

I - B 450 シールドトンネル立坑接合部に設ける可撓構造の効果と要求性能

オリエンタルコンサルタンツ 正 会 員 大竹 省吾
 同 上 正 会 員 佐藤 祐樹
 西武ポリマ化成 正 会 員 浅沼 吉則
 ジ オ ス タ ー 正 会 員 田中 秀樹

1. はじめに

シールドトンネル立坑接合部の耐震対策は一般に、大変形を吸収できる可撓構造を接合部に1基挿入する対策が用いられている。これは、シールドトンネルと立坑の地震時挙動が異なるためであるが、接合部の耐震設計が、梁ばねモデルを用いた応答変位法により行われ、多くの場合、安全側の条件設定として、トンネルにはトンネル位置の地盤変位を与え、立坑には立坑自体の変位を与えるることによって考えられる。この結果、トンネルの立坑接合部には無対策の場合は大きなひずみが生じ、可撓構造を挿入すると可撓構造に大規模な変位が生じ、トンネルの応答はほぼゼロになる。しかし、これでは、立坑接合位置に配置する可撓構造が過大設計され、少し離れた位置の応答が過小評価されることとなる。そこで、筆者らは、立坑接合部に地下免震の研究で開発された詳細な3次元FEMを用いた応答変位法を適用し、シールドトンネル立坑接合部に設ける可撓構造の効果と要求性能を検討した。

2. 検討対象と検討ケース

例として、SMWによる仮設山留めを用いて建設されるRC立坑との接合部（図-1）を検討対象とした。可撓構造は山留めの外側に1基設けるものとした。表層地盤は一様地盤とし固有周期の異なる3ケース（表-1）を実施した。可撓構造挿入の判定は、L1地震動に対する許容応力度の照査により行い、可撓構造の変位量の設計はL2地震動に対する応答変位により行うものとし、L1地震動とL2地震動に対する検討を行った。その際、L1地震動は、共同溝指針の設計スペクトルを用いた。L2地震動は、道示のI種地盤の地表面標準スペクトルに適合した加速度波形を用いてモデル地盤の応答解析を行い、基盤スペクトルを設定して用いた。

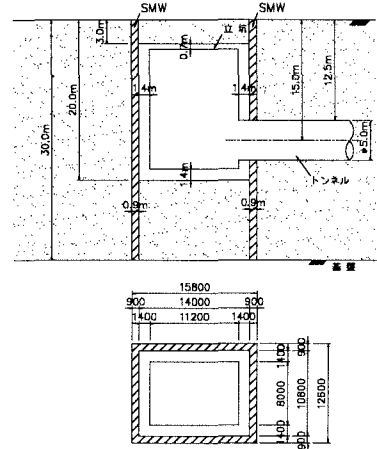


図-1 解析対象

表-1 検討ケースの地盤と入力諸元

ケース	固有周期 T (sec)	せん断波速度 V _{SD} (m/s)	地表面震度	
			L 1	L 2
①	0.5	240	0.10	0.75
②	1.0	120	0.13	0.55
③	3.0	40	0.06	0.18

※ポアソン比 $\nu = 0.49$

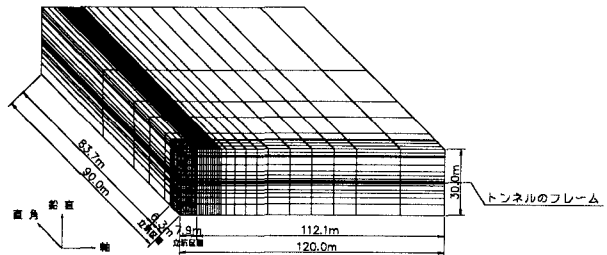


図-2 3次元FEM簡易モデル

3. 解析方法

3次元FEMは、地盤と立坑をソリッド要素で、トンネルを軸線位置を通る梁でモデル化した3次元FEM簡易モデルに地震時の地盤慣性力を静的に inputs する応答変位法を用いた。同手法は、立坑接合部の応答解析において、トンネルをシェル要素でモデル化した3次元FEMと同等の結果が得られることが確認されている。解析モデルは、境界条件として対象条件および逆対象条件を設定することで、立坑中心をモデル端部

キーワード：シールドトンネル、立坑接合部、可撓構造、耐震効果、要求性能、3次元FEM
 〒213-0011 川崎市高津区久本3-5-7ニッセイ新溝の口ビル TEL:044-812-8815、FAX:044-812-8825

とする4分の1モデルとした(図-2)。立坑には、深さ方向の同一構造区間毎に均一な等価せん断剛性と等価質量を設定した。トンネルは、軸と曲げの等価剛性による梁モデルとした。

4. トンネルの応答と可撓構造の効果

L1地震動に対する軸力と鉛直方向曲げモーメントによるリング間継手1ヶ所当たりの最大軸引張力の算定を表層地盤の固有周期をパラメータとして行い、従来の梁ばねモデルを用いた解析結果と比較した(図-3)。これより、無対策の場合、3次元FEMを用いた解析は、梁ばねモデルの1/2程度の値となり、固有周期が0.55秒程度以下は対策が不要となった。一方、可撓構造による対策を行うと、梁ばねモデルを用いた解析では、応答がほぼゼロになるが、3次元FEMでは、固有周期1.5秒程度以上の地盤では許容値を超える応答が生じ、対策がさらに必要となった。

5. 可撓構造の変位量

L2地震動に対して上述と同一の解析を行った(図-4)。ただし、表層地盤の固有周期は1秒と3秒に着目した。これは、可撓セグメント1基の挿入が必要な地盤つまり、L1地震時の固有周期が0.55～1.5秒の地盤は、L2地震時には固有周期が概ね1～3秒に長周期化するためである。この結果、可撓構造の変形量は、梁ばねモデルでは1～10cm程度となったが、3次元FEMでは0.5～4cm程度と小さくなった。次に、圧縮に着目した解析を3次元FEMにより行った。これは、引張に対しては、可撓構造の他にリング間継手が開くが、圧縮に対しては可撓構造しか縮まないためである。この結果、縮み量は1～6cm程度となった。

6. シールドトンネルの立坑内部への飛び出し

前述のトンネル覆工に着目した解析の結果、L1地震時の表層地盤の固有周期が0.55秒程度以下の場合、可撓構造が不要となった。しかし、立坑本体とセグメントとの接合部は、構築発進・到達の場合などには鉄筋による補強が一般にできないため、裏込め注入材の付着力程度しか期待できず、弱点となる。そこで、応答の大きいL2地震時の圧縮に着目した解析を行い接合面の最大ずれ力とせん断伝達耐力の比較を行った(図-5)。ただし、L2地震時の地盤の長周期化を考慮し、解析は0.5秒と1秒に対して行った。この結果、シールドトンネルが立坑内部へ飛び出す可能性があることが分かった。

7. まとめ

シールドトンネル立坑接合部に3次元FEMを適用し、可撓構造の効果と要求性能を検討した。この結果、①可撓構造は、場合によっては2ヶ所以上設ける必要が生じること、②従来の梁ばねモデルは接合部直近のトンネルの応答を過大評価しており、梁ばねモデルで1～10cmと算定された応答が0.5～4cm程度に低下すること、③可撓セグメントの要求変位量は圧縮側の方が大きく、その値は引張側の5割増しにもなること、④硬質地盤であっても立坑とセグメントの接合部は、対策が必要となる場合があることが分かった。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所耐震研究室、(財)土木研究センター、他民間17社：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.194-201、平成10年9月

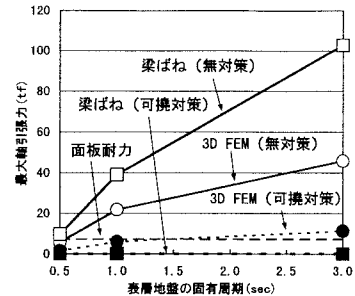


図-3 L1地震時のリング間継手の最大引張力

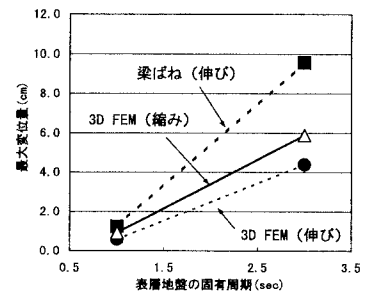


図-4 L2地震時の可撓構造の最大変位量

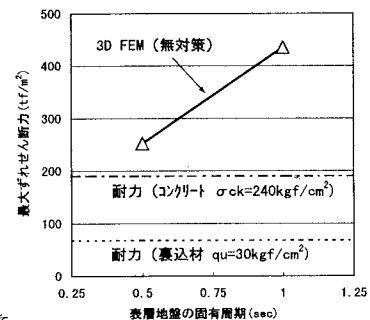


図-5 L2地震時の接合面のずれせん断力