

地下構造物に適用する新たな免震構造 (SaS 免震) の提案と適用性に関する考察

宍倉 佳浩¹・鈴木 猛康²

¹ 学生会員 山梨大学大学院医工農学総合教育部工学専攻 (〒400-0014 山梨県甲府市武田 4-3-11)

E-mail: g17tc009@yamanashi.ac.jp

² フェロー会員 山梨大学地域防災・マネジメント研究センター (〒400-0014 山梨県甲府市武田 4-3-11)

E-mail: takeyasu@yamanashi.ac.jp

線状地下構造物の地震対策の一つであるトンネル免震構造の特徴は、地盤ひずみのトンネルへの伝達を免震区間におけるトンネルひずみの平滑化により低減させることである。そのため、十分な免震区間長を必要とする。これに対して本論文では、免震区間長を短縮させる試みとして、滑り型免震構造の両端に比較的小規模な可撓継手を配置した新たな免震構造である SaS 免震構造を提案している。この SaS 免震構造を硬軟地盤境界部と基盤不整形表層地盤中のシールドトンネルへ適用し、地震時トンネル軸ひずみを算定して従来の滑り型免震構造適用ケースと比較、SaS 免震構造が従来の免震構造よりも優れた免震効果を有することを示した。また、パラメトリックスタディを通し、免震構造を配置すべき区間、必要とされる免震区間長について、免震設計の観点から検討した。

Key Words : *seismically isolated tunnel, slip and separation (SaS), shield-driven tunnel*

1. はじめに

都市の地下には上下水道、電力・通信、鉄道、道路などのライフラインを担う多くの線状地下構造物が構築されている。線状地下構造物は、自己励起振動を起こすことがなく、周辺地盤の変位に追従して振動するため、地上の構造物と比較して地震の影響を受けにくいことが知られている。しかし、硬質地盤と軟質地盤の境界付近や基盤が不整形な表層地盤等、地震時地盤変位が急変する表層地盤では大きな地盤ひずみが発生するため、線状地下構造物が被害を受けたことが報告されている。1985年ミチョアカン地震（メキシコ）では、下水道用シールドトンネルが立坑接合部より2～3リングにおいてリング継手のボルトが切断され、円周方向に約10cmのずれが発生した¹⁾。この被害は、立坑が剛な構造なのに対して周辺地盤が軟弱であるため、トンネル縦断方向の引張と横断方向のスウェイ、ロッキングの相乗効果によってリング間継手が破断し、円周方向にリング間に回転ずれが生じたものである。1995年兵庫県南部地震では神戸高速鉄道の大開駅が崩壊した。地下プラットホーム階でRC製の中柱がせん断破壊し、上床版がM字型に崩壊して、その影響はコンコース階に留まらず、地上に大きな陥没を発生させた²⁾。また、2007年新潟県中越沖地震の

際にも、硬軟地盤境界部でシールドトンネルのリング継手のボルト破断が報告されている³⁾。

トンネル縦断方向の地震対策としては、トンネルひずみの集中部に柔な構造を導入する柔構造化技術と、トンネル外周に絶縁層を形成し、トンネルと地盤を地震の影響から絶縁する免震構造がある⁴⁾。柔構造化技術の場合、部分的に導入した柔な部位に構造物に発生する相対変位をすべて集中させることは、地下構造物が外周を地盤で拘束されているため困難であることは言うまでもない。また、許容値を超える変形が柔な部位に集中すると、この部位が破壊弱面となってしまう。前述のシールドトンネルのリング間継手のボルト破断は、その一例と言える。

一方、免震構造は、構造物の相対変位を一点に集中させるのではなく分散させ、構造物のひずみの平滑化を図るものである。したがって、地震時地盤ひずみの増大する区間が長ければ長いほど免震区間長も長くなるため、施工のコストや工期面から柔構造化技術と比較して必ずしも有利とは言えなかった。

地下構造物の免震構造は、(財)土木研究センターによって免震材料、施工法、ならびに設計法がまとめられているとともに、土木学会でも免震技術がまとめられており、実施工も行われている⁴⁾。本論文の検討対象とするシールドトンネルの免震構造は、二種類に大別される。

一つはテールボイドに裏込め材の代わりに免震材を注入し、ゴム弾性を有する免震層を形成するものである。もう一つは、セグメント外周面に滑動塗料を塗布した滑り型セグメントを用いてトンネルを形成する滑り型免震構造である。免震層形成には免震材専用の注入設備を必要とするが、滑り型セグメントの場合は工場で表面に滑動塗料を噴霧・塗布、養生した滑り型セグメントを坑内への搬入し、通常のセグメントと同様に組み立てるものである。写真-1 に示すように、表面の色が異なる以外は通常のセグメントと同様であり、テールブラシ通過時の傷もわずかであったことが確認されている⁹⁾。以上の通り、滑り型免震構造は有力な地下構造物の免震技術であるが、免震原理は免震層による免震構造と同様であり、ある程度以上の免震区間長が必要とされる。

そこで本論文では、滑り型免震構造と簡易な可撓継手を組み合わせて、免震区間長を短縮した新たな免震構造を提案する。この免震構造を地盤の硬軟地盤境界ならびに基盤不整形表層地盤中を通過するシールドトンネルに適用し、免震効果を検証する。なお、本論文ではトンネル縦断方向のうちトンネルの軸変形を対象とするが、軸直角方向の曲げ変形については左右の引張と圧縮の変形であるので、基本的に同様な免震効果が得られる。また、立坑接合部については、免震層と滑り型免震構造の複合構造が提案されており、その有効性が検証されているので、本研究では検討の対象としない⁹⁾。

2. 滑り型免震構造適用によるケーススタディー

(1) 解析対象とする地盤とトンネル

硬軟地盤境界を通過するシールドトンネルを対象として、滑り型免震構造（以下、滑り免震という）適用の有・無の2ケースについて地震応答解析を実施し、結果の比較を行うことにより、滑り免震のメカニズムを説明する。図-1 に示す硬軟地盤境界を通過する外径 5.1m の共同溝シールドトンネルを解析対象とした。土被りをトンネル外径の2倍確保し、トンネル中心を地表面下 15m と設定した。表-1 に対象としたシールドトンネルの諸元を示す。以下では、トンネルの引張変形を取り扱うので、シールドトンネルの物性値は、引張側の剛性値をセグメントリングとリング継手を直列ばねとした等価剛性からヤング率 $E=1202.81\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 0.167 の線形材料として与えた。

図-1 の地盤モデルは埋没谷の 1/2 モデルであり、地盤応答震度を作用させたとき、モデルの右端での地盤変位が埋没谷モデル中央の変位とほぼ一致することを、EASIT による解析によって確認している。この地盤モデルは横浜市鶴見区等に見られる土丹層の不整形基盤上に

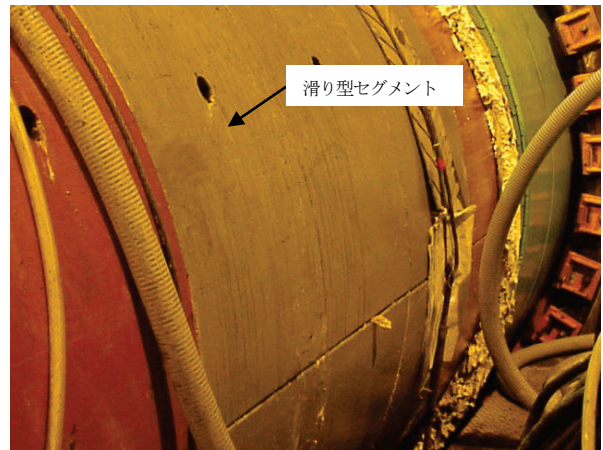


写真-1 テールシール通過後の滑り型セグメント

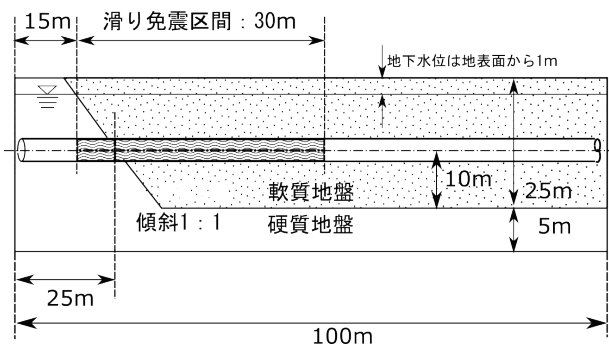


図-1 解析対象とした硬軟地盤境界を通過するトンネル

表-1 シールドトンネルの諸元

シールドトンネル外径(m)	5.1
シールドトンネル内径(m)	4.6
セグメントリング幅(m)	1.0
リング継手 1本あたりのばね定数(kN/m)	2.25×10^4
断面当たりのリング継手本数(本)	21

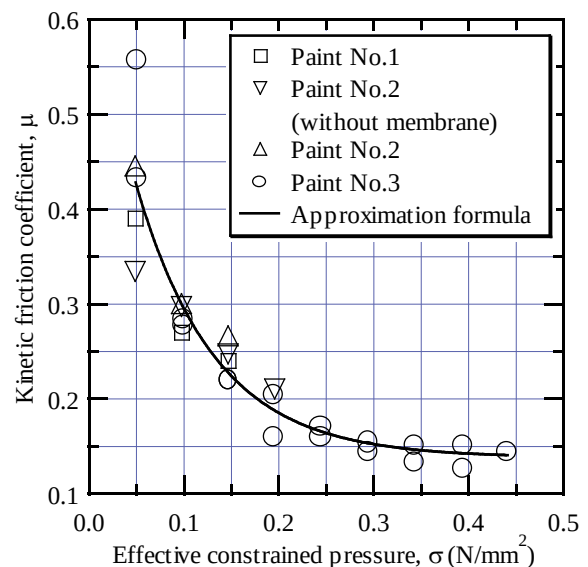


図-2 動摩擦係数の有効拘束圧依存性⁹⁾

軟弱粘性土が堆積した溺れ谷を想定して設定した。硬質地盤の物性値は密度 $\rho=2.0\text{g/cm}^3$, せん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$, ポアソン比 $\nu=0.40$ とし, 軟質地盤の物性値は $\rho=1.8\text{g/cm}^3$, $V_s=100\text{m/s}$, $\nu=0.45$ とした。地盤モデルは, 軟質地盤に対する硬質地盤のインピーダンス比が4倍以上であり, 実地盤でも存在する免震効果が発揮されやすい硬軟地盤境界である。

滑り型免震を地盤境界の前後の30mにわたって適用することとした。滑り型セグメントの免震塗料は, 水分透過かつ酸化チタンを含むシリコン系塗料で, その動摩擦係数は図-2に示す有効拘束圧依存性を有する⁹⁾。地下水位を地表面下1mとしてトンネル中心の深さに相当する地盤の有効拘束圧より動摩擦係数 $\mu=0.231$ とした⁹⁾。

(2) 解析コード“EASIT”

本研究ではトンネルの地震時挙動解析に, 解析コード“EASIT”¹⁰⁾を用いている。EASITはトンネルの耐震設計のために開発された軸対称FEMプログラムである。

図-3にEASITの模式図を示す。とくに免震トンネルの場合, 地盤～免震層～トンネルの相互作用を厳密に評価するため, 梁～ばねモデル(田村モデル)のように地盤の応答変位を強制的に地盤節点に作用させることなく, 軸対称FEMによってモデル化された地盤～免震層～トンネルに対して地盤慣性力を作用させている。EASITでは, 静的な地震慣性力をモデルの地盤節点に静的外力として与える地盤応答震度法を適用し, 地盤中のトンネルと地盤の相互作用を解析している。図-4に地盤応答震度法を適用したトンネル縦断方向の地震時応答解析の概念図を示す。図は, トンネル縦断方向に1.5波長分の地盤慣性力を調和外力として静的に作用させたとき, 地盤の変形に追従してトンネルが変形していることをイメージしたものである¹¹⁾。

ただし, 軸対称FEMの対称軸はトンネル中心であり, 軸対称モデルには地表面が存在しない。また, 図-4の地盤慣性力に対するトンネル位置の地盤変位は, 3次元モデルと軸対称モデルでは一致しない。そこで, 軸対称FEMで基盤からトンネル中心までをモデル化し, トンネル周辺では3次元FEMと同様な地盤変位が生じ, トンネルと地盤の相互作用が解析できるように, 地震慣性力の変換を行うアルゴリズムが開発され, EASITに適用されている。ABAQUS等の汎用解析コードはこのように特殊な機能を有していないため, EASITの開発が行われた。なお, 立坑, 地盤, トンネル(免震構造)をモデル化した立坑接合部のシールドトンネルの地震時挙動を対象として, 汎用解析コードを用いた3次元FEMモデルに地盤応答震度法を適用した解析を行い, EASITによる解析結果との比較により, アルゴリズムの妥当性が検証されている^{12,13)}。また, 逆対称問題とすることにより, 本

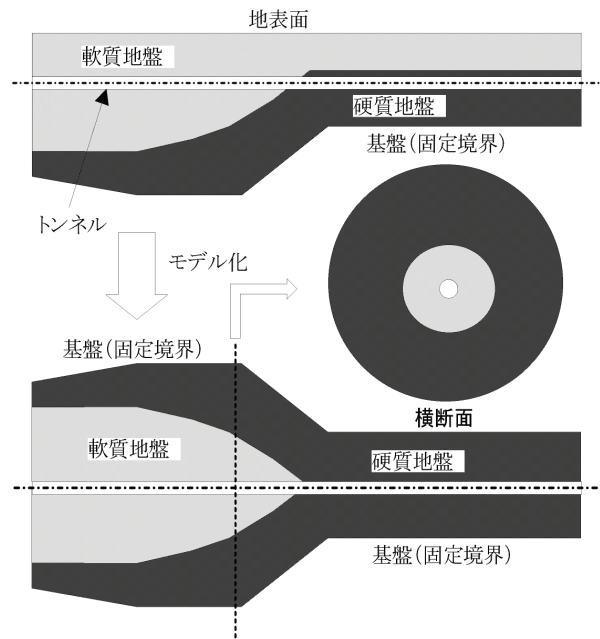


図-3 EASITによる軸対称モデルへの変換模式図

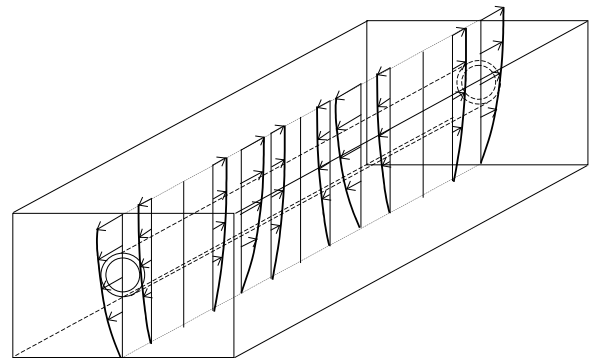


図-4 縦断方向の地盤応答震度法適用の概念図¹¹⁾

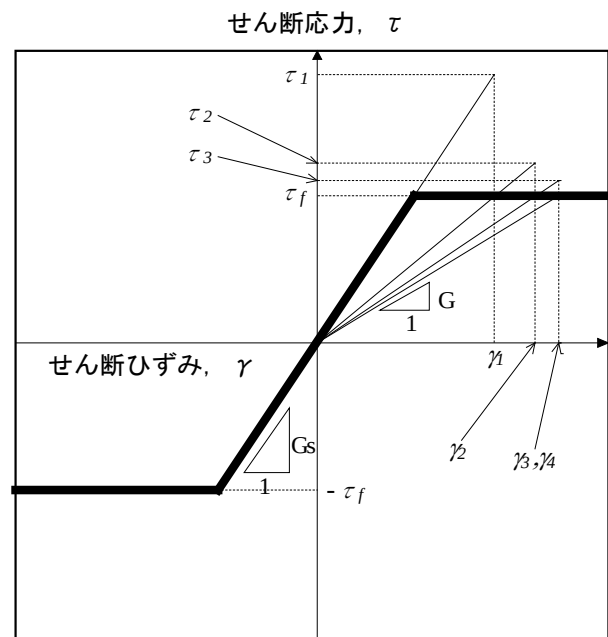


図-5 EASITによるバイリニア型の滑りのモデル化⁹⁾

研究では行っていないが、曲げ変形の解析も可能である。

EASIT における滑動は、トンネルの外周に設けた薄層の有限要素に以下に示すバイリニア型の復元力特性を持たせることにより、滑りをモデル化している。図-5 に滑りのモデル化の模式図を示す。薄層は低ひずみのせん断変形時にはトンネル外周地盤のせん断弾性係数 G_s に応じた線形挙動を示し、要素に発生するせん断応力 τ_s が式(1)による摩擦応力を超えると、滑動して要素のせん断応力は一定値 τ となることとしている。

$$\tau_f = \mu \sigma \quad (1)$$

ここで、 μ は摩擦係数、 σ は有効拘束圧である。このようなバイリニア型の復元力特性を得るため、iteration の n ステップにおける薄層要素のせん断弾性係数 G を、 $(n-1)$ ステップにおける要素のせん断ひずみ γ_{n-1} と τ を用いて、式(2)で与えている。

$$G = \tau_f / |\gamma_{n-1}| \quad (2)$$

EASIT を適用した免震トンネルの縦断方向の設計法については、前述のマニュアルにまとめられている⁹⁾。

(3) 解析方法と解析結果

道路橋標準設計方書の標準波のレベル 2 地震動のうち、II 種地盤、JR 鷹取駅 EW 成分を入力地震動とした。この入力地震動を図-1 の水平成層部の下面に入射して重複反射理論に基づいた表層地盤の一次元地震応答解析を実施し、せん断ひずみ最大時刻における水平加速度分布を求め、これを EASIT のモデル全体に地盤応答震度に置換えて静的に作用させた。硬質地盤の傾斜部でも一次元地震応答解析により別途水平加速度分布を求めることが望ましいが、軟質地盤に占める水平成層部の割合が大きく、軟質地盤の変位はほとんどは水平成層部の地盤応答震度によって発生することから、上記の水平加速度分布をすべてのモデル全体に適用して地盤応答震度を作用させた。また、地盤応答震度の作用方向は、地震時においてトンネルに損傷の発生する引張変形に着目しているため、モデルの左から右とした。

図-6 は EASIT による解析結果より、シールドトンネルのセグメント軸ひずみの解析結果を、滑り型免震適用の有無によって比較したものである。滑り型免震の適用によって、セグメント軸ひずみはひずみのピーク位置で 1/4 に低減しており、軸ひずみのピークカット・平滑化によって顕著な軸ひずみ低減が達成できていることがわかる。なお、滑り型免震構造を適用した 30m の区間のうち図中の水平座標 15~31m と 42~43m の範囲では、地盤とセグメント間に滑りが発生し、それ以外の場所では滑りが発生しなかった。

滑り型免震を適用したとしても、トンネル周辺地盤から

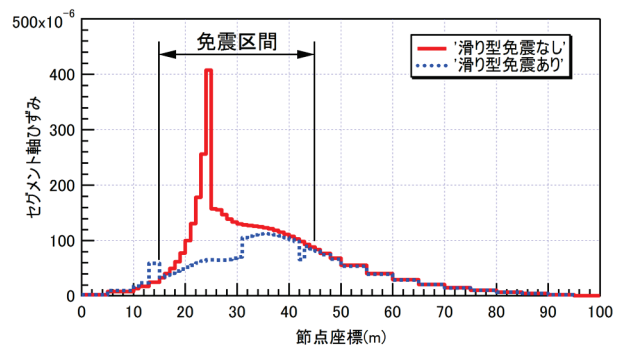


図-6 滑り型免震構造の有無とセグメント軸ひずみ

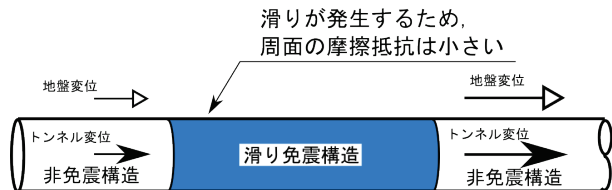


図-7 滑り免震のひずみ発生メカニズム

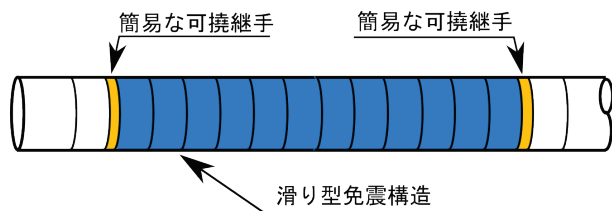


図-8 SaS 免震の概要図

の摩擦力の伝達と、滑動が発生しない免震適用区間の両端のセグメント間の相対変位によって、免震区間のセグメントには軸ひずみが残存している。地盤とセグメント間に滑りが発生した 15~31m の平均トンネル軸ひずみが 1.724×10^3 であったのに対して、水平座標 15m と 31m のトンネル相対変位から求めたトンネル軸ひずみは 1.720×10^3 で、両者はほぼ一致した。このことは、滑りが発生した区間では、トンネル軸ひずみの残存量のうち、トンネル周囲に働く摩擦抵抗の影響は極めて小さく、滑りの発生した区間の両端におけるトンネル相対変位の影響が支配的であるということを意味している。滑り型免震区間のひずみ発生メカニズムを図-7 に示す。

3. 新たな免震構造の提案

前章でも述べたように、滑り型免震を適用してもセグメントに残存するひずみの発生要因としては、滑り型セグメント適用区間の前後におけるトンネルの相対変位が支配的であった。これに対して、滑り型免震を適用した区間をその両端の通常構造の区間と分離する (separate) こと

ができれば、滑り型セグメントは周辺地盤からも隣接するセグメントからも絶縁され、軸ひずみはほとんど発生しなくなるはずである。そこで、図-8 に示すように、滑り免震区間の両端部に簡易な可撓継手を配置し、滑り免震構造と柔構造を組合わせた新たな免震構造を提案する。「簡易な可撓継手」とは、既存の大変位を吸収する大掛かりな可撓継手ではなく、変位吸収量を 20~30mm 程度と少なくすることによって、止水、施工の簡略化を図る安価な継手を想定している。図-9 に簡易な可撓継手として概念図を例示しているのは、サスペンションの役割を果たすコイルバネを組み込んだリング間継手と止水ゴムのリングで構成する可撓継手である。

ここで提案する免震構造は、地盤ひずみを滑りにより絶縁し、免震区間を通常構造の区間から分離させる機能を有することから、SaS 免震 (seismic isolation with both functions of Slip and Separation) と命名することとした。

4. SaS 免震の適用効果

SaS 免震の免震効果を評価するため、2 章で解析に用いた表層地盤、シールドトンネル、外力の条件にて、免震適用なし、滑り型免震構造適用に加え、SaS 免震適用のケースについても地震時挙動を解析し、各ケースにおけるセグメント軸ひずみを比較した。

SaS 免震は、動摩擦係数 0.231 の滑り型免震構造の両端に変位吸収量 30mm、ばね定数 $6.32 \times 10^4 \text{ kN/m}$ の可撓継手を配置した構造とした。可撓継手のばね定数は、既存のトンネル変位吸収構造である可撓セグメントのばね定数をゴム部材の断面積 1.48 m^2 、幅 0.25m、ゴムのヤング率 10692.78 kN/m^2 として算出した。EASIT による可撓継手のモデル化は、セグメントと同断面の幅 1m のトンネル要素のヤング率を、可撓継手の引張ばね定数と一致させるように与えることによって行った。

図-1 の免震構造なし、滑り型免震構造によるセグメント軸ひずみの解析結果に、SaS 免震適用のケースの軸ひずみ解析結果を重ねて図-10 に示した。SaS 免震を適用した場合、滑り型免震構造のみ適用のケースでは滑りが発生しなかった箇所のセグメントでも滑りが発生し、可撓継手による柔構造化と滑り免震の効果が組み合わせられ、相乗効果が発揮されている。その結果、図-10 に示すように、本論文で提案する SaS 免震は、従来の滑り免震に対してセグメント軸ひずみを $2/3 \sim 1/5$ まで低減させている。また、SaS 免震を適用すると、軟質地盤側では免震区間の外側の通常のセグメントの区間でも、滑り型免震適用のケースに比べてセグメント軸ひずみが減少することが示された。なお、可撓継手の変位吸収量は硬質地盤側で 13.8mm、軟質地盤側が 25.8mm であった。

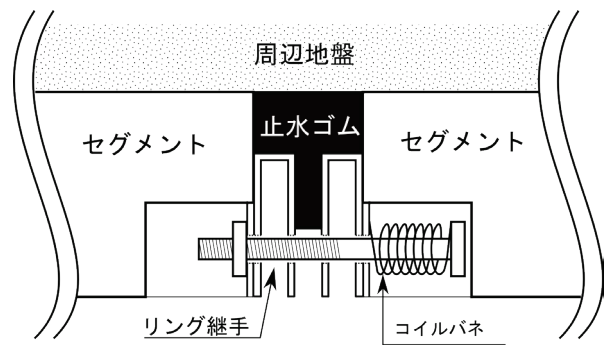


図-9 簡易な可撓継手の例

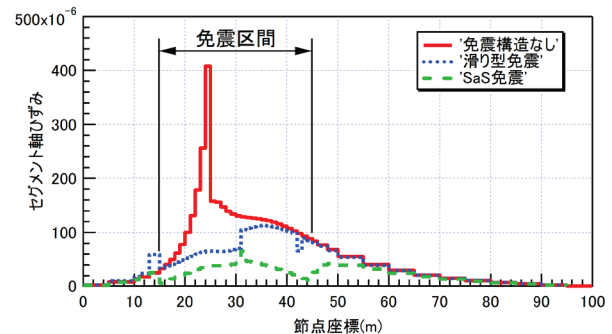


図-10 セグメント軸ひずみの比較

これまでも免震層と弾性ワッシャーの併用等、免震構造と柔構造の併用については検討が行われ、その有効性が示されているが¹⁴⁾、滑り型免震構造の両端に可撓継手を配置する SaS 免震は、さらに顕著なセグメントひずみ低減効果が期待できる。また、SaS 免震は、適用区間での確実なセグメントひずみ低減を期待できることから、免震区間長の短縮が図れる可能性がある。

5. 硬軟地盤境界部への SaS 免震適用における免震区間長と軸ひずみ低減効果の検討

SaS 免震の硬軟地盤境界部への適用において、免震区間長の短縮の実現可能性を検討する。免震区間が最短となるのは、上端から下端まで外径 5.1m のトンネルが硬軟地盤境界を完全に通過する 6m で、このとき SaS 免震の中心は硬軟地盤境界面上にある。図-11 に示すように免震区間長を表-2 に示す 6, 8, 10, 20, 30m とした 5 ケースについて、トンネルの地震時軸ひずみを解析した。

図-12 は地震時セグメント軸ひずみについて、従来の滑り免震（免震区間長 30m）と SaS 免震（免震区間長 6m~30m）の解析結果を比較したものである。図に示す通り、免震区間長が長くなればなるほどトンネル軸ひずみ低減効果は高いが、SaS 免震区間 6m でも滑り免震と同等のトンネル最大軸ひずみに低減できている。すなわ

ち、従来の滑り免震の適用範囲（免震区間長）が図-1に示した通り水平座標 15~45m の 30m の区間であったのに対して、SaS 免震の適用範囲は硬質地盤と軟質地盤の境界前後の短い区間であるにもかかわらず、従来の滑り免震区間の 1/5 の適用区間長で、従来の滑り免震と同等の免震効果を発揮している。なお、SaS 免震の免震区間長を 6, 8, 10m とした 3 ケースの解析結果にはあまり大きな差は生じない。また、SaS 免震の適用区間長が 20m となると、トンネル軸ひずみのピークカットが著しくなり、さらに適用区間長を 30m とすると、滑り免震を適用したケースで節点座標 30~45m に存在したトンネル軸ひずみのピークが完全に消滅する結果となった。可撓継手による変位吸収量については、全ケース、硬質地盤側、軟質地盤側ともに数 mm~30mm 程度であった。

SaS 免震の効果的な適用範囲を検討するためには、さらに免震区間長を変化させたパラメトリックスタディを行う必要があるものの、SaS 免震がトンネル免震構造にとって課題であった免震区間長の大幅な縮減に貢献できることは確認することができた。また、硬軟地盤境界部の検討として、地盤境界の傾斜角度を変化させたパラメトリックスタディも考えられるが、SaS 免震の適用区間長は硬軟地盤境界の 10m 程度に収まること、とくに硬質地盤の傾斜角度が緩やかな場合は、トンネル断面内でも上下で異なる土質となるなど、これまでの検討条件と異なる影響を考慮することになるので、硬軟地盤境界部における検討は、傾斜角度 45° のケースでのみ行った。

6. 基盤不整形表層地盤への適用性に関する検討

地下構造物の免震設計法マニュアル（案）⁷⁾には、免震構造の適用される地盤条件として、基盤不整形表層地盤が記載されている。そこで本章では、基盤不整形表層地盤中に構築するシールドトンネルへの SaS 免震の適用性について検討する。そのため、滑り免震を適用しない通常構造と滑り免震を適用させたケースについて、セグメント軸ひずみの比較を行うとともに、基盤の傾斜角度をパラメータとしたパラメトリックスタディを実施し、SaS 免震構造のひずみ低減効果と傾斜角度の関係について検討することとした。

図-13 に示す基盤不整形表層地盤中に構築された直径 5.1m の共同溝用シールドトンネルについて解析を行う。シールドトンネルならびにトンネル土被りは図-11 と同じである。また、図-13 も横浜市鶴見区等に実在するような埋設谷の 1/2 モデルであり、埋設谷モデルの中心位置と本解析モデルの右端の地盤変位の解析結果がほぼ一致することを確認している。シールドトンネルのヤング率は幅を 1.5m に変えたセグメントリングとリング継手

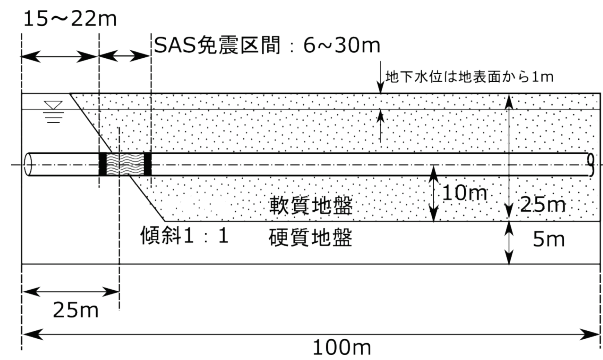


図-11 硬軟地盤中を通過するトンネルの SaS 免震

表-2 SaS 免震の適用箇所と区間長

ケース番号	適用区間(m)	免震区間長(m)
1	22~28	6
2	21~29	8
3	20~30	10
4	15~35	20
5	15~45	30

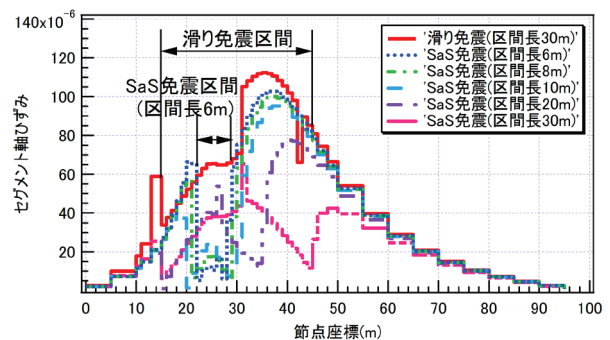


図-12 滑り免震と SaS 免震の軸ひずみ解析結果の比較

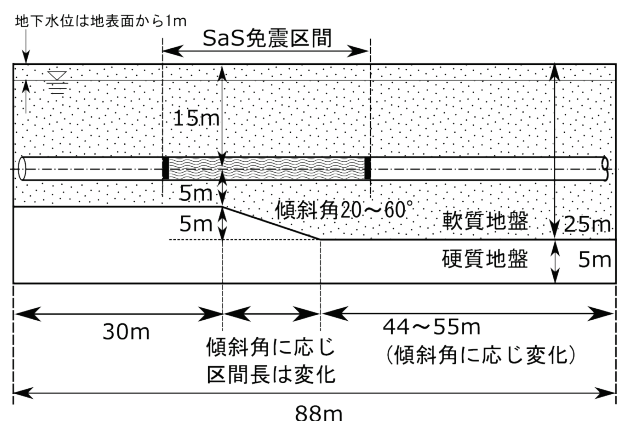


図-13 基盤不整形表層地盤中のトンネルの SaS 免震

の等価剛性から $E=1773.96\text{N/mm}^2$ とした。基盤である硬質地盤は密度 $\rho=2.0\text{g/cm}^3$ 、せん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$ 、ポアソン比 $\nu=0.40$ の洪積層、表層地盤である軟質地盤は $\rho=1.8\text{g/cm}^3$ 、 $V_s=50\text{m/s}$ 、 $\nu=0.45$ の沖積層とし、地下水位は

地表面から 1m とした。図-1 の硬軟地盤境界モデルに対して軟質地盤の V_s を 1/2 としたのは、 $V_s=100\text{m/s}$ では滑り型免震でも滑りが発生することなく、免震効果が得られなかったからである。地震時の地盤の剛性低下がとくに著しいケースとした。基盤の傾斜角度は表-3 に示すように、 20° から 60° まで 10° ずつ変化させた 5 ケースとした。SaS 免震構造における滑り型セグメントの動摩擦係数は 0.231 とし、免震区間両端にばね定数 $6.31 \times 10^4 \text{kN/m}$ の可撓継手を配置することとした。

EASIT に入力する地震慣性力は、駐車場指針等に規定されている深さ方向の最大地盤変位分布式¹⁵⁾を擬似水平加速度分布式に変換した式(3)を用いて水平加速度分布を求めて入力した。なお、滑り免震構造が滑りによって免震効果を発揮するだけ大きな地盤ひずみが発生するように、速度応答スペクトルは $S_v=0.8\text{m/s}$ と設定した。

$$a(z) = \frac{4}{\pi} S_v \omega_s \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (3)$$

ここに、 a : 水平加速度(m/s^2)

z : 地表面からの深さ(m)

S_v : 基盤面の速度応答スペクトル(m/s)

ω_s : 表層地盤の角速度(rad/s)

H : 表層地盤の厚さ(m)

まず最初に滑り免震を適用しないケースの解析を行った。SaS 免震は、免震構造を適用していない解析ケースにおいてセグメント軸ひずみがコンクリートに引張クラックが発生するレベルである 1.0×10^4 を超える区間に配置することとした。

図-14 から図-18 は免震構造なし、従来の滑り免震、ならびに SaS 免震を適用したセグメント軸ひずみの解析結果を、硬質地盤の傾斜角度を変化させた表-3 に示した解析ケース毎で比較したものである。セグメント軸ひずみは、硬質地盤傾斜部左側の水平部で水平節点座標 30m の手前において鋭いピークを示すとともに、硬質地盤傾斜部右側の水平部でもう一つやや緩やかなピークを示している。以下、左のピークをピーク 1、右のピークをピーク 2 と呼ぶ。従来の滑り免震は、ピーク 1、ピーク 2 とともにセグメント軸ひずみが免震なしのケースの 4/5 程度であり、セグメント軸ひずみ低減効果はあまり大きいとは言えない。また、ピーク 2 の範囲で滑りが発生していないセグメントの軸ひずみについては、免震なしのケースとほとんど変わらない結果であった。したがって、免震区間内のセグメント軸ひずみをさらに低減させるには、免震区間長をさらに長くとる必要がある。これに対して SaS 免震では、ピーク 1、ピーク 2 とともに免震なしのケースに対してセグメント軸ひずみを 1/2 程度に低減させている。軟質地盤にとって硬質地盤は基盤で

表-3 基盤の傾斜角度のケース

ケース番号	基盤傾斜角度($^\circ$)	斜面の水平長さ(m)
1	20	14
2	30	9
3	40	6
4	50	4
5	60	3

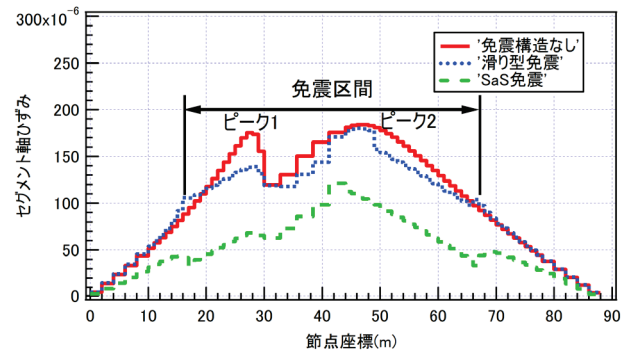


図-14 傾斜角度 20° のセグメントひずみの比較

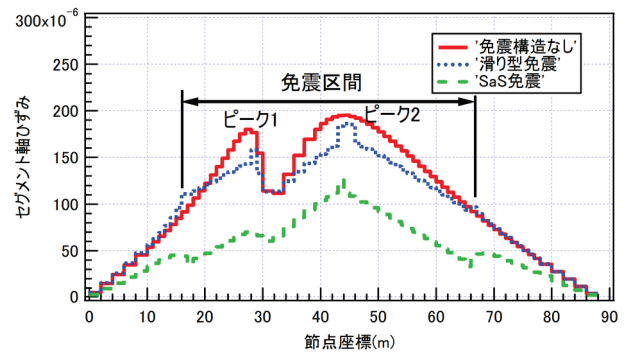


図-15 傾斜角度 30° のセグメントひずみの比較

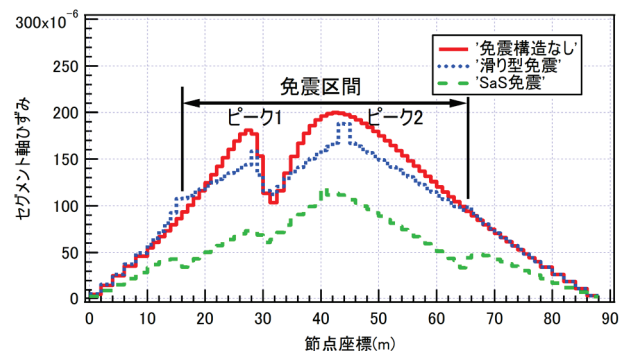


図-16 傾斜角度 40° のセグメントひずみの比較

あるので、基盤不整形表層地盤中のシールドトンネルに対しても、SaS 免震は適用可能で有力な免震構造であることが示された。

7. 基盤傾斜角度と免震効果の関係

本章では、軟質地盤にとって基盤である硬質地盤傾斜角度をパラメータとしたパラメトリックスタディによって得られた可撓継手の変位吸収量と、ピーク1とピーク2のセグメント軸ひずみについて、免震なしのケースとSaS免震を適用したケースで比較を行う。図-19は基盤傾斜角度と可撓継手の変位吸収量の関係を示した。可撓継手1は図-13の免震区間の左端に配置される可撓継手を、可撓継手2は右端に配置される可撓継手である。可撓継手2は基盤傾斜角度が変化しても可撓継手の変位吸収量の解析結果はほぼ一定値であった。これに対して可撓継手1は、傾斜角度が大きくなるほど変位吸収量が大きくなり、傾斜角度 20° と 60° では約4mmの差が生じた。図-14～図-18における免震なしの解析ケースのセグメント軸ひずみの最大値は、ピーク1では基盤傾斜角度が増えるにつれてやや増加しているのに対して、ピーク2ではほぼ一定の 2.0×10^4 であった。したがって、可撓継手の変位吸収量も基盤傾斜角度が増えるにつれて可撓継手1では変位吸収量が増えるが、可撓継手2では変化していないことを説明することができる。

免震なしの解析ケースに対するSaS免震の解析ケースのセグメント軸ひずみの低減率を、ピーク1の位置とピーク2の位置で区分して図-20に示した。ピーク1のセグメント軸ひずみ低減率は40%前後ではほぼ一定であるのに対して、ピーク2では約56～66%となった。ピーク2の位置では、基盤傾斜角度が増えるほど軸ひずみの低減が顕著であった。基盤傾斜角度 20° 、 30° 、 40° のケースではピーク2前後の水平座標31m～65mの範囲の一部の区間で滑りが発生していなかったが、基盤傾斜角度 50° 、 60° のケースでは水平座標31m～65m区間のすべてのセグメントで滑りが発生していた。

一般的に、トンネルひずみの平滑化によって免震トンネルの免震効果は発揮される。したがって、鋭い地盤ひずみのピークの発生するピーク1では、比較的緩やかなピークよりもセグメント軸ひずみ低減率は高くなる。本解析では、基盤傾斜角度の増加に伴って増加するトンネル軸ひずみを、ピーク1では可撓継手の変位吸収でカバーしたのに対して、ピーク2では滑り型セグメントの外周における滑り要素数が増えることによってカバーした。このようにSaS免震では、柔構造と免震構造の相乗効果によって、地盤ひずみのピークが鋭いケース、比較的緩やかなケースともに顕著な免震効果が得られるため、適用範囲が広いことが確認できた。

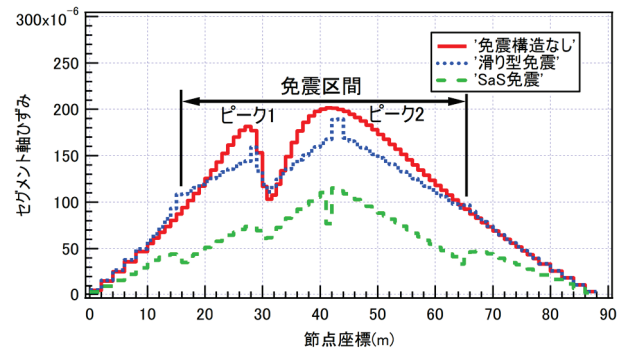


図-17 傾斜角度 50° のセグメントひずみの比較

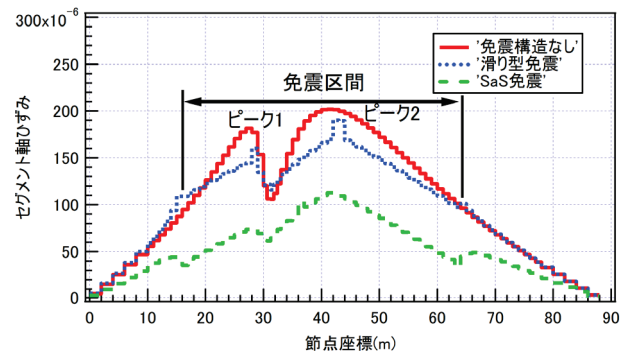


図-18 傾斜角度 60° のセグメントひずみの比較

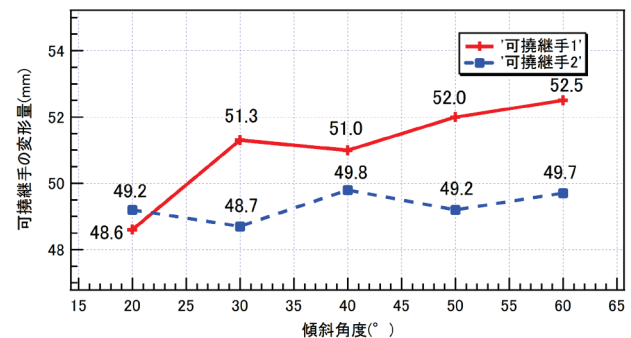


図-19 傾斜角度と可撓継手の変形量

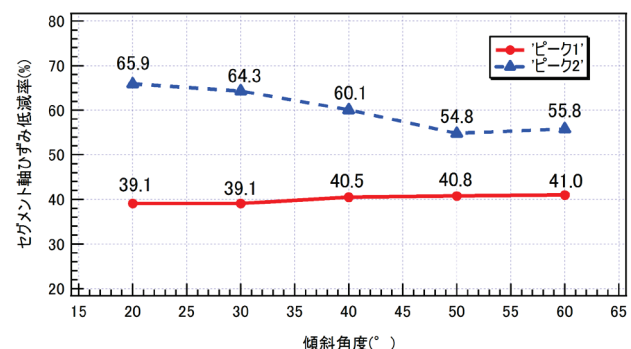


図-20 セグメント軸ひずみのピーク低減率

8. まとめ

本論文では、滑り型免震構造の両端に可撓継手を配置した SaS 免震構造を提案し、硬軟地盤境界部と基盤不整形表層地盤中のシールドトンネルを対象として、トンネル軸方向の免震効果を軸対称 FEM 解析を用いて検討した。以下に本論文で得られた結論を箇条書きでまとめた。

- 1) 滑り型免震構造の免震区間におけるセグメント軸ひずみの発生要因としては、免震区間の両端における通常のセグメントの相対変位が支配的であることが示された。
- 2) 硬軟地盤境界部を通過するシールドトンネルでは、滑り型免震構造の両端に可撓継手を配置した SaS 免震構造は、従来の滑り型免震構造と比較して、顕著なセグメント軸ひずみ低減効果を有することが示された。
- 3) 硬軟地盤境界部を通過するシールドトンネルでは、SaS 免震を用いた場合、従来の滑り型免震構造の 1/5 程度の免震区間長でも、従来の滑り型免震構造と同等なセグメント軸ひずみ低減効果が得られることがわかった。
- 4) 基盤不整形表層地盤を通過するシールドトンネルでは、基盤傾斜角度が 20~60° の範囲で、セグメントひずみを半減させる程度の免震効果が得られることを確認した。
- 5) SaS 免震構造は、地盤ひずみが鋭いピークを有する場合はもちろんのこと、比較的緩やかなピークを有する場合でも、柔構造と免震構造の相乗効果、相互補完効果によって、免震効果を発揮することを確認した。

なお、本研究ではトンネル長手方向の軸変形に限定して SaS 免震構造の検討を行った。今後は、曲げ変形挙動についても SaS 免震構造の有効性を検証したい。

参考文献

- 1) 鈴木猛康, 田村重四郎: シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.275-285, 1995.

- 2) Suzuki, T.: Damages of Urban Tunnels due to the Southern Hyogo Earthquake of January 17, 1995 and the Evaluation of Seismic Isolation Effect, CD-ROM of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acatulco, Mexico, 1996.
- 3) 谷茂, 齊藤正幸, 荒木繁雄: 中越沖地震におけるシールドトンネルの被災事例, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.56-67, 2010.
- 4) 鈴木猛康: 地下構造物の免震技術, 基礎工, Vol.30, No.12, pp.41-46, 2002.
- 5) 運上茂樹, 小木曾繁, 廣瀬昌俊, 鈴木猛康: シールドトンネル立坑接合部に対する免震構造, トンネルと地下, Vol.30, No.12, pp.37-47, 1999.
- 6) 建設省土木研究所: 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その 3)ー地下構造物の免震設計法マニュアル(案)ー, pp.22-23, 1998.
- 7) 土木学会地震工学委員会: 減震・免震・制震構造設計法ガイドライン (案), 土木学会, 2002.
- 8) 鈴木猛康, 勝川藤太: 地下構造物の滑り型免震構造の提案と検証実験, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.137-151, 2001.
- 9) 鈴木猛康, 勝川藤太: トンネル免震技術に適用する滑動塗料の開発, トンネルと地下, Vol.32, No.6, pp.43-49, 2001.
- 10) Suzuki, T.: The axisymmetric finite element model developed as a measure to evaluate earthquake responses of seismically isolated tunnels, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- 11) 鈴木猛康: 比較的口径の大きいシールドトンネルに対する応答変位法の適用性に関する解析的検討, 土木学会地震工学論文集, No.30, pp.236-243, 2009.
- 12) 鈴木猛康, 丸山雅淑: 免震トンネルの耐震評価手法としての軸対称モデル, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2003-2008, 1998.
- 13) 丸山雅淑, 岡田一郎, 鈴木猛康: 立坑接合部における免震シールドトンネルの地震応答解析, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2875-2878, 1998.
- 14) 鈴木猛康: 地盤急変部における免震層, 柔構造と滑り免震を併用した地震対策, 第 56 回土木学会年次学術講演会, I-A376, pp.752-753, 2001.
- 15) 大塚久哲[監修]: 最新 地中・基礎構造の耐震設計 [改訂増補版], 九州大学出版会, pp.31-33, 2006.6.

(2017.11.3 受付, 2018.2.27 修正, 2018.3.2 受理)

PROPOSAL AND VERIFICATION ON THE NEW SEISMIC ISOLATION “SAS” FOR SHIELD-DRIVEN TUNNELS

Yoshihiro SHISHIKURA and Takeyasu SUZUKI

The seismically isolated tunnel, which is one of the countermeasures for linear underground structures against earthquakes, is characterized by reducing the transmission of ground strain to the tunnel by smoothing the tunnel strain in the section where the isolation structure is applied. Therefore, it requires a sufficient length of seismic isolation section. Thus, in this paper, as an attempt to shorten the length, the seismic isolation with both functions of Slip and Separation (SaS) is proposed. It is a new seismically isolated tunnel with flexible joints with a function of small amount of displacement absorption at both ends of slip-type seismic isolation. By analyzing earthquake tunnel axial response of the shield-driven tunnel in surface soil deposits with SaS isolation structure and comparing it with the case of conventional slip-type seismic isolated shield-driven tunnel. Then, this paper demonstrates that SaS seismic isolation structure shows a remarkable effect of reducing the tunnel axis distortion which is superior to the conventional seismic isolated structure.