は7000tf/m²、改良土は36000tf/m²とした。

②トンネル：本トンネルの一次覆工は、RCセグメントを長ボルトで締結したものであり、初期締め付けを行うため、後に図-27で説明するようにトンネルの軸剛性はリング継手の目開き量によって変化する。したがって、代表的な値として設計上問題となる引張剛性に着目して、EA=5×10⁶tfを採用した。

③地盤変位分布：前述の模型実験結果によると、改良部と一般部の最大変位は図-3からわかるように逆位相とならないことから、同一方向に地盤変位が生じるものとした。また、洪積層内では変位差が小さいと考えられるため、検討モデルは沖積層と改良土のみとして簡略化した。地盤変位の算定は、次のように行った。

設計加速度応答スペクトルS_Aが図-7⁹⁾のように定められているとき、周期Tの一樣な地盤の変位δ_Gは、次式で表わされる。

$$\delta_G = \beta \times S_A / (2\pi/T)^2 \quad (2)$$

ここで、βは刺激関数である。

表-3 地盤変位の算定結果

	改良①	改良②	沖積層
せん断変形係数 (tf/m ²)	36000	3600	800
単位体積重量 (tf/m ³)	1.5	1.5	1.5
せん断波速度 (m/s)	485	153	72
固有周期 (sec)	0.21	0.68	1.44
刺激係数	1.27	1.27	1.27
有効質量 (t*s ² /m)	3.23	3.23	3.23
基盤~質点間ばね(tf/m)	2770	277	62
質点間ばね (tf/m)	2280000	228000	50600
地盤の減衰定数	0.10	0.10	0.10
質点応答加速度 (gal)	375	170	80
質点応答変位 (cm)	0.44	2.0	4.2
地表面変位 (cm)	0.56	2.5	5.3

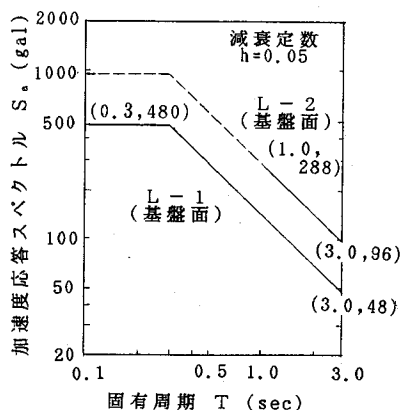


図-7 設計加速度応答スペクトル (L-1, L-2)

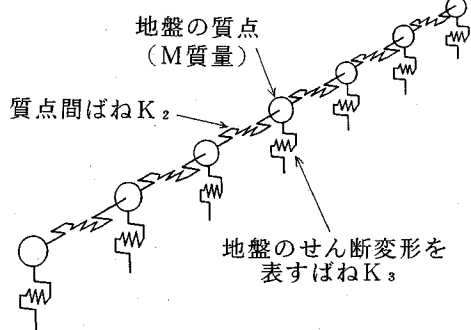


図-8 動的解析に用いる地盤モデル¹²⁾

地盤剛性急変部の前後では、水平方向の相互作用により地盤の応答変位が変化するが、この影響は地盤ばねで表し、地盤に作用する慣性力 F は変化しないと仮定して、次式で表わされるものとした。

$$F = m \times \ddot{\delta}, \quad \ddot{\delta} = \beta \times S_a \quad (3)$$

ここで、 m は着目点の地盤の有効質量、 $\ddot{\delta}$ は着目点の地盤に生じる加速度である。

よって、図-8 のような一般にトンネルの動的解析に用いられる質点とばねからなる地盤モデル¹²⁾ を作成し、質点に式 (3) の慣性力 F を静的に作用させて、地盤変位分布を求めた。

④解析モデル：質点モデルの分割は、地盤剛性急変部を挟む両側 50m ずつを 5m 間隔 (D/3 程度)、その外側 100m ずつを 10m 間隔とした。また、トンネル地盤間ばねは共同溝設計指針⁹⁾ を参考に $K = G$ (tf/m/m) とした。

b) 検討結果

地盤変位の算定結果を表-3、図-9 に示す。またトンネルの断面力を図-10、11 に示す。これより以下の次項が確認できた。

①図-9 より、地盤変位分布は、改良部では固有値に応じた応答変位がほぼ一様に生じる。一方一般部では、剛性変化点より 100m 程度離れたるとほぼ一様な変位分布と

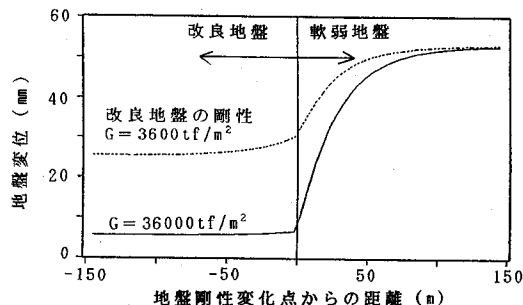


図-9 地盤変位分布

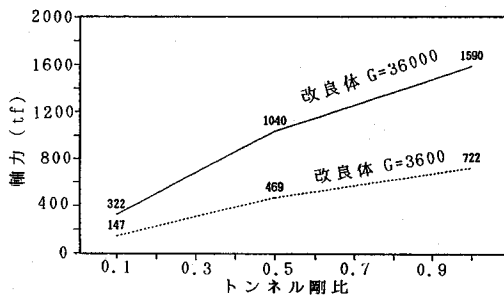


図-10 最大軸力の変化

なる。この間の変位量のギャップは、軟弱な一般部ですり付く分布となる。

②図-10 より、トンネルに発生する軸力は、トンネルの軸剛性が 50% となっても 65% に低下している程度であり、トンネルの軸剛性と完全な比例関係にない。これは地盤変位の分布が図-9 のように急変するため、式(1)の伝達率 α が変化しているものと考えられる。

③図-11 の a~c より、トンネルの軸力分布の形状は、一般部内ではトンネル剛性が低下するとピークが下がるがほぼ相似である。しかし、改良部内では影響範囲が短くなる傾向を示した。

④図-11 のケース①②より、改良地盤の剛性が大きい場合には、トンネルに発生する軸力は大きくなり、増加範囲は一般部に偏る傾向を示す。一方、剛性が小さくなると軸力は小さくなるが、増加範囲としては改良地盤部内にも広がる傾向を示した。

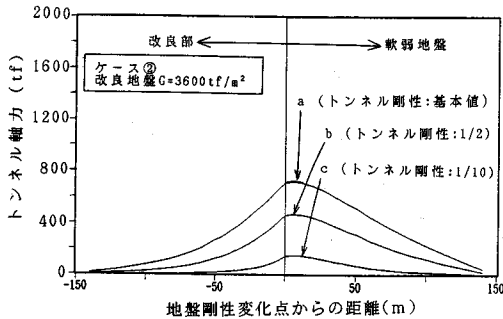
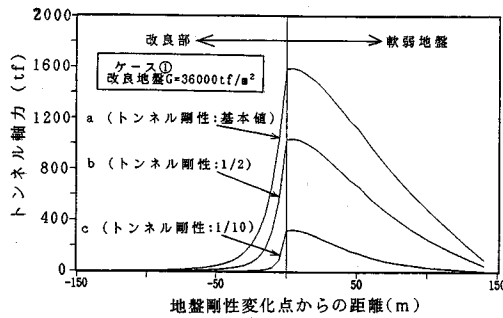


図-11 各ケースの軸力分布

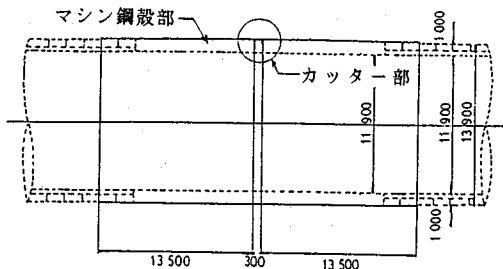


図-12 地中接合部の構造

以上の①～④より、地盤剛性急変部では、トンネル剛性を低下させた部分を設けてひずみを吸収することにより、トンネルに発生する断面力を低減させることができる。また相対変位の大きな範囲の剛性を低減させることが効果的であるから、変化点から軟弱地盤側に重点を置くのが良いと考えられる。

3. トンネル剛性急変部の耐震性

東京湾横断道路トンネルでは、長距離掘進と工期の関係から、トンネルの地中接合が計画されている。この地中接合部は図-12に示すようにシールドのスキンプレートと場所打ちコンクリートによる構造となるため、前後のセグメント部に比べ剛性が高くなり、トンネルの剛性が急変することとなる。なお、輻輳する都市部の地下では、今後、異種のトンネルや異なる径のトンネルと

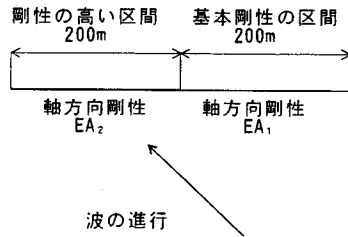


図-13 計算モデル

表-4 パラメーター一覧

トンネル軸方向剛性	EA_1	5×10^4 tf
地盤のバネ定数	K	1×10^4 tf/m/m
トンネルの剛性変化	EA_2/EA_1	1, 2, 3, 5, 10, 20, 50, 100, 200
地震変位の波長	L	100, 200, 300, 400, 600, 800m

接合することも考えられ、このような状態が存在する。

一般にシールドトンネルは、剛性が一樣であれば地震時に各リング継手に生じる目開き量はほぼ均等となるが、このように剛性が急変するような部分があると、変化点付近のリング継手に目開きが集中し、耐震上の弱点となることが考えられる。

本章では、このようなトンネル剛性急変部における影響と対策についての検討を述べる。

(1) トンネル剛性急変の影響の検討

トンネル剛性の急変による影響の検討は、図-13に示すようなモデルに、斜め45度方向から地震波(変位振幅1cmの正弦波)が入射した場合の軸力について応答変位法により行った。モデルは、まず基本性状を把握する目的で単純化し、十分長い弾性床上の梁の左右の剛性が異なるものとした。

トンネルの基本剛性(EA_1)には、東京湾横断道路の一次覆工の軸方向剛性を、地盤ばねには海底区間の地盤の代表的なものを用い、モデルの左側のトンネル剛性と入射する地震波の波長をパラメータとして検討を行った。表-4にトンネル剛性、地盤ばねおよび計算時のパラメータの一覧を示した。なおトンネル剛性比は、収束傾向を確認するため、範囲を広く設定した。

解析で得られたトンネル剛性変化点に発生する軸力と剛性変化(EA_2/EA_1)の関係を図-14に示した。また、これを剛性が一樣な場合($EA_2/EA_1=1$)の発生軸力を基準として軸力比で整理したものを図-15に示した。これらの結果より、以下のような点が判明した。

①剛性変化点に発生する軸力は、剛性比が大きくなるにつれて増加し、一定値に収束する傾向を示した。この場合の収束状況は、波長が短い方が早く、波長が長いと遅くなる。

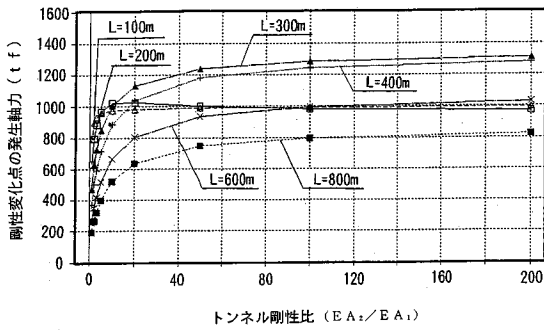


図-14 軸力と剛性変化の関係

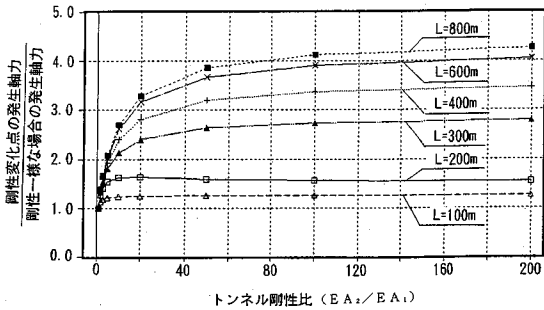


図-15 軸力増加比と剛性変化の関係

②剛性比が小さい場合（本計算では $EA_2/EA_1=5$ 以下）は、波長が短いほど発生軸力は大きい。これに対して、剛性比が非常に大きい場合（固定端、例えば立坑取り付け部）は、トンネル剛性に応じて軸力が最大となる波長が存在するようで、本計算では $L=300\sim 400\text{m}$ 付近となった。

③剛性が一般な場合（ $EA_2/EA_1=1$ ）の発生軸力を基準として整理すると、波長が長い方が増加率が大きく、本計算では $L=100\text{m}$ で1.3倍であったが、 $L=800\text{m}$ では4.3倍となった。

(2) トンネル剛性急変による影響低減方法の検討

トンネル剛性急変部に発生する大きな軸力を低減するには、どのような対策を行うのが効果的であるのかを検討した。図-16のモデル図に示すように弾性床上の梁モデルにトンネルの軸方向剛性を低減（ EA_3 ）する区間を設け、この区間の剛性比（ EA_3/EA_1 ）や区間長（ L_0 ）を変化させて軸力の変化を調べた。

表-5に検討に用いたトンネル剛性、地盤ばねおよび計算時のパラメータの一覧を示した。なお、剛性の高い区間の一般部のトンネルに対する剛性比（ EA_2/EA_1 ）は東京湾横断道路の試算を参考に50とし、地盤変位は先の検討と同様に単位振幅（1cm）とした。

図-17、18に変位波長が $L=300\text{m}$ および 800m の場合に剛性変化点（ EA_3 と EA_1 ）に発生する軸力の計算結

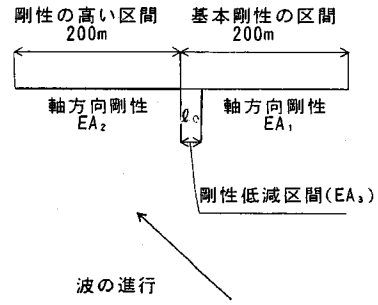


図-16 計算モデル

表-5 パラメータ一覧

トンネル軸方向剛性	EA_1	$5 \times 10^4 \text{ tf}$
	EA_2	$50 \times EA_1$
地盤のバネ定数	K	$1 \times 10^4 \text{ tf/m/m}$
トンネルの剛性変化	EA_3/EA_1	0.5, 0.2, 0.1, 0.05
地震変位の波長	L	100, 200, 300, 400, 600, 800m

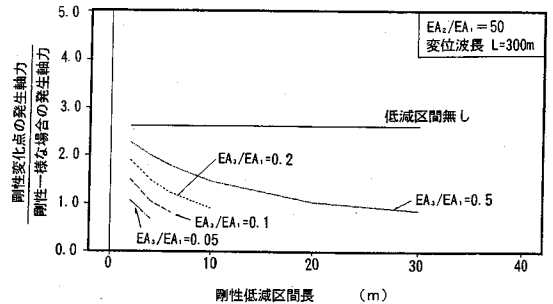


図-17 軸力増加比と剛性変化の関係（波長 300m）

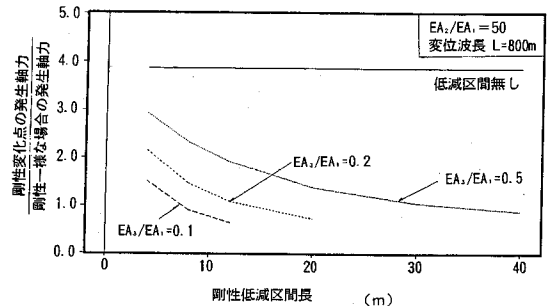


図-18 軸力増加比と剛性変化の関係（波長 800m）

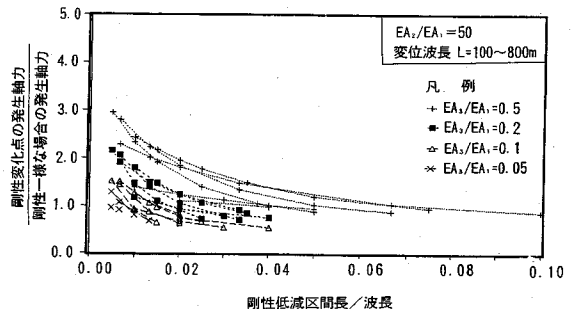


図-19 全ての波長に対する一覧

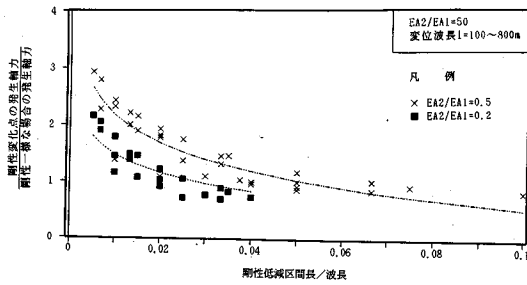


図-20 軸力と低減区間長の関係の定式化

果を示した。また、図-19は検討した全ての波長に関する計算結果を重ねて表したものである。

これらの結果より、以下のようなことが判明した。

- ①剛性低減区間の剛性 (EA_3) が小さいほど発生軸力は小さくなり、剛性が一樣な場合に発生する軸力 (図の軸力比が1.0) 以下となる低減区間長も短くてよい。
- ②波長が長くなると低減効果が小さくなり、剛性が一樣な場合の発生軸力以下になる低減区間長が長くなる。

図-19の結果を実設計に反映させるために、定式化を行った。同図より発生軸力比は、波長に対する低減区間長の比が大きくなるにつれて減少するが変化が鈍くなること、低減後の剛性比に比例的に小さくなるのがわかる。これらより、下式で近似できるものと仮定して、係数を回帰により求めた。

$$P/P_0 = a \log(L_0/L) + b \quad (4)$$

$$a = a_1 (EA_3/EA_1) + a_2$$

$$b = b_1 (EA_3/EA_1) + b_2$$

ここで、 P は剛性変化点の発生軸力、 P_0 は剛性が一樣な場合の発生軸力、 L_0 は剛性低減区間長、 L は地盤変位の波長、 EA_3 は剛性低減区間のトンネルの軸剛性、 EA_1 は基本剛性区間のトンネルの軸剛性、 a 、 b は係数である。

回帰の結果、 a_1 は-2.150、 a_2 は-0.566、 b_1 は-1.431、 b_2 は-0.349となり、図-20の結果が得られた。

4. 実工事における対策工法の検討

地盤剛性急変部およびトンネル剛性急変部における耐震対策としては、これまでの実験と解析で明らかとなったように、トンネルの剛性を部分的に低下させてひずみを吸収する方法が効果的と考えられる。具体的には、①可撓セグメントを設ける方法、②ある区間に弾性ワッシャーを用いる方法、③ある区間にダクトイルセグメントを用いて、合わせて覆工の強度も高める方法が考えられる。一般にダクトイルセグメントは高耐力であることが評価されているが、継手面板が大きく変形しやすいため、RCセグメントに比べて剛性が低いのである。

各々の特徴を東京湾横断道路トンネルの場合の1リン

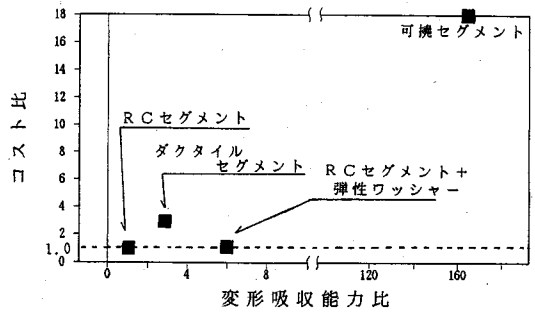


図-21 可能吸収変位量とコストの関係

グあたりの変形吸収量とコストの関係で図示すると図-21のようになる。これまで述べた2、3章では剛性低減区間のひずみの増加に対して触れなかったが、同図に示すようにダクトイルセグメントや弾性ワッシャーを使用すると、RCセグメントの3~5倍の変形が吸収できる。さらに弾性ワッシャーの変形吸収量は比較的容易に増加させることができるので、剛性低減区間のひずみの増加は設計上あまり問題にならない。

さて、可撓セグメントは立坑との接続部等で使用されており、1ヶ所で大変位を吸収するものである。しかし地盤剛性の変化点を施工上特定して調整することが現実的には困難である場合や、地盤変位が数10mの範囲で変化する場合には、可撓セグメントは適さない。このような場合に最も実績の多いのがダクトイルセグメントである区間に配置する方法であるが、経済性に劣る。このため、ある区間に生じる地盤ひずみを十分に吸収可能で、かつ経済的な弾性ワッシャーを用いる検討を行った。

設計時点で実績のあった弾性ワッシャーは、ゴム系とエポキシ樹脂系の2種類であり、各々材料および形状等の改良、新規開発等が精力的に行われており、それぞれの強度および剛性はともに適用可能な範囲にあった。

(1) 地盤剛性急変部の対策工法

地盤剛性急変部を中心に約2kmの区間を対象に、L-1地震を入力として地震応答解析を行い、弾性ワッシャーの使用方法を検討した。

検討は、地盤をトンネルの縦断方向の解析に用いているばね・質点系、トンネルを弾性床上の梁としたモデルを用いて行った。図-22に解析モデルを示す。斜路盛土部の固有値と地盤ばねは、横断方向のFEMモデルにより求めた。

解析で得られた軸力と曲げモーメントの分布を図-23(a)(b)に示す。これより、RCセグメントで弾性ワッシャーなしの場合は、最大軸力は許容値を越える結果となった。弾性ワッシャーを使用する場合には、既往の実

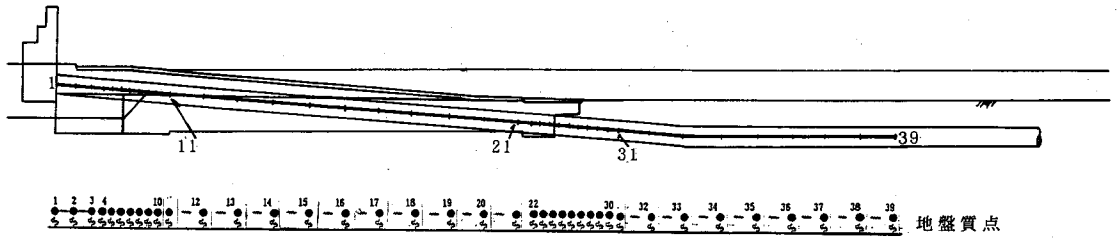


図-22 解析モデル

表-6 地盤条件

トンネル中心での地盤変位	2.49 cm	
地盤変位の波長	359 m	
トンネル～	軸方向	19 600 t/m/m
地盤間ばね	軸直角方向	41 900 t/m/m

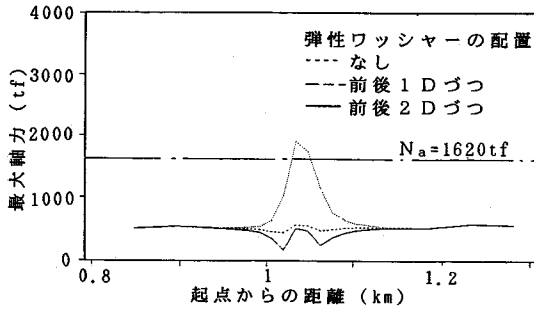


図-23a) 軸力分布

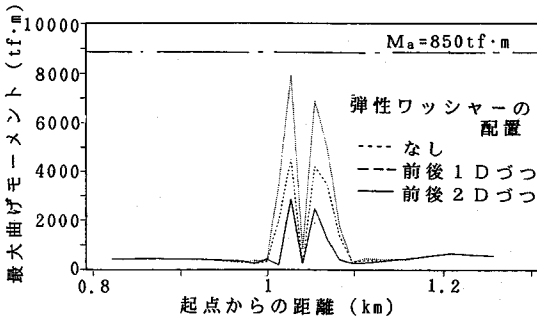


図-23b) 曲げモーメント分布

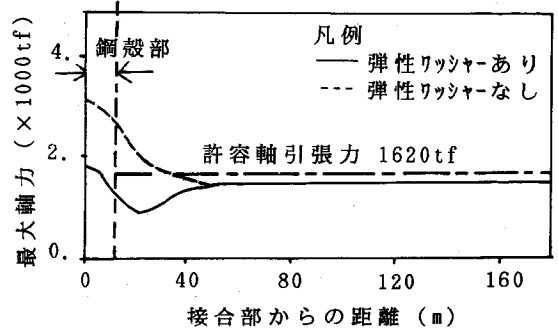


図-26 軸力分布図

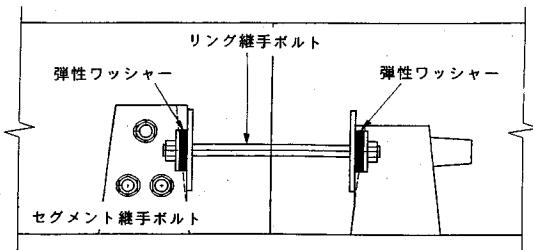


図-24 弾性ワッシャーの使用方法

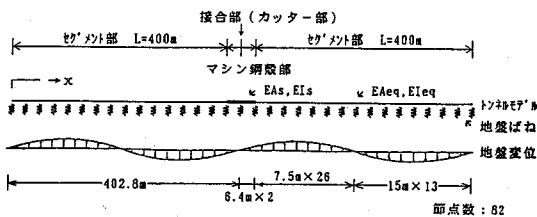


図-25 解析モデル

績とセグメントのボルトボックスの大きさから弾性ワッシャー1ヶ当たりのばね定数を約240tf/cmと想定し、図-24に示すように1継手当たり2個使用することとした。この結果、弾性ワッシャー使用区間のトンネル剛性は、ワッシャーを使用しない場合に比べて約1/2に低減させることが可能となった。図-23 (a) (b)に弾性ワッシャーを使用した場合の結果も併せて示した。計算結果では剛性変化点の前後1Dずつに設置した場合で十分に許容値以内に収まったが、変化点の位置の施工上のズレや誤差を考慮して、実施設計では前後2D (20リング) ずつの剛性低減区間を設けることとした。

(2) トンネル剛性急変部の対策工法

地中接合部周辺のトンネル部分モデルを図-25のように作成し、L-1地震に対して応答変位法による解析を行って、地中接合部に隣接するセグメントの対策法を検討した。

検討位置における地盤変位および地盤ばね条件は、表-6に示す通りである。接合部(マシン鋼殻部とカッター部)の剛性は、マシン鋼殻部のスキンプレートと内部に打設される覆工コンクリートを全断面有効として評価した。また、セグメント部の剛性は、RCセグメントとボルトの直列ばねとした。

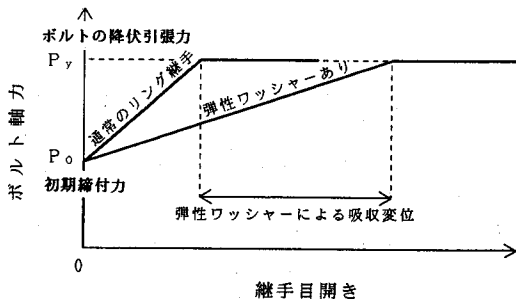


図-27 弾性ワッシャーを用いたリング継手の変形特性

表-7 弾性ワッシャーの力学的要求性能

状態	弾性ワッシャー			ボルト
	最大変形量	最大応力	残留変位	
初期締め	δ_0 応力緩和を考慮した初期締めめ付けを行なう	—	—	—
L-1地震時	$\delta_0 + \delta_1$ ・地中接合部 $\delta_1 = 1.6\text{mm}$ ・地盤急変部 $\delta_1 = 1.1\text{mm}$	降伏せず	なし	地震時の許容応力度 ($1.5\sigma_y$) 以下
L-2地震時	$\delta_0 + \delta_2$ $\delta_2 = \delta_1 \times 2$	破壊せず	δ_0	降伏応力度以下 (σ_y)

注1) 使用ボルト: M36 (強度規格10.9)
 $\sigma_s = 3000\text{kg/cm}^2$, $\sigma_y = 9500\text{kg/cm}^2$, $A_s = 8.17\text{cm}^2$
 2) 必要条件ではないが、望ましいものである。

表-8 弾性ワッシャーの耐久性要求性能

項目	要求性能
耐老化性	供用期間中必要な耐久性を確保する
耐疲労性	繰返し荷重(地震時や温度変化)に対して、必要な強度が確保される
耐海水性	海水の影響に対して、必要な強度が確保される
耐酸性	酸性溶液またはそれに類似するものに対して、必要な強度が確保される
耐アルカリ性	アルカリ性溶液またはそれに類似するものに対して、必要な強度が確保される
耐火性	難燃性または不燃性である
耐熱性	熱(100°程度)に対して必要な強度が確保される
耐低温性	低温(-50°程度)に対して必要な強度が確保される

まず、図-20で設定した回帰式(4)に、次のような実際の条件を代入して、弾性ワッシャーの望ましい設置範囲を推測した。

- ・低減区間の剛性比: $EA_2/EA_1 = 0.41$
- ・剛性変化点の発生軸力(許容される軸力)と一様剛性の場合の発生軸力の比: $P/P_0 = 1.1$
- ・地盤変位の設計波長: $L = 360\text{m}$

この結果、必要対策範囲L₀は、14.3m(10リング)以上となった。次に、これを踏まえて図-25の解析モデルによる検討を行った。設計上支配的な軸力について分布を図-26に示す。検討結果は次のようになった。

- ①弾性ワッシャーを設置しない場合は、RCセグメント部のボルトに生じる引張力が許容値を越える。
- ②弾性ワッシャーを設置した場合は、ボルト応力度は許容値以内となった。弾性ワッシャーの設置範囲は、接合部の両側1D(10リング)づつとした。

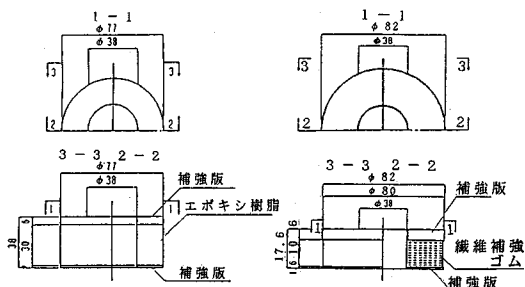


図-28 弾性ワッシャーの形状寸法

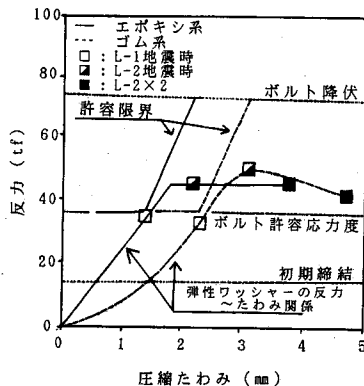


図-29 弾性ワッシャーの反力〜たわみ曲線

以上の地盤剛性急変部とトンネル剛性急変部の2つの検討結果より、両者とも、RCセグメントに弾性ワッシャーを設けた構造で対応できることがわかった。また経済性はダクトイルセグメントより有利である。

5. 弾性ワッシャーの設計

設計時点では、弾性ワッシャーは開発されてから日が浅く、使用実績も数例で、力学的性能の合理的な決定方法や設計上期待できる耐久性が必ずしも明らかになっていなかった。このため、実績調査や実験により調べた基本性能をもとに、本トンネルで要求される弾性ワッシャーの性能や仕様を検討し、試作を行いながら設計した。

弾性ワッシャーの特徴は、図-27のように初期締付力を越えた後の剛性が小さくなり(既往例ではゴム系で1/10程度まで、エポキシ系で1/3程度まで)、ひずみを吸収するため、同じ目開きを生じたときに発生する軸力を減少することができることである。したがって、通常のリング継手ではボルトや面板が許容応力度を越えたり、降伏してしまう場合も、弾性ワッシャーを使用することにより小さな応力に抑えることができる。

なお、セグメントの千鳥組による添接効果とリング継手の止水性を確保するために初期締付けを行うので、図

表-9 (a) 応力度に対する照査結果のまとめ

		エポキシ樹脂系 D80-d38×h30		繊維補強ゴム系 D98-d38×h10	
		応答値	許容値	応答値	許容値
L-2地盤	軸力 (tf)	35.3	-	33.1	-
	ボルト応力度 (kgf/cm ²)	4320	4500	4040	4500
	弾性ワッシャー応力度 (kgf/cm ²)	1003	1300	848	1290
L-1地盤	軸力 (tf)	46.8	-	50.0	-
	ボルト応力度 (kgf/cm ²)	5730	9500	6120	9500
	弾性ワッシャー応力度 (kgf/cm ²)	-	-	1290	1780

注1)寸法の記号は、D:外径、d:内径、t:厚さを示す。
2) [] 内は、満足することが望ましい項目。

表-9 (b) ひずみに対する照査結果のまとめ

		エポキシ樹脂系 D77-d38×h30		繊維補強ゴム系 D80-d38×h10	
		応答値	許容値	応答値	許容値
L-2地盤	継手目開き (mm)	1.6	2.4	1.6	2.6
	ボルトひずみ (μ)	2060	2140	1920	2140
	弾性ワッシャーひずみ (μ)	45700	59100	230000	310000
L-1地盤	継手目開き (mm)	3.2	10.9	3.2	16.8
	ボルトひずみ (μ)	2730	4520	2910	4520
	弾性ワッシャーひずみ (μ)	72300	150000	310000	750000
	ワッシャー残留変位 (mm)	0.40	[0.57]	0	[1.5]

注1)寸法の記号は、D:外径、d:内径、t:厚さを示す。
2) [] 内は、満足することが望ましい項目。

—27からわかるように、リング継手に P_1 以上の力が作用しないと開かない。したがって、リング継手の剛性は、ワッシャーの剛性ではなく、同図の割線剛性となる。

弾性ワッシャーに要求される力学的性能および耐久性性能を表-7, 8に示す。弾性ワッシャーに要求される力学的性能は耐震検討結果から、また、耐久性性能は設計耐用期間を100年として設定されたものである。図-28に設計された弾性ワッシャーの形状寸法を示す。また弾性ワッシャーの反力～たわみ曲線と継手ボルトの許容値との関係を図-29に示す。さらに応答変位法および地震応答解析で得られた最大応答値を表-9 (a) (b)に示すが、すべての応力度とひずみが許容値以内に収まっている。

6. まとめ

シールドトンネルは、セグメントをボルト等で連結する柔構造であるため、基本的に耐震性の高いトンネルである。しかしながら、本文で述べたように、地盤条件が急変する場所やトンネル剛性が急変する場所では、一般部とは別の耐震対策が必要となる。これに対し、従来はダクタイルやスチールセグメントを用いて強度を高めて対処してきたが、本研究により耐震対策として取るべき方針が次のように明らかとなり、また望ましい要求性能を満たす弾性ワッシャーを開発することができた。

(1) 地盤剛性急変部について

①断面力の増加は、境界部の柔らかい地盤側の方が大きく、その範囲は、トンネル剛性の高低より、地盤の変位分布の影響を強く受ける。

②実験・解析とも、剛性低減区間を設けてひずみを吸収すると、最大断面力を低減できる。

(2) トンネル剛性急変部について

①断面力の増加は、剛性比が大きいほど大きい。上限值が存在する。また、地盤変位の波長が800m以下では、波長が長い(地盤が軟弱な)ほど大きくなる。

②剛性低減区間を設けると、断面力が低下するが、このとき剛性が低いほど必要区間長は短い。

(3) 対策工について

①覆工剛性を低下させる方法には、可撓セグメントを設ける方法、ある区間に弾性ワッシャーを用いる方法、ある区間にダクタイルセグメントを用いて、合わせて覆工の強度も高める方法が考えられる。

②可撓セグメントは1ヶ所で大変位を吸収するものであるため、剛性急変の影響がある範囲にわたる場合や変位差があまり大きくない場合には不適當である。ダクタイルセグメントをある区間に用いる方法は、実績は多いものの経済性に劣る。両者に比べ弾性ワッシャーを用いる方法は、剛性の低下量と経済性の両面で合理的である。

③弾性ワッシャーの剛性は、リング継手金具の応力度が許容値以下にある状態で設計目開き量を吸収できるように設定し、ワッシャーに降伏が生じるひずみは、L-2地震のような希にしか発生しない大地震で生じる目開き量程度に設定すべきである。

④弾性ワッシャーには、エポキシ樹脂製と繊維補強ゴム製が存在し、いずれも材質と寸法を工夫することにより、上記③の力学的特性を生み出すことができる。

7. おわりに

軟弱地盤中のシールドトンネルの耐震設計法は、その基本的な考え方はほぼ確立しているものと考えられるが、本文で述べたような地盤およびトンネルの剛性急変部に対しては、プロジェクト毎に苦心してきたのが実情である。これらの問題に対して、本研究でまとめた耐震対策方法の考え方や弾性ワッシャーの力学的特性は、その解決に役立つものと考えられる。また、いずれの弾性ワッシャーも十分な耐久性を有しており、実用に供せるものと考えている。

なお、本研究の成果を東京湾横断道路の設計に反映させるに当たり、シールドトンネル検討会の今田委員長(東京都立大学教授)をはじめ、小泉委員(早稲田大学教授)・川島委員(建設省土木研究所前耐震研究室長)等、各委員の方々には貴重なご助言を頂いたことを記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：動的解析と耐震設計〔第4巻〕ライフライン施設, pp. 136-146, 1989.
- 2) たとえば, Suzuki, T., Tamura, C. and Maeda, H.: Earthquake Observation and Response Analysis of Shield Tunnel, *Proc. 7th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp. 1903-1908, 1986.
- 3) たとえば, Tsukamoto, K., Nishio, N., Satake, M. and Asano, T.: Observation of pipeline behavior at geologically complex site during earthquakes, *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.7, pp.247-254, 1984.
- 4) たとえば, 田村重四郎, 山口良雄, 河田博之, 久保田直樹: シールドトンネルの振動モデル実験, 構造物設計資料 No. 49, pp.10-14, 1977.
- 5) たとえば, 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究 (その2) 覆工の軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析, 土木研究所資料 2277, 1985.
- 6) 日本道路協会: 共同溝設計指針, pp. 52-80, 1986.
- 7) 日本ガス協会: ガス導管耐震設計指針, pp. 52-54, 1982.
- 8) 和佐勇次郎, 三木克彦, 林光俊: 二次覆工を有するシールドトンネルの地震時挙動, 土木学会論文報告集, 第436/III-16, pp. 47-56, 1991.9.
- 9) 日本道路公団: 東京湾横断道路シールドトンネル設計基準(案), 1987.
- 10) 元山宏, 立石俊一, 竹内幹雄他: 地盤剛性急変部におけるトンネルの地震時挙動確認実験 (その1-3), 土木学会第44回年次学術講演会概要集, pp. 1110-1115, 1989.10.
- 11) 竹内幹雄, 高橋忠, 元山宏, 渡辺啓行: 地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法, 土木学会論文報告集, 第422/I-14, pp.323-332, 1990.10.
- 12) 栗林栄一, 川島一彦, 柴田松雄: 沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究, 土木研究所資料第1193号, 1977.

(1994.2.1 受付)

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN FOR PARTS OF DISCONTINUOUS RIGIDITY IN SHIELD TUNNELS IN SOFT GROUND

Yujiro WASA, Koji YOSHIDA and Tsutomu TANAKA

To counter earthquake damage in the longitudinal direction of shield tunnels, displacement absorption by flexible segments or improved resistivity by ductile segments has generally been adopted. However, the former method is unsuitable when displacement absorption is required over a wide area, and the latter is costly.

By experiment and analysis, the authors have confirmed the effectiveness of creating rigidity-reducing sections using elastic washers, in places where the firmness of the ground or the rigidity of the tunnel lining lacks continuity. Moreover, we have studied and confirmed by experiment the required performance of the washer for the Trans-Tokyo Bay Highway.