

硬質地盤を通過する剛性の高いトンネルの 地震時応答性状と耐震設計

中川誠志¹・式田直孝²・田中 努³・大竹省吾⁴

¹正会員 工修 首都高速道路公団湾岸線建設局 (〒105 東京都港区芝1-11-11)

²正会員 首都高速道路公団本社工務部 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)

³正会員 工修 ㈱オリエンタルコンサルタンツ 総合技術部 (〒213 神奈川県川崎市高津区久本3-5-7)

⁴正会員 工修 同上 (同上)

硬質地盤中のトンネルであってもトンネル軸方向の剛性が高い場合には軸方向の耐震検討が必要で、トンネル上部が軟質層に入る場合には“有効地盤変位”を考慮する必要がある。筆者らは、この必要性を解析的に明らかにし、硬質地盤における耐震対策の考え方を提案した。さらに実トンネルへの適用例を示した。

Key Words: open-cut tunnel, cast-in-site diaphragm wall, aseismic design

1. まえがき

これまで、トンネルの震災は数が少なく、比較的古い山岳トンネルの無筋コンクリートの覆工や坑口部に若干の被害が見られる程度であった¹⁾。また、周辺地盤に支持されているため地盤が安定である限り、落橋のような構造系全体の崩壊が生じないことから、トンネルの耐震性は高いという認識が定着している。したがって、都市部の土砂トンネルも、耐震設計が行われることは少なかった。

しかし、水底に建設される沈埋トンネルは、軟弱地盤の中にあることや、被災時の浸水が致命傷になりかねないため、耐震設計法の研究が行われ、1975年の土木学会の沈埋トンネル耐震設計指針(案)²⁾をはじめ、いくつかの機関で耐震設計基準類が作成されている。また、共同溝についても1977年の建設省の新耐震設計法案³⁾で、水底トンネルと同様の設計法が提示されたが、1986年の共同溝設計指針⁴⁾で、断面の耐震設計は行わなくてよいこと、軸方向の継手間隔は30mを標準にすること、耐震計算を必要とする箇所など、共同溝の一般的な特徴に基づく耐震設計法が示された。さらに、1988年のトンネル標準示方書(開削編)⁵⁾では、基本的な解析手法の他に、耐震検討が必要な条件が提示されている。それらのうち地盤に関するものとしては、①著しく性状の異なる地盤中にまたがる場合、②基盤深さが著しく変化している場合、③流動化する砂層中あるいは変位を生じやすい地形や軟弱地盤中にある場合の3点が上げられている。

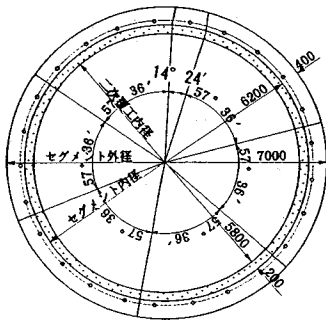
地震時にトンネルに発生する応力(またはひずみ)は、

2点間の相対変位(つまり地盤ひずみ)の大小に大きく影響されることは周知の通りであるが、他に地盤の拘束力(または地盤ばね定数)の大小にも依存するものである。したがって、前述の基準類では触れていないが、地盤が比較的硬質でありながら、トンネル軸に沿う相対変位が大きい場合には、地震時に大きな軸方向力が生じて、軟弱地盤中のトンネルより危険になる可能性が考えられる。

そこで筆者らは、耐震上の問題が生じやすいトンネル軸方向の地震時挙動を対象にして検討した結果、剛性の高いトンネルは、硬質地盤中でも耐震設計が必要であること、トンネルに作用する地震時地盤変位について軟弱地盤中のトンネルとの大きな相違点があることを明らかにした。さらに、硬質地盤の特性を踏まえたトンネルの軸方向の耐震対策の基本的な考え方を示した。

また、ここで指摘または提案した事項を踏まえ、下記のような条件の硬質地盤にあり、かつその影響が大きく現れる構造条件を有するトンネルを対象に、地震時挙動を確認しつつ耐震設計を行った。その結果、常時の荷重条件から定まる連続構造のトンネルでは耐震安全性が確保できないが、ここで提案する耐震対策を講じることにより、トンネル軸方向の鉄筋は常時荷重に対する設計が必要とされる最小鉄筋量で十分耐震性を確保できることが確認できた。

①トンネルの剛性が高いため、小さな変位でも断面力が大きくなる。さらに、軟質な表層とその下の硬質地層の境界面に起伏があるため、トンネル軸方向に大きな断面力の発生が予測される。



図一 ールドトンネルの構造例

②開削工法の山留めとして用いた地中連続壁をトンネル側壁の一部として本体利用する構造になっており、この地中連続壁が硬質地層に根入れされている。したがって、トンネル本体は軟質地層にあっても、この壁を通して硬質地層の振動性状がトンネルに影響をおよぼす可能性が大きい。

2. 硬質地盤中の剛性の高いトンネルの耐震設計の必要性

トンネルの軸方向の断面力（軸力・曲げモーメント・せん断力）は、地盤変位を受けた弾性床土の梁として求めることができる²⁾。今、トンネル軸方向の地盤変位振幅の分布を波長 L の正弦波と仮定して、最大振幅を δ_{cmax} とすると、設計上支配的な軸力 $P(x)$ の算定式は次のようになる。

$$P(x) = P_{max} \cdot \cos(2\pi \cdot x/L) \quad (1)$$

$$P_{max} = EA \cdot \epsilon_{Tmax} \quad (2)$$

$$\epsilon_{Tmax} = a \cdot \epsilon_{cmax} \quad (3)$$

$$\epsilon_{cmax} = 2\pi \cdot \delta_{cmax} / L \quad (4)$$

$$a = 1 / \{1 + (2\pi/\lambda L)^2\} \quad (5)$$

$$\lambda = \sqrt{k/EA} \quad (6)$$

ここで、 EA ：トンネルの軸引張剛性

（一般に圧縮力に対しては十分抵抗できるので引張に着目する）

ϵ_{Tmax} ：トンネルに発生する最大軸ひずみ

a ：ひずみまたは変位の伝達率

ϵ_{cmax} ：地盤に発生する最大軸ひずみ

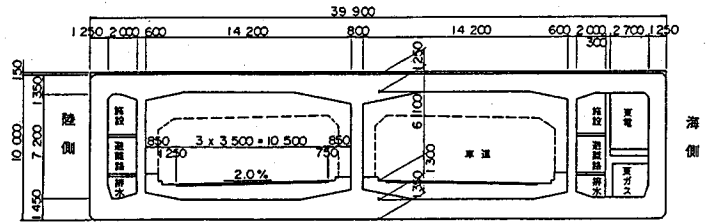
δ_{cmax} ：地盤の最大変位振幅（片振幅）

L ：地盤変位の波長

λ ：剛比係数

k ：トンネル単位長さ当りの地盤ばね

式(1)～(4)より、軸力はトンネルの剛性と、「地盤の変位/波長」つまり地盤のひずみと、ひずみの伝達率に比例することがわかる。また、式(5)(6)より、ひずみの



図一 沈埋トンネルの構造例

伝達率は、トンネルの剛性が低く地盤が硬いほど大きくなり、最大値1.0に近づく。

例えば硬質地盤中の鉄筋コンクリートボックス構造のトンネルの場合、トンネル剛性は高く、地盤の変位は小さいもののトンネル軸に沿った地盤条件の変化が急変する場合は地盤ひずみは大きい。また、伝達率は、トンネルの剛性は高いが地盤剛性も高いため、あまり小さくならない。したがって、硬質地盤中でも地盤条件の変化が大きい場合は大きな軸力が発生することが容易に推測できる。

そこで、軸方向剛性の低いトンネルとして図一のールドトンネル⁶⁾を、逆に剛性の高いトンネルとして図二の沈埋トンネル⁷⁾を考え、地盤の剛性の違いによる軸力の変化を応答変位法により算定してみる。ールドトンネルの軸方向剛性は、コンクリートセグメントの全断面有効の剛性とリング継手の直列ばねから等価剛性として下記の値が算定され、沈埋トンネルの軸方向剛性は躯体コンクリートの全断面有効の剛性として算定される。

$$\text{ールドトンネル} : EA = 1.4 \times 10^5 \text{tf}$$

$$\text{沈埋トンネル} : EA = 4.8 \times 10^8 \text{tf}$$

解析は、ールドトンネル程度の剛性(EA_1)から、沈埋トンネル規模の鉄筋コンクリートボックス構造のトンネルまでの剛性(EA_4)を10倍ずつ変えた下記の4ケースとし、継手間隔を100mとして、表層地盤のせん断波速度と発生軸力の関係を応答変位法⁸⁾により求め、結果を表一と図三に示した。

$$\text{ケース1} : EA_1 = 5 \times 10^5 \text{tf} = EA_0$$

$$\text{ケース2} : EA_2 = 5 \times 10^6 \text{tf} = 10EA_0$$

$$\text{ケース3} : EA_3 = 5 \times 10^7 \text{tf} = 100EA_0$$

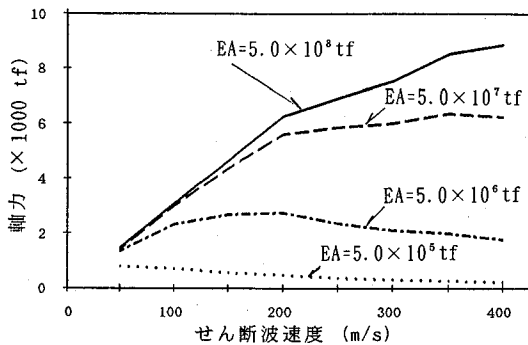
$$\text{ケース4} : EA_4 = 5 \times 10^8 \text{tf} = 1000EA_0$$

モデル地盤は表層が均一の地盤で、土がぶりゼロの深さにトンネルがある。また、地盤変位の波長 L 、最大変位振幅 δ_{cmax} 、トンネル単位長さ当りの地盤ばね k は、共同溝設計指針⁹⁾に基づき、地盤のせん断波速度の値に応じて下記のように設定した。主な値を前掲の表一に示した。

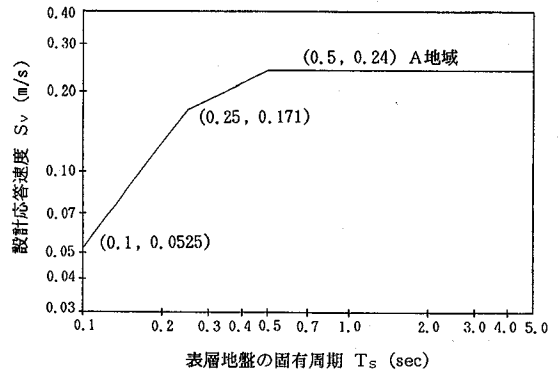
$$L = 2L_1 \cdot L_2 / (L_1 + L_2) \quad (7)$$

表一 共同溝設計指針により設定した条件

地震時せん断波速度 V_s (m/s)	固有周期 T_s (s)	波長 L (m)	設計応答速度 S_v (m/s)	最大変位振幅 δ_{cmax} (cm)	最大軸ひずみ ϵ_{cmax}	地盤ばね $k = G$ (tf/m ²)	シールドトンネル(外径7m)		道路沈埋トンネル	
							伝達率 α	最大軸力 P_{max} (tf)	伝達率 α	最大軸力 P_{max} (tf)
50	2.00	180	0.24	9.7	3.3×10^{-3}	460	0.46	700	0.008	1300
100	1.00	170	0.24	4.9	1.8×10^{-3}	1800	0.75	610	0.027	2400
150	0.67	160	0.24	3.2	1.3×10^{-3}	4100	0.85	500	0.051	3300
200	0.50	150	0.24	2.4	1.0×10^{-3}	7300	0.90	420	0.079	4100
250	0.40	140	0.21	1.7	7.9×10^{-4}	11000	0.92	330	0.111	4300
300	0.33	130	0.19	1.3	6.4×10^{-4}	17000	0.94	270	0.144	4400
350	0.29	120	0.18	1.0	5.4×10^{-4}	23000	0.95	230	0.173	4500
400	0.25	115	0.17	0.9	4.7×10^{-4}	29000	0.96	200	0.200	4600



図一三 剛性の異なるトンネルに発生する最大軸力と地盤のせん断変形係数



図一四 速度応答スペクトル

$$L_1 = V_s \cdot T_s, L_2 = V_B \cdot T_s$$

$$T_s = 4H/V_s \quad (8)$$

$$\delta_{cmax} = 2/\pi^2 \cdot S_v \cdot T_s \quad (9)$$

$$k = C \cdot G \quad (10)$$

$$G = \gamma/g \cdot V_s^2 \quad (11)$$

ここで、 V_s ：表層地盤の地震時せん断波速度 (m/s)

V_B ：基礎のせん断波速度 (300 m/s)

T_s ：表層地盤の固有周期 (s)

H ：表層地盤の厚さ (25.0 m)

S_v ：設計応答速度 (m/s) [図一四参照]

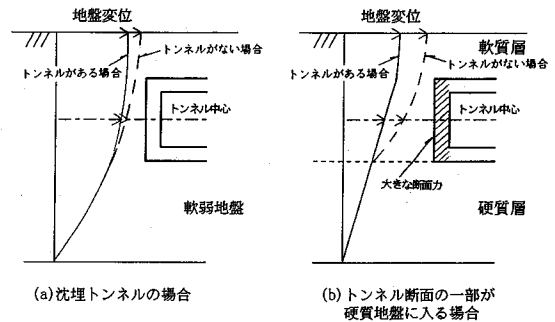
C ：剛性係数に関する定数で、トンネル軸方向の場合は1.0とする。

G ：表層地盤の動的せん断変形係数 (tf/m²)

γ ：表層地盤の単位体積重量 (1.8 tf/m³)

g ：重力加速度 (9.8 m/s²)

図一三より、硬質地盤では、シールドトンネルのように剛性の低いトンネルに比べ、沈埋トンネル規模の鉄筋コンクリートボックス構造のトンネルでは20倍程度の軸力が発生することがわかる。また、沈埋トンネルが建設される港湾部の地盤の平均せん断波速度 (V_s) は100 m/s前後であり、沈埋トンネル規模のトンネルが平均せん断波速度300 m/sの硬質地盤に建設された場合は、沈



図一五 トンネル位置の地盤変位

埋トンネルに比べ2倍以上の軸力が発生することがわかる。

シールドトンネルの軸方向引張りに対する許容応力度に基づく耐力はリング継手金物で決まり、前掲図一の場合には500 tf程度である。また沈埋トンネルのような鉄筋コンクリートボックスの耐力は、横断方向の主筋の配筋筋として配置される鉄筋で決まり、前掲図二の場合は、16000 tf程度(実トンネルでは耐震補強がなされて、これより大きい耐力を有している)である。このように剛性の高いトンネルは一般に保有する耐力も大きい、

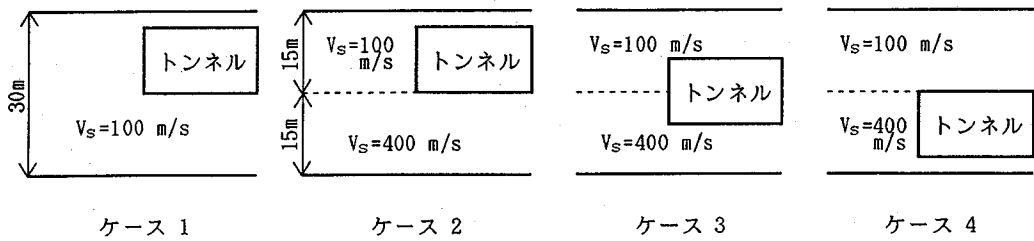


図-6 検討モデルの地盤条件とトンネル深さ

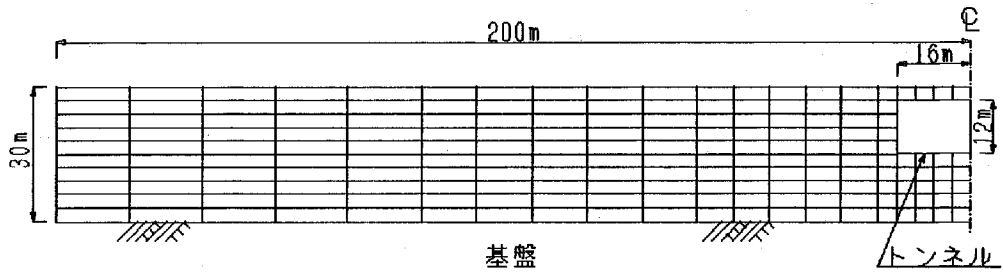


図-7 FEM モデルの例 (ケース 2)

剛性の高いトンネルの場合には、硬質地盤の方が断面力が大きくなる場合があることに注意する必要がある。

3. トンネルの一部が硬質地層にはいる場合の有効地盤変位

軟弱地盤中の沈埋トンネルの設計や共同溝の軸方向の設計では、トンネルの影響を無視した地盤のみのモデルより算出したトンネル断面中央深さの地盤変位に対して耐震設計が行われる。これは、軟弱地盤の上部や比較的浅い位置に建設される沈埋トンネルや共同溝では、図-5 (a)のようにトンネルの有無による地盤変位の差が少なかったり、トンネルの影響を無視した方が若干安全側となるためである。

しかし、トンネル断面の一部が硬質地層に入っている場合、図-5 (b)のようにトンネルの水平変位はトンネル断面中央深さの地盤変位よりもかなり小さくなり、それと共に地震時の地盤のせん断変形に伴う大きな地盤反力がトンネル側壁に作用して、軟弱地盤に埋められる沈埋トンネルよりも、横断面にかなり大きな力が発生するはずである。

この影響の程度を、図-6の単純化した4つの条件について、地盤を平板要素で、トンネル覆工を梁要素で表わした図-7のようなFEMモデルを用いて調べた。ケース1は、沈埋トンネルが建設される軟弱地盤を想定したものであり、ケース2~4は硬質地層に入るトンネルを簡単にモデル化したものである。地盤の変位分布は

地盤の固有値と前掲図-4の共同溝設計指針の速度応答スペクトル⁴⁾から次式により求めた。

$$u(z) = \beta \cdot f(z) \cdot S_V / \omega \quad (12)$$

ここで、 $u(z)$: 深さ z における地盤の水平変位 (cm)

β : 1次モードの刺激係数

$f(z)$: 1次のモード関数

S_V : 1次モードに対応する速度応答スペクトル値 (cm/sec²)

ω : 1次の固有円振動数 (rad/sec)

この地盤変位を、トンネル軸直角方向には前掲図-7の2次元FEMモデルで、軸方向には単位奥行きを持つ3次元FEMモデルで静的に生じさせ、トンネルの変形を調べた。その結果、トンネルの有無によるトンネル側壁位置に沿った深さ方向の地盤変位分布はそれぞれ図-8、9のように異なるものとなった。

図-8より、トンネル軸方向に変位した場合、トンネルの変位は、どのケースもトンネルが無い場合の地盤変位のちょうどトンネル下端深さの値に相当しており、軸方向のせん断変形に非常に剛なトンネルの側壁が抵抗し、トンネル近傍地盤の変形が拘束されていることがわかる。

また図-9より、トンネル軸直角方向に変位した場合、ケース1のように均一な軟弱地盤中にトンネルがある場合や、ケース4のように完全に変形の少ない硬質地盤中にトンネルがある場合は、トンネル断面中央の変位はトンネルが無い場合のトンネル中央深さの地盤変位にほぼ等しいが、ケース2、3のようにトンネルが硬質地層に

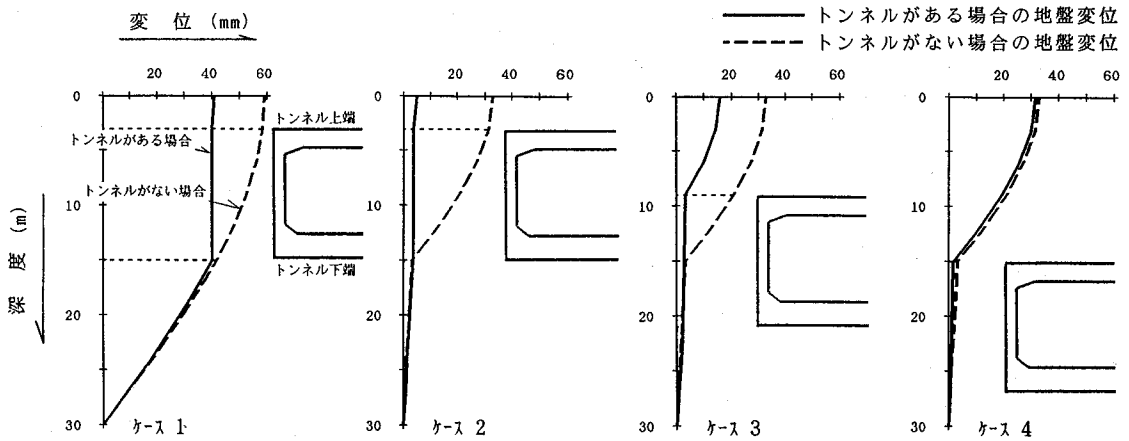


図-8 トンネルの有無によるトンネル軸方向の変位分布の比較

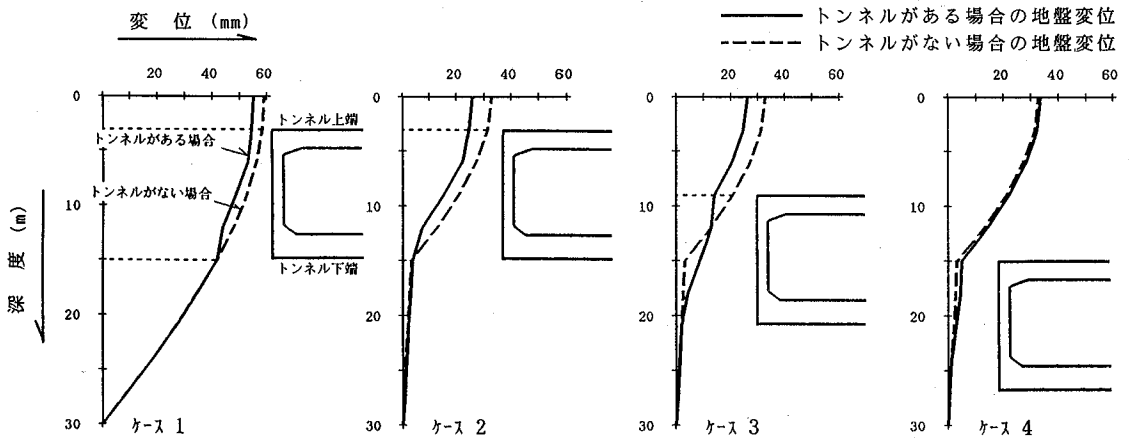


図-9 トンネルの有無によるトンネル軸直角方向の変位分布の比較

接したり、層中にトンネル本体の一部が入ると、トンネルの有無でトンネル近傍の地盤変位が異なることがわかる。また、軸直角方向のせん断変形に対して、トンネルはラーメン構造として抵抗するため、先の軸方向に比べて剛性が低く、トンネルのせん断変形も大きい。

図-8、9に見られるトンネル近傍の地盤変位には、トンネルが軸方向に梁として連続している影響が全く含まれていない。つまり、この地盤変位の減少は、軸方向にはトンネル側壁の面内せん断抵抗により、軸直角方向にはトンネル断面のラーメン構造としての抵抗により、地盤との相互作用の結果として生じたものである。したがって、トンネル軸方向の応答変位法や地震応答解析において、これらの抵抗機構を含まない1本の梁としてトンネルをモデル化する場合には、図-8、9に現れたトンネルがある場合の近傍地盤の変位を考慮すべきである。筆者らは、この変位をトンネル軸方向の設計に用いる“有効地盤変位”と呼ぶことにした。“有効地盤変位”

を考慮したトンネルの耐震設計の流れを図-10に示す。

“有効地盤変位”は、トンネル軸方向の変位に対しては側壁のせん断剛性が大きいことから、トンネル底面位置の変位にほぼ等しいと考えられるが、軸直角方向の変形に対してはトンネル断面の剛性により変化するため、個々のトンネルについて解析する必要がある。

“有効地盤変位”がトンネルが無い場合の地盤変位に比べ小さいということは、トンネルに沿う地盤の相対変位が小さくなることを意味し、トンネル軸方向の耐震上は有利であるが、その反面、トンネルの横断面には大きなひずみが発生していることを示すので、設計上注意が必要である。各ケースのトンネル横断面に生じた曲げモーメントを示すと図-11のようになり、ケース2や3の場合には、軟弱地盤中のケース1のトンネルの2倍程度の曲げモーメントが発生することがわかる。

なお、トンネル全長を立体的なボックス構造やチューブとして、3次元FEM等による解析を行う場合には、

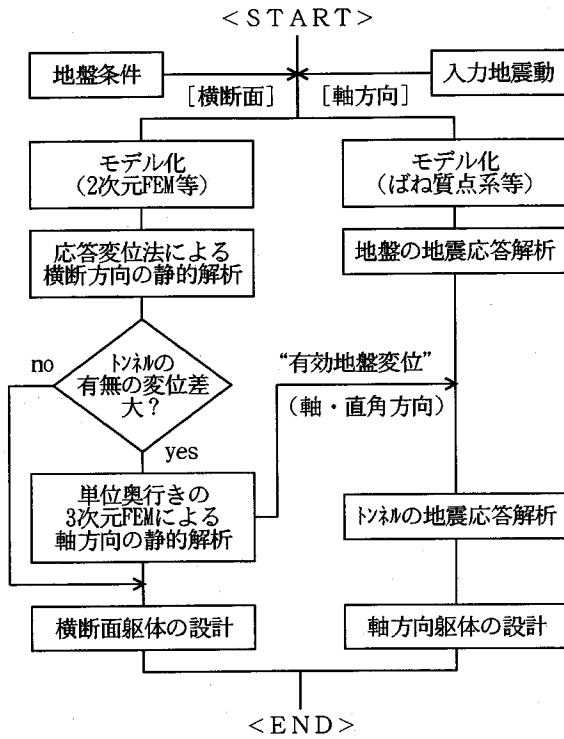


図-10 有効地盤変位を考慮した設計の流れ

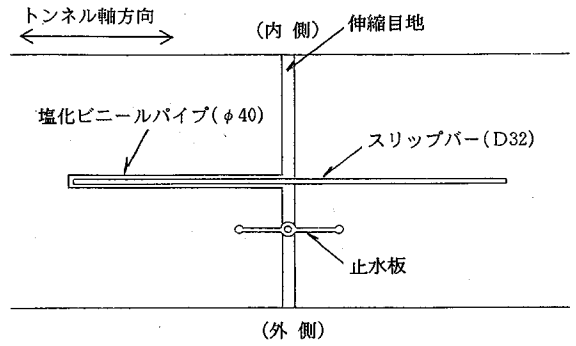


図-12 スリッパ式継手の例

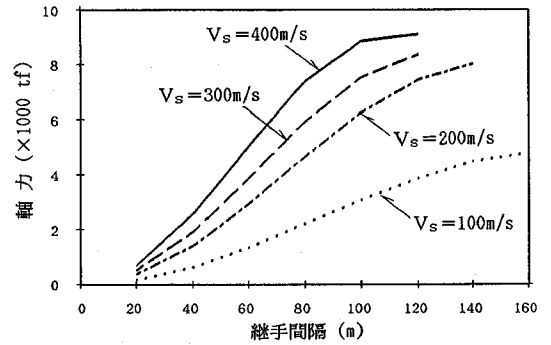


図-13 継手間隔とトンネル最大軸力

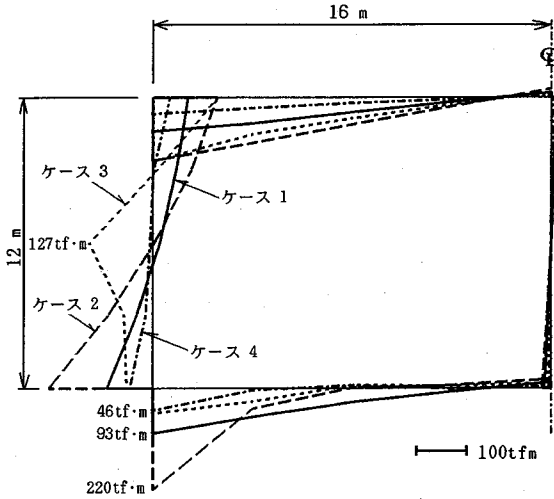


図-11 トンネル断面の曲げモーメント分布

“有効地盤変位”ではなく、全変位を考慮しなければならない。

4. トンネル軸方向の耐震対策の考え方

(1) 基本的な考え方と効果

地震により大きな断面力が発生する場合の耐震対策の

考え方としては、一般に、①軸方向筋の追加による抵抗力増加と、②可撓性継手の設置によるひずみの吸収が考えられる。

コンクリートの引張強度は低く、また施工時の温度ひびわれや乾燥収縮によるひびわれが生じている場合もあるので、地盤ひずみの大きい箇所ではトンネル断面を貫通したひびわれが生じる可能性が高い。ひびわれ部の剛性は多量の鉄筋が配筋されていても、コンクリートの全断面有効の部分に比べ引張剛性が小さいため、ひびわれが発生する直前までトンネル躯体に発生していたひずみが再配分により容易に集中し、ひびわれ幅が増加する。さらに、地震時に地盤のトンネル軸方向ひずみが $10^{-4} \sim 10^{-3}$ で、このような断面を貫通したひびわれが10mに一ヶ所あったとすると、ひびわれ幅は1~10mm程度になる。このひびわれ発生箇所では、鉄筋が降伏する可能性があり、また漏水や、鉄筋の腐食による耐久性の低下の問題が生じる。したがって、前者①の対策は鋼材量が増加するばかりで必ずしも効果がないと考えられる。ただし、地震時の地盤ひずみが小さく、ひびわれが開いても問題が生じない場合には経済的な対策法と言える。

後者②の可撓性継手を設置する対策は、継手部でひずみを吸収し、トンネル躯体に生じるひずみ(または断面力)の低減をはかるものである。沈埋トンネルや共同溝

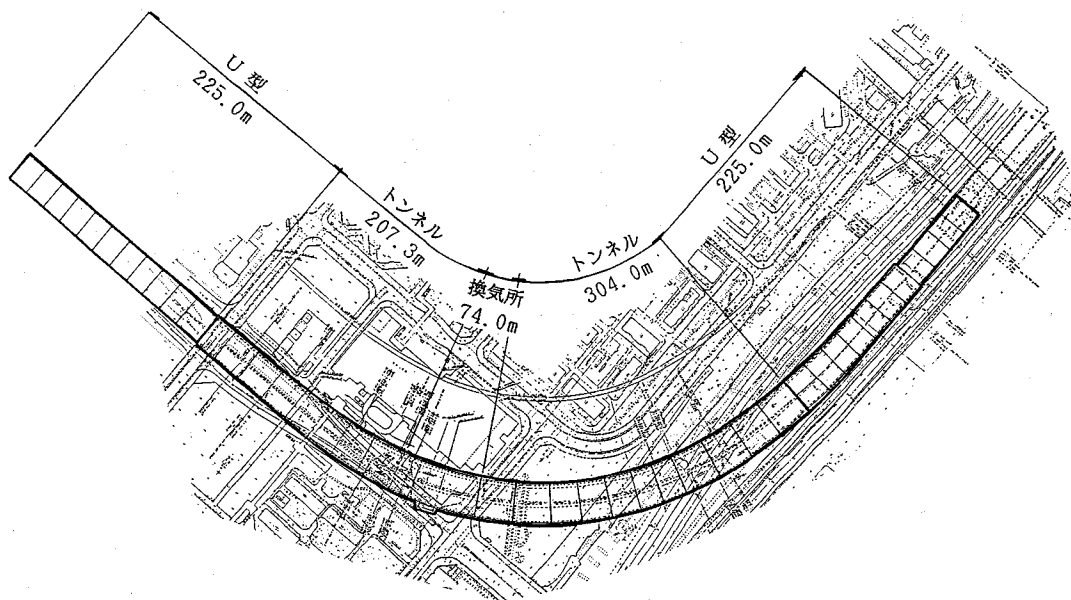


図-14 トンネル平面

では一般的な方法である。前掲の図-3の解析と同じ地盤に剛性 (EA) が $5 \times 10^8 \text{tf}$ の高いトンネルがある状態を考え、共同溝で用いられることの多いトンネル軸方向にはフリーな構造となるスリップバー式継手 (図-12 参照) を間隔を変えて配置した場合の最大軸力の変化を、先と同じ応答変位法により求めて、図-13 に示した。

図-13 より、トンネルに生じる最大軸力が継手により低減する傾向は、継手間隔とほぼ線形的な関係があり、その傾向は地盤の剛性によってばらつきがあるものの、継手間隔が $1/2$ になると軸力が $1/3$ 程度に低下している。しかし、発生軸力の絶対値は異なるから、たとえば地震時の増加軸力を 4000tf 程度に抑えたいとき、平均せん断波速度が 100m/s の地盤ならば継手間隔は 120m 程度でよいが、 400m/s の硬質地盤中では、同じ継手間隔では 9000tf 近くの軸力が発生するため、継手間隔を 50m 程度に短くすることになる。つまり、硬質地盤中では、軟質地盤中より密に継手を設けることが必要である。

しかし、これは継手構造を簡易なものにできることを意味する。つまりせん断波速度 100m/s の軟質地盤中に間隔 (D_j) 120m で継手を設けた場合、継手に生じる平均的開き量は、表-1 より

$$\begin{aligned} \epsilon_c \max \cdot D_j &= 1.8 \times 10^{-3} \cdot 120 \\ &= 0.22 \text{ m} \end{aligned}$$

となり、 22cm の開きに対して止水可能な構造としなければならぬ。しかし、せん断波速度 400m/s の硬質地盤中に間隔 50m で継手を設けた場合は、継手に生じる平均的開き量が

$$\begin{aligned} \epsilon_c \max \cdot D_j &= 4.7 \times 10^{-4} \cdot 50 \\ &= 0.024 \text{ m} \end{aligned}$$

と小さいため、比較的簡易な構造の継手で対応できるのである。

(2) 可撓性継手に求める機能

道路トンネルの可撓性継手に求める機能は、①十分な可撓性と、②確実な止水性、③路面の連続性である。

①の十分な可撓性を確保するためには、変形に対して抵抗のない自由な状態が理想的である。トンネル軸方向の耐震上の問題は、一般に軸引張りと曲げであるから、引張りに対して自由に開く構造とするのがよいが、地震時に生じる開き量によっては、ある程度拘束する必要がある。過大な可動量は、止水性や路面の連続性を困難にするため、継手構造が大型化し高価となる。しかし、硬質地盤中のトンネルでは、前述のように目開きが小さく、容易にフリーな構造を作ることができる。

次に②の止水性を確保するためには、ゴム等の伸縮可能な材料により止水すればよい。水圧が低い場合は止水ゴム板を、水圧が高い場合は Ω 型ゴムを用いればよく、いずれも数 cm の伸びに対応できる。ただし、現実には止水ゴム板の理想的な施工が難しく、完全な止水ができない場合がある。したがって、端部に水膨潤ゴムを取り付けた形式を採用するなど、細部の工夫が必要である。

最後に③の路面の連続性を確保するためには、継手部での鉛直ずれを起こさない構造がよい。また、継手の回転による路面の折れを小さくするために、一ヶ所の継手で吸収するよりも、数多くの継手で少しずつ変位を吸収

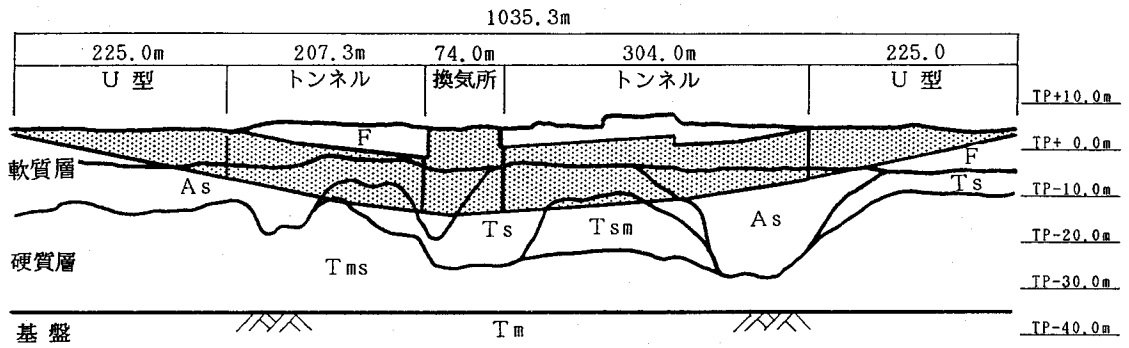


図-15 トンネルおよび地質縦断

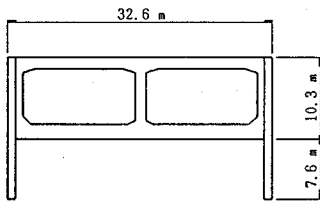


図-16 トンネル部標準断面

表-2 各地層の主な土質定数

地層名		単位体積重量 γ (tf/m ³)	N 値	地震時せん断波速度 V_s (m/s)	地震時せん断変形係数 G (tf/m ²)
軟質層	埋土 (F)	1.7	1~4	60~100	700~1700
	沖積砂質土 (As)	1.9	17	150	4200
硬質層	土丹 (Ts, Tsm, Tms)	2.0	100~200	380~480	29000~47000
基盤	土丹 (Tm)	1.9	-	540以上	56000

する方がよい。

したがって、トンネル軸直角方向のずれを拘束した継手を比較的密に多数設置するのが望ましい。前の(1)で述べたように硬質地盤中のトンネルは、継手を密に設けるのが応力上も望まれ、好都合である。これらを満足する継手の1つの形として、前掲図-12のスリップバー式継手が挙げられるのである。

5. 実トンネルへの適用例

(1) トンネルおよび地盤の概要⁹⁾

対象とした実トンネルは、鉄筋コンクリートボックス構造の都市内道路トンネルである。トンネル部の延長は584mであり、前後に225mずつのU型構造のアプローチ部を有する。図-14に対象トンネルの平面図を、図-15にトンネルおよび地質の縦断図を示す。また、断面は2車線ずつの上下線分離構造で、側壁は開削の山留めとして用いた地中連続壁を本体利用しており、この地中連続壁が硬質層に根入されている。標準断面は図-16のように、幅32.6m×高さ10.3mである。

トンネル周辺の表層地盤は地表付近の軟質層と、その下の硬質層で構成されている。軟質層は埋土と沖積砂質土よりなり、その下の硬質地層は洪積土丹層である。この層の下にさらに硬質な土丹層が確認されており、耐震設計ではこれを基盤と見なした。各地層の主な土質定数を表-2に示す。

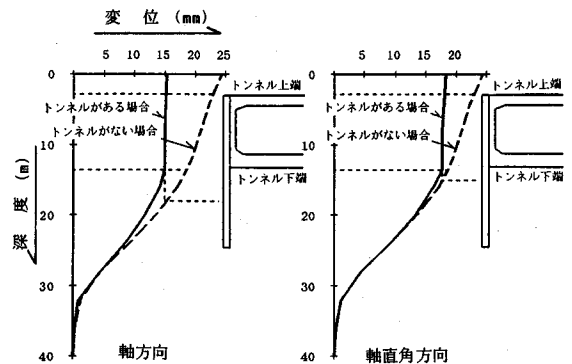


図-17 実トンネルの有無による地盤変位の比較

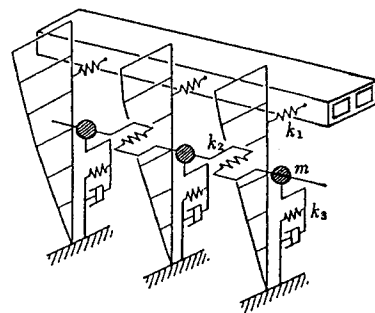
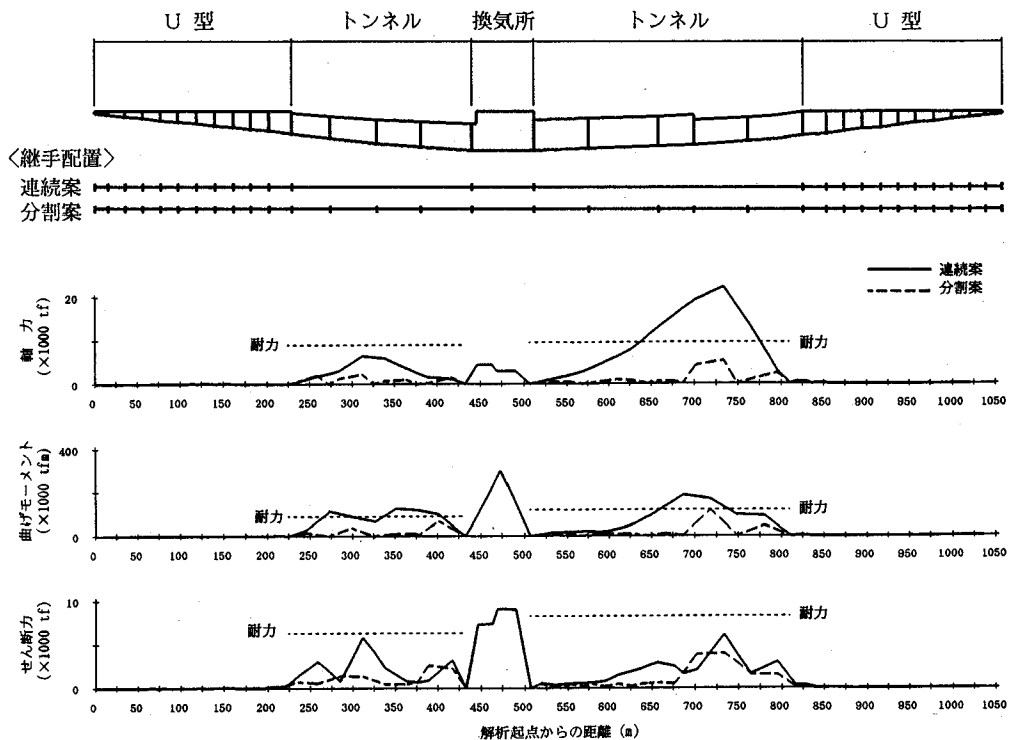


図-18 地震応答解析モデルの概念



図一19 地震応答解析結果

(2) 有効地盤変位量の算定

トンネルを梁として軸方向の耐震解析を行うときの設計地盤変位は、前述の“有効地盤変位”の考え方を考慮して定めた。本トンネルは、地中連続壁が側壁と一体となって本体利用されているため、トンネルに生じる変位は図-8、9の検討結果よりもさらに下方の地盤変位に近くなることは明らかである。地中連続壁の根入れ長は地盤条件によって異なるが、実際の条件でFEMにより解析した結果の一例を示すと、図-17のようになり、“有効地盤変位”として、軸方向にはトンネル底面から地中連続壁の根入れの1/3の深さの変位を、軸直角方向にはトンネル底面深さの変位を採用することにより、安全かつ過大でない変位を考慮できることとなった。

(3) 地震応答解析による構造の決定

本トンネルでは硬質地盤上面の起伏があるため、応答変位法の地盤変位分布の仮定と大きく異なることから、応答変位法による試算結果を参考に、図-18のようなばね質点系モデルの地震応答解析¹⁰⁾により設計を行った。本トンネル位置の地震時の地盤変位は、地盤のみの一次元モデルの地震応答解析から最大3 cm程度しか生じないと考えられるため、継手は、沈埋トンネルで用いるような大規模な可撓構造は不要で、軸直角方向のずれ止め

だけを考慮すれば、軸方向にはフリーでも道路機能上十分と考えられた。したがって、可撓性継手は、せん断ずれだけに抵抗するスリッパと止水ゴム板による簡単な構造を採用した。断面構造の変化点を考慮しながら約60 m毎に可撓性継手を設けた場合の地震応答解析の結果を図-19に示す。本トンネルは図-14のように平面曲線も有しているため、トンネルを3次元の梁モデルで表し、トンネル区間の中央での接線方向(軸方向)とそれに直交する方向の2方向に加振して応答を求めた。図-19は、これら各々の断面力の最大値を包絡した分布図である。これより、本トンネルの場合、簡易な可撓性継手を設ければ、目開きは最大11 mmで、ほとんどが3 mm以下におさまり、軸方向筋は横断面の主筋に対する配筋筋程度で十分であることが確認できた。

6. 結 論

硬質地盤中の剛性の高いトンネルに対して、軸方向の耐震性と耐震対策の検討を行った結果、次の結論を得た。

(1) 硬質地盤での耐震設計の留意点

①軸方向剛性が高いトンネルでは、硬質地盤中の方が軟質地盤中より断面力が大きくなる可能性がある。

②トンネル下部が硬質地層にあって上部が軟質層に入る場合には、トンネルの断面剛性により、軸線の変位が側方の周辺地盤変位より小さくなる。本論文では、この実質の変位量を“有効地盤変位”と呼んだ。トンネル軸方向の解析を行う場合には、この“有効地盤変位”を考慮する必要がある。

③“有効地盤変位”は、下層に対する上層のせん断波速度比が小さいほど小さくなる。

④“有効地盤変位”が小さい場合は、トンネル横断面の耐震検討が重要である。

(2) 地盤とトンネルの剛性に応じた耐震対策

地震時にトンネル周辺地盤が変形したとき、周囲の地盤が柔らかければトンネルに伝達される変形は小さく、トンネルが柔らかければ断面力は小さい。このため、地盤とトンネルの剛性のバランスに応じて、次のような耐震対策が望ましい。

①沈埋トンネルのような軟質地盤中の剛性の高いトンネルは、地盤の拘束力が小さいため、トンネルに作用する変形が緩和され、硬質地盤中にある場合に比べて、断面力があまり大きくなる。したがって、可撓性継手の間隔を大きくして良い。

②シールドトンネルのような剛性の低いトンネルは、地盤の変形にほぼ追従するため、リング継手の変形性能を高めるのが良い。変位の小さい硬質地盤では、断面力は小さく、耐震上の問題は少ない。

③硬質地盤中の剛性の高いトンネルは、地盤の拘束が強い中で抵抗するため、大きな断面力が生じ、継手間隔は沈埋トンネルに比べて小さくする必要がある。ただし、可撓性継手に生じる目開き量は小さいため、スリップバーと止水ゴム板程度の簡易な構造で十分と考えられる。コンクリートの打ち継目のいくつかを積極的に止水能力のある可撓構造にすることが合理的である。

7. あとがき

トンネル等地中の線状構造物の地震時挙動は、周辺地盤の変形に支配されるため、耐震対策として、多量の軸方向鉄筋を配筋しても、地震時にはトンネル躯体のヘアクラックが開いたり、新たにひびわれが生じてしまい、抜本的な改善とはならない可能性が高い。逆にフリーな

状態の継手を設けても、地盤の変形以上にはトンネルの変形が生じないため、地盤ひずみを吸収する可撓性継手を施工目地を利用して分散して設ける方法が合理的な耐震対策法と考えられる。

本論文で述べた耐震設計を適用した実トンネルは、工事が完了し供用開始を待っているところである。可撓性継手を設けることは止水上の弱点の増加との見方もあるが、筆者らはこれにより地震時の安全性や長期的な躯体の健全性の向上がはかれる価値は高いと考えた。ここで述べた知見は、トンネルの形式に関わらず、硬質地盤中の剛性の高いトンネルにそのまま適用できるものである。また“有効地盤変位”の考え方は、硬質地盤以外のトンネルでも、その影響を評価しておくべき内容である。今後のトンネルの構造計画や耐震設計の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 久保慶三郎：地震と土木構造物，鹿島出版会，pp.88-93，1981.9.
- 2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)，1975.3.
- 3) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，土研資料第1185号，pp.224-229，1977.3.
- 4) 日本道路協会：共同溝設計指針，pp.52-80，1986.3.
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解説，pp.34-36，1986.6.
- 6) 高松伸行，深井直光，小泉淳，村上博智：二次覆工されたシールドトンネルの模型振動実験について，土木学会第22回地震工学研究発表会概要集，pp.655~658，1993.5
- 7) 久保田信雄，柄川伸一，松岡彰，清水徹：高速湾岸線多摩川・川崎航路沈埋トンネルの設計・施工，コンクリート工学，Vol.30，No.5，pp.29-43，1992.5.
- 8) 国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準(案)，pp.30-38，1979.3.
- 9) Seishi Nakagawa, Naotaka Shikida, Tsutomu Tanaka, Shogo Ohtake: Behaviour of the tunnel in the rugged hard ground in the event of earth-quake and the earthquake resistant design method, *Proceedings of the International Congress, International Tunneling Association*, pp.437-444, 1992.5.
- 10) 土岐憲三：構造物の耐震設計，新体系土木工学11，土木学会，pp.220-222，1981.4.

(1994.4.5 受付)

THE BEHAVIOR OF RIGID TUNNELS IN HARD GROUND DURING AN EARTHQUAKE AND DEVELOPMENT OF AN ASEISMIC DESIGN METHOD

Seishi NAKAGAWA, Naotaka SHIKIDA, Tsutomu TANAKA
and Shogo OHTAKE

Even when a tunnel is built in hard ground, examination of earthquake resistance in the axial direction must be made if the tunnel has high rigidity, and it is also necessary in the transverse direction if the upper part of the tunnel enters soft ground. The authors identified these necessity analytically. Then, we proposed that the "effective ground displacement" characteristic of hard ground should be taken into consideration, and a method of structural countermeasures in hard ground. Finally, we showed an example of application in an actual tunnel.