

# (33) 近接した二つの海底トンネルにおける地震観測と考察

東海大学 ○浜田 政則

## 1. はじめに

いくつかの沈埋トンネルにおいて、トンネルの動ひずみの測定を主とする地震観測が実施され、トンネルの地震時挙動に関する考察、および実測値と解析値の比較による数値解析モデルの検証が行われている。著者はすでに報告されている、二つの近接した海底トンネルの同一地震における観測記録を用い、トンネルの構造条件、特にトンネルエレメント間の継手構造の硬軟が地震時ひずみの大きさに与える影響を定量的に検討した。

## 2. 二つのトンネルの構造と地盤条件

地震観測が実施されている二つの海底トンネル（以後A・Bトンネルという）は、図示するように東京港内に約3Kmの近接した距離に建設され、トンネル軸が互いに直交する位置関係にある。A・Bトンネルの全長はそれぞれ1035m, 744mで、100m~110mの長さの沈埋函エレメント9函および6函を可撓性継手によって連結している。Bトンネルの継手はPCケーブルのみよりなり、鋼製のせん断キーとモルタルコンクリートよりなるAトンネルの継手に比較し、きわめて可撓性に富んでいる。図. 2に示すように沈埋函横断面は偏平な矩形断面であり、Aトンネルは道路用6車線の大断面を有し、Bトンネルは4車線の中規模断面を有している。

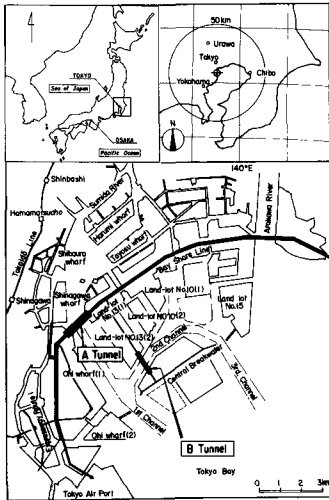


図. 1 ニトンネルの位置

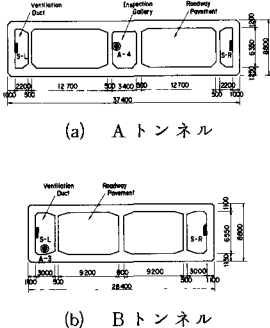


図. 2 トンネルの構断面

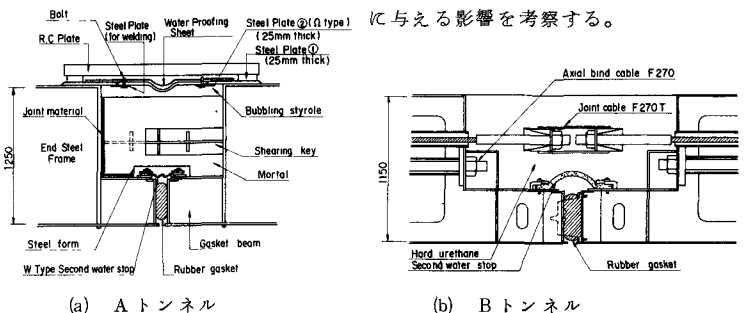


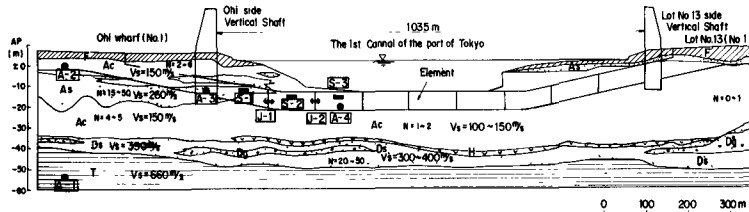
図. 3 エレメント間の可撓性継手

A・B両トンネルの建設地点の地盤状況を図. 4に示す。Aトンネルの大部分はせん断波速度が100m/sec~150m/secの軟質な沖積粘土層に、Bトンネルはせん断波速度が210m/sec前後の洪積粘土層に建設されており、Bトンネルの方がやや硬質な地盤に位置している。A・Bトンネルとも地表面下50m~60mの深さにせん断波速度約600m/secの第3紀層が存在する。

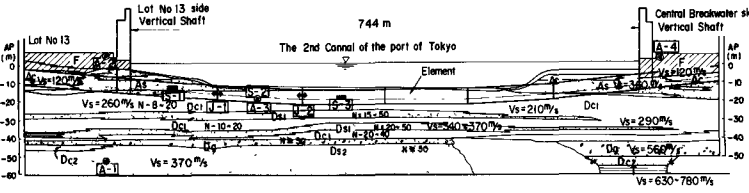
トンネルの両岸には換気用のタワーが建設されているが、換気タワーとの連結はA・Bトンネルともきわめて剛性の低い継手でなされており、構造上は自由端とみなせる。

## 3. 観測された地震時ひずみと加速度

二つのトンネルにおける地震観測によって得られた加速度記録およびトンネルのひずみ記録については、すでに矢作・西山<sup>(1)</sup>、池田・坂本<sup>(2)</sup>の報告がある。本報告ではこれらの記録により、継手など構造条件がトンネルの地震時ひずみに与える影響を考察する。

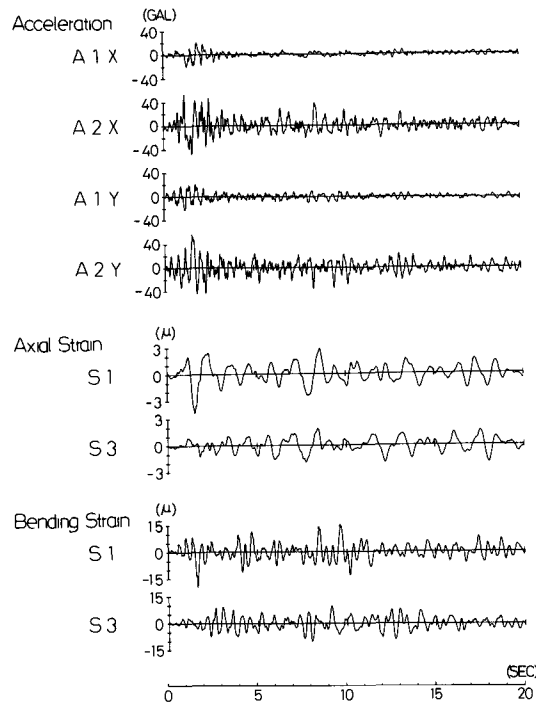


(a) Aトンネル

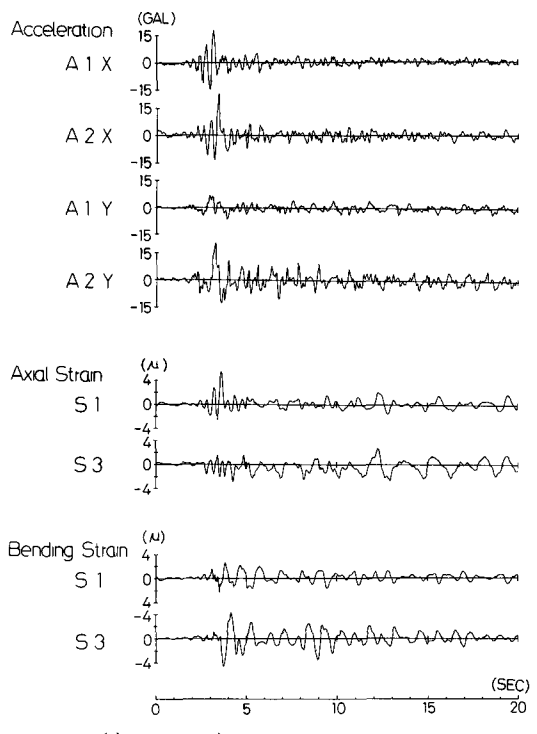


(b) Bトンネル

図. 4 地盤条件と観測機器の配置



(a) Aトンネル



(b) Bトンネル

図. 5 千葉県中部の地震によるA・Bトンネルの加速度波形および軸ひずみ・曲げひずみ波形

ひずみ、曲げひずみはトンネル横断面両側壁のトンネル軸方向ひずみの平均値および差より求めた。ひずみの測定位置S1・S3は図. 4に示すようにそれぞれ換気タワーに隣接した第1号函、海底部の第3号函の中央である。

第3紀層上面での最大加速度はAトンネルの軸直交方向(A1Y)がやや小さいが、その他の記録ではいずれも $20\text{ cm/sec}^2$ 程度で、両トンネルともほぼ同程度の基盤入力加速度があったものと推定される。Bトンネルでは陸上部地表面での最大加速度がX・Y方向とも約 $60\text{ cm/sec}^2$ で、増幅効果が著しいが、Aトンネルの地盤での、

図. 5は千葉県中部に発生した地震(マグニチュード $M=6.1$ 、震央距離 $=40\text{ Km}$ 、震源深さ $=80\text{ Km}$ )によるA・B両トンネルの地盤加速度およびトンネルの軸方向変形によるひずみ(軸ひずみ)と水平面内の曲げ変形によるひずみ(曲げひずみ)を示す。A1はいずれも第3紀層上面、A2は陸上部の地表面あるいはその近傍における加速度を示す。X・Yはそれぞれトンネル軸方向およびトンネル軸直交の水平方向を示す。軸

増幅率は比較的小さい。これはAトンネルでの陸上部の測点(A2)がトンネルへの進入道路の中央分離帯コンクリート床版中に設置されていること、および測点が図4に示すように周辺地盤の地表面より約10m下方にあることなどが原因として考えられる。ちなみに、Bトンネルでは換気タワーより軸直交方向へ20m程度離れた自然地盤表面近傍に設置されている。

トンネルの地震時ひずみは、曲げひずみ・軸ひずみともBトンネルの方が小さく、トンネルエレメント間の可撓性継手の効果が顕著に見られる。Bトンネルの軸ひずみの最大値は $4.1 \times 10^{-6}$  (S1)で、Aトンネルでの最大値 $6.0 \times 10^{-6}$ の2/3である。また、曲げひずみもBトンネルで $2.0 \times 10^{-6}$  (S1)に対しAトンネルで $4.2 \times 10^{-6}$  (S3)である。

#### 4. 簡易モデルによるトンネルの地震時ひずみの算定

埋設管、地下タンクおよび海底トンネルの地震観測・模型実験による研究から、これらの地中構造物の地震時ひずみが地盤の相対変位、すなわち地盤の地震時ひずみに支配されることが明らかにされている。沈埋トンネルについてはいくつかの解析モデルが提案され、トンネル軸に沿った地盤の相対変位からトンネルの変形とひずみを算定することが試みられている。しかし、トンネル軸に沿った地盤条件は一般に複雑に変化しており、地震時の地盤の相対変位を精度良く求めることはきわめて難しい。このため、従来の研究において実測ひずみと解析ひずみの対比がしばしば行われているが、その一致性は必ずしも良好でない。

本報告では、A・B両トンネルの断面剛性および継手構造の硬軟がトンネルの地震時ひずみに与える影響を検討するため、図.6に示すような簡易モデルを用いて解析を行った。

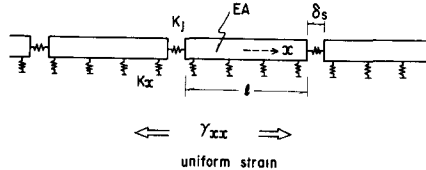


図.6 簡易モデルによる解析

解析条件は、

(i) トンネルは図示するよう沈埋函エレメントと可撓継手の無限連鎖と考える。この仮定は、実際のトンネルが換気タワーと構造上分離されていることを考慮すれば、トンネルの地震時ひずみを大き目に評価することになる。

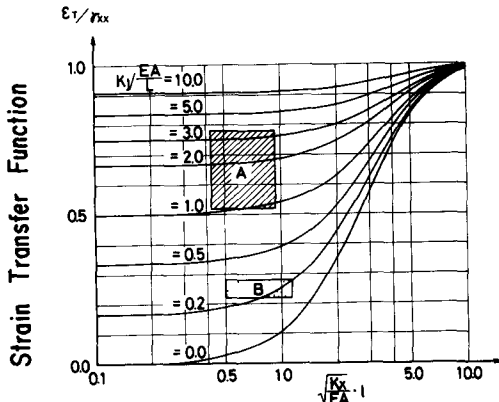
(ii) 地盤のひずみはトンネル軸に沿って一定とする。これはトンネルの長さと比較し、地震波動のトンネル軸に沿ったみかけ上の波長がきわめて長い場合を想定しており、やや現実的ではないが、設計上安全側の値を見積ることになる。

トンネルの軸方向の剛性をEA、トンネルの単位長さ当りに作用する地盤バネ定数を $K_x$ 、沈埋函エレメントの一函当りの長さを $l_1$ 、可撓性継手のバネ定数を $K_j$ とすれば、トンネルのひずみ $\epsilon_x$ および継手の相対変位 $\delta_s$ は地盤のひずみ $\gamma_{xx}$ に比例して下式のようにもとまる。

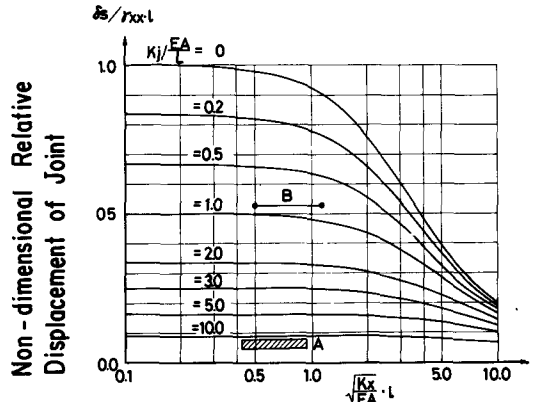
$$\epsilon_x = \gamma_{xx} \left\{ 1 - \frac{\cosh \frac{\beta x}{2}}{\cosh \frac{\beta l}{2}} \left( 1 - \frac{2 \frac{\tanh \frac{\beta l}{2}}{\beta l}}{\frac{EA}{kj l} + \frac{2 \tanh \frac{\beta l}{2}}{\beta l}} \right) \right\} \quad (1)$$

$$\delta_s / l = \gamma_{xx} \frac{\frac{2}{\beta l} \tanh \frac{\beta l}{2}}{1 + \frac{kj l}{EA} \frac{2 \tanh \frac{\beta l}{2}}{\beta l}} \quad \beta = \sqrt{\frac{K_x}{EA}} \quad (2)$$

式(1)に $x=0$ を代入し、エレメント中央部でのひずみを求めこれを図7(a)に示した。縦軸は地盤のひずみ $\gamma_{xx}$ に対するトンネルのひずみ $\epsilon_T$ の比、すなわち地盤よりトンネルへのひずみの伝達率を示す。また図7(b)は無次元した継手での相対変位を表す。



(a) トンネルの地震時ひずみ



(b) 可撓性継手の相対変位

図. 7 簡易モデルによる解析

図. 7 の結果から、トンネルの軸方向剛性  $EA$  が減少し、地盤のバネ定数  $k_x$  が増大すれば、トンネルの軸ひずみは地盤のひずみに近づき、継手で相対変位が減少することがわかる。またトンネルエレメントの剛性  $EA/L$  が継手のバネ定数  $k_j$  よりも著しく大きい場合は、トンネルのひずみは 0 に近づき、継手の相対変位は地盤ひずみ  $r_{xx}$  にエレメントの長さ  $l$  を乗じた値となることわかる。

Examination of Stiffness of Tunnel and Flexibility of Joint

Tunnel	A ( $l=110m$ )	B ( $l=124m$ )
$\sqrt{\frac{k_x}{EA}} \cdot l$ (Assumed)	0.42 ~ 0.94	0.50 ~ 1.12
Earthquake	Chiba Izu	Chiba Izu
Max. Strain of Tunnel $\epsilon_r$	$5.4 \times 10^{-4}$	$5.0 \times 10^{-4}$
Max. Relative Disp of Joint (Belmm)	0.061	0.053
Max Axial Particle Velocity $V_x$ (mm/sec)	2.9	1.1
Max. Apparent Phase Vel $U_x$ (mm/sec)	2800	1720
Max Ground Strain $\gamma_{xx} = \frac{V_x}{U_x}$	$10.4 \times 10^{-4}$	$6.4 \times 10^{-4}$
Strain Ratio $\frac{\epsilon_r}{\gamma_{xx}}$	0.52	0.78
Relative Disp. Ratio $\frac{\delta_s}{\gamma_{xx} \cdot l}$	0.05	0.08

表. 1 実測によって得た二トンネルのひずみと相対変位

次に、図. 7 の結果を用い、A・B 両トンネルと観測されたトンネルのひずみおよび継手の相対変位の大きさを比較することにより、両トンネルの継手構造の剛性の差異を検討する。

前述した千葉県中部の地震と伊豆大島沖で発生した地震 (マグニチュード = 6.7, 震央距離 = 9.0 Km, 震源深さ = 1.0 Km) による軸方向ひずみの最大値  $\epsilon_r$ , 継手の最大相対変位  $\delta_s$ , 地盤のひずみ  $r_{xx}$  およびトンネルと地盤のひずみの比、無次元化した継手の相対変位を求めた。これを表 1 に示す。地盤のひずみ  $r_{xx}$  は陸上部 (A2) で観測した軸方向加速度波形を積分して速度波形を求め、これを地震波動のトンネル軸に対するみかけ上の伝播速度で除した値である。みかけ上の

伝播速度は、陸上部測点とトンネル内部の測点での加速度波形の相互相関々数より求めた値で、表 1 に示すように  $1700 m/sec \sim 4200 m/sec$  である。

海底トンネルのような大規模な構造物に作用する地盤のバネ定数を正しく評価することは難かしいが、本検討では単位面積当りのバネ定数を杭やケーソンの設計で通常用いられている値の範囲、およびトンネル断面の大きさを考慮し、 $0.1 \sim 0.5 kg/cm^2$  と仮定した。両側壁と底版に地盤バネが作用するものとして、 $\beta l$  を求めると A トンネルで  $0.42 \sim 0.94$ , B トンネルで  $0.5 \sim 1.12$  となる。この値に対して、表 1 に示したひずみの比と無次元化された相対変位をプロットすると図. 7 に示す領域が得られる。

トンネルと地盤のひずみの比および相対変位から推定される、継手バネ定数とトンネルエレメントの剛性の比  $k_j \frac{EA}{L}$  にはかなりの差がみられるが、いずれにしても B トンネルの継手の剛性は A トンネルの  $1/5$  以下であると推定される。

参考文献

- (1) 矢作 枢, 西山啓伸ほか「沈埋トンネルの地震観測と数値解析」第 5 回日本地震工学シンポジウム, 1978, pp937~pp944
- (2) 池田智学, 坂本光嗣ほか「東京港第 2 航路海底トンネルの地震観測と応答解析」第 6 回日本地震工学シンポジウム, 1982, pp1849~pp1856